

土木研究所資料

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能 に関する実験的研究

(その2) RC橋脚の高性能化の検討

平成12年8月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2000) 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、土木研究所長の本書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能 に関する実験的研究

(その2) RC橋脚の高性能化の検討

耐震研究室 室長	運上 茂樹
主任研究員	星隈 順一
研究員	長屋 和宏
	塩島 亮彦

要 旨

本研究では、損傷しにくく、また損傷を受けても補修や復旧が容易な新しい次世代高性能橋脚を開発するとともに、その耐震性能の評価手法を示すことを目標としている。本資料では、これまでにわかっている従来の鉄筋コンクリート橋脚の破壊過程を踏まえ、損傷度ならびに補修・復旧性という観点から、より広い範囲で塑性化を生じさせるような配筋構造、ならびに軸方向鉄筋の伸び出し変形が生じやすくさせ橋脚断面の損傷度を軽減させる橋脚構造形式に着目した。さらに、これらの模型供試体を製作し、正負交番載荷実験を行い、破壊に至るまでのプロセスを明らかにするとともに、耐力や変形性能についても従来の橋脚との比較を行った。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、高性能化、損傷度、塑性曲率分布、伸び出し

目 次

1. はじめに	1
2. 高性能耐震構造	2
2. 1 高性能耐震構造の基本コンセプト	2
2. 2 高性能耐震構造の具体例	3
3. 高性能鉄筋コンクリート橋脚構造の考案	7
3. 1 損傷制御鉄筋によって塑性化領域を拡張させた鉄筋コンクリート橋脚構造	7
3. 2 軸方向鉄筋の伸びだしを活用した鉄筋コンクリート橋脚構造	7
4. 正負交番載荷実験	9
4. 1 模型供試体	9
4. 2 模型供試体の設計	14
4. 3 載荷方法	17
4. 4 測定データ	18
5. 水平荷重－水平変位の関係と損傷の進展	19
6. 塑性ヒンジ領域における曲率分布	48
7. 鉄筋のひずみ性状	63
7. 1 軸方向鉄筋のひずみ分布	63
7. 2 帯鉄筋のひずみ分布	63
8. 軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転	85
8. 1 フーチング内部のひずみ分布	85
8. 2 伸び出しによる橋脚基部の回転	85
9. まとめ	105
謝辞	106
参考文献	107

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能を表す代表的な指標としては、耐力と変形性能がよく用いられているが、兵庫県南部地震による被災経験から、修復性を考慮した耐震設計の重要性が認識され、部材の塑性化を許容する場合においても、震後に速やかな修復が行える程度の損傷に止めることが求められるようになった。このように、設計の段階から地震時に損傷が生じた場合の修復のことを予め考えておくことが必要とされてきており、新しい観点からの耐震構造の検討が必要とされている。

鉄筋コンクリート橋脚に対して変形性能を高める構造的な方策としては、塑性ヒンジ領域において帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置する方法が一般的である。しかしながら、このようにしてコンクリートの拘束効果を高めれば高めるほど、それだけ大きな残留変位が生じる可能性もあり、また損傷も限定された断面にのみ集中して生じるようになることにも注意しなければならない。すなわち、修復性の観点からは、橋脚の2次剛性を高めて残留変位が小さくなるような特性を有する構造、また、塑性ヒンジとなる橋脚断面に負荷される曲げ変形を一カ所にだけ集中させるのではなく、別の断面にも分散させ、塑性ヒンジに生じる損傷度を合理的に軽減させるような構造等が望ましいものと考えられる。

このような背景から、本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形メカニズムを踏まえ、塑性ヒンジに生じる損傷レベルの低減を図ることが可能な新しい鉄筋コンクリート構造について実験的な検討を行ったものである。本資料では、これまでにわかっている従来の鉄筋コンクリート橋脚の破壊過程を踏まえ、損傷度ならびに補修・復旧性という観点からその性能に優れた新しいタイプの橋脚構造形式を提案した。さらに、これらの模型供試体を製作し、正負交番載荷実験を行い、破壊に至るまでのプロセスを明らかにするとともに、耐力や変形性能についても従来の橋脚との比較を行った。

2. 高性能耐震構造

2. 1 高性能耐震構造の基本コンセプト

地震に対する高性能といってもいろいろな性能が考えられるが、基本的なポイントは以下の通りと考える。

- ① 地震被害を受けない、あるいは、受けにくい耐震構造（弾性限界・終局限界の高性能化、地震の影響の低減による相対的な高性能化を含む）
 - ② 地震被害を受けても早期に復旧可能な耐震構造（復旧限界・修復限界の高性能化）
- このように構造物の耐震性能を高める方法としては、構造的には、一般に、①耐力を高める、②変形性能を高める、③作用する地震の影響を低減する、方法が考えられる。地震の影響には、いわゆる強振動による影響とともに、最近のトルコ・コジャエリ地震や台湾集集地震に見られたような地盤変位の影響も含めて考える必要がある。

このような考え方で高性能耐震構造を考察してみると、表-2.1 のような構造が考えられる。

表-2.1 高性能耐震構造の可能性

分 類		構 造	高耐震性能のイメージ
地震被害を受けない、あるいは、受けにくい耐震構造	構造の高性能化 (各種複合構造)	高耐力構造	・高強度材料(高強度鉄筋、PC 鋼材、高強度コンクリート等)を用いた高曲げ耐力構造、高せん断耐力構造
		高弾性構造	・PC 鋼材等弾性限の広い高強度材料を用いた弾性変形領域の広い構造 ・高弾性特性を有する高性能材料を用いた高剛性構造
		超弾性構造(弾性変形吸収構造)	・地震時の変形を弾性変形吸収部材、弾性変形吸収装置により吸収する超弾性構造
		高じん性構造	・圧縮側材料(コンクリート等)の高拘束と引張側引張材の伸び性能・低サイクル疲労特性を高性能化した高じん性構造 ・損傷を分散させ、特定の箇所に集中させない損傷分散制御構造
	地震の影響の低減	地震時慣性力の影響の低減(免震構造)	・高免震構造(すべりタイプ支承を基本とした高免震構造等) ・桁間あるいは桁と橋台間等で緩衝構造を介して衝突を積極的に発生させることにより桁の振動エネルギーを吸収する衝突免震構造
		地震時地盤変位の影響の低減(変位免震構造)	・連続桁の伸縮上部構造(伸縮桁構造) ・橋台部における高性能伸縮構造
早期に復旧可能な耐震構造	高復元性構造	・残留変形を小さくすることが可能な高復元性構造 ・残留変形を小さくすることが可能な2次剛性の大きい非線形履歴特性を有する構造 ・損傷を分散させ、特定の箇所に集中させない損傷分散制御構造	

2. 2 高性能耐震構造の具体例

(1) 地震被害を受けにくい高耐震構造

まず、単純な発想としては、高強度材料や高弾性材料等の高性能材料を活用して構造部材の高性能化を図ることが考えられる。こうした発想で考えられる構造の中にはどの耐震性能にポイントを置くかによって高性能材料の選択、使用方法が異なってくると考える。例えば、高耐力構造(高曲げ耐力構造、高せん断耐力構造)、高弾性構造(P C鋼材等の弾性限の広い材料を活用した弾性挙動領域の広い構造)、高剛性構造(弾性係数の大きい材料を用いた剛性の大きい構造)、超弾性構造(弾性変形範囲を特別に大きくできるような弾性装置を組み込んだ構造)、高じん性構造(損傷分散制御構造等)などが考えられる。

一例として上記の超弾性構造のイメージを図-2.1、ならびに図-2.2 に示す。これらは、地震時に生じる変形あるいは柱の回転性能を柱基部におけるバネ装置による弾性変形吸収構造においてすべてを確保しようという発想である。この構造で集中的に変形を吸収することから他の柱部分には一切損傷を生じさせないことも可能と考える。変形性能、また必要な耐力性能などの履歴特性もこの部分のバネや初期張力を適切に設計することにより自在に、また、変形に伴うエネルギー吸収についてもバネの非線形履歴特性や粘性ダンパーの併用により自在に制御することも可能と考えられる。また、こうした変形を弾性吸収できる部分を一箇所に集中させずに、柱のいくつかの箇所に配置し、それぞれを小型化する考え方もある。例えば、図-2.3 に示すように、プレキャストのコンクリート部材を弾性部材で適切に接合する構造など、あたかもシールドトンネルに用いられる弾性ワッシャーのようなものを橋脚に対して適切に耐力を保持できるように初期張力を与えて構成するという考え方である。

(2) 地震の影響を低減する高耐震構造

地震の影響を低減する構造の代表例としては、現在用いられている免震構造がある。これをさらに、高性能化を図ることや断層変位のような顕著な地盤変化の影響を低減可能な変位免震構造が考えられる。免震構造においては、橋梁構造物では、地震力の低減に伴い生じる相対変位が問題となることや常時の使用性の問題などである程度の初期剛性や2次剛性を必要とすること、想定外の地震力が作用しても急激な破壊が生じにくい性能が必要なこと、支承空間やメンテナンスの観点などからいわゆるゴム製のコンパクトな免震支承が一般的に用いられてきている。しかしながら、例えば、摩擦型の免震構造の場合には、理想的には摩擦係数から生じる水平力以上は下部構造に伝達しないため水平力の制御という観点では優れている点も多く、上記の他の性能も満足できるような配慮を行うことによりさらに発展、実用化が見込めるものと考えられる。

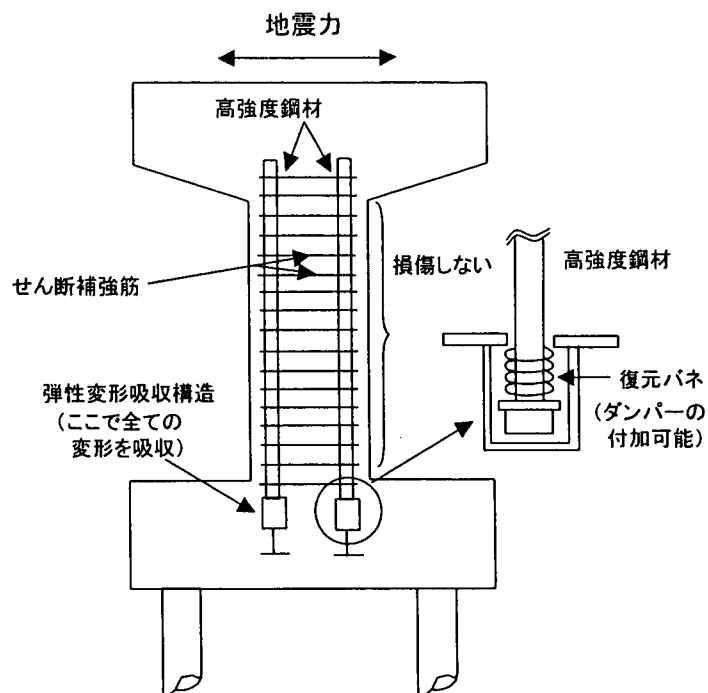
また、隣接する桁同士や桁と橋台などの間でエネルギー吸収性能を有する緩衝構造を介して衝突を適切に発生させ、これによって橋桁の振動を低減し、結果として下部構造に間勢力を伝達させないという衝突免震構造の可能性も考えられる。このような場合には、適切に衝突が発生するように振動特性を制御したり、反力を支持する橋台などの下部構造の設計を適切に行う必要がある。

また、橋梁位置において大規模な地盤変位による相対変位が生じた場合でも、致命的な

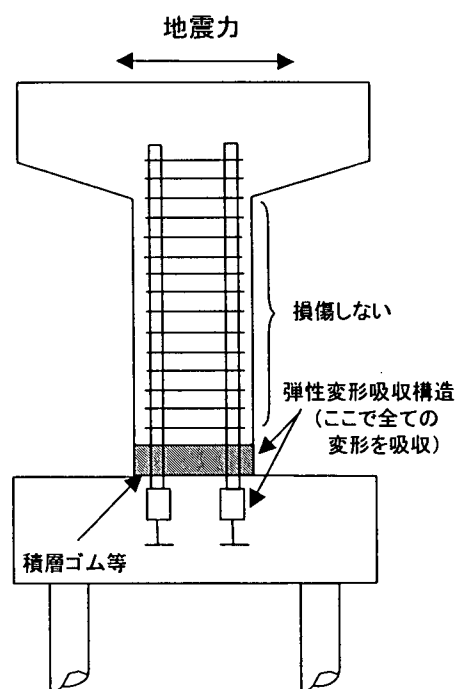
被害を防止することを目的とする変位免震構造の開発が必要と考える。地盤の変位は、上下、水平、さまざまな方向に想定されるが、あるレベル以下の相対変位については、変位に応じて桁が伸び縮みする伸縮桁や、あるいは、橋台部において桁が落下するのを防止できる高性能伸縮構造などが考えられる。

(3) 早期復旧が可能な高耐震構造

早期に復旧が可能な耐震構造としては、高復元性能を付与した構造や耐力の低下の度合いが少ない履歴特性を有するように部際の履歴復元力を適切に制御した構造により、地震後の残留変位を小さくする構造が考えられる。履歴復元力特性の制御方法としては、鉄筋コンクリート構造では、例えば、P C鋼材等の高強度材料の活用¹⁾ ²⁾や鋼材の配置方法などによりさまざまな特性を創造することが可能と考える。



図・2.1 軸方向鉄筋の定着部に変形吸収構造を適用した例



図・2.2 橋脚基部と軸方向鉄筋の定着部に変形吸収構造を適用した例

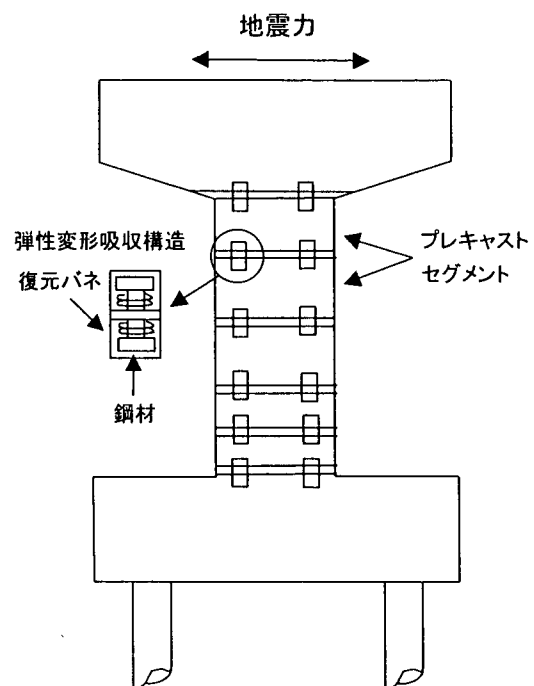


図-2.3 プレキャストセグメントによる
変形の分散を期待した構造の例

3. 高性能鉄筋コンクリート橋脚構造の考案

本研究では、修復性の観点から、高性能鉄筋コンクリート橋脚構造として、塑性化領域を拡張させた橋脚構造、軸方向鉄筋の伸び出しを活用した橋脚構造の2構造を考案した。これらの橋脚構造を概説すると、以下の通りである。

3. 1 損傷制御鉄筋によって塑性化領域を拡張させた鉄筋コンクリート橋脚構造

一般に鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、塑性ヒンジとなる断面において必要となる軸方向鉄筋が橋脚全高にわたって配筋されている。このような配筋においては、例えば単柱式の橋脚の場合、主たる塑性化断面は基部の一断面だけである。そこで、塑性化領域を広げることを目的として、基部の主たる塑性化断面の近傍にさらに別の主たる塑性化断面が形成されるような構造を考える。ここで、新たに設ける主たる塑性化断面を基部の近傍としたのは、2断面に塑性化を許容しても地震時の振動モードとしては基部のみに塑性化が生じる場合と基本的に同じとなるようにするためである。単柱式の鉄筋コンクリート橋脚において、基部以外にも主たる塑性化断面を形成させる手法としては、図-3.1に示すように、軸方向鉄筋の一部を途中定着させ、作用曲げモーメントの分布に応じて、断面の曲げ耐力を変化させる方法がある。この方法は、原理としては従来から行われている段落しと同じであるが、途中定着させる位置が橋脚中間高さではなく意図的に基部の近傍に設定していること、確実にこの2断面で塑性化が生じるように設計することが重要であり、キャパシティデザイン³⁾の考え方を基本としている点が大きな特徴である。このような設計の考え方の違いを明確にするために、途中定着する鉄筋をここではあえて損傷制御鉄筋と呼ぶ。

3. 2 軸方向鉄筋の伸び出しを活用した鉄筋コンクリート橋脚構造

軸方向鉄筋の伸び出しは、フーチングへの十分な定着長が確保されている軸方向鉄筋が橋脚基部において引張ひずみを受けて伸び出してくる現象のことであり、実大規模の模型による実験でも、この現象が生じることが確認されている^{4),5),6)}。そこで、橋脚断面部が負担する曲げ変形を小さくして損傷を抑制するために、図-3.2に示すように、軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部区間アンボンドとして伸び出しによる回転変形を生じやすくし、橋脚の曲げ変形を主としてこの基部の回転変形で吸収させる構造を考える。この構造においては、アンボンドとした区間以深において、確実に軸方向鉄筋を定着させておくことが重要である。

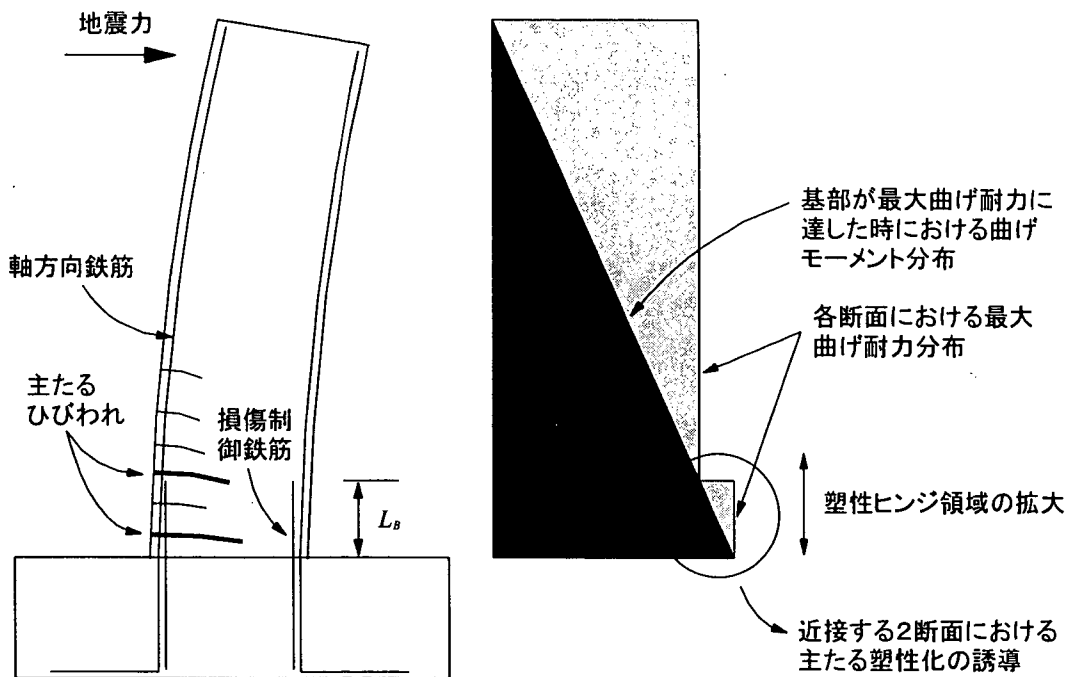


図-3.1 損傷制御鉄筋による塑性化領域の制御

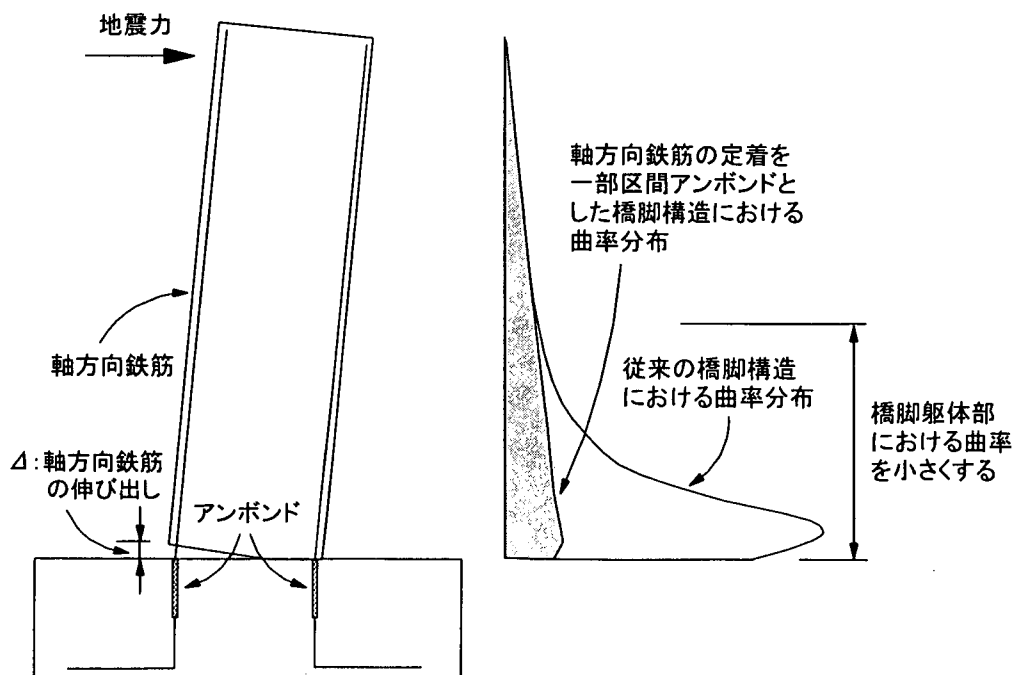


図-3.2 軸方向鉄筋の伸び出しによる塑性化領域の制御

4. 正負交番載荷実験

4. 1 模型供試体

実験に用いた模型供試体は、図-4.1に示すように、No.0～No.2 供試体の3体である。断面はいずれも一辺が600mmの正方形であり、基部から載荷点までの高さは3010mm、フーチング厚さは700mmである。実験パラメータとなっているのは、軸方向鉄筋の配筋条件のみである。

No.0供試体は基準となる供試体であり、D10が48本配筋されている。No.1供試体は、No.0供試体において主たる塑性化断面が基部から150mm付近の断面であったことを踏まえ、そのさらに300mm（断面寸法の0.5倍）上方の断面にも主たる塑性化断面が生じるように損傷制御鉄筋を設置したものである（写真-4.1）。なお、その設計の考え方は、4. 2で述べることとする。

一方、No.2供試体は、軸方向鉄筋の配筋はNo.0供試体と同一として、フーチング上面から300mm（鉄筋径の30倍）の深さまでの範囲において、全ての軸方向鉄筋にビニールチューブを被覆させることによりアンボンド処理を施した（写真-4.2及び写真-4.3）。そして、軸方向鉄筋は、アンボンド区間以深において270mm（鉄筋径の27倍）真っ直ぐに伸ばし、その先をフック長150mmの90度フックにより確実に定着させている。

なお、いずれの供試体とも、帯鉄筋としてはD6の鉄筋を用い、これを75mm間隔で設置した。

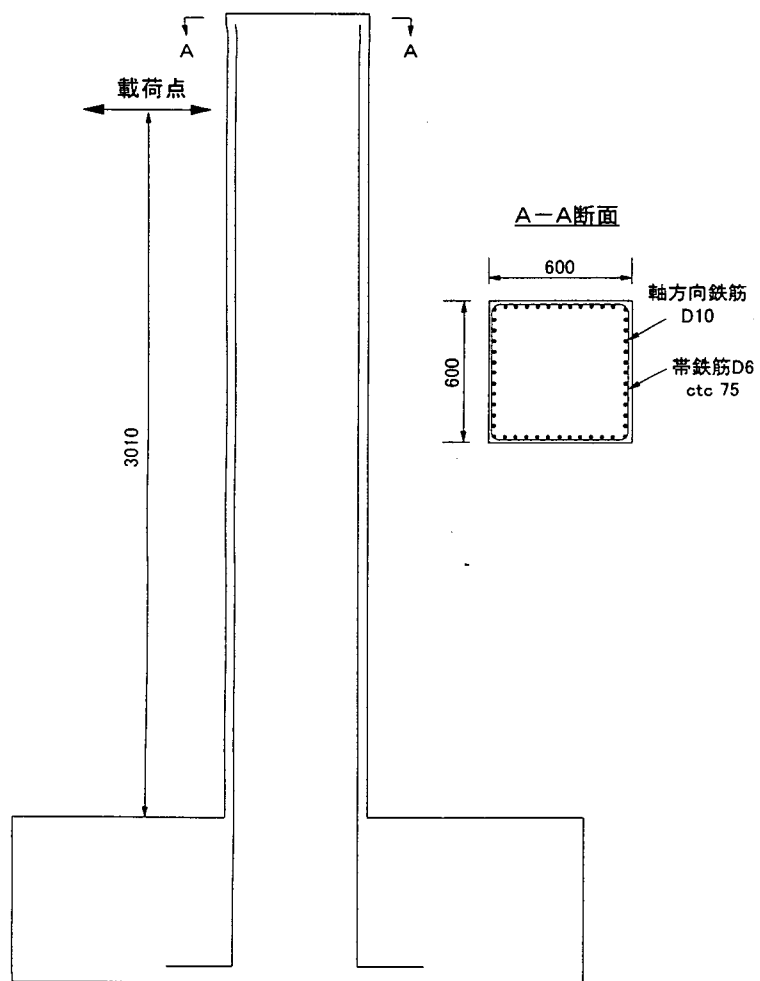
模型供試体製作に使用した材料については、コンクリートの圧縮特性を表-4.1に、また、鉄筋の引張特性を表-4.2に示した。

表-4.1 コンクリートの圧縮特性

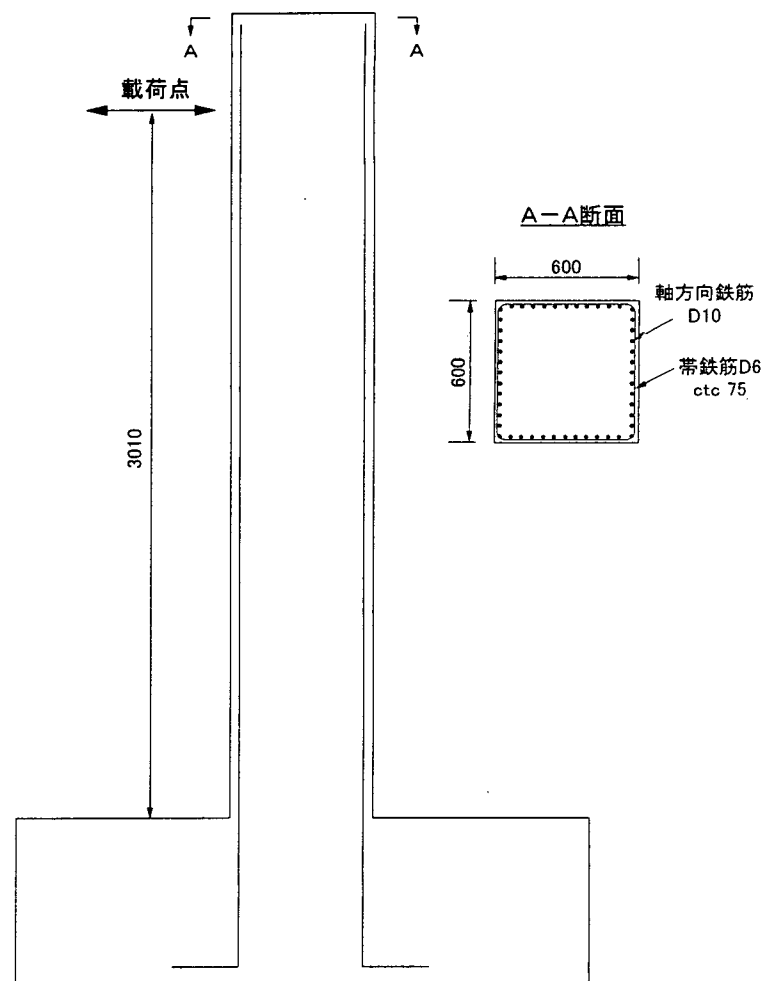
供試体	強度(N/mm ²)	弾性係数(N/mm ²)
No.0	36.4	2.99×10^4
No.1	34.7	3.05×10^4
No.2	36.1	3.06×10^4

表-4.2 鉄筋の引張特性

	供試体	材質	規格	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
軸方向鉄筋	No.0	SD295A	D10	372.3	502.8
	No.1, No.2	SD295A	D10	353.3	515.1
帯鉄筋	No.0	SD295A	D6	361.9	532.2
	No.1, No.2	SD295A	D6	376.7	535.5

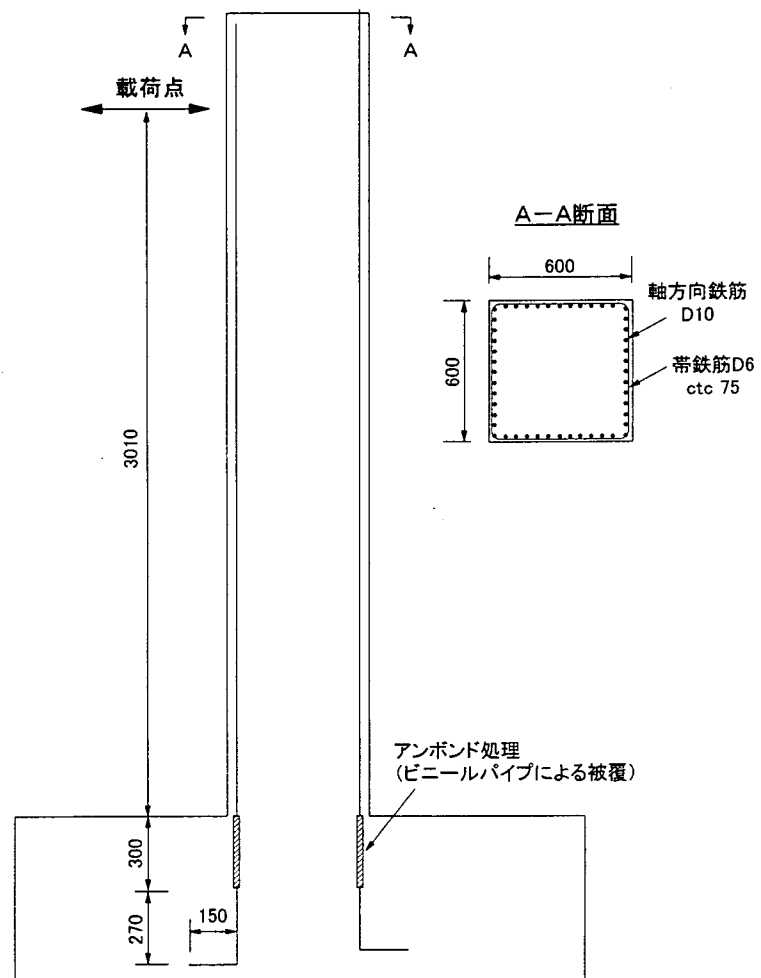


(a) No.0 供試体



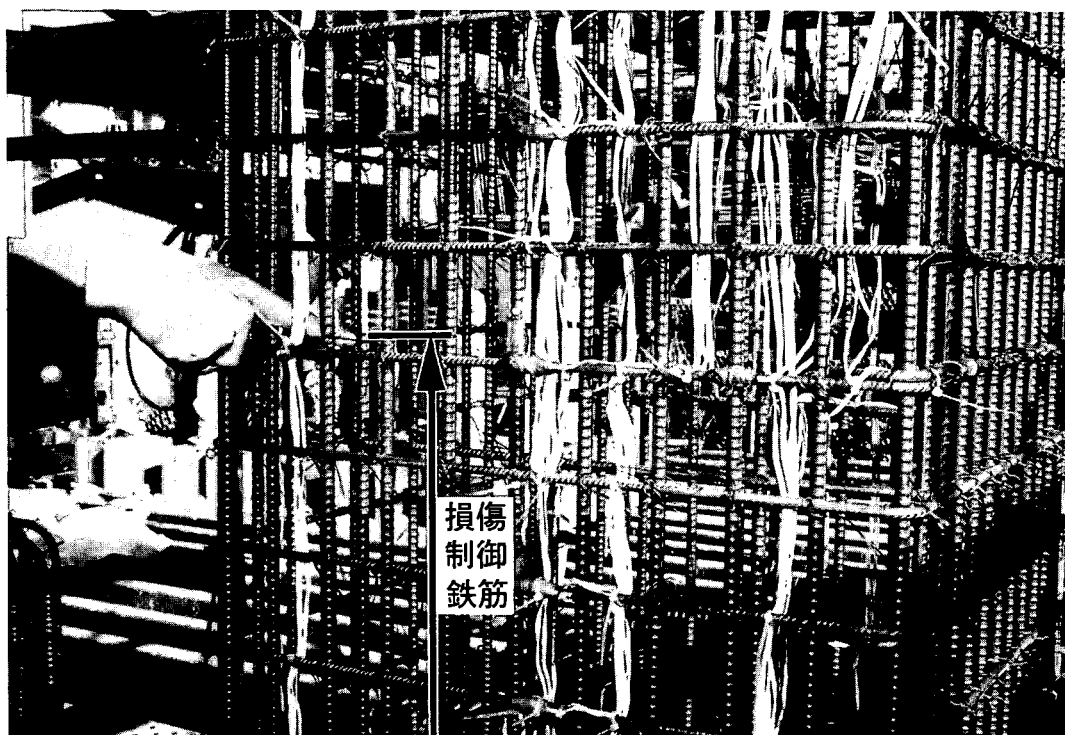
(b) No.1 供試体

図-4.1(1) 模型供試体 (単位: mm)

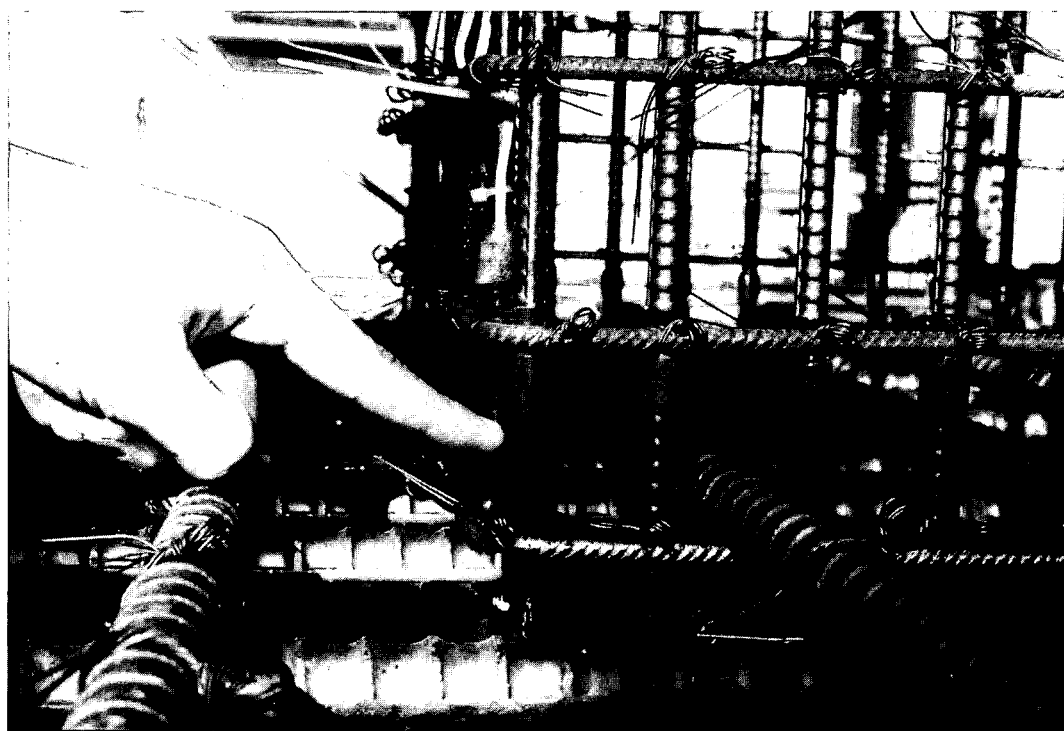


(c) No.2 供試体

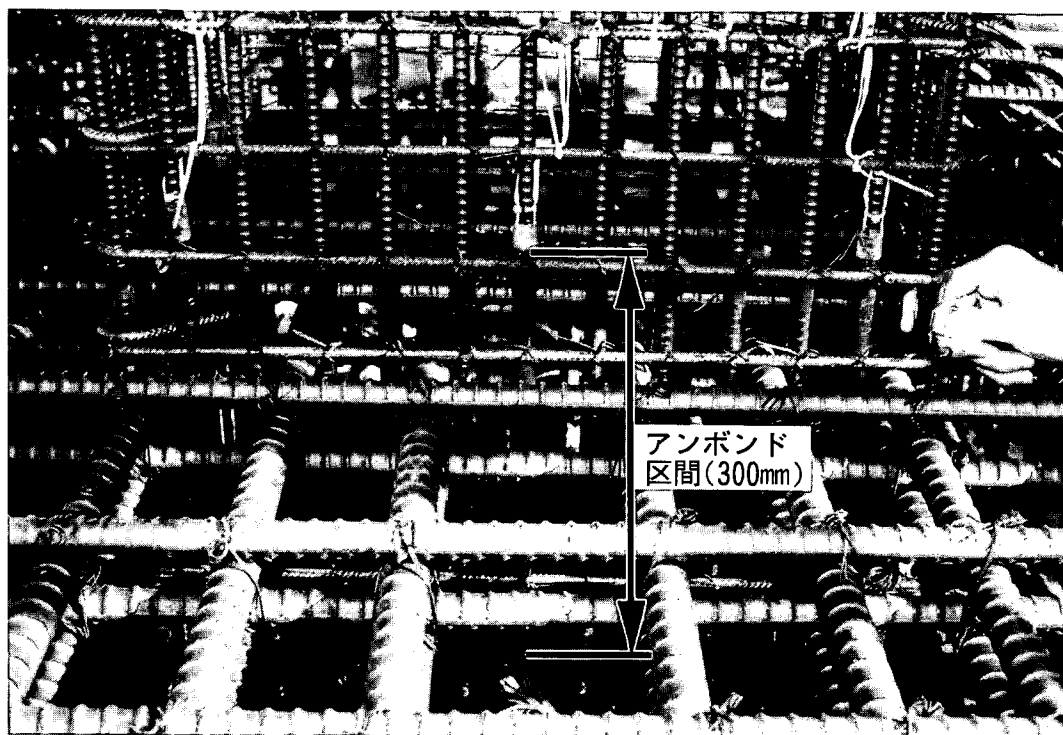
図-4.1(2) 模型供試体 (単位: mm)



写真・4.1 損傷制御鉄筋



写真・4.2 ビニールチューブ被覆による軸方向鉄筋の
アンボンド処理



写真・4.3 アンボンド処理区間

4. 2 模型供試体の設計

本実験では、No.0 供試体を基本供試体とし、No.1 供試体では塑性曲率の生じる範囲を広めた構造、No.2 供試体では軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部アンボンドとして躯体部に主たる損傷が生じないようにした構造について検討が行えるよう、実験供試体の設計においては、以下の点に配慮した。

(1) No.1 供試体の設計

No.0 供試体に対する実験結果によると、軸方向鉄筋の座屈に伴う損傷領域は橋脚基部から高さ 300mm (=0.5D、D：断面寸法) 程度の断面までの範囲であった。ここで、軸方向鉄筋の座屈の腹は基部から高さ 150mm (=0.25D) 付近で生じていたことから、この損傷領域をさらに断面上方にまで延伸させるためには、No.0 供試体で観察された損傷領域からさらに上方に、すなわち基部から高さ 300～600mm の範囲の断面領域にも同様な損傷を誘導できるようにすることを目標とした。これは、No.1 供試体では、No.0 供試体の約 2 倍の断面領域が主として損傷するようにし、見かけ上の塑性ヒンジ長が長くなるようにするためである。

基部から高さ 300～600mm の区間にも損傷を誘導するためには、橋脚基部の断面が塑性化するのとはほぼ同時に、高さ 300～600mm 区間の中央である高さ 450mm の断面にも塑性化が生じればよいものと考えられる。鉄筋コンクリート橋脚において、このように 2 断面で同時に塑性化が生じるようにするためには、フーチングに定着された軸方向鉄筋の一部を高さ 450mm の断面で途中定着させ、この断面において作用曲げモーメントに応じて適切に曲げ耐力を低下させればよい。これと似た考え方に、軸方向鉄筋の段落しがある。軸方向鉄筋の段落しは、もともと塑性化領域を広める目的で行っているものではないため、本研究で途中定着させる行為は従来からある「段落し」とは区別すべきではあるが、基本的な原理は同様である。軸方向鉄筋の段落し部の損傷判定法に関する既往の研究^{8),9)}によると、橋脚基部と段落し部の両方に損傷が生じるのは、次式を満足する場合であることが報告されている。

$$1.0 < S_y \leq 1.2 \quad (4.1)$$

$$1.05 < S_u \leq 1.15 \quad (4.2)$$

ここで、 S_y ：降伏時損傷形態判別係数で式(4.3)による。

S_u ：終局時損傷形態判別係数で式(4.4)による。

$$S_y = \frac{H}{H-h} \frac{M_{yT}}{M_{yB}} \quad (4.3)$$

$$S_u = \frac{H}{H-h} \frac{M_{uT}}{M_{uB}} \quad (4.4)$$

M_{yb}, M_{yT} : 基部ならびに段落し部の断面における降伏曲げ耐力

M_{ub}, M_{uT} : 基部ならびに段落し部の断面における終局曲げ耐力

H : 基部から載荷点までの高さ

h : 基部から軸方向鉄筋の途中定着位置までの高さ

No.1 供試体の設計においては、基準となる No.0 供試体と終局曲げ耐力が等価となり、かつ式(4.1)ならびに式(4.2)を満足するように、軸方向鉄筋の本数と配置を決定した。まず、No.0 供試体で用いられている材料の実勢強度（表-4.1、表-4.2）を用いて、No.0 供試体の基部の降伏曲げ耐力ならびに終局曲げ耐力を算出した結果、降伏曲げ耐力が 325 kN・m、終局曲げ耐力が 412 kN・m であった。

そこで、No.1 供試体の基部における曲げ耐力が、これと同等となることを踏まえ、図-4.2(a)に示すような断面を設定した。すなわち、軸方向鉄筋径は No.0 と同じ 10mm として各側面にかぶり 40mm で 10 本ずつ（合計 40 本）配置するとともに、フランジ側となる面には、これらの軸方向鉄筋からさらに内側に 40mm の位置に D10 を 3 本ずつ（合計 6 本）配置した。この断面条件に対して、No.1 供試体に対して使用される鉄筋の実勢強度を用いて降伏曲げ耐力と終局曲げ耐力を算出した。ただし、コンクリート強度については、供試体製作前の段階であったため、No.0 供試体の製作実績等から 37N/mm² と仮定した。その結果、降伏曲げ耐力が 318 kN・m、終局曲げ耐力が 407 kN・m となった。さらに、基部から 450mm の高さの断面において、内側に配置した 6 本の軸方向鉄筋を途中定着させ、それよりも高い断面の配筋は、図-4.2(b)の通りとした。この場合、高さ 450mm の断面における降伏曲げ耐力と終局曲げ耐力を算出すると、それぞれ 288 kN・m、371 kN・m であった。

式(4.3)ならびに式(4.4)にこれらの数値を代入して降伏時損傷形態判別係数ならびに終局時損傷形態判別係数をそれぞれ求めると、以下の通りである。

$$S_y = \frac{3.01}{3.01 - 0.45} \frac{288}{318} = 1.06$$

$$S_u = \frac{3.01}{3.01 - 0.45} \frac{371}{407} = 1.07$$

これより、降伏時損傷形態判別係数ならびに終局時損傷形態判別係数はいずれも式(4.1)ならびに式(4.2)を満足しており、図-4.2 に示されるような配筋を行えば、橋脚基部と基部から高さ 450mm の断面領域の 2 箇所損傷が生じるものと推定される。

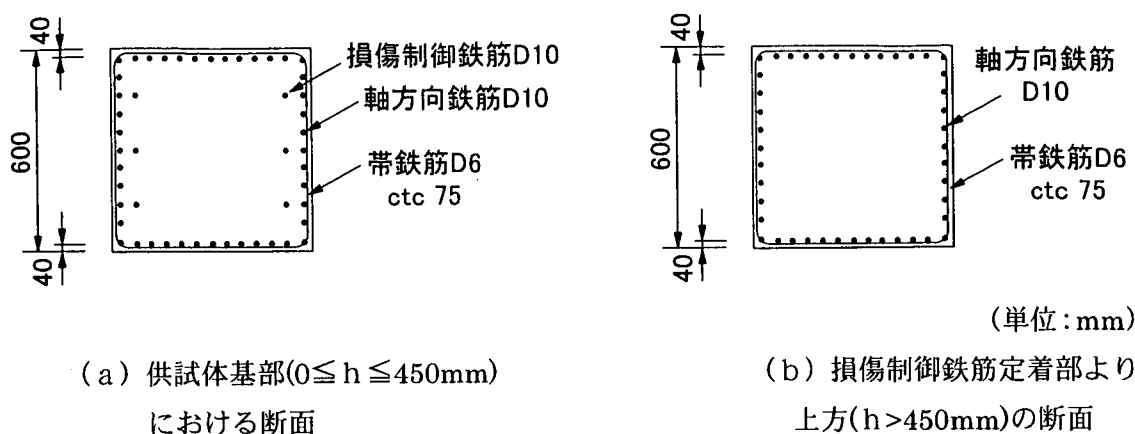


図-4.2 No.1 供試体の配筋

(2) No.2 供試体の設計

No.2 供試体の設計で注意すべき点は、軸方向鉄筋のフーチングへの定着を、フーチング上面領域で非定着（アンボンド）とするが、その下方において所要の定着長が確保されていることである。軸方向鉄筋の定着長は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編の規定に基づいて次式により算定した。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \quad (4.5)$$

ここに、 l_a ：必要定着長

σ_{sa} ：軸方向鉄筋の許容応力度

τ_{0a} ：付着応力度

ϕ ：軸方向鉄筋径

端部にフックを設けて定着する場合には、必要定着長は式(4.5)により求められる値の 2/3 でよいことから、No.2 供試体における諸条件を代入すると、必要定着長は 177mm と算定される。フーチング上面から軸方向鉄筋の下端フックまでの長さは 550mm であることから、No.2 供試体においてアンボンド可能な最大長さは、373mm となる。そこで、本実験では、アンボンド区間長を 300mm（軸方向鉄筋径の 30 倍）と決定することとした。

4. 3 載荷方法

載荷は、降伏変位の整数倍毎に正負交番に行い、各載荷ステップにおける繰返し回数は3回とした。また、実験における降伏変位は、No.0及びNo.1供試体では11.5mm、No.2供試体では13.6mmとした。No.2供試体で降伏変位が大きいのは、弾性変形時にもアンボンドの効果により軸方向鉄筋の伸び出し変形が大きくなるためである。なお、死荷重反力による軸応力として 1N/mm^2 に相当する軸力を与えた。載荷実験の全景は、写真-4.4に示す通りである。

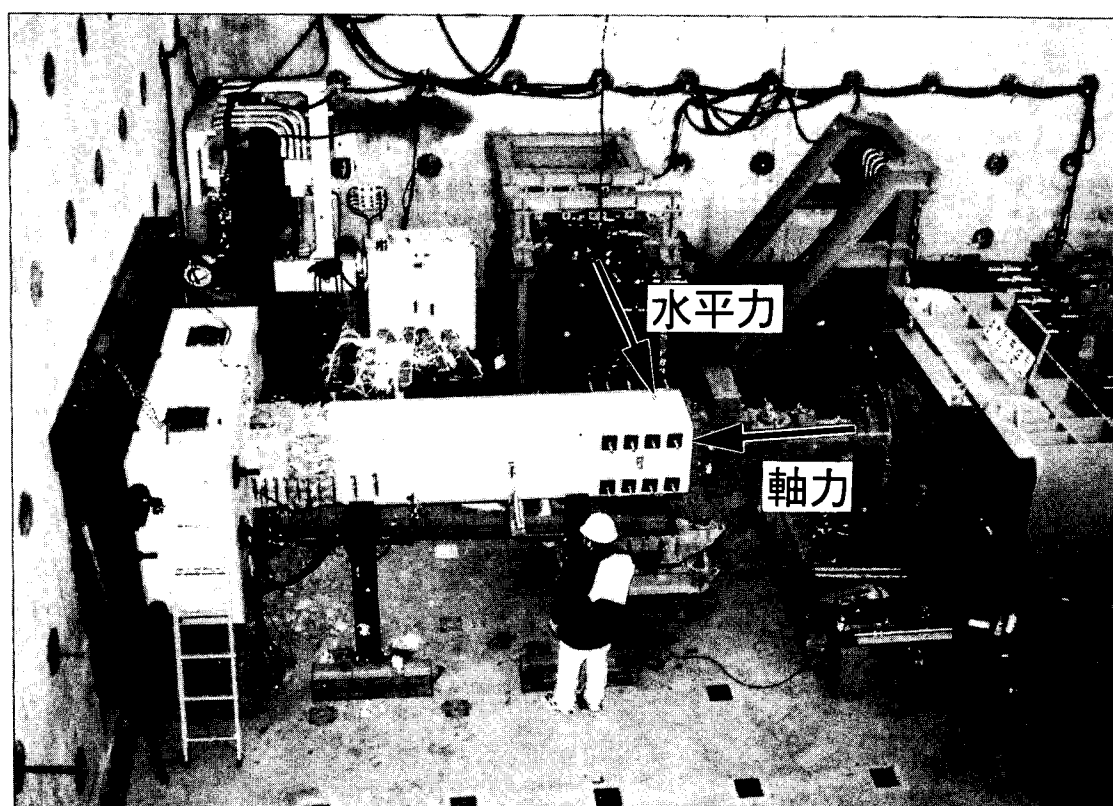


写真-4.4 正負交番載荷実験の全景

4. 4 測定データ

(1) 荷重

供試体載荷点位置における復元力、軸力を測定した。

(2) 変位ならびに曲率

供試体の変形を知るため、供試体には高さ方向に載荷位置及びそこからフーチング上部までの間に4点、計5点に変位計を設置した。

さらに、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面においては曲率を計測した。すなわち、断面の圧縮縁ならびに引張縁におけるひずみをそれぞれ変位計により計測し、平面ひずみ保持が成り立つことを前提として、これらのひずみ値から次式により算定した。

$$\phi = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{D_i \cdot h} \quad (4.6)$$

ここに、 ϕ : 曲率

Δ_t, Δ_c : 計測区間における引張側面及び圧縮側面の相対変位

D_i : 引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離

h : 計測区間長

なお、ある程度の損傷が生じても曲率が計測できるようにするために、曲率計測用の細い鋼棒は内部コンクリートに定着させるとともに、かぶりコンクリートの剥離に伴う鋼棒の変形を防止するために、かぶりコンクリートと鋼棒の付着は絶っている。また、変位計はコンクリート縁から数～十数 cm 程外側の位置にセットし、多少のかぶりコンクリートのはらみだしが生じても曲率の計測に支障が生じないように配慮した。

一方、軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部での回転角は、フーチング上面からの計測長を可能な限り短く設定し(約 40mm)、引張側面と圧縮側面でのその区間における相対変位から算定した。

