共同研究報告書

整理番号第319号

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書（その2）

平成17年2月

独立行政法人土木研究所
財団法人土木研究センター
前田建設工業株式会社
戸田建設株式会社
三井住友建設株式会社
株式会社ピーエス三菱
東急建設株式会社

Copyright © (2005) 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 Chief Executive of P.W.R.I.
この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事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。

共同研究報告書
整理番号第319号

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書（その2）

独立行政法人土木研究所　耐震研究グループ（耐震）　上席研究員　運上　茂樹
財団法人土木研究センター　理事　小林　茂敏
前田建設工業株式会社　技術本部　技術研究所　所長　横沢　和男
戸田建設株式会社　土木工事技術部　部長　多田　幸司
三井住友建設株式会社　土木部　ＰＣ設計部　部長　春日　昭夫
株式会社ピーエス三菱　技術研究所　主幹研究員　久保　明英
東急建設株式会社　土木エンジニアリング部　課長　大滝　健
（いずれも代表者のみを記す）

要　旨

本報告書は、独立行政法人土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間５社との共同研究として平成13年度から平成15年度にかけて研究を実施している「高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する研究」について、平成14年度及び平成15年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的としている。平成14年度及び平成15年度は、鉄筋コンクリート橋脚のじん性の向上という観点で配筋されている鉄筋の合理化という観点から、鉄筋量を低減させるための方策ならびに施工性を向上させる新しい配筋方法等について提案するとともに、その実験検討等を行った。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、配筋合理化、高強度材料、インターロッキング構造、横方向プレストレス、定着構造、高じん性構造

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究
まえがき

平成７年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえ、鉄筋コンクリート構造においては、地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。塑性変形性能に優れた鉄筋コンクリート構造を実現するためには、一般にねばり強い破壊モードとなる曲げ破壊型の損傷を確実に誘導し、さらに軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、コアコンクリートを適切に拘束することが必要とされる。このため、部材をとり囲む帯鉄筋、軸方向鉄筋や帯鉄筋の外側へのはらみだしを防ぐ中間帯鉄筋、さらには、かぶりコンクリートが剥離したような状態でも帯鉄筋や中間帯鉄筋がコアコンクリートを確実に拘束できるように帯鉄筋の端部を十分に定着することが必要とされるようになった。このため、従来構造に比較して、鉄筋コンクリート部材における鉄筋の配置や定着が量的、質的に多くなっている。

こうした耐震設計上の要求を満足させると、一方では、現場における帯鉄筋や中間帯鉄筋の施工作業が非常に煩雑になるとともに、コンクリートの確実な充填性についても注意が必要となるなど、現場での施工性が従来に比較して低下するなどの課題が指摘されている。このため、必要な耐震性能を確保し、かつ、より合理的な配筋構造の両立を可能とする技術開発が必要とされている。

本共同研究は、このような背景のもとで、独立行政法人土木研究所、(財)土木研究センター、ならびに前田建設工業株式会社、戸田建設株式会社、三井住友建設株式会社、株式会社ピーエス三菱、東急建設株式会社の民間会社５社の共同研究として、平成１３年度から３カ年間で研究を実施したものである。本共同研究では、鉄筋コンクリート構造の塑性領域における必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的とし、高施工性材料や高強度材料等を活用した耐震構造、従来の配筋構造とは異なる高じん性を発揮する新しい耐震構造を含む実用的な配筋合理化技術の開発を目的とするものである。

本報告書は、平成１４年度および１５年度の検討成果をまとめたものである。

平成１７年２月２８日

共同研究代表者　独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震担当　運上　茂樹

共同研究担当者名簿

所　属　名	氏　名	役　職　名
独立行政法人土木研究所	常田賢一	耐震研究グループ長
	◎○運上茂樹	耐震研究グループ（耐震）　上席研究員
	星隈順一	耐震研究グループ（耐震）　主任研究員 （～平成15年7月17日）
	西田秀明	耐震研究グループ（耐震）　研究員
	塩島亮彦	耐震研究グループ（耐震）　研究員
財団法人土木研究センター	◎小林茂敏	理事
	○鷹取　勲	企画・審査部　部長
	城國省二	企画・審査部　次長　（～平成15年5月14日）
	浅海順治	企画・審査部　次長　（平成15年5月15日～）
前田建設工業株式会社	◎横沢和男	技術本部技術研究所 所長
	三島徹也	技術本部技術研究所 副部長
	○原　夏生	技術本部技術研究所 課長
戸田建設株式会社	◎多田幸司	土木工事技術部 部長
	請川　誠	アーバンルネッサンスプロジェクト　サブマネージャー
	○村井和彦	土木工事技術部技術課
	田中　徹	環境ソリューションプロジェクト
	朝倉弘明	土木営業第１部　課長
	菊田繁美	技術研究所建築構造プロジェクトチーム　サブマネージャー
	袴谷秀幸	技術研究所仕上材料プロジェクトチーム
三井住友建設株式会社	◎春日昭夫	土木本部ＰＣ設計部長
	○中井裕司	土木本部土木技術部　部長
	川浦順一	土木本部土木技術部　（～平成15年10月1日）
	永元直樹	土木本部ＰＣ設計部
	浅井　洋	土木本部技術研究所　主任研究員
株式会社ピーエス三菱	◎○久保明英	本社技術本部　技術研究所　主幹研究員
	鈴木宣政	本社技術本部　土木技術第一部　主任技師
	村井伸康	東京土木支店土木工事統括部 PC工事部工事グループ　技師2
東急建設株式会社	◎○大滝　健	土木エンジニアリング部　課長
	黒岩俊之	技術研究所　主任研究員
	北沢宏和	土木エンジニアリング部
	鈴木昭信	新日本製鐵(株)建材開発技術部マネージャー （～平成16年3月31日）

◎研究責任者、○連絡担当者

高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する研究　（その２）

目　次

第１章　はじめに ……1
　１．１　研究の目的 ……1
　１．２　本共同研究における課題 ……3

第２章　高強度材料を活用した配筋合理化技術 ……5
　２．１　はじめに ……5
　２．２　実験条件 ……6
　　2.2.1　実験供試体 ……6
　　2.2.2　計測 ……7
　　2.2.3　載荷 ……8
　２．３　実験結果 ……13
　　2.3.1　コンクリート圧縮応力度－ひずみ関係 ……13
　　2.3.2　コンクリート内部の局所ひずみ ……16
　　2.3.3　帯鉄筋のひずみ ……24
　　2.3.4　破壊状況 ……33
　２．４　道路橋示方書式との比較 ……38
　　2.4.1　最大圧縮応力度 ……38
　　2.4.2　最大圧縮応力時のひずみ ……39
　　2.4.3　下降勾配 ……40
　２．５　まとめ ……41

第３章　インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術 ……43
　３．１　リンク筋で連結したインターロッキング式横拘束筋を有する壁式橋脚に関する実験 ……43
　　3.1.1　はじめに ……43
　　3.1.2　実験概要 ……44
　　3.1.3　実験結果 ……45
　　3.1.4　まとめ ……49
　３．２　楕円形帯鉄筋を用いたインターロッキング構造 ……51
　　3.2.1　はじめに ……51
　　3.2.2　楕円インターロッキング式配筋を有する橋脚構造の提案 ……52
　　3.2.3　実験供試体とその設計 ……53
　　3.2.4　正負交番載荷実験 ……59
　　3.2.5　帯鉄筋の曲げ形状が橋脚の塑性変形特性に及ぼす影響 ……64
　　3.2.6　結論 ……68
　３．３　高強度材料を使用したインターロッキング式橋脚に関する実験 ……71
　　3.3.1　はじめに ……71
　　3.3.2　実験概要 ……71
　　3.3.3　実験結果 ……79
　　3.3.4　まとめ ……91

第４章　プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術 ……93
　４．１　一軸圧縮試験 ……93
　　4.1.1　はじめに ……93
　　4.1.2　試験の概要 ……93
　　4.1.3　試験結果 ……97

4.1.4 道路橋示方書との比較 ……109
4.1.5 まとめ ……117
4．2 緊張力を導入したPC鋼材で拘束した円柱橋脚模型の交番載荷実験 ……118
4.2.1 はじめに ……118
4.2.2 模型供試体の諸元 ……119
4.2.3 載荷方法及び測定項目 ……125
4.2.4 履歴特性 ……128
4.2.5 損傷の進展状況 ……130
4.2.6 横拘束PC鋼材のひずみの進展状況 ……138
4.2.7 軸方向鉄筋ひずみの進展状況 ……149
4.2.8 曲率分布の進展状況 ……153
4.2.9 軸方向鉄筋の伸び出し ……158
4.2.10 塑性曲率と塑性ヒンジ長 ……161
4.2.11 水平荷重と水平変位の関係 ……162
4.2.12 まとめ ……166
4．3 緊張されたPC鋼材で拘束した角柱橋脚模型の塑性変形特性 ……168
4.3.1 はじめに ……168
4.3.2 模型供試体の諸元 ……169
4.3.3 正負交番載荷実験と損傷の進展 ……180
4.3.4 耐力・変形性能と履歴特性 ……188
4.3.5 拘束効果 ……190
4.3.6 曲率分布と塑性ヒンジ ……206
4.3.7 軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位 ……217
4.3.8 水平荷重と水平変位の関係 ……218
4.3.9 軸方向鉄筋の座屈について ……221
4.3.10 まとめ ……224
4．4 PC梁で拘束した角柱橋脚模型の塑性変形特性 ……225
4.4.1 はじめに ……225
4.4.2 じん性補強手法の概要 ……225
4.4.3 軸方向鉄筋の座屈に対する解析的検討 ……226
4.4.4 正負交番載荷実験 ……232
4.4.5 実橋への適用 ……252
4.4.6 まとめ ……253

第5章 定着構造の合理化による配筋合理化技術 ……255
5．1 施工性を考慮した横拘束筋の端部定着構造 ……255
5.1.1 はじめに ……255
5.1.2 帯鉄筋と中間帯鉄筋に求められる性能と従来の配筋方法 ……255
5.1.3 直角フックを有する横拘束筋の端部定着構造 ……255
5.1.4 引抜試験による端部定着性状の確認 ……257
5.1.5 正負交番載荷試験による端部定着性能の確認 ……261
5.1.6 まとめ ……263
5．2 中間帯鉄筋の途中定着構造 ……264
5.2.1 はじめに ……264
5.2.2 座屈抑制エレメントの構造 ……264
5.2.3 正負交番載荷実験による変形性能の検証 ……266
5.2.4 座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の設計法に関する考察 ……341
5.2.5 まとめ ……342

第１章　はじめに

１．１　研究の目的

鉄筋コンクリート橋脚構造においては、平成７年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえて、地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。道路橋の耐震設計基準である道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[1),2)]では、大規模地震に対して地震エネルギーを吸収しながら抵抗できるように、じん性に富むねばり強い構造とすることの必要性が規定されており、土木学会のコンクリート標準示方書耐震設計編[3)]では、構造上塑性ヒンジができる部分には十分なじん性を持たせておくことが規定された。

じん性に富んだ鉄筋コンクリート橋脚とするためには、曲げ破壊型の破壊モードとなるようにせん断耐力を確保することは当然であるが、大きな曲げ塑性変形が作用した場合であっても、曲げ圧縮によって軸方向鉄筋が座屈しようとする挙動をできる限り抑制し、内部コンクリートが拘束されている状態を維持することが重要である。軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋と中間帯鉄筋からなる横拘束筋を配置するのは、せん断耐力を高めるとともに、軸方向鉄筋の座屈を抑制して内部コンクリートを拘束し、塑性変形性能を高めることを目的としているためである。

横拘束筋がこれらの性能を発揮するためには、横拘束筋の量と質がともに適切であることが重要である。横拘束筋の量とは、横拘束筋の鉄筋径や設置間隔で表される物理的な量であり、横拘束筋の鉄筋径を大きくしたり、帯鉄筋の高さ方向の間隔や中間帯鉄筋の水平方向の間隔を狭めたりすることによって拘束効果を高めることができる。一方、横拘束筋の質とは、横拘束筋の継手形式や定着形式の適切さで評価される。鉄筋コンクリート部材に正負交番に大きな曲げ塑性変形が生じると、軸方向鉄筋には塑性引張変形を受けた後に圧縮変形が作用するため、伸びた軸方向鉄筋が外側へはらみ出そうとする。この軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが押し出されるようにして剥落する状態に至るが、このような損傷状態となった場合でも、内部コンクリートの拘束効果が確保できるように、適切な継手形式や定着形式としておくことが重要である。すなわち、かぶりコンクリートの部分に帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部を定着させた場合、かぶりコンクリートが剥落すると、直ちに定着機能が喪失してしまい、内部コンクリートが拘束できなくなる。また、軸方向鉄筋の外側に配置された帯鉄筋の継手をフックのない重ね継手で継いだ場合、かぶりコンクリートが剥落すると、継手としての機能を果たさなくなる。このような理由から、塑性変形性能を確実に向上させるためには、かぶりコンクリートとの定着に依存した継手形式や定着形式は望ましくなく、内部コンクリートに定着させる形式を適用することが重要となる。

このような背景から、兵庫県南部地震による被災を契機として、帯鉄筋や中間帯鉄筋にはそのフックの設け方やフックのひっかけ方等、じん性を向上させるための配筋細目に十分な配慮がなされるようになった。**図-1.1.1**は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されている矩形断面橋脚における帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋の配筋の例である。しかしながら、両端に半円形フックを有する１本ものの鉄筋を中間帯鉄筋として用いようとすると、その端部を帯鉄筋にかけることは非常に難しく、断面寸法の大きな橋脚では施工できない。そこで、中間帯鉄筋のフックは帯鉄筋にかけることを前提として、一般には２本の鉄筋を重ね継手で継いだ形式

の中間帯鉄筋が用いられることが多い。その一方で、**写真**-1.1.1 及び**写真**-1.1.2 に示すように、現場では横拘束筋の配筋が非常に複雑になるとともに、コンクリートの充填性にも一層の注意が必要となってきており、従前と比較すると、施工性が低下しているなどの課題が生じている。そこで、必要な耐震性能を確保し、かつ、施工性に優れた合理的な配筋構造を実現していく必要性があると考えられる。

そこで、本共同研究は、鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的として実施するものである。

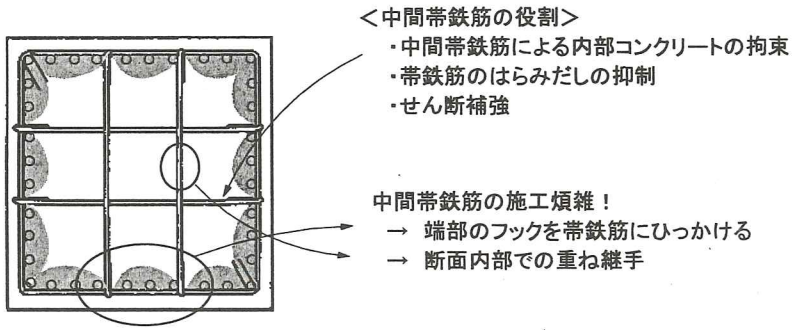


図-1.1.1　矩形断面橋脚における帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋の配筋例

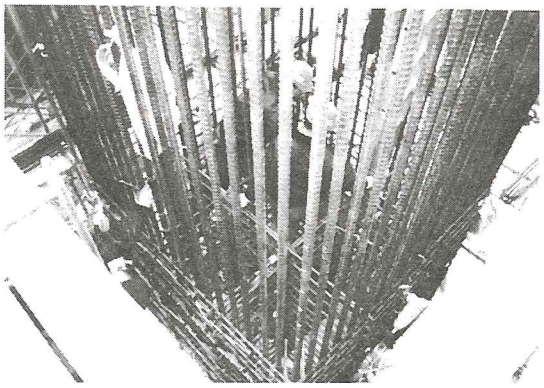


写真-1.1.1　中間帯鉄筋の施工状況

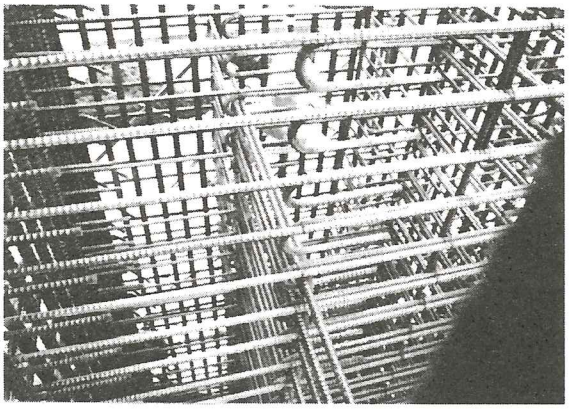


写真-1.1.2　重ね継手で継がれた中間帯鉄筋

１．２　本共同研究における課題

配筋合理化のための基本的な研究テーマを踏まえ、本共同研究において取り組む具体的な研究開発項目を設定するために、下記の配筋合理化技術に着目した。

① 高強度材料を活用した配筋合理化技術

② インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術

③ プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術

④ 定着構造の合理化による配筋合理化技術

2 章以降においては、上記の 4 つの研究課題それぞれに対して、従来からある橋脚構造や配筋方法にとらわれず、配筋の合理化に資する新しい橋脚構造や配筋方法について提案を行い、実験等による検討を行った結果を示す。

参考文献

1）（社）日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）、平成 7 年 6 月

2）（社）日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説、平成 8 年 12 月、平成 14 年 3 月

3）（社）土木学会：コンクリート標準示方書耐震設計編、平成 8 年

第２章　高強度材料を活用した配筋合理化技術

２．１　はじめに

高強度コンクリートと高強度鉄筋を組み合わせることにより、

- 高強度材料の活用による断面サイズの減少
- 曲げ耐力に関する軸方向鉄筋量の減少
- 曲げじん性に関する横拘束鉄筋量の減少
- せん断耐力に関するせん断補強鉄筋量の減少

などが期待されている。平成 13 年度の共同研究報告書[1)]では、配筋合理化の効果、建築分野の研究動向、土木分野での研究動向等の調査、整理を行った。さらに、道路橋示方書における耐震性能照査と高強度鉄筋コンクリート構造への適用に関する課題の抽出を行った。本報告は、これらを踏まえた平成 14 年度および 15 年度の研究成果について述べるものである。

道路橋示方書・同解説Ⅴ　耐震設計編[2)]では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の水平力－水平変位関係を算出するコンクリートの応力度－ひずみ関係に、帯鉄筋、中間帯鉄筋を総称する横拘束筋の影響を評価する方法が採用されている。しかしながら、これら関係の適用性は、コンクリートの設計基準強度が 40N/mm^2 を上回る場合や、通常強度の帯鉄筋とは異なる材料を用いた場合については適用範囲外であることから、実験や解析等によって別途検討するのがよいことが解説されている。

そこでここでは、星隈ら[3)]による普通強度鉄筋コンクリートの一軸圧縮試験を参考に、高強度コンクリートおよび高強度帯鉄筋を用いた大型一軸圧縮試験を実施し、道路橋示方書式の高強度材料に対する適用性を検討した。

2．2　実験条件

2.2.1　実験供試体

表-2.2.1 は、今回実施した一軸圧縮試験の供試体一覧を示したものである。表に示すように、ここでは、円形 H-1～H-5、および矩形断面 H-6～H-10 の各 5 体を対象とした。供試体寸法は、円形供試体は高さ 1500mm、φ500mm、矩形供試体は高さ 1500mm、□500mm である。

表-2.2.1　供試体一覧

供試体No.	形状	径または辺長 (m)	高さ (m)	面積 (m^2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ強度 σco (N/mm^2)	帯鉄筋			帯鉄筋比 ρs	ρs・σsy/σco	備考
						径	ピッチ (cm)	引張強度σsy (N/mm^2)			
H-1	円形	0.5	1.5	0.196	60	なし	－	－	0	0.00	基準供試体
H-2		0.5	1.5	0.196	60	D10	11.4	785	0.005	0.07	
H-3		0.5	1.5	0.196	60	D13	10.1	785	0.010	0.13	
H-4		0.5	1.5	0.196	60	D16	7.9	785	0.020	0.26	
H-5		0.5	1.5	0.196	30	D13	10.1	785	0.010	0.26	普通ｺﾝｸﾘｰﾄ
H-6	矩形	0.5	1.5	0.250	60	なし	－	－	0	0.00	基準供試体
H-7		0.5	1.5	0.250	60	D10	11.4	785	0.005	0.07	
H-8		0.5	1.5	0.250	60	D13	10.1	785	0.010	0.13	
H-9		0.5	1.5	0.250	60	D16	7.9	785	0.020	0.26	
H-10		0.5	1.5	0.250	30	D13	10.1	785	0.010	0.26	普通ｺﾝｸﾘｰﾄ

＊各供試体の上下250mm区間は、帯鉄筋ﾋﾟｯﾁを倍にして補強する
＊軸方向鉄筋は、円形：10本-D16（USD685）、矩形：12本－D16（USD685）

また、H-1～H-4 および H-6～H-9 供試体については設計基準強度 60N/mm² の高強度コンクリートを用い、H-5 および H-10 供試体については設計基準強度 30N/mm² の普通強度コンクリートを用いた。

コンクリートの圧縮試験結果を、**表-2.2.2** に整理する。

表-2.2.2　コンクリートの圧縮試験結果

試験体No.	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 N/mm^2
H-5,10	30.6	28427.0
H-1～4,6～9	63.4	37198.0

また、供試体の帯鉄筋には USD785 を、軸方向鉄筋には USD685 をそれぞれ用いた。

鉄筋の引張試験結果を**表-2.2.3** に整理する。

表-2.2.3　使用鉄筋の引張試験結果

鉄筋種類	試験片No.	耐力 N/mm^2	耐力時のひずみ	引張強さ kN	ヤング係数 N/mm^2
D10 (USD785)	1	813.1	0.006403	913.0	184700
	2	793.0	0.006455	895.0	178000
	3	810.4	0.006512	913.6	179600
	平均	805.5	0.006457	907.2	180800
D13 (USD785)	1	789.1	0.006213	925.2	187400
	2	795.0	0.006358	927.5	182400
	3	817.6	0.006384	944.5	186500
	平均	800.6	0.006318	932.4	185500
D16 (USD785)	1	819.1	0.006442	949.2	184400
	2	826.6	0.006500	970.3	183700
	3	832.4	0.006551	966.7	182900
	平均	826.0	0.006498	962.1	183700

実験供試体の概要を図-2.2.1および図-2.2.2に示す。

ここでは、供試体のパラメータを表-2.2.1 に示した$\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$ とし、実験結果の評価に際しては、材料試験結果より求めた実鉄筋強度σsy、コンクリート実圧縮強度より寸法効果を考慮して推定したσcoから、$\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$を求め、これと最大圧縮応力$\sigma cc$や最大圧縮応力時のひずみ$\varepsilon cc$の増加率の関係を評価し、道路橋示方書式の高強度材料に対する適用性を検討した。

2.2.2　計測

表-2.2.4は、今回の実験で実施した計測項目を示したものである。表に示すように、計測項目は、ロードセルの荷重、軸方向変位、帯鉄筋のひずみ、コンクリート表面ひずみ、コアコンクリートの内部ひずみである。図-2.2.1～2.2.4 に各供試体における計測位置を示した。なお、コアコンクリートの内部ひずみの計測は、平井、中村、檜貝[4)]による方法を用いている。

表-2.2.4　計測項目一覧

●計測点数

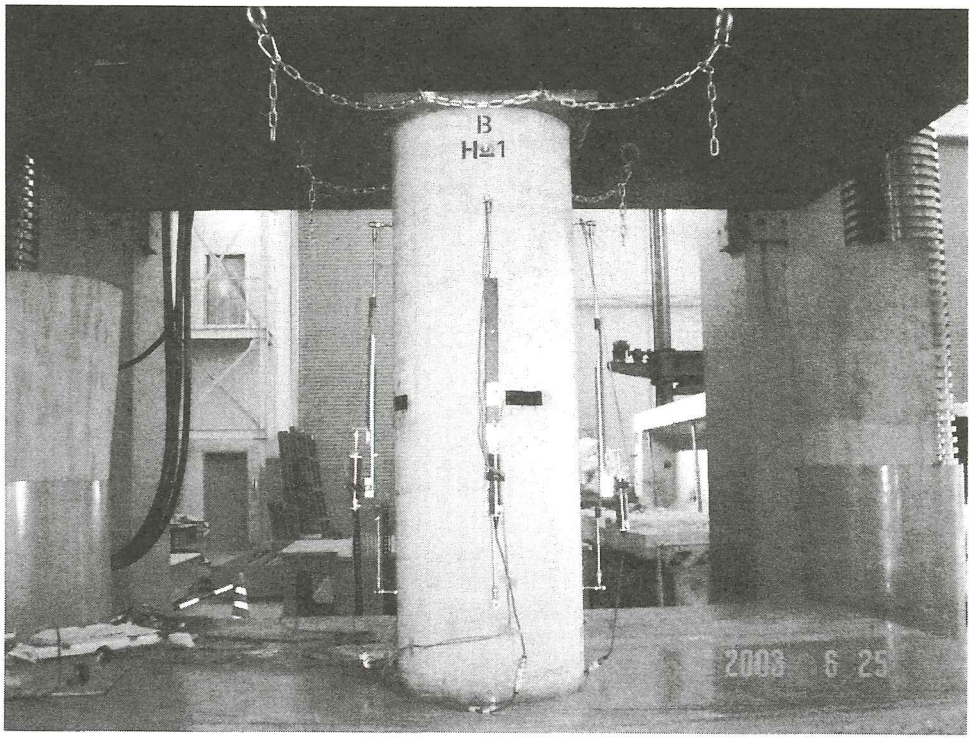
No.	形状	荷重	変位	ひずみ			計
				帯鉄筋	ｺﾝｸﾘｰﾄ表面	ｺﾝｸﾘｰﾄ内部	
		(点)	(点)	(枚)	(枚)	(枚)	
H-1	円形	1	6	-	4	18	29
H-2		1	6	12	4	18	41
H-3		1	6	12	4	-	23
H-4		1	6	12	4	18	41
H-5		1	6	12	4	-	23
H-6	矩形	1	6	-	4	-	11
H-7		1	6	12	4	-	23
H-8		1	6	36	4	-	47
H-9		1	6	12	4	-	23
H-10		1	6	12	4	-	23
計		10	60	120	40	54	284

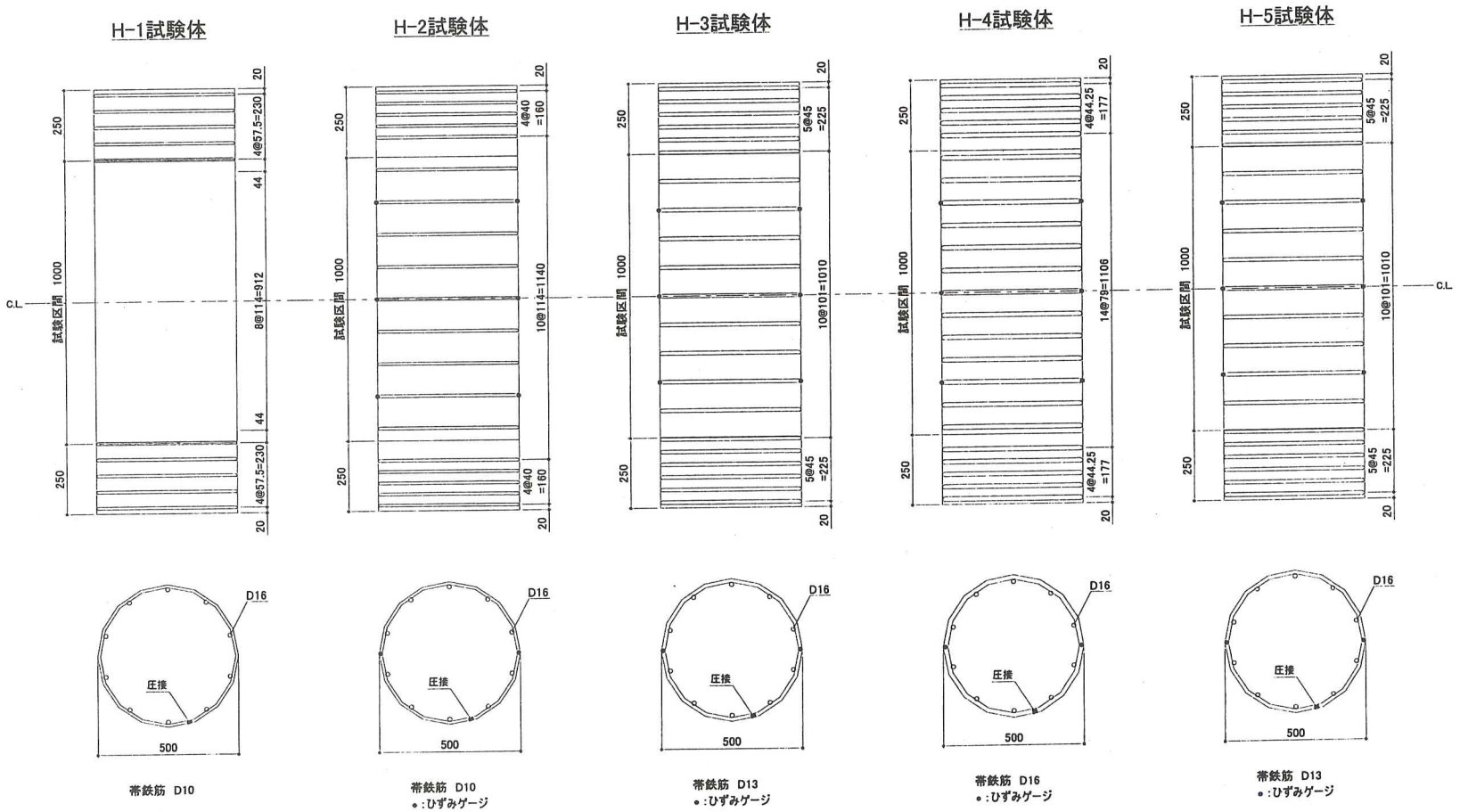
※ｺﾝｸﾘｰﾄ内部とは，ｱｸﾘﾙ棒によるｺﾝｸﾘｰﾄ内部ひずみの計測
※ひずみ計測の帯鉄筋とｺﾝｸﾘｰﾄ内部は，計測1点につき表裏貼付であるので，計測点は上記の1/2
※計測箇所に関しては別紙参照

2.2.3 載荷

載荷は独立行政法人土木研究所所有の 30MN 大型載荷実験装置を用い、変位制御による単調一軸圧縮載荷とした。載荷速度は 1mm／分である。載荷状況を**写真-2.2.1** に示す。

写真-2.2.1　載荷状況



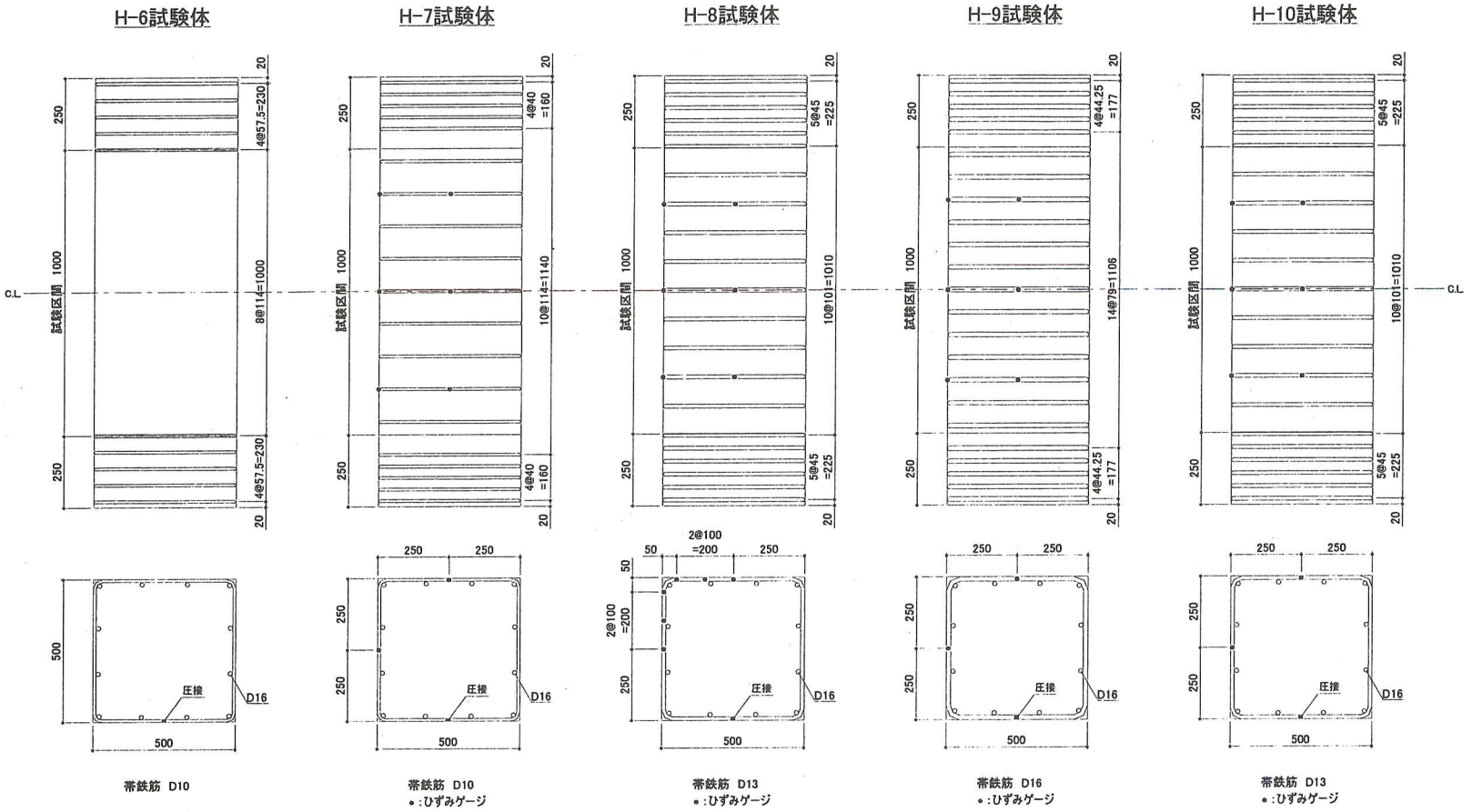


※溶接閉合位置は90度ずつ回転させて，千鳥配置とする．
ひずみｹﾞｰｼﾞは各点，水平方向に裏表2枚貼付．
上面に吊り用のｲﾝｻｰﾄ(2本)を設ける．

(単位:mm)

図-2.2.1　実験供試体（円形供試体）

拘束ｺﾝｸﾘｰﾄの一軸載荷試験
円形断面試験体
試験体配筋図
鉄筋ひずみゲージ計測位置図

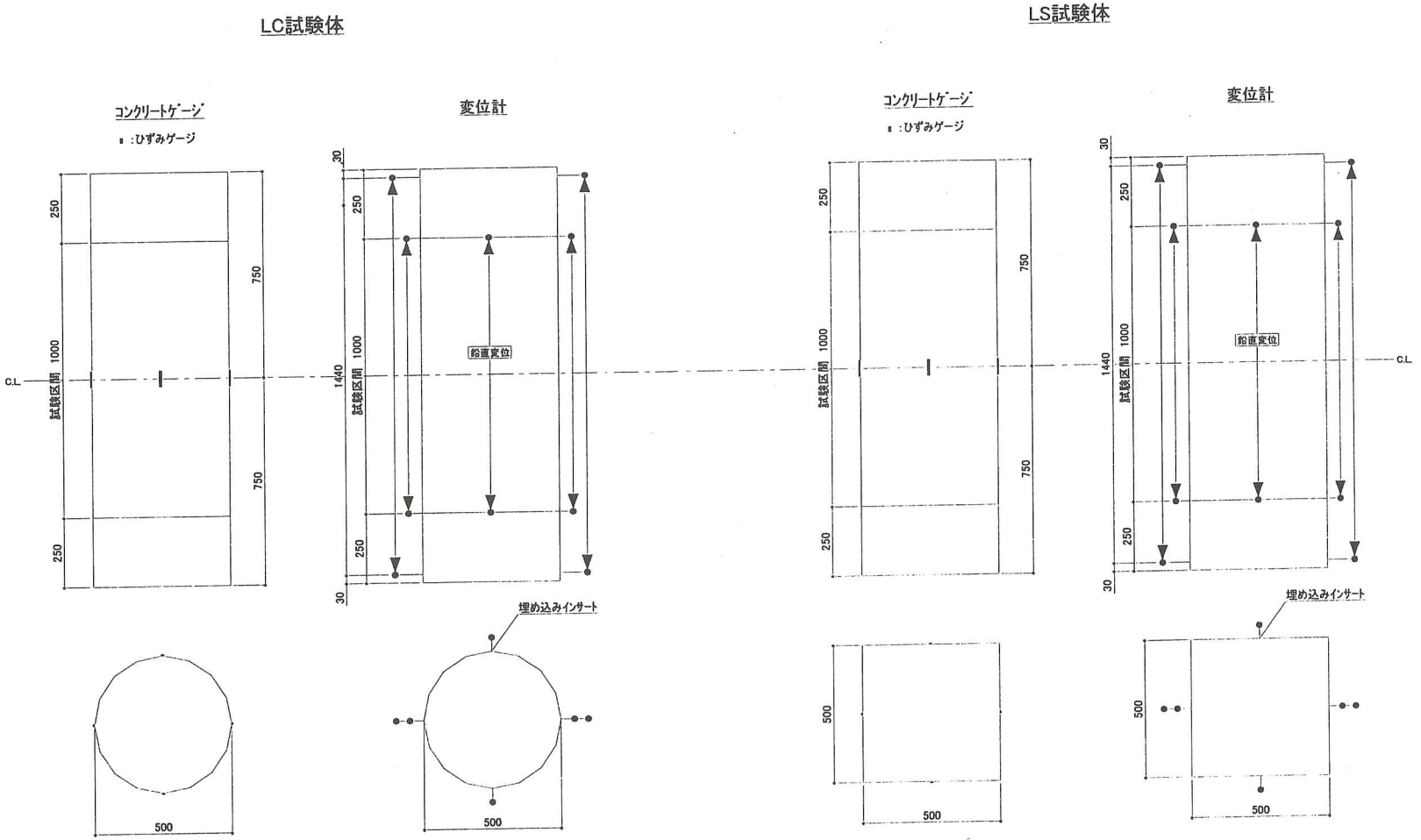


※溶接閉合位置は90度ずつ回転させて，千鳥配置とする．
ひずみゲージは各点，水平方向に裏表2枚貼付．
上面に吊り用のインサート(2本)を設ける．

(単位:mm)

図-2.2.2　実験供試体（矩形形供試体）

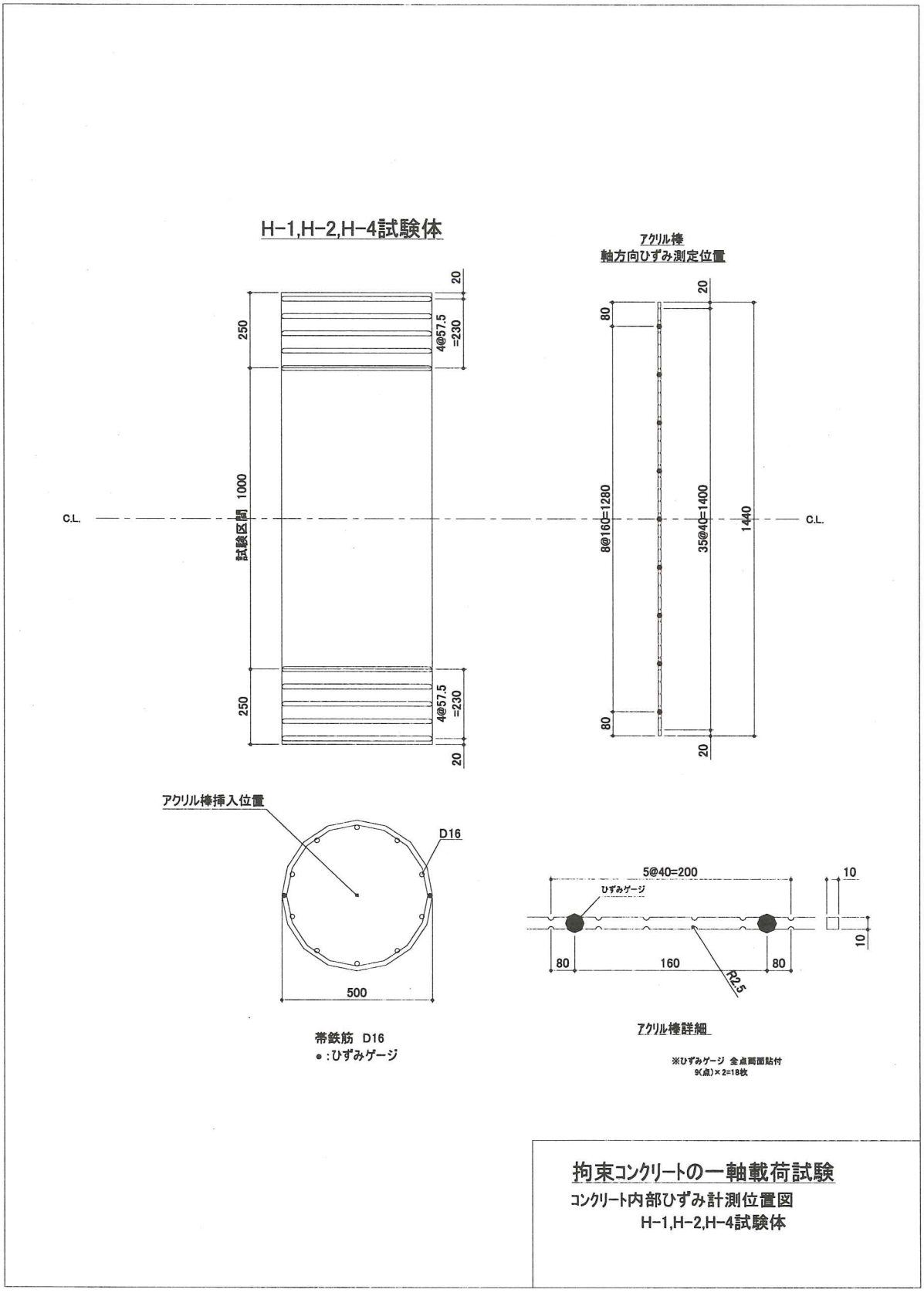
拘束コンクリートの一軸載荷試験
矩形断面試験体
試験体配筋図
鉄筋ひずみゲージ計測位置図



(単位:mm)

図-2.2.3　コンクリートゲージ及び変位計計測位置

拘束コンクリートの一軸載荷試験
コンクリートゲージ計測位置
変位計計測位置



(単位:mm)

図-2.2.4　コンクリート内部ひずみ計測位置

２．３　実験結果

2.3.1 コンクリート圧縮応力度－ひずみ関係

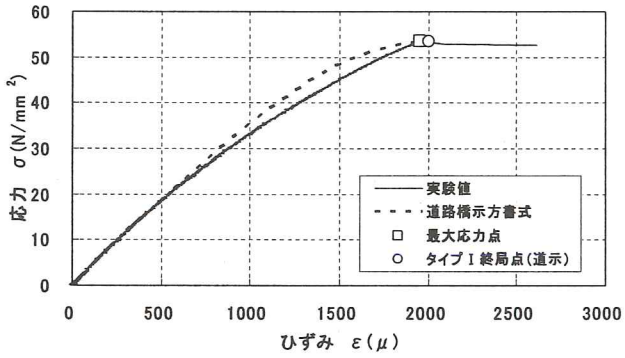
図-2.3.1 は、各供試体のコンクリート圧縮応力度－ひずみ関係を示したものである。ここで、コンクリートの圧縮応力度は荷重計測データを供試体断面積で除して、またひずみは４つの変位計で得られた値の平均値を計測区間長で除して求めた。

図には、実験データにおいては最大圧縮応力度と 0.8×最大圧縮応力度の点を併せて示している。但し、H-5、H-7 供試体については、0.8×最大圧縮応力度の点に至るまでのデータが得られていないため、それぞれ 0.84×最大圧縮応力度、0.92×最大圧縮応力度を参考までに示している。また図には、道路橋示方書式より算定した応力度－ひずみ関係、および同示方書に規定されているレベル２地震動タイプⅠ、タイプⅡの終局点も併記している。

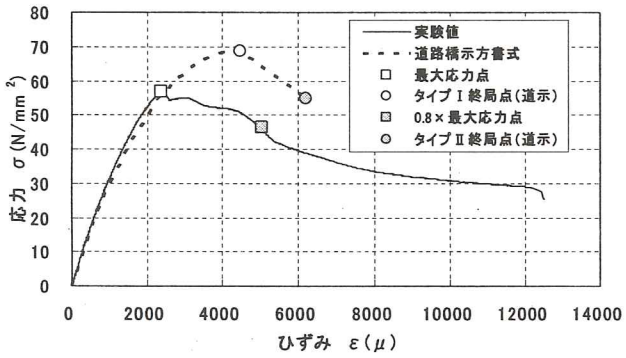
さらに、最大圧縮応力度時と 0.8×最大圧縮応力度時のコンクリート圧縮応力度およびひずみの計測結果を**表-2.3.1** に示す。

表-2.3.1　コンクリート圧縮応力度－実験結果一覧

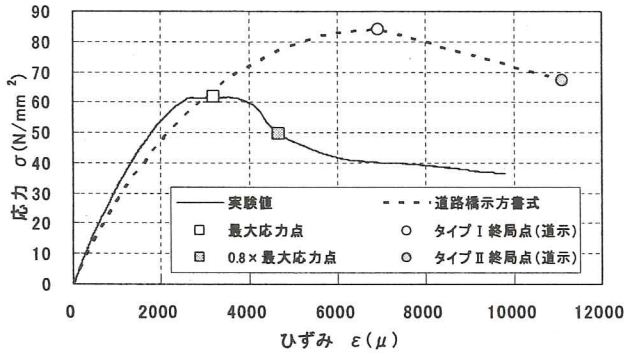
供試体		$\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$	最大圧縮応力度時		0.8×最大圧縮応力度時	
			圧縮応力度 (N/mm^2)	ひずみ (μ)	圧縮応力度 (N/mm^2)	ひずみ (μ)
円形断面	H-1	0.000	53.6	1953	—	—
	H-2	0.075	56.7	2379	46.2	5027
	H-3	0.149	61.7	3204	49.8	4684
	H-4	0.308	79.0	8865	63.2	17235
	H-5	0.320	41.2	11487	(34.6)	(24569)
矩形断面	H-6	0.000	52.5	2133	—	—
	H-7	0.077	55.2	2372	(50.6)	(2845)
	H-8	0.153	51.8	2223	41.9	3400
	H-9	0.315	59.7	2589	50.0	3137
	H-10	0.320	27.2	2104	21.8	10737



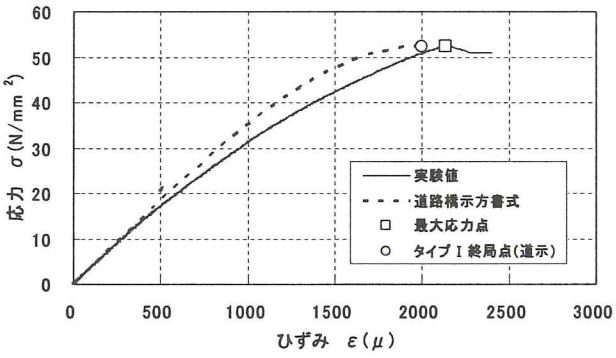
(a) H-1 供試体



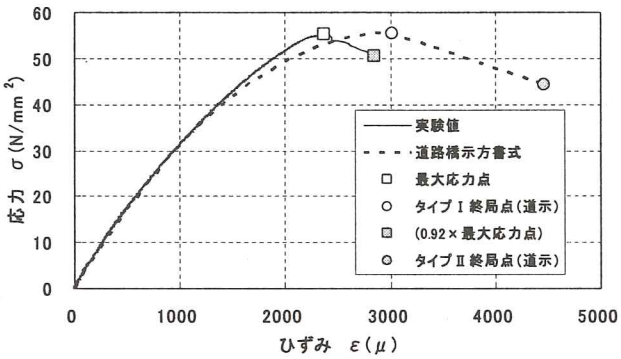
(b) H-2 供試体



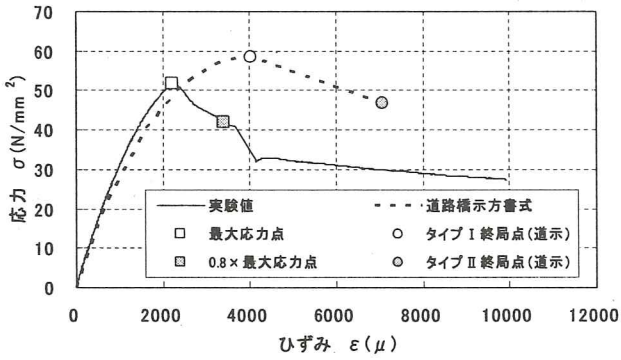
(c) H-3 供試体



(f) H-6 供試体

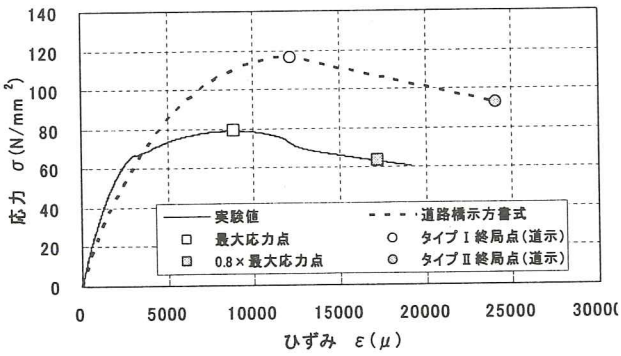


(g) H-7 供試体

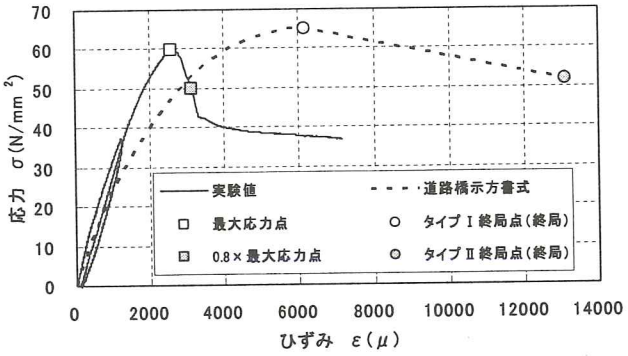


(h) H-8 供試体

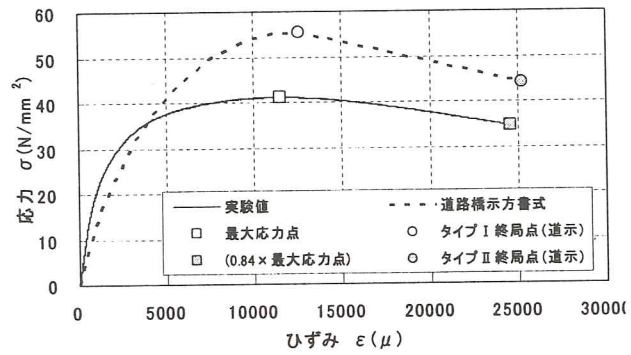
図-2.3.1(1)　コンクリート圧縮応力度－ひずみ関係



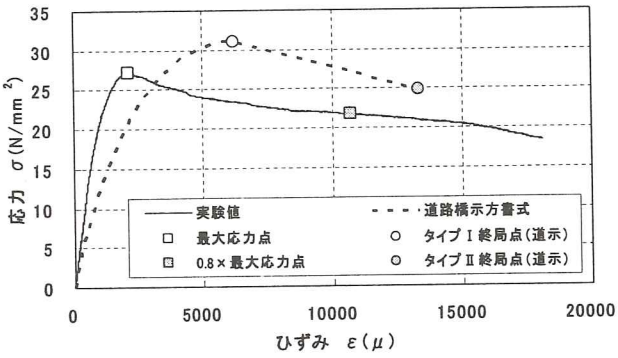
(d)H-4 供試体



(i)H-9 供試体



(e)H-5 供試体



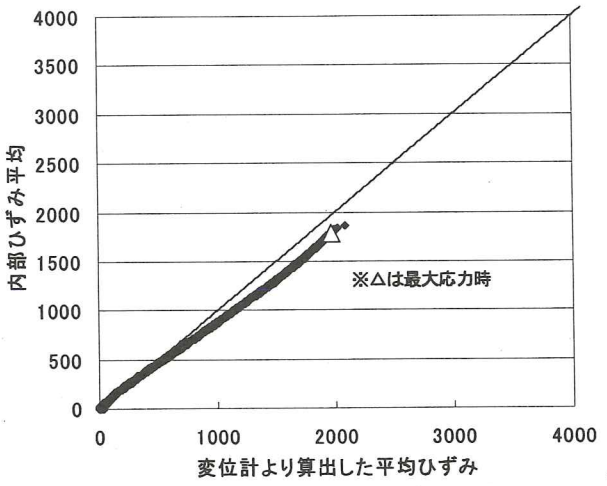
(j)H-10 供試体

図-2.3.1(2)　コンクリート圧縮応力度－ひずみ関係

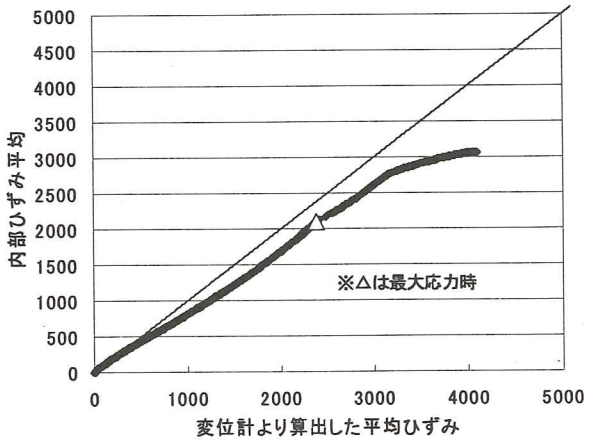
2.3.2 コンクリート内部の局所ひずみ

（1）変位計より算出した平均軸ひずみと内部ひずみから算出した平均値の比較

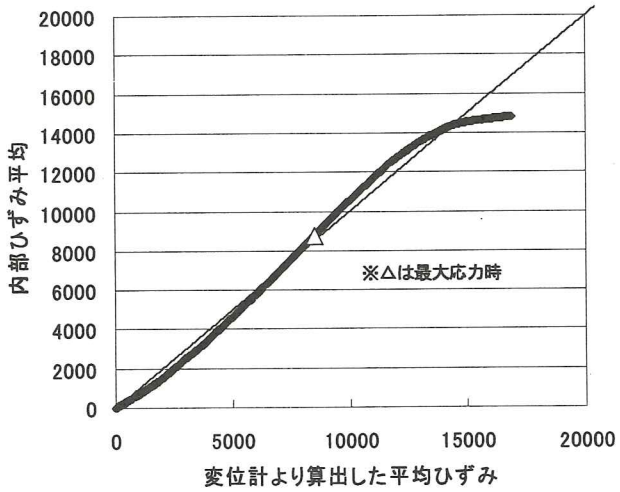
変位計の測定値より算出した平均軸ひずみと内部ひずみ全9点の平均値との関係を図-2.3.2に示す。同図には、最大応力記録時を△で示す。図より、両者のひずみは最大応力に至るまではほぼ同等である。帯鉄筋を配置したH-2試験体およびH-4試験体では、最大応力以降に変位計より算出したひずみが内部変位計の平均ひずみを若干上回る傾向が見られた。



(a)H-1 供試体



(b)H-2 供試体



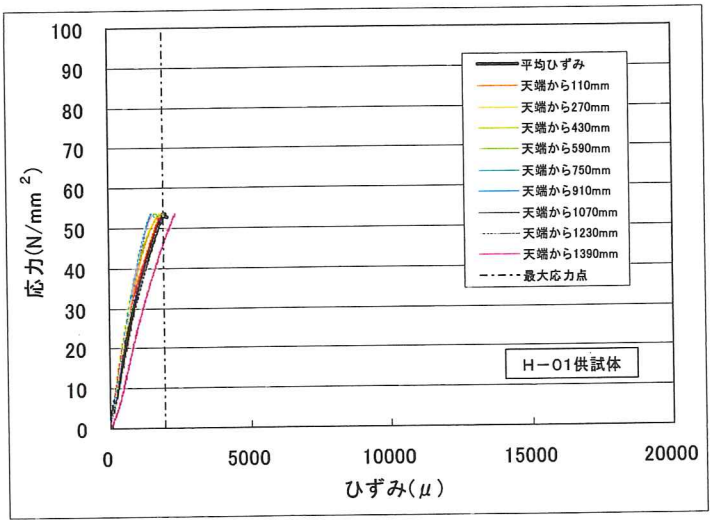
(c)H-4 供試体

図-2.3.2　変位計より算出した平均軸ひずみと内部ひずみ平均値の関係

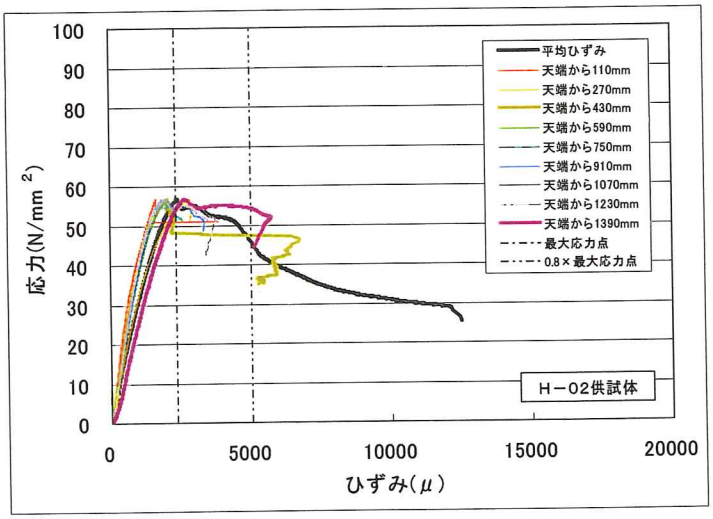
（2）コンクリートの圧縮応力度－局所ひずみ関係

図-2.3.3 は、内部の局所ひずみを計測した各試験体のコンクリートの圧縮応力度と内部局所ひずみの関係を示したものである。

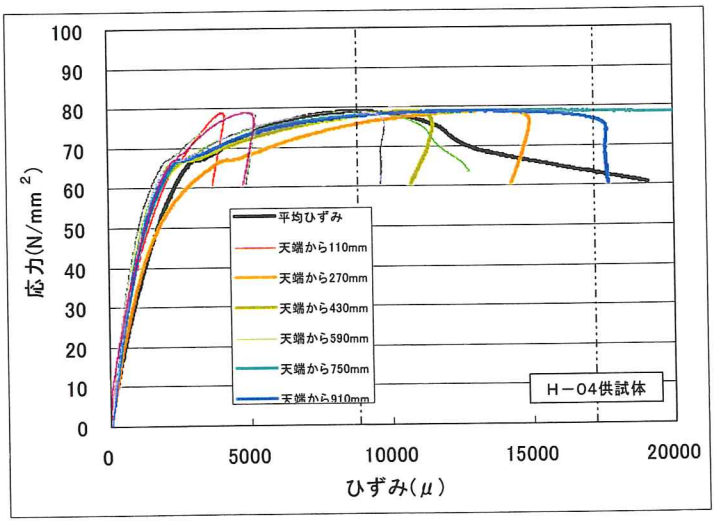
無拘束である H-1 試験体は、計測位置によるひずみにほとんど差がなく、帯鉄筋を配置した H-2、H-4 試験体では、終局時に近づくにつれて、測定位置による計測値にばらつきが生じていることがわかる。



(a)H-1 供試体



(b)H-2 供試体



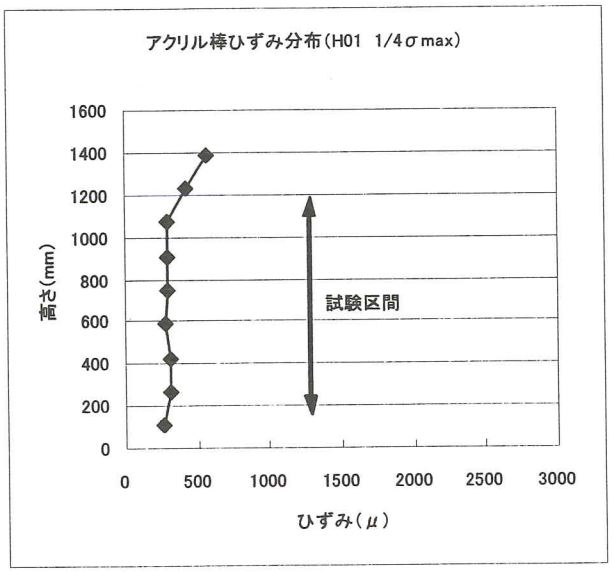
(c)H-4 供試体

図-2.3.3　コンクリートの圧縮応力度－局所ひずみ関係

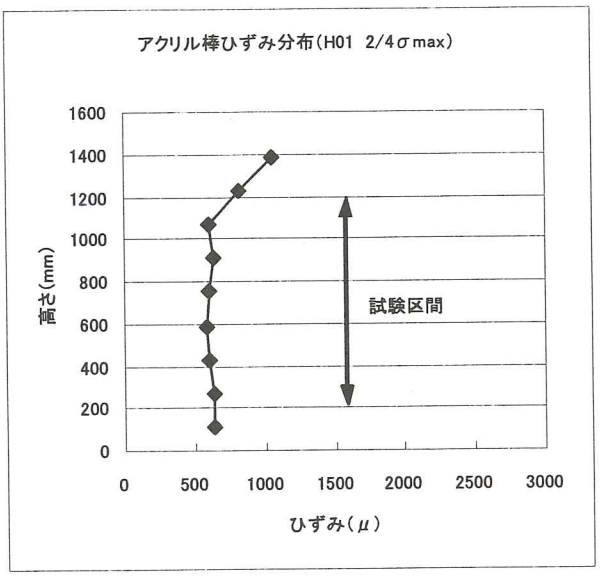
（3）内部のひずみ分布について

図-2.3.4～2.3.6 は、各測定位置における内部ひずみの分布を応力レベル毎に示したものである。これによると、低い応力レベルにおいては測定位置によるひずみの差は小さいが、応力レベルが高くなると局所的にひずみが増加する傾向を示すことがわかった。

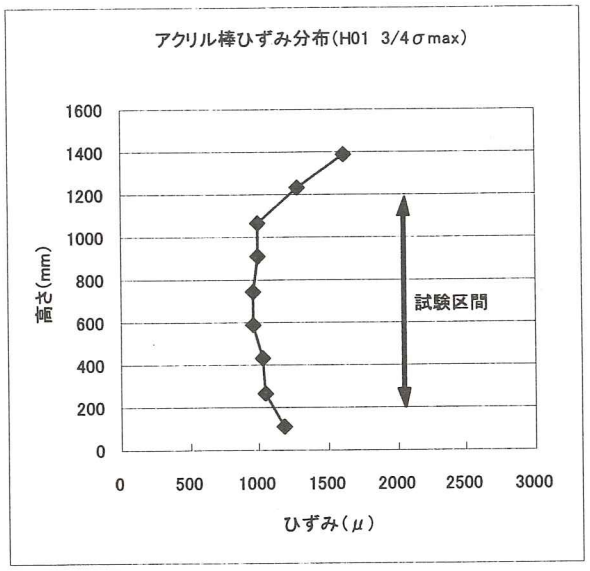
これらの計測結果と後に示す**写真**-2.3.1～2.3.10 より、定量的な検討は出来ないが、局所破壊が生じていることが考えられる。



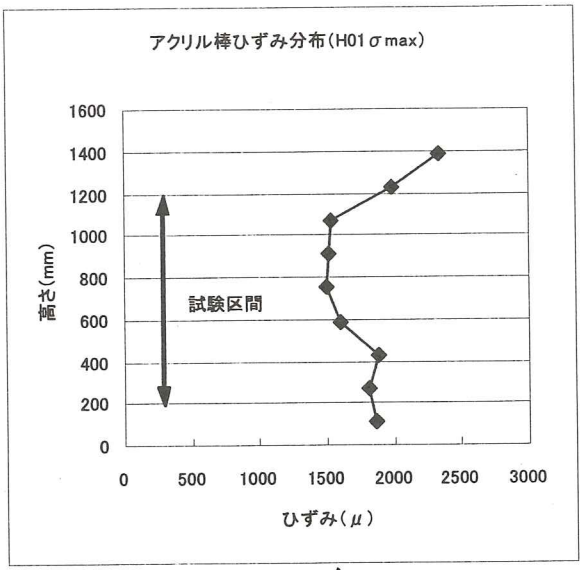
(a) 1/4 σ_{max} 時



(b) 2/4 σ_{max} 時

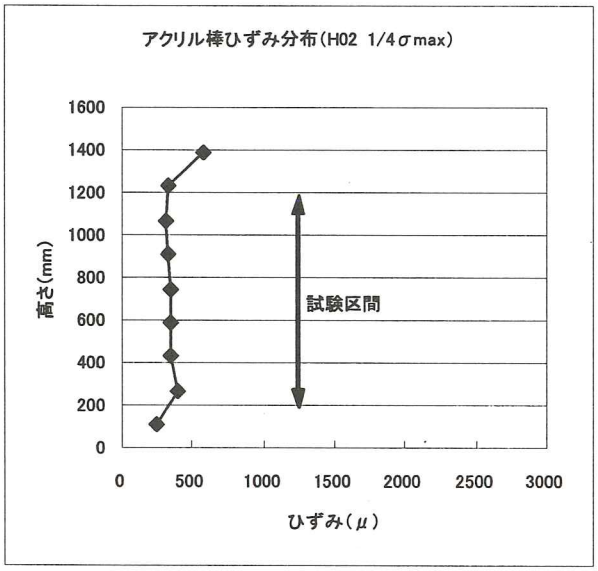


(c) 3/4 σ_{max} 時

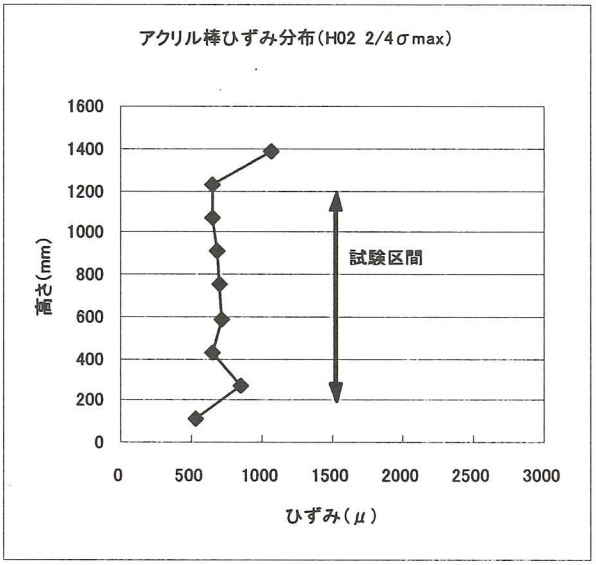


(d) σ_{max} 時

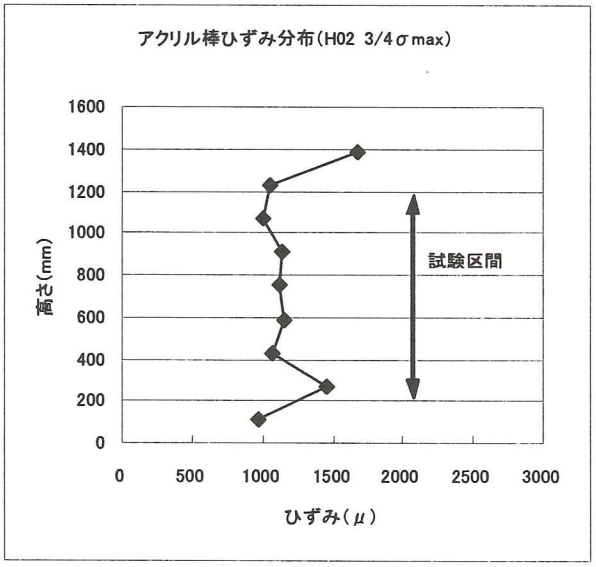
図-2.3.4　内部ひずみ分布（H-1 供試体）



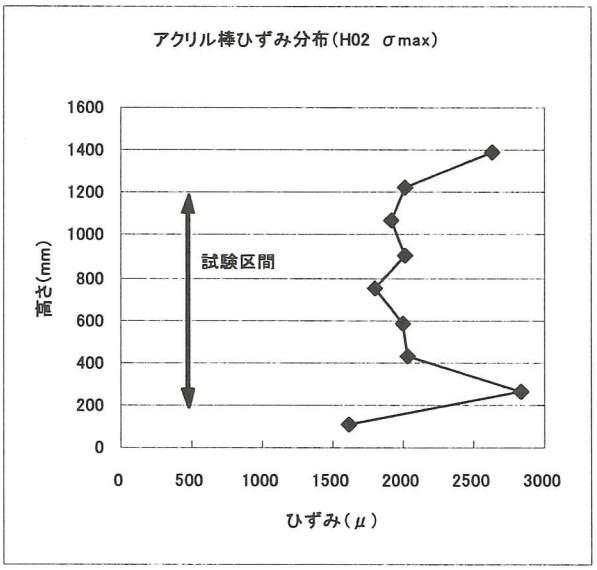
(a)1/4 σ_{max} 時



(b)2/4 σ_{max} 時

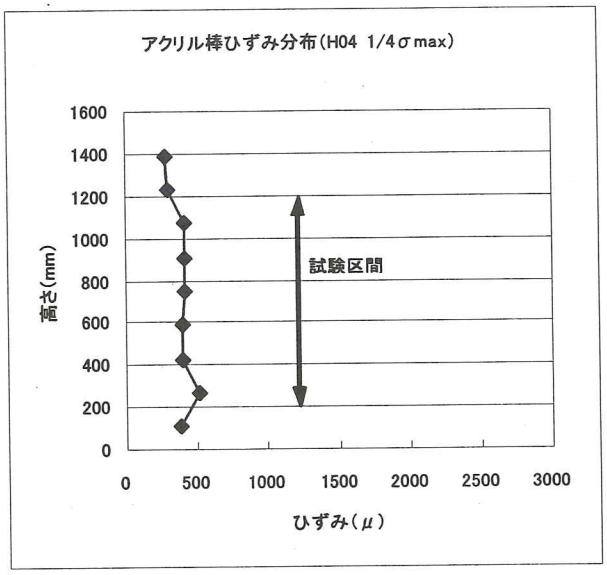


(c)3/4 σ_{max} 時

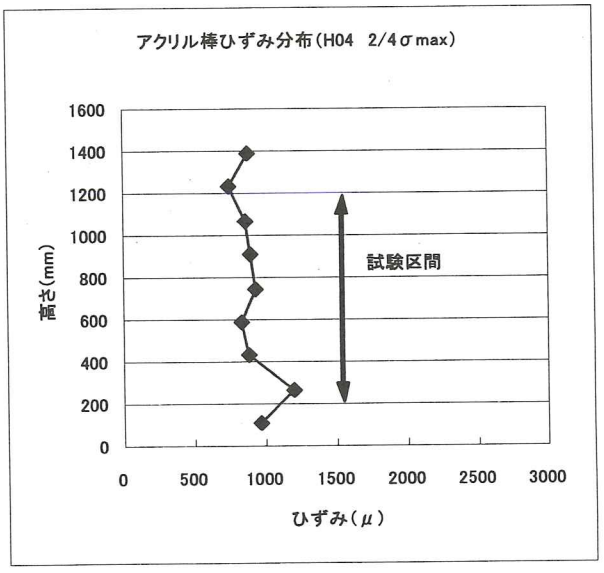


(d) σ_{max} 時

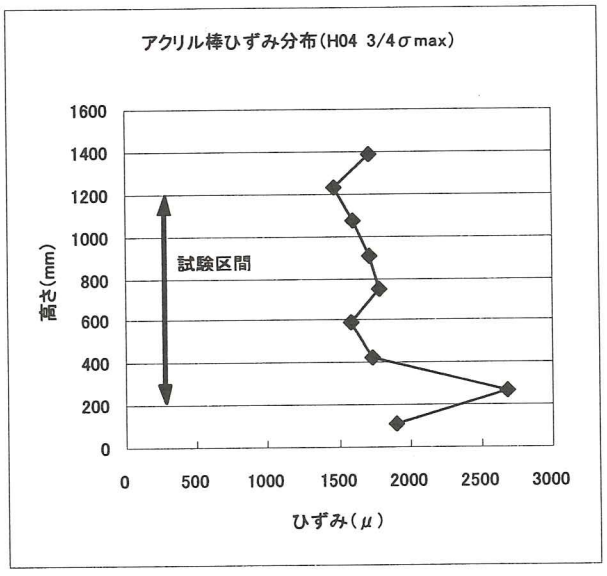
図-2.3.5　内部ひずみ分布 (H-2 供試体)



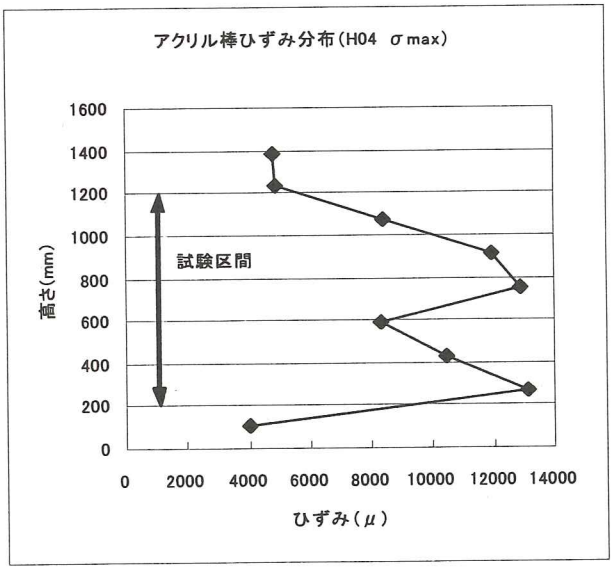
(a)1/4 σ_{max} 時



(b)2/4 σ_{max} 時



(c) 3/4 σ_{max} 時



(d) σ_{max} 時（他の図とスケールが異なっている）

図-2.3.6　内部ひずみ分布（H-4 供試体）

2.3.3　帯鉄筋のひずみ

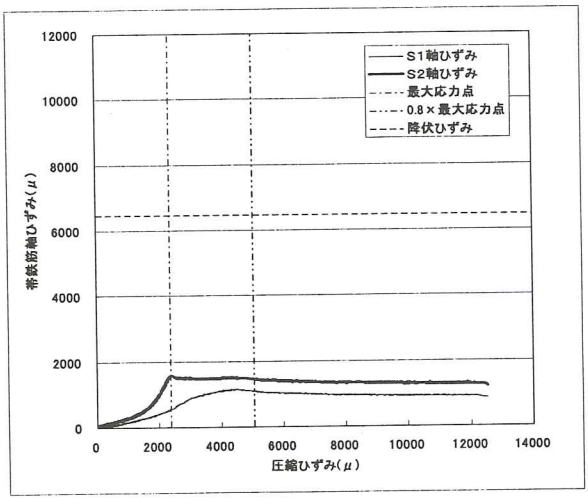
図-2.3.7～2.3.14 は、帯鉄筋を配置した供試体における帯鉄筋の軸ひずみ計測値とコンクリート圧縮ひずみの関係を示したものである。図には最大圧縮応力度時および 0.8×最大圧縮応力度時の圧縮ひずみ、および帯鉄筋の降伏ひずみを併せて示している。

また、**表-2.3.2** には、コンクリートが最大圧縮応力度を示す時点の帯鉄筋ひずみ計測値を整理した。

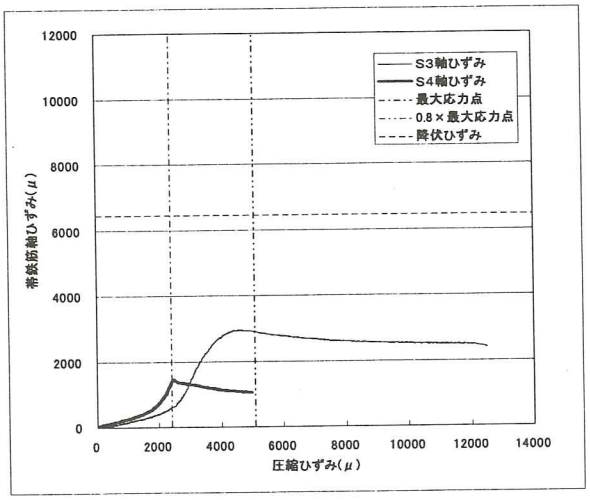
表-2.3.2　帯鉄筋ひずみ計測値

供試体		上部平均値(μ)	中央部平均値(μ)	下部平均値(μ)	降伏ひずみ(μ)
円形断面	H-2	1062	955	1425	6457
	H-3	2202	1743	1968	6318
	H-4	5606	6867	4367	6498
	H-5	13485	6291	4603	6318
矩形断面	H-7	990	1075	1305	6457
	H-8	496	270	315	6318
	H-9	928	925	1092	6498
	H-10	1439	882	313	6318

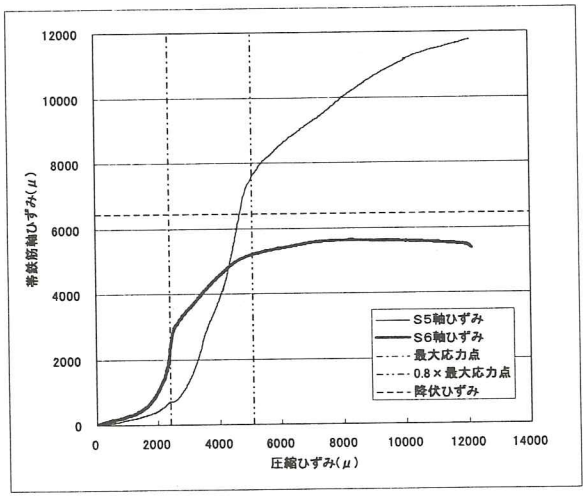
これらより、今回の供試体では、H-4 および H-5 供試体を除き、最大圧縮応力時における帯鉄筋のひずみが降伏に至っていないことがわかる。



(a) 上部

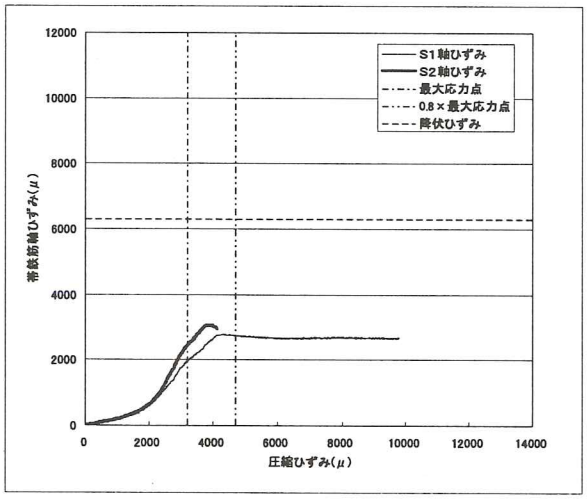


(b) 中央部

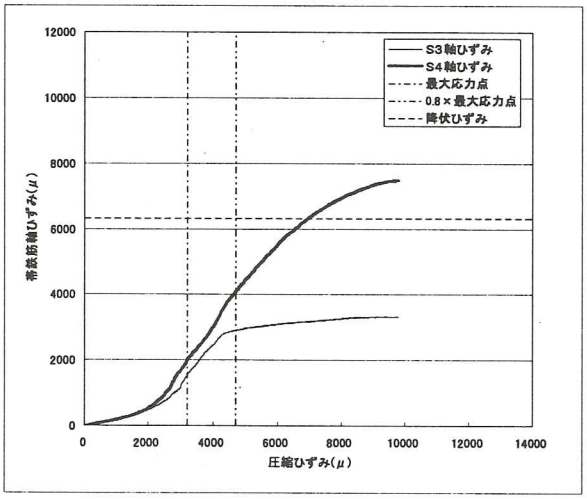


(c) 下部

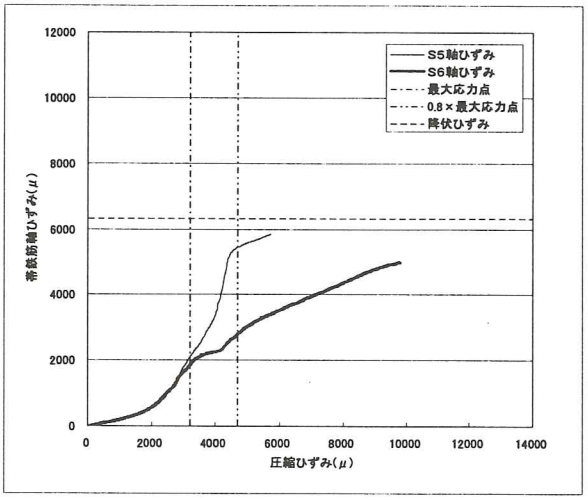
図-2.3.7　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-2 供試体）



(a) 上部

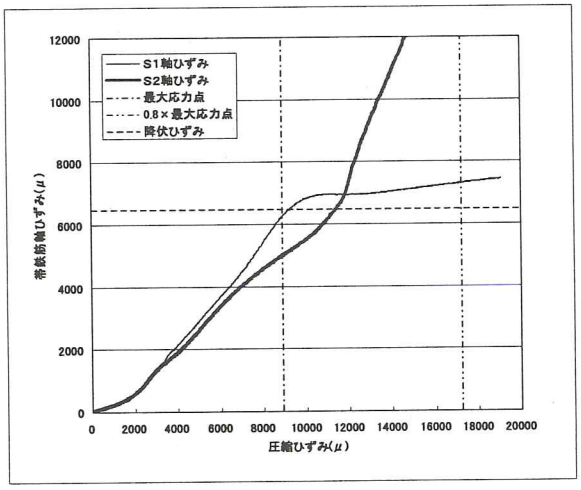


(b) 中央部

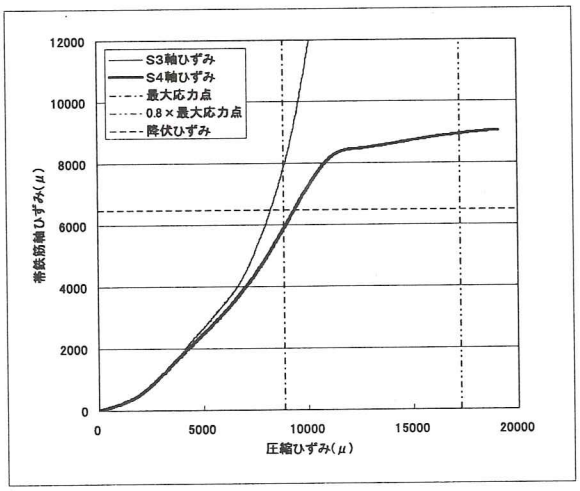


(c) 下部

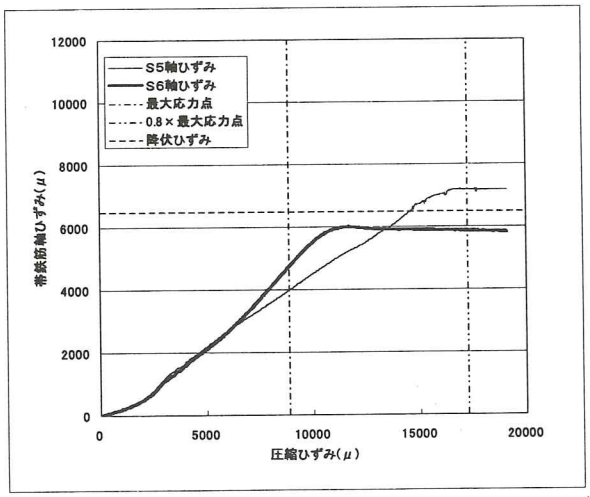
図-2.3.8　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-3 供試体）



(a) 上部

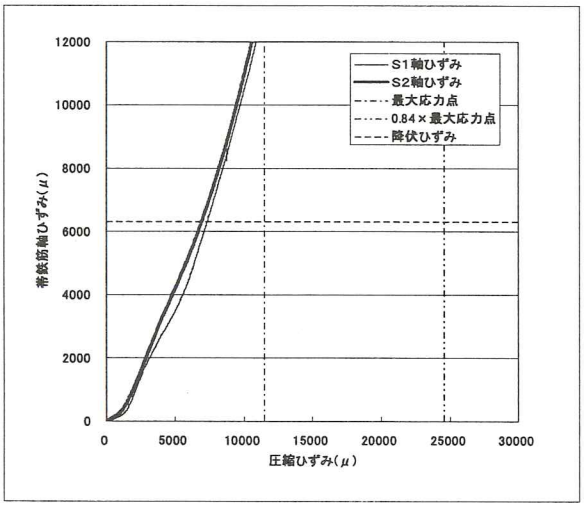


(b) 中央部

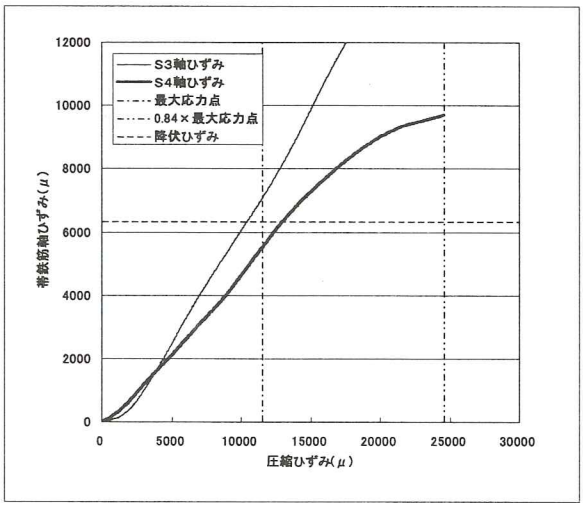


(c) 下部

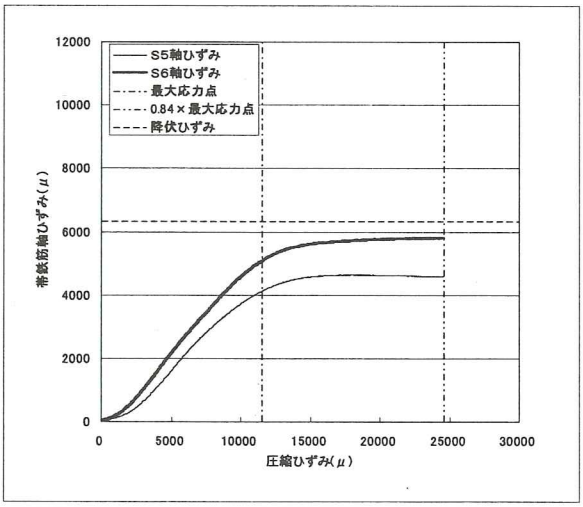
図-2.3.9　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-4 供試体）



(a) 上部

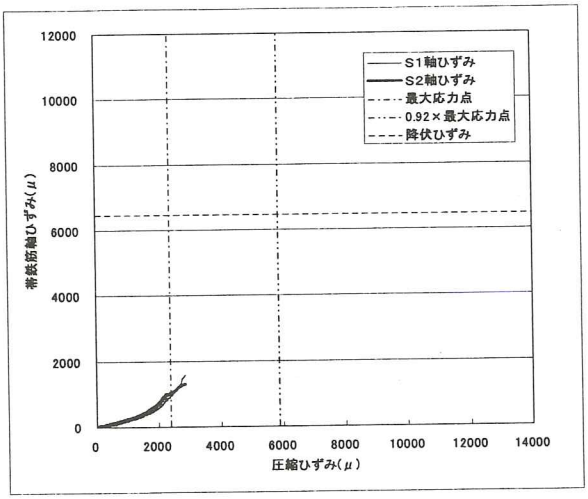


(b) 中央部

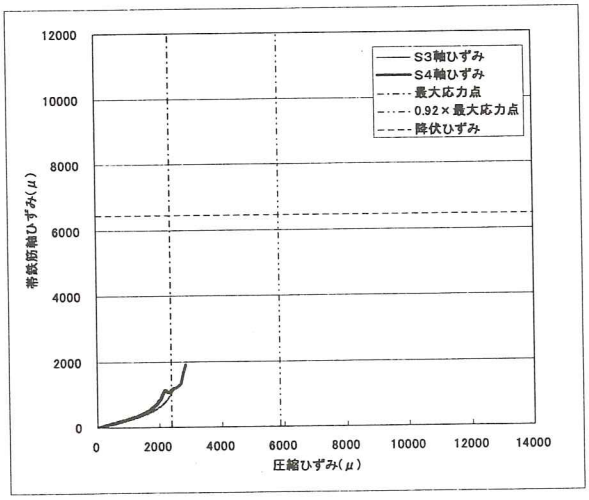


(c) 下部

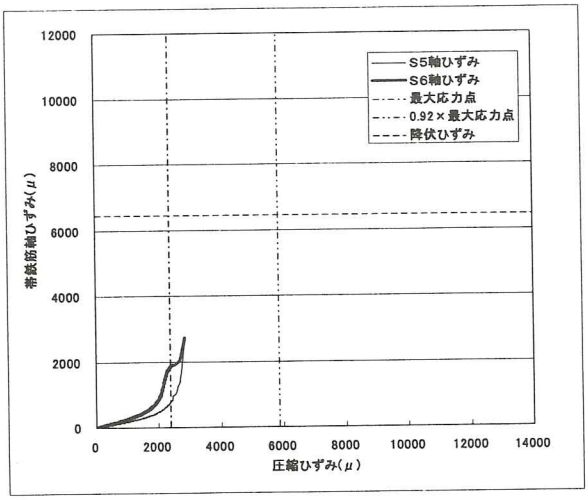
図-2.3.10　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-5 供試体）



(a) 上部

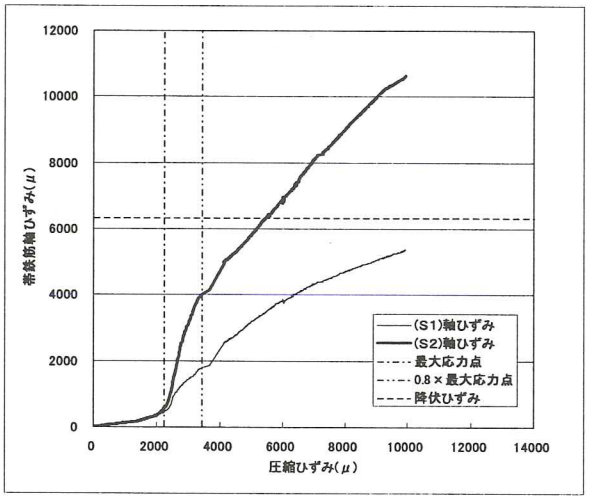


(b) 中央部

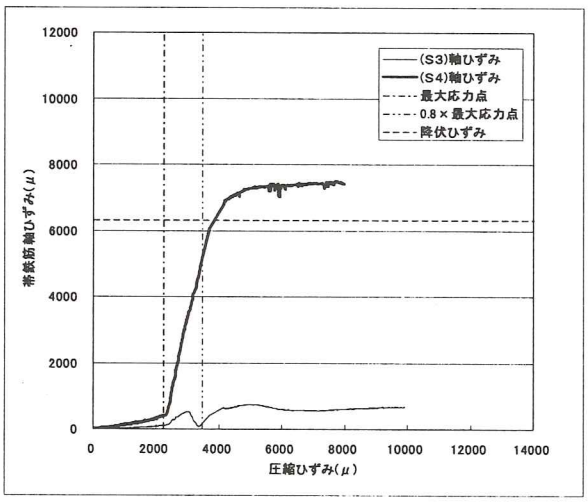


(c) 下部

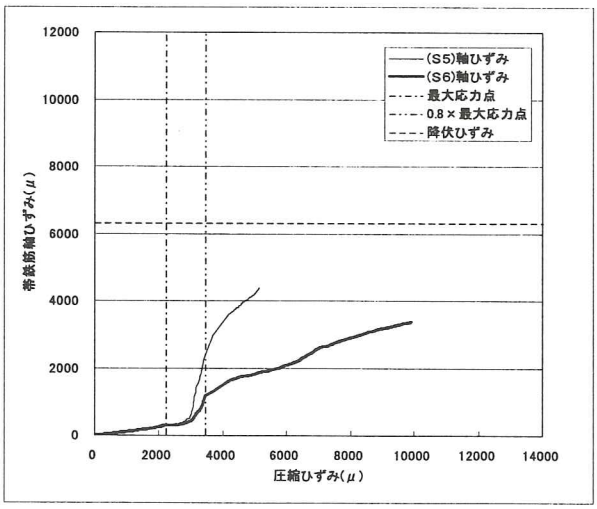
図-2.3.11　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-7 供試体）



(a) 上部

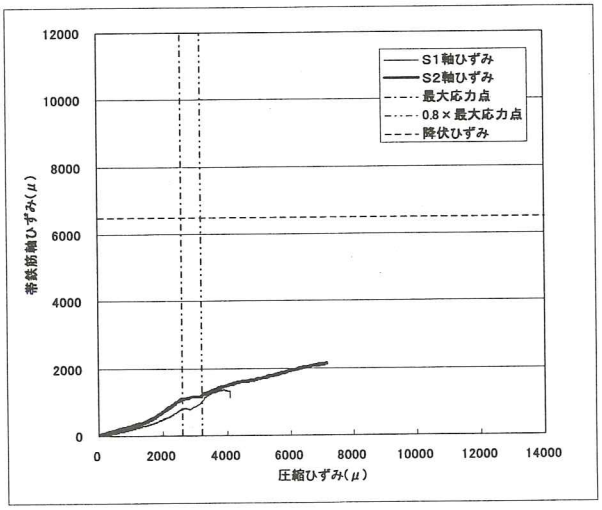


(b) 中央部

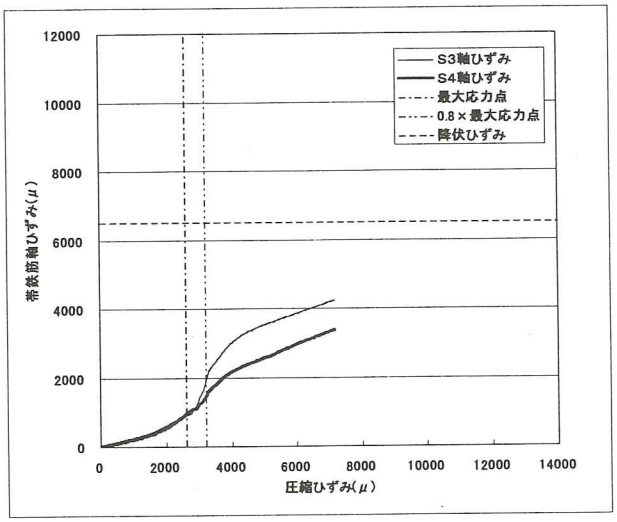


(c) 下部

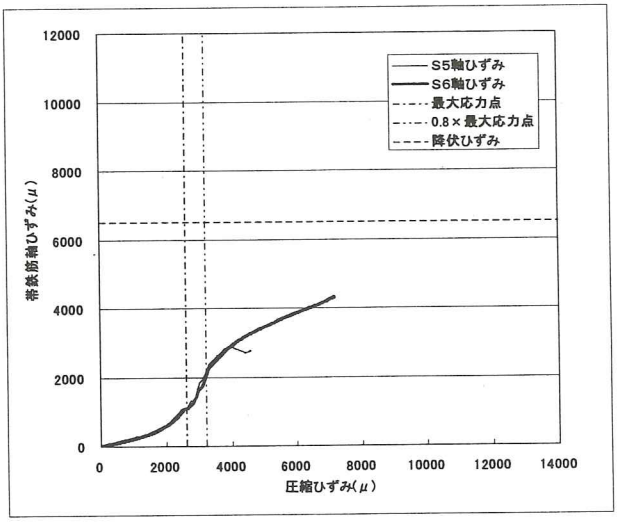
図-2.3.12　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-8 供試体）



(a) 上部

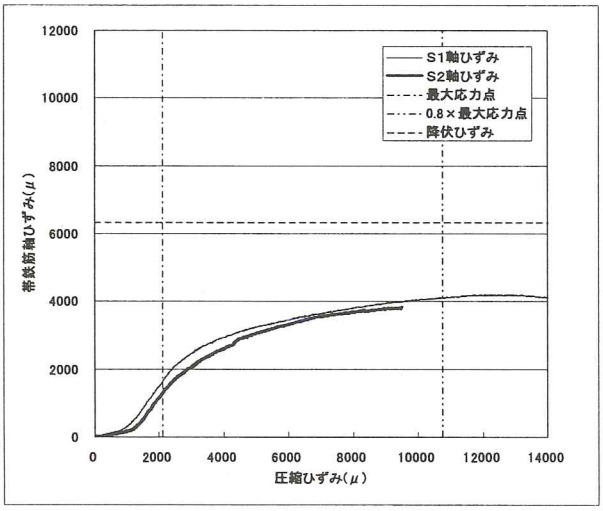


(b) 中央部

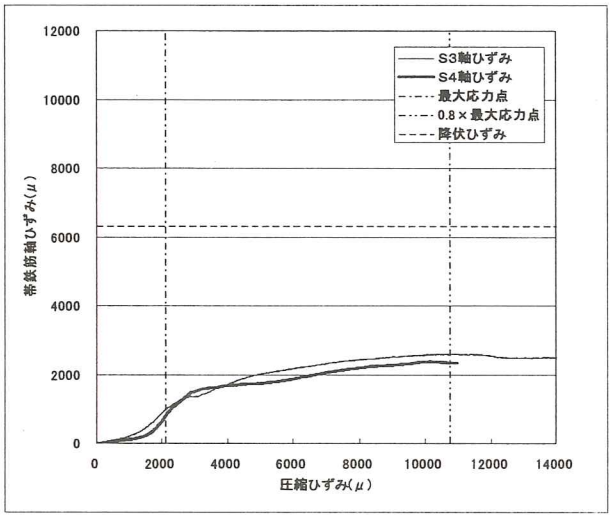


(c) 下部

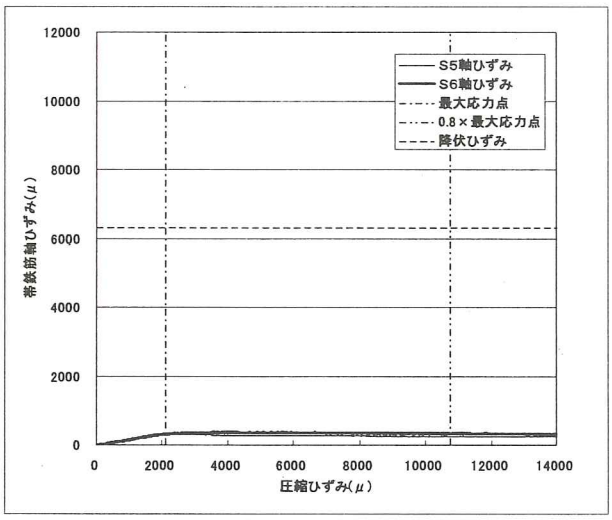
図-2.3.13　帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係（H-9 供試体）



(a) 上部



(b) 中央部

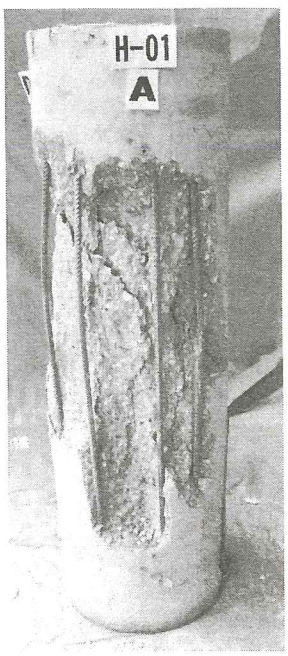


(c) 下部

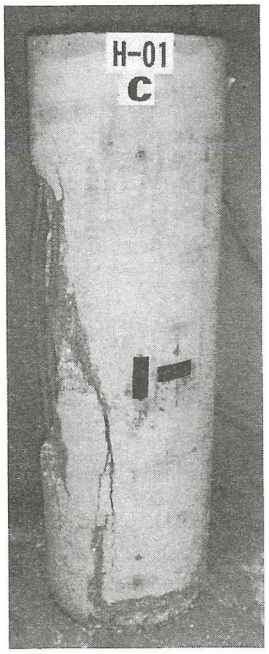
図-2.3.14 帯鉄筋の軸ひずみとコンクリート圧縮ひずみの関係 (H-10 供試体)

2.3.4　破壊状況

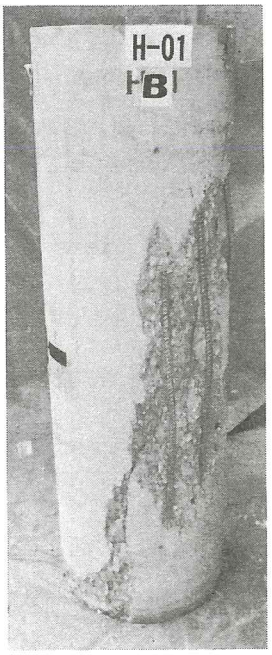
供試体の破壊状況を**写真**-2.3.1～2.3.10 に示す。



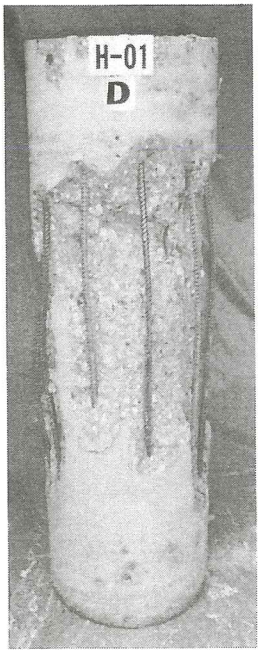
(a) A面



(b) C面

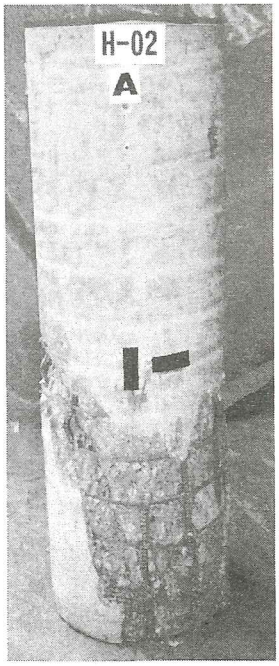


(c) B面

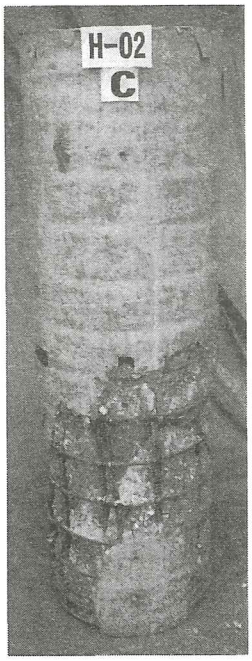


(d) D面

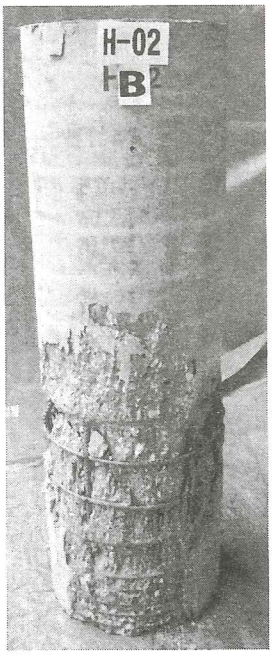
写真-2.3.1　供試体損傷状況(H-1 供試体)



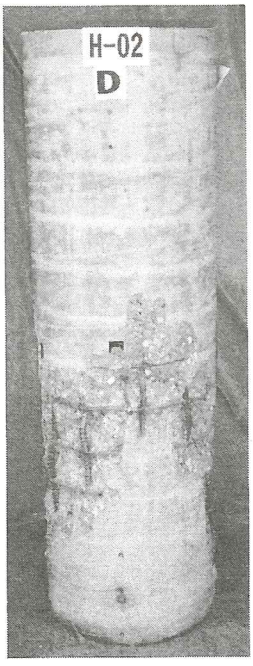
(a) A面



(b) C面

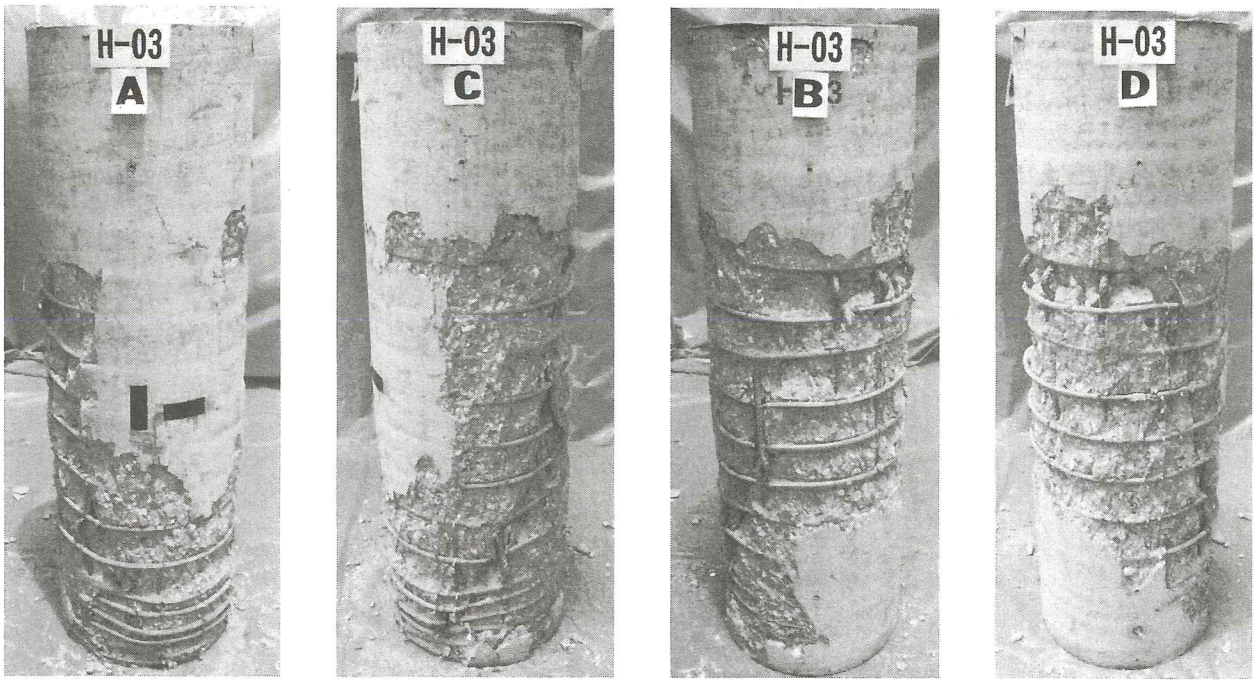


(c) B面



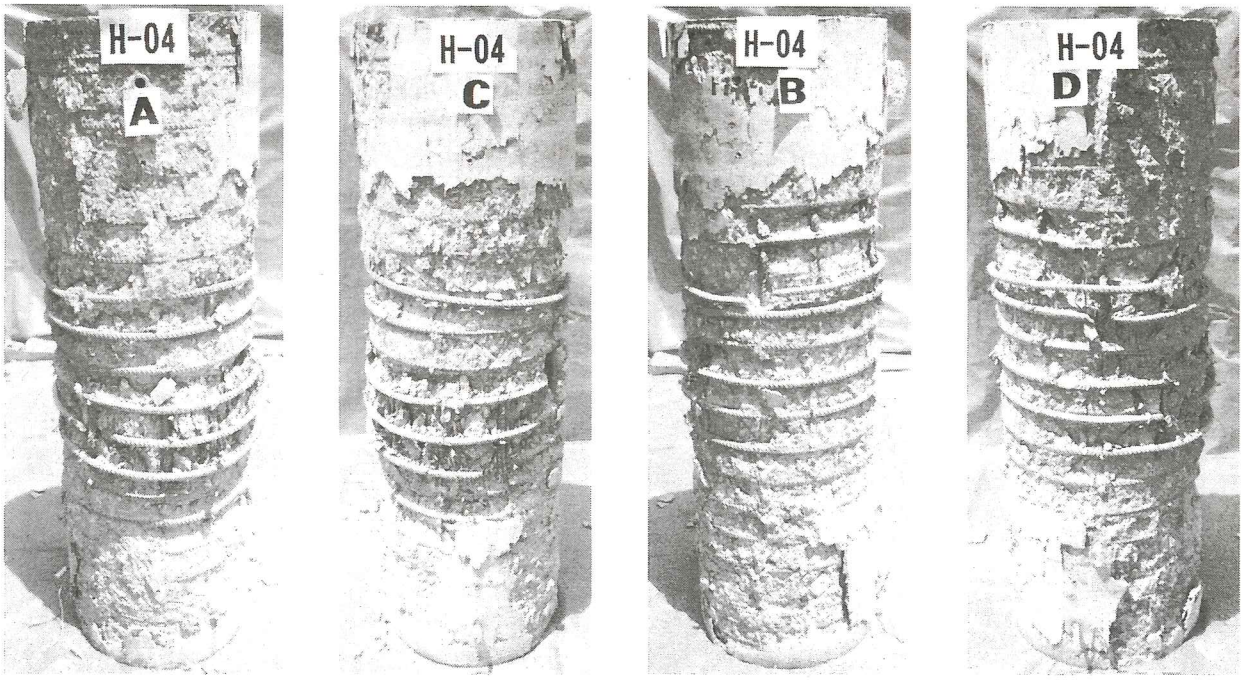
(d) D面

写真-2.3.2　供試体損傷状況(H-2 供試体)



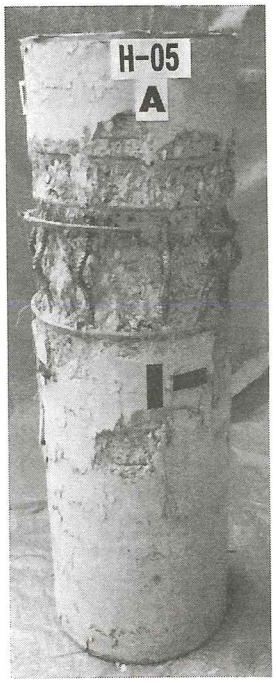
(a) A面　　(b) C面　　(c) B面　　(d) D面

写真-2. 3. 3　供試体損傷状況(H-3 供試体)

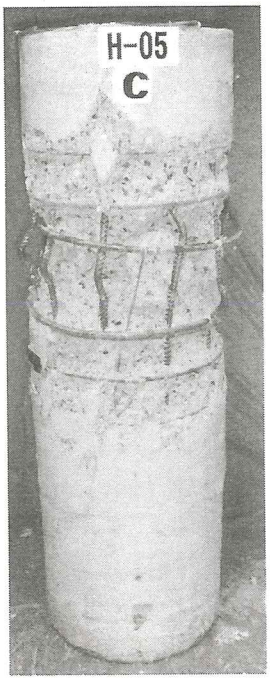


(a) A面　　(b) C面　　(c) B面　　(d) D面

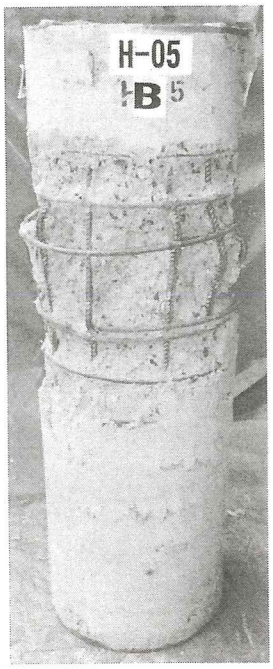
写真-2. 3. 4　供試体損傷状況(H-4 供試体)



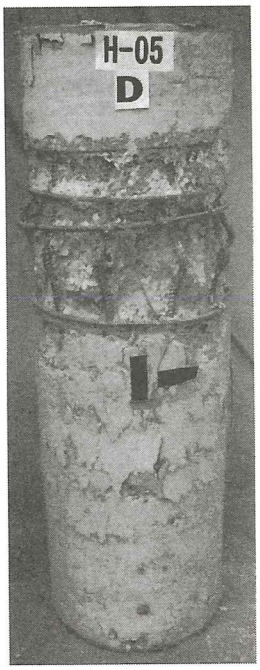
(a) A面



(b) C面

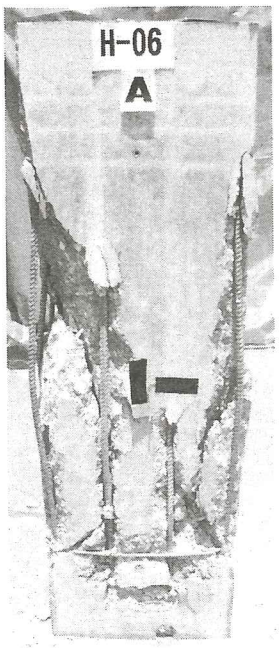


(c) B面

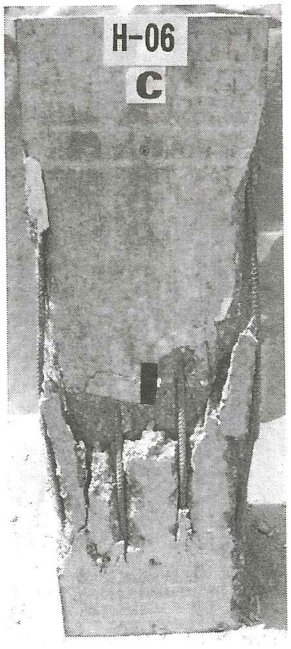


(d) D面

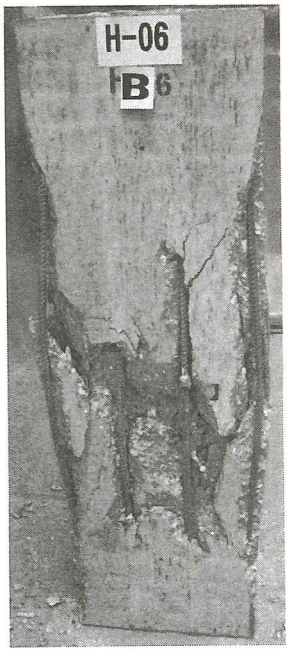
写真-2.3.5　供試体損傷状況(H-5 供試体)



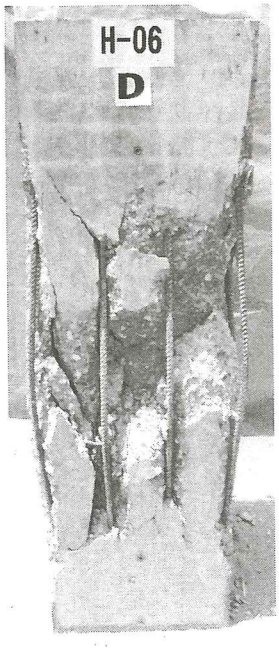
(a) A面



(b) C面

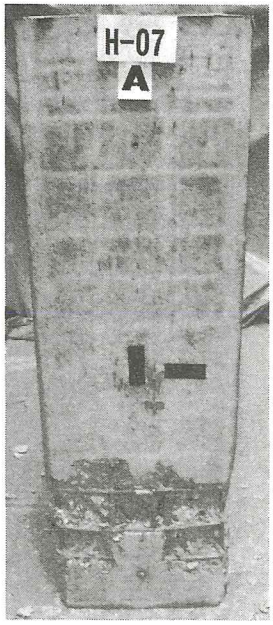


(c) B面

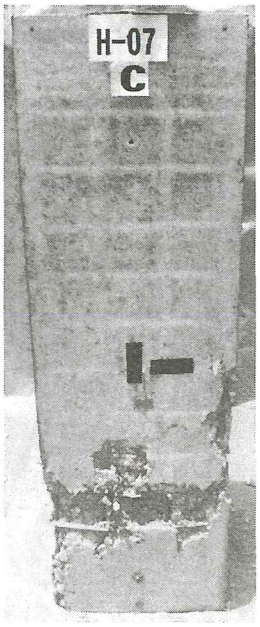


(d) D面

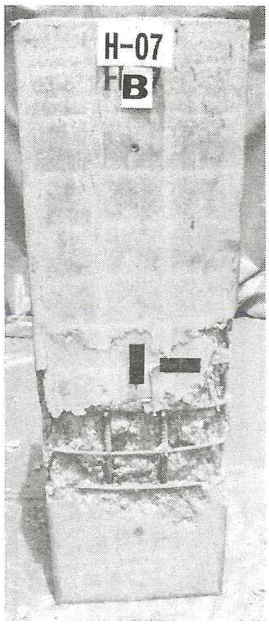
写真-2.3.6　供試体損傷状況(H-6 供試体)



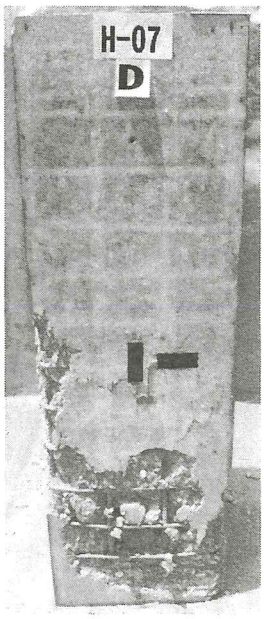
(a) A面



(b) C面

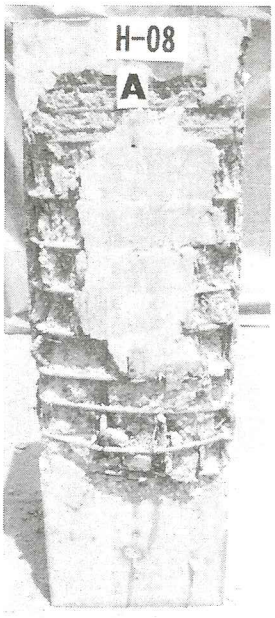


(c) B面

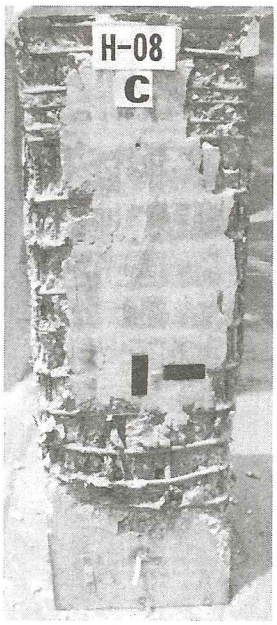


(d) D面

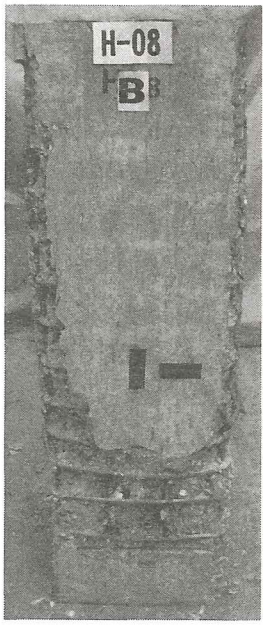
写真-2.3.7　供試体損傷状況(H-7 供試体)



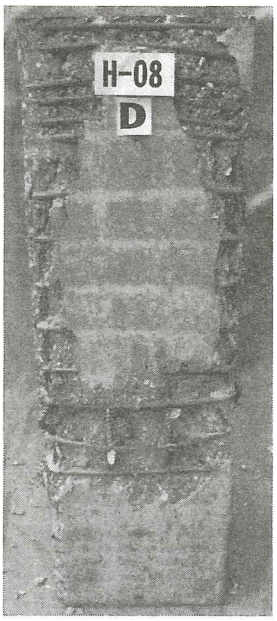
(a) A面



(b) C面

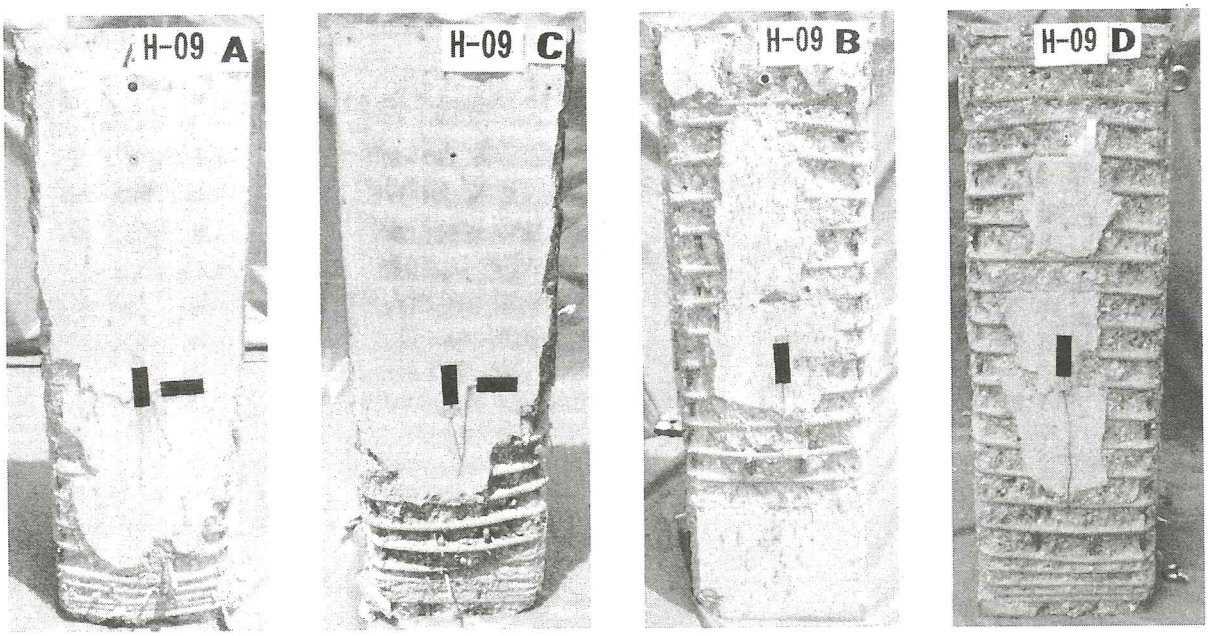


(c) B面



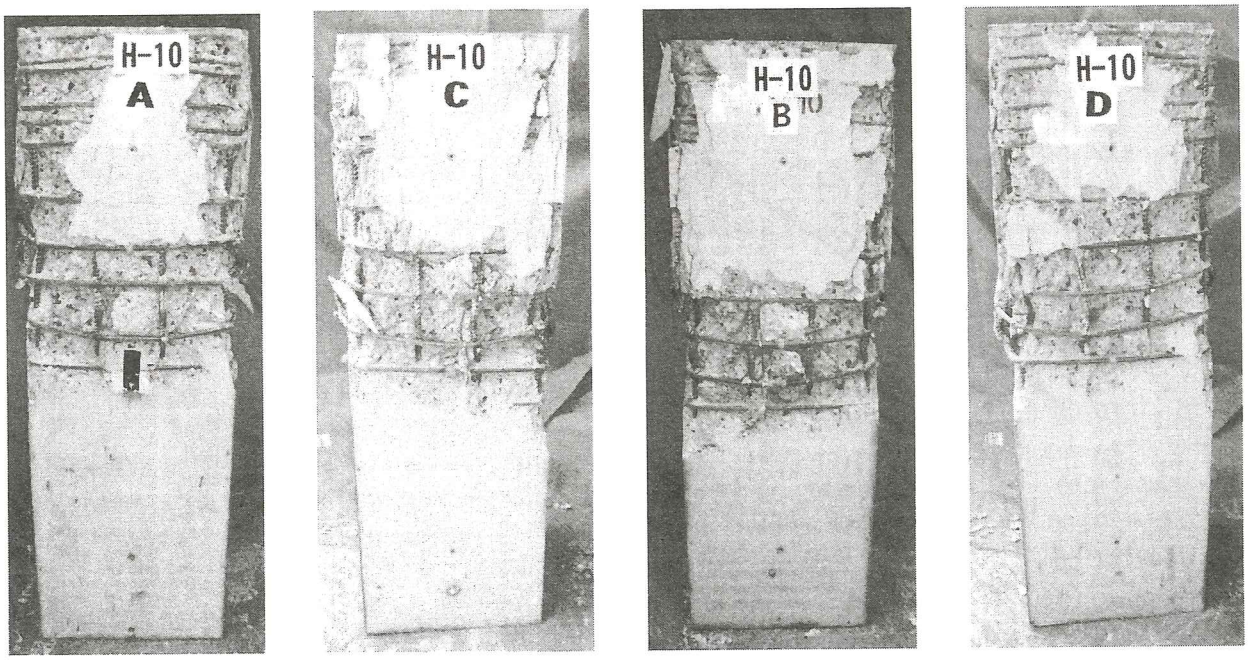
(d) D面

写真-2.3.8　供試体損傷状況(H-8 供試体)



(a) A面　(b) C面　(c) B面　(d) D面

写真-2.3.9　供試体損傷状況(H-9 供試体)



(a) A面　(b) C面　(c) B面　(d) D面

写真-2.3.10　供試体損傷状況(H-10 供試体)

２．４　道路橋示方書式との比較

2.4.1　最大圧縮応力度

図-2.4.1 は、各供試体の最大圧縮応力度の増加率と $\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$ の関係について、円形断面および矩形断面を対象として示したものである。図には道路橋示方書による計算結果も併記している。

ここで、結果の整理に用いたコンクリートの圧縮強度は、高強度コンクリート供試体については H-1 供試体（円形）、H-6 供試体（矩形）の最大圧縮応力度を用いた。また、普通強度供試体については、**表-2.3.1** に示したテストピースの圧縮試験強度値を、寸法効果を考慮する式(2.4.1)にて補正したものを用いた。

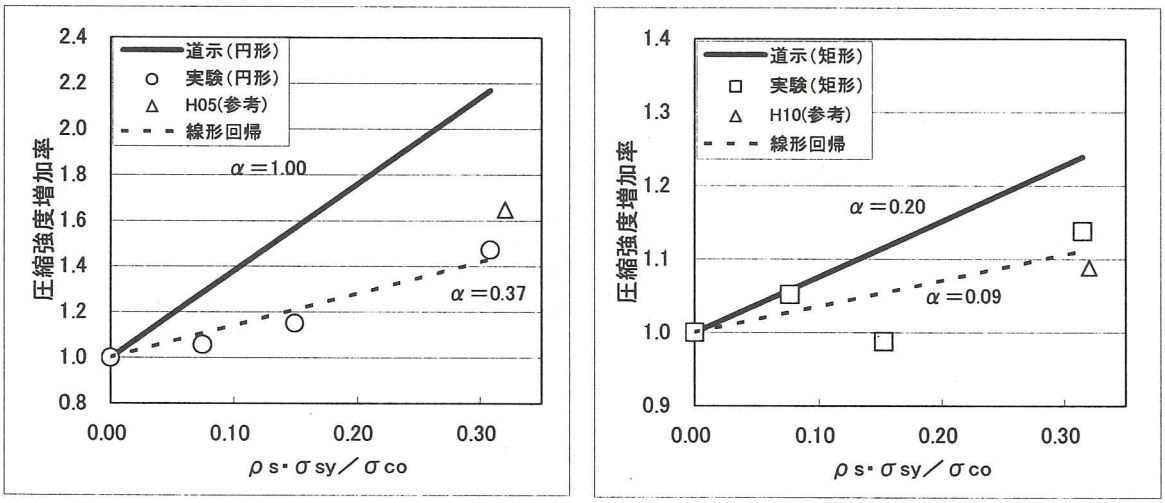
$$\sigma_{c0} = \frac{\sigma_c}{\sqrt[8]{(D/d)}} \qquad (2.4.1)$$

ここに、σco：コンクリート圧縮強度

σc：テストピース圧縮強度

D：供試体の直径

d：テストピース直径



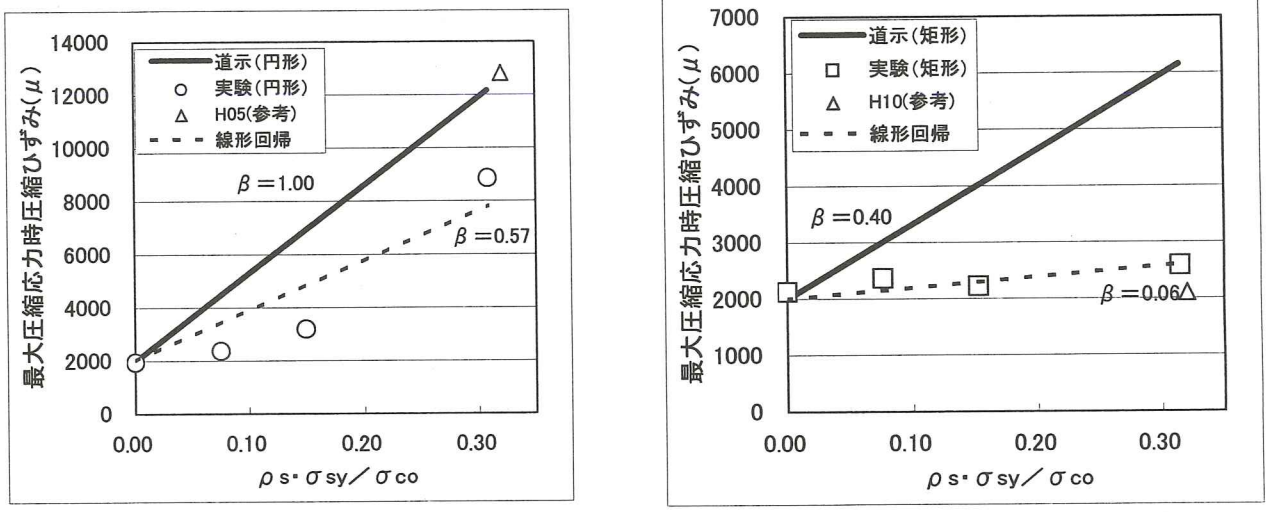
(a)円形断面　　(b)矩形断面

図-2.4.1　最大圧縮応力度の増加率と $\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$ の関係

今回の実験データを線形回帰し、道路橋示方書式に規定されている断面補正係数 α を算定すると、円形断面の場合 $\alpha = 0.37$、矩形断面の場合 $\alpha = 0.09$ となる。

2.4.2 最大圧縮応力時のひずみ

図-2.4.2 は、各供試体の最大圧縮応力時の圧縮ひずみと $\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$ の関係を、円形断面および矩形断面を対象として示したものである。図には道路橋示方書による計算結果も併記している。



(a) 円形断面　　(b) 矩形断面

図-2.4.2　最大圧縮応力時のひずみと $\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co$ の関係

今回の実験データを線形回帰し、道路橋示方書式に規定されている断面補正係数 β を算定すると、円形断面の場合 $\beta = 0.57$、矩形断面の場合 $\alpha = 0.06$ となる。

2.4.3 下降勾配

図-2.4.3 は、各供試体の最大圧縮応力以降の下降勾配と $\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co^2$ の関係を示したものである。ここで下降勾配は、最大圧縮応力度時と 0.8×最大圧縮応力度時の値より算出した。また、0.8×最大圧縮応力度時までのデータが得られていない H-5、H-7 供試体についても、それぞれ 0.84×最大圧縮応力度時、0.92×最大圧縮応力度時の値を用いて算出した結果を、参考として示している。さらに、図には道路橋示方書による計算結果も併記している。

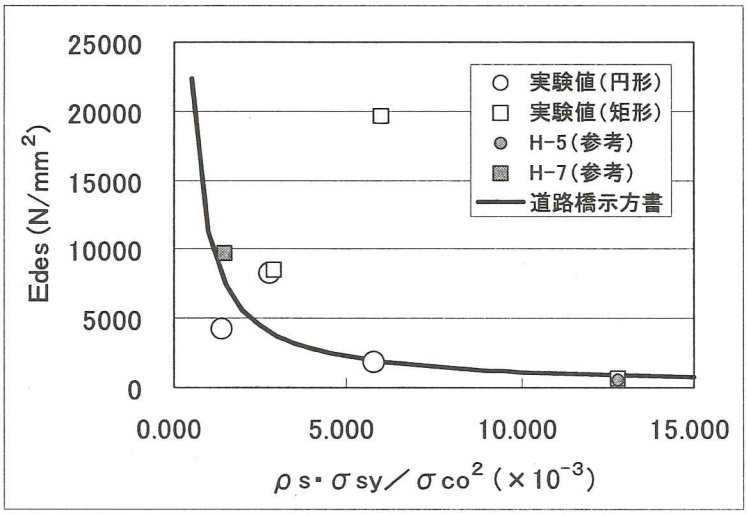


図-2.4.3 下降勾配と $\rho s \cdot \sigma sy / \sigma co^2$ の関係

２．５　まとめ

本章では、星隈ら[3]による普通強度鉄筋コンクリートの一軸圧縮試験を参考に、高強度コンクリートおよび高強度帯鉄筋を用いた大型一軸圧縮試験を実施し、道路橋示方書式の高強度材料に対する適用性を検討した。結果を以下に要約する。

(1) 破壊性状について

・今回実施した試験体では、終局時に局所破壊的な性状を示していた。

・その傾向は、内部ひずみの計測結果にも表れていた。

(2) 最大圧縮応力について

・高強度コンクリートと高強度鉄筋の組み合わせにおいても、横拘束筋量を増加させることによって、最大圧縮応力度が増加することが確認された。

・ただし、その増加割合は、道路橋示方書式と比べると小さかった。この傾向は、普通強度コンクリートと高強度鉄筋を組み合わせたH-5（円形断面）、H-10（矩形断面）においてもほぼ同様であった。

(3) 最大圧縮応力時のひずみについて

・高強度コンクリートと高強度鉄筋の組み合わせにおいても、横拘束筋量を増加させることによって、最大圧縮応力時のひずみが増加することが確認された。

・ただし、その割合は道路橋示方書式と比べると小さかった。特に矩形断面においては、増加割合は僅かであった。

(4) 加工勾配について

・円形断面試験体については、道路橋示方書式とほぼ同様な加工勾配の傾向を有していた。

・矩形断面試験体については、明確な傾向は見られなかった。

以上、現行の道路橋示方書式の適用範囲をコンクリート強度60N/mm^2、横拘束筋降伏強度785N/mm^{2}まで拡張する場合、直接的に外挿することは困難な結果となった。今後は、部材実験結果との整合性等を踏まえ、合理的な適用方向を検討する予定である。

参考文献

1) (独) 土木研究所他：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書，整理番号第283号，平成14年9月

2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3

3) 星隈，川島，長屋：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力－ひずみ関係，土木学会論文集，No.520/Ⅴ-28，pp.1-11，1995.8

4) 平井，中村，檜貝：コンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.339-344，1995

第３章　インターロッキング構造を活用した配筋合理化技術

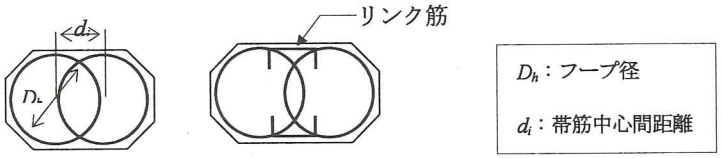
３．１　リンク筋で連結したインターロッキング式横拘束筋を有する壁式橋脚に関する実験

3.1.1　はじめに

インターロッキング式配筋は、円形帯鉄筋を使用することにより、矩形断面を効率的に拘束することが可能なため、中間帯鉄筋を用いなくても、また、少ない帯筋量としても在来橋脚と同等以上の耐震性能を有することがこれまでの研究によって明らかになってきている[1), 2)]。一方、インターロッキング式配筋は、隣り合う帯筋間の距離が大きくなりすぎると、これらの間で十分なせん断伝達が行われず、期待したせん断耐力が得られない可能性があるため、Caltrans の設計基準[3)] では、これをフープ径の 0.75 倍以下にするよう規定されている。しかしながら、**図-3.1.1(a)**に示すように、橋脚の断面形状（縦横比）によっては、この規定を満足できないようなケースもあり、設計の自由度が損なわれる場合がある。このような場合、図に示すような簡易なリンク筋によってせん断力を有効に伝達することができれば設計上の制約がなくなる。

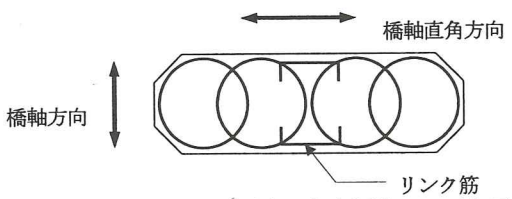
また、インターロッキング式配筋は、２組の円形帯鉄筋を組み合わせるのが一般的であるが、３組以上の円形帯鉄筋を組み合わせることによって、壁式橋脚等にも適用可能であり、国内においては４連のインターロッキング式配筋構造を用いた橋脚の施工例がある[4)]。しかしながら、組み合わせる円形帯鉄筋の数が多くなれば、それだけ施工が煩雑となり、特に断面形状の偏平な壁式橋脚に採用することは難しい。このような場合、**図-3.1.1(b)**に示すように、２連のインターロッキング式配筋をリンク筋によって複数個連結することによって、施工性を損なうことなく、本配筋構造の適用範囲を容易に広げることができる。

本研究では、インターロッキング式配筋構造の適用範囲を広げることを目的として、リンク筋を有する壁式橋脚の橋軸直角方向の正負交番載荷実験を行い、リンク筋の有無が壁式橋脚のせん断耐力に及ぼす影響を調べた。



$d_i/D_h \leqq 0.75$　　$d_i/D_h \geqq 0.75$

(a) 帯筋中心間距離の制約



(b) 壁式橋脚への適用

図-3.1.1　リンク筋を用いたインターロッキング式配筋構造

3.1.2 実験概要

(1) 試験体

試験体一覧および配筋図をそれぞれ表-3.1.1 および図-3.1.2 に示す。試験体はリンク筋のせん断伝達性能を調べるため、リンク筋の無い No.1 試験体とリンク筋を有する No.2 試験体の２体とした。断面は 60mm の面取りを有する 240mm×700mm の八角形断面であり、脚高 1400mm である。両試験体ともに、横拘束筋として２連のインターロッキング式帯筋が２セット配筋されており、No.2 試験体のみこれらがリンク筋で連結されている。コンクリートの配合強度は 24 N/mm² とし、軸方向鉄筋には 28-D13(SD345)、インターロック帯筋には D6(SD295A)を 50mm 間隔で配筋した。No.2 試験体のリンク筋は、帯筋と同材質のものを同ピッチ (50mm) で配筋した。実験時のコンクリート強度およびリンク筋の有無以外は同一諸元である。

表-3.1.1 試験体一覧

試験体	断面寸法				主鉄筋			帯鉄筋			リンク筋	コンクリート
	幅 mm	高さ mm	柱高さ mm	せん断スパン比	本数-径	主鉄筋比 %	降伏点 MPa	径-ピッチ	体積比 %	降伏点 MPa	径-ピッチ	強度** MPa
No.1	240	700	1400	1.0	28-D13	2.21	352	D6@50	1.20	392*	なし	31.7
No.2											D6@50	36.7

*0.2%オフセット値　**現場封緘養生 (配合：24-18-13H)

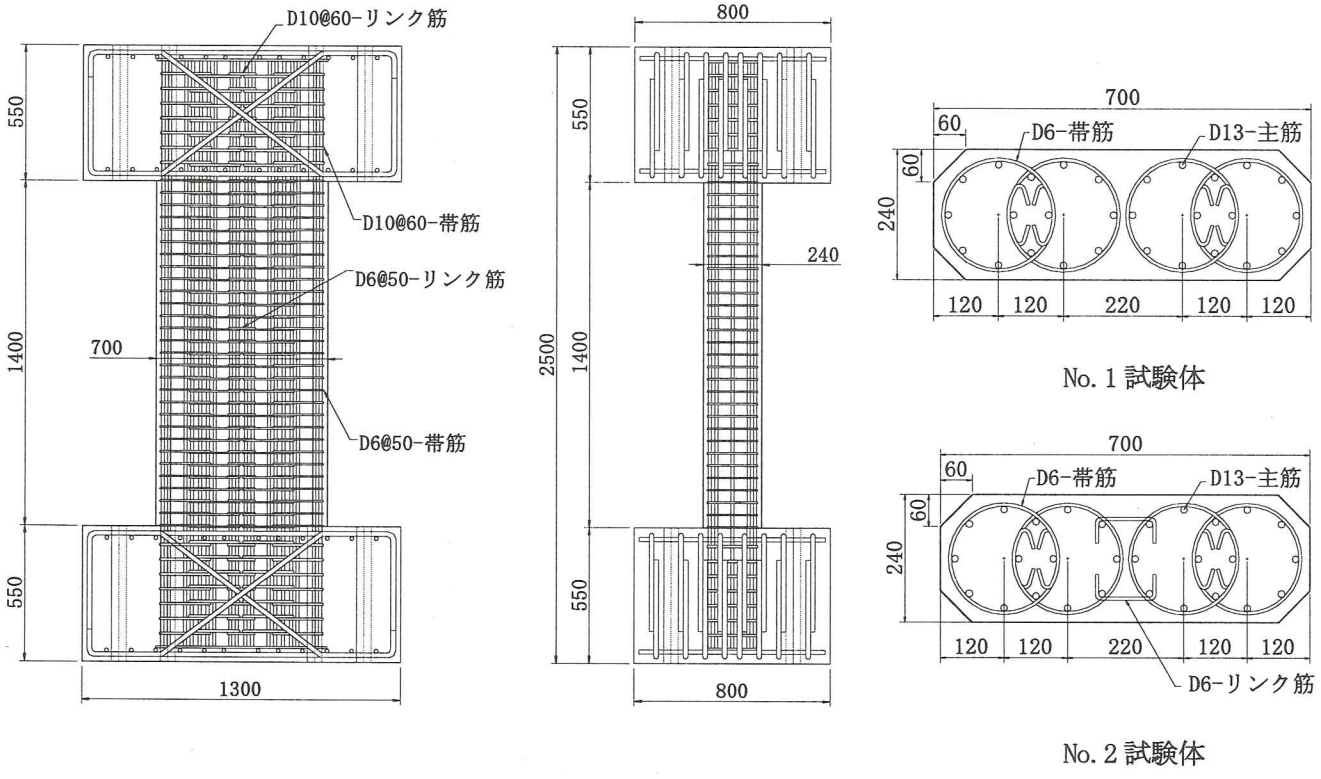


図-3.1.2 試験体配筋図

(2)　載荷方法

載荷装置を**図-3.1.3**に示した。加力はL型フレームを用い、部材軸方向に一定軸力(1.5N/mm²)を作用させた状態で、試験体に逆対称モーメントが生ずるように水平力を作用させた。載荷は試験体部材角Rで制御し、R=1/1600、1/800を各1回、1/400、1/200、1/100、1/50を各3回づつ、正負繰り返し載荷を行った。測定項目は水平変位、水平荷重、軸方向荷重、曲率、せん断変形、主鉄筋および帯鉄筋ひずみ等である。

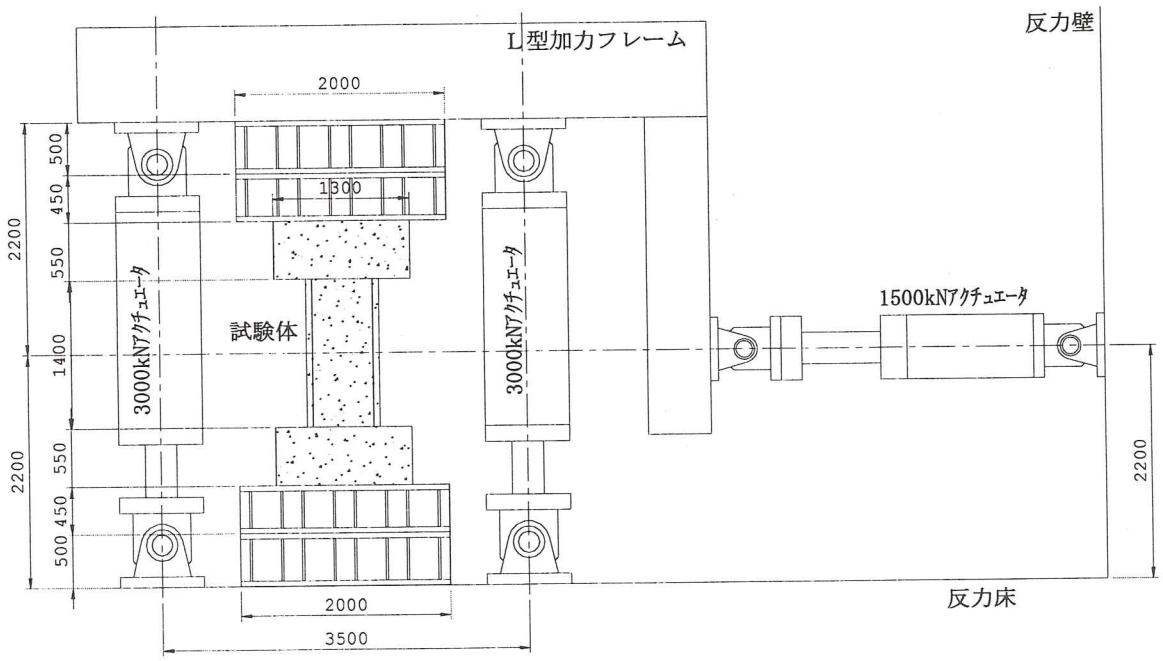


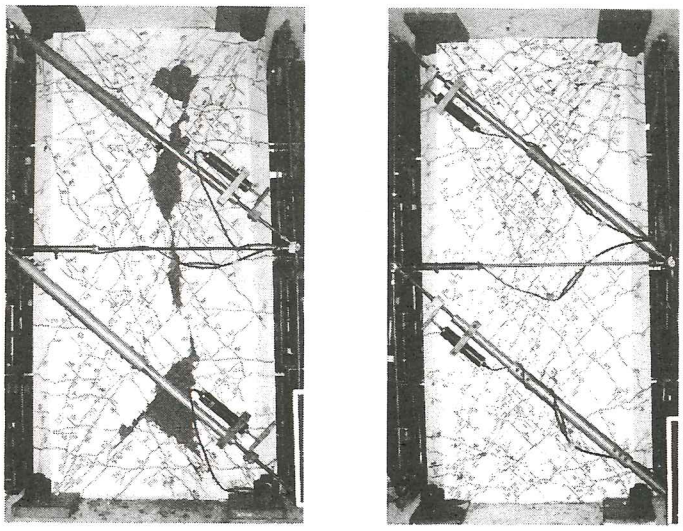
図-3.1.3　加力装置

3.1.3　実験結果

(1)　破壊性状および荷重－変形関係

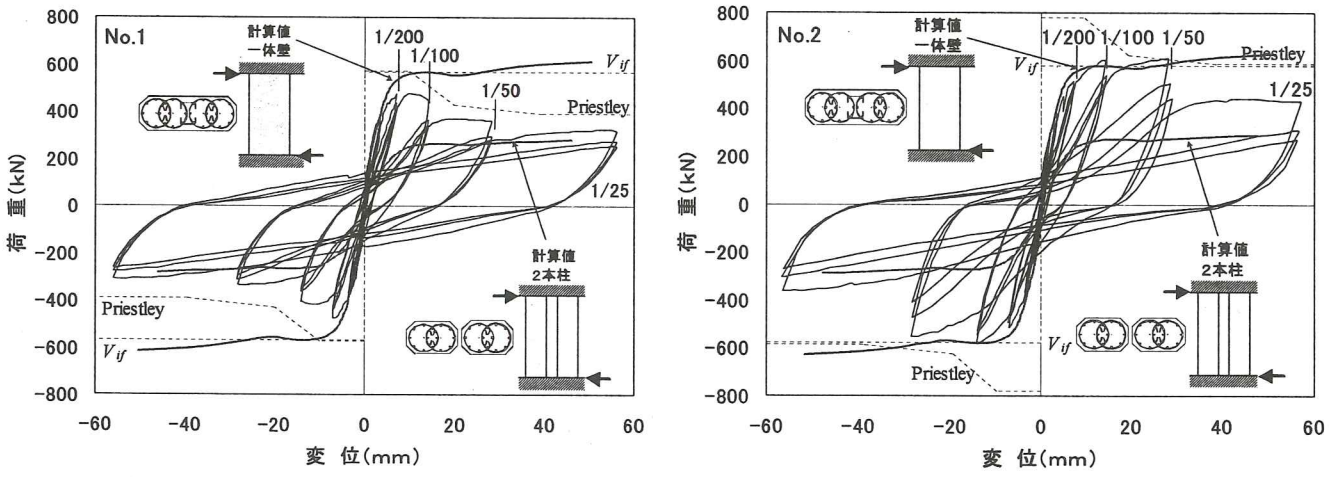
図-3.1.4および**図-3.1.5**に各試験体の1/50載荷時のひび割れ状況および荷重－変形関係をそれぞれ示す。破壊性状は、両試験体とも1/400において柱頭柱脚部に鉛直方向に対して約45°のせん断ひび割れが発生し、1/200において最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみ（1848με）に達するとともに、柱全体にわたって、No.1では20°～40°No.2では30°～50°のせん断ひび割れが発生、進展した。No.1は1/200の1サイクル目で正負ともに最大荷重457kNを示し、3回繰り返しによる耐力低下は、No.1が約11%であったのに対し、No.2は約6%であった。1/100の載荷でNo.1は左右インターロッキング配筋の境界部分のかぶりコンクリートが剥落し始め、繰り返しによって約18%の耐力低下を示した。一方、No.2はせん断ひび割れが進展したものの、かぶりコンクリートは健全で、耐力低下は12%程度であった。1/50の1サイクル目の載荷においてNo.1の

耐力は最大耐力の約73%となった一方、No.2では、最大荷重（610kN）を示した。また、繰り返し載荷によって、No.1のかぶりコンクリートは大きく崩落し、左右のインターロッキング式配筋で拘束された柱がそれぞれ独立した柱として挙動する傾向が見られたのに対し、No.2ではかぶりコンクリートの剥落はほとんど見られず、一体化した壁式橋脚として挙動したが、繰り返しによって、せん断ひび割れの増大により、約27%の耐力低下を示した。1/25 の繰り返し載荷では、両試験体とも境界部の被りコンクリートが大きく剥落し、２本柱としての挙動を示した。ただし、実験終了時においても個々のインターロッキング配筋内のコンクリートは、よく拘束されており、リンク筋の抜け出しや、鉄筋の破断等は観察されなかった。



No.1 試験体　　No.2 試験体

図-3.1.4　ひび割れ状況（R＝1/50）



No.1 試験体　　No.2 試験体

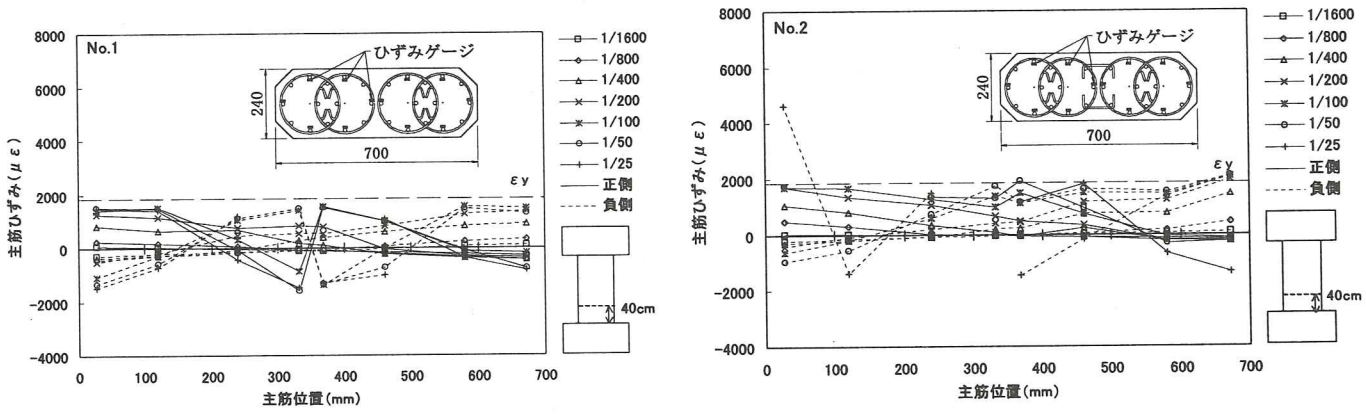
図-3.1.5　荷重－変形関係

(2)　軸方向および横方向鉄筋ひずみ分布

図-3.1.6 に各試験体の各加力サイクル１回目における柱断面内（柱基部より高さ 400㎜）の軸方向鉄筋ひずみの分布を示した。これによると、No.1 試験体においては、1/200 まではひずみがほぼ直線的に分布しており、断面内で平面保持の仮定が成り立っていると考えられるが、1/100 以降、断面中心を境界として左右それぞれのインターロッキング構造が独立したひずみ分布（平面保持）を呈しており、２本の柱として挙動する結果となった。一方、No.2 試験体の場合は、1/100 以降も軸方向鉄筋のひずみはほぼ直線的に分布しており、左右のインターロッキング構造がリンク筋によって、一体化していると考えられる。

図-3.1.7 および**図-3.1.8** に各載荷ピーク時における帯鉄筋およびリンク筋ひずみの柱高さ方向の分布を示した。これによると No.1 試験体の帯鉄筋ひずみは、せん断ひび割れが発生した 1/400 から徐々に増大し始めるが、その分布は柱頭および柱脚においてやや大きくなっているものの、降伏ひずみ（4038μ ε）に達することなく、1/50 において、おおよそ 1500～2000μ ε程度であった。一方、No.2 試験体のリンク筋および帯鉄筋のひずみは、No.1 同様に、1/400 から増大し始めるが、その分布は、断面端部の帯筋では柱頭柱脚が大きく、中央のリンク筋では柱の高さ中心あたりで最大となっており、繰り返しによる耐力低下の大きかった 1/50 において降伏ひずみを大きく超えている。したがって、左右のインターロッキング帯筋間で、リンク筋が有効にせん断伝達に寄与していることがわかる。

以上より、リンク筋が無い場合には、1/200 程度からそれぞれのインターロッキング構造が、徐々に２本柱としての挙動に移行するのに対し、リンク筋を有する場合には、1/50 まで一体化した壁として挙動することがわかった。



No.１試験体　　No.２試験体

図-3.1.6　軸方向鉄筋ひずみ分布

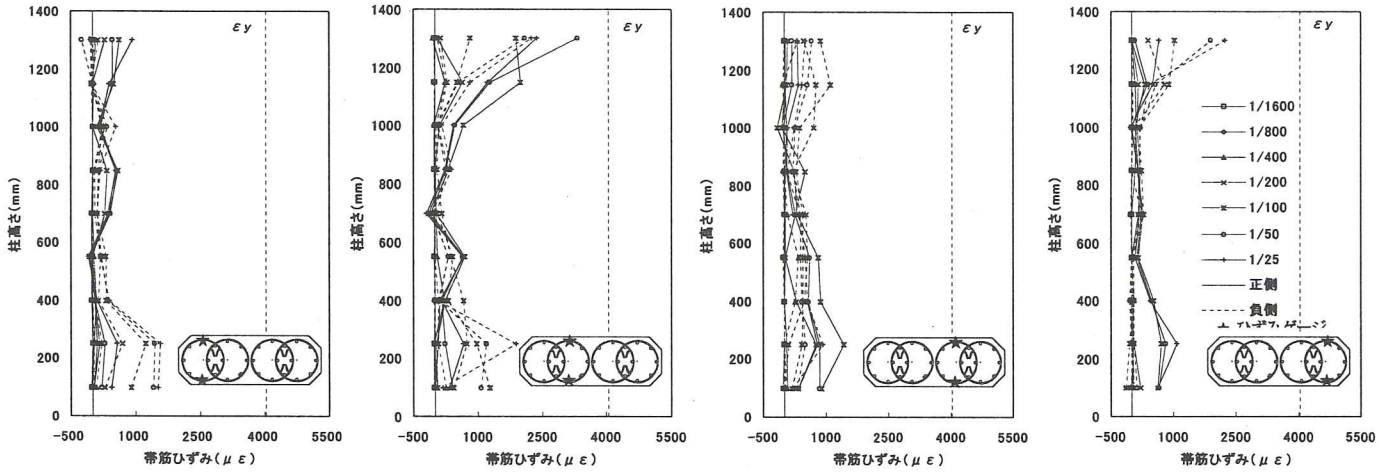


図-3.1.7　帯筋ひずみ分布（No. 1試験体）

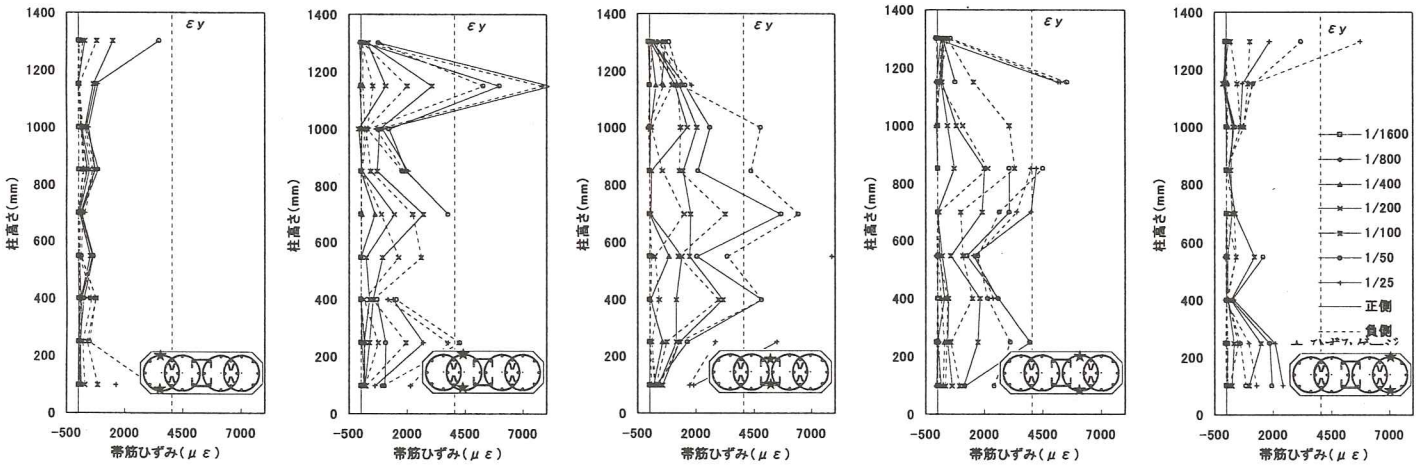


図-3.1.8　帯筋ひずみ分布（No. 2試験体）

(3)　曲げおよびせん断耐力

表-3.1.2に両試験体の曲げ耐力および各種設計計算式[5)~8)]によるせん断耐力の算定値を示した。これによると、No. 1試験体の壁式橋脚一体としての曲げせん断耐力比はおおよそ0.66～0.89であるが、2本柱フレームとして計算した場合の曲げせん断耐力比はおおよそ1.34～1.84である。したがって、No. 1試験体は、リンク筋不在のために、おのおののインターロッキング構造が分離したため、最大耐力（457kN）は一体型としての曲げ耐力の計算値（568kN）に達することなく、変形の増大とともに曲げ挙動が卓越し、2本柱フレームの曲げ耐力の計算値（266kN）に漸近した。一方、No. 2試験体の壁式橋脚一体としての曲げせん断耐力比はおおよそ0.65～0.89であるが、リンク筋の存在により、計算値より大きなせん断耐力を有していたと考えられ、試験体の最大耐力（610kN）は曲げ耐力の計算値（579kN）を上回る結果となった。

