

マイクロフィルム用資料

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3739号

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1) 大型模型による塑性変形性能の検討

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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能 に関する実験的研究

(その1) 大型模型による塑性変形性能の検討

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

要 旨

本研究では、断面寸法や軸方向鉄筋径が曲率分布や塑性ヒンジ長に及ぼす影響を検討することを目的として、大型の鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた正負交番載荷実験を行うとともに、帯鉄筋による拘束条件や軸方向鉄筋径が繰返し荷重下における塑性変形性状に及ぼす影響について検討を行った。実験結果は、水平力ー水平変位の関係、エネルギー吸収性能、拘束効果、塑性曲率性状、軸方向鉄筋の伸び出し性状の観点から整理を行った。さらに、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて曲げモーメントー曲率関係の解析を行い、本実験結果と比較考察を行った。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚，大型模型実験，塑性曲率，塑性ヒンジ長，伸び出し

目 次

1. はじめに	1
2. 模型供試体	3
3. 正負交番載荷実験と損傷の進展	12
3.1 載荷方法	12
3.2 M1 供試体の損傷の進展	13
3.3 M2 供試体の損傷の進展	20
3.4 M3 供試体の損傷の進展	28
3.5 M4 供試体の損傷の進展	36
3.6 M5 供試体の損傷の進展	43
4. 耐力・変形性能と履歴特性	44
4.1 水平力ー水平変位の関係	44
4.2 エネルギー吸収性能	48
5. 拘束効果	50
5.1 矩形断面における拘束効果の評価	50
5.2 帯鉄筋および中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布	52
6. 曲率分布と塑性ヒンジ	69
6.1 軸方向鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布	69
6.2 曲率の高さ方向分布	73
7. 軸方向鉄筋の伸び出し	87
7.1 軸方向鉄筋のフーチング内部へのひずみの進展	87
7.2 基部における軸方向鉄筋の伸び出しによる回転角と橋脚の水平変位の関係	91
8. 曲げモーメントー曲率関係の解析	93
9. 結論	98
謝辞	100
参考文献	101

第1章 はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、各種土木構造物に関東大震災以来最大の被害をもたらした。道路橋においても、鉄筋コンクリート橋脚の倒壊、橋桁の落下等の致命的な被害が多数の橋梁で発生した。被害の根本的な原因は、設計で想定していた以上の大きな水平方向の地震力を受けたことと考えられており¹⁾、これを受け、平成8年の道路橋示方書の改訂においては、兵庫県南部地震のように、発生頻度は低いものの大きな強度をもつ地震動を設計で考慮するようになった²⁾。また、土木学会コンクリート標準示方書³⁾、鉄道構造物等設計標準⁴⁾においても、設計地震力に関しては同様な考え方が示されており、土木構造物における耐震設計においては、現実には発生する可能性のある地震力を使って設計するという考え方が共通の認識となっている。

このような大きな地震力に対する橋梁の耐震設計では、部材が保有する塑性変形性能やエネルギー吸収性能を積極的に活用するという考え方が広く適用されている²⁾⁴⁾。橋梁の場合、一般に橋脚に塑性ヒンジが誘導され、例えば、単純な一本柱式橋脚では橋脚基部が塑性ヒンジとなる。したがって、この塑性ヒンジとなる断面領域では、所要の塑性変形性能が発揮されるように設計することが重要である。鉄筋コンクリート製の橋脚の場合には、横拘束筋による断面の内部コンクリートの拘束効果を高めることにより、塑性変形性能を向上させることができることが知られており、横拘束筋の配筋に応じた塑性変形性能の評価手法に関しては、国内だけでもこれまでに様々な提案がなされている⁵⁾¹¹⁾。ここで特徴的なのは、この種の研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価式が、多くの模型供試体による正負交番載荷実験から得られた実験データの統計的な分析結果に基づいて導き出されていることである。これは、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形挙動を議論する上で、正負交番載荷実験等による実験データが最も信頼性があるためと考えられ、海外においても実験結果をベースとした変形性能評価法が提案されている^{12),13)}。

ところで、このような実験式の適用に当たっては、その適用範囲に十分注意しなくてはならない。既往の鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価式においては、曲げ耐力とせん断耐力の比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、軸力比、せん断支間比等の力学的指標によりその適用性が評価されている。しかしながら、これらの評価式においては断面寸法に関する適用範囲は必ずしも言及されていないことが多い。これは、変形性能評価式の根拠となった正負交番載荷実験では、実験の実施に係る様々な制約条件から実橋脚と同程度の断面寸法での実験が現実には困難であり、断面寸法が実際の橋脚よりもずっと小さい縮小模型を用いざるを得ず、その縮小模型による実験結果を実橋脚にまで外挿して適用できるものとみなしているのである。その一方で、断面寸法や配筋詳細が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に影響を及ぼすことも指摘されており^{14),15)}、大きな模型供試体による実験と寸法効果の解明が強く求められているところである¹¹⁾。

そこで、本研究では、土木研究所が保有する部材耐震強度実験施設において実施可能な最大規模の

曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚模型に対して正負交番載荷実験を実施し、繰返し荷重下における塑性変形性能について検討を行った。ここで、本実験では、軸方向鉄筋径が塑性ヒンジ長に及ぼす影響が指摘されていることから¹⁰⁾、軸方向鉄筋間隔を一定として軸方向鉄筋径のみを変化させ、その影響について検討を行った。また、通常の鉄筋コンクリート断面に加え、橋脚の耐震補強で広く用いられている鋼板巻立て補強された断面¹⁶⁾の場合に対しても同様な実験を行った。さらに、著者らが小型模型に対する実験結果を基に提案した塑性変形性能の評価法¹⁰⁾を本実験条件に適用し、水平力-水平変位の関係の計算値と本実験結果の比較を行った。

第2章 模型供試体

模型供試体の設計にあたっては、土木研究所が所有する部材耐震強度実験施設において実施可能な最大限の断面寸法とすることを念頭に置きつつ、屋内クレーン等のキャパシティ等を総合的に考慮して構造寸法を決定した。最終的に決定した供試体5体(M1～M5供試体)の構造諸元を図-2.1及び2.2に示す。いずれの供試体とも、断面寸法が1.2m×1.2mの正方形断面であり、橋脚基部から載荷点までの高さは4.8m、せん断支間比は4.0である。この断面寸法は、従来土木研究所で実施される同種の実験で用いられる模型供試体の断面寸法のおよそ2倍である。なお、フーチングは2.5×1.6m、高さが1.2mであり、橋脚基部に作用する曲げモーメントとせん断力によってフーチングに損傷が生じないように十分な鉄筋を配筋した。実験パラメータは、軸方向鉄筋径と帯鉄筋比であり、これらをまとめると表-2.1の通りとなる。

まず、軸方向鉄筋は、M1及びM2供試体では、D13を50mm間隔で合計88本配筋しており、軸方向鉄筋比は0.77%である。また、M3及びM4供試体では、それぞれD16及びD19を50mm間隔で合計88本配筋しており、軸方向鉄筋比はそれぞれ1.21%及び1.75%である。ここで、軸方向鉄筋径をコアコンクリート断面寸法で除した径寸法比は0.0118～0.0173となる。

一方、帯鉄筋は、M1供試体では、D6を12cm間隔で柱全高にわたって配筋しており、道路橋示方書V耐震設計編²⁾により求められる帯鉄筋体積比 ρ_s は0.10%となる。M2～M4供試体では、D10を7.5cm間隔で柱全高にわたって配筋されており、断面隅角部で135度フック(フック長10cm)により内部コンクリートに定着させている。さらに、D10の中間帯鉄筋が載荷方向ならびに載荷直角方向のそれぞれに2本ずつ配筋されており(井型)、その両端は180度フック(フック長10cm)により外周の帯鉄筋に引っ掛けられている。断面内における中間帯鉄筋の間隔は37cmであり、帯鉄筋体積比 ρ_s は1.03%となる。

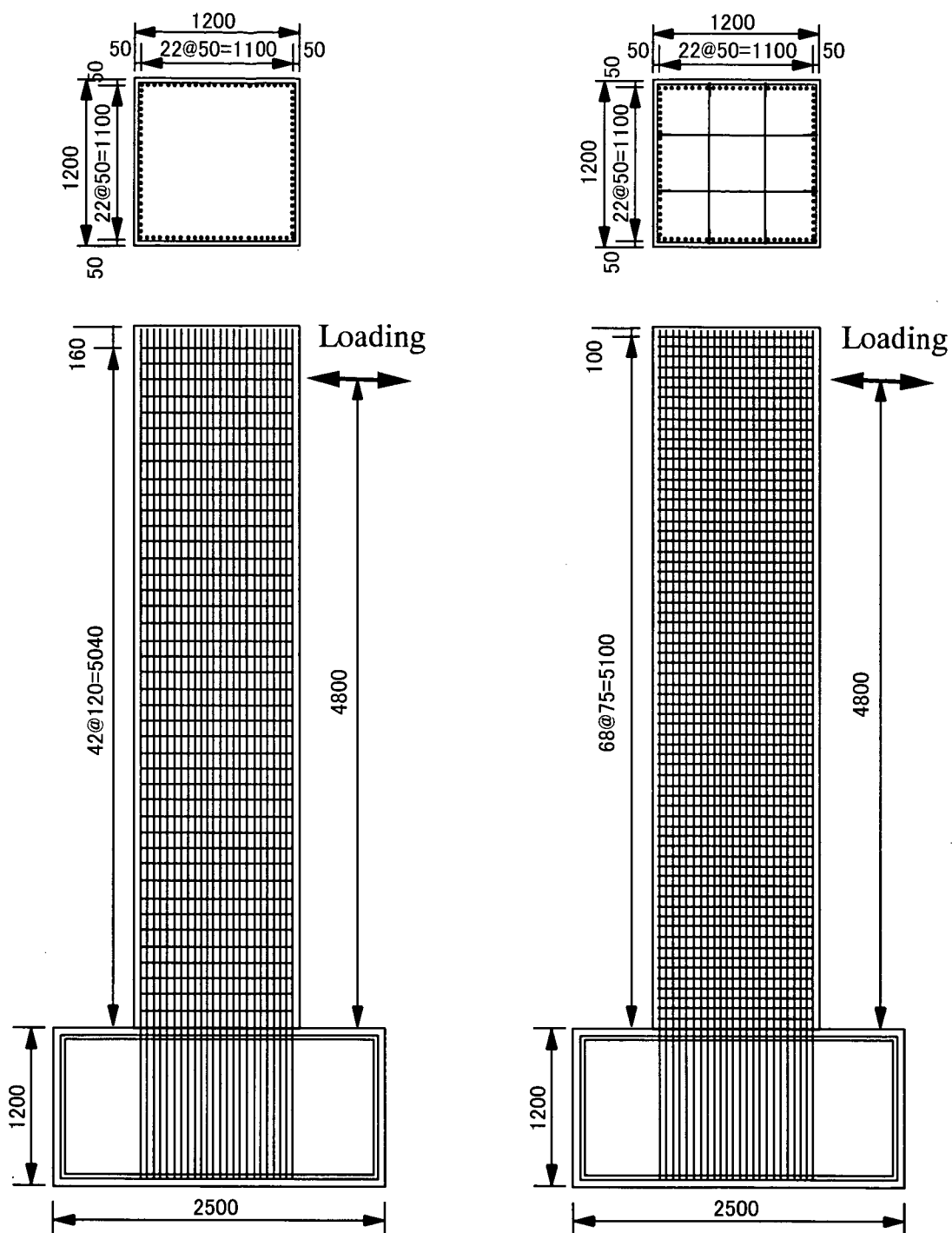
一方、M5供試体はM1供試体に対して、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により耐震補強したものである。鋼板は材質SS400、厚さ3.2mmであり、充填厚さ15mmの無収縮モルタルを介して巻立てられている。また、鋼板下端とフーチング上面との間には40mmの間隙がある。鋼板下端部には、鋼板のはらみだし防止用としてH形鋼(フランジ幅150mm、高さ150mm、ウェブ厚7mm、フランジ厚10mm)を取り付け、リブプレートで補剛している。アンカー筋としては、M16の鉄筋が用いられており、コンクリート柱断面最外縁から93mmの位置に、フーチング内部への定着長500mmで定着されている。アンカー頭部はねじ切り加工されており、H形鋼のウェブにナットを介して固定されている。ただし、実際の補強工法においては、このアンカー筋はフーチングを削孔して施工されるが、本実験は後施工アンカーの定着性状を検討する目的ではないことから、施工の煩雑さを省くために、アンカー筋はフーチングの鉄筋を配筋する時に同時に予め設置しておいてコンクリートの打設を行った。なお、鋼板はコの字型に加工された2ピースを溶接接合により組み立てたものである。溶接はいずれも断面隅各

部を避け中央で行われている。なお、実橋脚における鋼板の溶接は現場溶接となるが、本実験では、鋼板を工場にて組立て、それを供試体製作ヤードに搬送し、供試体上部から落とし込むようにして施工した。また、実施工に合わせ、本供試体においても鋼板の施行性の向上ならびに無収縮モルタル注入時における鋼板の変形防止の目的から、水平アンカーボルト（皿ボルト）をおよそ 300mm 間隔で配置した。

本実験に用いたコンクリートの載荷試験日における圧縮特性の試験結果を表-2.2 に示す。ここで、本供試体は、フーチングと柱部を同時に打設しているため、コンクリート強度は同一である。一方、各供試体で用いた鉄筋、鋼板、アンカー筋に対する引張試験の結果得られた材料特性値をまとめると表-2.3 である。

表-2.1 実験ケースとパラメータ

	軸方向鉄筋		帯鉄筋		
	鉄筋径	鉄筋比(%)	鉄筋径	間隔(mm)	有効長(mm)
M 1 供試体	D13	0.77	D6	120	1100
M 2 供試体	D13	0.77	D10	75	370
M 3 供試体	D16	1.21	D10	75	370
M 4 供試体	D19	1.75	D10	75	370
M 5 供試体	D13	0.77	D6	120	1100

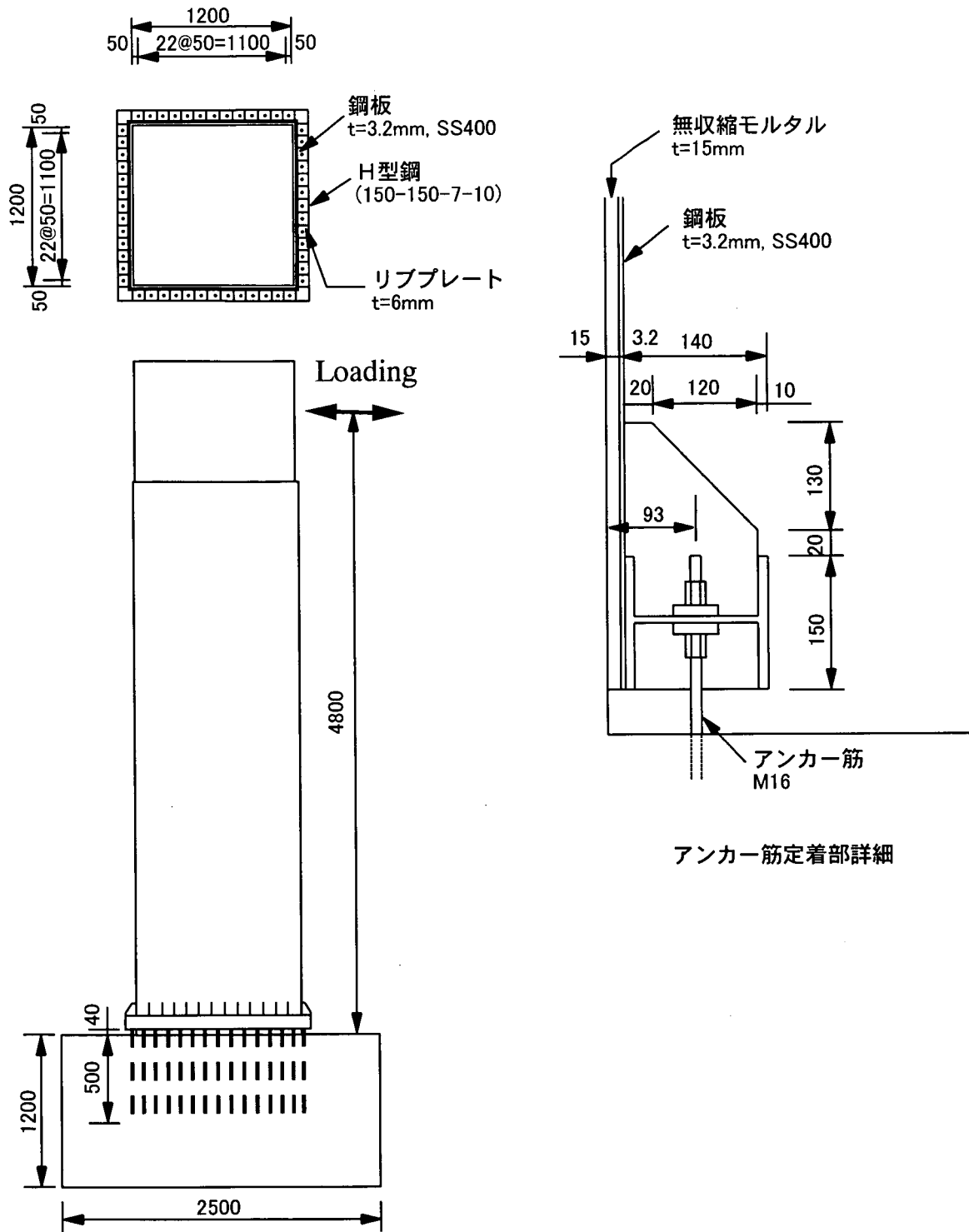


(単位 : mm)

(a) M1 供試体

(b) M2 ~ M4 供試体

図-2.1 M1 ~ M4 供試体の構造諸元



(単位 : mm)

図-2.2 M5供試体の構造諸元

表-2.2 コンクリートの圧縮特性

	強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
M 1 供試体	38.1	2.66×10^4
M 2 供試体	37.4	2.76×10^4
M 3 供試体	39.5	2.84×10^4
M 4 供試体	33.5	2.71×10^4
M 5 供試体	32.8	2.33×10^4

表-2.3 鋼材の引張特性

		規格	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
軸 方 向 鉄 筋	M1, M2, M5	D13	SD295A	374	535
	M3	D16	SD295A	375	542
	M4	D19	SD295A	328	470
	アンカ-筋(M5)	M16	SD295A	381	578
横 拘 束 筋	M1, M5	D6	SD295A	323	515
	M2, M3, M4	D10	SD295A	336	476
	鋼板(M5)	t=3.2mm	SS400	276	403
	H形鋼(M5)	150-150-7-10	SS400	296	429

実験供試体には、横拘束筋による拘束効果、塑性曲率とその分布、軸方向鉄筋の伸び出しを計測するために、適切な位置にひずみゲージと変位計を取り付けた。各供試体におけるひずみゲージの貼付位置を図-2.3 及び図-2.4 に示す。ひずみゲージは、塑性ヒンジ領域における軸方向鉄筋、帯鉄筋に貼付した。曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強されたM 5 供試体では、鋼板、H形鋼、アンカー筋にもひずみゲージを貼付した。なお、鉄筋のひずみの計測にあたっては、鉄筋の表裏にひずみゲージをそれぞれ貼付し、その平均値が計測システムに出力されるようになっている。

さらに、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面においては、図-2.5 に示す手法により曲率を計測した。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。

$$\phi = \frac{\Delta \tau - \Delta c}{D_i \cdot h} \quad (2.1)$$

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

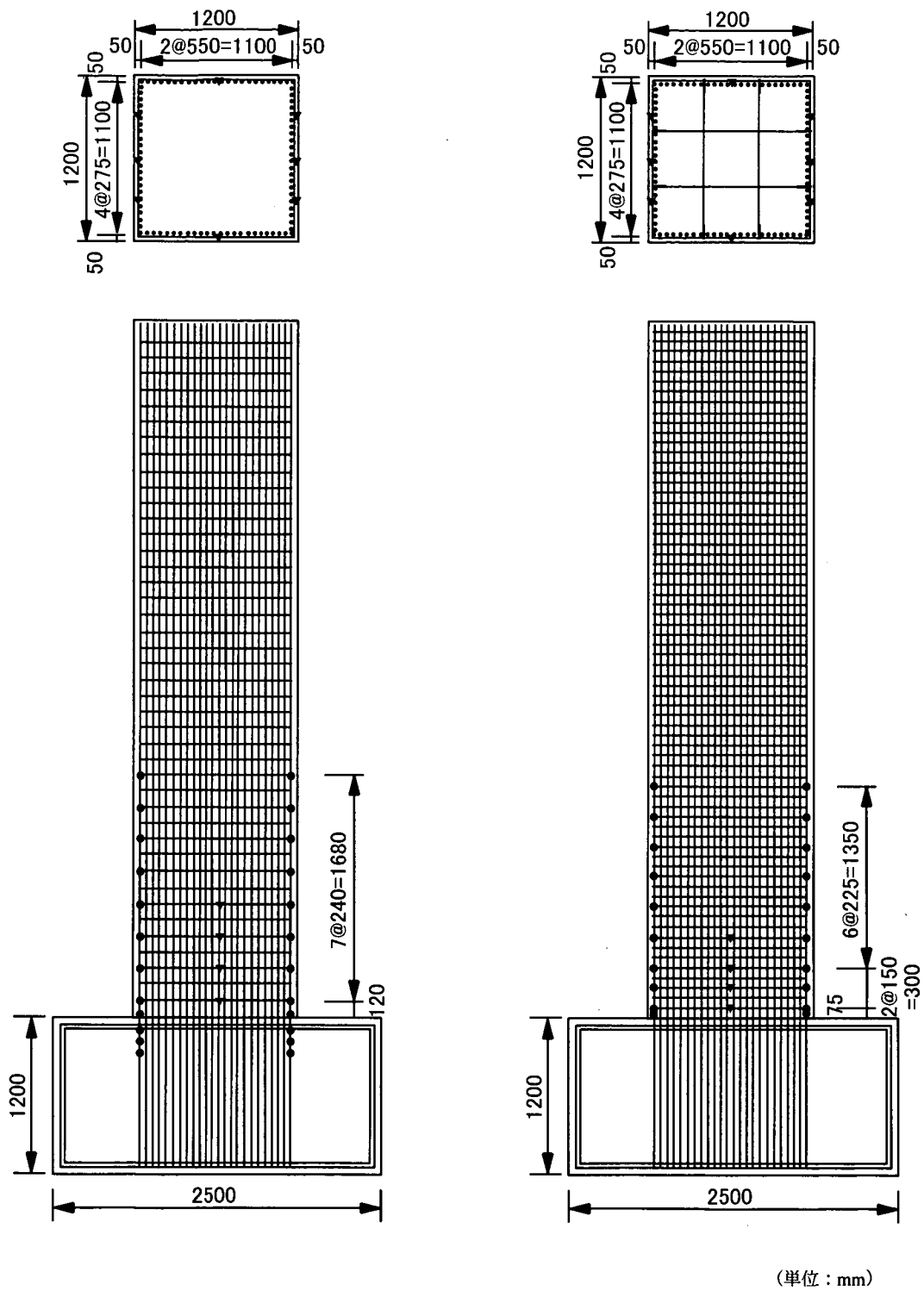
D_i : 引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離

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。なお、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強された M5 供試体に対しては、その構造の特性上、軸方向鉄筋の伸び出しのみによる回転角を計測するのが困難なため、フーチング上面と H 形鋼の中心点までを計測長としてその相対変位を変位計により計測した。したがって、このようにして計測される回転角には、軸方向鉄筋の伸び出しによる回転と鋼板下端に設けられた間隙部の損傷による回転が混在していることになる。

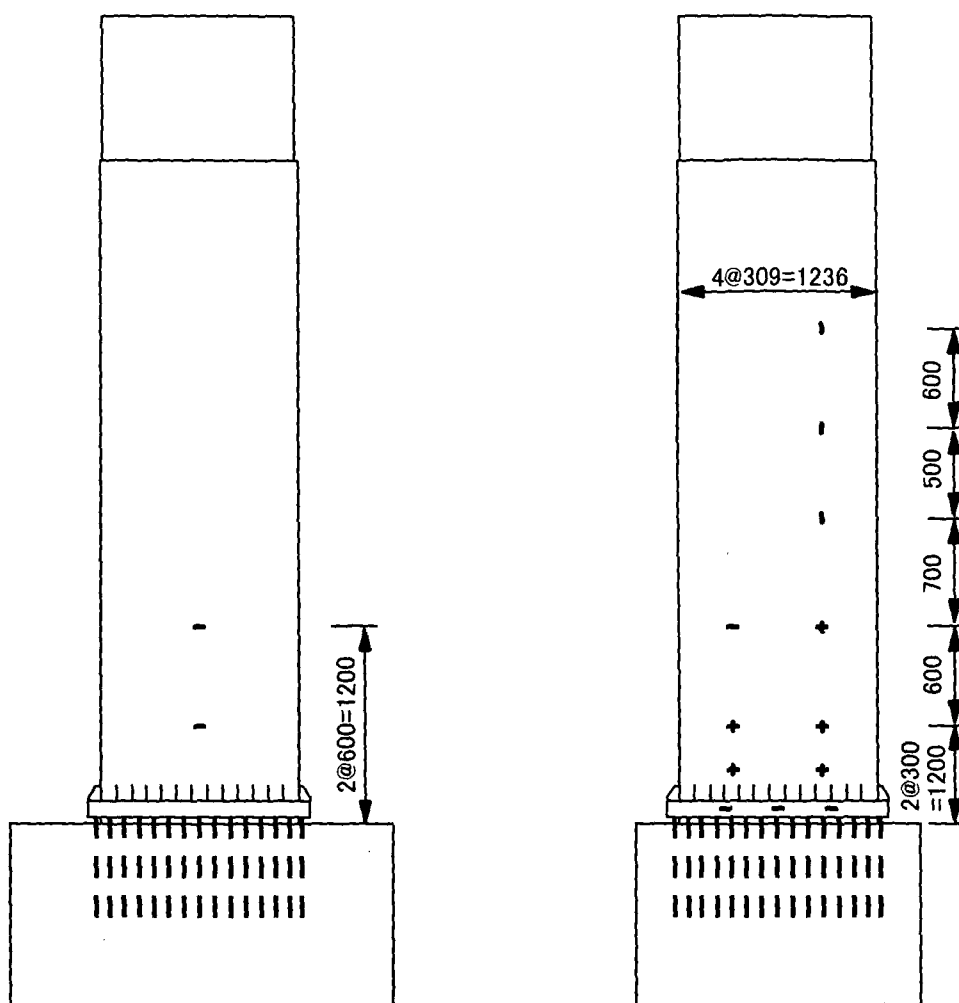
なお、供試体に作用した水平荷重は加力ジャッキに内蔵されているロードセルにより、また、水平変位は加力ジャッキの取り付け側とは反対の面において変位計により計測した。



(a) M1 及び M5 供試体

(b) M2 ～ M4 供試体

図-2.3 M1 ～ M5 試体におけるひずみの計測位置



(単位 : mm)

図-2.4 M5 供試体における鋼板のひずみの計測位置

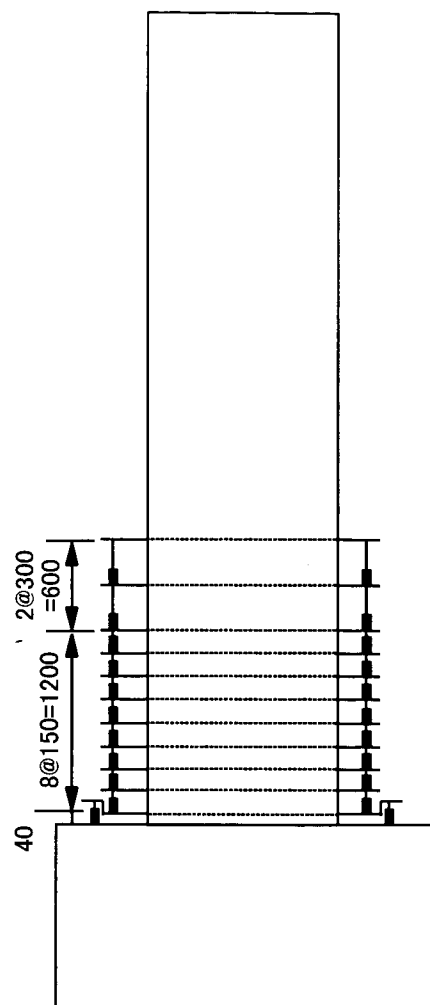


図-2.5 曲率計測位置 (単位: mm)

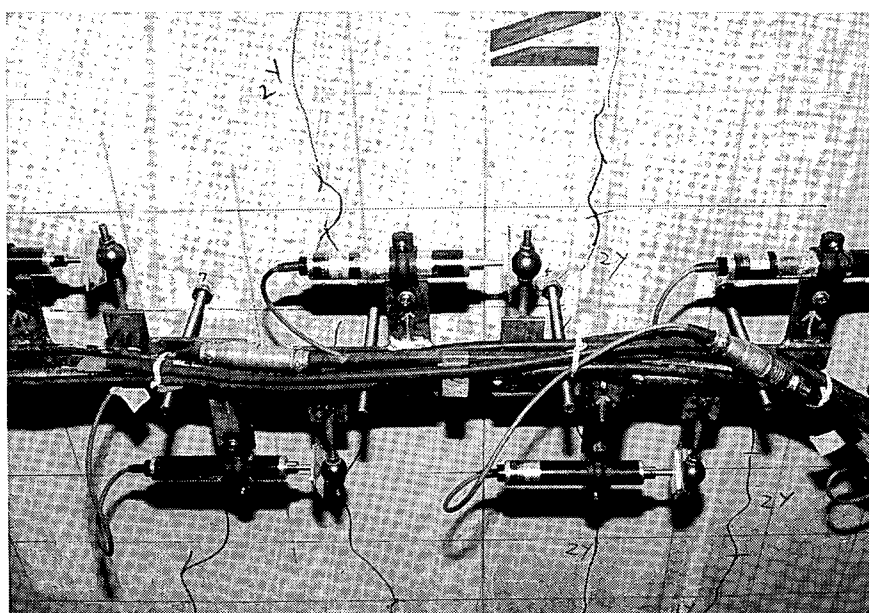


写真-2.1 曲率の計測

第3章 正負交番載荷実験と損傷の進展

3. 1 載荷方法

実験は、建設省土木研究所部材耐震強度実験施設において行った。実験の全景を写真-3.1 に示す。本実験では、柱断面を横にした形でフーチングを反力壁にP C鋼棒 14 本を介して固定させている。水平力は、加振機（最大荷重 $\pm 1250\text{kN}$ 、最大変位 $\pm 500\text{mm}$ 、最大速度 $\pm 100\text{cm/sec}$ ）により与えた。また、軸力としては軸応力度で 0.98N/mm^2 に相当する 1412kN を作用させた。

載荷は、降伏耐力までは4段階に分けて荷重制御により水平力を漸増させ、その後変位制御により、降伏変位の整数倍毎に正負交番に載荷した。なお、 $1\delta_y$ 以降の各載荷ステップにおける繰り返し回数は3回とした。そして、各載荷ステップの終了後、図-3.1 に示すような方向から供試体に生じた損傷の観察を行った。実験は、水平力が最大耐力値から低下し、軸方向鉄筋の破断等の損傷が生じるまで継続した。

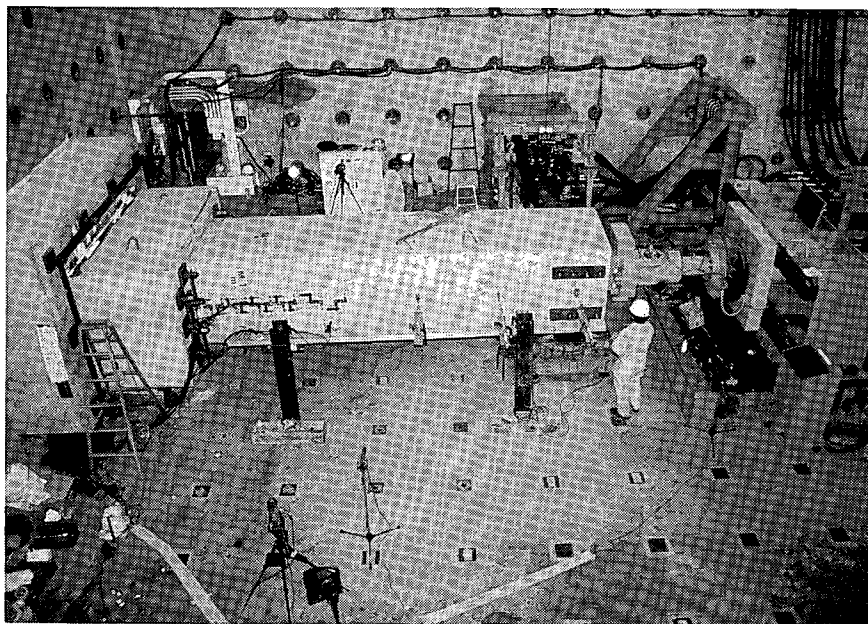


写真-3.1 正負交番載荷実験の全景

3. 2 M1 供試体の損傷の進展

水平力が降伏耐力に達するまでの弾性載荷の結果を基に、M1 供試体では降伏変位 δ_{yo} を 13mm とした。ここで、降伏変位とは、最外縁引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の載荷点における水平変位である。損傷の進展は、以下の通りである。また、各載荷ステップ終了後における損傷のスケッチを図-3.2 に示す。ここで、加振機と接している面がP面、P面の反対側がM面、せん断面となる側面がA面、B面（実験時において上側となる面をA面とした）である。なお、今回の実験では、反力床とB面との間のクリアランスが非常に狭くなったため、実験時においてB面側の損傷を十分に観察することができなかったため、図中には損傷図を記載していない。

載荷開始から $4\delta_{yo}$ の載荷まで水平ひびわれが進展し、 $5\delta_{yo}$ の2波目の載荷で橋脚基部から高さ約 50cm までの範囲でかぶりコンクリートが剥離した（写真-3.2）。 $6\delta_{yo}$ の載荷で剥離したコンクリートが剥落し（写真-3.3）、軸方向鉄筋の座屈が目視で確認された（写真-3.4）。さらに $7\delta_{yo}$ の載荷では帯鉄筋を重ね継手により継いでいる箇所で、帯鉄筋が滑っている状況も確認された（写真-3.5）。最終的にかぶりコンクリートが剥落した範囲は、基部から 50cm の範囲であり、軸方向鉄筋の座屈長もこの長さと同程度であった（写真-3.6）。なお、軸方向鉄筋の破断は最後まで生じなかった。

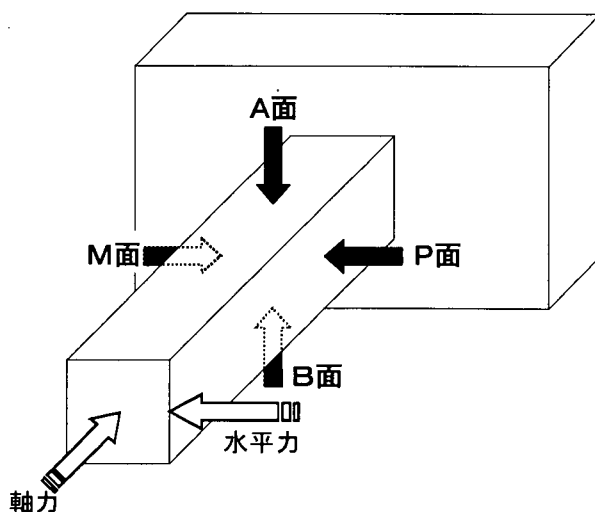
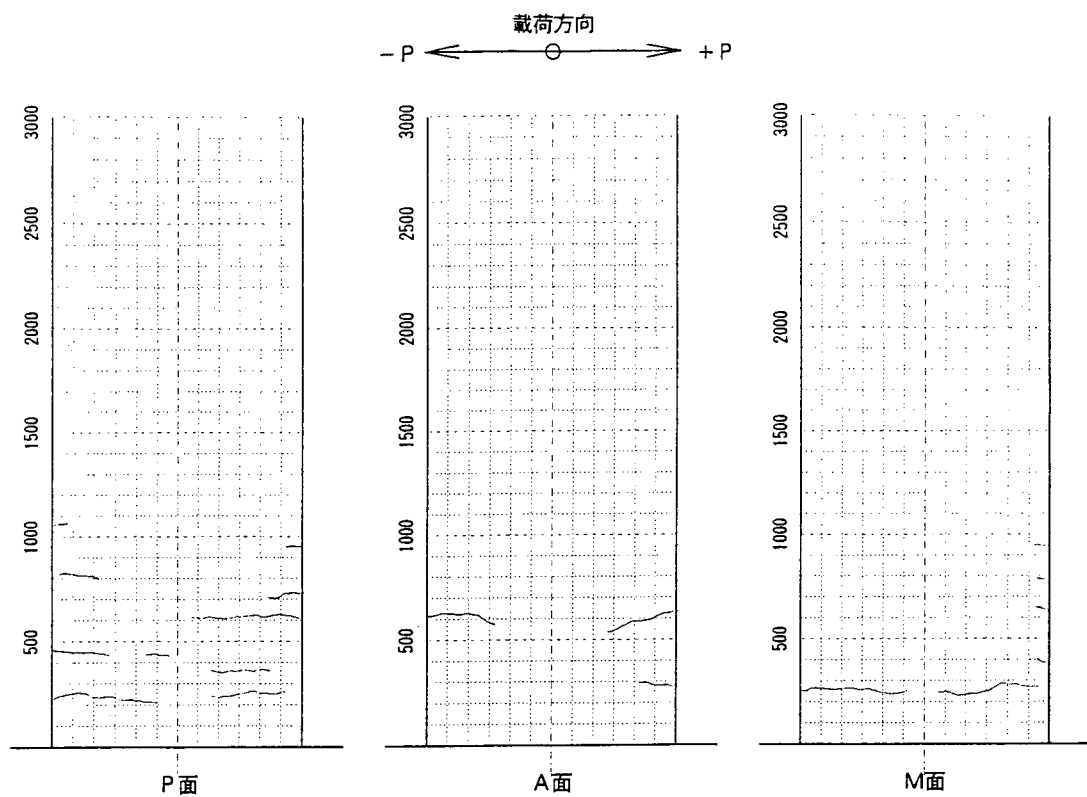
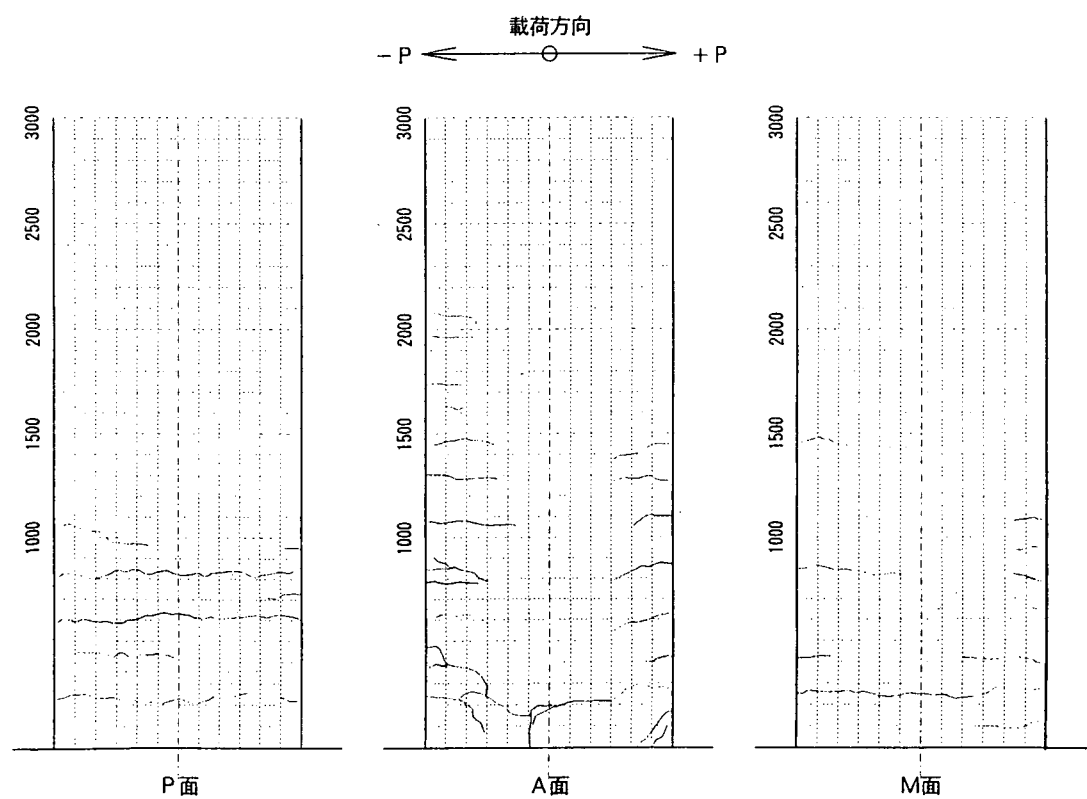


図-3.1 供試体に生じた損傷の観察する方向



(a) $1\delta_{yo}$ の載荷終了後

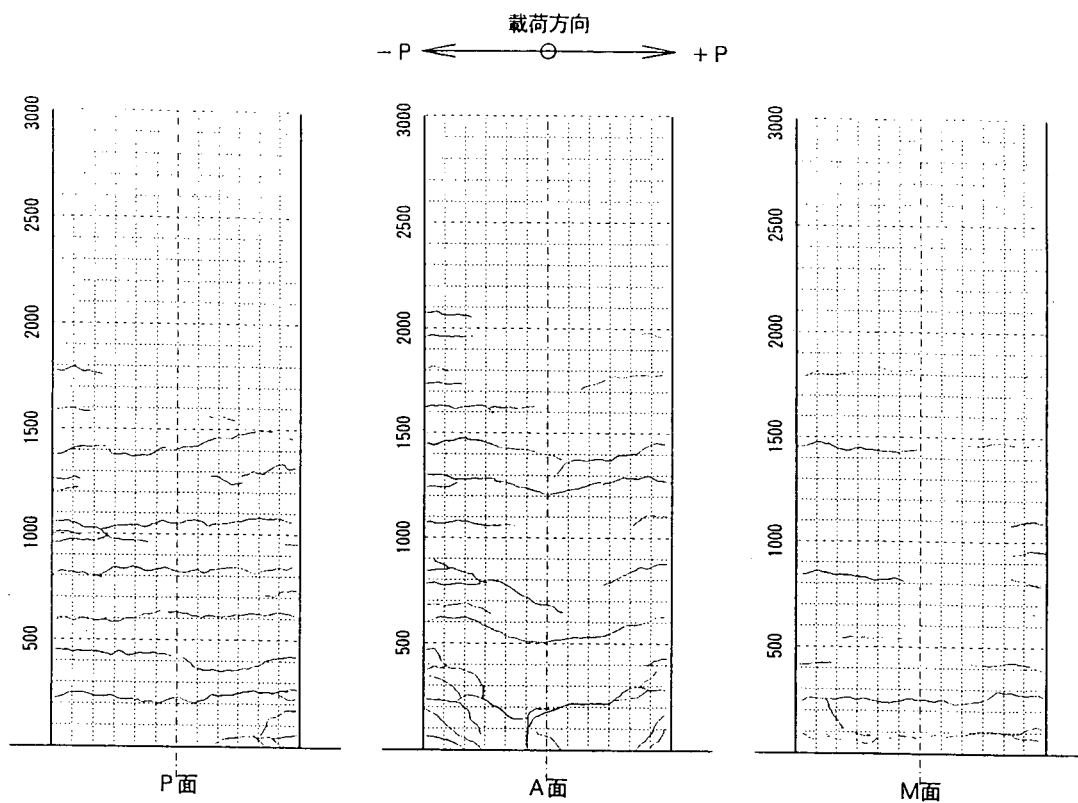
(mm)



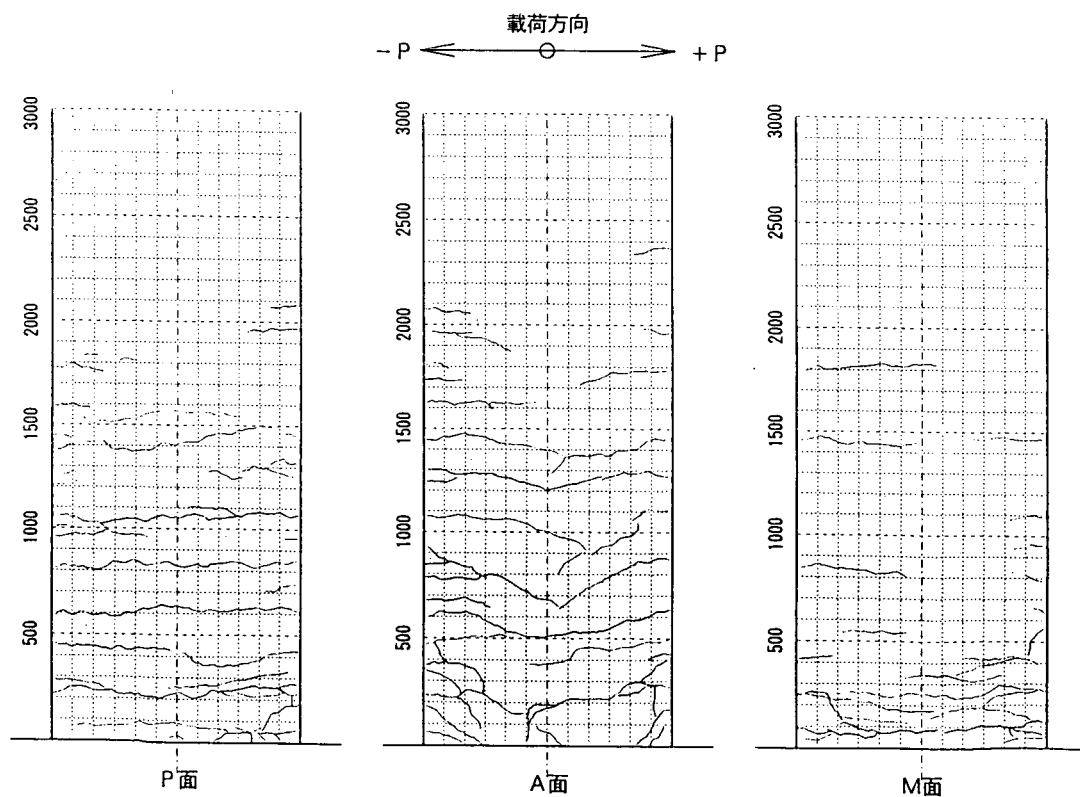
(b) $2\delta_{yo}$ の載荷終了後

(mm)

