

土 木 研 究 所 資 料

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす
中間帯鉄筋の影響に関する実験的研究

平成10年2月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright©(1998)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。



土木研究所資料
第3563号 1998年2月

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす 中間帯鉄筋の影響に関する実験的研究

耐震技術研究センター耐震研究室 室 長 運上 茂樹
主任研究員 寺山 徹

要 旨

平成7年兵庫県南部地震において道路橋等の公共構造物に生じた多くの被災を踏まえて、今後の耐震設計で検討すべき項目の1つとして構造部材の地震時の変形性能および動的耐力の評価法が挙げられている。そこで、本研究では鉄筋コンクリート橋脚を対象として、中間鉄筋の配筋細目の差異が変形性能に与える影響を明らかにするために9体の実験試供体を用いて繰返し載荷実験を行った。実験の結果、中間帯鉄筋が多くなると変形性能が向上すること、中間帯鉄筋の両端の定着フックの形により変形性能が変化することが明らかになった。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、繰返し載荷実験、中間帯鉄筋、変形性能

目 次

1. はじめに	1
2. 正負繰返し載荷実験	2
2. 1 供試体の諸元	2
2. 2 載荷方法	4
2. 3 計測項目	8
2. 4 材料強度	14
3. 実験結果	17
3. 1 損傷の進展状況	17
3. 2 水平荷重－水平変位関係	19
3. 3 エネルギー吸収性能	32
3. 4 ひずみ性状	34
3. 5 曲率分布	44
4. まとめ	46
参考文献	47
参考資料	48

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震では、道路橋等の公共構造物に多くの被災を生じた。建設省では、地震後早急に道路橋の被災原因の究明等を目的として、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会を組織し、平成7年12月には審議の結果が「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書」¹⁾としてまとめられた。報告書では、今後の耐震設計で検討すべき項目として8つの項目が提言されており、その中の1つとして構造部材の地震時の変形性能および動的耐力の評価法の開発が挙げられている。

一般に、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能は帯鉄筋と中間帯鉄筋から構成される横拘束筋の量やそのフック形状等の配筋細目の影響を大きく受ける。特にくり返し荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の変形性能をかぶりコンクリートが剥離した後まで含めて評価するときには、軸方向鉄筋の内側のコンクリートいわゆるコアコンクリートの損傷の程度が大きく影響する。横拘束筋の量が少なかったり配筋細目が不適切なためにコアコンクリートに対する拘束が十分でない場合は、比較的小さい水平変位でコアコンクリートの破壊が生じる。これに対して、横拘束筋によってコアコンクリートが十分に拘束されている場合には、コアコンクリートは安定を保ち、大きな変形性能が得られる。このため、コアコンクリートを確実に拘束できるように、横拘束筋の定着や継手構造等の配筋細目に注意する必要がある。

建築の分野では、塑性ヒンジ領域の配筋細目に関して多くの研究が行われている。鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説²⁾には、特別ヒンジ領域の横補強筋の規定として、すべての軸方向鉄筋は閉鎖型横補強筋または 135° 以上の折曲げフックで横拘束されるように規定されている。また、横補強筋の端部については、閉鎖型横補強筋では端部を 135° 以上に折曲げたフックで定着し、予長を $8dw$ (dw : 横補強筋の径) 以上とすること、閉鎖型ではない横補強筋では端部のフックの折曲げ角度は 135° 以上とし、予長は 135° フックでは予長を $8dw$ 以上、 180° フックでは予長を $4dw$ 以上とすることとされている。

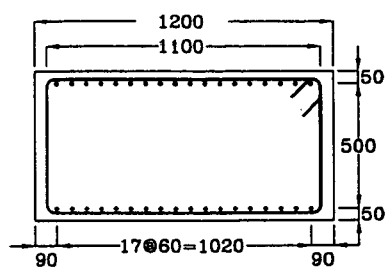
本研究は、大地震時の鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に与える中間帯鉄筋の有無および配筋細目の影響を実験的に把握するために行ったものである。

2. 正負繰返し載荷実験

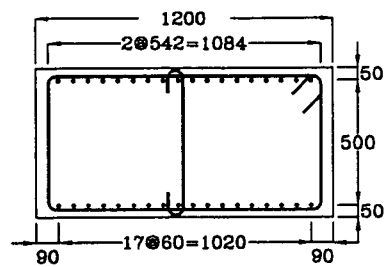
2. 1 供試体の諸元

実験供試体は、図-1に示す1,200mm×600mmの断面を有する9体の供試体であり、中間帯鉄筋の有無や中間帯鉄筋の端部の定着方法等の配筋細目をそれぞれ変えている。橋脚基部から載荷点までの高さは2,400mmであり、せん断支間比は4である。各供試体の軸方向鉄筋の径、軸方向鉄筋比(ρ)、帯鉄筋の径及び鉛直方向の間隔、横拘束筋の体積比(ρ_s)、帯鉄筋比(ρ_w)を表-1に示す。ここで、横拘束筋の体積比を算出する際の横拘束筋の有効長 d は中間帯鉄筋の水平方向の間隔とした。

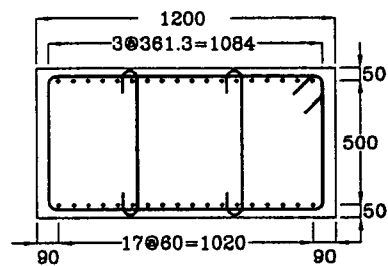
ケース1は中間帯鉄筋を全く配筋しない供試体であり、断面内の横方向鉄筋としては帯鉄筋D16を鉛直方向に60mmピッチで配筋している。横拘束筋の体積比 ρ_s は1.20%である。ケース2は、中間帯鉄筋を断面内に1本配置した供試体である。ケース1と比較するために、横拘束筋の体積比 ρ_s がケース1とほぼ同じ値となるように帯鉄筋および中間帯鉄筋としてはD13を配筋し、鉛直方向のピッチは80mm、横拘束筋の体積比 ρ_s は1.17%である。なお、中間帯鉄筋の両端部は半円形フックとした。ケース3はケース2の中間帯鉄筋を断面内に2本配置した供試体であり、横拘束筋の体積比 ρ_s は1.75%である。中間帯鉄筋の両端部はケース2と同様に半円形フックとした。ケース4は中間帯鉄筋の端部の定着方法の違いが変形性能に与える影響を検討するために、ケース3と比較する実験供試体である。ケース3が中間帯鉄筋の両端部を半円形フックとしているのに対して、ケース4は中間帯鉄筋の片方の端部を半円形として反対側の端部を直角フックとしたケースである。ケース5は、中間帯鉄筋の配筋細目の差が変形性能に与える影響を検討するための供試体であり、2本のJ型の中間帯鉄筋を両側から差し込み、断面の中央での重ね継手により定着している供試体である。ケース6は、中間帯鉄筋の配筋細目の差が変形性能に与える影響を検討するための供試体であり、2本のU型の中間帯鉄筋を両側から差し込み、断面の中央での重ね継手により定着している供試体である。ケース7は、帯鉄筋の配筋細目の差が変形性能に与える影響を検討するための供試体であり、ケース1からケース6の実験供試体の帯鉄筋の端部が鋭角フックであるのに対してケース7は帯鉄筋の端部を重ね継手および直角フックにより定着している供試体である。ケース8は軸方向鉄筋の径の違いが変形性能に与える影響を検討するために、軸方向鉄筋比をほぼケース3と同じ値にして鉄筋の径だけを変えた供試体である。ケース9は、中間帯鉄筋の配筋細目の差が変形性能に与える影響を検討するための供試体であり、2本のJ型の中間帯鉄筋を両側から差し込み、断面の中央での重ね継手により定着し、さらに中間帯鉄筋どうしを図-1に示すように端部で点溶接により継いでいる供試体である。



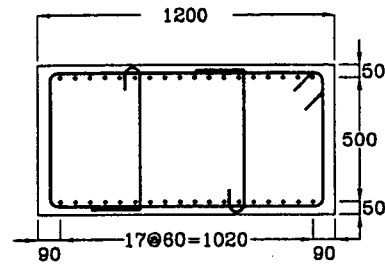
ケース 1



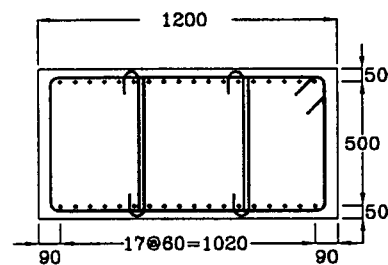
ケース 2



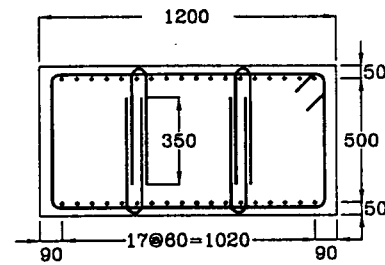
ケース 3



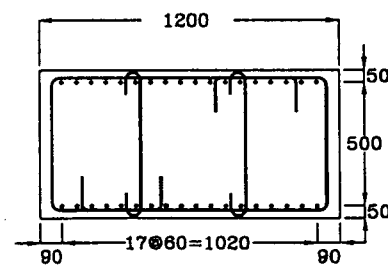
ケース 4



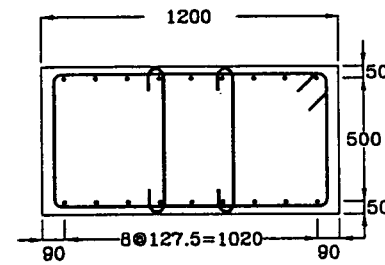
ケース 5



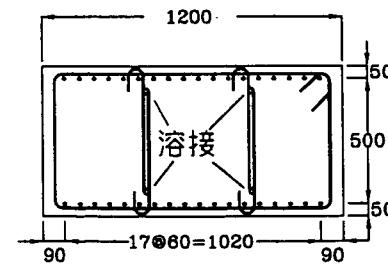
ケース 6



ケース 7



ケース 8



ケース 9

図 - 1 実験供試体

表－１ 実験供試体の配筋

	ケース１	ケース２	ケース３	ケース４	ケース５
軸方向鉄筋	D16×36	D16×36	D16×36	D16×36	D16×36
軸方向鉄筋比 p (%)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
帯鉄筋	D16@60	D13@80	D13@80	D13@80	D13@80
横拘束筋の体積比 ρ_s	1.20	1.17	1.75	1.75	1.75
帯鉄筋比 p_w	0.55	0.40	0.53	0.53	0.53
中間帯鉄筋のフック形状	中間帯鉄筋なし	両側半円形フック	両側半円形フック	半円形＋直角フック	両側半円形フック

	ケース６	ケース７	ケース８	ケース９
軸方向鉄筋	D16×36	D16×36	D22×18	D16×36
軸方向鉄筋比 p (%)	0.99	0.99	0.97	0.99
帯鉄筋	D13@80	D13@80	D13@80	D13@80
横拘束筋の体積比 ρ_s	1.75	1.75	1.75	1.75
帯鉄筋比 p_w	0.53	0.53	0.53	0.53
中間帯鉄筋のフック形状	両側半円形フック	両側半円形フック	両側半円形フック	両側半円形フック

２．２ 載荷方法

図－２(１)に、ケース１からケース５の実験供試体の実験状況図を示す。実験供試体は反力床にＰＣ鋼棒で固定し、基部から2400mmの位置で、100tf油圧ジャッキにより、治具を介して実験供試体に水平荷重を載荷した。また、実験供試体の上部で反力フレームで反力を取る100tf油圧ジャッキにより軸方向圧縮力を載荷した。軸圧縮力は72tfとし、これは軸方向応力度で10kgf/cm²に相当している。写真－１に実験状況を示す。

図－２(２)に、ケース６からケース９の実験供試体の実験状況図を示す。実験供試体は反力壁にＰＣ鋼棒で横に寝かせた形で固定し、基部から2400mmの位置で、150tf大型水平加振機により、治具を介して実験供試体に水平荷重を載荷した。また、実験供試体の上部には軸力載荷装置により72tfの軸方向圧縮力を載荷した。写真－２に実験状況を示す。

載荷は変位制御により正負繰返し載荷で行った。正負それぞれの載荷で引張側の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した変位を降伏変位 ($1\delta_y$) とし、以降軸方向鉄筋の降伏変位の整数倍の $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ ・・・を目標に図－３に示すように各3回ずつ載荷を行った。ケース１からケース５の供試体に関しては、水平荷重の載荷に静的ジャッキを用い、計測を静的に行うという実験施設上の制約から $1\delta_y$ 載荷時の最も遅い載荷速度を0.0125mm/secとし、載荷変位が大きくなるにしたがい載荷速度を大きくする載荷を行ったが、ケース６からケース９の供試体に関しては、動的加振機を用い、また動的に計測を行ったので載荷速度を30mm/sec

として載荷を行った。また、ケース1からケース5の供試体に関しては、正側と負側の載荷でそれぞれ降伏変位を決めたが、ケース5からケース9の供試体に関しては正側と負側で同一の降伏変位とした。繰返し載荷は、軸方向鉄筋の破断や荷重が大幅に低下するまで続けた。

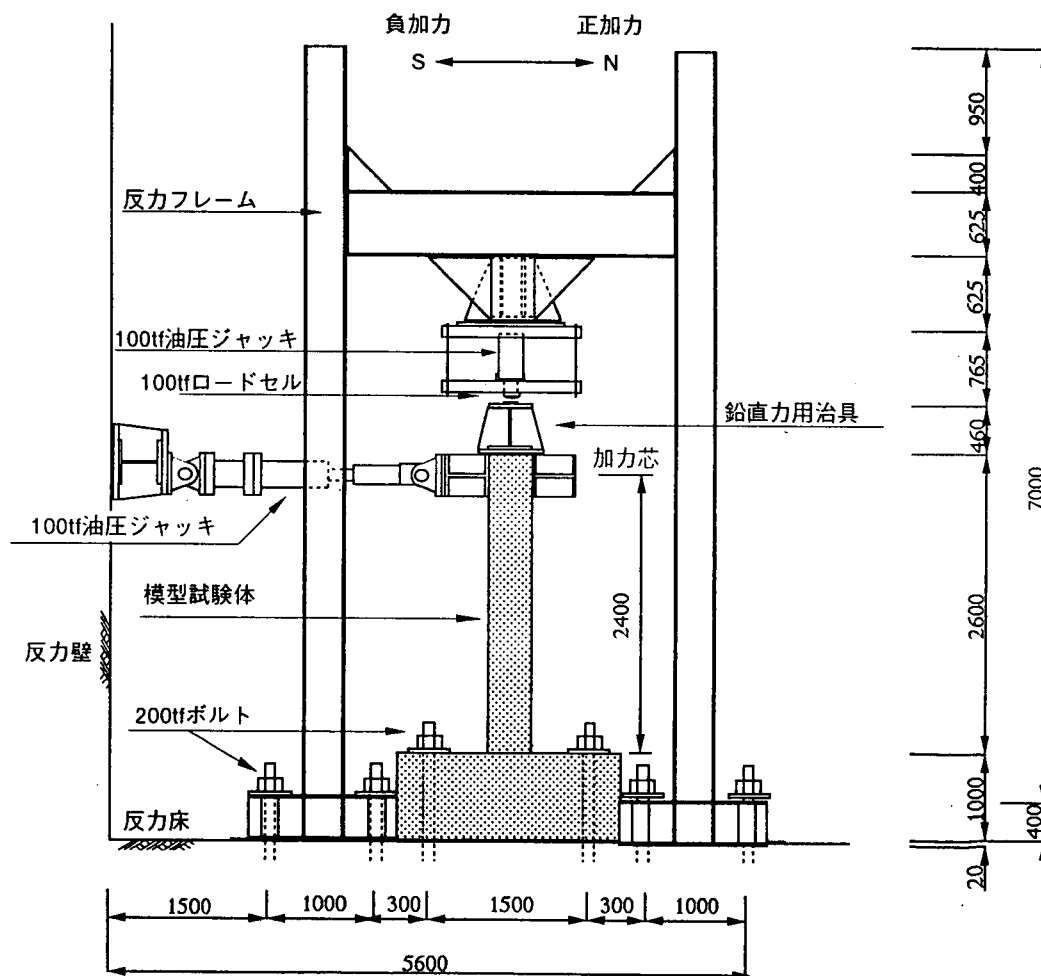


図-2(1) 実験状況図(その1)

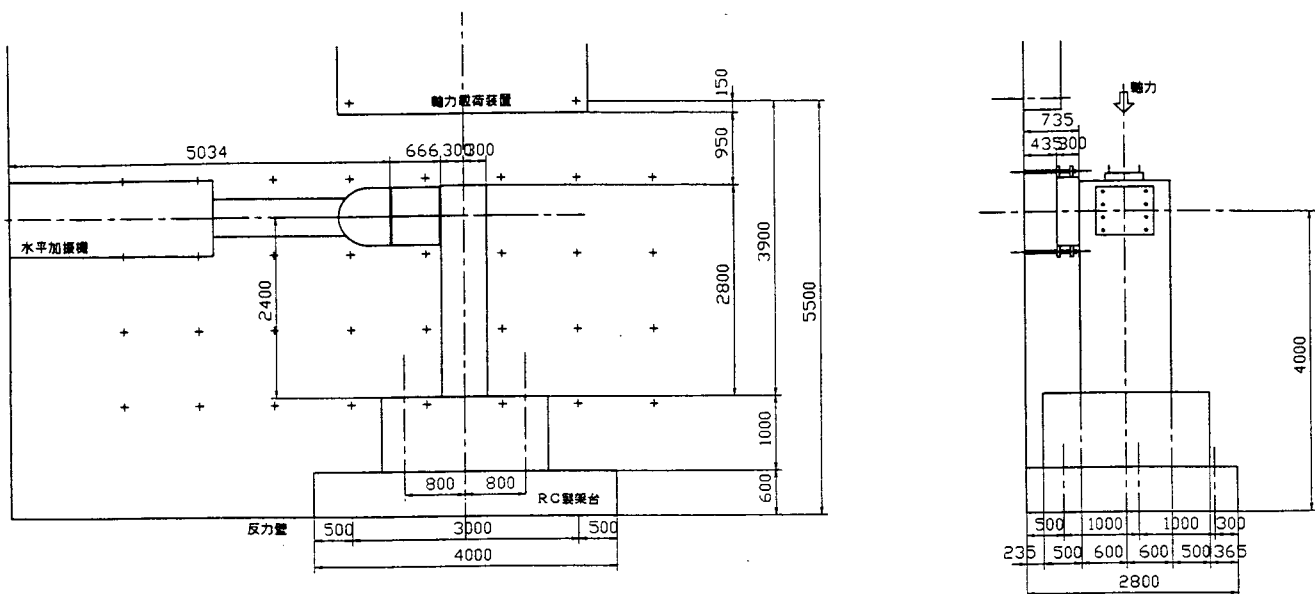


図-2(2) 実験状況図(その2)

