マイクロフィルム用資料

共同研究報告書
整理番号第223号

プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書

—研究開発報告書—

平成11年4月

建設省土木研究所
(財)先端建設技術センター
石川島播磨重工業(株)
(株)奥村組
川崎製鉄(株)
佐藤工業(株)
清水建設(株)
東急建設(株)
飛島建設(株)
日本ヒューム管(株)
(株)間組
(株)フジタ
前田建設工業(株)

Copyright © (1999) by P.W.R.I.

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

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

共同研究報告書
第223号1999年4月

プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書

—研究開発報告書—

建設省土木研究所
(財)先端建設技術センター
石川島播磨重工業㈱
㈱奥村組
川崎製鉄㈱
佐藤工業㈱
清水建設㈱
東急建設㈱
飛島建設㈱
日本ヒューム管㈱
㈱間組
㈱フジタ
前田建設工業㈱

要　旨

本報告書は,「プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究」として平成7年度から9年度にわたり，建設省土木研究所，財団法人先端建設技術センターおよび民間11社で共同研究を実施しその成果をとりまとめたものである。本研究では，高橋脚に着目し，建設事業の高品質化・省人化，労働環境の向上，自然環境への影響の低減を図りつつ，工期短縮，耐震性に優れた構造形式を開発するため各種検討，実験を行ってきた。研究成果として，軸方向鋼材に鉄骨・鉄筋を用いたSRC構造とし，中間帯鉄筋の施工を省略するためスパイラル筋を使用した構造の提案を行った。提案を行った構造形式が在来工法と同等以上の耐震性能を有しているかを確認するため，要素実験，正負交番載荷実験，施工性確認実験を行った。ここではこれらの成果をとりまとめたものである。本工法を3H工法(Hybrid Hollow High pier)と呼ぶ。

キーワード：高橋脚，SRC構造，スパイラル筋，省力化・省人化，施工技術

目　次

1．まえがき ……1

2．はじめに ……2

3．共同研究参加者名簿 ……6

4．中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験

4．1　実験目的 ……9

4．2　試験体 ……10

4．3　材料試験結果 ……12

4．4　実験結果 ……13

4．5　変形特性 ……14

4．6　ひび割れ性状 ……15

4．7　荷重－主鉄筋ひずみ関係 ……17

4．8　荷重－せん断補強筋ひずみ関係 ……18

4．9　荷重－中間帯鉄筋ひずみ関係 ……20

4．10　せん断補強筋および中間帯鉄筋の終局ひずみ・応力 ……22

4．11　まとめ ……25

4．12　写真 ……26

5．中間帯鉄筋の定着方法に関する柱の一軸圧縮実験

5．1　実験目的 ……33

5．2　試験体 ……34

5．3　材料試験結果 ……37

5．4　試験体コンクリート弾性係数、強度 ……39

5．5　軸方向の応力－ひずみ関係 ……43

5．6　主鉄筋ひずみ分布 ……45

5．7　帯鉄筋ひずみ分布 ……47

5．8　中間帯鉄筋ひずみ分布 ……48

5．9　まとめ ……49

5．10　写真 ……51

6．スパイラル筋による中間帯鉄筋の代替機能に関する柱の一軸圧縮実験

6．1　実験目的 ……55

6．2　試験体 ……56

６．３　材料試験結果 …… 64
６．４　試験結果 …… 65
６．５　まとめ …… 90
６．６　コンクリートの応力－ひずみ曲線の設定における実験結果の再評価 …… 93
６．７　写真 …… 97
７．正負交番載荷実験
７．１　実験目的 ……107
７．２　試験体 ……107
７．３　材料試験結果 ……113
７．４　試験体耐力 ……114
７．５　載荷方法 ……115
７．６　計測方法 ……116
７．７　耐力および変形性能 ……125
７．８　破壊性状 ……127
７．９　主鉄筋および主鋼材のひずみ分布 ……128
７．１０　スパイラル筋のひずみ ……132
７．１１　変位分布 ……133
７．１２　まとめ ……135
７．１３　添付資料 ……137
（１）試験体配筋図 ……137
（２）材料試験結果 ……146
（３）荷重－変位曲線 ……157
（４）主鉄筋および主鋼材の降伏変位の検討結果 ……161
（５）スパイラル筋ひずみ分布 ……171
（６）主鉄筋および主鋼材のひずみ分布 ……176
（７）変位分布 ……185
（８）ひび割れ状況 ……189
（９）写真 ……203
８．施工性確認実験
８．１　実験計画 ……211
８．２　実験結果 ……245
８．３　実験写真 ……277
９．まとめ ……292

1．まえがき

我が国の高規格幹線道路をはじめとする道路において、用地の制約等から山岳部に計画されることが多く、道路橋の橋脚はそれにつれ高橋脚化が進んでいる。一方、自然環境の保全、熟練労働者の不足、労働環境の向上といった社会的背景や、耐震基準の強化等により、橋梁構造物に要求される性能はこれまで以上に高レベルなものとなっている。

そこで、施工の合理化・省人化を可能とし、自然環境への影響を配慮し、かつ、工期短縮、耐震性能に優れた高橋脚の施工法を開発することを目標として、建設省土木研究所と(財)先端建設技術センターおよび民間１１社により、「プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究」として平成７年度から平成９年度まで実施した。

３カ年にわたる研究の結果、橋脚の軸方向鋼材を鉄骨鉄筋コンクリートとし、高張力スパイラル筋と組み合わせることで、橋脚に要求される構造性能を満足し、軸方向鋼材および中間帯鉄筋の配筋作業を大幅に省略することが可能な Hybrid Hollow High pier工法（以下、「３H工法」と呼ぶ）を開発した。３H工法はプレキャスト型枠(３Hパネル)や移動式型枠を採用することにより、型枠作業を省力化することも可能である。あわせて、自然環境への影響を低減することも可能である。

３H工法を開発するにあたり、在来工法と比較して構造形式を変更している。変更した構造形式の基本的構造性能が在来工法と同等以上であること、および、３H工法で構築された橋脚が在来工法で構築された橋脚と同等以上の耐震性能を有していることを確認するために４つの構造実験を実施した。また、スパイラルカラムおよび隅角部鋼材について、施工性、容易性を確認するため、施工性確認実験を行っている。

・中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験（４章）
・中間帯鉄筋の定着方法に関する柱の一軸圧縮実験（５章）
・スパイラル筋による中間帯鉄筋の代替機能に関する柱の一軸圧縮実験（６章）
・３H工法正負交番載荷実験（７章）
・施工性確認実験（８章）

なお、本共同研究においては「共同研究報告書第２２２号 設計・施工マニュアル(案)」と「本書 研究開発報告書」を執筆しているので、必要に応じて参照されたい。

2．はじめに

我が国の道路は高規格幹線道路をはじめとして、用地の制約等から山岳部に計画されることが多く、道路橋の高規格化が進んでいる。一方、自然環境の保全、熟練労働者の不足、労働環境の向上といった社会的背景や、耐震基準の強化等により、橋梁構造物に要求される性能はこれまで以上に高レベルなものとなっている。

そこで、施工の合理化・省人化を可能とし、自然環境への影響を配慮し、かつ、工期短縮、耐震性能に優れた高橋脚の施工法を開発する事を目的として、建設省土木研究所基礎研究室と(財)先端建設技術センター、および民間１１社（石川島播磨重工業、奥村組、川崎製鉄、佐藤工業、清水建設、東急建設、飛島建設、日本ヒューム管、間組、フジタ、前田建設工業）により、「プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究」が、平成７年度より平成９年度まで実施された。

３カ年にわたる研究の結果、橋脚の主鋼材を鉄骨鉄筋コンクリート（ＳＲＣ）構造とし、高張力スパイラル筋と組み合わせることで、橋脚に要求される構造性能を満足し、主鋼材および中間帯鉄筋の配筋作業を大幅に省力化することが可能な Hybris Hollow High Piwe 工法（以下、「３Ｈ工法」と呼ぶ）を開発した。図－1.1に３Ｈ工法の構造概念図を示す。３Ｈ工法は、図－1.2の施工概念図に示されるように、プレキャスト型枠（３Ｈパネル）や昇降式移動型枠を採用することにより、型枠作業を省力化することが可能であり、併せて自然環境への影響を低減することも可能である。

３Ｈ工法を開発するにあたっては、施工の省力化を実現するため、在来工法を基準とし、若干の構造形式の変更を行っている。主な変更点は以下の通りである。

① 帯鉄筋内蔵のプレキャスト型枠（３Ｈパネル）を用いる場合、図－1.3に示すような鉛直方向帯鋼材と隅角部鋼材により、内外の帯鉄筋を連結することで、在来工法と同等なせん断補強効果およびコンクリートの拘束効果を得ることができる。

② 主鋼材を鉄骨主体のＳＲＣ構造とする。中間帯鉄筋は、図－1.4に示すようなスパイラルカラムと称す鉄骨の周辺に配置された複数本の軸方向鉄筋に細径異形ＰＣ鋼棒をスパイラル状に巻き付けたユニットにより軸方向鋼材の座屈を制御するとともにコンクリートを拘束する。これにより、在来工法の中間帯鉄筋の機能を持たせる。

構造形式の変更点の基本的構造性能が在来工法以上であることを、および、３Ｈ工法で構築された橋脚が在来工法で構築された橋脚と同等以上の耐震性能を有することを確認するために４つの構造実験を実施した。

（１）中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験（第４章）

上記①に関して、提案構造形式を模擬した中間帯鉄筋が、在来工法と同等なせん断補強効果を有することを確認するために、梁試験体の曲げ実験を実施した。

（２）中間帯鉄筋の定着方法にに関する柱の一軸圧縮実験（第５章）

上記①に関して、提案構造形式による鉛直方向帯鋼材と隅角部鋼材が、在来工法の中間帯鉄筋と同等なコンクリート拘束効果を有することを確認するために、柱の一軸圧縮実験を実施した。

（３）スパイラル筋による中間帯鉄筋の代替機能に関する柱の一軸圧縮実験（第６章）

上記②に関して、スパイラルカラムのコンクリート拘束効果を定量的に把握することを目的として、スパイラルカラムを用いた柱の一軸圧縮実験を実施した。

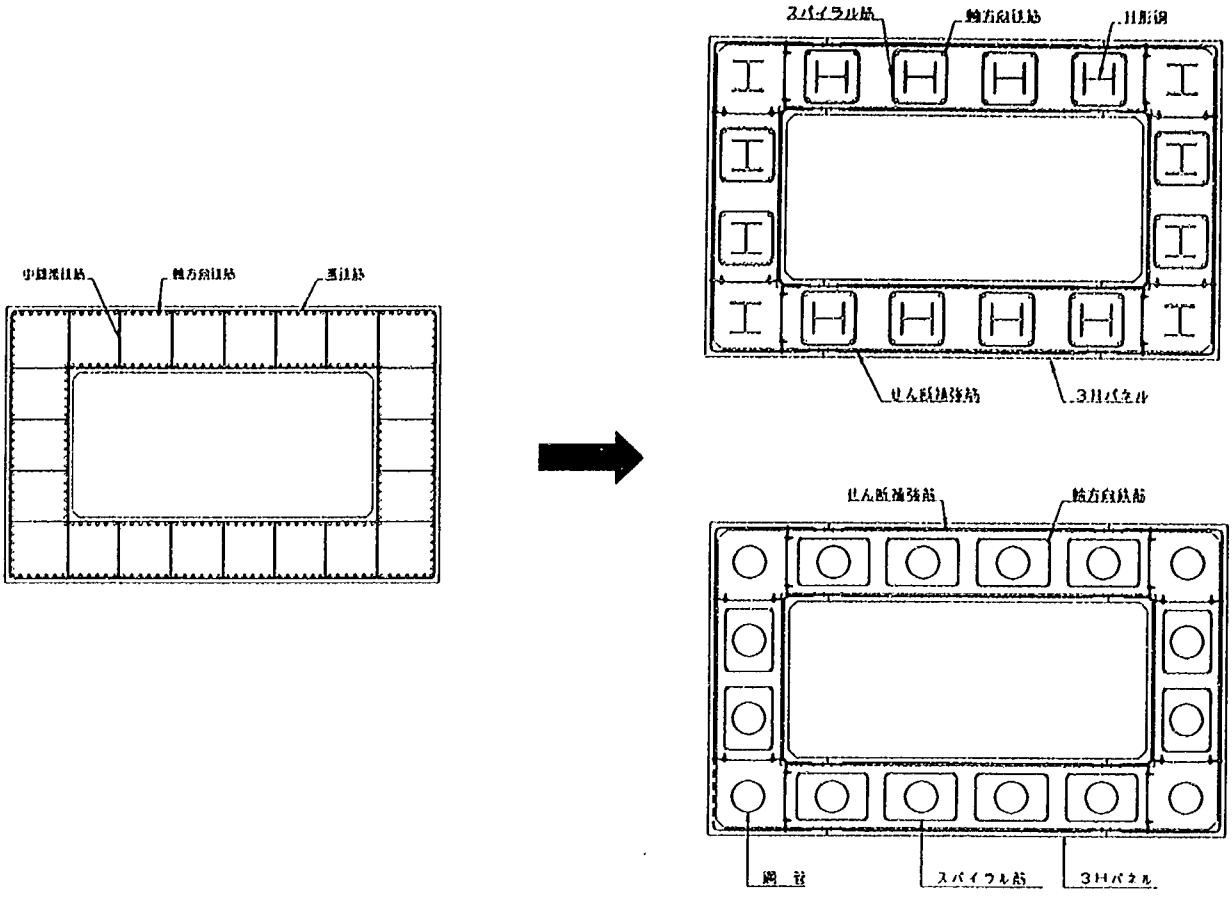
（4）3H工法正負交番載荷実験（第7章）

3H工法で構築された橋脚が在来工法で構築された橋脚と同等以上の耐震性能を有することを確認することを目的として、想定橋脚をモデル化した3H工法と在来工法の模型橋脚の正負交番載荷実験を実施した。

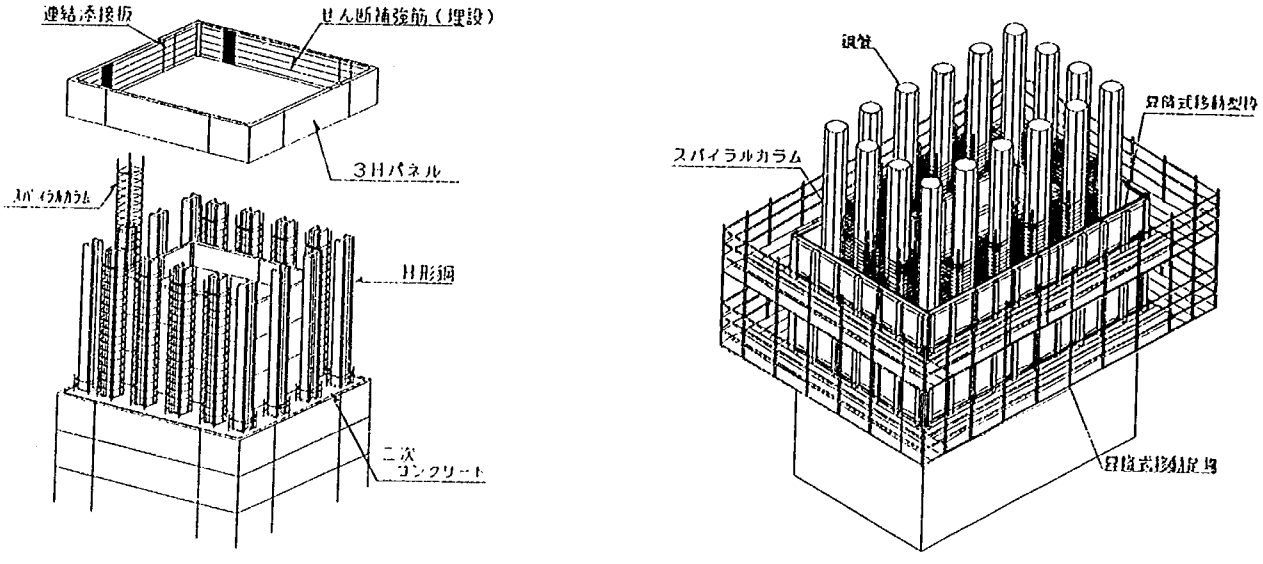
（5）施工性確認実験（第8章）

スパイラルカラムおよび隅角部鋼材について、実物大の部材を用いてスパイラルカラム地組みの施工性、継手の施工性、隅角部鋼材接合の施工性、またこれらの作業の歩掛りやサイクルタイム等を把握する目的で実施した。

本報告書は、以上の実験結果についてまとまたものである。

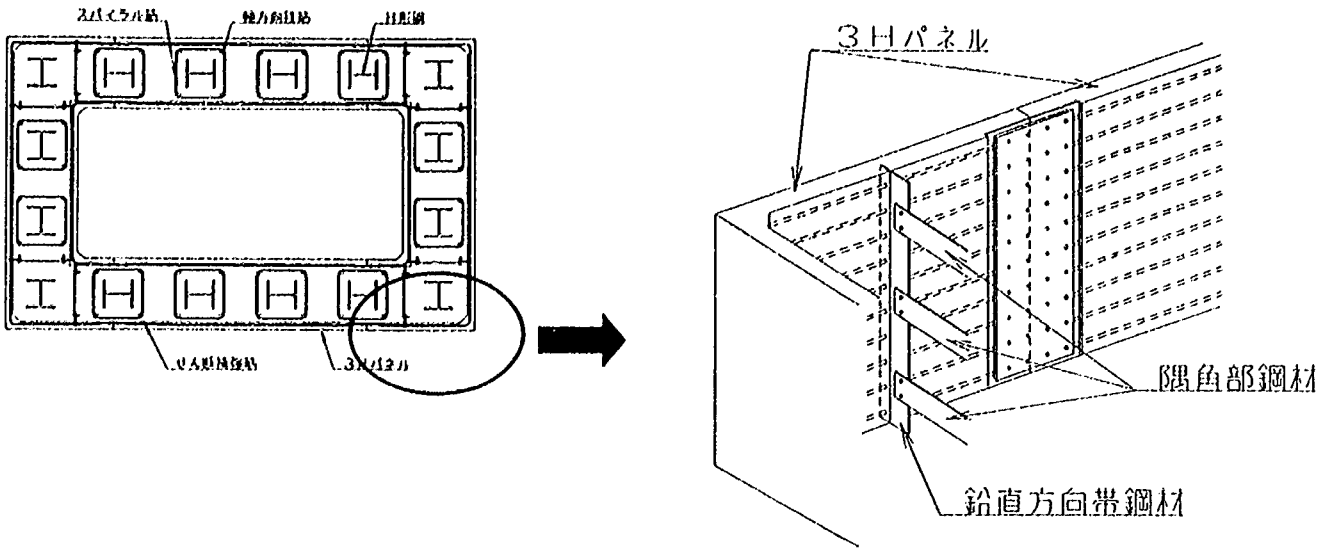


図－１．１　３Ｈ工法構造概念図

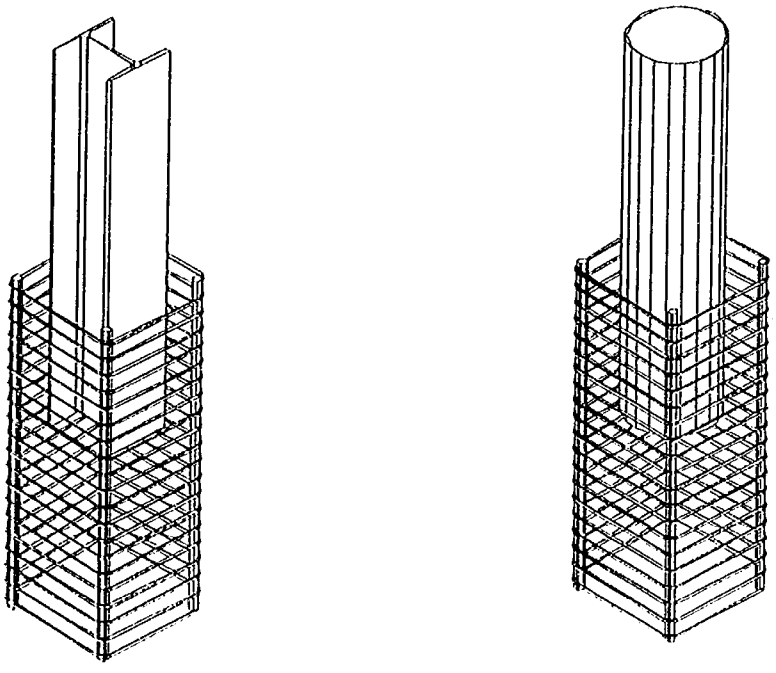


(a) ３Ｈパネルによる高橋脚の施工　　(b) 昇降移動式型枠による高橋脚の施工

図－１．２　３Ｈ工法施工概念図



図－１．３　隅角部における帯鉄筋の連結



図－１．４　スパイラルカラムの例

3．共同研究参加者名簿

機関・会社名	氏　名	役　職　名
建設省土木研究所	福井次郎	構造橋梁部　基礎研究室　室長
	芦達拓哉	〃　〃　研究員＊
	大越盛幸	〃　〃　研究員
	阪野　彰	〃　〃　＊
	寿上隆司	〃　〃
(財)先端建設技術センター	吉岡博幸	研究第三部　部長
	古賀泰之	〃　部長＊
	井上正巳	〃　主任研究員＊
	橋本万多良	〃　主任研究員
	奥村幹也	〃　主任研究員
石川島播磨重工業(株)	月田良博	橋梁事業部　基本計画部　課長
	戸田　均	機械鉄構事業本部　プロジェクト開発部　主任
	山根三弘	橋梁事業部　基本計画部
	角谷常宏	鉄鋼事業部　開発部　部長
	櫻井清一	環境事業部　土木建築プロジェクト部　部長
	竹内浩一	〃　〃　課長
(株)奥村組	東　邦和	技術研究所　構造研究室　室長
	三澤孝史	〃　機電研究室　主任研究員
	水谷善行	技術本部　技術開発部　課長
	中村敏晴	東京支社　土木設計部　設計一課　副課長
川崎製鉄(株)	橋本修身	建材センター　建材技術部　課長
	大久保浩弥	〃　鋼構造研究所　主任研究員
佐藤工業(株)	岩藤正彦	中央技術研究所　所長
	大野一昭	〃　土木研究部門　材料グループ　ｸﾞﾙｰﾌﾟ長
	伊東良浩	〃　〃　構造グループ　ｸﾞﾙｰﾌﾟ長
清水建設(株)	羽田義治	土木本部　技術第一部　構造橋梁グループ　課長＊
	大野　浩	〃　〃　〃　ｸﾞﾙｰﾌﾟ長
	奥石正己	〃　〃　〃　設計主任
	長澤保紀	技術研究所　構造技術開発部　構造特性ｸﾞﾙｰﾌﾟ主席研究員
東急建設(株)	長澤　勝	土木本部　土木技術設計部　課長
	渋沢重彦	〃　〃　課長代理
	布藤省三	土木本部　第一工務部　課長代理

飛島建設(株)	名倉政雄	土木事業本部　土木技術部　技術第二課　課長
	笠井和弘	〃　〃　〃　主任
	清水功	〃　土木設計部　設計第一課
日本ヒューム管(株)	岩沙政治	営業本部　顧問
	太田慎司	コンクリート製品統括本部　課長代理＊
	南澤聡	〃　課長代理
	藤岡宣仁	〃
(株)間組	庄野昭	土木本部　構造物・橋梁統括部　課長
	村上祐治	技術研究所　技術研究部　土木研究室　チームリーダー
(株)フジタ	紙屋東明	首都圏土木支店　土木部　担当課長
	池庄司和臣	土木本部　生産技術部　次長
	笹谷輝勝	技術研究所　土木研究部　主査
	江口孝	土木本部　生産技術部　設計担当課長
前田建設工業(株)	横沢和夫	技術本部　技術研究所　副部長
	篠田佳男	新規事業部　課長＊
	原夏生	技術本部　技術研究所　主任
	伊藤始	〃　〃　研究員

中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験

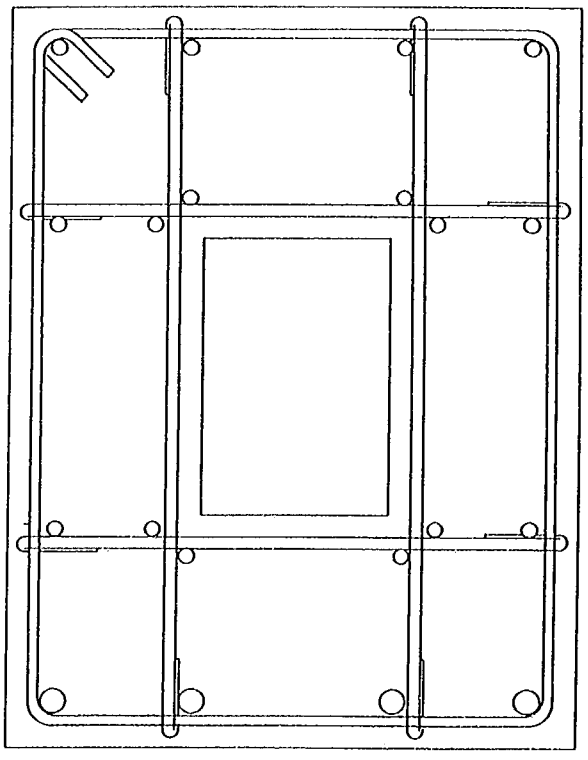
４．中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験

４．１　実験目的

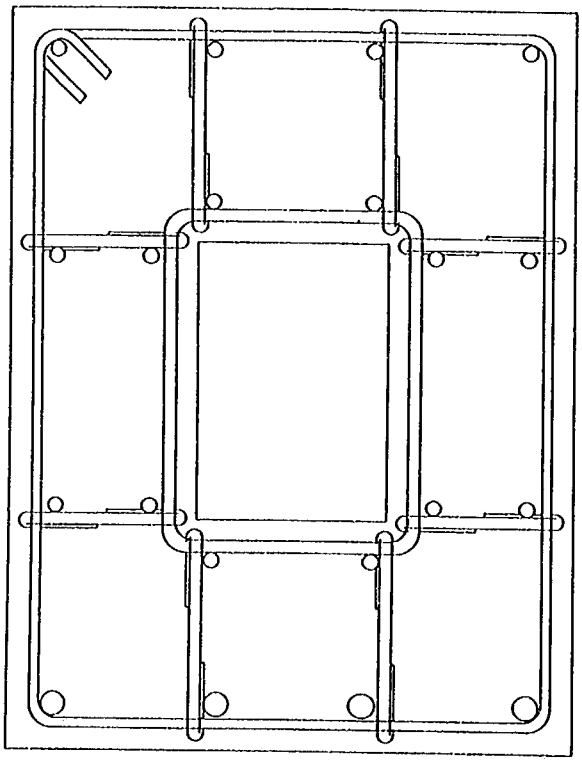
「３Ｈ（Hybrid Hollow High Pier）工法」の開発においては、施工の合理化および自然環境の保全を図ることを意図し、中空橋脚の外側および内側側面に３Ｈパネルと呼ばれる、帯鉄筋が内蔵されたプレキャスト製埋設型枠を用いることことが検討されている。

橋脚には、棒部材としてのせん断耐力を補強することおよび、大変形時に鉄筋の座屈を抑制しコアコンクリートを拘束することを目的として帯鉄筋が配置されている。中空断面橋脚における帯鉄筋は、図-４．１に示すように、内側部分の帯鉄筋も含めて、全て直接外側帯鉄筋に定着を取ることが原則とされている。しかしながら、３Ｈパネルを用いる場合においては、内外の帯鉄筋がパネル内に内蔵されているため、内側帯鉄筋を外側帯鉄筋へ直接定着することは困難であり、何らかの方法を用いて、間接的に応力伝達を確保する必要性が生じる。

そこで、本実験においては、図－４．２に示されるような、間接的定着方式を用いた場合の帯鉄筋のせん断補強効果について実験的な確認および検討を行う。



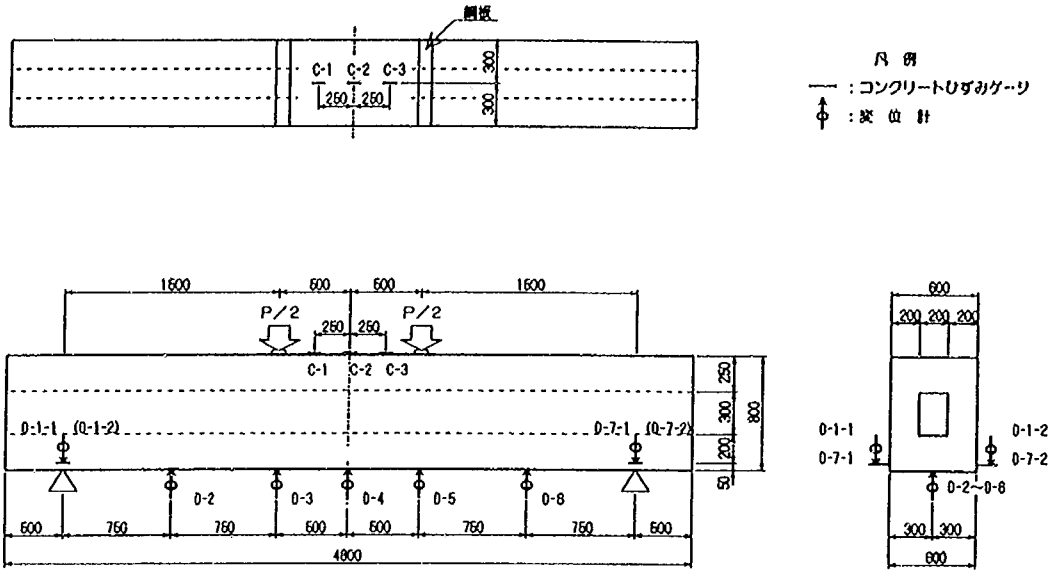
図－４．１　中空断面橋脚における帯鉄筋の標準的な配筋例



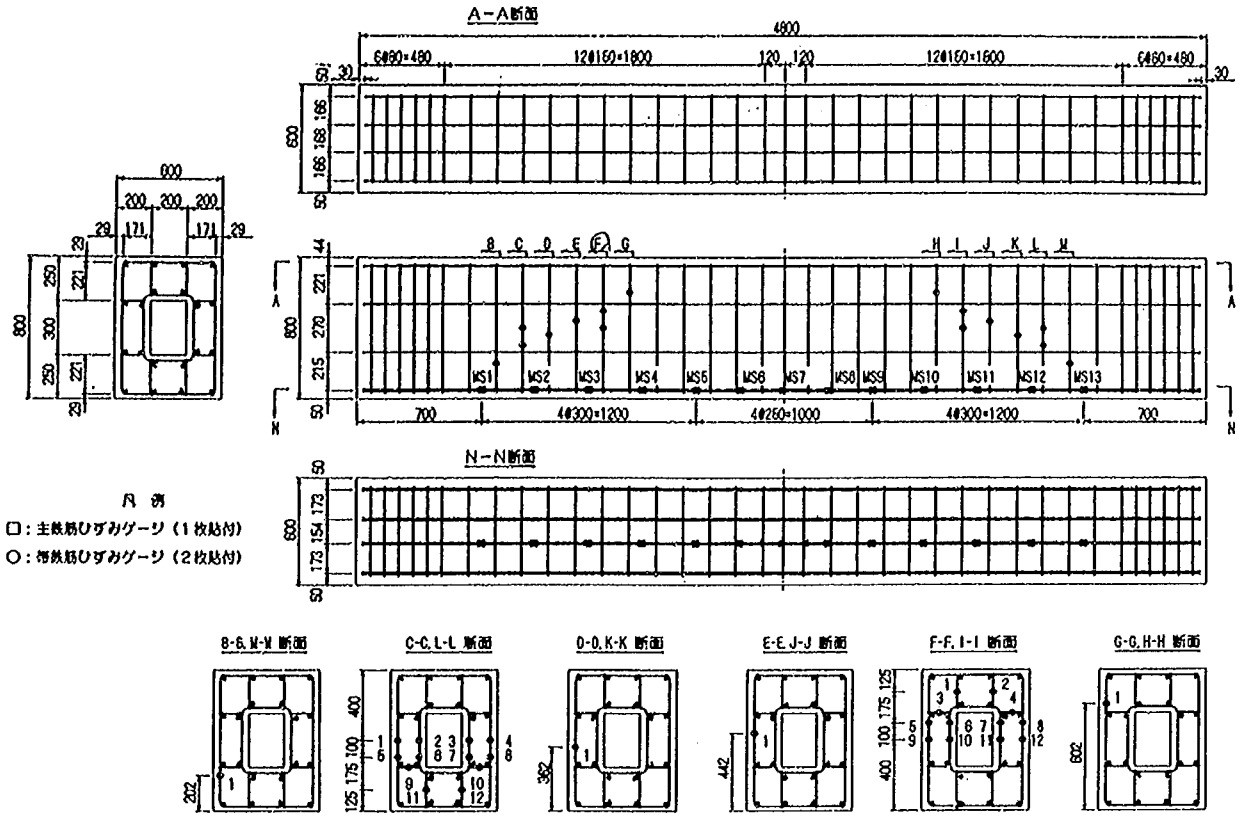
図－４．２　間接的定着方式による帯鉄筋の配筋方法の提案

４．２　試験体

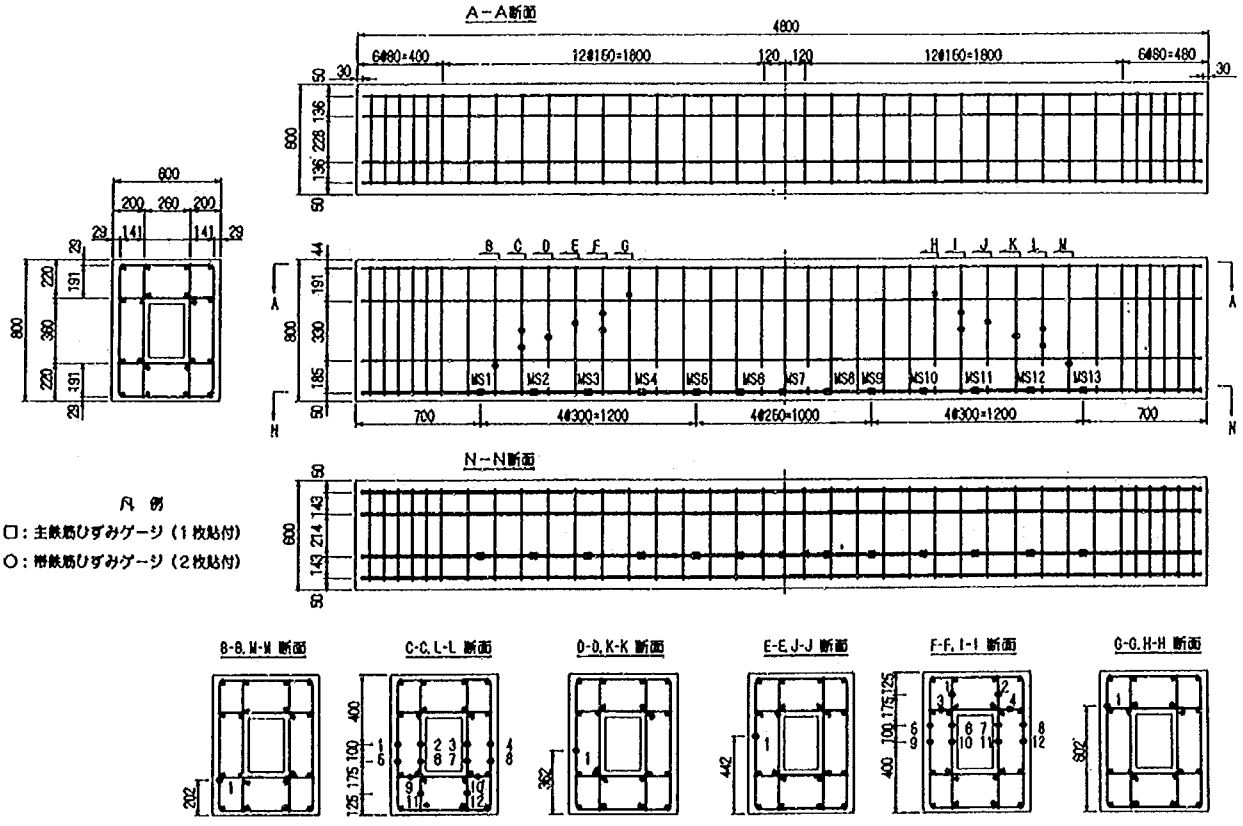
図－４．３は試験体の寸法、載荷点位置、コンクリートゲージおよび変位計の取付け位置を示している。図－４．４、図－４．５は提案構造である梁①試験体および基準構造である梁②試験体の両試験体の主鉄筋および帯鉄筋に取り付けたひずみゲージの位置を示している。各図ともに、平面図は載荷試験時における西面から、断面図は南面から観た図である。以下に示すひび割れ図等も、同方向からの観察である。



図－４．３　載荷点およびコンクリートゲージ、変位計取り付け位置図



図－４．４　梁①試験体（提案）



図－４．５　梁②試験体（基準）

４．３　材料試験結果

表－４．１はコンクリートの圧縮強度試験の結果を示している。表－４．２はコンクリートの割裂強度試験の結果を示している。表－４．３は各部分の鉄筋の引張強度試験結果を示している。

表－４．１　梁試験体のコンクリート圧縮強度試験結果

供試体番号	ﾃｽﾄﾋﾟｰｽ番号	直径(cm)			最大荷重(tf)	圧縮強度(kgf/cm²)		弾性係数(×10⁵kgf/cm²)		ポアソン比		試験材齢(日)
		D-1	D-2	平均値		測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	
梁①	B1-1	9.98	9.98	9.98	20.39	261	262	1.701	1.744	0.189	0.181	46
	B1-2	9.99	9.99	9.99	20.57	262		1.803		0.185		
	B1-3	9.99	9.99	9.99	20.54	262		1.728		0.168		
梁②	B2-1	9.98	9.98	9.98	17.07	218	220	1.563	1.605	0.153	0.165	36
	B2-2	9.98	10.00	9.99	17.79	227		1.632		0.176		
	B2-3	9.99	9.98	9.99	16.82	215		1.621		0.167		

表－４．２　梁試験体のコンクリート割裂強度試験結果

供試体番号	ﾃｽﾄﾋﾟｰｽ番号	直径(cm)			長さ(cm)			最大荷重(tf)	割裂強度(kgf/cm²)		備考
		D-1	D-2	平均値	L-1	L-2	平均値		測定値	平均値	
梁①	B1-4	10.00	10.00	10.00	19.60	19.58	19.59	7.83	25.4	25.9	プレキャスト
	B1-5	9.99	9.99	9.99	19.50	19.50	19.50	7.22	23.6		
	B1-6	9.99	9.98	9.99	19.66	19.66	19.66	8.80	28.5		
梁②	B2-4	10.00	9.98	9.99	19.30	19.28	19.29	7.11	23.5	21.2	一体打設
	B2-5	9.99	9.97	9.98	19.42	19.42	19.42	6.38	21.0		
	B2-6	9.99	9.96	9.98	19.32	19.30	19.31	5.80	19.2		

表－４．３　鉄筋の引張試験結果

種別	番号	降伏荷重(tf)	最大荷重(tf)	降伏点(kgf/cm²)		引張強さ(kgf/cm²)		標点距離(mm)		伸び(%)		弾性係数(×10⁶)		降伏ひずみ(×10⁻⁶)		備考
				測定値	平均値	測定値	平均値	試験前	試験後	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	
SD295 D10	1	2.56	3.65	3589	3566	5117	4954	80.1	96.0	19.9	21.2	1.872	1.887	1902	1865	梁の帯鉄筋
	2	2.52	3.46	3533		4851		80.2	96.9	20.8		1.887		1852		
	3	2.55	3.49	3575		4893		80.7	99.1	22.8		1.901		1842		
SD295 D13	1	4.32	6.32	3410	3468	4988	5322	104.8	132.3	26.2	25.9	1.946	1.946	1753	1794	梁の中間帯鉄筋
	2	4.52	6.46	3567		5099		104.1	130.5	25.4		1.945		1848		
	3	4.34	6.35	3425		5012		104.3	131.4	26.0		1.948		1785		
Dﾌｰﾌﾟ D16	1	16.93	21.35	8525	8487	10750	10700	128.8	141.0	9.47	9.16	1.870	1.885	6496	6476	梁の圧縮側主鉄筋
	2	17.18	21.40	8652		10775		128.7	139.6	8.47		1.904		6567		
	3	16.45	21.00	8284		10574		128.0	140.2	9.53		1.881		6364		
ｹﾞﾋﾞﾝ D26	1	54.00	62.50	10171	10171	11772	11772	103.3	118.7	14.9	14.7	2.128	2.119	5864	5838	梁の引張側主鉄筋
	2	54.00	62.50	10171		11772		103.3	118.3	14.5		2.117		5809		
	3	54.00	62.50	10171		11772		103.1	外破断	－		2.111		5840		

注)D10, D13, Dﾌｰﾌﾟ(D16)およびｹﾞﾋﾞﾝﾃﾞｨｽﾀｰﾌﾟ(D26)の公称断面積はそれぞれ0.7133cm², 1.267cm², 1.986cm², 5.309cm²である.

4．4　実験結果

表－4．4　計算耐力

		梁①試験体 提案構造		梁②試験体 基準構造	
		計算値	実験値	計算値	実験値
曲げひび割れ発生荷重(tf)	Pcr	22.1	23.6	18.1	20.5
斜めひび割れ発生荷重(tf)	Ps	34.8	39.7	32.9	35.8
主筋降伏時耐力(tf)	Py	219.2	235.2	218.2	-
曲げ終局耐力(tf)	Pu	228.3	-	224.7	-
終局せん断耐力(tf)	Vu	147.1	248.1	144.9	213.4
破壊モード		せん断破壊	主筋降伏後 せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊

表－4．4は、各試験体における耐力の計算値と実験値を示している。以下に計算条件を挙げた。

・曲げひび割れ発生荷重について、コンクリート割裂試験により求められた引張強度、断面寸法およびせん断スパンを用いて求めた。

・主鉄筋降伏時耐力および曲げ終局耐力は、平面保持を仮定した積層法を用いて求めた。

・斜めひび割れ発生荷重は、以下に示す土木学会の式を用いて求めた。

$$V_c = 0.9 \cdot (f'_{cd})^{\frac{1}{3}} \cdot (100/d)^{\frac{1}{4}} \cdot (100 \cdot P_w)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

・終局せん断耐力は、せん断補強鋼材の耐力を考慮し、以下に示す石橋の式を用いて求めた。

$$V_c = 3.58(l_a/d)^{-1.166} \cdot (f'_{cd})^{\frac{1}{3}} \cdot (100/d)^{\frac{1}{4}} \cdot (100 \cdot P_w)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$V_s = A_w \cdot f_{wyd} \cdot Z / S_s \cdot \gamma_b$$

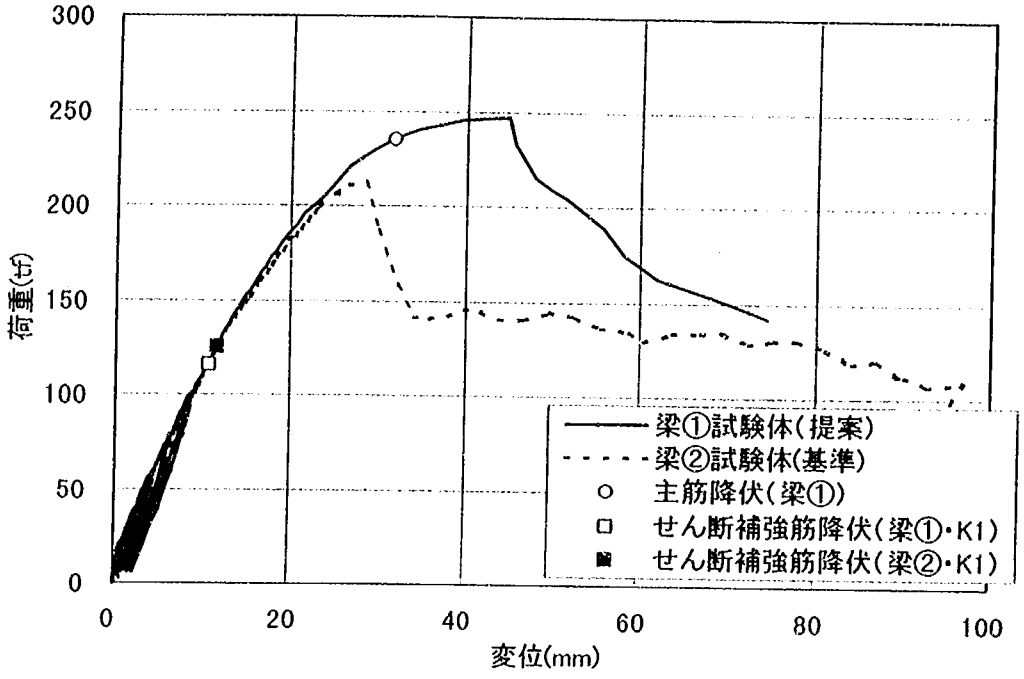
・実験における終局耐力が、終局せん断耐力の計算値を上回っている。これは、せん断スパン比が比較的小さいために、タイドアーチ的耐荷機構が形成されるためと推測される。

・破壊モードは、計算耐力との比較、ひび割れ図および荷重－変位関係より推定した。

４．５　変形特性

（１）荷重－変位関係

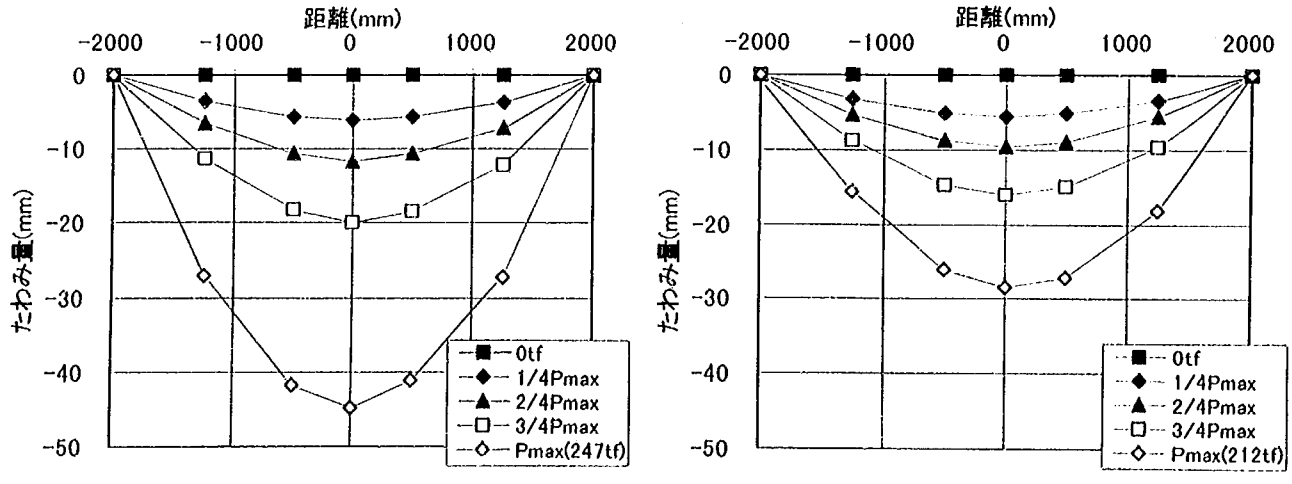
図－４．６は、はりのスパン中央部における荷重と変位の関係を示す。両試験体ともに曲げモードから急激にせん断モードに移行してせん断破壊に至っていると考えられる。梁①試験体では、主鉄筋降伏後その傾向が顕著に表れている。



図－４．６　スパン中央部の荷重－変位関係

（２）たわみ特性

図－４．７は、各荷重におけるたわみ量を示したものである。横軸は距離であり、スパン中央部を０mmとして、支点間を-2,000mmから2,000mmとしてある。載荷点は-500mmと500mmである。主鉄筋が降伏するまでは、同様のたわみ性状を示しており、構造形式による差は見られない。



(a)梁①試験体（提案）　　(b)梁②試験体（基準）

図－４．７　たわみ特性

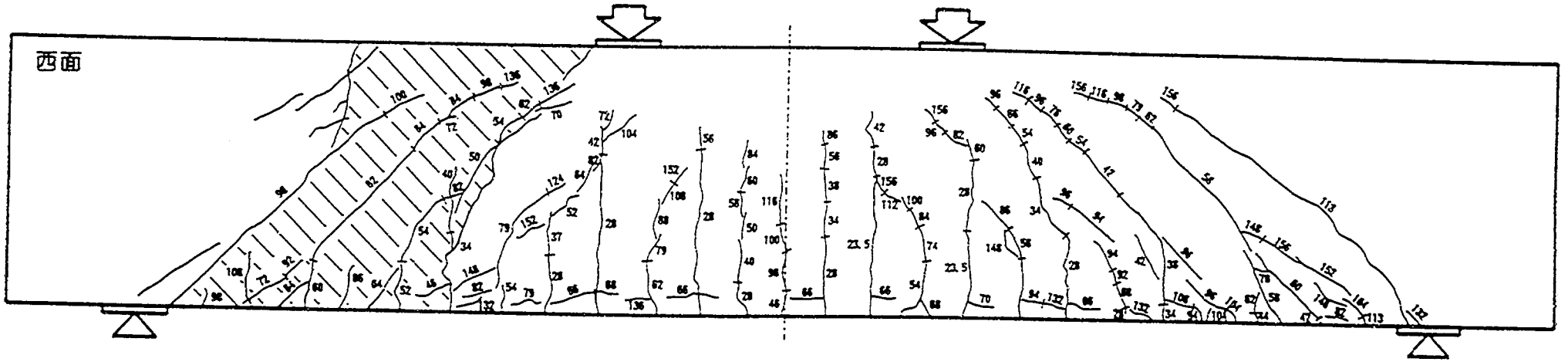
４．６　ひび割れ性状

図－４．８は、各試験体におけるひび割れの状況を西側面について示している。図中のひび割れに付した数字は、発生荷重(tf)を表す。荷重表記の無いひび割れは、終局後に観察したものである。また、斜線部は破壊が著しい範囲を表している。表－４．５は、図－４．８に示したひび割れ状況を観察し、主なひび割れについて取り上げ、本数を比較したものである。

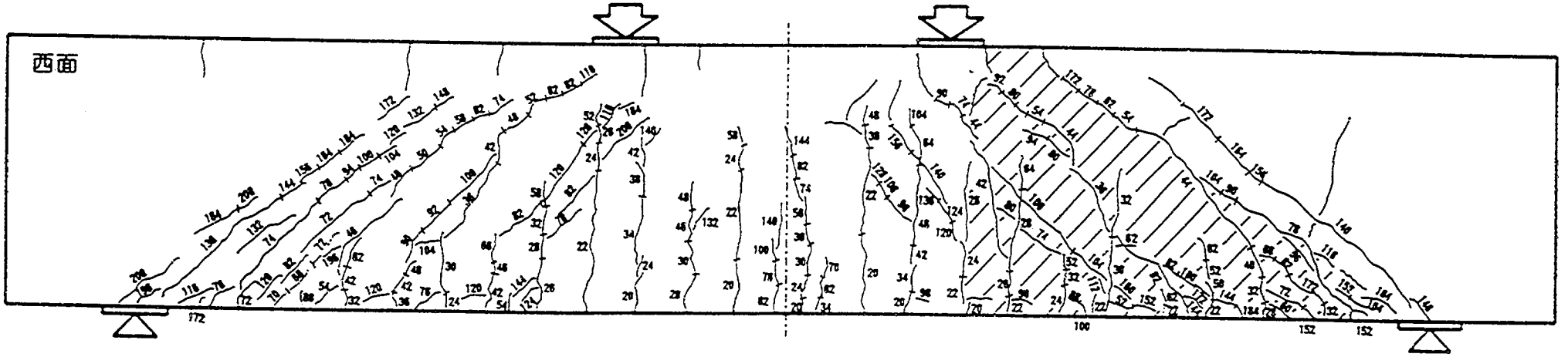
両試験体ともに、荷重が低い時点で曲げひび割れが発生し、荷重が増加するにつれて、斜めひび割れが進展している。ひび割れ図から梁②試験体の斜めひび割れ分散性が高いようにも見受けられるが、ひび割れ本数の比較においては、有為な差はない。

表－４．５　ひび割れ本数の比較

	梁①試験体	梁②試験体
載荷点間曲げひび割れ	9本	9本
斜めひび割れ(北側)	4本	5本
斜めひび割れ(南側)	4本	4本



a） 梁①試験体

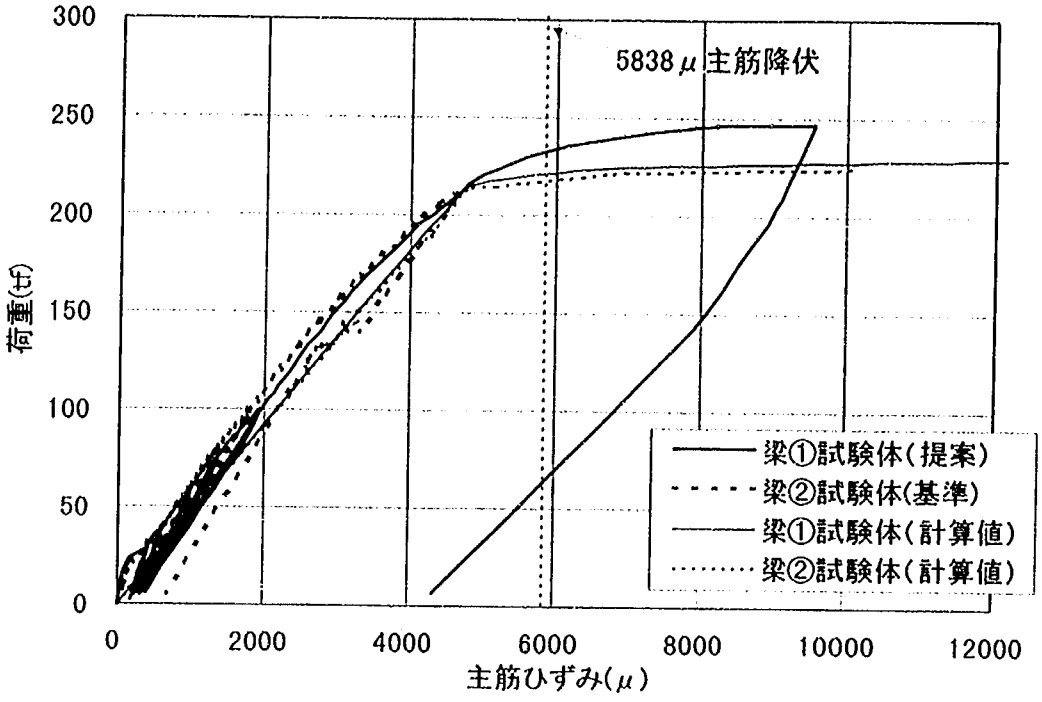


b） 梁②試験体

図－４．８　ひび割れ状況

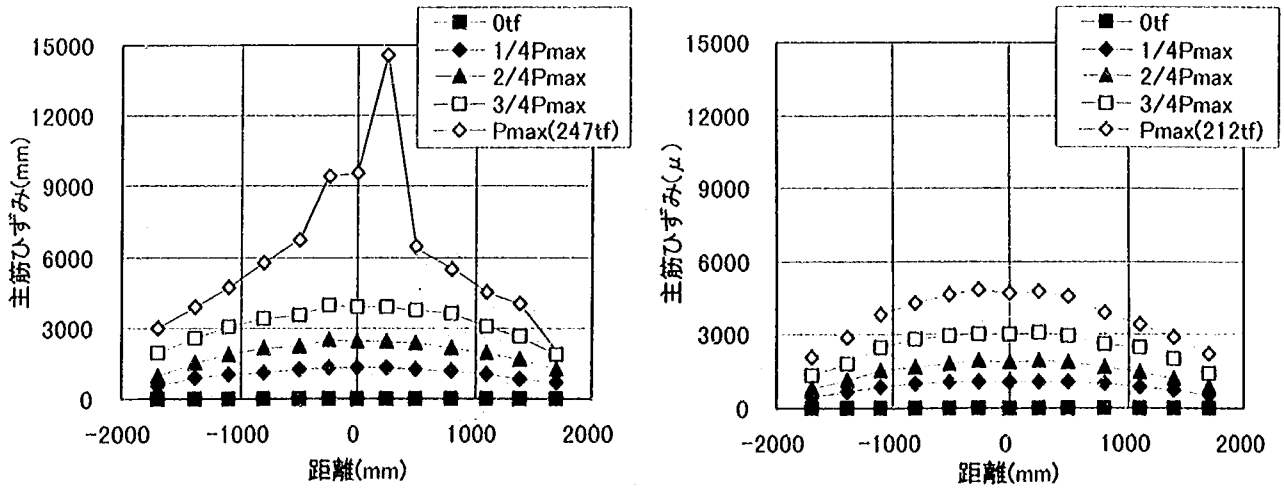
４．７　荷重－主鉄筋ひずみ関係

図－４．９は、主鉄筋においての荷重とひずみの関係を実験値と計算値について示している。また、主鉄筋の降伏ひずみも示している。梁①試験体は降伏しているが、梁②試験体は降伏まで達していない。



図－４．９　荷重－主鉄筋ひずみ関係

図－４．１０は、各荷重における主鉄筋のひずみ量の分布を示している。降伏以前において、両試験体にひずみ分布の差はみられない。



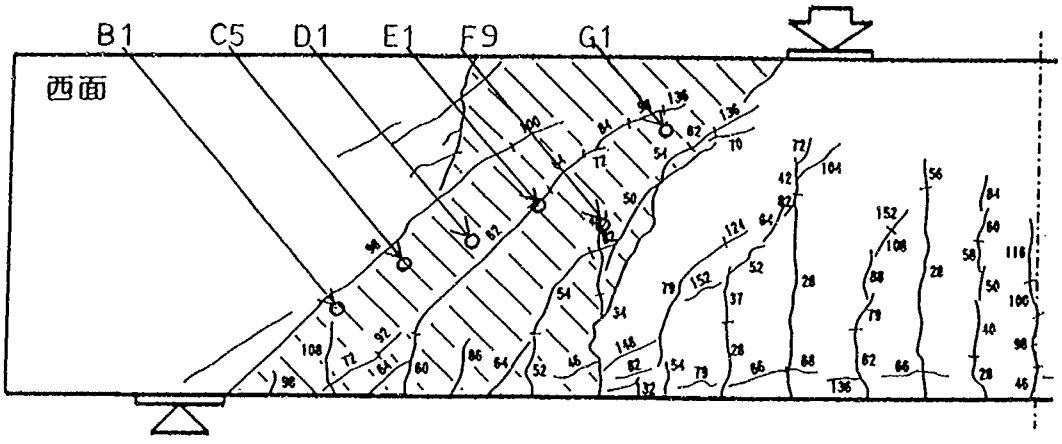
(a)梁①試験体（提案）　　(b)梁②試験体（基準）

図－４．１０　主鉄筋のひずみ分布

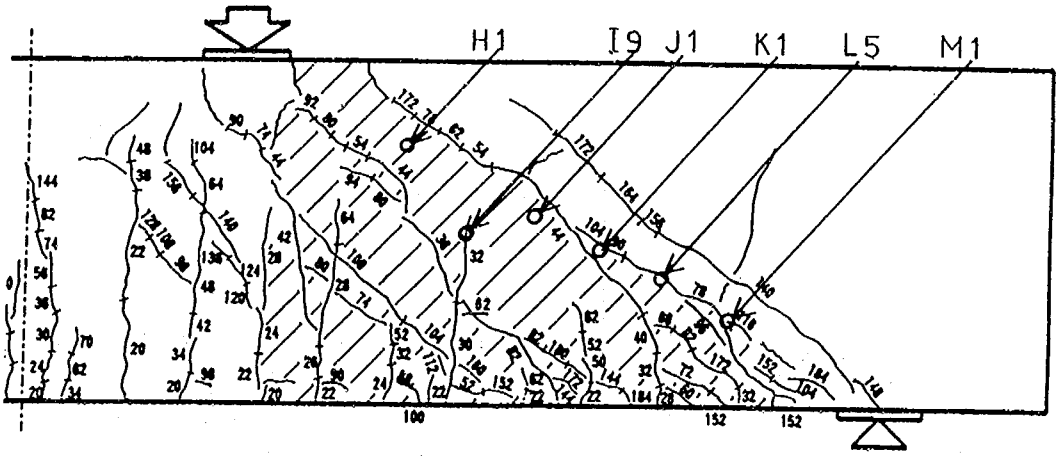
４．８　荷重－せん断補強筋ひずみ関係

図－４．１１は、ひび割れ状況とひずみの測定位置の対比を示している。試験体が対称的な構造であるため、破壊が著しい側のひずみゲージを採用した。梁①試験体については北側（断面Ｂ～Ｇ）、梁②試験体については南側（断面Ｈ～Ｍ）のひずみを示した。図－４．１２に、これらの点の荷重－ひずみ履歴を示した。

せん断補強筋のひずみについては荷重の違いはあるが、外側鉄筋では全て降伏しており、内側鉄筋でも降伏ひずみ付近まで至っているため、十分な補強効果が得られていると考えられる。これらのひずみ性状からは構造形式の違いによる差は見られない。

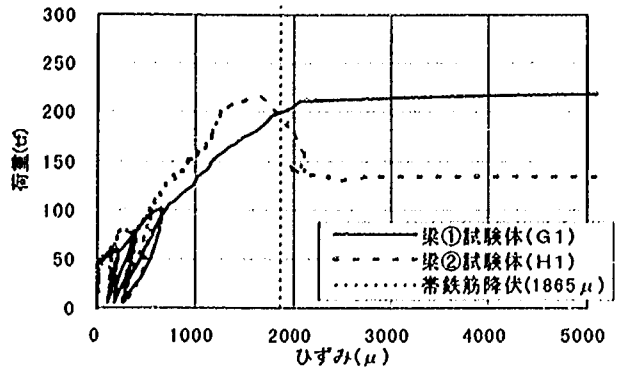


a) 梁①試験体・北側（Ｂ～Ｇ断面）

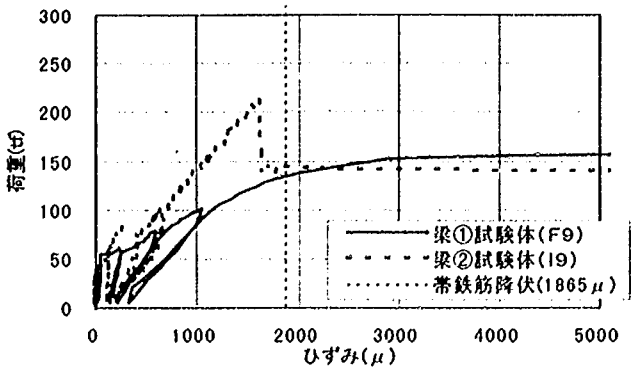


b) 梁②試験体・南側（Ｈ～Ｍ断面）

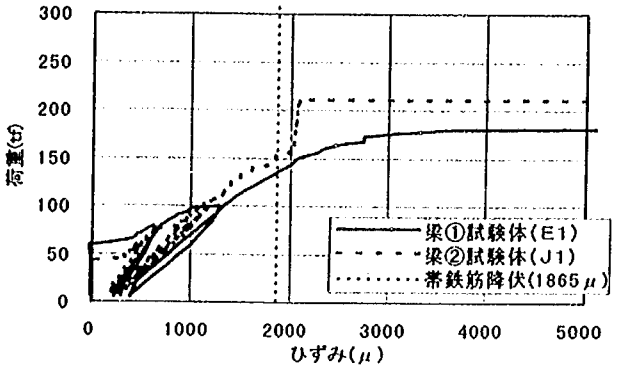
図－４．１１　ひずみゲージ位置とひび割れ状況の関係



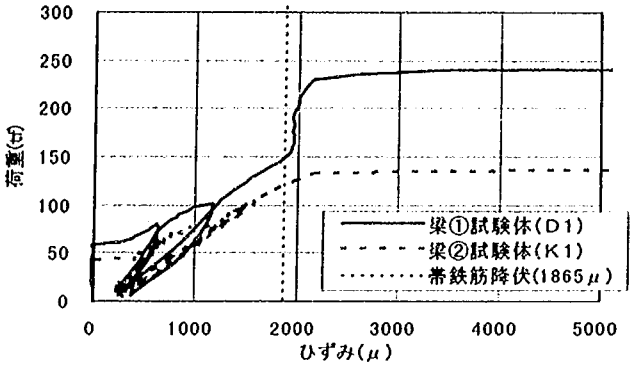
(a)C.L.+ 870　外側（G、H断面１）



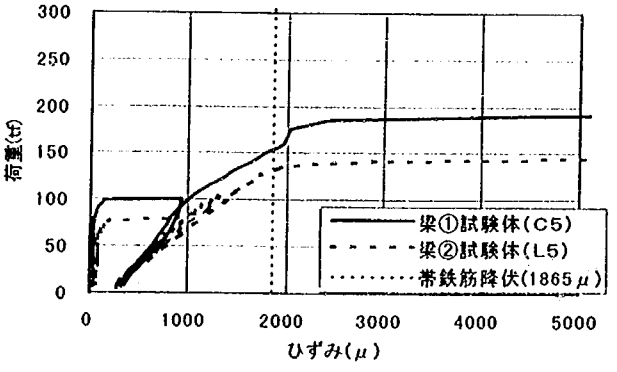
(b)C.L.+1020　外側（F、Ｉ断面９）



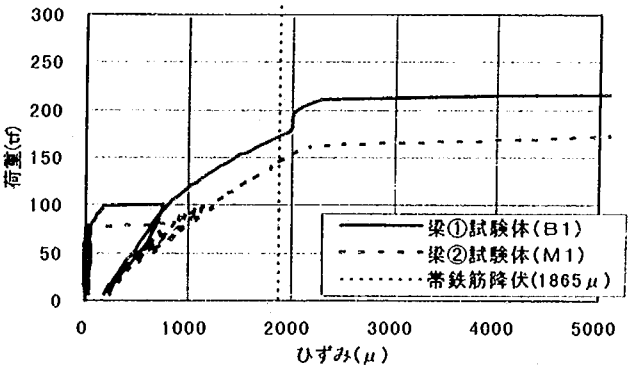
(c)C.L.+1170　外側（E、J断面１）



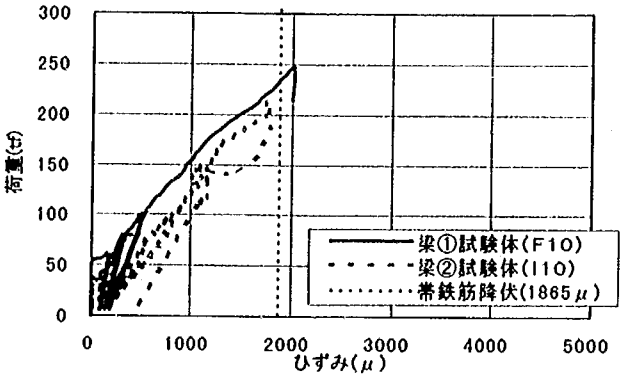
(d)C.L.+1320　外側（D、K断面１）



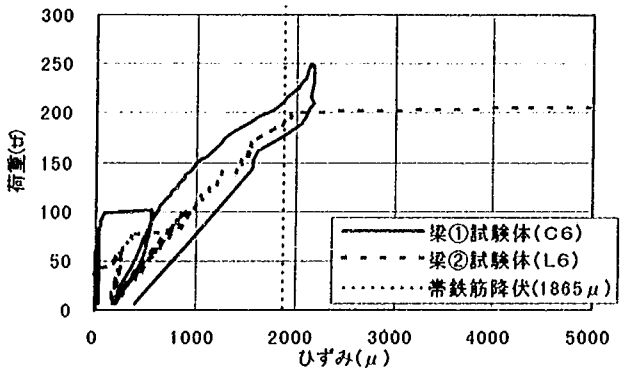
(e)C.L.+1470　外側（C、L断面５）



(f)C.L.+1620　外側（B、M断面１）



(g)C.L.+1020　内側（F、Ｉ断面10）

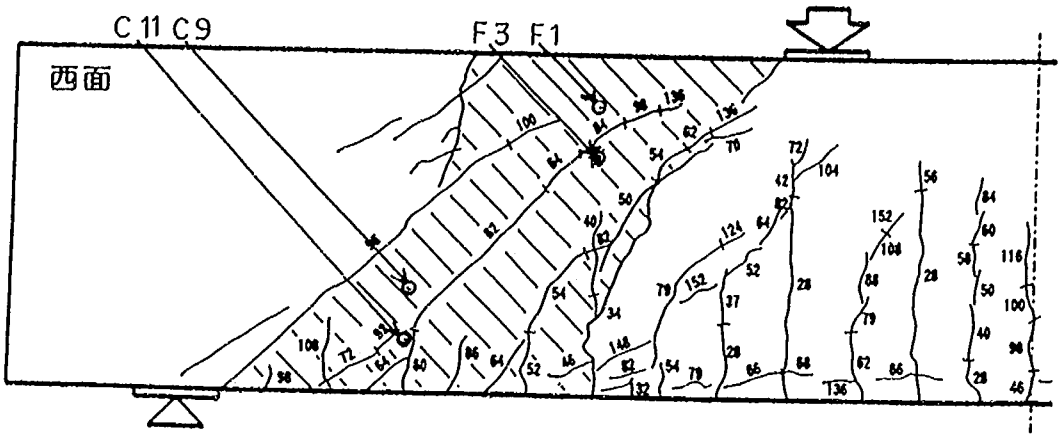


(h)C.L.+1470　内側（C、L断面６）

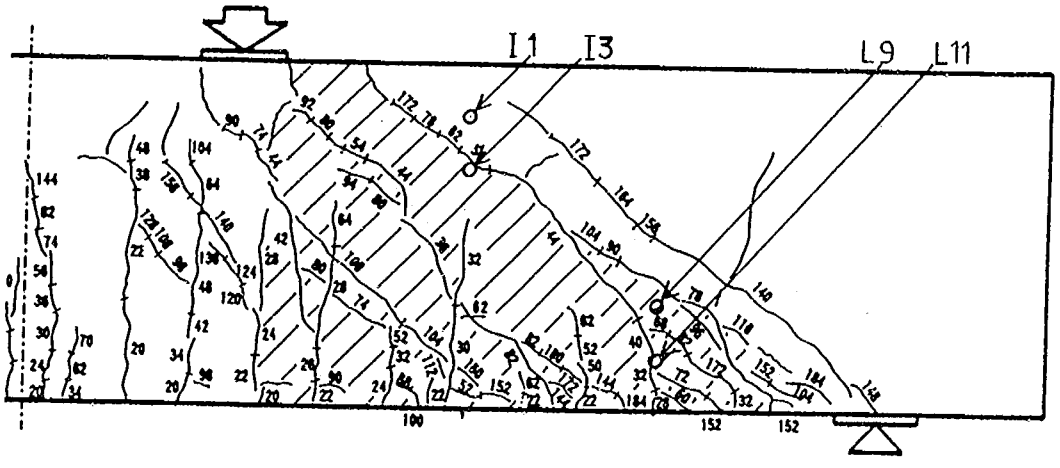
図－４．１２　荷重－せん断補強筋ひずみ関係

４．９　荷重－中間帯鉄筋ひずみ関係

図－４．１３はひび割れ状況と中間帯鉄筋のひずみ測定位置の対比を示している。Ｆ１、Ｉ１、Ｃ11およびＬ11の測点は鉛直方向の中間帯鉄筋に付したゲージ位置を示し、Ｆ３、Ｉ３、Ｃ９およびＬ９の測点は水平方向の中間帯鉄筋に付したゲージ位置を示している。図－４．１４、図－４．１５は、これらの点の荷重－ひずみ履歴を示している。



a)梁①試験体・北側（Ｂ～Ｇ断面）

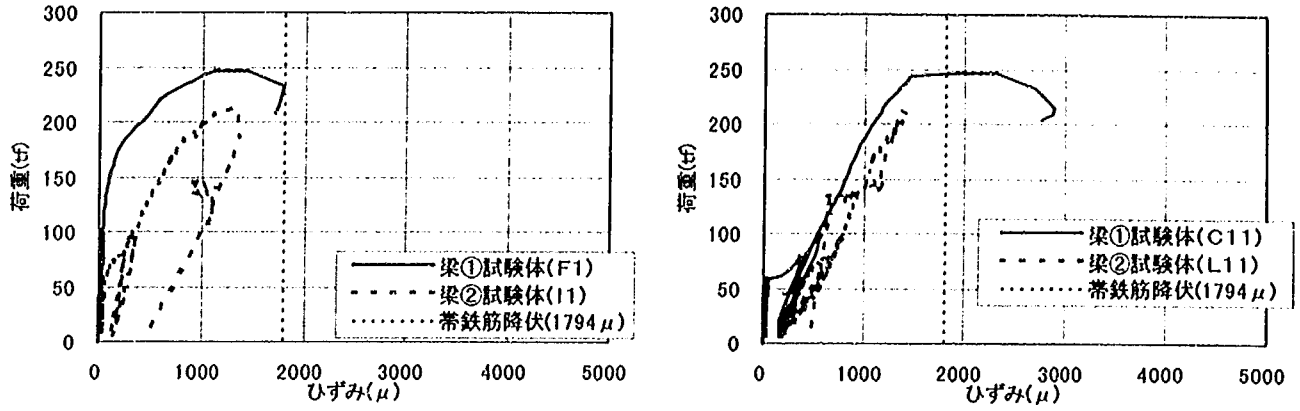


b)梁②試験体・南側（Ｈ～Ｍ断面）

図－４．１３　ひずみゲージ位置とひび割れ状況の関係

（１）鉛直

図－４．１４は、鉛直方向の中間帯鉄筋における荷重とひずみの関係を示したものである。初期荷重レベルでのひずみ増分が若干小さい部分がある。これは、提案構造の中間帯鉄筋が基準構造に比べ定着が短く、フックによる定着が効果を発揮するまでに若干のズレを伴っている結果とも考えられる。しかしながら、ピーク荷重付近においては基準構造と同等以上のひずみが現れ、補強効果がみられている。

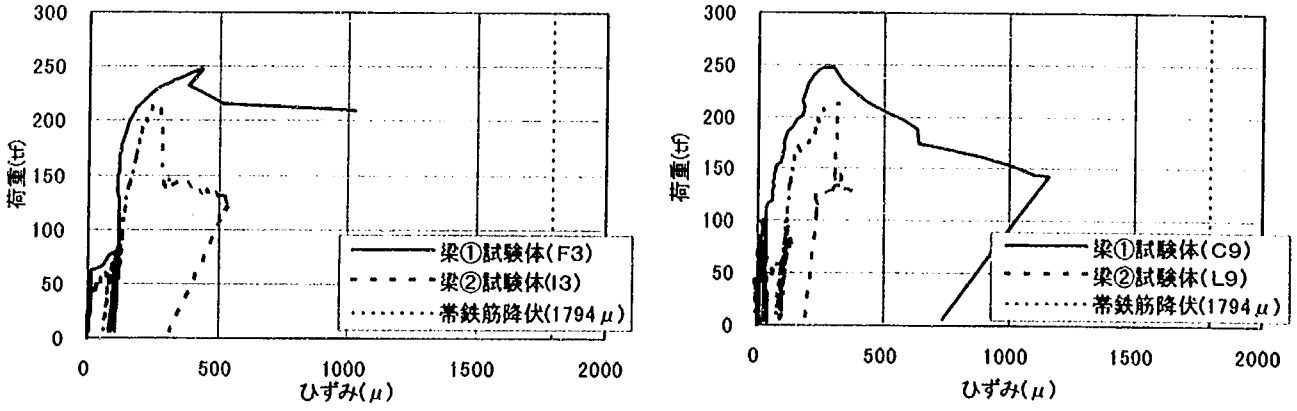


(a)C.L.+1020（F、Ｉ断面１）　　(b)C.L.+1470（C、L断面11）

図－４．１４　荷重－中間帯鉄筋ひずみ関係（鉛直方向）

（２）水平

図－４．１５は、水平方向の中間帯鉄筋における荷重とひずみの関係を示したものである。両試験体ともに終局後のせん断補強筋のひずみにともなって、ひずみ量が増加していると考えられる。梁①試験体の方がひずみ量が多く、補強効果がみられている。



(a)C.L.+1020（F、Ｉ断面３）　　(b)C.L.+1470（C、L断面９）

図－４．１５　荷重－中間帯鉄筋ひずみ関係（水平方向）

提案構造の中間帯鉄筋は、基準構造と同等の機能を有していると判断される。

４．１０　せん断補強筋および中間帯鉄筋の終局ひずみ・応力

表－４．６は、表－４．４で示した終局せん断荷重の計算値と実験値におけるせん断補強筋のひずみ量を示してある。また、網掛けの部分は、降伏した部分を示している。

表－４．７は、終局せん断ひずみをもとに鉄筋を完全弾塑性体と仮定して終局せん断応力の計算を行った。終局せん断応力は、個々のせん断補強筋がどれだけの応力を負担しているかを表しており、全体の平均値でみるとほぼ等しい荷重負担能力を有している。

表－４．６　終局ひずみの比較

		計算耐力時の補強筋ひずみ				終局せん断ひずみ				ゲージ位置	CLからの距離
		ケース① (147.1tf)		ケース② (144.9tf)		ケース① (248.1tf)		ケース② (213.4tf)			
		B～G	M～H	B～G	M～H	B～G	M～H	B～G	M～H		
B1	M1	1418	965	1437	1875	8193	15030	2042	17309	外側	1620
C1	L1	1978	1684	1609	1765	18340	2085	15660	11940	外側	1470
C4	L4	1668	1919	1140	1704	20515	2242	1657	13228	外側	1470
C2	L2	1331	1114	1169	1316	17539	1750	10752	1899	内側	1470
C3	L3	1320	1267	1117	1418	2049	9947	1717	1929	内側	1470
C5	L5	1769	1778	1859	5073	17550	18396	18703	25178	外側	1470
C8	L8	1241	2306	1513	1745	22960	10328	21440	24881	外側	1470
C6	L6	1006	1138	1461	1433	2168	2089	1959	16559	内側	1470
C7	L7	778	1312	1349	1433	2104	2094	1914	1953	内側	1470
C9	L9	71	221	113	134	297	301	307	317	水平・中間	1470
C10	L10	86	161	124	102	534	458	193	337	水平・中間	1470
C11	L11	803	392	945	1007	2320	1174	1454	1360	鉛直・中間	1470
C12	L12	651	484	923	824	1569	1323	1574	1293	鉛直・中間	1470
D1	K1	1866	2322	1745	15089	8266	18002	13816	22832	外側	1320
E1	J1	2078	1581	1804	1818	7160	2183	18070	8238	外側	1170
F1	I1	99	191	583	588	1438	770	1146	1335	鉛直・中間	1020
F2	I2	232	84	513	592	1529	816	1164	1640	鉛直・中間	1020
F3	I3	117	71	151	162	429	379	369	276	水平・中間	1020
F4	I4	81	164	50	150	198	430	256	236	水平・中間	1020
F5	I5	1581	1591	1697	960	15455	20438	13646	1622	外側	1020
F8	I8	1228	2034	1675	934	2106	6127	14995	1656	外側	1020
F6	I6	740	1249	1285	1036	11408	2023	5420	1716	内側	1020
F7	I7	887	1264	1346	1000	1934	21536	1963	1805	内側	1020
F9	I9	2718	2196	1426	1040	17495	5025	1905	1619	外側	1020
F12	I12	3841	1453	1720	1120	4493	2063	4073	1647	外側	1020
F10	I10	953	1600	1269	1150	2011	22153	2000	1777	内側	1020
F11	I11	1644	961	1446	1134	12928	1837	1913	1822	内側	1020
G1	H1	1164	1168	970	904	23735	9608	1844	1663	外側	870

帯鉄筋の降伏ひずみ　1865μ
中間帯鉄筋の降伏ひずみ　1794μ

表－４．７　終局応力の比較

		計算耐力時の補強筋応力				終局せん断応力				ゲージ位置	CLからの距離
		ケース① (147.1tf)		ケース② (144.9tf)		ケース① (248.1tf)		ケース② (213.4tf)			
		B～G	M～H	B～G	M～H	B～G	M～H	B～G	M～H		
B1	M1	2675	1821	2711	3519	3519	3519	3519	3519	外側	1620
C1	L1	3519	3177	3036	3331	3519	3519	3519	3519	外側	1470
C4	L4	3147	3519	2150	3215	3519	3519	3126	3519	外側	1470
C2	L2	2512	2102	2206	2483	3519	3302	3519	3519	内側	1470
C3	L3	2491	2391	2107	2676	3519	3519	3239	3519	内側	1470
C5	L5	3337	3354	3507	3519	3519	3519	3519	3519	外側	1470
C8	L8	2342	3519	2855	3292	3519	3519	3519	3519	外側	1470
C6	L6	1897	2147	2757	2704	3519	3519	3519	3519	内側	1470
C7	L7	1467	2476	2546	2704	3519	3519	3519	3519	内側	1470
C9	L9	137	430	219	260	578	585	596	617	水平・中間	1470
C10	L10	166	313	241	198	1038	891	375	655	水平・中間	1470
C11	L11	1562	763	1838	1959	3491	2284	2829	2647	鉛直・中間	1470
C12	L12	1267	941	1795	1603	3053	2574	3063	2515	鉛直・中間	1470
D1	K1	3519	3519	3293	3519	3519	3519	3519	3519	外側	1320
E1	J1	3519	2983	3404	3431	3519	3519	3519	3519	外側	1170
F1	I1	192	371	1135	1144	2797	1497	2229	2598	鉛直・中間	1020
F2	I2	451	163	997	1151	2974	1587	2265	3190	鉛直・中間	1020
F3	I3	227	138	293	315	834	738	718	536	水平・中間	1020
F4	I4	158	319	97	292	385	837	497	458	水平・中間	1020
F5	I5	2982	3002	3201	1812	3519	3519	3519	3060	外側	1020
F8	I8	2316	3519	3160	1762	3519	3519	3519	3124	外側	1020
F6	I6	1395	2357	2425	1954	3519	3519	3519	3237	内側	1020
F7	I7	1673	2384	2539	1887	3519	3519	3519	3405	内側	1020
F9	I9	3519	3519	2690	1962	3519	3519	3519	3054	外側	1020
F12	I12	3519	2742	3246	2113	3519	3519	3519	3108	外側	1020
F10	I10	1798	3018	2394	2170	3519	3519	3519	3352	内側	1020
F11	I11	3102	1812	2729	2140	3519	3465	3519	3438	内側	1020
G1	H1	2196	2203	1829	1706	3519	3519	3480	3137	外側	870
平均		2039	2107	2193	2101	3055	2897	2937	2887		

＊応力は完全弾塑性を仮定して計算した

４．１１　まとめ

実験の結果をまとめると以下の通りである。

（１）変形特性から

荷重－変位関係およびたわみ性状より、終局に至るまでの変形性状は、両試験体でほぼ同様である。終局耐力は提案構造試験体（梁①）が基準構造試験体（梁②）に対し、３４．７tf上回る結果となったが、その差は耐力比で約１６％であり、破壊モードがせん断破壊であることを考えるとばらつきの範囲内であると考えられる。

（２）ひび割れ性状から

曲げひび割れおよびせん断ひび割れにおいて、ひび割れ分散性、伸展長さ等のひび割れ性状は両試験体に差はない。

（３）主鉄筋のひずみから

提案構造試験体は、２３５tfで最外縁の主鉄筋が降伏している。平面保持を仮定した計算結果からは、終局時には２断面目までの主鉄筋が降伏したと推定される。

（４）せん断補強筋のひずみから

せん断補強筋のひずみについては荷重の違いはあるが、外側鉄筋では全て降伏しており、内側鉄筋でも降伏ひずみ付近まで至っているため、十分な補強効果が得られていると考えられる。これらのひずみ性状からは構造形式の違いによる差は見られない。

（５）中間帯鉄筋のひずみから

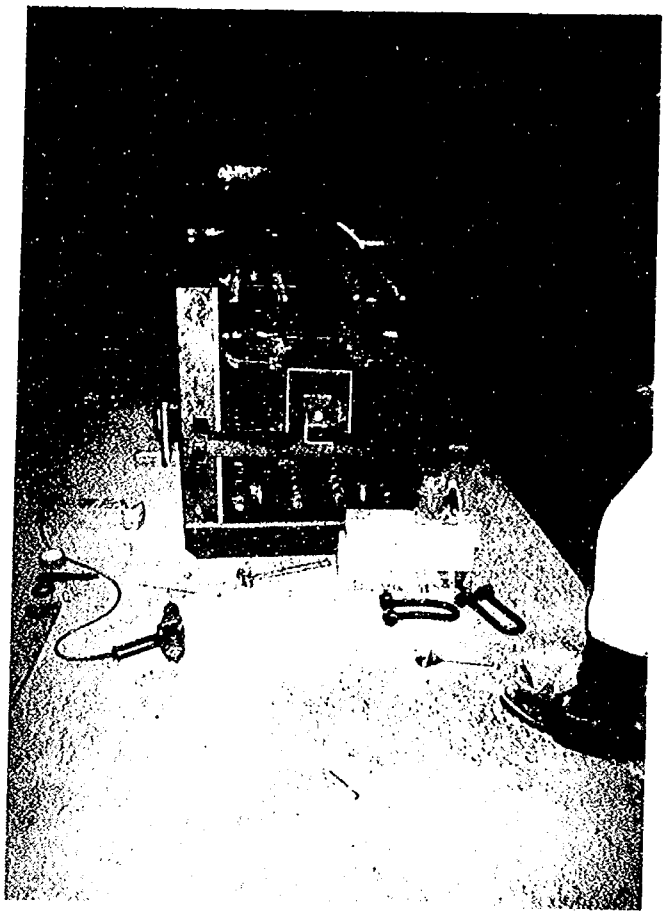
提案構造の中間帯鉄筋は、基準構造とほぼ同等の機能を有していることが確認された。

（６）終局せん断応力の比較から

終局時の応力については、全体の平均値をみると荷重負担能力に構造形式の違いによる差は見られない。

以上、本実験結果から、提案構造による中間帯鉄筋は、従来構造の中間帯鉄筋と同等のせん断補強性能およびコンクリート拘束効果があるものと判断させる。

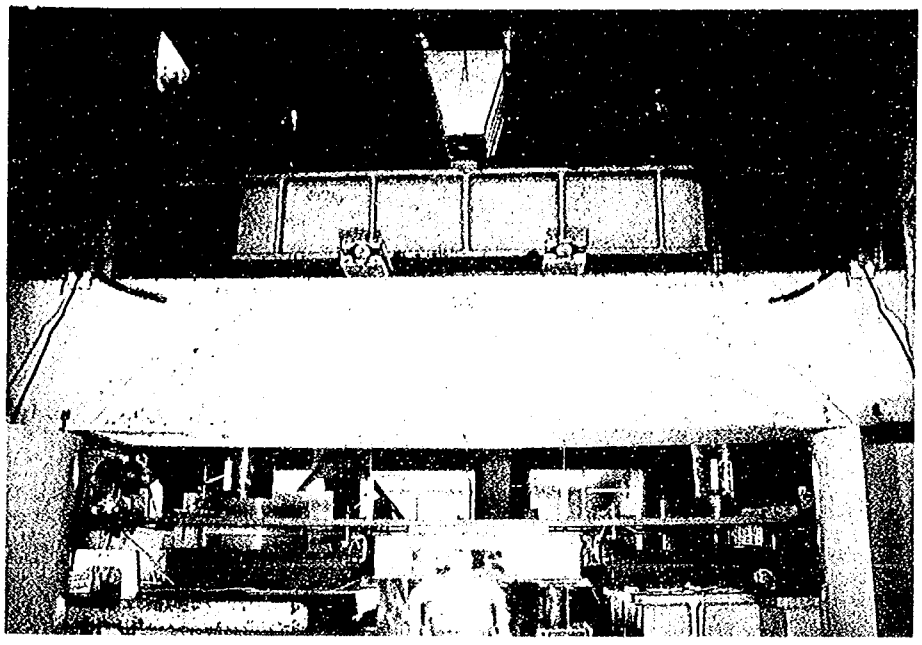
４．１２　写真



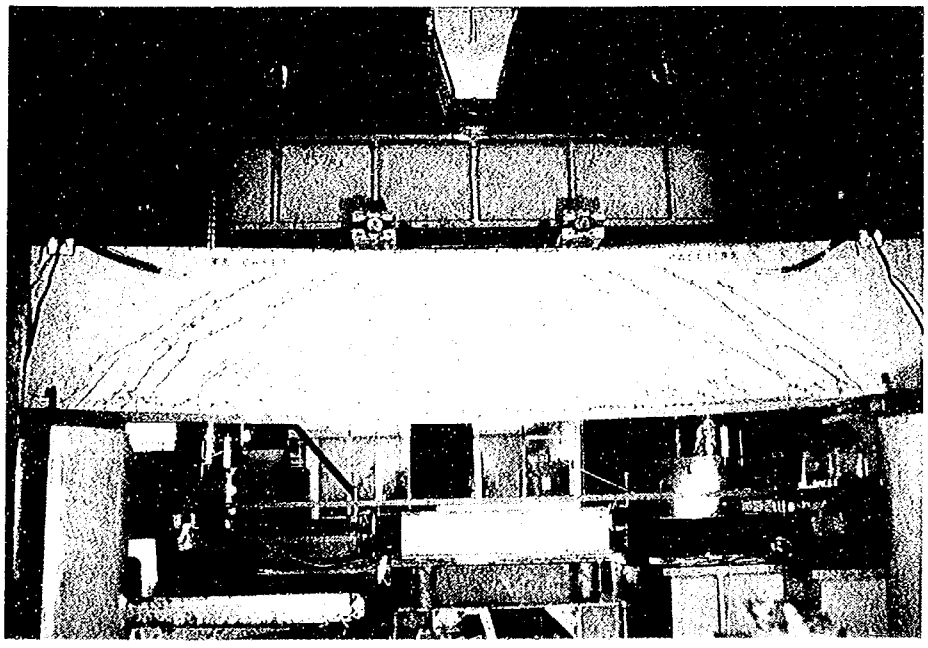
写真－４．１　試験体製作状況（梁①試験体）



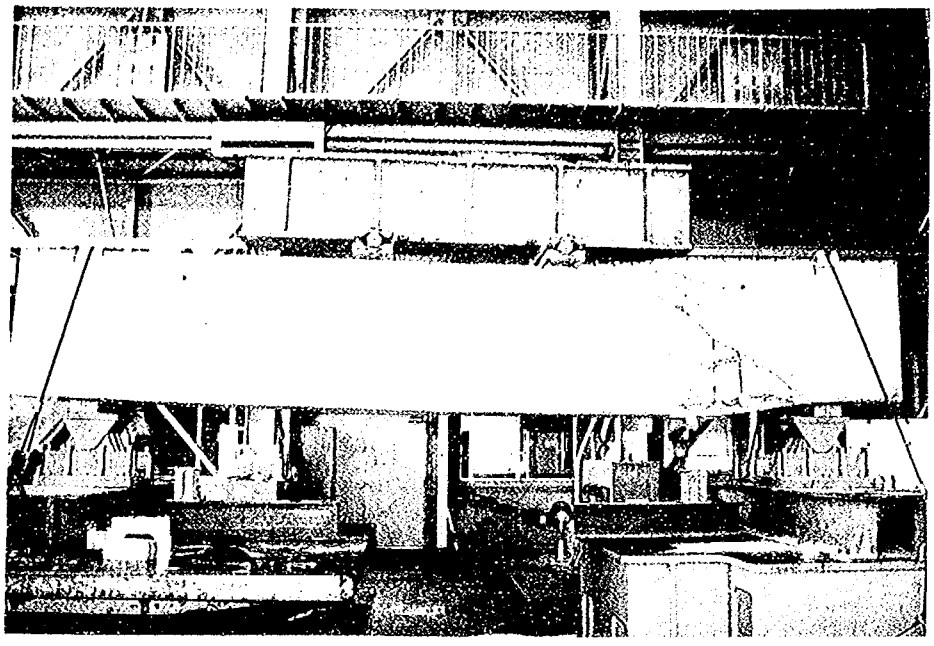
写真－４．２　載荷開始時（梁①試験体）



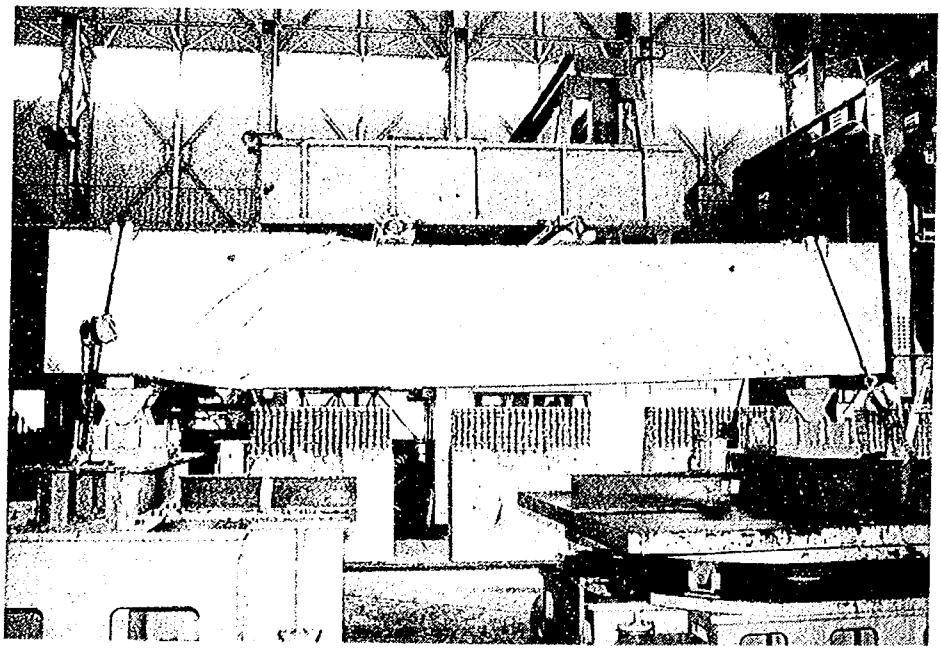
写真－４．３　2/4 Pmax(120.1tf)載荷時（梁①試験体）



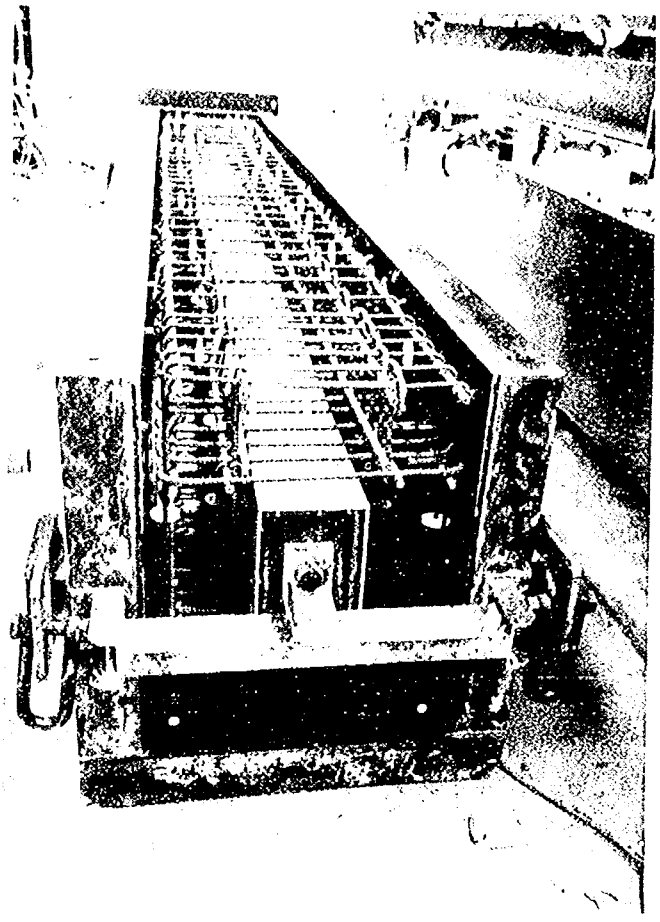
写真－４．４　Pmax(246.9tf)載荷時（梁①試験体）



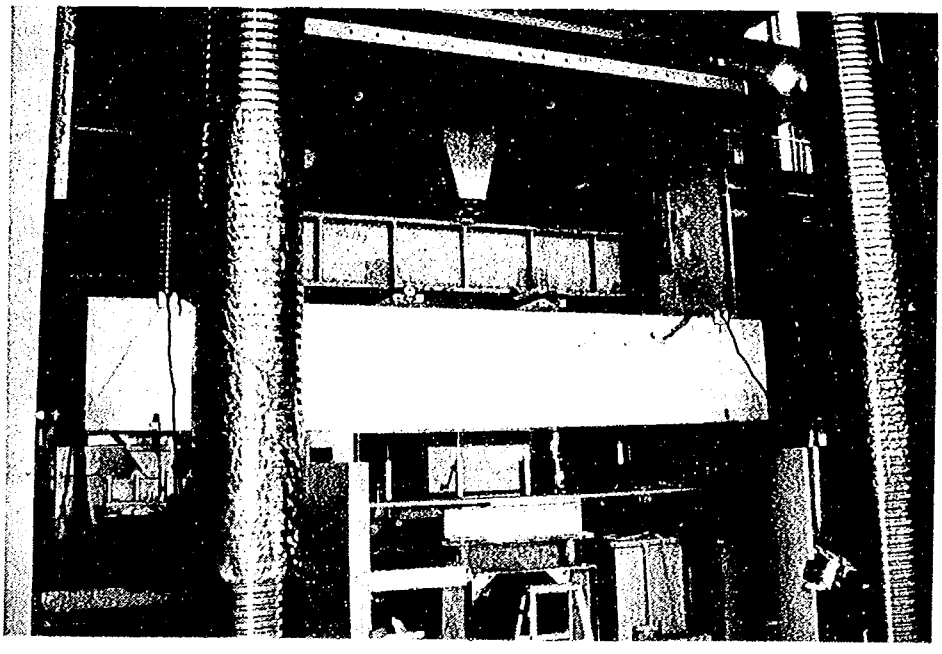
写真－４．５　載荷終了時、東側（梁①試験体）



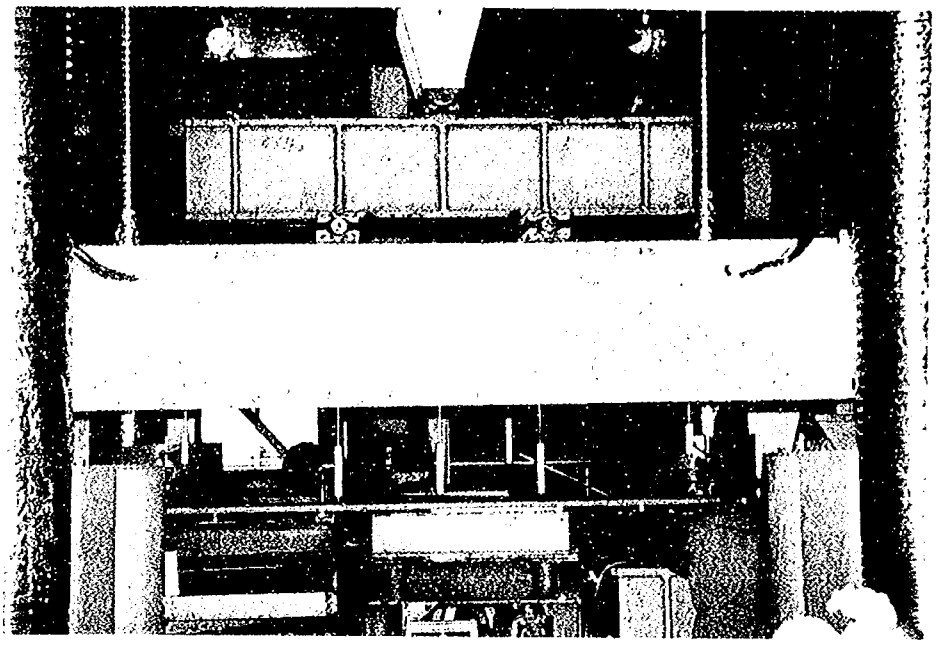
写真－４．６　載荷終了時、西側（梁①試験体）



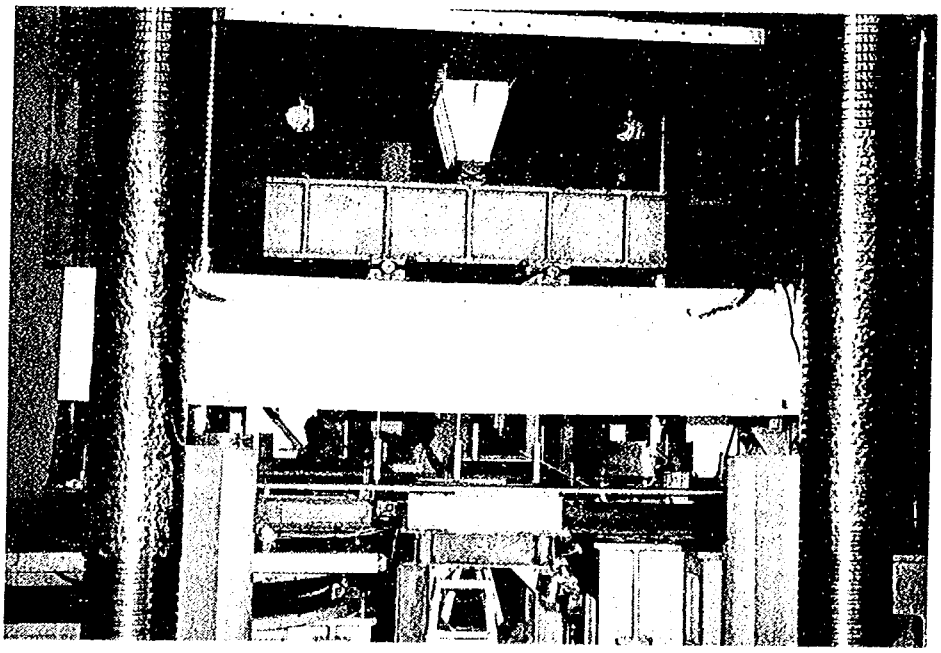
写真－４．７　試験体製作状況（梁②試験体）



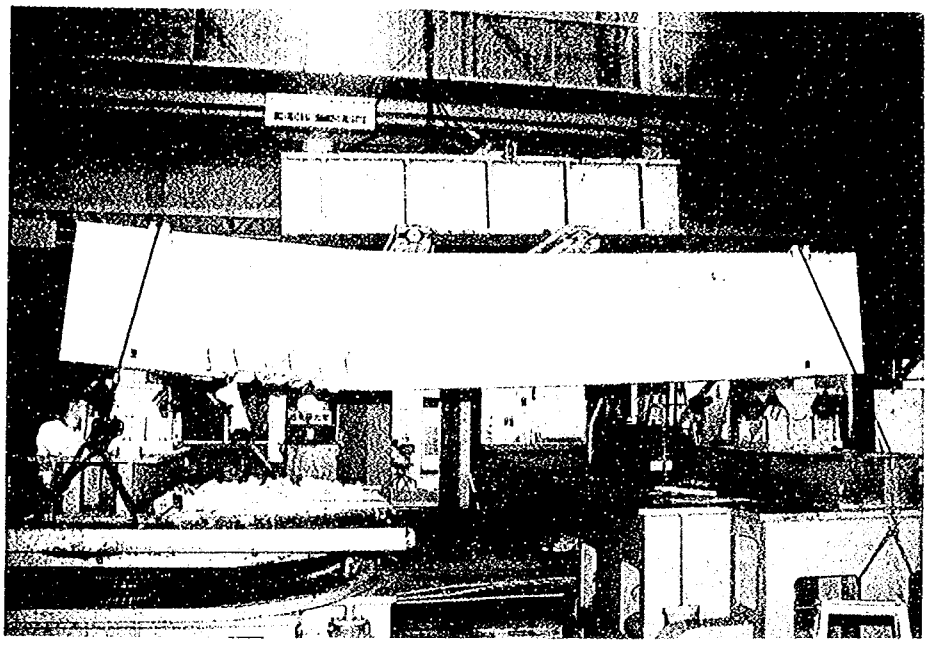
写真－４．８　載荷開始時（梁②試験体）



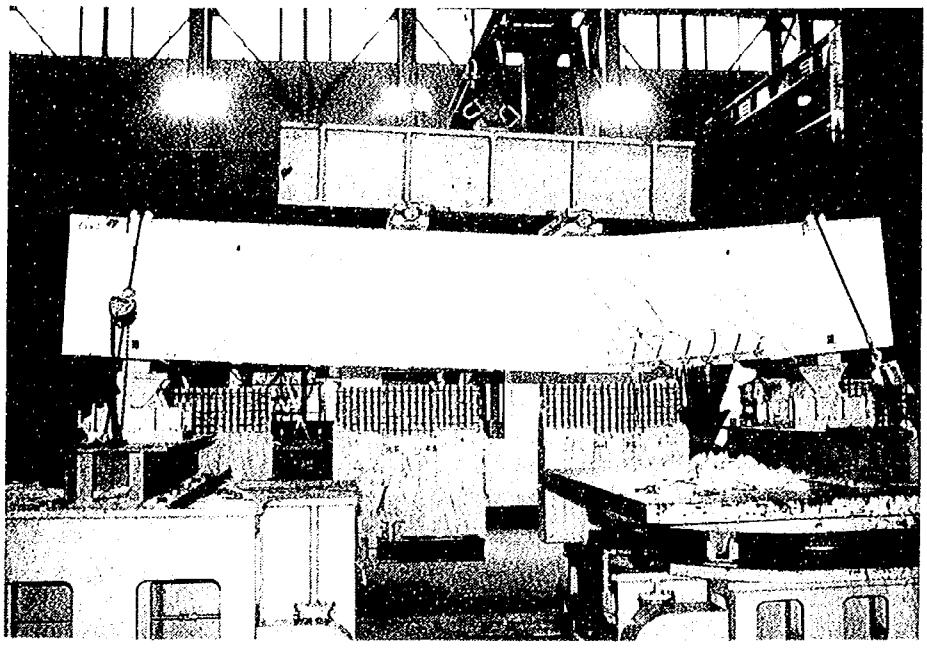
写真－４．９　2/4 Pmax(100.5tf)載荷時（梁②試験体）



写真－４．１０　Pmax(200.2tf)載荷時（梁②試験体）



写真－４．１１　載荷終了時、東側（梁②試験体）



写真－４．１２　載荷終了時、西側（梁②試験体）

中間帯鉄筋の定着方法に関する柱の一軸圧縮実験

５．中間帯鉄筋の定着方法に関する柱の一軸圧縮実験

５．１　実験目的

本実験は、中間帯鉄筋の施工の簡略化を目的として提案したフラットバー（以下、「ＦＢ」と略す。）を帯鉄筋の接合材とした場合の、柱の軸方向耐力および力学的特性を把握することを目的とする。試験体は中間帯鉄筋（Ｄ21×21本）を有する基準試験体（寸法：450mm×1,600mm×1,700mm）および、この時の中間帯鉄筋同様の位置に寸法、配筋数を変化させた３種類のＦＢを配したケース１～３の試験体である。これらを３０ＭＮ載荷試験装置により鉛直載荷し破壊に至るまでの挙動を測定した。

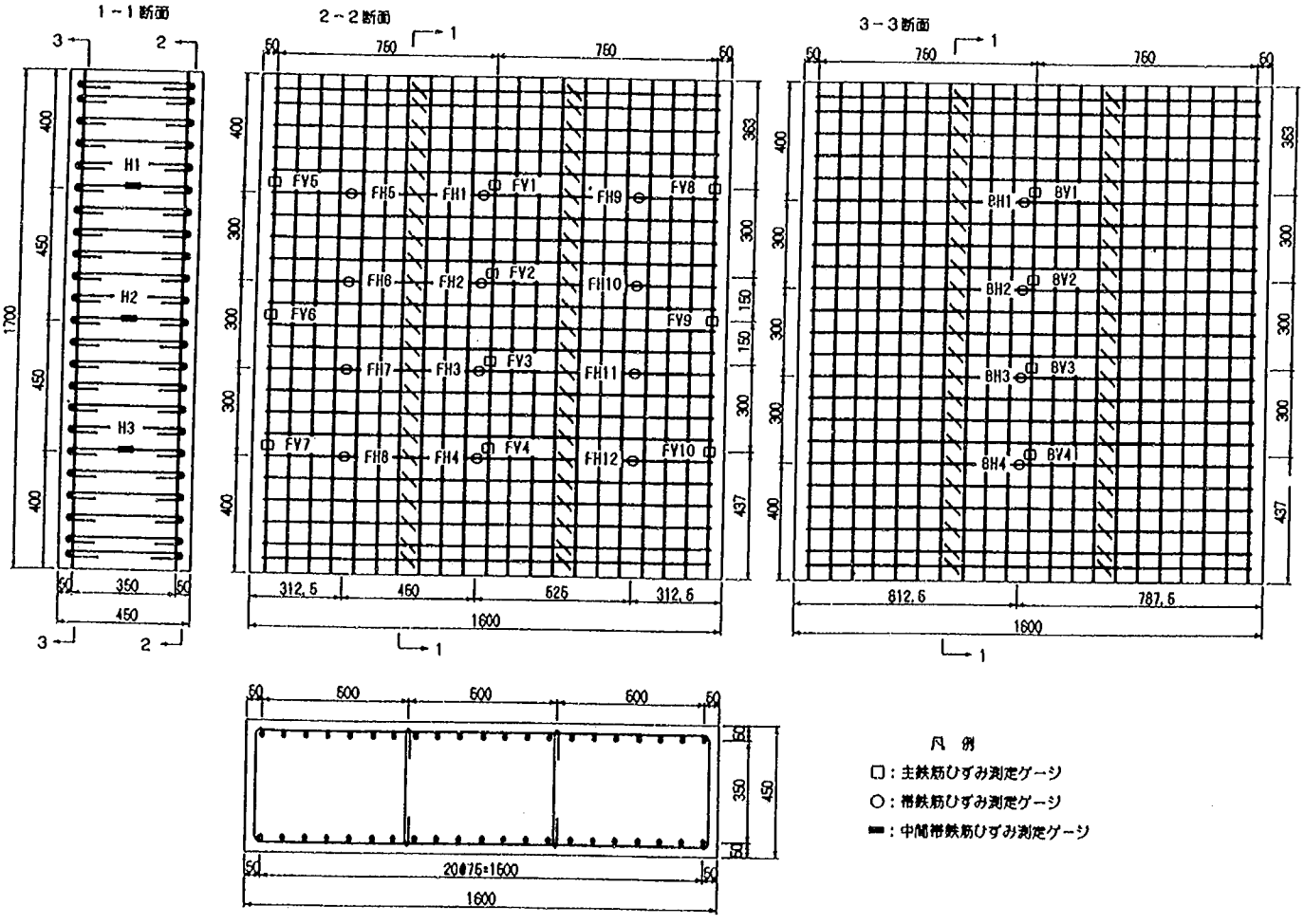
試 験 場 所：建設省土木研究所
試 験 装 置：大型構造部材万能試験機　３０ＭＮ(3,000tf)
試験実施日：平成９年５月
試験ケース：４ケース

５．２　試験体

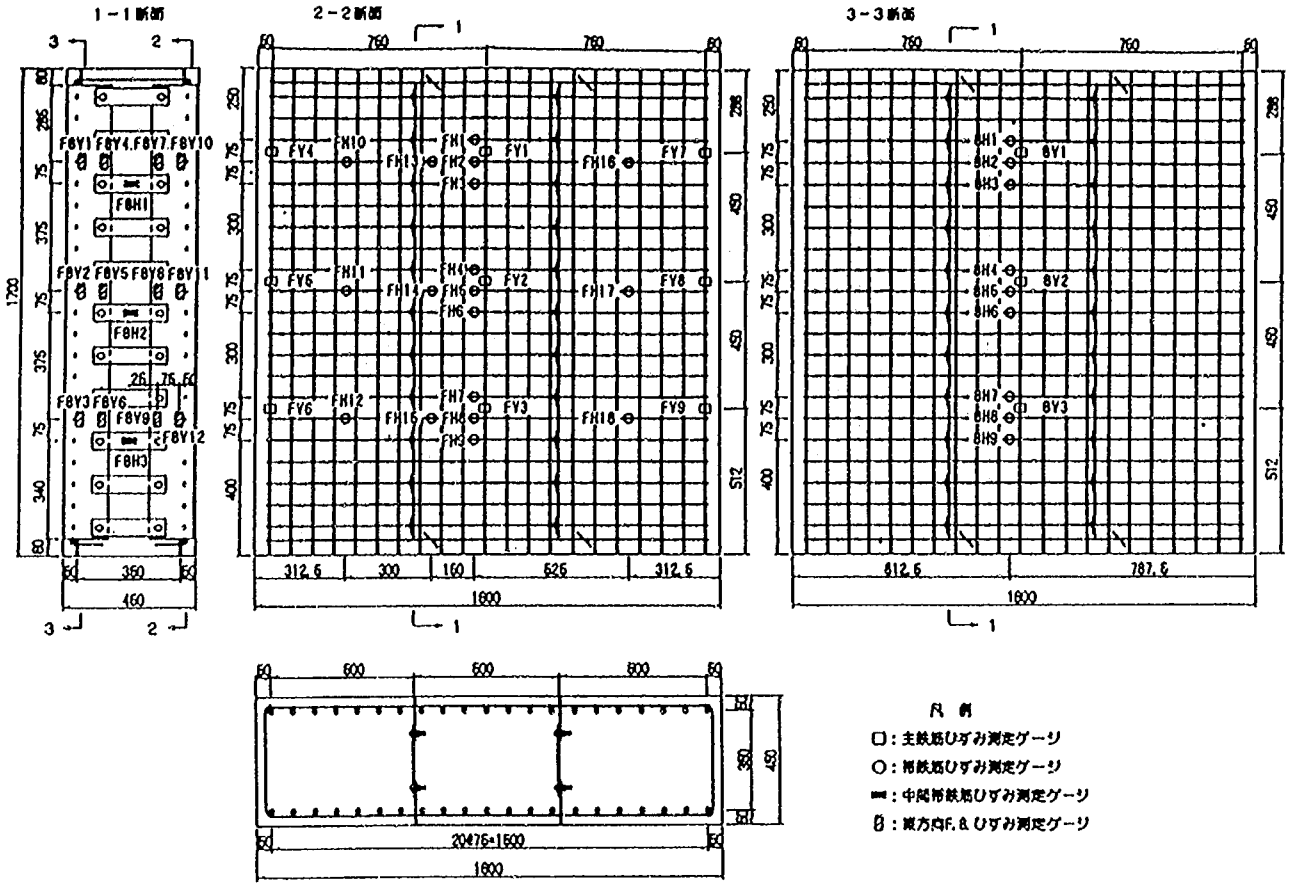
実験は表－５．１に示す４ケースについて実施した。試験体寸法は高さが1,700mmで幅が450×1,600mmで、主鉄筋はD25(SD295)を75mm間隔に配し、コンクリートの設計強度は180 kgf/cm²とした。中間帯鉄筋の位置は柱長手方向の３等分点付近の２カ所とし、その他の帯鉄筋は基準試験体の中間帯鉄筋と同様にD10を75mm間隔で配した。各ケースの配筋およびゲージ張り付け位置を図－５．１～５．４に示す。また、コンクリートゲージおよび変位計取り付け位置の基準試験体における例を図－５．５に示す。

表－５．１　実験ケース

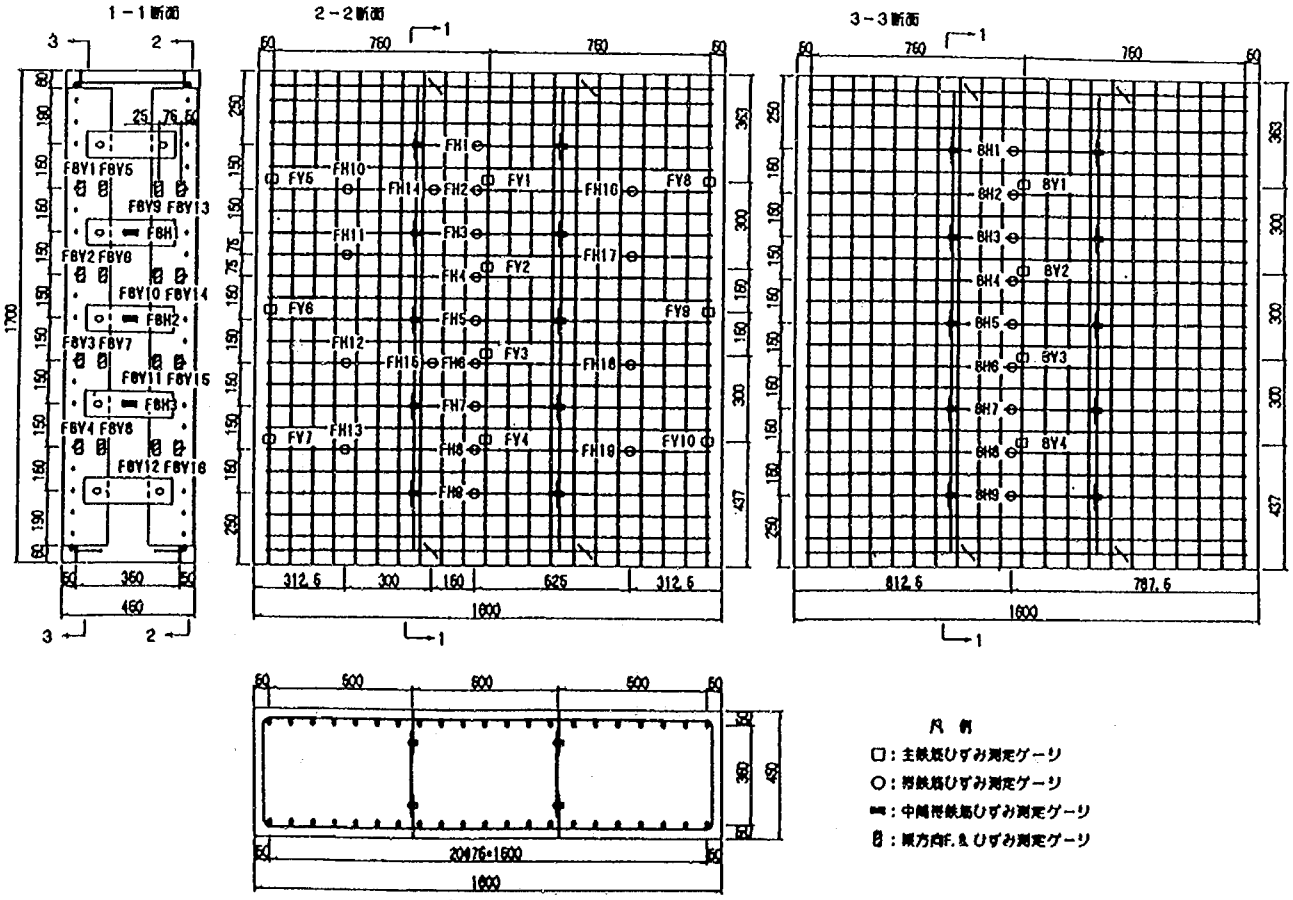
ケース	主筋結合方法	使用材料	配筋数（１断面あたり）
基準	鉄筋	SD295　D10	21本
ケース１	フラットバー	FB-4.5×65×255	11本
ケース２	フラットバー	FB-6.0×90×295	5本
ケース３	フラットバー	FB-6.0×180×235	3本