表-3.1.2　試験体耐力

せん断耐力	No. 1		No. 1（2本柱）		No. 2	
	V_n(kN)	V_n/V_{if}	V_n(kN)	V_n/V_{if}	V_n(kN)	V_n/V_{if}
土木学会	406.7	0.72	415.8	1.56	412.7	0.71
道路橋示方書	372.9	0.66	356.9	1.34	377.6	0.65
ACI	493.1	0.87	471.9	1.77	505.7	0.87
ACI/ASCE	505.4	0.89	488.6	1.84	515.7	0.89
Priestley(μ=2.0)	571.7	1.01	698.4	2.63	779.6	1.35
Priestley(μ=4.0)	427.9	0.75	566.9	2.13	624.9	1.08
Priestley(μ=8.0)	390.1	0.69	532.3	2.00	584.2	1.01
曲げ初降伏時：V'_y	376.4		169.4		381.0	
曲げ終局時：V_{if}	568.3		266.0		578.9	
最大耐力実験値　V_{exp}	457.0				610.0	

V_n(kN)：せん断耐力の計算値（No.1, No.2ともに帯鉄筋の負担せん断力は，$V_s=2A_h f_{yh} d/s$ として算定）
ここに，A_h：帯筋断面積，f_{yh}：帯筋降伏点，d：有効高さ（=652mm：一体型，=312mm：2本柱），s：帯筋間隔
ただし，V_s-Priestley=$\pi/2 \cdot A_h f_{yh} D'/s \cdot \cot 30° + 2A_h f_{yh} d_i/s \cdot \cot 30°$（$D'$：フープ径，$d_i$：フープ間距離）として算定
V_{if}：曲げ終局時のせん断力（最外縁のコンクリートの圧縮ひずみを0.45%とした）

図-3.1.5に円形帯筋によるコンクリートの拘束効果[9]および軸方向鉄筋のひずみ硬化を考慮したモーメント曲率解析によって算定した各試験体の包絡線を併記した。計算値は壁式橋脚一体としての結果および2本柱フレームとして計算した場合の両者を示した。計算値は両試験体が耐力低下を生じるまでは、その包絡線を精度よく推定しており、また2本柱として試験体No.1が漸近していく耐力についても適切に評価している。さらに、No.2試験体の図中における破線は塑性率（μ）によるせん断抵抗の劣化を考慮したPriestleyらのせん断耐力の算定値[10]を示しているが、これは概ね1/50において、一体型の包絡線を下回っている。すなわち、ここにおいて、試験体が曲げ破壊からせん断破壊へと移行することを示しており、これは本試験体が、1/50においても左右のインターロッキング柱に顕著な分離が認められず一体としてのせん断ひび割れが拡大したこと、および図8に示したように、1/50においてリンク筋をはじめとする帯筋のひずみが降伏ひずみを大きく超えていること等の実験結果と一致する。したがって、ここにおいて試験体が一体壁としてせん断破壊したと考えることもできるが、一体壁から2本柱への分離によって耐力低下した可能性も否定できない。

3.1.4　まとめ

2組のインターロッキング式配筋をリンク筋で連結した配筋構造を有する壁式橋脚について実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

① 2連のインターロッキング式配筋を簡易なリンク筋によって適切に連結すれば、R=1/50までは左右インターロッキング式配筋構造は一体化し、壁式橋脚として挙動する。

② リンク筋を有する壁式インターロッキング橋脚の曲げ耐力および包絡線は既存の計算手法で精度良く推定できる。

③ リンク筋を有する壁式インターロッキング橋脚は計算値を上回るせん断耐力を有しており、曲げ降伏後のせん断耐力ついてはPriestleyらのモデルで評価できる可能性がある。

以上より、簡易なリンク筋を用いることによって、インターロッキング式配筋構造の適用範囲を壁式橋脚

等へ容易に広げることができると考えられる。今後はリンク筋のせん断耐力寄与成分を設計に反映できるよう評価検討を加える予定である。

参考文献

1) 大滝健・黒岩俊之：インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的研究、東急建設技術研究所報 No.24、pp37-44、1998
2) 大滝健・黒岩俊之：インターロキングスパイラル橋脚と在来矩形橋脚の橋軸方向載荷実験、東急建設技術研究所報 No.25、pp.33-38、 1999
3) Caltrans：Bridge Design Specifications Section8 Reinforced Concrete、 April 2000
4) 東田・小野塚・他２名：４連インターロッキング式配筋橋脚の耐震性能、第６回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.39-44、 2003
5) （社）土木学会：コンクリート標準示方書　構造性能照査編、平成 14 年 3 月
6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V　耐震設計編、平成 14 年 3 月
7) ACI Committee 318：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-02)、 American Concrete Institute、 2002
8) ASCE-ACI Joint Task Committee 426：Shear Strength of Reinforced Concrete Members、 Journal of Structural Engineering、 ASCE、 V.99、 No.ST6、 pp1091-1187、 1973
9) Mander、 J.B・Priestley、 M.J.N：Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete、 Journal of Structural Engineering、 ASCE、 Vol.114、 No.8、 pp1804-1826、 1988
10) Priestley、 M.J.N.・Verma、 R・Xiao、 T：Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns、 Journal of the Structural Division、 ASCE、 V.120、 No.8、 pp2310-2329、 1994

３．２　楕円形帯鉄筋を用いたインターロッキング構造

3.2.1　はじめに

インターロッキング式橋脚は、2連の円形帯鉄筋が少しずつ重ね合わせられて配筋された構造であり、橋脚の断面は長方形であっても、中間帯鉄筋を配置することなく、円形帯鉄筋によって効果的に拘束効果を発揮することができる。もともと、インターロッキング式橋脚は、Tanaka and Park によって提案された構造であり[1)、2)]、中間帯鉄筋を配筋した従来の長方形断面の橋脚と比較して横拘束筋の量を少なくでき、かつ、塑性変形性能にも優れているというメリットがある。

インターロッキング式橋脚に関するこれまでの海外の研究は、橋軸直角方向のせん断抵抗特性に主眼が置かれている。すなわち、円形帯鉄筋どうしをどのくらい重ね合わせれば十分なせん断耐力が確保できるかという点である。この問題に対して、Tanaka and Park は、帯鉄筋の交点において、その帯鉄筋が降伏した時の橋軸直角方向成分の応力が降伏強度の 80%以上となるように、2 連の円形スパイラル筋の中心間隔をスパイラル径の 0.6 倍以下とすることを提案している。一方、カリフォルニア州交通局の 1989 年の設計基準では、円形スパイラル筋の中心間隔はスパイラル径の 0.75 倍以下とすることが規定されている[3)]。また、Buckingum らは、2 連の円形スパイラル筋の中心間隔を変化させた実験を行い、中心間隔をスパイラル径の 0.75 倍とした場合よりもスパイラル径の 0.6 倍にまで近づけた方がエネルギー吸収性能がよいこと、噛み合わせ効果を発揮させるためには、重ね合わさった領域に 4 本以上の軸方向鉄筋を配置する必要があること等の知見を報告している[4)]。

我が国でも、近年になってインターロッキング式橋脚の耐震性に関する研究が報告されており、実橋への適用も始められたところである[5)、6)、7)]。柳下らは、スパイラル筋が重ね合わさった領域に配置する鉄筋本数を 4 本とした場合と 2 本とした場合を比較し、橋軸直角方向に対するせん断抵抗特性や破壊特性に違いがないことを明らかにしている[8)]。藤倉らは、3 連の円形帯鉄筋を重ね合わせたインターロッキング式橋脚の橋軸方向に対する正負交番載荷実験を行い、拘束効果やせん断耐力の評価方法について知見を示している[9)]。また、井ヶ瀬と大滝らの研究グループは、橋軸方向ならびに橋軸直角方向をそれぞれ載荷方向とする正負交番載荷実験を行い、従来からある塑性変形性能とせん断耐力の評価式の適用性について検討を行うとともに、インターロッキング式スパイラル筋の施工方法についても検証試験を行っている[10)、11)、12)]。

このように、インターロッキング式橋脚の耐震性については、我が国でも実験的な検証を経て実橋に適用されつつある段階である。今後、インターロッキング式橋脚の特徴を生かしながら、さらにその適用範囲を広めていくためには、中間帯鉄筋を多く配筋する必要のある幅広な長方形断面にも適用できるように発展させていくことが非常に有用であると考えられる。そのための一方策として、既往の研究でも検討されているような 3 連、4 連といった多連のインターロッキング式配筋とすることや、帯鉄筋に代わってスパイラル筋を活用すること等が有効であると考えられる。その一方で、我が国の橋脚の断面寸法は 2m を超えるようなものが多く、また、横拘束筋としては直径が 19～25mm の異形鉄筋が一般的に用いられており、このクラスの太さの異形鉄筋を直径が 2m を超えるようなスパイラル筋

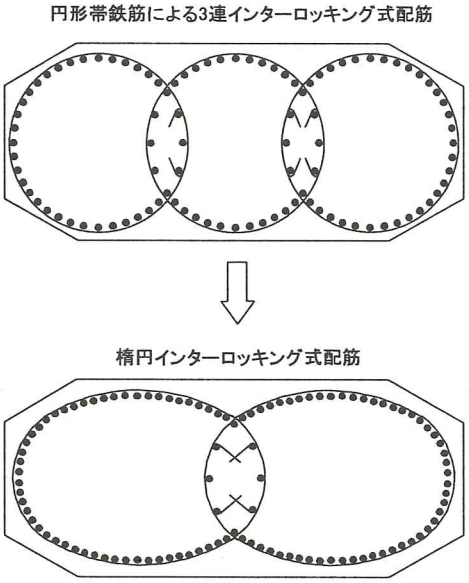


図-3.2.1　楕円インターロッキング式配筋

に加工するための曲げ加工機械や治具等が開発されていない[13]。このため、断面寸法が 2m を超えるようなインターロッキング式橋脚を考えた場合、横拘束筋には帯鉄筋しか用いることができないのが現状であり、この場合、一般に落し込みによる施工となってしまう。このような施工方法が前提となると、多連インターロッキング式配筋を採用しようとすると、帯鉄筋を重ね合わせる箇所が多くなり、かえって施工が煩雑となってしまうことが考えられる。

そこで、著者らは、帯鉄筋の曲げ形状を楕円としてインターロッキング式配筋とした新しい配筋方法（以下「楕円インターロッキング式配筋」という）を提案する。楕円インターロッキング式配筋を採用すれば、2連の楕円帯鉄筋を重ね合わせるだけで従来よりも幅広な長方形断面とすることができ、3連の円形帯鉄筋によるインターロッキング式配筋と比較しても、帯鉄筋量を減らすことができ、かつ、施工性も向上することが期待される。その一方で、帯鉄筋の形状を楕円とすることで円形帯鉄筋よりも拘束効果が低下することも懸念される。そこで、本研究では、楕円インターロッキング式配筋における帯鉄筋の曲げ形状の設計方法について検討するとともに、楕円の偏平率をパラメータとして模型供試体による正負交番載荷実験を行った。さらに、中間帯鉄筋を配筋した矩形断面橋脚、円形断面橋脚、従来の円形帯鉄筋によるインターロッキング式橋脚に対する実験も行い[14]、塑性変形性能や塑性ヒンジの曲げ変形特性等について比較検討を行った。

3.2.2　楕円インターロッキング式配筋を有する橋脚構造の提案

図-3.2.1 は、本研究で提案する楕円インターロッキング式配筋を有する橋脚の断面の例を示したものである。従来の配筋方法との違いは、帯鉄筋の曲げ形状が円ではなく楕円となっている点である。

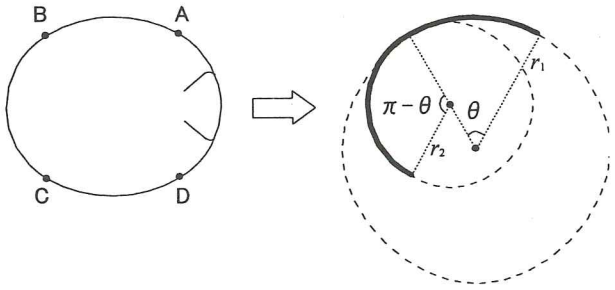


図-3.2.2　楕円状帯鉄筋の曲げ加工

楕円インターロッキング式配筋の特徴としては、楕円の長径と短径を適切に組合わせることによって長方形断面の縦横比に対する自由度が高まること、多連インターロッキング式配筋とする場合よりも、帯鉄筋量を低減でき、施工性も向上すること等が挙げられる。

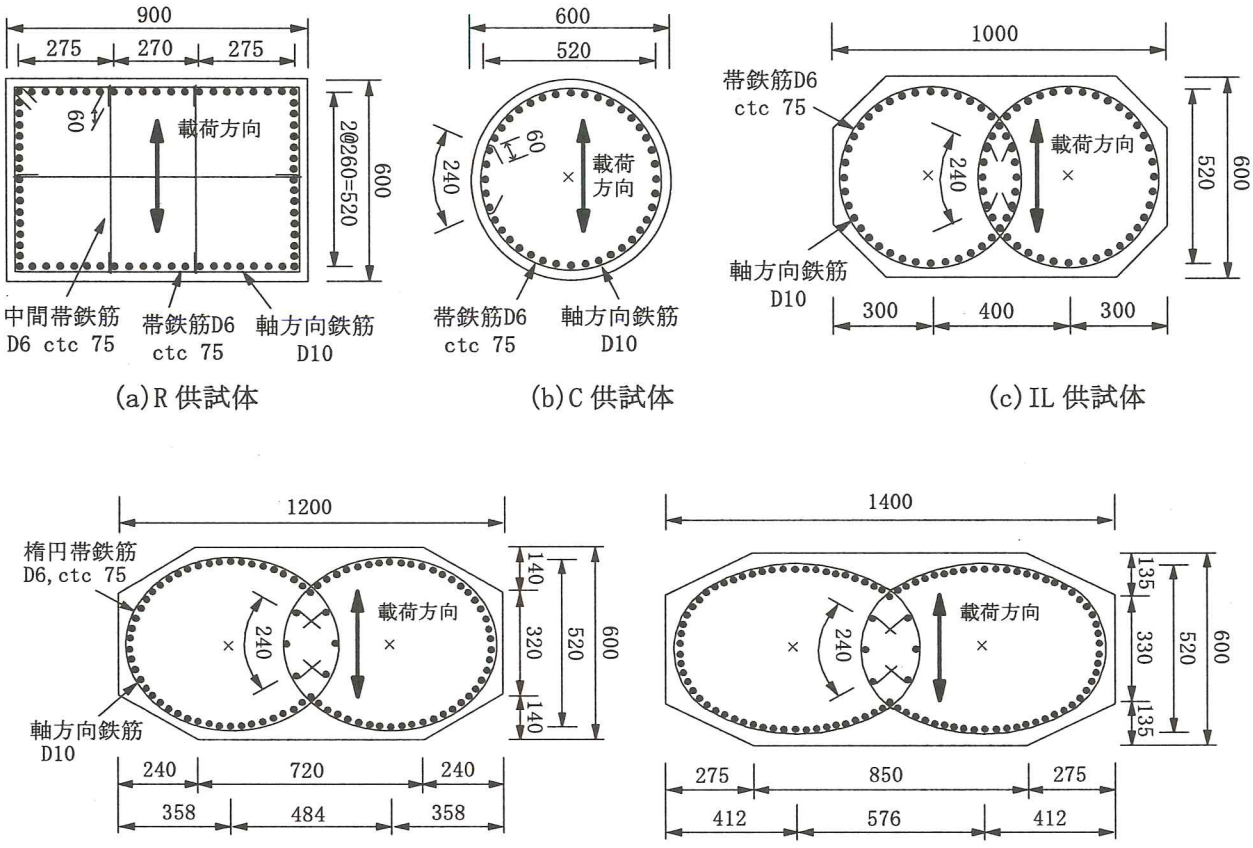
なお、帯鉄筋を幾何学的に正しい楕円の形状に曲げ加工するためには、鉄筋の位置によって曲げ半径を逐次変化させなければならず、現存する鉄筋の曲げ加工機ではこのような加工は非常に難しい。しかしながら、本提案構造では、帯鉄筋を幾何学的に厳密な楕円に曲げ加工する必要はなく、楕円に近い形状であればよい。そこで、現存する鉄筋の曲げ加工機の性能の範囲内でも容易に楕円状に曲げることができるようにするため、**図-3.2.2**に示すように、2種類の半径の円弧を組合せることにより楕円状の帯鉄筋を成形することを提案する。すなわち、楕円を4つの区間に分割し、弧ABならびに弧CDの部分は半径r_1の円弧、弧BCならびに弧DAの部分は半径r_2の円弧となるように曲げる。**図-3.2.2**中のr_1、r_2、θ（$r_1 > r_2$）の値を適切に組合せることにより、楕円によく近似した形状の帯鉄筋を製作することができる。

3.2.3　実験供試体とその設計

(1) 実験供試体

本研究の実験に用いた供試体は、フーチング上面から載荷点までの高さが 3010mm の単柱式鉄筋コンクリート橋脚模型であり、断面形状をパラメータとして 5 体製作した。いずれの供試体とも曲げ破壊型となるように設計した。これらの供試体の断面図を**図-3.2.3** に示す。また、本実験供試体に用いた材料の特性は**表-3.2.1** に示すとおりである。

R 供試体は、断面高さが 600mm、柱幅が 900mm で中間帯鉄筋を配置した長方形断面、C 供試体は、曲げ半径 268mm で円形に曲げた帯鉄筋を断面の外周に沿って配置した直径 600mm の円形断面である。ここで、R 供試体では、帯鉄筋と中間帯鉄筋による拘束効果が C 供試体の拘束効果と概ね同程度となるように設計した。すなわち、Hoshikuma らが提案している帯鉄筋の拘束効果モデル [15] に基づいて算出される拘束コンクリートの終局圧縮ひずみの値が両供試体で近い値となるように中間帯鉄筋の配置と本数を決定した。なお、供試体の設計段階では使用する材料の強度は仮定値を用いたが、**表-3.2.1** に示す材料試験結果が得られた後、これらの値を用いて R 供試体及び C 供試体に対する終局圧縮ひずみを再度計算し直したところ、それぞれ 0.00382 及び 0.00397 と求められ、両者は概ね近似した値であ



(a)R 供試体　(b)C 供試体　(c)IL 供試体

(d)OV-1 供試体　(e)OV-2 供試体　(単位：mm)

図-3.2.3　実験供試体の断面図

表-3.2.1　使用した材料の強度特性

供試体	コンクリート		軸方向鉄筋（D10）			帯鉄筋（D6）		
	強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
R	38.8	2.97×10^4	397	546	2.08×10^5	361	495	1.82×10^5
C	31.8	2.90×10^4						
IL	37.3	3.10×10^4						
OV-1	32.2	3.22×10^4	378	507	1.80×10^5	350	504	1.76×10^5
OV-2	36.6	3.28×10^4						

ることが確認された。

また、IL 供試体は、C 供試体で用いた帯鉄筋と同じ形状の帯鉄筋を重ね合わせてインターロッキング式配筋とした供試体である。隣り合う帯鉄筋の中心間隔は、カリフォルニア州交通局の基準に基づき、帯鉄筋の曲げ半径の約 1.5 倍に相当する 400mm とした。

一方、OV-1 及び OV-2 供試体は、断面高さは 600mm で他の供試体と同一であるが、柱幅がそれぞれ 1200mm 及び 1400mm であり、楕円状に曲げた 2 連の帯鉄筋を重ね合わせた楕円インターロッキング式配筋である。OV-2 供試体の柱幅は、仮に IL 供試体にもう 1 連の帯鉄筋を加えて 3 連のインターロッ

キング式配筋とした場合の柱幅に相当している。帯鉄筋の曲げ形状である楕円の長径は柱幅によって変化することになるが、その決定方法については次節で詳述する。なお、インターロッキング式配筋とした IL 供試体、OV-1 供試体、OV-2 供試体では、4 箇所の断面隅角部において余分なかぶりコンクリートを除いているため、断面形状としては八角形となっている。

軸方向鉄筋は、いずれの供試体ともD10の異形鉄筋を用い、軸方向鉄筋比が概ね1.0%となるように本数を決定した。ここで、IL供試体では、C供試体との比較ができるようにするために軸方向鉄筋の配置間隔は全周にわたって同一とした。このため、帯鉄筋が重なり合っている領域には合計16本の軸方向鉄筋が配置されている。ただし、既往の研究によると、この領域に配筋する軸方向鉄筋は4本以上あればよいと報告されていること[4]、また、これらの軸方向鉄筋は曲げ抵抗モーメントの向上には大きく寄与しないことを考慮し、OV-1供試体とOV-2供試体では、**図-3.2.3(d)**、(e)に示すように8本とした。

また、帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋にはD6の異形鉄筋を用い、柱高さ方向に75mm間隔で設置した。R供試体の帯鉄筋は、1本の鉄筋をその端部が隅角部にくるように口の字状に曲げ、フック長60mmの135度フックで内部コンクリートに定着させた。中間帯鉄筋は、断面高さ方向と平行な方向に2本、柱幅方向と平行な方向に1本配筋し、鉄筋の両端に設けたフック長60mmの180度フックにより帯鉄筋にひっかけている。C供試体及びIL供試体の帯鉄筋は、1本の鉄筋を円形に曲げ、その端部を240mm重ねた上で、フック長60mmの135度フックで定着している。OV-1供試体及びOV-2供試体の帯鉄筋は、1本の鉄筋を前述した手法により楕円状に曲げ、端部は240mm重ねた上で、フック長72mmの90度フックで定着させた。OV-1供試体及びOV-2供試体の帯鉄筋の定着に90度フックを用いたのは、インターロッキング式配筋であれば、**図-3.2.3**に示すように、帯鉄筋の定着がすべて内部コンクリートの領域で行われるためであり、塑性変形域において仮に軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落したとしても、帯鉄筋の定着部が露出して定着性能が低下するということにならないと考えたためであり、実橋脚での施工性も考慮し、この実験では90度フックを採用した。

(2) 楕円インターロッキング式配筋における帯鉄筋の曲げ形状の設計方法

楕円インターロッキング式配筋に用いる帯鉄筋は、**図-3.2.2** に示したように、その形状の設定をどのようにするかが重要となる。ここでは、本実験に用いた OV-1 供試体及び OV-2 供試体の帯鉄筋の曲げ形状の設計方法について述べることにする。

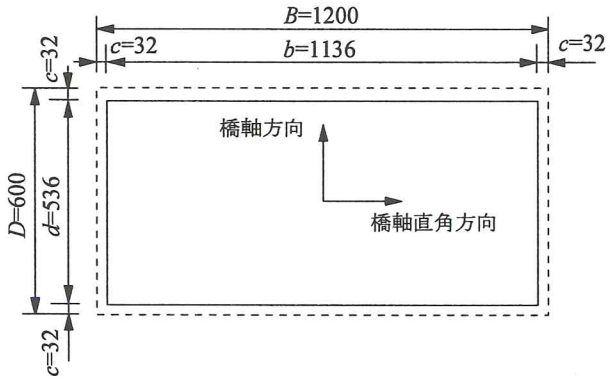
図-3.2.4 は、OV-1 供試体における帯鉄筋の曲げ形状の設定プロセスを示したものである。

a)断面寸法の設定

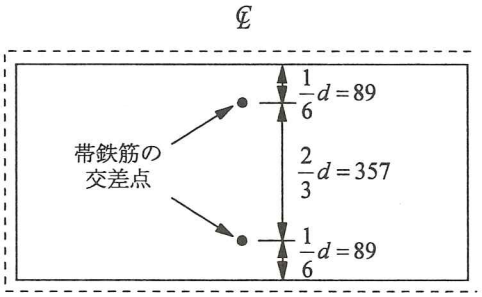
OV-1 供試体では、断面高さ Dを 600mm、柱幅 Bを 1200mm と設定した。

b)帯鉄筋の交差位置の決定

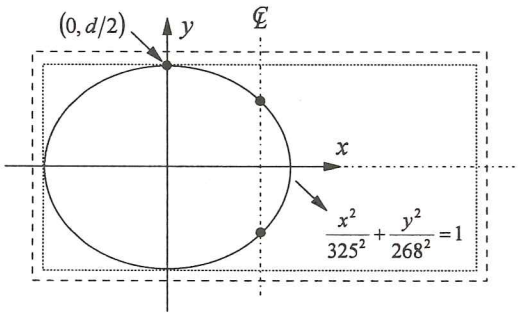
断面寸法から帯鉄筋に対するかぶりコンクリート厚さを差し引くことにより有効拘束長 d、 b を算出する。



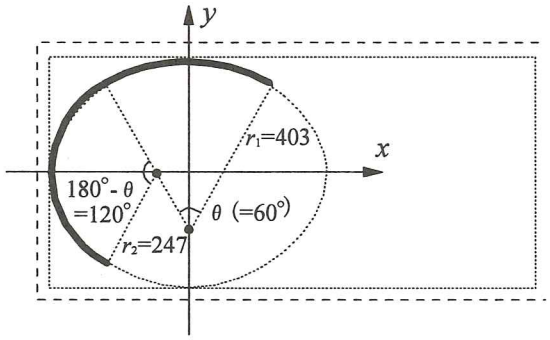
(a)断面寸法とかぶり厚さの設定



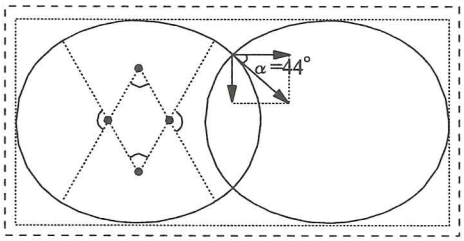
(b)帯鉄筋の交差位置の設定



(c)楕円式の算定



(d)楕円の近似曲線の算定



(e)帯鉄筋の交差角の照査

図-3.2.4　帯鉄筋の曲げ形状の設計手順

断面高さ方向 ： $d=D-2c=536$mm (3.2.1)

柱幅方向 ： $b=B-2c=1136$mm (3.2.2)

ここで、c は帯鉄筋に対するかぶりコンクリート厚さであり、本実験ではこれまでの他の実験供試体と整合させ、cは 32mm とした。

次に、帯鉄筋の交差位置は、2 つの交点の間隔が(2/3) d となるように決定する。これは、円形帯鉄筋によるインターロッキング式配筋では、隣り合う帯鉄筋の中心間隔が帯鉄筋の曲げ半径の 1.5 倍以下とする Caltrans の規定[3] に基づき、帯鉄筋の中心間隔を曲げ半径の 1.5 倍とした場合に幾何学的に求められる 2 つの交点の間隔がおよそ(2/3) d となるためである。前述したように、帯鉄筋の中心間隔は、橋軸直角方向に作用するせん断力に対して、重ね合わせた帯鉄筋が分離することなく確実にせん断抵抗を発揮できるように決められたものである。したがって、2 つの交点の間隔が直接重要なのではなく、交点において帯鉄筋の接線方向が橋軸直角方向に平行な方向に対してどのくらいの角度をなしているかが重要である。しかしながら、本研究で提案する楕円インターロッキング式配筋では、帯鉄筋の形状を決定するためのパラメータが多いため、まず、2 つの交点の位置を予め決定した上で楕円の形状を特定していくこととする。

なお、楕円インターロッキング式配筋では、楕円の長径と平行な方向が橋軸直角方向となるため、円形帯鉄筋によるインターロッキング式配筋と比較すると、交点において帯鉄筋の接線方向が橋軸直角方向に平行な方向に対してなす角度は小さくなる。すなわち、帯鉄筋の形状を楕円にすることは、帯鉄筋を重ね合わせる本来のねらいである橋軸直角方向に対するせん断抵抗を確実にするという観点からは安全側な変更となる。したがって、これまでの知見と楕円帯鉄筋の特性を考慮すると、一般には、鉄筋の交差位置を２つの交点の間隔が(2/3) dとなるように設定すればよいと考えられる。

c)楕円式の算定

図-3.2.4(c)に示すような xy 座標平面を考え、楕円の基本式に基づいて、隣り合う帯鉄筋の交点と点（0、$d/2$）を通る楕円式を算出する。すると、楕円が次式のように決定される。

$$\frac{x^2}{325^2}+\frac{y^2}{268^2}=1 \qquad (3.2.3)$$

すなわち、楕円の長径は 650mm、短径は 536mm である。

d)楕円の近似曲線の算定

図-3.2.2 に示したように、楕円の近似曲線は４本の円弧の組合せで構成される。近似曲線は r_1、r_2、θ の 3 つのパラメータで表現されるが、ここでは、θ は 60° で固定値として扱うこととする。これは、θ の値を小さく設定すると幅広な楕円を成形できないこと、逆に θ の値を大きくするにつれて次第に

長方形断面の拘束状態に漸近してくるため、拘束効果の低下が顕著となる可能性があること等を考慮して設定したものである。

前ステップで、楕円の長径と短径の値が求まっているので、**図-3.2.4(d)**に示す幾何学的条件により、次の連立方程式が成り立つ。

$$\left\{r_2+(r_1-r_2)\sin\frac{\theta}{2}\right\}\times 2=650 \tag{3.2.4}$$

$$\left\{r_1-(r_1-r_2)\cos\frac{\theta}{2}\right\}\times 2=536 \tag{3.2.5}$$

θ=60° を代入して式(3.2.4)、(3.2.5)を解くと、r_1=403mm、r_2=247mm と求められる。

e)帯鉄筋の交点における法線角の照査

前述したように、帯鉄筋の交差位置は、便宜的に２つの交点の間隔が(2/3)d となるように設定すればよいとしたが、確認のため、曲げ半径を r_1 とする円弧の中心角 θ を 60° とした場合において、帯鉄筋の交点における円弧の接線方向が橋軸直角方向に平行な方向に対してなす角度 α を照査しておくこととする。この α は、橋軸直角方向に対するせん断抵抗特性を確保することを目的として Tanaka and Park が着目した指標であり、37° 以下とすることが提案されている [1]。一方、前述したように、カリフォルニア州交通局の基準では、円形スパイラル筋の中心間隔はスパイラル径の 0.75 倍以下とされており [3]、これは α を 49° 以下とすることと等価である。このように α の最大値には 2 種類の提案があるが、最近の実験的検討結果 [8] も踏まえ、ここでは α が 49° 以下となっていることを照査すればよいこととした。

楕円インターロッキング式配筋において、α は次式により与えられる。

$$\alpha=\cos^{-1}\left(\frac{d}{3r_2}\right) \tag{3.2.6}$$

式(3.2.6)に d 及び r_2 の値を代入すると、α は 44° と求められ、上述した α の許容範囲に収まっている。したがって、d)のステップで設定した楕円の近似曲線によるインターロッキング式配筋は、橋軸直角方向に対する噛み合わせが十分であり、帯鉄筋によるせん断抵抗特性も確保できていると考えられる。

ここで、帯鉄筋の曲げ形状に関するパラメータ値をまとめると**表-3.2.2**のとおりである。表中には、断面寸法を600×1400mmとしたOV-2供試体、ならびに実橋脚に対する試算として2600×6000mmの断面(かぶりコンクリート厚さは100mm)に対して、同様に計算した結果も示した。このように柱幅を広くしていくと、当然のことながらr_1の値は大きくなり、逆にr_2の値は小さくなる。ここにr_2に対するr_1の比

表-3.2.2　楕円状帯鉄筋の曲げ形状の特性値

供試体	OV-1	OV-2	実橋脚例
断面寸法　(mm)	600×1200	600×1400	2600×6000
楕円の長径　(mm)	650	766	3323
楕円の短径　(mm)	536	536	2400
楕円の偏平率	1.21	1.43	1.38
曲げ半径r_1　(mm)	403	540	2292
曲げ半径r_2　(mm)	247	226	1031
曲げ半径比	1.63	2.39	2.22
交点法線角　(°)	44	38	39

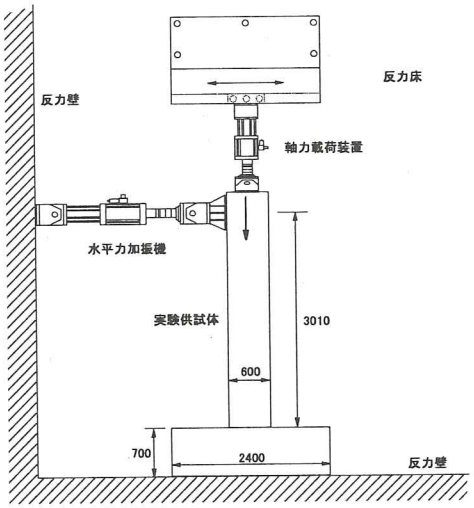


図-3.2.5 正負交番載荷実験のセットアップ

を曲げ半径比と定義すると、曲げ半径比が大きくなると拘束効果の低下が有意になることが想定される。したがって、楕円インターロッキング式配筋のメリットを生かすためには曲げ半径比の値に上限値を設けておく必要があると考えられる。今回の実験では、3連インターロッキング式配筋とした場合に相当する柱幅までを楕円インターロッキング式配筋の適用のターゲットと考えてOV-2供試体の設計を行った。なお、OV-2供試体では、曲げ半径比が2.39となっている。

3.2.4　正負交番載荷実験

(1) 載荷方法と計測項目

正負交番載荷実験のセットアップを図-3.2.5 に示す。載荷は、供試体の短辺に平行な方向に加力し、降伏変位の整数倍毎の水平変位を正負交番に与えていく変位漸増繰り返し方式で行った。降伏変位は、表-3.2.1 に示した材料強度を用いて予め計算して求めておいた降伏水平耐力ならびに弾性範囲内での載荷によって得られた軸方向鉄筋のひずみ等を参考にしながら、いずれの供試体とも、水平力加振機への指令値で 17mm と設定した。また、各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数は 3 回とした。なお、供試体には、橋梁の上部構造の自重を想定した軸力を与えることとし、ここでは、その代表的な値として 1.0N/mm² の軸応力度に相当する軸力を与えた。実験は、水平力が最大水平力のおよそ半分程度にまで低下した段階を目安として終了した。

本実験では、供試体載荷点位置における水平力、軸力の各荷重、供試体に生じる水平変位、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面における曲率、鉄筋に生じるひずみ等を測定した。ここで、曲率は、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[16]。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \tag{3.2.7}$$

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_t ：引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離

h ：計測区間長で、本実験では 80mm を標準として変位計をセットした。

なお、このようにして算出する曲率は、ひずみの計測区間長に含まれる断面の平均的な曲率となる。

(2) 水平力－水平変位の関係と損傷の進展

実験により得られた各供試体の載荷点における水平力－水平変位関係の履歴曲線を**図-3.2.6～3.2.10** に示す。ここで、OV-2 供試体においては、$2\delta_y$の 1 サイクル目の載荷中に加力システムに不具合が生じ、一部の区間で正しいデータの計測ができなかった。このため、当該区間のデータを除外しているため、履歴曲線に不連続箇所が生じていることに注意する必要がある。また、載荷終了時の各供試体の損傷状況は**図-3.2.11** に示すとおりである。

まず、長方形断面で中間帯鉄筋を配置した R 供試体では、$4\delta_y$の変形までは損傷が水平ひびわれだけであったが、$5\delta_y$の 2 サイクル目の載荷において、軸方向鉄筋の座屈に伴い、基部から約 300mm の範囲でかぶりコンクリートが剥落し、水平力の低下が始まった。そして、次の $6\delta_y$の変形を与えるとさらに損傷が内部コンクリートへと進展し、水平力は約 20%低下した。

直径 600mm の円形断面とした C 供試体では、$4\delta_y$の変形の載荷までに生じた損傷は水平ひびわれ程度であり、$5\delta_y$の変形を与えた段階で基部から 200mm 程度の高さの範囲でかぶりコンクリートが剥離し始めた。さらに $6\delta_y$の変形を載荷すると、その範囲で軸方向鉄筋の座屈が観察されるようになり、損傷が内部コンクリートにまで進展するとともに、軸方向鉄筋が 1 本破断した。また、IL 供試体では、$4\delta_y$の変形の載荷までは水平ひびわれが生じている程度の損傷であり、$5\delta_y$の変形の載荷中に基部から高さ約 170mm までの範囲においてかぶりコンクリートの剥離が生じた。そして、$6\delta_y$の変形を与えると、同範囲で軸方向鉄筋が座屈しながらかぶりコンクリートが大きく剥落し、損傷が内部へと進展するとともに、水平力も 25%程度低下した。ただし、この段階でのかぶりコンクリートの剥落は、圧縮側となる面全体で生じているのではなく、軸方向鉄筋が最外縁近くに配筋され、かぶり厚さが最も小さくなっている 2 箇所で顕著に生じており、帯鉄筋を重ねた領域では軸方向鉄筋の座屈は生じていなかった。これは、これらの軸方向鉄筋はまだ損傷していない内部コンクリートに配置されており、周辺のコンクリートによる座屈抑制効果が高いためと考えられる。

一方、断面幅が 1200mm で楕円インターロッキング式配筋とした OV-1 供試体では、水平ひびわれの進展が$5\delta_y$の変形まで続き、$6\delta_y$の 2 サイクル目を載荷中に基部から 230mm の範囲で軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが剥落した。IL 供試体と同様に、この段階でのかぶりコンクリートの剥落は圧縮側の面全体で生じているのではなく、軸方向鉄筋のかぶり厚さが最も小さくなっている 2 箇所で生じた。また、断面幅を 1400mm まで広げた OV-2 供試体では、$5\delta_y$の変形の載荷において柱基部から 230mm の高さの範囲でかぶりコンクリートが剥離し始め、次の$6\delta_y$の 1 サイクル目を載荷中に

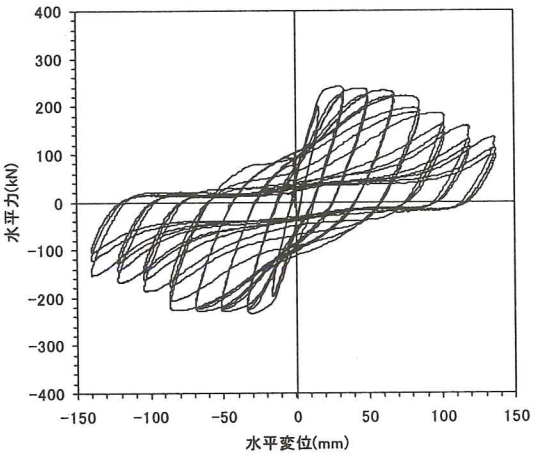


図-3.2.6　R 供試体の履歴曲線

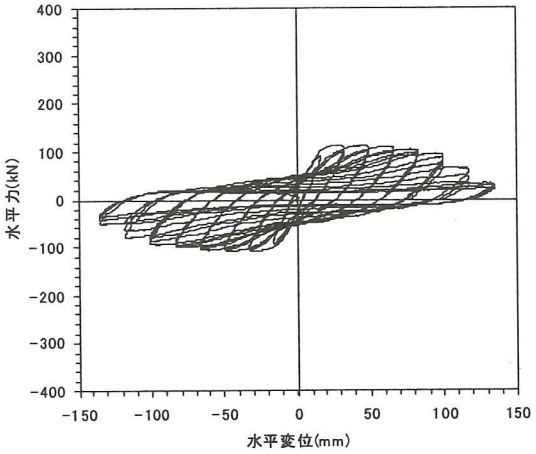


図-3.2.7　C 供試体の履歴曲線

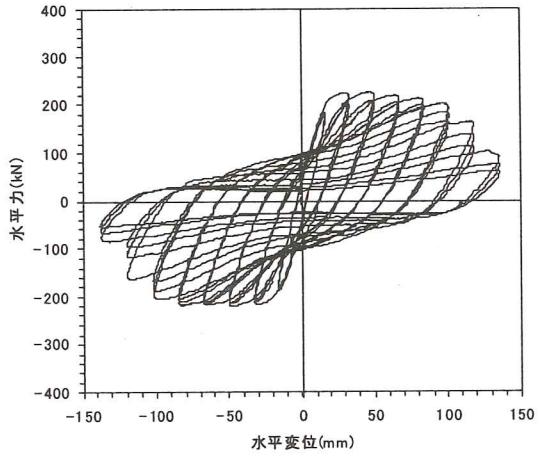


図-3.2.8　IL 供試体の履歴曲線

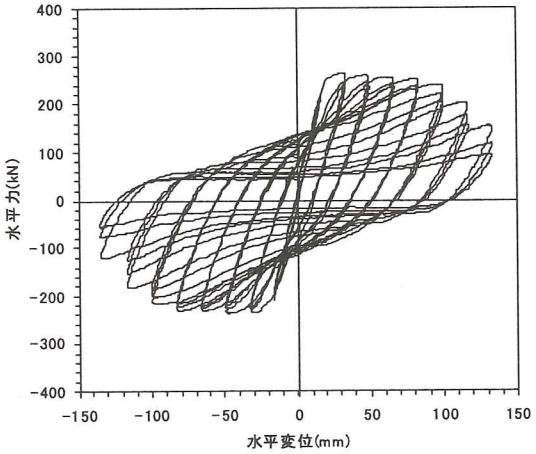


図-3.2.9　OV-1 供試体の履歴曲線

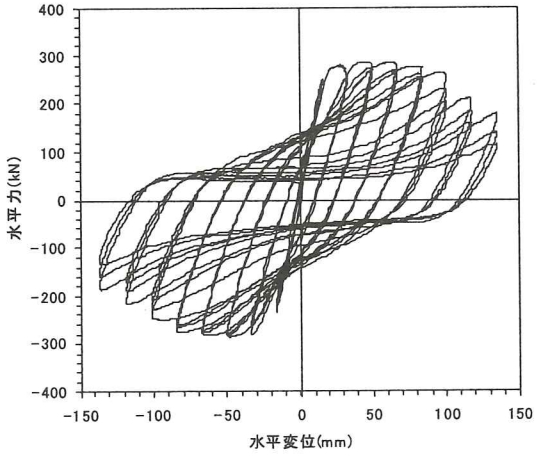
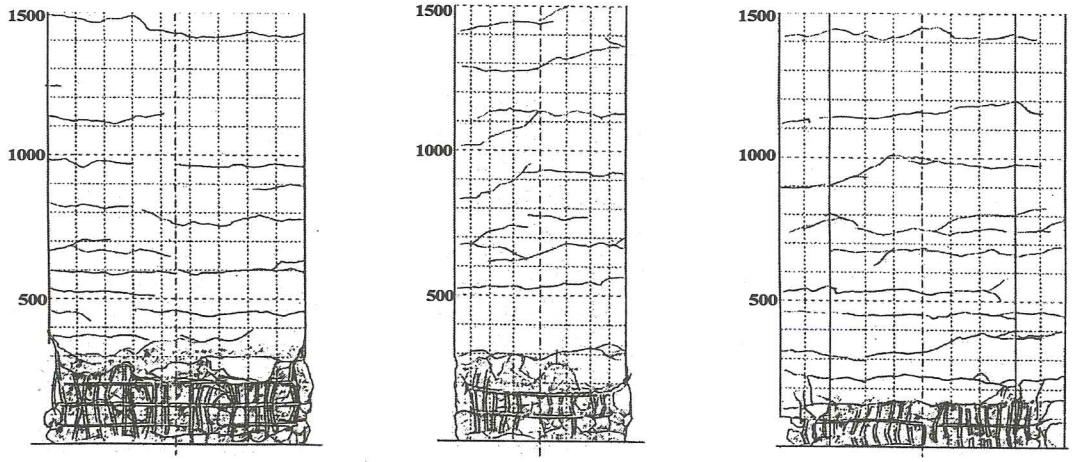
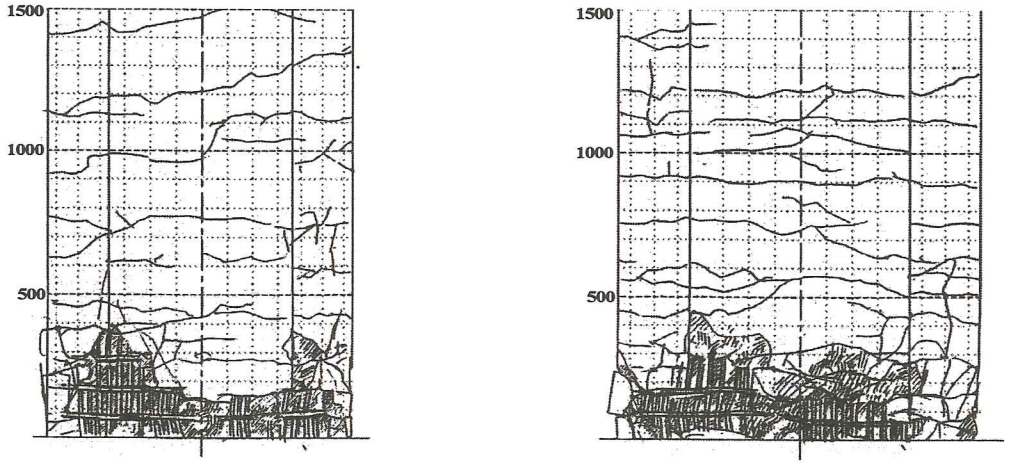


図-3.2.10　OV-2 供試体の履歴曲線



(a)R 供試体　(b)C 供試体　(c)IL 供試体



(d)OV-1 供試体　(e)OV-2 供試体

図-3.2.11　載荷終了時の損傷状況

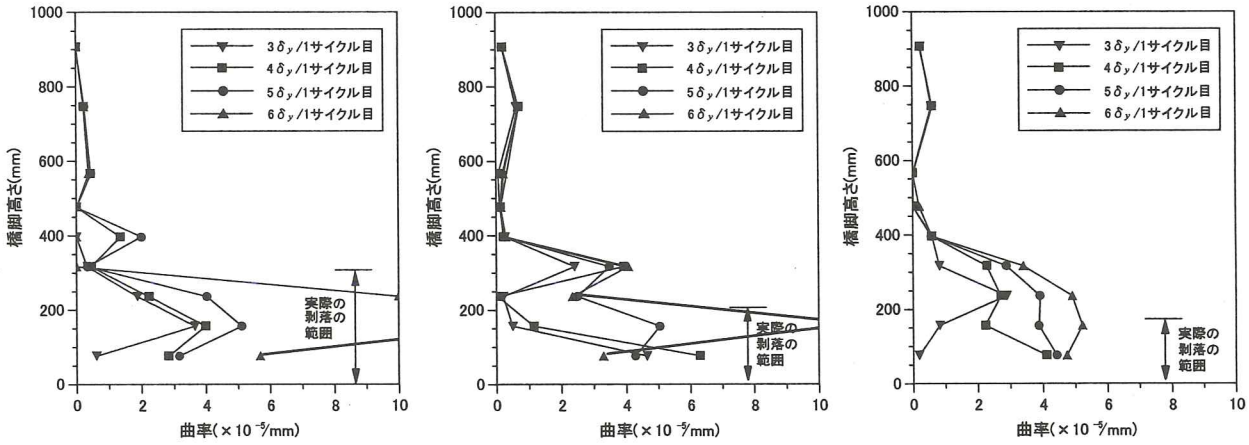
表-3.2.3　耐震性の評価で一般に着目される状態における水平力と水平変位の関係

着目した載荷ステップ	本実験で降伏と定義した載荷ステップ		水平力が最大となる時の載荷ステップ		軸方向鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートが剥落し始めた時の載荷ステップ		1サイクル目の載荷で水平力が初めて最大水平荷重の80%以下にまで低減した時の載荷ステップ	
供試体	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)
R	200.4	16.2	234.9	33.3	221.4	85.1	179.8	102.4
C	93.0	16.3	106.8	32.5	94.0	100.0	60.0	117.6
IL	184.0	16.4	222.2	32.9	196.1	101.6	158.0	118.8
OV-1	218.0	16.1	255.5	33.5	234.6	99.6	194.1	116.4
OV-2	238.9	16.2	282.1*	50.1*	254.9	101.1	210.4	118.1

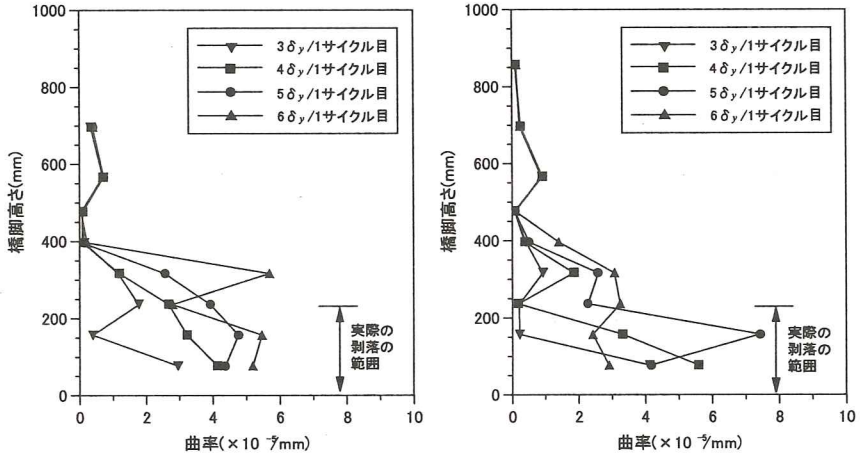
*：$2\delta_y$の載荷ステップで一部データが計測できなかったため参考値

その範囲で軸方向鉄筋が座屈しかぶりコンクリートが剥落し始めた。

各供試体に対して、耐震性の評価として一般に着目される状態における水平力と水平変位の値をまとめて示すと**表-3.2.3**のとおりである。ここでは、本実験で降伏と定義した時、水平力が最大となる



(a)R 供試体　(b)C 供試体　(c)IL 供試体



(d)OV-1 供試体　(e)OV-2 供試体

図-3.2.12　塑性ヒンジ近傍における曲率分布

時、軸方向鉄筋の座屈によってかぶりコンクリートが剥落し始めた時、1サイクル目の載荷で水平力が初めて最大水平荷重の80%以下にまで低減した時に対する実験結果を示した。また、水平変位の値は、水平力加振機への指令値ではなく、変位計により直接計測した載荷点位置での供試体の水平変位である。なお、この結果から、水平力が最大となるのは2δ_yの変形を与えた時と考えられるが、OV-2供試体では、前述したように2δ_yの1サイクル目の載荷において計測が適切に行えなかった。したがって、**表-3.2.3**では2δ_yの変形以外の載荷ステップにおいて計測された最大水平荷重を参考値として示している。

(3) 曲率分布

図-3.2.12 は、各供試体の塑性ヒンジ領域において計測した曲率の高さ方向分布を示したものである。図中には、目視により測定した軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのおよその剥落範囲を併記した。これより、いずれの供試体とも橋脚基部から高さ 400mm 付近までの範囲で曲げ塑性変形

が生じており、高さ150mm付近の断面で最も曲率が大きくなっていることがわかる。

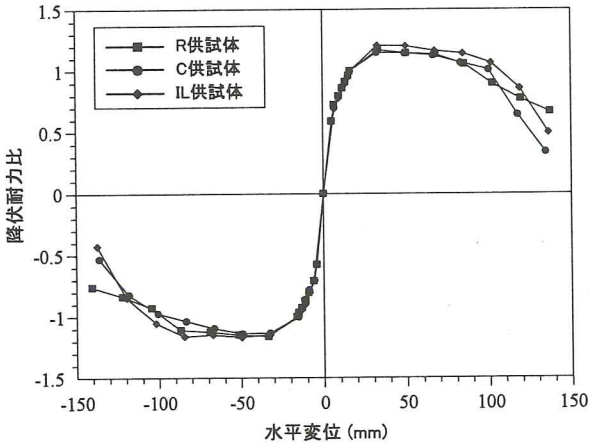
このように、曲率の高さ方向分布の傾向に大きな差異は見られないが、軸方向鉄筋の座屈に伴って生じたかぶりコンクリートの剥落範囲には特徴的な違いが見られる。すなわち、矩形拘束としたR供試体では約300mmの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、概ねその範囲で曲げ塑性変形が生じているのに対して、C供試体やIL供試体のように円形拘束とすると剥落範囲が狭まると同時に、剥落範囲よりもさらに上方の断面まで曲げ塑性変形が進展していることがわかる。かぶりコンクリートの剥落範囲は、おおよそ軸方向鉄筋の座屈長に相当することがこれまでの研究により報告されているが[17]、これは、円形拘束とすると帯鉄筋による座屈抑制効果が高まるため、軸方向鉄筋の座屈長が短くなるとともに、座屈圧縮荷重が大きくなり、曲げ塑性変形がさらに上方の断面へと進展するためである。また、楕円状の帯鉄筋を用いた場合、円形帯鉄筋と比較してかぶりコンクリートの剥落範囲は多少広くなっている。これは、楕円が偏平になるにつれて次第に軸方向鉄筋の座屈抑制効果が低下し、座屈長が長くなっているためと考えられる。楕円状の帯鉄筋を用いることにより円形の場合よりも拘束効果が弱くなることが懸念されるが、その一方で破壊領域は広くなる傾向であり、楕円インターロッキング式配筋が円形拘束と矩形拘束のメリットを併有した中間的な挙動を示すことも一つの特徴である。

3.2.5　帯鉄筋の曲げ形状が橋脚の塑性変形特性に及ぼす影響

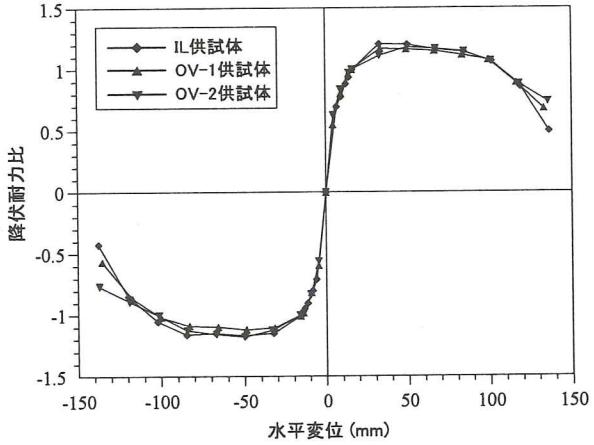
(1) 塑性変形性能に及ぼす影響

上述したように、円形または楕円状の帯鉄筋を用いた供試体では、$5\delta_y$～$6\delta_y$の変形を繰返し載荷中にかぶりコンクリートの剥離が生じ、$6\delta_y$の変形を繰返し載荷する段階で、軸方向鉄筋の座屈とそれに伴うかぶりコンクリートの剥落が生じており、損傷の進展は概ね同様であった。一方、矩形帯鉄筋としたR供試体では、$5\delta_y$の変形でかぶりコンクリートが剥落し始め、他の供試体よりも損傷の進展が早く生じた。そこで、水平力－水平変位関係を供試体間で相対的に比較できるようにするために、水平力を$1\delta_y$の載荷において計測された水平力（降伏耐力）で除して無次元化した降伏耐力比を用いて履歴曲線の包絡線を示すと**図-3.2.13**の通りである。また、塑性ヒンジ付近における塑性変形挙動を比較するために、柱基部より高さが37mmの断面から357mmの断面までの区間（以下「塑性ヒンジ計測区間」という）で計測した曲率の平均値と載荷点における水平変位の関係を比較した結果を**図-3.2.14**に示す。

まず、中間帯鉄筋で補強された矩形帯鉄筋を有するR供試体と円形帯鉄筋を有するC供試体を比較すると、損傷の進展度には多少の差異は見られたが、降伏耐力比－水平変位関係ならびに塑性ヒンジ計測区間での平均曲率－水平変位関係は概ね一致していることがわかる。ただし、R供試体では$6\delta_y$の変形時における塑性ヒンジ計測区間での平均曲率が急増している。これは、R供試体のような矩形断面に対する一般的な軸方向鉄筋の配置方法の場合、最外縁位置に配置される軸方向鉄筋の本数が多いために、その位置で軸方向鉄筋が座屈し始めると、塑性ヒンジの回転変形が急激に大きくなることを示している。逆にC供試体のように円形状に軸方向鉄筋を配置すると、最外縁位置の軸方向鉄筋が



(a)矩形帯鉄筋と円形帯鉄筋の比較



(b)円形帯鉄筋と楕円状帯鉄筋の比較

図-3.2.13　水平力－水平変位関係の履歴曲線の包絡線の比較

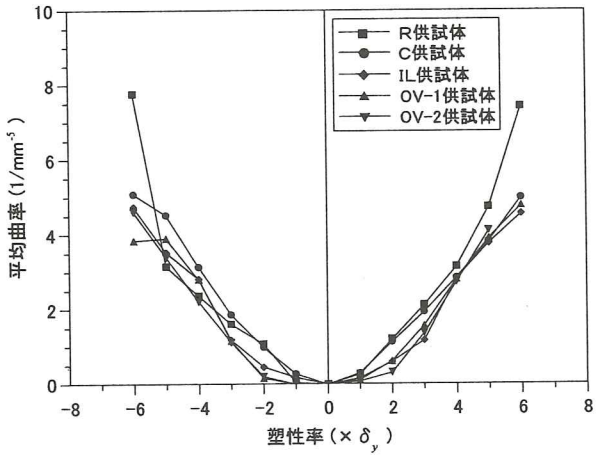
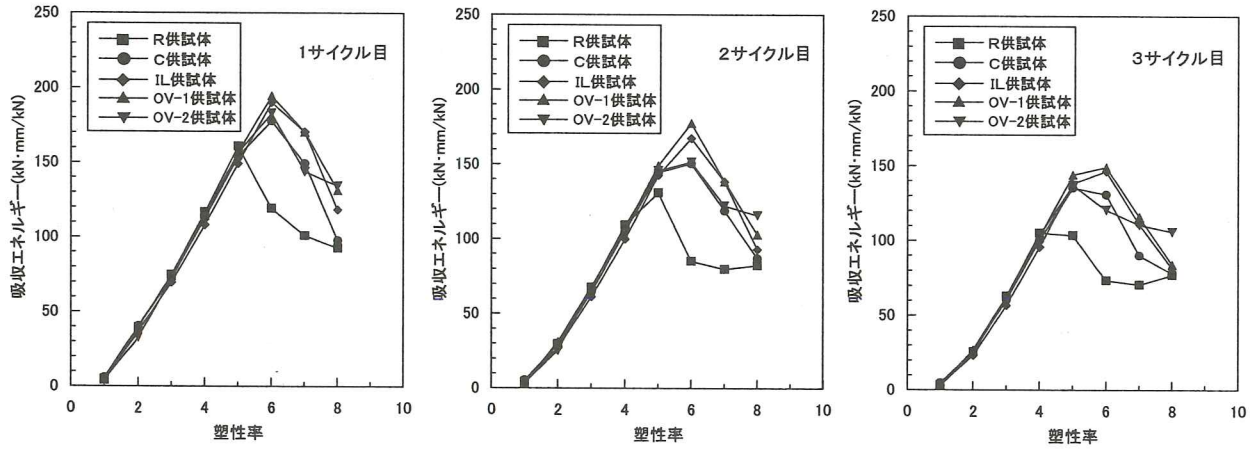


図-3.2.14　塑性ヒンジ計測区間における平均曲率の比較

座屈し始めても、その側方内側にある軸方向鉄筋は座屈していない段階であるため、塑性ヒンジの回転変形が急激に大きくなるような結果にはなっていない。

また、IL 供試体と C 供試体を比較してみると、塑性域での変形特性はほとんど等しくなっていることがわかる。藤倉らは、インターロッキング式橋脚の拘束効果の評価方法について、道路橋示方書で定義されている有効長 [18] を変化させ、インターロッキング式配筋による拘束効果の向上を見込んだ幾つかの試算的な検討を行っているが [9]、円形帯鉄筋で拘束された円形断面橋脚に対する実験結果との比較から判断すれば、帯鉄筋を少しずつ重ね合わせても塑性ヒンジの塑性回転性能は円形帯鉄筋を単独で用いた場合と同等であると考えられる。

次に、インターロッキング式配筋とした橋脚において、帯鉄筋の曲げ形状が塑性変形性能に及ぼす影響について見てみる。**図-3.2.13(b)**からわかるように、楕円状の帯鉄筋を用いたOV-1供試体ならびにOV-2供試体の降伏耐力比－水平変位関係は、損傷が内部コンクリートにまで進展している降伏耐力比の低下域も含めて、円形帯鉄筋を用いたIL供試体と非常によく一致した挙動となっている。また、



(a)1 サイクル目　　(b)2 サイクル目　　(c)3 サイクル目

図-3. 2. 15　各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーの比較

図-3. 2. 13に示す塑性ヒンジ計測区間における平均曲率－水平変位の関係についても、3供試体でほとんど同様な結果が得られた。帯鉄筋の曲げ形状を楕円とすることにより、円形の場合よりも拘束効果が小さくなり、塑性変形性能が低下することも考えられたが、本実験結果は、帯鉄筋の曲げ半径比が2.39以内の範囲であれば、楕円状の帯鉄筋を用いても円形の場合と同等の塑性変形性能を発揮しうることを示している。これは非常に興味深い結果である。

なお、C供試体とIL供試体の塑性変形性能が同等であるという結果を外挿すると、仮にIL供試体にもう1連の帯鉄筋を加えて柱幅1400㎜の3連インターロッキング式配筋とした供試体（以下「TIL供試体」という）に対する実験を行っていたとすると、TIL供試体の塑性変形性能はC供試体やIL供試体とも同等となることが想定される。つまり、OV-2供試体はTIL供試体と同等の塑性変形性能を保有しているものと推論することができる。本文では、TIL供試体に対する実験を行っていないため推論の域を出ないが、本研究で提案する楕円インターロッキング式配筋を採用することにより、塑性変形性能を保持しながら、円形帯鉄筋による3連インターロッキング式配筋とする場合よりも帯鉄筋の量を低減させることができるものと考えられる。

(2) エネルギー吸収性能に及ぼす影響

前項では、各載荷ステップにおける最大変位時に着目して供試体間の比較を行ったが、ここでは、履歴吸収エネルギーに着目して帯鉄筋の曲げ形状による影響について検討することにする。

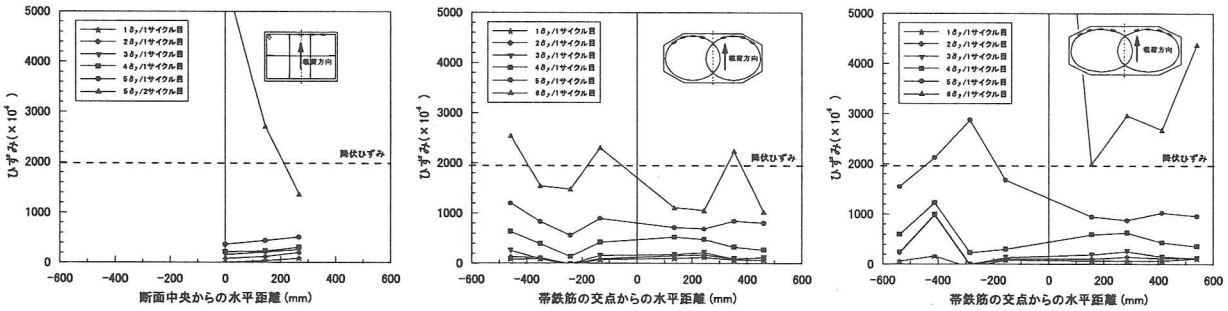
図-3. 2. 15は、各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーを供試体間で比較して示したものである。ここで、供試体間での相対的な比較をするため、履歴吸収エネルギーの値は1δ_yの載荷変位を与えた時の水平力（降伏耐力）で除して表している。既往の研究により、載荷変位の増大に伴って1サイクルにおける履歴吸収エネルギーも増加するが、軸方向鉄筋の座屈が生じると履歴吸収エネルギーが減少し始めることがわかっており[19)、20)]、**図-3. 2. 15**のような実験結果の整理は、軸方向鉄筋の座屈時期やその影響度合いを定量的に知る一つの目安として活用することができる。

これより、R供試体では6δ_yの1サイクル目の載荷から履歴吸収エネルギーが大きく減少しており、軸方向鉄筋の座屈の影響が他の供試体よりも1δ_y相当分早く生じ始めていることがわかる。R供試体以外の4体を比較すると、1サイクル目の履歴吸収エネルギーについては、軸方向鉄筋の座屈の影響が生じ始めた後も含めて、いずれの供試体とも同等である。ただし、6δ_yの3サイクル目での履歴吸収エネルギーに着目すると、IL供試体やOV-1供試体では5δ_yの3サイクル目の時よりも履歴吸収エネルギーが増大しているが、OV-2供試体では約15%低下している。**図-3.2.13**では1サイクル目の載荷に対する実験結果に基づいた包絡線で比較し、塑性変形性能に大きな差がないことを述べたが、3サイクル目の載荷結果までを含めて比較すると、OV-2供試体のエネルギー吸収性能はIL供試体やOV-1供試体よりも若干小さくなっていることを示している。これは、帯鉄筋の曲げ形状がIL供試体やOV-1供試体よりも偏平であり、その分軸方向鉄筋の座屈抑制効果が小さくなっているためと考えられる。本研究では、楕円状の帯鉄筋の曲げ半径比を2.39までとして実験を行ったが、**図-3.2.15**に示した実験結果の傾向を踏まえると、仮に曲げ半径比が2.39よりも大きな楕円状の帯鉄筋を用いた供試体に対して実験を行っていたとすると、軸方向鉄筋の座屈が6δ_y未満の載荷変位で生じていた可能性もあることが推論できる。したがって、楕円インターロッキング式配筋とした橋脚の塑性変形性能が円形帯鉄筋によるインターロッキング式橋脚と同等であるという知見は、楕円状帯鉄筋の曲げ半径比が2.39以下の場合に限定して適用すべきであると考えられる。

(3) 帯鉄筋に生じるひずみ性状

曲げが支配的な矩形断面柱部材の塑性ヒンジに曲げ変形が作用すると、圧縮フランジ側に配置された帯鉄筋は、軸方向鉄筋の座屈に対して抵抗しようとするために引張ひずみが生じる。大型模型実験を含めたこれまでの研究より、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落する直前に帯鉄筋に生じている引張ひずみは数百～千マイクロ程度であり、降伏ひずみまでにはまだ余裕があること、そして、軸方向鉄筋の座屈が生じると、急激に帯鉄筋の引張ひずみが増大して降伏ひずみを大きく超えることがわかっている [19]。これは、矩形帯鉄筋で拘束された橋脚の特徴的な挙動である。本研究で提案している楕円インターロッキング式配筋では、円形帯鉄筋と矩形帯鉄筋の中間的な形状をした帯鉄筋を用いていることから、ここでは、楕円の偏平さが圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じるひずみ性状に及ぼす影響について検討する。

図-3.2.16 は、基部からの高さが 150mm の断面に配置した帯鉄筋を対象として、各載荷変位において当該帯鉄筋に生じたひずみの分布を示したものである。ここで、基部から 150mm の高さの断面は、実際に軸方向鉄筋の座屈が生じた領域の中心位置に概ね相当している。なお、C 供試体と IL 供試体では、図-3.2.16 のような断面内における帯鉄筋のひずみ分布を計測していない。R 供試体では、**図-3.2.16(a)** 中に示す 3 点の位置でひずみを計測したが、載荷変位の増大に伴ってひずみが漸増し、5δ_y の 1 サイクル目の載荷では 3 箇所とも 400～500×10^{-6}程度であった。そして、次の 2 サイクル目の載荷中に軸方向鉄筋の座屈が生じ、これに伴って帯鉄筋のひずみは急増している。これは前述したように矩形帯鉄筋に特有な挙動である。



(a)R 供試体　(b)OV-1 供試体　(c)OV-2 供試体

図-3.2.16　帯鉄筋に生じるひずみ性状の比較

OV-1供試体とOV-2供試体では、図中に示す8点の位置で帯鉄筋のひずみを計測した。OV-1供試体では、軸方向鉄筋が座屈する直前である6δ_yの1サイクル目の載荷において、帯鉄筋に生じたひずみが1000～2500×10^{-6}前後まで達していることがわかる。これは、R供試体において軸方向鉄筋が座屈する直前における帯鉄筋のひずみ値よりも大きく、帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈に抵抗しようとする働きが強いことを意味している。一方、楕円の偏平率を大きくしたOV-2供試体では、5δ_yの1サイクル目の載荷で帯鉄筋には部分的に降伏ひずみを超えるひずみが生じ、6δ_yの1サイクル目で計測箇所全てが塑性化した。この結果は、帯鉄筋による軸方向鉄筋の座屈抑制効果はOV-1供試体よりも小さくなっていることを示唆していると考えられ、楕円を偏平にした影響が帯鉄筋による座屈抑制効果にも現れ始めていると見るべきである。

3.2.6　結論

本研究では、インターロッキング式橋脚の幅広長方形断面への応用と帯鉄筋量の低減、施工の省力化を目的として、楕円状に曲げた 2 連の帯鉄筋を少しずつ重ねて横拘束筋とした楕円インターロッキング式配筋を提案するとともに、帯鉄筋の曲げ形状の設計方法について提示した。さらに、楕円インターロッキング式配筋を有する曲げ破壊型の橋脚に対して模型供試体による正負交番載荷実験を行い、その塑性変形特性について、中間帯鉄筋を配筋した矩形断面橋脚、円形断面橋脚、従来のインターロッキング式橋脚との比較を行った。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) 断面の縦横比に対して柔軟な対応が可能で、3 連インターロッキング式配筋とする場合よりも、帯鉄筋量を低減できる楕円インターロッキング式配筋方法を提案した。本配筋構造においては、帯鉄筋の曲げ加工を容易にするため、2 種類の半径の円弧を組合せることにより楕円状の帯鉄筋を成形するという実用的なアイデアを取り入れている点もユニークな特徴である。
2) 本研究で提案する楕円インターロッキング式配筋とした曲げ破壊型の橋脚は、楕円状帯鉄筋の曲げ半径比が 2.39 以下の範囲であれば、円形帯鉄筋による従来のインターロッキング式橋脚と同等の塑性変形性能を発揮しうる。
3) 円形帯鉄筋を用いた一般的な曲げ破壊型の円形断面橋脚と、その円形帯鉄筋 2 組を中心間隔が曲げ

半径の 1.5 倍となるように重ね合わせたインターロッキング式橋脚の塑性変形性能ならびに曲率性状にはほとんど差が生じなかった。これはインターロッキング式配筋の拘束効果は円形帯鉄筋の拘束効果と同等であることを意味している。

4) 矩形帯鉄筋に沿って軸方向鉄筋を配置した一般的な矩形断面橋脚の場合、最外縁に配置される軸方向鉄筋量の割合が大きいため、これらに座屈が生じると、エネルギー吸収性能が急激に低下する。一方、楕円インターロッキング式配筋の場合、円形帯鉄筋の場合と同様に、最外縁位置の軸方向鉄筋が座屈し始めても、その側方内側にある軸方向鉄筋は座屈していない状態となるため、矩形断面橋脚に見られるような急激なエネルギー吸収性能の低下は生じない。

5) これらの知見から判断すると、本研究で提案した楕円インターロッキング式配筋を有する曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能は、楕円状帯鉄筋の曲げ半径比が2.39以下の範囲であれば、断面高さを直径とする円形断面が円形帯鉄筋で拘束されているとみなして評価できるものと考えられる。

参考文献

1) Tanaka, H. and Park, R : “Use of Interlocking Spirals for Transverse Reinforcement in Bridge Columns” 、Department of Civil Engineering, University of Canterbury 、 New Zealand、 1990

2) Tanaka, H. and Park, R : Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals、 ACI Structural Journal、 Vol.90、 No.2、 March-April、 1993.

3) “Standard Specifications for Highway Bridges Relating to Seismic Design” 、 Twelfth Edition with Revisions by the Office of Structures Design、 Caltrans、 November、 1989

4) Buckingum, G. C., McLean, D. I., Nelson, C. E. : Tests of Concrete Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement、 Transportation Research Record、 No.1393、 pp.133-145、 January、 1993

5)大滝健、黒岩俊之、細木康夫：インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能（その１）（その２）、土木学会第53回年次学術講演会概要集Ⅴ、pp.1122-1125、1998年10月

6)野村謙二、広瀬剛：インターロッキング型帯鉄筋を使用した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能確認実験、第2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、土木学会、pp.201-207、1998年12月

7)東田典雅、小野塚和博、丸尾勝己、岡本大：４連インターロッキング式配筋橋脚の耐震性能、第6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、土木学会、pp.39-44、2003年1月

8)柳下文夫、田中仁史、Park、 R：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート柱の繰り返し荷重下における挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.951-956、1997年

9)藤倉修一、川島一彦、庄司学、帳建東、武村浩志：インターロッキング式帯鉄筋を有するＲＣ橋脚の耐震性、土木学会論文集、No.640/I-50、pp.71-88、2000年1月
10)大滝健、黒岩俊之、宮城敏明、水上善晴：インターロッキングスパイラル筋を有するＲＣ橋脚の交番載荷実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、pp.367-372、2000年
11)黒岩俊之、宮城敏明、大滝健、水上善晴：インターロッキングスパイラル配筋によるＲＣ橋脚の合理化工法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.23、No.2、pp.1279-1284、2001年
12)井ヶ瀬良則、野村謙二、黒岩俊之、宮城敏明：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について、コンクリート工学、Vol.40、No.2、pp.37-46、2002年2月
13)藤倉修一、川島一彦、庄司学、帳建東、武村浩志：インターロッキング式橋脚の耐震性に関する実験的研究、東京工業大学耐震工学研究グループ報告書、TIT/EERG 98-9、1998年7月
14)長屋和宏、運上茂樹：インターロッキングＲＣ橋脚の動的耐力、変形性能に関する実験的検討、第25回地震工学研究発表会、Vol.2、pp.709-712、1999年7月
15) Hoshikuma、 J.、 Kawashima、 K.、 Nagaya、 K. and Taylor、 A. : Stress-strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers、 Journal of Structural Engineering、 Vol.123、 No.5、 ASCE、 1997
16)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：RC橋脚に対する正負交番載荷実験における曲率の計測とその精度、土木学会第56回年次講演会、第5部、2001年10月
17)浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集、No.682／I-56、pp.177-194、2001年7月
18)(社)道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、2002年3月
19)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：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に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001年2月
20)星隈順一、運上茂樹、塩島亮彦：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制と塑性変形性能の向上、第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム、pp215-220、2003年3月

３．３　高強度材料を使用したインターロッキング式橋脚に関する実験

3.3.1　はじめに

鉄筋コンクリート構造に、高強度材料を使用することによって得られる利点は、主として以下の４点が考えられる。

①　高強度化による断面サイズの縮小
②　曲げ耐力に関する軸方向鉄筋量の減少
③　変形性能に関わる横拘束鉄筋量の減少
④　せん断耐力に関するせん断補強鉄筋量の減少

これらはいずれも、鉄筋コンクリート構造の配筋合理化に結びつくものであり、同じ配筋合理化技術であるインターロッキング式配筋構造に適用することによって、さらなる合理化が期待できるものである。

しかしながら、現行の JIS 等関連基準よれば、コンクリート材料については、呼び強度 40（圧縮強度：40 N/mm^2）、鉄筋については SD490（降伏点：490～625 N/mm^2）を超えるものについては、高強度材料として、別途検討が必要となる。

一方、高強度材料を対象とした基準として NewRC 基準[1]および JASS5[2]では、コンクリート強度は、60N/mm^2 を超える場合には詳細検討が必要とされ、SQC 指針[3]においては、60～100 N/mm^2 を標準としている。また、土木学会標準示方書[4),5)]では、80 N/mm^2 以下を適用範囲としている。また、高強度鉄筋については、NewRC 基準において、降伏点が 400～12000 N/mm^2 を適用範囲としており,他の基準類においてもこれを準用するとしている。

以上のように、高強度材料を適用する場合には、使用材料の適用範囲、高強度材料を用いた部材の耐力や変形性能、剛性等の基本的力学特性を把握し、現行設計基準の適応性等を明らかにしておく必要がある。

本実験は、インターロッキング式配筋構造と高強度材料を組み合わせた鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化を目的として、本構造の耐力および変形性能等の基本的耐震性能を把握するために、実施したものである。

3.3.2　実験概要

(1)　試験体

本実験では、過去に行われた普通強度のインターロッキング橋脚試験体をプロトタイプとし、その使用材料であるコンクリート、軸方向鉄筋および帯鉄筋を高強度化した４パターンの試験体を計画した。試験体一覧を**表-3.3.1** に示す。また、各試験体の形状寸法および配筋を**図-3.3.1** および**図-3.3.2** に示した。

柱の断面寸法は 600×900mm の小判型断面で、柱高さ 3000mm、シアスパン比は 5.0 である。軸方向鉄筋は USD685-D13 であり、鉄筋量はプロトタイプ試験体と同じ曲げ耐力を与えるよう決定した。軸方向鉄筋比は 0.88%である。帯鉄筋には USD685-D6 および SD295-D6 閉合フープを 80mm、160mm 間隔でインターロッキング配筋し、帯筋強度と帯筋間隔を主たる実験因子とした。コンクリートの目標圧縮強度は全ての試験

体について、60N/mm^{2}とした。各試験体の特徴は以下のとおりである。

プロトタイプ試験体：コンクリート、軸方向鉄筋、帯鉄筋に普通強度材料を使用した試験体で帯鉄筋体積比ρs=0.3%とした試験体。（実施済み）

試験体１：プロトタイプ試験体に対して、コンクリートおよび軸方向鉄筋を高強度とした試験体であり、帯鉄筋はプロトタイプと同径同ピッチとしている。曲げ耐力が同等となるように軸方向鉄筋量を決定し、軸方向鉄筋の合理化を目的とする。

試験体２：プロトタイプ試験体に対して、コンクリートおよび軸方向鉄筋を高強度とした試験体であり、帯鉄筋は、試験体４と同径同ピッチとしている。試験体４の比較用試験体であり、帯筋間隔と帯鉄筋強度の違いが橋脚の曲げせん断性能に及ぼす影響を調べる。

試験体３：プロトタイプ試験体に対して、コンクリート、軸方向鉄筋、帯鉄筋を高強度とした試験体であり、帯鉄筋は、プロトタイプと同径同ピッチとしている。曲げ耐力が同等となるように軸方向鉄筋量を決定し、軸方向鉄筋の合理化を目的とするとともに、帯鉄筋の高強度化の影響を調べる。

試験体４：プロトタイプ試験体に対して、コンクリート、軸方向鉄筋、帯鉄筋を高強度とした試験体であり、帯鉄筋は、降伏強度を考慮に入れ、有効帯筋体積比をプロトタイプと同等とした試験体である。帯鉄筋を高強度化し、帯筋間隔を広げることの影響を調べる。

表-3.3.1　試験体一覧

No.	断面寸法 B×D×H mm	シアスパン比	コンクリート 強度 MPa	軸圧縮力 応力度 MPa	軸圧縮力 軸力比	軸方向鉄筋 使用鉄筋	軸方向鉄筋 本数	軸方向鉄筋 鉄筋比 %	横拘束筋 使用鉄筋	横拘束筋 間隔 mm	横拘束筋 体積比 %	横拘束筋 等価帯筋体積比 %
1	900×600×3000	5.0	60	0.8	0.013	USD685-D13	32	0.88	SD295-D6	80	0.30%	-
2	900×600×3000	5.0	60	0.8	0.013	USD685-D13	32	0.88	SD295-D6	160	0.15%	-
3	900×600×3000	5.0	60	0.8	0.013	USD685-D13	32	0.88	USD685-D6	80	0.30%	0.60%
4	900×600×3000	5.0	60	0.8	0.013	USD685-D13	32	0.88	USD685-D6	160	0.15%	0.30%
P	900×600×3000	5.0	30	0.8	0.027	USD345-D16	38	1.63	SD295-D6	80	0.30%	-

P:プロトタイプ試験体

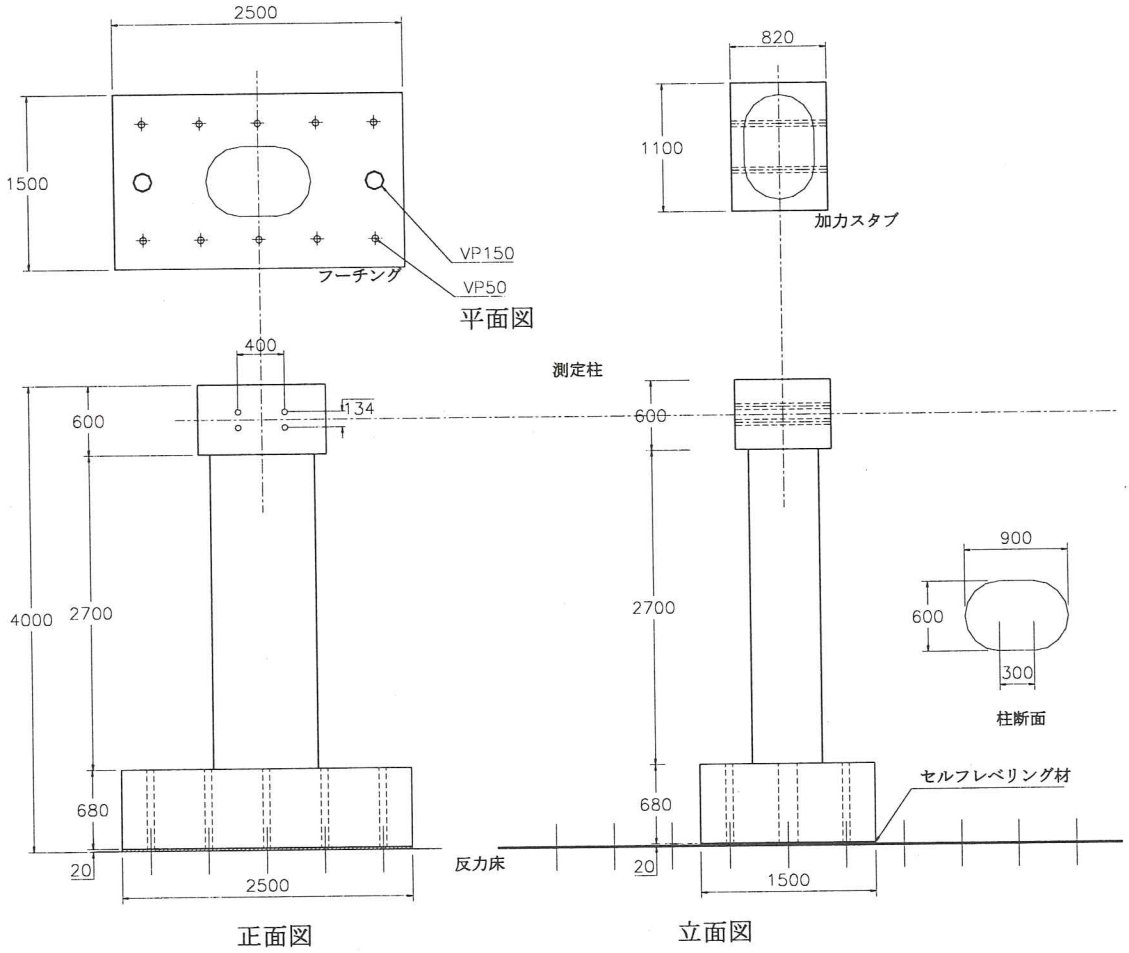
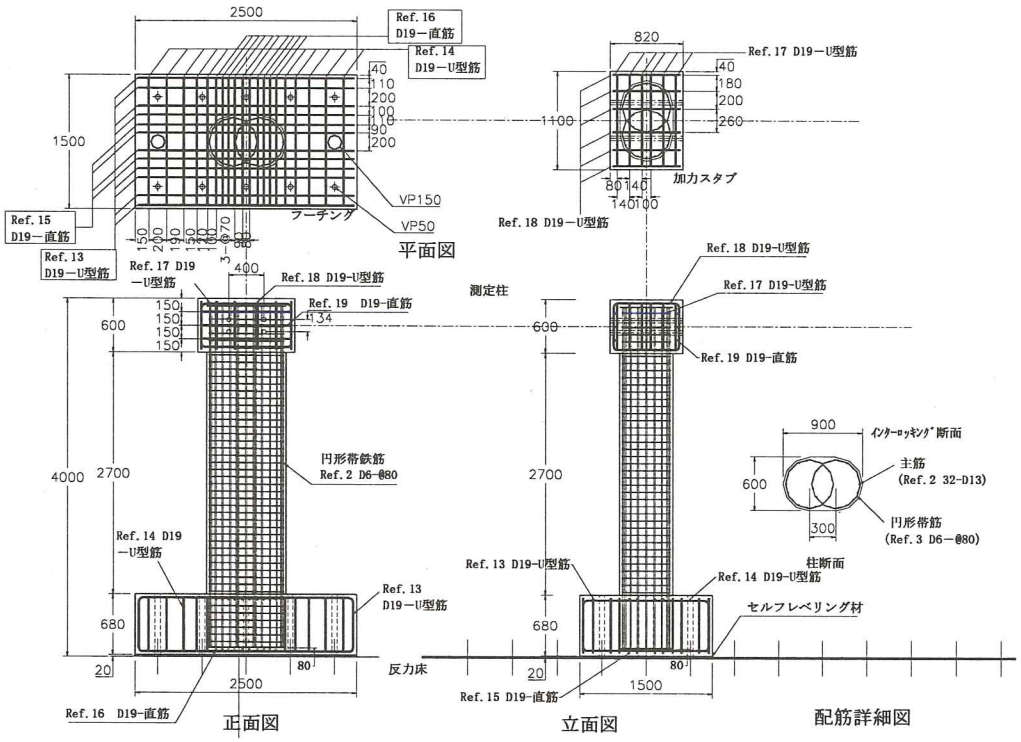
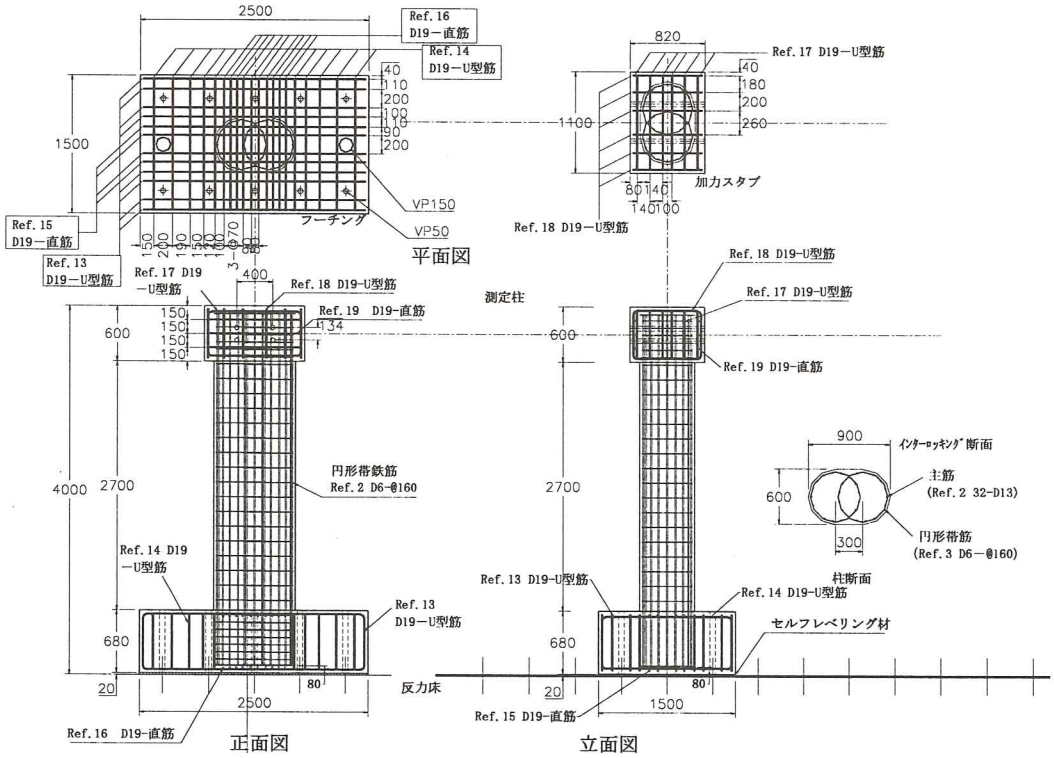


図-3.3.1　試験体形状寸法



(a)　No. 1, No. 3



(b)　No. 2, No. 4

図-3. 3. 2　試験体配筋（No. 2、No. 4）

(2) 使用材料

柱コンクリートの圧縮強度は 60N/mm² とした。また、フーチングおよび加力スタブのコンクリート強度は普通強度（30-18-13N）とした。各試験体のコンクリート強度は、実験時の強度試験結果によって評価した。これらの配合および強度試験結果を表-3.3.2 に示す。

鉄筋の径および規格は、軸方向鉄筋については D13－USD685、帯鉄筋については D6－USD685 および D6-SD295A の二種類とした。なお、帯鉄筋は閉合フープ加工とした。これら鉄筋の材料試験結果一覧を表-3.3.3 および図-3.3.3 に示した。

表-3.3.2 コンクリート配合

配合：柱コンクリート							
呼び強度 N/mm²	スランプ cm	粗骨材最大寸法 mm	空気量 %	水セメント比 %	細骨材率 %	単位水量 kg/m³	セメントの種類
60	23	13	3.0	35.0	46.4	180	H

配合：フーチングおよび加力スタブコンクリート							
呼び強度 N/mm²	スランプ cm	粗骨材最大寸法 mm	空気量 %	水セメント比 %	細骨材率 %	単位水量 kg/m³	セメントの種類
30	12	13	4.5	49.5	47	172	N

強度特性				
試験体	圧縮強度 MPa	割裂強度 MPa	フーチング MPa	加力スタブ MPa
No.1	63.6	3.6	39.5	37.7
No.2	65.0	4.6	42.5	38.1
No.3	58.9	3.0	36.7	32.9
No.4	59.3	3.2	39.6	36.9

表-3.3.3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	規格	降伏ひずみ με	降伏点 MPa	弾性係数 MPa	引張強度 MPa
D13	USD685	3784	734	194	963
D6	USD685	6693	826*	176	967
D6	SD295A	2075	413	199	559

*0.2%オフセット値

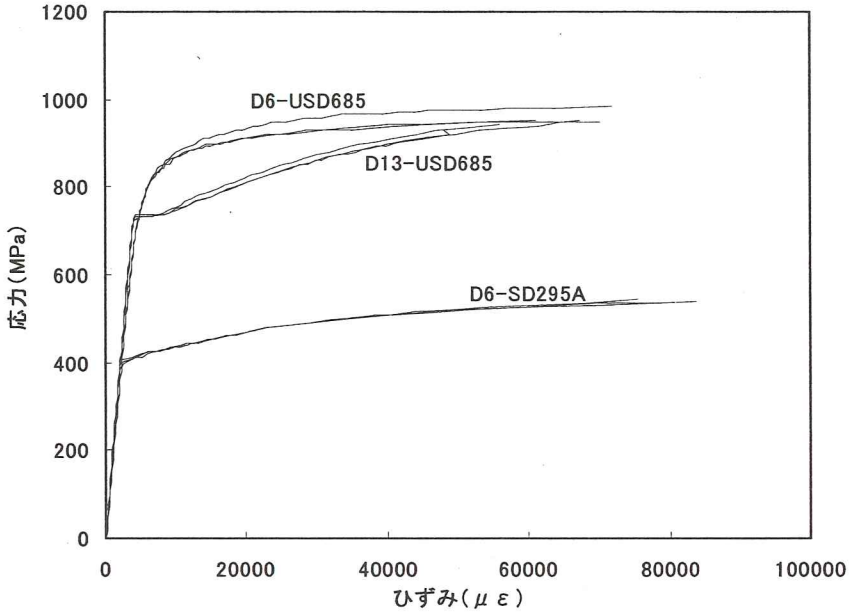


図-3.3.3　鉄筋の材料試験結果

(3)　載荷方法

加力は、**図-3.3.4** に示すように、試験体頂部に取り付けた加力ビームおよびセンターホールジャッキによって、ＰＣ鋼棒を介して所定の一定軸力（0.9MPa）を導入した後、試験体加力スタブに取り付けた 1500kN アクチュエータによって正負交番載荷した。載荷パターンは、初降伏荷重の計算値まで、ひび割れ発生状況を確認しながら、正負漸増交番載荷した後、実験で得られた初降伏荷重時変位の正負平均値を、終局耐力計算値まで外挿することによって、降伏変形を求め、その後は、その降伏変位に基づいて、1δy、2δy、3δy、4δy、5δy、6δy・・・を各３回づつ繰り返した。実験は、１サイクル目の荷重が過去の最大耐力の 80%を下回った時点で終了するものとした。

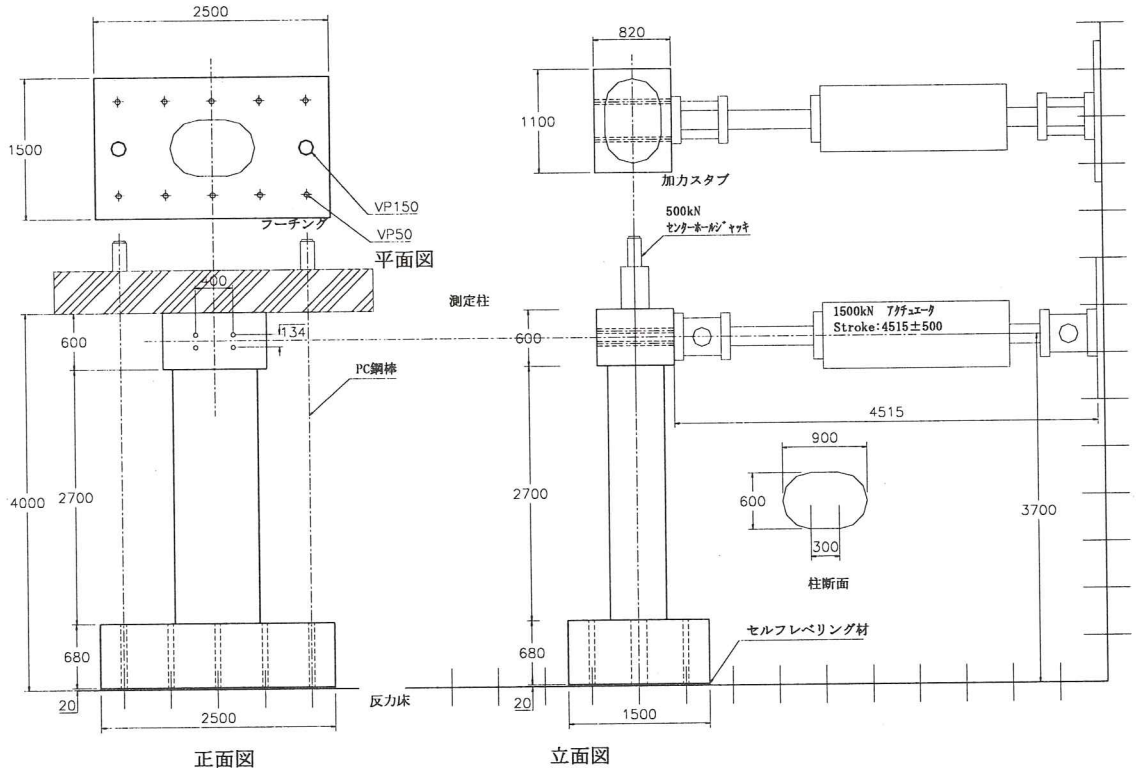


図-3.3.4　載荷方法

(4)　測定方法

測定は、試験体軸圧縮力、水平載荷力、試験体の加力点水平変位、柱脚部平均曲率、鉄筋ひずみ等である。軸方向鉄筋及び帯鉄筋に貼付したひずみゲージの位置を**図-3.3.5** に、変位の計取り付け位置を**図-3.3.6** に示した。試験体の平均曲率は試験体柱脚部、加力面内に取り付けた６対の変位計によって測定した。

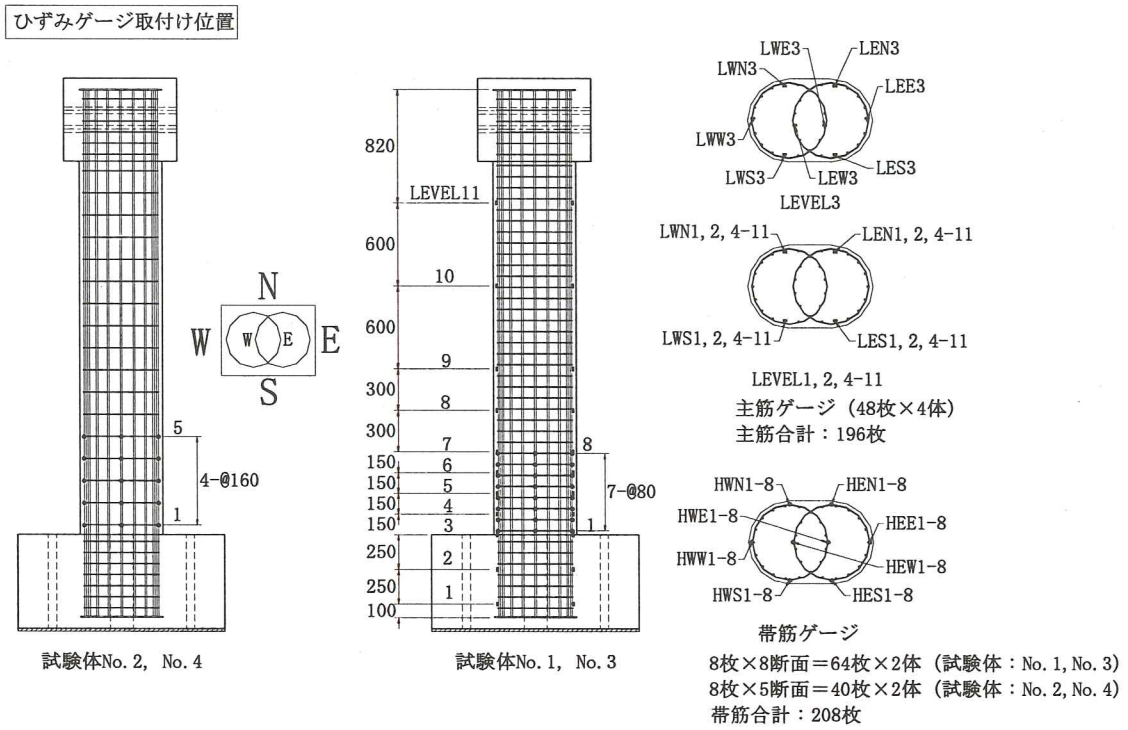


図-3.3.5　ひずみゲージ取付け位置図

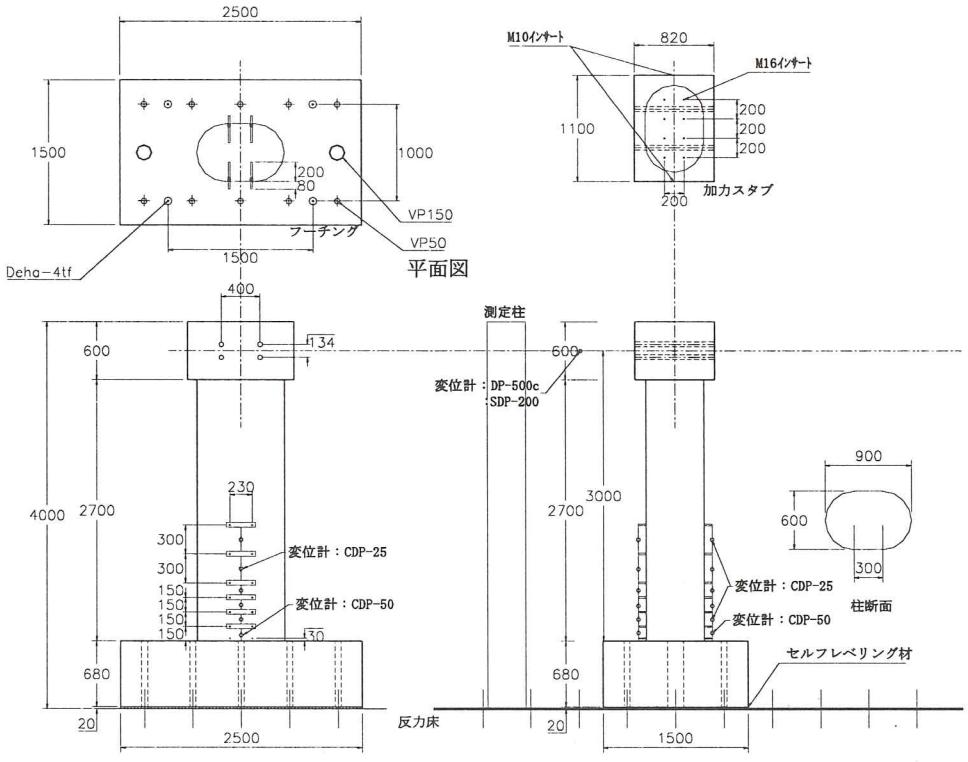


図-3.3.6　変位測定位置図

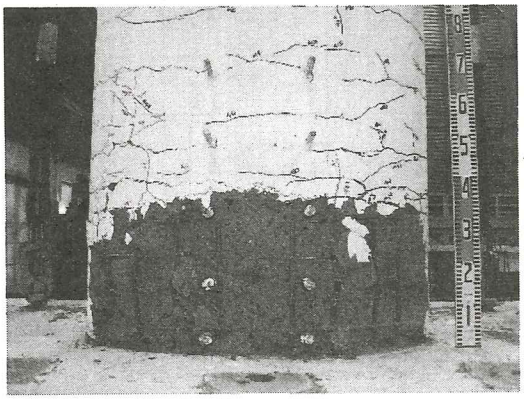
3.3.3 実験結果

(1) 破壊性状

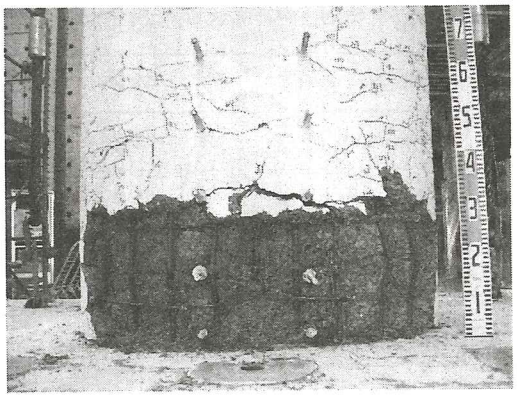
試験体の破壊進展状況は、いずれの試験体もほぼ同様であり、**表-3.3.4** に示すような結果となった。また、各試験体の塑性ヒンジ領域の最終破壊状況を**図-3.3.7** に示した。塑性ヒンジ領域において、軸方向鉄筋はそれぞれ帯鉄筋の間で座屈しているが、かぶりコンクリートが大きく剥落している範囲は、いずれの試験体も柱脚より高さ 300㎜ 程度（0.5D）である。

表-3.3.4 破壊進展状況

荷重状態	破壊状況
曲げひび割れ荷重	曲げひび割れ発生
初降伏荷重	曲げひび割れの進展
1δy	曲げせん断ひび割れの発生
2δy	柱基部の圧壊開始
3δy	柱基部かぶりコンクリートの剥落
4δy	主筋座屈、破断
5δy	主筋座屈、破断



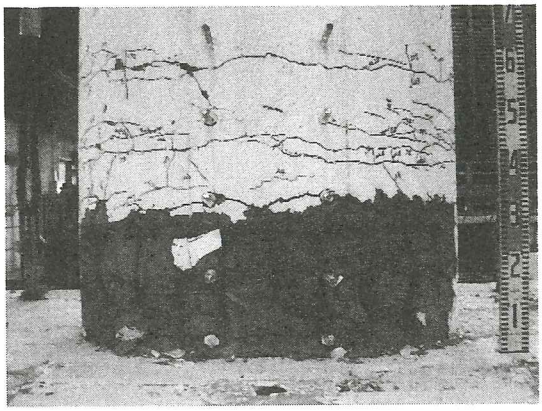
No. 1 (SD295@80)



No. 2 (SD295@160)



No. 3 (USD685@80)



No. 4 (USD685@160)

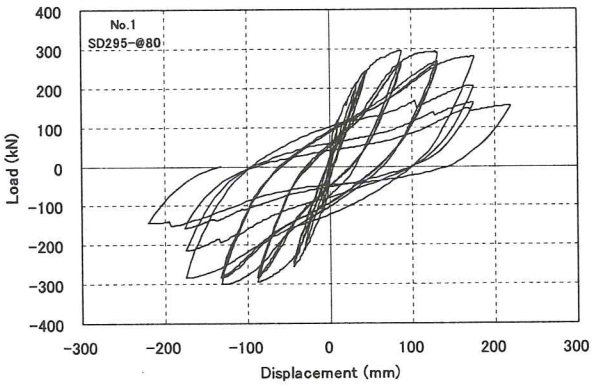
図-3.3.7 最終破壊状況

(2)　荷重変形関係

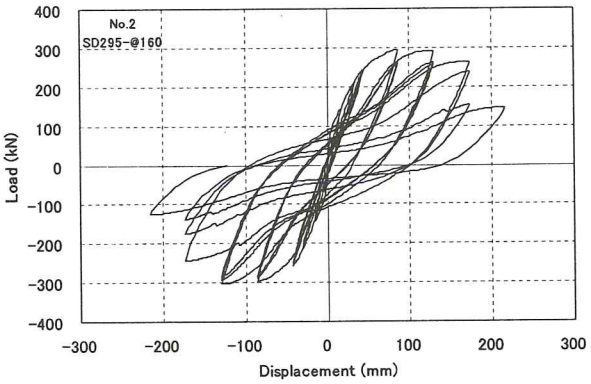
各試験体の降伏変位および耐力一覧を**表-3.3.5** に、荷重変形関係を**図-3.3.8** に示す。履歴曲線は、いずれもややピンチングの傾向のあるループを描き、３δｙまでは繰り返し載荷による耐力低下は軽微であったが、４δｙの繰り返しにおいて、大きく耐力低下している。また、これらの包絡線はNo.2がやや劣るものの、ほぼ等しい。帯筋強度が同じ組み合わせ（No.1とNo.2、No.3とNo.4）を比較すると、帯筋間隔が大きいものが、いずれの強度においても、４δｙにおける耐力低下が大きい。また、帯筋間隔が同じ組み合わせ（No.1とNo.3、No.2とNo.4）を比較すると、帯筋強度の高いものが耐力低下の度合いが小さい。さらに、帯筋間隔が小さい普通強度のものと、帯筋間隔が大きいが、高強度のもの（No.1とNo.4：帯筋量は等価）を比較すると、ほぼ同じ履歴曲線となっている。以上のことから、帯筋を高強度にしてやることによって、履歴曲線の耐力低下の改善が図れること、言い換えれば、帯筋間隔を大きくしても、帯筋強度を上げてやることによって、同等の性能が得られる可能性がある。

表-3.3.5　　降伏変位および耐力一覧

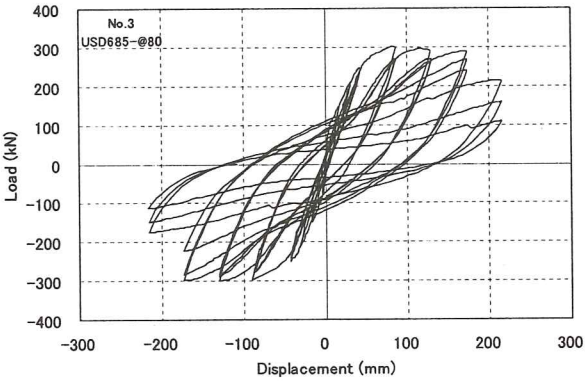
試験体	加力方向	降伏変位 mm	荷重(kN)				
			1δｙ	2δｙ	3δｙ	4δｙ	5δｙ
No.1	正側	43.8	244.5	294.8	291.8	280.3	154.2
	負側		−254.2	−295.0	−299.1	−281.9	−144.7
No.2	正側	43.2	243.9	292.9	292.6	263.1	146.1
	負側		−257.2	−298.6	−303.8	−243.8	−125.0
No.3	正側	43.2	247.4	299.1	291.5	288.2	213.7
	負側		−249.5	−297.9	−300.2	−296.1	−175.2
No.4	正側	44.0	247.6	296.5	296.4	290.8	158.0
	負側		−250.6	−290.3	−293.5	−278.6	−169.9
ﾌﾟﾛﾄﾀｲﾌﾟ	正側	24.9	228.4	261.6	269.3	269.0	285.9
	負側		−230.0	−261.5	−269.6	−277.5	−290.5



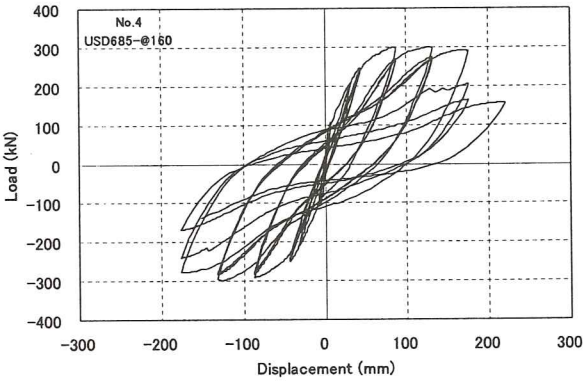
No. 1 (SD295@80)



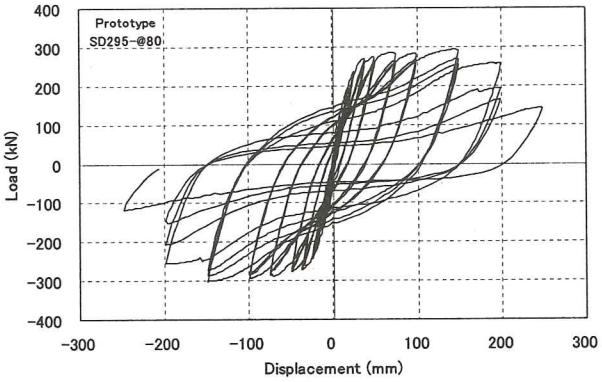
No. 2 (SD295@160)



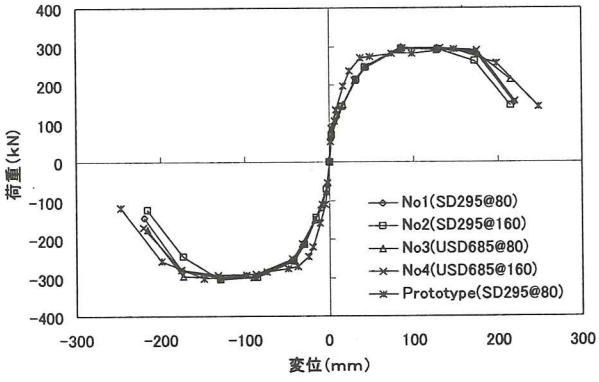
No. 3 (USD685@80)



No. 4 (USD685@160)



プロトタイプ

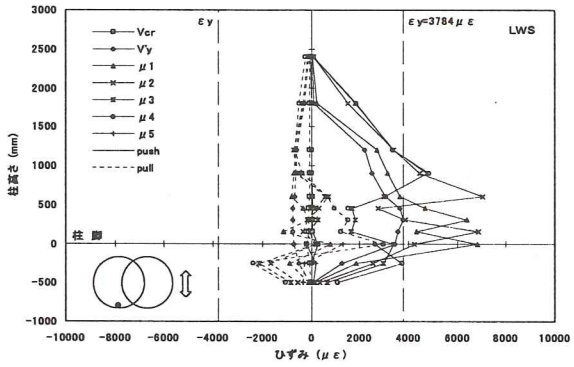


包絡線の比較

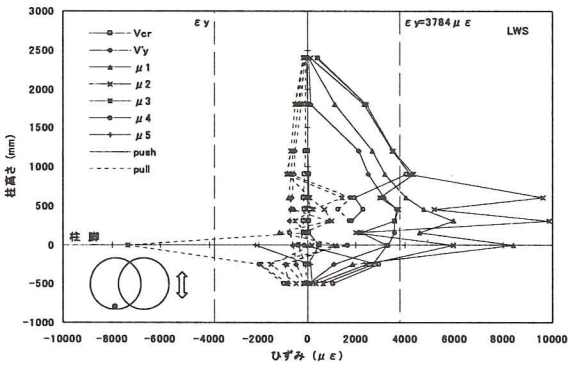
図-3.3.8　荷重変形関係

(3)　軸方向鉄筋ひずみ

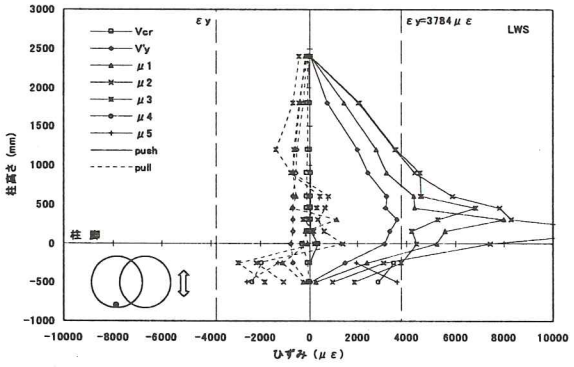
図-3.3.9 に各試験体の柱高さ方向の軸方向鉄筋のひずみ分布の一例を示す。軸方向鉄筋ひずみは、初降伏荷重において、柱基部がほぼ降伏ひずみに達しており、１δｙでは、柱基部から高さ約 600mm（1.0D）の領域において、また、２δｙでは、約 1200mm（2.0D）の領域において降伏ひずみを超える結果となった。また、いずれの試験体もほぼ同様なひずみ分布を示しており、帯鉄筋の違いによる影響は見られない。



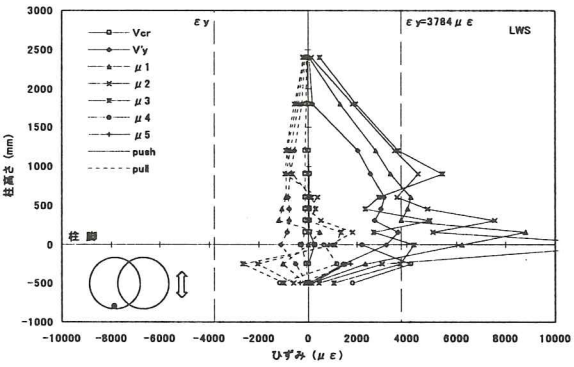
No. 1 (SD295@80)



No. 2 (SD295@160)



No. 3 (USD685@80)

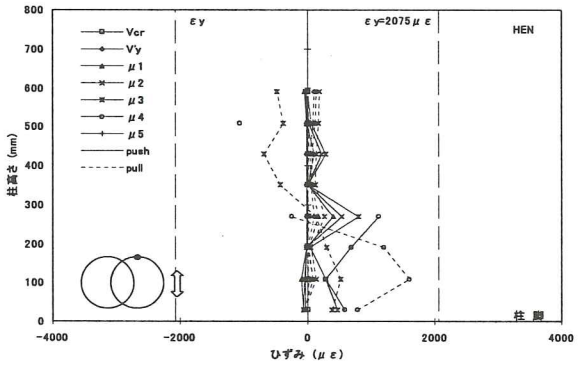


No. 4 (USD685@160)

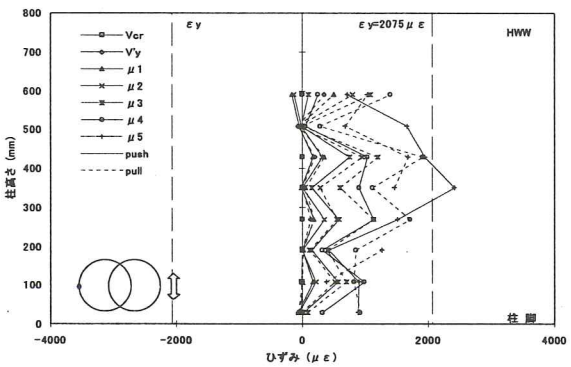
図-3.3.9　軸方向鉄筋ひずみ

(4)　帯鉄筋ひずみ

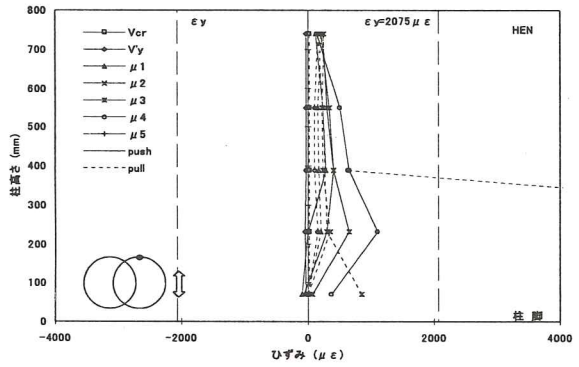
図-3.3.10 および**図-3.3.11** に各試験体の柱高さ方向の帯鉄筋ひずみ分布の一例を示す。横拘束に起因するひずみ（**図-3.3.10**）は、いずれの試験体も３δｙまではそれほど顕著ではなく、４δｙ以降徐々に増大し、５δｙ以降測定不能となった。一方、せん断ひび割れに起因するひずみ（**図-3.3.11**）は、曲げんせん断ひび割れの進展する１δｙ以降、徐々に増大し、５δｙ以降、柱基部より高さ約 300mm（0.5D）において特に大きなひずみを呈した。これは帯筋量の最も少ない No.1 において顕著である。



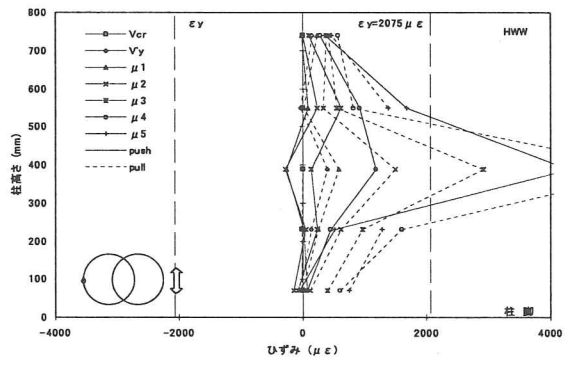
No. 1 (SD295@80)



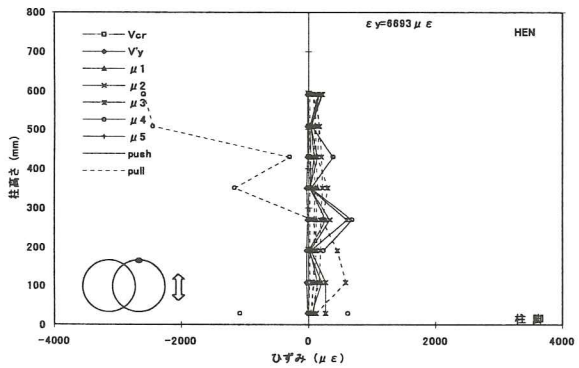
No. 1 (SD295@80)



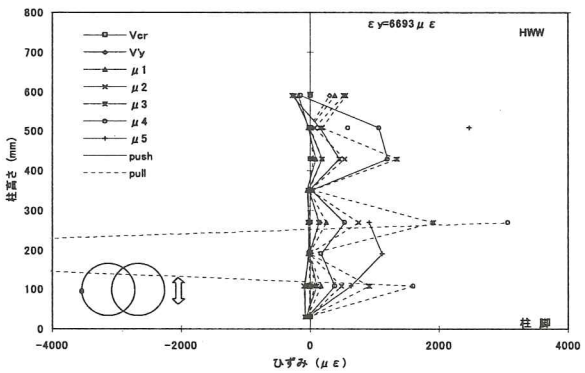
No. 2 (SD295@160)



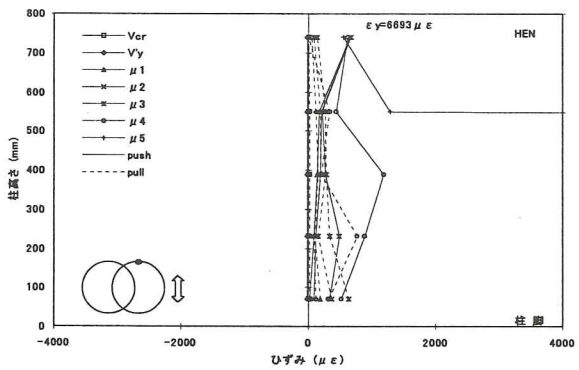
No. 2 (SD295@160)



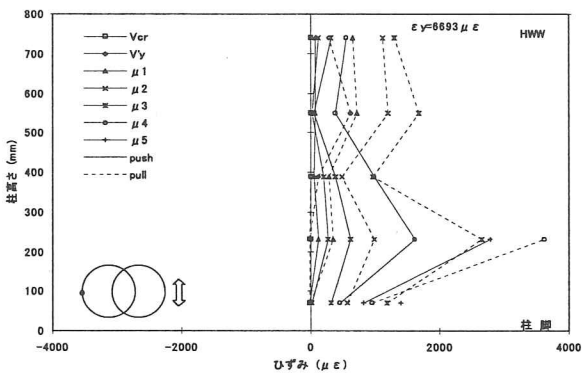
No. 3 (USD685@80)



No. 3 (USD685@80)



No. 4 (USD685@160)



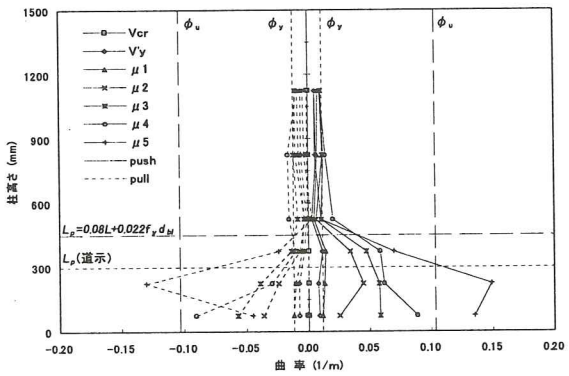
No. 4 (USD685@160)

図-3.3.10　帯鉄筋ひずみ

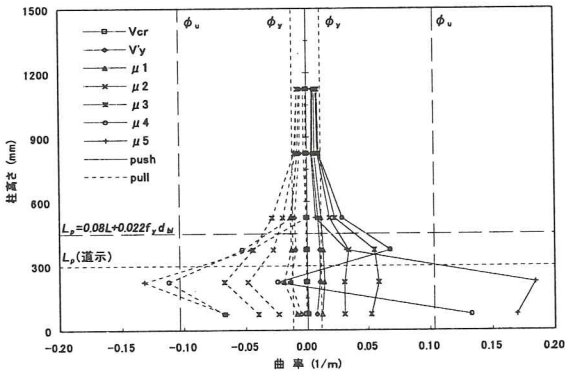
図-3.3.11　帯鉄筋ひずみ

(5)　曲率分布

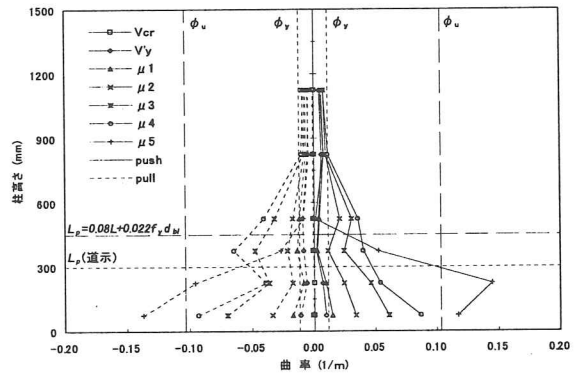
図-3.3.12 に変位計によって計測した各試験体の柱高さ方向の平均曲率を示す。いずれの試験体も１δyにおいて、柱基部から約 300mm（0.5D）の範囲において、一様に、ほぼ降伏曲率の計算値に達し、その後、変形の増大に従って、柱基部より約 450mm（0.75D）の範囲における曲率の増大が著しい。



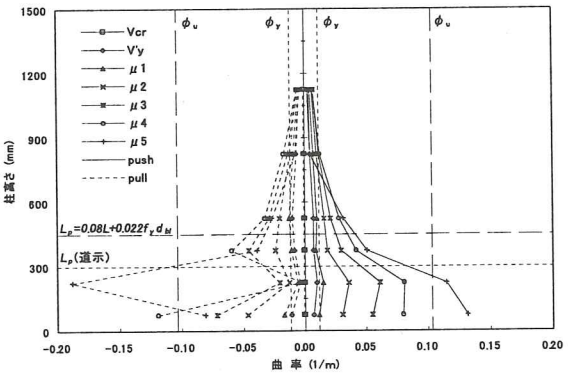
No. 1 (SD295@80)



No. 2 (SD295@160)



No. 3 (USD685@80)

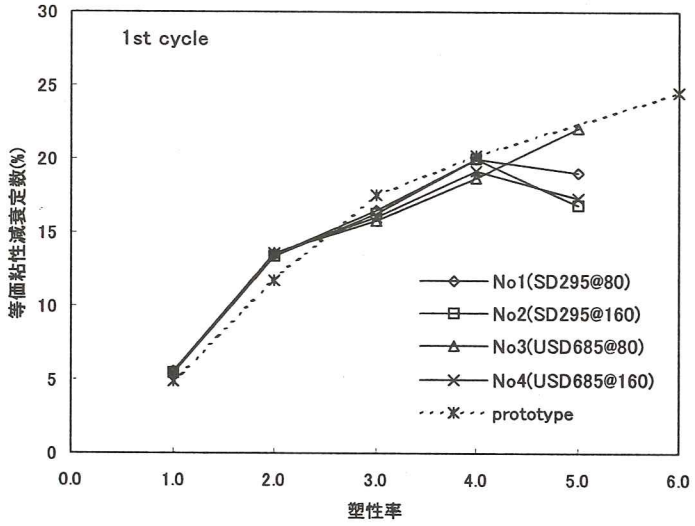


No. 4 (USD685@160)

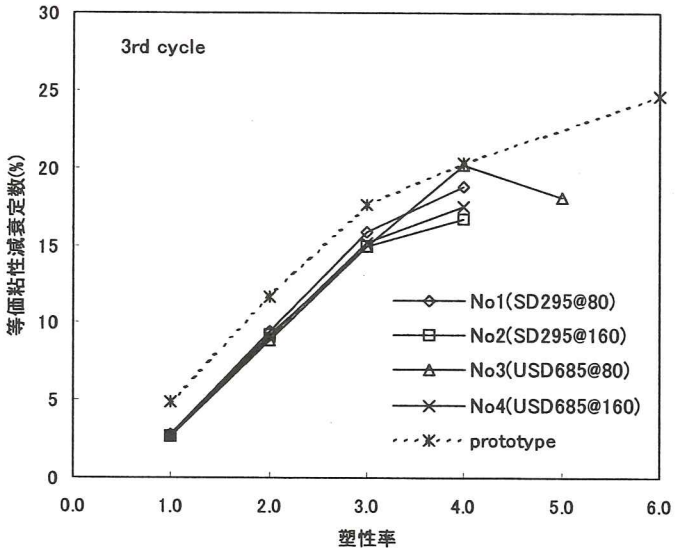
図-3.3.12　曲率分布

(6)　等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数の比較を図-3.3.13 に示した。これによると、繰り返し１サイクル目の等価粘性減衰定数は、プロトタイプ試験体も含めて３δｙまで試験体ごとの差はほとんどなく、４δｙにおいて、高強度帯筋を使用したものが 19%と普通強度の 20%よりやや小さくなっている。しかしながら、５δｙにおいては帯筋間隔の差が顕著に表れ、強度によらず、160mm の場合で約 17%となったのに対し、80mmの場合、高強度で 22%、普通強度で約 19%となった。また、３サイクル目の等価粘性減衰定数は、プロトタイプ試験体より 2～3%程度小さく、特に４δｙの３サイクル目の等価粘性減衰定数は、帯筋間隔が狭いほど大きく、また同じ帯筋間隔では帯筋強度が高いほど大きな値となった。



(a)　１サイクル目



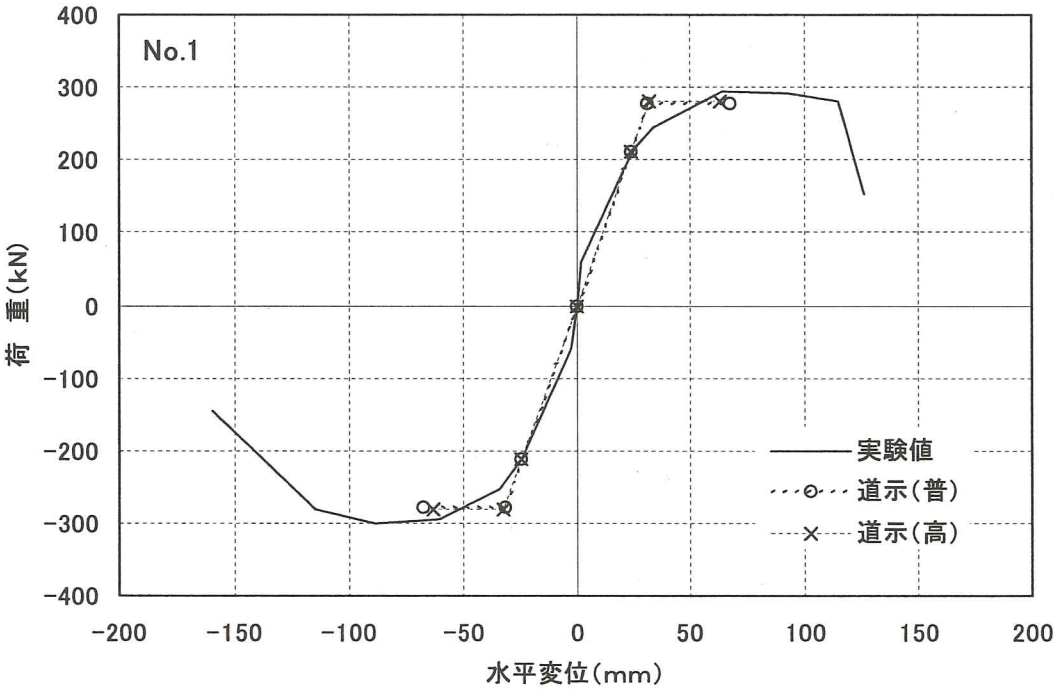
(b)　３サイクル目

図-3.3.13　等価粘性減衰定数

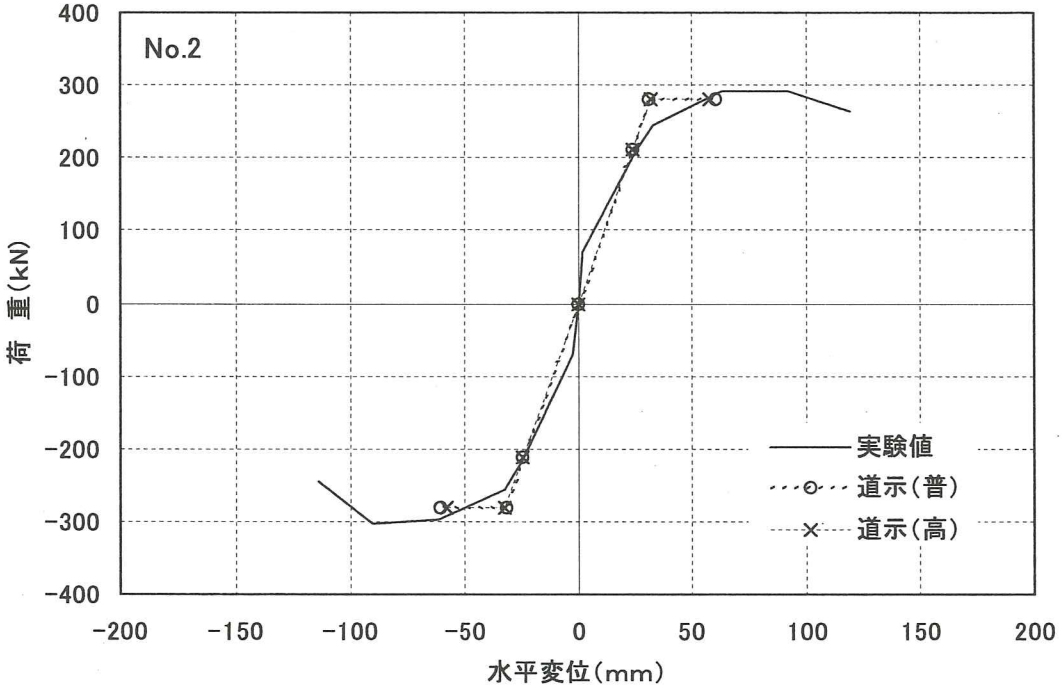
(7)　計算値との比較

各試験体の荷重変位関係の包絡線と道路橋示方書による算定値の比較を**図-3.3.14** に示した。なお、包絡線実験値については、試験体橋脚基部より 30㎜ の範囲で測定した曲率から算定した加力点変位を、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位として差し引いた値をプロットした。また、道路橋示方書による算定値は、実材料強度を用い、コンクリートの応力ひずみ関係の算定における形状係数は円形断面として $\alpha=1.0$、$\beta=1.0$ としたもの(図中(普))および高強度鉄筋コンクリート柱の圧縮破壊実験で得られた形状係数 $\alpha=0.37$、$\beta=0.57$ を用いた結果(図中(高))の両者を併記した。また、有効拘束長 d は円形帯鉄筋の直径 (540㎜) とした。これによると、いずれの場合も、道路橋示方書による終局変位は、試験体の最大荷重を与える変位にほぼ相当する結果となった。また、高強度コンクリートの形状係数によって、終局変位はやや小さく算定されるが、その差は最大 10%程度 (No.3 試験体) である。

各試験体の伸び出し変位量を**図-3.3.15** に示した。これによると、高強度試験体の伸び出し変位量は、いずれの試験体もほぼ同様で、初降伏時で全変位量の約 22%、1 δy で 24～26%、2 δy で 27～30%程度である。これに対して、プロトタイプ試験体の伸び出し変位量は、それぞれ約 19%、21%、26%であり、高強度試験体の場合の伸び出し量は普通強度の場合より 2～3%程度大きい。

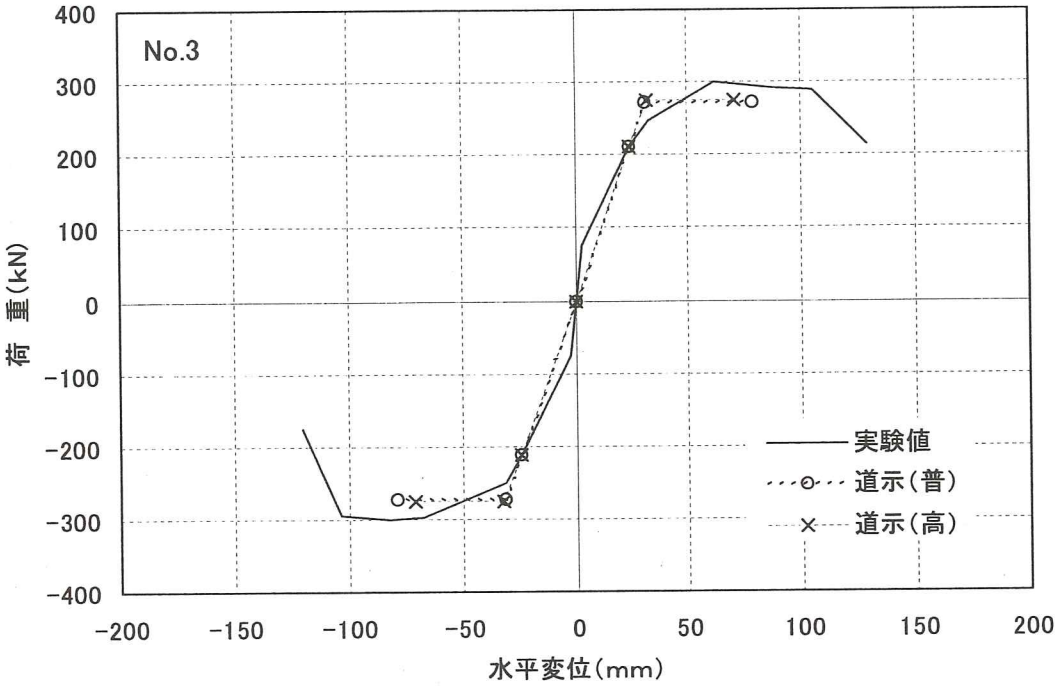


(a)　試験体 No. 1

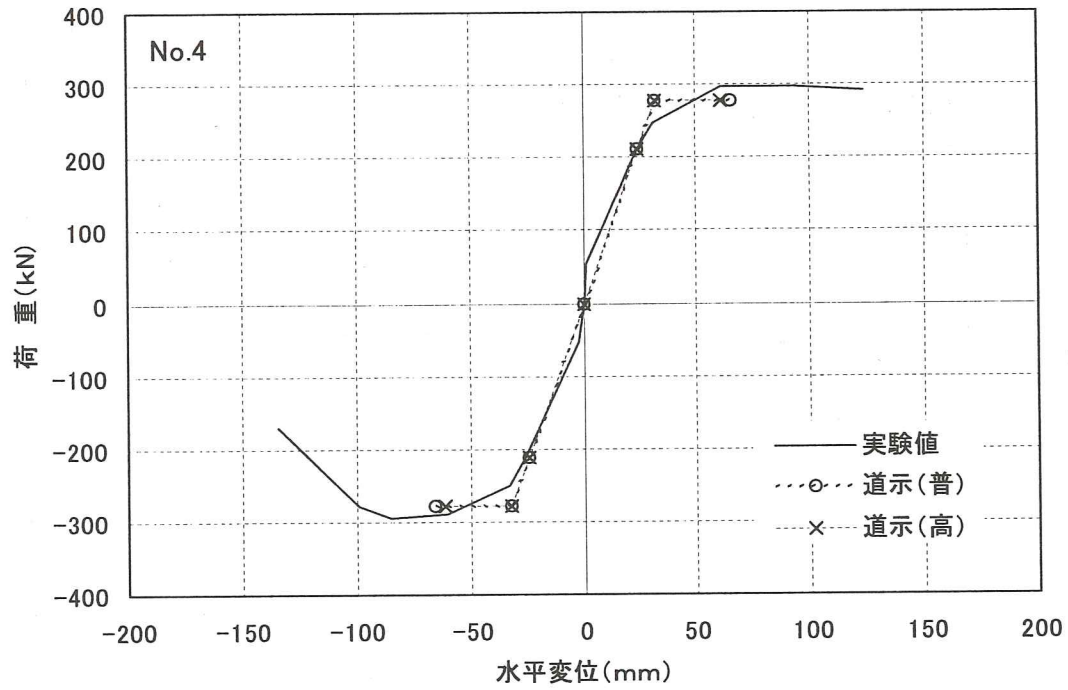


(b)　試験体 No. 2

図-3. 3. 14(1)　荷重変形包絡線

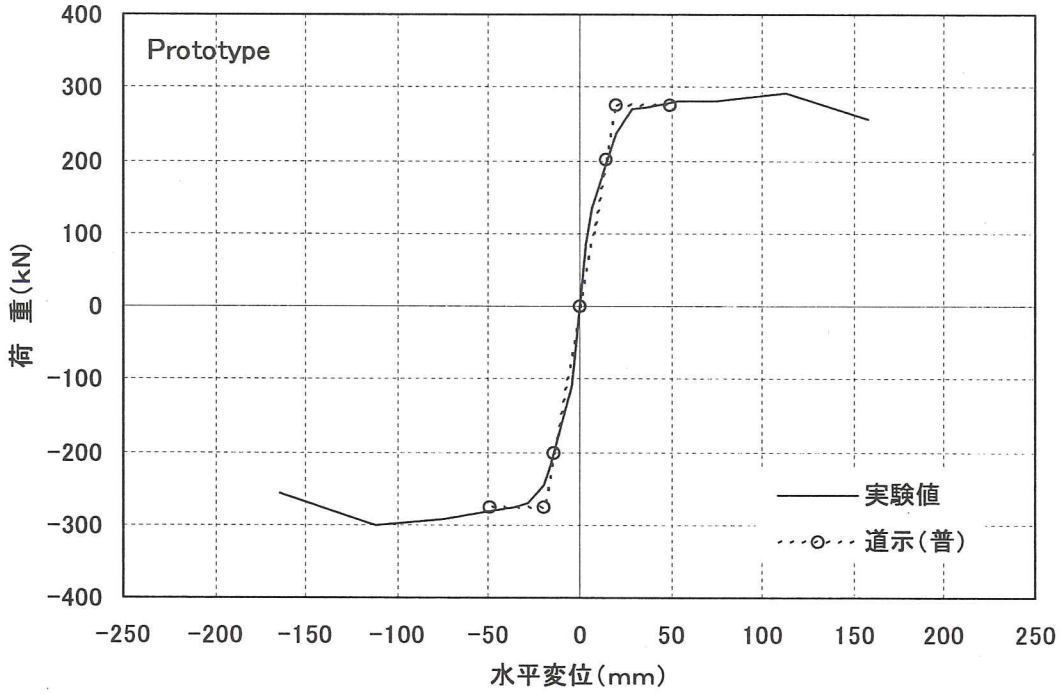


(c)　試験体 No. 3



(d)　試験体 No. 4

図-3. 3. 14(2)　荷重変形包絡線



(d) プロトタイプ試験体

図-3.3.14(3) 荷重変形包絡線

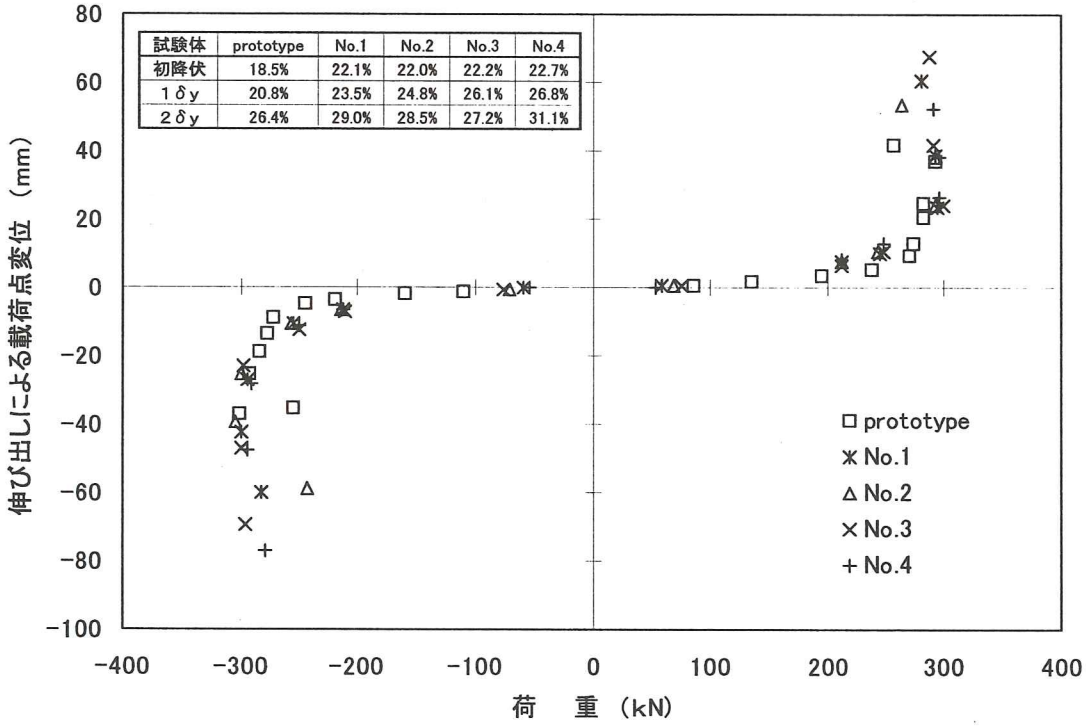


図-3.3.15 伸び出し変位量

3.3.4 まとめ

本実験で得られた結果を以下に示す。

- 曲げ耐力を同等として軸方向鉄筋を高強度化した場合には、鉄筋量が減少するため、剛性が低下し、降伏変位が大きくなるが、変形性能はほぼ同等である。
- 帯鉄筋の高強度化は、繰り返し載荷による耐力低下改善に有効である。
- 帯筋間隔を大きくしても、帯筋を高強度化することにより、耐力低下を抑制することができる。
- 高強度軸方向鉄筋の塑性化領域は帯鉄筋の強度および間隔にかかわらず 2.0D の範囲に及ぶ。
- 曲率の塑性化領域は道路橋示方書で算定される塑性ヒンジ長よりやや大きく 0.5D～0.75D 程度である。
- 等価粘性減衰定数は、いずれの試験体も１サイクル目についてはプロトタイプとほぼ等しく、４δｙで約 20%程度である。そして主筋座屈による耐力低下が生じる４δｙの繰り返しから５δｙにかけて低下するが、高強度で帯筋間隔が密なものほど、大きな等価粘性減衰定数を維持した。３サイクル目の等価粘性減衰定数は１δｙ以降プロトタイプ試験体より、2～3%程度小さな値を示したが、これは繰り返し載荷による履歴面積がプロトタイプ試験体より小さいことによると考えられる。
- 高強度軸方向鉄筋の伸び出しによる回転変形量は、プロトタイプ（普通強度軸方向鉄筋）試験体より 2～3%大きい。
- 道路橋示方書による終局変位の算定値は、試験体最大荷重を与える変位にほぼ相当する。

参考文献

1) （財）国土開発技術研究センター：平成 4 年度 NewRC 研究開発概要書，1993.3
2) （社）日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事，1997
3) （社）土木学会：自己充填型高強度高耐久コンクリート構造物　設計・施工指針（案），2001.6
4) （社）土木学会：【2002 年制定】コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，2002.3
5) （社）土木学会：【2002 年制定】コンクリート標準示方書〔施工編〕，2002.3

第４章　プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術

４．１　一軸圧縮試験

4.1.1　はじめに

帯鉄筋にPC鋼材を使用し、プレストレスを付与することでコアコンクリートを拘束し、帯鉄筋と同様な横拘束効果が期待できると考えられる。PC鋼材の配置とプレストレス量を適切に設定することで、鉄筋コンクリート橋脚に十分なじん性を確保することができれば、塑性ヒンジ領域における配筋の合理化に対して有効な手段となりうる。

本試験では、PC鋼材によって横方向に拘束されたコンクリートの圧縮応力度と圧縮ひずみの関係を得ることを目的としている。供試体形状は角柱および円柱の２タイプとし、横拘束PC鋼材量およびプレストレス量をパラメータとして一軸圧縮試験を実施してプレストレス量の相違が応力度－ひずみ曲線に与える影響について検討した。

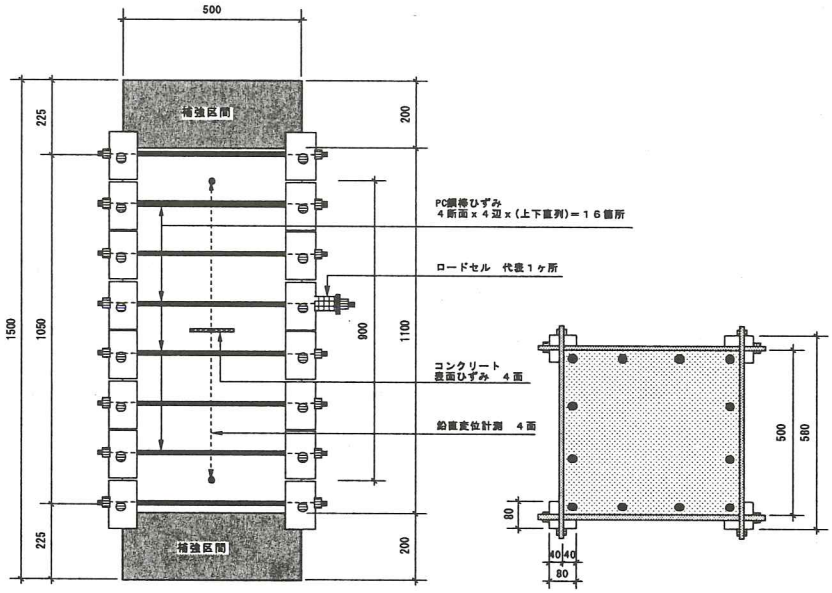
4.1.2　試験の概要

（１）供試体の概要

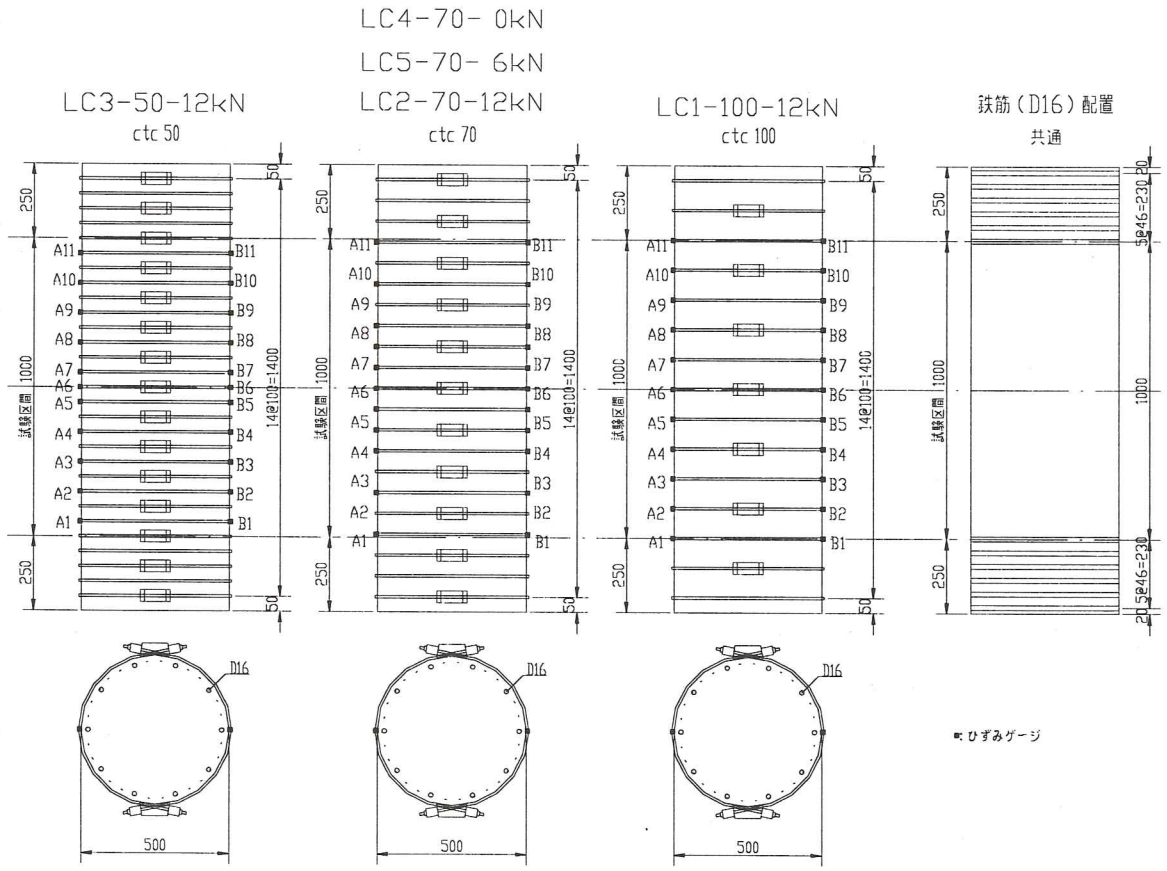
供試体は図-4.1.1に示す500×500mm正方形断面の角柱供試体（LSシリーズ）と直径φ500mm円形断面の円柱供試体（LCシリーズ）の２種類とした。供試体の高さはいずれも1500mmである。コンクリート設計基準強度は30N/mm^{2}である。

角柱供試体には軸方向鉄筋としてD16鉄筋が各辺に４本、計12本配置している。軸方向鉄筋の純かぶりは16mmである。横拘束筋は、φ7.1mm、φ9.0mmおよびφ10.7mmの異形PC鋼棒を使用した。PC鋼材は、各辺に沿って配置し、隅各部に鋼製定着具を配置してナット定着した。PC鋼材とコンクリート供試体との間に生じる隙間には無収縮モルタルを充填し、コンクリートに横方向変形が生じた場合、PC鋼材の腹圧力が作用する構造とした。角柱供試体のPC鋼材間隔は全て150mmである。供試体端部は、載荷板と供試体間の摩擦の影響を受けるため、端部より200mm補強範囲を５本のD16帯鉄筋で補強し、試験区間から除外した。従って、試験区間は1100mmである。

円柱供試体は、円周に沿って純かぶり16mmでD16軸方向鉄筋を10本配置した。横拘束筋は、PC鋼より線（φ2.9mm×3本より線）を使用し、供試体円周方向にプレストレスを与えた。PC鋼より線は供試体を１周したところで、くさび式定着具で併合している。円柱供試体の補強範囲は、両端から250mmであり、D16帯鉄筋６本で補強した。



(a)角柱試験体



(b)円柱試験体

(単位：mm)

図-4.1.1　供試体の概要

供試体の諸元を表-4.1.1に示す。LS0供試体は、横拘束筋を配置しない基準試験体である。LS1～LS3供試体では、PC鋼材導入応力度をほぼ同じ値としてPC鋼材量の影響を比較する。LS2、LS4およびLS5ではPC鋼材量を同量とし、導入プレストレス量による影響を比較する。円柱供試体は、LC0を横拘束筋のない基準供試体とし、他の供試体にはPCより線を円周方向に配置した。PC鋼より線は全てφ2.9㎜×3本より線である。円柱供試体の導入張力が降伏荷重に対して低いのは、PC鋼より線を円形に配置して緊張した際、断面最外縁において降伏強度を超えないように設定したためである。LC1～LC3では配置間隔による影響を比較する。LC2、LC4およびLC5では導入プレストレス量の影響を比較する。

表-4.1.1　供試体の諸元

供試体		PC鋼材		断面積 A_{pc} mm^2	配置間隔 s mm	体積比 ρ_{pc} %	導入緊張力 P_i kN/本	導入緊張力／降伏荷重
角柱	LS0	SBPDL 異形PC鋼棒	–	–	–	–	–	–
	LS1		φ7.1mm	40	150	0.21	49.1	0.86
	LS2		φ9.0mm	64		0.34	73.5	0.80
	LS3		φ10.7mm	90		0.48	101.1	0.77
	LS4		φ9.0mm	64		0.34	0.0	0.00
	LS5		φ9.0mm	64		0.34	39.0	0.43
円柱	LC0	SWPR3N PC鋼より線	–	–	–	–	–	–
	LC1		φ2.9mm ×3本	19.82	100	0.16	12.0	0.32
	LC2				70	0.23	12.0	0.32
	LC3				50	0.32	12.0	0.32
	LC4				70	0.23	0.0	0.00
	LC5				70	0.23	6.0	0.16

（2）材料試験結果

使用したコンクリート配合を表-4.1.2に、PC鋼材の材料試験結果を表-4.1.3に示す。

表-4.1.2　コンクリートの配合

設計強度 N/mm^2	スランプ cm	Gmax mm	空気量 %	W/C %	s/a %	単位水量 kg/m^3
25.5	18	20	4.5	57	52.1	175

表-4.1.3　鋼材の機械的性質

名称 (規格)	断面積 mm^2	引張荷重 kN	伸び %	降伏荷重 kN	弾性係数 N/mm^2
異形PC鋼棒 7.1mm SBPDL	40	59.3	9	57.4	201100
異形PC鋼棒 9.0mm SBPDL	64	95.1	9.5	91.4	199400
異形PC鋼棒 10.7mm SBPDL	90	136	11	130.6	202700
PC鋼より線 2.9mm×3本より SWPR7N	19.82	39.8	8	37.6	201800
異形鉄筋 D16	198.6	114.1	22.9	77.3	216000

（3）載荷実験方法

使用したPC鋼材の半数にはひずみゲージを設置し、事前に張力とひずみの関係を調査した。PC鋼材緊張時はロードセルで張力を管理するとともにひずみゲージでも導入張力を確認した。また、載荷試験までに張力が減少する場合には、試験前に再度所定の張力になるように調整した。

載荷には、30MN載荷試験機を用いた。載荷方法は、変位制御による単調載荷とし、載荷速度を毎分1mmとした。最大荷重を越え最大荷重の約50%以下に圧縮強度が低下した地点で載荷を終了した。

（4）計測項目

載荷中の測定項目は、鉛直荷重、軸方向変位、PC鋼材ひずみおよび横方向コンクリートひずみである。測定項目を**表-4.1.4**に示す。

表-4.1.4　測定項目一覧

測定項目		鉛直荷重	軸方向変位	PC鋼材ひずみ	PC鋼材張力	コンクリート横方向ひずみ	計
測定器		載荷装置	変位計	ひずみゲージ	ロードセル	ひずみゲージ	
角柱	LS0	1	6	—	—	4	11
	LS1	1	6	32	1	4	44
	LS2	1	6	32	1	4	44
	LS3	1	6	32	1	4	44
	LS4	1	6	32	1	4	44
	LS5	1	6	32	1	4	44
円柱	LC0	1	6	—	—	4	11
	LC1	1	6	44	—	4	55
	LC2	1	6	44	—	4	55
	LC3	1	6	44	—	4	55
	LC4	1	6	44	—	4	55
	LC5	1	6	44	—	4	55
計		12	72	380	5	48	517

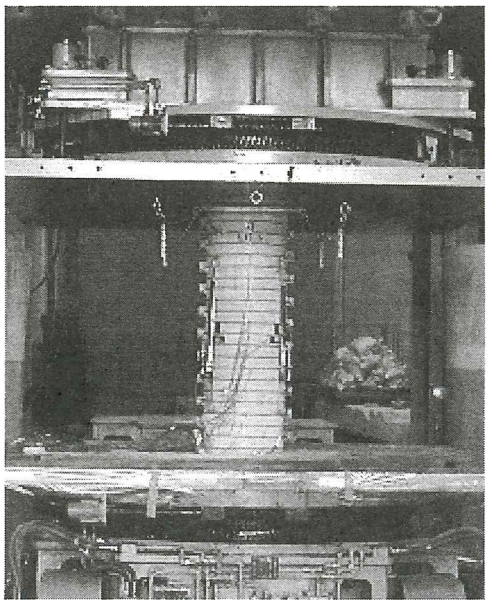


写真-4.1.1　供試体載荷状況

4.1.3 試験結果

（1）コンクリート圧縮応力度－ひずみ関係

試験結果の一覧を**表-4.1.5** に示す。表中にはφ100×200mm およびφ150×300mm 供試体の圧縮試験結果も示した。表に示した圧縮ひずみは、供試体試験区間における 900mm 間隔の標点距離を変位計で測定し、ひずみに換算したものである。測定値は試験体の 4 箇所で測定した平均値を示した。軟化域の第 1 折れ点とは、圧縮応力度とひずみの関係において、最大圧縮応力度を超え圧縮強度の低下とひずみの増加を示す領域で、応力度の低下が著しい応力下降領域と応力度の低下が少なくひずみ増加が著しい応力収束域との変化点を指す。特に、角柱供試体において折れ点が生じる傾向がある。終局時として示した値は、鉛直方向変位計による圧縮ひずみの測定が可能である最終測定値を示した。