(3) ひずみ

軸方向鉄筋及び帯鉄筋にはひずみゲージを添付し、ひずみの計測を行った。軸方向鉄筋のひずみはフーチング内部のひずみ分布も計測できるように配慮した。

(4) ひびわれ進展状況

ひびわれならびに損傷の進展状況は、各載荷ステップの載荷が終了した段階で詳しく観察して行った。

5. 水平力－水平変位の関係と損傷の進展

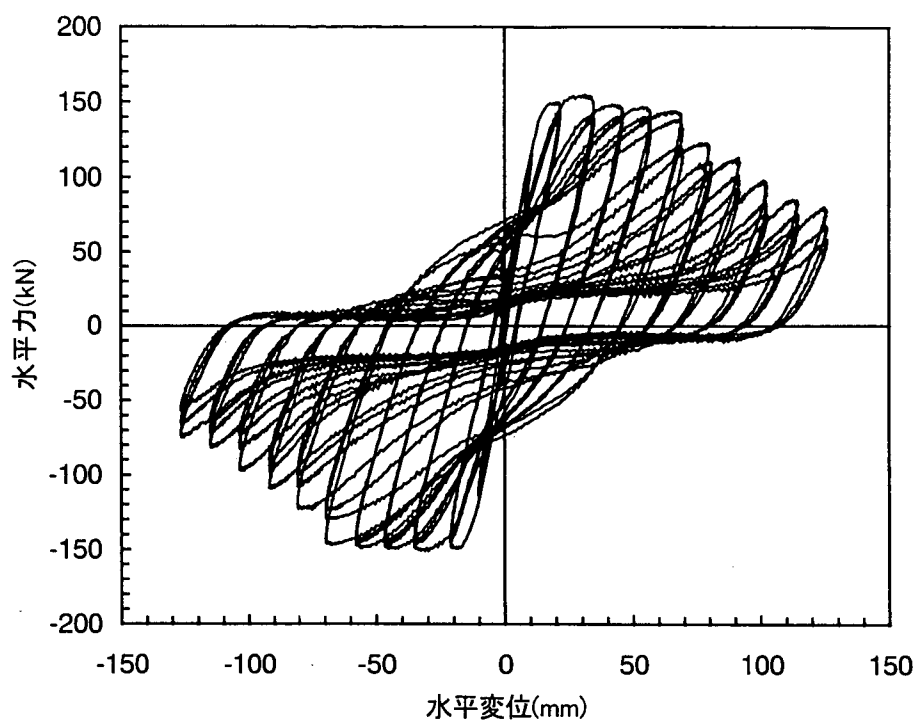
図-5.1 は、実験により得られた載荷点における水平力と水平変位の関係の履歴曲線を示したものであり、履歴曲線の包絡線を各供試体で比較すると図-5.2 の通りである。また、図-5.4、図-5.5、図-5.6 は、各供試体に生じた損傷の進展状況を示したものである。ここで、図中の P 面・M面・A面・B面は、図-5.3 に示すような供試体の各側面を表している。

まず基本ケースである No.0 供試体では、 $5\delta_y$ の変形までは水平ひびわれ程度の損傷であった。ひびわれ幅が最も大きいひびわれは基部から約 150mm の断面付近に生じていた。そして、写真-5.1 に示すように、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ約 300mm までの範囲においてかぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始め、その 3 サイクル目の載荷で水平力の低下が生じた。 $7\delta_y$ の変形で、写真-5.2 に示すように、軸方向鉄筋が大きく座屈するとともに、損傷が内部コンクリートにまで進展した。

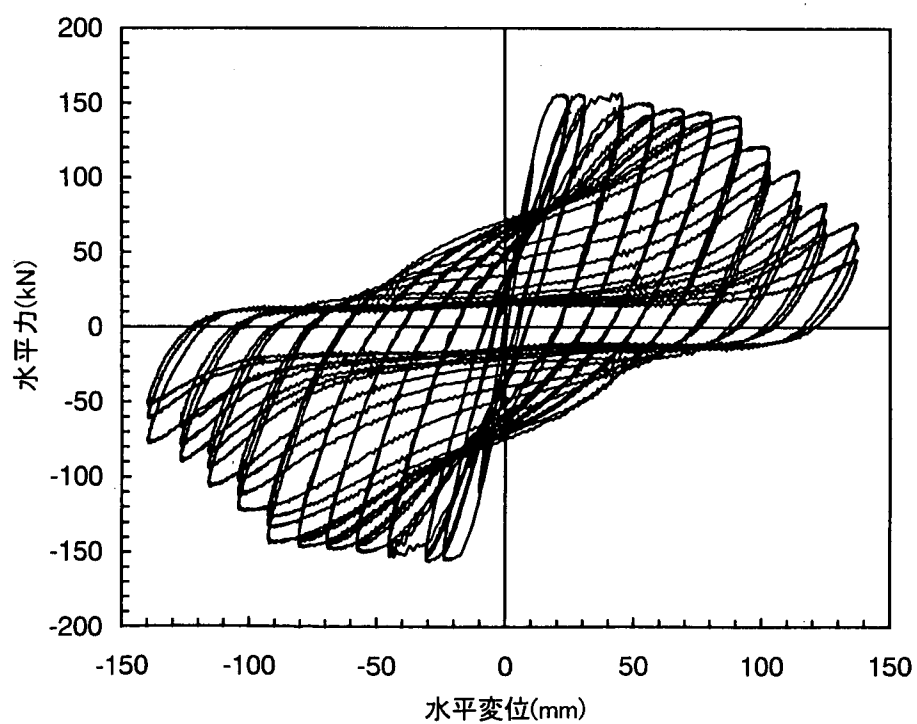
No.1 供試体では、 $7\delta_y$ の載荷までひびわれの進展が持続した。載荷時においてひびわれが大きく開いているのは、写真-5.3 に示すように基部から高さ 150mm 付近の断面と 450mm 付近の断面の 2箇所であった。 $7\delta_y$ の載荷終了後、この 2断面に生じた残留ひびわれ幅を計測すると、高さ 150mm 付近のひびわれが 0.8mm、高さ 450mm 付近のひびわれが 1.5mm であり、損傷制御鉄筋の定着端となっている断面の方が塑性変形が大きく生じていることを示していた。 $8\delta_y$ の 2 サイクル目の載荷で基部から高さ 300～600mm の範囲でかぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始め(写真-5.4)、写真-5.5 に示すように、 $9\delta_y$ の載荷で軸方向鉄筋の大きな座屈とともに、内部コンクリートへ損傷が進展した。

No.2 供試体では、 $5\delta_y$ の載荷までは、載荷に伴う変形はほとんど橋脚の付け根部の回転により生じており、 $5\delta_y$ の載荷で橋脚付け根部に生じた開きは約 10mm 程度であった。各載荷ステップの後にひびわれ調査を行っても、橋脚躯体部には視認できる大きなひびわれはなく、アセトンを用いて判明できる程度の非常に小さいひびわれしか生じていなかった(写真-5.6)。そして、写真-5.7 に示すように、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ 200mm 程度までの範囲で、かぶりコンクリートが剥離し始め、次の $7\delta_y$ の載荷で水平力が低下した(写真-5.8)。

このように、塑性化の生じる断面を軸方向鉄筋の配筋方法で制御することにより、橋脚躯体部に生じる損傷レベルもコントロールできる。No.1 供試体のように、塑性化断面を複数にすることにより、従来の構造よりも変形性能を高めることができるとともに、より大きな水平変位に対しても、損傷をひびわれの発生程度までに抑えることができる。また、軸方向鉄筋の伸び出しを有効に活用すれば、橋脚躯体部にひびわれ等の損傷をほとんど生じさせることなく塑性変形性能を発揮させることができる。

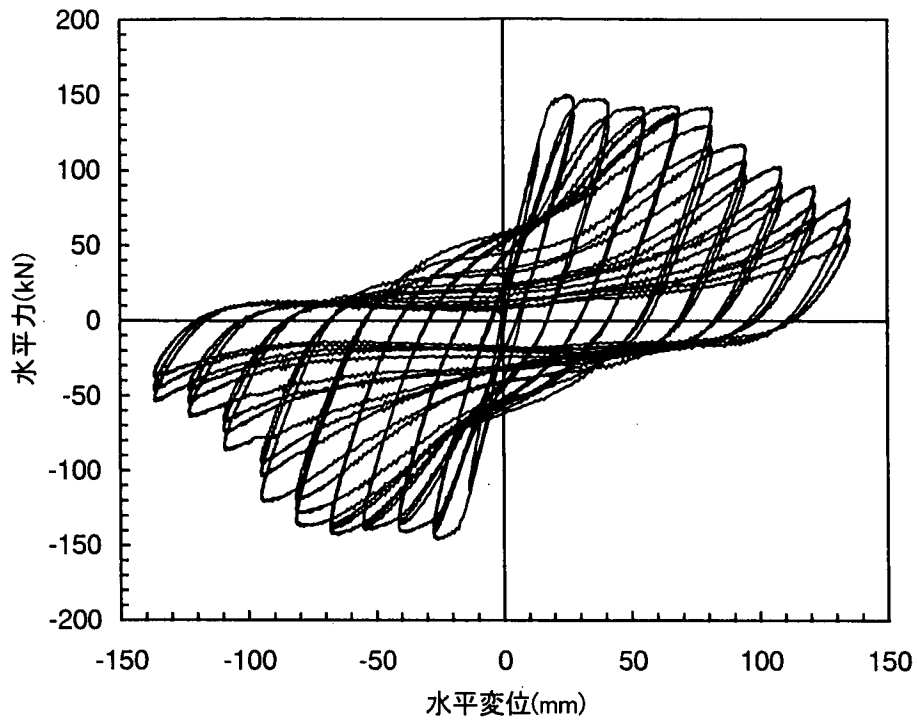


(a) No.0 供試体



(b) No.1 供試体

図・5.1(1) 水平力 - 水平変位の履歴曲線



(c) No.2 供試体

図-5.1(2) 水平力 - 水平変位の履歴曲線

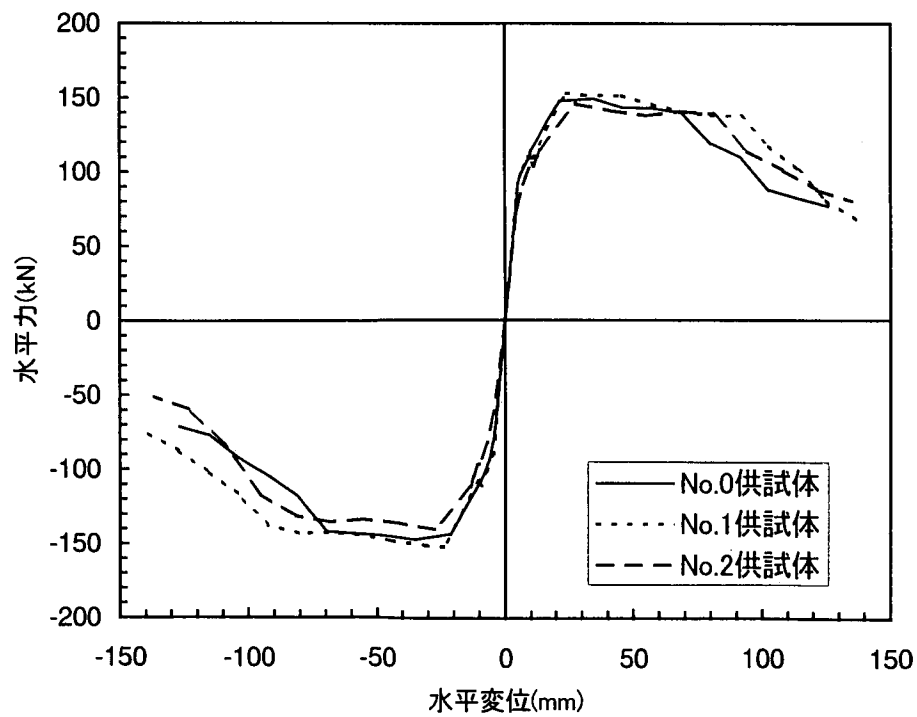


図-5.2 履歴曲線の包絡線の比較

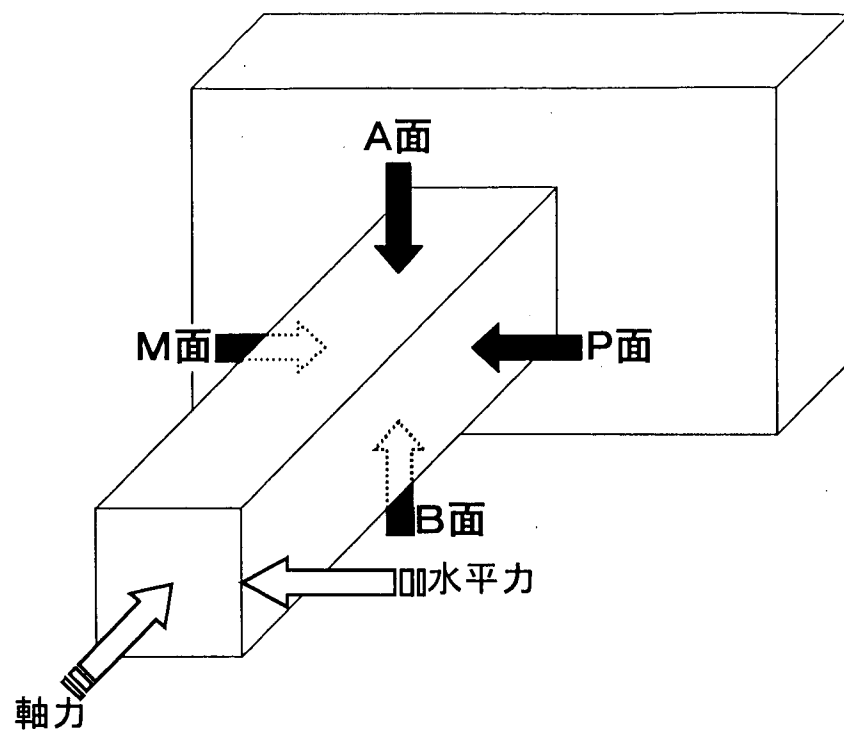
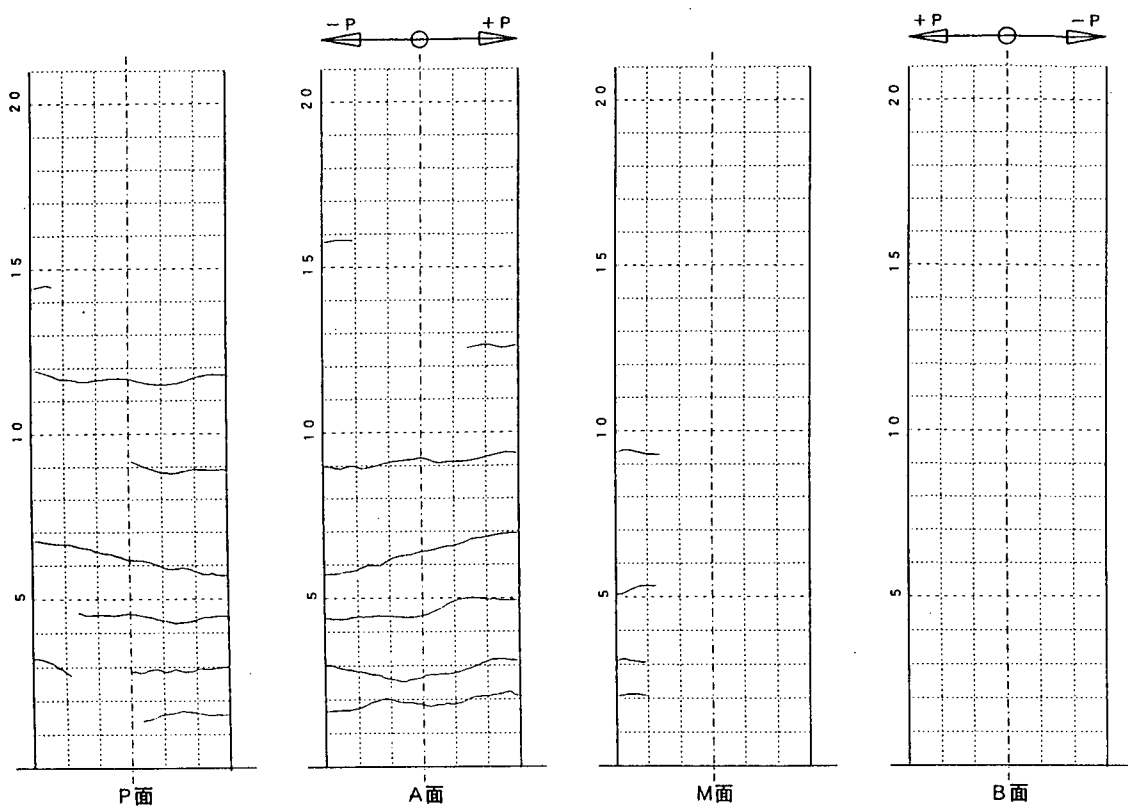
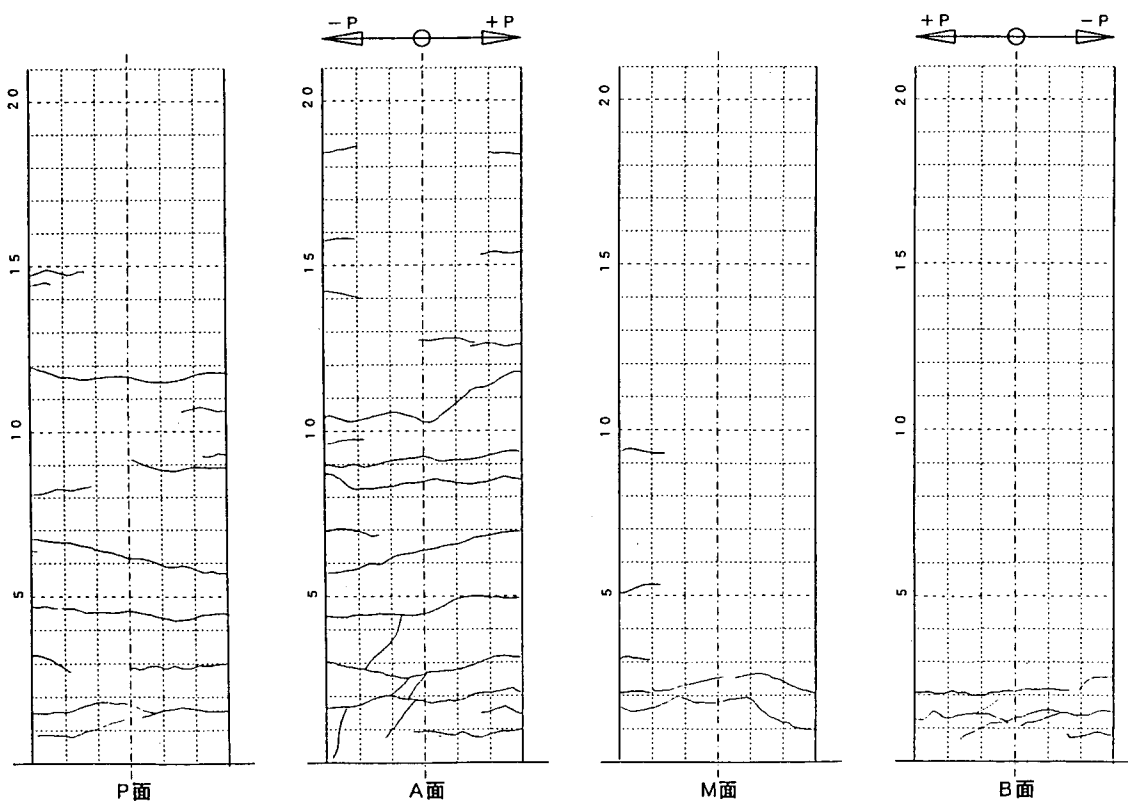


図-5.3 供試体各側面の名称

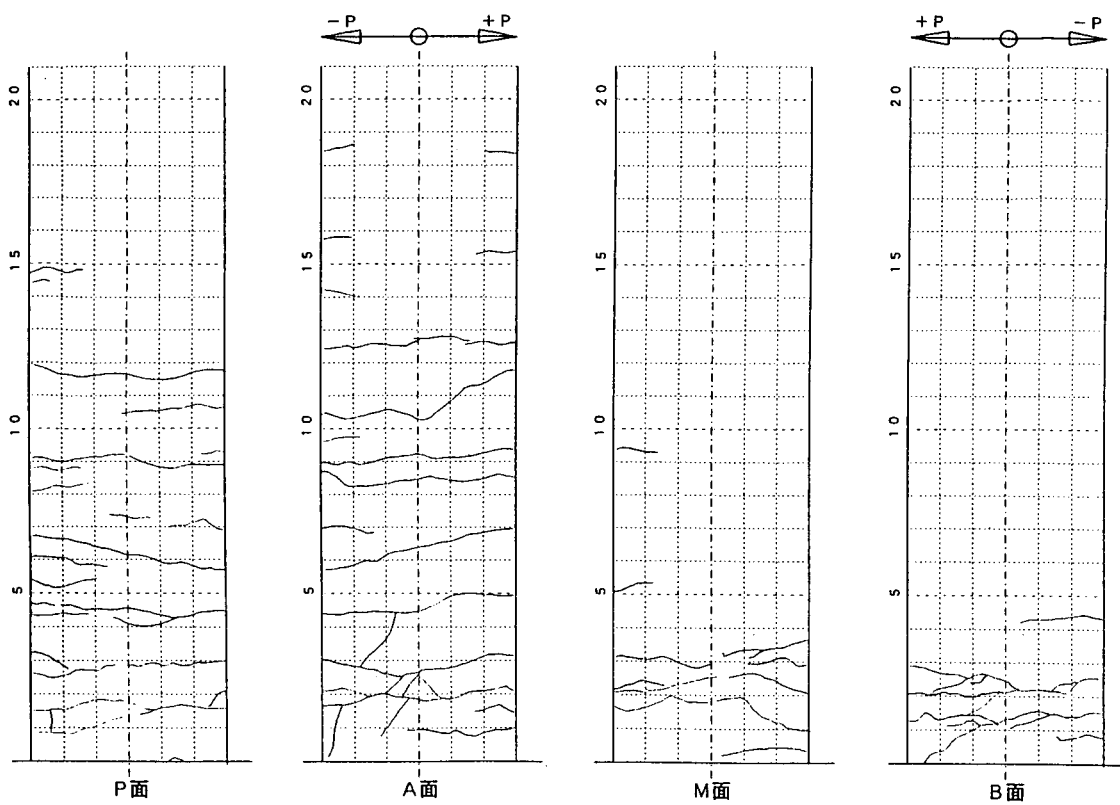


(a) $1\delta_y$ 載荷時

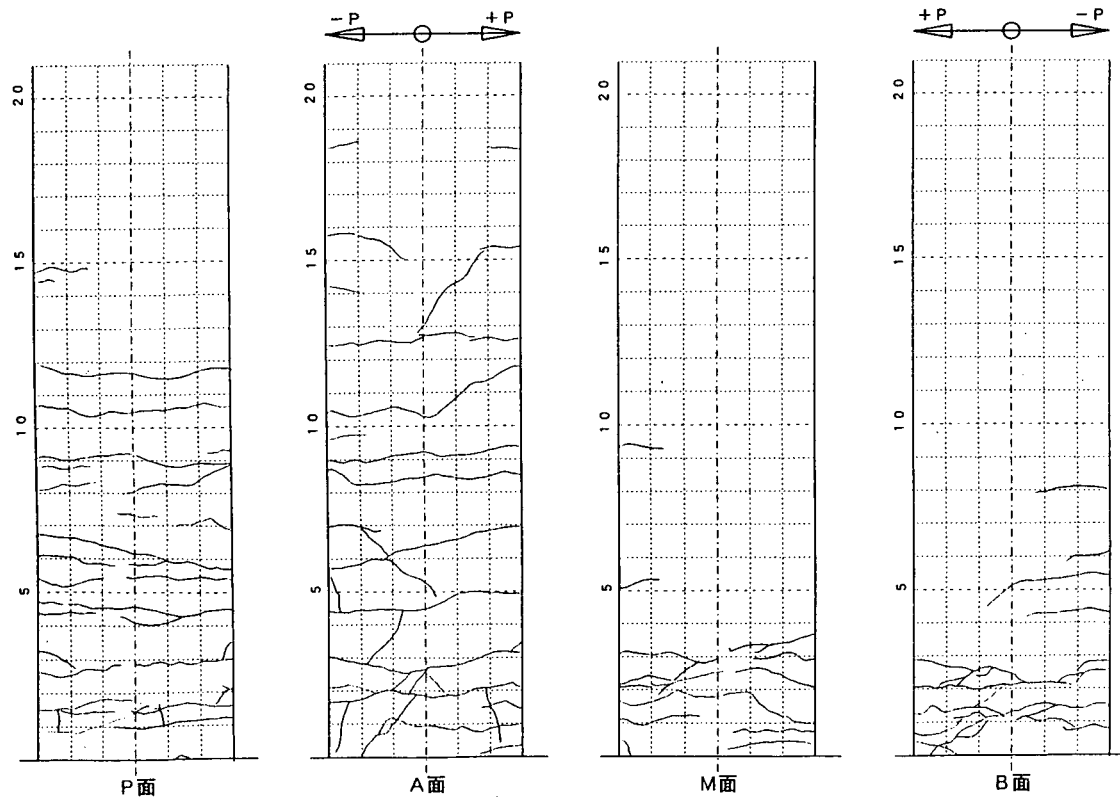


(b) $2\delta_y$ 載荷時

図-5.4(1) No.0 供試体の損傷の進展(×100mm)



(c) $3\delta_y$ 载荷時



(d) $4\delta_y$ 载荷時

図-5.4(2) No.0 供試体の損傷の進展 (×100mm)

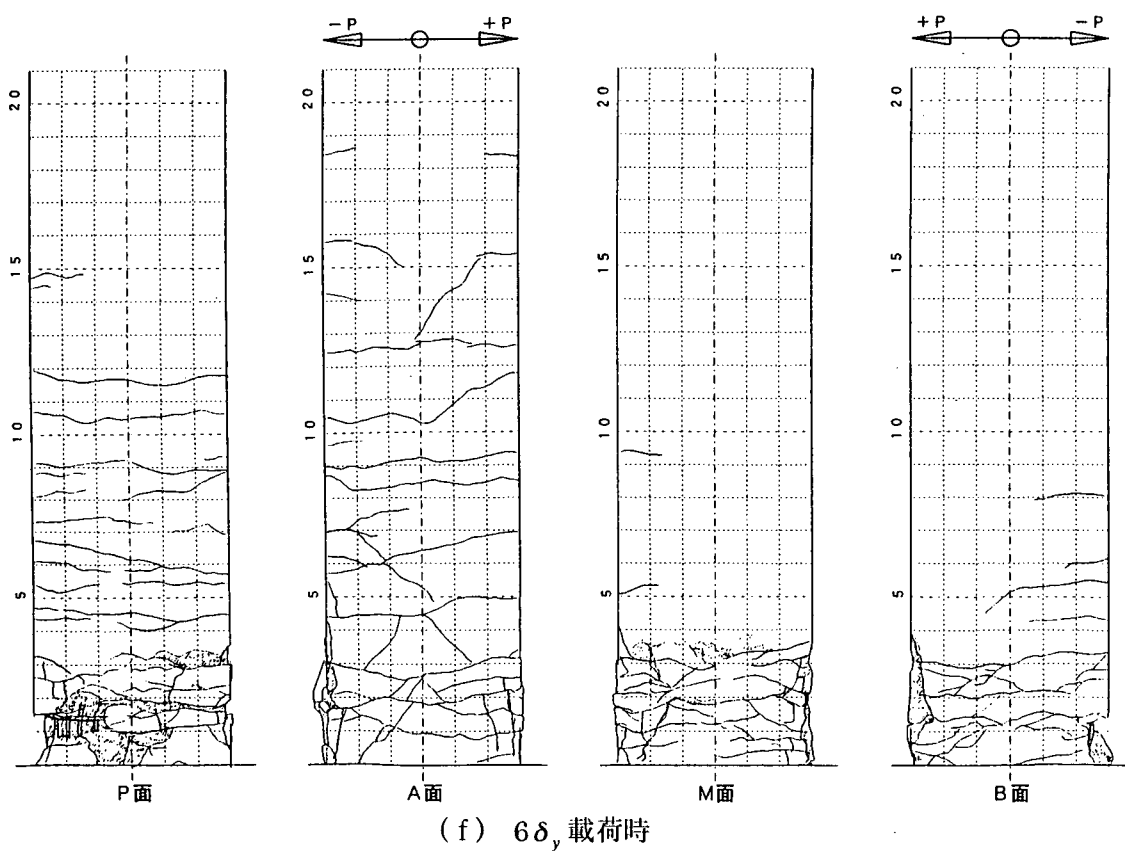
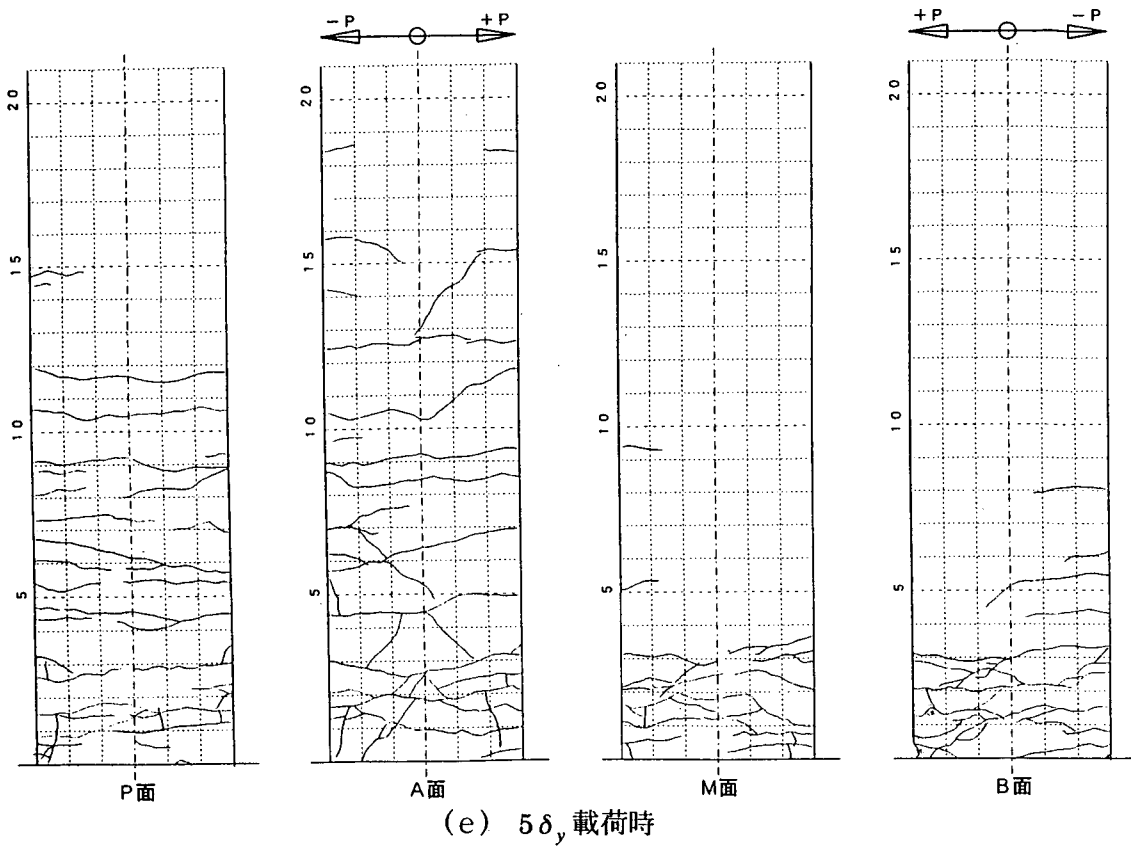


図-5.4(3) No.0 供試体の損傷の進展(×100mm)

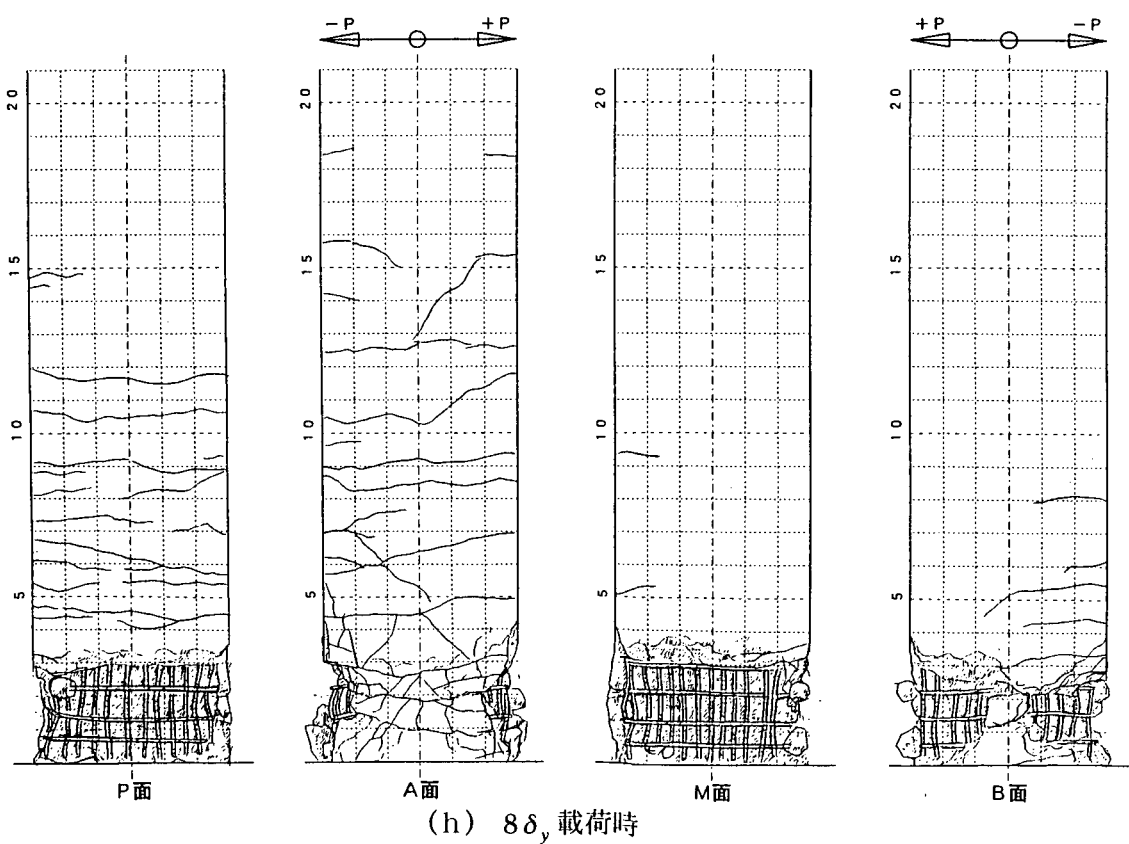
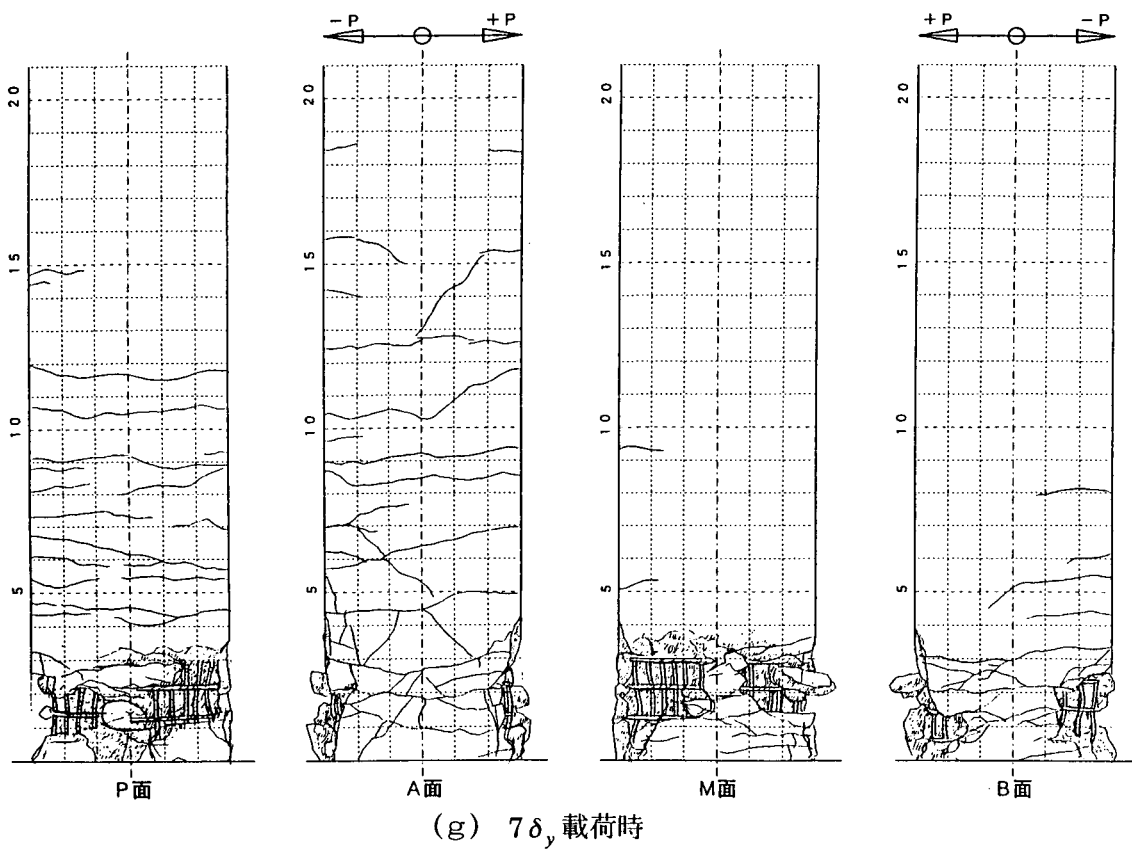
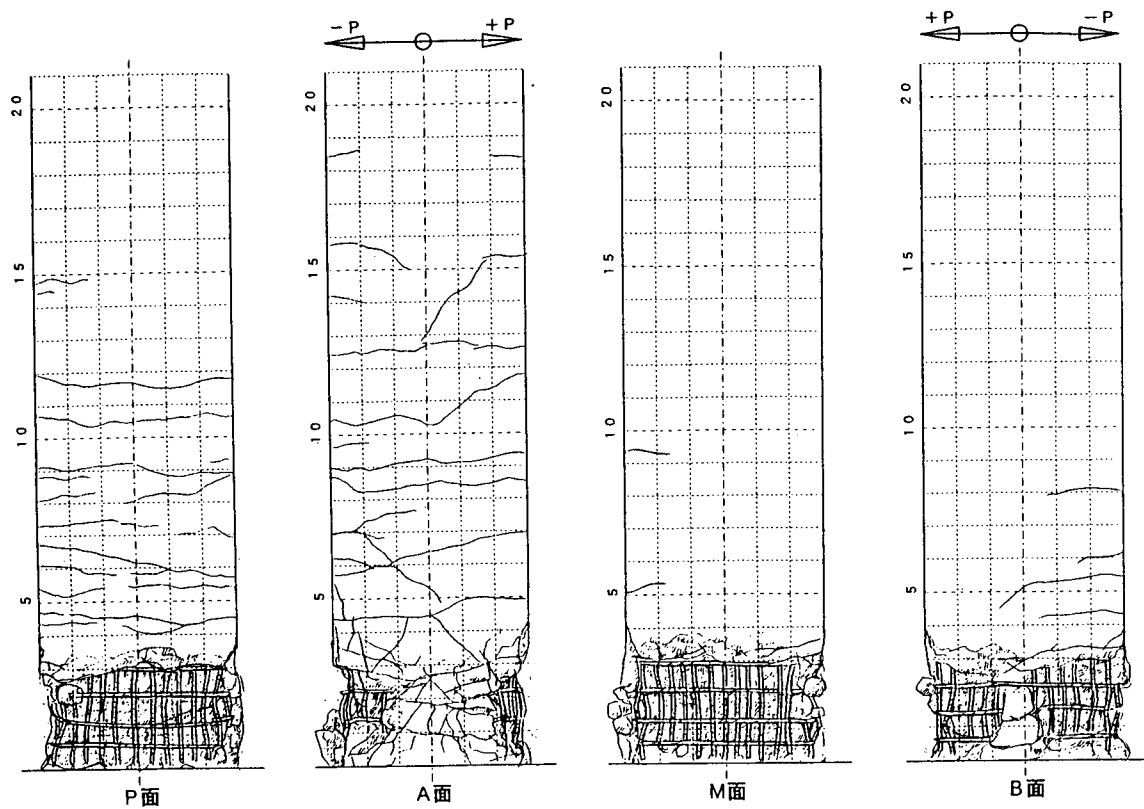
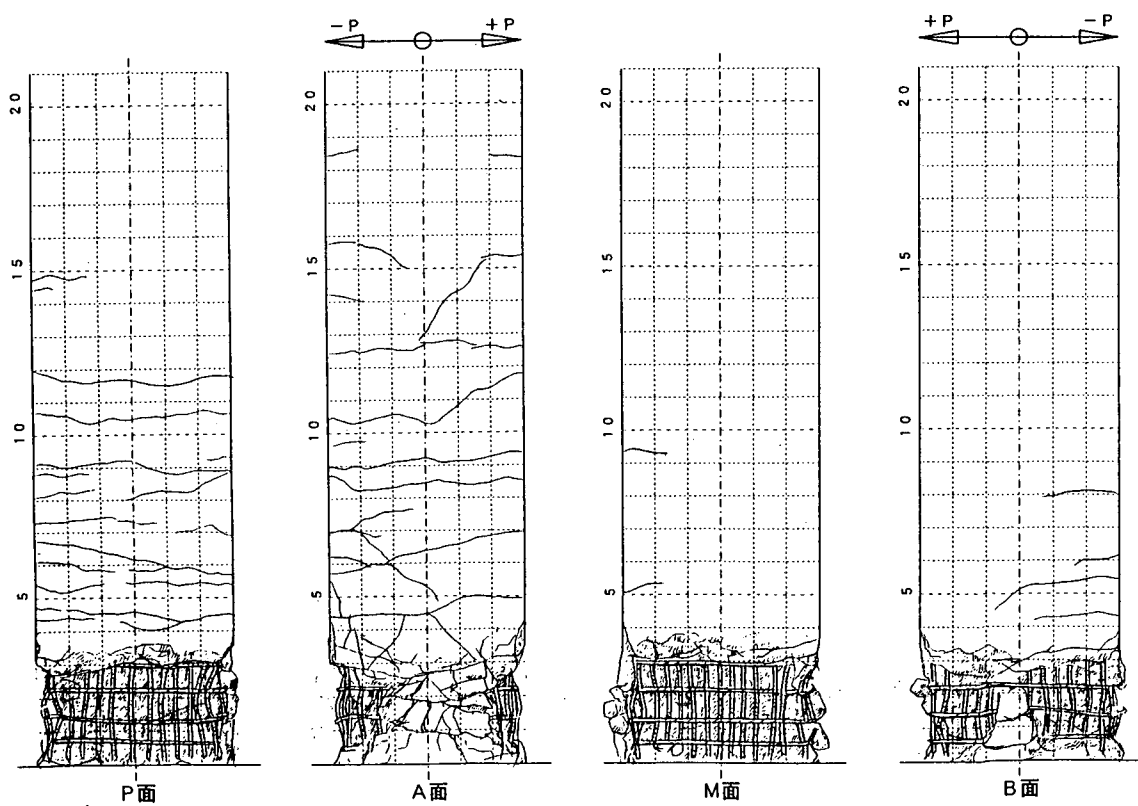


図-5.4(4) No.0 供試体の損傷の進展(×100mm)



(i) $9\delta_y$ 載荷時



(j) $10\delta_y$ 載荷時

図-5.4(5) No.0 供試体の損傷の進展(×100mm)

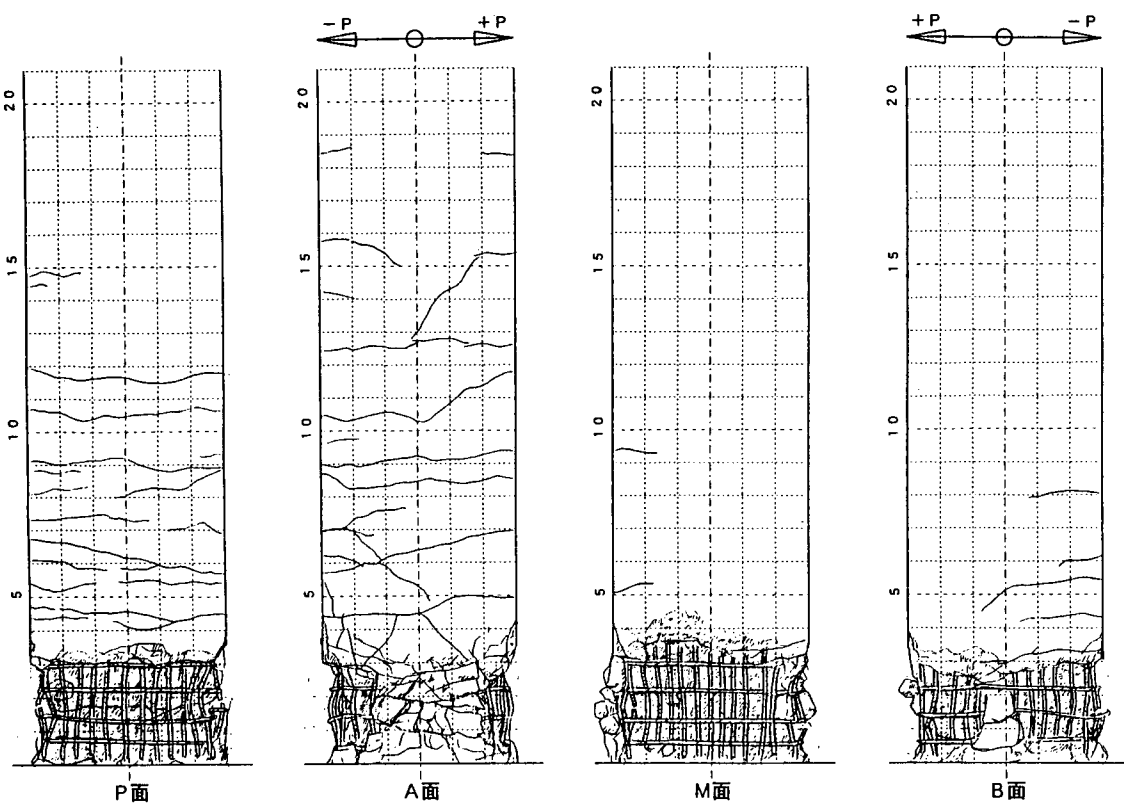
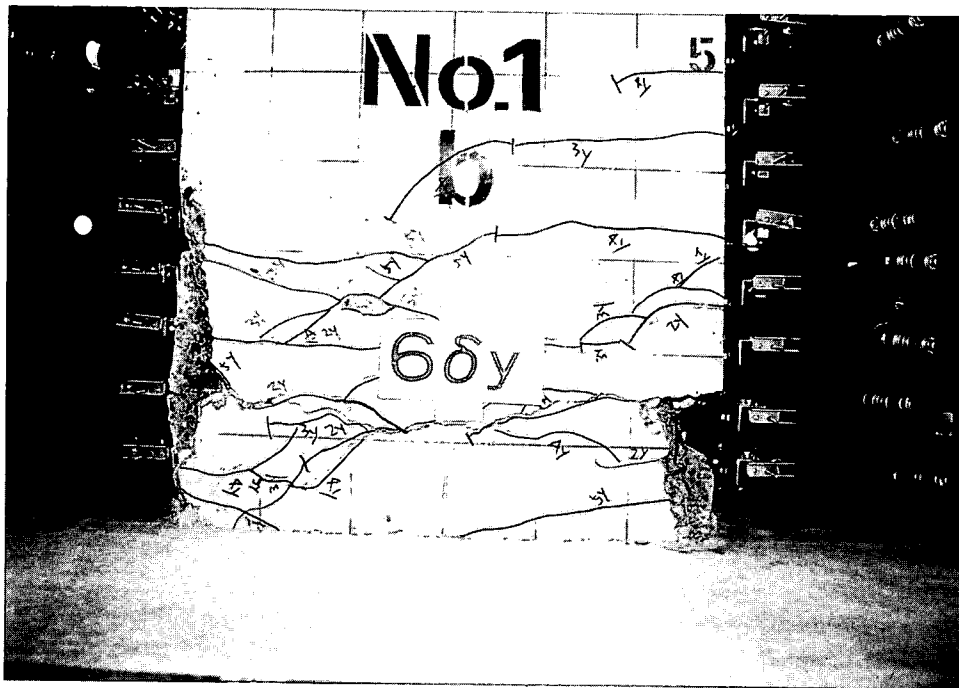
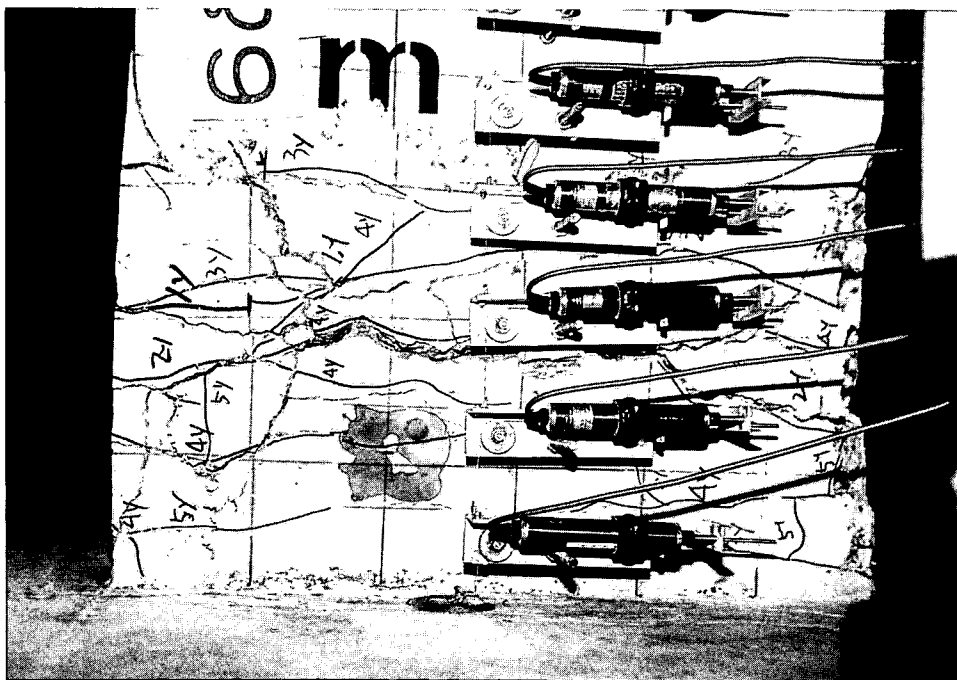


図-5.4(6) No.0 供試体の損傷の進展(×100mm)