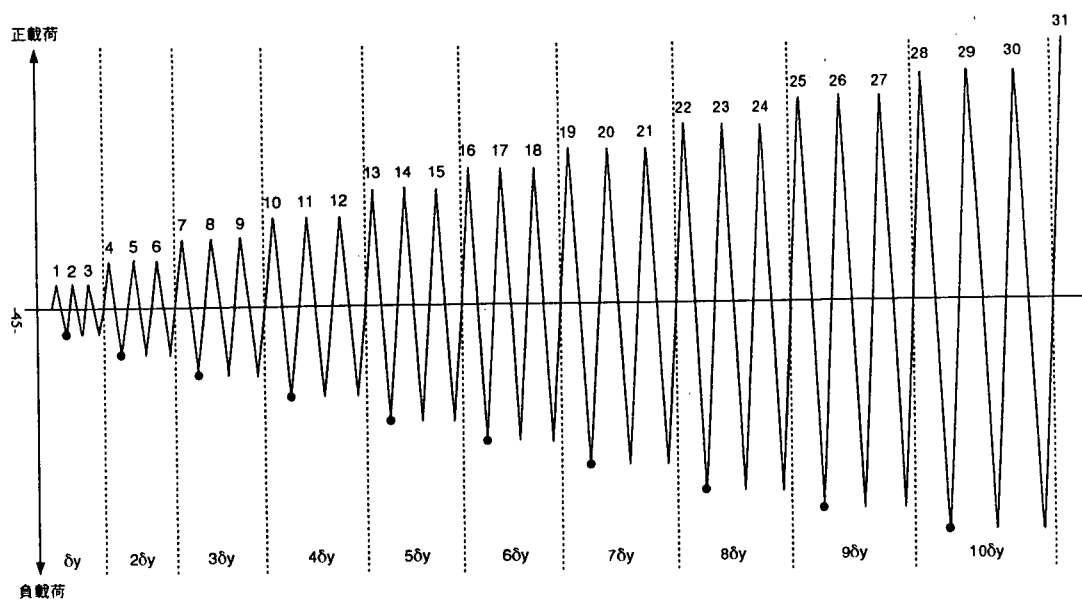


図-4 載荷ステップ

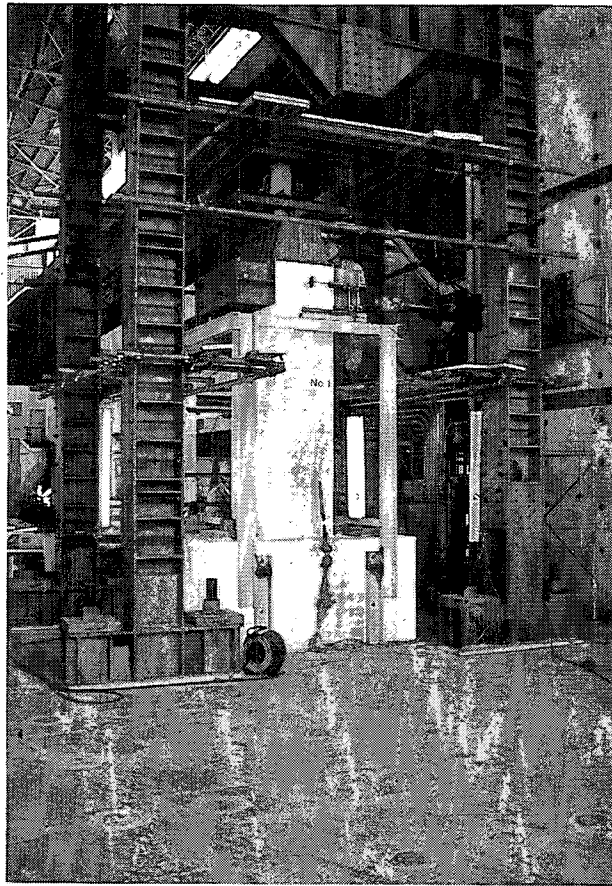


写真-1 実験状況（ケース1～ケース5）

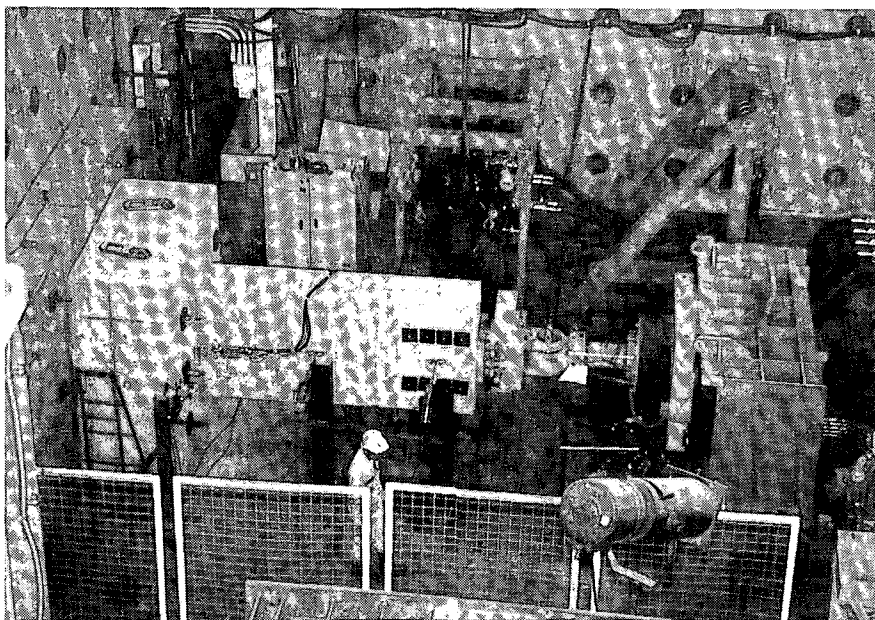
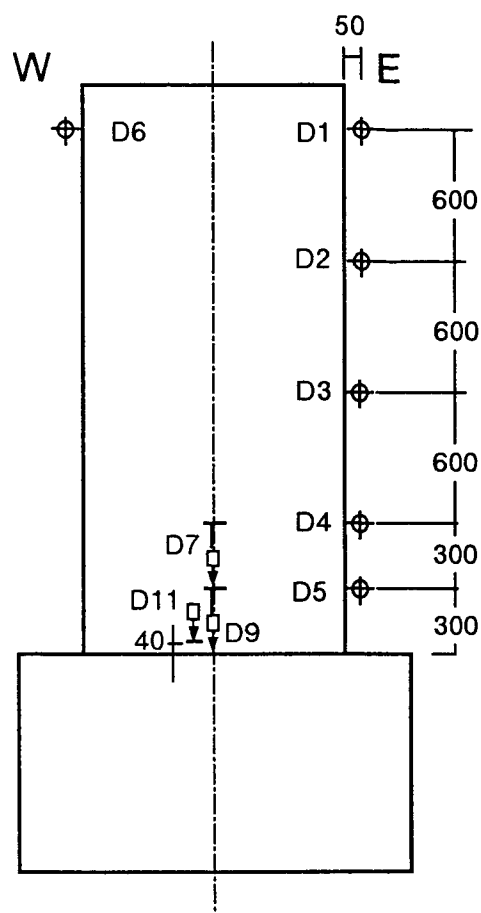
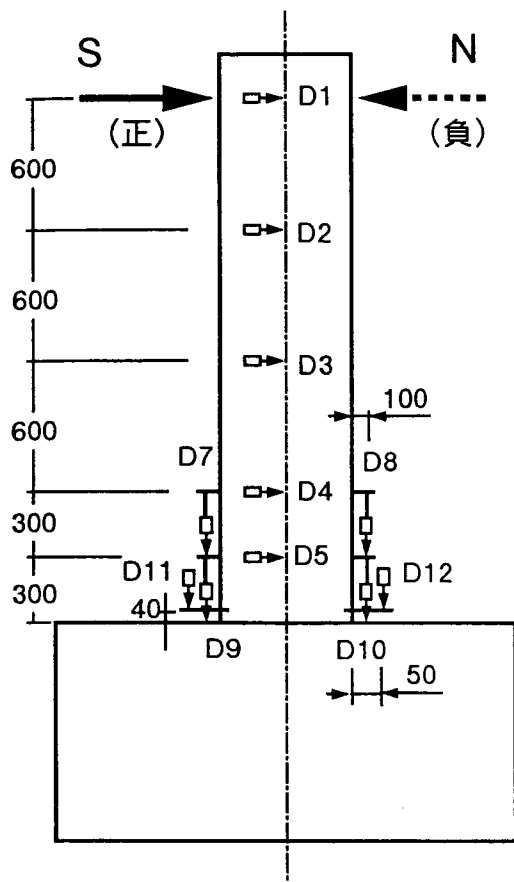


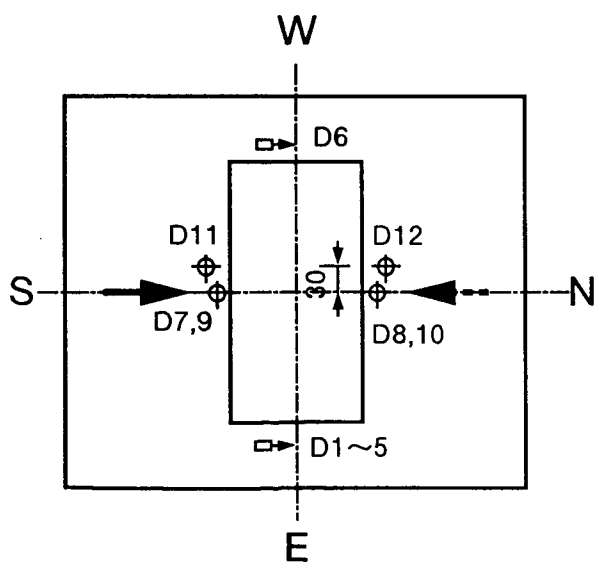
写真-2 実験状況（ケース6～ケース9）

2. 3 計測項目

各荷重段階で水平荷重、水平変位、曲率、鉄筋のひずみをそれぞれ計測した。変位計の設置位置を図-4(1)および図-4(2)、軸方向鉄筋に設置したひずみ計の位置を図-5、横拘束筋に設置したひずみ計の位置を図-6(1)および図-6(2)に示す。ここで、図-4および図-6の(1)はケース1からケース5の実験を、(2)はケース6からケース9について示したものである。荷重はロードセルにより、水平変位および曲率は接触型変位計により、鉄筋のひずみはストレインゲージにより測定した。

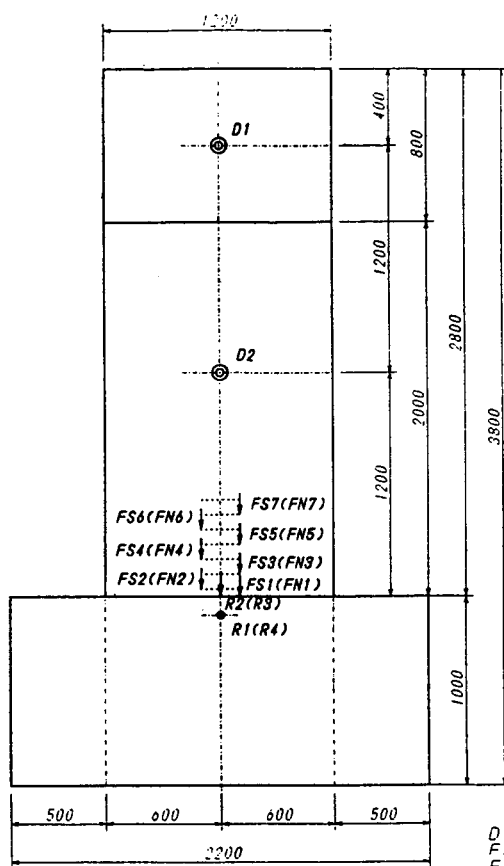
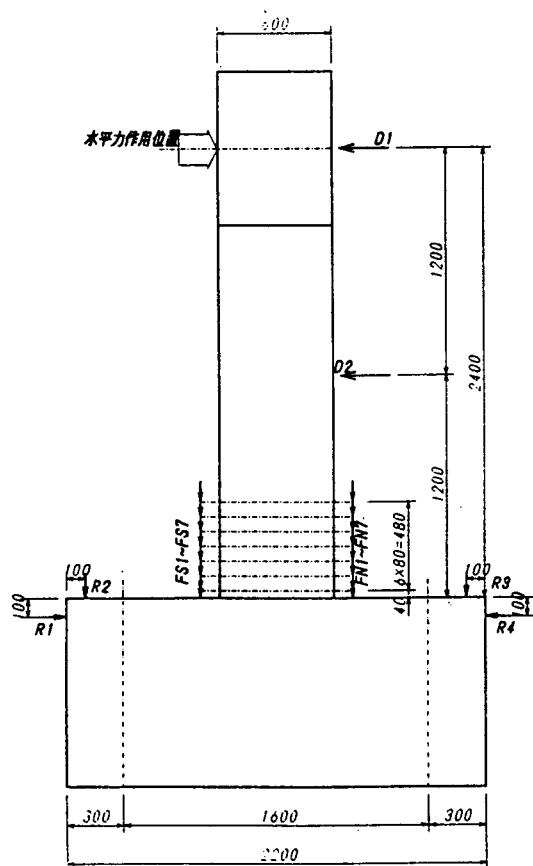


⊕ □ : 変位計



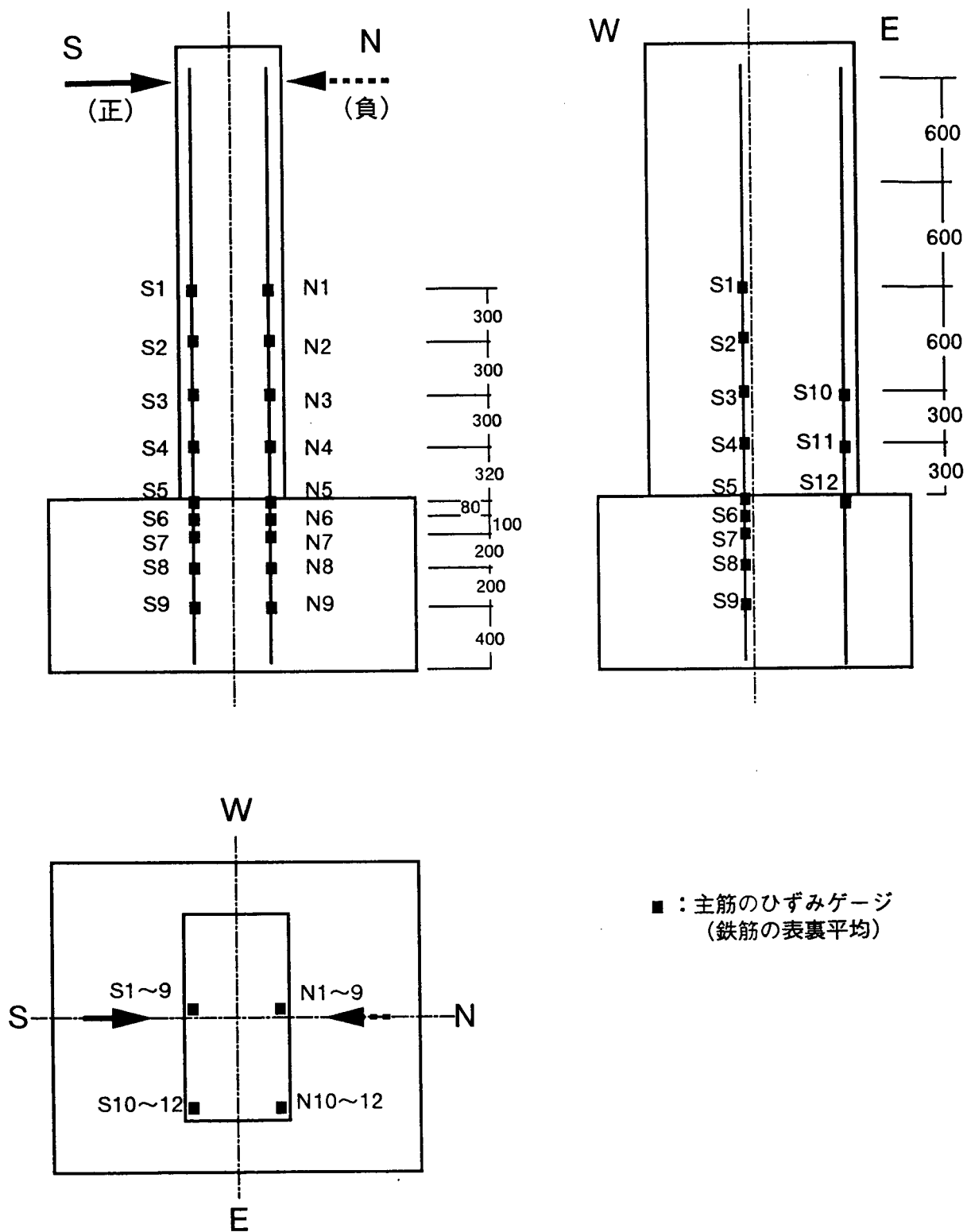
D1~6 柱の水平変位
D7~10 鉛直変位--曲率測定用
D11,12 主筋の抜け出し

図-4(1) 変位計設置位置 (その1)



D1~D2 供試体水平変位
 FS1~FS7 加振機側基部曲性
 FN1~FN7 反加振機側基部曲性
 R1~R4 フーチング回転・変位

図－４（２） 変位計設置位置（その２）



図－5 軸方向鉄筋ひずみ計測位置

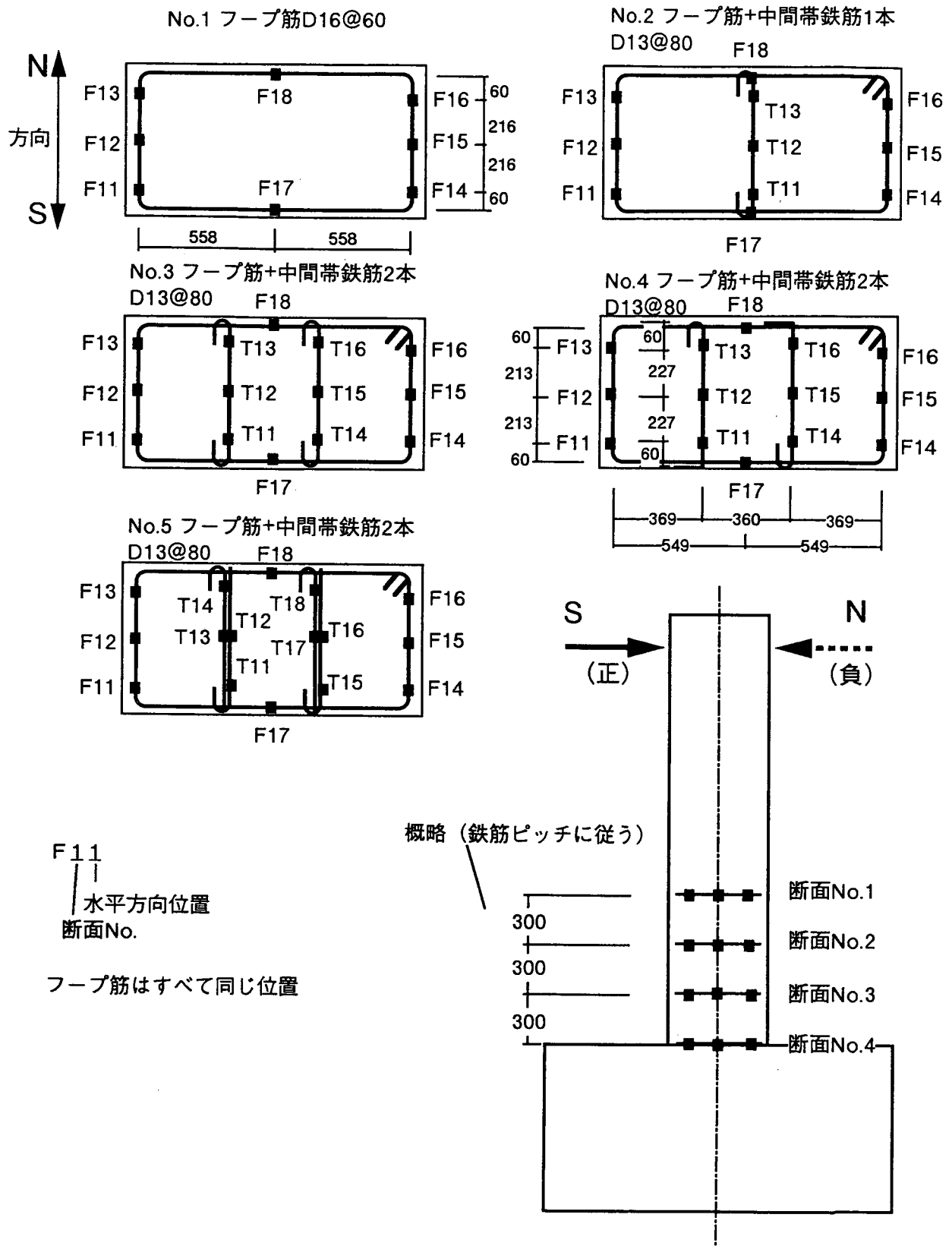
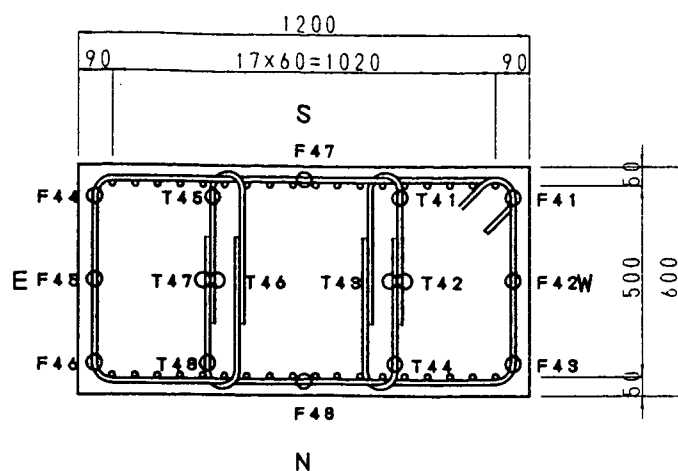
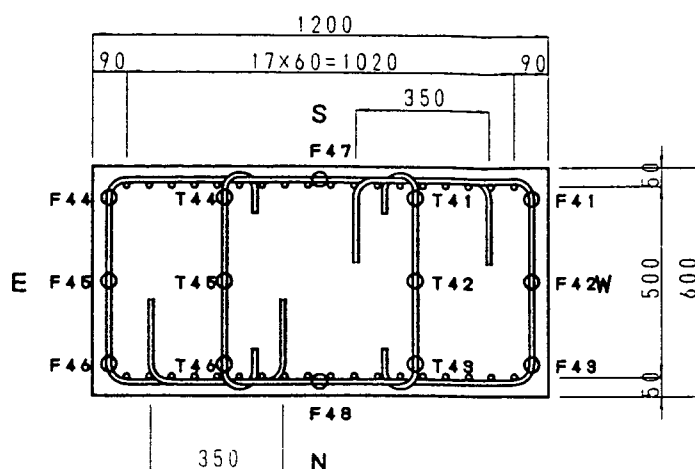