図-3.2 M1 供試体に生じた損傷の状況 (その1)

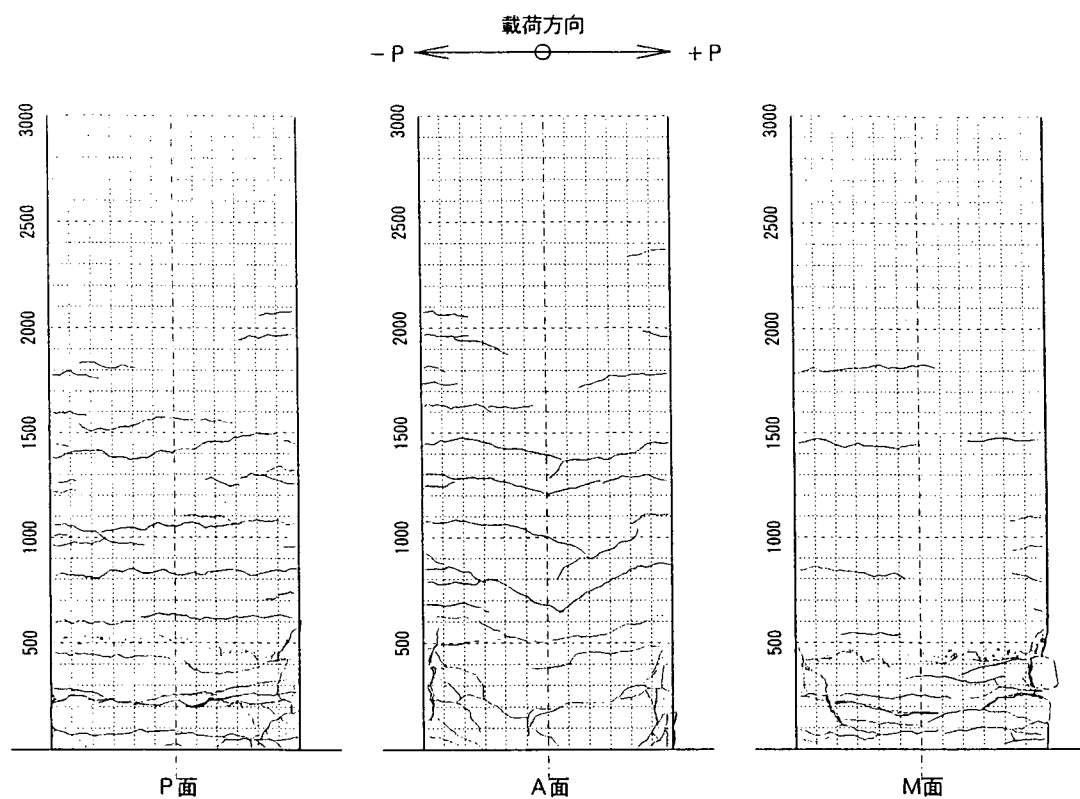


(c) $3\delta_{y0}$ の载荷終了後 (mm)

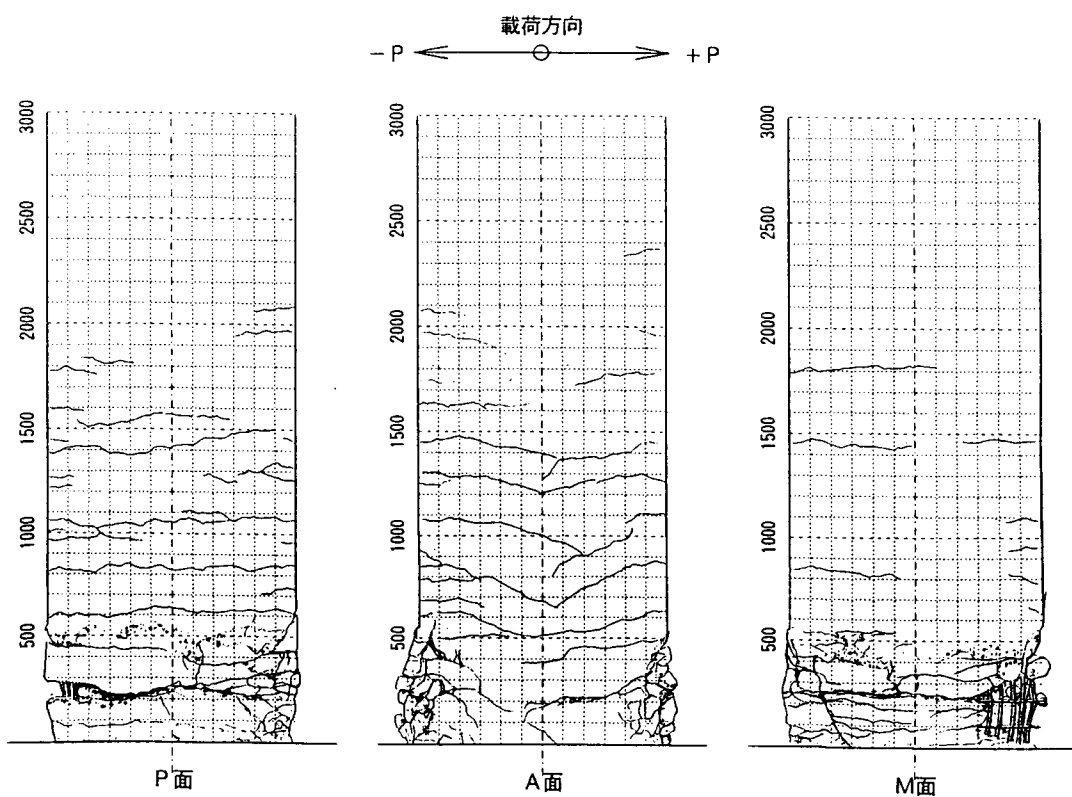


(d) $4\delta_{y0}$ の载荷終了後 (mm)

図-3.2 M1 供試体に生じた損傷の状況 (その2)



(e) $5\delta_{yo}$ の載荷終了後 (mm)



(f) $6\delta_{yo}$ の載荷終了後 (mm)

図-3.2 M1 供試体に生じた損傷の状況 (その3)

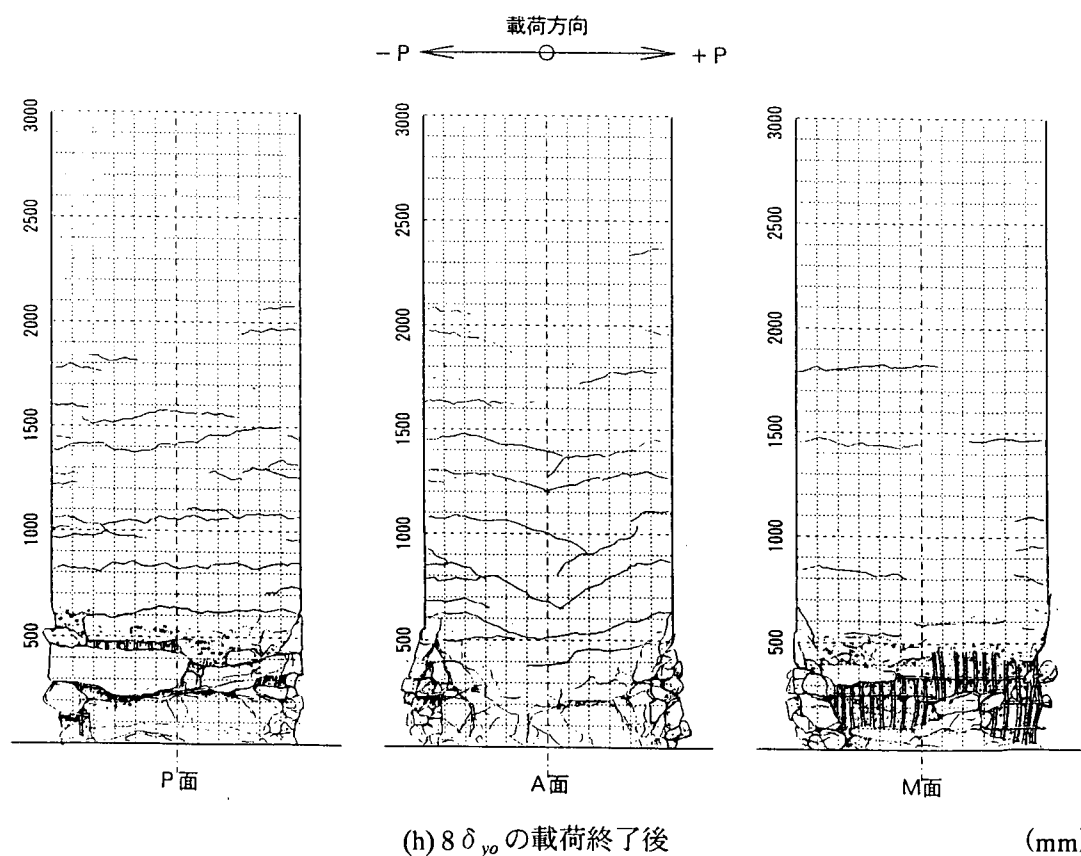
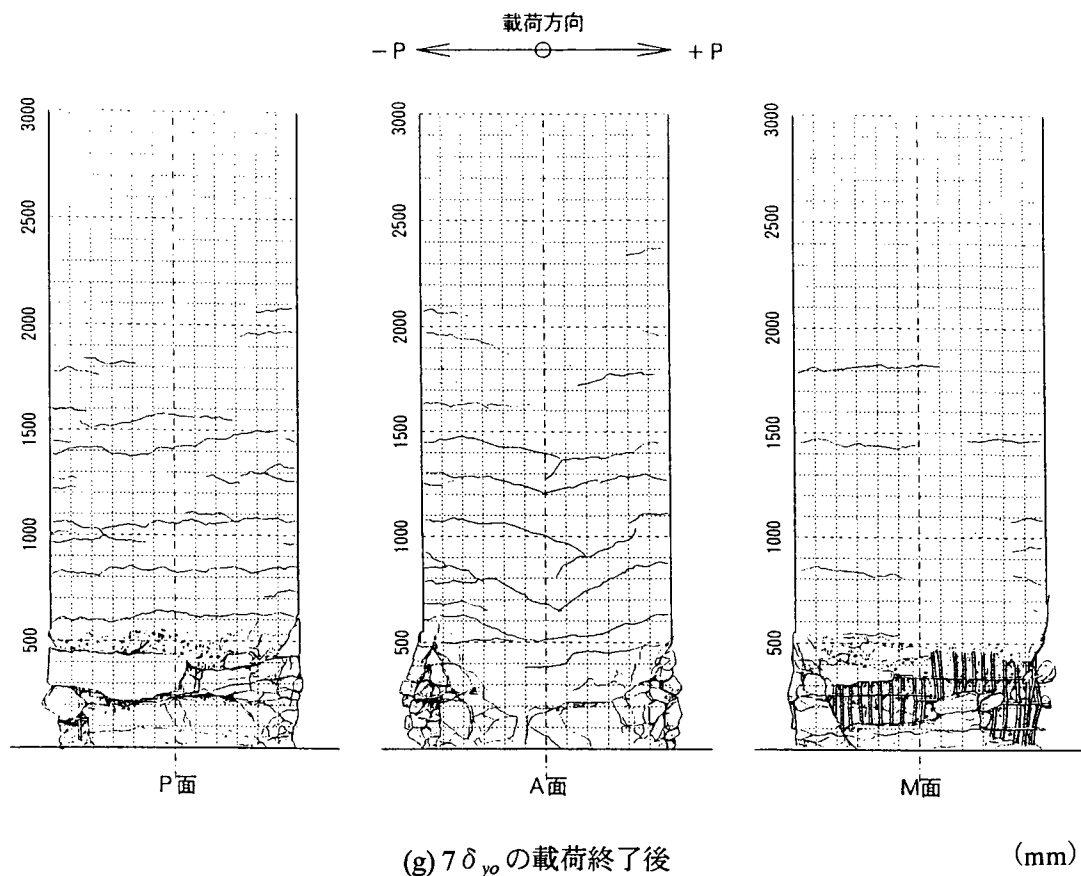


図-3.2 M1 供試体に生じた損傷の状況 (その4)

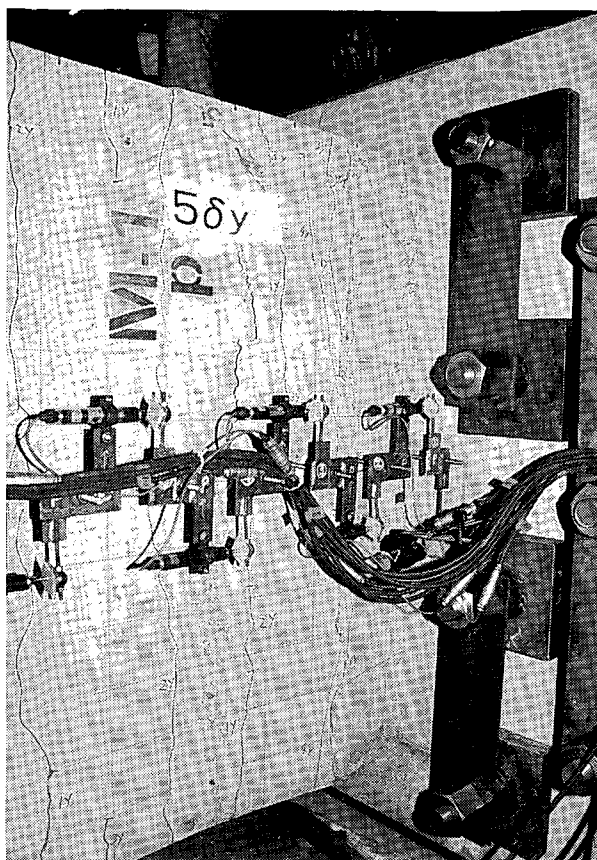


写真-3.2 かぶりコンクリートの剥離 ($5\delta_{y0}$)

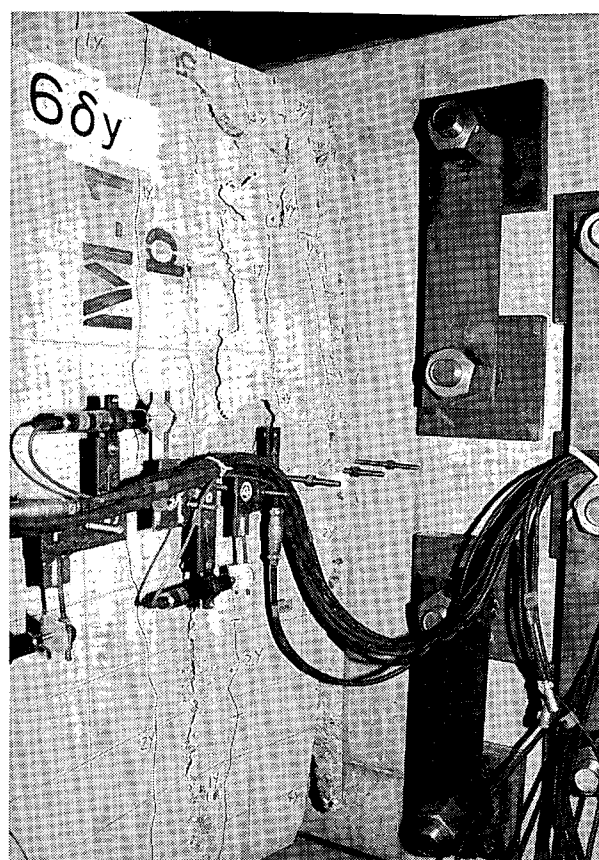


写真-3.3 かぶりコンクリートの剥落 ($6\delta_{y0}$)

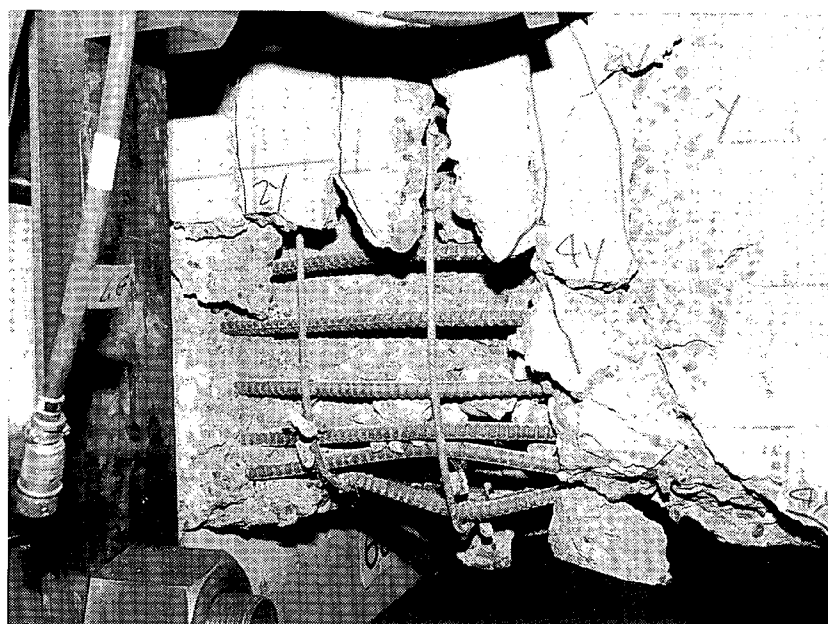


写真-3.4 軸方向鉄筋の座屈と帯鉄筋のはらみだし ($6\delta_{y0}$)

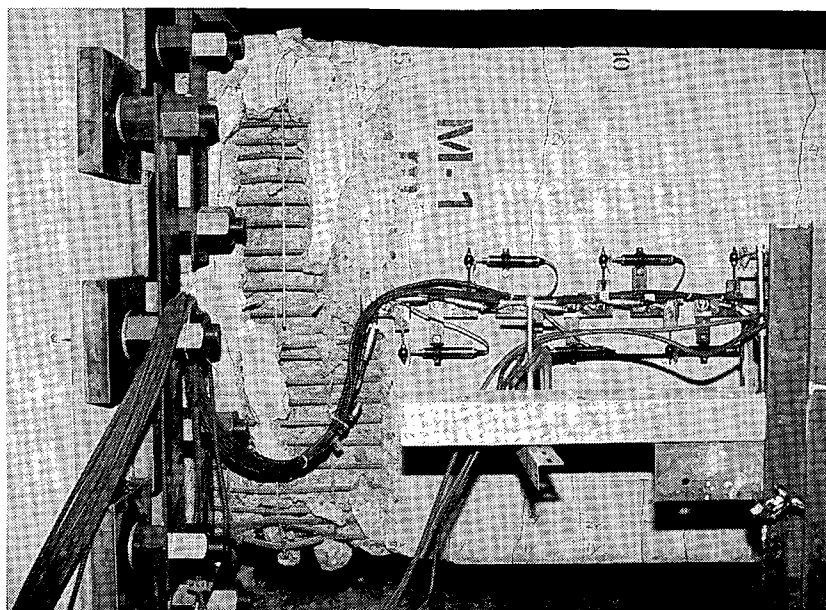


写真-3.5 帯鉄筋の重ね継手の定着切れと座屈範囲の進展 ($7\delta_{yo}$)

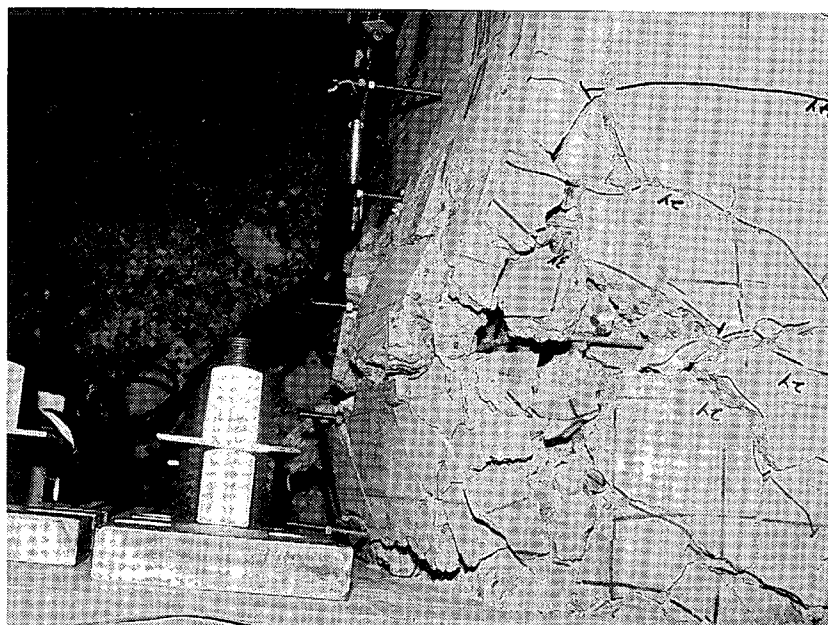
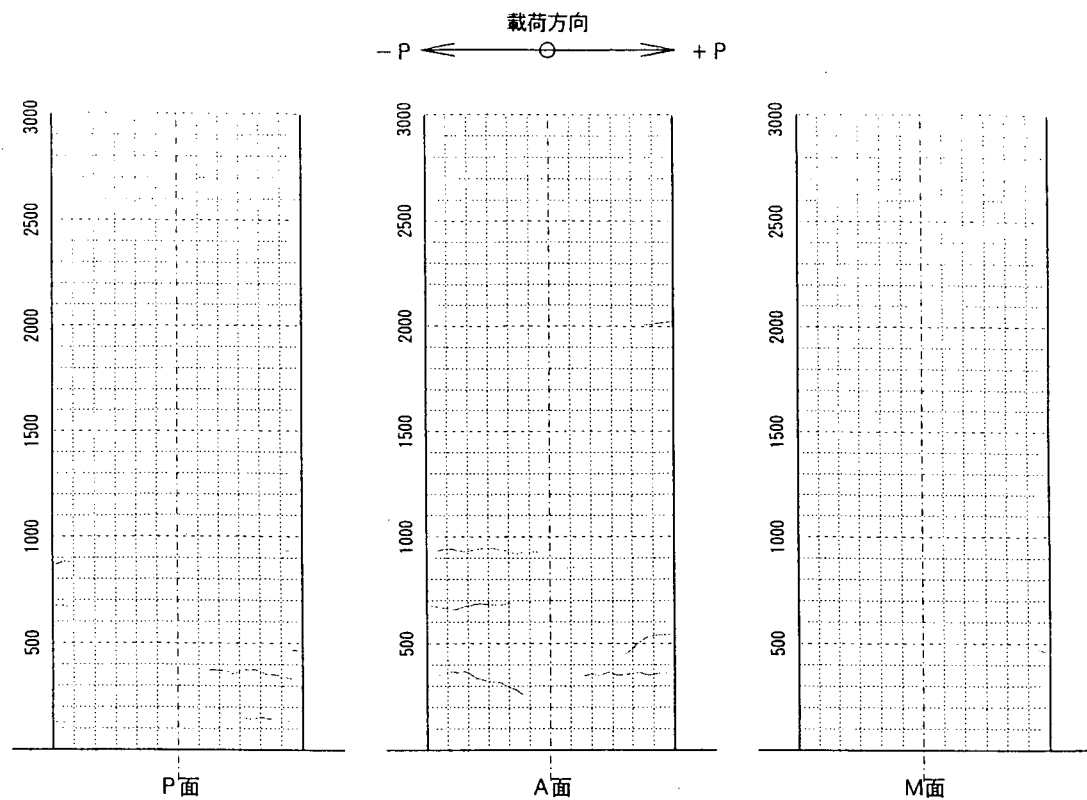


写真-3.6 かぶりコンクリートの剥落範囲と軸方向鉄筋の座屈 ($7\delta_{yo}$)

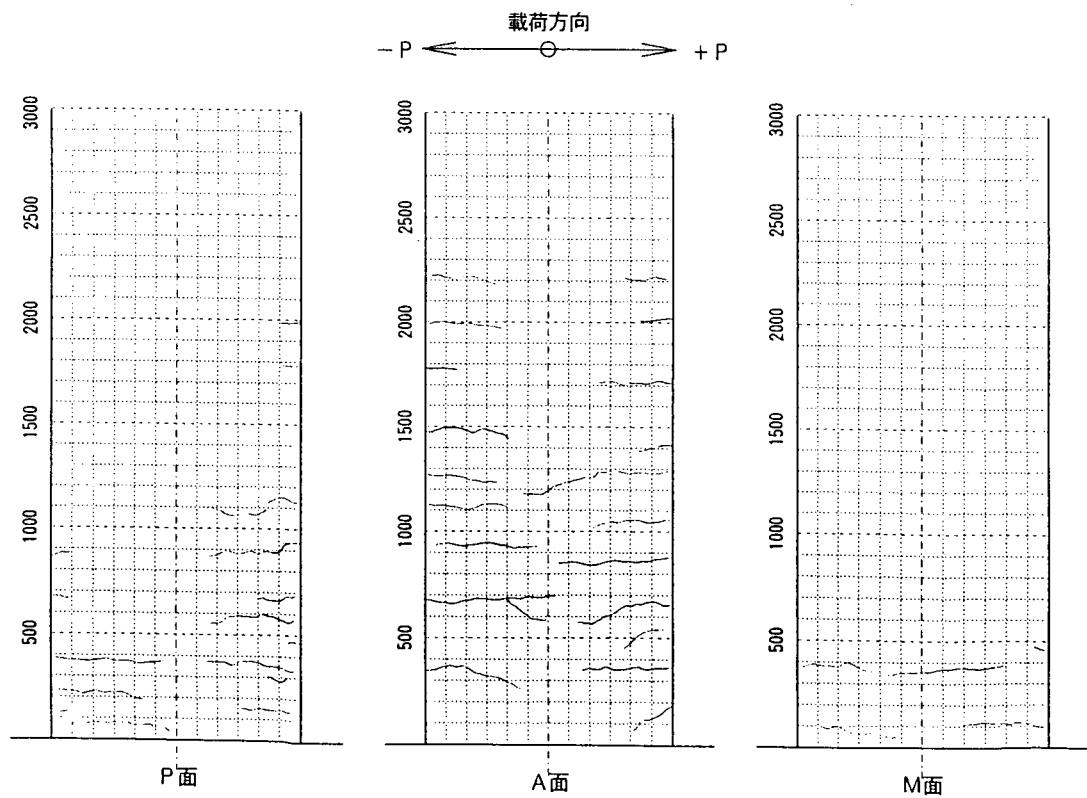
3. 3 M 2 供試体の損傷の進展

M 2 供試体の軸方向鉄筋の配筋条件はM 1 供試体と同じであることから、M 2 供試体における降伏変位はM 1 供試体と同一の 13mm とした。M 2 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。また、損傷の進展をスケッチした結果を図-3.3 に示す。

M 2 供試体では、載荷開始から $6\delta_{yo}$ の載荷までにおいて水平ひびわれが進展した。帯鉄筋間隔の大きいM 1 供試体と比較すると、ひびわれ間隔は小さくなっており、それだけひびわれ本数が多くなっている。そして、 $7\delta_{yo}$ の載荷で基部から高さ 40cm 程度までの範囲でかぶりコンクリートにはらみだしが生じた（写真-3.7）。 $8\delta_{yo}$ の載荷では、はらみだしていたかぶりコンクリート部分が剥落するとともに（写真-3.8）、載荷中に軸方向鉄筋の座屈が確認された。ただし、帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋のフックはコアコンクリートに定着された状態を維持しており、コアコンクリートへの損傷の進展が抑えられている状態であった（写真-3.9）。その後、 $9\delta_{yo}$ の載荷から軸方向鉄筋の破断が始まり、水平力が低下し始めた（写真-3.10）。また、軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋については、この段階でコーナー部に設けていた 135 度フックがコアコンクリートから抜け出した（写真-3.11）。最終的な損傷の範囲は基部から約 40cm の高さまでの範囲であった。



(a) $1\delta_{y0}$ の载荷終了後 (mm)



(b) $2\delta_{y0}$ の载荷終了後 (mm)

図-3.3 M2 供試体に生じた損傷の状況 (その1)

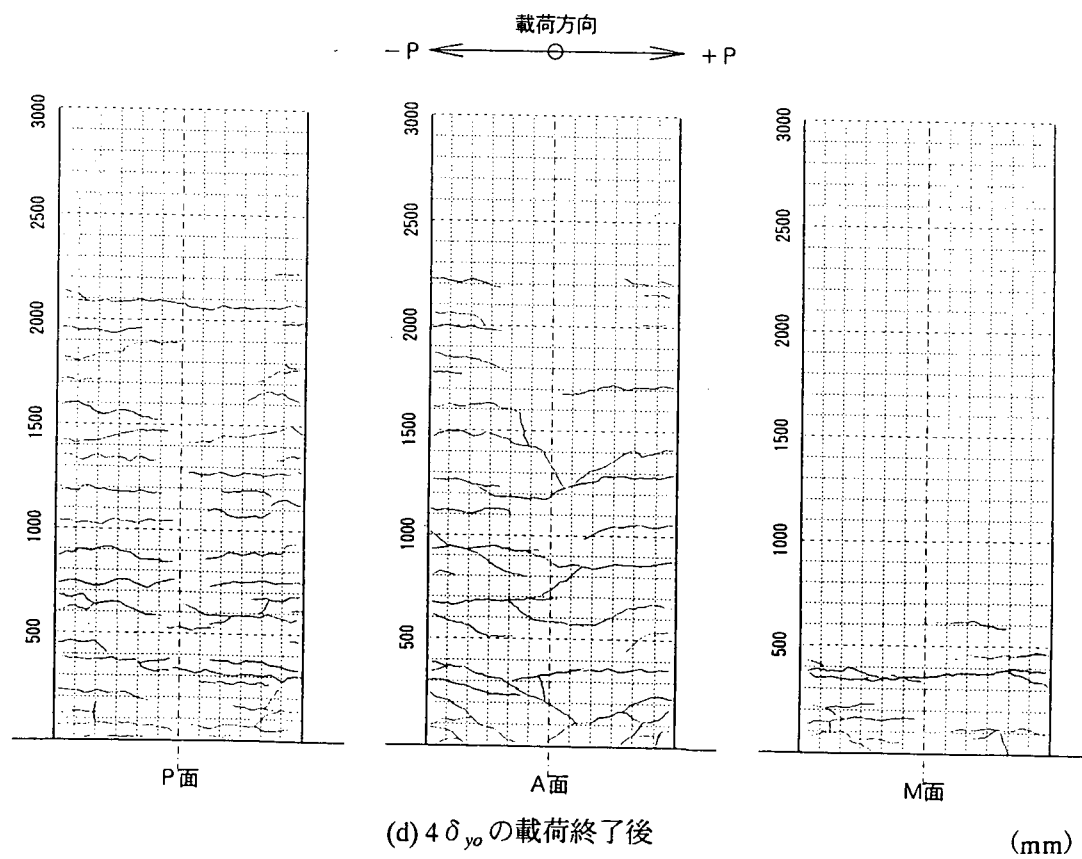
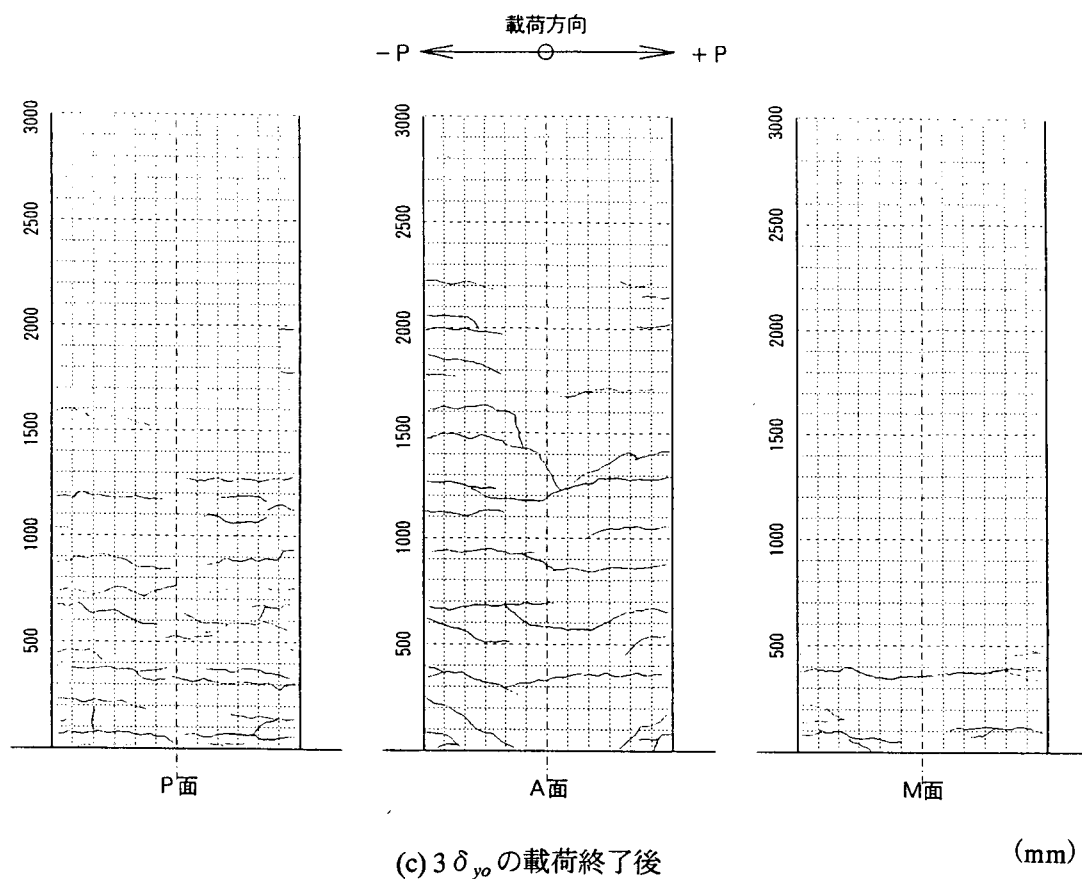
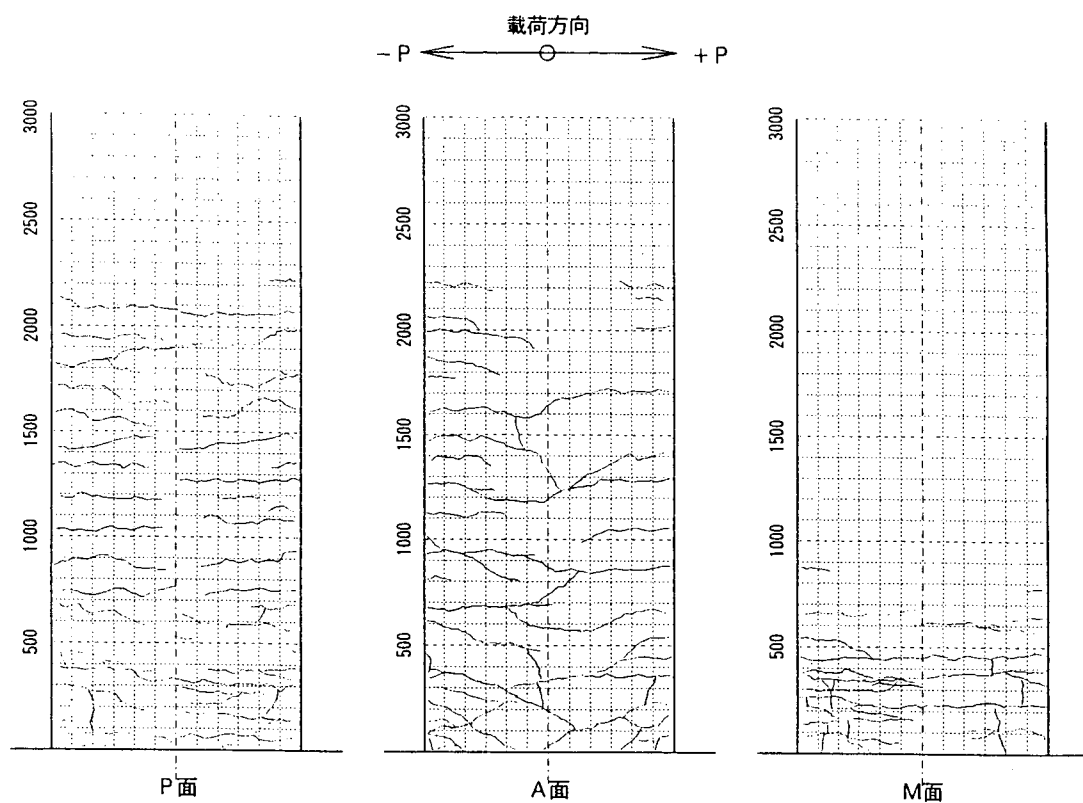
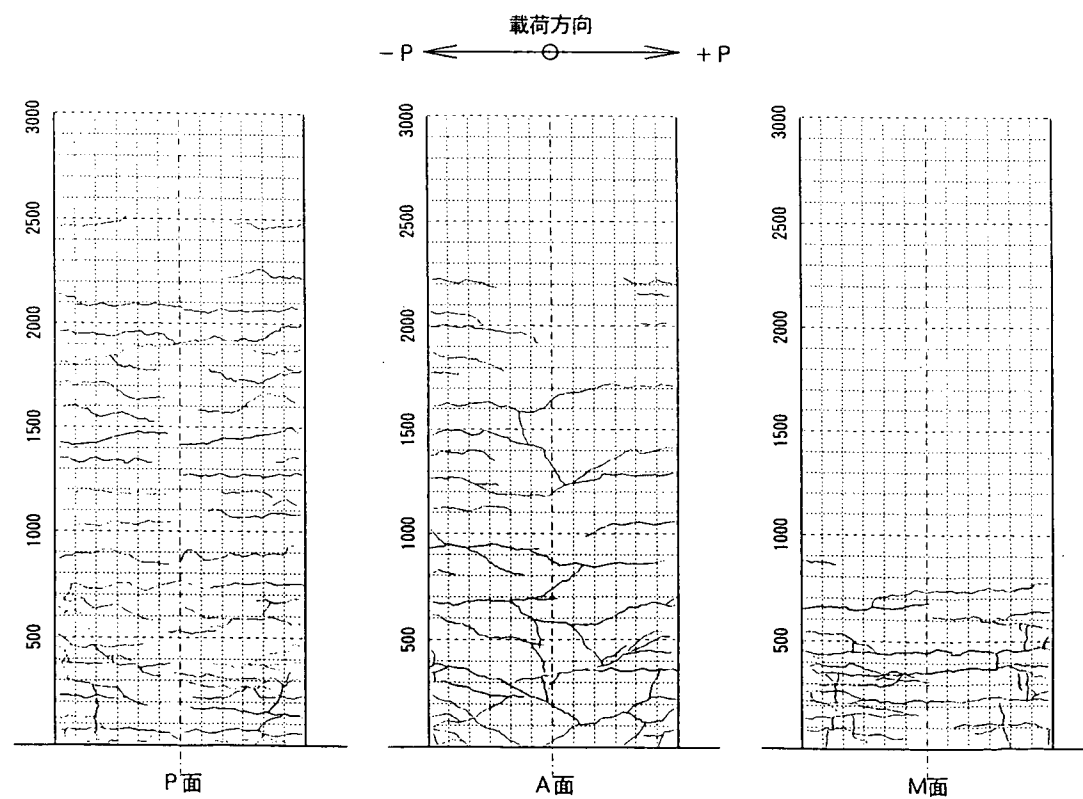


図-3.3 M2 供試体に生じた損傷の状況 (その2)



(mm)

(e) $5\delta_{yo}$ の載荷終了後



(mm)

(f) $6\delta_{yo}$ の載荷終了後

図-3.3 M2 供試体に生じた損傷の状況 (その3)

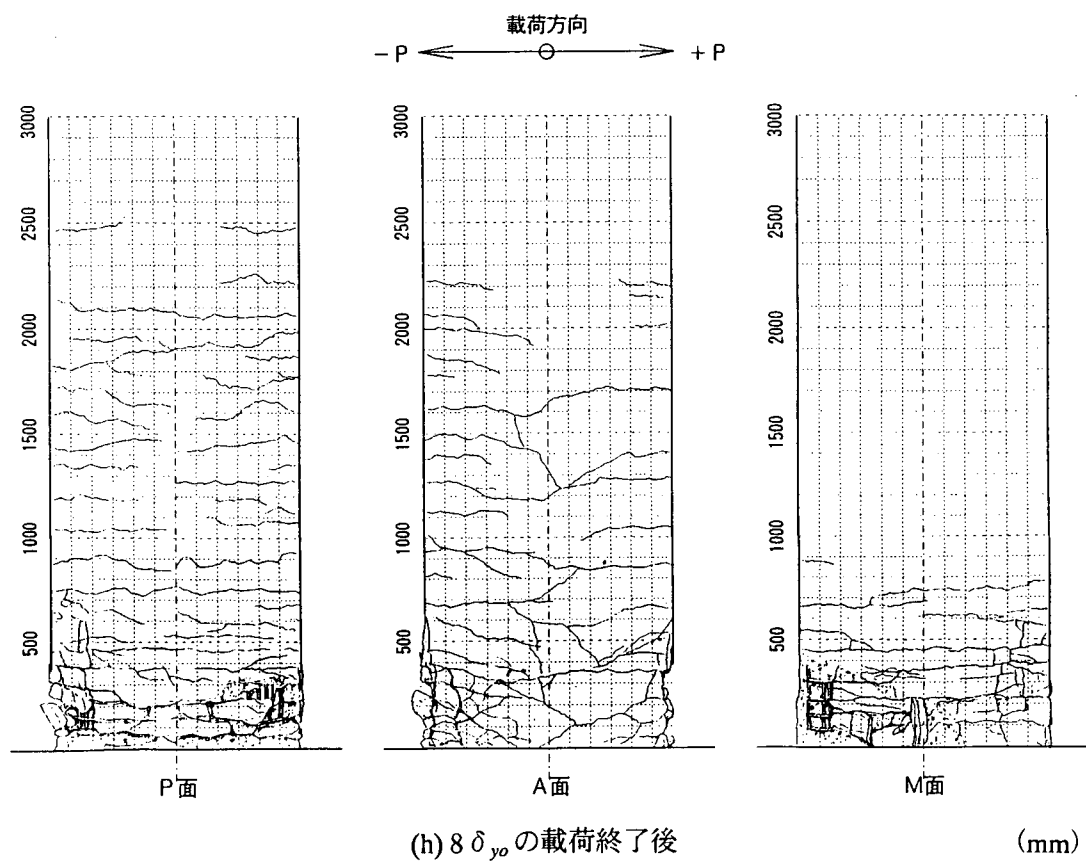
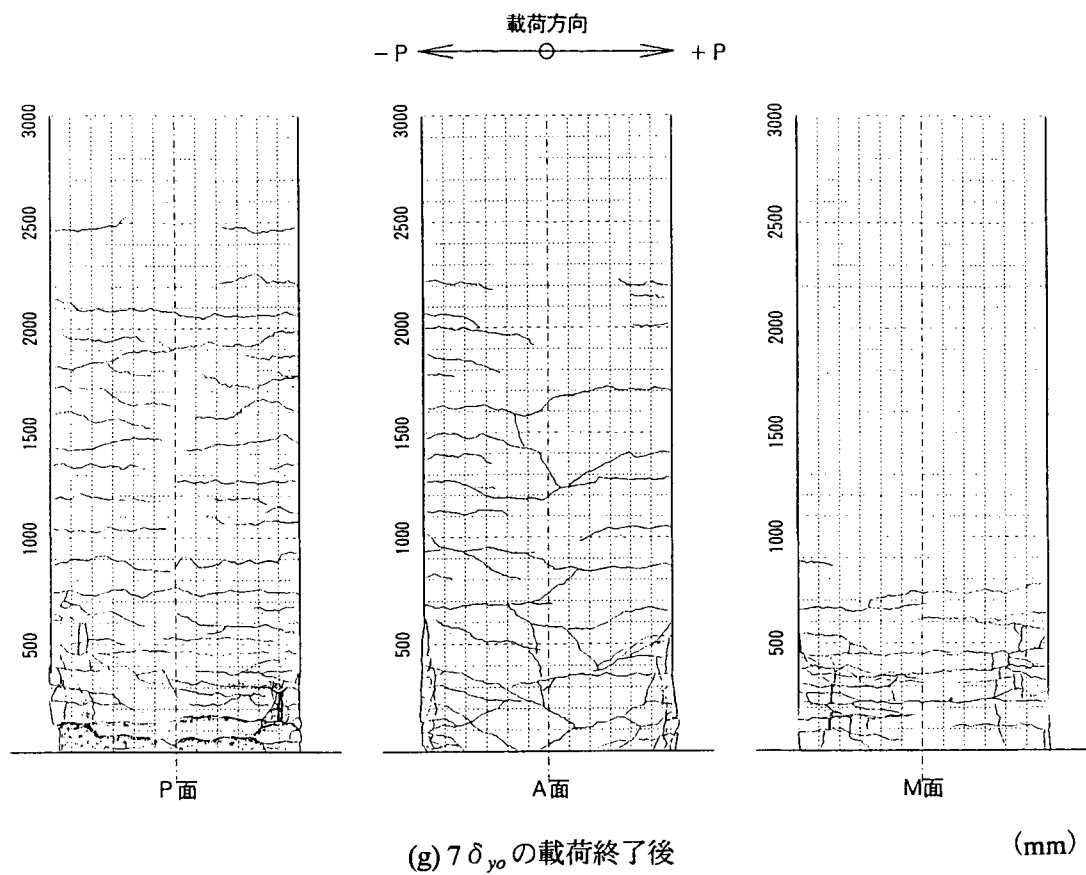


図-3.3 M2供試体に生じた損傷の状況 (その4)