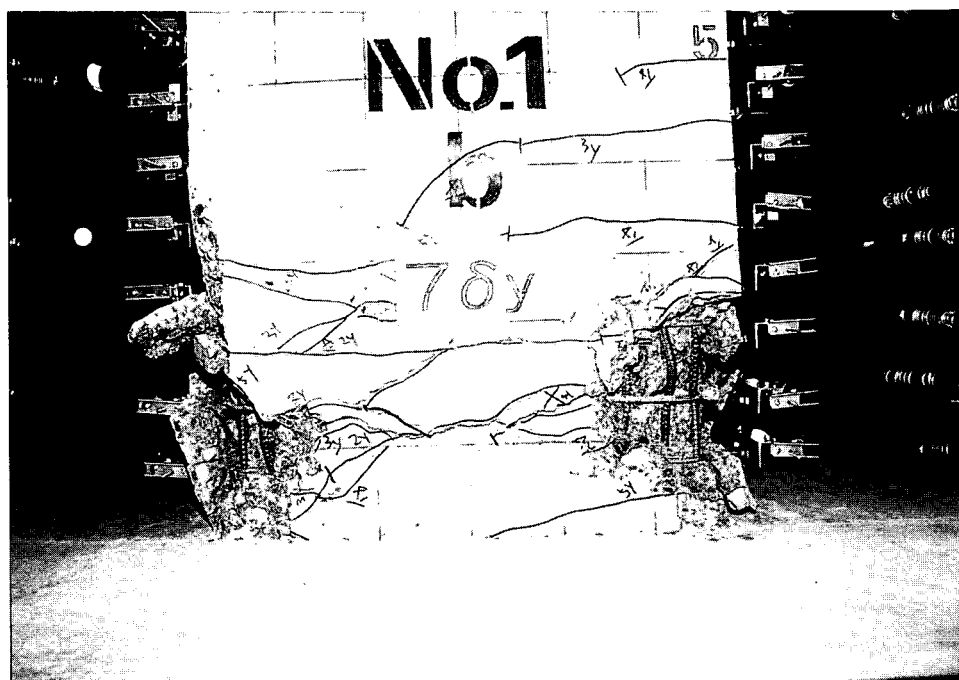


(a) B面

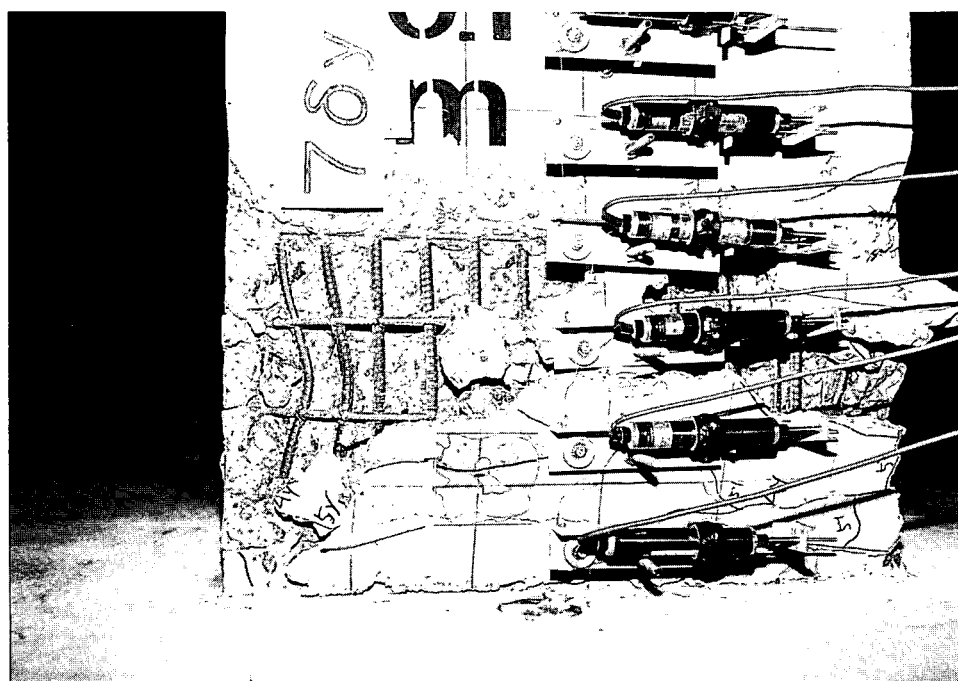


(b) M面

写真・5.1 No.0 供試体の $6\delta_y$ 載荷時の損傷

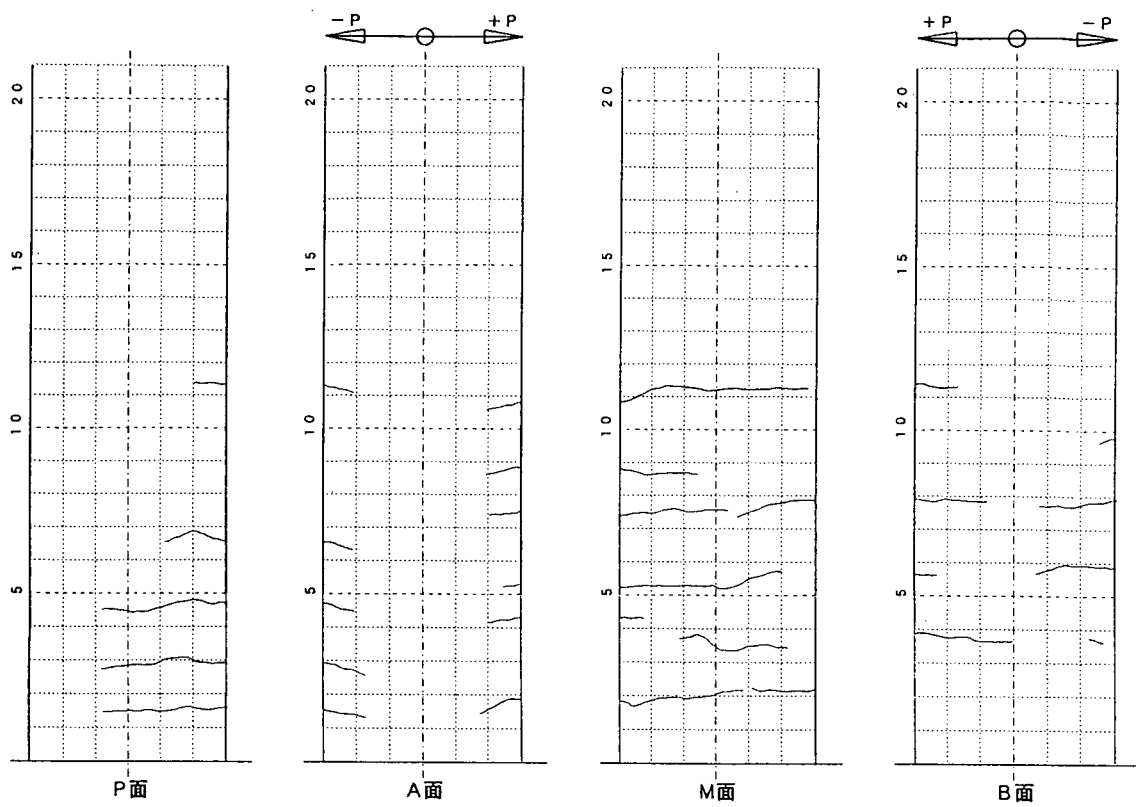


(a) B面

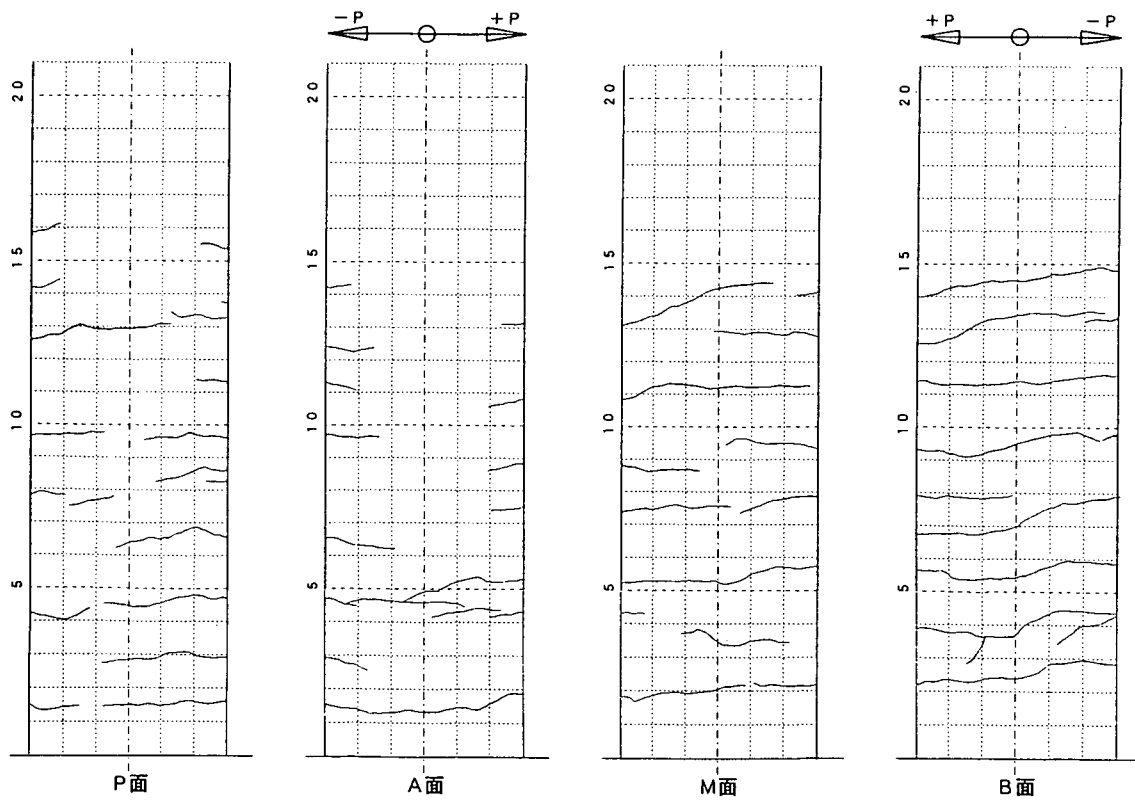


(b) M面

写真-5.2 No.0 供試体の $7\delta_y$ 載荷時の損傷

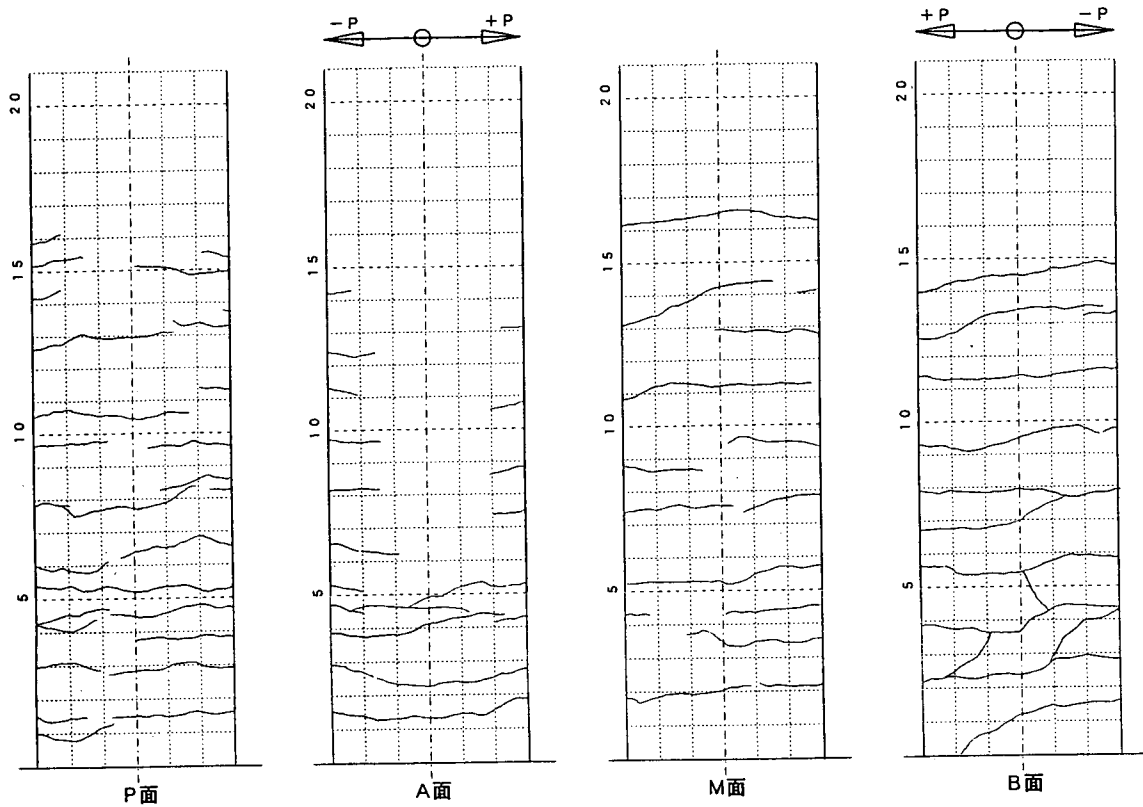


(a) $1\delta_y$ 荷重時

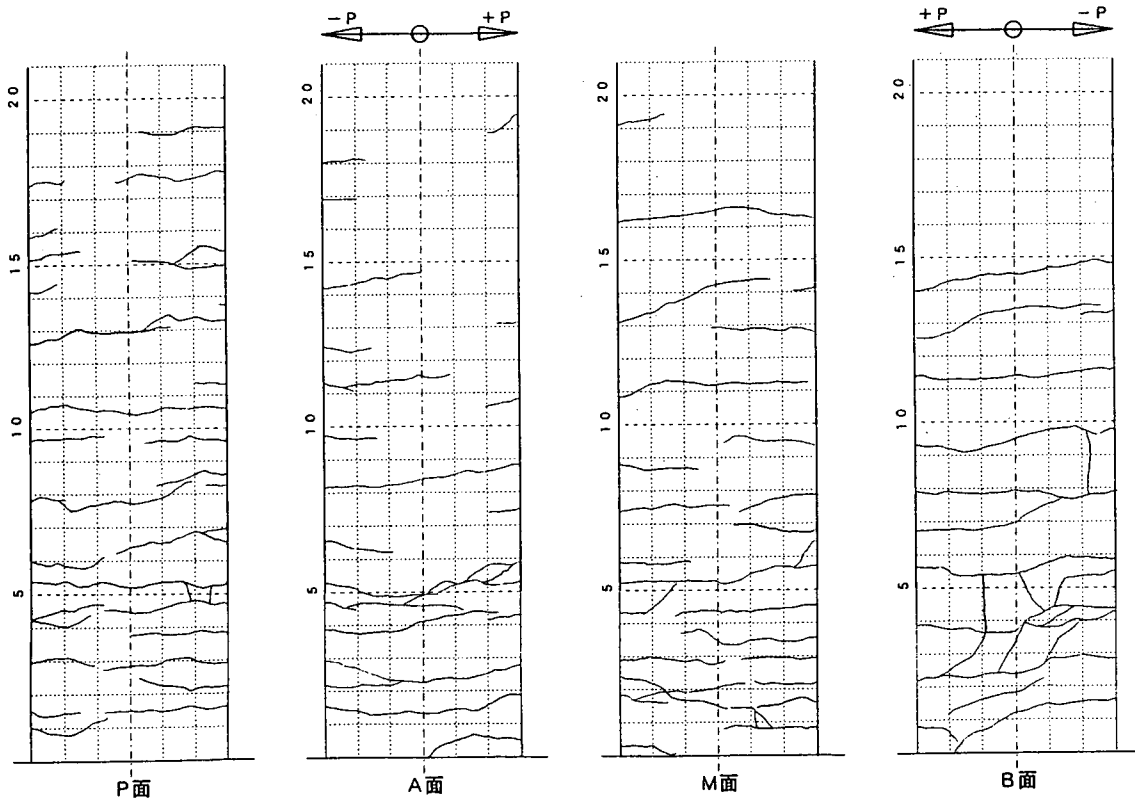


(b) $2\delta_y$ 荷重時

図・5.5(1) No.1 供試体の損傷の進展(×100mm)



(c) $3\delta_y$ 載荷時



(d) $4\delta_y$ 載荷時

図-5.5(2) No.1 供試体の損傷の進展 (×100mm)

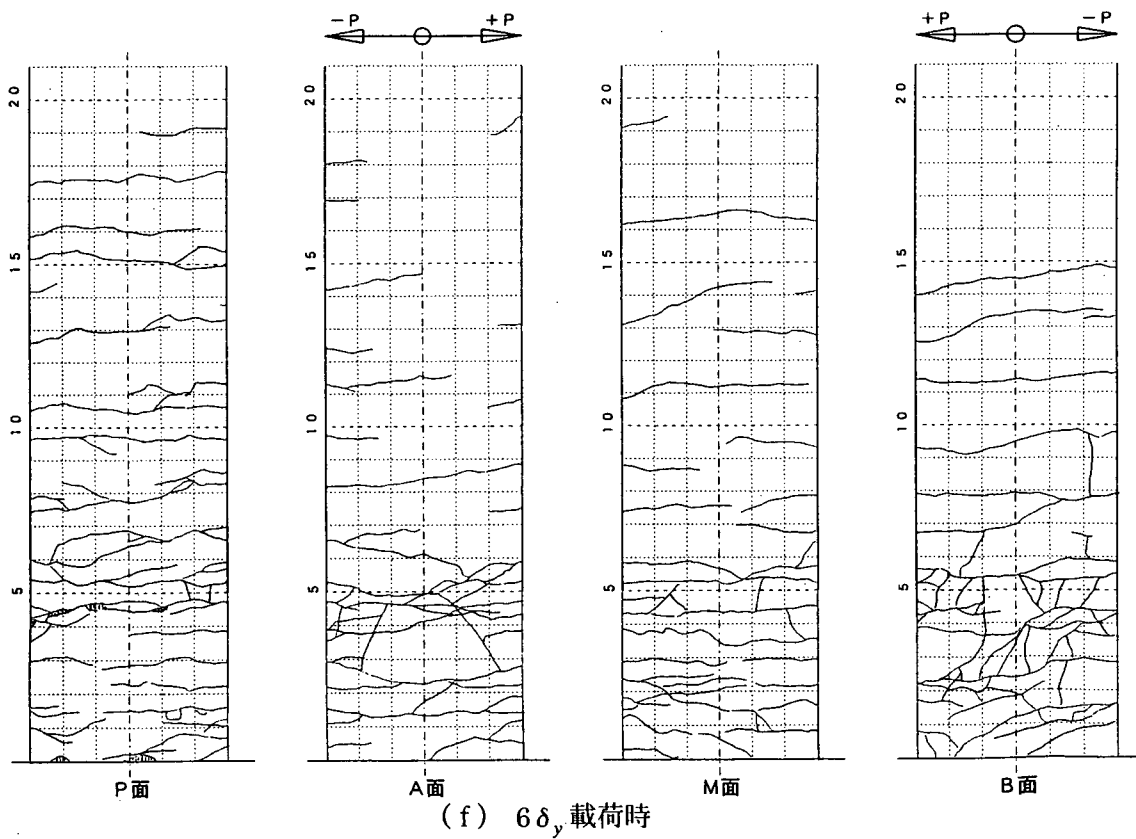
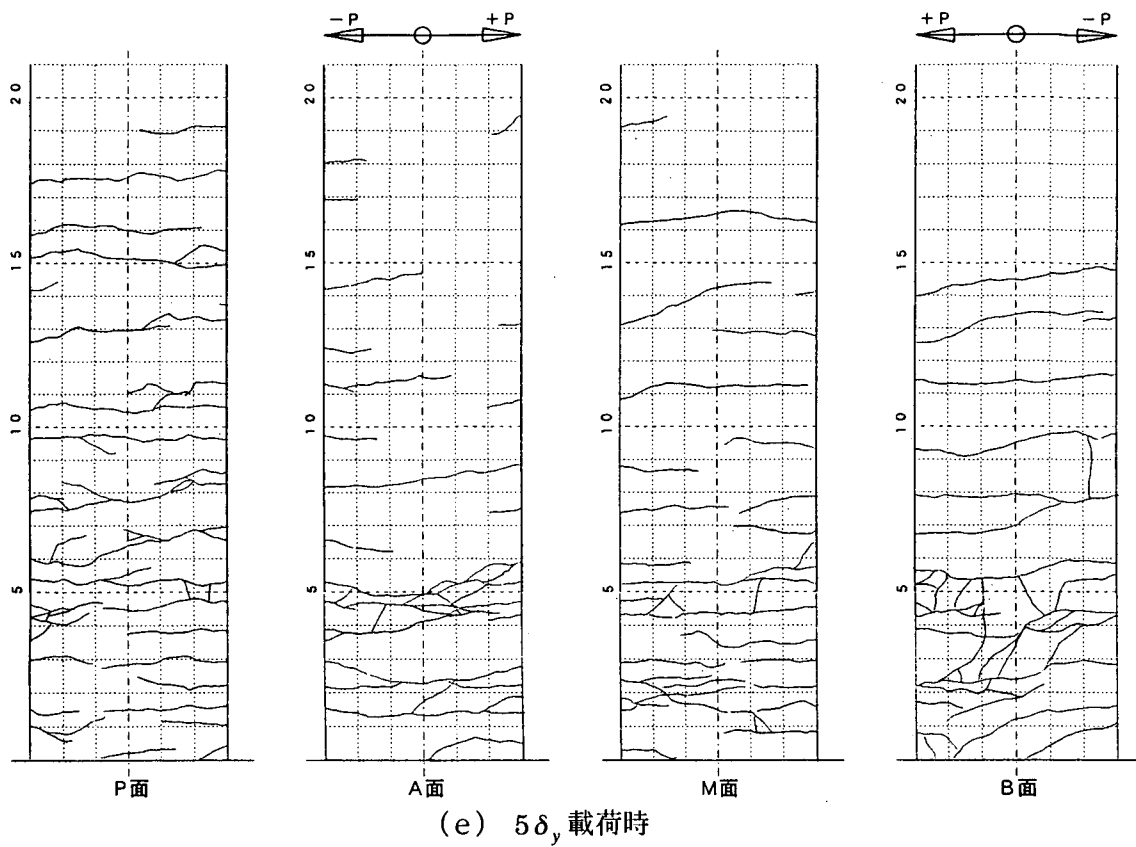


図-5.5(3) No.1 供試体の損傷の進展 (×100mm)

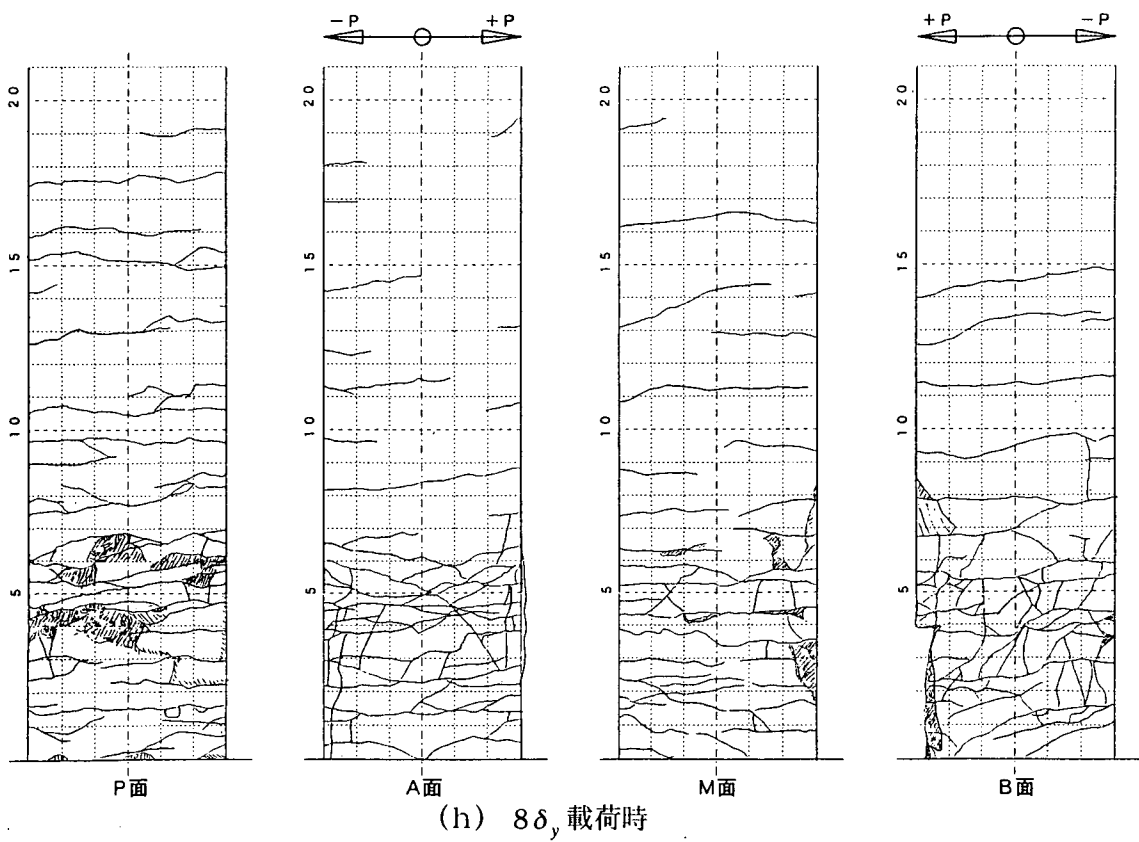
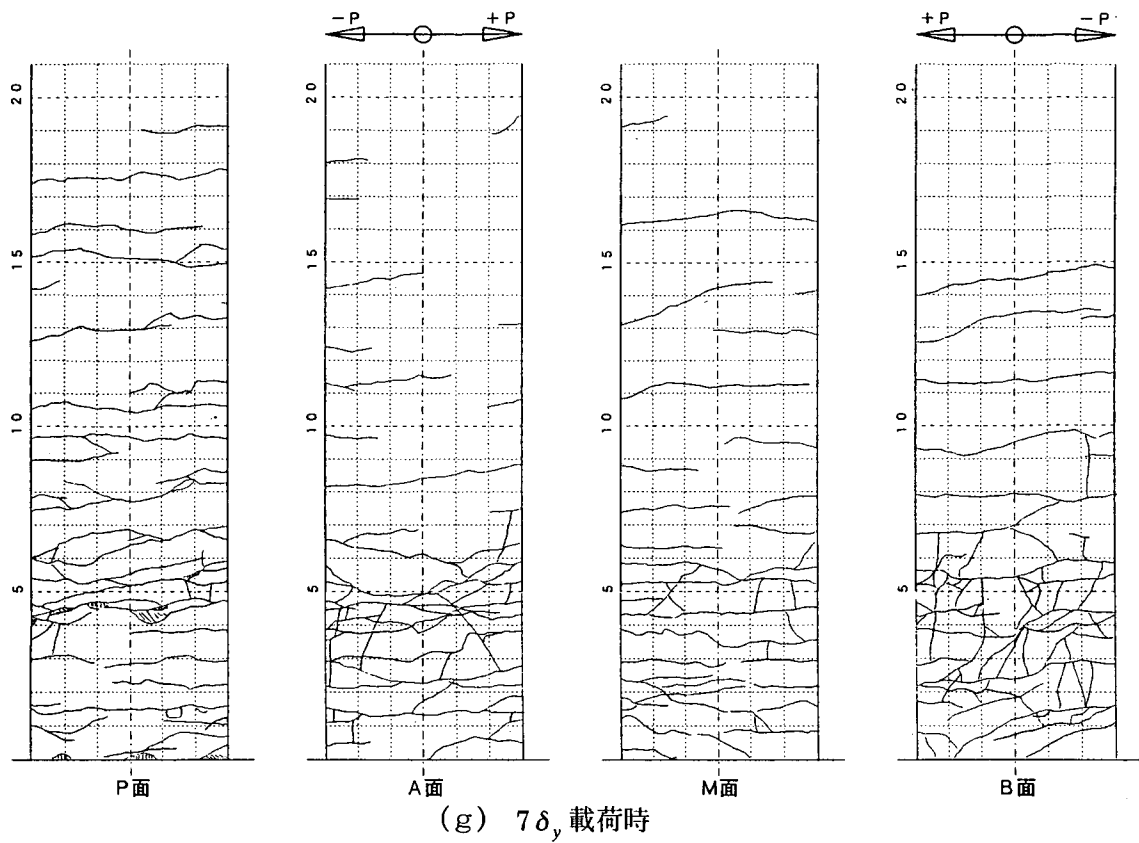


図-5.5(4) No.1 供試体の損傷の進展(×100mm)

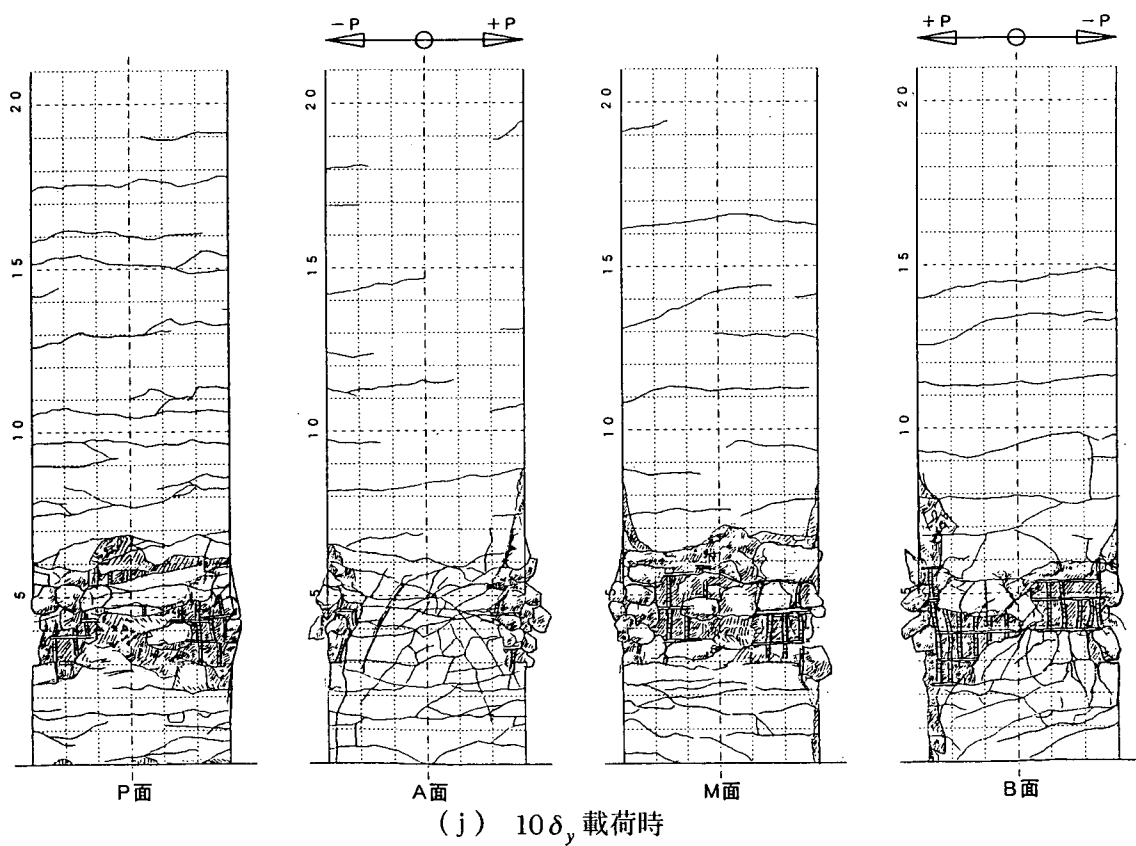
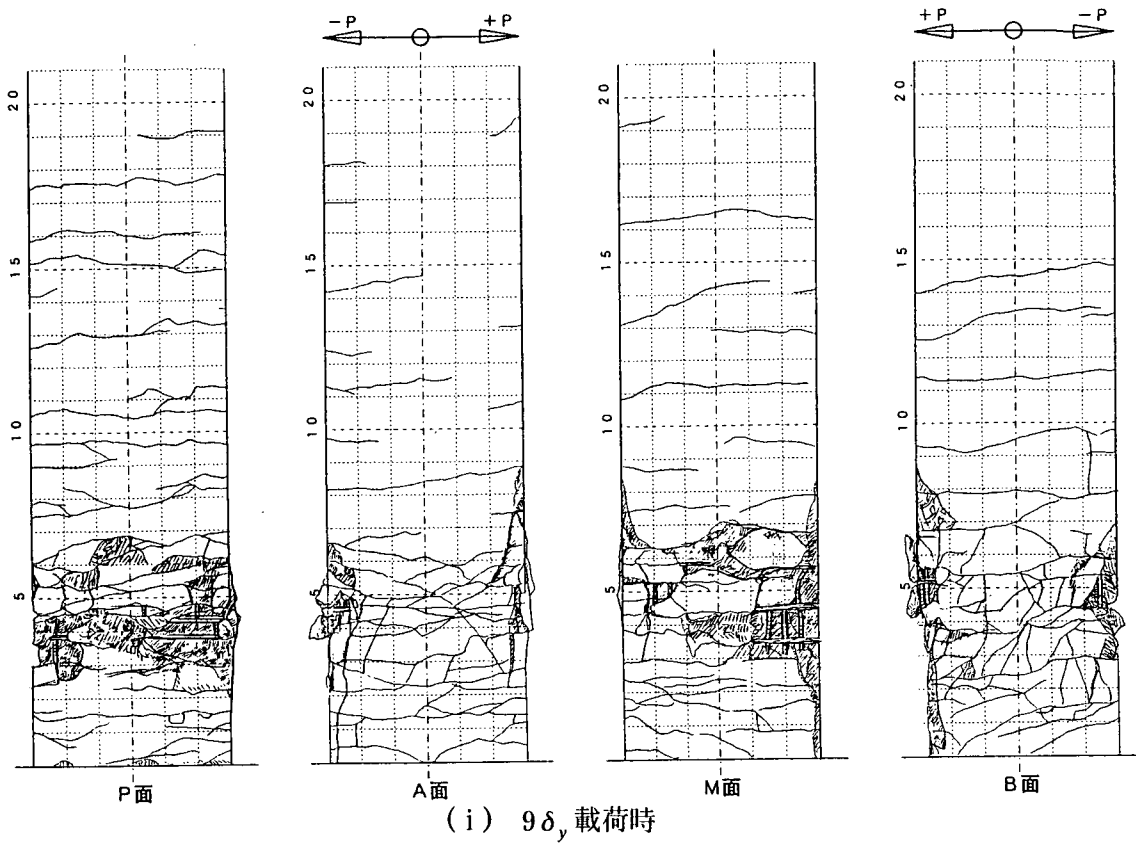
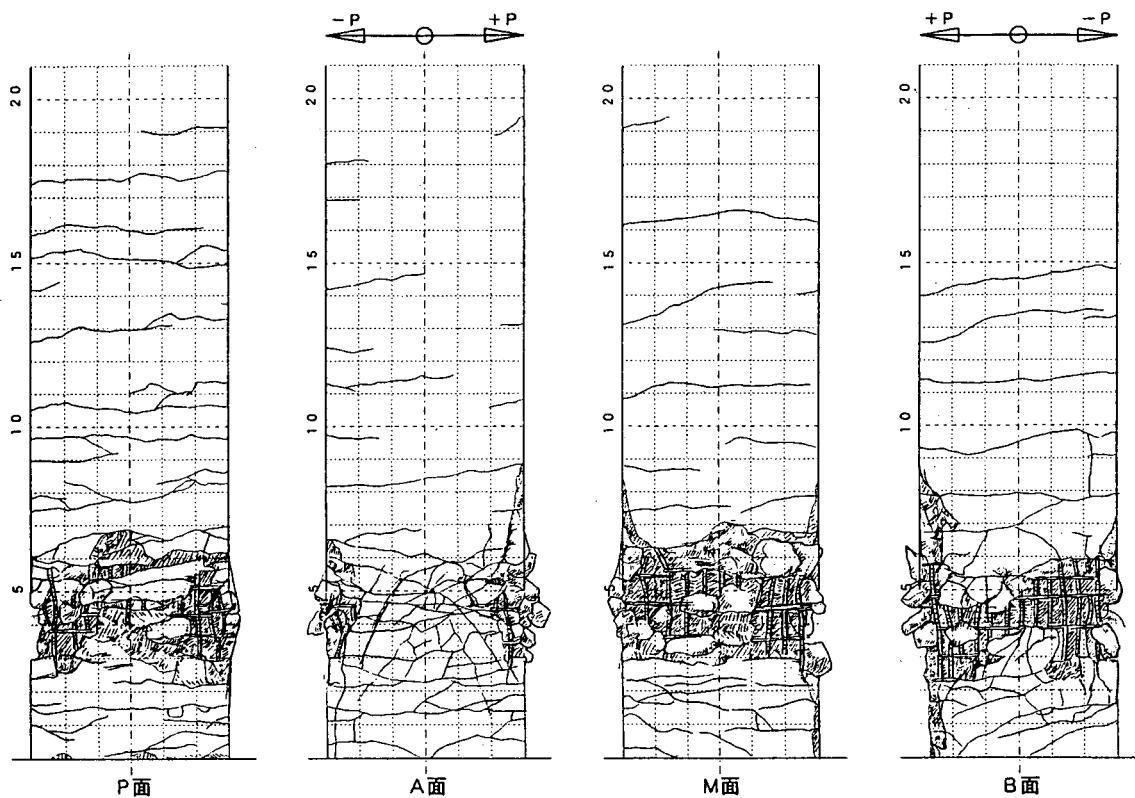
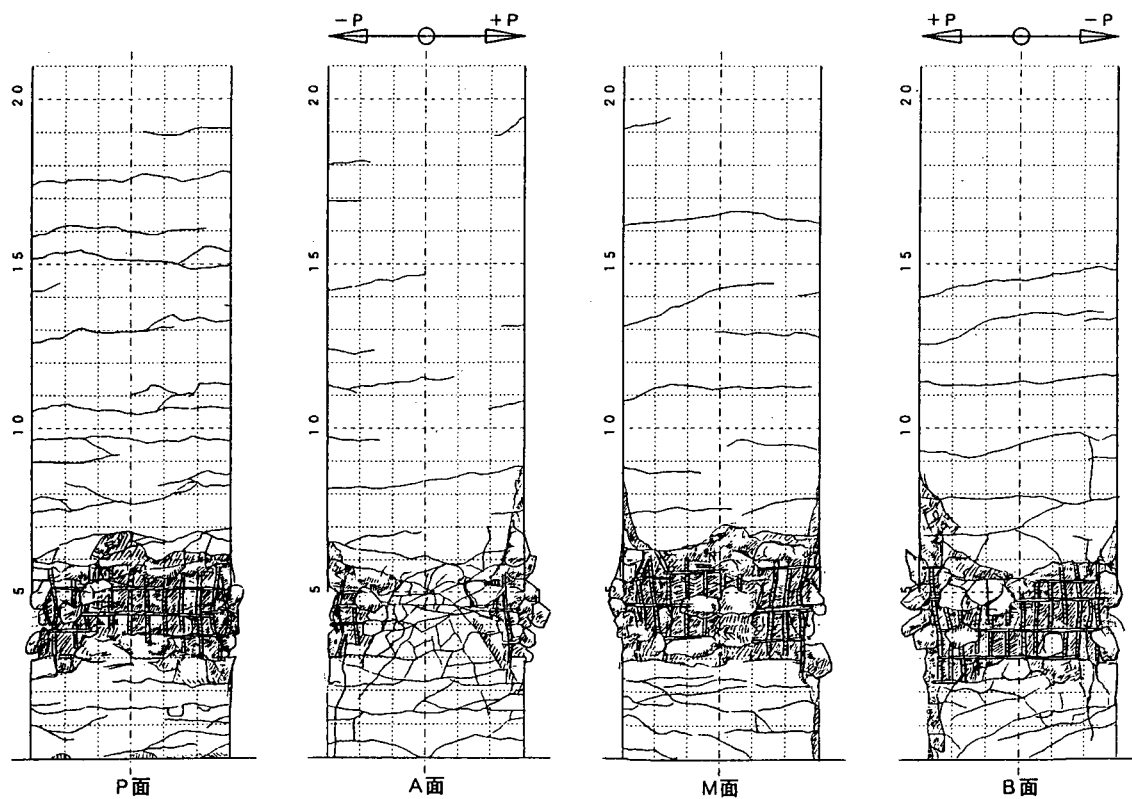


図-5.5(5) No.1 供試体の損傷の進展(×100mm)

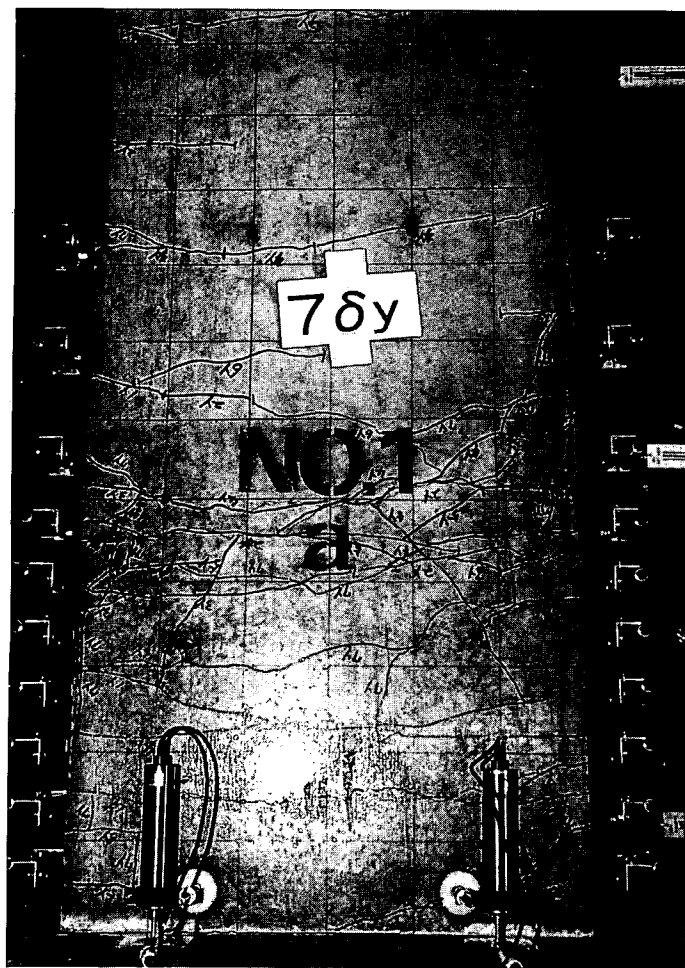


(k) $11\delta_y$ 荷重時



(l) $12\delta_y$ 荷重時

図-5.5(6) No.1 供試体の損傷の進展 (×100mm)

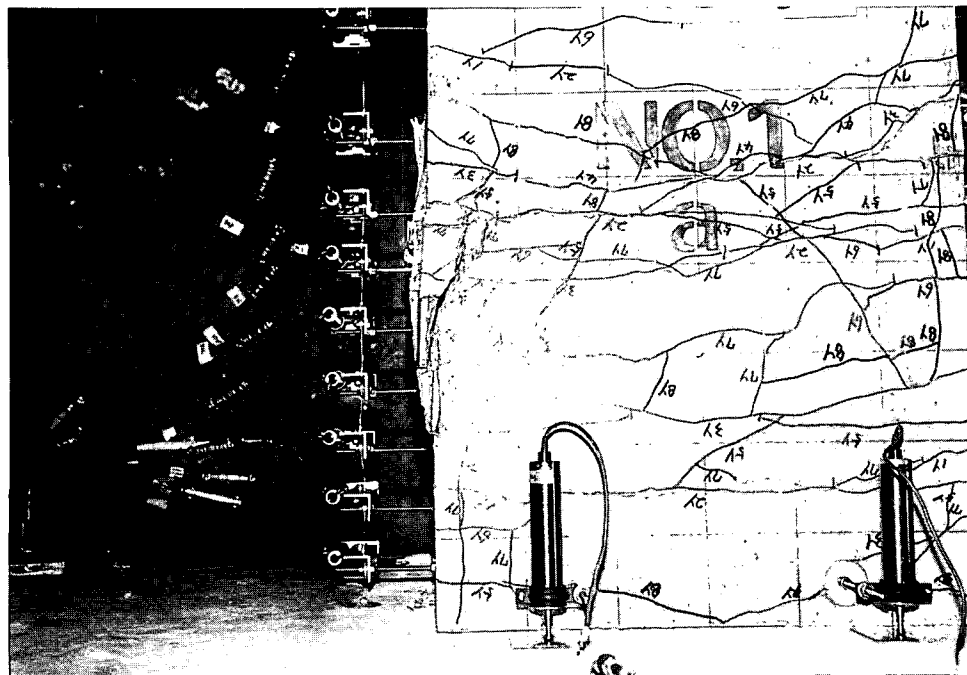


(a) A面

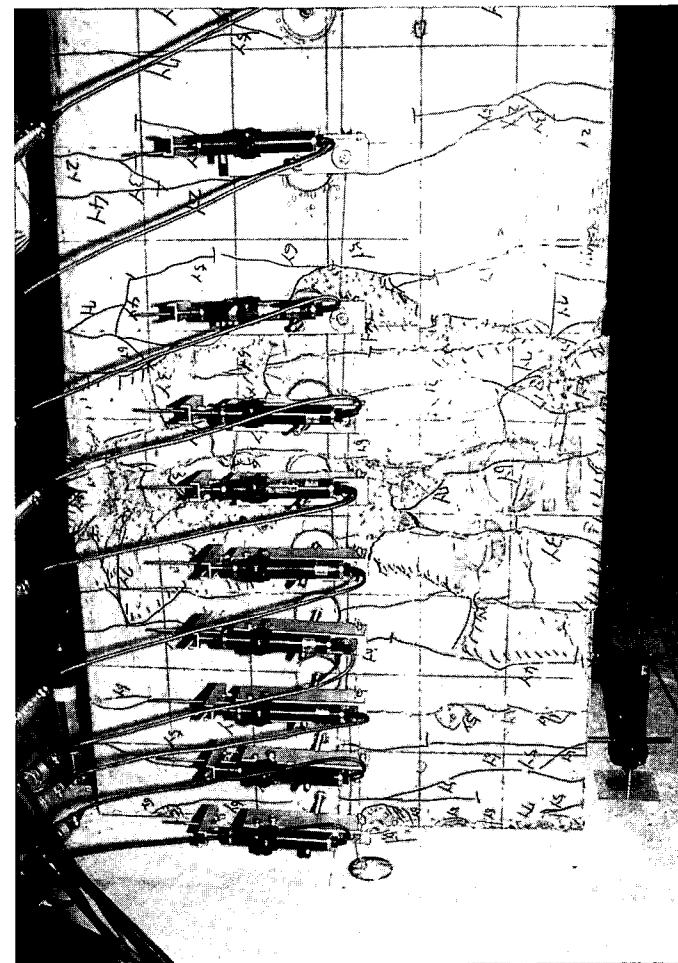


(b) P面

写真・5.3 No.1 供試体の $7\delta_y$ 載荷時の損傷

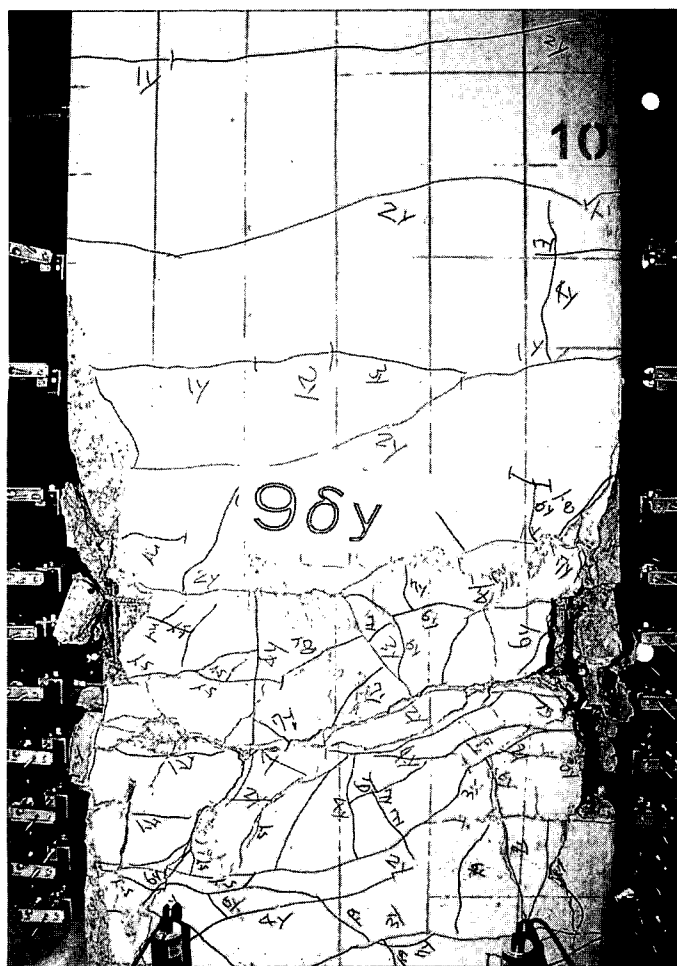


(a) A面

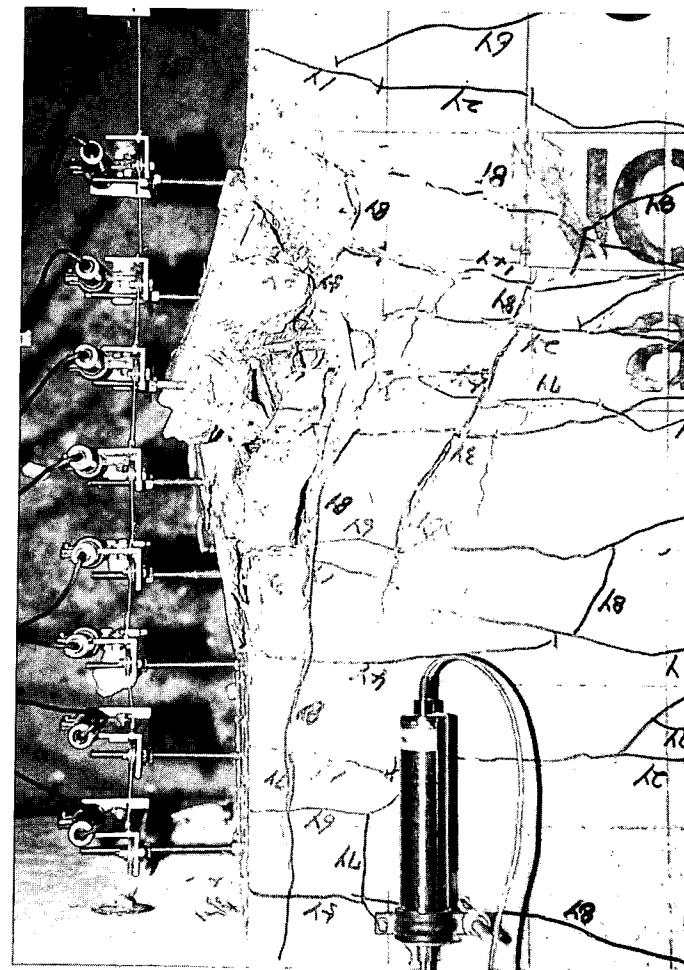


(b) P面

写真-5.4 No.1 供試体の $8\delta_y$ 載荷時の損傷

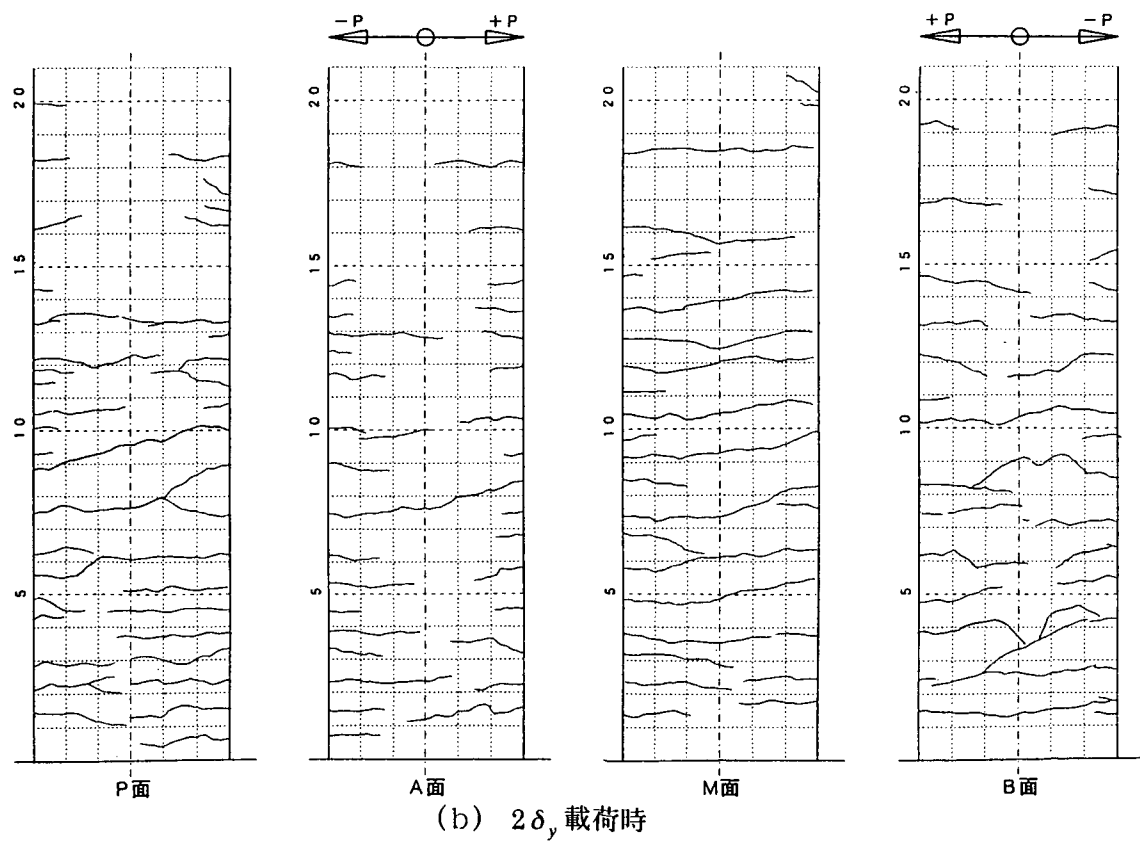
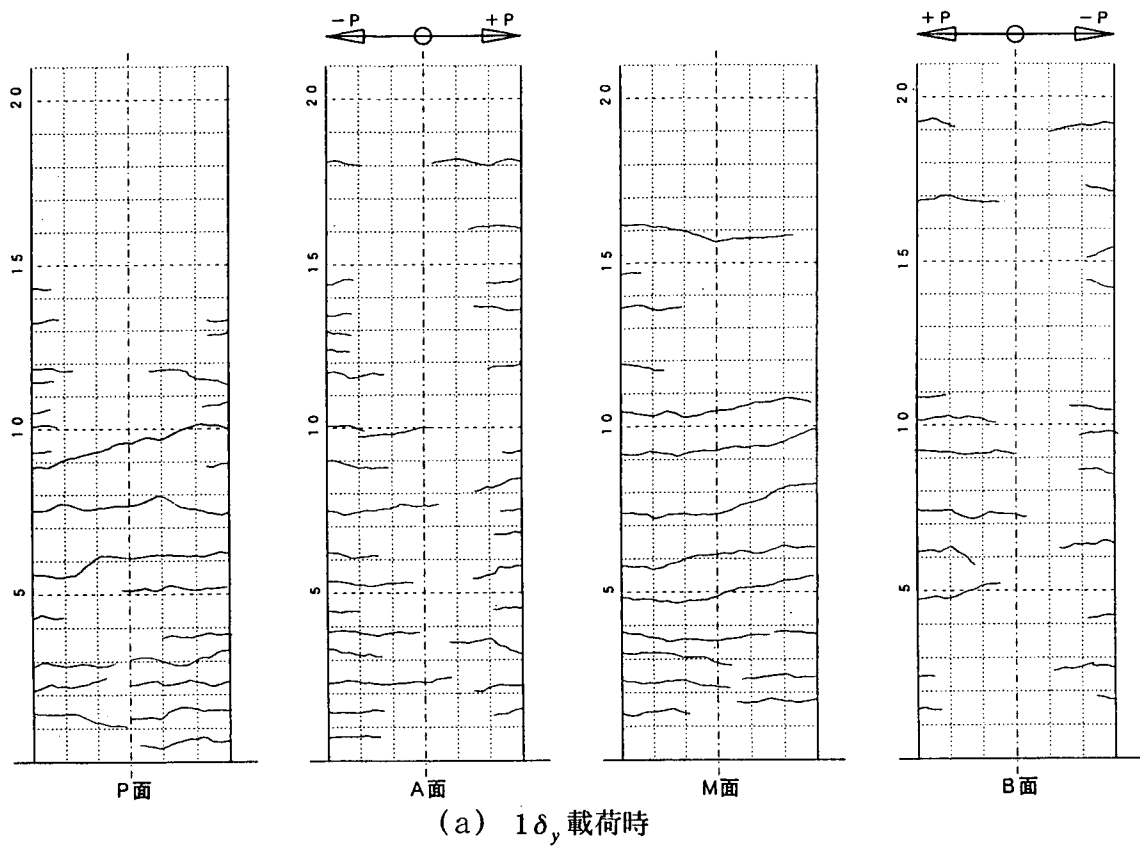