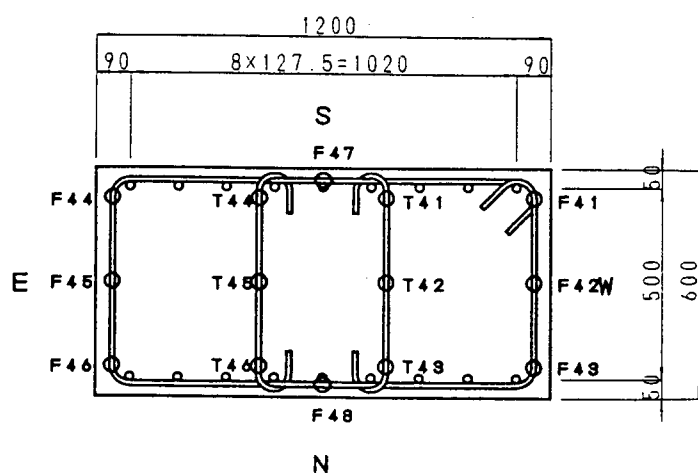
図-6(1) 横拘束筋ひずみ計測位置 (その1)



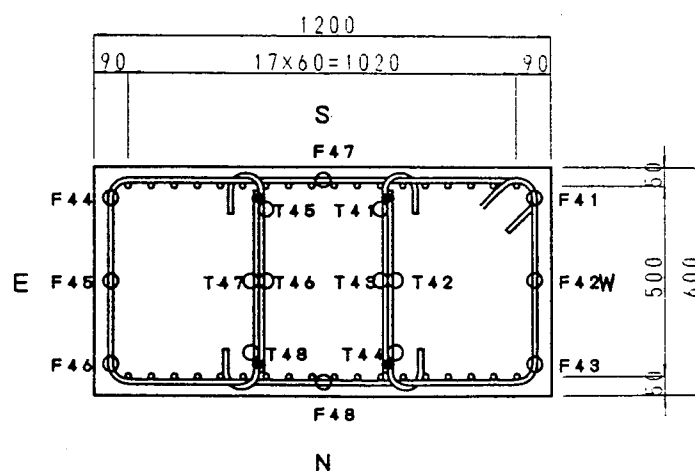
(a) ケース 6



(b) ケース 7



(c) ケース 8



(d) ケース 9

図-6(2) 横拘束筋ひずみ計測位置 (その2)

2. 4 材料強度

軸方向鉄筋としてはD16およびD22、横拘束筋としてはD16およびD13を使用した。鉄筋の材質はともにSD295Aである。表-2(1)にケース1からケース5に用いた鉄筋の降伏強度、降伏ひずみおよび弾性係数を、表-2(2)にケース6からケース9に用いた鉄筋の降伏強度を示す。ケース6からケース9については、弾性係数は計測していない。

ケース1からケース5の供試体には、コンクリート強度として $\sigma_{ck}=270\text{kg/cm}^2$ を目標として試験練りを行った結果表-3に示す配合のコンクリートを打設した。テストピースにより材令16日、材令36日、材令55日で圧縮強度試験を行った結果を表-4に示す。各実験供試体の実験当日の圧縮強度はこの材令日毎の圧縮強度から線形補完して算出した。ケース1からケース5の各供試体の圧縮強度を表-5(1)に示す。

また、ケース6からケース9の供試体については、繰返し載荷実験の当日にコンクリートの圧縮試験を実施し、コンクリートの圧縮強度を得た。ケース6からケース9の各供試体の圧縮強度を表-5(2)に示す。

表-2(1) 鉄筋の引張試験結果(その1)

鉄筋	試験片	降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ $\times 10^{-6}$	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 $\times 10^6$ (kgf/cm ²)
D16 (SD295A)	1	3456	1843	5303	1.97
	2	3496	1831	5313	1.97
	3	3467	1806	5278	1.99
	平均	3473	1827	5298	1.98
D13 (SD295A)	1	3568	1791	5329	2.01
	2	3522	1802	5344	2.01
	3	3502	1799	5336	2.00
	平均	3531	1797	5336	2.01

表-2(2) 鉄筋の引張試験結果(その2)

鉄筋	試験片	降伏強度(kgf/cm ²)
D22 (SD295A)	1	3640
	2	3701
	3	3650
	平均	3664
D16 (SD295A)	1	3803
	平均	3803
D13 (SD295A)	1	3905
	2	3712
	3	3773
	4	3752
	5	3905
	6	3712
	7	3712
	平均	3782

表－３ コンクリートの配合

セメントの種類		呼び強度 (kgf/cm ²)		粗骨材最大寸法 (mm)		スランブ (cm)	
早強		180		20		12	
水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)					
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤	混和材
65.5	46	165	252	855	1028	3.276	-

表－４ コンクリートの材令毎の圧縮強度

材令	試験片	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 × 10 ⁵ (kgf/cm ²)
16日	1	262	2.56
	2	235	2.50
	3	222	2.48
	平均	240	2.51
36日	1	264	2.70
	2	266	2.51
	3	336	2.70
	平均	289	2.64
55日	1	307	2.78
	2	297	2.64
	3	335	2.79
	平均	313	2.74
総平均		280	2.63

表－５(１) 各供試体のコンクリートの圧縮強度(その１)

供試体No.	コンクリート 材令	圧縮強度 (kgf/cm ²)
ケース 1	18日	245
ケース 2	25日	262
ケース 3	33日	282
ケース 4	41日	295
ケース 5	50日	307

表－５（２） 各供試体のコンクリートの圧縮強度（その２）

実験供試体	試験片No	圧縮強度 (kgf/cm ²)
ケース 6	1	346
	2	358
	3	339
	平均	348
ケース 7	1	350
	2	362
	3	361
	平均	358
ケース 8	1	375
	2	360
	3	351
	平均	362
ケース 9	1	388
	2	360
	3	362
	平均	370

3. 実験結果

3. 1 損傷の進展状況

ケース1～ケース9の実験供試体の各水平変位毎の損傷状況を以下に記述する。なお、各供試体の損傷状況図および損傷状況の写真を巻末に参考資料として示す。

3. 1. 1 ケース1

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正側11.7mm、負側11.6mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $4\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $5\delta y$ の1サイクル目でコンクリートが大きくはらみだし、かぶりコンクリートのはくりが始まった。また、コンクリートのはらみ出しに伴い、鉛直方向のひびわれが生じた。さらに、 $5\delta y$ の2サイクル目で基部から約30cm上方の位置にある帯鉄筋が隅角部付近で1本破断した。 $6\delta y$ から $7\delta y$ でさらにかぶりコンクリートの剥離の範囲は広がった（写真－参－1）。 $8\delta y$ の2サイクル目で、軸方向鉄筋が端部から20cmの付近で3本破断したので、 $8\delta y$ 載荷後は正方向に単調載荷を行い、実験を終了した。

3. 1. 2 ケース2

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正側11.2mm、負側11.7mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $4\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $5\delta y$ では、鉛直方向のひびわれが生じ、コンクリートが大きくはらみだし始めた。 $6\delta y$ の1サイクル目でかぶりコンクリートのはくりが始まり、3サイクル目では軸方向鉄筋の座屈に伴い中間帯鉄筋の端部の拘束力がややゆるむ様子が観察された（写真－参－4）。 $7\delta y$ でさらにかぶりコンクリートの剥離の範囲は広がり、3サイクル目で軸方向鉄筋が端部と中央部でそれぞれ1本ずつ計2本破断した。 $8\delta y$ では中間帯鉄筋のフックのゆるみだしが顕著になり、また軸方向鉄筋が6本破断した。 $9\delta y$ では、軸方向鉄筋がさらに7本破断したので、 $9\delta y$ 載荷後は正方向に単調載荷を行い、実験を終了した。

3. 1. 3 ケース3

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正側11.7mm、負側11.5mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $6\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $7\delta y$ では、コンクリートが大きくはらみだし、鉛直方向のひびわれが生じ始めた。 $8\delta y$ の1サイクル目でかぶりコンクリートのはくりが始まり、中間帯鉄筋のフックのゆるみだしがみられた。また、3サイクル目では中間帯鉄筋が掛かっている軸方向鉄筋が1本破断した。 $9\delta y$ では軸方向鉄筋が16本破断したので、 $9\delta y$ 載荷後は正方向に単調載荷を行い、実験を終了した（写真－参－6）。

3. 1. 4 ケース4

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正側11.7mm、負側11.6mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じた。 $2\delta y$ から $4\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れが増えた。 $5\delta y$ で鉛直方向のひびわれが生じ、 $6\delta y$ でかぶりコンクリートのはらみが始まった。 $7\delta y$ でかぶりコンクリートのはくりが始まり、さらに中間帯鉄筋の90°フックの開き出しがみられた。 $8\delta y$ では軸方向鉄筋が10本破断し、 $9\delta y$ ではさらに軸方向鉄筋が14本破断したので、 $9\delta y$ 載荷後は正方向に単調載荷を行い、実験を終了した（写真－参－8）。

3. 1. 5 ケース5

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正側11.6mm、負側11.7mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $3\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $4\delta y$ で鉛直方向のひびわれが生じ、 $6\delta y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しが始まった。 $7\delta y$ の1サイクル目でかぶりコンクリートのはくりが始まり、2サイクル目では中間帯鉄筋のフックのゆるみだしがみられた。 $8\delta y$ では軸方向鉄筋が15本破断し、 $9\delta y$ ではさらに軸方向鉄筋が7本破断したので、 $9\delta y$ 載荷後は正方向に単調載荷を行い、実験を終了した（写真－参－9）。

3. 1. 6 ケース6

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正負の載荷の平均の値として12.0mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $3\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $4\delta y$ で鉛直方向のひびわれが生じ、 $6\delta y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しが始まった。 $7\delta y$ でかぶりコンクリートのはくりが始まり、3サイクル目の後は軸方向鉄筋は両面ともに5～6本露出した。 $8\delta y$ では、さらにかぶりコンクリートの剥離が進展した。 $9\delta y$ では軸方向鉄筋が11本破断し、 $10\delta y$ でさらに軸方向鉄筋が破断したので、実験を終了した（写真－参－10）。

3. 1. 7 ケース7

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正負の載荷の平均の値として10.0mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $3\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $3\delta y$ で鉛直方向のひびわれが生じ、 $6\delta y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しが始まった。 $7\delta y$ でかぶりコンクリートのはくりが始まり、 $9\delta y$ で中間帯鉄筋が掛かっている軸方向鉄筋とその隣の軸方向鉄筋の計2本が破断した。 $10\delta y$ でさらに12本の軸方向鉄筋が破断したので、実験を終了した（写真－参－11）。

3. 1. 8 ケース8

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正負の載荷の平均の値として10.5mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $3\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $5\delta y$ で

鉛直方向のひびわれが生じ、 $6\delta y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しが始まった。 $9\delta y$ でかぶりコンクリートのはくりが始まり、 $12\delta y$ で端部の軸方向鉄筋が計2本破断した（写真－参－12）。 $13\delta y$ でさらに端部の6本の軸方向鉄筋が破断したので、実験を終了した。

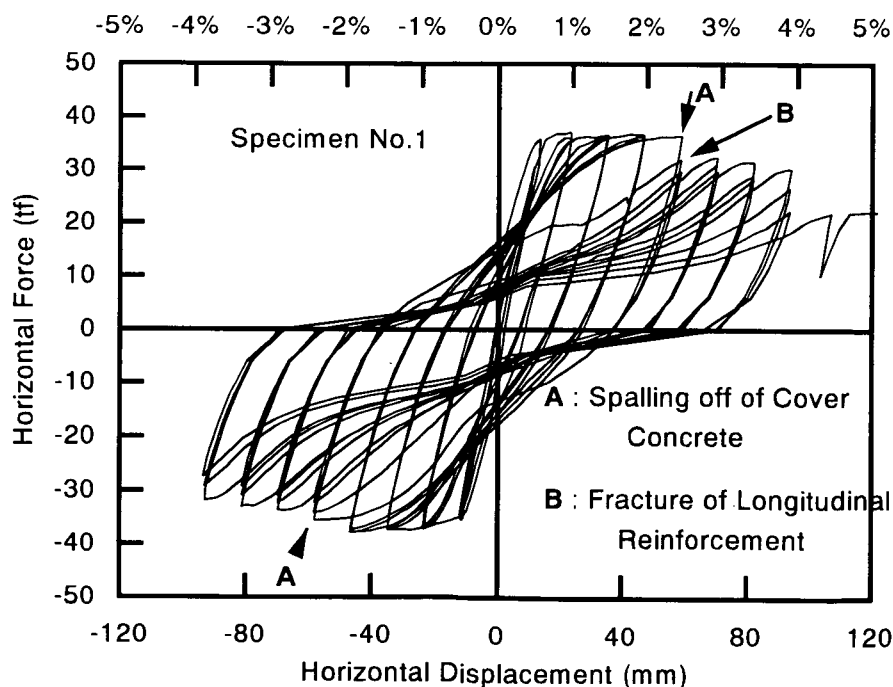
3. 1. 9 ケース9

鉄筋の降伏ひずみに基づいて、 $1\delta y$ を正負の载荷の平均の値として9.5mmとした。 $1\delta y$ で、曲げひび割れが生じ、 $2\delta y$ から $3\delta y$ にかけて橋脚基部の曲げひび割れ本数が増えた。 $5\delta y$ で鉛直方向のひびわれが生じ、 $9\delta y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しが始まった。 $11\delta y$ でかぶりコンクリートのはくりが始まり、 $13\delta y$ で軸方向鉄筋が12本破断したので、実験を終了した（写真－参－12）。

3. 2 水平荷重－水平変位関係

(1) 履歴曲線

図－7(1)～(9)には、各実験供試体の水平荷重－水平変位の履歴曲線を示す。また、各図には、かぶりコンクリートが剥離した水平変位、軸方向鉄筋が破断した水平変位、および中間帯鉄筋がゆるみはじめる状態が観察された場合はそのときの水平変位をあわせて表わす。なお、図中の水平変位は変位計で計測した実データを示しており、鉄筋の抜けだし等による補正は行っていない。