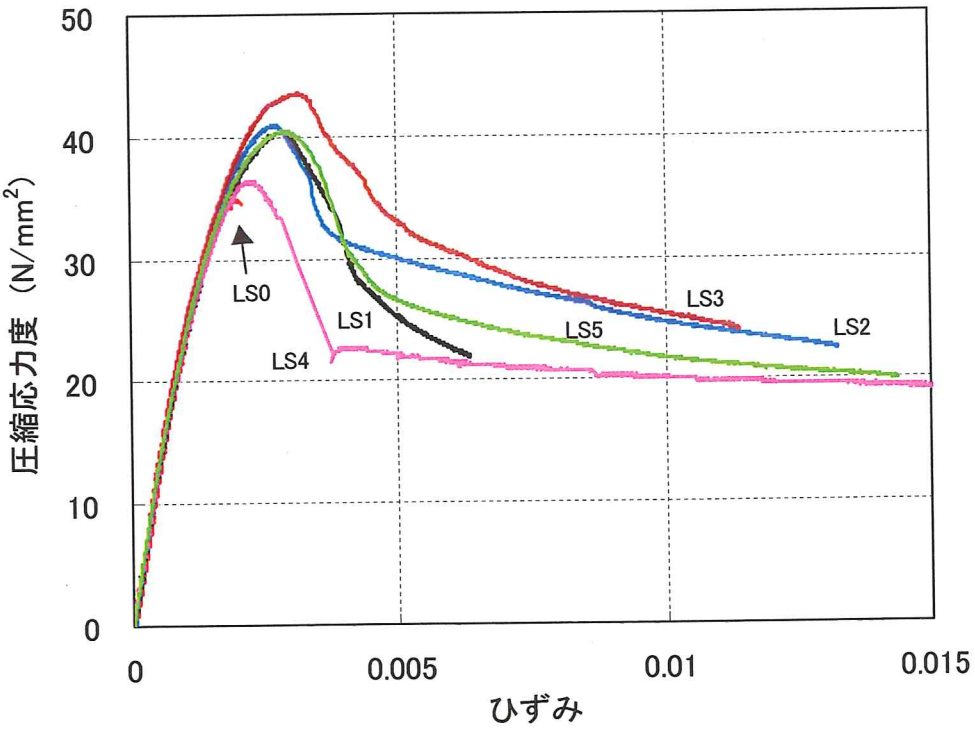
表-4.1.5　試験結果一覧

供試体		最大応力時		軟化域の第1折れ点(概数)		終局時	
		圧縮強度 N/mm^2	ひずみ	応力 N/mm^2	ひずみ	応力 N/mm^2	ひずみ
角柱	LS0	34.9	0.00200	—	—	34.3	0.00209
	LS1	40.4	0.00285	25	0.005	21.9	0.00636
	LS2	41.0	0.00273	31	0.004	22.5	0.01320
	LS3	43.5	0.00314	32	0.005	24.0	0.01138
	LS4	36.3	0.00231	22	0.004	18.4	0.01830
	LS5	40.4	0.00288	27	0.005	16.2	0.01437
円柱	LC0	30.8	0.00185	—	—	30.2	0.00194
	LC1	36.3	0.00280	26	0.0071	20.7	0.01296
	LC2	35.7	0.00303	33	0.0062	26.7	0.01531
	LC3	38.4	0.00370	38	0.0058	33.7	0.01373
	LC4	33.1	0.00254	28	0.0065	25.9	0.00988
	LC5	35.5	0.00277	31	0.0054	28.5	0.00939
φ100x200		38.7	0.00274	—	—	—	—
φ150x300		35.4	0.00243	—	—	—	—

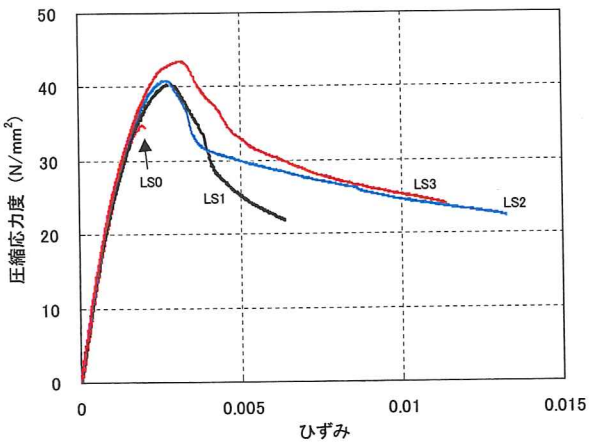
圧縮応力度とひずみの関係を**図-4.1.2**および**図-4.1.3**に示す。角柱および円柱供試体の応力上昇域では、いずれの供試体も概ね同程度の剛性を有している。PC鋼材の体積比による比較(**図-4.1.2**(b)および**図-4.1.3**(b))では、体積比が大きいほど最大応力度は高く、応力度の低下は小さい傾向にある。緊張力による比較(**図-4.1.2**(c)および**図-4.1.3**(c))では、緊張力が高い場合も最大圧縮応力は高く、応力度の低下も小さい傾向にある。特に、無補強供試体と比較するとその傾向は著しい。

応力下降域では、角柱供試体と円柱供試体では異なった挙動を示している。角柱供試体の応力下降域には前述したように変化点が認められる。応力下降域では、かぶりコンクリートの剥落や破壊面が明確になり、軸方向鉄筋の座屈が観察されるようになる。その後、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出す力を拘束していたPC鋼材が破断して終局に至る。第1折れ点は、最大圧縮応力度の60～80%程度に位置している。この傾向は、体積比や緊張力が増加するほど高い割合となっている。円柱供試体の応力下降域では、明確な折れ点は認められず、緩やかな荷重低下を示す。

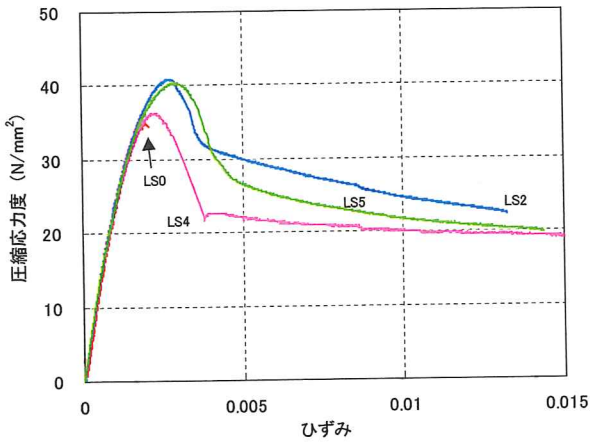
星隈らの試験[1)]では、断面形状によらず応力下降域と応力収束域が認められる。このときの体積比1%程度以下の供試体の折れ点は、最大圧縮応力度の50%程度以下に位置している。拘束筋としてPC鋼材によってプレストレスを与えて拘束する方法は、最大圧縮応力度以降の急激な応力低下の割合を抑制する効果を有すると考えられる。



(a)全供試体比較

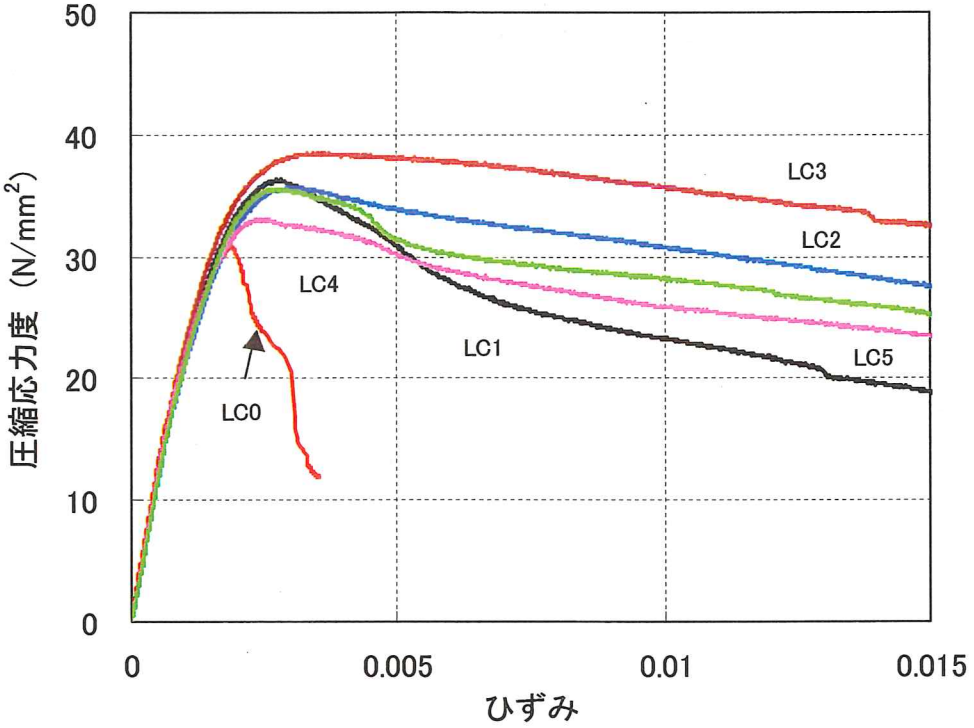


(b)体積比をパラメータとした供試体比較

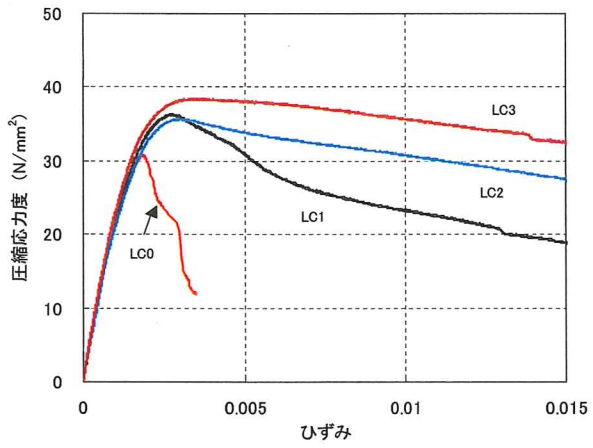


(c)緊張力をパラメータとした供試体

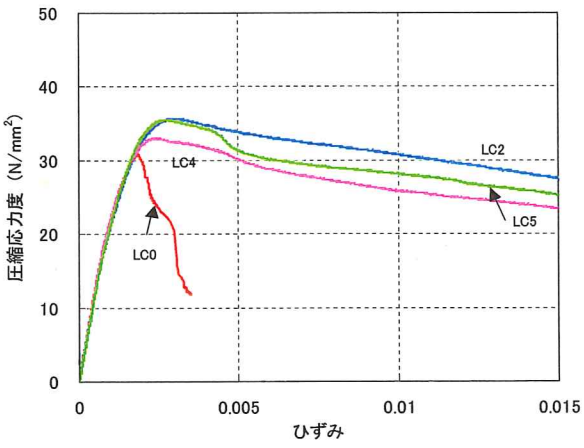
図-4.1.2　角柱供試体の応力度－ひずみ曲線



(a) 全供試体比較



(b) 体積比をパラメータとした供試体比較



(c) 緊張力をパラメータとした供試体

図-4.1.3　円柱供試体の応力度－ひずみ曲線

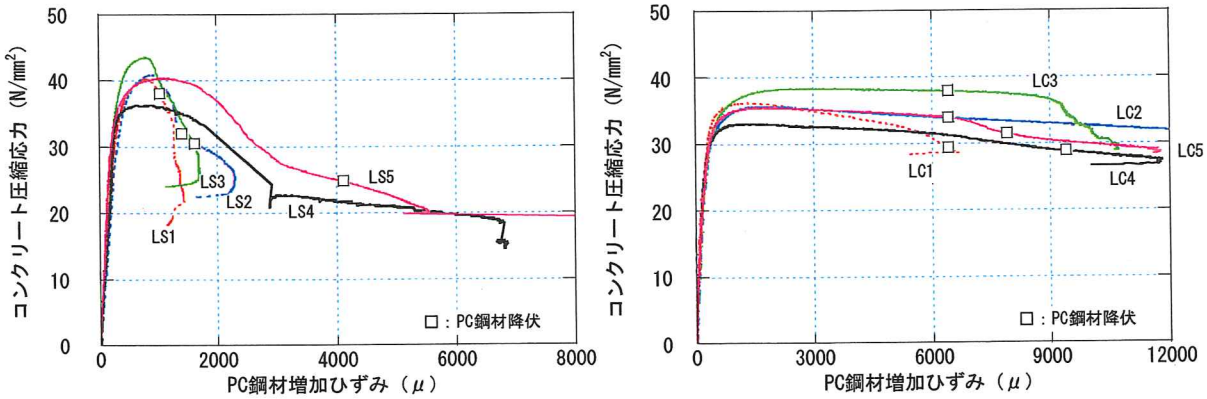
（2）PC 鋼材のひずみ

最大圧縮応力時のＰＣ鋼材ひずみ増加量を**表-4.1.6** に示す。PC 鋼材ひずみ増加量とは、一軸圧縮載荷によって増加したひずみであり、プレストレス導入時のひずみを含んでいない。角柱供試体の各段の PC 鋼材ひずみは、4 本の PC 鋼材の平均ひずみである。円柱供試体の各段の PC 鋼材ひずみは、2 箇所に設置したひずみゲージの平均値である。角柱供試体と円柱供試体のコンクリート圧縮応力度と PC 鋼材ひずみ増加量との関係を**図-4.1.4** に示す。図に示したのは、破壊位置近傍に位置した PC 鋼材の値である。応力ひずみ曲線上の□印位置は、PC 鋼材が降伏した（降伏ひずみに達した）ことを示す。角柱供試体の応力上昇域は、供試体間で差は認められず、最大圧縮応力時の鋼材応力増加は 150～200N/mm^2 生じている。供試体ごとのコンクリート圧縮応力度と PC 鋼材ひずみ増加量との関係を**図-4.1.5** および**図-4.1.6** に示す。また、PC 鋼材ひずみ増加分布を**図-4.1.7～4.1.10** に示す。

表-4.1.6　最大圧縮応力時 PC 鋼材ひずみ増加量

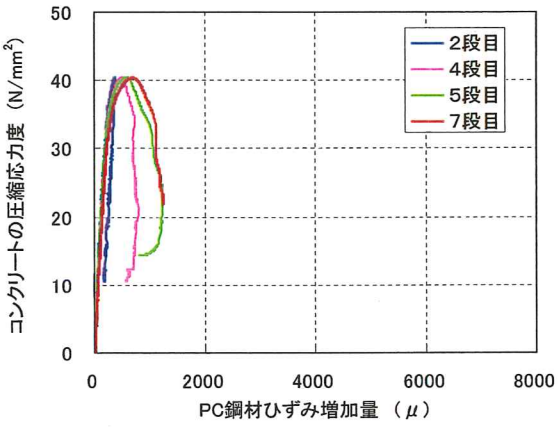
供試体		圧縮強度 (N/mm^2)	PC鋼材ひずみ（μ）			
			2段目	4段目	5段目	7段目
角柱	LS1	40.4	363	492	590	701
	LS2	41.0	454	327	388	786
	LS3	43.5	345	455	452	1373
	LS4	36.3	231	462	704	799
	LS5	40.4	465	430	437	867

供試体		圧縮強度 (N/mm^2)	PC鋼材ひずみ（μ）									
			着目1段目	着目2段目	着目3段目	着目4段目	着目5段目	着目6段目	着目7段目	着目8段目	着目9段目	着目10段目	着目11段目
円柱	LC1	36.3	591	779	741	668	824	1083	999	1103	1289	1255	647
	LC2	35.7	495	595	722	793	979	1130	1054	1933	1307	1371	897
	LC3	38.4	650	681	986	808	1142	1154	1476	1878	2250	2146	1538
	LC4	33.1	378	421	996	406	997	912	902	784	1091	2244	941
	LC5	35.5	283	491	553	844	802	817	1070	1612	1423	1392	1032

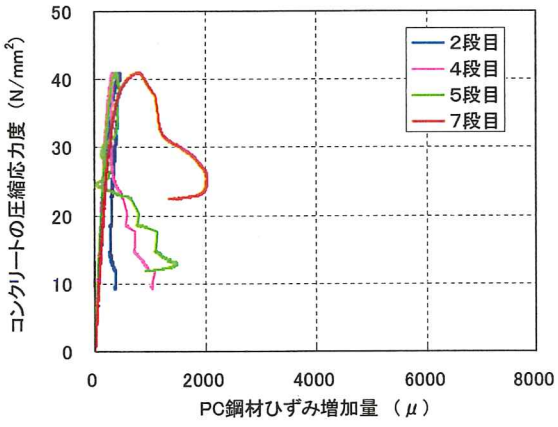


(a) 角柱供試体　　(b) 円柱供試体

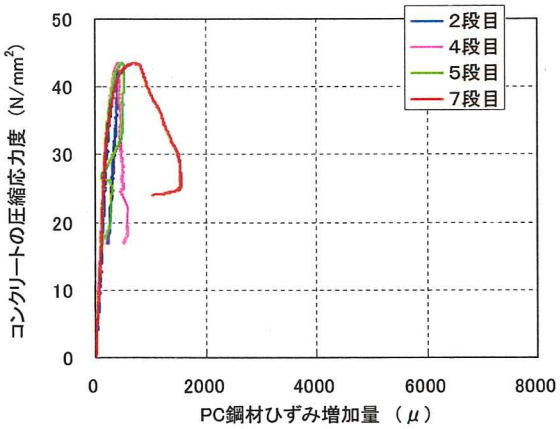
図-4.1.4　コンクリート圧縮応力度と PC 鋼材ひずみ増加量



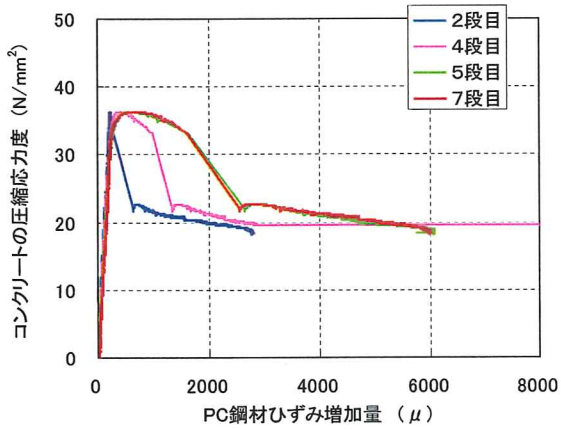
(a)　LS1 供試体



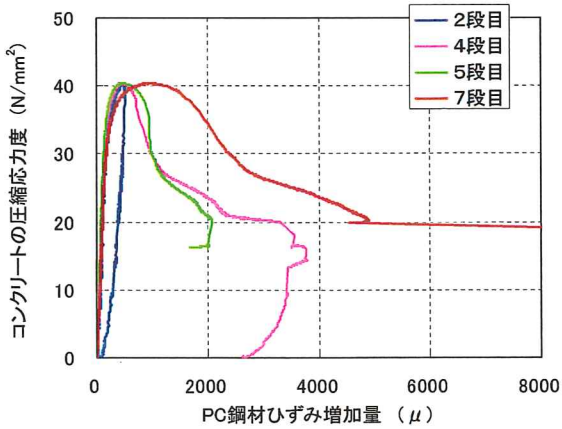
(b)　LS2 供試体



(c)　LS3 供試体

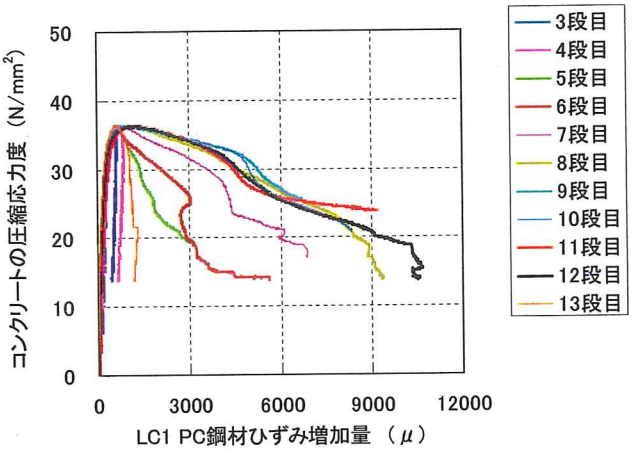


(d)　LS4 供試体

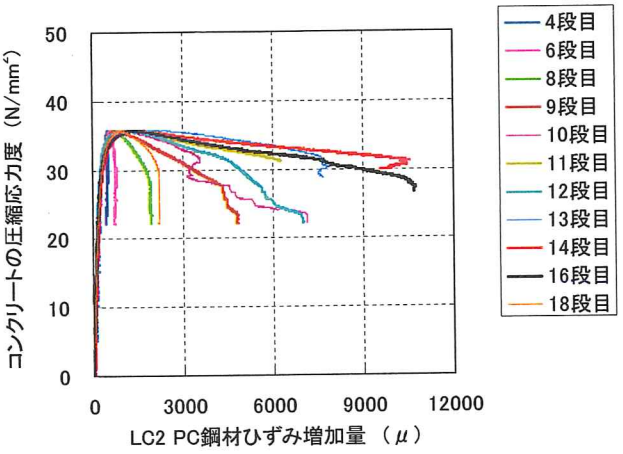


(e)　LS5 供試体

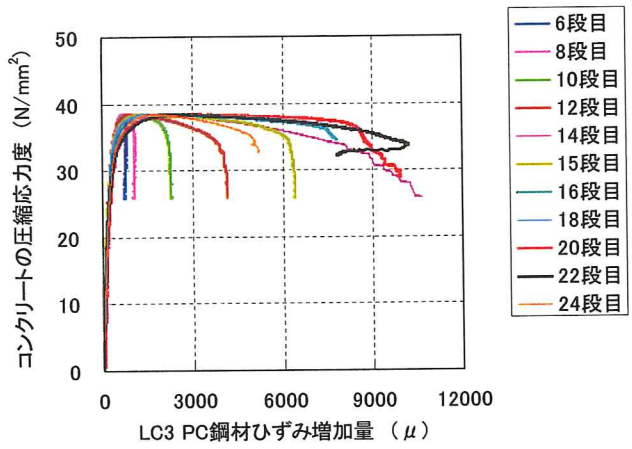
図-4.1.5　PC 鋼材ひずみとコンクリート圧縮応力度の関係（角柱）



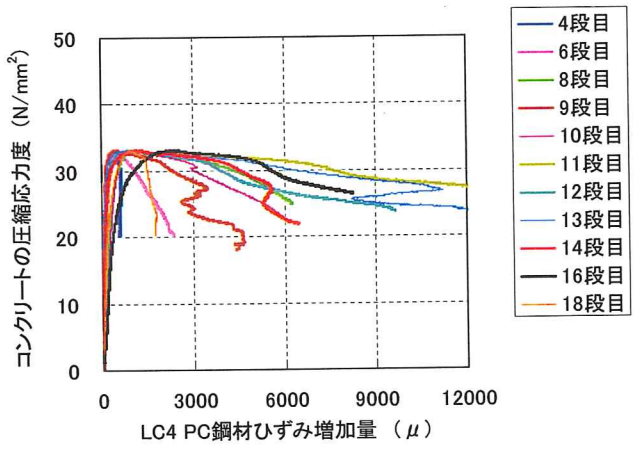
(a)　LC1 供試体



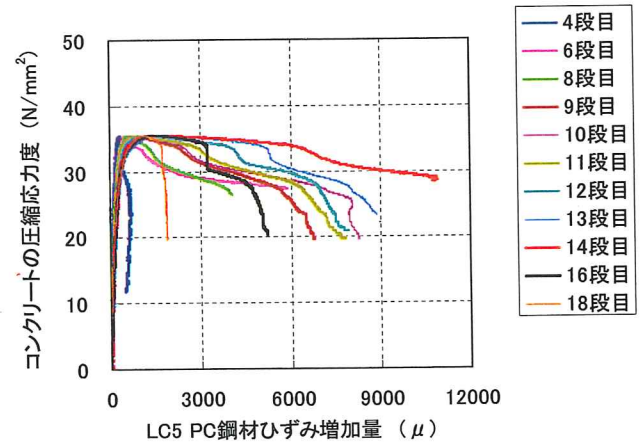
(b)　LC2 供試体



(c)　LC3 供試体

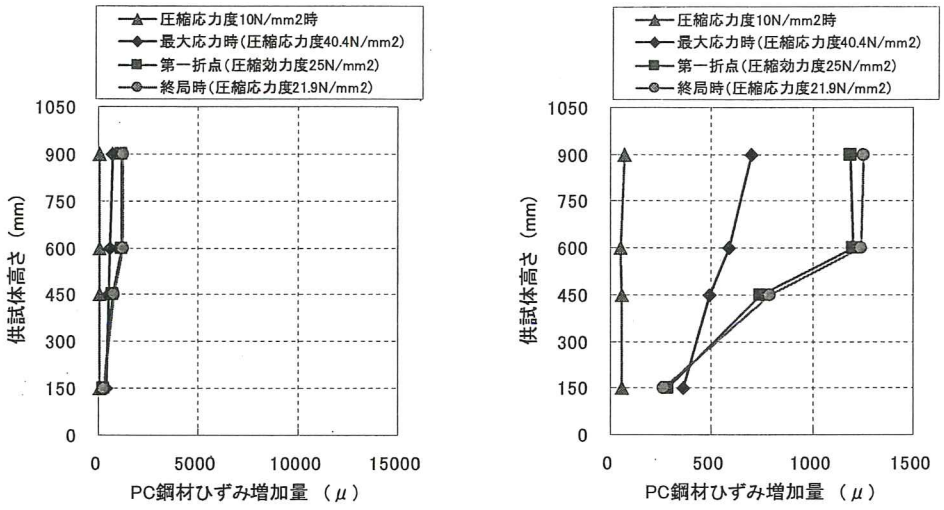


(d)　LC4 供試体

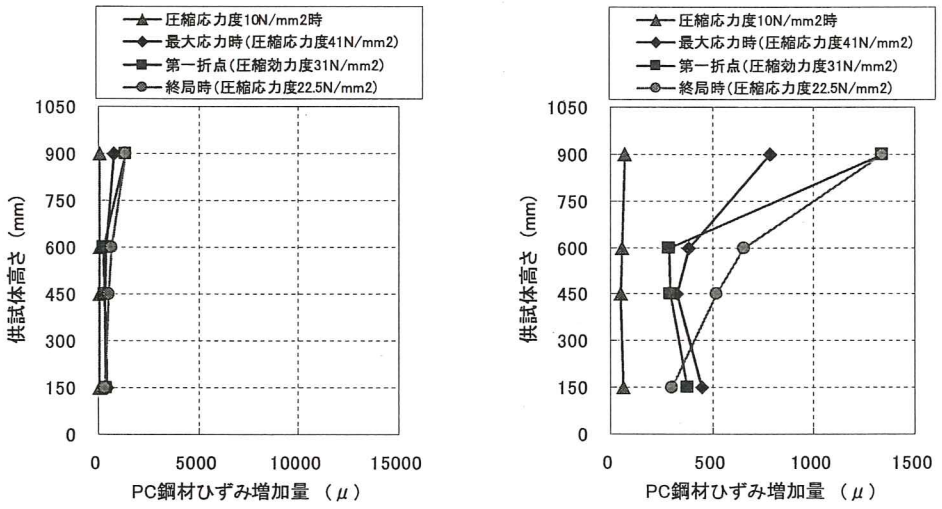


(e)　LC5 供試体

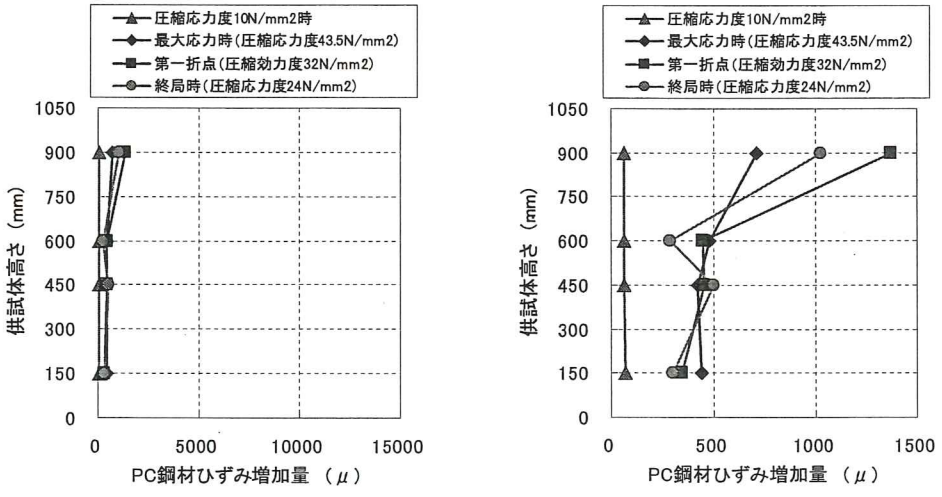
図-4.1.6　PC 鋼材ひずみとコンクリート圧縮応力度の関係（円柱）



(a)　LS1 供試体

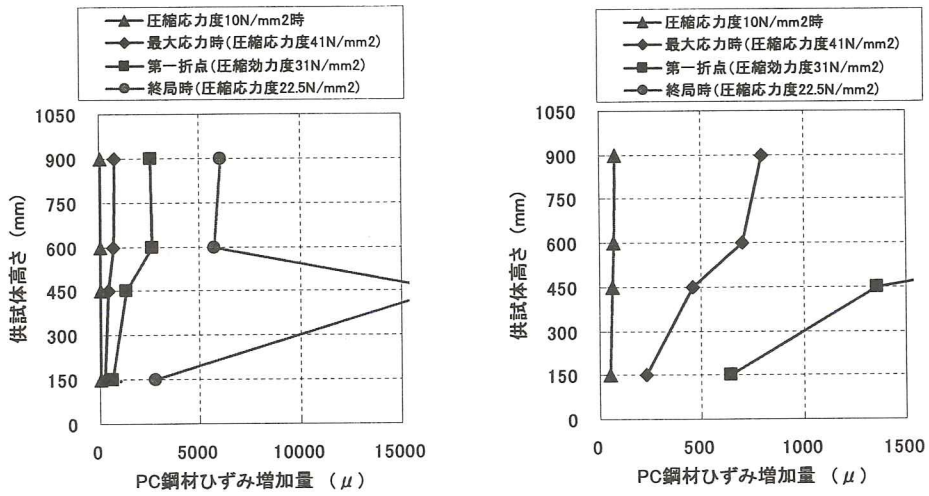


(b)　LS2 供試体

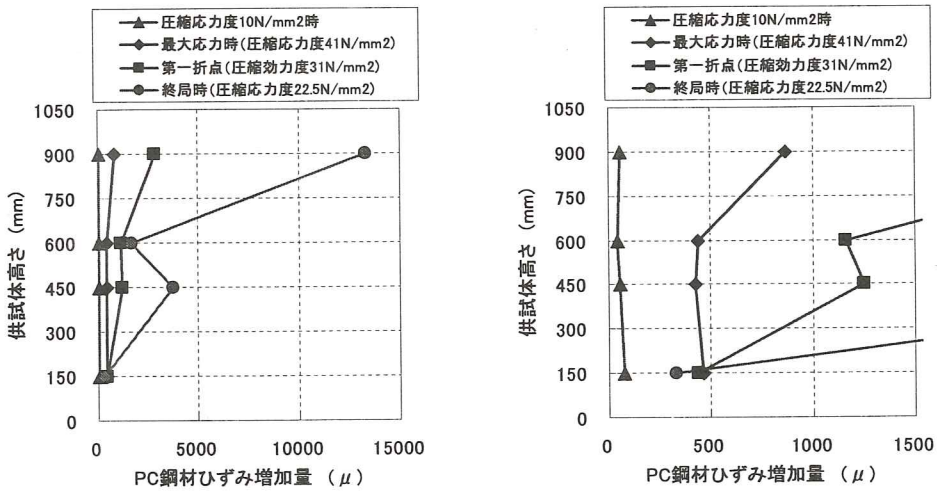


(c)　LS3 供試体

図-4.1.7　PC 鋼材ひずみ分布（角柱－1）

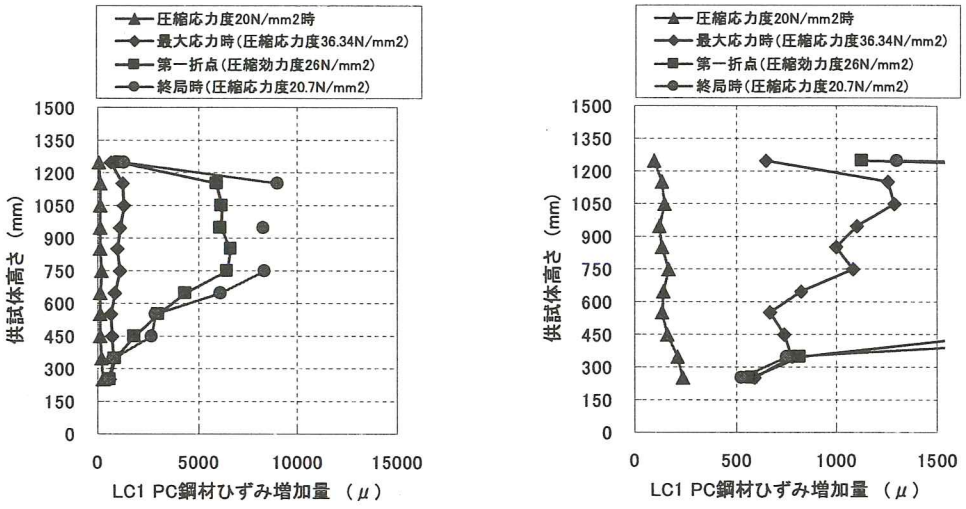


(d)　LS4 供試体

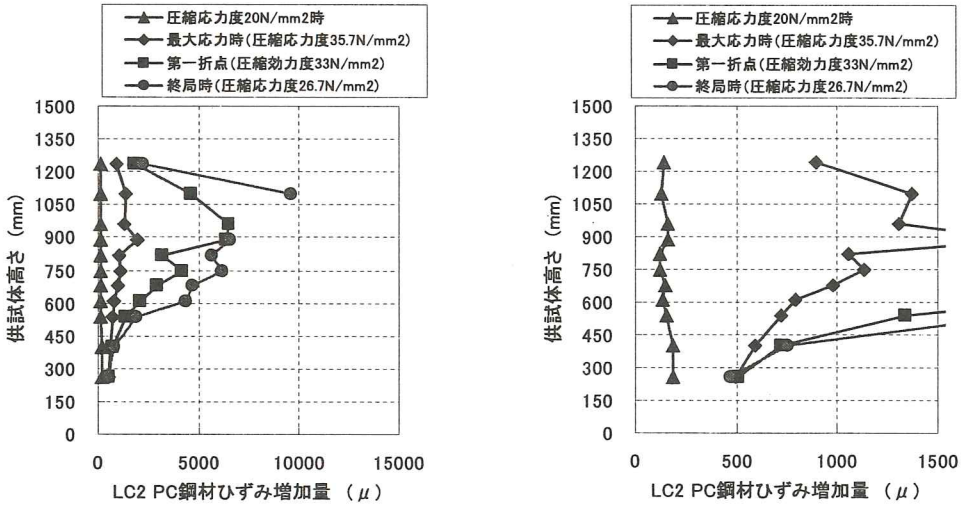


(e)　LS5 供試体

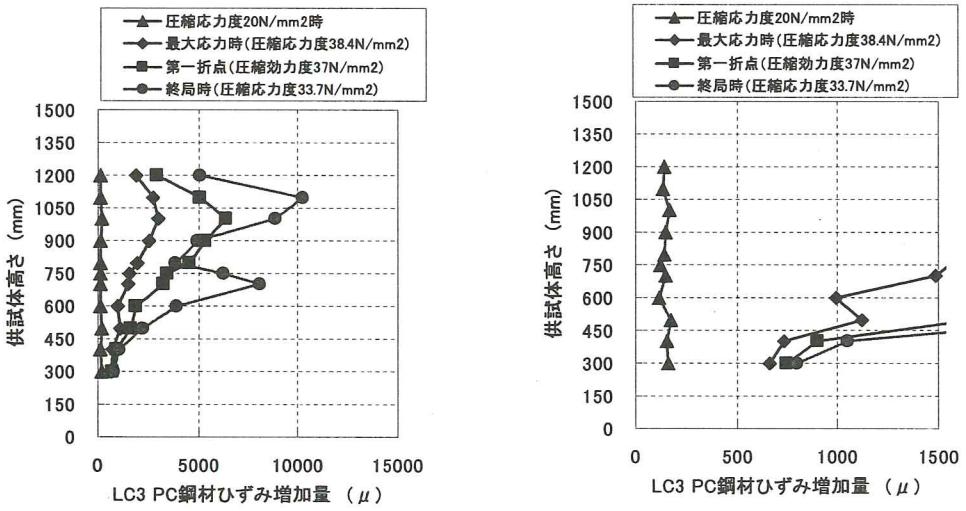
図-4.1.8　PC 鋼材ひずみ分布（角柱－2）



(a) LC1 供試体

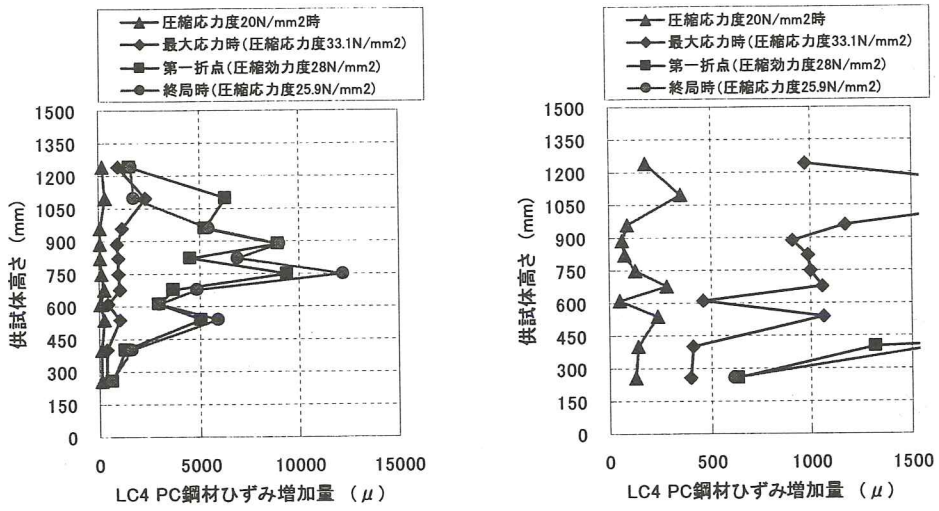


(b) LC2 供試体

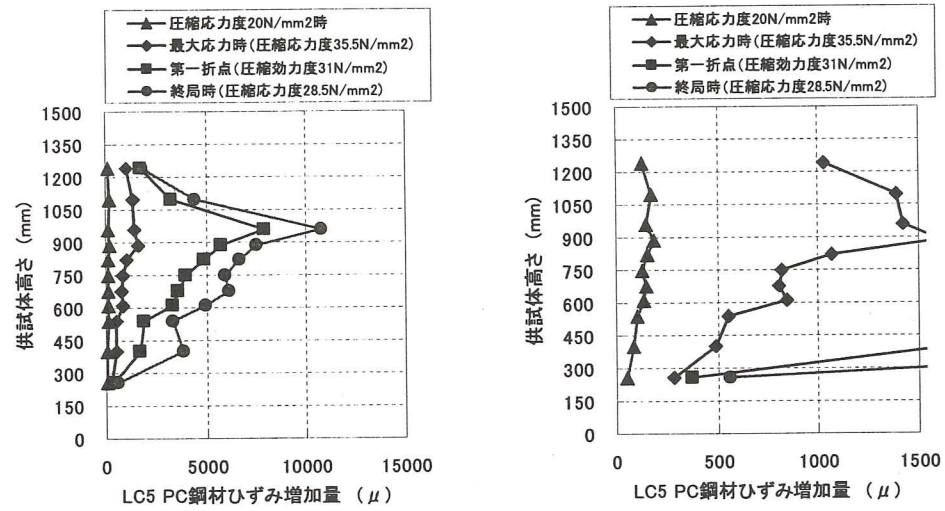


(c) LC3 供試体

図-4.1.9 PC 鋼材ひずみ分布 (円柱－1)



(d) LC4 供試体



(e) LC5 供試体

図-4.1.10 PC 鋼材ひずみ分布（円柱－2）

（3）供試体の破壊状況

写真-4.1.2 に角柱供試体の破壊状況を、**写真-4.1.3** に円柱供試体の破壊状況を示す。PC 鋼材の体積比が大きいほど、プレストレス導入量が大きいほど損傷領域が局所化する傾向にある。

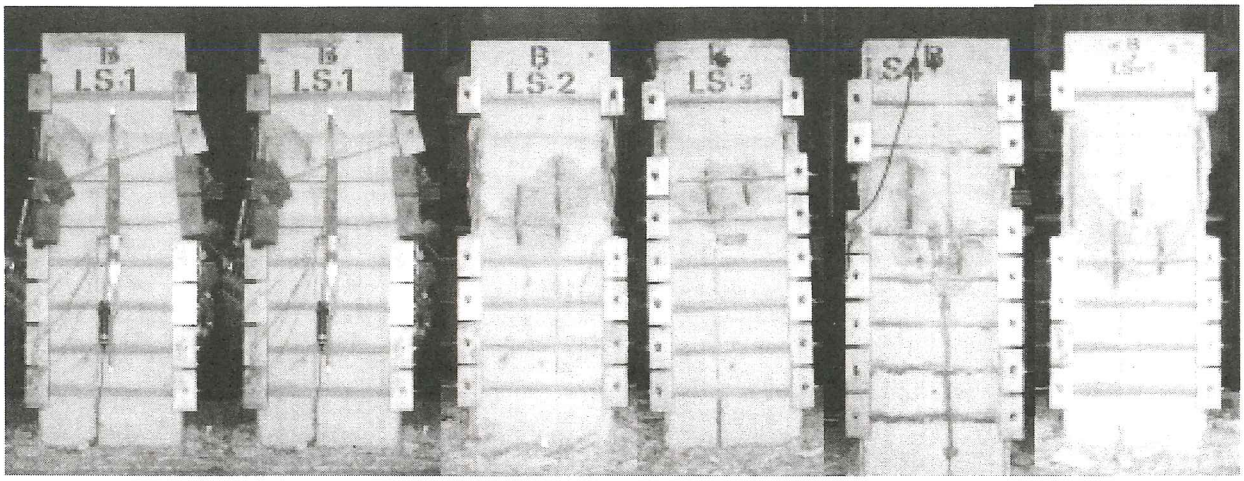


写真-4.1.2　角柱供試体破壊状況

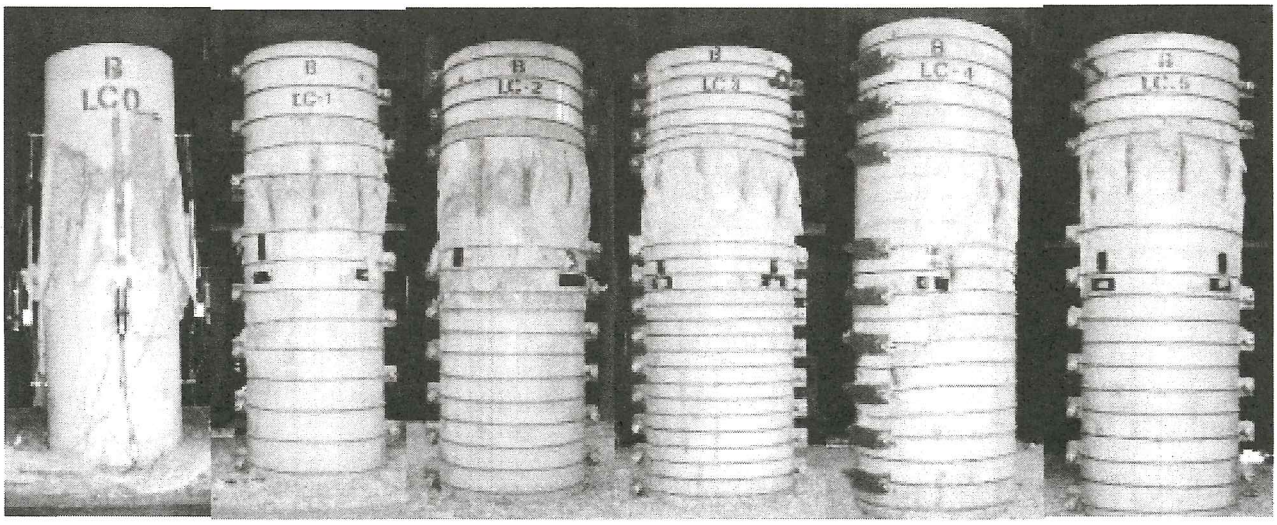


写真-4.1.3　円柱供試体破壊状況

4.1.4　道路橋示方書との比較

（1）PC鋼材張力増加量と体積比の関係

PC鋼材の増加張力と体積比との関係を**図-4.1.11**に示す。PC鋼材の増加張力は、最大圧縮応力時における平均増加張力が最大となる段の値を用いている。図より、増加張力と体積比との関係には相関関係が得られ、本実験の範囲では式(4.1.1)で表せた。

$$\Delta f_{pc} \times A_{pc} = 3390000 \rho_{pc} \qquad (4.1.1)$$

ここで、体積比は式(4.1.2)で表せるので、供試体形状が同じであればPC鋼材の増加張力はPC鋼材配置間隔に反比例することとなる（式(4.1.3)）。

$$\rho_{pc} = \frac{4A_{pc}}{d \cdot s} \qquad (4.1.2)$$

$$\Delta f_{pc} = 3390000 \times \frac{4}{d \cdot s} \qquad (4.1.3)$$

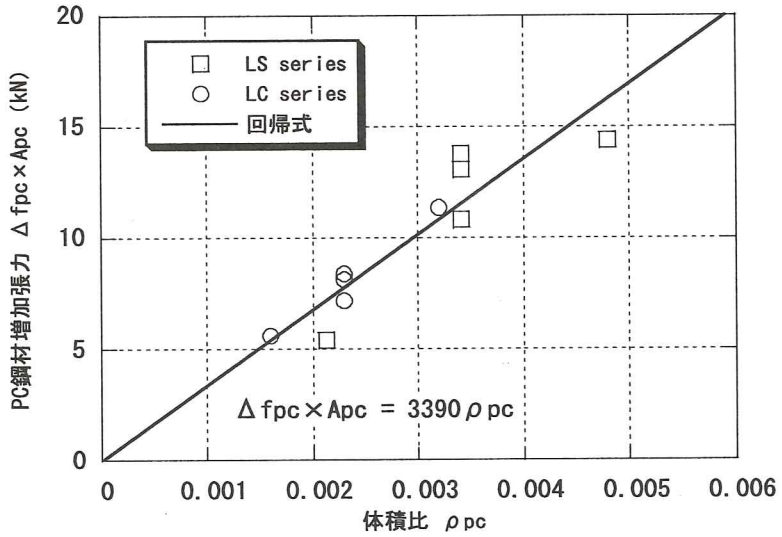


図-4.1.11　PC鋼材張力増加量と体積比の関係

（2）最大圧縮応力度と補強比の関係

最大圧縮応力度（f_{cc}）は、補強筋の鋼材比（ρ_{pc}）と鋼材応力（$f_{pci}+\Delta f_{pc}$）に比例し、プレーンコンクリート強度（f_{co}）に反比例すると仮定して、縦軸に圧縮強度比（f_{cc} / f_{co}）、横軸を（$\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})$/ f_{co}）として整理したものが**図-4.1.12** である。道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 [2)]（以下、道路橋示方書）では、横拘束筋の降伏点を用いて評価しているが、本実験で用いた横拘束筋は、高張力を有するPC鋼材であるため最大圧縮応力時には降伏点に至っていない。したがって、ここでは鋼材に作用する応力（導入プレストレス+応力増加量）を用いて整理した。

圧縮強度は、PC鋼材応力度と体積比の積と概ね線形関係にあることが確認できる。拘束断面形状が拘束効果に及ぼす影響は大きく、矩形断面は円形断面に比べて拘束効果が劣るとされている。本実験の範囲で得られた角柱供試体および円柱供試体の実験式を式(4.1.4)および式(4.1.5)に示す。角柱供試体拘束効果による強度比は、円柱供試体拘束効果の 65%程度であった。道路橋示方書に示されている関係式では、角柱供試体は円柱の 20%、となっており、本実験の角柱供試体の低下率は道路橋示方書ほど大きくない結果となった。

角柱供試体：
$$\frac{f_{cc}}{f_{co}}=1.0+1.51\frac{\rho_{pc}\left(f_{pci}+\Delta f_{pc}\right)}{f_{co}} \qquad (4.1.4)$$

円柱供試体：
$$\frac{f_{cc}}{f_{co}}=1.0+2.31\frac{\rho_{pc}\left(f_{pci}+\Delta f_{pc}\right)}{f_{co}} \qquad (4.1.5)$$

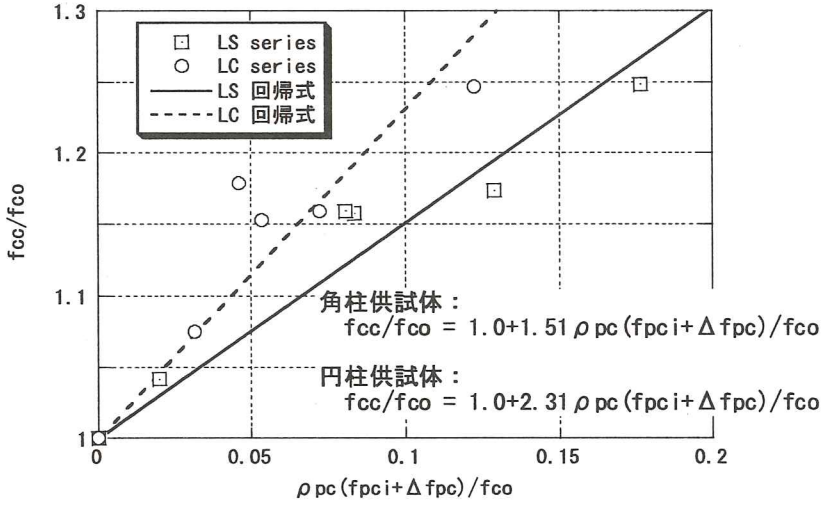


図-4.1.12　最大圧縮応力度と補強比の関係

（3）最大応力時ひずみと補強比の関係

補強比と最大圧縮応力時の軸方向ひずみとの関係を**図-4.1.13** に示す。最大圧縮応力時ひずみについても最大圧縮応力度と同様に、PC 鋼材応力度と体積比の積は概ね線形関係にある。本実験の範囲で得られた角柱供試体および円柱供試体の実験式を式（4.1.6）および式（4.1.7）に示す。角柱供試体の最大圧縮応力時ひずみは円柱供試体の 50%程度であった。道路橋示方書に示されている関係式では、角柱供試体の最大圧縮応力時ひずみは円柱の 40%となっており、最大応力時ひずみについても角柱供試体の低下率は道路橋示方書ほど大きくない結果となった。

角柱供試体：
$$\varepsilon_{cc}=0.002+0.0073\rho_{pc}\frac{\left(f_{pci}+\Delta f_{pc}\right)}{f_{co}} \qquad (4.1.6)$$

円柱供試体：
$$\varepsilon_{cc}=0.002+0.0145\rho_{pc}\frac{\left(f_{pci}+\Delta f_{pc}\right)}{f_{co}} \qquad (4.1.7)$$

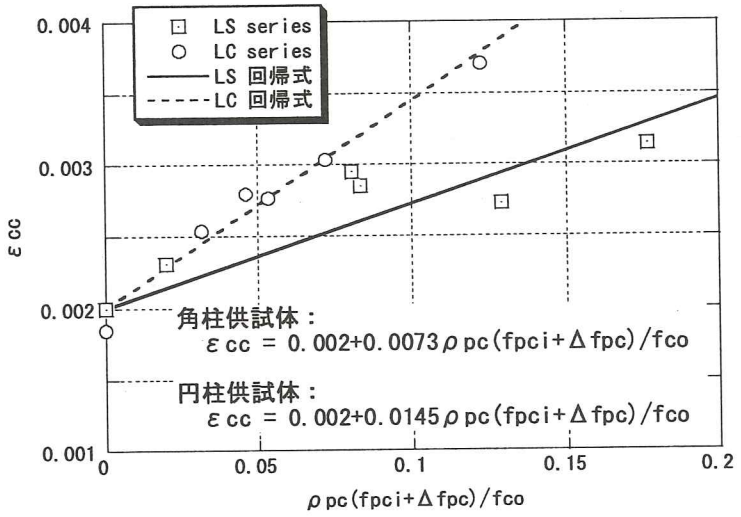


図-4.1.13　最大応力時ひずみと補強比の関係

（4）応力軟化域の下降勾配

拘束効果と下降勾配の関係を**図-4.1.14** に示す。拘束効果については、道路橋示方書の関係式との整合性をとるため、体積比と PC 鋼材応力の積を無補強供試体圧縮強度の 2 乗で除した値で整理した。回帰式は実験データを双曲線として近似した結果である。下降勾配（E_{des}）は、最大応力度からその 75%に低下した範囲を直線回帰した傾きと定義した。コンクリート圧縮応力度が 75%に低下する間に PC 鋼材は概ね降伏していることから、PC 鋼材応力度には、最大圧縮応力時の PC 鋼材応力度と降伏応力度との平均値を用いた。

星隈らの異形鉄筋を横拘束筋に用いた試験では、下降勾配に対する拘束断面形状の影響は小さいという結果が得られている。しかし、本試験の円柱供試体と角柱供試体では下降勾配の傾向に顕著な違いが認められる。すなわち、角柱供試体の下降勾配は急であり、円柱供試体では緩やかな下降勾配を示した。そこで、形状ごとに回帰分析を行った結果、概ね反比例の傾向が認められた。角柱供試体では道路橋示方書に比べ下降勾配が大きくなり、円柱供試体では小さくなる傾向にある。実験回帰式を式（4.1.8）および式（4.1.9）に示す。

角柱供試体：
$$E_{des}=\frac{22.8f_{co}^{\ 2}}{\rho_{pc}\left(f_{pci}+\Delta f_{pc}+f_{pcy}\right)/2} \qquad (4.1.8)$$

円柱供試体：
$$E_{des}=\frac{3.86f_{co}^{\ 2}}{\rho_{pc}\left(f_{pci}+\Delta f_{pc}+f_{pcy}\right)/2} \qquad (4.1.9)$$

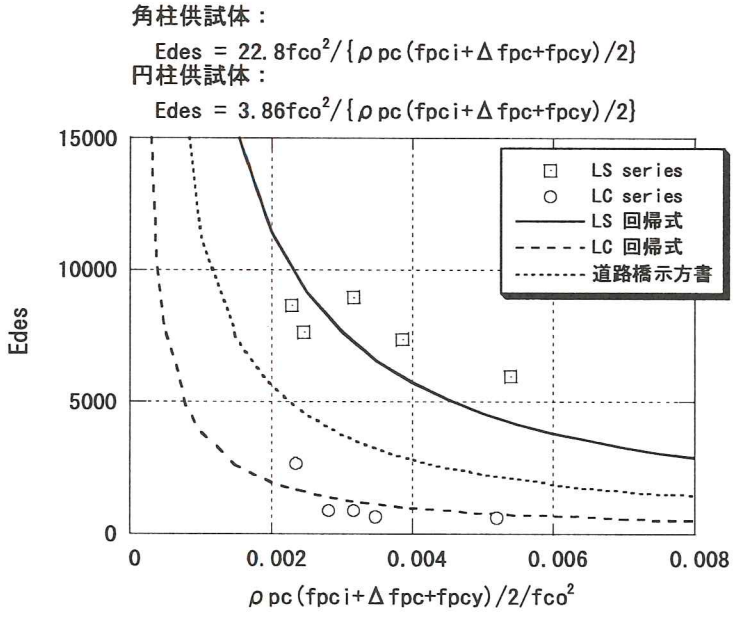


図-4.1.14　下降勾配と補強パラメータの関係

（5）実験式

PC 鋼材を横拘束筋としたコンクリートの応力度－ひずみ関係式は、道路橋示方書の関係式を基本として、次に示す実験式を得た。本実験式と実験値との比較を図-4.1.15 および図-4.1.16 に示す。実験式による計算結果は、実験結果を適切に評価していると判断できる。

応力上昇域（$0 \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc}$）

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) \right\}^{n-1} \qquad (4.1.10)$$

応力下降域（$\varepsilon_{cc} \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cu}$）

$$f_c = f_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \qquad (4.1.11)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \qquad (4.1.12)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.25 f_{cc}}{E_{des}} \qquad (4.1.13)$$

・角柱供試体

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + \frac{1.51 \rho_{pc} (f_{pci} + \Delta f_{pc})}{f_{co}} \qquad (4.1.14)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + \frac{0.0073 \rho_{pc} (f_{pci} + \Delta f_{pc})}{f_{co}} \qquad (4.1.15)$$

$$E_{des} = \frac{22.8 f_{co}^2}{\rho_{pc} (f_{pci} + \Delta f_{pc} + f_{pcy})/2} \qquad (4.1.16)$$

・円柱供試体

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + \frac{2.31 \rho_{pc} (f_{pci} + \Delta f_{pc})}{f_{co}} \qquad (4.1.17)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + \frac{0.0145 \rho_{pc} (f_{pci} + \Delta f_{pc})}{f_{co}} \qquad (4.1.18)$$

$$E_{des} = \frac{3.86 f_{co}^2}{\rho_{pc} (f_{pci} + \Delta f_{pc} + f_{pcy})/2} \qquad (4.1.19)$$

$$\Delta f_{pc} = 3.39 \times 10^6 \cdot \frac{\rho_{pc}}{A_{pc}} \qquad (4.1.20)$$

ここに、

f_{cc}：最大圧縮応力（N/mm^2）

f_{co}：無補強供試体の最大圧縮応力（N/mm^2）

ε_{cc}：最大圧縮応力時のひずみ

ε_{cu}：終局ひずみ

E_c：初期弾性係数（N/mm^2）

E_{des}：下降勾配（N/mm^2）

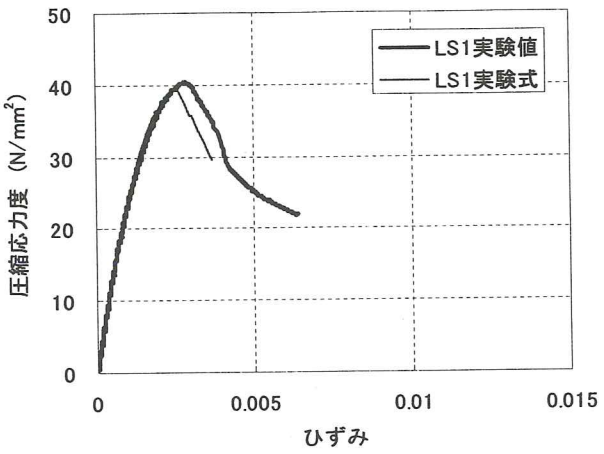
ρ_{pc}：PC 鋼材の体積比

A_{pc}：PC 鋼材の断面積（mm^2）

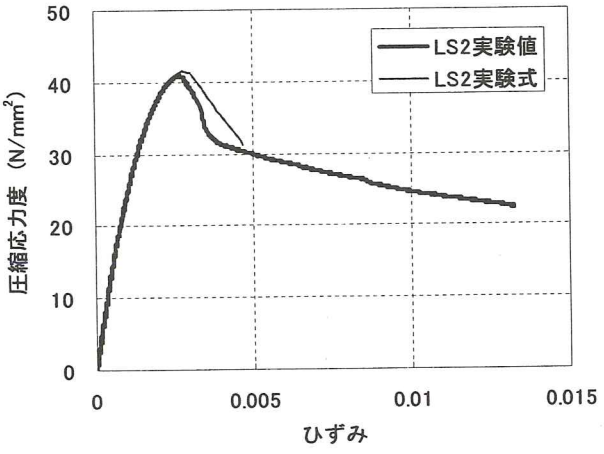
f_{pci}：PC 鋼材の導入緊張応力（N/mm^2）

Δf_{pc}：最大圧縮応力時の PC 鋼材増加応力（N/mm^2）

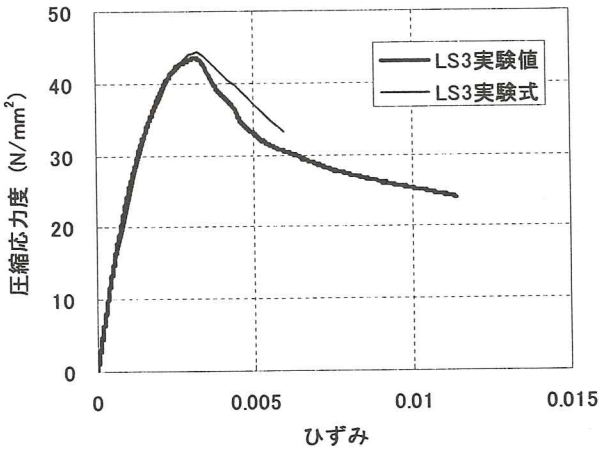
f_{pcy}：PC 鋼材の降伏応力（N/mm^2）



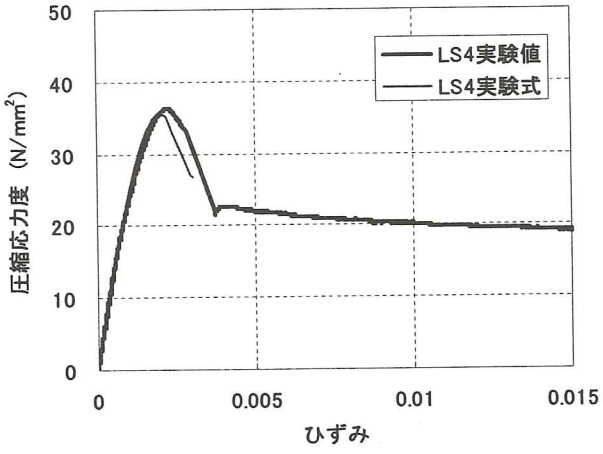
(a)LS1 供試体



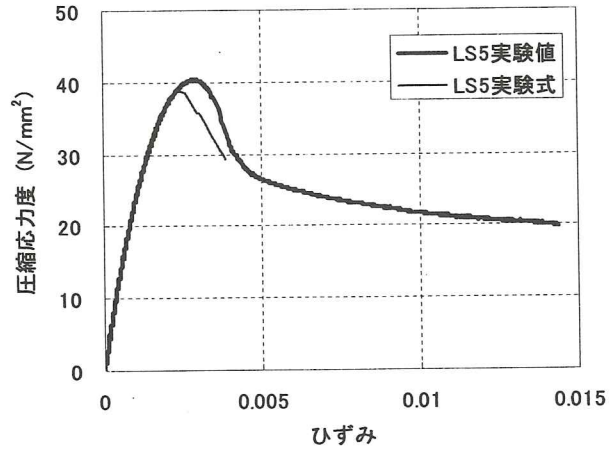
(b)LS2 供試体



(c)LS3 供試体

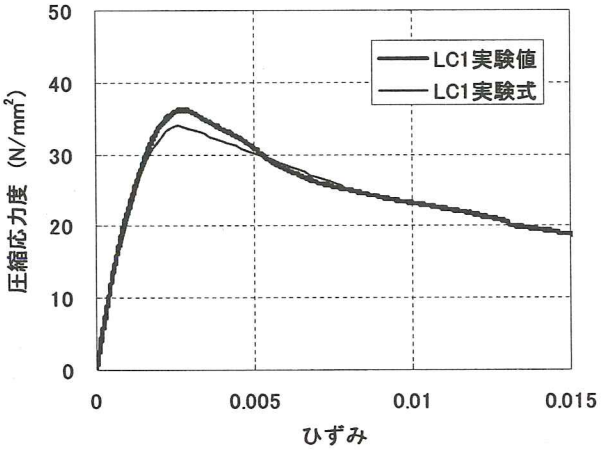


(d)LS4 供試体

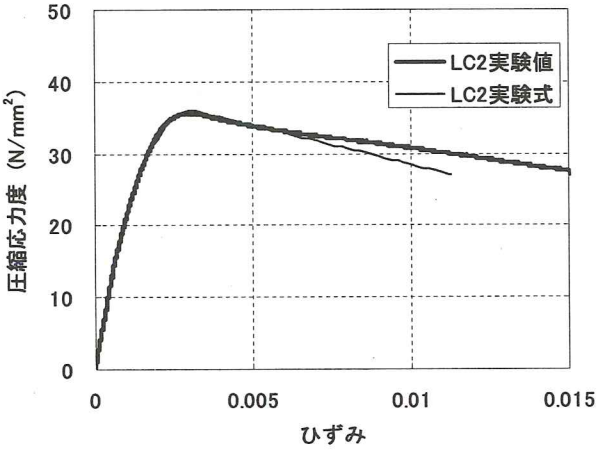


(e)LS5 供試体

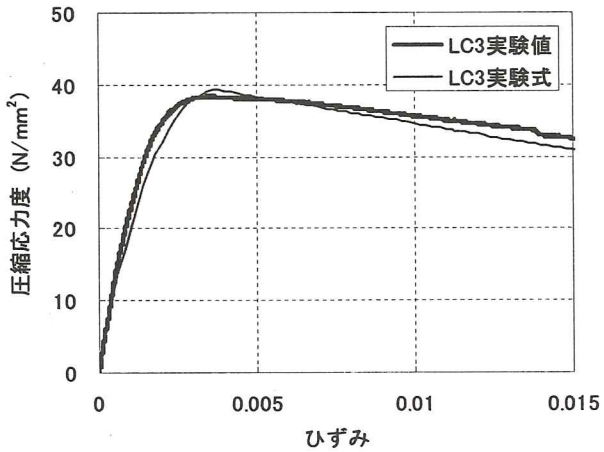
図-4.1.15　実験値と実験式の比較（角柱供試体）



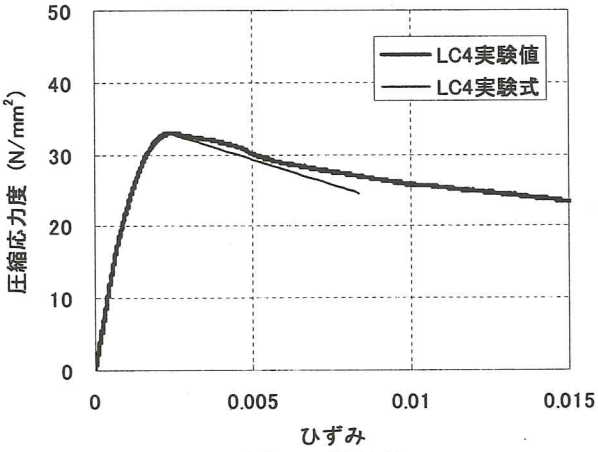
(a) LC1 供試体



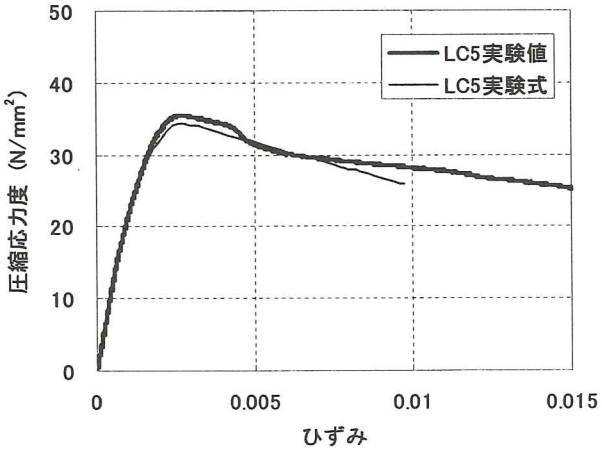
(b) LC2 供試体



(c) LC3 供試体



(d) LC4 供試体



(e) LC5 供試体

図-4.1.16　実験値と実験恣意の比較（円柱供試体）

4.1.5 まとめ

PC鋼材を拘束筋としたコンクリート柱の一軸圧縮試験を行い、その応力度－ひずみ関係について検証した結果、次の知見が得られた。

1) PC 鋼材の体積比や導入緊張力が増加すると、初期剛性は変わらないが、コンクリートの最大圧縮応力およびその時点のひずみは増加する傾向にある。

2) PC 鋼材を拘束筋とし、かつ緊張力を導入して拘束圧を与える手法は、最大圧縮応力度以降の急激な耐力低下を抑制する。特に、円柱供試体では緩やかな下降勾配を示す。

3) 大量の帯鉄筋の代替としてPC鋼材を用いることにより、十分なじん性の確保が可能であると考えられる。

4) 道路橋示方書を基本とし、PC 鋼材導入緊張力および増加応力を考慮したコンクリート応力－ひずみ関係の実験式を得ることができた。ただし、最大圧縮応力時の増加応力に関しては、鋼材配置間隔のみに依存した形で評価をしているため、今後の検討が必要である。

参考文献

1) 星隈、川島、長屋：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力－ひずみ関係、土木学会論文集、No. 520、Vol. 28、pp. 1-11、1995. 8

2) 道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編：(社) 日本道路協会、2002. 3

４．２　緊張力を導入したＰＣ鋼材で拘束した円柱橋脚模型の交番載荷実験

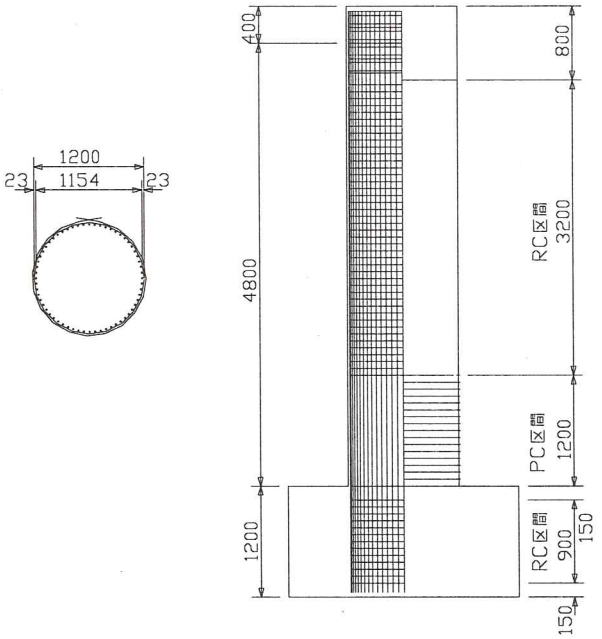
4.2.1　はじめに

鉄筋コンクリート橋脚構造においては、平成７年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえて、地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。このために、帯鉄筋や中間帯鉄筋が多く配筋され，これに伴って現場における鉄筋の施工作業が煩雑になるとともに、コンクリートの充填性や構造物の品質の確保についても注意が必要となっている。

筆者らは、鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術として、緊張力を導入したPC鋼材で橋脚の塑性領域部のコンクリートを拘束する工法を提案している。

PC鋼材で拘束したコンクリートの応力－ひずみ関係については、高さ1500mmの円柱(φ500mm)及び角柱(500×500mm)供試体の一軸圧縮載荷試験を行い、実験式を導いている。これについては、4.1に報告されている。

本節では、PC鋼材の導入緊張力のみが異なる、PC鋼材で拘束された実橋脚寸法規模の鉄筋コンクリート円柱橋脚模型２体の正負交番載荷試験を行い、その違いを観察した。また、その変形性能について，PC鋼材で拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係を用いた計算値と本実験結果との比較を行った。



(単位:mm)

図-4.2.1　供試体概要図

4.2.2　模型供試体の諸元

（1）概要

交番載荷試験に用いた円形断面橋脚模型 C1、C2 供試体の構造概要を**表-4.2.1** に示す。供試体の脚部断面は、φ1200mm の円形断面で，基部から載荷点までの高さは 4800mm（せん断スパン比 4.0）である。軸方向鉄筋は、C1、C2 供試体共D16 を 60mm 間隔で 60 本配置しており、軸方向鉄筋比は 1.05%である。

塑性ヒンジ領域に相当する、脚基部から約 1200mm(1D)の区間を試験対象区間とし、この区間内で帯鉄筋は無く、緊張力を導入した PC 鋼材で横拘束した状態となっている。脚部の基部 1D 区間以外の帯鉄筋は、道路橋示方書耐震編に従い配筋した。

円形断面 C1、C2 供試体の試験対象区間では、PC 鋼より線 1S9.5-SWPR7BL を，75mm 間隔で，躯体の表面に配置し、C1 で降伏強度の 28%（27kN/本）、C2 で降伏強度（fpy）の 57%（54kN/本）で緊張している。なお、PC 鋼より線 1S9.5 の各素線には、脚部に巻くことで、およそ 0.3fpy の曲げ応力（曲げひずみ＝±素線半径/曲げ半径＝±1.576/600＝±0.002627）が生じるため、その合成応力度は C2 で約 0.87fpy となり、ほぼ弾性限界応力度となっている。緊張は PC 鋼より線を 360 度巻いて、1 段毎に両引きで行った。所定の緊張力が確保されるようにナット式定着具を用いた。

表-4.2.1　供試体の概要

供試体	C1 供試体	C2 供試体
設計コンクリート強度 σ_{ck}(N/mm²)	30	
軸方向鉄筋(SD295A)	D16@60 本(鉄筋比：ρ_t=1.05%)	
芯かぶり(mm)	23	
試験区間外の横拘束鉄筋(SD295A)	D10@75mm（ρ_s=0.317%)	
1D 区間 PC 鋼材(SWPR7B)	1S9.5@75mm	
1D 区間 PC 鋼材断面積 A_p(mm²)	54.84	
1D 区間 PC 鋼材体積比 ρ_s(%)	0.244	
PC 鋼材降伏強度 σ_{py}(N/mm²)	1732	
PC 鋼材導入応力度 σ_{pe}(N/mm²)	σ_{py}/3	σ_{py}×2/3
	492	984
PC 鋼材付加曲げひずみ ε_b	±2627μ	

（2）供試体の構造及び測点

交番載荷試験に用いた円形断面橋脚模型 C1、C2 供試体の構造，載荷位置，曲率変位計位置を**図-4.2.2** に示す。供試体の配筋を**図-4.2.3** 及び**図-4.2.4** に示す。ゲージ位置を**図-4.2.5** に示す。

（3）使用材料

使用したコンクリートの特性値を**表-4.2.2**、PC 鋼材及び鉄筋の特性値を**表-4.2.3** に示す。

表-4.2.2　コンクリートの強度特性

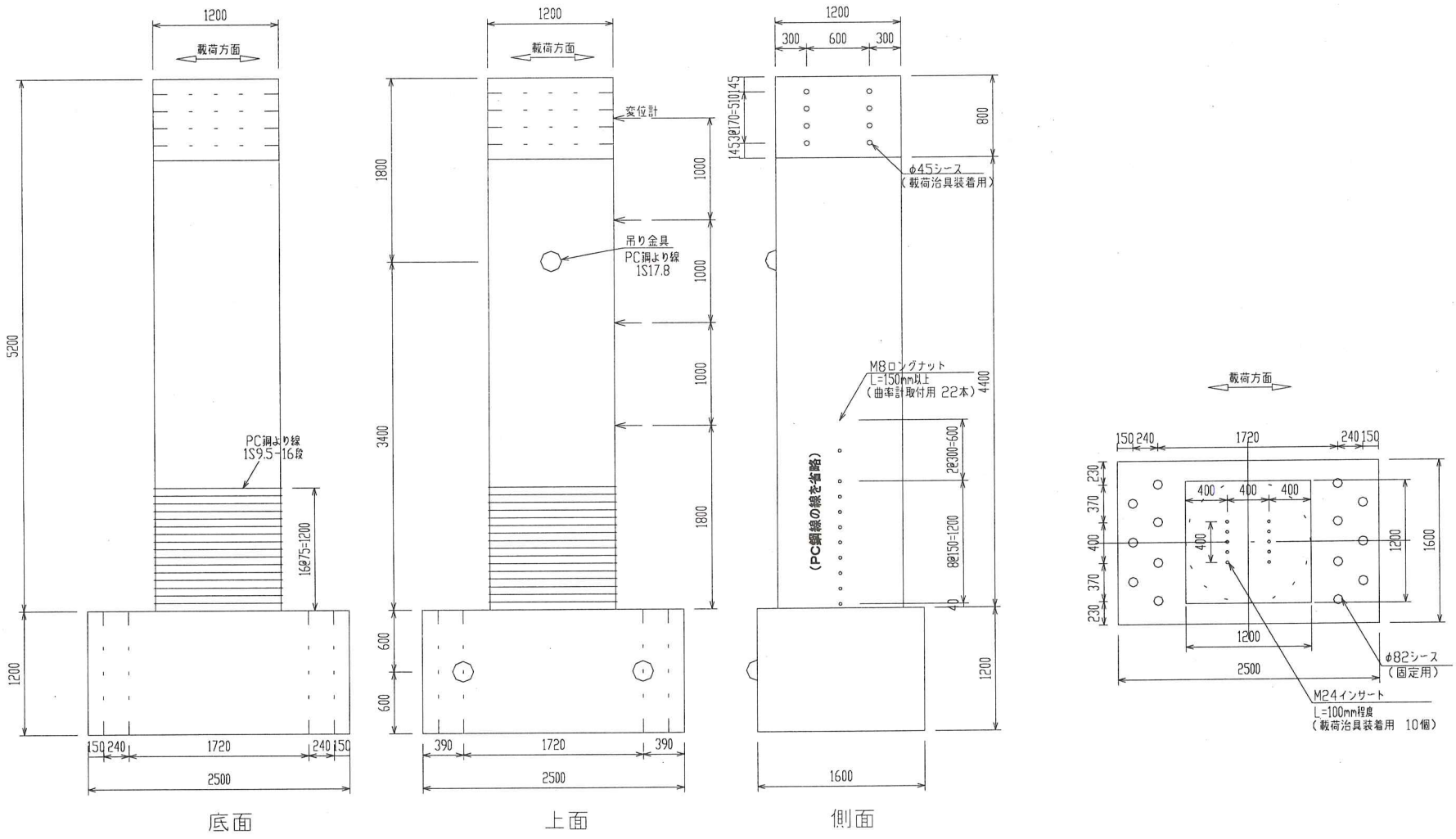
供試体	材齢 28 日 標準養生		交番試験日 同一養生		
	強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	材齢 (日)	強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
C1	44.4	31.9	60	33.6	23.5
C2	42.9	31.6	70	41.3	25.4

(補足 1) C2 はコンクリート打設後の約 12 時間蒸気養生を行った。

(補足 2) 供試体のコンクリート特性値として、交番試験日同一養生の値を用いる。

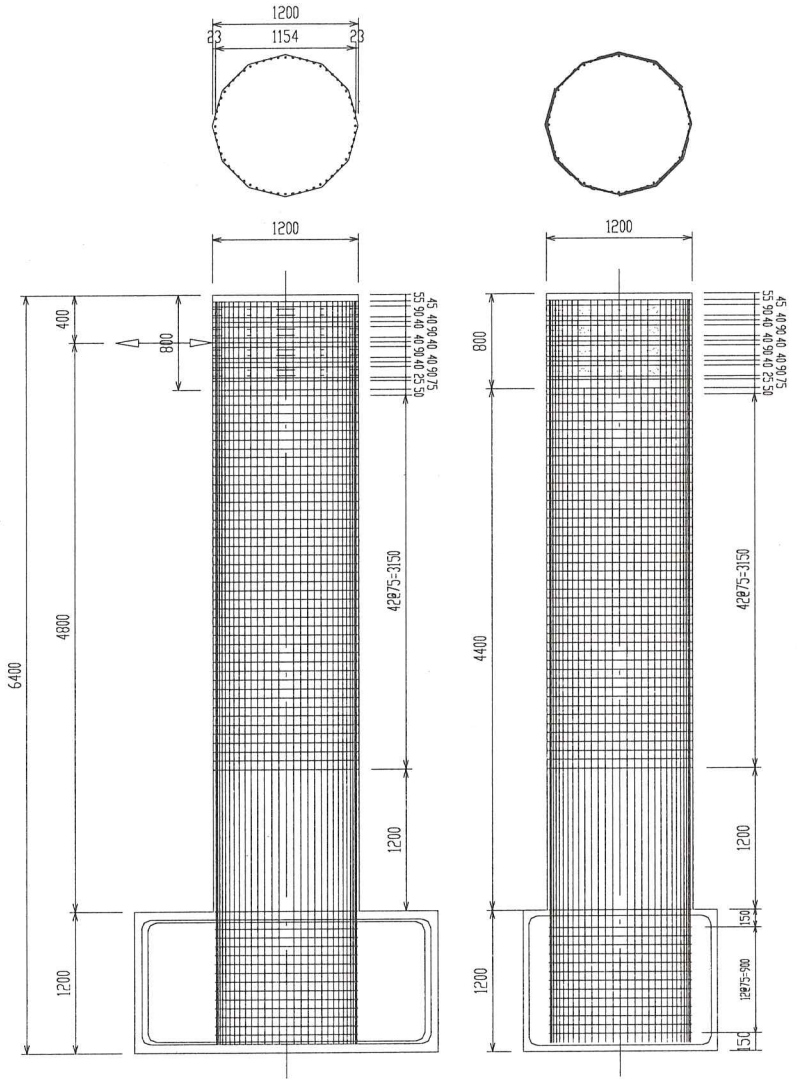
表-4.2.3　鋼材の特性値

PC 鋼材 (1S9.5/SWPR7B)			軸方向鉄筋 (D16)			帯鉄筋 (D10)		
降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
1732	1914	1.92×10^5	367	531	1.81×10^5	366	524	1.76×10^5



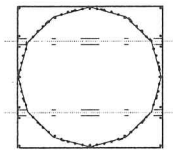
(単位:mm)

図-4.2.2　供試体外観図

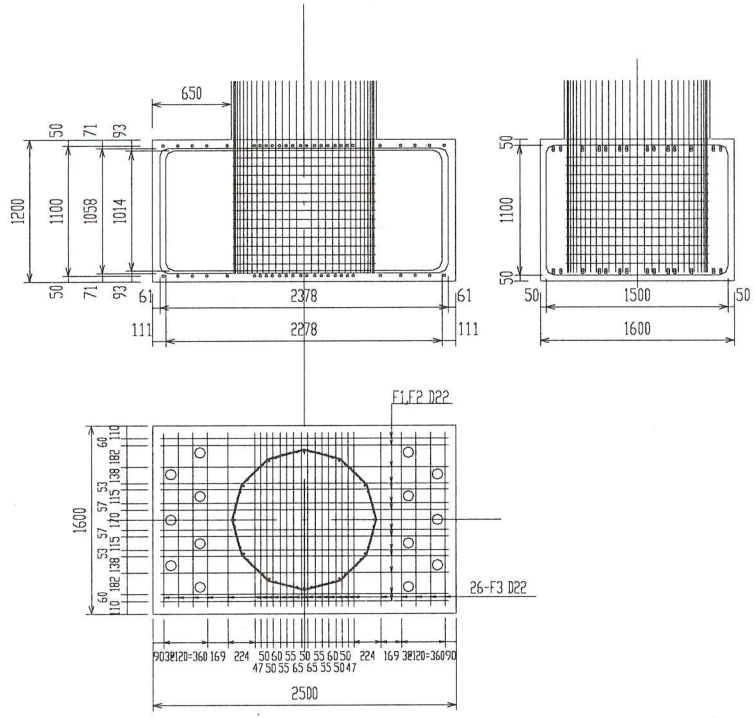


柱部配筋図

PC鋼材
1S9.5(SWPR7B)
帯鉄筋
D10
軸方向鉄筋
D16



柱頭部断面図



フーチング部配筋図

(単位:mm)

図-4.2.3　供試体配筋図

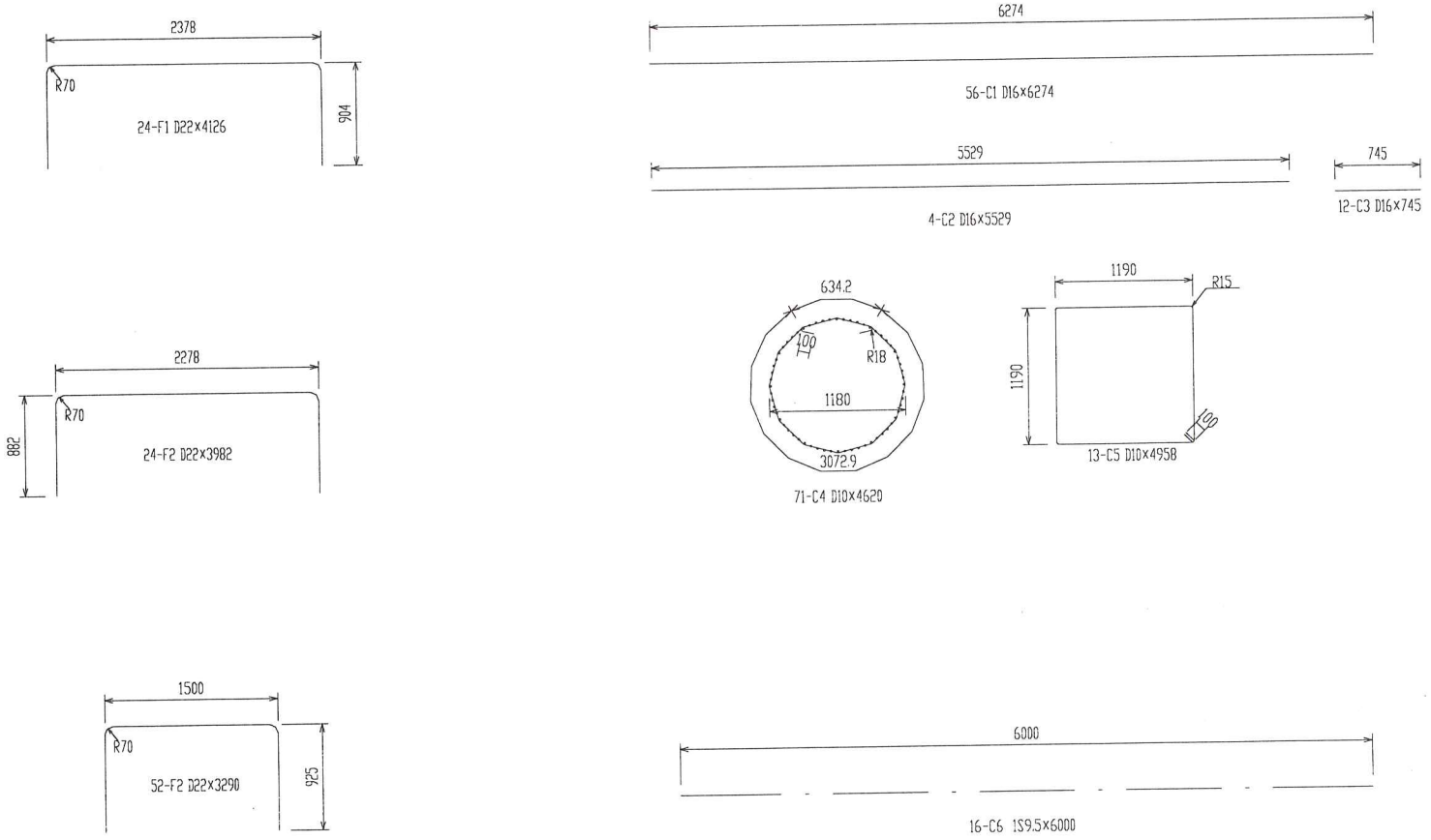
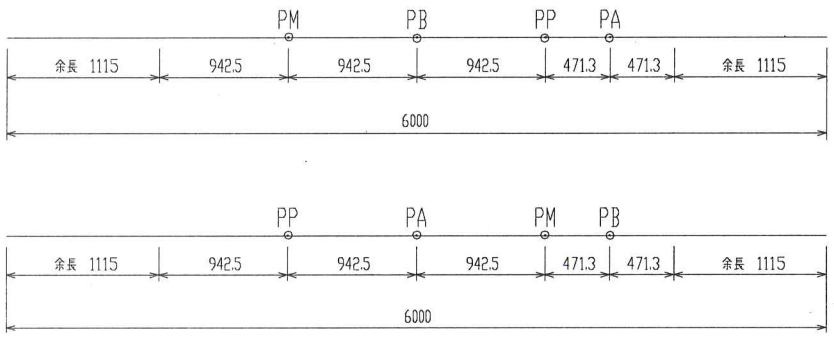
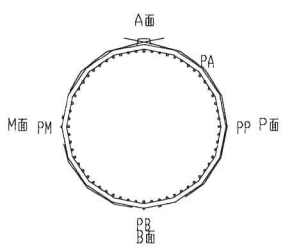
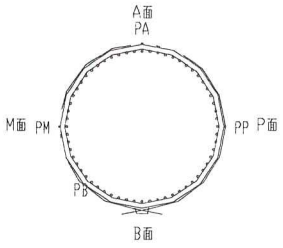
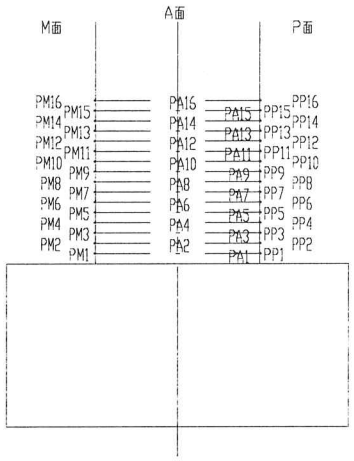


図-4.2.4　供試体鉄筋加工図

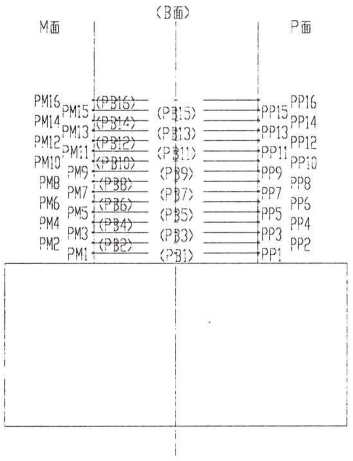




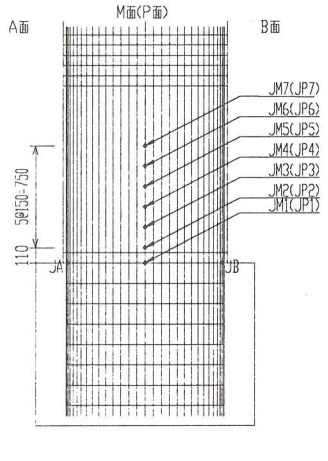




PC鋼材のひずみゲージ配置図



PC鋼材のひずみゲージ配置図



軸方向鉄筋のひずみゲージ配置図

図-4.2.5　ゲージ位置図

4.2.3　載荷方法及び測定項目

（1）載荷方法

交番載荷試験は独立行政法人土木研究所の試験設備で行った。供試体を寝かせた状態でフーチング底面を反力壁に取り付け、死荷重反力に相当する軸力を1台のアクチェータージャッキで与えながら、もう1台のアクチェータージャッキで水平荷重を正負交番載荷した。軸力については、軸圧縮応力で0.98MPaに相当する1413kNとした。交番載荷試験の試験設備と供試体の概要を**写真-4.2.1**に示す。

実験では、橋脚基部断面において、断面最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時点の載荷点位置での水平変位（以下、初降伏変位）を$1\delta_y$とし、その整数倍の変位を正負交番に3回ずつの繰り返しで、変位制御で載荷した。

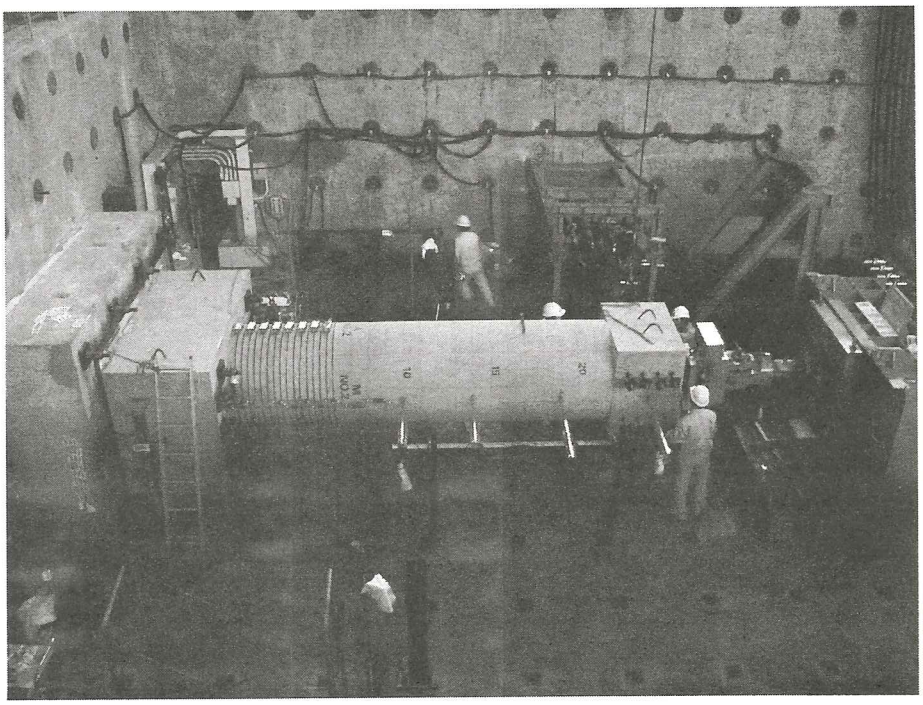


写真-4.2.1　交番載荷試験の試験設備と供試体の概要

（2）測定項目

測定項目を**表-4.2.4**に示す。水平変位は、基部から4.8m、3.8m、2.8、1.8mの4点で、外部不動点から供試体M面側の中心線までの水平距離として計測した。基部から4.8mの位置は載荷点位置である。水平力載荷ジャッキ及び軸力載荷ジャッキの荷重値を計測した。

フーチングからの供試体の伸び出し量、また載荷面内の変形曲率を計測するために、供試体M面側及びP面側に一連の変位計群を配置して計測した。測点は基部から40mmの位置を第1測点、そこから150mm間隔で8測点、その先を300mm間隔で2測点とした。これらを曲率変位計と称することとする。曲率変位計を**図-4.2.6**に示す。曲率変位計の高さ（供試体の表面からの出量）を**表-4.2.5**に示す。

軸方向鉄筋のひずみは、供試体M面側及びP面側中央の鉄筋1本で各7点、供試体A面側（下面側）及びB面側（上面側）中央の鉄筋1本で各1点計測した。鉄筋の表・裏にゲージを貼付し、2ゲージ法で計測した。軸方向鉄筋のひずみの計測位置は**図-4.2.5**に示されている。

PC鋼より線のひずみは、各段に供試体M面側、A面側（下面側）、P面側及びB面側（上面側）の4点とし、PC鋼より線の総て（11段）で計測した。PC鋼より線1S9.5-SWPR7BLは、素線7本をよりあわせたものであるが、その素線1本にゲージを貼付し、1ゲージ法で計測した。なお、PC鋼より線のひずみの計測位置は**図-4.2.5**に示されている。

計測値は，読みとり時間間隔0.01秒（サンプリング周波数100Hz）の時刻歴デジタル値で収録した。

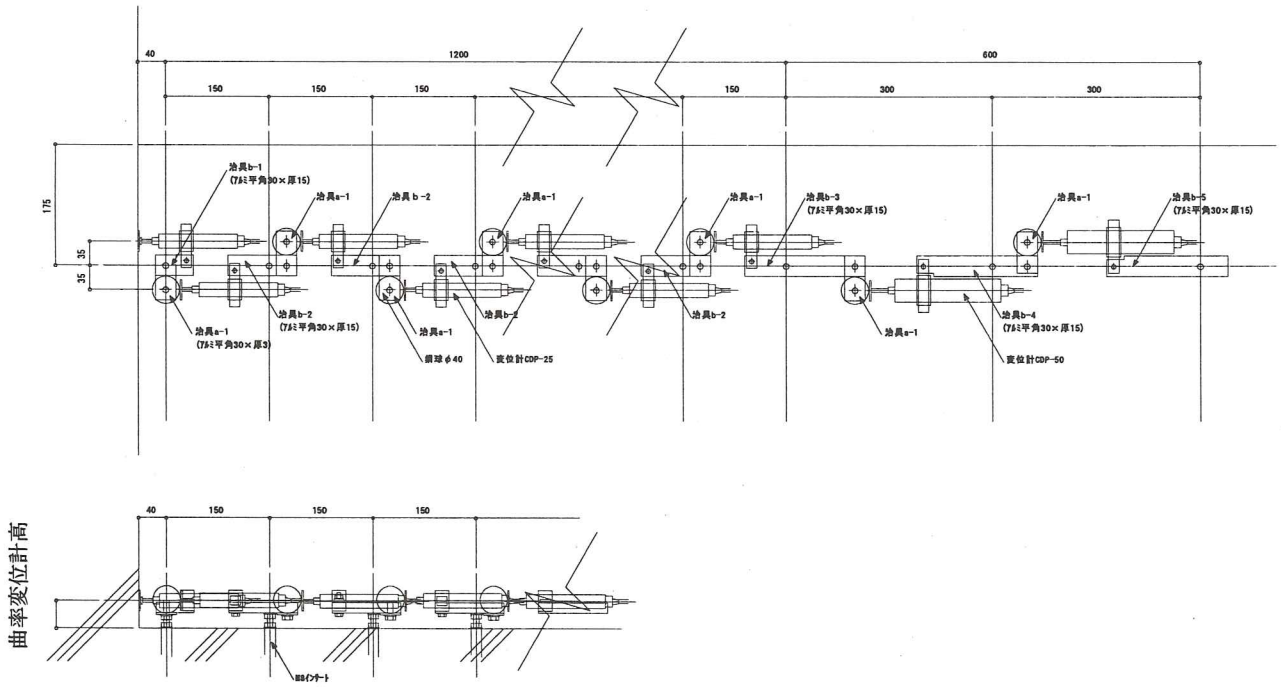


図-4.2.6　曲率変位計

表-4.2.4　測定項目

ch.No.	記号	測定項目	測定位置
001	P-01	軸力	鉛直ｼﾞｬｯｷ
002	P-02	水平荷重	水平ｼﾞｬｯｷ
003	D-P01	軸力ｽﾄﾛｰｸ	鉛直ｼﾞｬｯｷ
004	D-P02	水平ｼﾞｬｯｷｽﾄﾛｰｸ	水平ｼﾞｬｯｷ
005	D-01	柱水平変位	基部から4800mm
006	D-02		基部から3800mm
007	D-03		基部から2800mm
008	D-04		基部から1800mm
009	D-05	ﾌｰﾁﾝｸﾞ絶対変位	水平ずれ
010	D-06		鉛直ずれ　M面側
011	D-07		鉛直ずれ　P面側
012、023	D-08,19	曲率変位 （M面側、P面側）	0～40mm
013、024	D-09,20		40～190mm
014、025	D-10,21		190～340mm
015、026	D-11,22		340～490mm
016、027	D-12,23		490～640mm
017、028	D-13,24		640～790mm
018、029	D-14,25		790～940mm
019、030	D-15,26		940～1090mm
020、031	D-16,27		1090～1240mm
021、032	D-17,28		1240～1540mm
022、033	D-18,29		1540～1840mm
034	JA01	軸方向鉄筋ﾋｽﾞﾐｹﾞｰｼﾞ	断面①
035	JB01		〃
036	JM01	軸方向鉄筋ﾋｽﾞﾐｹﾞｰｼﾞ	断面①
037	JP01		〃
～	～		～
048	JM07		断面⑦
049	JP07		〃
050	PA01	PC鋼材ﾋｽﾞﾐｹﾞｰｼﾞ	断面①
051	PB01		〃
052	PM01		〃
053	PP01		〃
～	～		～
110	PA16		断面⑯
111	PB16		〃
112	PM16		〃
113	PP16		〃
114	D-30	加振機側	基部から4800mm

表-4.2.5　曲率変位計高

(mm)

	M面側	P面側
C1	56.0	67.7
C2	56.3	53.3

4.2.4　履歴特性

（1）水平力－水平変位の関係

C1供試体及びC2供試体の水平力―水平変位の履歴曲線を図-4.2.7、図-4.2.8に示す。水平変位は、基部から4.8m（載荷点位置）の変位計で計測した値を示す。水平力―水平変位履歴曲線の、各載荷レベルにおける変位最大点及び最小点の包絡線を図-4.2.9に示す。

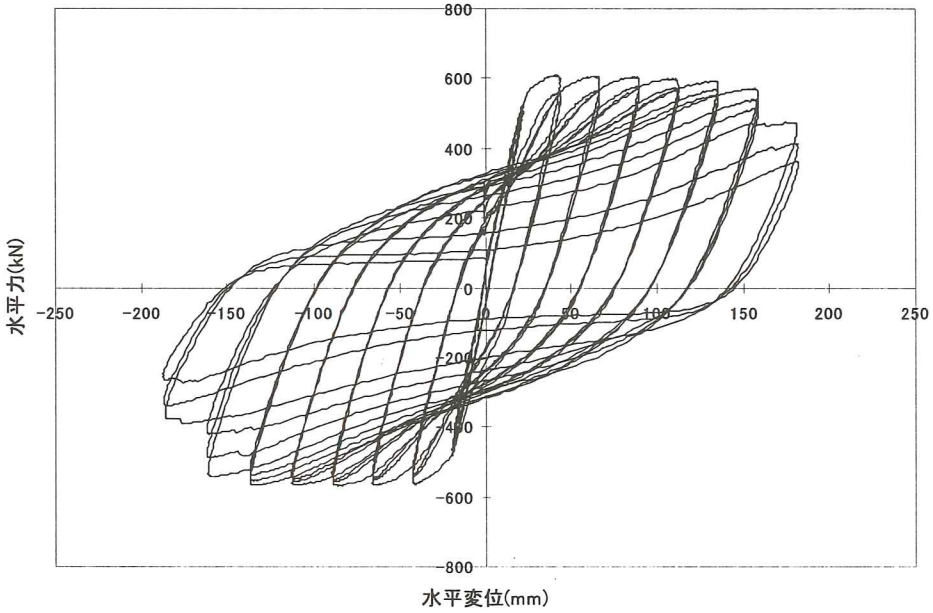


図-4.2.7　C1供試体の水平力―水平変位の履歴図

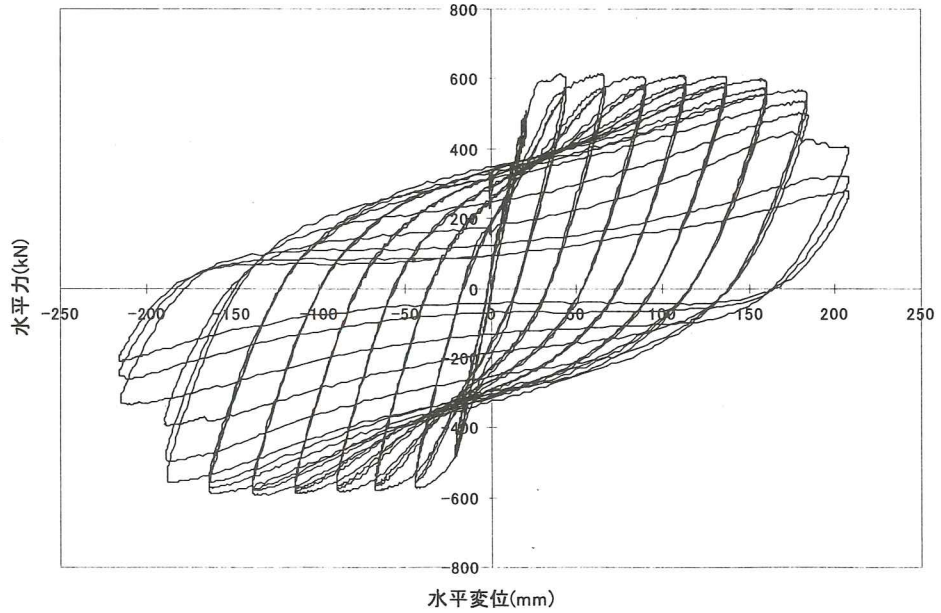


図-4.2.8　C2供試体の水平力―水平変位の履歴図

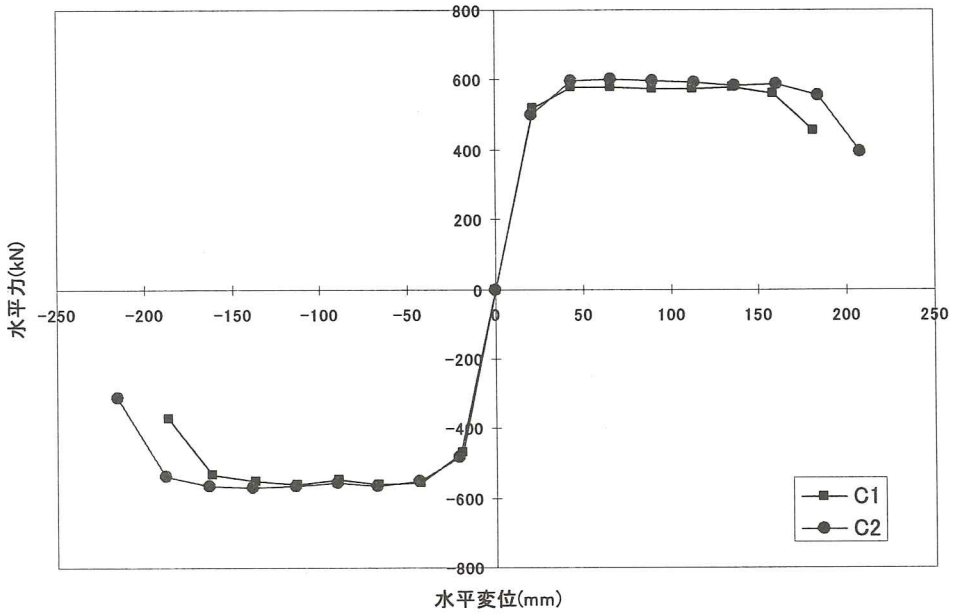


図-4.2.9　C1、C2供試体の水平力―水平変位履歴の包絡線

（2）エネルギー吸収性能

水平力―水平変位の履歴曲線から計算した、各載荷レベルの第1サイクルで消費される履歴吸収エネルギー（第3サイクルの平均値）を図-4.2.10に示す。履歴吸収エネルギーから計算した各載荷レベルの等価減衰定数を図-4.2.11に示す。

C1 と C2 供試体を比較すると、じん性率 6 までの履歴吸収エネルギーは同じであるが、それ以降 C2 供試体の方が少し大きくなっている。これは、C1 供試体の耐力低下が $8\delta_y$ なのに対し、C2 供試体の耐力低下が $9\delta_y$ と、じん性率が 1 荷重レベル増えたことに因ると考えている。

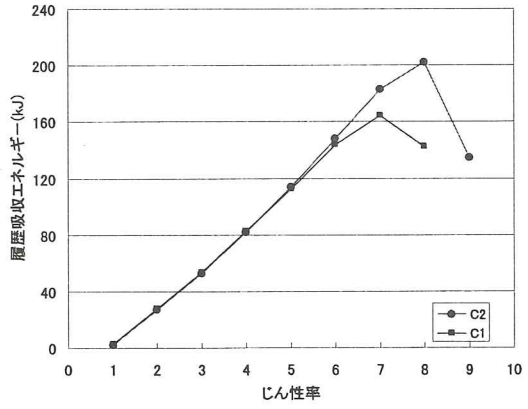


図-4.2.10　C1、C2供試体の履歴吸収エネルギー

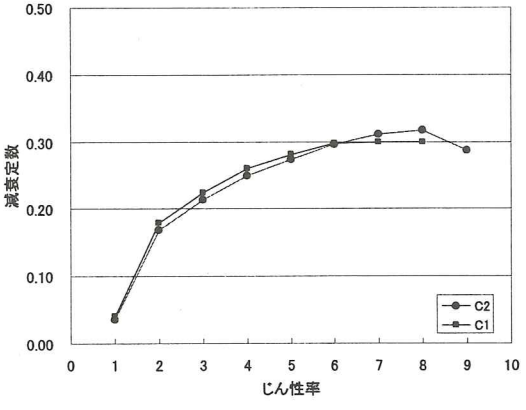


図-4.2.11　C1、C2供試体の減衰定数

4.2.5　損傷の進展状況

（1）損傷の進展状況

C1、C2 供試体とも曲げ破壊で終局に至っている。終局時の載荷面の損傷状況を**写真-4.2.2** 及び**写真-4.2.3** に示す。

小さい緊張力を導入した PC 鋼より線で拘束した C1 供試体では、$5\delta_y$までの載荷で、水平ひび割れ発生域が次第に高さ方向（軸方向）に拡大し、かつ水平ひび割れが伸長し、基部付近で小規模なかぶりコンクリートの剥離が生じた。$6\delta_y$の第 3 サイクルに橋脚基部から 150mm までの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈長 150mm で座屈し、耐力の低下が起こった。かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が確認された時点を終局時と定義することとし、C1 供試体の終局到達時点を$6\delta_y$の第 3 サイクルと判断する。$7\delta_y$の第 2 サイクルで軸方向鉄筋数本が破断した。

大きい緊張力を導入した PC 鋼より線で拘束した C2 供試体では、$5\delta_y$までの載荷で、水平ひび割れ発生域が次第に高さ方向（軸方向）に拡大し、かつ水平ひび割れが伸長し、基部付近で小規模なかぶりコンクリートの剥離が生じた。$6\delta_y$の載荷で基部から 75mm の範囲で、かぶりコンクリートの剥落域が拡大した。$7\delta_y$で基部から 150mm の範囲でかぶりコンクリートの剥落が生じ、軸方向鉄筋が座屈長 150mm で座屈し、1 段目の PC 鋼より線の素線 1 本が破断した。C2 供試体の終局到達時点を$7\delta_y$の第 3 サイクルと判断する。$8\delta_y$でかぶりコンクリートの剥落が進行し、数本の軸方向鉄筋が破断した。

C1 と C2 供試体を比較すると、小さい緊張力を導入した C1 供試体の終局時が$6\delta_y$の第 3 サイクルなのに対し、大きい緊張力を導入した C2 供試体の終局時が$7\delta_y$の第 3 サイクルであり、大きい緊張力を導入することで、終局到達時点が 1 荷重レベル大きくなった。

C1 供試体で PC 鋼より線の破断は生じなかった。C2 供試体では、$7\delta_y$の第 3 サイクルで、1 段目の PC 鋼より線 1S9.5-SWPR7BL（素線 7 本より）の素線 1 本が破断し、$9\delta_y$の第 1 サイクルで、さらに素線 4 本が破断した。最初の素線 1 本の破断については、座屈した軸方向鉄筋に押されて大きい局所曲げが作用したためと思われ、偶然の所為かもしれない。後に起こった素線 4 本の破断は、ほぼ同時に起こっている点、破断位置が異なる点から判断して、引張り限界を超えたための破断と考えられる。このことから，$9\delta_y$で 1 段目の PC 鋼より線に作用したおよその引張力を推定すると、引張破断荷重（105kN）の 6/7 倍程の引張力（90kN）となる。

表-4.2.6　C1 供試体の損傷の進展

限界状態	載荷ステップ
P面、M面軸方向鉄筋が降伏 （最外縁鉄筋の2段平均歪み2100μ）	予備載荷7th
M面、P面かぶりコンクリート微小片の剥落	5δy+1st
M面、P面かぶりコンクリートの剥落	6δy+3rd
M面軸方向鉄筋座屈 L=150mm	6δy+3rd
P面軸方向鉄筋座屈 L=150mm	6δy+3rd
M面、P面剥離域の拡大	7δy+1st
P面軸方向鉄筋が数本破断	7δy+2nd
耐力低下が始まる	7δy+3nd
耐力50%以下	8δy+3rd
PC鋼より線の破断	生じず

表-4.2.7　C2 供試体の損傷の進展

限界状態	載荷ステップ
P面、M面軸方向鉄筋が降伏 （最外縁鉄筋の2段平均歪み2100μ）	予備載荷6th
M面、P面かぶりコンクリート微小片の剥落	5δy+1st
M面、P面かぶりコンクリートの剥落	6δy+3rd
M面剥離域の拡大（P面維持）	7δy+1st
PC鋼より線1段目の素線が1本破断	7δy+3rd
M面軸方向鉄筋座屈 L=150mm	7δy+3rd
P面軸方向鉄筋座屈 L=150mm	7δy+3rd
P面剥離域が急拡大	8δy+1st
M面軸方向鉄筋が数本破断	8δy+3rd
P面軸方向鉄筋が数本破断	8δy+3rd
PC鋼より線1段目の素線が4本破断	9δy+1st
耐力低下が始まる	9δy+1st
耐力50%以下	9δy+3rd
PC鋼より線の損傷(素線破断)	1本

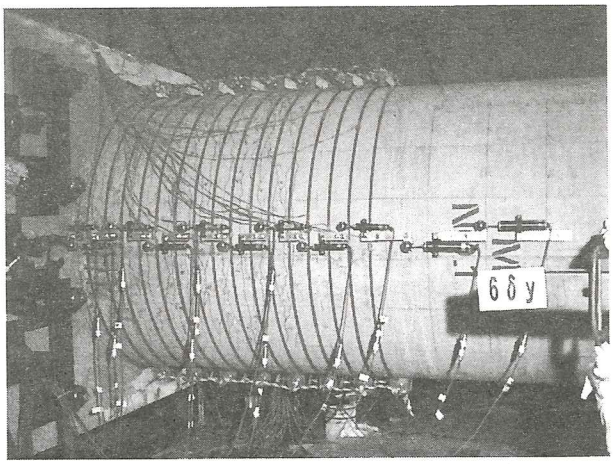


写真-4.2.2　C1 供試体の終局時の状況
（$6\delta_y$＋3rd、M 面側）

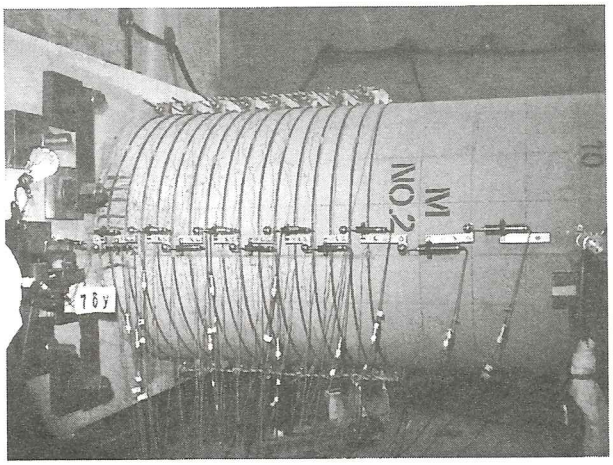
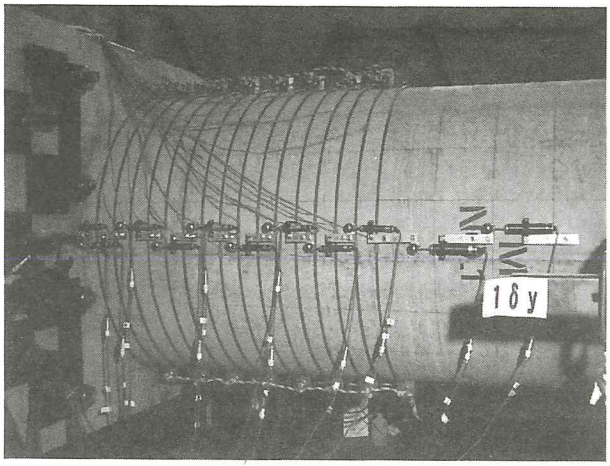
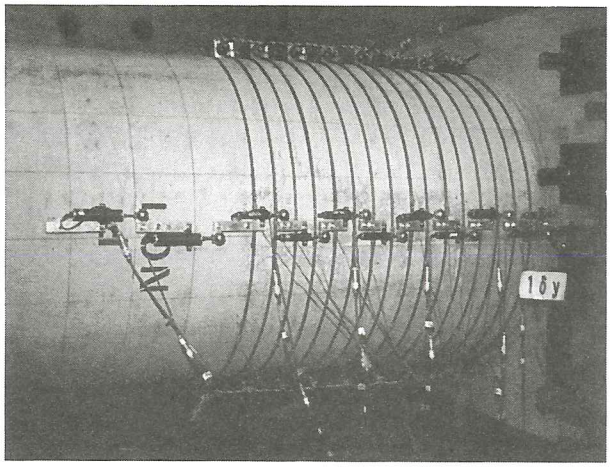


写真-4.2.3　C2 供試体の終局時の状況
（$7\delta_y$＋3rd、M 面側）

（2）損傷の進展状況（写真記録）

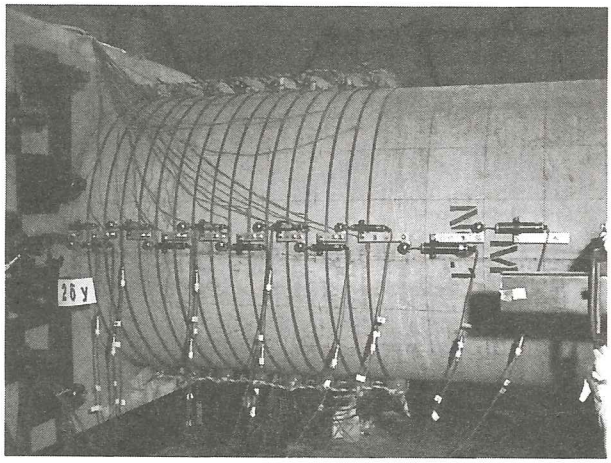


M面

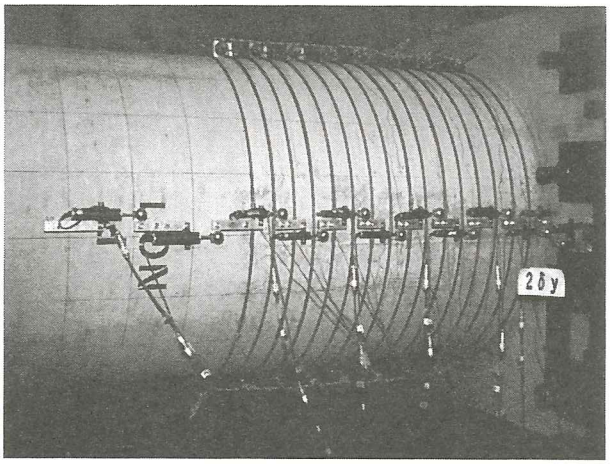


P面

1 δ_y載荷後（C1 供試体）

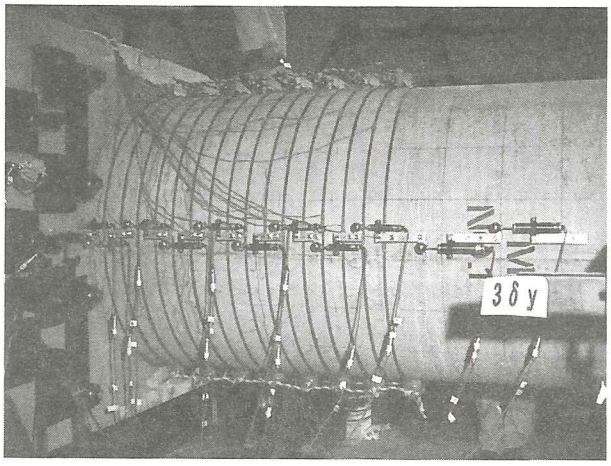


M面

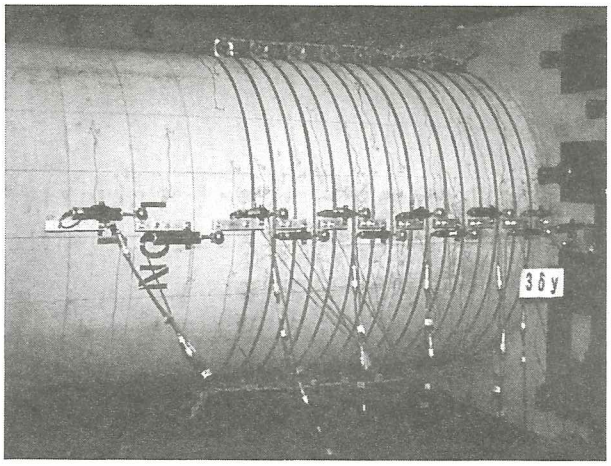


P面

2 δ_y載荷後（C1 供試体）



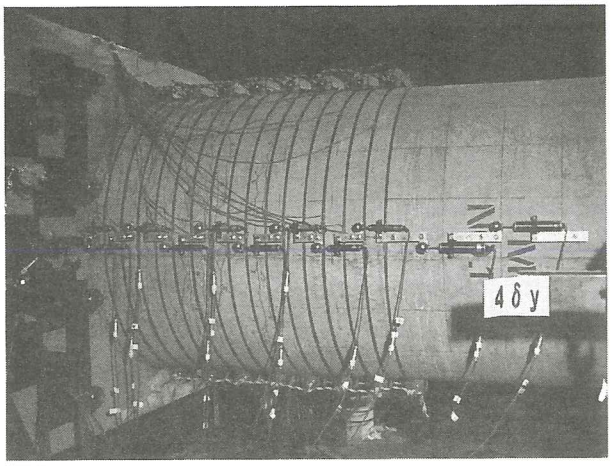
M面



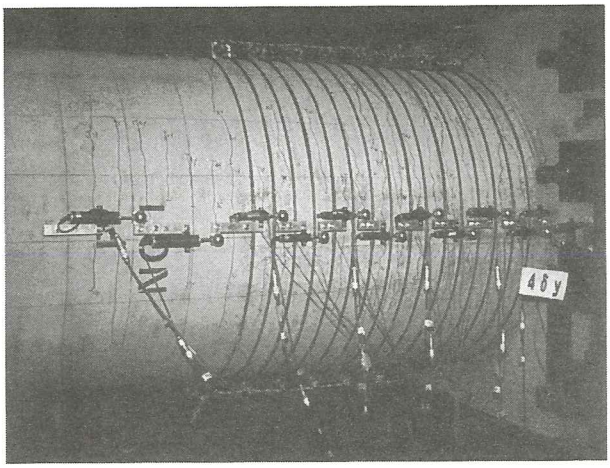
P面

3 δ_y載荷後（C1 供試体）

写真-4.2.4　C1 供試体の損傷の進展状況（1 δ_y～3 δ_y）

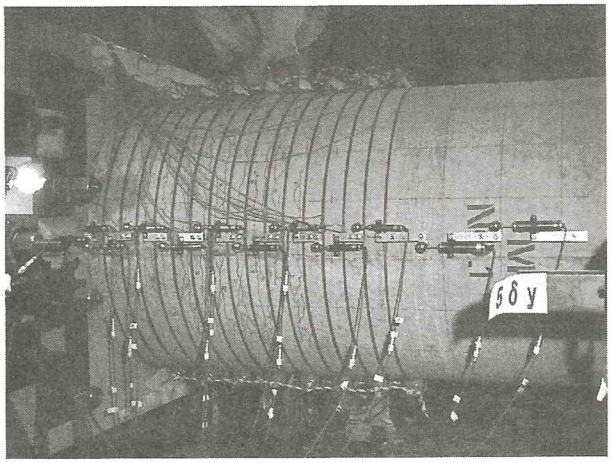


M面

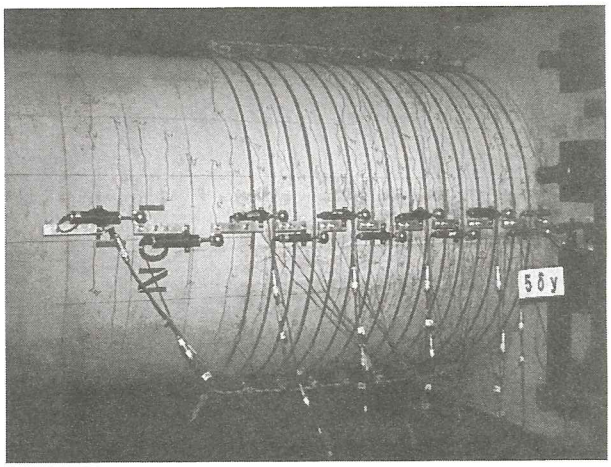


P面

4δ_y載荷後（C1 供試体）

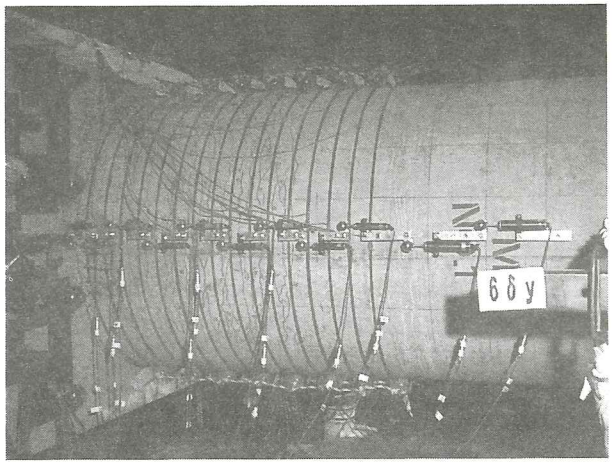


M面

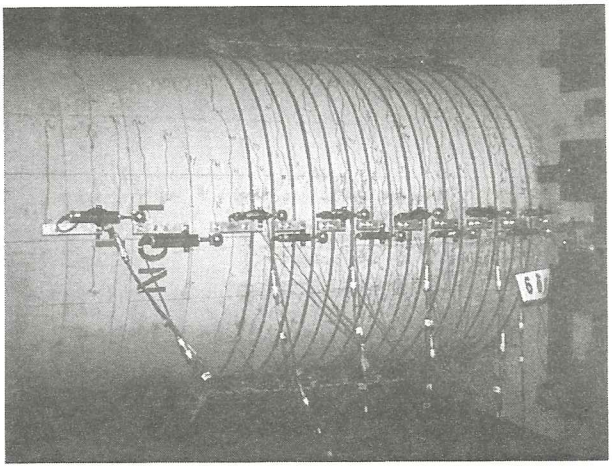


P面

5δ_y載荷後（C1 供試体）



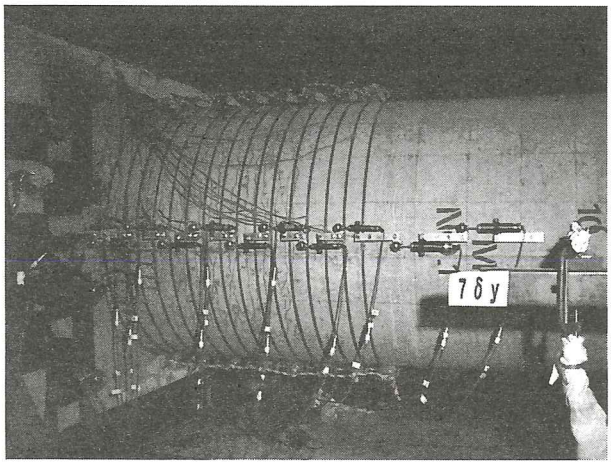
M面



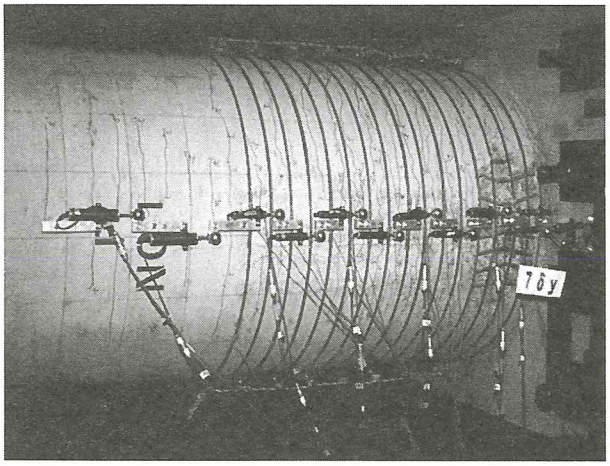
P面

6δ_y載荷後（C1 供試体）

写真-4.2.5　C1 供試体の損傷の進展状況（4δ_y～6δ_y）

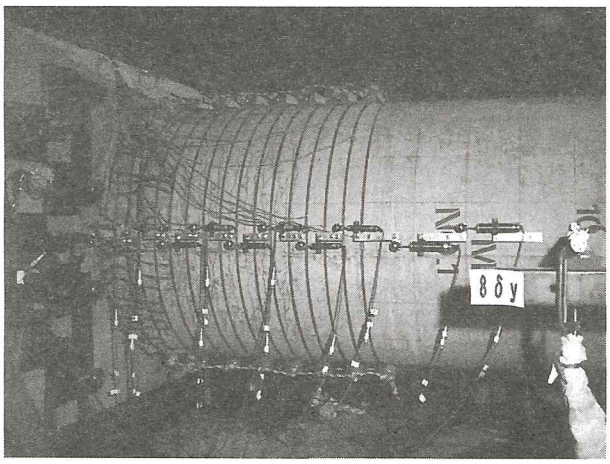


M面

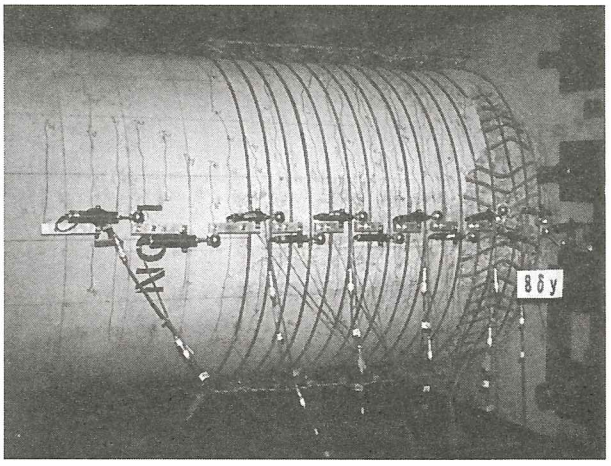


P面

7δ_y載荷後（C1供試体）



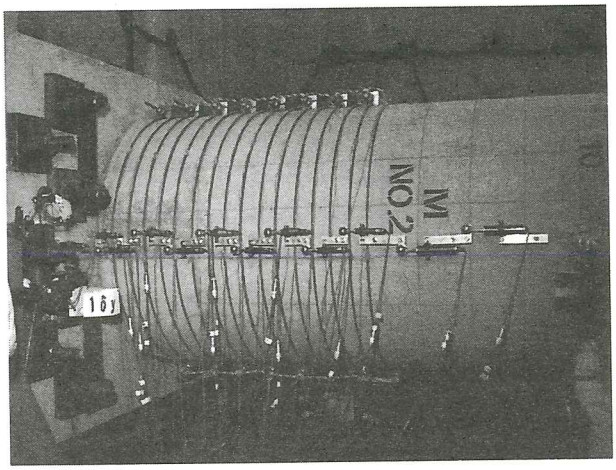
M面



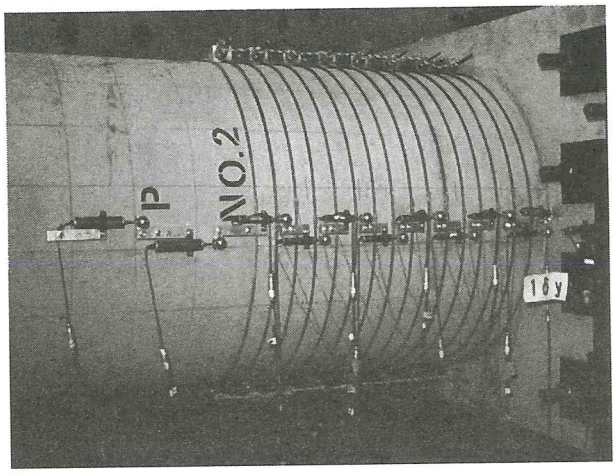
P面

8δ_y載荷後（C1供試体）

写真-4.2.6　C1供試体の損傷の進展状況（7δ_y～8δ_y）

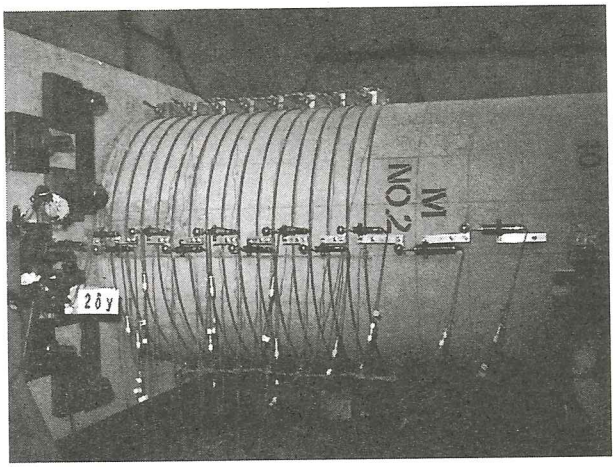


M 面

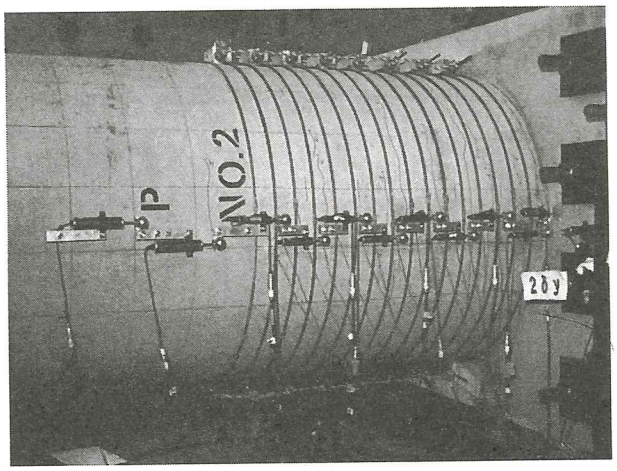


P 面

1 δ_y 載荷後 (C2 供試体)

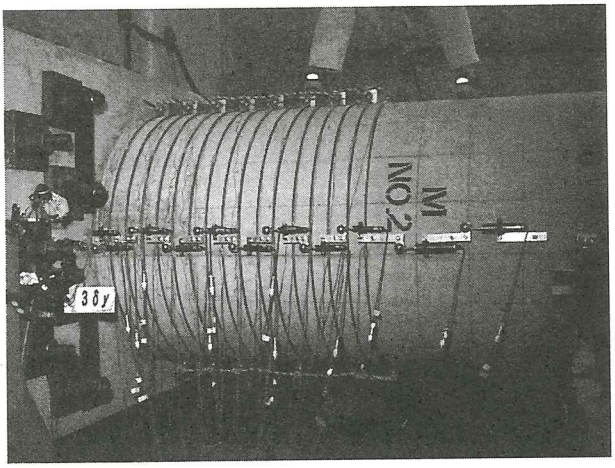


M 面

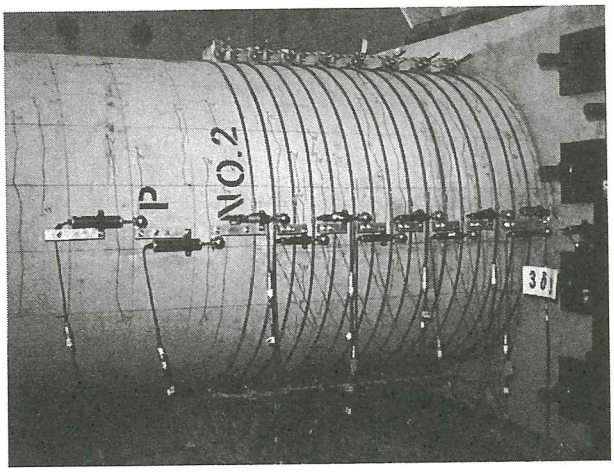


P 面

2 δ_y 載荷後 (C2 供試体)



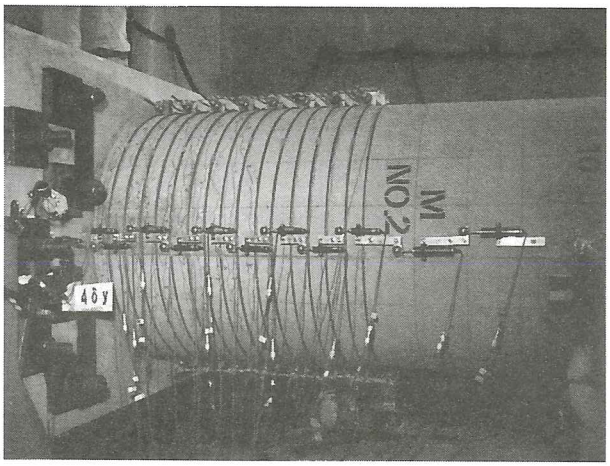
M 面



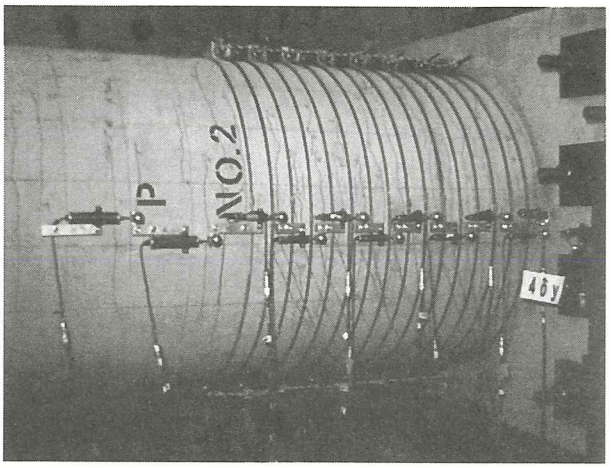
P 面

3 δ_y 載荷後 (C2 供試体)

写真-4.2.7 C2 供試体の損傷の進展状況 (1 δ_y～3 δ_y)

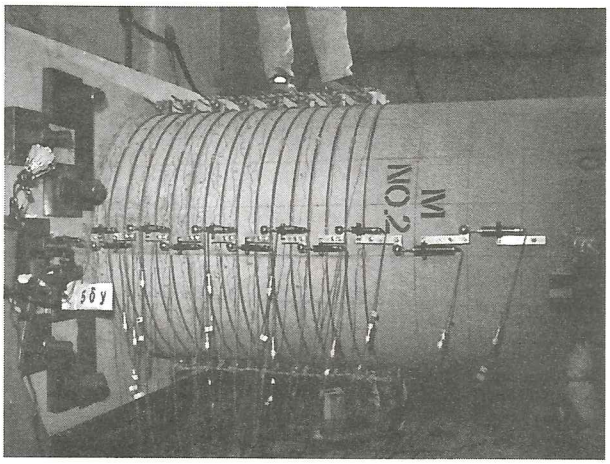


M 面

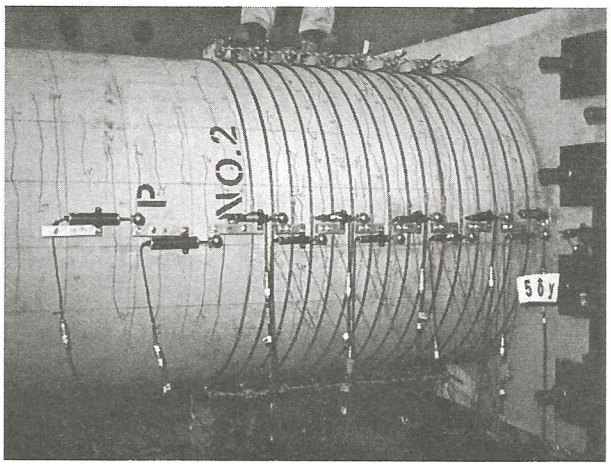


P 面

4 δ_y 載荷後 (C2 供試体)

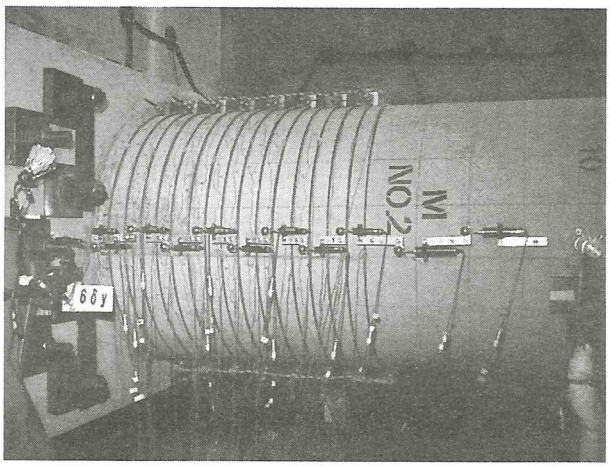


M 面

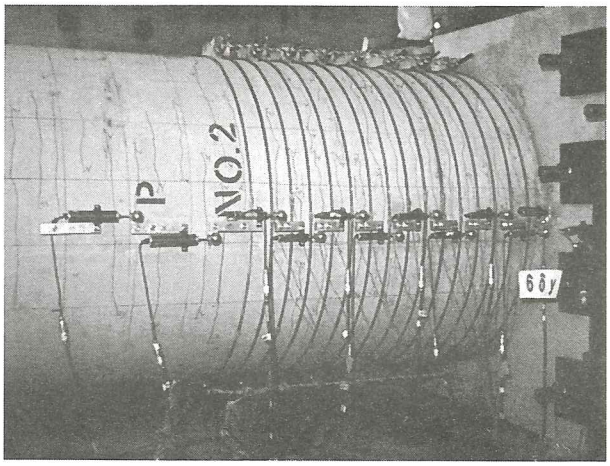


P 面

5 δ_y 載荷後 (C2 供試体)



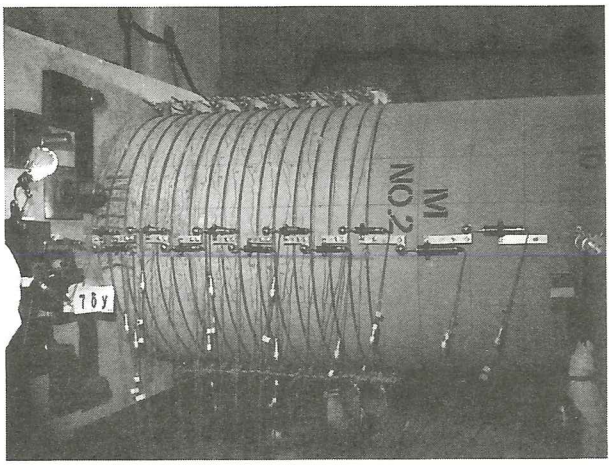
M 面



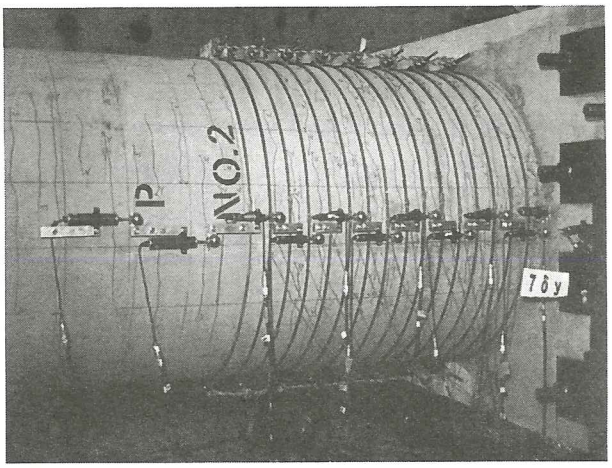
P 面

6 δ_y 載荷後 (C2 供試体)

写真-4.2.8 C2 供試体の損傷の進展状況 (4 δ_y～6 δ_y)

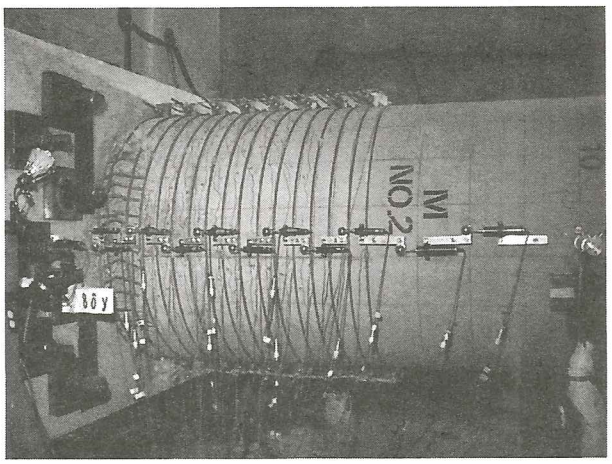


M 面

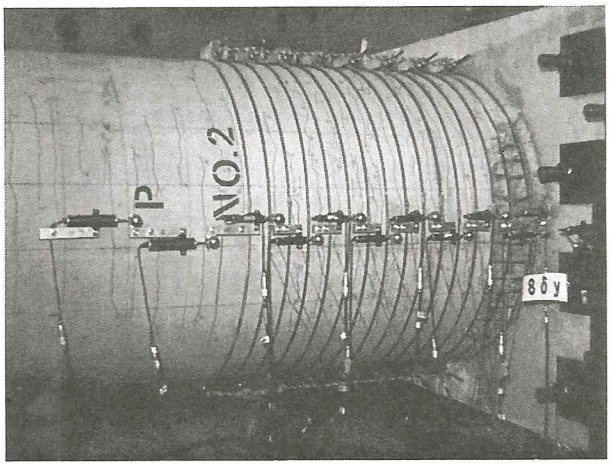


P 面

7 δ_y 載荷後 (C2 供試体)

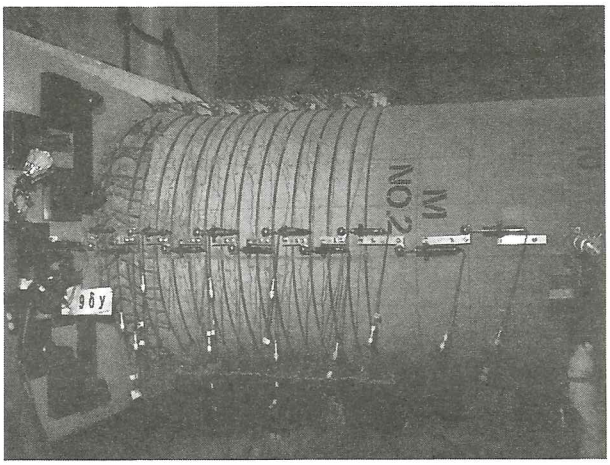


M 面

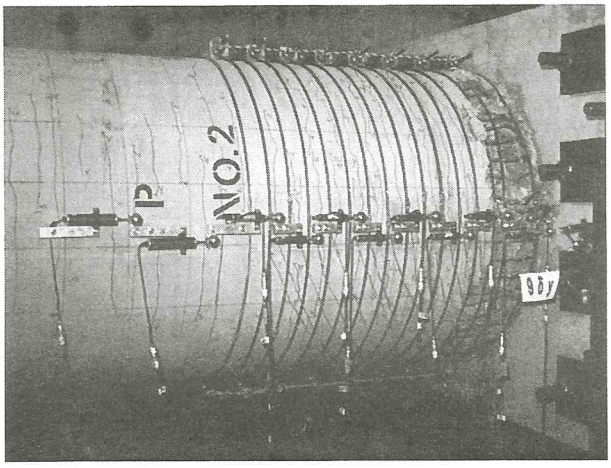


P 面

8 δ_y 載荷後 (C2 供試体)



M 面



P 面

9 δ_y 載荷後 (C2 供試体)

写真-4.2.9 C2 供試体の損傷の進展状況 (7 δ_y～9 δ_y)

4.2.6　横拘束 PC 鋼材のひずみの進展状況

（１）横拘束 PC 鋼材の増加ひずみの分布

横拘束 PC 鋼材の、橋脚高方向－載荷方向面内（M 面側及び P 面側）及び載荷方向垂直面内（A 面側及び B 面側）の、各載荷レベル第 1、第 3 サイクルにおける変位最大時（＋）及び変位最小時（－）の増加ひずみを図-4.2.12～4.2.16 に示す。

橋脚部（φ1200mm）の試験対象区間（1D）の表面に巻き締めした PC 鋼より線 1S9.5-SWPR7BL は、半径 1.576mm の素線 7 本をより合わせた、呼び径 9.5mm の PC 鋼材である。供試体脚部に巻くことで、PC 鋼より線 1S9.5 の各素線には、±（素線半径/曲げ半径）＝±1.576/600＝±0.002627（2627μ）の曲げひずみが生じる。C1，C2 供試体の PC 鋼より線には、それぞれ 27kN/本，54kN/本の緊張力が導入されており、それぞれ 2564μ、5129μの引張りひずみが生じている。PC 鋼より線の降伏ひずみは 9021μとなっている。

載荷による張力の緩・緊で、PC 鋼より線は絞られて、供試体表面を摺るように動く。この動きが活発になると、計測用として素線に貼られたひずみゲージが損傷してしまう。横拘束 PC 鋼材のひずみ図で、ひずみ値が零あるいは無限大となったものについては、ゲージが損傷したと判断する。それ以外のゲージ読み値については、総て有効と判断する。コンクリートが剥離すると、その部分に配置されている PC 鋼より線については、張力が緩和し、ひずみが低下する。

小さい緊張力を導入した C1 供試体の PC 鋼材増加ひずみは、載荷レベルが大きくなると、最大・最小変位時における PC 鋼材増加ひずみの最大値・最小値とも引張側へと移行しているが、大きい緊張力を導入した C2 供試体では、圧縮・引張の正負交番傾向が維持されている。このことは、小さい緊張力を導入した C1 供試体では、載荷レベルが大きくなるに従って、引張側の残留ひずみが次第に増加し、PC 鋼材が次第に伸びていることを示している。

4.2.5 で C1 供試体の終局時を $6\delta_y$ の第 3 サイクルとしたが、その時の PC 鋼より線の増加ひずみは、最大で＋3000μ程（引張側）が測定されている。C2 供試体の終局時を $7\delta_y$ の第 3 サイクルとしたが、その時の PC 鋼より線の増加ひずみは、最大で＋1800μ程（引張り側）が測定されている。すなわち、終局時の PC 鋼より線の増加ひずみ量を比較すると、大きい緊張力を導入された C2 供試体の方が小さかった（C1＞C2）。

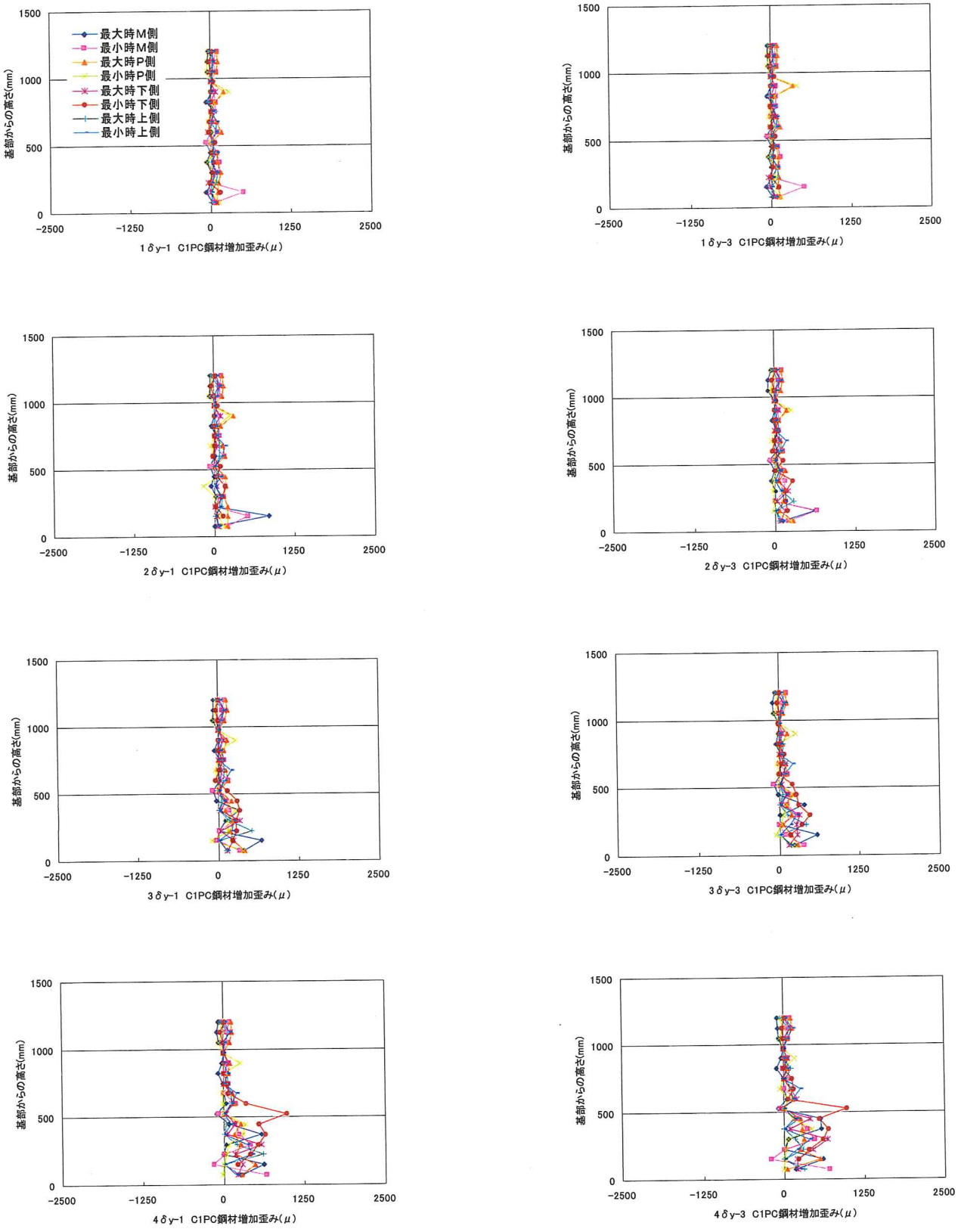


図-4.2.12　C1 供試体の横拘束 PC 鋼材のひずみ（$1\delta_y$～$4\delta_y$）

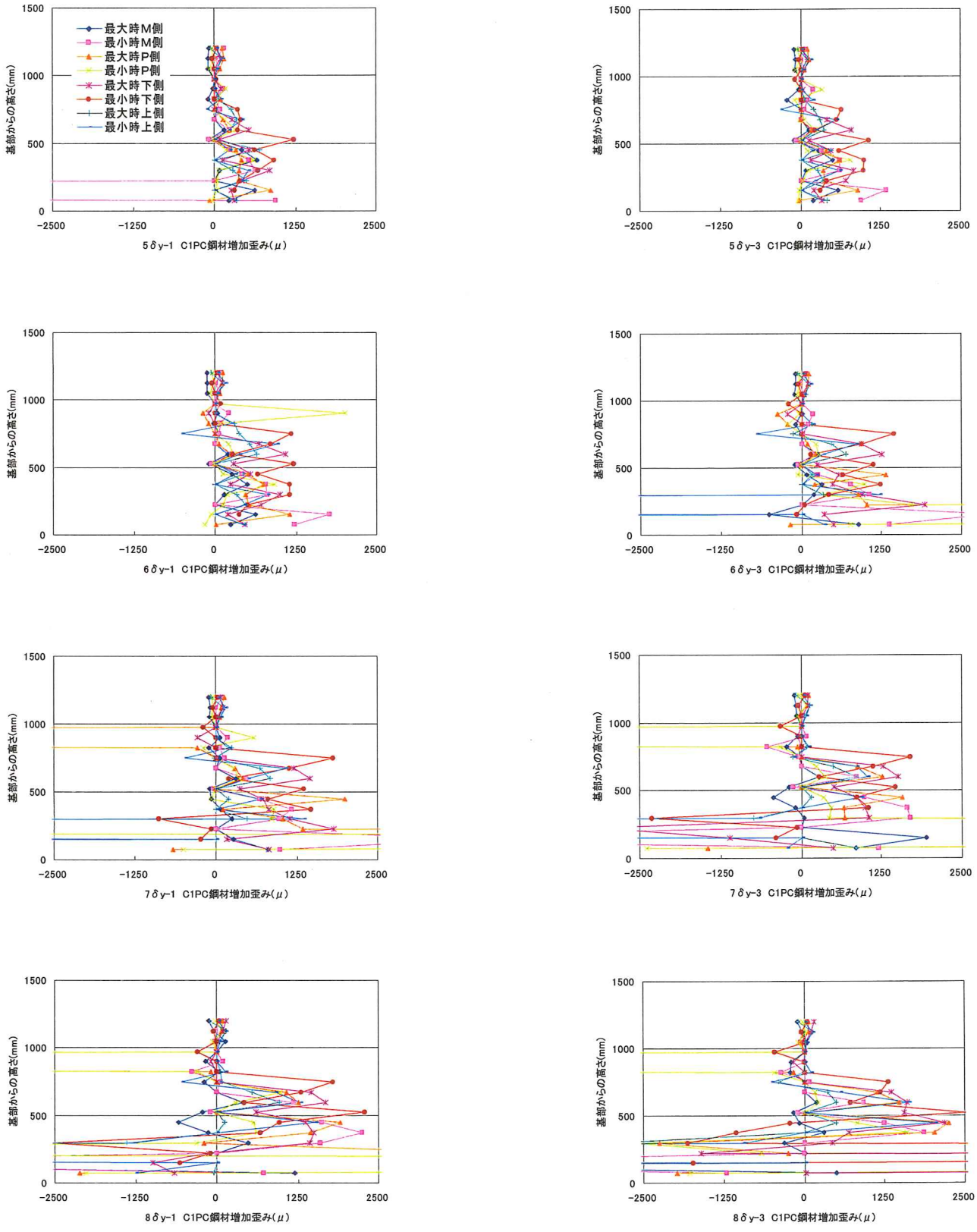


図-4.2.13 C1 供試体の横拘束 PC 鋼材のひずみ（$5\delta_y$～$8\delta_y$）

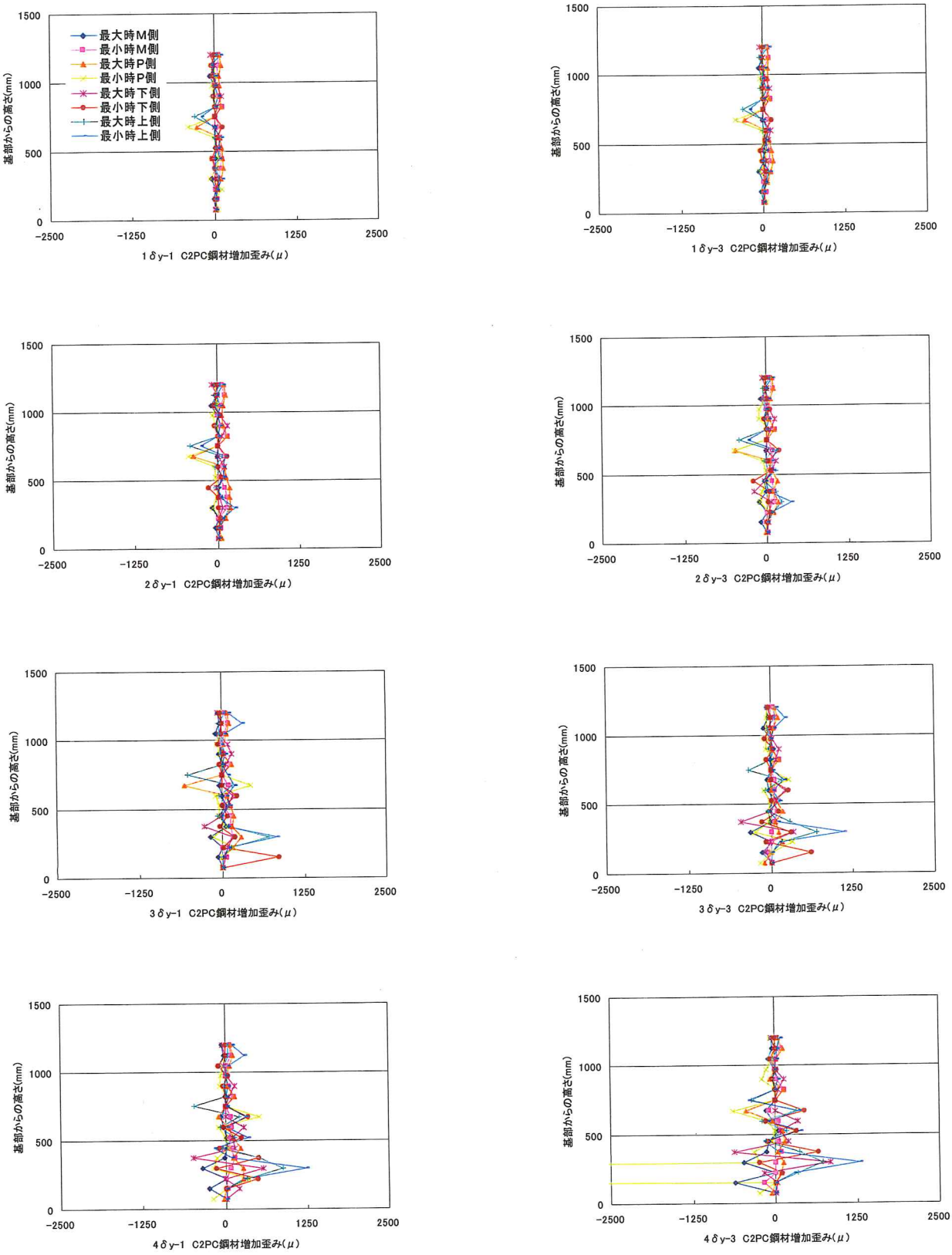


図-4.2.14　C2 供試体の横拘束 PC 鋼材のひずみ（1δ_y～4δ_y）

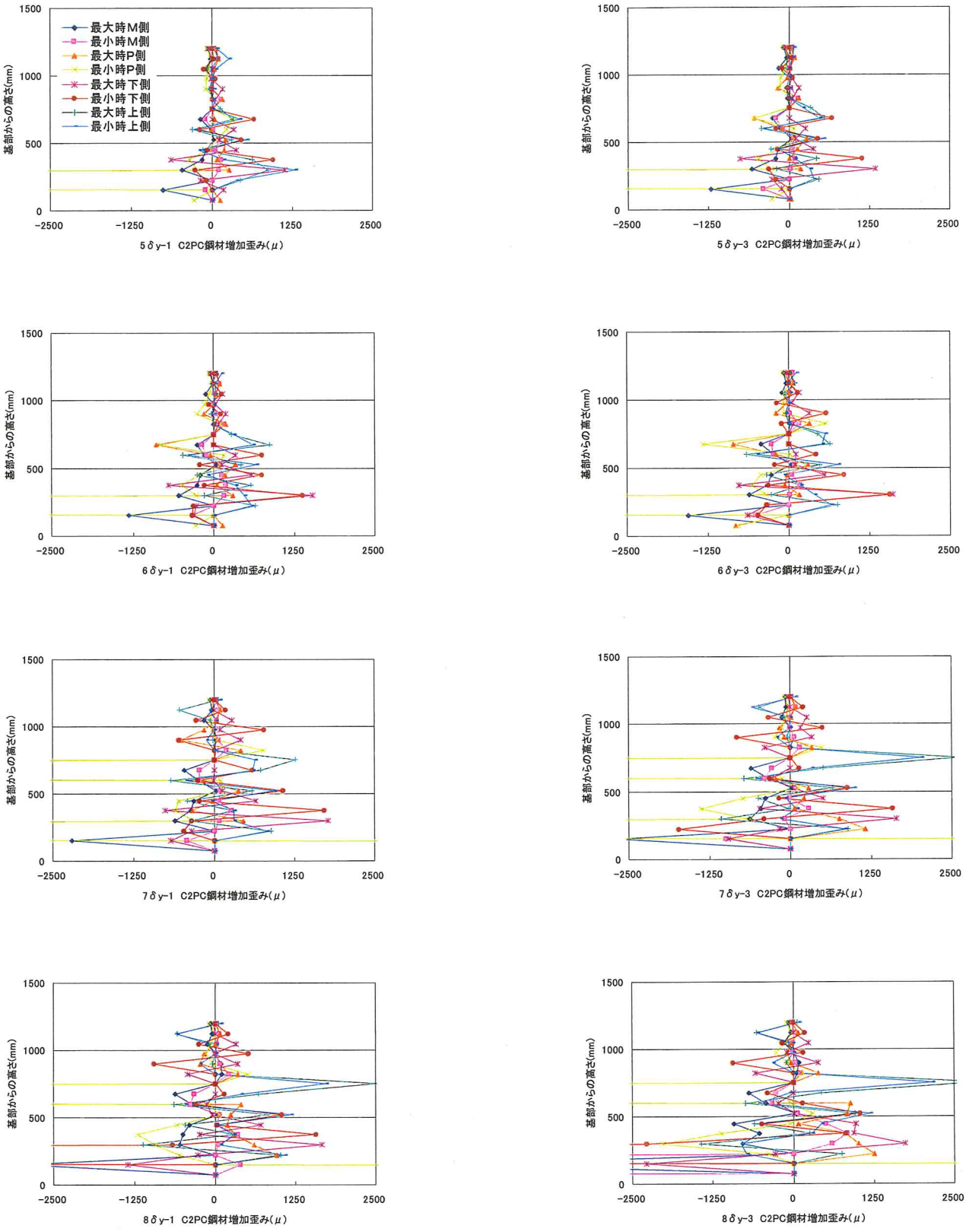


図-4.2.15　C2 供試体の横拘束 PC 鋼材のひずみ（5 δ_y～8 δ_y）

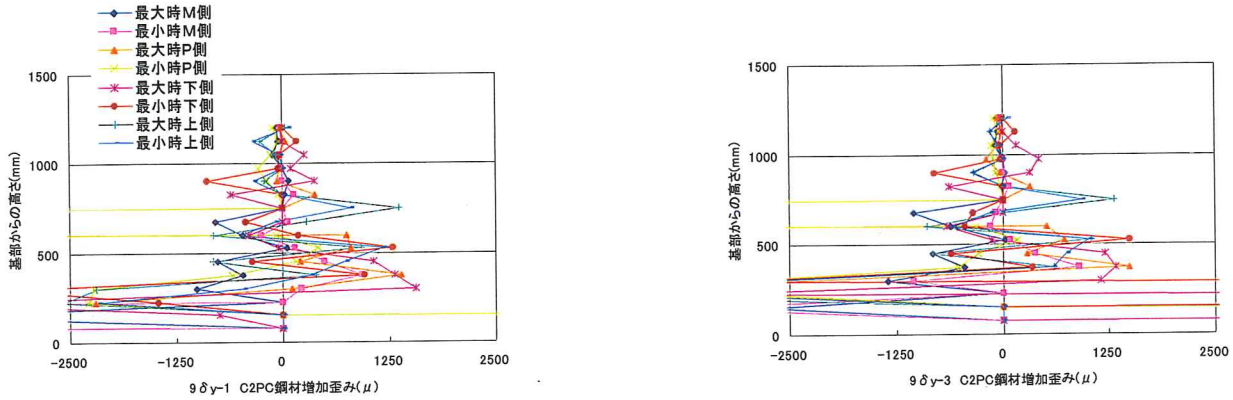


図-4.2.16　C2 供試体の横拘束 PC 鋼材のひずみ（$9\delta_y$）

（２）載荷方向面内の横拘束 PC 鋼材増加ひずみの比較

横拘束 PC 鋼材の、橋脚高方向－載荷方向面内（M 面側及び P 面側）の、$3\delta_y$～$6\delta_y$ の第 1 サイクルの変位最大時（＋）及び変位最小時（－）の増加ひずみ分布を，C1 について**図-4.2.17** に、C2 について**図-4.2.18** に示す。なお、これは**図-4.2.12**～**4.2.16** からの一部抜粋となっている。