(a) B面



(b) A面

写真-5.5 No.1 供試体の $9\delta_y$ 載荷時の損傷



図・5.6(1) No.2 供試体の損傷の進展(×100mm)

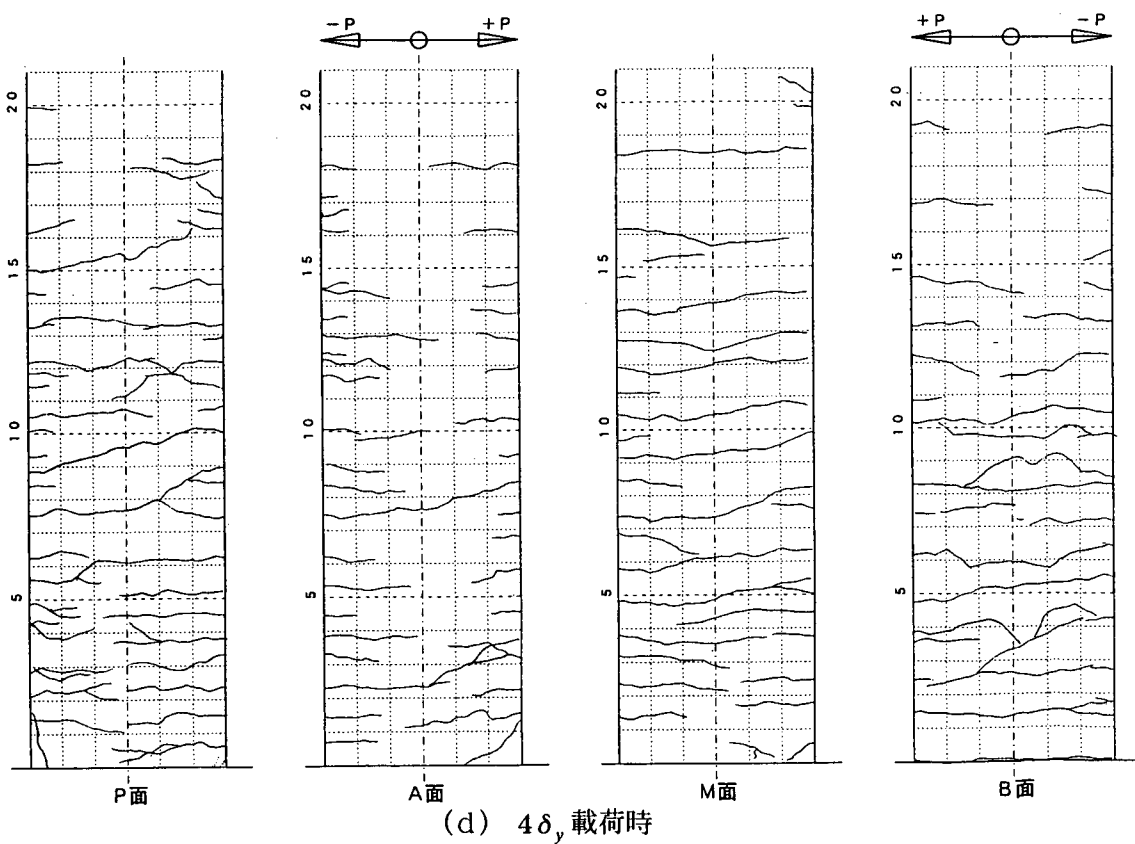
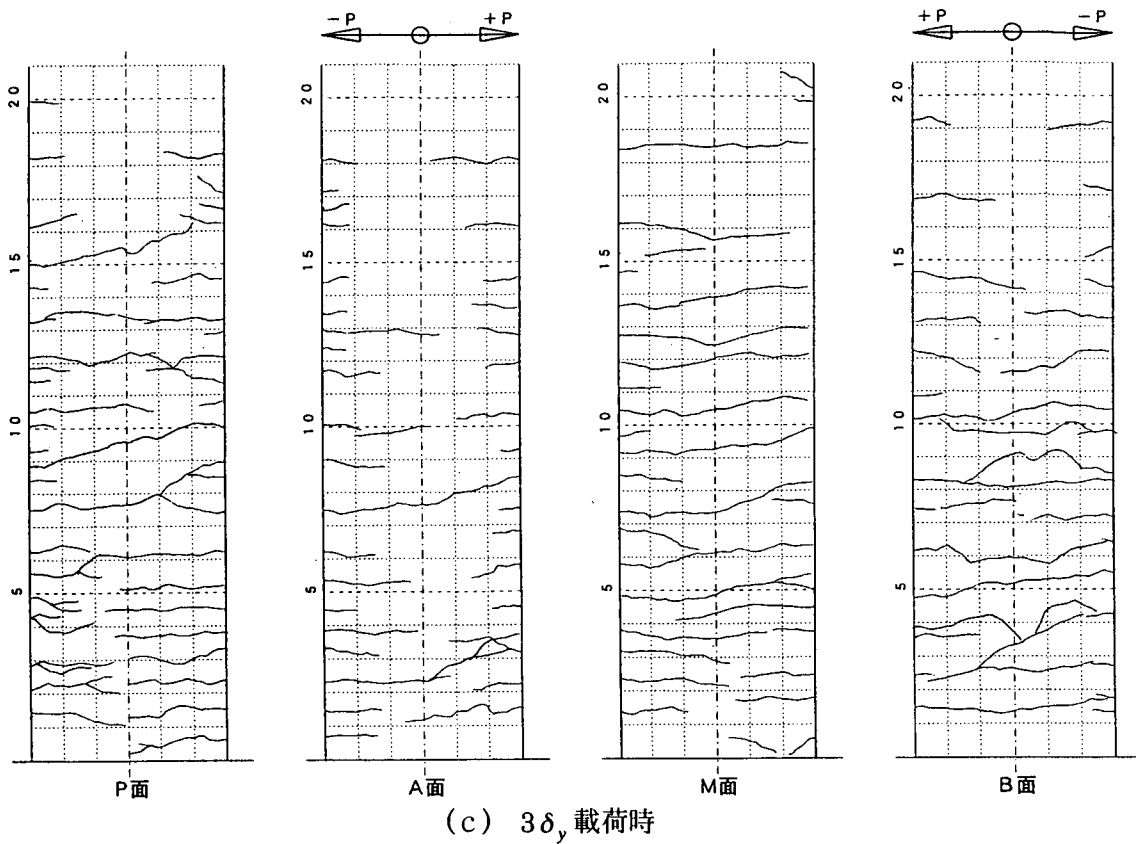


図-5.6(2) No.2 供試体の損傷の進展 (×100mm)

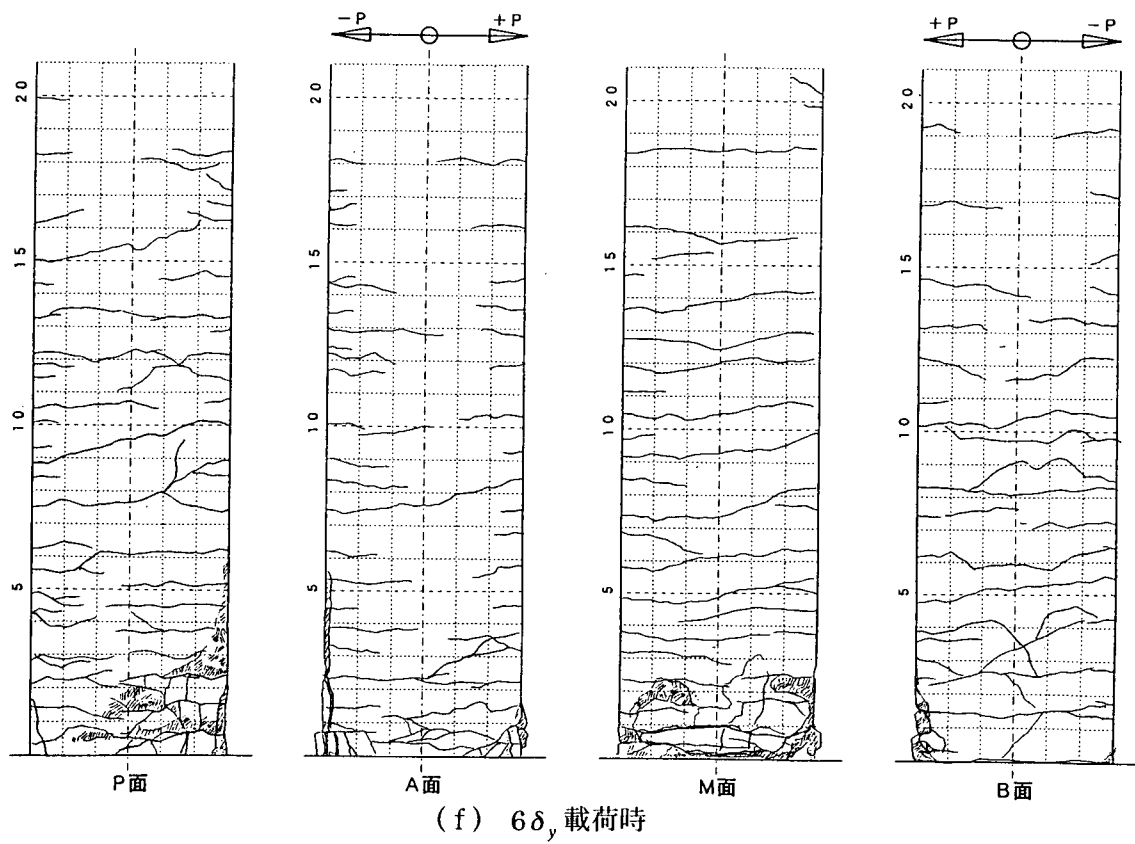
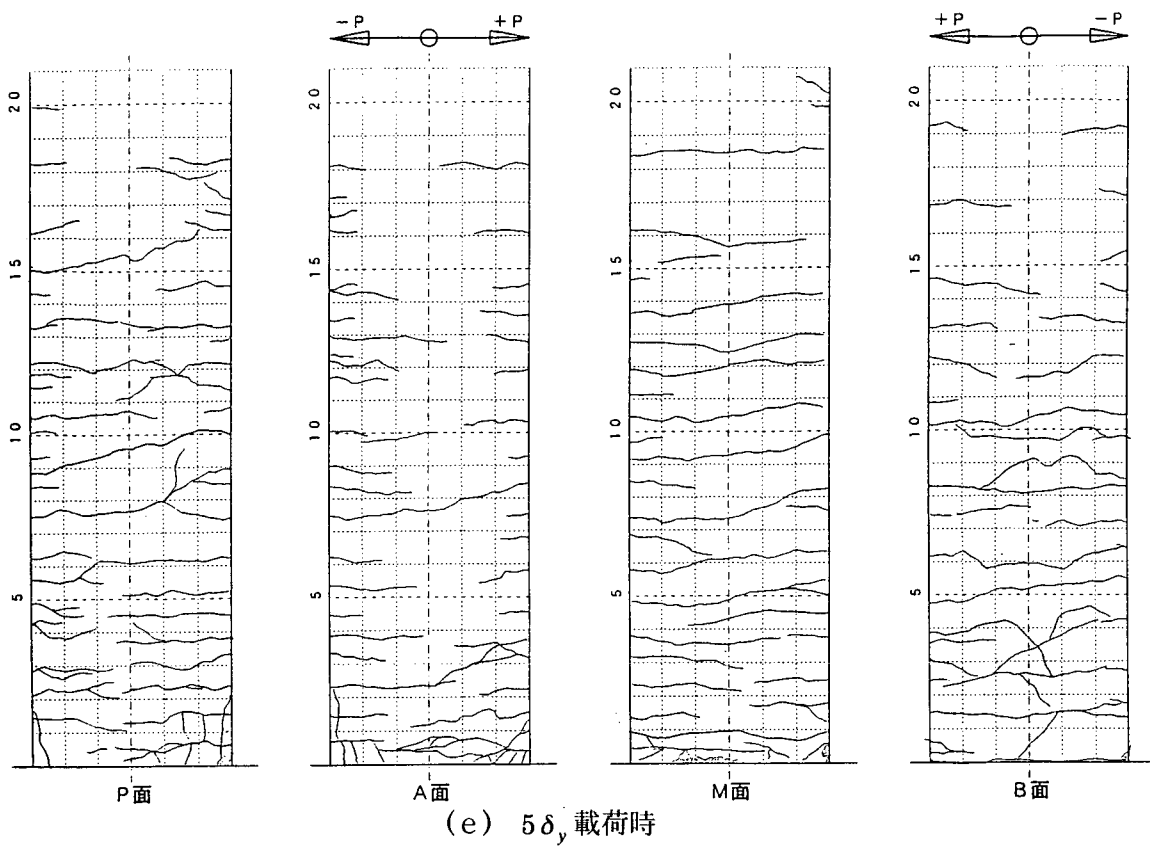


図-5.6(3) No.2 供試体の損傷の進展(×100mm)

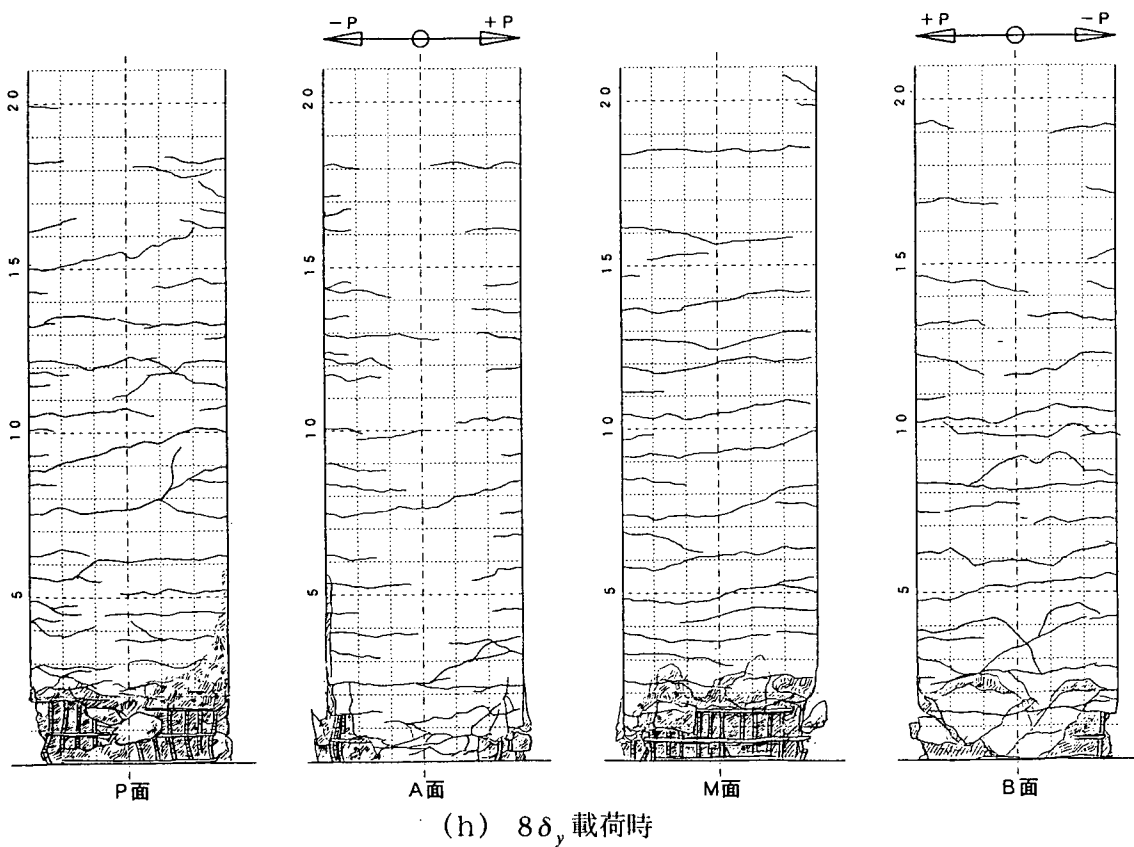
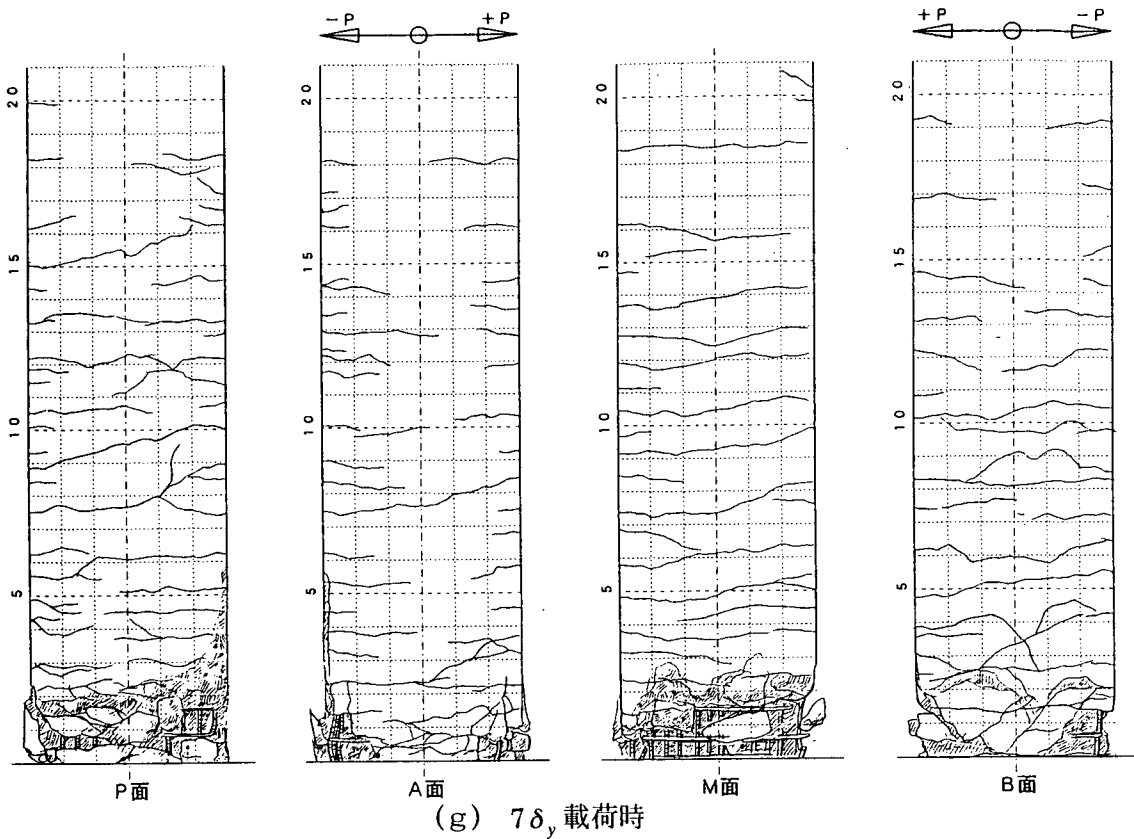
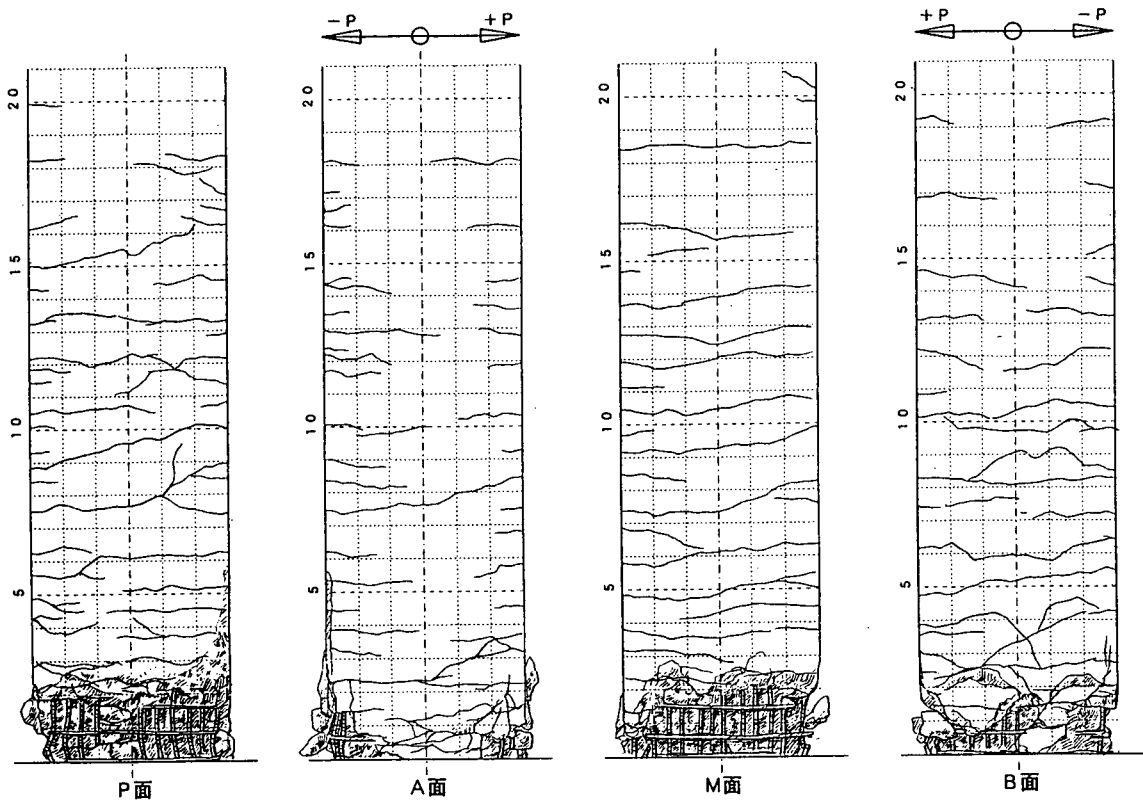
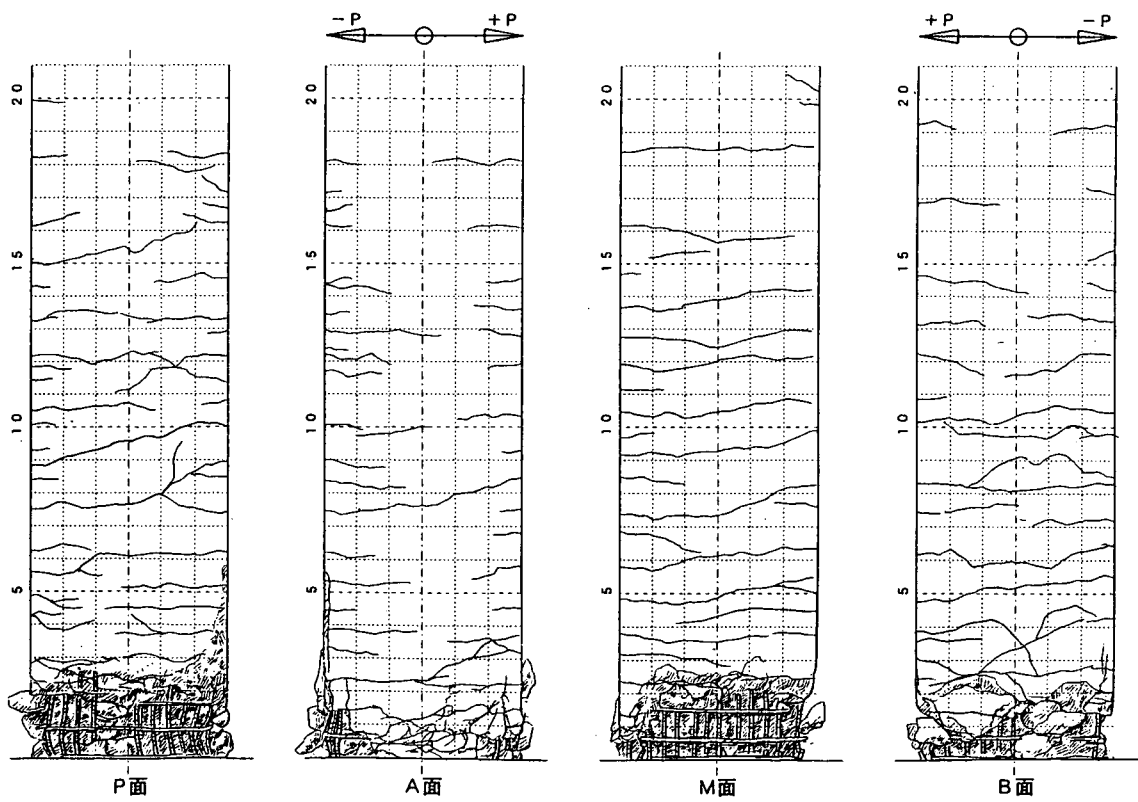


図-5.6(4) No.2 供試体の損傷の進展(×100mm)

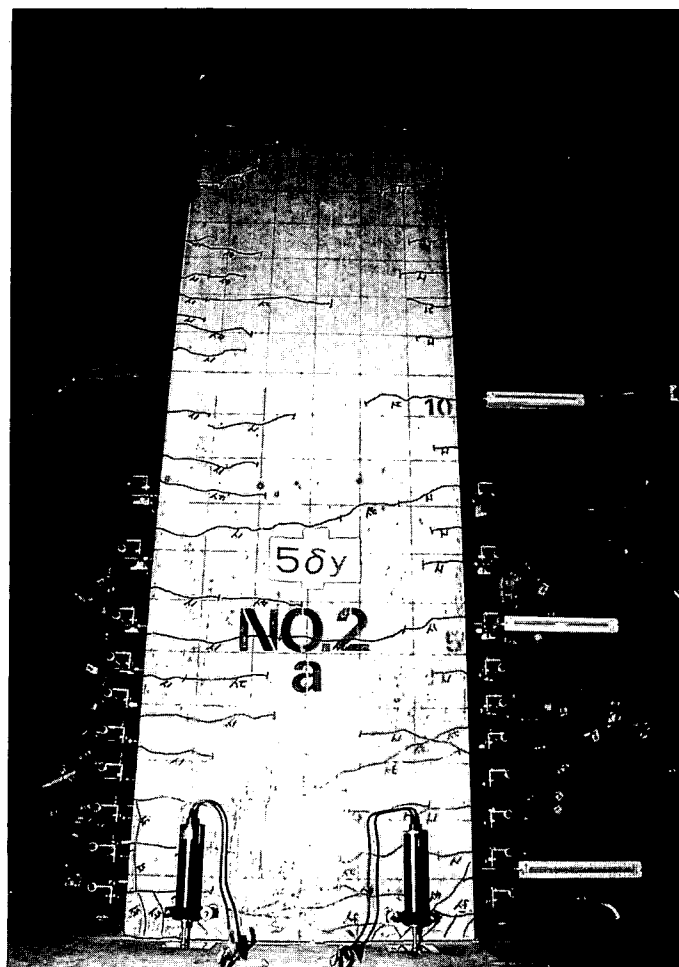


(i) $9\delta_y$ 載荷時

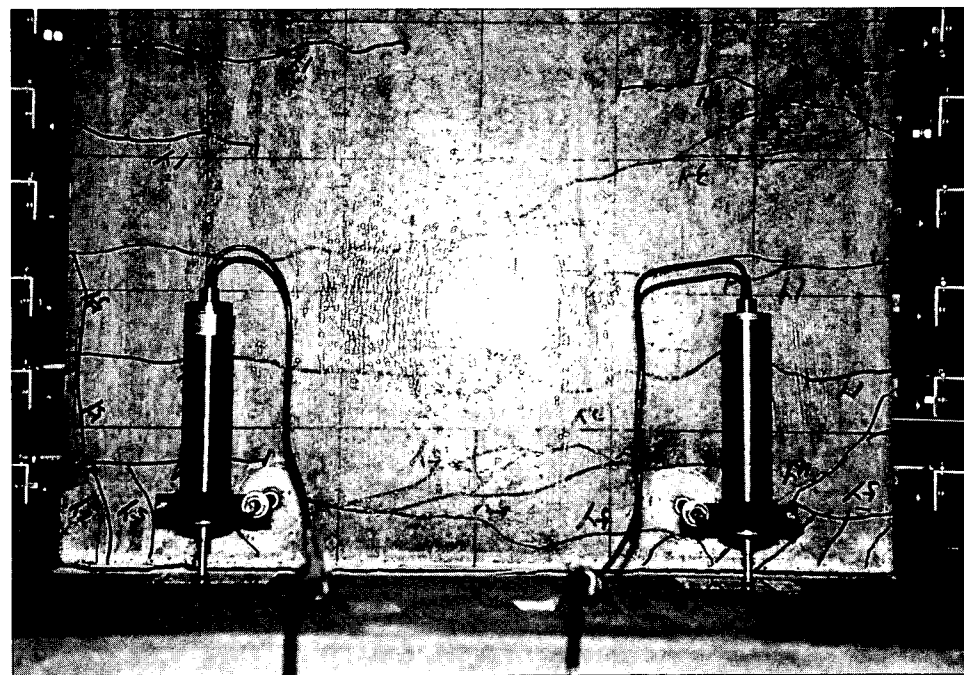


(j) $10\delta_y$ 載荷時

図-5.6(5) No.2 供試体の損傷の進展 ($\times 100\text{mm}$)

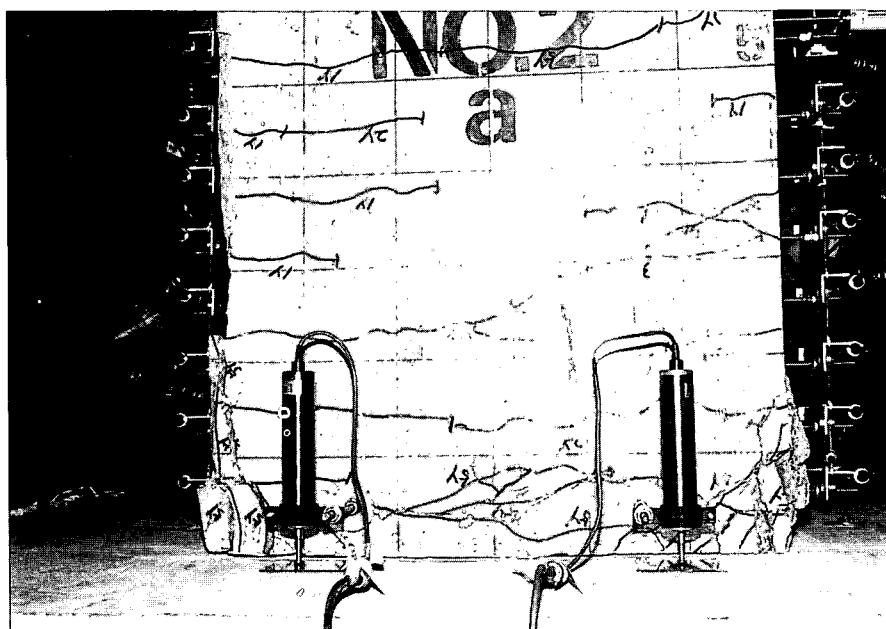


(a) A面



(b) A面 (基部拡大)

写真-5.6 No.2 供試体の $5\delta_y$ 載荷時の損傷

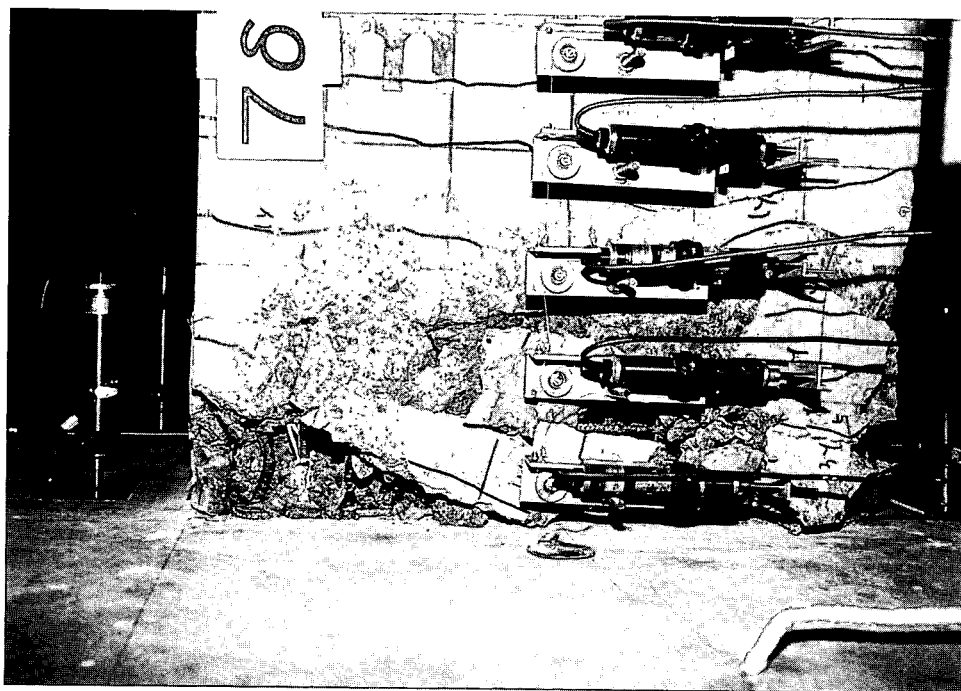


(a) A面

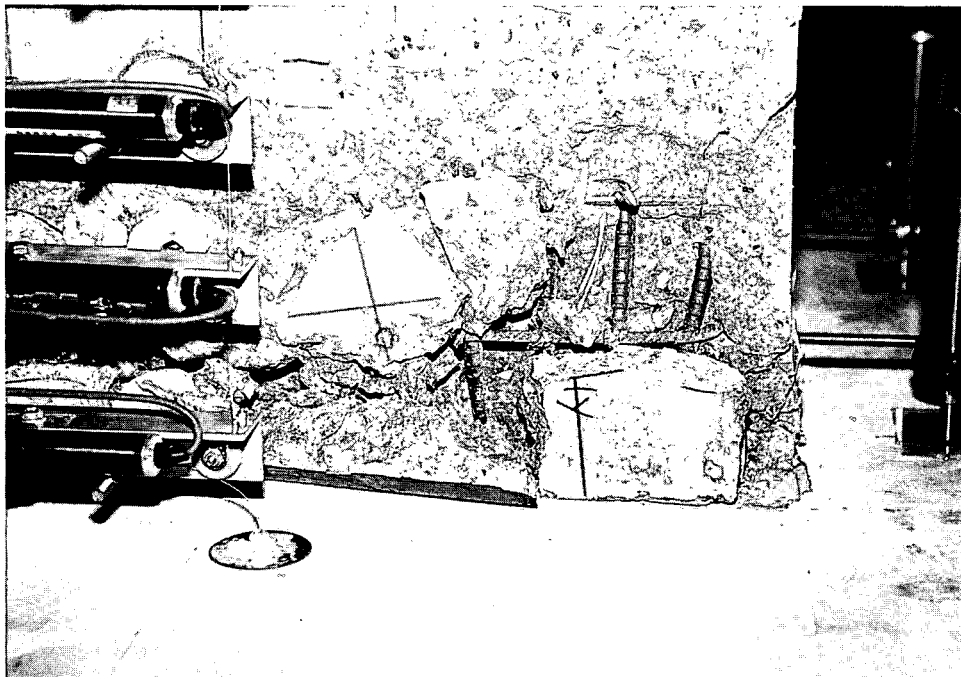


(b) M面

写真-5.7 No.2 供試体の $6\delta_y$ 載荷時の損傷



(a) M面



(b) P面

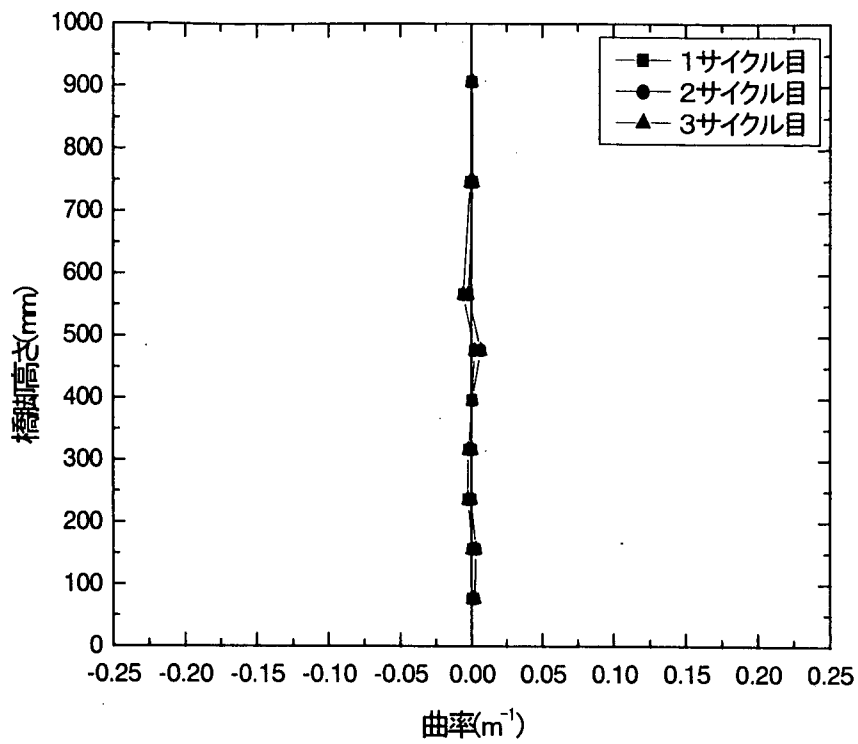
写真-5.8 No.2 供試体の $7\delta_y$ 載荷時の損傷

6. 塑性ヒンジ領域における曲率分布

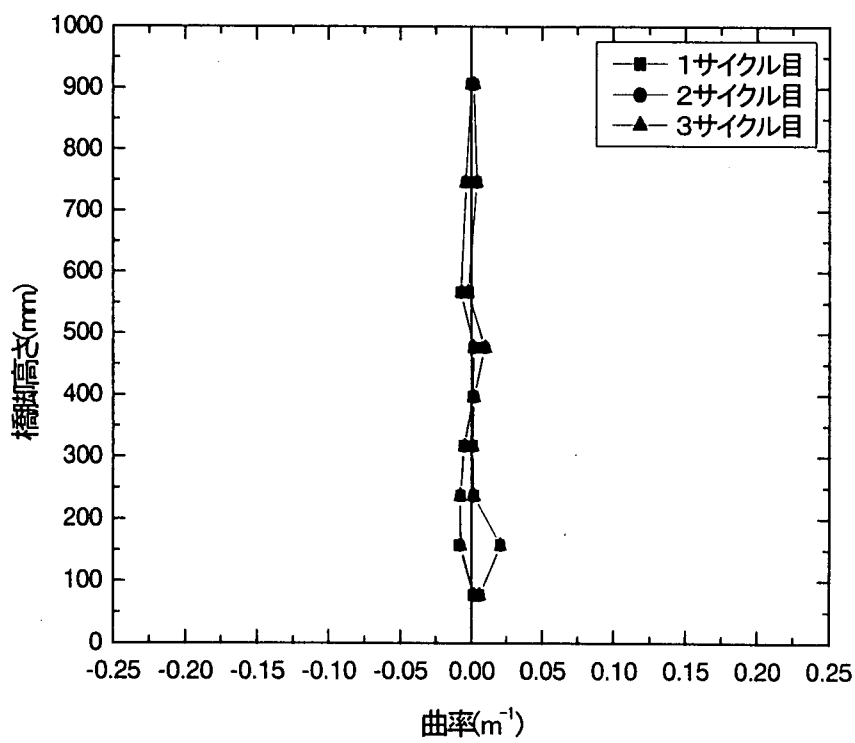
橋脚躯体に生じた損傷の程度やその分布を定量的に検討するために、橋脚基部から約 1m の範囲内で曲率分布の計測を行った。図-6.1、図-6.2、図-6.3 は曲率分布を各載荷ステップ毎に示したものであり、曲率分布の進展状況を各供試体ごとに示したものが図-6.4 である。また、安定した水平耐力を維持し得る最大の載荷変位時（かぶりコンクリートの剥離が始まる時に相当する）における曲率分布を、各供試体間で比較すると図-6.5 の通りである。

これより、No.0 供試体では基部から高さ 150mm 付近の断面で曲率が最も大きく、それよりも上方の断面では徐々に曲率が小さくなるような分布となっていることがわかる。これに対して、No.1 供試体では、高さ 150mm 付近の断面とともに高さ 500mm 付近の断面でも曲率が大きく、2 断面で曲率のピークが生じるような分布となっており、損傷制御鉄筋によって塑性化領域が広がったことを示している。かぶりコンクリートの剥離が始まるような損傷段階において比較しても、No.0 供試体よりも塑性曲率分布は広い範囲で生じており、この広がりにより変形性能が向上したものと考えられる。

一方、No.2 供試体では、No.0 供試体と比較すると、載荷変位が増大しても橋脚断面に生じる曲率は顕著には変化していないことがわかる。また、かぶりコンクリートの剥離が始まる段階で比較しても、No.2 供試体の曲率は全高にわたって小さく、 $5\delta_y$ の載荷までに橋脚躯体に実際に生じた損傷が非常に軽微だったことをよく表している。