図－7(1) ケース1 実験供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線

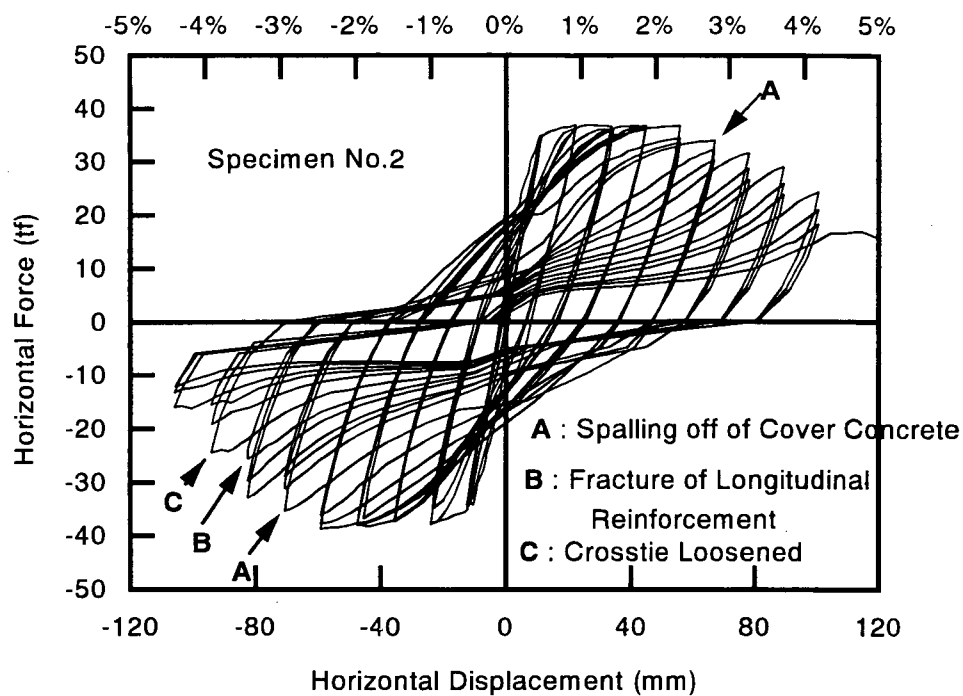


図-7(2) ケース2 実験供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線

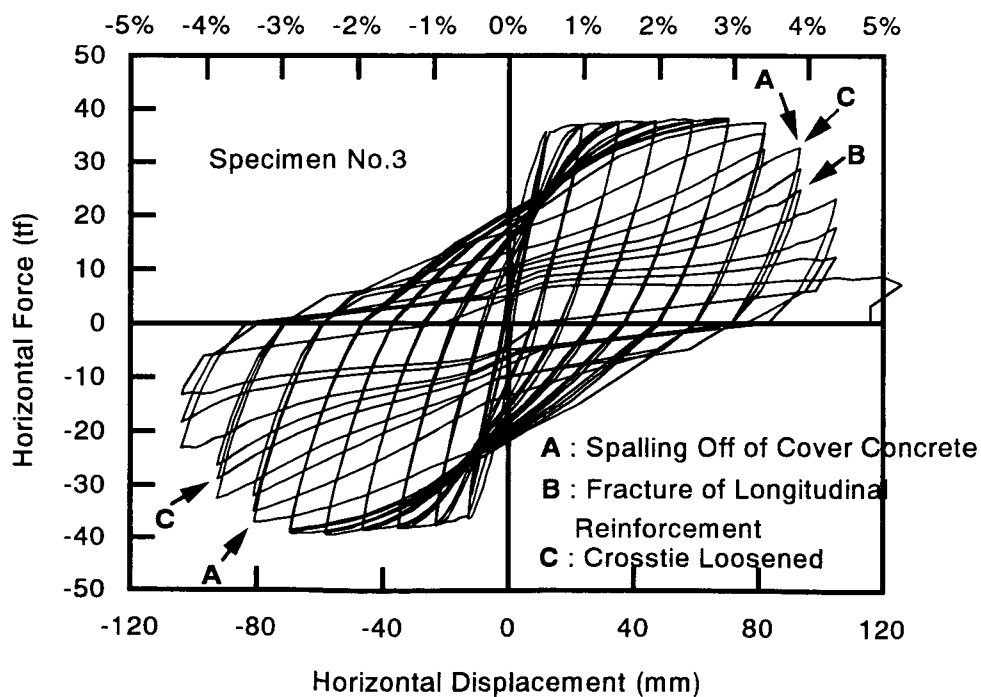


図-7(3) ケース3 実験供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線

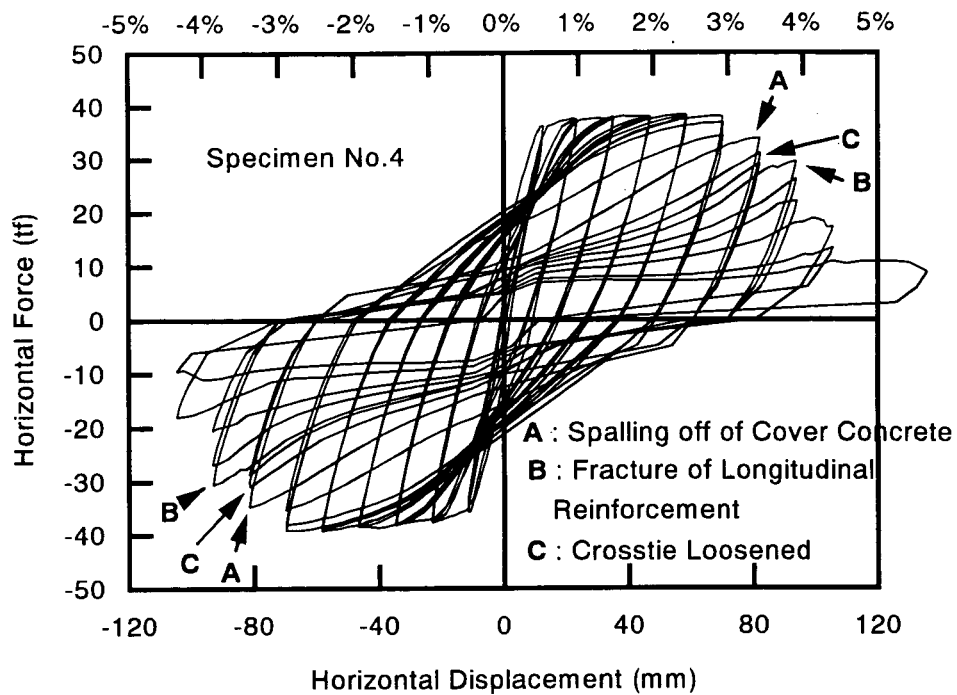


図-7(4) ケース4 実験供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線

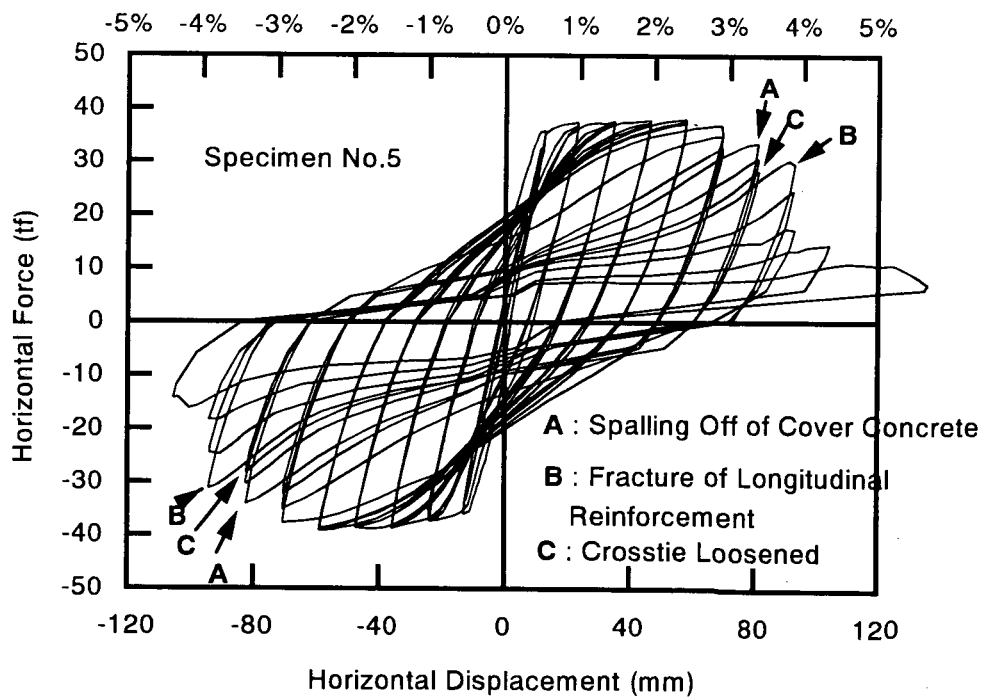


図-7(5) ケース5 実験供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線

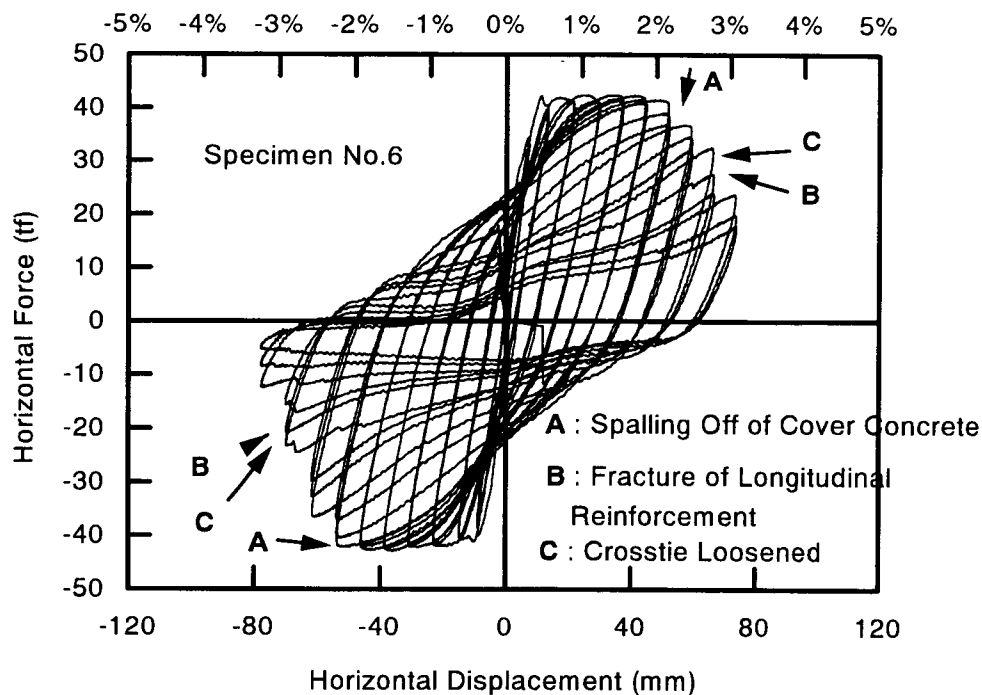


図-7(6) ケース6実験供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線

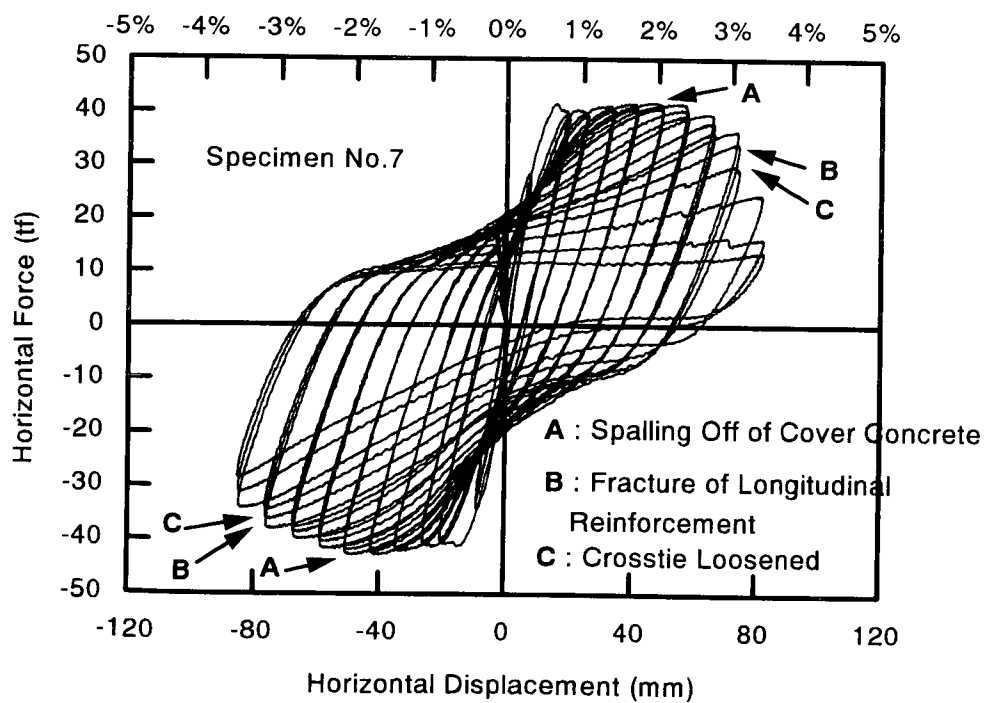
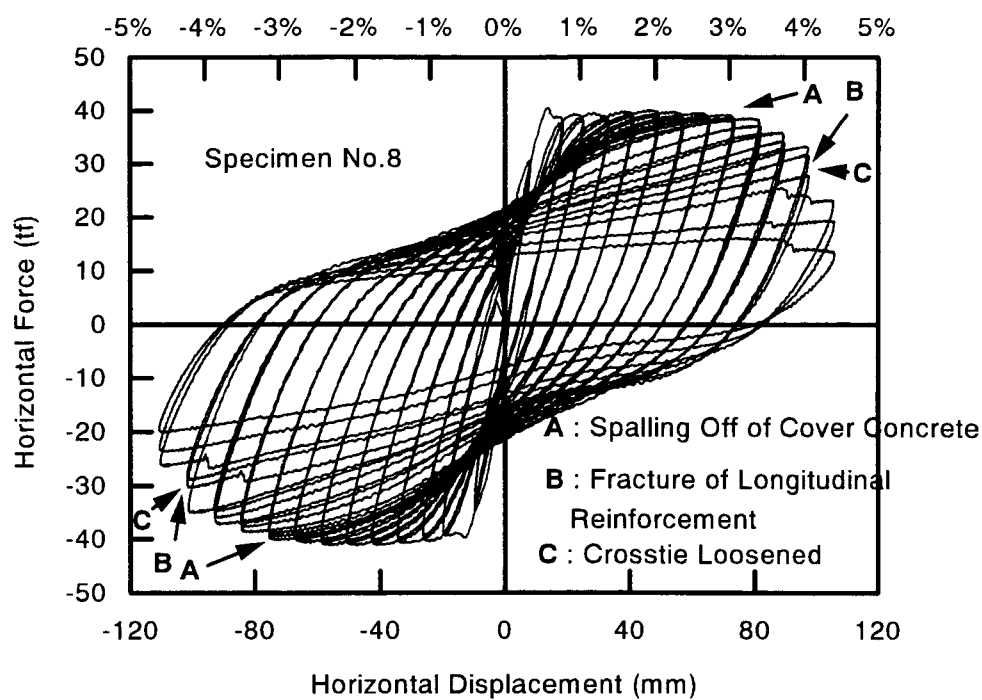
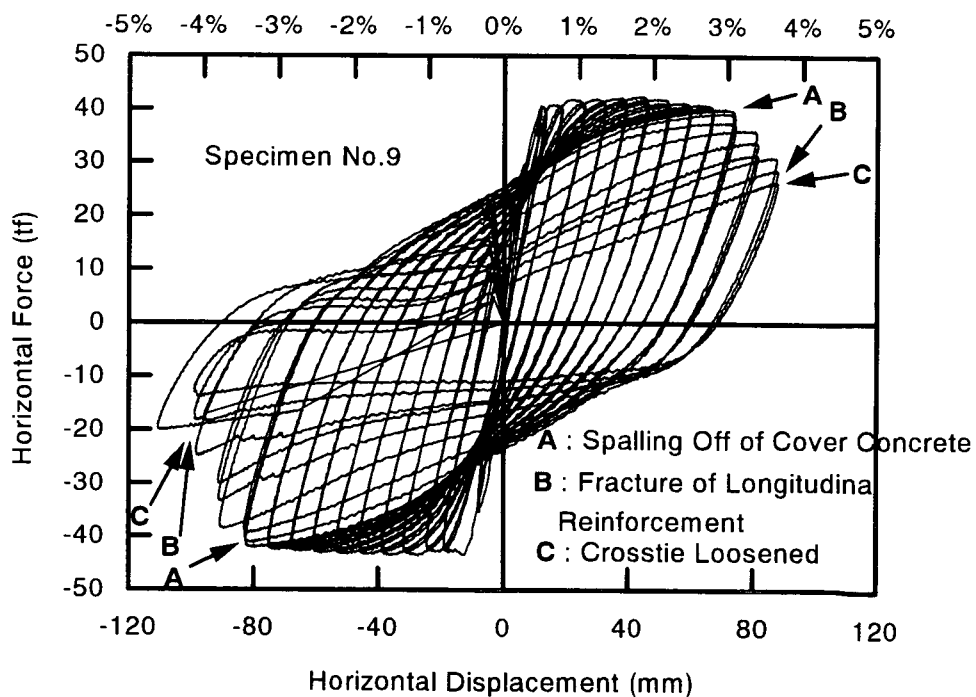


図-7(7) ケース7実験供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線



図－7(8) ケース8 実験供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線



図－7(9) ケース9 実験供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線

(2) 実験結果の比較

各供試体の水平荷重－水平変位の包絡線の比較を図－8(1)から(9)に示す。各供試体においては水平荷重の減少とかぶりコンクリートの剥離がほぼ同時に始まり、その後、中間帯鉄筋の端部のフックがコアコンクリートからゆるみだし、軸方向鉄筋の座屈や破断が生じて荷重の大きな低下を生じた。実験上終局状態をどのように定義するかについてはいろいろな考え方があがあるが、ここでは履歴曲線の包絡線において、最大耐力付近で安定していた水平耐力が、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈によって耐力が低下し始めるときとし、このときの水平変位を終局変位とした。各供試体において、包絡線の形状からここで定義した終局変位を決定し、その点を包絡線上にそれぞれプロットした。表－6に、各供試体の正側および負側で算出した降伏変位 δy 、終局変位およびじん性率 $\mu = \delta u / \delta y$ 、ならびに正負のじん性率の平均値を示す。

表－6 各供試体の終局変位

供試体	正側の降伏変位	正側の終局変位	正側のじん性率	負側の降伏変位	負側の終局変位	負側のじん性率	じん性率の平均
	δy^+ (mm)	δu^+ (mm)	$\mu^+ = \delta u^+ / \delta y^+$	δy^- (mm)	δu^- (mm)	$\mu^- = \delta u^- / \delta y^-$	$\mu = \text{Avg}(\mu^+, \mu^-)$
ケース1	11.7	62	5.3	11.6	52	4.5	4.9
ケース2	11.2	60	5.4	11.7	58	5.0	5.2
ケース3	11.7	82	7.0	11.5	80	7.0	7.0
ケース4	11.7	72	6.2	11.6	70	6.0	6.1
ケース5	11.6	66	5.7	11.7	70	6.0	5.8
ケース6	12.0	54	4.5	12.0	54	4.5	4.5
ケース7	10.0	58	5.8	10.0	56	5.6	5.7
ケース8	10.5	82	7.8	10.5	84	8.0	7.9
ケース9	9.5	70	7.4	9.5	80	8.4	7.9

表－6のじん性率の平均値から評価すると、ケース3、ケース8、ケース9のじん性率が7.0を超えており、最も大きい変形性能を有していることがわかる。次に大きい変形性能を有する供試体はケース4、ケース5、およびケース7でありじん性率はほぼ6.0である。これに対して、ケース1、ケース2、ケース6の3つの供試体が最も変形性能が小さいことがわかる。

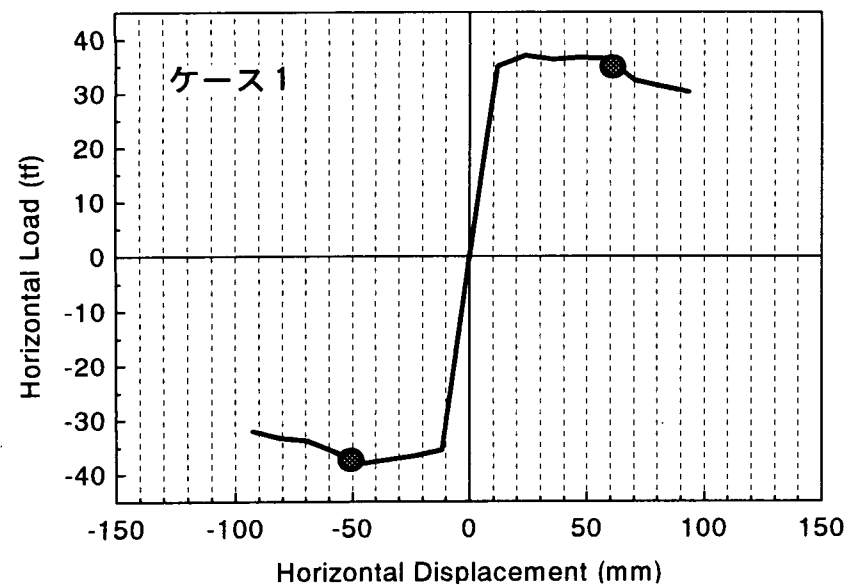


図-8(1) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 1)

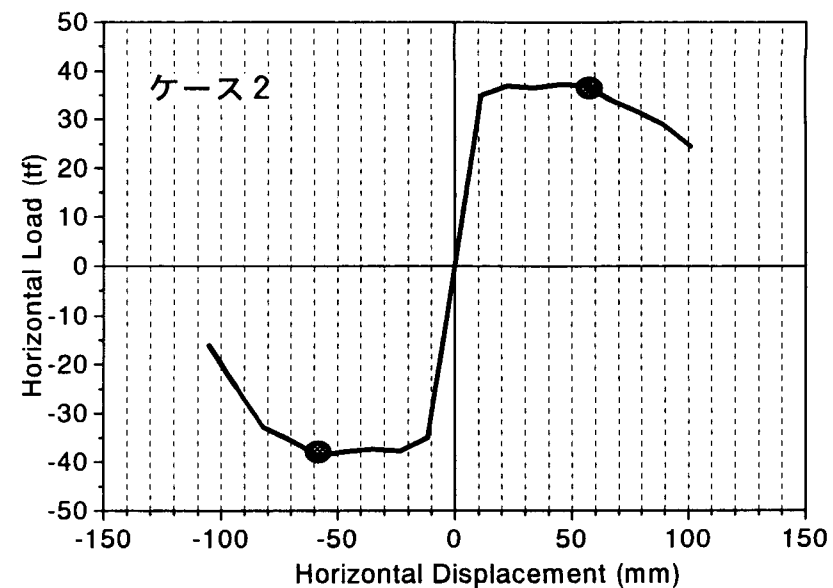


図-8(2) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 2)