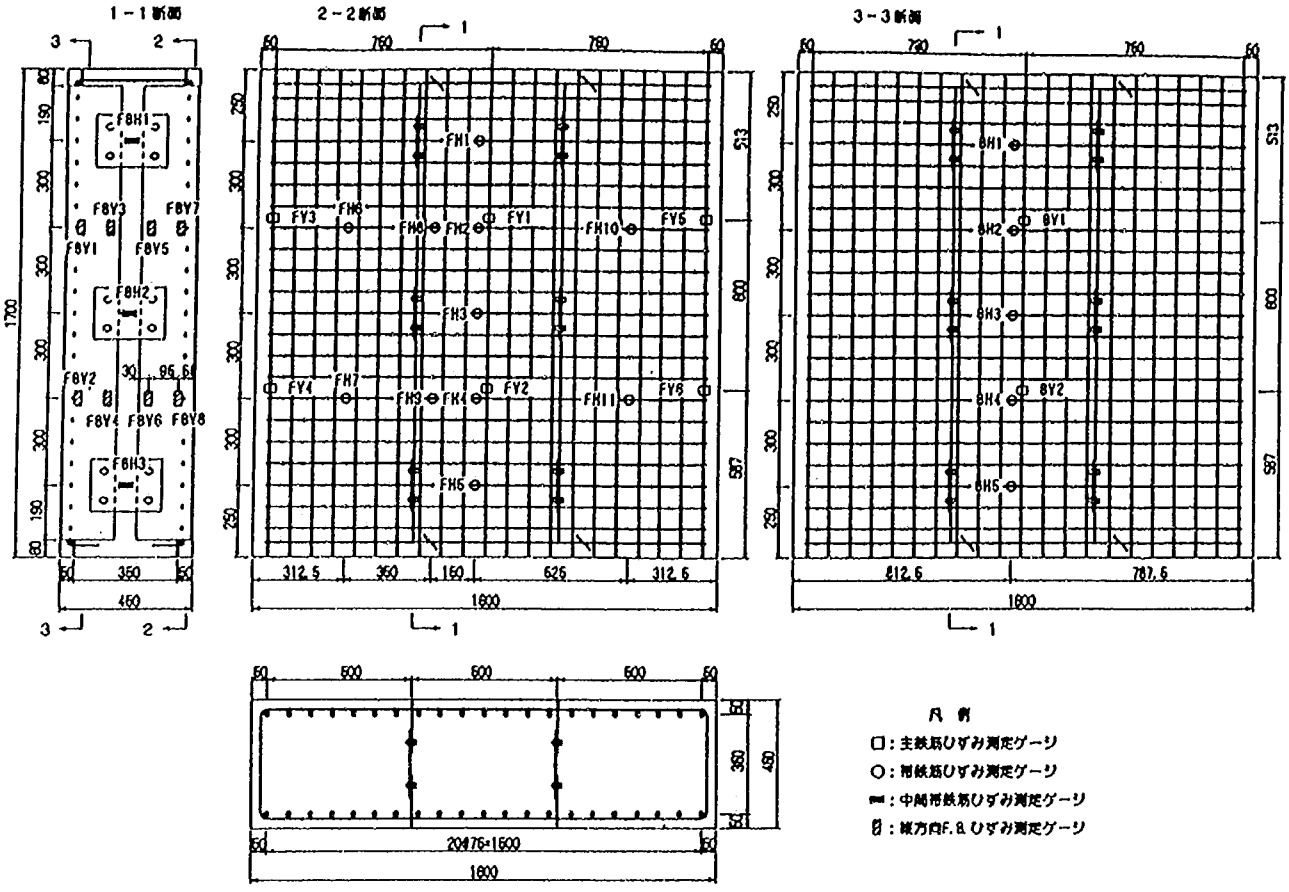
図－５．１　柱試験体配筋およびゲージ張り付け位置図（基準試験体）



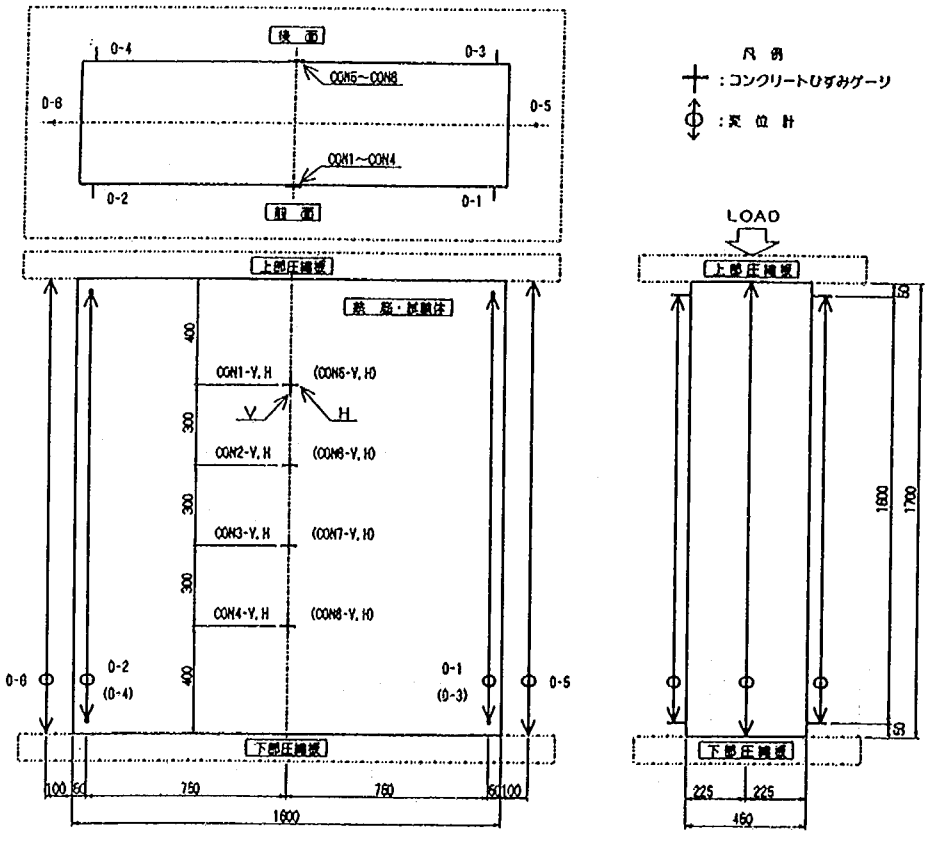
図－５．２　柱試験体配筋およびゲージ張り付け位置図（ケース１）



図－５．３　柱試験体配筋およびゲージ張り付け位置図（ケース２）



図－５．４　柱試験体配筋およびゲージ張り付け位置図（ケース３）



図－５．５　コンクリートゲージおよび変位計取り付け位置図（基準試験体）

５．３　材料試験結果

表－５．２、５．３に柱試験体コンクリートの圧縮強度試験結果および割裂強度試験結果を示す。材齢経過によりケース２の圧縮強度が他に比べ高い圧縮強度を有する。

表－５．２　柱試験体コンクリート圧縮強度試験結果

供試体番号	ﾃｽﾄﾋﾟｰｽ番号	直径(cm)			最大荷重	圧縮強度(kgf/cm2)		弾性係数(*E5kgf/cm2)		ポアソン比		試験材令
		D-1	D-2	平均値	(tf)	測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	平均値	(日)
鉄筋	C0-1	10.00	10.02	10.01	12.9	164		1.477		0.164		
	C0-2	10.01	9.99	10.00	12.8	163	164	1.676	1.558	0.177	0.171	22
	C0-3	10.00	10.00	10.00	13.0	166		1.520		0.171		
CASE-1	C1-1	10.00	10.00	10.00	12.8	163		1.523		0.169		
	C1-2	10.00	10.00	10.00	14.5	185	175	1.607	1.550	0.178	0.173	27
	C1-3	10.00	9.98	9.99	13.9	177		1.521		0.171		
CASE-2	C2-1	9.99	9.99	9.99	15.3	195		1.485		0.157		
	C2-2	9.99	9.99	9.99	14.7	188	192	1.436	1.491	0.155	0.158	34
	C2-3	9.99	9.99	9.99	15.1	192		1.551		0.162		
CASE-3	C3-1	10.00	10.00	10.00	13.7	174		1.511		0.152		
	C3-2	9.99	9.99	9.99	13.2	168	170	1.508	1.517	0.147	0.156	26
	C3-3	9.99	10.01	10.00	13.1	167		1.533		0.168		

表－５．３　柱試験体コンクリート割裂強度試験結果

供試体番号	ﾃｽﾄﾋﾟｰｽ番号	直径(cm)			長さ(cm)			最大荷重	割裂強度(kgf/cm2)		備考
		D-1	D-2	平均値	L-1	L-2	平均値	(tf)	測定値	平均値	
鉄筋	C0-4	9.99	9.99	9.99	19.34	19.36	19.35	5.27	17.4		
	C0-5	10.00	9.96	9.98	19.48	19.48	19.48	5.63	18.4	17.7	基準供試体
	C0-6	10.00	9.98	9.99	19.24	19.28	19.26	5.19	17.2		
CASE-1	C1-4	10.00	9.96	9.98	19.60	19.54	19.57	5.99	19.5		
	C1-5	10.00	10.00	10.00	19.42	19.40	19.41	5.45	17.9	18.5	
	C1-6	9.98	10.00	9.99	19.54	19.56	19.55	5.55	18.1		
CASE-2	C2-4	9.99	9.98	9.99	19.47	19.40	19.44	6.06	19.9		
	C2-5	10.00	9.97	9.99	19.41	19.38	19.40	4.64	17.7	18.9	
	C2-6	9.99	10.00	10.00	19.14	19.16	19.15	5.72	19.0		
CASE-3	C3-4	9.98	9.98	9.98	19.26	19.24	19.25	5.41	17.9		
	C3-5	9.99	9.99	9.99	19.54	19.54	19.54	5.70	18.6	19.0	
	C3-6	10.00	10.00	10.00	19.22	19.26	19.24	6.17	20.4		

使用した鉄筋およびＦＢの引張強度試験結果を表－５．４、５．５に、ＦＢ試験片の断面寸法の測定結果を表－５．６に示す。

表－５．４　鉄筋の引張試験結果

種別	番号	降伏荷重 (tf)	最大荷重 (tf)	降伏点 (kgf/cm²) 測定値	降伏点 (kgf/cm²) 平均値	引張強さ (kgf/cm²) 測定値	引張強さ (kgf/cm²) 平均値	標点距離 (mm) 試験前	標点距離 (mm) 試験後	伸び (%) 測定値	伸び (%) 平均値	弾性係数 (×10⁶ kgf/cm²) 測定値	弾性係数 (×10⁶ kgf/cm²) 平均値	降伏ひずみ (×10⁻⁶) 測定値	降伏ひずみ (×10⁻⁶) 平均値	備考
SD295 010	1	2.66	3.66	3589	3568	5117	4964	80.1	96.0	19.9	21.2	1.872	1.887	1902	1865	* 梁の帯鉄筋
	2	2.62	3.48	3533		4851		80.2	96.9	20.8		1.887		1852		* 柱の中間帯鉄筋
	3	2.65	3.49	3575		4693		80.7	99.1	22.8		1.901		1842		
SD295 013	1	4.32	6.32	3410	3468	4988	5322	104.8	132.3	26.2	25.9	1.948	1.948	1753	1784	* 梁の中間帯鉄筋
	2	4.62	6.46	3587		6099		104.1	130.5	25.4		1.945		1848		
	3	4.34	6.35	3425		5012		104.3	131.4	26.0		1.948		1765		
SD295 016	1	6.92	10.00	3484	3488	5035	5046	128.1	159.3	24.4	26.0	1.972	1.983	1861	1866	* 柱の帯鉄筋
	2	6.84	10.06	3494		5065		126.2	160.1	24.9		1.988		1855		
	3	6.92	10.00	3484		5035		127.5	160.1	25.6		1.990		1862		
SD295 D26	1	18.60	29.40	3871	3871	6802	6802	100.1	129.9	29.8	29.6	1.917	1.927	2067	2046	* 柱の主鉄筋
	2	18.60	29.40	3871		6802		100.1	129.8	29.7		1.963		1964		
	3	18.60	29.40	3871		6802		100.4	129.8	29.3		1.910		2128		

注）鉄筋はすべて公称断面積を用いて応力の計算を行った。 D10, D13, D16およびD26鉄筋の公称断面積はそれぞれ0.7133cm²、1.267 cm²、1.986 cm²、5.067 cm²である。

表－５．５　ＦＢの引張試験結果

種別	番号	降伏荷重 (tf)	最大荷重 (tf)	降伏点 (kgf/cm²) 測定値	降伏点 (kgf/cm²) 平均値	引張強さ (kgf/cm²) 測定値	引張強さ (kgf/cm²) 平均値	標点距離 (mm) 試験前	標点距離 (mm) 試験後	伸び (%) 測定値	伸び (%) 平均値	弾性係数 (×10⁶ kgf/cm²) 測定値	弾性係数 (×10⁶ kgf/cm²) 平均値	降伏ひずみ (×10⁻⁶) 測定値	降伏ひずみ (×10⁻⁶) 平均値	備考
SS400 FB4.5	1	3.20	4.25	3046	3121	4044	4045	60.7	70.7	39.4	38.7	2.069	2.073	1812	1789	* ケース1に使用
	2	3.32	4.24	3165		4042		60.3	69.3	37.8		2.056		1894		* ケース2に使用
	3	3.30	4.24	3152		4050		60.6	70.3	38.9		2.095		1661		
SS400 FB6	1	4.95	6.64	3521	3530	4661	4648	61.1	70.7	38.4	39.1	2.137	2.109	1666	1703	* ケース2に使用
	2	4.95	6.53	3513		4634		60.8	71.2	40.2		2.119		1705		* ケース3に使用
	3	5.00	6.55	3556		4659		60.8	70.4	38.6		2.109		1737		
SS400 FB12	1	8.60	13.13	2944	3009	4496	4610	60.6	72.0	42.8	41.9	2.036	2.056	1642	1649	* ケース3に使用
	2	9.30	13.40	3160		4639		61.1	72.4	40.6		2.090		1647		
	3	8.70	13.34	2931		4496		60.8	72.4	42.5		2.041		1657		

注）鋼板は平行部の３カ所（中央および両端）について寸法測定を行い、その３点の断面積の平均値を当該試験片の断面積とした。寸法測定結果を以下の表に示す。

表－５．６　ＦＢの断面寸法測定結果

種別	番号	断面① 厚さ (mm)	断面① 幅 (mm)	断面① 断面積 (cm²)	断面②（中央部） 厚さ (mm)	断面②（中央部） 幅 (mm)	断面②（中央部） 断面積 (cm²)	断面③ 厚さ (mm)	断面③ 幅 (mm)	断面③ 断面積 (cm²)	断面積の平均値 (cm²)
SS400 FB4.5	1	4.20	25.2	1.058	4.20	25.0	1.050	4.20	24.9	1.046	1.051
	2	4.20	24.9	1.046	4.20	25.0	1.050	4.20	25.0	1.050	1.049
	3	4.20	25.0	1.050	4.20	24.9	1.046	4.20	24.9	1.046	1.047
SS400 FB6	1	6.60	25.1	1.406	6.60	25.1	1.406	6.60	25.1	1.406	1.406
	2	6.60	25.1	1.406	6.60	25.2	1.411	6.60	25.2	1.411	1.409
	3	6.60	25.1	1.406	6.60	25.1	1.406	6.60	25.1	1.406	1.406
SS400 FB12	1	11.70	25.1	2.937	11.70	25.0	2.926	11.70	24.8	2.902	2.921
	2	11.60	25.2	2.923	11.70	25.3	2.960	11.70	25.4	2.972	2.952
	3	11.70	25.3	2.960	11.70	25.4	2.972	11.70	25.4	2.972	2.968

５．４　試験体コンクリート弾性係数、強度

５．４．１　柱の初期弾性係数の検討

柱の初期弾性係数を変位計（Ｄ１～Ｄ４変位計）を用いた場合と、主鉄筋の平均ひずみを用いた場合について検討する。以下に基準試験体を例として換算断面積を用いての計算方法を示す。

（例：基準試験体）

鉄筋(Ｄ25)弾性係数 Es：$1.927E^{6}$ kgf/cm²

鉄筋断面積 As：$5.067\times42=212.8$cm²

コンクリート断面積 Ac：$45\times160-As=6987.2$cm²

よって換算断面積Ａは

$A=Ac+As\times(Es/Ec)=6987.2+212.8\times(1.927E^{6}/1.558E^{5})=9,619.2$cm²

で示される。

また、着目部分（最終載荷の１／３荷重まで）の荷重変位測定結果は以下の通りである。

P1＝203.6tf　　Disp1＝0.283mm(D1～D4)　主鉄筋ひずみ　$\varepsilon_s=200\mu$（総平均）

P2＝662.4tf　　Disp2＝0.593mm(D1～D4)　主鉄筋ひずみ　$\varepsilon_s=537\mu$（総平均）

$\Delta P=458.8$tf　　ΔDisp＝0.310mm　　$\Delta\varepsilon_s=337\mu$

以上の結果を用いて弾性係数を算定した結果は、以下の通りである。

①変位変化量から算定されるひずみ量と荷重、換算断面積から算定される柱コンクリートの弾性係数 Ec.cals と Ec の比較

$\Delta\varepsilon=\Delta Disp/H=0.31/1,600=193\mu$

$Ec.calc=\Delta P/(\Delta\varepsilon\times A)=458.8\times1,000/(194E^{-6}\times9,619.2)$

$=2.458E^{5}$ kgf/cm²

テストピース試験体でのコンクリとの弾性係数 Ec は $1.558E^{5}$ Kgf/cm²であるので、両者の比較をとると

Ec.calc/Ec＝2.458/1.558＝1.58

となる。

②主鉄筋ひずみ変化量から推定されるひずみ量と荷重、換算断面積から算定される柱コンクリートの弾性係数 Ec.calc と Ec の比較

$Ec.calc=\Delta P/(\Delta\varepsilon\times A)=458.8\times1,000/(337E^{-6}\times9,619.2)$

$=1.415E^{5}$ kgf/cm²

Ec.calc/Ec＝1.415/1.558＝0.91

上記の計算方法に従って各ケースについて算出した結果を表－５．７に示す。表によれば、変位量測定結果から算定された初期弾性係数は、テストピース試験体から求めた弾性係数より大きな値を示したが、主鉄筋ひずみから求めた柱の初期弾性係数とはおおよそ一致する結果となった。この原因の一つとして次のことが考えられる。

主鉄筋ひずみを端部と中央部で比較すると中央部の方が一般的に大きく（図－５．１１参照）、２倍以上の値になる場合もあったことから、必ずしも柱に均等に載荷されておらず中央部の荷重分担がやや大きかったことが考えられる。変位量は柱の端部で測定されていたことから、やや荷重に対するひずみが小さめに測定されたために大きな弾性係数が算定されたものと考えられる。なお、コンクリートひずみは中央部のみ測定されていたが、その測定結果も中央部主鉄筋ひずみと同程度であった。

表－５．７　柱の初期弾性係数　（kgf/cm²）

	基準供試体	ケース１	ケース２	ケース３
変位量から算定された弾性係数	2.458e5 (1.58)	3.062e5 (1.98)	3.169e5 (2.12)	2.979e5 (1.96)
主筋ひずみから算定される弾性係数	1.415e5 (0.91)	1.662e5 (1.07)	1.675e5 (1.12)	1.789e5 (1.18)
コンクリートの弾性係数	1.558e5	1.550e5	1.491e5	1.517e5

下段はコンクリートの弾性係数に対する比

5．4．2　帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度予測値と最大荷重時の平均軸圧縮応力から柱のコンクリート強度を算定したものとを比較する。前述のように必ずしも柱の軸圧縮応力は均一でない可能性があるが、この応力分布を測定結果から得ることはできないので、ここでは簡略化し換算断面積で除した平均応力で比較する。

表－5．8は道路橋示方書で示されている拘束コンクリートの強度予測式から推定される拘束コンクリート強度である。

表－5．8　拘束鉄筋量と拘束コンクリートの推定強度

	基準供試体	ケース1	ケース2	ケース3
①壁側面の帯鉄筋量　cm^2	14.98×2箇所 =29.96	14.98×2箇所 =29.96	14.98×2箇所 =29.96	14.98×2箇所 =29.96
②中間帯鉄筋量　cm^2	14.98×2箇所 =29.96	32.02×2箇所 =64.04	29.17×2箇所 =58.34	34.21×2箇所 =68.42
③帯鉄筋の体積比 (①+②)/壁面積	0.00220	0.00346	0.00325	0.00362
プレーンコンクリート 強度 kgf/cm^2	164	175	192	170
拘束コンクリート強度 予測値 *　kgf/cm^2	170	184	200	179

＊は$\sigma_{cc}=\sigma_{ck}+3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy}$による（道路橋示方書・同解説）

表－5．9は最大荷重時の測定結果を各ケースで比較したものである。最大荷重換算断面積で除したコンクリートの平均応力（実測値）と拘束コンクリート強度予測式を比較すると、全体的に実測値の方が3％～20％大きめの値である。前述の偏荷重の影響、かぶりコンクリートをプレーンコンクリートとして考慮しないことをなどを考えると、帯鉄筋で拘束された部分のコンクリート強度はさらに大きいものと考えられる。また、別の観点から見ると、予測値を上回る部分は予測外の中間帯鉄筋の効果であるということもできる。効果のある順にケース3、ケース1、基準試験体、ケース2となる。しかし、ケース2はケース1とケース3の中間的な性状を持つものであり、ここでの差異は誤差範囲のもので基準試験体も含めいずれのケースにおいても予測した程度には中間帯鉄筋の効果が発揮されていると考える方が適当であると思われる。

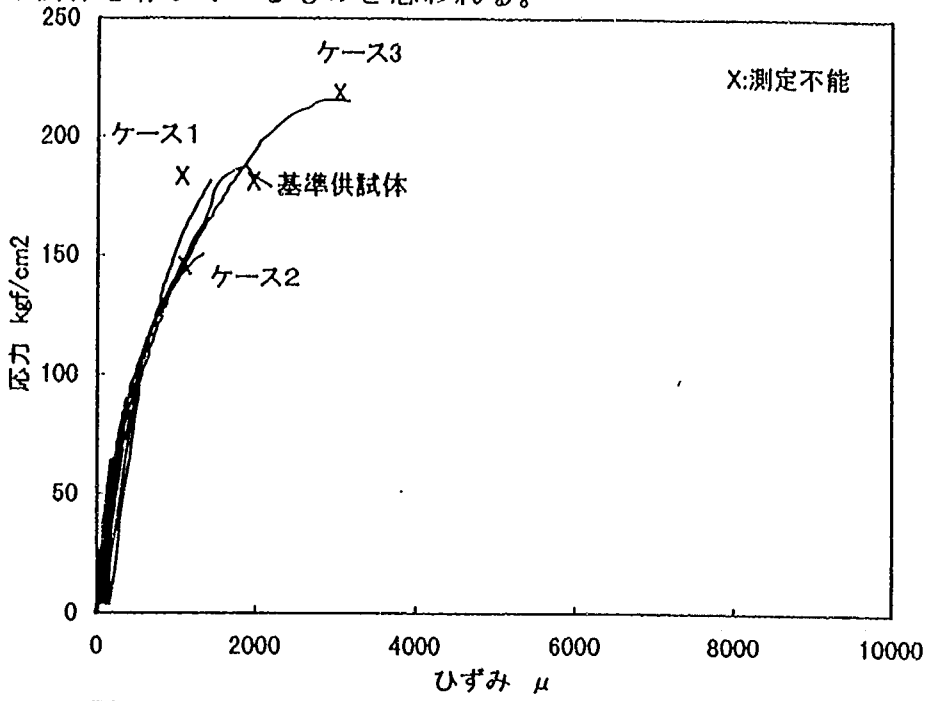
また、中間帯鉄筋、ＦＢに発生した最大ひずみを見ると、基準試験体では破壊した上部で約1,900μのひずみが生じた以外は、全体に500μ程度以下の小さいひずみしか生じていない。

表－５．９　最大荷重時の測定結果の比較

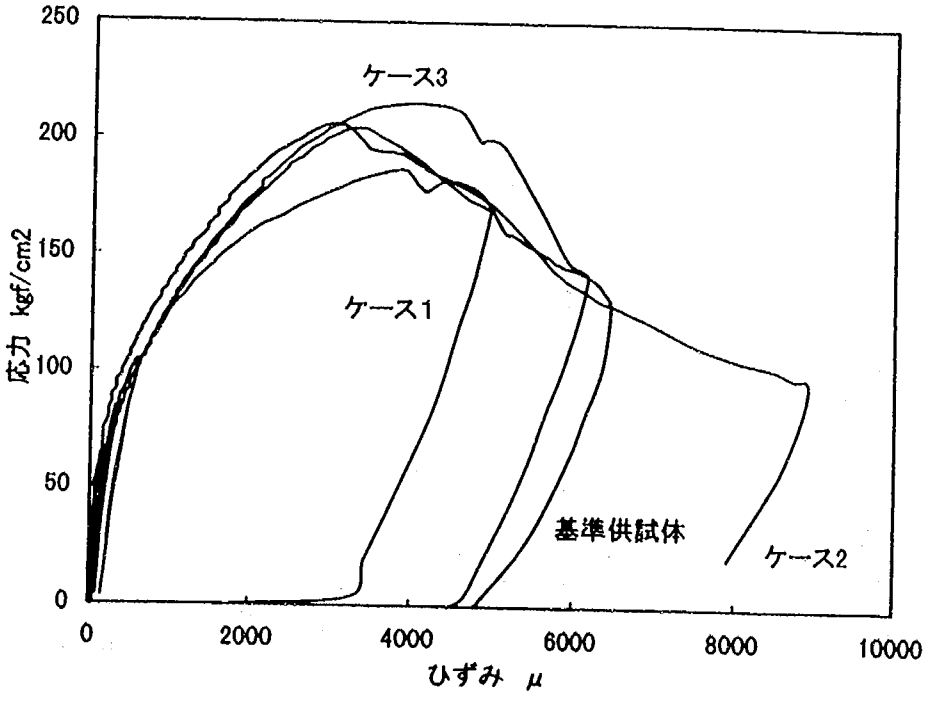
	基準供試体	ケース１	ケース２	ケース３	備　考
最大荷重(tf)	1797.1	1966.3	1982.5	2070.4	
換算断面積で除した コンクリート応力(kgf/cm²) (実測値)	187 (1.14) (1.10)	204 (1.17) (1.11)	206 (1.07) (1.03)	215 (1.26) (1.20)	A=9619.2cm² (上段)プレーンとの比 (下段)拘束コンとの比
プレーンコンクリート強度	164	175	192	170	
拘束コンクリート強度予測値	170	184	200	179	
鉛直変位	2.98 7.45	— 5.45	— 5.01	4.27 7.08	D1～D4の平均 D5～D6の平均
主筋ひずみ（μ）	降伏(FV3他)	降伏(FV2他)	降伏(FV2他)	降伏(FV1他)	最大値 カッコ内は発生位置
帯鉄筋ひずみ（μ）	降伏(FH2他)	1324(BH6)	1376(FH8)	1306(FH2)	
中間帯鉄筋ひずみ（μ）	1897(H1)	297(FBH3)	339(FBH1)	548(FBH1)	

５．５　軸方向の応力－ひずみ関係

図－５．６に荷重と変位計（Ｄ１～Ｄ４）より測定された変位量から算定した応力－ひずみ関係を、図－５．７に荷重と載荷板距離測定結果（Ｄ５、Ｄ６）から算定された応力－ひずみ関係を示す。試験体のかぶりコンクリートのひび割れによって比較的早い段階で変位計を取り外さなければならなかったために、図－５．６では初期段階の応力－ひずみ関係しか得られていない。各ケースを比較すると、いずれの試験体も基本的にはほぼ同様の応力－ひずみ関係を有しているものと思われる。

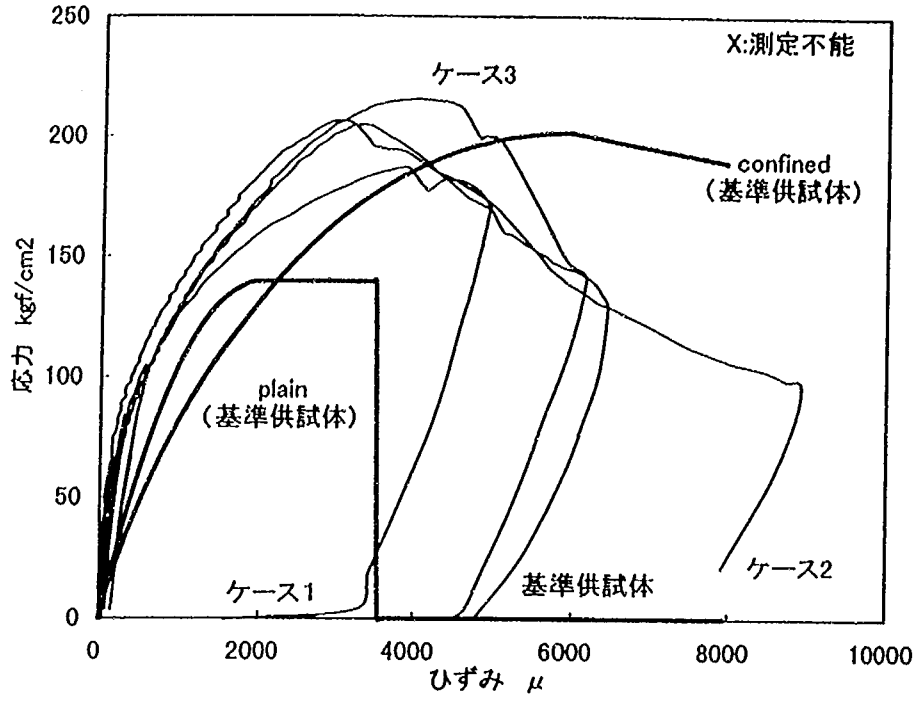


図－５．６　応力－ひずみ関係（変位計 Ｄ１～Ｄ４）

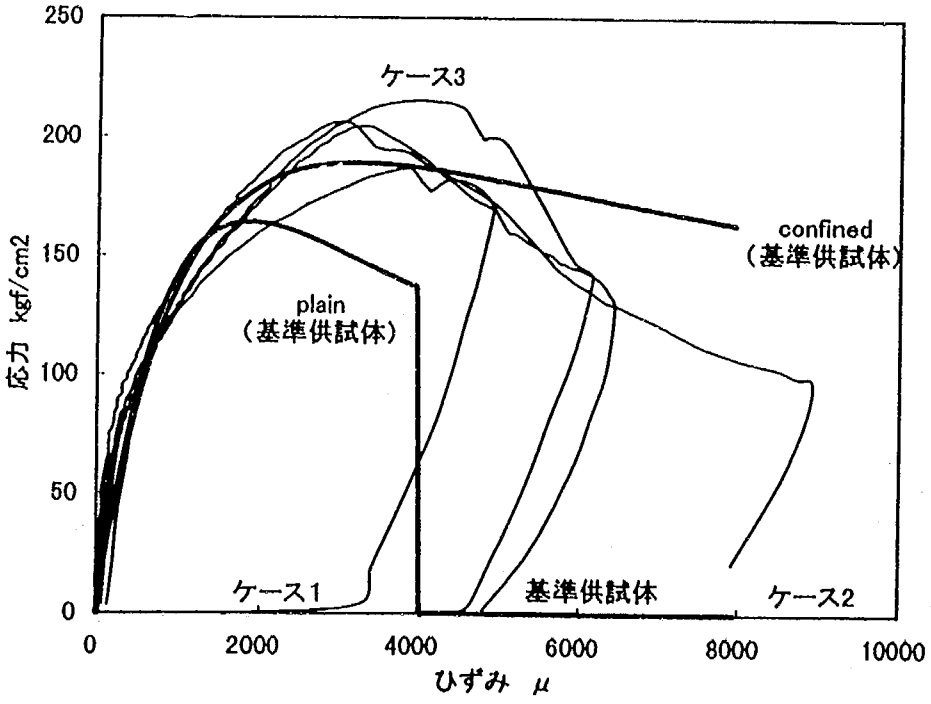


図－５．７　応力－ひずみ関係（載荷板間変位 Ｄ５、Ｄ６）

図－５．８および図－５．９は、星隅式[1]および New-RC[2]式を用いて管理試験体で得られた物性値から算定したプレーンおよび拘束コンクリートの応力ひずみ曲線を図－５．７に加えたものである。星隅式では測定結果に対して緩やかな勾配で立ち上がり、最大応力は同程度となるが、最大応力発生時のひずみが実測値ではおよそ 3,000μ であるのに対し星隅式ではこれより大きなひずみで最大応力となる。New-RC式では最大応力までかなり精度良く予測されるが、最大応力がやや小さく最大応力発生以降の下り勾配が小さい。



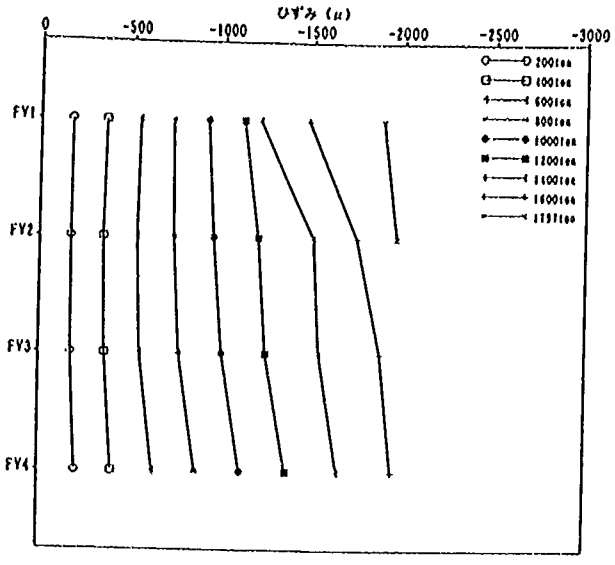
図－５．８　星隅式との比較（太線が計算結果）



図－５．９　New-RC式との比較（太線が計算結果）

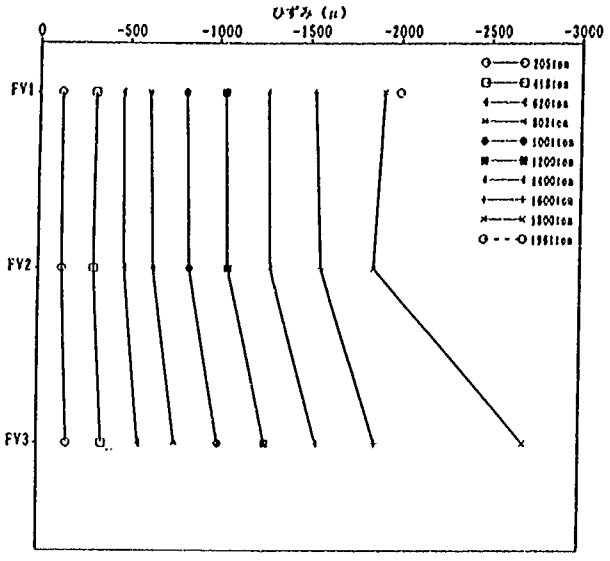
５．６　主鉄筋ひずみ分布

各ケースの中央部での主鉄筋のひずみ分布を図－５．１０に示す。主鉄筋ひずみは、いずれのケースにおいても鉛直方向にほぼ均等に生じたが、中央部と端部を比較すると中央部の方が全体的に大きなひずみが発生した。基準試験体を例に中央部と端部での主鉄筋のひずみ分布を比較したものを図－５．１１である。



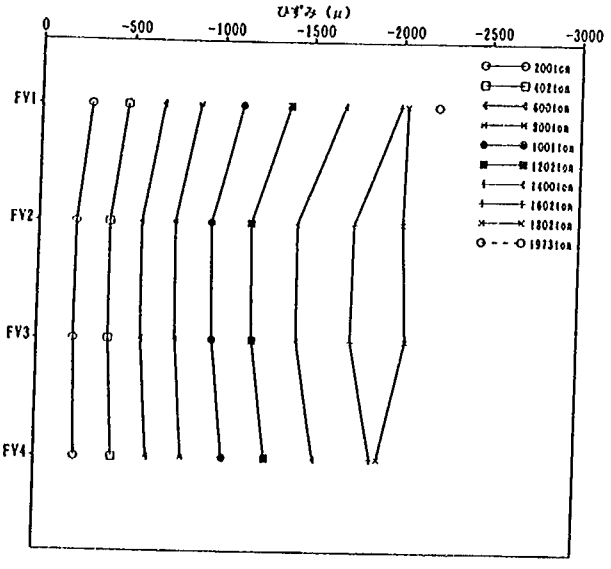
柱基準供試体：主筋ひずみ分布図

基準試験体



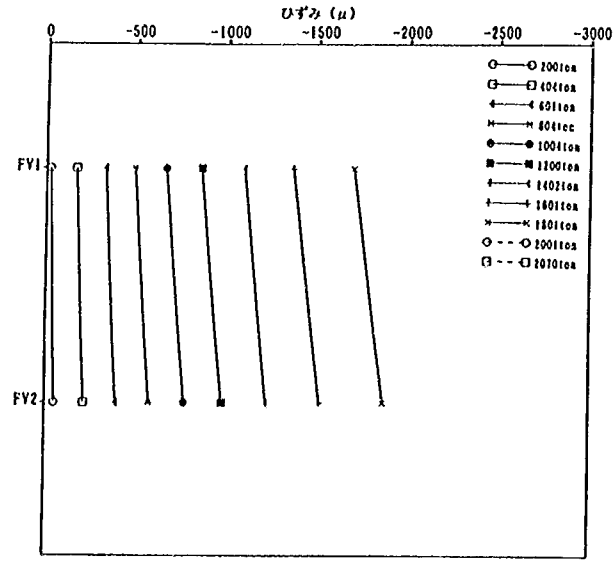
柱ＣＡＳＥ１供試体：主筋ひずみ分布図

ケース１



柱ＣＡＳＥ２供試体：主筋ひずみ分布図

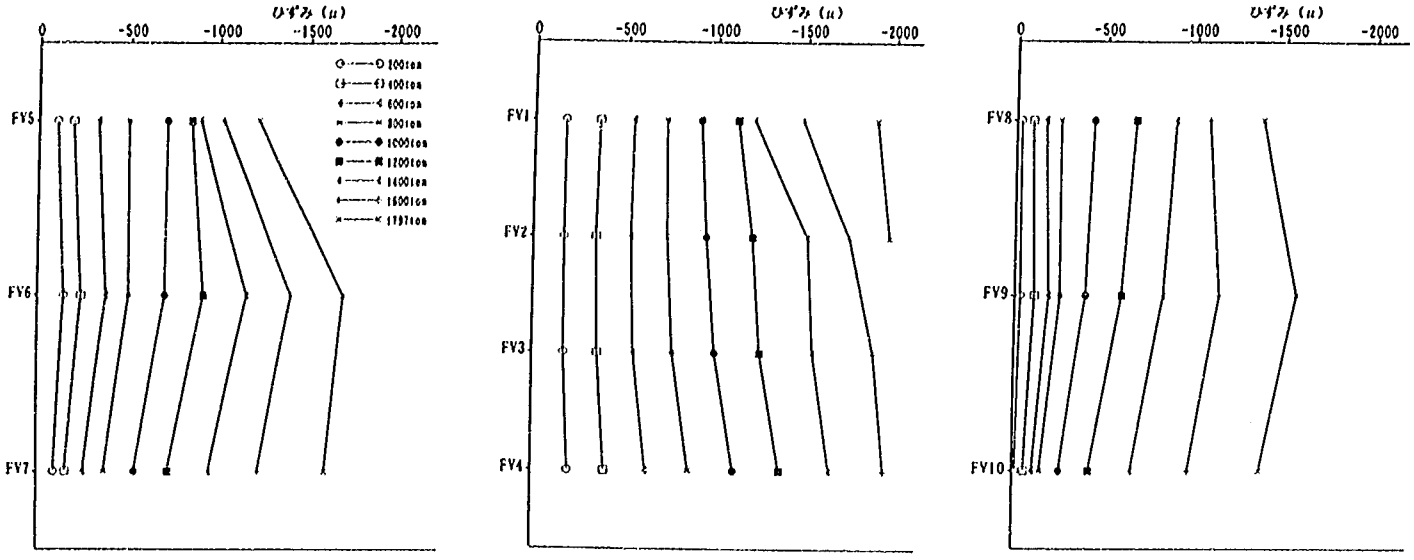
ケース２



柱ＣＡＳＥ３供試体：主筋ひずみ分布図

ケース３

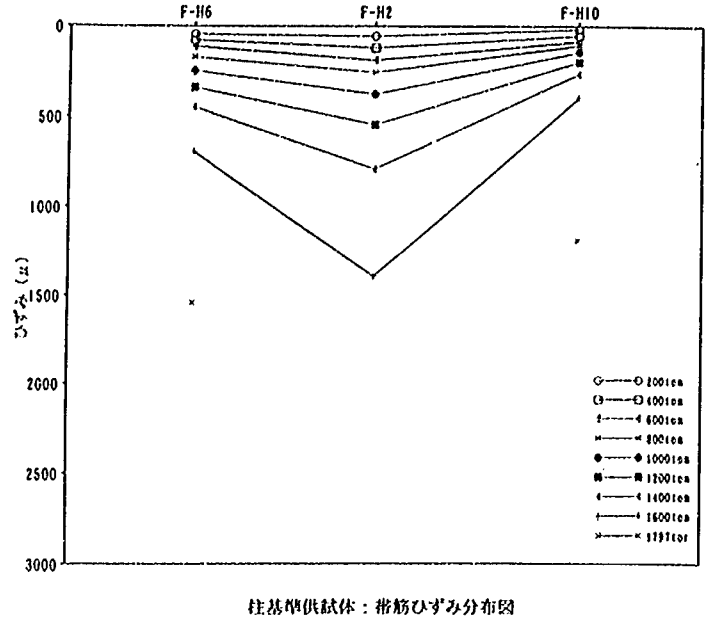
図－５．１０　荷重－主鉄筋ひずみ関係



図－５．１１　中央部と端部でのひずみ分布の違い（基準試験体）

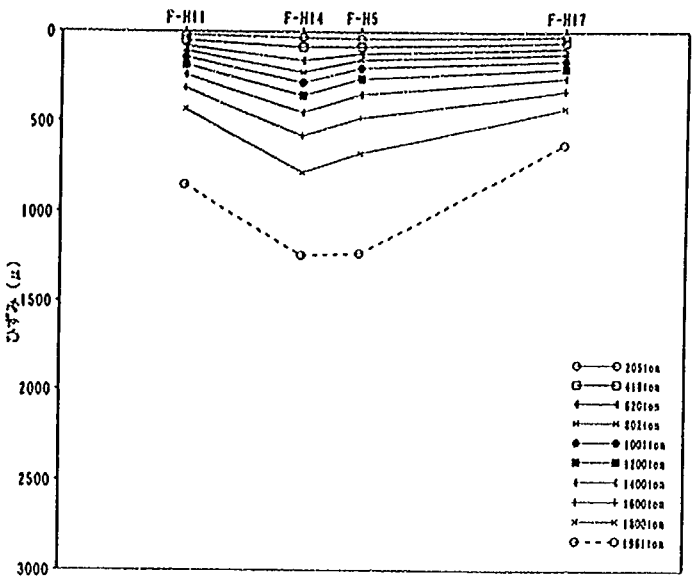
５．７　帯鉄筋ひずみ分布

各ケースの帯鉄筋のひずみ分布を図－５．１２に示す。帯鉄筋のひずみは中央部で大きく端部で小さいという傾向が一部を除いて各ケースとも認められた。基準試験体上部以外は最大でも 1,500μ程度の降伏ひずみであった。



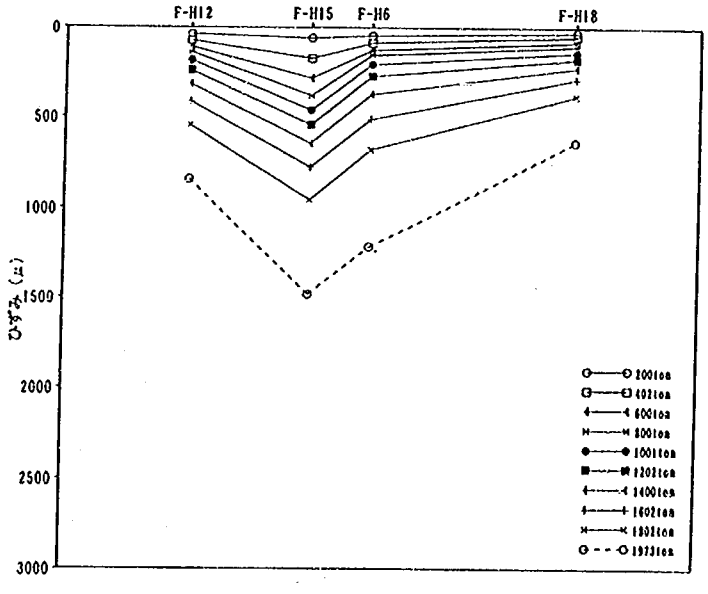
柱基準供試体：帯筋ひずみ分布図

基準試験体



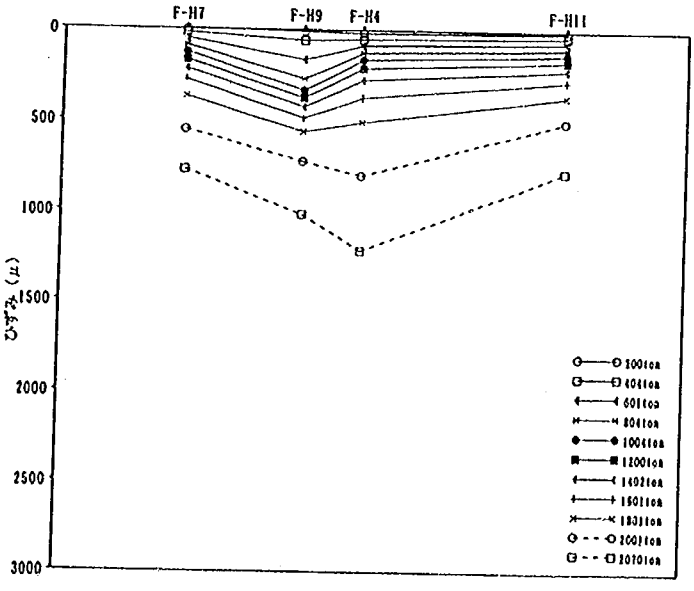
柱ＣＡＳＥ１供試体：帯筋ひずみ分布図

ケース１



柱ＣＡＳＥ２供試体：帯筋ひずみ分布図

ケース２



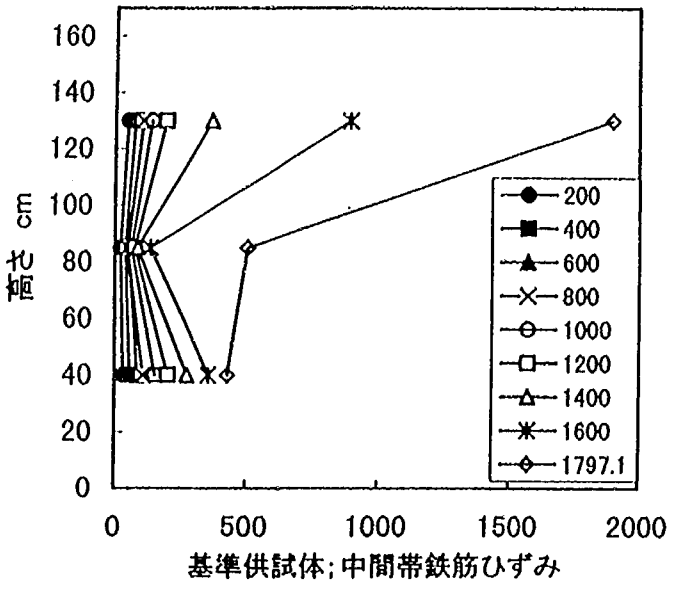
柱ＣＡＳＥ３供試体：帯筋ひずみ分布図

ケース３

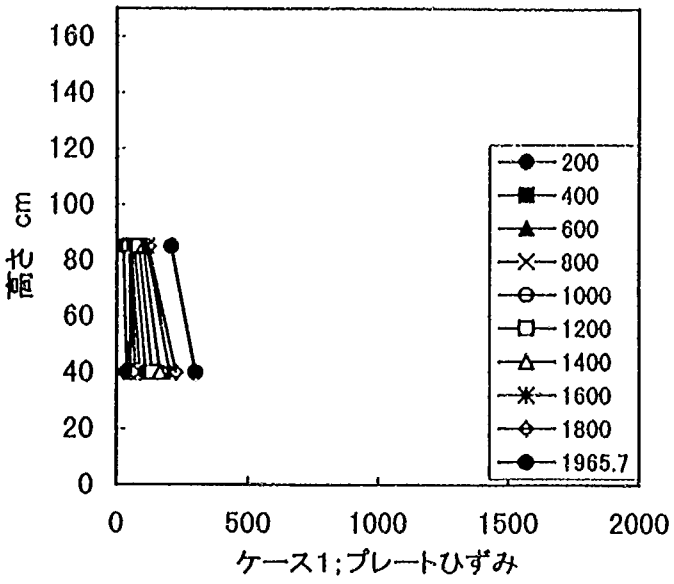
図－５．１２　帯鉄筋ひずみ分布

５．８　中間帯鉄筋ひずみ分布

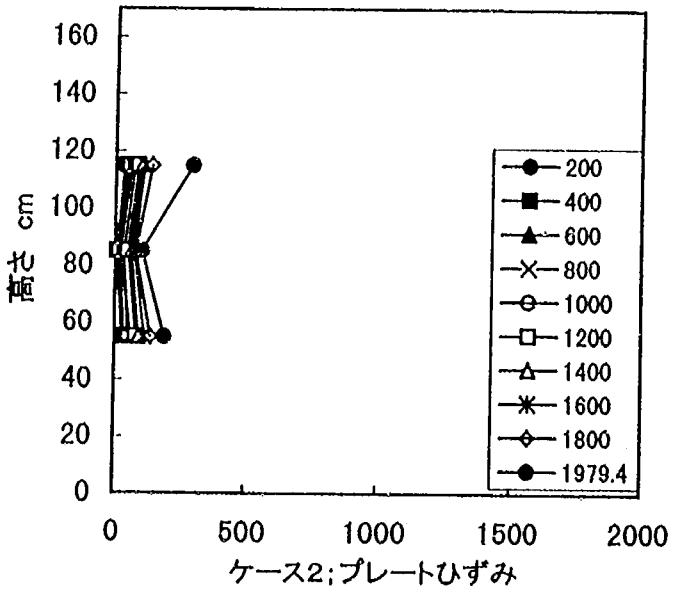
中間帯鉄筋およびＦＢのひずみ分布を図－５．１３に示す。基準試験体上部で降伏ひずみ程度のひずみが発生した他は全体に 500μ 程度以下の小さなひずみが発生したのみである。



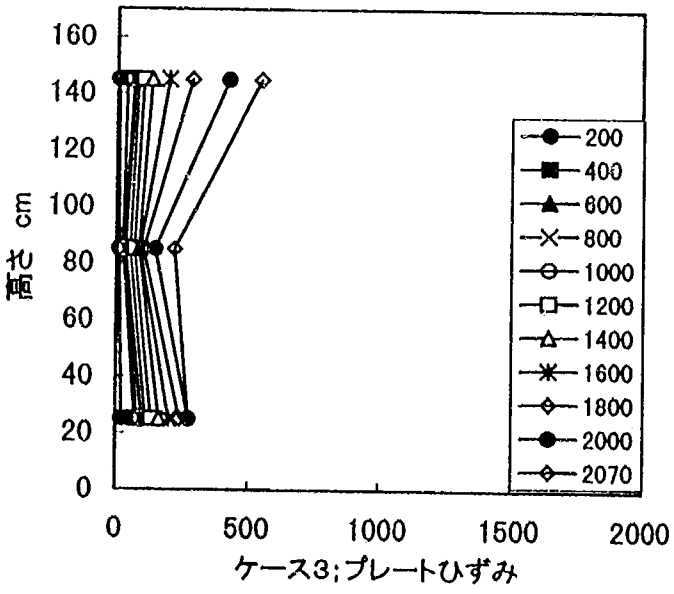
基準試験体



ケース１



ケース２



ケース３

図－５．１３　中間帯鉄筋ひずみ分布

５．９　まとめ

実験の結果をまとめると以下の通りとなる。

（１）最大荷重および強度について

柱の最大荷重は基準試験体が最も小さく、ケース１、ケース２、ケース３の順でわずかずつ大きくなっている。しかし、荷重を換算断面積で除して求めたコンクリート最大応力で比較すると、基準試験体で拘束コンクリート強度の予測値に対する比が１．１０であるのに対し、他の３ケースでは１．０３～１．２０の値であり、必ずしもケース１～３の最大荷重が基準試験体に比べ向上しているとはいえない。

（２）コンクリートの初期弾性係数について

１/３荷重までの平均主鉄筋ひずみを柱のひずみとして考えると、換算断面積と実載荷荷重から求められる各ケースの初期弾性係数はコンクリートの接線弾性係数の１．６～２．１倍と大きな値となった。主鉄筋ひずみ分布およびコンクリート表面ひずみから、試験体の端部に比べ中央部の方が大きい傾向であることが認められた。このため端部で測定した変位からひずみを推定すると小さめとなり、弾性係数を大きめに算定したものと考えられる。

（３）軸方向の応力－ひずみ関係

各ケースとも軸方向応力－ひずみ関係は全般に同様の傾向を示した。各ケースの最大応力時のひずみはおよそ 3,000～4,000μ の範囲であった。基準試験体およびケース３は、最大応力値は異なるものの最大応力時のひずみや終局ひずみが同程度であった。これに対してケース１はこれらよりも小さくケース２は大きかった。星隅式、New-RC式を用いてこれらと比較した結果、星隅式では実測値と比べて全体に緩やかな勾配となった。New-RC式では初期の勾配は一致するものの、ひずみが小さい段階で最大応力が発生し、最大応力以降の下り勾配が実測値よりも緩やかであった。

（４）中間帯鉄筋ひずみ分布

基準試験体で上部中間帯鉄筋に約1,900μのひずみが生じた以外は、ケース１～３のプレートでは最大荷重に至るまで最大で 550μ程度で大きなひずみは生じていない。各ケースに大きな相違は認められない。

（５）主鉄筋ひずみ分布

上下方向にほぼ均等にひずみが生じた。柱中央部と端部の比較では中央部の主鉄筋の方が大きな値を示す傾向が見られた。各ケースに大きな相違は認められない。

（６）帯鉄筋ひずみ分布

全体に柱中央部での値が大きくなった。基準試験体では他のケースよりも若干大きめとなったが、その他の各ケースによる差異は認められない。

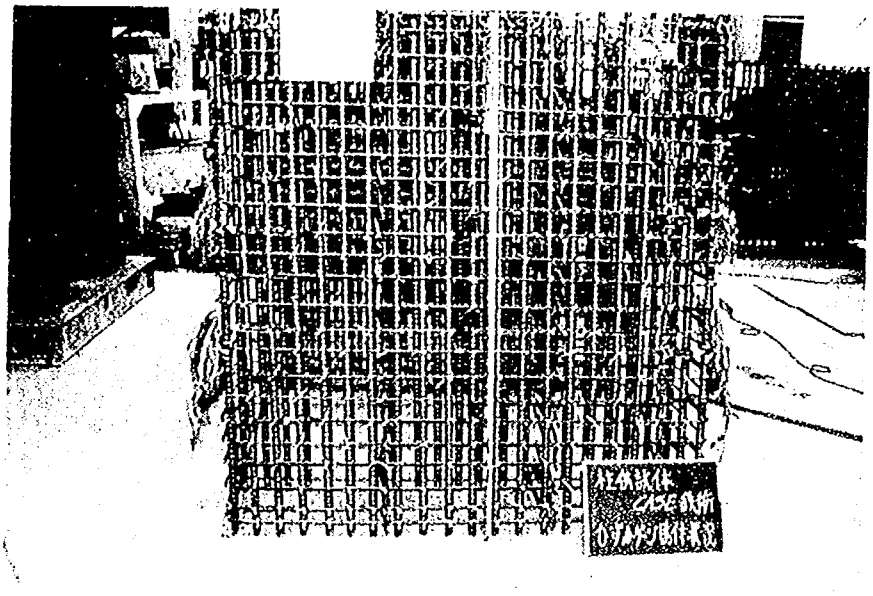
以上の結果から、本実験においては中間帯鉄筋にフラットバー（ＦＢ）を代替することによって同等の柱の軸耐荷力性能を有し、実験の範囲内ではプレートの寸法、ピッチによる差異は大きくは認められないと考えられる。

参考文献

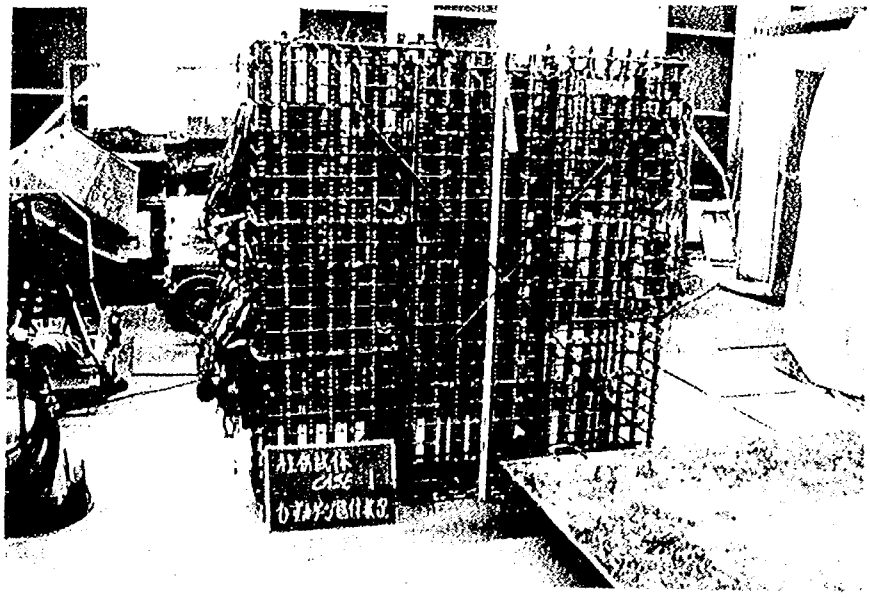
１）鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法の照査に用いるコンクリートの応力－ひずみ関係：星隅順一ほか、土木学会論文集、No.520/V-28、1995,8

２）平成４年度New-RC研究開発概要報告書：(財)国土開発技術センター、1993,3

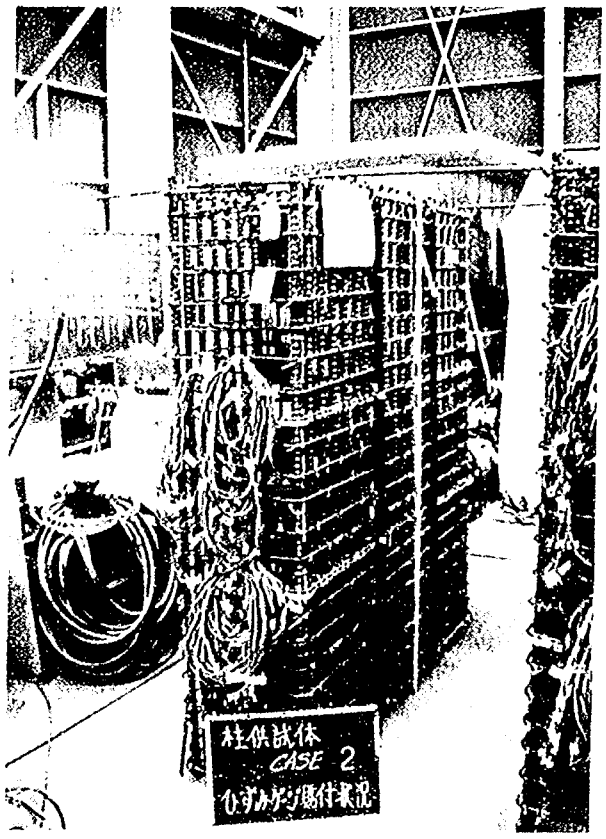
５．１０　写真



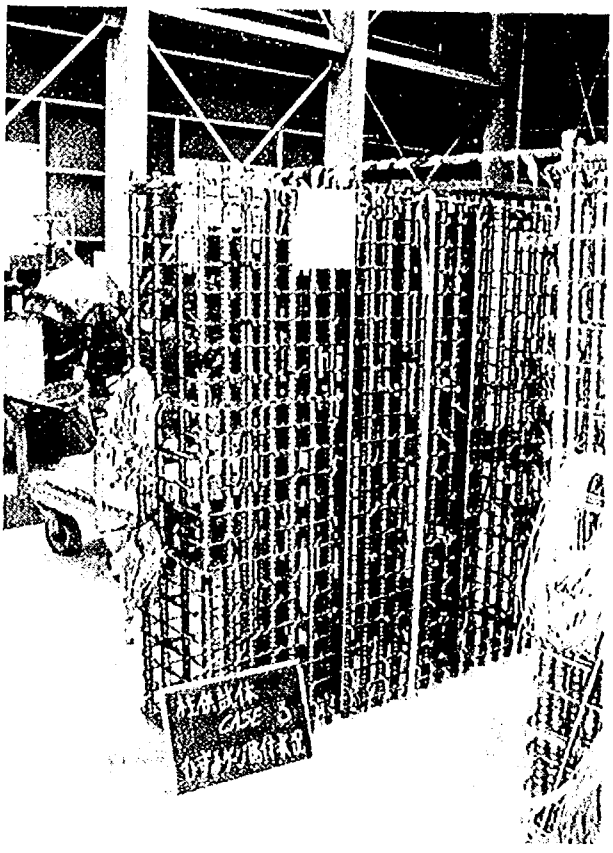
写真－５．１　鉄筋組立完了（基準試験体）



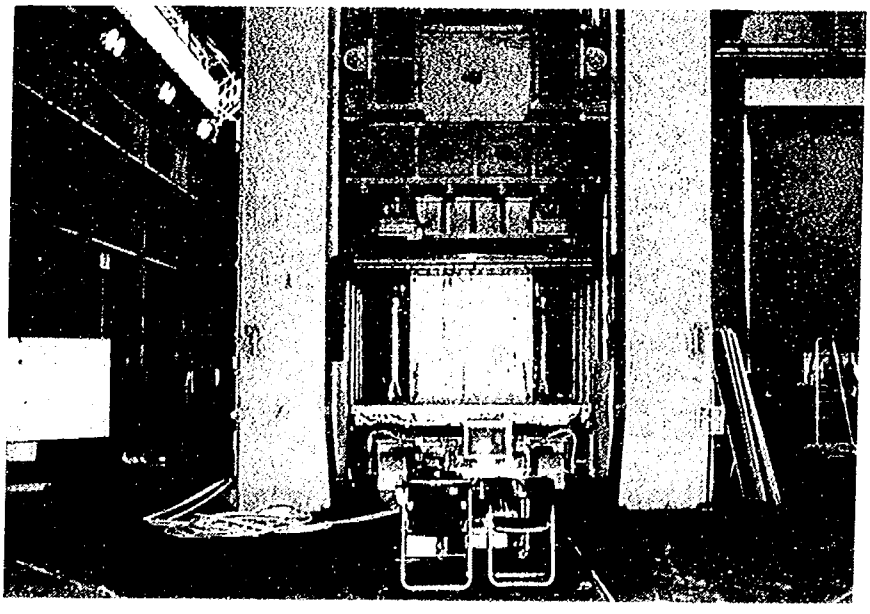
写真－５．２　鉄筋組立完了（ケース１）



写真－５．３　鉄筋組立完了（ケース２）



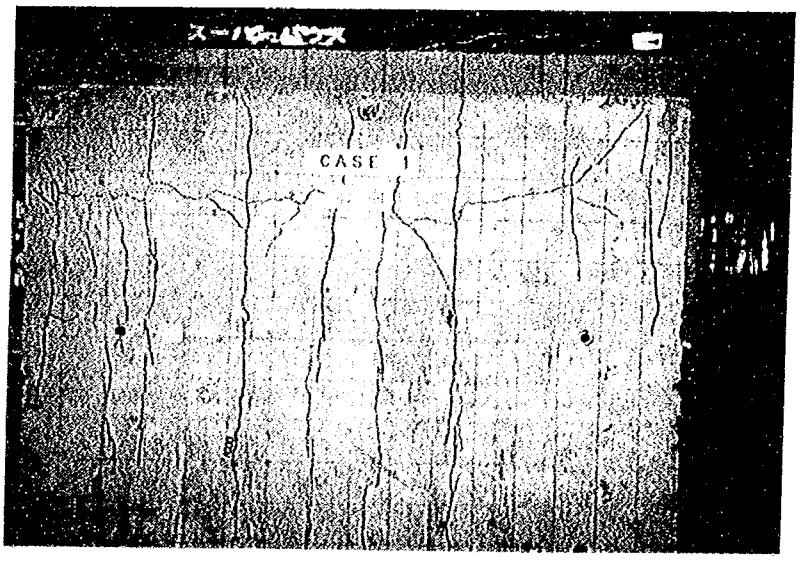
写真－５．４　鉄筋組立完了（ケース３）



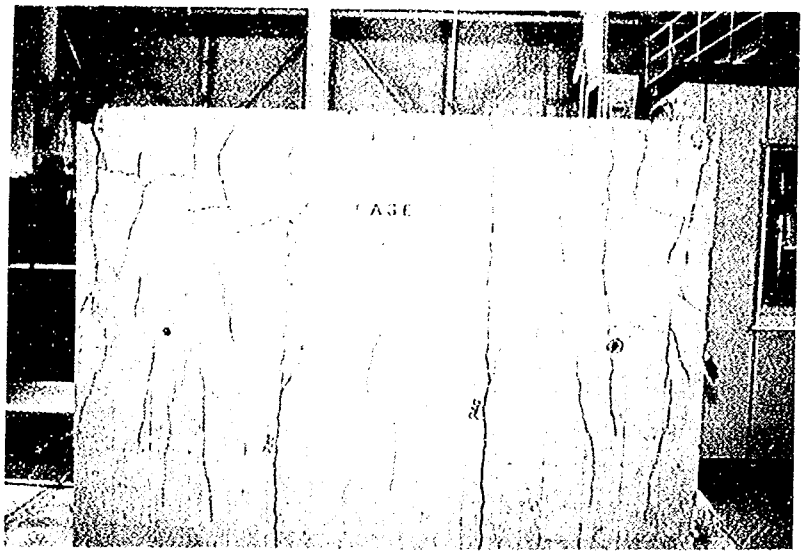
写真－５．５　実験状況（ケース３）



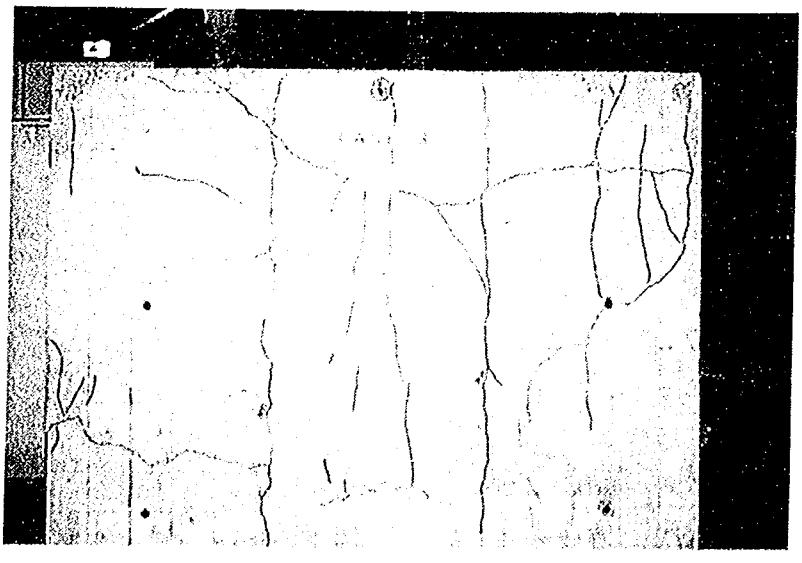
写真－５．６　終局破壊状況
（基準試験体、前面）



写真－５．７　終局破壊状況
（ケース１、前面）



写真－５．８　終局破壊状況
（ケース２、前面）



写真－５．９　終局破壊状況
（ケース３、前面）

スパイラル筋による中間帯鉄筋の代替機能に関する柱の一軸圧縮実験

６．スパイラル筋による中間帯鉄筋の代替機能に関する柱の一軸圧縮実験

６．１　実験目的

本実験は、スパイラル筋を用いたＳＲＣ構造柱試験体の力学的特性を把握することを目的として実施した。

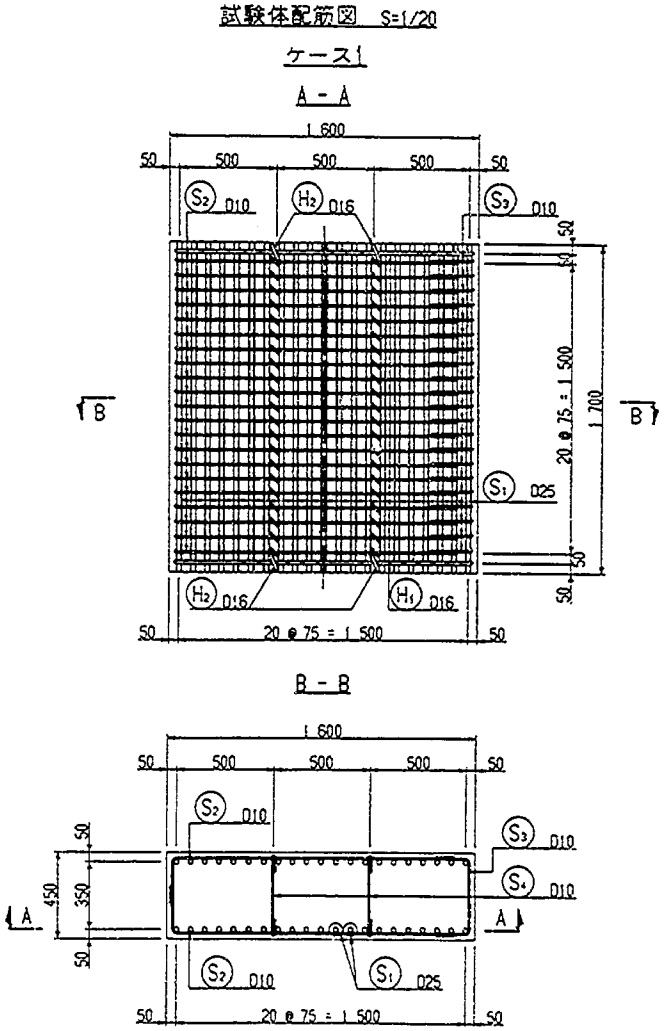
試 験 場 所：建設省土木研究所
試 験 装 置：大型構造部材万能試験機　３０ＭＮ(3,000tf)
試験実施日：平成９年１０月
試験ケース：１０ケース

６．２　試験体

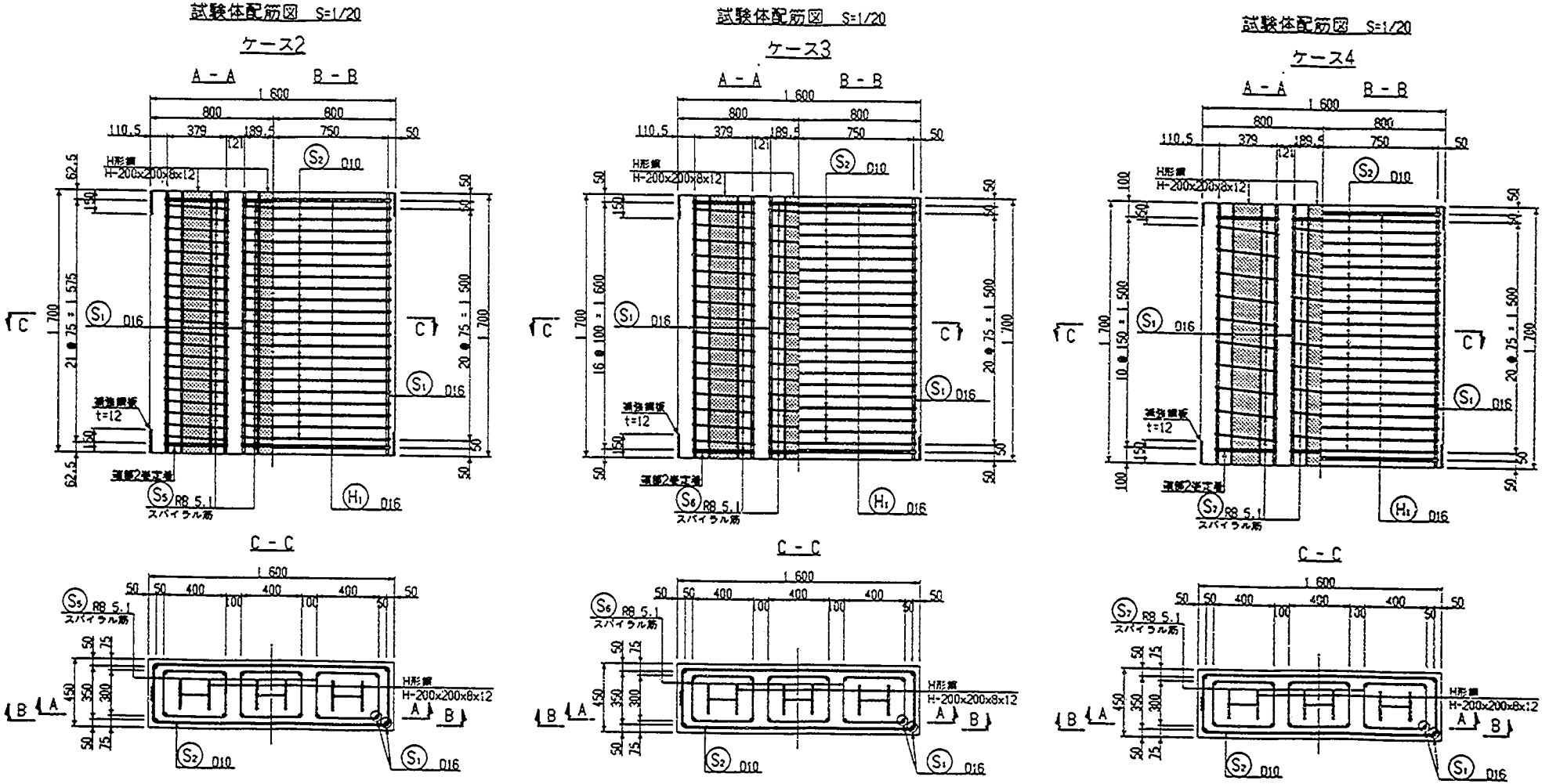
試験ケースは、以下に示す１０ケースである。ただし、ケース１の基準試験体について「５．中間帯鉄筋の定着方法に関する柱の一軸圧縮実験」で実施したものである。

表－６．１　試験ケース

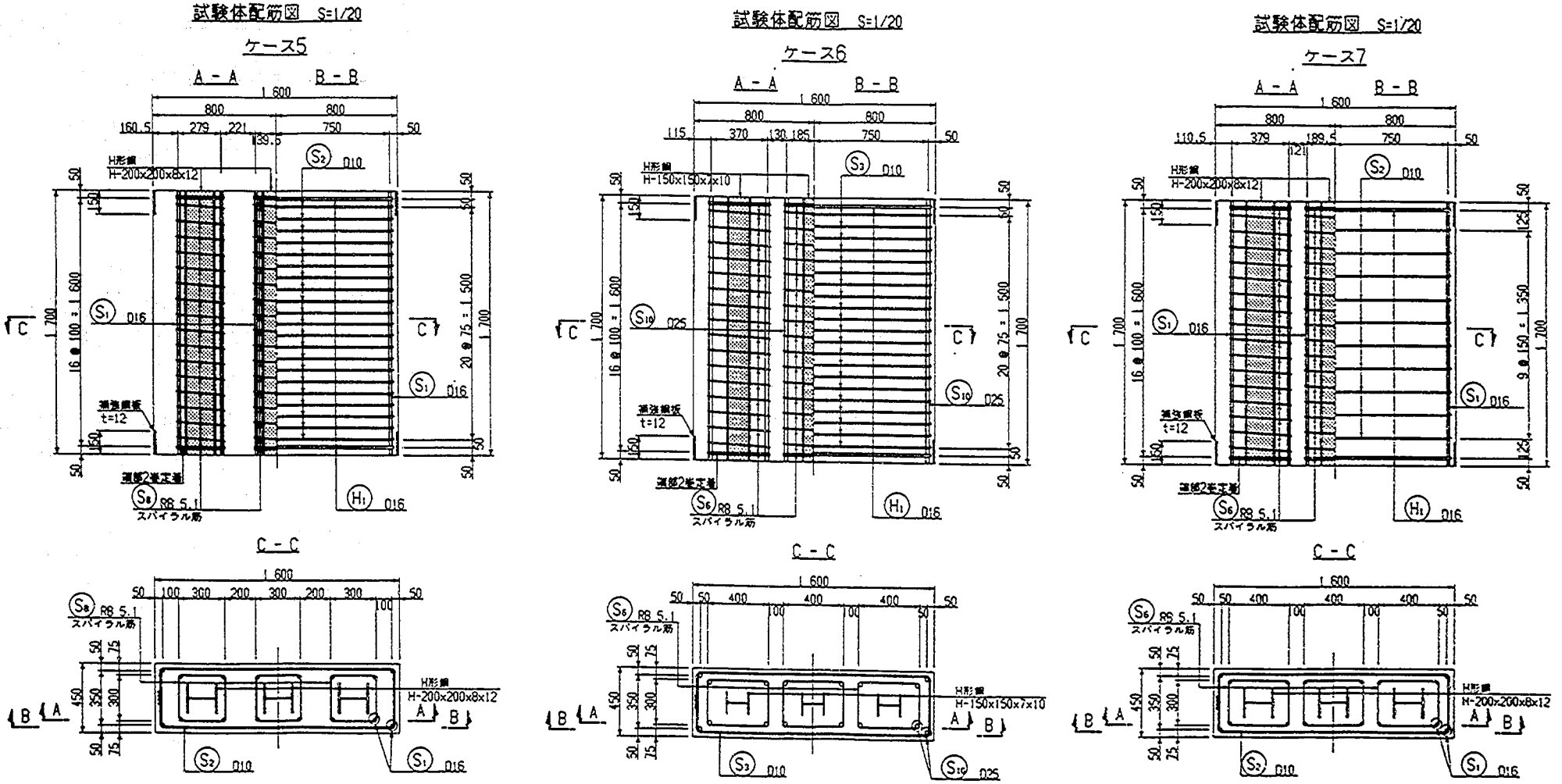
No.	構　造	鋼材（本）	主鉄筋（本）	主鉄筋比率(%)	帯鉄筋 径・ﾋﾟｯﾁ(mm)	スパイラル筋 径・ﾋﾟｯﾁ(mm)	スパイラル筋 ｶﾗﾑ間隔(mm)
1	ＲＣ	－	D25*42	100	D10*75	－	－
2	SRC(H鋼)	H-200*3	D16*16	14.3	D10*75	φ5.1*75	100
3	SRC(H鋼)	H-200*3	D16*16	14.3	D10*75	φ5.1*100	100
4	SRC(H鋼)	H-200*3	D16*16	14.3	D10*75	φ5.1*150	100
5	SRC(H鋼)	H-200*3	D16*16	14.3	D10*75	φ5.1*100	200
6	SRC(H鋼)	H-150*3	D25*16	40.2	D10*75	φ5.1*100	100
7	SRC(H鋼)	H-200*3	D16*16	14.3	D10*150	φ5.1*100	100
8	SRC(鋼管)	φ216*3	D16*16	16.5	D10*75	φ5.1*75	100
9	SRC(鋼管)	φ216*3	D16*16	16.5	D10*75	φ5.1*150	100
10	ＲＣ	－	D25*40	100	D10*75	φ5.1*100	100



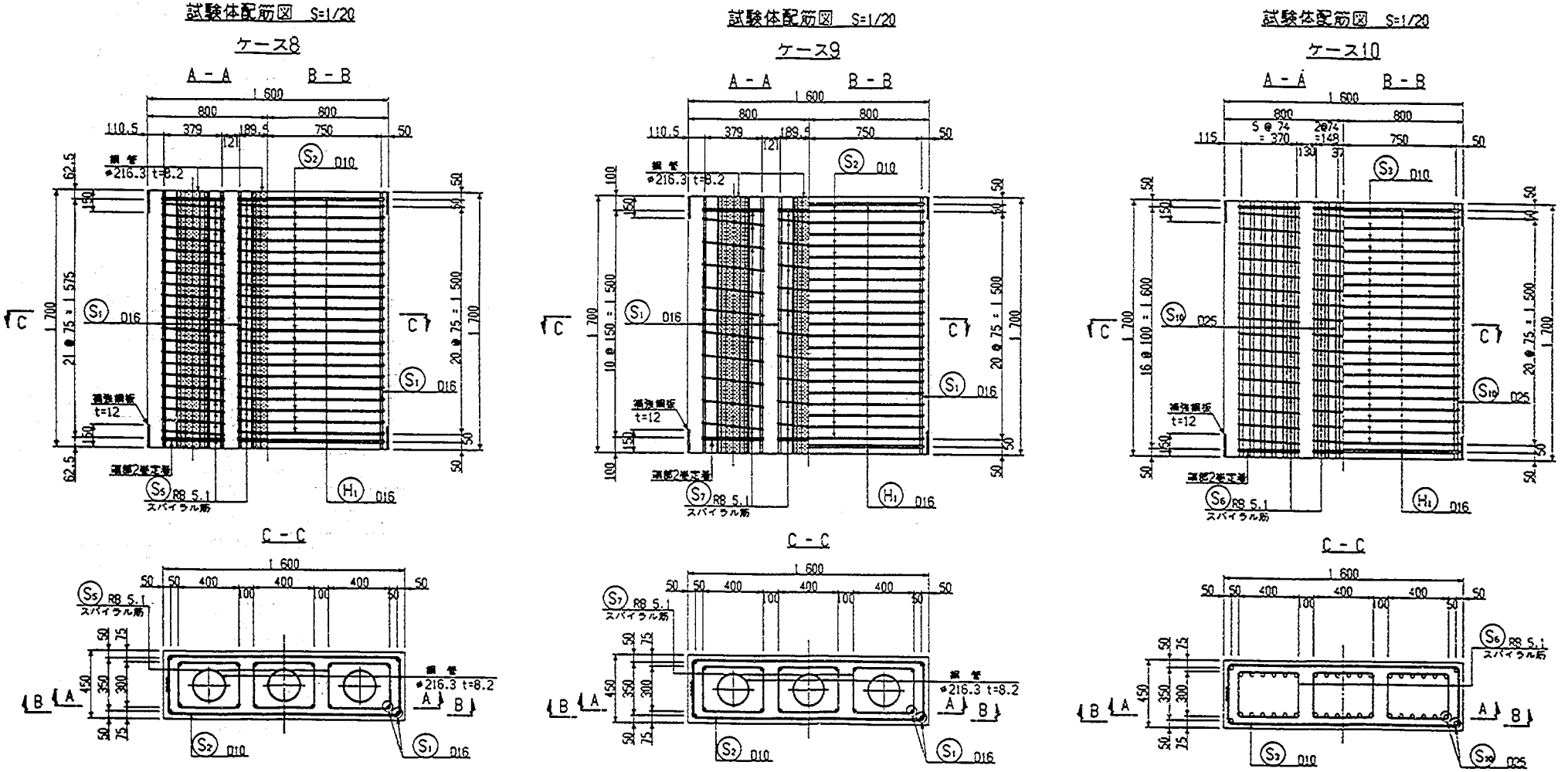
図－６．１　試験体配筋図（ケース１、基準試験体）



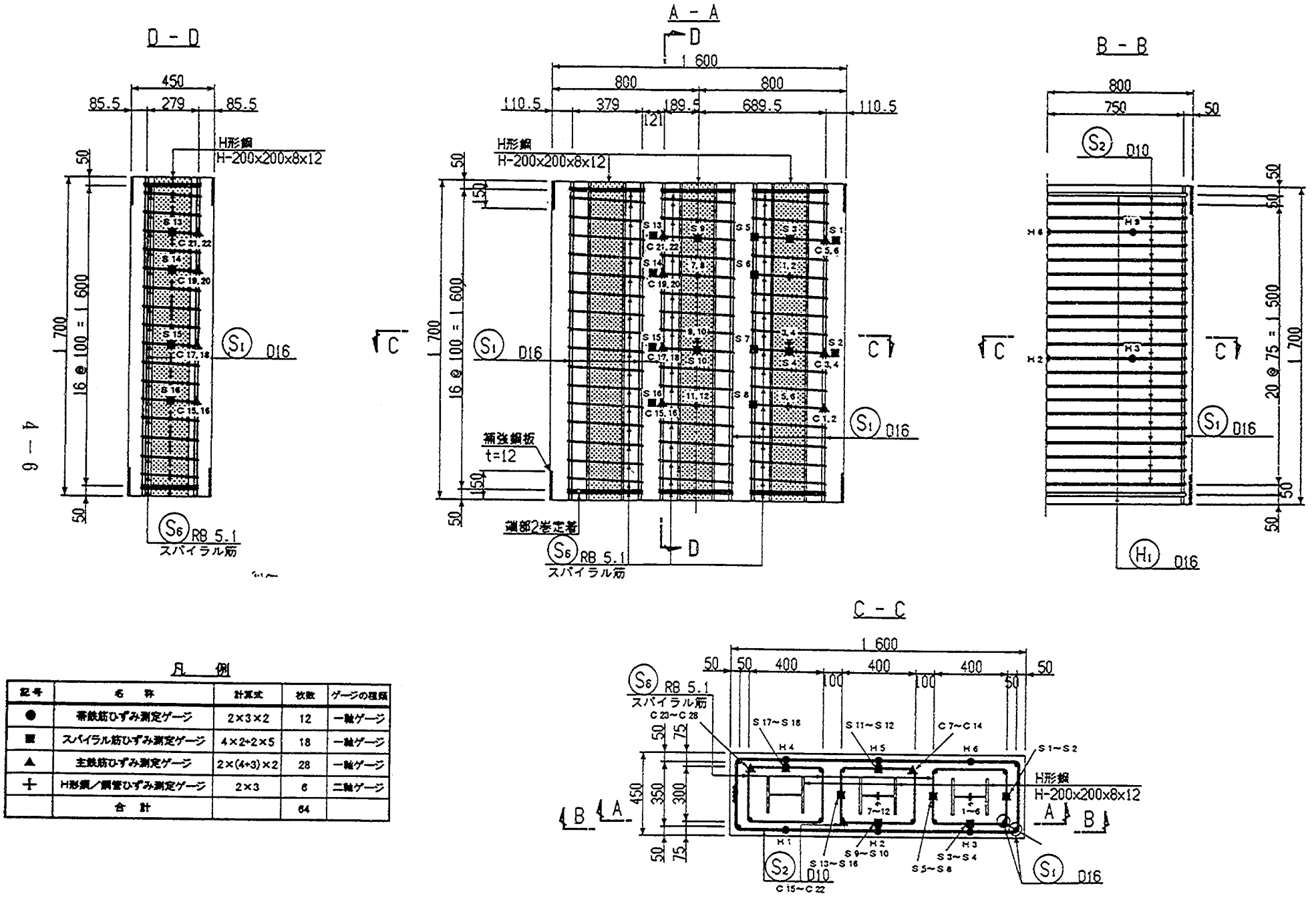
図－６．２　試験体配筋図（ケース２～４）



図－６．３　試験体配筋図（ケース５～７）



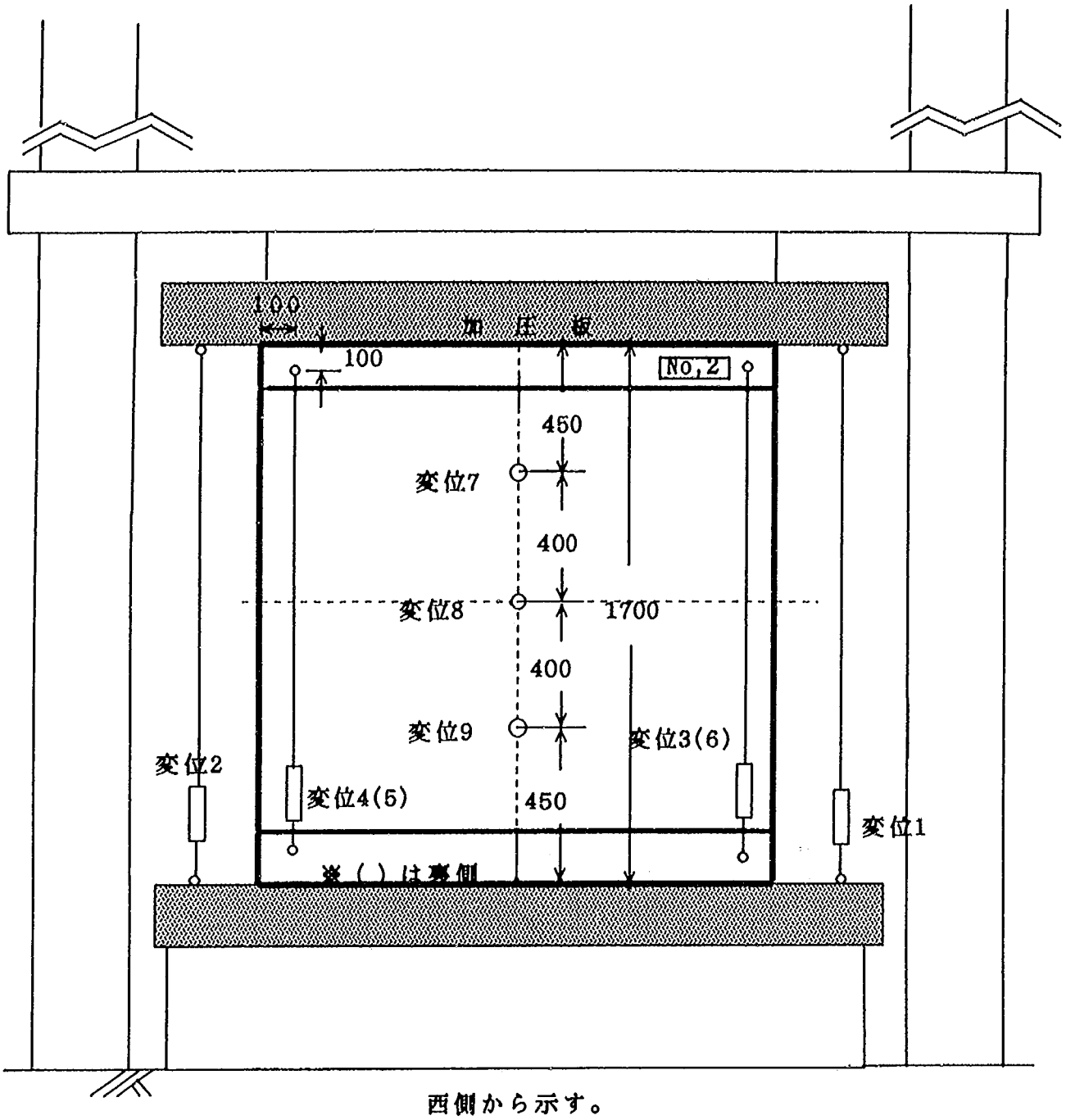
図－６．４　試験体配筋図（ケース８～１０）



凡　例

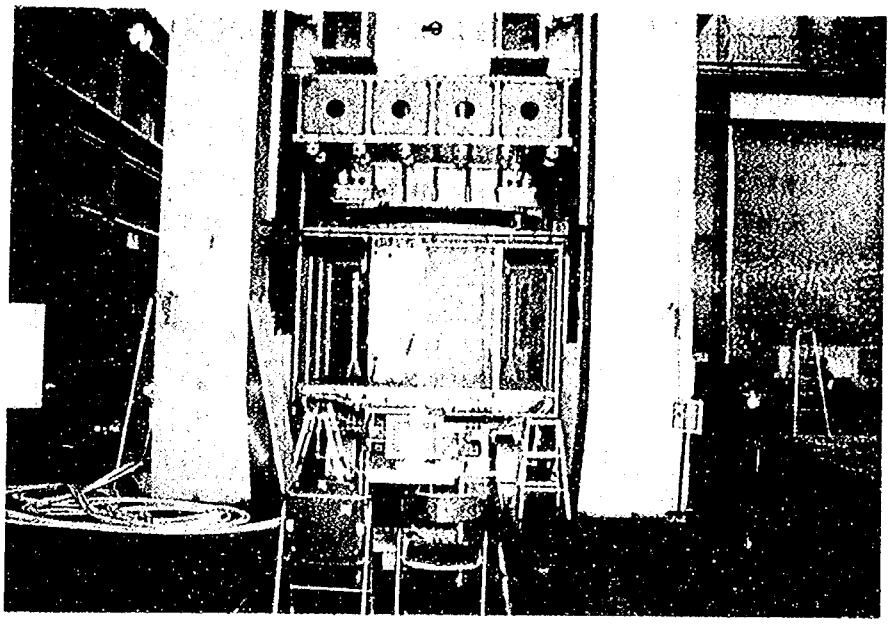
記号	名　称	計算式	枚数	ゲージの種類
●	帯鉄筋ひずみ測定ゲージ	2×3×2	12	一軸ゲージ
■	スパイラル筋ひずみ測定ゲージ	4×2+2×5	18	一軸ゲージ
▲	主鉄筋ひずみ測定ゲージ	2×(4+3)×2	28	一軸ゲージ
┼	H形鋼／鋼管ひずみ測定ゲージ	2×3	6	二軸ゲージ
	合　計		64	

図－６．５　試験体計測ゲージ貼付図

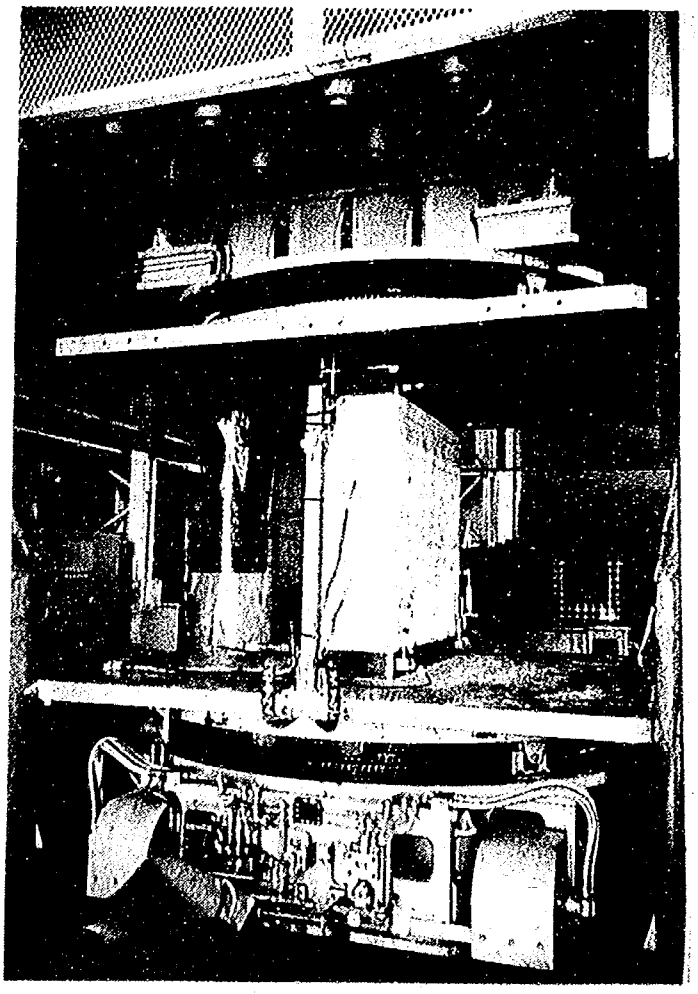


西側から示す。

図－６．６　変位計測定位置図



写真－６．１　ケース１（基準試験体）の実験状況



写真－６．２　ケース２～１０の実験状況

6．3　材料試験結果

今回の試験に用いたコンクリート、鉄筋および鋼材の材料試験結果を以下に示す。

表－6．2　コンクリートの力学的性質

試験ケース	試験時の圧縮強度 (kgf/cm²)	引張強度 (kgf/cm²)	弾性係数 (kgf/cm²)	ポアソン比	打設日	管理供試体による圧縮強度 (kgf/cm²)
1	164	17.7	1.56×10^5	0.17		
2	218	19.1	2.23×10^5	0.20	9/19 ①	σ 3 ＝124 σ 7 ＝185 σ 28＝206
3	214	23.5	2.18×10^5	0.20		
4	223	22.6	2.36×10^5	0.20		
5	214	19.5	2.17×10^5	0.18		
6	242	23.2	2.19×10^5	0.20	9/19 ②	σ 3 ＝138 σ 7 ＝159 σ 28＝207
7	257	21.2	2.13×10^5	0.21		
8	231	18.5	2.29×10^5	0.20		
9	231	20.9	2.28×10^5	0.18		
10	245	22.3	2.30×10^5	0.21		

※配合強度：210kgf/cm²

表－6．3　鋼材の力学的性質

		規　格	降伏強度 (kgf/cm²)	引張強度 (kgf/cm²)	弾性係数 (kgf/cm²)	降伏ひずみ (μ)	使用試験体
鋼材	H-鋼	H-200×3	2910	4380	2.05×10^6	1370	ケース2～5，7
		H-150×3	3080	4290	2.04×10^6	1460	ケース6
	鋼管	φ216×3	3900	4550	1.91×10^6	2220	ケース8，9
鉄筋	主鉄筋	D25	3671	5802	1.92×10^6	2046	ケース1
		D25	3630	5320	1.87×10^6	1950	ケース6，10
		D16	3680	5290	1.88×10^6	1970	ケース2～5，7～9
	帯鉄筋	D10	3566	4964	1.87×10^6	1865	ケース1
		D10	3610	5120	1.80×10^6	2000	ケース2～10
	スパイラル筋	RB5.1	14540	15200	1.99×10^6	7320	ケース2～10

６．４　試験結果

６．４．１　最大荷重および圧縮強度

各ケースの試験結果の一覧を表－６．４に示す。最大荷重の最も大きかったものはカラムの間隔を200mmとしたケース５で 2,176μ逆に最大荷重が最も小さかったのはケース１の基本試験体で 1,797μであった。これを換算断面積で除した最大応力で比較すると、ケース６の主鉄筋比率４０％程度としたものが最も大きく245kgf/cm²となった。次に試験体の最大応力で除した強度比で比較すると、最も大きなものはケース１で強度比が１．１４となり、最も小さかったのは、帯鉄筋ピッチを150mmとしたケース７で強度比０．８２とコンクリート強度と比べ約２０％近く小さな値となった。

各パラメーターごとにまとめると以下の通りとなる（図－６．７参照）

①スパイラル筋のピッチ

スパイラル筋のピッチ７５mm（pw=1.12%）、１００mm（pw=0.84%）は、ケース１(pw=0.76%)とほぼ同等の最大応力が得られているが、ピッチ１５０mm(pw=0.56%)は若干低下している。横拘束筋比で見るとケース１と同等以上の最大応力を得るためにはpw≧０．８とする必要があると考えられる。

②スパイラルカラムの間隔

カラムの間隔が最大応力に及ぼす影響はほとんど見られない。

③主鉄筋比率

主鉄筋比率を４０％以下程度とすると、最大応力は主鉄筋比率１０％程度と比べると１０％程度低下する。このことは、H形鋼のフランジによるコンクリートの拘束効果の違いが現れたものと考えられる。

④帯鉄筋のピッチ

帯鉄筋のピッチを１５０mmと大きくすると、最大応力は帯鉄筋のピッチ７５mmと比べて３０％程度低下する。

⑤鋼材の違い

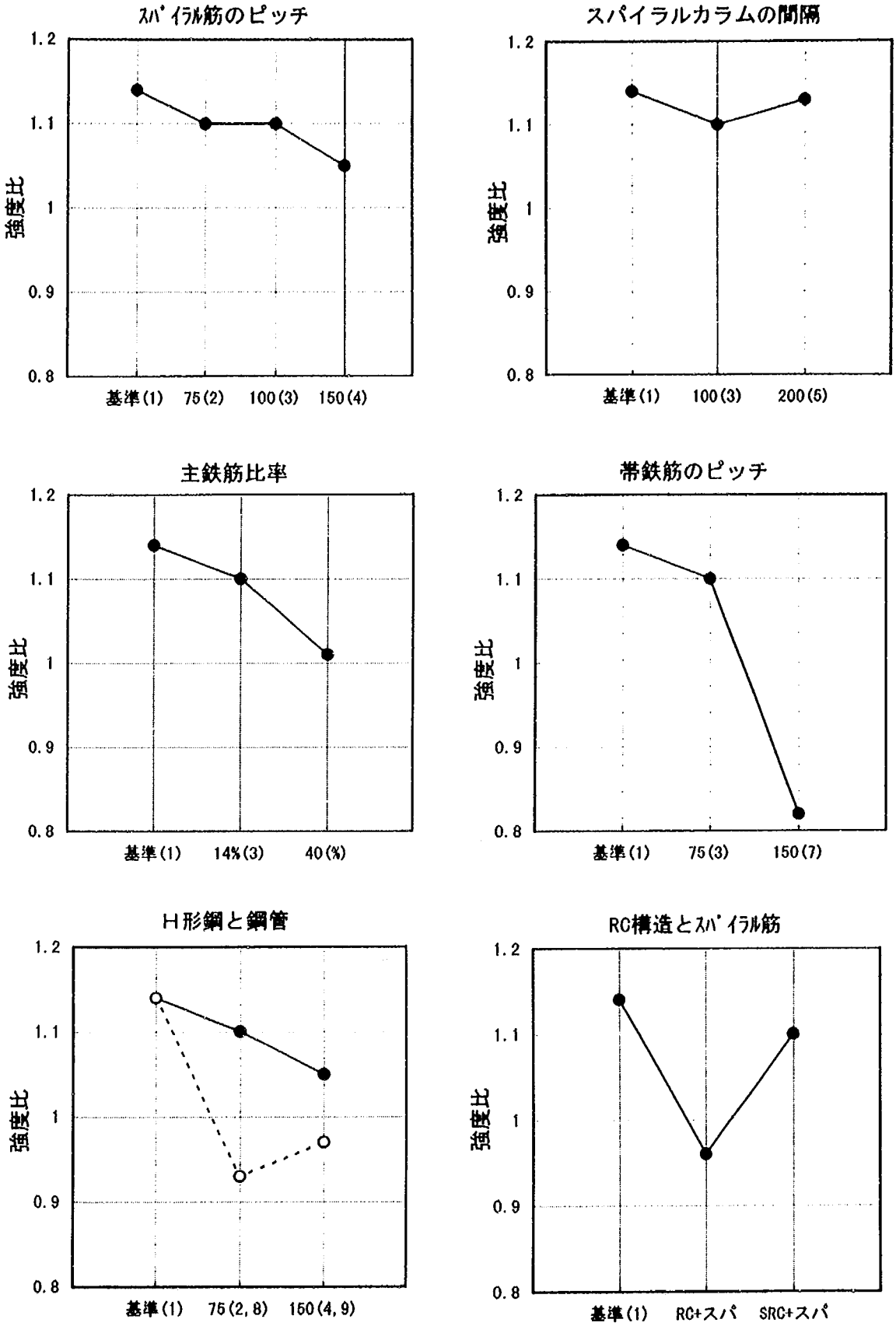
鋼管を用いた場合、最大応力はH形鋼と比べて１０％程度低下する。これは鋼材間のコンクリートに対する拘束効果の影響が現れたものと考えられるが、打設時の鋼管内のコンクリートの締め固め不足ということも考えられる。

⑥構造の違い

ＲＣ構造（ケース１０）の場合、最大応力はＳＲＣ構造と比べて１０％程度低下する。従来のＲＣ構造にスパイラル筋を用いるだけでは十分な効果が得られないことが判明した。

表－６．４　試験結果一覧表

ケース	ﾓｰﾙﾄﾙ強度 (kgf/cm²)	ﾓｰﾙﾄﾙ弾性係数×10⁶(kgf/cm²)	換算断面積 (cm²)	最大荷重 (tf)	最大応力 (kgf/cm²)	最大応力/ﾓｰﾙﾄﾙ強度
1	164	0.156	9619	1797	187	1.14
2	218	0.223	8995	2157	240	1.10
3	214	0.218	9041	2129	235	1.10
4	223	0.236	8887	2093	235	1.05
5	214	0.217	9052	2176	240	1.13
6	242	0.219	8816	2156	245	1.01
7	257	0.213	9092	1919	211	0.82
8	231	0.229	8613	1854	215	0.93
9	231	0.228	8620	1934	224	0.97
10	245	0.230	8646	2027	234	0.96



図－６．７　強度比～各パラメーターの関係

６．４．２　初期弾性係数

載荷応力と鉛直変位（変位計１、２および変位計３～６）、主鉄筋ひずみ、鋼材ひずみから算定される試験体ひずみから試験体の初期弾性係数を算定、それぞれをテストピース試験体から得られたコンクリートの接戦弾性係数と比較した（表－６．５、図－６．８参照）

比較の結果は以下の通り

１）変位計１、２（載荷板間）を用いた場合

・初期載荷時に測定変位が伸張側になるために弾性係数を算定できないケースが６ケースあった。

・弾性係数が得られたケースもコンクリートの弾性係数とはかなり異なる値であった。

２）変位計３～６（試験体端部）を用いた場合

・全体的にコンクリートの弾性係数の１．５～３．５倍の弾性係数が得られた。

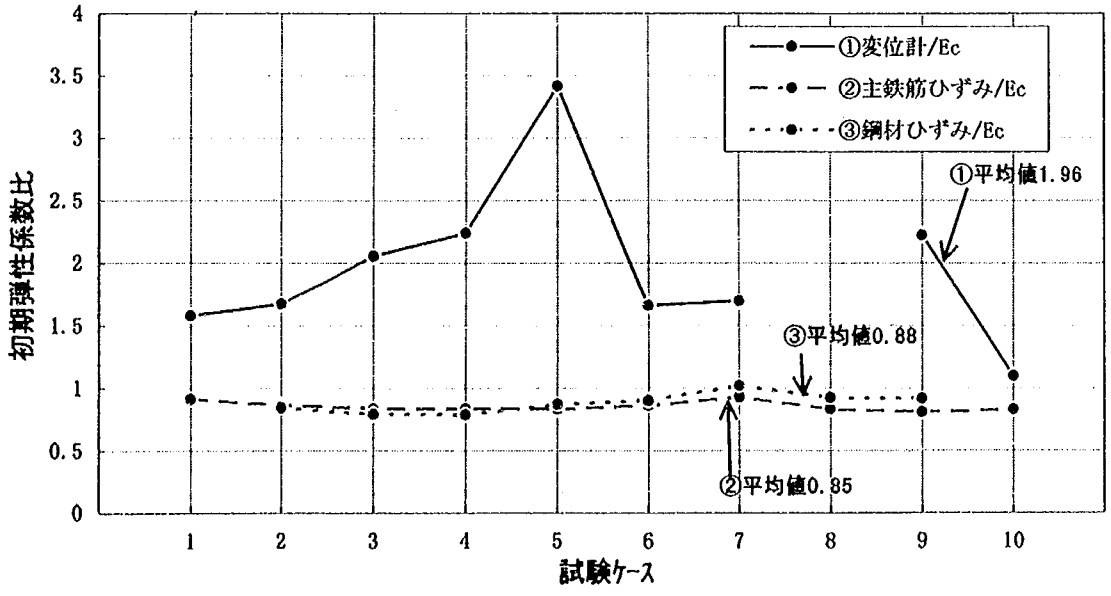
・ケース８で異常値が得られた。

３）鉄筋および鋼材のひずみを用いた場合

・試験体の弾性係数はコンクリートの弾性係数の０．８～１．０倍の範囲で比較的全ケースで安定した値となった。特に主鉄筋ひずみから得られた弾性係数はケース１を除いた他のケースで０．１８～０．１９×１０^{6}kgf/cm^{2}とほぼ同程度の値を示した。

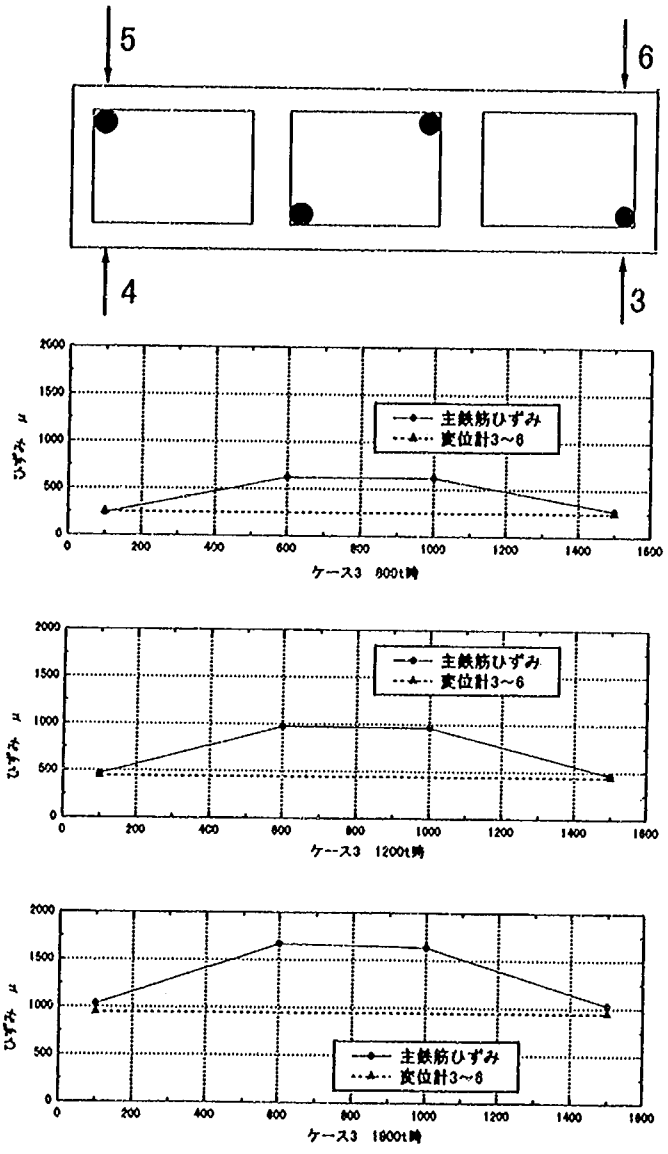
表－６．５　初期弾性係数

ケース	初期弾性係数 ×10⁶(kgf/cm²) (変位計1,2を用いた場合)	/モールド' 弾性係数	初期弾性係数 ×10⁶(kgf/cm²) (変位計3～6を用いた場合)	/モールド' 弾性係数	初期弾性係数 ×10⁶(kgf/cm²) (主筋の平均ひずみを用いた場合)	/モールド' 弾性係数	初期弾性係数 ×10⁶(kgf/cm²) (鋼材の平均ひずみを用いた場合)	/モールド' 弾性係数
1	0.270	1.73	0.246	1.58	0.142	0.91	—	—
2	—	—	0.373	1.67	0.192	0.86	0.188	0.84
3	—	—	0.448	2.05	0.182	0.84	0.172	0.79
4	—	—	0.528	2.24	0.197	0.83	0.185	0.78
5	—	—	0.741	3.41	0.180	0.83	0.189	0.87
6	0.366	1.67	0.363	1.66	0.188	0.86	0.196	0.90
7	0.165	0.77	0.361	1.69	0.197	0.92	0.216	1.02
8	—	—	—	—	0.190	0.83	0.210	0.92
9	—	—	0.505	2.22	0.183	0.81	0.208	0.91
10	—	—	0.252	1.09	0.190	0.83	—	—



図－６．８　初期弾性係数比（テストピース弾性係数との比）

主な荷重段階で主鉄筋ひずみと変位系計の３～６を比較したのが図－６．９である。この図から試験体端部より中央部の主鉄筋ひずみの方が大きいことが分かる。したがって、実際の試験体の鉛直変位は端部で小さく、中央部で大きい傾向があり端部で計測した変位計３～６による試験体ひずみ量は実際より小さめに計測されていたものと考えられる。



図－６．９　主鉄筋ひずみと変位計３～６の比較

６．４．３　最大荷重時および８０％低下時の各部のひずみ

最大荷重時および最大荷重後に荷重が８０％まで低下した段階における各部のひずみを表－６．６、６．７に示す。なお、試験体のひずみについては試験体の変位が小さめに測定されていることから主鉄筋が降伏するまでは主鉄筋ひずみの平均を試験体のひずみとし、その後は試験体の変位で計測されたひずみを加えていく方法で補正を行った。

全体的な傾向を以下に列挙する。ただし、この時の試験体のひずみは補正後の値を用いることとする。

①試験体ひずみは最大荷重時で 1,800μ（ケース７）～ 2,400μ（ケース９）の範囲にある。また、最大荷重から８０％低下した時点では 2,800μ（ケース６）～ 4,900μ（ケース７）まで増加する。

②最大荷重時のスパイラル筋ひずみはケース１０で約 2,100μとなったのが最も大きく、降伏値（7,300μ）に比べて小さい値であった。最大荷重後にスパイラル筋ひずみが急増し、ケース８では最大荷重の８０％になった段階で降伏したが、他のケースでは 2,800μ～ 6,000μと差が大きい。

③主鉄筋ひずみは全てのケース最大荷重前に降伏した。

④鋼材についてはケース３（H形鋼：スパイラル筋ピッチ 100mm）およびケース７（H形鋼：帯鉄筋ピッチ 150mm）以外は最大荷重前に降伏した。最大荷重の８０％に達した時点では全ての鋼材で降伏した。

⑤帯鉄筋ひずみはケース６、７で最大荷重前に降伏した。最大荷重の８０％低下時にはほぼ全ての帯鉄筋が降伏状態になった。

以上のことから、最大荷重時の試験体のひずみは 1,800μ～ 2,400μの範囲であり、星隅らの試験結果と比較するとやや小さい傾向がある。また、この時の主鉄筋、鋼材および帯鉄筋はほとんどのケースで一部降伏、または降伏に近いひずみが生じているが、スパイラル筋については最大 2,100μと自身の降伏ひずみ 7,300μと比べて小さかった。最大荷重時の８０％低下時の試験体ひずみは 2,800 ～ 4,900μの範囲であり、スパイラル筋のひずみは 2,800 ～ 6,000μまで急増した。

表－６．６　最大荷重時の測定結果の比較

	ケース１	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	ケース10
最大荷重(tf)	1797.1	2157.0	2128.9	2092.7	2176.4	2155.7	1919.3	1854.2	1934.4	2027.3
供試体ひずみ(μ)	1864	1595	1636	1517	1820	1828	1186	―――	1517	1641
補正後の供試体ひずみ(μ)	2161	2133	2134	2006	2430	2363	1809	―――	2255	2189
主鉄筋ひずみ(μ)	降伏(FV3他)	降伏(C-7他)	降伏(C-3他)	降伏(C-7他)	降伏(C-2他)	降伏(C-2他)	降伏(C-8他)	降伏(C-5他)	降伏(C-1他)	降伏(C-2他)
帯鉄筋ひずみ(μ)	降伏(FV2他)	1610(H-5)	1720(H-5)	1987(H-5)	1808(H-2)	降伏(H-2)	降伏(H-2)	1300(H-2)	1800(H-5)	1607(H-5)
ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋ひずみ(μ)	1897(H1)	1934(S-14)	1569(S-14)	1351(S-6)	1424(S-15)	1845(S-15)	1502(S-10)	1403(S-5)	1944(S-13)	2132(S-5)
鋼材ひずみ(μ)	―――	降伏(11)	1219(9)	降伏(3)	降伏(1他)	降伏(3他)	1171(3)	降伏(7他)	降伏(1他)	―――

注）1. 供試体ひずみ値は平均値、主鉄筋や鋼材のひずみ値は最大値であり、（）内は発生位置
2. ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋ひずみの欄で、ケース１は中間帯鉄筋ひずみ
3. ケース8は変位計の故障のため測定できなかった

表－６．７　最大荷重の８０％低下時の測定結果の比較

	ケース１	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	ケース10
最大荷重×0.8(tf)	1437.7	1732.8	1717.9	1685.0	1752.2	1741.9	1537.1	1483.5	1547.6	1634.3
供試体ひずみ(μ)	―――	3638	3037	3204	2927	2288	4246	―――	2177	3049
補正後の供試体ひずみ(μ)	―――	4176	3535	3693	3537	2823	4869	―――	2915	3597
主鉄筋ひずみ(μ)	降伏(FV3他)	降伏(C-3他)	降伏(C-3他)	降伏(C-3他)	降伏(C-2他)	降伏(C-1他)	降伏(C-1他)	降伏(C-3他)	降伏(C-1他)	降伏(C-2他)
帯鉄筋ひずみ(μ)	降伏(FV2他)	1961(H-5)	降伏(H-1他)	降伏(H-5他)	降伏(H-2他)	降伏(H-2)	降伏(H-2)	降伏(H-5他)	降伏(H-4)	降伏(H-5)
ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋ひずみ(μ)	1922(H1)	4018(S-14)	5488(S-6)	6020(S-6)	2766(S-14)	3576(S-15)	5242(S-7)	降伏(S-6)	4341(S-7)	4450(S-6)
鋼材ひずみ(μ)	―――	降伏(3他)	降伏(1他)	降伏(1他)	降伏(1他)	降伏(1他)	降伏(9他)	降伏(1他)	降伏(1他)	―――

注）1. 供試体ひずみ値は平均値、主鉄筋や鋼材のひずみ値は最大値であり、（）内は発生位置
2. ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋ひずみの欄で、ケース１は中間帯鉄筋ひずみ
3. ケース8は変位計の故障のため測定できなかった

６．４．４　応力－ひずみ関係

各試験体の応力－ひずみ関係を図－６．１０～６．１７に示す。なお、応力は載荷荷重を換算断面積で除したもの、ひずみは補正後の値を使用して求めた。各ページの下段は上段の応力－ひずみ関係の試験体応力をコンクリート強度で除して強度比～ひずみ関係にしたものである。

１）中間帯鉄筋とスパイラル筋の使用による違い（ケース１、１０）

・強度比－ひずみ関係では、立ち上がりはほぼ同様であるが中間帯鉄筋を用いたケース１に比べケース１０では最大強度比が１．０以下で小さい。

・最大応力時のひずみはほぼ同程度である。

２）スパイラル筋ピッチの違い（ケース２～４）

・応力－ひずみ関係ではピッチが１５０mmのケース４で荷重低下後の下り勾配がやや大きい程度で各ケースの差はあまり認められないが、強度比で比較するとケース４が他の２者と比べて強度比が小さいことがわかる。

３）カラム間隔、主鉄筋比率、帯鉄筋ピッチの違い（ケース３、５、６、７）

・強度比－ひずみ関係ではカラム間隔を２００mmとしたケース５はケース３と同等でカラム間隔の影響は認められないが、主鉄筋比率を４０％程度としたケース６では強度比が小さくなり、最大応力以降の低下も大きい。

・帯鉄筋を１５０mmとしたケース７は強度比が０．８２と最も小さいが低下勾配は緩やかである。

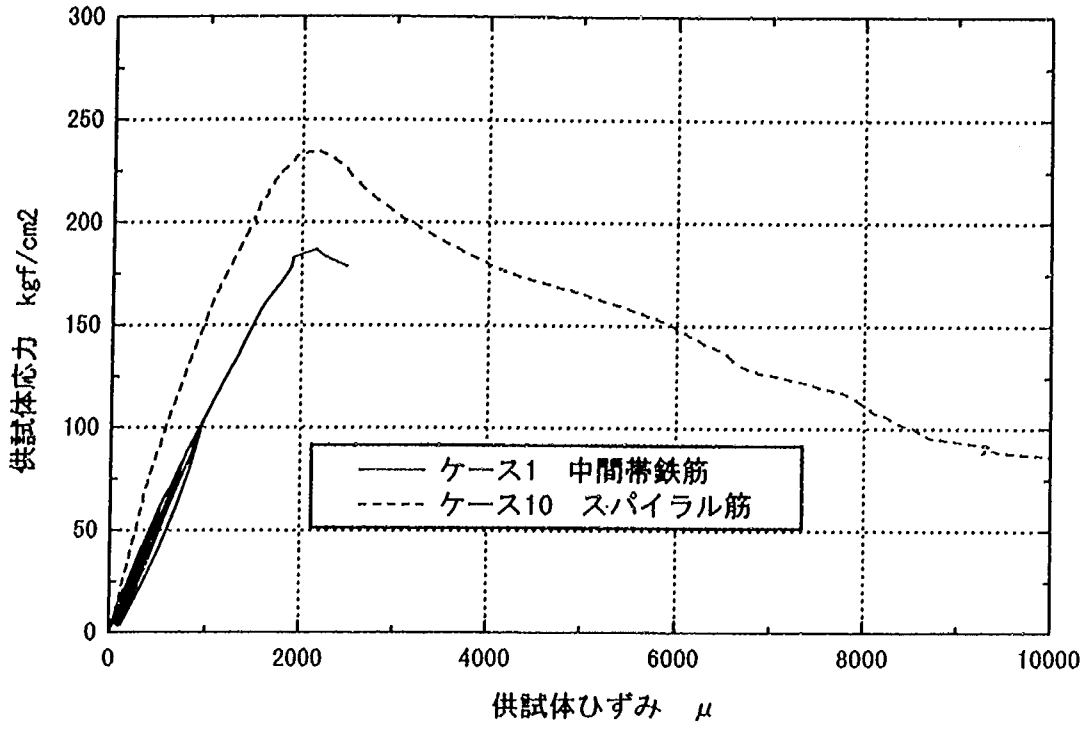
４）鋼材の種類（H形鋼、鋼管、鉄筋のみ）による違い（ケース４、９、１０）

・鋼材を使用しないケース１０は最大荷重後の応力低下が大きく、10,000μで強度比で０．４程度まで低下するが、鋼材を用いた場合は、2,000 ～ 3,000μあたりで勾配が緩やかになる。

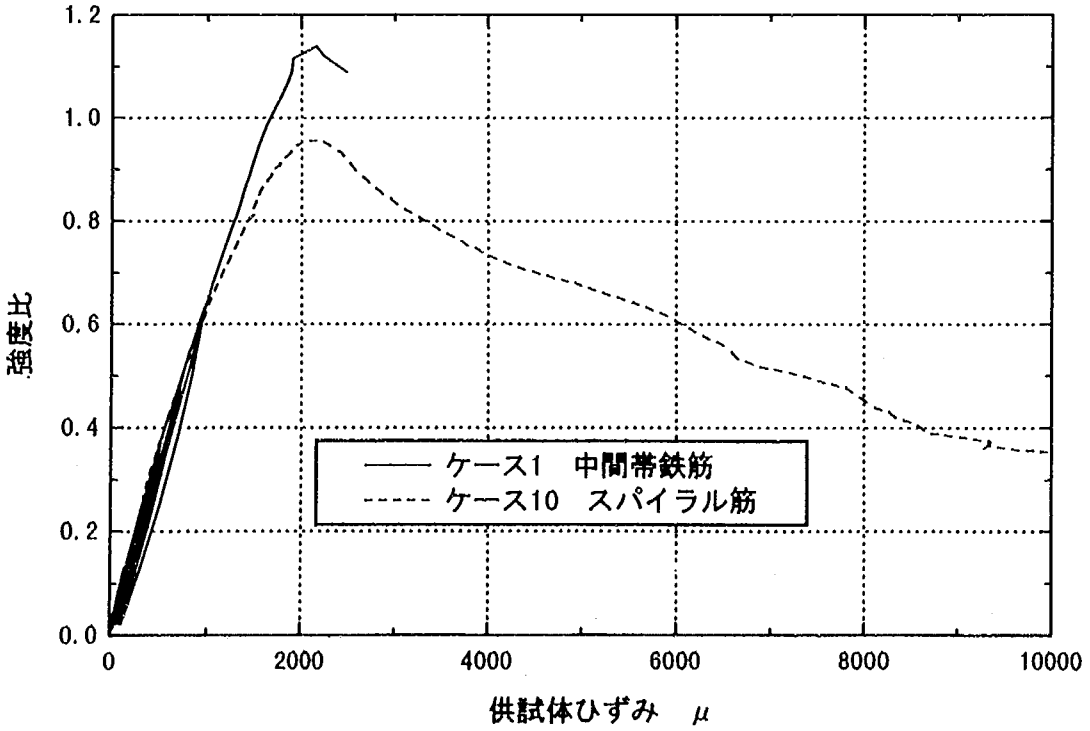
・H形鋼と鋼管を比較するとH形鋼を用いた場合の方が強度比が高い。

また、New-RC式、六車、星隅らの提案式と実験値（ケース２）を比較したのが図－６．１８である。なお、試験体応力はコンクリート応力と鉄筋応力を合計したものを換算断面積で除した値である。最大応力についてはいずれの場合も実験値より大きく、また最大応力時のひずみはNew-RC式、六車式と実験値はほぼ同様であるが、星隅式とは若干の差がある。初期勾配については星隅式と実験値はほぼ一致しているが、他の２式は実験値よりも大きくなっている。また、最大応力以後の下り勾配は３式とも実験値とは差がある。