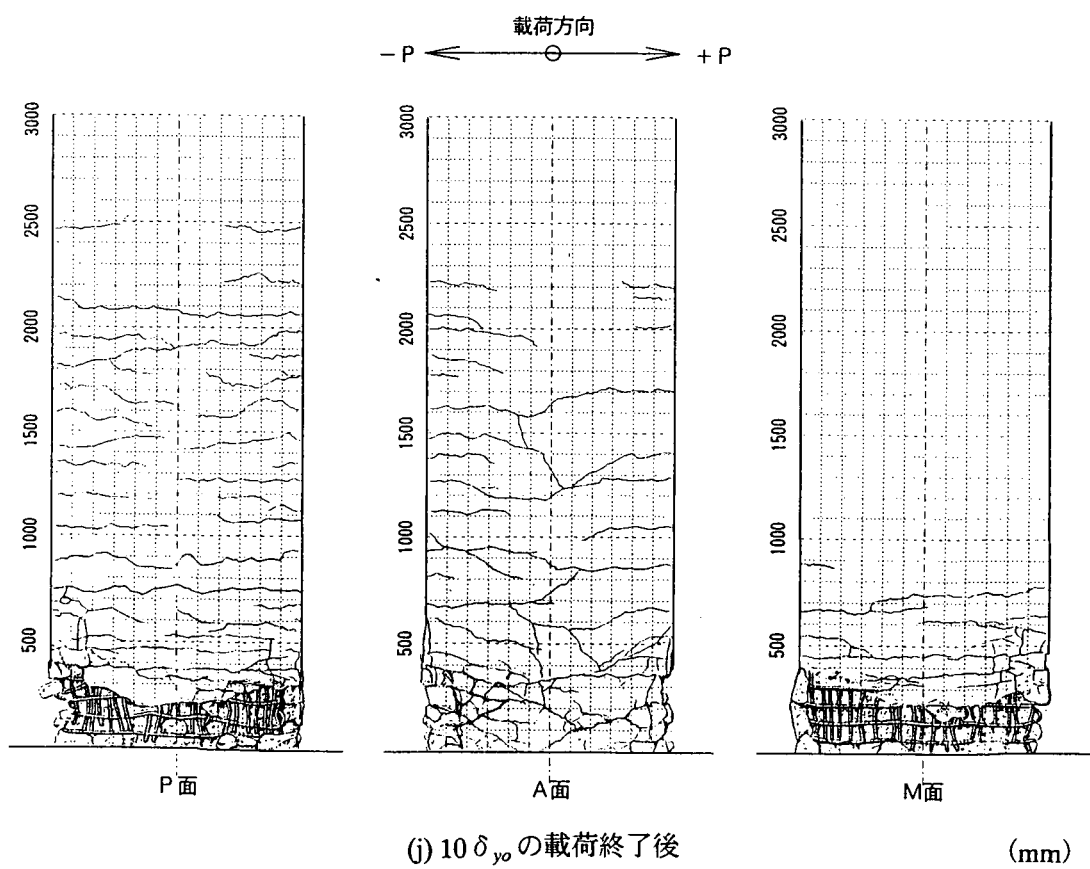
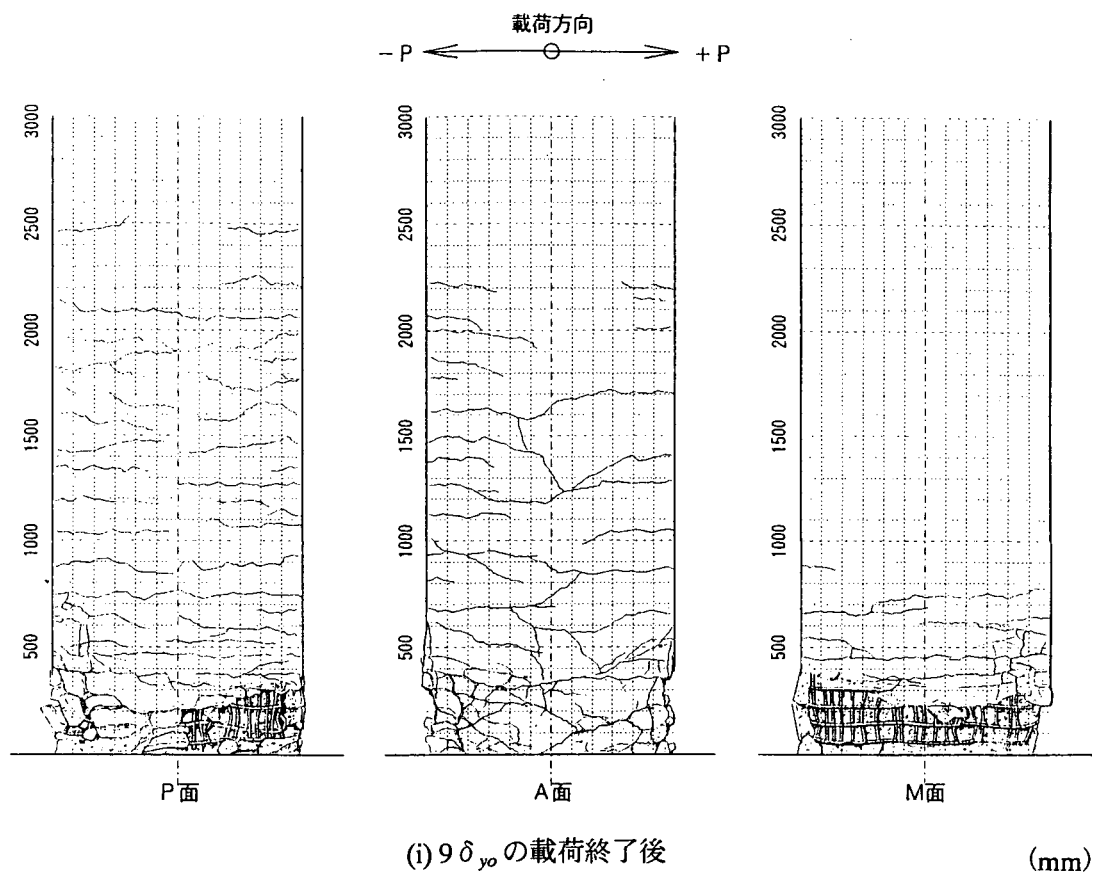


図-3.3 M2 供試体に生じた損傷の状況 (その5)

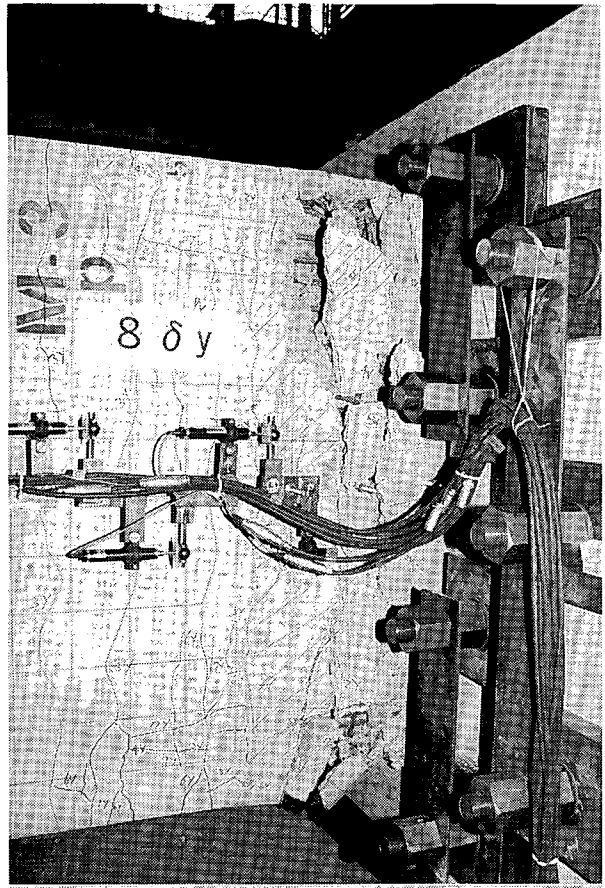
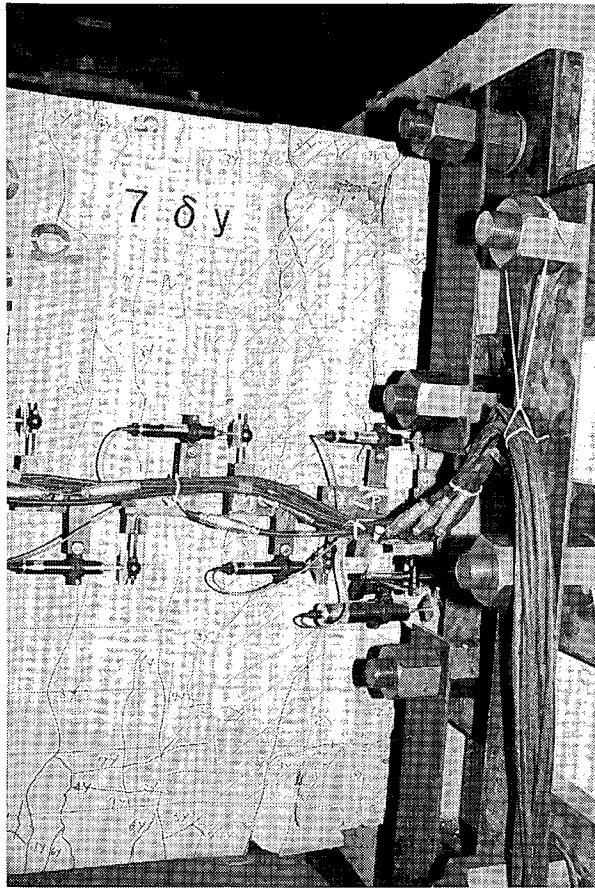


写真-3.7 かぶりコンクリートの剥離 ($7\delta_{y0}$)

写真-3.8 かぶりコンクリートの剥落 ($8\delta_{y0}$)

(注意：写真中の供試体番号は「M-3」となっているが、本文ではこれを「M2供試体」と称している)



写真-3.9 帯鉄筋により軸方向鉄筋の座屈が抑えられた状態 ($8\delta_{y0}$)

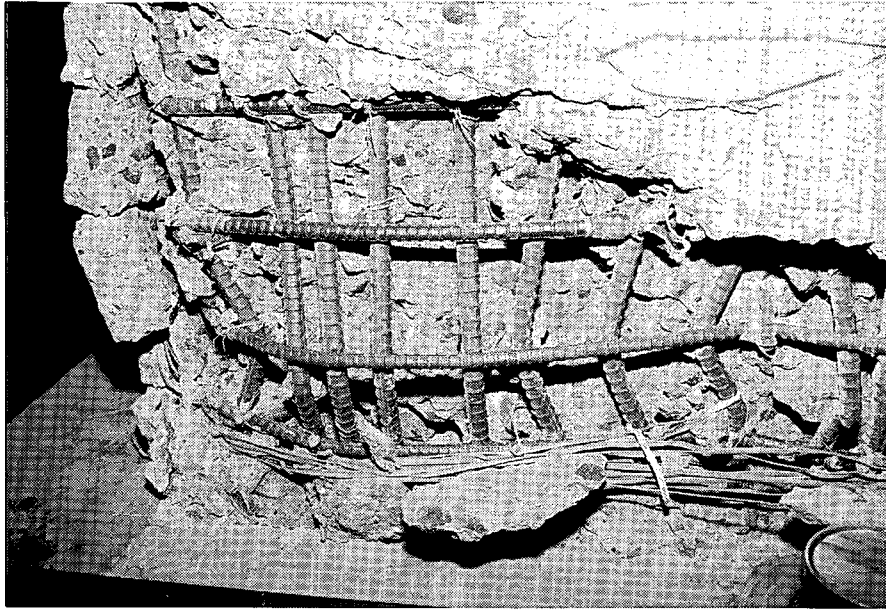


写真-3.10 帯鉄筋のはらみだしと軸方向鉄筋の破断 ($9\delta_{yo}$) .

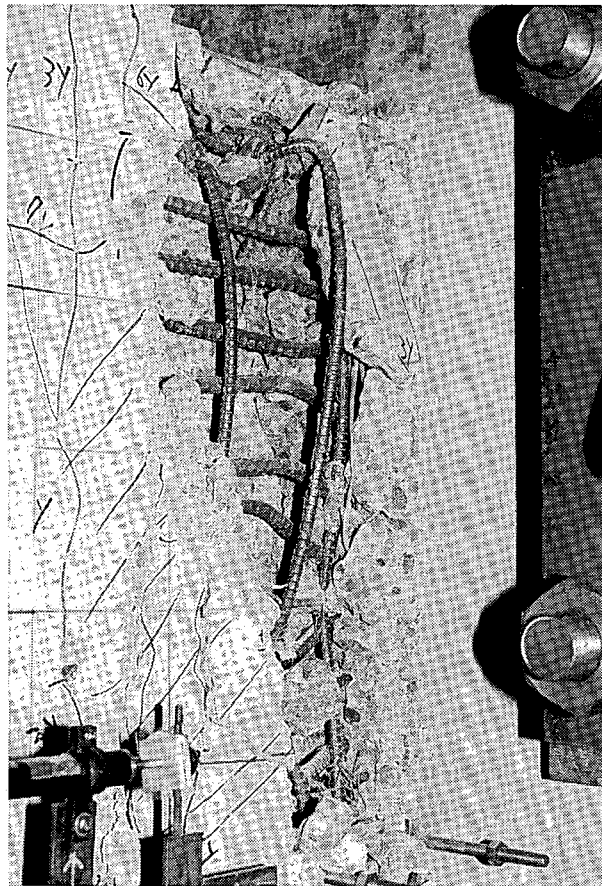


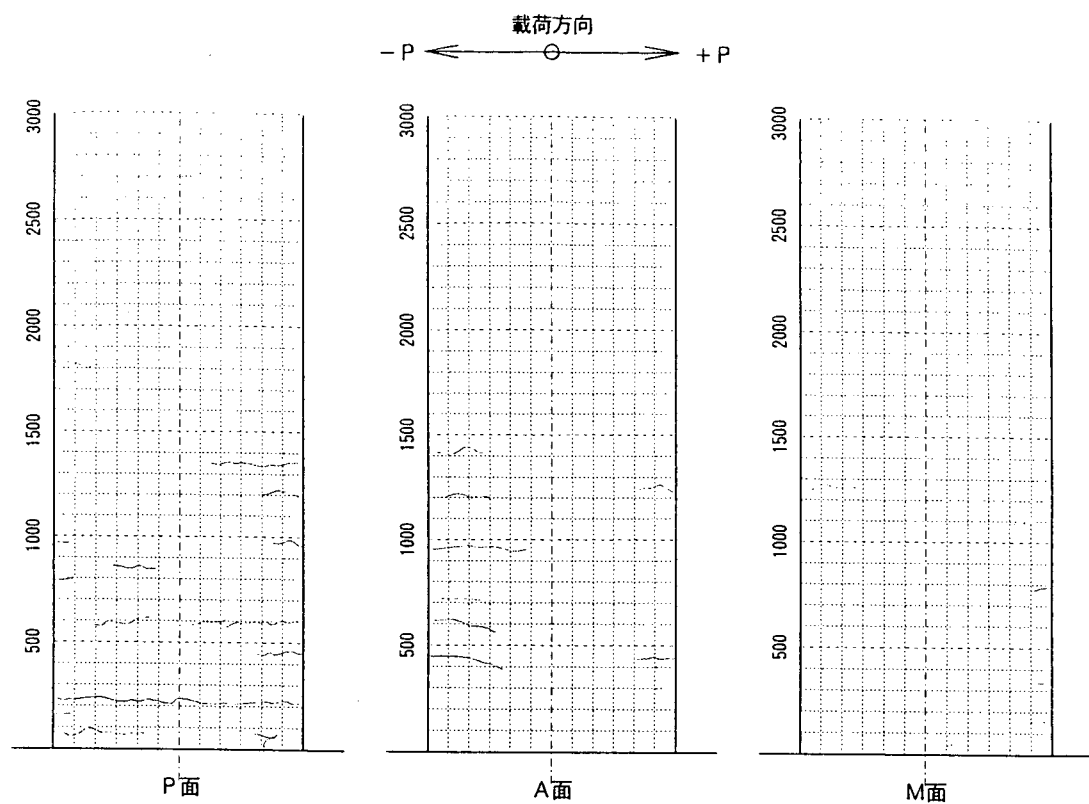
写真-3.11 帯鉄筋端部の 135 度フックの抜け出し ($9\delta_{yo}$)

(注意：写真中の供試体番号は「M-3」となっているが、本文ではこれを「M2 供試体」と称している)

3. 4 M 3 供試体の損傷の進展

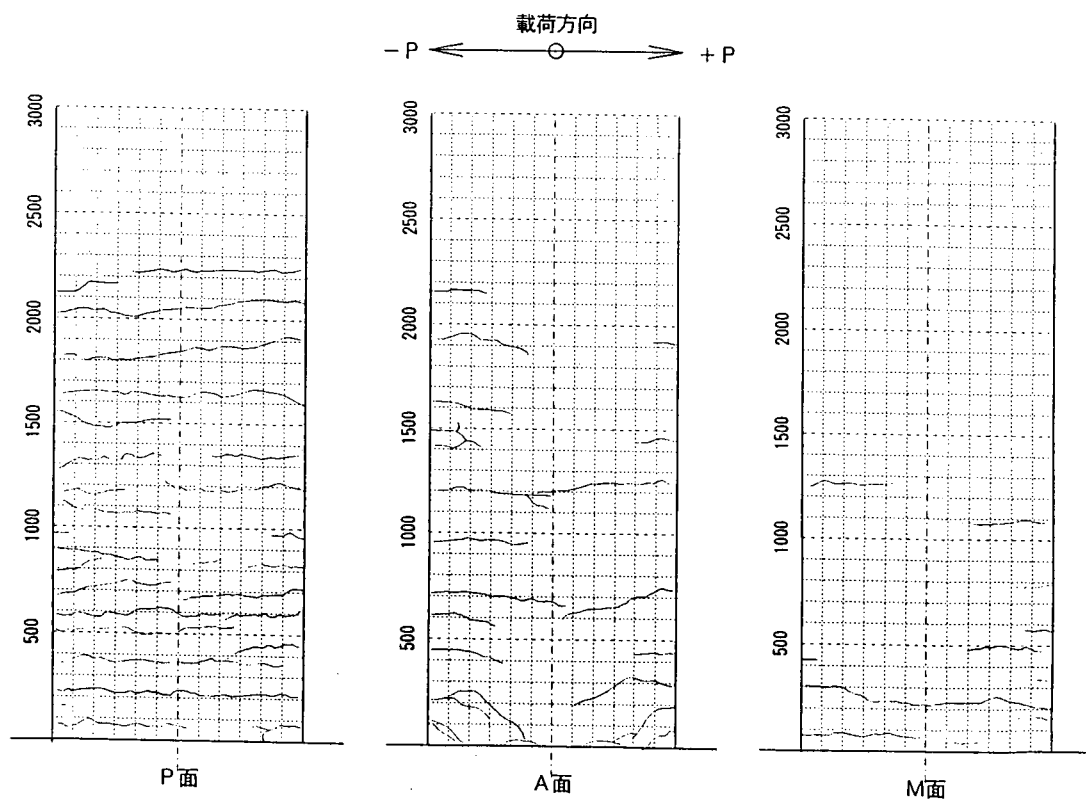
軸方向鉄筋径を D16 とした M 3 供試体では、水平力が降伏耐力に達するまでの弾性載荷の結果を基に、降伏変位 δ_{yo} を 20mm とした。M 3 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。また、損傷の進展をスケッチした結果を図-3.4 に示す。

水平ひびわれの進展は $4\delta_{yo}$ までで、 $5\delta_{yo}$ の 3 サイクル目の載荷において、基部から高さ 40cm 程度までの範囲でかぶりコンクリートがはらみだし（写真-3.12）、次の $6\delta_{yo}$ の載荷で、軸方向鉄筋が座屈するとともに、かぶりコンクリートが剥落して水平力が低下し始めた（写真-3.13）。この段階では帯鉄筋は外側へはらみだしたが、中間帯鉄筋のフックは内部コンクリートに定着されていた。そして $7\delta_{yo}$ の載荷で帯鉄筋の定着がはずれるとともに、中間帯鉄筋との交点において、帯鉄筋が「く」の字状の繰り返し変形により破断した（写真-3.14）。軸方向鉄筋の破断は、 $8\delta_{yo}$ の載荷から始まっており、 $8\delta_{yo}$ で 3 本、 $9\delta_{yo}$ でさらに 6 本の軸方向鉄筋が破断した。



(a) $1 \delta_{y0}$ の載荷終了後

(mm)



(b) $2 \delta_{y0}$ の載荷終了後

(mm)

図-3.4 M3 供試体に生じた損傷の状況 (その1)

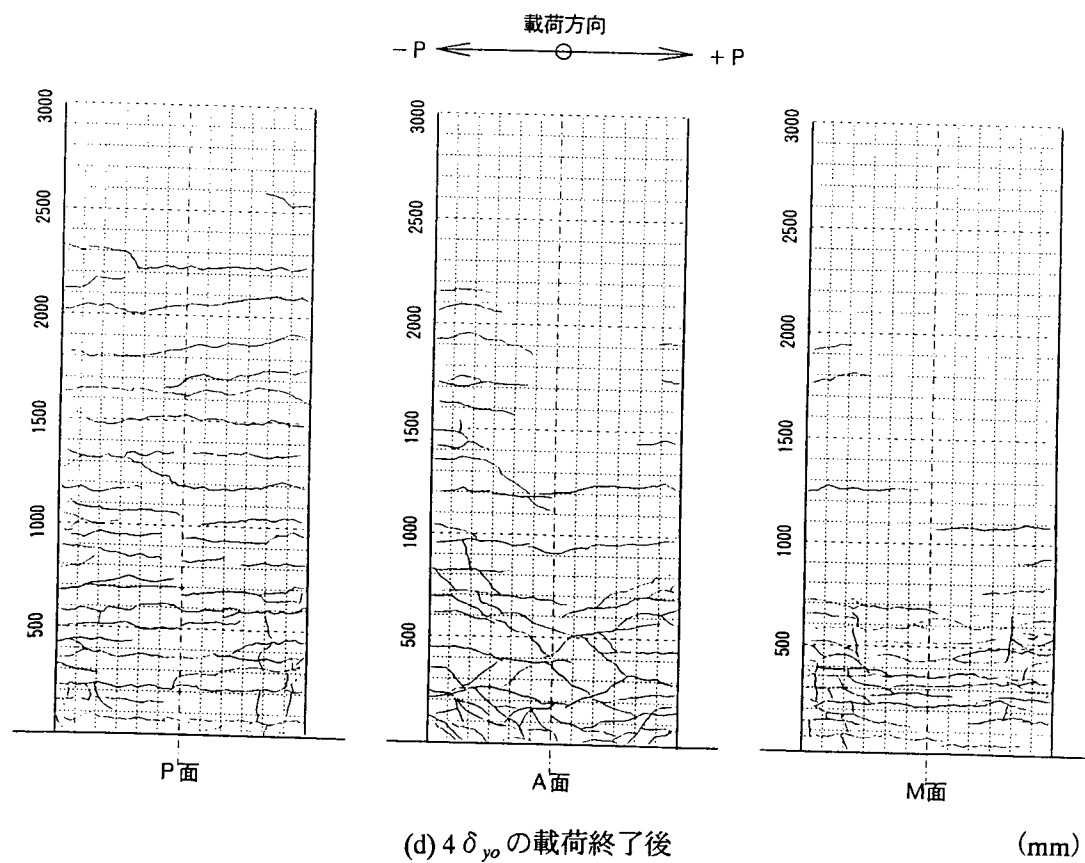
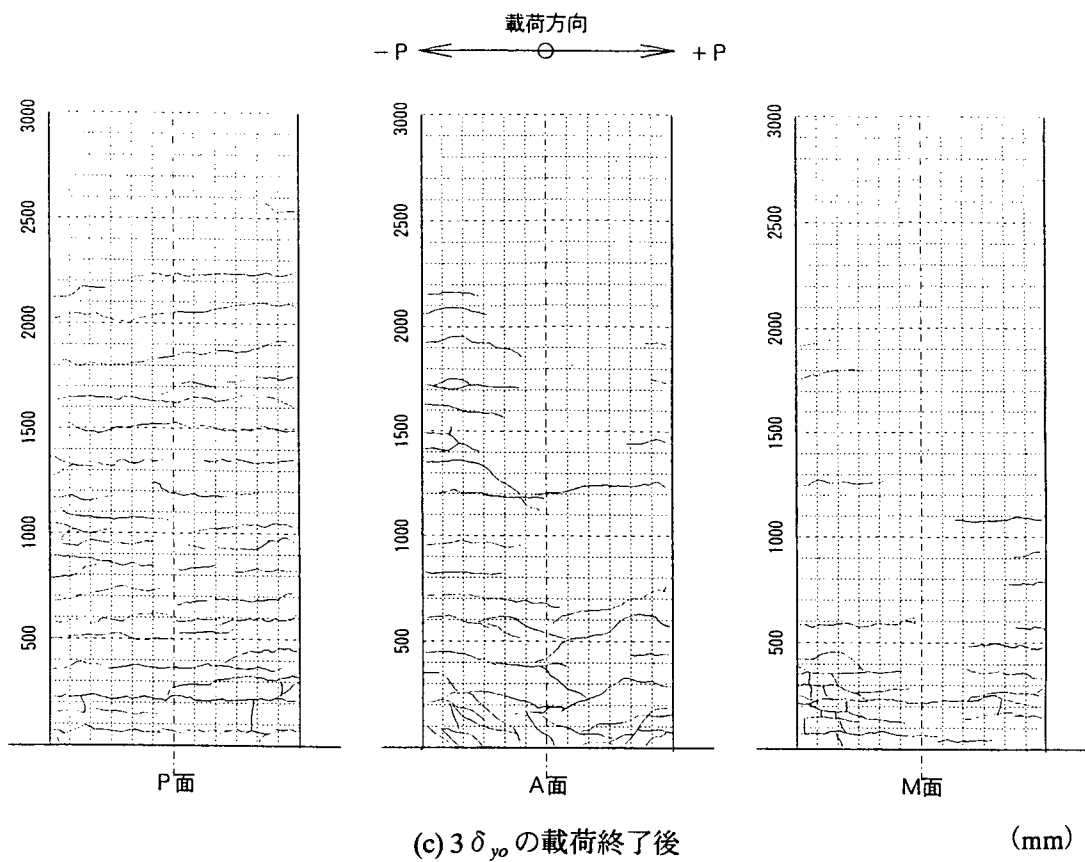
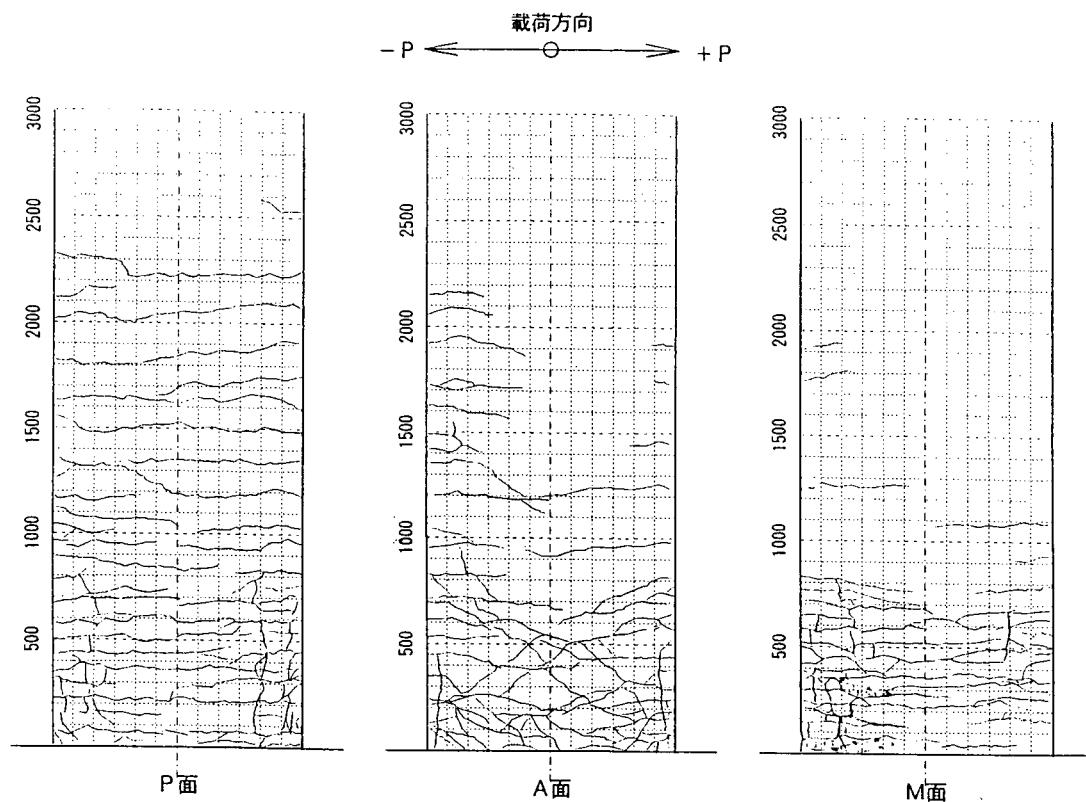
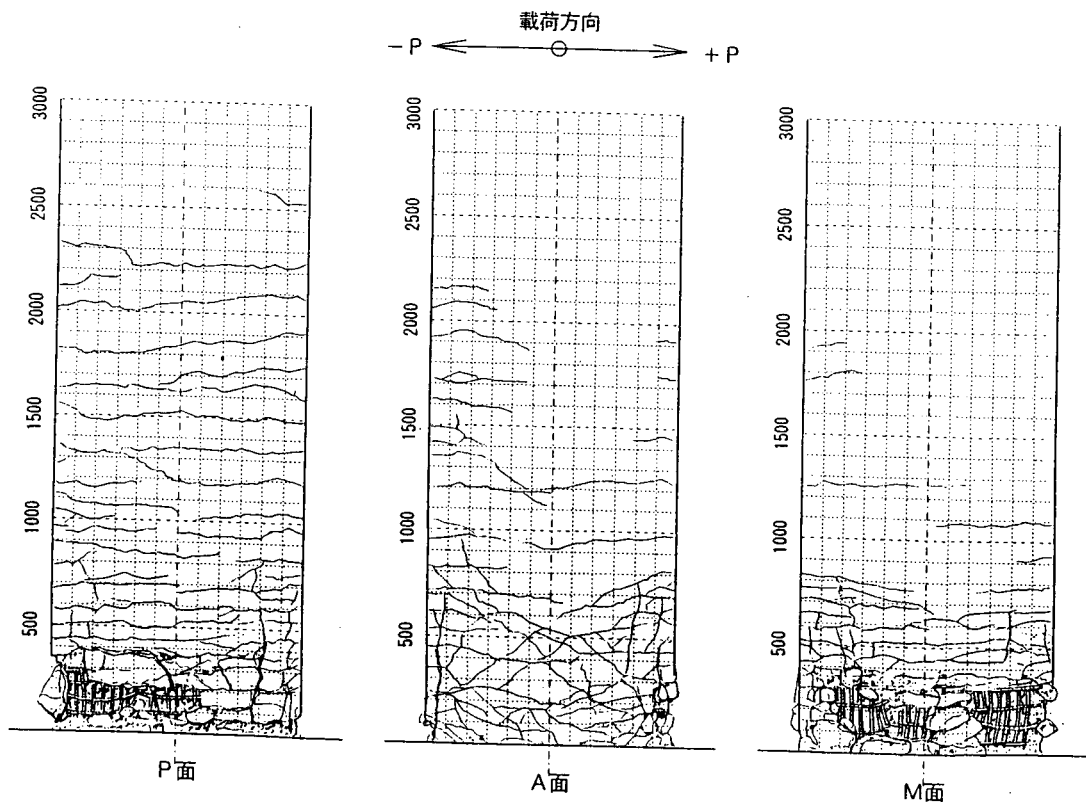


図-3.4 M3供試体に生じた損傷の状況 (その2)

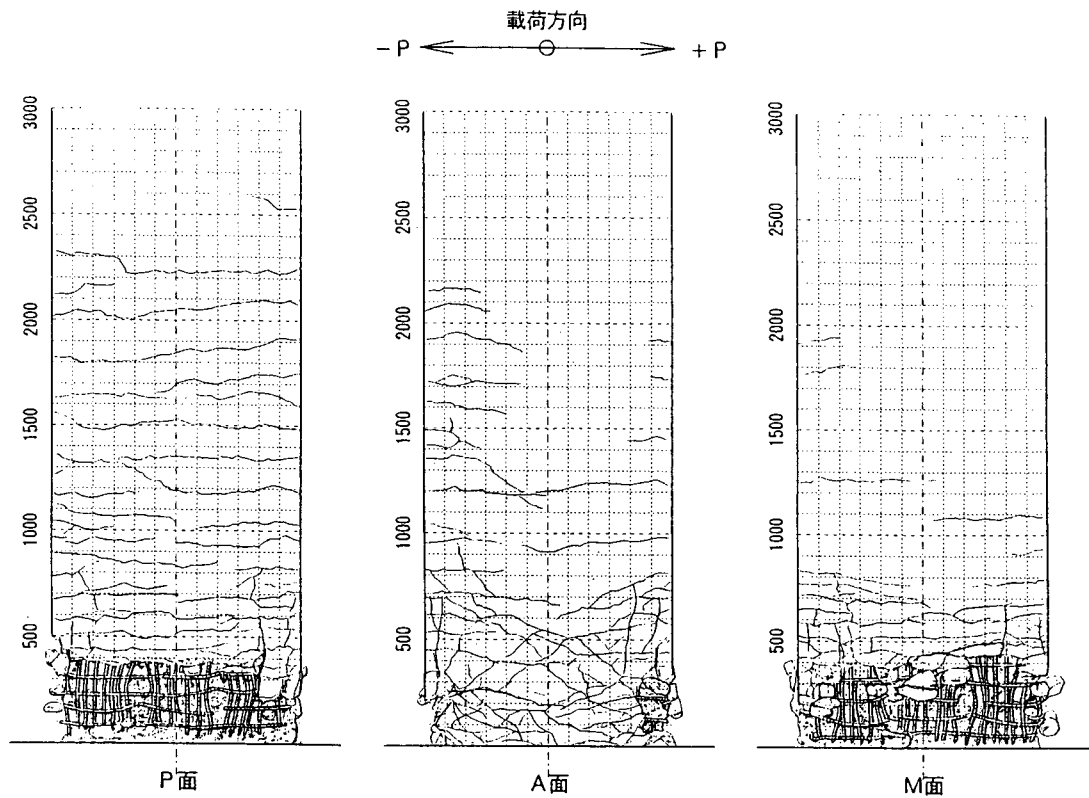


(e) $5\delta_{yo}$ の載荷終了後 (mm)



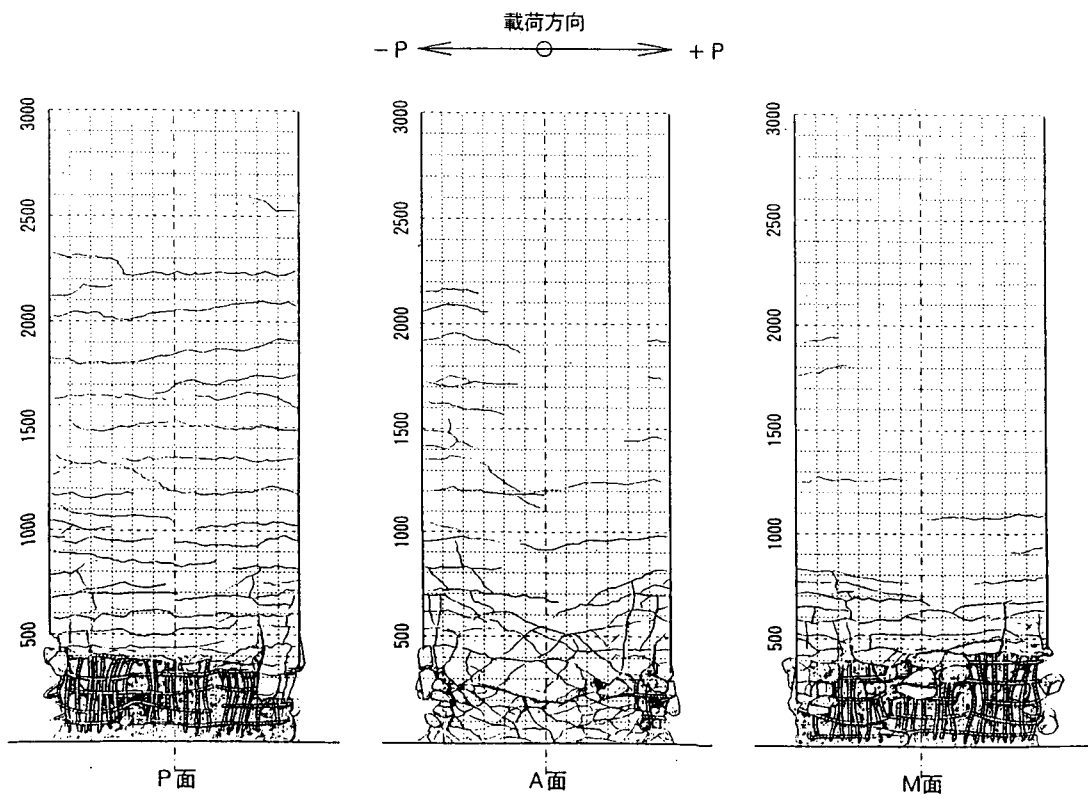
(f) $6\delta_{yo}$ の載荷終了後 (mm)

図-3.4 M3供試体に生じた損傷の状況 (その3)



(mm)

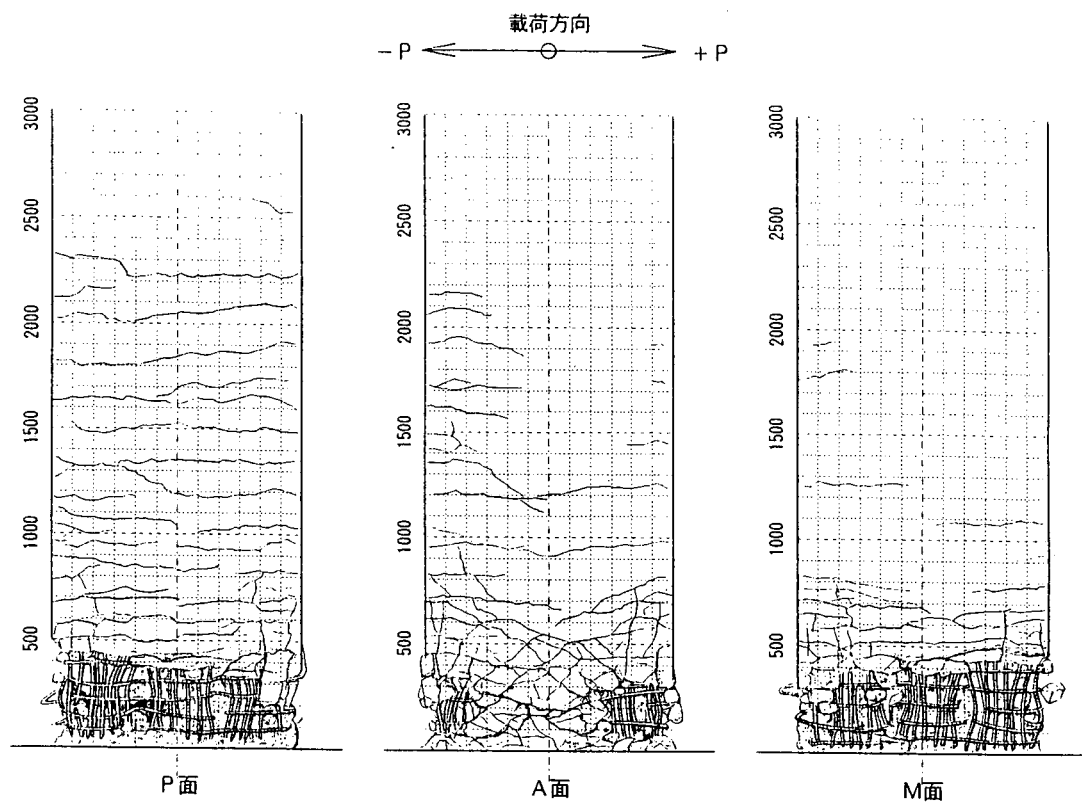
(g) $7\delta_{yo}$ の載荷終了後



(mm)

(h) $8\delta_{yo}$ の載荷終了後

図-3.4 M3 供試体に生じた損傷の状況 (その4)



(i) $9\delta_{yo}$ の载荷終了後

(mm)

図-3.4 M3 供試体に生じた損傷の状況 (その5)

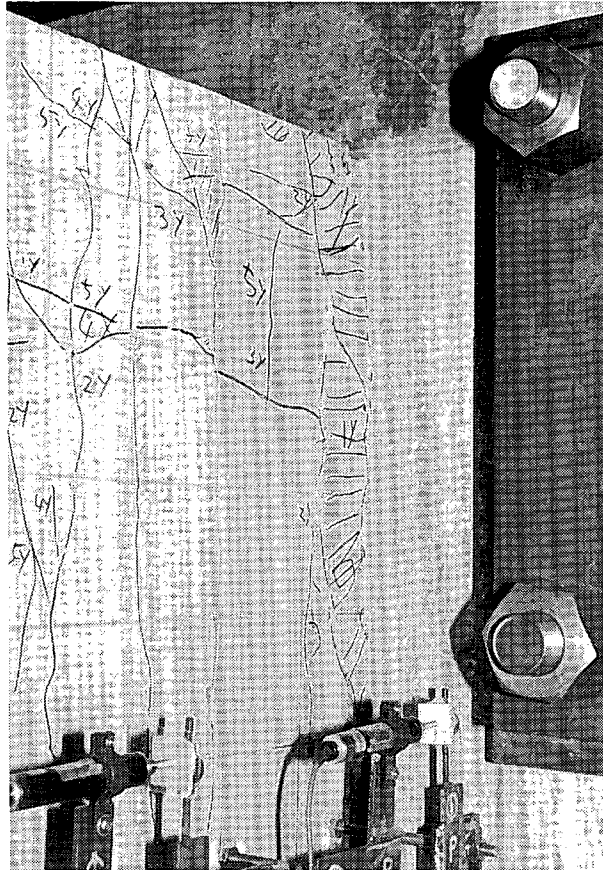


写真-3.12 かぶりコンクリートの剥離 ($5\delta_{y0}$)

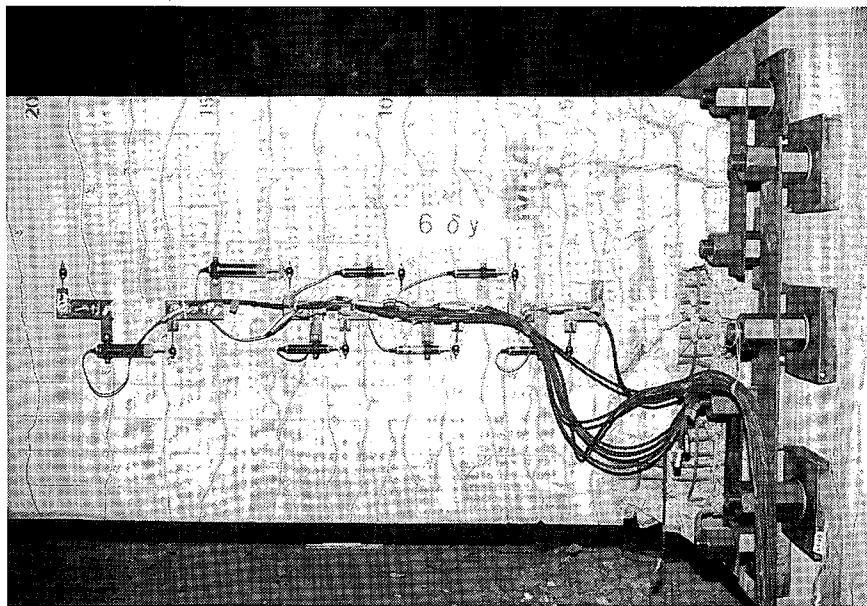


写真-3.13 軸方向鉄筋の座屈が始まった状態 ($6\delta_{y0}$)

(注意：写真中の供試体番号は「M-4」となっているが、本文ではこれを「M3供試体」と称している)

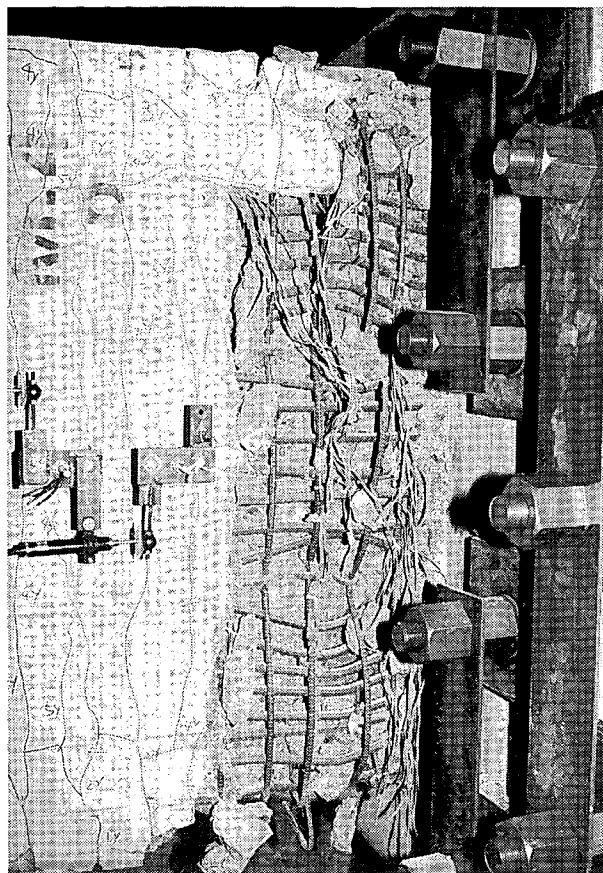


写真-3.14 帯鉄筋のはらみだしと帯鉄筋の破断 ($7\delta_{yo}$)

(注意：写真中の供試体番号は「M-4」となっているが、本文ではこれを「M3供試体」と称している)

3. 5 M4 供試体の損傷の進展

軸方向鉄筋径を D19 とした M4 供試体では、水平力が降伏耐力に達するまでの弾性載荷の結果を基に、降伏変位 δ_{yo} を 22mm とした。M4 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。また、損傷の進展をスケッチした結果を図-3.5 に示す。

軸方向鉄筋として D19 を用いた M4 供試体では、 $4\delta_{yo}$ の載荷まで水平ひびわれの進展が続き、 $5\delta_{yo}$ の載荷において、基部から概ね高さ 50cm までの範囲でかぶりコンクリートが剥落し(写真-3.15)、軸方向鉄筋の座屈が観察された。水平力はこの時から低下し始めており、 $5\delta_{yo}$ の載荷では、M3 供試体と同様に帯鉄筋の外側へのはらみだしが生じたが、中間帯鉄筋のフックは内部コンクリートに定着された状態であった(写真-3.16)。

$6\delta_{yo}$ の載荷では、内部コンクリートの損傷が進むとともに(写真-3.17)、中間帯鉄筋のフックがひっかけられている箇所において帯鉄筋の破断が生じた(写真-3.18)。これは、中間帯鉄筋のフックが確実に内部コンクリートに定着されていたために、帯鉄筋は中間帯鉄筋のフックがひっかけられている点において「く」の字状の変形が生じ、その繰返し作用により破断に至ったものと考えられる。軸方向鉄筋の破断は $7\delta_{yo}$ の載荷から生じており、 $7\delta_{yo}$ の載荷で 1 本、 $8\delta_{yo}$ の載荷でさらに 5 本の軸方向鉄筋が破断した。