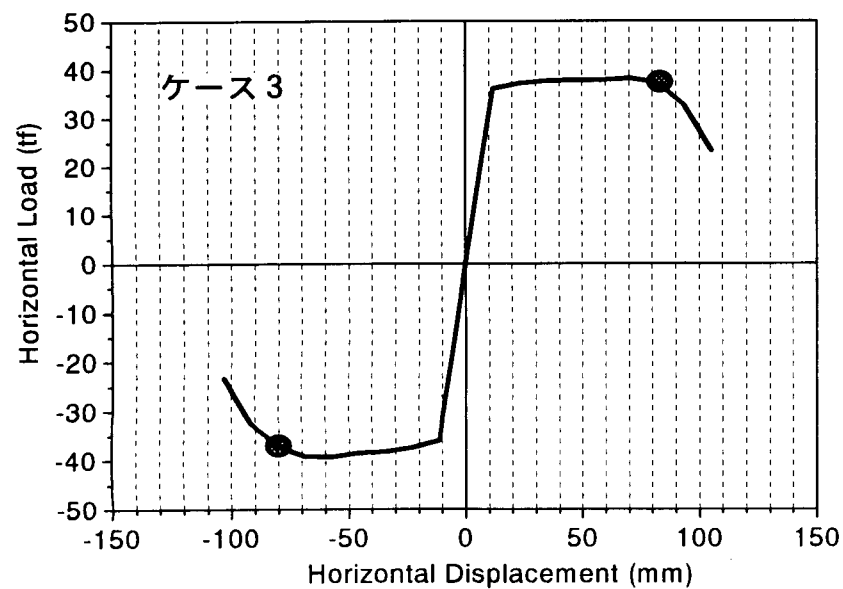


図-8(3) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 3)

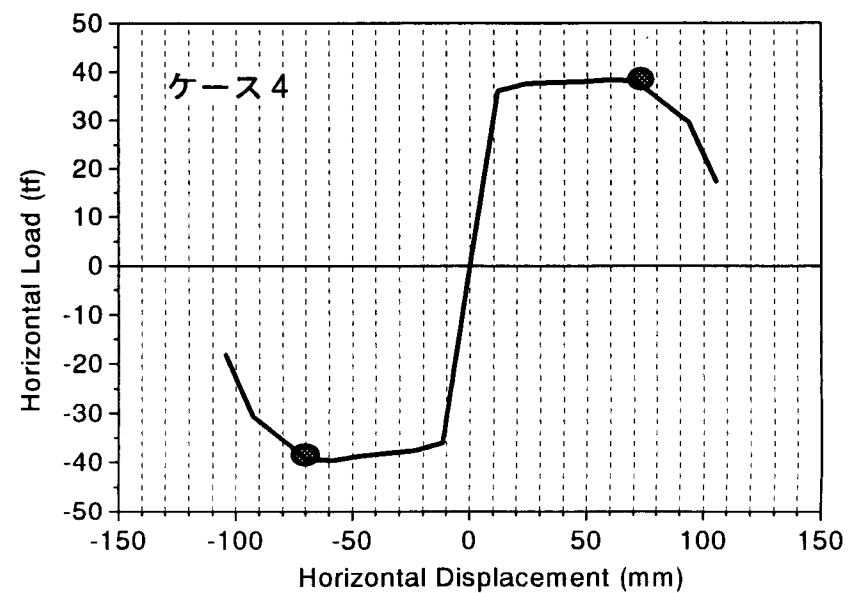


図-8(4) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 4)

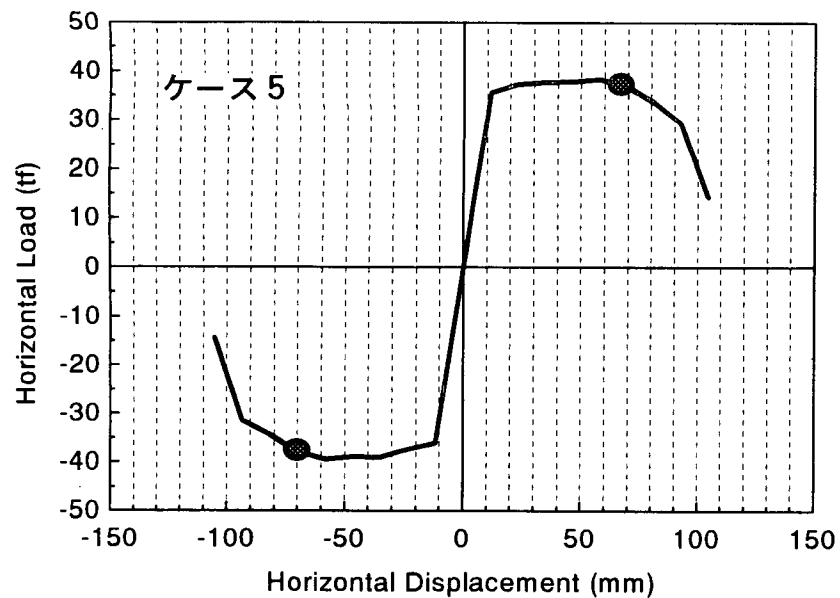


図-8(5) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 5)

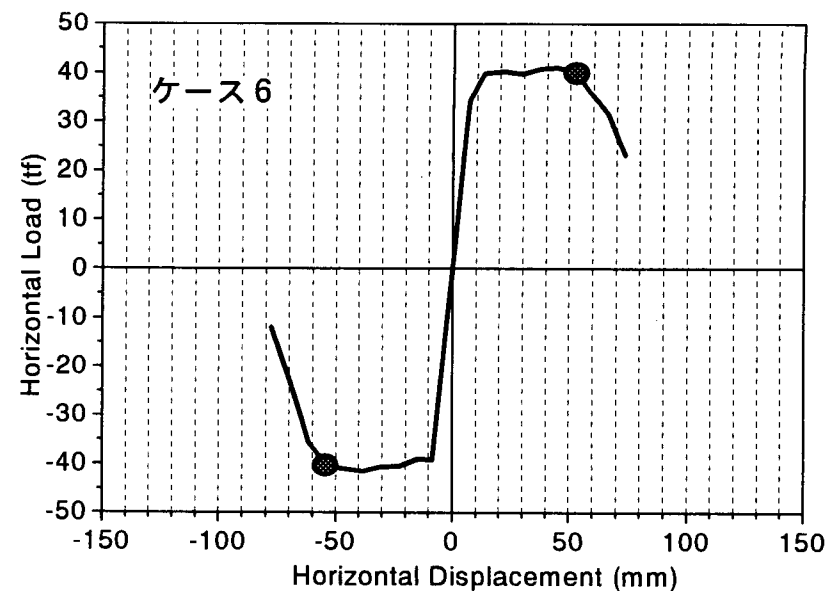


図-8(6) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 6)

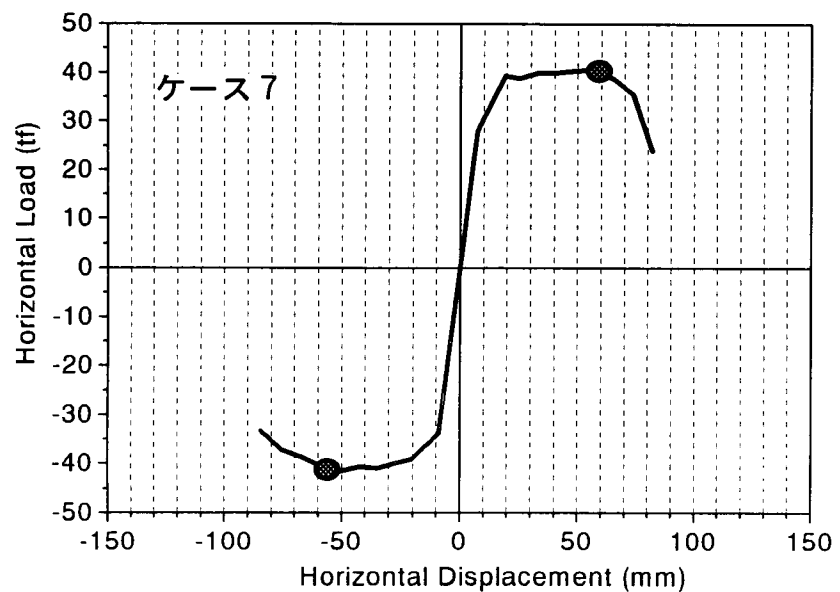


図-8(7) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 7)

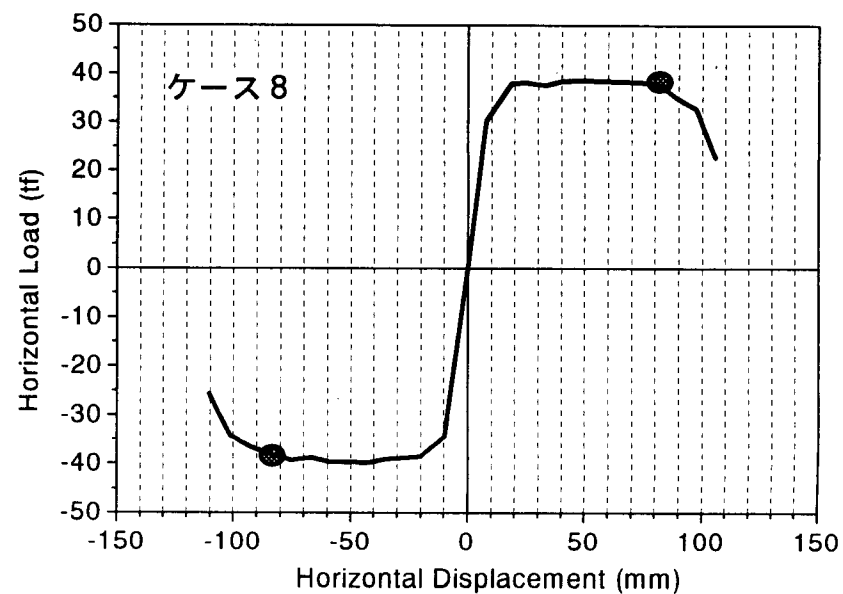


図-8(8) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース 8)

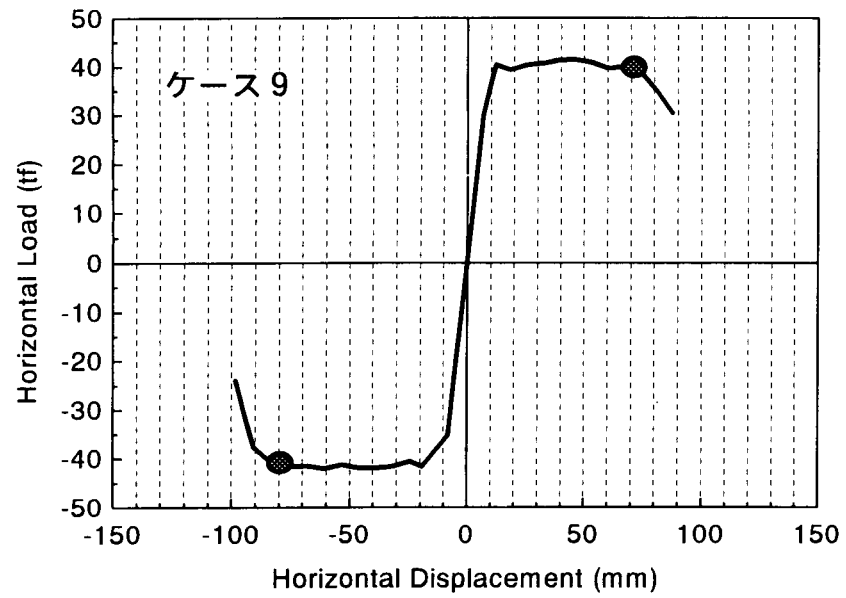
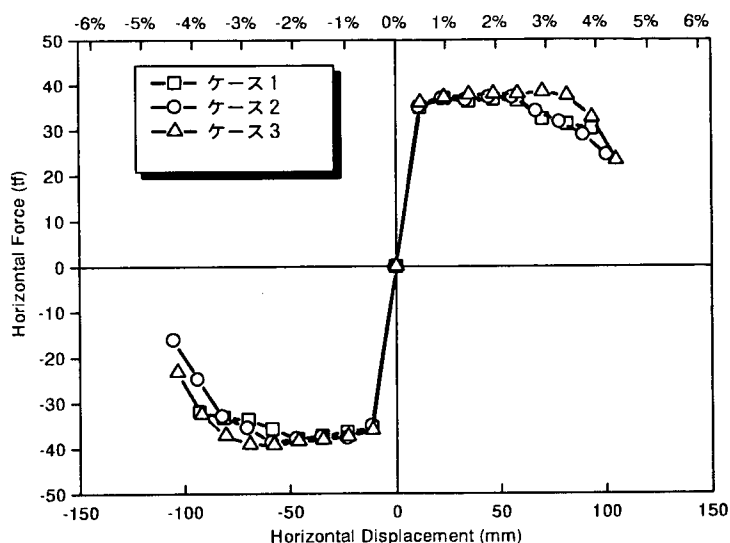


図-8(9) 水平荷重-水平変位の包絡線 (ケース9)

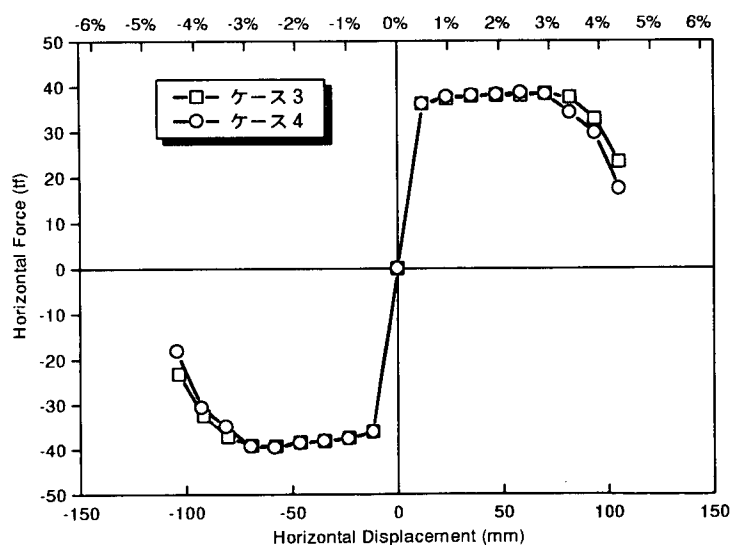
水平荷重－水平変位の関係を比較した結果、以下のことがわかった。

(1)断面内に中間帯鉄筋を配置していないケース1 供試体や1 本配置されているケース2 と断面内に中間帯鉄筋を2本配置しているケース3 について変形性能を比較すると、表－6 および図－9 に示すようにほぼ40%程度ケース3 の方が大きいことがわかった。中間帯鉄筋の有無および量が変形性能に大きく影響する。



図－9 ケース1、ケース2、ケース3の比較

(2)中間帯鉄筋の両端が半円形フックでコアコンクリートに定着されているケース3 と片端が半円形フックで片端が直角フックであるケース4 について変形性能を比較すると、表－6 および図－10 に示すようにほぼ15%程度ケース3 の方が大きく、ケース4 よりケース3 の変形性能が大きいことがわかった。中間帯鉄筋の端部のフック形状が変形性能に影響を与える。



図－10 ケース3とケース4の比較

(3)両端が半円形フックでコアコンクリートに定着されているが施工性を向上させるために中間帯鉄筋が重ね継手となっているケース5や中間帯鉄筋をU型として供試体の躯体両側から差込み躯体内部で重ね継手としているケース6とケース3 供試体について変形性能を比較すると、表-6および図-11に示すようにケース3はケース5より20%程度終局変位が大きく、またケース6より50%程度終局変位が大きい。本実験において、このように中間帯鉄筋の継手方法により変形性能の差が生じた原因としては、ケース3とケース6の実験を行うにあたっての載荷速度や実験施設等の実験条件が違ふことや、ケース5やケース6の横拘束筋による拘束の程度が微妙に異なることにより損傷領域が狭くなった事等が考えられる。

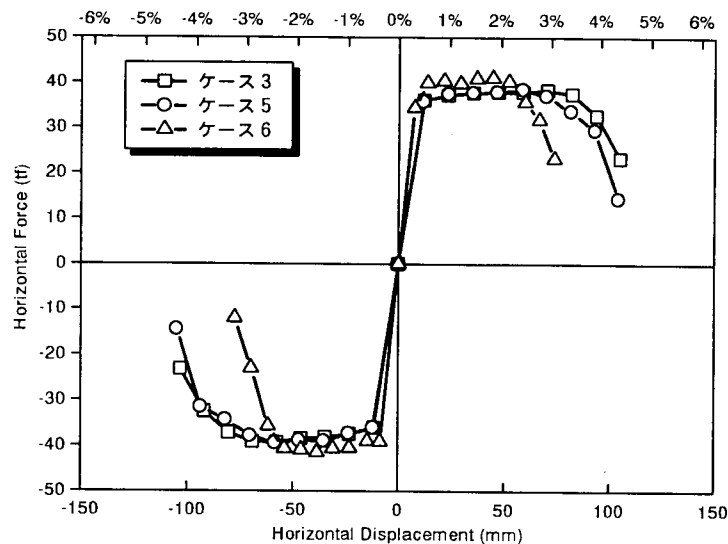


図-11 ケース3、ケース5、ケース6の比較

(4)中間帯鉄筋の両端部を半円形フックで定着し、帯鉄筋の端部は隅角部で内部コンクリートに定着しているケース3と、同様に中間帯鉄筋の両端部を半円形フックで定着しているが、帯鉄筋の端部を重ね継手で定着しさらに直角フックを設けているケース7を比較すると、表-6および図-12に示すようにケース3の方が約40%終局変位が大きい。帯鉄筋の端部の定着方法が変形性能に影響を与える。

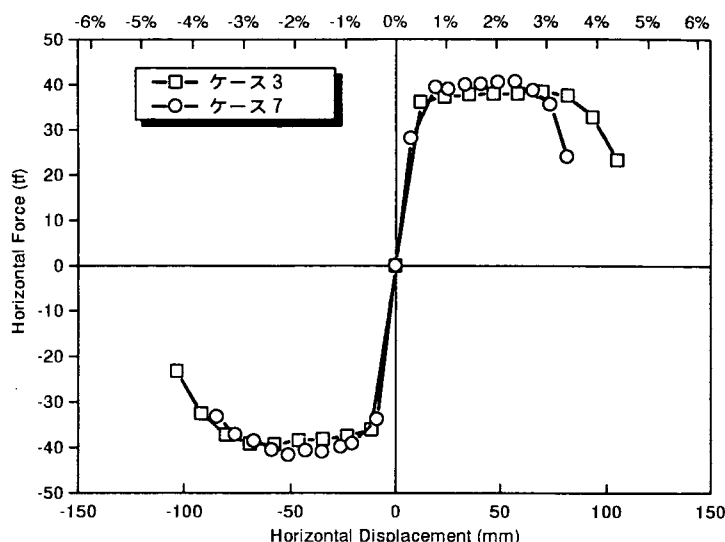


図-12 ケース3とケース7の比較

(5)軸方向鉄筋比はほぼ等しいが軸方向鉄筋としてD16を用いたケース3とD25を用いたケース8を比較すると、表-6および図-13に示すように変形性能はほぼ等しい。これは、終局の定義を最大耐力付近で安定していた水平耐力が、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈によって耐力が低下し始めるときとしたので、軸方向鉄筋の径の影響が大きくでてこなかったためである。たとえば、終局の定義を軸方向鉄筋の破断等として考えると、軸方向鉄筋の座屈等の破壊モードが支配的になり、鉄筋径の影響がより大きくなるものと考えられる。