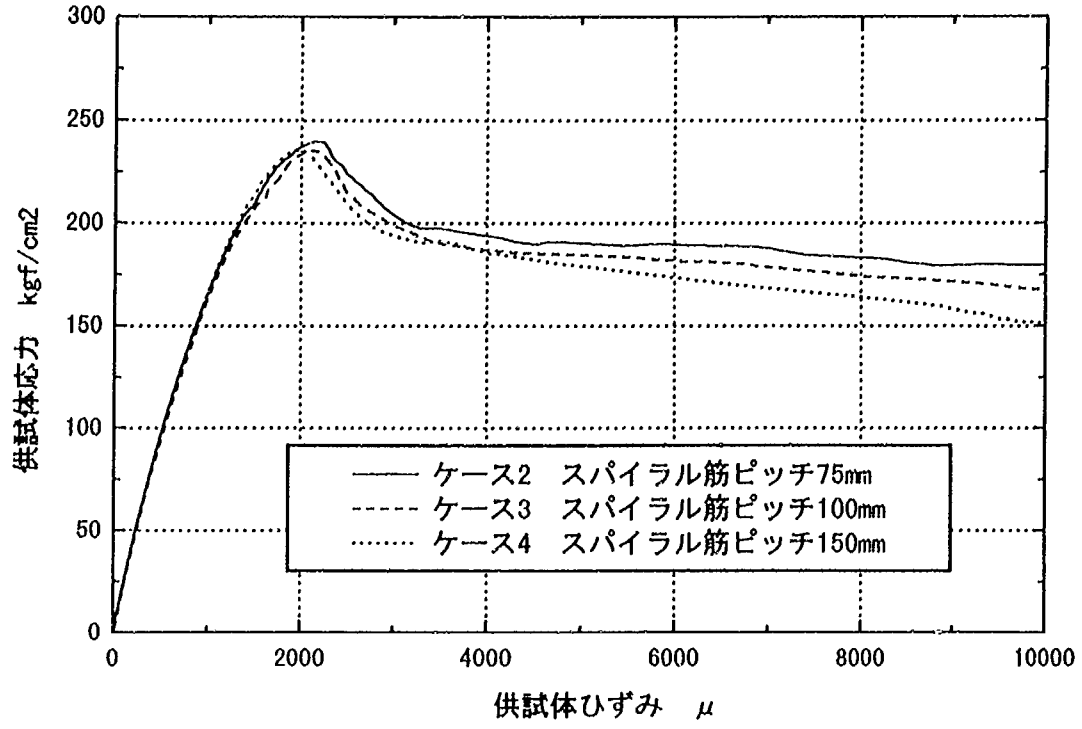
以上の３式のうち実験値と最も適合するのは最大応力で若干の差があるがNew-RC式ではないかと考えられる。



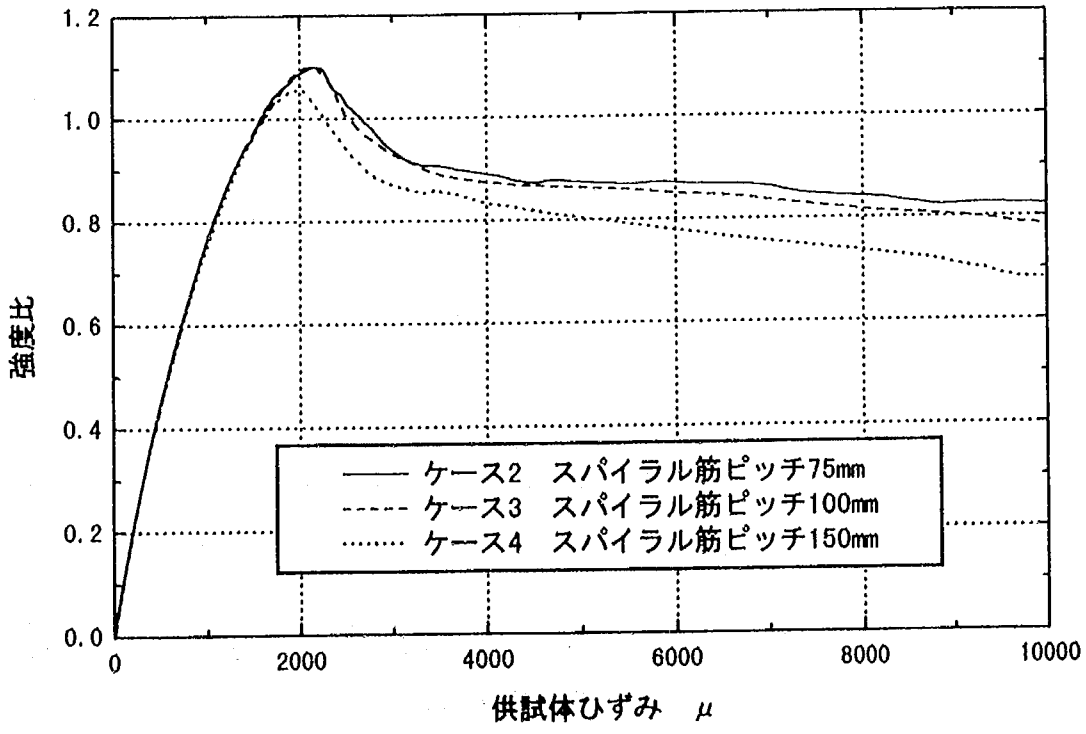
図－６．１０　中間帯鉄筋の違いによる応力－ひずみ関係



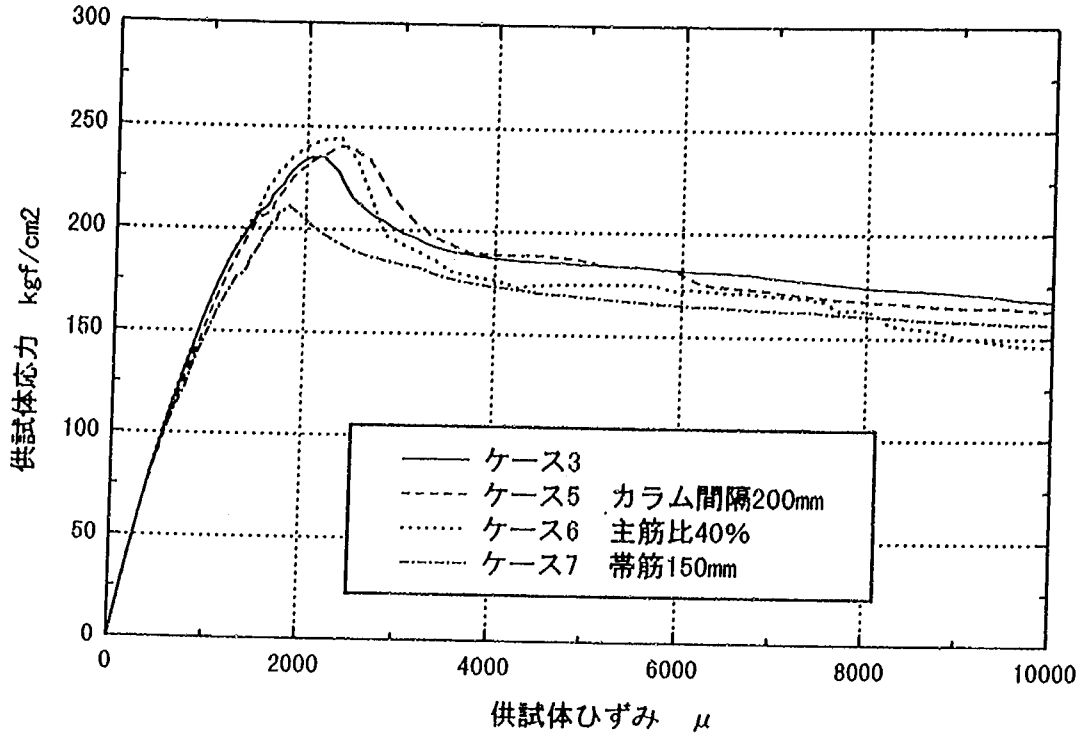
図－６．１１　中間帯鉄筋の違いによる強度比－ひずみ関係



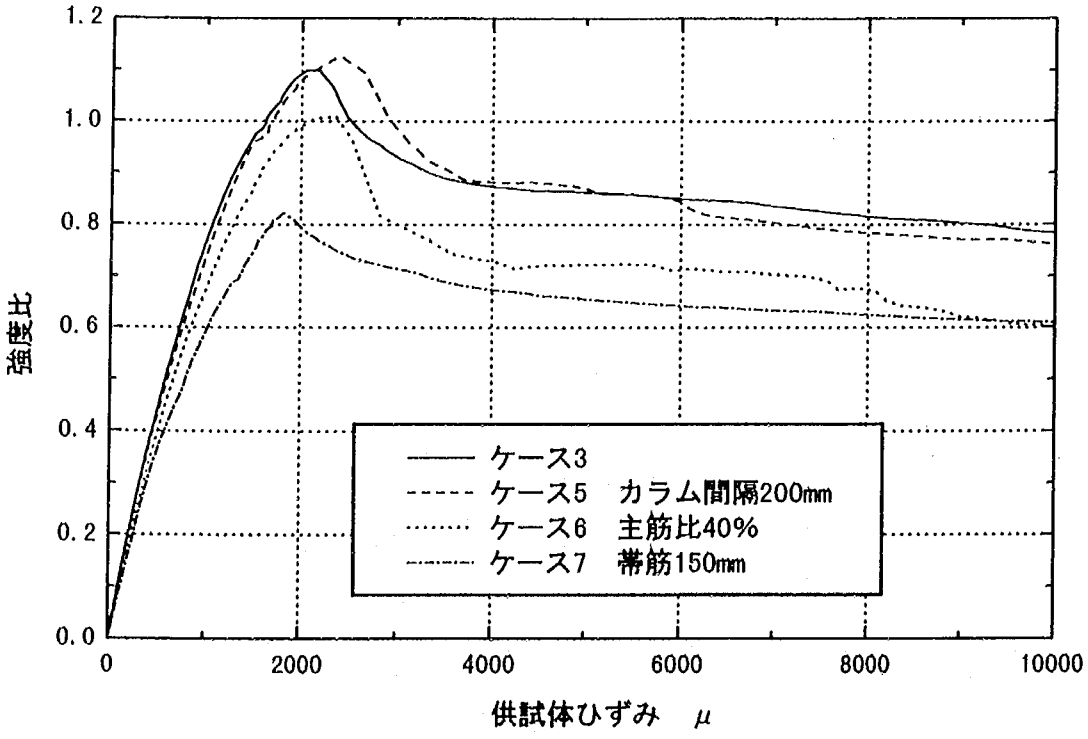
図－６．１２　スパイラル筋のピッチの違いによる応力－ひずみ関係



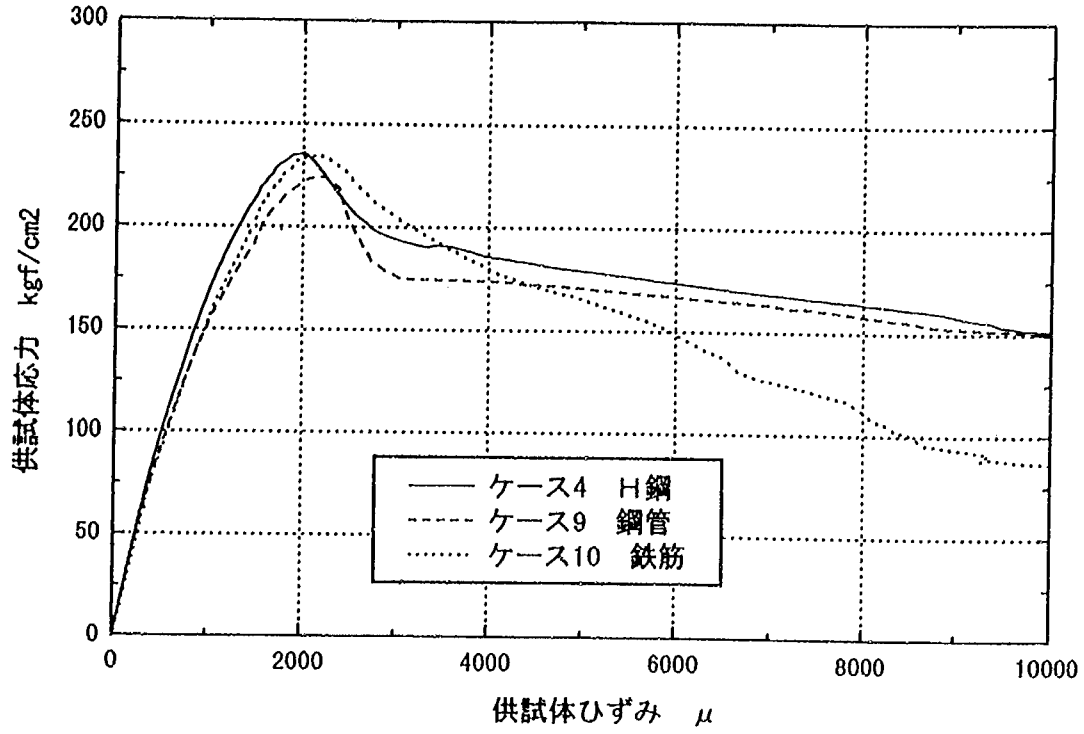
図－６．１３　スパイラル筋のピッチの違いによる強度比－ひずみ関係



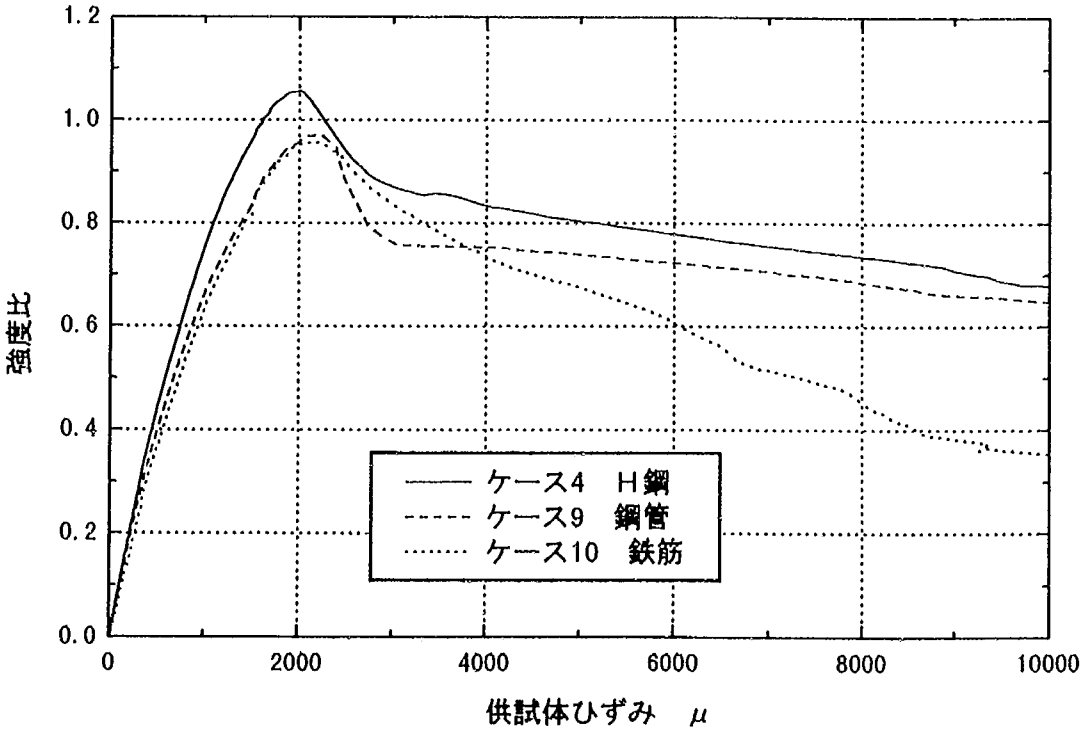
図－６．１４　各種条件を変化させた時の応力－ひずみ関係



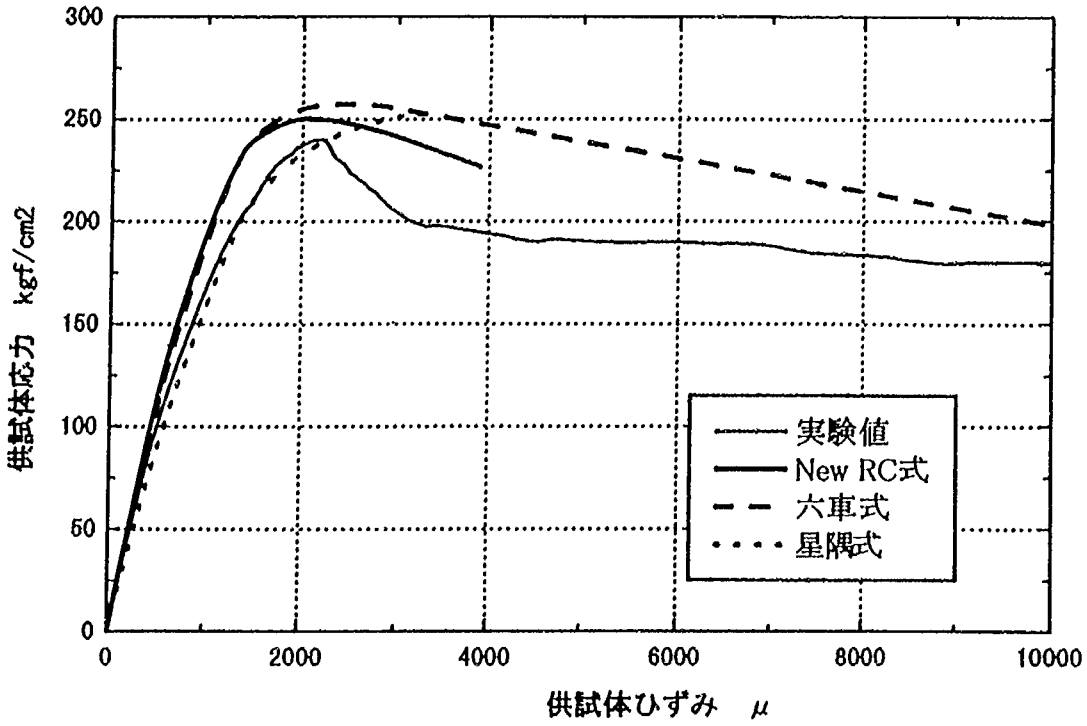
図－６．１５　各種条件を変化させた時の強度比－ひずみ関係



図－６．１６　主鋼材を変化させた時の応力－ひずみ関係



図－６．１７　主鋼材を変化させた時の強度比－ひずみ関係



図－６．１８　各提案式と実験値（ケース２）との比較

６．４．５　水平変位（はらみだし）

各紙検体の荷重－水平変位の関係を図－６．１９～６．２１に、試験体ひずみ～水平変位の関係を図－６．２２に示す。

１）スパイラル筋ピッチの違い（ケース２～４）

・スパイラル筋のピッチが小さいケース２、３では水平変位は小さく、最大荷重の８０％程度まで低下した後に変位が生じる。また、ケース４では他のケースに比べて、最大荷重以降の水平変位が大きい。

・試験体ひずみ－水平変位の関係で見ると、ケース４の水平変位は他に比べて試験体ひずみが小さな段階から増加する。

２）カラム間隔、主鉄筋比率、帯鉄筋ピッチの違い（ケース３、５、６、７）

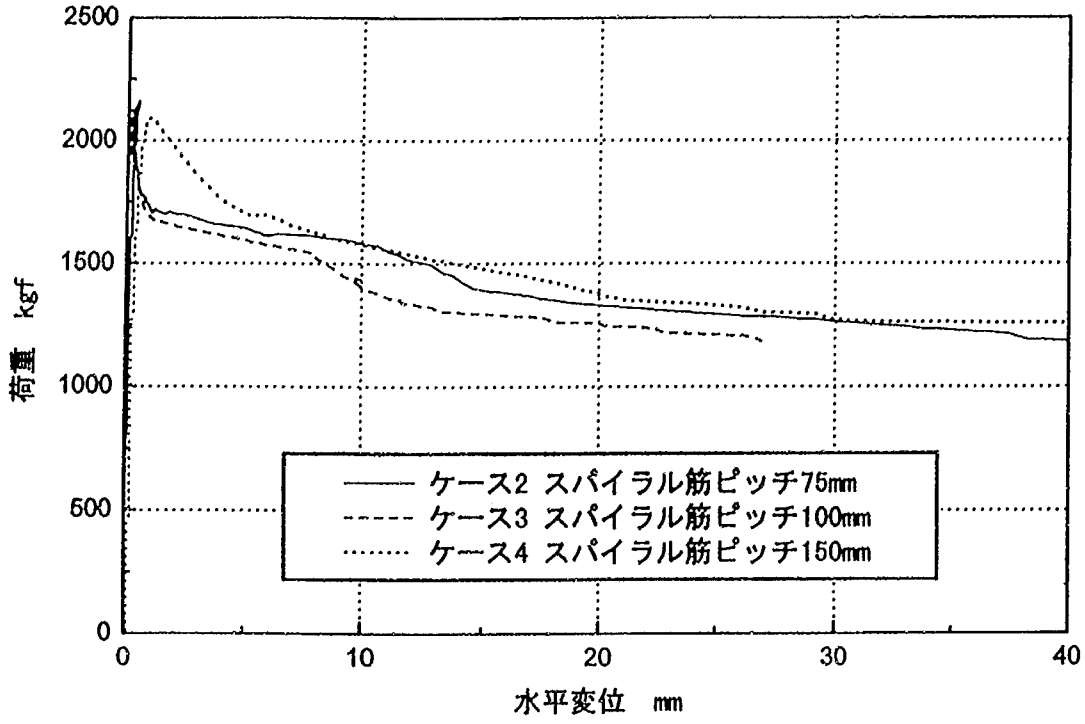
・ケース６、７で最大荷重後の水平変位の増加が大きい。また、特にケース７では試験体ひずみが 1,000μ程度になるあたりから水平変位が急激に増加する。

３）鋼材の種類（H形鋼、鋼管、鉄筋のみ）による違い（ケース４、９、１０）

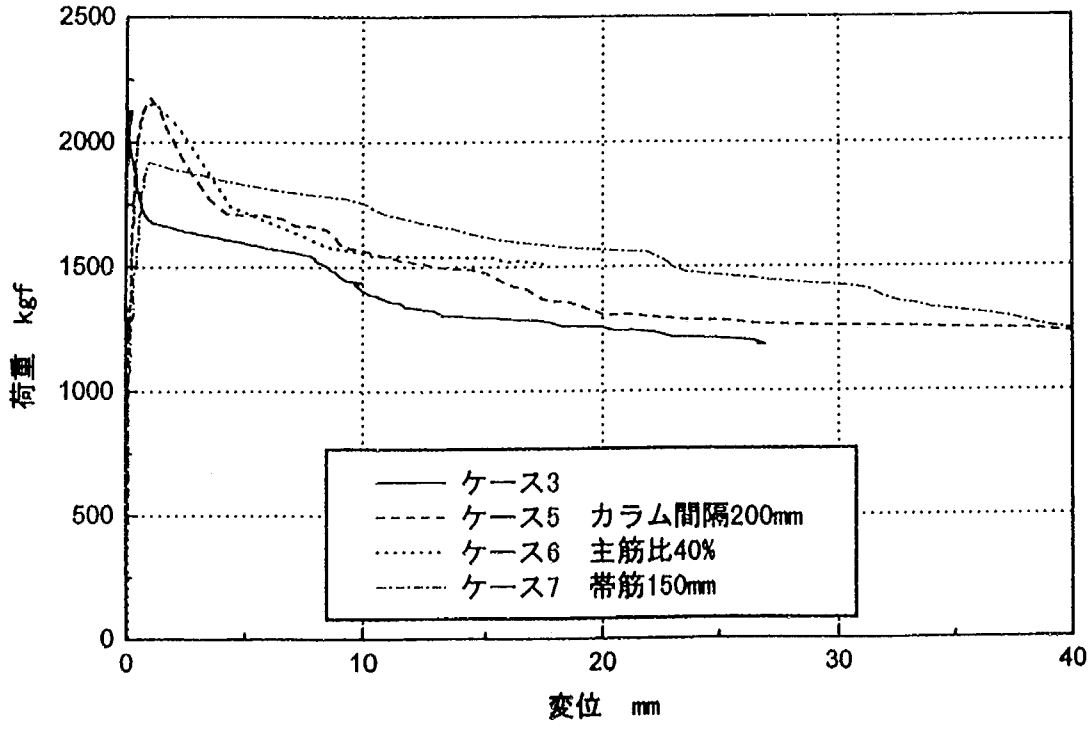
・ケース９、１０で最大荷重後の水平変位の増加が大きい。軸ひずみ－水平変位関係で見るとケース９とケース１０では水平変位の発生パターンが異なりケース９では最大荷重に達した 2,200μ付近から急激に水平変位が生じている。

以上のことから、スパイラル筋のピッチが１００㎜以下の時は水平変位が小さく、スパイラル筋のピッチが１５０㎜、カラム間隔２００㎜、主鉄筋比率４０％程度とすると最大荷重以後徐々に水平変位が生じ、その他のケースでは最大荷重以後急激に増加するという３つの傾向に大きく分けられる。

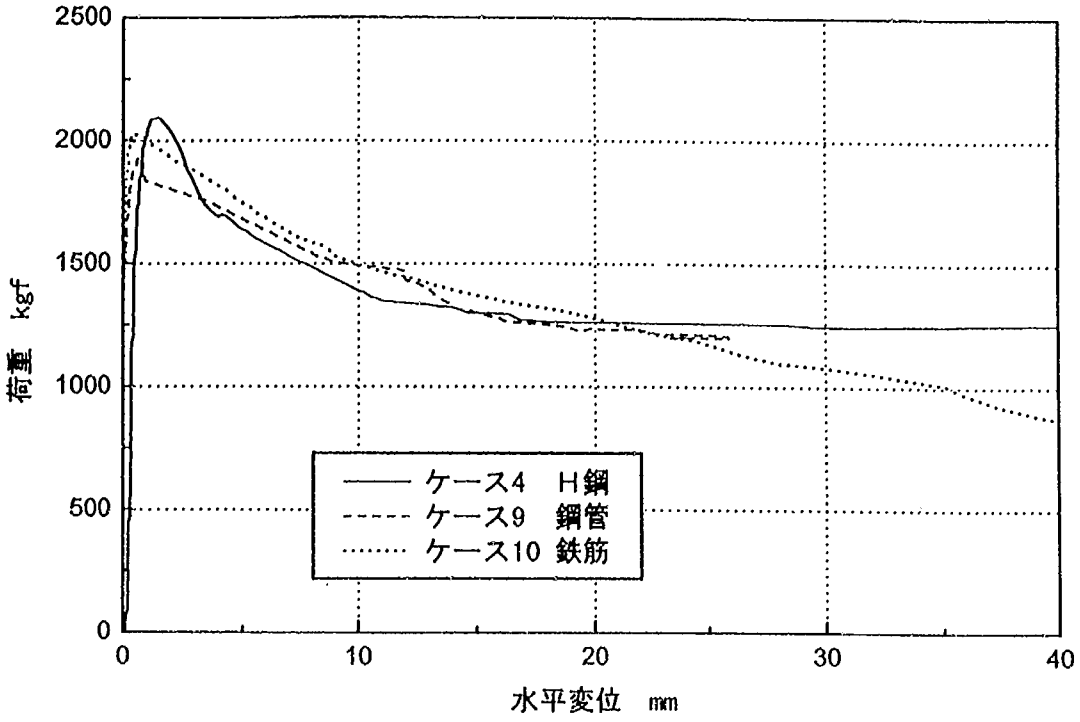
このようにスパイラル筋のピッチ、カラム間隔、帯鉄筋のピッチなどのパラメーターは中間帯鉄筋としての代替効果として期待される横方向への変形の拘束に影響を及ぼしていることが認められる。



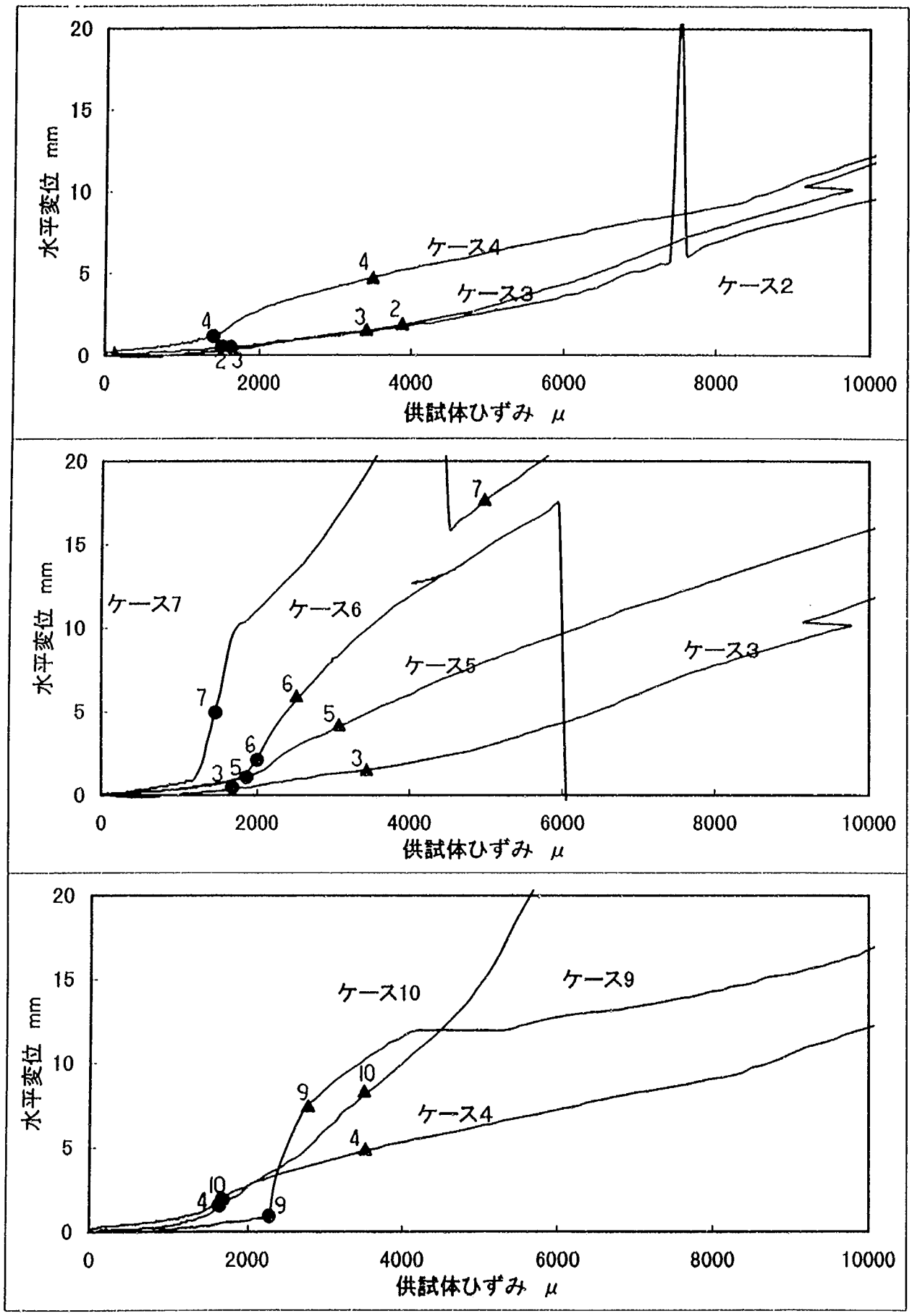
図－６．１９　スパイラル筋のピッチの違いによる荷重－水平変位関係



図－６．２０　各種条件を変化させた時の荷重－水平変位関係



図－６．２１　主鋼材を変化させた時の荷重－水平変位関係



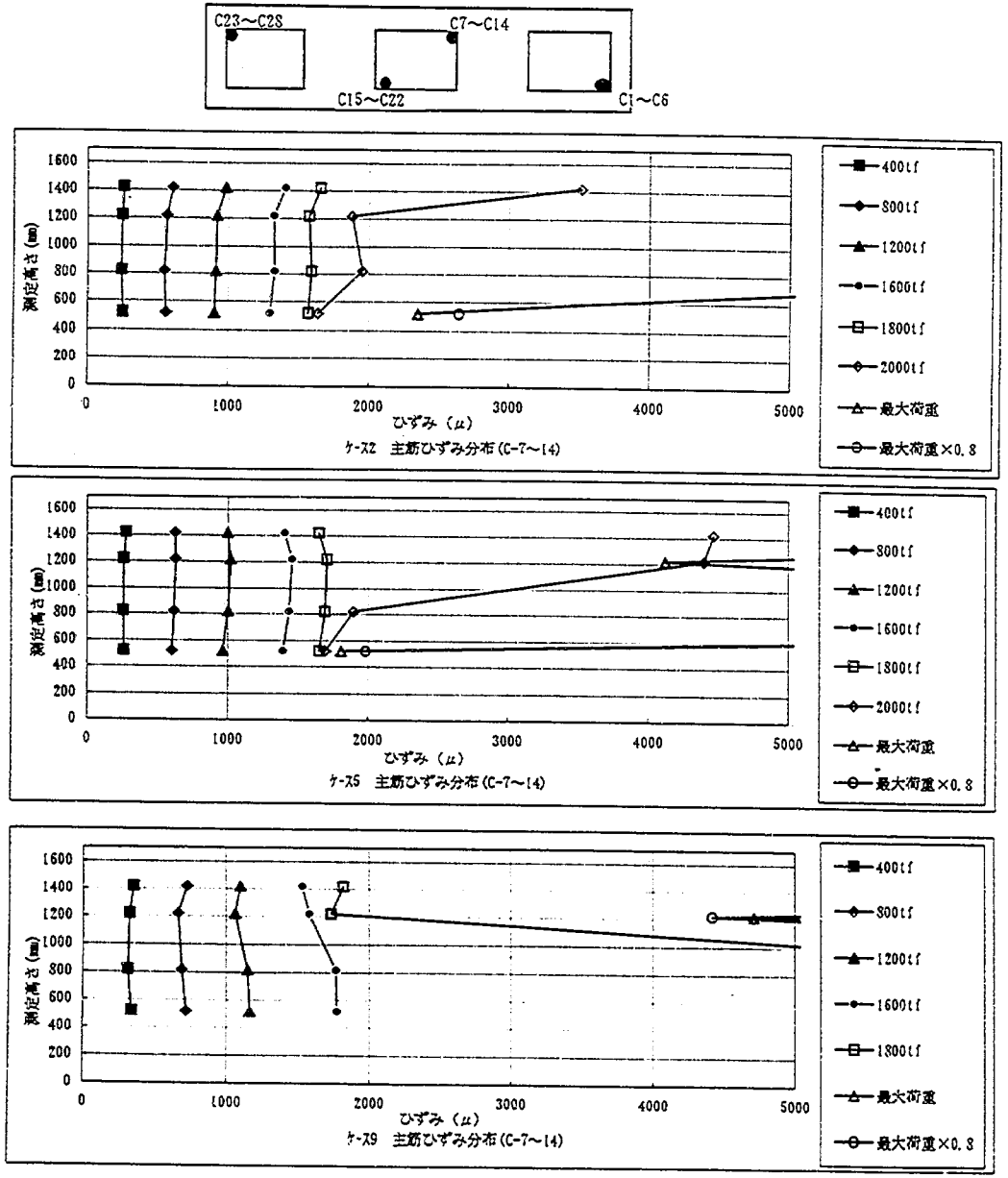
図－６．２２　試験体ひずみと水平変位の関係　●：最大荷重時　▲：最大荷重の８０%時

６．４．６　主鉄筋および鋼材ひずみ分布

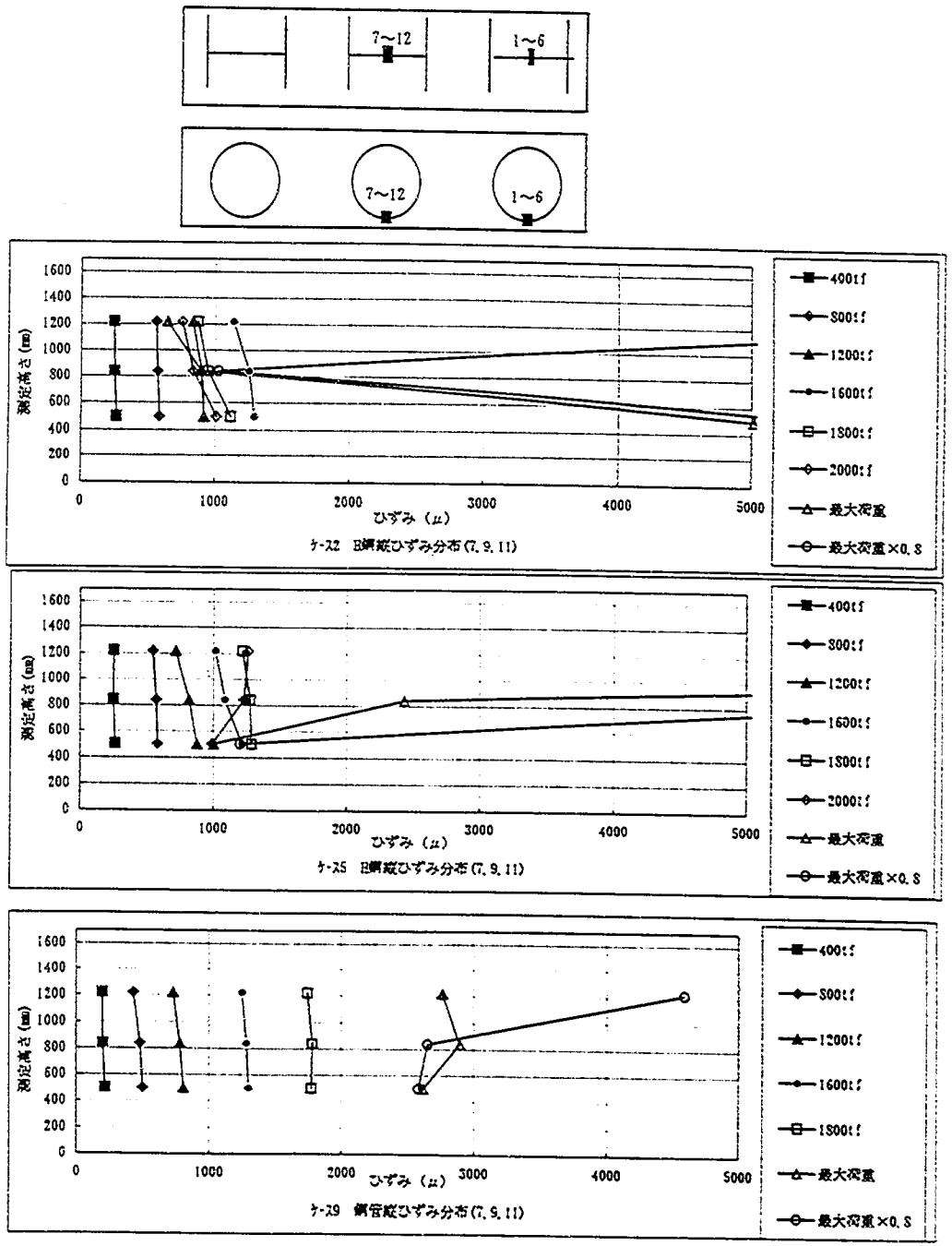
図－６．２３、６．２４に各ケースの代表例としてケース２、５、９の主鉄筋ひずみ分布および鋼材のひずみ分布を示す。主鉄筋ひずみは載荷とともにほぼ高さ方向に均等にひずみが増加し 2,000μを超えたあありで降伏している。これと鋼材のひずみ分布を比較すると、H形鋼についはケース２で 1,600tfの載荷までは主鉄筋と同様のひずみを生じているが、H形鋼のひずみが 1,400μとほぼ降伏ひずみに達した時点でひずみが一度低下し、その後、載荷とともに大きなひずみが生じた。ケース５でも降伏ひずみを生じるあたりでひずみの増加が一旦止まり、その後、大きなひずみが生じるという傾向が認められる。このことは測定点以外の位置で降伏したしたためと想定される。

ケース９の鋼管では初期の段階は主鉄筋のひずみに比べひずみ量が小さい。しかし鋼管の降伏ひずみが 2,000μとH形鋼よりも高いところにあり載荷荷重が 1,800tf 程度までは上下方向に均等にひずみが生じている。最大荷重時でもひずみ分布は比較的均等である。

以上のことから、主鉄筋ひずみ、鋼管ひずみについては載荷とともに高さ方向にほぼ均等にひずみが増加し、それぞれの降伏ひずみである 2,000μおよび 2,200μあたりで降伏している。しかし、H形鋼の場合には一時的にひずみが低下するという現象が起きたが、これはH形鋼の降伏ひずみが 1,400μ程度と小さいため、最大応力に達する前に一部の力所で降伏し、その位置では応力の再分配が生じたためと考えられる。



図－６．２３　主鉄筋ひずみ分布



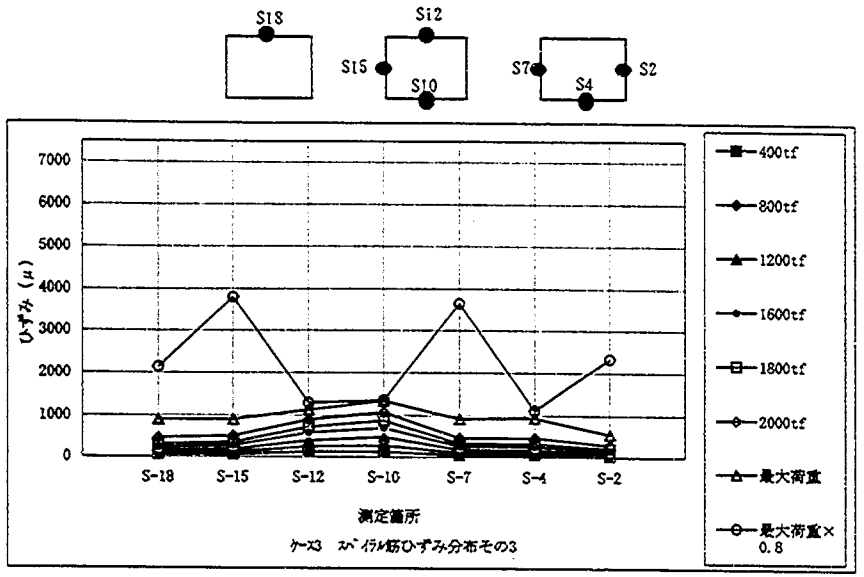
図－６．２４　H形鋼および鋼管のひずみ分布

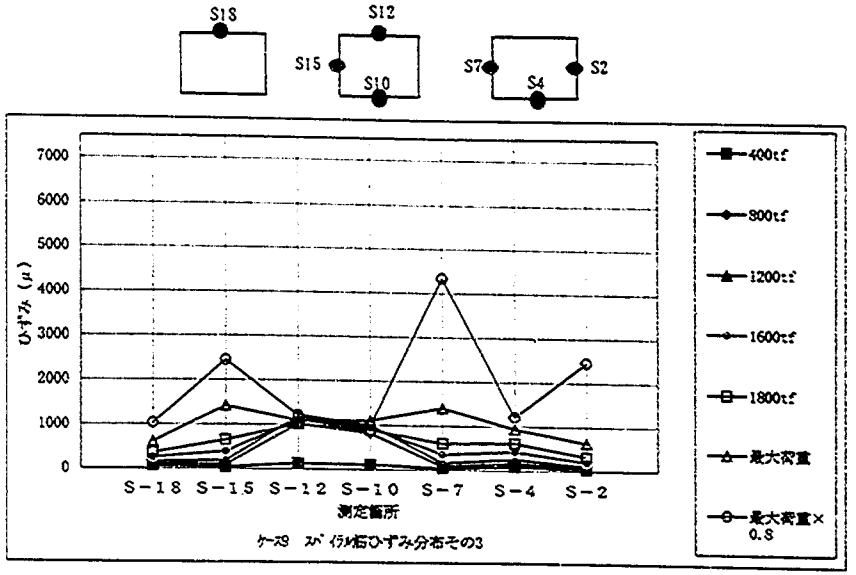
６．４．７　スパイラル筋のひずみ分布

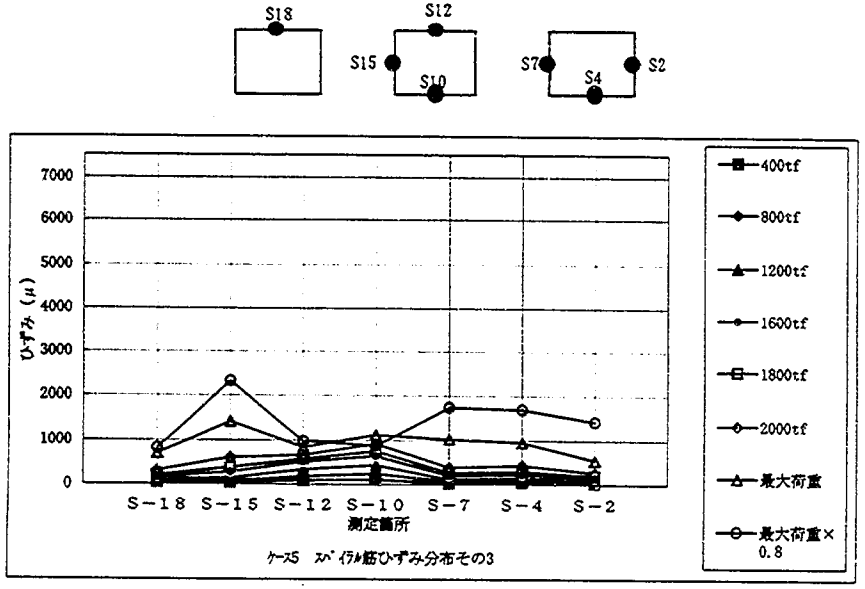
スパイラル筋のひずみの水平方向分布（ケース２、５、９、１０の中段部を代表例として）を図－６．２５に示す。ケース２および９に示されるように中間帯鉄筋方向のＳ－７、Ｓ－１５のひずみが最大荷重以後増加する傾向がいずれのケースにもほぼ認められる。ただし、ケース１０のように傾向が明確でない断面もいくつか存在する。最大荷重の８０％まで軸力が低下した段階で、全体に発生するひずみは 2,800μ～6,000μ程度以下であり、降伏ひずみ 7,300μを超えた箇所はほとんどなかった。

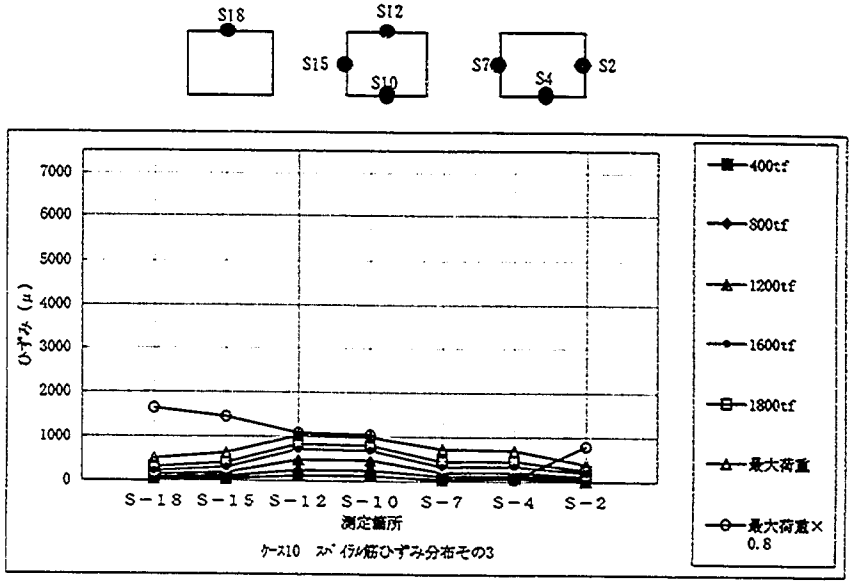
同様にスパイラル筋の高さ方向ひずみ分布を示したものが図－６．２６である。低荷重レベルではあまり大きなひずみは発生しないが、最大荷重のあたりから急激に増加している。

以上のことから、スパイラル筋のひずみは最大荷重時で 1,400～6,000μであり、その後急増しているものの最大荷重の８０％まで低下した段階では 2,800～6,000μ程度以下であり、降伏ひずみ 7,300μを超えた箇所はほとんどなかった。また、最大荷重以後急増している位置は中間帯鉄筋の位置であり、その箇所のスパイラル筋は中間帯鉄筋の代替として有効な働きをしているといえる。

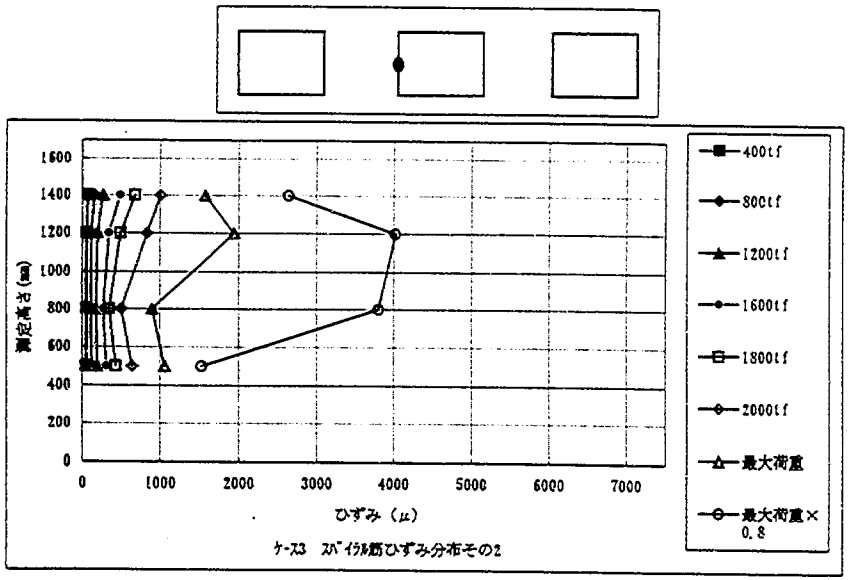


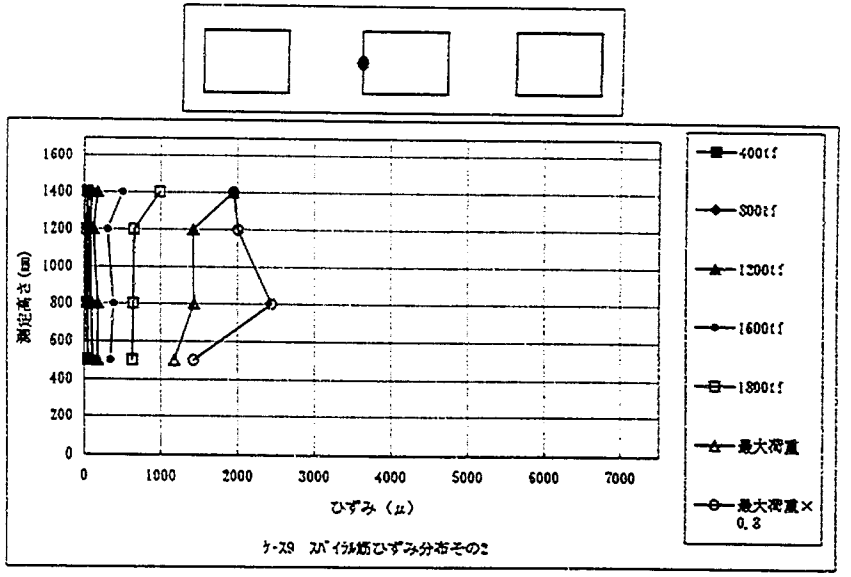


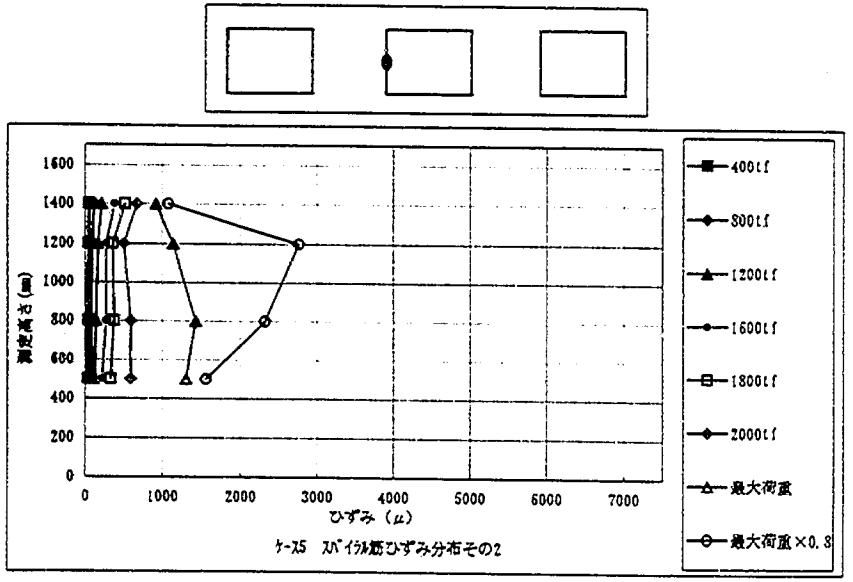


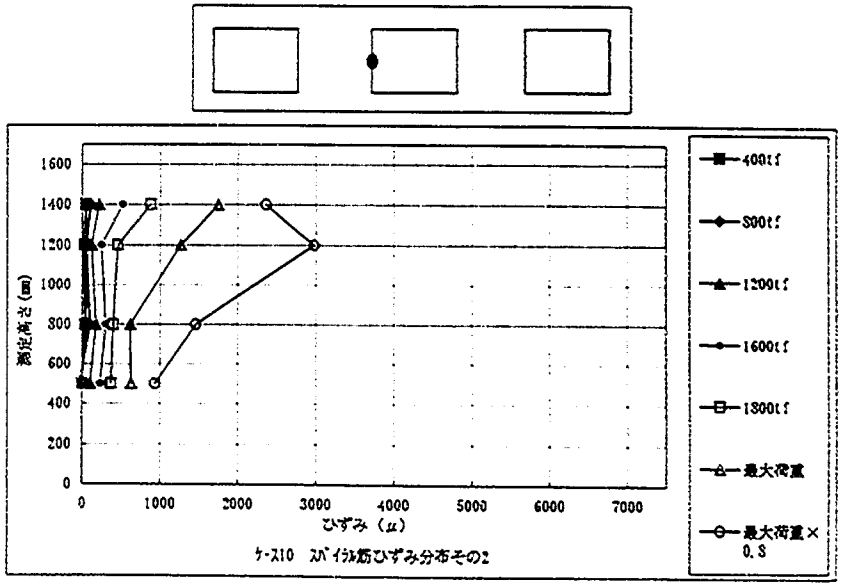


図－６．２５　スパイラル筋ひずみ分布







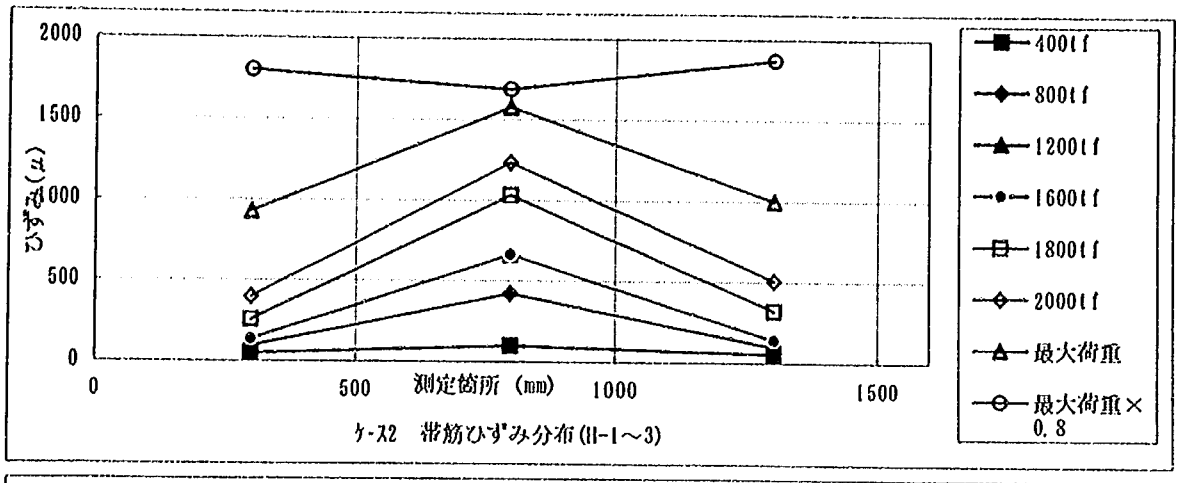


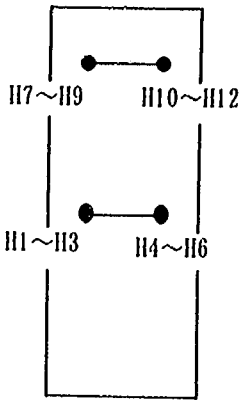
図－６．２６　スパイラル筋ひずみ分布（高さ方向分布）

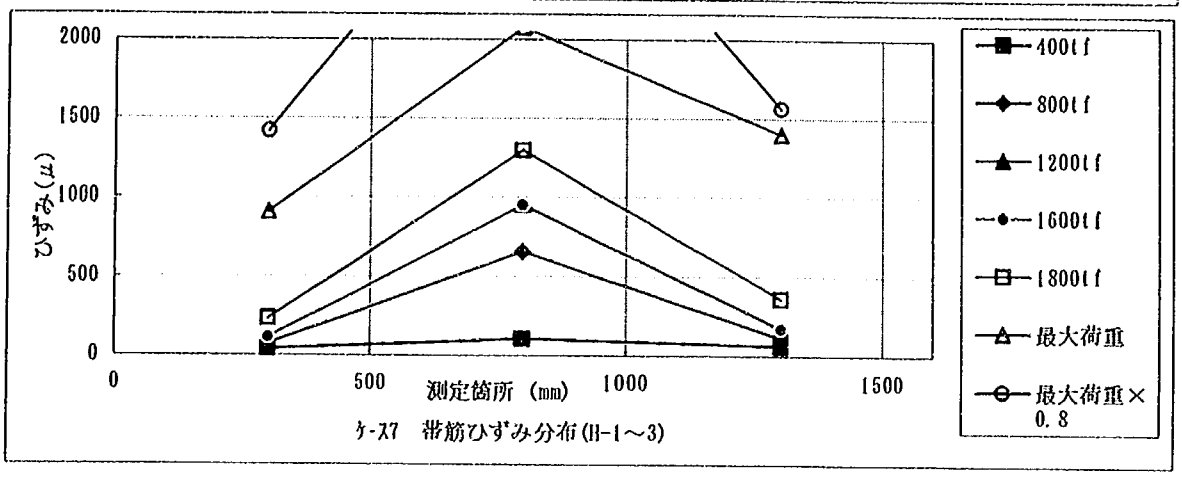
６．４．８　帯鉄筋のひずみ分布

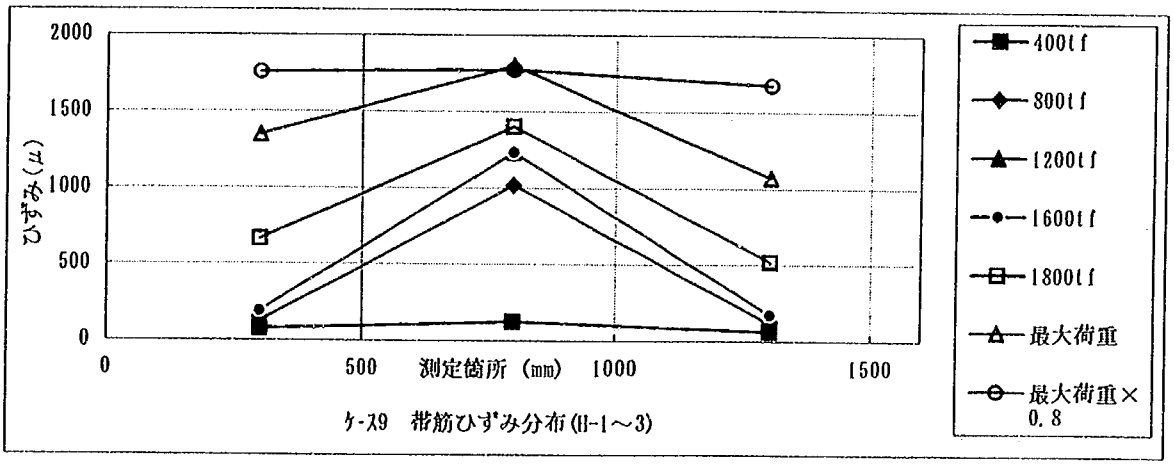
帯鉄筋の水平方向ひずみ分布（ケース２、７、９、１０を代表例として）を図－６．２７に示す。帯鉄筋ひずみは全体的に試験体中央部で大きく、周辺で小さい凸型の分布を示した。帯鉄筋比率が４０％程度のケース６と帯鉄筋ピッチが150mmのケース７を除いて最大荷重までの発生ひずみは、降伏ひずみ 2,000μ を下回った。

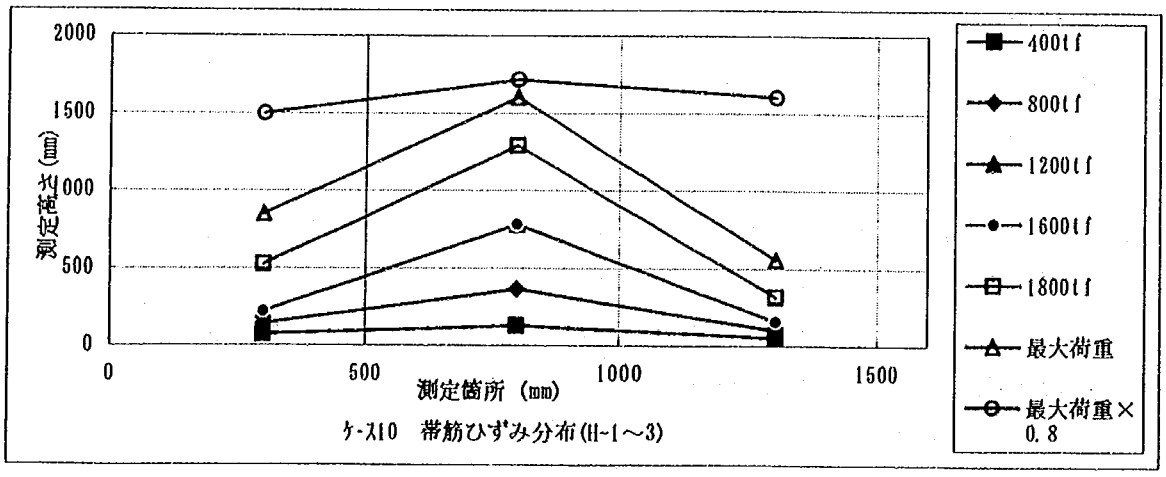
以上のことから、帯鉄筋のひずみは載荷とともに、長手方向の中央部のひずみが最も大きく、最大荷重時には 1,300μ 以上のひずみが生じ、ケース６、７については降伏している箇所があった。また、最大荷重の８０％低下時には全てのケースで降伏している箇所があった。











図－６．２７　帯鉄筋ひずみ分布

6．5　まとめ

柱圧縮試験結果をまとめると以下の通りとなる。

（1）最大荷重および圧縮強度

①スパイラル筋のピッチ

スパイラル筋のピッチ７５mm（pw＝1.12%）、１００mm(pw＝0.56%)はケース１(pw＝0.76%)とほぼ同等の最大応力が得られているが、ピッチ１５０mm(pw＝0.56%)は若干低下している。横拘束筋比で見るとケース１と同等以上の最大応力を得るためにはpw≧０．８とする必要があると考えられる。

②スパイラルカラムの間隔

カラムの間隔が最大応力に及ぼす影響はほとんど見られない。

③主鉄筋比率

主鉄筋比率を４０%程度とすると、最大応力は主鉄筋比率１０%程度と比較すると１０%程度低下する。このことは、H形鋼のフランジによるコンクリートの拘束効果の違いが現れたものと考えられる。

④帯鉄筋のピッチ

帯鉄筋のピッチを１５０mmと大きくすると、最大応力は帯鉄筋のピッチ７５mmと比較して３０%程度低下する。

⑤鋼材の違い

鋼管を用いた場合、最大応力はH形鋼と比較して１０%程度低下する。これは鋼材間のコンクリートに対する拘束効果の影響が現れたものと考えられるが、一方、打設時の鋼管内のコンクリートの締め固め不足ということも考えられる。

⑥構造の違い

ＲＣ構造（ケース１０）の場合、最大応力はＳＲＣ構造と比較して１０%程度低下する。従来のＲＣ構造にスパイラル筋を用いるだけでは十分な効果が得られないことが分かった。

（2）初期弾性係数

変位計１、２（載荷板間）を用いた場合、初期載荷時に測定変位が伸張側になるために弾性係数を算出できないケースが多く、また、変位計３～６（試験体端部）を用いた場合、全体にコンクリートの弾性係数の１．５～３．５倍の弾性係数が得られた。一方、鉄筋および鋼材ひずみを用いた場合、コンクリートの弾性係数の０．８～１．０倍の範囲で比較的全ケース安定した値となった。

主な荷重段階で主鉄筋ひずみと変位計３～６を比較すると、試験体端部より中央部の主鉄筋ひずみの方が大きいことが分かった。したがって、実際の試験体の鉛直変位は端部で小さく、中央部で大きい傾向があり、端部で計測した変位計３～６による試験体ひずみは量は実際より小さめに計測されていたものと考えられる。

（３）最大荷重時および８０％低下時の各部のひずみ

最大荷重時の試験体ひずみ（主鉄筋ひずみの平均値を用いて補正した値）は 1,800 μ～2,400 μの範囲であり、星隅らの試験結果と比較するとやや小さい傾向にある。また、この時の主鉄筋、鋼材および帯鉄筋はほとんどのケースで一部降伏、または降伏に近いひずみが生じているが、スパイラル筋については最大 2,100 μと自身の降伏ひずみ 7,300 μと比較して小さかった。最大荷重の８０％低下時の試験体ひずみは 2,800～4,900 μの範囲であり、スパイラル筋のひずみは 2,800～6,000 μまで急増している。

（４）応力－ひずみ関係

New-RC式、六車、星隅らの提案式（試験体応力はコンクリート応力と鉄筋応力を合計したものを換算断面積で割った値）と実験値（ケース２）を比較すると、最大応力についてはいずれの場合も実験値より低く、また最大応力時のひずみはNew-RC式、力車式と実験値はほぼ同じであるが、星隅式とは若干の差がある。初期勾配については星隅式と実験値はほぼ一致しているが、他の２式は実験値よりも大きくなっている。また、最大応力以後の下り勾配は３式とも実験値とは差がある。以上の３式のうち実験値と最も適合するのは最大応力で若干の差があるがNew-RC式ではないかと考えられる。

（５）水平変位

スパイラル筋のピッチが１００mm以下の時は水平変位が小さく、スパイラル筋のピッチが１５０mm、カラム間隔２００mm、主鉄筋比率４０％程度とすると最大荷重以後徐々に水平変位が生じ、その他のケースでは最大荷重以後急激に増加するという３つの傾向に大きく分けられる。このようにスパイラル筋のピッチ、カラム間隔、帯鉄筋のピッチなどのパラメータは中間帯鉄筋としての代替効果として期待される横方向への変形の拘束に影響を及ぼしていることが認められる。

（６）主鉄筋および鋼材分布

主鉄筋ひずみ、鋼管ひずみについては載荷とともに高さ方向にほぼ均等にひずみが増加し、それぞれの降伏ひずみである 2,000 μおよび 2,200 μあたりで降伏している。しかし、H形鋼の場合には一時的にひずみが低下するという現象が起きたが、これはH形鋼の降伏ひずみが 1,400 μ程度と小さいため、最大応力に達する前に一部の箇所で降伏し、その他の位置では応力の再配分が生じたためと考えられる。

（７）スパイラル筋ひずみ分布

スパイラル筋のひずみは最大荷重時で 1,400～2,100 μであり、その後急増しているものの最大荷重時の８０％まで低下した段階では 2,800～6,000 μ程度以下であり、降伏ひずみ 7,300 μを超えた箇所はほとんどなかった。また、最大荷重以後急増している位置は中間帯鉄筋の位置であり、その位置のスパイラル筋は中間帯鉄筋の代替として有効な働きをしているといえる。

（８）帯鉄筋ひずみ分布

帯鉄筋のひずみは載荷とともに長手方向の中央部のひずみが最も大きく、最大荷重時には 1,300μ以上のひずみが生じ、ケース６、７については降伏している箇所があった。

また、最大荷重の８０％低下時には全てのケースで降伏している箇所があった。

今回の柱圧縮試験において３H工法（Hybrid Hollow High pier 工法）の基本構造（ＳＲＣ構造＋スパイラル筋）は、在来工法と同等の軸圧縮強度特性を有し、かつ優れた変形性能を備えており、またスパイラル筋については中間帯鉄筋の代替が可能であることが認められた。

参考文献

１）星隅ほか、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、1995.8

２）平成４年度New-RC研究開発概要報告書、(財)国土開発技術センター、1993.3

３）六車ほか、横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化、セメント技術年報、No34、1980

６．６　コンクリートの応力－ひずみ曲線の設定における実験結果の再評価

設計・施工マニュアル(案)におけるコンクリートの応力－ひずみ曲線を以下のとおり規定する。

①道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編　9.4コンクリートの応力－ひずみ曲線に準じるものとする

②「横拘束筋」を「横拘束筋（スパイラル筋)」と呼び替え、帯鉄筋とスパイラル筋が重複している箇所についてはスパイラル筋のみを横拘束筋として考慮するものとする。

以上の規定にしたがって、以下の条件で実験結果（ケース３）を再評価する。

①鉄筋、鋼材それぞれの応力－ひずみ関係（降伏以降は応力は一定とするバイリニア型、ひずみ硬化は考慮しない)、コンクリートの応力－ひずみ関係（上記規定）から荷重－ひずみ関係を算出する。

②実験結果と比較するために、得られた荷重ひずみ関係を便宜的に換算断面積、コンクリートのシリンダー強度で除し、強度比－ひずみ関係とする。

③ただし、つぎの補正を予め行う。

中央部のひずみが端部のひずみと比較して大きいため、上記で仮定した応力－ひずみ関係が正しいとしてこれを用いて補正する。

以上の補正および計算結果を以下に示す。

図－６．２８　補正後の強度比－ひずみ関係（ケース３）

なお、１次補正値：すでに補正済みのもので主鉄筋降伏までは主鉄筋ひずみ、それ以降は変位計によるひずみを用いている。

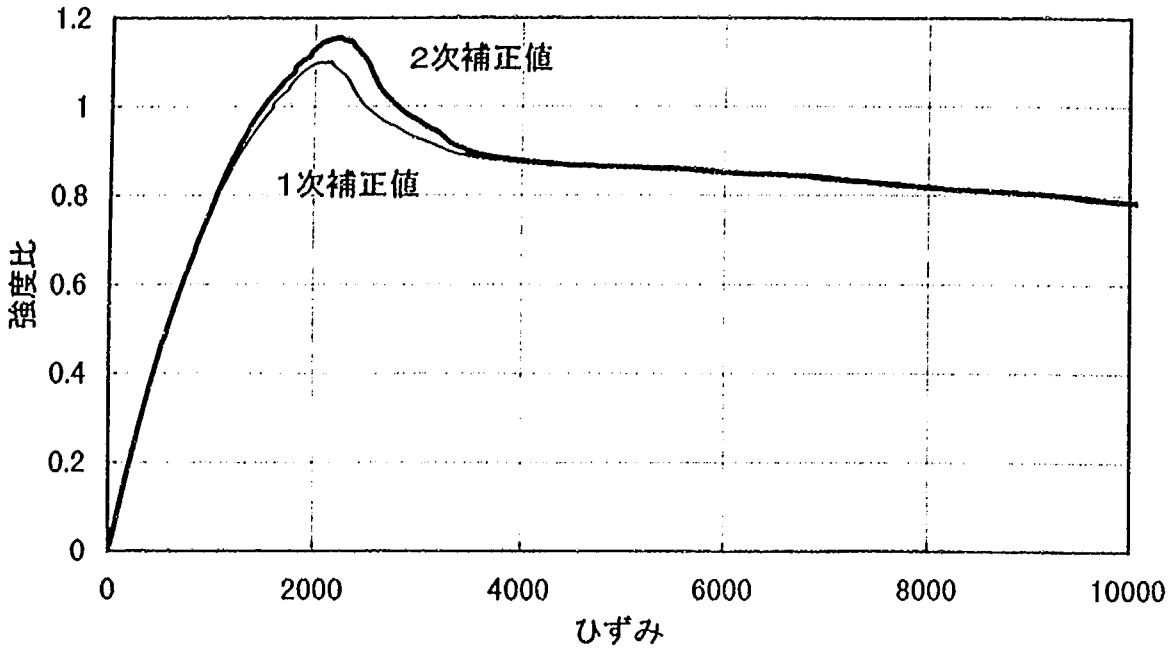
２次補正値：今回の補正であり、中央部の強度比－ひずみ関係を推定

図－６．２９　強度比－ひずみ関係（道示 9.4.1 をそのまま適用した場合）

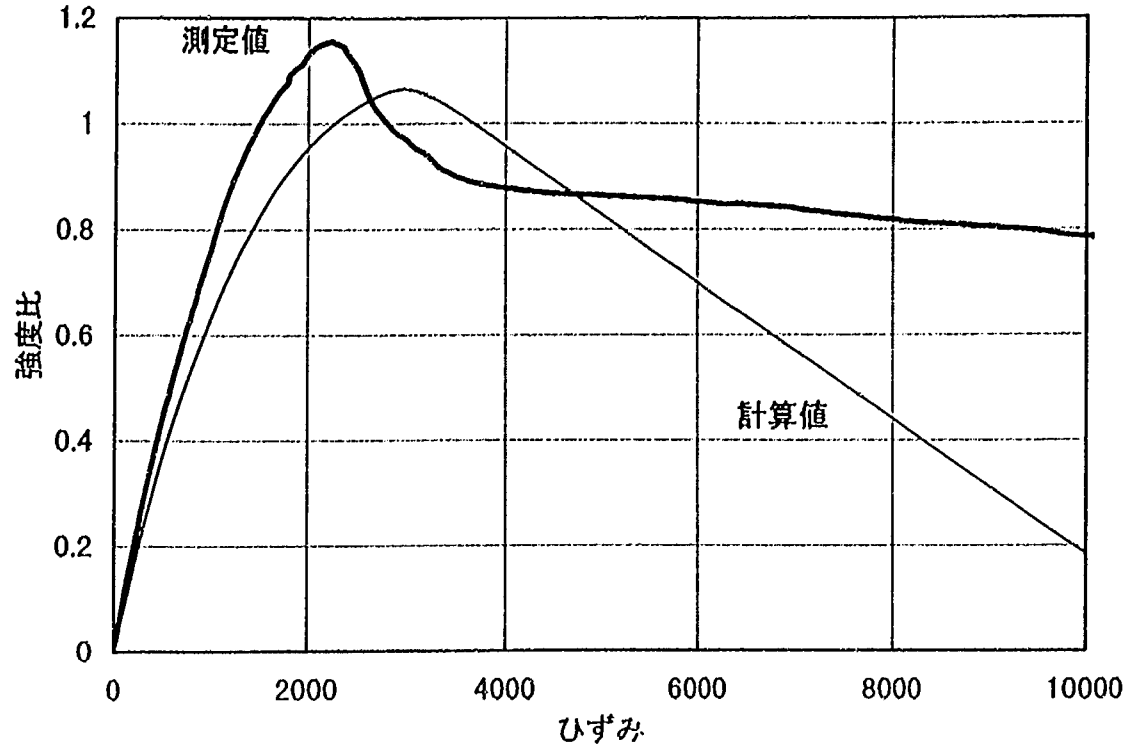
図－６．３０　強度比－ひずみ関係（$\sigma sy=14,540kgf/cm^2$を使用して計算した場合）

図－６．３１　スパイラル筋の強度を低下させた場合の強度比－ひずみ関係

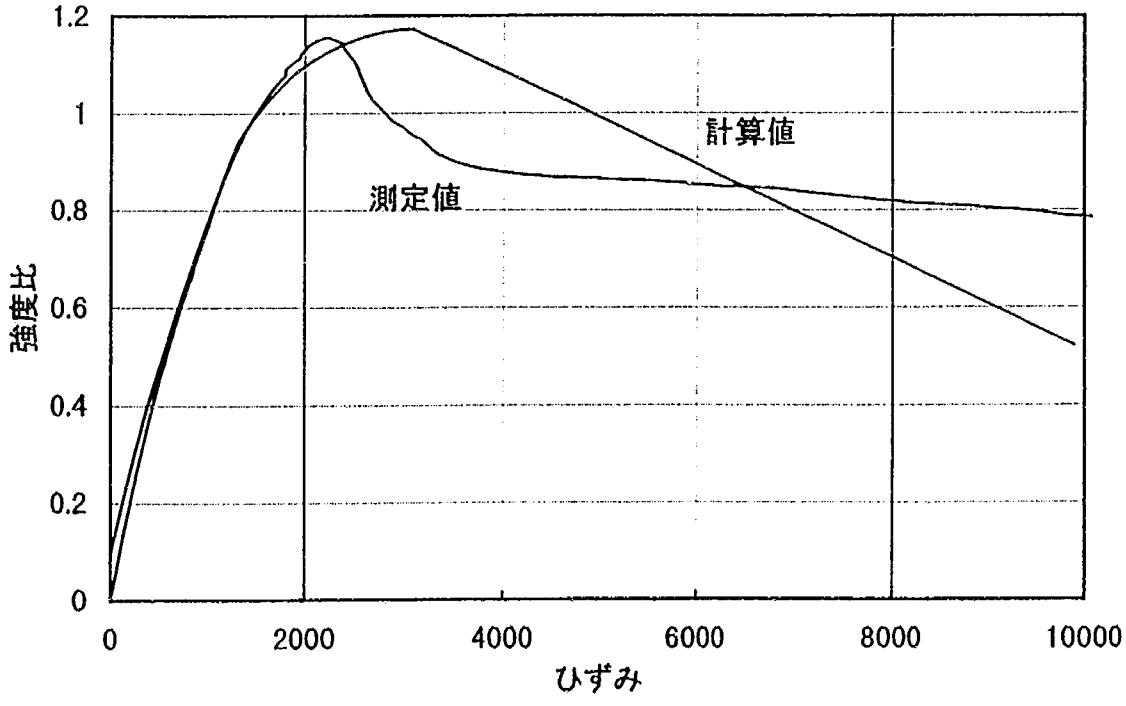
今回の規定にしたがって計算したのが図－６．３０であり、最大荷重はほぼ一致するが、そのときのひずみや下降勾配にはやや差がある。そこで、スパイラル筋の強度を低下させて計算することとした。その結果が図－６．３１に示すとおりであり、スパイラル筋の強度を低下させて計算したケースの中では$\sigma sy／２$が設計的に妥当であると考えられ、スパイラル筋の降伏強度に $7,000kgf/cm^2$という上限値を設けることとした。なお、New-RC式においても高強度横補助筋（矩形タイプ）について降伏値の上限値を $7,000Kgf/cm^2$としている。



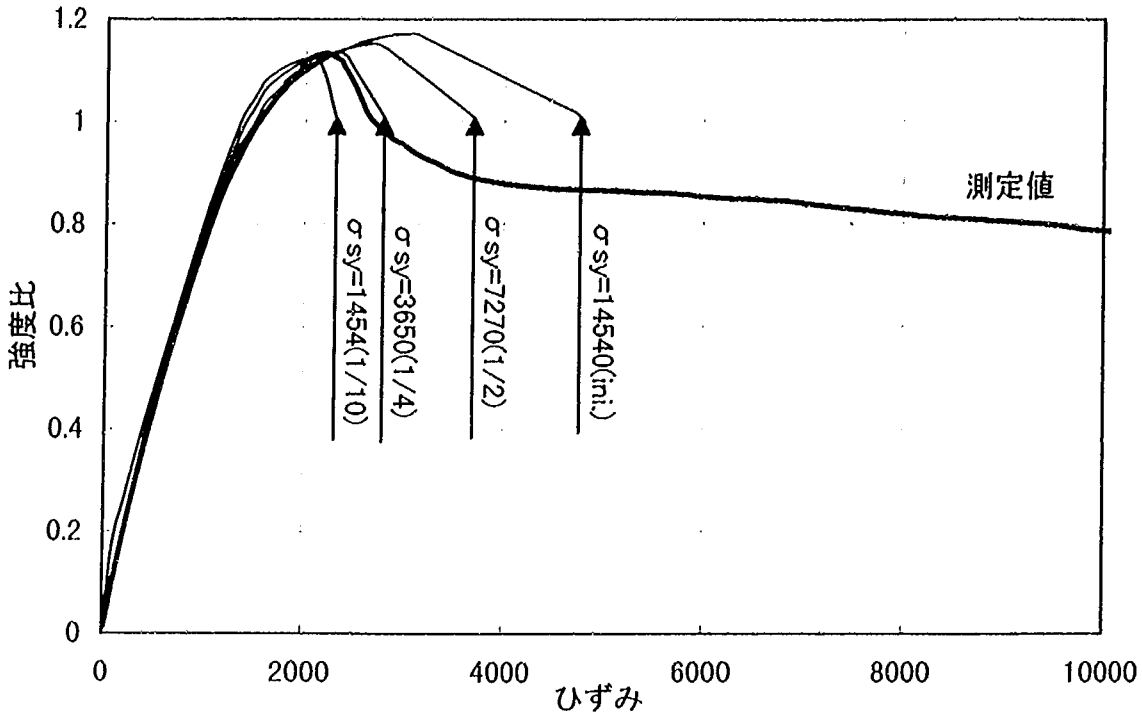
図－６．２８　補正後の強度比－ひずみ関係（ケース３）
注）強度比＝荷重／コンクリート強度／換算断面積
（強度比、換算断面積は定数）



図－６．２９　強度比－ひずみ関係（道示 9.4.1 をそのまま使用した場合）



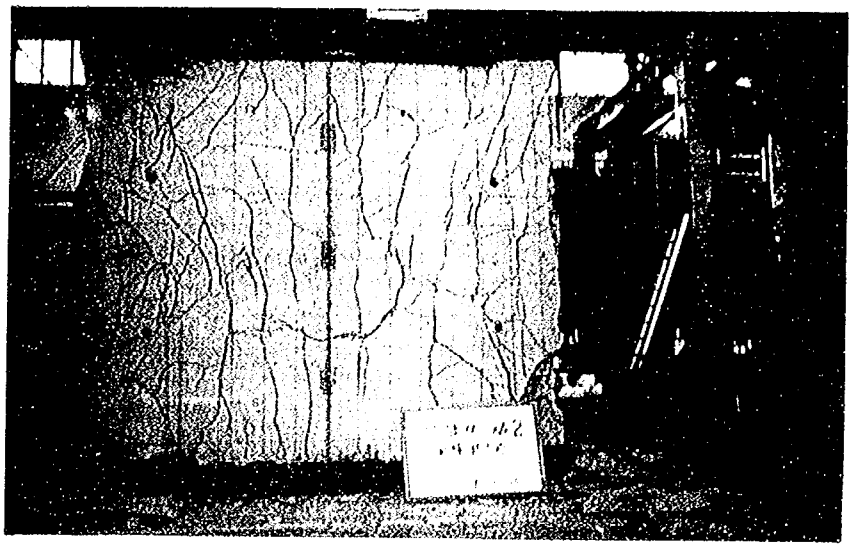
図－６．３０　強度比－ひずみ関係（σsy＝14,540kgf/cm²を使用して計算した場合）



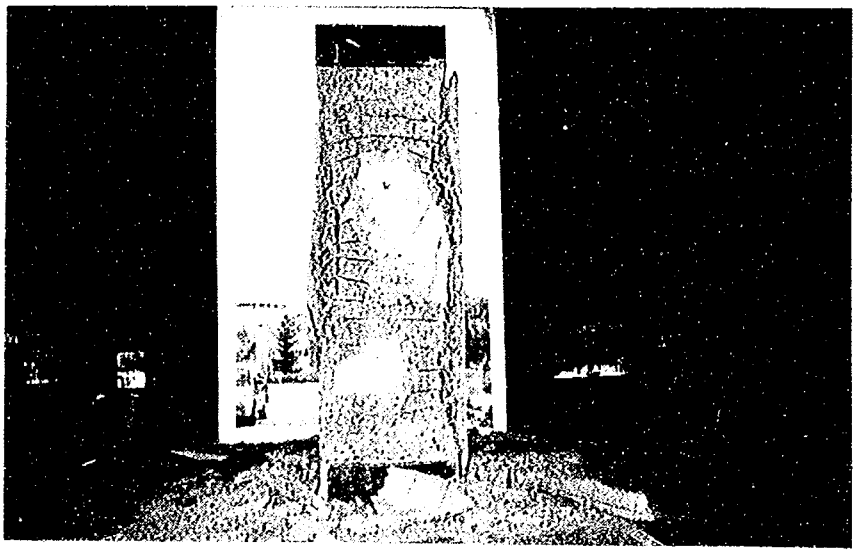
図－６．３１　スパイラル筋の強度を低下させた場合の強度比－ひずみ関係

６．７　写真

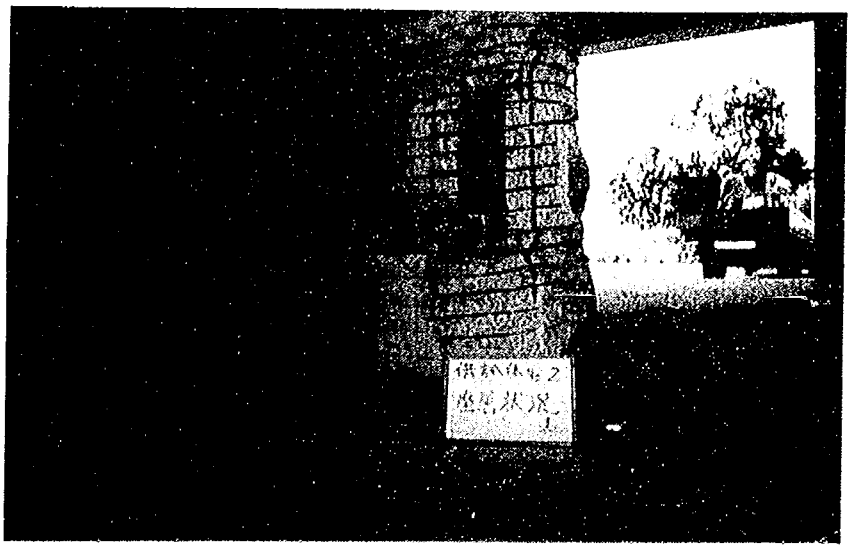
写真－６．３　クラック状況
（ケース２、西側）



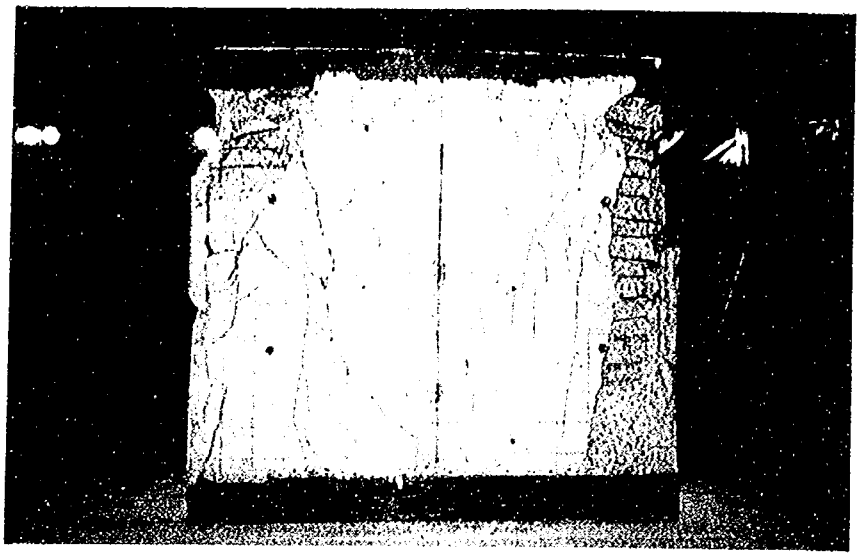
写真－６．４　クラック状況
（ケース２、北面）



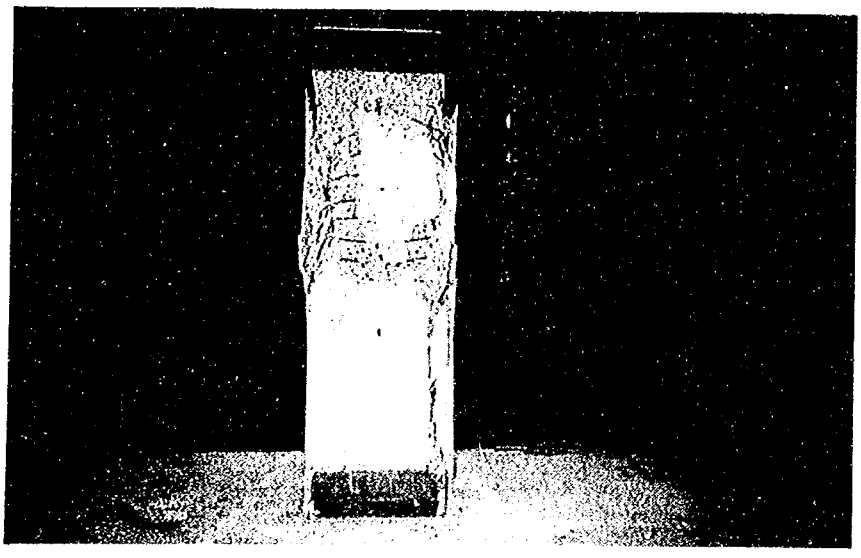
写真－６．５　座屈状況
（ケース２、表側）



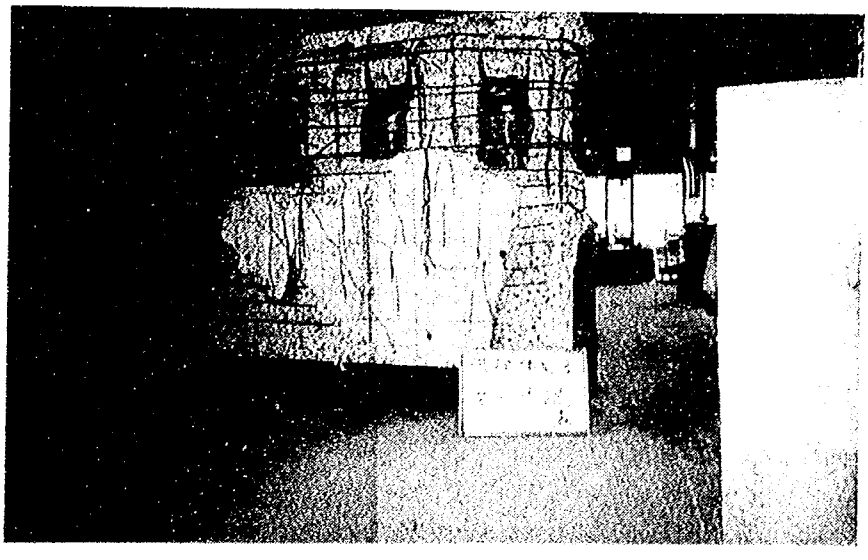
写真－６．６　クラック状況
（ケース３、西側）



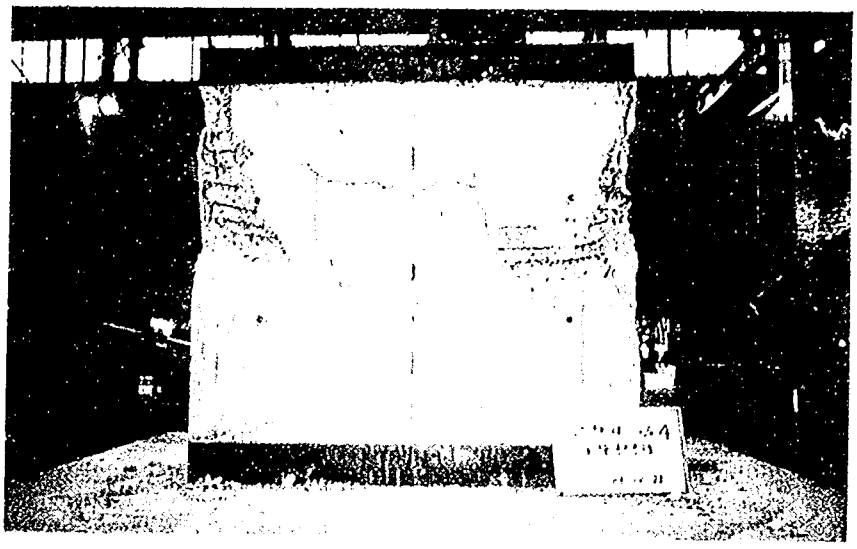
写真－６．７　クラック状況
（ケース３、北側）



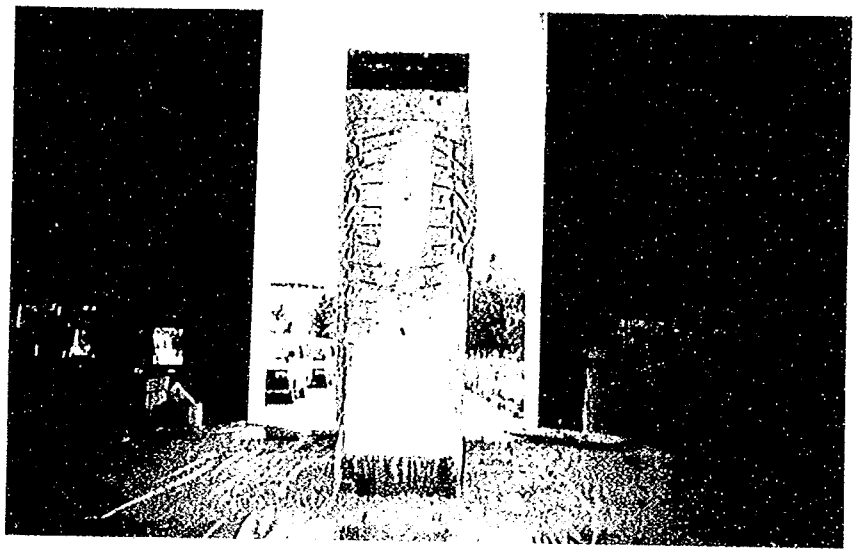
写真－６．８　座屈状況
（ケース３、表側）



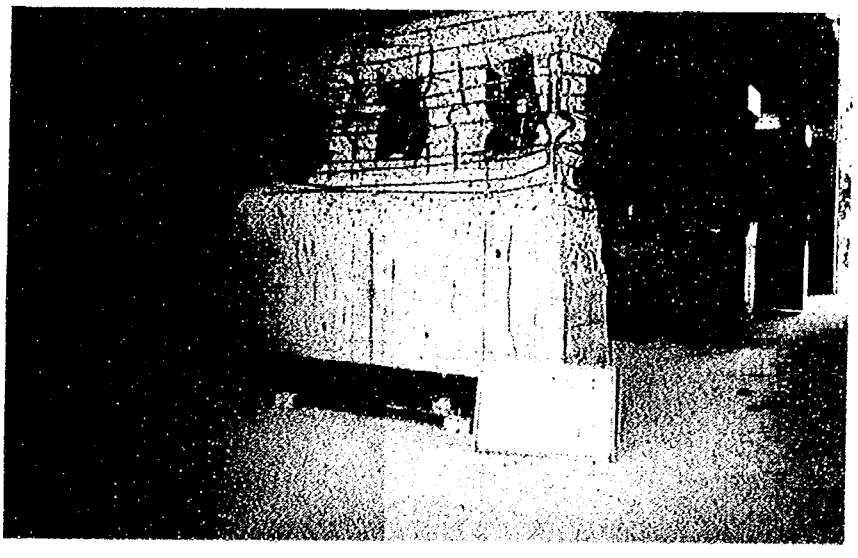
写真－６．９　クラック状況
（ケース４、西側）



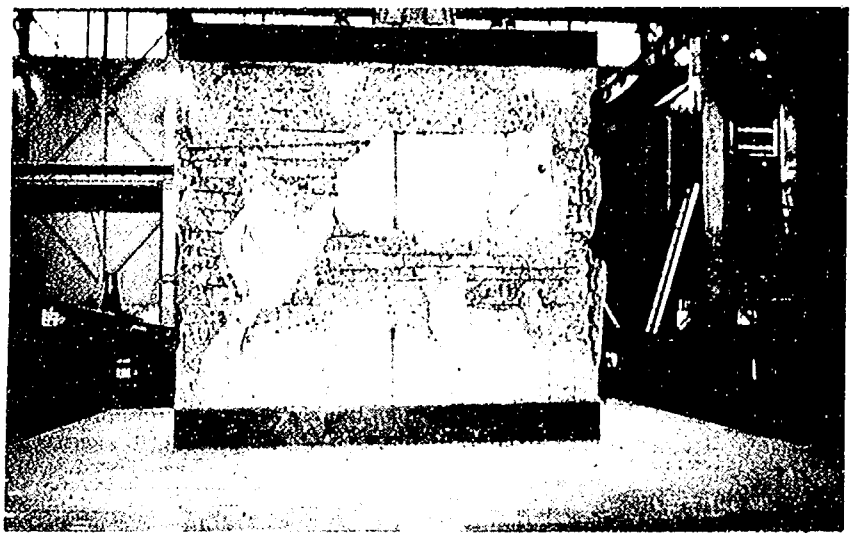
写真－６．１０　クラック状況
（ケース４、北側）



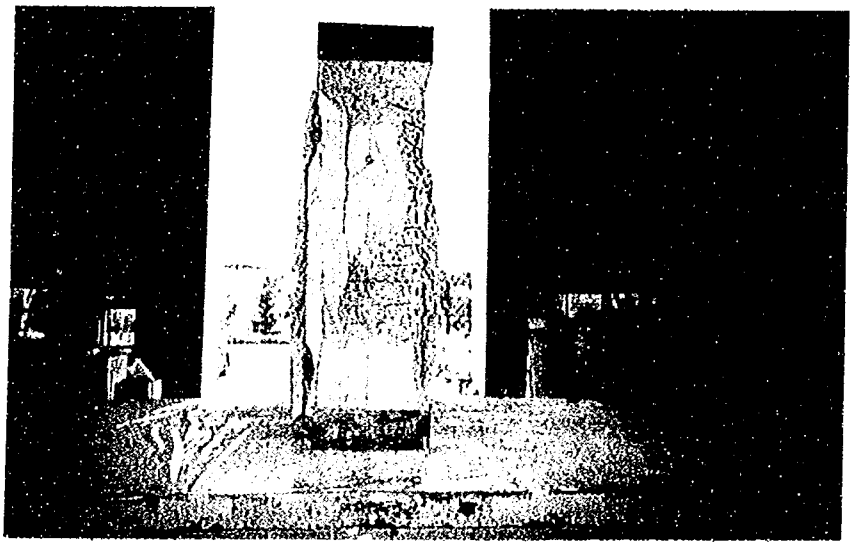
写真－６．１１　座屈状況
（ケース４、表側）



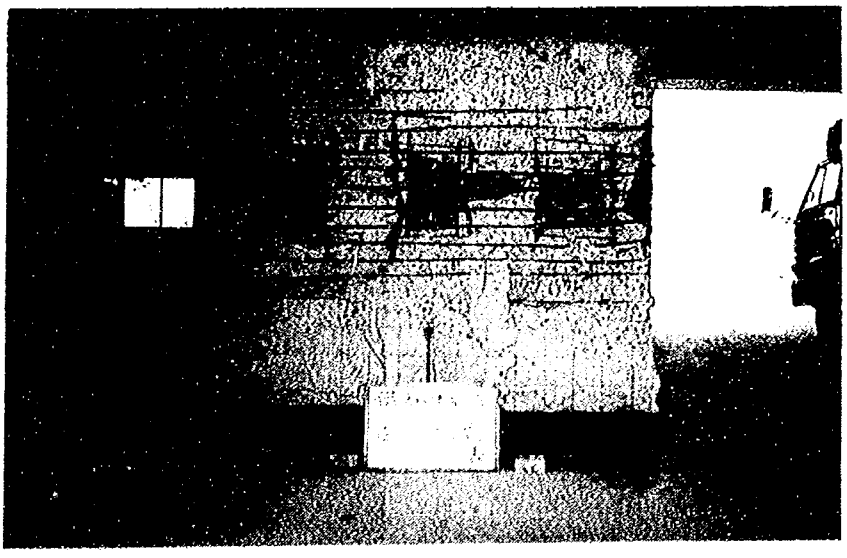
写真－６．１２　クラック状況
（ケース５、西側）



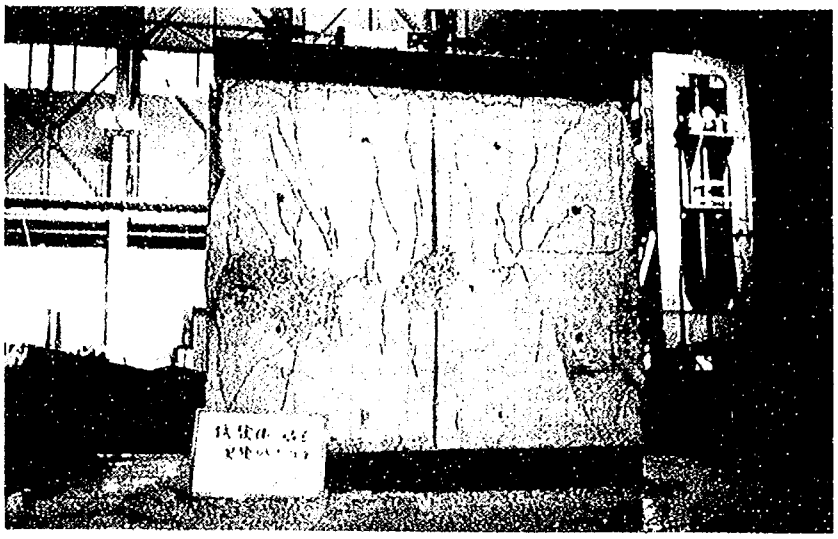
写真－６．１３　クラック状況
（ケース５、北側）



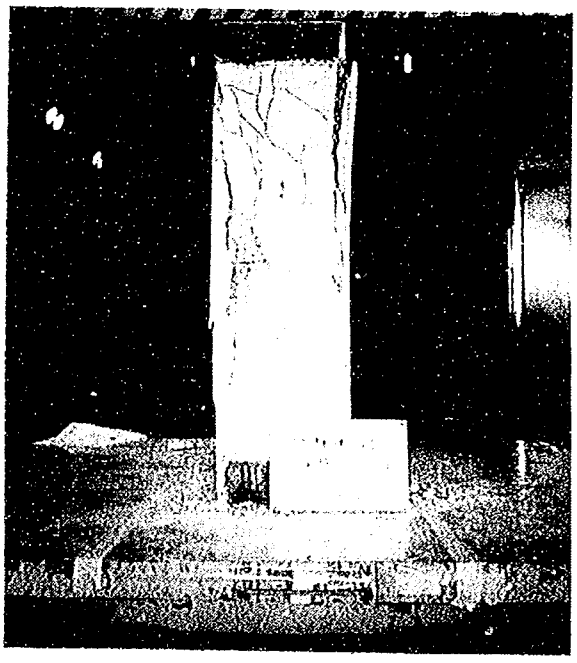
写真－６．１４　座屈状況
（ケース５、表側）



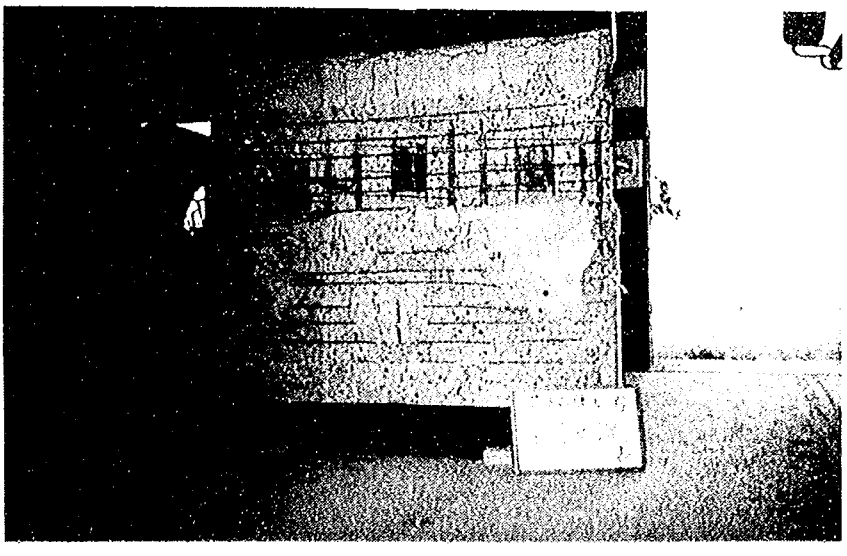
写真－６．１５　クラック状況
（ケース６、西側）



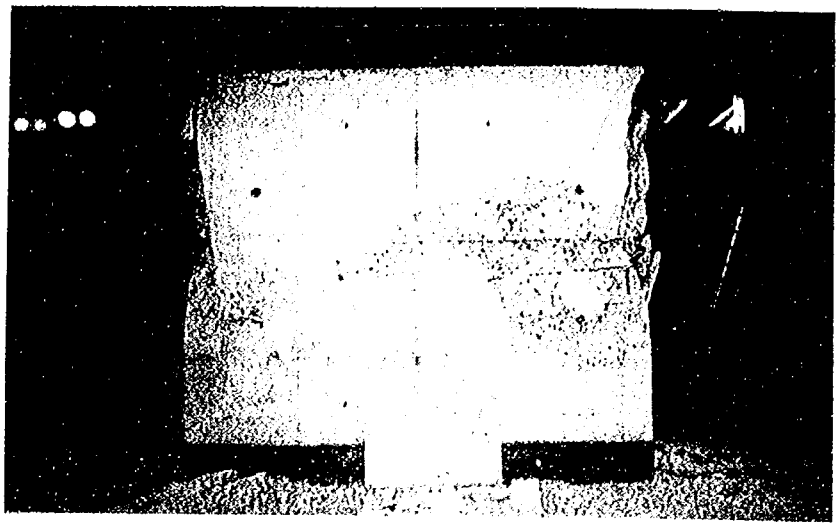
写真－６．１６　クラック状況
（ケース６、南側）



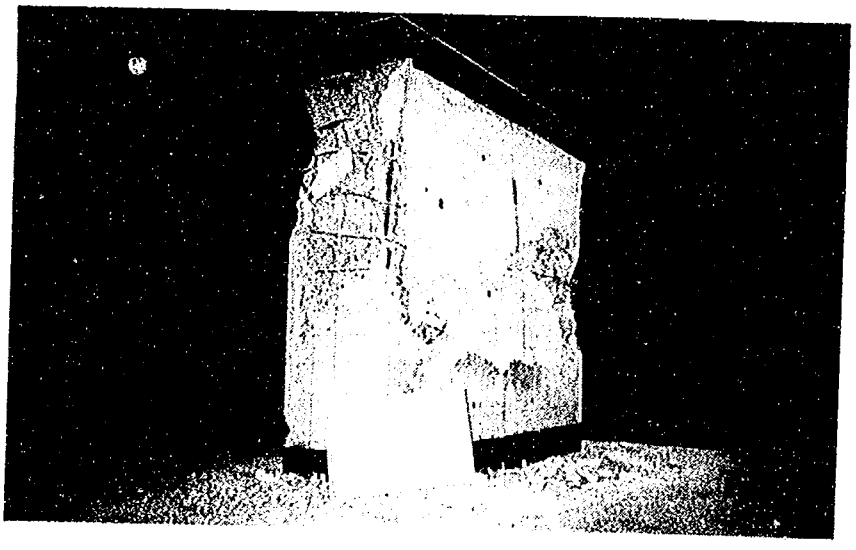
写真－６．１７　座屈状況
（ケース６、表側）



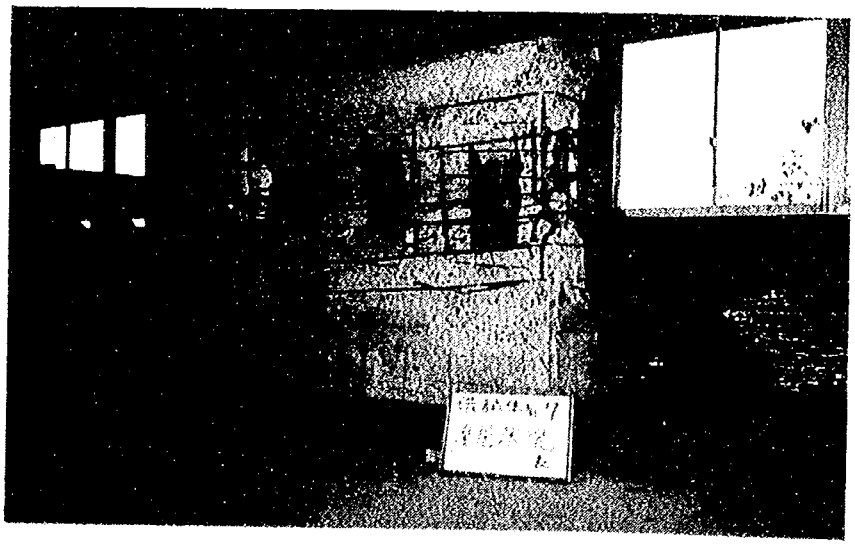
写真－６．１８　クラック状況
（ケース７、西側）



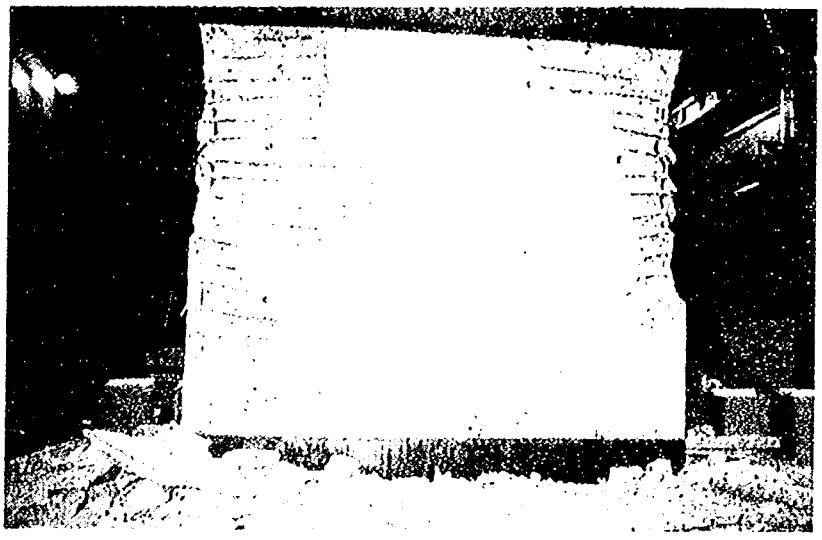
写真－６．１９　クラック状況
（ケース７、北側）



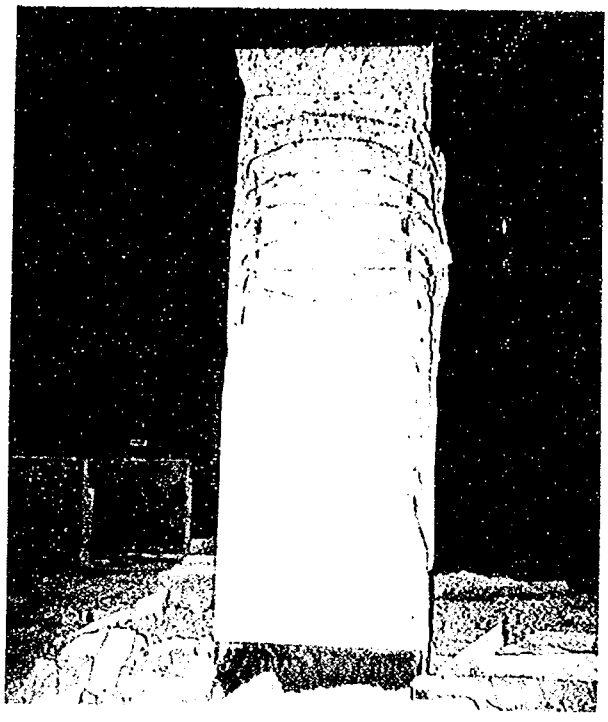
写真－６．２０　座屈状況
（ケース７、表側）



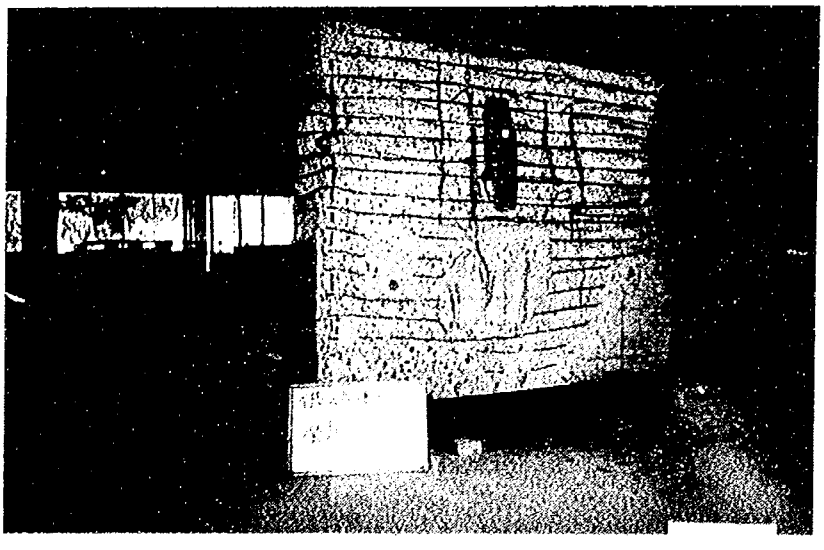
写真－６．２１　クラック状況
（ケース８、西側）



写真－６．２２　クラック状況
（ケース８、北側）



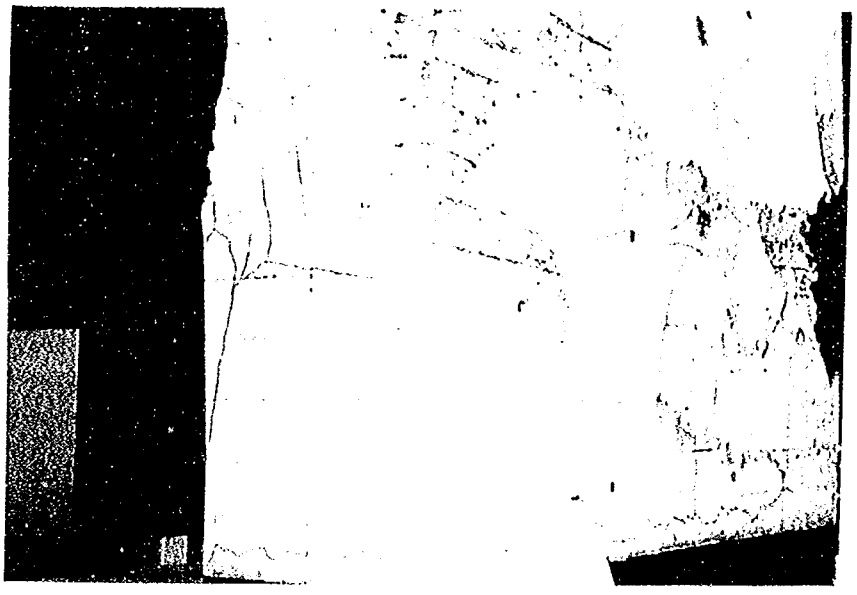
写真－６．２３　座屈状況
（ケース８、表側）



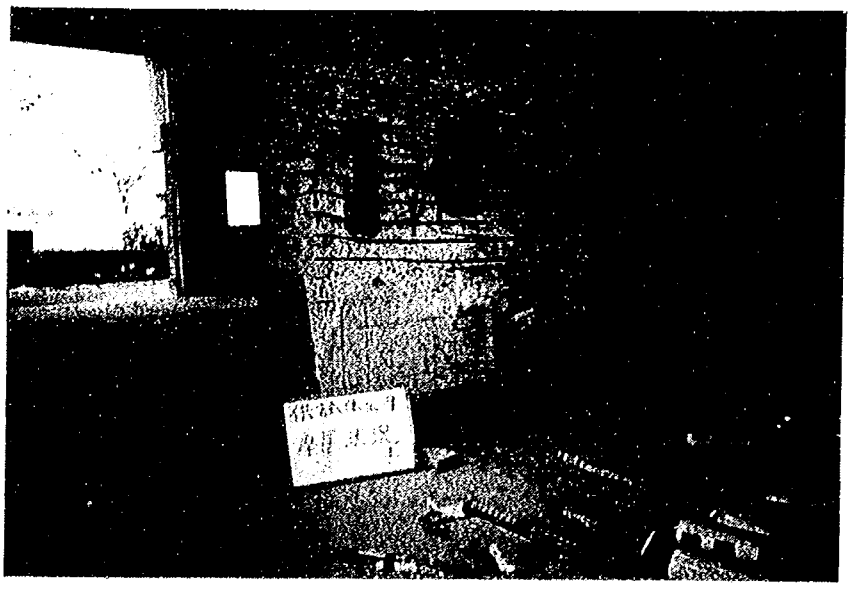
写真－６．２４　クラック状況
（ケース９、西側）



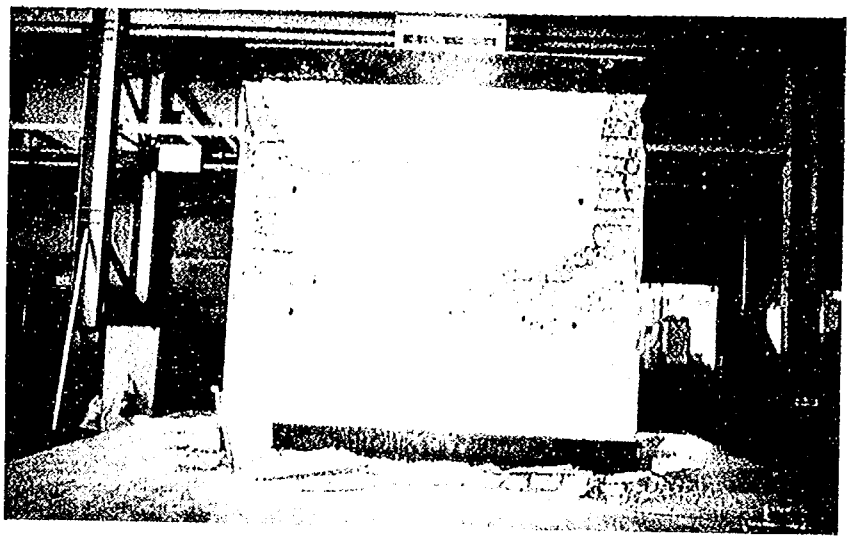
写真－６．２５　クラック状況
（ケース９、北側）



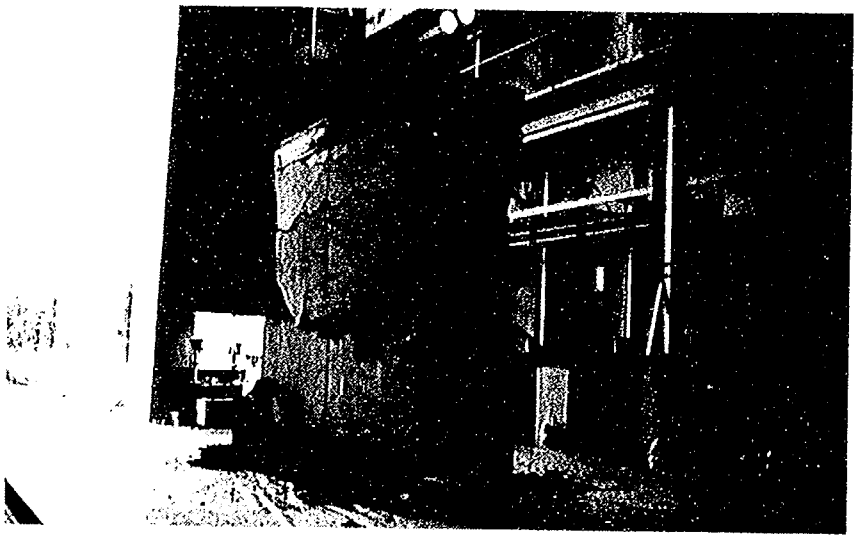
写真－６．２６　座屈状況
（ケース９、表側）



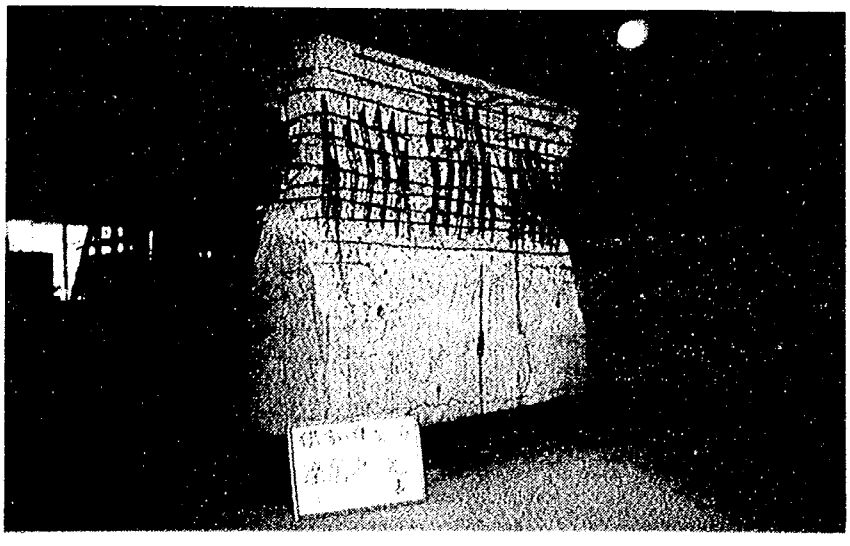
写真－６．２７　クラック状況
（ケース１０、東側）



写真－６．２８　クラック状況
（ケース１０、北側）



写真－６．２９　座屈状況
（ケース１０、表側）



正負交番載荷実験

7．　正負交番載荷実験

7．1　実験目的

正負交番載荷実験により３H工法の耐力、じん性について在来工法と比較検討することを目的とする。

7．2　試験体

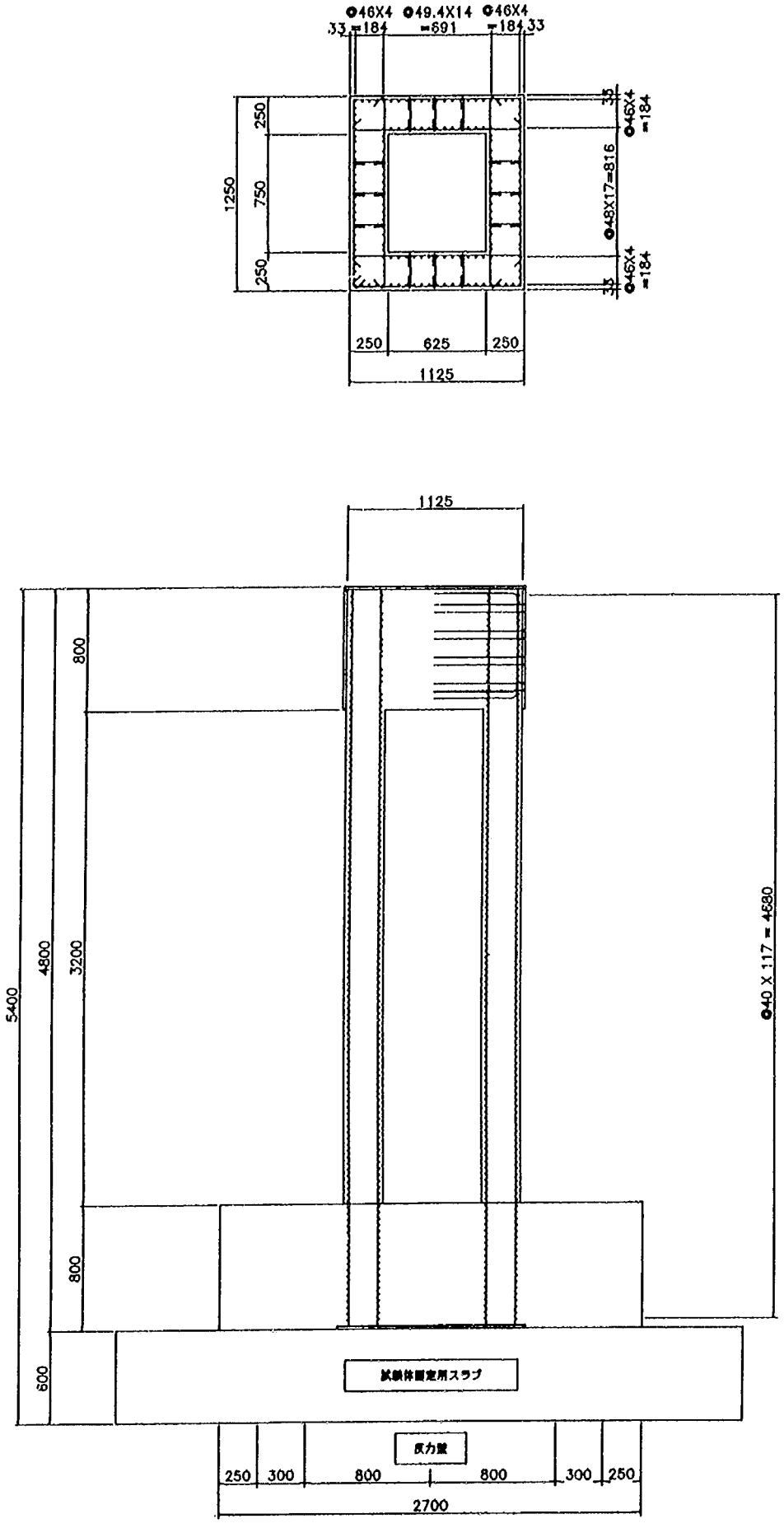
実験は、下記に示すように３H工法試験体２体（H形鋼使用タイプ、鋼管使用タイプ）および比較のため在来工法１体の計３体について行なった。