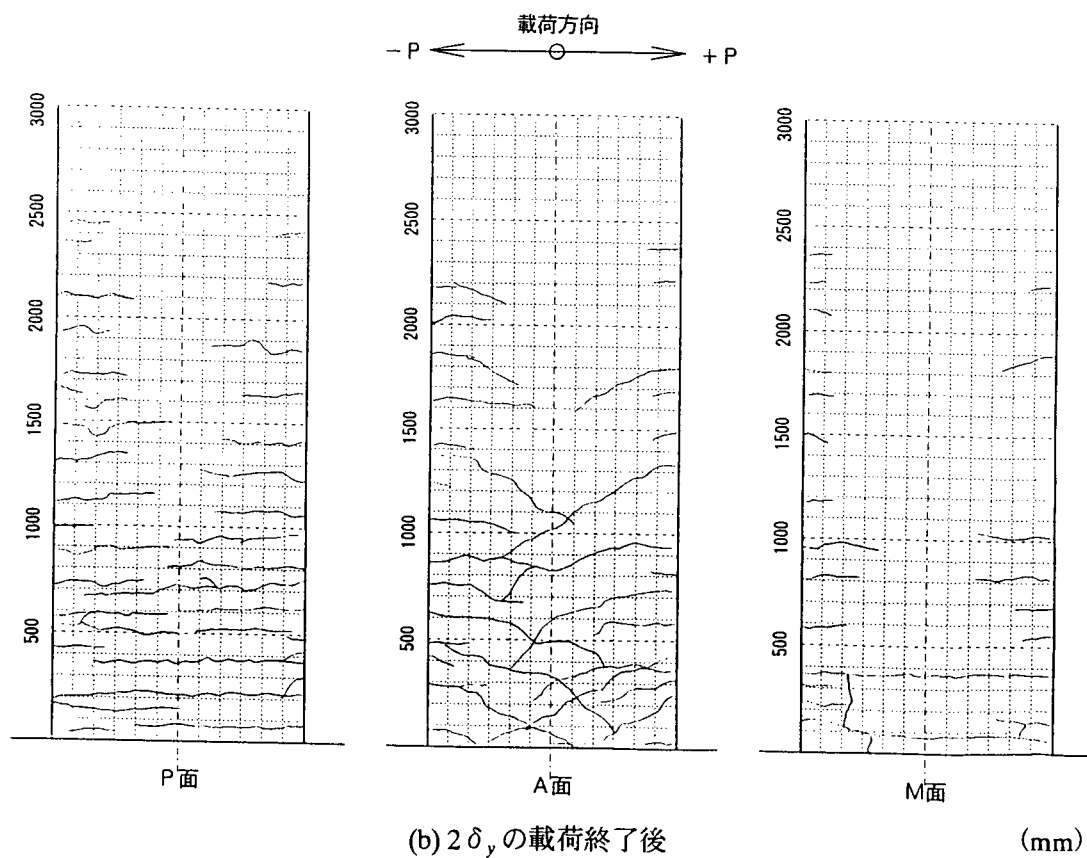
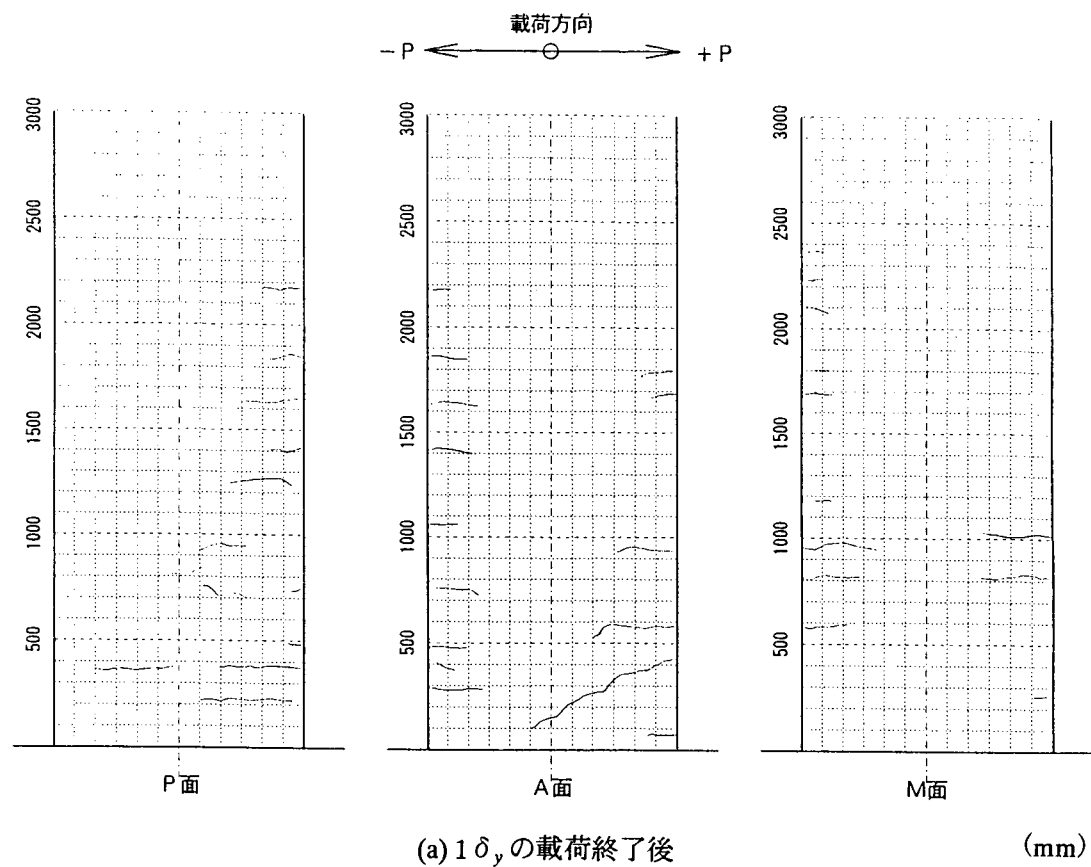


図-3.5 M4供試体に生じた損傷の状況 (その1)

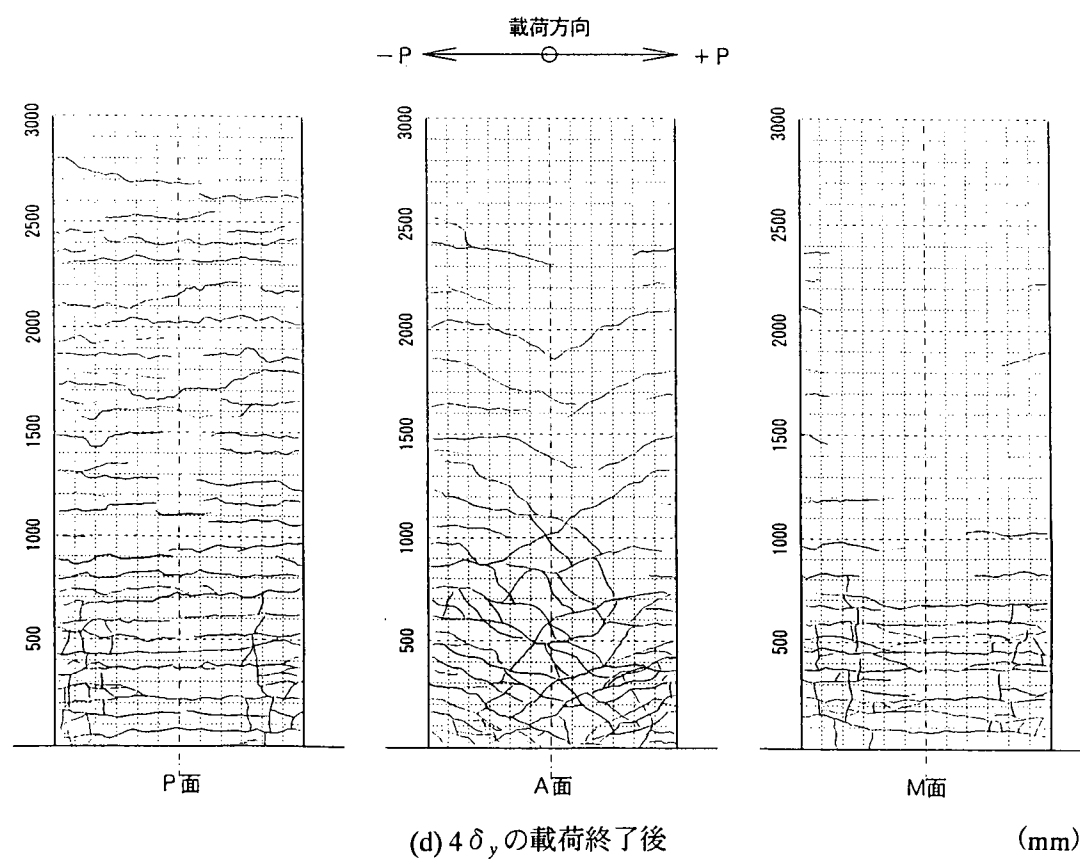
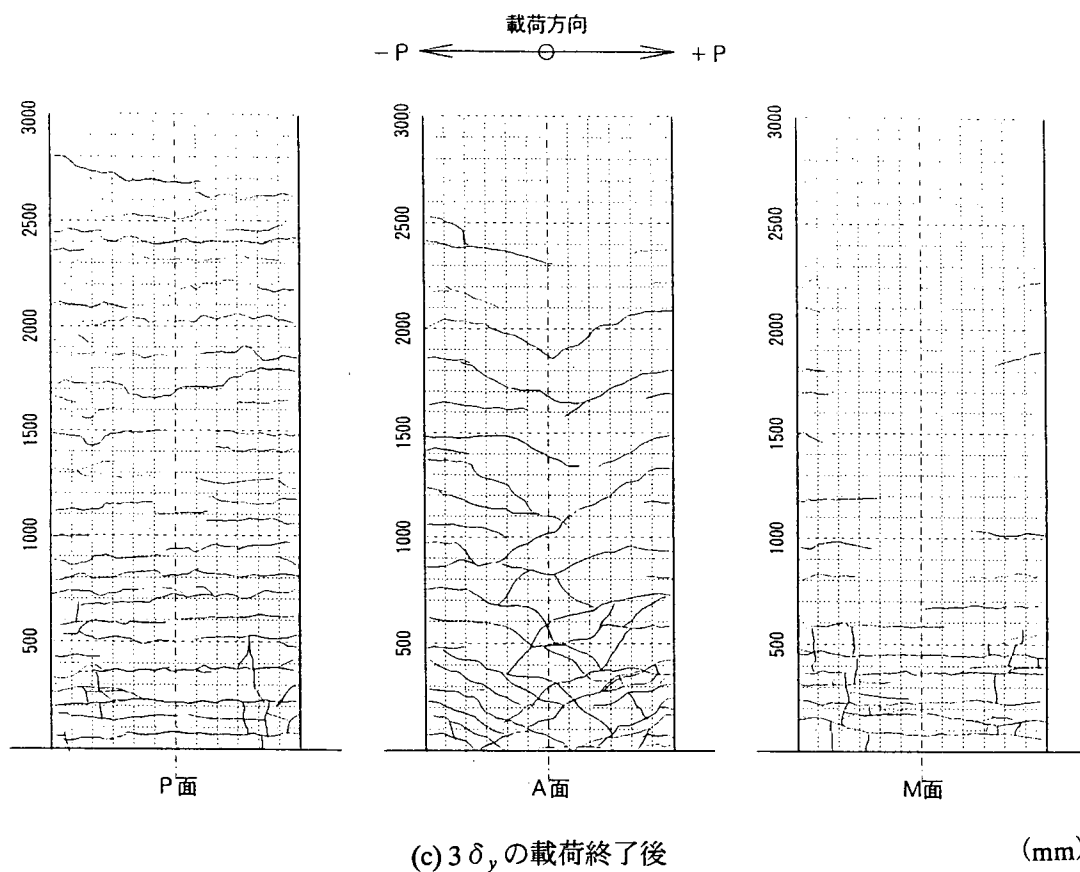


図-3.5 M4供試体に生じた損傷の状況 (その2)

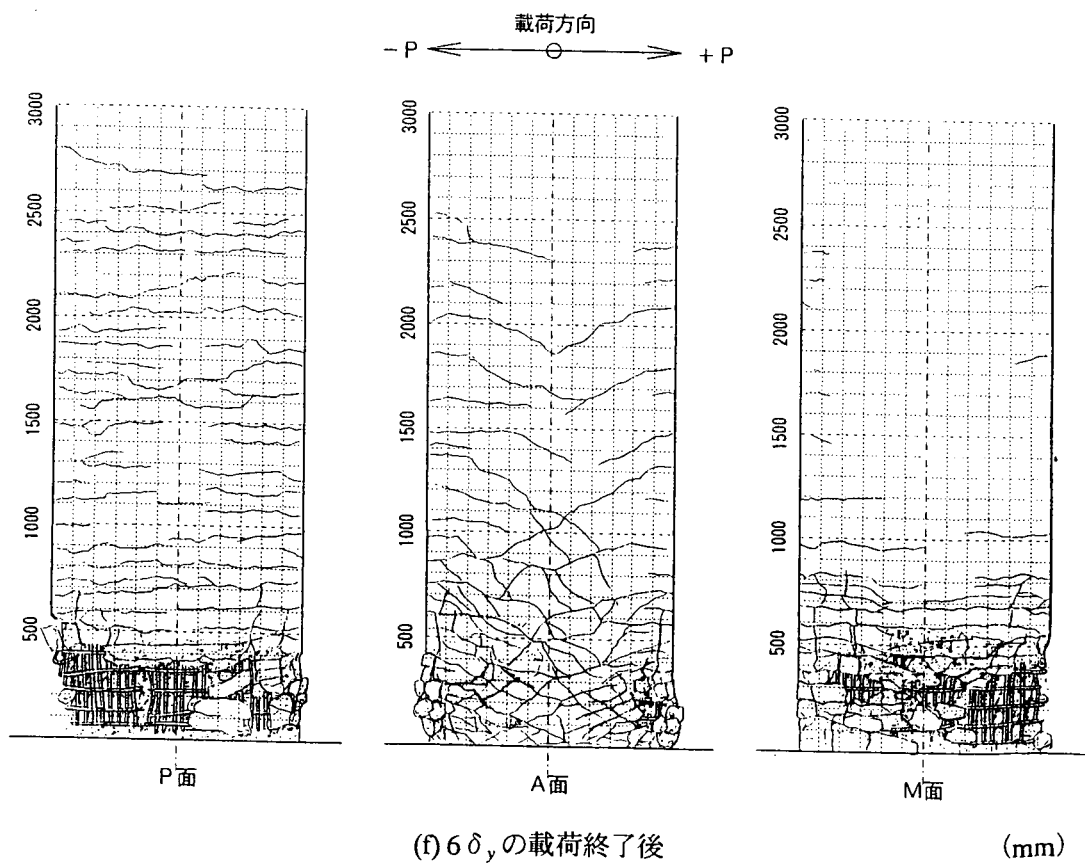
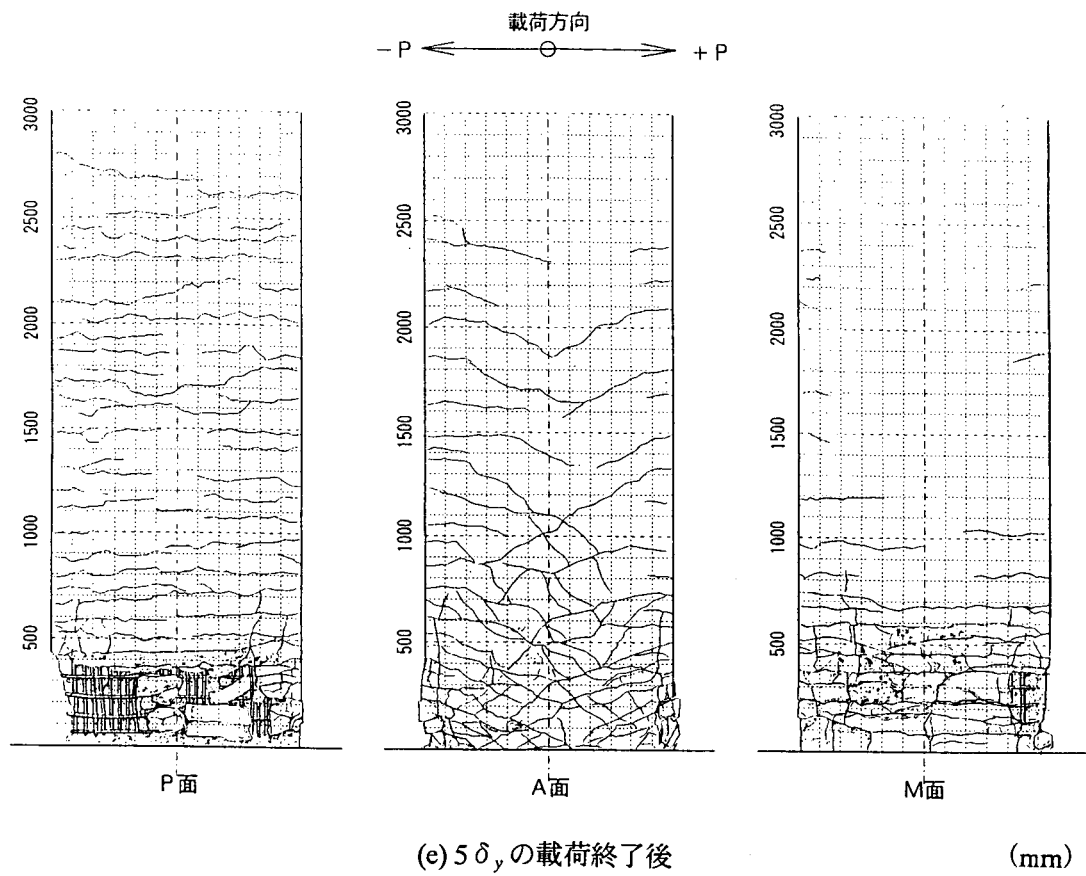


図-3.5 M4供試体に生じた損傷の状況 (その3)

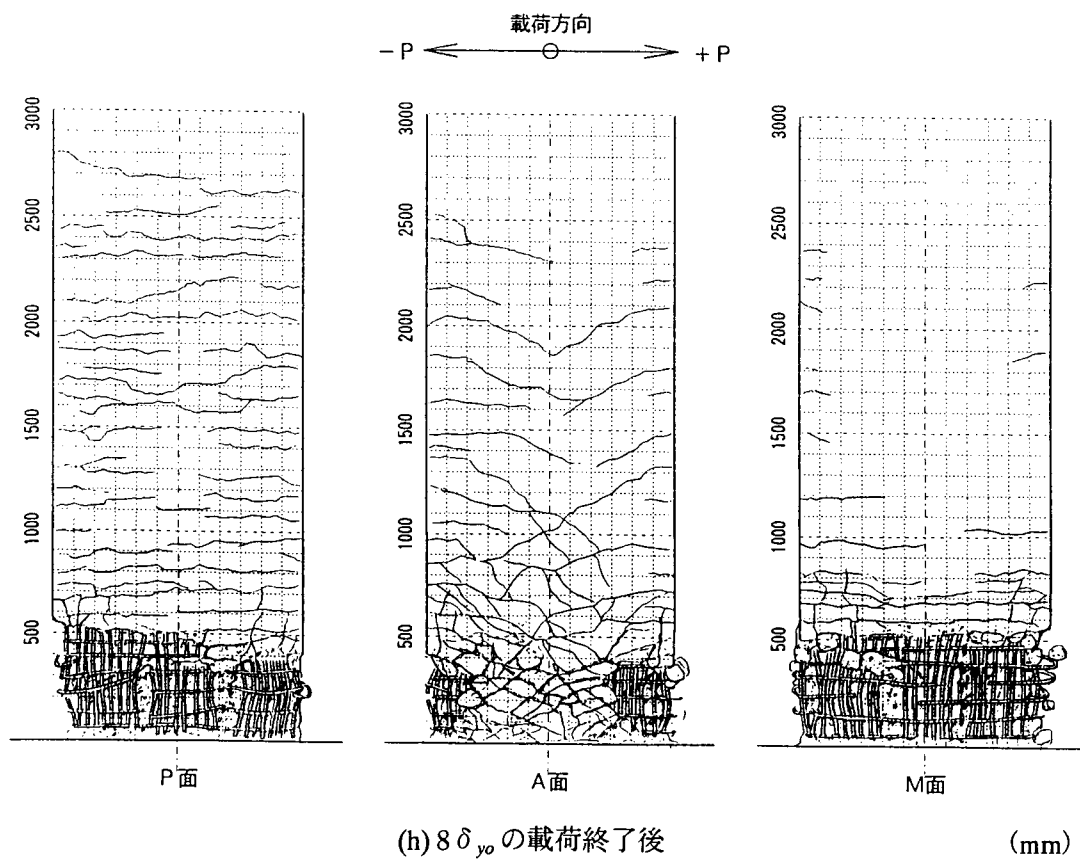
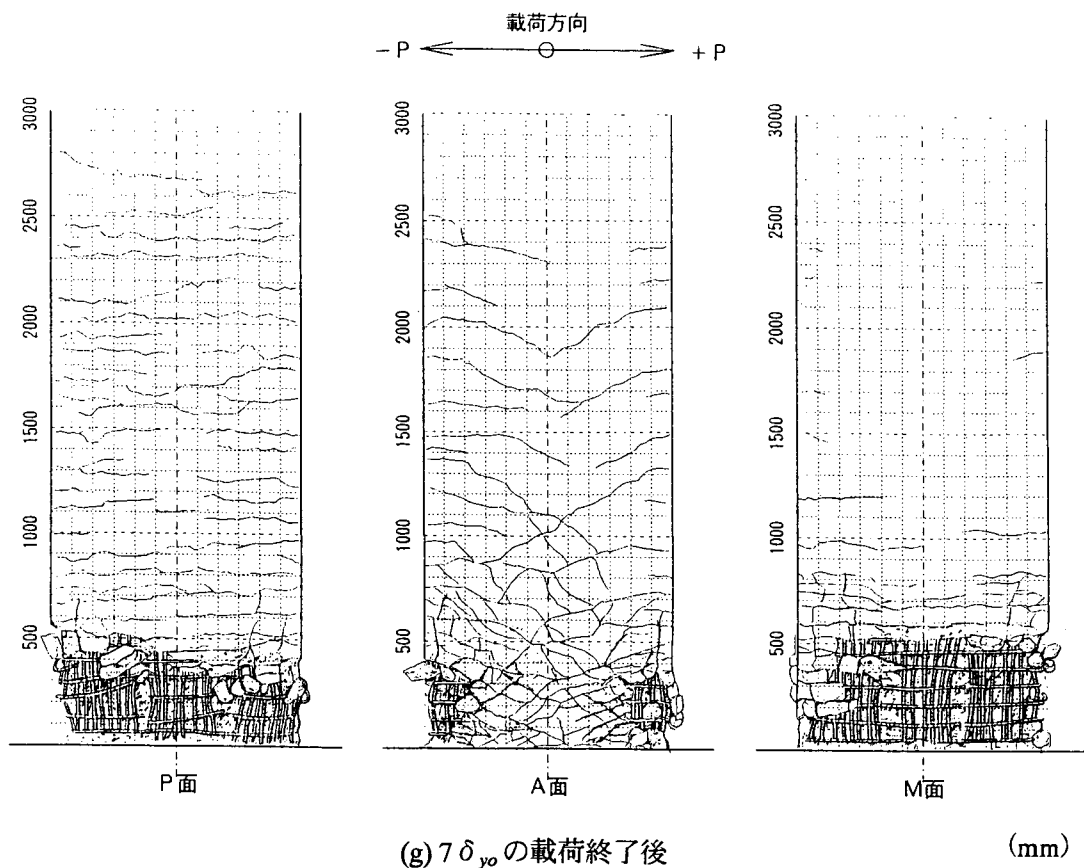


図-3.5 M4 供試体に生じた損傷の状況 (その4)

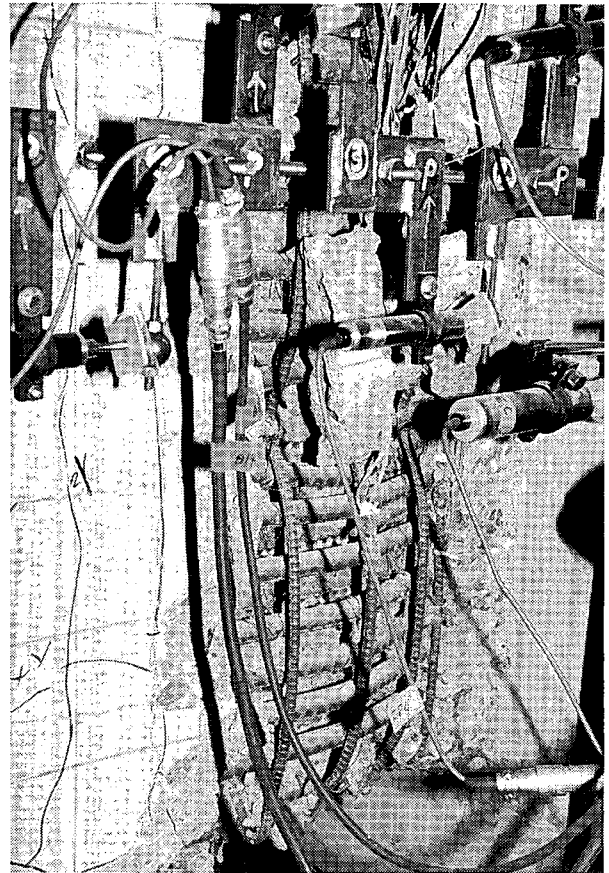
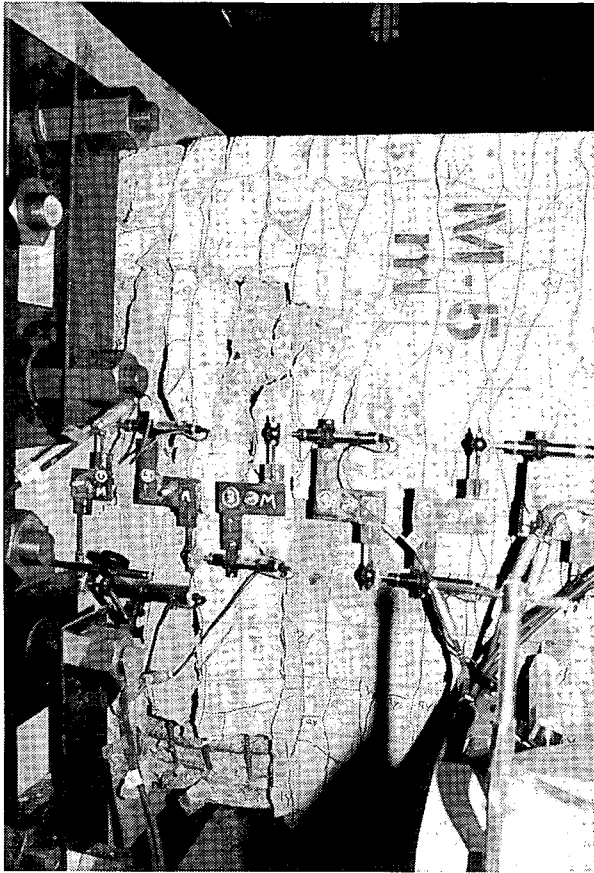


写真-3.15 かぶりコンクリートの剥落 ($5\delta_{y0}$) 写真-3.16 帯鉄筋による座屈抑制 ($5\delta_{y0}$)
 (注意: 写真中の供試体番号は「M-5」となっているが、本文ではこれを「M4供試体」と称している)

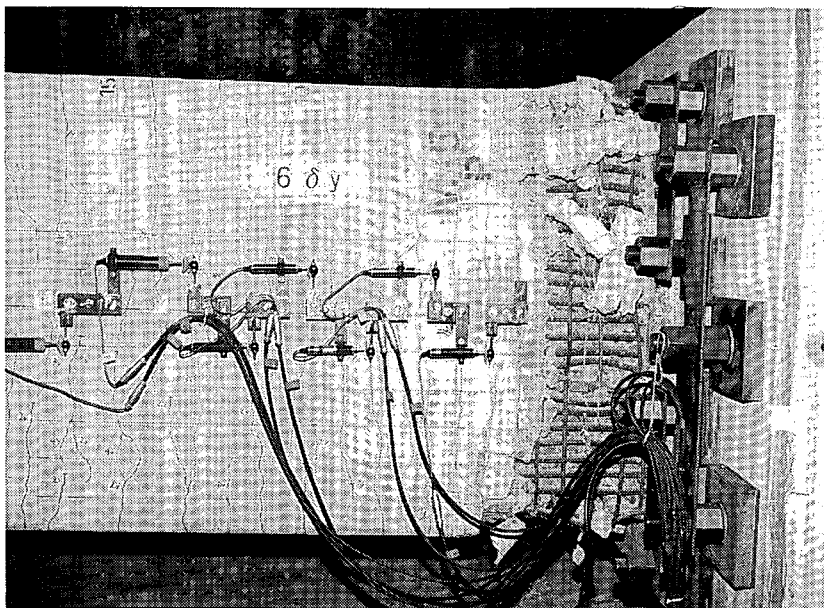


写真-3.17 かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈 ($6\delta_{y0}$)

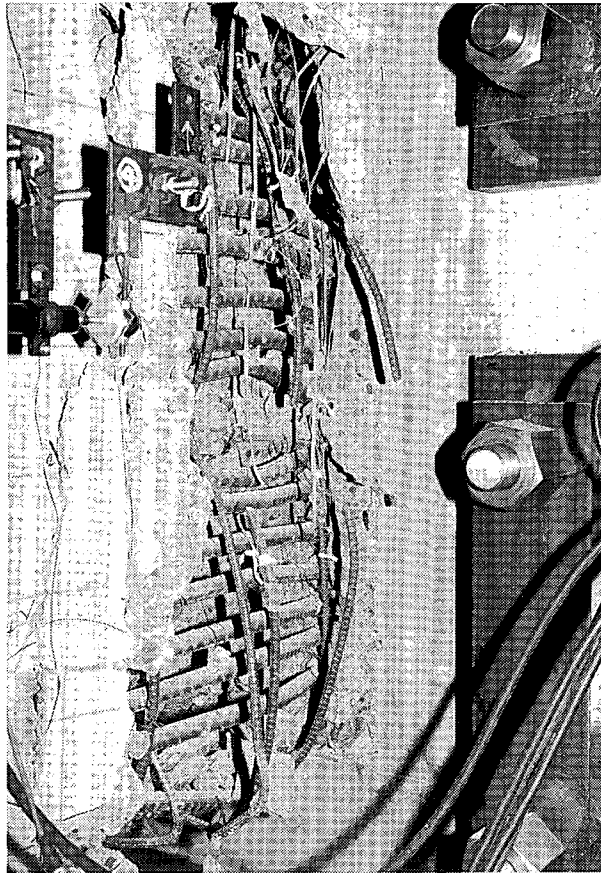


写真-3.18 中間帯鉄筋との定着部での帯鉄筋の破断 ($6\delta_{yo}$)

3. 6 M5 供試体の損傷の進展

S2 供試体の降伏変位は、事前解析により算出した降伏耐力とアンカー筋に貼付したひずみゲージの計測値を基に決定した。その結果、降伏変位は 13mm となった。S2 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。なお、本供試体に対しても、各载荷ステップの終了毎に、鋼板と無収縮モルタルの付着状況をハンマーによる打診に基づいて観察した。

$3\delta_{yo}$ の载荷までにおいては、载荷途中において鋼板と無収縮モルタルの付着が剥がれるような音が確認されたが、目視でわかる程度の損傷は見られなかった。 $4\delta_{yo}$ の载荷で、フランジ面の鋼板が高さ 500mm から 1200mm までの範囲（リブプレートの上付近）で外側へ若干はらみだした。そして、 $5\delta_{yo}$ の载荷でそのはらみだしが最大で約 12mm 程度となるとともに、鋼板下端の間隙部からコンクリートの剥落が生じた。

鋼板のはらみだしは $8\delta_{yo}$ の载荷まで徐々に大きくなり、この段階で隅各部付近のアンカー筋が 1 本破断した。さらに、 $9\delta_{yo}$ の载荷で 12 本のアンカー筋が破断した。

なお、実験終了後にリブ上端から 1200mm の高さまでの範囲において、鋼板を切断して除去し、塑性ヒンジ部の損傷状況を確認した。その結果、基部から 400mm 付近の高さまではコンクリートの圧壊が生じており、また、基部から 500mm、550mm、600mm、800mm、1000mm 付近の断面において、水平ひびわれが生じていた。

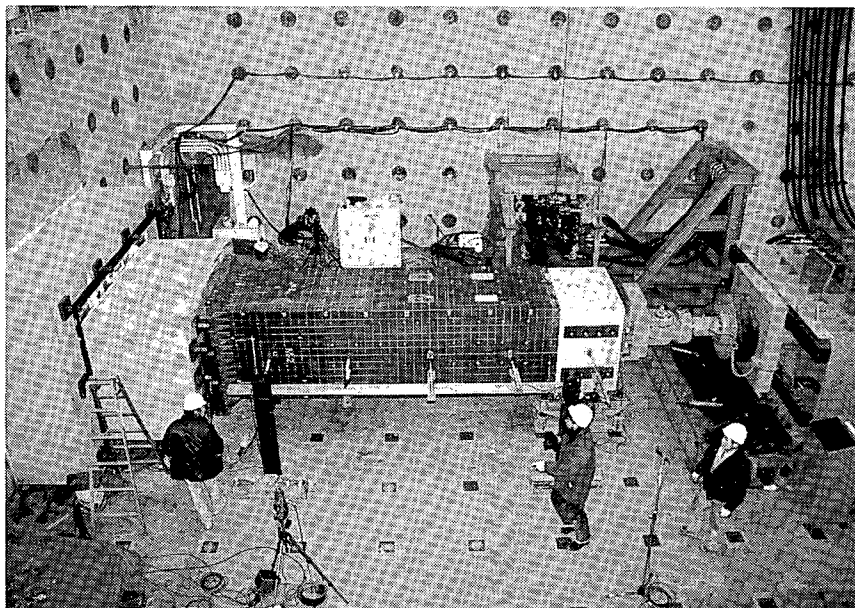


写真-3.19 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により補強されたM5 供試体

第4章 耐力・変形性能と履歴特性

4. 1 水平力ー水平変位の関係

図-4.1～4.5は、実験により得られた水平力ー水平変位の履歴曲線を示したものである。ここで、水平変位とは載荷点における水平変位である。

まず、M1 供試体では、 $5\delta_{yo}$ の2サイクル目の載荷ステップまでは過去の履歴における最大点を指向した安定した履歴ループとなっている。そして、 $5\delta_{yo}$ の3サイクル目の載荷では、履歴ループの経路が1サイクル目の経路からずれ始め、原点側に寄った形状となっており、エネルギー吸収性能が低下し始めたことを意味している。水平力ー水平変位の関係の履歴曲線においてこのような現象が生じる時において、図-3.2に示される供試体に生じている損傷を見てみると、それはちょうどかぶりコンクリートが剥落して、軸方向鉄筋の座屈が確認され、また帯鉄筋のはらみだしも始まっているような状態に相当している。

帯鉄筋比を高めたM2 供試体では、 $8\delta_{yo}$ の1サイクル目の載荷ステップまでは履歴ループが安定しており、そして、その2サイクル目の載荷から履歴ループの形状が原点側に絞られた形状となり始めている。この時に供試体に生じている損傷は、図-3.3からわかるように、軸方向鉄筋が座屈して帯鉄筋が外側へはらみ出し始めているような状況である。このような履歴ループと実際の損傷度との関係はM1 供試体と同様である。

M2 供試体と帯鉄筋に関する条件は同じままで、軸方向鉄筋径をD13からD16へと変更したM3 供試体では、 $6\delta_{yo}$ の1サイクル目の載荷ステップまでは履歴ループが安定しており、そして、その2サイクル目の載荷から履歴ループの形状に先述しているような変化が生じ始めている。M2 供試体と比較するとこのような変化が生じ始めるのが早い塑性率の段階となっているが、これは軸方向鉄筋比が高くなったことにより降伏変位が大きくなったことによるものである。 $6\delta_{yo}$ の時の損傷を図-3.4で観ると、軸方向鉄筋が座屈して帯鉄筋が外側へはらみ出し始めているような状況に対応している。

さらに軸方向鉄筋径を太くしてD19としたM4 供試体では、降伏変位もさらに大きくなり、 $5\delta_{yo}$ の2サイクル目から履歴曲線が不安定となり始めており、軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落等の損傷が生じたことを示している。

一方、M1 供試体に対して曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強を行ったM5 供試体では、 $2\delta_{yo}$ の載荷以降も水平力が若干上昇する傾向があり、履歴曲線の包絡線は2次勾配が認められるような挙動を示した。また、水平耐力も最大が履歴ループは $7\delta_{yo}$ の1サイクル目の載荷ステップまでは安定した形状となっており、そして、その2サイクル目の載荷から履歴曲線に変化が生じ始めて水平力も低下し始めた。供試体に生じた損傷との比較から、この水平力の低下は、間隙部コンクリートの圧壊ならびにH形鋼と鋼板の外側へのはらみだしによるものと考えられる。さらに、 $8\delta_{yo}$ の繰り返し載荷において水平力が急激に低下しているが、これはアンカー筋ならびに軸方向鉄筋の破断によるものである。

最大耐力に着目すると、M1 供試体の 1.7 倍程度であり、これは当所予定していた補強による水平耐力の向上度合いと一致している。また、塑性変形性能を比較すると、M1 供試体では $5\delta_{yo}$ の載荷で軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し、履歴曲線に有意な変化が表れたのに対して、M5 供試体では $7\sim 8\delta_{yo}$ の載荷まで比較的安定した履歴曲線となっている。このような比較により、断面寸法が 1200mm の大型な模型供試体に対しても、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強の効果が確認される。

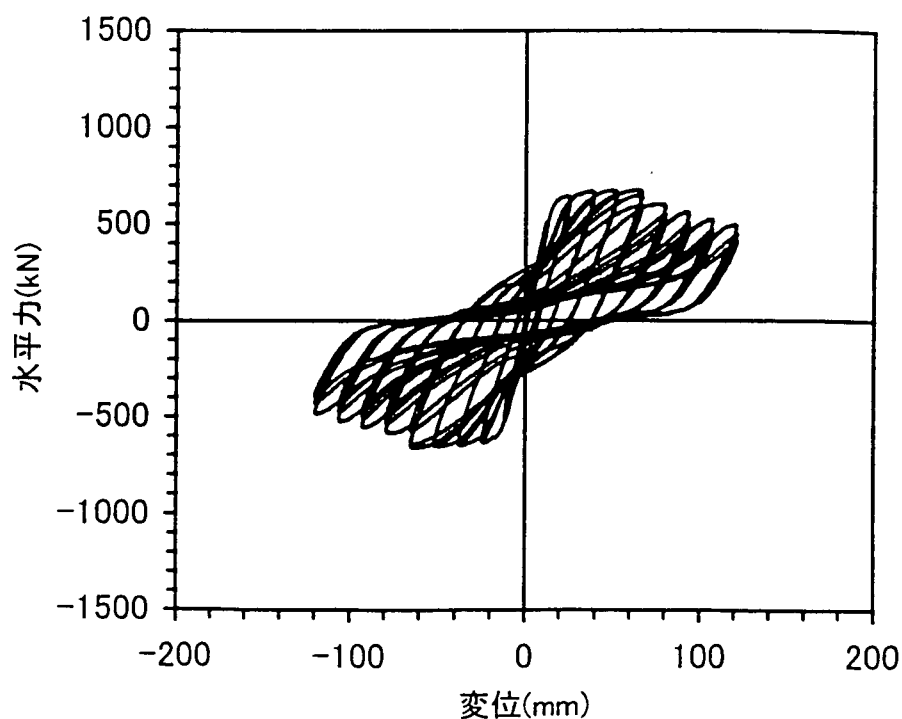


図-4.1 M1 供試体の水平力-水平変位関係の履歴曲線

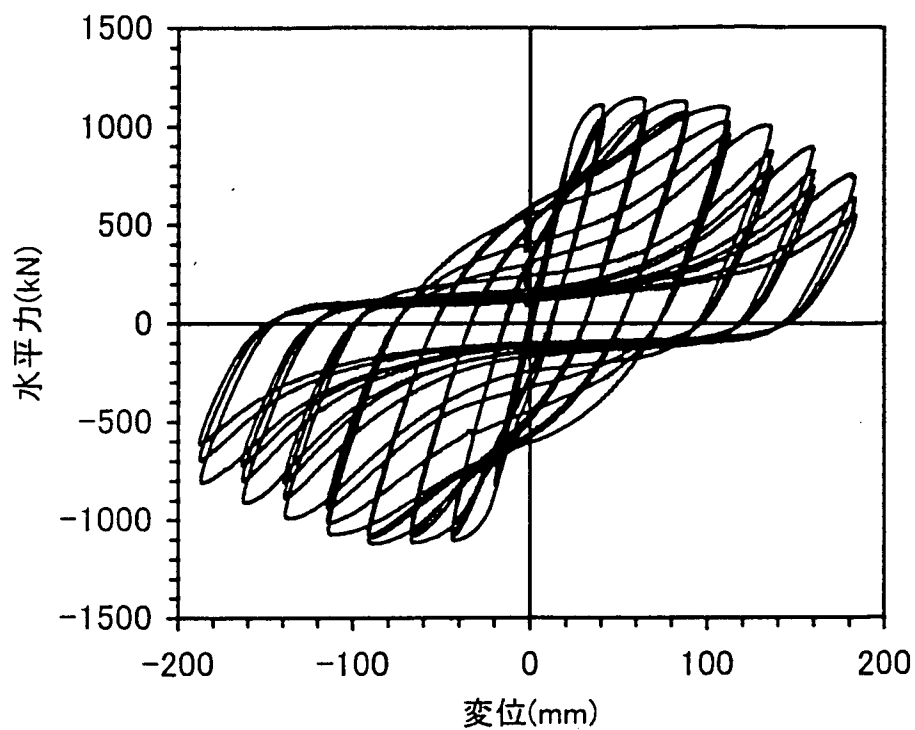


図-4.4 M4 供試体の水平力-水平変位関係の履歴曲線

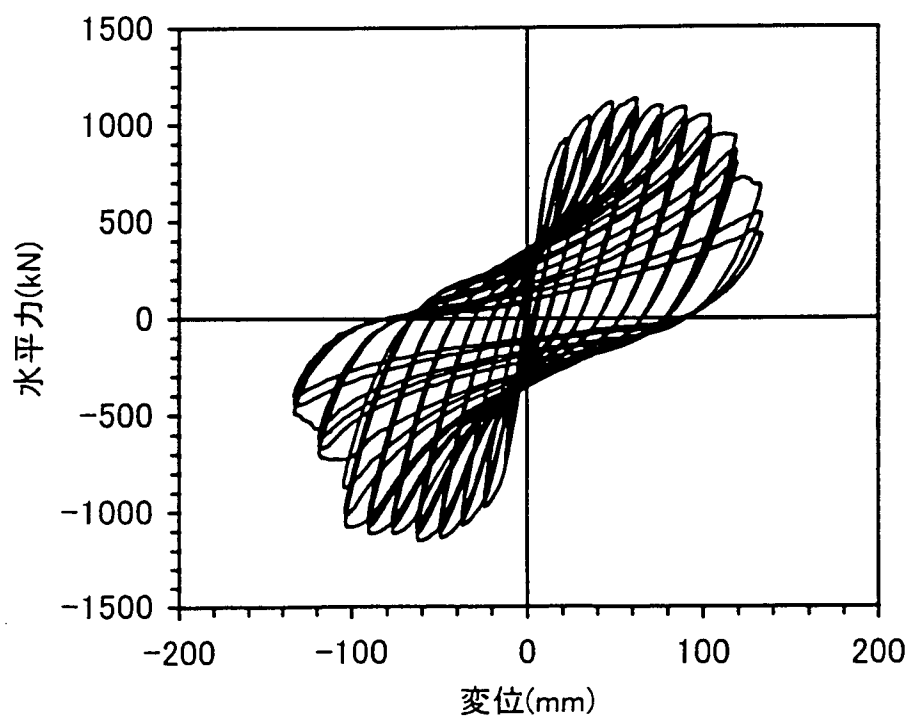


図-4.5 M5 供試体の水平力-水平変位関係の履歴曲線

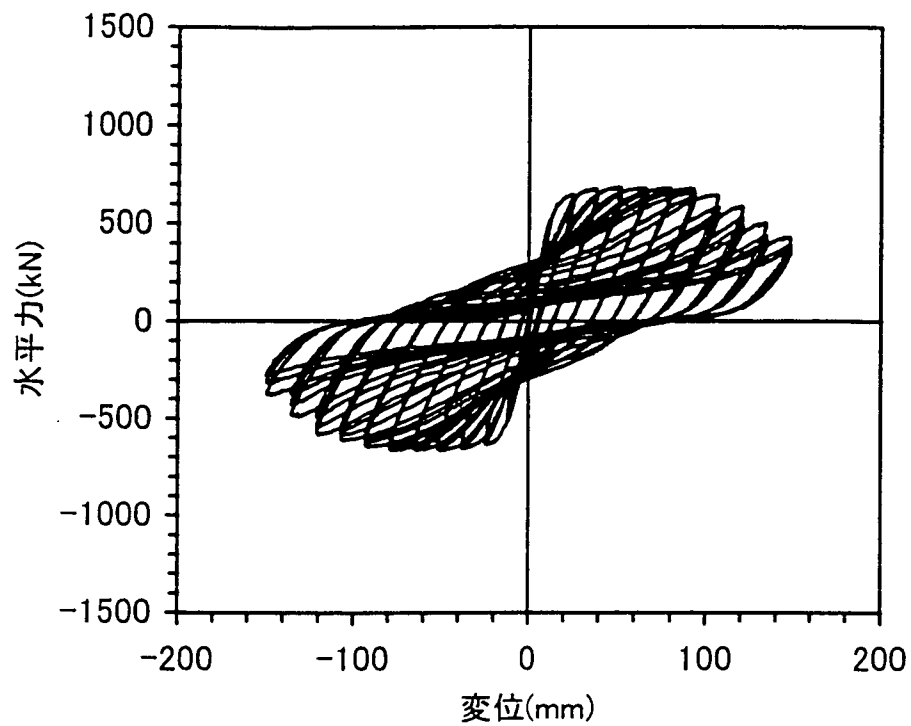


図-4.2 M2 供試体の水平力-水平変位関係の履歴曲線

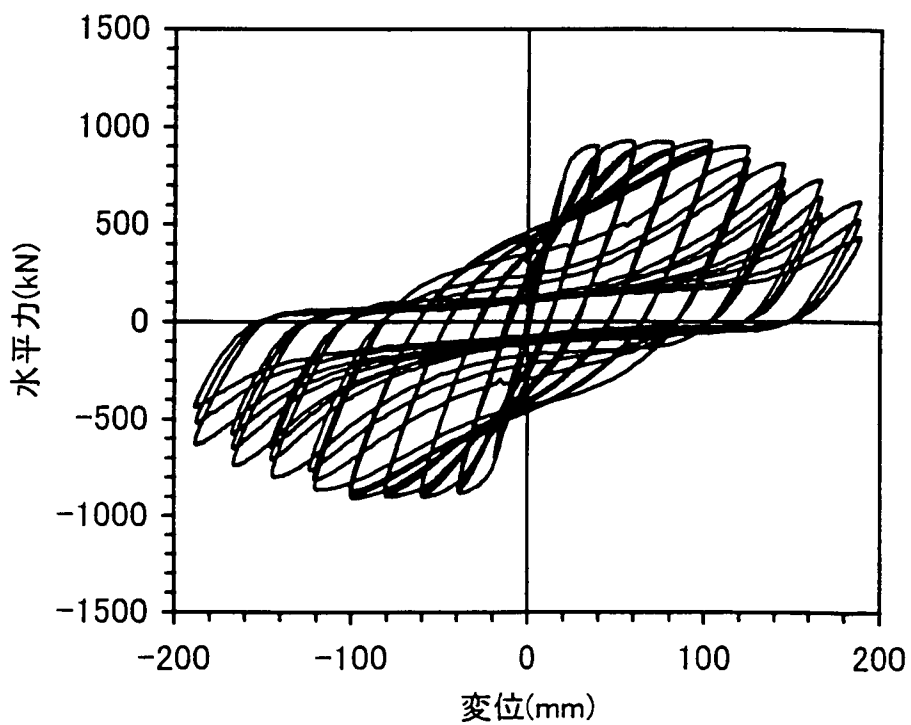


図-4.3 M3 供試体の水平力-水平変位関係の履歴曲線

4. 2 エネルギー吸収性能

各载荷ステップにおいて、供試体が吸収した履歴吸収エネルギーを求めた。ここで、履歴吸収エネルギーは水平力-水平変位の関係において、履歴曲線に囲まれた面積により算定した。ただし、実験では変位制御で载荷しているため、各载荷ステップにおいて、载荷開始点と1サイクルの载荷を終えてもどってきた点の水平力が一致しない。このため、ここでは図-4.6に示される定義に基づき、図中の曲線 ABCDEFA に囲まれる面積を履歴吸収エネルギーとして計算した。