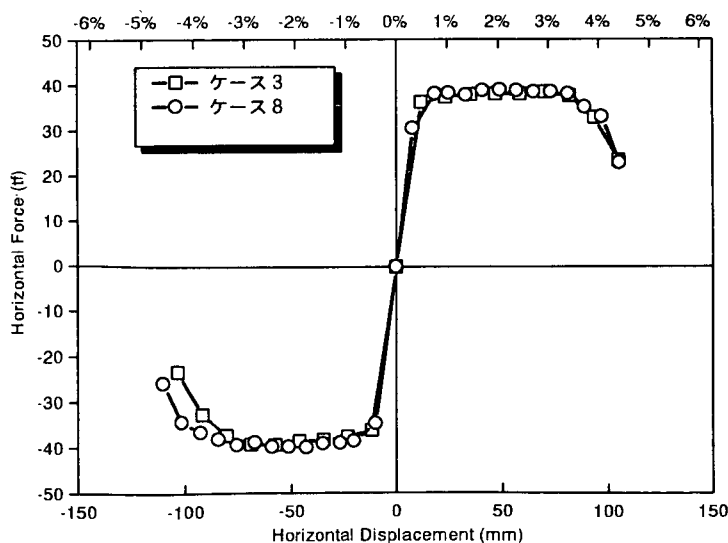


図-13 ケース3とケース8の比較

(6)中間帯鉄筋の端部を重ね継手で定着したケース5やケース6と、同様に重ね継手で定着しているが端部を溶接により継いだケース9を比較すると、表-6および図-14に示すようにケース9はケース5より約10%、ケース6より約40%変形性能が大きい。中間帯鉄筋の端部の継手構造が変形性能に影響をあたえる。本実験において、このように中間帯鉄筋の継手方法によって変形性能に差が生じた原因については、ケース5やケース6の横拘束筋による拘束に比較してケース9の横拘束筋の拘束の程度が微妙に異なることにより損傷領域が大きくなったためと考えられる。

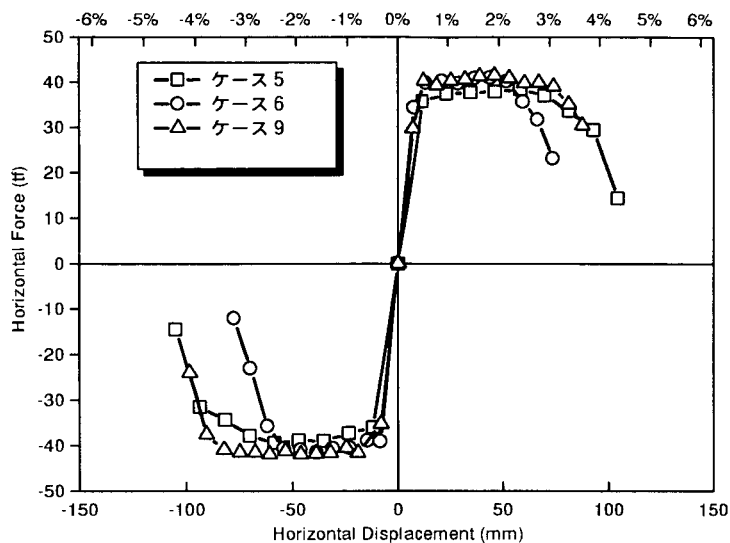


図-14 ケース5、ケース6、ケース9の比較

3. 3 エネルギー吸収性能

図-15に、各実験供試体の载荷ステップ毎の累加吸収エネルギーの比較を示す。なお、本図で示している履歴吸収エネルギーは、3回ずつ载荷する各载荷ステップのうち1回目の载荷の際の履歴吸収エネルギーを図化したものである。

本図からわかるように、ケース6を除くと $4\delta y$ まではすべての供試体でほぼ履歴吸収エネルギーは同じであるが、 $5\delta y$ を超えると履歴吸収エネルギーに差がでてくる。

エネルギー吸収性能が最も良好なケース8は、他の供試体と比較して軸方向鉄筋の鉄筋径を太くしているものの鉄筋の本数を少なくして軸方向鉄筋比はほぼ同じにしている供試体である。本载荷実験では、どの供試体においても終局状態が鉄筋の座屈もしくは破断により生じているので、1本の鉄筋径が太いケース8供試体は鉄筋の座屈もしくは破断の強度が大きくなり、結果的に鉄筋の座屈もしくは破断が遅れることでエネルギー吸収性能が向上したものと考えられる。

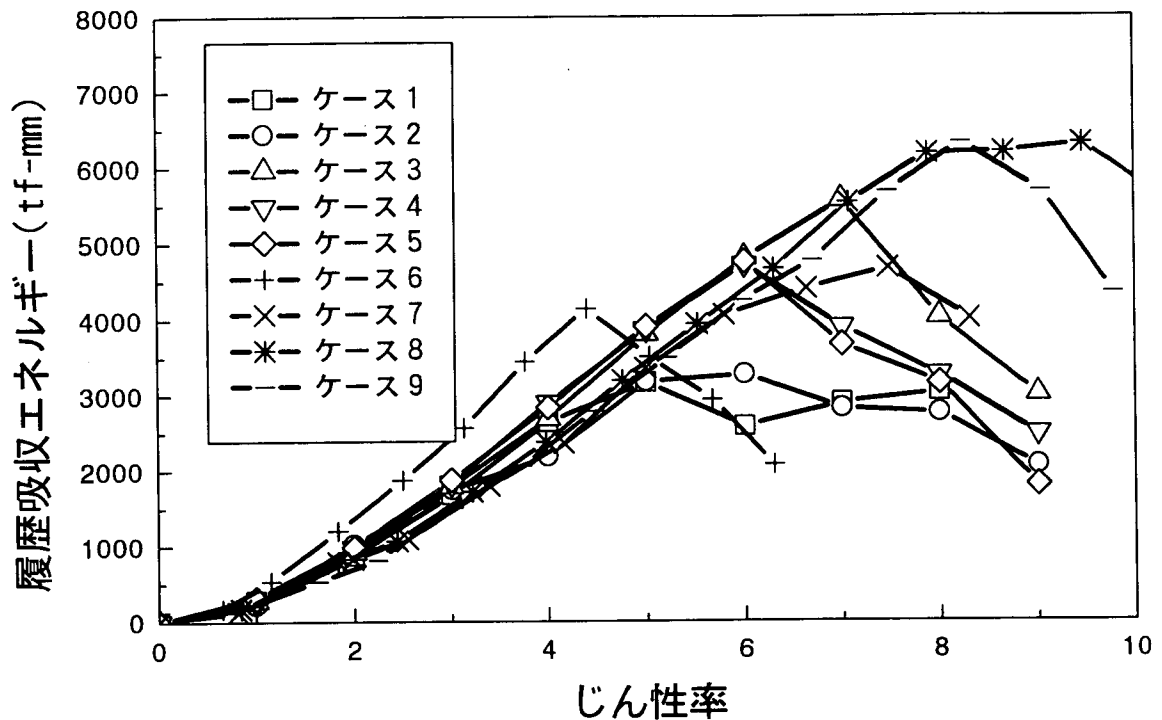
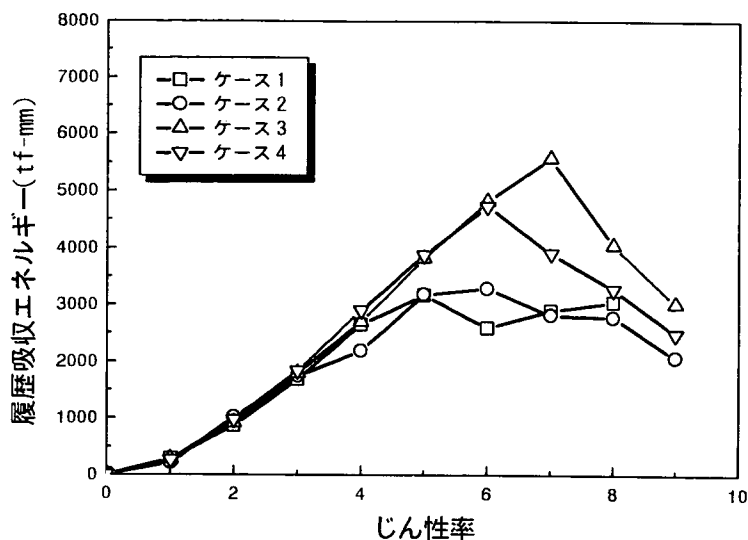


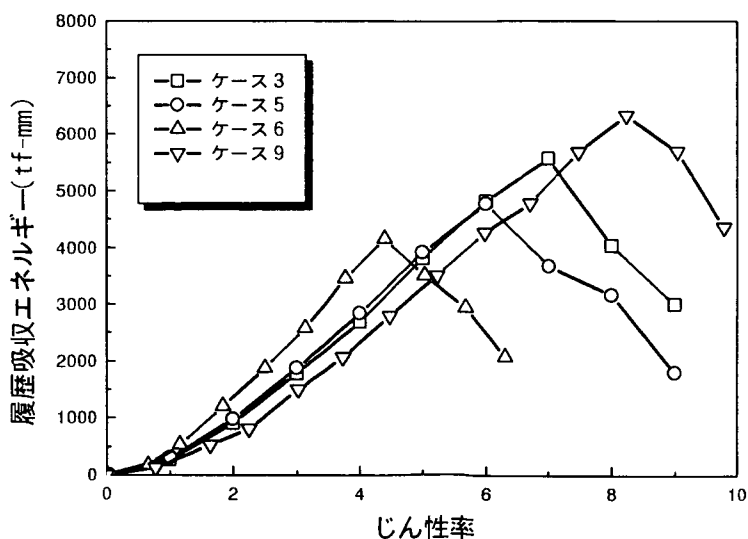
図-15 各供試体の履歴吸収エネルギーの比較

ケース3は、9つの供試体の中でも最も基本的な供試体であり、ケース3程度のエネルギー吸収性能が設計上求められているエネルギー吸収性能と考えてよい。図-16に示すように中間帯鉄筋を有しないケース1や中間帯鉄筋が1本しかないケース2、そして中間帯鉄筋の端部のフックが適切ではないケース4についても基本供試体のケース3に比べるとエネルギー吸収性能が低いことがわかる。



図－１６ 中間帯鉄筋の量やフック形状によるエネルギー吸収性能の差

ケース 9 は、中間帯鉄筋を供試体の軀体内部で溶接継手により継いだ構造である。図－１７に示すように中間帯鉄筋に重ね継手を用いているケース 6 のエネルギー吸収性能は基本供試体のケース 3 のエネルギー吸収性能に比べて小さい。また、同様に中間帯鉄筋に重ね継手を用いているケース 5 のエネルギー吸収性能は基本供試体のケース 3 のエネルギー吸収性能に比べるとやや小さい。これに対して、溶接継手により中間帯鉄筋を継いだケース 9 はケース 3 と同等以上のエネルギー吸収性能を有している。実験での個体差はあるものの、橋脚軀体内部での中間帯鉄筋の継手構造が変形性能に影響を与える可能性があることを示唆しているが、このことに関しては、ケース 3 とケース 5 のエネルギー吸収性能の差が顕著ではないことや、後述するようにかぶりコンクリートの剥落は始まる前までは中間帯鉄筋の端部で生じるひずみに比べて供試体内部の中間帯鉄筋に生じるひずみが小さいことを考慮して本報告では結論づけずに、今後さらに研究を進めていく項目であると考え。



図－１７ 中間帯鉄筋の継手構造の違いによるエネルギー吸収性能の差

3. 4 ひずみ性状

図-19～図-28はケース1からケース9の各供試体において、各載荷ステップで帯鉄筋や中間帯鉄筋といった横拘束筋に生じた最大のひずみについて橋脚基部からの高さ方向に沿った分布を示したものである。ここで、示しているひずみ計の位置は、図-18に示したとおり帯鉄筋は載荷面の中間位置、中間帯鉄筋は端部と内部である。ただし、ケース1は中間帯鉄筋を配置していない供試体であり、ケース2は中間帯鉄筋を1本配置している供試体であるのに対して、ケース3～ケース5はいずれも中間帯鉄筋を2本配置しているので、中間帯鉄筋のひずみを端部および内部ともに2種類示している。また、ケース6～ケース9は中間帯鉄筋を2本配置しているが、1本の中間帯鉄筋だけで高さ方向の分布を計測した。なお、本実験で用いた鉄筋の降伏ひずみはおおむね 2000μ である。

図-19のケース1の帯鉄筋のひずみ分布を見ると、帯鉄筋には $5\delta y$ の載荷までに最大で 250μ 程度のひずみが生じていることがわかる。 $6\delta y$ を超えると、帯鉄筋には降伏ひずみを大きく超えるひずみが生じ、ひずみ計が計測できるひずみの限界値を超えた。これは、かぶりコンクリートが大きく剥落した載荷ステップと概ね一致している。

図-20(1)に示すケース2の帯鉄筋のひずみ分布を見ると、ケース1と同様にかぶりコンクリートが大きく剥落する $5\delta y$ までは帯鉄筋に 200μ 程度のひずみが生じているが、 $6\delta y$ を超えると基部において急激にひずみが大きくなった。また、図-20(2)に示す中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、中間帯鉄筋の端部にはかぶりコンクリートの剥落が始まった $6\delta y$ の載荷までは最大で 1000μ 程度のひずみが生じているが、 $7\delta y$ を超えると基部において急激にひずみが大きくなったことがわかる。図-20(3)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみ分布を見ると、端部に比較してひずみは小さく $5\delta y$ までで概ね最大値で 500μ 程度であることがわかる。

図-21(1)に示すケース3の帯鉄筋の分布を見ると、かぶりコンクリートが剥落が始まる前の $5\delta y$ までは、基部で 200μ 程度のひずみであったが、 $6\delta y$ 以降ひずみは急に大きくなった。図-21(2)および(3)に示す中間帯鉄筋端部のひずみ分布を見ると、 $6\delta y$ の載荷までは 800μ 程度のひずみであり、 $7\delta y$ 以降かぶりコンクリートの剥落とともに急にひずみが大きくなったことがわかる。図-21(4)および(5)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみ分布を見ると、 $6\delta y$ までは中間帯鉄筋の端部よりやや小さい 800μ 程度のひずみであり、 $7\delta y$ 以降かぶりコンクリートの剥落とともに急にひずみが大きくなった。

図-22(1)に示すケース4の帯鉄筋の分布を見ると、 $5\delta y$ までは $200\sim 300\mu$ 程度のひずみであったが、かぶりコンクリートのはらみだしが始まった $6\delta y$ を超えると、急激にひずみが大きくなったことがわかる。図-22(2)および(3)に示す中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、かぶりコンクリートが剥離が始まる直前の $5\delta y$ までは 800μ 程度のひずみであったが、かぶりコンクリートのはらみだしが始まった $6\delta y$ 以降はひずみが急激に大きくなった。

図-22(4)および(5)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみの分布を見ると、 $5\delta y$ の載荷までは

中間帯鉄筋の端部のひずみよりやや小さい値であったが、端部より $1\delta y$ だけ遅れて $7\delta y$ 以降急にひずみが大きくなった。

図-23(1)に示すケース5の帯鉄筋のひずみ分布を見ると、 $4\delta y$ までは 200μ 程度のひずみであり、片側の帯鉄筋は $6\delta y$ まで 400μ 程度のひずみへと増加したが、もう片方の帯鉄筋は $5\delta y$ 以降は急激にひずみが増加した。図-23(2)および(3)に示す中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、 $4\delta y$ までは 800μ 程度のひずみであったが、 $5\delta y$ 以降は急激にひずみが増加した。図-23(4)および(5)に示す中間帯鉄筋内部のひずみ分布を見ると、 $5\delta y$ までは 300μ を超えるようなひずみは生じず、中間帯鉄筋の端部で生じたひずみより小さかった。

図-24(1)に示すケース6の中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、片側の端部は、鉛直方向のひびわれが生じた $4\delta y$ の载荷で急激にひずみが増加したが、もう片方の端部は $6\delta y$ までは 1000μ 程度のひずみであったが、かぶりコンクリートの剥落が始まった $7\delta y$ で急激にひずみが増加したことがわかる。また、図-24(2)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみ分布を見ると、 6δ の载荷までは 400μ 程度と中間帯鉄筋の端部に生じたひずみより小さい値を示したが、 $7\delta y$ を超えるとひずみが急激に増加した。

図-25(1)に示すケース7の中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、両端部いずれも $5\delta y$ までは 1000μ 程度より小さいひずみであったが、かぶりコンクリートの剥落が始まった $6\delta y$ を超えると急激にひずみが増加したことがわかる。また、図-25(2)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみ分布を見ると、 4δ までは 400μ 程度より小さいひずみの値を示したが、 $5\delta y$ を超えるとひずみが急激に増加した。

図-26(1)に示すケース8の中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、両端部いずれも $5\delta y$ までは 1000μ 程度より小さいひずみであったが、かぶりコンクリートのはらみだしが始まった $6\delta y$ を超えると急激にひずみが増加したことがわかる。また、図-26(2)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみ分布を見ると、 4δ までは 400μ 程度より小さいひずみの値を示したが、 $5\delta y$ を超えるとひずみが急激に増加した。

図-27(1)に示すケース9の中間帯鉄筋の端部のひずみ分布を見ると、両端部いずれも $5\delta y$ までは 700μ 程度より小さいひずみであったが、 $6\delta y$ を超えると急激にひずみが増加したことがわかる。また、図-27(2)に示す中間帯鉄筋の内部のひずみ分布を見ると、同様に 5δ までは 400μ 程度より小さいひずみの値を示したが、 $6\delta y$ を超えるとひずみが急激に増加した。

計測した鉄筋のひずみのデータにはかなりばらつきがあり、全体としての傾向を論じるのは難しいが、一般的な傾向として以下のようなことがわかる。

(1)帯鉄筋および中間帯鉄筋については、いずれもかぶりコンクリートのはらみだしもしくは剥落の始まりまでは降伏ひずみより小さいひずみを生じていたが、かぶりコンクリートのはらみだしもしくは剥落の始まりが生じた後は、急激に大きなひずみを生じた。これは、帯鉄筋や中間拘束筋は軸方向鉄筋に大きな座屈が生じるようになった時点で効き始めてくるため

と考えられる。

(2) 中間帯鉄筋に生じたひずみについては、かぶりコンクリートのはらみだし等により急激に大きなひずみを生じる前までは、端部の方が内部で生じたひずみより大きい傾向が見られた。