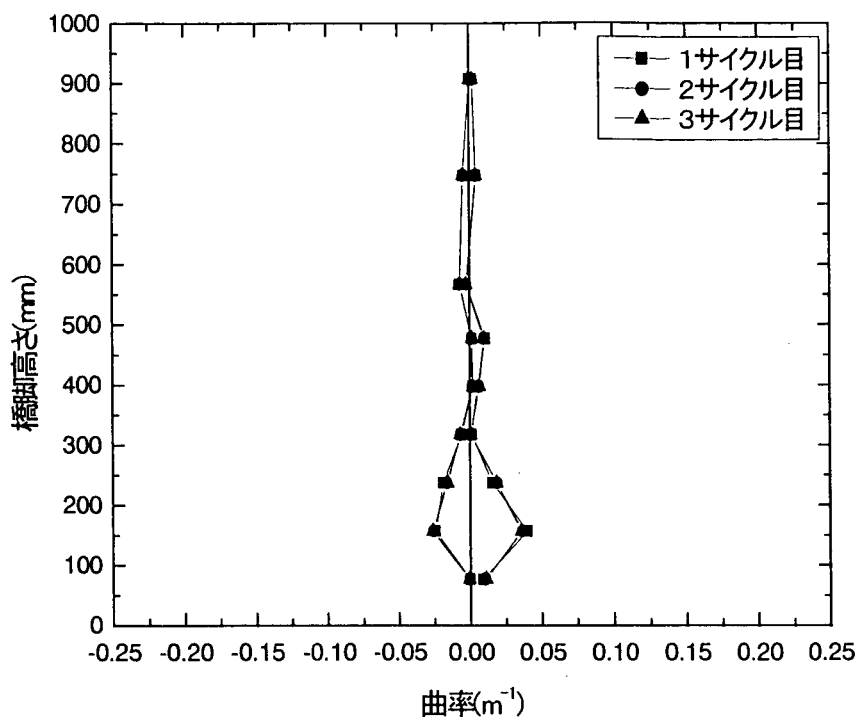


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

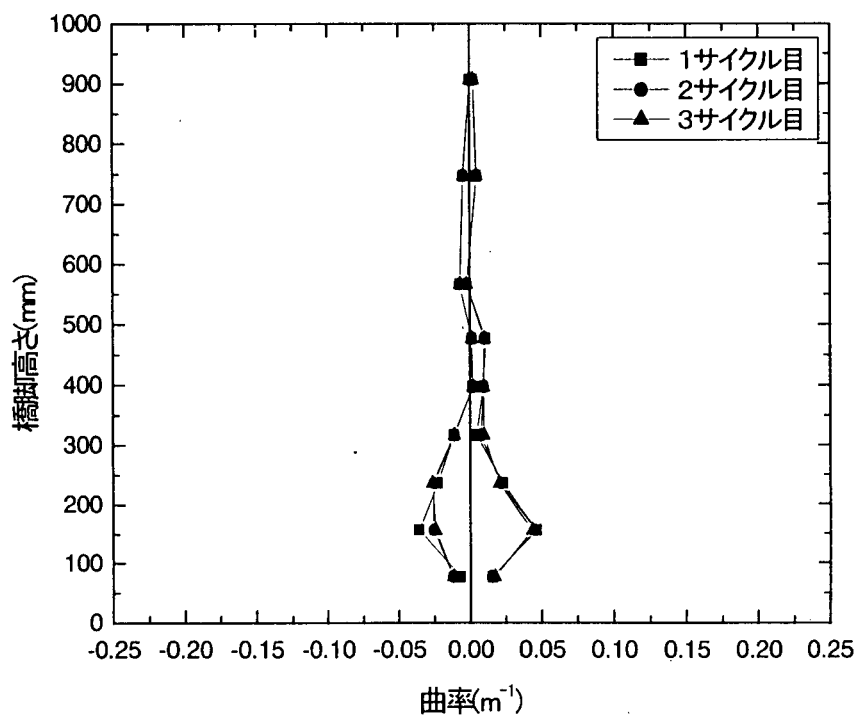


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図-6.1(1) No.0 供試体の曲率分布

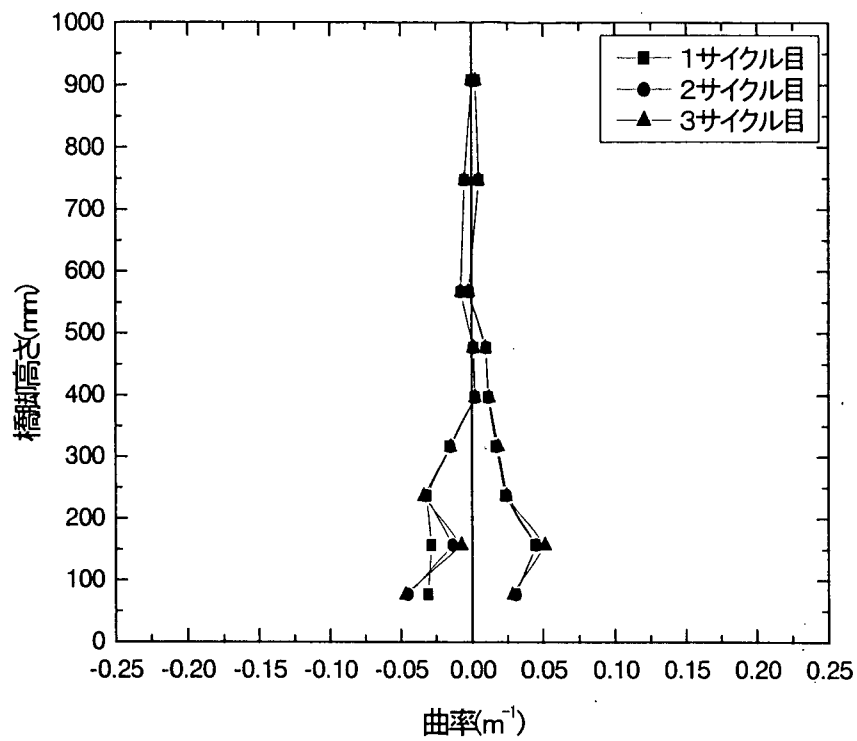


(c) $3\delta_y$ 載荷時

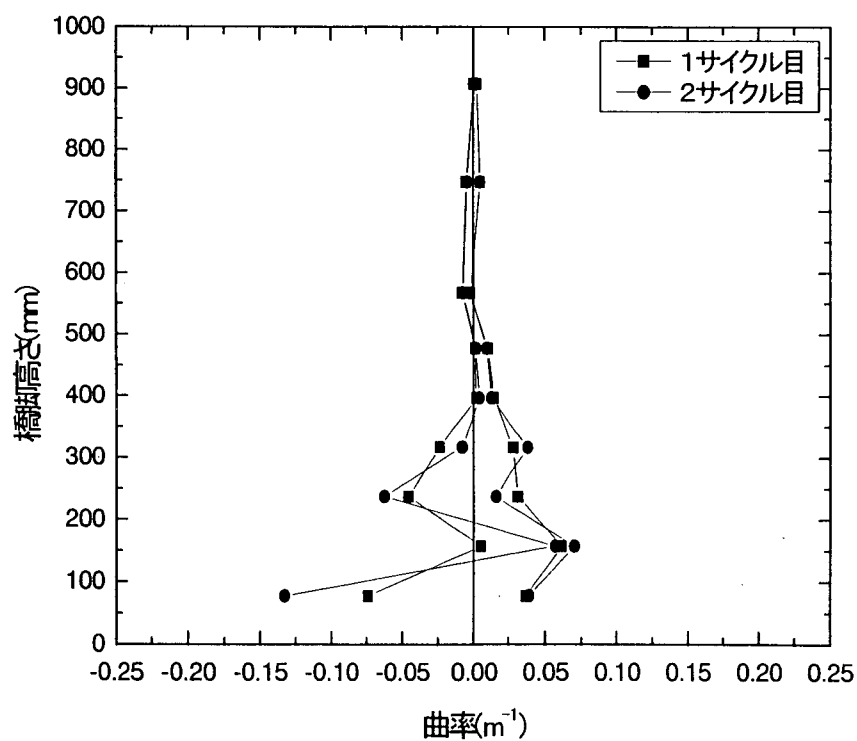


(d) $4\delta_y$ 載荷時

図・6.1(2) No.0 供試体の曲率分布

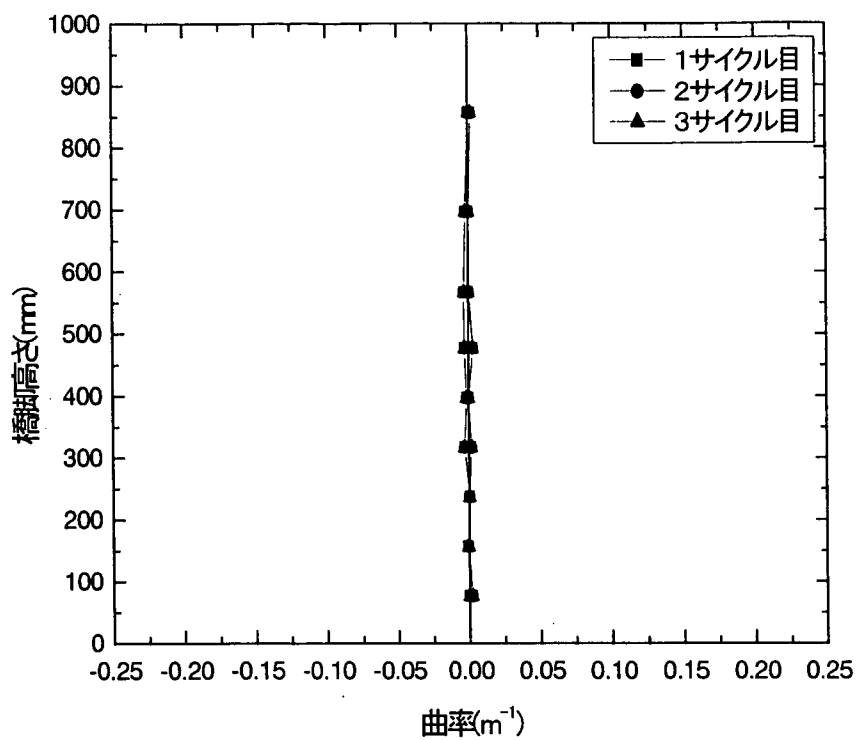


(e) $5\delta_y$ 荷荷時

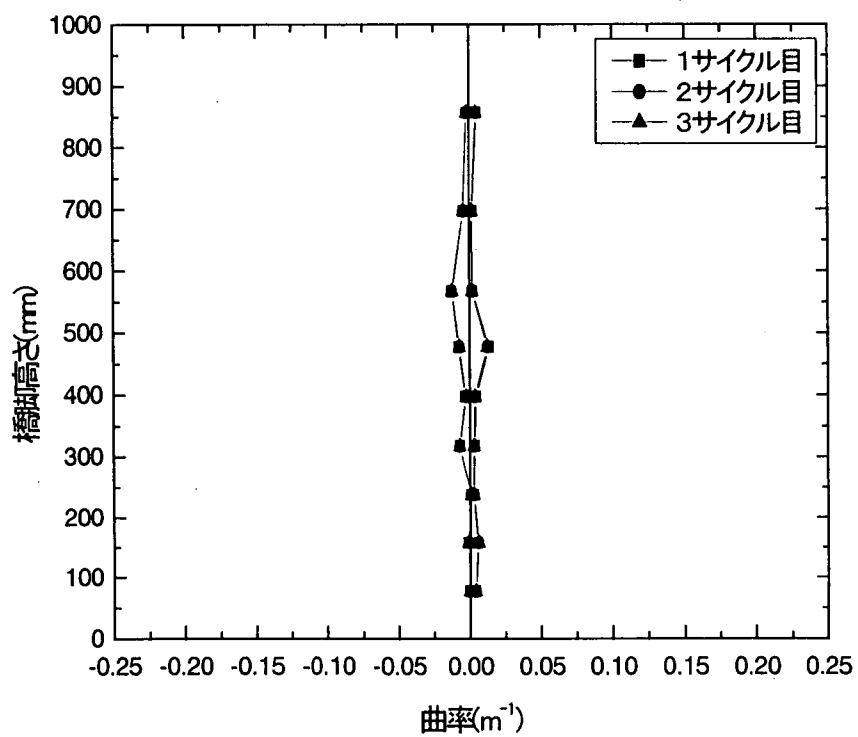


(f) $6\delta_y$ 荷荷時

図-6.1(3) No.0 供試体の曲率分布

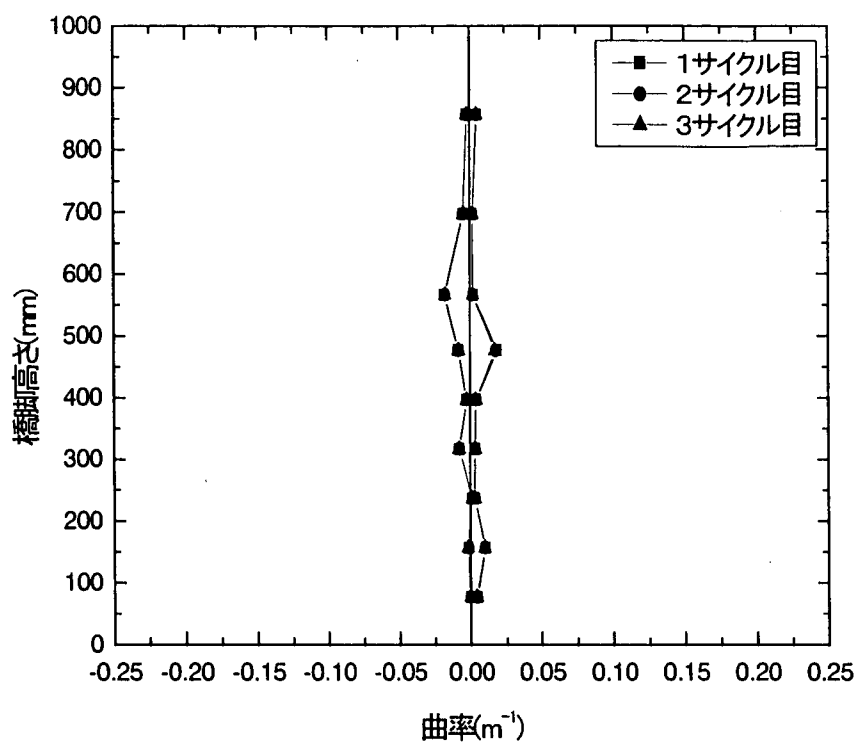


(a) $1\delta_y$ 荷重時

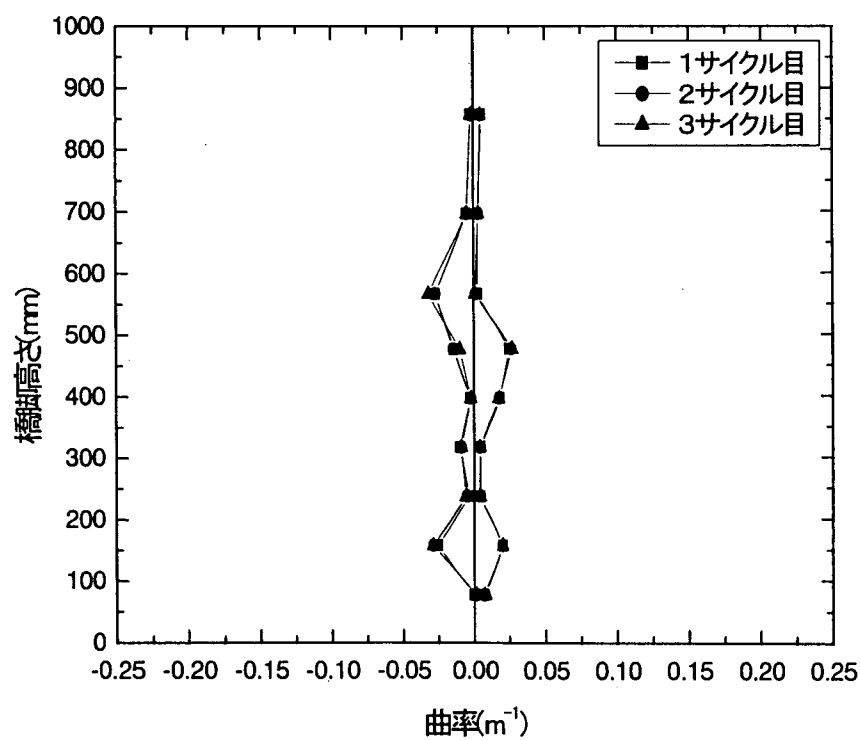


(b) $2\delta_y$ 荷重時

図-6.2(1) No.1 供試体の曲率分布

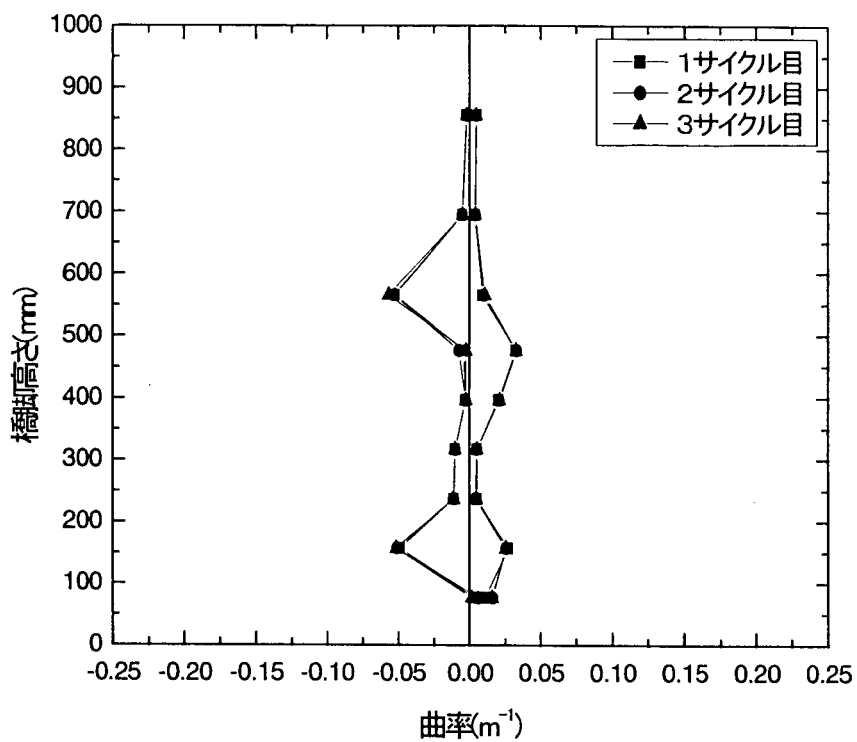


(c) $3\delta_y$ 荷荷時

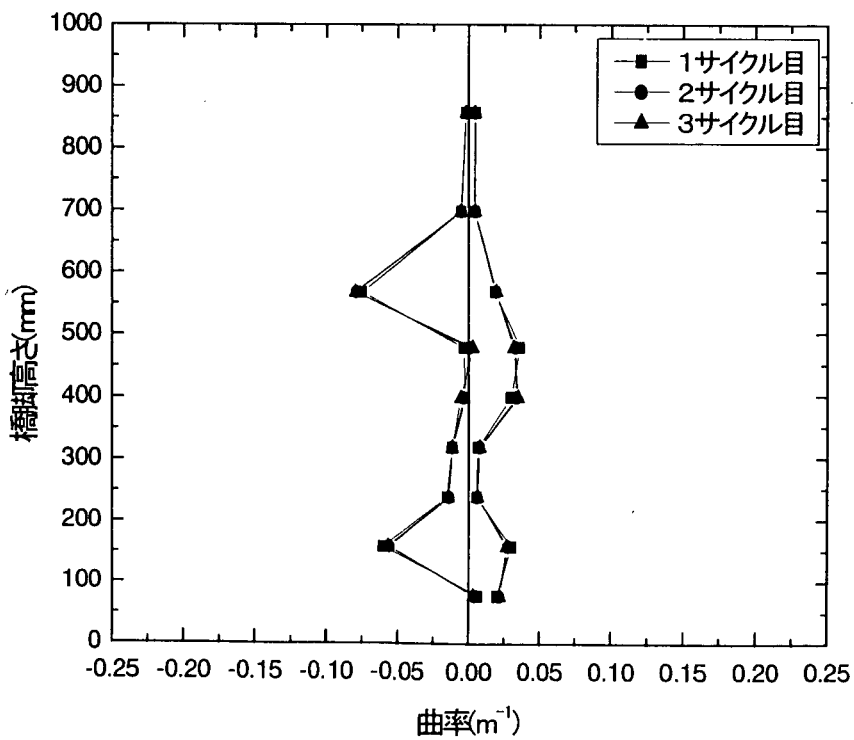


(d) $4\delta_y$ 荷荷時

図-6.2(2) No.1 供試体の曲率分布

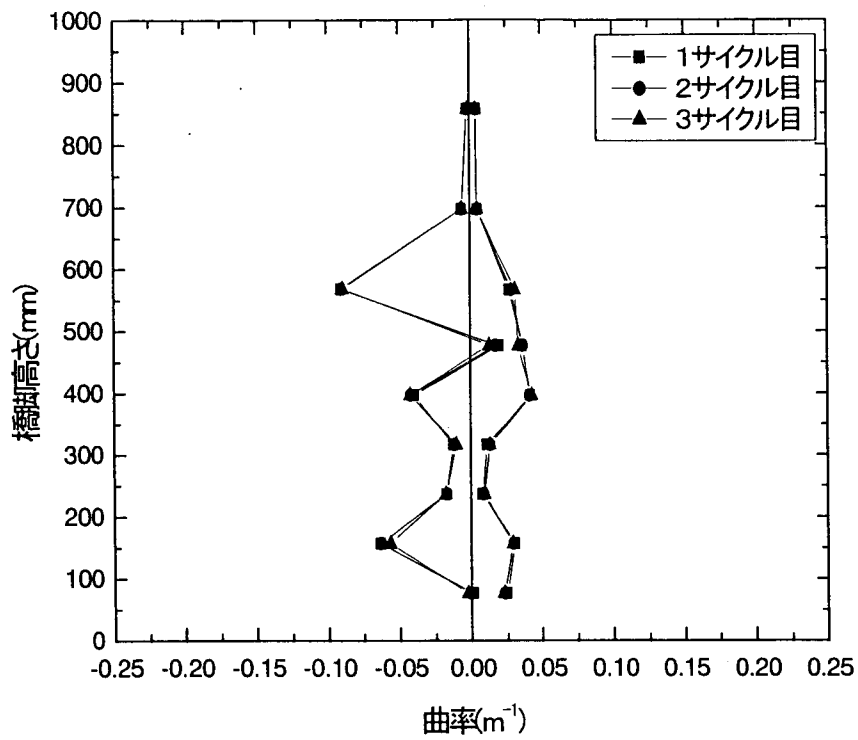


(e) $5\delta_y$ 載荷時

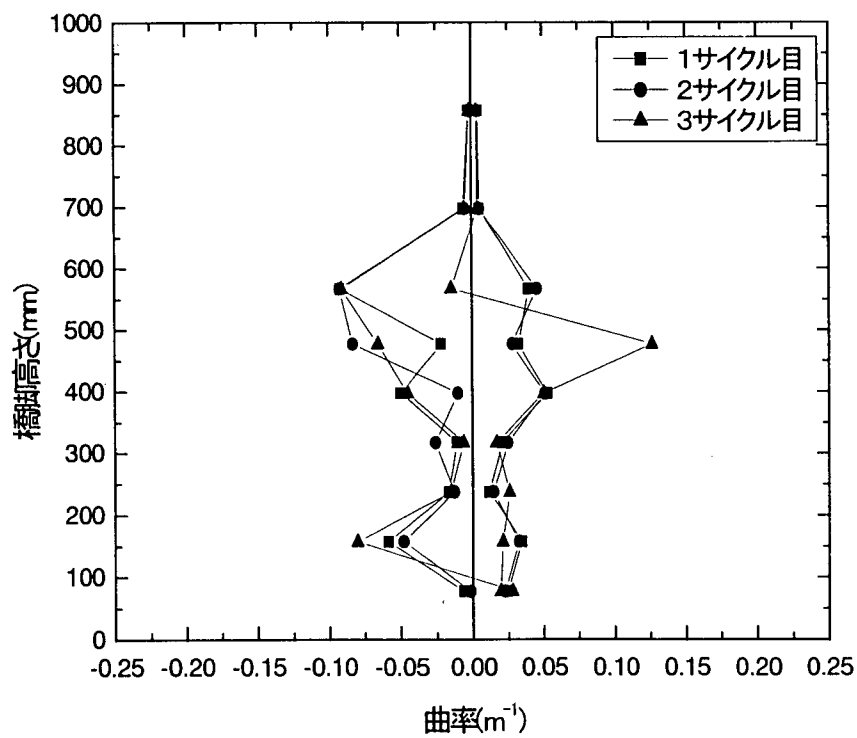


(f) $6\delta_y$ 載荷時

図-6.2(3) No.1 供試体の曲率分布

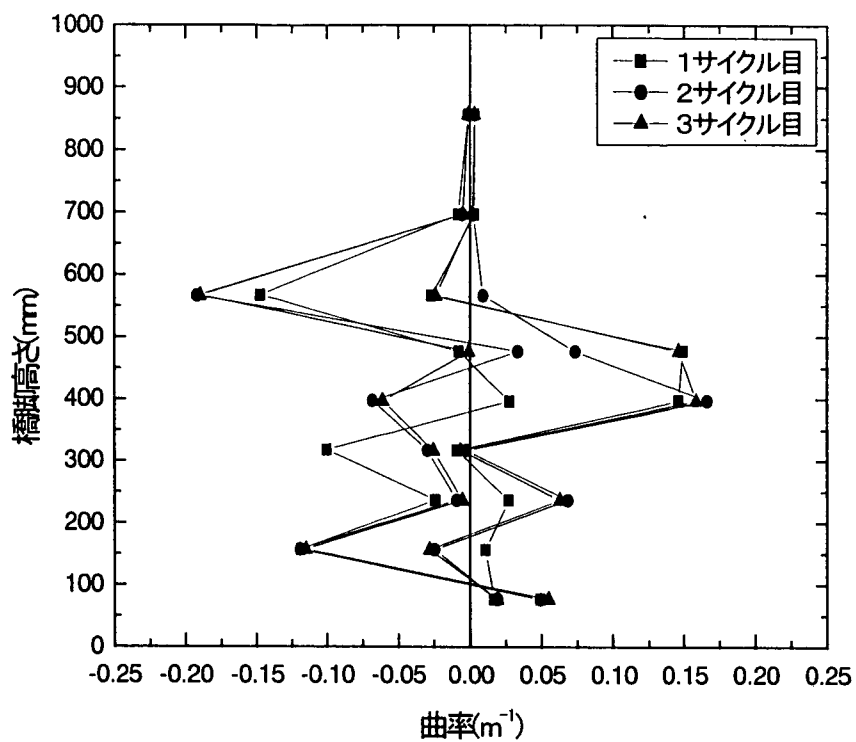


(g) $7\delta_y$ 荷荷時

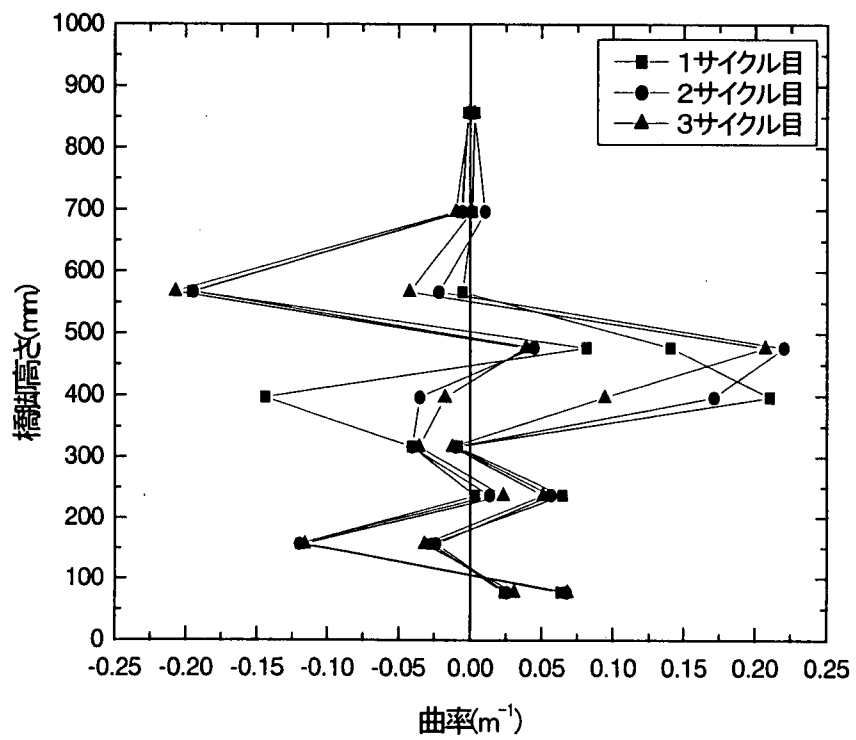


(h) $8\delta_y$ 荷荷時

図-6.2(4) No.1 供試体の曲率分布

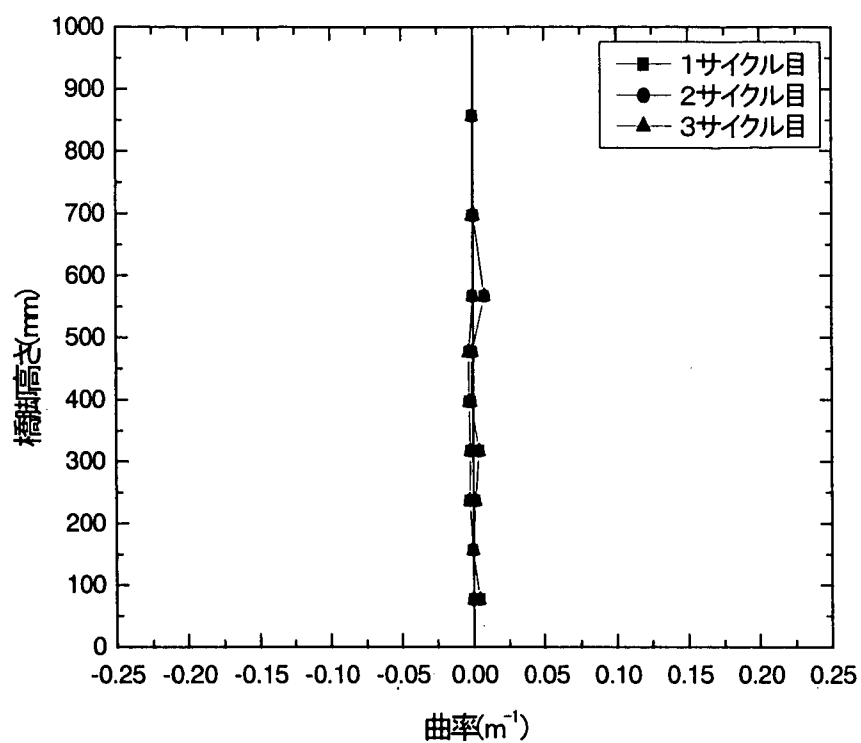


(i) $9\delta_y$ 荷重時

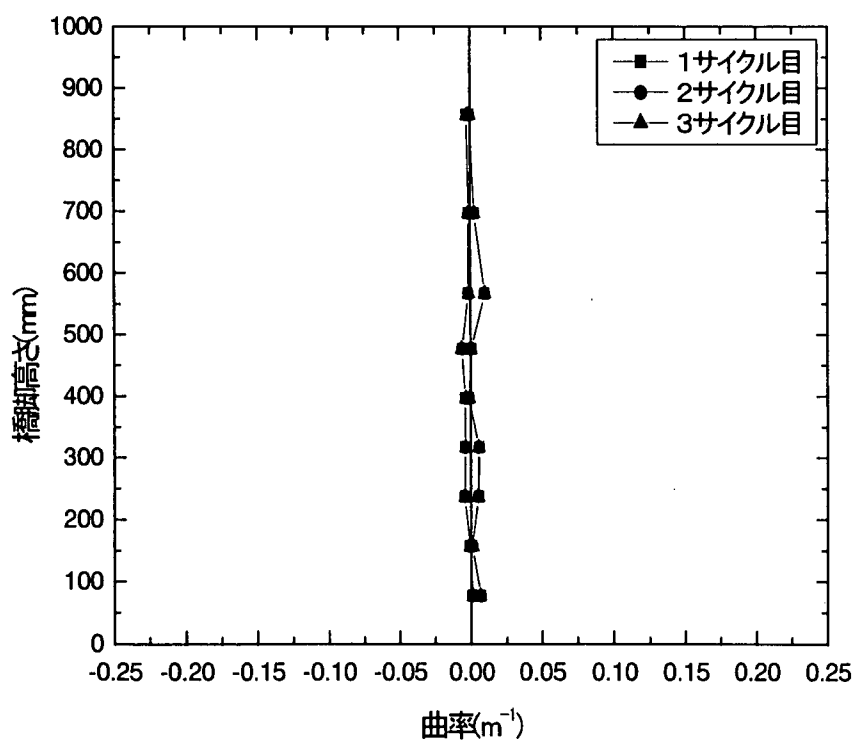


(j) $10\delta_y$ 荷重時

図-6.2(5) No.1 供試体の曲率分布

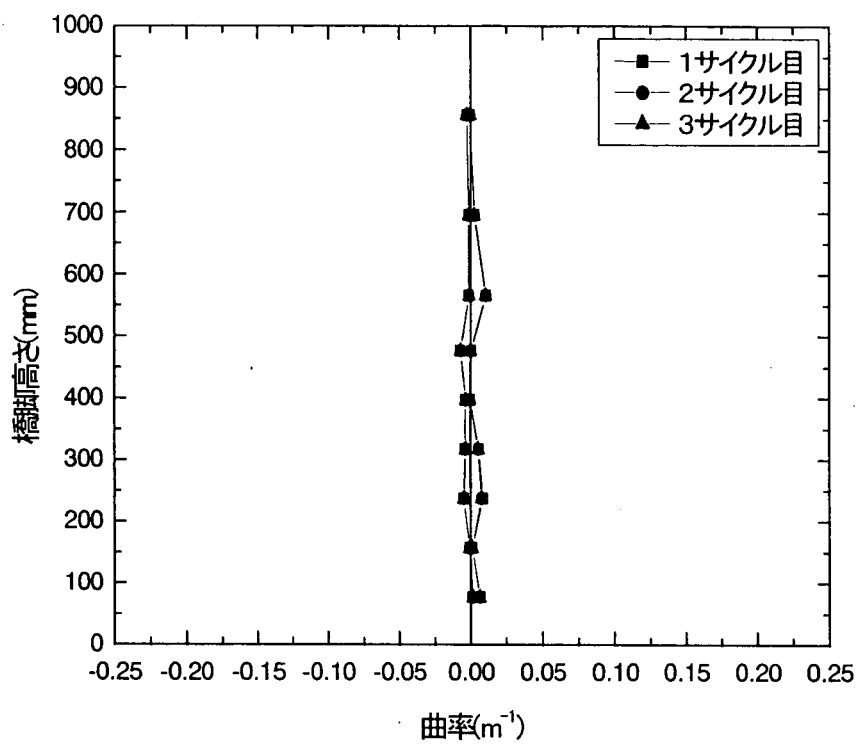


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

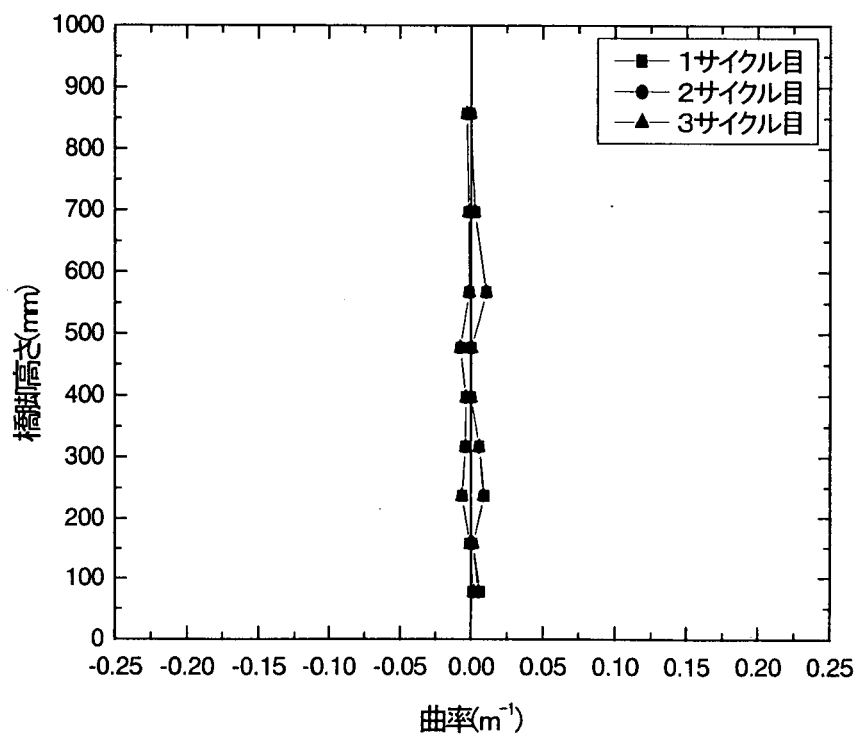


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図-6.3(1) . No.2 供試体の曲率分布

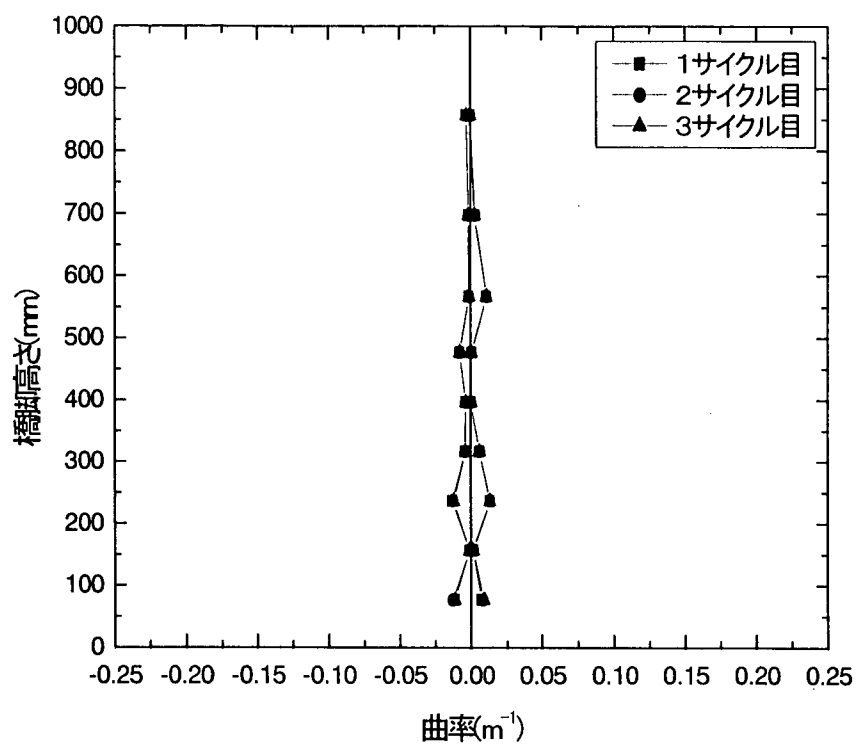


(c) $3\delta_y$ 荷重時

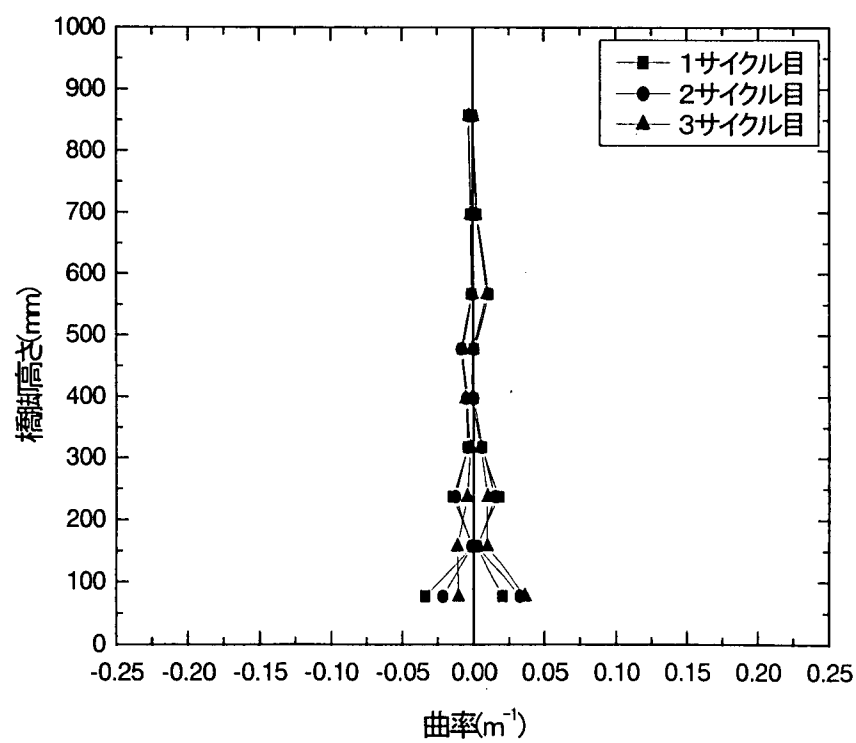


(d) $4\delta_y$ 荷重時

図-6.3(2) No.2 供試体の曲率分布

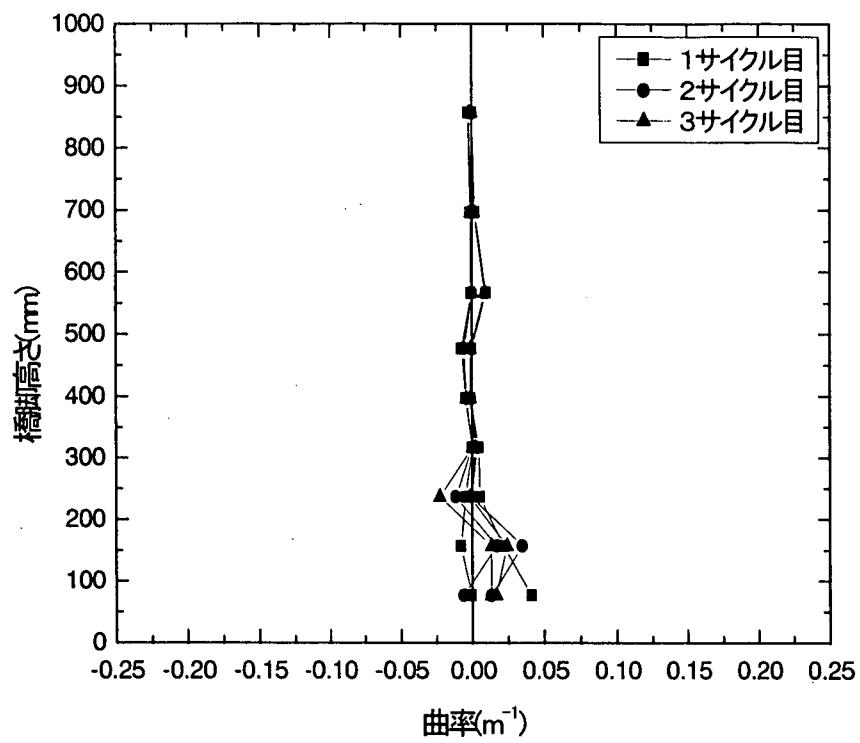


(e) $5\delta_y$ 荷荷時



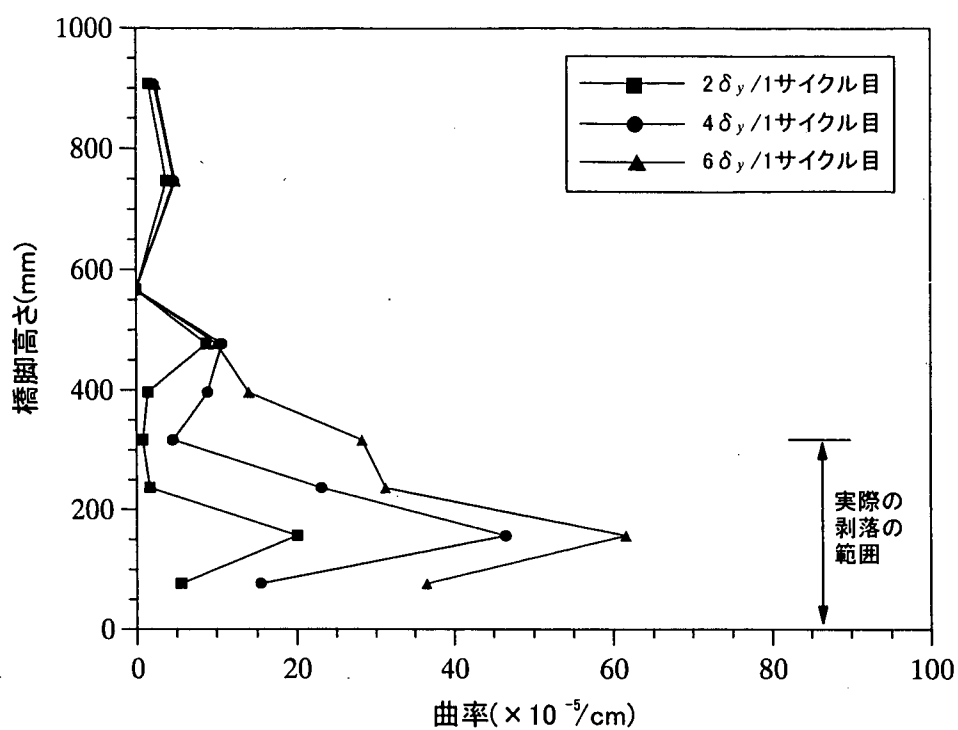
(f) $6\delta_y$ 荷荷時

図-6.3(3) No.2 供試体の曲率分布

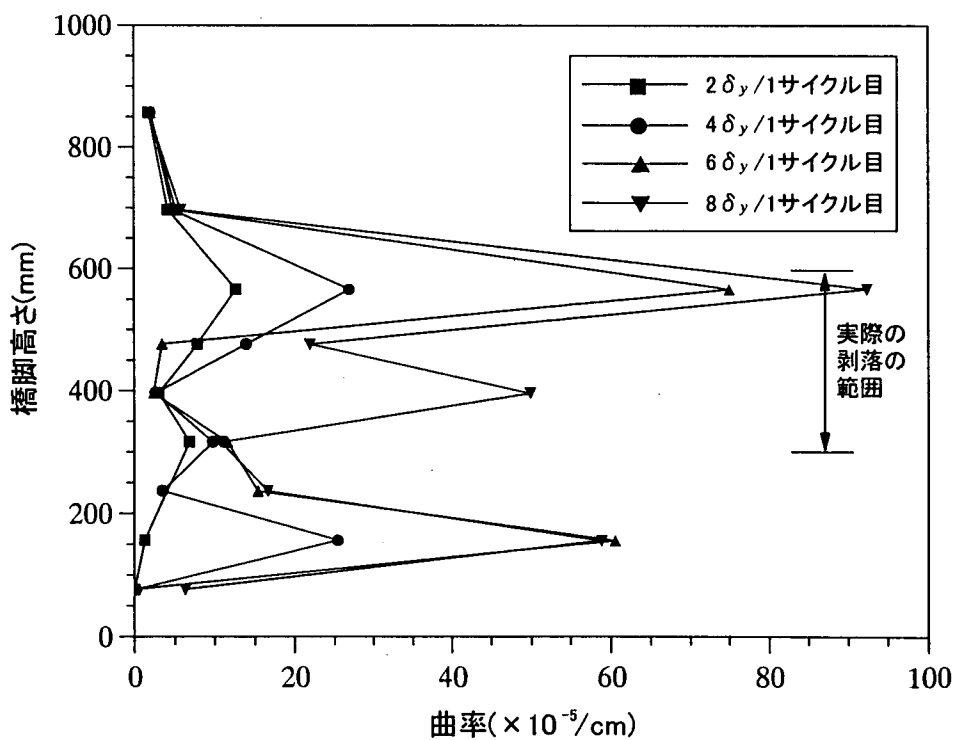


(g) $7\delta_y$ 載荷時

図-6.3(4) No.2 供試体の曲率分布

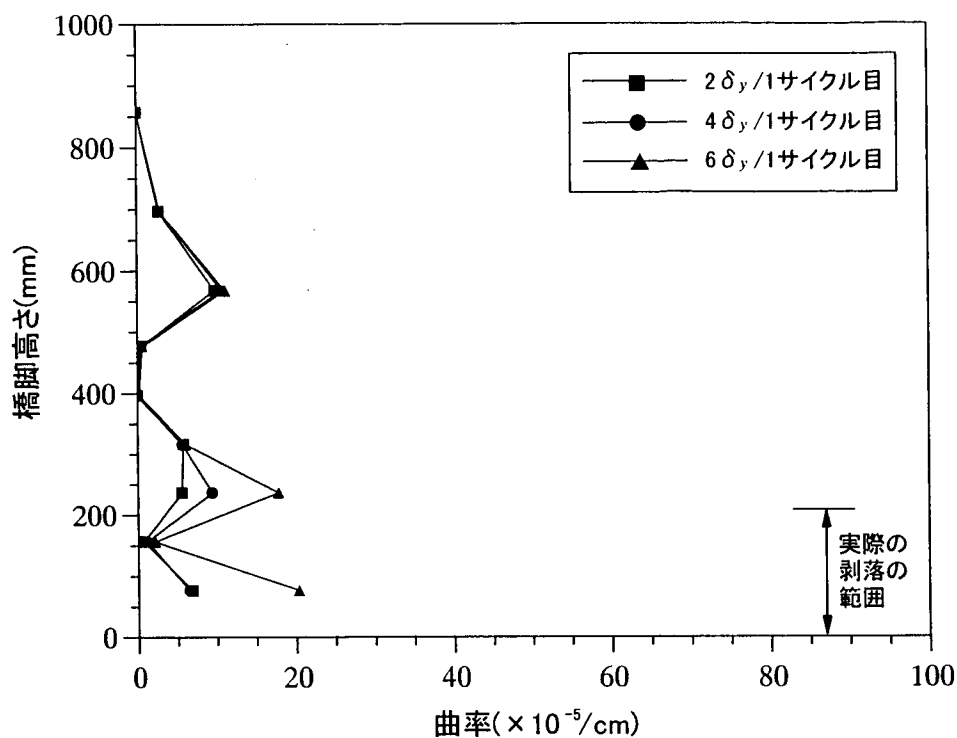


(a) No.0 供試体



(b) No.1 供試体

図-6.4(1) 曲率分布の進展



(c) No.2 供試体

図-6.4(2) 曲率分布の進展

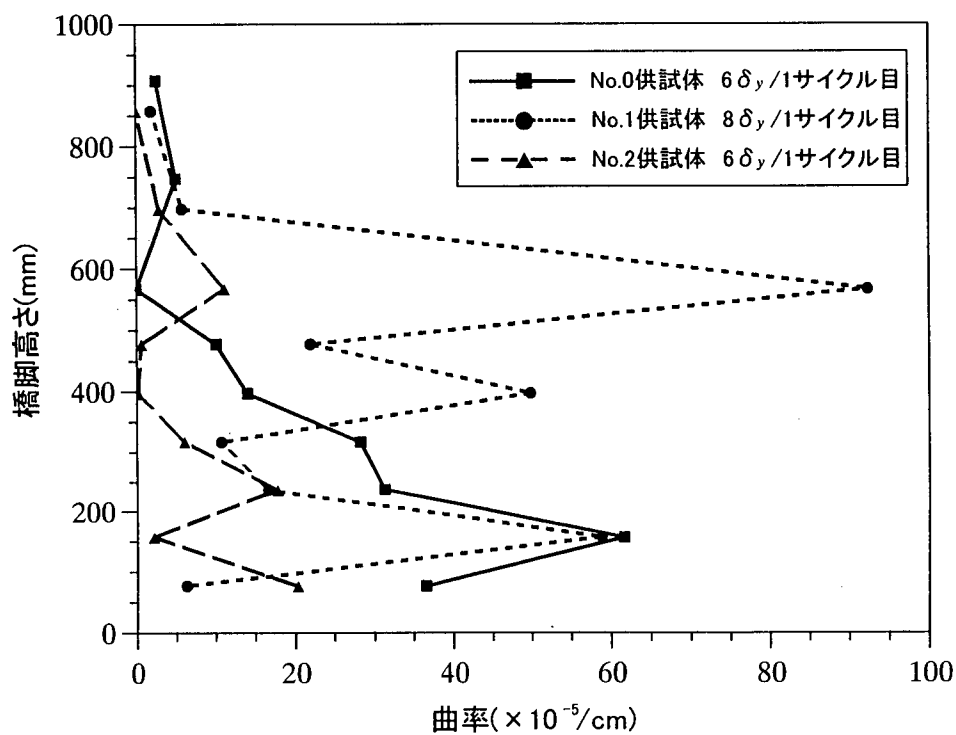


図-6.5 かぶりコンクリート剥離開始時における曲率分布の比較

7. 鉄筋のひずみ性状

7. 1 軸方向鉄筋のひずみ分布

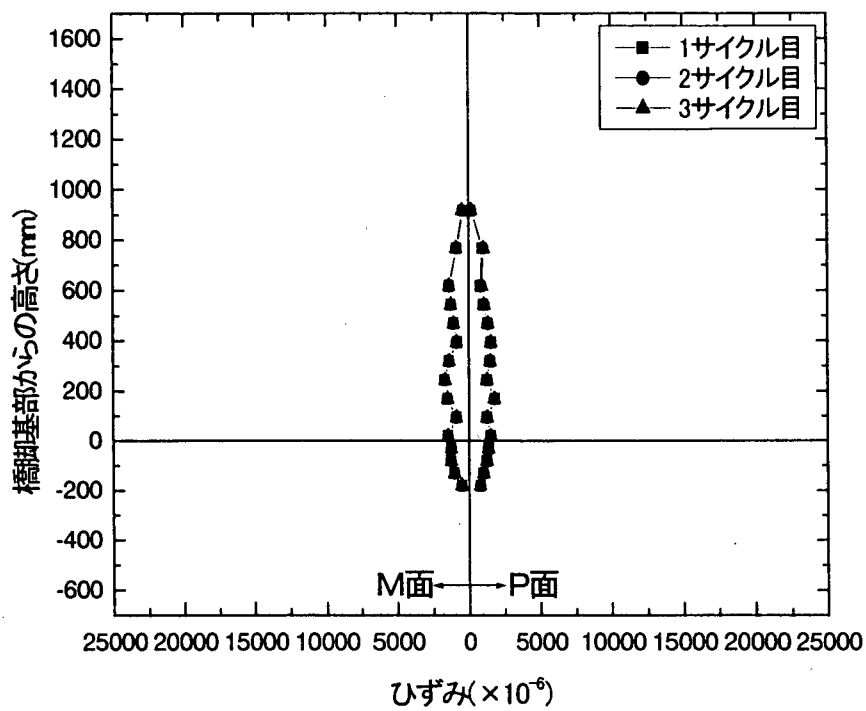
図-7.1、図-7.2、図-7.3 は、軸方向鉄筋のひずみの高さ方向分布を各載荷ステップ毎に示したものであり、ひずみ分布の進展状況を各供試体ごとに示したものが図-7.4 である。これより、基準となる No.0 供試体と比較すると、No.1 供試体では載荷変位の増大とともに軸方向鉄筋が塑性化する範囲が上方へと徐々に進展していることがわかる。これは曲率の塑性化の挙動と同様である。このように、軸方向鉄筋のひずみ分布からも、No.1 供試体においては断面に生じる曲げ変形の塑性化が広い範囲で生じ、No.0 供試体のような塑性化の局所化が抑制できていることがわかる。

一方、No.2 供試体では、逆に軸方向鉄筋の塑性化が No.0 供試体よりも狭い範囲となり、またひずみ分布のピークがフーチング内部へと移動していることがわかる。これは、軸方向鉄筋をフーチング上面から 300mm の区間でアンボンドとした効果によるものである。このように、軸方向鉄筋の定着を一部アンボンドとすることにより、橋脚断面に生じる変形を小さくし、橋脚断面部に生じる損傷を抑えることができる。

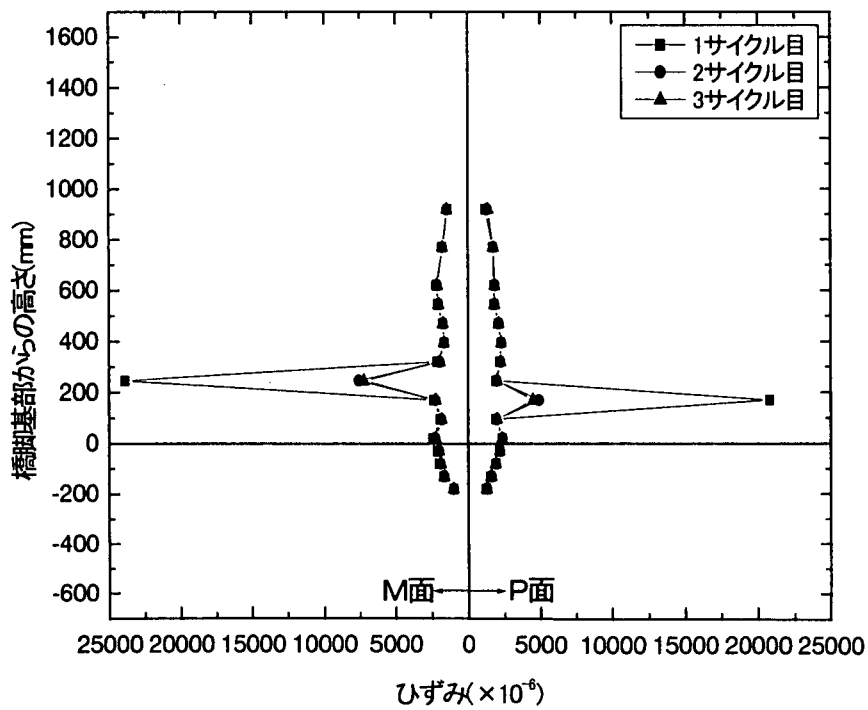
7. 2 帯鉄筋のひずみ分布

図-7.5 は、各供試体における帯鉄筋のひずみ分布の進展状況を示したものである。これより、No.1 供試体では、No.0 供試体と比較すると、ひずみのピークの生じる位置が上方に移動しており、塑性化する範囲が広がっていることがわかる。したがって、損傷制御鉄筋の効果により局所的な塑性化を抑制できていることが、帯鉄筋のひずみ分布からも明らかである。

一方、No.2 供試体では、全高にわたってひずみが小さく、載荷変位が増大してもひずみの大きさはほとんど変化していない。これは、軸方向鉄筋の外側への座屈を抑えようとする帯鉄筋の作用が小さいことを意味しており、橋脚断面の塑性化が抑えられていることを表している。