弾性円柱体に曲げを作用させた時に生じる、曲げ縦ひずみと円周方向横ひずみの関係は，曲げ圧縮応力側は円周方向が膨らんで引張りひずみとなり、曲げ引張り応力側は円周方向が縮んで圧縮ひずみとなる。同時点の M 面側横拘束 PC 鋼材増加ひずみと P 面側のそれは、PC 鋼材とコンクリートとの一体化が十分であれば、正負異なるひずみとなるはずである。

PC 鋼より線 1S9.5-SWPR7BL は、1 段毎に 1 個の定着体を設け、円柱部を 360 度巻いて止めてある。大きい緊張力を導入した C2 供試体では、M 面側と P 面側の PC 鋼材の増加ひずみ最大値と最小値の正負が異なる傾向であるが、小さい緊張力を導入した C1 供試体では同じとなる傾向である。C1 供試体の PC 鋼材増加ひずみの挙動は、前述した曲げを作用させた時の弾性円柱体のひずみ挙動と異なっている。このことから、小さい緊張力を導入した C1 供試体では、PC 鋼より線が供試体表面を摺り、M 面側と P 面側の張力の平均化が起こったと考えられる。PC 鋼より線と躯体は、完全には一体化していないようだ。

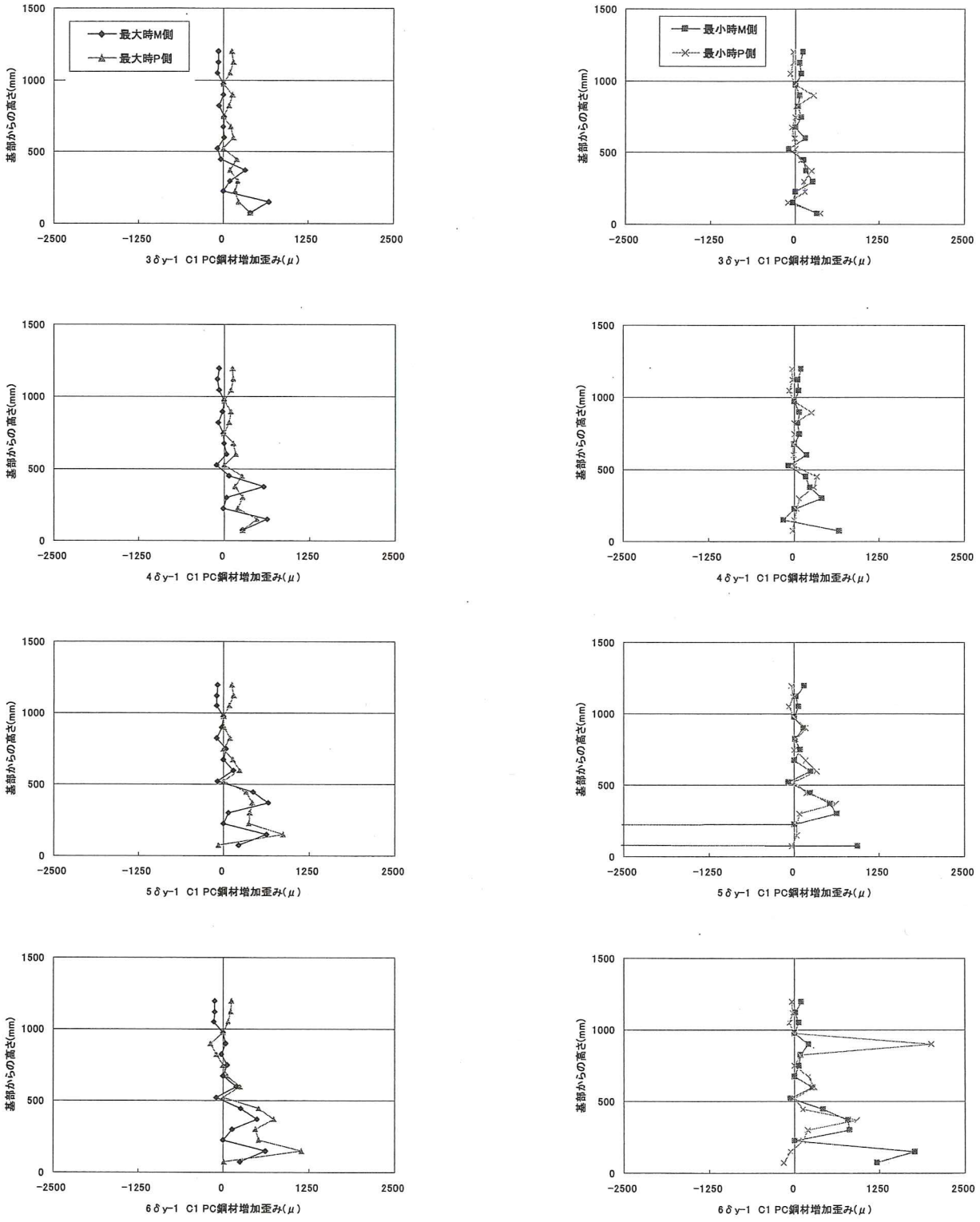


図-4.2.17 C1 供試体の最大変位時及び最小変位時の横拘束 PC 鋼材増加ひずみ（$3\delta_y$～$6\delta_y$）

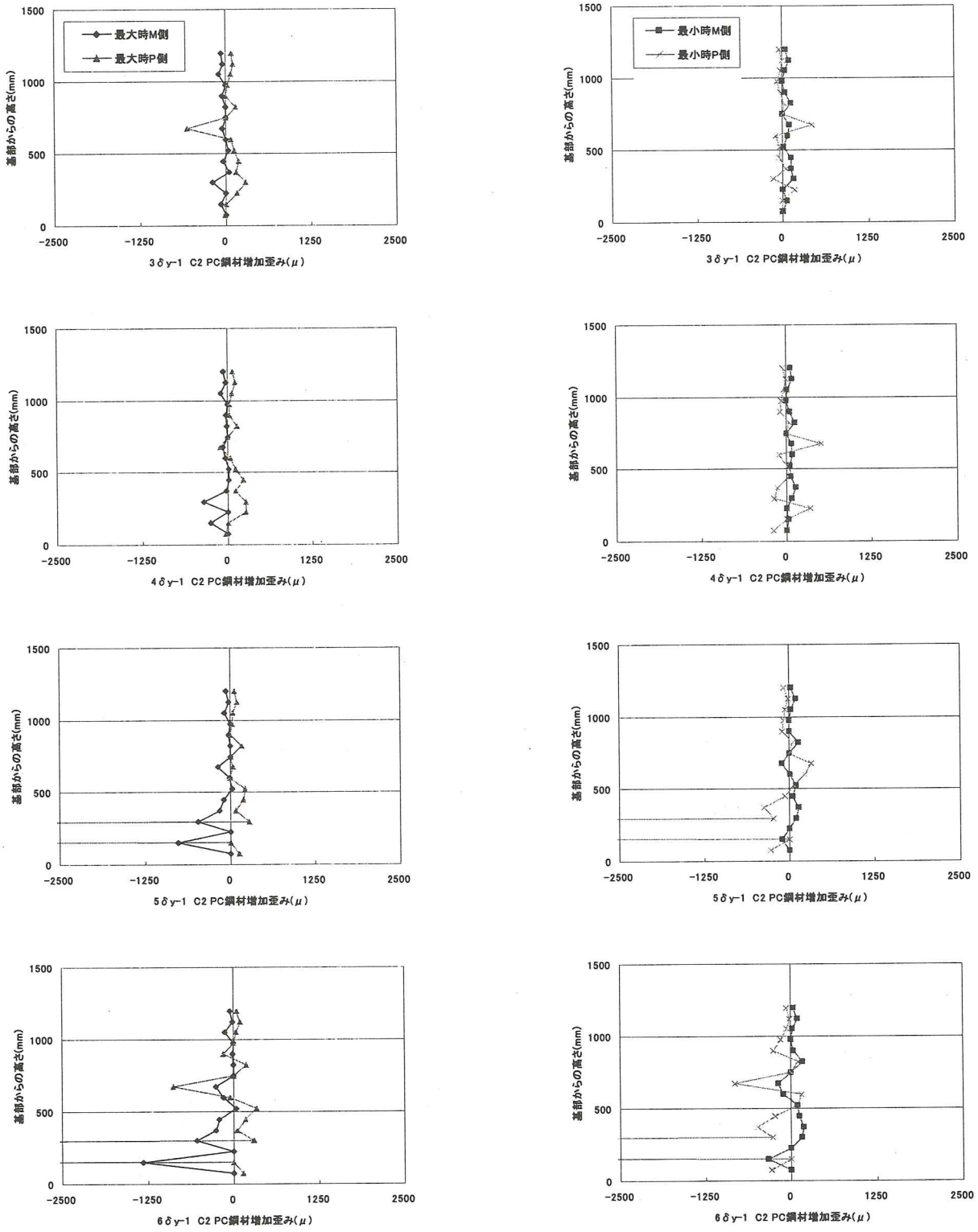


図-4.2.18　C2 供試体の最大変位時及び最小変位時の横拘束 PC 鋼材増加ひずみ（$3\delta_y$～$6\delta_y$）

（3）載荷方向面内の横拘束 PC 鋼材増加ひずみ最大最小値の比較

橋脚高方向－載荷方向面内（M 面側及び P 面側）位置で計測した，各載荷レベルの第 1 サイクル目の変位最大時（＋）及び変位最小時（－）における横拘束 PC 鋼材の増加ひずみの，M 面側及び P 面側平均の最大値及び最小値を**図-4.2.19～4.2.21** に示す。なお，これは**図-4.2.12～4.2.16** から M 面側及び P 面側を抜粋・平均したものとなっている。

基部から 500mm 以下の部分に着目すると、小さい緊張力を導入した C1 供試体の PC 鋼材増加ひずみは、載荷レベルが大きくなるに従い、変位最大時と最小時の振幅（相違量）が大きくなると同時に、振幅中心が＋側（引張側）に移行しているが，大きい緊張力を導入した C2 供試体の PC 鋼材増加ひずみは、載荷レベルが大きくなるに従い、変位最大時と最小時の振幅は同様に大きくなるが、振幅中心の＋側への移動は起こっていない。小さい緊張力を導入した C1 供試体の PC 鋼材は、圧縮/引張を繰り返しながら次第に引張残留ひずみが増加しているのに対し、大きい緊張力を導入した C2 供試体の PC 鋼材は交番毎にほぼ復元しており、残留ひずみは小さい。このことから、小さい緊張力で緊張した C1 供試体では、荷重レベルが大きくなるに従い、次第に全周に渡って柱部が膨らんでいるものと推察される。

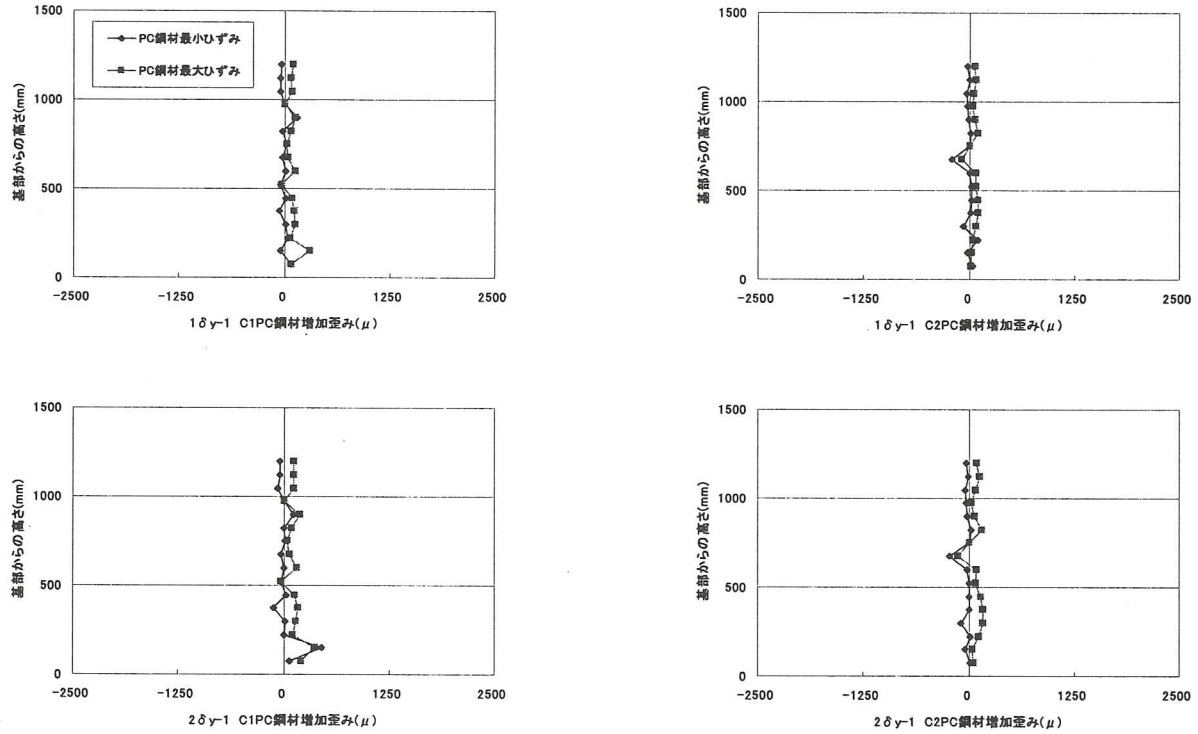


図-4.2.19 C1 及び C2 供試体の横拘束 PC 鋼材増加ひずみの比較（$1\delta_y$～$2\delta_y$）

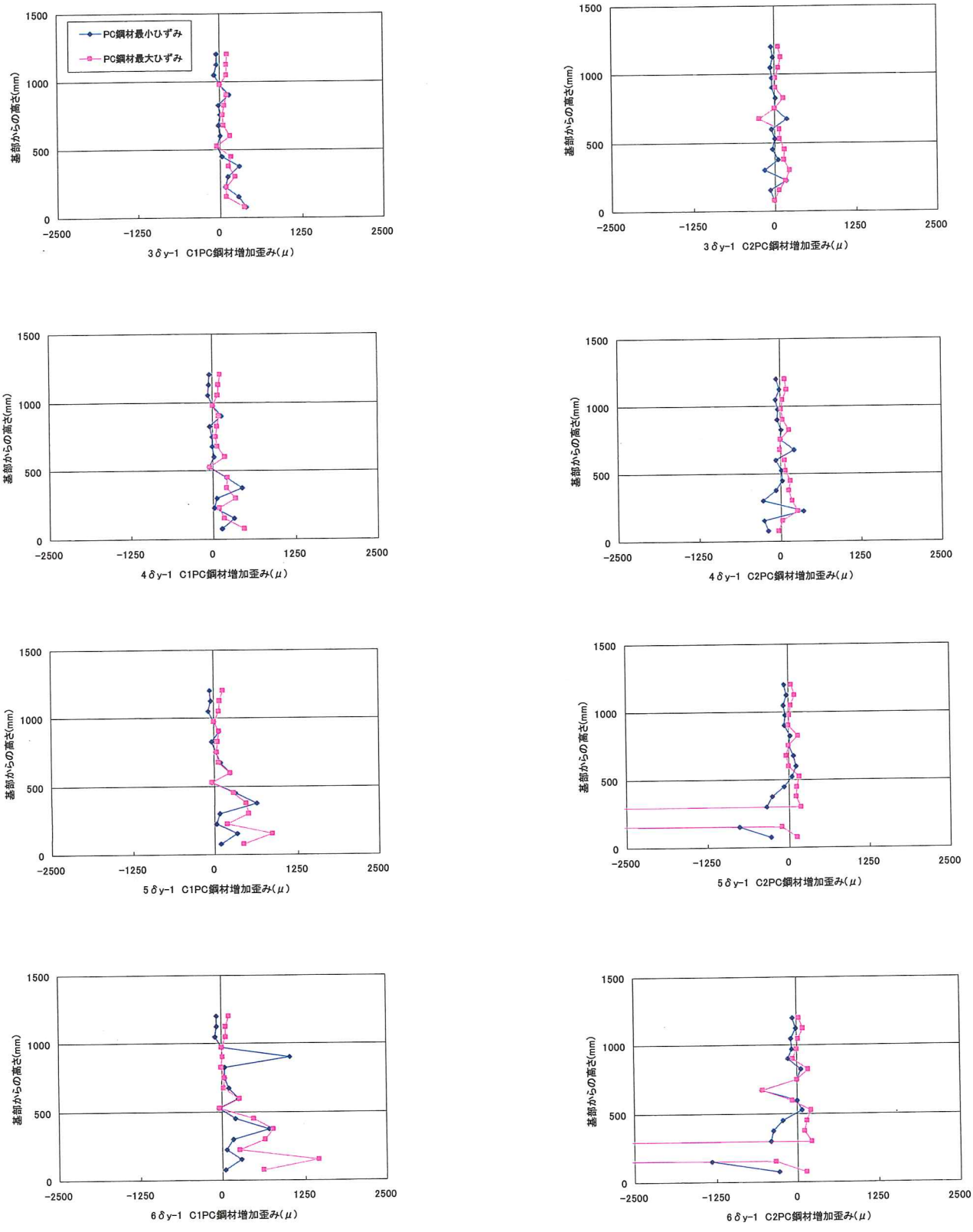


図-4.2.20　C1 及び C2 供試体の横拘束 PC 鋼材増加ひずみの比較（3 δ_y～6 δ_y）

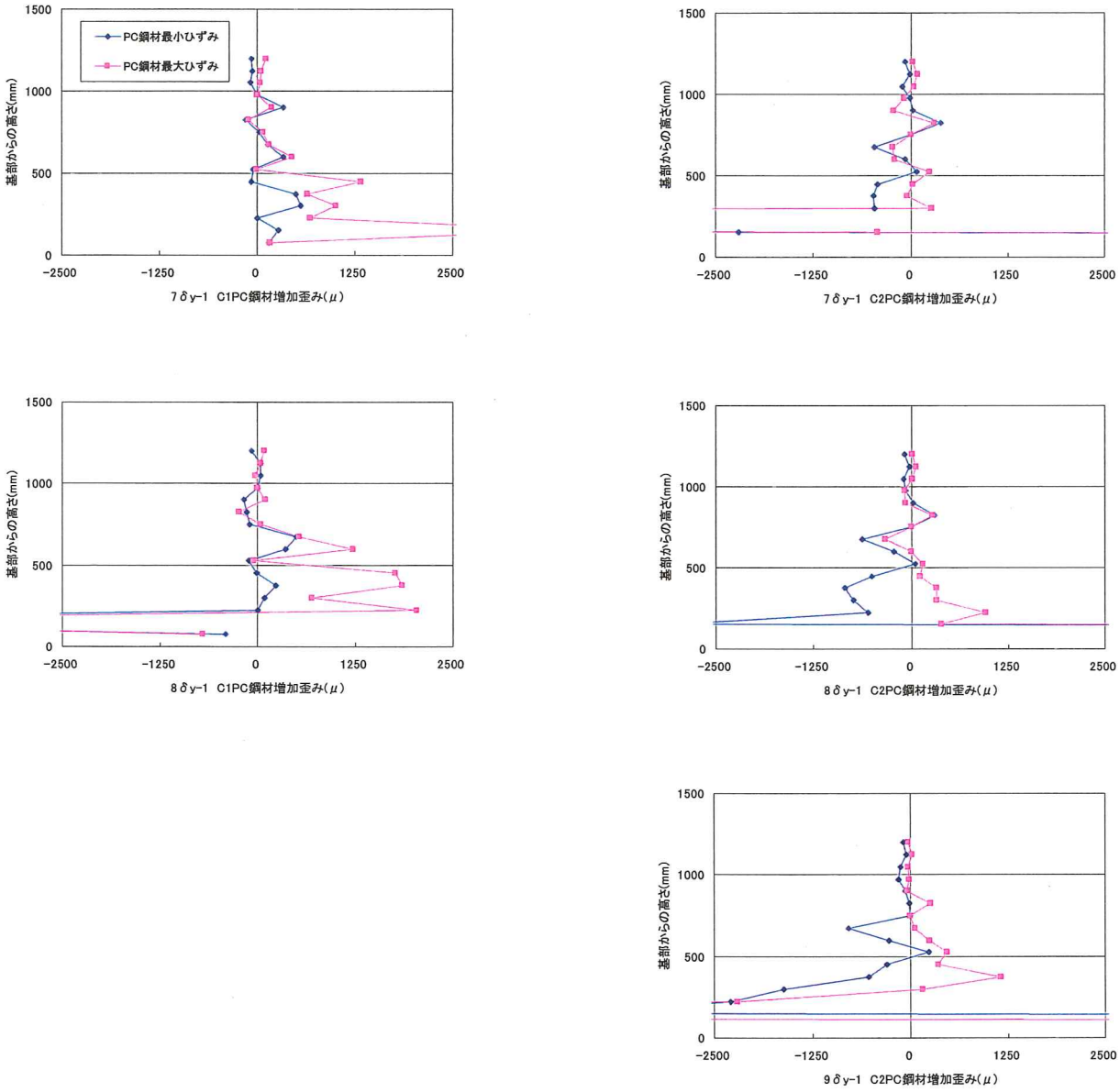


図-4.2.21 C1 及び C2 供試体の横拘束 PC 鋼材増加ひずみの比較（$7\delta_y$～$9\delta_y$）

4.2.7　軸方向鉄筋ひずみの進展状況

各載荷レベルの第1、3サイクルにおける変位最大時（＋）及び変位最小時（－）の、M面側、P面側，A面側（下面側）及びB面側（上面側）軸方向鉄筋のひずみの分布を**図-4.2.22～4.2.25**に示す。なお、A面側及びB面側軸方向鉄筋の測点は、フーチング上面高の1測点のみである。軸方向鉄筋の降伏ひずみは2028μである。

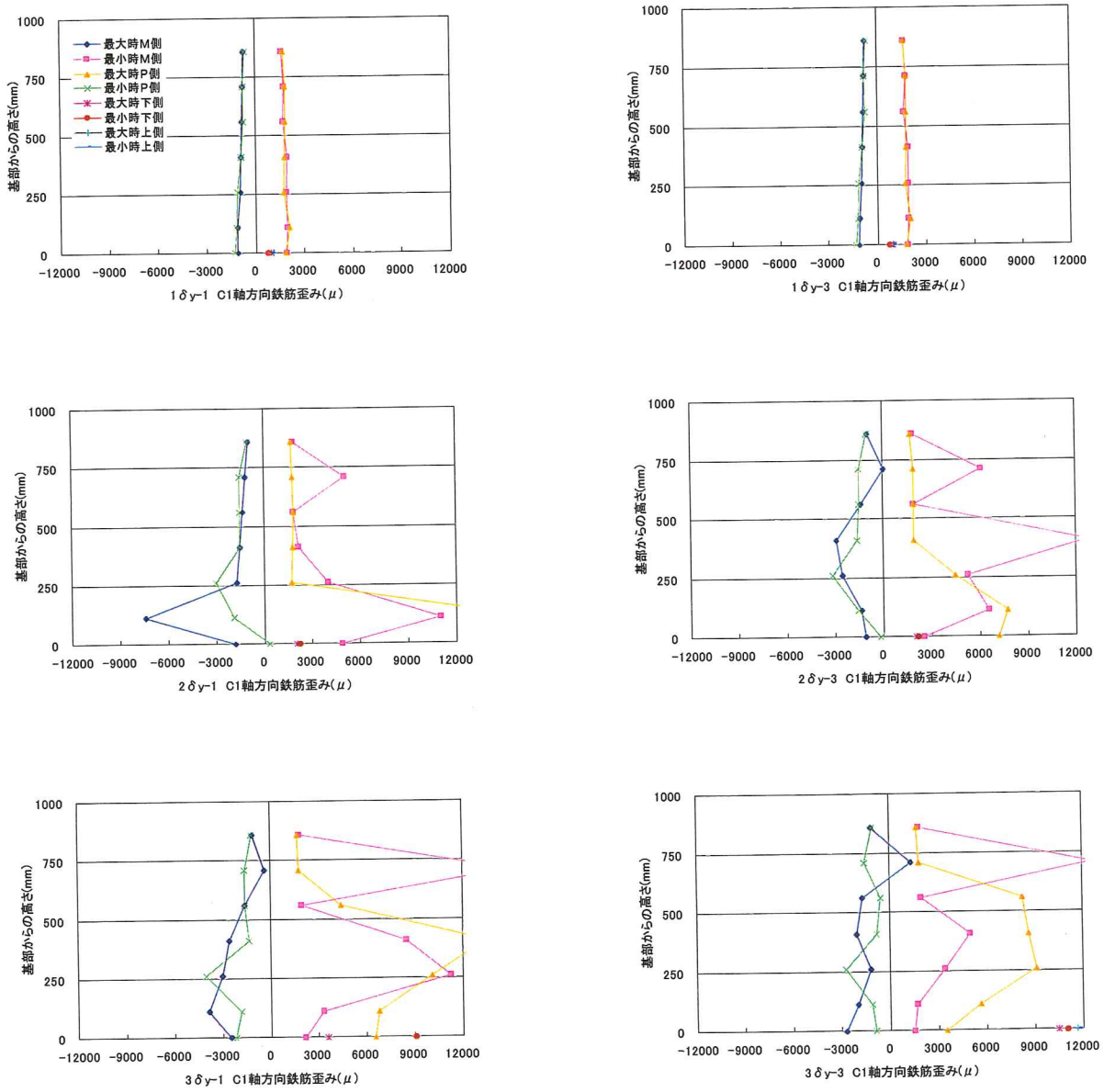


図-4.2.22　C1供試体の軸方向鉄筋のひずみ（$1\delta_y$～$3\delta_y$）

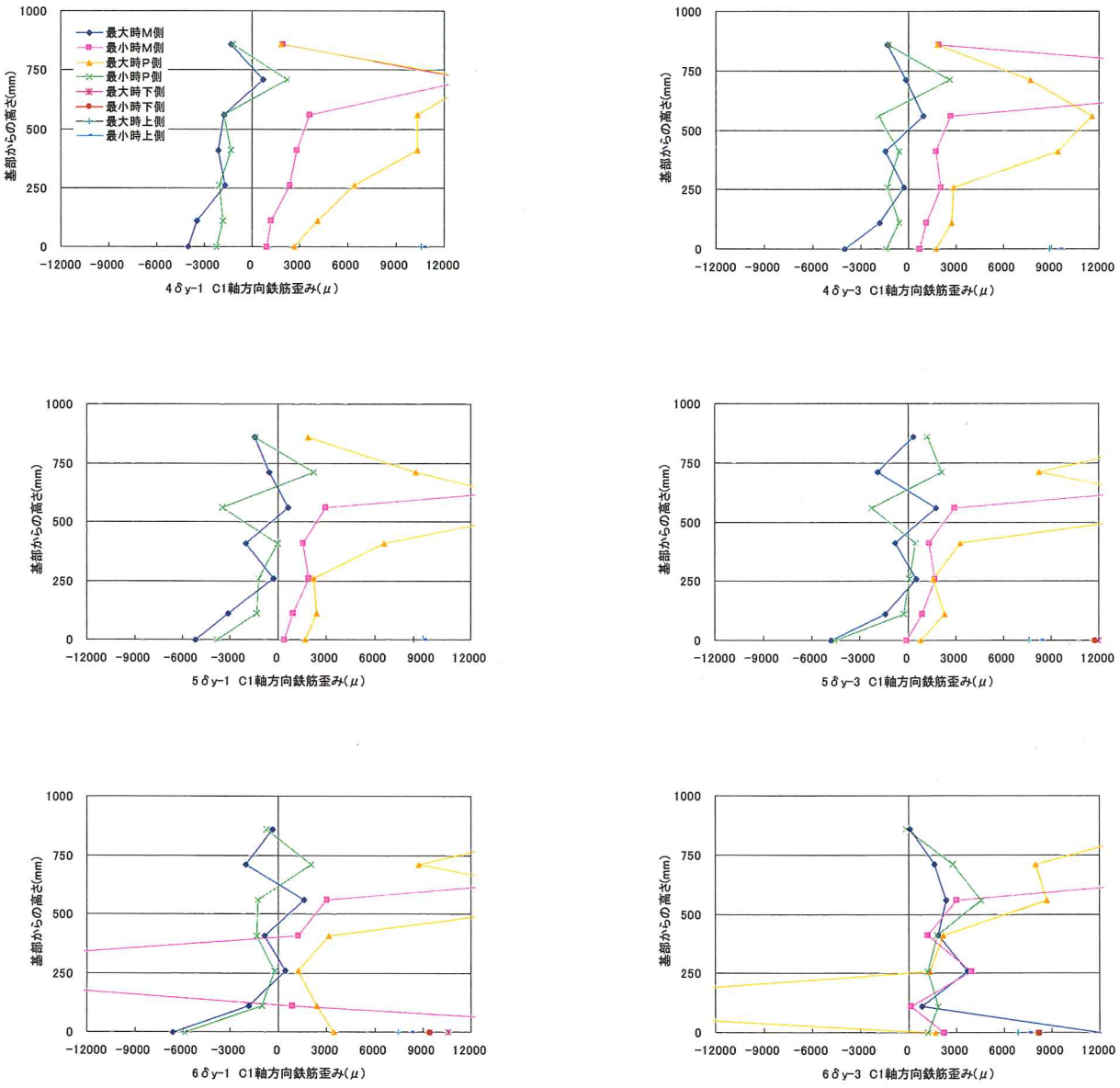
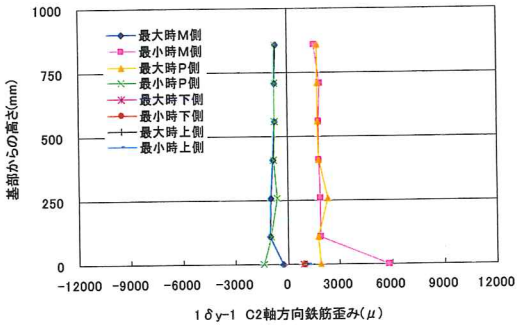
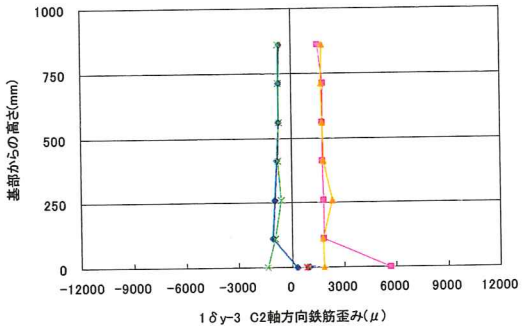
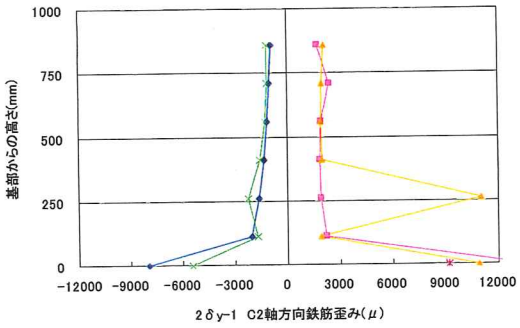
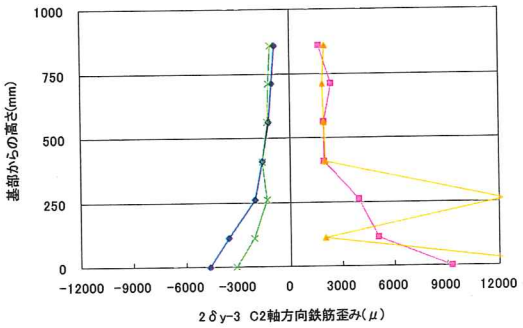


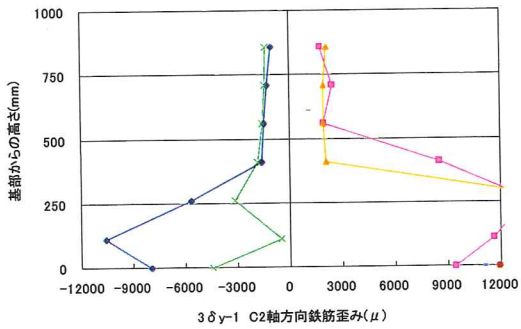
図-4.2.23　C1 供試体の軸方向鉄筋のひずみ（$4\delta_y$～$6\delta_y$）











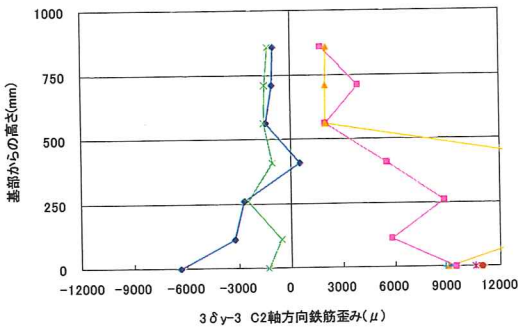
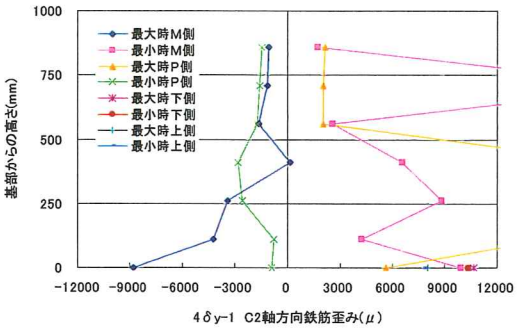
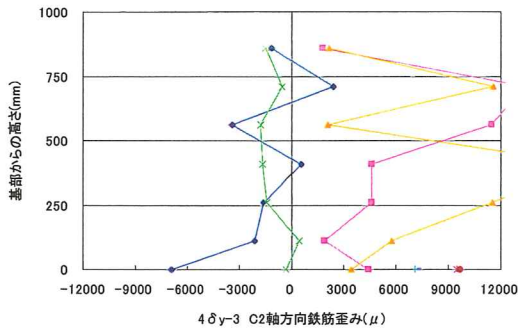
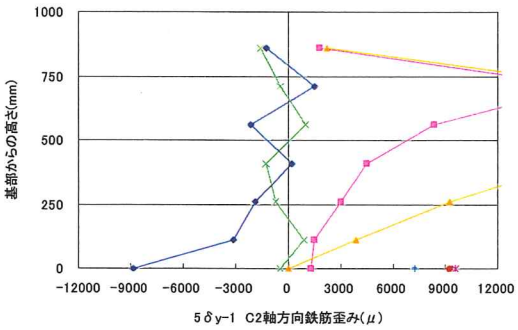
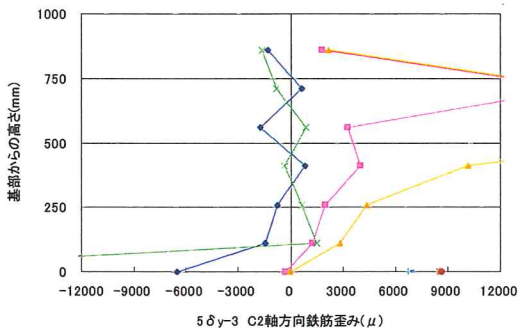


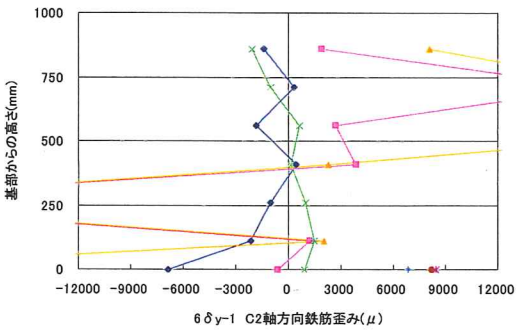
図-4.2.24　C2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ（$1\delta_y$～$3\delta_y$）

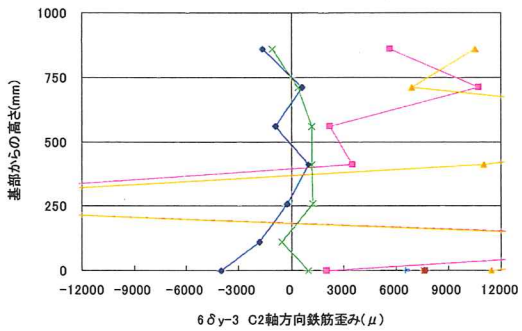


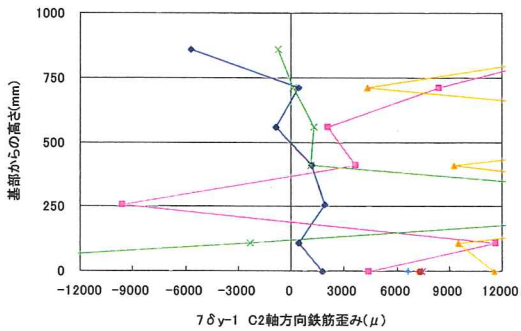












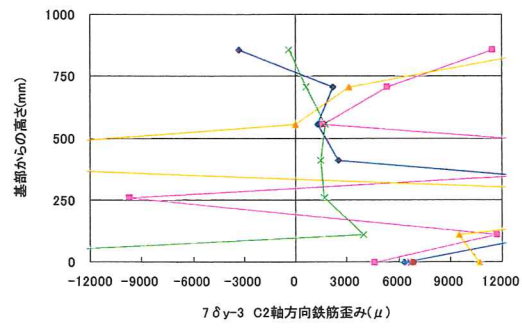


図-4.2.25　C2 供試体の軸方向鉄筋のひずみ（4δ_y～7δ_y）

4.2.8　曲率分布の進展状況

各載荷レベルの第 1、第 3 サイクルにおける変位最大時（＋）及び変位最小時（－）の曲率分布を図-4.2.26～4.2.30 に示す。

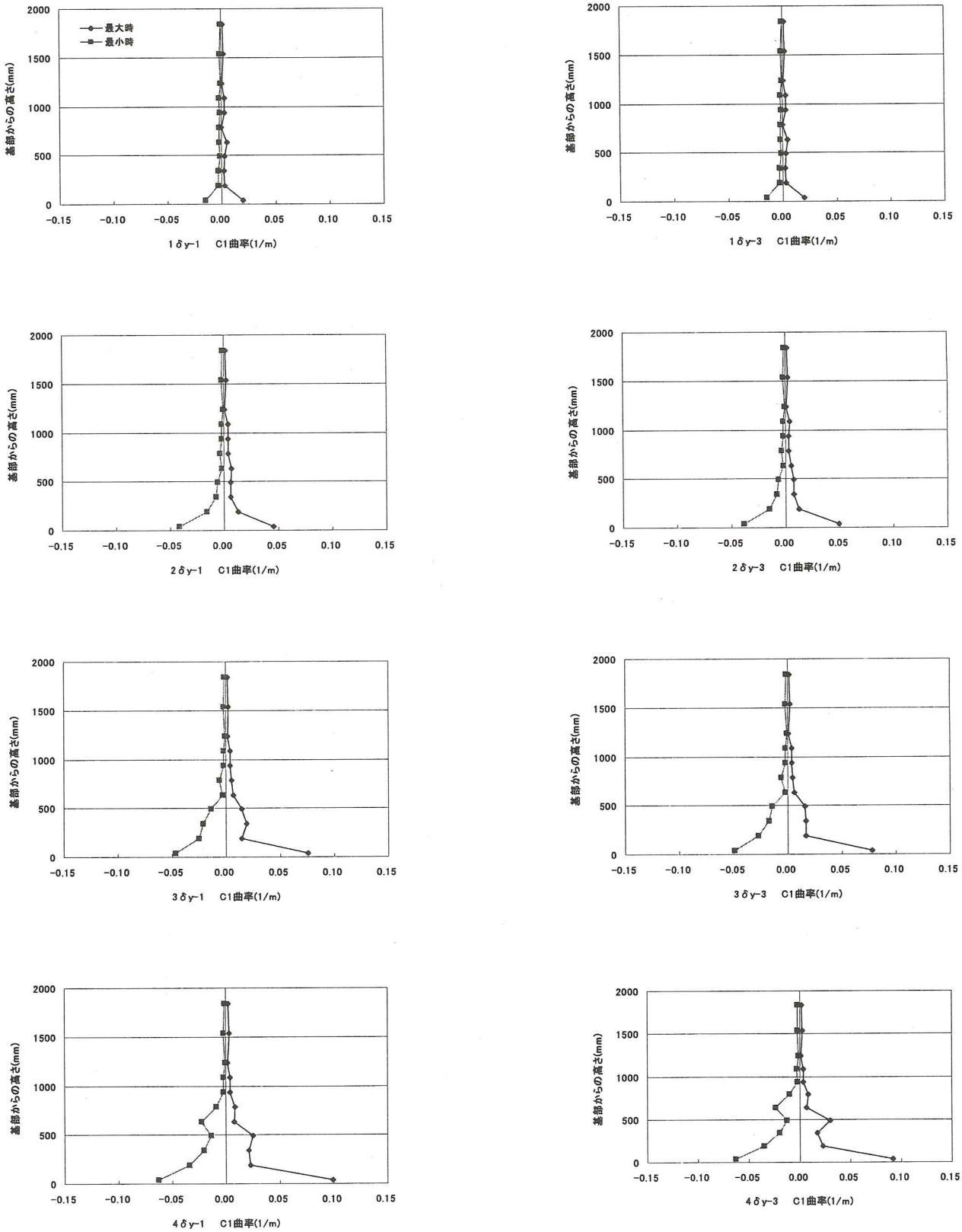
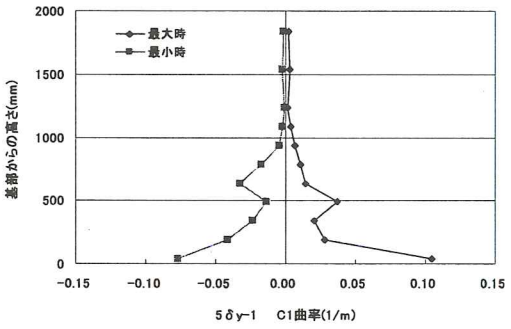
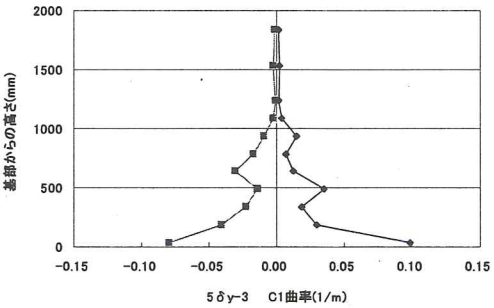
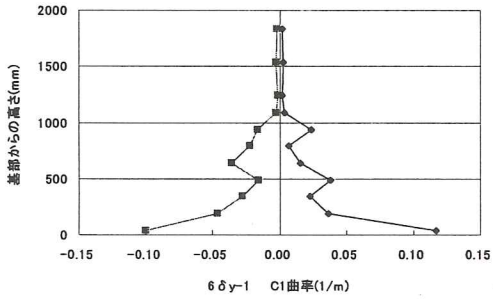
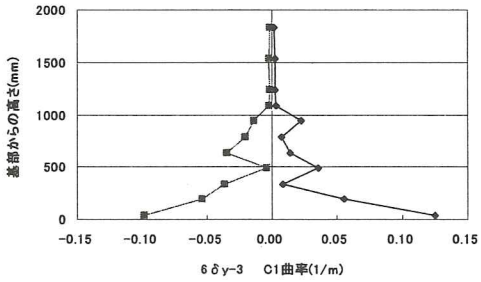


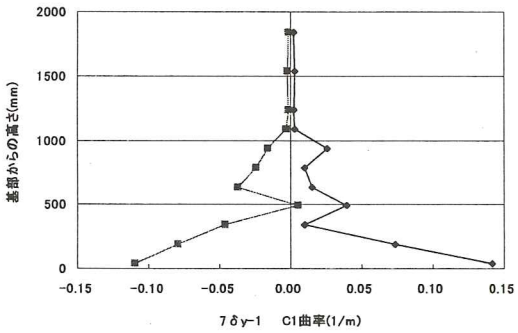
図-4.2.26　C1 供試体の曲率分布（1δ_y～4δ_y）

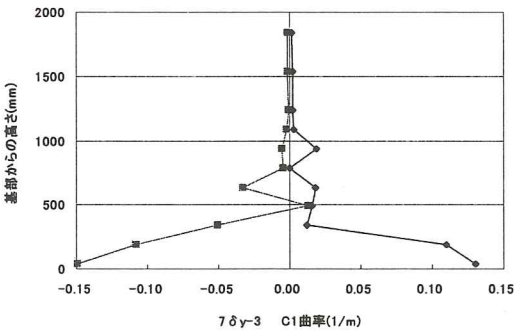


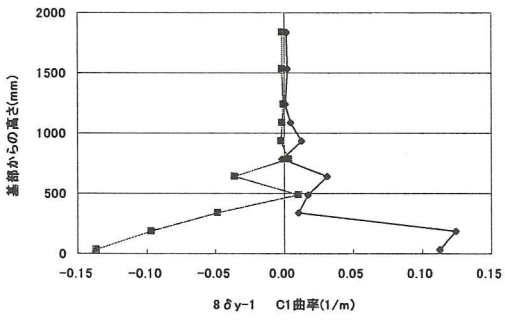












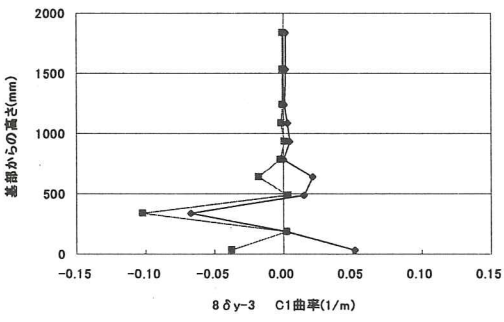


図-4.2.27　C1 供試体の曲率分布（$5\delta_y$～$8\delta_y$）

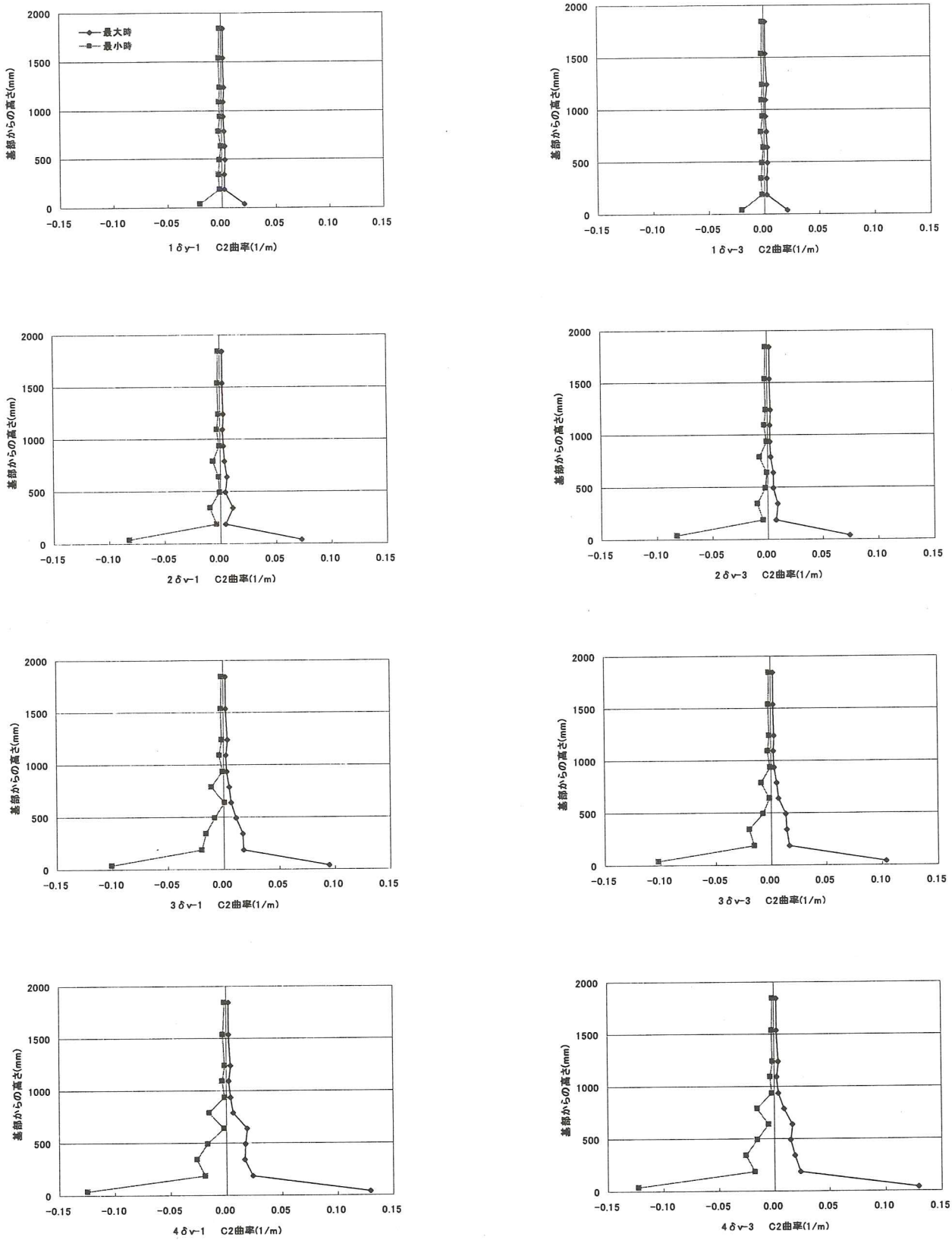


図-4.2.28 C2 供試体の曲率分布（$1\delta_y$～$4\delta_y$）

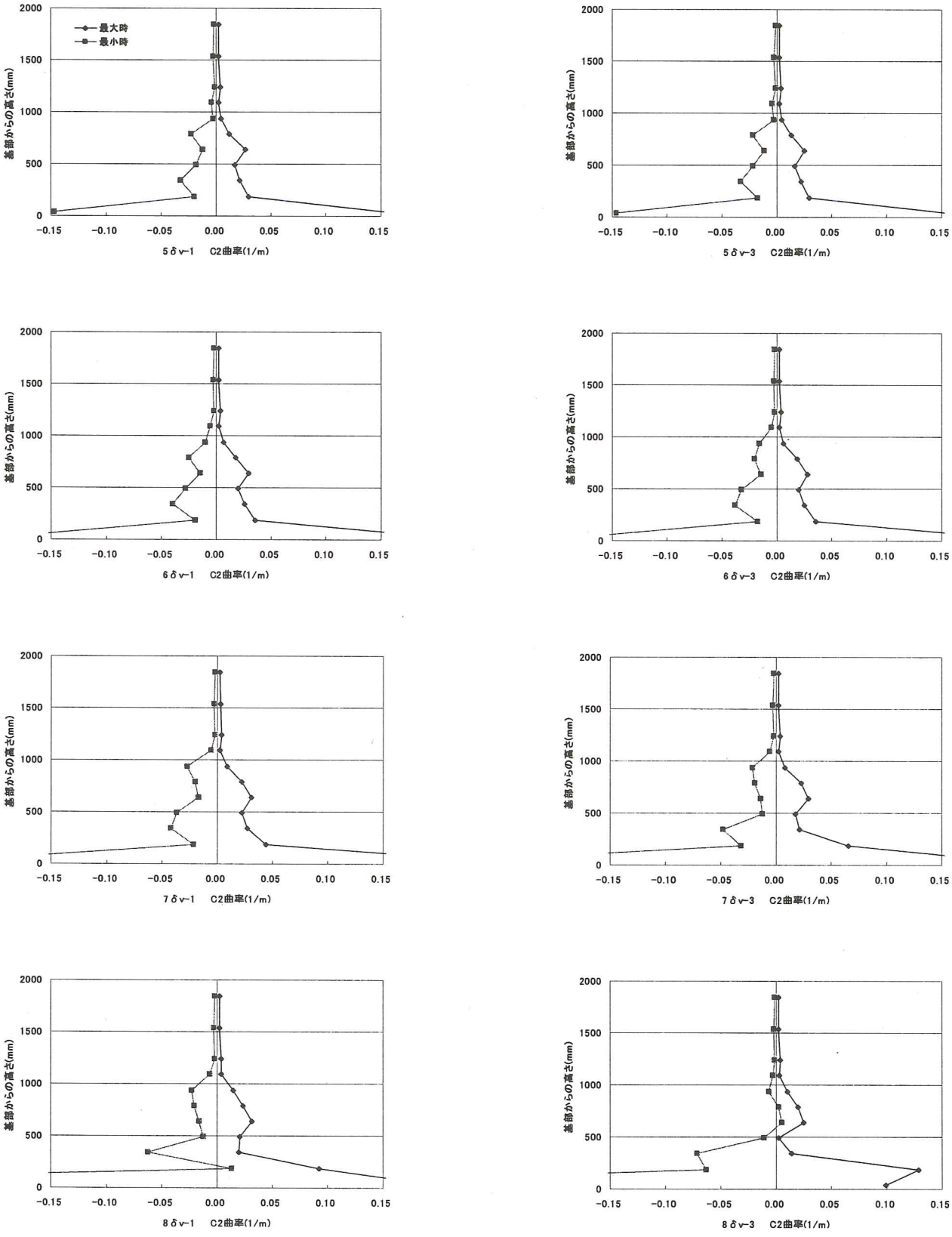


図-4.2.29 C2 供試体の曲率分布 ($5\delta_y$～$8\delta_y$)

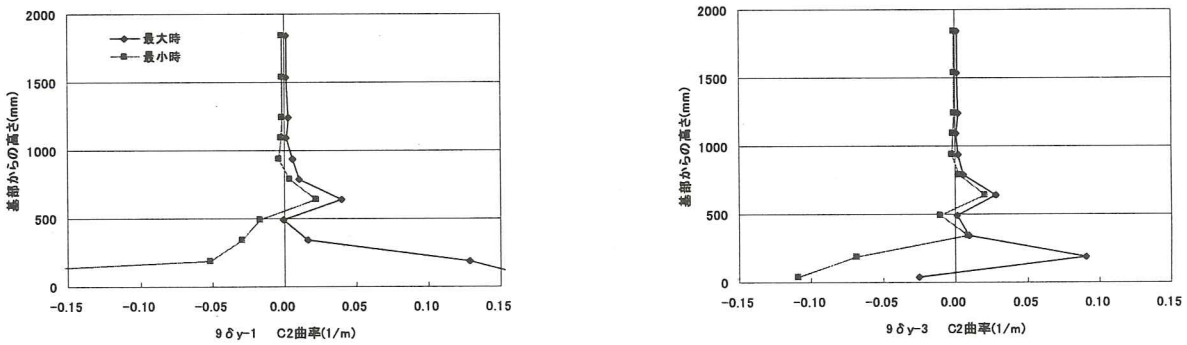


図-4.2.30　C2 供試体の曲率分布（$9\delta_y$）

4.2.9　軸方向鉄筋の伸び出し

フーチング上面から高さ 40㎜ 位置の断面で計測した軸方向変位及び回転は、軸方向鉄筋の伸び出しに起因するものである。フーチング上面から高さ 40㎜ の断面中心位置における伸び出し量、及びこれに起因する水平変位の補正量を、水平変位最大時（＋）及び水平変位最小時（－）について**図-4.2.31** 及び**図-4.2.32** に示す。なお，各載荷レベルで 3 回の繰り返し載荷を行っており、その値は図中のじん性率 3 分位置に示した。

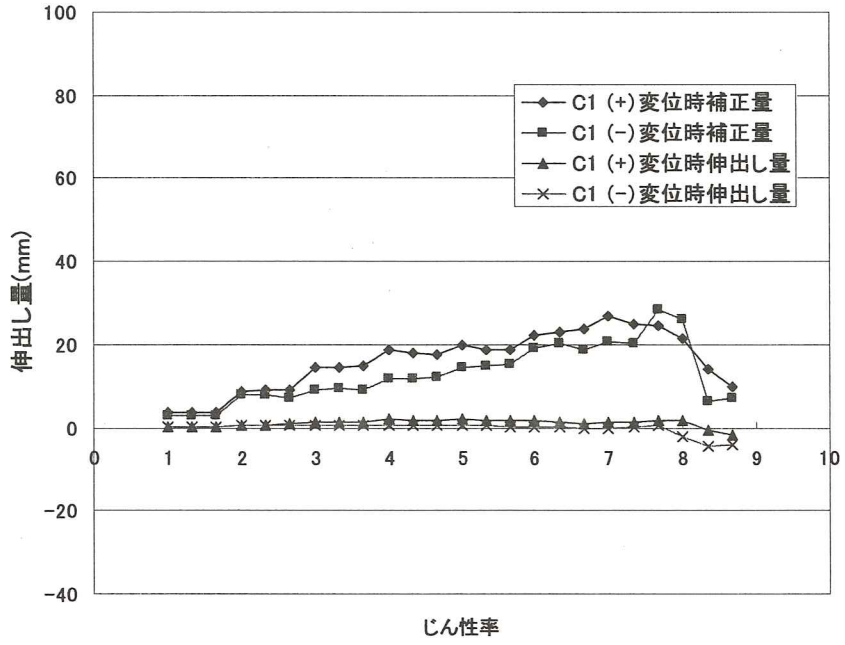


図-4.2.31　軸方向鉄筋の伸び出し量及び水平変位の補正量（C1供試体）

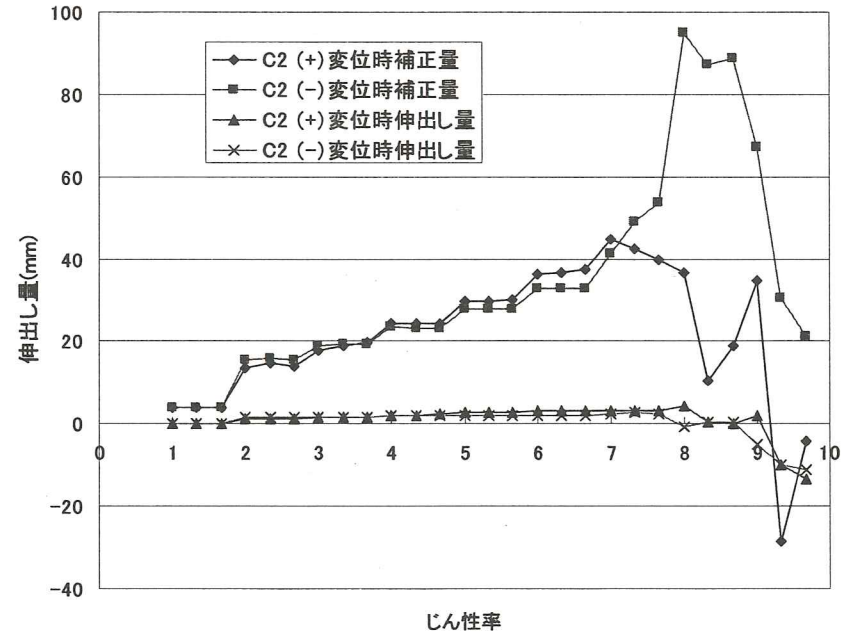


図-4.2.32　軸方向鉄筋の伸び出し量及び水平変位の補正量（C2供試体）

基部から 4.8m（載荷点位置）の変位計で計測した水平変位から，軸方向鉄筋の伸び出しの影響を除いた水平力－水平変位の履歴曲線を**図-4.2.33** 及び**図-4.2.34** に示す。なお，図中には，影響を含んだ水平変位（補正無しの実測水平変位）の包絡線も示す。伸び出しの影響を除いた水平力－水平変位履歴曲線の包絡線を**図-4.2.35** に示す。

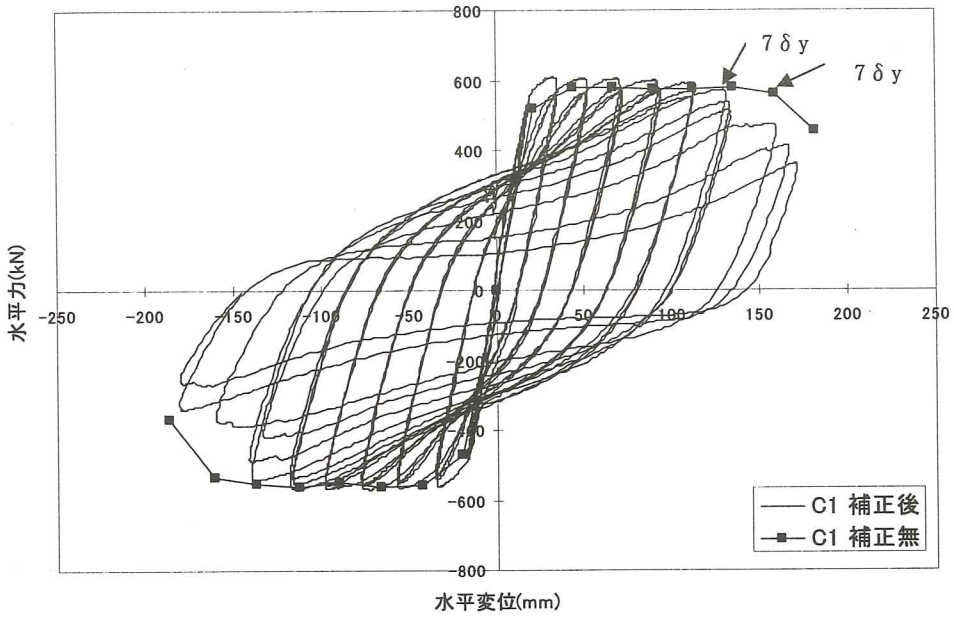


図-4.2.33　伸び出しの影響を除いた水平力－水平変位の履歴図（C1供試体）

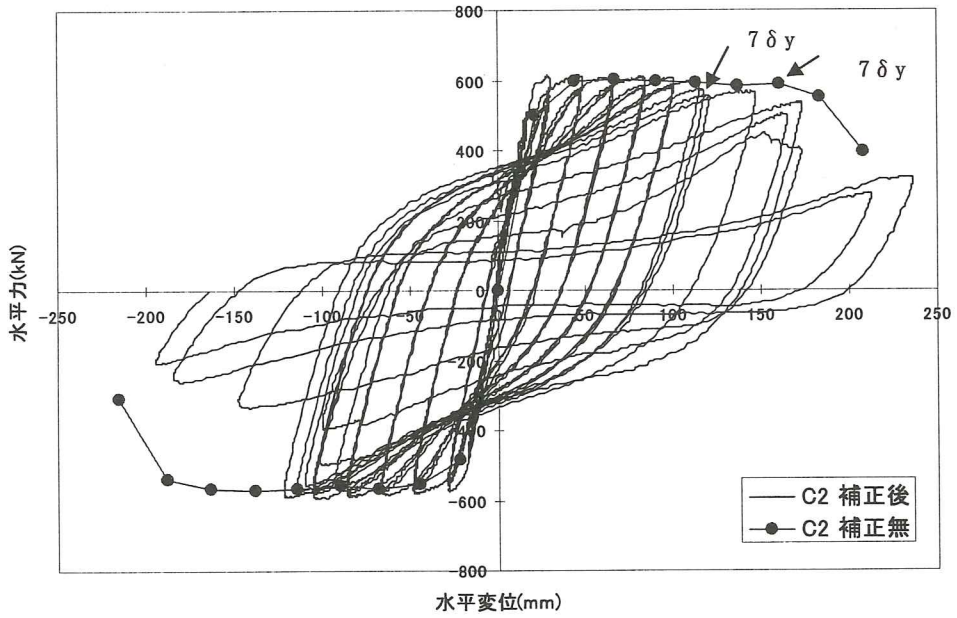


図-4.2.34　伸び出しの影響を除いた水平力－水平変位の履歴図（C2供試体）

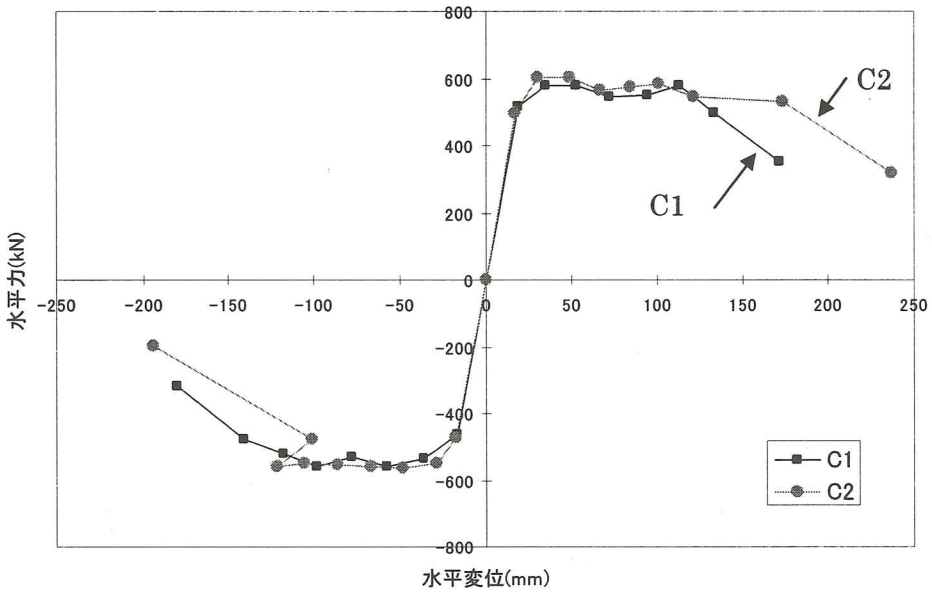


図-4.2.35　伸び出しの影響を除いた水平力－水平変位履歴の包絡線

図-4.2.31 及び**図-4.2.32** で C1、C2 供試体を比較すると、大きい緊張力を導入した C2 供試体では、各載荷レベル 3 回の繰り返し載荷で、伸び出し量が一定していること、また水平変位最大時（＋）と水平変位最小時（－）の伸び出し量が近いことから、変形再現性が高いことが読みとれる。

フーチング上面から高さ 40mm 位置の断面で計測された軸方向変位は、載荷レベル $7\delta_y$ の第 3 サイクルまでの伸び出し量の最大値は、C1 供試体で＋2.0mm、C2 供試体で＋3.4mm であったが、載荷レベル $8\delta_y$ 以降は，鉛直荷重相当の軸方向圧縮力で圧縮されて伸び出し量が（－）値となったことからも、供試体の状態が大きく変化したことが窺える。$8\delta_y$ 以降は，損傷が大きくなり、軸方向鉄筋の伸び出しの影響を抽出することは難しいようである。

$6\delta_y$ における軸方向鉄筋の伸び出しによる変位補正量は、C1 供試体で 136.1-115.7=20.4mm、C2 供試体で 137.7-103.2=34.5mm であり（**表-4.2.11** 及び**表-4.2.12**）、大きい緊張力を導入した C2 供試体の伸び出し補正量の方が大きかった。大きい緊張力を導入することで、損傷が基部に集中し、剛体変形の傾向が強くなる結果となっている。

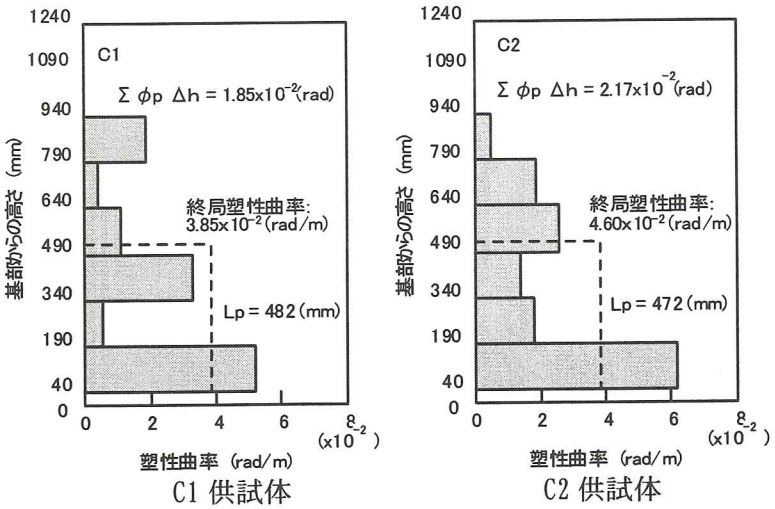
4.2.10　塑性曲率と塑性ヒンジ長

かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が確認された時点を終局時と定義し、後に終局時の変位の実測値と計算値を比較する。損傷の進展を示した**表-4.2.6** 及び**表-4.2.7** から C1 供試体では 6 δ_y の第 3 サイクル、C2 供試体では 7 δ_y の第 3 サイクルの最大変位時を終局時とする。終局時における橋脚基部から高さ 40mm～1240mm 区間の塑性曲率の分布と、それを元に計算した等価塑性ヒンジ長を**図-4.2.36** に示す。なお、高さ 1240mm 以上では塑性曲率は生じていない。また、フーチング上面から高さ 40mm までの曲率については図中に示していない。これについては **4.2.9** で検討している。終局時の載荷面の損傷状況を**写真-4.2.10** に示す。

ここで，星隈らの方法[2]に従い，次のように単語を定義する。塑性曲率 ϕ_p は，計測された曲率 ϕ_{exp} から計算降伏曲率 ϕ_y を差し引いた曲率であり、塑性回転角は塑性曲率 ϕ_p と計測断面間の距離 ΔH との積の総和である。等価塑性ヒンジ長 L_p は、塑性回転角を、後述する拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係を用いて計算された終局塑性曲率 $(\phi_u - \phi_y)$ で除した値である。なお**図-4.2.36** は、コンクリート最大応力の 80％を終局として計算した終局塑性曲率 $(\phi_u - \phi_y)$ で表している。

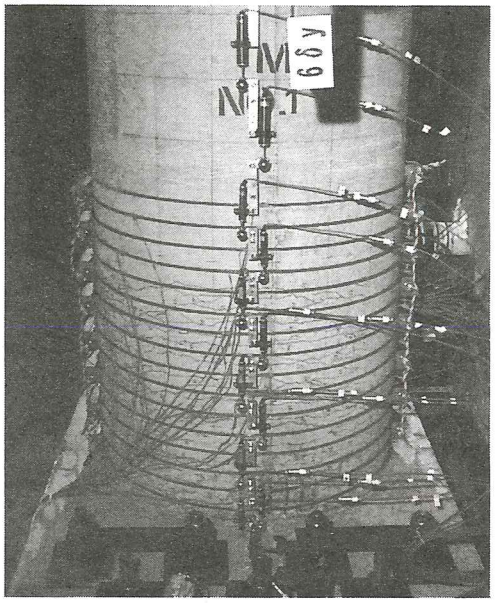
C1 及び C2 円柱供試体と、**4.3** の S1 及び S2 角柱供試体（**図-4.3.31**）を比較すると、円柱供試体の方が基部に塑性曲率が集中するようである[6]。また、軸方向鉄筋と形状が異なるが、塑性回転角はほぼ同一となっている。C1 と C2 供試体を比較すると、大きい緊張力を導入した C2 供試体は、塑性回転角が 2 割程度大きくなっている。

等価塑性ヒンジ長 L_p は、C1、C2 供試体とも 480mm 程度であり、断面高さ 1200mm の 40％になっている。また、実験で観測した C1、C2 供試体の軸方向鉄筋の座屈長はともに 150mm 程度であり、等価塑性ヒンジ長は座屈長の約 3 倍となった。この‘約 3 倍’は浅津らの研究[3]による、PC 鋼材で拘束した実橋脚の終局時の性状と整合している。

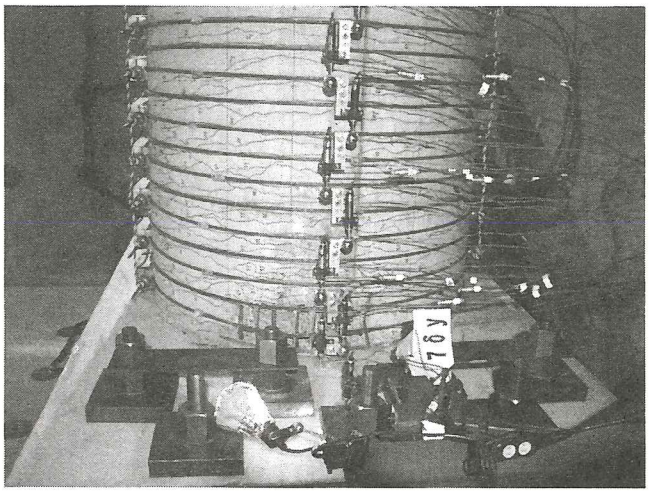


C1 供試体　　C2 供試体

図-4.2.36　塑性曲率の分布と等価塑性ヒンジ長の計算値



C1 供試体（6 δ_y の第 3 サイクル後）



C2 供試体（7 δ_y の第 3 サイクル後）

写真-4.2.10　終局時の写真

4.2.11　水平荷重と水平変位の関係

（1）PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力―ひずみ関係

星限らの研究[1]を参考にし、同一寸法（断面寸法 500mm）の大寸法円柱及び角柱供試体(合計 12 体)を用いて PC 鋼材で拘束された角柱および円柱の一軸圧縮試験を実施し、道路橋示方書に対応する拘束コンクリートの応力－ひずみ関係の実験式[5] を得ている。詳しくは、4.1 に示されている。PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係の実験式を次に示す。

応力上昇域（$0 \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc}$）

$$f_c = E_c\varepsilon_c\{1-1/n\cdot(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^{n-1}\} \qquad (4.2.1)$$

ただし、$n = E_c\varepsilon_{cc}/(E_c\varepsilon_{cc}-f_{cc})$

応力下降域（$\varepsilon_{cc} \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cu}$）

$$f_c = f_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \qquad (4.2.2)$$

ただし、$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + 0.25f_{cc}/E_{des}$

・角柱供試体

$$f_{cc}/f_{co} = 1.0 + 1.51\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.2.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0073\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.2.4)$$

$$E_{des} = 22.8f_{co}^2/\{\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc}+f_{pcy})/2\} \qquad (4.2.5)$$

・円柱供試体

$$f_{cc}/f_{co} = 1.0 + 2.31\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.2.6)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0145\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.2.7)$$

$$E_{des} = 3.86f_{co}^2/\{\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc}+f_{pcy})/2\} \qquad (4.2.8)$$

ただし、$\Delta f_{pc} = 3.39\times10^{6}\cdot\rho_{pc}/A_{pc}$

ここに、

f_{cc}：最大圧縮応力（N/mm²）

f_{co}：無補強供試体の最大圧縮応力（N/mm²）

ε_{cc}：最大圧縮応力時のひずみ

ε_{cu}：終局ひずみ

E_c：初期弾性係数（N/mm²）

E_{des}：下降勾配（N/mm²）

ρ_{pc}：PC 鋼材の体積比

A_{pc}：PC 鋼材の断面積（mm²）

f_{pci}：PC 鋼材の導入緊張応力（N/mm²）

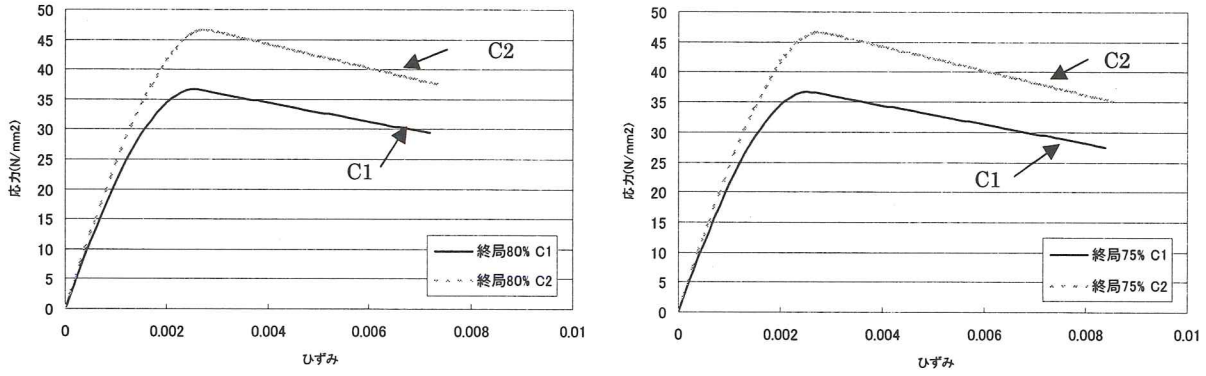
Δf_{pc}：最大圧縮応力時の PC 鋼材増加応力（N/mm²）

f_{pcy}：PC 鋼材の降伏応力（N/mm²）

終局水平変位の計算に用いる、PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係を**表-4.2.8** 及び**図-4.2.37** に示す。

表-4.2.8　PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力—ひずみ関係

供試体			C1	C2
コンクリートの一軸圧縮強度	fco	N/mm2	33.6	41.3
コンクリートのヤング率	Ec	N/mm2	23500	25400
PC鋼材の断面積	Apc	mm2	54.84	54.84
PC鋼材のヤング率	Epc	N/mm2	210000	210000
PC鋼材の間隔	s	mm	75	75
有効長	d	mm	1200	1200
PC鋼材の体積比	ρpc		0.00244	0.00244
PC鋼材の導入緊張応力	fpci	N/mm2	391.7	802.6
PC鋼材の降伏応力度	fpcy	N/mm2	1732	1732
最大圧縮応力時のPC鋼材増加応力	Δfpc	N/mm2	151.1	151.1
最大圧縮応力	fcc	N/mm2	36.7	46.7
最大圧縮応力時のひずみ	εcc		0.0025709	0.0028161
下降勾配	Edes	N/mm2	1571.7	2011.4
パラメーター	n		2.54	2.88



(a) コンクリート最大応力の 80％を終局　　(b) コンクリート最大応力の 75％を終局

図-4.2.37　PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係

（2）計算による終局変位

橋脚の終局変位 δ_u の計算方法は、星隈らの提案する塑性ヒンジ領域の塑性曲率分布を用いて変形性能を評価する方法[2)]を用いる。橋脚断面の有する曲げモーメントと曲率の関係の計算には、PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力―ひずみ関係（**表-4.2.8** 及び**図-4.2.37**）を用いる。

橋脚基部に生じる軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位 δ_θ は、橋脚基部と高さ 40mm の間で計測された回転角 θ_b に基部から載荷点までの高さ H を乗じて算出した。

すると、補正された計算終局変位 δ_{ut} は、式(4.2.9)で与えられる。

$$\delta_{ut} = \delta_u + \delta_\theta \tag{4.2.9}$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (H - L_p/2) \tag{4.2.10}$$

$$\delta_\theta = \theta_b \cdot H \tag{4.2.11}$$

ここで、等価塑性ヒンジ長 L_p は、**図-4.2.36** に示した塑性曲率の解析から得られた値を用いた。なお、円柱供試体 C1、C2 の場合、終局ひずみはコンクリート最外縁で評価した。

図-4.2.38 に計算で得られた水平力－水平変位の関係と，実験で得られた履歴曲線の包絡線を示す。**表-4.2.9** にコンクリート最大応力の 80％を終局として計算した計算終局変位を、**表-4.2.10** にコンクリート最大応力の 75％を終局として計算した計算終局変位を示す。**表-4.2.11** に実験で得られた水平力－水平変位の履歴包絡線の＋δと－δの平均値を示す。**表-4.2.12** に伸び出しの影響を除いた水平力－水平変位履歴包絡線の＋δと－δの平均値を示す。終局変位の計算値は、C1、C2 供試体とも、実験で軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥落し、水平力が低下し始める変位に、概ね一致していることが分かる。これは、試算では実験値を採ったが、等価塑性ヒンジ長 L_p として的確な値を用いるなら、緊張した PC 鋼材で拘束したコンクリート橋脚の終局変形を、計算により精度よく推定できることを示している。なお、**表-4.2.11** と**表-4.2.12** から分かるように、軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の全体に占める割合は、20～30％程度(C1<C2)であった。

表-4.2.9　計算終局変位（80％を終局）

供試体		C1	C2
載荷点高さ	m	4.8	4.8
初降伏モーメント	kN・m	1971.0	1991.8
初降伏曲率	rad/m	0.002378	0.002349
初降伏変位	mm	15.52	14.97
降伏モーメント	kN・m	2796.8	2855.64
降伏曲率	rad/m	0.003374	0.003368
降伏変位	mm	22.02	21.46
終局モーメント	kN・m	2796.8	2855.64
終局曲率	rad/m	0.041821	0.049384
Σφp⊿h	rad	0.0185	0.0217
終局塑性曲率	rad/m	0.038447	0.046016
等価塑性ヒンジ長(Lp)	m	0.481	0.472
終局変位	mm	106.37	120.5
基部の回転角(θb)	rad	0.00449	0.00983
終局伸び出し変位	mm	21.37	46.77
計算終局変位(80%)	mm	127.74	167.27

表-4.2.10　計算終局変位（75％を終局）

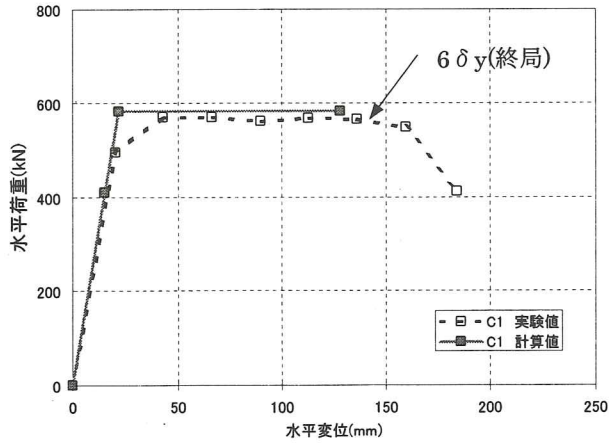
供試体		C1	C2
載荷点高さ	m	4.8	4.8
初降伏モーメント	kN・m	1971.0	1991.8
初降伏曲率	rad/m	0.002378	0.002349
初降伏変位	mm	15.52	14.97
降伏モーメント	kN・m	2790.7	2849.8
降伏曲率	rad/m	0.003367	0.003361
降伏変位	mm	21.97	21.42
終局モーメント	kN・m	2790.7	2849.8
終局曲率	rad/m	0.048849	0.057447
Σφp⊿h	rad	0.0185	0.0217
終局塑性曲率	rad/m	0.045482	0.054086
等価塑性ヒンジ長(Lp)	m	0.407	0.401
終局変位	mm	107.01	121.23
基部の回転角(θb)	rad	0.00449	0.00983
終局伸び出し変位	mm	21.37	46.77
計算終局変位(75%)	mm	128.38	168.00

表-4.2.11　P－δの包絡線

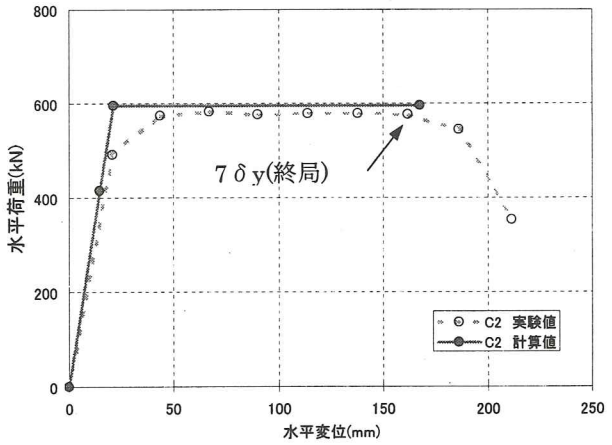
	C1		C2	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)
1δy	494.2	20.5	492.4	21.2
2δy	568.6	43.2	574.1	44.1
3δy	569.2	66.5	583.2	67.2
4δy	561.3	89.7	576.7	90.2
5δy	566.9	112.8	579.1	113.9
6δy	564.7	136.1	578.1	137.7
7δy	547.5	159.8	576.4	161.8
8δy	412.3	183.8	544.9	186.0
9δy	－	－	353.0	211.4

表-4.2.12　P－δの包絡線（伸び出し除去）

	C1		C2	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)
1δy	489.5	17.8	485.0	17.4
2δy	559.0	35.3	576.4	29.4
3δy	569.2	54.9	583.2	48.6
4δy	537.8	75.1	561.1	66.5
5δy	555.8	96.1	563.5	85.2
6δy	550.8	115.7	566.8	103.2
7δy	486.3	137.6	551.6	121.6
8δy	334.9	176.3	504.0	137.4
9δy	－	－	259.0	215.5



(a) C1 供試体



(b) C2 供試体

図-4.2.38　計算で得られた水平力－水平変位の関係と実測値

4.2.12 まとめ

緊張力を導入したPC鋼材で拘束した、断面直径が1200mmの円柱橋脚模型C1供試体及びC2供試体に対する正負交番載荷実験の結果を以下にまとめる。

1) かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が確認された時点を終局と定義する。小さい緊張力を導入したC1供試体の終局時が$6\delta_y$の第3サイクルなのに対し、大きい緊張力を導入したC2供試体の終局時が$7\delta_y$の第3サイクルとなり、大きい緊張力を導入することで終局が1載荷レベル遅くなった。

2) 小さい緊張力を導入したC1供試体の耐力低下が$8\delta_y$なのに対し、大きい緊張力を導入したC2供試体の耐力低下は$9\delta_y$であり、大きい緊張力を導入することで耐力低下時点が1載荷レベル遅くなった。

3) 小さい緊張力を導入したC1供試体では、PC鋼より線の曲げ圧縮側にある部分と、曲げ引張側にある部分との間でひずみの平均化がみられ、PC鋼より線が供試体表面を摺ったと思われる。PC鋼より線と躯体は、完全には一体化してないようである。大きい緊張力を導入したC2供試体で、この現象は観察されていない。

4) 小さい緊張力を導入したC1供試体のPC鋼材は、圧縮/引張を繰り返しながら次第に引張残留ひずみが増加しているが、大きい緊張力を導入したC2供試体のPC鋼材は、残留ひずみは小さくほぼ復元している。小さい緊張力で緊張したC1供試体では、荷重レベルが大きくなるに従い、柱部が全周に渡って膨らんでいるものと推察される。

5) 終局時における横拘束PC鋼より線の増加ひずみを比較すると、小さい緊張力を導入したC1供試体で＋3000μ程に対し,大きい緊張力を導入したC2供試体では＋1800μ程と小さかった(C1＞C2)。

6) 円柱の等価塑性ヒンジ長は、断面寸法1200mmに対して0.4倍程度、座屈長150mmの約3倍となった。

7) 一軸圧縮試験から導いた拘束コンクリートの応力－ひずみ関係を用い、一般的な材端回転モデルを用いたフレーム計算を実行することで、橋脚の終局変位を推定可能なことが分かった。すなわち、等価塑性ヒンジ長L_pとして的確な値を用いるなら、緊張したPC鋼材で拘束したコンクリート橋脚の終局変形を、計算により精度よく推定できる。

参考文献

1) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力－ひずみ関係、土木学会論文集、No.520/V-28、pp1-11、1995.8

2) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能、第10回日本地震工学シンポジウム、pp2123-2128、1998.11

3) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集No.382/Ⅰ-56、pp177-199、2001.7

4) 道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編：(社) 日本道路協会、2002.3

5) 鈴木宣政、久保明英、中井裕司、浅井　洋：PC 鋼材を拘束筋としたコンクリートの応力－ひずみ関係、第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム、pp. 87-92、2004. 1
6) 中井裕司、浅井　洋、久保明英、鈴木宣政：PC 鋼材を拘束筋としたコンクリートの橋脚の変形性能、コンクリート工学年次論文集、Vol. 26、No. 2、pp. 1075-1080、2004

4．3　緊張されたPC鋼材で拘束した角柱橋脚模型の塑性変形特性

4.3.1　はじめに

プレストレス導入構造を活用した配筋合理化技術の開発は、既往の研究と帯鉄筋にプレストレスを導入する概念を組み合わせた新しい構造を目指す。具体的には、図-4.3.1に示すような塑性ヒンジ部の配筋の合理化を目的とする。この例では帯鉄筋にプレストレスを導入することにより、A案では中間拘束筋を1/2に減ずることができ、B案では帯鉄筋の間隔を4倍に広げることができる可能性を示している。

今後は、この内B案で検討を進める。

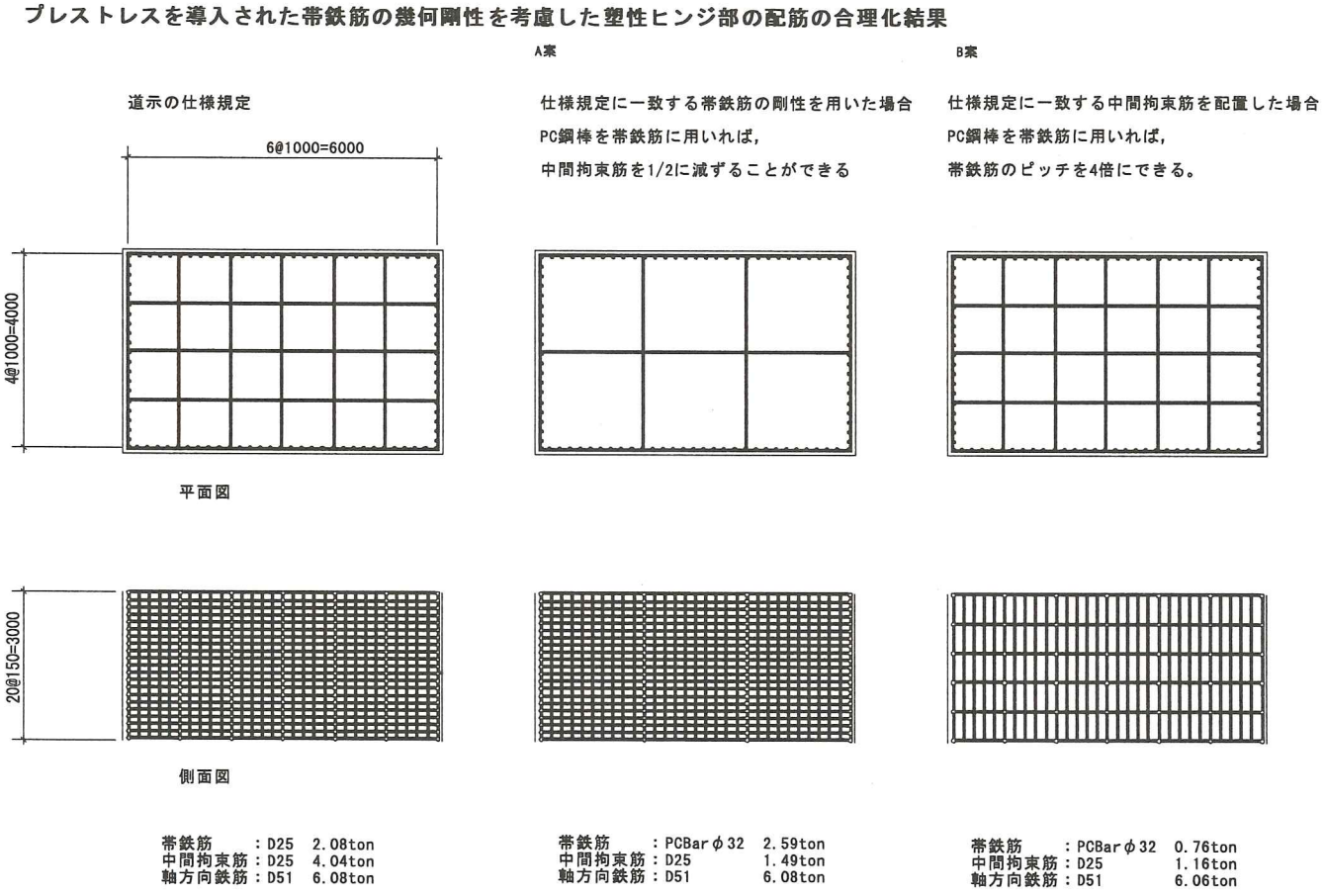


図-4.3.1　提案工法による塑性ヒンジ部における拘束筋の配筋合理化の例

4.3.2　模型供試体の諸元

（1）概要

星限らが行ったRC模型供試体と本研究で実施した供試体の諸元を、**表-4.3.1**に示す。比較対象とする供試体は、断面1200×1200mmでせん断スパン4800mmの角柱である。比較供試体の軸方向鉄筋は、D19mmが50mmピッチで配置され、軸方向鉄筋比が1.75%、帯鉄筋は，D10mmが75mmピッチで配置され、375mmで中間拘束されて、体積比が1.0%である。

本実験の供試体は、帯鉄筋を緊張されたPC鋼棒に置き換えることによって、同一の変形性能を有することを目的としたので、曲げ耐力、せん断耐力を可能な限り一致させた。横拘束に用いたPC鋼棒は、φ11mmを250mmピッチで配置した。中間帯鉄筋は、No.1供試体ではD10を375mmの間隔で、No.2供試体は、D19を375mm間隔で配置した。なお、両供試体では、PC鋼材の定着部の構造も相違している。

表-4.3.1　供試体の概要

			比較供試体	S-1	S-2
断面	形状		正方形	正方形	正方形
	幅×高さ	(mm)	1200×1200	1200×1200	1200×1200
	載荷高さ	(mm)	4800	4800	4800
	せん断支間比		4	4	4
軸方向鉄筋	呼び径		D19	D19	D19
	段数		1	1	1
	間隔	(mm)	50	50	50
	かぶり	(mm)	50	50	50
	鉄筋比	(%)	1.75	1.75	1.75
	降伏点	(N/mm^2)	328	342	357
横拘束筋	呼び径		D10	PC鋼棒φ11	PC鋼棒φ11
	間隔	(mm)	75	250	250
	体積比	(%)	1.00	0.41	0.41
	降伏点	(N/mm^2)	336	1241	1241
	有効長	(mm)	375	375	375
中間帯鉄筋	呼び径		D10	D10	D19
	間隔	(mm)	375	375	375
	降伏点	(N/mm^2)	336	388	357
コンクリート強度		(N/mm^2)	33.5	35.0	42.8
軸力		(N/mm^2)	0.98	0.98	0.98
計算値	初期降伏荷重	(kN)	846	877	918
	初降伏変位	(mm)	15.0	15.6	17.2
	降伏耐力	(kN)	1060	1110	1140
	降伏変位	(mm)	18.8	19.6	19.9
	せん断耐力	(kN)	1840	1660	2310

*1：体積比は、中間拘束筋の特性に関わらず便宜的に横拘束筋の断面積で計算した。
*2：せん断耐力は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従った。

（2）供試体の寸法および補強方法

供試体の寸法は、1200×1200mm の正方形断面(S1)で、基部から載荷点までの高さは 4800mm（せん断スパン比 4.0）である。軸方向鉄筋は、D19 を 50mm 間隔で 88 本、軸方向鉄筋比は 1.75%である。塑性ヒンジ領域に相当すると考えた橋脚基部から 1325mm の区間は、帯鉄筋の代わりに緊張された PC 鋼材を用いた。

PC 鋼材は、呼び径φ11mm で有効断面積 90mm^2 であり、躯体の表面から 30mm 内部に 250mm 間隔で配置され、降伏強度の 45%の有効緊張応力(50kN/本)を有するようにポストテンション方式で緊張した。緊張後、シース内には速やかに PC グラウトを行った。中間帯鉄筋は，S-1 供試体では D10 を、S-2 供試体では D19 の異形鉄筋を有効長 375mm で配置し、PC 鋼材をシースの上から中間拘束した。PC 鋼材の間隔、中間帯鉄筋と有効長、および、有効緊張力は、軸方向鉄筋の座屈解析により想定座屈長 500mm として決定した。PC 鋼材の端部の定着部は、S-1 供試体では柱の角に 60×60×12 の鉄板を用い、S-2 供試体では特殊なジグを用いている。

柱の基部 PC 補強区間以外の横補強は、帯鉄筋として D10 を 100mm ピッチに、中間帯鉄筋として D10 を有効長 375mm で配置した。

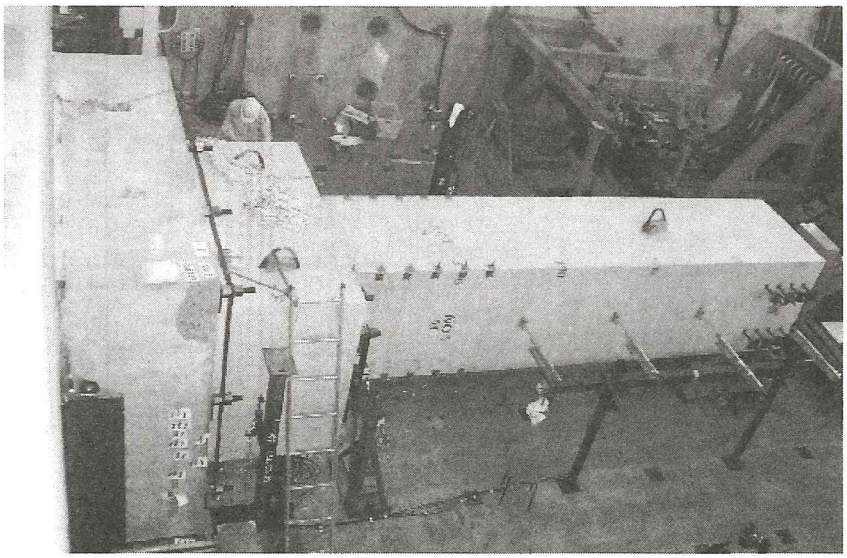


写真-4.3.1　供試体(S-1)の外観

塑性変形性能試験供試体　外観図

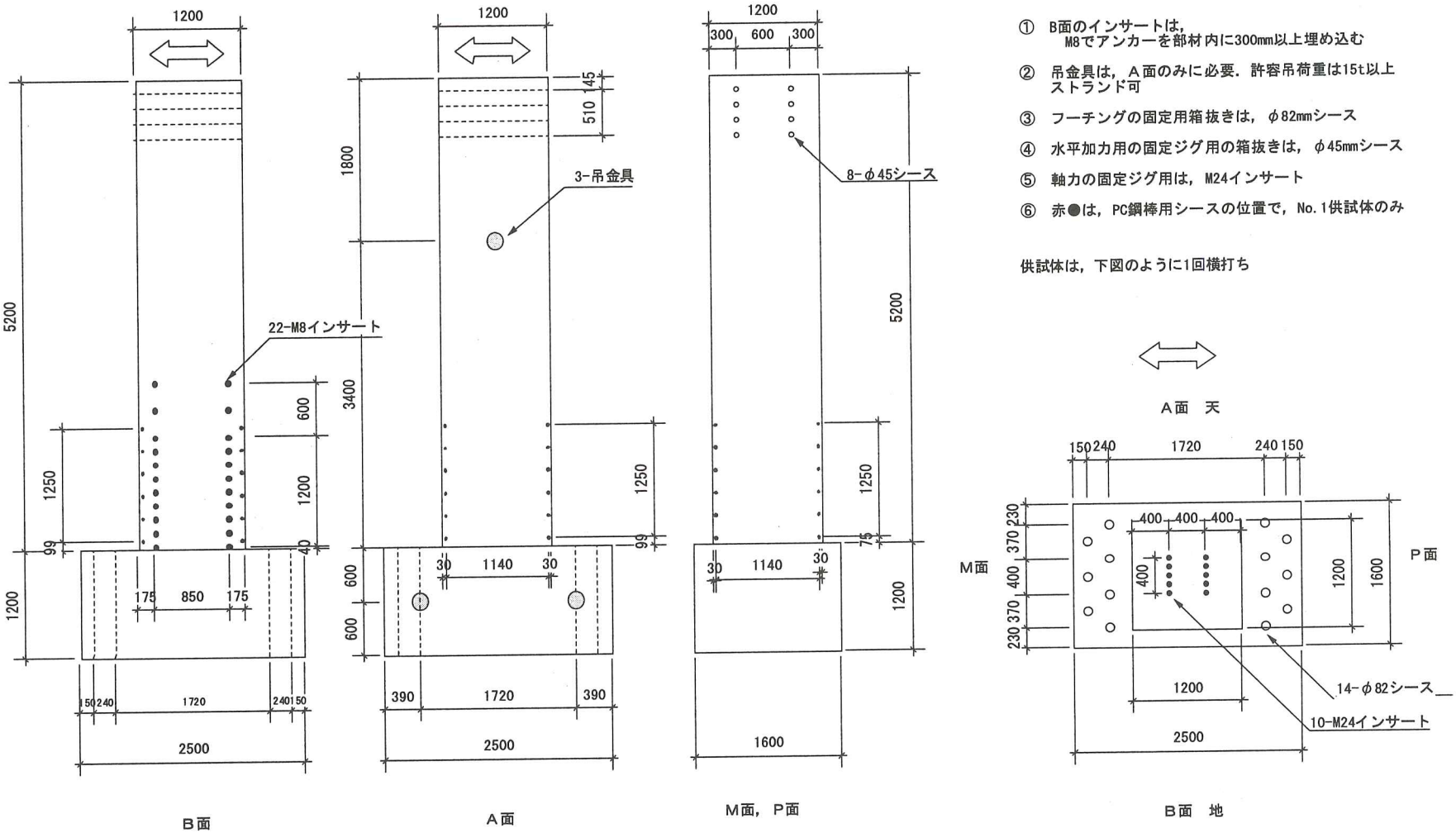
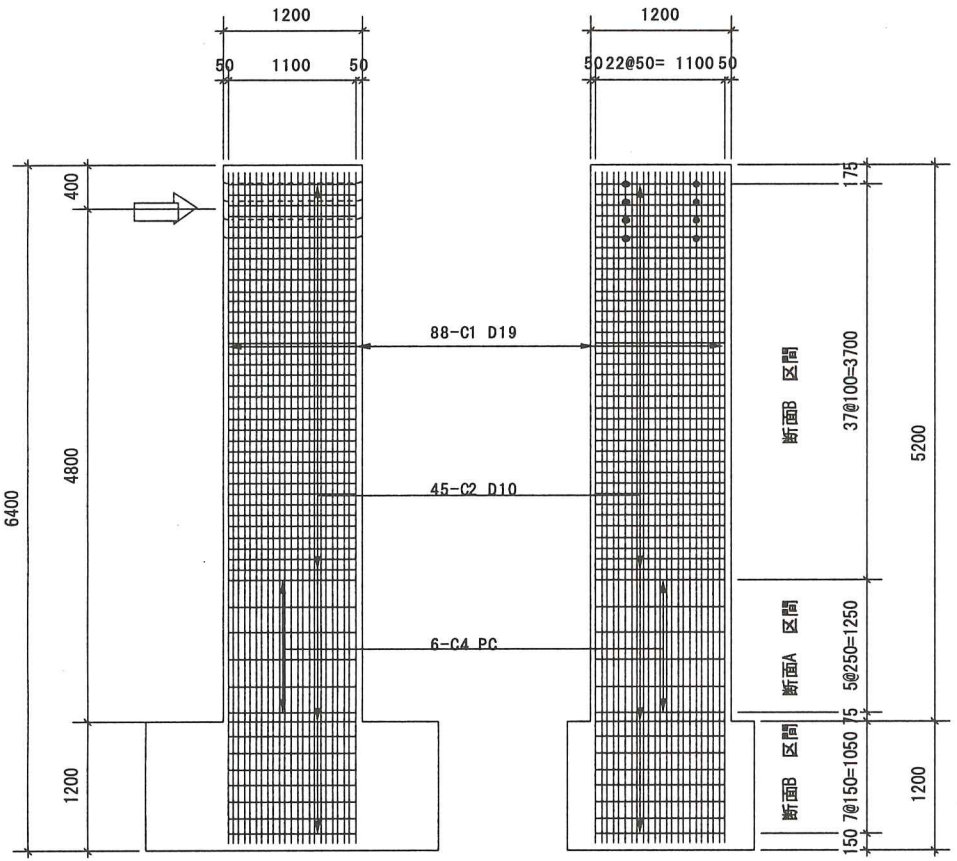
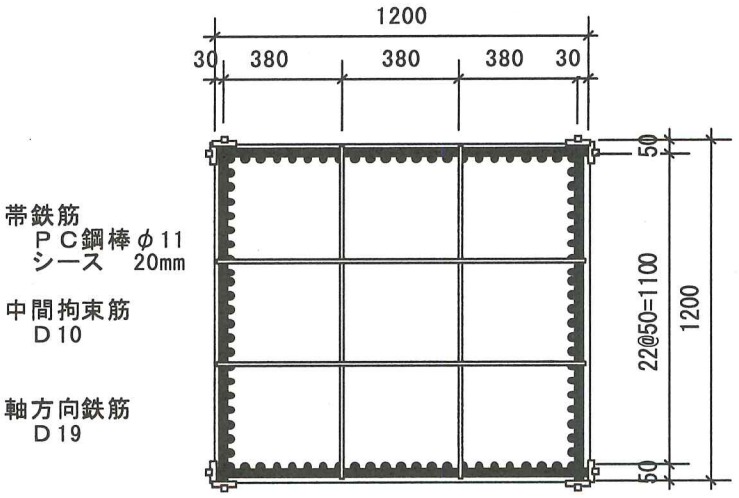
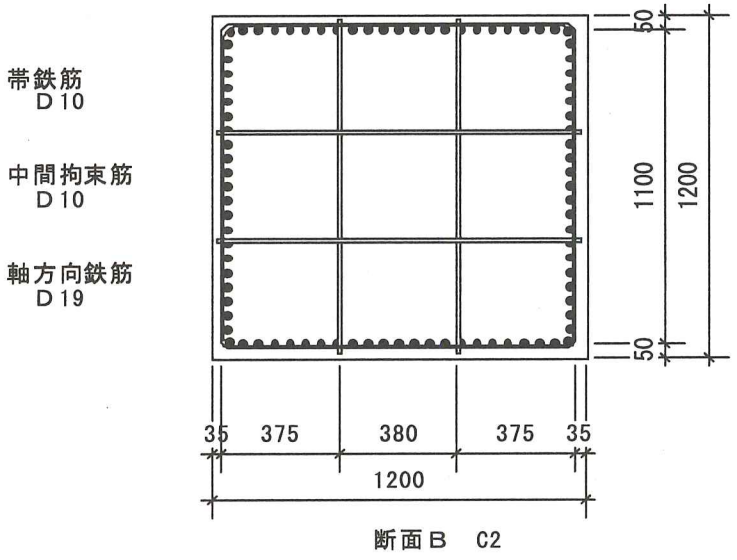


図-4.3.2　供試体外観図

S-1供試体







(単位:mm)

図-4.3.3 S-1 供試体の配筋図

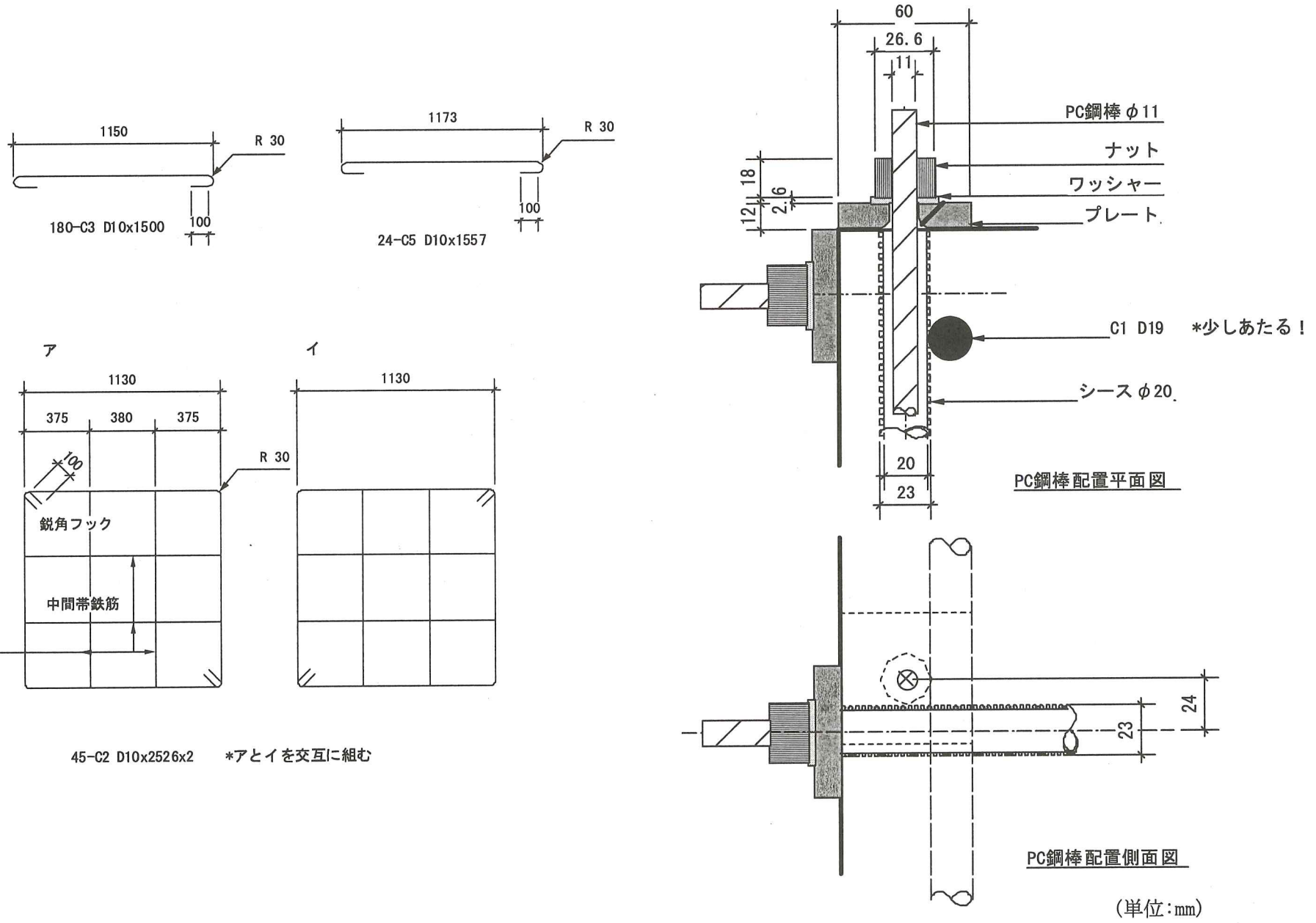
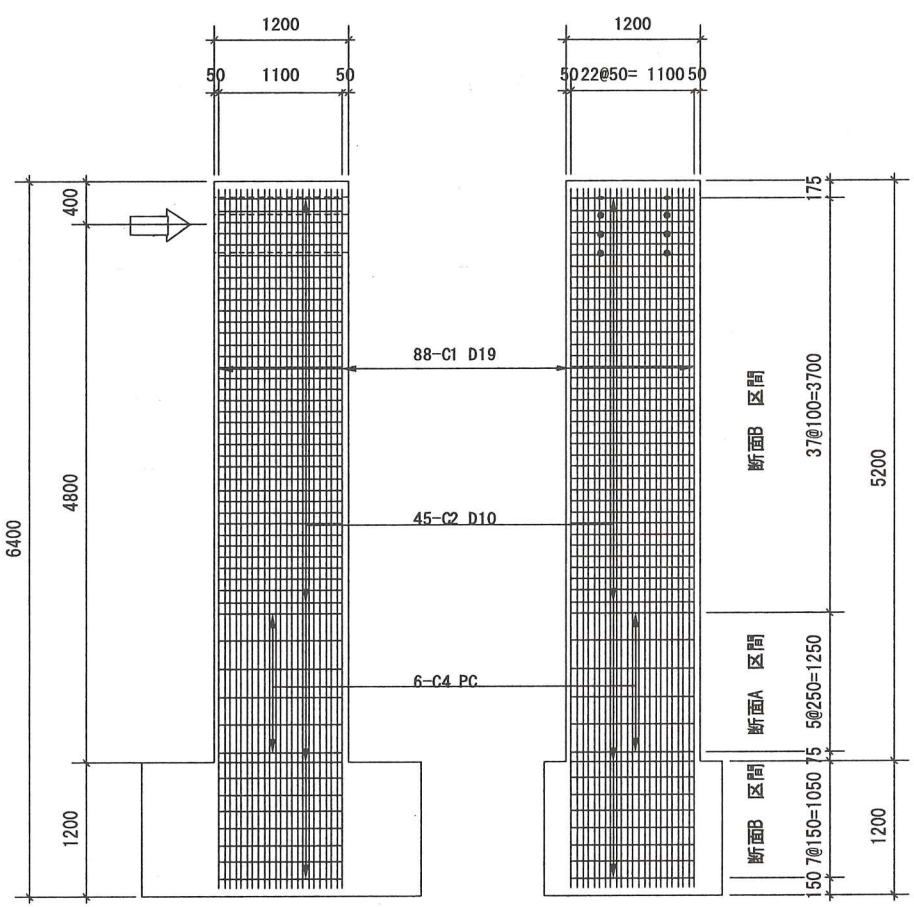
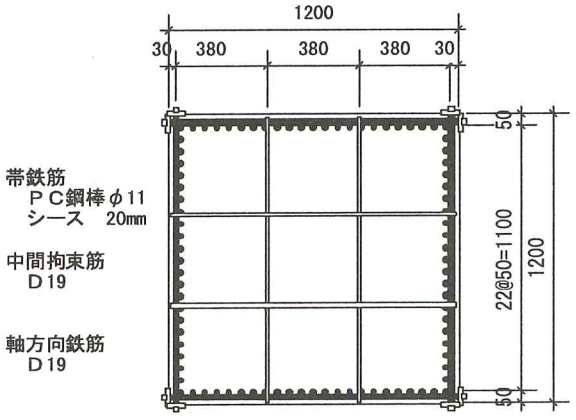
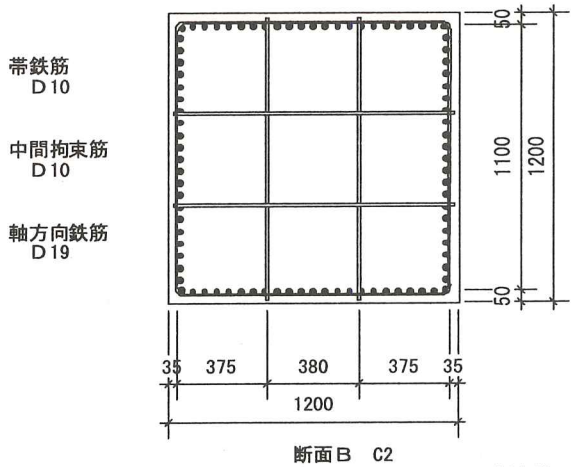


図-4.3.4　S-1 供試体の定着詳細図他

S-2供試体







(単位:mm)

図-4.3.5 S-2 供試体配筋図

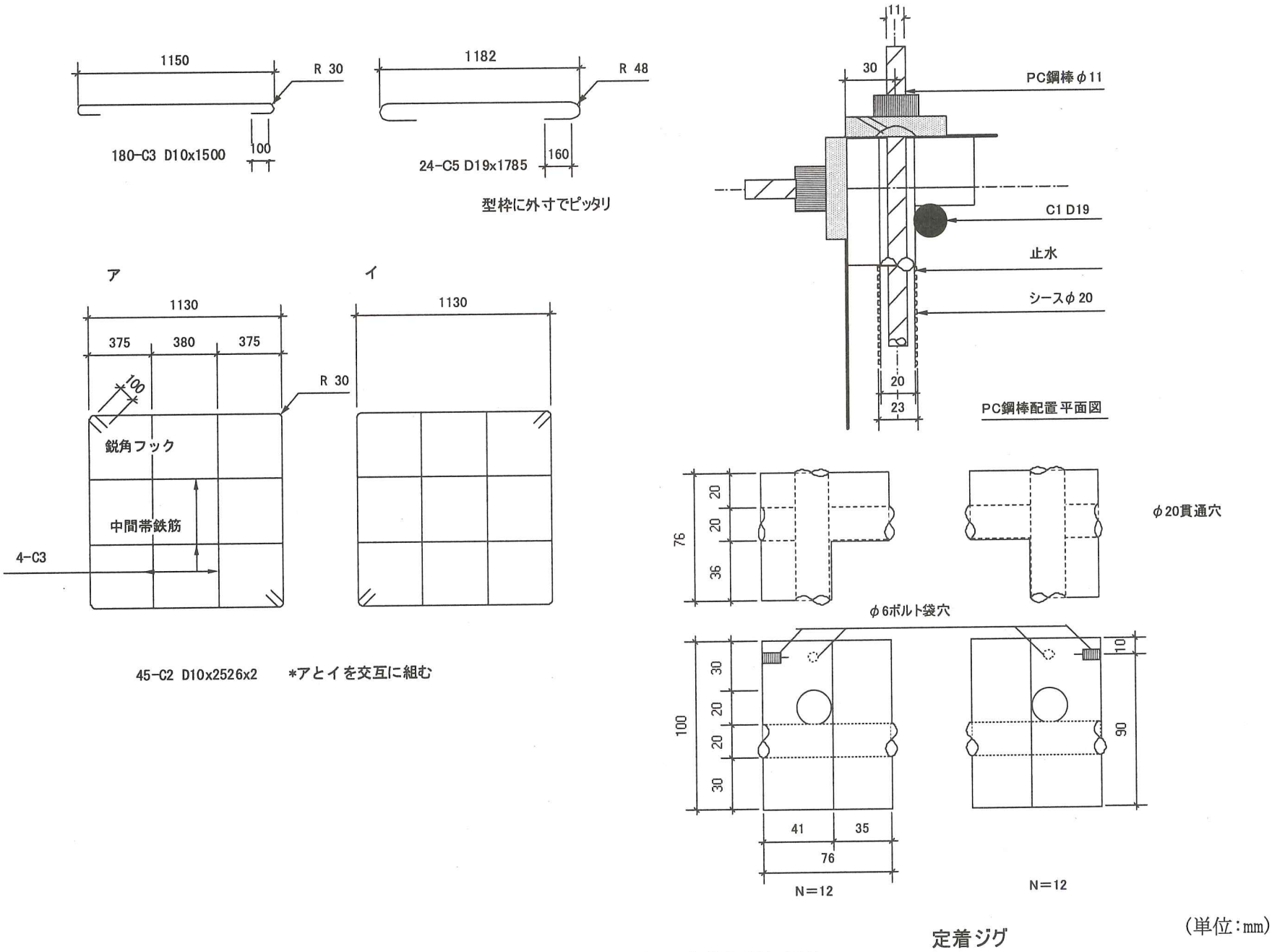


図-4.3.6　S-2 供試体の定着部詳細図他

（3）使用材料

異形鉄筋は SD295 を用いた。曲げ加工寸法は道路橋示方書に従った。PC 鋼棒は、JIS G 3109 C 種 1 号 1080/1230 を用いた。

コンクリートは、JIS 工場の生コンクリートを用いた。供試体の製作から実験日までの相違および製作季節の違いのために配合を変更している。呼び配合は、S-1 供試体では 25.5-12-20-N、S-2 供試体では 27-12-20-H を用いた。なお、S-2 供試体は、凍結防止のために 30-40℃の蒸気養生を一晩行った。

表-4.3.2　供試体の補強筋の配置

	供試体 No.	S1	S2
軸方向	鉄筋径と本数	D19 88本	D19 88本
	鉄筋比 (%)	1.75	1.75
PC区間	PC鋼材と断面積 (mm^2)	φ11 90	φ11 90
	有効緊張応力	0.45fy	0.45fy
	間隔(mm)	250	250
	中間帯鉄筋	D10	D19
	有効長 (mm)	375	375
	体積比 (%)	0.41*	0.41*
RC区間	鉄筋径	D10	D10
	間隔(mm)	100	100
	有効長 (mm)	375	375

*PC鋼棒の断面積で計算

表-4.3.3　補強筋の特性値

	供試体 No.	S1	S2
軸方向鉄筋	降伏強度 (MPa)	342	357
	引張強度 (MPa)	510	524
	ヤング率 (GPa)	190	181
PC鋼材	降伏強度 (MPa)	1241	1241
	引張強度 (MPa)	1283	1283
	ヤング率 (GPa)	200	201
中間帯鉄筋	降伏強度 (MPa)	388	357
	引張強度 (MPa)	549	524
	ヤング率 (GPa)	201	181

表-4.3.4　コンクリートの特性値

	S1	S2
圧縮強度(MPa)	35.2	42.8
ヤング率(GPa)	28.3	29.4

（4）測定項目

供試体の測定項目を**表-4.3.5**に示す。

柱の水平変位は、基部から4.8mの載荷点位置、3.8m、2.8、1.8mの4点で外部不動点から測定した。併せて、水平ジャッキと軸力ジャッキの変位信号も記録した。また、フーチング上面の水平変位と鉛直変位も各2点測定した。

柱の曲率は、変位計の組み合わせで供試体の下面を用いて測定した。測定は、850mm の中心間隔で、基部から40mmまで区間と、40mmから940mmの区間を150mm間隔で、940mmから1840mmの区間を300mm間隔で測定した。曲率の算定は次式で行った。

$$\phi = \frac{(\Delta H_1 + \Delta H_2)}{L \cdot H} \tag{4.3.1}$$

ϕ：曲率

ΔHi：区間Hの変位の変分

L：同一断面の変位計の中心間隔

H：次断面との間隔

ひずみは、**図-4.3.7**に示すように軸方向鉄筋、拘束PC鋼棒、中間体鉄筋で計測した。軸方向鉄筋と載荷面のPC鋼棒は試験体の表側と裏側に貼り付けた。2枚のゲージにより軸ひずみと曲げひずみ成分に次式を用いて変換した。

$$\varepsilon_{ave} = \frac{\varepsilon_{out} + \varepsilon_{in}}{2}$$

$$\varepsilon_{dev} = \frac{\varepsilon_{out} - \varepsilon_{in}}{2} \tag{4.3.2}$$

ε_{ave}：軸ひずみ

ε_{dev}：曲げひずみ

ε_{out}：試験体外側のひずみ

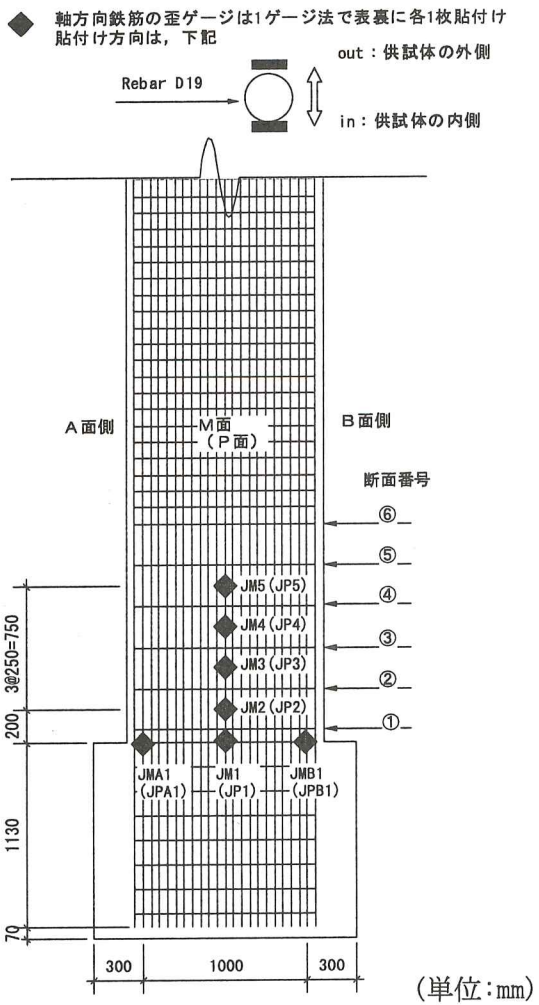
ε_{in}：試験体内側のひずみ

計測値は、動ひずみアンプを用いてdataを取得し、100Hzのサンプリングで AD変換した。

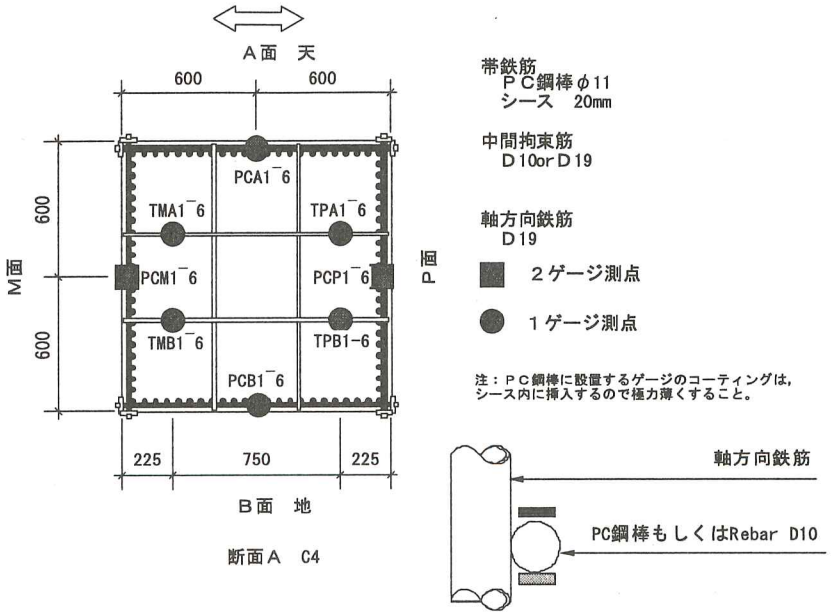
表-4.3.5　計測項目の一覧

計測項目	細目	位置	点数
荷重	水平荷重		1
	鉛直荷重		1
変位	柱の水平変位		4
	フーチングの変位		4
曲率	柱の曲率	下面	10
ひずみ	軸方向鉄筋	両載荷面	10
	PC鋼棒	両載荷面	12
		両せん断面	12
	中間帯鉄筋	せん断方向	24

S-1, S-2　供試体



軸方向鉄筋上のひずみゲージ配置図と断面番号



断面A　C4

PC鋼棒および中間拘束筋上のひずみゲージの配置図と記号

対象	測点番号	添え番号数	ゲージ法	ゲージ数
PC鋼棒	PCM	6	2ゲージ	12
	PCP	6	2ゲージ	12
	PCA	6	1ゲージ	6
	PCB	6	1ゲージ	6
中間拘束筋	TMA	6	1ゲージ	6
	TMB	6	1ゲージ	6
	TPA	6	1ゲージ	6
	TPB	6	1ゲージ	6
軸方向筋	JM__(out,in)	5	2@1ゲージ	10
	JP__(out,in)	5	2@1ゲージ	10
	JMA1(out,in)	1	2@1ゲージ	2
	JMB1(out,in)	1	2@1ゲージ	2
	JPA1(out,in)	1	2@1ゲージ	2
	JPB1(out,in)	1	2@1ゲージ	2
計				88

図-4.3.7　ゲージ配置図

（5）緊張力の導入

目標有効プレストレスは48.9kN/本であるので、導入時は50kN/本を目標に緊張力を目標とした。緊張力は、S-1供試体、S-2供試体でそれぞれ材齢28日、4日で導入した。結果、導入時は50kN/本に対して平均105%、102%の緊張力が導入された。実験の4日前の有効プレストレスは、目標プレストレス48.9kN/本に対して平均103%、101%のプレストレスが導入されていた。なお、緊張力の管理は、PC鋼材に貼り付けたひずみゲージで行った。

図中の鋼棒番号は、基部から上部に向かって番号がつけられている。

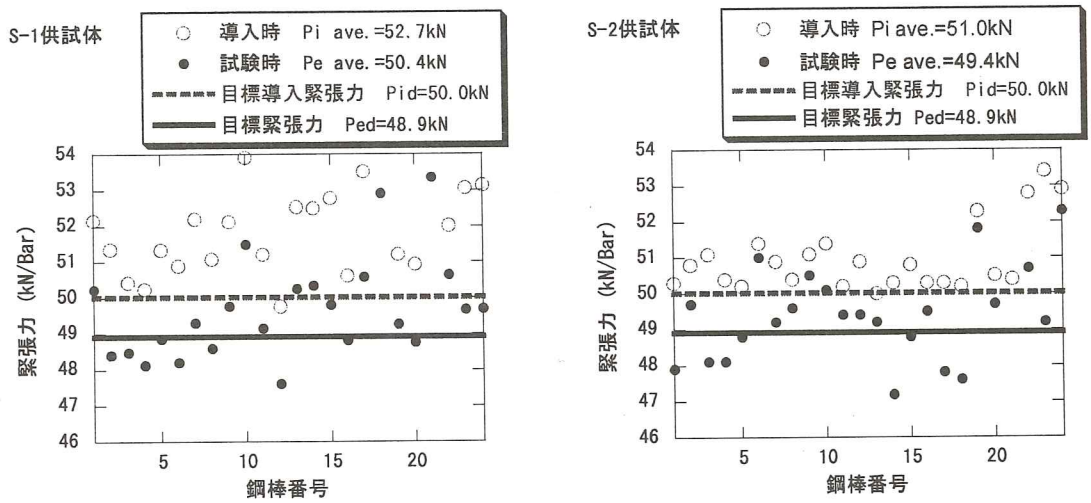


図-4.3.8　PC鋼棒に導入した緊張力の推移

4.3.3　正負交番載荷実験と損傷の進展

（1）載荷方法

実験は、独立行政法人土木研究所耐震強度実験施設において行った。実験の全景を**写真-4.3.2** 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 PC 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±1250kN、最大変位±50mm、最大速度±100cm/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、降伏まで数回の予備載荷を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、初降伏変位の整数倍ごとに正負交番に載荷した。なお、1δ_{y0}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時、**図-4.3.9** 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、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とした。

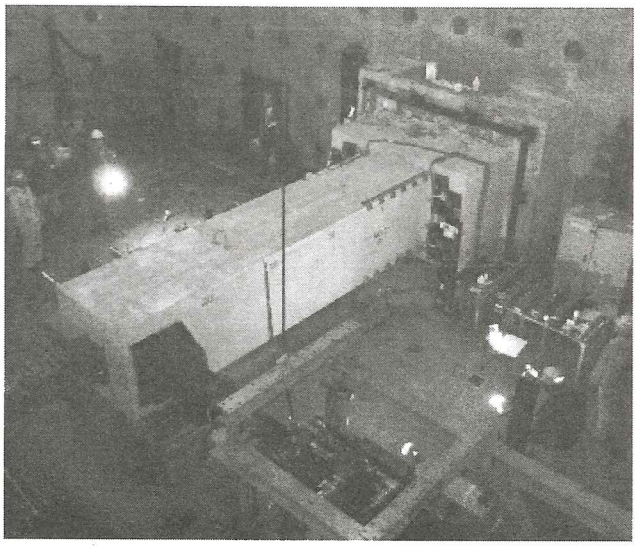


写真-4.3.2　S-2 供試体

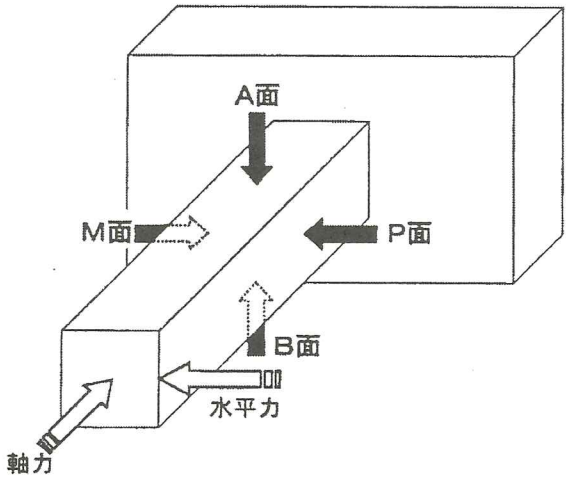


図-4.3.9　供試体に生じた損傷を観察する方向

（2）S1 供試体の損傷の進展

S1 供試体では、弾性範囲の予備載荷の結果、初降伏変位は、+22.0mm、-17.6mm、平均±19.8mm とした。正負で値が異なった理由は、水平加振機の制御の誤差であり、変位が進んでも生じている。各載荷ステップにおける最大変位とその荷重を**表-4.3.6** に示す。

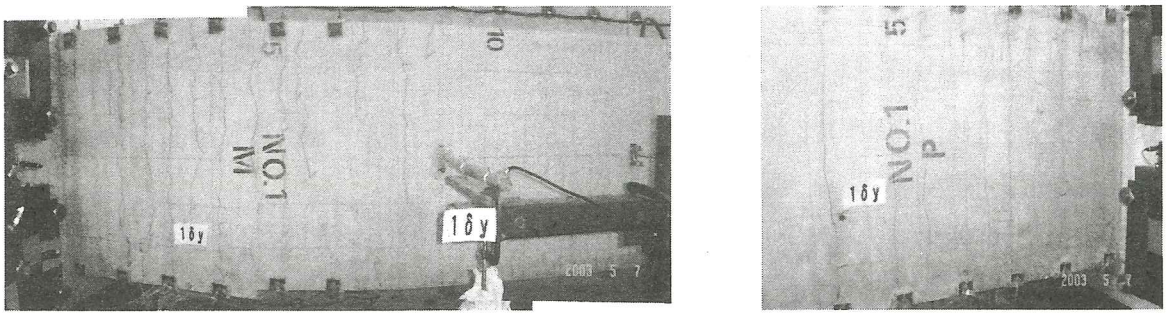
S1 角柱供試体に生じた各限界状態と載荷ステップの関係を**表-4.3.7** に示す。3δ_{y0}の終了時に PC 区間の中間帯鉄筋が降伏を開始した。4δ_{y0}の載荷まで水平ひび割れが進展し、基部付近でかぶりコンクリートの浮きを打音で確認した。5δ_{y0}の 1 波目負側への載荷時に橋脚基部から 500mm までの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、ほぼ同じ長さの軸方向鉄筋の座屈が確認され、曲げ耐力が低下した。6δ_{y0}の載荷で中間帯鉄筋のフックがはずれ PC 鋼棒の定着部が破壊した。7δ_{y0}で軸方向鉄筋の座屈長が 750mm まで進展した。その後、9δ_{y0}まで載荷したが軸方向鉄筋の破断は生じなかった。S1 供試体は、PC 区間における中間帯鉄筋の降伏耐力の不足と、PC 鋼棒の定着部に弱点を有していたと考えられる。

表-4.3.6　各載荷ステップの最大変位とその荷重

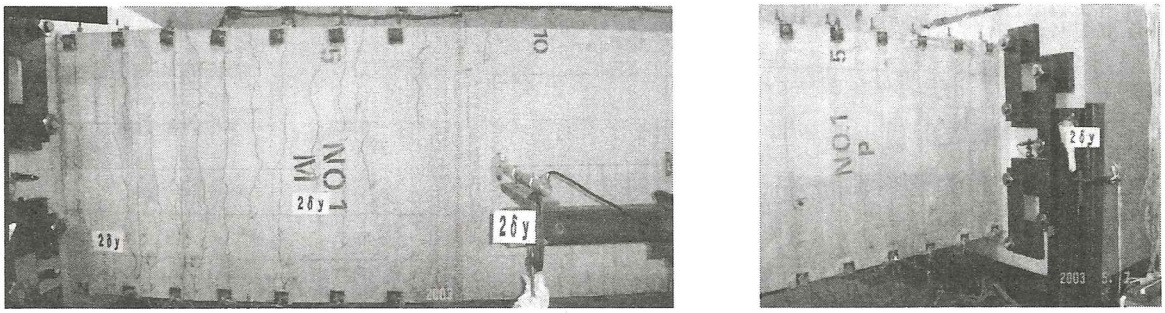
	変位(mm)			荷重(kN)		
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値
予備載荷1	5.9	-4.4	5.2	460	-449	454
予備載荷2	10.6	-8.4	9.5	602	-577	590
予備載荷3	17.4	-14.3	15.9	804	-742	773
予備載荷4	21.2	-17.5	19.4	902	-831	866
予備載荷5	23.6	-19.2	21.4	967	-856	912
1δyo	21.2	-17.6	19.4	871	-780	825
2δyo	40.5	-36.3	38.4	1101	-1084	1092
3δyo	62.1	-60.1	61.1	1113	-1039	1076
4δyo	86.3	-83.3	84.8	1107	-1075	1091
5δyo	108.4	-104.8	106.6	1114	-1009	1062
6δyo	132.0	-129.3	130.7	986	-893	939
7δyo	157.9	-156.0	157.0	820	-772	796
8δyo	180.2	-180.1	180.2	734	-738	736
9δyo	204.2	-204.8	204.5	673	-690	681

表-4.3.7 実験過程で生じた各種の限界状態

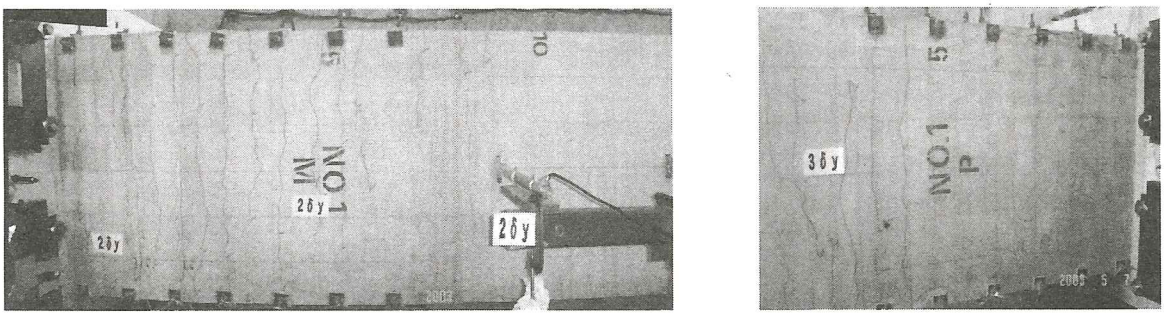
限界状態	載荷ステップ
P面軸方向鉄筋の初降伏	予備載荷5
M面軸方向鉄筋の初降伏	2δyo-1st
中間拘束筋の降伏	3δyo-3rd
かぶりコンクリートの浮き	4δyo終了時
最大耐力	5δyo+1st
終局時曲率への到達	5δyo+1st
P面軸方向鉄筋の座屈L=500mm	5δyo-1st
P面かぶりの剥落	5δyo-1st
M面軸方向鉄筋の座屈L=500mm	5δyo+2nd
M面かぶりの剥落	5δyo+2nd
PC鋼棒の脱落	6δyo
軸方向鉄筋の座屈L=750mm	7δyo
載荷面PC鋼棒の降伏	降伏せず
せん断面PC鋼棒の降伏	降伏せず
軸方向鉄筋の破断	生じず



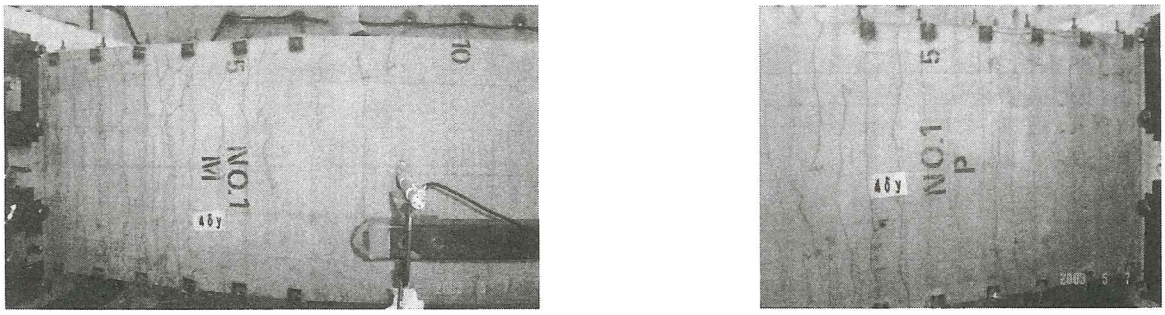
(a) $1\delta_{y0}$



(b) $2\delta_{y0}$

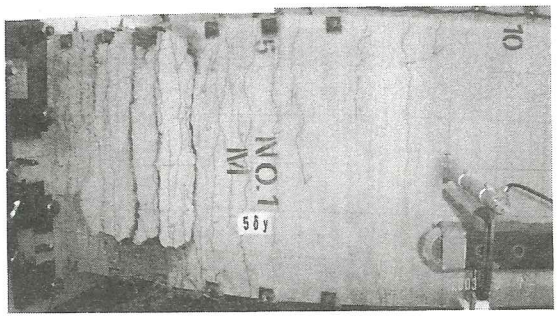


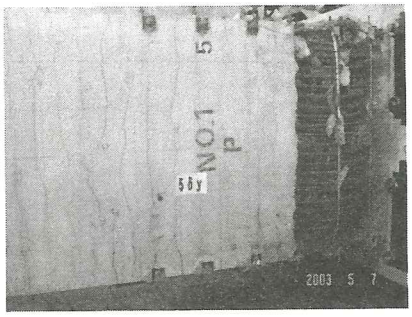
(c) $3\delta_{y0}$



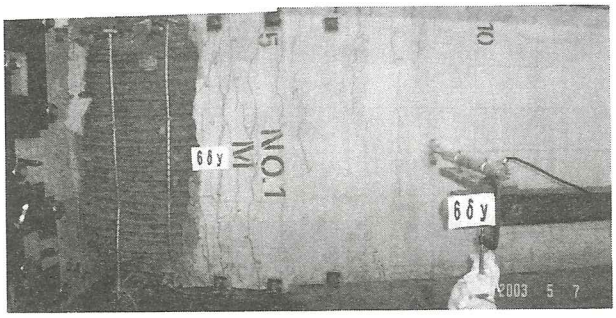
(d) $4\delta_{y0}$

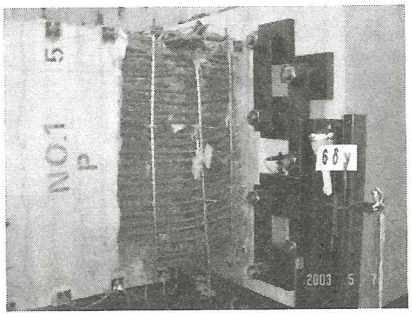
写真-4.3.3(1)　S-1 供試体の損傷状況　(左列：M 面　右列：P 面)



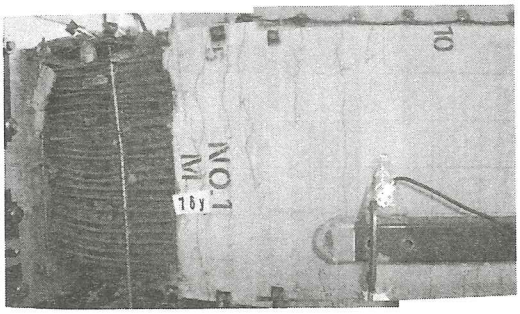


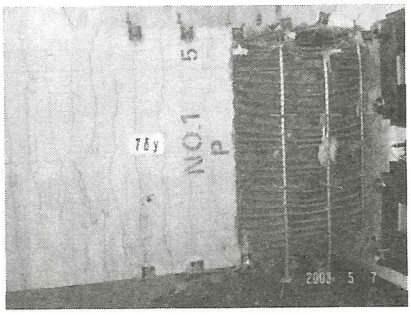
(e) $5\delta_{y0}$



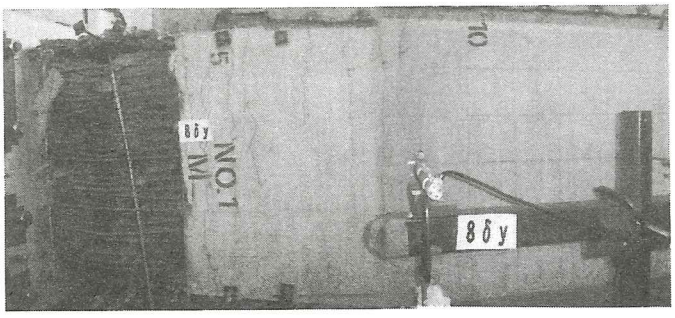


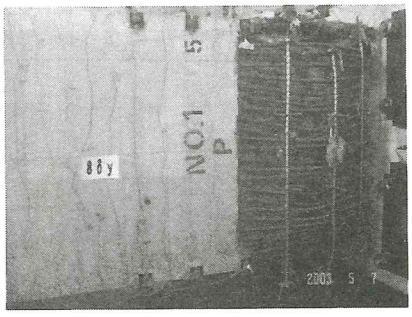
(f) $6\delta_{y0}$





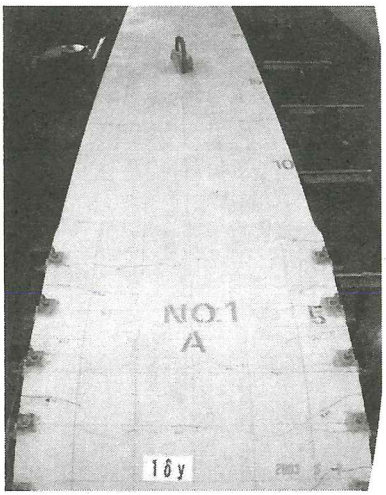
(g) $7\delta_{y0}$



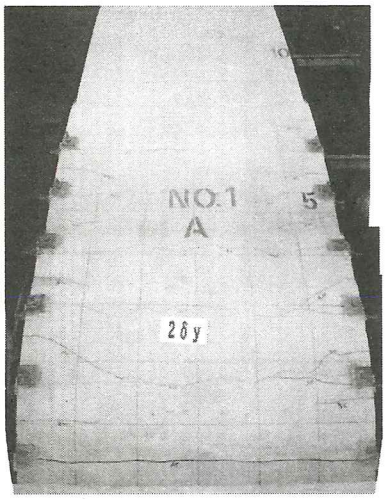


(h) $8\delta_{y0}$

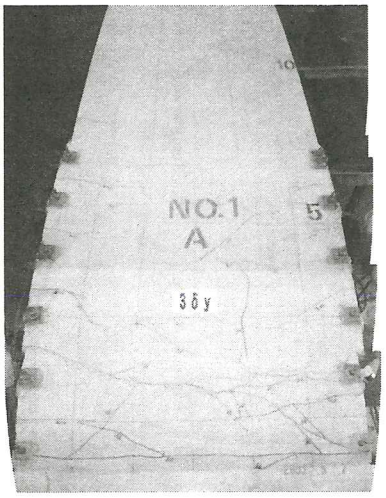
写真-4.3.3(2)　S-1 供試体の損傷状況　(左列：M 面　右列：P 面)



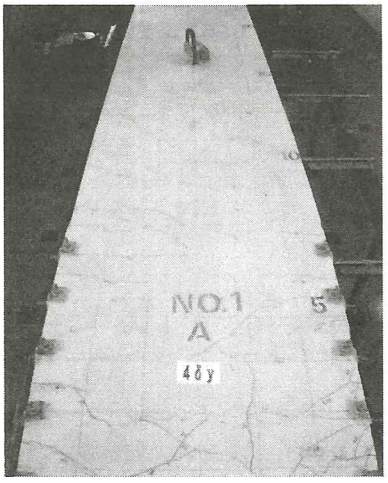
(a) $1\delta_{y0}$



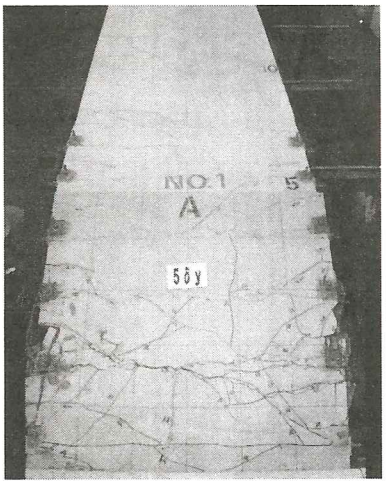
(b) $2\delta_{y0}$



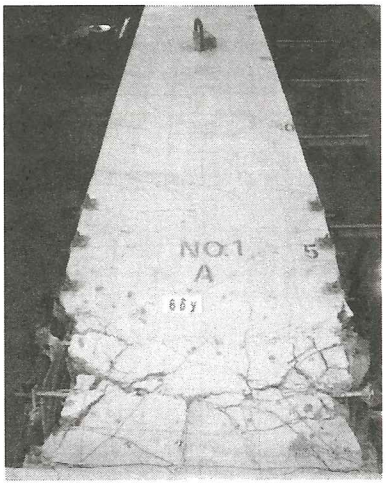
(c) $3\delta_{y0}$



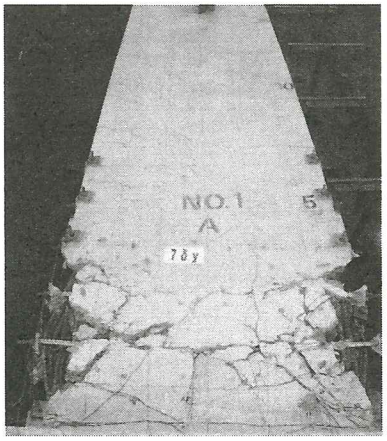
(d) $4\delta_{y0}$



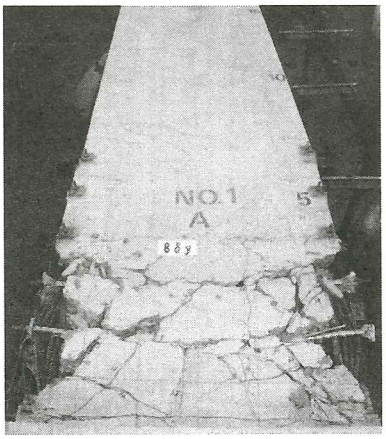
(e) $5\delta_{y0}$



(f) $6\delta_{y0}$



(g) $4\delta_{y0}$



(h) $5\delta_{y0}$

写真-4.3.3(3)　S-1 供試体の損傷状況　(A 面)

（3）S2 供試体の損傷の進展

S2 供試体では、弾性範囲の予備載荷の結果、初降伏変位は、 +23.0mm、-20.0mm、平均±21.5mm とした。正負で値が異なった理由は、水平加振機の制御の誤差であり、変位が進んでも生じている。各載荷ステップにおける最大変位とその荷重を**表-4.3.8** に示す。

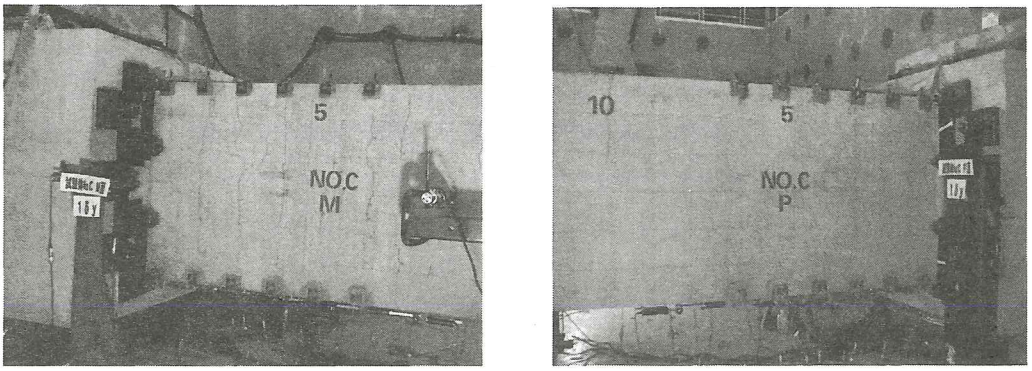
S2 角柱供試体に生じた各限界状態と載荷ステップの関係を**表-4.3.9** に示す。$3\delta_{y0}$の載荷まで水平ひび割れが進展した。$4\delta_{y0}$の2波目の載荷時に、M 面では橋脚基部より 325mm から 575mm の範囲で、P 面では 75mm から 325mm の範囲で、かぶりコンクリートが剥落し、同じ長さの軸方向鉄筋の座屈が確認された。その後、曲げ耐力を維持したまま$7\delta_{y0}$まで、かぶりコンクリートの剥落が進行した。$7\delta_{y0}$の載荷中、両端部の軸方向鉄筋の座屈長が面内に進展するとともに、軸方向鉄筋の破断が生じた。S2 供試体は、S1 供試体に比較して、PC 区間における中間帯鉄筋の径を大きくし、PC 鋼棒の定着部を強固にしたため、拘束度が大きくなり、軸方向鉄筋の座屈を早めたと思われる。

表-4.3.8 各載荷ステップの最大変位とその荷重

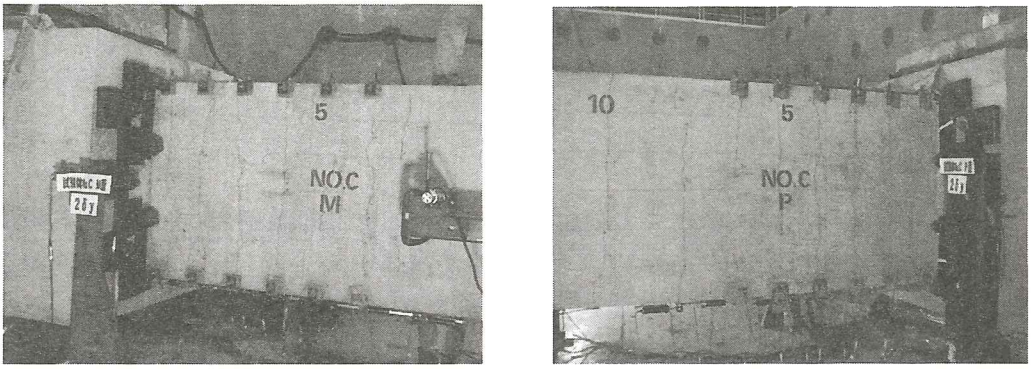
	変位(mm)			荷重(kN)		
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値
予備載荷1	5.3	-4.9	5.1	442	-416	429
予備載荷2	9.8	-9.1	9.4	606	-547	576
予備載荷3	15.9	-14.7	15.3	803	-706	755
予備載荷4	19.8	-18.3	19.0	908	-799	853
予備載荷5	23.6	-20.6	22.1	961	-849	905
1δyo	23.0	-20.0	21.5	914	-813	864
2δyo	41.4	-39.5	40.5	1125	-1067	1096
3δyo	66.0	-64.6	65.3	1142	-1084	1113
4δyo	89.2	-87.8	88.5	1143	-1096	1120
5δyo	110.2	-108.7	109.5	1067	-1000	1033
6δyo	132.1	-131.2	131.6	1069	-988	1029
7δyo	154.2	-154.8	154.5	968	-828	898
8δyo	177.1	-178.7	177.9	467	-443	455
9δyo						