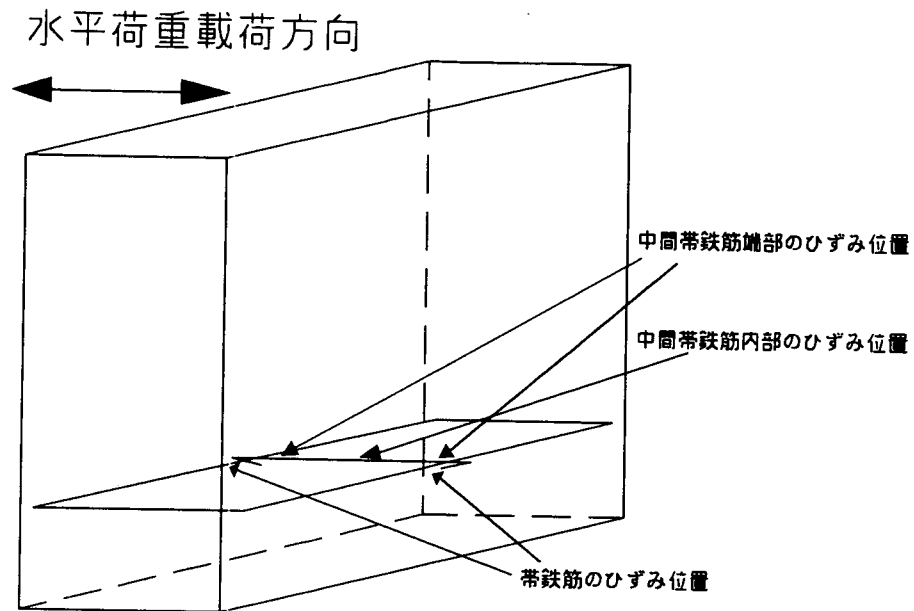


図-18 帯鉄筋と中間帯鉄筋のうち高さ方向のひずみ分布を計測した位置

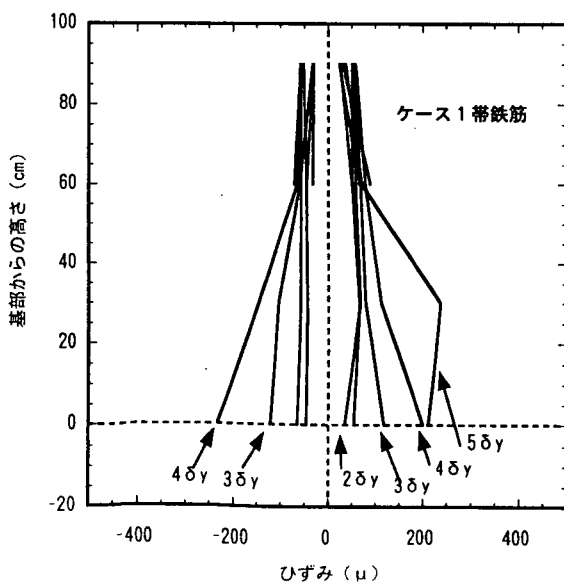


図-19(1) ケース1 供試体の帯鉄筋のひずみ分布

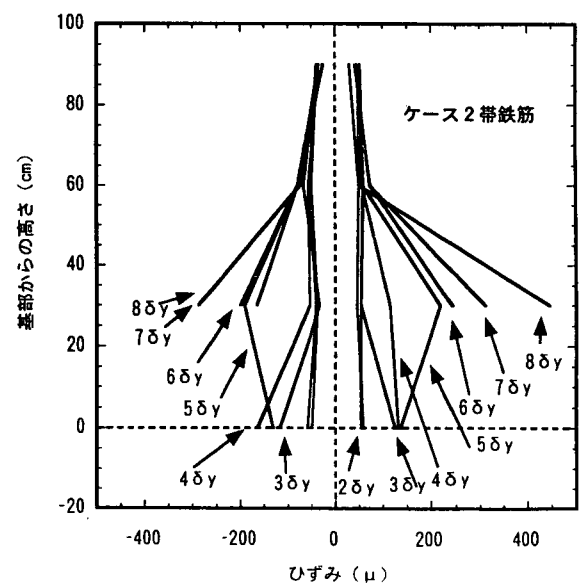


図-20(1) ケース2 供試体の帯鉄筋のひずみ分布

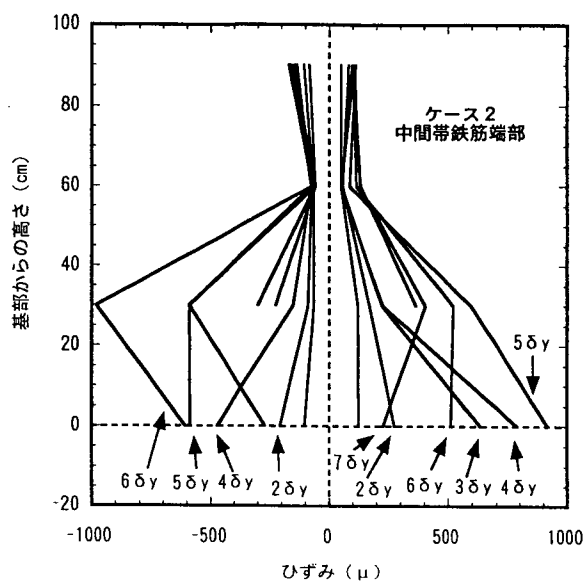


図-20(2) ケース2 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布

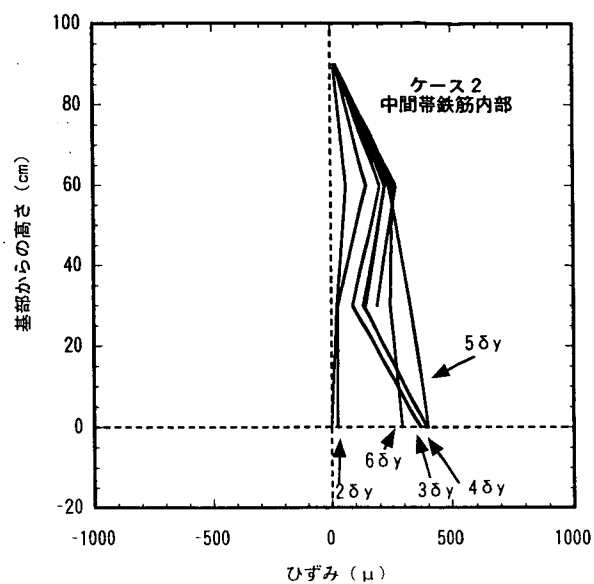


図-20(3) ケース2 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布

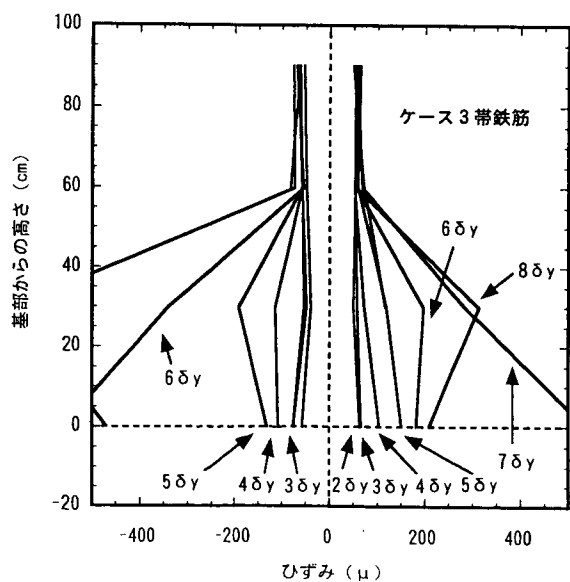


図-21(1) ケース3 供試体の帯鉄筋のひずみ分布

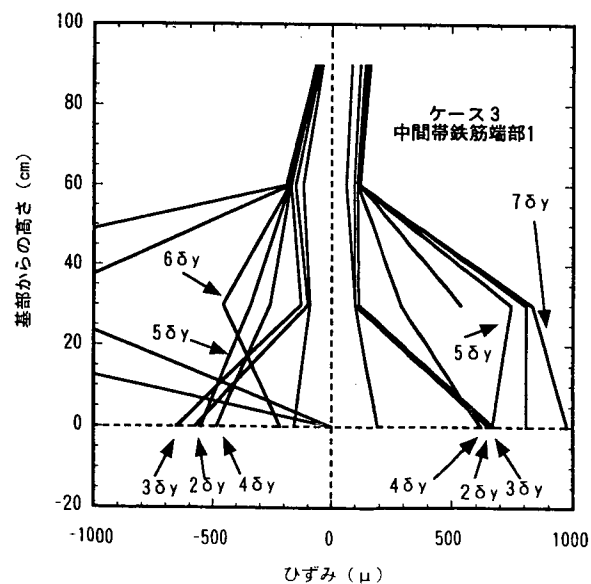


図-21(2) ケース3 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布 (その1)

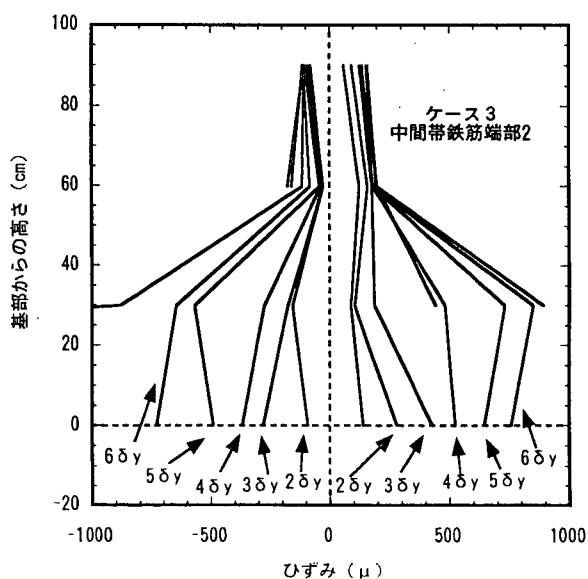


図-2 1(3) ケース3 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布 (その2)

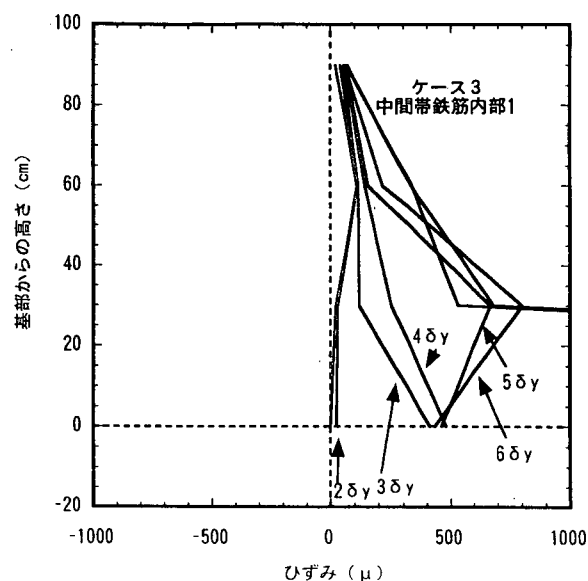


図-2 1(4) ケース3 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布 (その1)

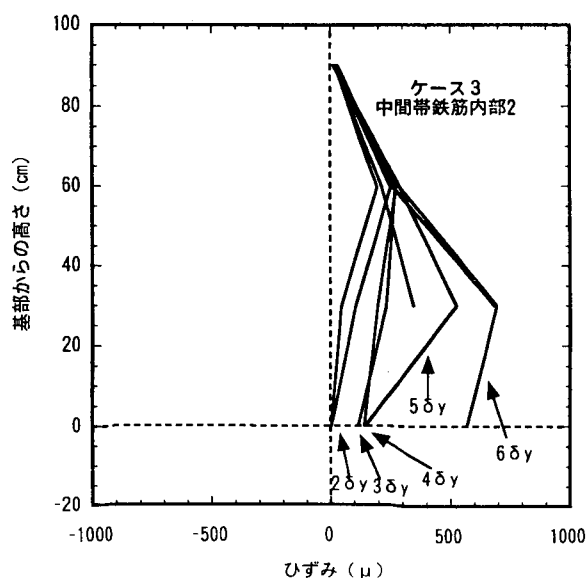


図-2 1(5) ケース3 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布 (その2)

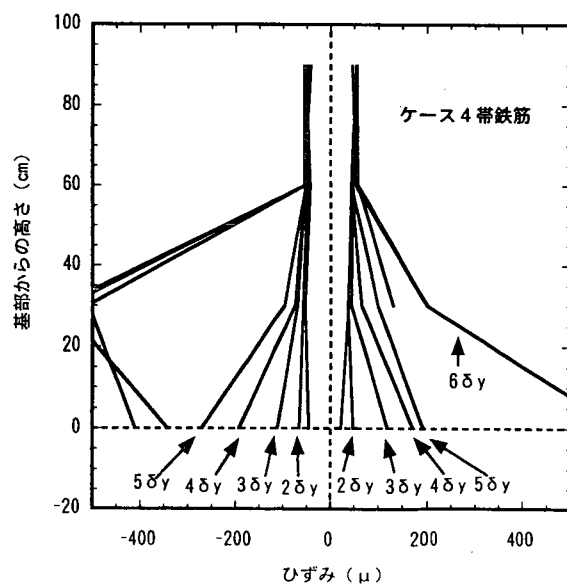


図-2 2(1) ケース4 供試体の帯鉄筋のひずみ分布

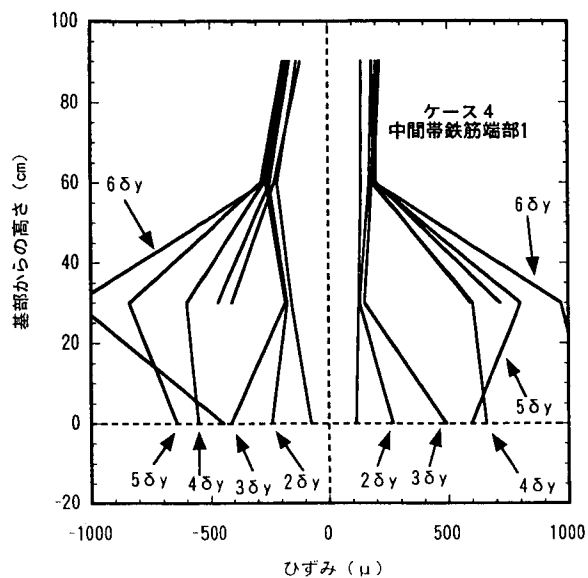


図-2 2(2) ケース4 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布 (その1)

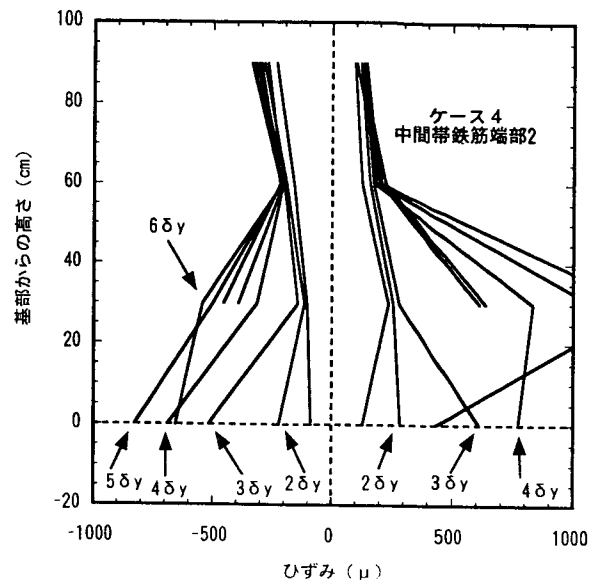


図-2 2(3) ケース4 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布 (その2)

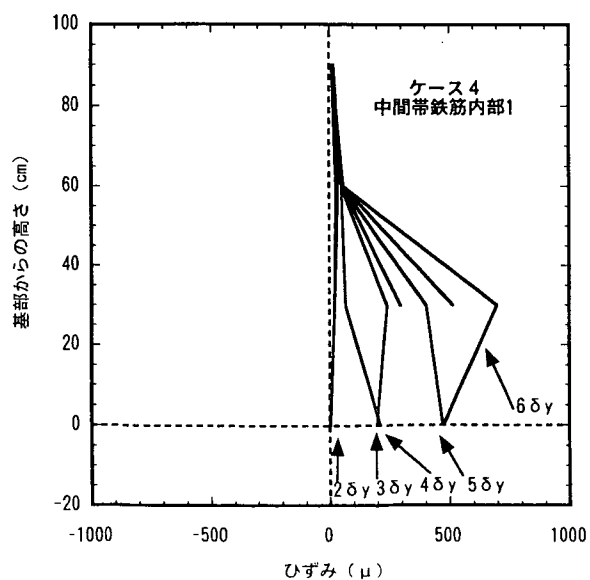


図-2 2(4) ケース4 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布 (その1)

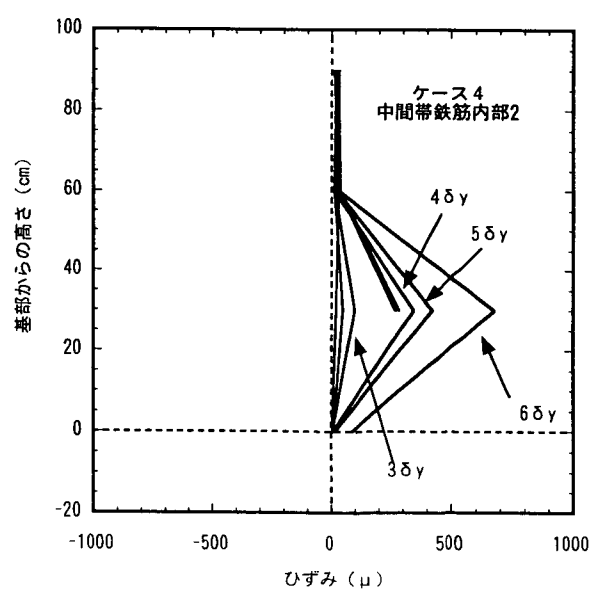


図-2 2(5) ケース4 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布 (その2)

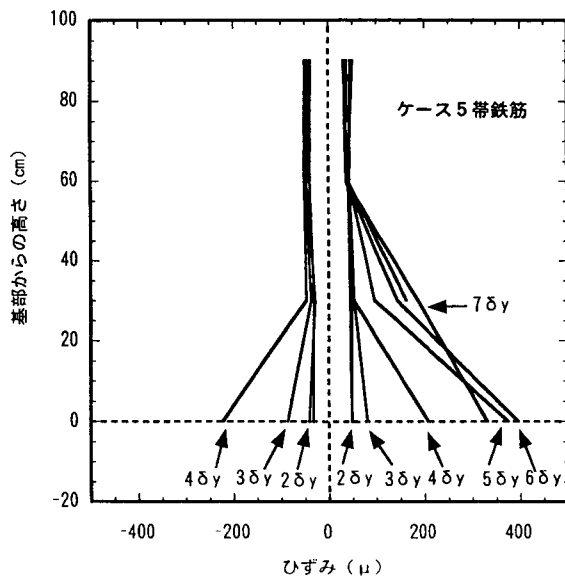


図-2 3(1) ケース5 供試体の帯鉄筋
のひずみ分布

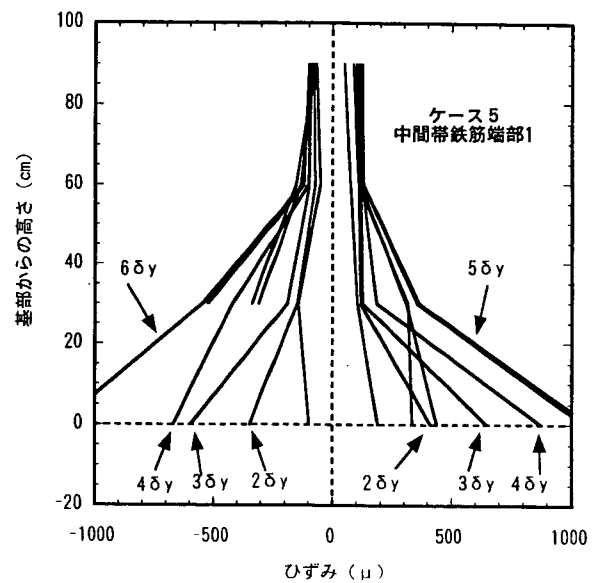


図-2 3(2) ケース5 供試体の中間帯鉄筋
端部のひずみ分布 (その1)

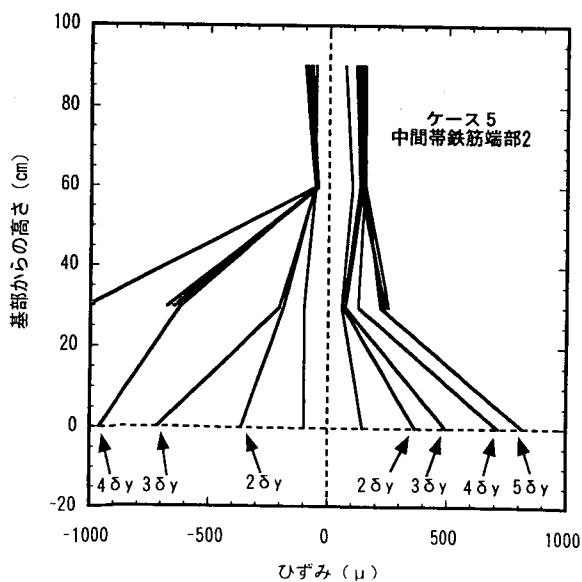


図-2 3(3) ケース5 供試体の中間帯
鉄筋端部のひずみ分布 (その2)