Ｎｏ．１試験体：在来工法
Ｎｏ．２試験体：３H工法（H形鋼タイプ）
Ｎｏ．３試験体：３H工法（鋼管タイプ）

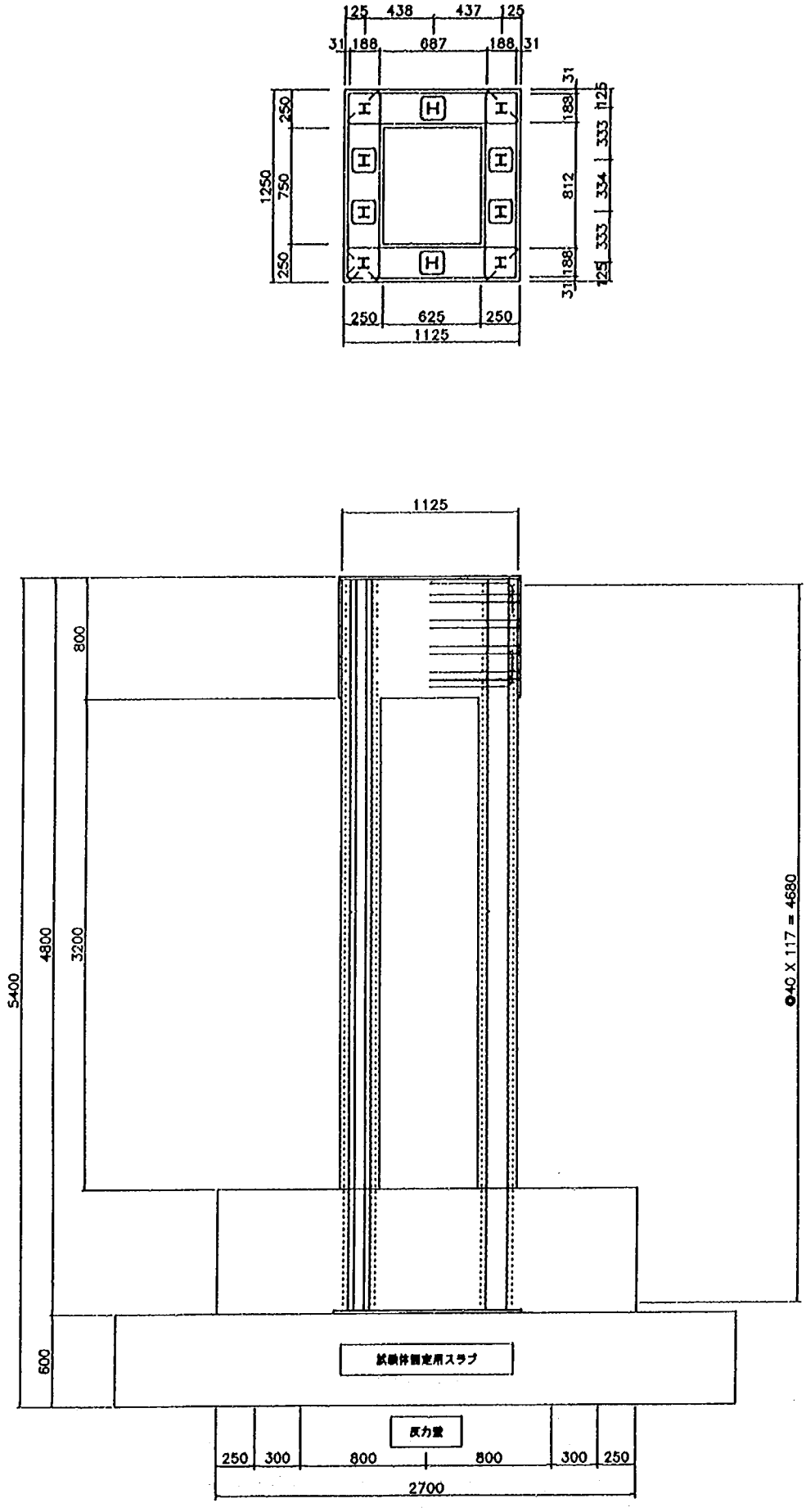
試験体形状寸法を図－７．１～７．３に示す。試験体は、標準的な中空断面橋脚を模擬した１/４縮小モデルとした。No. ２、３試験体の鉄筋および鋼材の組み立て状況を写真－７．１、７．２に示す。

試験体の断面形状は、1.25×1.125m、壁厚0.25mとした。柱下端から載荷点までの距離ｌａ＝３．６m、せん断スパン比ｌａ/ｄ（ｄ:有効高さ）＝３．３とした（図－７．４参照）。

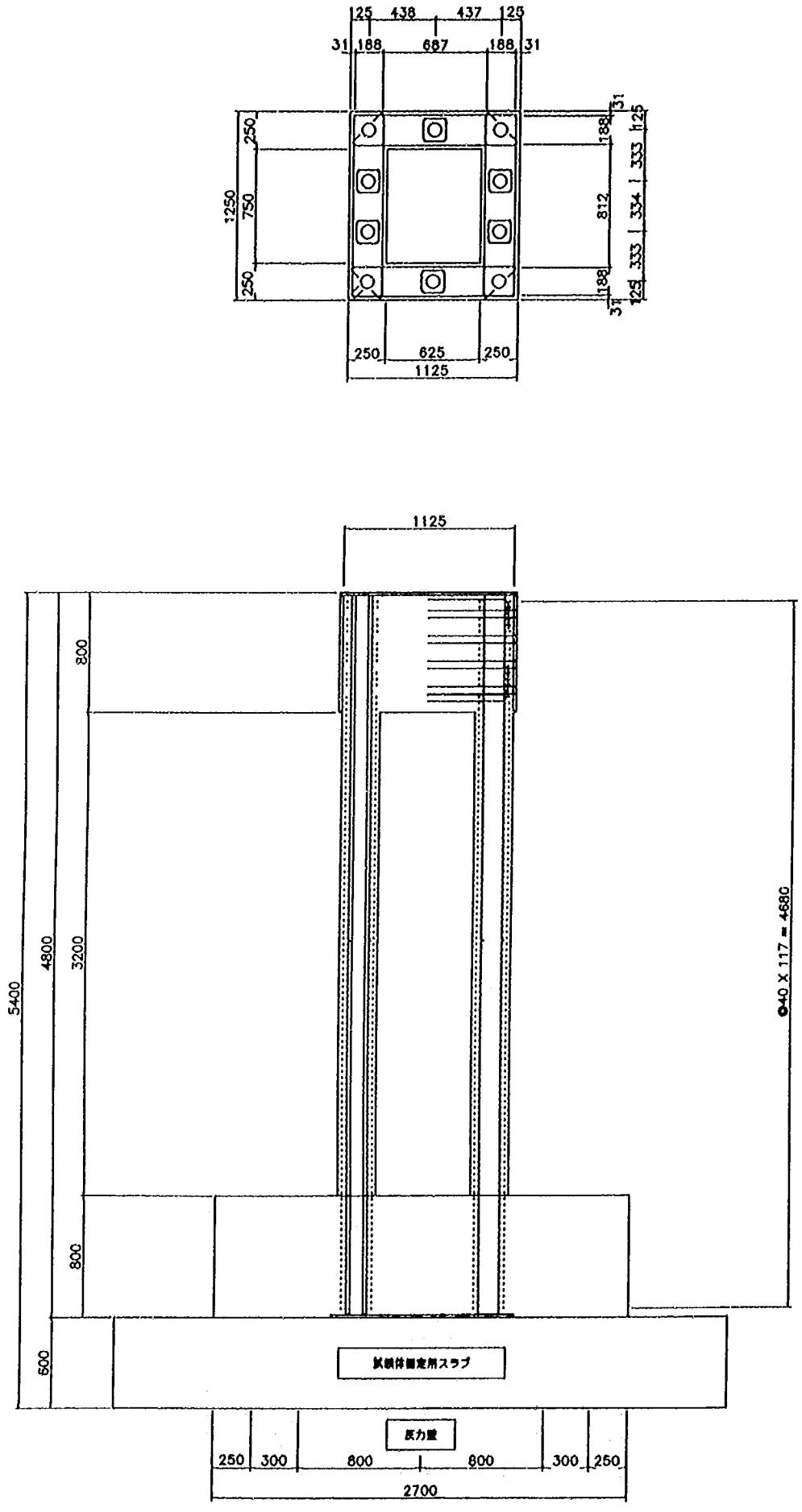
No. １試験体の主鉄筋量はモデル設定に用いた実橋脚と鉄筋比が同等となるようにした。No. ２、３試験体の全鋼材量（主鉄筋＋主鋼材）は、設計曲げ耐力がNo. １試験体と同等になる量とし、主鉄筋量は全鋼材量の約１０％とした。



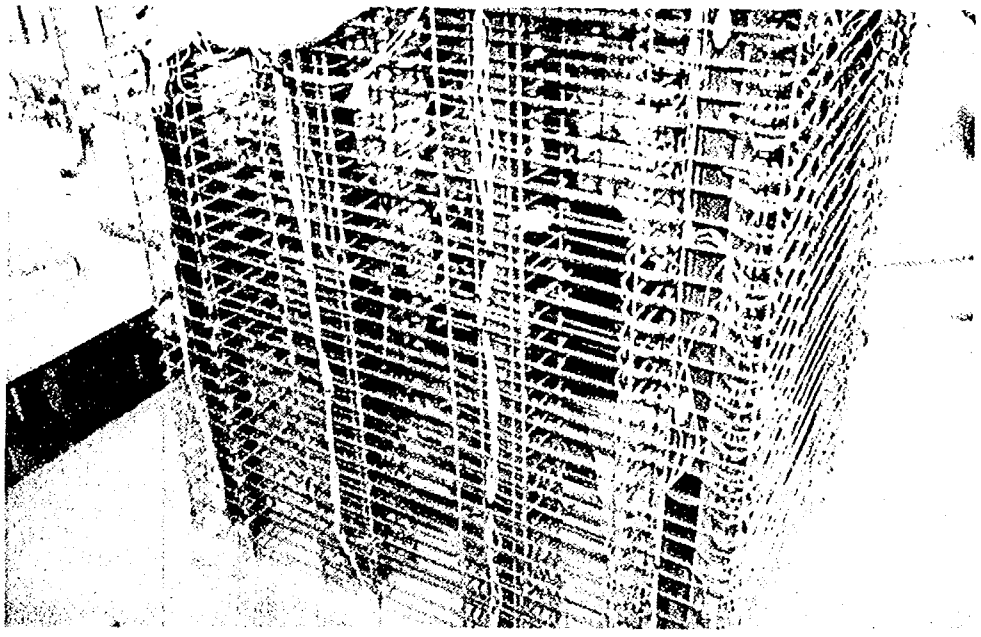
図－７．１　NO. 1　試験体（在来工法）



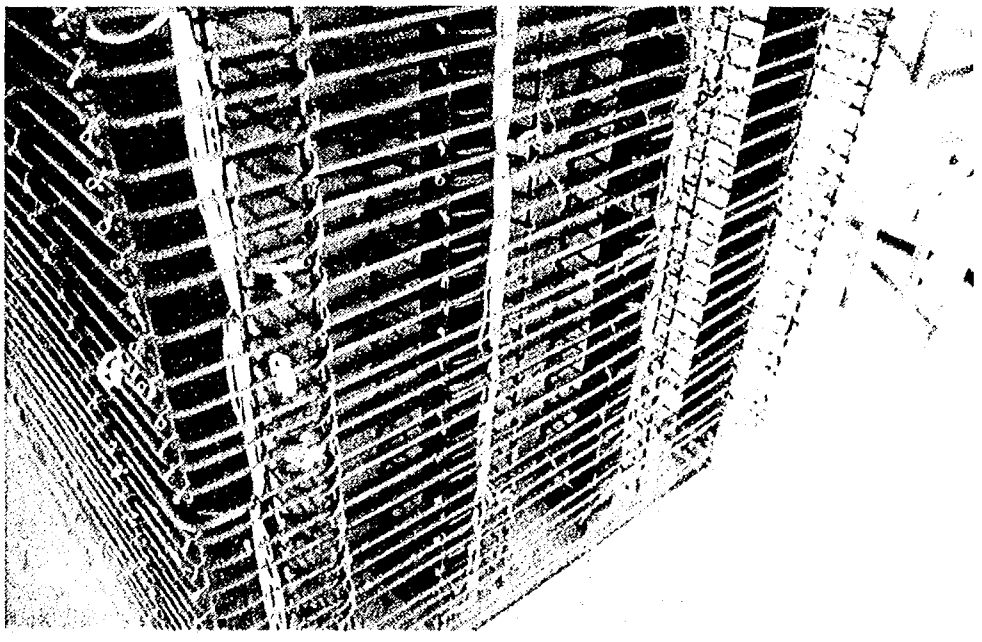
図－７．２　NO. ２ 試験体（３H工法、H形鋼タイプ）



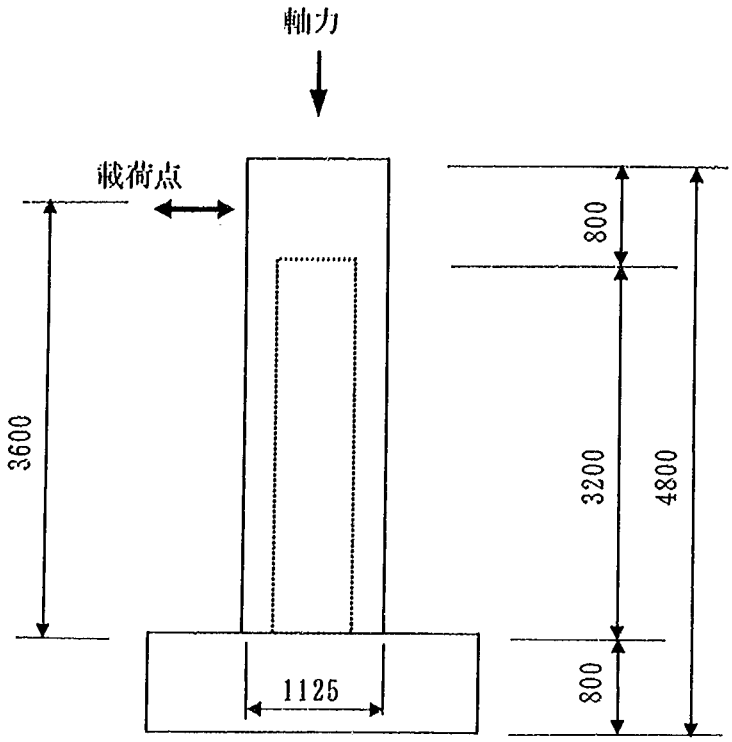
図－７．３　NO. 3 試験体（３H工法、鋼管タイプ）



写真－７．１　組立状況（NO. ２試験体）



写真－７．２　組立状況（NO. ３試験体）



図－７．４　載荷位置

7．3　材料試験結果

各試験体の使用材料および材料試験結果の一覧を表－7．1に示す。

表－7．1　各試験体の使用材料および材料試験結果一覧

試験体	主鉄筋	主鋼材	せん断補強筋	中間帯鉄筋
No. 1 在来工法	D10　SD295A 降伏応力度 3,825kgf/cm²	——	D6、SD295A @40mm 降伏応力度 3,350kgf/cm²*	D6、SD295A、@40mm 降伏応力度 3,350kgf/cm²*
No. 2 3H工法 H形鋼タイプ	D6　SD345 降伏応力度 3,626kgf/cm²	H-66×66×6×6mm SS400 降伏応力度 3,329kgf/cm²		ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋　公称径5.1 SBPD1275/1420、 形状150×150mm、 @40mm 降伏応力度 14,690kgf/cm²
No. 3 3H工法 鋼管タイプ		外径89.1、肉厚4.2mm STK400 降伏応力度 4,593kgf/cm²		
コンクリート圧縮強度		No. 1：282、No. 2：284、No. 3：305　kgf/cm²		

＊：降伏強度は、0.2%耐力より求めた

７．４　試験体耐力

各試験体の耐力を「道路橋示方書・同解説　Ⅴ　耐震設計編　平成８年12月」に示される方法を用い下記条件の下で算定した。算定結果を表－７．２～７．４ に示す。なお、交番載荷実験が３回の繰返し載荷であることから耐力はタイプⅡのものを求めた。

・各材料の物性値は７．３に示した材料試験値を使用した。

・３H工法のH形鋼タイプ・鋼管タイプでは、H形鋼・鋼管をその図心位置に等価な断面積を有する鋼材とした。

・３H工法のH形鋼タイプ・鋼管タイプでは、拘束効果を考慮したコンクリートの応力度－ひずみ曲線は、隅角部のせん断補強筋で囲まれた部分より算定した。したがって、在来工法と３H工法で、コンクリートの応力度－ひずみ曲線は同一のものを用いたことになる。

表－７．２　水平耐力（tf）地震動タイプⅡ

試　験　体	初降伏	降　伏	終　局
No. 1（在来工法）	55.90	74.50	74.50
No. 2（３H工法:H形鋼タイプ）	57.24	73.56	73.56
No. 3（３H工法:鋼管タイプ）	70.50	87.20	87.20

表－７．３　載荷点水平変位（mm）地震動タイプⅡ

試　験　体	初降伏	降　伏	終　局
No. 1（在来工法）	8.9	11.9	133.1
No. 2（３H工法:H形鋼タイプ）	7.7	9.9	164.8
No. 3（３H工法:鋼管タイプ）	10.8	13.4	163.3

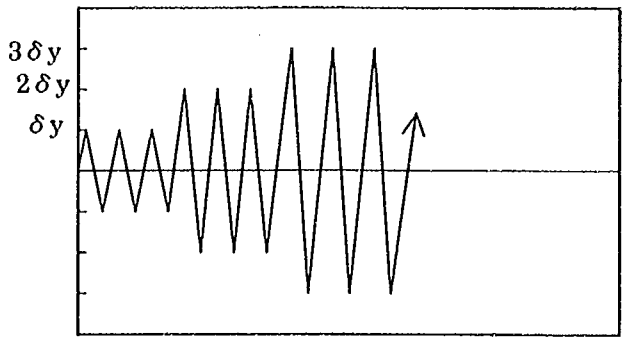
表－７．４　せん断耐力（tf）地震動タイプⅡ

	ｺﾝｸﾘｰﾄ分	鉄筋分	合計
全試験体	12.7	101.5	114.2

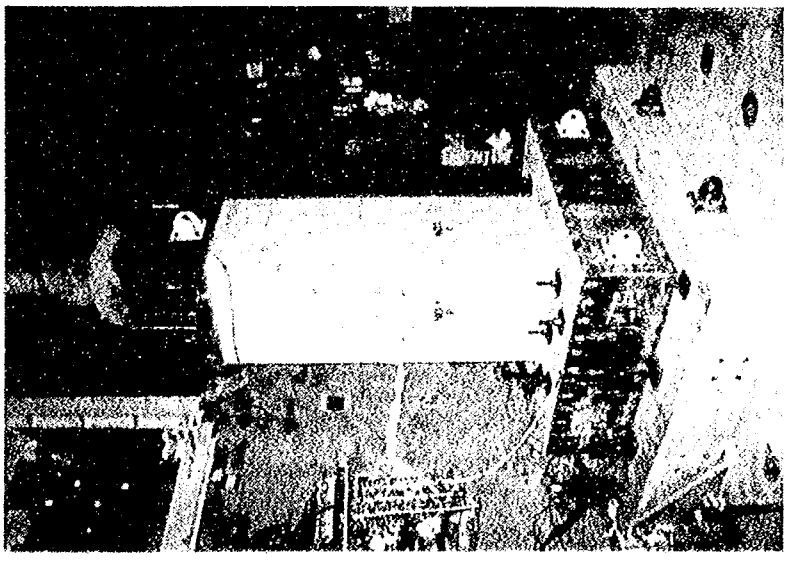
７．５　載荷方法

載荷方法は、中空部断面に上部工死荷重相当の　１２kgf/cm²の軸応力を作用させた正負交番載荷とした。

柱基部において NO. １試験体は主鉄筋、No. ２、No. ３試験体ではそれぞれH形鋼、鋼管が降伏するときの載荷点変位δ₀を測定し、その後変位制御で　δ₀の整数倍サイクルで各δ₀３ループずつ繰り返し、降伏荷重を下回るまで載荷した。載荷パターン図を図－７．５に示す。また、載荷状況を写真－７．３に示す。



図－７．５　載荷パターン



写真－７．３　載荷状況

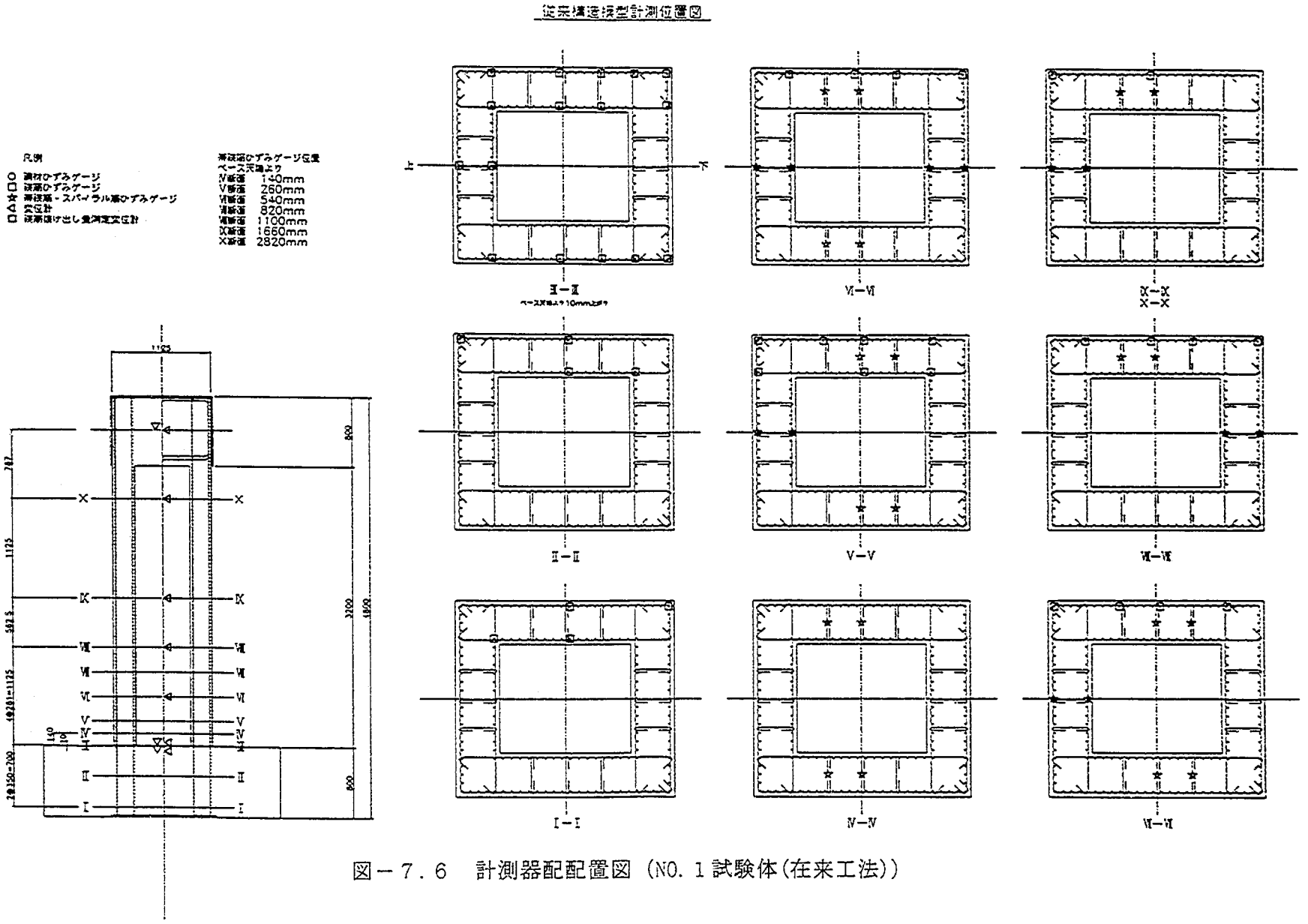
７．６　計測方法

計測項目を表－７．５に示す。

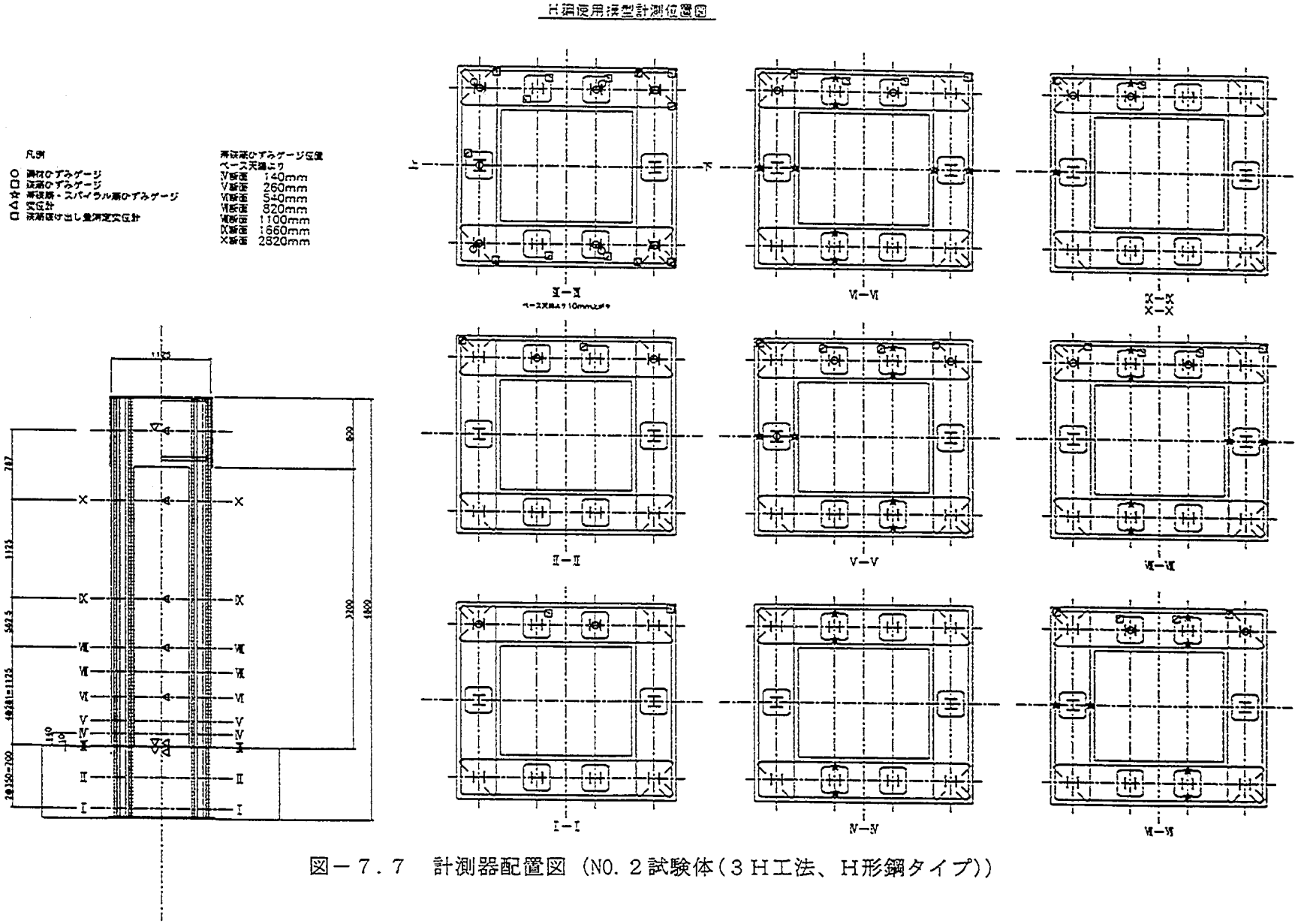
表－７．５　計測項目

試験体	計　測　項　目
Ｎｏ．１	①荷重 ②変位 ③ひずみ（主鉄筋、帯鉄筋、中間帯鉄筋） ④主鉄筋の抜け出し量
Ｎｏ．２	①荷重 ②変位 ③ひずみ（主鉄筋、主鋼材、帯鉄筋、スパイラル筋） ④主鉄筋および主鋼材の抜け出し量
Ｎｏ．３	①荷重 ②変位 ③ひずみ（主鉄筋、主鋼材、帯鉄筋、スパイラル筋） ④主鉄筋および主鋼材の抜け出し量

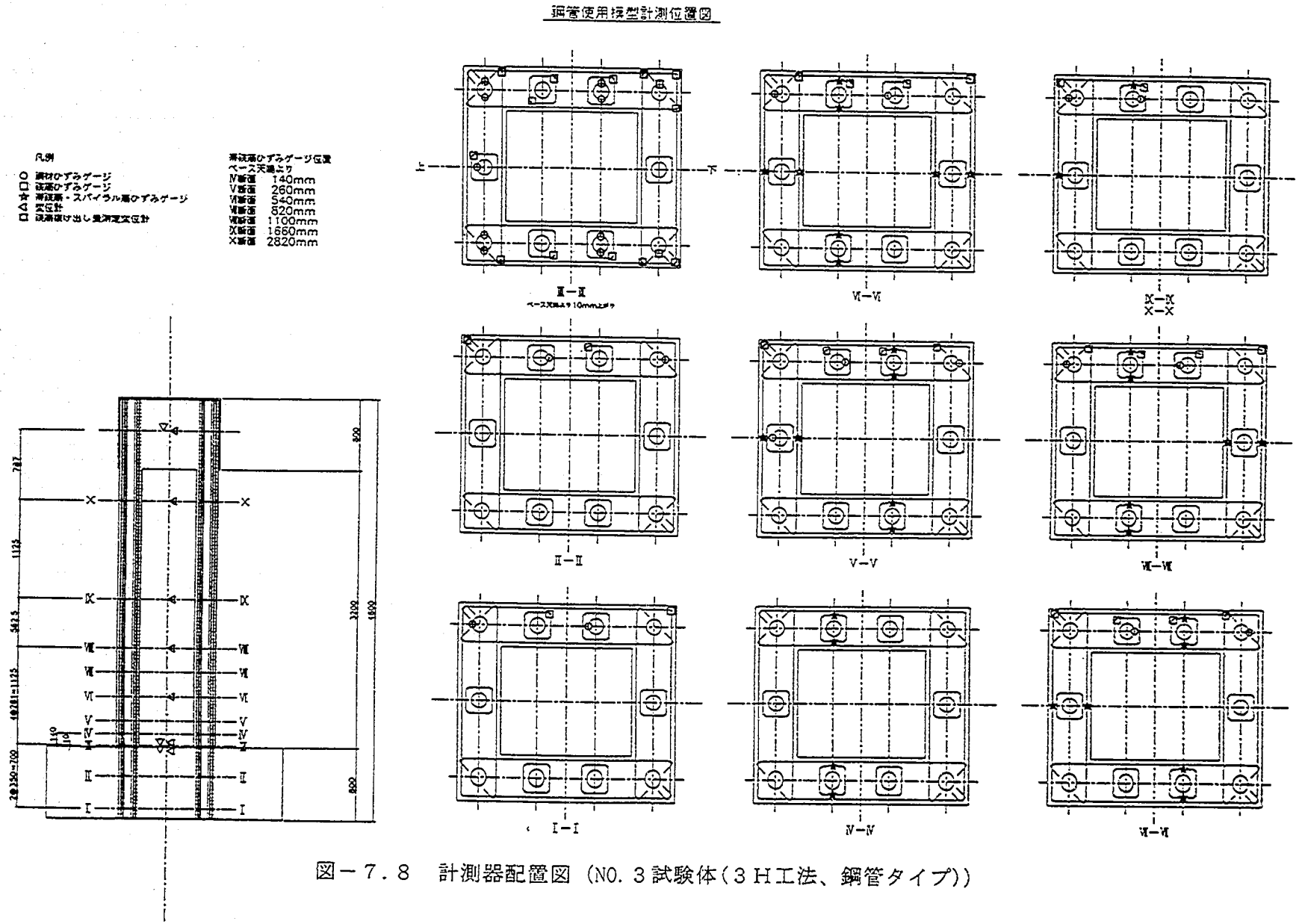
計測器配置図を図－７．６～７．８に示す。計測器のチャンネル番号を表－７．６～７．１０に示す。



図－７．６　計測器配配置図（NO．１試験体(在来工法)）



図－７．７　計測器配置図（NO.２試験体（３Ｈ工法、Ｈ形鋼タイプ））

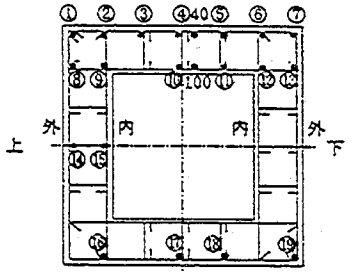


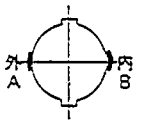
図－７．８　計測器配置図（NO．３試験体（３Ｈ工法、鋼管タイプ））

表－７．６　計測器チャンネル番号（NO．１試験体(在来工法)）

従来構造模型

主鉄筋Ｄ１０(裏表2枚)　ひずみゲージ取付け位置図





KFG-2N-120-C1-11L5M3R

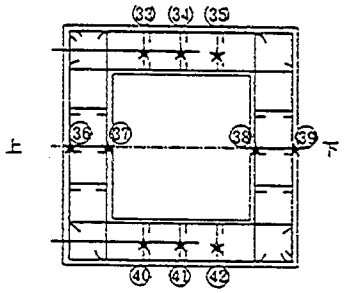
G.F=2.09

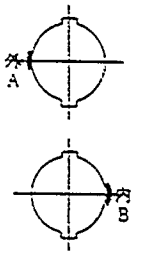
	天
X	3620mm
IX	2460mm
VIII	1900mm
VII	1620mm
VI	1340mm
V	1060mm
IV	940mm
III	810mm
II	450mm
I	100mm
0	0地

位置・距離	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
① A／B	5-A/B	4-A/B	—	3-A/B	—	2-A/B	—	—	1-A/B	—
② A／B	—	—	8-A/B	—	7-A/B	—	—	6-A/B	—	—
③ A／B	—	—	—	10-A/B	—	9-A/B	—	—	—	—
④ A／B	19-A/B	18-A/B	17-A/B	—	15-A/B	—	—	13-A/B	—	—
40 A／B	—	—	—	16-A/B	—	14-A/B	—	—	12-A/B	11-A/B
⑤ A／B	—	—	22-A/B	—	21-A/B	—	—	20-A/B	—	—
⑥ A／B	—	—	—	24-A/B	—	23-A/B	—	—	—	—
⑦ A／B	—	—	28-A/B	—	27-A/B	—	—	26-A/B	—	25-A/B
⑧ A／B	—	—	—	—	—	29-A/B	—	—	—	—
⑨ A／B	—	—	—	—	—	—	—	31-A/B	—	30-A/B
⑩ A／B	—	—	—	—	—	35-A/B	—	—	33-A/B	32-A/B
100 A／B	—	—	—	—	—	—	—	34-A/B	—	—
⑪ A／B	—	—	—	—	—	—	—	36-A/B	—	—
⑫ A／B	—	—	—	—	—	38-A/B	—	—	37-A/B	—
⑬ A／B	—	—	—	—	—	—	—	39-A/B	—	—
⑭ A／B	—	—	—	—	—	—	—	40-A/B	—	—
⑮ A／B	—	—	—	—	—	—	—	41-A/B	—	—
⑯ A／B	—	—	—	—	—	—	—	42-A/B	—	—
⑰ A／B	—	—	—	—	—	—	—	43-A/B	—	—
⑱ A／B	—	—	—	—	—	—	—	44-A/B	—	—
⑲ A／B	—	—	—	—	—	—	—	45-A/B	—	—
合　計	2	2	4	4	4	7	0	14	4	4
										45

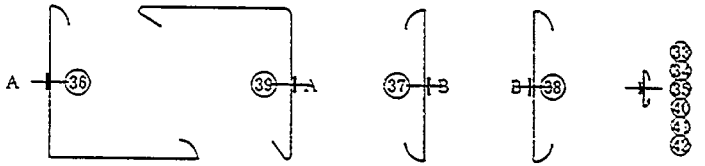
従来構造模型

帯鉄筋　　ひずみゲージ取付け位置図





	天
X	3620mm
IX	2460mm
VIII	1900mm
VII	1620mm
VI	1340mm
V	1060mm
IV	940mm
III	810mm
II	450mm
I	100mm
0	0地



KFG-2N-120-C1-11L5M3R

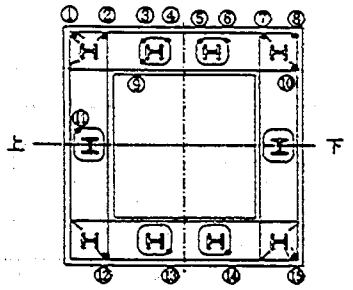
G.F=2.09

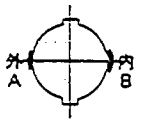
帯筋	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV			
36 ㄴ	36X	36IX	—	36VII	36VI	36V	—	—	—	5
39 ㄱ	—	—	VIII	—	VI	—	—	—	—	2
37 ｝	37X	37IX	—	37VII	37VI	37V	—	—	—	5
38 ［	—	—	38VIII	—	38VI		—	—	—	2
33 ㄷ	33X	33IX	33VIII	—	33VI	—	33IV	—	—	5
34 ㄷ	34X	34IX	34VIII	34VII	34VI	34V	34IV	—	—	7
35 ㄷ	—	—	—	35VII	—	35V	—	—	—	2
40 ㄷ	—	—	—	—	40VI	—	40IV	—	—	2
41 ㄷ	—	—	—	41VII	41VI	41V	41IV	—	—	4
42 ㄷ	—	—	—	42VII	—	42V	—	—	—	2
	4	4	4	6	8	6	4	—	—	36

表－７．７　計測器ﾁｬﾝﾈﾙ番号（NO．２試験体（３Ｈ工法、Ｈ形鋼タイプ））

Ｈ鋼使用模型

主鉄筋Ｄ６（裏表2枚）　ひずみゲージ取付け位置図





KFG-2N-120-C1-11L5M3R

G.F=2.09

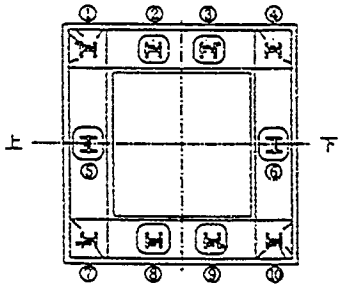
X	3620mm
IX	2460mm
VIII	1900mm
VII	1620mm
VI	1340mm
V	1060mm
IV	940mm
III	810mm
II	450mm
I	100mm
0	(19)0地

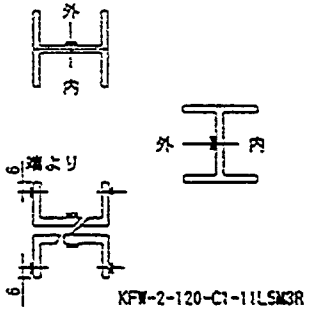
位置・距離	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
①A／B	5-A/B	4-A/B	—	3-A/B	—	2-A/B	—	—	1-A/B	—
②A／B	—	—	8-A/B	—	7-A/B	—	—	6-A/B	—	—
③A／B	—	—	—	10-A/B	—	9-A/B	—	—	—	—
④A／B	16-A/B	15-A/B	14-A/B	—	13-A/B	—	—	12-A/B	—	11-A/B
⑤A／B	—	—	—	19-A/B	—	18-A/B	—	—	17-A/B	—
⑥A／B	—	—	22-A/B	—	21-A/B	—	—	20-A/B	—	—
⑦A／B	—	—	—	24-A/B	—	23-A/B	—	—	—	—
⑧A／B	—	—	28-A/B	—	27-A/B	—	—	26-A/B	—	25-A/B
⑨A／B	—	—	—	—	—	—	—	29-A/B	—	—
⑩A／B	—	—	—	—	—	—	—	30-A/B	—	—
⑪A／B	—	—	—	—	—	—	—	31-A/B	—	—
⑫A／B	—	—	—	—	—	—	—	32-A/B	—	—
⑬A／B	—	—	—	—	—	—	—	33-A/B	—	—
⑭A／B	—	—	—	—	—	—	—	34-A/B	—	—
⑮A／B	—	—	—	—	—	—	—	35-A/B	—	—
合　計	2	2	4	4	4	4	0	11	2	2

35

Ｈ鋼使用模型

Ｈ鋼　　ひずみゲージ取付け位置図





KFW-2-120-C1-11L5M3R

G.F=2.08

X	3501
IX	2441
VIII	1881
VII	1601
VI	1321
V	1041
IV	921
III	791
II	431
I	81
0	(19)

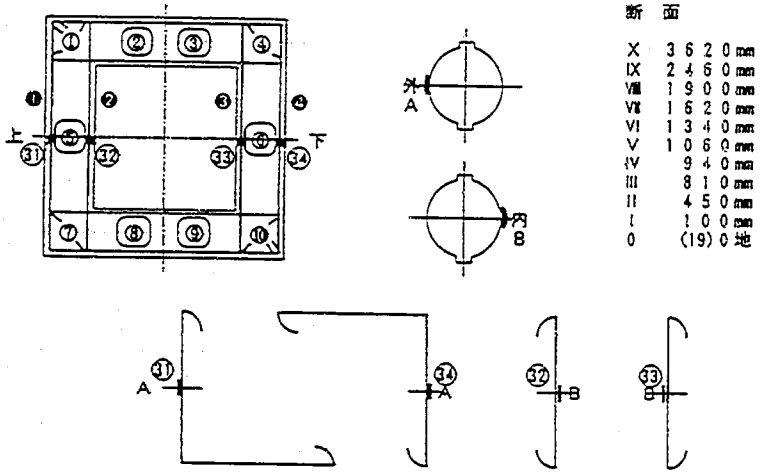
位置・距離		X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
①	W	H7	H6	H5	—	H4	—	—	H2	—	H1
	右F	—	—	—	—	—	—	—	H3	—	—
②	W	H12	H11	—	H10	—	H9	—	—	H8	—
③	W	—	—	H17	—	H16	—	—	H14	—	H13
	右下F	—	—	—	—	—	—	—	H15	—	—
④	W	—	—	—	H20	—	H19	—	—	H18	—
⑤	W	—	—	—	—	—	H22	—	H21	—	—
⑥	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
⑦	W	—	—	—	—	—	—	—	H23	—	—
	左上F	—	—	—	—	—	—	—	H24	—	—
⑧	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
⑨	右	—	—	—	—	—	—	—	H25	—	—
	左	—	—	—	—	—	—	—	H26	—	—
⑩	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		2	2	2	2	2	3	0	9	2	2

26

表－７．８　計測器ﾁｬﾝﾈﾙ番号（NO．２試験体（３Ｈ工法、Ｈ形鋼タイプ））

Ｈ鋼使用模型

帯鉄筋　　ひずみゲージ取付け位置図



断　面

X	3620	mm
IX	2460	mm
Ⅷ	1900	mm
Ⅶ	1620	mm
Ⅵ	1340	mm
Ⅴ	1060	mm
Ⅳ	940	mm
Ⅲ	810	mm
Ⅱ	450	mm
Ⅰ	100	mm
0	(19)	0地

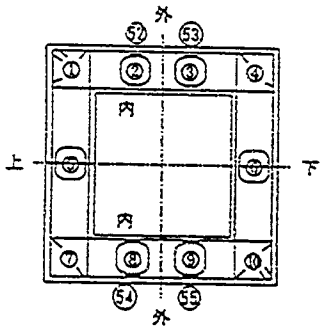
KFG-2N-120-C1-11L5M3R

G.F=2.09

帯鉄筋	X	IX	Ⅷ	Ⅶ	Ⅵ	Ⅴ	Ⅳ			
31 ㄴ	31X	31IX	—	31Ⅶ	31Ⅵ	31Ⅴ	—	—	—	5
34 ㄱ	—	—	34Ⅷ	—	34Ⅵ	—	—	—	—	2
32 Ⅰ	—	—	—	32Ⅶ	32Ⅶ	32Ⅴ	—	—	—	3
33 ㄷ	—	—	33Ⅷ	—	33Ⅵ	—	—	—	—	2
	1	1	2	2	4	2	—	—	—	12

Ｈ鋼使用模型

スパイラル筋　ひずみゲージ取付け位置図



2820(2800)		X	3601	mm
1660(1640)		IX	2441	mm
1100(1080)		Ⅷ	1881	mm
820 (800)		Ⅶ	1601	mm
540 (520)		Ⅵ	1321	mm
260 (240)		Ⅴ	1041	mm
140 (120)		Ⅳ	921	mm
—	—	Ⅲ	—	mm
—	—	Ⅱ	—	mm
—	—	Ⅰ	—	mm
—	—	0	(19)	

KFG-2N-120-C1-11L5M3R

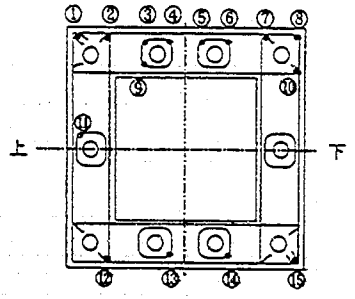
G.F=2.09

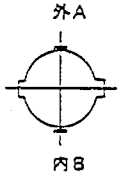
スパイラル筋											
位置・距離		X	IX	Ⅷ	Ⅶ	Ⅵ	Ⅴ	Ⅳ			
52 ②	外	52A-5	52A-4	52A-3	—	52A-2	—	52A-1	—	—	5
	内	—	—	52B-8	—	52B-7	—	52B-6	—	—	3
53 ③	外	—	—	—	53A-10	—	53A-9	—	—	—	2
	内	—	—	—	53B-12	—	53B-11	—	—	—	2
54 ④	外	—	—	54A-15	—	54A-14	—	54A-13	—	—	3
	内	—	—	54B-18	—	54B-17	—	54B-16	—	—	3
55 ⑤	外	—	—	—	55A-20	—	55A-19	—	—	—	2
	内	—	—	—	55B-22	—	55B-21	—	—	—	2
		1	1	4	4	4	4	4	0	0	22

表－７．９　計測器ﾁｬﾝﾈﾙ番号（NO．３試験体（３Ｈ工法、鋼管タイプ））

鋼管使用模型

主鉄筋Ｄ６（裏表２枚）　　ひずみゲージ取付け位置図





X	3620mm
IX	2460mm
VIII	1900mm
VII	1620mm
VI	1340mm
V	1060mm
IV	940mm
III	810mm
II	450mm
I	100mm
0	(19)0地

KFG-2N-120-C1-11L5M3R

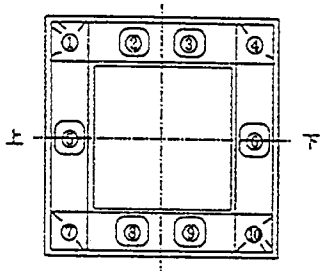
G.F=2.09

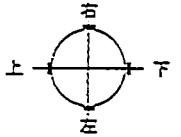
位置・距離	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
①A／B	5-A/B	4-A/B	—	3-A/B	—	2-A/B	—	—	1-A/B	—
②A／B	—	—	8-A/B	—	7-A/B	—	—	6-A/B	—	—
③A／B	—	—	—	10-A/B	—	9-A/B	—	—	—	—
④A／B	16-A/B	15-A/B	14-A/B	—	13-A/B	—	—	12-A/B	—	11-A/B
⑤A／B	—	—	—	19-A/B	—	18-A/B	—	—	17-A/B	—
⑥A／B	—	—	22-A/B	—	21-A/B	—	—	20-A/B	—	—
⑦A／B	—	—	—	24-A/B	—	23-A/B	—	—	—	—
⑧A／B	—	—	28-A/B	—	27-A/B	—	—	26-A/B	—	25-A/B
⑨A／B	—	—	—	—	—	—	—	29-A/B	—	—
⑩A／B	—	—	—	—	—	—	—	30-A/B	—	—
⑪A／B	—	—	—	—	—	—	—	31-A/B	—	—
⑫A／B	—	—	—	—	—	—	—	32-A/B	—	—
⑬A／B	—	—	—	—	—	—	—	33-A/B	—	—
⑭A／B	—	—	—	—	—	—	—	34-A/B	—	—
⑮A／B	—	—	—	—	—	—	—	35-A/B	—	—
合　計	2	2	4	4	4	4	0	11	2	2

35

鋼管使用模型

鋼　管　　ひずみゲージ取付け位置図





KFW-2-120-C1-11L5M3R

G.F=2.08

X	3620mm
IX	2460mm
VIII	1900mm
VII	1620mm
VI	1340mm
V	1060mm
IV	940mm
III	810mm
II	450mm
I	100mm
0	(19)0地

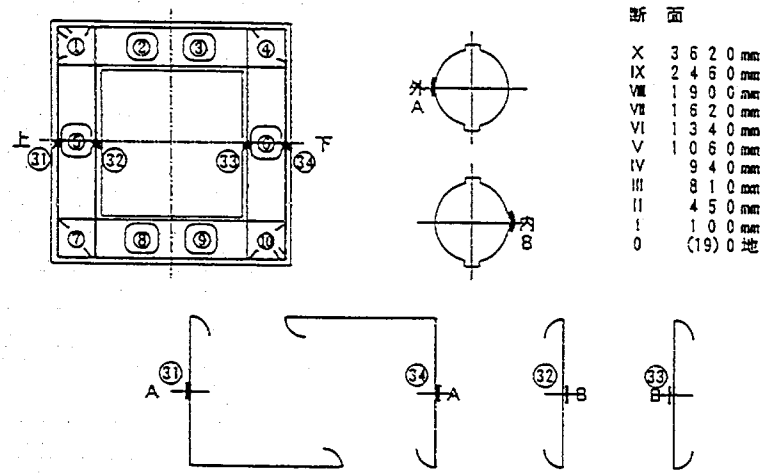
		鋼管									
位置・距離		X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II	I
①	上	K5	K4	K3	—	K2	—	—	—	—	K1
	右	—	—	—	—	—	—	—	K6	—	—
	左	—	—	—	—	—	—	—	K7	—	—
②	下	K12	K11	—	K10	—	K9	—	—	K8	—
③	上	—	—	K15	—	K14	—	—	—	—	K13
	右	—	—	—	—	—	—	—	K16	—	—
	左	—	—	—	—	—	—	—	K17	—	—
④	下	—	—	—	K20	—	K19	—	—	K18	—
⑤	上	—	—	—	—	—	K22	—	K21	—	—
⑥	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
⑦	右	—	—	—	—	—	—	—	K23	—	—
	左	—	—	—	—	—	—	—	K24	—	—
⑧	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
⑨	右	—	—	—	—	—	—	—	K25	—	—
	左	—	—	—	—	—	—	—	K26	—	—
		2	2	2	2	2	3	0	9	2	2

26

表－７．１０　計測器ﾁｬﾝﾈﾙ番号（NO.３試験体（３Ｈ工法、鋼管タイプ））

鋼管使用模型

帯鉄筋　　ひずみゲージ取付け位置図



断面		
X	3620	mm
IX	2460	mm
VIII	1900	mm
VII	1620	mm
VI	1340	mm
V	1060	mm
IV	940	mm
III	810	mm
II	450	mm
I	100	mm
0	(19) 0	地

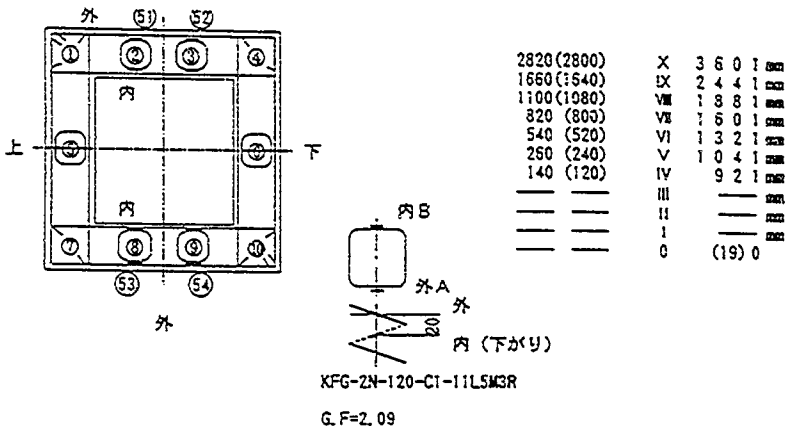
KFG-2N-120-C1-11L5M3R

G.F=2.09

帯鉄筋	X	IX	VIII	VII	VI	V	IV			
31 ㄴ	31X	31IX	—	31VII	31VI	31V	—	—	—	5
34 ㄱ	—	—	34VIII	—	34VI	—	—	—	—	2
32 ｜	—	—	—	32VII	32VI	32V	—	—	—	3
33 ㄷ	—	—	33VIII	—	33VI	—	—	—	—	2
	1	1	2	2	4	2	—	—	—	12

鋼管使用模型

スパイラル筋　　ひずみゲージ取付け位置図



KFG-2N-120-C1-11L5M3R

G.F=2.09

位置・距離		スパイラル筋 X	IX	VIII	VII	VI	V	IV			
51 ②	外	51A-5	51A-4	51A-3	—	51A-2	—	51A-1	—	—	5
	内	—	—	51B-8	—	51B-7	—	51B-6	—	—	3
52 ③	外	—	—	—	52A-10	—	52A-9	—	—	—	2
	内	—	—	—	52B-12	—	52B-11	—	—	—	2
53 ⑧	外	—	—	53A-15	—	53A-14	—	53A-13	—	—	3
	内	—	—	53B-16	—	53B-17	—	53B-16	—	—	3
54 ⑨	外	—	—	—	54A-20	—	54A-19	—	—	—	2
	内	—	—	—	54B-22	—	54B-21	—	—	—	2
		1	1	4	4	4	4	4	0	0	22

７．７　耐力および変形性能

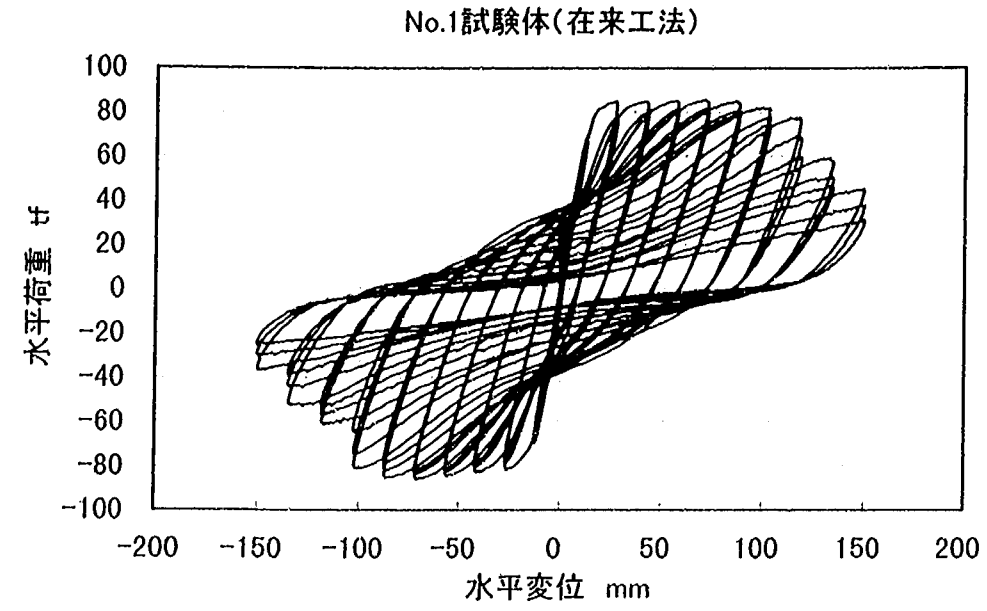
実験結果の一覧表を表－７．１１に、荷重－変位曲線を図－７．９に示す。降伏荷重の実験値は引張り側の壁厚中心位置の鋼材が降伏ひずみを上回る荷重として求め、その時の変位を降伏変位δyとした。終局変位δuは荷重－変位曲線の包絡線の下降域において降伏荷重実験値を下回る時点の変位量である。

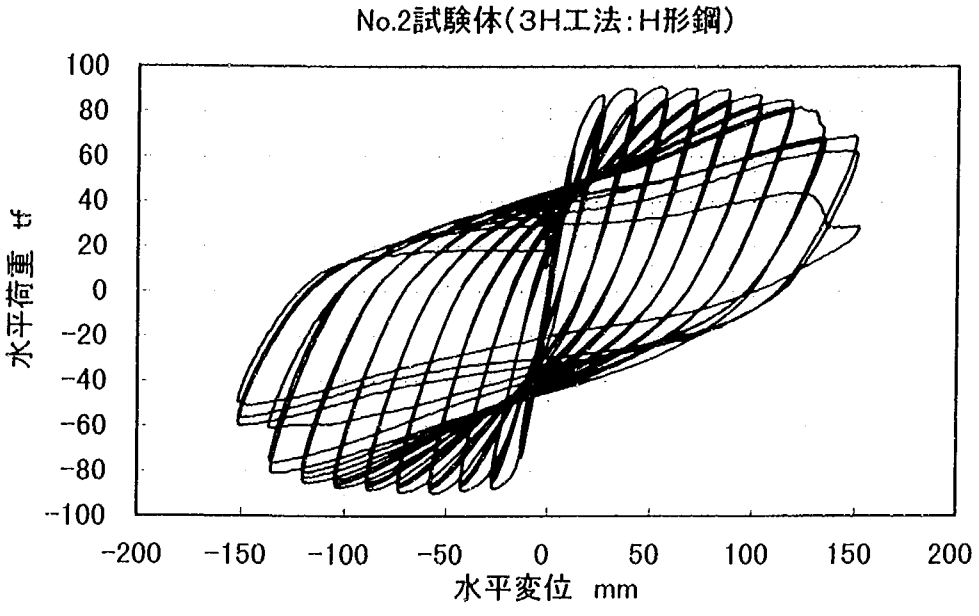
最大荷重実験値はいずれの試験体も計算値を上回っている。特にNo. ２試験体（３H工法：H形鋼タイプ）では大きく上回り、荷重変位曲線も紡錘形で吸収エネルギー量が大きく、じん性率も９．６とNo. １試験体（在来工法）を上回っている。No. ３試験体（３H工法：鋼管タイプ）は降伏ひずみが大きいこともあって、設定した載荷サイクル変位（23mm：δ。で示す）が大きくサイクル数が小さくなっているが、No. １試験体（在来工法）を上回る終局変位を得ており、No. １試験体と同等な変形性能を有しているといえる。

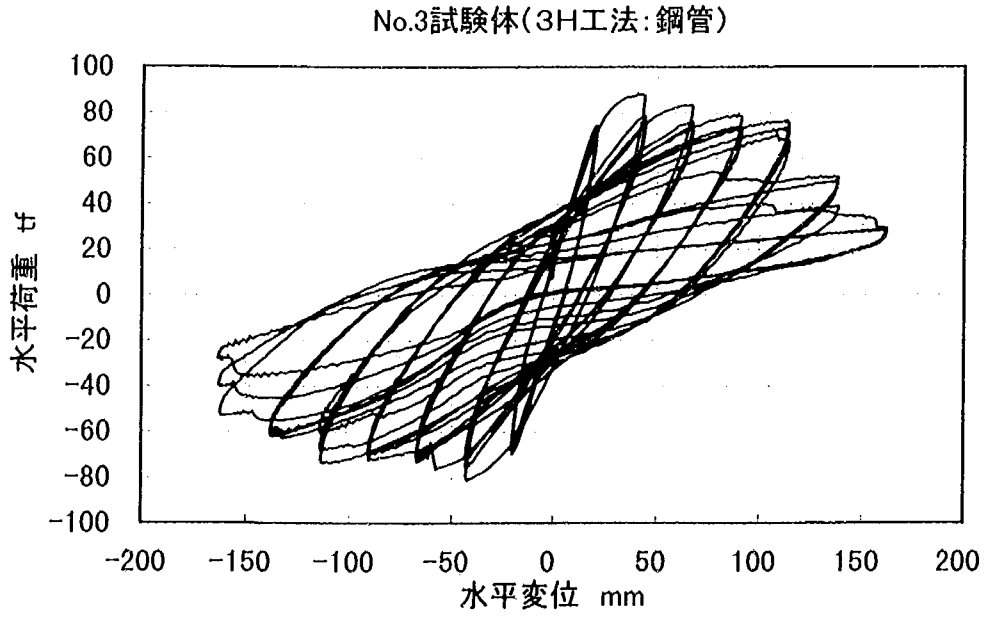
表－７．１１　実験結果一覧表

試験体	降伏荷重Py(tf)		最大荷重Pu(tf)			降伏変位	終局変位	じん性率	変形角
	実験値	計算値*	実験値	計算値*	実験値/計算値	実験値 δy (mm)	実験値 δu (mm)	δu/δy	(ラジアン) ×10^{-2}
No. 1	77.4	55.9	85.4	74.5	1.15	15.0	114.1	7.6	3.17
No. 2	73.3	57.2	90.7	73.6	1.23	14.7	140.7	9.6	3.91
No. 3	72.4	70.5	88.0	87.2	1.01	19.6	116.6	5.9	3.24

＊：道示に基づく初降伏計算値および終局耐力計算値


No.1試験体(在来工法)
水平荷重 tf
100
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
-200
-150
-100
-50
0
50
100
150
200
水平変位 mm


No.2試験体(3H工法:H形鋼)
水平荷重 tf
100
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
-200
-150
-100
-50
0
50
100
150
200
水平変位 mm


No.3試験体(3H工法:鋼管)
水平荷重 tf
100
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
-200
-150
-100
-50
0
50
100
150
200
水平変位 mm

図－７．９　荷重－変位曲線

７．８　破壊性状

各試験体の破壊性状を写真－７．４に示す。

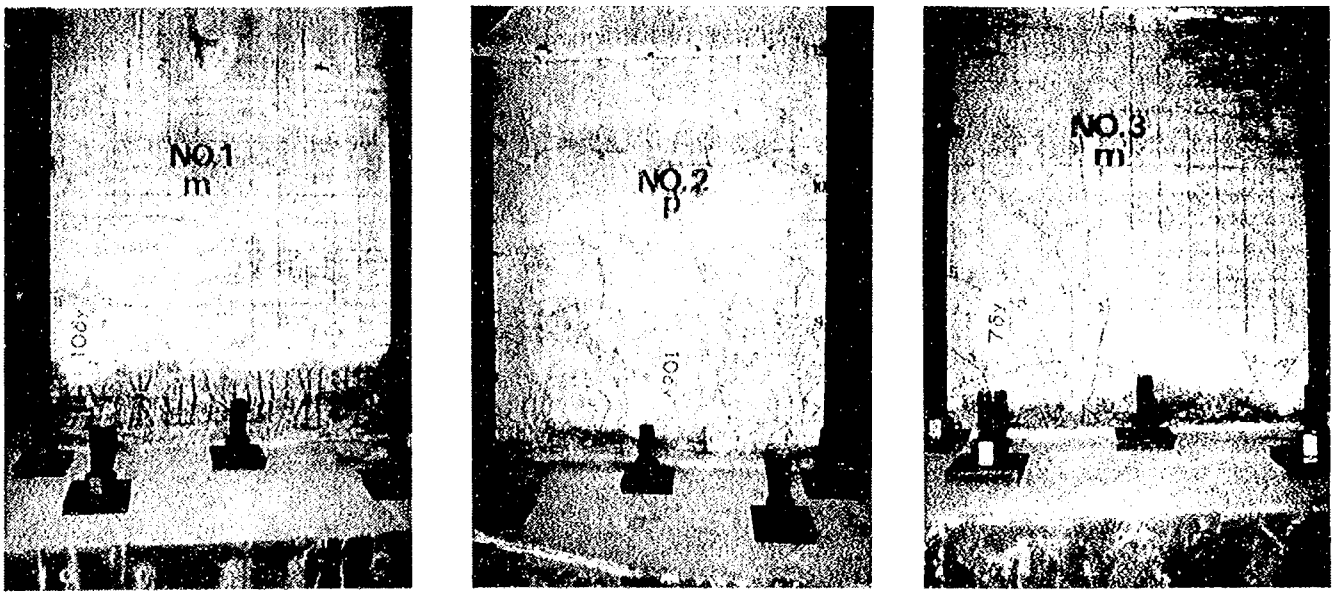
No. １試験体では、柱基部から３０～４０cm（壁厚の1.2～1.6）の領域で４δyからコンクリートの剥離が生じ、７δyで主鉄筋の破断が生じ、８δyで耐力が低下した。

No. ２試験体では、柱基部から１５cm（壁厚の0.6）の領域で４δyから柱基部のコンクリート剥離が生じ、６δyで主鉄筋の破断が生じ、１０δyでH形鋼の座屈および破断が発生して耐力が低下した。

No. ３試験体では、柱基部から５cm（壁厚0.2）の領域で３δ₀（3.5δy）から柱基部のコンクリートが剥離し、５δ₀（5.9δy）以降に主鉄筋の破断および鋼管の破断が発生し、７δ₀（8.2δy）で鋼管の座屈および破断が進行した。

No. ２、３試験体とも最終的には、柱基部でスパイラル筋の破断がみられ、鋼材の座屈抑止にスパイラル筋の効果があったと考えられる。

載荷後の柱基部のはつり観察結果より、No. １試験体の載荷面（変位正側引張面をｐ面、変位負側引張面をｍ面と呼ぶ）の主鉄筋は全て破断していることが確認された。破断位置は柱基部から１５cmの高さであった。No. ２試験体の載荷面の主鉄筋も全て破断していた。H形鋼は載荷ｐ面で４本全て、ｍ面で１本破断しており、破断位置は柱基部から４cmの高さであった。No. ３試験体の載荷面の主鉄筋も全て破断していた。鋼管はｐ面で４本全て、ｍ面で３本破断していた。破断位置は柱基部付近であった。



No. １試験体　　No. ２試験体　　No. ３試験体

図－７．４　破壊状況

７．９　主鉄筋および主鋼材のひずみ分布

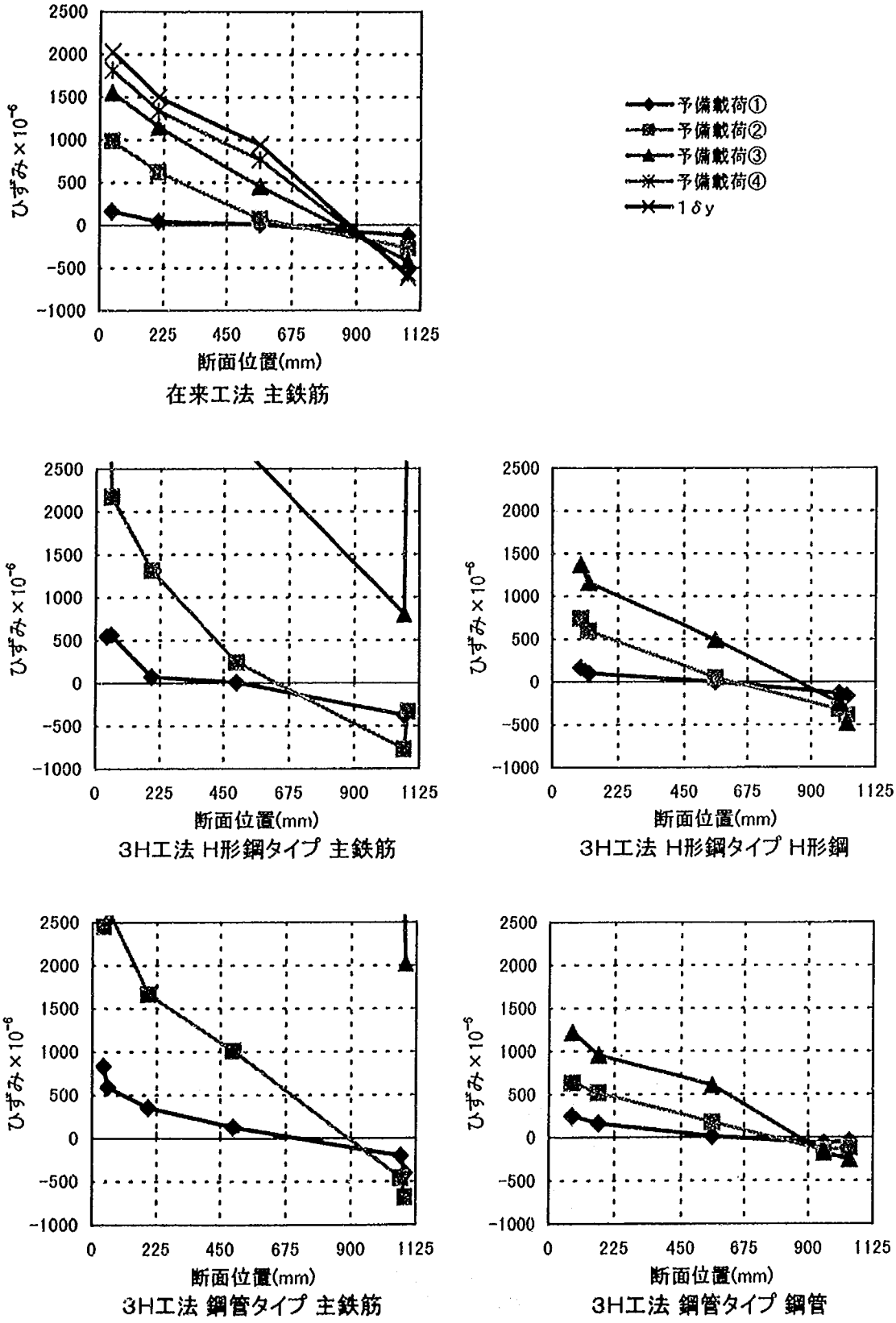
図－７．１０に主に予備載荷部分（断面降伏以前の載荷）における柱基部のひずみ分布を示す。
図より以下のことがわかる。

① 在来工法のひずみは平面を保持している。
② H形鋼タイプ、鋼管タイプともに、３H工法の主鉄筋のひずみは主鋼材のひずみより大きい。
③ H形鋼タイプ、鋼管タイプともに、３H工法の主鋼材のひずみは平面保持している。

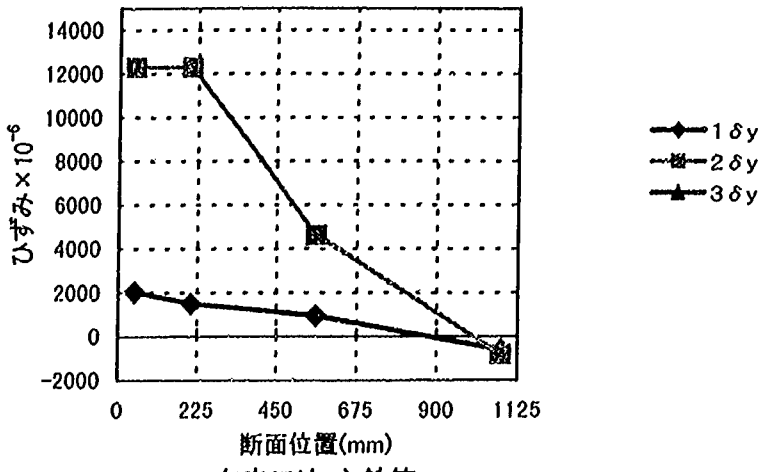
３H工法の主鉄筋のひずみが主鋼材のひずみより大きいのは、主鋼材の被り、主鋼材の付着力の不足等によりコンクリートのクラックが柱基部に集中し、この分のひずみを少ない主鉄筋量で分担したためと考える。

図－７．１１に主に１～３δy（δy：降伏変位）における柱基部のひずみ分布を示す。
図より以下のことがわかる。
・少なくとも１δy付近までのひずみは平面を保持している。

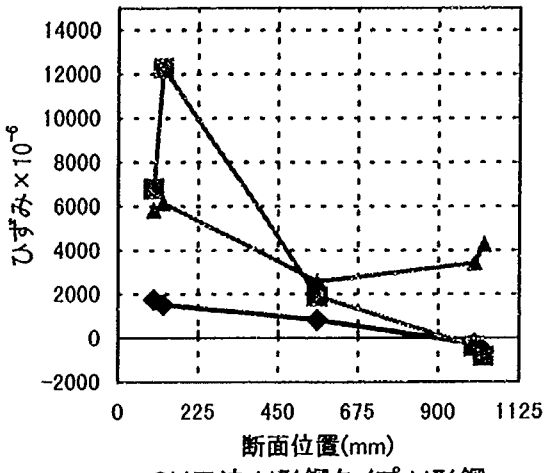
図－７．１２に高さ方向のひずみ分布を示す。図の縦軸はフーチング下端を０として示している。したがって、柱下端は800㎜の位置となる。なお、３H工法の主鋼材・主鉄筋のひずみはスパイラルカラム部分のものであり、在来工法の主鉄筋は最外縁中央のひずみである。
図より以下のことがわかる。
①在来工法の主鉄筋のひずみは３δyで柱下端より1,200㎜程度まで鉄筋の降伏ひずみをはるかに超える大きな値を示している。
②３H工法の主鋼材のひずみは３δyで鋼材の降伏ひずみをはるかに超えるのは柱下端部のみである。



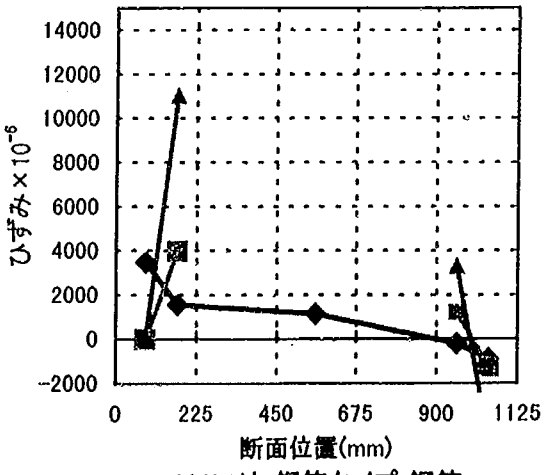
図－７．１０　柱基部ひずみ分布（主に予備載荷を表示）



在来工法 主鉄筋

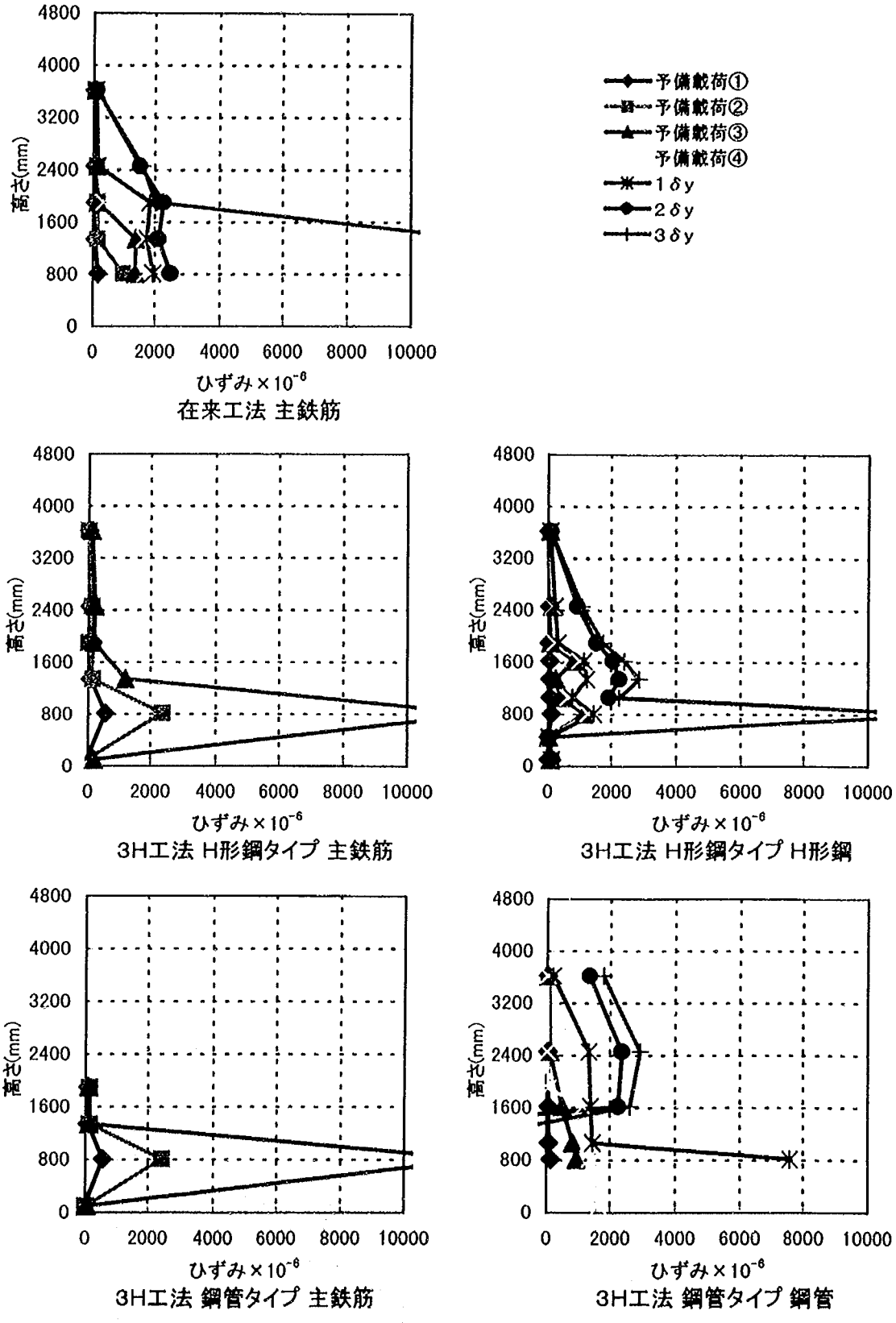


3H工法 H形鋼タイプ H形鋼



3H工法 鋼管タイプ 鋼管

図－７．１１　柱基部ひずみ分布（１δy～３δy）



図－７．１２　高さ方向ひずみ分布

７．１０　スパイラル筋のひずみ

スパイラル筋、H形鋼、鋼管の材料試験結果を次に示す。スパイラル筋は降伏ひずみが大きいため、主鉄筋、鋼材およびコンクリートの拘束効果を十分に発揮することができる。ここでは、スパイラル筋のひずみ測定結果から、降伏ひずみを示すまで有効に働いたかどうかを考察する。

表－７．１２　材料試験結果

材料	降伏応力度（kgf/cm2）	降伏ひずみ（$\times 10^{-6}$）
スパイラル筋	14,690	7,784
H形鋼	3,353	1,797
鋼管	4,593	2,393

（１）No. ２試験体（３H工法：H形鋼タイプ）

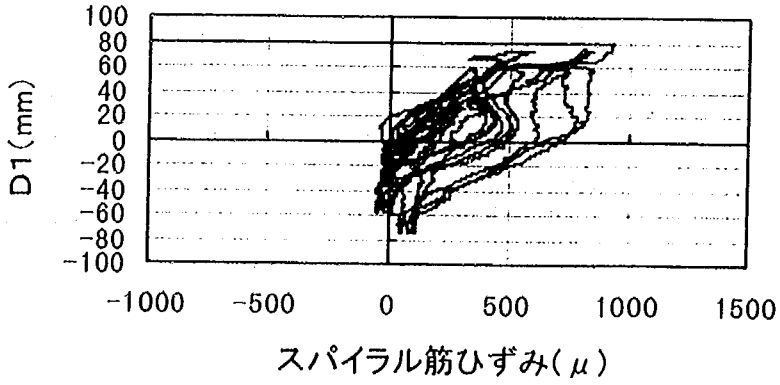
５～６δyでスパイラル筋Ⅳ断面（フーチング天端からの高さ140mm、ｐ側 52A-1、52B-6、ｍ側 54A-13, 54B-16）が降伏した。降伏は比較的小さいひずみから急に降伏する。降伏後も変形に応じてひずみデータは得られているので、スパイラル筋は有効に働いていると考えられる。

スパイラル筋降伏時にⅤ断面（フーチング天端からの高さ260mm）のH形鋼(H9)は４δyで降伏している。従って、H形鋼が先に降伏し、その後付近のスパイラル筋が降伏している。また、Ⅶ断面（フーチング天端からの高さ801mm）においても同様にH形鋼(H10)は６δyで降伏しているが、スパイラル筋は降伏していない。

表－７．１３　スパイラル筋の降伏状況（H形鋼試験体）

スパイラル筋ひずみ測定位置	降伏時の水平変位(mm)	スパイラル筋降伏時のH形鋼のひずみ（測定位置 H9）（$\times 10^{-6}$）	スパイラル筋の降伏サイクル
52A-1	78.59	12287.6	６δの１波目で降伏
52B-6	83.34	12287.6	６δの１波目で降伏
54A-13	-40.70	－	６δの2波目で降伏
54B-16	-62.90	－	５δの１波目で降伏

注）ｽﾊﾟｲﾗﾙはⅣ断面に着目。H形鋼は同断面に測点がないためⅤ断面に着目した。



図－７．１３　スパイラル筋ひずみ(52A-1 ６δ 1波目まで)

（2）No. 3試験体（3H工法：鋼管タイプ）

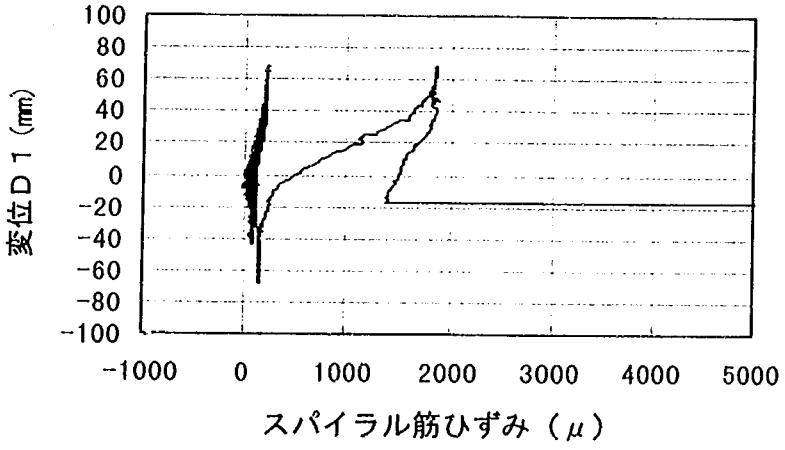
4～6δyでm側スパイラル筋Ⅳ断面（フーチングからの高さ140mm、53A-13、53B-13）が降伏した。同じⅣ断面でp側（51A-1、51B-6）は降伏せず、それより上部の断面も降伏していない。降伏後も変形に応じてひずみデータは得られているので、スパイラル筋は有効に働いていると考えられる。

スパイラル筋降伏より前にⅤ断面（フーチングからの高さ260mm）の鋼管（K9）は1δyで降伏している。従って、鋼管が先に降伏し、その後付近のスパイラル筋が降伏している。また、Ⅶ断面（フーチングからの高さ820mm）においても同様に鋼管（K10）は2δyで降伏しているが、スパイラル筋は降伏していない。

表－7．14　スパイラル筋の降伏状況（鋼管試験体）

スパイラル筋ひずみ測定位置	降伏時の水平変位(mm)	スパイラル筋降伏時の鋼管のひずみ（測定位置 K9）($\times 10^{-6}$)	スパイラル筋の降伏サイクル
51A-1	降伏せず	—	—
51B-6	降伏せず	—	—
53A-13	-28.64	-3513.38	6δの2波目で降伏
53B-16	-19.45	-1486.13	4δの2波目で降伏

注）ｽﾊﾟｲﾗﾙはⅣ断面に着目。鋼管は同断面に測点がないためⅤ断面に着目した。



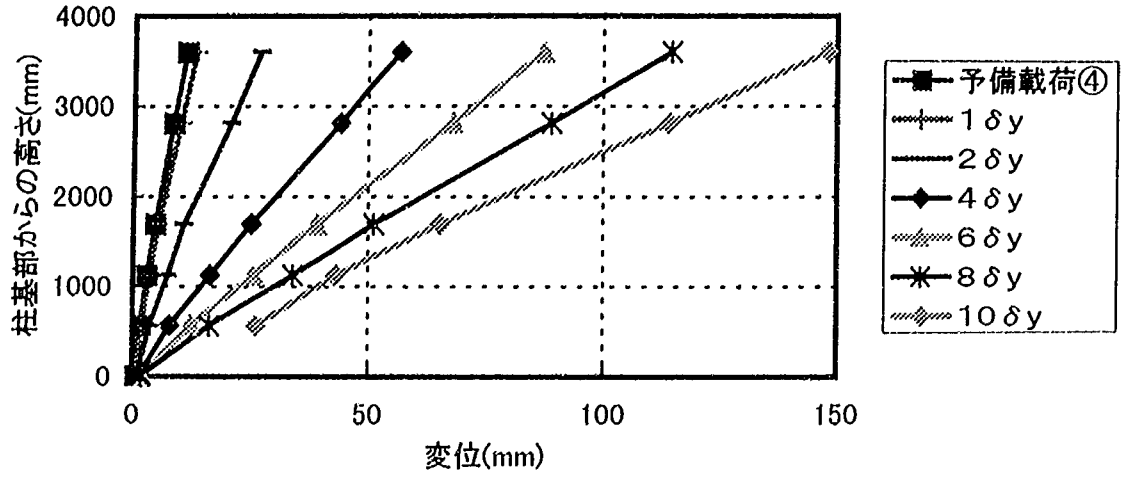
図－7．14　スパイラル筋ひずみ　(54B-16 5δ 1波目まで)

7．11　変位分布

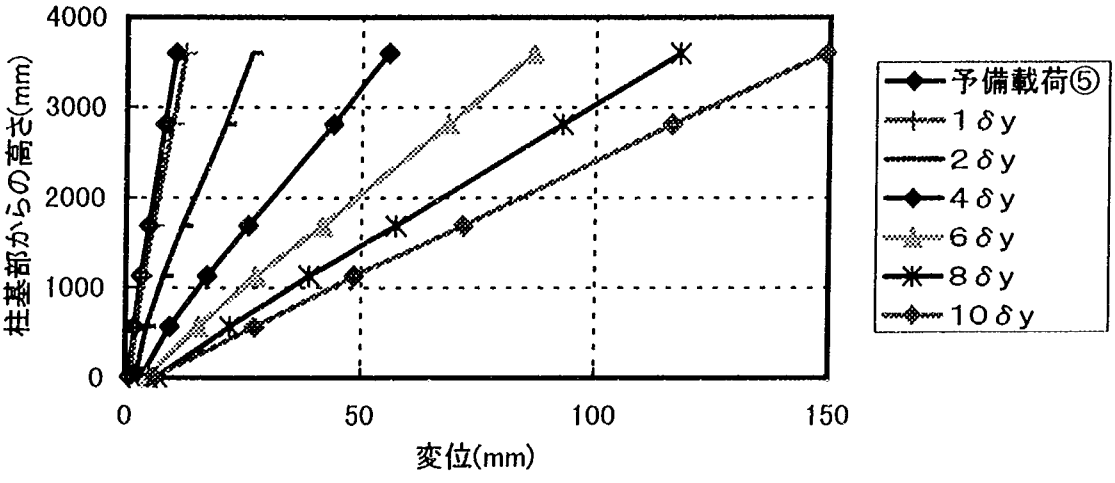
各試験体の変形状況を図－7．15に示す。図の縦軸は、柱基部からの高さを示す。変位は、各サイクルの1ループ目における最大荷重時の変位を示している。

図より試験体の載荷点の水平変位は柱基部の回転によるものが多いことがわかる。

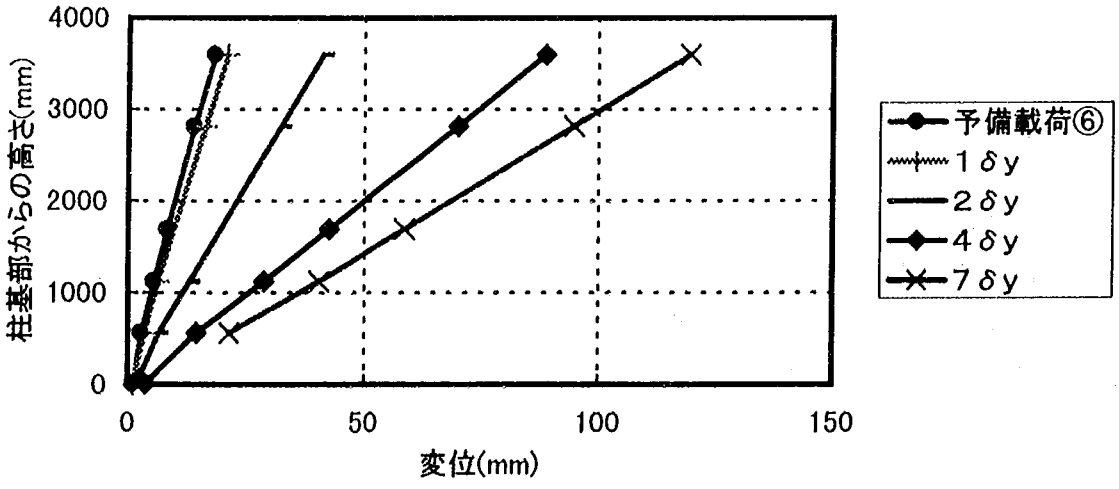
NO.1試験体:在来構造(1ループ目最大荷重時)



NO.2試験体:H鋼ﾀｲﾌﾟ(1ループ目最大荷重時)



NO.3試験体:鋼管ﾀｲﾌﾟ(1ループ目最大荷重時)



図－7．15　変位分布

7．12　まとめ

正負交番載荷実験より明らかになったことを以下にまとめて示す。

（1）耐力および変形性能について

・最大荷重はいずれの試験体も計算値を上回っている。特に、No. 2試験体（3H工法：H形鋼タイプ）では大きく上回っている。

・No. 2試験体（3H工法：H形鋼タイプ）は、荷重変位曲線も紡錘形で吸収エネルギー量が大きく、じん性率も9．6とNo. 1試験体（在来工法）を上回っている。

・No. 3試験体（3H工法：鋼管タイプ）は降伏ひずみが大きいこともあって、設定した載荷サイクル変位（23mm：δ_0で示す）が大きくサイクル数が小さくなっているが、No. 1試験体（在来工法）を上回る終局変位を得ており、No. 1試験体と同等な変形性能を有しているといえる。

従って、本実験結果から、3H工法は在来工法と同等の耐力、変形性能を得られることが明らかになった。

（2）破壊性状について

・No. 1試験体では、柱基部から30～40cm（壁厚の1.2～1.6）の領域で4δyからコンクリートの剥落が生じ、7δyで主鉄筋の破断が生じ、8δyで耐力が低下した。

・No. 2試験体では、柱基部から15cm（壁厚の0.6）の領域で4δyから柱基部のコンクリート剥落が生じ、6δyで主鉄筋の破断が生じ、10δyでH形鋼の座屈および破断が発生して耐力が低下した。

・No. 3試験体では、柱基部から5cm（壁厚の0.2）の領域で3δ_0（3.5δy）から柱基部のコンクリート剥落が生じ、7δ_0（5.9δy）以降に主鉄筋の破断および鋼管の破断が発生し、7δ_0（8.2δy）で鋼管の座屈および破断が進行して耐力が低下した。

・No. 2、3試験体とも最終的には、柱基部でスパイラル筋の破断がみられ、鋼材の座屈抑止にスパイラル筋の効果があったと考えられる。

（3）主鉄筋および主鋼材のひずみ分布について

・主に予備載荷部分（断面降伏以前の載荷）における柱基部のひずみ分布より、在来工法のひずみは平面を保持している。H形鋼タイプ、鋼管タイプともに、3H工法の主鉄筋のひずみは主鋼材のひずみより大きい。また、H形鋼タイプ、鋼管タイプともに、3H工法の主鋼材のひずみは平面保持している。

・3H工法の主鉄筋のひずみが主鋼材のひずみより大きいのは、主鋼材の被り、主鋼材の付着力の不足等によりコンクリートのクラックが柱基部に集中し、この分のひずみを少ない主鉄筋量で分担したためと考える。

・主に1～3δy（δy：降伏変位）における柱基部のひずみ分布より、少なくとも1δy付近までのひずみは平面を保持している。

・高さ方向のひずみ分布より、在来工法の主鉄筋のひずみは3δyで柱下端より1,200mm程度まで鉄筋の降伏ひずみをはるかに超える大きな値を示している。3H工法の主鋼材のひずみは3δyで鋼材の降伏ひずみをはるかに超えるのは柱下端部のみである。

（4）スパイラル筋のひずみについて

・No. 2試験体では、5～6 δyでスパイラル筋がIV断面（フーチング天端からの高さ140mm）において降伏した。降伏は比較的小さいひずみから急に降伏する。降伏後も変形に応じてひずみデータは得られているので、スパイラル筋は有効に働いていると考えられる。

・また、スパイラル筋降伏時に付近のV断面（フーチング天端からの高さ260mm）のH形鋼(H9)は4 δyで降伏している。従って、H形鋼が先に降伏し、その後付近のスパイラル筋が降伏している。また、VII断面（フーチング天端からの高さ801mm）においても同様にH形鋼(H10)は6 δyまで降伏しているが、スパイラル筋は降伏していない。

・No. 2試験体では、4～6 δyでm側スパイラル筋がIV断面（フーチングからの高さ140mm、53A-13、53B-13）が降伏した。同じIV断面でp側（51A-1、51B-6）は降伏せず、それより上部の断面も降伏していない。降伏後も変形に応じてひずみデータは得られているので、スパイラル筋は有効に働いていると考えられる。

・また、スパイラル筋降伏より前に付近のV断面（フーチングからの高さ260mm）の鋼管（K9）は1 δyで降伏している。従って、鋼管が先に降伏し、その後付近のスパイラル筋が降伏している。また、VII断面（フーチングからの高さ820mm）においても同様に鋼管（K10）は2 δyで降伏しているが、スパイラル筋は降伏していない。

（5）変位分布について

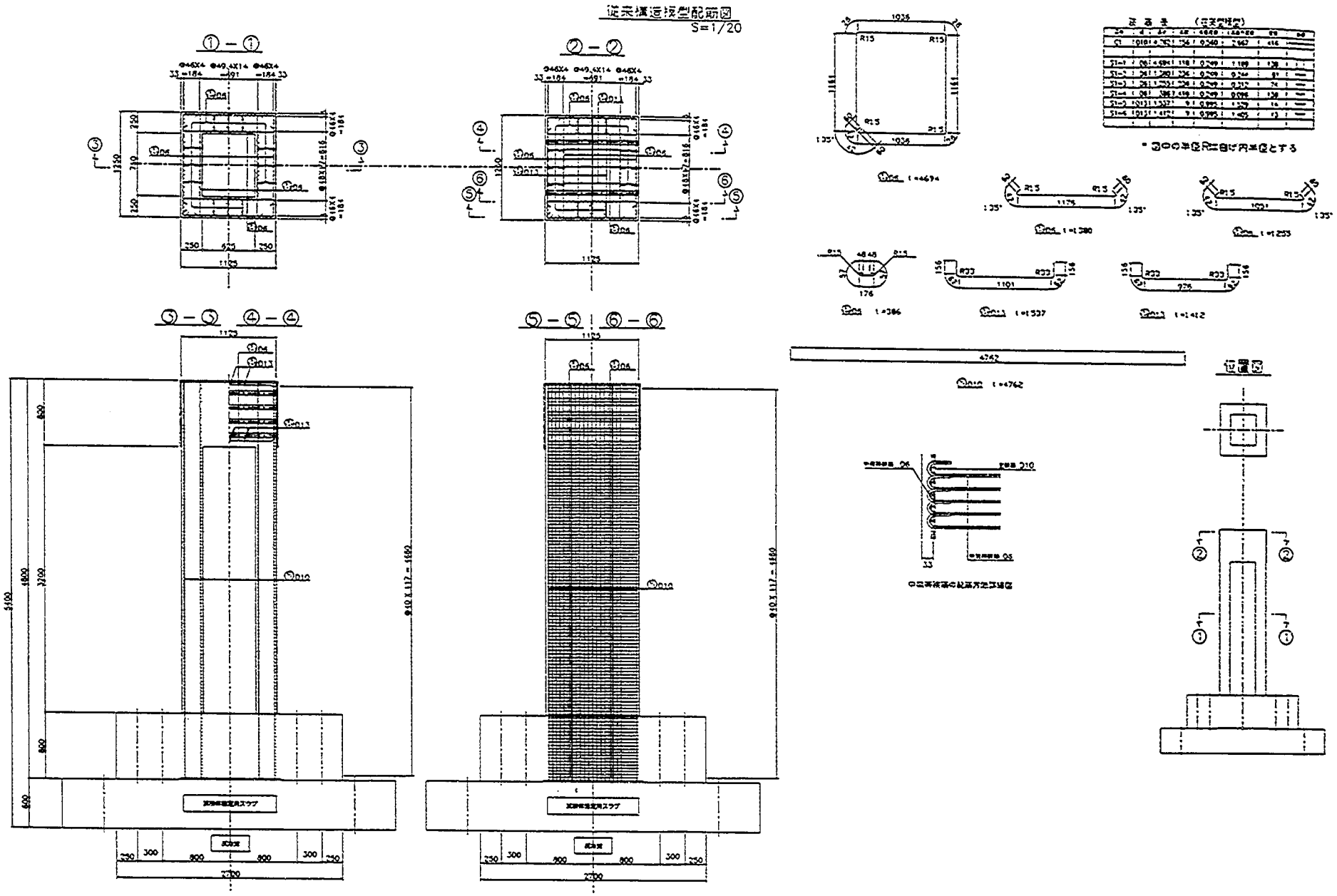
各試験体の変形状況より、試験体の載荷点の水平変位は柱基部の回転によるものが多いことがわかる。

７．１３　添付資料

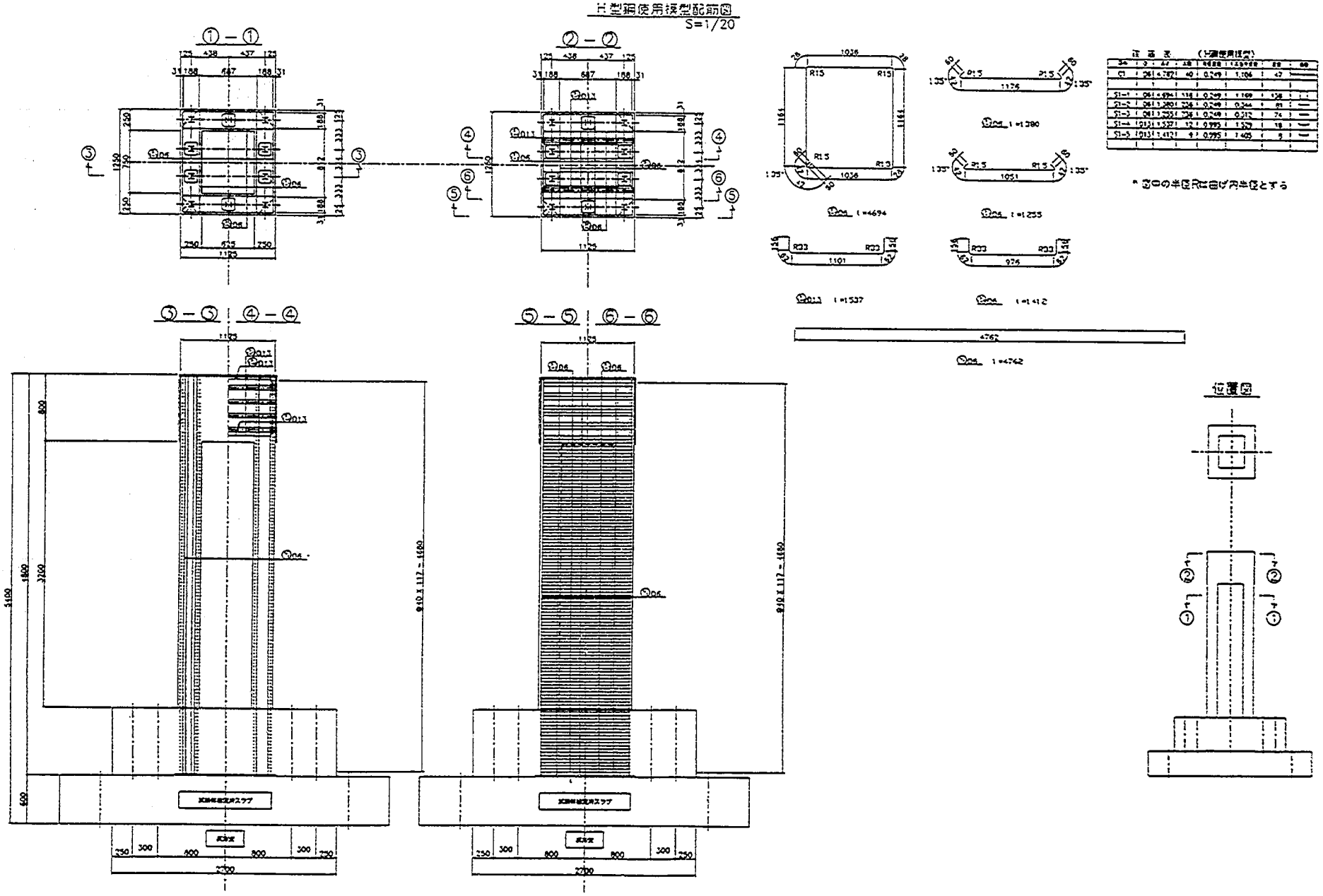
付－１　試験体配筋図

以下のように試験体製作に関する図を示す。

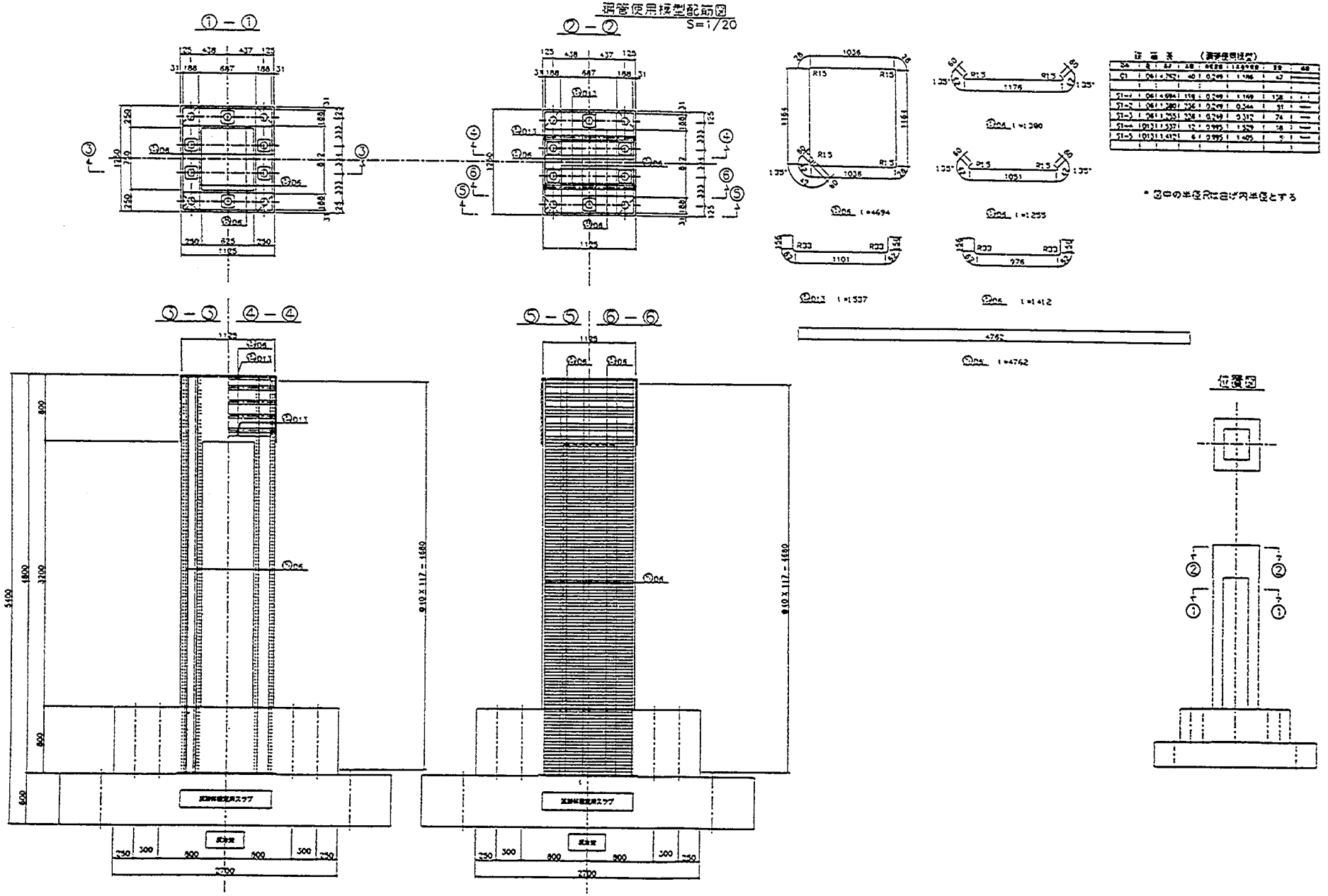
・付図－１．１～１．３　試験体配筋図
・付図－１．４　試験体ベースの配筋図
・付図－１．５　試験体頂部鉄板図
・付図－１．６　試験体組立図
・付図－１．７　ベース吊金具位置図
・付図－１．８　スパイラル筋割付け図



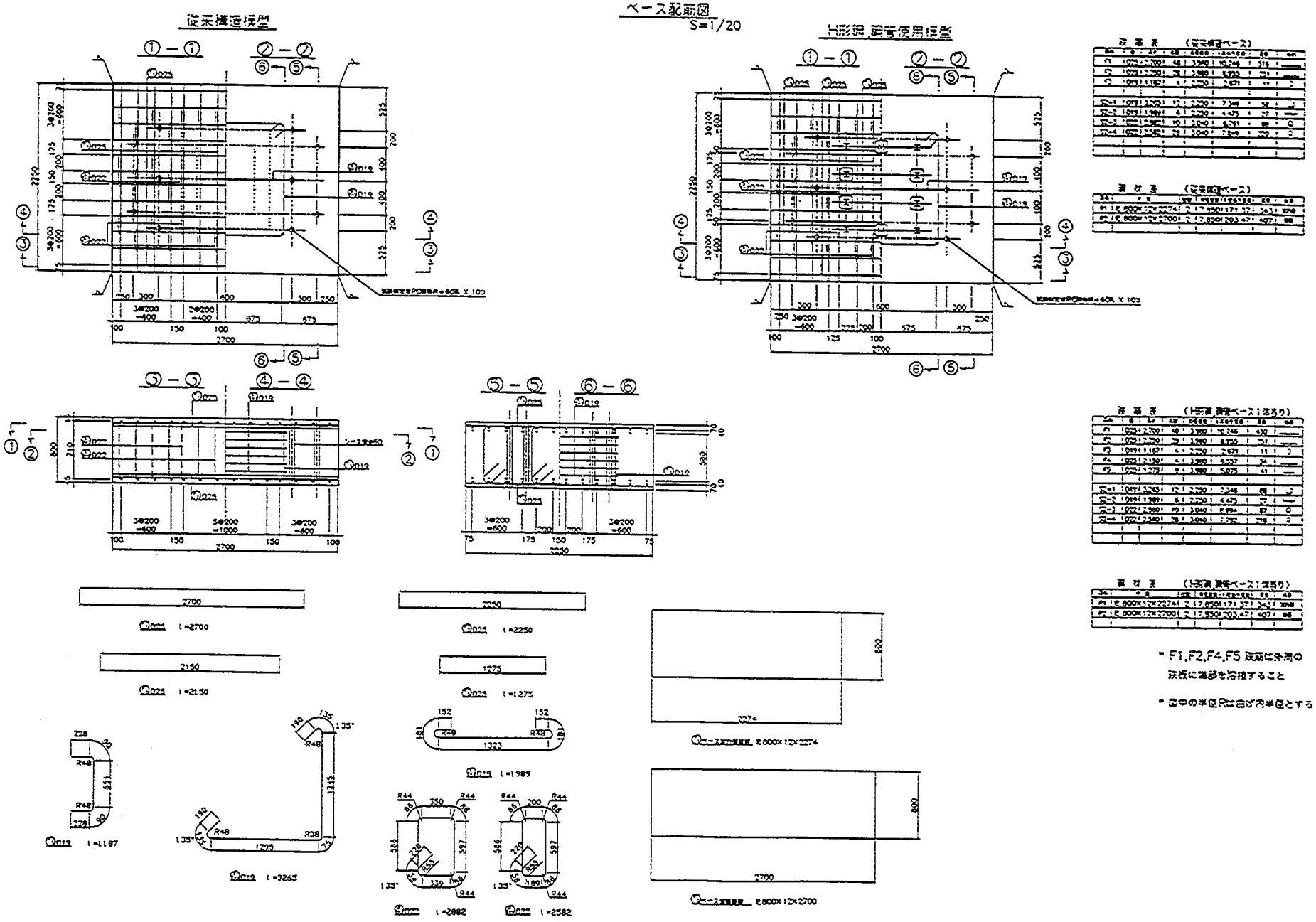
付図－１．１　配筋図（No. １試験体：従来工法）



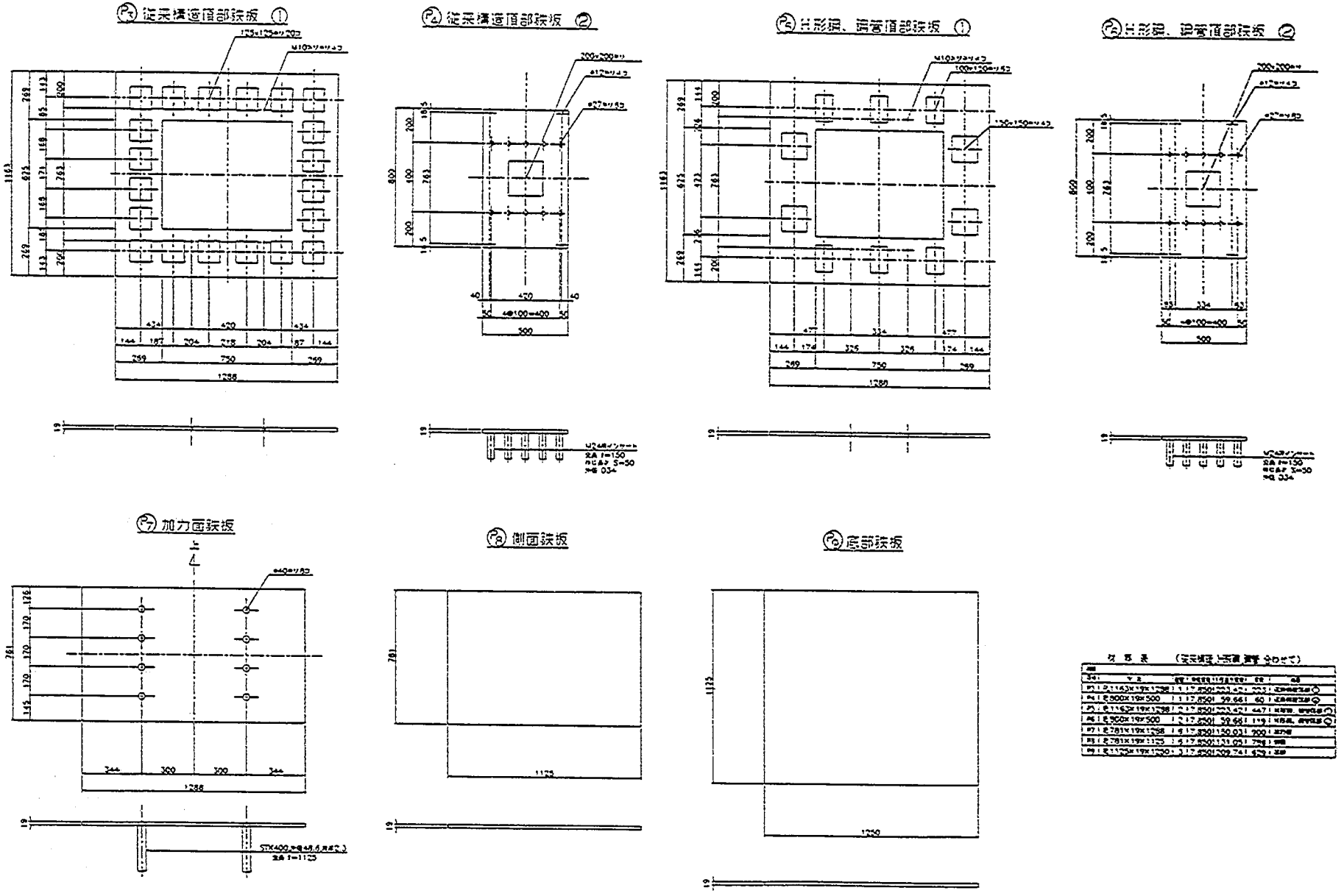
付図－１．２　配筋図（No. ２試験体：３H工法、H形鋼タイプ）



付図－１．３　配筋図（No.３試験体：３H工法、鋼管タイプ）

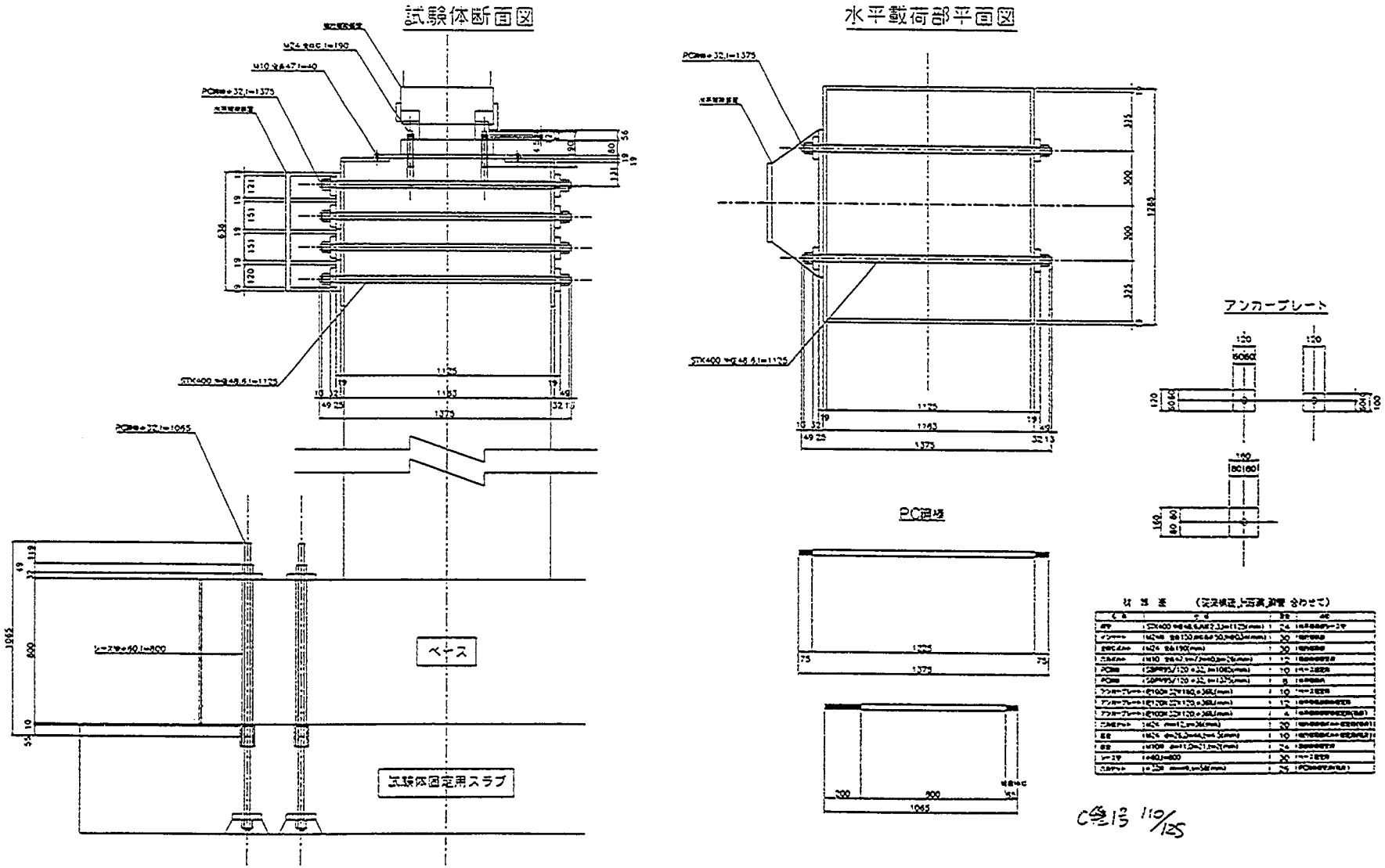


付図－１．４　ベースの配筋図

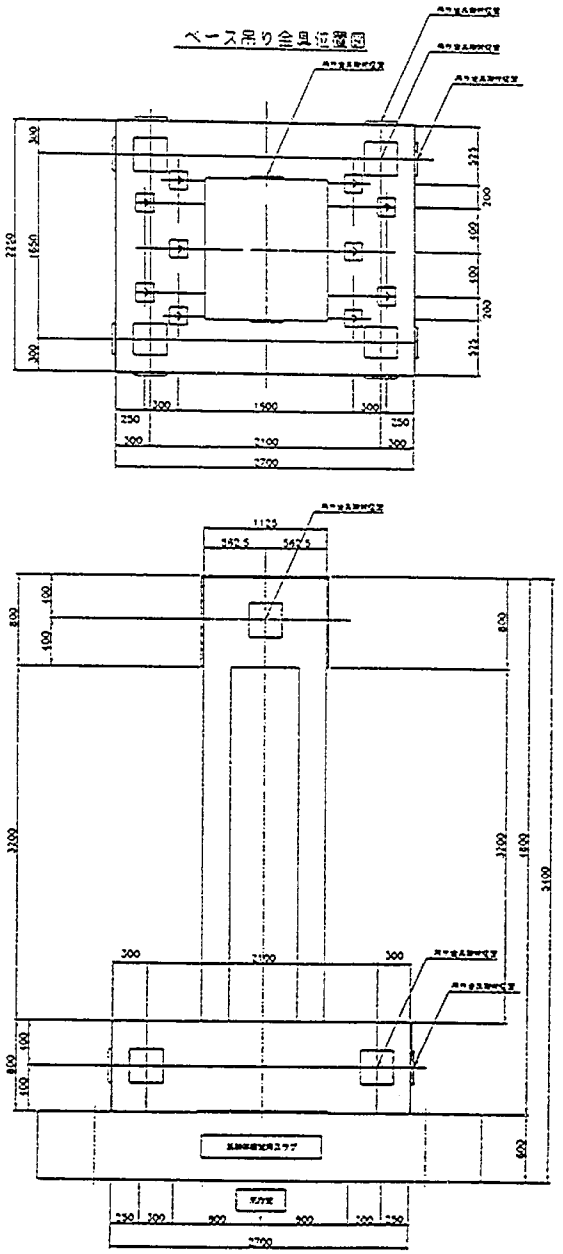


付図－1．5　試験体頂部鉄板

試験体組立図



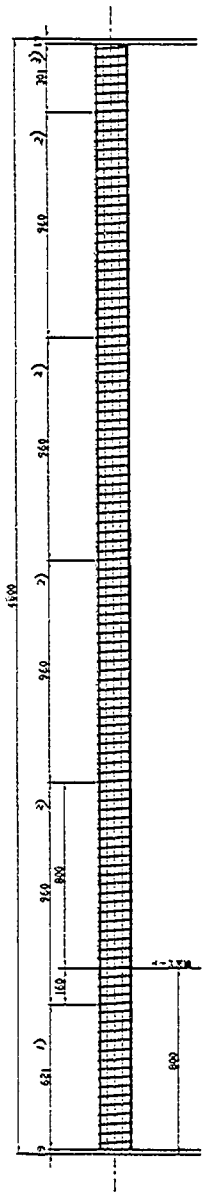
付図－１．６　試験体組立図



吊り金具数量
側面方向数量 ＝ 2
端面方向数量 ＝ 2
ベース数量 ＝ 4
ベース 製作数量計 14

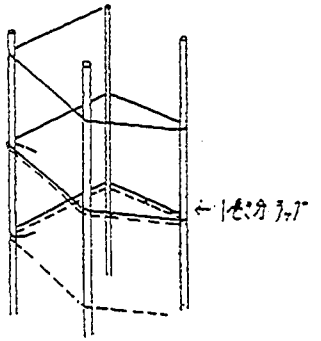
付図－１．７　ベース吊金具位置図

スパイラル筋割付図



	スパイラル筋の段数	
1)	17段	621/40＝15.5段 → 16段 ＋スタート 1段
2)	25段	960/40＝24段 ＋重ね代 1段
3)	10段	301/40＝7.5段 → 8段 ＋重ね代 1段 ＋エンド 1段