表-4.3.9 実験過程で生じた各種の限界状態

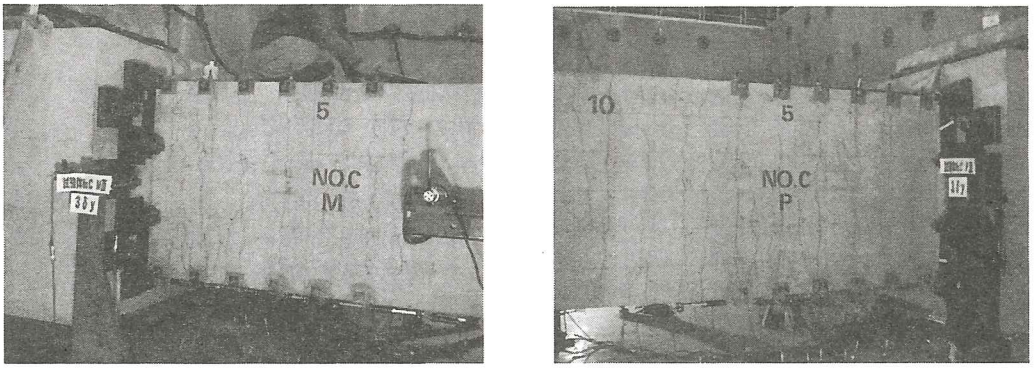
限界状態	載荷ステップ
P面軸方向鉄筋の初降伏	予備載荷5
M面軸方向鉄筋の初降伏	2δyo-1st
最大耐力	3δyo+1st
M面軸方向鉄筋の座屈L=250mm	4δyo+2nd
M面かぶりの剥落	4δyo+2nd
M面PC鋼棒の曲げ降伏	4δyo+2nd
P面軸方向鉄筋の座屈L=250mm	4δyo-2nd
P面かぶりの剥落	4δyo-2nd
P面PC鋼棒の曲げ降伏	4δyo-2nd
中間拘束筋の降伏	5δyo+1st
計算終局時曲率への到達	6δyo+1st
軸方向鉄筋の座屈長の進展	7δyo
軸方向鉄筋の破断	7δyo
せん断面PC鋼棒の降伏	観察されず



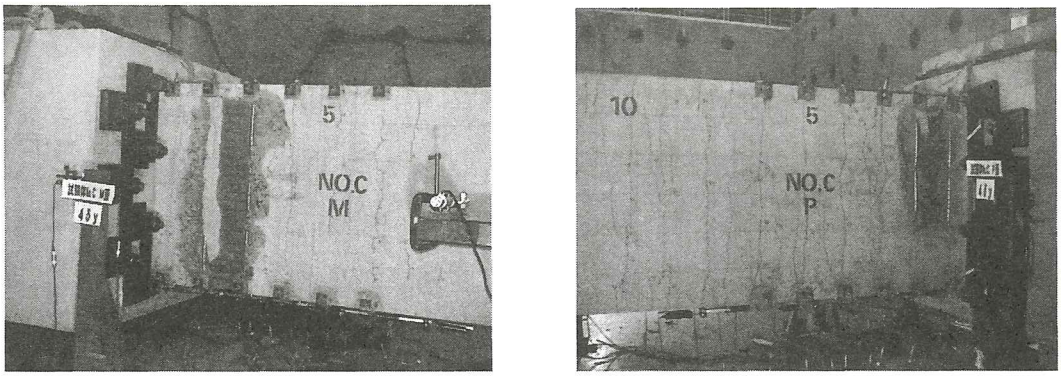
(a) $1\delta_{y0}$



(b) $2\delta_{y0}$

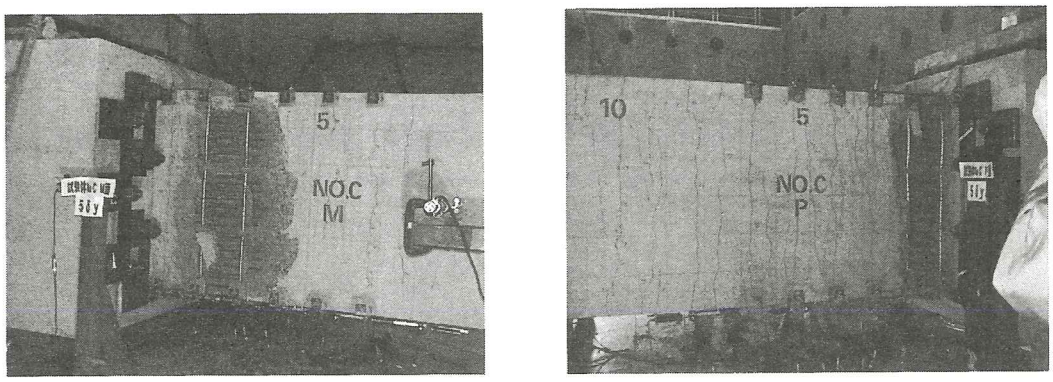


(c) $3\delta_{y0}$

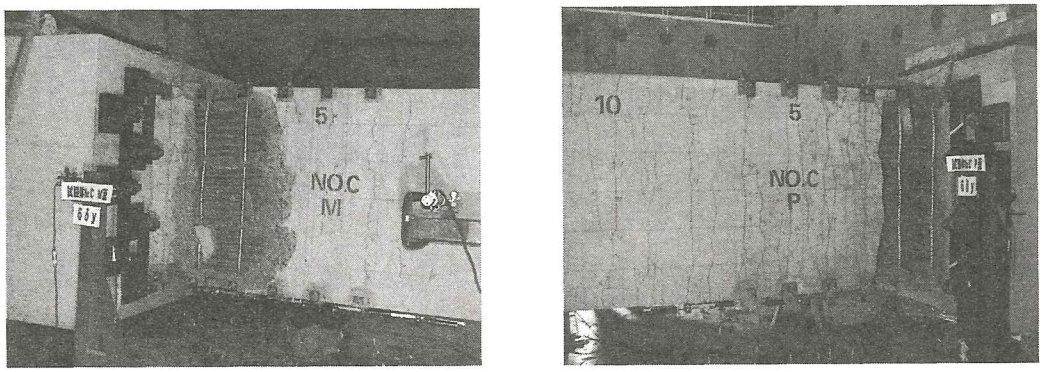


(d) $4\delta_{y0}$

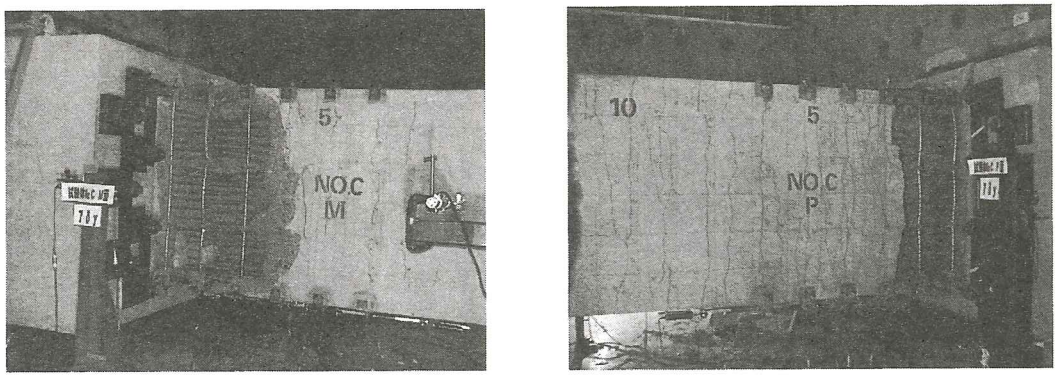
写真-4.3.4(1) S-2 供試体の損傷状況 (左列：M 面 右列：P 面)



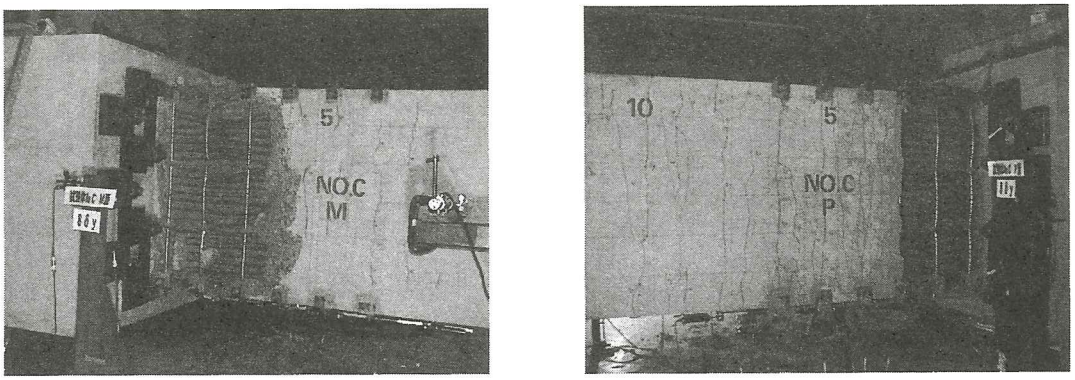
(e) $5\delta_{y0}$



(f) $6\delta_{y0}$



(g) $7\delta_{y0}$



(h) $8\delta_{y0}$

写真-4.3.4(2)　S-2 供試体の損傷状況　(左列：M 面　右列：P 面)

4.3.4　耐力・変形性能と履歴特性

（1）水平力－水平変位の関係

各供試体の水平荷重と水平変位の関係は、図-4.3.10 に示すようにほぼ等しく、履歴曲線にも大きな差異はない。

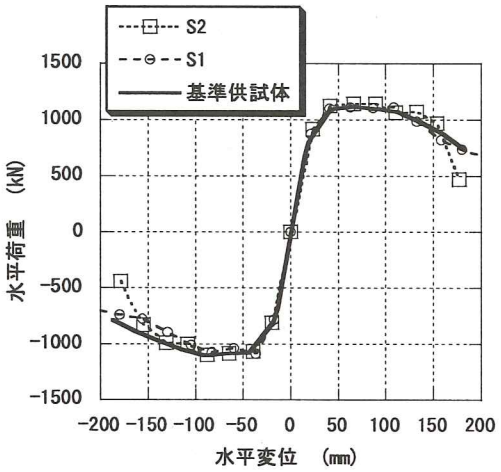


図-4.3.10　各供試体の水平荷重-水平変位の関係

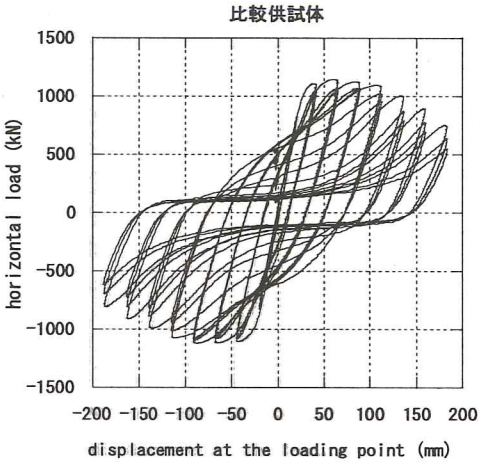


図-4.3.11　基準供試体の履歴曲線

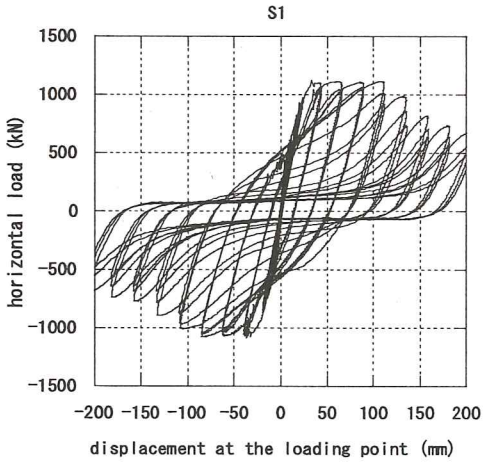


図-4.3.12　S-1 供試体の履歴曲線

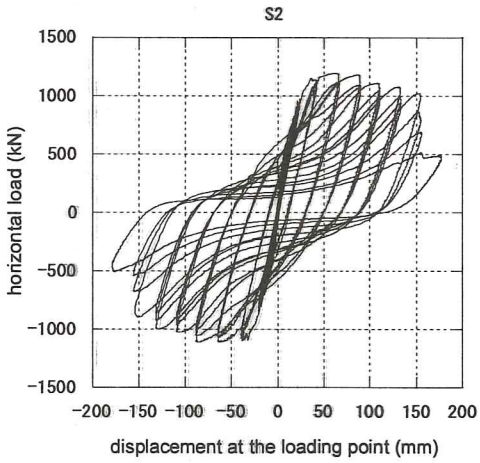
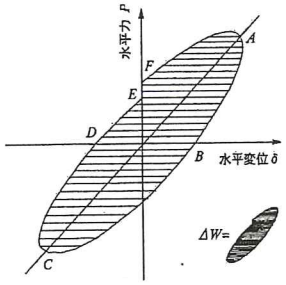


図-4.3.13　S-2 供試体の履歴曲線

（2）エネルギー吸収性能

図-4.3.15 に水平変位と各載荷サイクル1波目の吸収エネルギーの比較を示す。各供試体とも軸方向鉄筋量が同一であるので、拘束方法に関わらずそれぞれの終局時までの変位に対する吸収エネルギー量の増加割合が等しいことがわかる。S2供試体は、部分的な損傷が進行したために終局後の吸収エネルギーの減少割合が少ない。

図-4.3.18 の等価粘性減衰定数と基準変位倍率の関係によると、軸方向鉄筋の座屈など終局状態が生じた載荷ループ以降履歴ループが劣化する事がわかる。また、**図-4.3.17** より終局が生じた基準変位倍数の中でも、終局以降、劣化が著しく進んでいることがわかる。



$$Heq=\frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W}$$

Heq：等価粘性減衰定数

ΔW：吸収エネルギー

W：弾性エネルギー

図-4.3.14　吸収エネルギーと等価粘性減衰定数の算出方法

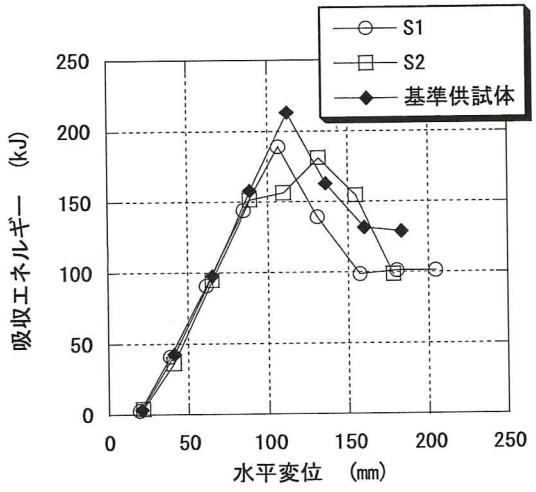


図-4.3.15　吸収エネルギーの比較(1波目)

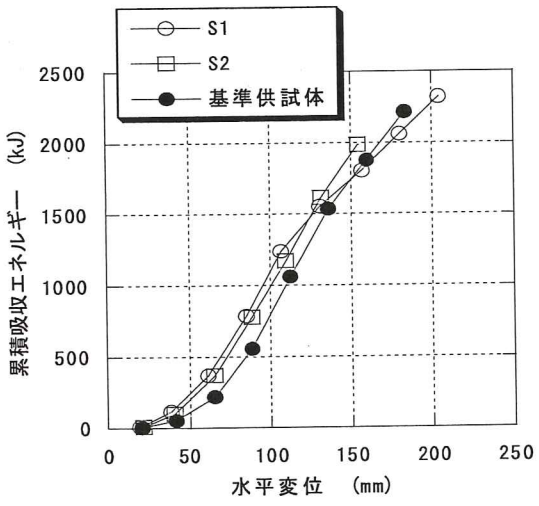


図-4.3.16　累積吸収エネルギーの比較(3波合計)

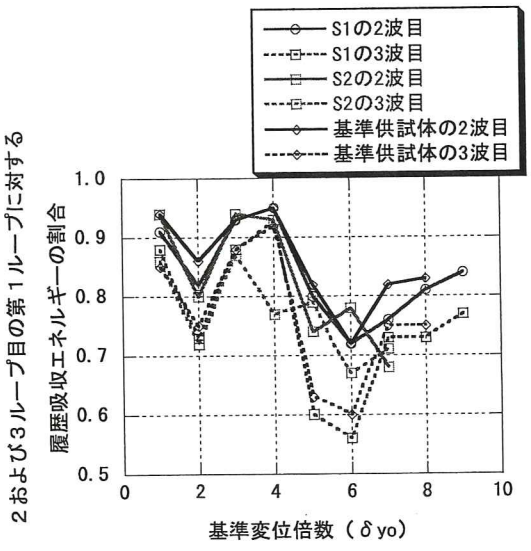


図-4.3.17　吸収エネルギーの各ステップでの変化割合

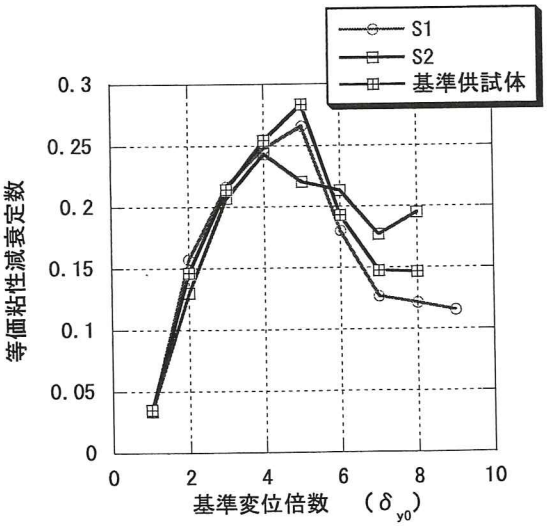


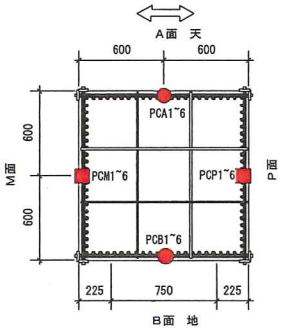
図-4.3.18　等価粘性減衰定数の比較(1波目)

4.3.5　拘束効果

（1）PC 鋼棒に生じたひずみについて

（a）S1 供試体のひずみ

軸方向鉄筋の座屈が生じた範囲の PC 鋼棒は、5～6 δ_{y0} で緊張力が解放されていることがわかる。



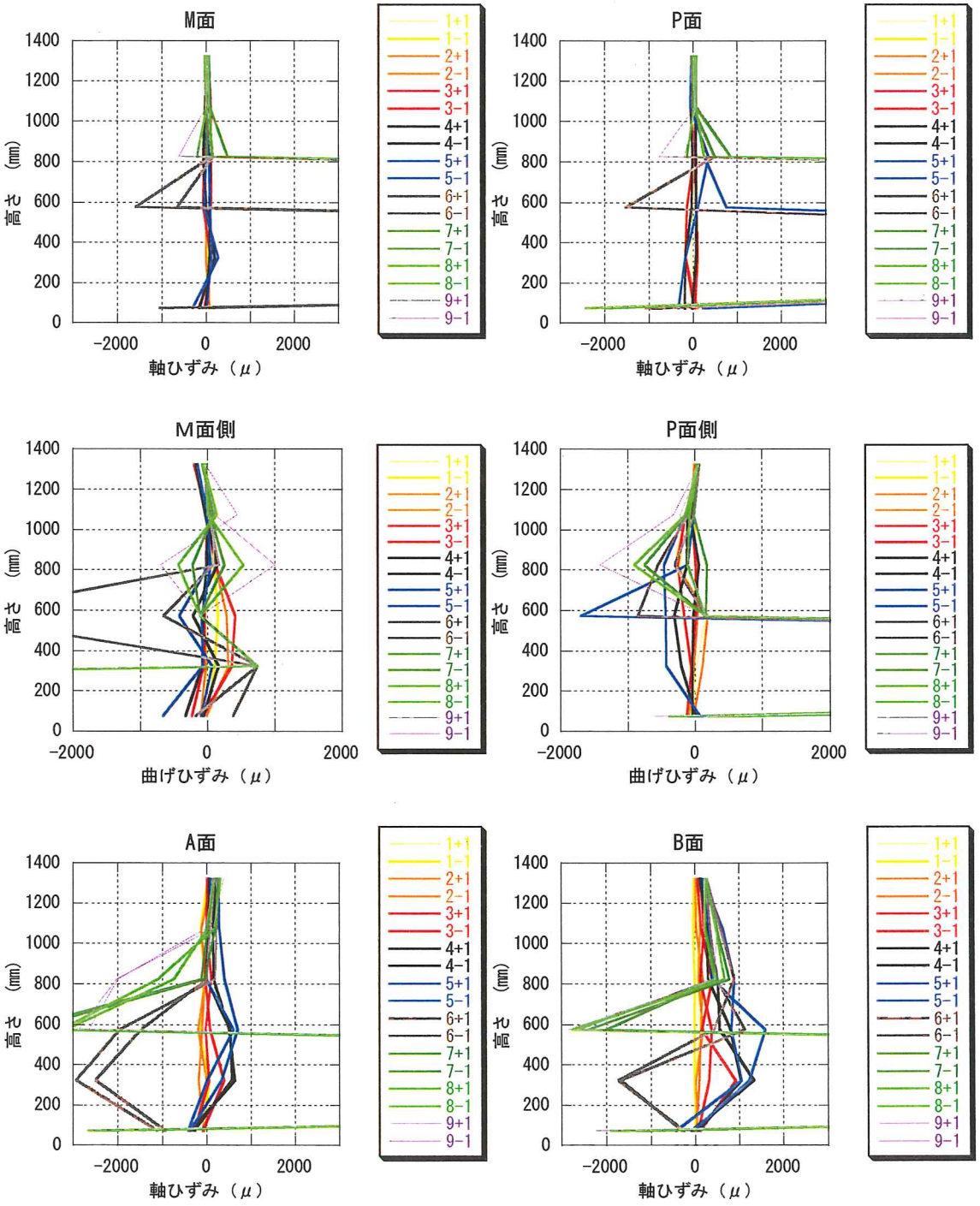


図-4.3.19(1)　S-1 供試体の PC 鋼棒に生じたひずみの分布

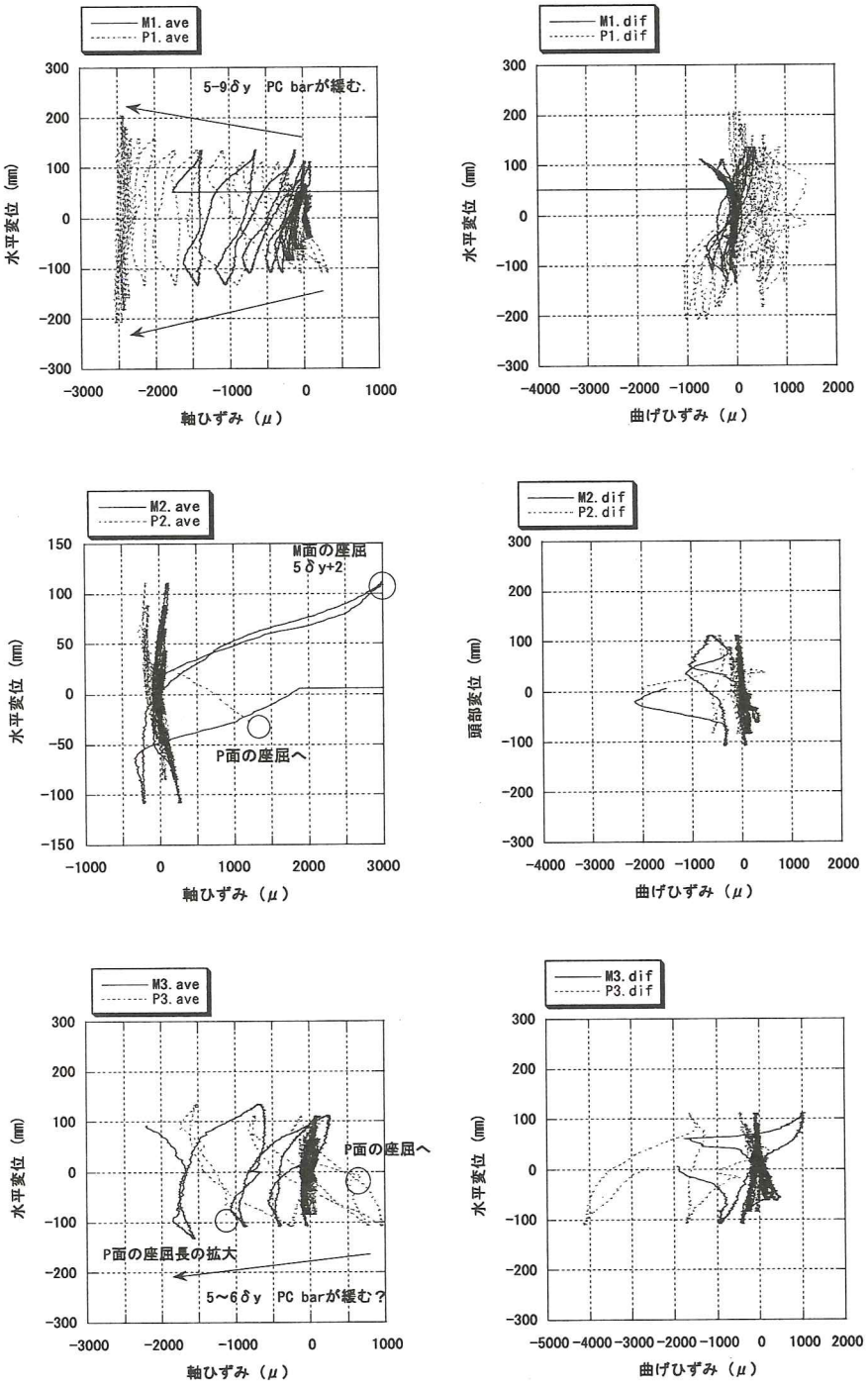


図-4.3.19(2)　載荷面のPC鋼棒に生じたひずみと水平変位の関係

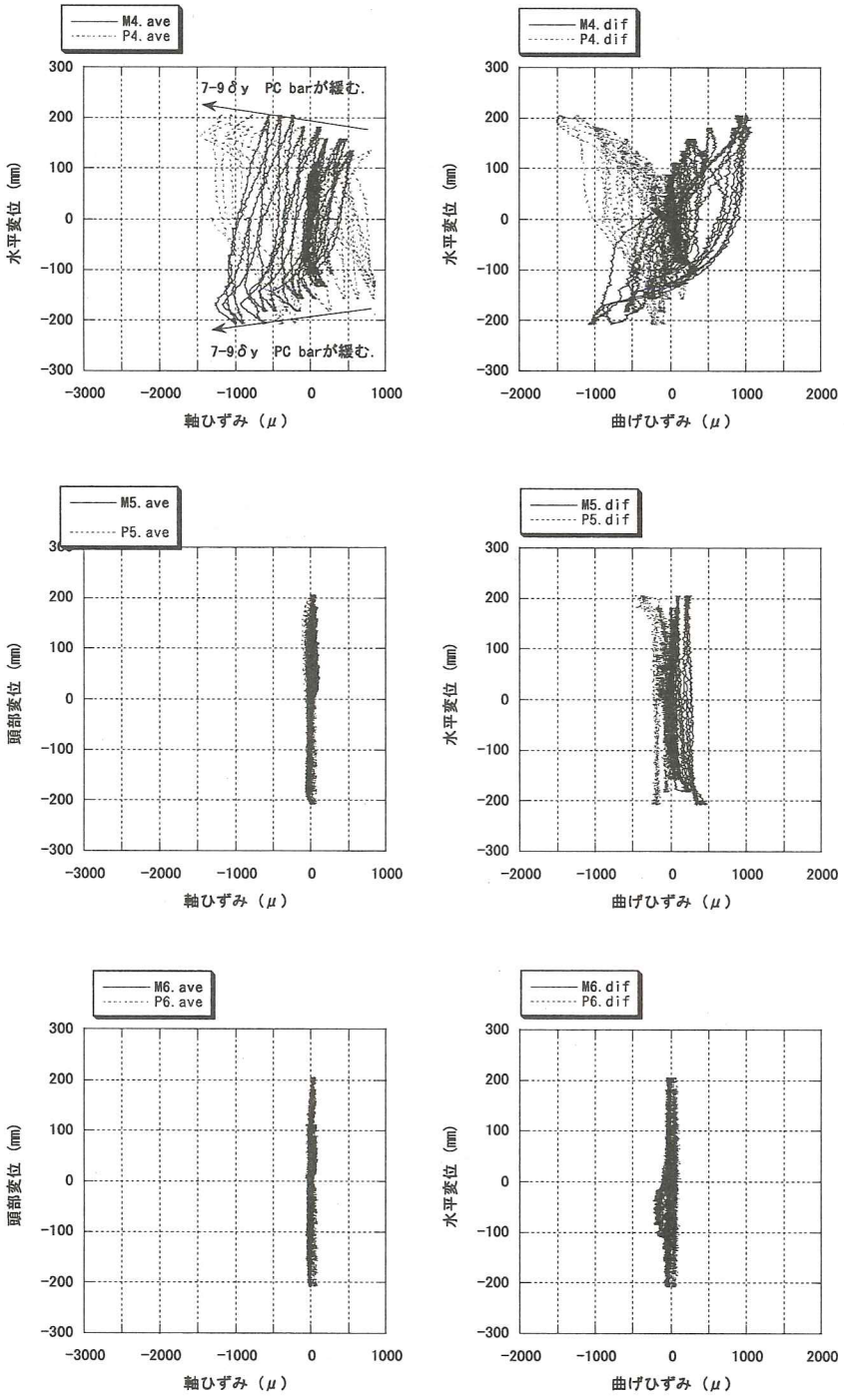


図-4.3.19(3)　載荷面のPC鋼棒に生じたひずみと水平変位の関係

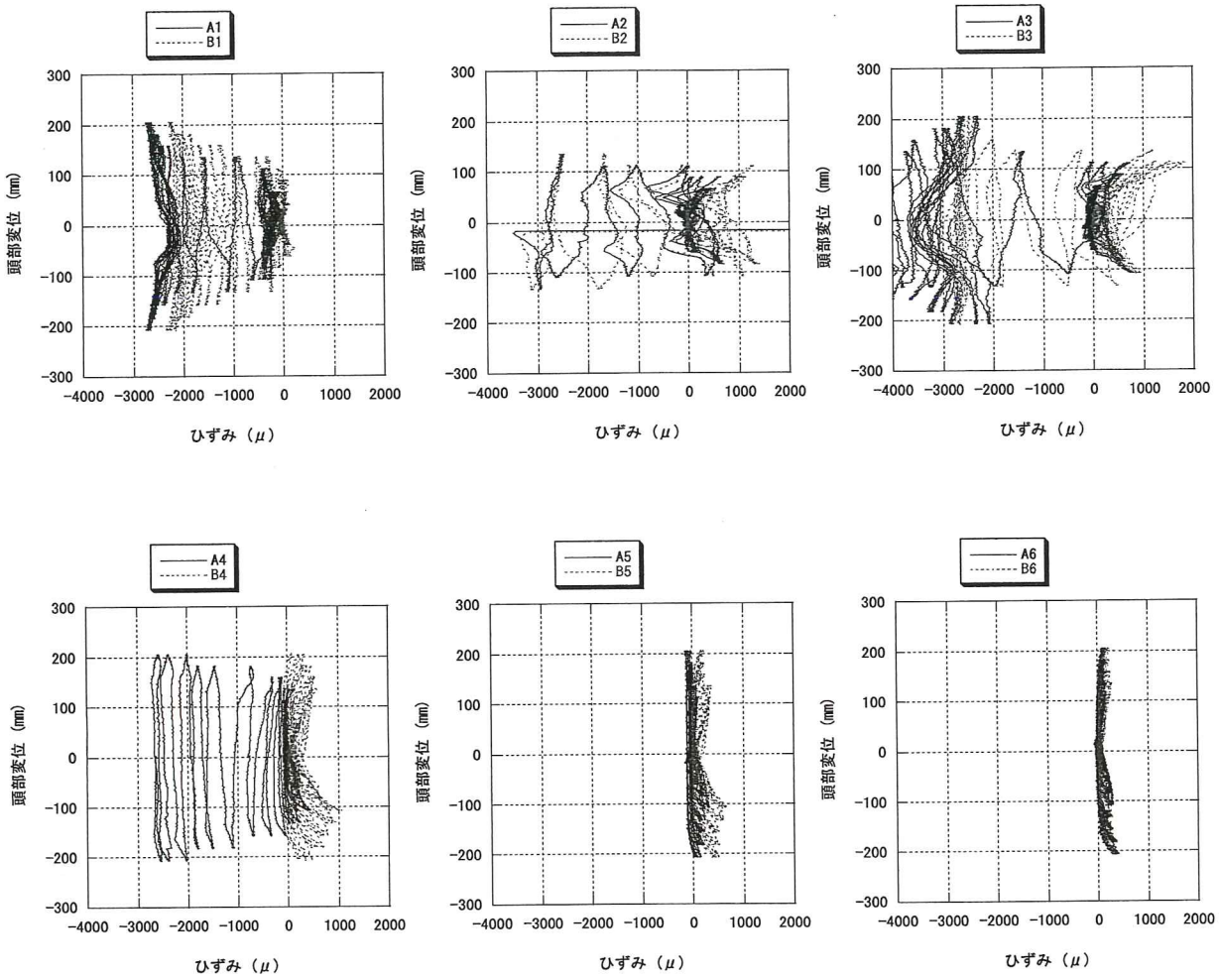
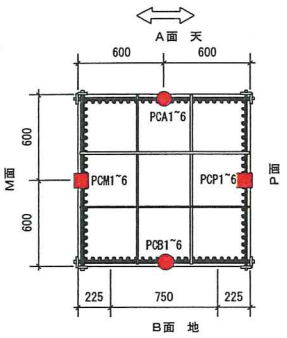


図-4.3.19(4)　せん断面のPC鋼棒に生じたひずみと水平変位の関係

（b）S2 供試体のひずみ

S2 供試体は、定着性能が高かったので、PC 鋼棒の張力解放は、一部の鋼棒に限られている。



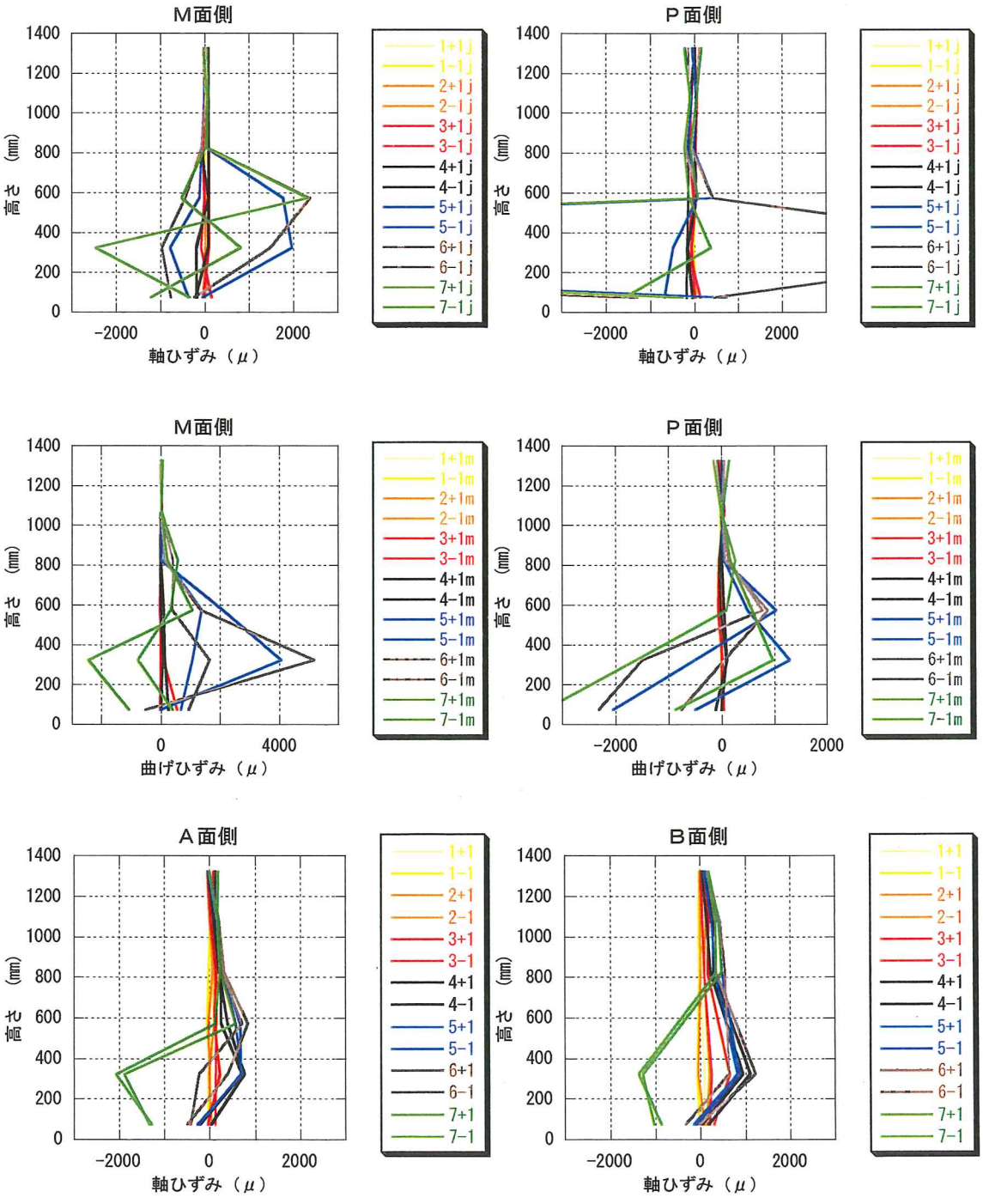


図-4.3.20(1)　載荷面の PC 鋼棒に生じたひずみの分布

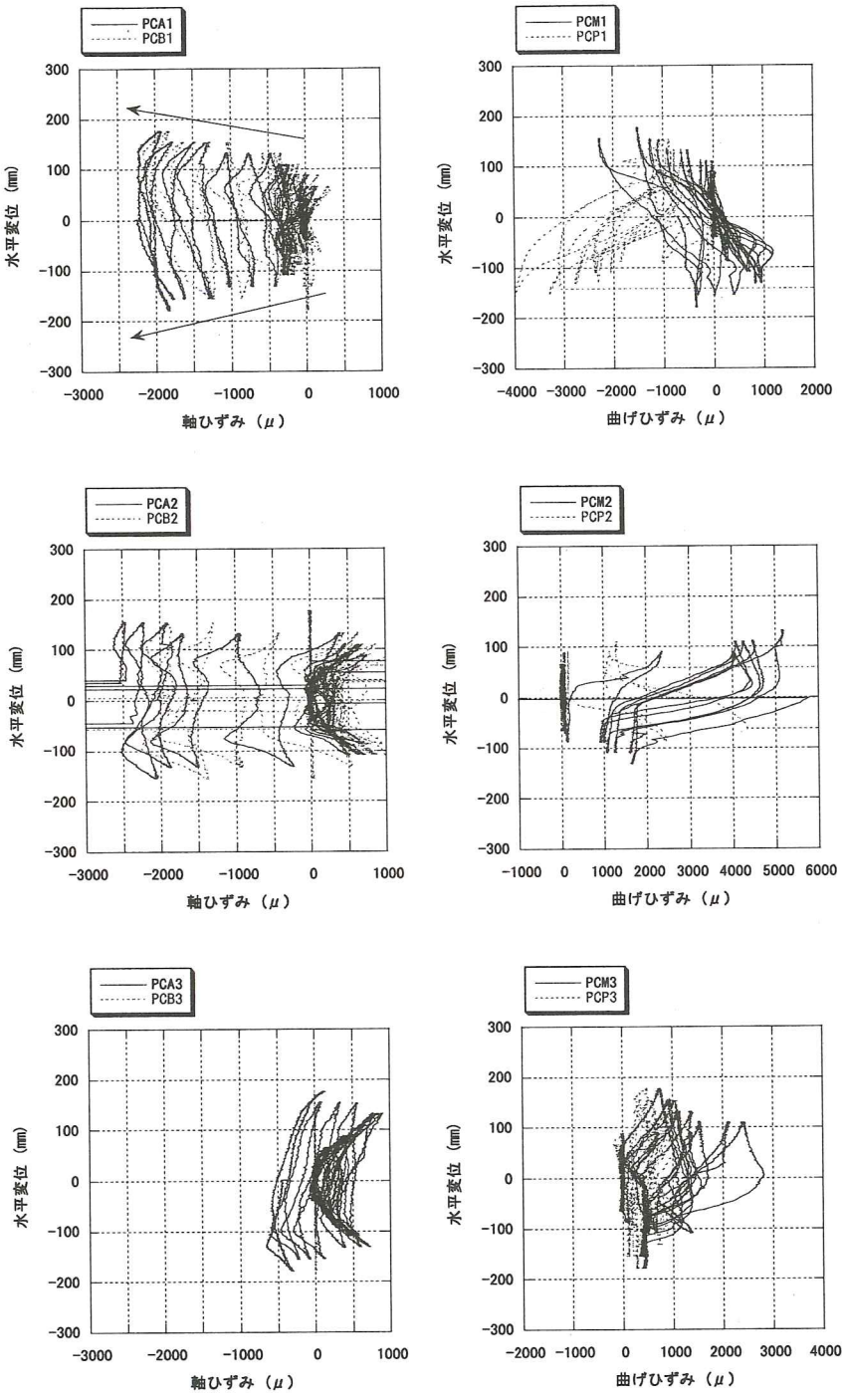


図-4.3.20(2)　載荷面のPC鋼棒に生じたひずみと水平変位の関係

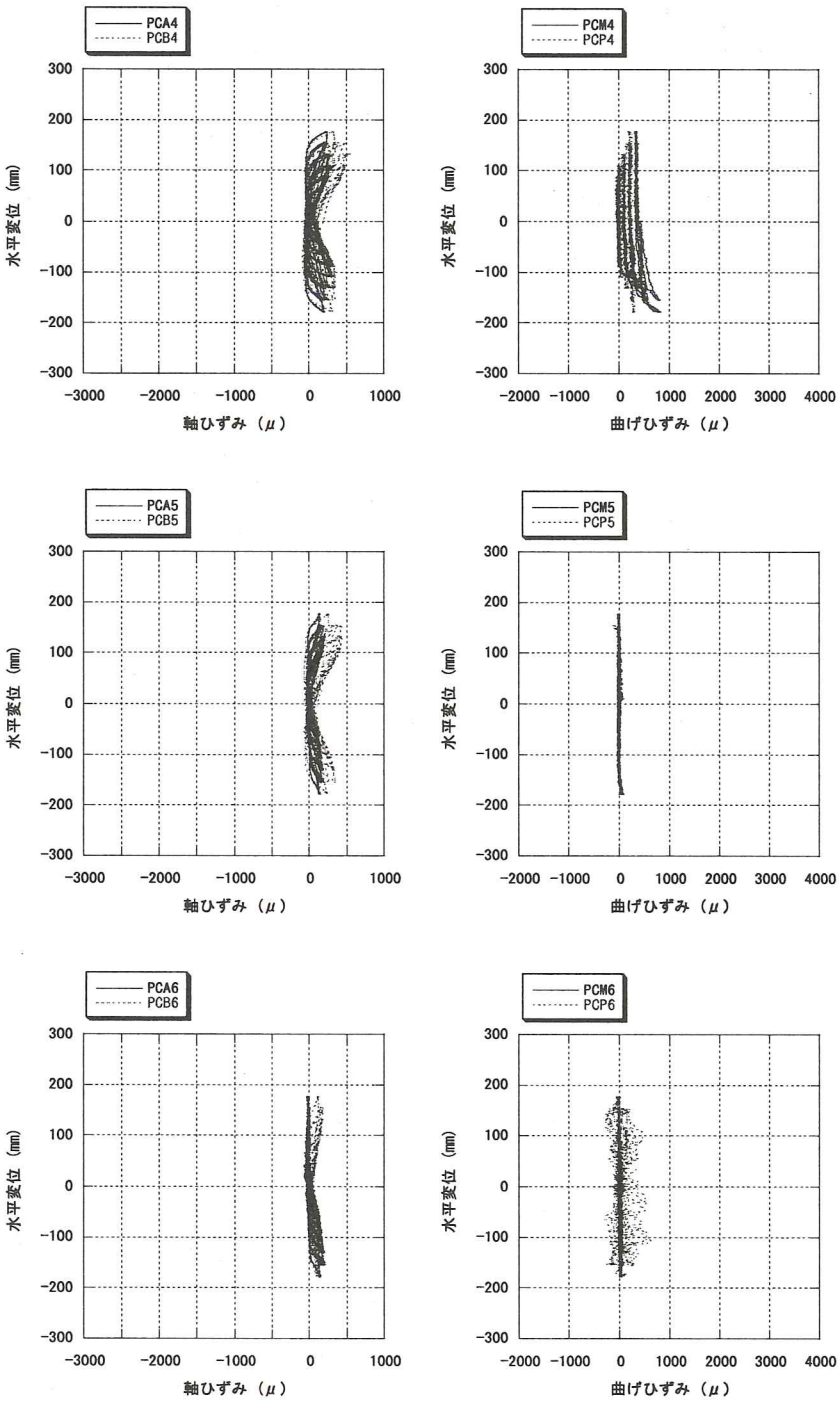


図-4.3.20(3)　せん断面のPC鋼棒に生じたひずみと水平変位の関係

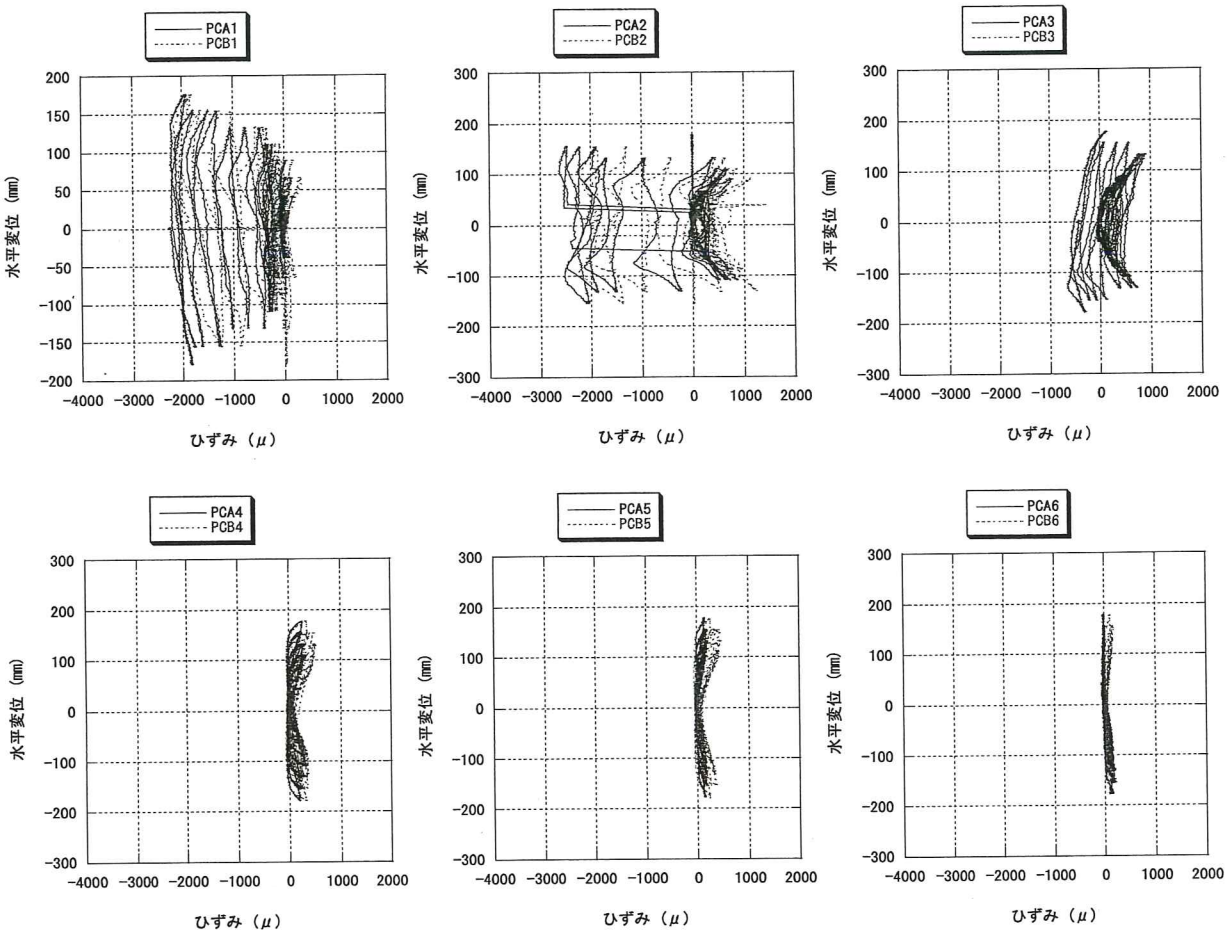
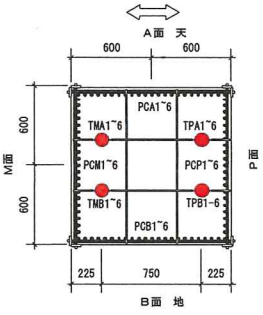


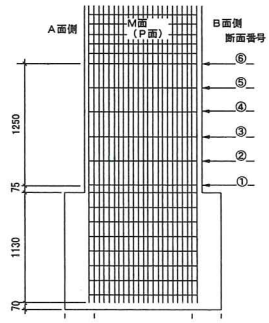
図-4.3.20(4)　せん断面のPC鋼棒に生じたひずみと水平変位の関係

（2）中間拘束筋に生じたひずみについて

（a）S1 供試体

中間拘束筋 D10 のひずみの各変位に対する応答を**図-4.3.21(1)**に示す。軸方向鉄筋の座屈の生じた $5\delta_{y0}$ に基部から2段目および3段目で完全に降伏ひずみに至ったことがわかる。





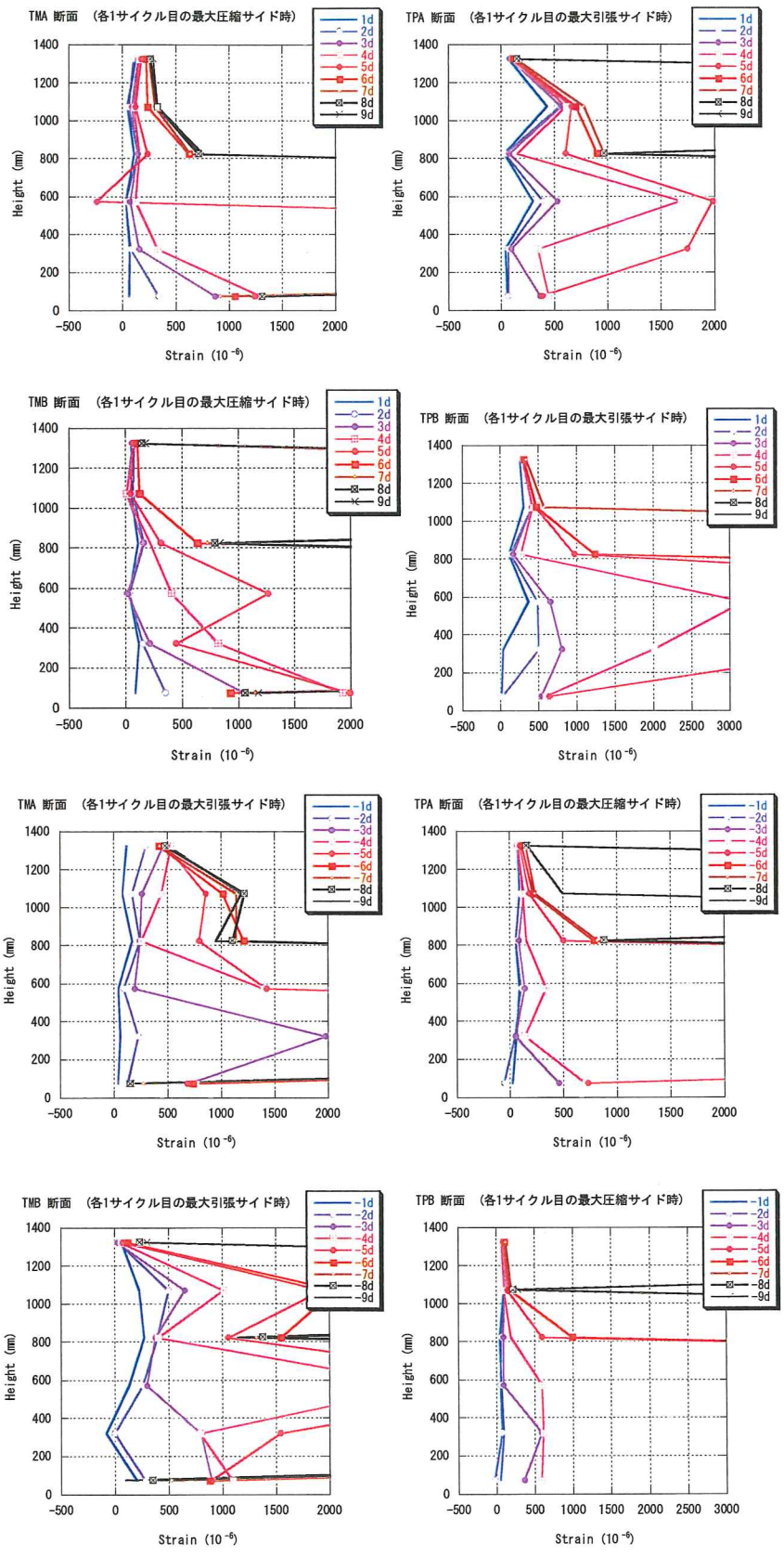


図-4.3.21(1)　中間拘束筋のひずみの分布

中間拘束筋のひずみと変位の関係を図-4.3.21(2)～(4)に示す。正側の載荷を行った時、正側に位置する測点のひずみは減少傾向を示し、負側に位置する測点のひずみが増加する傾向を示す。負側に載荷したときも同様の傾向を示す。一般に、軸方向鉄筋の座屈方向およびかぶりコンクリートの剥落方向に力が作用すると想像され圧縮サイドの測点のひずみが大きくなると考えがちであるが、現実は異なるようである。測点の位置が曲げひび割れ範囲内に入ると付着が切れて、ひずみが急増するようである。

つまり、圧縮側ではコンクリートと軸方向鉄筋が一体で軸力を受け、引張側の軸方向鉄筋を引き寄せているようである。軸方向鉄筋の曲げ成分を見ても、座屈前は曲げ成分は座屈 mode と逆位相の変形形状を示している。この引き合いを続ける工夫をすれば、軸方向鉄筋の座屈を遅延できる。本実験では、中間拘束筋が早期（$3\delta_{y0}$-3rd）に降伏したことが、座屈を抑制できなかった大きな要因と考える。拘束筋のピッチを250mmと基準供試体の3.3倍にとばしたので、中間拘束筋の断面積を考察する必要があった。

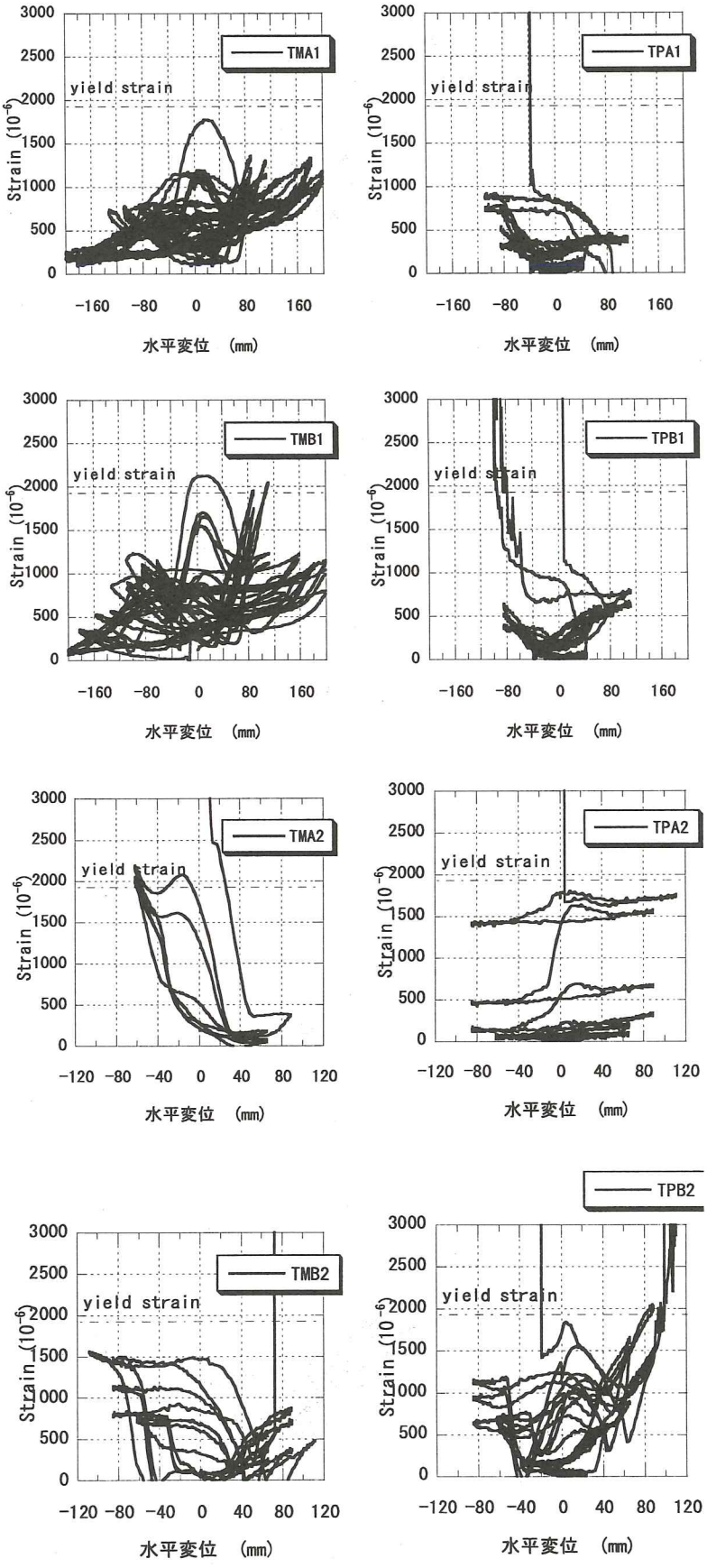


図-4.3.21(2)　中間拘束筋の水平変位とひずみの関係

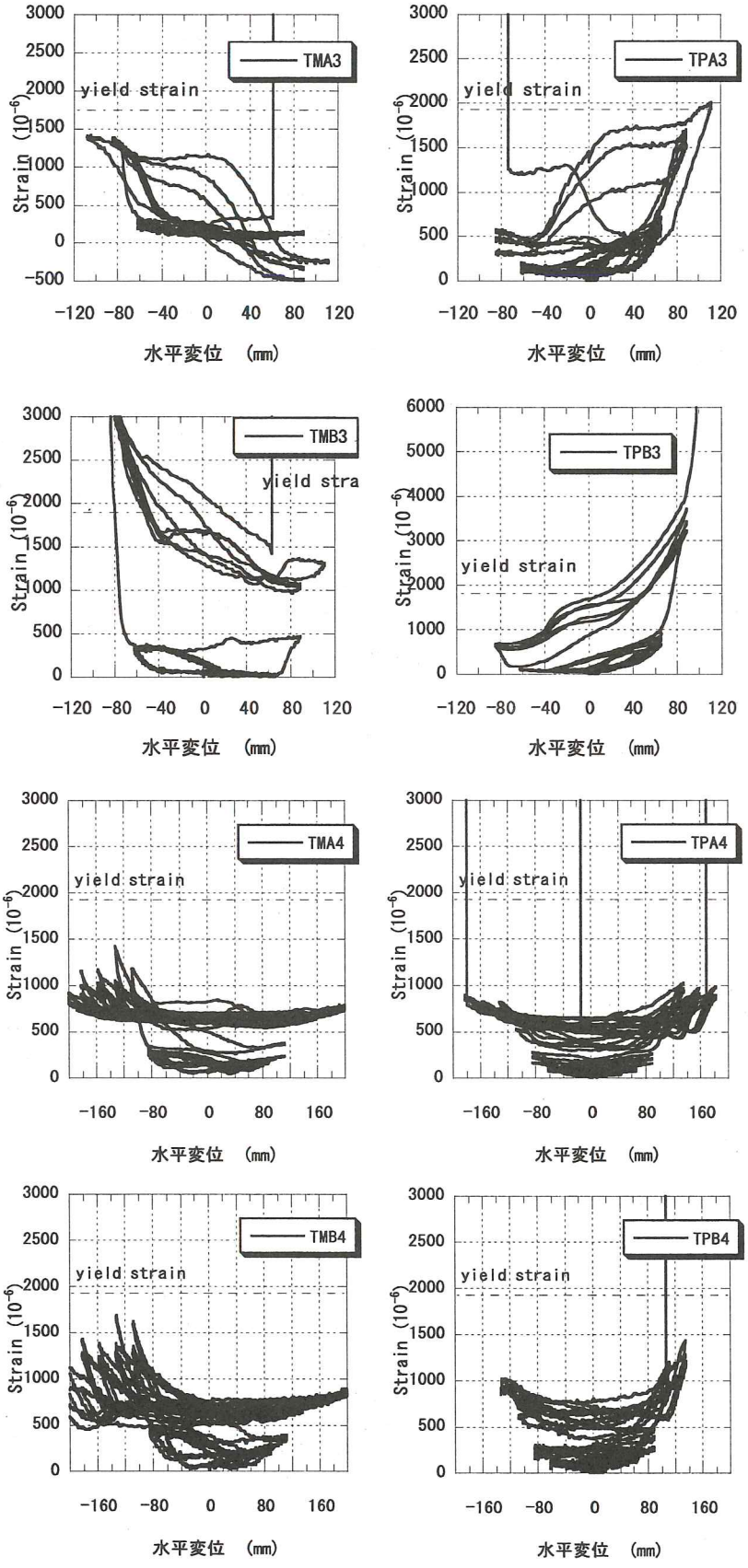


図-4.3.21(3)　中間拘束筋の水平変位とひずみの関係

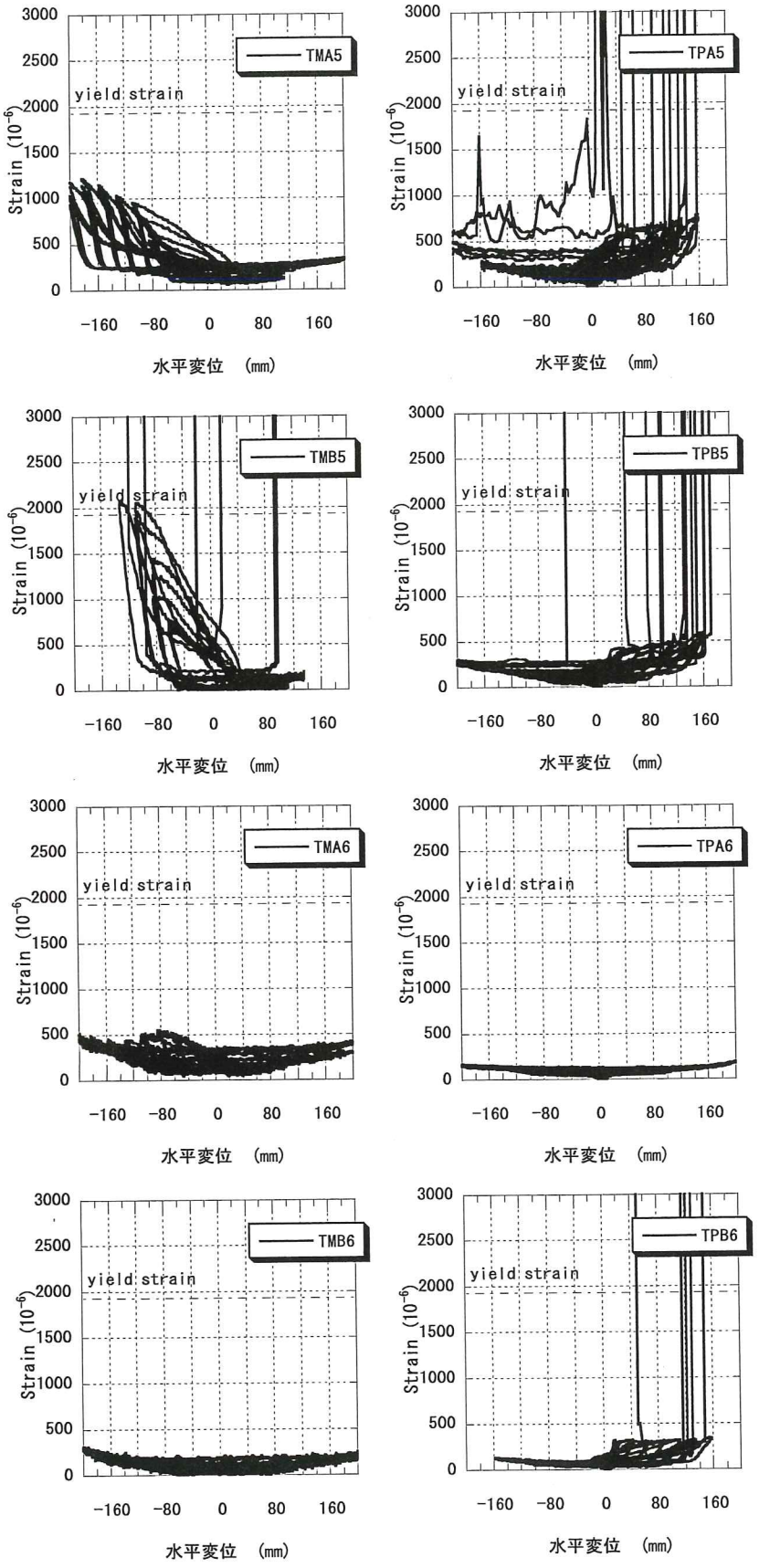
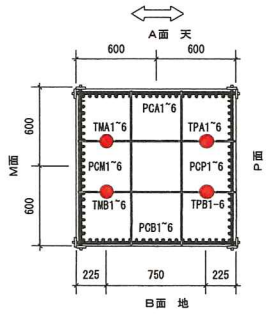
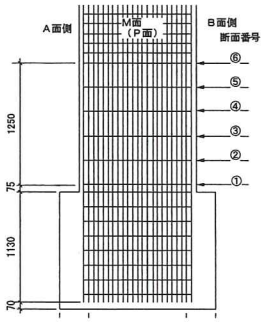


図-4.3.21(4)　中間拘束筋の水平変位とひずみの関係

(b) S2 供試体

S2 供試体では，中間拘束筋を D19 としたので，6～7 δ_{yo} まで降伏が生じていない。





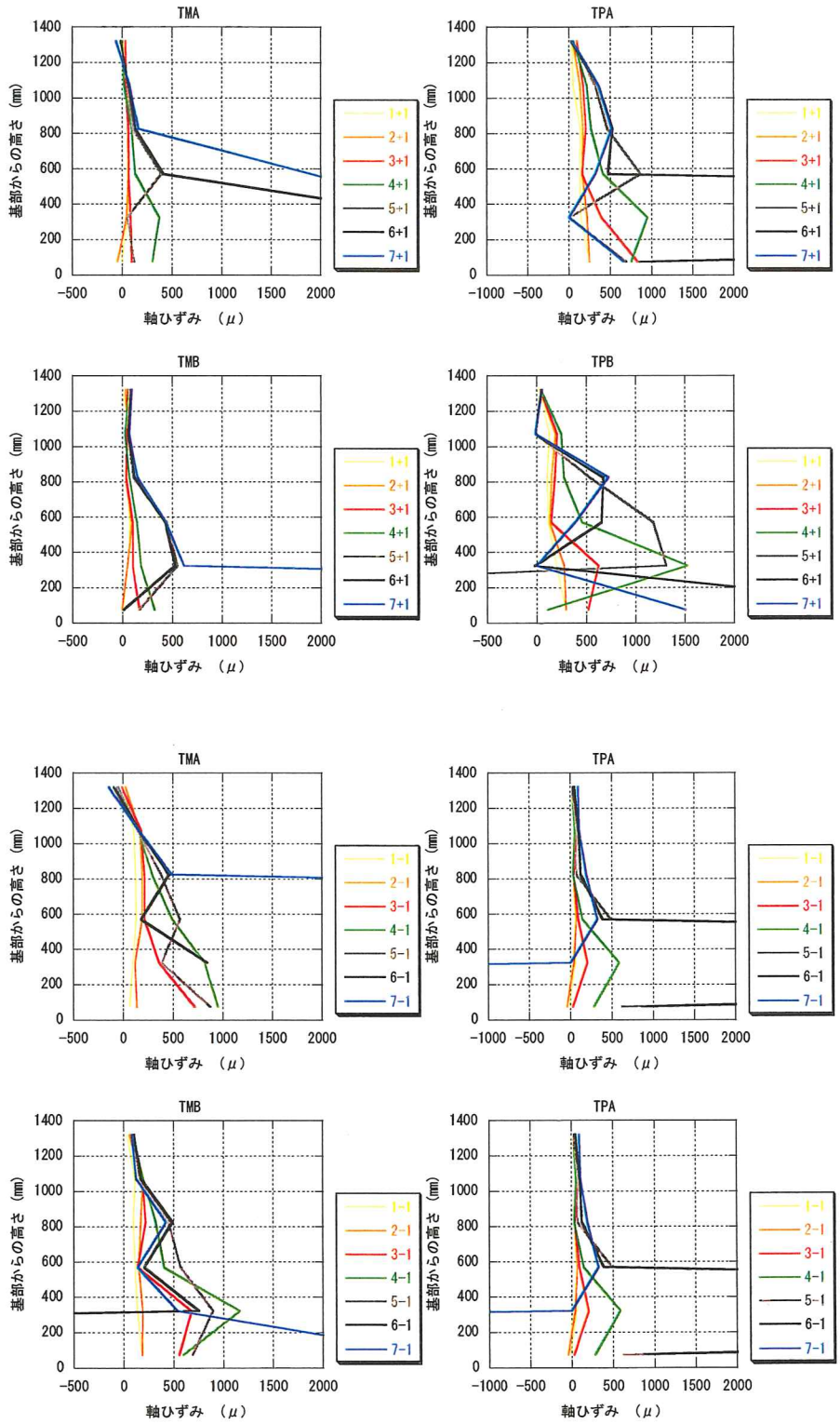


図-4.3.22(1)　中間拘束筋の水平変位とひずみの分布

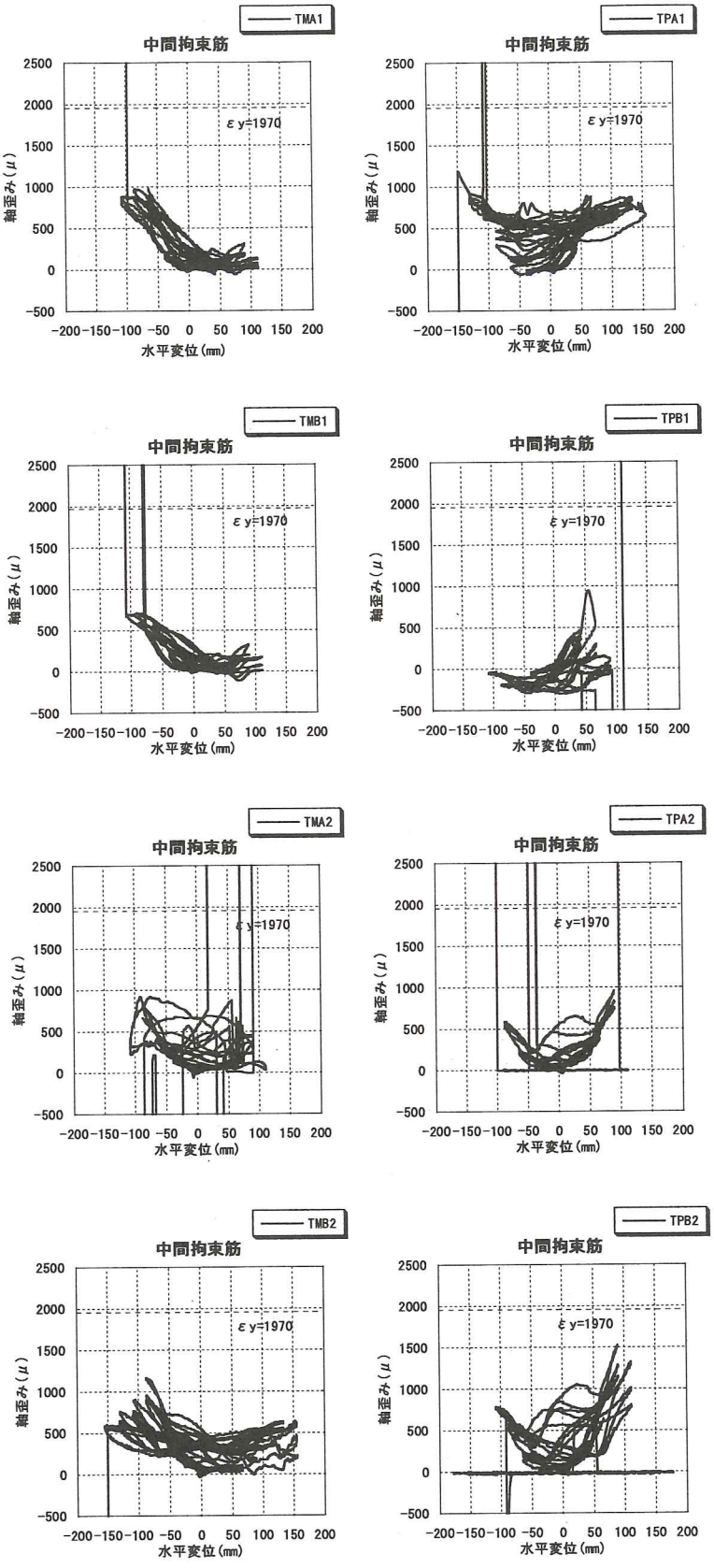


図-4.3.22(2)　中間拘束筋の水平変位とひずみと水平変位の関係

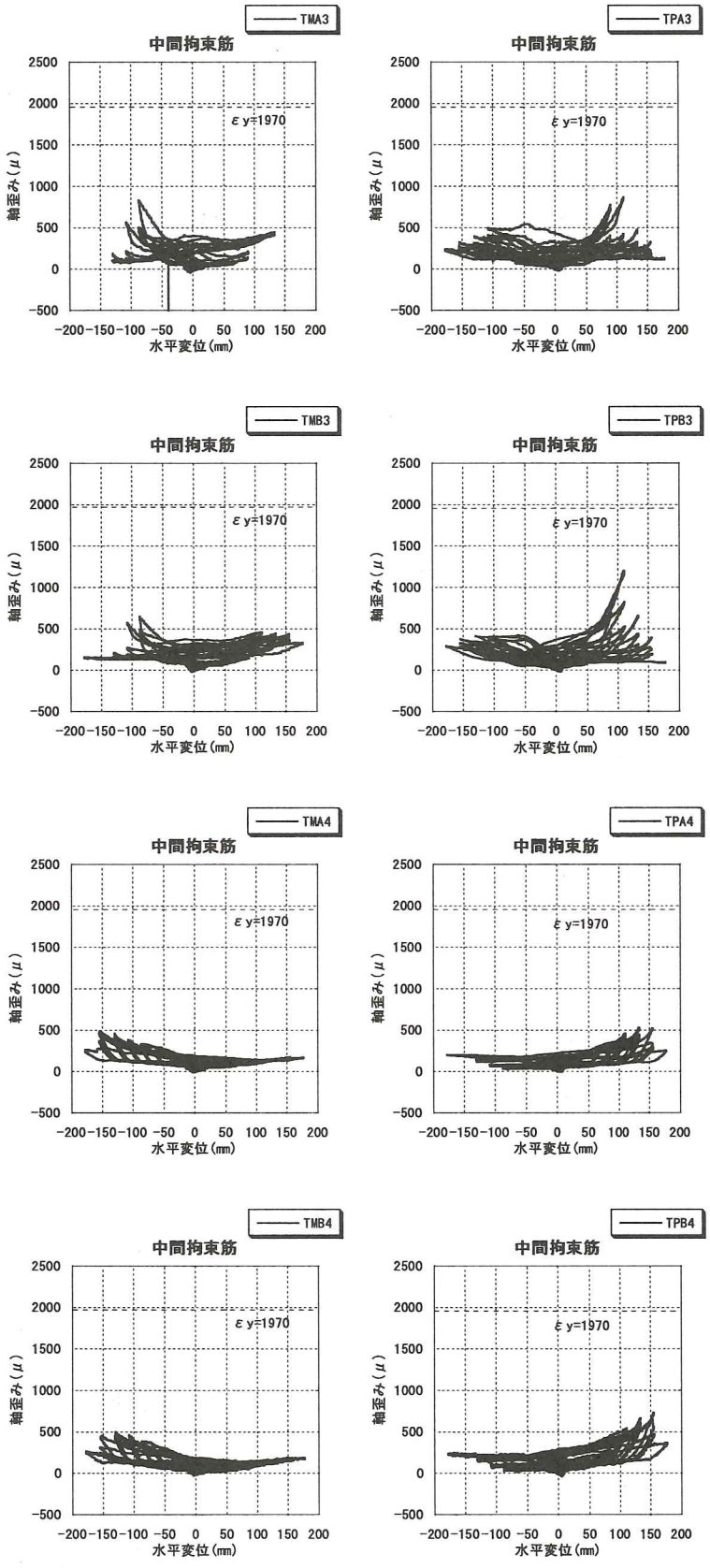


図-4.3.22(3)　中間拘束筋の水平変位とひずみと水平変位の関係

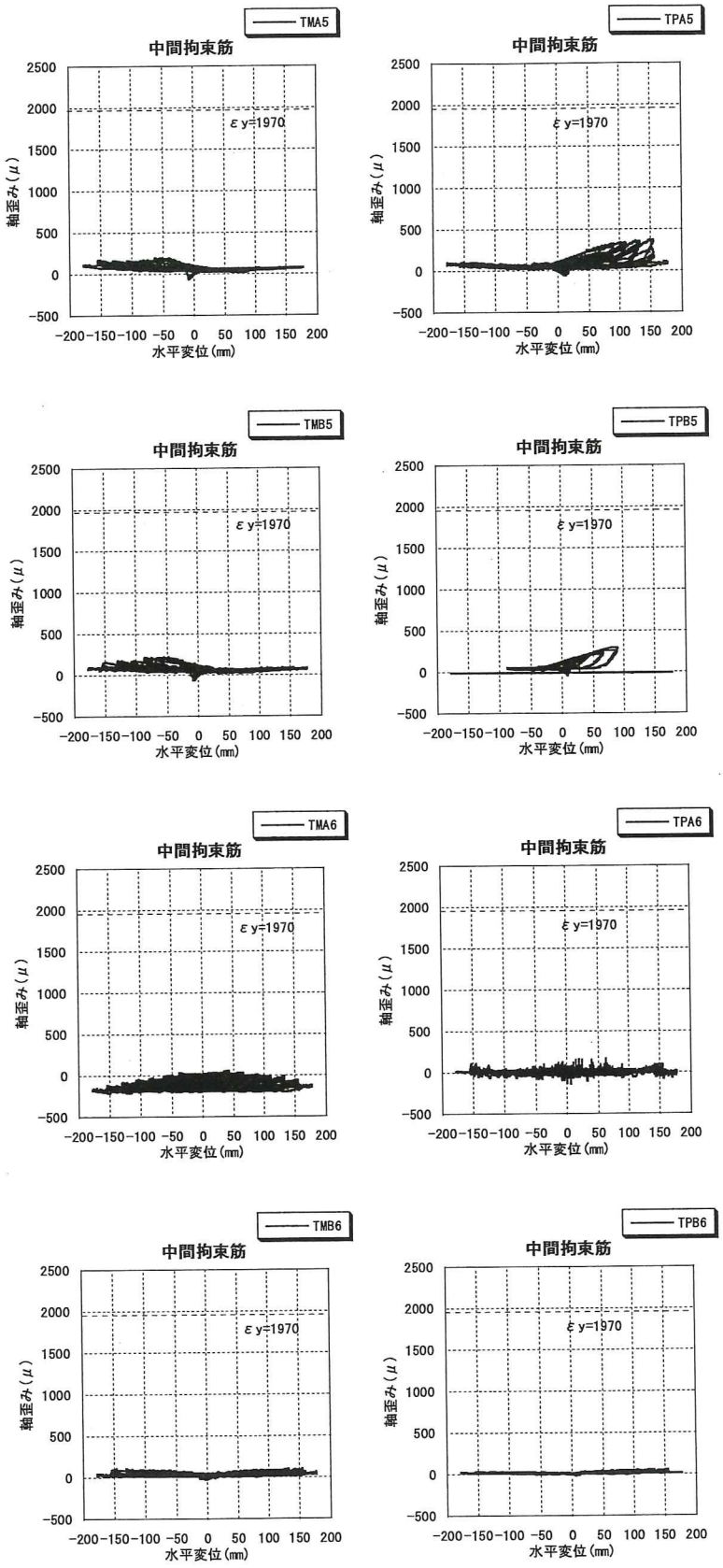


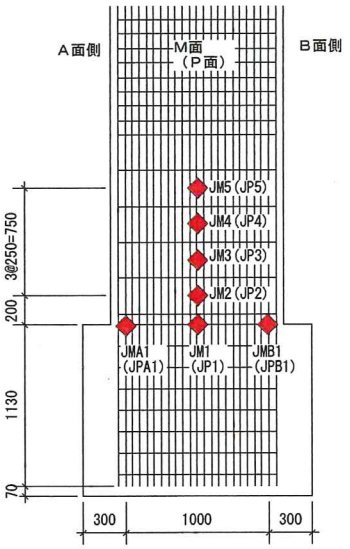
図-4.3.22(4)　中間拘束筋の水平変位とひずみと水平変位の関係

4.3.6　曲率分布と塑性ヒンジ

（1）軸方向鉄筋生じたひずみについて

（a）軸ひずみの分布

軸方向鉄筋のひずみ分布を**図-4.3.23** に示す。中間拘束筋の細い S-1 供試体は、広い範囲にわたり軸方向鉄筋に大きなひずみが生じている。一方、S-2 供試体は、軸方向鉄筋の座屈が観察された区間以上では、軸方向鉄筋のひずみは比較的小さい。これは、1 基準変位（δ_{yo}）早く軸方向鉄筋の座屈が生じたためと考えられる。



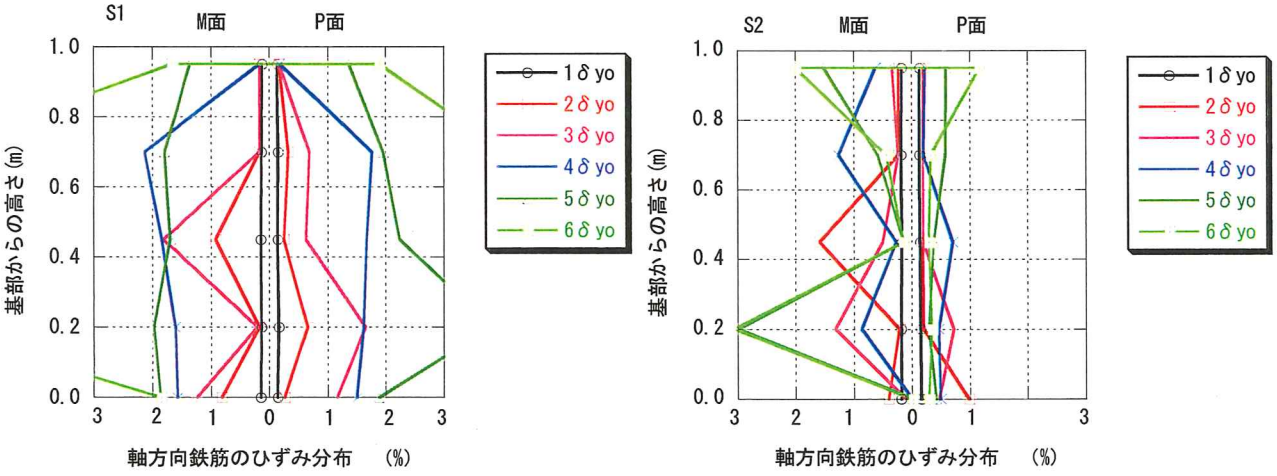
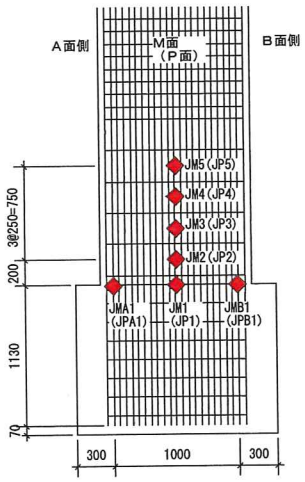


図-4.3.23　軸方向鉄筋のひずみの分布

（b）S1 供試体における軸ひずみと曲げひずみの分布



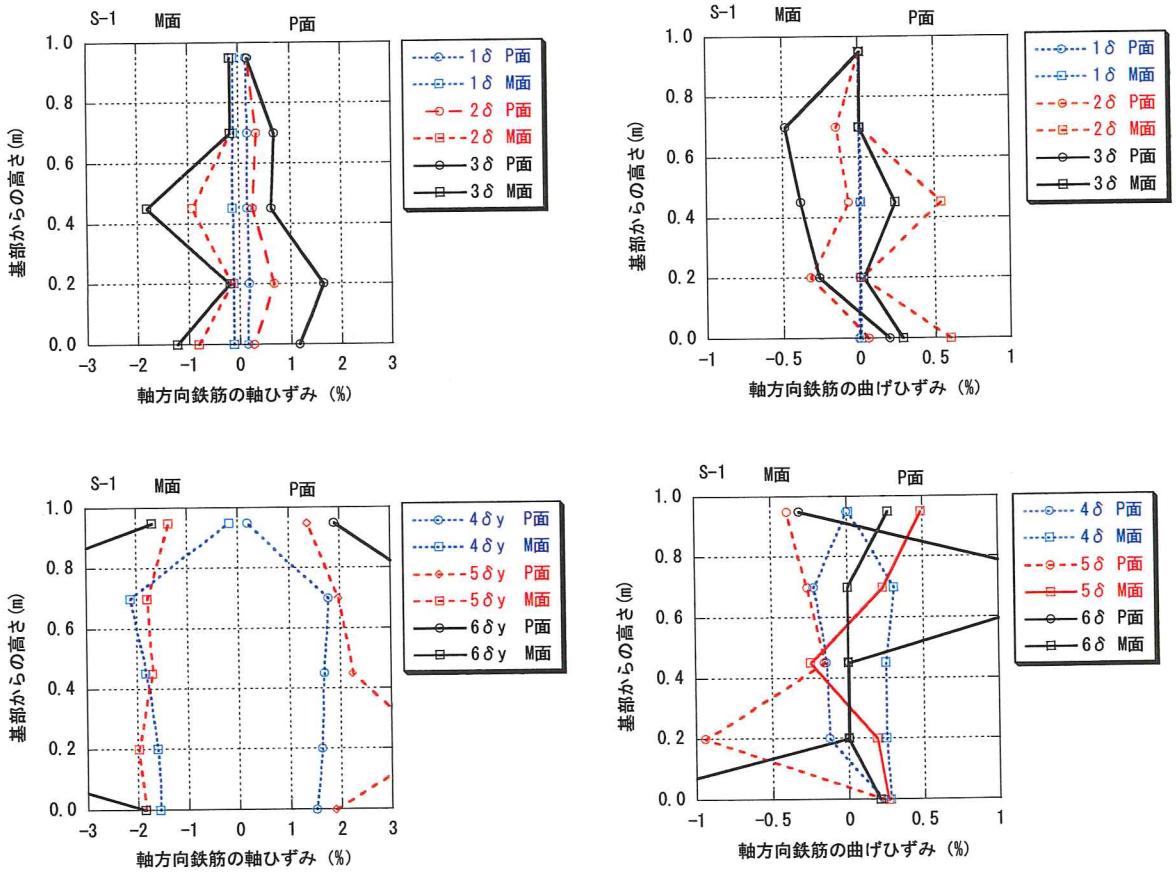


図-4.3.24　S-1 供試体における軸ひずみと曲げひずみの分布

（ｃ）S-1 供試体における軸ひずみおよび曲げひずみと水平変位の関係

軸方向鉄筋の軸ひずみおよび曲げひずみと変位の関係を**図-4.3.25(1)**に示す。曲げひずみの分布が、S1 供試体では、$5\delta_{y_0}$から生じており座屈時期と一致している。

座屈現象の始動は、**図-4.3.25(2)**において座屈の節における曲げひずみの動きを見ると、$5\delta_{y_0}$の+1の最大荷重からの除荷過程で生じ、跳びはねが変位 0 あたりで生じたようである。計測値は座屈の長さが目視で確認された PC 鋼材間隔の 2 倍(500mm)であることを裏付けている。

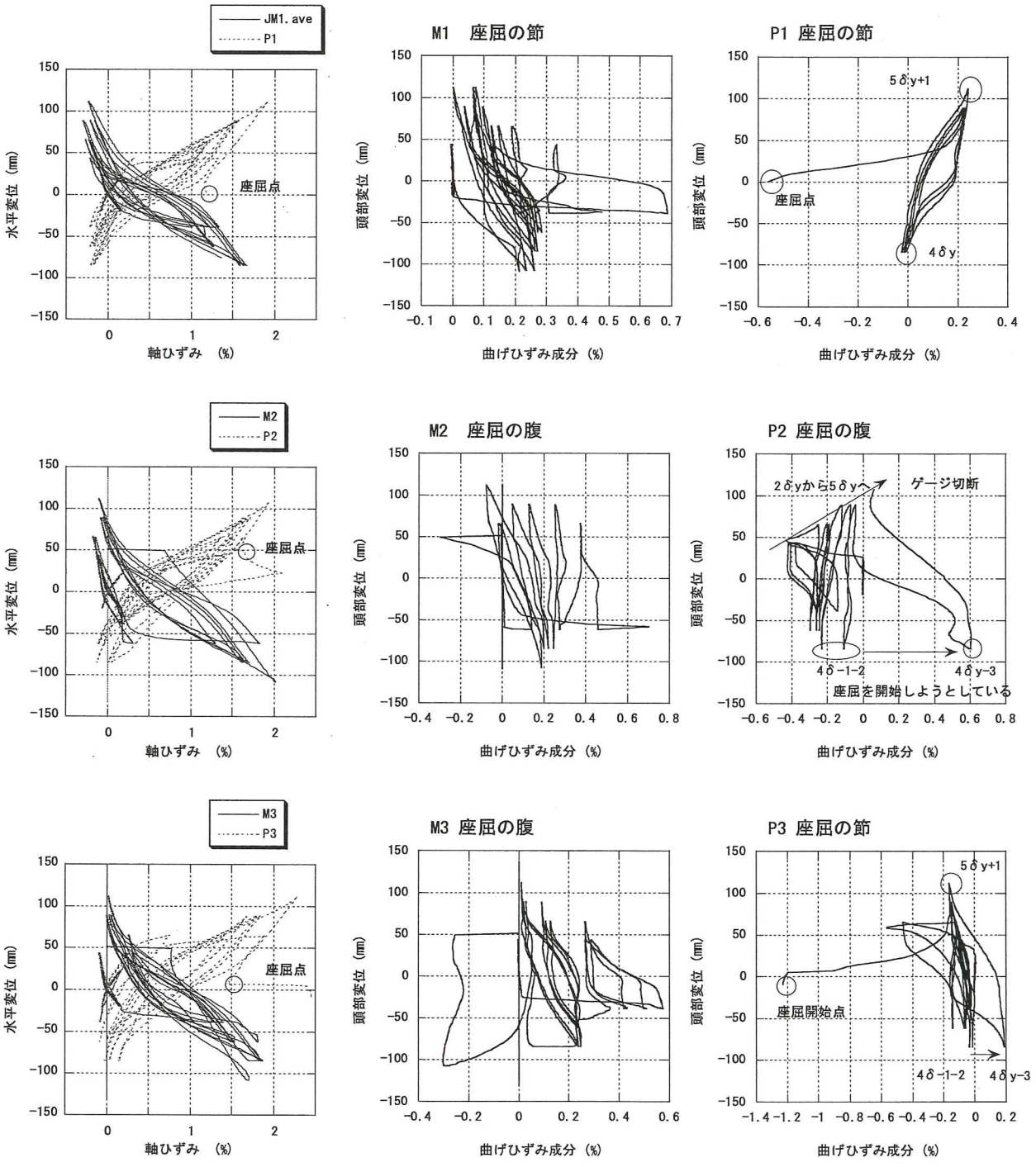


図-4.3.25(1)　軸ひずみおよび曲げひずみと水平変位との関係

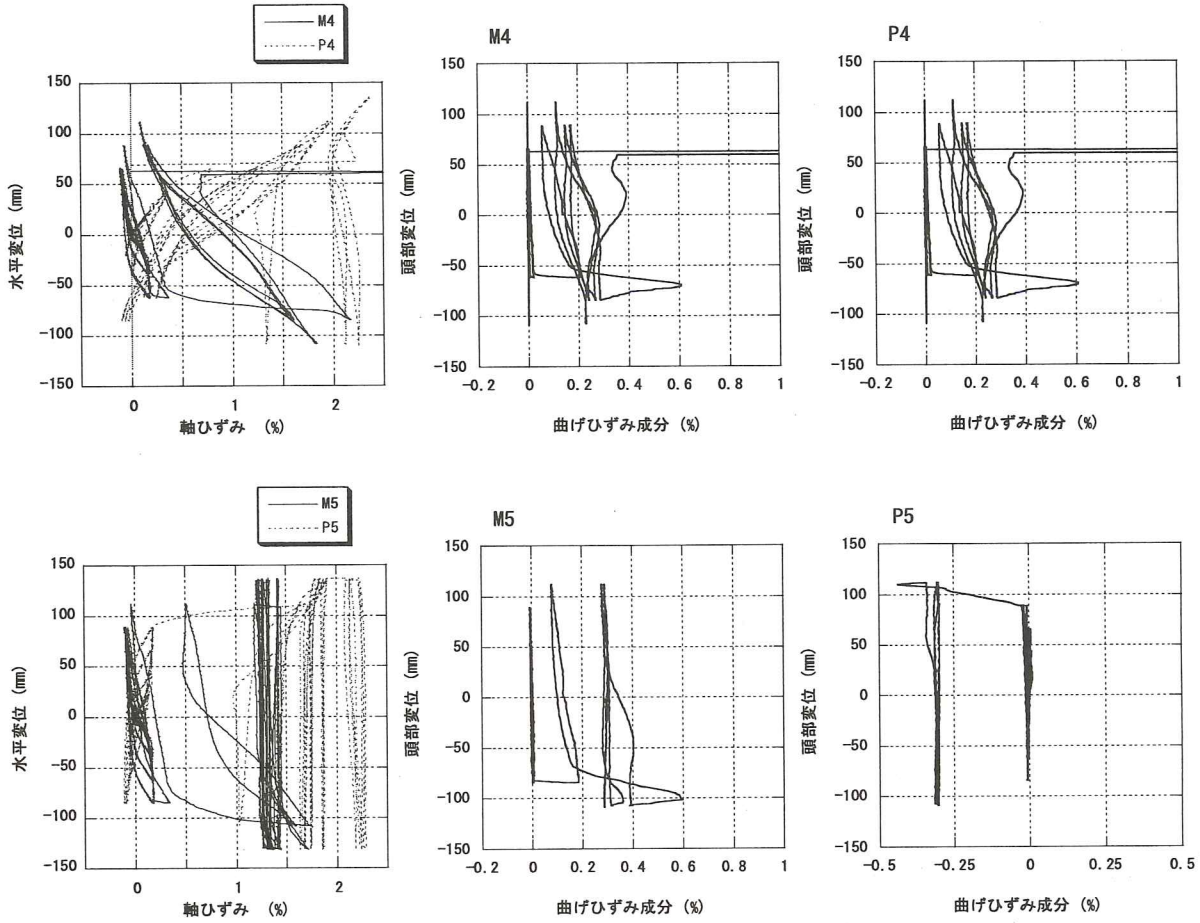
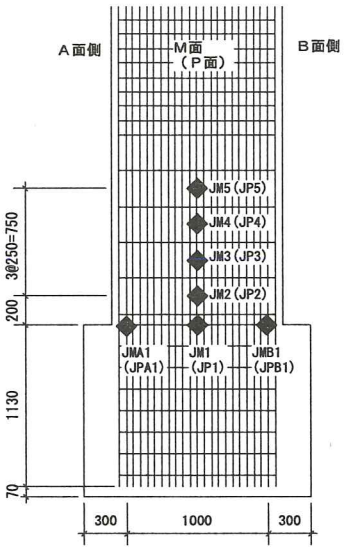


図-4.3.25(2)　軸ひずみおよび曲げひずみと水平変位との関係

（d）S2 供試体における軸方向鉄筋の軸ひずみと曲げひずみの分布

S2 供試体の軸方向鉄筋の曲げひずみは，特に P 面で 3～4 δ_{yo} において大きく生じ始めていることがわかる。



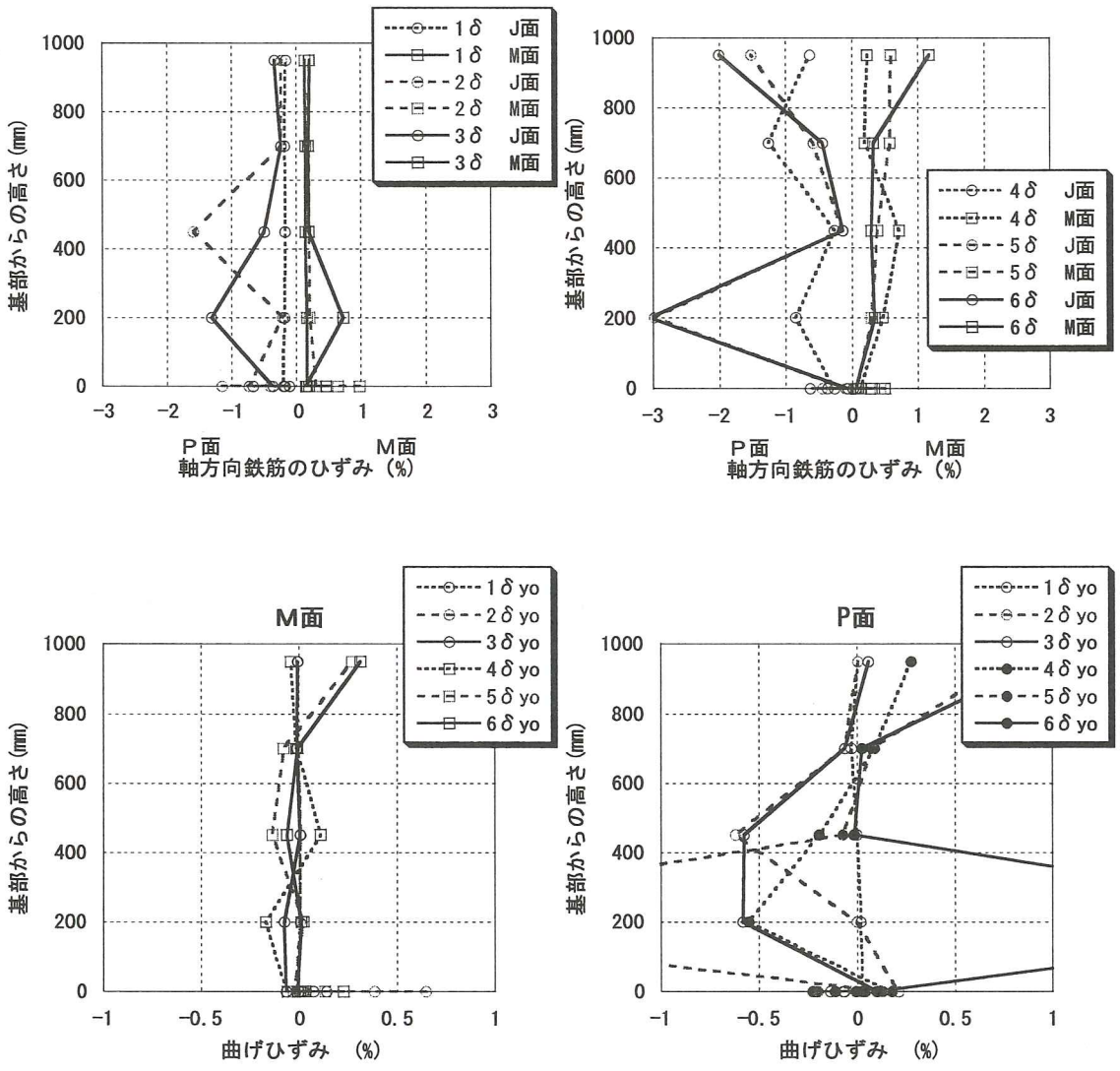


図-4.3.26　軸ひずみと曲げひずみの分布

（ｅ）S2 供試体における軸ひずみおよび曲げひずみと水平変位の関係

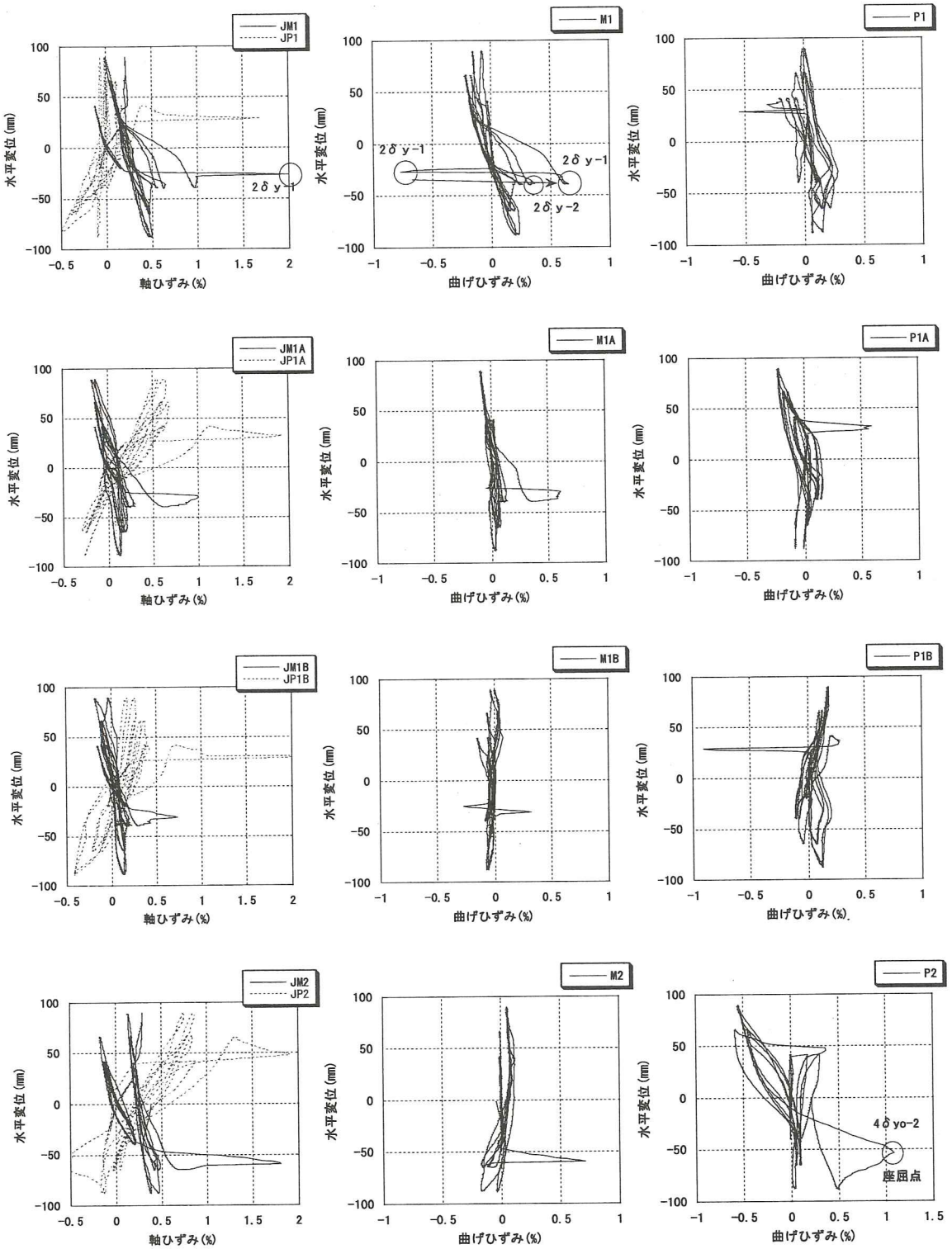


図-4.3.27(1)　軸ひずみおよび曲げひずみと水平変位の関係

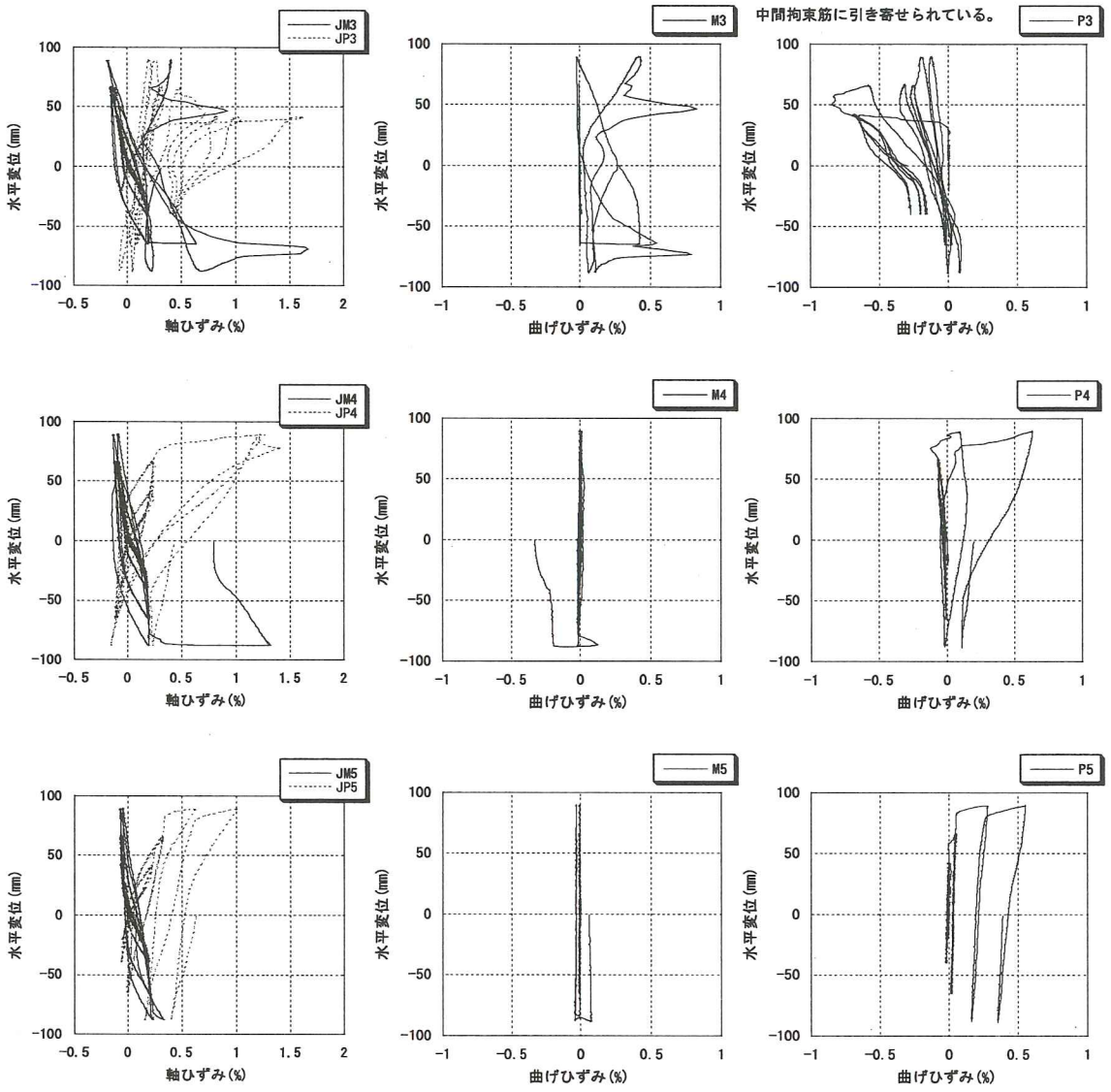


図-4.3.27(2)　軸ひずみおよび曲げひずみと水平変位の関係

（2）部材に生じた曲率について

（a）曲率の分布

図-4.3.28 は、断面に生じた曲率の高さ方向の分布を載荷ステップ毎に示したものである。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、橋脚断面の塑性変形による曲率と区別するためである。

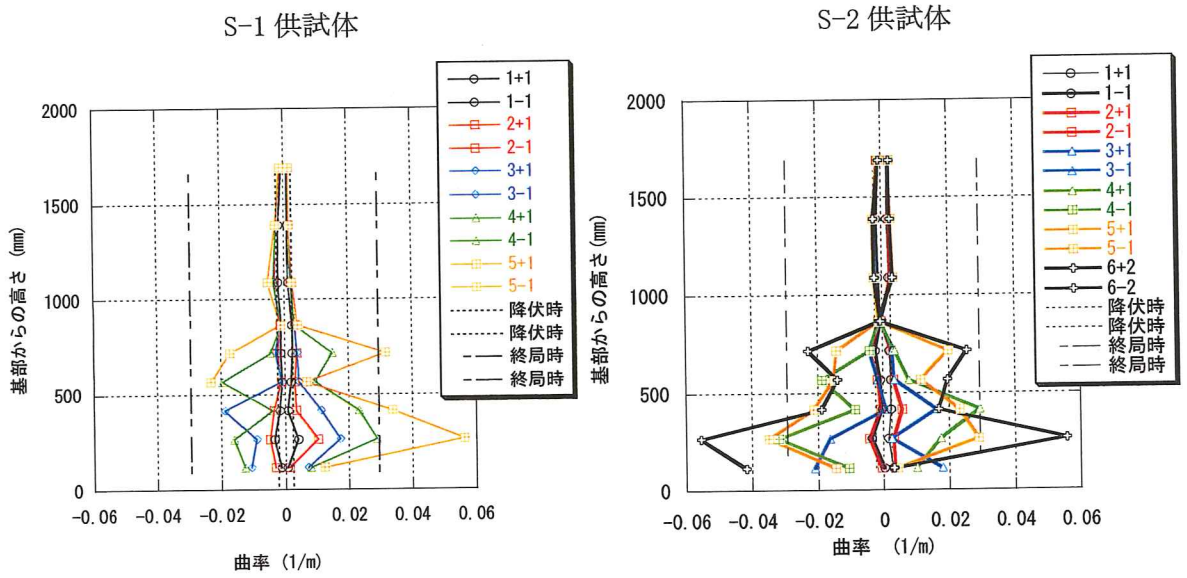


図-4.3.28　各載荷ステップにおける曲率の分布

（b）S-1 供試体の曲率

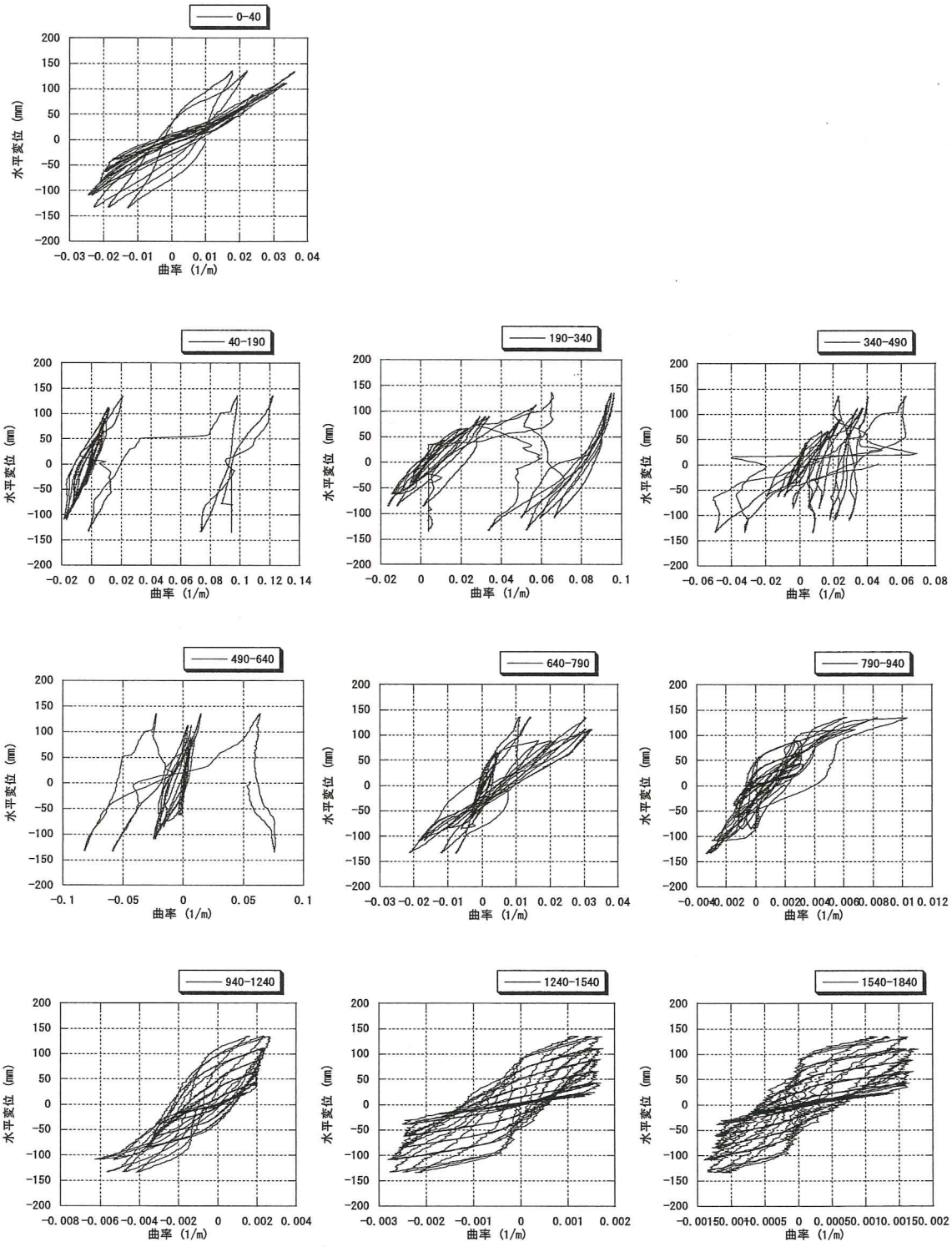


図-4.3.29　S-1 供試体における曲率と水平変位の関係

（c）S-2 供試体の曲率

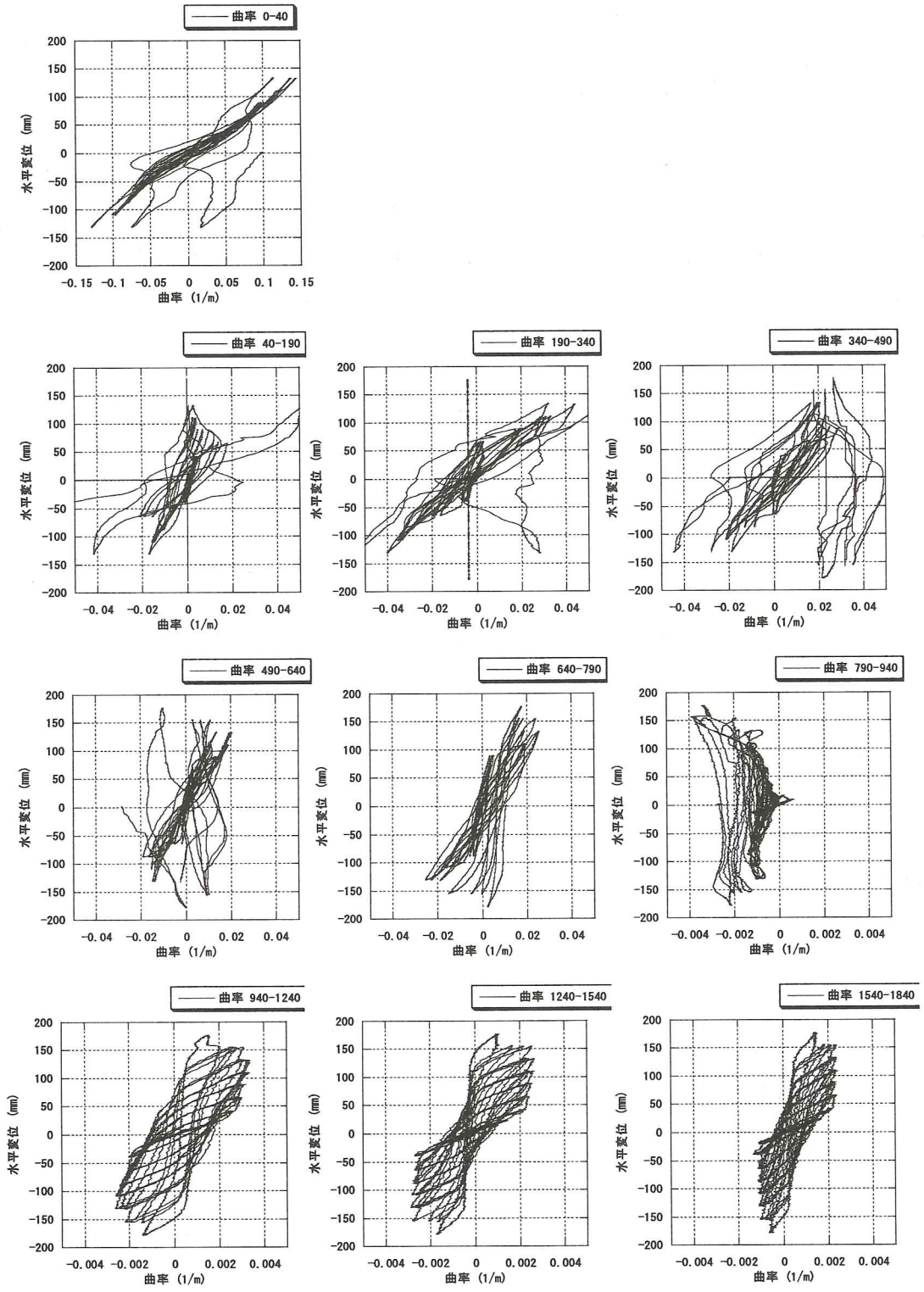


図-4.3.30　S-2 供試体における曲率と水平変位の関係

（3）塑性曲率と塑性ヒンジ長について

ここで、星限らの方法に従い，次のように単語を定義する。塑性曲率ϕ_pは計測された曲率ϕ_{exp}から計算降伏曲率ϕ_yを差し引いた曲率であり、塑性回転角は塑性曲率ϕ_pと計測断面間の距離ΔHとの積の総和である。等価塑性ヒンジ長L_pは、塑性回転角を後述する拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係を用いてファイバーモデルで計算された終局塑性曲率$(\phi_u - \phi_y)$で除した値である。

S-1 供試体は、比較供試体と同程度以上の終局塑性曲率と塑性ヒンジ長を有していると考えられるが、中間体鉄筋による拘束の高い S-2 供試体は、比較供試体の約 1/2 の終局塑性曲率を示した。これは、終局時時期が $4\delta_{yo}$と他の供試体と比較して、$1\delta_{yo}$早く終局を迎えたことと軸方向鉄筋の座屈領域が示すように損傷が集中したことに主な要因があると思われる。

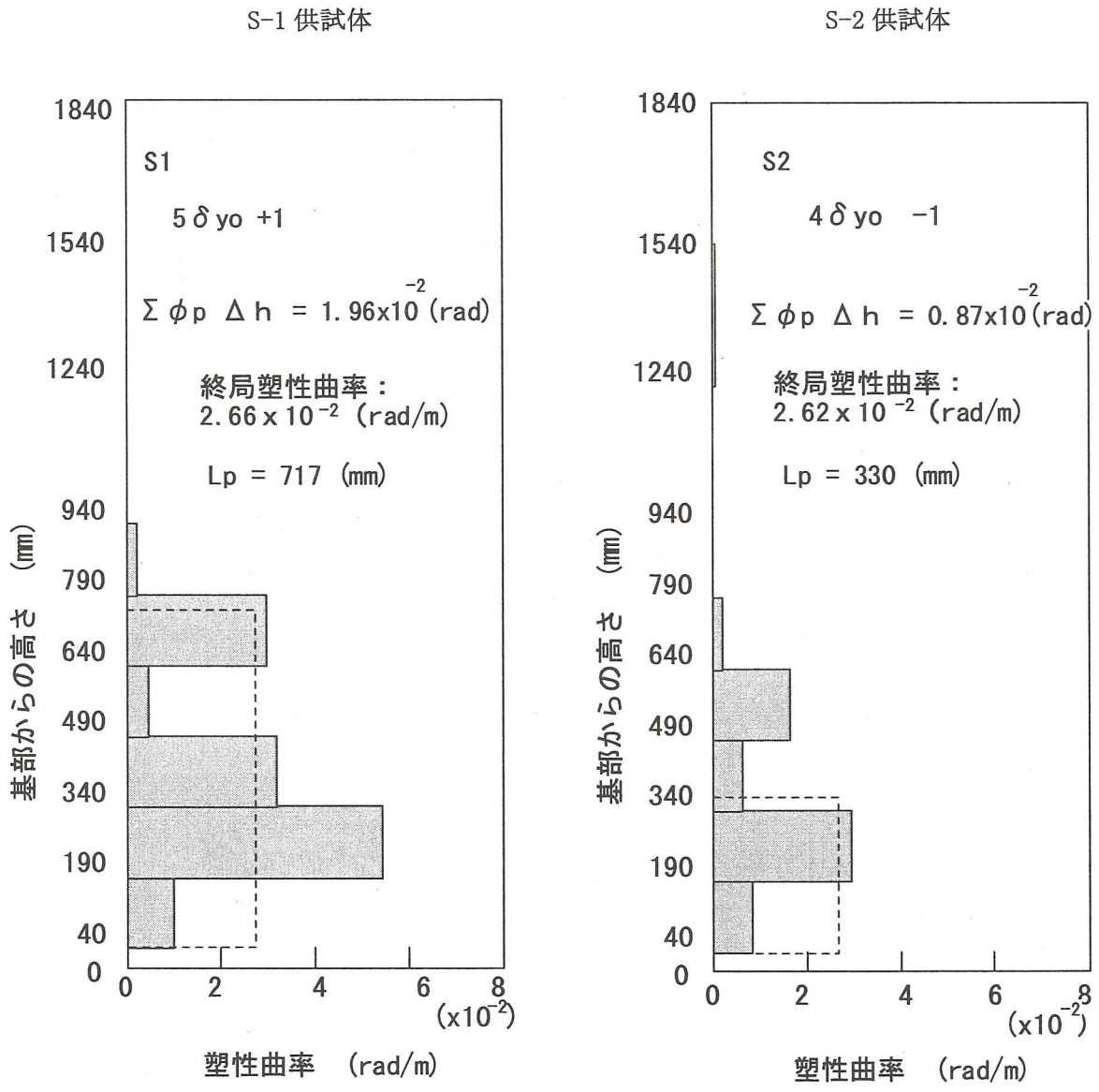


図-4.3.31　塑性曲率の分布と塑性ヒンジ長

4.3.7　軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位

橋脚基部に生じる軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位δ_θは、橋脚基部と高さ40㎜の間で計測された回転角θ_bに基部から載荷点までの高さHを乗じて算出した。図-4.3.33に示すように、軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の全体に占める割合は、10～30%程度であり、両供試体はほぼ等しかった。

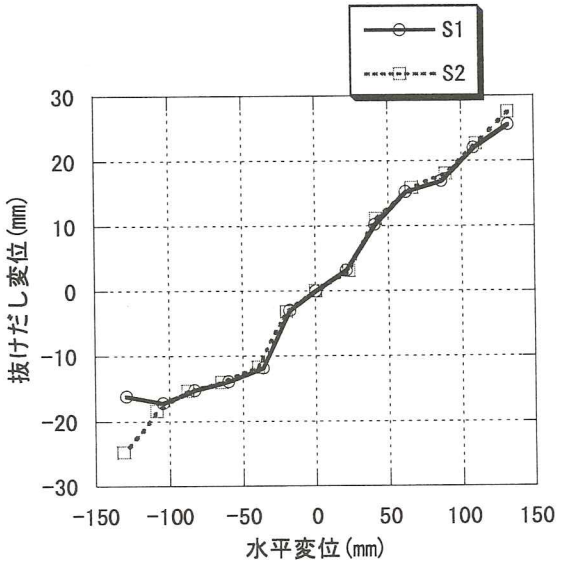


図-4.3.32　伸び出しによる変位と全体水平変位の関係

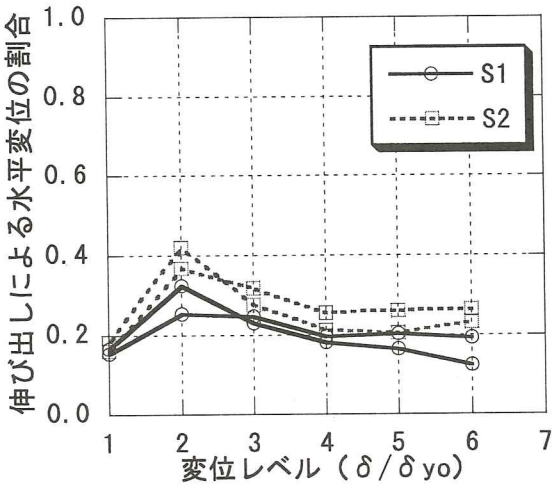


図-4.3.33　伸び出しによる変位の割合と載荷ステップの関係

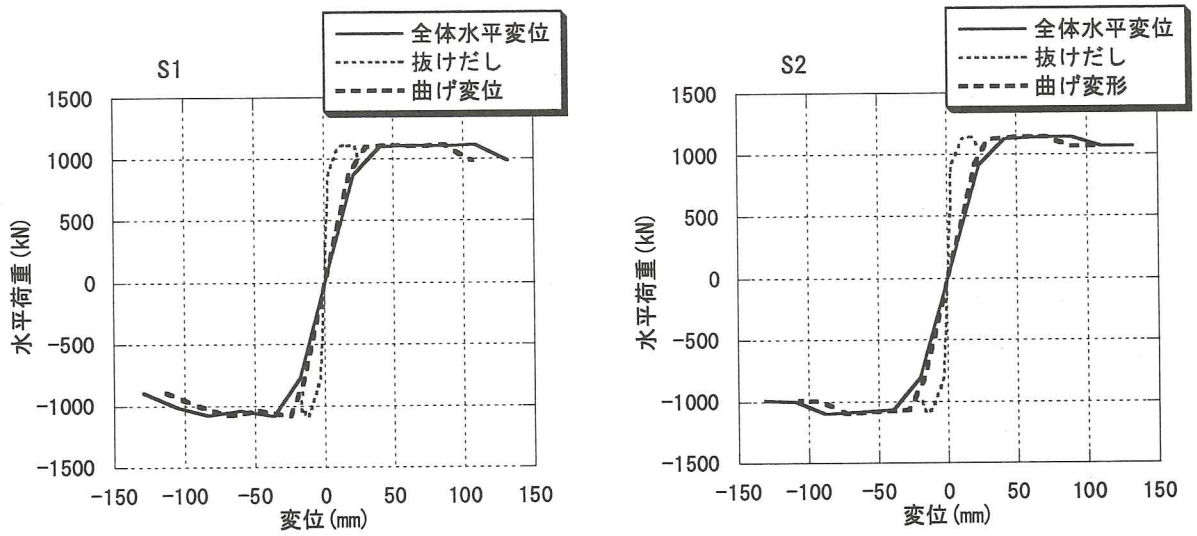


図-4.3.34　各供試体の抜け出し変位、曲げ変位と水平荷重の関係

4.3.8　水平荷重と水平変位の関係

（1）PC 鋼材に拘束されたコンクリートの構成則

道路橋示方書の関係式を基本とし、1 軸圧縮試験より PC 鋼材に拘束されたコンクリートの構成則の実験式を得た。詳しくは 4.1 を参照願う。

応力上昇域（$0 \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc}$）

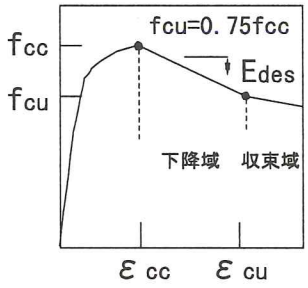
$$f_c = E_c\varepsilon_c\{1-1/n\cdot(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^{n-1}\} \qquad (4.3.3)$$

ただし、$n = E_c\varepsilon_{cc}/(E_c\varepsilon_{cc}-f_{cc})$

応力下降域（$\varepsilon_{cc} \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cu}$）

$$f_c = f_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \qquad (4.3.4)$$

ただし、$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + 0.25f_{cc}/E_{des}$



fcc：最大圧縮応力

ε cc：最大圧縮応力時のひずみ

fcu：終局圧縮応力

ε cu：終局ひずみ

Edes：下降勾配

・角柱供試体

$$f_{cc}/f_{co} = 1.0 + 1.51\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.3.5)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0073\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.3.6)$$

$$E_{des} = 22.8f_{co}^2/\{\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc}+f_{pcy})/2\} \qquad (4.3.7)$$

・円柱供試体

$$f_{cc}/f_{co} = 1.0 + 2.31\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.3.8)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0145\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc})/f_{co} \qquad (4.3.9)$$

$$E_{des} = 3.86f_{co}^2/\{\rho_{pc}(f_{pci}+\Delta f_{pc}+f_{pcy})/2\} \qquad (4.3.10)$$

ただし、$\Delta f_{pc} = 3.39\times10^6\cdot\rho_{pc}/A_{pc}$

ここに、

f_{cc}：最大圧縮応力（N/mm^2）

f_{co}：無補強供試体の最大圧縮応力（N/mm^2）

ε_{cc}：最大圧縮応力時のひずみ

ε_{cu}：終局ひずみ

E_c：初期弾性係数（N/mm^2）

E_{des}：下降勾配（N/mm^2）

ρ_{pc}：PC 鋼材の体積比

A_{pc}：PC 鋼材の断面積（mm^2）

f_{pci}：PC 鋼材の導入緊張応力（N/mm^2）

Δf_{pc}：最大圧縮応力時の PC 鋼材増加応力（N/mm^2）

f_{pcy}：PC 鋼材の降伏応力（N/mm^2）

本試験に用いたコンクリートの応力ひずみ関係を**表-4.3.10**および**図-4.3.35**に示す。

表-4.3.10　拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係の諸数値

供試体			S-1	S-2
コンクリートの一軸圧縮強度	f_{co}	MPa	35.2	42.8
コンクリートのヤング率	E_c	MPa	2.83E+04	2.94E+04
ＰＣ鋼材の断面積	A_{pc}	mm^2	90	90
ＰＣ鋼材のヤング率	E_{pc}	MPa	1.96E+05	1.96E+05
ＰＣ鋼材の間隔	s	mm	250	250
有効長	d	mm	375	375
ＰＣ鋼材の体積比	ρ_{pc}		0.00384	0.00384
ＰＣ鋼材の導入緊張応力	f_{pci}	MPa	560	549
ＰＣ鋼材の降伏応力度	f_{pcy}	MPa	1241	1241
最大圧縮応力時のPC鋼材増加	Δf_{pc}	MPa	144.6	144.6
最大圧縮応力	f_{cc}	MPa	39	47
最大圧縮応力時のひずみ	ε_{cc}		0.00256	0.00245
下降勾配	E_{des}	MPa	7570.04	11229.09
終局ひずみ	ε_{cu}		0.00386	0.00350
	n		2.19	2.84

＊　体積比は、PC鋼材断面積で計算している.

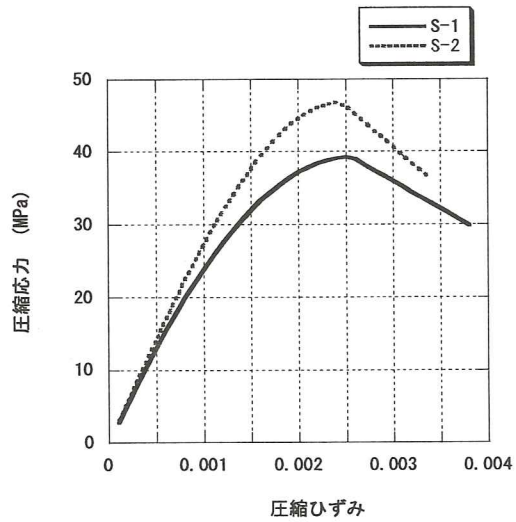


図-4.3.35　拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係

（2）計算による水平荷重と水平変位の関係

橋脚の終局変位δ_uの計算方法は、星隈らの提案する塑性ヒンジ領域の塑性曲率分布を用いて変形性能を評価する方法を用いる。橋脚断面の有する曲げモーメントと曲率の関係の計算には、前節で紹介した拘束コンクリートの応力－ひずみ関係を用いる。

橋脚基部に生じる軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位δ_θは、橋脚基部と高さ40mmの間で計測された回転角θ_bに基部から載荷点までの高さHを乗じて算出した。すると、補正された計算終局変位δ_{ut}は、式（4.3.11）で与えられる。

$$\delta_{ut} = \delta_u + \delta_\theta \qquad (4.3.11)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (H - L_p/2) \qquad (4.3.12)$$

$$\delta_\theta = \theta_b \cdot H \qquad (4.3.13)$$

ここで、等価塑性ヒンジ長L_pは、4.3.6(3)に示した塑性曲率の解析から得られた値を用いた。

図-4.3.36に、計算で得られた水平力－水平変位の関係と、実験から得られた履歴曲線の包絡線を示す。終局変位の計算値は、いずれの供試体とも、実験で軸方向鉄筋が座屈しかぶりコンクリートが剥落し水平力が低下し始める終局時の変位に概ね一致していることがわかる。これは、用いた解析方法が、緊張したPC鋼材で拘束したコンクリート橋脚の直下型地震動に対する終局変位を精度よく推定できることを示している。

表-4.3.11　水平変位の計算値

供試体		S1	S2
載荷点高さ	m	4.8	4.8
降伏モーメント	kNm	3959	4147
初降伏曲率	rad/m	2.34E-03	2.52E-03
初降伏変位	mm	16.0	16.9
降伏モーメント	kNm	4884	5363
降伏曲率	rad/m	2.89E-03	2.85E-03
降伏変位	mm	19.7	20.8
終局モーメント	kNm	4884	5363
塑性ヒンジ長	m	0.718	0.33
終局曲率	rad/m	2.95E-02	2.93E-02
終局変位	mm	104.4	60.9
初降伏伸びだし変位	mm	3.28	3.19
降伏伸びだし変位	mm	4.05	4.13
終局伸びだし変位	mm	22.14	15.3
計算降伏変位	mm	23.7	24.9
計算終局変位	mm	126.5	76.2
実験終局変位	mm	108.4	87.8

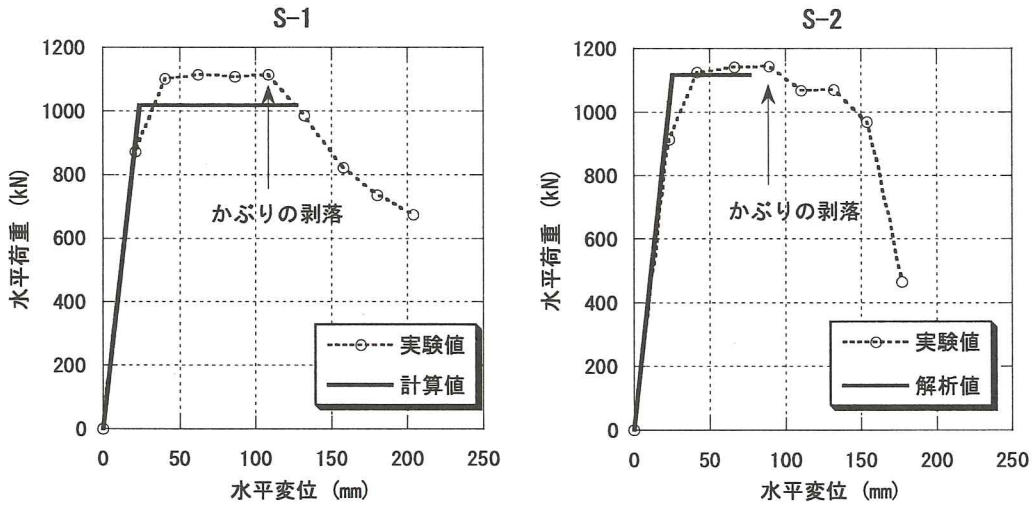


図-4.3.36　水平荷重と水平変位の関係の計算値と実測値の比較

4.3.9　軸方向鉄筋の座屈について

本試験体は、軸方向鉄筋の座屈長さを500mm程度に制御することを目的としていた。座屈長が塑性ヒンジ長と線形な1:1の関係が認められ、座屈の開始時期が座屈長のパラメーターと考えたからである。塑性ヒンジ長つまり座屈長の予測方法は、浅津らの研究に従い非線形座屈解析と浅津らの提案した塑性ヒンジ長の算定式によった。ここでは、本試験計画時に行った提案式による予測計算と実験値の比較を示す。

本予測計算では、浅津の方法に多少の追加を行っているので、その内容を明らかにしておく。変更点は2点である。1点目は中間拘束筋のバネを考慮したこと、2点目は帯鉄筋に導入したプレストレスの効果を幾何剛性として考慮したことである。以下具体的内容について解説する。

軸方向鉄筋の座屈を抑制するバネの配置を図-4.3.37に示す。帯鉄筋に関わるバネは並列配置と、帯鉄筋と中間帯鉄筋に関わるバネは直列配置とした。

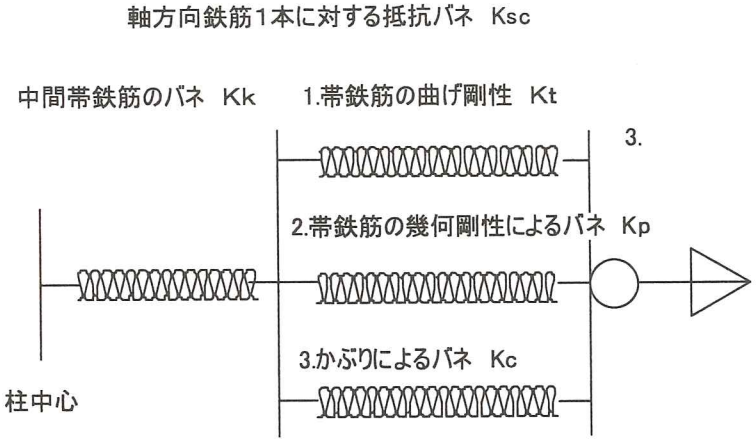


図-4.3.37　軸方向鉄筋1本に対する座屈抑制バネの概念図

帯鉄筋の曲げ剛性によるバネ

$$w = \frac{np}{d}$$

$$y = \frac{wd^4}{384E_0I_h} = \frac{npd^3}{384E_0I_h}$$

$$K_t = \frac{p}{y} = \frac{384E_0I_h}{nd^3}$$

帯鉄筋のプレストレスによる幾何剛性によるバネ

$$y = \frac{wd^2}{8T_0} = \frac{npd}{8T_0}$$

$$K_p = \frac{p}{y} = \frac{8T_0}{nd}$$

かぶりによるバネ

$$K_c = k_0c_0s$$

中間拘束筋の引張剛性によるバネ

$$y = \frac{wdL_0}{A_kE_0} = \frac{npL_0}{A_kE_0}$$

$$K_k = \frac{p}{y} = \frac{A_kE_0}{nL_0}$$

軸方向鉄筋1本に対する座屈を抑制する帯鉄筋１本あたりのバネ

$$K_s = \frac{1}{\frac{1}{K_t + K_p + K_c} + \frac{1}{K_k}}$$

ここに、

w：見かけの等分布荷重　(N/mm)

n：帯鉄筋あるいは中間帯鉄筋で分割拘束されるコアーコンクリートの1つに含まれる圧縮側軸方向h鉄筋の本数

p：軸方向鉄筋の座屈開始時に1本の軸筋から帯鉄筋に作用する荷重　(N)

d：矩形断面では，横拘束筋で分割さるコアーコンクリートの載荷直角方向の辺長　(mm)

E_0：帯鉄筋の弾性係数　(N/mm^2)

I_h：帯鉄筋の断面2次モーメント　(mm^4)

T_0：帯鉄筋に相当するPC鋼材に導入された有効緊張力(N)

k_0：かぶりコンクリートによる単位面積あたりのバネ定数の基準値、ここでは　$k_0 = 0.01N/mm^3$

c_0：軸方向鉄筋の純かぶり(mm)

s：帯鉄筋間隔　(mm)

L_0：中間帯鉄筋の1/2長　(mm)

A_k：中間帯鉄筋の断面積　(mm^2)

塑性ヒンジ長の計算値

$$L_p = \alpha L_{cr} = 8.5\alpha\sigma_{sy}^{1/5}\beta_n^{-1/3}\phi$$

ここに、

α:断面補正係数で、形断面の場合は1.0、円形断面の場合は3.0～5.0とする。

L_{cr}:軸方向鉄筋の座屈長　(mm)

β_n:軸方向鉄筋の座屈に対する等分布バネ定数で、K_s/sで算出する。

表-4.3.12　軸方向鉄筋筋の座屈に抵抗するバネ値の計算と座屈長さの計算値と実験値

計算値			M4	S1	S2
軸方向筋の呼び名			D19	D19	D19
軸方向鉄筋の径			19.1	19.1	19.1
軸方向鉄筋の降伏点	σ sy	N/mm2	328	342	357
軸方向鉄筋の間隔		mm	50	50	50
有効長中の軸方向鉄筋の数	n	mm	7	7	7
帯鉄筋の間隔	s	mm	75	250	250
帯鉄筋の有効長さ	d	mm	375	375	375
帯鉄筋の呼び名			D10	φ11	φ11
帯鉄筋の径			9.5	10.88	10.88
帯鉄筋の断面積	At	mm2	71.3	92.9	92.9
帯鉄筋の断面２次モーメント	Ih	mm4	405.1	687.5	687.5
帯鉄筋の弾性係数	Eo	N/mm2	2.10E+05	2.10E+05	2.10E+05
帯鉄筋のバネ（1本あたり）	Kt	N/mm/本	88	150	150
初期張力	To	N/本	0	50000	50000
幾何剛性によるバネ（1本あたり）	Kp	N/mm/本	0.0	152.4	152.4
かぶりコンクリートのバネ算出係数	ko	N/mm3	0.01	0.01	0.01
軸方向鉄筋の純かぶり	co	mm	40	40	40
かぶりのバネ(1本あたり)	Kc	N/mm/本	30	100	100
中間拘束筋の呼び名			D10	D10	D19
中間拘束筋の径			9.5	9.5	19.1
中間拘束筋の半長	Lo	mm	550	550	550
中間拘束筋の断面積	Ak	mm2	71.33	71.33	286.5
中間拘束筋の弾性係数	Eo	N/mm2	2.10E+05	2.10E+05	2.10E+05
中間拘束筋のバネ（1本あたり）	Kk	N/mm/本	3891	3891	15627
軸方向鉄筋１本あたりの帯鉄筋バネ	Ks	N/mm/本	115	365	392
軸方向鉄筋の座屈に対する等分布バネ定	β n	N/mm2/本	1.53	1.46	1.57
塑性ヒンジ長	Lp	mm	448	460	453
実験値					
塑性ヒンジ長		mm	521	721	346
初期の座屈長さ		mm	525	500	250
最終の座屈長さ		mm	525	750	500
初期座屈時期			5δyo	5δyo-1	4δyo+2

4.3.10　まとめ

RC 補強角柱（断面 1200×1200mm、高さ 4800mm）の既往の正負交番載荷試験の結果を検討し、同性能の緊張された PC 鋼棒で拘束された角柱を設計し、同様の正負交番載荷試験を実施した。比較検討の結果、次の知見を得た。

1. 初降伏から軸方向鉄筋の座屈が生じるまでの間、RC 供試体と同様に優れた曲げ性能を示し、吸収エネルギーなどほぼ同性能であった。軸方向鉄筋の座屈が生じた時期もほぼ一致する。
2. 軸方向鉄筋の座屈性状は、RC 供試体が局所的な座屈が徐々に進行するのに対して、PC 供試体は面全体が座屈した。この原因は明らかでないが、PC 鋼棒による座屈抑止効果は大きいものの、一部の不安定を起因として抑止機構が崩壊することや、高い拘束が軸方向鉄筋の局所座屈を誘発する可能性がある。
3. 軸方向鉄筋の座屈後の性状は、RC 供試体が軸方向筋の破断を伴って耐力を低下させていくのに対して、PC 供試体は座屈領域が拡大し穏やかに耐力を低下させる。座屈領域の拡大が収束すると安定領域に入る。
4. 一軸圧縮試験から導いた拘束コンクリートの応力－ひずみ関係を用いた断面解析値と材端回転モデルを用いることにより、橋脚の終局変位を予測できることがわかった。

4．4　PC 梁で拘束した角柱橋脚模型の塑性変形特性

4.4.1　はじめに

阪神淡路大震災以降、橋梁構造物は、発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震に対しても設計を行ってきている。この中で、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と記す）は、現状考えられる最大の地震力に対して、部材に適切な塑性変形性能やエネルギー吸収性能を持たせることで大規模地震に抵抗するという考えが適用されている。すなわち、断面内に適切な帯鉄筋及び中間帯鉄筋を配置することで、せん断力への抵抗のみでなく軸方向鉄筋のはらみ出しを抑え、内部コンクリートを拘束している。この結果、橋脚全体として高い曲げ変形性能を確保し、エネルギー吸収性能に優れた橋脚となるように設計されている[1)]。しかし、このような性能を確保するための補強筋量は非常に多く、その加工形状も中間帯鉄筋の定着フックに見られるように半円形フックを標準とするなど、配筋作業が非常に煩雑となっているのが現状である。

そこで、本研究では主にその配筋作業の合理化を目的として、配筋作業中最も煩雑となっている中間帯鉄筋の省略を目指し、研究を行った。具体的には、現状の中間帯鉄筋の替わりに橋脚断面の周囲にコンクリート製のプレキャスト梁（以下、PC 梁と記す）を配置し、その曲げ剛性によって、軸方向鉄筋の座屈防止および内部コンクリートの拘束効果を付与する手法を提案している。本手法を用いることにより、いままで断面内に設置していた中間帯鉄筋を省略することが可能となり、RC 橋脚の配筋作業の合理化が期待できるものと考えている。検討手順としては、まず軸方向鉄筋の座屈挙動に着目し、その座屈解析を行うことによって PC 梁の必要剛性、配置ピッチなどについて検討した。その後、構造物において適切なじん性補強効果が確保されているかを確認するために、縮小模型による正負交番載荷実験を行った。

本項では、上述した今回提案する新しい補強手法の概要とその手法に関する上記の検討について報告する。

4.4.2　じん性補強手法の概要

現在のＲＣ橋脚は、地震時の繰り返し荷重を受ける際、帯鉄筋と中間帯鉄筋は軸方向鉄筋の座屈を拘束している。このことは、内部コンクリートを拘束する効果も生み、全体として大規模地震時においても高いじん性を確保した挙動を示すようになる。中間帯鉄筋で固定された帯鉄筋の曲げ剛性は小さいため、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑えるには、中間帯鉄筋の固定間隔および帯鉄筋の配置間隔をできるだけ小さくするのが効果的である。このため、中間帯鉄筋は断面方向に 1000㎜ 以下の間隔で配置され、帯鉄筋は高さ方向に 150㎜ 以下の間隔で配置されている。

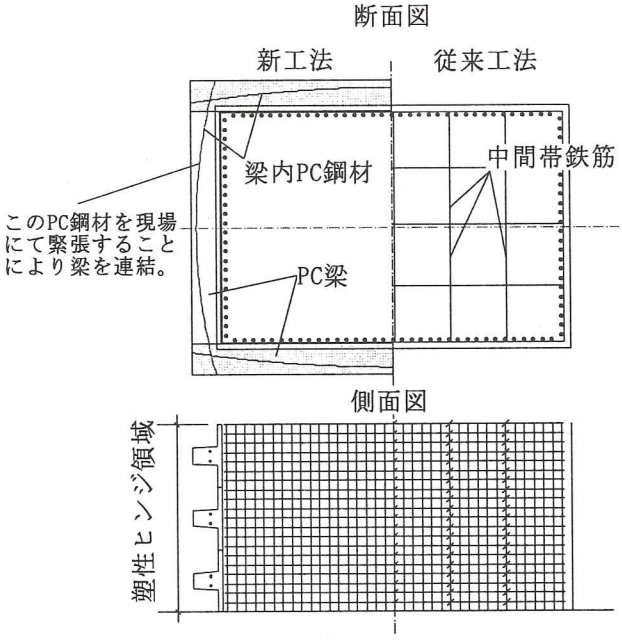


図-4.4.1　橋脚基部の PC 梁による補強概念図

今回提案する構造は、橋脚外周に配置した PC 梁によ

って軸方向鉄筋を拘束し、じん性を確保しようとするものである（**図-4.4.1**）。PC 梁は短辺方向の PC 梁内に配置する PC 鋼材を現場にて緊張することにより組み立て、PC 梁と橋脚コンクリートとは、橋脚コンクリート打設前に PC 梁を周りに配置するなどして一体化を図る。

軸方向鉄筋の拘束効果には PC 梁の曲げ剛性が寄与しており、その曲げ剛性は帯鉄筋に比べ十分大きいため、中間帯鉄筋により途中ではらみ出しを拘束する必要がなく、中間帯鉄筋を省略することが可能となる。

4.4.3 軸方向鉄筋の座屈に対する解析的検討

（1）検討概要

今回のじん性補強方法は、PC 梁の曲げ剛性にて軸方向鉄筋の座屈を抑える工法である。このため、PC 梁の配置間隔や曲げ剛性がその補強効果に大きな影響を与えるものと考えられる。そこで、軸方向鉄筋に圧縮力が作用するときの座屈挙動に着目し、所定の座屈防止効果を確保するための梁剛性と配置間隔の関係について検討した。

具体的には、PC 梁の剛性と配置間隔をパラメータとし、軸方向鉄筋の座屈解析を行って、それぞれの影響について比較検討した。検討順序を下記に示す。

① PC 梁の断面形状、支間長の違いによる横拘束効果（バネ値）の算出。
② PC 梁の拘束効果（バネ値）を 3 ケース選定。
③ PC 梁の橋脚高さ方向への配置間隔を 3 ケース選定。
④ ②、③で選定したそれぞれの条件に対して座屈固有値解析を行い、座屈モードを算出。
⑤ ④で算出した座屈モード形状から初期不整を仮定し、非線形有限変位解析を行って座屈耐力を算出。

（2）PC 梁の拘束効果の算出

ここでは、断面形状が 7.0×5.5m の矩形断面を有する橋脚を想定し、主鉄筋を PC 梁が拘束する構造とした（**図-4.4.2**）。PC 梁のバネ値は 150㎜ 間隔で配置した軸方向鉄筋から、一様にはらみ出しの力が PC 梁に作用するものとし、その支間中央の曲げたわみから、式(4.4.1)を用いて算出した。

$$K = \frac{p}{\delta} \qquad (4.4.1)$$

ここに、

K：PC 梁のバネ値
p：軸方向鉄筋 1 本あたりのはらみ力
δ：支間中央のたわみ

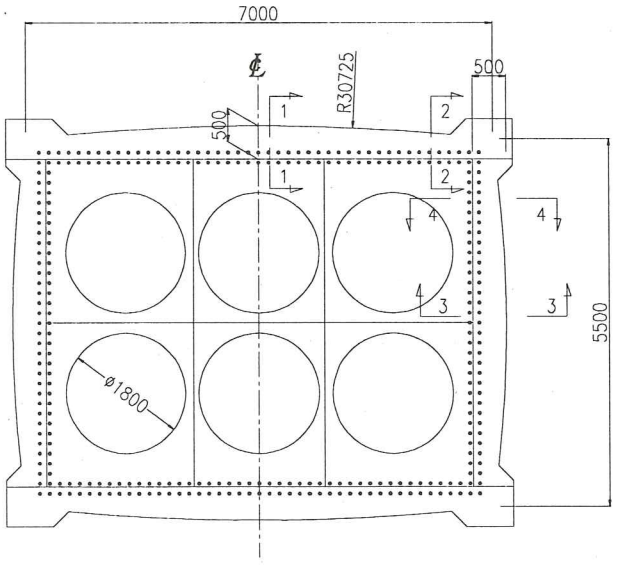
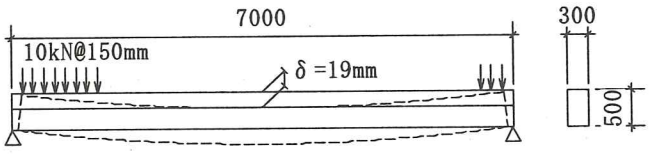


図-4.4.2 検討対象とした橋脚の断面形状

まず、簡略化のためこの梁を図-4.4.3のように断面形状が 300×500mm の単一長方形断面とし、長軸方向（7.0m）で中間支持しない梁とした場合のバネ値は 500(kN/m)である。また、途中に中間連結を設けた場合を考え、梁の支間長とその桁高を種々変えて算出した梁のバネ値を図-4.4.4 に示す。なお、中間支持した場合には連続梁として挙動し、単純梁より大きな剛性を示すと考えられるが、ここでは単純梁として計算し比較した。



剛性：k=10kN/19mm=500(kN/m)

図-4.4.3　PC 梁のバネ剛性の算出方法

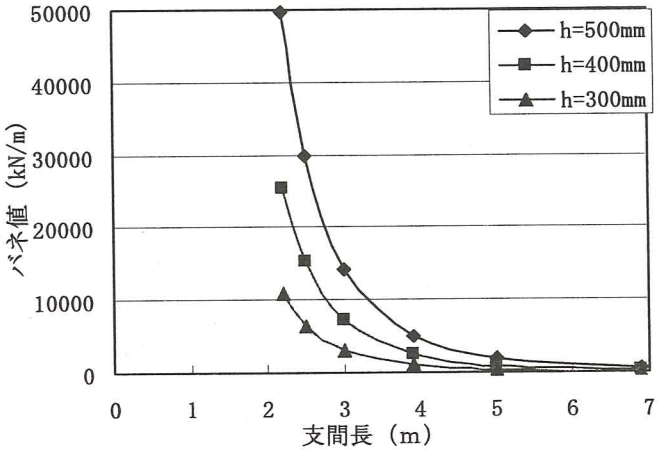


図-4.4.4　PC 梁の支間長とバネ値

この結果、支間長を短くすることでPC梁のバネ値は飛躍的に大きくなることが確認できる。梁高 500mm の場合、支間長が 7.0mのときには 500（kN/m）であったバネ値が、支間長 3.9mで約 5,000(kN/m)、支間長 2.2mで 50,000(kN/m)の値を示している。このように、中間支持点を設けることでバネ値を様々に変えることができるが、効果的なバネ値について検討を行う必要がある。そこで、現実的な値として、梁の拘束バネ値を 500、5000、50000(kN/m)の 3 種類を選定し、座屈解析を行うこととした。

（3）PC 梁の設置間隔

今回の構造形式の提案の目的は施工の合理化である。すなわち、中間拘束筋を省略し、その代替としてPC梁を配置して軸方向筋の座屈を防止するものである。ここで、PC 梁の配置間隔を考えると、現場作業を減らすためには配置本数を減らす（配置間隔を大きくする）ことが有効である。一方、配置間隔を大きくしすぎると、軸方向鉄筋の座屈防止効果が不十分になる恐れもある。

既往の研究で、軸方向鉄筋の座屈を防止するためには、最低でも軸方向鉄筋径の 14 倍以内で拘束点を設ける必要があることが明らかにされている[2)]。

ここで、今回はPC 梁の形状を 300×500mm を想定しているので、梁間隔 1000mm（D51×14 倍＋梁幅 300＝1014mm）を標準とし、500mm と 1500mm の計 3 種類を比較した。

（4）座屈固有値解析による検討結果

軸方向鉄筋の座屈に対する検討として、橋脚基部の塑性ヒンジ位置における鉄筋に着目し、その 1 本を取りだしたモデルについて座屈固有値解析を行った。解析ケースとしては、上記の

表-4.4.1　座屈固有値解析の解析ケース一覧表

		バネの配置間隔（mm）		
		@500	@1000	@1500
バネ定数 (kN/m)	500	case1	case2	case3
	5,000	case4	case5	case6
	50,000	case7	case8	case9

設定より、**表-4.4.1** に示す合計 9 ケースとした。解析は塑性ヒンジ位置で座屈が起こるとし、この部分を取り出したモデルとした。また、その塑性ヒンジ長は断面高さ（5.5m）の 2 分の 1 である 2750mm とした。さらに、鉄筋の静弾性係数は、バウシンガー効果[3)] を考慮して通常の 1/4 である $5.0\times10^{5}(N/mm^{2})$ とした。

なお、軸方向鉄筋の座屈を防止する効果としては、PC 梁と帯鉄筋が配置されているが、中間帯鉄筋で中間拘束されていない帯鉄筋のたわみ剛性は $5.7\times10^{-3}(kN/m)$（帯鉄筋径が D29 の場合）と、今回取り上げた PC 梁に対して非常に小さいため、PC 梁のみが座屈防止に寄与するとして検討した。

解析モデルを**図-4.4.5** に示す。

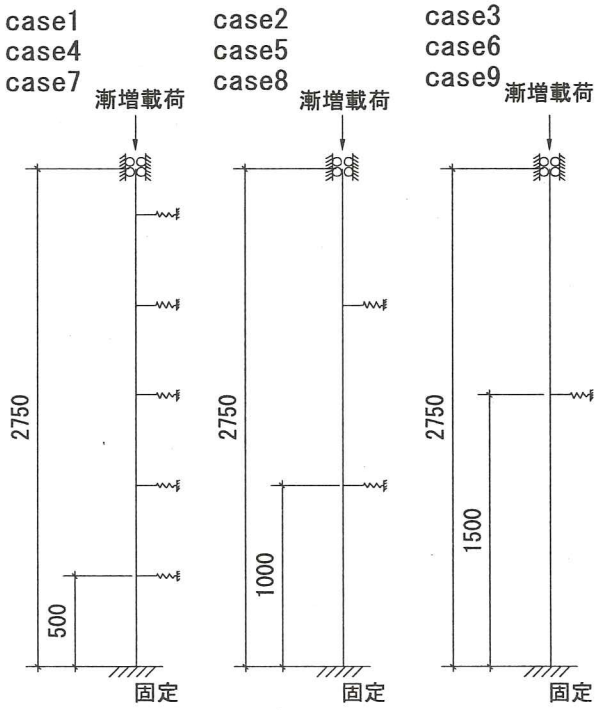


図-4.4.5 座屈固有値解析モデル

それぞれのケースで座屈固有値解析を行ったが、この中で、case1～3 の結果を見ると、バネの位置が座屈モードの節とはなっておらず、拘束効果が不足していることが伺える（**図-4.4.6**）。また、500mm 間隔で梁を配置した case1 では、その耐力が 584kN と軸方向鉄筋の降伏荷重である 700kN よりも小さい値となっており、配置ピッチを 500mm と細かくしても梁の曲げ剛性が支間長 7m の曲げ剛性では不足していることがわかる。