図-4.7は、各供試体における各载荷ステップの第1サイクル目において吸収されたエネルギーを比較して示したものである。また累積吸収エネルギーで比較した結果を図-4.8に示す。これより、各供試体とも軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートの剥落というような損傷に至る前の段階においては、1サイクルにおける吸収エネルギーは、载荷変位の増大とともに大きくなっていることがわかる。ただし、軸方向鉄筋が座屈して損傷が内部コンクリートにまで進展し始めると、エネルギー吸収量が徐々に低下してくる。これは履歴曲線のループの形状が、原点付近で絞られたような形となるためである。また、帯鉄筋比だけが異なるM1供試体とM2供試体を比較すると、帯鉄筋比を高めたM2供試体の方が、大きな水平変位まで安定したエネルギー吸収ができていていることがわかる。なお、M3ならびにM4供試体では、軸方向鉄筋比がM2供試体と異なるため、これら相互を比較することにはあまり意味はない。

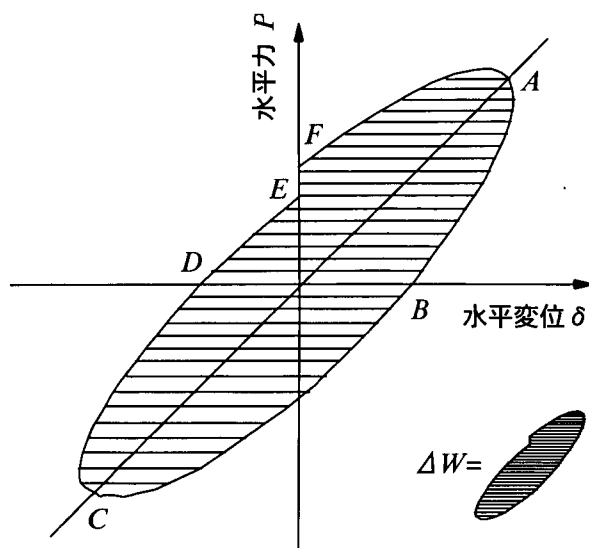


図-4.6 履歴吸収エネルギーの算定方法

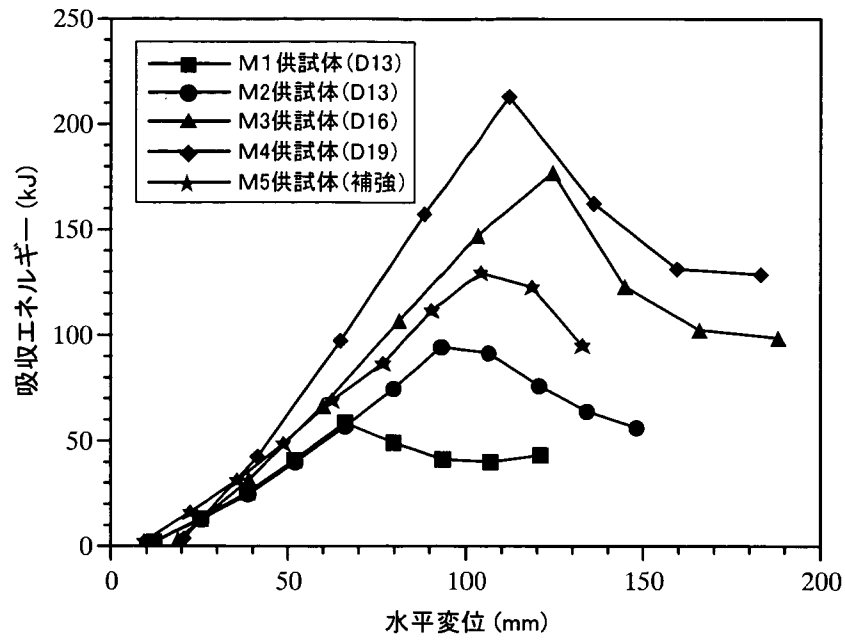


図-4.7 水平変位と第1 载荷サイクルにおける吸収エネルギーの関係

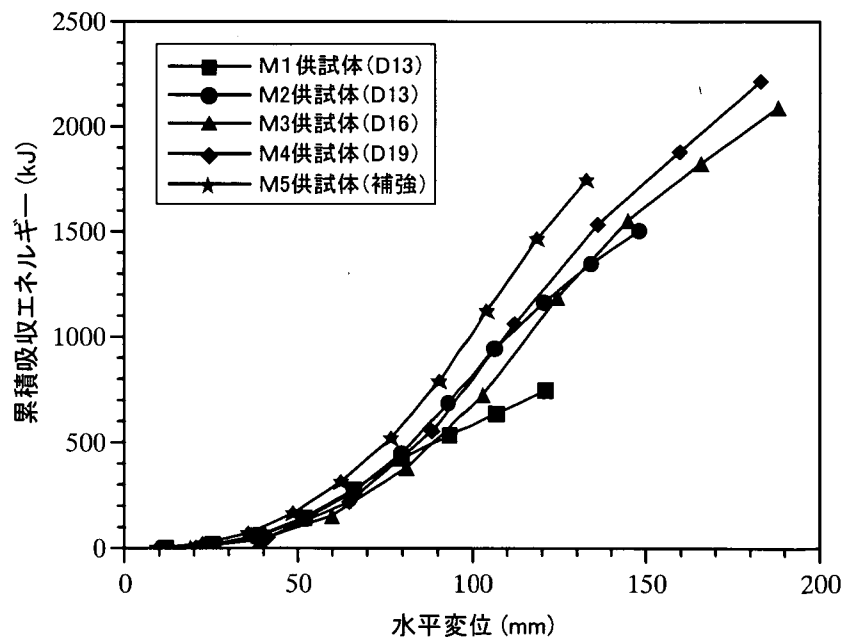


図-4.8 水平変位と累積吸収エネルギーの関係

第5章 拘束効果

5. 1 矩形断面における拘束効果の評価

鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するのは、塑性ヒンジとなる断面領域において帯鉄筋や中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を抑制するとともに、内部のコンクリートを拘束し、圧壊に対する終局ひずみを高めているためである。本実験で用いた矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚では、その断面形状の特性から、拘束力のアーチアクションが発生し、拘束力が伝達されない領域が生まれる。しかしながら、このアーチアクションを実験的に計測するのは非常に困難でもある。そこで、ここでは帯鉄筋や中間帯鉄筋に貼付したひずみゲージの計測値から拘束効果に及ぼす断面寸法の影響等について検討することにする。

帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ計測値から断面に作用する拘束圧を評価する考え方を図-5.1 に示す。円形断面においては、圧縮フランジ側に配置された帯鉄筋のひずみが直接拘束によるひずみと解釈できるため、実験データから断面に作用している拘束圧を容易に評価できる。しかしながら、矩形断面の場合、断面に作用する拘束圧の指標となるのは圧縮フランジ側の帯鉄筋ひずみではなくウェブ側(載荷方向に平行な方向)に配置される帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみである。ただし、塑性変形域においてはウェブ側の帯鉄筋や中間帯鉄筋には拘束によるひずみとせん断変形によるひずみが混在しているため、帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ計測値から単純に断面に作用している拘束圧を評価することはできない。そこで、ここでは断面に作用した拘束圧ではなく帯鉄筋や中間帯鉄筋に生じたひずみにより拘束効果の検討を行うこととした。すなわち、せん断変形に起因するひずみも含まれた状態で帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ性状を各供試体間で比較する。

一方、塑性変形を受ける鉄筋コンクリート矩形断面において、圧縮フランジ側に配置される帯鉄筋には引張ひずみが生じる。これは、図-5.2 に示すように、コンクリートが圧縮変形する際のポアソン効果による外側への変形と軸方向鉄筋の外側への座屈に対して帯鉄筋が抵抗するために生じるものであるが、主たる要因は軸方向鉄筋の座屈によるものと考えられる。ただし、帯鉄筋自身の曲げ剛性は小さいことから、軸方向鉄筋の顕著な座屈が始まると帯鉄筋は降伏して曲線状に変形するとともに、断面隅角部において90度に曲げ加工された帯鉄筋が真っ直ぐに広がろうとする挙動を示す。この時、ウェブ面側とフランジ面側それぞれに発生した帯鉄筋の力の合力により、隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは断面内側の方向に力を受け、これが内側への座屈という現象となって現れる。したがって、このような圧縮フランジ側の帯鉄筋のひずみ発生メカニズムを考慮すると、軸方向鉄筋の座屈が抑制されている状態、すなわちかぶりコンクリートの剥落が生じる前までの段階においては、この位置における帯鉄筋のひずみが大きいほど座屈に対する抑制効果が高いことを意味する。一方、かぶりコンクリートが剥落して顕著な軸方向鉄筋の座屈が生じると、圧縮フランジ側の帯鉄筋には大きな変形が発生するが、このような段階においては降伏を超える大きなひずみが生じて、もはや座屈に対す

る抑制効果は失われていることになる。このような帯鉄筋に生じるひずみの意味を踏まえ、本章では軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の効果を各供試体間で比較することにした。

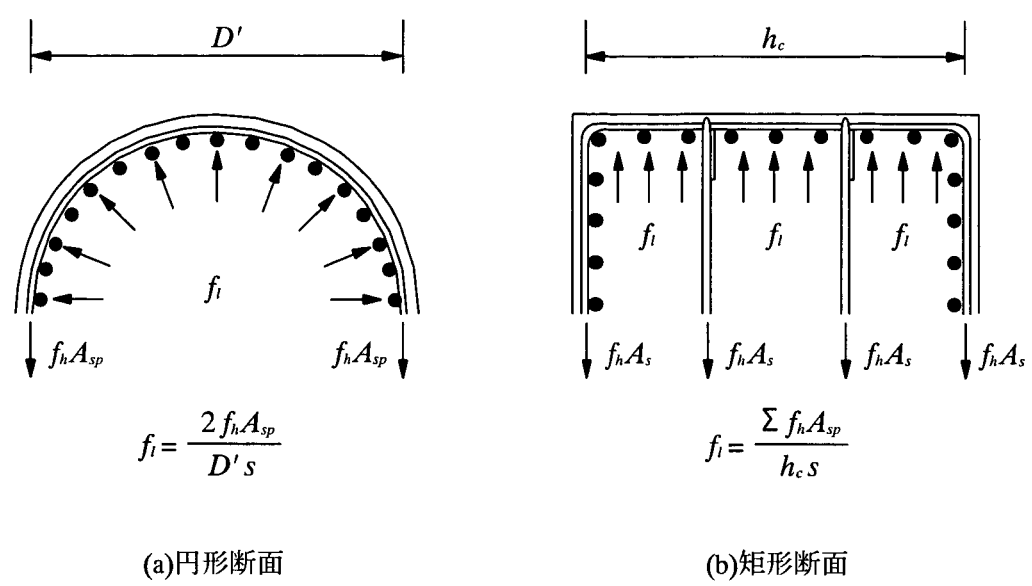


図-5.1 鉄筋コンクリート断面における拘束圧の評価

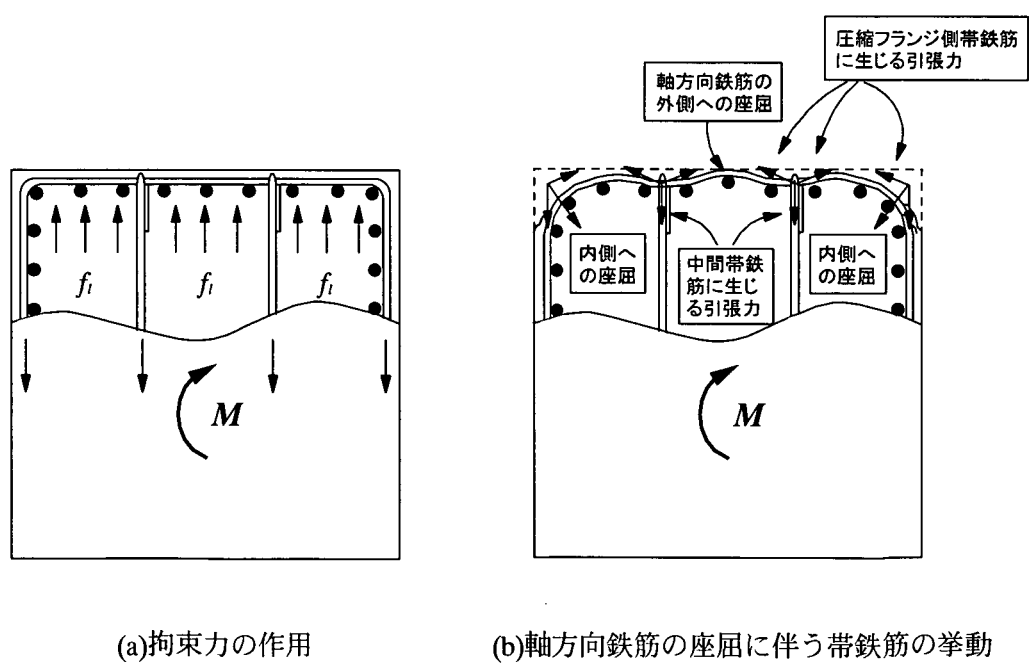


図-5.2 矩形断面における帯鉄筋と中間帯鉄筋に生じる力とそのメカニズム

5. 2 帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布

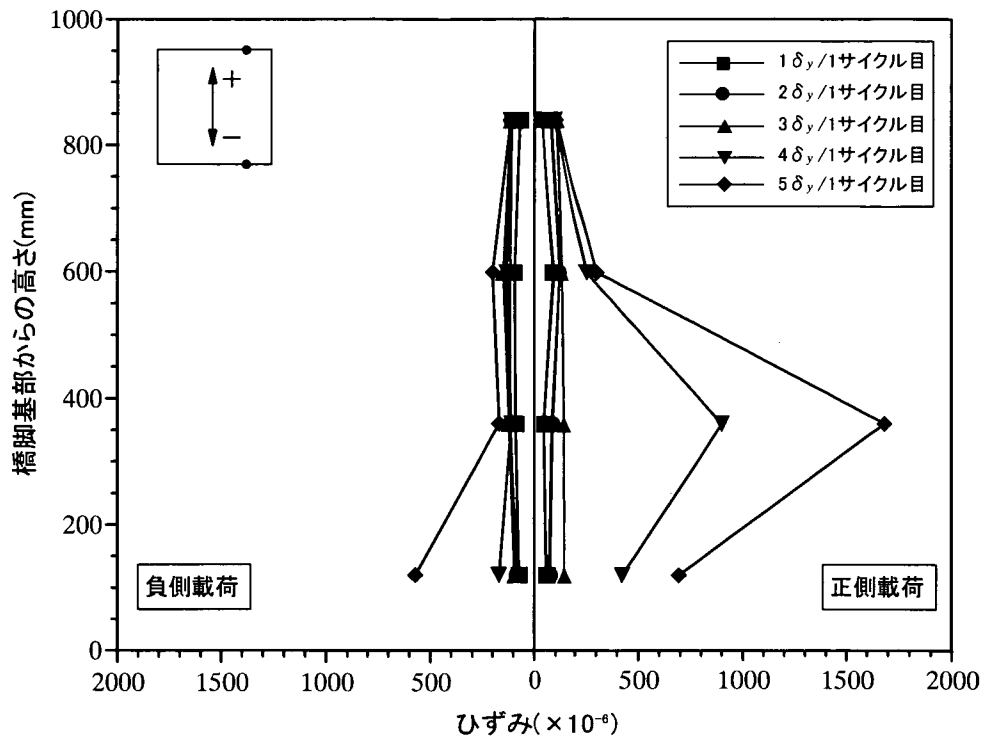
図-5.3～5.7 は、圧縮フランジ側における帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布を載荷ステップ毎に示したものである。なお、ひずみの実験値のプロットはかぶりコンクリートの剥離もしくは剥落が生じるまでの範囲とした。これは、前述したように、かぶりコンクリートが剥落するような損傷になると、帯鉄筋の顕著なはらみだしが生じ、ひずみが降伏ひずみを超えて急激に高くなり、そのひずみの値自身のもつ意味が無くなること、また、このような損傷の段階になると、軸方向鉄筋の座屈も既に生じており、もはや有効な拘束効果が得られている状態とは言えないこと、さらに、拘束効果という観点からはむしろそのような損傷が生じる前までの段階における挙動の方が重要であるためである。

まず、M1 供試体では基部から高さ 300mm の断面までに帯鉄筋のひずみが集中しており、高さ 600mm の断面までひずみが大きくなっている。これは、軸方向鉄筋の座屈が生じている断面領域とよく一致しており（図-3.2）、かぶりコンクリートの剥離が生じた $5\delta_{yo}$ の載荷の段階までは、軸方向鉄筋の座屈が帯鉄筋により抑制されていることがわかる。帯鉄筋比を高めた M2 供試体では、帯鉄筋に生じるひずみが大きくなっているのは基部から高さ 400mm の断面よりも下の領域となっている。この範囲は、M1 供試体よりも狭い領域となっているが、これは、帯鉄筋間隔を小さくし、かつ中間帯鉄筋により拘束効果を高めたために、軸方向鉄筋の座屈長が短くなったことを示している。また、軸方向鉄筋径を太くした M3 ならびに M4 供試体でも、基部から 400mm の高さの断面の範囲内で帯鉄筋のひずみが大きくなるような分布となっている。

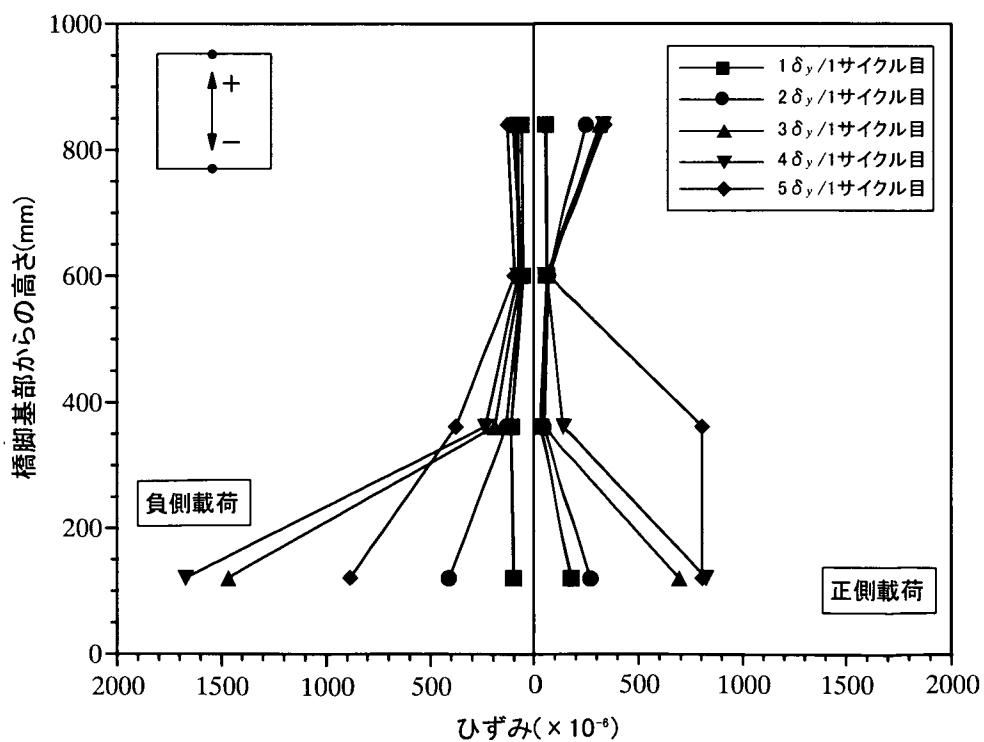
一方、鋼板拘束した M5 供試体では、補強前の M1 供試体と比較して帯鉄筋に生じたひずみは小さく、またその高さ方向分布も概ね均一となっている。これは、内部コンクリート断面が鋼板と H 形鋼により十分に拘束されているためと考えられる。

M2～M4 供試体において配筋された中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布を図-5.8～5.10 に示す。中間帯鉄筋に生じるひずみには、拘束効果によるひずみに加え、せん断変形に起因するひずみも多少含まれているものと考えられるが、これらを分離することは困難であるため、ここでは実測値をそのまま示している。いずれの供試体とも、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートの剥落が生じるような損傷に至る前の段階においては、中間帯鉄筋に生じるひずみは弾性範囲内での挙動となっている。また、これらの図中には示していないが、かぶりコンクリートの剥落程度の損傷が生じ始めた時には、中間帯鉄筋に生じるひずみは降伏ひずみを上回る値となっている。

なお、各供試体の側面（せん断面）の帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布を示すと図-5.11～5.15 の通りである。

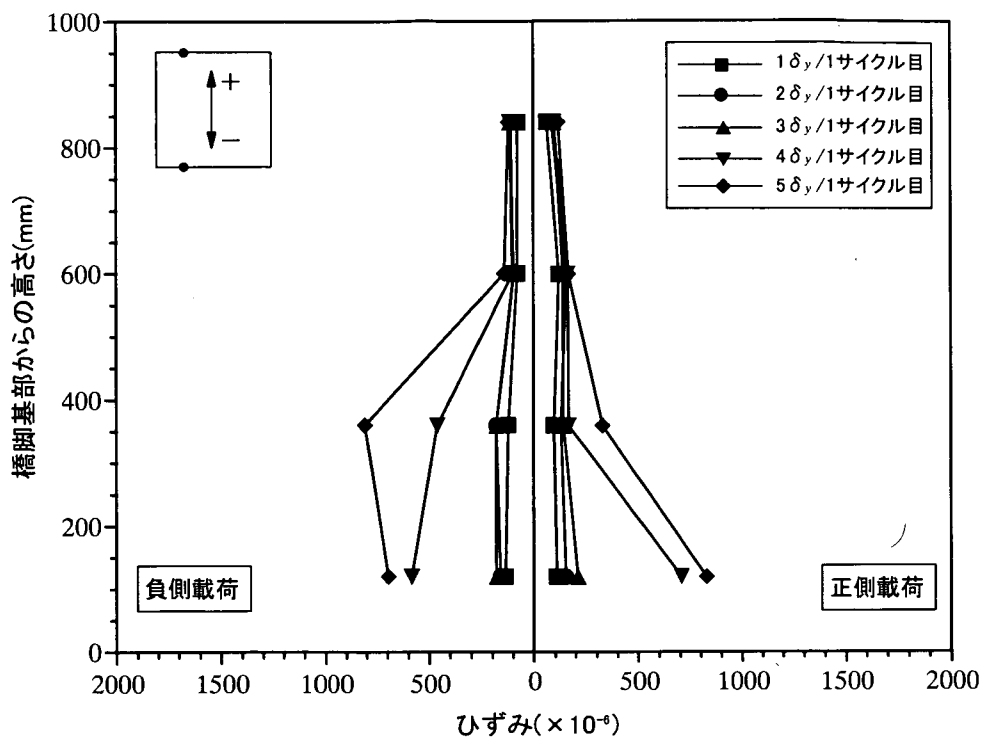


(a) A面寄り側



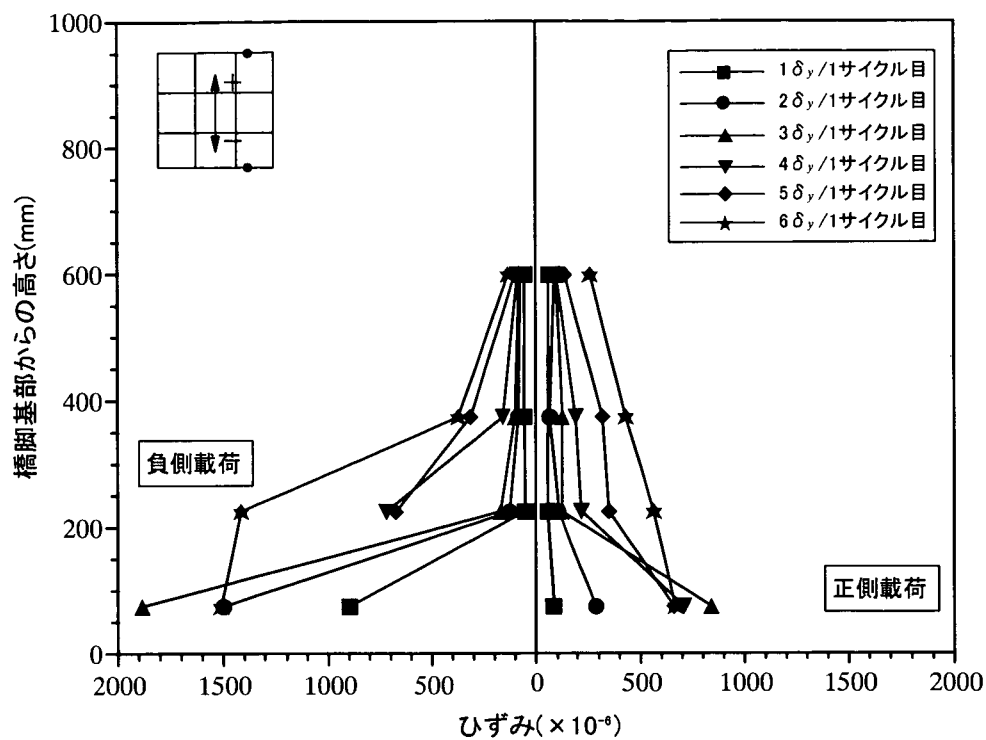
(b) 中央位置

図-5.3(1) M1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

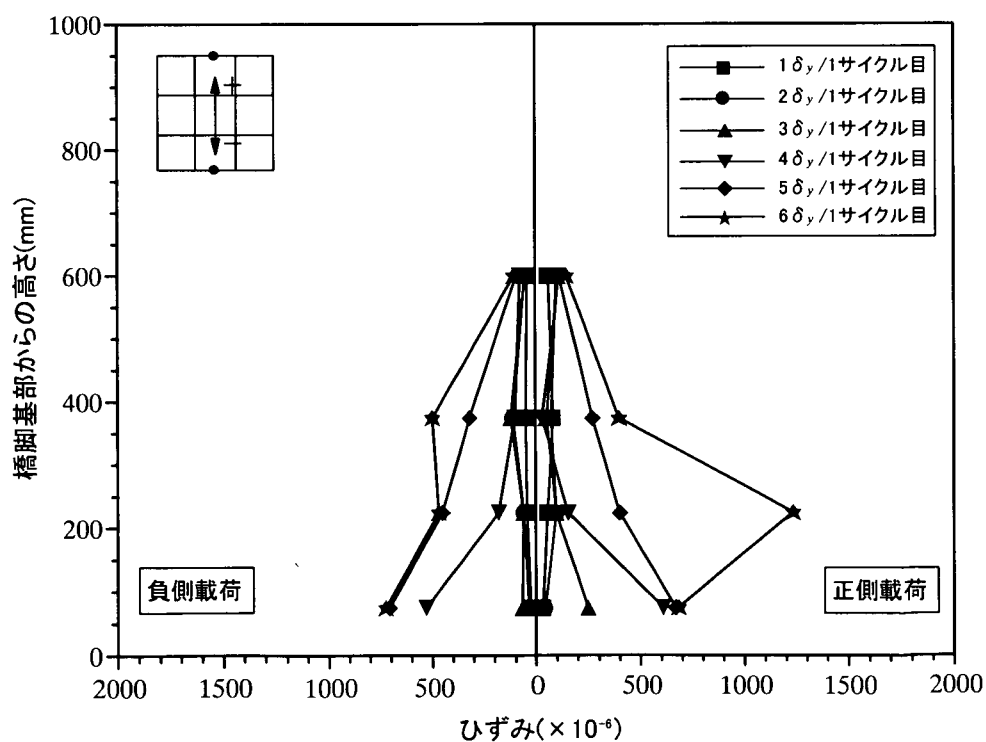


(c) B面寄り側

図-5.3(2) M1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

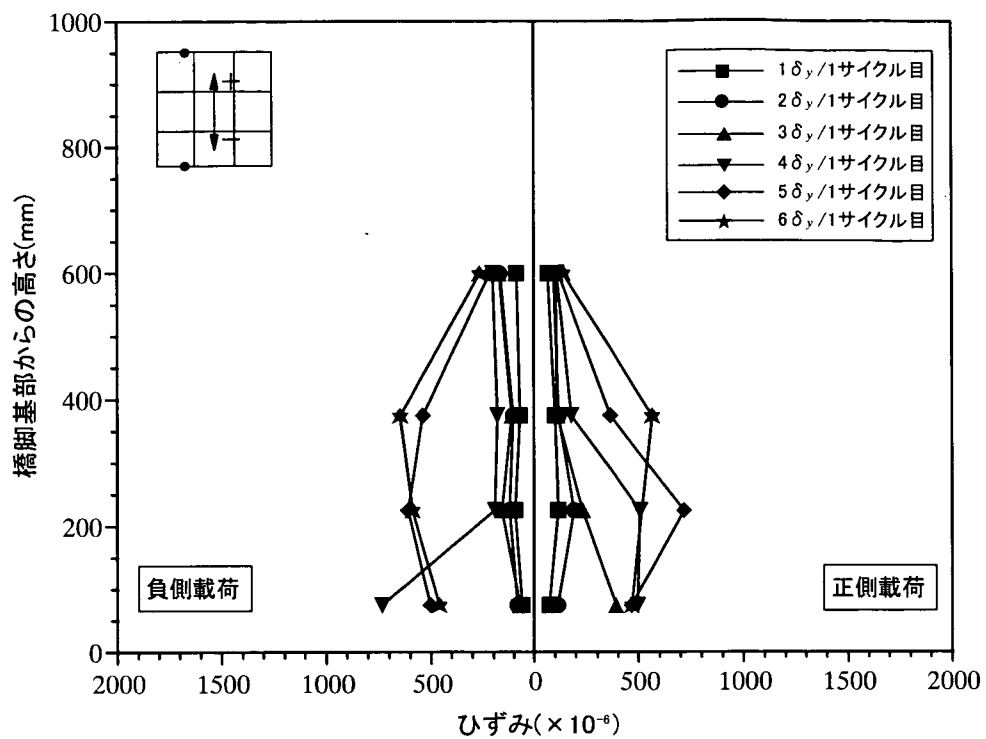


(a) A面寄り側



(b) 中央位置

図-5.4(1) M2 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布



(c) B面寄り側

図-5.4(2) M2供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

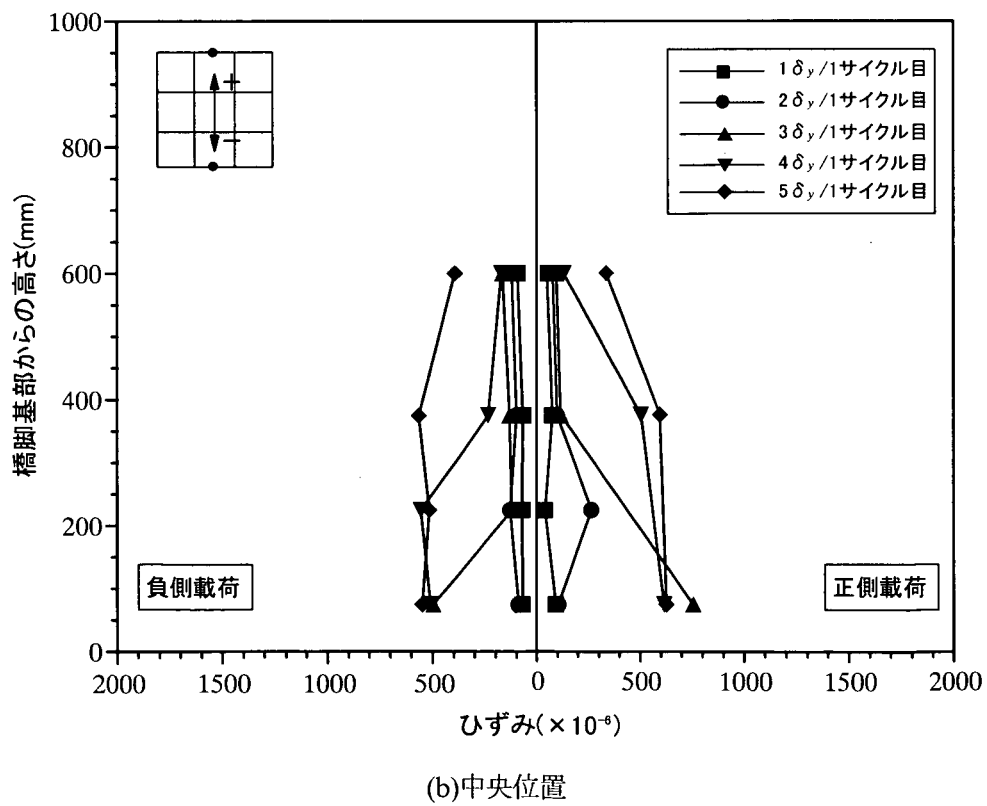
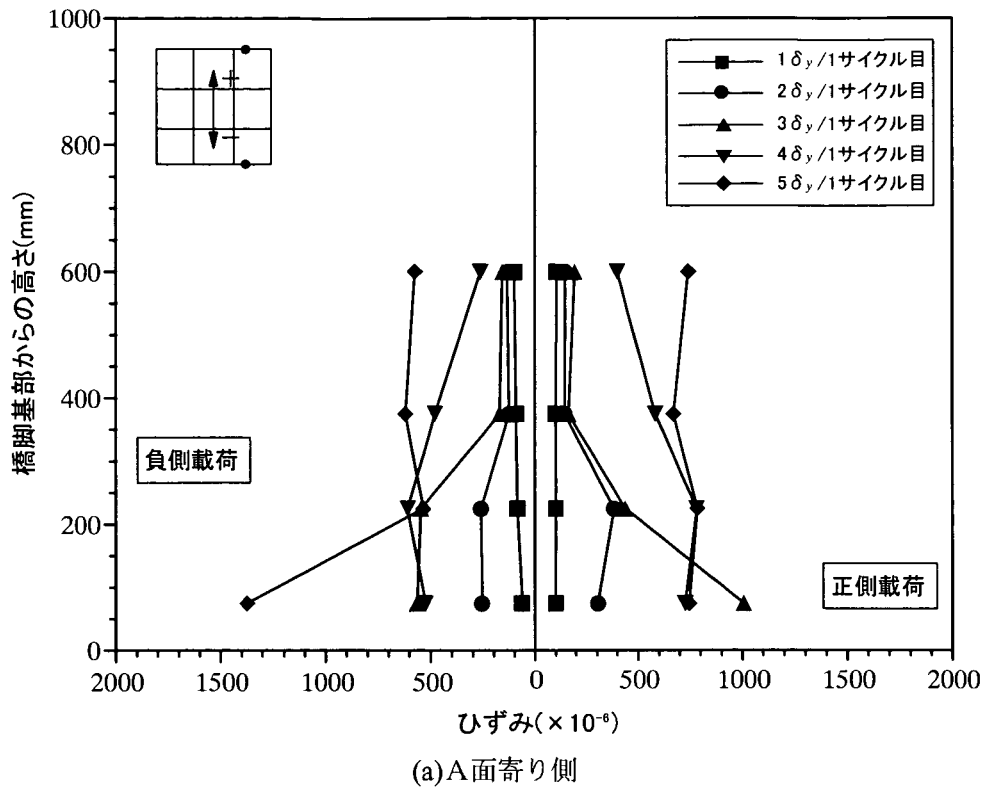
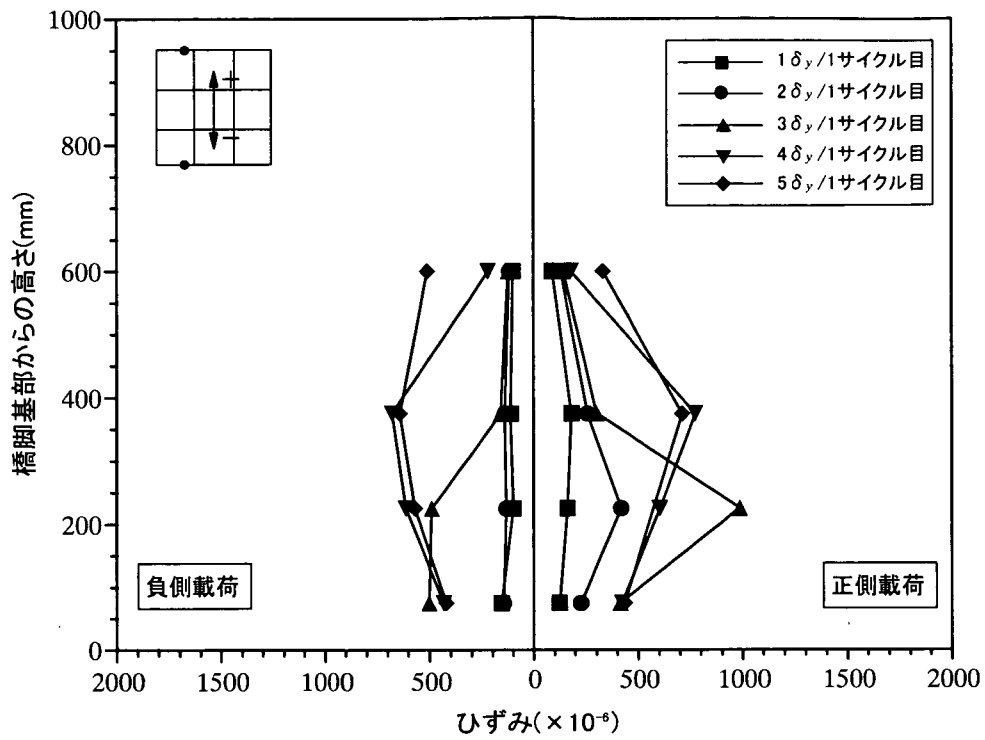
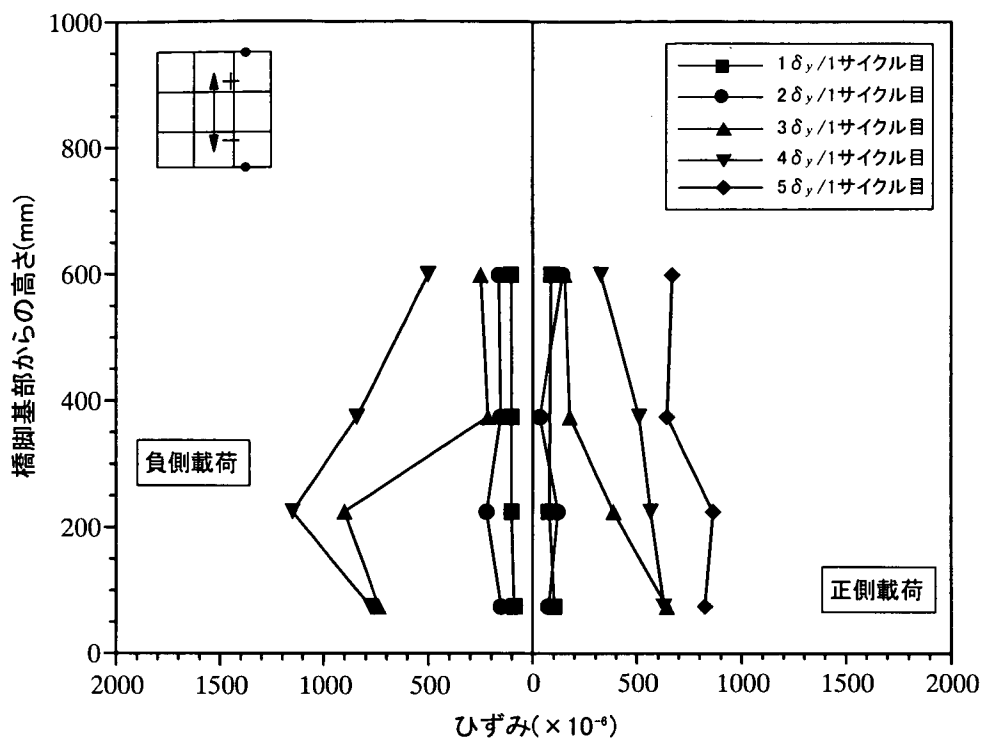