スパイラル筋の連結



柱上端からスパイラル筋を入れ込む際に、6個のスパイラル筋の相互のフック部を全て連結しておくこと。

付図－１．８　スパイラル筋割付け図

付－２　材料試験結果

材料試験結果の集計表を付表－２．１に示す。鉄筋およびコンクリートの材料試験結果一覧表を付表－２．２に示す。鉄筋の応力－ひずみ曲線を付図－２．１～２．３に示す。コンクリートの応力－ひずみ曲線を付図－２．４～２．９に示す。

付表－２．１　材料試験結果集計表

材　料	種　　類	降伏応力 (kgf/cm^2)	降伏ひずみ (μ)	弾性係数 (kgf/cm^2)
H形鋼	フランジ	3377	1801	1.88×10^6
	ウェブ	3329	1792	1.86×10^6
	平均	3353	1797	1.87×10^6
鋼管		4593	2393	1.92×10^6
スパイラル筋		14690	7784	1.89×10^6
鉄筋	Ｄ１３	3825	2191	1.75×10^6
	Ｄ６	3626	2262	1.60×10^6
	試験体	圧縮強度 (kgf/cm^2)		
コンクリート	在来工法	282.0		
	３Ｈ工法(H形鋼)	283.7		
	３Ｈ工法(鋼管)	304.5		

付表－２．２　鉄筋およびコンクリートの材料試験結果一覧表

鉄　筋

試験体 種類	試験体 番号	弾性係数 (kgf/cm²)	降伏 荷重(kgf)	降伏 応力(kgf/cm²)	引張 荷重(kgf)	引張 応力(kgf/cm²)
D10 (SD295A)	No.1	1.76	2724	3820	3860	5414
	No.2	1.74	2728	3826	3824	5363
	No.3	1.81	2730	3829	3816	5352
	平均	1.77	2727	3825	3833	5376
D6 (SD345)	No.1	1.62	1146	3615	1400	4416
	No.2	1.60	1160	3659	1418	4473
	No.3	1.60	1142	3603	1396	4404
	平均	1.61	1149	3626	1405	4431
D6 (SD295A)	No.1	1.67	1046	3300	1702	5369
	No.2	1.91	1094	3450	1726	5445
	No.3	1.75	1046	3300	1682	5306
	平均	1.78	1062	3350	1703	5373

※ 弾性係数は、×10^6 (kgf/cm2)

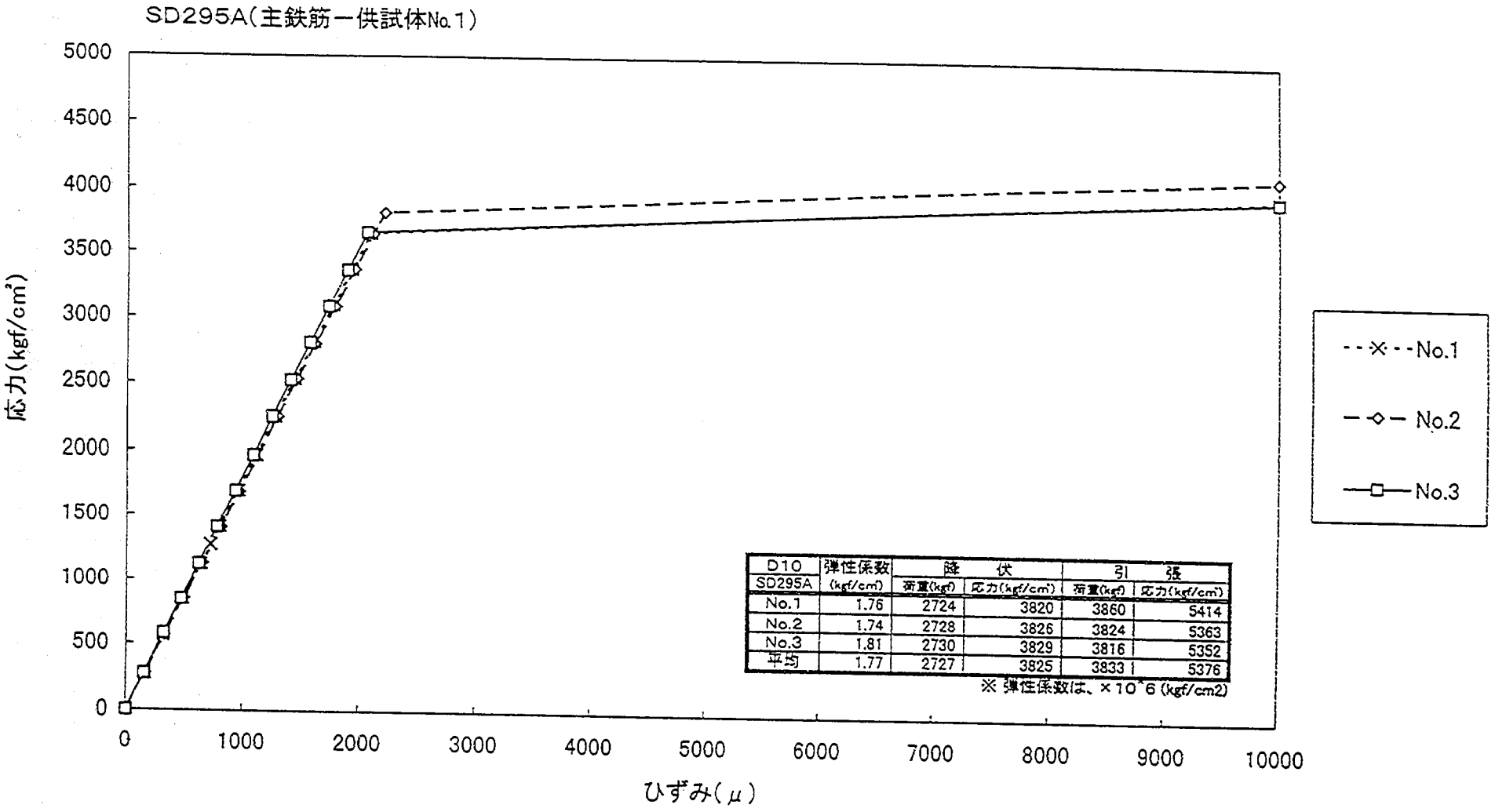
コンクリート(圧縮)

試験体 種類	試験体 番号	1/19 弾性係数 (kgf/cm²)	1/19 最大荷重 (tf)	1/19 圧縮強度 (kgf/cm²)	1/22 弾性係数 (kgf/cm²)	1/22 最大荷重 (tf)	1/22 圧縮強度 (kgf/cm²)	1/26 弾性係数 (kgf/cm²)	1/26 最大荷重 (tf)	1/26 圧縮強度 (kgf/cm²)
柱上部	No.1	—	32.8	417.8	—	39.7	505.7	—	40.1	510.8
	No.2	—	32.7	416.6	—	40.0	509.6	—	40.1	510.8
	No.3	—	34.7	442.0	—	32.0	407.6	—	39.7	505.7
	平均	—	33.4	425.5	—	37.2	474.3	—	40.0	509.1
柱基部	No.1	3.0	20.1	256.1	2.4	21.5	273.9	2.3	23.2	295.5
	No.2	2.6	23.0	293.0	2.5	23.1	294.3	2.4	24.7	314.6
	No.3	2.6	23.3	296.8	2.7	22.2	282.8	2.6	23.8	303.2
	平均	2.7	22.1	282.0	2.5	22.3	283.7	2.4	23.9	304.5
基礎	No.1	3.2	28.8	366.9	3.0	37.8	481.5	3.0	40.9	521.0
	No.2	3.2	34.3	436.9	3.0	36.6	466.2	3.0	38.5	490.4
	No.3	3.1	36.3	462.4	3.0	38.1	485.4	3.0	40.2	512.1
	平均	3.2	33.1	422.1	3.0	37.5	477.7	3.0	39.9	507.9

※ 弾性係数は、×10^5 (kgf/cm2)

コンクリート(引張)

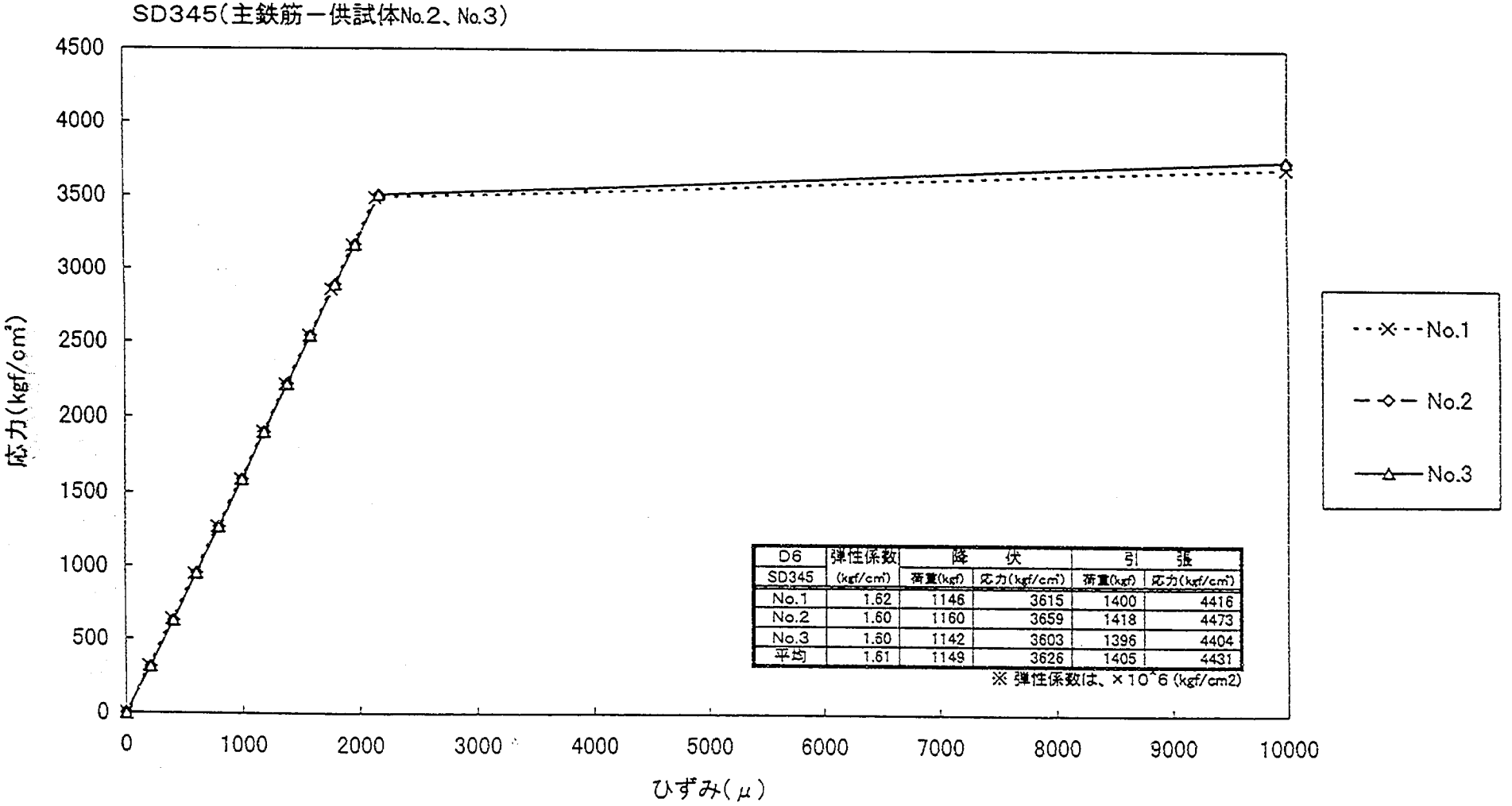
試験体 種類	試験体 番号	1/19 最大荷重 (tf)	1/19 引張強度 (kgf/cm²)	1/22 最大荷重 (tf)	1/22 引張強度 (kgf/cm²)	1/26 最大荷重 (tf)	1/26 引張強度 (kgf/cm²)
柱上部	No.1	8.2	104.5	8.9	28.3	10.0	31.8
	No.2	9.4	119.7	10.4	33.1	7.5	23.9
	No.3	7.7	98.1	9.2	29.3	9.0	28.7
	平均	8.4	107.4	9.5	30.3	8.8	28.1
柱基部	No.1	—	—	9.2	29.3	6.9	22.0
	No.2	—	—	6.7	21.3	5.5	17.5
	No.3	—	—	6.8	21.7	8.4	26.8
	平均	—	—	7.6	24.1	6.9	22.1
基礎	No.1	—	—	8.3	26.4	—	—
	No.2	—	—	13.9	44.3	—	—
	No.3	—	—	8.8	28.0	—	—
	平均	—	—	10.3	32.9	—	—



D10 SD295A	弾性係数 (kgf/cm²)	降伏 荷重(kgf)	降伏 応力(kgf/cm²)	引張 荷重(kgf)	引張 応力(kgf/cm²)
No.1	1.76	2724	3820	3860	5414
No.2	1.74	2728	3826	3824	5363
No.3	1.81	2730	3829	3816	5352
平均	1.77	2727	3825	3833	5376

※ 弾性係数は、×10^6 (kgf/cm2)

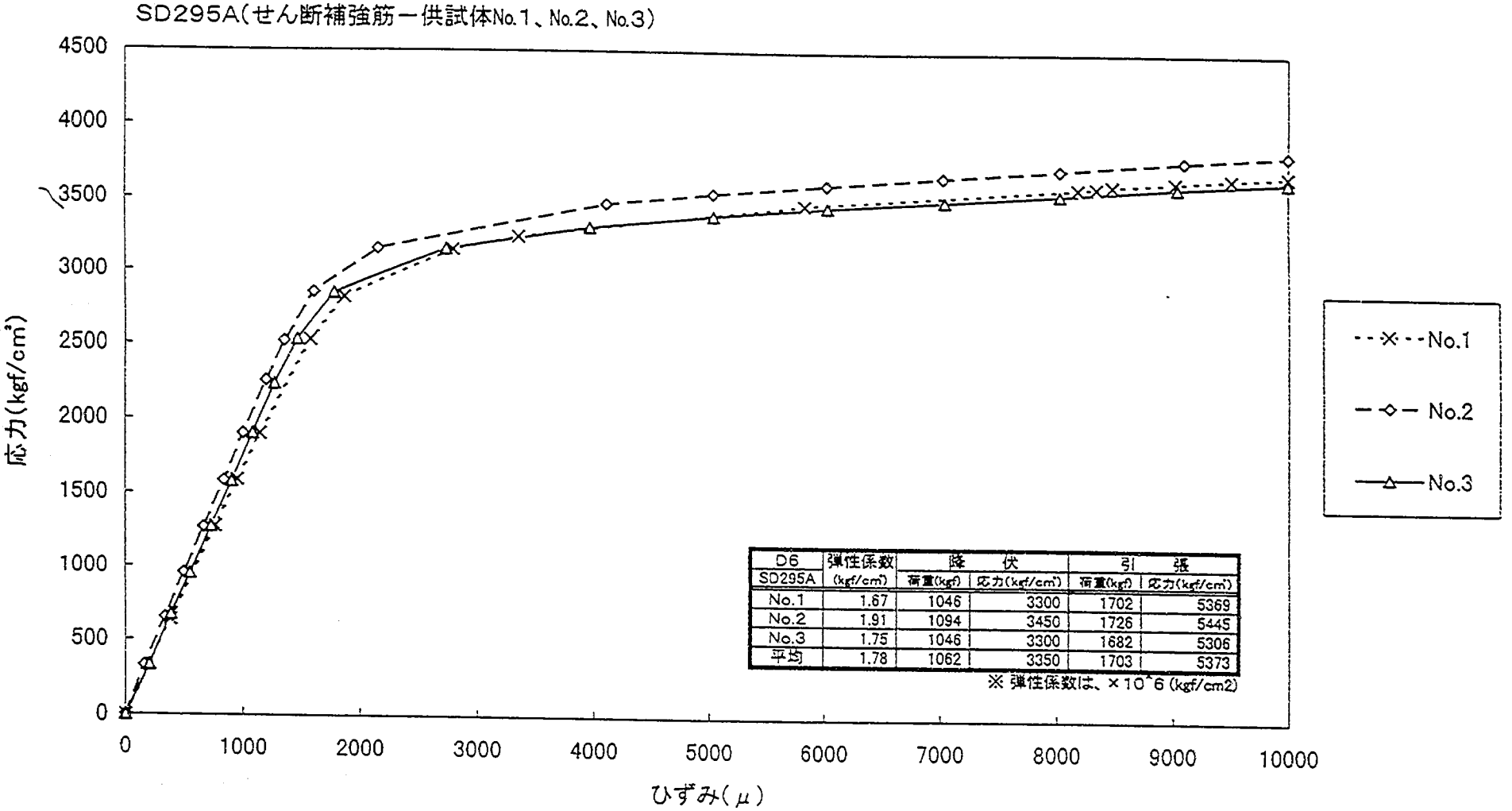
付図－２．１　応力－ひずみ曲線（主鉄筋：D10、SD295A)



D6	弾性係数	降伏		引張	
SD345	(kgf/cm²)	荷重(kgf)	応力(kgf/cm²)	荷重(kgf)	応力(kgf/cm²)
No.1	1.62	1146	3615	1400	4416
No.2	1.60	1160	3659	1418	4473
No.3	1.60	1142	3603	1396	4404
平均	1.61	1149	3626	1405	4431

※ 弾性係数は、×10^6 (kgf/cm2)

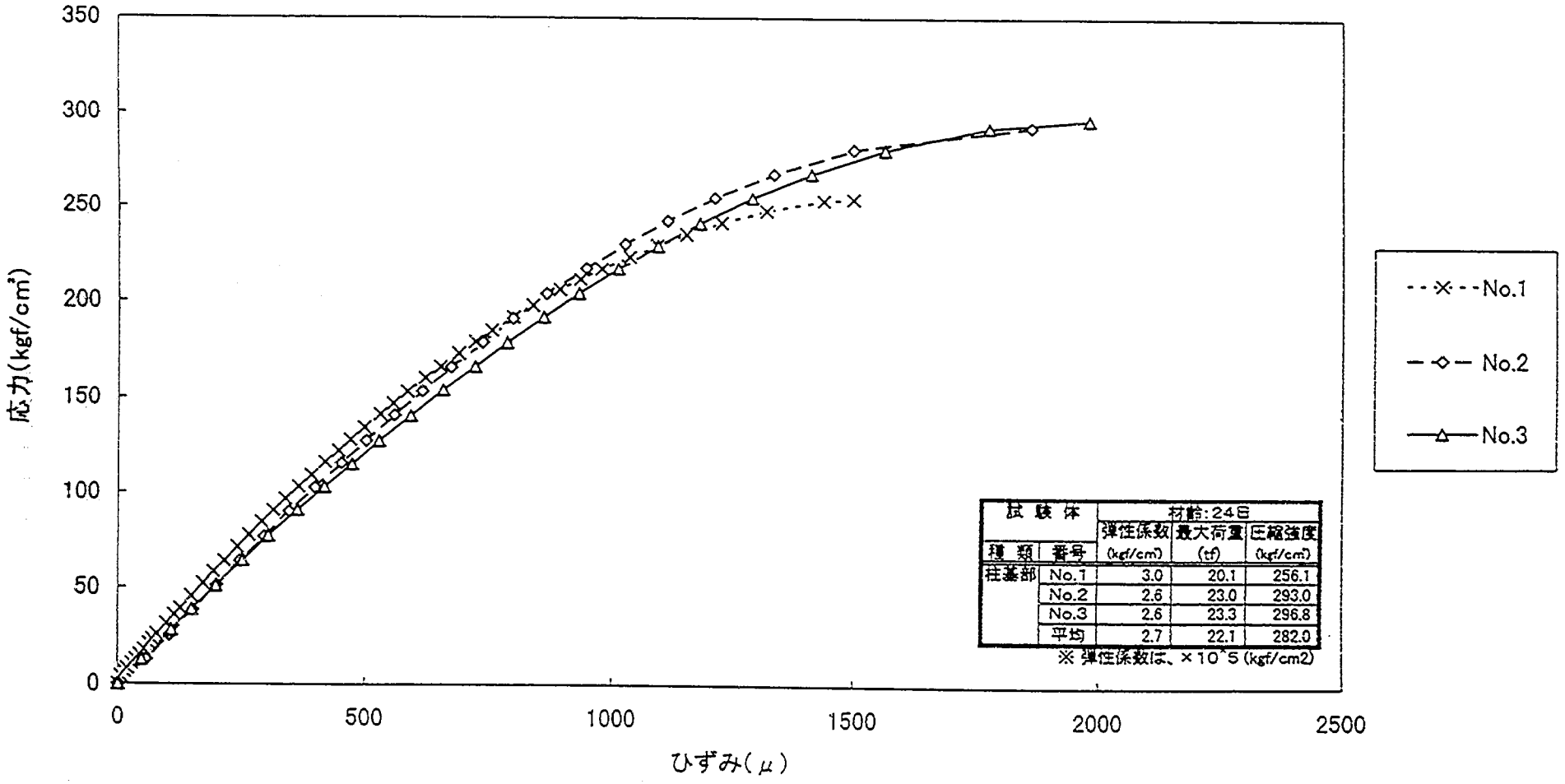
付図－２．２　応力－ひずみ曲線（主鉄筋：D6、SD345)



D6 SD295A	弾性係数 (kgf/cm²)	降伏 荷重(kgf)	降伏 応力(kgf/cm²)	引張 荷重(kgf)	引張 応力(kgf/cm²)
No.1	1.67	1046	3300	1702	5369
No.2	1.91	1094	3450	1726	5445
No.3	1.75	1046	3300	1682	5306
平均	1.78	1062	3350	1703	5373

※ 弾性係数は、×10^6 (kgf/cm2)

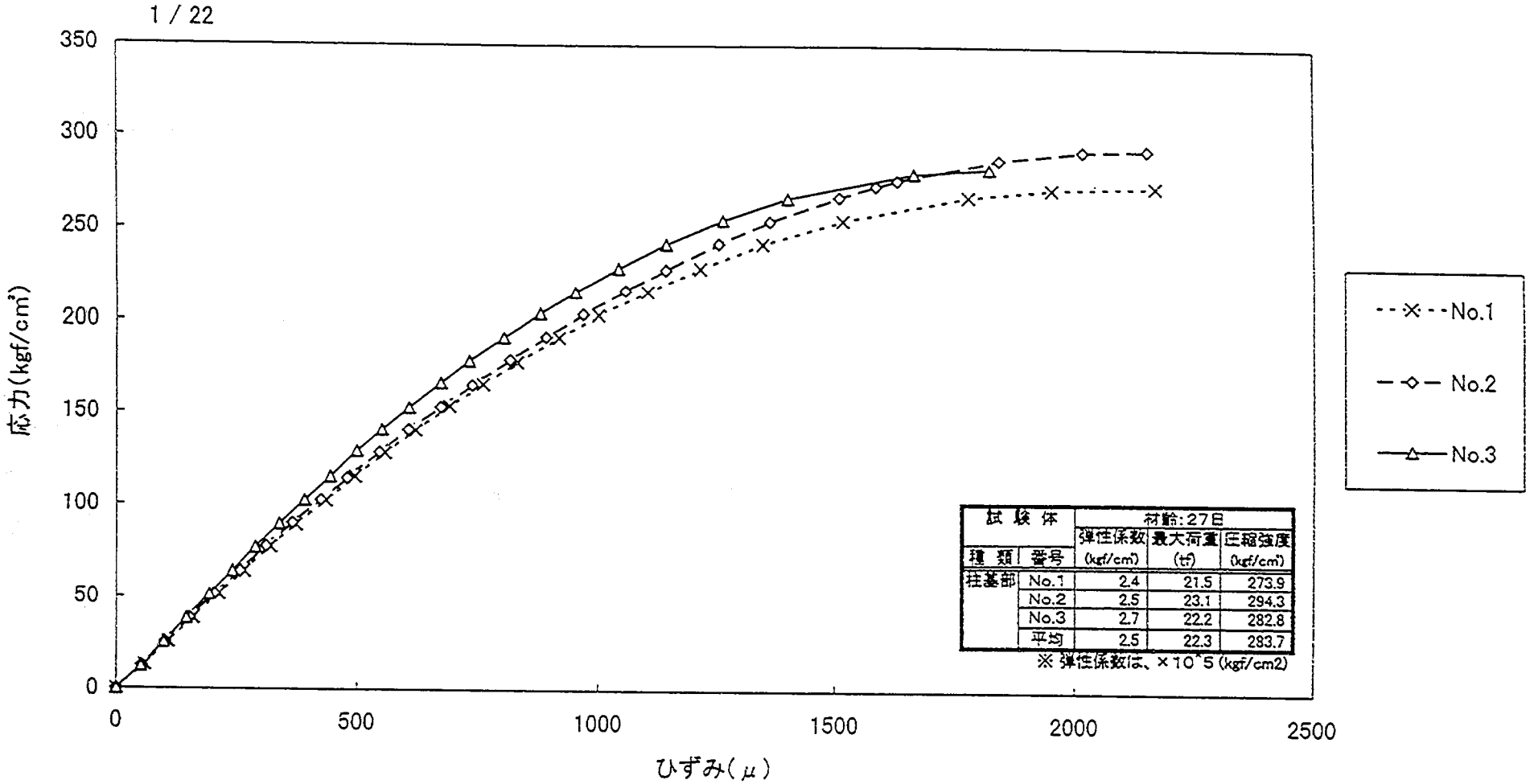
付図－２．３　応力－ひずみ曲線（せん断補強筋：D6、SD295A)



試験体		材齢:24日		
種類	番号	弾性係数 (kgf/cm)	最大荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm)
柱基部	No.1	3.0	20.1	256.1
	No.2	2.6	23.0	293.0
	No.3	2.6	23.3	296.8
	平均	2.7	22.1	282.0

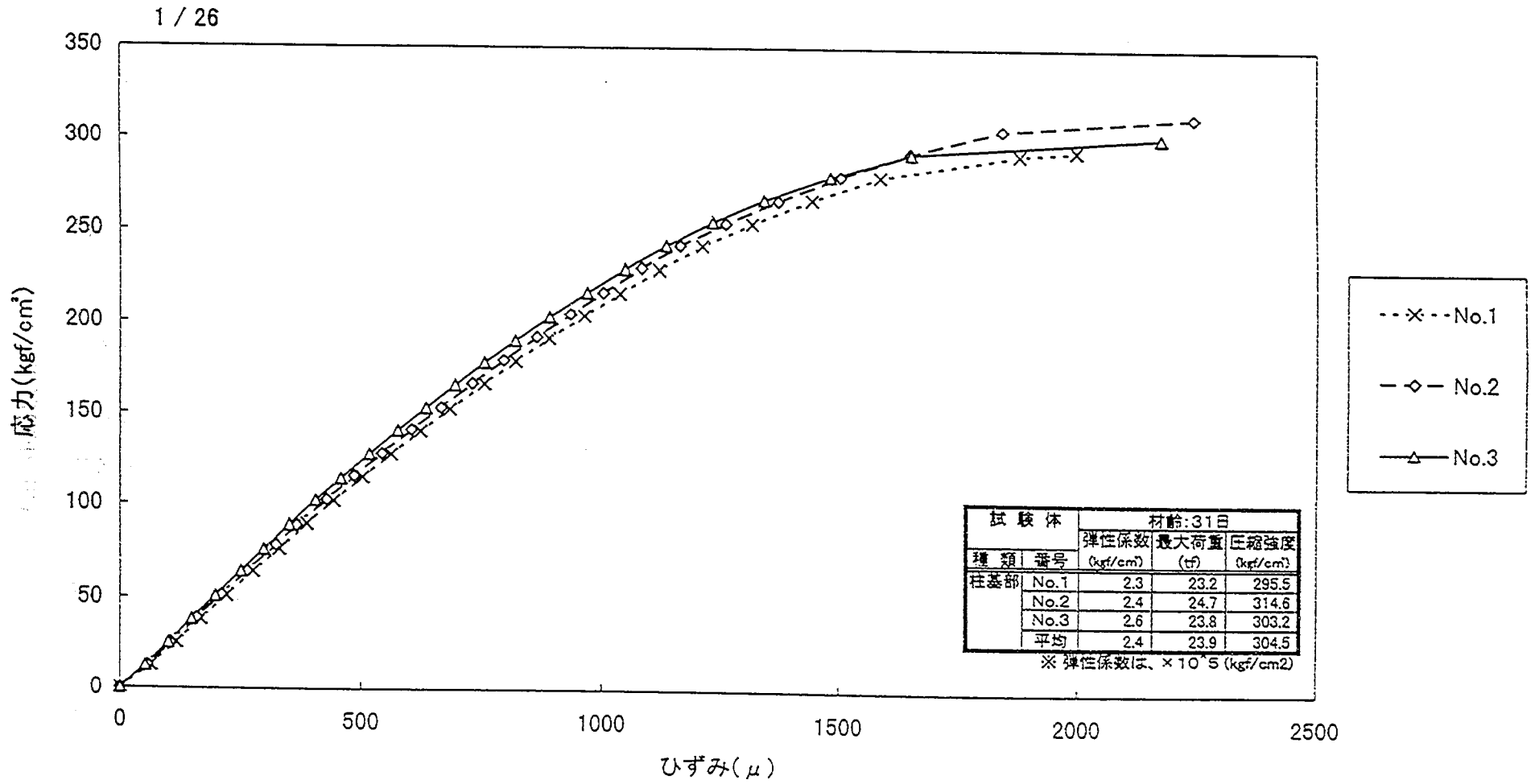
※ 弾性係数は、×10^5 (kgf/cm2)

付図－２．４　応力－ひずみ曲線（コンクリート：柱基部）

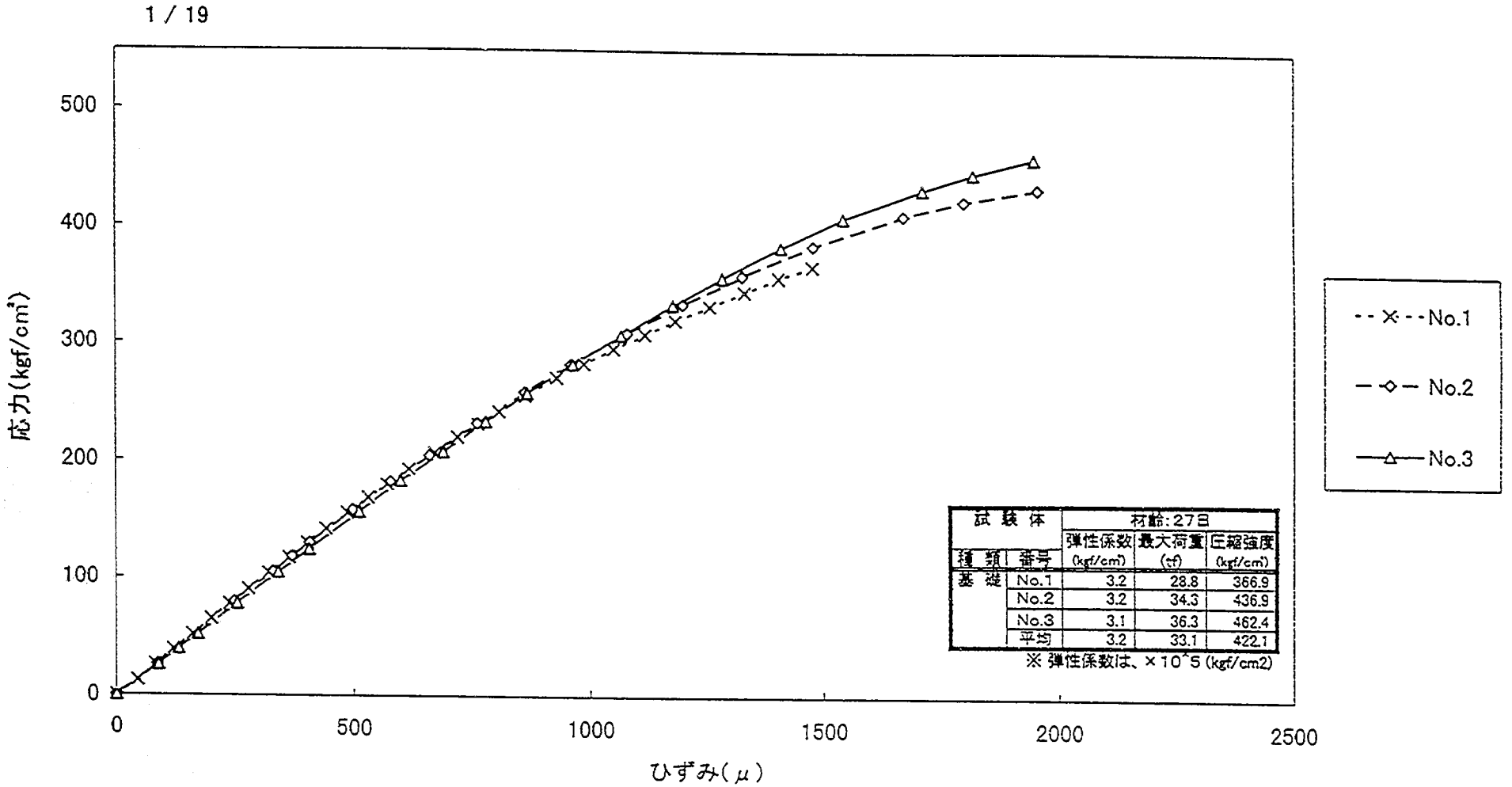


試験体		材齢:27日		
種類	番号	弾性係数 (kgf/cm²)	最大荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm²)
柱基部	No.1	2.4	21.5	273.9
	No.2	2.5	23.1	294.3
	No.3	2.7	22.2	282.8
	平均	2.5	22.3	283.7

付図－２．５　応力－ひずみ曲線（コンクリート：柱基部）

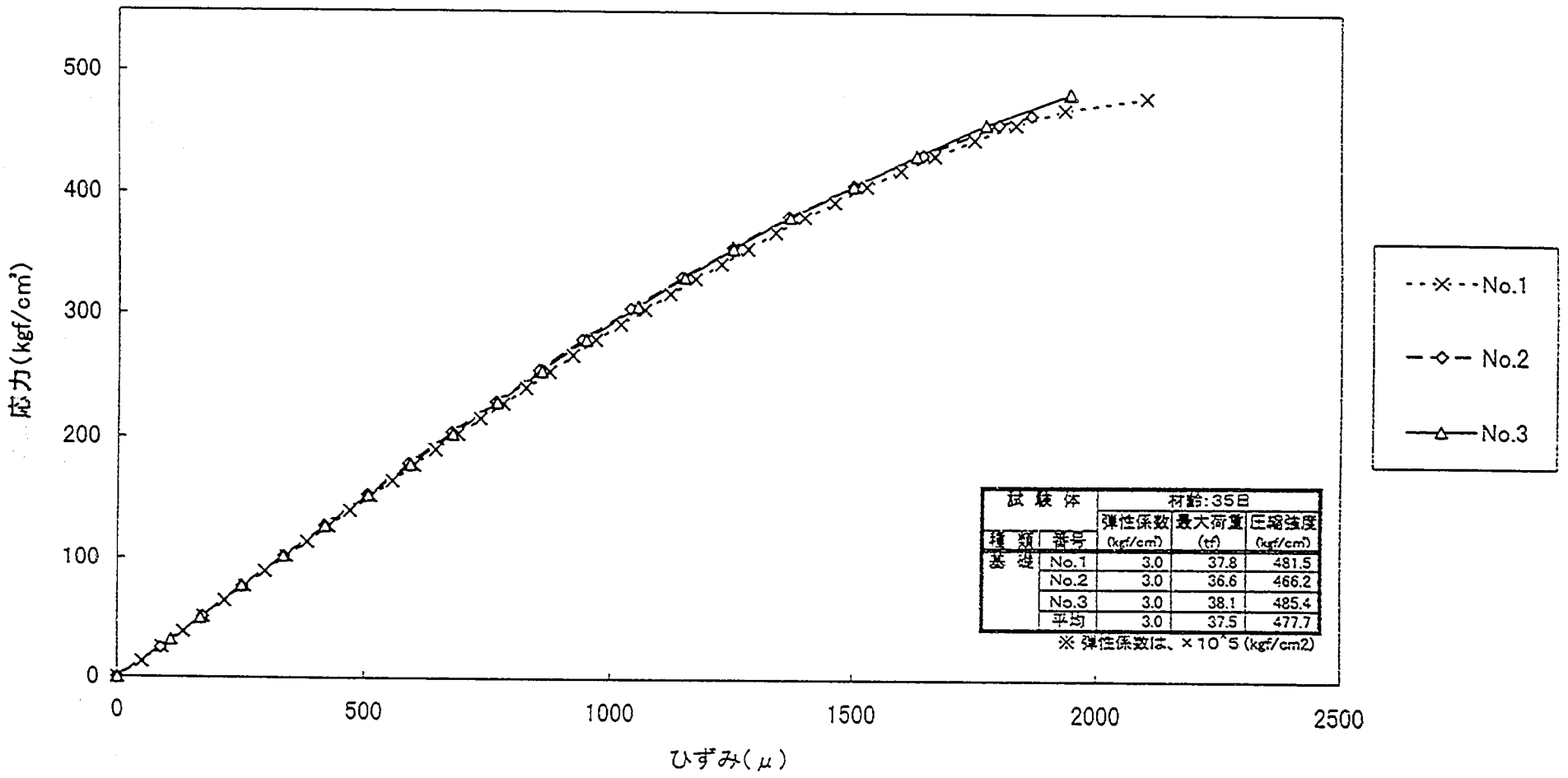


付図－２．６　応力－ひずみ曲線（コンクリート：柱基部）



試験体		材齢:27日		
種類	番号	弾性係数 (kgf/cm²)	最大荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm²)
基礎	No.1	3.2	28.8	366.9
	No.2	3.2	34.3	436.9
	No.3	3.1	36.3	462.4
	平均	3.2	33.1	422.1

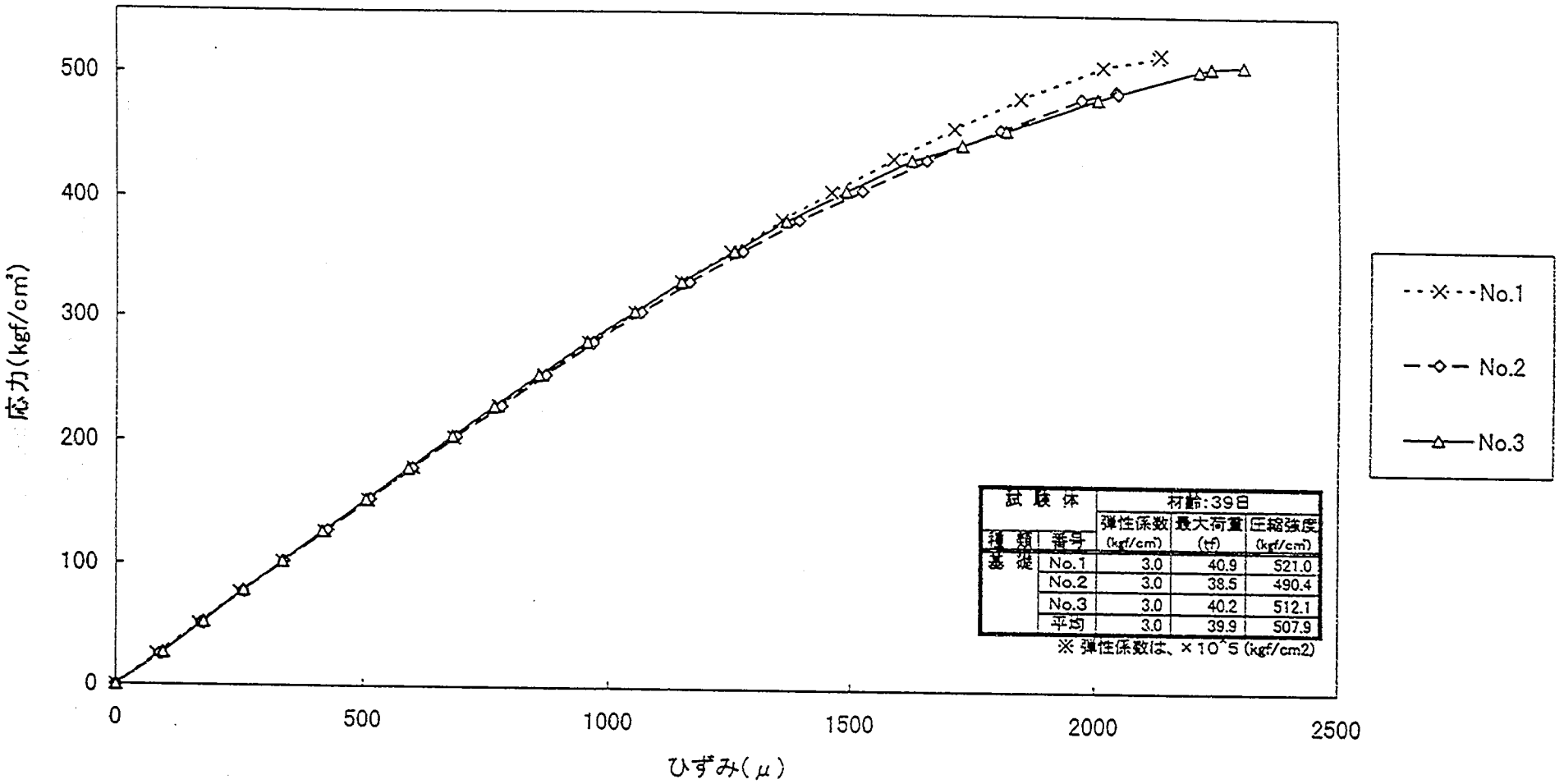
付図－２．７　応力－ひずみ曲線（コンクリート：基礎部）



試験体		材齢:35日		
種類	番号	弾性係数 (kgf/cm)	最大荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm²)
基礎	No.1	3.0	37.8	481.5
	No.2	3.0	36.6	466.2
	No.3	3.0	38.1	485.4
	平均	3.0	37.5	477.7

※ 弾性係数は、×10^5 (kgf/cm2)

付図－２．８　応力－ひずみ曲線（コンクリート：基礎部）



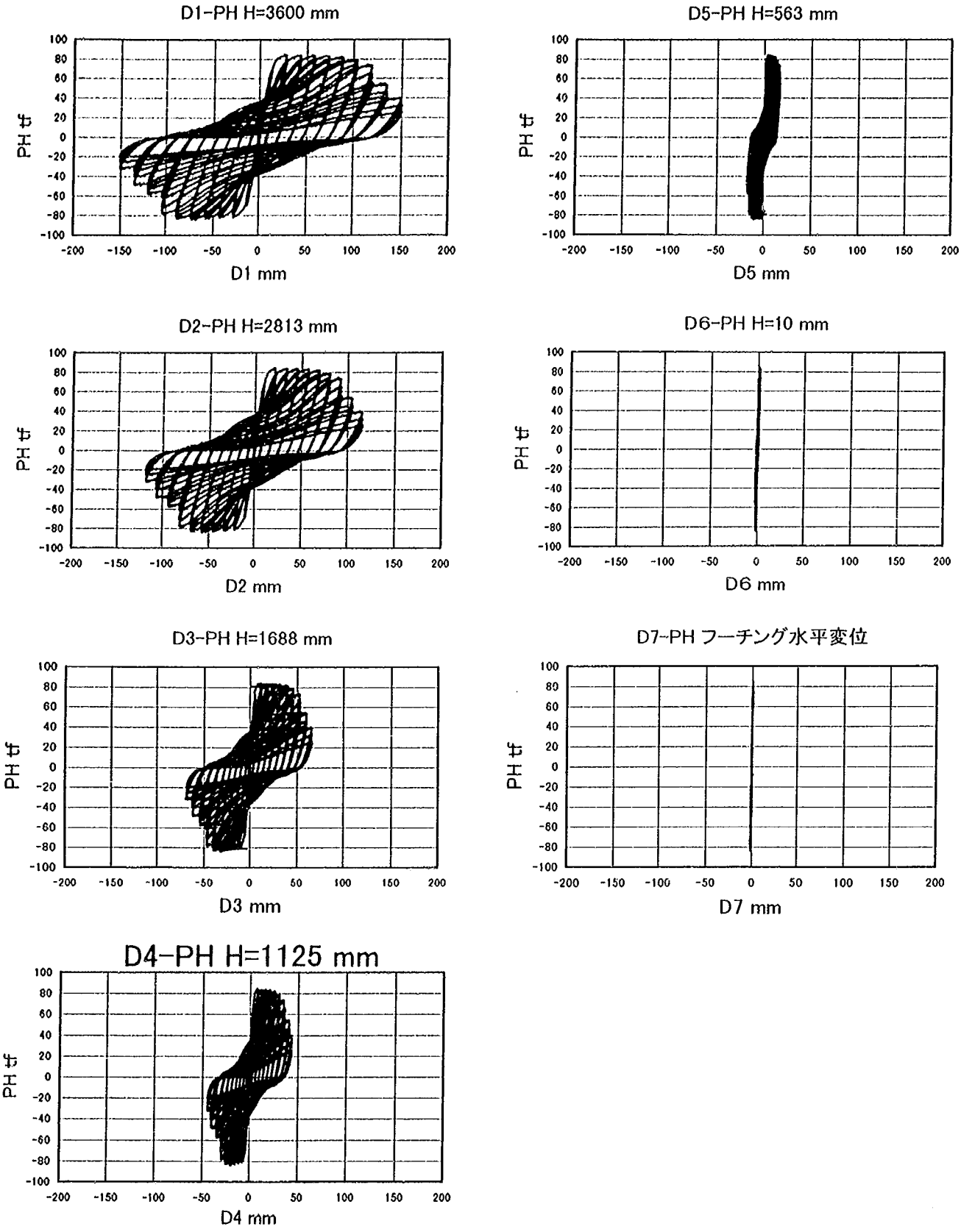
試験体		材齢:39日		
種類	番号	弾性係数 (kgf/cm²)	最大荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm²)
基礎	No.1	3.0	40.9	521.0
	No.2	3.0	38.5	490.4
	No.3	3.0	40.2	512.1
	平均	3.0	39.9	507.9

※ 弾性係数は、×10^5 (kgf/cm2)

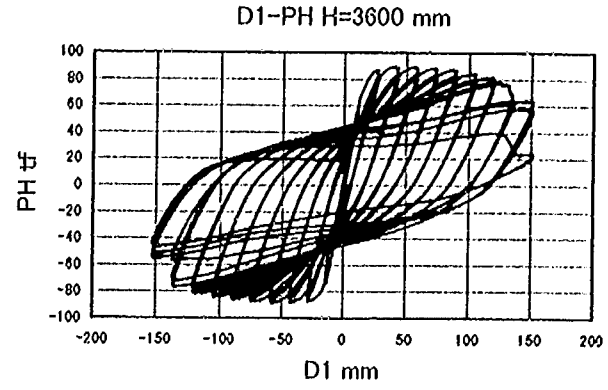
付図－２．９　応力－ひずみ曲線（コンクリート：基礎部）

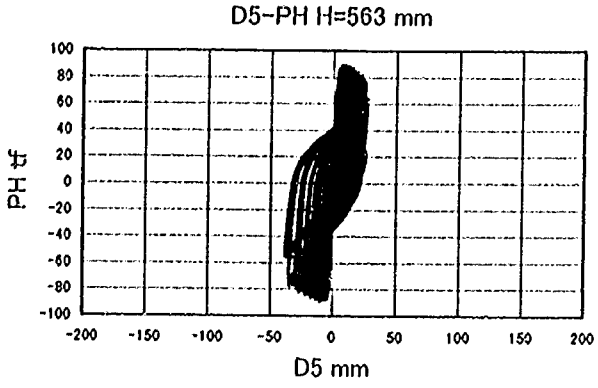
付－３　荷重－変位曲線

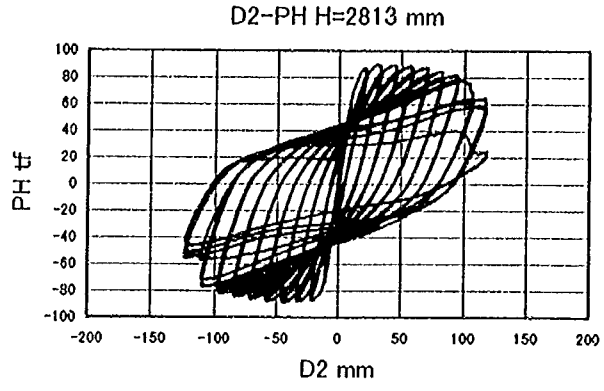
各試験体の全計測断面における荷重～変位曲線を付図－３．１～３．３に示す。

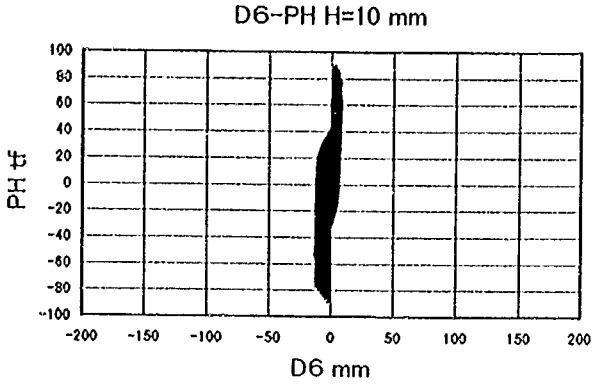


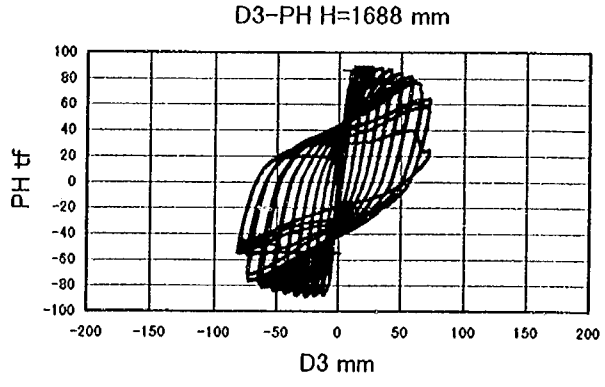
付図－３．１　荷重－変位曲線（No. １試験体、在来工法）

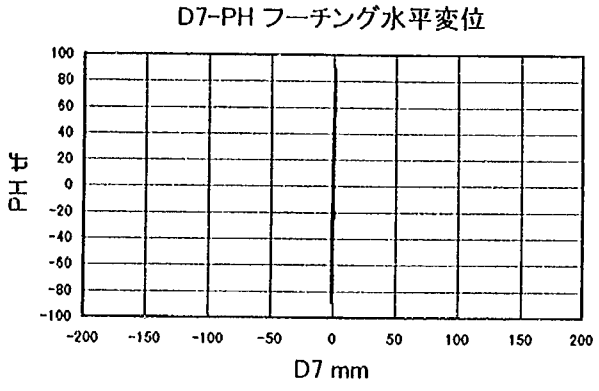


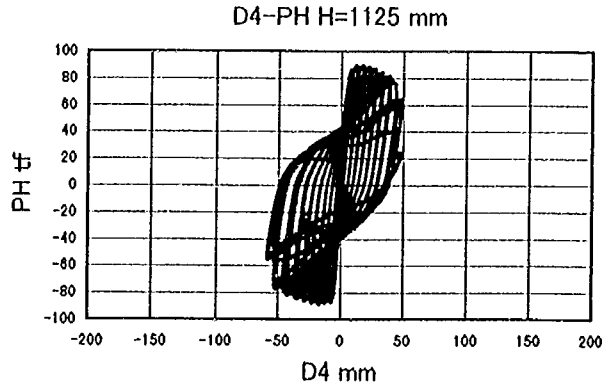




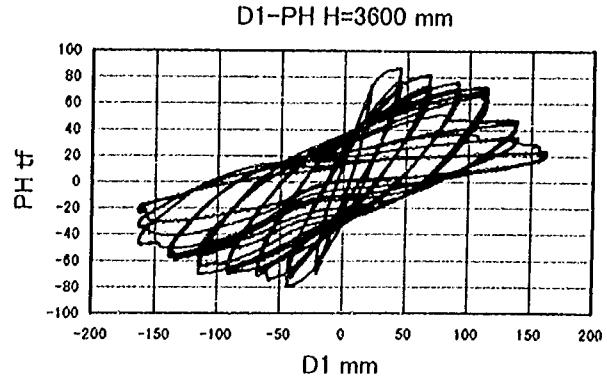


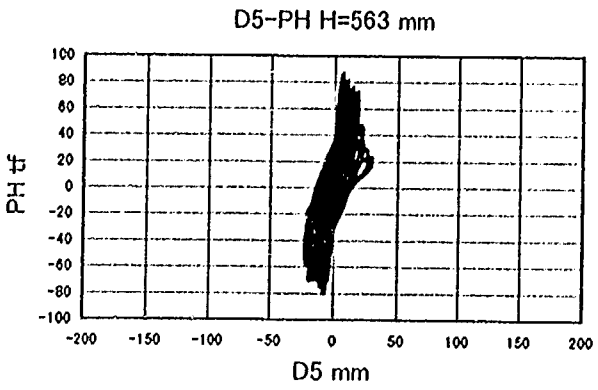


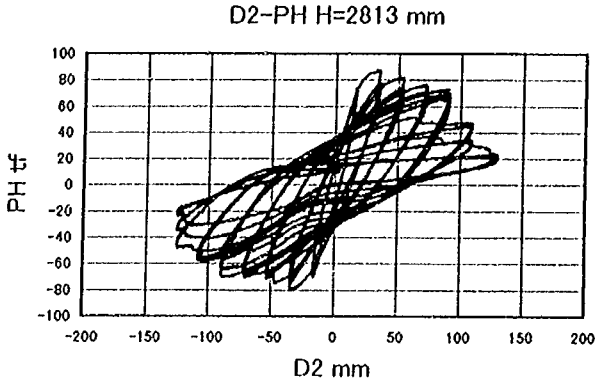


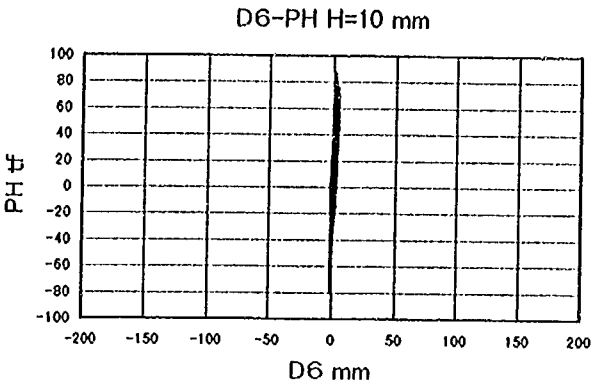


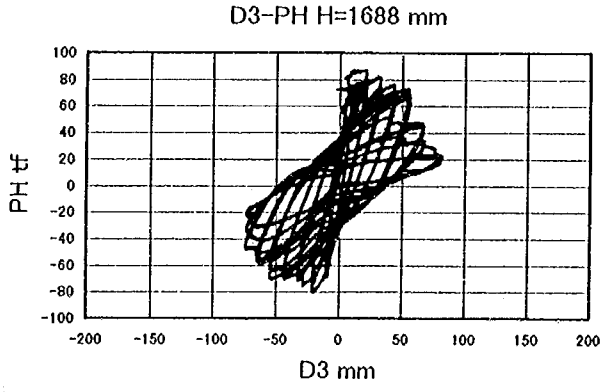
付図－３．２　荷重－変位曲線（No. ２試験体、３Ｈ工法、Ｈ形鋼）

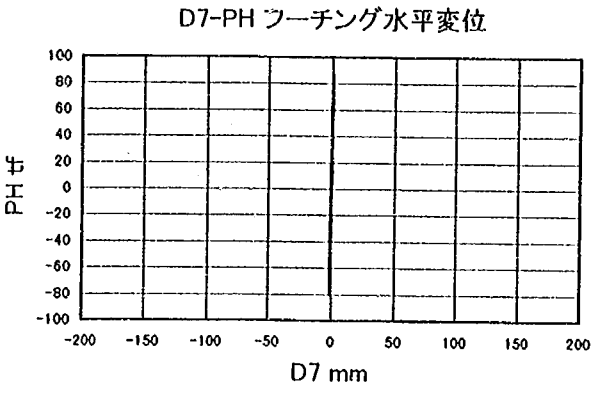


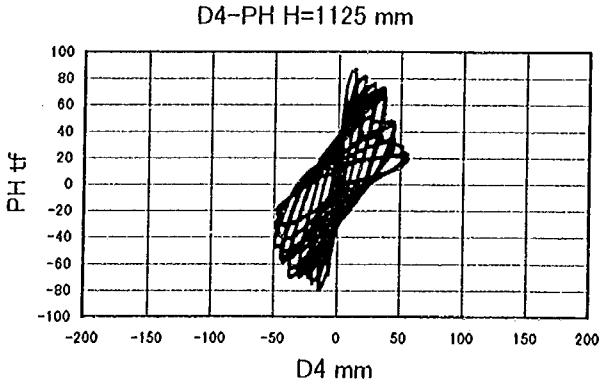












付図－３．３　荷重－変位曲線（No. ３試験体、３H工法、鋼管）

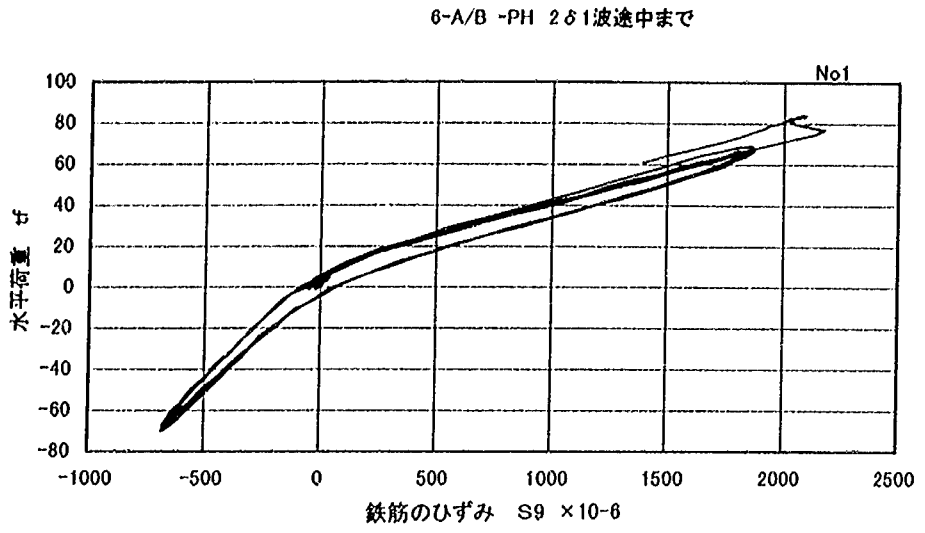
付－4　主鉄筋および主鋼材の降伏変位の検討結果

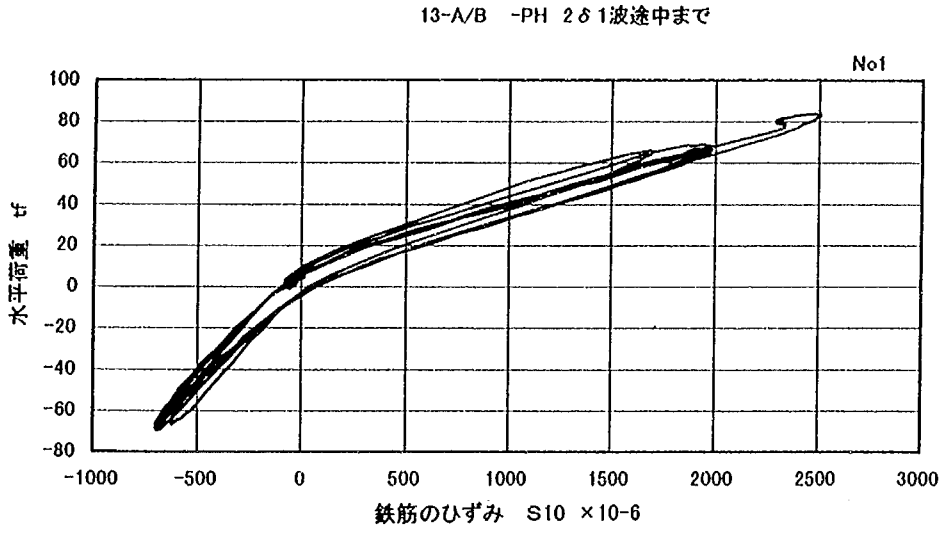
降伏変位の検討結果を付表－４．１に示す。実験時に設定した載荷サイクル変位はNo．１試験体で15.0mm、No．２試験体で15.0mm、No．３試験体で23.0ｍｍである。実験後の検討により降伏変位は、No．１試験体で15.0mm、No．２試験体で14.7mm、No．３試験体で19.6ｍｍと決定した。鋼材の降伏付近のひずみ挙動を付図－４．１～４．９に示す。

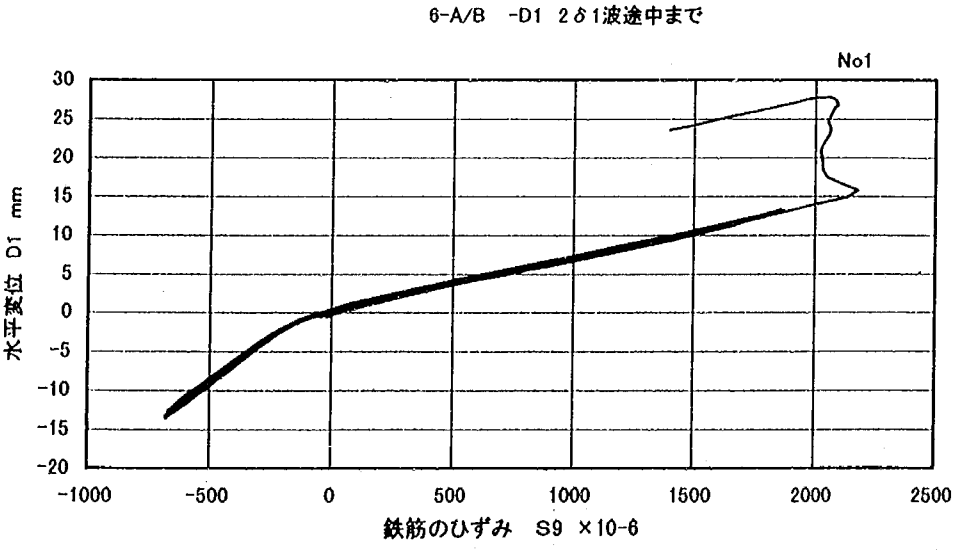
付表－４．１　降伏変位の検討鋼管の降伏ひずみ

試験体		No．１試験体（在来工法）	No．２試験体（H形鋼タイプ）	No．３試験体（鋼管タイプ）
鋼材の降伏ひずみ		軸方向鉄筋の降伏ひずみ 2,191×10-6	H型鋼の降伏ひずみ 1,801×10-6	鋼管の降伏ひずみ 2,310×10-6
正側ループでの降伏変位	降伏ループ	２δの第１ループ（PH max=83.8tonf, D1 max=27.8mm）の途中	２δの第１ループ（PH max=86.3tonf, D1 max=27.6mm）の途中	１δの第２ループ（PH max=73.17t D1 max=21.31mm）の途中
	降伏荷重と変位	荷重値：PH=76.91tonf 変位置：D1=15.71mm 付近	荷重値：PH=72.83tonf 変位置：D1=15.77mm 付近	荷重値：PH=71.76tonf 変位置：D1=20.33mm 付近
	ひずみ計測点での挙動	6-A/B：上記点以降でひずみ値が減少	H2、H3、H14、H15：上記点で降伏ひずみを超過している	K6、K7、K16、K17：上記点で（K6+K16）の平均ひずみと（K7+K17）の平均ひずみの両者が同時に降伏ひずみを超過している
		13-A/B、20-A/B、26-A/B 降伏ひずみを超過	H3：４ステップ前から降伏に到達している	K17：上記点以降では計測不能状態
		31-A/B：上記点より１ステップ前にて流れ始める	H2、H15：１ステップ前から降伏に到達している	
		34-A/B、36-A/B、39-A/B 上記点以降でひずみ値が流れ始める		
負側ループでの降伏変位	降伏ループ	２δの第１ループ（PH max=-80.8tonf, D1 max=-28.1mm）の途中	２δの第１ループ（PH max=-86.98tonf, D1 max=-28.51mm）の途中	１δの第２ループ（PH max=-69.26tonf, D1 max=-21.51mm）の途中
	降伏荷重と変位	荷重値：PH=-71.75tf 変位置：D1=-15.46mm 付近	荷重値：PH=-75.68tf 変位置：D1=-15.29mm 付近	荷重値：PH=-66.00tf 変位置：D1=-18.90mm 付近
	ひずみ計測点での挙動	41-A/B：上記点の４ｽﾃｯﾌﾟ前で変化してひずみの増加傾向が大きくなる ４ｽﾃｯﾌﾟ前までの傾向を延長して降伏ひずみに達する荷重点が-71．5tf程度となった	H23、H25、H26：上記点の２ｽﾃｯﾌﾟ前から３点とも降伏ひずみを超過	K24：計測開始点から計測不能状態
				K26：上記点で降伏ひずみを超過計測レンジをオーバーしており、K25との平均値をとれば上記点で降伏点を超過
		43-A/B：上記点の２ｽﾃｯﾌﾟ前から降伏ひずみを超過	H24：上記点の１ｽﾃｯﾌﾟ前までは線形挙動を示し、そのまま上記点まで延長すれば降伏ひずみを超過する	K23,K25：上記点でも降伏に達していないが、P側降伏点以降ではひずみデータが異常
		44-A/B、45-A/B：上記点の４ｽﾃｯﾌﾟ前から降伏ひずみを超過		

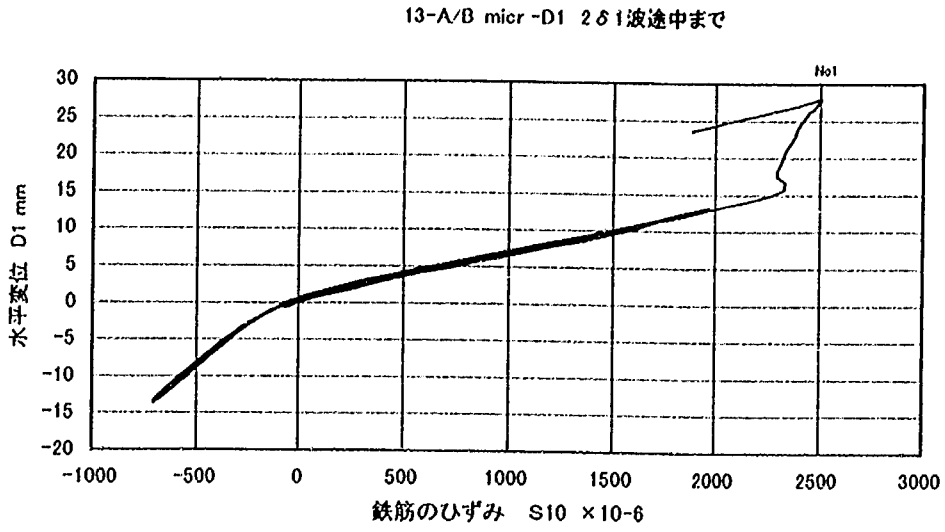
鉄筋の降伏変位（Ｎｏ．１ 試験体）

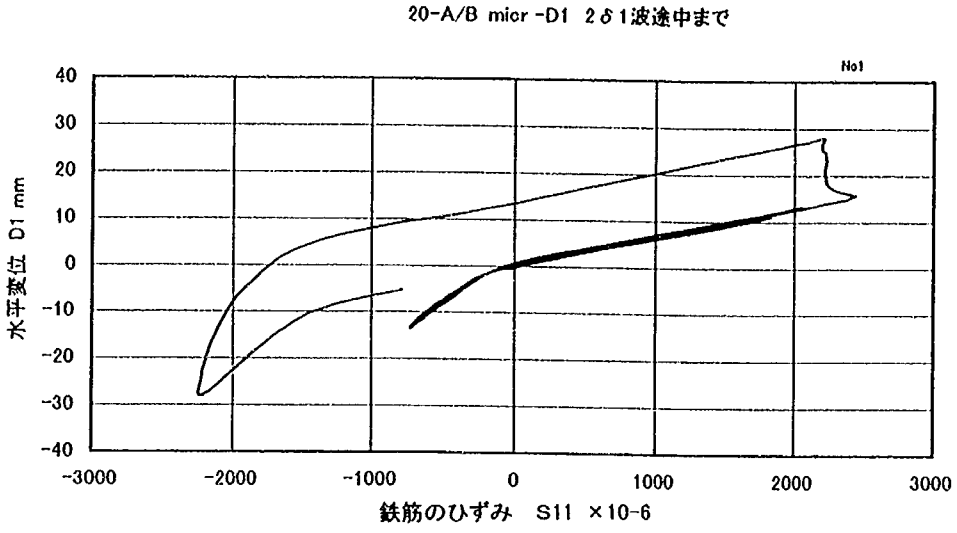


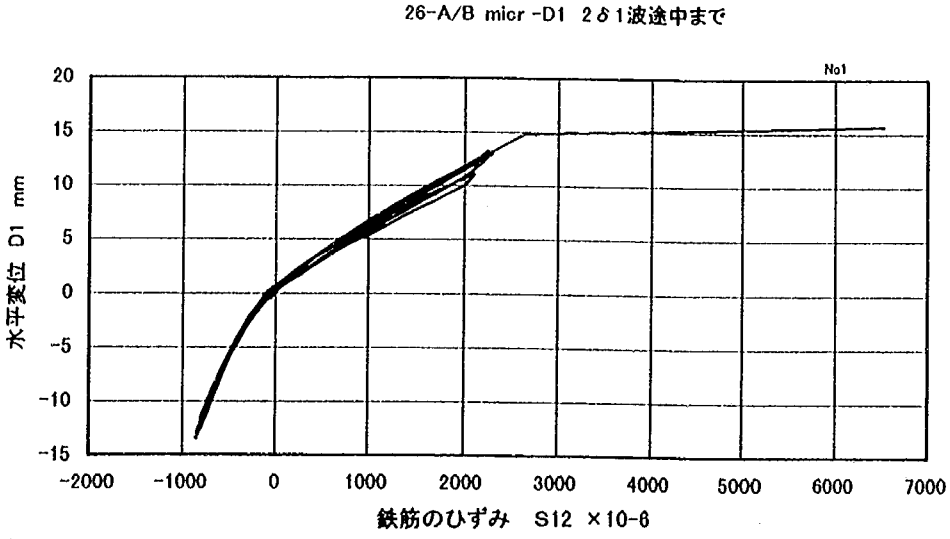




付図－４．１ 鉄筋の降伏変位（No. 1 試験体）



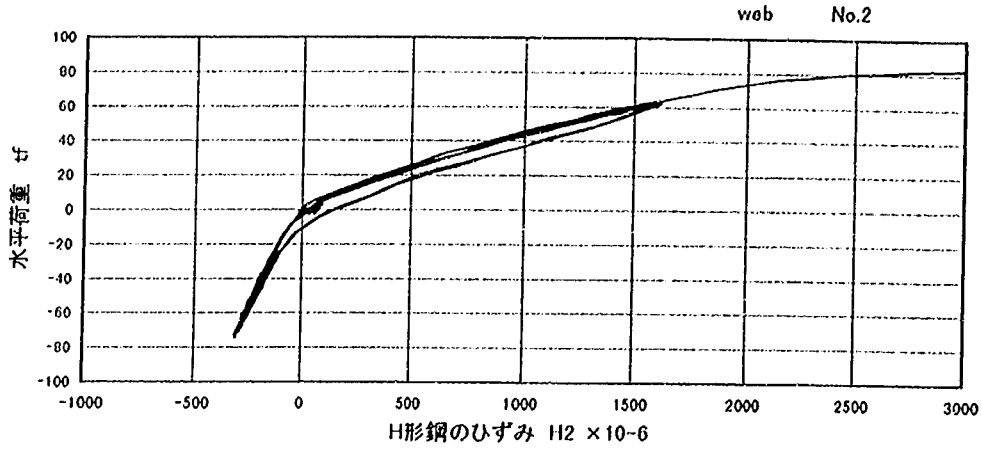




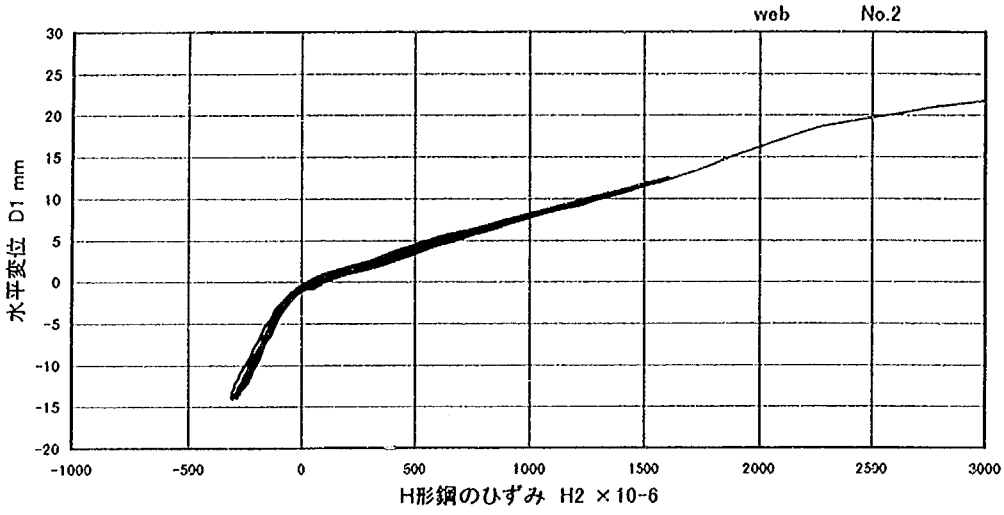
付図－４．２　鉄筋の降伏変位（No. １試験体）

H形鋼の降伏変位（Ｎｏ．２試験体）

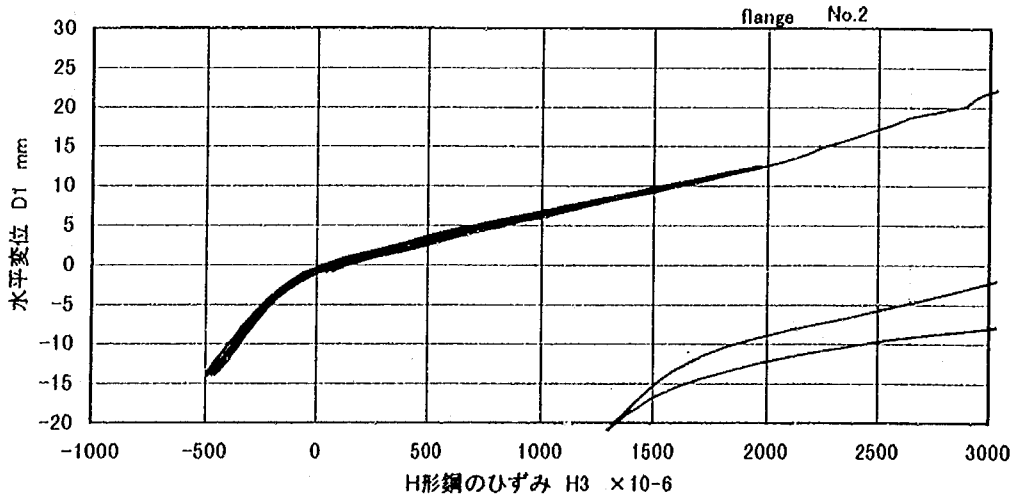
H2 -PH 2δ1波途中まで



H2 -D1 2δ1波途中まで

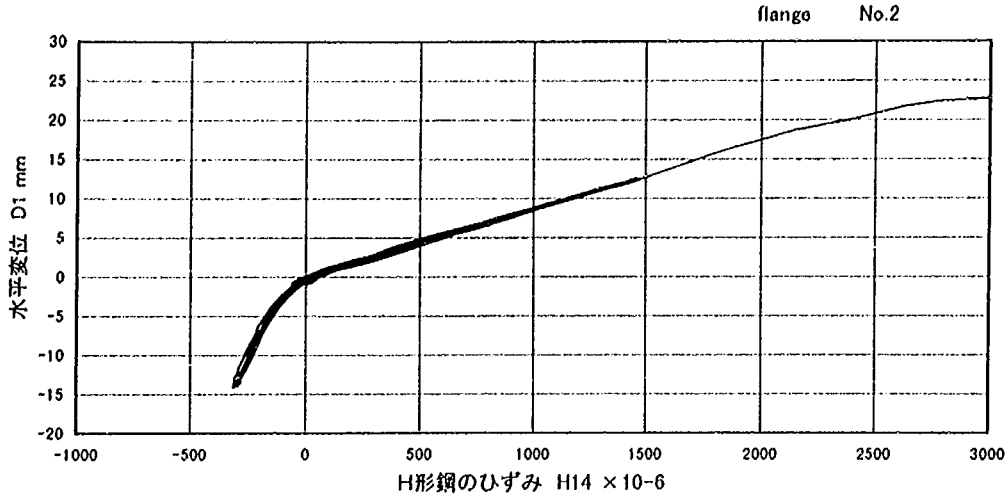


H3 -D1 2δ1波途中まで

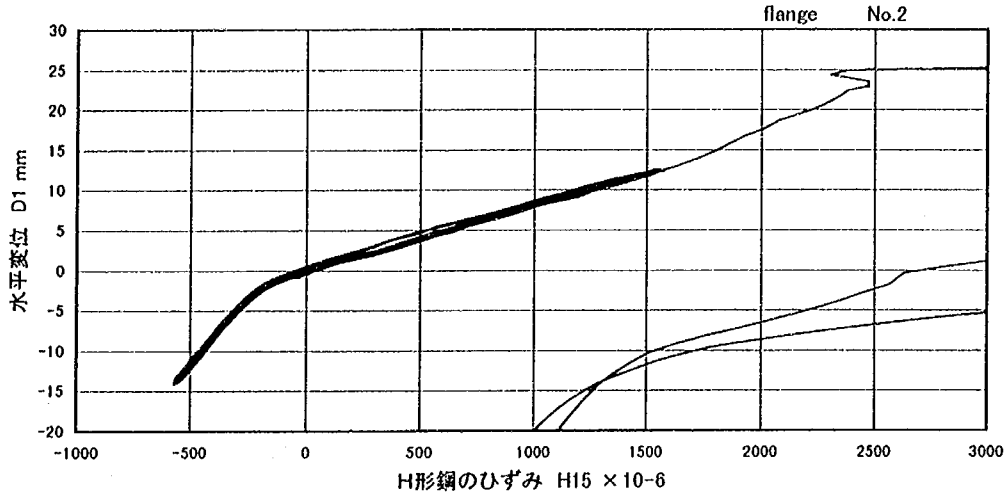


付図－４．３　H形鋼の降伏変位（No. ２試験体）

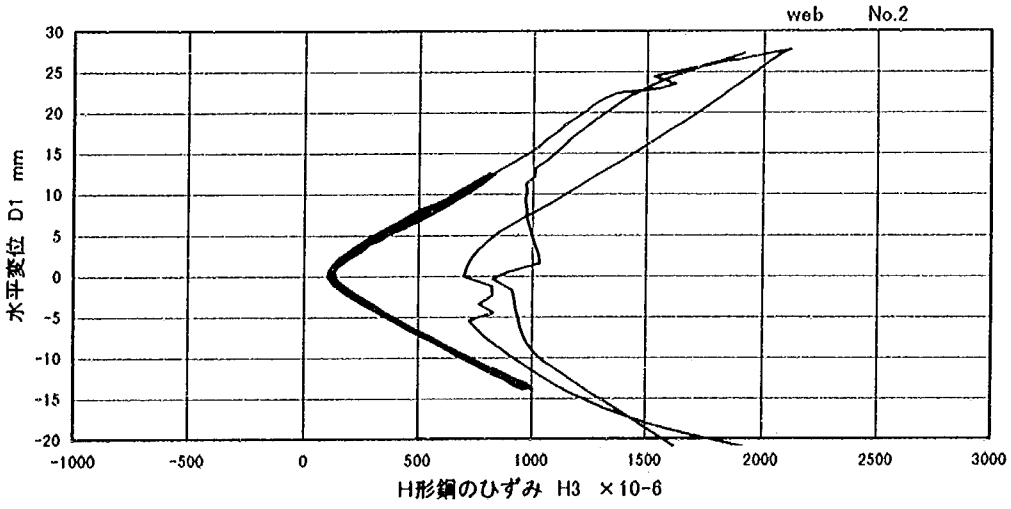
H14 -D1 2δ1波途中まで



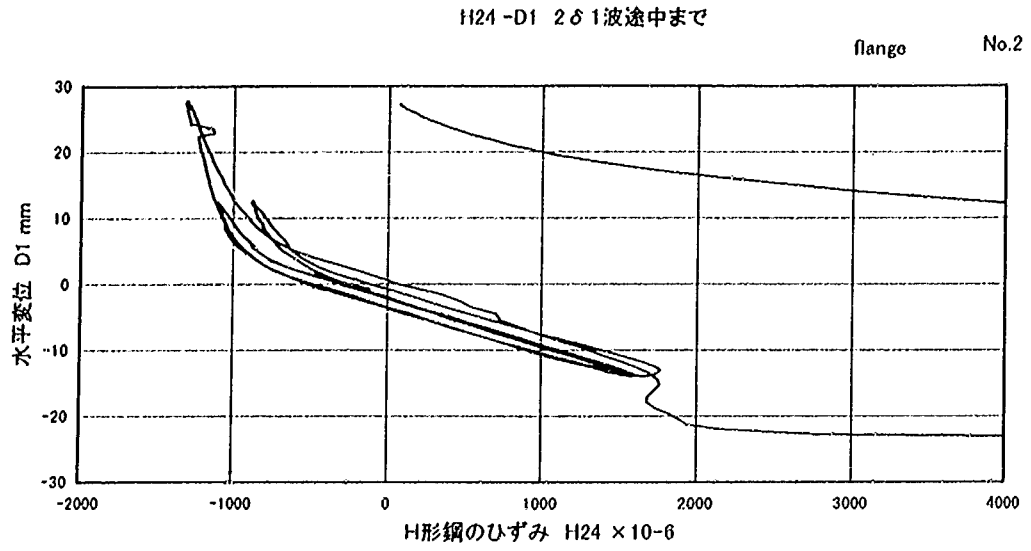
H15 -D1 2δ1波途中まで

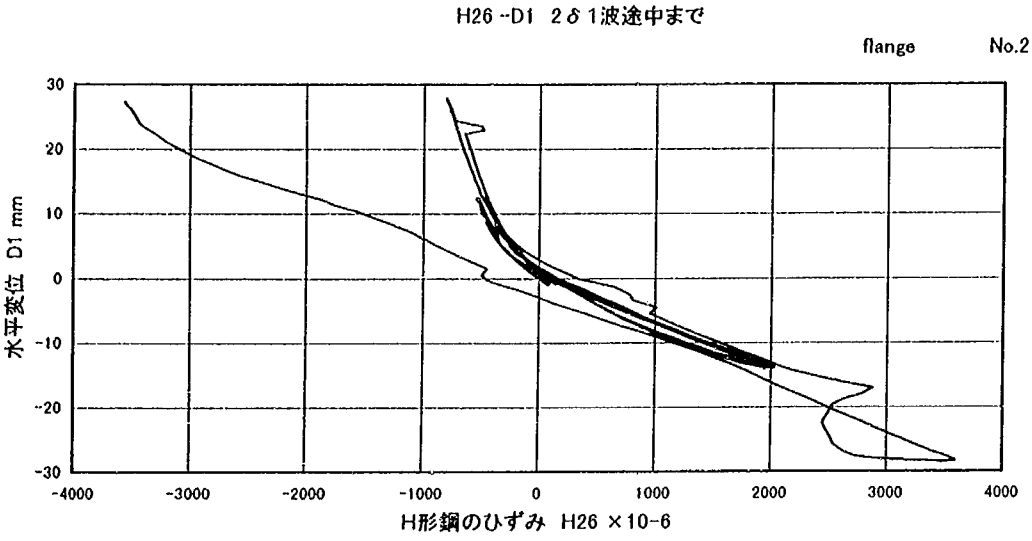


H21 -D1 2δ1波途中まで



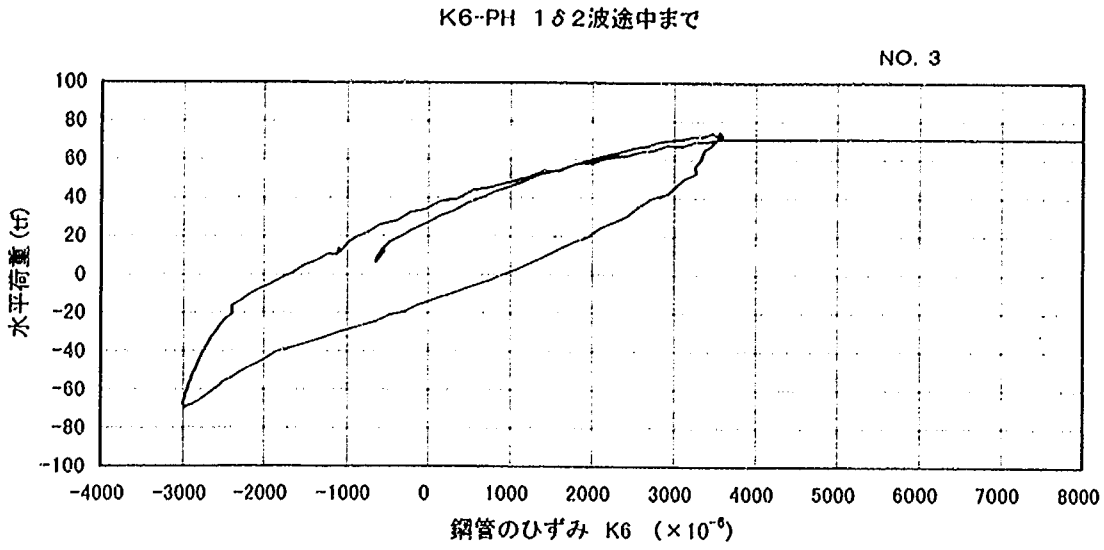
付図－４．４　H形鋼の降伏変位（No. ２試験体）

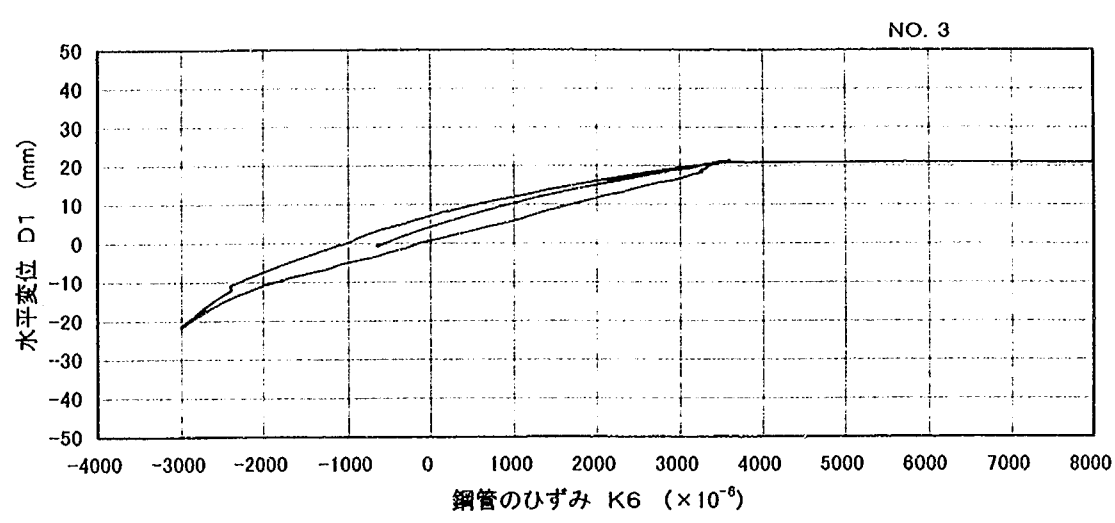


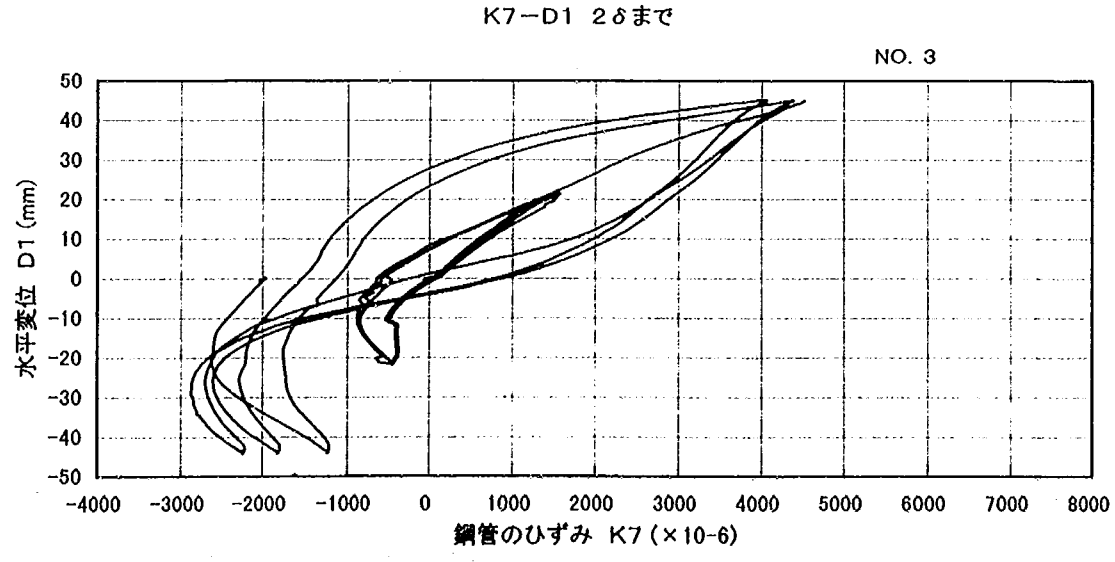


付図－４．５　H形鋼の降伏変位（No. ２試験体）

鋼管の降伏変位（Ｎｏ．３試験体）

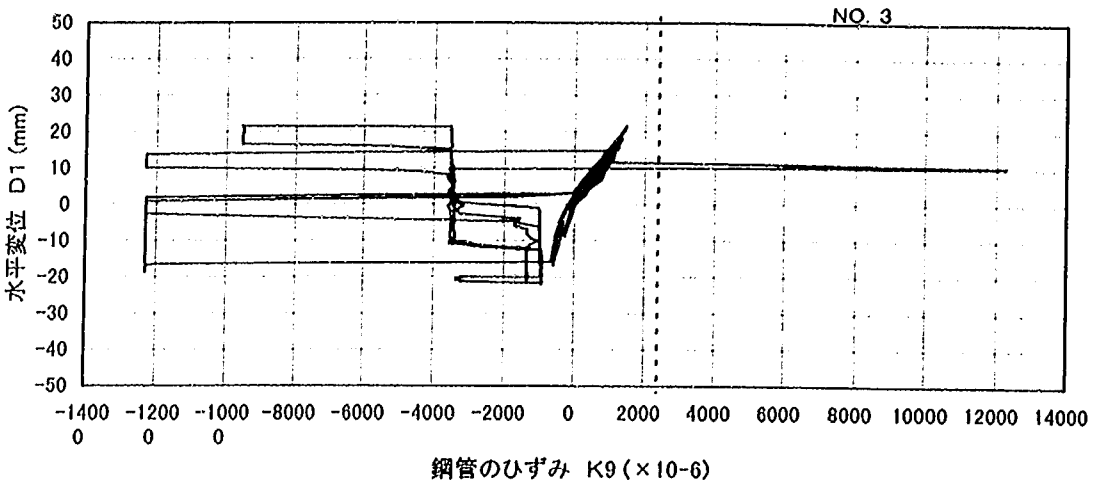




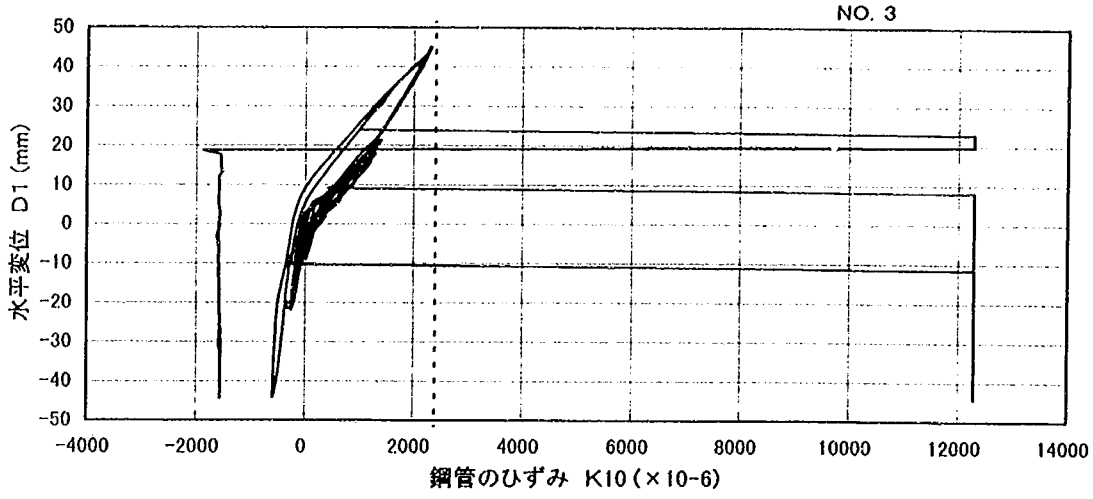


付図－４．６　鋼管の降伏変位（No. ３試験体）

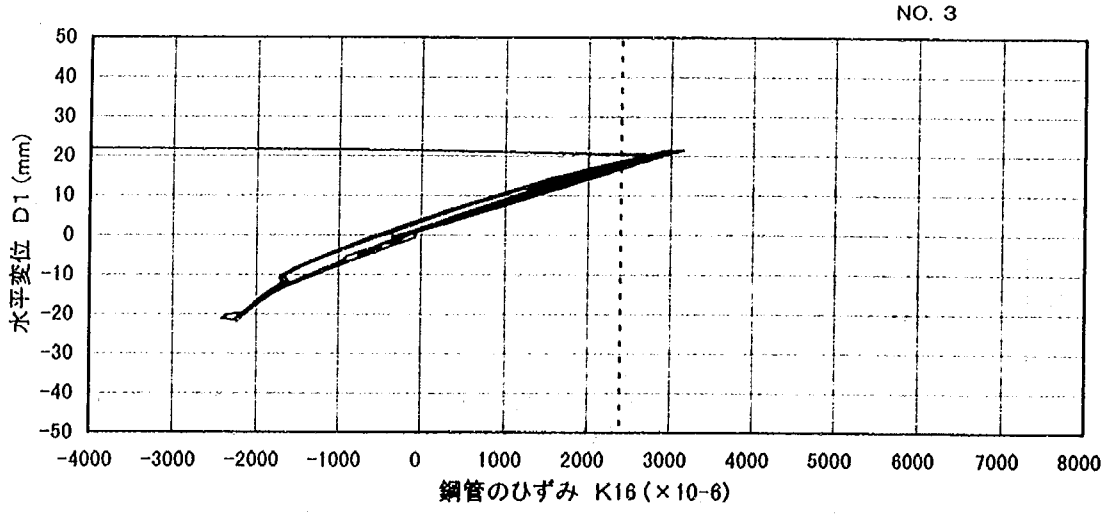
K9−D1 1δ終わりまで



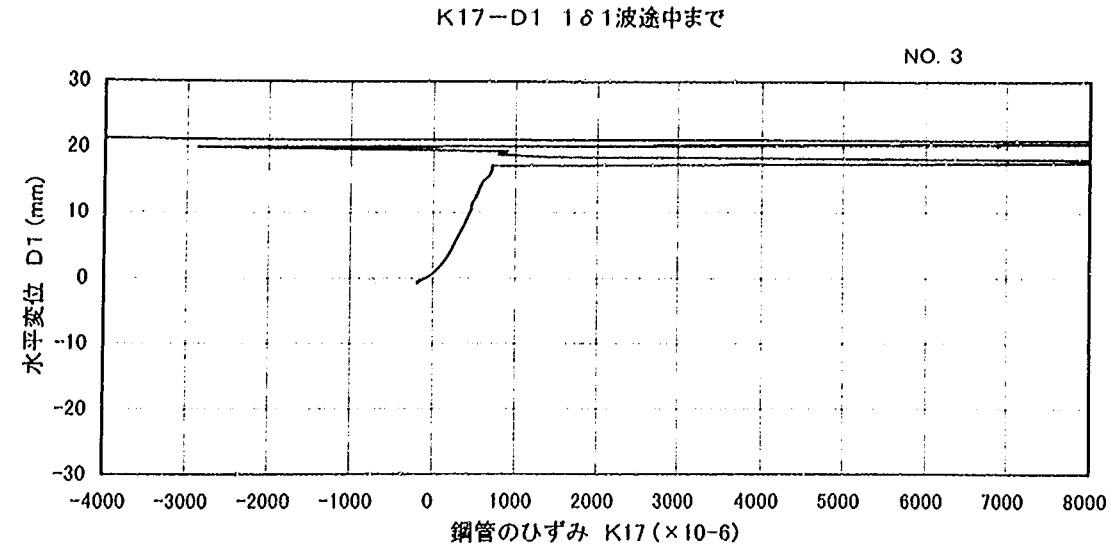
K10−D1 2δ終わりまで

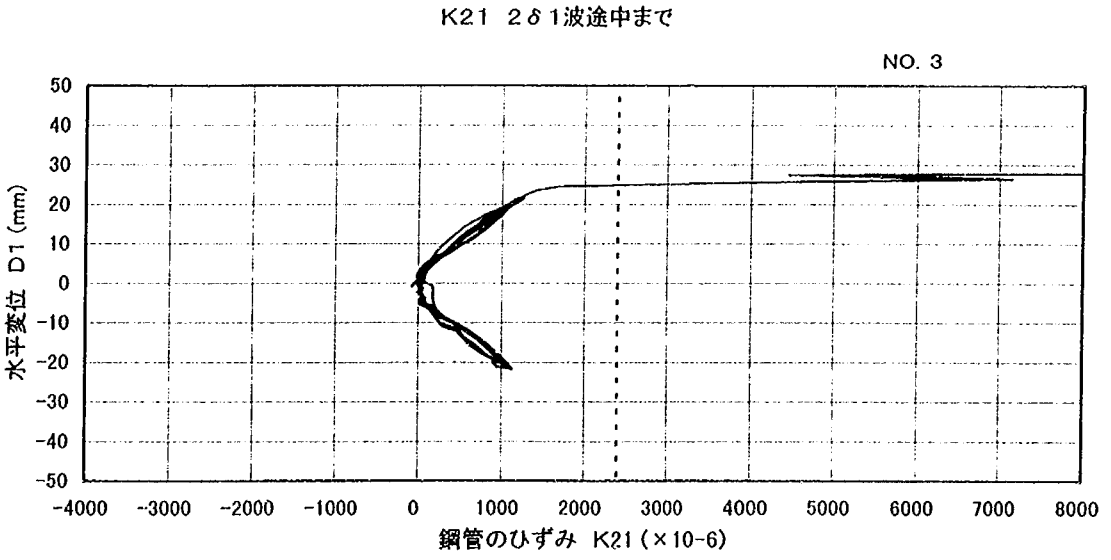


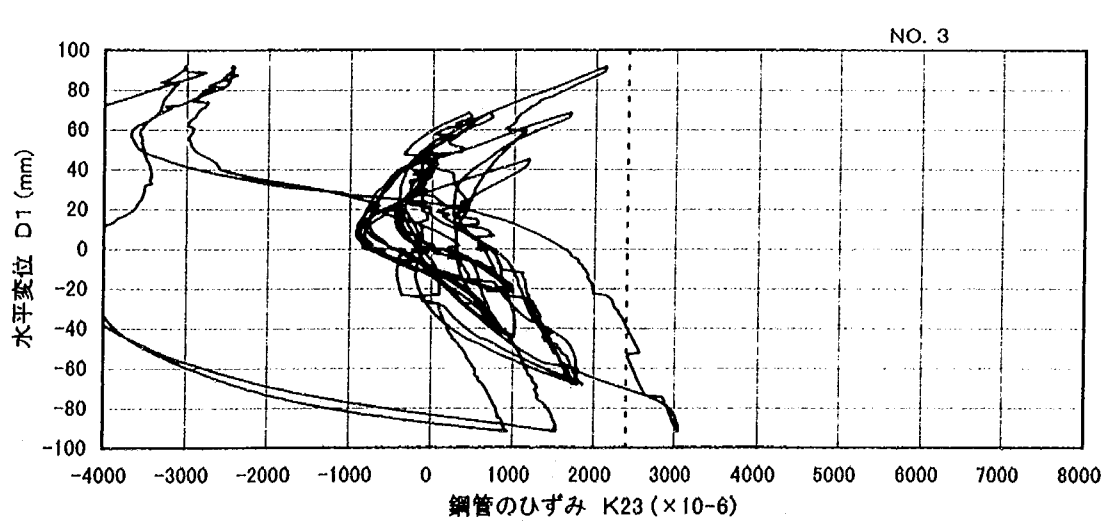
K16−D1 2δ1波途中まで



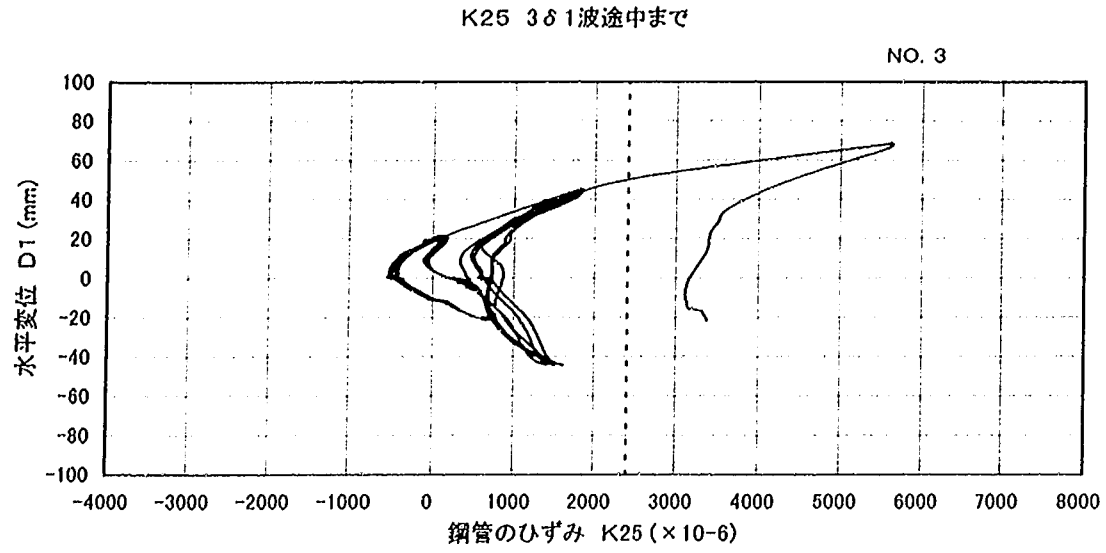
付図－４．７　鋼管の降伏変位（No. ３試験体）

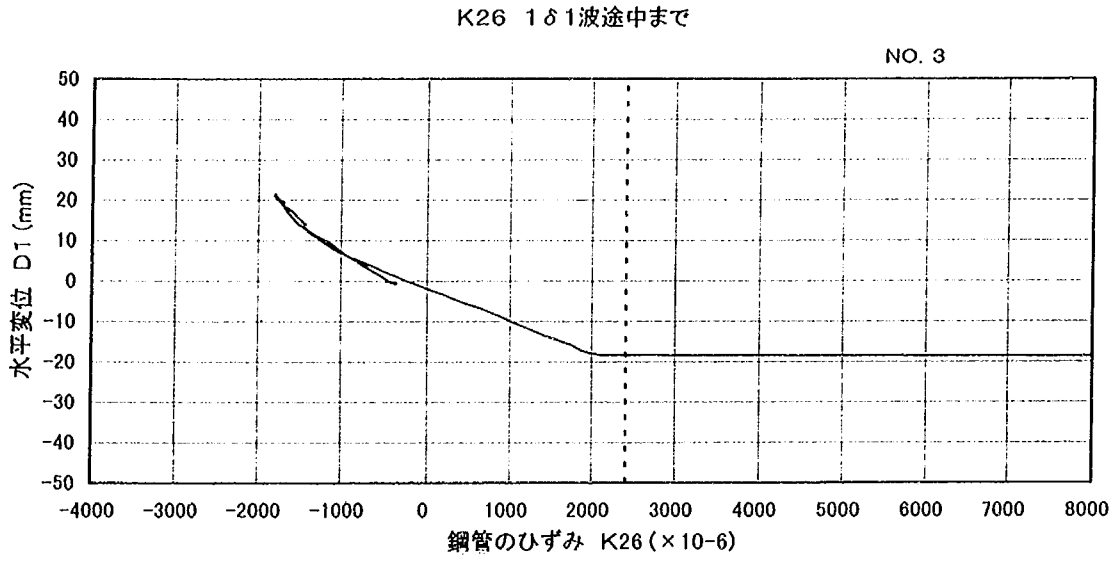






付図－４．８　鋼管の降伏変位（No. ３試験体）





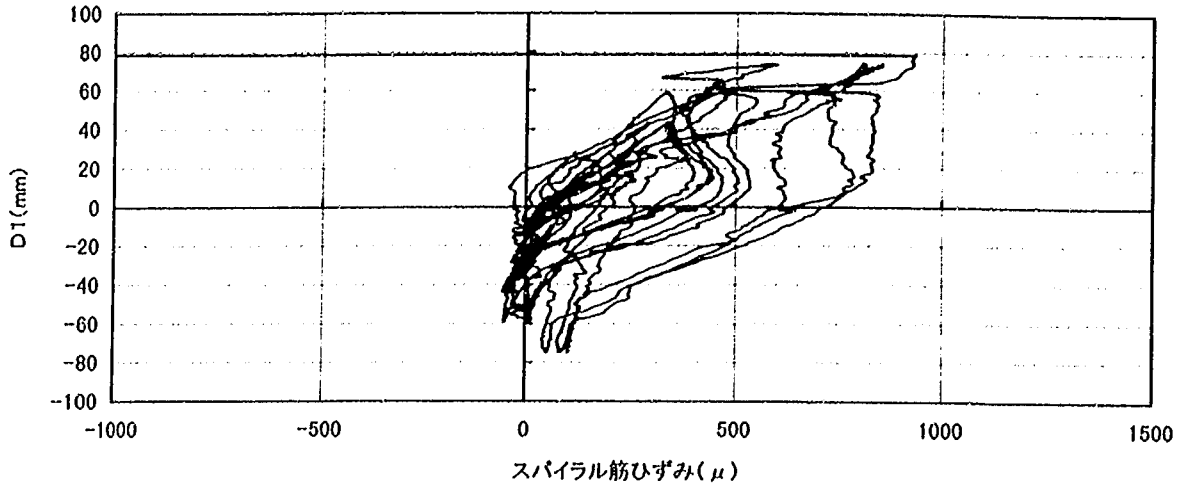
付図－４．９　鋼管の降伏変位（No. ３試験体）

付－５　スパイラル筋ひずみ分布

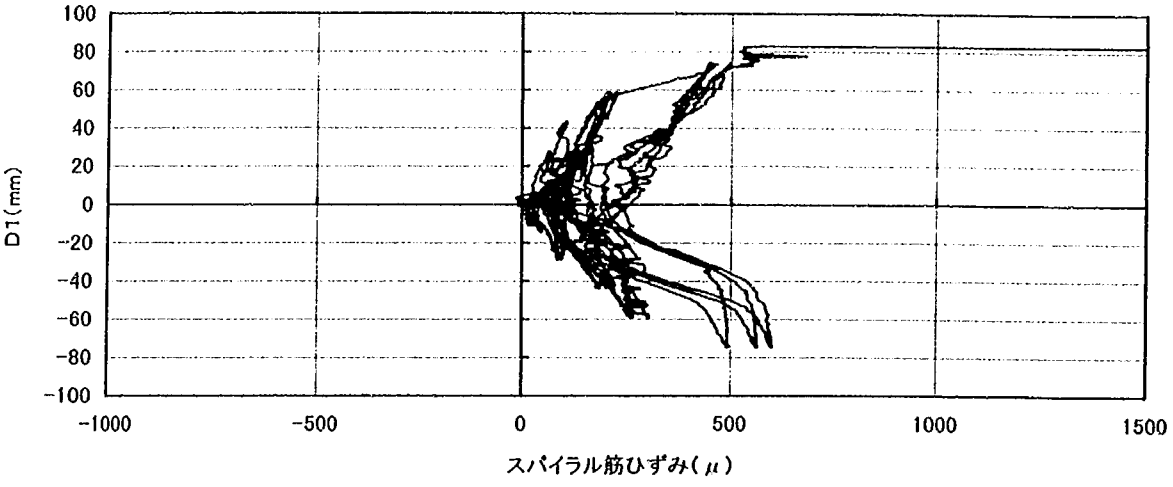
No. ２試験体（３H工法：H形鋼）のスパイラル筋ひずみ分布図を付図－５．１～５．２に示す。