一方、case2、3 と同じバネ配置でバネ値を 5000(kN/m) とした case5、6 においては、バネの位置が座屈モードの節となっており、5000(kN/m) 程度のバネ値を有する梁を設置することで、はらみ出しの拘束効果が期待できることがわかる。なお、バネ値をさらに高めた case8、9 においては、座屈モード、座屈耐力とも大き

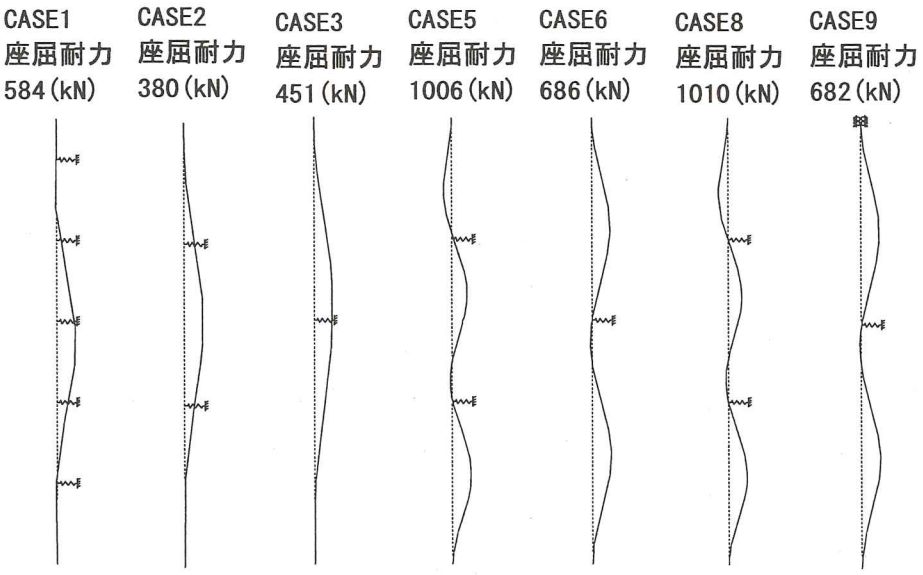


図-4.4.6 座屈固有値解析結果（抜粋）

な変化はなく、5000(kN/m)以上のバネ剛性は不要であることが判明した。

表-4.4.2　非線形有限変位解析の条件一覧

モデル形状	座屈固有値解析と同一
解析ケース	座屈固有値解析と同一
初期不整	座屈固有値解析の座屈モードを入力 ただし、最大変位を10mmとした。
載荷荷重	鉄筋上縁に鉛直下向きの集中荷重を 漸増載荷した。

（5）非線形有限変位解析を用いた座屈耐力の検討

1）解析概要

前項では、各ケースにおいて座屈固有値解析を行い、弾性解析での座屈耐力と座屈モードを算出した。本項では、前述の各ケースにおいて非線形有限変位解析を行い、より詳細な座屈耐力を求めることとした。

非線形有限変位解析では初期不整を考慮したが、その初期不整は座屈固有値解析で算出された座屈モードの形状に合わせて、最大量が10mmとなるように設定した。ここで、初期不整10mmという値は通常の鉄筋の加工精度や施工精度を考えた場合大きな値ではあるが、個々の解析結果の差を明確に評価するためにこの値を用いた。

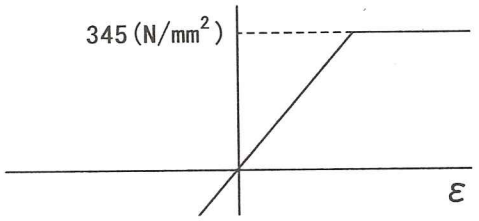


図-4.4.7　鉄筋の応力ーひずみ曲線の仮定

さらに、橋脚の内側にはコンクリートがあることを考慮し、鉄筋の変形は内側には変形しないように固定し、外側には移動自由とした。それ以外の条件は、前項の座屈固有値解析と同一である。

解析条件の一覧を**表-4.4.2**に、鉄筋の応力ーひずみ曲線を**図-4.4.7**に、モデル概要を**図-4.4.8、4.4.9**にそれぞれ示す。



図-4.4.8　非線形有限変位解析のモデル図（集中バネ）

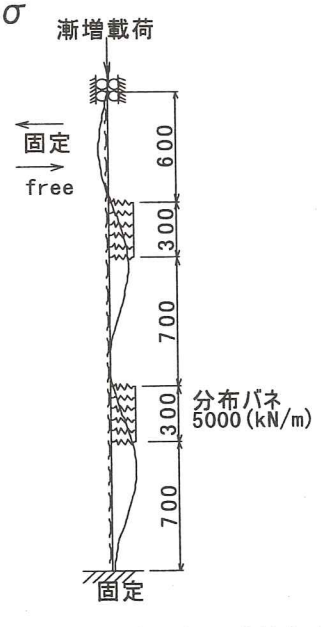


図-4.4.9　非線形有限変位解析のモデル図（分布バネ）

2）解析結果

バネ値を500(kN/m)から5000(kN/m)に大きくすることによってその拘束効果が現れ、座屈耐力が増加するとともに拘束位置が節となるような座屈モードとなり、それ以上バネ値を増やしても座屈耐力に影響がないことという結果は座屈固有値解析と同様である（**図-4.4.10**）。ただし、その座屈耐力自体はバネを1m間隔で配置したcase5で290kNと、鉄筋の降伏強度の700kNを大きく下回っている。これは300mmの幅をもつPC梁を集中バネでモデル化していることが大きく影響していると考えられる。

そこで、バネをPC梁の幅の分布バネとした解析を行った。その結果、座屈耐力は564kNまで向上した（**図**

-4.4.11)。このことから、鉄筋の座屈耐力を評価するような解析を行う場合は、その拘束物の幅を考え、分布バネなどで評価する必要があるといえる。

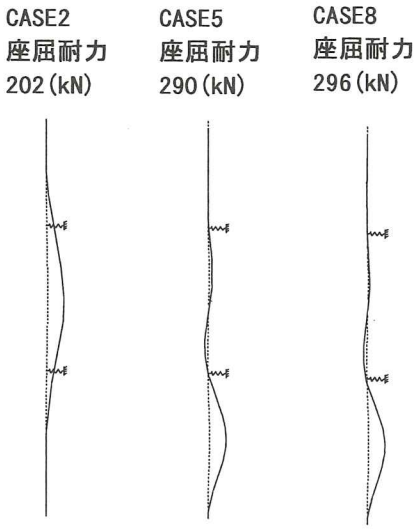


図-4.4.10　非線形有限変位解析の結果
(集中バネ)

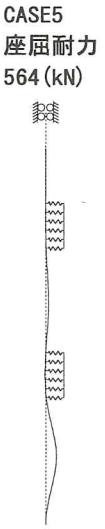


図-4.4.11　分布バネを用いた解析結果

（6）分布荷重に対する座屈耐力の検討

1）解析概要

ここで、前述の解析は、簡略化のためすべて鉄筋上端に鉛直方向の集中載荷とした。しかし、実際の橋脚を考えた場合、軸方向鉄筋が座屈するようなときというのは、地震によって正負交番するような荷重を受けるときで、引張り側で降伏し塑性ひずみを蓄えた鉄筋が圧縮側に転じると、変位がゼロとなったときにもその塑性ひずみ分だけ圧縮ひずみが発生していることとなり、結果的に大きな圧縮ひずみとなり、座屈に至るものと考えられる。すなわち、鉄筋が座屈するときの圧縮力は、引張り側となっているときの引張塑性ひずみによるものが大きいと考えられ、その塑性ひずみは橋脚基部に近いほど大きく、塑性ヒンジ位置より上部ではほとんど生じていないと考えられる。このことから、鉄筋が座屈するときの圧縮力は今回の解析のように集中荷重ではなく、塑性ヒンジ位置での分布荷重に近く、さらにその分布形状は図-4.4.12 に示すような三角形分布に近いと考えられる事が浅津らの研究により報告されている[4)]。

上記のような載荷は、今回用いた集中載荷に比べ座屈に対して厳しくない荷重と考えられるため、座屈耐力は前項で算出した 564kN より大きくなると考えられる。

また、座屈モードを見ると、最下部の分布バネより下で座屈が進行している。この分布バネより下の無拘束部分は他と同じ 700㎜ であるが、このような座屈モードが発生することおよび前述のように分布荷重が下へ行くほど大きくなることなどを考えると、最下部の無拘束部分長を他の部分より小さくしておくことが座屈防止に効果があると思われる。

そこで、図-4.4.12 の様に、最下段の分布バネの配置位置を下縁から 500㎜ とし、載荷荷重も、より実橋

に即した分布荷重とした解析を行った。

2）解析結果

上記の解析の結果、**図-4.4.13** に示すように、最下段の PC 梁を模擬した分布バネと 2 段目の分布バネの間が腹となるような座屈モードで座屈を起こすような結果となった。また、その座屈耐力は、軸方向鉄筋の圧縮降伏荷重である 700kN に達しており、**図-4.4.12** の様な PC 梁の配置を行うことにより、軸方向鉄筋が降伏荷重以下で座屈することを防止できることが伺える。なお、載荷荷重の合計と上端変位の関係を**図-4.4.14** に示すが、この図より、鉄筋は圧縮降伏後、比較的早い段階で座屈を起こし座屈後には急激に耐力を失っていく結果となっている。

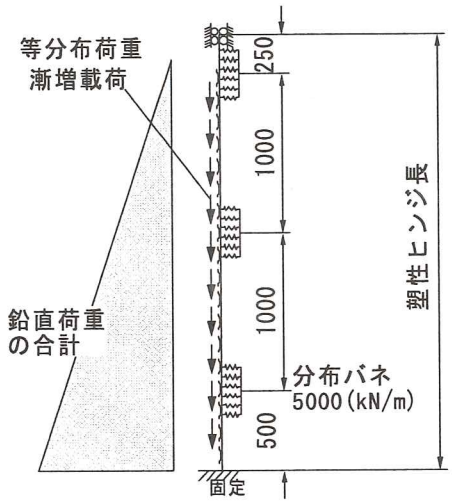


図-4.4.12 実際の塑性ヒンジ位置における軸力分布

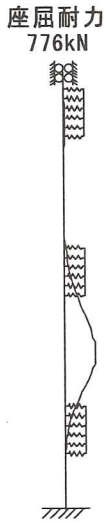


図-4.4.13 解析結果

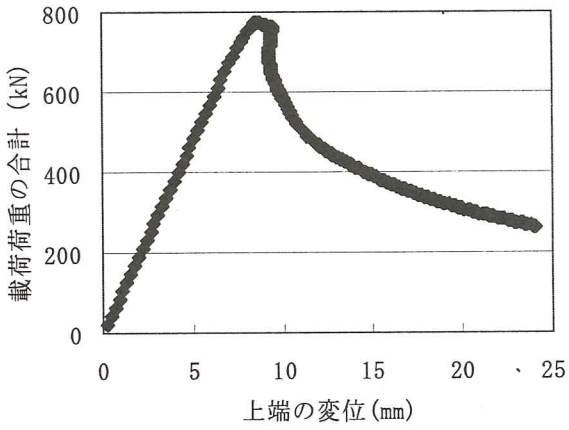


図-4.4.14 分布荷重載荷時の荷重－変位曲線

4.4.4　正負交番載荷実験

（1）概要

今回提案しているじん性補強効果を確認するため、縮小モデルによる正負交番載荷実験を行った。基準とした供試体は、平成11年度に旧建設省土木研究所において、「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」[5]の中で行われた正負交番載荷実験のM４供試体とした。基準供試体は、平成14年版の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[1]（以下、道示Ⅴと記す）のじん性補強に関する事項をすべて満足している供試体である。実験供試体の概要図を**図-4.4.15、4.4.16**に、使用材料を**表-4.4.3**に示す。供試体の諸元とそれぞれの耐力の計算値を**表-4.4.4**に示す。なお、実験の縮尺は約1/3である。

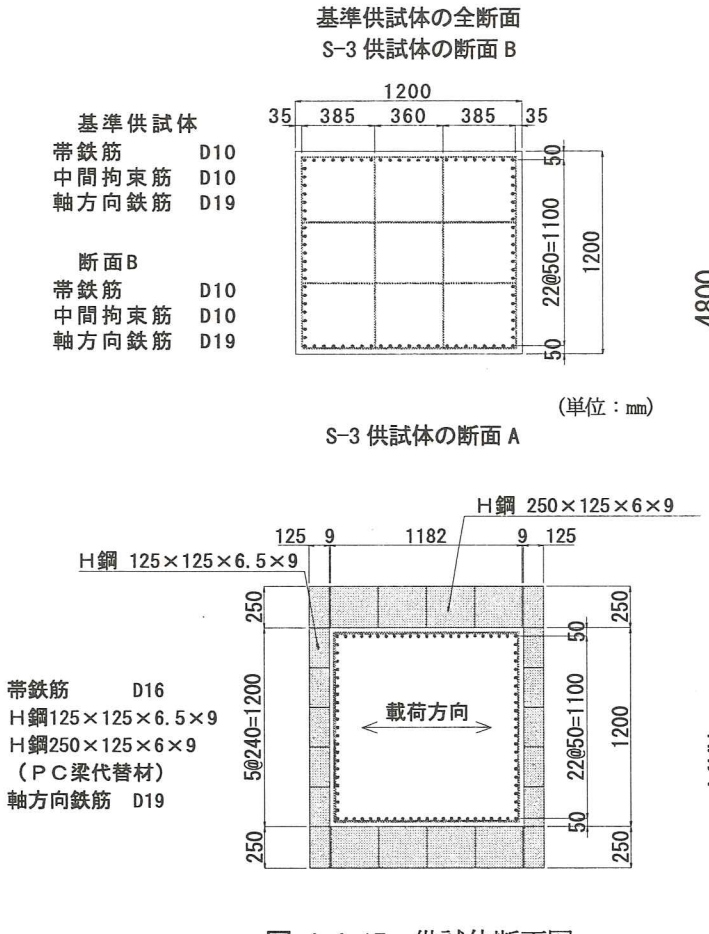


図-4.4.15　供試体断面図

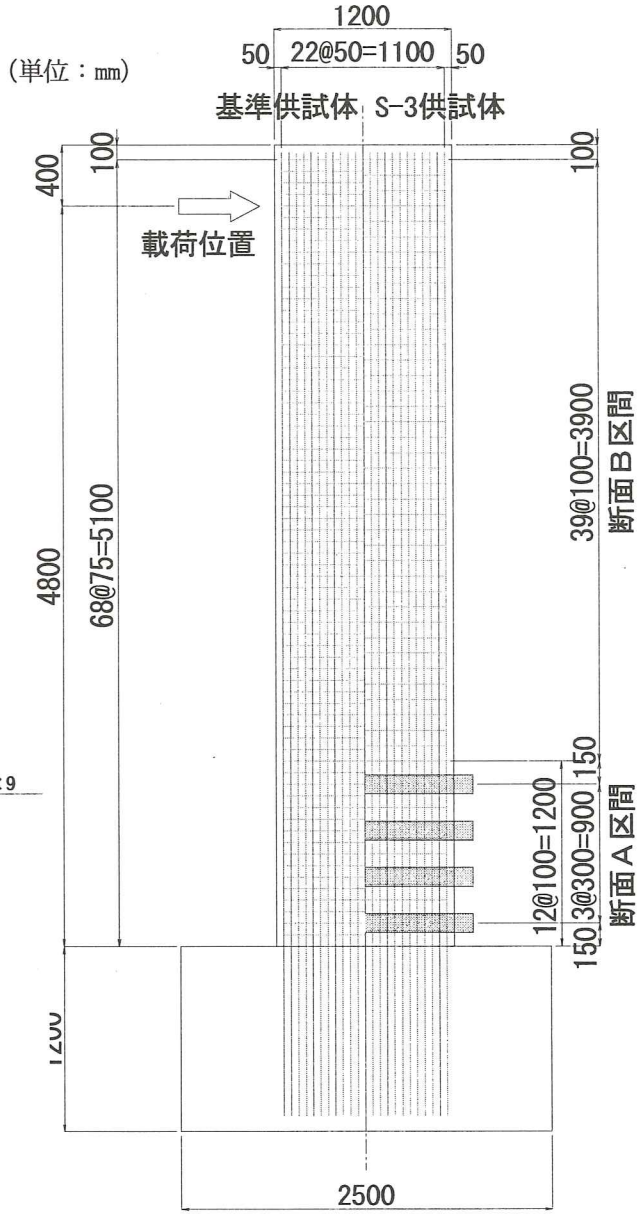


図-4.4.16　供試体側面図

表-4.4.3　使用材料表

		基準供試体	S－3供試体
コンクリート	強度(N/mm^2)	33.5	47
	静弾性係数(N/mm^2)	2.71×10^4	2.75×10^4
軸方向鉄筋	降伏点(N/mm^2)	(D19) 328	(D19) 342
	引張強度(N/mm^2)	470	510
帯鉄筋	降伏点(N/mm^2)	(D10) 336	(D16) 342
	引張強度(N/mm^2)	476	510
H形鋼	材質		SS400

表-4.4.4　供試体の諸元と計算上の耐力

			基準供試体（土研M4）	S-3供試体
断面	形状		正方形	正方形
	幅×高さ	(mm)	1200×1200	1200×1200
	載荷高さ	(mm)	4800	4800
	せん断支間比		4	4
軸方向鉄筋	径		D19	D19
	段　数		1	1
	間　隔		50	50
	かぶり	(mm)	50	50
	鉄筋比	(%)	1.75	1.75
横拘束筋	径		D10	PC梁
	間　隔	(mm)	75	—
	体積比	(%)	1.00	—
計算値	ひび割れ荷重	(kN)	194	277
	ひび割れ変位	(mm)	1.3	3.7
	初降伏荷重	(kN)	846	884
	初降伏変位	(mm)	15.0	17.0
	降伏耐力	(kN)	1060	1190
	降伏変位	(mm)	18.8	22.2
	終局変位	(mm)	113.5	105.9
	せん断耐力	(kN)	2011	1464

今回の供試体をモデル化するにあたって、基準供試体で配置していた中間帯鉄筋は一切配置せず、じん性補強効果はすべてPC梁（拘束梁）によってとらせることとした。一方、帯鉄筋はせん断耐力を確保する必要性から、塑性ヒンジ位置にはD16を100㎜間隔で配置することとした。ただし、先述のように、中間拘束されていない帯鉄筋のたわみ剛性はPC梁に比べ無視し得るほど小さいため、じん性補強にはほとんど寄与していないものと考えられる。

今回の供試体における縮尺は約1/3であることから、軸方向鉄筋はD19を50㎜間隔で配置することとした。また、じん性補強部分はPC梁を想定したH形鋼で置き換えた供試体とした。これはPC梁を1/3の縮尺のコンクリート製でモデル化することが困難であったためであり、載荷面に配置するH形鋼は、**図-4.4.3**に示すPC梁の曲げ剛性（ＥＩ、Ｅ：ヤング係数、Ｉ：断面二次モーメント）と同等となるように選定した（H125×125×6.5×9）。また、載荷側面の梁は載荷面の梁の両端を支持する役割を果たす引張部材となるため、軸

方向剛性（ＡＥ、Ａ：断面積）が同等となるようなH形鋼を選定した（H250×125×6×9）。H形鋼のフランジは、面外方向に局部的な変形を起こさないように、鋼製リブを240㎜間隔で配置した。

H鋼梁の配置は、非線形有限変位解析結果と供試体の縮尺の1/3を考慮し、基部から第１段目を500×1/3≒150㎜、その後、1000×1/3≒300㎜の間隔で配置することとした。

（２）使用材料

異形鉄筋は、SD295を用いた。曲げ加工寸法は道路橋示方書に従った。

コンクリートは、JIS工場の生コンクリートを用いた。なお、目標強度はσ28＝30MPaとした。

角材量の特性値を**表-4.4.5～7**に示す。

表-4.4.5　コンクリートの示方配合表

配合	呼び方	30-12-20-N					
水セメント比	細骨材率	セメント	水	細骨材①	細骨材②	粗骨材	混和材
%	%	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3
56	50.1	286	160	278	650	927	2.86

表-4.4.6　コンクリートの圧縮強度試験結果

強度試験結果（材齢85日）		
	圧縮強度	ヤング率
	MPa	GPa
	47.8	27.5
	47.0	28.6
	49.4	29.4
Ave.	48.1	28.6

表-4.4.7　鉄筋の引張強度試験結果

		SD295A			
	断面積	降伏点	引張強度	破断伸び	弾性係数
	mm2	MPa	MPa	%	GPa
D10		389	551	29.1	202
		387	547	26.2	200
		387	547	28.2	200
Ave.	71.3	388	549	27.8	201
D19		345	511	26.3	191
		342	509	25.6	191
		339	509	26.3	188
Ave.	286.5	342	510	26.0	190

（３）載荷方法

本実験では、供試体を横方向に設置し、フーチング部を反力壁に固定した（**写真-4.4.1**）。この際、柱自重および上部工の反力相当の軸方向力を載荷するため、柱頭部に鉛直支持点を設け、水平加力への影響が少ないローラー支持とした。柱軸力は軸応力度で0.98(N/㎟)に相当する1412kNを油圧ジャッキで加力した。水

平載荷には1250kN加振機（最大荷重±1250kN、最大変位±50mm、最大速度±100cm/sec）を使用し、降伏変位（δy_0）の整数倍毎に正負交番載荷した。各載荷ステップにおける繰り返し回数は3回とした。なお、降伏変位は載荷面軸方向鉄筋が降伏ひずみに至ったときの水平変位である。実験は水平力が最大耐力より低下し、軸方向鉄筋の破断などの損傷が生じるまで行った。

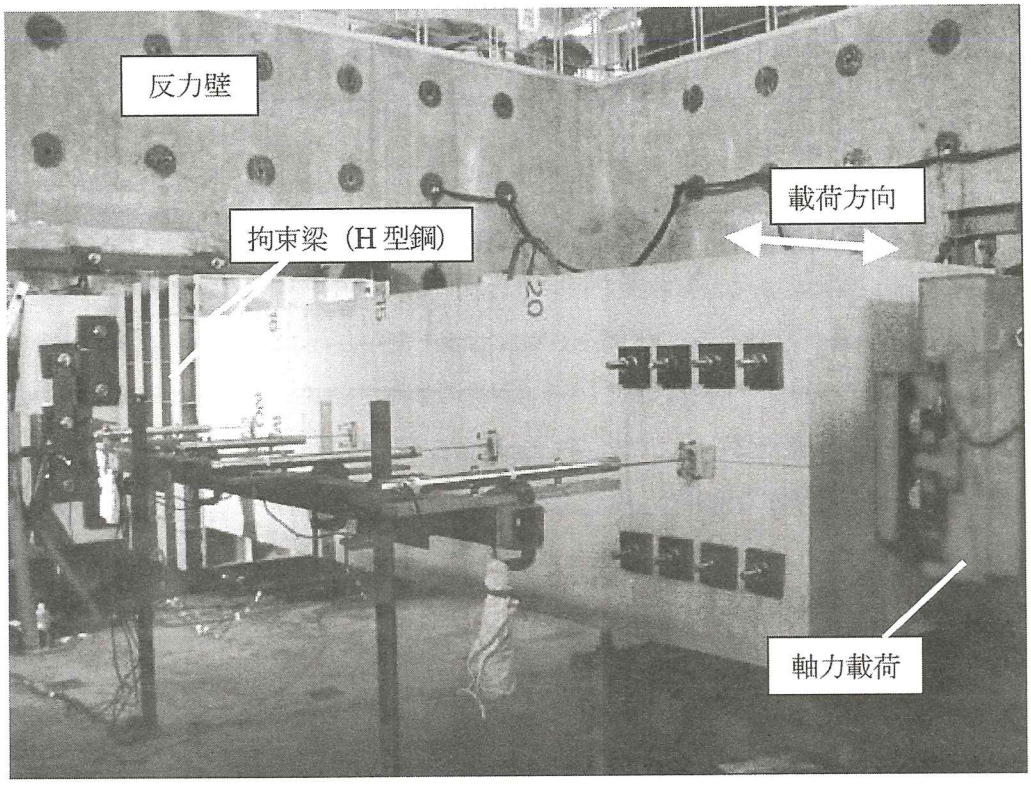


写真-4.4.1　供試体の概観

（4）測定項目

供試体の測定項目を**表-4.4.8**に示す。また、測定位置を**図-4.4.17**に示す。

柱の水平変位は、基部から4.8mの載荷点位置、3.8m、2.8m、1.8mの4点で外部不動点から測定した。併せて、水平ジャッキと軸力ジャッキの変位信号も記録した。また、フーチング上面の水平変位と鉛直変位も各2点測定した。

表-4.4.8　供試体測定項目一覧表

計測項目	細目	位置	点数
荷重	水平荷重		1
	鉛直荷重		1
変位	柱の水平変位		4
	フーチングの変位		4
曲率	柱の曲率	下面	12
ひずみ	軸方向鉄筋	両載荷面	17
	H形鋼(載荷面)	両載荷面	8
	H形鋼(側面)	片側	8

柱の曲率は、**図-4.4.17** に示すような変位計の組み合わせで供試体の下面を用いて測定した。測定は、中心から水平方向に 425㎜ 離れた 2 つの軸線上で行い、それぞれ基部から 40㎜ の位置と、40㎜ から 940㎜ の区間を 300㎜ 間隔で、940㎜ から 1840㎜ の区間を 300㎜ 間隔で測定した。なお、曲率の算定は次式で行った。ただし、今回の場合には基部付近に配置されている水平梁の外側で計測を行う必要があり、このために全ネジボルトを 300㎜ 片持ち梁状態で張り出した先端で計測した。この際に全ネジボルトの剛性が不足していたものと考えられ、この変位計による曲率については良好な計測結果が得られなかった。

$$\phi = \frac{(\Delta H_1 + H_2)}{L \cdot H} \tag{4.4.2}$$

ϕ ：曲率

Δ Hi：区間Hの変位の変分

L ：同一断面の変位計の中心間隔

H ：次断面との間隔

ひずみは、**図-4.4.17** に示すように軸方向鉄筋、水平梁、で計測した。軸方向鉄筋と水平梁は試験体の表側と裏側にそれぞれゲージを貼り、2 枚のゲージにより軸ひずみと曲げひずみ成分に次式を用いて変換した。

$$\varepsilon_{ave} = \frac{\varepsilon_{out} + \varepsilon_{in}}{2}, \qquad \varepsilon_{dev} = \frac{\varepsilon_{out} - \varepsilon_{in}}{2} \tag{4.4.3}$$

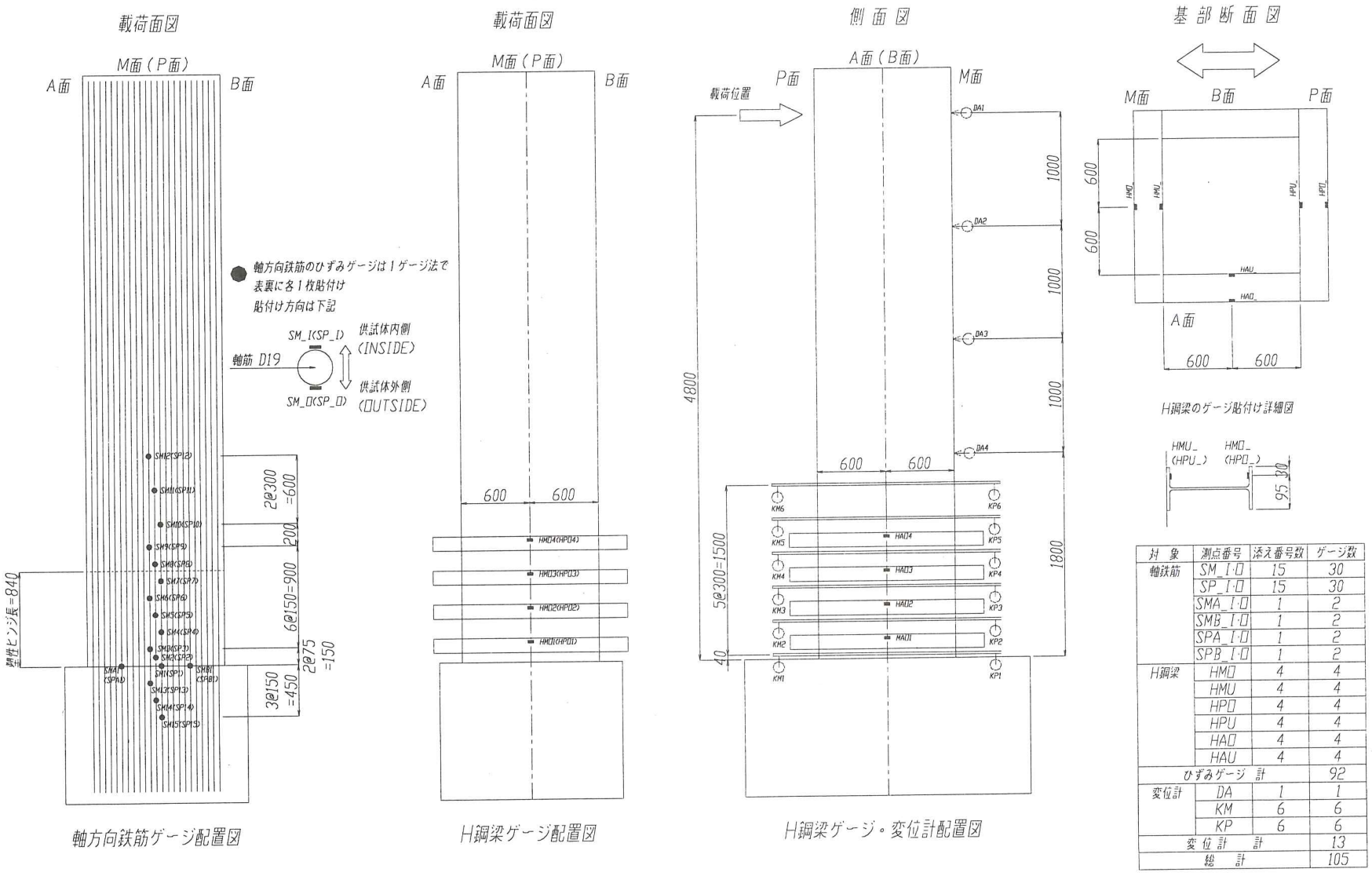
ε_{ave} ：軸ひずみ

ε_{dev} ：曲げひずみ

ε_{out} ：試験体外側のひずみ

ε_{in} ：試験体内側のひずみ

なお、すべての計測値は動ひずみアンプを用いてデータを取得し、100Hz のサンプリングで AD 変換した。



対象	測点番号	添え番号数	ゲージ数
軸鉄筋	SM_I-□	15	30
	SP_I-□	15	30
	SMA_I-□	1	2
	SMB_I-□	1	2
	SPA_I-□	1	2
	SPB_I-□	1	2
H鋼梁	HM□	4	4
	HMU	4	4
	HP□	4	4
	HPU	4	4
	HA□	4	4
	HAU	4	4
ひずみゲージ 計			92
変位計	DA	1	1
	KM	6	6
	KP	6	6
変位計 計			13
総 計			105

図-4.4.17　供試体測定概要図(単位 mm)

（5）損傷の進展

1）基準供試体の損傷

文献5）によると、基準供試体の損傷の進展は以下のようであった。

弾性載荷の結果より、降伏変位 δy_0＝22㎜ とした。

① $4\delta y_0$までは、水平ひび割れの進展が続いた。

② $5\delta y_0$において、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈が確認された。水平力はこのときから低下し始めた。

③ $6\delta y_0$において、内部コンクリートの損傷が進むと共に、中間帯鉄筋で拘束している部分の帯鉄筋が破断する箇所が生じた。

④ $7\delta y_0$において、軸方向鉄筋が1本破断した。

⑤ $8\delta y_0$において、5本の軸方向鉄筋が破断して、実験を終了した。

2）S-3供試体の損傷

本実験では計算によって求めた降伏耐力を参考に、軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位を降伏変位 δy_0 とした。本供試体の降伏変位は21㎜であり、基準供試体の値（22㎜）とほぼ同等の値であった。その後の損傷の進展は以下に示すとおりである。

① $5\delta y_0$までは、水平ひび割れの進展が続いた（**写真-4.4.2～4.4.11**）。

② $5\delta y_0$において、基部から1段目と2段目の水平梁がはらみ出し始めた。その変形は曲げ変形だけでなく、1段目と2段目の間のコンクリートがはらみ出すことによるねじれ変形もともなっている。ただし、そのひずみは降伏ひずみまでは達していなかった（**写真-4.4.10～4.4.12**）。

③ $6\delta y_0$において、基部から1段目梁と2段目梁の中間部（基部から40㎝）付近からかぶりコンクリートの剥落が始まった。そのとき、1段目および2段目の水平梁に曲げ変形とねじれ変形が生じ、梁の支間中央部で最大ひずみが降伏ひずみに達した（**写真-4.4.13～4.4.15**）。

④ $7\delta y_0$において、水平梁の1段目と2段目の間で軸方向鉄筋の座屈が観察された。それとほぼ同時に内部コンクリートの損傷も進展していた（**写真-4.4.16、4.4.17**）。

⑤ $7\delta y_0$の3回目で軸方向鉄筋1本が破断した。

⑥ $8\delta y_0$の載荷で載荷方向の軸方向鉄筋の半数以上が破断した（**写真-4.4.18～4.4.20**）。この状態で耐力の明確な低下が生じ、実験を終了した。

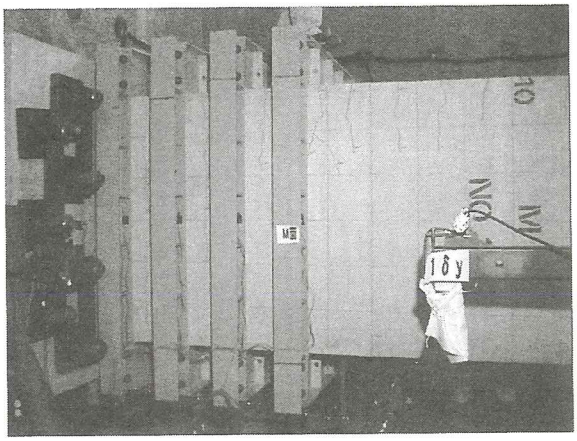


写真-4.4.2　M面　$1\delta y_0$

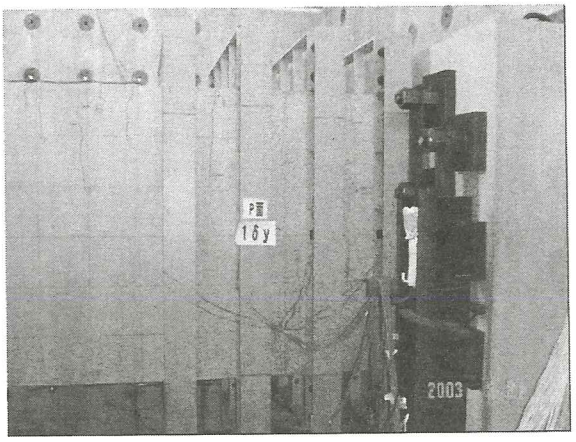


写真-4.4.3　P面　$1\delta y_0$

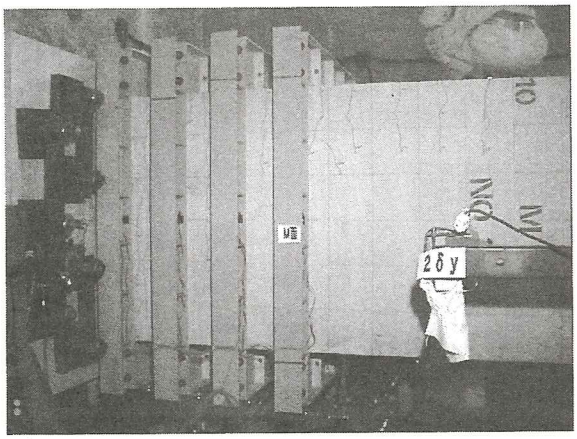


写真-4.4.4　M面　$2\delta y_0$

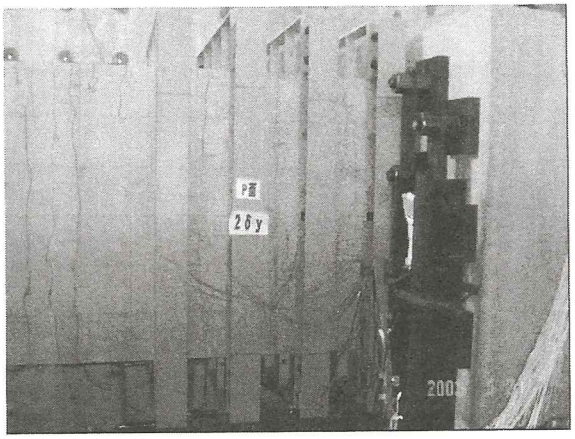


写真-4.4.5　P面　$2\delta y_0$

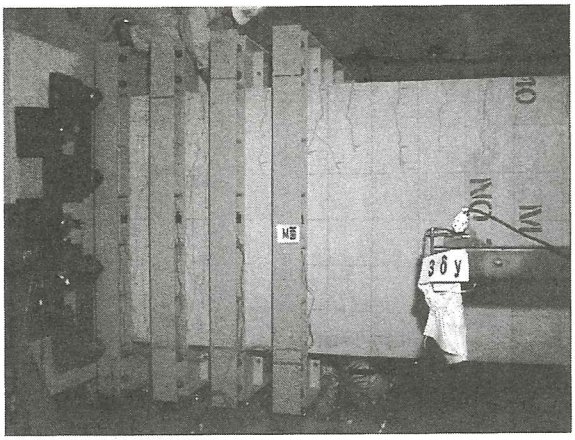


写真-4.4.6　M面　$3\delta y_0$

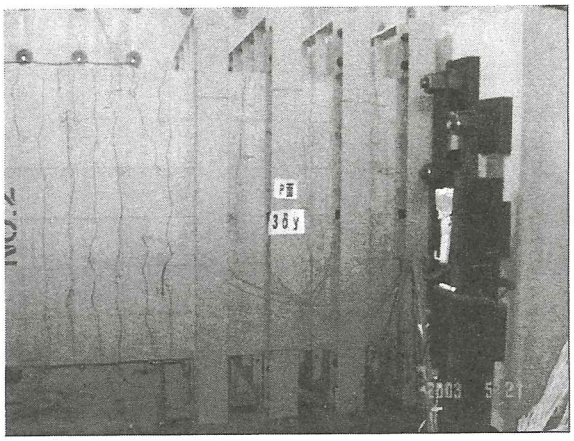


写真-4.4.7　P面　$3\delta y_0$

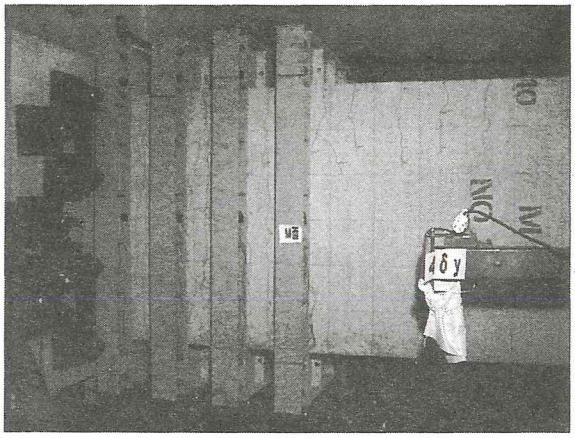


写真-4.4.8　M面　$4\delta y_0$

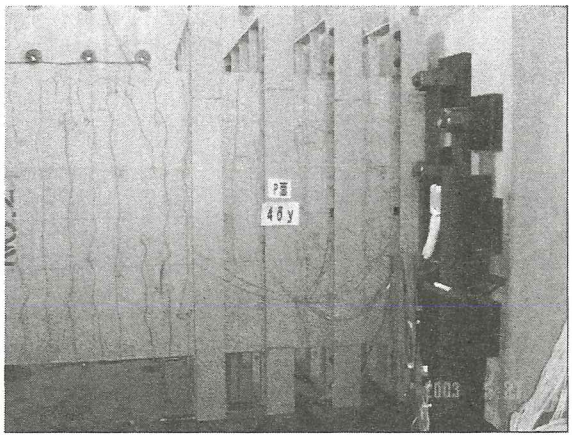


写真-4.4.9　P面　$4\delta y_0$

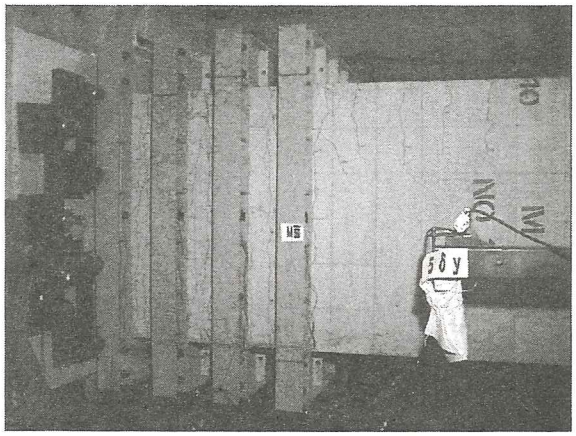


写真-4.4.10　M面　$5\delta y_0$

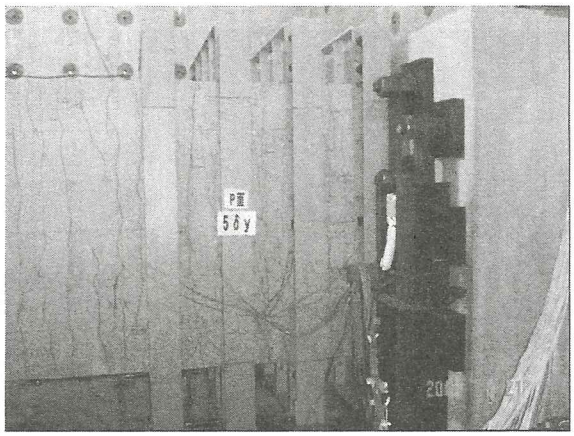


写真-4.4.11　P面　$5\delta y_0$

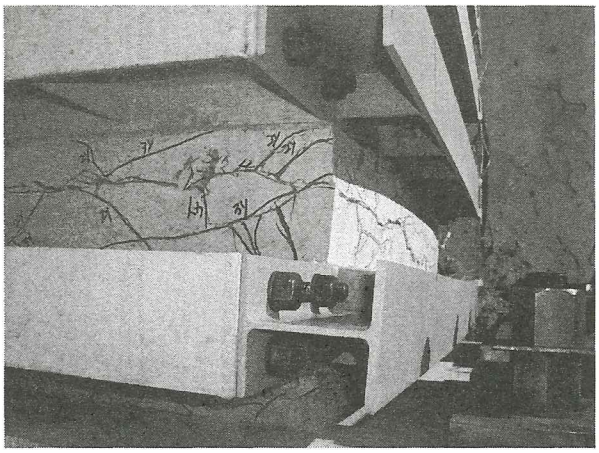


写真-4.4.12　$5\delta y_0$での橋脚基部の損傷状況

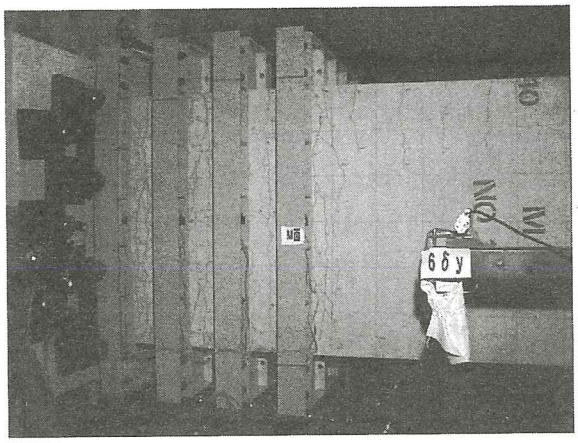


写真-4.4.13　M面　$6\delta y_0$

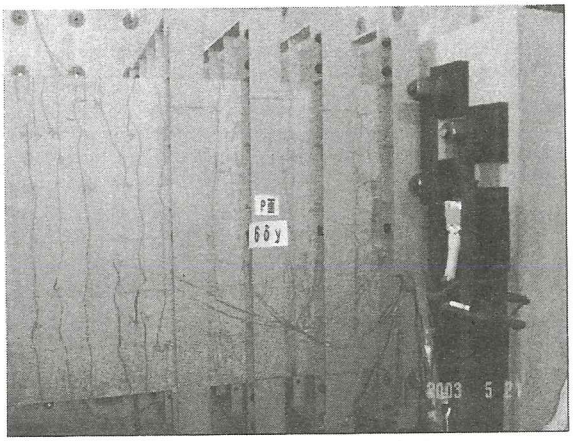


写真-4.4.14　P面　$6\delta y_0$

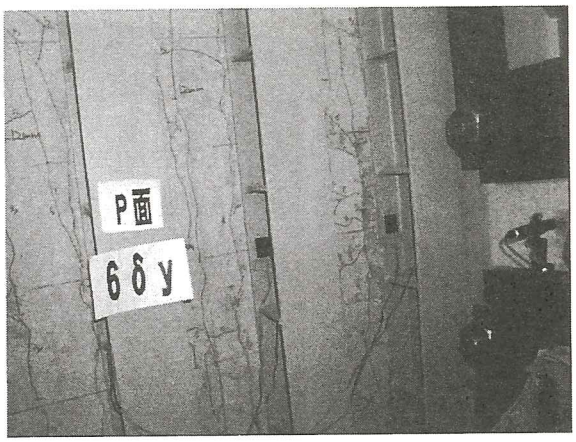


写真-4.4.15　P面　$6\delta y_0$かぶりコンクリート
の剥離

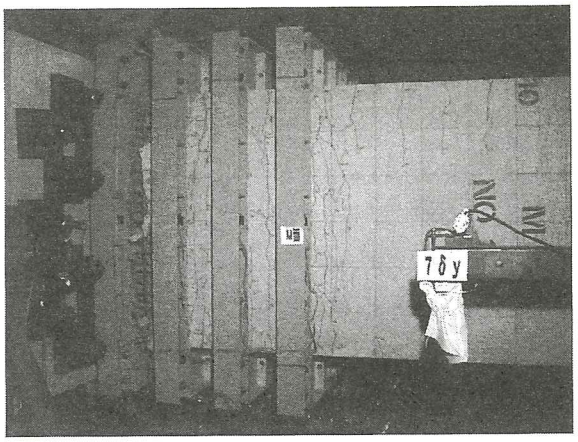


写真-4.4.16　M面　$7\delta y_0$

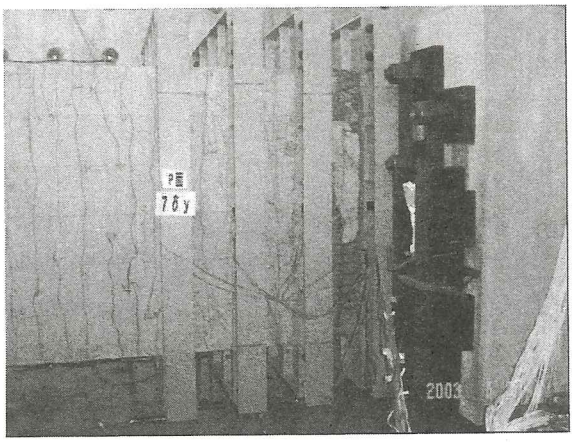


写真-4.4.17　P面　$7\delta y_0$

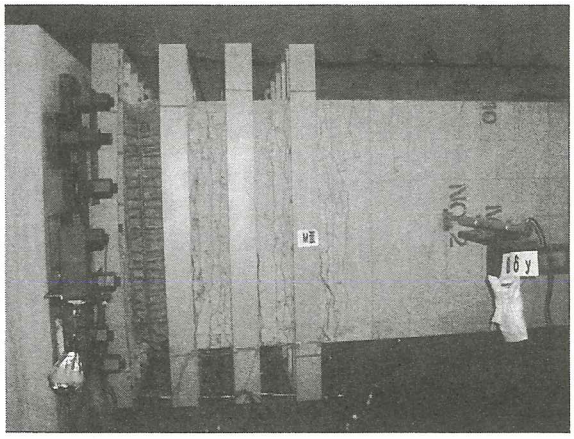


写真-4.4.18　M面　$8\delta y_0$

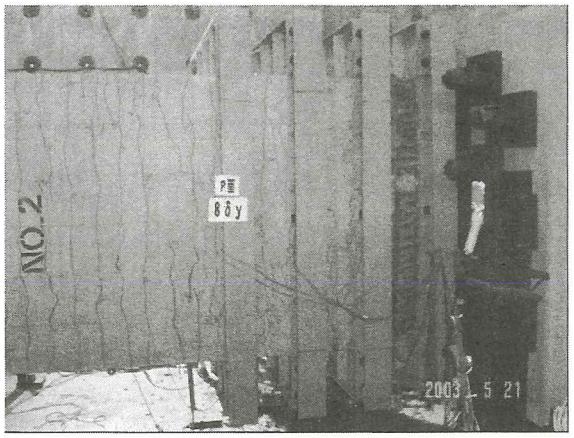


写真-4.4.19　P面　$8\delta y_0$

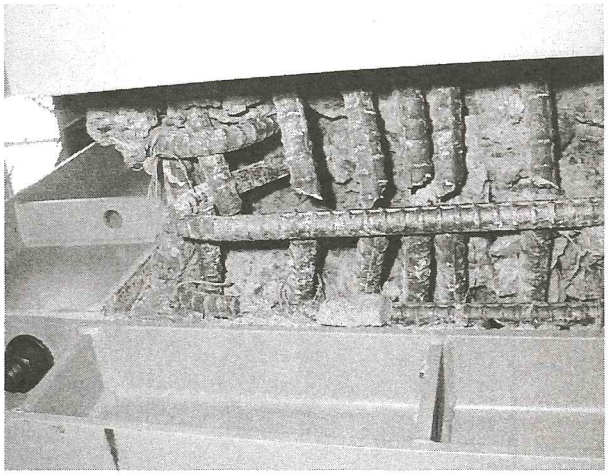


写真-4.4.20　$8\delta y_0$での橋脚基部での鉄筋破断

3）損傷の比較

基準供試体とS-3供試体とを比較すると、まず、かぶりコンクリートが剥落し始めたのは、基準供試体で$5\delta y_0$、S-3供試体では$6\delta y_0$と、S-3供試体の方が若干遅かった。これは、S-3供試体の軸方向鉄筋の座屈長が小さいため、$5\delta y_0$まではははらみ出し量が小さいことに起因するものと考えられる。

また、軸方向鉄筋の破断は、基準供試体、S-3供試体とも$7\delta y_0$と同様であった（**表-4.4.9**）。以上の結果より、今回の補強を行うことにより、道示Vに即したRC橋脚と同程度の破壊進展挙動を得ることが可能であるといえる。

また、S-3供試体の$8\delta y_0$において、基準供試体より多くの軸方向鉄筋が破断したが、これは、今回の供試体の方がより拘束効果が大きいため、軸方向鉄筋の座屈長が短くなり、より曲率が小さくなったために鉄筋の最外縁のひずみが大きくなり、座屈後の破断が多くなったものと考えられる。ただし、破断したのは$8\delta y_0$であり、道示Vにおける必要変形性能以降の破断であるため、実用上は問題ないものと考えられる。

表-4.4.9　損傷進展状況の比較

損傷状況	基準供試体	S-3供試体
かぶりコンクリートの剥落	$5\delta y_0$	$6\delta y_0$
耐荷力の低下	$5\delta y_0$	$6\delta y_0$
帯鉄筋の破断	$6\delta y_0$	—
拘束梁の降伏	—	$6\delta y_0$
軸方向鉄筋の破断	$7\delta y_0$	$7\delta y_0$
実験終了	$8\delta y_0$	$8\delta y_0$

（6）座屈解析と実験結果の比較

S-3供試体の軸方向鉄筋の座屈に着目すると、軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを大きく越した$7\delta y_0$で初めて確認されており、非線形座屈解析で得られた軸方向鉄筋が圧縮降伏後に座屈するという結果と同様の結果となっている。ただし、**図-4.4.14**の座屈解析結果によれば、圧縮降伏後、比較的すぐに座屈するような結果となっており、実験結果とは異なっている。この差は、実験供試体にはかぶりコンクリートが存在するためであると考えられ、実験ではかぶりコンクリートの拘束効果により、座屈が遅れているものと考えられる。

以上のことより、**図-4.4.12**の様なモデル化をした非線形有限変形解析を行うことにより、安全側の評価である程度軸方向鉄筋の座屈挙動が評価可能であると考えられる。

（7）耐力、変位性能と履歴特性

初降伏変位を**表-4.4.10** に示す。このように、初降伏変位は規準供試体とほぼ同等の値となった。また、最大耐力を**表-4.4.11** に示すが、最大耐力も規準供試体とほぼ等しい値となった。これより、軸方向剛性は規準供試体との整合性が取れていることが確認できた。

図-4.4.18 に載荷点位置での水平力と水平変位の関係を示す。このループを見ると、$5\delta y_0$までは過去の履歴における最大変位点を指向した安定したループを描いているのがわかる。その後、$6\delta y_0$において、2サイクル目以降のループが前サイクルのループからずれ始め、最大荷重が低下する傾向が認められた。$6\delta y_0$の損傷観察ではかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しが始まっていることが確認されており、履歴曲線の荷重低下は、これらの損傷が原因と考えられる。$7\delta y_0$では、さらに履歴曲線のずれが大きくなっており、水平梁の降伏および軸方向鉄筋の座屈が原因と考えられる。また、最後の $8\delta y_0$では、軸方向鉄筋が数多く破断したため、著しい荷重低下を示すループとなっている。

図-4.4.19 に基準供試体と応答履歴の包絡線を比較して表示すると最大耐力およびその後の変形履歴もほぼ同等の値を示していることがわかる。すなわち、今回のじん性補強は道示Vに則って行われている帯鉄筋と中間帯鉄筋によるじん性補強と同等の耐力および変形性能を確保していることが確認できる。

表-4.4.10　初降伏変位

	最大値	最小値	平均
基準供試体	20.6mm	-19.9mm	±20.3mm
S-3 供試体	21.8mm	-17.7mm	±19.8mm

表-4.4.11　最大耐力

	最大値	最小値	平均
基準供試体	1117kN	-1102 kN	±1110 kN
S-3 供試体	1107 kN	-1098 kN	±1103 kN

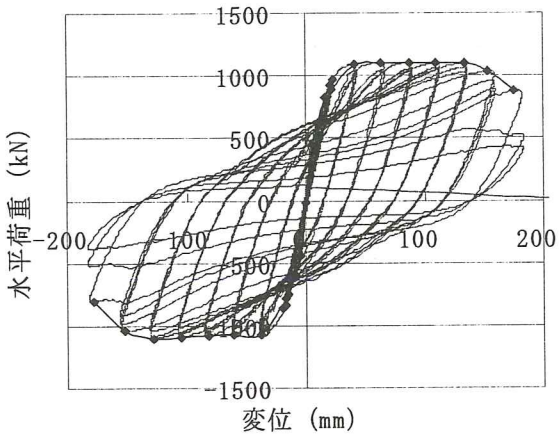


図-4.4.18　S-3 供試体の履歴曲線

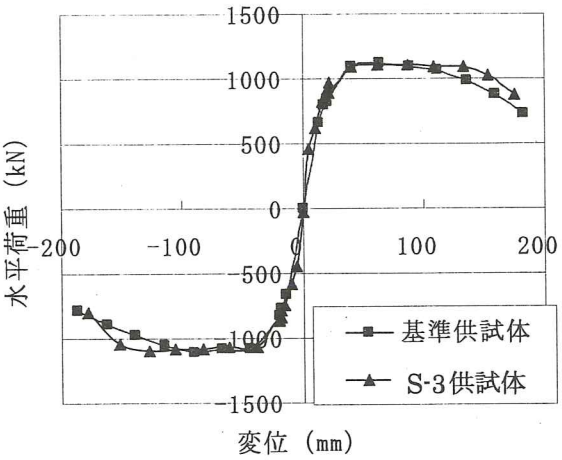


図-4.4.19　履歴曲線の包絡線

（8）エネルギー吸収性能

各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーを各履歴ループにて囲まれた面積として算出した。各載荷サイクルの第１サイクルから算出した吸収エネルギーを基準供試体と比較して示したものが図-4.4.20 である。今回の供試体は $6\delta y_0$ まではほぼ線形的に増加し、$7\delta y_0$ では多少その増加量が鈍くなり、軸方向鉄筋が破断した $8\delta y_0$ では吸収エネルギーが低下している。一方、基準供試体は $5\delta y_0$ までは線形的に増加し、その後、吸収エネルギーが低下し、$8\delta y_0$ で実験を終了している。

両者を比較すると、$5\delta y_0$ まではほぼ同一の値で線形的に増加しているものの、$6\delta y_0$ 以降では、今回の供試体が大きな値を示している。これは、基準供試体は $5\delta y_0$ から軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落が確認され、随時進行するとともに内部コンクリートの損傷が進展していたことに対して、今回の供試体では $5\delta y_0$ ではかぶりコンクリートのはらみ出しにとどまり、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が確認できたのは $6\delta y_0$ 以降であることに起因すると考えられる。すなわち、水平梁は軸方向鉄筋の座屈抑制に効果があり、基準供試体に配置された帯鉄筋および中間拘束筋と同等以上の効果を有しているといえる。

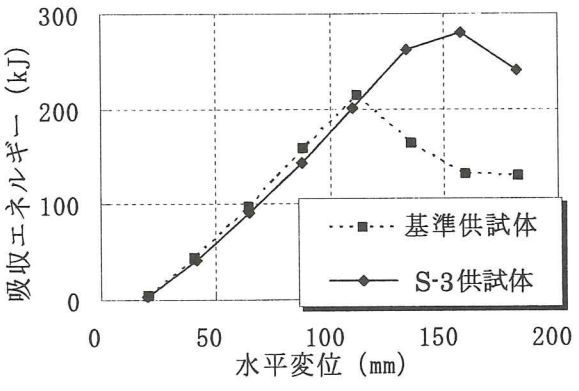


図-4.4.20　吸収エネルギーの比較

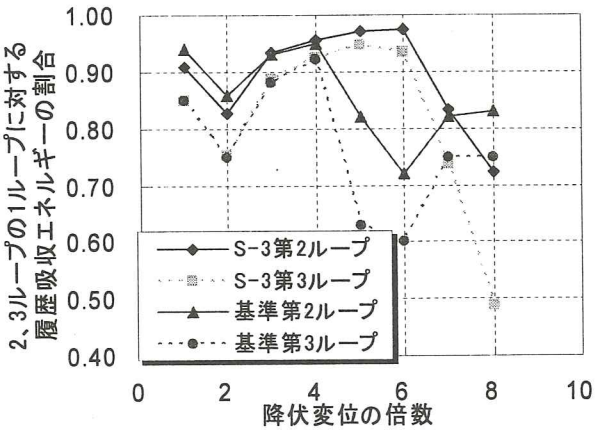


図-4.4.21　各ステップでの割合

（9）水平梁の拘束効果

水平梁のひずみ計測位置は**図-4.4.22** に示すように、載荷面の両側とし、各H形鋼の外側および内側のひずみを計測した。各ステップの曲げひずみ計測結果を**図-4.4.23、24** に示す。載荷サイクルにともなって梁のひずみは大きくなっており、$6\delta y_0$で梁の引張縁は降伏ひずみに達している。$7\delta y_0$では圧縮縁も降伏しており、軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束する梁能力が最大に達したといえる。降伏した水平梁はM面とＰ面で異なり、M面は１段目水平梁であり、Ｐ面は２段目水平梁である。軸方向鉄筋の座屈は１段目と２段目の間で生じており、両水平梁に最も大きなはらみだし力が作用していたことはひずみ値で確認できる。両水平梁のどちらか一方が降伏すると変形は降伏した梁に集中し、他方は降伏ひずみに達することなく終局に至ったと推察される。

水平梁のひずみは降伏ひずみに達していることから、水平梁に作用している曲げモーメントは梁の曲げ降伏耐力の 31.5kN･m であるといえる。また、作用曲げモーメントから軸方向鉄筋１本のはらみ力を算出すると 9.1kN となる。

また、同じくM面、Ｐ面の軸ひずみに着目すると、曲げひずみと同様の挙動を示している。これは拘束水平梁の両端が完全固定となっているため、軸方向鉄筋のはらみ出しに従って、曲げと共に引張力の発生していることを示唆している。

なお、Ａ面のH形鋼では、変位の増加に従って引張力が増加している。実橋においては、この引張力に対応するプレストレスが接合部には必要となる（**図-4.4.27**）。

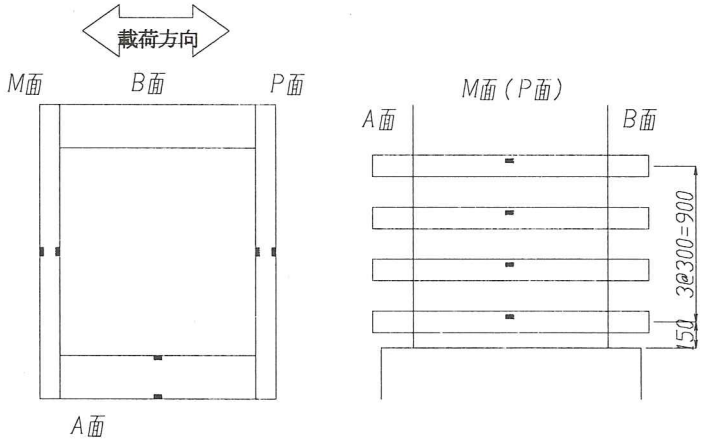


図-4.4.22　H形鋼ひずみ計測位置

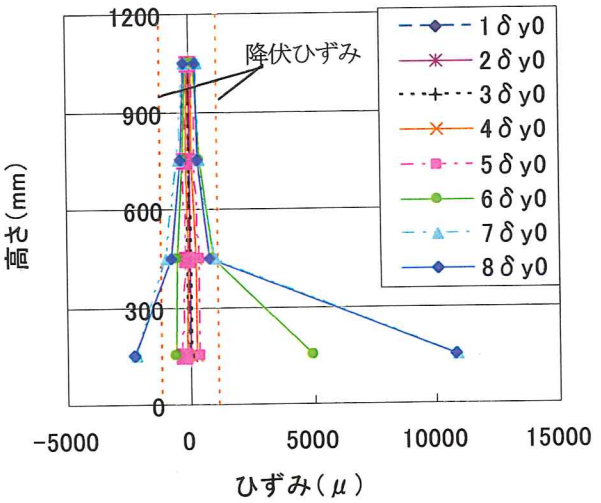


図-4.4.23　H形鋼曲げひずみ（M面）

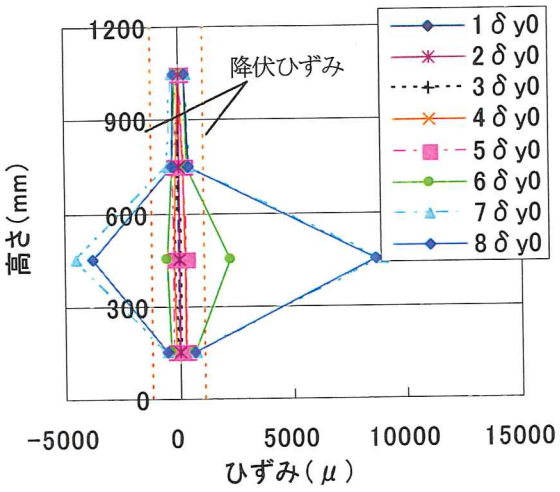


図-4.4.24　H形鋼曲げひずみ（P面）

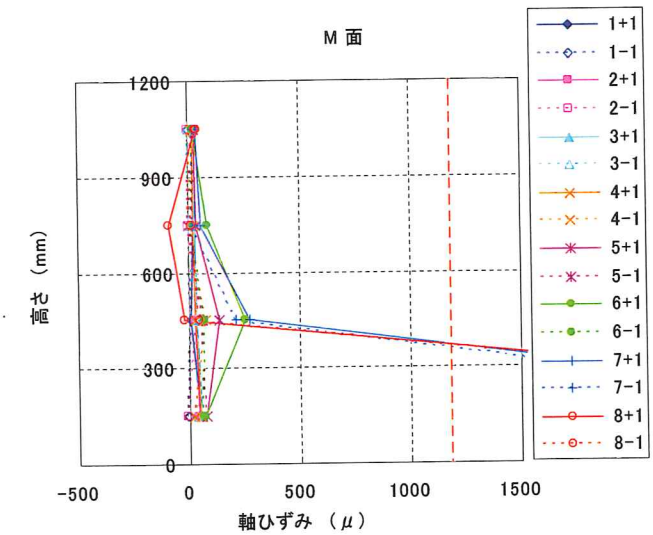


図-4.4.25　H形鋼軸ひずみ（M面）

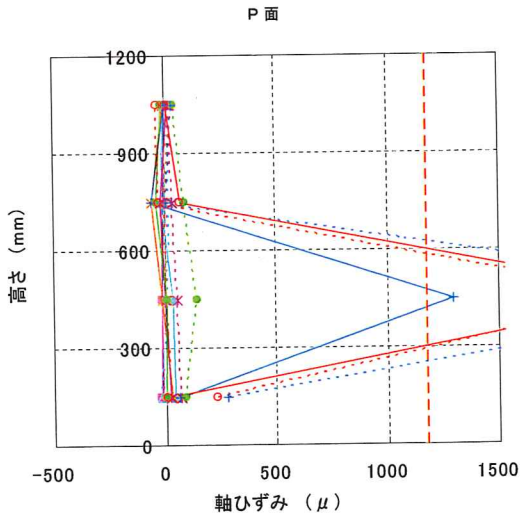


図-4.4.26　H形鋼軸ひずみ（P面）

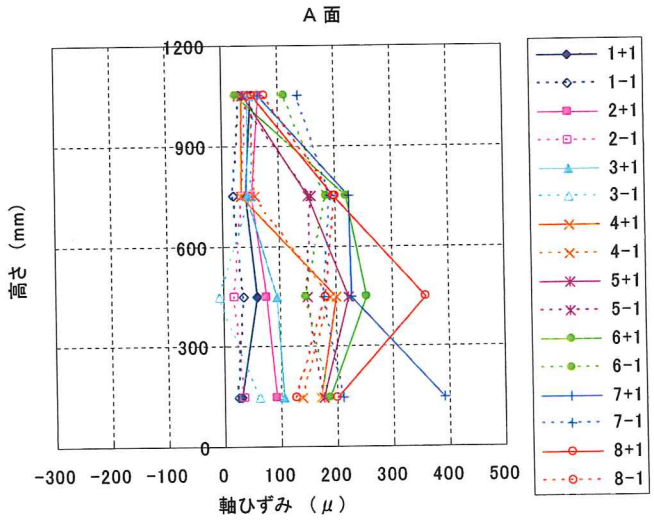


図-4.4.27　H形鋼軸ひずみ（A面）

以下に、水平変位とH形鋼のひずみの関係を示す。これらのひずみから、5δy_0まではあまりひずみは変化せず、その後、軸方向鉄筋がはらみ出す6δy_0から急激に大きくなっていることがわかる。

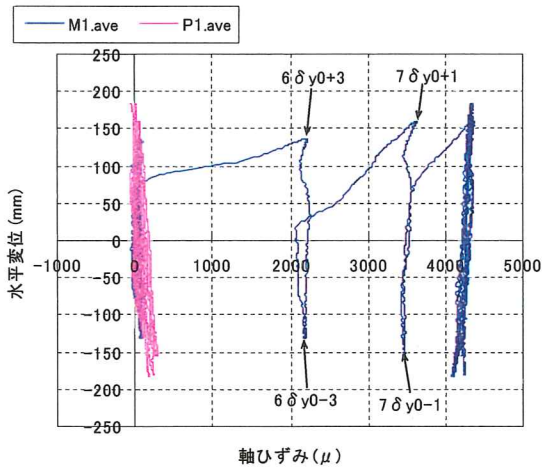


図-4.4.28　H形鋼軸ひずみと水平変位
（最下段）

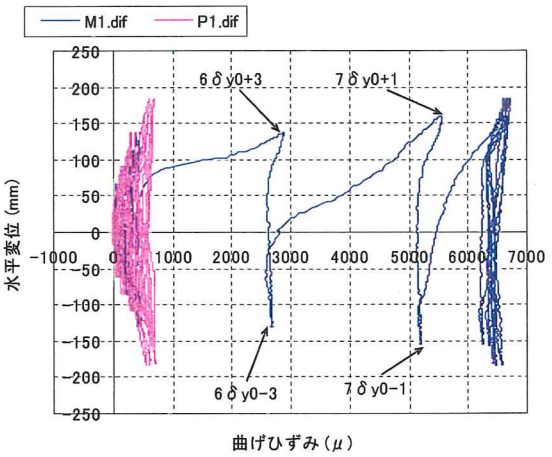


図-4.4.29　H形鋼曲げひずみと水平変位
（最下段）

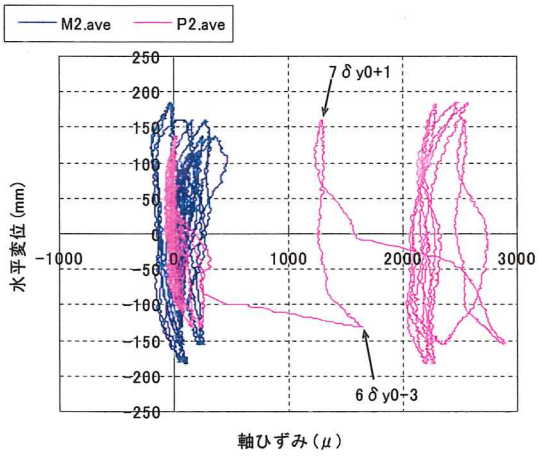


図-4.4.30　H形鋼軸ひずみと水平変位
（下から2段目）

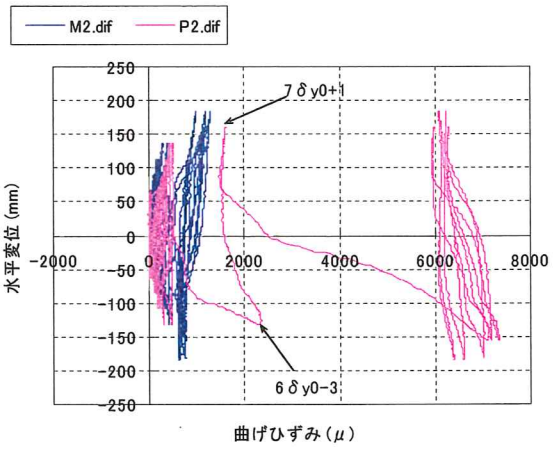


図-4.4.31　H形鋼曲げひずみと水平変位
（下から2段目）

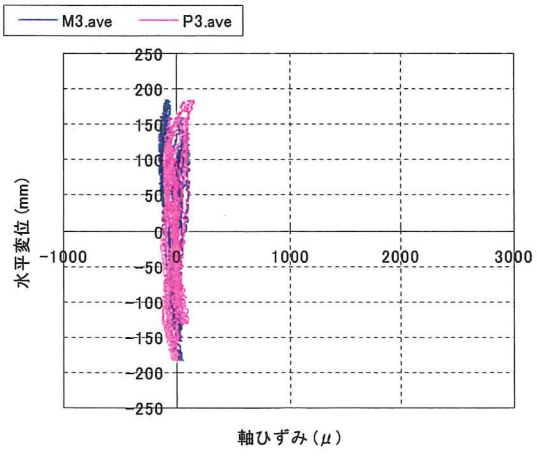


図-4.4.32　H形鋼軸ひずみと水平変位
（下から3段目）

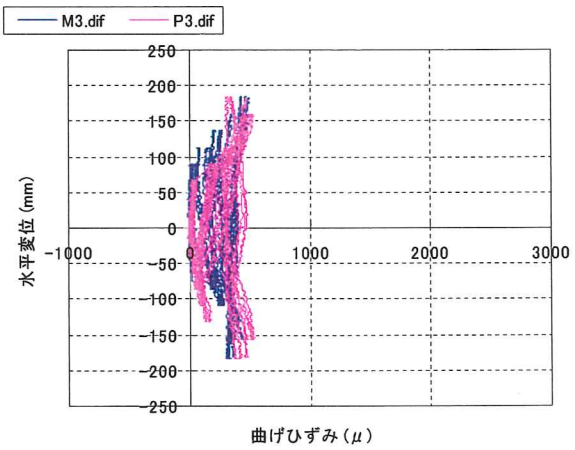


図-4.4.33　H形鋼曲げひずみと水平変位
（下から3段目）

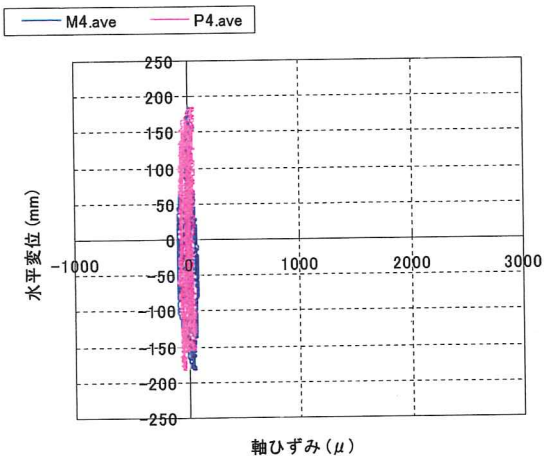


図-4.4.34 H形鋼軸ひずみと水平変位（最上段）

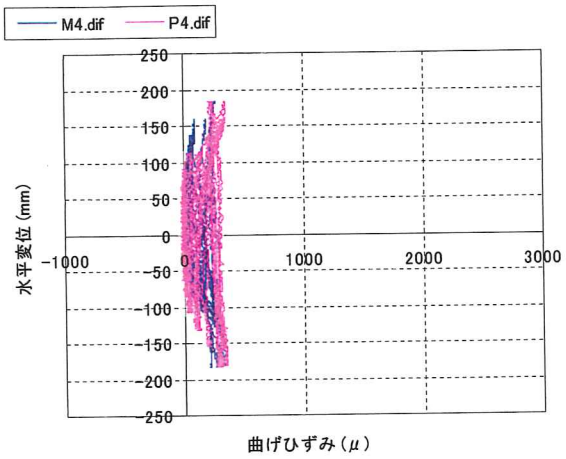


図-4.4.35 H形鋼曲げひずみと水平変位（最上段）

(10) 曲率と塑性ヒンジ

軸方向鉄筋ひずみから算出した曲率分布を、**図-4.4.36** に示す。塑性ヒンジ区間としては 0.75m と判断できる。この値は計算値（0.5D=0.6m）とほぼ同じ値を示しているといえる。

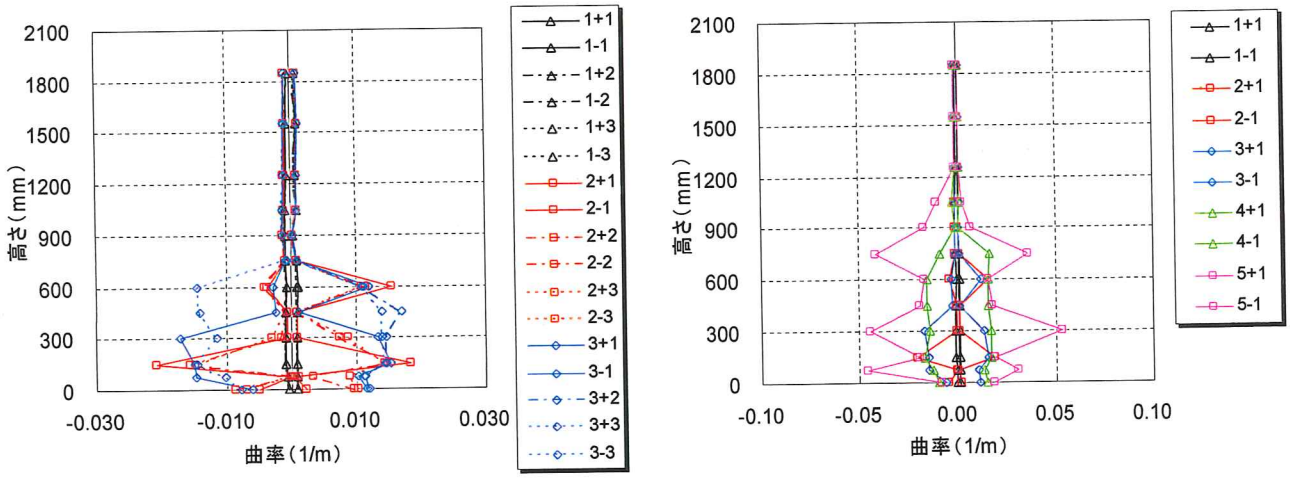


図-4.4.36 曲率の分布（5 δy_0 まで）

また、軸方向鉄筋のひずみ分布を以下に示す。7 δy_0 以降の終局段階では、軸ひずみはかなり上部までひずみが進行している様子がうかがえる。ただ、曲げひずみについては、8 δy_0 より前ではほぼ 750mm 以下の部分しか降伏ひずみにいたっておらず、はらみ出しが 750mm 以下の部分に集中している結果が伺える。

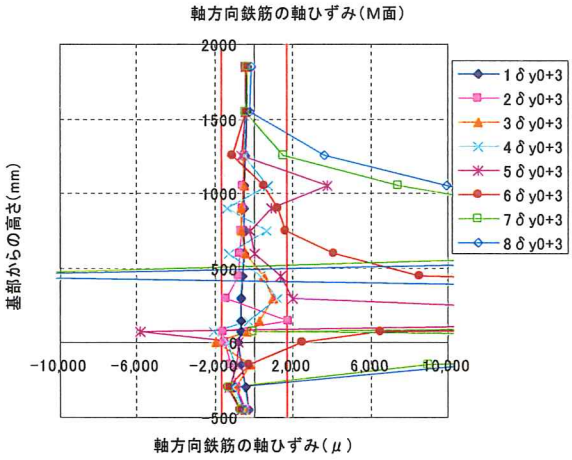


図-4.4.37　軸方向鉄筋の軸ひずみ
（M面、正側載荷）

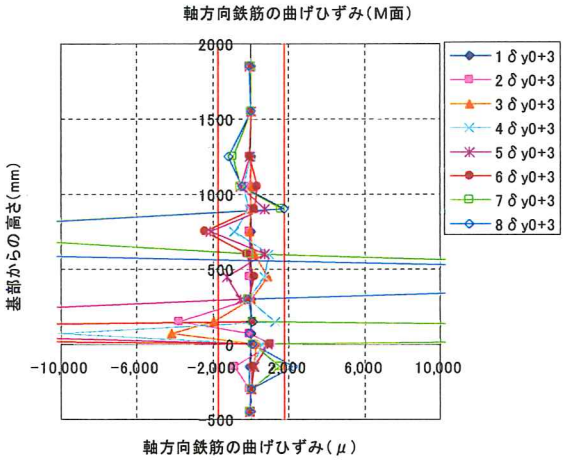


図-4.4.38　軸方向鉄筋の曲げひずみ
（M面、正側載荷）

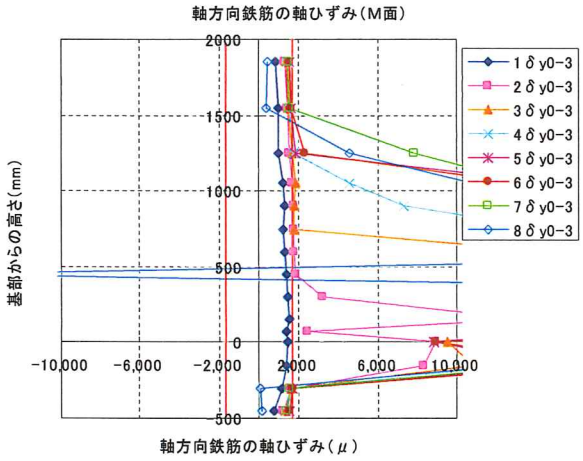


図-4.4.39　軸方向鉄筋の軸ひずみ
（M面、負側載荷）

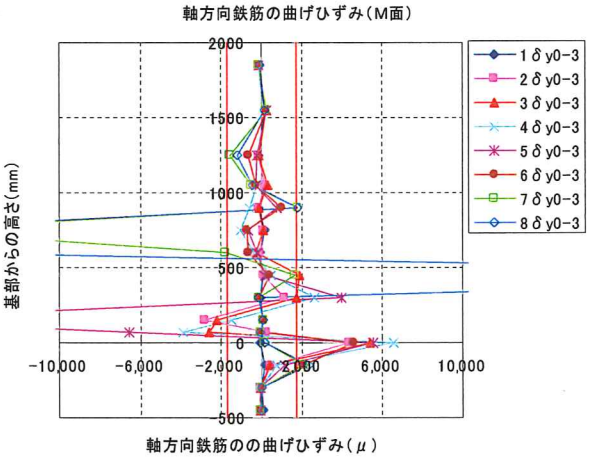


図-4.4.40　軸方向鉄筋の曲げひずみ
（M面、負側載荷）

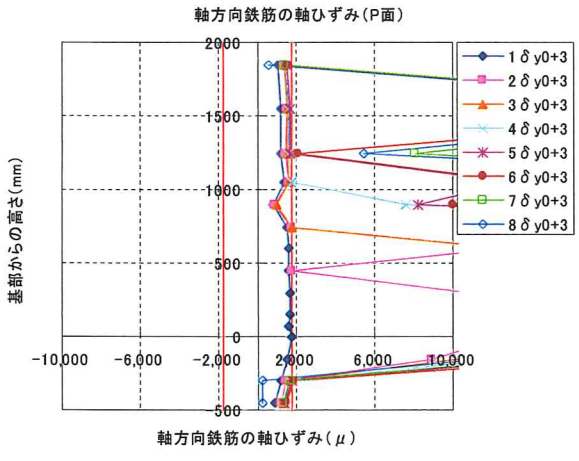


図-4.4.41　軸方向鉄筋の軸ひずみ
（P面、正側載荷）

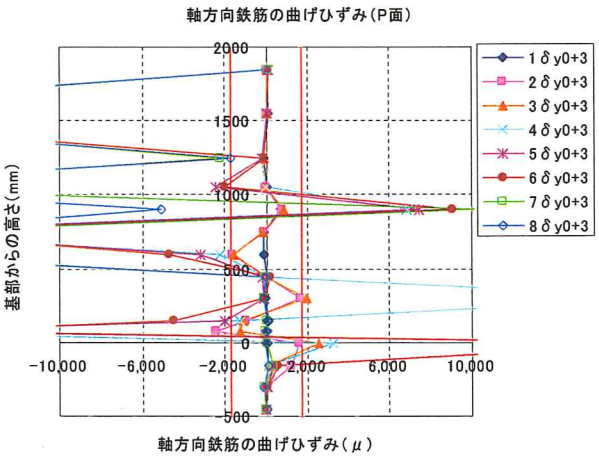


図-4.4.42　軸方向鉄筋の曲げひずみ
（P面、正側載荷）

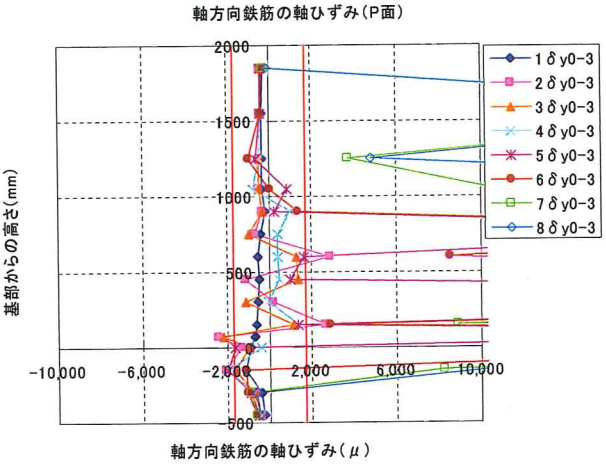


図-4.4.43　軸方向鉄筋の軸ひずみ
（P面、負側載荷）

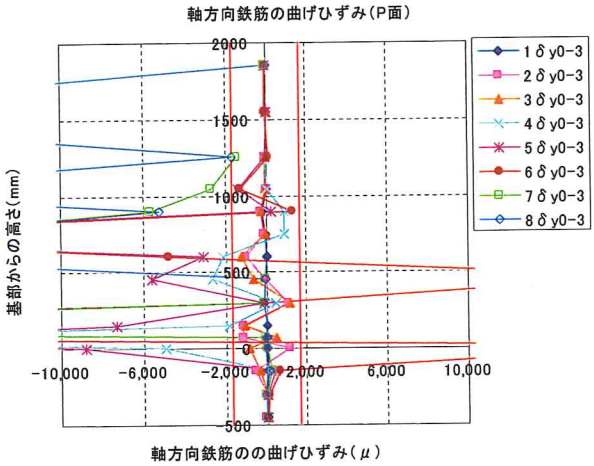


図-4.4.44　軸方向鉄筋の曲げひずみ
（P面、負側載荷）

4.4.5　実橋への適用

今回の実験では、基準供試体に比べ、終局耐力、変形性能、および吸収エネルギーなどの面において同等以上の性能を示したことから、実橋においても今回のH形鋼と同等の曲げ剛性および曲げ耐力を有する梁を設置することにより、適切なじん性補強が可能であると考えられる。

今回の供試体の縮尺率は、実橋の軸方向鉄筋径をD51として2.68分の1である。実橋でのPC梁は実験で使用したH形鋼と同等の曲げ剛性と曲げ降伏耐力を有する必要がある。実験供試体のH形鋼は、300×500mmコンクリート梁をモデル化しており、実橋においても同等の曲げ剛性を有するPC梁を用いることで所定の効果が得られると考えられる。PC梁の曲げ降伏耐力には、H鋼の曲げ耐力（31.5kN･m）の2.683倍にあたる606（kN･m）の曲げ降伏耐力が必要になる。ただし、この曲げ破壊耐力を持つ梁は、**図-4.4.45** に示すように高さ500mm、幅250～400mmの断面を有するPC梁に、1S28.6PC鋼より線を2本設置することによって実現できるため、十分実用化が可能であると考えられる。

次に、実橋でのPC梁の設置方法であるが、前述のPC梁を独立して設置、保持することは通常よりも強固な型枠あるいは支保工が必要になる。施工の合理化を考える上ではこの部分にも工夫が必要となる。その一つの案として、橋脚表面に埋設型枠を用いて行う施工法との組み合わせ[6)]、その埋設型枠と今回のPC梁を一体化したプレキャスト部材を用いることにより、施工の合理化も可能となると考えられる（**図-4.4.46**）。これらの点については、今後、さらなる検討が必要と思われる。

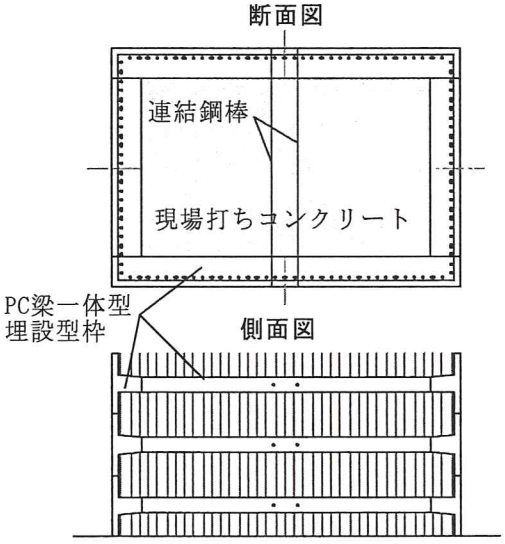


図-4.4.46　埋設型枠と一体化したPC梁の配置案

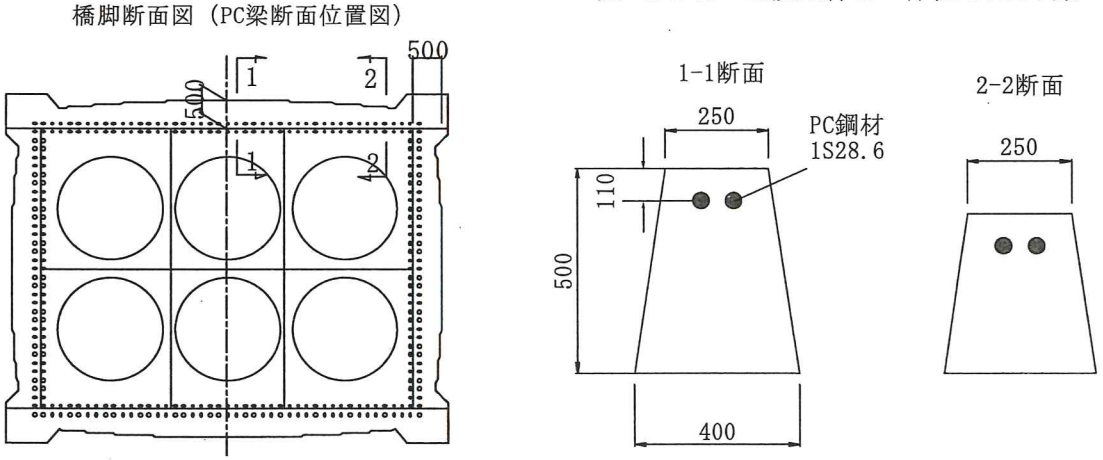


図-4.4.45　実橋でのPC梁の必要断面および補強量

4.4.6 まとめ

今回の検討結果をまとめると、以下のようになる。

1) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ部に適切な剛性をもつ PC 梁を軸直角方向に設置することによって、軸方向鉄筋の座屈を抑制することが可能である。
2) 橋脚断面が 7.0×5.5m 程度の橋脚ならば、その PC 梁は断面 300×500mm 程度、梁の中間連結１カ所、高さ方向の配置間隔 1000mm 程度で十分な座屈抑制効果が得られる。
3) 上記の補強を行うことによって、従来の中間帯鉄筋を省略することが可能である。
4) 軸方向鉄筋の座屈挙動は、実橋での挙動を適切に評価したモデル化を行うことにより、非線形有限変形解析を用いて評価が可能である。
5) 本工法は埋設型枠を用いた鉄筋コンクリート橋脚の施工方法などと組み合わせることにより、さらに施工の合理化が図れる可能性がある。

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、2002.3
2) Bayrak O. and Sheikh S. ：Plastic Hinge Analysis, Journal of Structural Engineering, Vol.127, No.9, 2001
3) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.22, No.3, 2000.6
4) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集 N.682／Ⅰ-56, 177-194, 2001.7
5) 建設省土木研究所　耐震技術センター耐震研究室：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、土木研究所資料第 3739 号、2000.8
6) 大江眞平、濱本敬治、可部正治、奥村一彦：プレキャスト型枠工法による高橋脚の急速施工、コンクリート工学、Vol.40, No.6, 2002.6

第５章　定着構造の合理化による配筋合理化技術

５．１　施工性を考慮した横拘束筋の端部定着構造

5.1.1　はじめに

鉄筋コンクリート橋脚構造においては、平成７年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえて、地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。このために、帯鉄筋や中間帯鉄筋が非常に多く配筋されるとともに、これらの定着や継手についても十分な性能を確保することが必要とされた。これに伴って現場における帯鉄筋や中間帯鉄筋の施工作業が非常に煩雑になるとともに、コンクリートの確実な充填性についても注意が必要となっている。

本研究は、鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに、施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術開発を行うことを目的として、帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部における定着構造について幾つかのアイデアを考案した。そして、その定着性能について、引抜試験、及び橋脚模型を用いた正負交番載荷実験により検討を行ったので、その結果について報告する。

5.1.2　帯鉄筋と中間帯鉄筋に求められる性能と従来の配筋方法

地震時に塑性化することを考慮する鉄筋コンクリート橋脚においては、帯鉄筋は内部コンクリートを拘束する役割、軸方向鉄筋の座屈を抑制する役割ならびにせん断耐力を高める役割があり、中間帯鉄筋は帯鉄筋を補完してこれらの効果を高める役割がある。地震時に橋脚に塑性化が生じるような変形が生じても、これらの役割を確実に果たすためには、帯鉄筋と中間帯鉄筋の端部の定着に十分配慮する必要がある[1),2)]。例えば、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、中間帯鉄筋の端部を半円形フックもしくは鋭角フックとし、そのフックを帯鉄筋にかけた上で内部のコンクリートに定着させることとなっている。中間帯鉄筋の端部を帯鉄筋にかけるのは、大きな塑性変形が生じても帯鉄筋が外側にはらみだしにくくすることにより軸方向鉄筋の座屈を抑制し、内部コンクリートの拘束効果を高めるためである。

中間帯鉄筋の両端を帯鉄筋にかける場合、端部のフック形状として半円形フックや鋭角フックを用いるとその施工が非常に難しく、直角フックの方が施工しやすい。しかし、中間帯鉄筋の端部を直角フックとした鉄筋コンクリート柱に対する正負交番載荷実験によると、かぶりコンクリートが剥離すると、帯鉄筋のはらみだしに対して直角フックが十分に抵抗できず、直角に曲げられていたフックがまっすぐに伸びようとする挙動を示し、これによって内部コンクリートが拘束できなくなることがわかっている[1)]。このような点を踏まえ、実際の施工では、一端に半円形フックを有する２本の鉄筋を断面内部で継いだ中間帯鉄筋とすることが多くなっている。

5.1.3　直角フックを有する横拘束筋の端部定着構造

帯鉄筋や中間帯鉄筋の施工性の向上を図った定着構造については既に幾つかの提案があるが[3),4)]、本研究では、端部のフックとして施工性のよい直角フックを使いながらも、かぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じても帯鉄筋との定着を確保し得る単純で簡単な機構の定着構造について検討を行った。

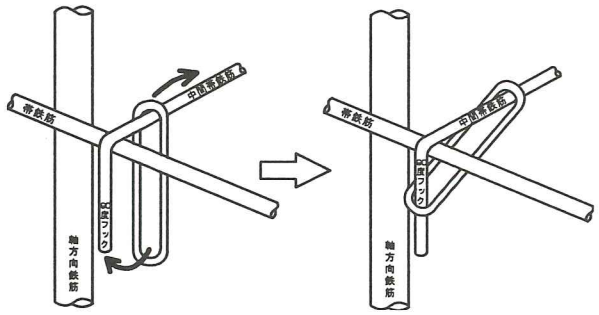


図-5.1.1　長円形状リングによる定着

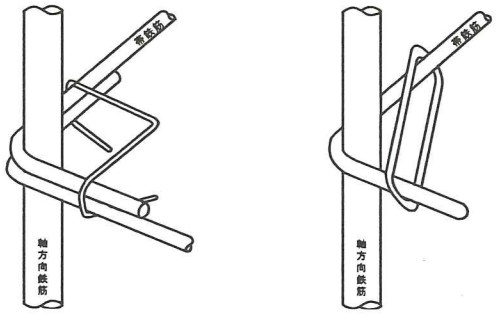


図-5.1.2　軸方向鉄筋への定着

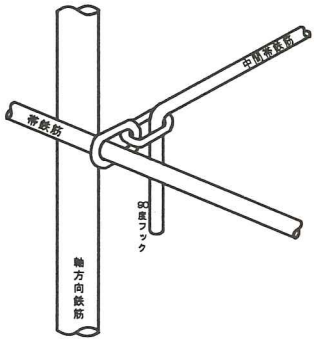


図-5.1.3 鎖状リングによる帯鉄筋への定着

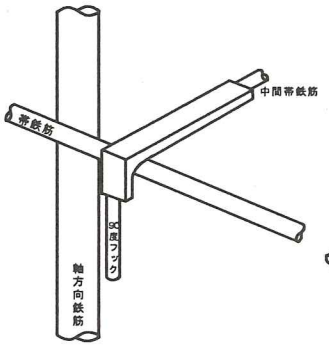


図-5.1.4 鋼製アングルによる直角フックの補強

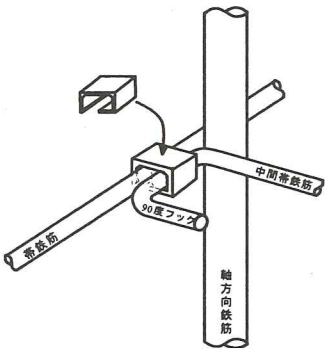


図-5.1.5 定着金具による帯鉄筋への定着

図-5.1.1は、長円形状のリングを用いて中間帯鉄筋を帯鉄筋と定着させる構造の概念図を示したものである。これは、予め中間帯鉄筋にリングを通しておき、直角フックを中間帯鉄筋にかけた後、そのリングの一端を直角フックの足の部分にひっかけて固定した構造である。この時、リングの他端側は内部コンクリートに定着するようにし、かぶりコンクリートが剥落しても、リング自体は抜け出してこないようにする。このリングの定着効果により、直角フックであっても帯鉄筋がはらみ出そうとする変形に対して抵抗できる構造となる。この原理は、図-5.1.2に示すように、帯鉄筋の軸方向鉄筋への定着にも応用させることができ、リング状の定着具だけでなくてもクリップ式の定着具の適用も考えられる。

図-5.1.3は、2つのリングを鎖状に組み合わせ、予め帯鉄筋にその一方のリングを通しておき、他方のリングに中間帯鉄筋の直角フックを通すことにより帯鉄筋と中間帯鉄筋を定着させる構造の概念を示したものである。この構造では、中間帯鉄筋の端部が直角フックであっても、そのフックはかぶりコンクリートよりも内側のコンクリートに定着されることになるため、軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが剥落しても、直ちに直角フックがはずれ出すことはない。したがって、適切にリングの構造諸元を設計すれば、端部を半円形フックとした中間帯鉄筋と同等の拘束効果が期待できるものと考えられる。

図-5.1.4は、端部を直角フックとした中間帯鉄筋の折曲げ部をL型の鋼製アングルで覆うことにより、帯鉄筋と中間帯鉄筋を定着させる概念を示したものである。前述したように、塑性変形が大きくなると、帯鉄筋が外側にはらみだそうとする力によって直角フックにはそれを広げようとする曲げモーメントが作用するが、この曲げモーメントに抵抗すべく、直角フックの折曲げ部の曲げ剛性を高めるように補剛し、直角フックの形状が保たれるようにしたものである。この構造で重要なのは、L型の鋼製アングルの一端側は内部コンクリートに定着させることと鋼製カバーの隅角部に適切な曲げ剛性を確保することと考えられる。

図-5.1.5は、中間帯鉄筋の端部を直角に2回折曲げてU字型のフックとし、帯鉄筋と中間帯鉄筋が平行に重なる箇所において金具によって定着する構造を示したものである。この構造では、中間帯鉄筋の端部は直角フックではあるが、内部コンクリートへ定着されることになるため、かぶりコンクリートが剥落しても帯鉄筋と中間帯鉄筋の定着は確保され、半円形フックとした場合と同等の効果が期待される。

5.1.4　引抜試験による端部定着性状の確認

(1) 実験の概要

a) 模型供試体

実験に用いた模型供試体の諸元を、図-5.1.6 に示す。本実験では、中間帯鉄筋の定着構造形式をパラメータとして 13 体の模型供試体に対して引抜試験を行った。定着構造としては、半円形フック、直角フックと、今回提案する鎖状リング式、クリップ式、リング式、鋼製アングル式(図-5.1.7 参照)を用いた 6 種類とした。なお、リング式および鋼製アングル式定着構造は、当初実験を行った諸元のもの(図-5.1.7(e)～(h), (l))では後述するような問題が生じたため、それに対する改良を施したもの(図-5.1.7(i)～(k), (m))について追

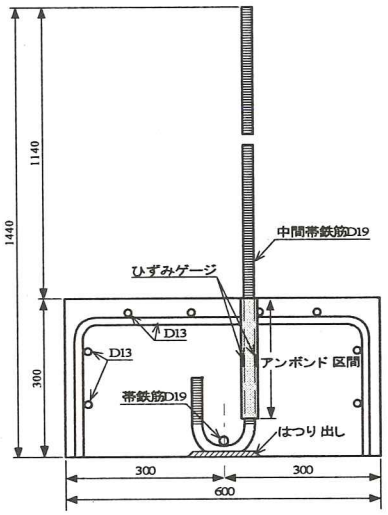
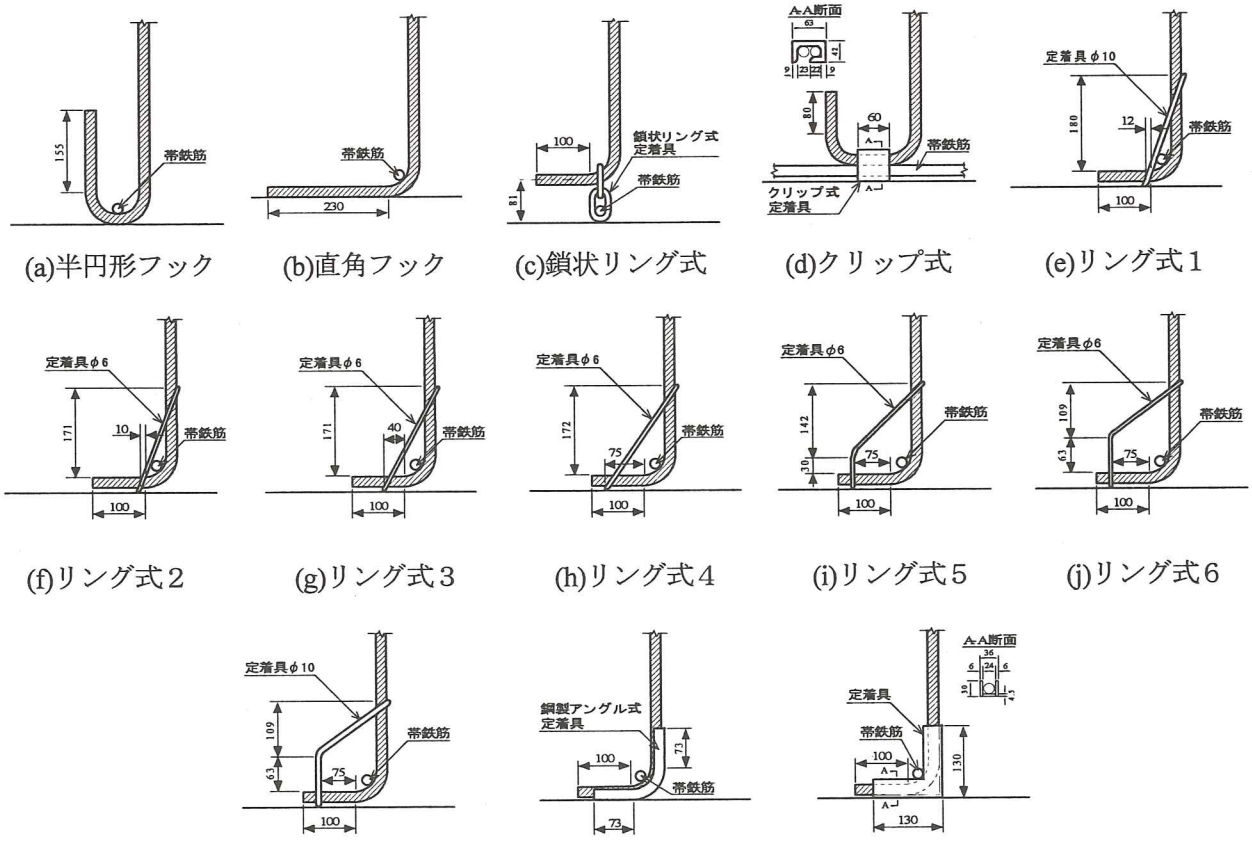


図-5.1.6　模型供試体



(a)半円形フック　(b)直角フック　(c)鎖状リング式　(d)クリップ式　(e)リング式１

(f)リング式２　(g)リング式３　(h)リング式４　(i)リング式５　(j)リング式６

(k)リング式７　(l)鋼製アングル式１　(m)鋼製アングル式２

図-5.1.7　　定着部の詳細

表-5.1.1　鉄筋の材料試験結果

	半円形フック、直角フック 鎖状リング式、クリップ式 リング式１～４、鋼製アングル式１	リング式５～７ 鋼製アングル式２
種　　類	D19　SD345	
降伏点(N/mm2)	362.5	405.4
引張強さ(N/mm2)	569.9	613.5

加で試験を行っている。また、中間帯鉄筋は図-5.1.6に示す区間をアンボンドとしたD19を使用し、かぶりコンクリートが全て剥落した状態を想定して、定着部をはつり出している。鉄筋の材料試験の結果を、表-5.1.1に示す。ここで、当初行った実験の供試体に用いた鉄筋(図-5.1.7(a)～(h),(l))と、追加で行った実験の供試体(図-5.1.7(i)～(k),(m))とが異なるロットの鉄筋となったため、降伏点に若干の差異が生じている。

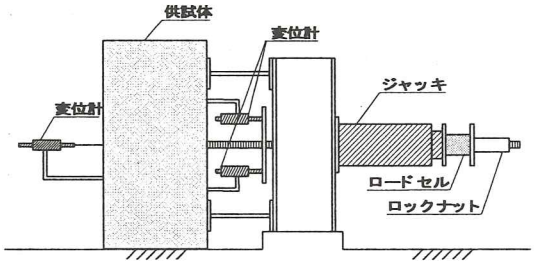


図-5.1.8　試験装置

b）実験方法

図-5.1.8に示すように模型供試体とジャッキとをセットし、鉄筋の引抜試験を行った。測定データは、引張荷重、鉄筋のひずみ及び変位、定着部の変位である。鉄筋のひずみは、図-5.1.6に示す二枚のひずみゲージの値で評価を行った。

(2) 実験結果

図-5.1.9は、鉄筋の応力－ひずみ関係を、定着構造を半円形フックとした場合とそれ以外の構造とした場合とで比較したものである。引抜実験より得られた知見を、各定着構造ごとに以下に示す。

a) 直角フック

鉄筋の応力が233.3N/mm^{2}に達したときにフックの端部が開いた。その後は引張荷重が低下したため、鉄筋のひずみは戻り始め、鉄筋が抜け出してきた。

b) 鎖状リング式

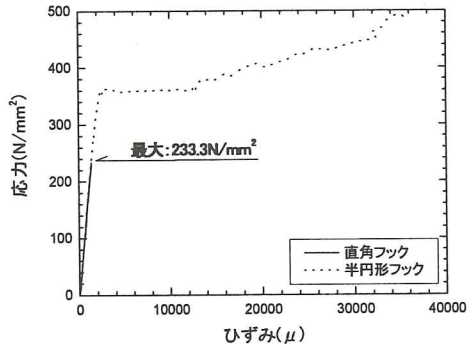
半円形フックとほぼ同様の応力－ひずみ関係が得られており、中間帯鉄筋の端部定着が十分であることが分かる。

c) クリップ式

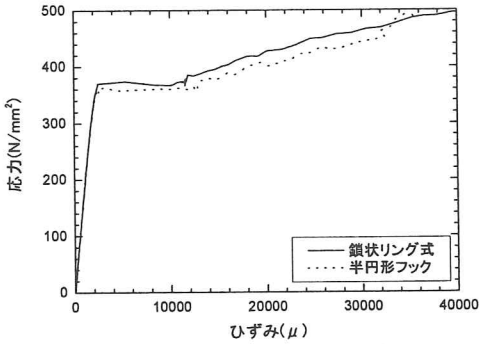
半円形フックとほぼ同様の応力－ひずみ関係が得られており、十分な定着が確保されている。

d) リング式１～４

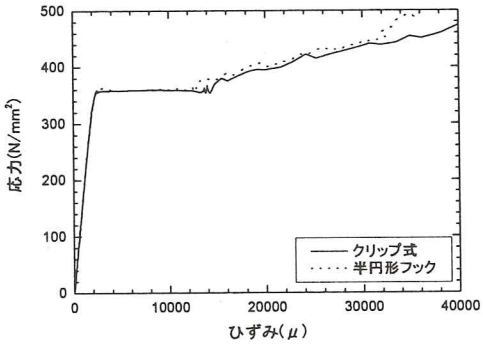
リングの鉄筋径及び取り付け位置を変化させた4体について実験を行ったが、いずれの供試体においても、鉄筋に生じる応力が降伏点に達しなかった。これは、直角フックの端部が開く力によってリングに曲げが生じ、フックの端部の開き出しを抑えることができなかったためである(図-5.1.10参照)。そこで、この実験結果について検討した結果を踏まえ、図-5.1.11に示すように、リングに曲げモーメントが作用しないよう



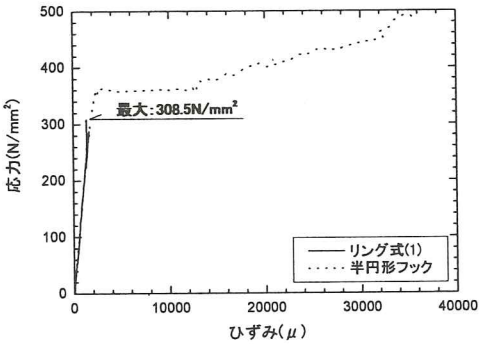
(a)直角フック



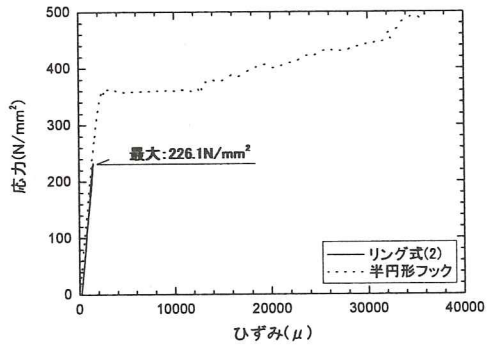
(b)鎖状リング式



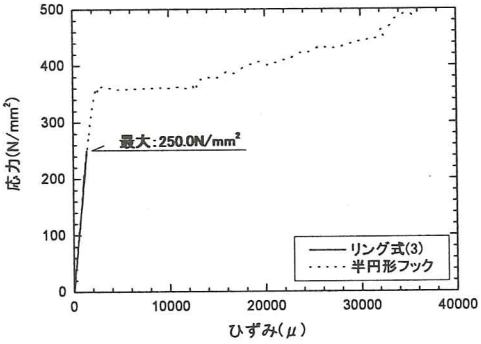
(c)クリップ式



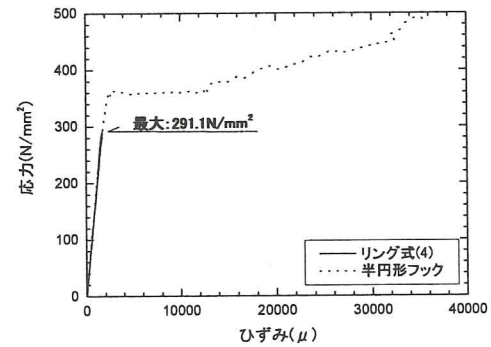
(d)リング式1



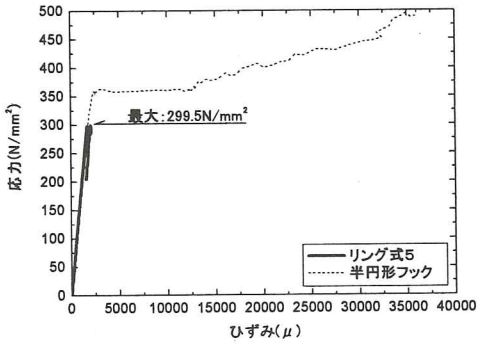
(e)リング式2



(f)リング式3

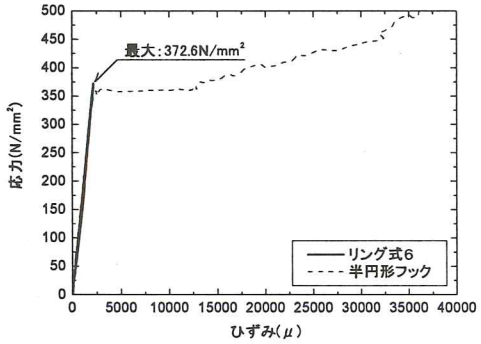


(g)リング式4

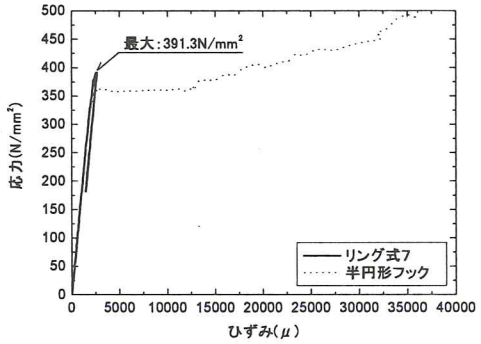


(h)リング式5

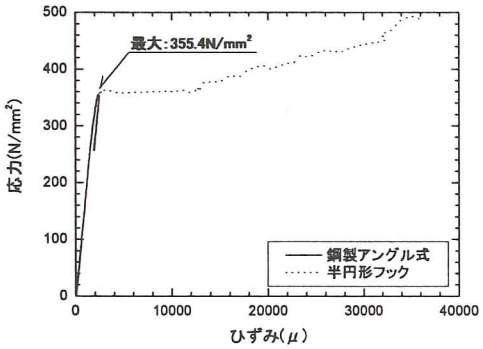
図-5.1.9（1）　応力－ひずみ関係の比較



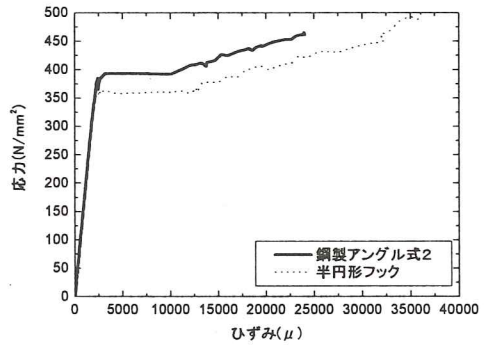
(g)リング式6



(h)リング式7



(i)鋼製アングル式1



(j)鋼製アングル式2

図-5.1.9（２）　応力－ひずみ関係の比較

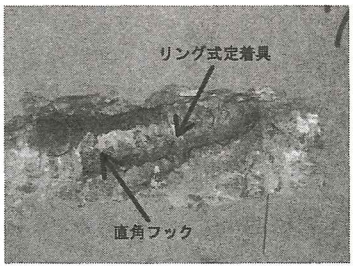
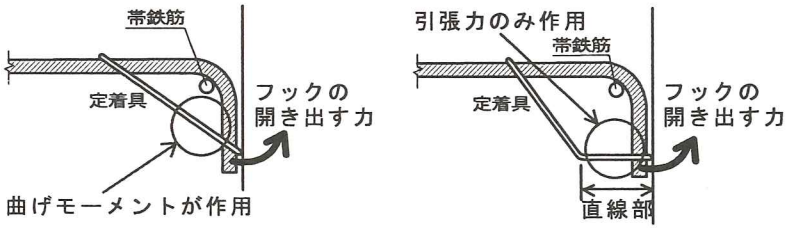


図-10.1.10　リング式の実験後の状況



(a)改良前　　(b)改良後

図-5.1.11　リング式定着構造の改良

な形状に改良したリング式５～７（**図-5.1.7**(i)～(k)）について、追加で実験を行った。

e) リング式５

鉄筋に生じた最大応力は約 300N/mm² であり、従来のリング式からの改善は見られなかった。ただし、従来のリング式定着構造とは異なり、直角フック端部の開き出しはほとんどなかったが、鉄筋に引きずられるようにしてリングに曲げが生じ、引張荷重が低下した。

f) リング式６

リングの直線部をリング式５より長くした本供試体では、引張力が降伏点に相当するまで定着性能を向上させることができた。鉄筋の降伏後は、フック端部の開き出しは生じず、リング式１と同様にフックの鉄筋に引きずられるようにして、リングに曲げが生じ始めた。

g) リング式７

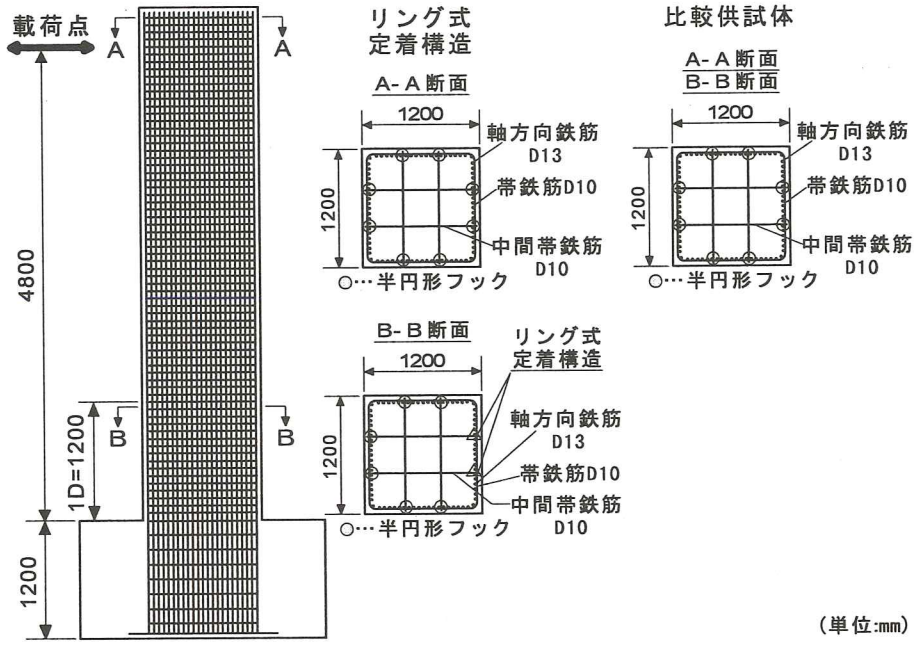
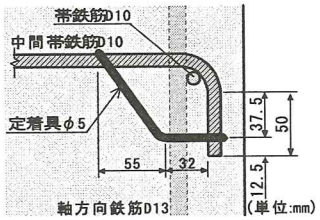
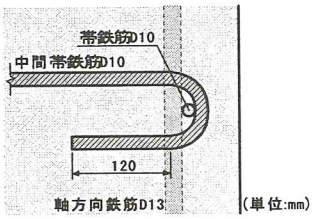


図-5.1.12　模型供試体の諸元



(a)リング式定着構造



(b)半円形フック

図-5.1.13　定着部の詳細

リング式6と同様に、鉄筋が降伏するまで定着性能を向上させることができた。鉄筋の降伏後も同様に、引張荷重が低下し、鉄筋が抜け出してきたが、リングに曲げは確認できなかった。

h) 鋼製アングル式1

鉄筋の応力が降伏に達するまで定着性能を向上させることができた。しかし、鉄筋の降伏後は、フック付け根部に生じる曲げモーメントに抵抗できずに鋼製アングルの隅角部において曲げ変形が生じ、フック端部が開き始めた。

i) 鋼製アングル式2

鋼製アングル式1より曲げ剛性を向上させる改良を行った本供試体では、ひずみ硬化域も含め、応力ーひずみ関係は半円形フックの場合と同様な挙動となっており、端部の定着が十分に確保できていることがわかる。

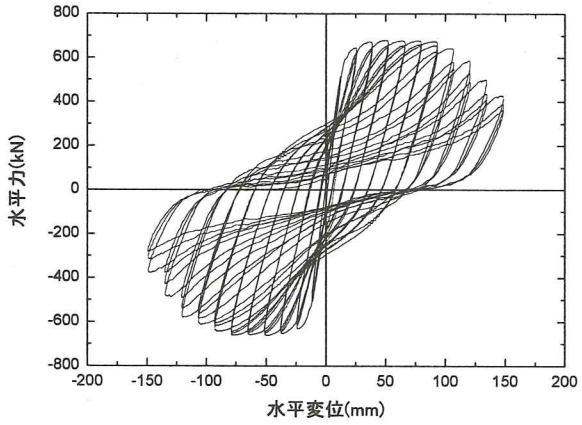
5.1.5　正負交番載荷試験による端部定着性能の確認

(1) 実験の概要

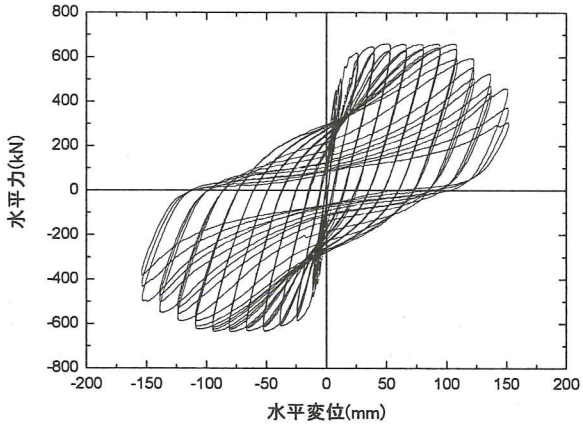
a) 模型供試体

本研究の実験に用いた模型供試体の諸元を、**図-5.1.12** に示す。本研究では、中間帯鉄筋の定着構造形式をパラメータとした2体の供試体について検討を行った。一体は柱部全断面において中間帯鉄筋の端部定着に従来から用いられている半円形フックを用いた供試体(比較供試体)、もう一体は、基本的に比較供試体と同様の構造としつつ、塑性ヒンジ領域にのみ著者らの提案するリング式定着構造を用いた供試体である。なお、リング式定着構造は載荷時に圧縮面及び引張面となる面の片面(加振機の反対側の面)にのみ配置し、それ以外の面については半円形フックを使用している。定着部の詳細を、**図-5.1.13** に示す。

b) 載荷方法



(a)比較供試体



(b)リング式定着構造

図-5.1.14　水平力-水平変位関係の履歴曲線

載荷は、降伏変位δy 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、死荷重反力による軸応力として1N/mm²を与えた。

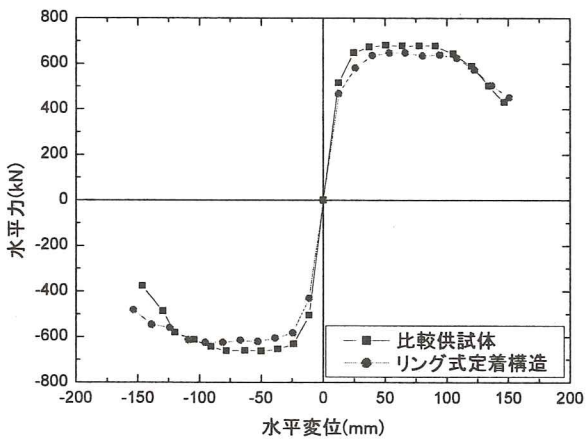


図-5.1.15　包絡線の比較

(2) 実験結果

a) 水平力－水平変位の関係と損傷の進展

図-5.1.14 は、実験により得られた各供試体の載荷点における水平力－水平変位関係の履歴曲線である。比較供試体では、5δy の載荷までは水平ひびわれが生じる程度の損傷であり、6δy の載荷でかぶりコンクリートの剥離、7δy の載荷でかぶりコンクリートの剥落が生じ始めた。そして、8δy の載荷で基部から高さ400mmの範囲で軸方向鉄筋が大きく座屈するのに伴いかぶりコンクリートが剥落し、損傷が内部に進展した。一方、リング式定着構造を用いた供試体では、5δy の変形までは水平ひびわれ程度の損傷であり、6δy の載荷でかぶりコンクリートの剥離が生じ始めた。そして、8δy の載荷で軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落が生じ始め、9δy の載荷で損傷が内部にまで進展した。また、このとき基部から300mm及び375mmの位置において、中間帯鉄筋の直角フックがリングから外れた。

b) 包絡線の比較

上述のように、どちらの供試体もほぼ同じような損傷の進展状況であった。両者の水平力-水平変位履歴曲線の包絡線を比較すると、**図-5.1.15** のようになる。半円形フックとリング式定着構造の効果を比較する上では図の第1象限に着目する必要があるが、**図-5.1.15** によれば荷重の低下域を含めてほとんど同じ履歴曲線となっており、今回実験で用いた諸元に関しては、中間帯鉄筋の端部定着にリング式定着構造を用いた橋脚は従来から用いられている半円形フックによる定着とした橋脚と同等の変形性能を有しているということができる。なお、リング式定着構造において、損傷が内部コンクリートにまで進展した際に直角フックがリ

ングから外れたが、その後の耐力の著しい低下には影響は認められていない。

5.1.6 まとめ

本文では、鉄筋コンクリート橋脚において配筋の施工を煩雑にしている帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部定着について、これを改善するための単純で簡単な構造概念を提案し、引抜試験、及び正負交番載荷試験によりその定着性能の検討を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

・引抜試験を行った結果、鎖状リング式、及びクリップ式については、半円形フックと同等の性能を確認できた。

・リング式については、当初引抜試験を行った諸元のものでは、十分な定着を確保することが出来なかったが、その結果を踏まえて、フックが開き出す原因となったリングの曲げを生じさせないように形状を改良したリング式定着構造では、フックの開き出しを抑えることができ、定着性能も改良する前のリング式よりも向上させることができた。また、橋脚模型を用いた正負交番載荷実験により、中間帯鉄筋の端部定着にリング式定着構造を用いた橋脚は、従来から用いられている半円形フックを使用した橋脚と同等の塑性変形性能を有することが確認された。

・鋼製アングル式については、リング式と同様、当初の諸元では十分な定着を確保することが出来なかったが、フックの付け根部に生じる曲げモーメントに抵抗しうるように鋼製アングルの曲げ剛性を向上させる改良を行った結果、半円形フックと同等の定着を確保することができた。

今後、各端部定着構造の諸元の設定方法等についてさらに検討を進めていく予定である。

参考文献

1) 寺山徹、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす中間帯鉄筋の影響、土木技術資料、Vol. 40、No. 3、pp. 56-61、1998 年 3 月

2) 立松伸博、大野義照：鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 241-246、2001 年

3) 鈴木基行、秋山充良、杉田稔、松山英雄、宇田川亮：簡便なせん断補強筋機械式継手の開発およびそのＲＣ部材への適用に関する実験的研究、コンクリート工学論文集、第 11 巻、第 3 号、pp. 49-61、2000 年 9 月

4) 澤本武博、辻正哲、舌間孝一郎、西川泰之、加賀谷収：地震荷重によりかぶりが剥離する場合のフープ筋の定着補強に関する研究、土木学会第 53 回年次学術講演会、第 5 部、pp. 1146-1147、1998 年 10 月

５．２ 中間帯鉄筋の途中定着構造

5.2.1 はじめに

鉄筋コンクリート構造に要求される損傷後の塑性変形性能を適切に付与するためには、帯鉄筋や中間帯鉄筋を十分に配置し、せん断破壊を回避するとともに、軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、主鉄筋内部のコアコンクリートを十分拘束することが必要となる。さらには、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[1]に規定されているように、損傷後においても帯鉄筋や中間帯鉄筋の端部が抜け出さないよう、定着部の構造細目も併せて重要となる。

このうち前節では、特に中間帯鉄筋の端部定着構造に着目し、従来構造と同等の性能を発揮し、かつ施工の合理化を図ることができる構造を開発し、その性能を正負交番載荷実験にて検証した。一方本節では、従来の中間帯鉄筋が受け持つ機能のうち軸方向鉄筋の座屈抑制機能のみに着目し、中間帯鉄筋を貫通させることなくコアコンクリート内に定着させるとともに、現場施工の簡便性を考慮してユニット化した「座屈抑制エレメント」(Anti-Buckling Element：略称 ABEL)を開発した。

ここでは、この座屈抑制エレメントの構造と考え方[2]、正負交番載荷実験による耐震性能検証実験[3]、および座屈抑制エレメントを設置する場合の設計法の方向性について報告する。

5.2.2 座屈抑制エレメントの構造

ここで開発した座屈抑制エレメントとは、橋脚内部から配筋する必要がある貫通中間帯鉄筋に替えて、コアコンクリート内部に定着する定着体を設置する構造をユニット化したものである。

本エレメントの開発に際しては、中間帯鉄筋の機能を

① 軸方向鉄筋の座屈抑制機能

② 交番荷重下でもせん断破壊を生じさせないためのせん断補強機能

の２つに分け，このうち①の機能のみを対象とした。すなわち、「②の機能がコンクリートや帯鉄筋により確保されている場合、①の機能に関しては、必ずしも貫通する中間帯鉄筋にて対処する必要はなく、座屈に伴ない軸方向鉄筋が外側にはらもうとする現象をコアコンクリート内に確実に定着した定着体で抑制できれば、所要の機能が確保される」との概念が、開発における着眼点である。

ここで開発した座屈抑制エレメントの構造を**写真-5.2.1**に示す。コアコンクリート内に定着する材料には種々のものが考えられるが、ここでは、写真に示すように異形棒鋼と頭付きスタッドを用いた。

また、ユニット化、および配筋時の結束を確実にするために設置する平鋼と定着材料との接合方法は、現場での作業も容易で機動性に富むアークスタッド溶接とした。したがって、定着体として用いる異形棒鋼には、アークスタッド溶接にて接合部の所要性能を保証することができるよう成分が規定されているものを用いた。

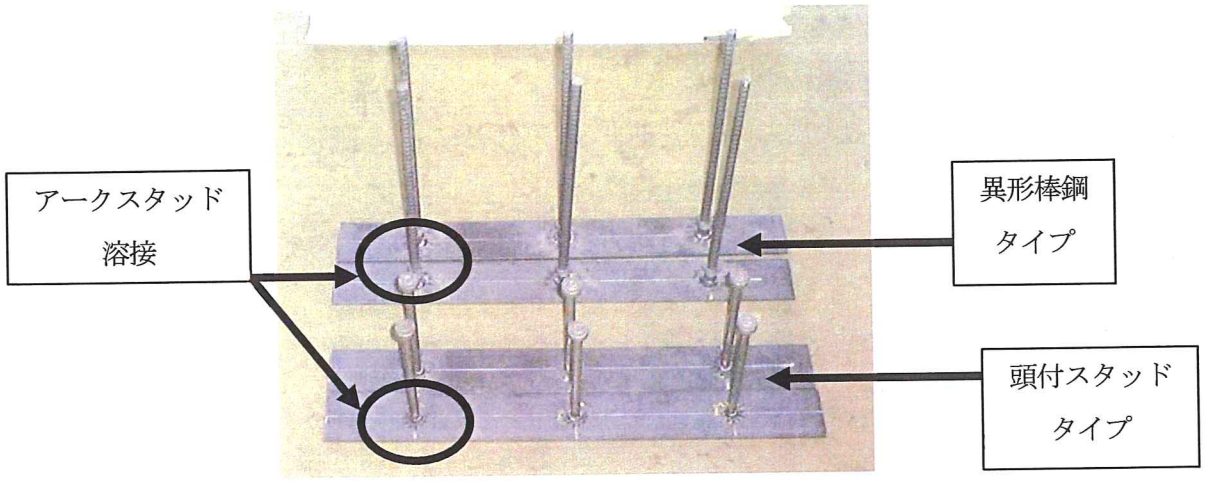


写真-5.2.1　座屈抑制エレメントの構造

一方、座屈抑制エレメント設置については、その概念を**図-5.2.1**に、また、座屈抑制エレメントを設置した鉄筋コンクリート橋脚の配筋を、従来の配筋と比較して**写真-5.2.2**に示す。このうち写真については、横置きにて製作した後述する実験供試体での配筋状況を示すものであり、実橋脚における配筋を天端より見たものとなっている。これらより、本エレメントは軸方向鉄筋および帯鉄筋を配筋した後に外側より挿入することで設置できること、また、コアコンクリート内に配置される中間帯鉄筋が省略されることにより過密配筋が緩和されることで、実施工における中間帯鉄筋配筋作業が大幅に省力化できることがわかる。

なお、中間帯鉄筋に②のせん断補強筋としての機能を期待する場合は、この構造にて対応することはできず、貫通するものを配筋する必要がある。

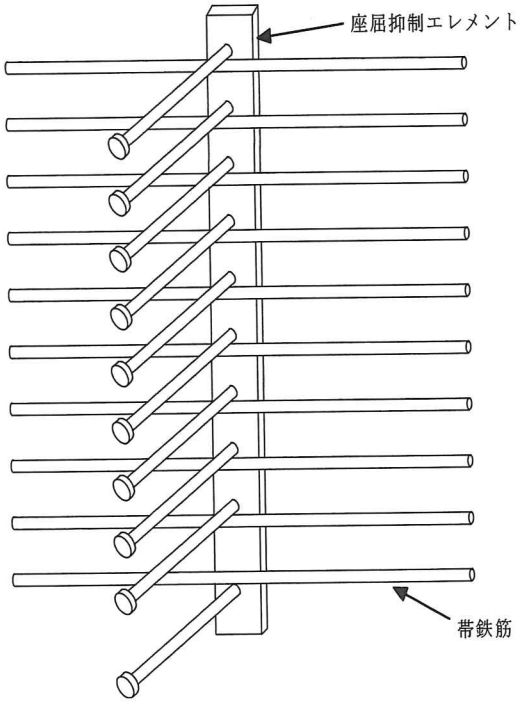
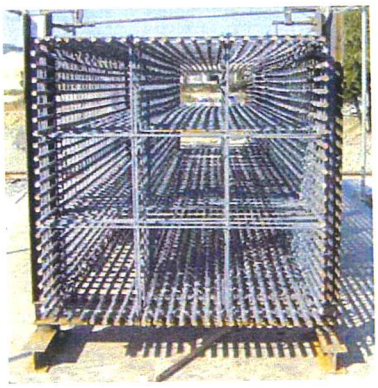


図-5.2.1　座屈抑制エレメント設置の概念



(a)座屈抑制エレメントを配置した場合



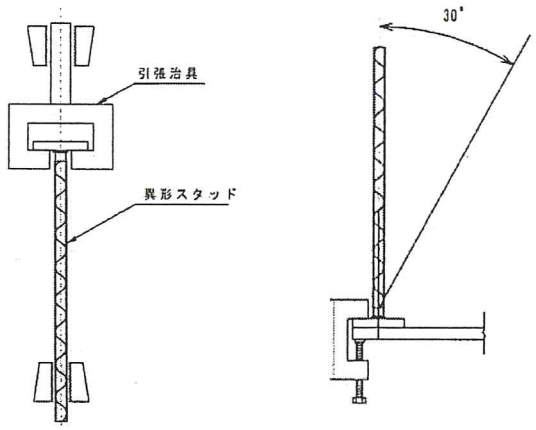
(b)従来構造の場合

写真-5.2.2　配筋状況

5.2.3　正負交番載荷実験による変形性能の検証

(1)　座屈抑制エレメントの溶接性確認試験

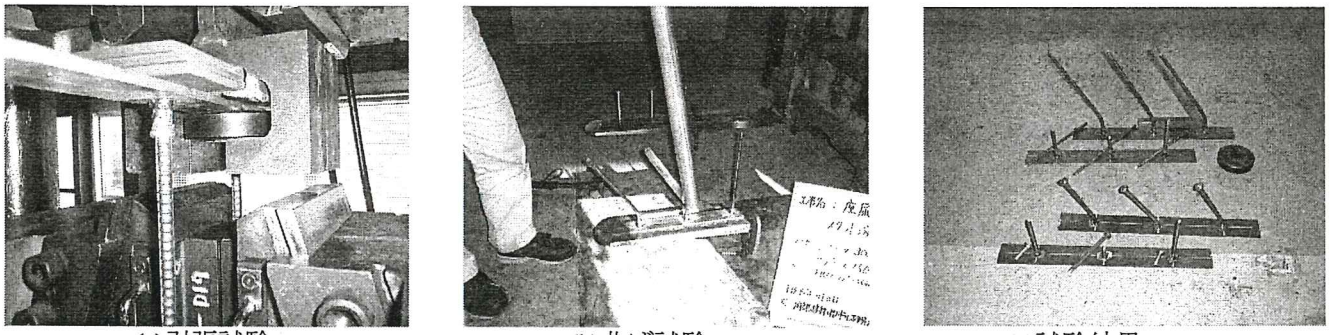
座屈抑制エレメントに関する上記基本概念を踏まえ、これを設置した鉄筋コンクリート橋脚供試体を対象に正負交番載荷実験を実施し、その耐震性能を検証した。



(a)引張試験　　(b)曲げ試験

図-5.2.2　座屈抑制エレメント溶接性確認試験

実験に先立ち、まず供試体に用いる座屈抑制エレメントの溶接性を確認する試験として、日本建築学会「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」[4] およびスタッド協会発行の「スタッド溶接」[5] に準じて、**図-5.2.2** に示す引張り試験と曲げ試験を実施した。このうち、引張り試験については、定着体の軸部で破断し、破断強度が定着体母材の規格引張強度以上の場合を合格とした。また、曲げ試験については、30° 曲げた時点で溶接部に欠陥が発生していないことが確認できた場合を合格とした。溶接性確認試験状況を**写真-5.2.3** に示す。



(a)引張試験　　(b)曲げ試験　　(c)試験結果

写真-5.2.3　座屈抑制エレメントの溶接性確認試験状況

表-5.2.1　座屈抑制エレメント溶接性確認試験結果一覧

定着体材料		異形棒鋼 D10 (NOSD345)	頭付きスタッド φ9.5mm、l=150mm	頭付きスタッド φ6mm、l=80mm	異形棒鋼 D13(NOSD345)
引張試験	破断強度(N/mm^2)	548≧490	517≧400	613≧400	497≧490
	破断位置	棒鋼軸部	スタッド軸部	スタッド軸部	棒鋼軸部
	判定	合格	合格	合格	合格
曲げ試験	角度(°)	30	30	30	30
	溶接部欠陥	無し	無し	無し	無し
	判定	合格	合格	合格	合格
備考		No.1 供試体用	No.2 供試体用	No.3、No.4 供試体用	No.4 供試体 貫通中間帯鉄筋用

試験結果を**表-5.2.1**に整理する。表に示すように、本確認試験により、以降の正負交番載荷実験に用いる座屈抑制エレメントの溶接性は、全て良好であることが確認できた。

(2) 正負交番載荷実験の供試体条件

今回実施した正負交番載荷実験の供試体は、**図-5.2.3**に示すように、□1200mm×1200mm、フーチング基部から載荷点までの高さ h=4800mm、総重量 300kN の大型供試体であり、せん断スパン比は 4.17 である。ここでは、貫通中間帯鉄筋を配筋した同じサイズの既往実験供試体[6]を基準供試体とし、これと同諸元の主鉄筋、帯鉄筋に加え座屈抑制エレメントを設置した 4 供試体を対象とした。供試体のパラメータは、座屈抑制エレメントの材料、径、設置列数、および定着長である。

ここで、定着長については、**図-5.2.4**に示すように、異形棒鋼タイプでは軸方向鉄筋の芯から定着体の先端まで、頭付きスタッドタイプでは同じく首下までと定義した。

また、定着長は、定着体が保有する帯鉄筋拘束機能を最大限発揮させるため、異形棒鋼タイプでは、式(5.2.1)に示すように、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編[7]に規定されている基本定着長程度とした。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi \qquad (5.2.1)$$

ここに、l_a ：基本定着長(mm)
σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)
τ_{0a} ：ｺﾝｸﾘｰﾄの許容付着応力度(N/mm^2)
ϕ ：鉄筋の直径(mm)

一方、頭付きスタッドタイプでは、式(5.2.2)に示すように、定着体の引張降伏力がコンクリートのコーン破壊耐力以下となるよう定めた。

$$A_s\sigma_y \leqq \sqrt{2}\,\pi L^2 \tau_{pa} \qquad (5.2.2)$$

ここに、A_s ：頭付きスタッドの断面積(mm^2)
σ_y ：頭付きスタッドの降伏点強度(N/mm^2)
L ：定着長(mm)
τ_{pa} ：コンクリートの許容押し抜きせん断応力度(N/mm^2)

各供試体と基準供試体の諸元を**表-5.2.2**に整理する。また、今回の供試体における使用材料の力学的特性値の一覧を、基準供試体の値とともに、**表-5.2.3～5.2.4**に示す。なお、これら供試体におけるコンクリートの呼び強度は 25.5N/mm^{2}であり、表に示す材料強度は、実験終了後に供試体健全部からコアボーリングして採取したテストピースにおける値である。

今回実施した 4 供試体の特徴を以下に示す。

No.1 供試体は、文献[6]に示す M-3 供試体を基準供試体としているが、M-3 供試体に設置されている貫通中間帯鉄筋は設置せず、これに替えて帯鉄筋と同径のアークスタッド溶接可能異形棒鋼を定着体として用いた座屈抑制エレメントを設置している。配置位置は M-3 供試体の貫通中間帯鉄筋と同じであり、断面方向には

最大間隔 388mm で 1 面当り 2 列のエレメントを配置し、軸方向には帯鉄筋間隔と同じく 75mm 間隔で定着体を配置した。なお、この定着体を横拘束筋と考えて式(5.2.3)に示す道路橋示方書式より横拘束筋の体積比を計算すると 0.98%となる。

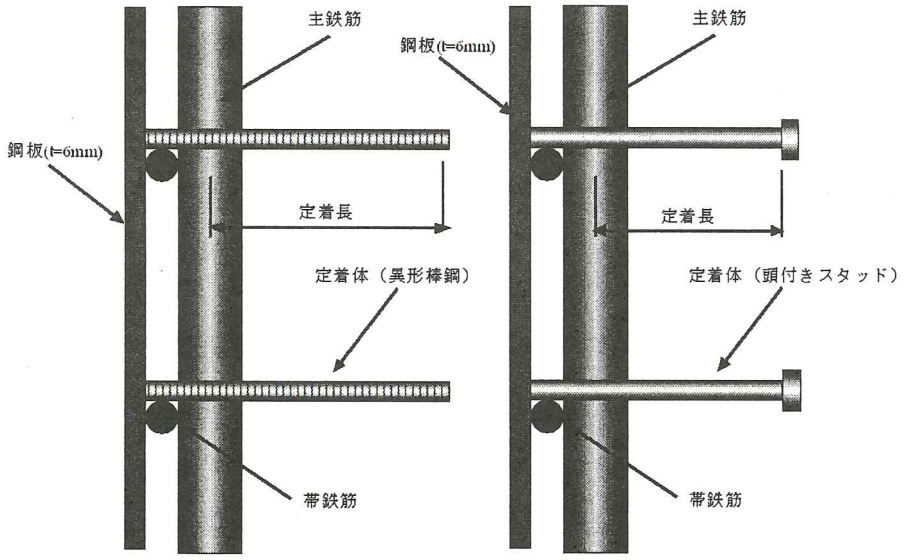
$$\rho_s = \frac{4A_h}{s \cdot d} \qquad (5.2.3)$$

ここに、ρ_s：横拘束筋の体積比
A_h：横拘束筋 1 本当たりの断面積(mm)
s　：横拘束筋の間隔(mm)
d　：横拘束筋の有効長(mm)

また、この定着体の定着長は 282mm としたが、これは事前に想定した材料強度を用いて式(5.2.1)にて設定したものであり、実験時の実測強度を用いて再評価すると、必要長に対して若干不足することとなった。

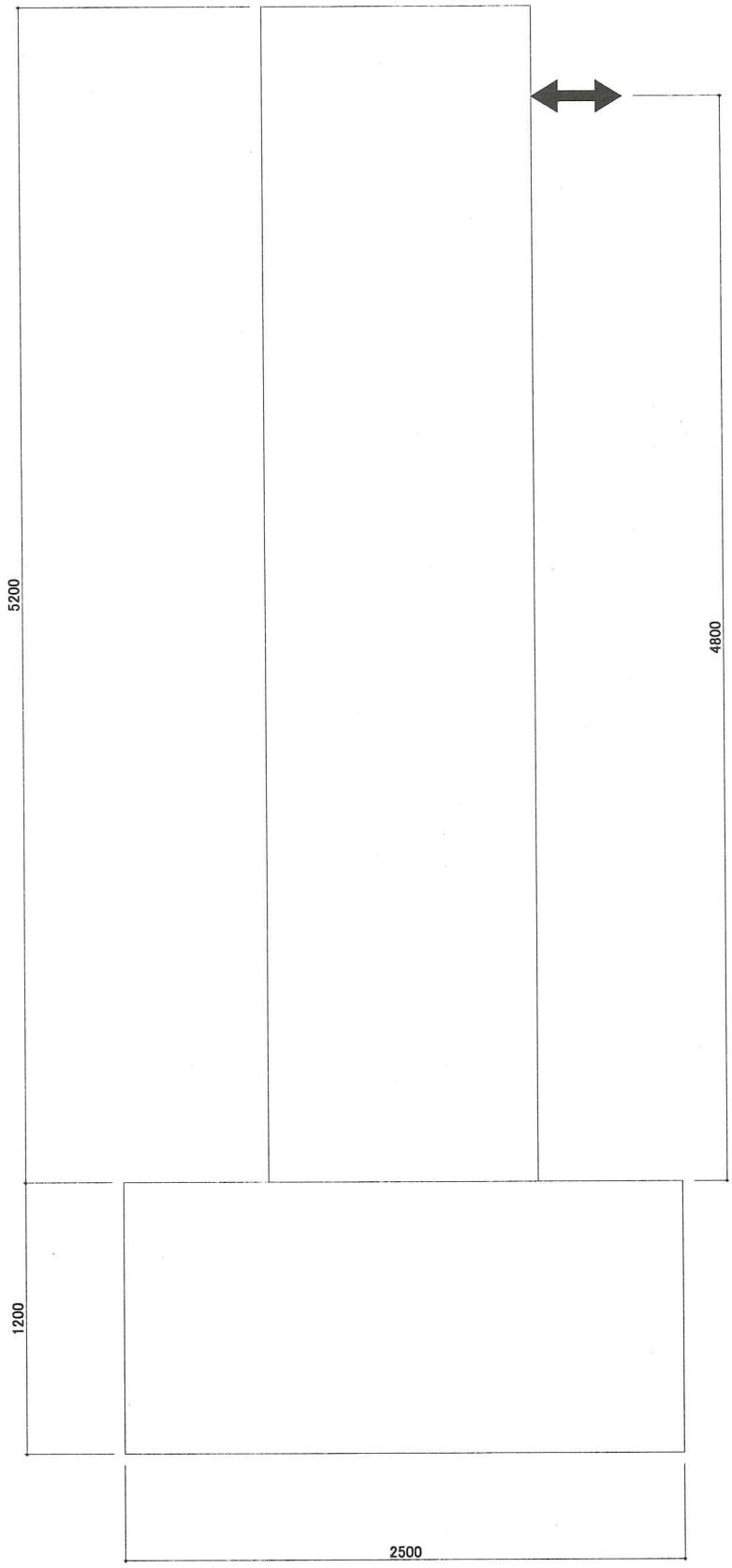
また、座屈抑制エレメントに用いる鋼板には厚さ 6mm、幅 50mm の SS400 材を使用し、塑性ヒンジ部には長さ 275mm の中に 4 本の定着体を 75mm の等間隔で溶接したものを設置している。したがって、座屈抑制エレメントの設置後は、**図-5.2.1** に示した概念とは異なり、座屈抑制エレメントが全ての帯鉄筋を覆う形で変形を拘束するのではなく、エレメント基部側端部の帯鉄筋は鋼板による片持ち状態にて変形が拘束される状態となっている。

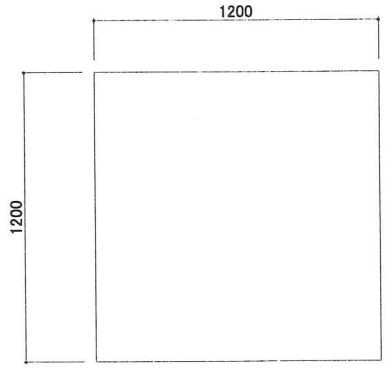
なお No.1 供試体では、軸方向鉄筋は M-3 供試体と同じく D16@50mm で計 88 本配置しており、軸方向鉄筋比は 1.21%となっている。また、帯鉄筋も M-3 供試体と同じであり、D10 を 75mm 間隔に配置しており、帯鉄筋の面積比は 0.16%となっている。No.1 供試体の構造諸元を、**図-5.2.5** に示す。



(a)異形棒鋼タイプ　　(b)頭付きスタッドタイプ

図-5.2.4　定着長の定義





柱部断面

(単位:mm)

図-5.2.3　正負交番載荷実験供試体の形状寸法

表-5.2.2　各供試体の諸元

種別	No.	主鉄筋		帯鉄筋		座屈抑制エレメント定着体(貫通中間帯鉄筋も含む)						
		本数及び径	軸方向鉄筋比	径及びピッチ	帯鉄筋面積比	種類	径	列数	横拘束筋体積比	定着長		
										実長 mm	必要長 mm	差 mm
今回実施	No. 1	88 -D16	1.21%	D10 @75mm	0.16%	異形棒鋼	D10	2	0.98%	282	286	-4
	No. 2					頭付きｽﾀｯﾄﾞ	φ9.5	2	0.97%	125	79	46
	No. 3						φ6.0	5	0.81%	57	57	0
	No. 4	88 -D19	1.75%		0.24%		φ6.0	4		56	55	1
						貫通鉄筋	D10	1		—		
基準供試体	M-3[6)]	88 -D16	1.21%	D10 @75mm	0.32%	貫通鉄筋	D10	2	0.98%	—		
	M-4[6)]	88 -D19	1.75%		0.24%	貫通鉄筋	D10	2	0.98%	—		

表-5.2.3　使用コンクリート材料の力学的特性値

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
No. 1	34.7	26,000
No. 2	37.8	28,700
No. 3	28.7	24,200
No. 4	33.9	24,900
M-3	39.5	28,400
M-4	33.5	27,100

表-5.2.4　使用鋼材の力学的特性値

材料名	材質	供試体	使用部位	諸元	規格降伏点強度 (N/mm^2)	降伏応力 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	降伏ひずみ	引張強度 (N/mm^2)
鉄筋	SD 295A	No. 1、No. 2	軸方向鉄筋	D16	295.0	387.5	201,200	0.00193	548.5
			帯鉄筋	D10		367.0	193,900	0.00189	528.8
		No. 3	軸方向鉄筋	D16		351.9	179,810	0.00196	503.4
		No. 4	軸方向鉄筋	D19		356.9	181,130	0.00197	521.6
		No. 3、No. 4	帯鉄筋	D10		385.0	193,000	0.00200	541.0
		M-3	軸方向鉄筋	D16		375.0	—	—	542.0
		M-4	軸方向鉄筋	D19		328.0	—	—	470.0
		M-3、M-4	横拘束筋	D10		336.0	—	—	476.0
鉄筋	SD345	No. 1	座屈抑制エレメント(定着体)	D10	345.0	386.7	181,000	0.00214	546.8
頭付きスタッド		No. 2		φ9.5	235.0	452.1	203,300	0.00222	512.8
		No. 3		φ6.0	235.0	507.3	190,000	0.00267	613.0
鉄筋	SD 295A	No. 4	貫通中間帯鉄筋	D10	295.0	377.1	192,300	0.00196	516.3
鋼板	SS400	No. 1、No. 2	座屈抑制エレメント	t=6mm	235.0	341.2	215,200	0.00159	469.5
		No. 3、No. 4			235.0	338.7	210,160	0.001612	464.0

一方No.2供試体は、座屈抑制エレメントの定着体に帯鉄筋と同径の頭付きスタッドを用いたものであり、No.1供試体と同様に式(5.2.3)にて横拘束筋の体積比を計算すると0.97%となる。また定着長は、式(5.2.2)で得られる必要長に対して45mm程度の余裕を加味して設定した。なお、座屈抑制エレメントに用いる鋼板の材料や寸法は、供試体製作時はNo.1供試体と同じであったが、No.1供試体載荷時に片持ち状態で拘束されている帯鉄筋のはらみだしが卓越する塑性ヒンジ部の損傷進展が観察されたため、No.2供試体では、載荷前に座屈抑制エレメントの鋼板をはつりだし、補強用鋼板をすみ肉溶接して接合することにより、エレメントが塑性ヒンジ領域内で連続していることを模擬することとした。上記以外の条件は、No.1供試体と同じである。No.2供試体の構造諸元を、**図-5.2.6**に示す。

またNo.3供試体は、No.1やNo.2と同じくM-3供試体を基準供試体としているが、実スケールの構造物において設置する頭付きスタッドの市場性やコスト低減を念頭に置き、M-3 供試体の貫通中間帯鉄筋よりも細径である径 6mm の頭付きスタッドを定着体として用いたものである。その一方で配置列数については、式(5.2.4)で得られる1面当りの帯鉄筋拘束力が基準供試体と同等以上となるよう、1面当り5列とした。したがって、定着体の最大間隔は187mmとなり、式(5.2.3)にて横拘束筋の体積比を計算すると0.81%となる。

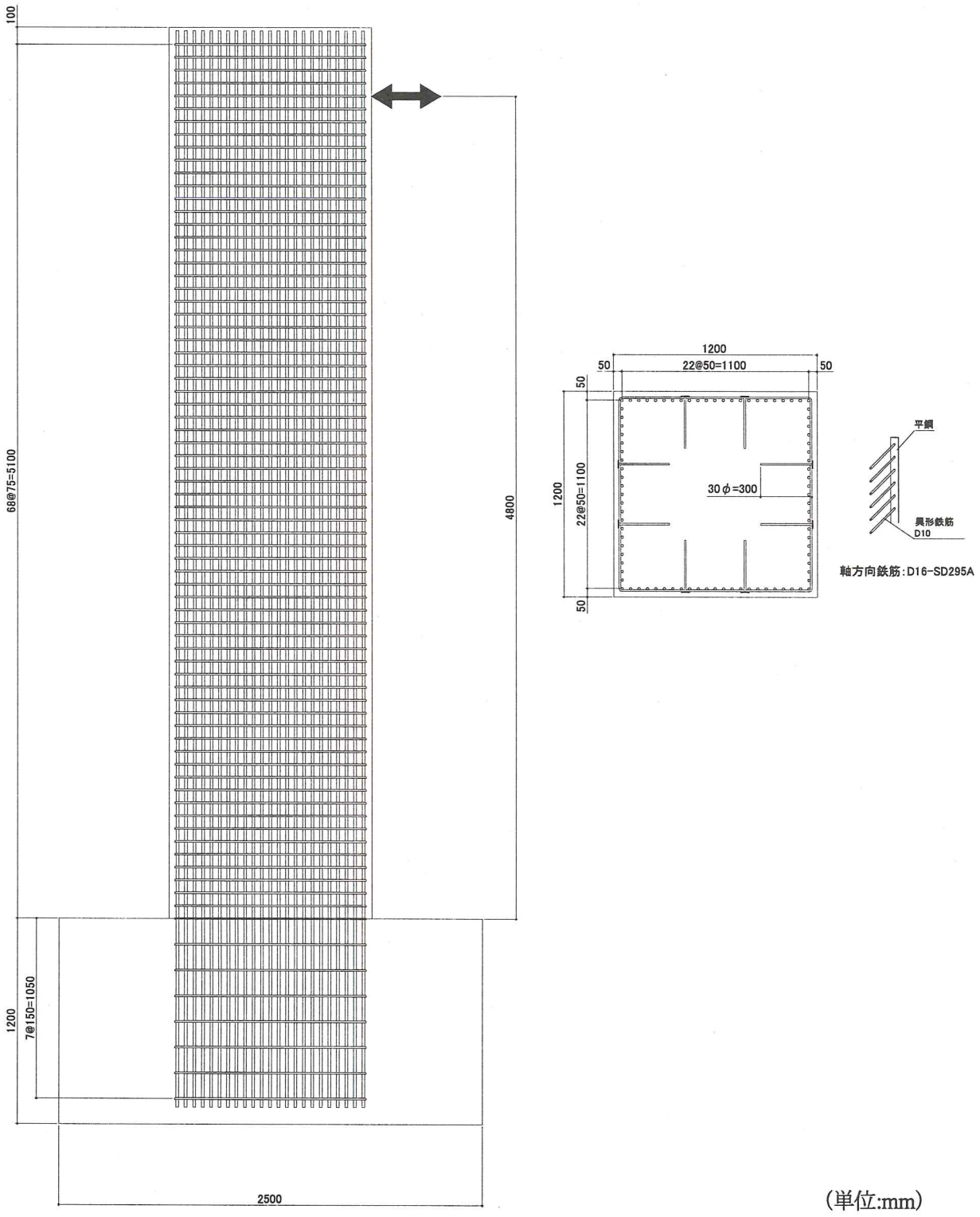
$$P_{sum}=\sum nA_s\sigma_{sy} \qquad (5.2.4)$$

ここに、P_{sum}：定着体または中間帯鉄筋による1面当り帯鉄筋拘束力(N)
n　：定着体または中間帯鉄筋の1面当り本数
A_s　：定着体または中間帯鉄筋の断面積(mm^2)
σ_{sy}：定着体または中間帯鉄筋の降伏点強度(N/mm^2)

また、定着長は式(5.2.2)で得られる必要長とし、No.2 供試体のように余裕は加味していない。座屈抑制エレメントの鋼板長は1250mmであり、塑性ヒンジ領域内で連続したものとなっている。その他の条件は、No.1供試体およびNo.2供試体と同じである。No.3供試体の構造諸元を、**図-5.2.7**に示す。