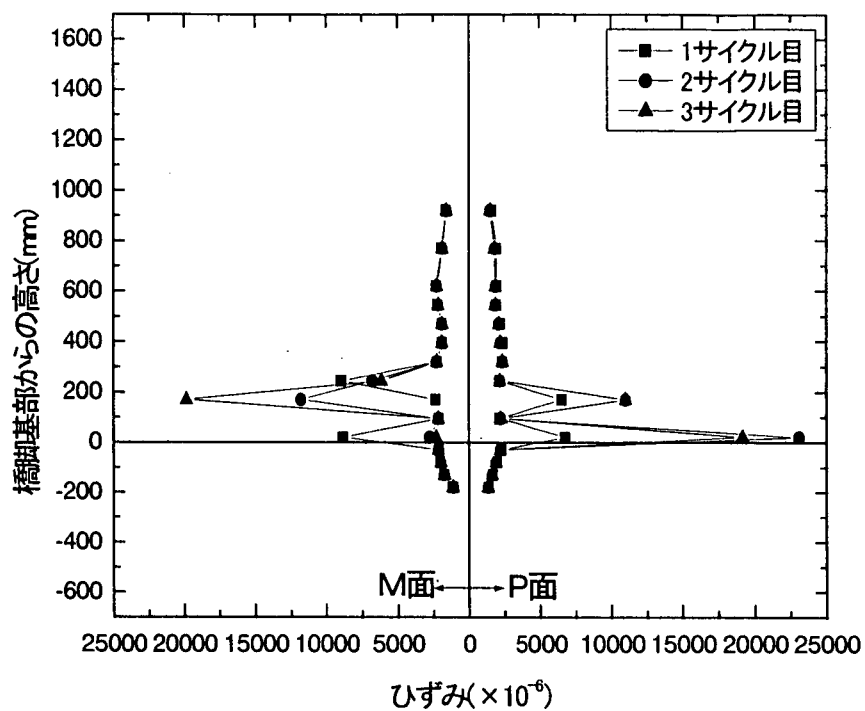


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

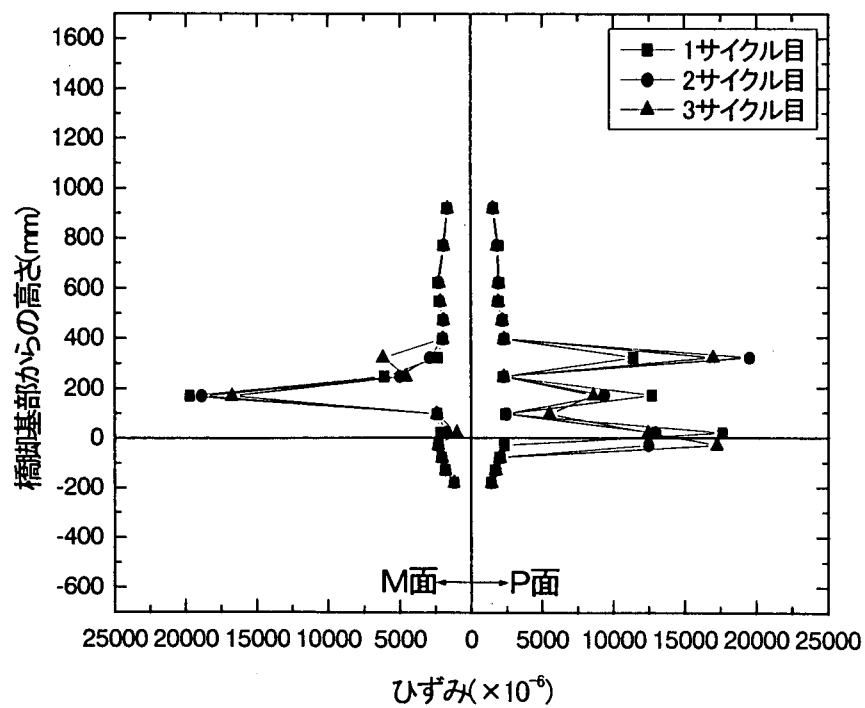


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図-7.1(1) No.0 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布



(c) $3\delta_y$ 載荷時



(d) $4\delta_y$ 載荷時

図・7.1(2) No.0 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

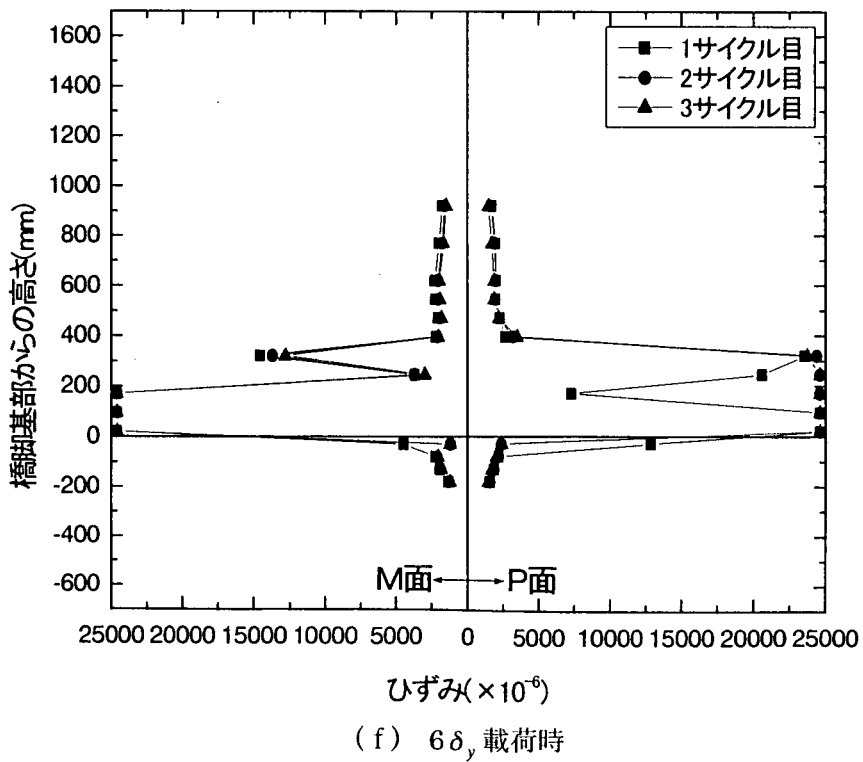
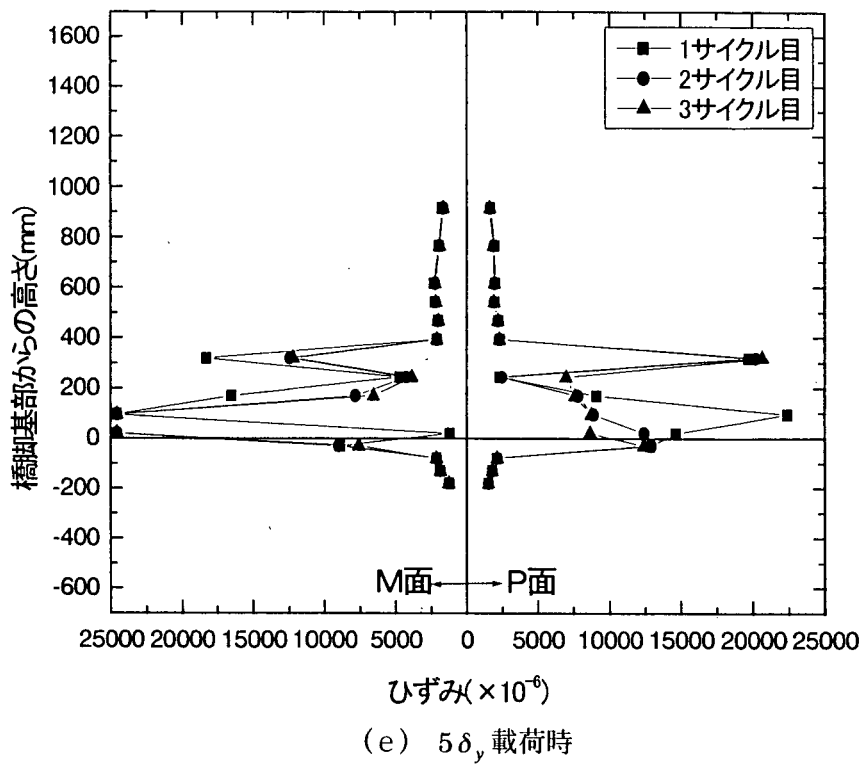


図-7.1(3) No.0 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

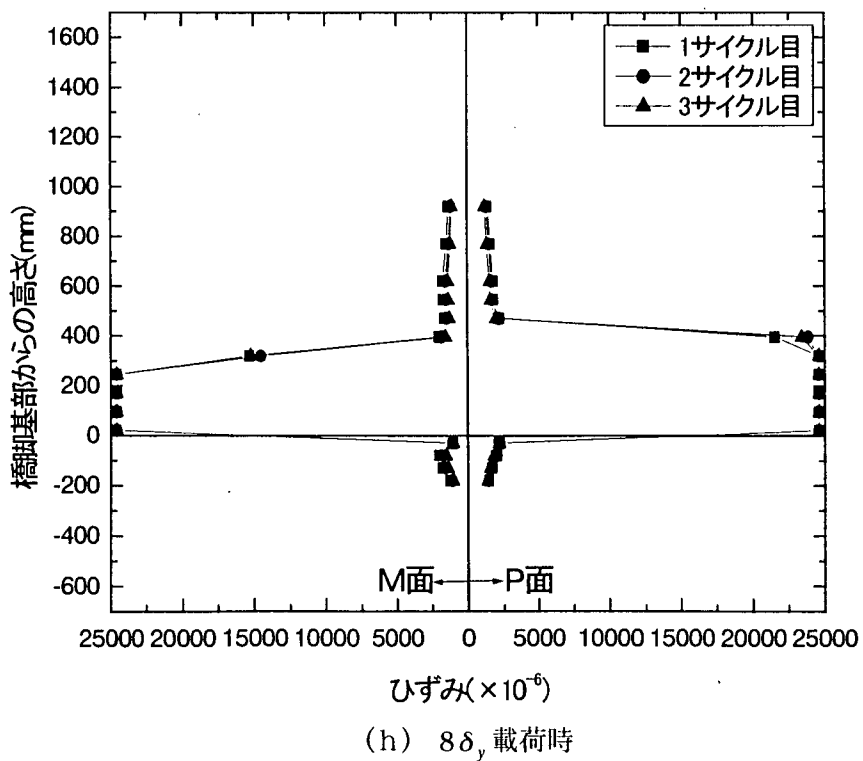
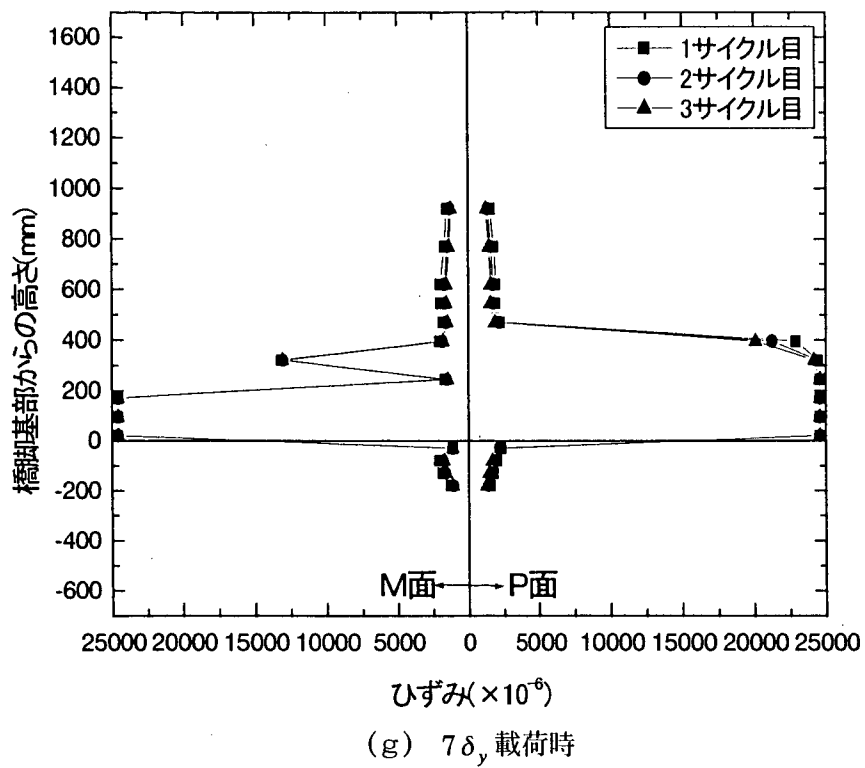
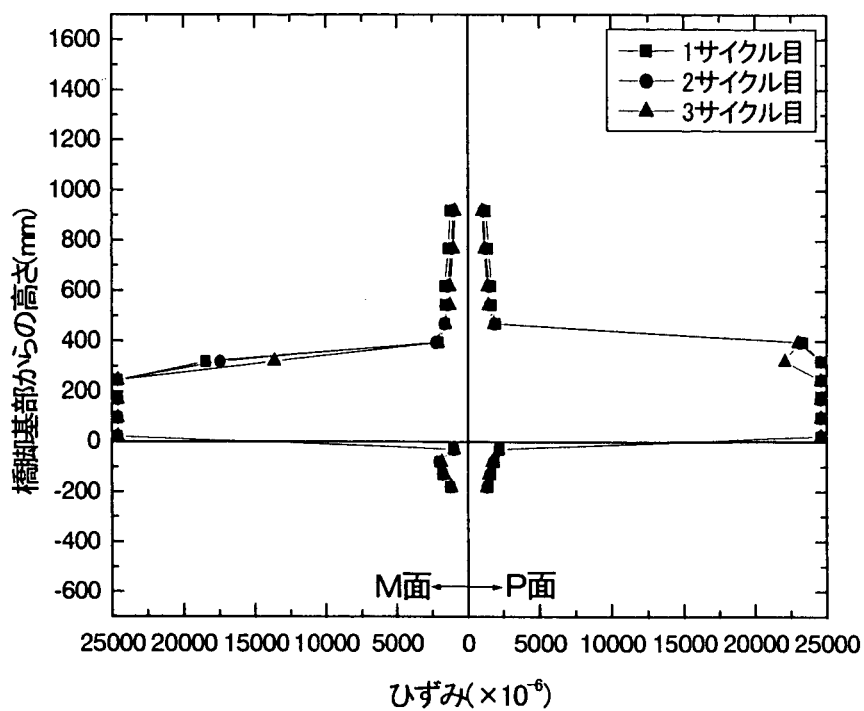
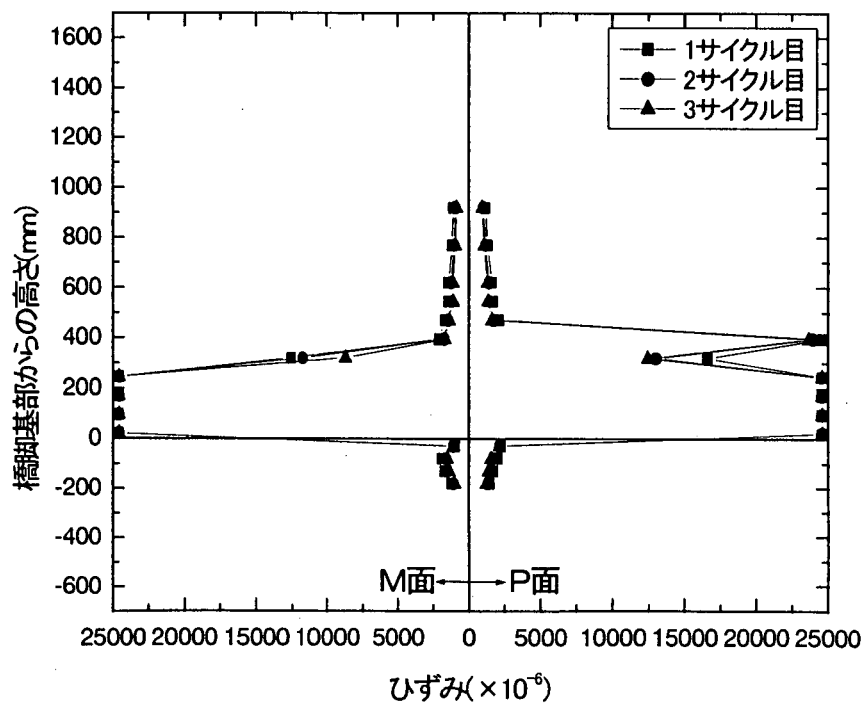


図-7.1(4) No.0 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

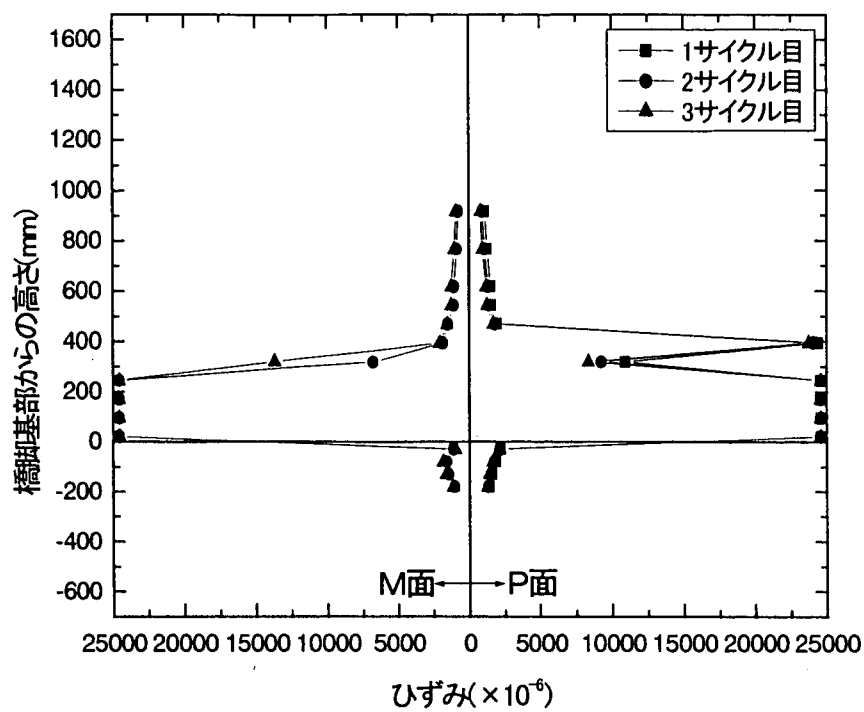


(i) $9\delta_y$ 載荷時



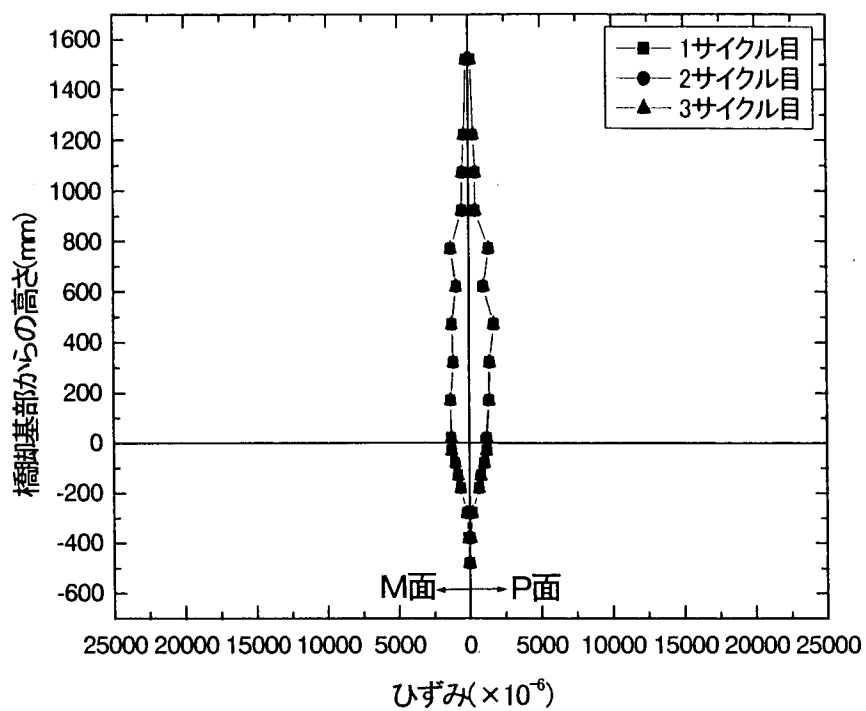
(j) $10\delta_y$ 載荷時

図-7.1(5) No.0 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

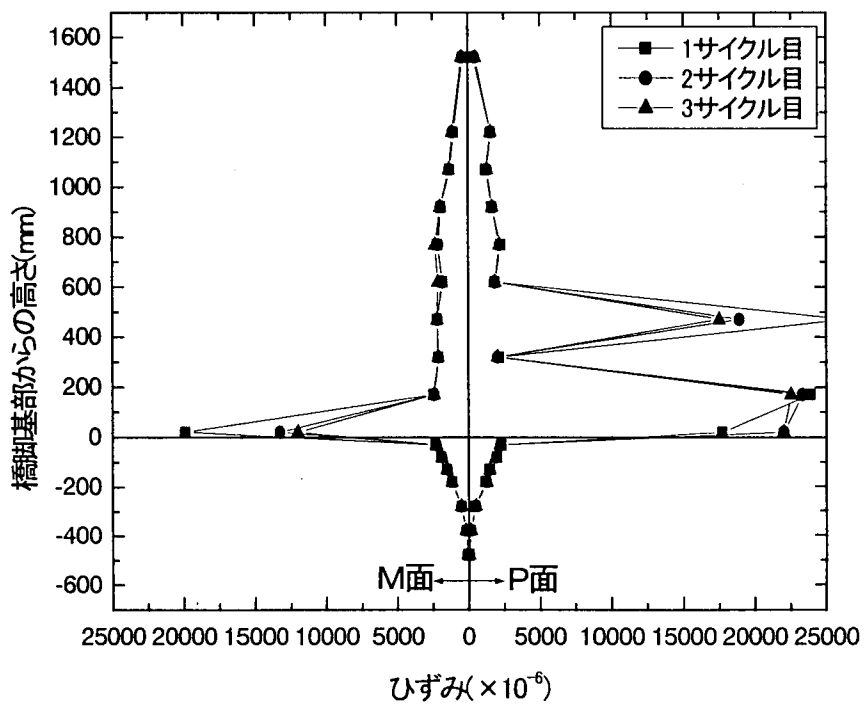


(k) 11δ_y 載荷時

図・7.1(6) No.0 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

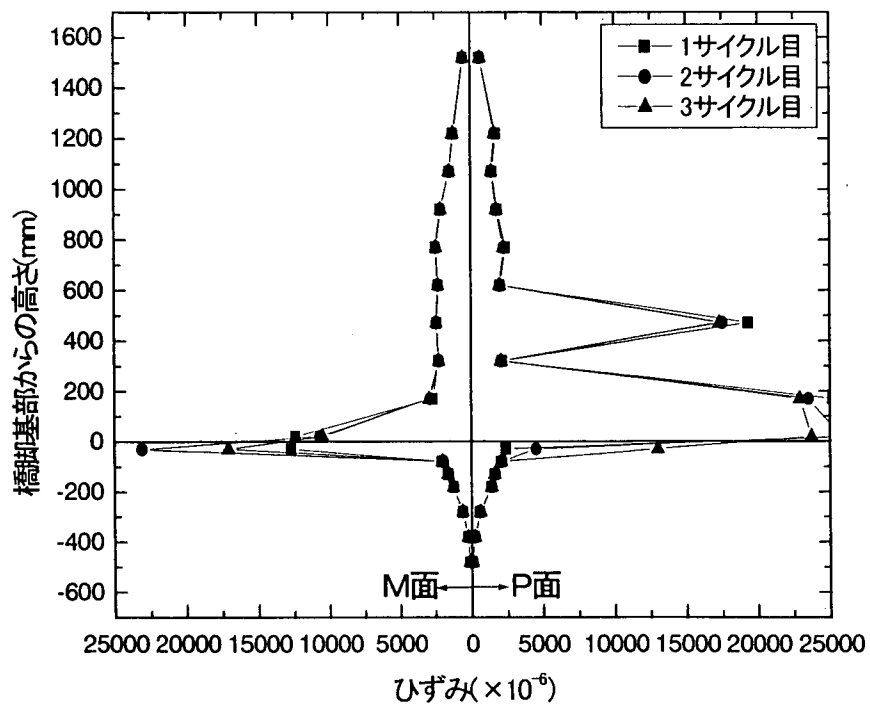


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

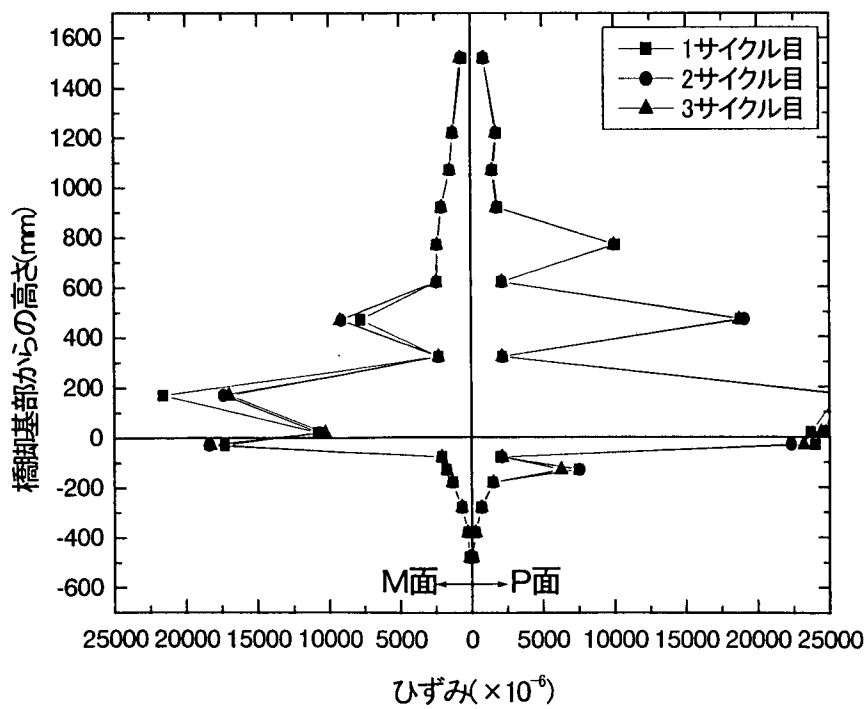


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図・7.2(1) No.1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

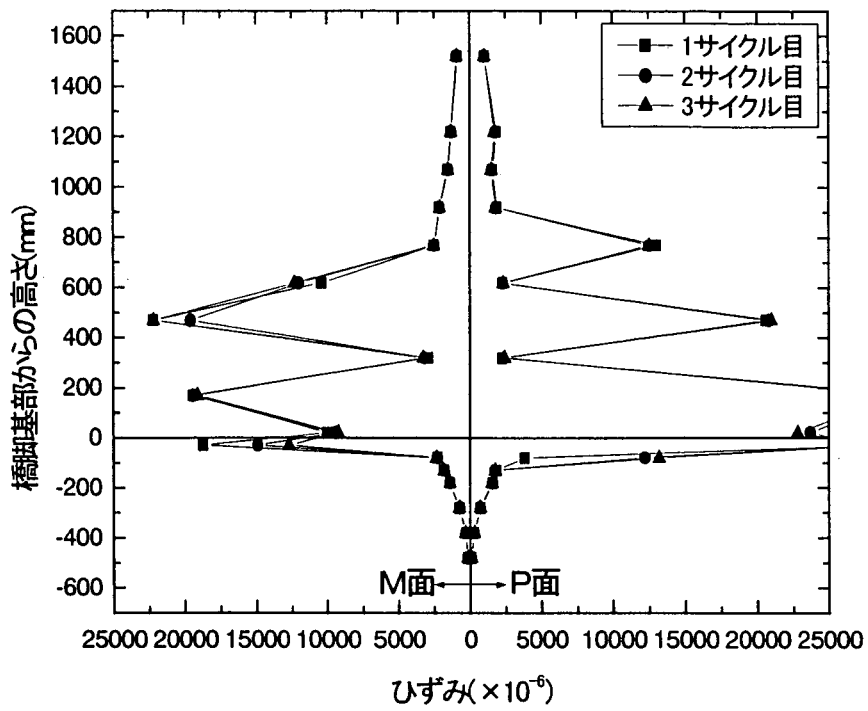


(c) $3\delta_y$ 荷重時

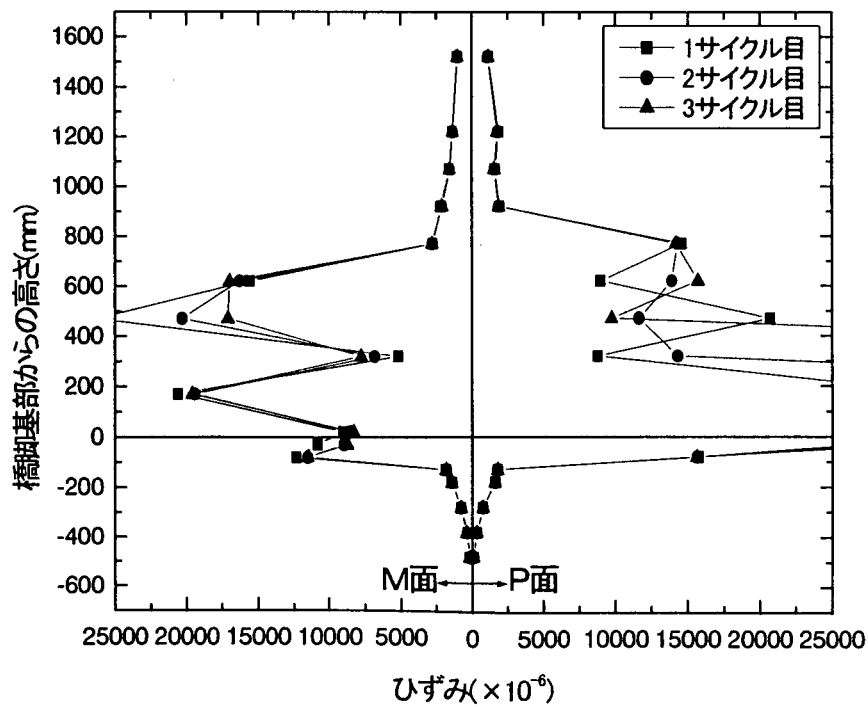


(d) $4\delta_y$ 荷重時

図・7.2(2) No.1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

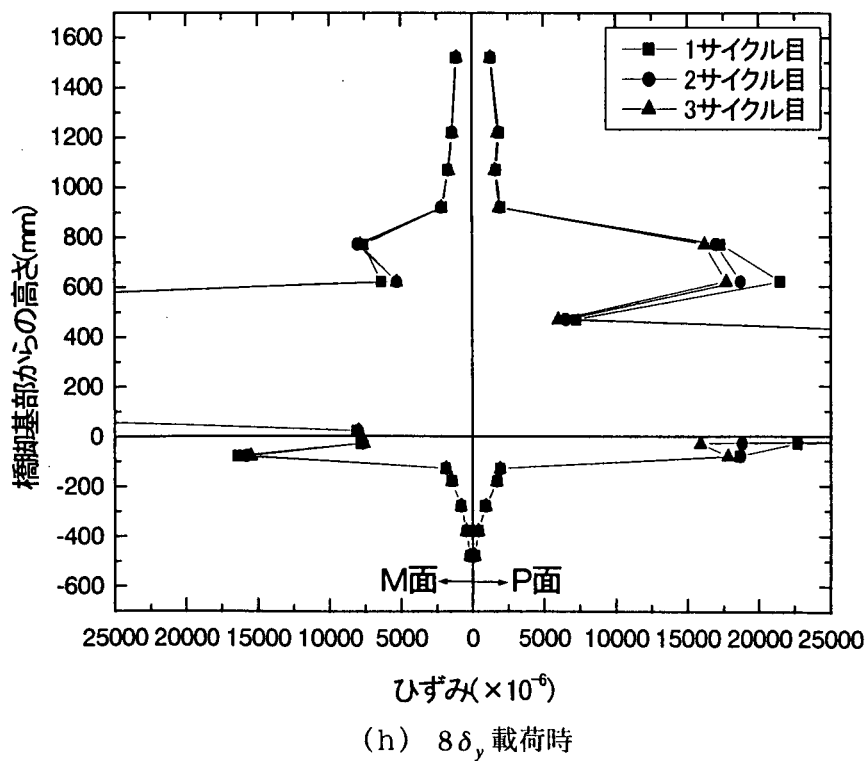
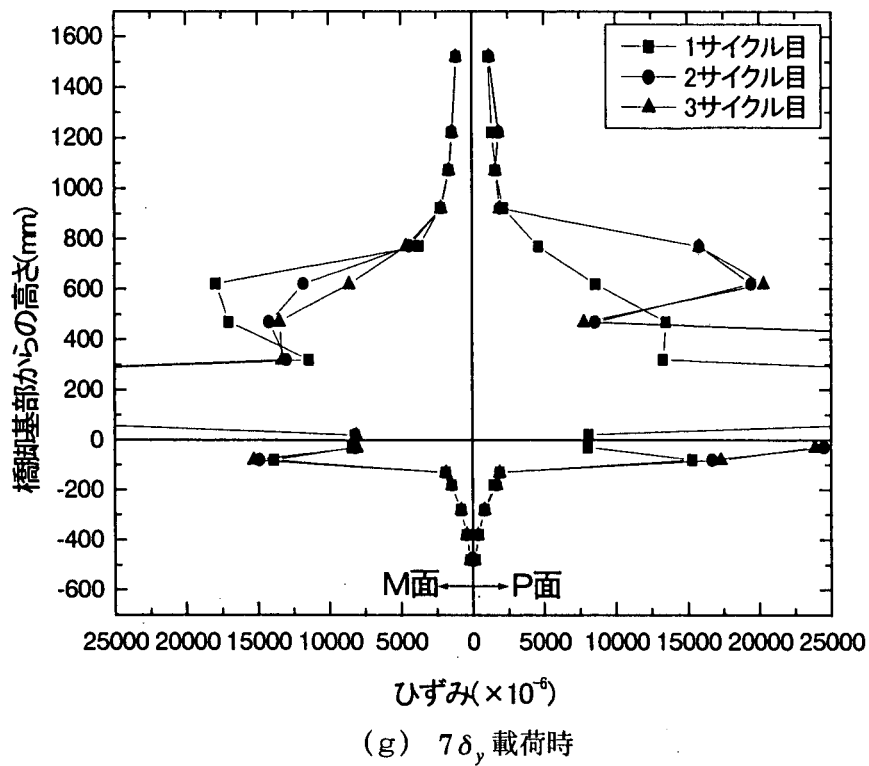


(e) $5\delta_y$ 荷荷時

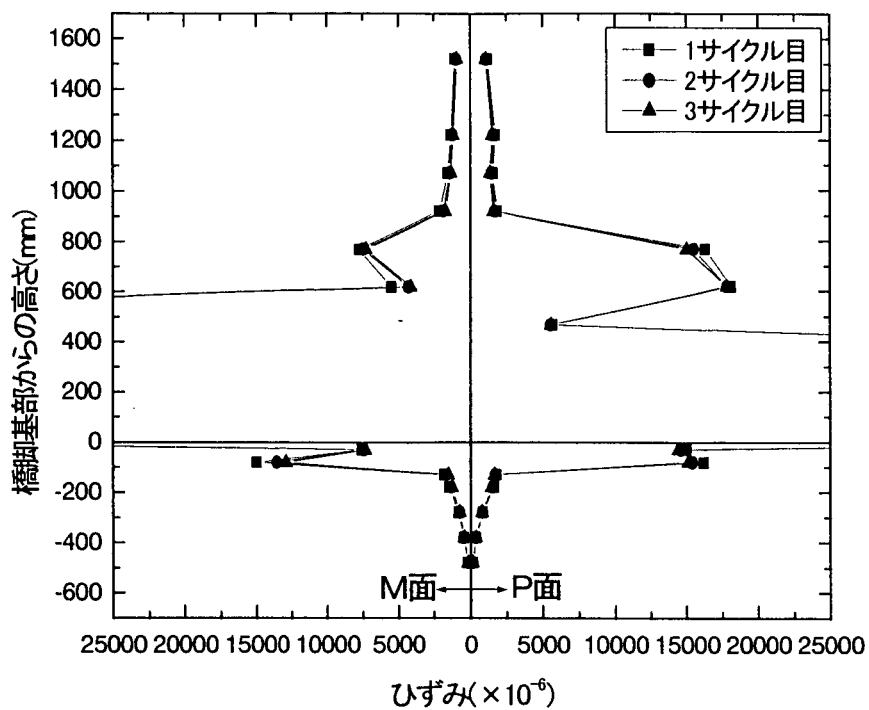


(f) $6\delta_y$ 荷荷時

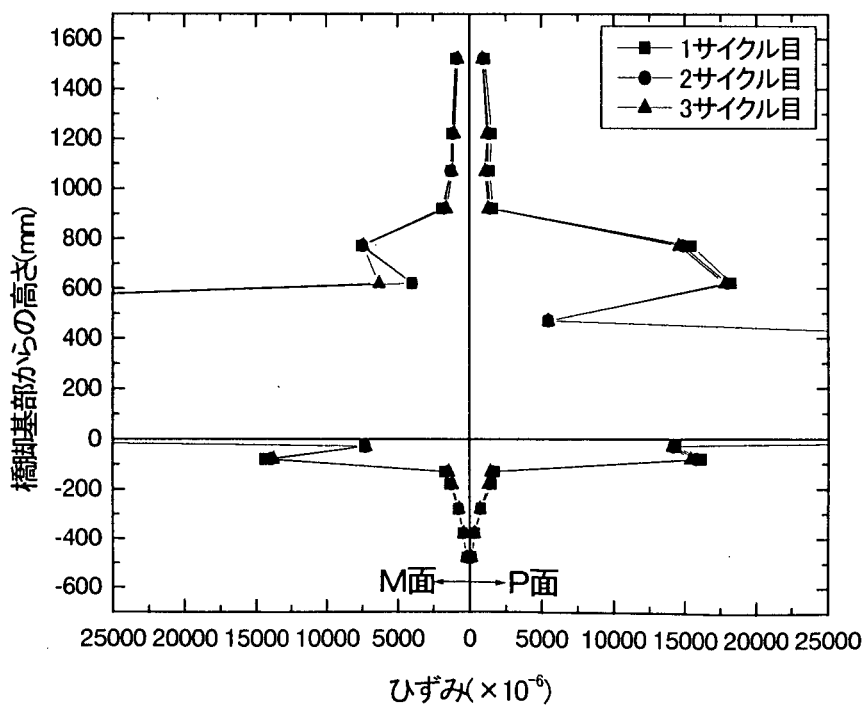
図-7.2(3) No.1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布



図・7.2(4) No.1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

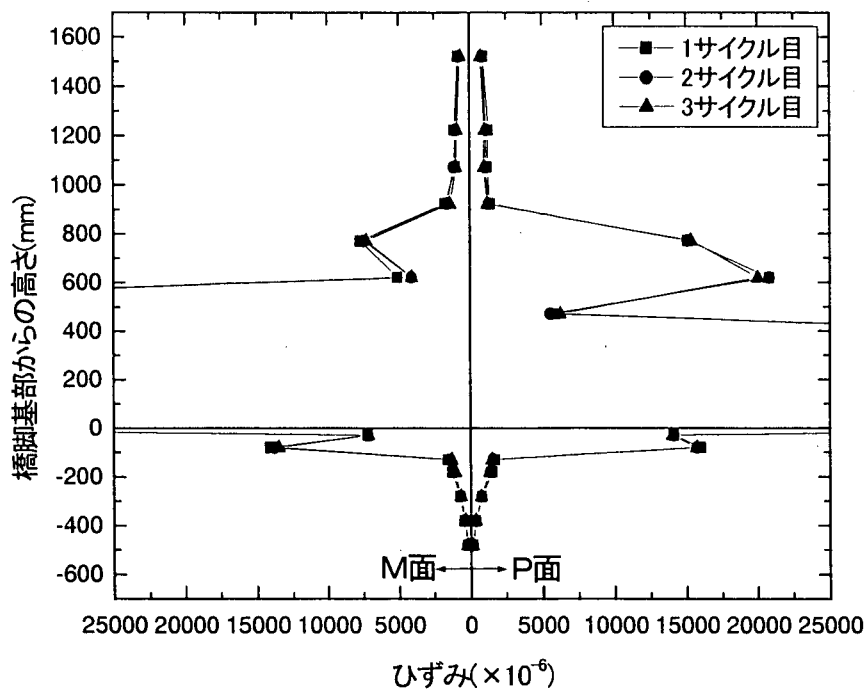


(i) $9\delta_y$ 荷重時

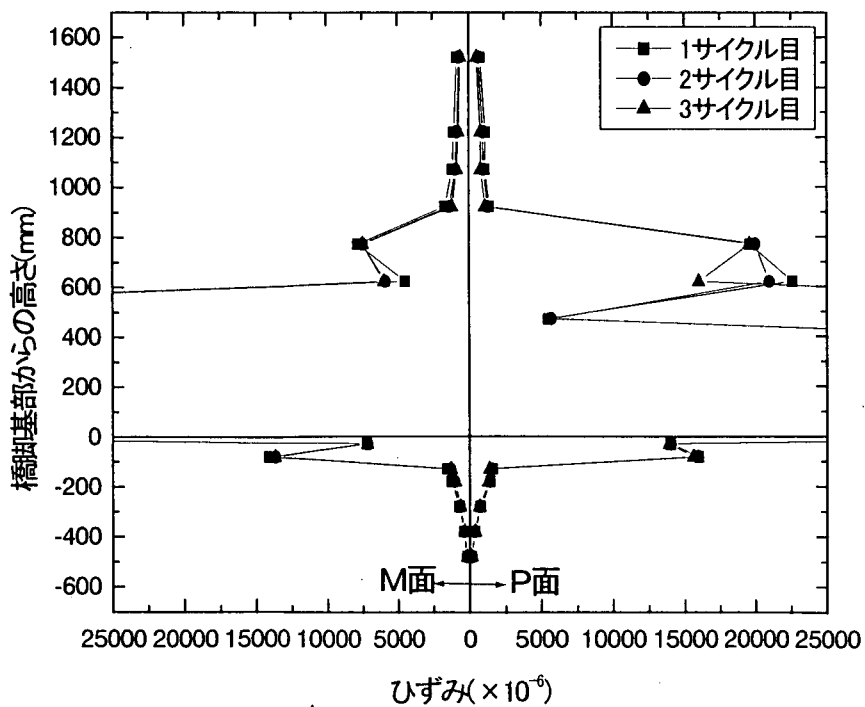


(j) $10\delta_y$ 荷重時

図-7.2(5) No.1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

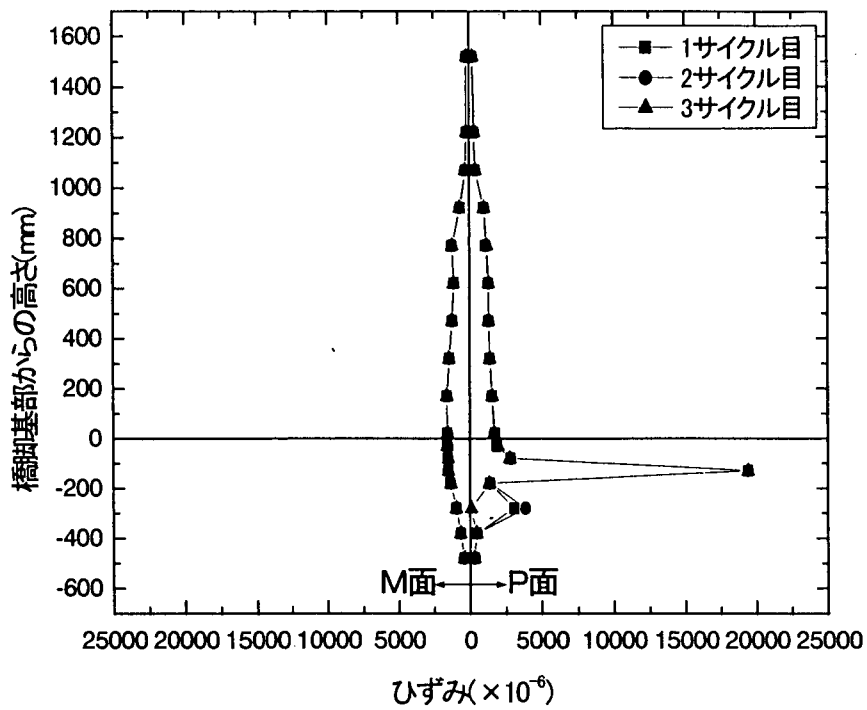


(k) 11 δ_y 荷荷時

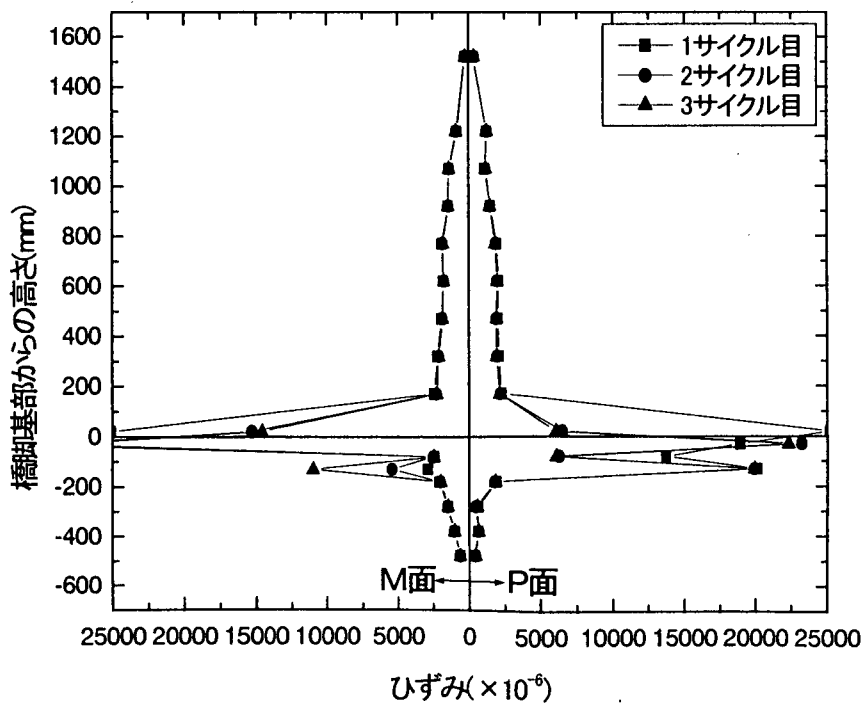


(l) 12 δ_y 荷荷時

図-7.2(6) No.1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

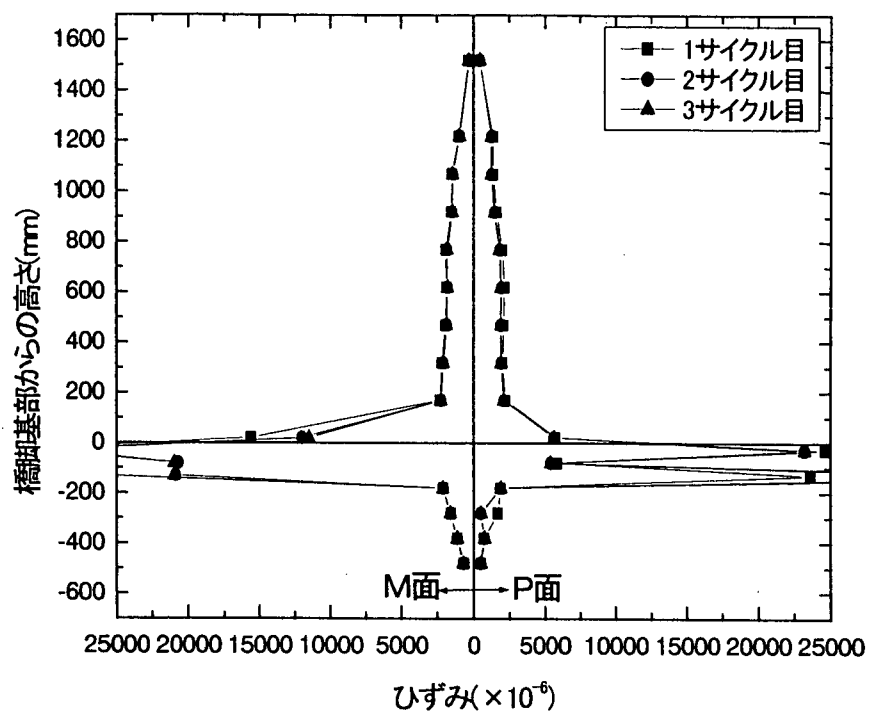


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

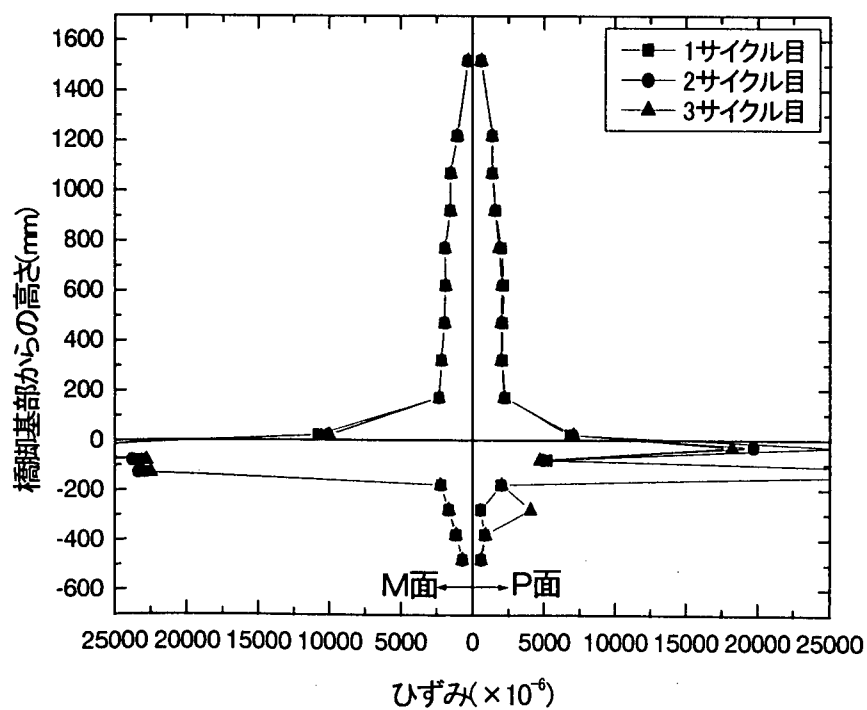


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図-7.3(1) No.2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