図-5.5(1) M3 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

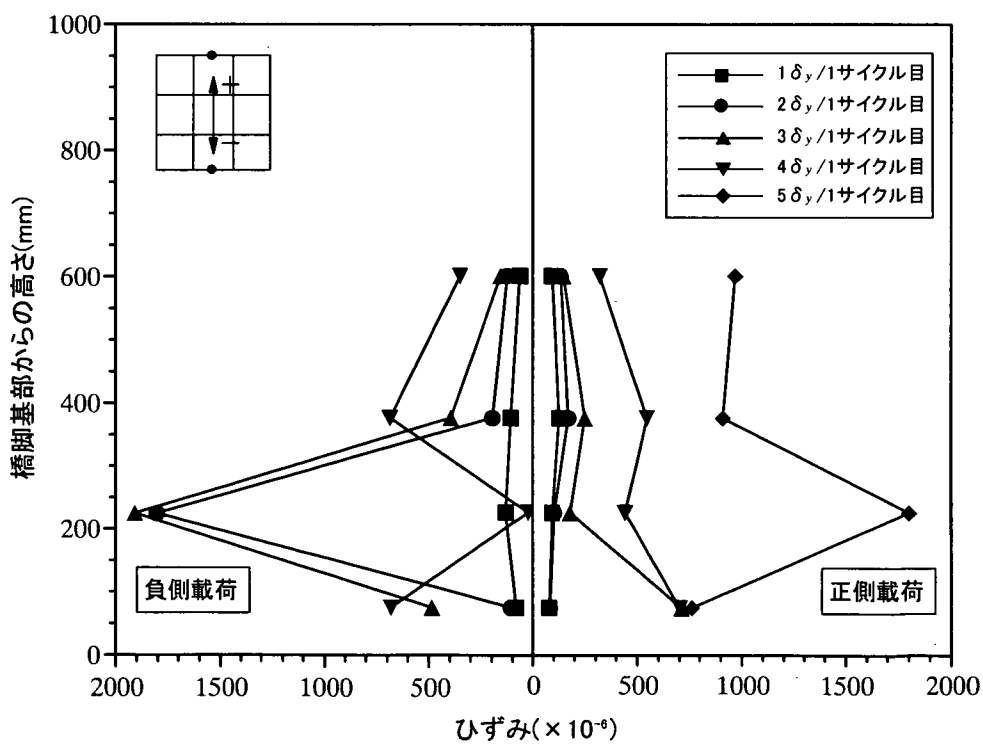


(c) B面寄り側

図-5.5(2) M3供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布



(a) A面寄り側



(b) 中央位置

図-5.6(1) M4 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

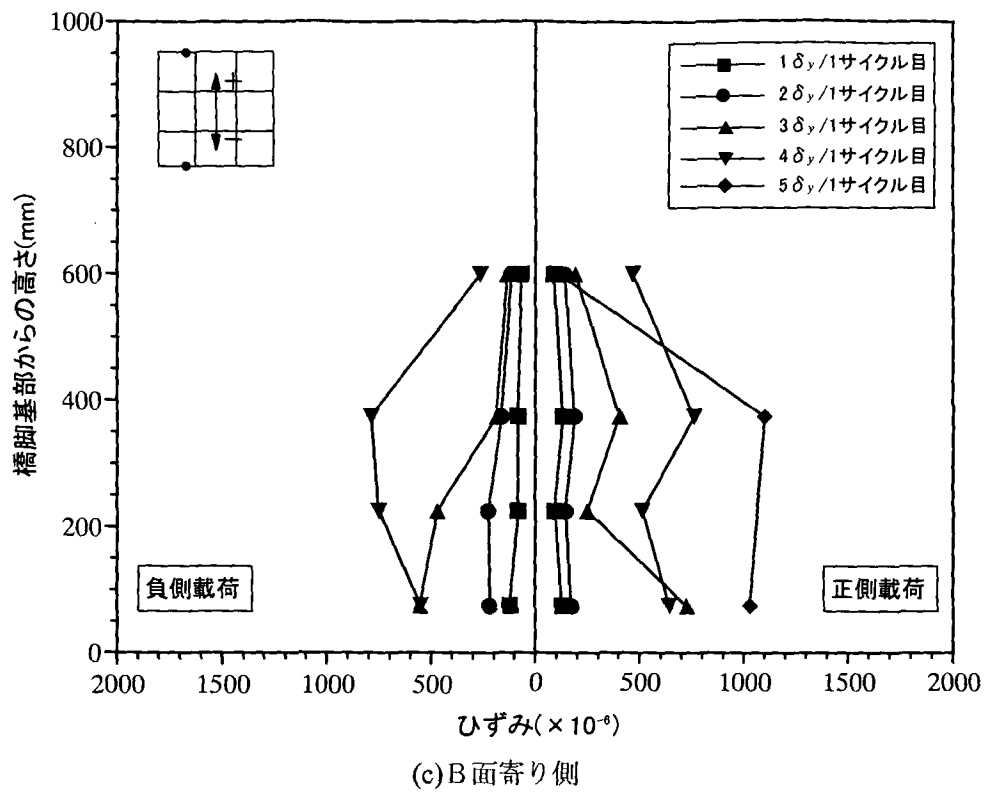
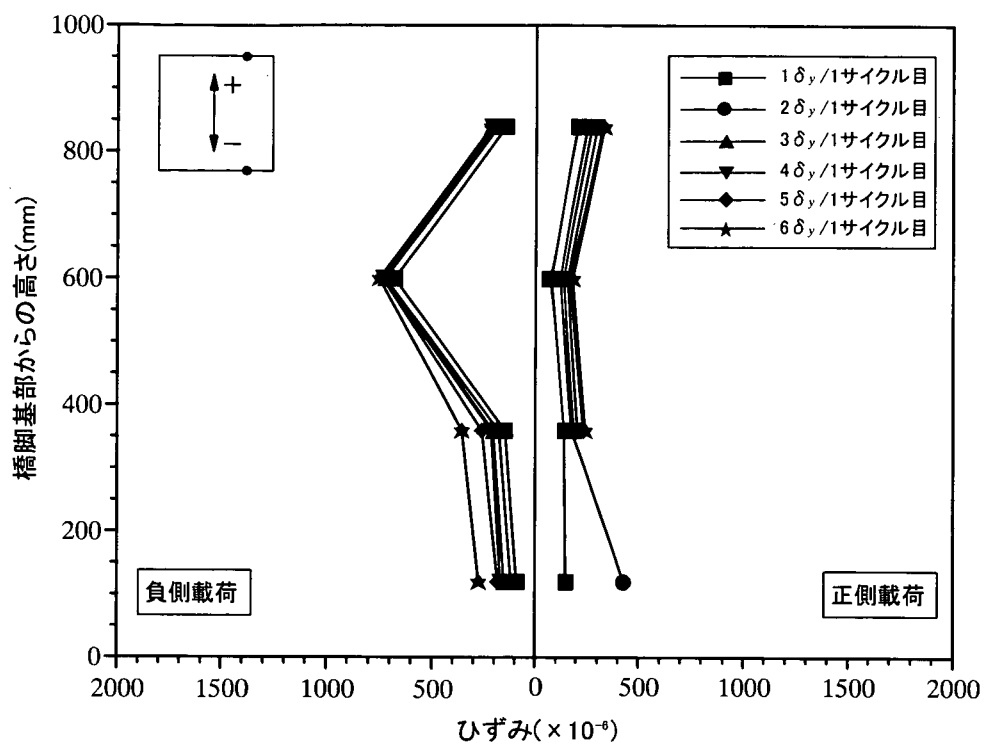
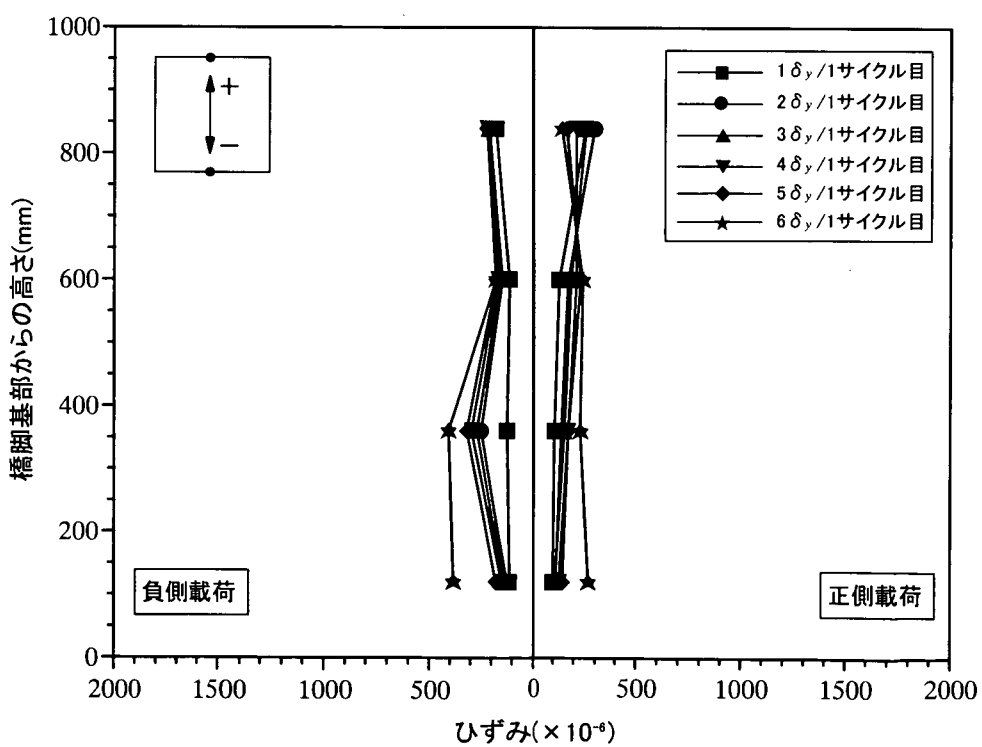


図-5.6(2) M4 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

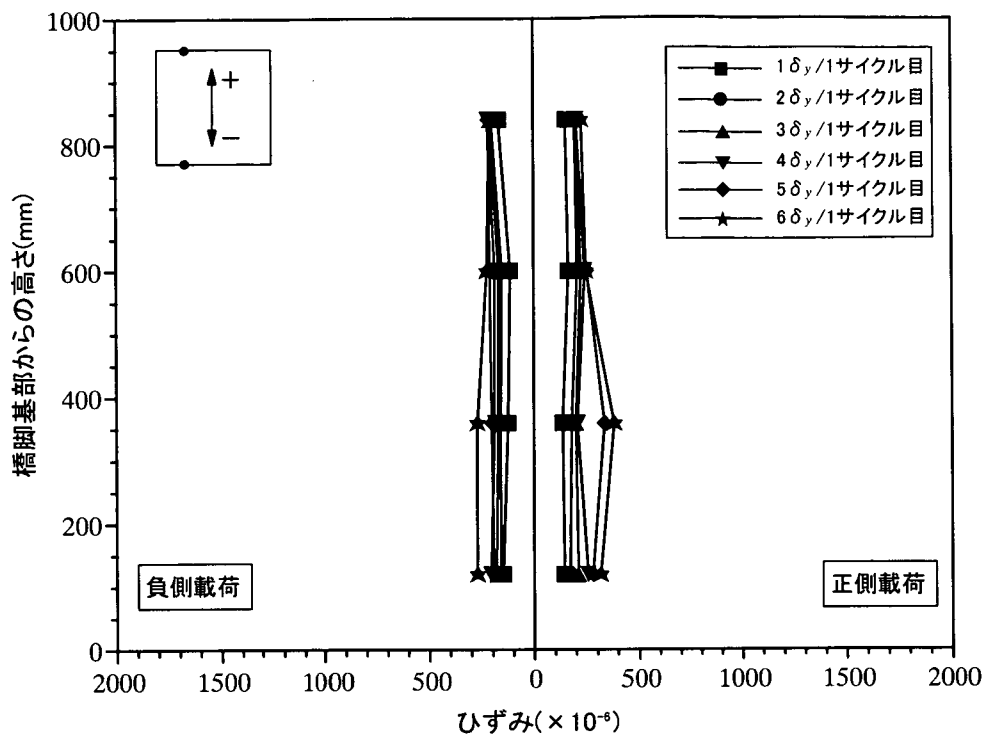


(a) A面寄り側



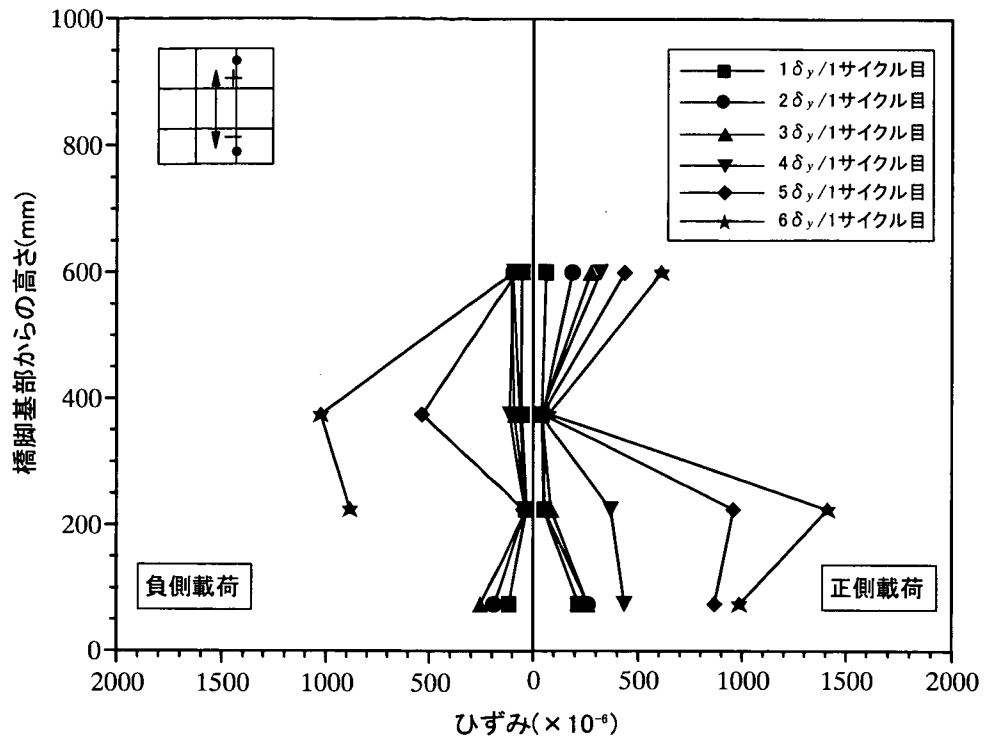
(b) 中央位置

図-5.7(1) M5 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

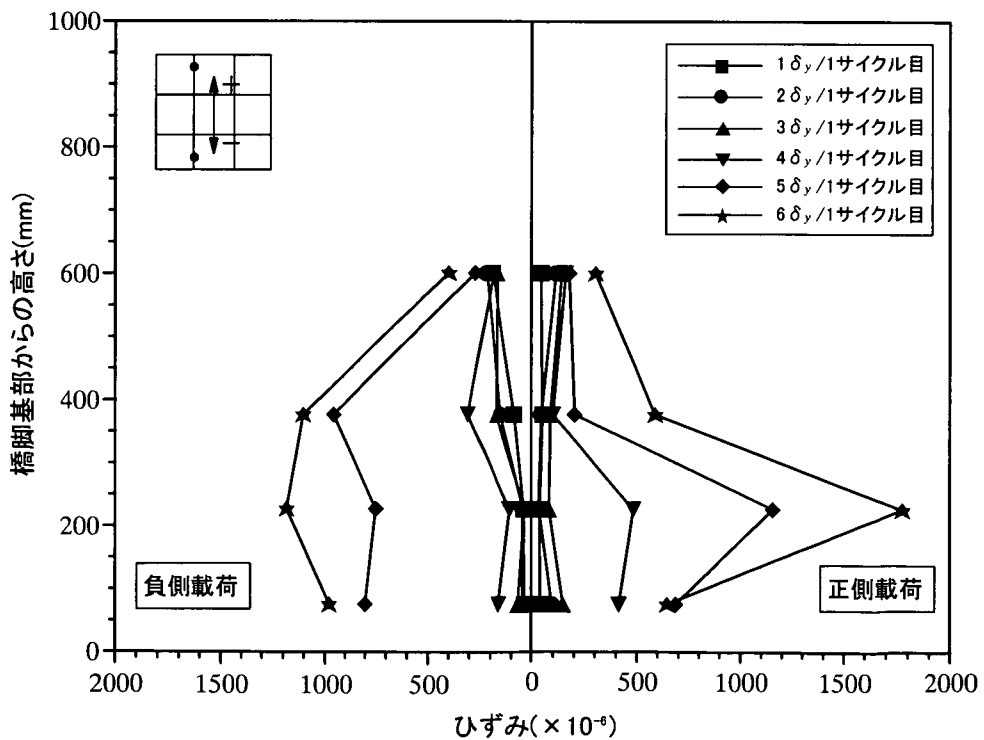


(c) B面寄り側

図-5.7(2) M5 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布



(a)A面寄り側



(b)B面寄り側

図-5.8 M2供試体における中間帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

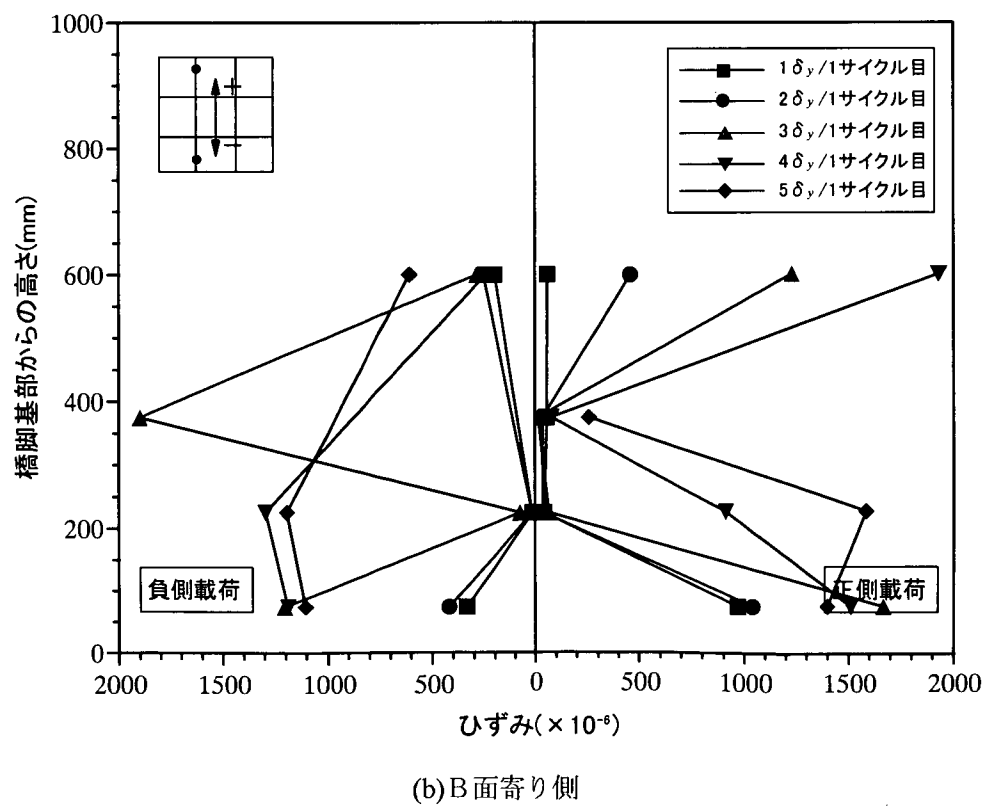
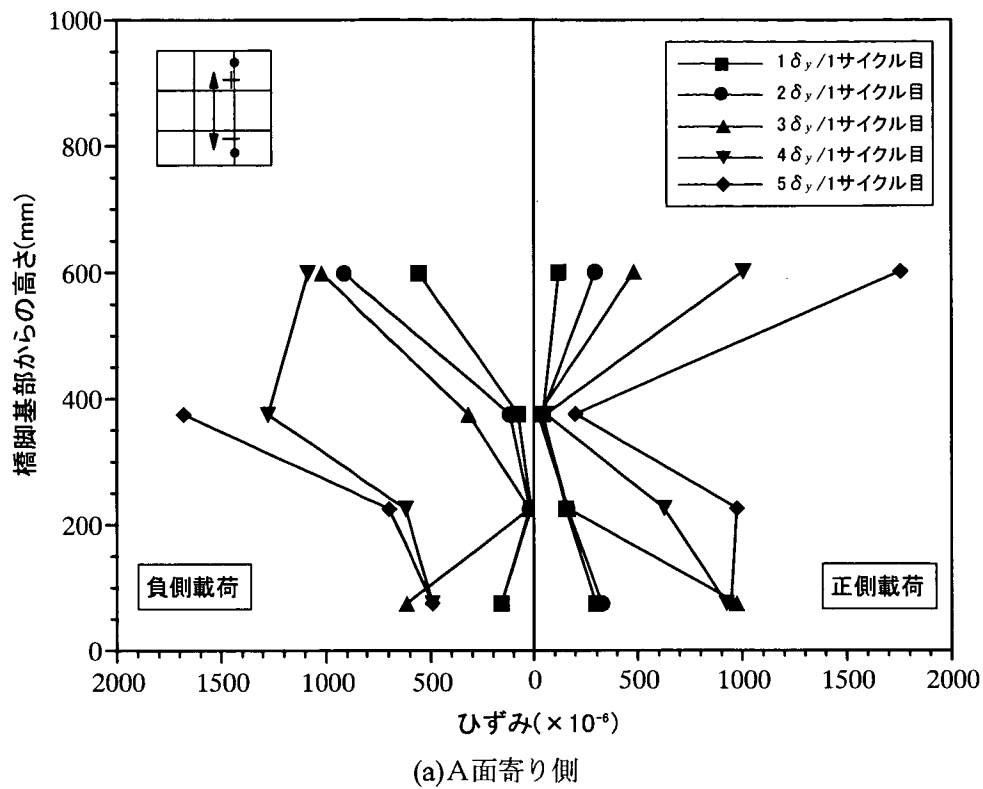


図-5.9 M3供試体における中間帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

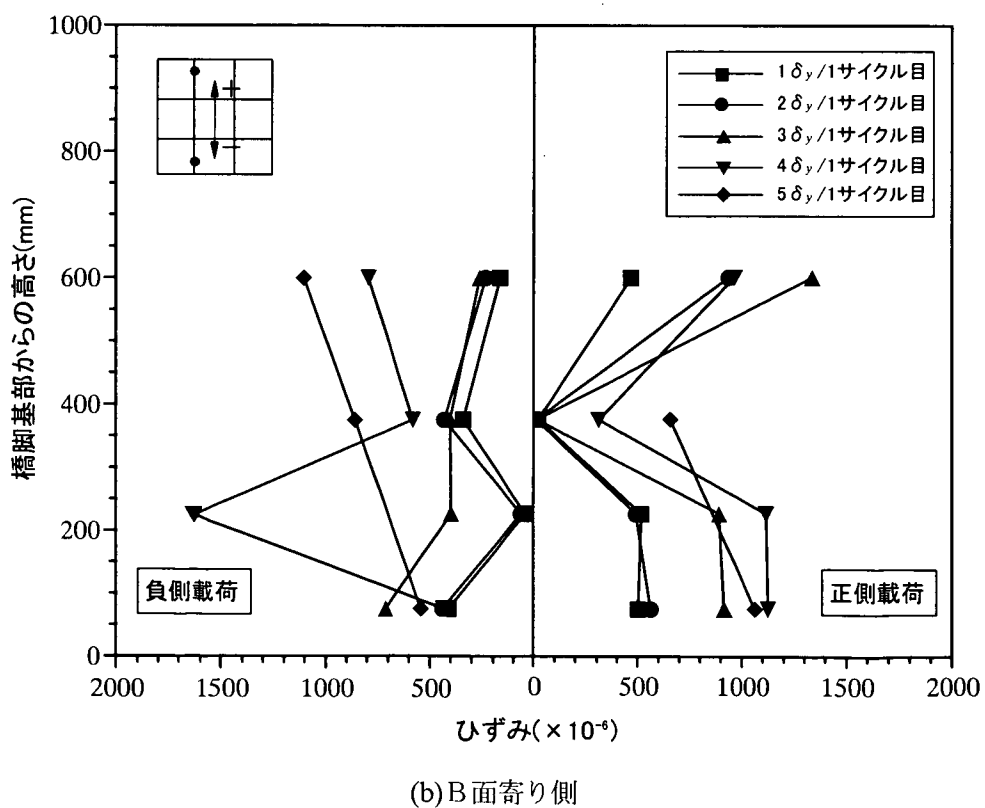
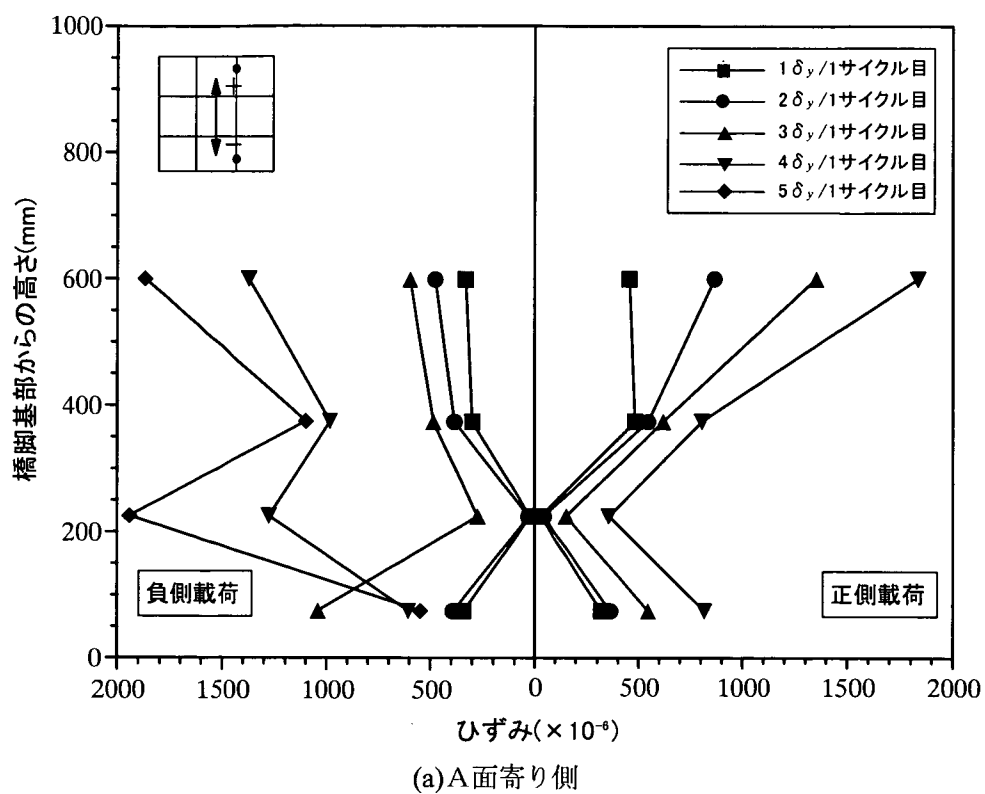


図-5.10 M4 供試体における中間帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

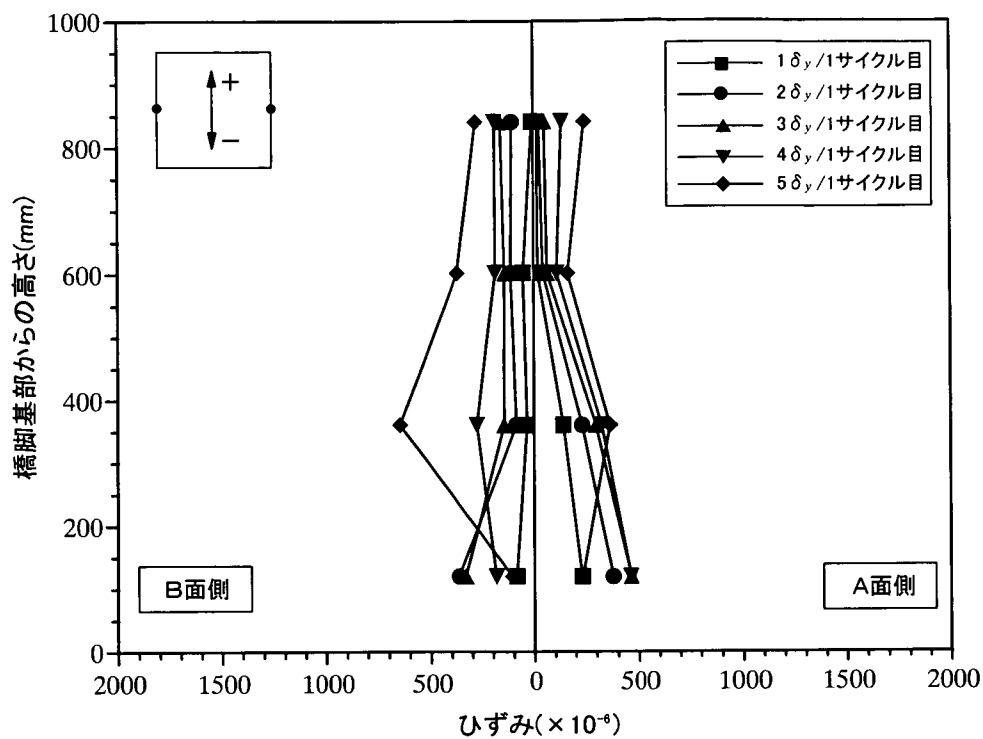


図-5.11 M1 供試体におけるせん断面側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

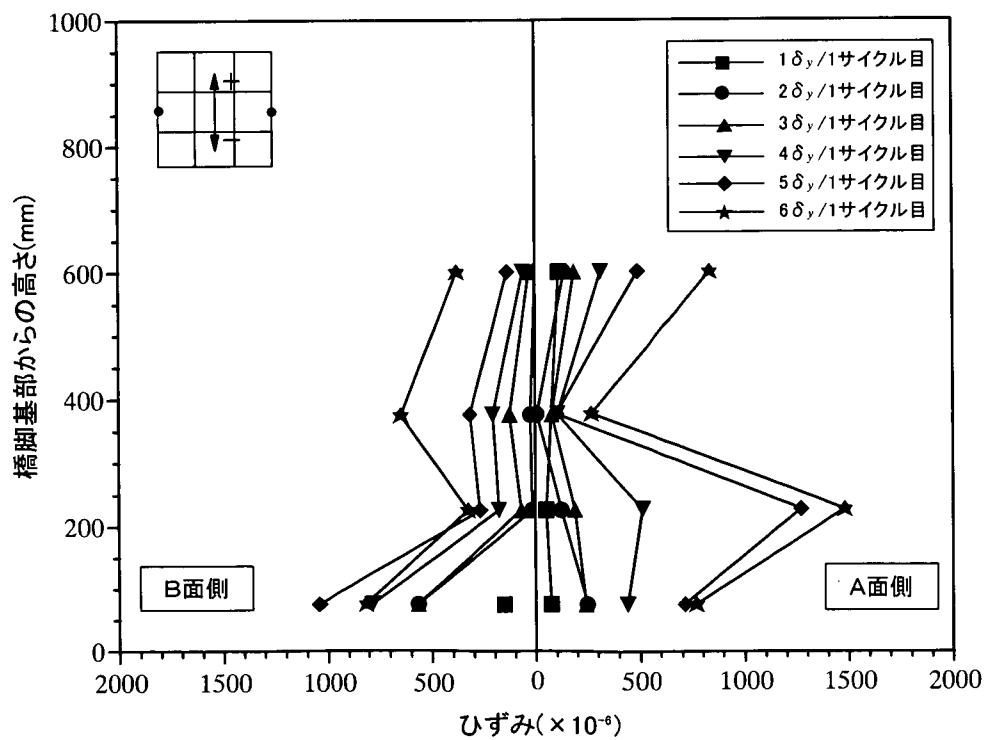


図-5.12 M2 供試体におけるせん断面側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

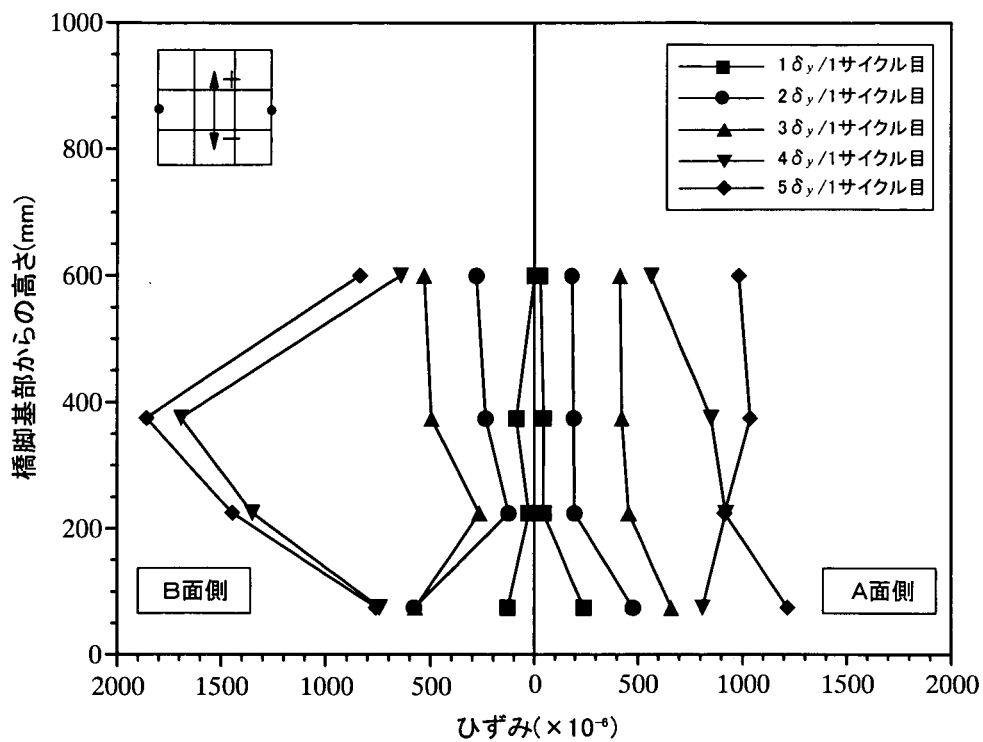


図-5.13 M3 供試体におけるせん断面側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

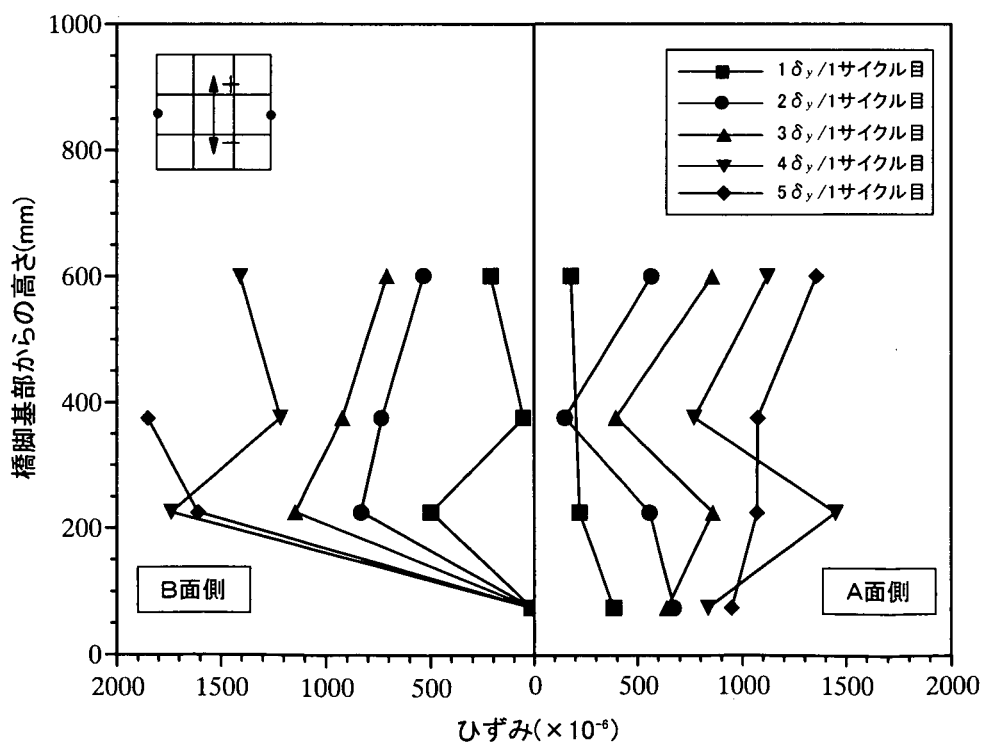


図-5.14 M4 供試体におけるせん断面側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

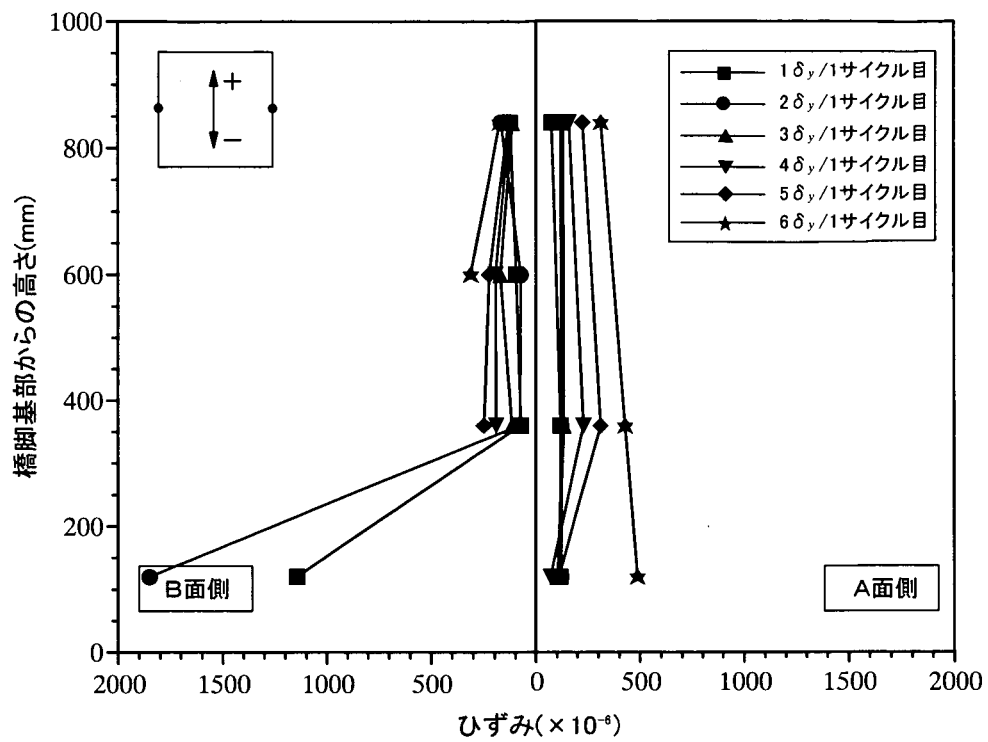


図-5.15 M5 供試体におけるせん断面側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

第6章 曲率分布と塑性ヒンジ

6. 1 軸方向鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布

鉄筋コンクリート橋脚の断面において塑性曲率が生じるのは、軸方向鉄筋が降伏して大きく伸びるためであり、したがって、塑性曲率の生じる範囲と軸方向鉄筋が降伏する範囲の間には重要な関係がある。そこで、まず軸方向鉄筋の高さ方向の分布を見てみることにする。

図-6.1～6.5 は各供試体において計測された引張側の軸方向鉄筋のひずみ分布を各載荷ステップ毎に示したものである。なお、フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布に関しては、軸方向鉄筋の伸び出しと関連付けて次章で詳述する。なお、本実験においては、計測システムの設定の問題から、ひずみの値が0.0123程度までしか正確に計測できていない。図中には計測システムから出力されたその上限の値をそのままプロットしているが、実際にはこの値以上のひずみが生じていることに注意する必要がある。

まず、 $1\delta_{yo}$ までの弾性載荷においては、軸方向鉄筋のひずみ分布は、いずれの供試体も基部でピークを示し、上方の断面になるにつれひずみが徐々に低減するような形状となっている。それ以降の載荷においては、載荷変位の増加とともに、塑性ひずみの生じている断面の領域が基部から徐々に上方へと広がっていることがわかる。かぶりコンクリートの剥離が始まった時に着目すると、いずれの供試体とも、塑性ひずみが基部から高さ600mm ($0.5D$, D : 断面寸法) の断面付近まで進展していた。一方、鋼板補強したM5供試体では、基部から360mm ($0.3D$) の断面付近まで塑性ひずみが生じている。鋼板補強した場合、塑性ひずみの生じる範囲が一般の鉄筋コンクリート橋脚よりも小さくなっているが、これは、H形鋼による拘束効果が強く断面の塑性化が限定された領域にしか生じていないためと考えられる。

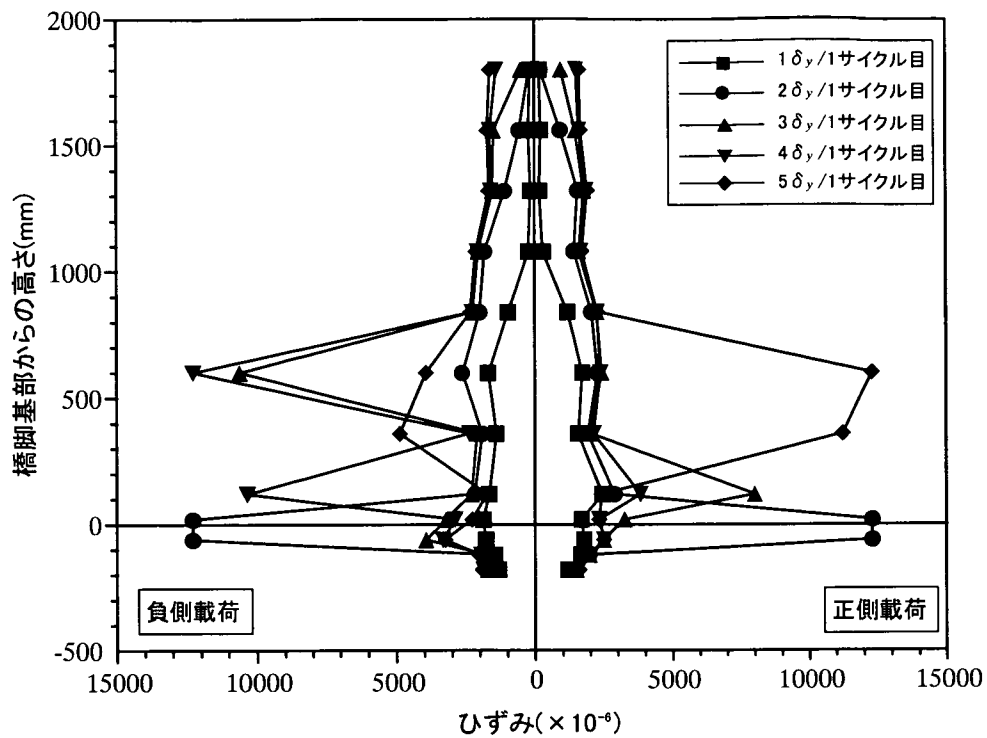


図-6.1 M1 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

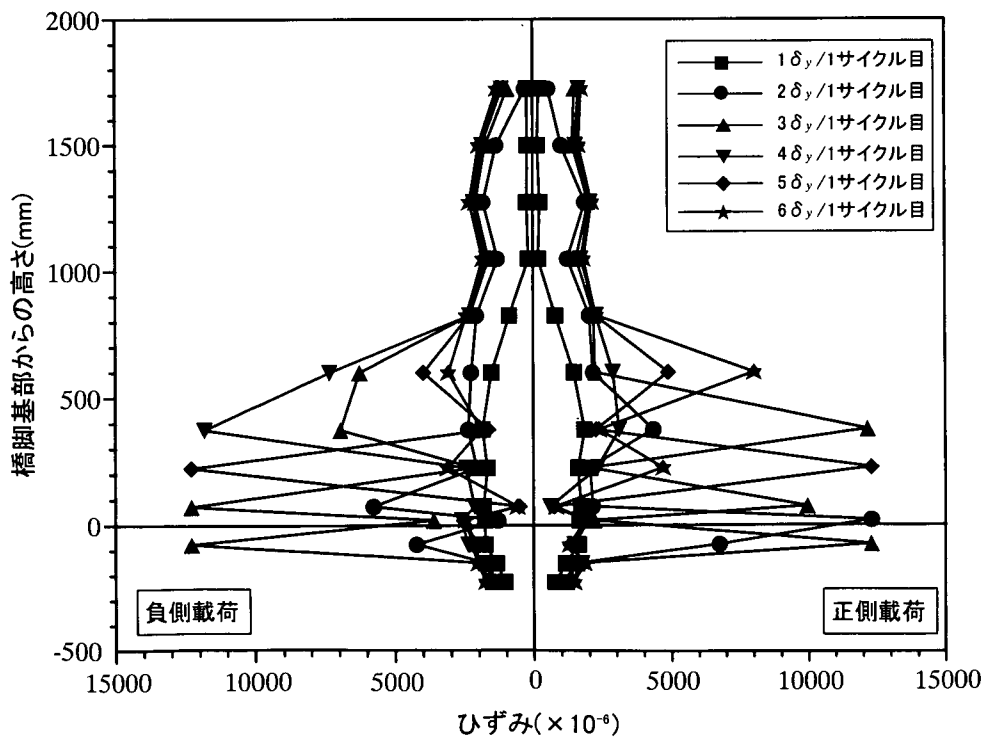


図-6.2 M2 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

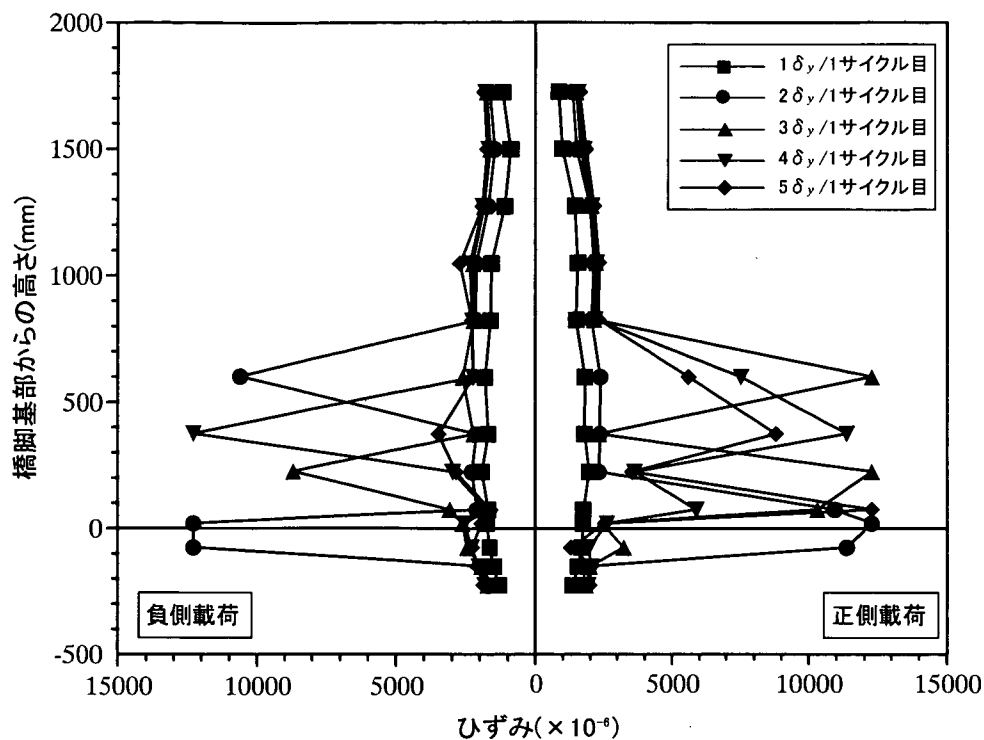


図-6.3 M3 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

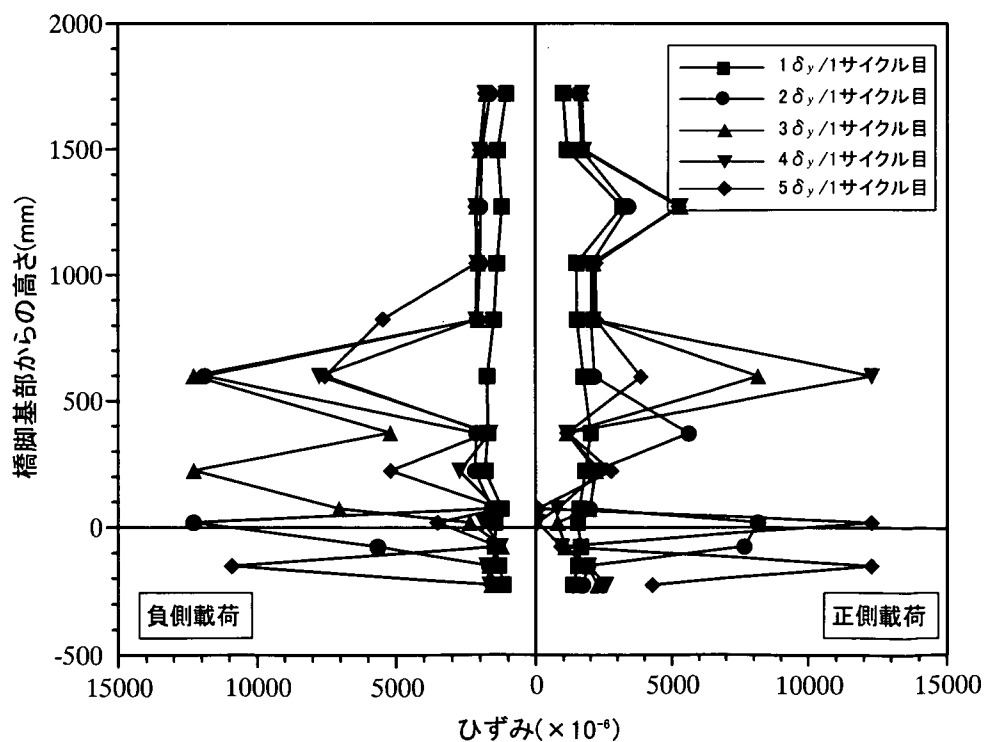


図-6.4 M4 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

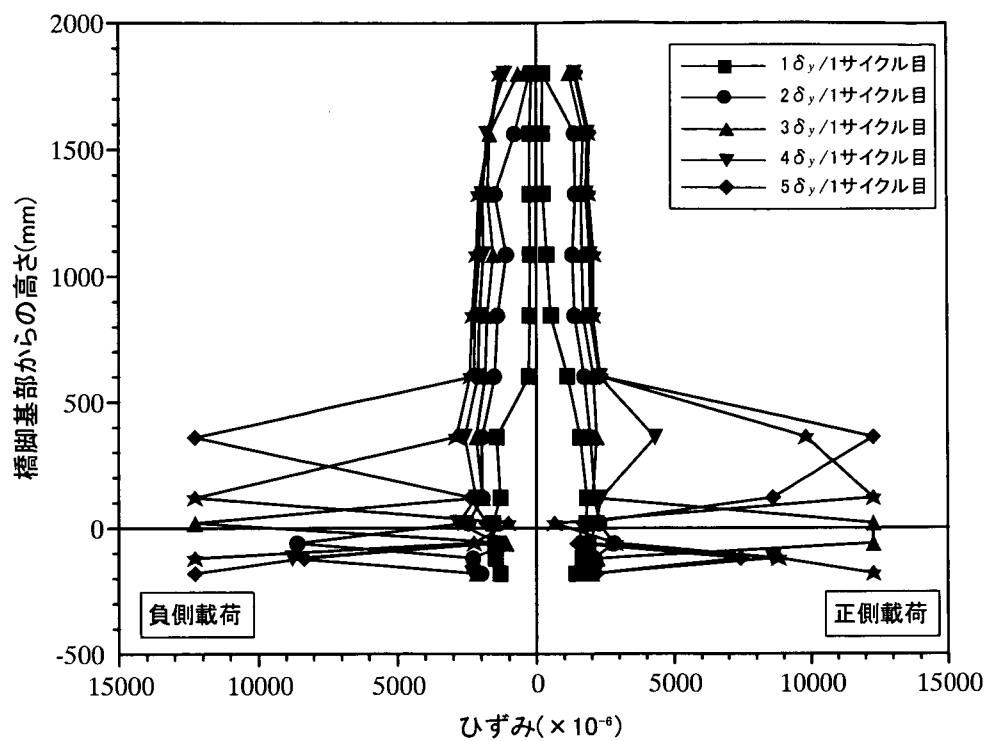


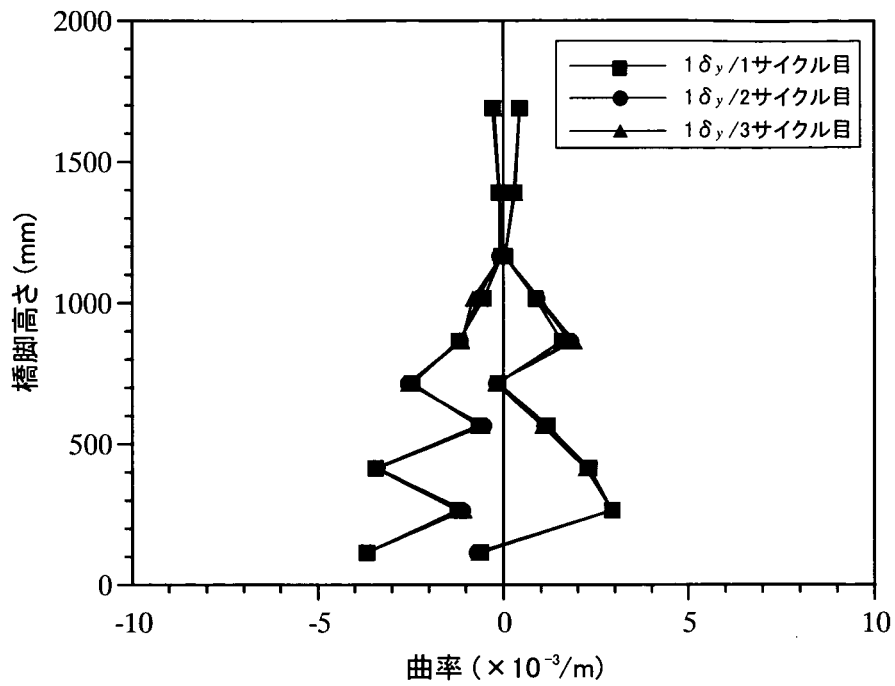
図-6.5 M5 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