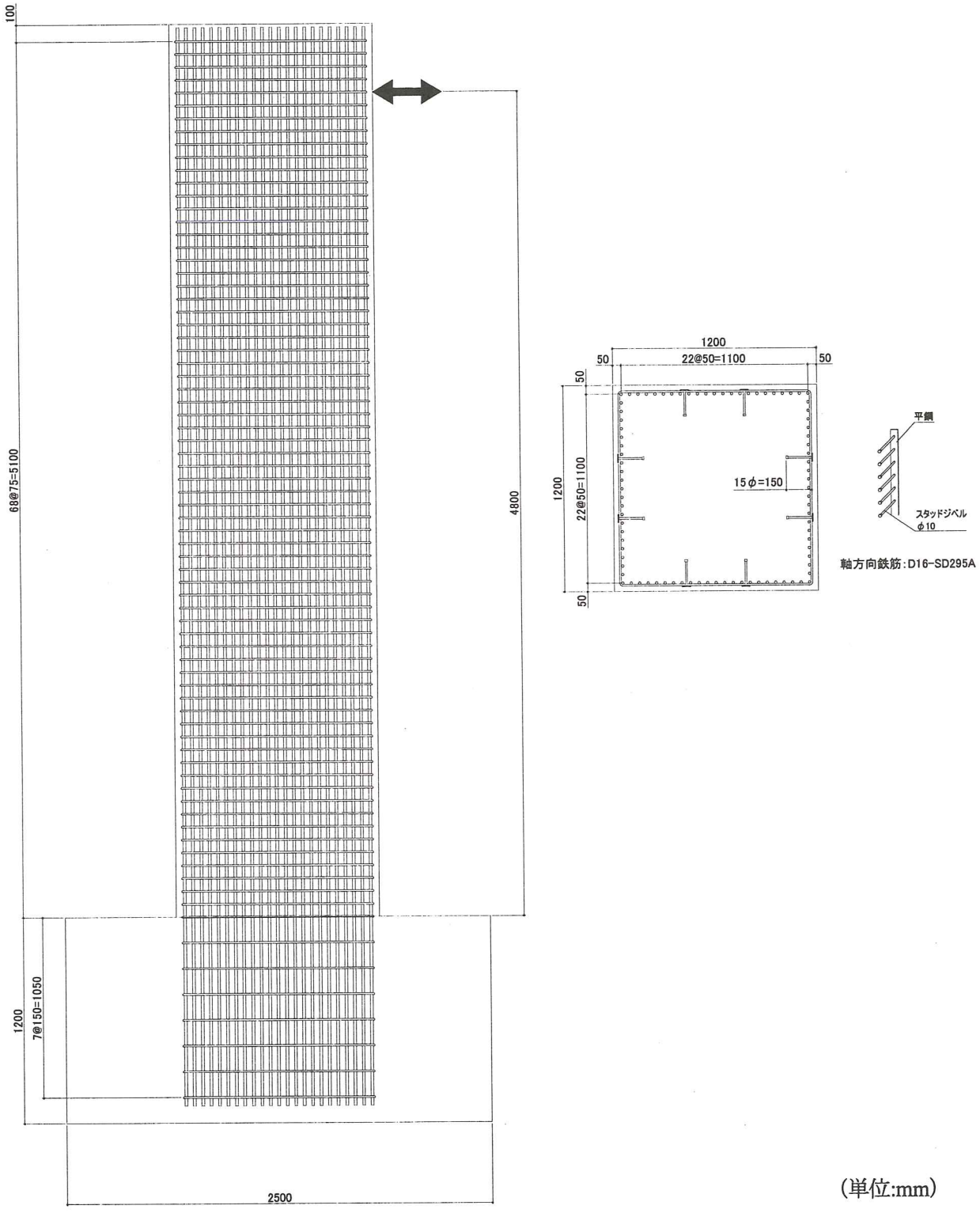
これに対してNo.4供試体は、文献[6]に示すM-4供試体を基準供試体としている。このM-4供試体は、軸方向鉄筋としてD19@50mmで計88本(軸方向鉄筋比1.75%)配置しており、帯鉄筋については、M-3供試体と同じくD10を75mm間隔としている。したがって、貫通中間帯鉄筋をせん断補強鉄筋としての機能が期待できない座屈抑制エレメントに置き替えると、せん断余裕度が1.09と試算され、破壊モードがせん断破壊型となることが懸念される条件となっている。そこでNo.4供試体では、せん断余裕度を向上させ、破壊モードが確実に曲げ破壊先行となるよう、帯鉄筋と同径の貫通中間帯鉄筋を1本配筋し、せん断余裕度を1.41に向上させるとともに、No.3供試体と同じ座屈抑制エレメントを4列配置した。この供試体は、座屈抑制エレメントを実構造物に適用させる際に、コンクリートと帯鉄筋のみでは十分なせん断耐力が得られない場合を念頭に置いたものである。また、No.4供試体に設置している貫通中間帯鉄筋も、片側は半円形フックとしているが、相対する側にはアークスタッド溶接にて鋼板を接合した構造のものを用いており、座屈抑制エレメントと合わせて、アークスタッド溶接を用いた配筋合理化を図っている。

なお、定着体の最大間隔はNo.3供試体と同じく187mmであり、横拘束筋の体積比は0.81%となる。また、座屈抑制エレメントの鋼板長もNo.3供試体と同じである。No.4供試体の構造諸元を、**図-5.2.8**に示す。



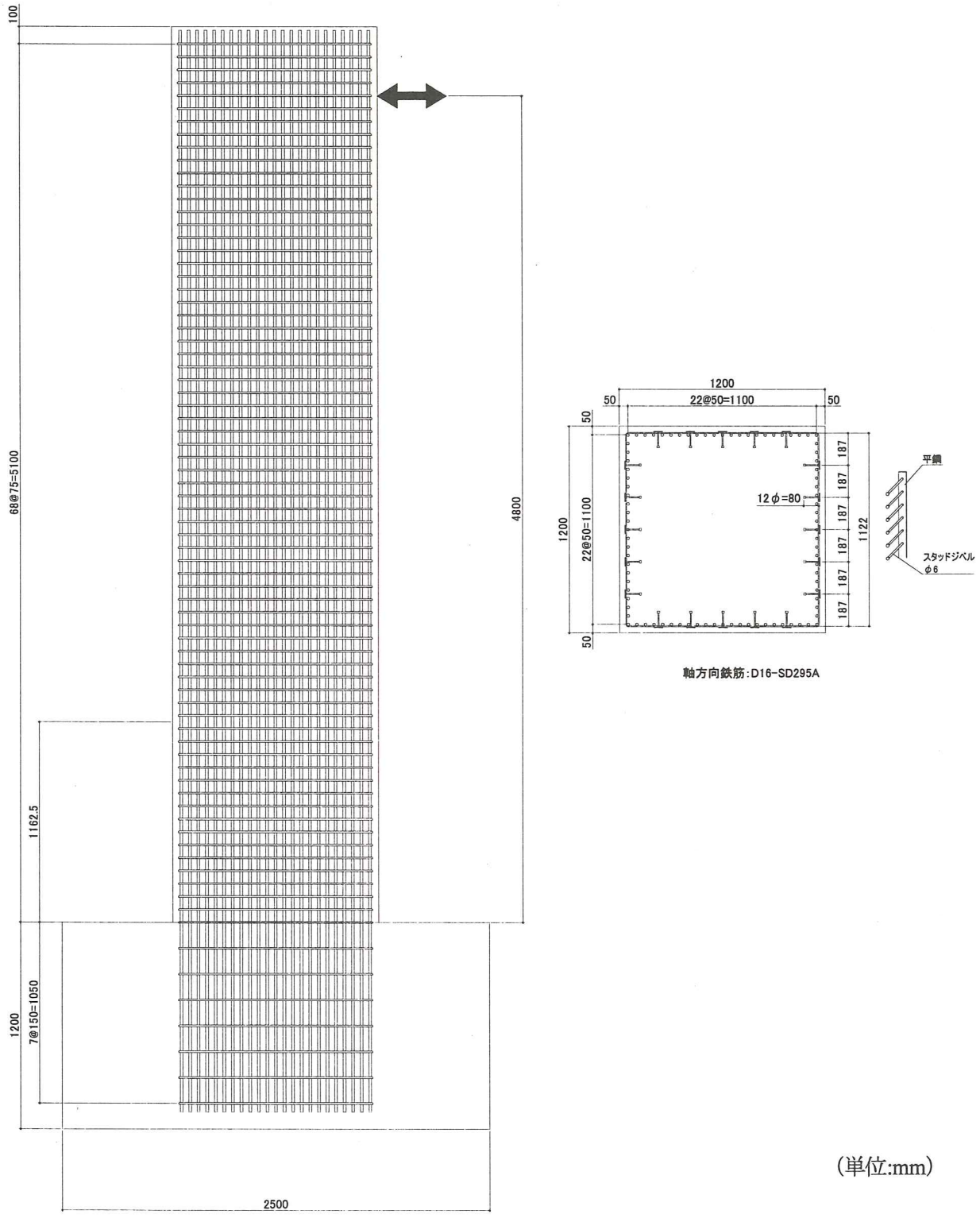
(単位:mm)

図-5.2.5　No.1 供試体の構造諸元



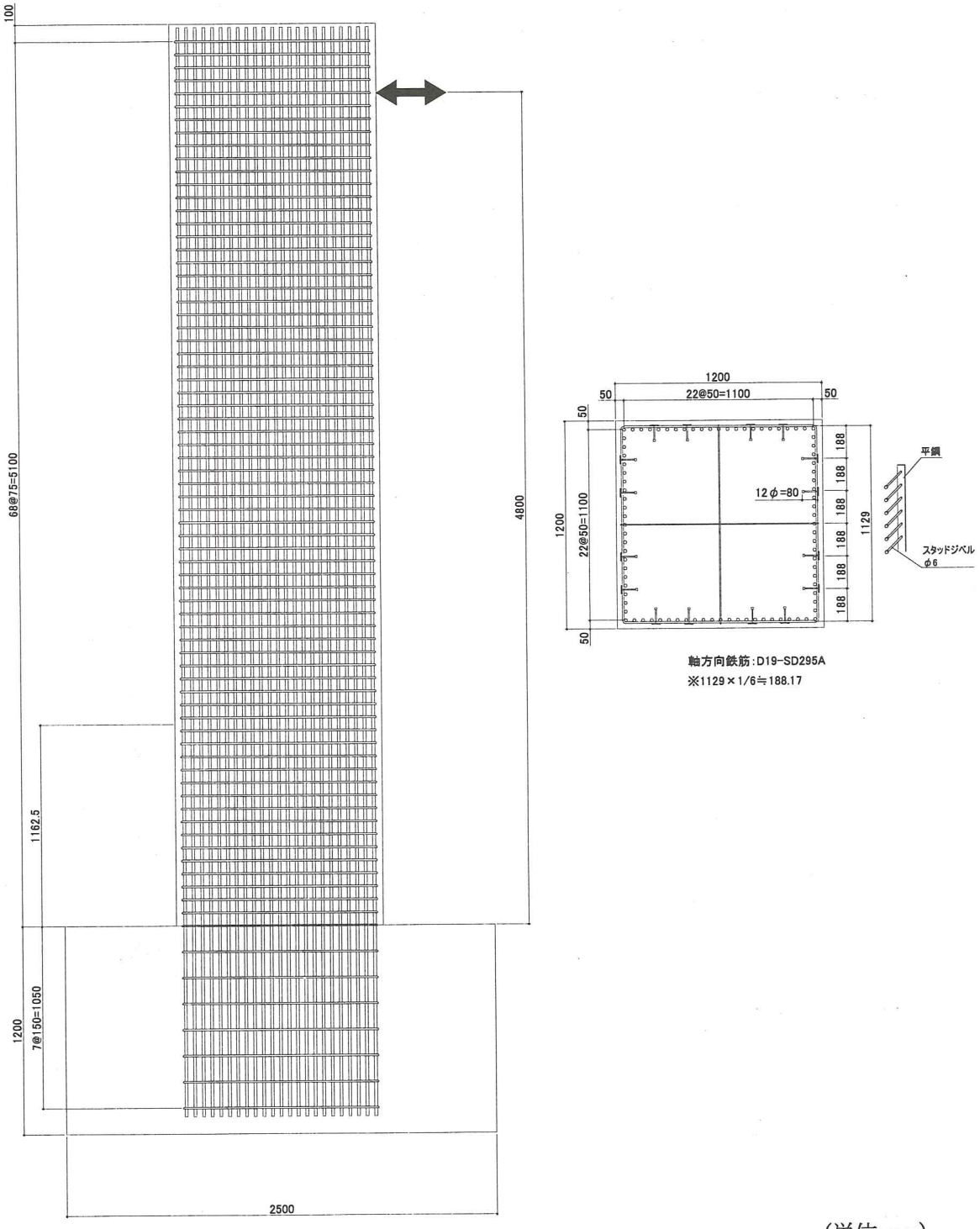
(単位:mm)

図-5.2.6　No.2 供試体の構造諸元



(単位:mm)

図-5.2.7　No.3 供試体の構造諸元



(単位:mm)

図-5.2.8　No.4供試体の構造諸元

(3)計測項目

今回の正負交番載荷実験で実施した計測項目を**表-5.2.5**に整理する。このうち、曲率の計測は、**図-5.2.9**および**写真-5.2.4**に示すように、載荷面と直交する面(今回は下面)の相対する位置にインサートを設置し、各区間の相対変位を変位計にて計測したうえで、式(5.2.5)を用いて算定した。またひずみの計測は、鋼材の表裏にひずみゲージを貼付し、その平均値を計測システムに出力する方法を採用した。

今回実施した計測の位置図を**図-5.2.10～5.2.14**に示す。

表-5.2.5 計測項目一覧

計測項目	計測機器	計測位置(数字の単位は mm)
水平荷重・軸力	内蔵ロードセル	水平力載荷点、軸力載荷点
フーチング変位	変位計(CDP-25)	水平1点、回転2点
柱水平変位	変位計(ｲﾝﾀﾞｸﾀﾝｽ式)	基部から 1800,2800,3800,4800
曲率計測用変位	変位計(CDP-25,50)	基部から 40,190,375,490,640,790,940,1240,1540,1840
軸方向鉄筋ひずみ	一般用ひずみｹﾞｰｼﾞ 単軸3線式 抵抗 120Ω 自己温度補償型 ｹﾞｰｼﾞ長 5mm ﾘｰﾄﾞ線長 12m	基部から 20,75,225,375,600,825,1050,1275,1500,1725 (フーチング内は上面から 75,150,225)
帯鉄筋ひずみ		基部から 75,225,375,600 (フーチング内：上面から 150)
座屈抑制エレメント 定着体ひずみ		基部から 75,225,375,600
中間帯鉄筋ひずみ		基部から 75,225,375,600 (No.4 のみ)

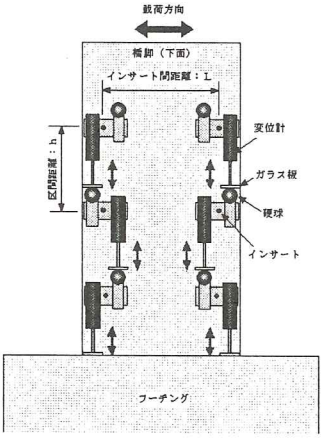


図-5.2.9 曲率測定の模式図

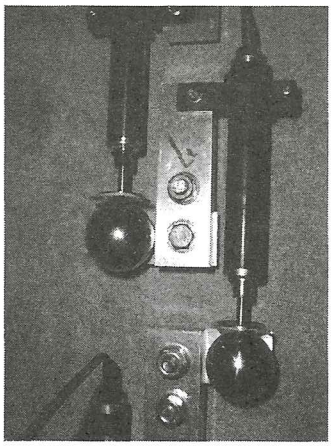
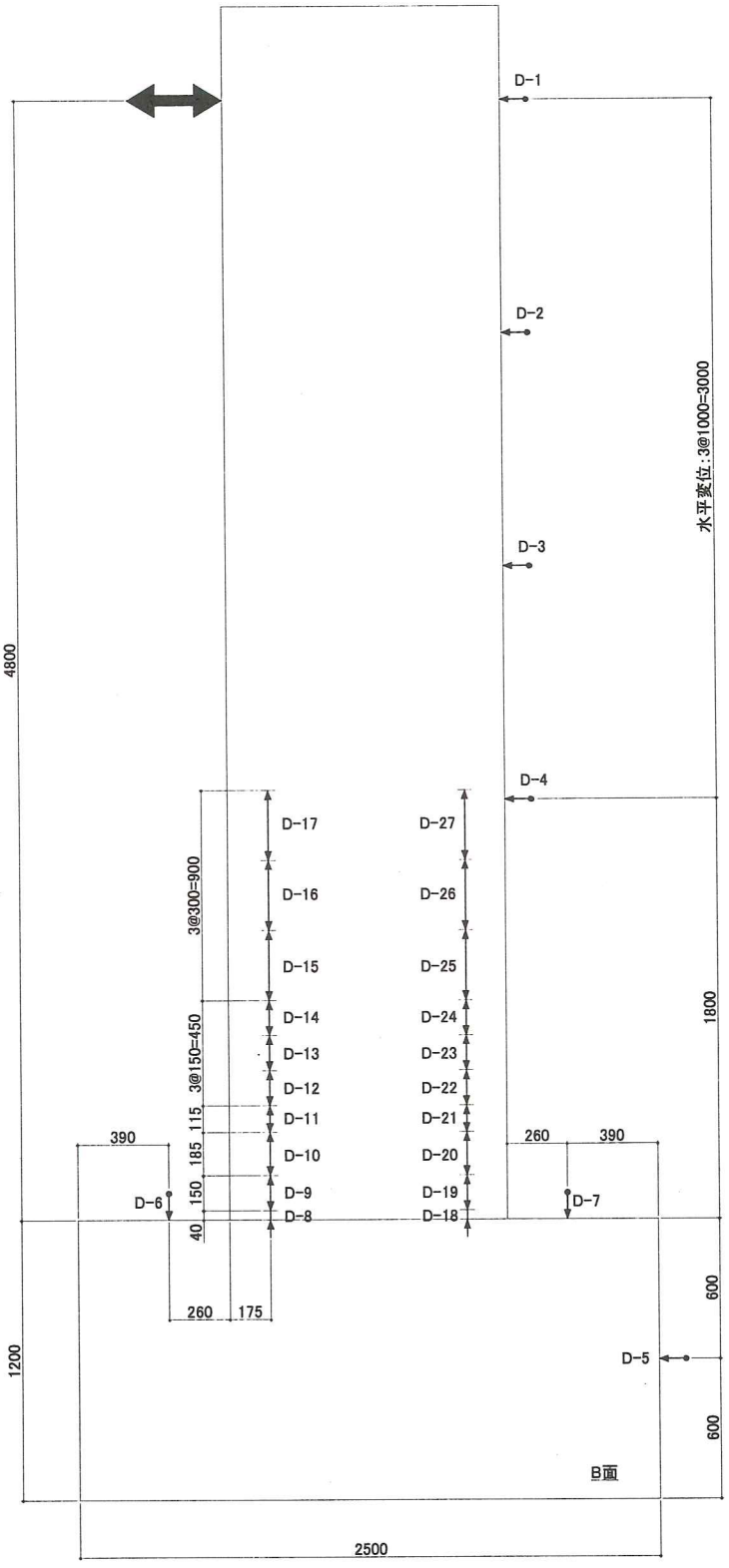


写真-5.2.4 曲率変位計の設置

$$\phi_i = \frac{d_{r,i} - d_{r,i}}{L \cdot h_i} \qquad (5.2.5)$$

ここに、ϕ_i：区間 i における曲率(rad/mm)
d_i：i番目のインサートに設置した変位計計測値(mm)
r ：右側を示す添字
l ：左側を示す添字
L ：インサート間距離(mm)
h_i：i番目の区間距離(mm)



(単位:mm)

図-5.2.10　変位計測位置図

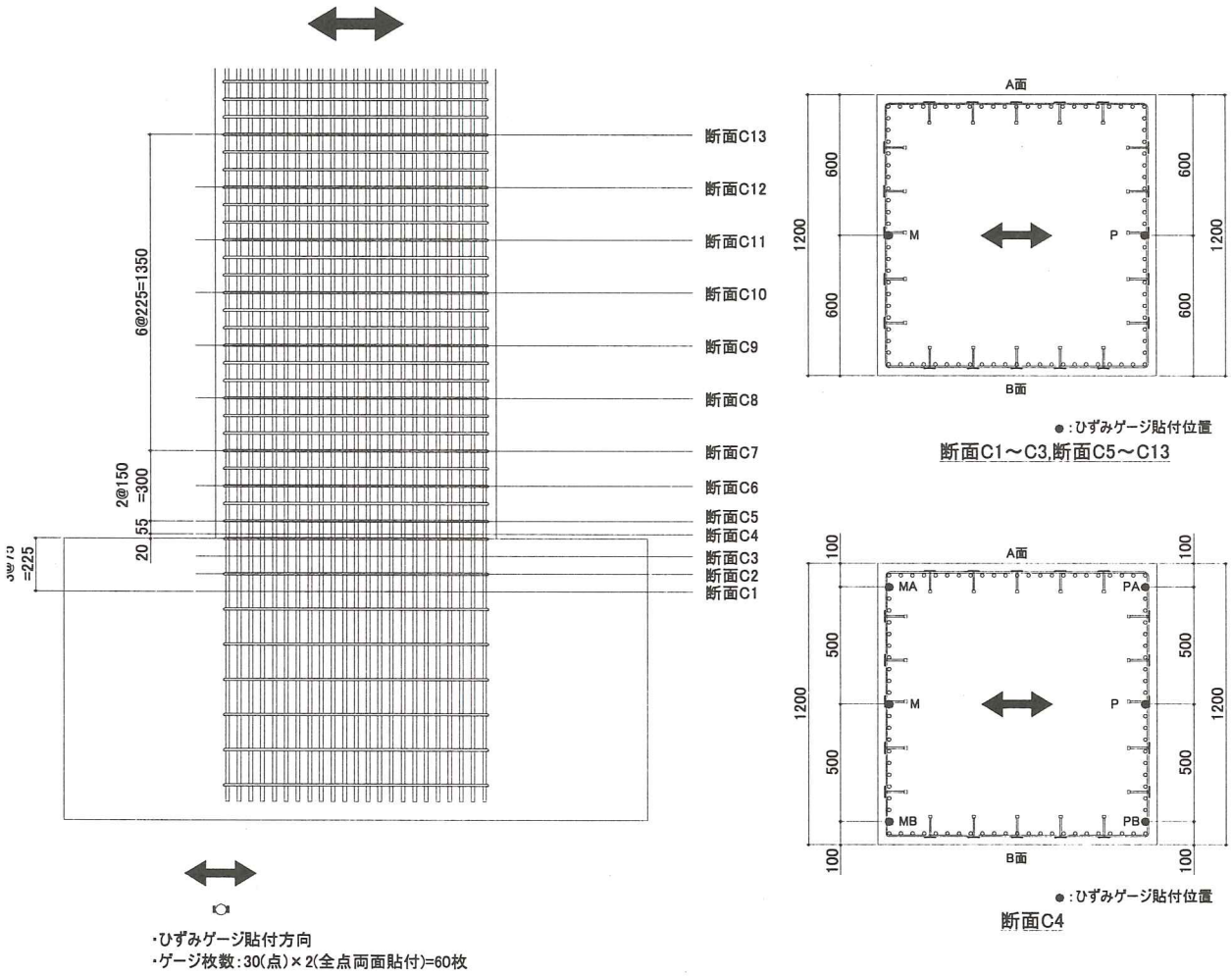


図-5.2.11　軸方向鉄筋ひずみ計測位置図

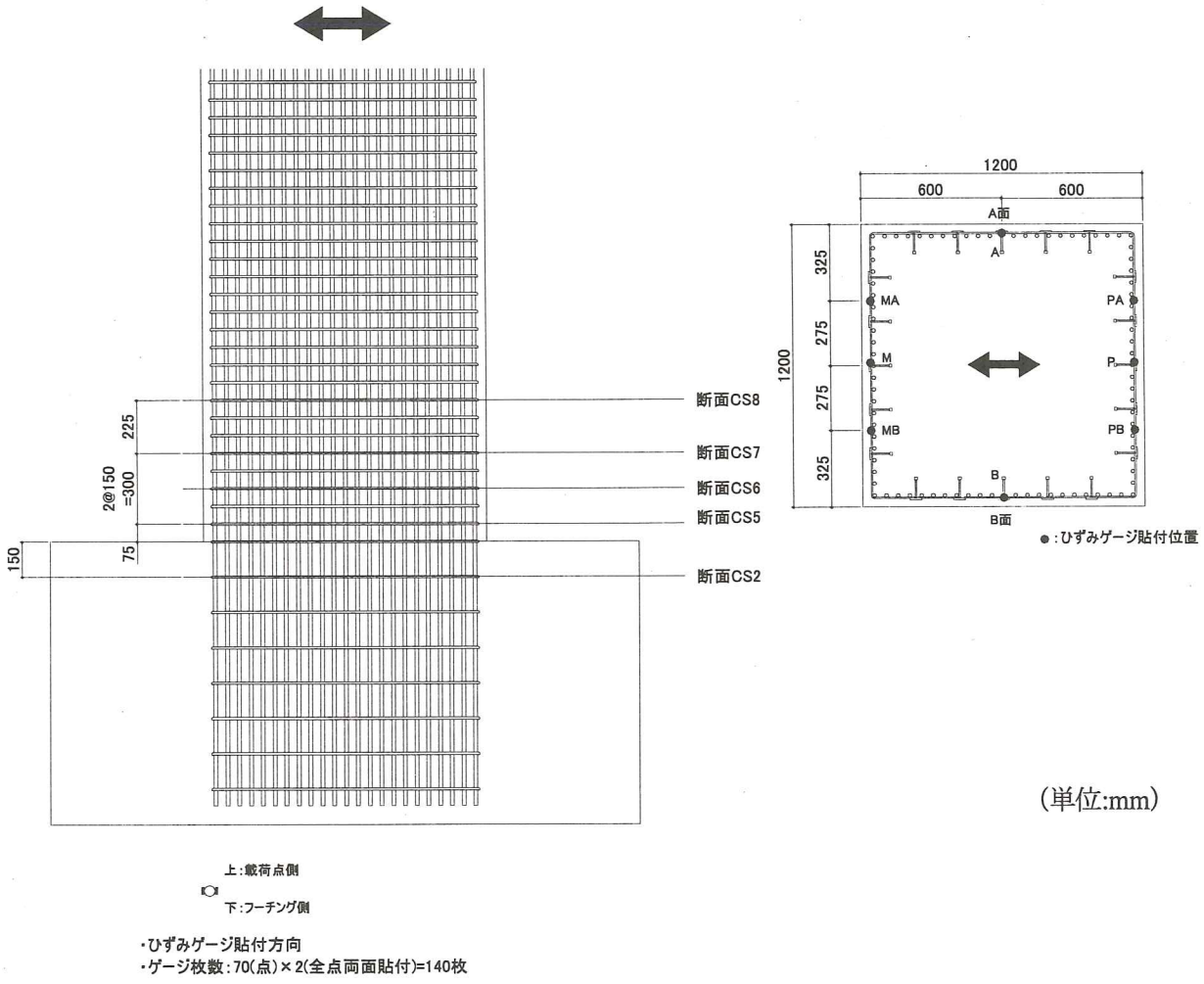


図-5.2.12　帯鉄筋ひずみ計測位置図

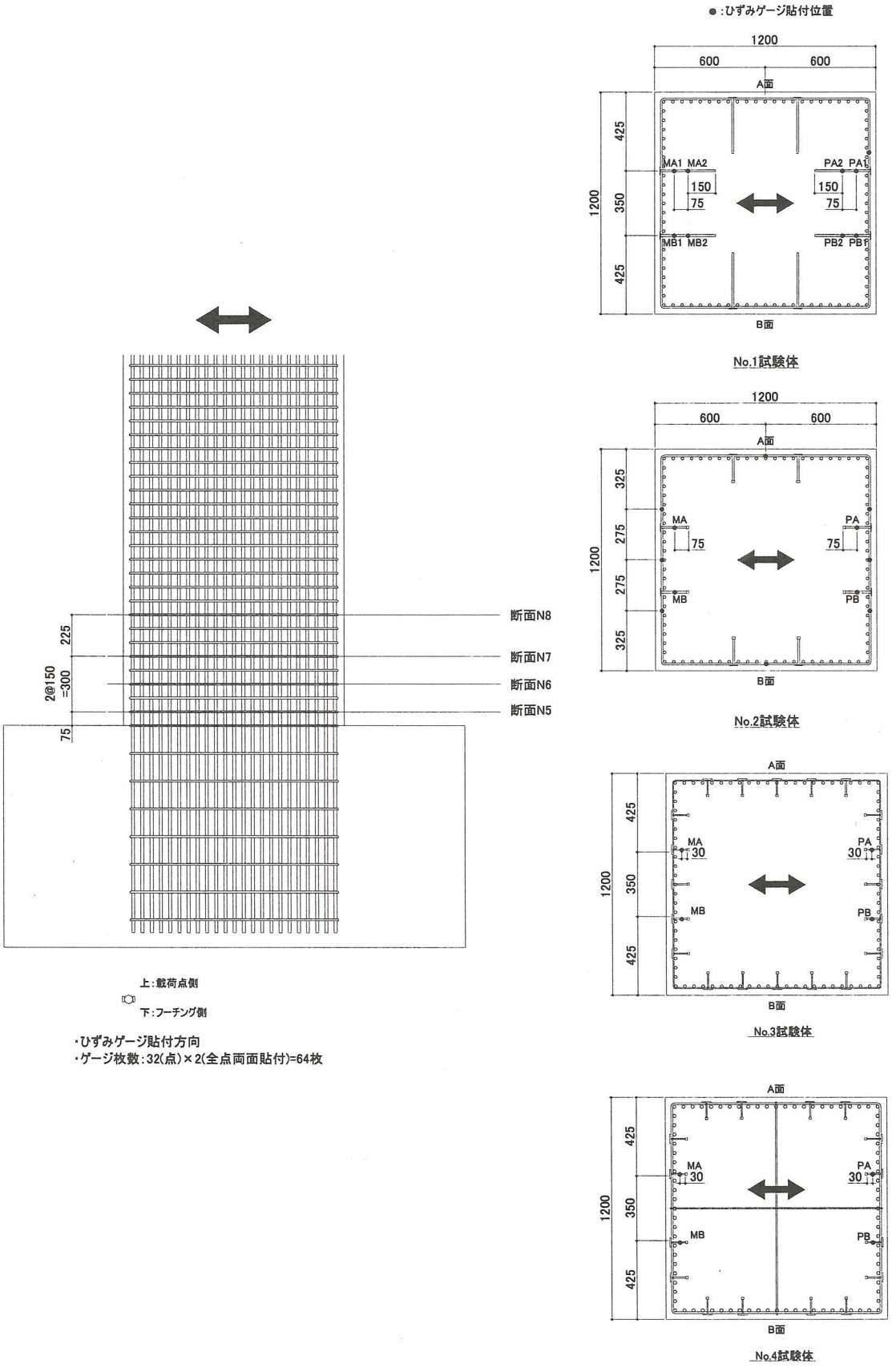
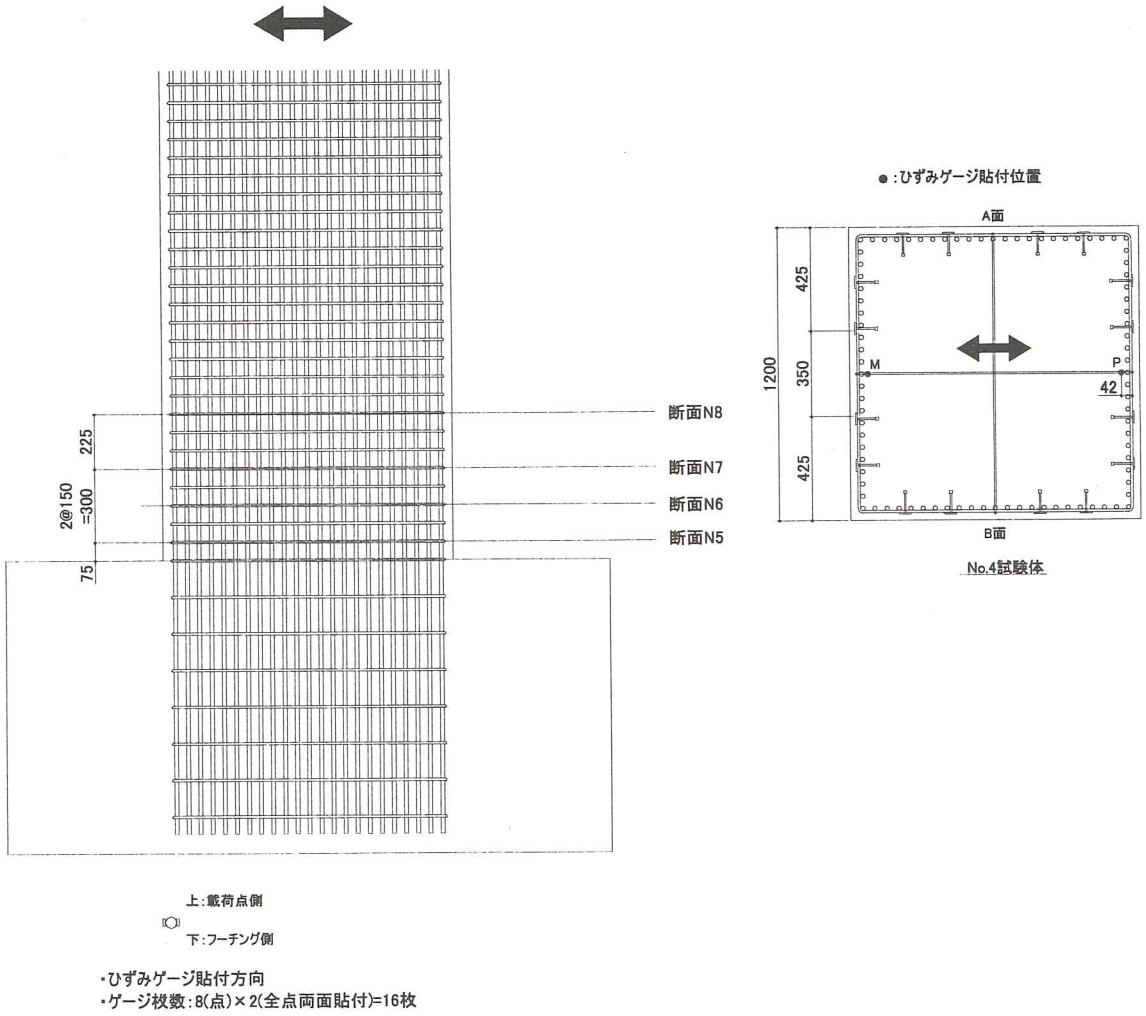


図-5.2.13　座屈抑制エレメント定着体ひずみ計測位置図



(単位:mm)

図-5.2.14　中間帯鉄筋ひずみ計測位置図

(4)載荷条件

本実験は、独立行政法人土木研究所の部材耐震強度実験施設にて行った。同施設の載荷装置は、最大荷重±1250kN、最大変位±500mm、最大速度±1000mm/sec である。また、供試体は横置きとし、ＰＣ鋼棒 14 本を介してフーチングを反力壁に固定させている。

今回の載荷条件は、文献[6]に示す基準供試体のものと同じであり、供試体天端に一定軸力 1412kN(0.98N/mm^2) を作用させ、水平方向の載荷は変位制御で行った。載荷ステップは、まず予備載荷として、想定した降伏変位(No.1～No.3 供試体は 20mm、No.4 供試体は 22mm)より小さい±2mm、±5mm、±10mm、±15mm の変位を荷重作用点に正負 1 回ずつ段階的に作用させ、その際の橋脚基部における最外縁の軸方向鉄筋ひずみデータに基づき、その後の載荷の基準となる降伏変位を決定した。さらに本載荷として、荷重作用点の変位がこの降伏変位の整数倍となるよう、各ステップの繰返し回数 3 回にて順次正負交番載荷した。ここで、載荷速度は最大 30mm/sec とし、時間軸に対して正弦波状となるよう制御した。またこの載荷は、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。載荷パターンを**図-5.2.15** に示す。

また、供試体の損傷観察面の名称は、**図-5.2.16** に示すように、正側載荷時に引張側となる面をＰ面、負側載荷時に引張側となる面をＭ面、上面をＡ面、下面をＢ面と定めた。

正負交番載荷実験状況を**写真-5.2.5** に示す。

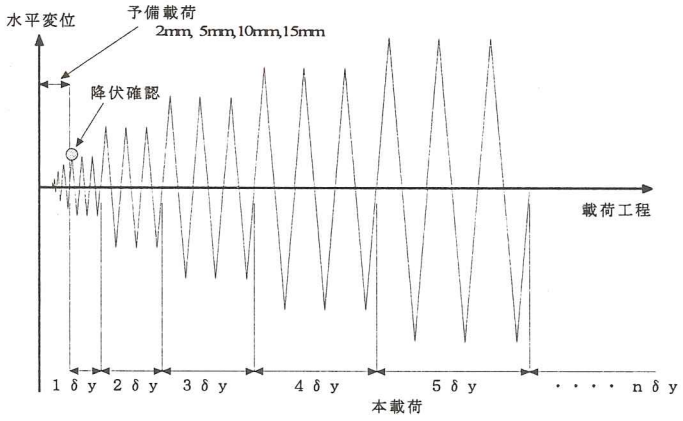


図-5.2.15　正負交番載荷実験載荷パターン

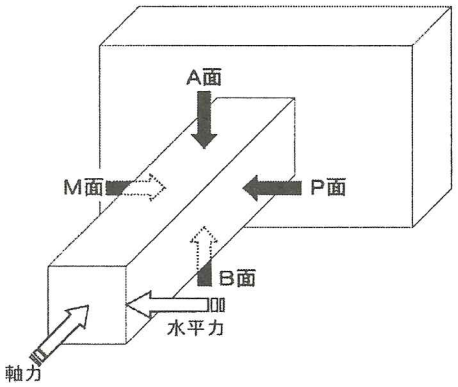


図-5.2.16　供試体の損傷観察面

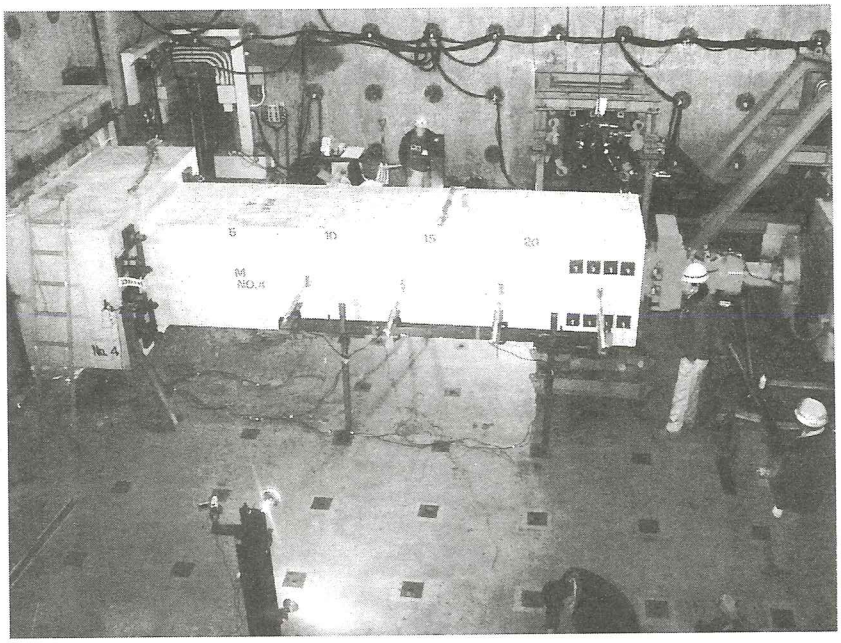


写真-5.2.5　正負交番実験載荷状況

(5)損傷進展状況

実験結果のうち、まず、各供試体の損傷進展状況を示す。

写真-5.2.6 は、No.1 供試体における各載荷ステップの損傷進展状況を示したものである。写真に示すようにNo.1 供試体は、4δy 載荷までは曲げクラックの発生および進展以外に特に大きな変状は認められなかったが、5δy 載荷の第1サイクル負側載荷時に、P面の被りコンクリートが浮き上がり、同じく第3サイクル正側載荷時には、反対側のM面にも同様の浮き上がりが発生した。また、第3サイクル負側載荷時には、P面側の被りコンクリートが顕著に剥落し、帯鉄筋のはらみだしや軸方向鉄筋の座屈が生じた。この現象は、座屈抑制エレメント鋼板に片持ち状態で拘束されていた箇所の帯鉄筋の拘束がはずれたために生じたものである。その後はこの箇所を中心として軸方向鉄筋の座屈やコアコンクリートの損傷が進展し、7δy にて偶角部の軸方向鉄筋が破断して顕著な耐力低下を示したため、8δy にて載荷を終了した。なお、座屈抑制エレメントの定着体は、最終載荷ステップ終了後において破断が確認されたが、引抜けは認められなかった。また、最終載荷ステップ完了後に測定した被りコンクリート剥落領域は、M面では 50cm、P面では 55cm 程度であった。

写真-5.2.7 は、No.2 供試体における各載荷ステップの損傷進展状況を示したものである。前述したように、No.2 供試体では、No.1 供試体の損傷進展状況を踏まえ、載荷前に座屈抑制エレメントの鋼板をはつりだし、同材質の鋼板をすみ肉溶接にて接合することにより、片持ち拘束状態を回避した。しかしながら、損傷の進展はNo.1 供試体と概ね同様であり、被りコンクリートが浮き上がりはP面では5δy 載荷の第1サイクル、M面では5δy の第2サイクルで発生した。さらに、5δy の第3サイクルで、M面、P面とも、被りコンクリートが剥落し、帯鉄筋のはらみだしや軸方向鉄筋の座屈が生じた。但しこの変状は、No.1 供試体と比較して顕著ではなく、この時点でのコンクリートの剥落量も少なかった。これは上記接合により、座屈抑制エレメントが塑性ヒンジ内で連続しており、全ての帯鉄筋のはらみだしがエレメントにて拘束されているた

めと考えられる。また、その後の損傷進展もNo.1供試体と同様であり、7δyにて軸方向鉄筋が破断し、8δyにて載荷を終了した。また、最終載荷ステップ終了後に確認された座屈抑制エレメントの定着体の損傷はNo.1供試体と同様であったが、被りコンクリート剥落領域は、M面、P面とも45cm程度と、No.1供試体よりも若干狭い領域となっていた。

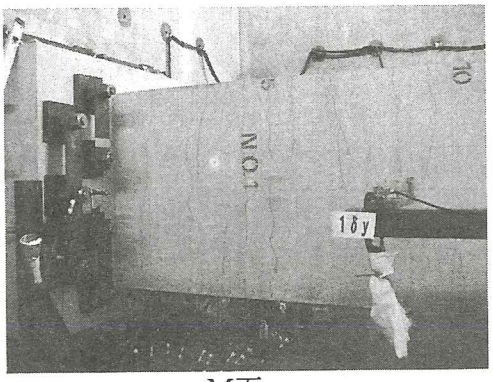
写真-5.2.8 は、No.3 供試体における各載荷ステップの損傷進展状況を示したものである。写真に示すようにNo.3供試体は、No.1およびNo.2供試体よりも損傷の進展が早く、4δyの第1サイクルでM面、P面の被りコンクリートが浮き上がり、5δyの第1サイクルで被りコンクリートが剥落した。また、この載荷ステップにて、軸方向鉄筋の座屈や帯鉄筋のはらみだしとともに、座屈抑制エレメント定着体の引き抜けが認められた。その後は、損傷の進展に伴いこの引き抜けが顕著となり、7δyにて橋脚基部の座屈抑制エレメント定着体が完全に抜け出した。但し、軸方向鉄筋が破断し載荷を終了した8δy載荷後においても、定着体の破断は認めらなかった。また、被りコンクリート剥落領域は、M面では45cm程度であったが、P面では40cm程度であり、No.1供試体やNo.2供試体と比較して、損傷領域が基部近傍に限定される傾向が見受けられた。

なお、No.1からNo.3供試体の基準供試体であるM-3供試体では、5δyの第3サイクルにて被りコンクリートがはらみだし、6δy載荷時に被りコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が確認されている。したがって、座屈抑制エレメントを用いたNo.1からNo.3供試体は、基準供試体と比較して若干早い段階で軸方向鉄筋の座屈が確認されたこととなる。また、M-3供試体の被りコンクリート剥落領域は、M面、P面とも50cm程度であった。

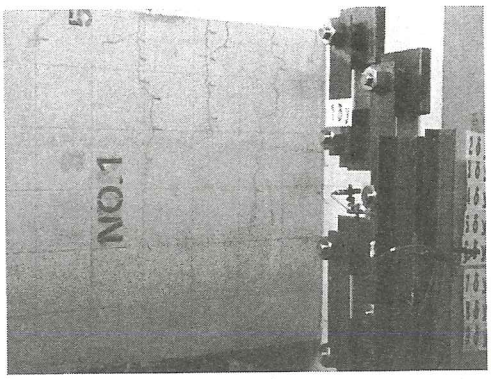
一方、**写真-5.2.9** は、No.4 供試体における各載荷ステップの損傷進展状況を示したものである。写真に示すように、No.4供試体は、No.3供試体と比較して損傷の進展が遅く、4δyの第3サイクルでM面、P面の被りコンクリートが浮き上がり、5δyの第2サイクルで被りコンクリートが剥落した。この時点では、No.3供試体と同様、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋のはらみだし、定着体の引き抜けが認められたが、これら損傷はM面、P面の端部側で顕著であり、貫通中間帯鉄筋を設置している中心部の被りコンクリートが剥離したのは、6δyの第1サイクルであった。これは貫通中間帯鉄筋が帯鉄筋のはらみだしの拘束点となっていたためと考えられる。またその後は、No.3供試体と比較して顕著ではないものの、損傷の進展に伴い定着体の引き向けが進展し、7δyにて橋脚基部の座屈抑制エレメント定着体が完全に抜け出したが、軸方向鉄筋が破断し載荷終了とした8δy載荷完了後においても、定着体や中間帯鉄筋の破断は認めらなかった。被りコンクリート剥落領域は、M面、P面とも50cm程度と、No.3供試体よりも若干広い領域となっていた。

なお、No.4供試体の基準供試体であるM-4供試体も、5δyにて被りコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈が確認されており、被りコンクリート剥落領域は、M面、P面とも50cm程度となっている。

さらに**写真-5.2.10** は、各供試体における基部の最終損傷状態を比較して示したものである。これらより、No.1供試体とNo.2供試体では、最終損傷状態においても座屈抑制エレメント定着体の引き抜けが生じていないが、No.3供試体とNo.4供試体では、顕著な引き抜けが生じていることがわかる。

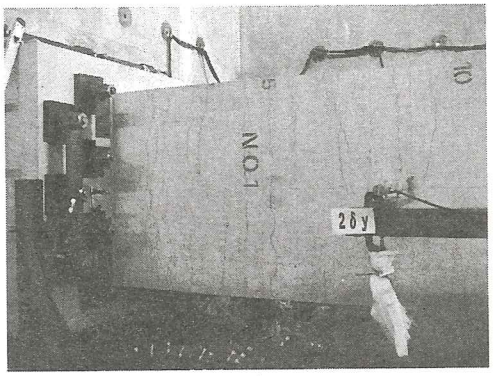


M面

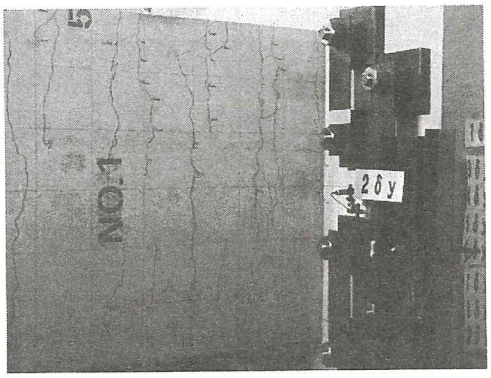


P面

(a)1δy載荷時

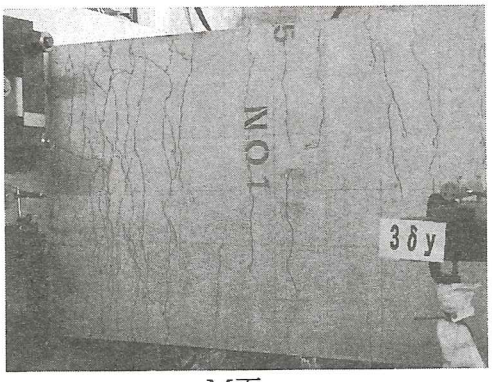


M面

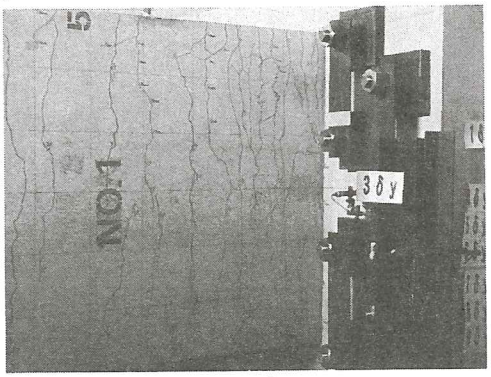


P面

(b)2δy載荷時

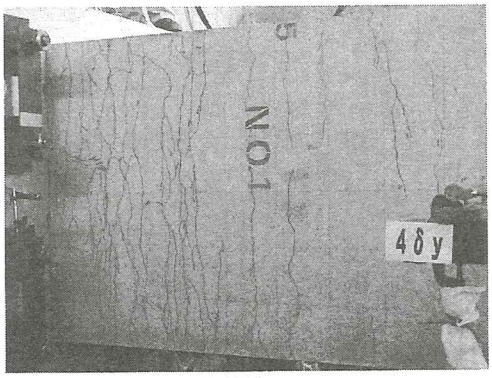


M面

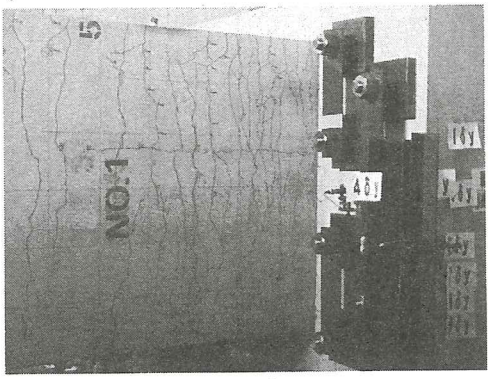


P面

(c)3δy載荷時



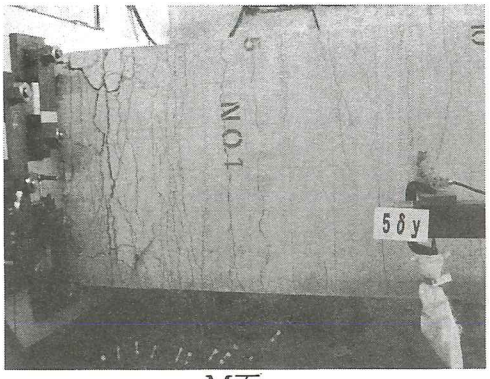
M面



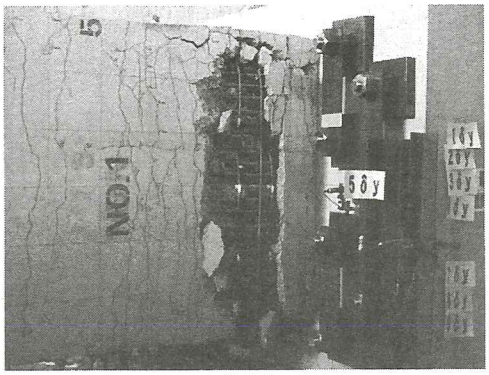
P面

(d)4δy載荷時

写真-5.2.6(1)　No.1供試体における損傷進展状況

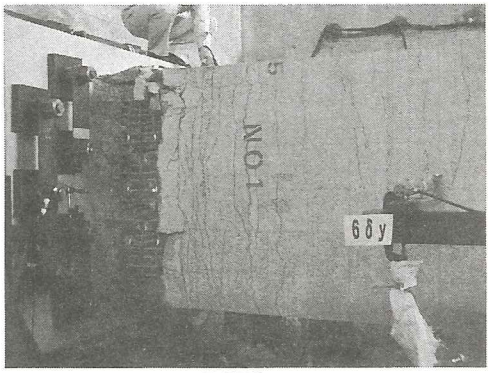


M面

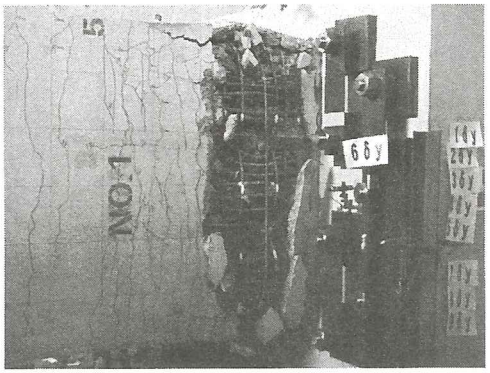


P面

(e)5δy載荷時

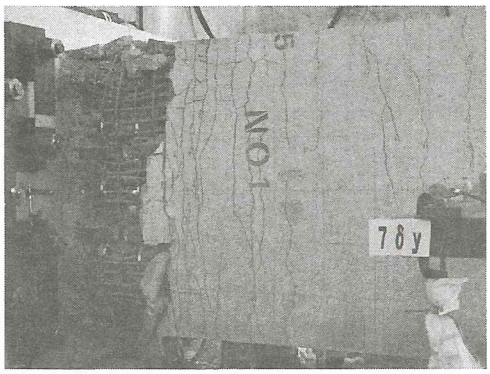


M面

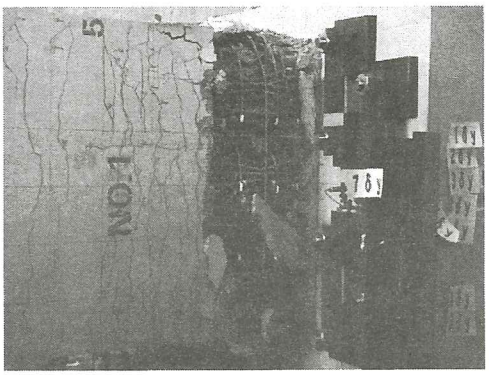


P面

(f)6δy載荷時

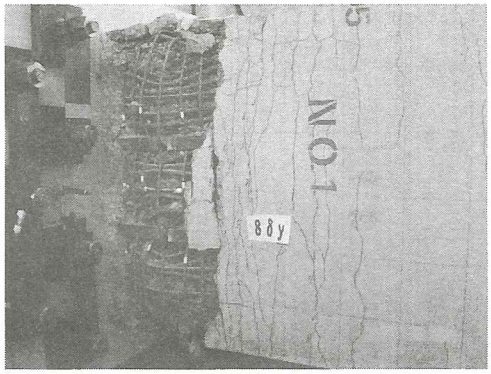


M面

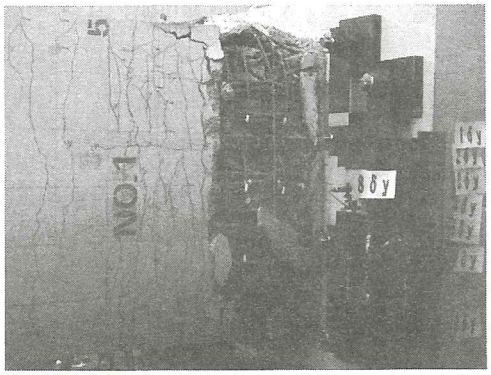


P面

(g)7δy載荷時



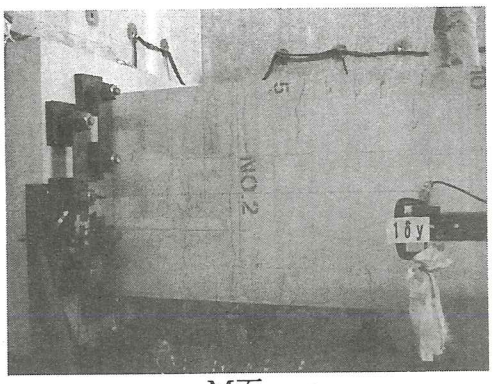
M面



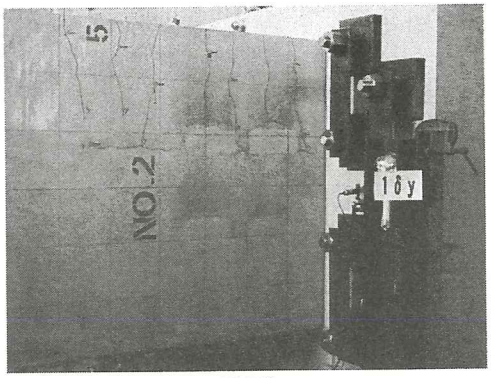
P面

(h)8δy載荷時

写真-5.2.6(2)　No.1供試体における損傷進展状況

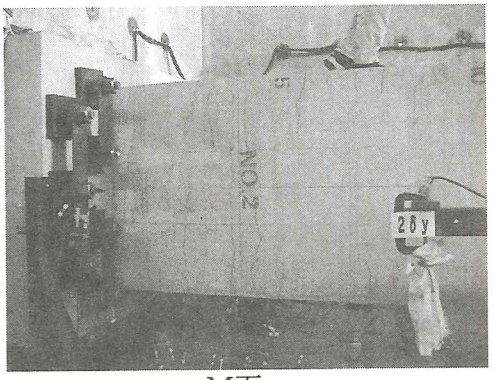


M面

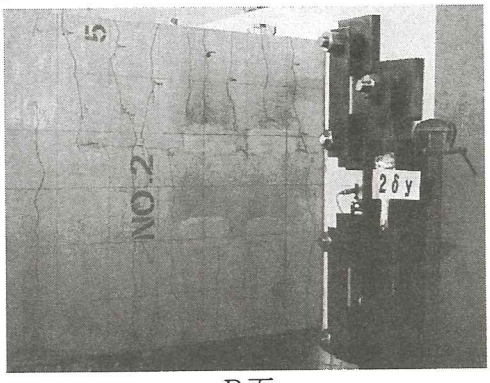


P面

(a)1δy 載荷時

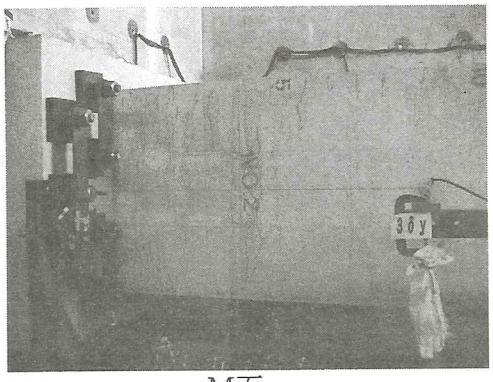


M面

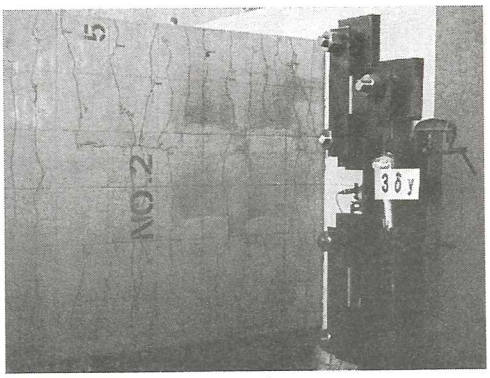


P面

(b)2δy 載荷時

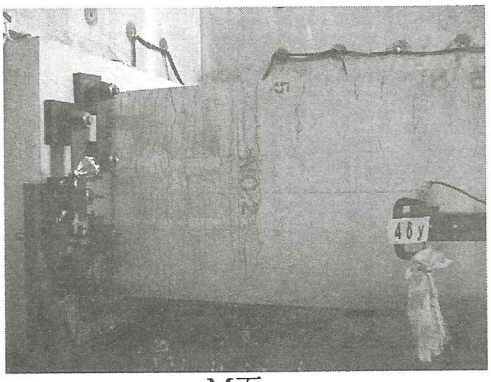


M面

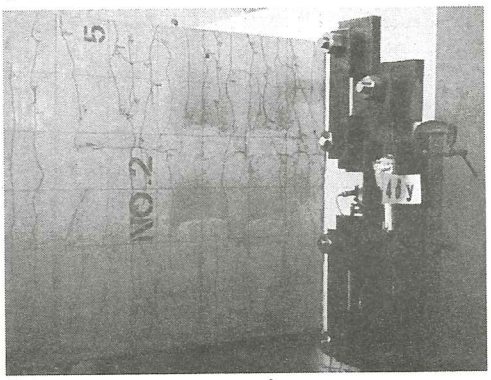


P面

(c)3δy 載荷時



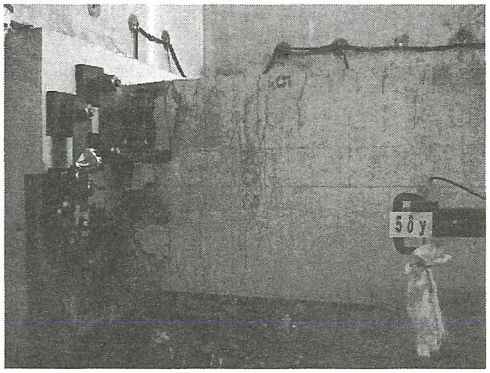
M面



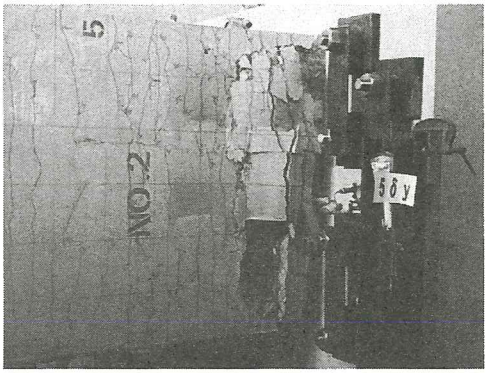
P面

(d)4δy 載荷時

写真-5.2.7(1)　No.2 供試体における損傷進展状況

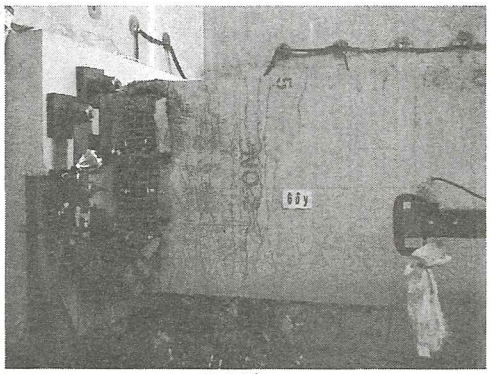


M面

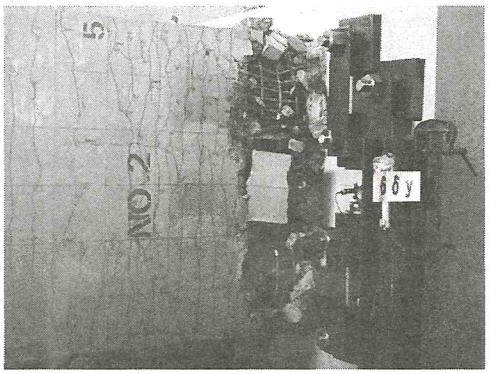


P面

(e)5δy載荷時

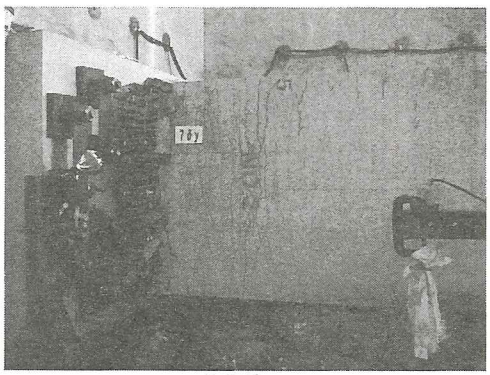


M面

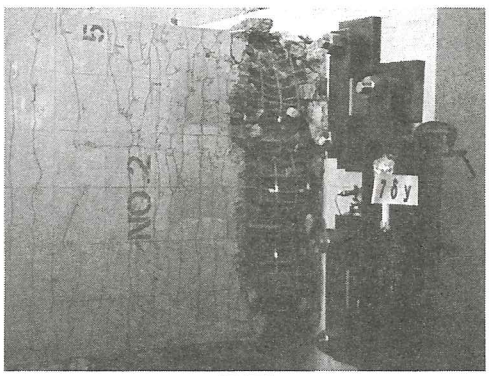


P面

(f)6δy載荷時

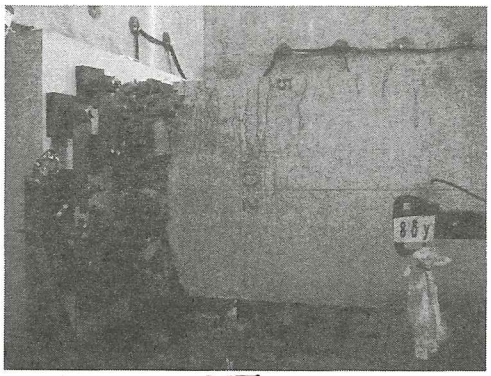


M面

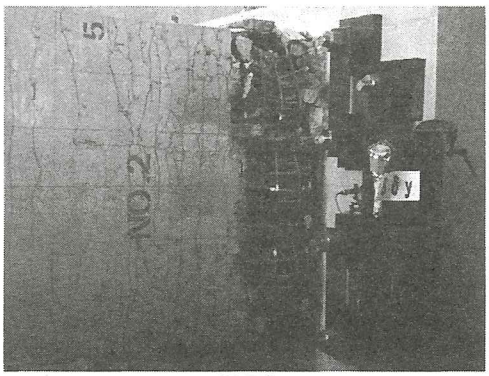


P面

(g)7δy載荷時



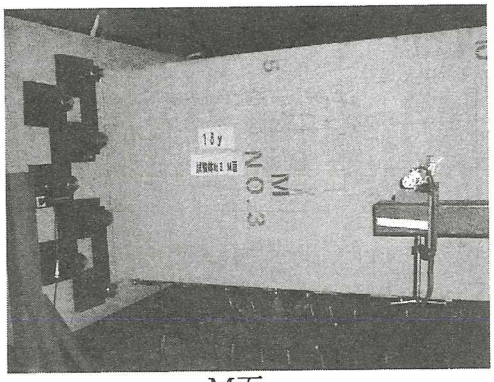
M面



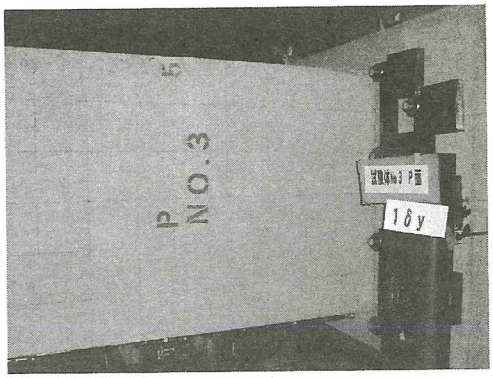
P面

(h)8δy載荷時

写真-5.2.7(2)　No.2供試体における損傷進展状況

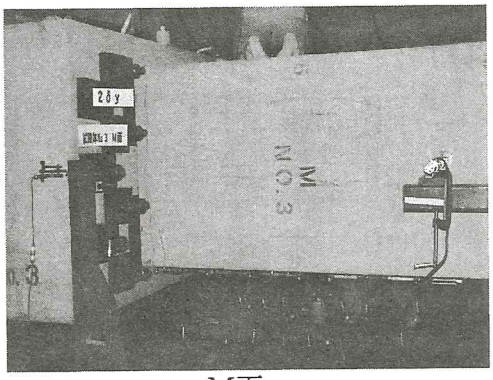


M面

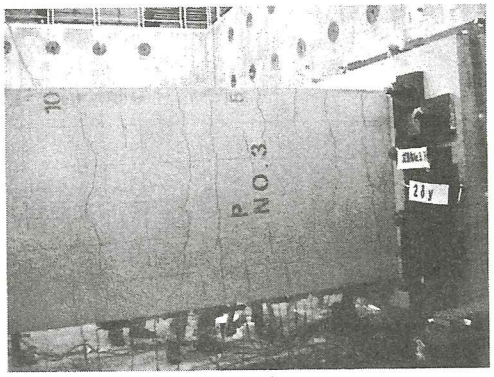


P面

(a) 1 δ y 載荷時

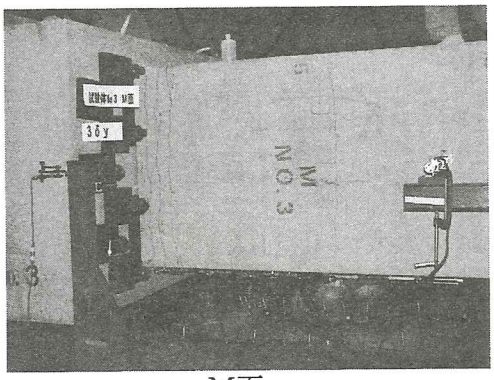


M面

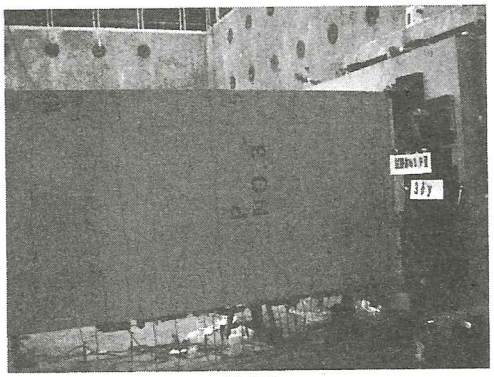


P面

(b) 2 δ y 載荷時

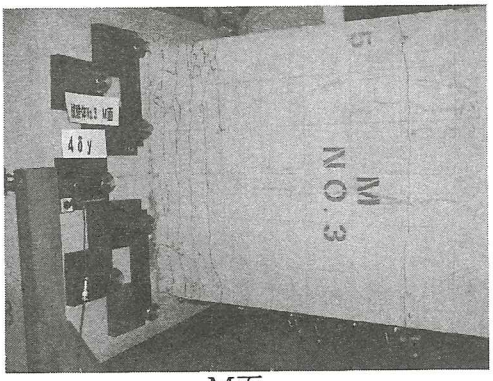


M面

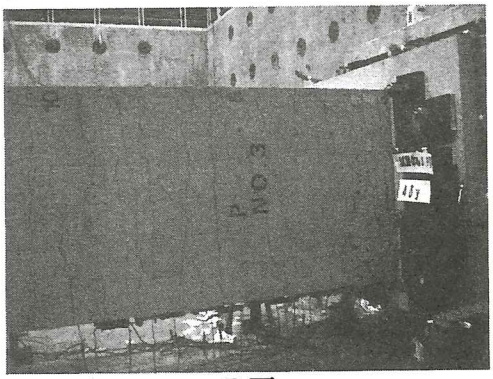


P面

(c) 3 δ y 載荷時



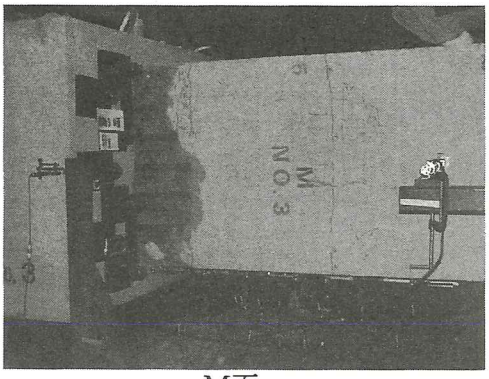
M面



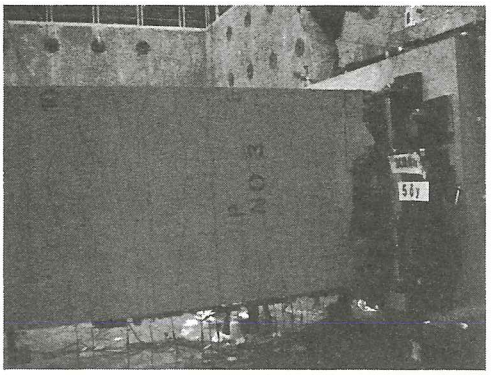
P面

(d) 4 δ y 載荷時

写真-5.2.8(1)　No.3 供試体における損傷進展状況

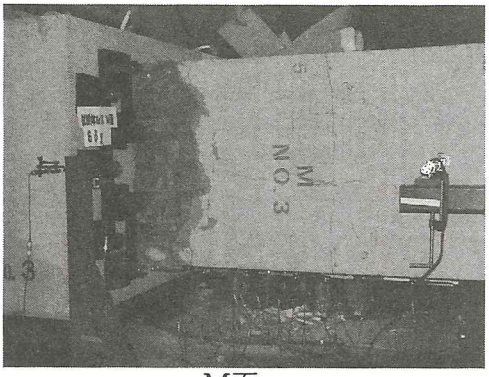


M面

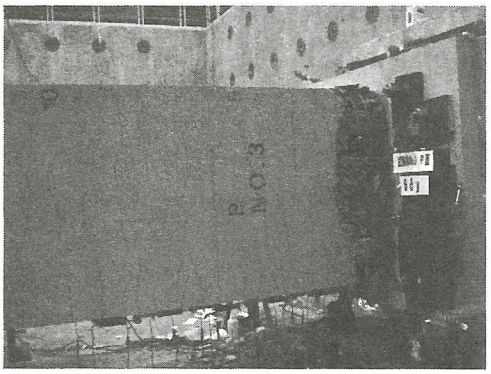


P面

(e)5δy載荷時

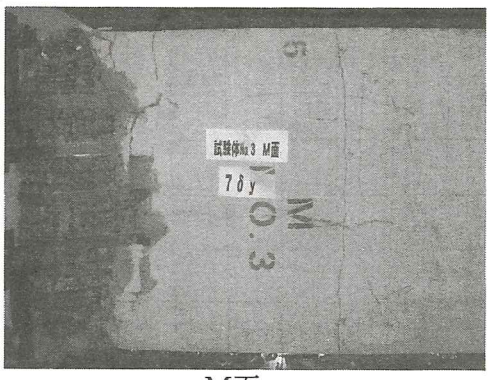


M面

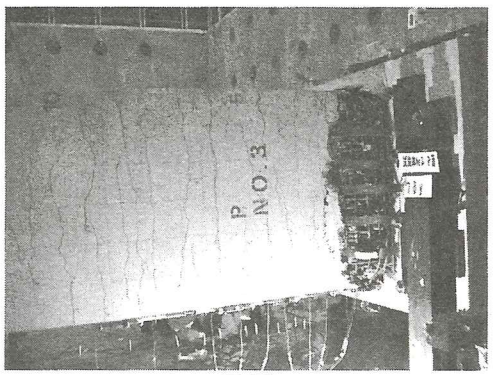


P面

(f)6δy載荷時

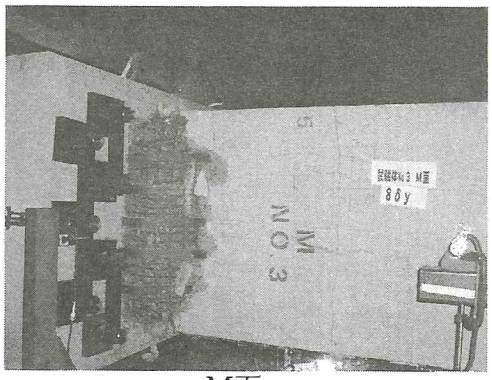


M面

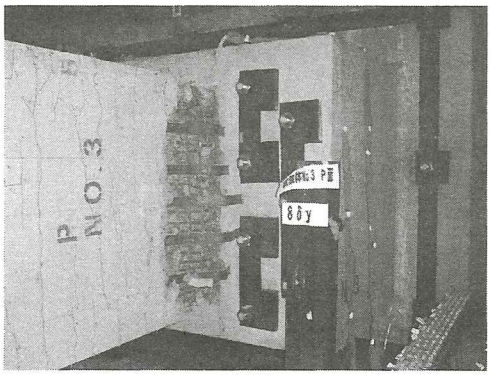


P面

(g)7δy載荷時



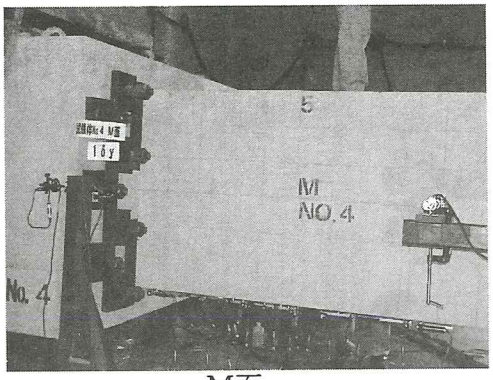
M面



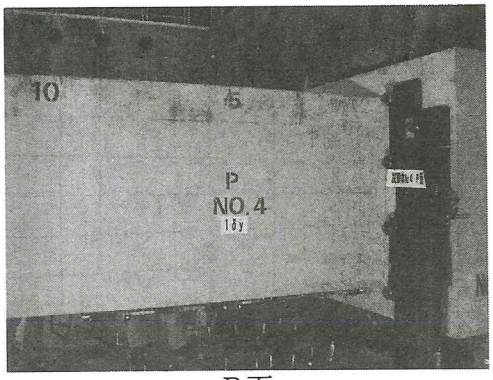
P面

(h)8δy載荷時

写真-5.2.8(2)　No.3供試体における損傷進展状況

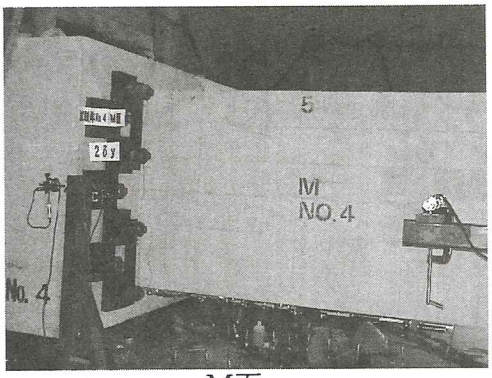


M面

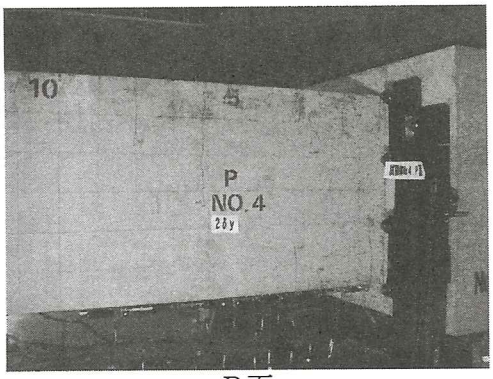


P面

(a)1δy 載荷時

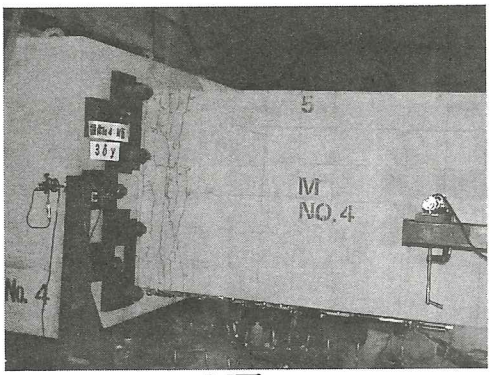


M面

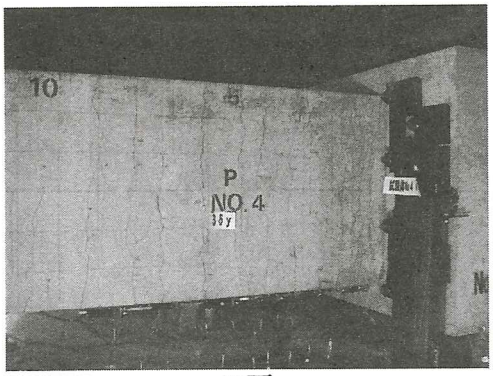


P面

(b)2δy 載荷時

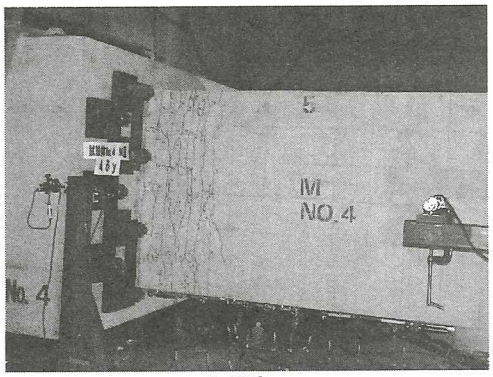


M面

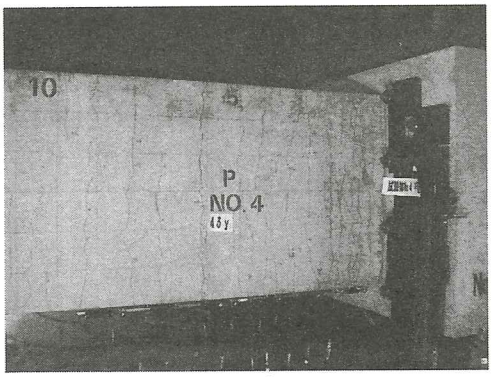


P面

(c)3δy 載荷時



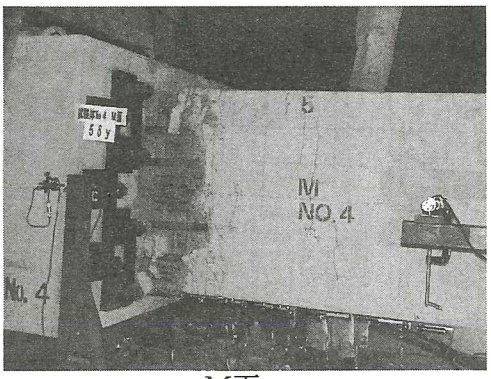
M面



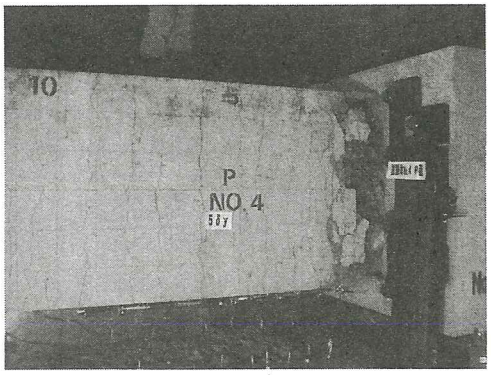
P面

(d)4δy 載荷時

写真-5.2.9(1)　No.4 供試体における損傷進展状況

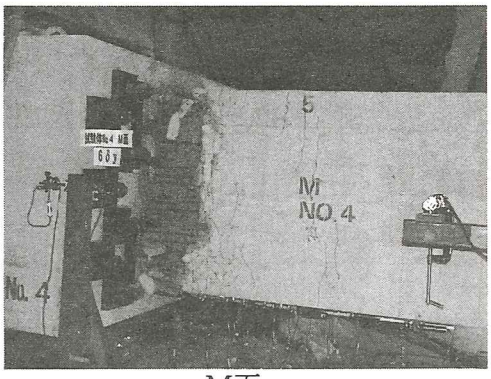


M面

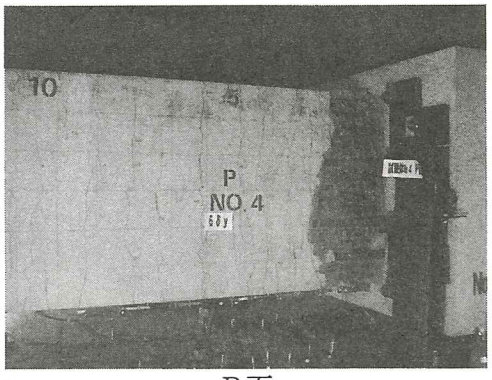


P面

(e)5δy載荷時

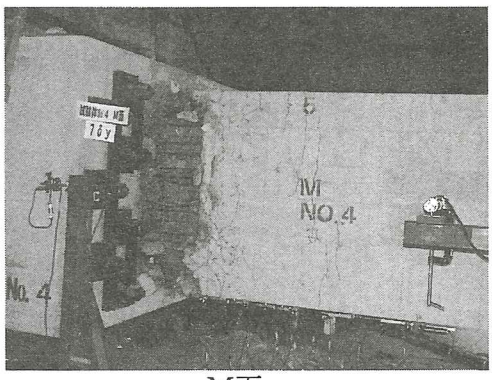


M面

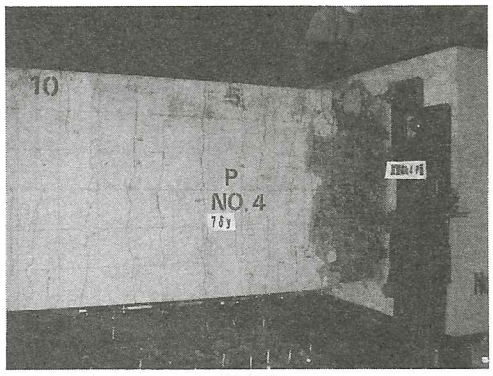


P面

(f)6δy載荷時

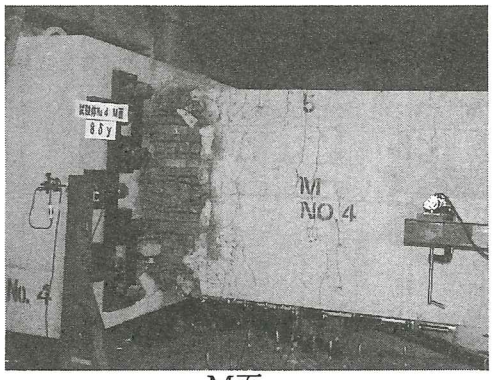


M面

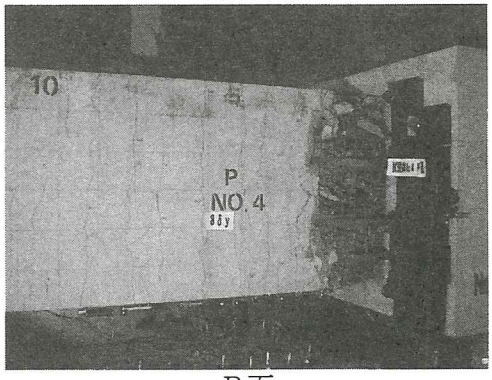


P面

(g)7δy載荷時



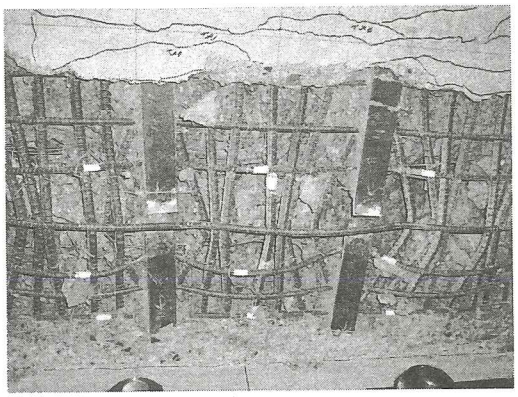
M面



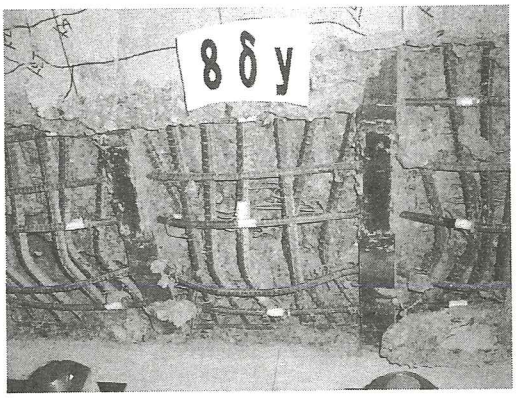
P面

(h)8δy載荷時

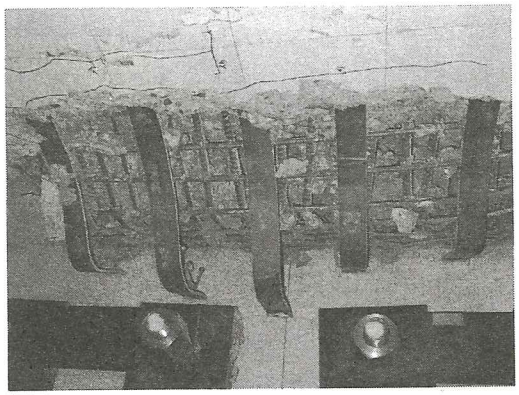
写真-5.2.9(2)　No.4供試体における損傷進展状況



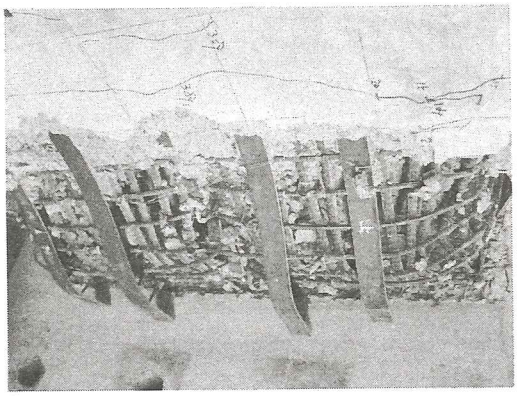
(a)No. 1 供試体



(b)No. 2 供試体



(c)No. 3 供試体

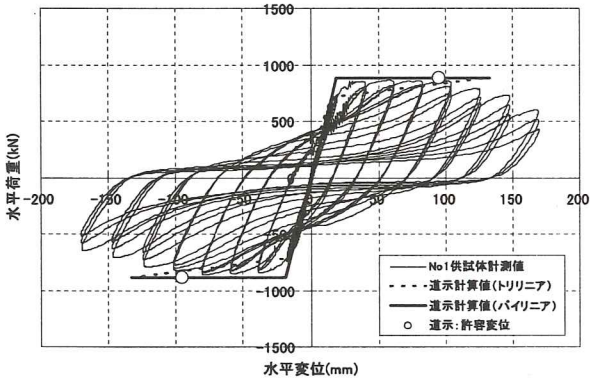


(d)No. 4 供試体

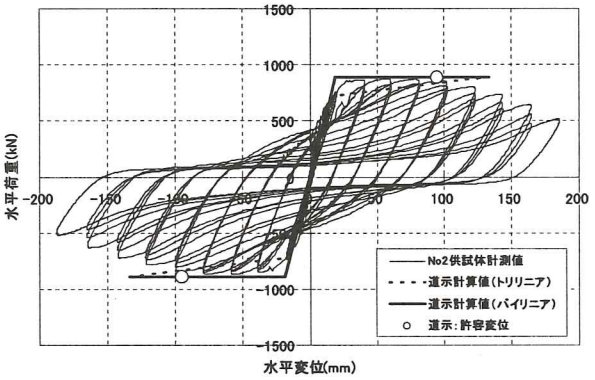
写真-5. 2. 10　各供試体における基部の最終損傷状態

(6) 変形性能

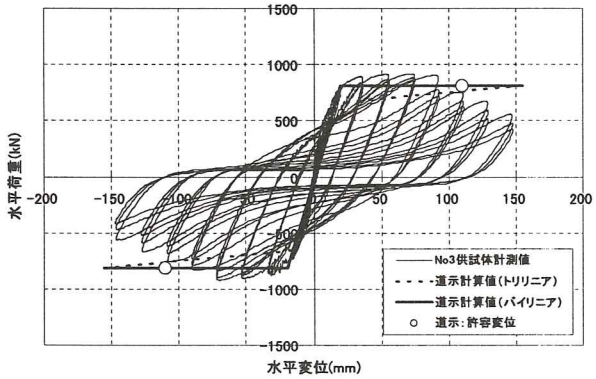
次に、各供試体の変形性能に着目する。**図-5.2.17** は、今回実施した各供試体と基準供試体の水平変位—水平荷重の履歴を示したものである。図には、使用材料の実強度を用い、道路橋示方書の方法により算定した水平変位—水平荷重関係、およびレベル２タイプⅡ地震動に対する重要度の高い橋の許容塑性率に基づく許容変位点を併記している。また、**図-5.2.18** は各載荷ステップの水平変位—水平荷重の包絡線を、載荷サイクル毎にそれぞれの基準供試体と比較して示したものである。



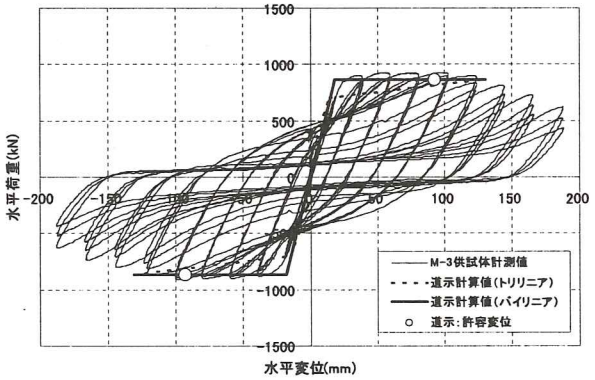
(a) No. 1 供試体



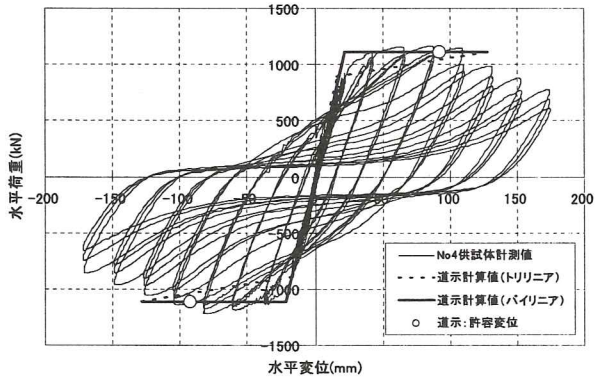
(b) No. 2 供試体



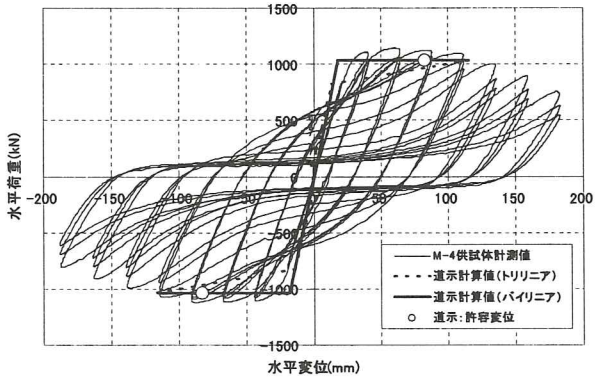
(c) No. 3 供試体



(d) M-3 供試体

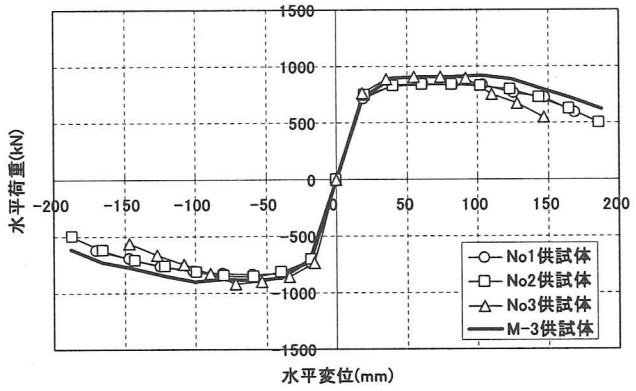


(e) No. 4 供試体

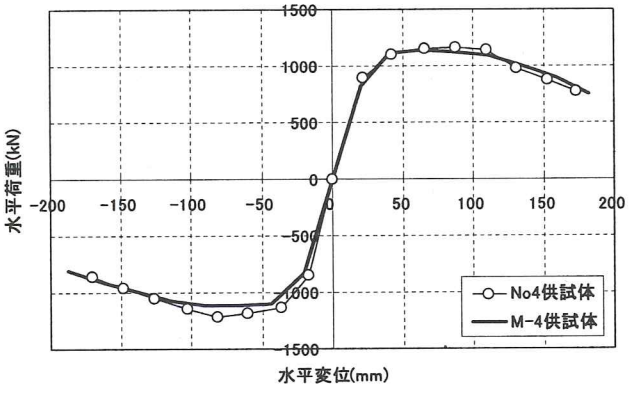


(f) M-4 供試体

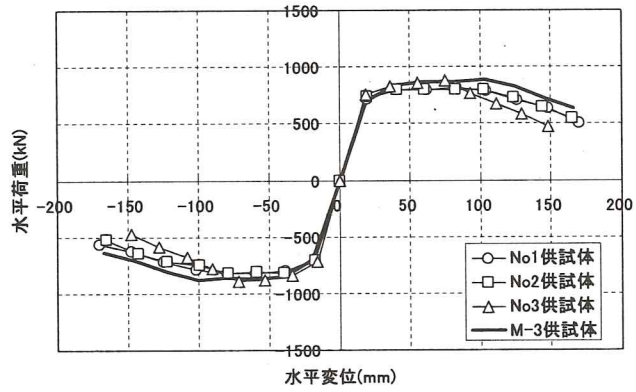
図-5.2.17　水平荷重－水平変位関係の履歴



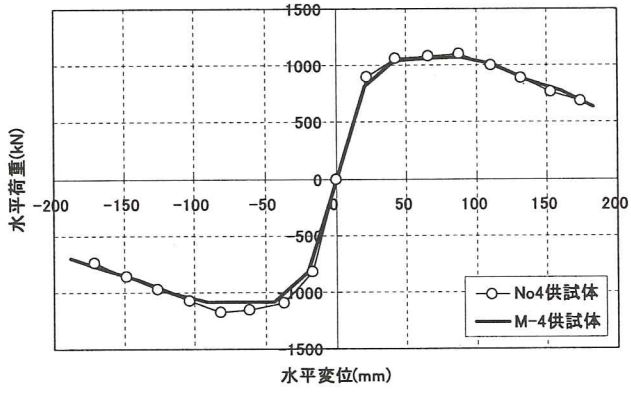
(a) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 1 サイクル)



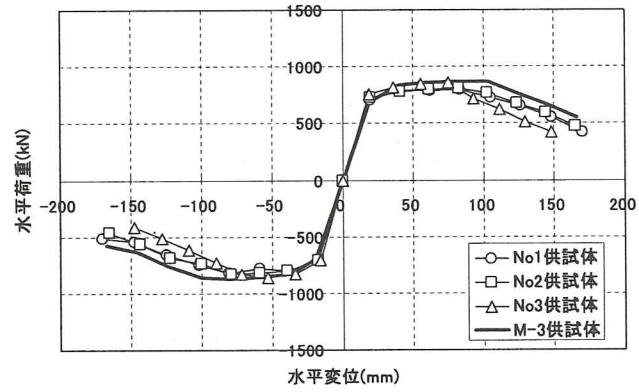
(b)No. 4 供試体、M-4 供試体(第 1 サイクル)



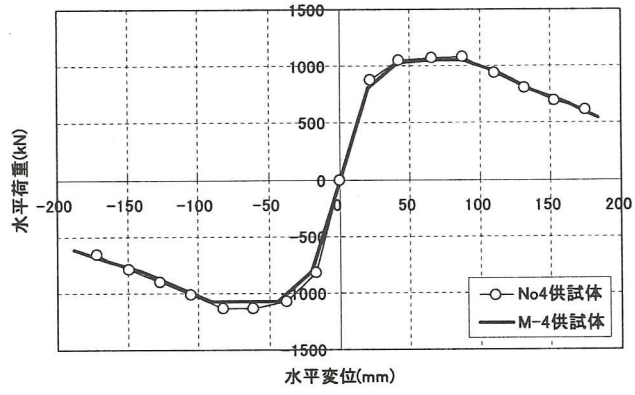
(c) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 2 サイクル)



(d)No. 4 供試体、M-4 供試体(第 2 サイクル)



(e) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 3 サイクル)



(f)No. 4 供試体、M-4 供試体(第 3 サイクル)

図-5. 2. 18　各供試体における水平変位－水平荷重関係の包絡線の比較

これらより、No. 1 および No. 2 供試体は、基準供試体である M-3 供試体に対し、耐力は若干劣るものの、変形性能は概ね同じであることがわかる。また、No. 1 供試体と No. 2 供試体では前述したように座屈抑制エレメントの鋼板と接合が異なり、損傷状況にも相応の相違が観察されたが、変形性能に関しては、顕著な相違は認められない。

一方 No. 3 供試体は、5δy の第 1 サイクルまでは基準供試体と概ね同じ変形性能を有しているが、その後の耐力低下は M-3 供試体よりも顕著となっている。耐力低下が始まる時点は、エレメント定着体の引抜けが

始まる時点と一致しているため、この現象は定着長不足が要因であると考えられる。

また No.4 供試体は、基準供試体と概ね同じ変形性能を有している。これは、最も大きくはらみ出す帯鉄筋の中央部を中間帯鉄筋が拘束しており、両側に設置したエレメント定着体の引抜けが生じにくくなっているためと考えられる。但し、耐力の低下はNo.3供試体同様、定着体の引抜けと対応している。なおこの中間帯鉄筋の効果は、貫通の如何を問わず、十分な長さの定着体を設置すれば期待できると考える。

総じて、座屈抑制エレメントは、定着体の破断や引き抜けが生じない範囲では、十分な主鉄筋座屈抑制効果があり、基準供試体と同等の変形性能を有することが確認できた。

(7) エネルギー吸収性能

次に、各供試体のエネルギー吸収性能に着目する。ここでは、その指標として、**図-5.2.19** に示すように水平変位－水平載荷荷重の履歴曲線が囲む面積より算定する履歴吸収エネルギーΔWと、**図-5.2.20** に示すように、供試体内部に蓄えられる弾性エネルギーに対する履歴吸収エネルギーの比を示し、式(5.2.6)で定義される等価粘性減衰定数h_{eq}に着目した。この等価粘性減衰定数は、供試体が有する耐力の個体差の影響を排除し、エネルギー吸収性能を一律に比較するものである。

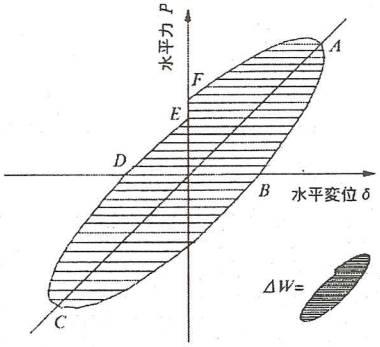


図-5.2.19 履歴吸収エネルギーの算定方法

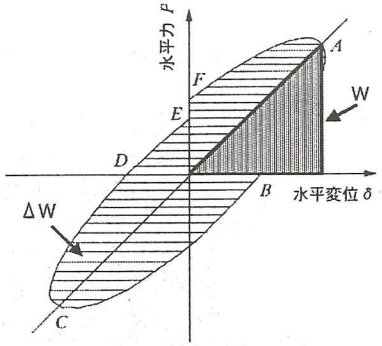
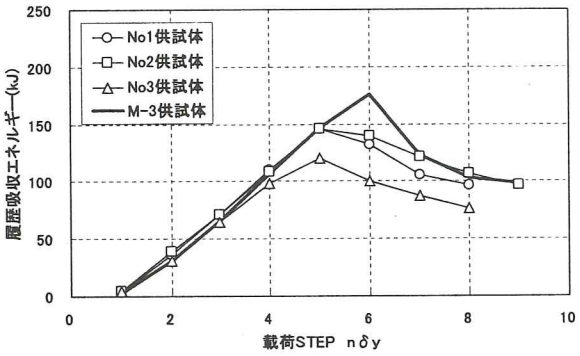


図-5.2.20 等価粘性減衰定数の算定方法

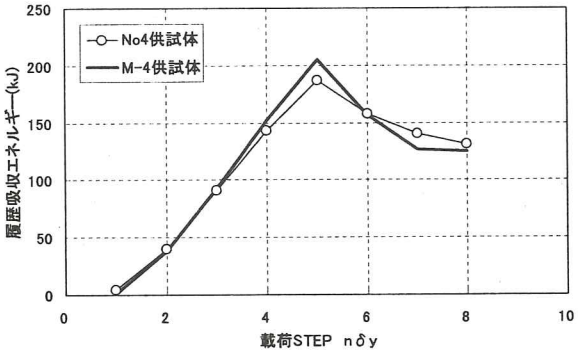
$$h_{eq}=\frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W} \qquad (5.2.6)$$

ここに、h_{eq}：等価粘性減衰定数
ΔW：履歴吸収エネルギー(kJ)
W ：供試体内部に蓄えられる弾性エネルギーの最大値(kJ)

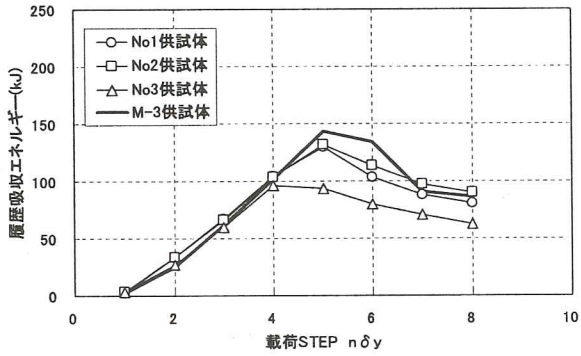
図-5.2.21 は、各供試体の履歴吸収エネルギーを載荷サイクル毎にそれぞれの基準供試体と比較して示したものである。また**図-5.2.22** は、各供試体の履歴吸収エネルギーの累積値を、同じく基準供試体と比較して示したものである。これらより、No.1供試体、No.2供試体およびNo.4供試体では、5δyの第1サイク



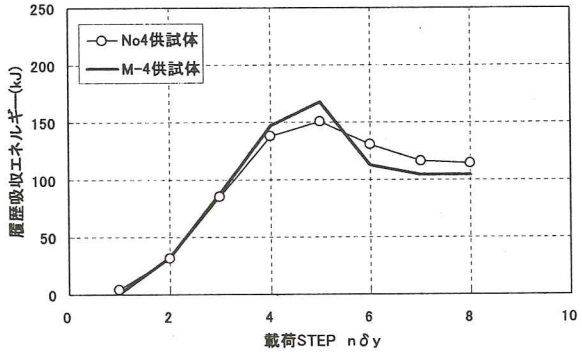
(a) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 1 サイクル)



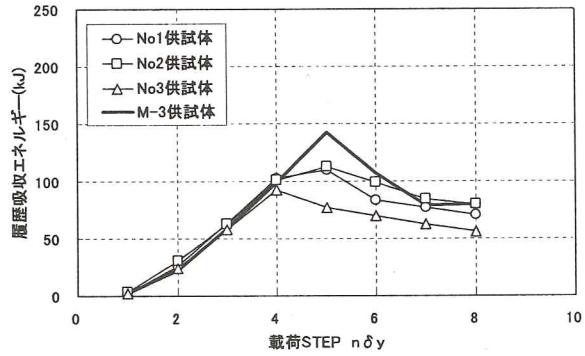
(b) No. 4 供試体、M-4 供試体(第 1 サイクル)



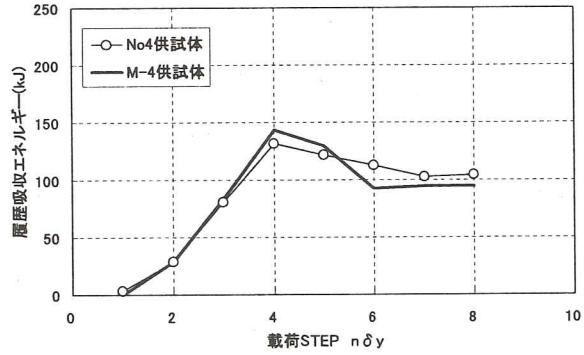
(c) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 2 サイクル)



(d) No. 4 供試体、M-4 供試体(第 2 サイクル)

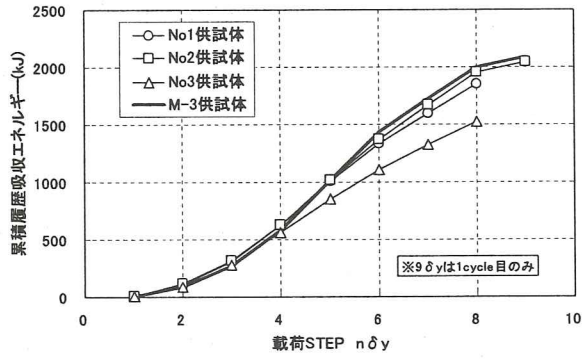


(e) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 3 サイクル)

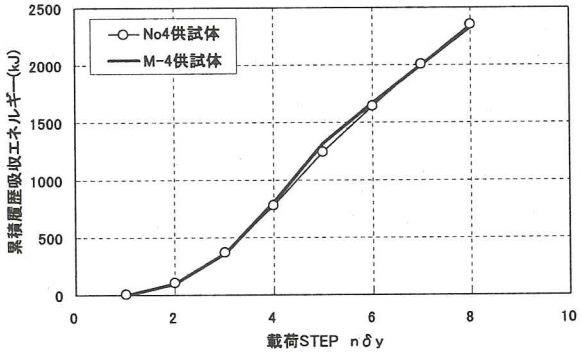


(f) No. 4 供試体、M-4 供試体(第 3 サイクル)

図-5. 2. 21　各供試体における履歴吸収エネルギーの比較

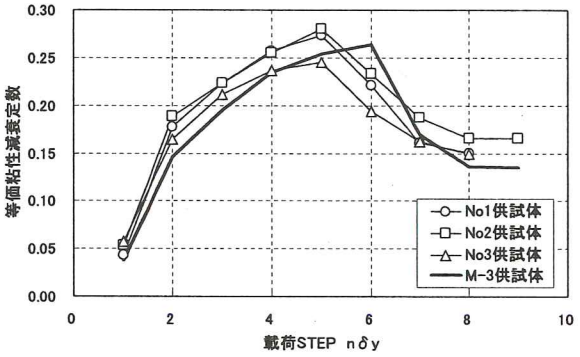


(a) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体

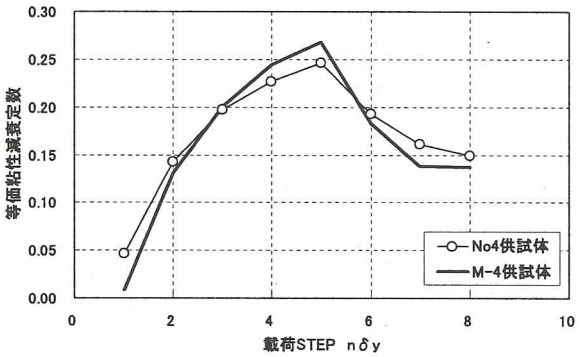


(b) No. 4 供試体、M-4 供試体

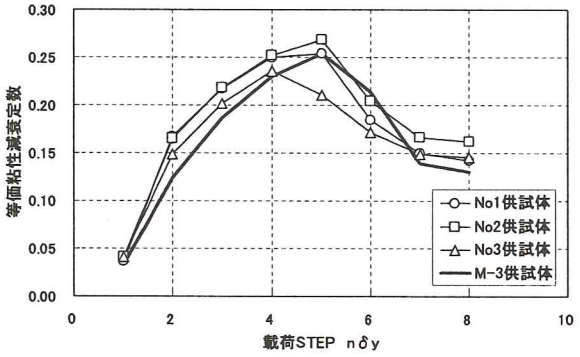
図-5. 2. 22　各供試体における累積履歴吸収エネルギーの比較



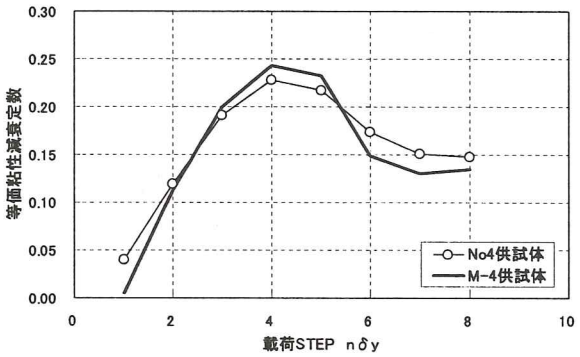
(a) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 1 サイクル)



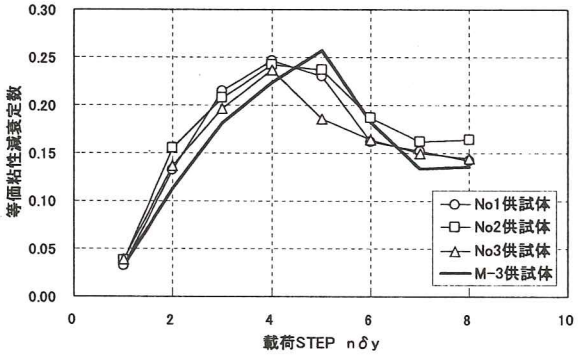
(b) No. 4 供試体、M-4 供試体(第 1 サイクル)



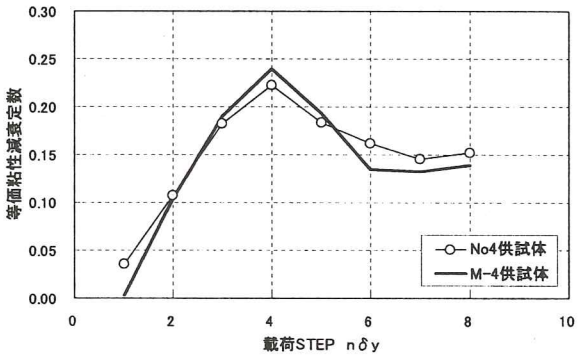
(c) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 2 サイクル)



(d) No. 4 供試体、M-4 供試体(第 2 サイクル)



(e) No. 1～No. 3 供試体、M-3 供試体(第 3 サイクル)



(f) No. 4 供試体、M-4 供試体(第 3 サイクル)

図-5. 2. 23　各供試体における等価粘性減衰定数の比較

ル載荷時に履歴吸収エネルギーの値が最大となっていることがわかる。一方 No. 3 供試体では、最大値は 4δy の第 1 サイクル載荷時に発生している。さらに M-3 供試体では 6δy の第 1 サイクル載荷時、M-4 供試体では 5δy の第 1 サイクル載荷時で値が最大となっている。これらは、損傷進展観察時に認められた被りコンクリートの浮き上がりなど、供試体基部に大きな損傷が発生したタイミングと概ね一致している。

また、No. 1 および No. 2 供試体の履歴吸収エネルギーは、5δy の第 2 サイクル載荷時までは概ね M-3 供試体と概ね同じであるが、第 3 サイクル以降は小さくなり、エネルギー吸収性能の低下が認められる。しかしながら、履歴吸収エネルギーの累積値で評価すると、5δy 載荷時以降においてもその相違はあまり大きくなものとはなっていない。さらに、No. 1 供試体と No. 2 供試体の履歴吸収エネルギーを比較すると、5δy の第 3 サイクルまでは概ね同じ値を示しているが、それ以降は No. 2 供試体の方が大きな値となっている。これは、

前述した座屈抑制エレメントの鋼板連結に応じた損傷進展状況の相違と対応しているものと考えられる。

一方、No.3供試体は、5δy載荷時以降はエネルギー吸収性能の低下が顕著であり、累積値で評価しても、他の供試体と比較して有意な低下が確認できる。これは、座屈抑制エレメントの定着体が早期に引き抜けたことと対応していると考えられる。

さらにNo.4供試体の履歴吸収エネルギーは、4δyの第2サイクル載荷時までは概ねM-4供試体と概ね同じであり、第3サイクル以降は小さくなるが、累積値で評価すると、その相違は非常に小さいことがわかる。

次に、等価粘性減衰定数に着目する。**図-5.2.23** は、各供試体の等価粘性減衰定数を載荷サイクル毎にそれぞれの基準供試体と比較して示したものである。これらより、No.1およびNo.2供試体の等価粘性減衰定数は、5δyの第2サイクル載荷時までは同じ載荷ステップで比較してもM-3供試体よりも大きな値を示しており、特に5δyの第2サイクル載荷時の値は、M-3供試体の値が最大となる6δyの第1サイクル載荷時よりも大きくなっていることがわかる。また、5δyの第3サイクル載荷時より6δyの第2サイクルまでは、同じ載荷ステップではM-3供試体の方が大きな値を示しているが、それ以降では、特にNo.2供試体の値がM-3供試体のものよりも大きくなっている。したがって、個体差による影響を排除すると、No.1供試体およびNo.2供試体のエネルギー吸収性能は、基準供試体と概ね同等であると考えられる。

さらに、No.1供試体とNo.2供試体の等価粘性減衰定数を比較すると、4δyの第3サイクルまでは概ね同じ値を示しているが、それ以降は、座屈抑制エレメントの鋼板連結に応じた損傷進展状況の相違と対応してNo.2供試体の方が大きな値となっている。

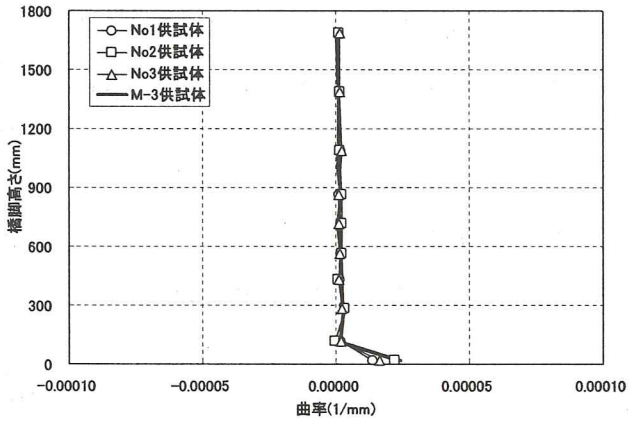
一方、No.3供試体の等価粘性減衰定数は、4δy載荷時まではM-3供試体と同等以上であるが、5δy載荷時以降はより小さな値を示している。これは、座屈抑制エレメントの定着体が早期に引き抜けたことと対応しており、No.3供試体は、個体差による影響を排除しても、エネルギー吸収性能が基準供試体やNo.1およびNo.2供試体よりも小さいものと考えられる。

さらにNo.4供試体の等価粘性減衰定数は、3δy載荷時まではM-4供試体と同等以上であるが、4δy載荷時以降はより小さな値となっている。しかしながら、6δy 載荷時以降は、再び同等以上の値を示しており、全体的に見ると載荷ステップの進展に伴う値の推移は、M-4供試体と概ね同等となっている。

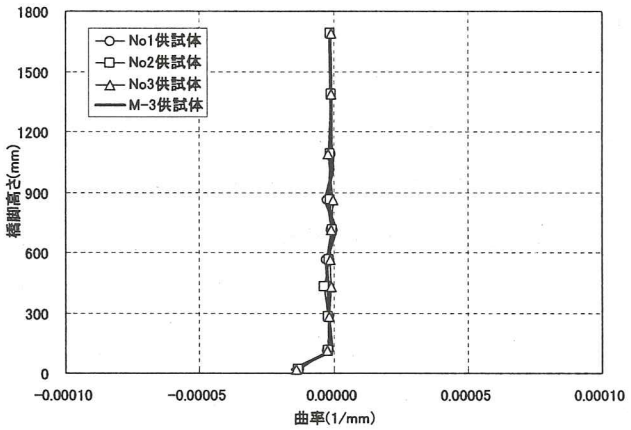
以上より、No.1供試体、No.2供試体、およびNo.4供試体のエネルギー吸収性能は、損傷進展状況に相応した相違はあるものの、エネルギー吸収については基準供試体と同等もしくはそれ以上で十分な性能を有しているものと考えられる。これに対して、No.3供試体は、座屈抑制エレメントの引き抜けが早期に生じたことと対応して、エネルギー吸収性能も基準供試体と比較して劣っているものと考えられる。

(8)曲率分布

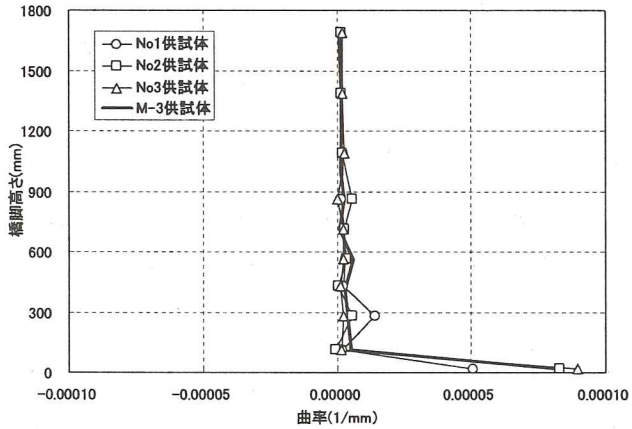
次に、今回計測した各データのうち曲率の分布に着目する。**図-5.2.24** および**図-5.2.25** は、各供試体における6δy載荷時までの第1サイクルにおける曲率分布を、基準供試体のものと併せて示したものである。なお、ここで示したデータのうち最も橋脚基部側のものは、固定点と見なしうるフーチング上面を基準点として式(5.2.5)にて求めたものであり、軸方向鉄筋の抜け出しに伴う橋脚の回転を示している。これらより、各供試体の曲率は、基準供試体と同様、載荷ステップの進捗に伴い基部より上方に進展していくことがわかる。



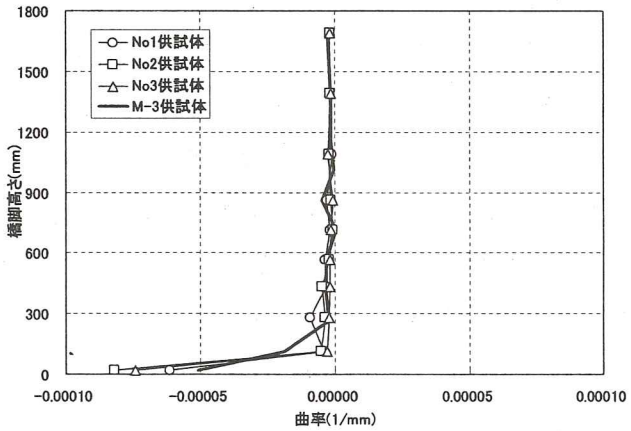
(a) 1δy（正側載荷）



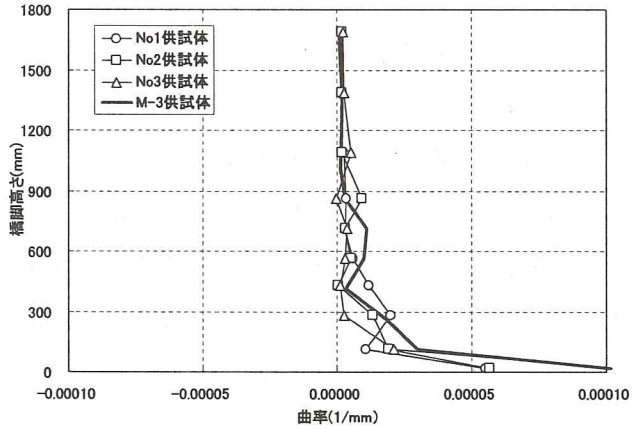
(b) 1δy（負側載荷）



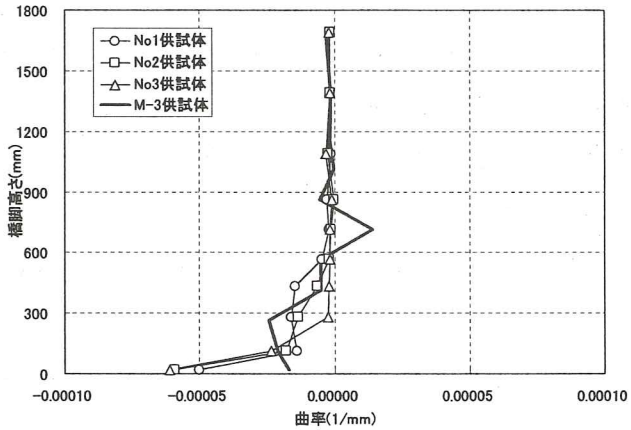
(c) 2δy（正側載荷）



(d) 2δy（負側載荷）

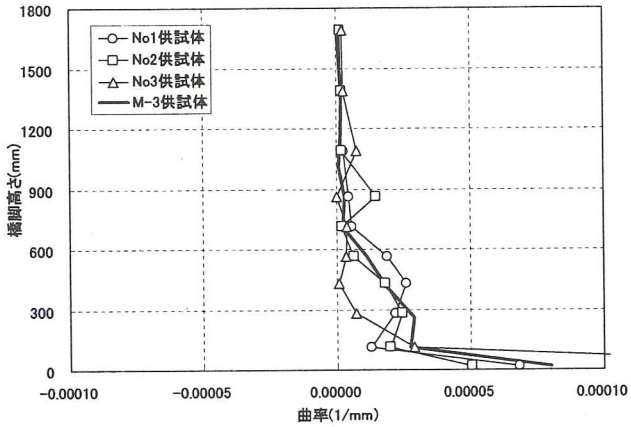


(e) 3δy（正側載荷）

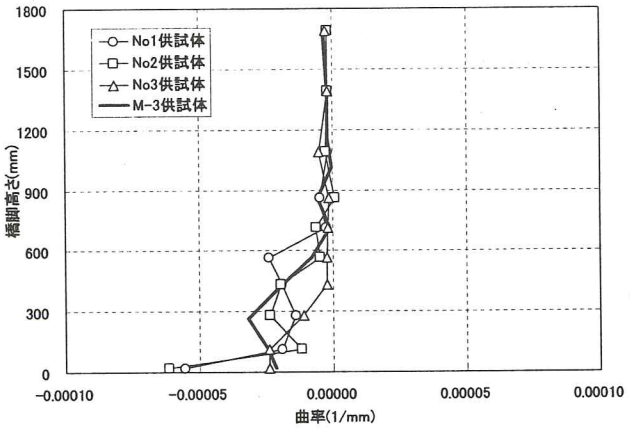


(f) 3δy（負側載荷）

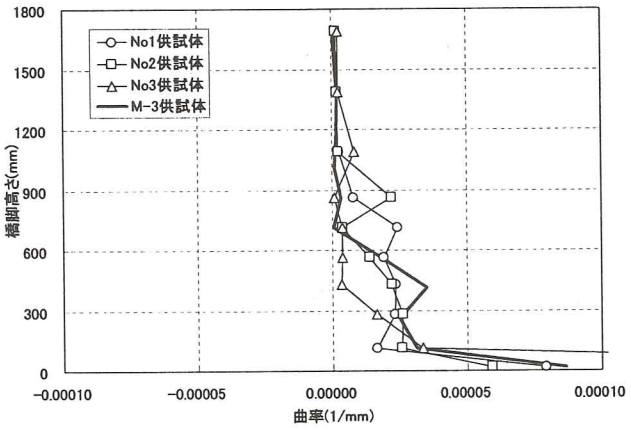
図-5.2.24(1) 各供試体における曲率の進展（No.1～No.3供試体：第1サイクル）



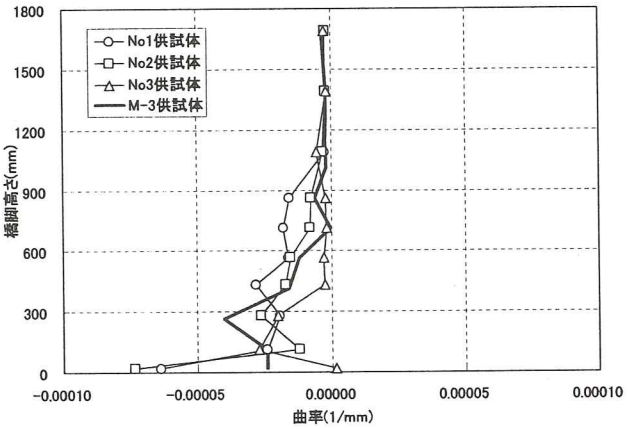
(g) 4δy（正側載荷）



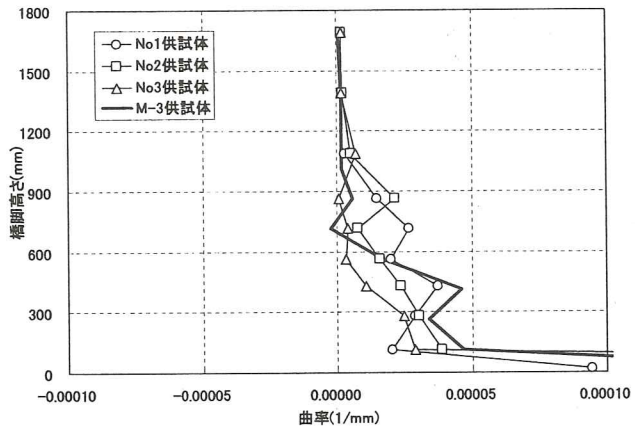
(h) 4δy（負側載荷）



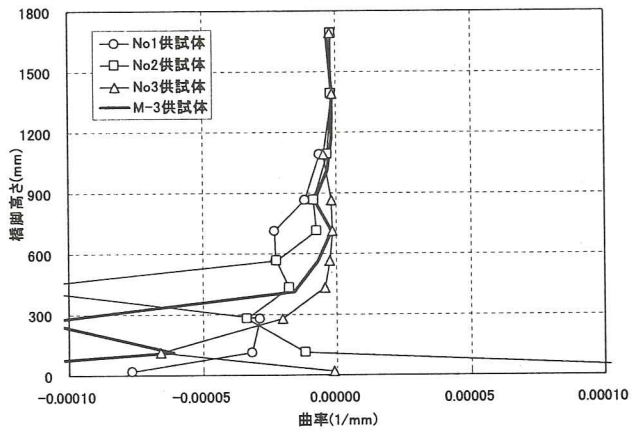
(i) 5δy（正側載荷）



(j) 5δy（負側載荷）

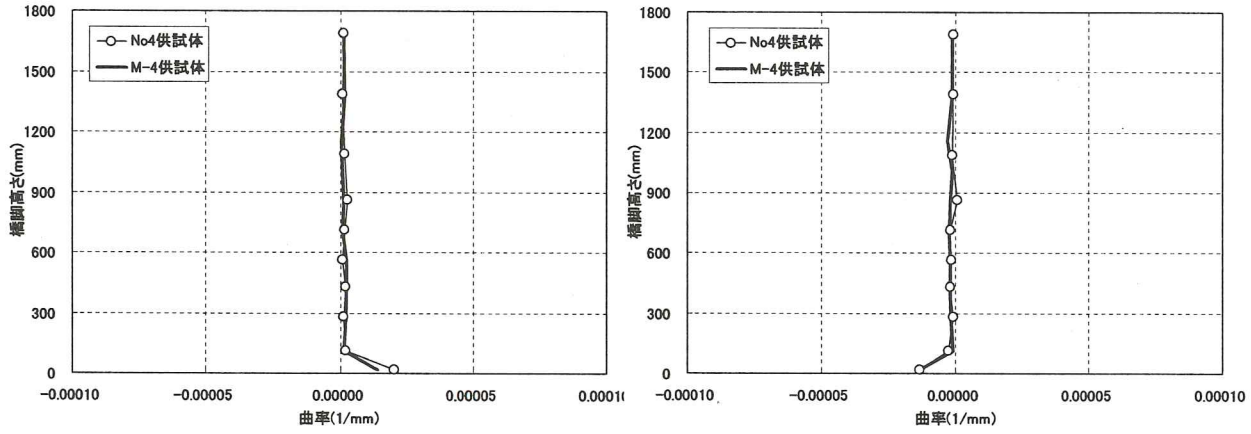


(k) 6δy（正側載荷）

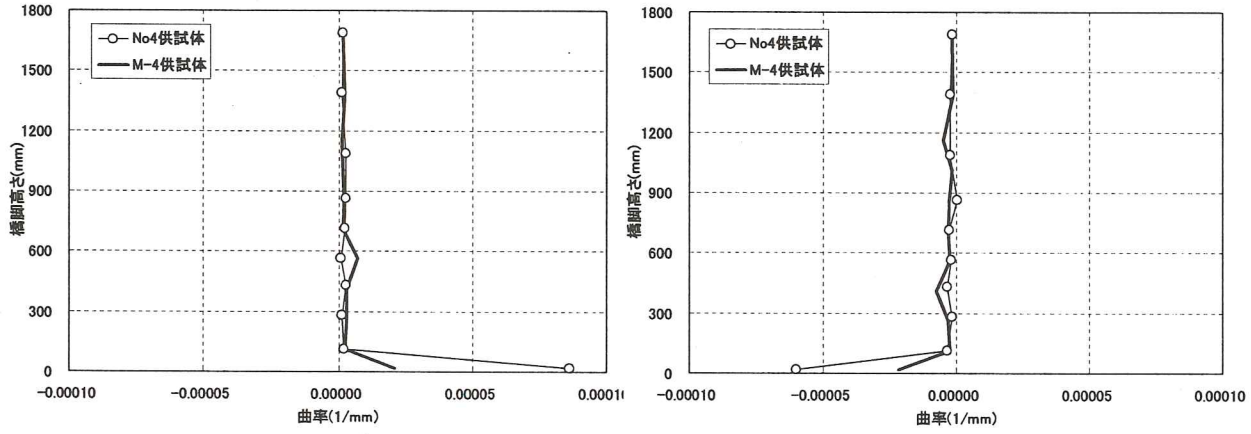


(l) 6δy（負側載荷）

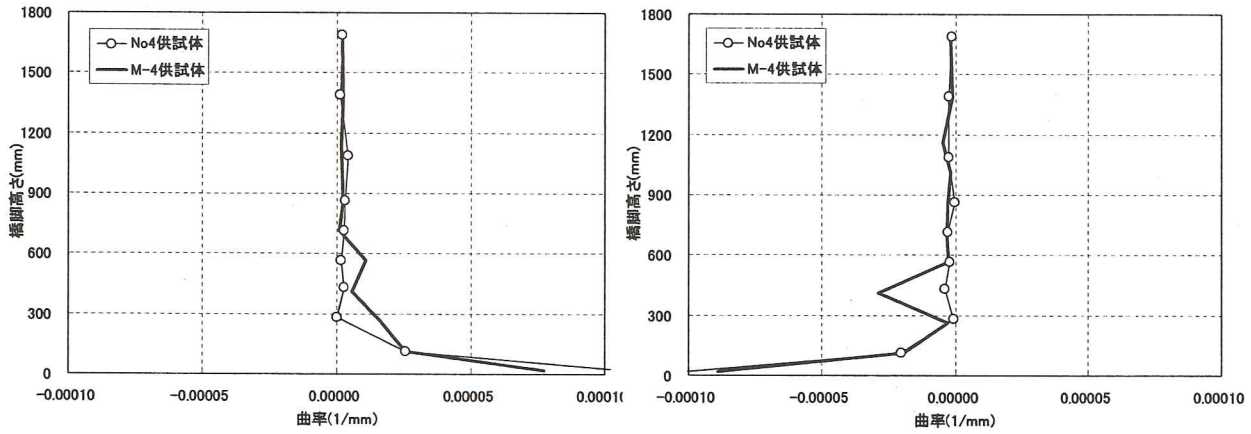
図-5.2.24(2)　各供試体における曲率の進展（No.1～No.3供試体：第1サイクル）



(a) 1δy（正側載荷）　　(b) 1δy（負側載荷）

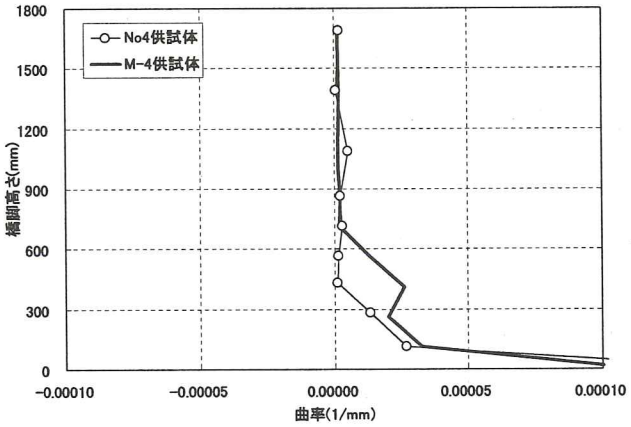


(c) 2δy（正側載荷）　　(d) 2δy（負側載荷）

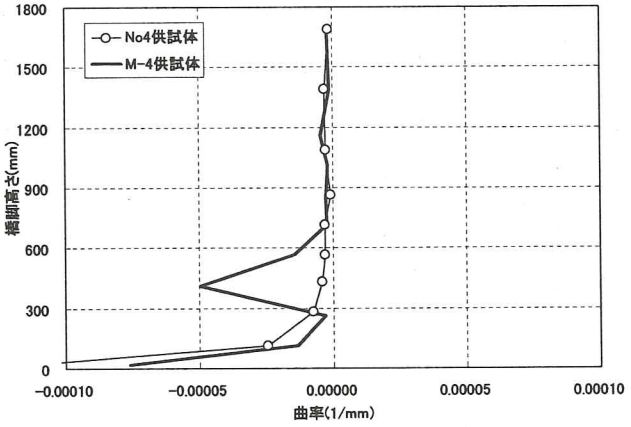


(e) 3δy（正側載荷）　　(f) 3δy（負側載荷）

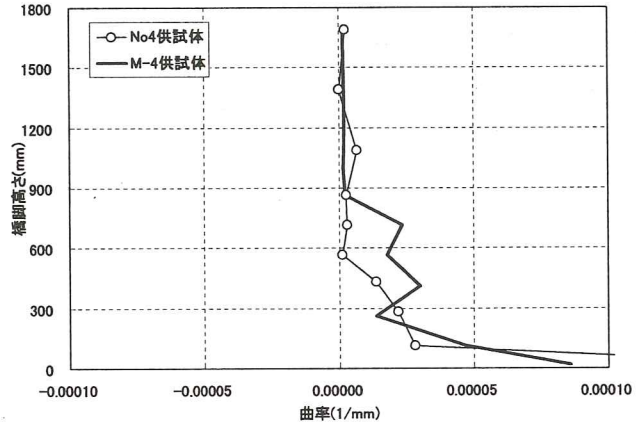
図-5.2.25(1)　各供試体における曲率の進展（No.4供試体：第1サイクル）



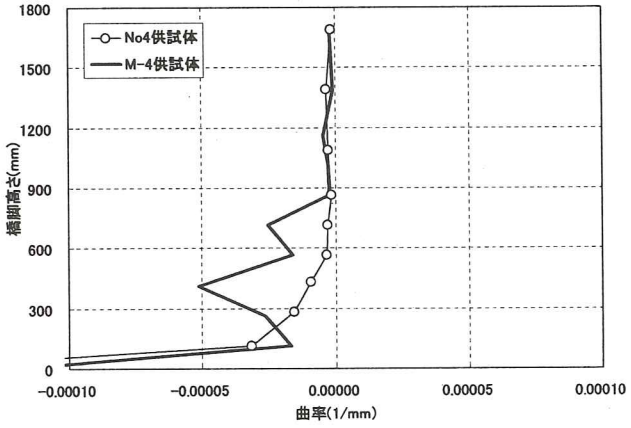
(g) 4δy（正側載荷）



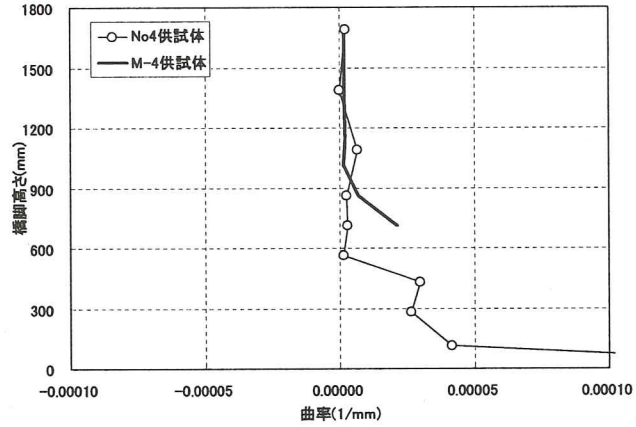
(h) 4δy（負側載荷）



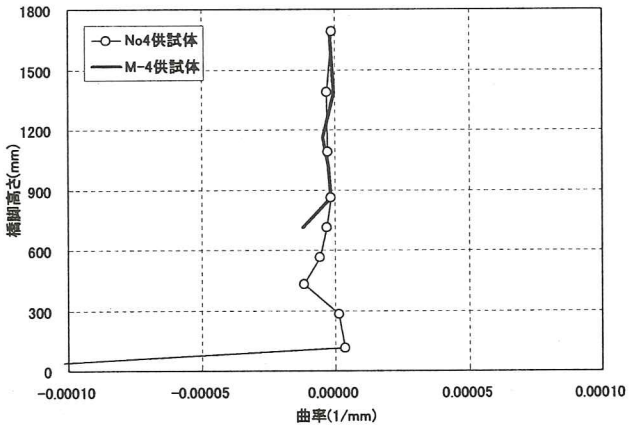
(i) 5δy（正側載荷）



(j) 5δy（負側載荷）



(k) 6δy（正側載荷）



(l) 6δy（負側載荷）

図-5.2.25(2)　各供試体における曲率の進展（No.4供試体：第1サイクル）

一方、分布形状を基準供試体と比較すると、No.1 および No.2 供試体の曲率は、基準供試体である M-3 供試体と概ね同じ分布となっており、大きな相違は認められない。但し、顕著な損傷が発生した載荷ステップである５δｙ載荷時までに大きな曲率が発生している位置は、M-3 供試体が基部から 700mm 程度以下であるのに対し、No.1 および No.2 供試体では 1050mm 程度以下と基準供試体よりも大きくなっている。また、No.1 供試体の基部から 275mm、575mm、875mm の位置、No.2 供試体の基部から 875mm の位置では、載荷ステップによっては曲率が局所的に大きくなっている場合もある。これは、座屈抑制エレメントに用いている鋼板の不連続部と対応している。

これに対して No. 3 および No. 4 供試体は、基準供試体である M-3、M-4 供試体と比較して曲率の発生する位置がより基部に集中し、鉄筋の抜け出しが卓越するとともに、塑性ヒンジ長が短くなる傾向にあることがわかる。上記と同様、顕著な損傷が発生した載荷ステップである５δｙ載荷時までに大きな曲率が発生している位置に着目すると、M-3 供試体が基部から 700㎜程度以下、M-4 供試体が 900㎜程度以下であるのに対し、No. 3 供試体では 400㎜程度以下、No. 4 供試体では 600㎜程度以下と基準供試体よりも小さくなっている。この傾向は、座屈抑制エレメントを構成している鋼板に起因するものであり、座屈抑制エレメントを多列設置すると、鋼板がフーチングに定着をとらない補強鋼板のように寄与するものと考えられる。なお、No. 3 供試体および No. 4 供試体における座屈抑制エレメント鋼板の不連続部は基部から 1163㎜に位置しているが、この箇所でも、No. 1 供試体や No. 2 供試体よりも顕著ではないものの、載荷ステップによっては曲率が若干に大きくなっている場合がある。

(9)軸方向鉄筋ひずみ

次に、軸方向鉄筋のひずみ分布に着目する。**図-5. 2. 26～33** は、各供試体における正側載荷時および負側載荷時の第１サイクルにおける引張側の軸方向鉄筋ひずみ分布を示したものである。図のうち座屈抑制エレメントを設置した No. 1～No. 4 供試体に関するものについては、エレメントを構成している鋼板が不連続となっている高さを併せて示している。また、図では、載荷途上においてひずみゲージが断線したと考えられる場合や計測上の上限値に至った以降の値は示していない。

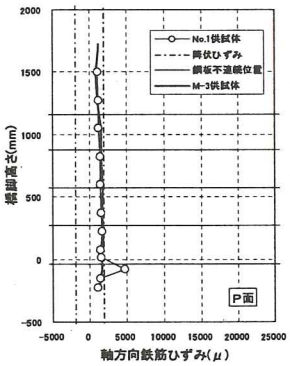
これらのうち、まず、基準供試体である M-3 供試体および M-4 供試体に着目する。これらの軸方向鉄筋ひずみ進展状況は、文献[2)] に記されているように、１δｙでは、基部近傍でピークを示し、上方の断面になるにつれひずみが徐々に減少するような形状となっている。また、それ以降の載荷ステップでは、載荷変位の進展とともに、特に法則性が認められない大きな値が局所的に得られているものの、全体としては曲率の進展と同様、塑性ひずみの生じる断面の領域が基部から徐々に上方に広がっていく傾向にある。また、顕著な損傷が発生した載荷ステップである５δｙ載荷時までに大きな塑性ひずみが発生している領域は、それぞれ基部から 600㎜まで（M-3 供試体－Ｐ面、M面：M-4 供試体－M面）、825㎜まで（M-4 供試体－Ｐ面）となっている。

これに対して座屈抑制エレメントを設置した供試体においても、１δｙでのひずみ分布や、載荷の進展とともにひずみ分布が徐々に上方に広がっていく傾向は基準供試体と同じである。しかしながら、No. 1 供試体のひずみの進展に関しては、例えば、２δｙでは基部近傍と基部から 275㎜近傍、４δｙでは基部近傍と基部から

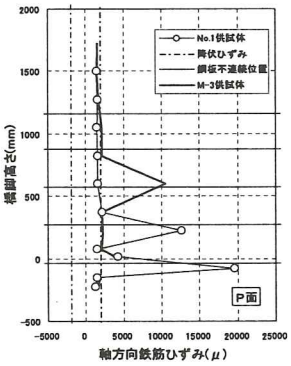
575mm 近傍など、座屈抑制エレメントの鋼板が不連続となっている位置近傍にひずみが集中しつつ進展していく傾向がある。これは、曲率の分布とも対応しており、座屈抑制エレメントの鋼板が連続して設置されている断面区間は、鋼板が主引張鋼材としても寄与するため、不連続となる箇所の断面の降伏耐力が相対的に小さくなるためと考えられる。また、損傷の進展とともにこの局所的な値が発生する領域は統合され、顕著な損傷が発生した載荷ステップである 5δy 載荷時までに大きな塑性ひずみが発生する領域は、基部から 1050mm 以下となっている。これは、曲率分布と同様、基準供試体である M-3 供試体よりも若干広いものとなっている。

また、No.2 供試体については、上記傾向がさらに顕著となり、顕著な損傷が生じる 5δy 以前では、鋼板が不連続となっている位置近傍と対応する基部近傍と基部より 875mm 近傍にひずみが集中して発生している。このピークが 2 箇所に発生する傾向は、顕著な損傷が発生した載荷ステップである 5δy 載荷時においても認められ、基部から 600mm 近傍のひずみは、この時点においても小さな値にとどまっている。さらに No.3 供試体および No.4 供試体でも、鋼板が不連続となっている基部近傍と基部より 1163mm 近傍にひずみの集中箇所が認められ、その傾向は、顕著な損傷が発生した載荷ステップである 5δy 載荷時においても認められる。但し、No.4 供試体では、P 面ではこの傾向が認められるが、M 面では認められない。また、5δy 載荷時までに大きな塑性ひずみが発生する領域は、上記局所的な値を除くと、No.2 供試体、No.3 供試体とも基部から 600mm 以下となっている。なお、No.4 供試体では特に基部近傍に顕著に大きな塑性ひずみは発生していない。

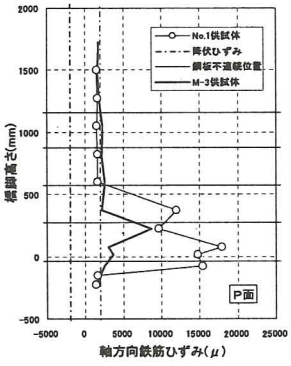
総じて、軸方向鉄筋のひずみ分布は、曲率分布ともある程度対応しており、基部近傍や座屈抑制エレメントの鋼板の不連続部近傍に集中して発生する傾向にある。これは、座屈抑制エレメントを設置する際には、その鋼板を非構造部材として捉えるのではなく、鋼板が断面耐力増加に寄与する影響や適切な分割位置に配慮が必要であることを示しているものと考えられる。



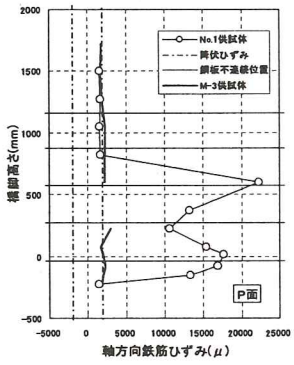
(a)1δy載荷時



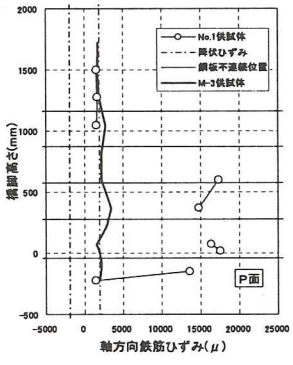
(b)2δy載荷時



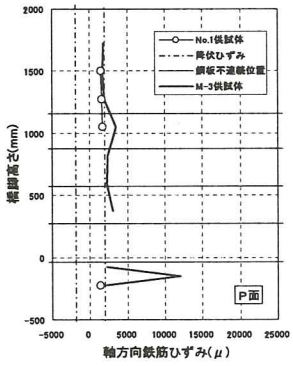
(c)3δy載荷時



(d)4δy載荷時

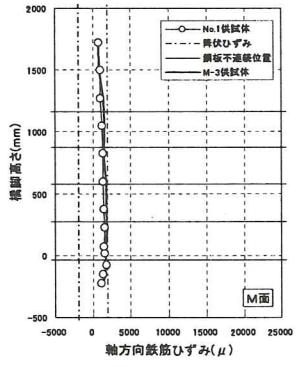


(e)5δy載荷時

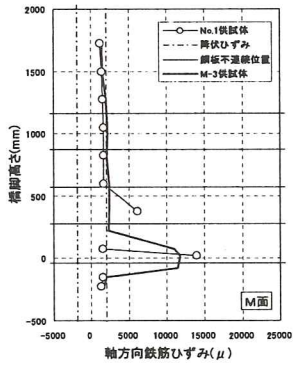


(f)6δy載荷時

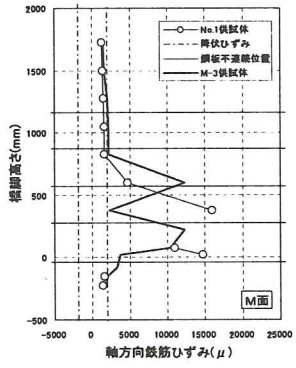
図-5.2.26　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.1供試体：正側載荷)



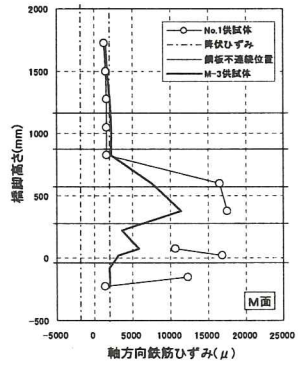
(a)1δy載荷時



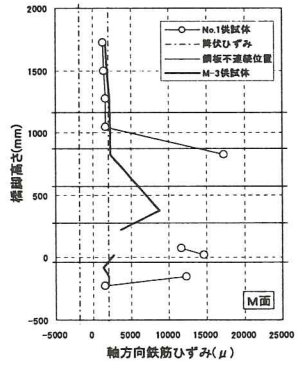
(b)2δy載荷時



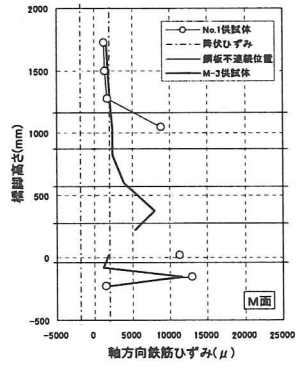
(c)3δy載荷時



(d)4δy載荷時

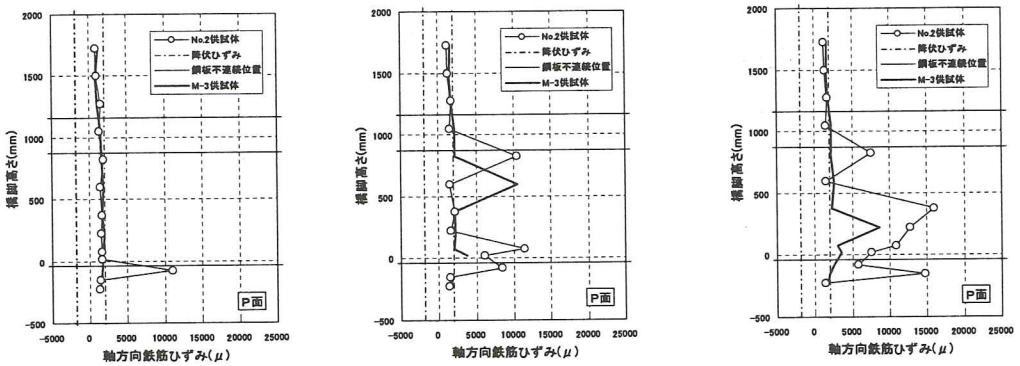


(e)5δy載荷時

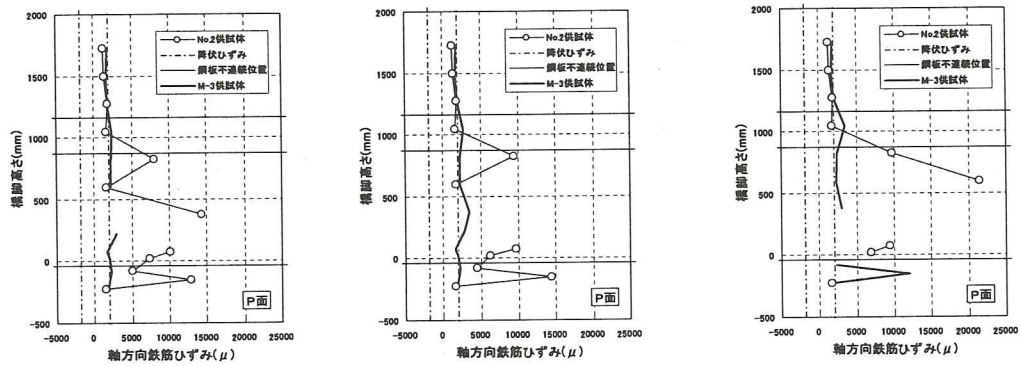


(f)6δy載荷時

図-5.2.27　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.1供試体：負側載荷)

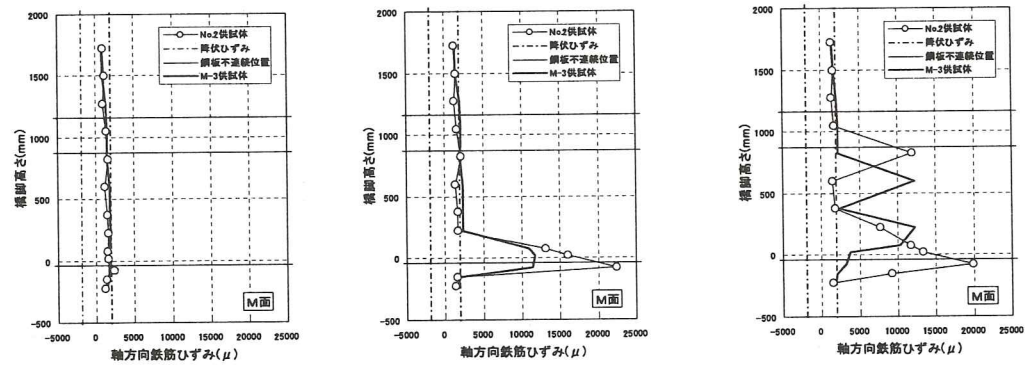


(a)1δy載荷時　(b)2δy載荷時　(c)3δy載荷時

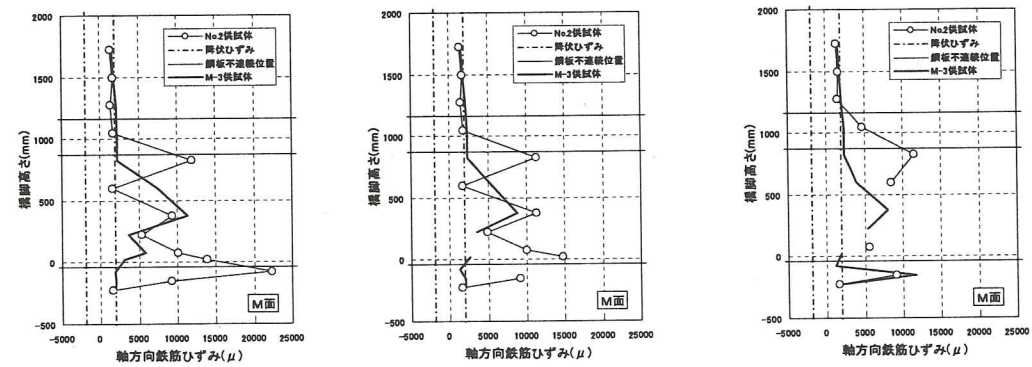


(d)4δy載荷時　(e)5δy載荷時　(f)6δy載荷時

図-5.2.28　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.2供試体：正側載荷)

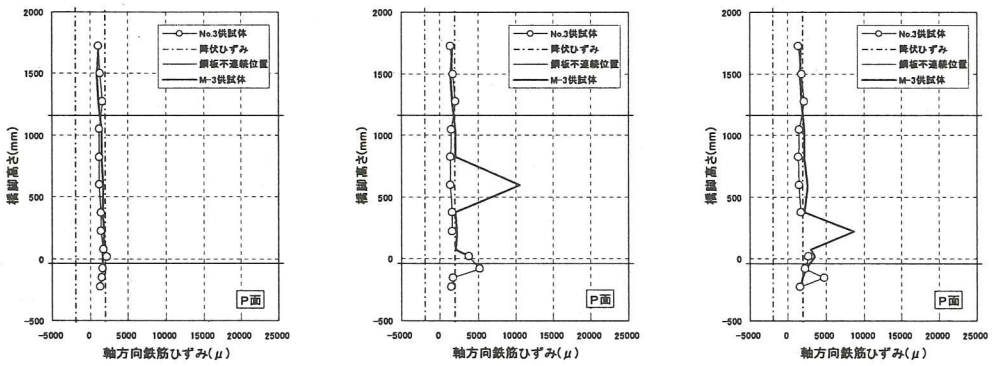


(a)1δy載荷時　(b)2δy載荷時　(c)3δy載荷時

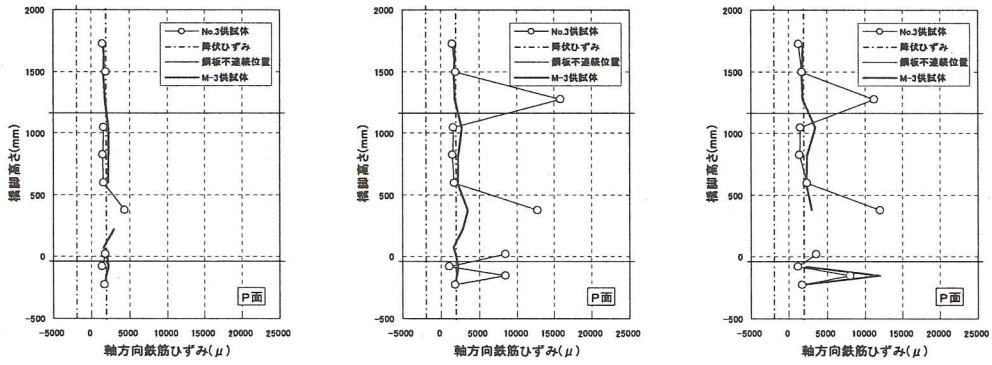


(d)4δy載荷時　(e)5δy載荷時　(f)6δy載荷時

図-5.2.29　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.2供試体：負側載荷)

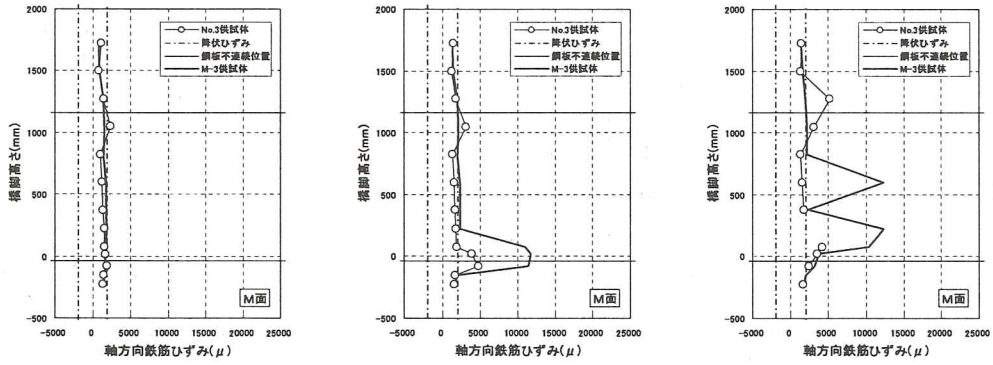


(a)1δy載荷時　(b)2δy載荷時　(c)3δy載荷時

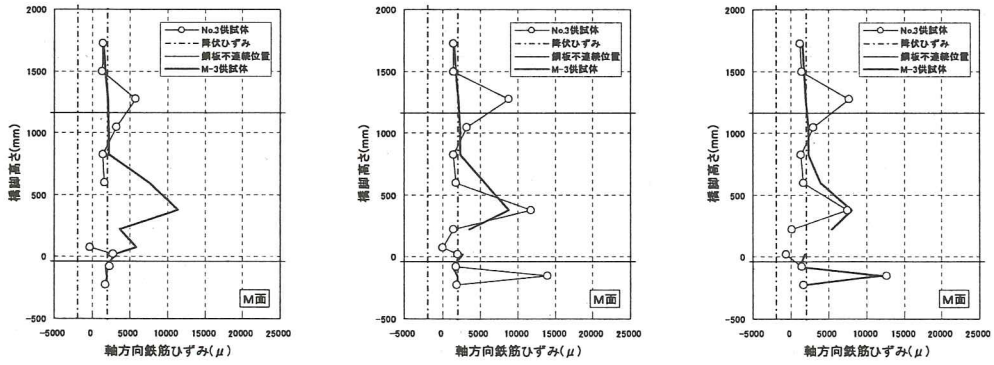


(d)4δy載荷時　(e)5δy載荷時　(f)6δy載荷時

図-5.2.30　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.3供試体：正側載荷)