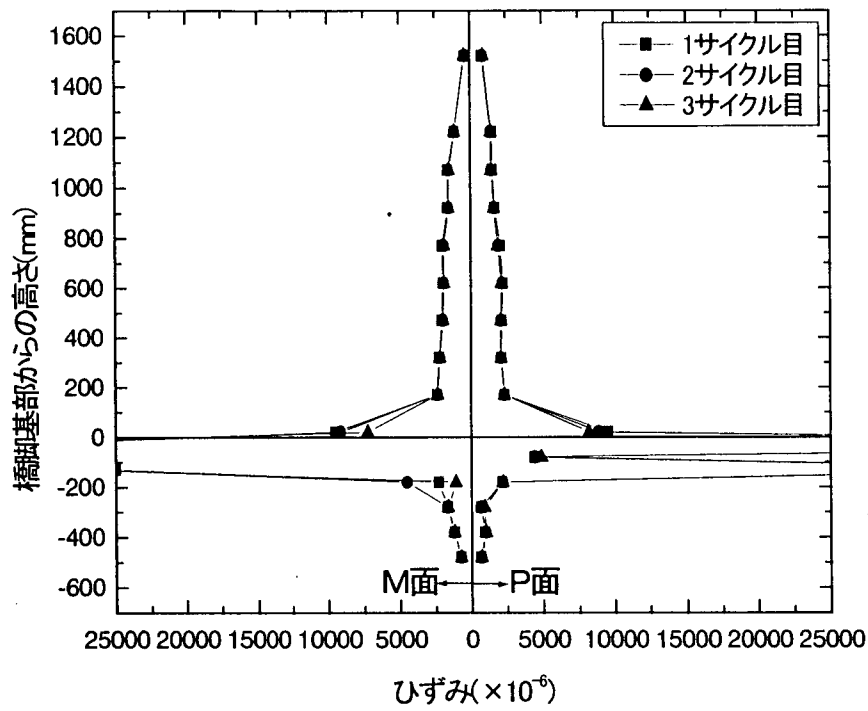


(c) $3\delta_y$ 載荷時

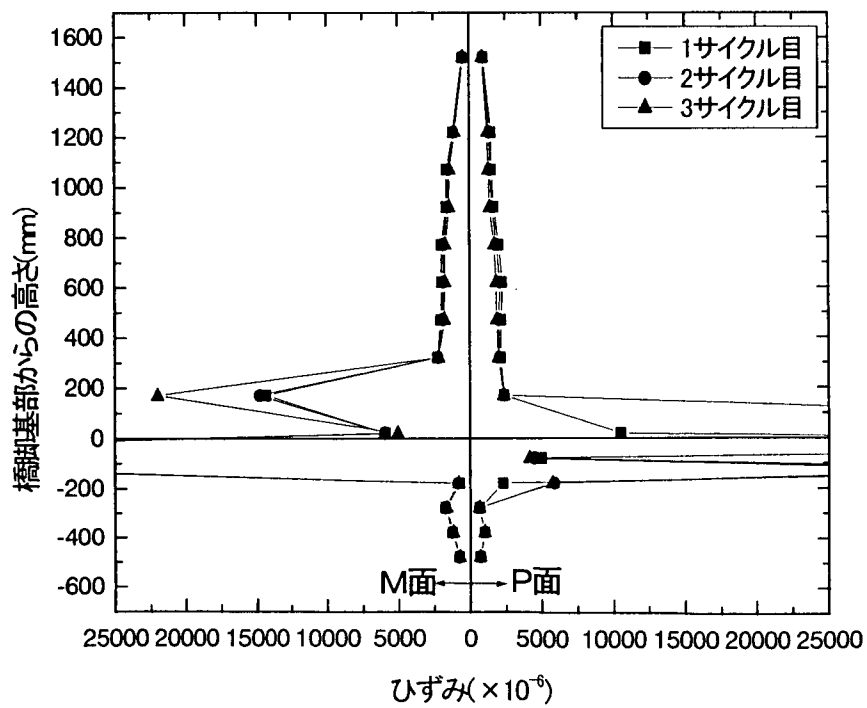


(d) $4\delta_y$ 載荷時

図-7.3(2) No.2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布



(e) $5\delta_y$ 載荷時



(f) $6\delta_y$ 載荷時

図-7.3(3) No.2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

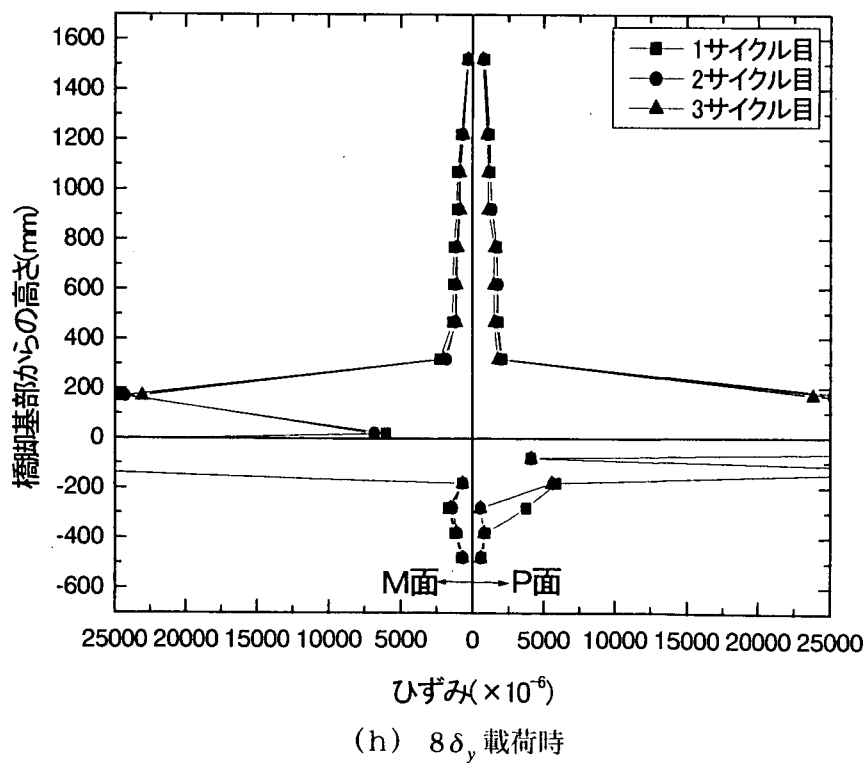
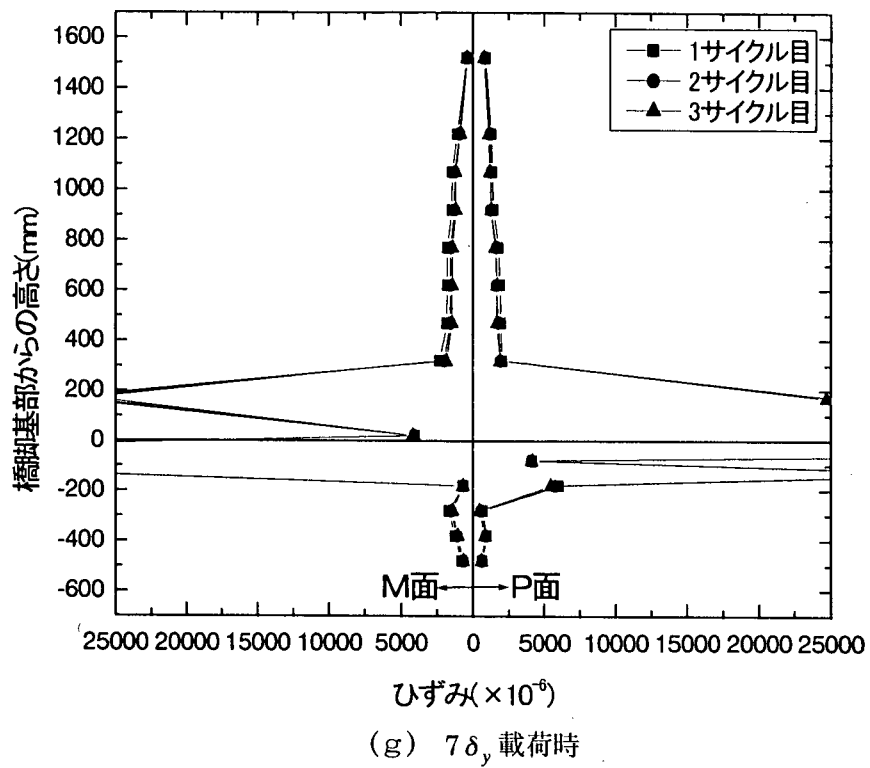
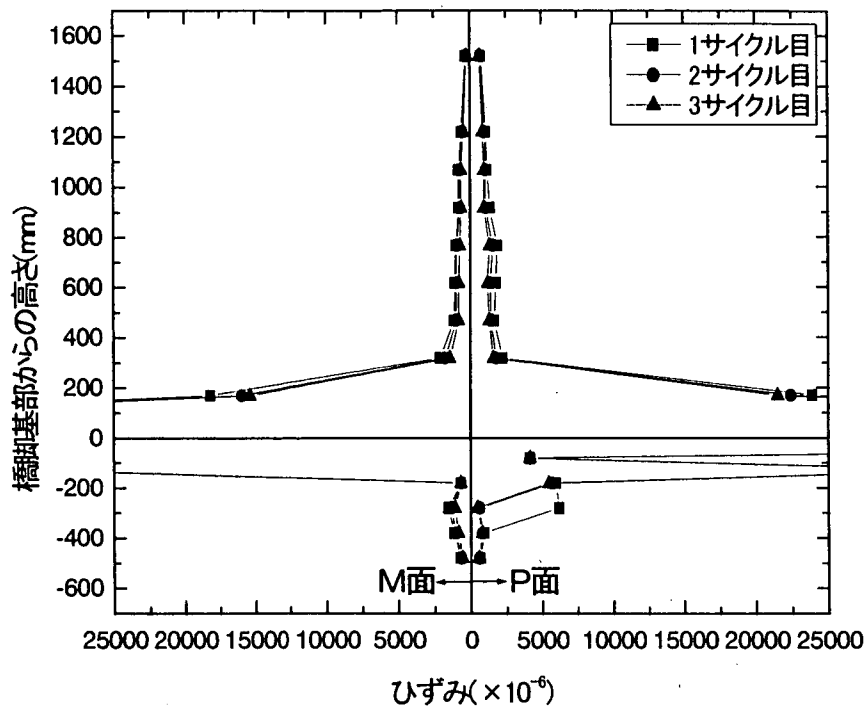
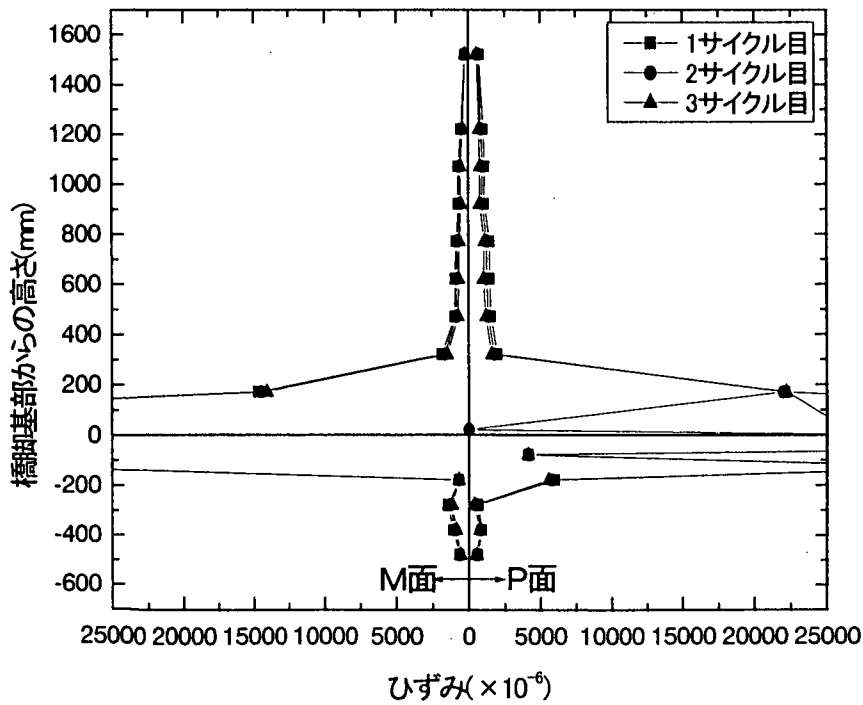


図-7.3(4) No.2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

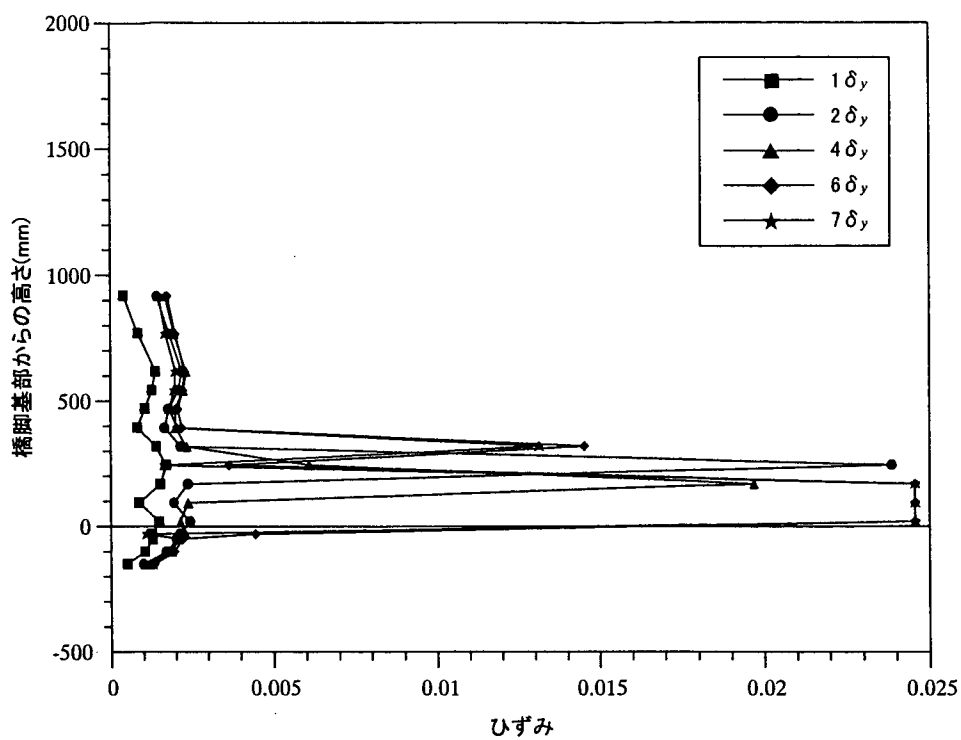


(i) $9\delta_y$ 荷重時

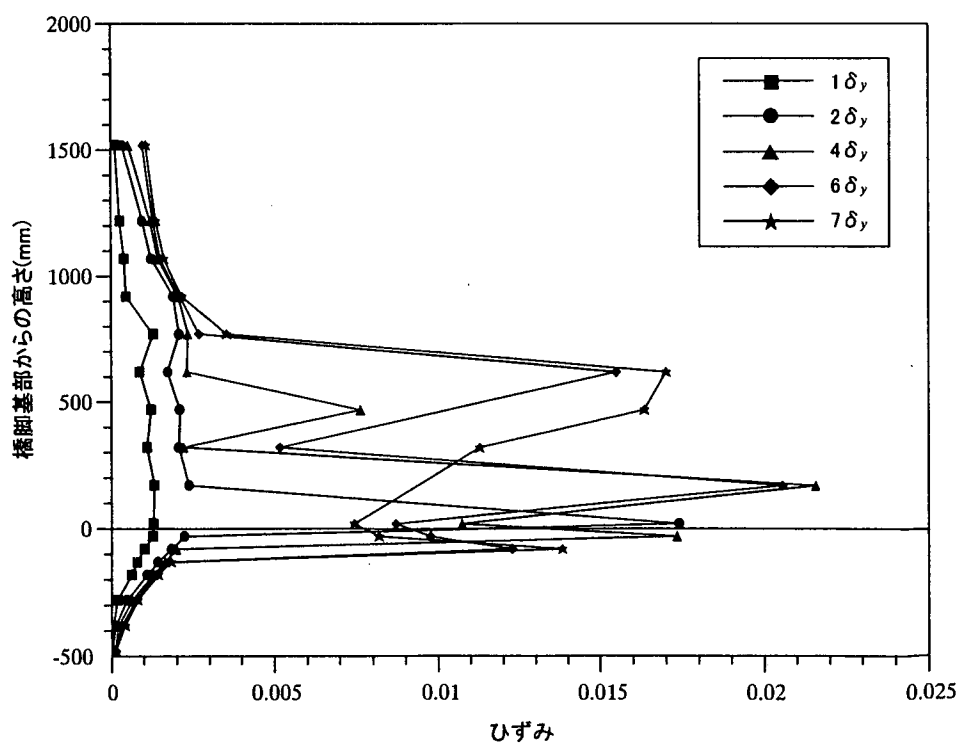


(j) $10\delta_y$ 荷重時

図-7.3(5) No.2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ分布

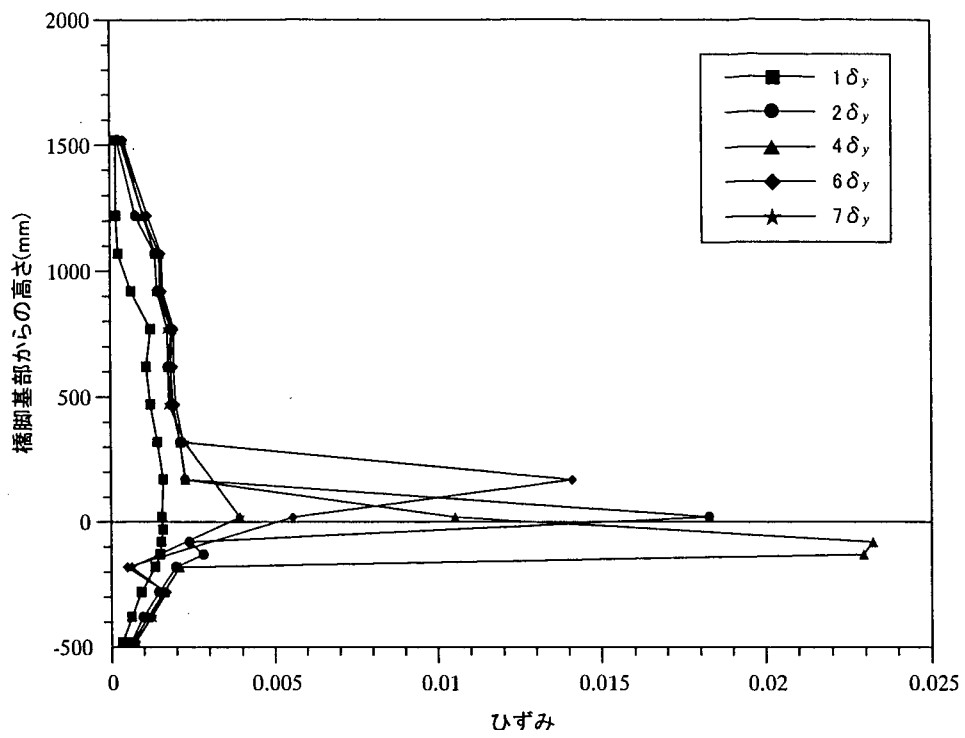


(a) No.0 供試体



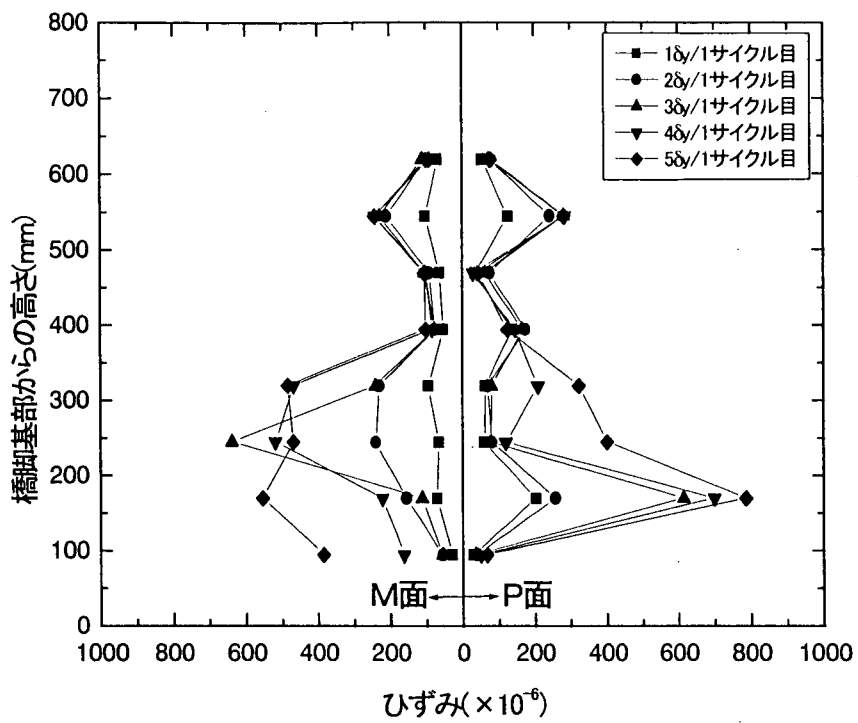
(b) No.1 供試体

図-7.4(1) 軸方向鉄筋のひずみ分布の進展

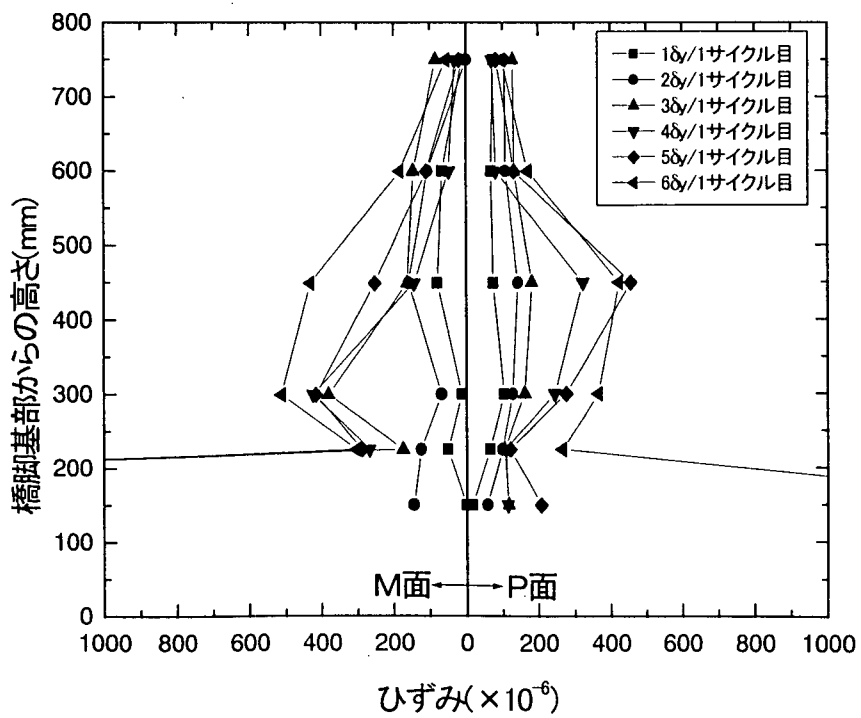


(c) No.2 供試体

図・7.4(2) 軸方向鉄筋のひずみ分布の進展

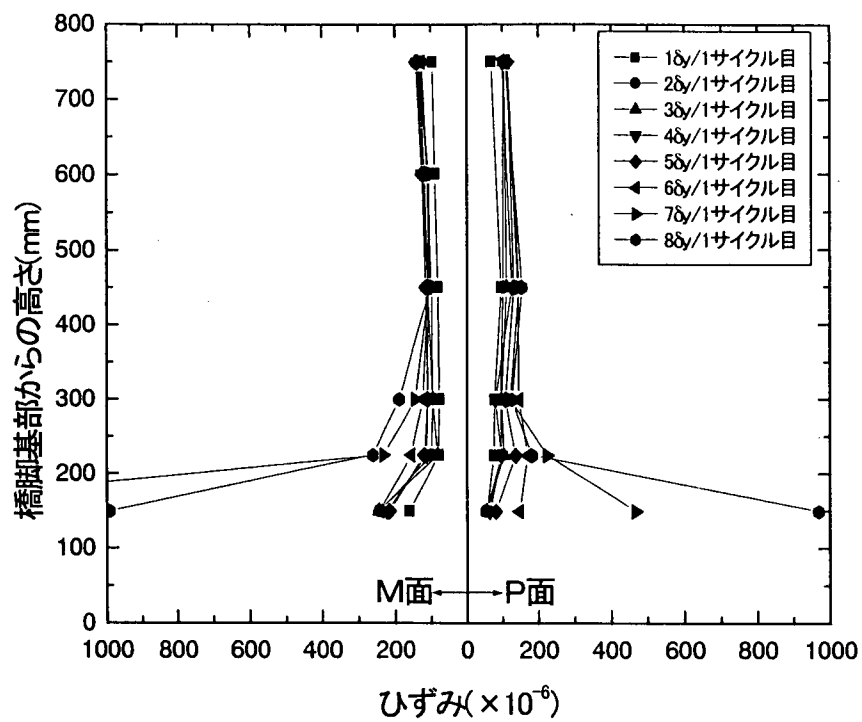


(a) No.0 供試体



(b) No.1 供試体

図・7.5(1) 帯鉄筋のひずみ分布の進展



(c) No.2 供試体

図・7.5(2) 帯鉄筋のひずみ分布の進展

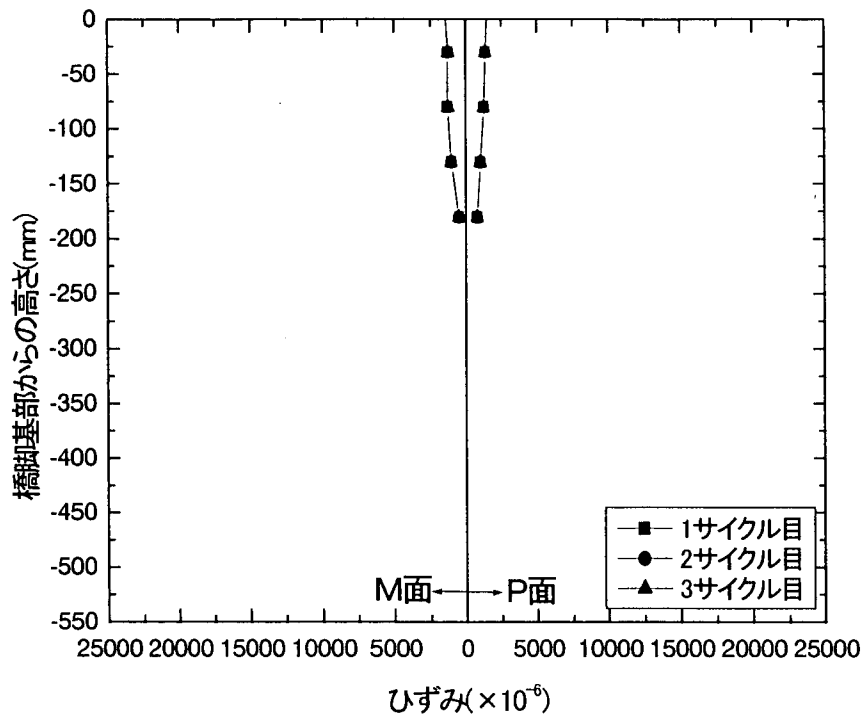
8. 軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転

8. 1 フーチング内部のひずみ分布

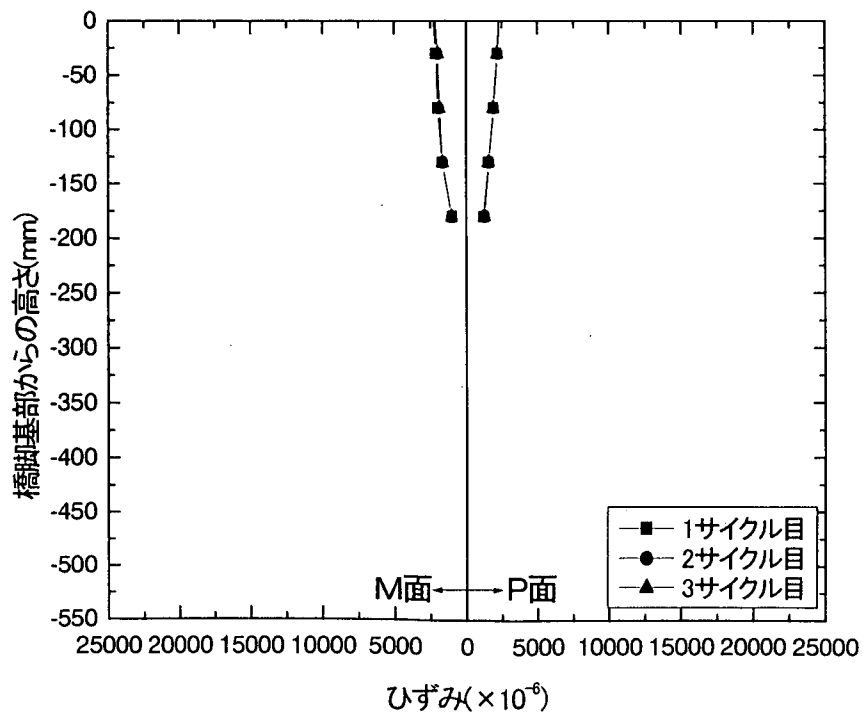
軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すのは、軸方向鉄筋に生じる引張ひずみがフーチング内部にまで進展し、その累積ひずみがフーチング上面で伸び出し変位となって表れるからである。そこで、まずフーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布を見てみることにする。図-8.1、図-8.2、図-8.3 は、各載荷ステップ毎に計測されたフーチング内部での軸方向鉄筋の引張ひずみの深さ方向分布を示したものであり、各供試体ごとにフーチング内のひずみ分布の進展を表したものが図-8.4 である。ここで、No.0 供試体では、深さ 150mm の範囲までしかひずみを計測していない。これより、軸方向鉄筋の定着を一部アンボンドとした No.2 供試体では、他の供試体と比較して、より深い範囲まで軸方向鉄筋のひずみの塑性化が生じていることがわかる。これは明らかにアンボンドによる効果であり、アンボンドにより軸方向鉄筋が伸び出しやすくなったことを表している。ただし、軸方向鉄筋のひずみの塑性化は、アンボンド区間全域に生じるのではなく、アンボンド区間の下端 100mm（軸方向鉄筋径の 10 倍）の領域では弾性範囲に留まっていた。

8. 2 伸び出しによる橋脚基部の回転

図-8.5 は、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに伴う橋脚基部の回転角と載荷点における水平変位の関係を各供試体間で比較して示したものである。ここで、橋脚基部の回転角は、圧縮縁と引張縁において、フーチング上面と基部から高さ 45mm の区間の相対変形を計測し、その角度として算定した。これより、No.0 と No.1 供試体では軸方向鉄筋の定着条件が同じであるため、回転角と水平変位の関係はほとんど等しい挙動となった。一方、No.2 供試体では、アンボンド処理を施していない No.0 供試体と比較すると、同一の載荷点水平変位に対して、基部に生じる回転角が 2.5～3 倍大きくなっている。このことから、アンボンド効果により軸方向鉄筋の伸び出し変位が大きくなり、基部の回転により橋脚の曲げ変形が吸収されていることがわかる。

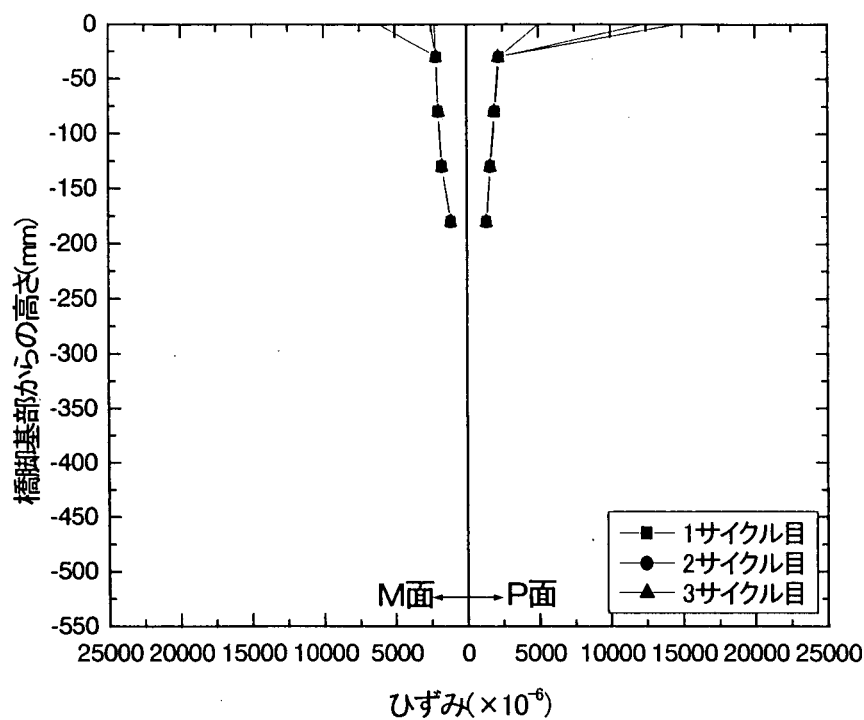


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

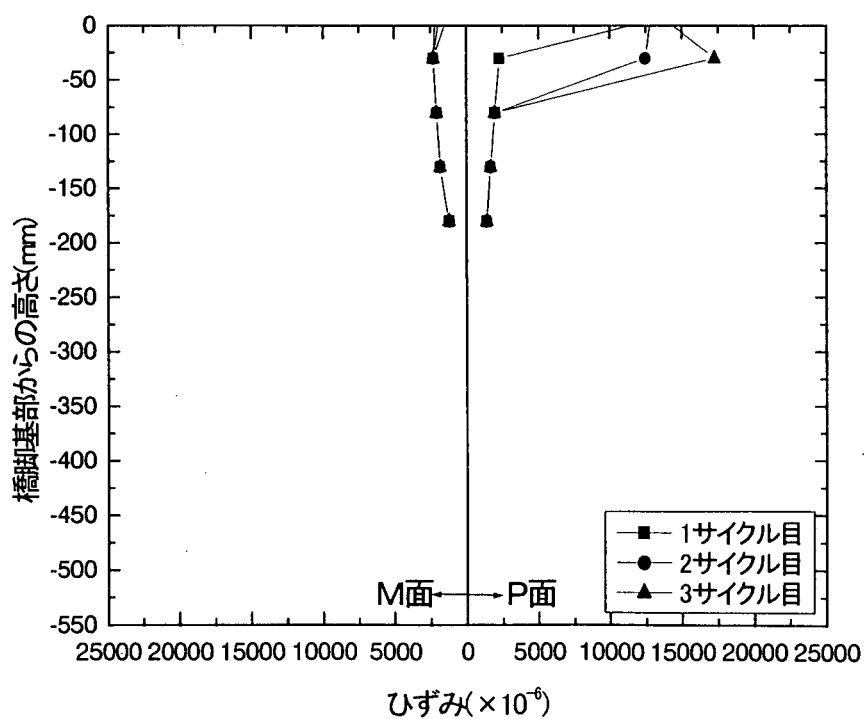


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図-8.1(1) No.0 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

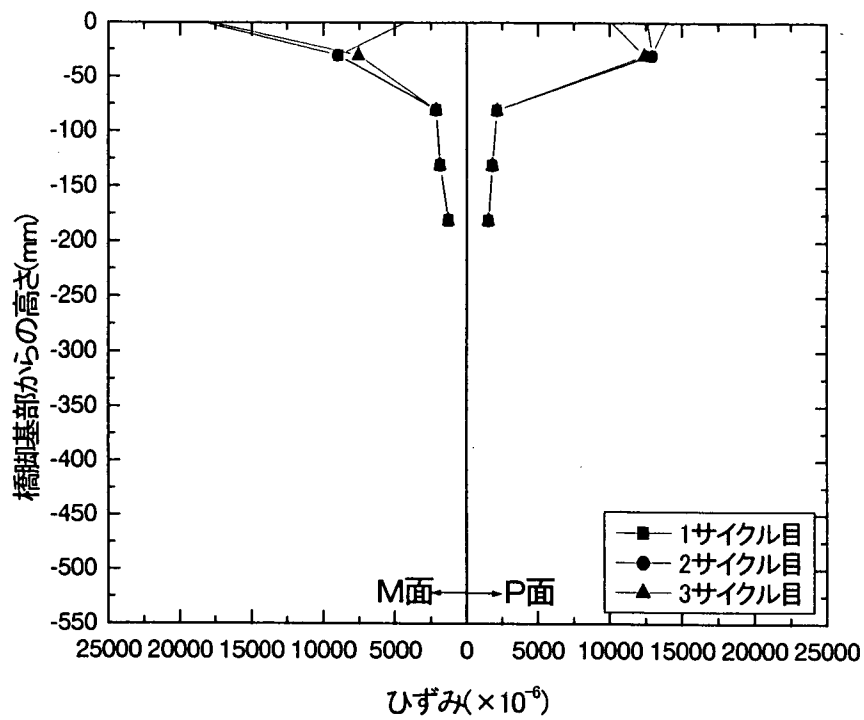


(c) $3\delta_y$ 載荷時

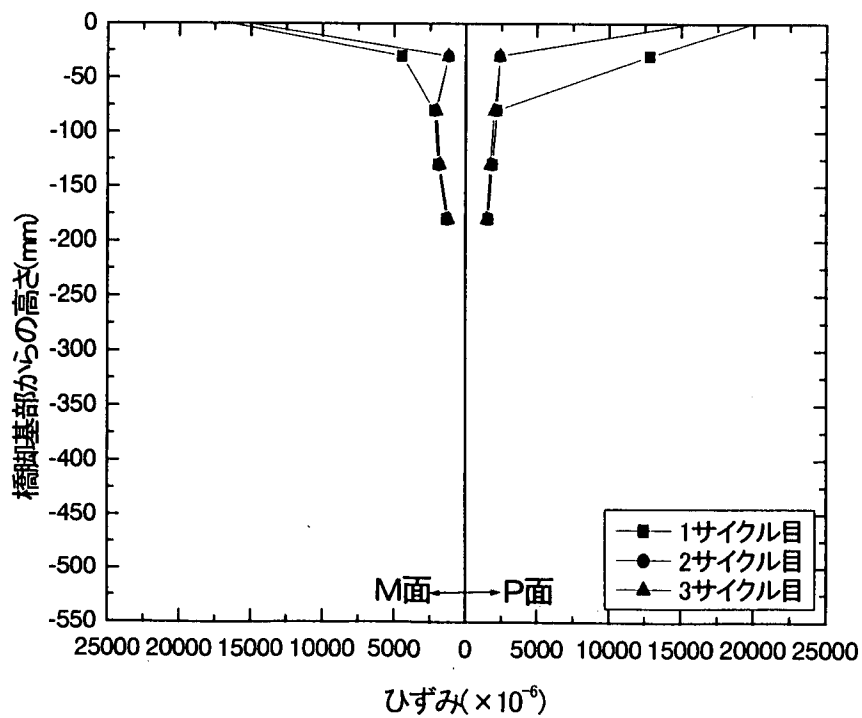


(d) $4\delta_y$ 載荷時

図-8.1(2) No.0 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布



(e) $5\delta_y$ 載荷時



(f) $6\delta_y$ 載荷時

図-8.1(3) No.0 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

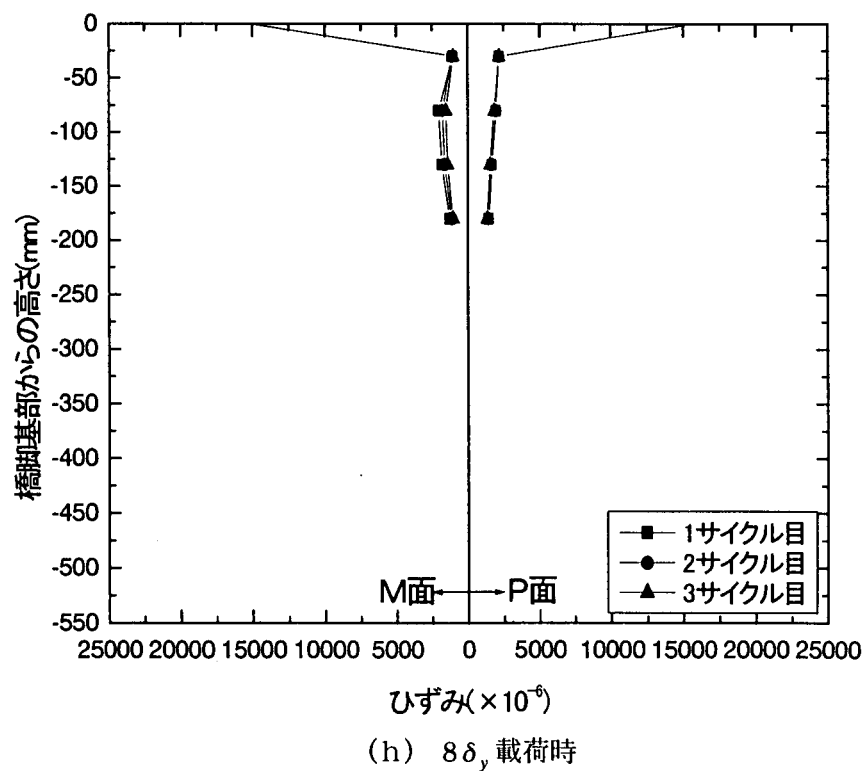
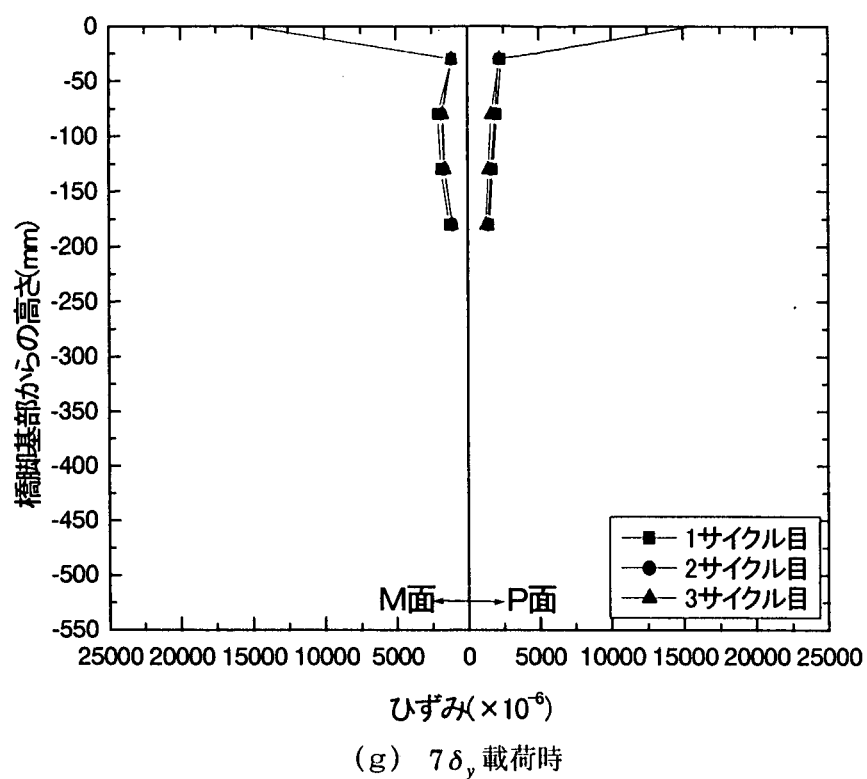
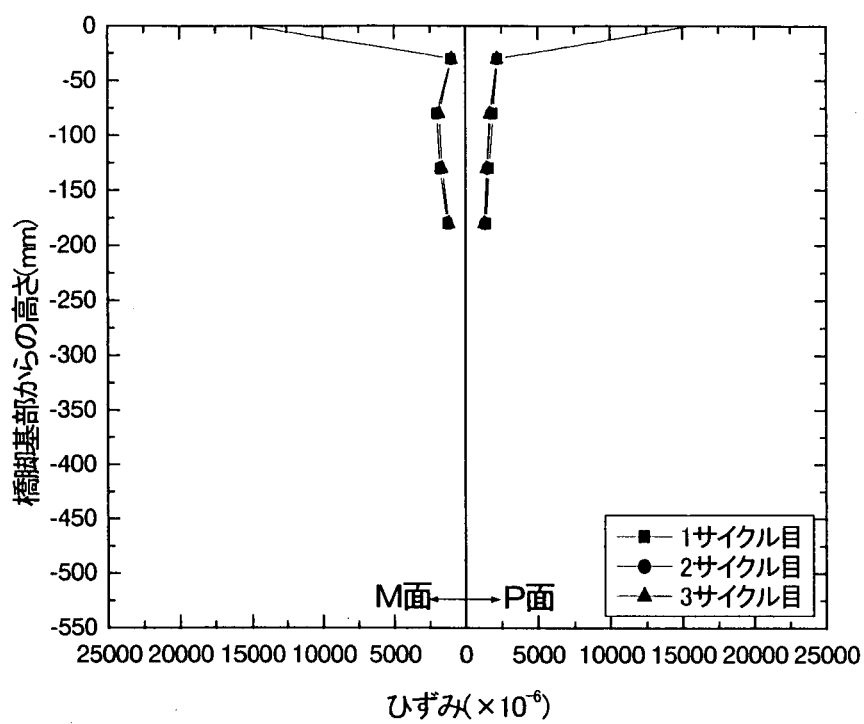
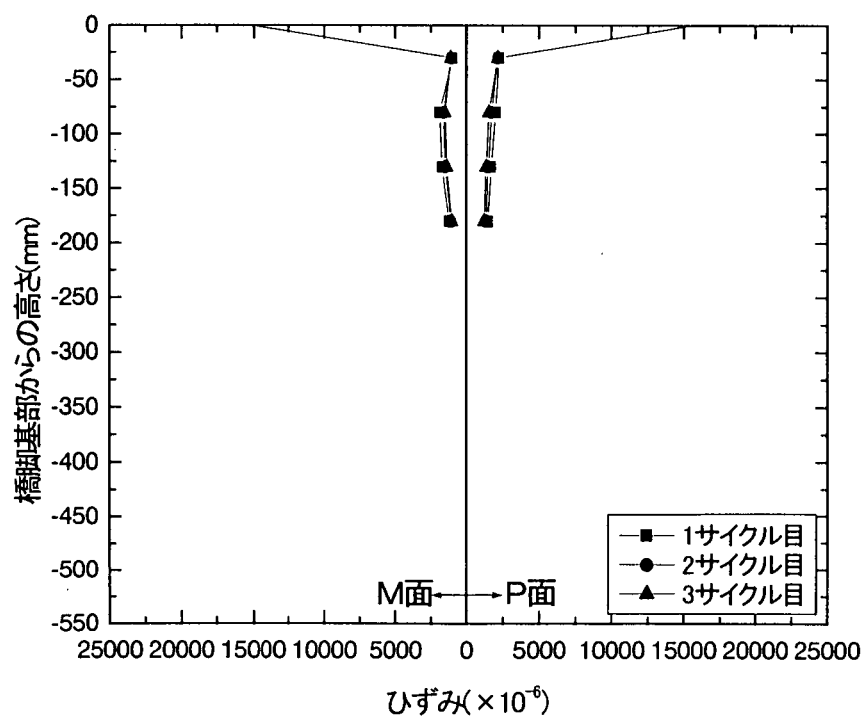