6. 2 曲率の高さ方向分布

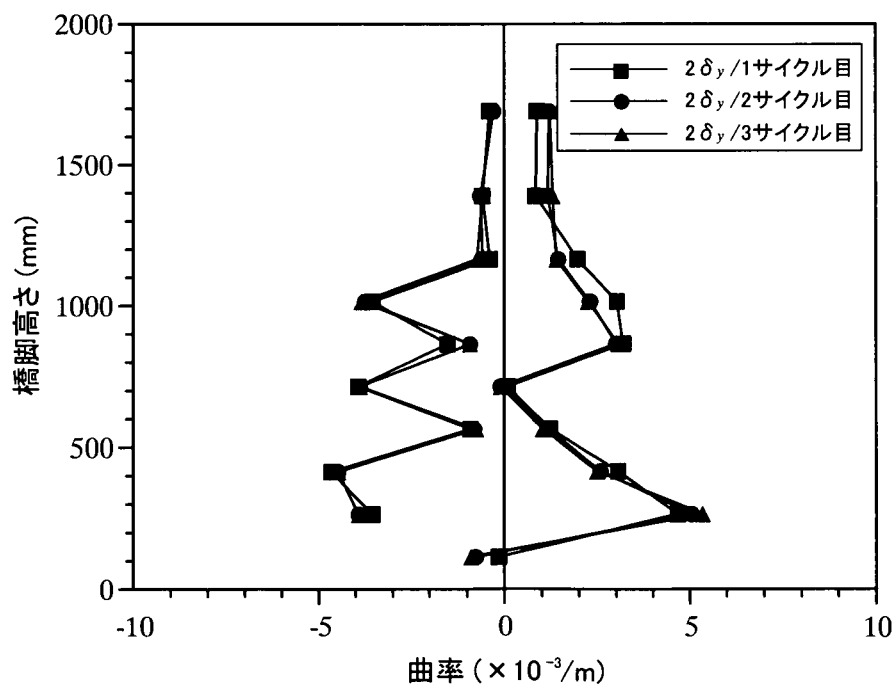
図-6.6～図-6.9 は、M1～M4 供試体における断面に生じた曲率の高さ方向分布を、各载荷ステップ毎に示したものである。ここで、図-2.6 に示したように、曲率の計測は断面基部から高さ 1840mm の区間で行っているが、最下端の断面における曲率の計測値は図中に示していない。これは、最下端の断面での計測は軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる回転角を調べるために行ったものであり、橋脚断面の断塑性変形による曲率とは区別するためである。また、曲率は 2. 6 に述べた手法により変位計を用いて計測したが、かぶりコンクリートのはらみだしや剥落が生じた段階で、その損傷したコンクリートが変位計に接触し、それ以降の計測ができていない断面もある。そこで、図中には、信頼性のある計測データが得られた最大変形までのデータをプロットしている。なお、図の横軸（曲率）の目盛りが载荷ステップの進行に応じて変化させている。

いずれの供試体とも、载荷変位の増大とともに曲率の塑性化が生じる範囲が基部から断面上方へと進展していることがわかる。これは、前述した軸方向鉄筋のひずみの挙動と同様である。曲率の塑性化が生じている領域を図 6.6～6.9 より判読すると、M1 供試体で基部から高さ約 400mm の断面まで、M2～M4 供試体で基部から高さ約 900mm の断面までとなっている。このように、帯鉄筋比を高くした方がより広い範囲で塑性曲率が生じていることがわかる。また、塑性曲率の分布形状としては、基部に近づくにつれて徐々に大きくなるようなモードである。今回の実験では、高さ方向に対して小型供試体よりも密な間隔で細かく曲率の計測を行っているため、大きなひびわれが生じて曲率が小さくなった計測区間の近傍の計測区間では、顕著なひびわれがなく、その結果として小さな曲率しか生じず、曲率の高さ方向分布がぎざぎざ状になっているものもある。これは、計測区間長とひびわれ間隔の関係によるものであるが、全体的な傾向としては三角形分布に近い挙動と考察される。

また、M2～M4 供試体では、軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落は基部からおおよそ 400～500mm 程度の高さの範囲に生じていたが、塑性曲率はそれよりも上方の断面にまで生じており、塑性曲率の生じる範囲と実際に橋脚に損傷が生じる範囲は、必ずしも同一ではないことがわかった。かぶりコンクリートの剥離や剥落は、内部にある軸方向鉄筋が座屈しようとして外側へはらみだそうとする挙動によるものであり、実際にこのような損傷が生じる範囲は軸方向鉄筋の座屈長によって支配的に決定される。したがって、座屈長が短くなるような帯鉄筋の配筋をした場合には、実際の損傷の範囲は小さくなるが、塑性曲率はそれよりも広い範囲で生じるものと考えられる。