No. ３試験体（３H工法：鋼管）のスパイラル筋ひずみ分布図を付図－５．３～５．４に示す。

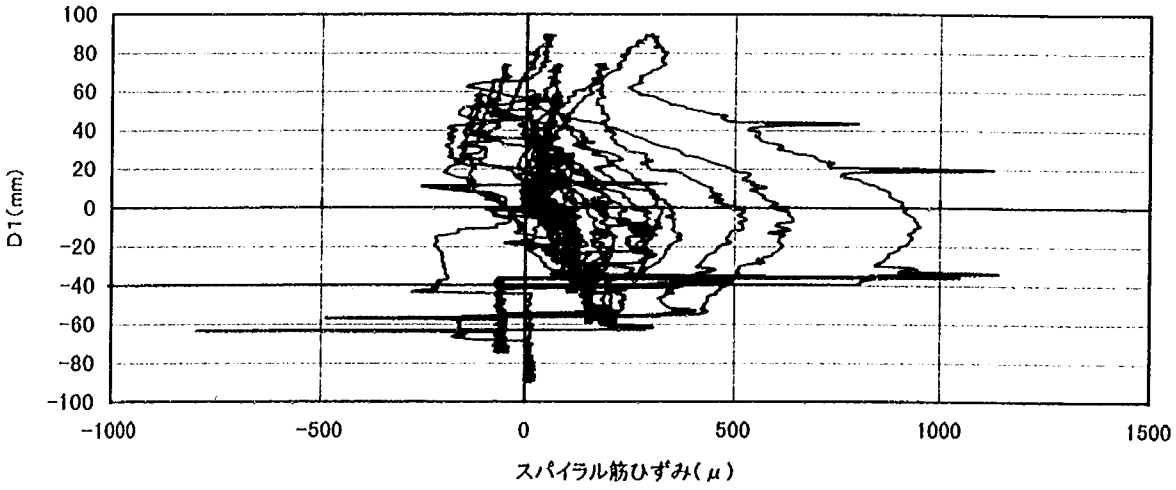
52A-1



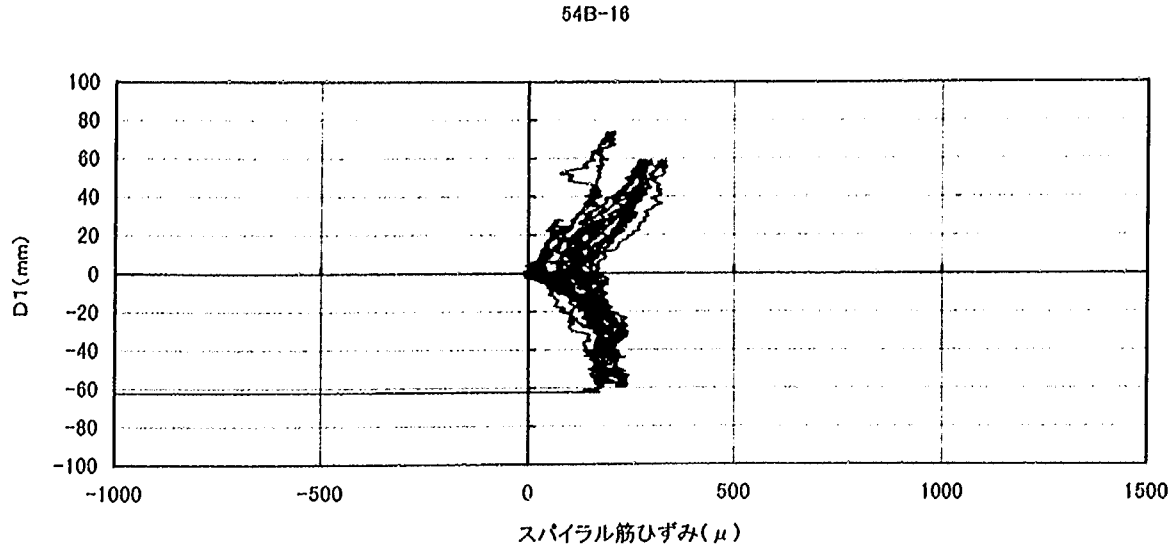
52B-6

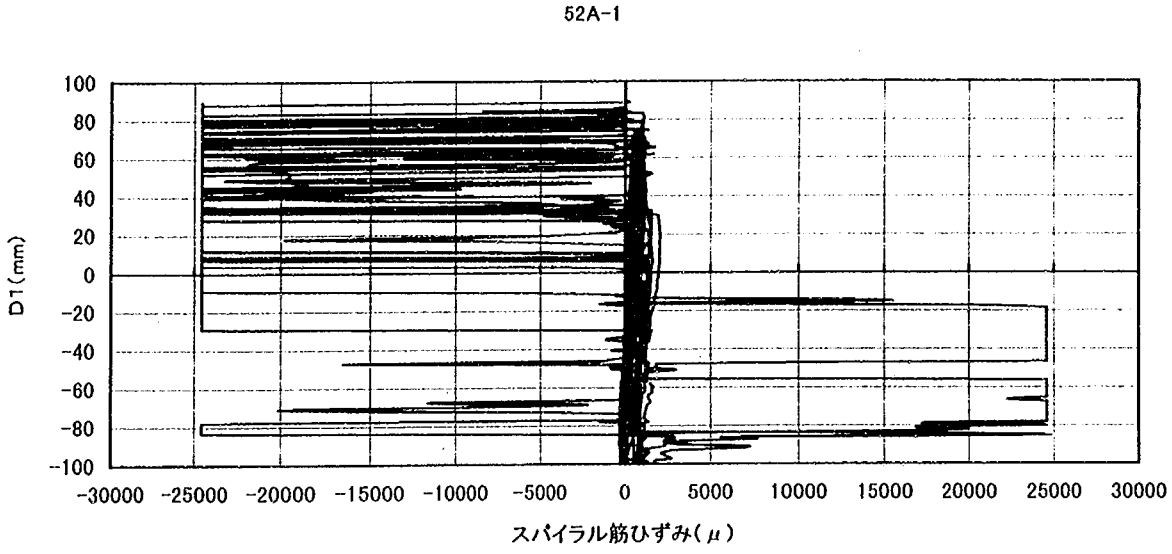


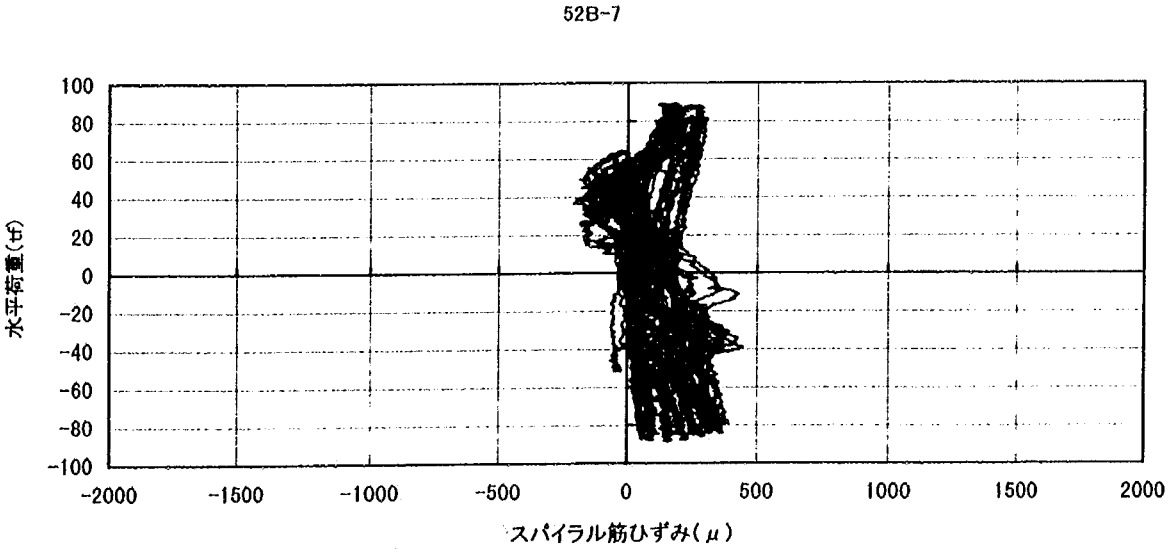
54A-13



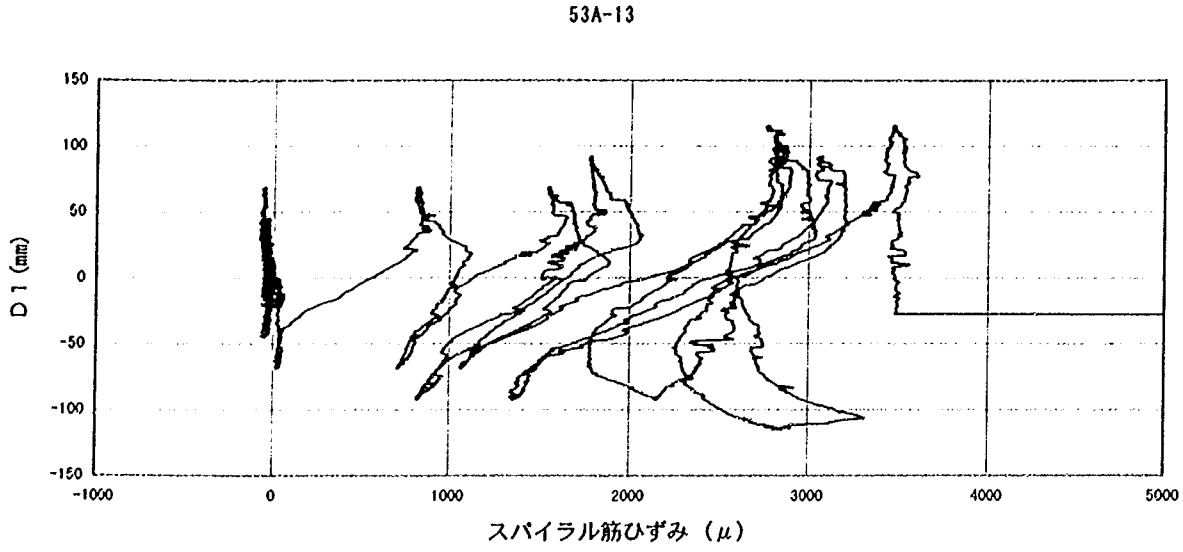
付図－５．１　スパイラル筋ひずみ No. ２試験体（３Ｈ工法、Ｈ形鋼タイプ）

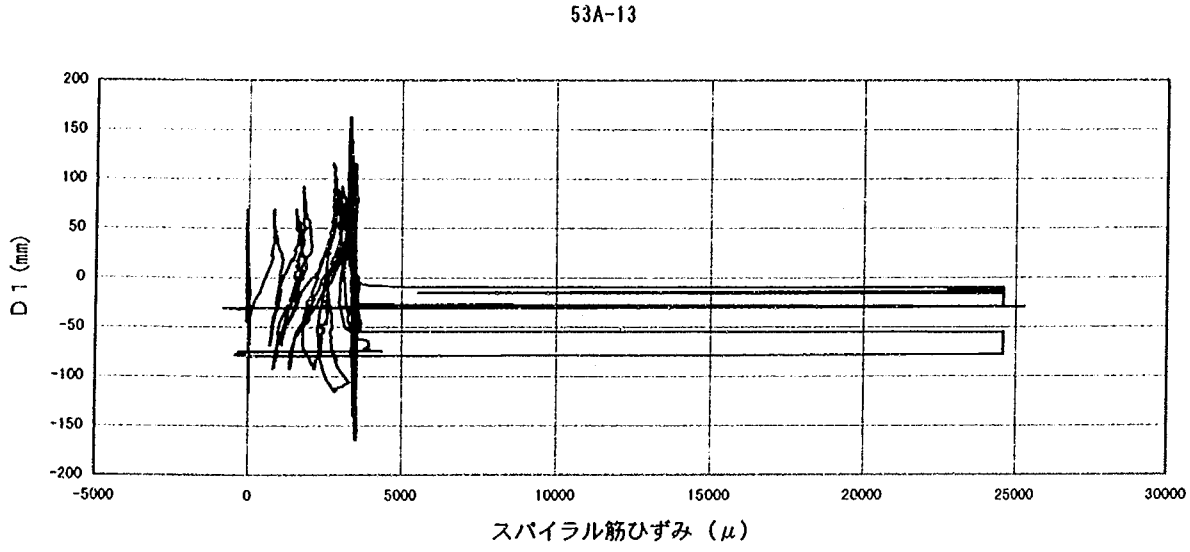


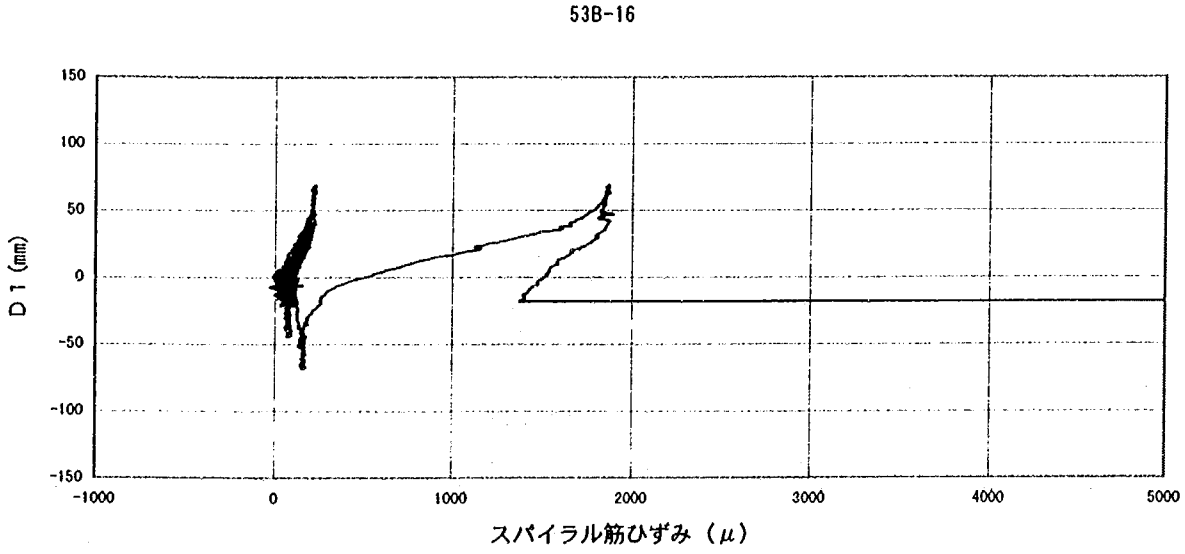




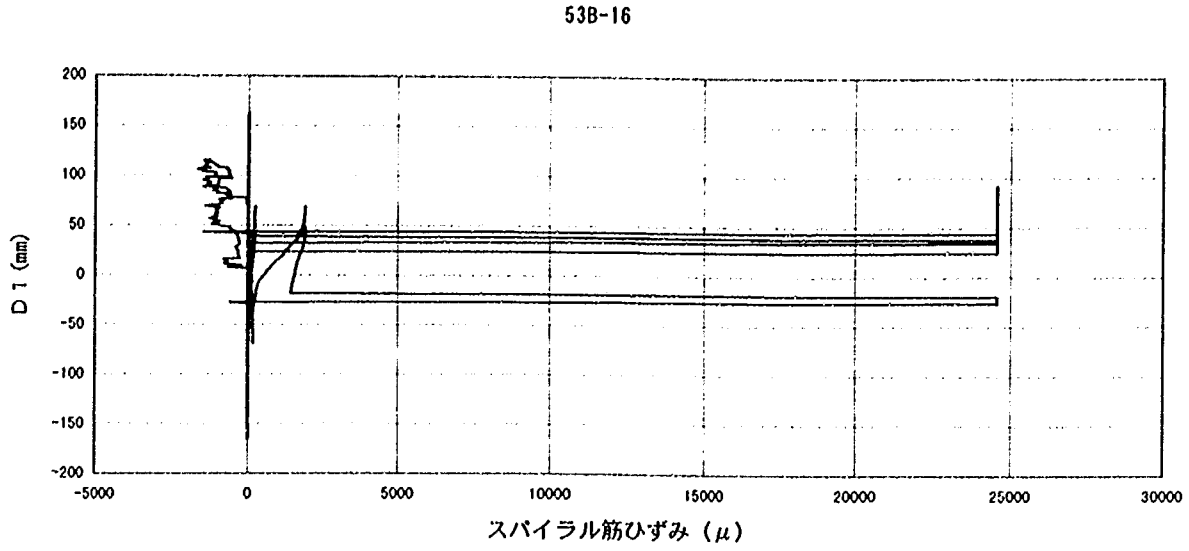
付図－５．２　スパイラル筋ひずみ No. ２試験体（３Ｈ工法、Ｈ形鋼タイプ）

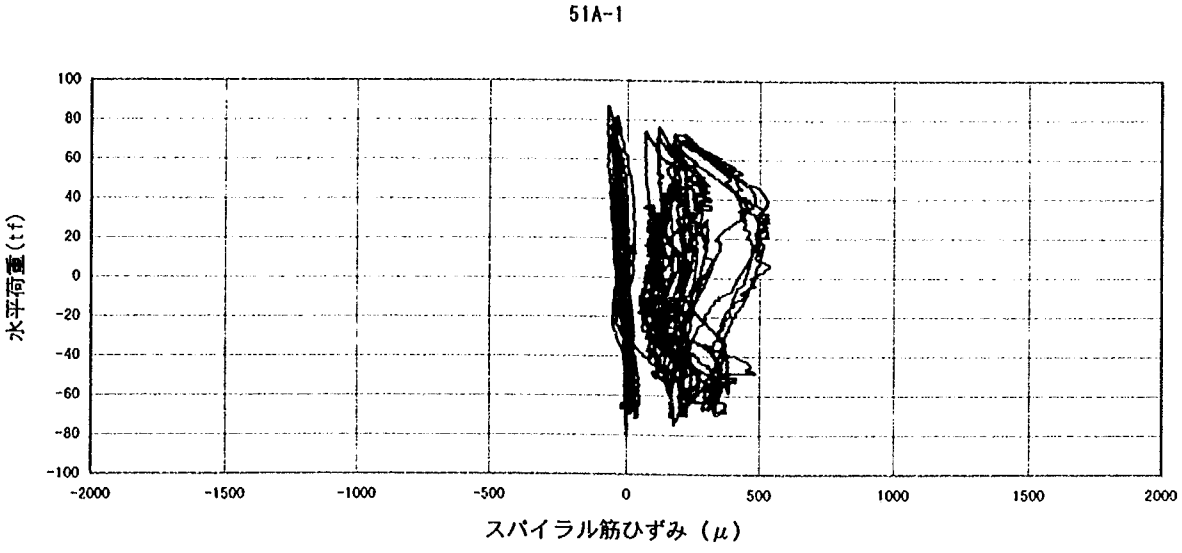


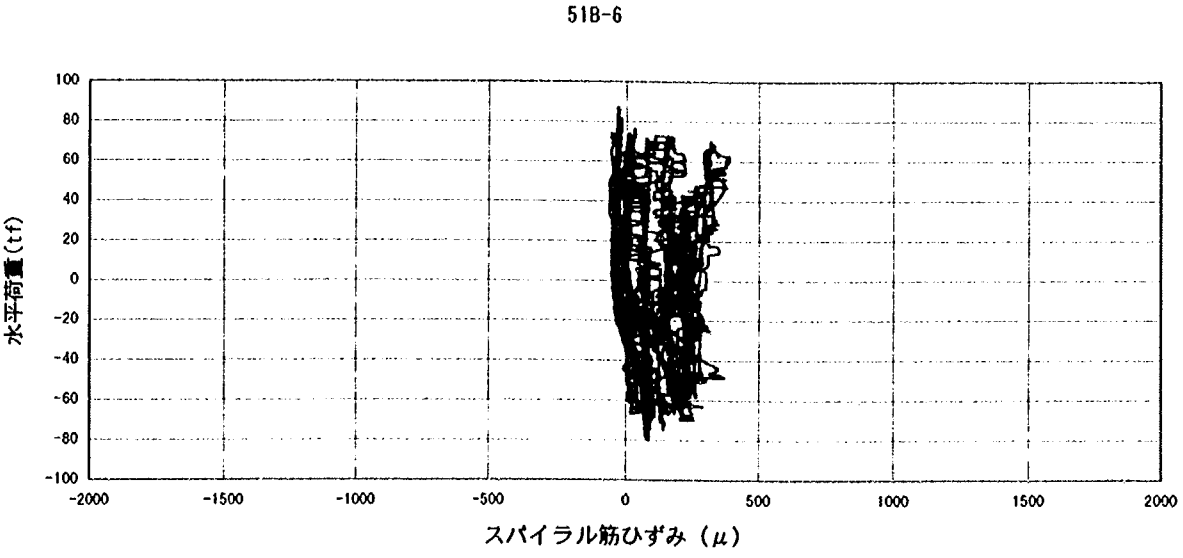




付図－５．３　スパイラル筋ひずみ No. ３試験体（３H工法、鋼管タイプ）





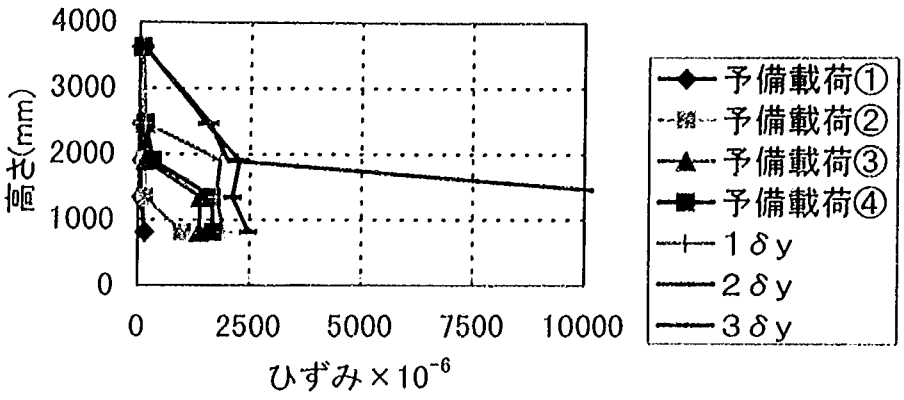


付図－５．４　スパイラル筋ひずみ No. ３試験体（３H工法、鋼管タイプ）

付－６　主鉄筋および主鋼材のひずみ分布

付図－６．１～６．５にNo. １～No. ３試験体について、主鉄筋および主鋼材のひずみの高さ方向における分布図を示す。図中の高さは、フーチング下端からの高さを示している。ひずみは、各載荷サイクルにおける最大変位時のひずみである。

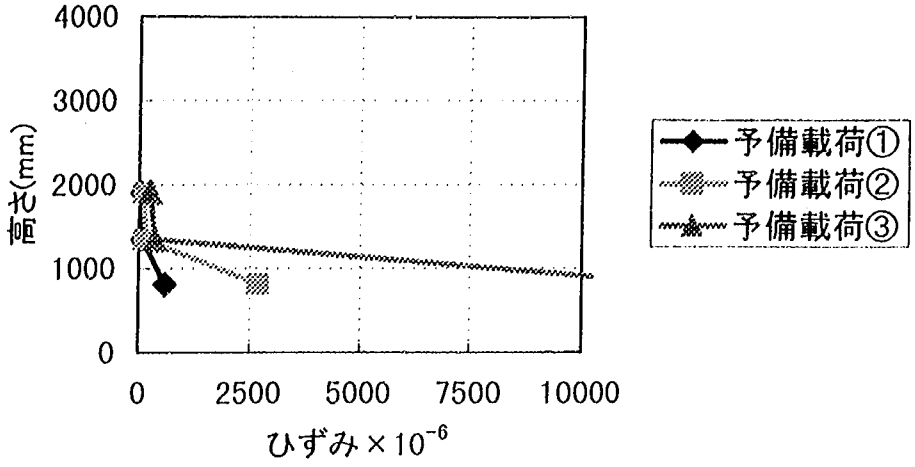
付図－６．６～６．８に、No. １～No. ３試験体について、主鉄筋および主鋼材のひずみの断面内における分布図を示す。着目した断面は、柱基部より１０mm上のIII断面である。



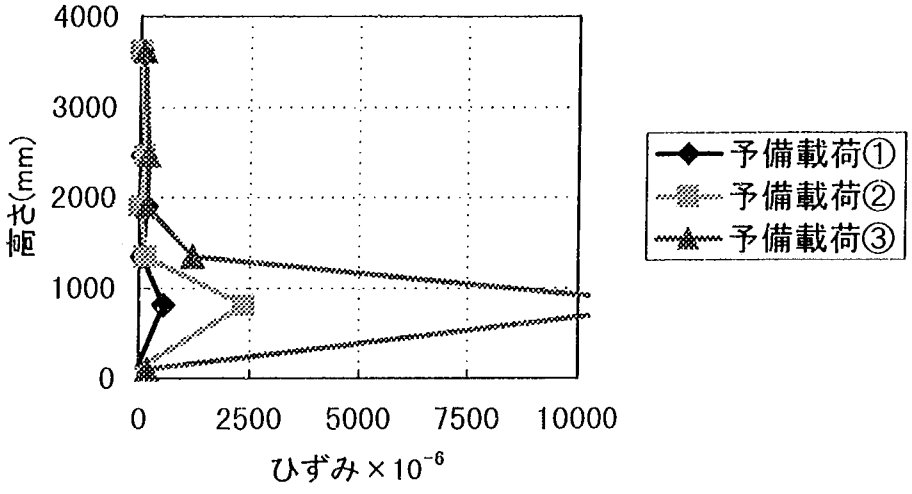
予備載荷①:最大変位1.99mm(荷重20.77tf)
予備載荷②:最大変位4.65mm(荷重43.99tf)
予備載荷③:最大変位8.13mm(荷重57.66tf)
予備載荷④:最大変位11.06mm(荷重65.37tf)
1δy:最大変位13.07mm(荷重68.46tf)
2δy:最大変位27.76mm(荷重82.89tf)
3δy:最大変位43.20mm(荷重81.51tf)

付図－６．１　主鉄筋ひずみの高さ方向分布 (No. 1 試験体)

No.2試験体(H形鋼ﾀｲﾌﾟ)・主鉄筋①A/B

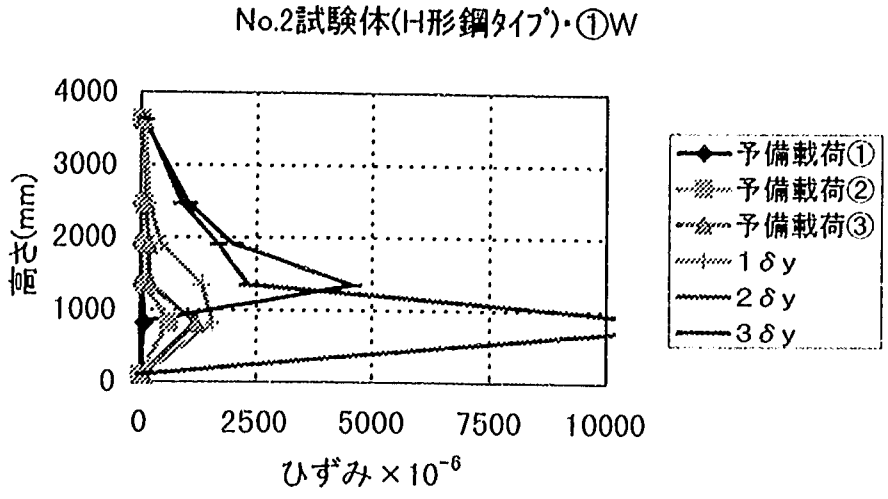


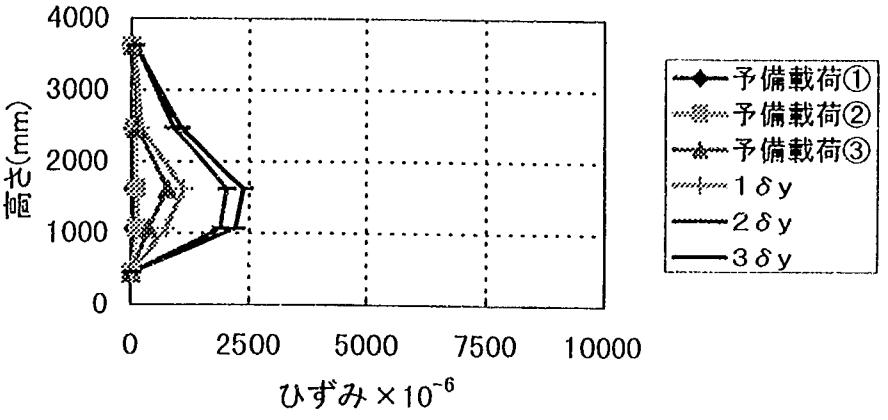
No.2試験体(H形鋼ﾀｲﾌﾟ)・主鉄筋③A/B

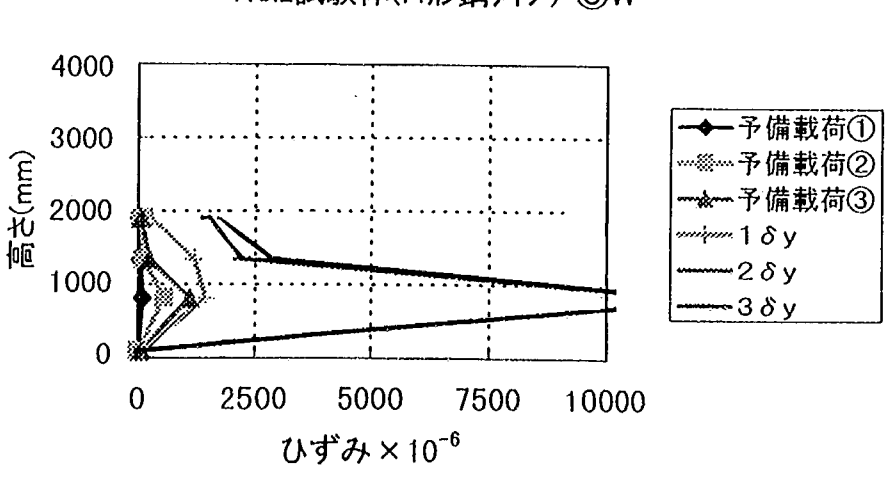


予備載荷①:最大変位1.77mm(荷重14.32tf)
予備載荷②:最大変位4.39mm(荷重34.80tf)
予備載荷③:最大変位7.82mm(荷重52.30tf)

付図－６．２　主鉄筋ひずみの高さ方向分布（No. ２試験体）



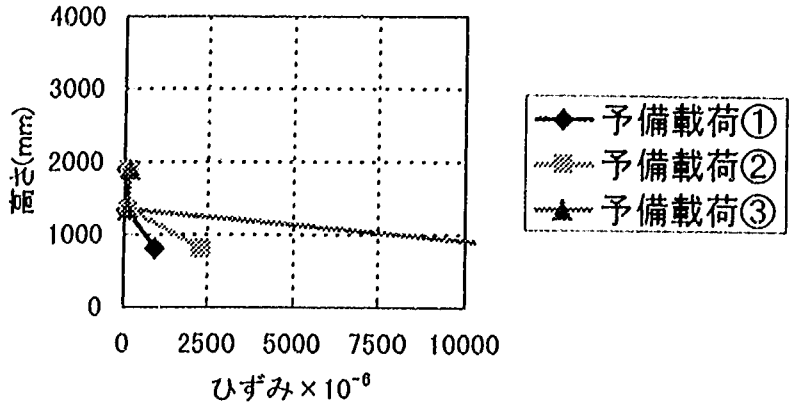




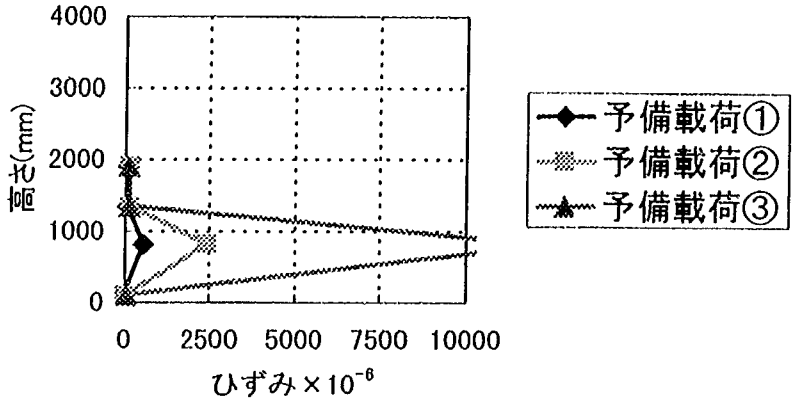
予備載荷①:最大変位1.77mm(荷重14.32tf)
予備載荷②:最大変位4.39mm(荷重34.80tf)
予備載荷③:最大変位7.82mm(荷重52.30tf)
1δy:最大変位12.34mm(荷重63.05tf)
2δy:最大変位27.65mm(荷重85.14tf)
3δy:最大変位43.30mm(荷重86.83tf)

付図－6．3　H形鋼ウェブひずみの高さ方向分布（No. 2試験体）

No. 3試験体(鋼管ﾀｲﾌﾟ)・主鉄筋②A/B



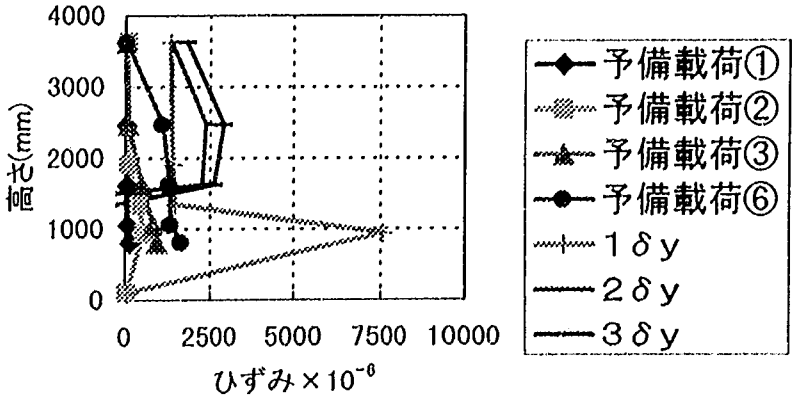
No.3試験体(鋼管ﾀｲﾌﾟ)・主鉄筋④A/B



予備載荷①:最大変位1.95mm(荷重19.08tf)
予備載荷②:最大変位4.74mm(荷重37.90tf)
予備載荷③:最大変位8.47mm(荷重52.37tf)
予備載荷⑥:最大変位18.23mm(荷重39.14tf)
1δy:最大変位21.31mm(荷重73.17tf)
2δy:最大変位44.81mm(荷重85.67tf)
3δy:最大変位68.21mm(荷重80.44tf)

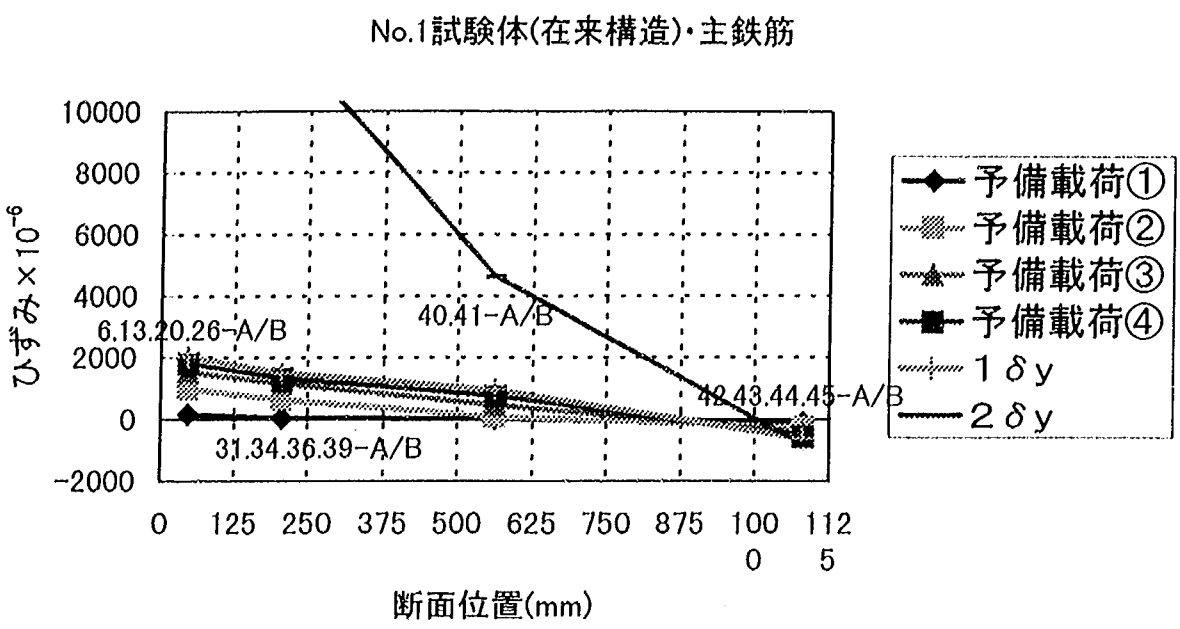
付図－6．4　主鉄筋ひずみの高さ方向分布（No. 3試験体）

No.3試験体(鋼管ﾀｲﾌﾟ)・鋼管②



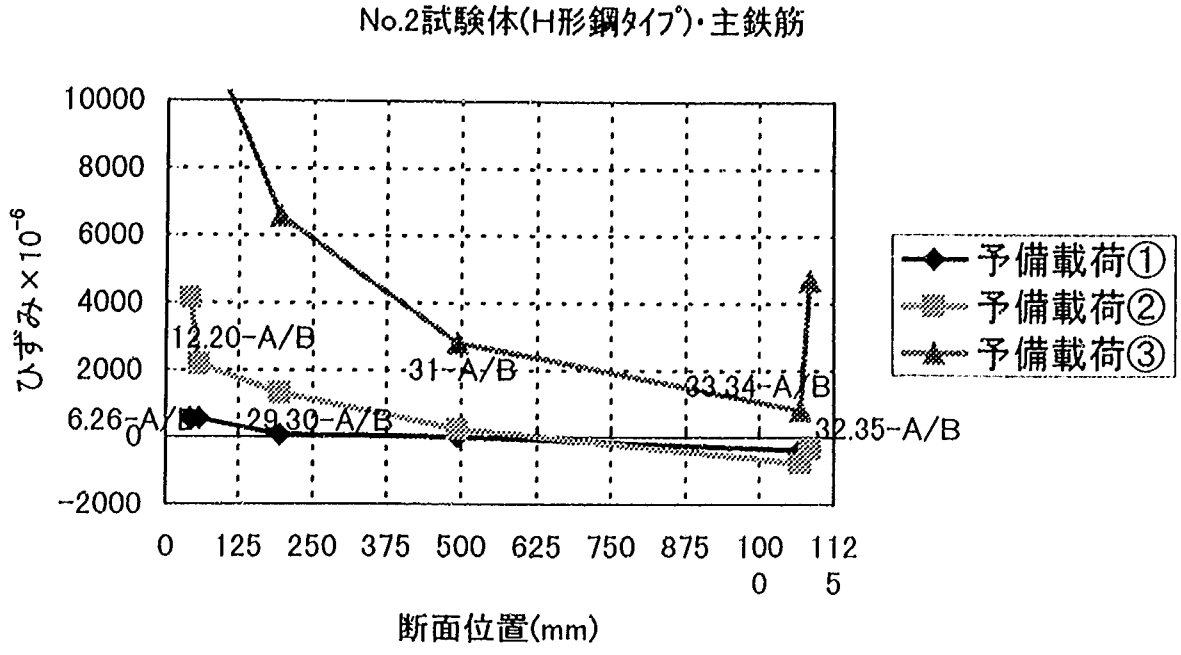
予備載荷①:最大変位1.95mm(荷重19.08tf)
予備載荷②:最大変位4.74mm(荷重37.90tf)
予備載荷③:最大変位8.47mm(荷重52.37tf)
予備載荷⑥:最大変位18.23mm(荷重39.14tf)
1δy:最大変位21.31mm(荷重73.17tf)
2δy:最大変位44.81mm(荷重85.67tf)
3δy:最大変位68.21mm(荷重80.44tf)

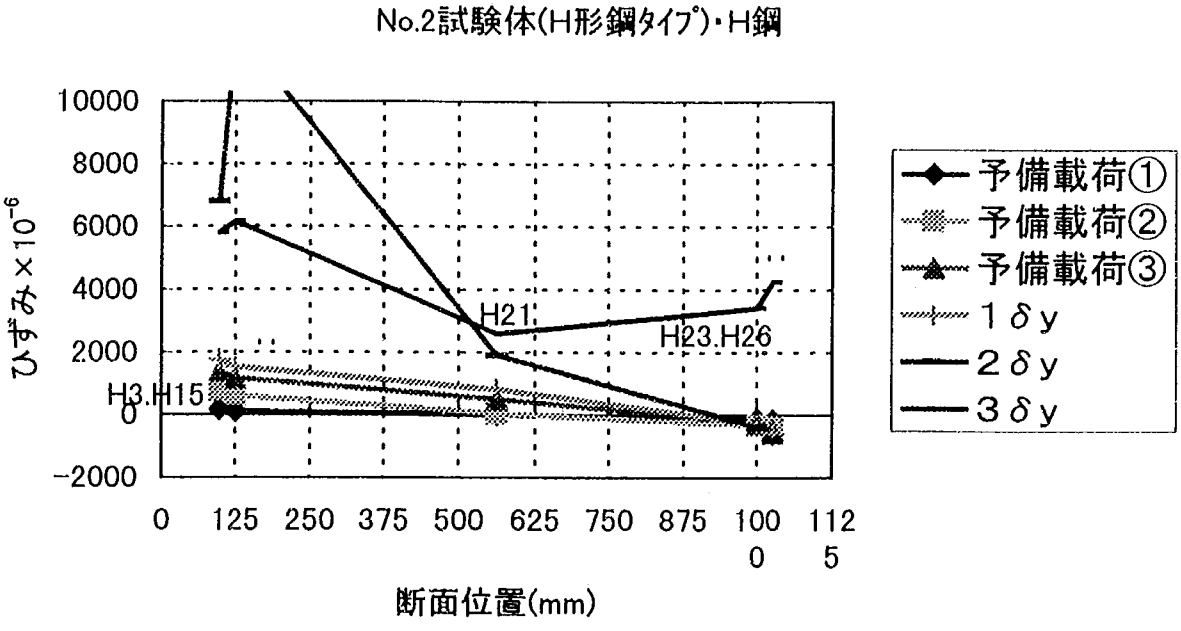
付図－６．５　鋼管ひずみの高さ方向分布（No. ３試験体）



予備載荷①:最大変位1.99mm(荷重20.77tf)
予備載荷②:最大変位4.65mm(荷重43.99tf)
予備載荷③:最大変位8.13mm(荷重57.66tf)
予備載荷④:最大変位11.06mm(荷重65.37tf)
1δy:最大変位13.07mm(荷重68.46tf)
2δy:最大変位27.76mm(荷重82.89tf)
3δy:最大変位43.20mm(荷重81.51tf)

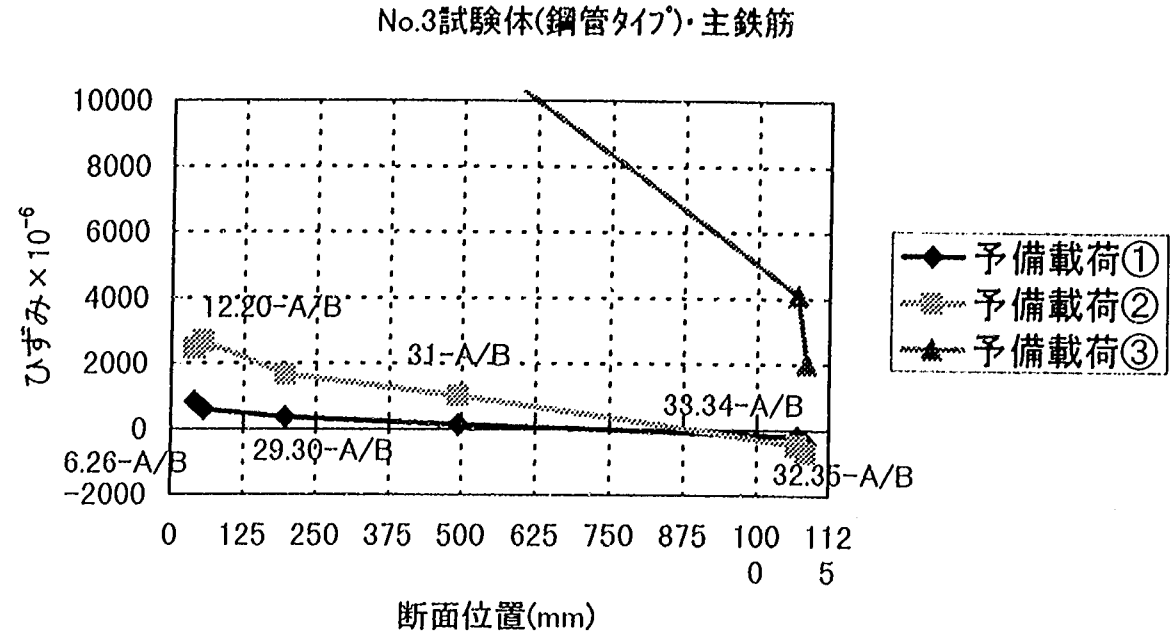
付図－６．６　主鉄筋ひずみの断面内の分布（No. １試験体）

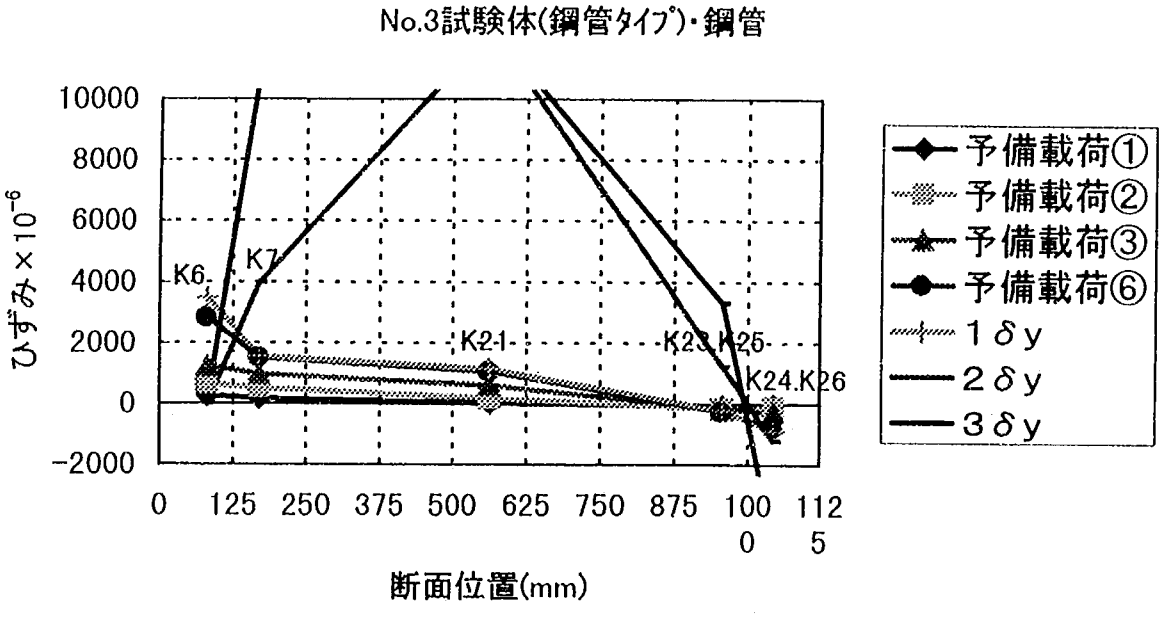




予備載荷①:最大変位1.77mm(荷重14.32tf)
予備載荷②:最大変位4.39mm(荷重34.80tf)
予備載荷③:最大変位7.82mm(荷重52.30tf)
1δy:最大変位12.34mm(荷重63.05tf)
2δy:最大変位27.65mm(荷重85.14tf)
3δy:最大変位43.30mm(荷重86.83tf)

付図－６．７　主鉄筋およびH形鋼ひずみの断面内の分布 (No. ２試験体)



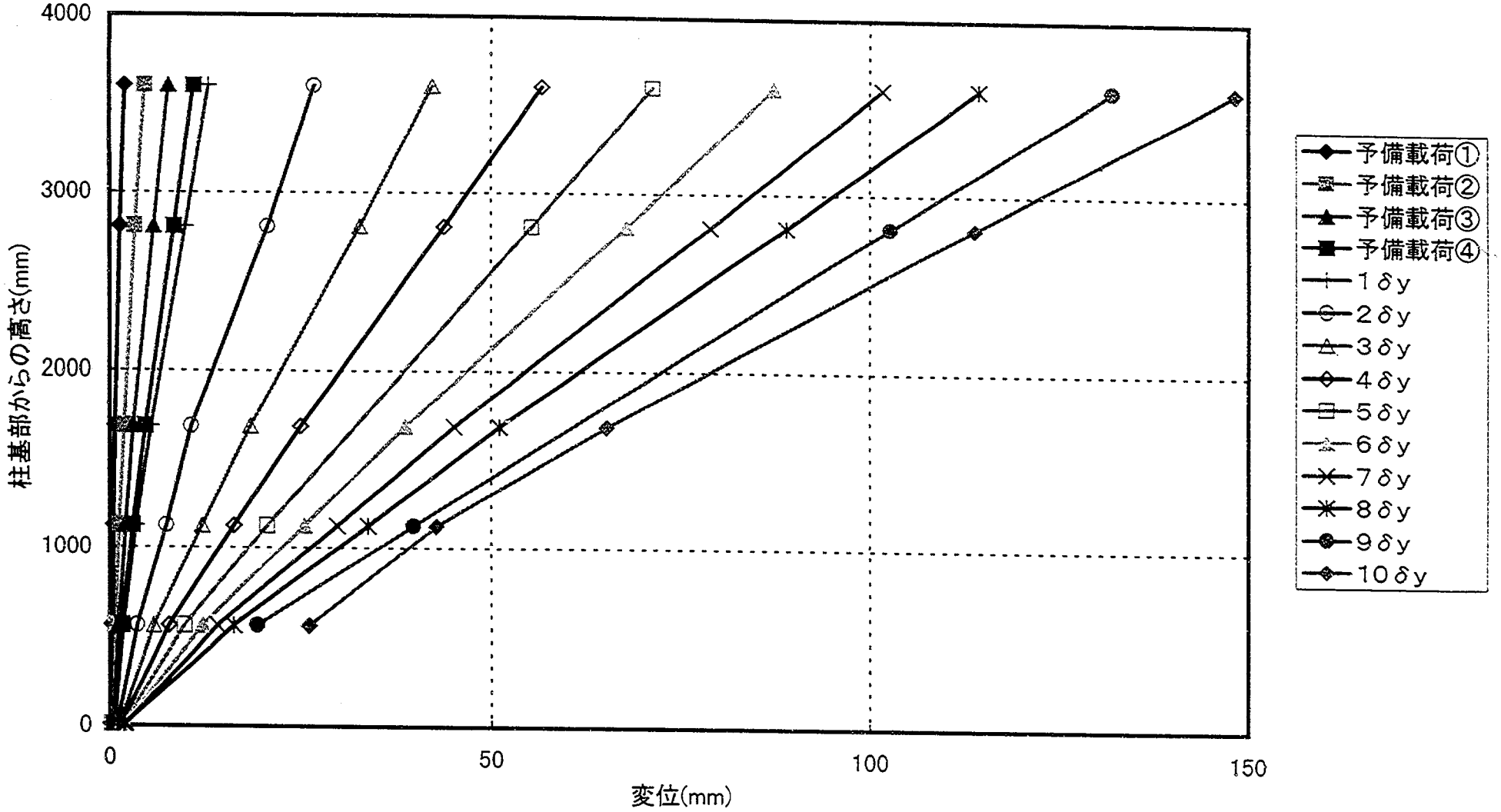


予備載荷①:最大変位1.95mm(荷重19.08tf)
予備載荷②:最大変位4.74mm(荷重37.90tf)
予備載荷③:最大変位8.47mm(荷重52.37tf)
予備載荷⑥:最大変位18.23mm(荷重39.14tf)
1δy:最大変位21.31mm(荷重73.17tf)
2δy:最大変位44.81mm(荷重85.67tf)
3δy:最大変位68.21mm(荷重80.44tf)

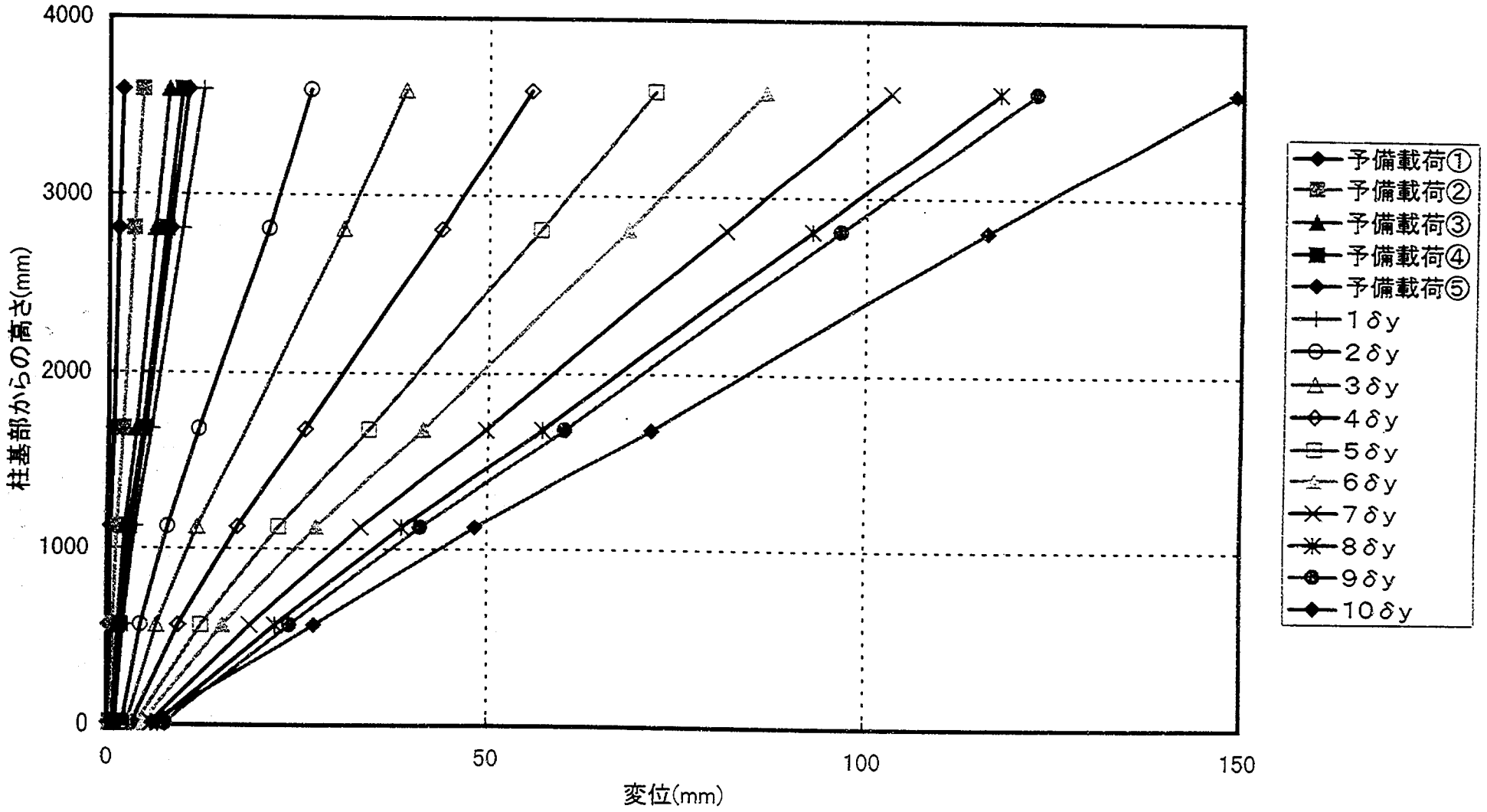
付図－6．8　主鉄筋および鋼管ひずみの断面内の分布（No. 3試験体）

付－７　変位分布

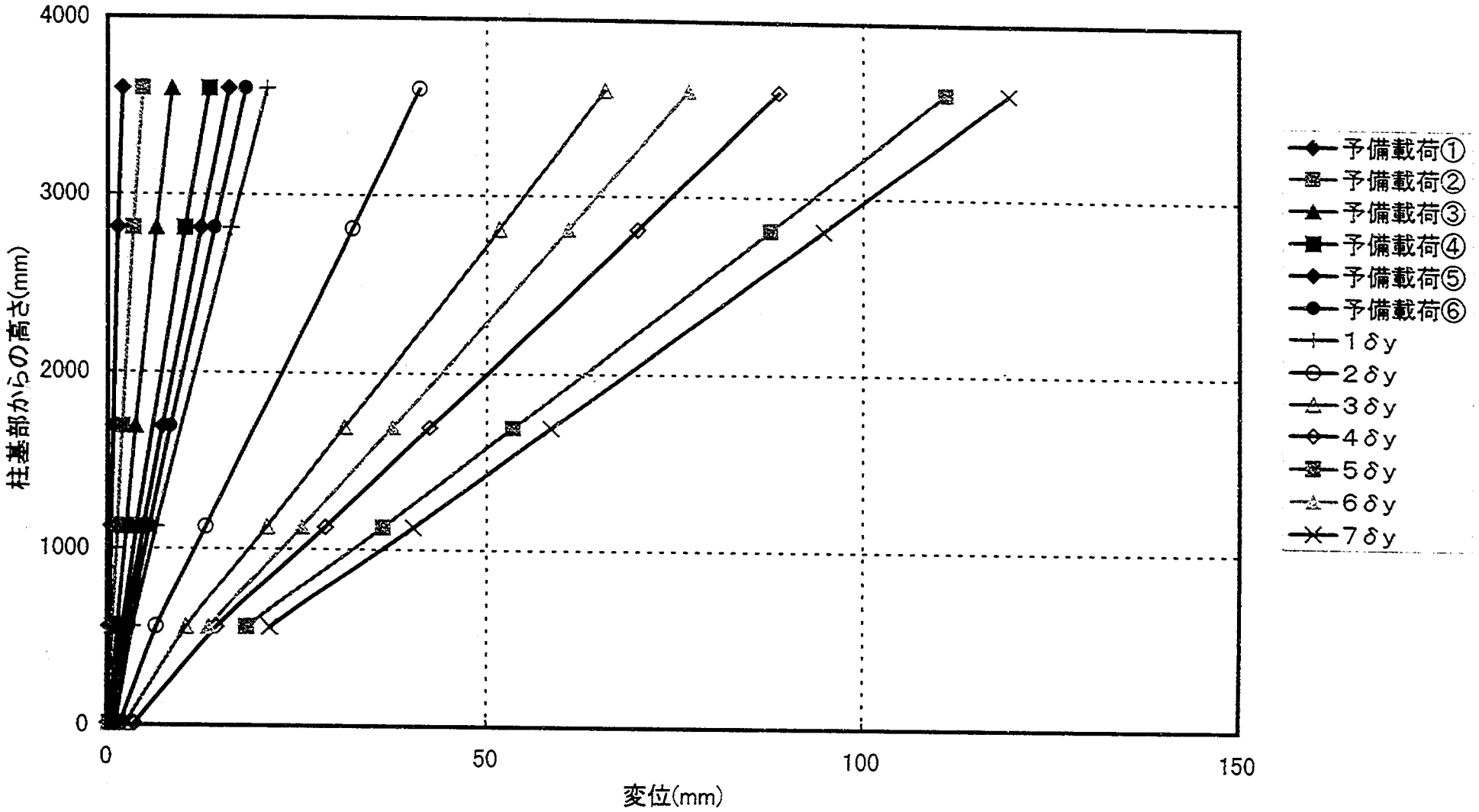
各試験体の変形状況を付図－７．１～７．３に示す。



付図－７．１　No．１試験体：在来工法（１ループ目最大荷重時）

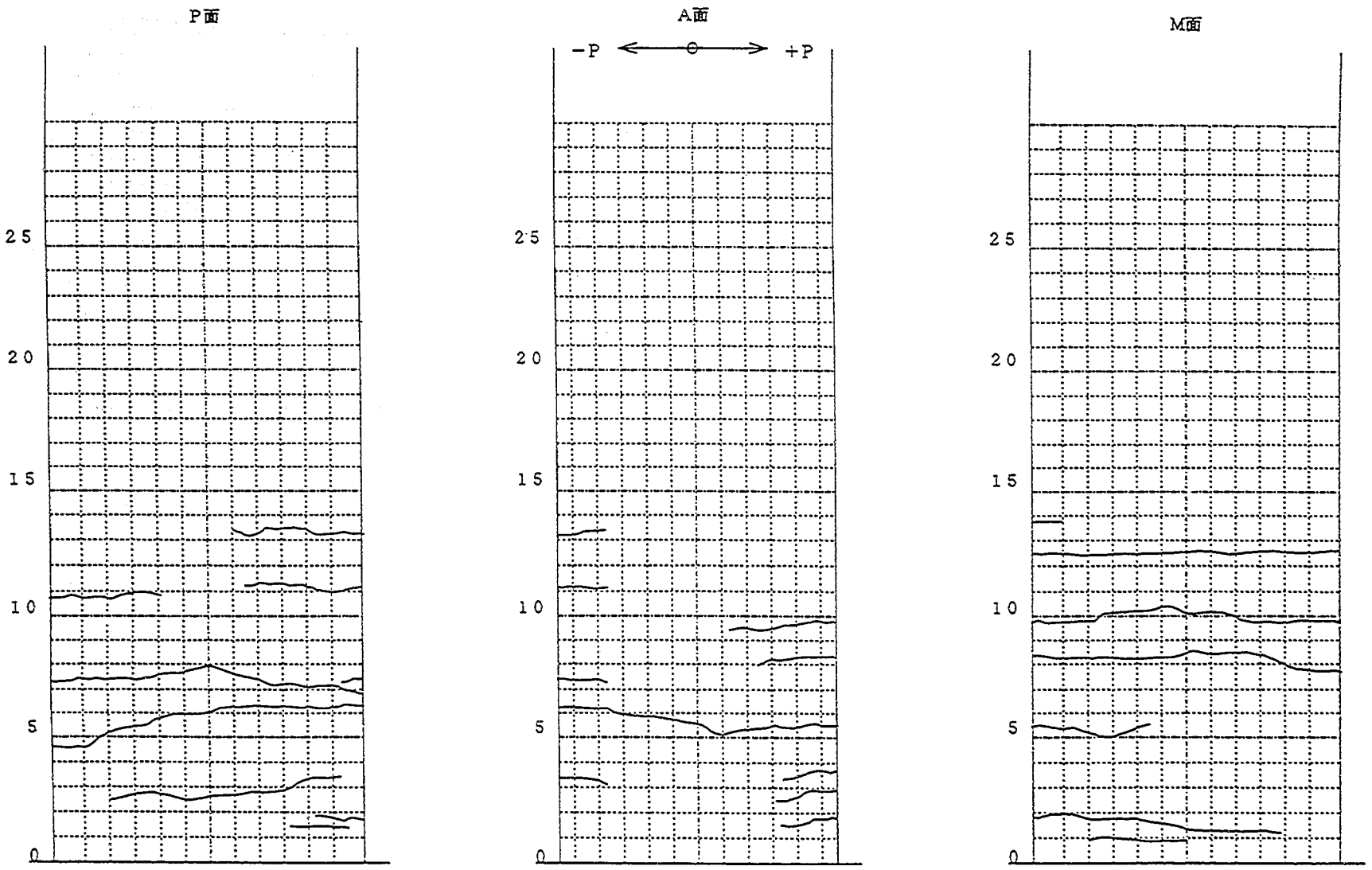


付図－７．２　No. ２試験体：H形鋼タイプ（１ループ目最大荷重時）



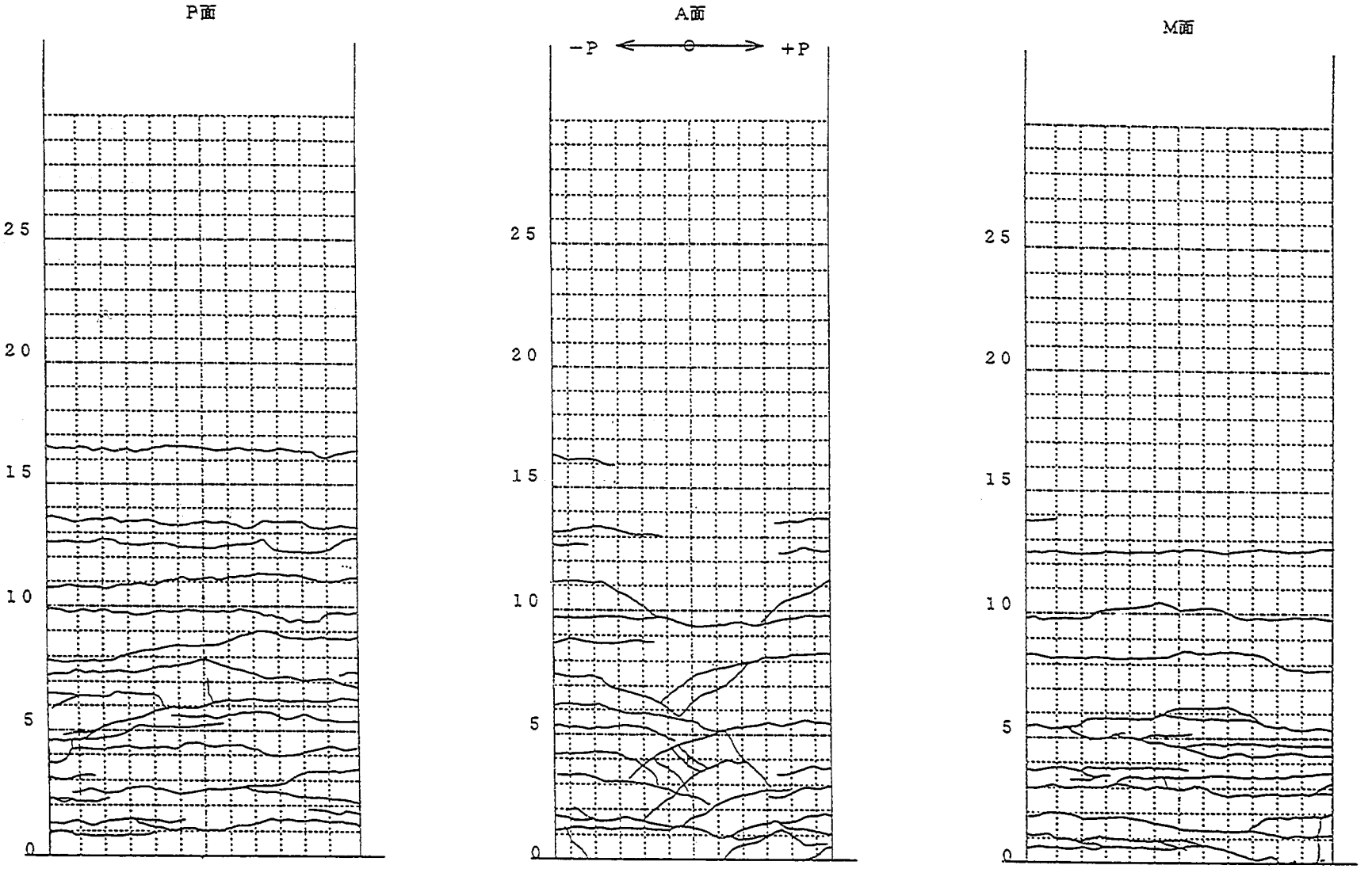
付図－７．３　No. ３試験体：鋼管タイプ（１ループ目最大荷重時）

1δy



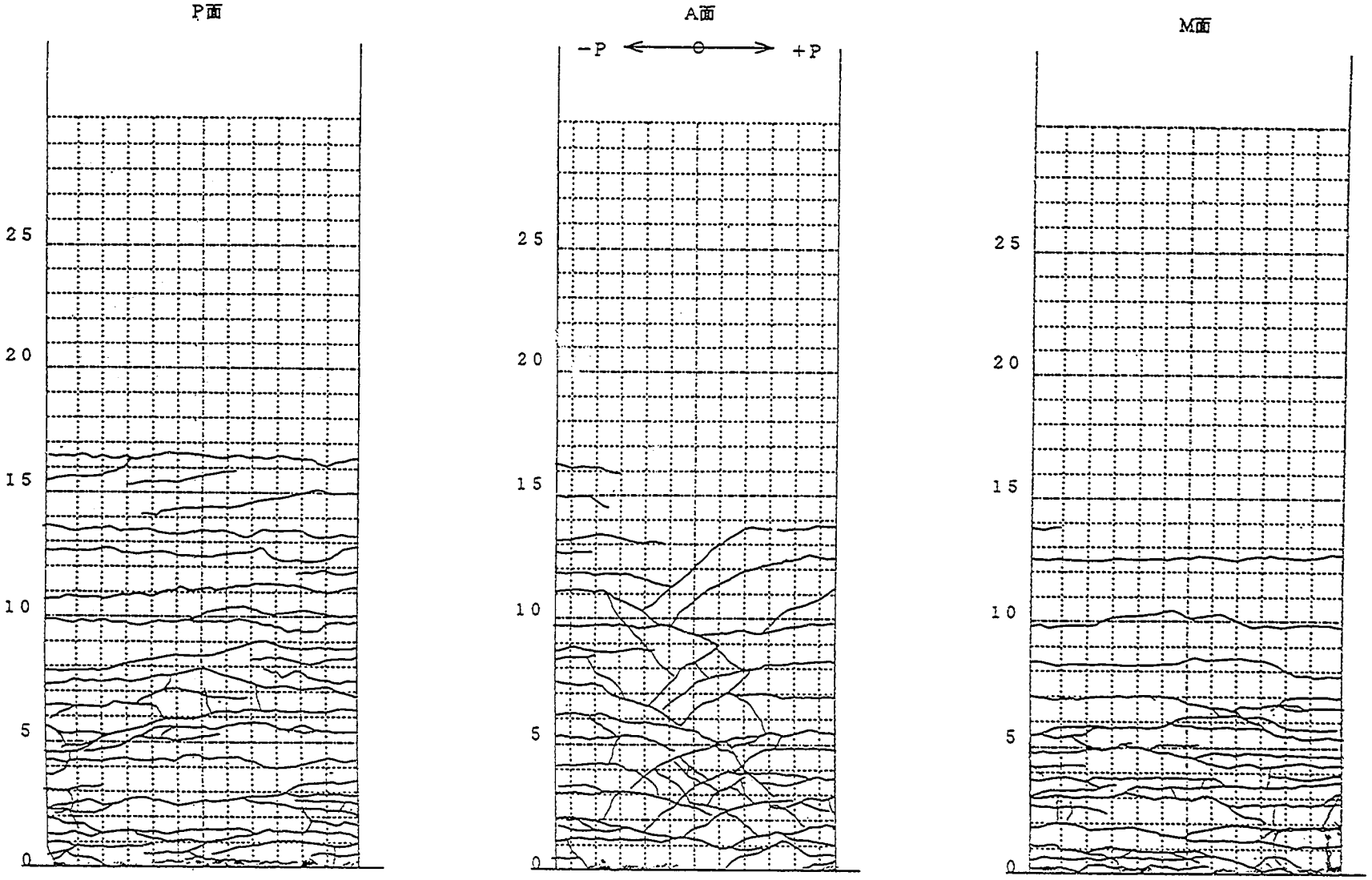
付図－8.1　ひび割れ状況図（No. 1）

3δy

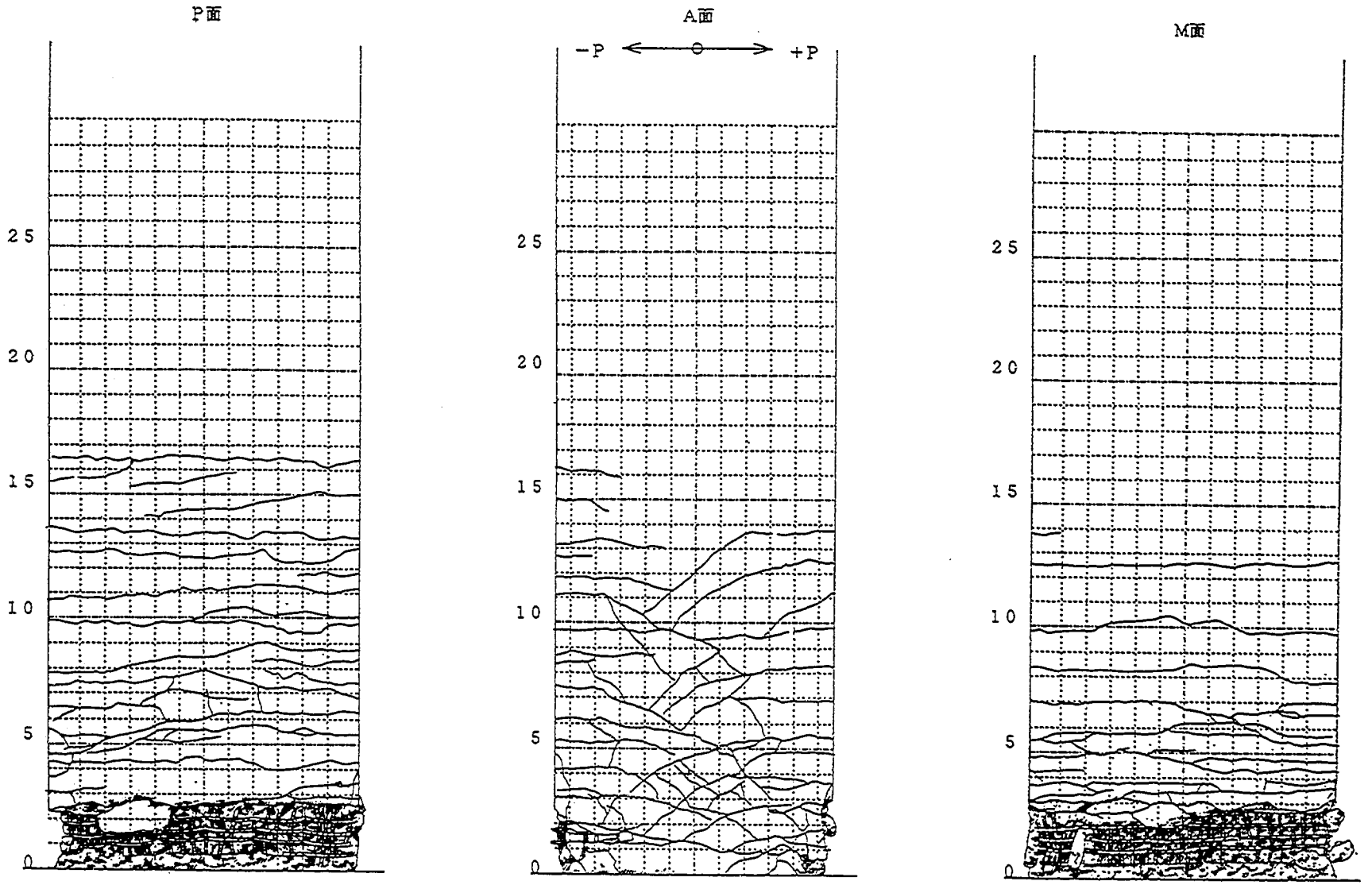


付図－8.2　ひび割れ状況図（No. 1）

5δy

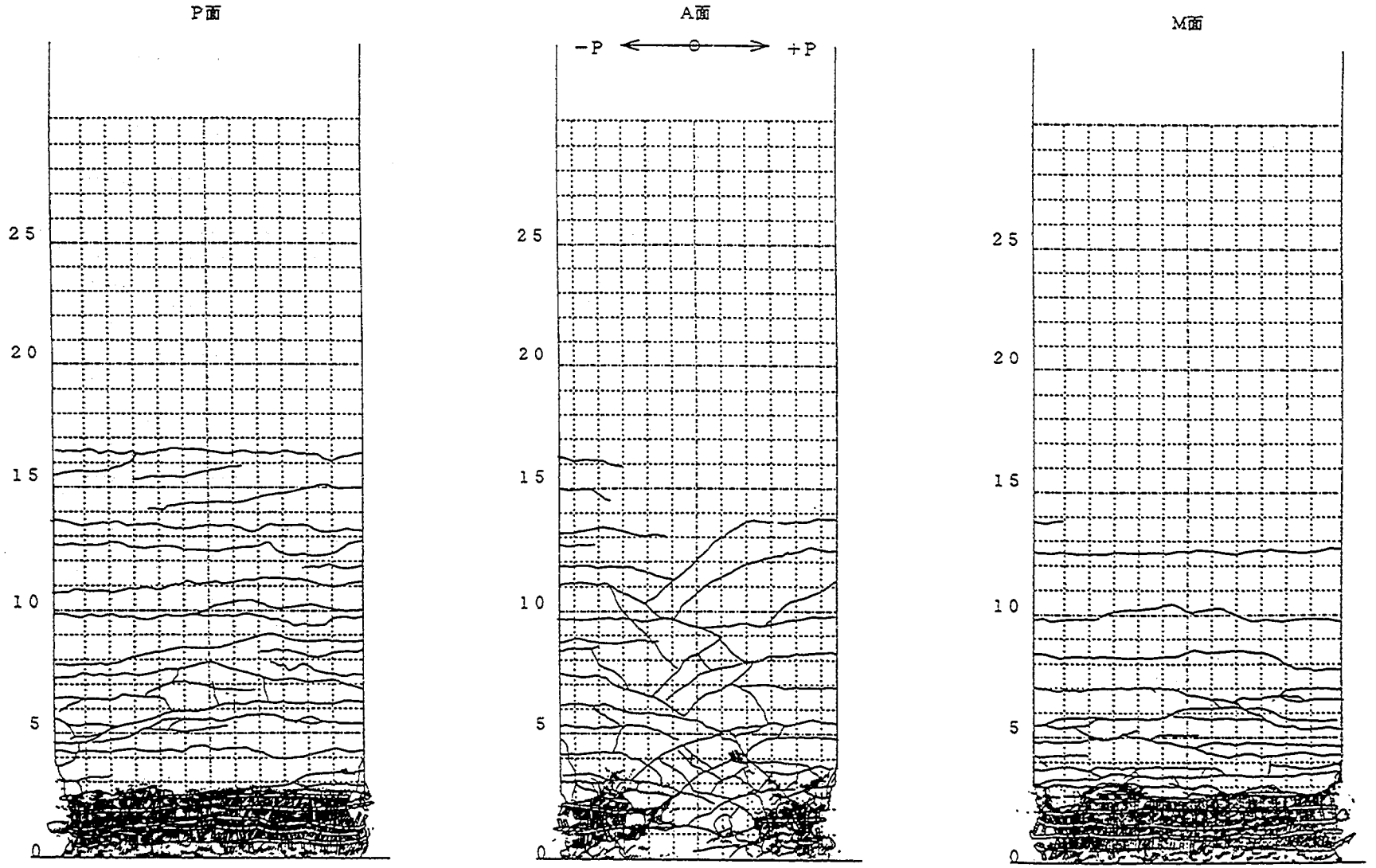


付図－8.3　ひび割れ状況図（No. 1）

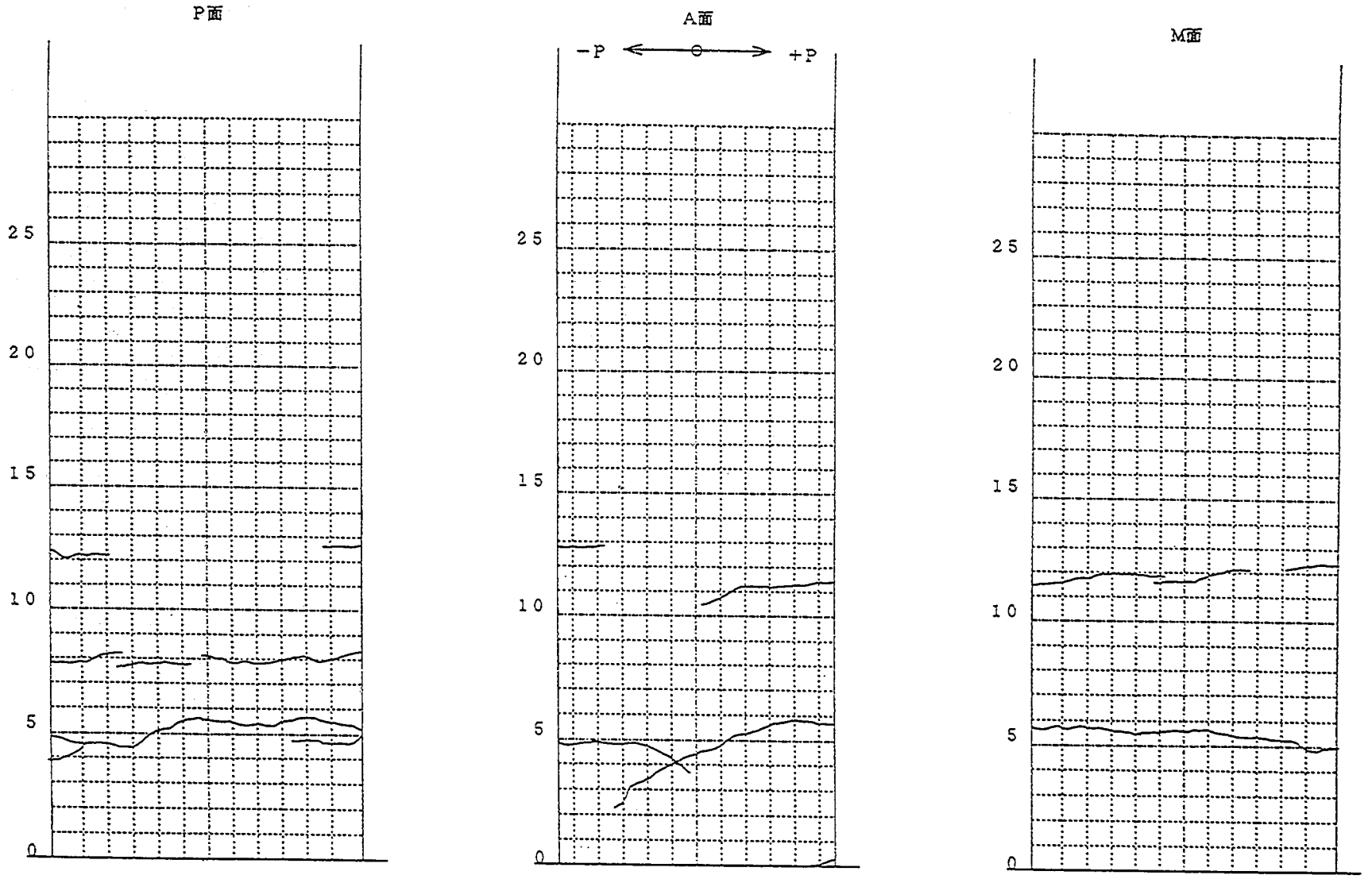


付図－8.4　ひび割れ状況図（No. 1）

10δy

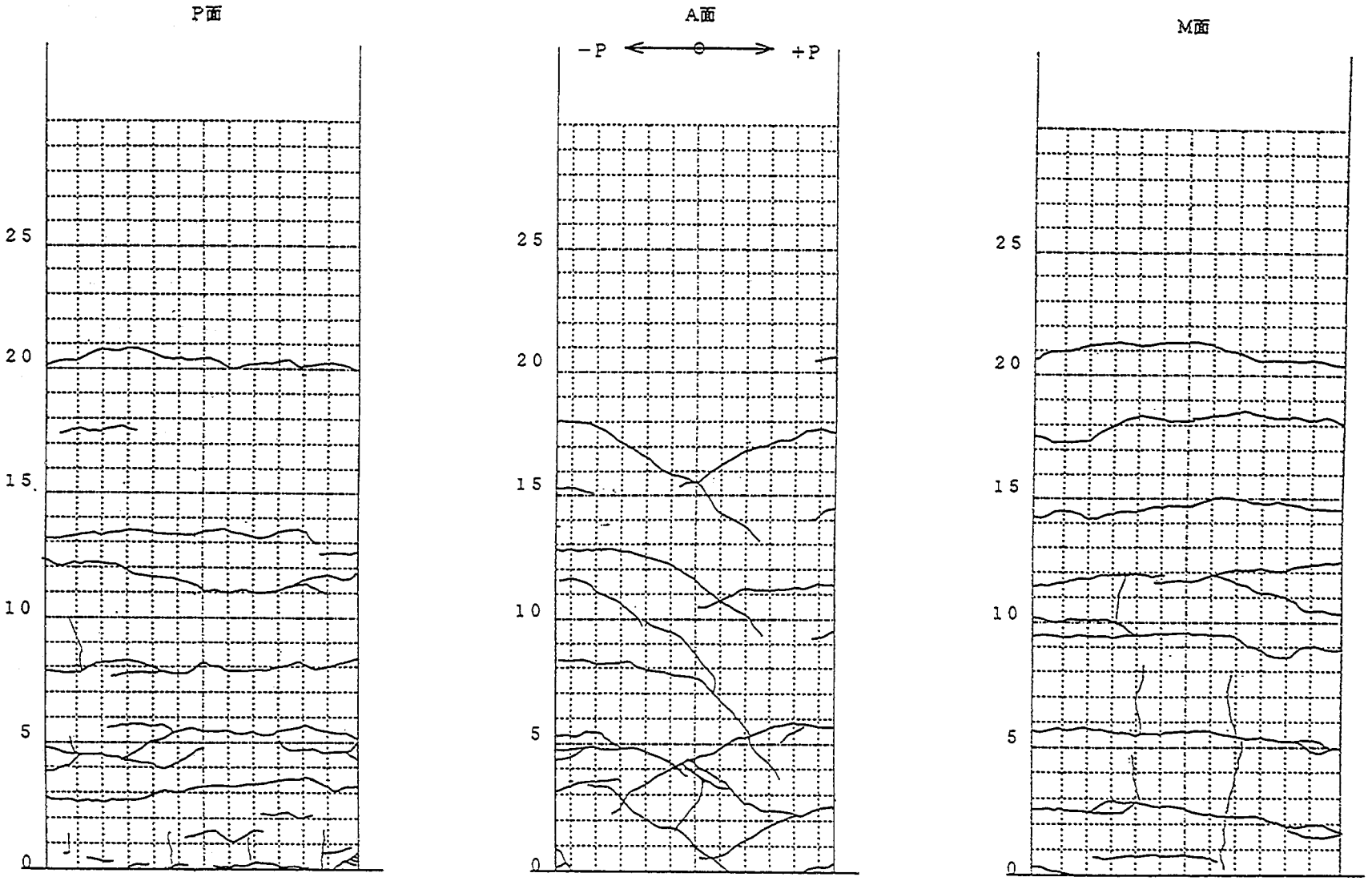


付図－8.5　ひび割れ状況図（No. 1）



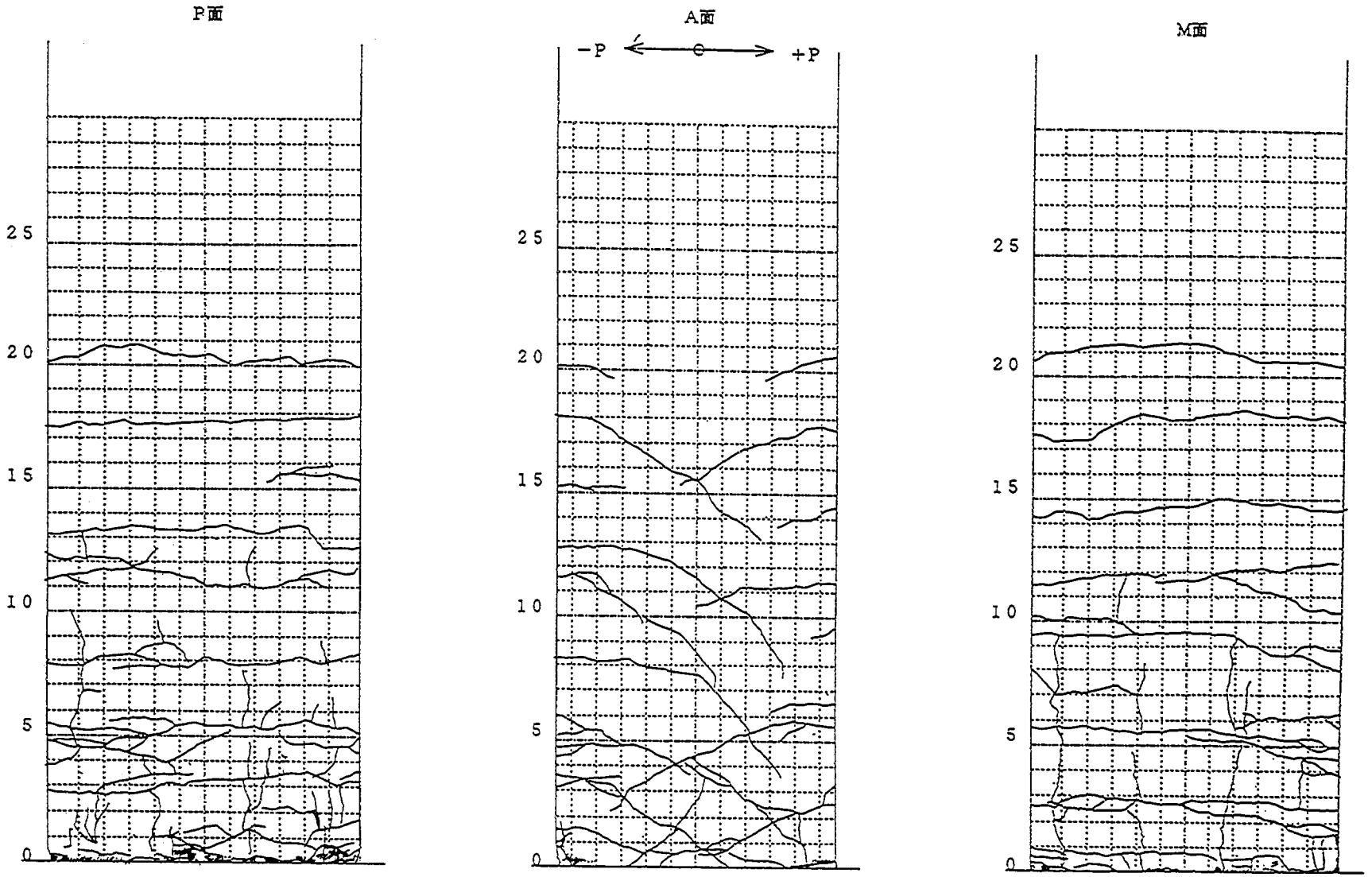
付図－8.6　ひび割れ状況図（No. 2）

3δy

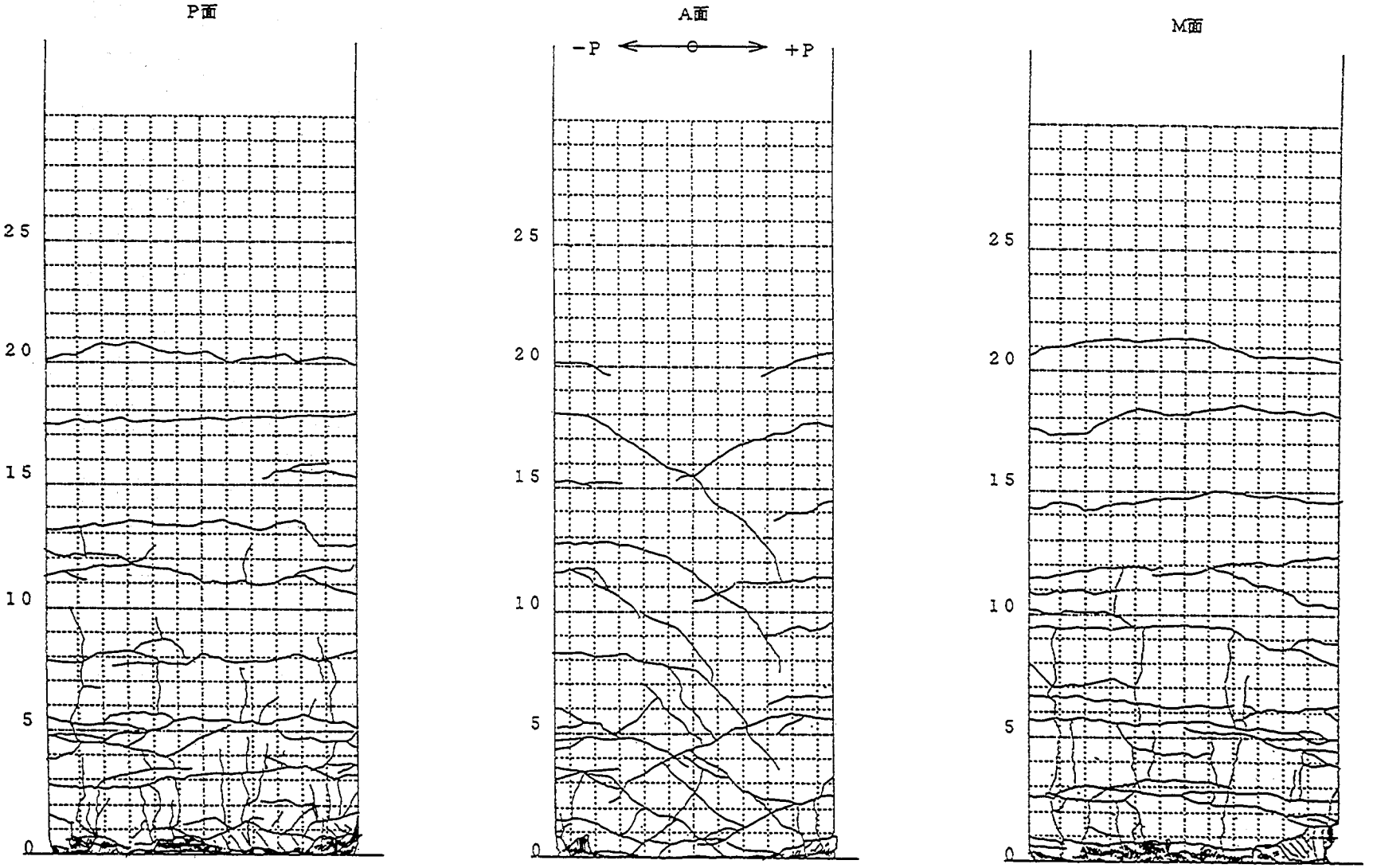


付図－8.7　ひび割れ状況図（No. 2）

5δy

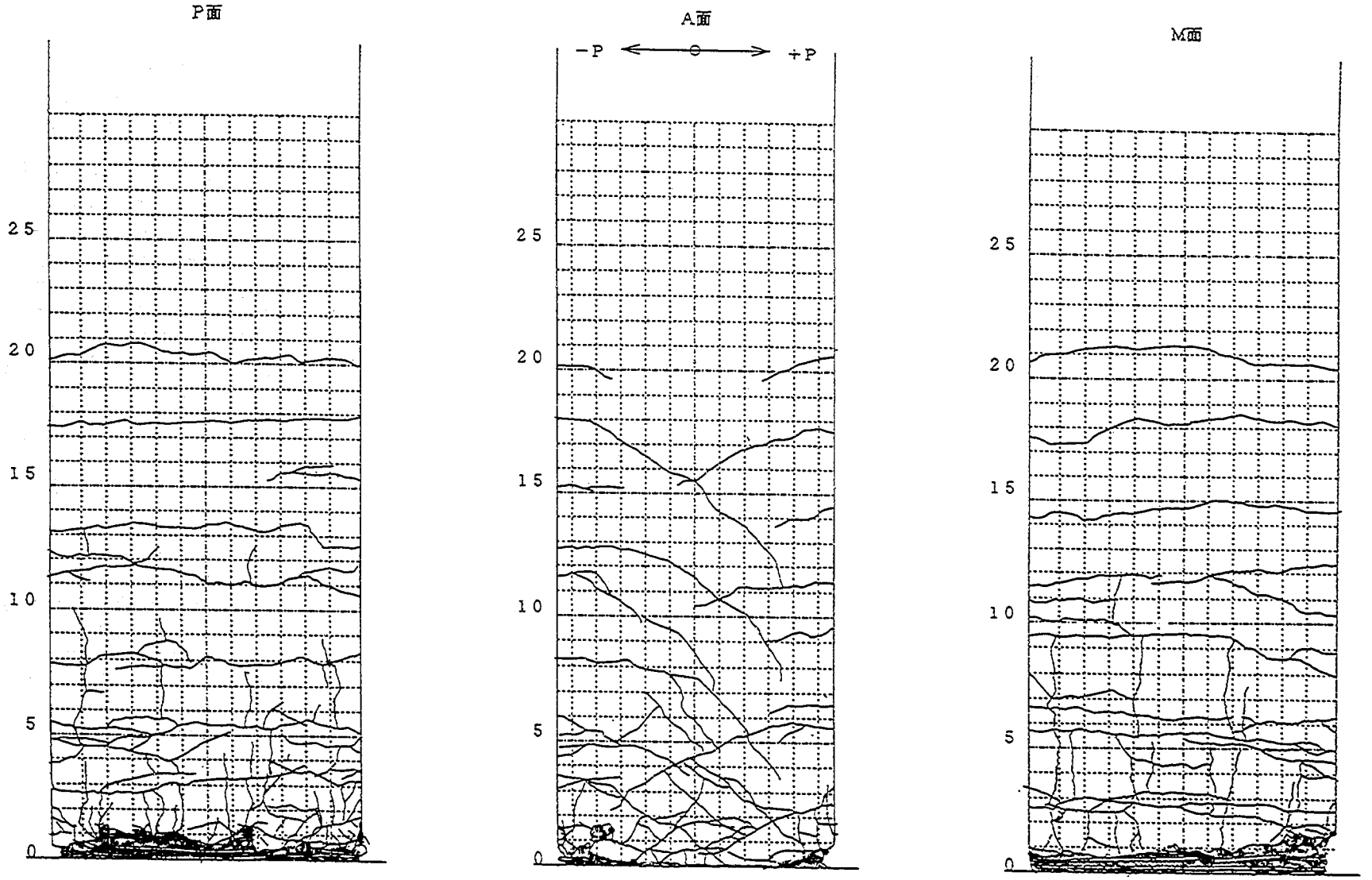


付図－8.8　ひび割れ状況図（No. 2）



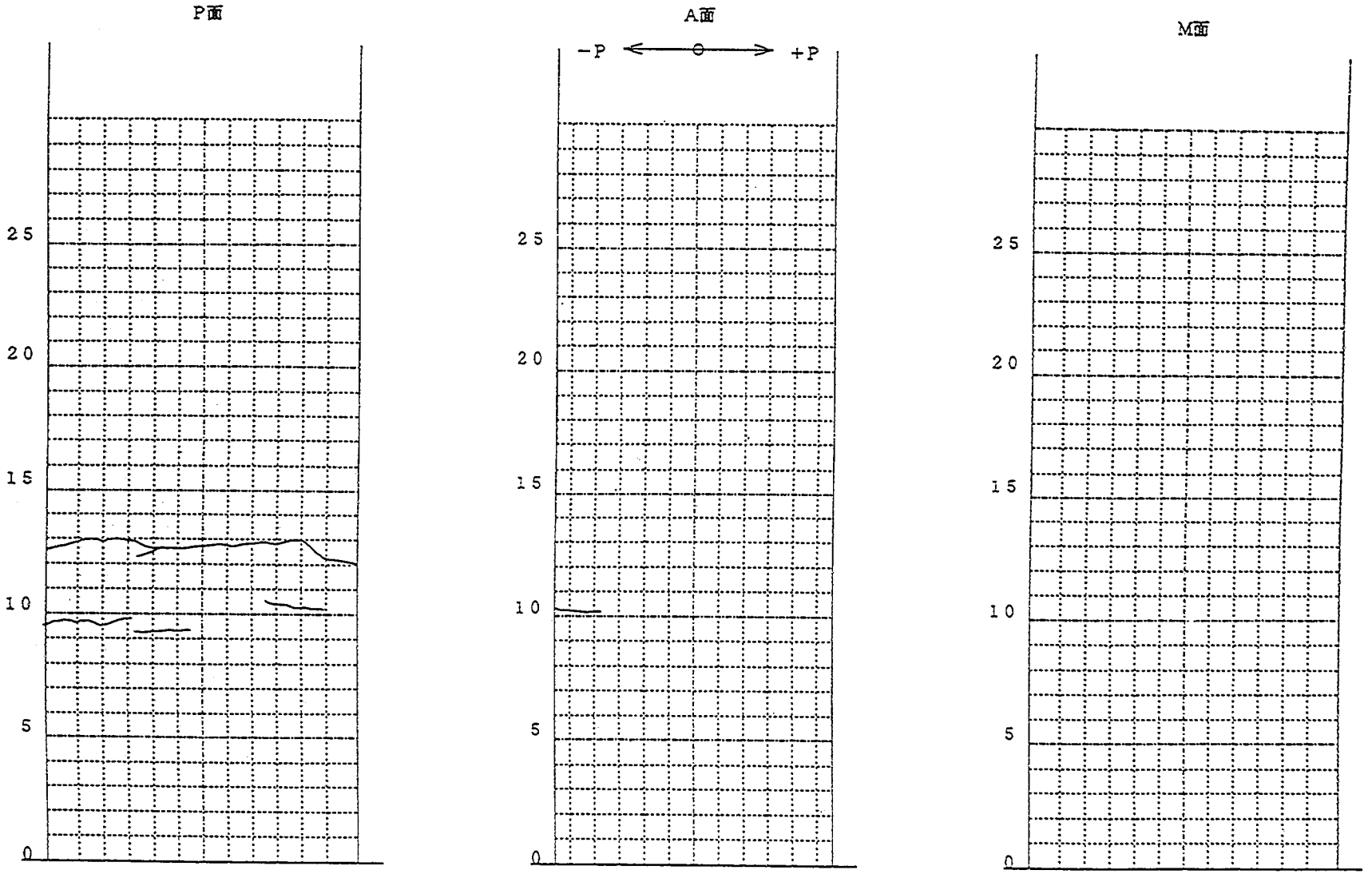
付図－8.9　ひび割れ状況図（No. 2）

10δy



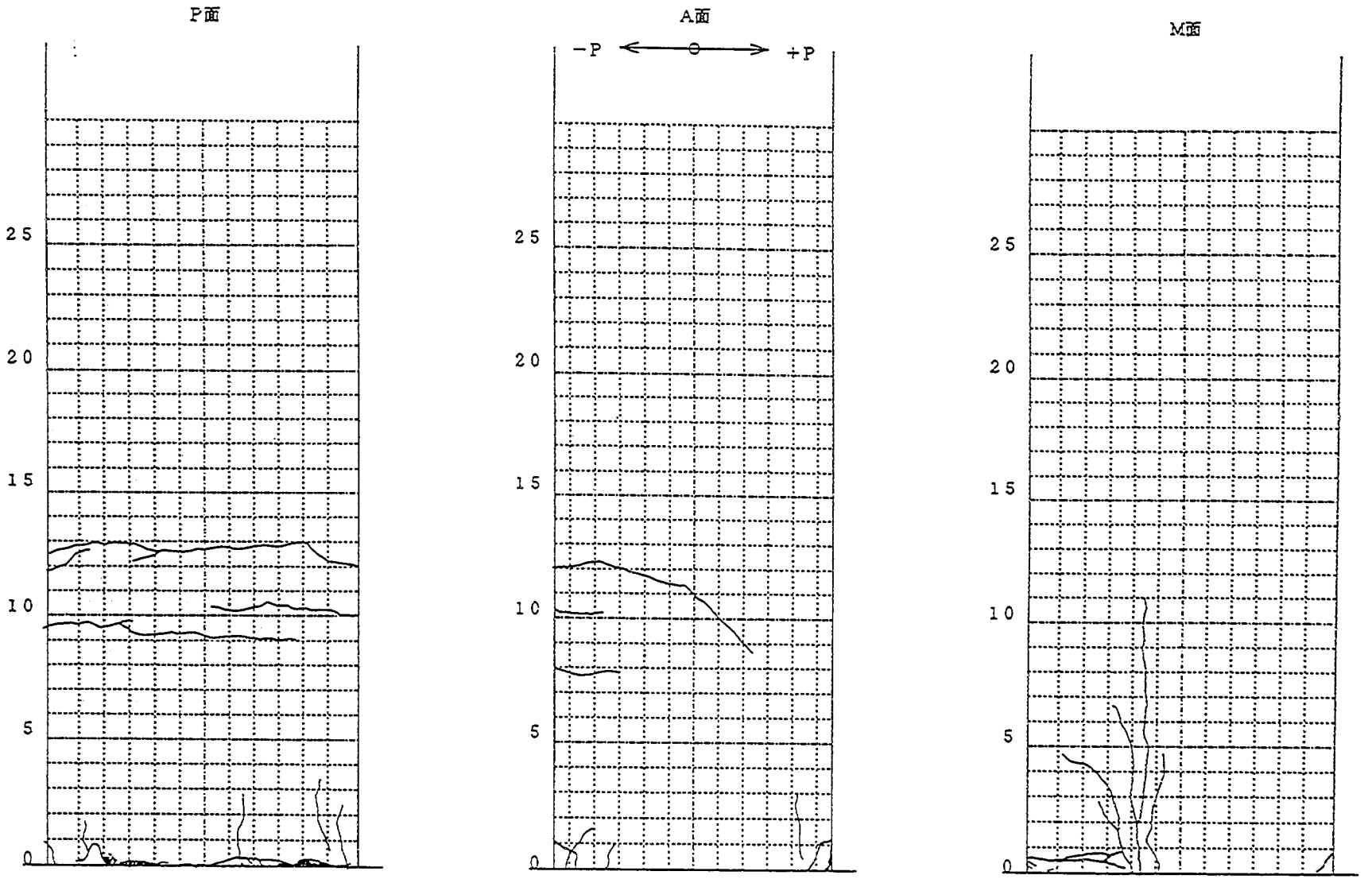
付図－8.10　ひび割れ状況図（No. 2）

1 δ y



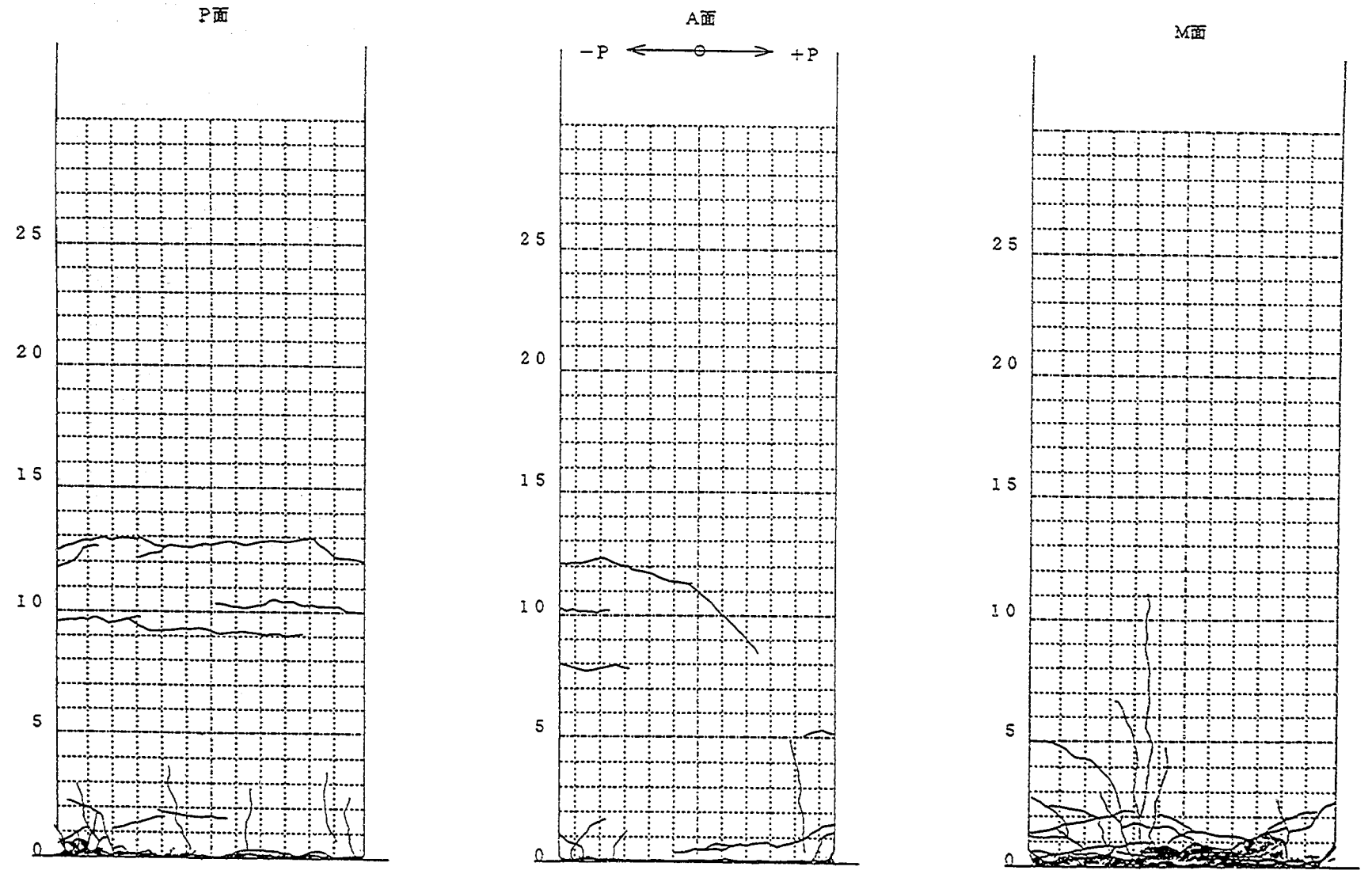
付図－8.11　ひび割れ状況図（No. 3）

3δy

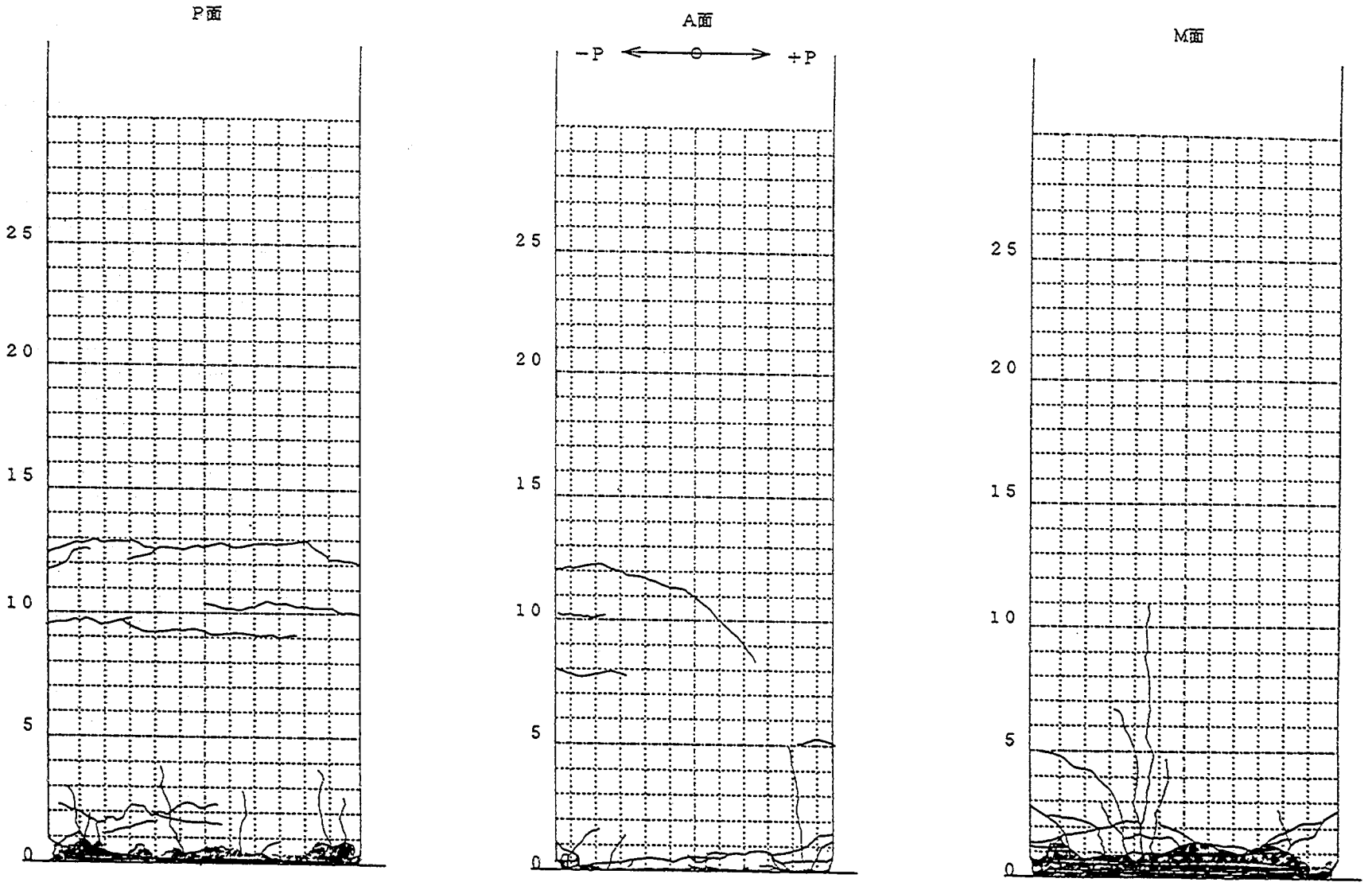


付図－8.12　ひび割れ状況図（No. 3）

5δy



付図－8.13　ひび割れ状況図（No. 3）

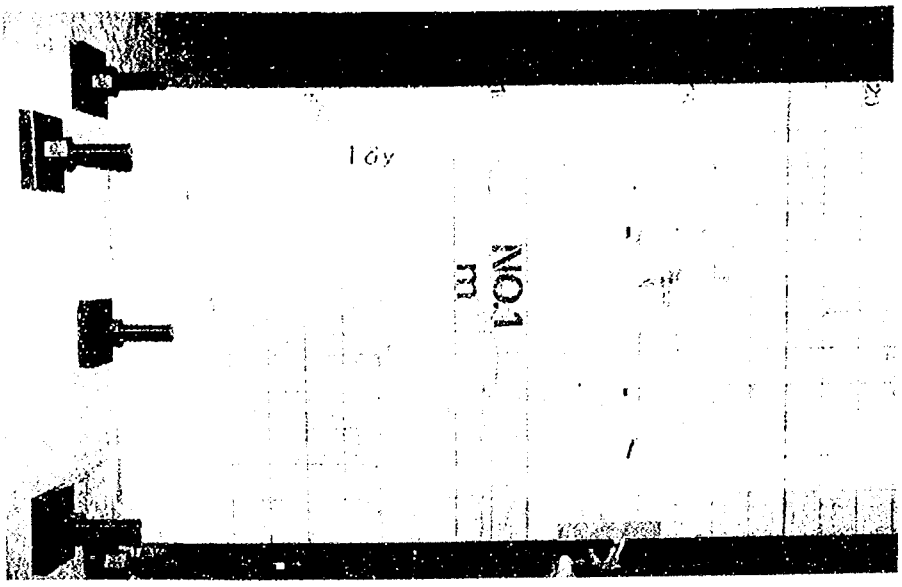


付図－8.14　ひび割れ状況図（No. 3）

付－９　写真

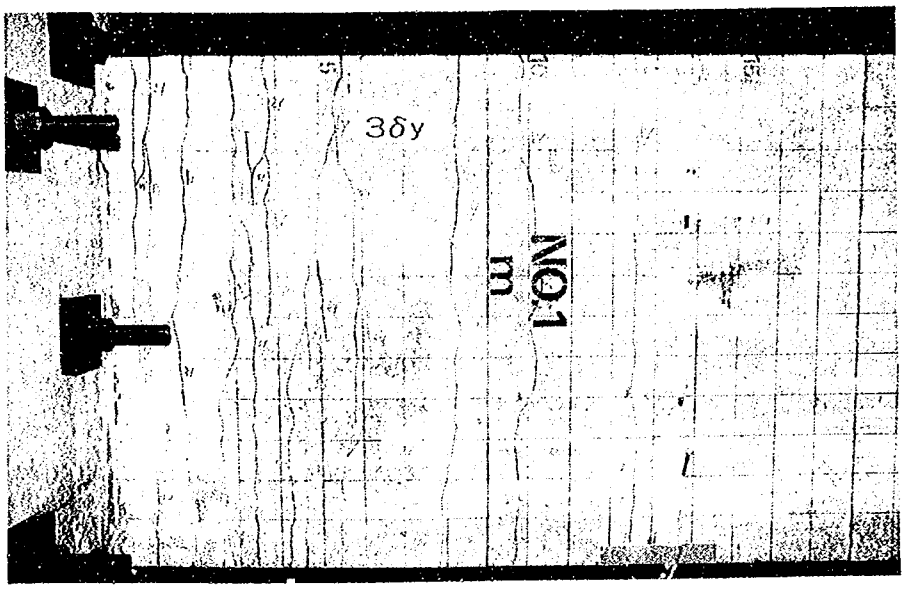
付写真－９．１

No. １試験体１ δｙ



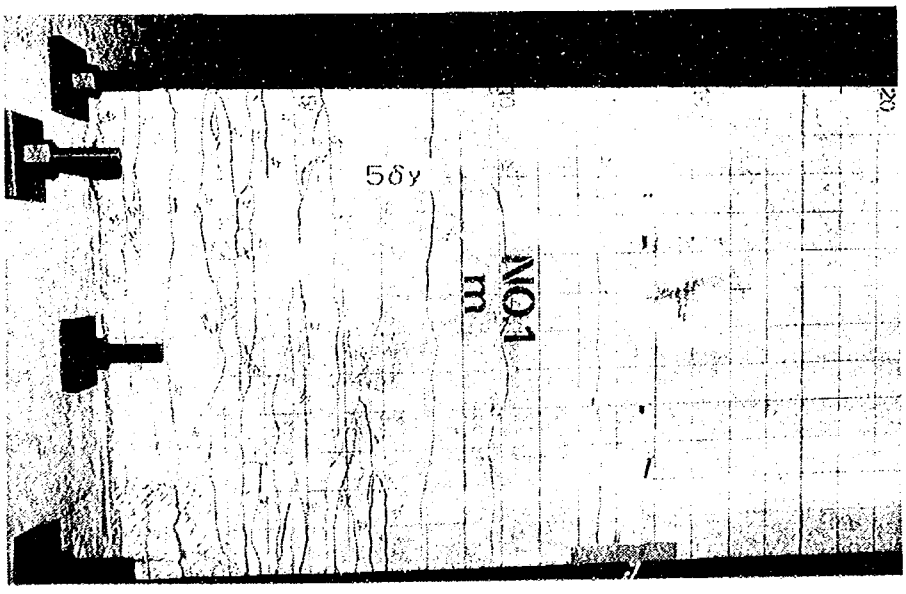
付写真－９．２

No. １試験体３ δｙ

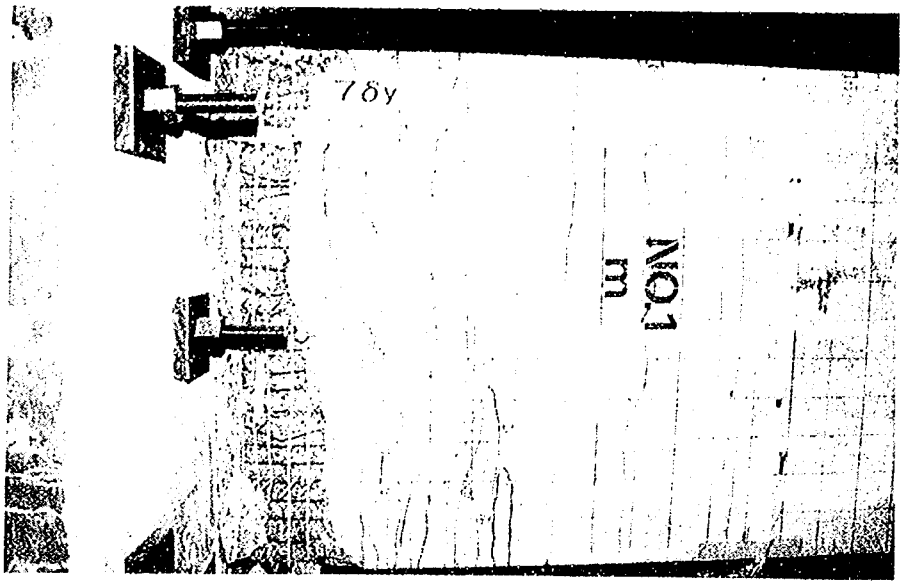


付写真－９．３

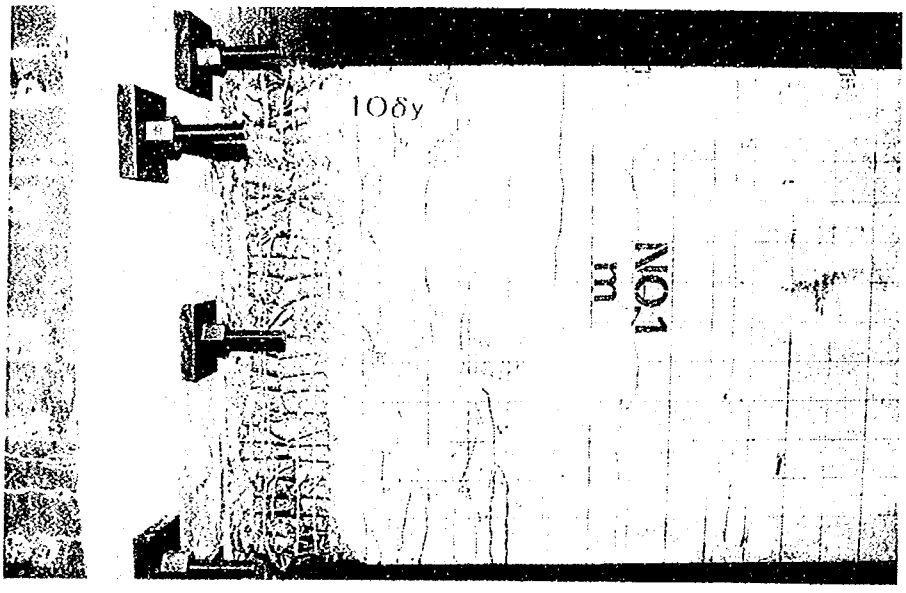
No. １試験体５ δｙ



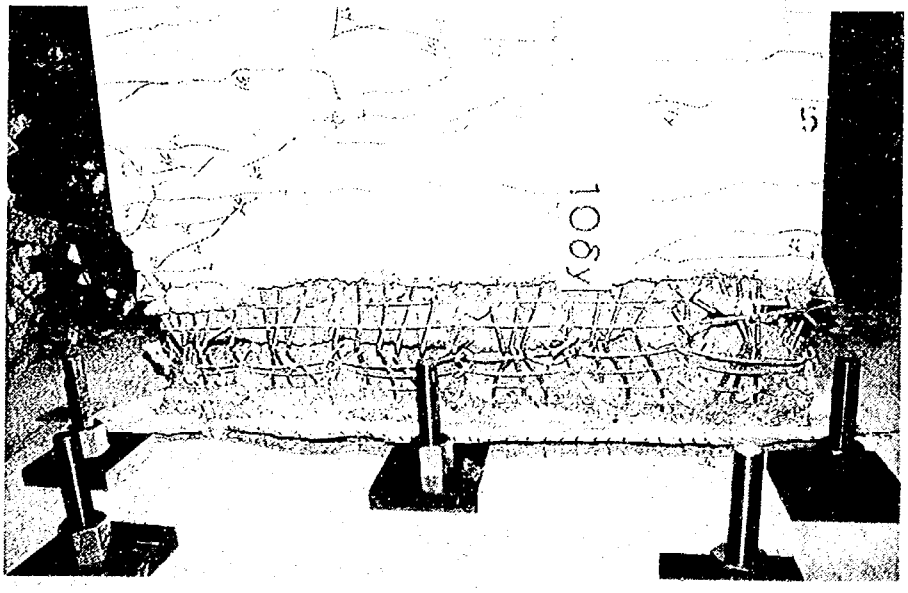
付写真－９．４
No. １試験体７δｙ



付写真－９．５
No. １試験体１０δｙ

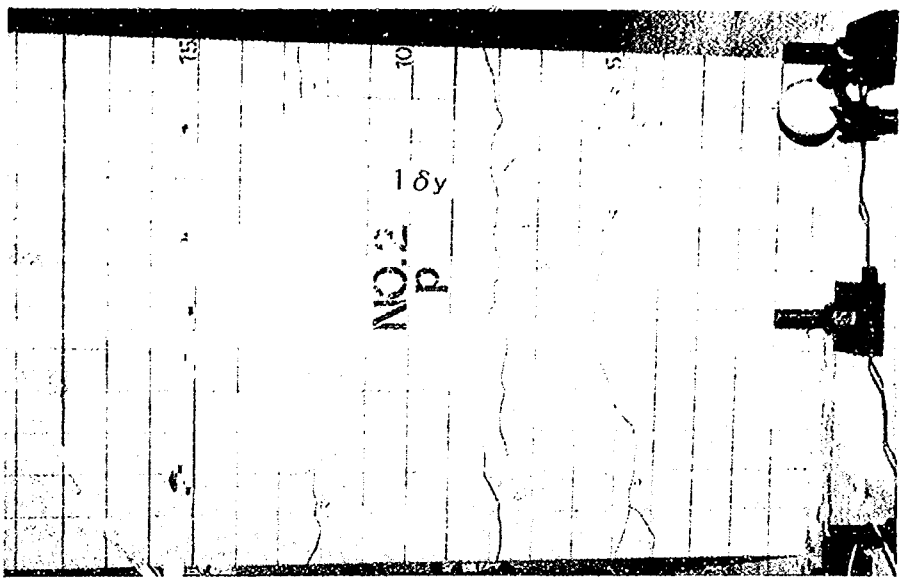


付写真－９．６
No. １試験体１０δｙ柱基部



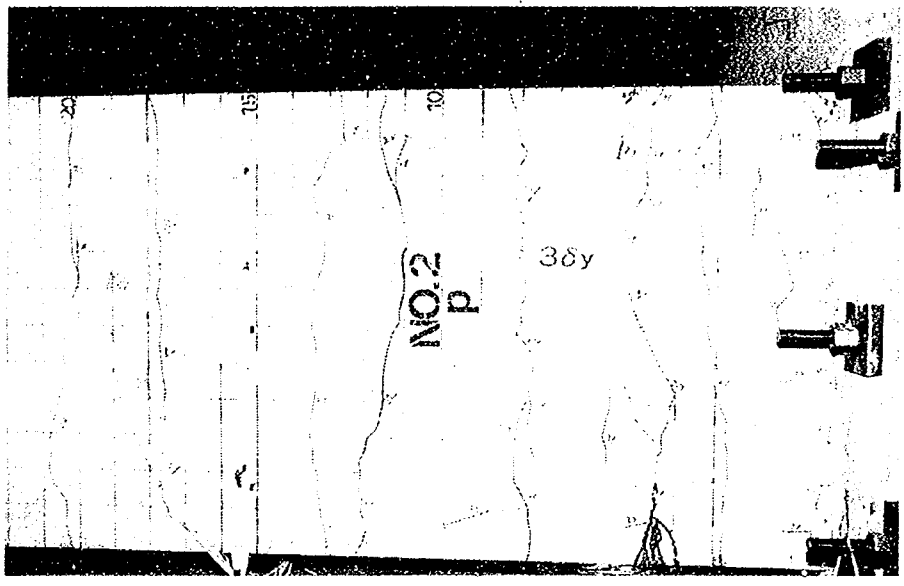
付写真－９．７

No. ２試験体１ δｙ



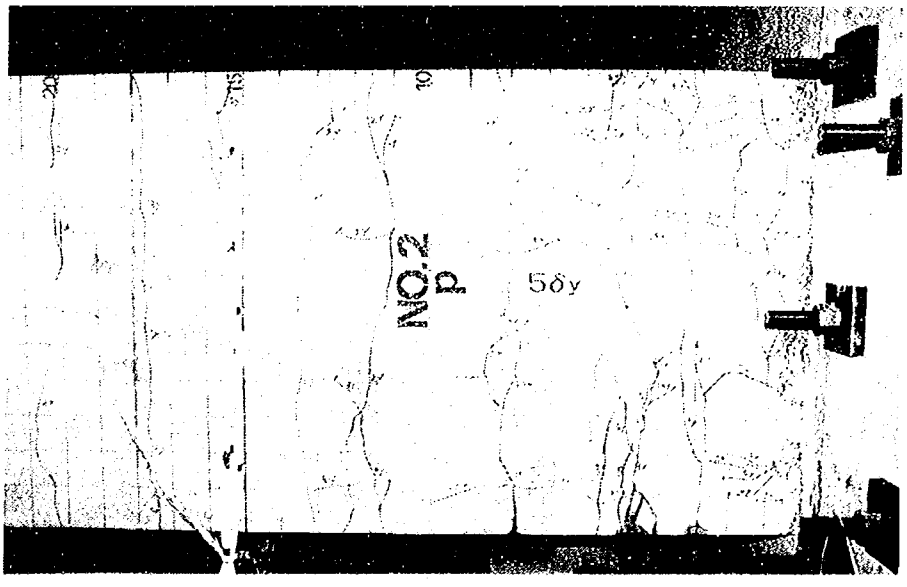
付写真－９．８

No. ２試験体３ δｙ

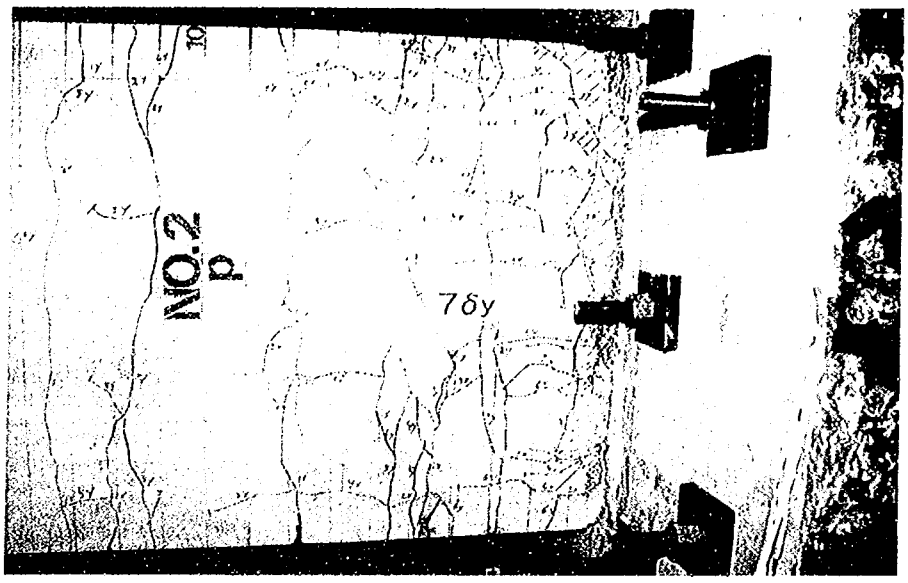


付写真－９．９

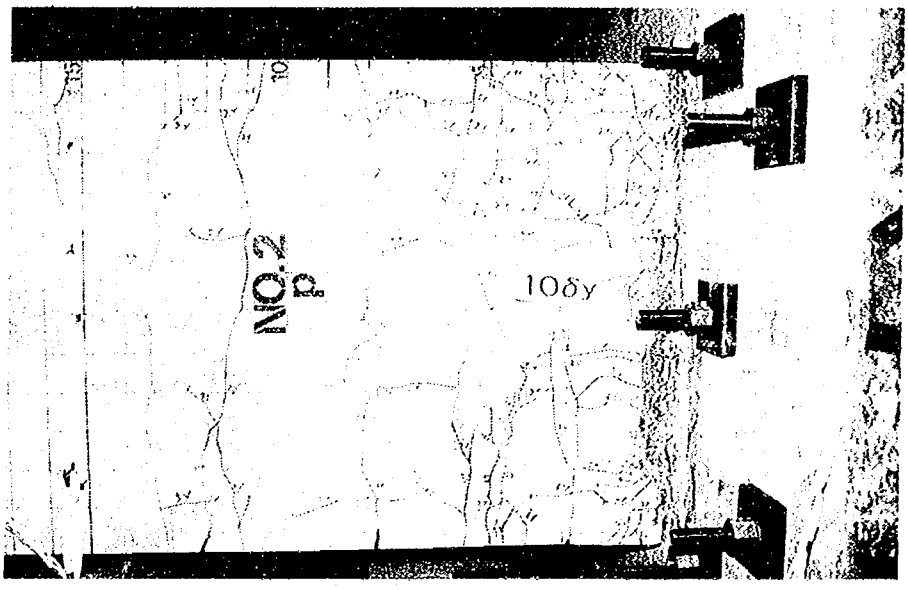
No. ２試験体５ δｙ



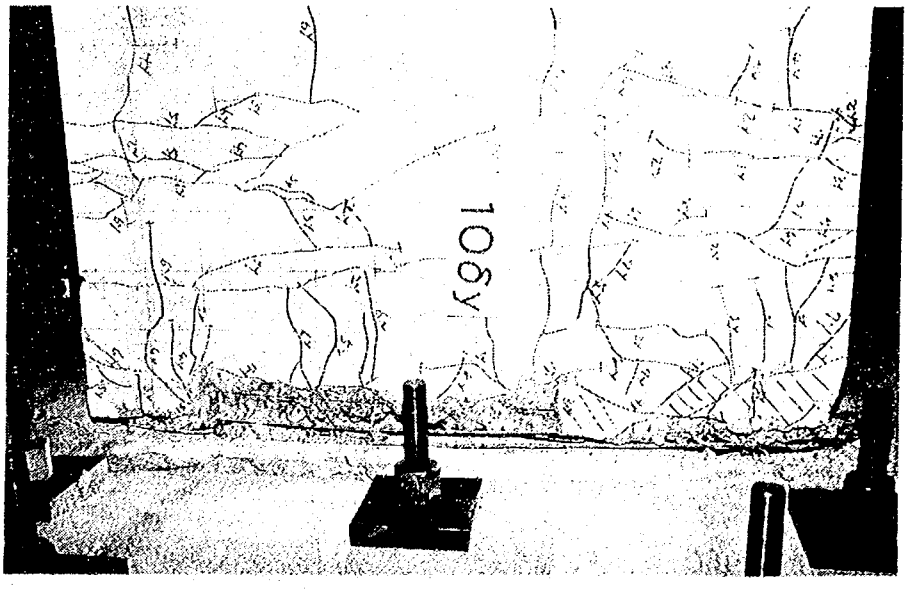
付写真－９．１０
No. ２試験体７δy



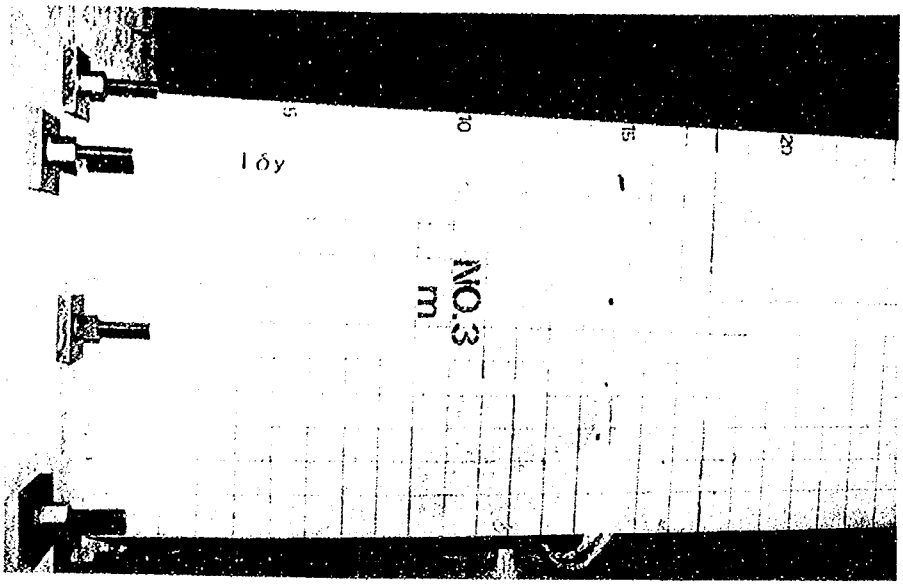
付写真－９．１１
No. ２試験体１０δy



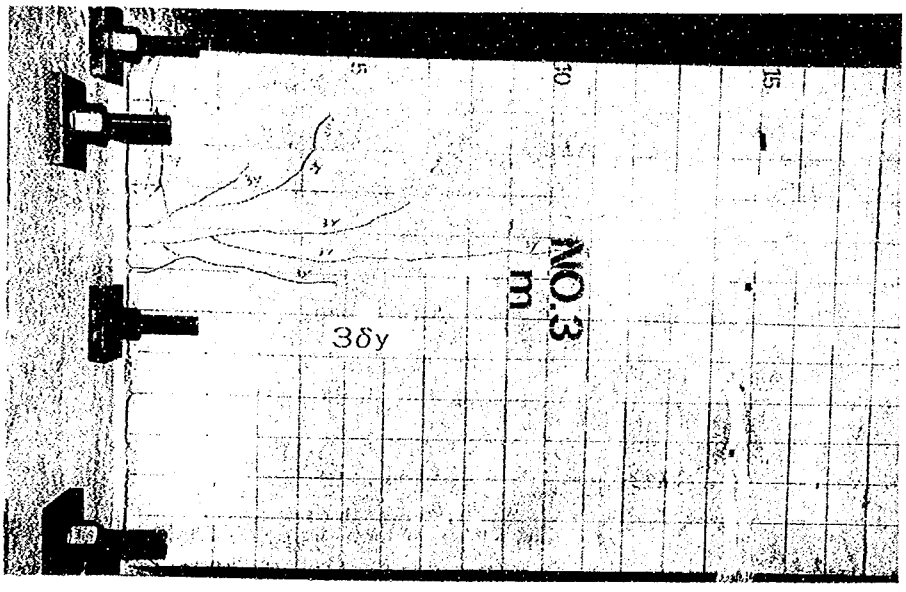
付写真－９．１２
No. ２試験体１０δy柱基部



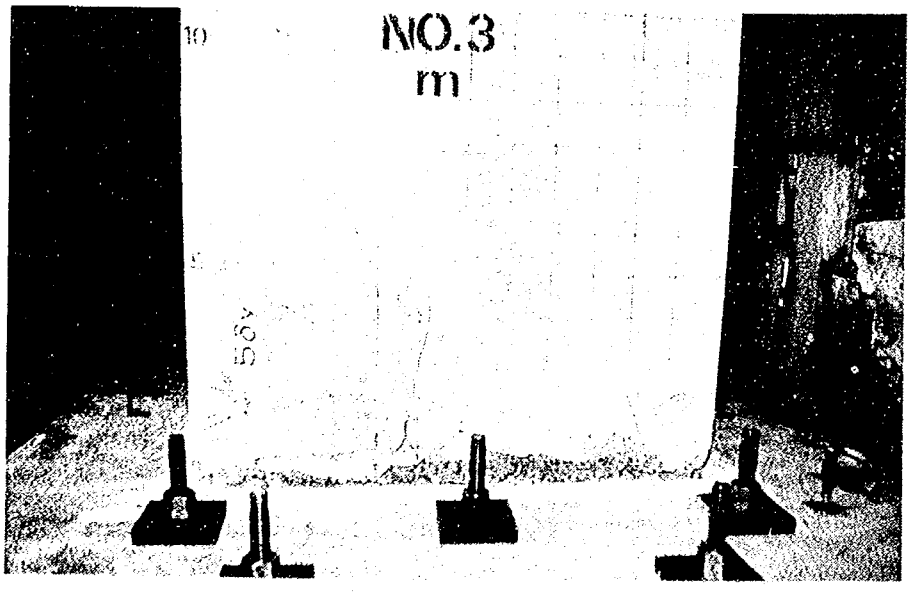
付写真－９．１３
No. ３試験体１ δy



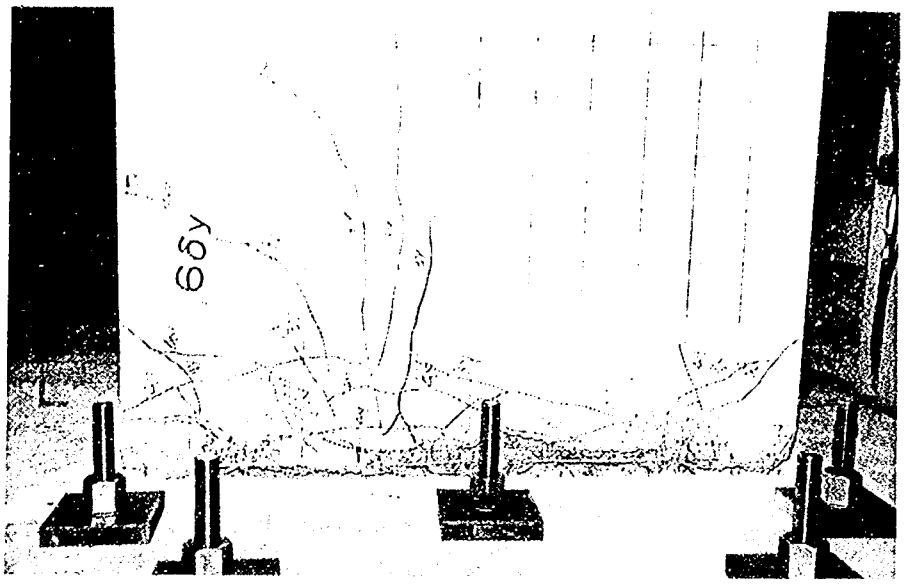
付写真－９．１４
No. ３試験体３ δy



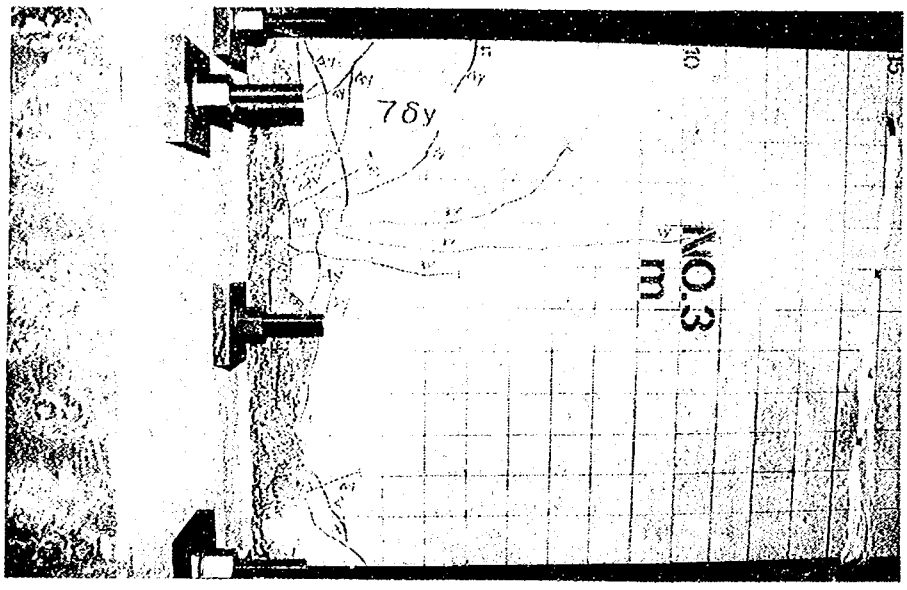
付写真－９．１５
No. ３試験体５ δy



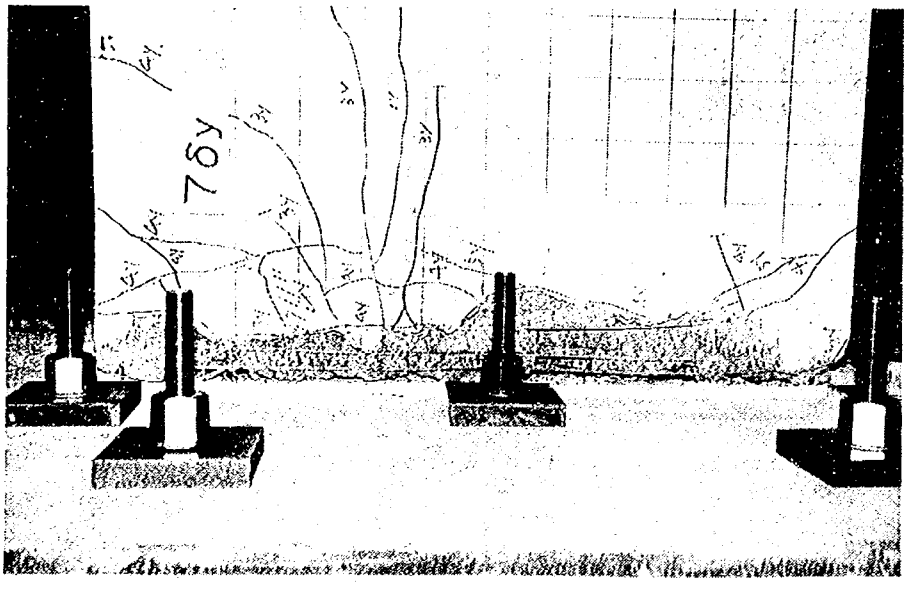
付写真－９．１６
No. ３試験体６δｙ



付写真－９．１７
No. ３試験体７δｙ

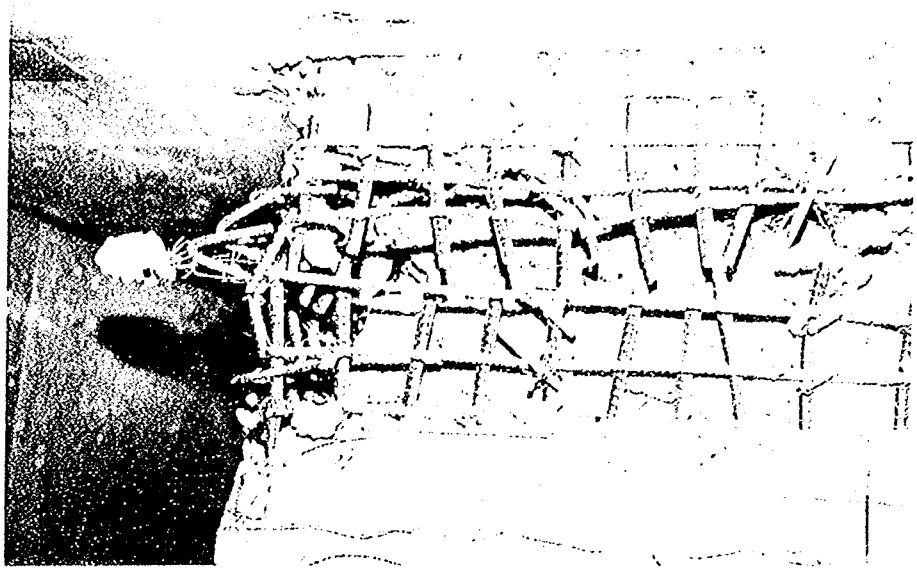


付写真－９．１８
No. ３試験体７δｙ柱基部



破壊後はつり出し状況

Ｎｏ．１試験体



Ｎｏ．２試験体



Ｎｏ．３試験体



施工性確認実験

８．　施工性確認実験

８．１　実験計画

８．１．１　実験の目的

本実験は、３H(Hybrid Hollow High pier)工法を実用化するにあたり、本工法の構造中最も重要な部位となるスパイラルカラムおよび隅角部鋼材について、実物大の部材を用いて、スパイラルカラム地組みの施工性、継手の施工性、隅角部鋼材接合の施工性、またこれら作業の歩掛りやサイクルタイム等を把握する目的で行う。