図-8.1(4) No.0 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

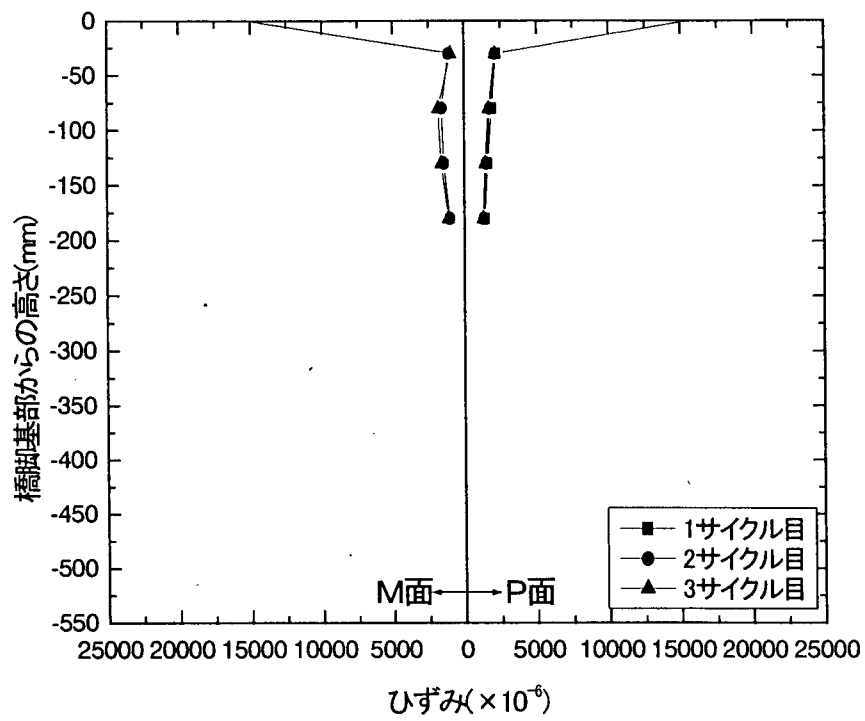


(i) $9\delta_y$ 載荷時



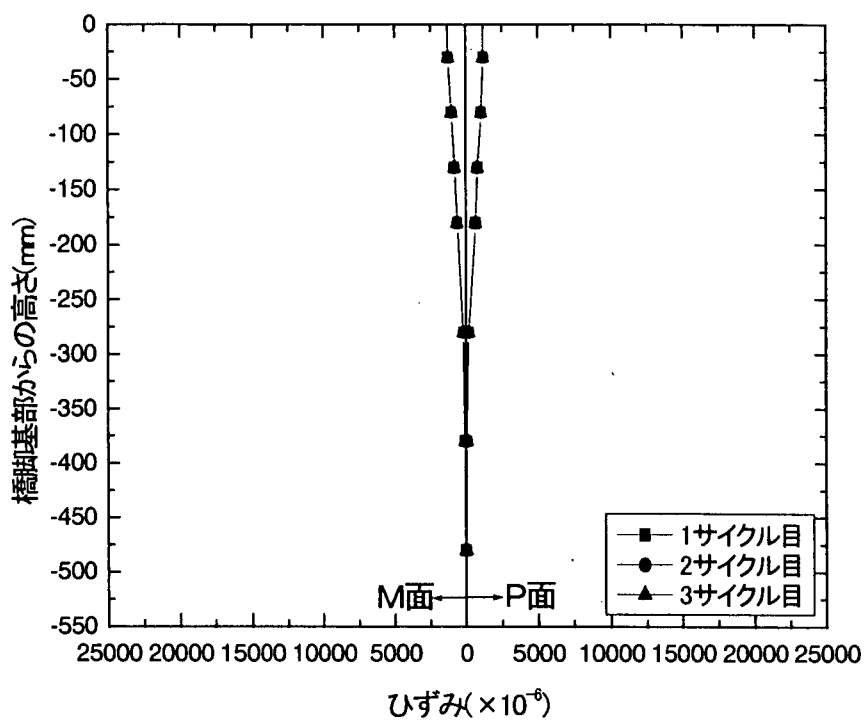
(j) $10\delta_y$ 載荷時

図-8.1(5) No.0 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

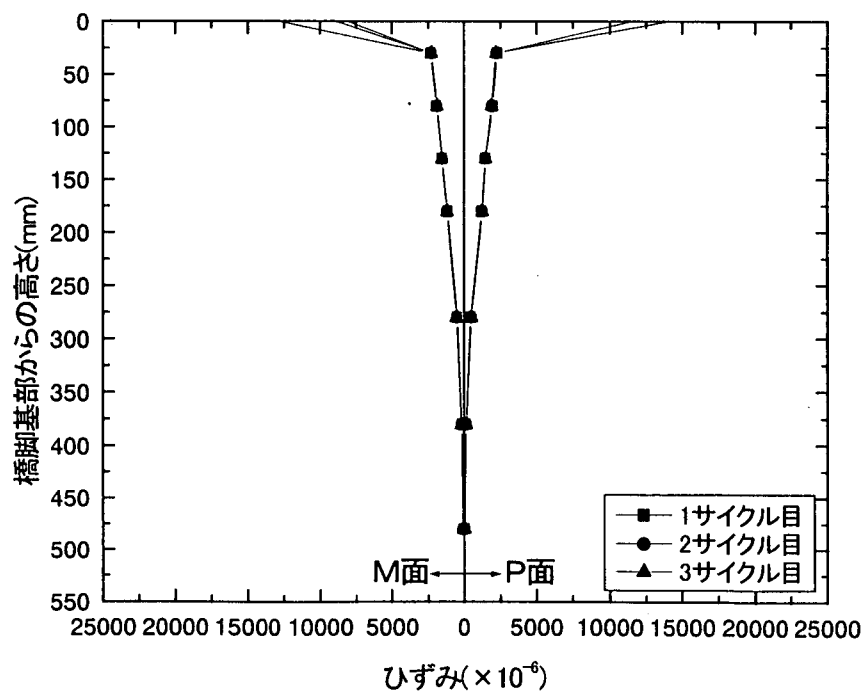


(k) $11\delta_y$ 荷重時

図-8.1(6) No.0 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

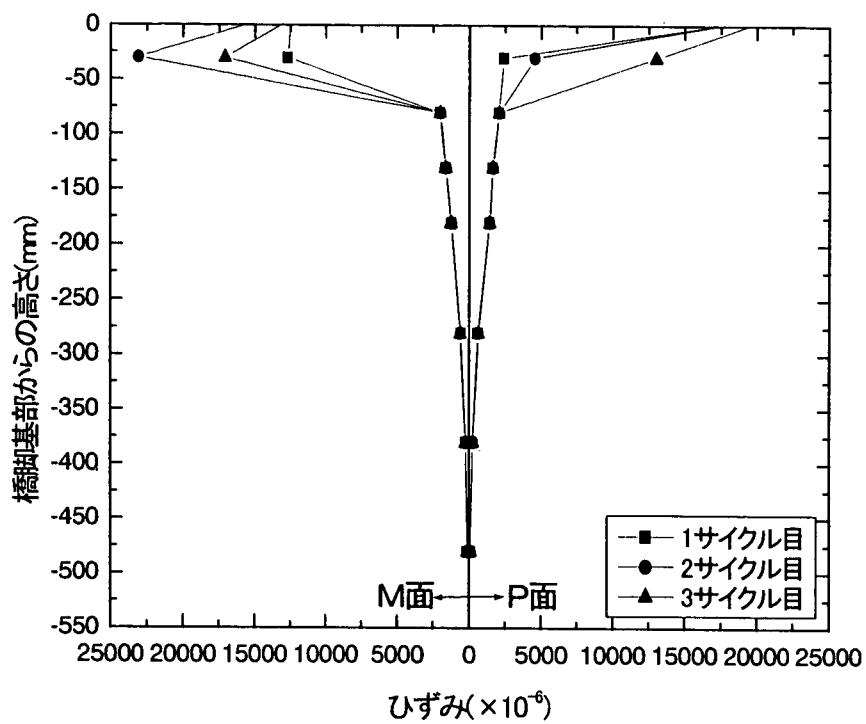


(a) $1\delta_y$ 載荷時

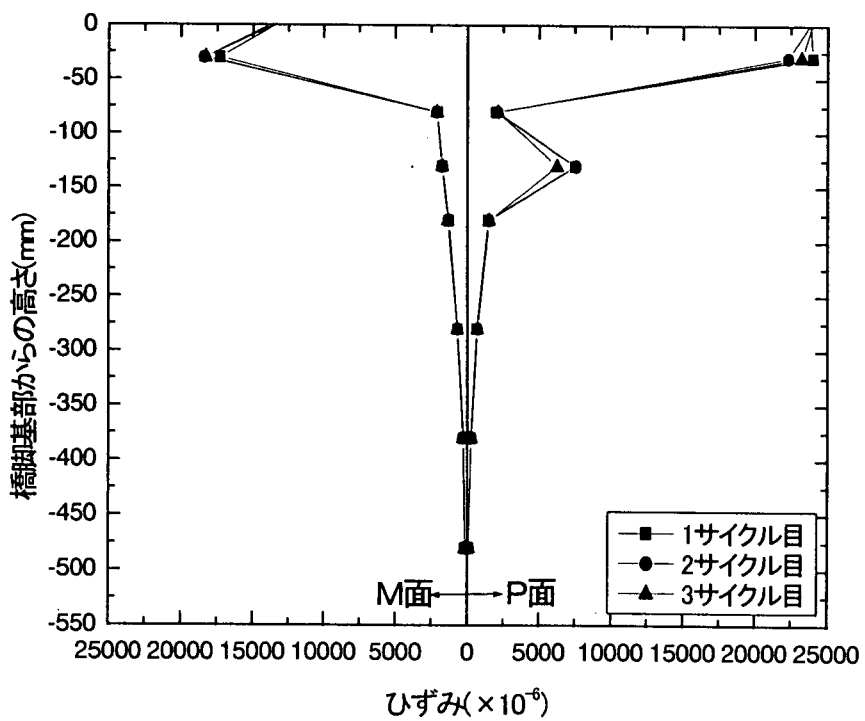


(b) $2\delta_y$ 載荷時

図・8.2(1) No.1 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

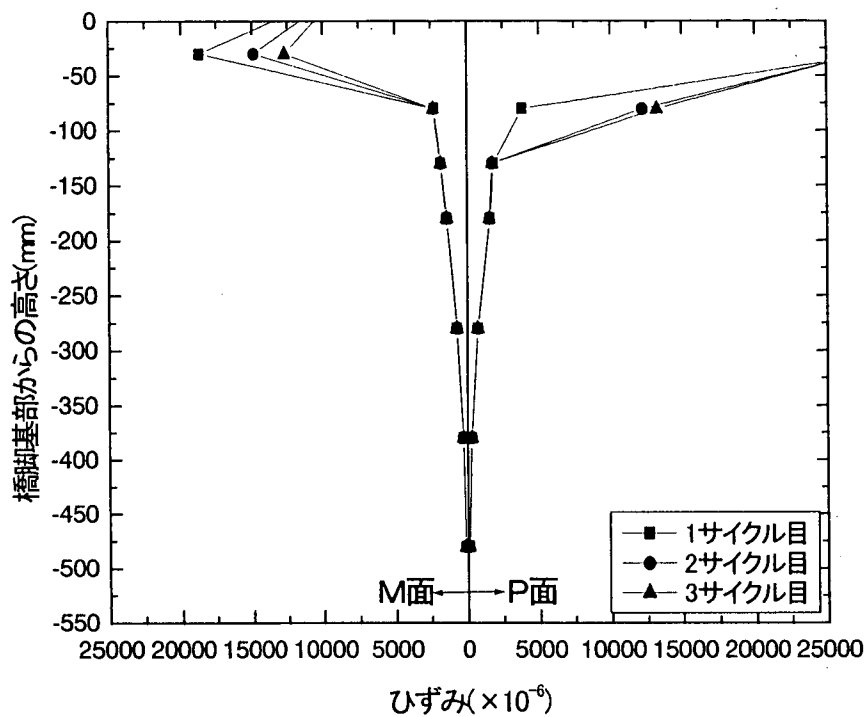


(c) $3\delta_y$ 載荷時

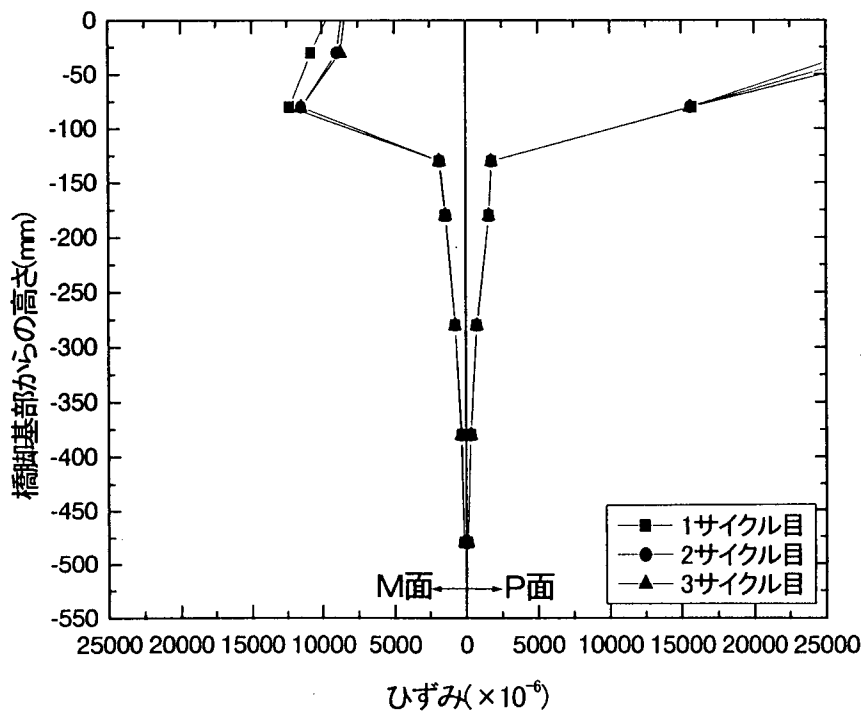


(d) $4\delta_y$ 載荷時

図-8.2(2) No.1 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布



(e) $5\delta_y$ 荷重時



(f) $6\delta_y$ 荷重時

図-8.2(3) No.1 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

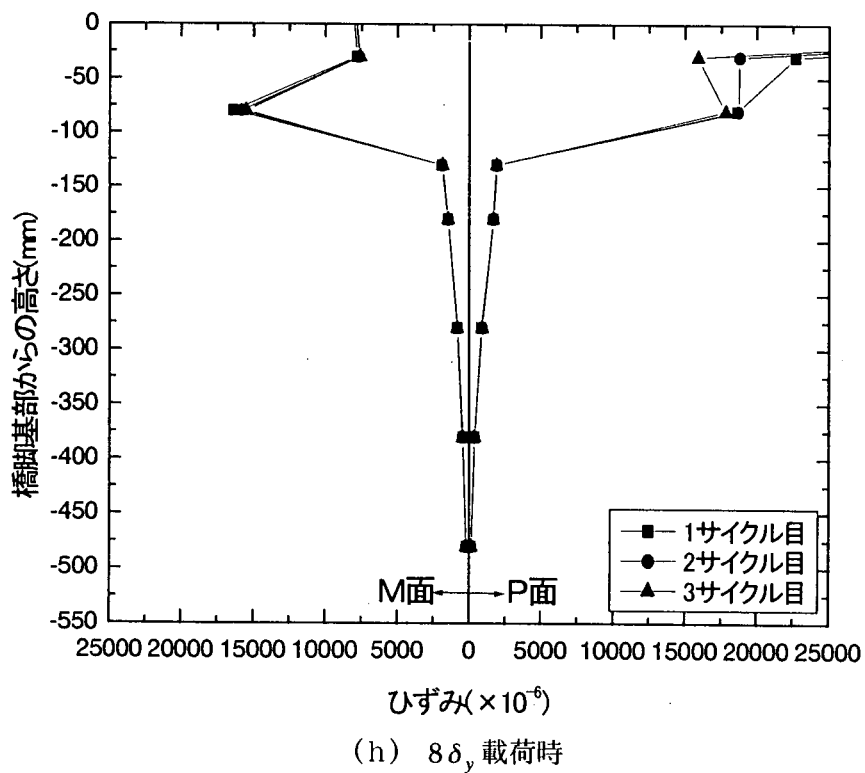
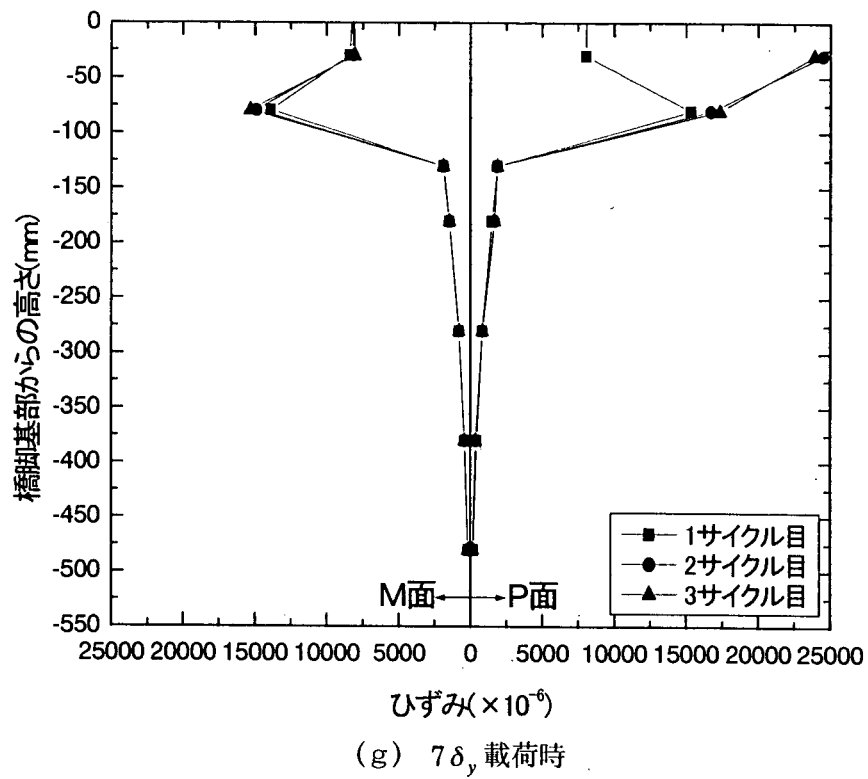
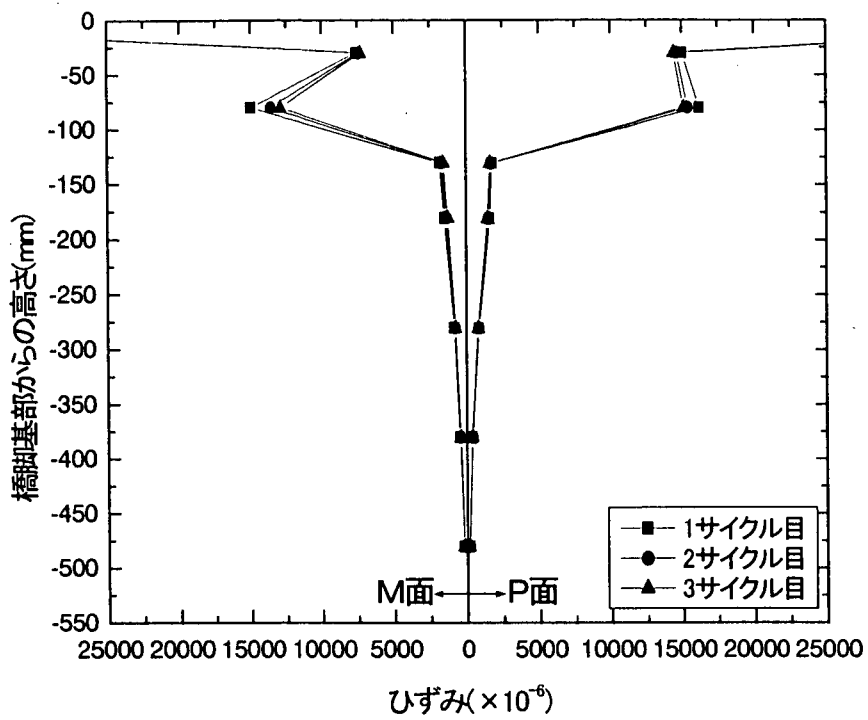
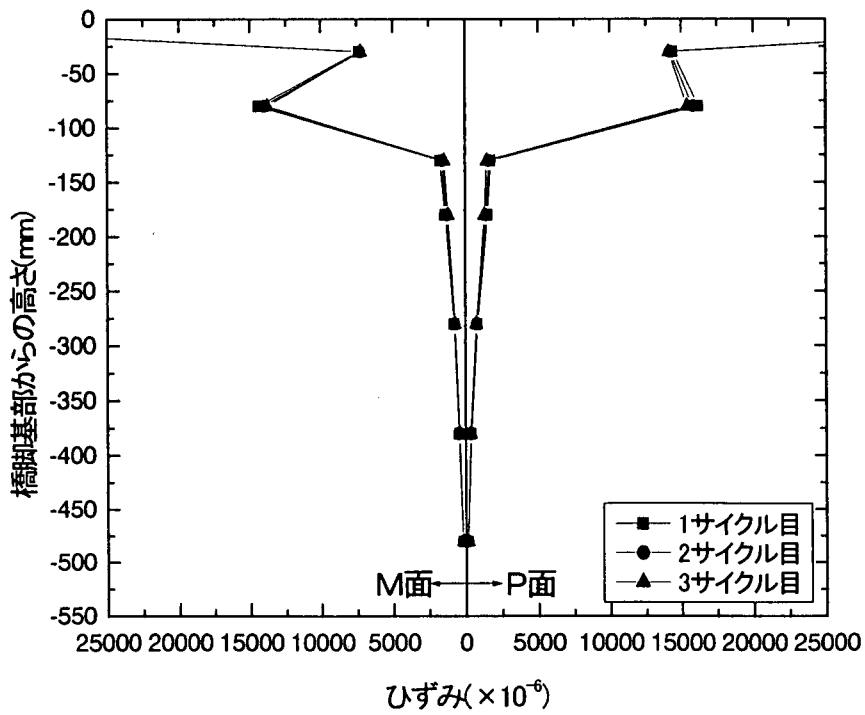


図-8.2(4) No.1 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

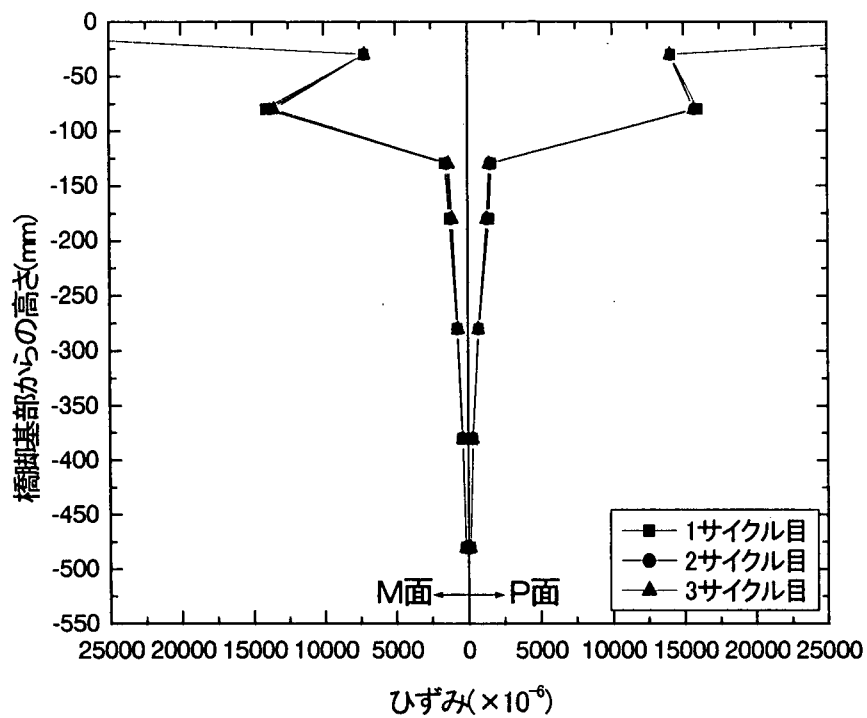


(i) $9\delta_y$ 載荷時

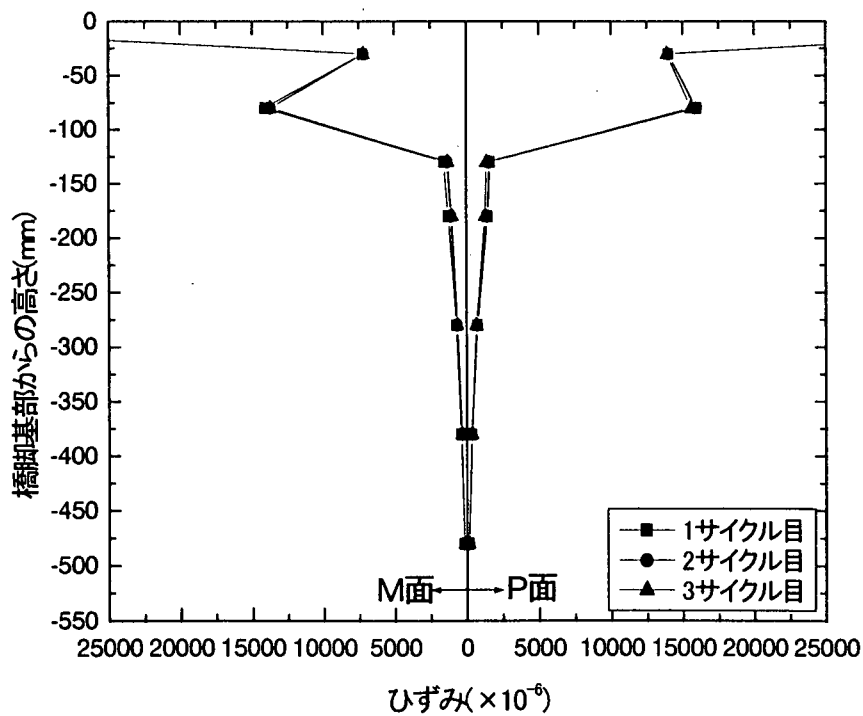


(j) $10\delta_y$ 載荷時

図-8.2(5) No.1 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

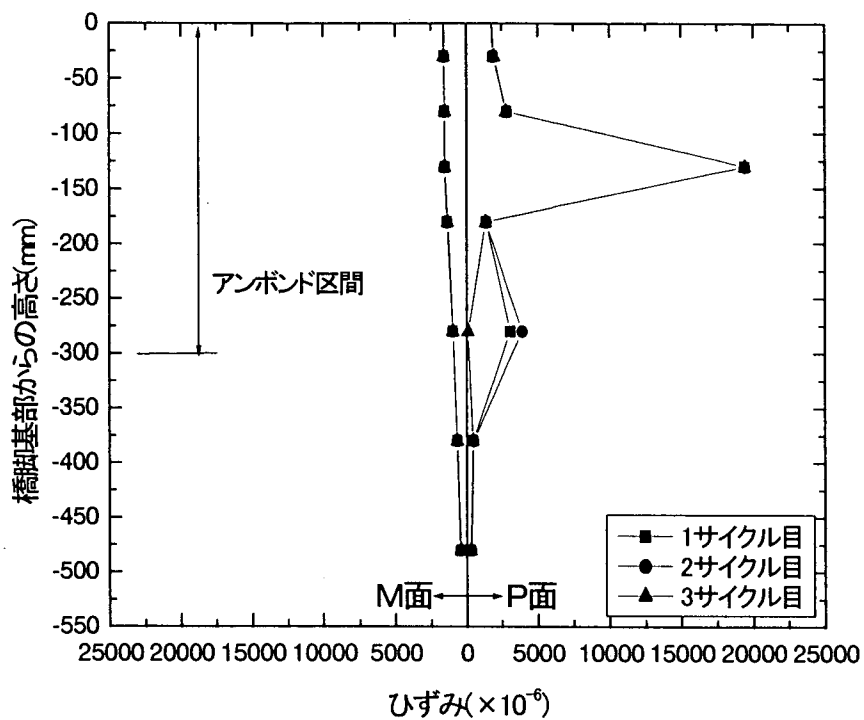


(k) $11\delta_y$ 載荷時

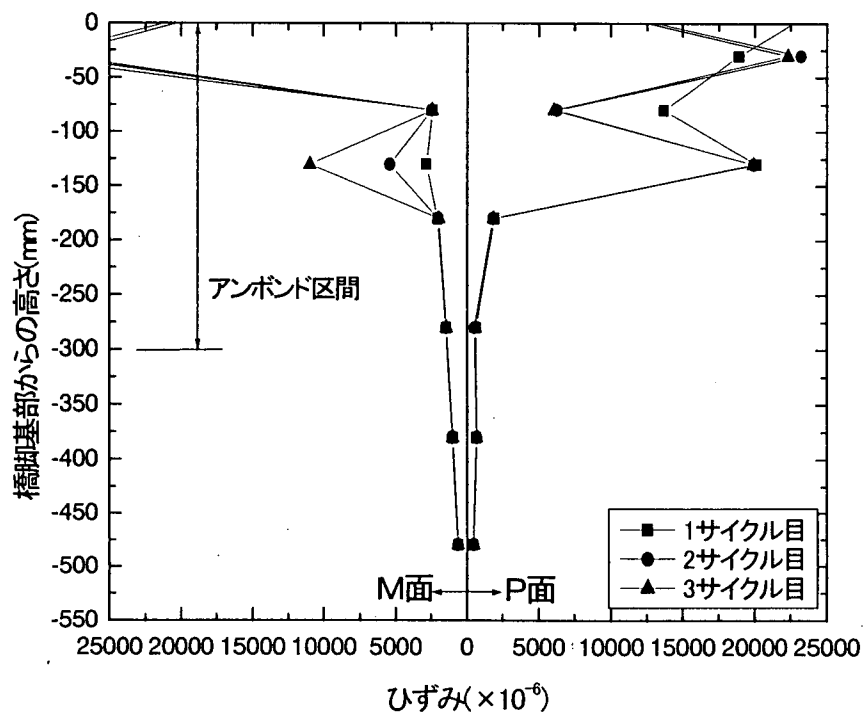


(l) $12\delta_y$ 載荷時

図・8.2(6) No.1 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

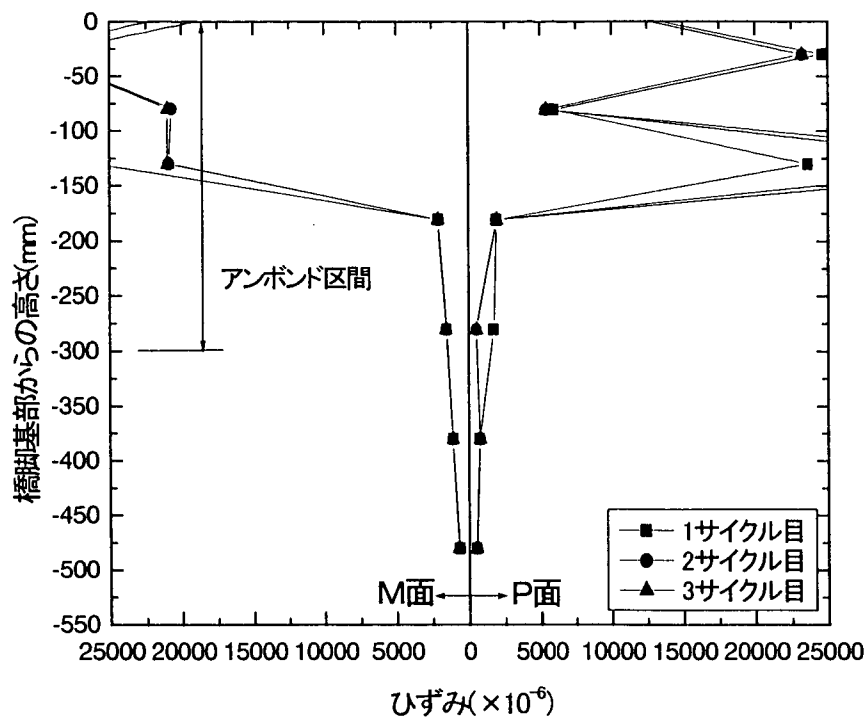


(a) $1\delta_y$ 荷荷時

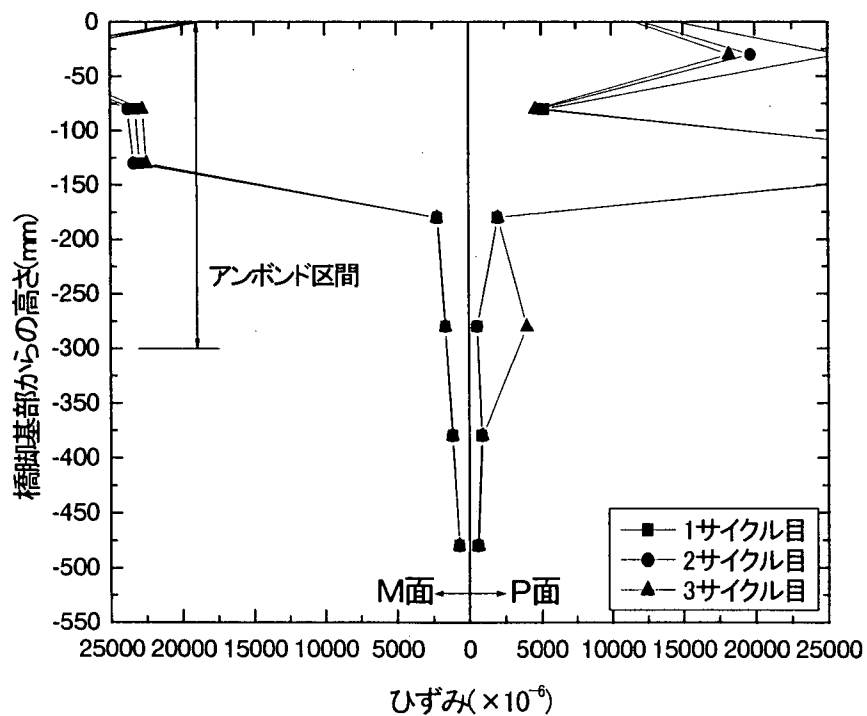


(b) $2\delta_y$ 荷荷時

図-8.3(1) No.2 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

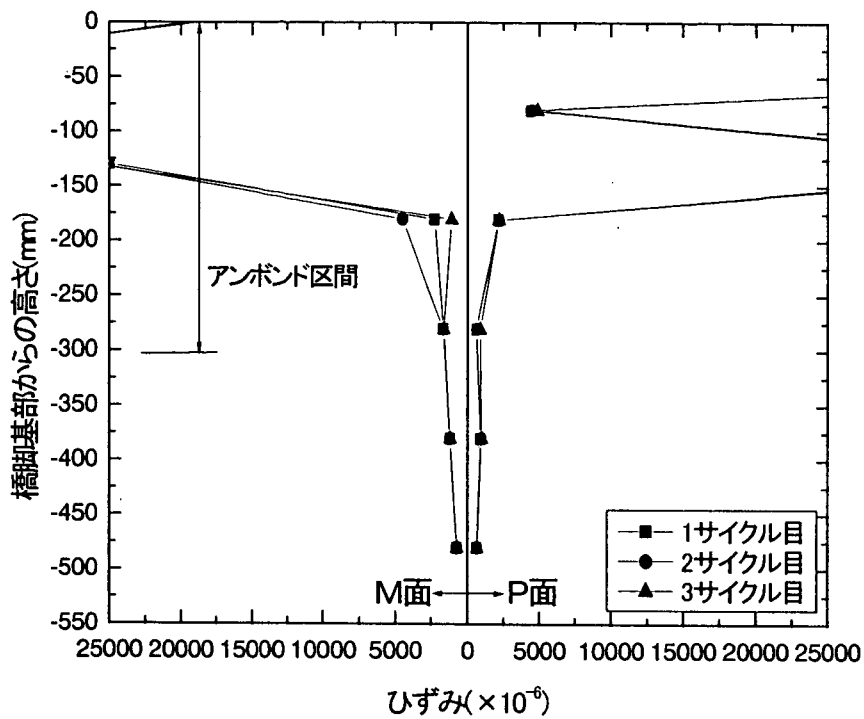


(c) $3\delta_y$ 荷荷時

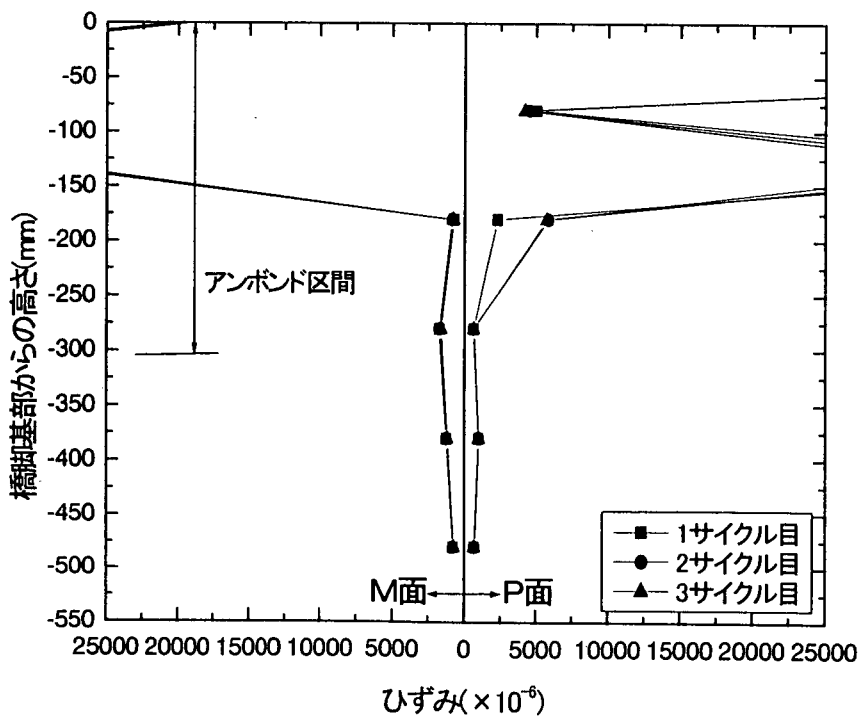


(d) $4\delta_y$ 荷荷時

図・8.3(2) No.2 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布



(e) $5\delta_y$ 荷荷時



(f) $6\delta_y$ 荷荷時

図-8.3(3) No.2 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

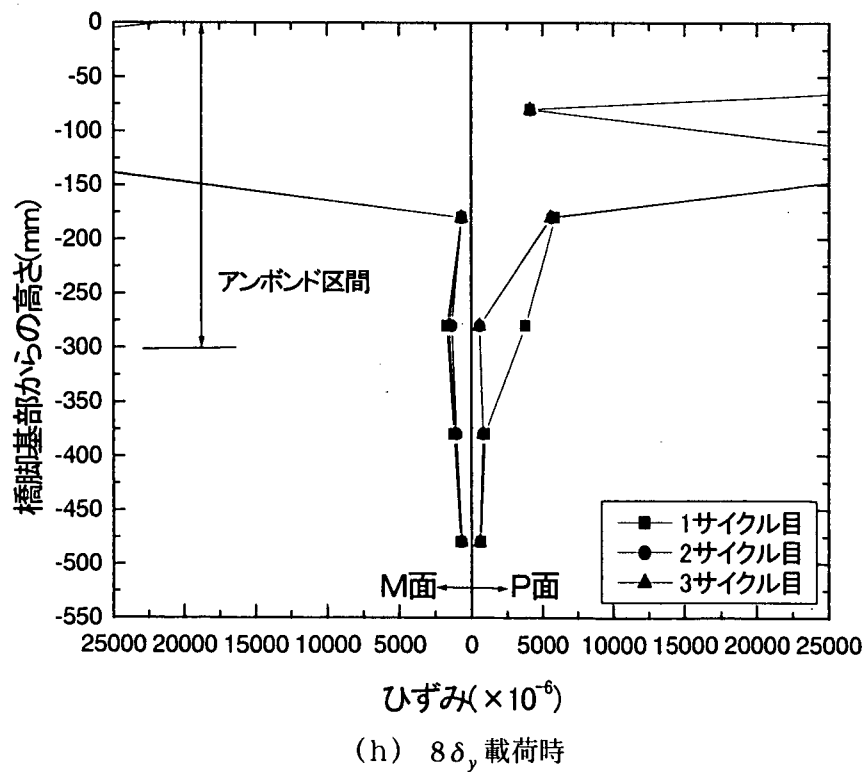
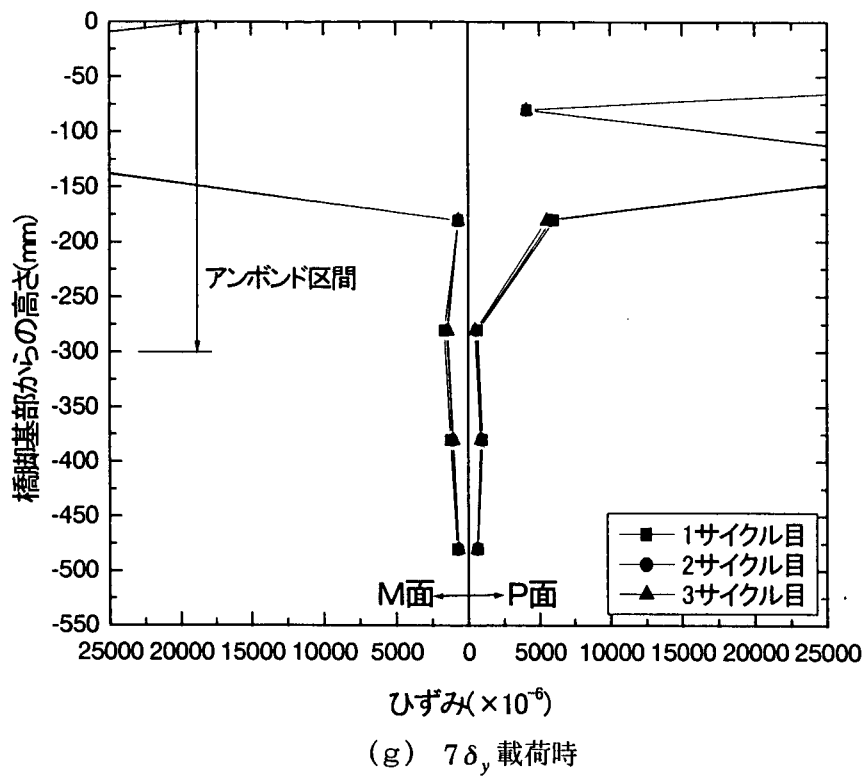
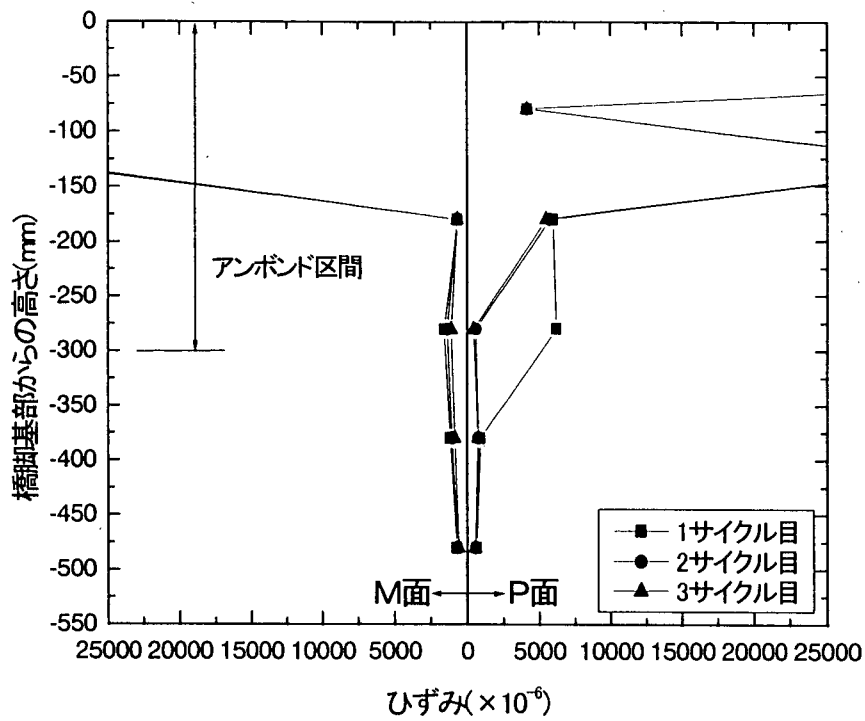
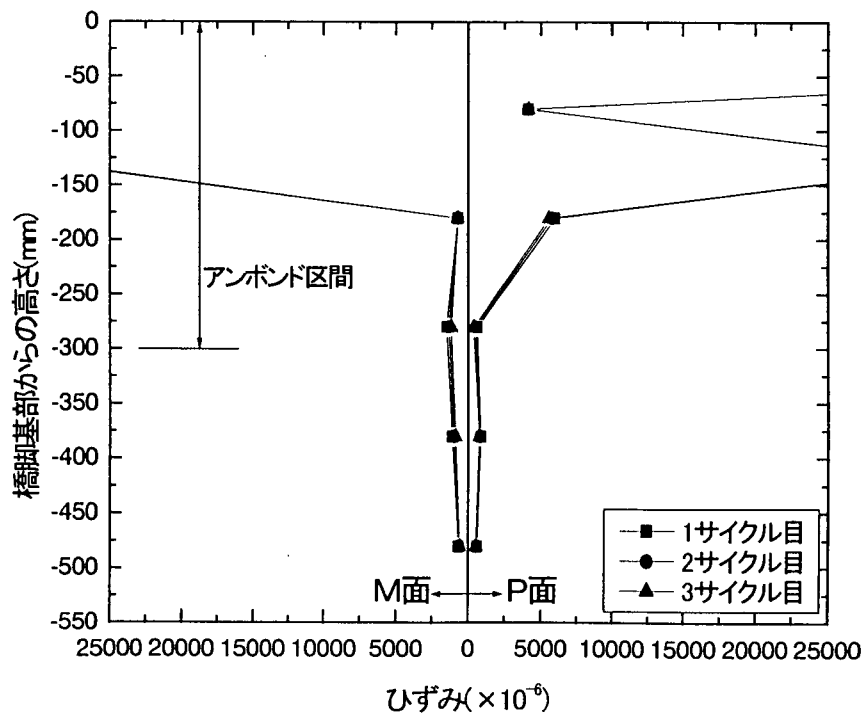


図-8.3(4) No.2 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

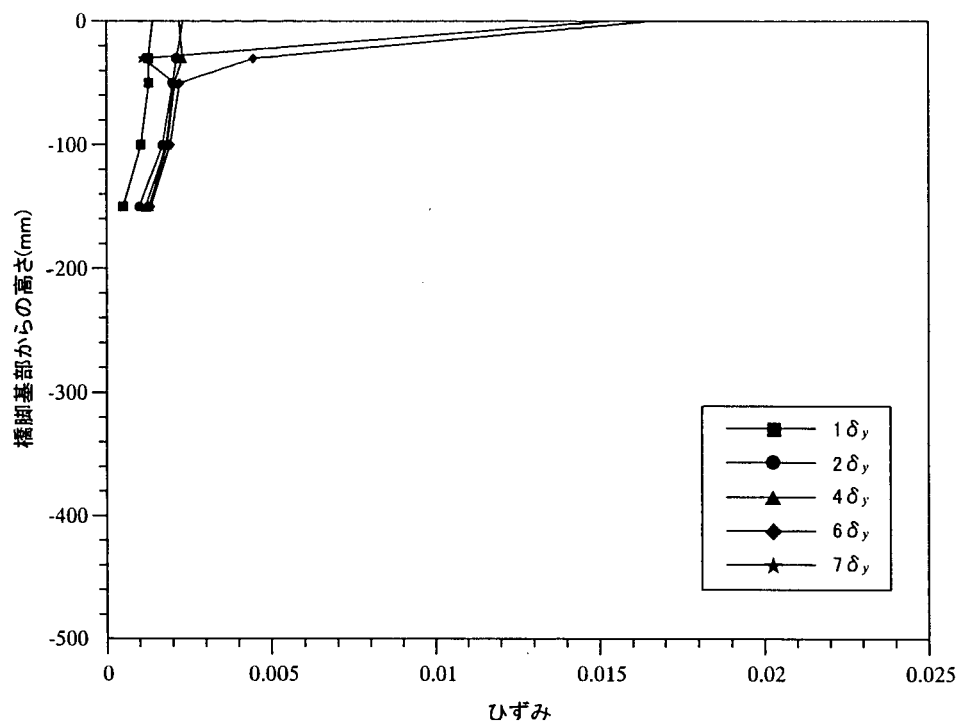


(i) $9\delta_y$ 荷重時

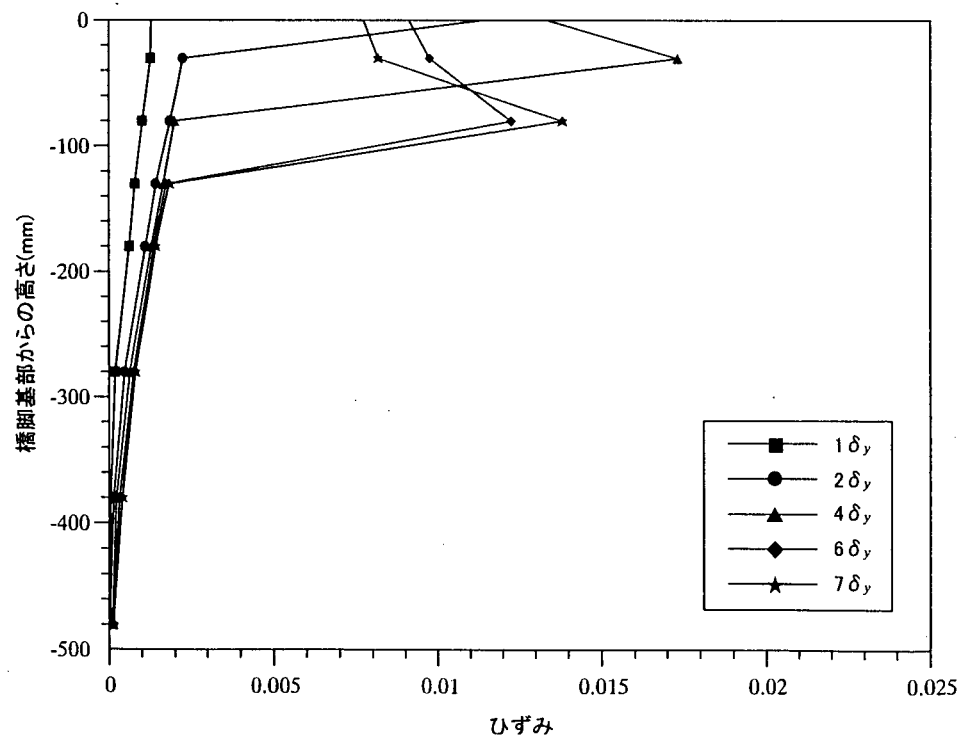


(j) $10\delta_y$ 荷重時

図-8.3(5) No.2 供試体フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布

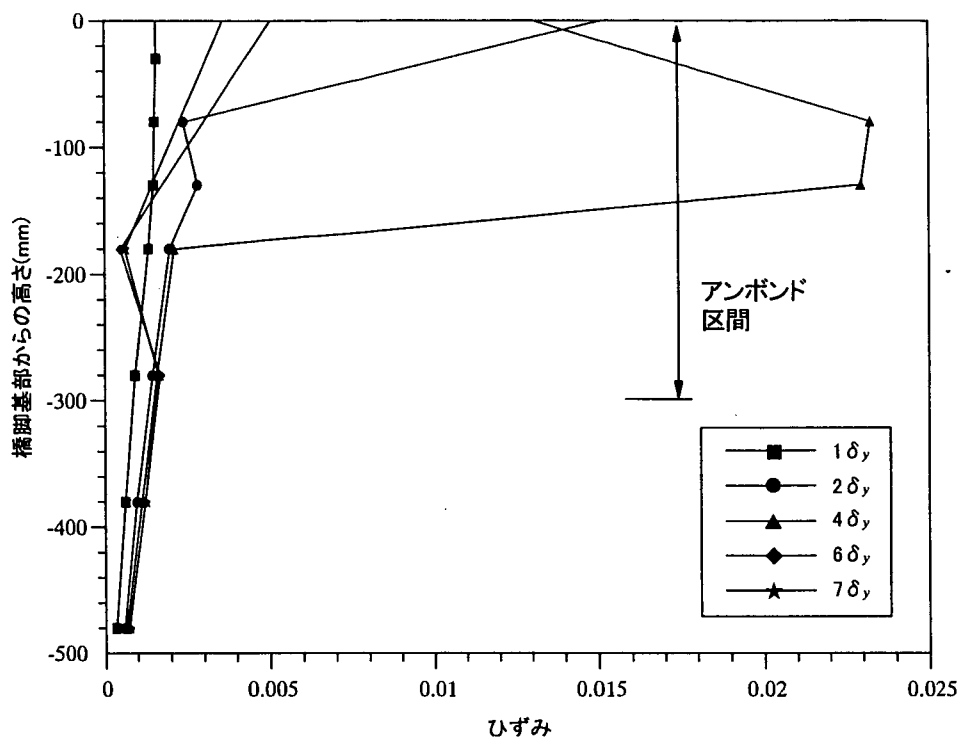


(a) No.0 供試体



(b) No.1 供試体

図-8.4(1) フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布の進展



(c) No.2 供試体

図-8.4(2) フーチング内部の軸方向鉄筋のひずみ分布の進展

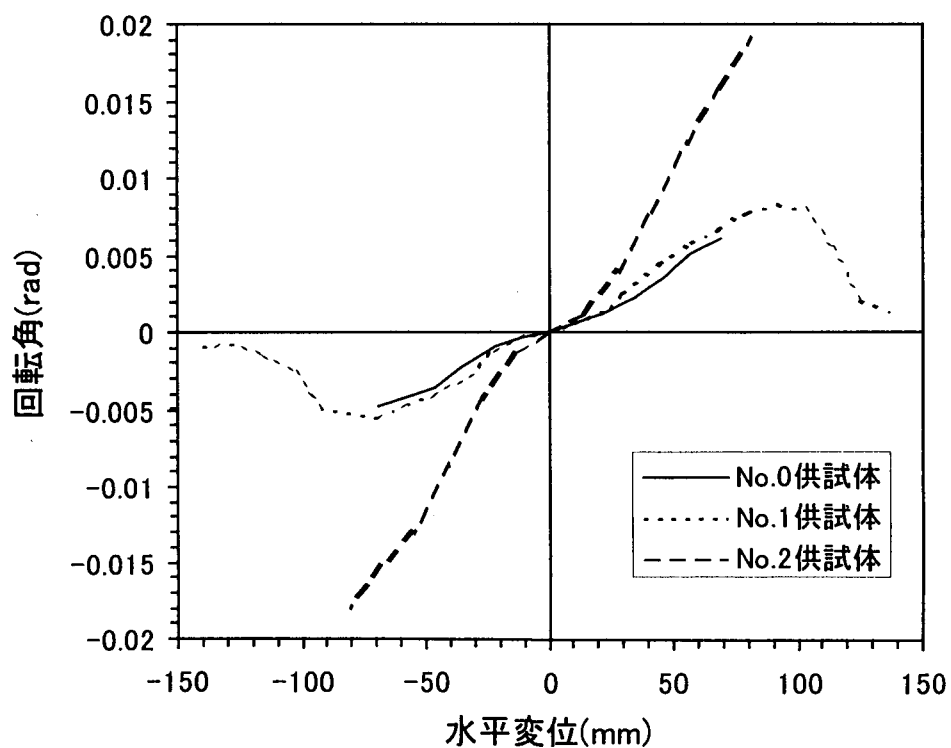


図-8.5 軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の
回転角と水平変位の関係の比較

9. まとめ

本研究では、まず高性能耐震構造の考え方について整理するとともに、その基本コンセプトについて一考察を行った。さらに、橋脚断面に生じる損傷レベルを軽減させることを目的として、塑性化領域の制御が可能な鉄筋コンクリート橋脚構造に着目し、損傷制御鉄筋による塑性化領域を拡張させた構造、ならびに軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部区間アンボンドとした構造を取り上げ、これらの構造の破壊過程や塑性挙動について正負交番載荷実験により検討した。本検討により得られた知見をまとめると以下の通りである。

① 橋脚基部に近い断面において損傷制御鉄筋を途中定着させ、作用モーメントに応じて基部と途中定着位置の2箇所確実に損傷が生じるように断面設計すれば、損傷が合理的に分散され、1つの箇所に生じる損傷度は低減される。また、橋脚構造としての変形性能も向上する。

② 軸方向鉄筋の定着をフーチング上面から一部区間アンボンドとすることにより、基部の回転が生じやすくなり、載荷点における水平変位は主として基部の回転によって吸収される。このため、橋脚躯体断面が分担する曲げ変形が小さくなり、躯体に生じる損傷を非常に軽微なものに抑えることができる。

・謝辞

本研究を進めるにあたり、「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」（科学技術振興調整費総合研究課題、研究代表者：早稲田大学濱田教授）の一環として土木学会の中に構造物の破壊過程解明に関する研究分科会（主査：京都大学家村教授）、合成構造を用いた次世代高性能橋脚の開発研究班（座長：建設省土木研究所運上室長）を組織し、分科会、研究班会議での議論を通じて、研究の進め方、研究の内容について貴重なご意見をいただいた。分科会、研究班の各委員の方々に厚く謝意を表します。

・参考文献

- 1)池田尚治、森拓也、吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol.40、No.5、pp.40-47、1998年9月
- 2)J.M.Muller：Very Long Span Bridges：Concepts, Materials and Methods, IABSE Symposium, Kobe 1998, Long-Span and High-Rise Structures, IABSE Report Vol.79, pp.35-48, Sep.1998
- 3)M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi：Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996.
- 4)建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する研究、土木研究所共同研究報告書第234号、1999.
- 5)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.189-194、1999.
- 6)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大RC橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し特性とその評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.3、pp.1471-1476、2000.
- 7)運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究(その3) RC橋脚の配筋合理化に関する検討、土木研究所資料
- 8)川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究、土木研究所報告第189号、1993.
- 9)川島一彦、星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用、土木学会論文集、No.525/I-33、pp.83-95、1995.