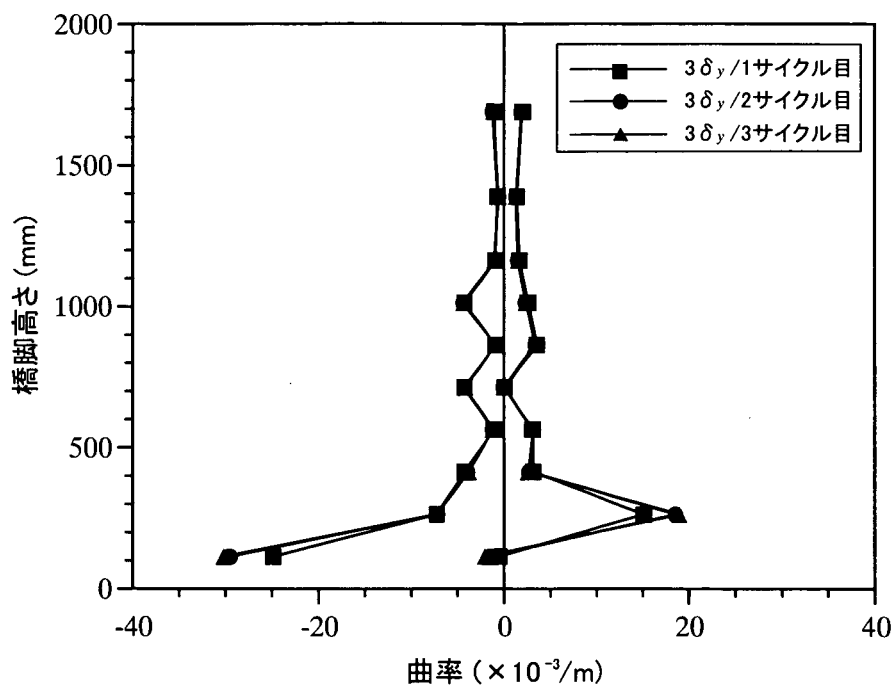


(a) $1\delta_{y0}$ における曲率分布

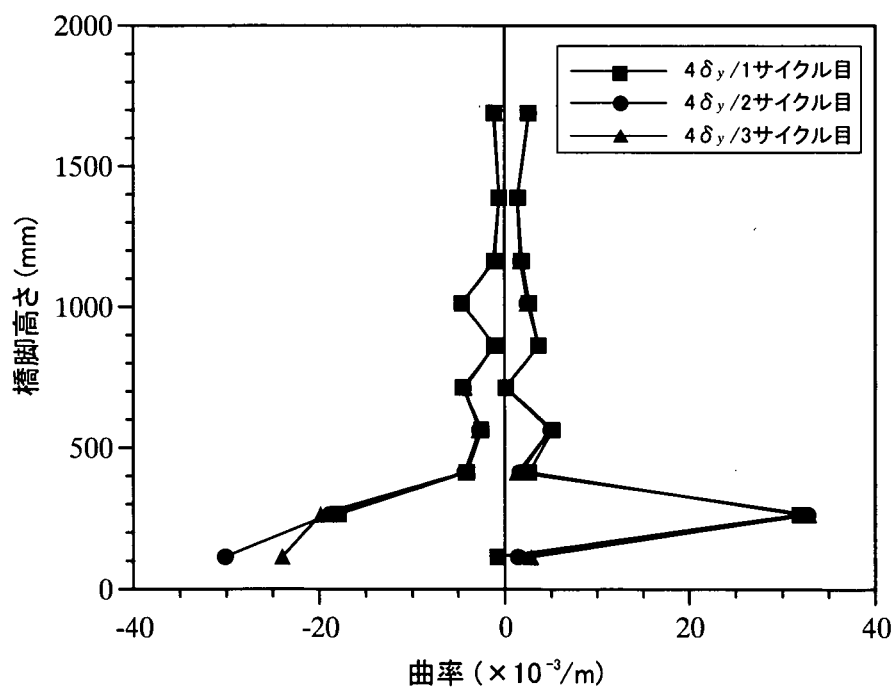


(b) $2\delta_{y0}$ における曲率分布

図-6.6(1) M1 供試体の曲率分布

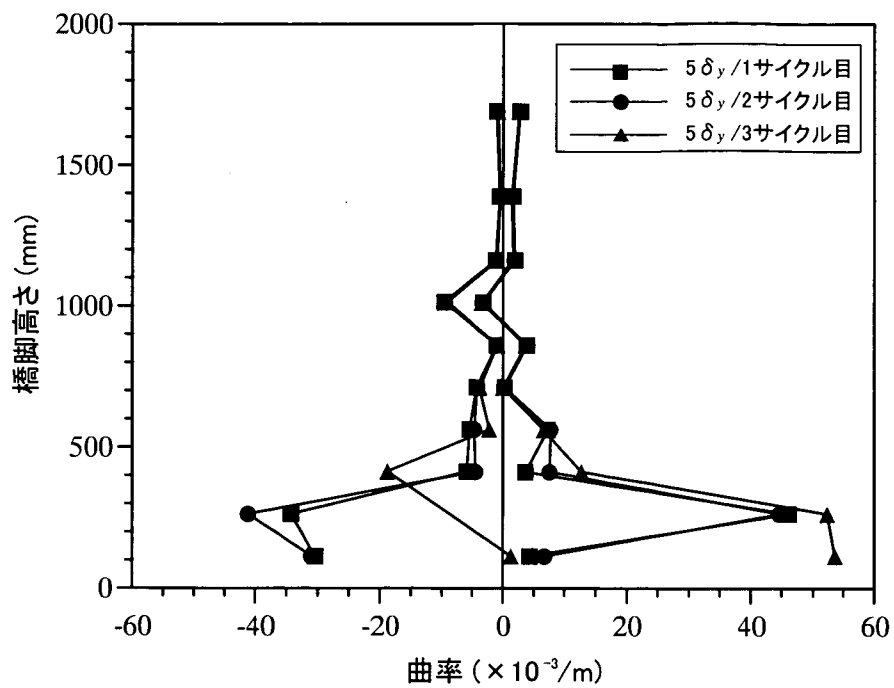


(c) $3\delta_{y0}$ における曲率分布



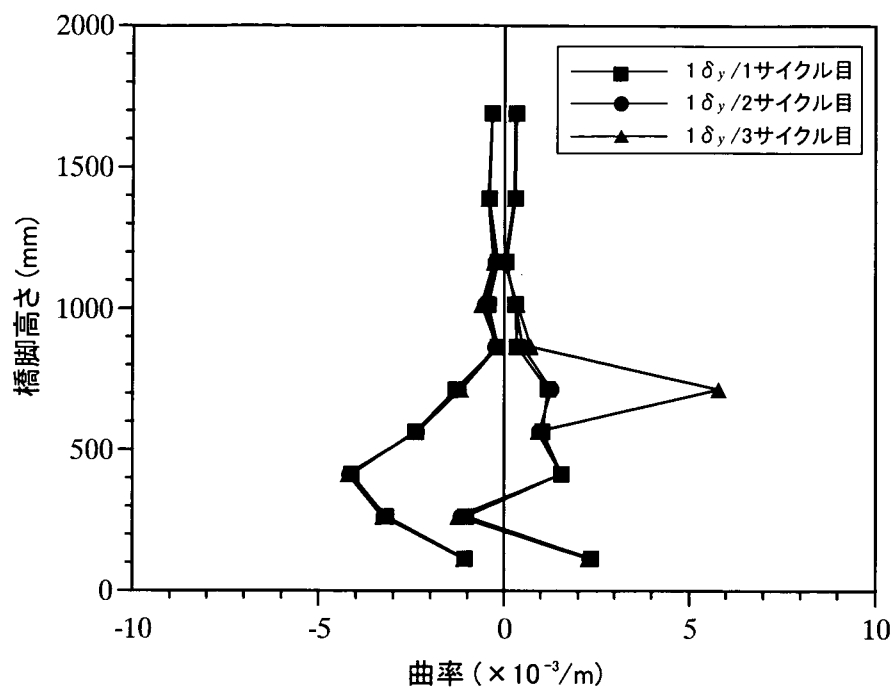
(d) $4\delta_{y0}$ における曲率分布

図-6.6(2) M1 供試体の曲率分布

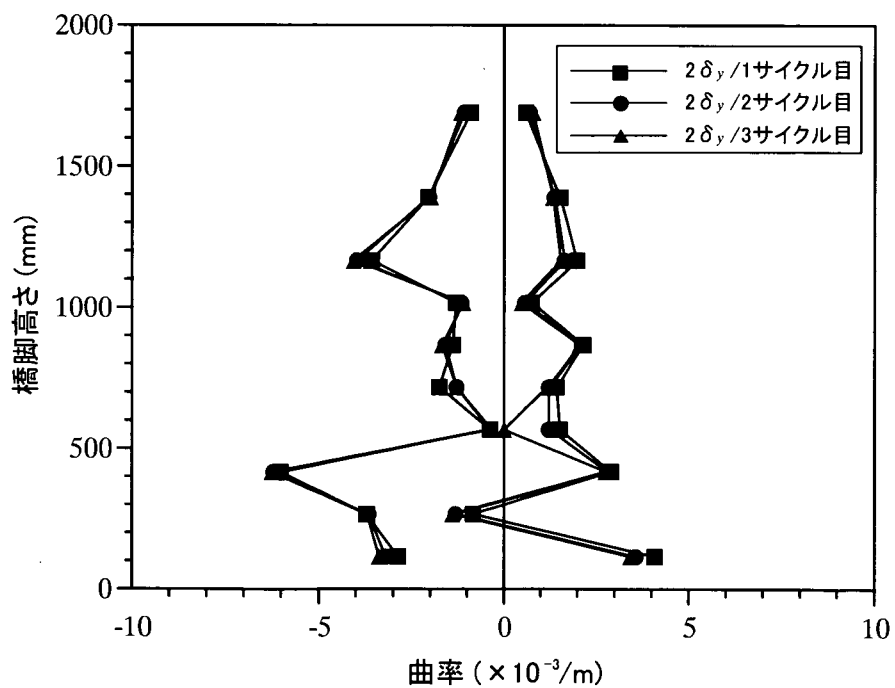


(e) $5\delta_y$ における曲率分布

図-6.6(3) M1 供試体の曲率分布

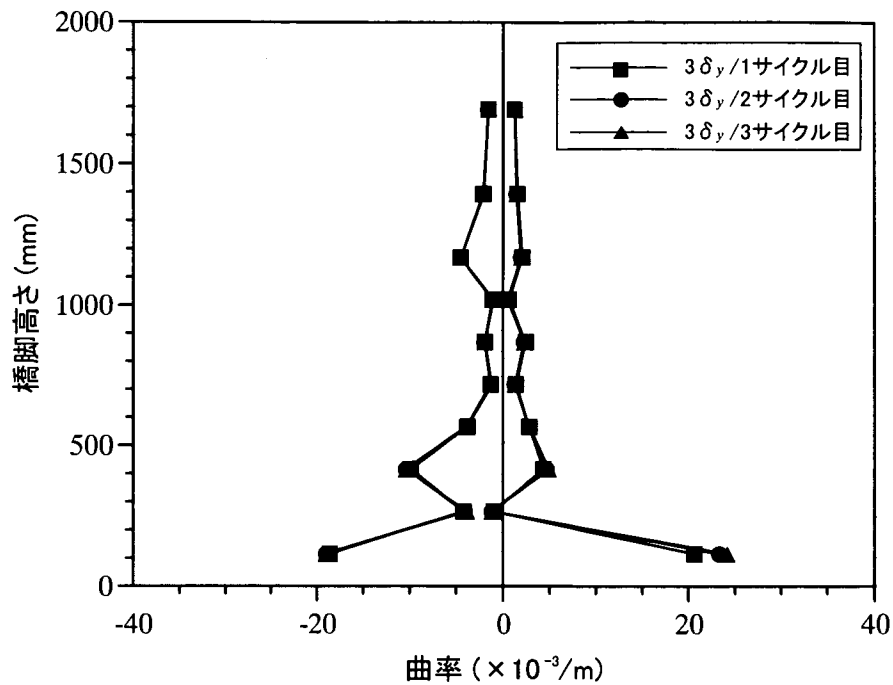


(a) $1\delta_{y0}$ における曲率分布

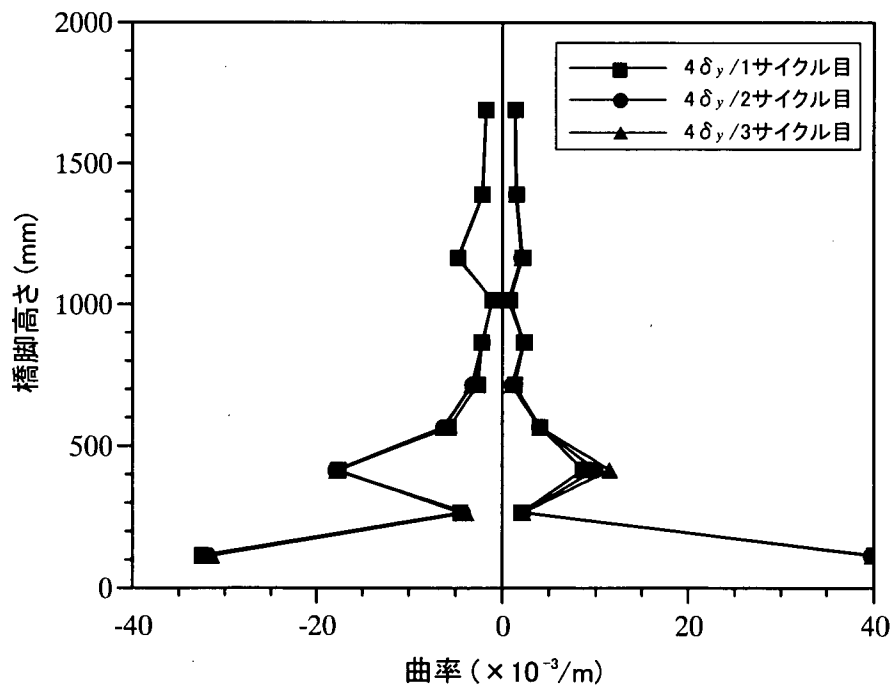


(b) $2\delta_{y0}$ における曲率分布

図-6.7(1) M2供試体の曲率分布

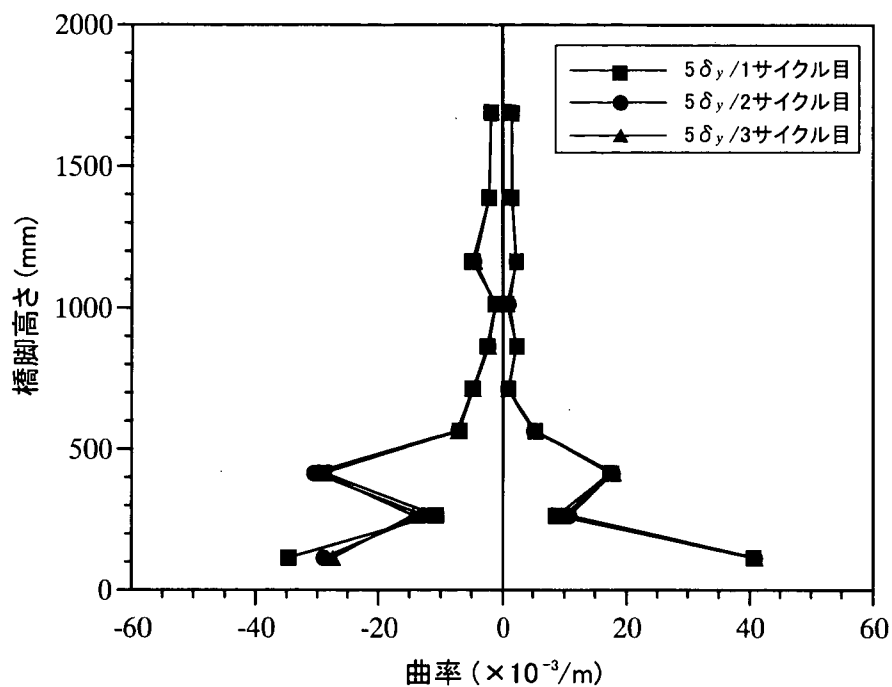


(c) $3\delta_{y0}$ における曲率分布

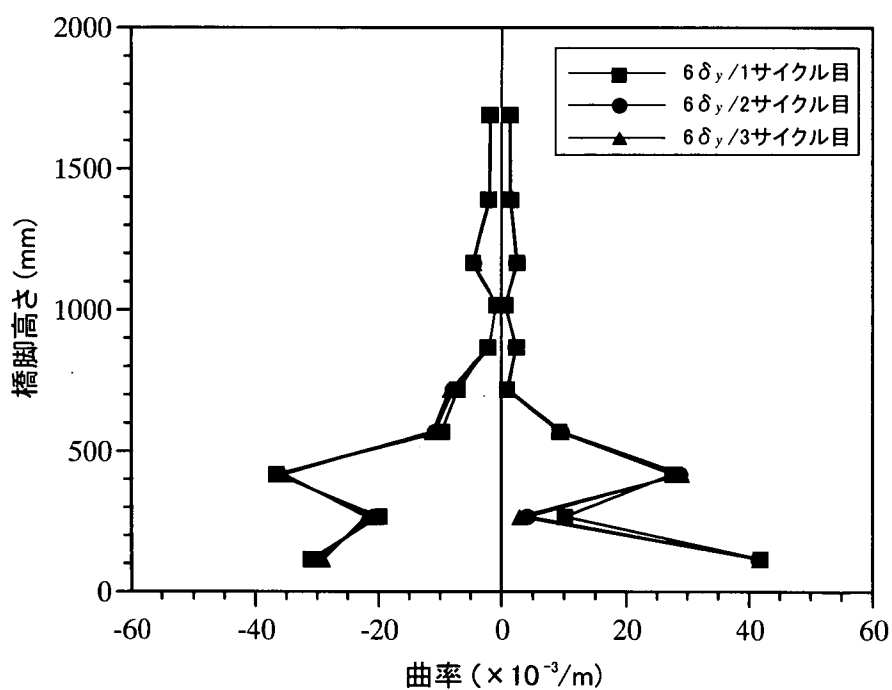


(d) $4\delta_{y0}$ における曲率分布

図-6.7(2) M2供試体の曲率分布

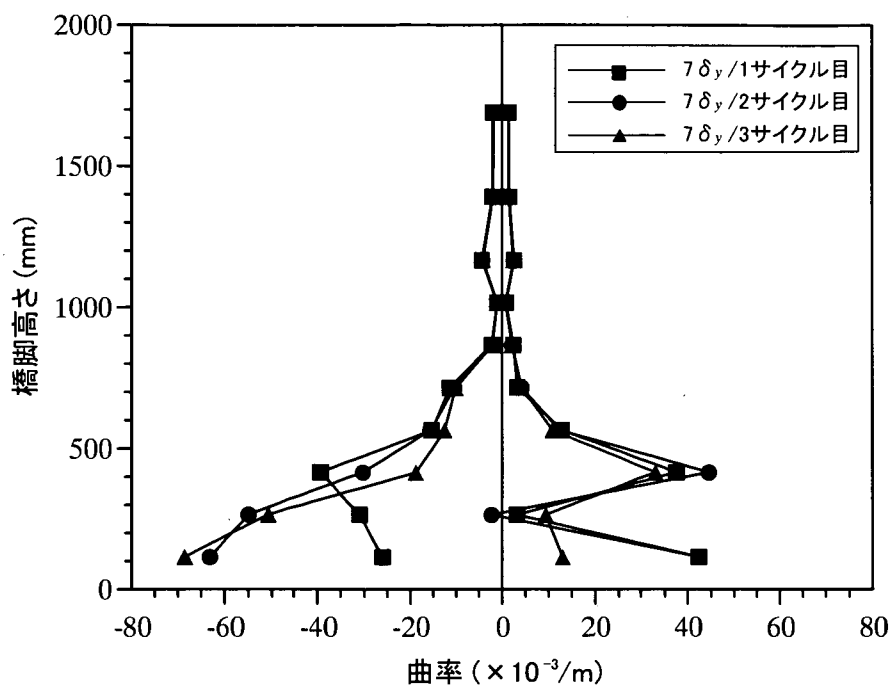


(e) $5\delta_{yo}$ における曲率分布

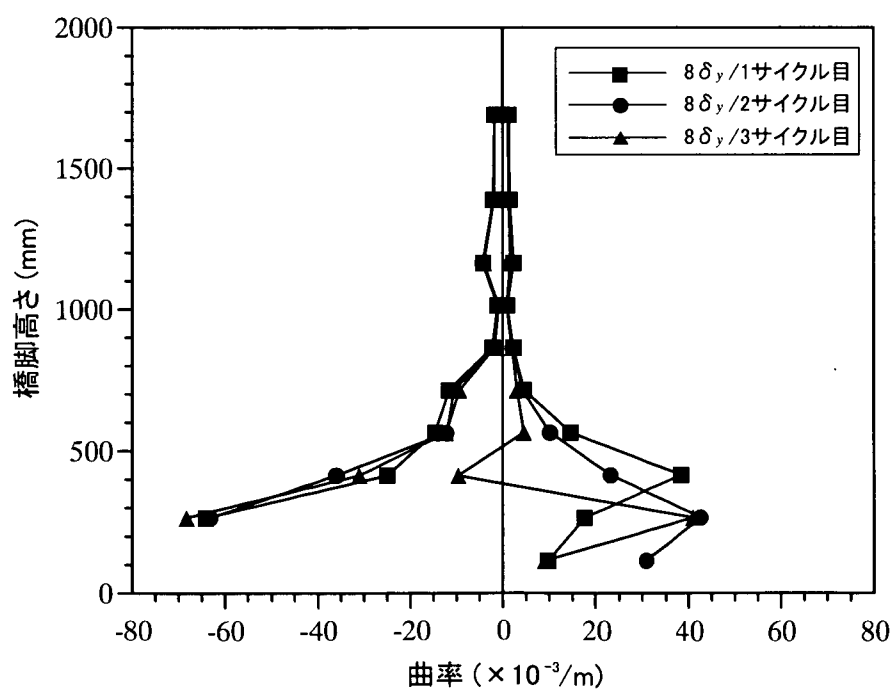


(f) $6\delta_{yo}$ における曲率分布

図-6.7(3) M2 供試体の曲率分布

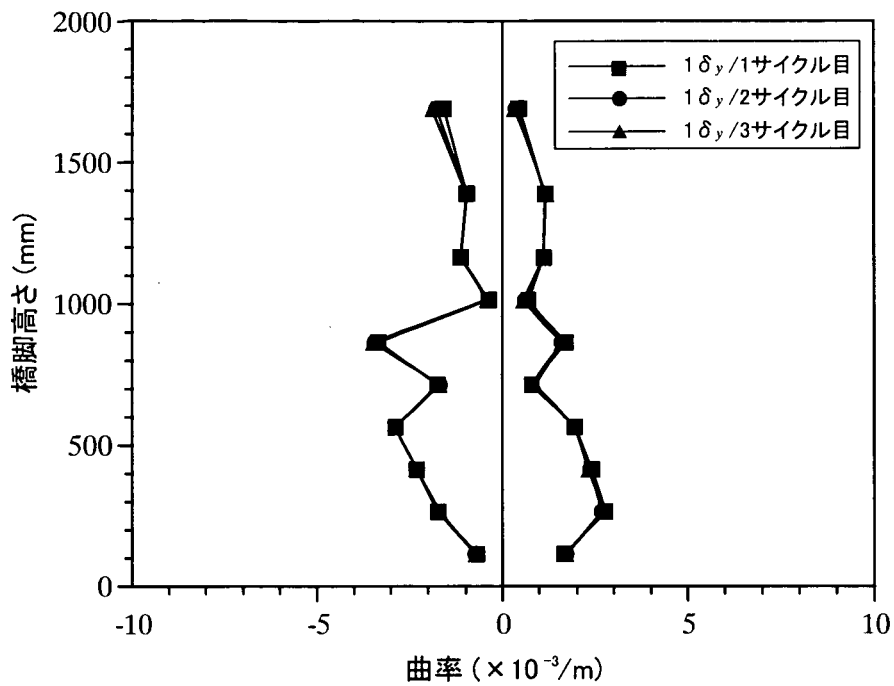


(g) $7\delta_y$ における曲率分布

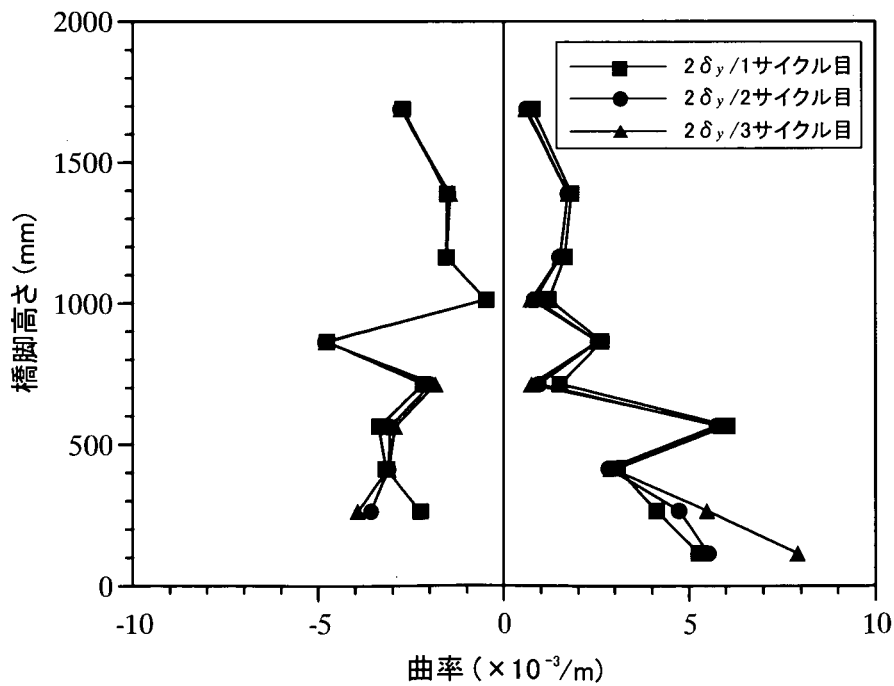


(h) $8\delta_y$ における曲率分布

図-6.7(4) M2供試体の曲率分布

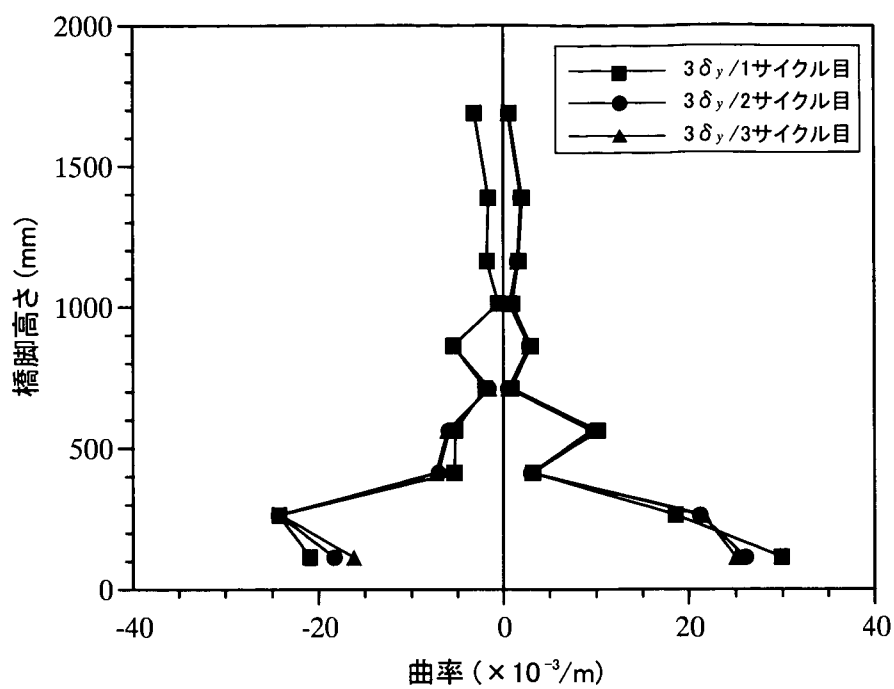


(a) $1\delta_y$ における曲率分布

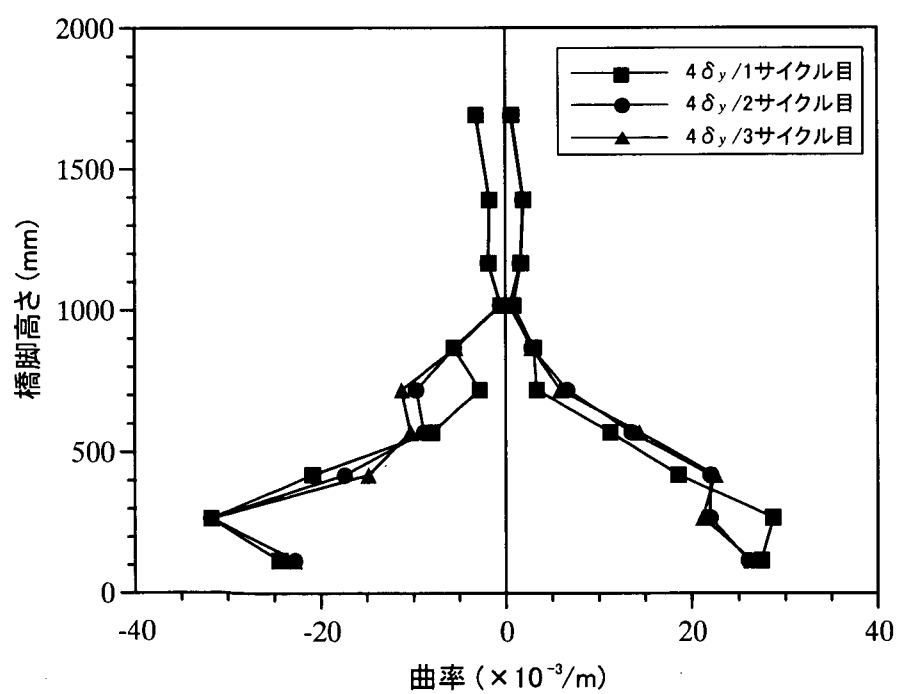


(b) $2\delta_y$ における曲率分布

図-6.8(1) M3 供試体の曲率分布

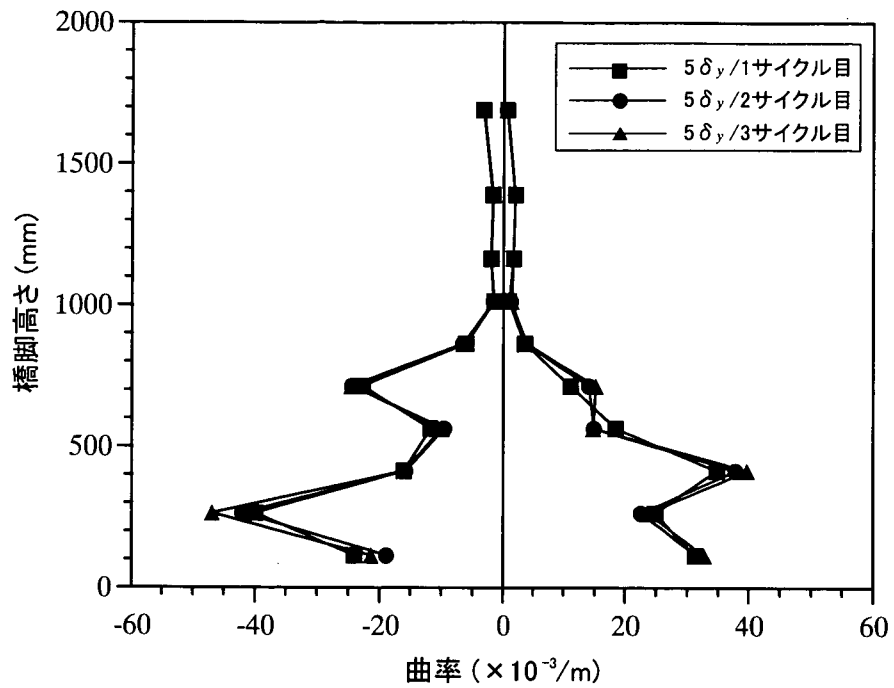


(c) $3\delta_{y0}$ における曲率分布

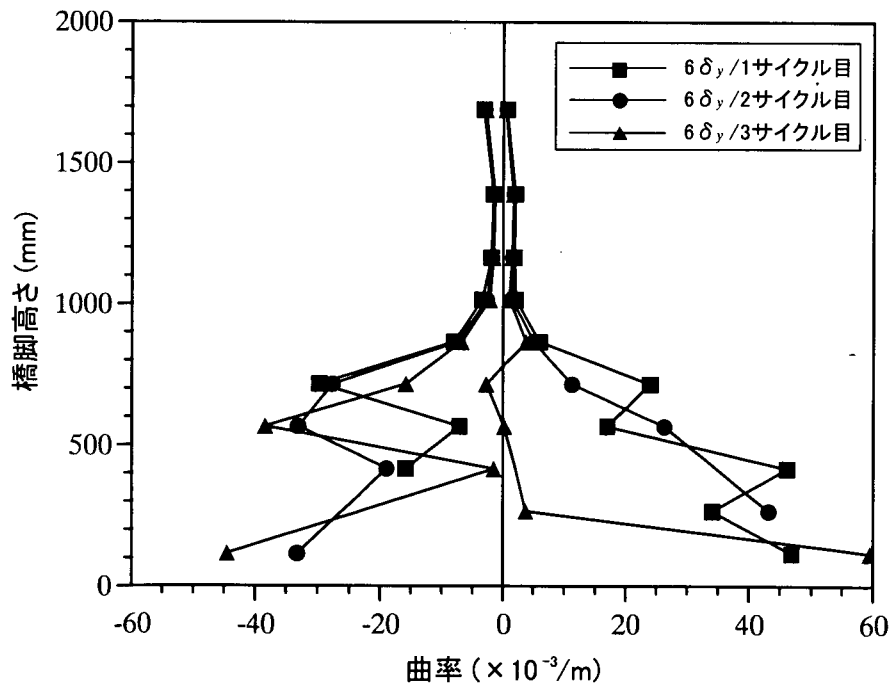


(d) $4\delta_{y0}$ における曲率分布

図-6.8(2) M3供試体の曲率分布

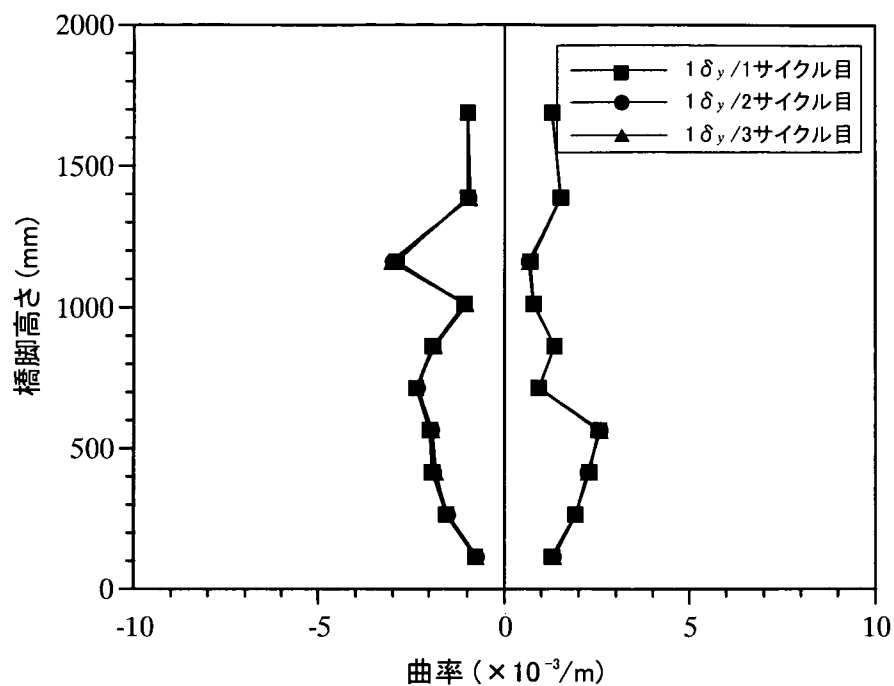


(e) $5\delta_y$ における曲率分布

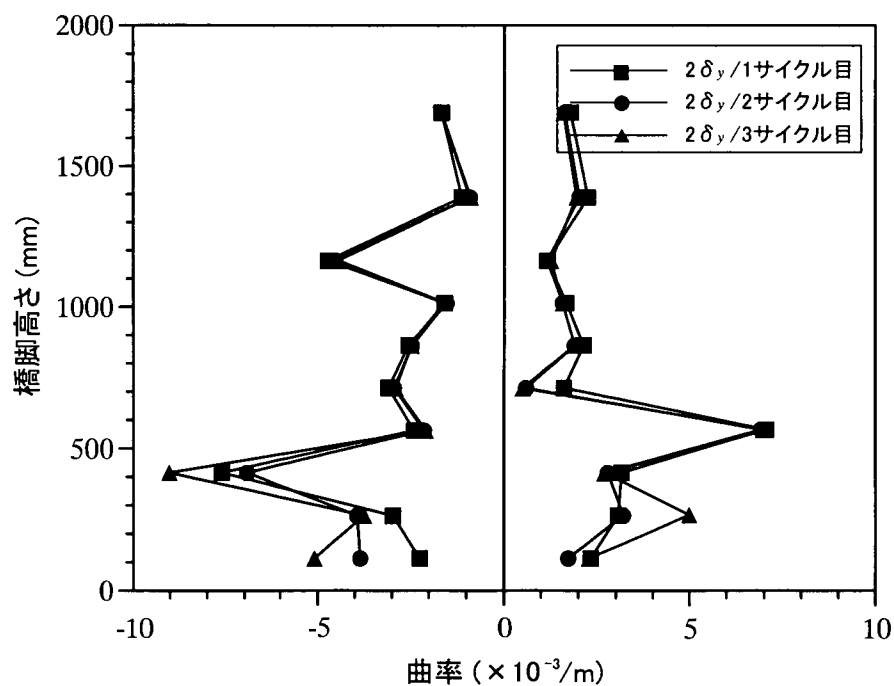


(f) $6\delta_y$ における曲率分布

図-6.8(3) M3供試体の曲率分布

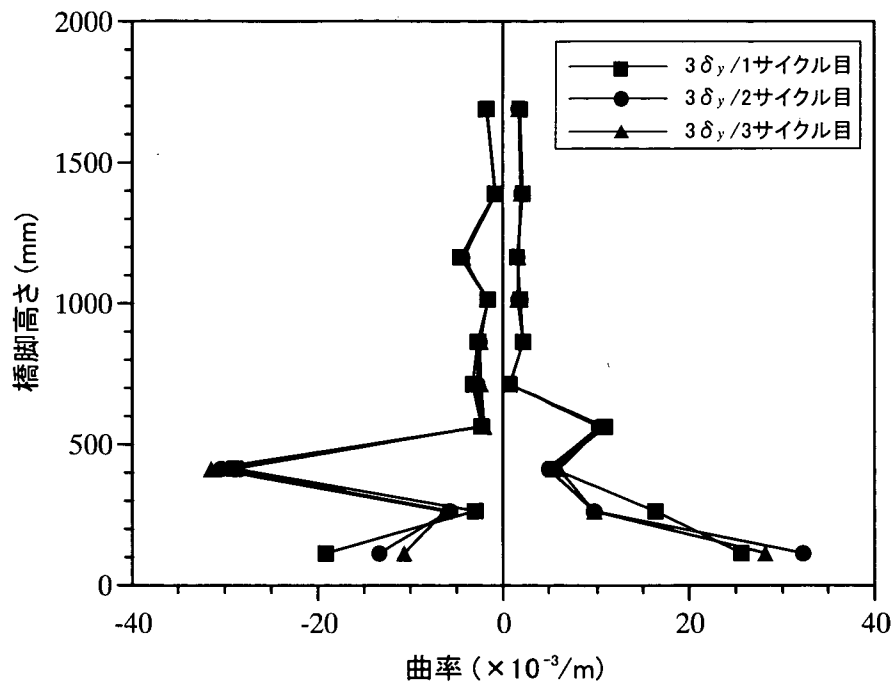


(a) $1\delta_{y0}$ における曲率分布

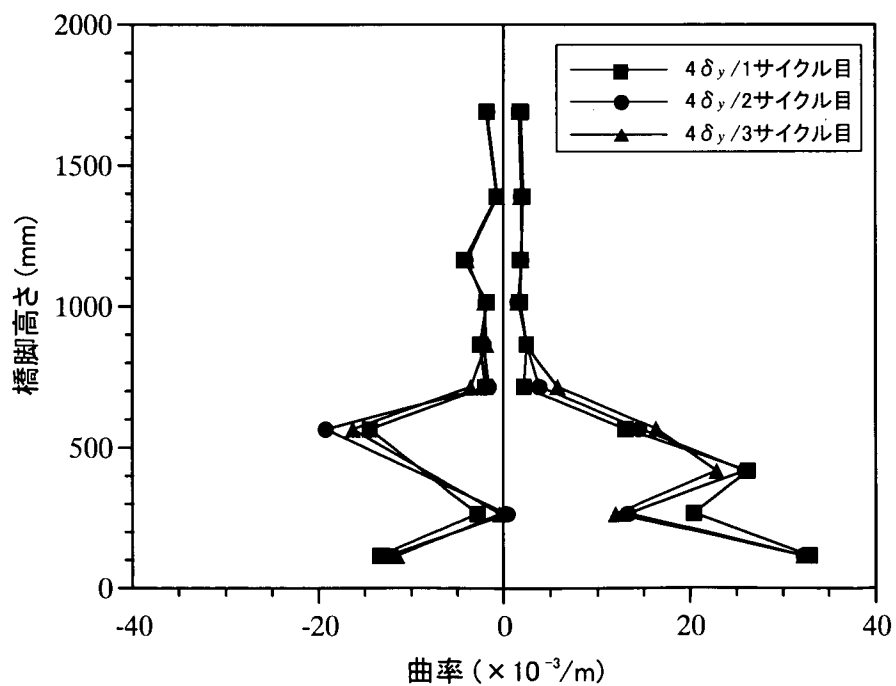


(b) $2\delta_{y0}$ における曲率分布

図-6.9(1) M4 供試体の曲率分布

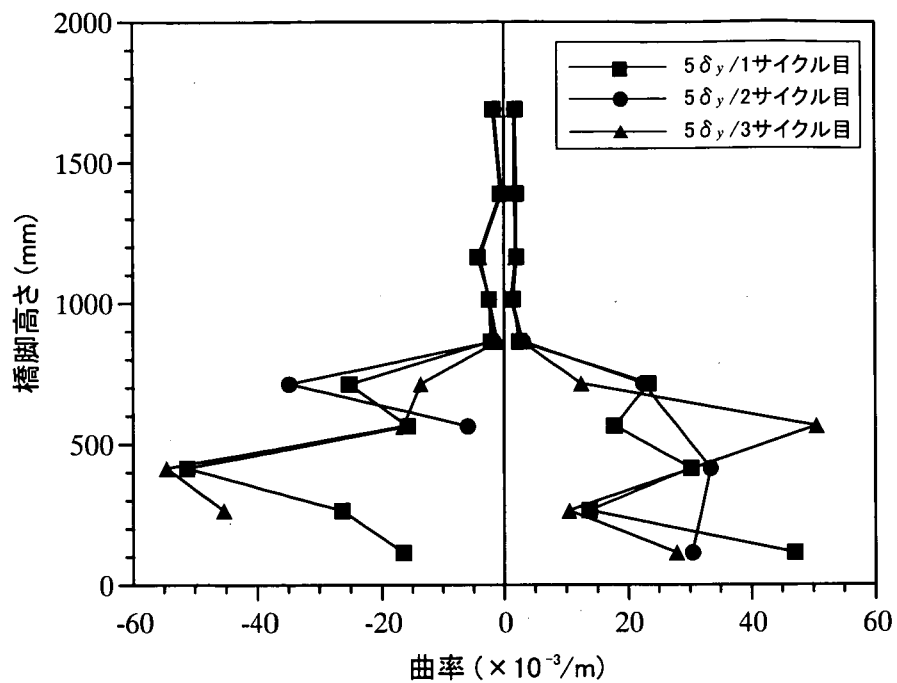


(c) $3\delta_y$ における曲率分布



(d) $4\delta_y$ における曲率分布

図-6.9(2) M4 供試体の曲率分布



(e) $5\delta_{yo}$ における曲率分布

図-6.9(3) M4供試体の曲率分布

第7章 軸方向鉄筋の伸び出し

7. 1 軸方向鉄筋のフーチング内部へのひずみの進展

橋脚基部において、軸方向鉄筋の伸び出しにより回転変形が生じるのは、軸方向鉄筋の引張ひずみがフーチング内部にまで進展するためである。したがって、軸方向鉄筋の伸び出しに関する検討では、フーチング内での軸方向鉄筋のひずみ分布を把握することが重要である。図-7.1~7.5 は、各供試体のフーチング内部における軸方向鉄筋のひずみ分布を各載荷ステップ毎に示したものである。ここで、今回の実験においては、ひずみ計測システムの設定の問題から、ひずみ計測の出力値が0.0123 程度で上限となっている。したがって、実際には0.0123 よりも大きなひずみが生じていても、図中にはその値を0.0123 としてプロットしていることに注意する必要がある。

D13 の軸方向鉄筋を用いたM 1 及びM 2 供試体では、軸方向鉄筋に生じるひずみの塑性化はフーチング上面から 150mm（軸方向鉄筋径の 15 倍）の断面においてほぼ収束している。軸方向鉄筋として D16 を用いた場合でも、フーチング上面から 150mm 下方の断面においてはひずみの塑性化が収束しているが、さらに鉄筋径を太くしたM 4 供試体では、さらに深い断面までひずみの塑性化が進展していることがわかる。これは、軸方向鉄筋の径を太くすると、コンクリートとの付着応力が低下し、それだけ深い断面にまでひずみの塑性化が進展することを示している。

一方、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強を行ったM 5 供試体では、フーチング上面から 200mm の深さの断面以深までひずみの塑性化が生じている。M 5 供試体では、橋脚基部をH形鋼により十分に拘束して鋼板のはらみ出しを抑えているため、断面の塑性化が他の供試体と比較して狭い範囲に限定され、その結果として橋脚基部において軸方向鉄筋に生じるひずみが他の供試体よりも大きくなったためと考えられる。

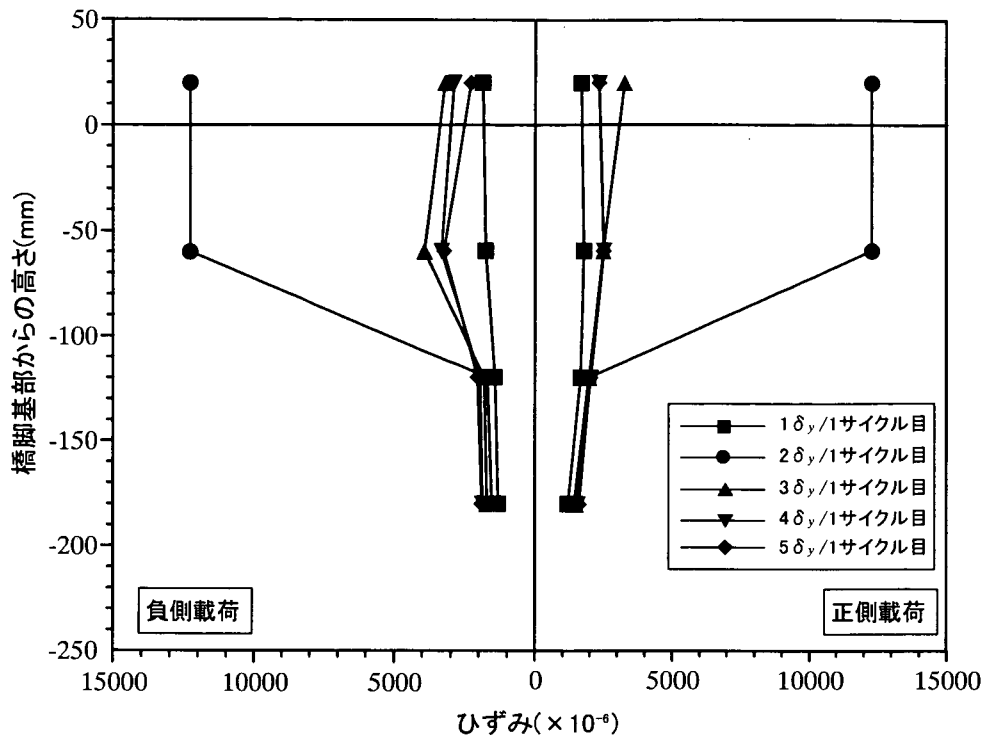


図-7.1 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (M1 供試体)

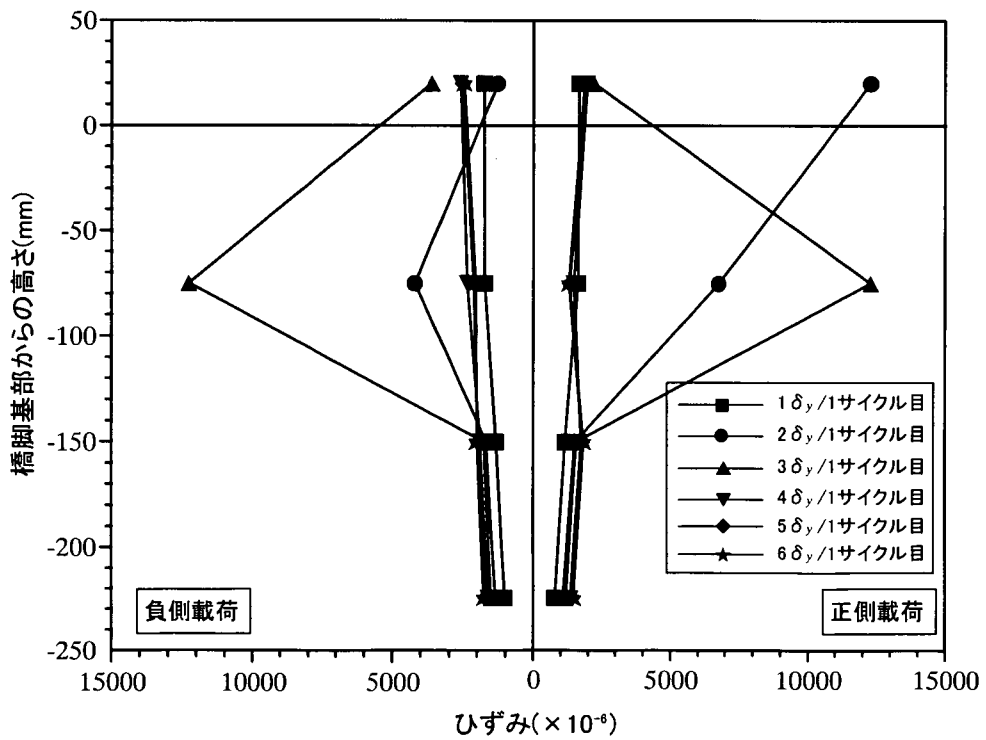


図-7.2 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (M2 供試体)

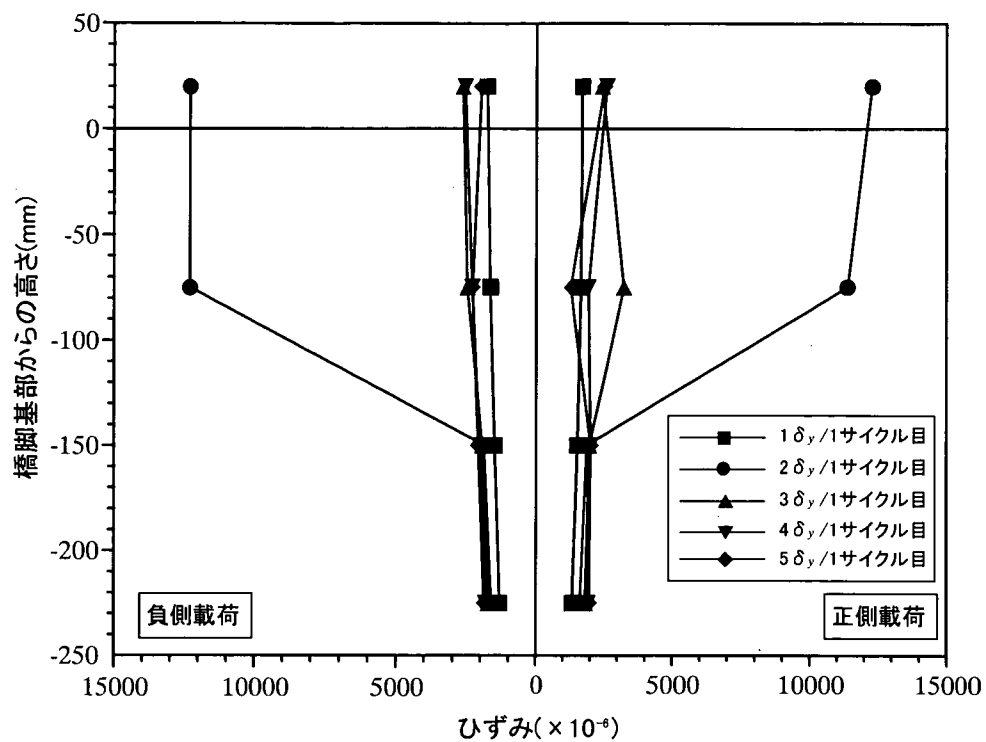


図-7.3 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (M3 供試体)

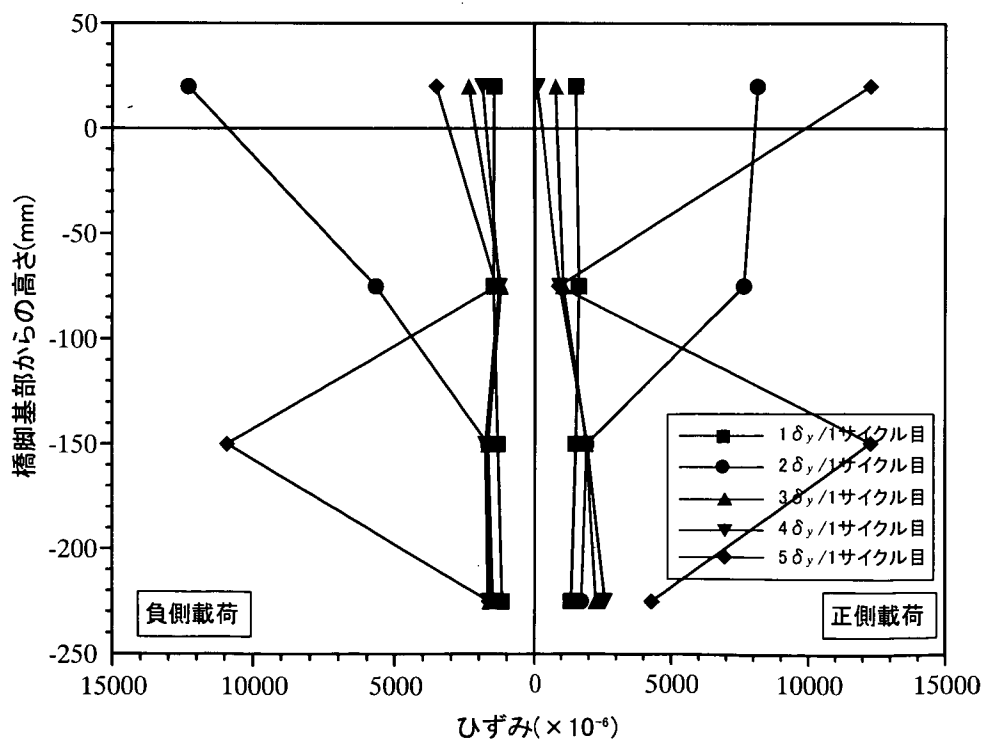


図-7.4 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (M4 供試体)

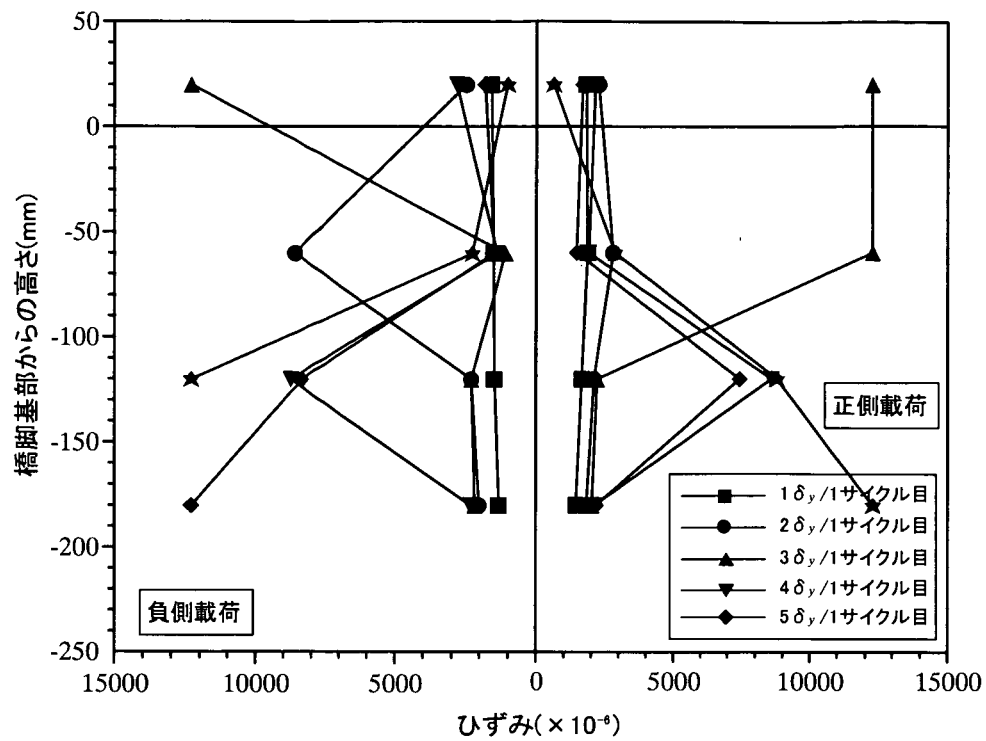
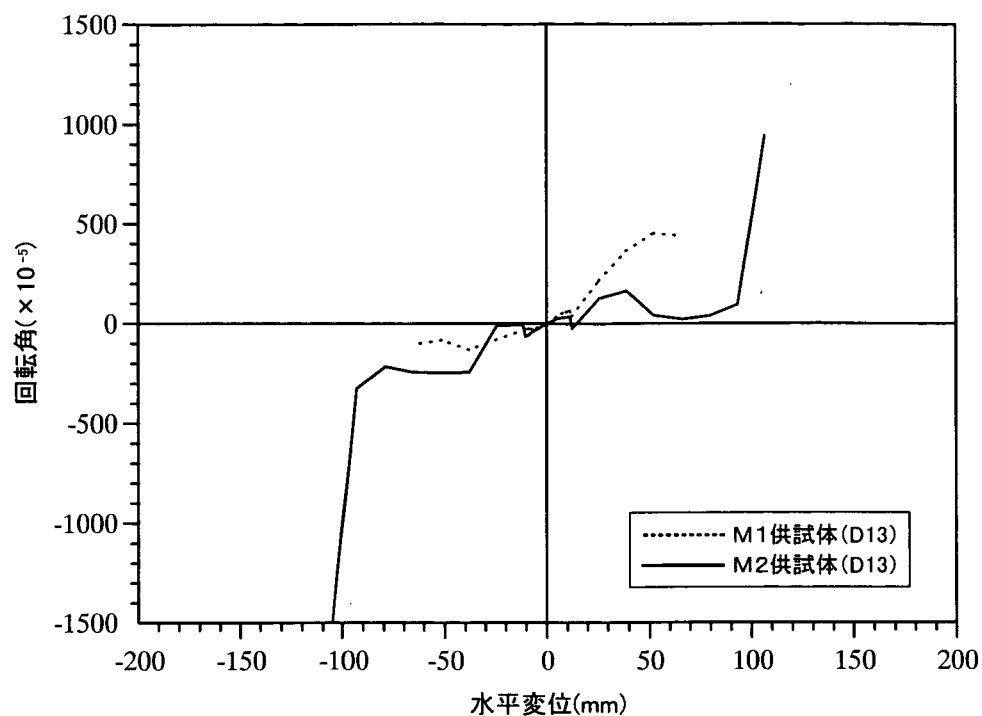


図-7.5 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (M5 供試体)

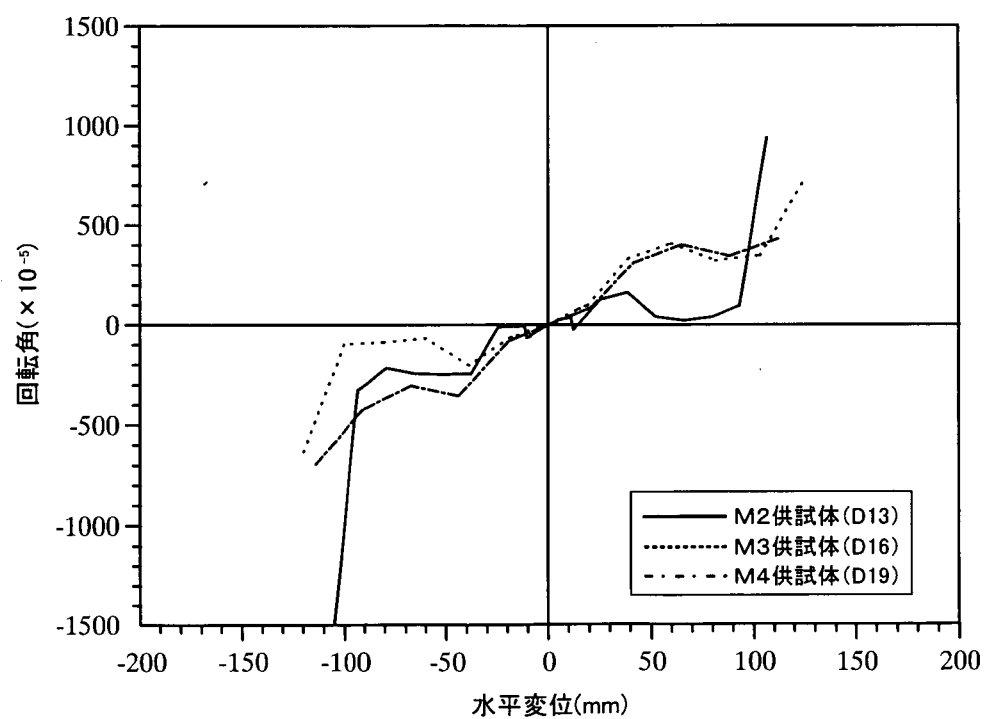
7. 2 基部における軸方向鉄筋の伸び出しによる回転角と橋脚の水平変位の関係

図-7.6 は軸方向鉄筋の伸び出しによる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、2章で示したように、フーチング上面と基部から高さ 40mm の断面間の相対変位を計測することにより算出した。この変位計測区間は、柱断面部に生じる曲率が計測値に含まれないように、可能な限り短くしている。ただし、鋼板拘束した M5 供試体では、フーチング上面と H 形鋼中心点の間の相対変位を計測しているため、計測値には、軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と、鋼板下端部の間隙長 (40mm) 区間に生じる曲げ変形による変位が共存している。したがって、このようにして計測される回転角は、鋼板巻立てを行っていない他の供試体で計測される回転角とは物理的意味が異なり、比較することができないので、ここでは M5 供試体に対する結果を示していない。

まず、いずれの供試体ともドリフトの増加とともに基部での回転角も大きくなっている傾向がある。M2 供試体については、載荷途中において回転角が小さくなっている区間があるが、これは変位計による回転角の計測が精度よくできなかったためと考えられる。したがって、M2 供試体の計測結果については、この点に注意して結果を観る必要がある。また、軸方向鉄筋径を変化させた M2～M4 供試体の結果を比較すると、軸方向鉄筋径が太い供試体ほど基部の回転角も大きくなっている傾向がある。これは、太径の軸方向鉄筋を使う方が、フーチング内部での軸方向鉄筋ひずみの塑性化がより深い断面にまで進展するためである。



(a) 帯鉄筋比の影響



(b) 軸方向鉄筋径の影響

図-7.6 基部の回転角と水平変位の関係

第8章 曲げモーメント－曲率関係の解析

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に関しては、これまでに複数の提案がなされている。これらの手法は、一般に水平力－水平変位の関係について実験値と解析値の比較を行い、その評価手法の妥当性が示されることが多い。しかしながら、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するのは、ある高さを持った塑性ヒンジ領域において断面が塑性変形するためであり、このメカニズムを踏まえると、水平力－水平変位の関係を精度よく推定することも重要であるが、その前に、塑性ヒンジにおける断面の曲げモーメント－曲率関係ならびに曲率分布を解析プロセスの中で正しく評価することが重要である。今回の実験では、塑性ヒンジ近傍において断面の曲率を計測しており、かぶりコンクリートが剥離するまでは曲率が計測されている。そこで、本章では塑性ヒンジ領域における断面の曲げモーメント－曲率関係について、実験値と解析値の比較を行うことにする。

本研究では、断面の曲げモーメント－曲率関係を道路橋示方書V耐震設計編²⁾に基づいて算定した。すなわち、断面の軸力と曲げモーメントのつり合い条件から最外縁鉄筋が降伏する時（初降伏時）の曲げモーメント M_{y0} と曲率 ϕ_{y0} 、および終局時の曲げモーメント M_u と曲率 ϕ_u の関係を以下により求めた。まず、橋脚を高さ方向に m 分割し、それぞれの要素でコンクリートおよび鉄筋の応力度－ひずみ関係を基に、平面保持の法則を仮定して、次のつり合い条件を満足する中立軸位置を求める。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj} \quad (8.1)$$

ここに、 σ_{cj}, σ_{sj} : j 番目の微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度

$\Delta A_{cj}, \Delta A_{sj}$: j 番目の各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

中立軸位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は次式により求められる。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj} \quad (8.2)$$

$$\phi_i = \epsilon_{co} / x_o \quad (8.3)$$

ここに、 M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面に作用する曲げモーメント

ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面の曲率

x_j : j 番目の各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から断面の図心位置までの距離

ϵ_{co} : コンクリートの縁ひずみ

x_o : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

断面の最外縁に配置された軸方向引張鉄筋のひずみが降伏ひずみ ϵ_{sy} に達したときの曲げモーメントおよび曲率を求め、これらを、初降伏曲げモーメント M_{y0} 、初降伏曲率 ϕ_{y0} と定義する。また、圧縮

側最外縁の軸方向鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した時の曲げモーメントと曲率を、それぞれ終局曲げモーメント M_u 、終局曲率 ϕ_u とする。

ここで、コンクリートの応力度－ひずみ曲線モデルとしては、図－8.1 に示される帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデル¹⁷⁾を適用した。本モデルでは、帯鉄筋による拘束効果が式(8.4)で定義される帯鉄筋比に基づいて評価される。

$$\rho_s = \frac{4 A_h}{s d} \quad (8.4)$$

ここに、 ρ_s : 帯鉄筋比

A_h : 帯鉄筋の断面積

s : 帯鉄筋間隔

d : 帯鉄筋の有効長で、中間帯鉄筋がない場合はウェブ面側帯鉄筋間の間隔、中間帯鉄筋がある場合はウェブ面帯鉄筋と中間帯鉄筋の間隔もしくは中間帯鉄筋の間隔。

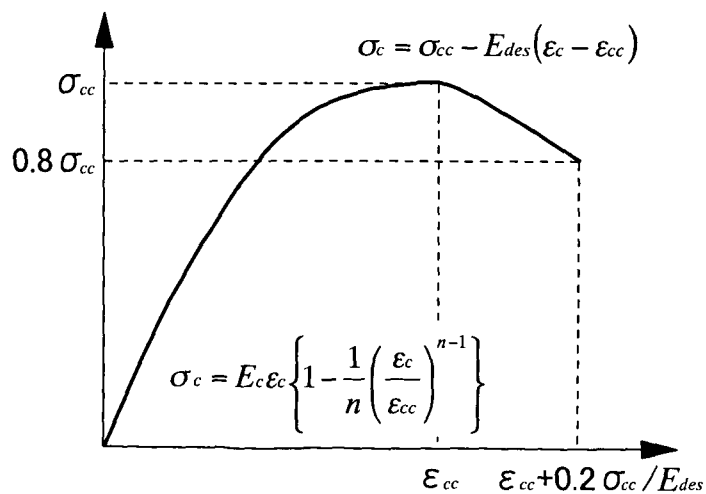
また、終局ひずみ ε_{cu} は式(8.5)により求められる。これは、繰り返し回数が少ないタイプの地震動に対する鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価の際に用いられる終局ひずみである。

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des} \quad (8.5)$$

ここに、 σ_{cc} : 拘束コンクリートの最大圧縮応力

ε_{cc} : 最大圧縮応力時のひずみ

E_{des} : 応力度－ひずみ曲線の下降勾配



図－8.1 拘束コンクリートの応力度－ひずみ曲線

なお、本手法により定量化される終局時とは、これまでの多くの小型供試体に対する正負交番載荷実験との比較から、おおよそかぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋の顕著な座屈が認められるころの損傷時に相当し、力学的には最大耐力で安定していた水平力が低下し始めるころの状態と一致することが明らかとなっている^{10),18)}。

このような手法により求めたM 1～M 4 供試体の曲げモーメント－曲率関係の解析結果を表－8.1 に示す。ここで、解析に用いた材料強度は、表－2.2 及び表－2.3 に示される実際の強度とした。また、図－8.2～8.5 は、M 1～M 4 供試体に対して、解析により求められた終局曲率とかぶりコンクリートが剥落し始めた載荷サイクルにおける曲率分布を比較して示したものである。なお、曲率の計測は一度かぶりコンクリートが大きくはらみ出して変位計と接触すると、その計測の続行が不可能となる。したがって、解析的に定義されている終局状態にまで実験的に曲率を計測できていない場合もある。このような点に注意して図－8.2 を考察する必要がある。

これより、解析により求められた終局曲率は、かぶりコンクリートの剥落が生じ始めようとする時の塑性ヒンジ領域付近における曲率の実験値と比較的よく一致していることがわかる。これは、本手法で算定される終局点はかぶりコンクリートが剥落し始める時に概ね対応しているという既往の研究報告ともその傾向が一致している。

表－8.1 曲げモーメント－曲率関係の解析結果

供試体		M 1 供試体	M 2 供試体	M 3 供試体	M 4 供試体
初 降 伏	曲げモーメント (kN・m)	2368	2358	3371	3994
	曲率 ($\times 10^{-5}$ 1/cm)	2.459	2.488	2.724	2.586
降 伏	曲げモーメント (kN・m)	2828	2840	4158	5019
	曲率 ($\times 10^{-5}$ 1/cm)	2.937	2.997	3.360	3.250
終 局	曲げモーメント (kN・m)	2828	2840	4158	5019
	曲率 ($\times 10^{-5}$ 1/cm)	22.51	58.74	45.45	39.15

ただし、降伏曲げモーメント M_y ならびに降伏曲率 ϕ_y は次式により算出した。

$$M_y = M_u, \quad \phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \phi_{yo}$$

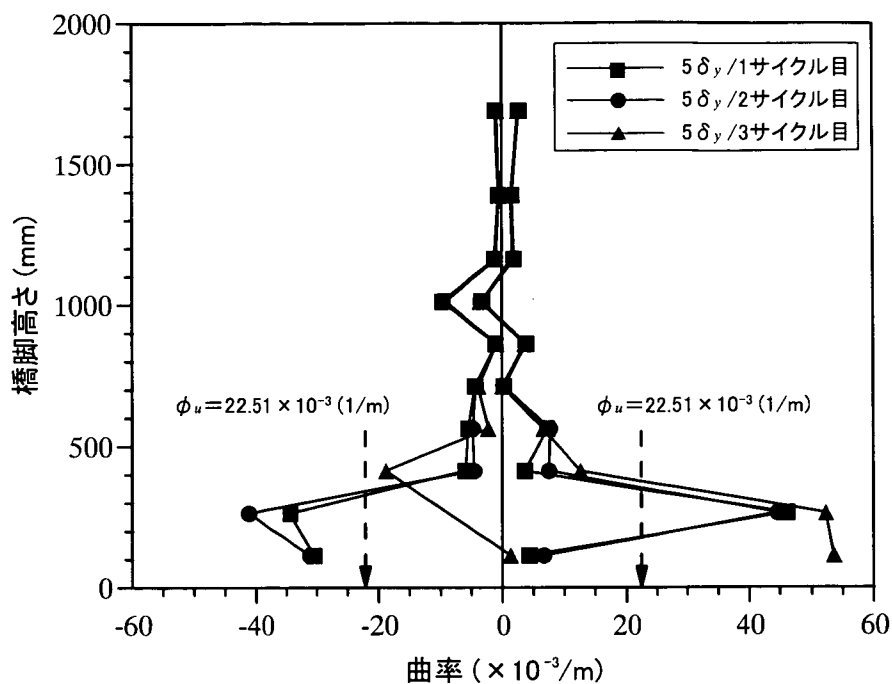


図-8.2 M1 供試体における曲率の実験値と解析値の比較

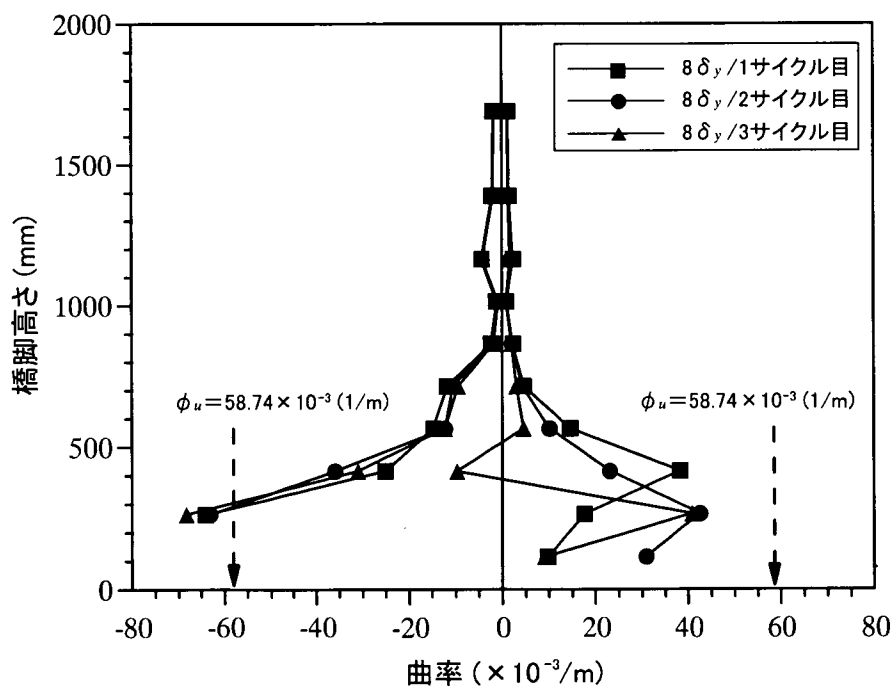


図-8.3 M2 供試体における曲率の実験値と解析値の比較

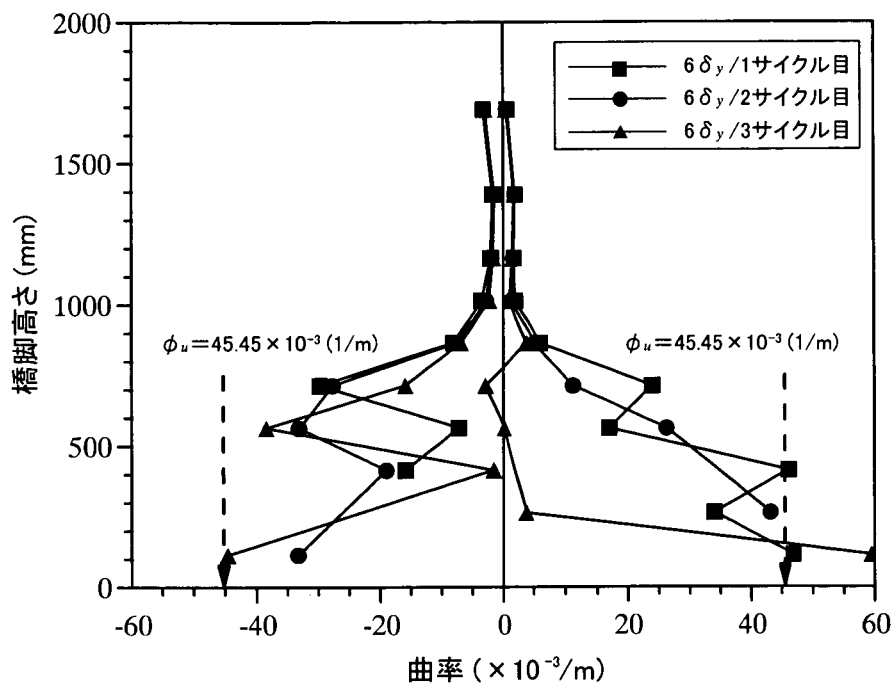


図-8.4 M3 供試体における曲率の実験値と解析値の比較

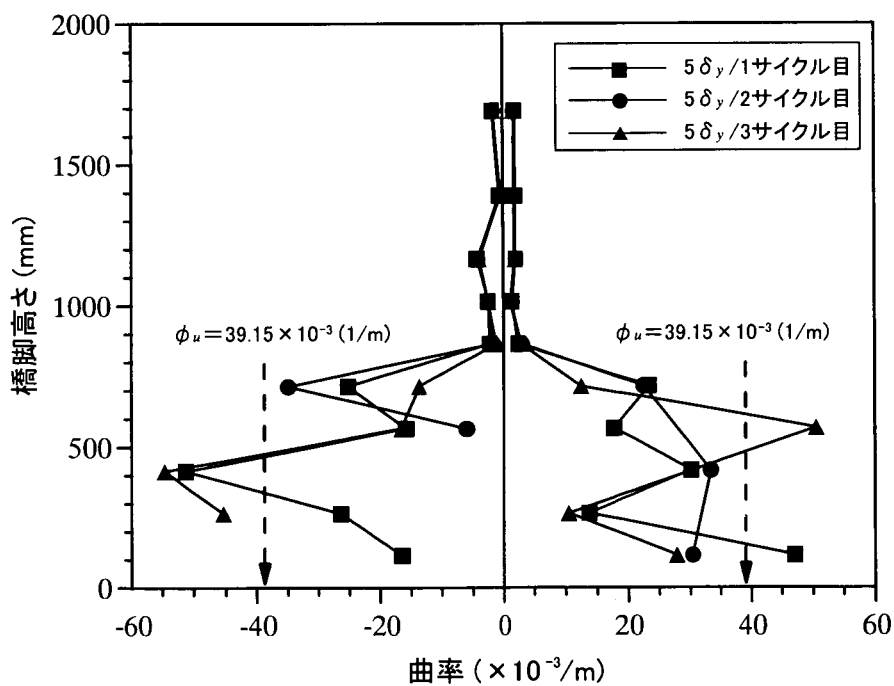


図-8.5 M4 供試体における曲率の実験値と解析値の比較

第9章 結論

本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討するための基礎資料とするために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する実験としては比較的大きな断面寸法（1.2m×1.2m）を有する供試体に対して正負交番載荷実験を行うとともに、軸方向鉄筋径が塑性ヒンジ領域における弾塑性挙動に及ぼす影響について検討を行った。また、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚に対しても、同寸法の大型供試体により同様な実験を比較した。本研究により得られた知見をまとめると、以下の通りである。

1) 損傷の進展モード

帯鉄筋比の低いM1 供試体では、軸方向鉄筋の座屈が進展するにつれて、かぶりコンクリートの剥離、剥落、内部コンクリートの圧壊と損傷が進み、最終的には軸方向鉄筋の破断は生じなかった。一方、帯鉄筋比を高めたM2～M4 供試体では、軸方向鉄筋の大きな座屈の繰り返し作用に伴い、最終的には低サイクル疲労により破断に至るモードとなった。一方、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強したM5 供試体では、鋼板下端の間隙部に主たる損傷が集中するモードとなった。

2) 水平耐力及び変形性能

履歴曲線の経路がそれまでの安定したループからずれ、原点側に絞られた形状となり始めた載荷サイクルに着目すると、帯鉄筋比の低いM1 供試体では $5\delta_{yo}$ の3 サイクル目、帯鉄筋比を高めたM2 供試体では $8\delta_{yo}$ の2 サイクル目、軸方向鉄筋径をD16 ならびにD19 へと変化させたM3 ならびにM4 供試体では、それぞれで $6\delta_{yo}$ の2 サイクル目ならびに $5\delta_{yo}$ の2 サイクル目でそのような挙動が生じた。履歴曲線においてこのような変化が現れるのは、ちょうど軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートの剥落が生じるような損傷状態に概ね対応している。このように、軸方向鉄筋径を太くして軸方向鉄筋比を高めると、それだけ降伏変位が大きくなるため、じん性率は軸方向鉄筋比の増加に伴って徐々に小さくなることわかる。

3) 拘束効果

圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じるひずみ（矩形断面においては軸方向鉄筋の座屈を抑制しようとすることによって生じる変形と解釈される）は、かぶりコンクリートの剥離が生じるまでの範囲においては、軸方向鉄筋の座屈を抑制しており、そのひずみの値も弾性範囲内である。また、その帯鉄筋に生じるひずみの高さ方向分布を見ると、軸方向鉄筋の座屈の腹となる断面の近くで大きくなる分布となる傾向がある。

4) 曲率分布

断面に生じる曲率の塑性化は、載荷変位の増大とともに徐々に基部から断面上方へと進展していく。かぶりコンクリートの剥離が始まる時には、一般に曲率分布は、基部に近づくにつれて徐々に大きくなるような分布となっている。

5) 軸方向鉄筋の伸び出し

断面寸法が 1200mm の正方形断面の供試体に対しても、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しが生じる。軸方向鉄筋の伸び出しは、軸方向鉄筋径の影響が大きく、鉄筋径が太いほど伸び出し変位が大きくなる。これは、太径鉄筋ほど降伏後の付着応力度の低下が大きく、そのためにフーチング内部において軸方向鉄筋に生じるひずみの塑性化がより深い断面にまで進展するためと考えられる。

【謝辞】

本研究は、(社)日本道路協会橋梁委員会に設置された震災対策特別分科会(分科会長：川島一彦東京工業大学教授)において審議いただいた。また、本研究の実施に当たっては、震災対策分科会の活動の一環として日本道路公団技術部構造技術課のご助力を賜った。ここに、関係各位に厚く謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995 年 12 月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（平成 8 年版）、1996 年 12 月
- 3) (社)土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書、耐震設計編、1996 年 8 月
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計編(案)、1998 年 11 月
- 5) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告第 153 号、1980 年 3 月
- 6) 檜貝勇：大変位の繰返しによりせん断破壊する R C 部材の変形能力、第 8 回コンクリート工学年次論文報告集、pp.769-772、1986 年
- 7) 町田篤彦、陸好宏史、豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究、土木学会論文集、No.378/V-6、pp.203-212、1987 年 2 月
- 8) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988 年 2 月
- 9) 中村光、二羽淳一郎、田辺忠顕：解析的研究に基づく R C 部材の塑性変形能定量化、土木学会論文集、No.442/V-16、pp.127-135、1992 年 2 月
- 10) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol. 44A、pp.877-888、1998 年 3 月
- 11) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ 12、1996 年 8 月
- 12) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996
- 13) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No.1, Jan.-Feb. 1987, pp.61-76
- 14) 靱性部材配筋詳細研究委員会報告書、(社)日本コンクリート工学協会、pp.135-146、1990年5月
- 15) 幸左賢二、小林和夫、村山八洲雄、吉澤義男：大型 R C 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No.538/V-31、pp.47-56、1996 年 5 月
- 16) 川島一彦、大塚久哲、中野正則、星隈順一、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強とその設計、橋梁と基礎、Vol. 30、No.1、pp.27-34、1996 年 1 月
- 17) J. Hoshikuma, K. Kawashima, K. Nagaya, A. W. Taylor : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.123, No.ST5, pp.624-633, May 1997
- 18) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰返し載荷実験に基づく R C 橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol. 43A、pp.869-880、1997 年 3 月