８．１．２　実験による確認事項

本実験により、以下の項目を確認する。

①想定したスパイラルカラムの地組み方法が、実際に施工可能かどうかの検証
②想定したスパイラルカラムの接合方法が、実際に施工可能かどうかの検証
③スパイラルカラムの地組みに要する時間、歩掛り等の調査
④スパイラルカラムの接合に要する時間、歩掛り等の調査
⑤隅角部鋼材の接合が、実際に施工可能かどうかの検証
⑥隅角部鋼材の接合に要する時間、歩掛り等の調査

８．１．３　実験モデル

（１）想定しているスパイラルカラムの施工方法および問題点

１）施工方法

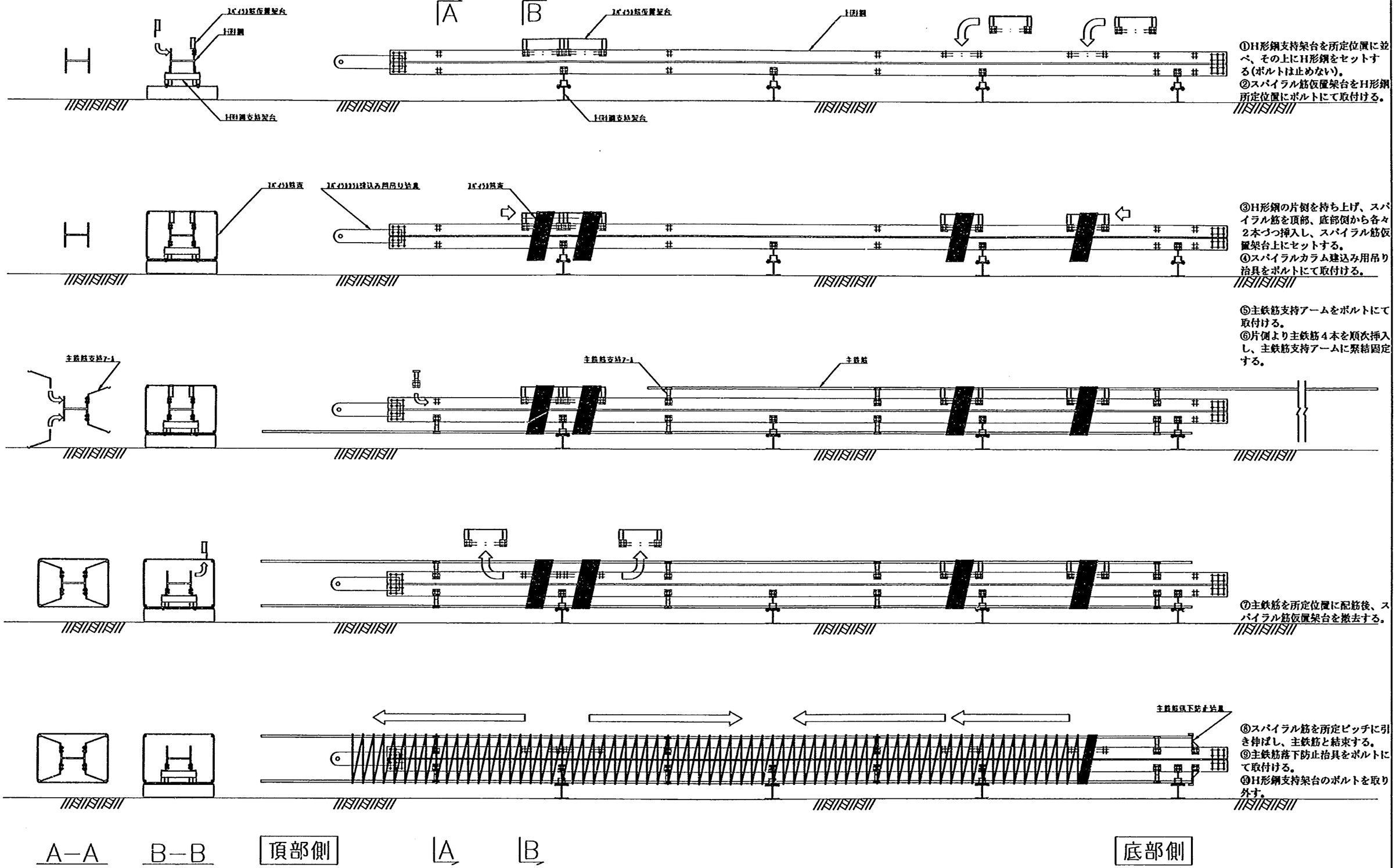
施工ＷＧで検討した、スパイラルカラムの地組み、接合方法を図－８．１～図－８．２に示す。

また、スパイラルカラムの接合方法案を、表－８．１に示す。

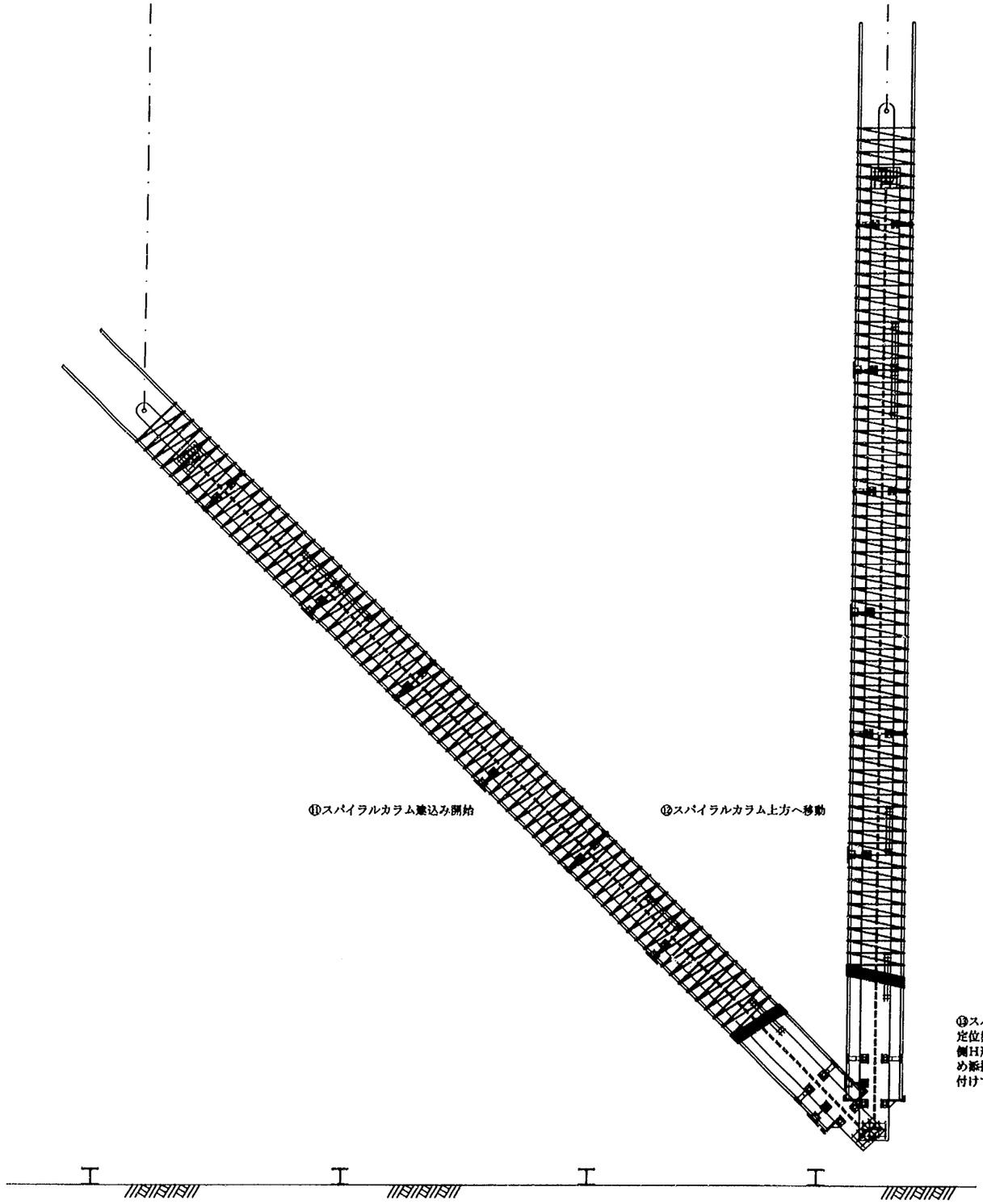
さらに、設計・施工マニュアル(案) ５章「構造細目」、その他「道路橋示方書 Ⅳ 下部構造編、Ⅴ 耐震設計編」から判断した、最も厳しいスパイラルカラムの配置平面図を、図－８．３に示す。

２）接合方法の問題点

表－８．１のうち、施工性、コスト等から実現可能性のある案-１および案-３について、問題点を整理した結果を表－８．２に示す（案-４については、最後の手段として問題なく施工できるものと考えた）。



図－8．1　スパイラルカラム地組み図

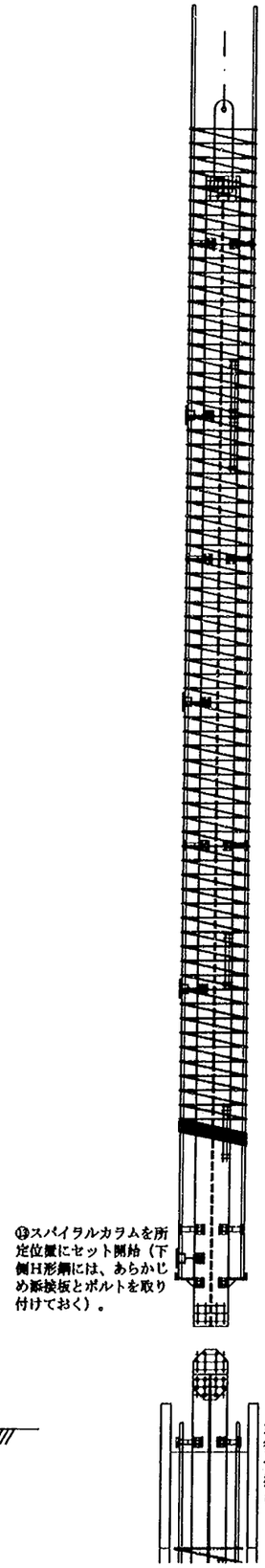


⑪スパイラルカラム建込み開始

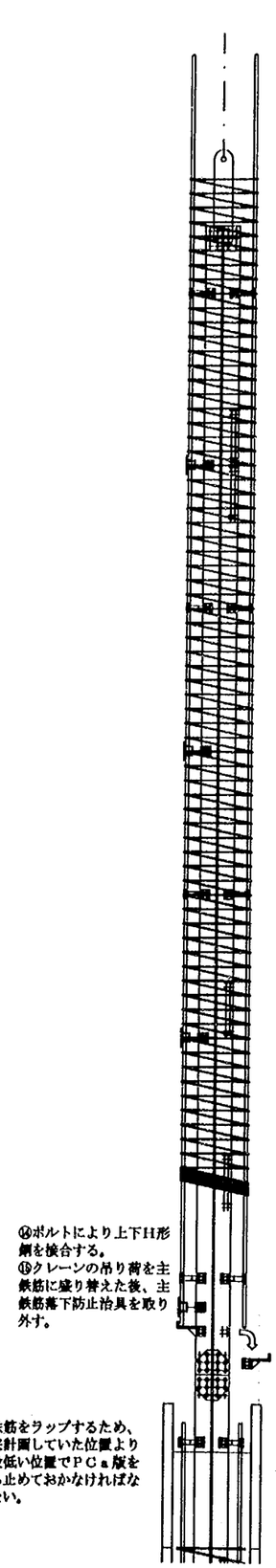
⑫スパイラルカラム上方へ移動

頂部側

底部側

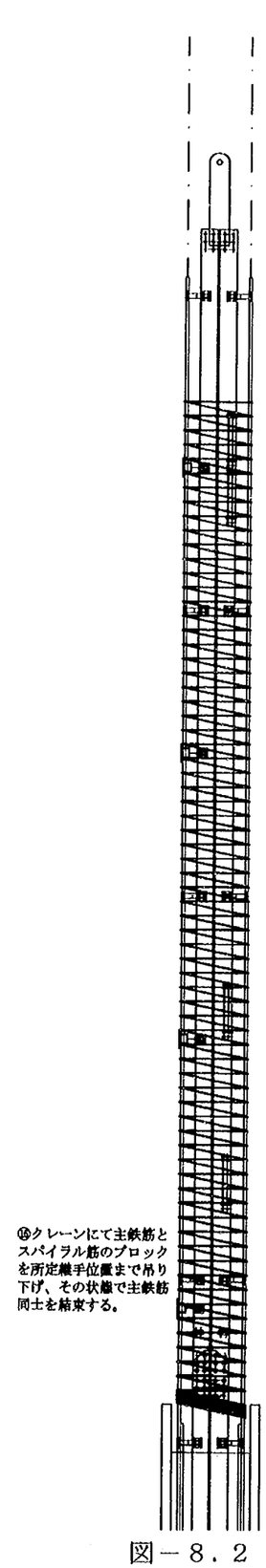


⑬スパイラルカラムを所定位置にセット開始（下側H形鋼には、あらかじめ添接板とボルトを取り付けておく）。

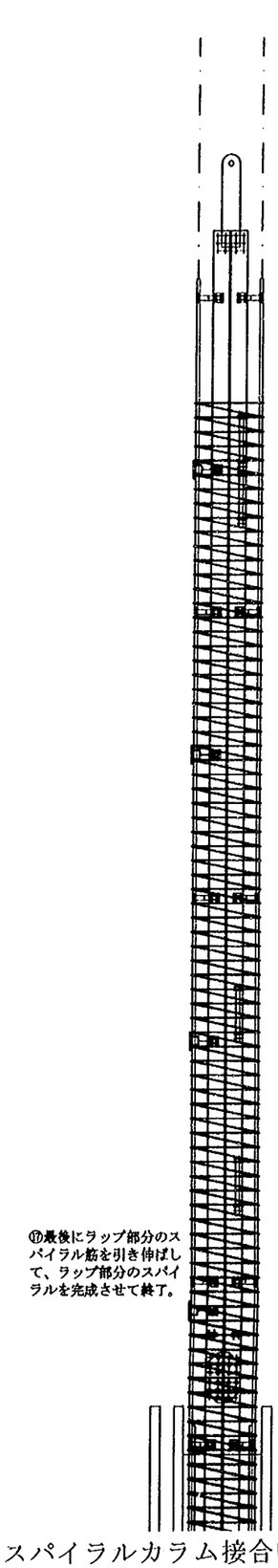


⑭ボルトにより上下H形鋼を接合する。
⑮クレーンの吊り荷を主鉄筋に盛り替えた後、主鉄筋落下防止治具を取り外す。

主鉄筋をラップするため、従来計画していた位置より一段低い位置でPCa版を打ち止めておかなければならない。



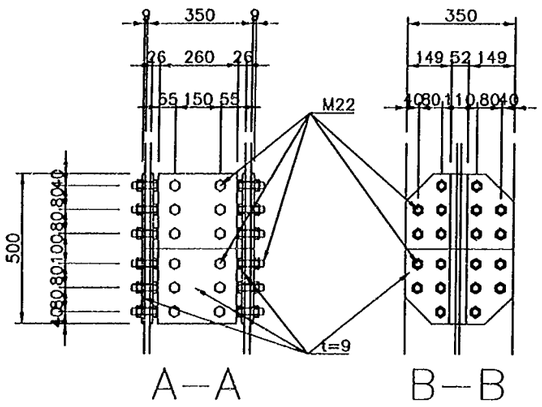
⑮クレーンにて主鉄筋とスパイラル筋のブロックを所定継手位置まで吊り下げ、その状態で主鉄筋同士を結束する。



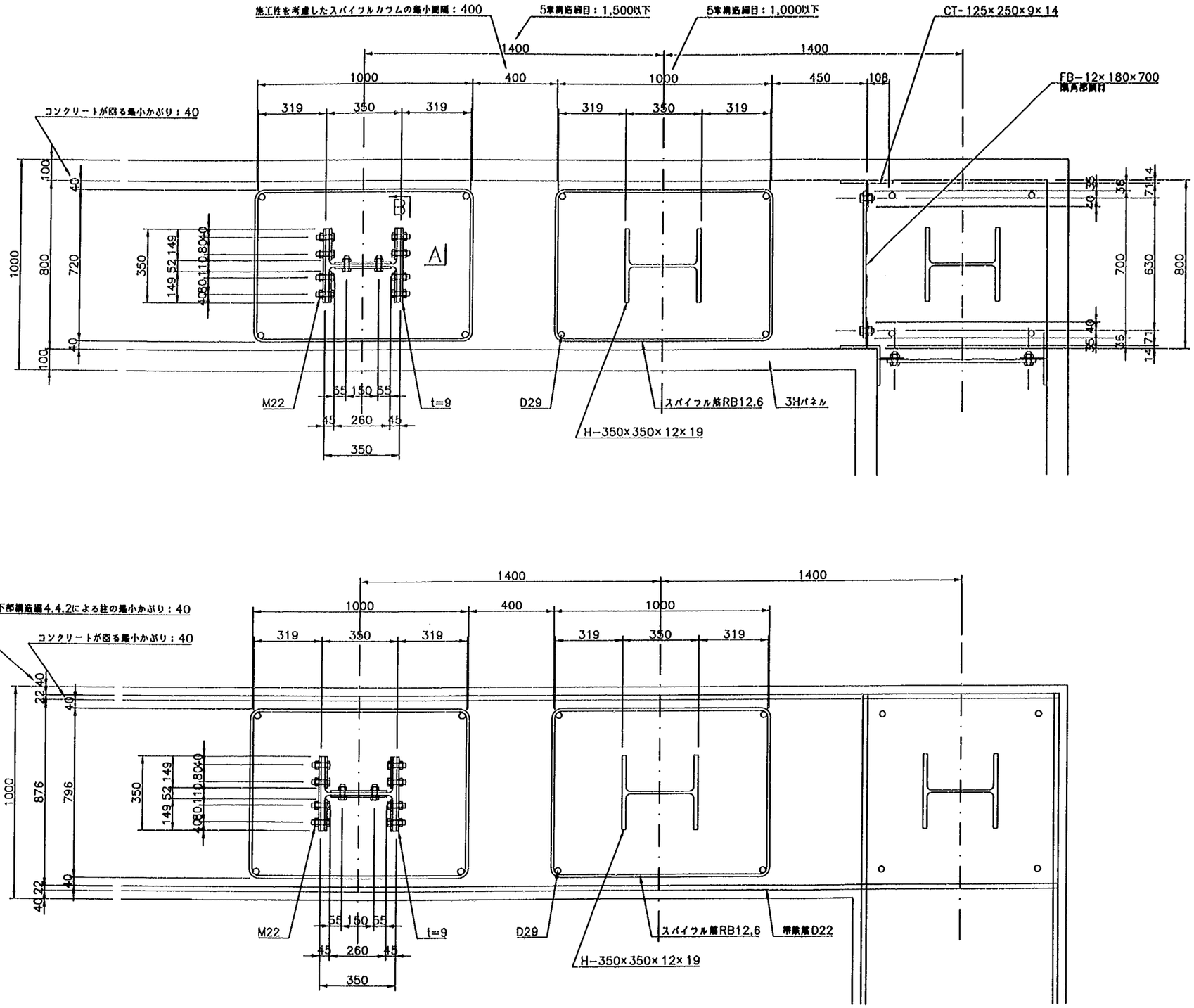
⑰最後にラップ部分のスパイラル筋を引き伸ばして、ラップ部分のスパイラルを完成させて終了。

図－８．２　スパイラルカラム接合図

3Hパネル

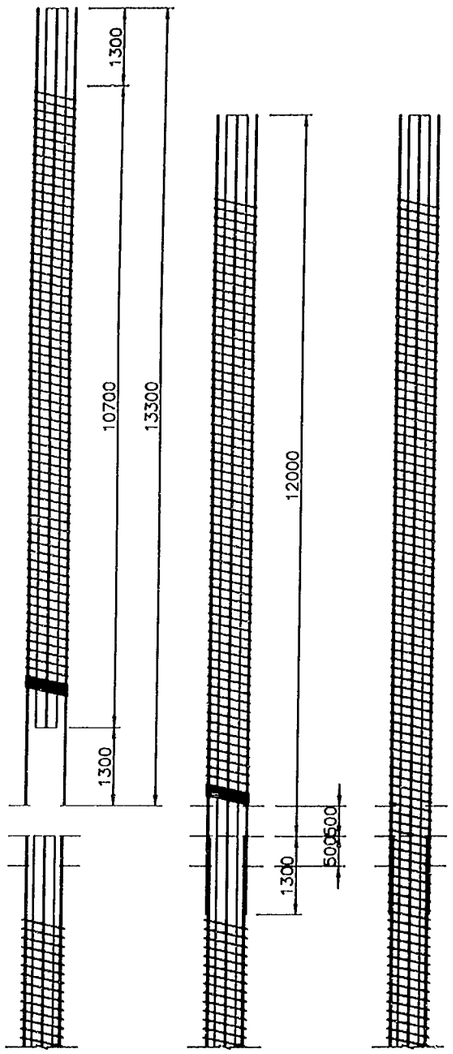
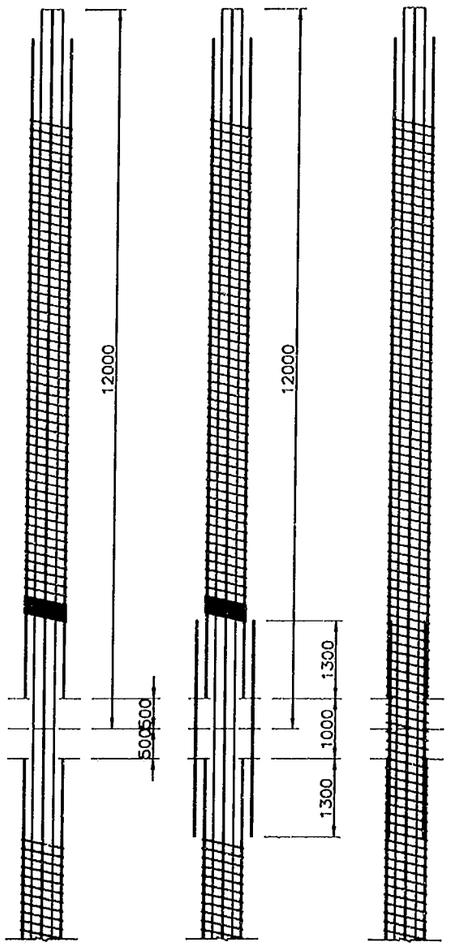
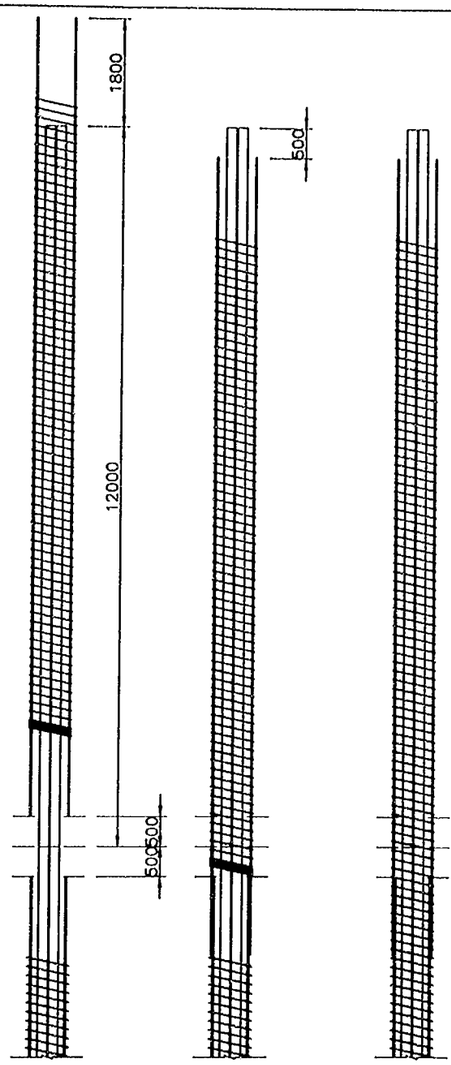
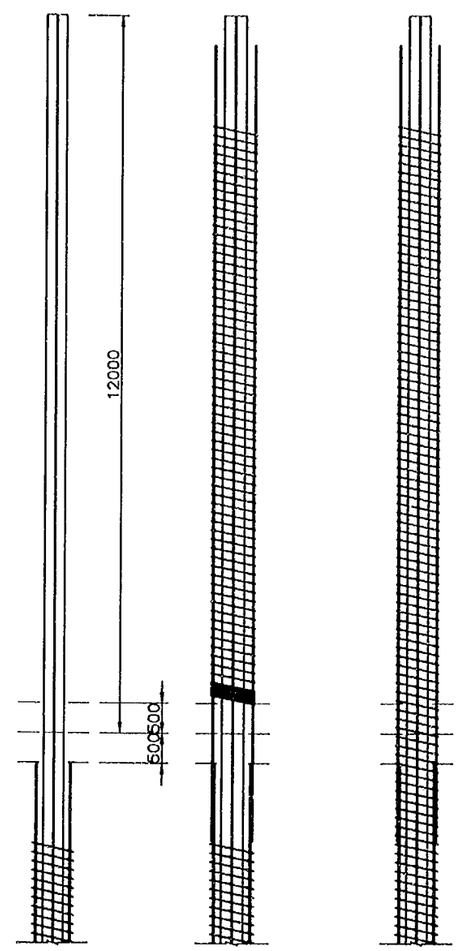


昇降式移動型枠



図－８．３　スパイラルカラム配置平面図

表－８．１　スパイラルカラム接合方法案

	案－1	案－2	案－3	案－4
概要図				
施工手順	主鋼材、主鉄筋およびスパイラル筋が一体となったスパイラルカラムを一括して建込み、主鋼材接合→主鉄筋継手→スパイラル筋ずり下げの順に施工する。	あらかじめ主鉄筋の継手部分を抜いてあるスパイラルカラムを一括して建込み、主鋼材接合後に主鉄筋を継ぎ足す。最後にスパイラル筋をずり下げて施工を終了する。	スパイラルカラムは一括してすべて同時に吊り込むが、主鉄骨の接合終了後、主鉄筋、スパイラル筋のブロックを降ろし、最後にスパイラル筋をずり下げて施工を終了する。	まず、主鋼材のみを先行して建込み、接合を行う。次に主鉄筋とスパイラル筋のブロックを別途建込んで主鉄筋の継手を行い、最後にスパイラル筋をずり下げて施工を終了する。
短所	主鉄骨が鋼管の場合には、主鉄筋が鋼管接合部と干渉するため、鋼管の自動溶接が困難である。	主鉄筋の重ね継手部の材料ロスが発生する。また、主鉄筋径がD32を超えるよう場合は機械式継手を用いることになるが、継手箇所が多いため、コストアップの要因となる。	主鋼材と、主鉄筋およびスパイラル筋のブロックを別々に吊り込む方法について、別添資料のような方法が考えられるが、案－１に比べて若干時間がかかる。	主鋼材と、主鉄筋およびスパイラル筋ブロックの建込みが二度手間となる。しかし、主鉄筋に機械式継手を採用する場合にも、容易に対処できる。
評価	H形鋼=◎ / 鋼管=×	H形鋼=× / 鋼管=×	H形鋼=× / 鋼管=○	H形鋼=△ / 鋼管=△

表－８．２　想定しているスパイラルカラム接合方法の問題点

案－１	案－３
①クレーンの玉外し作業を、遥か上方で行わなくてはならない。 →リモコン操作による作業 →玉外しだけなら、片側の足場のみで対応可能であろう	①鉄筋支持アームと鉄筋の縁を切るために特別な装置、治具か、あるいは先組みした足場が両側に必要である。
	②クレーンは最初に鉄骨をつかみ、次にスパイラル筋と軸方向鉄筋のブロックを降ろすためにこのユニットに荷重を受け替えなければならない。この作業も、遥か上方で行わなければならない。 →リモコン操作が可能としても、かなりの費用が掛かりそうである。
	③またこの場合、４本～複数本の鉄筋を上方でつかむことになるが、この治具をどうするか？ →天秤にする手はあるが、そのために新たな鋼材が必要になる。
	④案－３はいずれにしてもスパイラルカラムを施工するために２段階の工程を踏まねばならず、そうであれば案－４の方が確実ではないか？ →案－４の問題点は、橋脚高さが高くなった場合に、建込み高さがかなり高くなることの１点に尽きる。

案－３は、当初鋼管の自動溶接を行うスペースを確保するために考案したものであるが、表－８．２に示す通り現状では問題点が多いため、案－１で実験を行うこととする。

（２）実験モデル

これらから、実験モデルを図－８．４の通り仮定する。

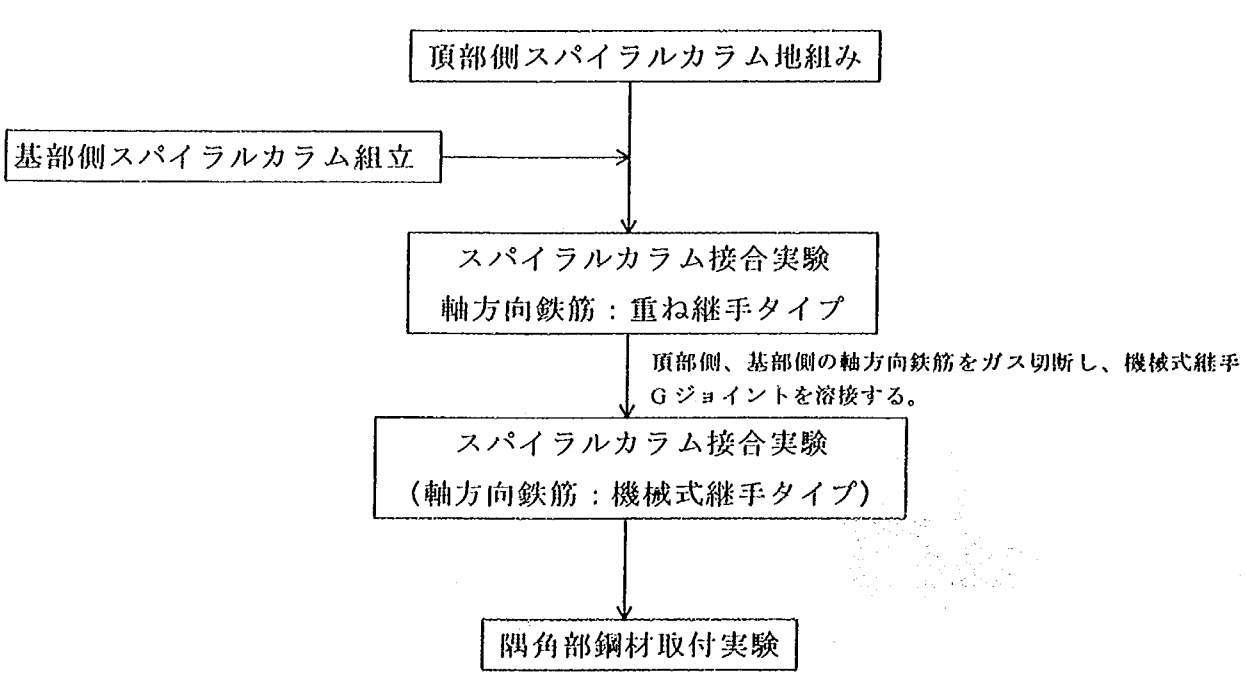
スパイラルカラムは片押しで施工するものと思われるが、最悪の条件として両側にすでにスパイラルカラムが立ち上がっている状態を想定し、２つのスパイラルカラムに挟まれた中央のカラムが接合できるか否かを検証する。なお、このスパイラル筋端部の代替として単管パイプを立ち上げ、隣接スパイラルカラムから作業できないような措置をとる。また、実作業は外側か内側のどちらかにしか足場がないことを想定し、片側からの作業とする。

隅角部鋼材取付実験についても、片側の足場からの作業とする。

（３）実験順序

実験の大きな流れは図－８．５に示す通りである。詳細な実験順序図を図－８．６に示す。

また、図－８．７～図－８．１０に各部材の詳細図等を示す。



図－８．５　施工性実験のフロー図

以下、図－８．５および図－８．６に基づき、本実験の目的に係わる箇所について実験順序を記載する（作業段取り等については省略する）。

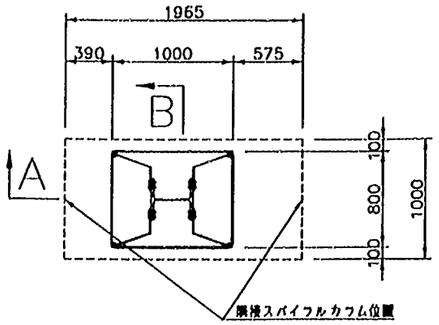
１）スパイラルカラムの地組み

①H形鋼支持架台設置

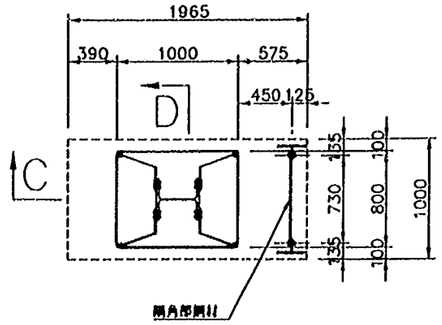
H形鋼支持架台を所定位置に置き、その上にスパイラルカラム吊り治具を取り付けたH形鋼をセットする。このとき、ボルトは止めないこととする。

②スパイラル筋仮置架台取付

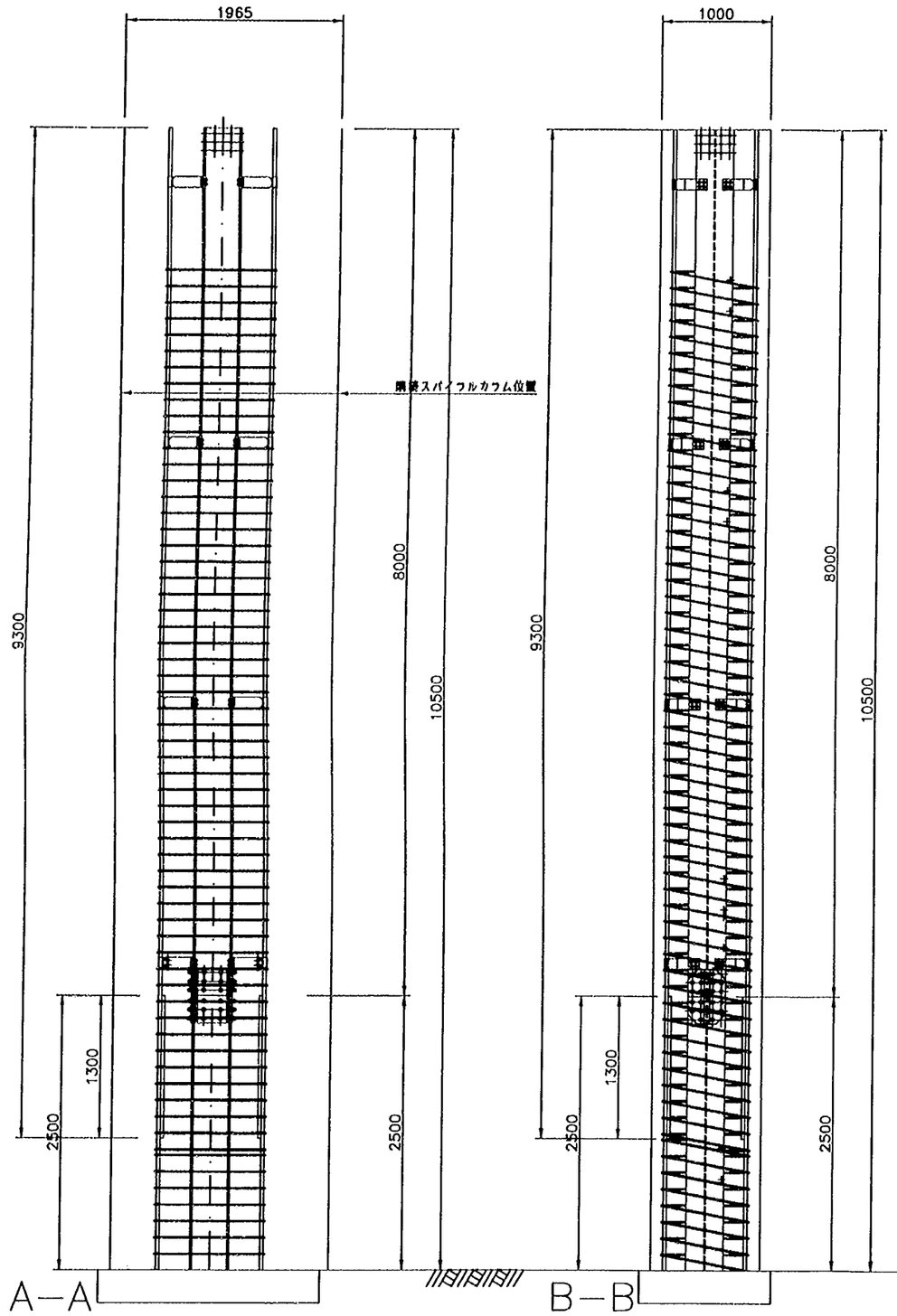
スパイラル筋の仮置架台を、H形鋼所定位置にボルト・クランプにて取り付ける。

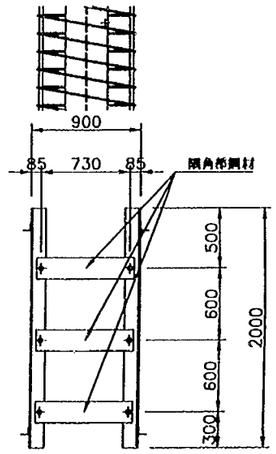


一般部平面図

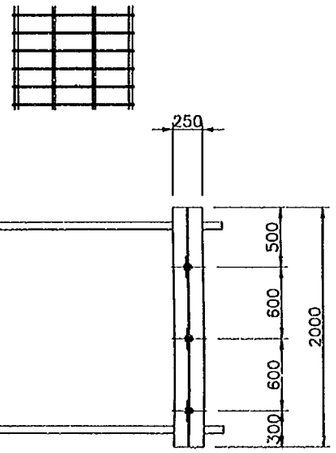


隅角部鋼材配置部平面図



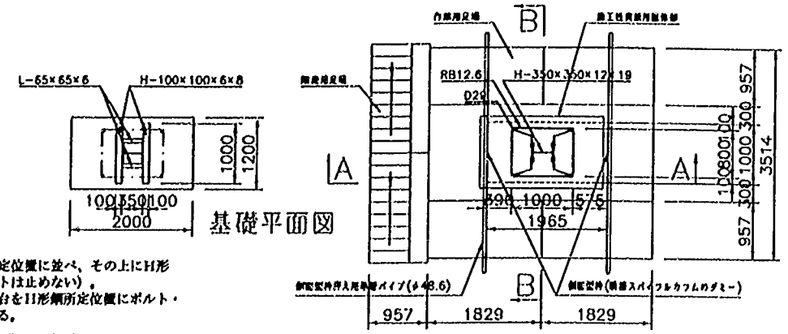


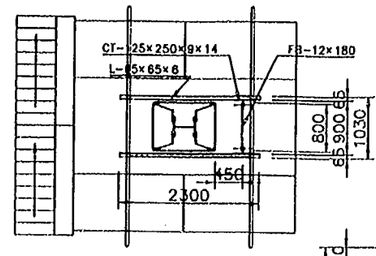
C－C

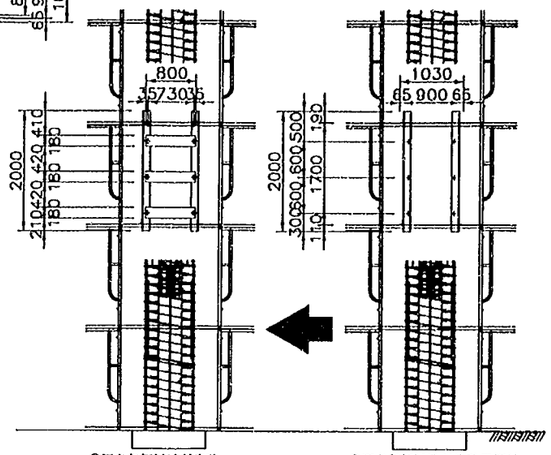


D－D

図－８．４　実験モデル図
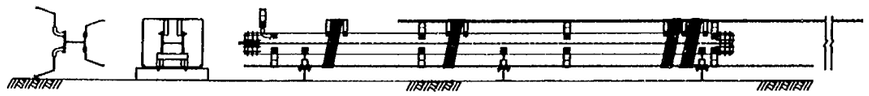






①H形鋼支持架台を所定位置に並べ、その上にH形鋼をセットする（ボルトは止めない）。
②スパイラル筋仮置架台をH形鋼所定位置にボルト・クランプにて取り付ける。



③H形鋼の片側を持ち上げて、スパイラル筋を頂部側、底部側から各々挿入し、スパイラル筋仮置架台上にセットする。



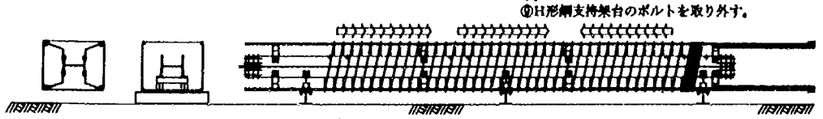
④軸方向鉄筋支持アームをボルトにて取り付ける。
⑤片側より軸方向鉄筋を順次挿入し、軸方向鉄筋支持アームに緊結固定する。

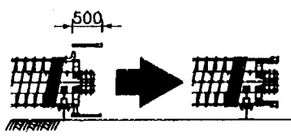


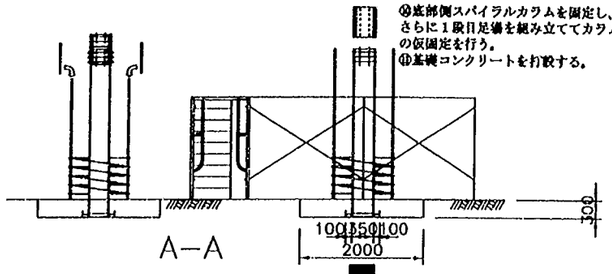
⑥軸方向鉄筋を所定位置に配筋後、スパイラル筋仮置架台を撤去する。



⑦スパイラル筋を所定ピッチに引き伸ばし、軸方向鉄筋と結束する。
⑧軸方向鉄筋落下防止治具を、ボルトにて取り付ける。
⑨H形鋼支持架台のボルトを取り外す。

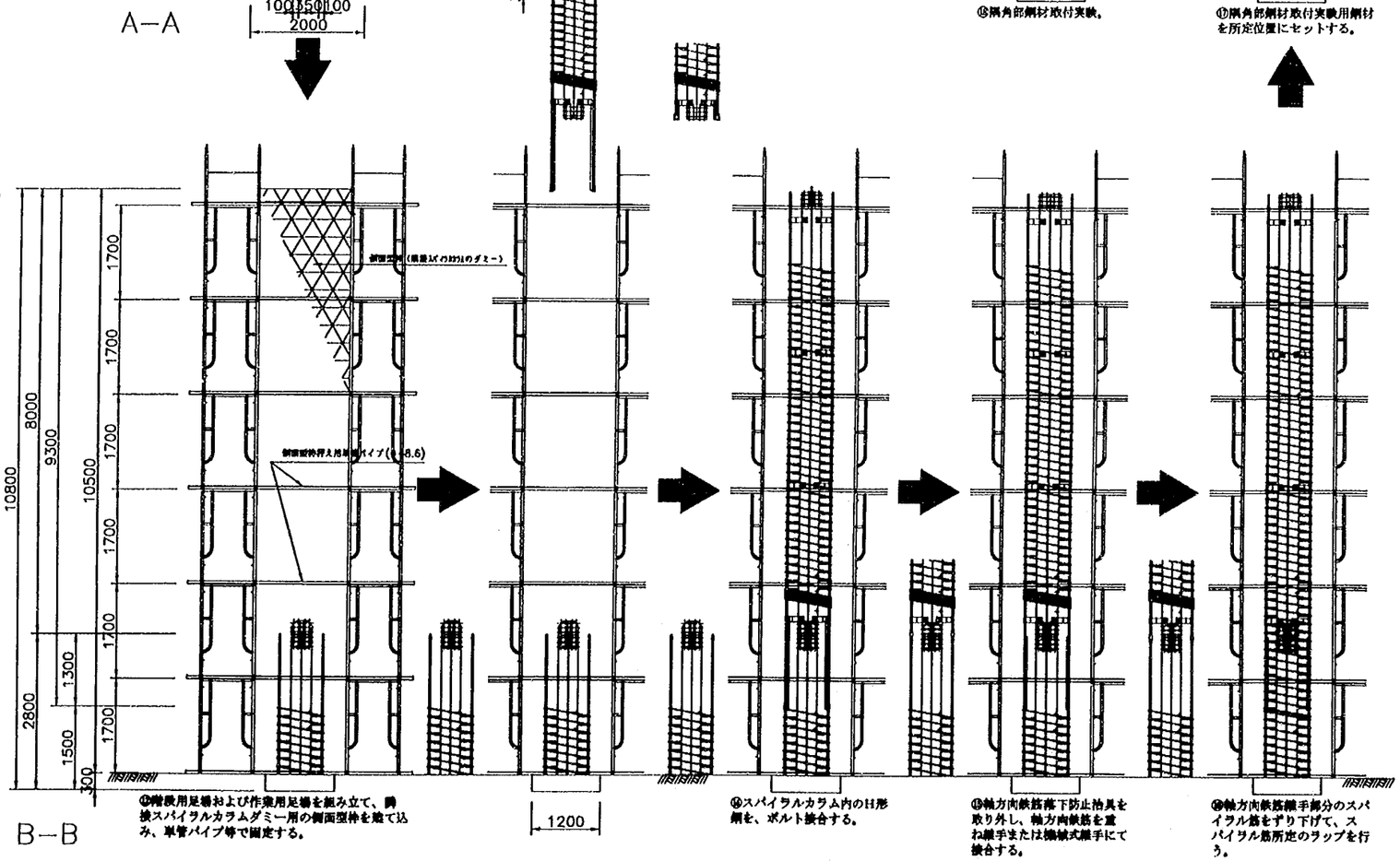






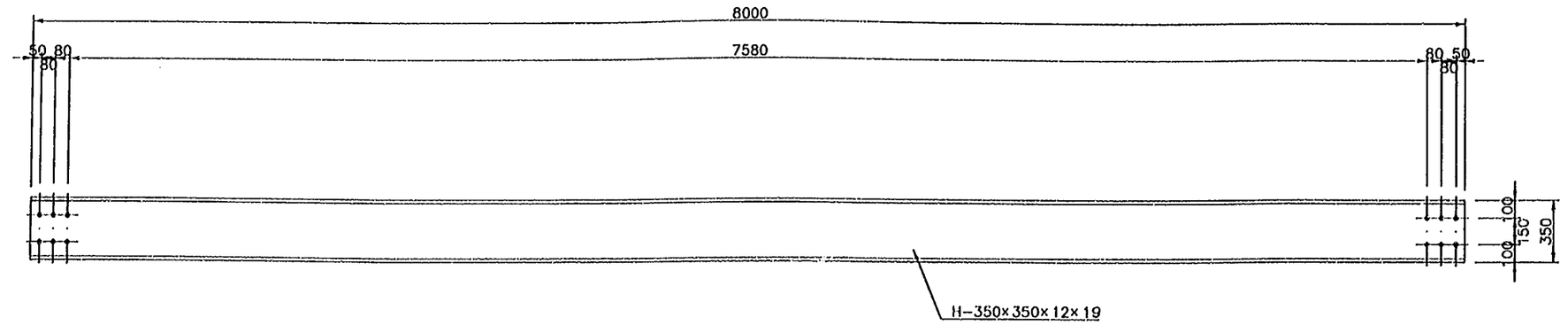
⑩底部側スパイラルカラムを固定し、さらに1段目足場を組み立ててカラムの仮固定を行う。
⑪基礎コンクリートを打設する。

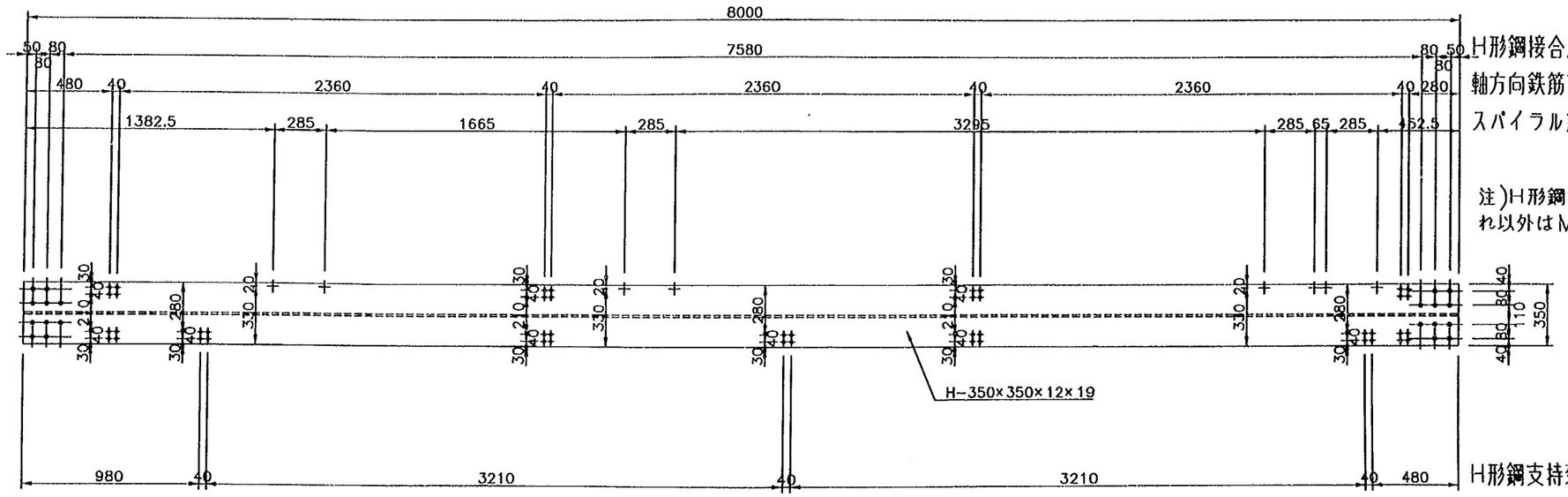
⑬頂部側スパイラルカラムの接合開始。クレーンにてあらかじめ地組みしたスパイラルカラムを建て込む。



⑫階段用足場および作業用足場を組み立て、鋼製スパイラルカラムダミー用の側面型枠を建て込み、単管パイプ等で固定する。
⑭スパイラルカラム内のH形鋼を、ボルト接合する。
⑮軸方向鉄筋落下防止治具を取り外し、軸方向鉄筋を重ね継手または機械式継手にて接合する。
⑯軸方向鉄筋継手部分のスパイラル筋をずり下げて、スパイラル筋所定のラップを行う。

図－８．６　実験順序図





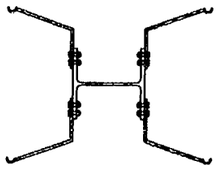
H形鋼接合用ボルト穴
軸方向鉄筋支持アーム用ボルト穴
スパイラル筋仮置架台用ボルト位置

注)H形鋼接合用ボルトのみM22、これ以外はM16とする。

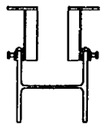
H形鋼支持架台用ボルト穴



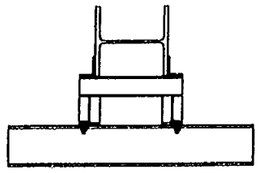
スパイラルカラム吊り治具
(1箇所)



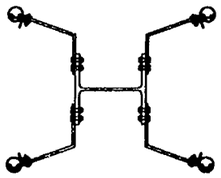
軸方向鉄筋支持アーム
(4箇所)



スパイラル筋仮置架台
(4箇所)

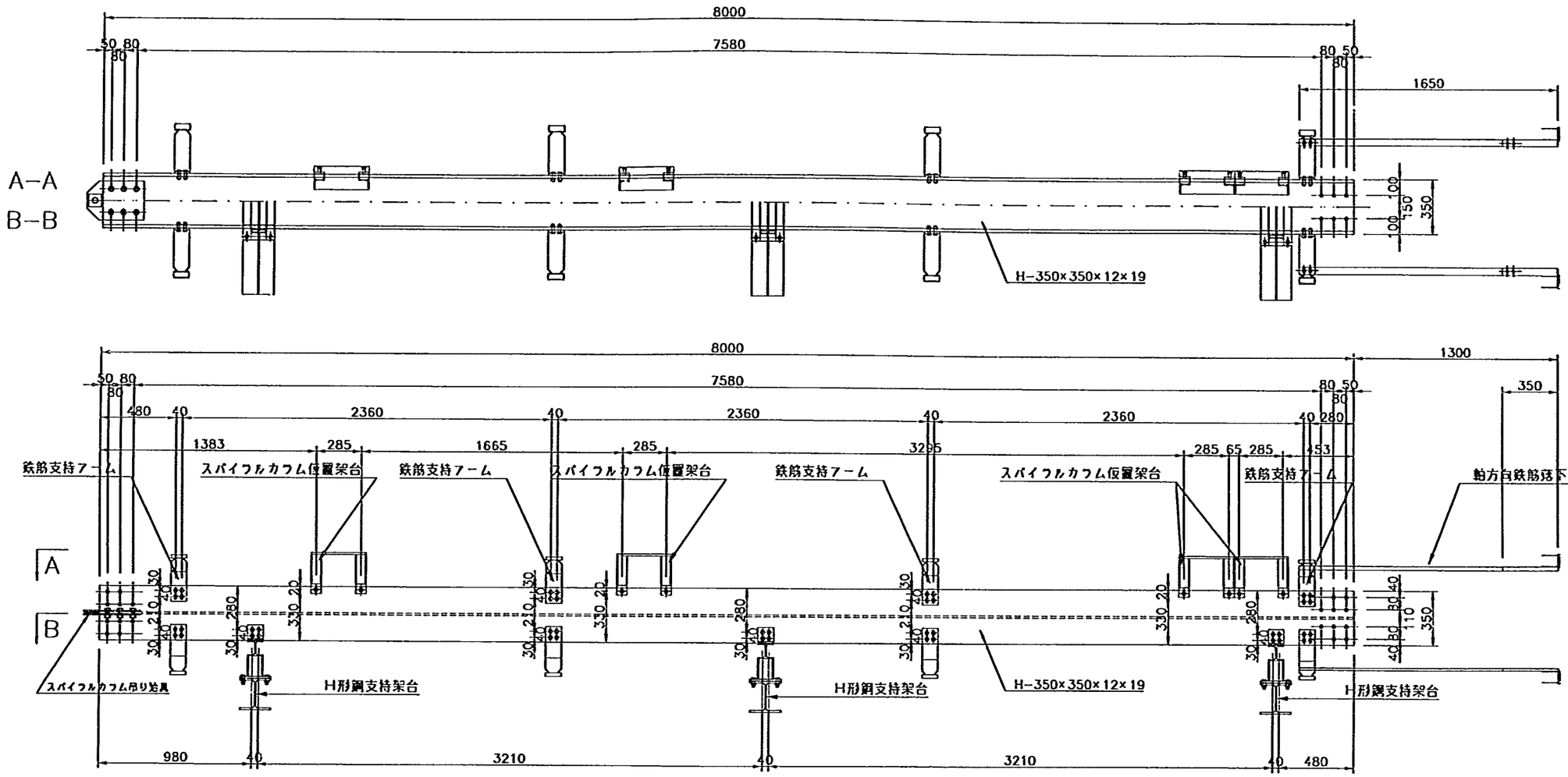


H形鋼支持架台
(3箇所)



軸方向鉄筋落下防止治具
(1箇所)

図－８．７　H形鋼寸法図



スパイラルカラム吊り治具
（1箇所）

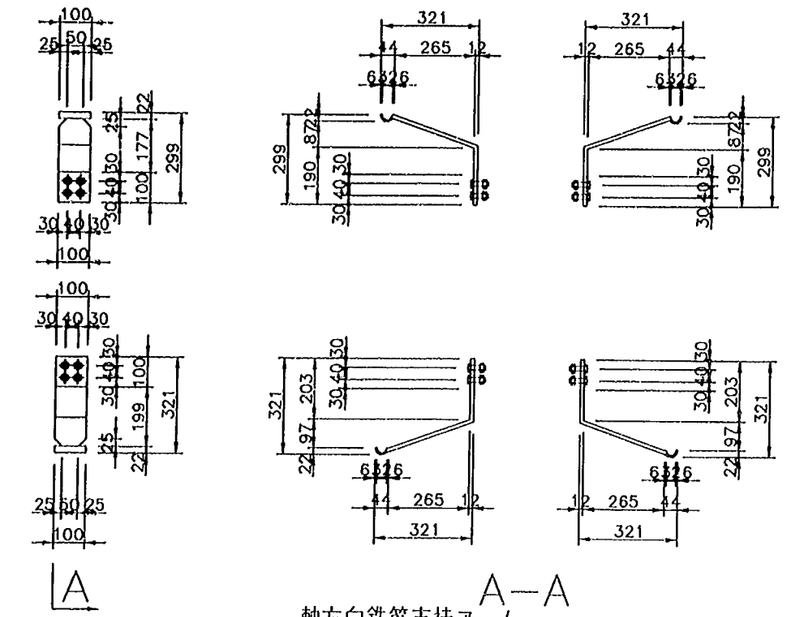
軸方向鉄筋支持アーム
（4箇所）

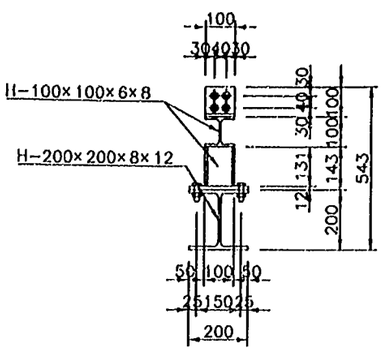
スパイラル筋仮置架台
（4箇所）

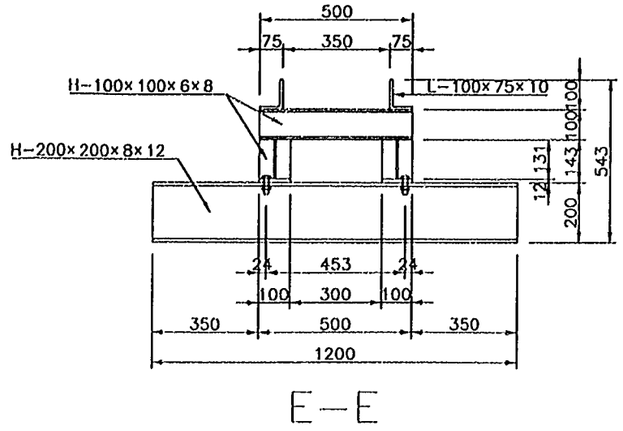
H形鋼支持架台
（3箇所）

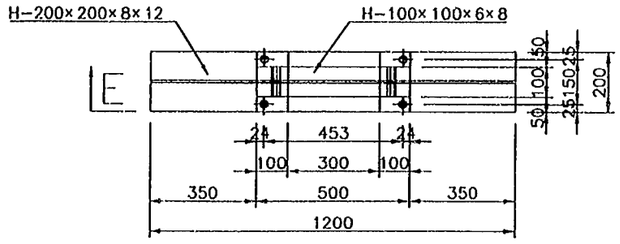
軸方向鉄筋落下防止治具
（1箇所）

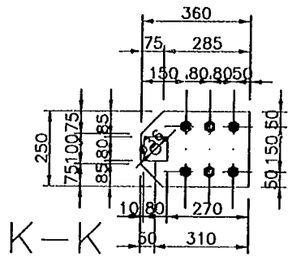
図－８．８　H形鋼付属部品取付図

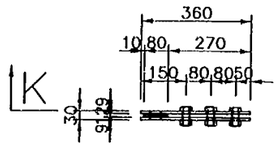


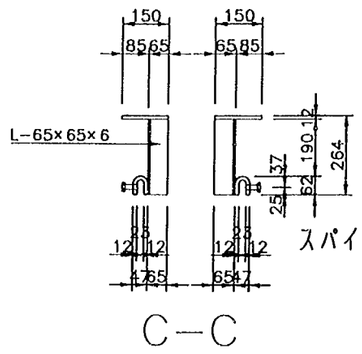




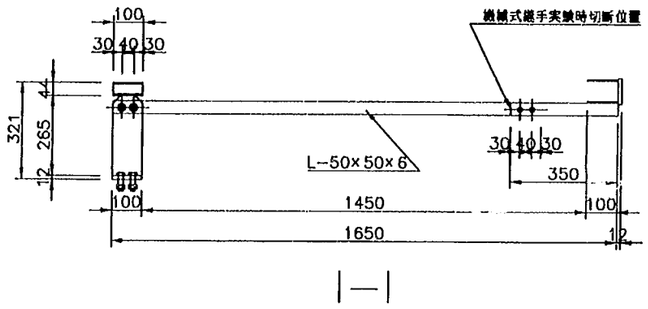


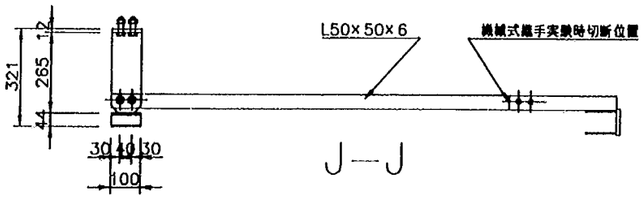


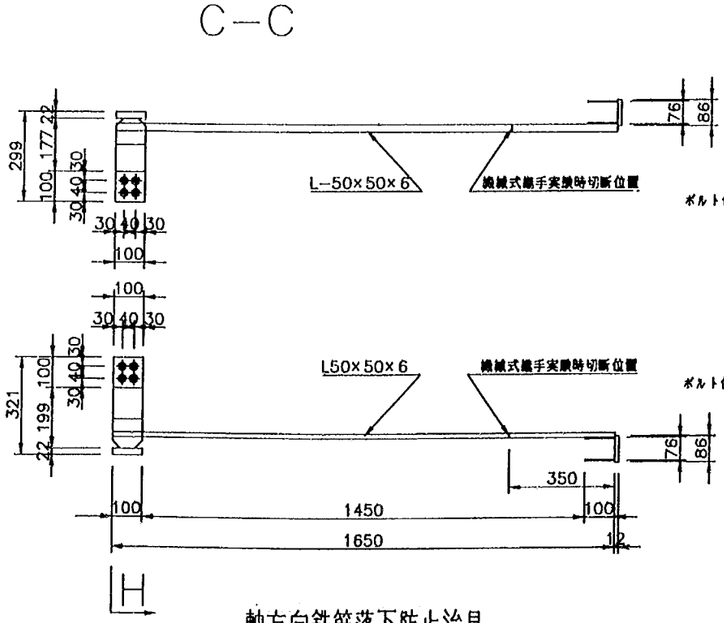


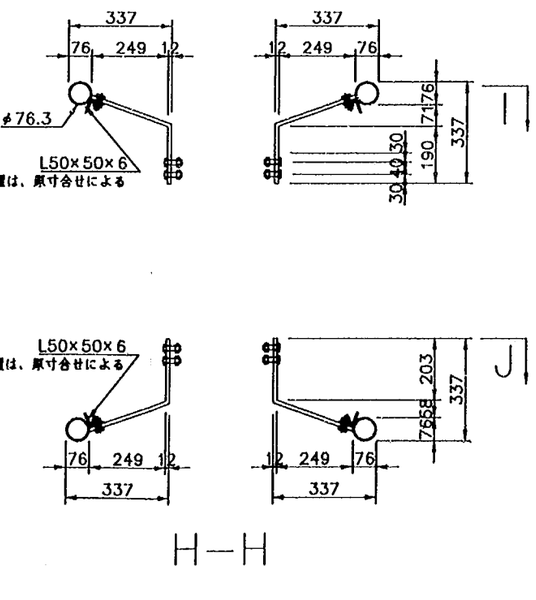




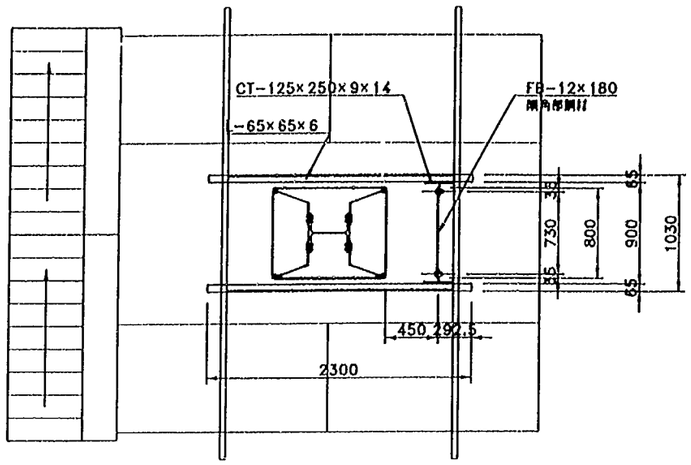


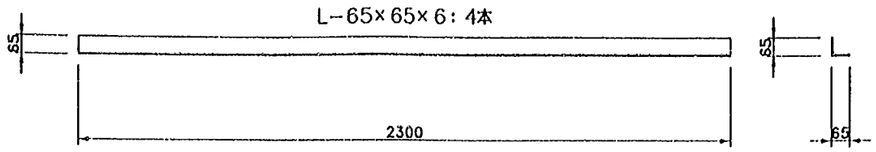


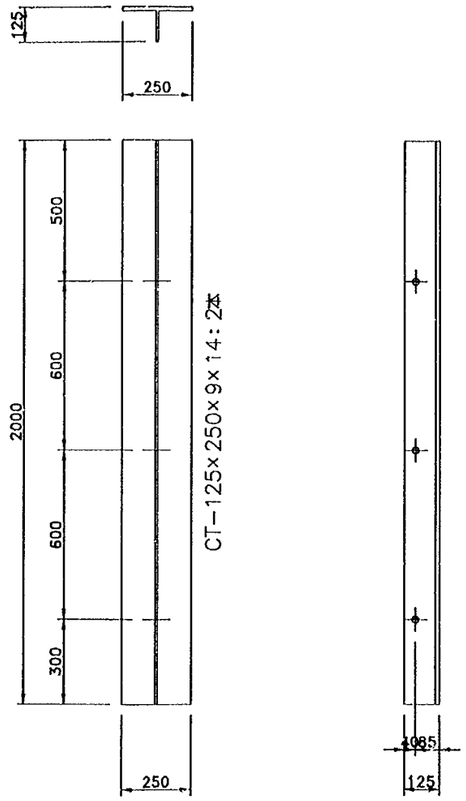


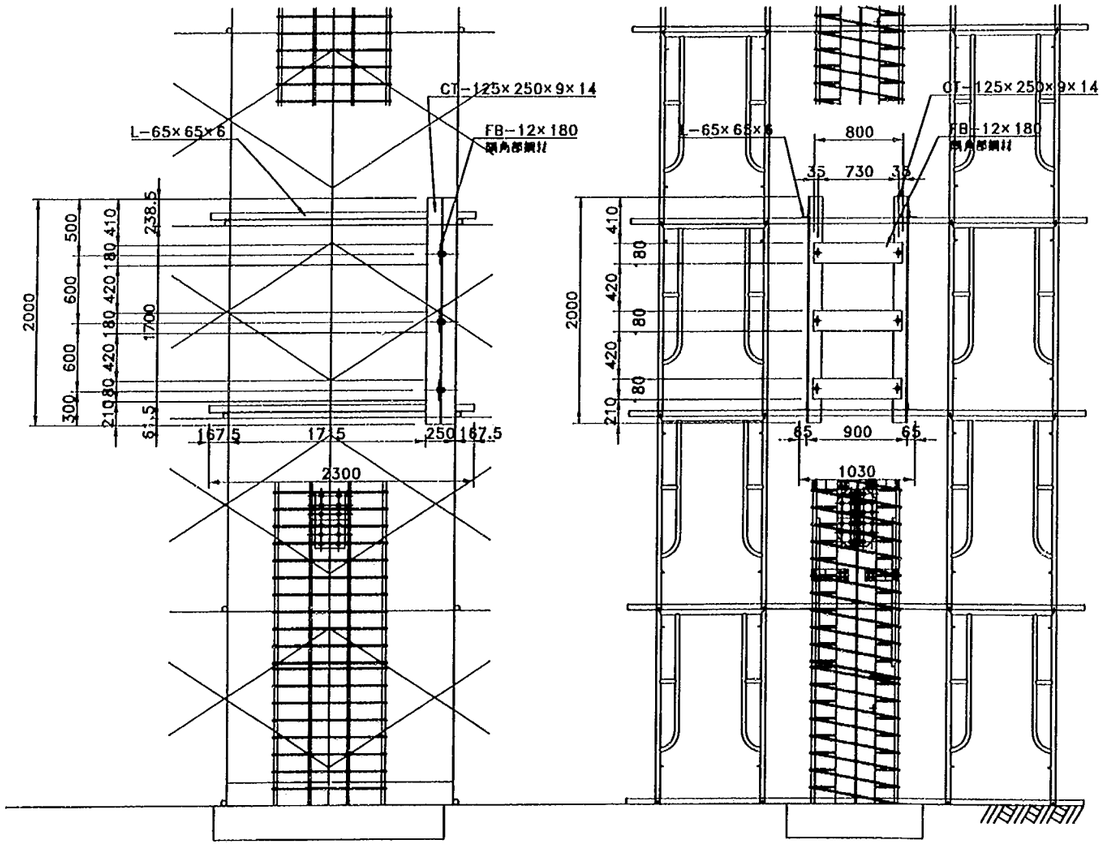


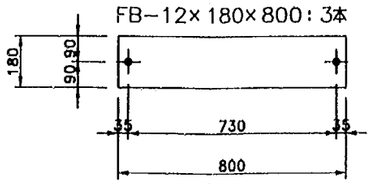
図－８．９　H形鋼付属部品図











図－８．１０　隅角部鋼材取付実験図および部品図

③スパイラル筋の挿入

H形鋼の片側をクレーンにて持ち上げ、スパイラル筋４束（１束重量約５０kgf）を頂部側、基部側から各々挿入し、スパイラル筋仮置架台上にセットする。

④H形鋼とH形鋼支持架台の固定

スパイラルカラム地組み途中にH形鋼が揺れることのないように、H形鋼支持架台のボルトを止める。

⑤軸方向鉄筋支持アームの取付

軸方向鉄筋支持アームを、H形鋼所定位置にボルトにて取り付ける。最下段位置については、軸方向鉄筋落下防止治具もボルトにてあらかじめ取り付けておく。

⑥軸方向鉄筋の挿入、固定

軸方向鉄筋４本を頂部側より順次挿入し、所定位置の鉄筋支持アームに番線で緊結固定する。

⑦スパイラル筋仮置架台撤去

軸方向鉄筋の挿入によってスパイラル筋自重は軸方向鉄筋に受け替えられるので、余計なものが構造体のなかに残らないように、スパイラル筋仮置架台を撤去する。

⑧スパイラル筋の引伸し

４束のスパイラル筋のうち基部側ラップ部分の１本を除いた３束を順次引伸ばし、１５０mmピッチで結束線にて軸方向鉄筋と結束する。

⑨H形鋼支持架台ボルト取外し

H形鋼を固定していたH形鋼支持架台のボルトを取り外す。

２）基部側スパイラルカラムのセット

①H形鋼のセット

あらかじめ鉛直精度を確保するための足 H-１００をつけたH形鋼を締め固めた砕石上にセットし、トランシット、下げ振り等でH形鋼の鉛直性を確認する。微調整は、足の下にライナー等をかませて行う。

また、基部側H形鋼には、頂部側のH形鋼接合用のガセットプレートをあらかじめボルトで取り付けておく。

②軸方向鉄筋用ボイド管のセット

軸方向鉄筋は、微細な移動が可能なようにボイド管を砕石上にセットして、基礎コンクリート打設後に配筋する。

③基礎コンクリート打設

H形鋼の鉛直性やボイド管が移動しないよう、十分注意してコンクリートを打設する。

④軸方向鉄筋のセット

ボイド管内に軸方向鉄筋を挿入し、位置決めをした後に基部を単管パイプまたはアングル材等で固定する。

⑤スパイラル筋配筋

提灯状の基部側用スパイラル筋を軸方向鉄筋上より挿入して、最上部を仮固定する。続いて提灯の結束を切り、あらかじめ軸方向鉄筋にマークしておいた所定位置にスパイラル筋を引伸ばして結束線で結束する。

3）スパイラルカラムの接合（軸方向鉄筋：重ね継手タイプ）

①頂部側スパイラルカラムの地切り

頂部側スパイラルカラムは、軸方向鉄筋が地面と接触して折れ曲がってしまうことを避けるため、頂部側を親ロープ、基部側を孫ロープで吊り、そのままの状態で約１．５ｍ吊上げる。その後、孫ロープをゆっくり解放しながら、頂部側を順次吊上げる。

②頂部側スパイラルカラムの建込み

頂部側スパイラルカラムを、基部側スパイラルカラム上に建て込む。

③スパイラルカラムの接合

ガセットプレートのボルトをはめ込み固定する。ボルトの仕様はH．T．Bであるが、本締めは行わない。

④軸方向鉄筋の重ね継手

軸方向鉄筋落下防止治具を鉄筋支持アームのボルト位置にて取り外し、重ね継手施工を行う。

⑤スパイラル筋の重ね継手

頂部側の最下部スパイラル筋の提灯結束を切り、所定位置までスパイラル筋を引伸ばす。結束は行わない。

軸方向鉄筋落下防止治具を鉄筋支持アームのボルト位置にて取り外し、重ね継手施工を行う。

4）スパイラルカラムの解体および機械式継手タイプ段取り

ガセットプレート部のボルトを取り外し、また最下部スパイラル筋を元の状態に戻して頂部側スパイラルカラムを地上に降ろす。

基部側軸方向鉄筋の頂部側５０cmをガスで切り落とし、機械式継手Ｇジョイントのナット側を溶接にて取り付ける。降ろした頂部側軸方向鉄筋については基部側１．８ｍを同様にガスで切り落とし、機械式継手Ｇジョイントのカプラー、ナット側を溶接にて取り付ける。

さらに、軸方向鉄筋落下防止治具を所定長さにガスで切り落とし、最下部鉄筋支持アームにボルト固定する。

5）スパイラルカラムの接合（軸方向鉄筋：機械式継手タイプ）

①頂部側スパイラルカラムの地切り

頂部側スパイラルカラムは、軸方向鉄筋が地面と接触して折れ曲がってしまうことを避けるため、頂部側を親ロープ、基部側を孫ロープで吊り、そのままの状態で約１．５ｍ吊

上げる。その後、孫ロープをゆっくり解放しながら、頂部側を順次吊上げる。

②頂部側スパイラルカラムの建込み

頂部側スパイラルカラムを、基部側スパイラルカラム上に建て込む。

③スパイラルカラムの接合

ガセットプレートのボルトをはめ込み固定する。ボルトの仕様はH.T.Bであるが、本締めは行わない。

④軸方向鉄筋の機械式継手

軸方向鉄筋落下防止治具を鉄筋支持アームのボルト位置にて取り外し、機械式継手施工を行う。施工精度の確認のみなので本締めは行わない。

⑤スパイラル筋の重ね継手

頂部側の最下部スパイラル筋の提灯結束を切り、所定位置までスパイラル筋を引伸ばす。結束を行い、所定形状に仕上げる。。

6）隅角部鋼材施工性実験

①隅角部鋼材取付用仮設鋼材のセット

仮設のＬ鋼、ＣＴ鋼を所定位置に配置、固定する。

②隅角部鋼材取付

隅角部帯鋼材のＦＢ鋼を所定位置にボルト締めし、固定する。

8．1．4　計測計画

各作業に要する時間、歩掛り等は、表－8．3および表－8．4に基づきストップウォッチ等を用いて計測する。

ただし、実作業において変更や改良改善事項があった場合は、これを記録することとする。

その他、H形鋼の鉛直精度、軸方向鉄筋の鉛直精度等のスパイラルカラムの施工精度について、下げ振り、水準器等で計測し、これを記録する。

表－８．３　スパイラルカラム組立、接合実験計測計画（案）

工　　種	作業項目	開始時刻	終了時刻	要時間	作業員	特記事項
スパイラルカラム加工	H形鋼セット	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	スパイラル筋 仮置架台取付	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	スパイラル筋 セット	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	軸方向鉄筋 支持アーム取付	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	軸方向鉄筋固定	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	スパイラル筋 仮置架台撤去	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	スパイラル筋 引伸し・結束	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	軸方向鉄筋 落下防止治具取付	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	H形鋼支持架台 ボルト取外し	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
スパイラルカラム建起し		:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
スパイラルカラム建込み	一体建込み	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	H形鋼建込み	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	鉄筋かご建込み	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
スパイラルカラム接合	H形鋼連結	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	軸方向鉄筋 落下防止治具撤去	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	軸方向鉄筋結束（重ね継手）	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	軸方向鉄筋接合（機械式継手）	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	接合部 スパイラル筋組立	:	:	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	

表－８．４　隅角部鋼材取付実験計測計画（案）

工　　種	作業項目	開始時刻	終了時刻	要時間	作業員	特記事項
隅角部鋼材取付	下段鋼材取付	：	：	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	中段鋼材取付	：	：	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	
	上段鋼材取付	：	：	hr　mn	世：　人 普：　人 鉄：　人	

８．１．５　実施工程表

施工性実験の実施工程表を、表－８．５に示す。

表－８．５　施工性実験実施工程表

	平成１０年１０月													
	14	15	16	17	18	19	20	1	22	23	24	25	26	27
	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火
測量、整地	←	→												
1段目足場組立		↔												
基部H形鋼組立		↔												
基部スパイラルカラム組立		↔												
基礎型枠		↔												
基礎コン打設			←	養	生									
足場組立						←	→							
上部工側スパイラルカラム組立						←	→							
接　　合（重ね継手）								↔						
（機械式継手）									↔					
隅角部鋼材取付実験										↔				
片 付 け													←	→
レッカー使用日		○				○	○	○	○	○			○	○
主要資材搬入日	A	B												

A：スパイラル筋、仮設材、機械式継手
B：スパイラルカラム等鉄骨

実験は、特に接合を開始してからは工程を前倒し気味に進めることとする。

また、H形鋼、鉄筋支持アーム等の鉄骨部材は、実験場所への搬入に先立って、製作工場における中間検査を実施する。中間検査については、８．１．６で述べる。

本施工性実験については、共同研究参加会社にて立会担当日を設定し、表－８．６に示す項目について確認を行った。

表－８．６　実験期間中の役割分担

実験内容の指示・指導・是正等
実験中の安全に係わる指示・指導・是正等
実験内容の改良改善の協議、記録
実験模様の写真撮影
実験模様のビデオ撮影
各種作業のサイクルタイムの計測、記録
その他

８．１．６　中間検査

実験開始後に足りない部材や不具合修正項目をなるべく少なくするために、鋼材製作工場においてH形鋼とこれに付随する治具部材の中間検査を行う。

（１）中間検査項目

①H形鋼接合用ボルト穴精度確認検査

図面指示位置通りにボルト穴があいているかどうかを、テープ等の計測により確認する。また、可能であれば水平に仮置きした状態で接合用のガセットプレートを当てて、ボルト穴の位置を目視にて確認する。

②各治具の取付精度確認検査

軸方向鉄筋支持アームや落下防止治具、スパイラル筋仮置架台を所定位置に配置し、H形鋼に軸方向鉄筋まで配筋して、目視、テープ等の計測等により精度を確認する。また、これら治具の組立にかかる時間を計測する（実験時の参考値となる）。

③スパイラルカラムの建込み検査

中間検査時にはスパイラル筋は存在しないが、スパイラル筋の重量は約２００kgfであり、これに代替する重りをつけることにより、以下のような検査が可能である。

④スパイラルカラムの剛性確認

クレーンにて水平状態から鉛直状態まで実際にカラムを持ち上げて、建込み時にカラム全体に大きなひずみが生じないか、鉄筋がばらけないか等を目視にて確認する。問題が生じた場合には、補強方法を考える。

⑤軸方向鉄筋の移動量検査

軸方向鉄筋は、最下段鉄筋支持アームより約１．５ｍ片持ち梁状態で張り出している。軸方向鉄筋落下防止治具を取り外した状態で、どの程度移動できるものかをテープ等の計測により確認する。強固で動かないようであれば、接合箇所ごとに配筋を変えなければならないが、フリーに動けば配筋を変える必要がなくなり、簡素化が図れる（実験時の基礎側の鉄筋配置をどうするかに影響するために必要な検査）。

（２）中間検査時期

中間検査時期は、不具合、修正事項があったときのことを考えて実施する。

８．１．７　主要材料数量

主要材料の数量表を表－８．７に、また実験に使用する仮設材の数量表を表－８．８に示す。

表－８．７　主要材料数量表

						上部施工	上部施工範囲
						下部施工	下部施工範囲
名　称	仕　様	単重量	単位	長さ(m)	数量	重量(kgf)	備　　考
軸方向鉄骨	H-350*350*12*19	135	kgf/m	8.0	1	1080.0	上部
	H-350*350*12*19	135	kgf/m	2.8	1	378.0	下部(根入れ500mm)
軸方向鉄筋	D29	5.04	kgf/m	9.7	4	194.5	上部(ﾗｯﾌﾟ長含む)
	D29	5.04	kgf/m	2.8	4	56.4	下部
ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋	RB12.6	0.98	kgf/m	199.3	1	195.3	上部
	RB12.6	0.98	kgf/m	16.7	1	16.4	下部
H形鋼	H-200*200*8*12	49.9	kgf/m	1.2	3	179.6	H形鋼支持架台
	H-100*100*6*8	16.9	kgf/m	0.15	6	15.2	H形鋼支持架台
	H-100*100*6*8	16.9	kgf/m	0.50	3	25.4	H形鋼支持架台
	H-100*100*6*8	16.9	kgf/m	1.10	2	37.2	根固め
不等辺山形鋼	L-100*75*10	13	kgf/m	0.1	6	7.8	H形鋼支持架台
等辺山形鋼	L-65*65*6ｸﾗﾝﾌﾟ	6.01	kgf/m	0.3	16	28.8	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋仮置架台
	L-65*65*6	5.91	kgf/m	2.3	4	54.4	帯鋼板実験用
	L-50*50*6	4.43	kgf/m	1.7	4	29.2	
	L-65*65*6	5.91	kgf/m	5.5	2	65.0	余裕
ＣＴ鋼	CT-125*250*9*14	14.5	kgf/m	2.0	2	58.0	帯鋼板実験用
プレート	PL-12　100*200	1.884	枚	1.0	6	11.3	H形鋼支持架台
	PL-12　150*350	4.946	枚	1.0	8	39.6	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋仮置架台
	PL-09　250*360	6.359	枚	1.0	2	12.7	ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ吊り治具
	PL-09　500*260	9.185	枚	1.0	2	18.4	H-350ｼﾞｮｲﾝﾄ
	PL-09　500*149	5.263	枚	1.0	4	21.1	H-350ｼﾞｮｲﾝﾄ
	PL-09　500*350	12.364	枚	1.0	2	24.7	H-350ｼﾞｮｲﾝﾄ
	PL-12　180*800	13.565	枚	1.0	3	40.7	帯鋼板実験用
鉄筋支持ｱｰﾑ	t=12　b=100	9.5	kgf/m	0.54	12	61.6	加工品(ﾌﾞﾗｹｯﾄ式)
鉄筋落下防止	t=12　b=100	9.5	kgf/m	0.54	4	20.5	加工品(ﾊﾝｲﾌﾞ付)
ＢＮ接合部	M22／L=55mm	0.4	個	1.0	6	2.4	ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ吊り治具
ＨＴＢ接合部	M22／L=65mm	0.4	個	1.0	12	4.8	H-350(ｳｪﾌﾞ)
ＨＴＢ接合部	M22／L=75mm	0.4	個	1.0	40	16.0	H-350(ﾌﾗﾝｼﾞ)
	M20／L=35mm	0.3	個	1.0	16	4.8	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋仮置架台
接合部	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	12	3.6	H形鋼支持架台
	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	48	14.4	鉄筋支持ｱｰﾑ
	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	24	7.2	鉄筋落下防止
	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	6	1.8	帯鉄筋
	下部重量					72.9	kgf
	上部重量					153.9	kgf
総　重　量						726.8	kgf

表－8．8　仮設材数量表

品　名	規　格	単位重量	重量	重　量
鳥居型建枠	A3055A	13.70	36	493.20
	A4055B	15.60	18	280.80
鋼製布板	SKN6	15.60	42	655.20
	SKN624	8.50	24	204.00
筋交い	A14	4.20	72	302.40
手摺柱	A25	2.70	18	48.60
手摺	A27	0.90	4	3.60
	A31	1.76	24	42.24
	A29	1.19	4	4.76
アームロック	A127A	0.44	90	39.60
連結ピン	A20	0.56	90	50.40
ジャッキベース	A752	3.90	18	70.20
階段枠	K3055S	28.30	6	169.80
階段手摺	G2514	6.60	6	39.60
デッキガード	G1810	19.80	6	118.80
エンドガード	AT912	2.50	40	100.00
セフティーチェーン	3 m	1.80	8	14.40
	4 m	2.40	8	19.20
ターンバックル	300	2.62	10	26.20
鋼製足場板	S4M	14.00	12	168.00
	S3M	10.50	12	126.00
単　管　　控え	6.0 m	16.38	6	98.28
	1.0 m	2.73	12	32.76
根がらみ	4.0 m	10.92	5	54.60
	4.5 m	12.29	1	12.29
	5.5 m	15.02	1	15.02
水平つなぎ	5.5 m	15.02	11	165.22
	4.0 m	10.92	30	327.60
	4.5 m	12.29	1	12.29
大筋交	6.0 m	16.38	6	98.28
	5.0 m	13.65	6	81.90
隣接スパイラルダミー用	6.0 m	16.38	10	163.80
	4.5 m	12.29	10	122.90
	2.0 m	5.46	14	76.44
予備品	3.0 m	8.19	10	81.90
	2.5 m	6.83	10	68.30
	2.0 m	5.46	10	54.60
	1.5 m	4.10	10	41.00
	1.0 m	2.73	10	27.30
単管ジョイント	X	0.70	20	14.00
A型バリケード		3.00	30	90.00
クランプ	MK	1.00	400	400.00
Kクランプ	K直交	1.10	20	22.00
	K自在	1.10	10	11.00

８．２　実験結果

８．２．１　中間検査

（１）中間検査結果

①H形鋼接合用ボルト穴精度確認検査

図面指示位置通りにボルト穴があいていることを、テープの計測により確認した。また、底部側と頂部側のH形鋼は工場内で地組みされていたため、接合用ボルト位置も正確に穴あけされていることを目視にて確認した。

②各治具の取付精度確認検査

軸方向鉄筋支持アームや落下防止治具、スパイラル筋仮置架台を所定位置に配置し、H形鋼に実際に軸方向鉄筋まで配筋して、テープの計測により精度を確認した（図－８．１１参照）。また、これら治具の組立に掛かる時間は表－８．９の通りであった。

表－８．９　スパイラルカラム組立時間の計測（中間検査時）

項　　目	時　　間	累計時間
軸方向鉄筋支持アーム取付	1断面(4本)に対し2:30 ×4断面=　10:00	10:00
軸方向鉄筋挿入	4本に対し　4:00	14:00

③スパイラルカラムの建込み検査

スパイラル筋の重量約200kgfと同等の負荷をかけるため、土のう袋にボルトナットを詰め込んで一袋当り約50kgfとし、これを軸方向鉄筋の最下端部に取り付けて番線による固定方法で軸方向鉄筋のずれ落ちがないかどうかをチェックした。目視による確認では軸方向鉄筋のずれ落ちはまったくなく、番線による固定で問題ないと判断した。

④スパイラルカラムの剛性確認

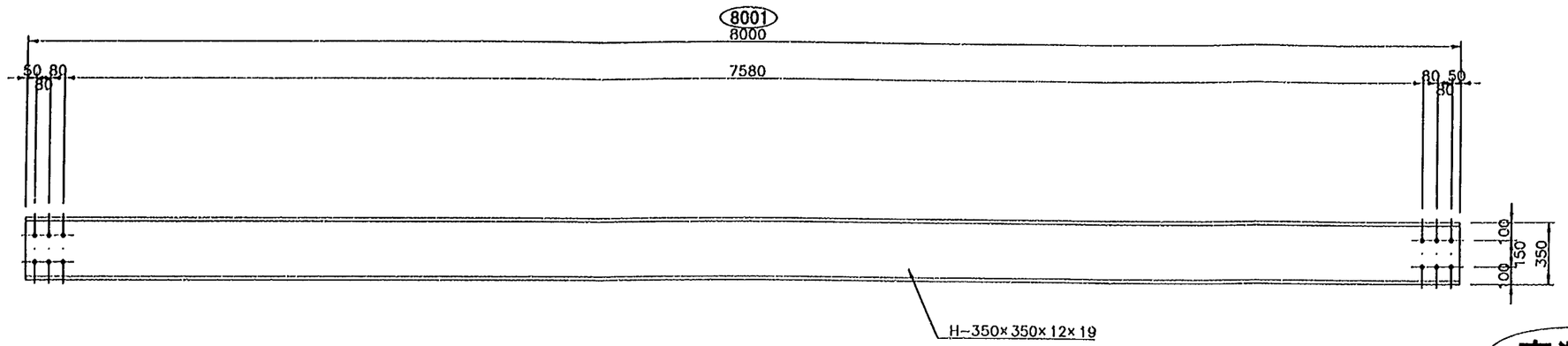
クレーンにて水平状態から鉛直状態まで実際にカラムを持ち上げて、建込み時にカラム全体に大きなひずみが生じないか、鉄筋がばらけないか等を目視にて確認した。ひずみ、ばらけとも観察されなかったので、特に補強は必要ないと判断した。

⑤軸方向鉄筋の移動量検査

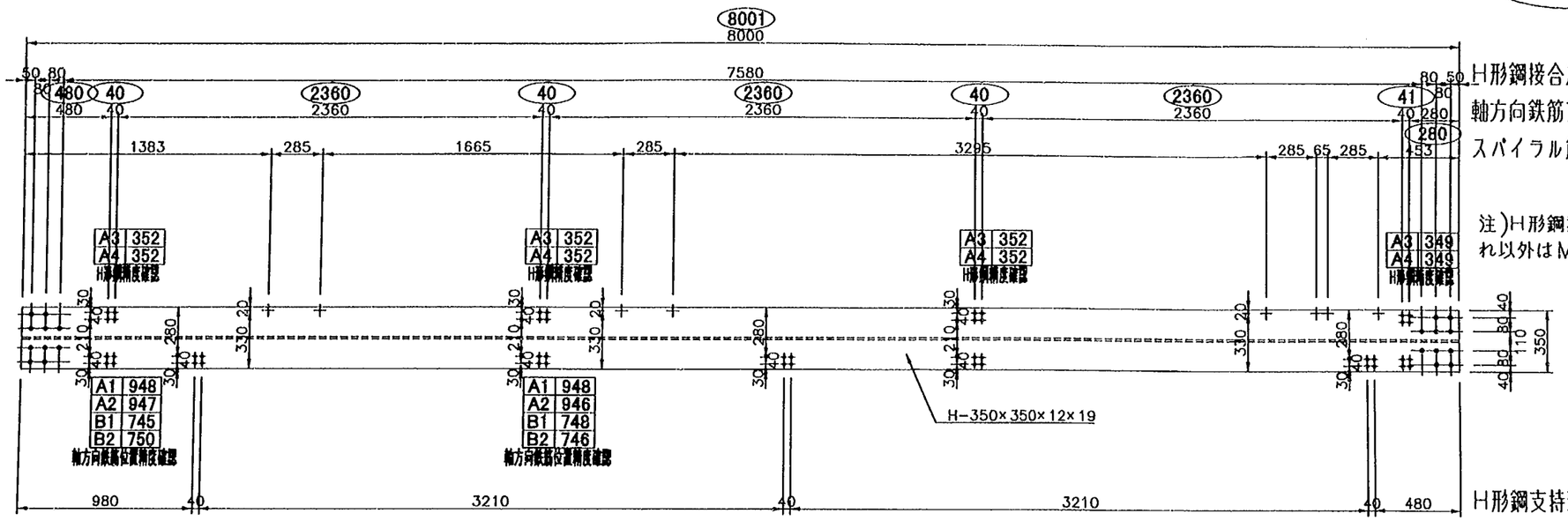
スパイラルカラムを鉛直に立ち上げた後に軸方向鉄筋落下防止治具を取り外し、軸方向鉄筋下端がどの程度移動できるものかを目視により確認した。軸方向鉄筋支持アームからの張出長が１．５ｍ程度であれば、かなりフリーに動くことを確認した。

（２）中間検査のチェックリスト

スパイラルカラムの地組みのチェックリストを作成し、中間検査時にチェックしたものを表－８．１０に示す。



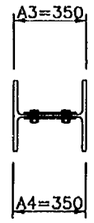
実測値



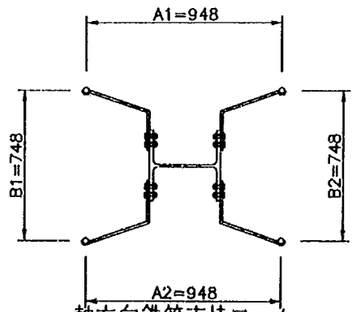
H形鋼接合用ボルト穴
軸方向鉄筋支持アーム用ボルト穴
スパイラル筋仮置架台用ボルト位置

注)H形鋼接合用ボルトのみM22、これ以外はM16とする。

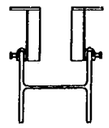
H形鋼支持架台用ボルト穴



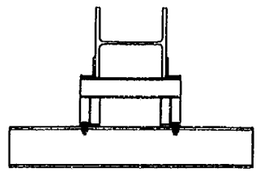
スパイラルカラム吊り治具
（1箇所）



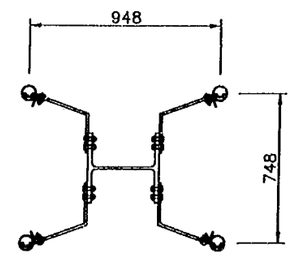
軸方向鉄筋支持アーム
（4箇所）



スパイラル筋仮置架台
（4箇所）



H形鋼支持架台
（3箇所）



軸方向鉄筋落下防止治具
（1箇所）

図－８．１１　H形鋼精度確認

表－8．10　チェックリスト（中間検査時）

チェックリスト

場　所　：佐賀工業（富山県高岡市）
立会日　：平成10年10月8・9日

スパイラルカラム地組（中間検査）

項目に対して【可・不可】どちらかチェックする　また、備考欄にコメントを記入

No	手　順	項　目	可	不可	備　考
1	H型鋼支持架台設置	・架台の安定度は良いか？	(良)	悪	・配置する際、少しの高さ調整で問題無い。
		・架台のつなぎが必要か？	必	(不必)	
		~~・つなぎは真ん中の架台で独立していた方が良いか？~~	~~良~~	~~悪~~	
		・架台のグレードを上げ、二点支持ではどうか？	(可)	不可	・鋼材の長さによるが、現状(L=8.0m)では問題ない。
2	スパイラル筋仮挿入及びH鋼設置	・セット前にスパイラル筋の仮挿入が安全に行えるか？	良	悪	
		・玉掛け位置はどの位置がベストか？	－	－	吊芯から【 1.0～1.5】m離れ
		・吊治具はシャックルで良いか？	シャック	(レンフロ)	・レンフロクランプの縦横兼用。
		・スパイラル筋の仮固定は何を使用するか？	有	無	
		・ずれ止めは必要か？	必	不必	
3	セット完了	・架台は安定しているか？	(良)	悪	・安定は良いが、施工性を考えると高さ的に少し低いような感じがあり、腰の高さを支持アーム下側の位置にしては？
		・架台とH鋼はボルト固定が必要か？	必	(不必)	・架台とH鋼はボルト固定が必要無し。
		・架台の位置は地組みを行う上で、邪魔にならないか？（支持アーム下段との取り合い）	良	悪	
		・スパイラル筋は扱いやすい様になっているか？（人力で問題なく動かすことが出きるかどうか？）	良	悪	
4	スパイラル筋仮置架台取付	・スパイラル筋仮置架台の安定度？（キャッチ式なので締め付け度合いで安定度が変わる）	(良)	悪	・安定度が良いというより、頑丈過ぎる位だった。そのため、改善事項の一つとする。（例：ウェブ上にサイコロ）
		・後方のスパイラル筋仮置架台は支持架台の邪魔にならないか？	(良)	悪	
		~~・下方部のスパイラル筋仮置架台は一体物と分割とどちらがベストか？~~	~~一体~~	~~分割~~	
5	スパイラル筋を仮置架台上に乗せる（仮固定）	・仮固定は何を使用するか？	有	無	
6	軸方向鉄筋支持アーム・落下防止治具取付	・落下防止治具は、鉄筋挿入前に取付を行っても良いか？	(良)	悪	・時期的に前でも後でも作業エリアがあればどちらからでも挿入出来る。
		・支持アームの遊び具合	有	(無)	
		・支持アームボルト本数は減らせるか？	(可)	不可	・4本固定から2本固定に変更。（決定事項）
7	軸方向鉄筋挿入	・落下防止治具は邪魔にならないか？	(良)	悪	
		・鉄筋とスパイラル筋のクリアランス確認	有	無	【　　】mm
8	スパイラル筋仮置架台撤去	・スパイラル筋をずらさずに撤去可能か？	可	不可	
9	スパイラル筋を所定の位置に割り付け	・H鋼支持架台が邪魔にならないか？	良	悪	
10	スパイラル筋を引き伸ばし結束線及び番線等で固定	・H鋼支持架台の箇所を後施工に出来るか？	可	不可	
		・支持アームの箇所は引っかからないか？	良	悪	
11	吊治具取付（上部・下部）	・取付時期は最後で良いか？	(良)	悪	・下部は組立完了後の方が良さそう。

（3）中間検査における特記事項

以上、スパイラルカラム製作工場における中間検査の結果を示したが、この時点で気付いたこと、また実験開始までに可能な改良改善案を以下に列挙する。

①本スパイラルカラム（8mもの×1本＋3mもの×1本）と各種治具の製作に要した工数および時間は、以下の通りである。

世話役クラス　1人
手　元　1人
製作日数　延べ6日間
（ただし、今回はH形鋼の高さ調整のためにプレス加工を行ったため、これに1日を要している）

なお、スパイラルカラム製作工場における部門別加工時間集計表を、表－8．11に示す。

表－8．11　部門別加工時間集計表　(単位：時間)

	原　寸	鋸　盤	溶　断	シャーリン	加　工	組　立
日数	寸法取り	H形鋼、アングル等の切断	H形鋼、アングル等のガス切断	支持アーム落下防止治具等の切り	穴あけ、ブラケット溶接など	
1日目	2					
2日目	5					
3日目		2		2．5	36	
4日目			1．5		(18)	
5日目					11	
6日目					8	
7日目					8	
8日目		1			4	16
9日目					4	
小　計	7	3	1．5	3	71(89)	16
合　計	85.5(103.5)　85.5hr/2人/7hr=6.1day/人					16

（ ）内はH形鋼の高さ調整プレス加工に要した時間

今回のスパイラルカラムの発注数量のうち、H形鋼、アングル等の鋼材主部材の重量は表－8．12に示す網掛け部の2,423kgfである。したがって、

2,423kgf/2人/(6.1day/人)＝198.6kgf/day

となり、各種治具を含めた1人当たりのスパイラルカラムの加工数量は、200kgf/dayである。また、このうちH形鋼の加工（主として各種治具用の穴あけ）に要した時間は、作業員2名で5時間＝10時間であるので、H形鋼主部材(1,458kgf)の加工のみならば、

1,458kgf/2人/5hr＝145.8kgf/人・hr

であり、150kgf/人・hrで穴あけ加工が可能である。

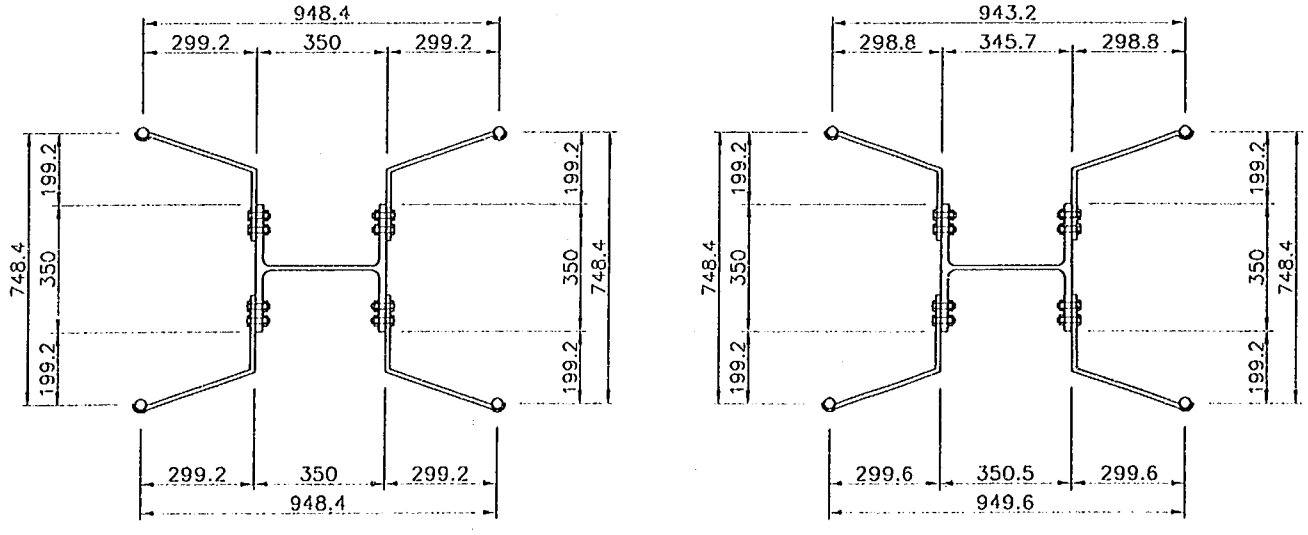
表－８．１２　発注数量

名　称	仕　様	単重量	単位	長さ(m)	数量	重量(kgf)	備　　考
軸方向鉄骨	H-350*350*12*19	135	kgf/m	8.0	1	1080.0	上部
	H-350*350*12*19	135	kgf/m	2.8	1	378.0	下部(根入れ500mm)
軸方向鉄筋	D29	5.04	kgf/m	9.7	4	194.5	上部(ﾗｯﾌﾟ長含む)
	D29	5.04	kgf/m	2.8	4	56.4	下部
ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋	RB12.6	0.98	kgf/m	199.3	1	195.3	上部
	RB12.6	0.98	kgf/m	16.7	1	16.4	下部
H形鋼	H-200*200*8*12	49.9	kgf/m	1.2	3	179.6	H形鋼支持架台
	H-100*100*6*8	16.9	kgf/m	0.15	6	15.2	H形鋼支持架台
	H-100*100*6*8	16.9	kgf/m	0.50	3	25.4	H形鋼支持架台
	H-100*100*6*8	16.9	kgf/m	1.10	2	37.2	根固め
不等辺山形鋼	L-100*75*10	13	kgf/m	0.1	6	7.8	H形鋼支持架台
等辺山形鋼	L-65*65*6ｸﾗﾝﾌﾟ	6.01	kgf/m	0.3	16	28.8	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋仮置架台
	L-65*65*6	5.91	kgf/m	2.3	4	54.4	帯鋼板実験用
	L-50*50*6	4.43	kgf/m	1.7	4	29.2	
	L-65*65*6	5.91	kgf/m	5.5	2	65.0	余裕
ＣＴ鋼	CT-125*250*9*14	14.5	kgf/m	2.0	2	58.0	帯鋼板実験用
ﾌﾟﾚｰﾄ	PL-12　100*200	1.884	枚	1.0	6	11.3	H形鋼支持架台
	PL-12　150*350	4.946	枚	1.0	8	39.6	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋仮置架台
	PL-09　250*360	6.359	枚	1.0	2	12.7	ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ吊り治具
	PL-09　500*260	9.185	枚	1.0	2	18.4	H-350ｼﾞｮｲﾝﾄ
	PL-09　500*149	5.263	枚	1.0	4	21.1	H-350ｼﾞｮｲﾝﾄ
	PL-09　500*350	12.364	枚	1.0	2	24.7	H-350ｼﾞｮｲﾝﾄ
	PL-12　180*800	13.565	枚	1.0	3	40.7	帯鋼板実験用
鉄筋支持ｱｰﾑ	t=12　b=100	9.5	kgf/m	0.54	12	61.6	加工品(ﾌﾞﾗｹｯﾄ式)
鉄筋落下防止	t=12　b=100	9.5	kgf/m	0.54	4	20.5	加工品(ﾊｲﾌ付)
ＢＮ接合部	M22／L=55mm	0.4	個	1.0	6	2.4	ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ吊り治具
ＨＴＢ接合部	M22／L=65mm	0.4	個	1.0	12	4.8	H-350(ｳｪﾌﾞ)
ＨＴＢ接合部	M22／L=75mm	0.4	個	1.0	40	16.0	H-350(ﾌﾗﾝｼﾞ)
	M20／L=35mm	0.3	個	1.0	16	4.8	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋仮置架台
接合部	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	12	3.6	H形鋼支持架台
	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	48	14.4	鉄筋支持ｱｰﾑ
	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	24	7.2	鉄筋落下防止
	M16／L=55mm	0.3	個	1.0	6	1.8	帯鉄筋
	下部重量					572.9	kgf
	上部重量					2,153.9	kgf
総　重　量						2,726.8	kgf