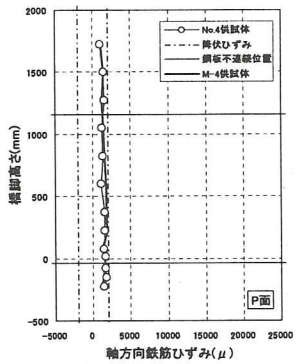


(a)1δy載荷時　(b)2δy載荷時　(c)3δy載荷時

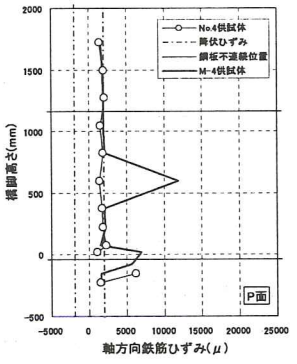


(d)4δy載荷時　(e)5δy載荷時　(f)6δy載荷時

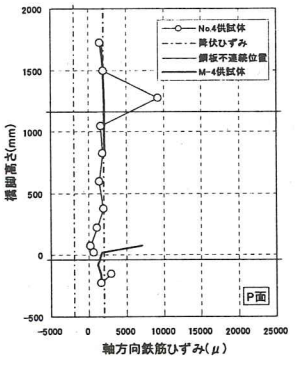
図-5.2.31　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.3供試体：負側載荷)



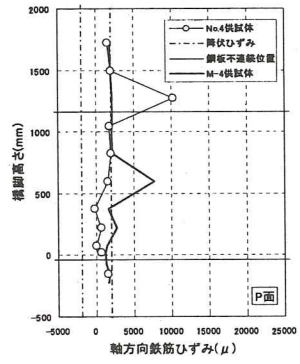
(a)1δy載荷時



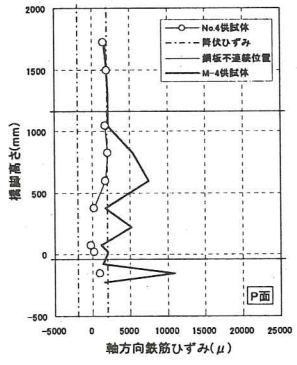
(b)2δy載荷時



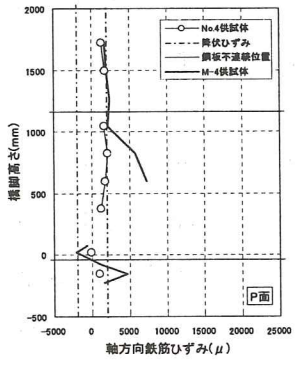
(c)3δy載荷時



(d)4δy載荷時

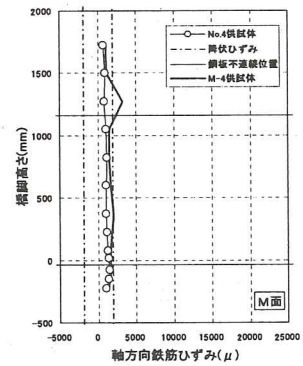


(e)5δy載荷時

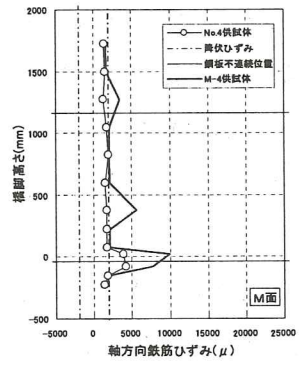


(f)6δy載荷時

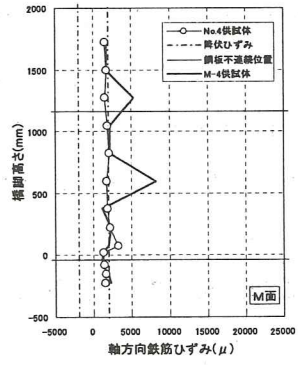
図-5.2.32　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.4供試体：正側載荷)



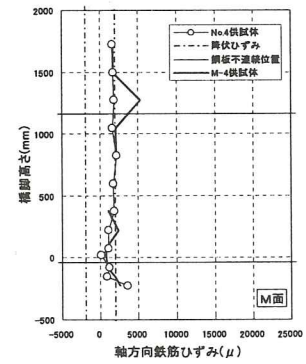
(a)1δy載荷時



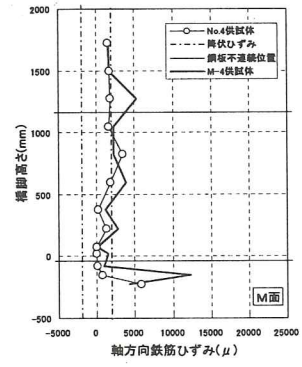
(b)2δy載荷時



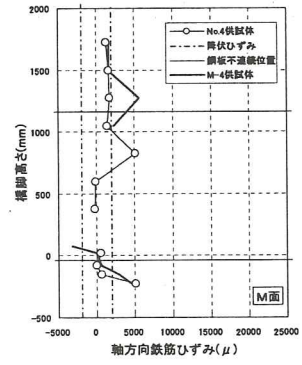
(c)3δy載荷時



(d)4δy載荷時



(e)5δy載荷時



(f)6δy載荷時

図-5.2.33　軸方向鉄筋ひずみの進展(No.4供試体：負側載荷)

(10) 帯鉄筋ひずみ

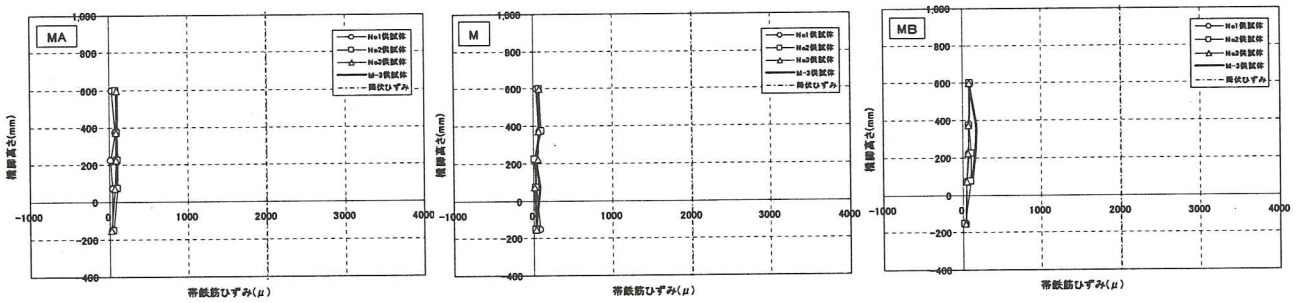
次に、各供試体における圧縮面側とせん断面側の帯鉄筋ひずみ分布に着目する。矩形断面の供試体の場合、圧縮面側の帯鉄筋ひずみは、ポアソン効果による供試体自体の外側への変形と軸方向鉄筋の座屈に対する抵抗に、また、せん断面側の帯鉄筋ひずみは、帯鉄筋の拘束効果とせん断変形に起因して発生する[2)]。

図-5.2.34～5.2.35 は、各供試体の第1サイクルにおける圧縮面側帯鉄筋のひずみ分布を示したものである。図では、載荷途上においてひずみゲージが断線したと考えられる場合や計測上の上限値に至った以降の値は示していない。これらのうち、まず基準供試体であるM-3供試体およびM-4供試体に着目すると、これらの帯鉄筋のひずみは、1δy載荷時は概ね一定の分布であるが、2δy載荷時以降は基部より高さ400mmまでの範囲で値が大きくなり、この領域の値が徐々に進展し、降伏域を超えて顕著な損傷が発生する5δyに至っていることがわかる。また、文献[2)]では、この領域は軸方向鉄筋の座屈長と対応していることが示されている。

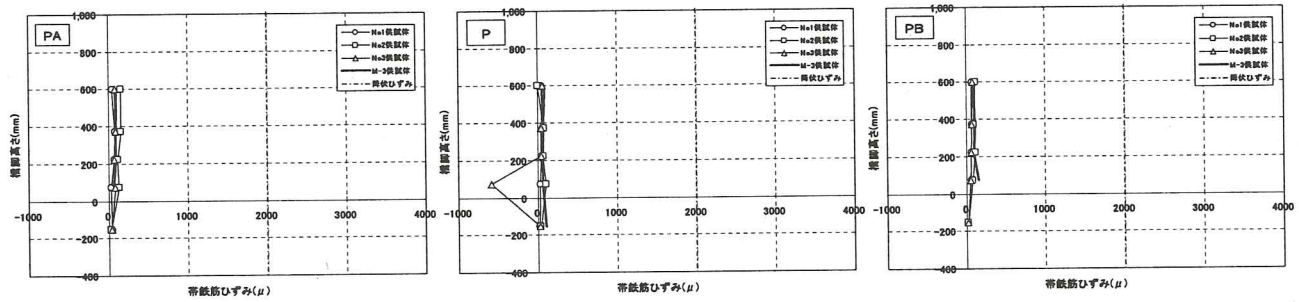
これに対して、今回実験の対象とした座屈抑制エレメントを設置した供試体は、1δy載荷時には基準供試体との相違は認められないが、2δy載荷時より4δy載荷時まででは、基準供試体の帯鉄筋ひずみと同じかもしくはより小さくなっており、降伏域に至る値は得られていないことがわかる。これは、この載荷段階では、座屈抑制エレメントが軸方向鉄筋の座屈を十分に拘束していることを示すものである。

一方、顕著な損傷が生じる5δy載荷時になると、各供試体の帯鉄筋のひずみは降伏域を大きく超える値が発生し、一部は計測不能となる。前述したように、各供試体の損傷モードは、No.1供試体およびNo.2供試体では座屈抑制エレメント定着体の破断が支配的であり、No.3供試体およびNo.4供試体では、同じく定着体の引き抜けが支配的であるが、帯鉄筋における降伏域を超える大きなひずみの発生は、これら損傷モードに関わらず、基準供試体の場合と同様、軸方向鉄筋の座屈や顕著な損傷の発生と対応している。なお、降伏ひずみ以上の値、もしくは、計測不能となった箇所は、座屈抑制エレメントを設置した供試体においても、基部より高さ400mmまでであり、前述した被りコンクリートの剥落領域や曲率が集中する領域と数値的対応は特に認められない。

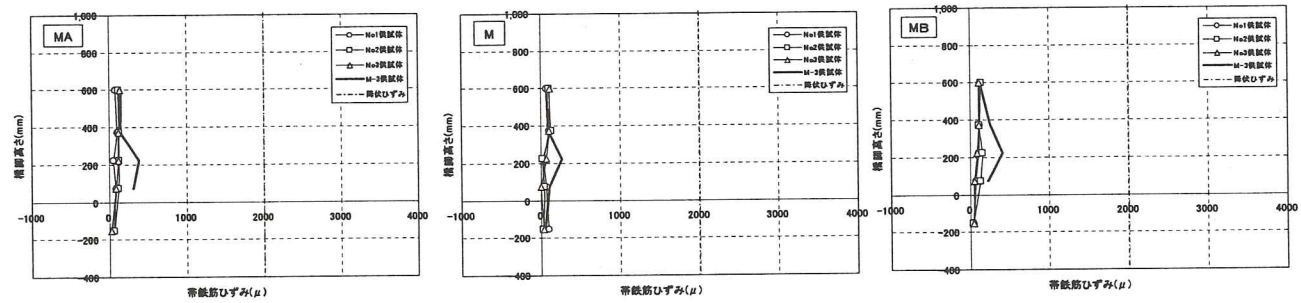
一方、**図-5.2.36～5.2.37** は、各供試体の第1サイクルにおけるせん断面側の帯鉄筋のひずみ分布を示したものである。これらより、今回実験の対象とした座屈抑制エレメントを設置した供試体の帯鉄筋ひずみは、今回計測した範囲では、5δy載荷時まで、基準供試体よりも概ね小さくなっていることがわかる。これは、本構造においても、帯鉄筋のコアコンクリート拘束効果が十分発揮されていることを示すものであると考えられる。



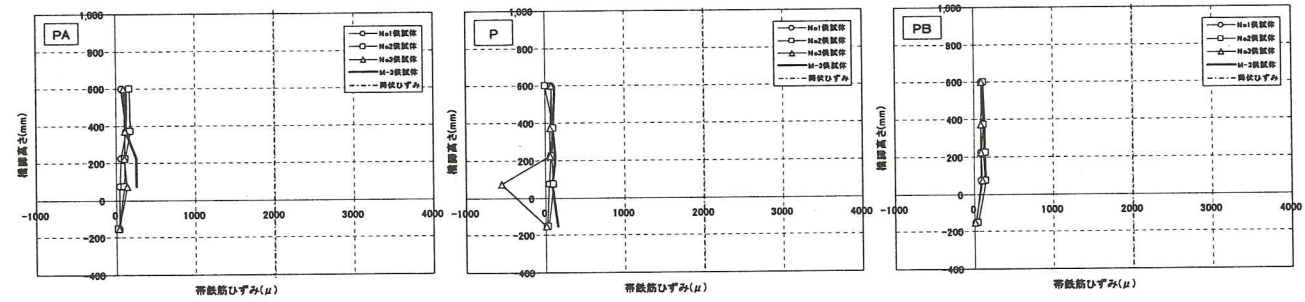
(a) 1δy（正側載荷）



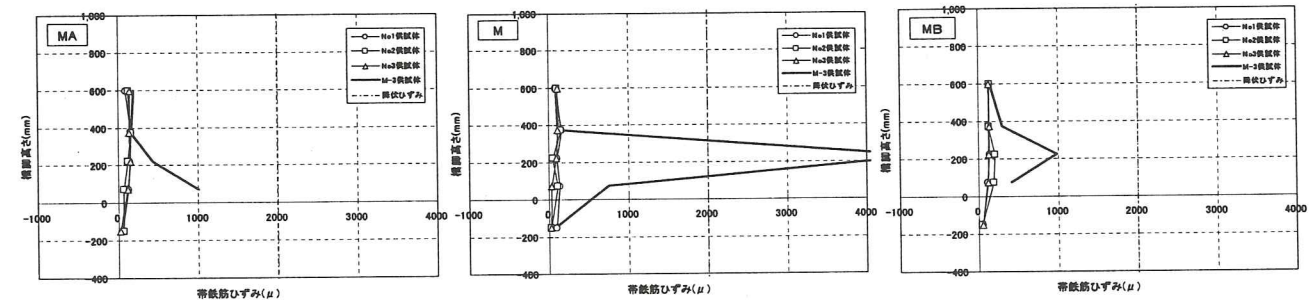
(b) 1δy（負側載荷）



(c) 2δy（正側載荷）

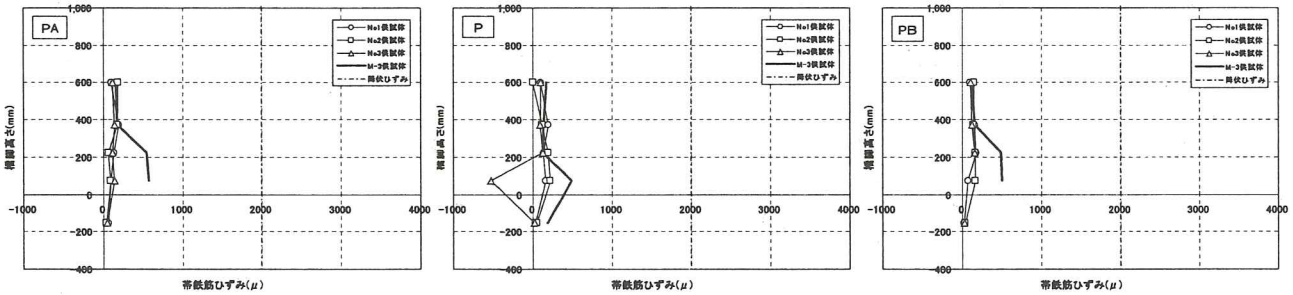


(d) 2δy（負側載荷）

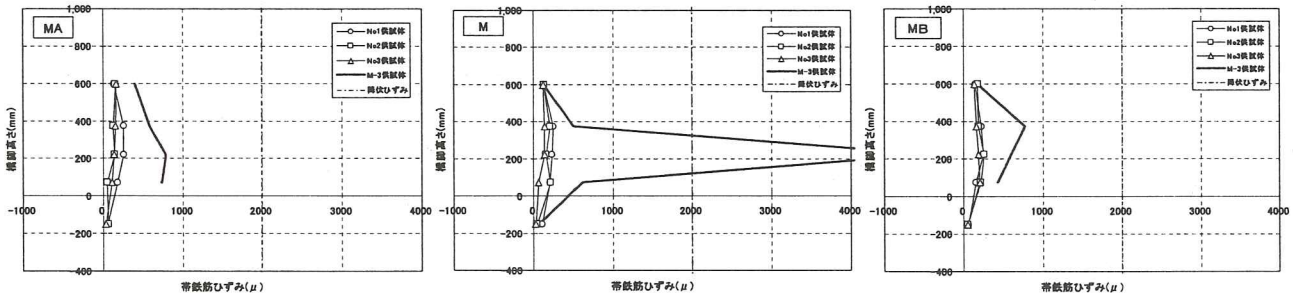


(e) 3δy（正側載荷）

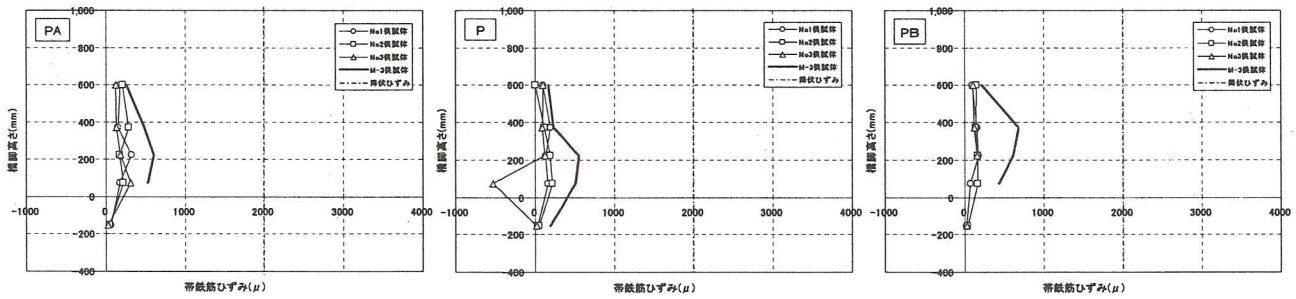
図-5.2.34(1)　圧縮面側帯鉄筋ひずみの進展（No.1～No.3供試体：第1サイクル）



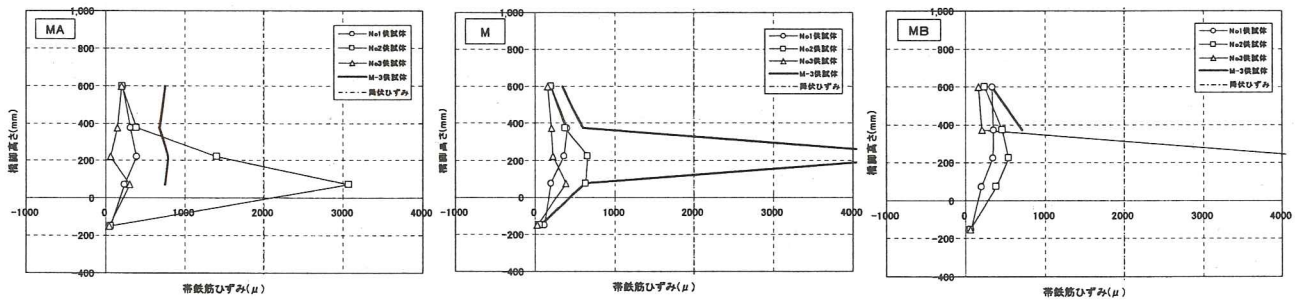
(f) 3δy (負側載荷)



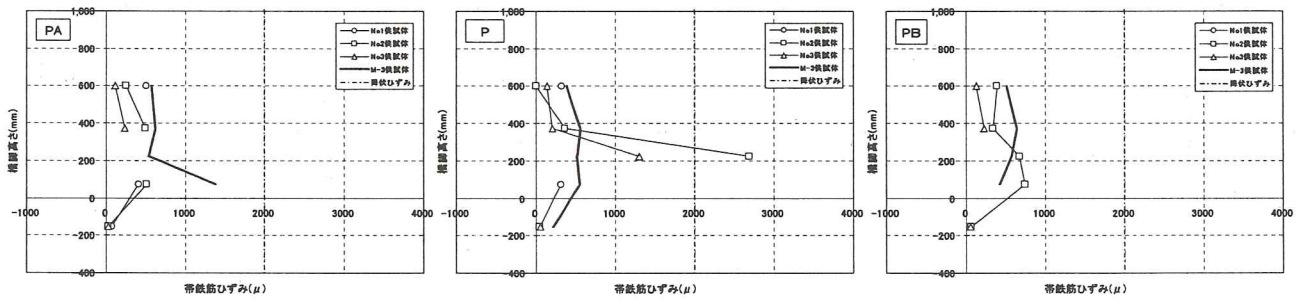
(g) 4δy (正側載荷)



(h) 4δy (負側載荷)

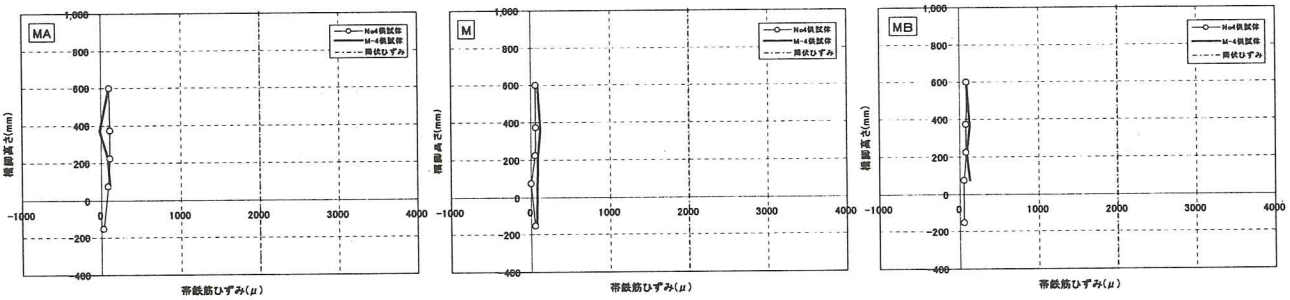


(i) 5δy (正側載荷)

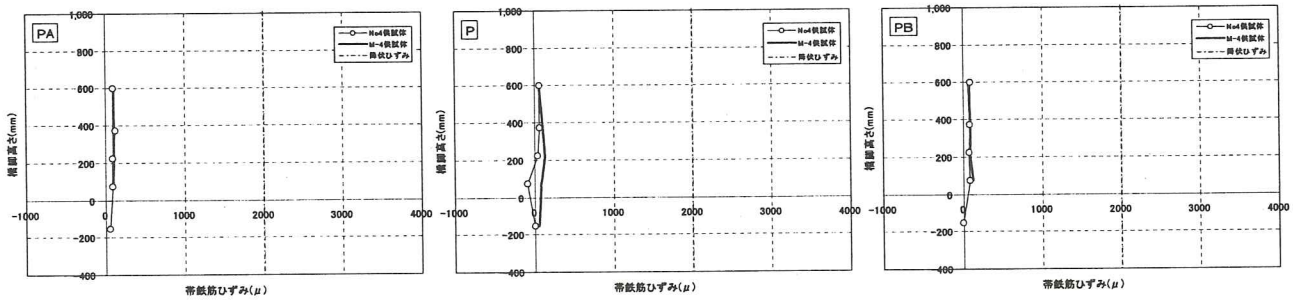


(j) 5δy (負側載荷)

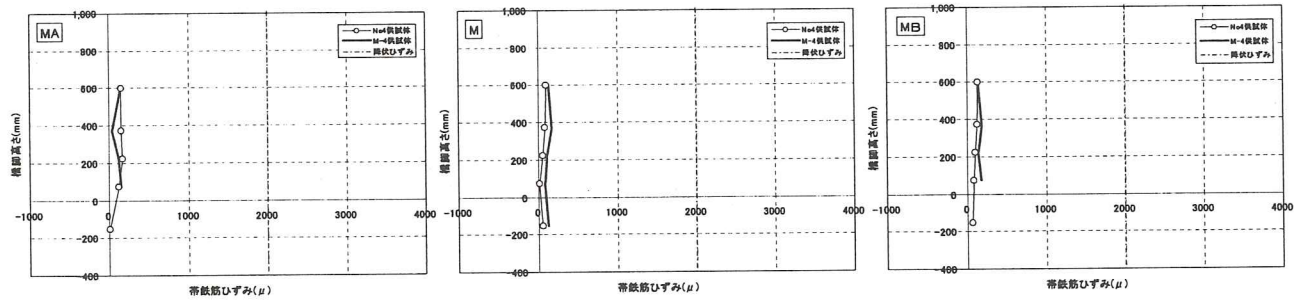
図-5.2.34(2)　圧縮面側帯鉄筋ひずみの進展 (No.1～No.3供試体：第1サイクル)



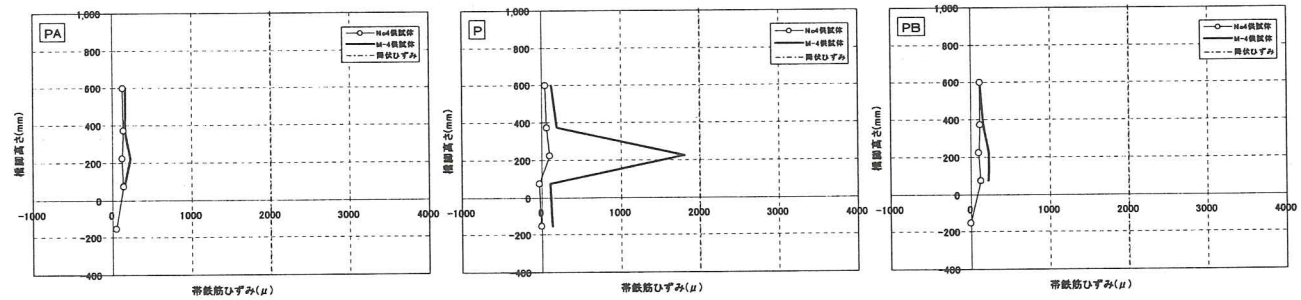
(a) 1δy（正側載荷）



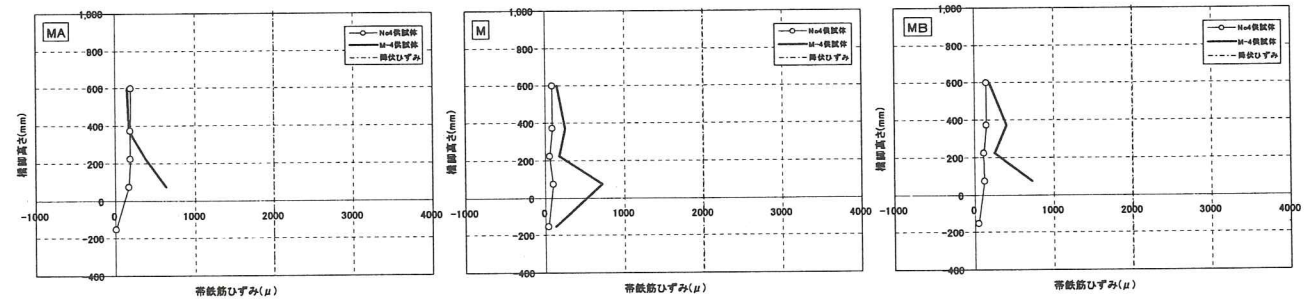
(b) 1δy（負側載荷）



(c) 2δy（正側載荷）

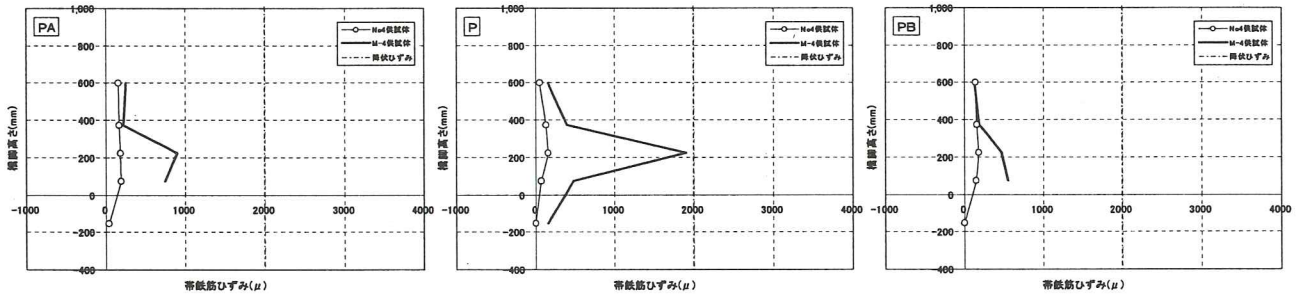


(d) 2δy（負側載荷）

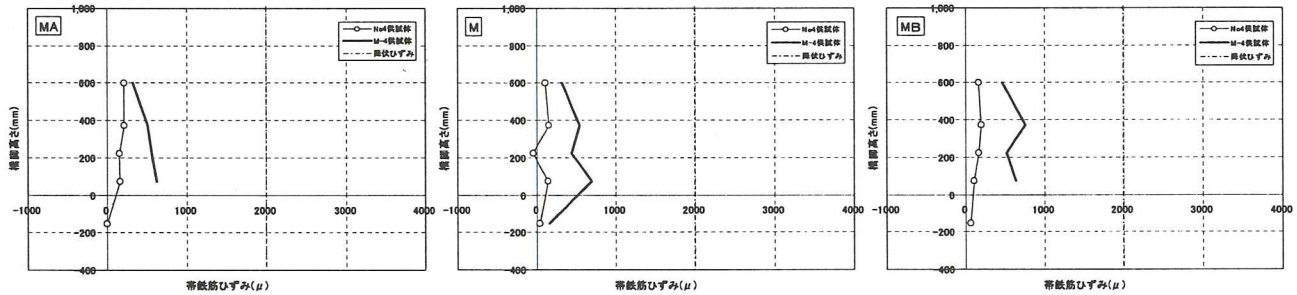


(e) 3δy（正側載荷）

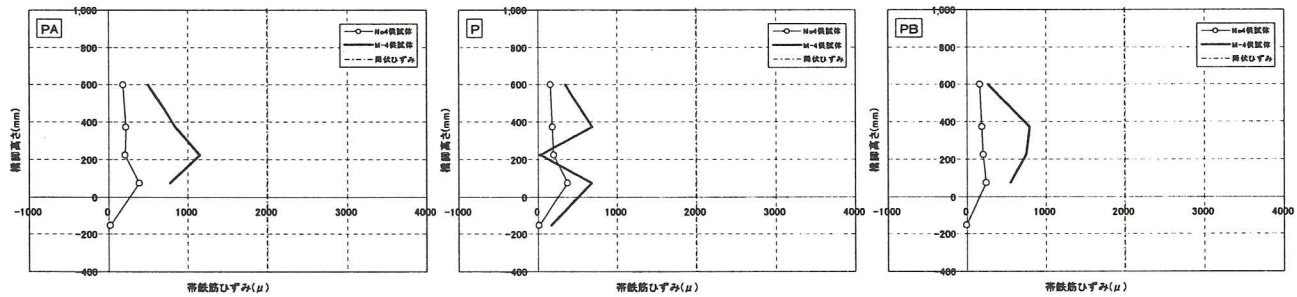
図-5.2.35(1)　圧縮面側帯鉄筋ひずみの進展（No.4供試体：第1サイクル）



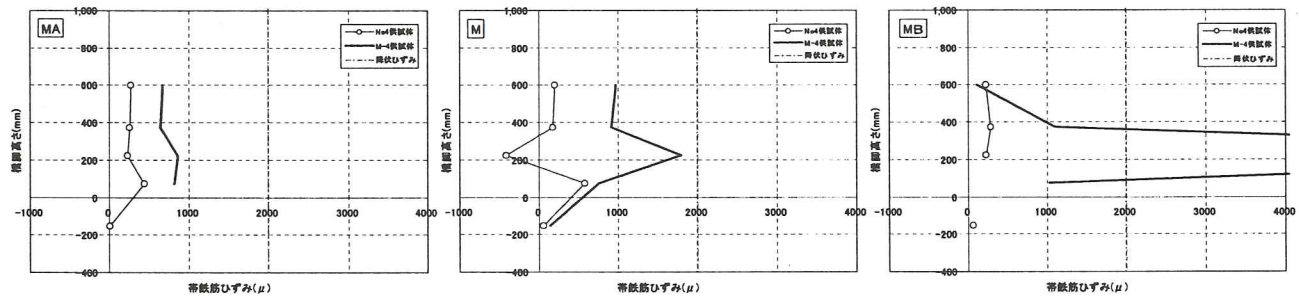
(f) 3δy (負側載荷)



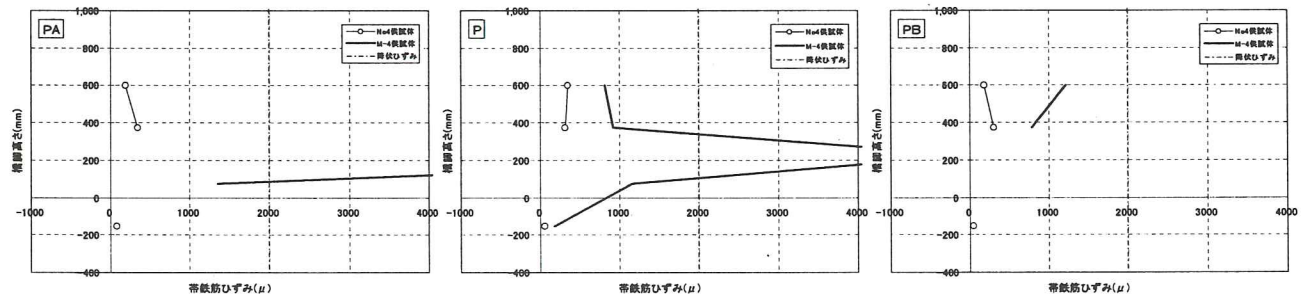
(g) 4δy (正側載荷)



(h) 4δy (負側載荷)

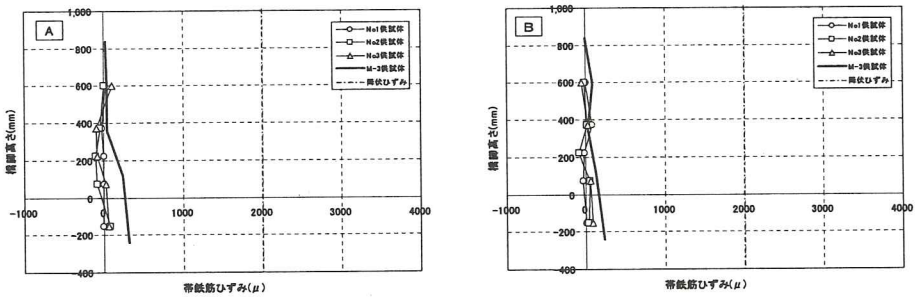


(i) 5δy (正側載荷)

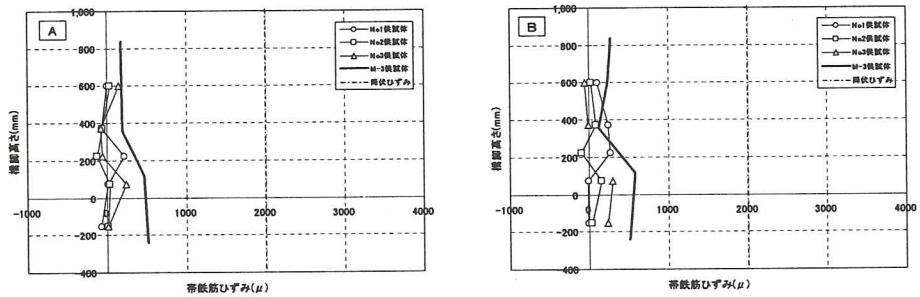


(j) 5δy (負側載荷)

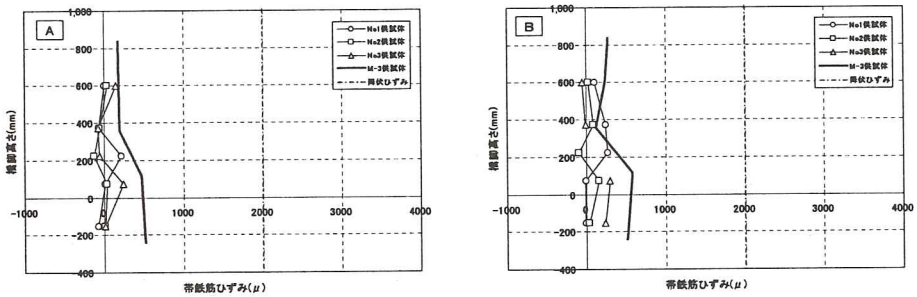
図-5.2.35(2)　圧縮面側帯鉄筋ひずみの進展 (No.4供試体：第1サイクル)



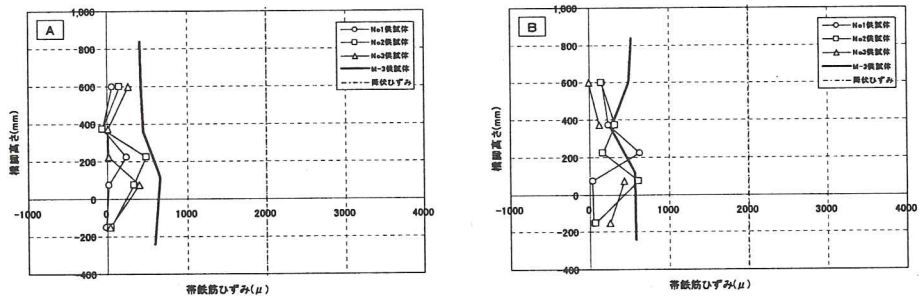
(a) 1δy（正側載荷）



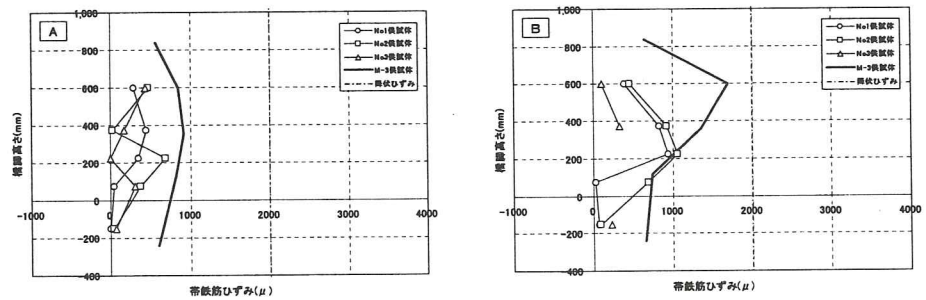
(b) 2δy（正側載荷）



(c) 3δy（正側載荷）

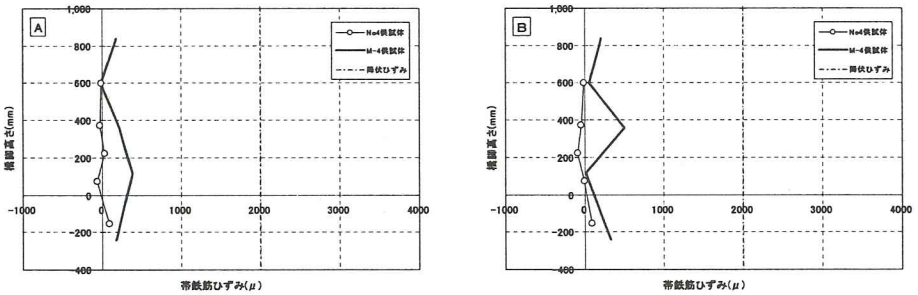


(d) 4δy（正側載荷）

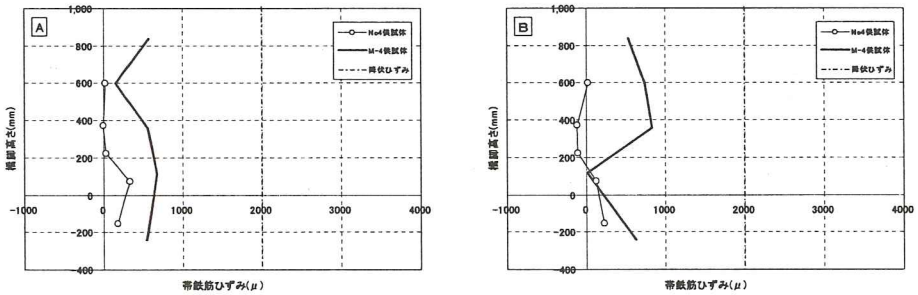


(e) 5δy（正側載荷）

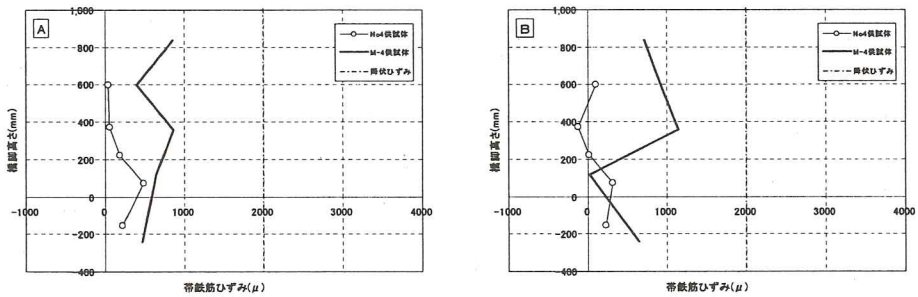
図-5.2.36　せん断面側帯鉄筋ひずみの進展（No.1～No.3供試体：第1サイクル）



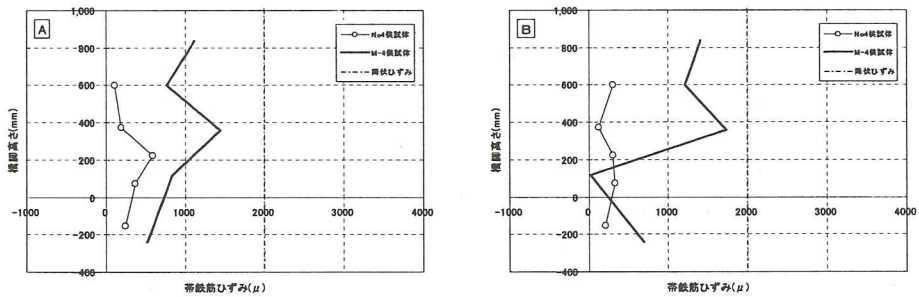
(a) 1δy（正側載荷）



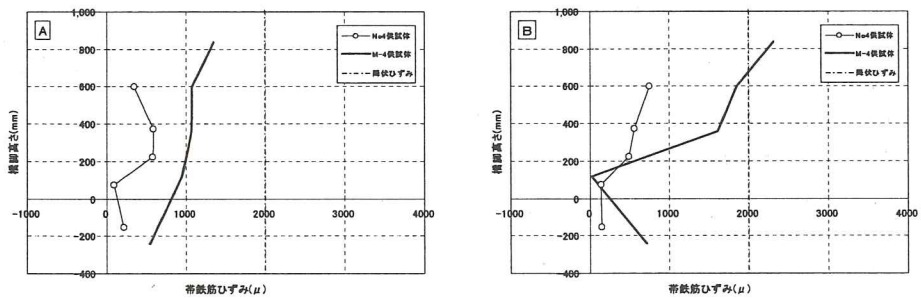
(b) 2δy（正側載荷）



(c) 3δy（正側載荷）



(d) 4δy（正側載荷）



(e) 5δy（正側載荷）

図-5.2.37　せん断面側帯鉄筋ひずみの進展（No.4供試体：第1サイクル）

(11)座屈抑制エレメント定着体および中間帯鉄筋のひずみ

最後に、各供試体における座屈抑制エレメント定着体および中間帯鉄筋のひずみ分布に着目する。

図-5.2.38は、No.1供試体の第1サイクルにおける座屈抑制エレメント定着体である異形棒鋼の内側（コアコンクリート側）および外側（被りコンクリート側）のひずみ分布を示したものである。図のうち、左側のものは各載荷段階における圧縮側、右側のものは引張側に相当し、それぞれM面側、P面側に設置した2箇所のひずみゲージの平均値を示している。また、載荷途上においてひずみゲージが断線したと考えられる場合や計測上の上限値に至った以降の値は示していない。

これより、3δyまでの載荷段階では、圧縮側に配置されている定着体のひずみは全体的に小さく、引張側のひずみが供試体基部より200mm付近を中心として大きな値を示し、載荷の進展に伴って徐々に上方に広がっていく分布形状を示していることがわかる。また、4δy載荷時になると圧縮側のひずみも基部近傍を中心に大きくなり、顕著な損傷が発生する5δy載荷時には、圧縮側と引張側のひずみが同程度になっていることがわかる。この圧縮側の急激なひずみの進展は、軸方向鉄筋の座屈と対応するものであり、軸方向鉄筋が外側にはらみ出そうとする力に対して、座屈抑制エレメントの定着体が引張抵抗を発揮しているためと考えられる。但し、5δy載荷時においても、定着体には降伏を超えるひずみは計測されていない。また、内側と外側のひずみを比較すると、全ての載荷段階において、圧縮側、引張側とも、外側の値の方が大きくなっている。これは、被りコンクリート近傍では、定着体の付着応力が低下していることに起因しているものと考えられる。

また、図-5.2.39は、No.2供試体～No.4供試体の第1サイクルにおける座屈抑制エレメント定着体である頭付きスタッドのひずみ分布を、図-5.2.38と同様に示したものである。これより、上述したひずみ分布の形状および進展状況は、これら供試体においても同じ傾向を示していることがわかる。また、5δy載荷時には、No.3供試体、No.4供試体の定着体に降伏を超える大きなひずみや計測不能箇所が発生している。

一方、図-5.2.40は、No.4供試体に設置した中間帯鉄筋のひずみ分布を示したものである。図のうち、引張側については、基準供試体であるM-4供試体のひずみについても、M面側、P面側に設置した2箇所のひずみゲージの平均値を併せて示している。これより、上述した座屈抑制エレメント定着体のひずみ分布形状や進展の傾向は、貫通中間帯鉄筋においても同じであることがわかる。これは、座屈抑制エレメントの定着体が貫通中間帯鉄筋と同様に挙動しており、軸方向鉄筋や帯鉄筋の拘束点として機能し、軸方向鉄筋の座屈を抑制していることを示すものであると考えられる。また、No.4供試体とM-4供試体の分布を比較すると、全体的にはNo.4供試体の方が小さくなっていることがわかる。これは、式(5.2.4)に実降伏応力度を代入して得られる帯鉄筋の1面当たりの拘束力が、M-4供試体では47.9kNであるのに対し、No.4供試体は84.3kNと2倍程度となっているため、中間帯鉄筋が負担する1本当たりの拘束力が小さくなっていることと対応しているものと考えられる。

次に、各載荷ステップにおける座屈抑制エレメント定着体、および貫通中間帯鉄筋のひずみ履歴に着目する。図-5.2.41～5.2.46は、No.4供試体に配置した貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重との関係を、各載荷ステップ毎に示したものである。これらのうち、まず基部より225mm位置のM面に着目する。この箇所では、2δy載荷時よりM面が引張域となる負側載荷時に大きなひずみが発生し、4δy載荷時では降伏域に近いひずみが発生している。その後5δy載荷時となると、M面が圧縮域となる正側載荷時にひずみが急増し、6δy

載荷時の正側載荷時にて降伏を越えるひずみが発生している。

また、基部より 225mm 位置のＰ面においても、同高さの上記M面よりも顕著ではないものの同様の傾向が認められ、3δｙ載荷時から４δｙ載荷時では引張域となる正側載荷時のひずみが卓越し、５δｙ載荷時になると圧縮域となる負側載荷時のひずみが大きくなり、その値が進展し降伏域を越えている。

このようなひずみ履歴は、貫通中間帯鉄筋が引張域では軸方向鉄筋の伸びに対して抵抗し、圧縮域では座屈に対して抵抗していることを示している。また、最終的に正側載荷時に降伏を越える値が生じているのは、中間帯鉄筋の軸方向鉄筋座屈抵抗機能が限界を超え、座屈現象が発生した事象と対応している。

一方、基部より 375mm 位置のM面、Ｐ面においても、225mm 位置と同様、まず引張域となる載荷時のひずみが卓越する傾向が認められる。また、その後圧縮域となる載荷時のひずみの方が大きくなる現象は、M面では顕著には認められないが、Ｐ面では、225mm 位置より遅く６δｙ載荷時に発生している。なお、この位置では、圧縮域となる載荷時においても降伏域を超える値は測定されておらず、軸方向鉄筋の座屈現象は顕著には発生していないと考えられる。

さらに、基部より 600mm 位置のM面、Ｐ面では、上記傾向は認められず、圧縮側載荷時、引張側載荷時とも、降伏値よりも十分小さな同程度の値で推移する傾向となっている。

次に、座屈抑制エレメントの定着体のひずみ履歴に着目する。**図-5.2.47～5.2.52** は、No.1 供試体に配置した座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重との関係を、各載荷ステップ毎に示したものである。このひずみは、前述したように１本当たり２箇所計測しているが、ここでは、より大きな値が発生する外側（被りコンクリート側）のものを示している。また、１面当たり２列のエレメントを配置しており、ひずみは両方とも計測しているが、ここでは、断線等の影響が小さいいずれか一方のものを代表として示している。

このうち、まず基部より 225mm 位置に着目する。この位置のM面では、**図-5.2.41** に示した貫通中間帯鉄筋と同様、２δｙ載荷時よりM面が引張域となる負側載荷時に大きなひずみが発生し、４δｙ載荷時では降伏域に近いひずみが発生している。また、その後５δｙ載荷時となると、M面が圧縮域となる正側載荷時のひずみが急増している。但し、最終的には、引張域にて降伏を越えるひずみが発生している。さらに、Ｐ面では、**図-5.2.42** に示した貫通中間帯鉄筋と同様、まず引張域となる正側載荷時に大きなひずみが発生し、その後圧縮域となる負側載荷時のひずみが大きくなり、降伏に至る傾向が認められる。したがって、この位置では、座屈抑制エレメントの定着体は、貫通中間帯鉄筋と概ね同じ挙動となっているものと考えられる。

次に基部より 375mm の位置に着目する。このうちM面では、**図-5.2.43** に示した同位置の貫通中間帯鉄筋と比較して、引張域となる負側載荷時のひずみの増大が顕著に発生している。この位置は、座屈抑制エレメント鋼板の不連続部近傍で、かつ、載荷途上に帯鉄筋の拘束がはずれたに側に相当している。したがって、この現象は、鋼板の曲げ変形を定着体が抑制する挙動が顕著となったことと対応しているものと考えられる。一方、Ｐ面では、このような傾向は認められず、貫通中間帯鉄筋と概ね同じ挙動となっている。

さらに、基部より 600mm 位置に着目する。この位置では、**図-5.2.45～5.2.46** に示した貫通中間帯鉄筋が引張域と圧縮域で概ね同じ値となっているのに対し、定着体の方は、引張域でのひずみ増大が卓越する傾向にある。これは、No.1 供試体では、基部近傍にて軸方向鉄筋が降伏している範囲が No.4 供試体よりも広いことと対応している。

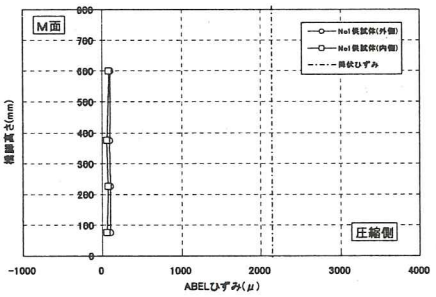
図-5.2.53～5.2.58 は、No.2 供試体に配置した座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重との関係を

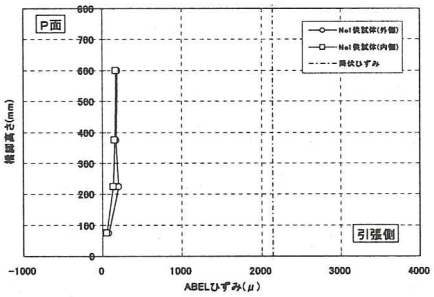
同様に示したものである。これらより、基部より 225mm 位置では、M面、P面とも、値や計測不能となった時点は異なるものの、定着体は貫通中間帯鉄筋と概ね同様の挙動を示していることがわかる。一方、基部より 375mm 位置では、初期載荷時に若干圧縮側のひずみが発生し、P面では 4δy 載荷時、M面では 5δy 載荷時まででではひずみが大きくならない傾向となっている。これは、No.2 供試体では、この位置が座屈抑制エレメント鋼板の不連続部を補強した位置近傍であり、鋼板の曲げ剛性が大きくなっている箇所に相当しているためと考えられる。さらに、基部より 600mm 位置では、M面では 5δy 載荷時まで、P面では 3δy 載荷時まで、圧縮側載荷時、引張側載荷時とも、降伏値よりも十分小さな同程度の値で推移する傾向となっている。

図-5.2.59～5.2.64 は、No.3 供試体に配置した座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重との関係を同様に示したものである。これらより、ここで示した 3 箇所 2 断面のひずみは、No.4 供試体との損傷進展の相違と対応して、貫通帯鉄筋よりも 1δy 程度早く事象が現れる箇所があるものの、ひずみの進展傾向は、貫通帯鉄筋と概ね同等であることがわかる。しかしながら、この供試体の基部より 225mm および 375mm では、5δy 載荷時から 6δy 載荷時以降は、荷重の増減に対してひずみの値が変化しない傾向が認められる。これは、定着体の引き抜けと対応している。

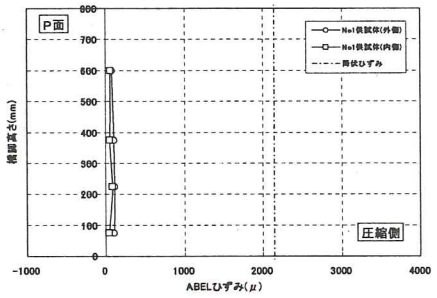
図-5.2.65～5.2.70 は、No.4 供試体に配置した座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重との関係を同様に示したものである。これらより、全般的なひずみの進展傾向は、貫通帯鉄筋と概ね同等であることがわかる。また、No.3 供試体と同様、基部より 375mm では、6δy 載荷時に、定着体の引き抜けと対応してひずみの値が変化しない箇所が認められる。

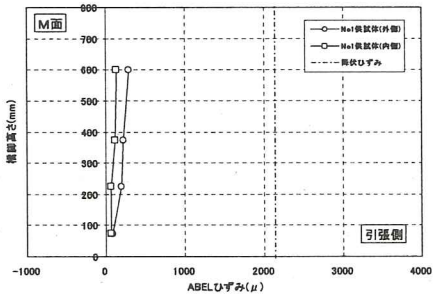
以上、座屈抑制エレメントの定着体は、エレメント鋼板のはずれ、鋼板接続の影響など、今回実施した供試体特有のイベントや、定着体引抜け現象の発生、損傷範囲の相違などと対応する事象以外は、貫通中間帯鉄筋と同じ挙動を示すことが明らかとなった。これは、中間帯鉄筋を途中定着とした構造においても、十分な本数の定着体を配置し、かつ、必要な定着長を確保すれば、貫通中間帯鉄筋と同様の座屈抑制効果が得られることを示すものであると考えられる。



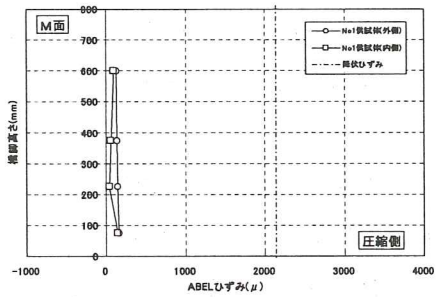


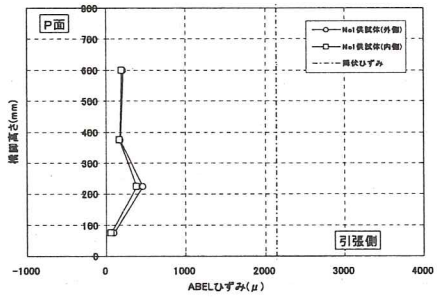
(a) 1δy (正側載荷)



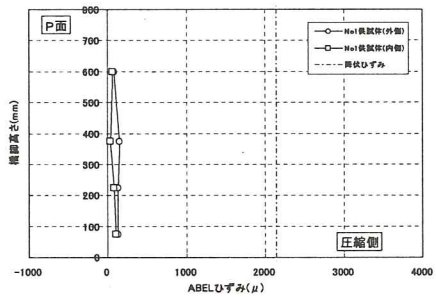


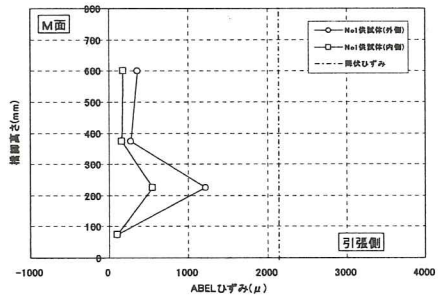
(b) 1δy (負側載荷)



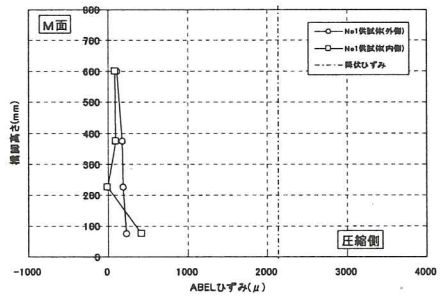


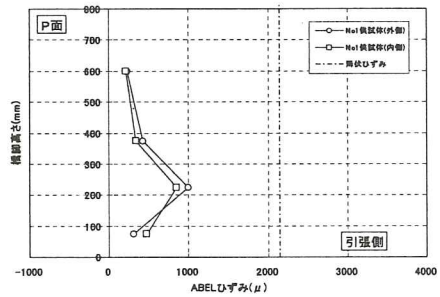
(c) 2δy (正側載荷)





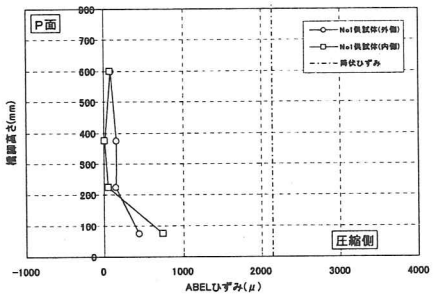
(d) 2δy (負側載荷)

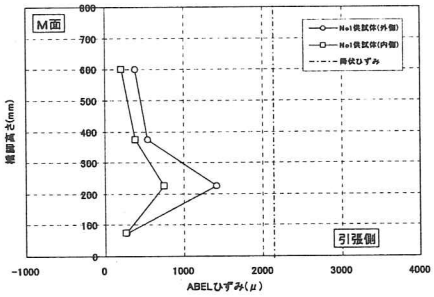




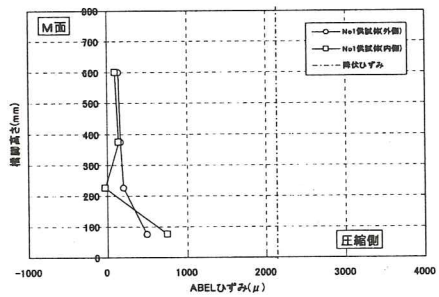
(e) 3δy (正側載荷)

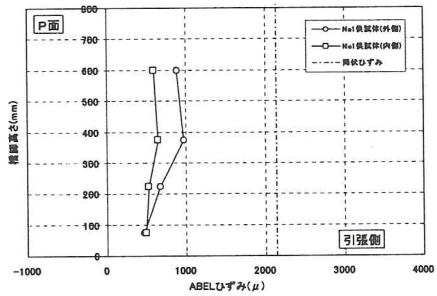
図-5.2.38(1) 座屈抑制エレメント定着体ひずみの進展 (No.1供試体：第1サイクル)



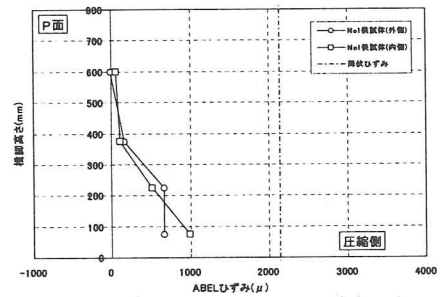


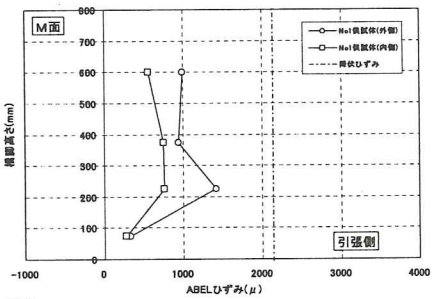
(f) 3δy (負側載荷)



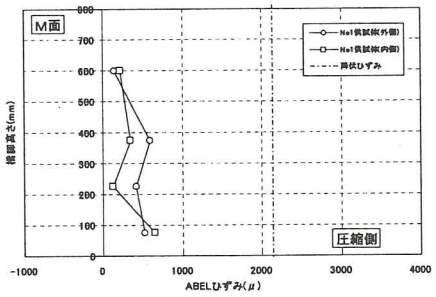


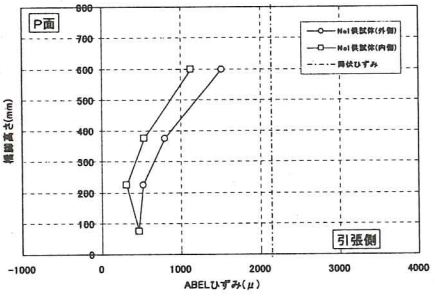
(g) 4δy (正側載荷)



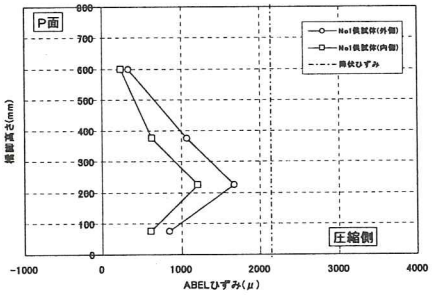


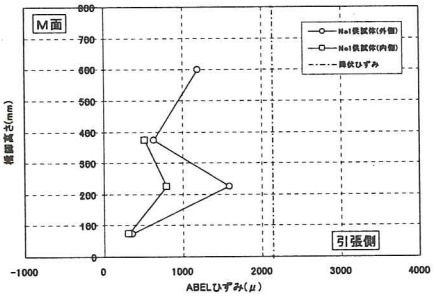
(h) 4δy (負側載荷)





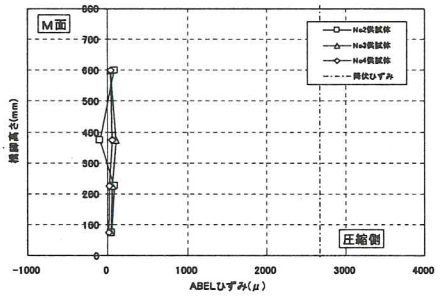
(i) 5δy (正側載荷)

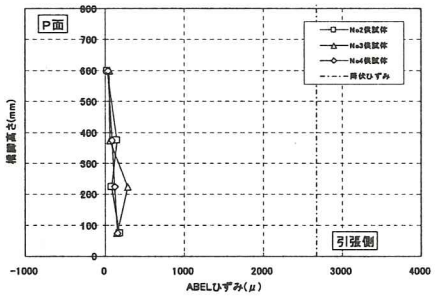




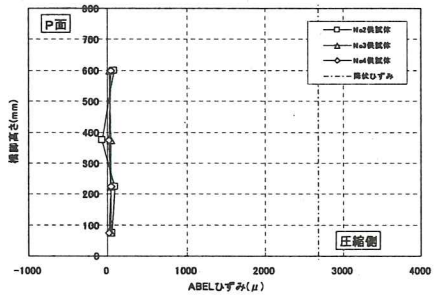
(j) 5δy (負側載荷)

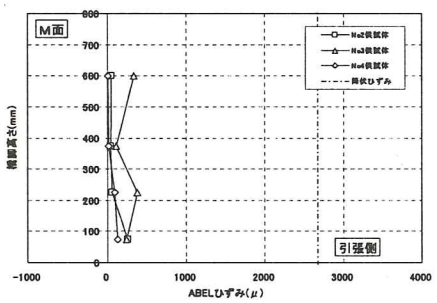
図-5.2.38(2)　座屈抑制エレメント定着体ひずみの進展 (No.1供試体：第1サイクル)



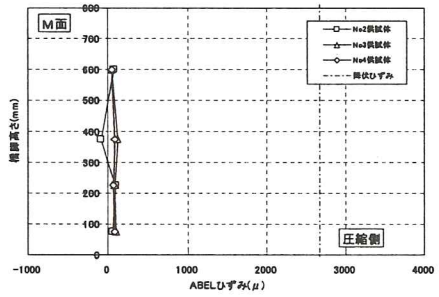


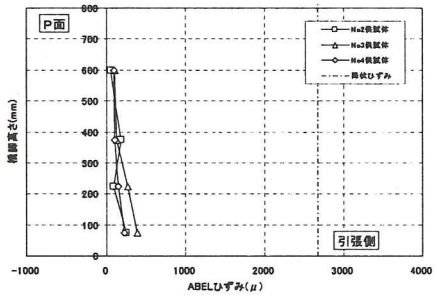
(a) 1δy (正側載荷)



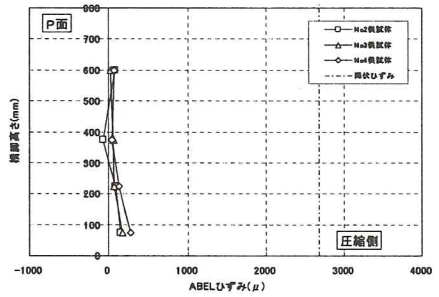


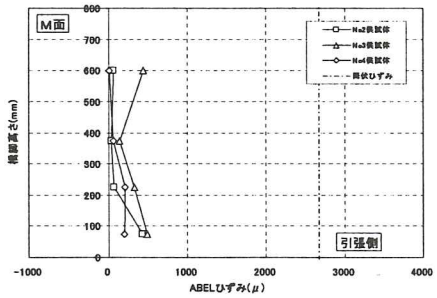
(b) 1δy (負側載荷)



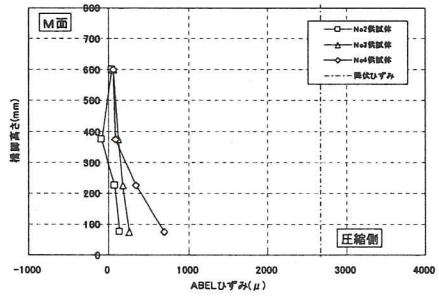


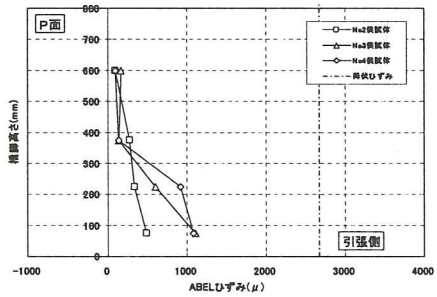
(c) 2δy (正側載荷)





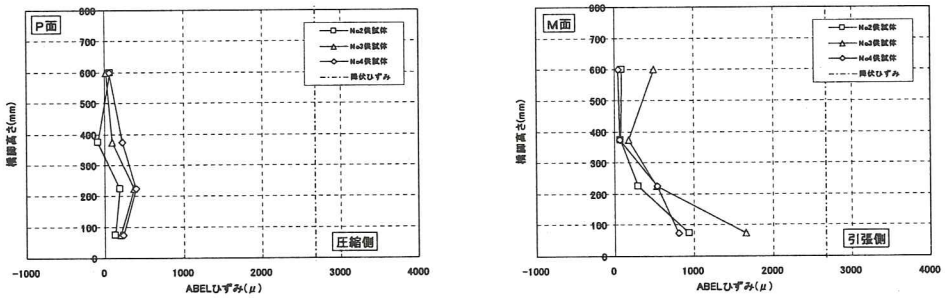
(d) 2δy (負側載荷)



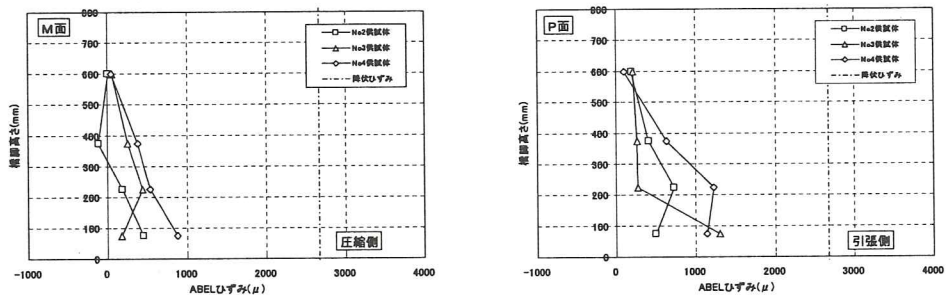


(e) 3δy (正側載荷)

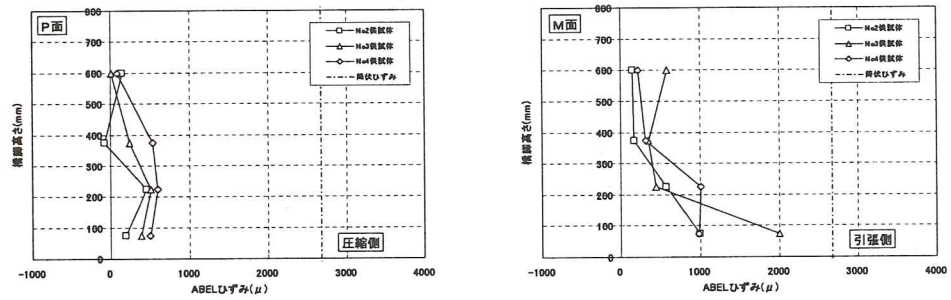
図-5.2.39(1)　座屈抑制エレメント定着体ひずみの進展 (No.2～No.4供試体：第1サイクル)



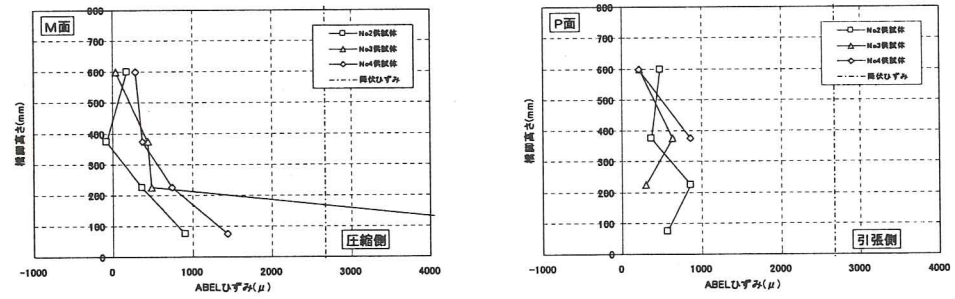
(f) 3δy (負側載荷)



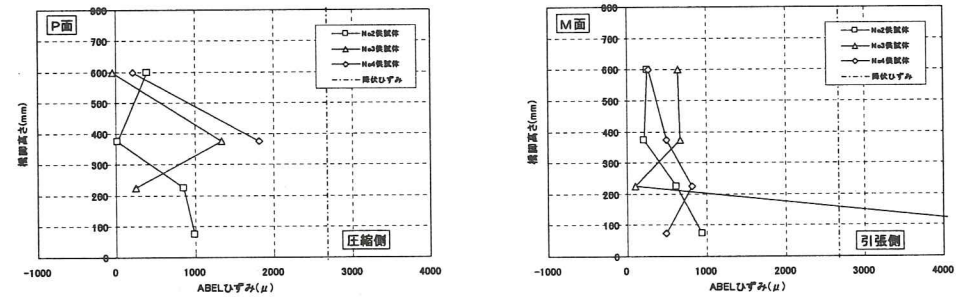
(g) 4δy (正側載荷)



(h) 4δy (負側載荷)

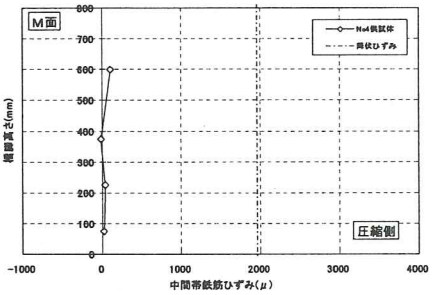


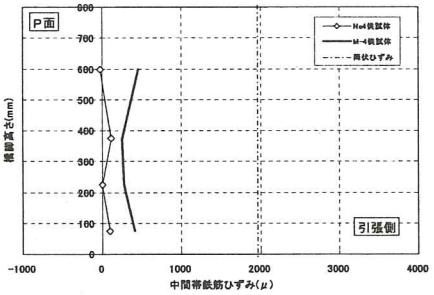
(i) 5δy (正側載荷)



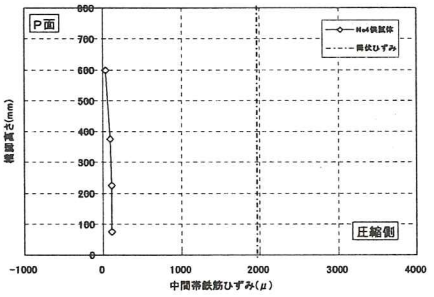
(j) 5δy (負側載荷)

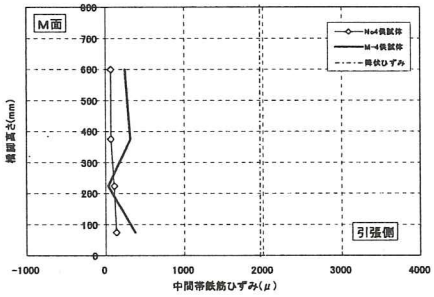
図-5.2.39(2)　座屈抑制エレメント定着体ひずみの進展 (No.2～No.4供試体：第1サイクル)



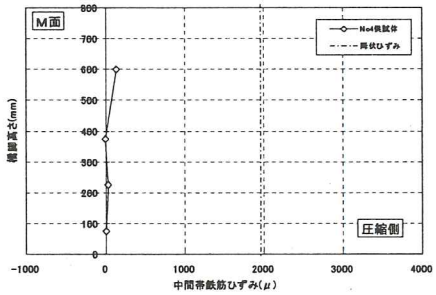


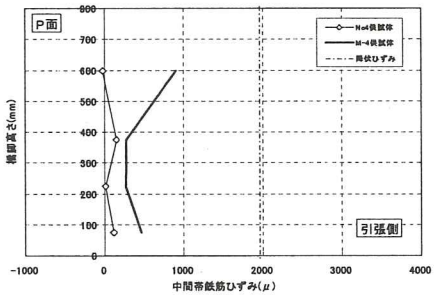
(a) 1δy（正側載荷）



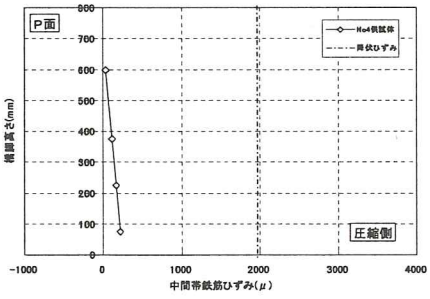


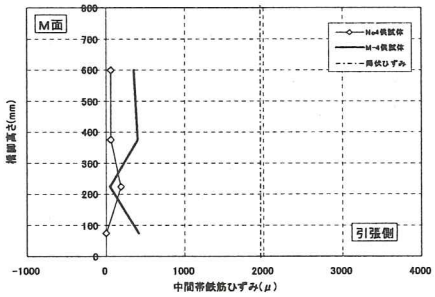
(b) 1δy（負側載荷）



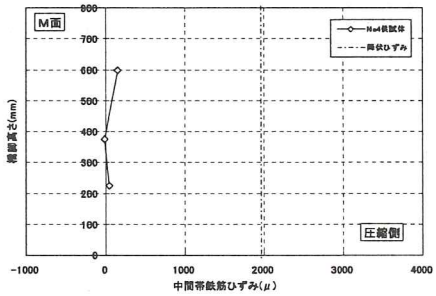


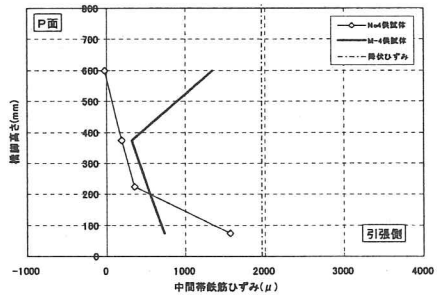
(c) 2δy（正側載荷）





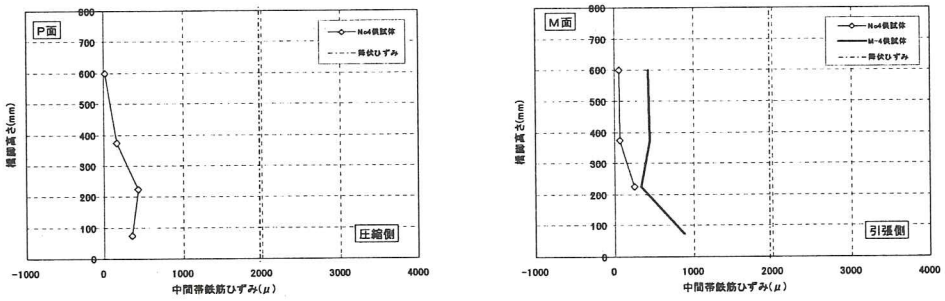
(d) 2δy（負側載荷）



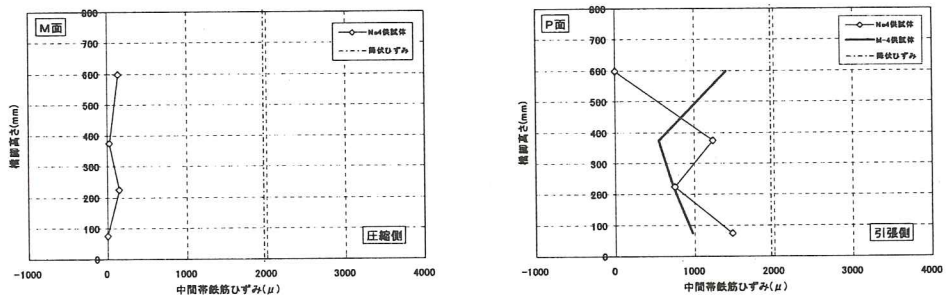


(e) 3δy（正側載荷）

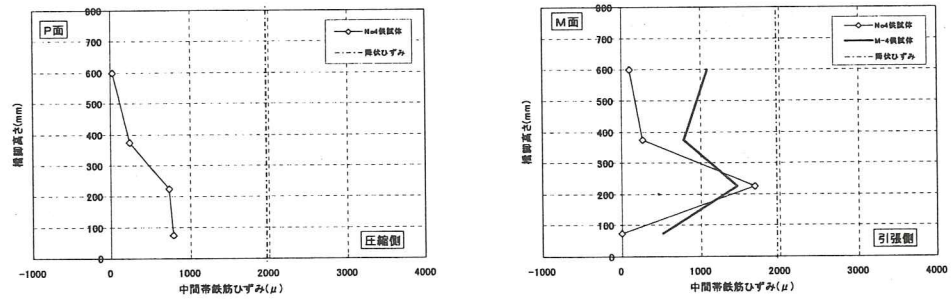
図-5.2.40(1)　中間帯鉄筋のひずみの進展（No.4供試体、M-4供試体：第1サイクル）



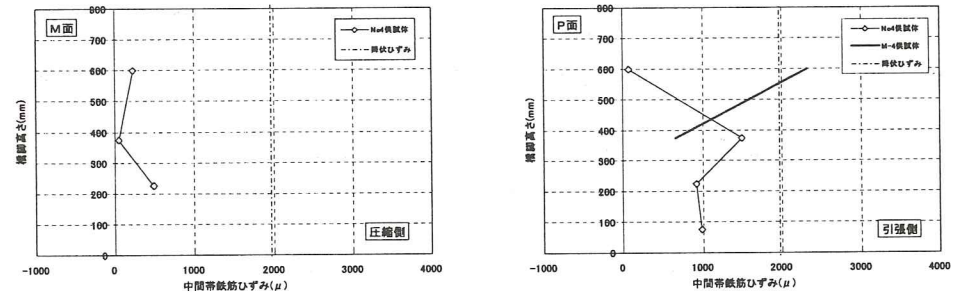
(f) 3δy（負側載荷）



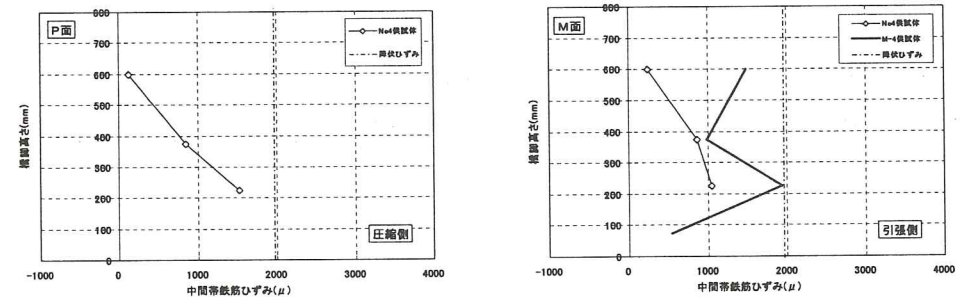
(g) 4δy（正側載荷）



(h) 4δy（負側載荷）

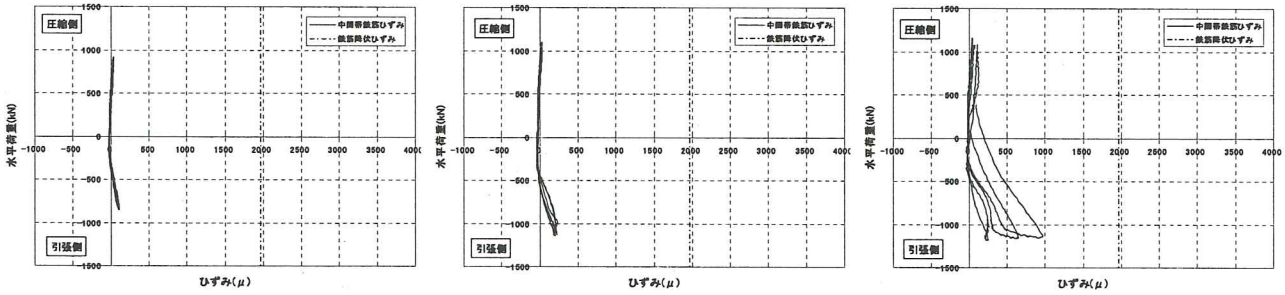


(f) 5δy（正側載荷）

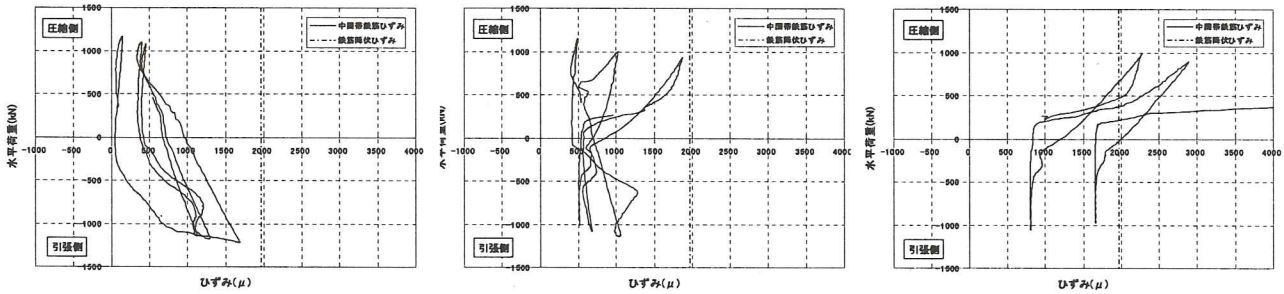


(f) 5δy（負側載荷）

図-5.2.40(2)　中間帯鉄筋のひずみの進展（No.4供試体、M-4供試体：第1サイクル）

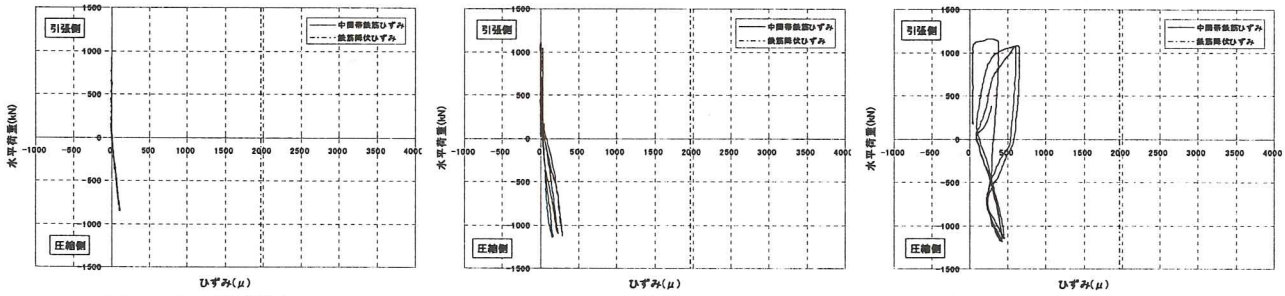


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

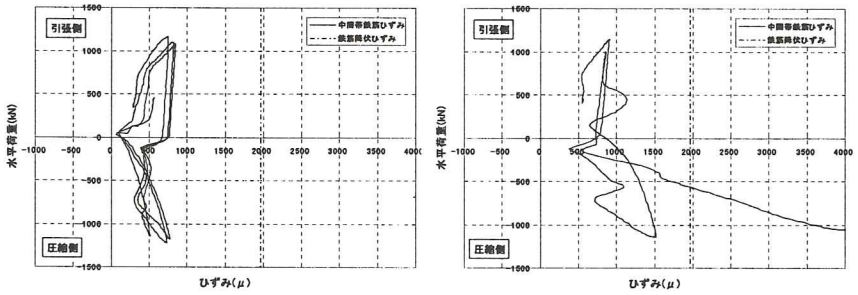


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.41　貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重の関係（No.4供試体、M面：基部より225mm位置）

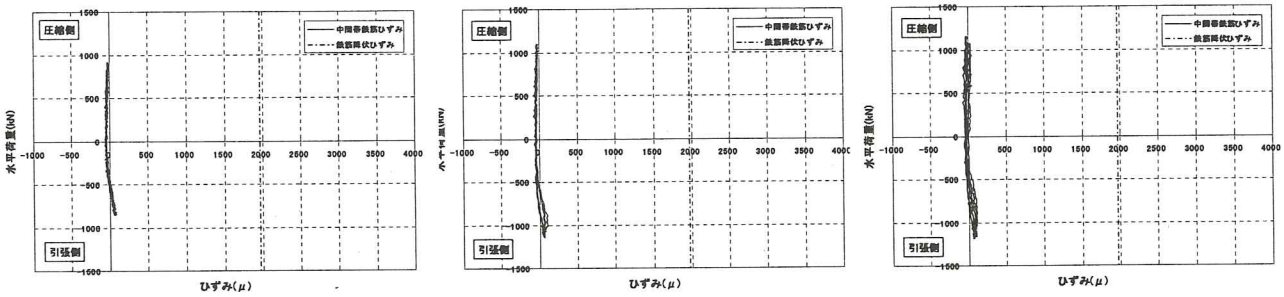


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

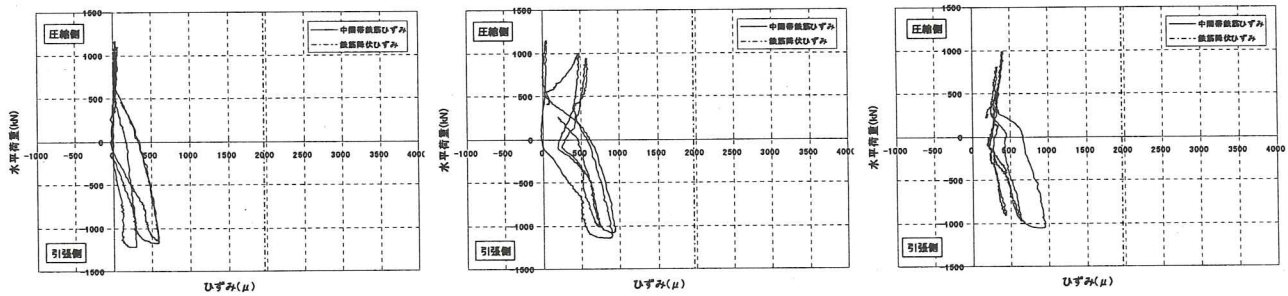


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時

図-5.2.42　貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重の関係（No.4供試体、P面：基部より225mm位置）

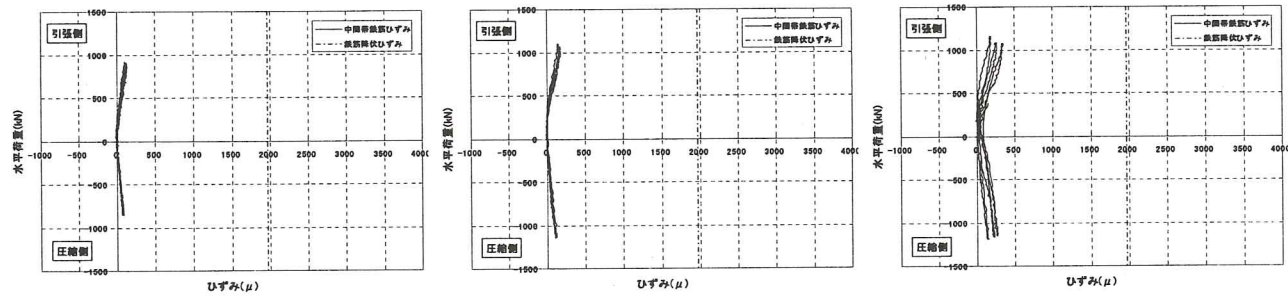


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

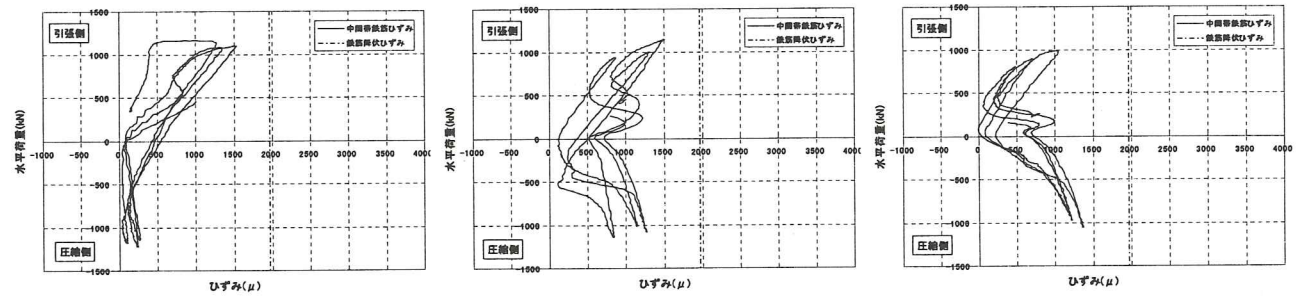


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.43　貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重の関係（No.4供試体、M面：基部より375mm位置）

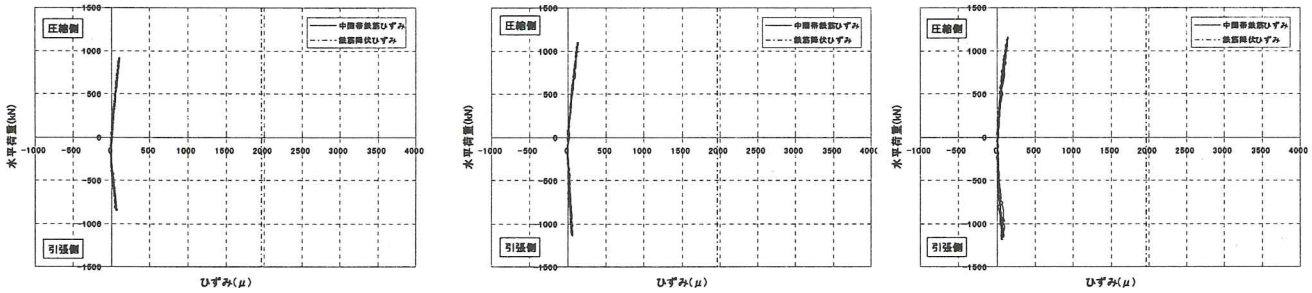


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

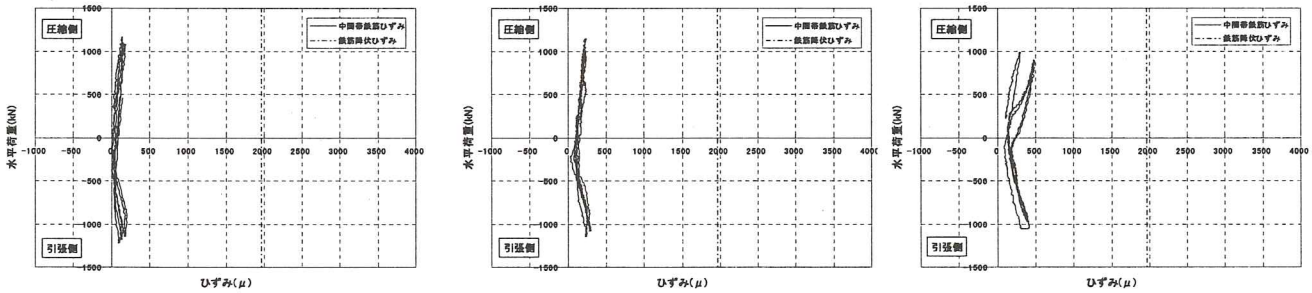


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.44　貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重の関係（No.4供試体、P面：基部より375mm位置）

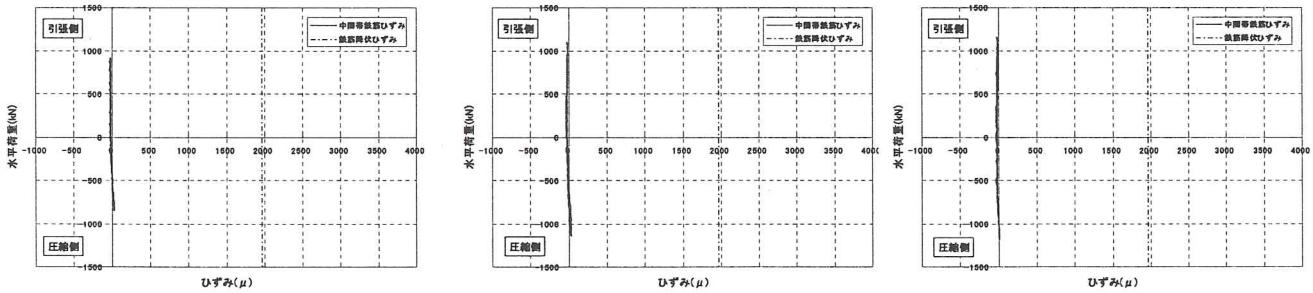


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

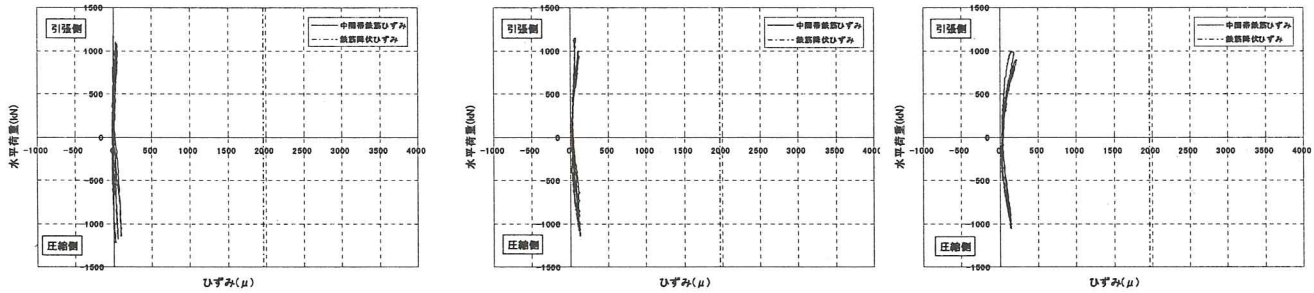


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.45　貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重の関係（No.4供試体、M面：基部より600mm位置）

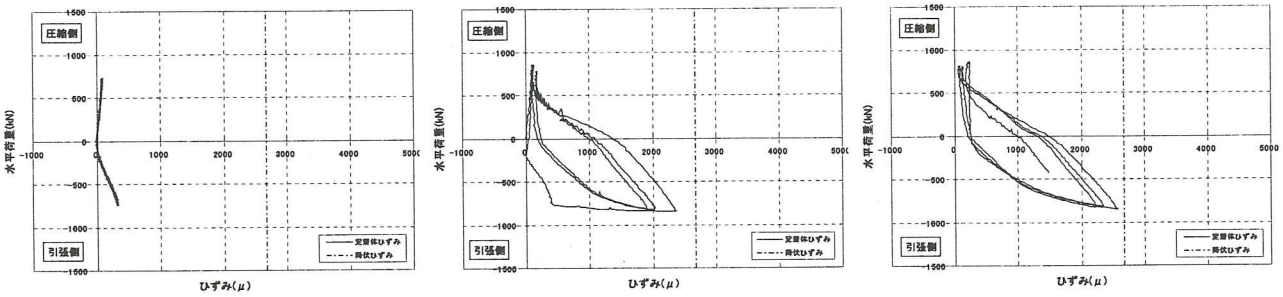


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

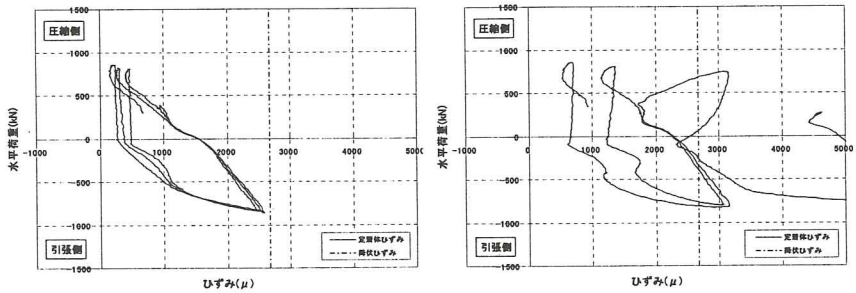


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.46　貫通中間帯鉄筋のひずみと水平荷重の関係（No.4供試体、P面：基部より600mm位置）

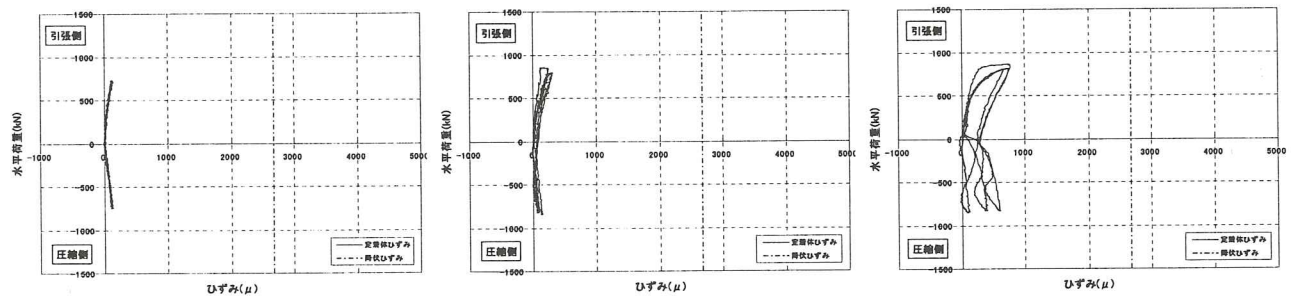


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

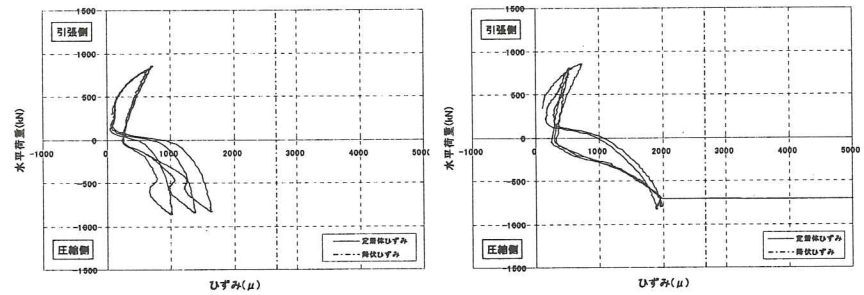


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時

図-5.2.47　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.1供試体、M面外側：基部より225mm）

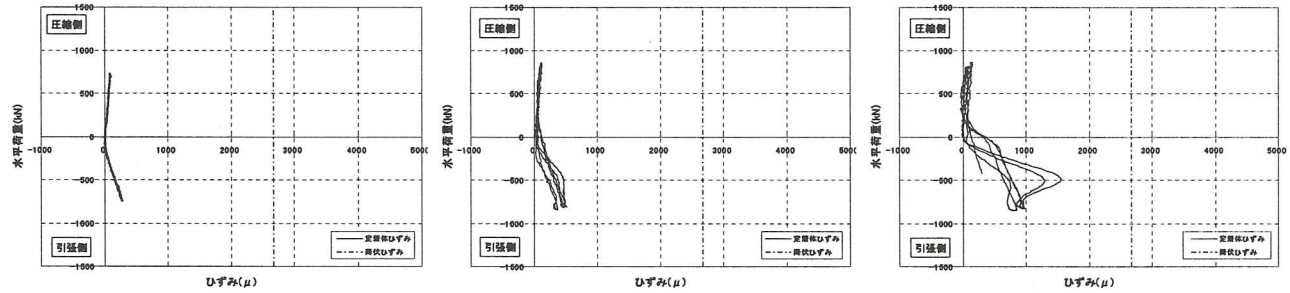


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

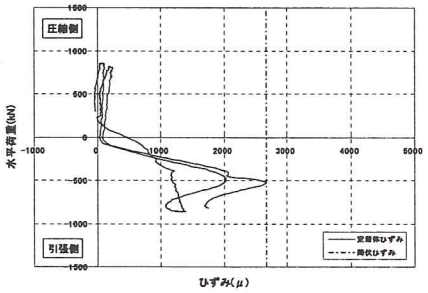


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時

図-5.2.48　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.1供試体、P面外側：基部より225mm）

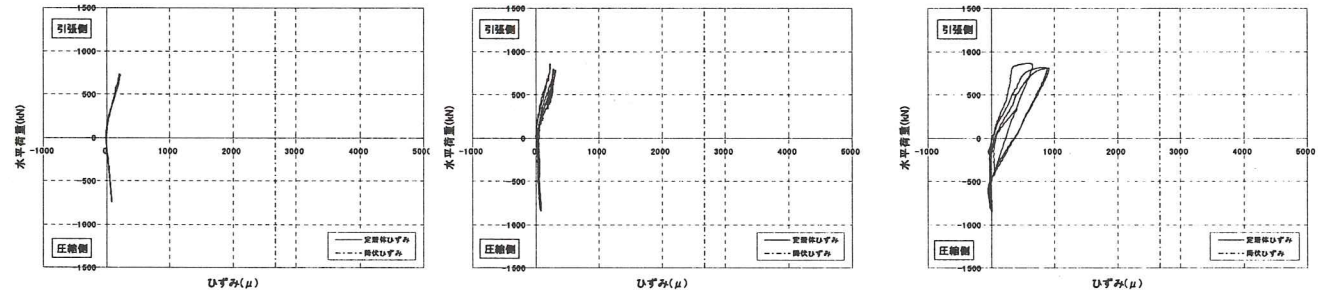


(a) 1δy 載荷時　(b) 2δy 載荷時　(c) 3δy 載荷時

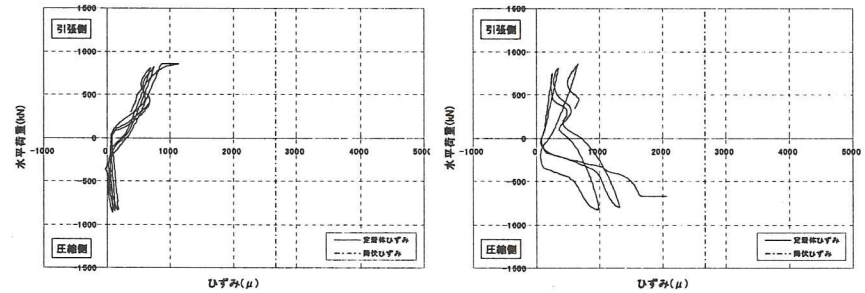


(d) 4δy 載荷時

図-5.2.49　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.1 供試体、M 面外側：基部より 375mm）

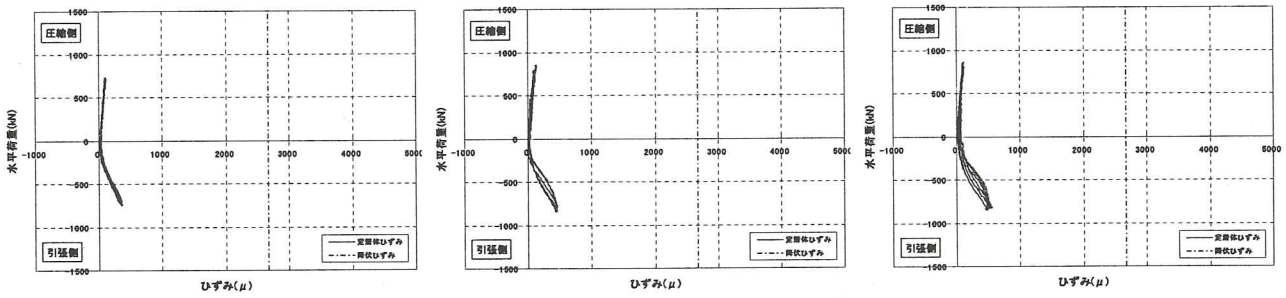


(a) 1δy 載荷時　(b) 2δy 載荷時　(c) 3δy 載荷時

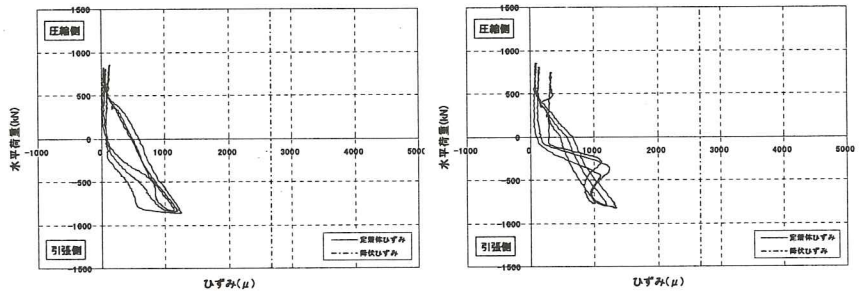


(d) 4δy 載荷時　(e) 5δy 載荷時

図-5.2.50　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.1 供試体、P 面外側：基部より 375mm）

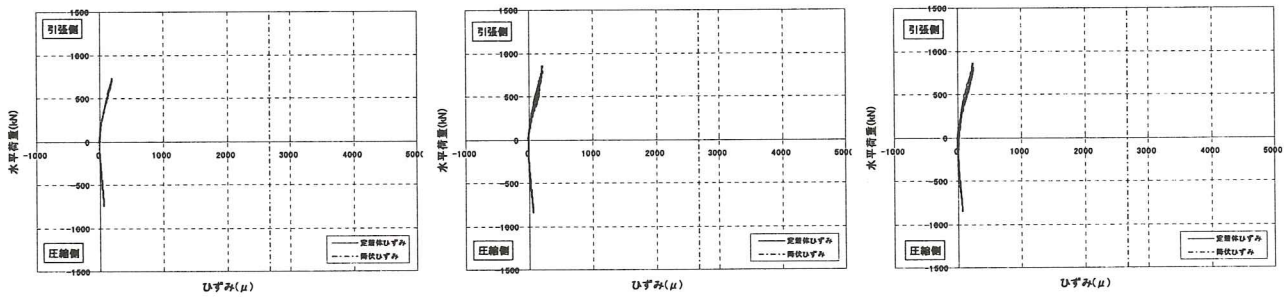


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

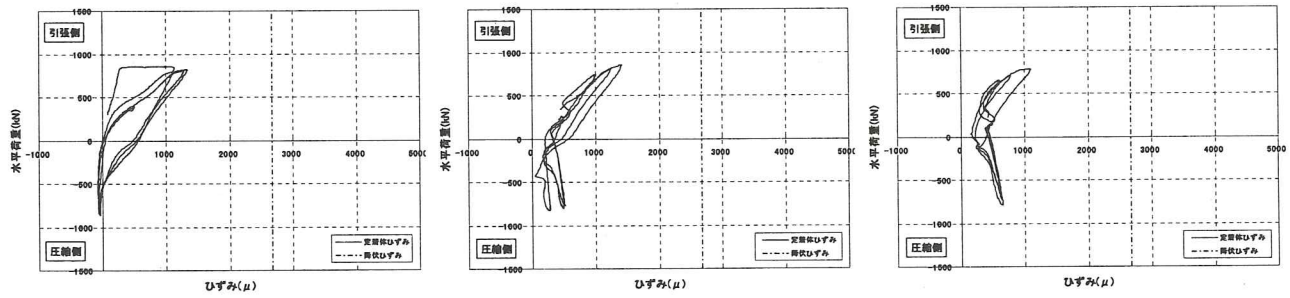


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時

図-5.2.51　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.1供試体、M面外側：基部より600mm）

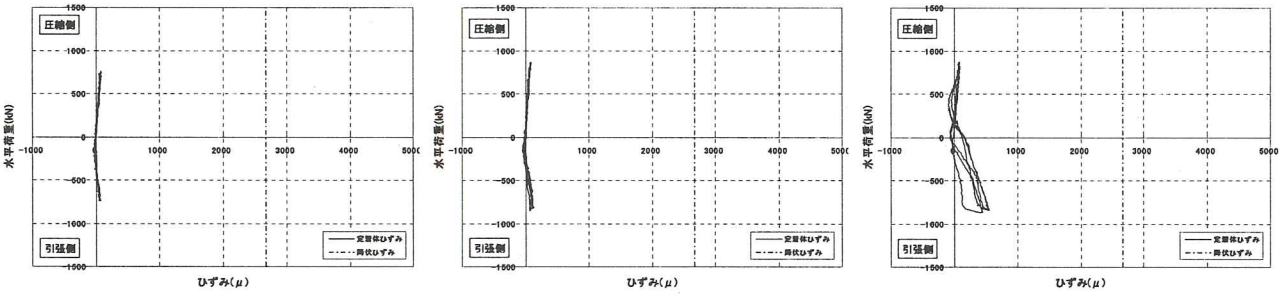


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

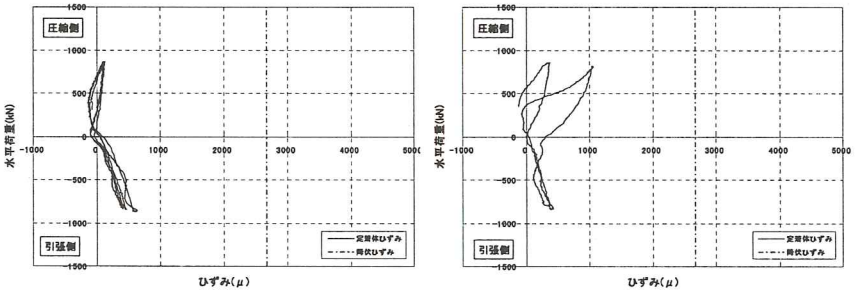


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.52　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.1供試体、P面外側：基部より600mm）

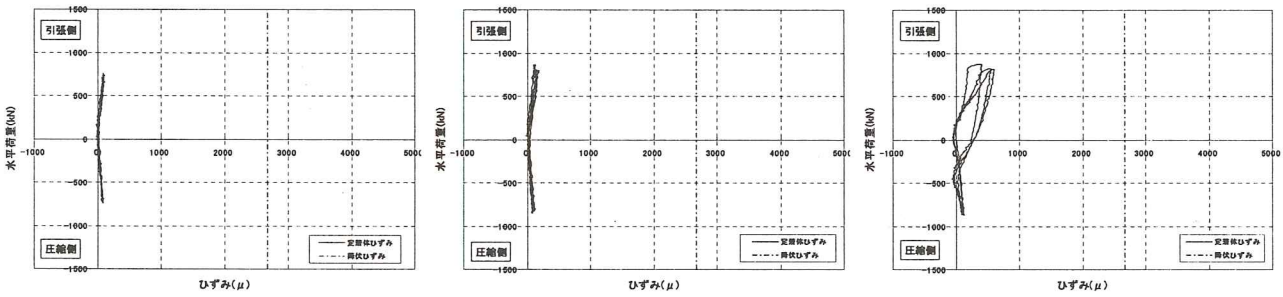


(a) 1δy載荷時　　(b) 2δy載荷時　　(c) 3δy載荷時

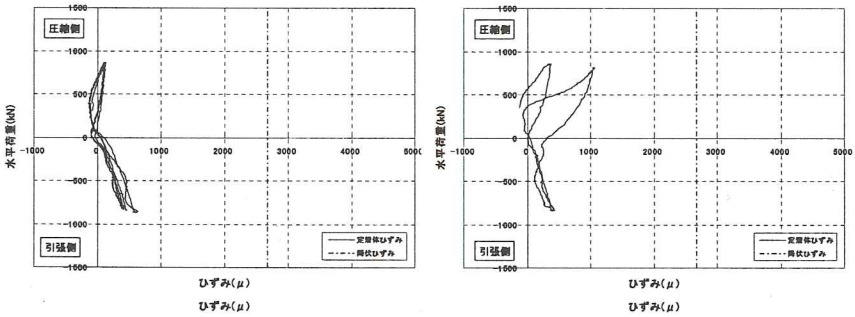


(d) 4δy載荷時　　(e) 5δy載荷時

図-5.2.53　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.2供試体、M面：基部より225mm）

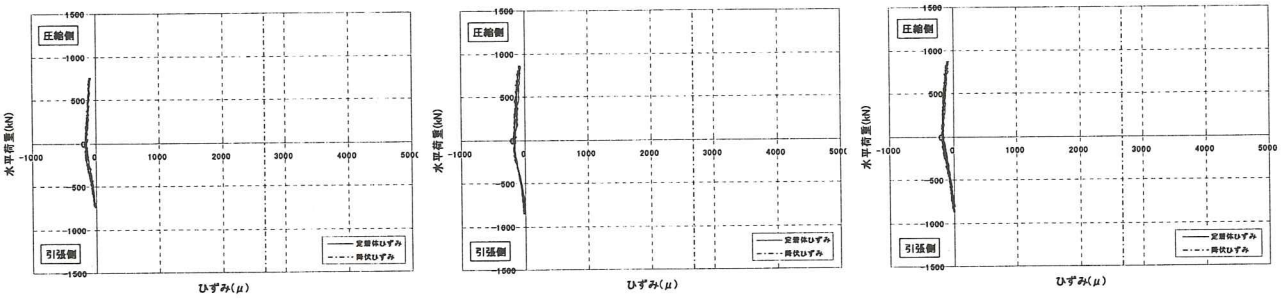


(a) 1δy載荷時　　(b) 2δy載荷時　　(c) 3δy載荷時

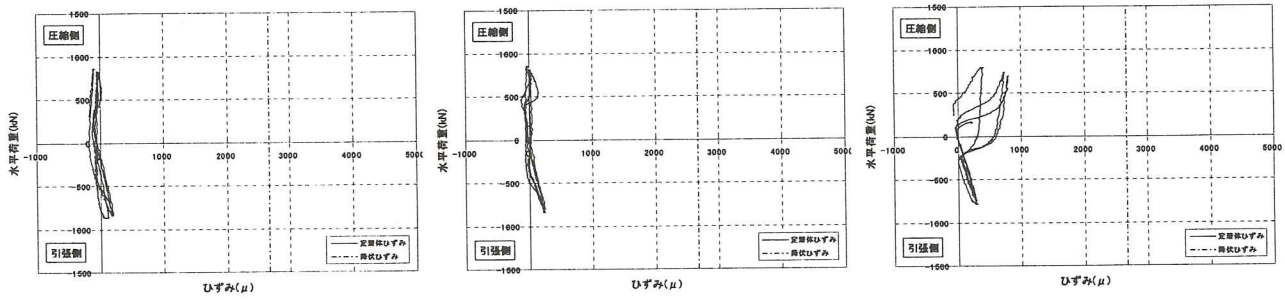


(d) 4δy載荷時　　(e) 5δy載荷時

図-5.2.54　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.2供試体、P面：基部より225mm）

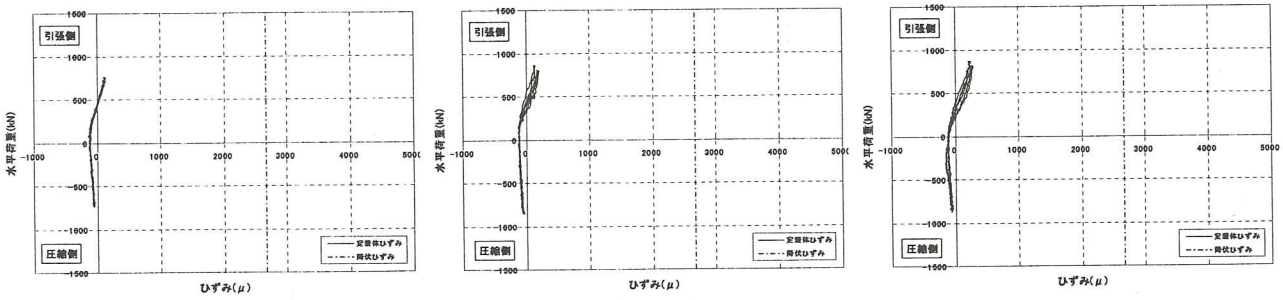


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

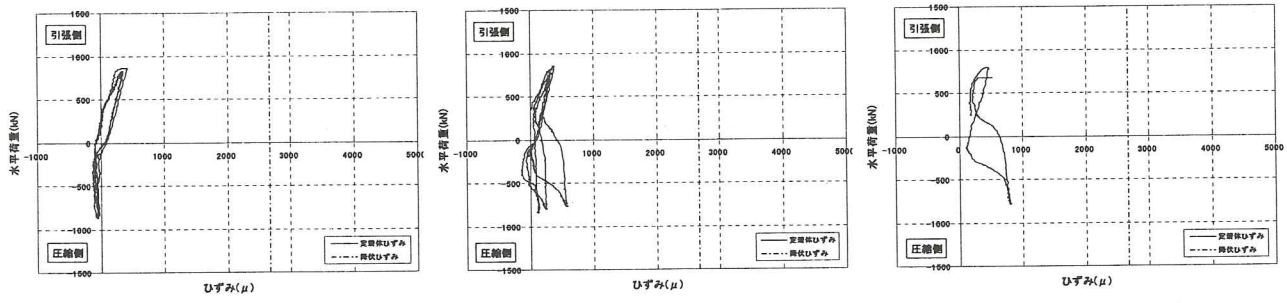


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.55　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.2供試体、M面：基部より375mm）

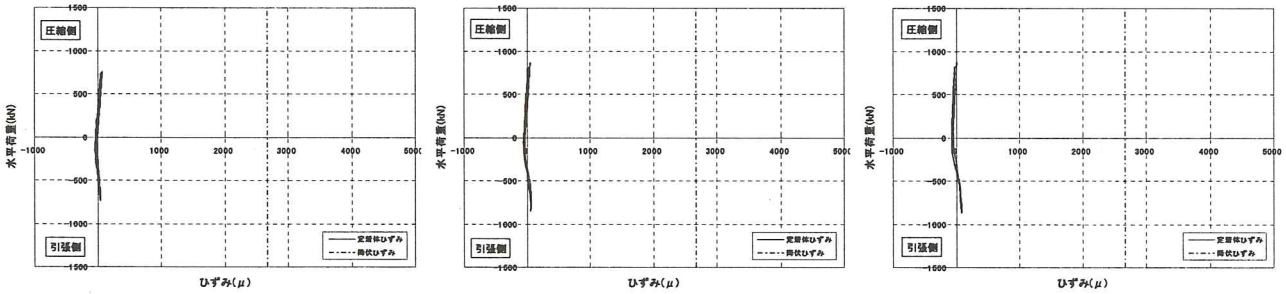


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

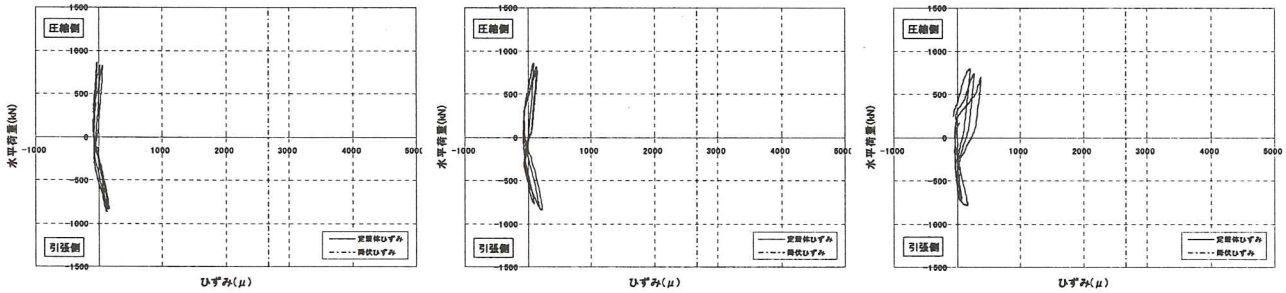


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.56　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.2供試体、P面：基部より375mm）

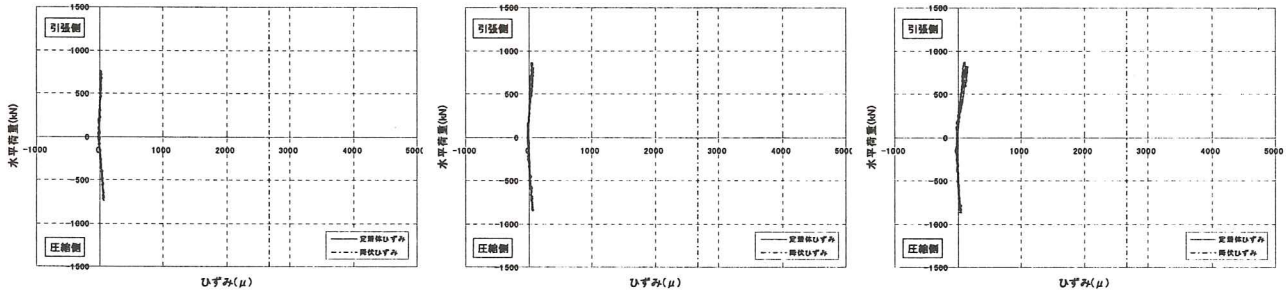


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

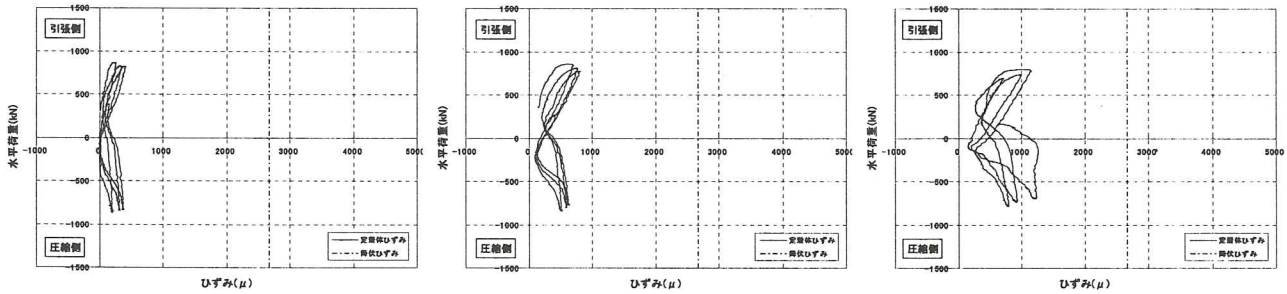


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.57　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.2供試体、M面：基部より600mm）

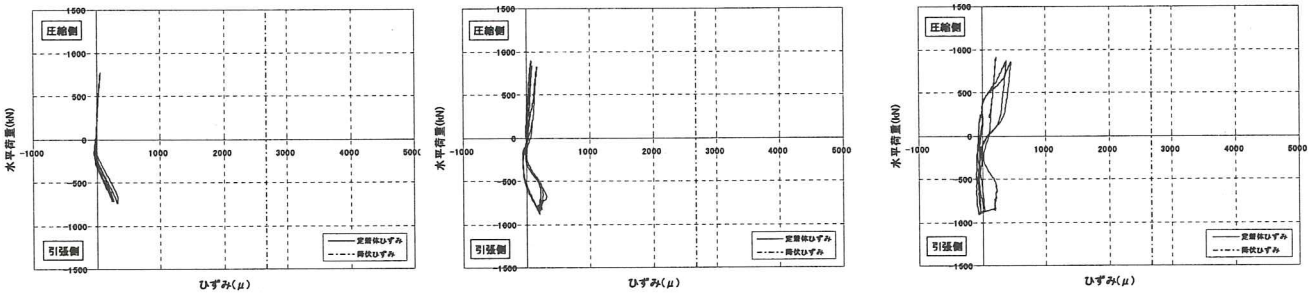


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

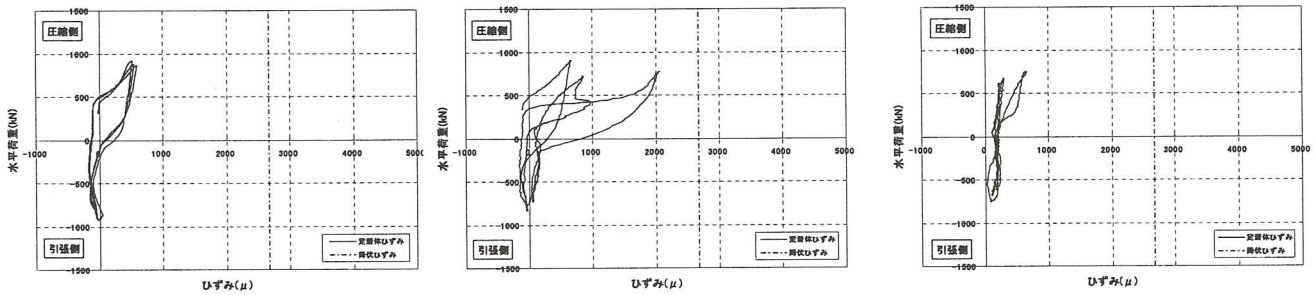


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.58　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.2供試体、P面：基部より600mm）

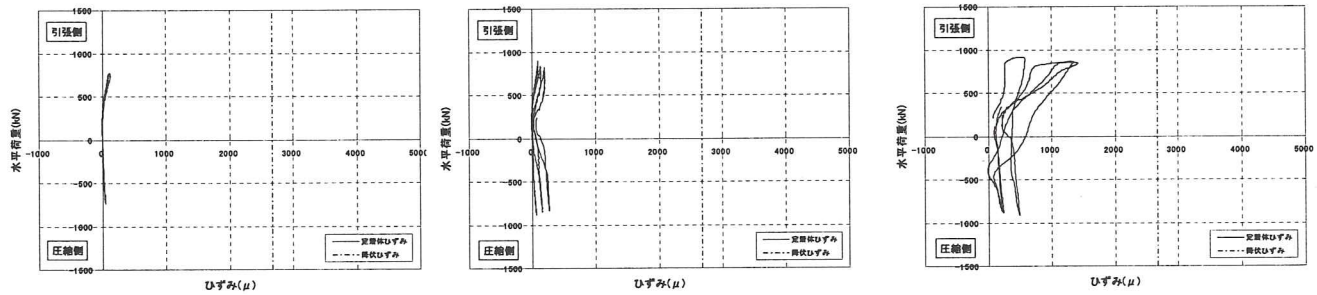


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

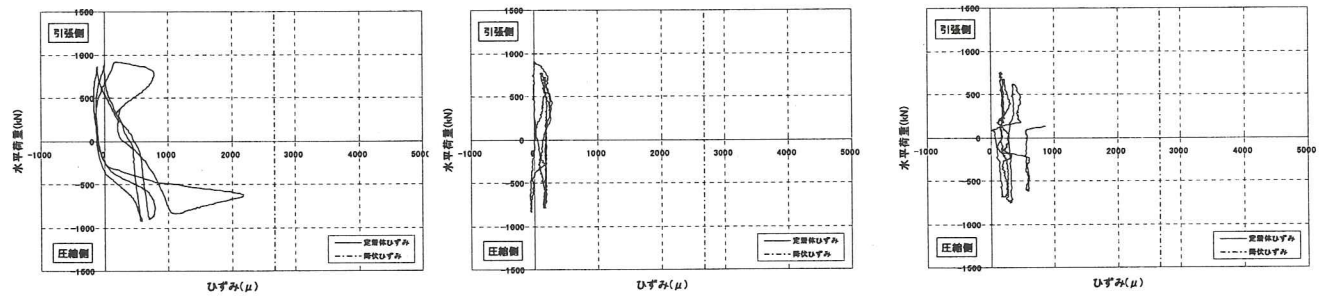


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.59　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.3供試体、M面：基部より225mm）

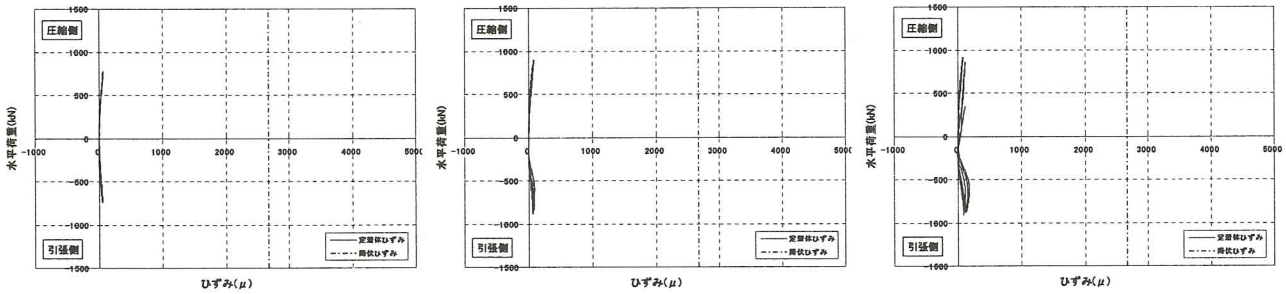


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

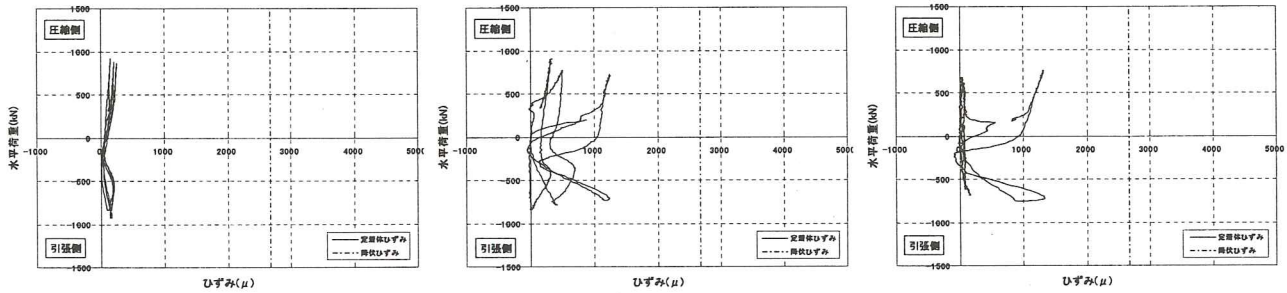


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.60　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.3供試体、P面：基部より225mm）

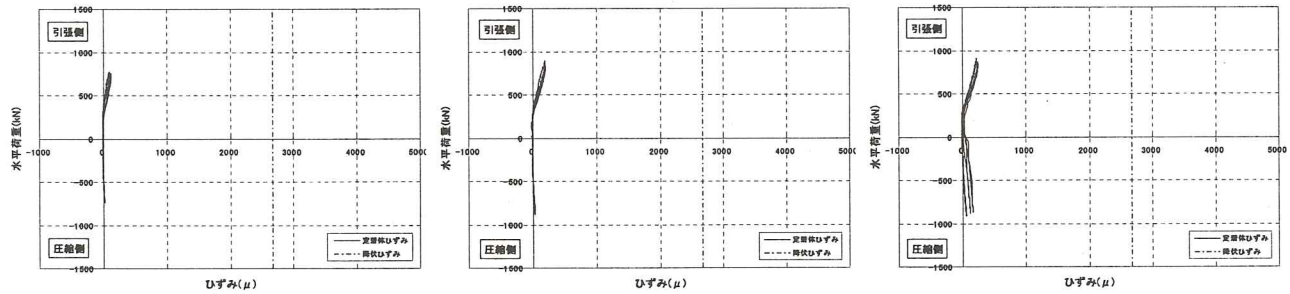


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

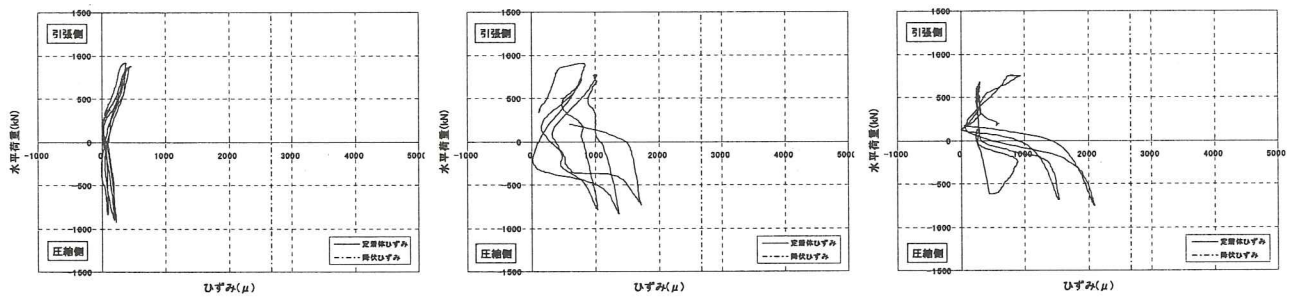


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.61　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.3供試体、M面：基部より375mm）

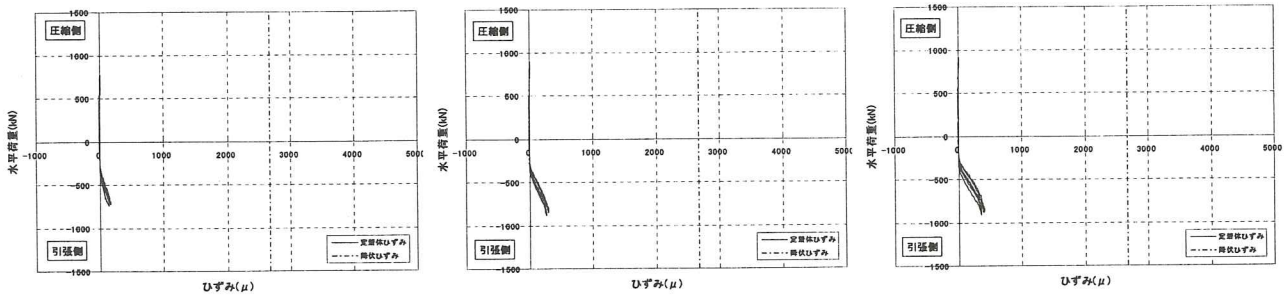


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

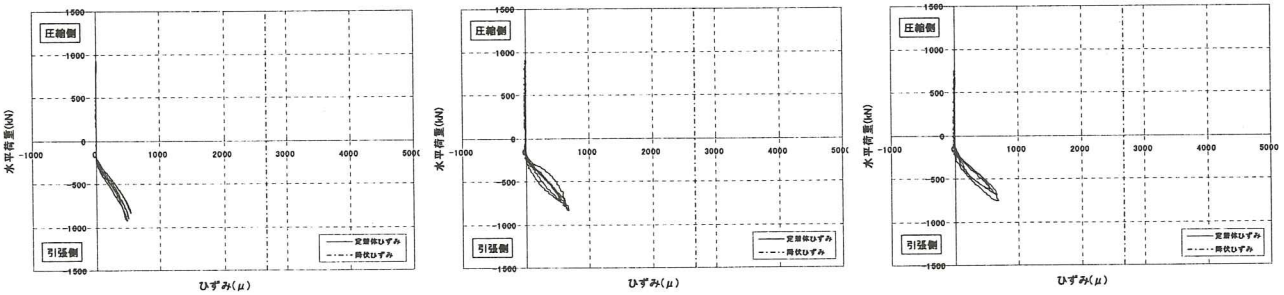


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.62　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.3供試体、P面：基部より375mm）

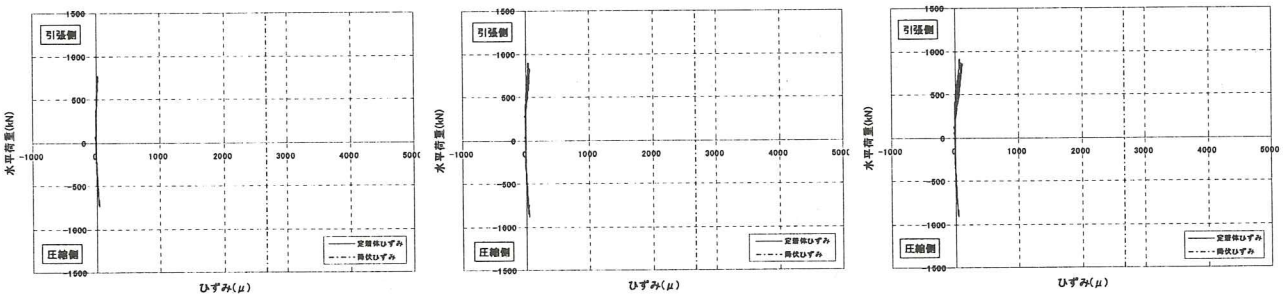


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

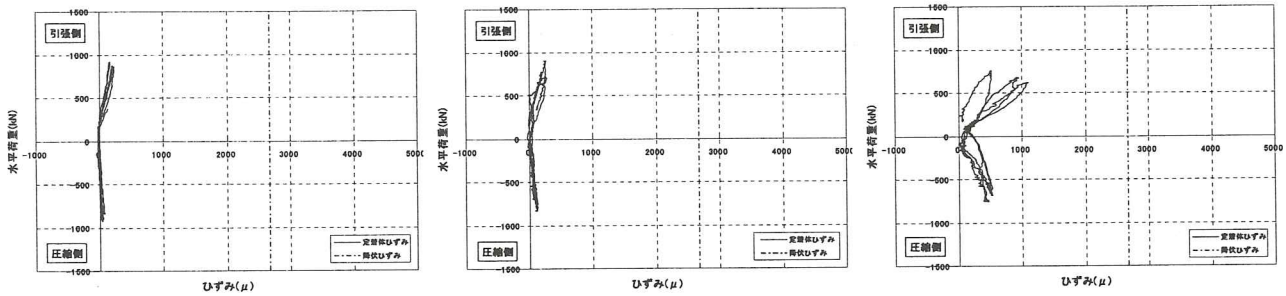


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.63　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.3供試体、M面：基部より600mm）

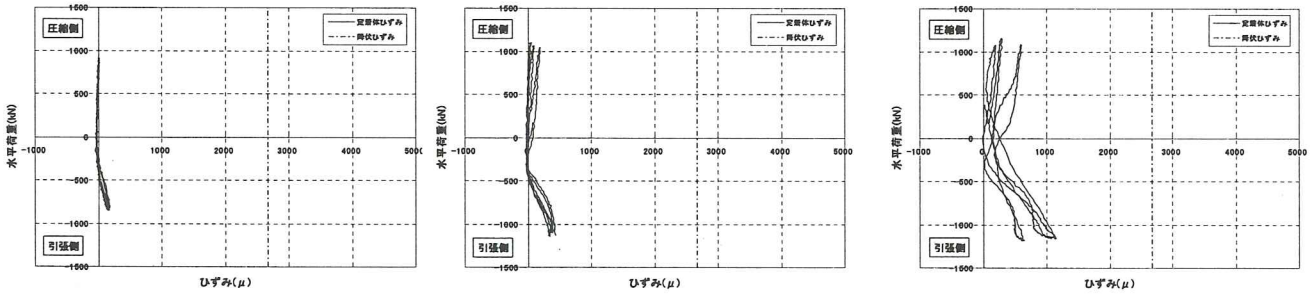


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

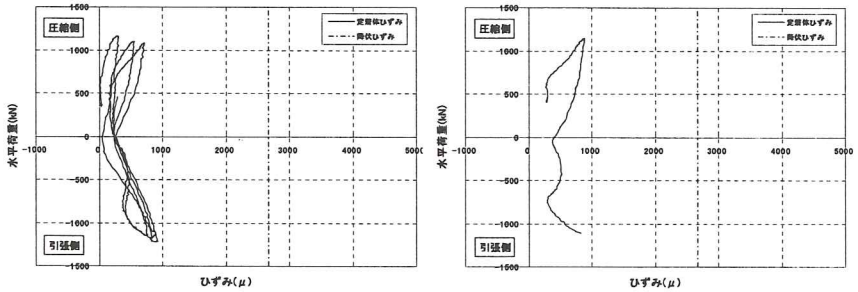


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.64　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.3供試体、P面：基部より600mm）

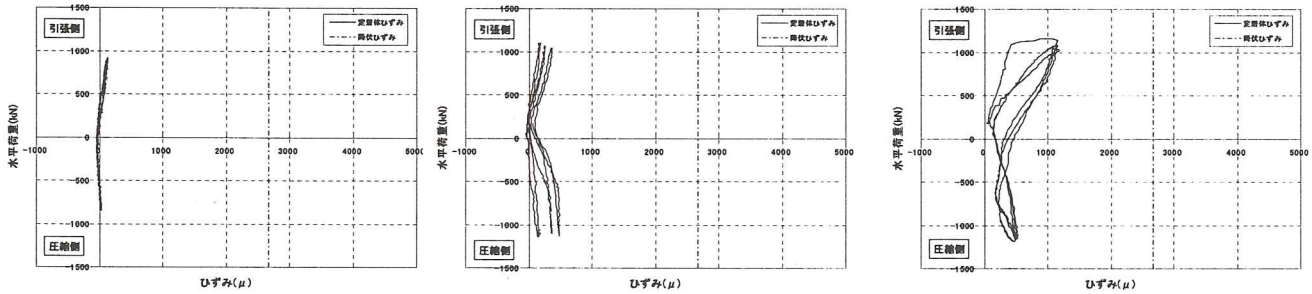


(a) 1δy載荷時　　(b) 2δy載荷時　　(c) 3δy載荷時

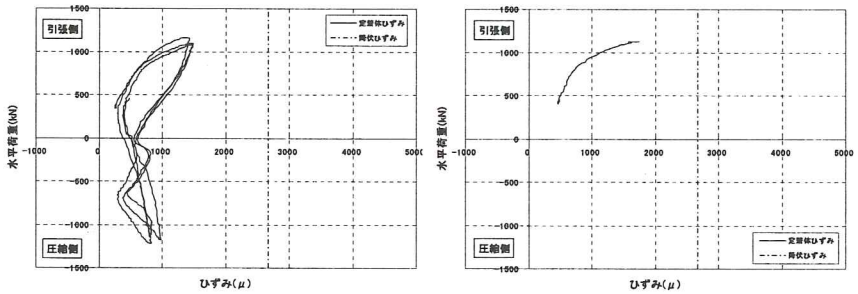


(d) 4δy載荷時　　(e) 5δy載荷時

図-5.2.65　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.4供試体、M面：基部より225mm）

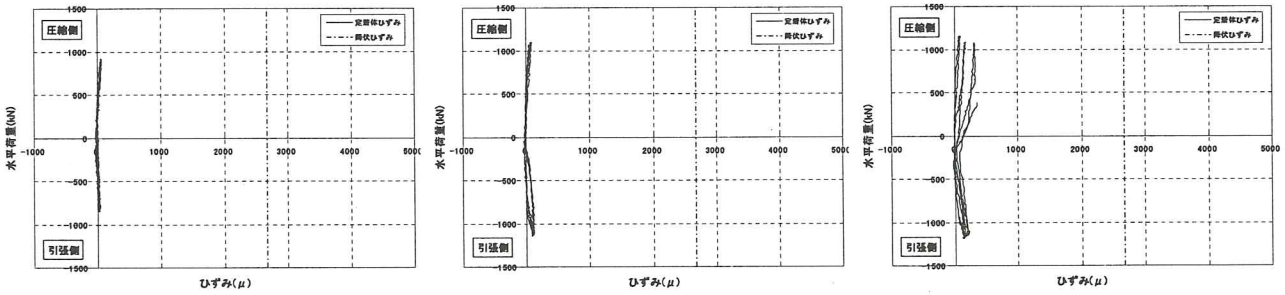


(a) 1δy載荷時　　(b) 2δy載荷時　　(c) 3δy載荷時

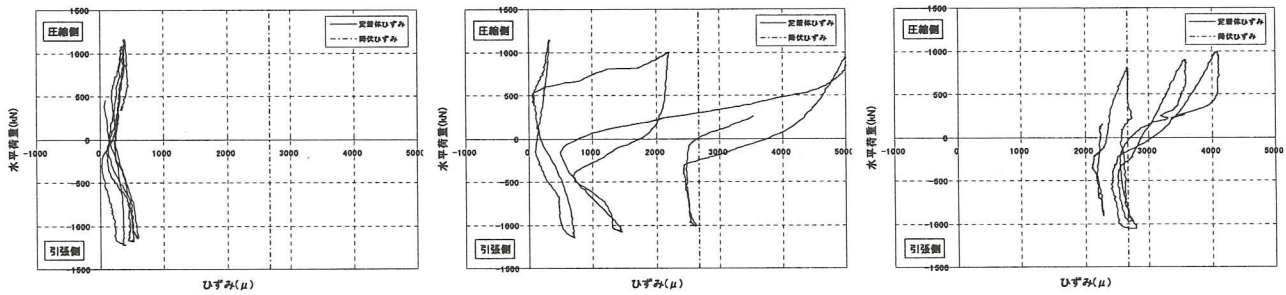


(d) 4δy載荷時　　(e) 5δy載荷時

図-5.2.66　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.4供試体、P面：基部より225mm）

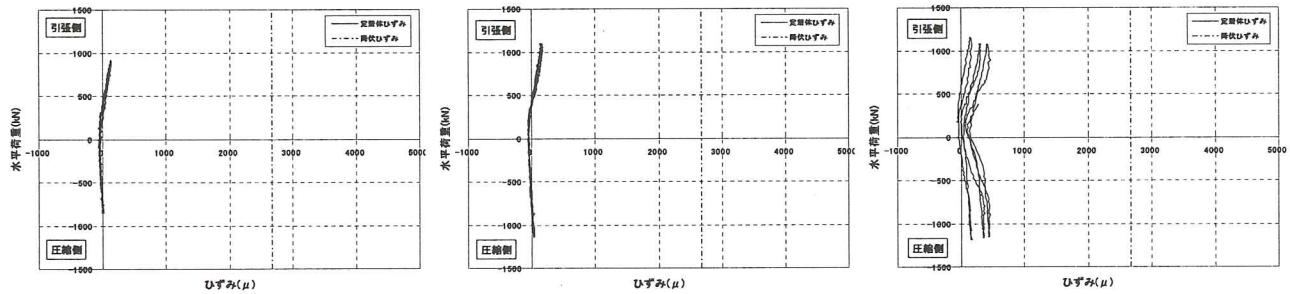


(a) 1δy載荷時　　(b) 2δy載荷時　　(c) 3δy載荷時

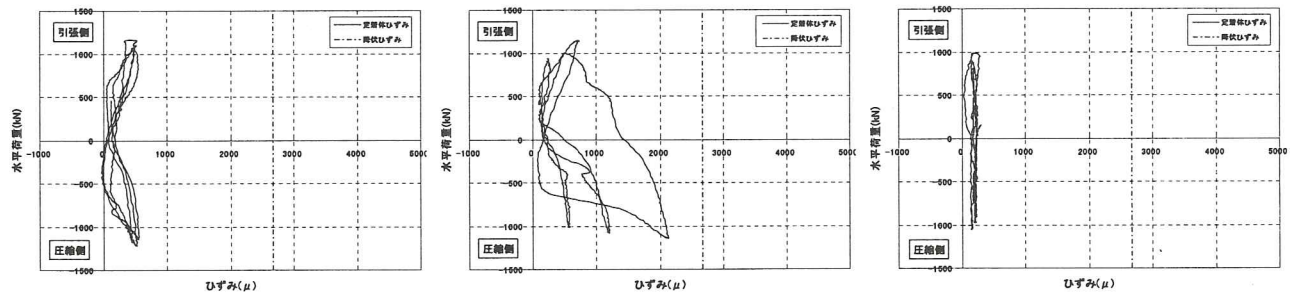


(d) 4δy載荷時　　(e) 5δy載荷時　　(f) 6δy載荷時

図-5.2.67　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.4供試体、M面：基部より375mm）

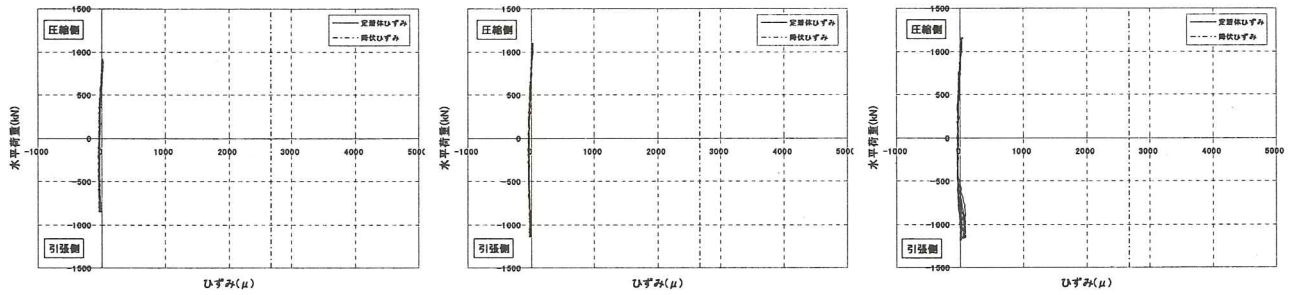


(a) 1δy載荷時　　(b) 2δy載荷時　　(c) 3δy載荷時

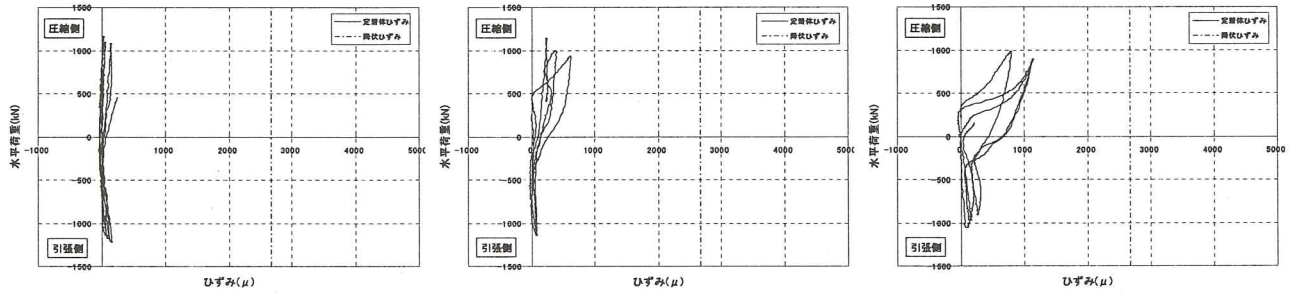


(d) 4δy載荷時　　(e) 5δy載荷時　　(f) 6δy載荷時

図-5.2.68　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.4供試体、P面：基部より375mm）

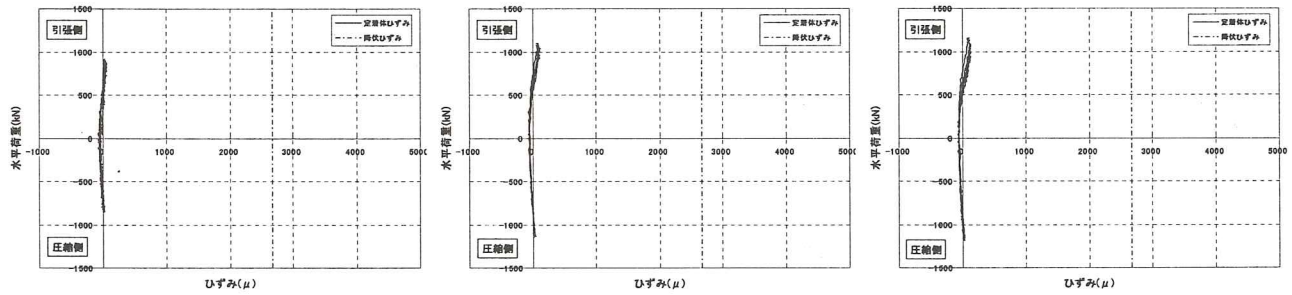


(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時

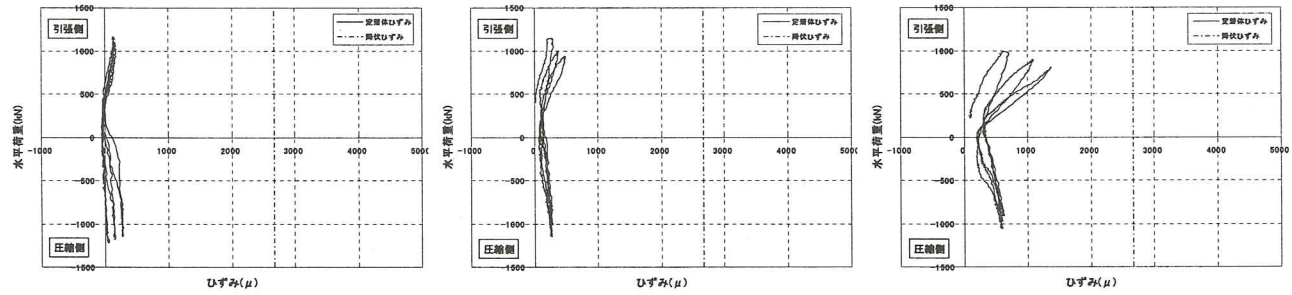


(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.69　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.4供試体、M面：基部より600mm）



(a) 1δy載荷時　(b) 2δy載荷時　(c) 3δy載荷時



(d) 4δy載荷時　(e) 5δy載荷時　(f) 6δy載荷時

図-5.2.70　座屈抑制エレメント定着体のひずみと水平荷重（No.4供試体、P面：基部より600mm）

5.2.4　座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の設計法に関する考察

ここで、今回の実験結果を踏まえ、座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の設計法構築に際する方向性や課題を整理する。

(1)座屈抑制エレメントの設置列数

座屈抑制エレメントの設置列数は、その定着体全体の座屈抑制効果を評価する指標となる。したがって、その設置列数に基づき計算される1面当たりの耐力が実際に作用する力以上となるよう設定すればよいこととなる。但し、この作用力は、実験で得られたひずみを適切なモデルを用いて応力に変換し、事後評価することは可能であるが、種々の条件に対応する所要耐力を事前評価することは、現段階では容易ではない。また、道路橋示方書では、中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同種同径のものを配置することとしている。

そこで、座屈抑制エレメントを配置した鉄筋コンクリート橋脚の設計においては、式(5.2.4)に示した定着体または中間帯鉄筋による1面当りの帯鉄筋拘束力が、道路橋示方書に基づくものと配筋と同等以上となる列数を配置することで、所要の性能を満たしていると考えるのが妥当と思われる。

(2)定着体の定着長

定着体の定着長としては、これが引き抜けることなく、最大限その耐力を発揮するよう設計する必要がある。したがって、その長さは、定着機構の相違に応じて式(5.2.1)または式(5.2.2)にて設定することが基本となる。しかしながら、今回実施した供試体のうち、これら評価式を若干上回る程度に定着長を設定したNo.3供試体やNo.4供試体では、定着体の引抜けが降伏よりも先行し、全体の変形性能を支配する大きな要因となった。したがって、実構造物の設計においては、コアコンクリートの損傷や、座屈抑制エレメントの製作および設置に関する誤差、材料強度のバラツキなどを考慮し、No.2供試体のように、式(5.2.1)または式(5.2.2)で得られる所要定着長にこれらを評価する余裕長を加えた長さを設計定着長として設定する必要がある。この余裕長の設定については、今後検討を加え、適切な値を設定する必要がある。

(3)座屈抑制エレメントの鋼板の影響

今回の実験では、座屈抑制エレメントを構成している鋼板は、非構造部材として取り扱った。しかしながら、前節に示したように、座屈抑制エレメントの配置列数を多くすると、この鋼板が構造部材として寄与し、曲率分布や軸方向鉄筋のひずみ分布が通常配筋のものと異なることになる。

したがって、今後の設計法構築に関する検討においては、このような結果を踏まえ、鋼板の諸元についても配慮が必要である。具体的には、鋼板の諸元を踏まえた塑性ヒンジ長の設定や鋼板の不連続部に発生する段落とし的挙動に対する設置細目が課題であると考えられる。

(4)座屈抑制エレメントの設置細目

今回の実験のうちNo.1供試体では、帯鉄筋に対して座屈抑制エレメントの鋼板が片持ち状態となる設置形態を観察結果が得られた。この現象は、変形性能やエネルギー吸収性能に関しては、結果を左右する大きな要因とはならなかったが、定着体のひずみには相応の影響も認められた。

今後設計法構築の際には、座屈抑制エレメントの設置細目として、座屈抑制エレメントが帯鉄筋を片持ち状態で拘束する設置は回避し、全ての帯鉄筋が定着体の内側に位置するようエレメントを設置するなどの細目規定が必要であると考えられる。

5.2.5 まとめ

本節では、中間帯鉄筋の途中定着構造として開発した座屈抑制エレメントの概念や構造を紹介した。さらには、座屈抑制エレメントを設置した大型供試体の正負交番載荷実験より、このエレメントを設置した鉄筋コンクリート橋脚は、エレメントの列数や定着長を十分とると、貫通中間帯鉄筋を設置した場合と概ね同等の変形性能およびエネルギー吸収性能が期待できるとの結果を得た。

今後はさらに検討を加え、座屈抑制エレメントの合理的な設置方法や構造細目も含めた設計法を構築していく予定である。

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編、平成 14 年 3 月
2) 原夏生・村井和彦・松林卓・請川誠・三島徹也：座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の配筋技術の開発（その１）－座屈抑制エレメントの概念－、土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集Ⅴ部門、2004.9
3) 村井和彦・原夏生・請川誠・三島徹也・松林卓：座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の配筋技術の開発（その２）－正負交番載荷試験による耐震性能の検証－、土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集Ⅴ部門、2004.9
4) (社)日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事、pp.82-83、2002 年 11 月
5) スタッド協会：スタッド溶接、pp.62-65、平成 14 年 4 月
6) 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室：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、土木研究所資料第 3789 号、平成 12 年 8 月
7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編、平成 14 年 3 月