②H形鋼の規格はH-350×350×９×12を使用したが、JIS G3192では寸法許容差を表－８．１３の通り許している。今回製作した軸方向鉄筋支持アームはH形鋼に緊結固定されるため、H形鋼の寸法誤差がそのまま軸方向鉄筋位置の誤差に影響することになる。試算として、H-350×350×９×12の平面内誤差の最大許容値をシミュレートすると図－８．１２の通りであり、平面内の誤差だけで本来あるべき位置から５mm程度の位置ずれが生じる可能性がある。実際にはこれ以外に部材の曲がり等も許容されているので、軸方向鉄筋の配筋誤差がますます大きくなってしまう。今後は、H形鋼の寸法誤差を吸収できるような軸方向鉄筋支持アームを考案する必要がある。

表－８．１３　H形鋼の形状および寸法の許容差

部　位	規格値	許　容　差
辺　長	350mm	±3mm(347～353)
高　さ	350mm	±2mm(348～352)
直角度	0mm	350×1.2%=4.2mm or 1.5mm
曲がり	0mm	12,000×0.1%=12mm



高さが高く、かつハの字型に開いている場合

設計寸法　　最大誤差時

図－８．１２　H形鋼の平面内誤差による軸方向鉄筋配筋誤差のシミュレーション

③スパイラル筋の仮置架台が頑丈すぎた。もう少し軽微なものでも、実質上何ら差し支えない。

④鉄筋支持アームの固定用ボルトを４箇所としていたが、対角に２箇所止めれば十分であることを確認した。設計上の主鋼材の断面欠損を少なくするためにはボルト穴等は可能な限り少ないほうが望ましい。したがって、今後は２箇所止めで計画すべきであろう。

⑤H形鋼の支持架台が低いため、軸方向鉄筋支持アーム等を取り付ける作業が低姿勢になる。H形鋼が腰の高さにあるぐらいがベストの位置と思われる。

８．２．２　施工性実験

（１）施工性実験記録

実施工程表

施工性実験の計画および実施の詳細工程表を、表－８．１４に示す。

途中、天候による作業中止、段取り替え等による変更箇所はあったものの、当初工程通りの日程で終了した。

また、詳細の工事日誌を表－８．１５に示す。

日付 / 作業 / 天候	14日(水) AM	14日(水) PM	15日(木) AM	15日(木) PM	16日(金) AM	16日(金) PM	17日(土)	18日(日)
天候	雨時々くもり		晴れのち一時雨 (台風10号の影響)		くもり (台風10号接近)		休業	
準備工	手順教育	安全設備、測量						
	手順教育、	各種資機材荷降し						
整地工	実験ヤード整地							
		実験ヤード整地						
基礎工			鉄板敷設		基礎型枠・コン打設		養	生
		基礎掘削	鉄板敷設					
			基礎型枠組立		基礎コン打設		養	生
足場工		荷降し	足場1～2段組立					
	荷降し		足場1～2段組立		台風対策			
組立および建込接合			荷降し	基部ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ組立				
			荷降し	基部Ｈ形鋼組立				
片付工								
立会会社								
使用機械	025m³ﾊﾞｯｸﾎｳ×1		25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1					
搬入資機材	足場材10tfﾕﾆｯｸ×1		鉄板 10tf車×1		ﾐｷｻｰ車×1 (1m³)			
	ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋		鋼材 10tf車×1					
	掲示物一式(山本商会他)							
搬出資機材								
人工	日計	累計	日計	累計	日計	累計		
職長	1	1	1	2	1	3		
土工	1	1	2	3	2	5		
鉄筋工		0		0		0		
ＯＰ		0	1	1		1		
合計	2	2	4	6	3	9		

日付 / 作業 / 天候	19日(月) AM	19日(月) PM	20日(火) AM	20日(火) PM	21日(水) AM	21日(水) PM	22日(木) AM	22日(木) PM	23日(金) AM	23日(金) PM	24日(土)	25日(日)	26日(月) AM	26日(月) PM	27日(火) AM	27日(火) PM
天候	快晴		晴れのちくもり		雨一時くもり		晴れ		くもりのち一時雨		休業		晴れ		晴れ	
準備工	手順教育				清掃、片付け		実験公開段取り									
整地工																
基礎工																
足場工	足場3段目組立	足場4～6段目組立	大筋交・控え・固め													
	足場3～4段目組立	足場5～6段目組立														
		控え・固め	大筋交	ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑﾀﾞﾐｰ単管組立												
			ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑﾀﾞﾐｰ単管組立													
組立および建込接合			上部ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ組立			段取替										
		上部ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ地組み			上部ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ地組み				上部ｽﾊﾟｲﾗﾙｶﾗﾑ地組み							
			建込・接合(重ね継手)	建込・接合(機械式継手)					建込・接合(機械式継手)							
			建込・接合(重ね継手)	建込・接合(重ね継手)	建込・接合(機械式継手)		建込・接合(機械式継手)									
			基部ｽﾊﾟｲﾗﾙ筋組立	鉄筋切断・機械継手溶接	隅角部鋼材取付				隅角部鋼材取付							
				隅角部鋼材取付			鉄筋切断・機械継手溶接	隅角部鋼材取付								
								上部撤去・段取替		検討会						
					降雨のため作業中止					検討会						
片付工										Ｈ鋼撤去・足場解体			Ｈ鋼撤去・足場解体		資材返納、場内整地	
													Ｈ鋼撤去・足場解体		資材返納	場内整地
立会会社	東急建設		石川島播磨重工業		間組		日本ヒューム管		全社							
使用機械	25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1		25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1		25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1		25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1		25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1				25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1		25tfﾗﾌﾀｰｸﾚｰﾝ×1	
搬入資機材																
搬出資機材															足場材10tfﾕﾆｯｸ×1	
															ｽｸﾗｯﾌﾟ10tfﾀﾞﾝﾌﾟ×1	
															鉄板10tf車×1	
人工	日計	累計	日計	累計	日計	累計	日計	累計	日計	累計			日計	累計	日計	累計
職長	1	4	1	5	1	6	1	7	1	8			1	9	1	10
土工	3	8	2	10	2	12	2	14	2	16			3	19	2	21
鉄筋工	2	2	2	4	2	6	2	8	2	10				10		10
ＯＰ	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6			1	7	1	8
合計	7	16	6	22	6	28	6	34	6	40			5	45	4	49

：計画工程

：実施工程

表－８．１５　工事日誌

日　付	時　間	作　業　内　容
１日目	9:30～10:00	足場材荷降し
	11:00～11:30	鉄板荷降し
	12:30～12:45	スパイラル筋荷降し
	15:30～16:00	基礎掘削
	16:00～17:00	足場組立用単管控え１２箇所
２日目	8:30～ 9:00	鉄板敷設　７枚
	9:00～ 9:30	基礎型枠組立 S＝２㎥
	9:30～10:00	鋼材荷降し
	10:20～10:30	鉄板敷設　３枚
	10:30～11:45	足場組立(１段目)
	13:00～14:30	足場組立(２段目)
	14:30～15:00	底部H鋼据付
	15:30～15:50	箱抜き用単管設置
	15:50～16:00	片 付
３日目	8:30～ 9:00	足場組立(大筋交)
	9:40～10:00	基礎コンクリート打設 V＝１．０㎥
	10:30～11:00	足場控え取付(台風対策)４ヶ所
	12:30～13:00	コン仕上げ
	～14:00	片付
４日目	8:30～ 9:00	スパイラルカラム地組手順教育
	9:00～10:20	足場組立(３段目・４段目)
	10:45～12:00	足場組立(水平つなぎ･控え)
	13:00～14:45	足場組立(５段目・６段目)
	15:00～16:10	足場組立(水平つなぎ・手摺関係)
５日目	8:30～ 9:00	足場組立(３～６段目大筋交)
	9:00～11:30	隣接スパイラルカラムダミー単管にて製作
	10:30～	地組段取・打合せ
	10:40～11:40	地組開始(サイクル測定)
	13:00～13:30	底部鉄筋およびスパイラル筋挿入
	13:30～14:00	スパイラルカラム建込み・検討
	14:00～14:45	スパイラルカラム解体・地組段取
	15:30～16:15	隣接スパイラルカラムダミー単管製作および調整
	14:00～16:15	隅角部帯鋼材取付・撤去
６日目	8:30～ 8:40	清掃・片付け

	8:40～ 9:12	基部スパイラルカラム組立
	10:00～11:50	スパイラルカラム地組開始(サイクルタイム測定) ～接合まで
	13:00～13:30	雨のため待機(元に戻し、ブルーシート養生)
	13:30～14:30	スパイラルカラム取外し
	14:30～14:45	片付け
7日目	8:30～ 8:40	作業帯明示および段取り
	8:40～	スパイラルカラム接合実験開始(サイクル測定)
	9:43～9:58	スパイラル筋引伸ばし
	10:37～11:52	機械式継手(Gジョイント)段取り
	13:06～	スパイラルカラム接合ばらし
	～14:00	機械式継手段取り
	14:30～16:00	機械式継手接合リハーサル
	16:00～16:30	実験見学会段取り
8日目	10:35～11:50	全体見学日：スパイラルカラムの機械式継手接合、 隅角部帯鋼材取付実験
	13:00～16:30	スパイラルカラム解体、足場解体(5段目・6段目)
9日目	8:30～12:00	足場解体(1～4段目)
	13:00～15:30	足場材仕分け・返納段取り、鋼材片付け
10日目	8:30～ 9:30	足場材積込・返納
	9:30～10:00	鉄板積込・返納
	10:00～12:00	場内片付け・整地

（2）サイクルタイムの計測結果

スパイラルカラム地組みのサイクルタイムの計測結果を、表－８．１６および図－８．１３に示す。また、スパイラルカラム接合のサイクルタイムの計測結果を、表－８．１７および図－８．１４に示す。なお、８日目の実験公開日については、見学していただくための段取りをしていたため正確なサイクルを採れないとの判断からこのデータは割愛している。

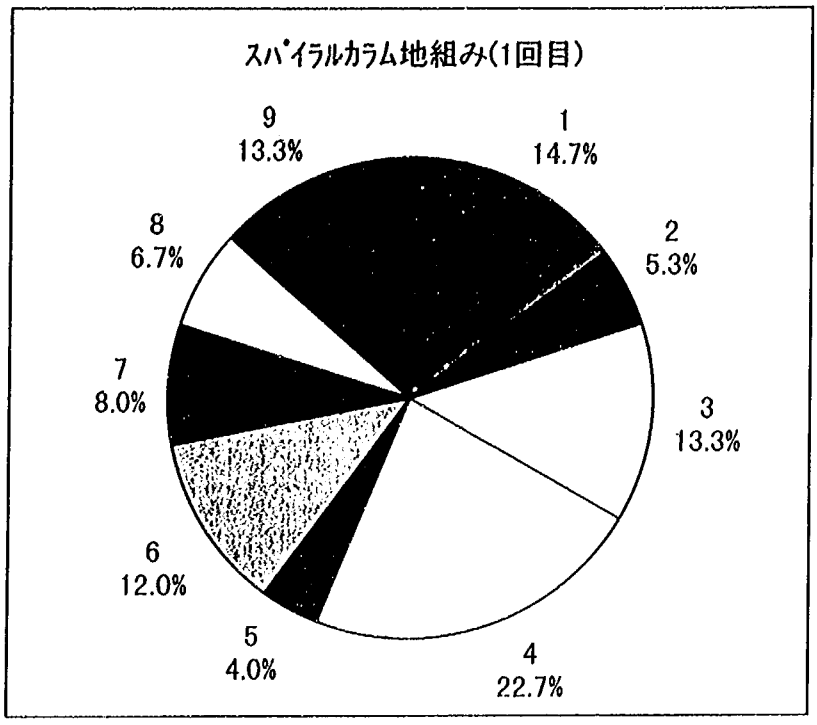
表－８．１６　スパイラルカラム地組みサイクルタイムの計測結果

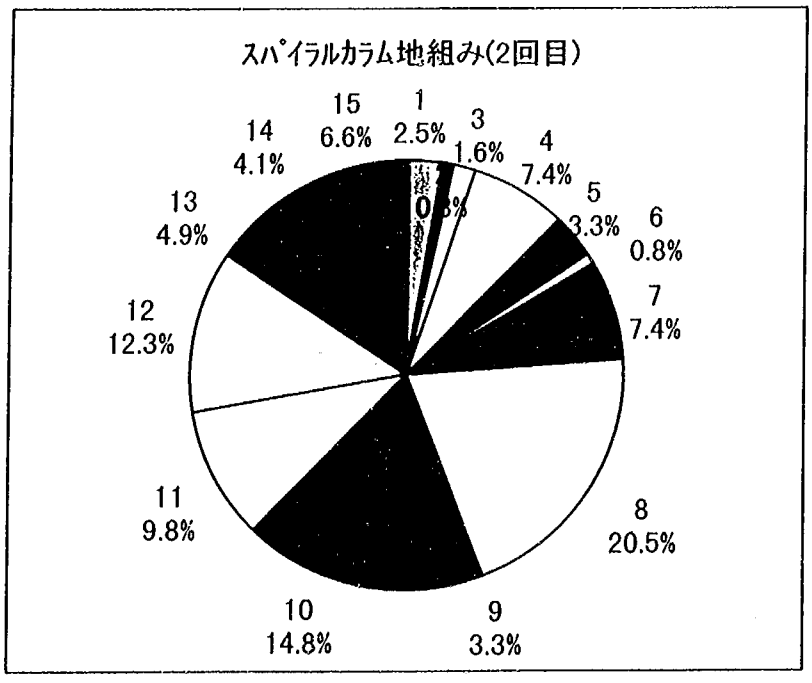
６日目：地組み１回目　　作業員：鉄筋工２名

開始時刻 hr:min	終了時刻 hr:min	所要時間 hr:min	比率 (%)	作業項目
10:30	10:41	0:11	14.7	1. スパイラル筋の仮挿入・仮置架台取付・スパイラル筋仮置
10:41	10:45	0:04	5.3	2. 軸方向鉄筋支持アーム取付(上側のみ)
10:45	10:55	0:10	13.3	3. 軸方向鉄筋挿入(上側２本のみ)
10:55	11:12	0:17	22.7	4. スパイラル筋割付・引伸し・結束(上側のみ)
11:12	11:15	0:03	4.0	5. 軸方向鉄筋挿入(下側２本)
11:15	11:24	0:09	12.0	6. 軸方向鉄筋支持アーム取付(下側)
11:24	11:30	0:06	8.0	7. 結束(下側)
11:30	11:35	0:05	6.7	8. 落下防止治具取付(４本)
11:35	11:45	0:10	13.3	9. 軸方向鉄筋支持アーム固定(番線固定)
合　計		1:15	100.0	

７日目：地組み２回目　　作業員：鉄筋工２名

開始時刻 hr:min:sec	終了時刻 hr:min:sec	所要時間 hr:min:sec	比率 (%)	作業項目
10:13:00	10:14:30	0:01:30	2.5	1. スパイラル筋の挿入
10:14:30	10:15:00	0:00:30	0.8	2. 仮置架台取付
10:15:00	10:16:00	0:01:00	1.6	3. 架台上にスパイラル筋仮置き
10:16:00	10:20:30	0:04:30	7.4	4. 軸方向鉄筋支持アーム取付(上側８個のみ)
10:20:30	10:22:30	0:02:00	3.3	5. 軸方向鉄筋挿入(上側２本のみ)
10:22:30	10:23:00	0:00:30	0.8	6. スパイラル筋仮置架台撤去
10:23:00	10:27:30	0:04:30	7.4	7. スパイラル筋ばらしおよび割付
10:27:30	10:40:00	0:12:30	20.5	8. スパイラル筋引伸し・結束(上側のみ)
10:40:00	10:42:00	0:02:00	3.3	9. 軸方向鉄筋挿入(下側２本)
10:42:00	10:51:00	0:09:00	14.8	10. 軸方向鉄筋支持アーム取付(下側８個)
10:51:00	10:57:00	0:06:00	9.8	11. スパイラル筋結束(下側)
10:57:00	11:04:30	0:07:30	12.3	12. 軸方向鉄筋固定(番線)
11:04:30	11:07:30	0:03:00	4.9	13. 落下防止治具取付(４本)
11:07:30	11:10:00	0:02:30	4.1	14. 吊り治具取付(上部)
11:10:00	11:14:00	0:04:00	6.6	15. 吊り治具取付(下部)
合　計		1:01:00	100.0	





図－８．１３　スパイラルカラム地組みのサイクルタイム

表－８．１７　スパイラルカラム接合サイクルタイムの計測結果

重ね継手の場合

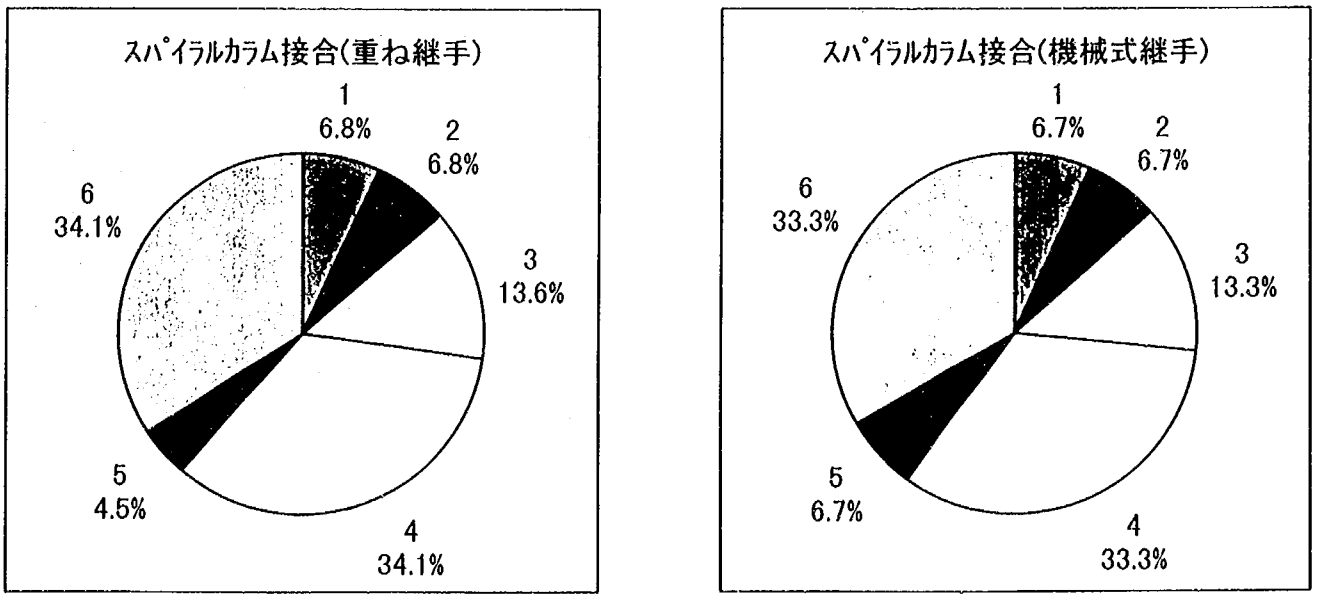
作業員：鉄筋工２名
土　工３名

開始時刻 hr:min:sec	終了時刻 hr:min:sec	所要時間 hr:min:sec	比率 (%)	作業項目
11:14:00	11:17:00	0:03:00	6.8	1. スパイラルカラム建起し
11:17:00	11:20:00	0:03:00	6.8	2. 吊り治具撤去(下部)
11:20:00	11:26:00	0:06:00	13.6	3. スパイラルカラム接合(ボルト52本、1箇所当り約17秒)
11:26:00	11:41:00	0:15:00	34.1	4. スパイラルカラム接合
		0:02:00	4.5	5. 重ね継手
		0:15:00	34.1	6. スパイラル筋引伸し、結束
合　計		0:44:00	100.0	

機械式継手の場合

作業員：鉄筋工２名
土　工３名

開始時刻 hr:min:sec	終了時刻 hr:min:sec	所要時間 hr:min:sec	比率 (%)	作業項目
11:14:00	11:17:00	0:03:00	6.7	1. スパイラルカラム建起し
11:17:00	11:20:00	0:03:00	6.7	2. 吊り治具撤去(下部)
11:20:00	11:26:00	0:06:00	13.3	3. スパイラルカラム建込み
11:26:00	11:41:00	0:15:00	33.3	4. スパイラルカラム接合(ボルト52本、1箇所当り約17秒)
		0:03:00	6.7	5. 機械式継手
		0:15:00	33.3	6. スパイラル筋引伸し、結束
合　計		0:45:00	100.0	



図－８．１４　スパイラルカラム接合のサイクルタイム

（3）スパイラルカラム地組み、接合のサイクルタイムに関する考察

1）スパイラルカラムの地組み

表－8．16および図－8．13によれば、地組み1回目と2回目では約15分の短縮が図られている。1回目については鉄筋工に不慣れがあったこと、また、作業段取り的にも不備があったが、2回目にこれを改善したことが短縮できた主要因であると思われる。

また、1回目、2回目とも鉄筋工2名でスパイラルカラムの地組みを行ったが、全体作業量の20％強を占めているスパイラル筋の引伸し、結束作業は作業員を3名に増強することで短縮が可能と思われる。

本実験は長さ8．0mもののH形鋼を使用した結果であるが、以上のような考察を踏まえ、12．0mもののスパイラルカラム地組み製作時間を鉄筋工2名の場合と3名の場合についてシミュレートすると、表－8．18の通りである。

表－8．18　長さ12mもののスパイラルカラム地組みサイクルタイムのシミュレーション

作業項目	8mもの	12mもの			
	所要時間	長さ増による割増（鉄筋工2名）		鉄筋工増の減少（鉄筋工3名）	
スパイラル筋の挿入	0:01:30	×12/8	0:02:15		0:02:15
仮置架台取付	0:00:30	×12/8	0:00:45		0:00:45
架台上にスパイラル筋仮置き	0:01:00	×12/8	0:01:30		0:01:30
軸方向鉄筋支持アーム取付（上側8個）	0:04:30		0:04:30	÷2/3	0:03:00
軸方向鉄筋挿入（上側2本のみ）	0:02:00	×12/8	0:03:00		0:03:00
スパイラル筋仮置架台撤去	0:00:30	×12/8	0:00:45		0:00:45
スパイラル筋ばらしおよび割付	0:04:30	×12/8	0:06:45		0:06:45
スパイラル筋引伸し・結束（上側のみ）	0:12:30	×12/8	0:18:45	÷2/3	0:12:30
軸方向鉄筋挿入（下側2本）	0:02:00	×12/8	0:03:00		0:03:00
軸方向鉄筋支持アーム取付（下側8個）	0:09:00		0:09:00	÷2/3	0:06:00
スパイラル筋結束（下側）	0:06:00	×12/8	0:09:00	÷2/3	0:06:00
軸方向鉄筋固定（番線）	0:07:30		0:07:30	÷2/3	0:05:00
落下防止治具取付（4本）	0:03:00		0:03:00		0:03:00
吊り治具取付（上部）	0:02:30		0:02:30		0:02:30
吊り治具取付（下部）	0:04:00		0:04:00		0:04:00
合　計	1:01:00		1:16:15		1:00:00

したがって、12mもののスパイラルカラムも鉄筋工3名とすれば1時間程度で地組み可能と思われる。

2）スパイラルカラムの接合

スパイラルカラムの接合時間は、表－８．１７および図－８．１４から重ね継手、機械式継手の場合も約４５分で大差なかった。このうち、スパイラルカラムの建起し、建込みに要している前半の時間１２分は、クレーンの揚重能力や巻上げ速度、橋脚高さ等によって変化するものであるから、これらを無視した接合のみに要する時間としては３２分である（表－８．１９参照）。

表－８．１９　スパイラルカラム接合サイクルタイム（高さに関する因子無視の場合）

作業員：鉄筋工２名
土　工３名

開始時刻 hr:min:sec	終了時刻 hr:min:sec	所要時間 hr:min:sec	比率 (%)	作業項目
~~11:14:00~~	~~11:17:00~~	~~0:03:00~~	~~6.8~~	~~スパイラルカラム建起し~~
~~11:17:00~~	~~11:20:00~~	~~0:03:00~~	~~6.8~~	~~吊り治具撤去(下部)~~
~~11:20:00~~	~~11:26:00~~	~~0:06:00~~	~~13.6~~	~~スパイラルカラム建込み~~
11:26:00	11:41:00	0:15:00	46.9	スパイラルカラム接合(ボルト52本、１箇所当り約17秒)
		0:02:00	6.3	重ね継手(鉄筋工2人のみ)
		0:15:00	46.9	スパイラル筋引伸し、結束(鉄筋工2人のみ)
合　計		0:32:00	100.0	

本実験においてはH形鋼の高張力ボルト接合を人力で行ったが、実工事においてはインパクトレンチ等の工具が使用されるため、これらによる短縮が可能であると思われる。ただし、本実験における機械式継手の場合には仮締めまでで本締めを行っていないので、実際には機械式継手のほうが若干時間を要するものと思われる。

一方、作業状況を観察していた感じでは、狭隘な場所に５人もの作業員が輻輳してボルトの取付を行っており、人数が多すぎる印象を受けた。以下、作業員を４人にした場合のシミュレート結果を記述する（表－８．２０参照）。

n =52本/(５人・15min)＝10.4本/(人・15min)→1.44min・人/本

∴1.44min・人/本×52本/４人=18.72min=１８min４３sec

表－８．２０　作業員４人の場合のスパイラルカラム接合サイクルタイムのｼｭﾐﾚｰｼｮﾝ

作業員：鉄筋工２名
土　工２名

開始時刻 hr:min:sec	終了時刻 hr:min:sec	所要時間 hr:min:sec	比率 (%)	作業項目
		0:18:43	52.4	スパイラルカラム接合(ボルト52本、１箇所当り約22秒)
		0:02:00	5.6	重ね継手(鉄筋工２人のみ)
		0:15:00	42.0	スパイラル筋引伸し、結束(鉄筋工２人のみ)
合　計		0:35:43	100.0	

したがって、スパイラルカラムの接合に要する時間は、余裕を見て作業員４人で約４０分と推察される。

また、機械式継手の場合、軸方向鉄筋の平面的な誤差は最下段の鉄筋支持アームの取外しによる遊びで十分吸収可能と思われるが、長さ方向の誤差については鉄筋支持アームで番線固定されているため吸収のしようがない。機械式継手は工場製作されてくるものではあるが、長さの許容差を当然持っている。これに現場における施工誤差を考えると、橋脚高さが低い場合には問題ないが橋脚高さが高い場合には長さ方向の誤差が累積して、突き合わせが出来なくなるなど機械式継手の性能を満足できなくなる可能性がある。重ね継手であれば重ね長さを調整すれば何ら問題ないが、機械式継手の場合軸方向鉄筋の長さを１本１本管理しなければならない。

以下に、重ね継手と機械式継手の得失をまとめて表－８．２１に示す。

表－８．２１　軸方向鉄筋の重ね継手と機械式継手の得失一覧表

比較項目	重ね継手	機械式継手
水平方向のずれ	１～２cmの誤差は、鉄筋支持アームの取外しによって十分可能である。	１～２cmの誤差は、鉄筋支持アームの取外しによって十分可能である。
鉛直方向のずれ	重ね長さを調整することで、対処可能。	工場製作誤差、現場施工誤差を考えると、橋脚高さが高い場合に誤差が累積する懸念がある。
スパイラル筋への影響	ラップ方法を工夫することで、一般部と同様のスパイラル筋加工で良い。	スリーブ系の継手では、継手部用に一般部より大きめのスパイラル筋を加工する必要があり、材料管理に細かい配慮が必要である。
特殊技能、機械等の必要性	特になし。	１日講習などの事前の教育や、締付け工具、充填モルタル等の練混ぜ、注入設備等が必要な場合がある。
作業時間	機械式継手に比べて、短い。	重ね継手に比べて、長い。
コスト	機械式継手に比べて、一般的に安価。	重ね継手に比べて、一般的に高価
総合評価	◎	△

このように、スパイラルカラムの軸方向鉄筋の接合は機械式継手でも可能ではあるが、重ね継手の方がより好ましいと言える。したがって、設計上はできるだけ主鋼材であるH形鋼や鋼管の量を増やして軸方向鉄筋を細径のものにするか、あるいはピッチを細かくする等の配慮をして、なるべく重ね継手を用いたほうが施工性が向上するものと思われる。

なお、今回はガス圧接やエンクローズド溶接継手等については実験していないが、機械式継手とほぼ同様のことが問題点として挙げられる以外に、風雨等の天候の影響も受けるため注意が必要である。

（4）従来工法との施工歩掛り比較

本項では、従来工法との主鋼材組立の施工歩掛りの比較を行う。

1）従来工法の施工歩掛り

ここでいう従来工法とは、軸方向鉄筋としてＤ３２～Ｄ５１クラスの極太径鉄筋を使用し、帯鉄筋、中間帯鉄筋にはＤ２２クラスの鉄筋を用いた壁厚１．０ｍ程度の１セルの橋脚断面を想定する。

「建設省土木工事積算基準」による、従来工法の鉄筋の加工・組立歩掛りを表－８．２２に示す。ただし、Ｄ３２以下の鉄筋については同基準では市場単価を用いることになっているため、「建設省土木工事積算マニュアル」を参考に、平成４年度版の歩掛りを記載した。

表－８．２２　従来工法の鉄筋加工・組立歩掛り

（鉄筋1.0tf当り）

名　称	単位	Ｄ１３		Ｄ１６～Ｄ２５		Ｄ２９～Ｄ３２		Ｄ３５		Ｄ３８		Ｄ５１	
		加工	組立	加工	組立	加工	組立	加工	組立	加工	組立	加工	組立
世話役	人	0.2	0.4	0.2	0.3	0.1	0.2	0.18	0.19	0.13	0.16	0.13	0.12
鉄筋工	人	1.1	1.8	0.9	1.5	0.5	0.9	0.53	0.94	0.39	0.81	0.38	0.59
普通作業員	人	0.7	1.5	0.6	1.3	0.3	0.8	0.19	0.21	0.14	0.18	0.13	0.13
合　計	人	2.0	3.7	1.7	3.1	0.9	1.9	0.90	1.34	0.66	1.15	0.64	0.84
備　考		平成4年度版基準による						鉄筋10tf当りを1.0tf当りに換算					

①軸方向鉄筋の組立

表－８．２２によれば、もっとも組立効率の良いＤ５１で０．８４人/tfである。従来工法では、軸方向鉄筋の組立は1.19tf/人・日である。

②帯鉄筋、中間帯鉄筋の組立

表－８．２２によれば、もっとも組立効率の良いＤ２２で３．１人/tfである。従来工法では、帯鉄筋、中間帯鉄筋の組立は0.32tf/人・日である。ただし、この当時の中間帯鉄筋は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編が改訂される前であるので、じん性向上のための構造細目がより一層厳しくなった現状ではさらに歩掛りが落ちていることが予想される。

③従来工法の１日当りの鉄筋組立重量

これらより、１セル構造橋脚の場合、鉄筋工として１０人を動員すると、

$W = (1.19 + 0.32) \times 10人 = 15.1tf/日$

の鉄筋量を組み立てることが可能である。

2）３Ｈ工法の施工歩掛り

①スパイラルカラムの地組み

本実験のスパイラルカラムで使用した鋼材は、

Ｈ　形　鋼	：H-350×350×９×12	135.0kgf/m×8.0m	＝1,080kgf
軸方向鉄筋	：Ｄ２９	5.04kgf/m×9.3m×４本	＝　187kgf
スパイラル筋	：ＲＢ12.6		＝　200kgf

であり、合計約１．４tfである。

これを２人の鉄筋工で１時間で仕上げることができるので、

1.4tf/(２人×１hr)＝0.7tf/人･hr

１日当りの鉄筋工の拘束時間を８時間とし、朝礼、休憩時間等で約１時間のロスタイムがあるとすれば、実質作業時間は７hr/dayである。したがって、

0.7tf/人･hr×７hr/day＝4.9tf/人･day

のスパイラルカラムを組み立てることが可能である。

また、表－８．１８でシミュレートしたスパイラルカラム長１２．０m、鉄筋工３人の場合で同様の計算を行うと以下の通りで、結果は当然のことながら4.9tf/人･dayで一致する。

Ｈ　形　鋼	：H-350×350×９×12	135.0kgf/m×12.0m	＝1,620kgf	約2.1tf
軸方向鉄筋	：Ｄ２９	5.04kgf/m×13.3m×４本	＝　268kgf	
スパイラル筋	：ＲＢ12.6		＝　300kgf	

2.1tf/(３人×１hr)＝0.7tf/人･hr

7tf/人･hr×７hr/day＝4.9tf/人･day

②スパイラルカラムの接合

本実験においては、１箇所当り52本の高張力ボルト接合および４本の軸方向鉄筋継手を５人の作業員で約32分で行った。また、表－８．２０のシミュレートにより作業員４人では約40分で同作業を終えることを推察した。

したがって、１日当りの作業員４人の拘束時間を８時間とし、朝礼、休憩時間等で約１時間のロスタイムがあるとすれば、実質作業時間７hr/dayでは、

(７hr/day)/(0.67hr/箇所)＝10.4箇所/day → １０本/day

の接合が可能である。

3）施工歩掛り比較

上記２項の結果を整理して、表－８．２３に示す。

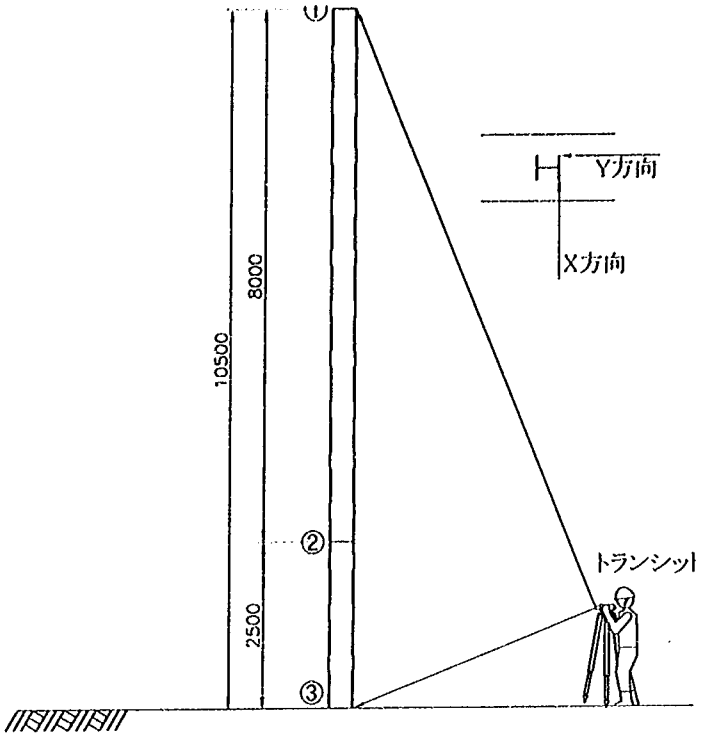
表－８．２３　従来工法と３Ｈ工法の施工歩掛り比較

従来工法			３Ｈ工法				
			CASE	同程度の作業をこなす場合		同人数で作業をこなす場合	
作業項目	作業員数	作業量	作業項目	作業員数	作業量	作業員数	作業量
鉄筋組立	鉄筋工：10人	15.1tf/day	スパイラルカラム地組み	鉄筋工：３人	14.7tf/day（約10本分）	鉄筋工：５人	24.5tf/day（約17本分）
			スパイラルカラム接合	土　工：２人 鉄筋工：２人	１０箇所	土　工：４人 鉄筋工：２人	１５箇所
合　計	鉄筋工：10人	15.1tf/day	合　計	土　工：２人 鉄筋工：５人	14.7tf/day（約10本分）	土　工：４人 鉄筋工：２人	24.5tf/day（約10本分）
比　率	１．０	１．０		０．７		１．５	

このように、３Ｈ工法を使用すると、従来工法と同程度の作業をこなそうとする場合には作業員数を約７０％に低減することができる。一方、従来工法と同人数の作業員を投入すれば、約１５０％作業効率を上げることができる（ただし、表－８．２２の結果は施工ヤードの広さが十分にあり、また作業員も可能な限り投入できるという想定の基に比較した結果である。したがって、どのような現場でもこの結果が必ず算出されるものではないことを付記しておく）。

（５）施工精度の確認

施工精度は、H形鋼の鉛直精度をトランシットを２箇所に据えて①点を０とし、X、Y 方向からH形鋼のずれ量を計測した。計測方法を図－８．１５、計測結果を表－８．２４に示す。



図－８．１５　H形鋼の鉛直精度の確認方法

表－８．２４　H形鋼の鉛直精度計測結果

	X方向	Y方向
①	０（基準点）	０（基準点）
②	1 mm	1 mm
③	1 mm	1 mm
④	2 mm	2 mm

本実験においては、H形鋼の接合部分には２mmのクリアランスがあり、特に立ち調整も行うことなくこの部分の高張力ボルトを人力で締めつけた場合の結果である。

H形鋼自体が表－８．１３に示す許容差を持っているため、H形鋼が１２ｍとなっても数mm程度の鉛直精度誤差は実質上問題ないものと考えられ、接合部ボルトをしっかり固定すればH形鋼は正規の位置に立ち上がっているものとして差し支えないと思われる。

ただし、本実験では実際にコンクリートを打設していないため、コンクリート打設中のH形鋼の移動については明らかになっていない。コンクリート打設時には周囲の足場も立ち上がっているであろうから、レバーブロックやチェーンブロック等を用いてH形鋼を型枠や足場に固定する等、精度確保に努めるべきであろう。

（6）隅角部帯鋼材の取付

隅角部帯鋼材の取付は、３枚を所定位置にセットしてボルトを締め終わるまでに１枚当り約２分、合計で約６分を要した。実験はコーナー側のH形鋼にもスパイラル筋が巻かれているという最悪の状況を想定して行ったが、作業員は先行して取り付けた隅角部帯鋼板をはしご代わりに上っていくことができ、狭隘な場所ながら450mmのクリアランスがあれば隅角部鋼材を取り付けることが可能であることを確認した。

（7）実験結果のまとめ

以上、３H工法の最重要部位であるスパイラルカラムの施工性および隅角部帯鋼材の施工性について実物大のモデルを用いて検証した。本実験を通して、下記のことを確認した。

①スパイラルカラムの地組み、接合方法について、若干の改良改善事項はあるものの、「設計・施工マニュアル(案)」に記載した方法で所要性能を満足するカラムを製作、構築できることを確認した。

②スパイラルカラムの地組みについては、１２ｍものでも鉄筋工３名で約１時間で１本を製作できることを確認した。

③スパイラルカラムの接合は、高張力ボルト52本、軸方向鉄筋４本の場合について５名の作業員で１カラム当り約３０分、作業員４名で約４０分かかることを確認した。

④スパイラルカラムの軸方向鉄筋継手は、重ね継手、機械式継手のどちらでも施工できるが、施工性や施工管理、工程、経済性を考えると、現状では重ね継手の方が望ましい。

⑤３H工法で施工する場合、従来工法と比較すると作業員削減率は約７０％、作業性向上率は約１５０％となることがわかった。

⑥H形鋼の鉛直精度は、少なくともコンクリートを打設する前までは接合部のボルトを締めつけるだけで数mm程度の誤差範囲内に収まっているものと考えられる。

⑦隅角部帯鋼板は、作業可能幅450mmという狭隘な場所でも施工できることを確認した。

（8）改良・改善案

本実験を行っているなかで、いくつかの改良改善事項が発生した。本項では、実験時のチェックリストとともにそれらをまとめて記す。

表－8.25　チェックリスト（全実験終了時）

場　所　：飛島建設（技術研究所）
立会日　：平成10年10月23日
立会者　：当日工法研究会全社
施工責任者：並井・清水(飛島建設)

スパイラルカラム地組（施工性実験結果）

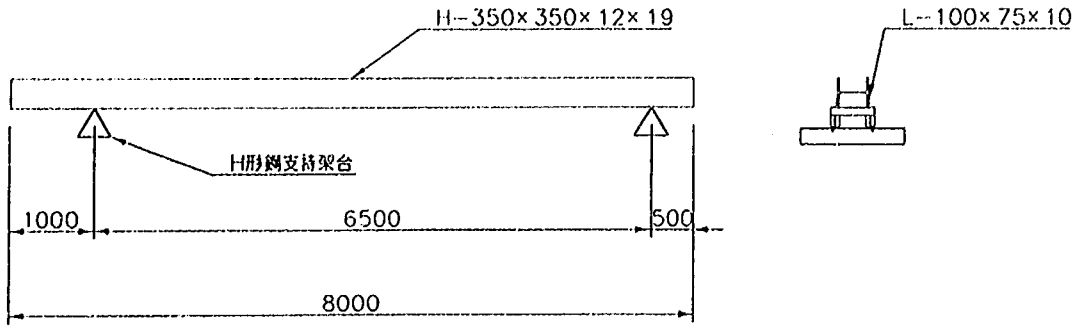
項目に対して【可・不可】どちらかチェックする、また、備考欄にコメントを記入

No	手　順	項　目	可	不可	備　考
1	H型鋼支持架台設置	・架台の安定度は良いか？	(良)	悪	・配置する際、少しの高さ調整で問題無い。
		・架台のつなぎが必要か？	必	(不必)	
		~~・つなぎは真ん中の架台で独立していた方が良いか？~~	~~良~~	~~悪~~	
		・架台のグレードを上げ、二点支持ではどうか？	(可)	不可	・鋼材の長さによるが、現状(L=8.0m)では問題ない。
2	スパイラル筋仮挿入及びH鋼設置	・セット前にスパイラル筋の仮挿入が安全に行えるか？	良	(悪)	
		・玉掛け位置はどの位置がベストか？	－	－	吊芯から【 1.0～1.5】m離れ
		・吊治具はシャックルで良いか？	シャック	(レンフロ)	・レンフロクランプの縦横兼用。
		・スパイラル筋の仮固定は何を使用するか？	有	(無)	
		・ずれ止めは必要か？	必	(不必)	
3	セット完了	・架台は安定しているか？	(良)	悪	・安定は良いが、施工性を考えると高さ的に少し低いような感じがあり、梁の高さを支持アーム下側の位置にしては？(現状より30cm上げる)
		・架台とH鋼はボルト固定が必要か？	必	(不必)	
		・架台の位置は地組みを行う上で、邪魔にならないか？(支持アーム下段との取り合い)	(良)	悪	・架台とH鋼はボルト固定が必要無し。(決定)
		・スパイラル筋は扱いやすい様になっているか？(人力で問題なく動かすことが出きるかどうか？)	(良)	悪	・15巻きで55kg　17巻きで62kg
4	スパイラル筋仮置架台取付	・スパイラル筋仮置架台の安定度？(キャッチ式なので締め付け度合いで安定度が変わる)	(良)	悪	・安定度が良いというより、頑丈過ぎる位だった。そのため、改善事項の一つとする。(例：ウェブ上にサイコロ)
		・後方のスパイラル筋仮置架台は支持架台の邪魔にならないか？	(良)	悪	
		~~・下方部のスパイラル筋仮置架台は一体物と分割とどちらがベストか？~~	~~一体~~	~~分割~~	
5	スパイラル筋を仮置架台上に乗せる(仮固定)	・仮固定は何を使用するか？	有	(無)	
6	軸方向鉄筋支持アーム・落下防止治具取付	・落下防止治具は、鉄筋挿入前に取付を行っても良いか？	(良)	悪	・時期的に前でも後でも作業エリアがあればどちらからでも挿入出来る。
		・支持アームの遊び具合	有	(無)	
		・支持アームボルト本数は減らせるか？	(可)	不可	・4本固定から2本固定に変更。(決定事項)
7	軸方向鉄筋挿入	・落下防止治具は邪魔にならないか？	(良)	悪	
		~~・鉄筋とスパイラル筋のクリアランス確認~~	~~有~~	~~無~~	~~(　　)mm~~
8	スパイラル筋仮置架台撤去	・スパイラル筋をずらさずに撤去可能か？	可	(不可)	
9	スパイラル筋を所定の位置に割り付け	・H鋼支持架台が邪魔にならないか？	(良)	悪	・端部の架台は問題無いが、真ん中の架台はどうしても地組をする上で邪魔になる。
10	スパイラル筋を引き伸ばし結束線及び番線等で固定	・H鋼支持架台の箇所を後施工に出来るか？	(可)	不可	・可能ではあるが、足場が無くてはならない。
		・支持アームの箇所は引っかからないか？	(良)	悪	・多少の引っ掛かりはあるが、特に問題は無い。
11	吊治具取付(上部・下部)	・取付時期は最後で良いか？	(良)	悪	・下部は組立完了後の方が良さそう。

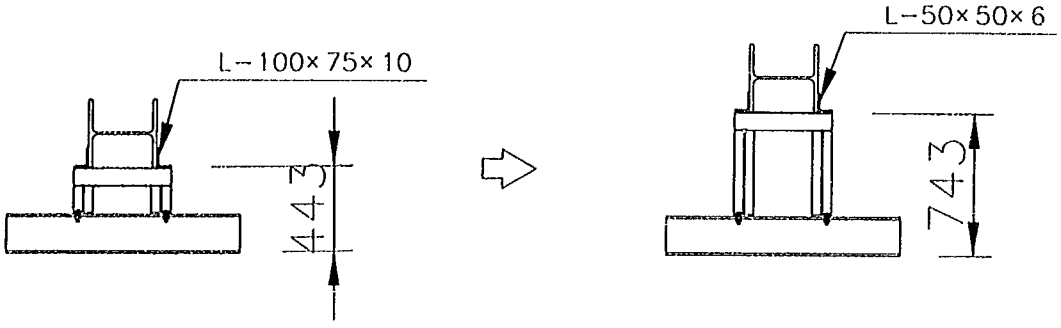
1）H形鋼支持架台

a）H鋼は２点支持とする。またH形鋼は固定しない。

H鋼長さがL＝８．０mの場合、特に問題はなかった。



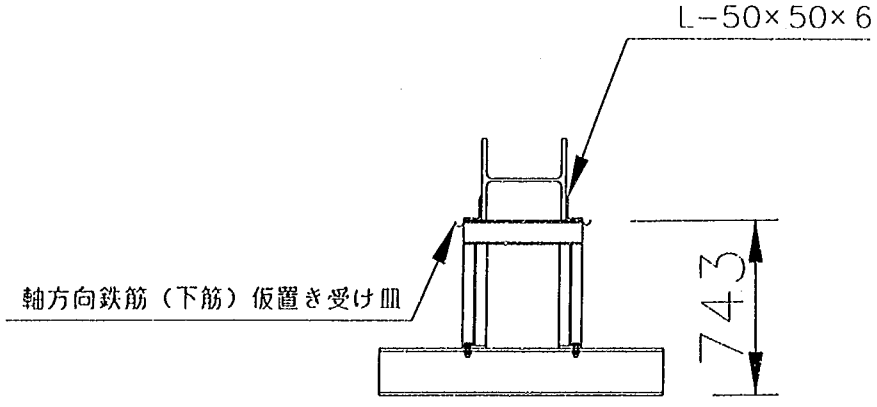
b）H形鋼支持架台高さの変更（現状高さH＝443mm→H＝743mm）



また、今回のずれ止めは 幅350mmとなっていたが、少し余裕をとり幅400mmとした方が良いと思われる。なお、ずれ止め用のアングルは、L＝50×50×６程度で良い。

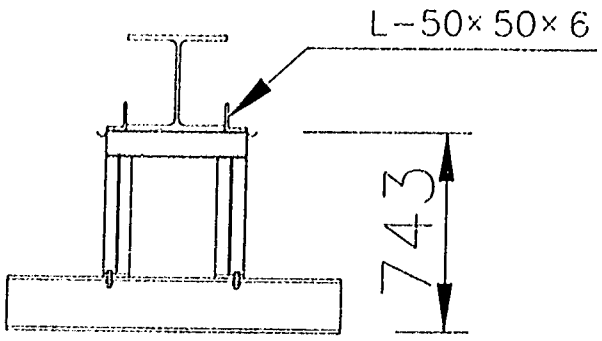
c）H形鋼支持架台に下筋用の仮置き受け皿を設ける。

例)



こうすることで、後から軸方向鉄筋を頂部あるいは基部側から挿入する必要がなくなり、施工性が向上する。

d）H形鋼の置き方



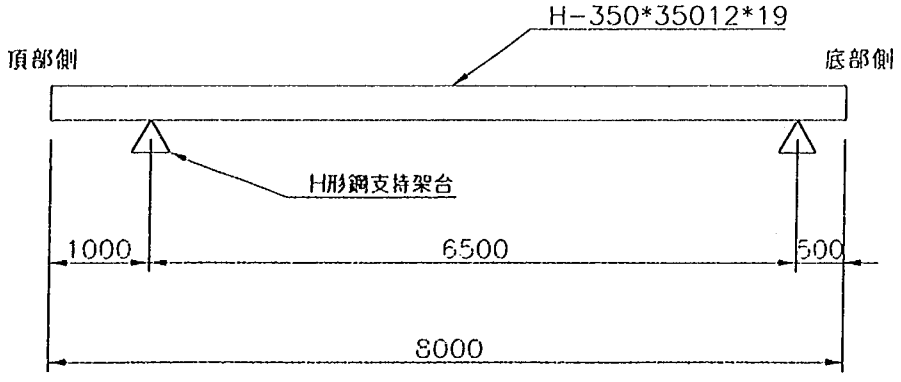
このようにした場合、軸方向鉄筋支持アームの構造・寸法が変更となるが、作業性は特に問題ないと考えられる。

e）H形鋼支持架台の不陸調整は問題なしと判断する。

f）重量的には作業員２人（土工）で動かせるため、重量的にも問題はない。

2）H形鋼支持架台スパンの検討

a）H形鋼L＝8.0mの場合



の向きのとき

$$\delta = 5wl^2/384EI$$

$$= 5 \times 1.35 \times (650)^2/384 \times 2.1 \times 10^6 \times 13,600$$

$$= 0.1098 \fallingdotseq 0.11cm < 650/300 = 2.2cm \cdots\cdots OK$$

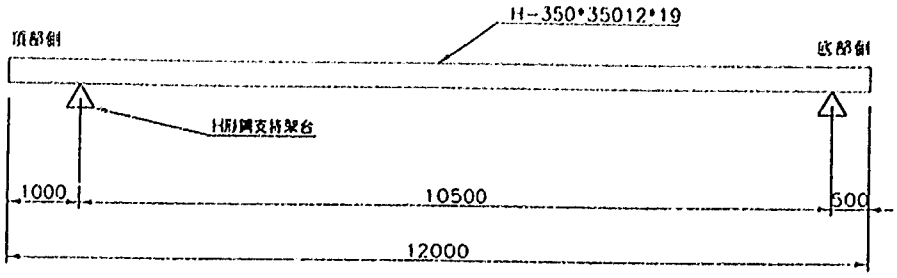
の向きのとき

$$\delta = 5wl^2/384EI$$

$$= 5 \times 1.35 \times (650)^2/384 \times 2.1 \times 10^6 \times 39,800$$

$$= 0.0375 \fallingdotseq 0.04cm < 2.2cm \cdots\cdots\cdots\cdots OK$$

b）H形鋼L＝12.0mの場合




の向きのとき

$$\delta = 5wl^2/384EI$$
$$= 5 \times 1.35 \times (1,050)^2/384 \times 2.1 \times 10^6 \times 13,600$$
$$= 0.7481 \fallingdotseq 0.75cm < 1,050/300 = 3.5cm \cdots\cdots OK$$


の向きのとき

$$\delta = 5wl^2/384EI$$
$$= 5 \times 1.35 \times (1,050)^2/384 \times 2.1 \times 10^6 \times 39,800$$
$$= 0.2556 \fallingdotseq 0.26cm < 3.5cm \cdots\cdots OK$$

このように、１２ｍもののH形鋼を弱軸方向にセットした場合、地組みしている段階では１cm弱のたわみが発生するが、この程度のたわみであれば垂直に起こしたときに変形が元通りに戻ること、また軸方向鉄筋の挿入やスパイラル筋の結束等にも影響しないものと考えられ、H形鋼の置き方はどちらでも良く、支持点も２点で良い。

3）スパイラル筋挿入（一束当り重量：15巻きで55kgf、17巻きで62kgf）

a）スパイラル筋の挿入時期は、H形鋼を吊ってある状態ではバランスを崩してしまうため、まずH形鋼支持架台の上にH形鋼を置き片方づつ吊り上げて挿入する。そのため、H形鋼支持架台は極力端部に近い方が良いと思われる。

b）スパイラル筋挿入の時は、レンフロークランプよりワイヤーの方が安定しているように感じられた。

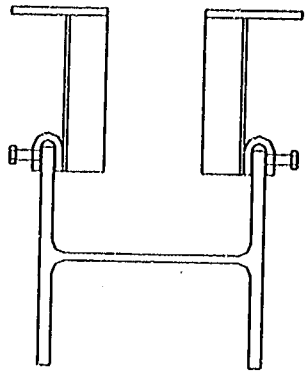
c）H形鋼をセットする時は、レンフロークランプでもワイヤーでもどちらでもかまわないと思われる。

d）スパイラル筋挿入後、仮固定はまったく要らなかった。

e）スパイラル筋は17巻き(62kgf)あると、少し扱いにくいように感じられた。

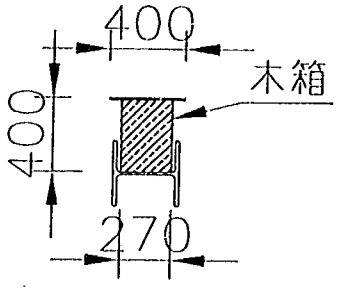
4）スパイラル筋仮置架台

a）この構造でフランジの上にのせるだけで固定する必要性はなかった。
（セットおよび取外しが簡単に行えた。）

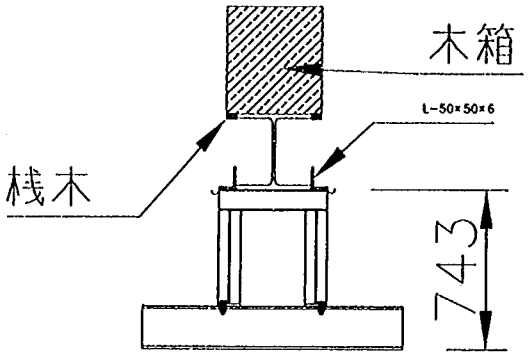


b）構造的改善はいろいろとあるが、施工手順的に軸方向鉄筋（上側）を２本挿入するまでの間のため、一箇所もしくは端部にスパイラル筋仮置架台を集め、スパイラル筋をその上にすべて置くようにしても良いと思われる。

c）スパイラル筋仮置架台を簡単な構造のものに変更した場合



d）H形鋼を横にした場合



フランジの上に木箱をのせれば大丈夫だと思われる。
多少ずれ落ちが心配されるが、多分問題ないと考えられる（桟木でずれ止めを作る）。

5）軸方向鉄筋支持アーム

a）部品としてはしっかりしていて問題は特になかった。

b）改善(案)として

①軸方向鉄筋支持アームは、地組するだけの物とし建て込む時は別の治具に取り替える。そうすれば、横になっている状態で軸方向鉄筋支持アームの取外しが可能となる。

②別の治具とはH形鋼に挟むだけで、支持アームの変わりになるもの。

③軸方向鉄筋支持アームの受け皿をもう少し小さくしても良い(L＝50mm位)。

④軸方向鉄筋支持アームの下側は、地組する上で必要はなかった（地組の時はスパイラル筋が支持アームの変わりをしてくれる。）。

⑤固定ボルトは２個でちょうど良かった（多少、調整がしやすい方が良い。）。

⑥下側の軸方向鉄筋支持アームを省いた場合

建起しと建込みに問題（下側の鉄筋が不安定）が生じるので別の治具もしくは何らかの方法で固定しなければならない。

6）軸方向鉄筋挿入

a）スパイラル筋を仮置き架台の上にのせた時点で軸方向鉄筋４本全部挿入して、上側２本は支持アームの上、下側２本はH形鋼支持架台の仮置き受け皿の上に置いておく（スパイラル筋を引伸ばす前に必ず鉄筋は挿入しておく）。

7）軸方向鉄筋の固定

a）今回の実験は番線(＃12)で行った結果、特に問題はなかった。

b）固定方法については、いろいろな改善があると思われる。

8）軸方向鉄筋落下防止治具

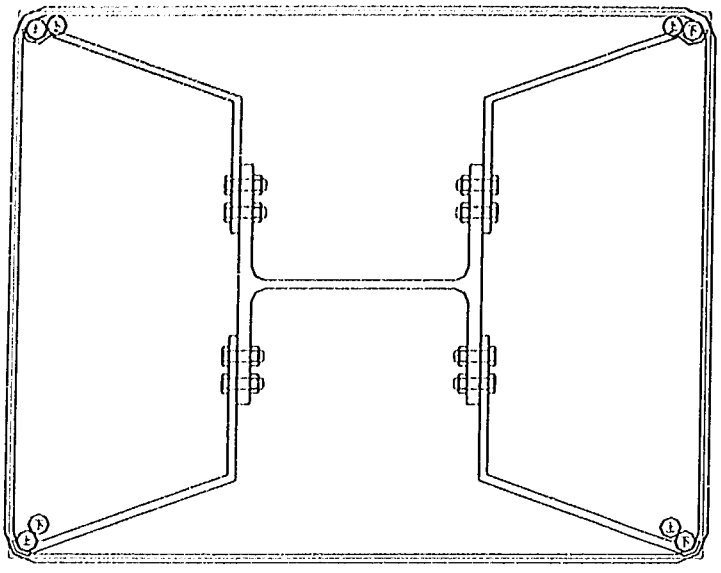
a）重ね継手の時は、特に問題はない（H形鋼を接合してから取外しが出来る）。

b）機械式継手の場合は、Gジョイントのクリアランスが２６mmのため実験ではH形鋼を接合してから取外しが出来たが、実際に現場で行った場合、下から上がってくるGジョイントがどの程度かわせるのか定かでない。

9）スパイラル筋引伸ばし（接合部）

a）重ね継手の場合

今回の実験ではこのような形で収まった。これは、毎回行う毎に変化すると思われる。



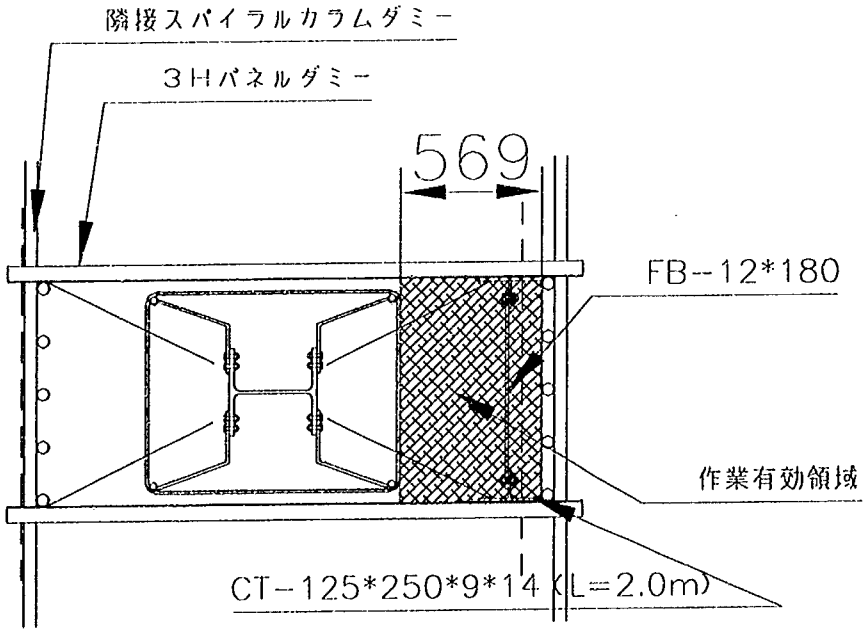
b）機械式継手の場合

①実験では底部からの鉄筋に遊びがあったためか問題はなかった。

②実際に現場で行う場合、底部からの鉄筋がどの程度ずれてくれるのか未定なのでスパイラル筋の大きさを変えなければならない。

10）隅角部鋼材

a）今回の作業可能かどうかについては、可能であった。

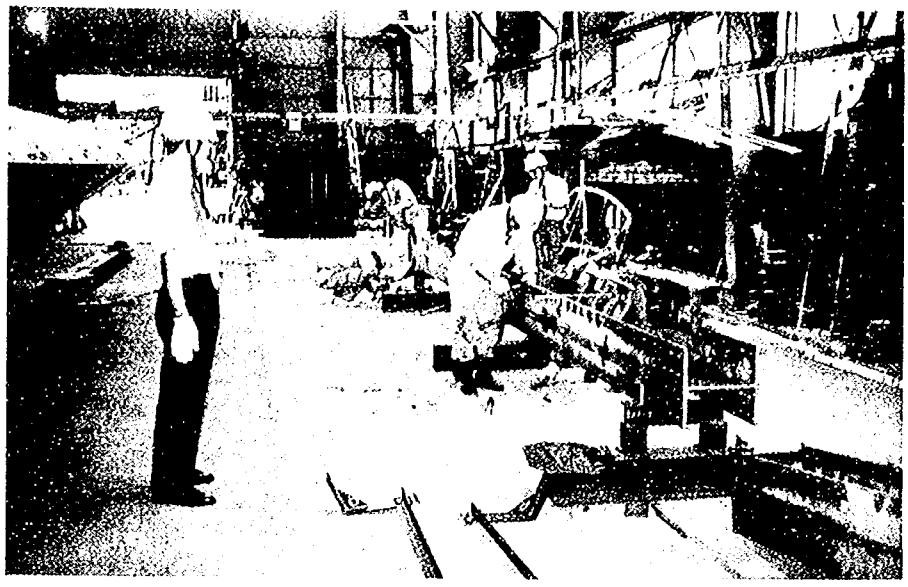


・今回の実験では、最悪条件としてスパイラル筋の面と隅角部の軸方向鉄筋までの作業領域で行った。

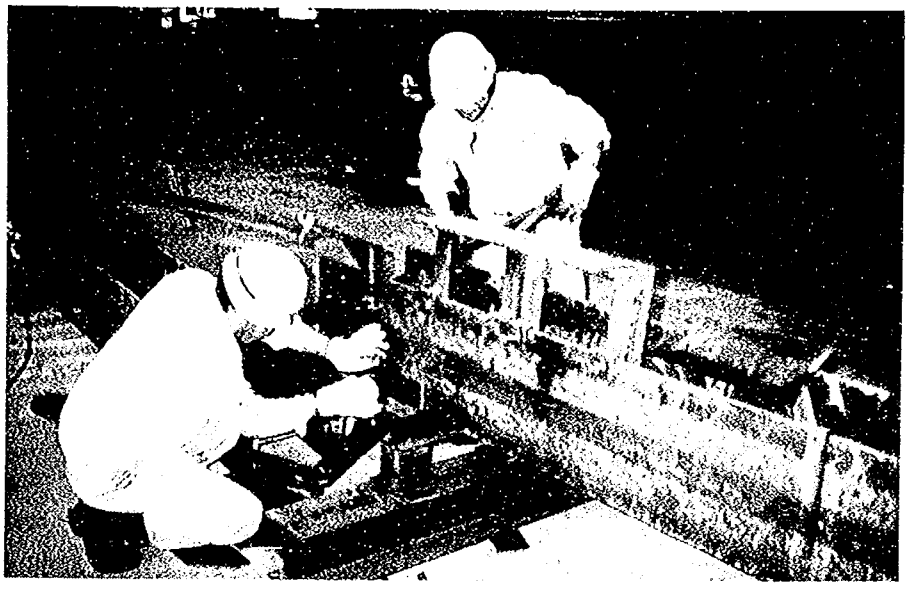
・実際では隅角部箇所にはスパイラル筋がないため、もう少し作業領域を確保できる。

８．３　実験写真

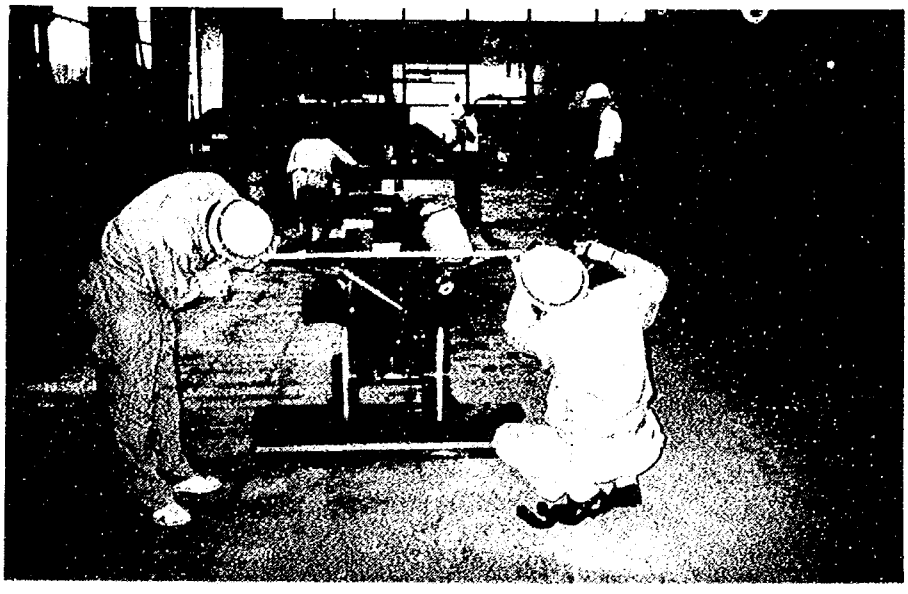
写真－８．１
スパイラルカラム組立状況



写真－８．２
軸方向鉄筋支持アームの
取付状況

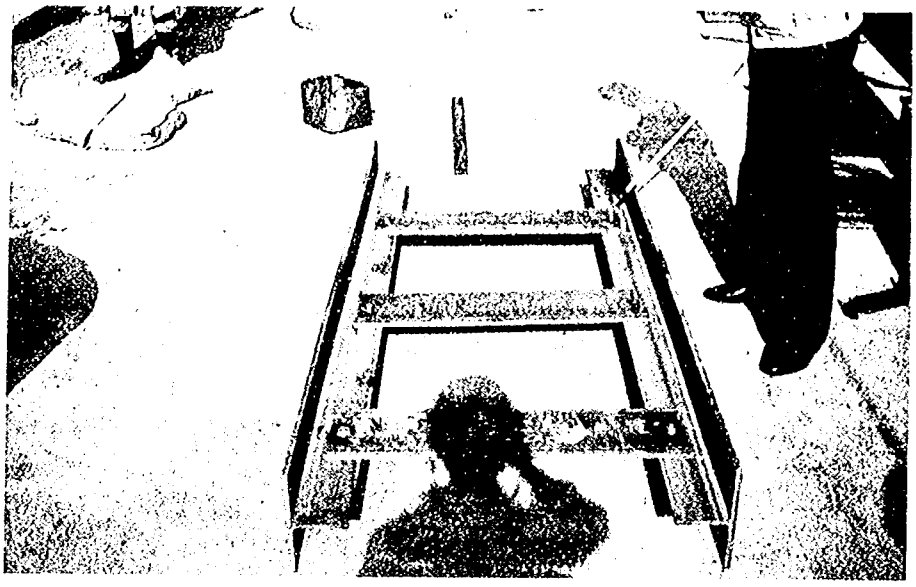


写真－８．３
スパイラルカラム
精度確認



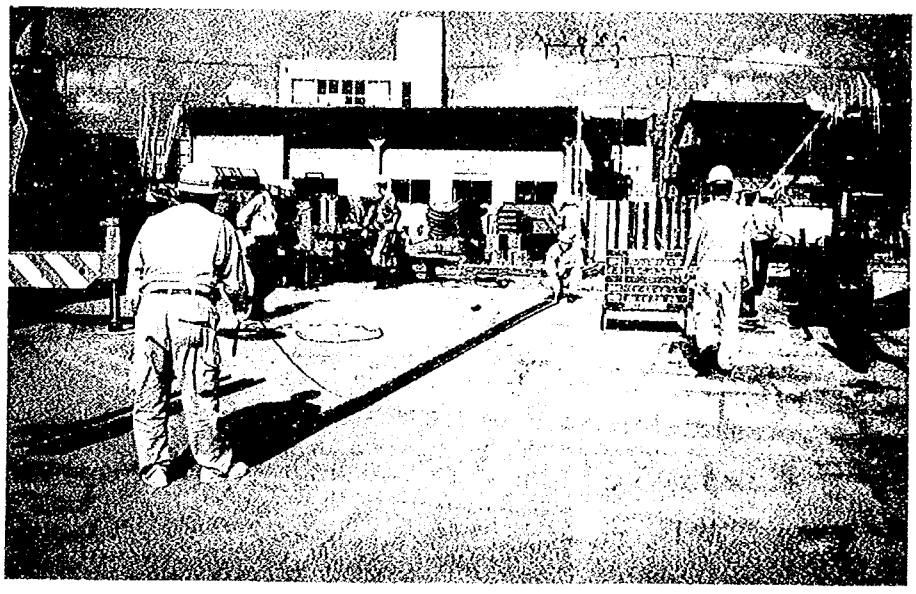
写真－８．４

隅角部鋼材



写真－８．５

軸方向鉄筋長さ確認



写真－８．６

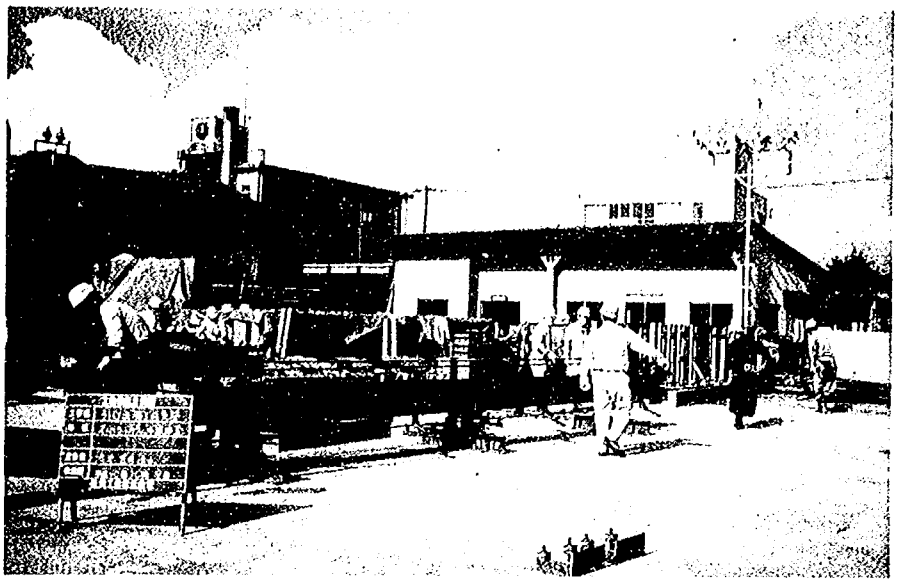
軸方向鉄筋支持アーム

取付完了



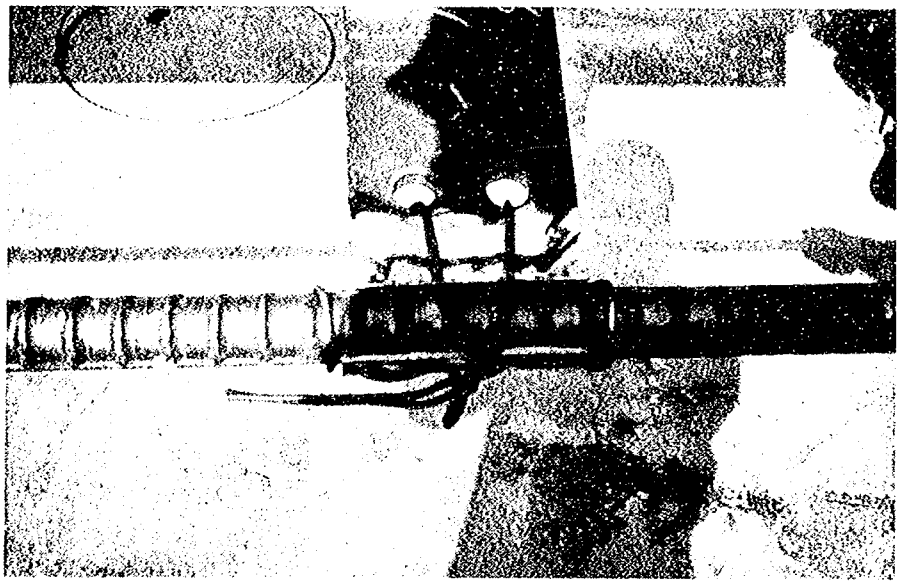
写真－８．７

軸方向鉄筋挿入

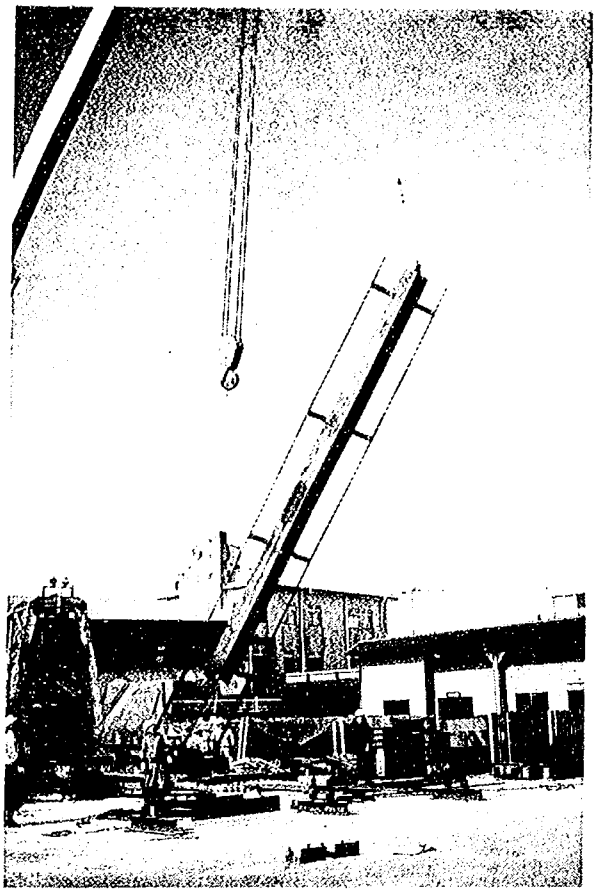


写真－８．８

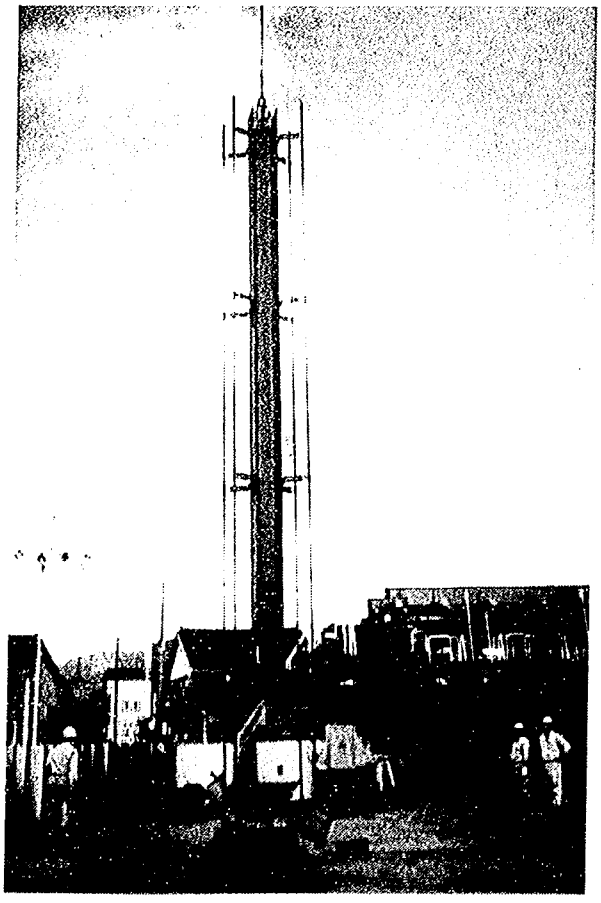
軸方向鉄筋の番線固定



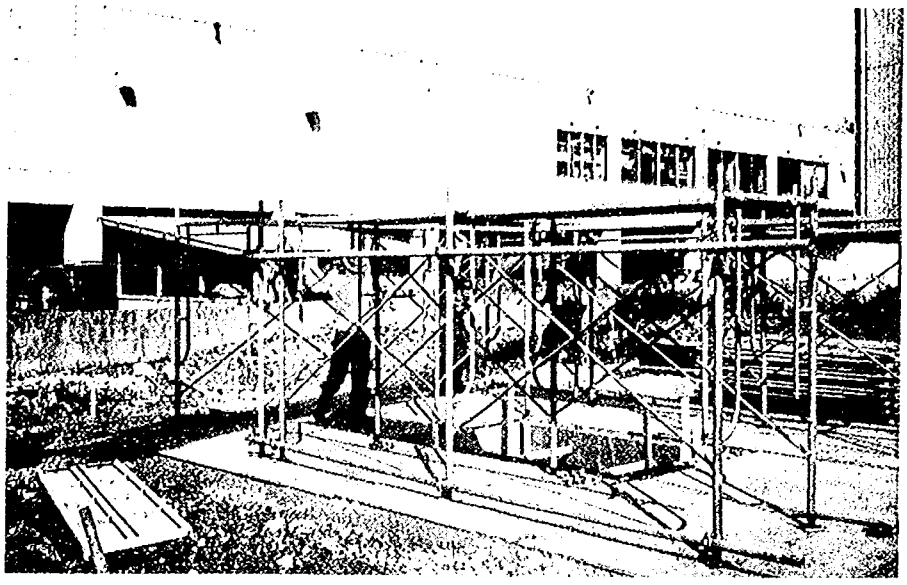
写真－８．９
スパイラルカラム
建込み開始



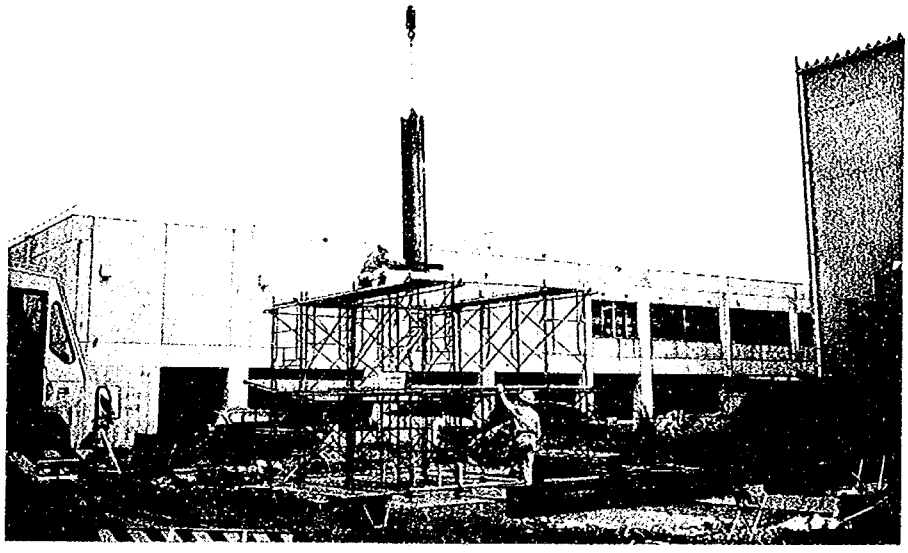
写真－８．１０
スパイラルカラム
吊上げ状況



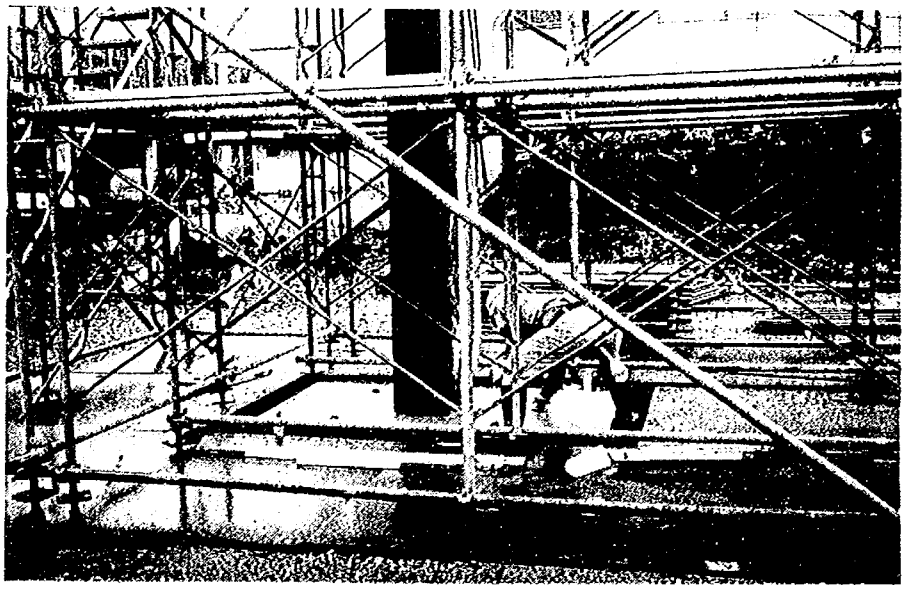
写真－８．１１
基礎型枠および
足場組立状況



写真－８．１２
基部側H形鋼建込み

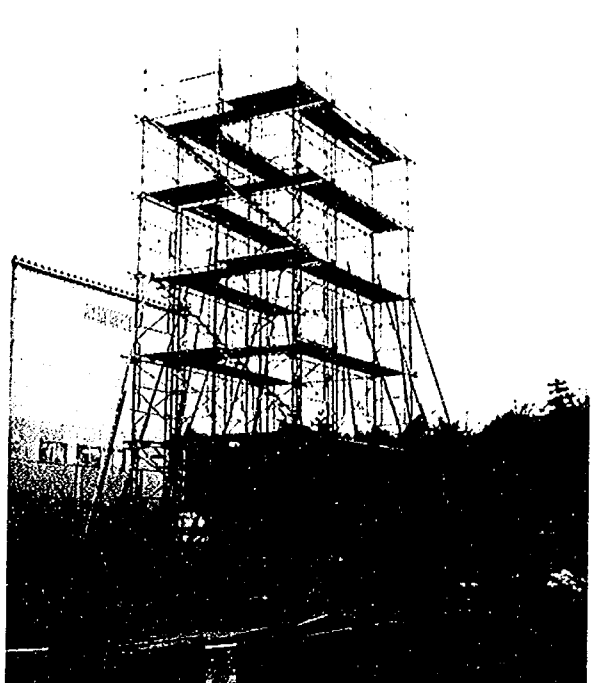


写真－８．１３
基礎コンクリート打設



写真－８．１４

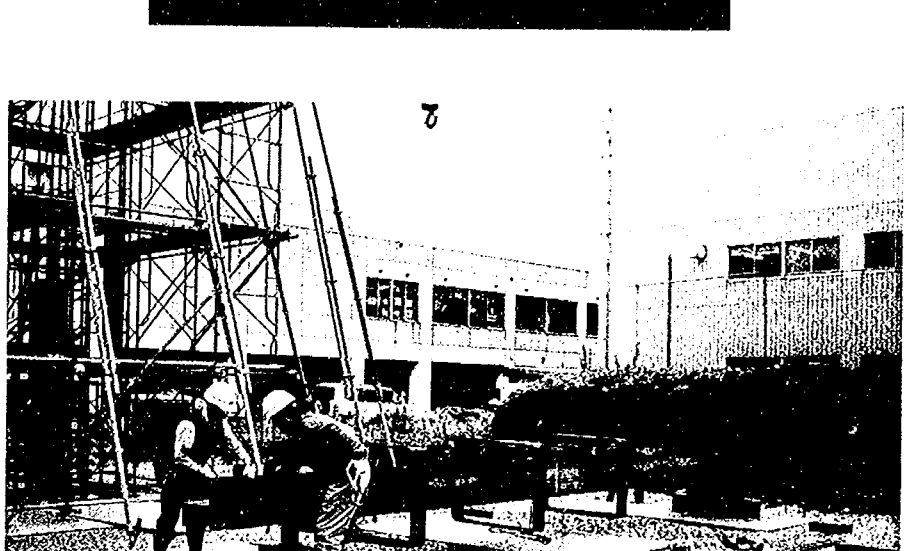
足場完成状況



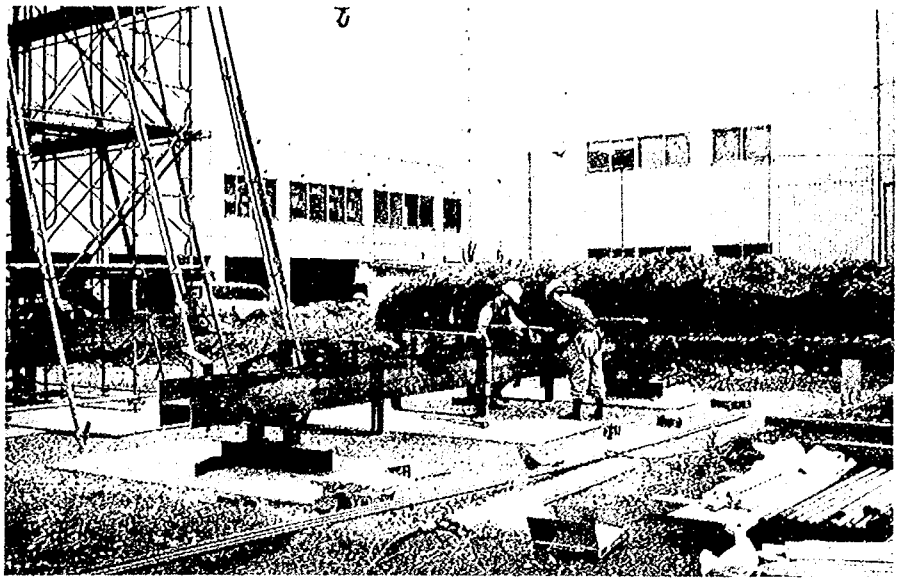
写真－８．１５

スパイラルカラム組立

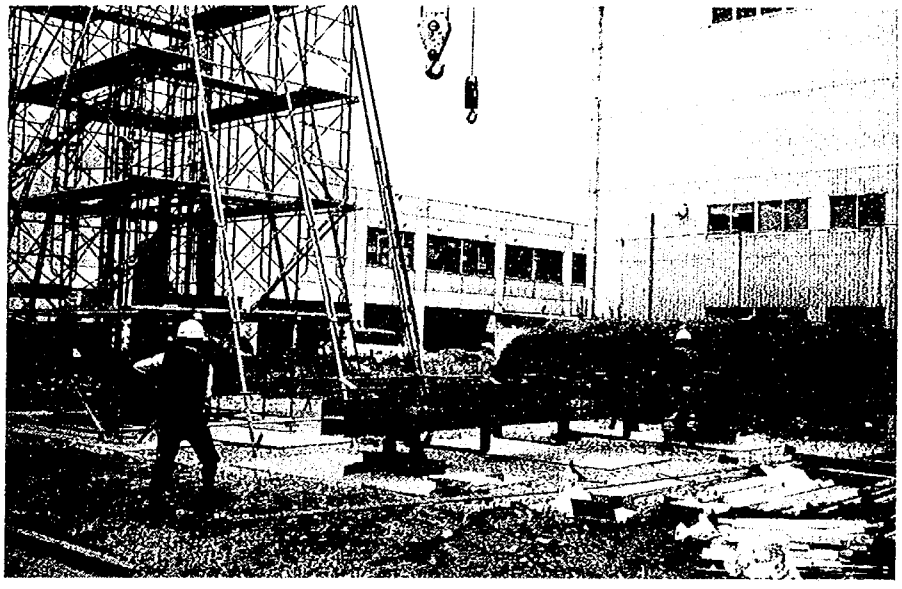
スパイラル筋を仮置架台にセット後、軸方向鉄筋支持アームの取付



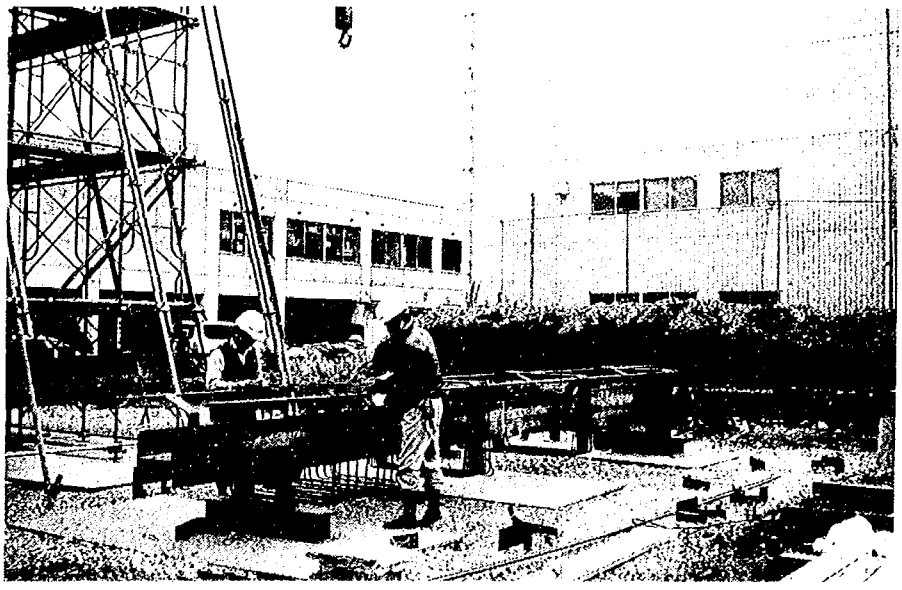
写真－８．１６
スパイラルカラム組立
軸方向鉄筋支持アームの
取付



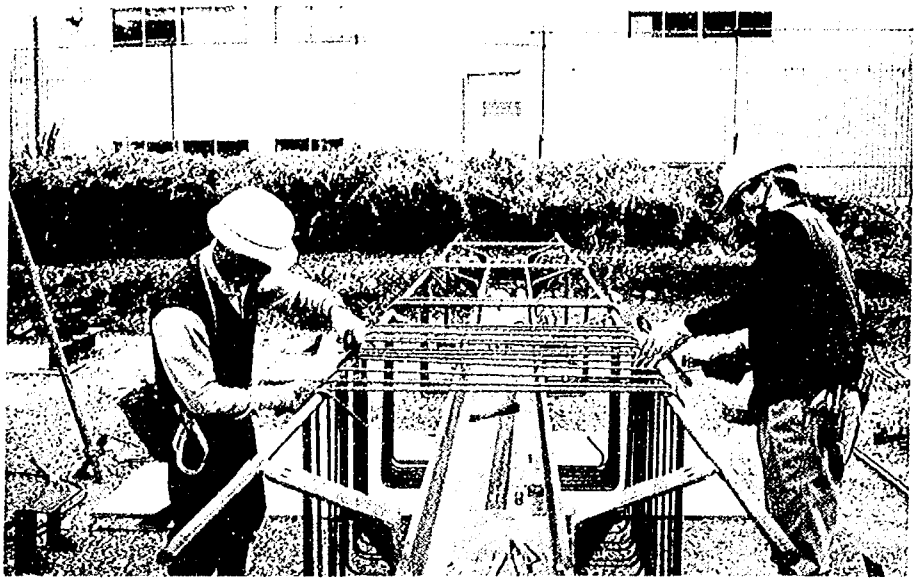
写真－８．１７
スパイラルカラム組立
上側軸方向鉄筋挿入



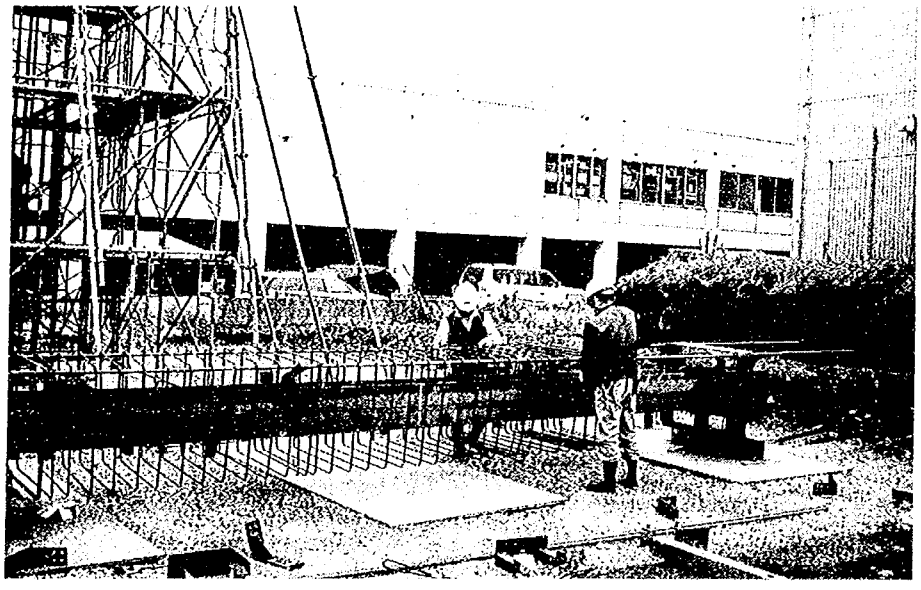
写真－８．１８
スパイラルカラム組立
スパイラル筋引伸ばし、
上側結束



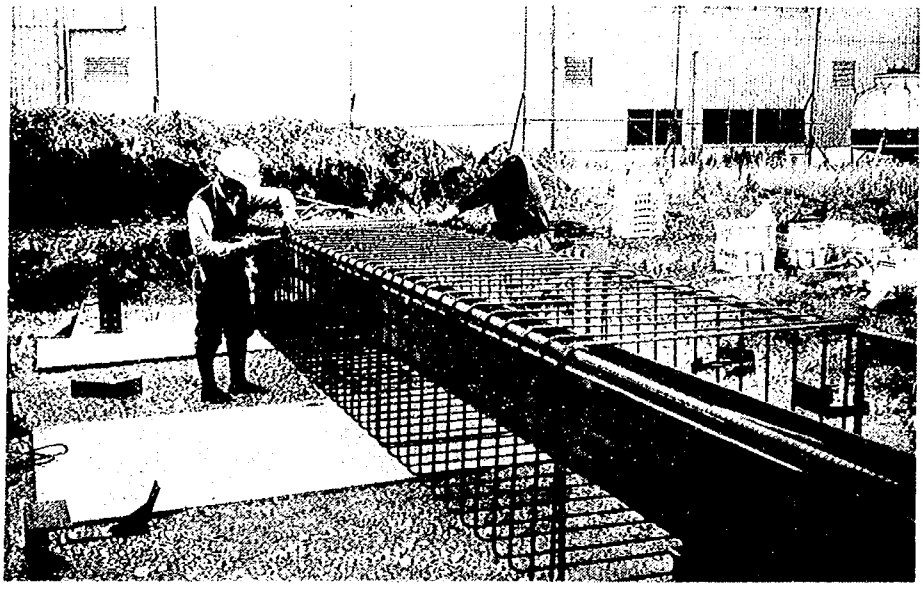
写真－８．１９
スパイラルカラム組立
スパイラル筋引伸ばし、
上側結束



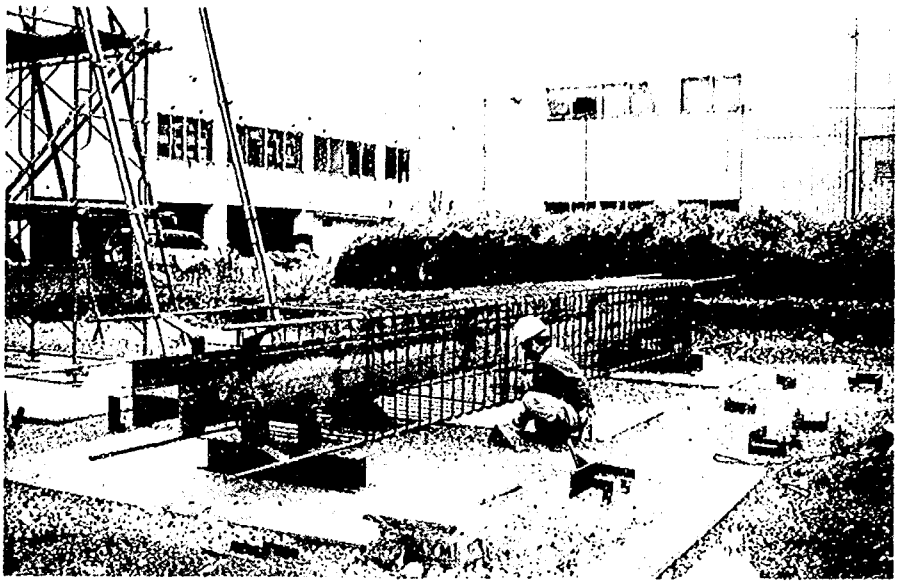
写真－８．２０
スパイラルカラム組立
スパイラル筋引伸ばし、
上側結束



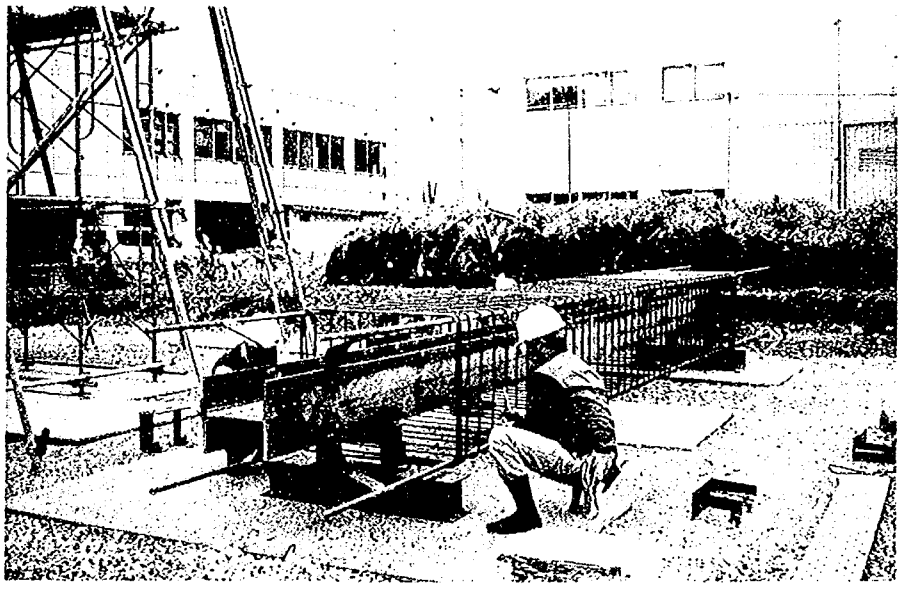
写真－８．２１
スパイラルカラム組立
スパイラル筋引伸ばし、
上側結束



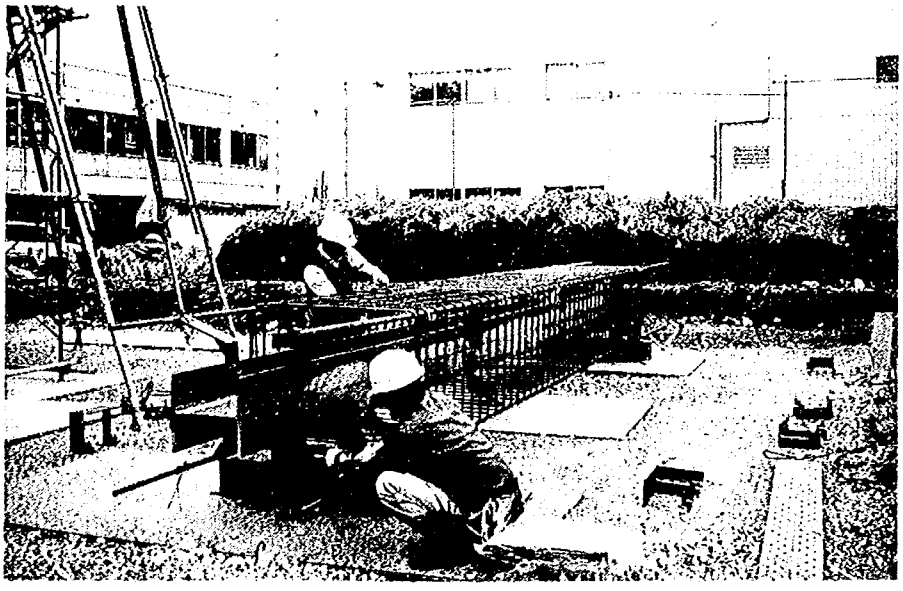
写真－８．２２
スパイラルカラム組立
下側軸方向鉄筋挿入



写真－８．２３
スパイラルカラム組立
下側結束



写真－８．２４
スパイラルカラム組立
軸方向鉄筋番線固定

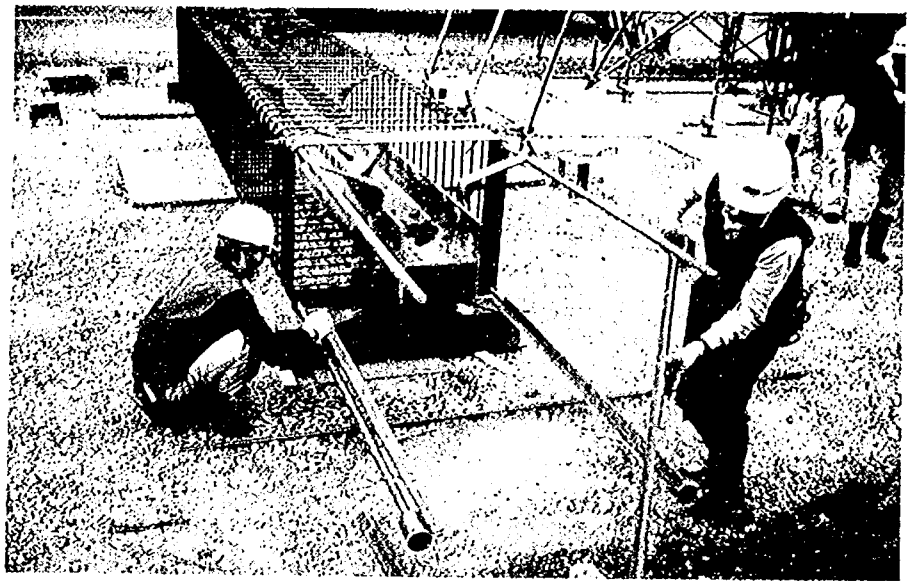


写真－８．２５

スパイラルカラム組立

軸方向鉄筋落下

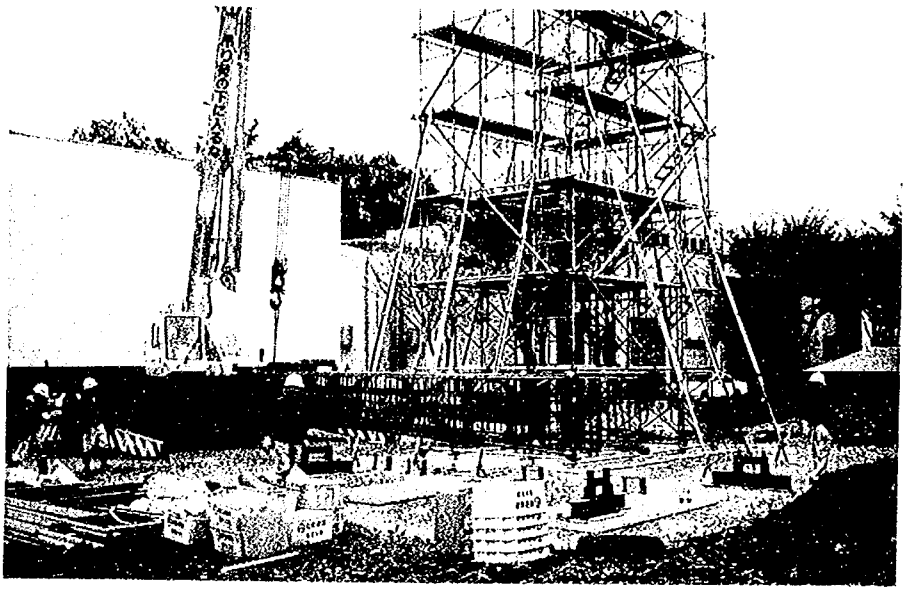
防止治具取付



写真－８．２６

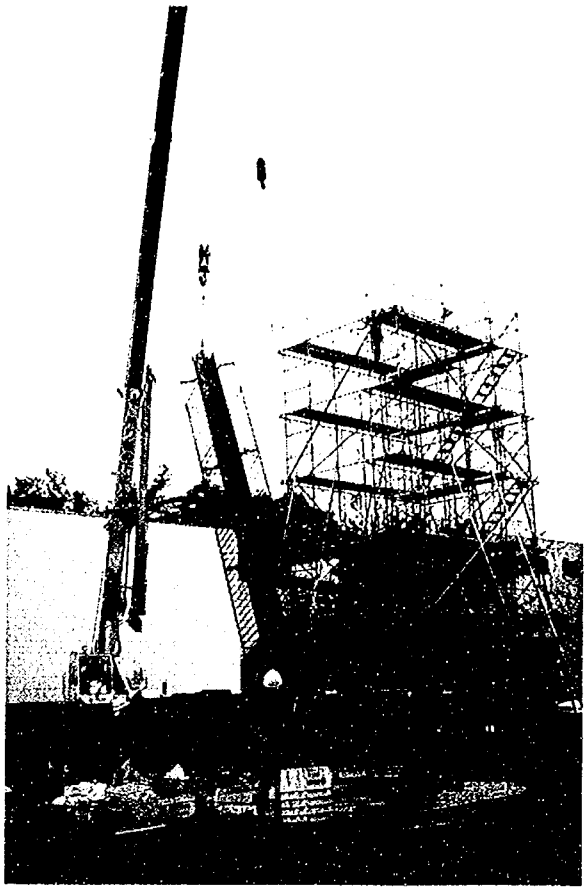
スパイラルカラム建込み

地切り状況



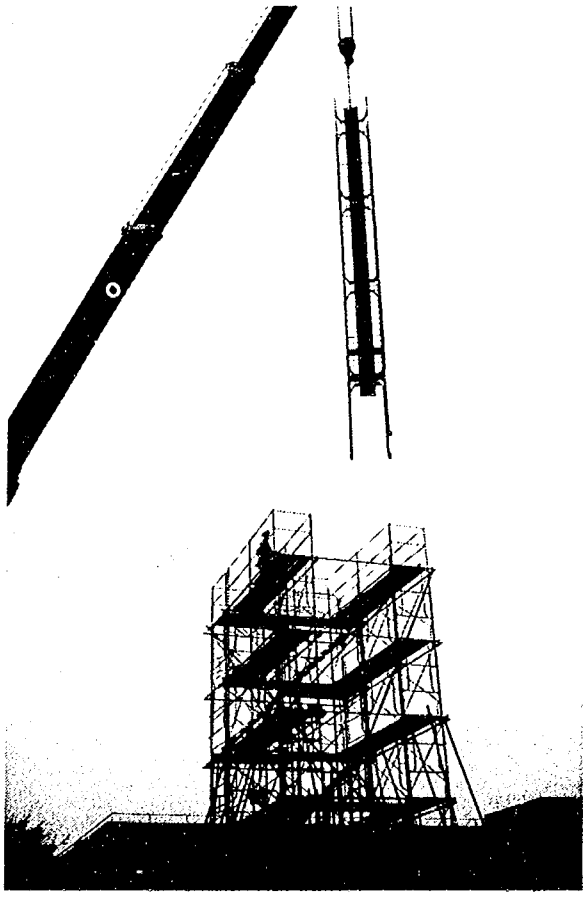
写真－８．２７

スパイラルカラム建込み



写真－８．２８

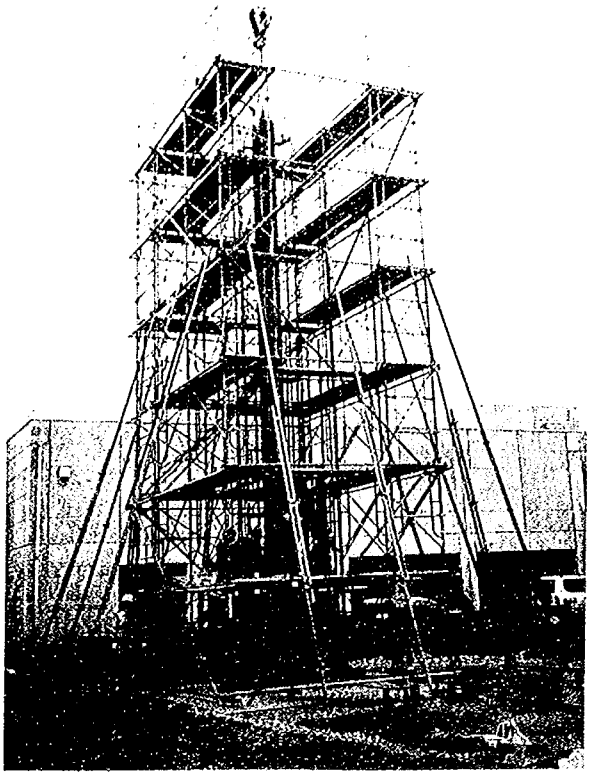
スパイラルカラム建込み



写真－８．２９

スパイラルカラム接合

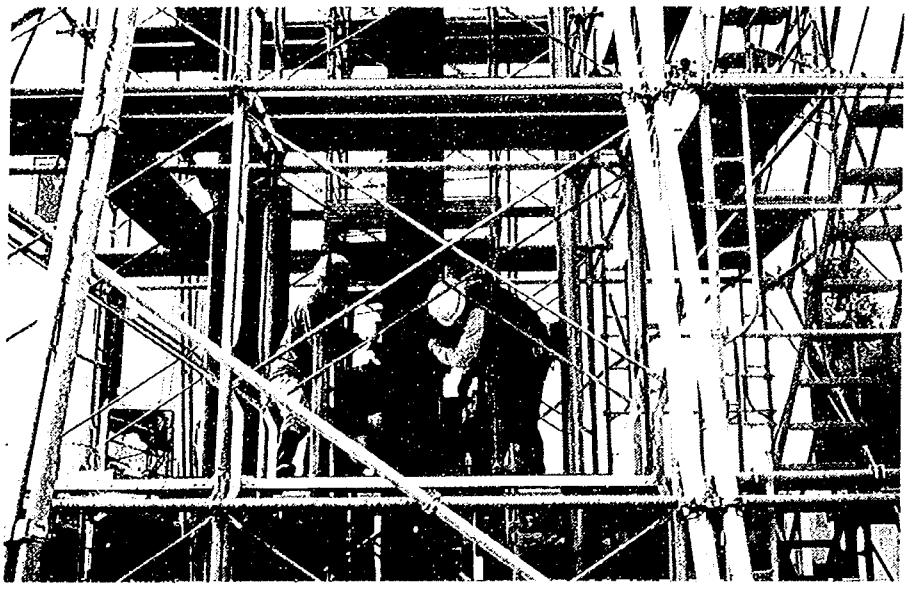
基部側との位置合せ



写真－８．３０

スパイラルカラム接合

ボルト接合



写真－８．３１

スパイラルカラム接合

軸方向鉄筋の重ね継手部の

スパイラル筋の引伸ばし

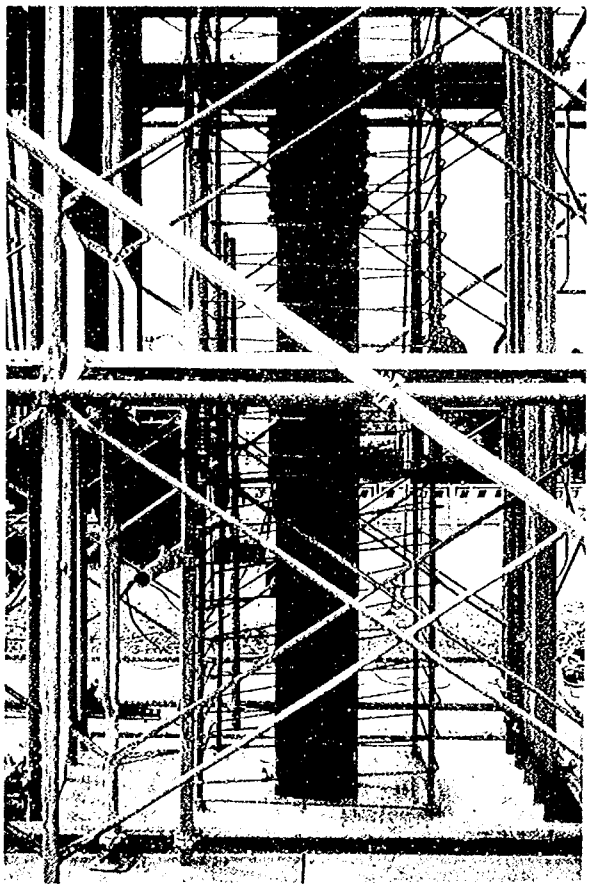


写真－８．３２

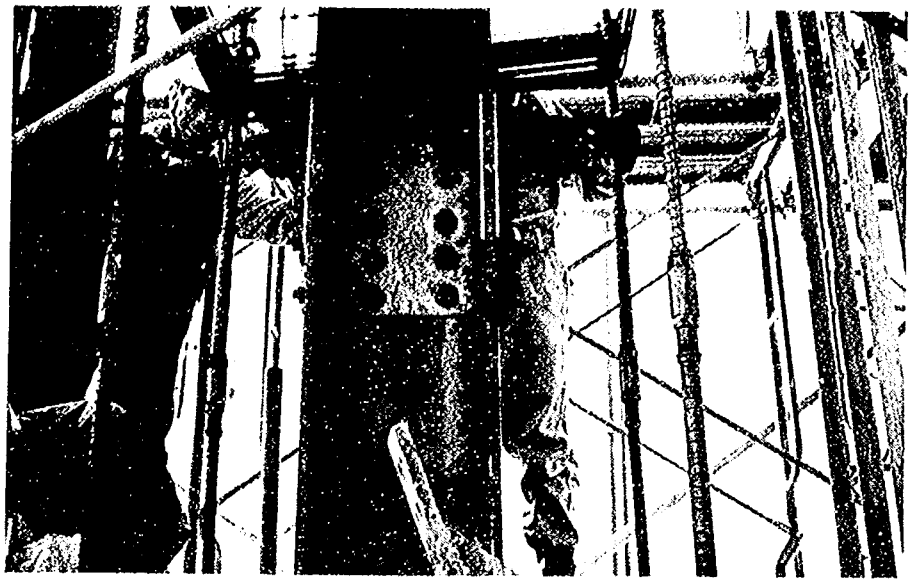
スパイラルカラム接合

スパイラルカラム

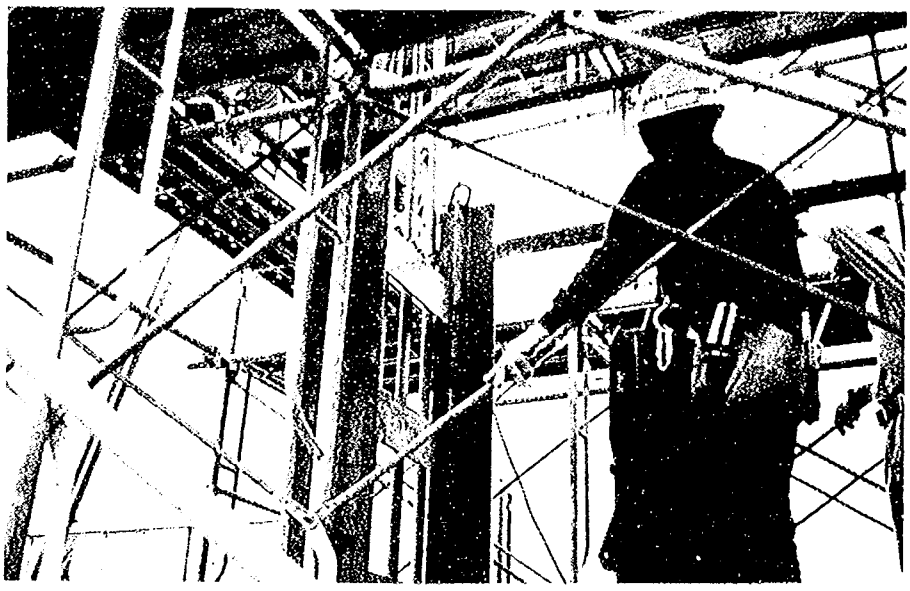
接合完成状況



写真－８．３３
スパイラルカラム接合
軸方向鉄筋の
機械式継手接合状況



写真－８．３４
隅角部鋼材取付



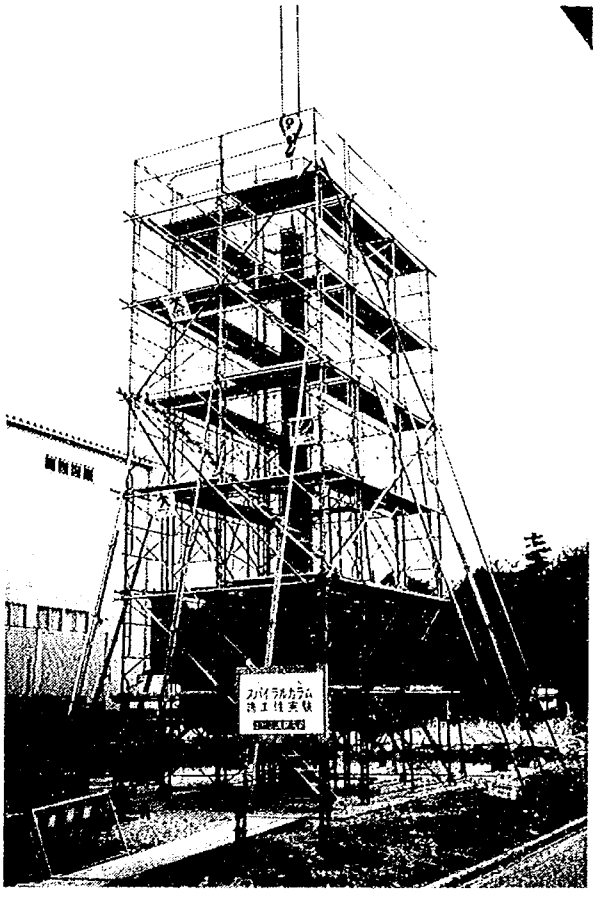
写真－８．３５

隅角部鋼材取付



写真－８．３６

全実験終了時



９．まとめ

３Ｈ工法の構造性能の評価、確認および施工性確認のために実施した実験の結果を以下にまとめる。

（１）中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験（第４章）

中間帯鉄筋の定着方法に関する梁の曲げせん断実験結果から、提案構造による中間帯鉄筋は、在来構造の中間帯鉄筋と同等な構造性能があることが確認された。

（２）中間帯鉄筋の定着方法に関する柱の一軸圧縮実験（第５章）

中間帯鉄筋としてフラットバーを用いた柱の一軸圧縮実験結果から、提案構造である鉛直方向帯鋼材と隅角部鋼材の組合せは、在来構造の中間帯鉄筋と同等なコンクリート拘束効果があることが確認された。また、実験の範囲内ではプレートの寸法、ピッチによる差異は大きくは認められなかった。

（３）スパイラル筋による中間帯鉄筋の代替機能に関する柱の一軸圧縮実験（第６章）

３Ｈ工法の基本構造（ＳＲＣ構造＋スパイラル筋）を用いた柱の一軸圧縮実験結果から、本構造形式は在来工法と同等の軸圧縮特性を有し、かつ優れた変形性能を備えている。また、スパイラル筋については中間帯鉄筋の代替が可能であることが確認された。実験結果を解析することにより、スパイラル筋の設計方法を提案した。

（４）正負交番載荷実験（第７章）

想定橋脚をモデル化した試験体の正負交番載荷実験結果より、３Ｈ工法橋脚は在来工法橋脚と同等の耐力、変形性能を有することが確認された。

（５）施工性確認実験（第８章）

施工性確認実験から、３Ｈ工法の最重要部位であるスパイラルカラムの施工性および隅角部帯鋼材の施工性について検証を行い、設計・施工マニュアル(案)に記載している項目について所要性能を確保できることが確認された。

プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書—研究開発報告書—

ISSN 0386－5878
土研資料 第223号
平成11年4月(1999)

建設省土木研究所
㈱先端建設技術センター

要旨

本報告書は，「プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究」として平成7年度から9年度にわたり，建設省土木研究所，財団法人先端建設技術センターおよび民間11社で共同研究を実施しその成果をとりまとめたものである。本研究では，高橋脚に着目し，建設事業の高品質化・省人化，労働環境の向上，自然環境への影響の低減を図りつつ，工期短縮，耐震性に優れた構造形式を開発するため各種検討，実験を行ってきた。研究成果として，軸方向鋼材に鉄骨・鉄筋を用いたSRC構造とし，中間帯鉄筋の施工を省略するためスパイラル筋を使用した構造の提案を行った。提案を行った構造形式が在来工法と同等以上の耐震性能を有しているかを確認するため，要素実験，正負交番載荷実験，施工性確認実験を行った。ここではこれらの成果をとりまとめたものである。本工法を3H工法(Hybrid Hollow High pier)と呼ぶ。

キーワード：高橋脚，SRC構造，スパイラル筋，省力化・省人化，施工技術

郵便はがき

郵便切手をはって下さい

3050804

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部 基礎研究室 行

No.

No.

配布先氏名 ○

配布先住所

土木研究所共同研究報告書第223号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印

共同研究報告書第223号

プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の
設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書
—研究開発報告書—