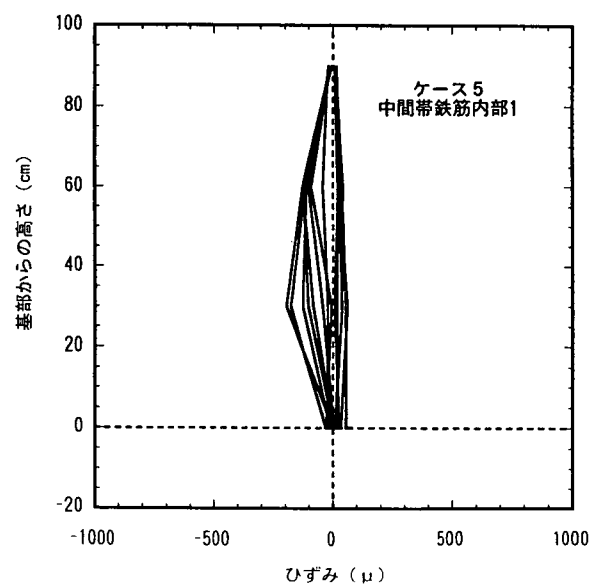


図-2 3(4) ケース5 供試体の中間帯鉄筋
内部のひずみ分布 (その1)

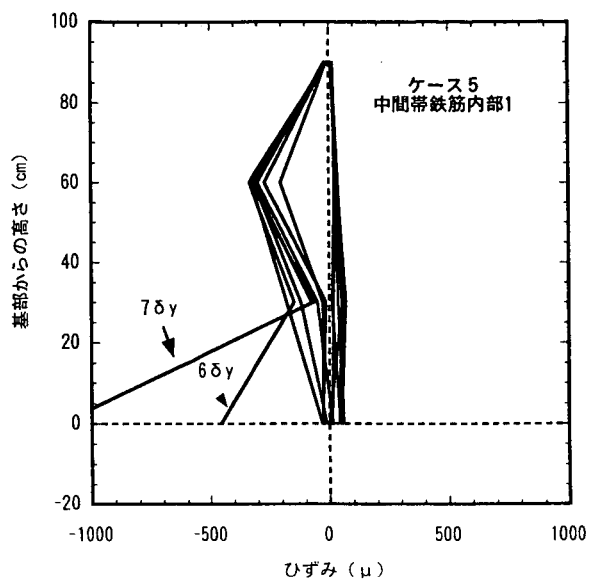


図-23(5) ケース5供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布 (その2)

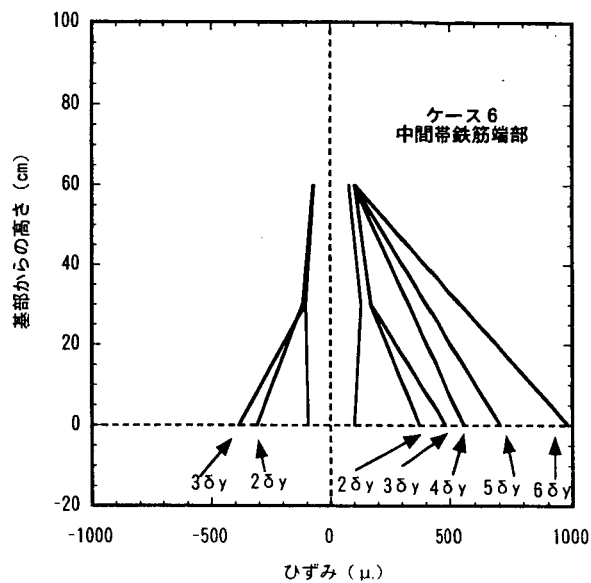


図-24(1) ケース6供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布

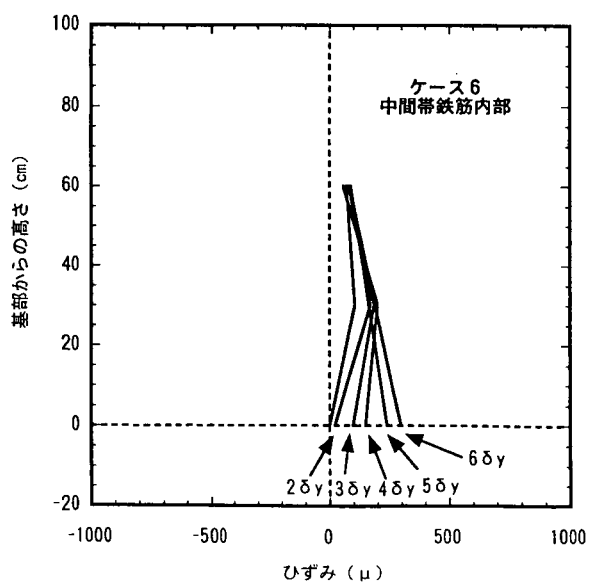


図-24(2) ケース6供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布

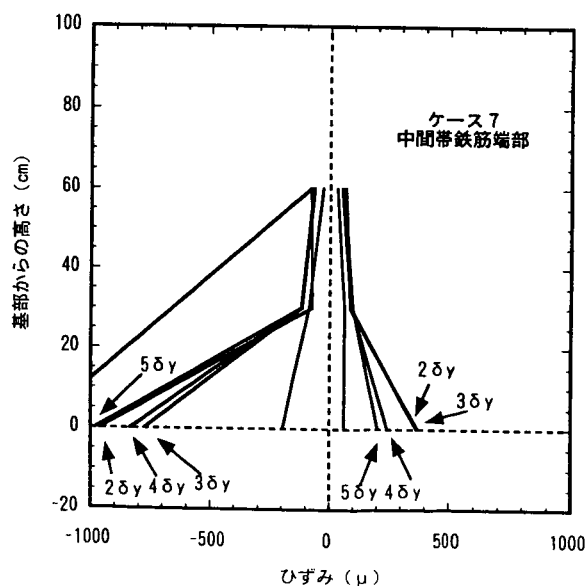


図-25(1) ケース7供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布

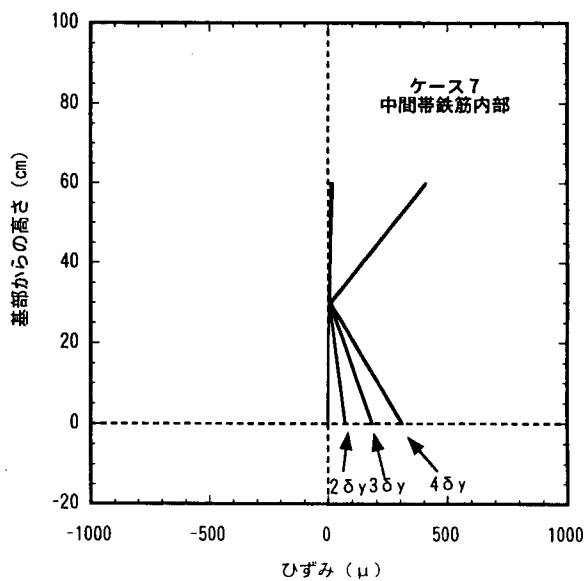


図-25(2) ケース7 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布

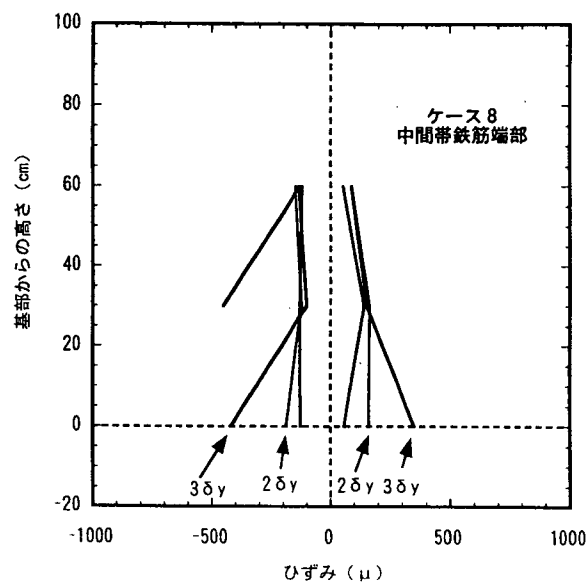


図-26(1) ケース8 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布

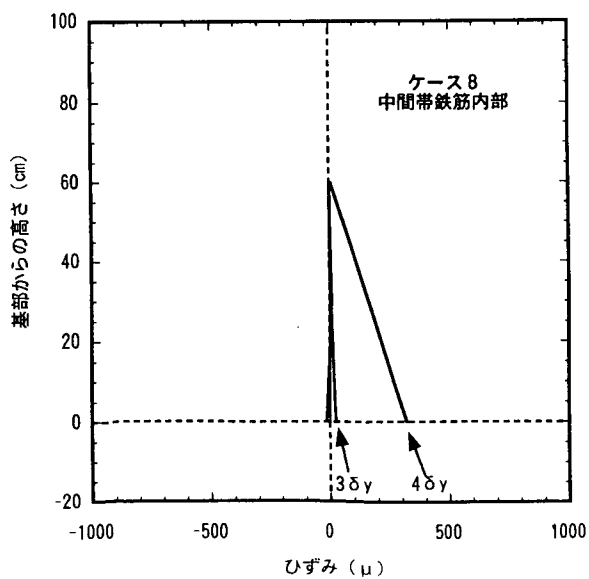


図-26(2) ケース8 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布

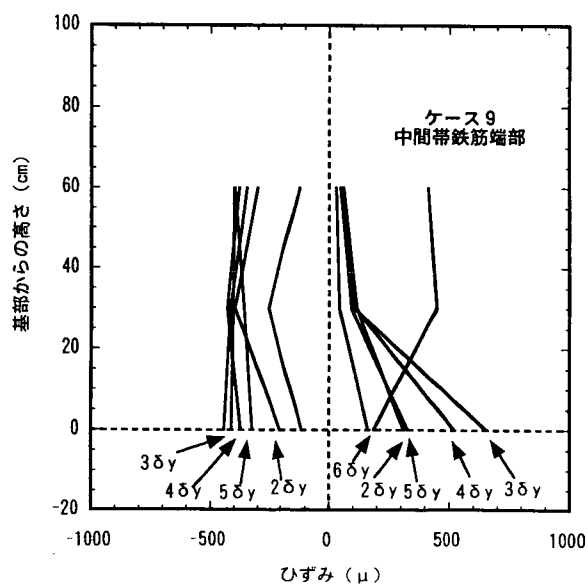


図-27(1) ケース9 供試体の中間帯鉄筋端部のひずみ分布

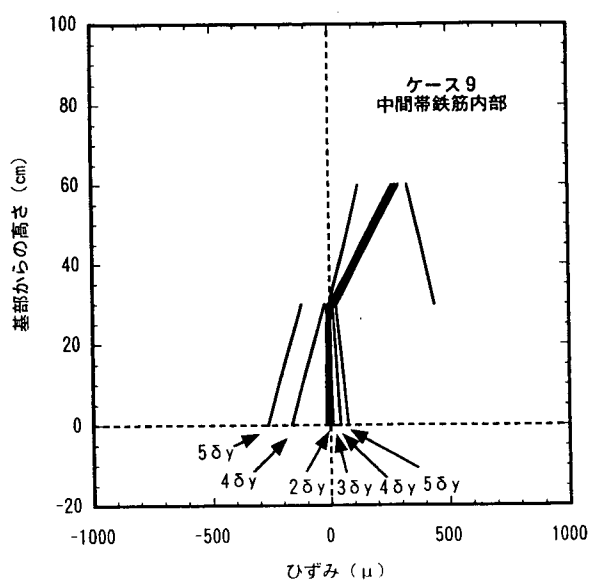


図-27(2) ケース9 供試体の中間帯鉄筋内部のひずみ分布

3. 5 曲率分布

ケース1、ケース3およびケース8について、橋脚基部に設置した曲率計測用の変位計の計測データから算出した実験供試体の高さ方向の曲率の分布を図-28に示す。ここで示す各供試体の曲率分布は、表-6で定義した終局状態時で計測した値から算出した値とする。すなわち、ケース1は $5\delta y$ の载荷のときの計測値、ケース3は $7\delta y$ の载荷のときの計測値、ケース8は $8\delta y$ の载荷のときの計測値とすることとしたが、ケース8については $6\delta y$ の時点で曲率計測用の変位計が適切に機能しなくなったので、図-28には $6\delta y$ の载荷時の曲率分布を示している。また、ケース1およびケース3については、曲率計測用の変位計を300mm間隔で設置したのに対して、ケース8では曲率計測用の変位計を基部は40mm間隔に、それより上方には80mm間隔で設置した。

ケース1およびケース3供試体では、最も基部に近い曲率計測用の変位計が300mm間隔であるため、300mmより細かい間隔での曲率分布は明らかではない。これに対して、ケース8では曲率計測用変位計を細かい間隔で設置しているので、基部の0.3mの範囲内での曲率分布がわかる。ケース8の曲率分布を見ると、曲率はかなりばらつきをもって分布していること、および供試体の基部から上に向かうにつれて曲率の値が徐々に小さくなっていることはわかるが、この図からは明確に塑性ヒンジの範囲を推定することは難しい。

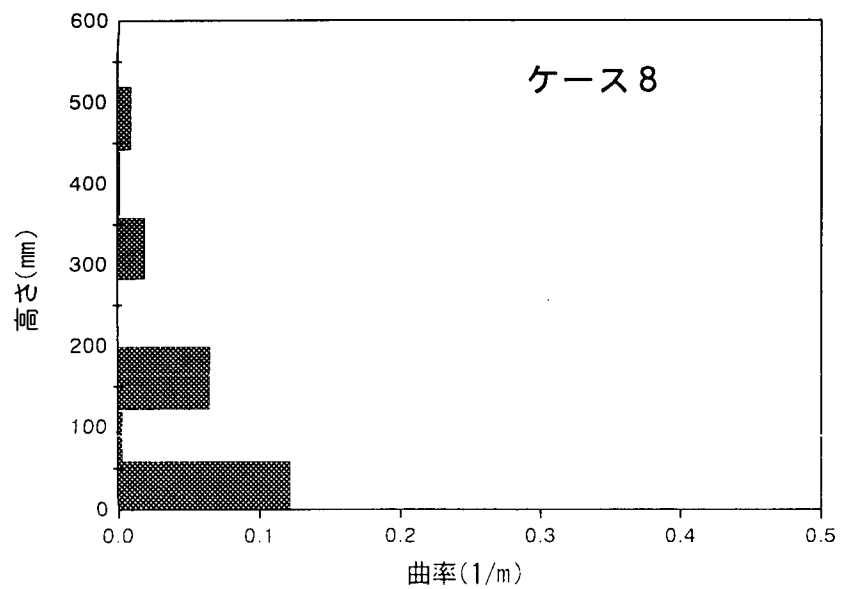
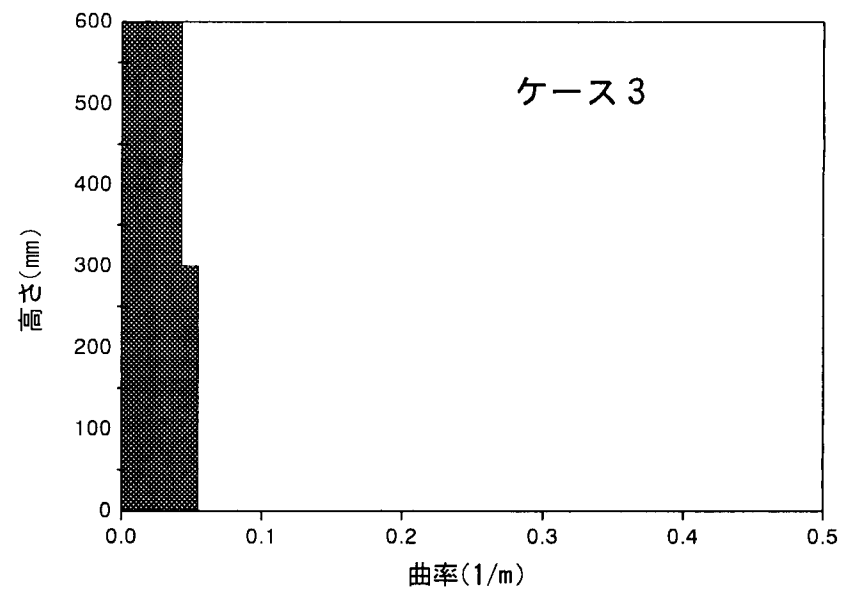
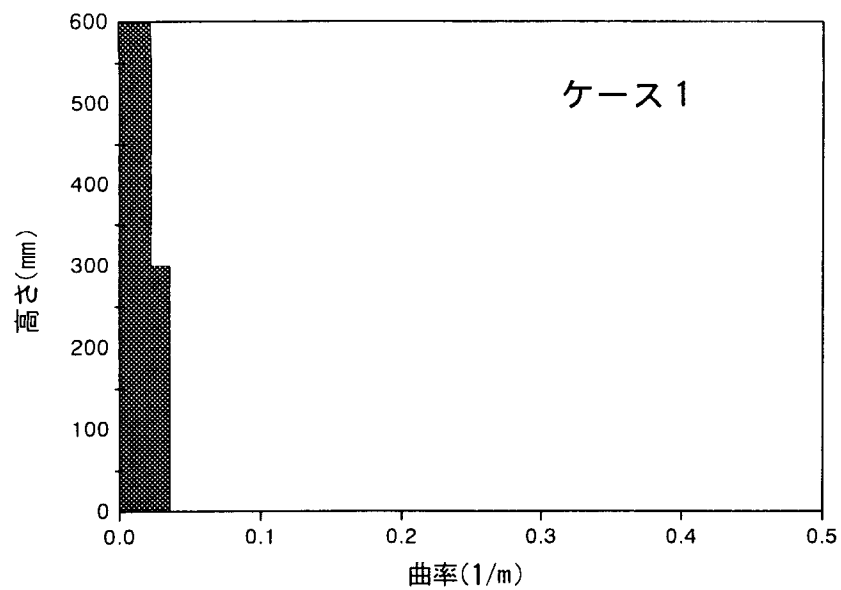


図-28 曲率分布

4. まとめ

本実験から得られた結果をまとめると、以下のとおりとなる。

- (1)断面内に中間帯鉄筋を配置していないケース1や1本配置されているケース2と断面内に中間帯鉄筋を2本配置しているケース3について変形性能を比較すると、ほぼ40%程度ケース3の方が大きく、中間帯鉄筋の有無および量が変形性能に大きく影響する。
- (2)中間帯鉄筋の両端が半円形フックでコアコンクリートに定着されているケース3と片端が半円形フックで片端が直角フックであるケース4について変形性能を比較すると、ほぼ15%程度ケース3の方が大きく、中間帯鉄筋の端部のフック形状が変形性能に影響を与える。
- (3)両端が半円形フックでコアコンクリートに定着されているが施工性を向上させるために中間帯鉄筋が重ね継手となっているケース5や中間帯鉄筋をU型として供試体の躯体両側から差込み躯体内部で重ね継手としているケース6とケース3供試体について変形性能を比較すると、ケース3はケース5より20%程度終局変位が大きく、またケース6より50%程度終局変位が大きい。本実験において、このように中間帯鉄筋の継手方法により変形性能の差が生じた原因としては、ケース3とケース6の実験を行うにあたっての載荷速度や実験施設等の実験条件が違うことや、ケース5やケース6の横拘束筋による拘束の程度が微妙に異なることにより損傷領域が狭くなった事等が考えられる。
- (4)中間帯鉄筋の両端部を半円形フックで定着し、帯鉄筋の端部は隅角部で内部コンクリートに定着しているケース3と、同様に中間帯鉄筋の両端部を半円形フックで定着しているが、帯鉄筋の端部を重ね継手で定着しさらに直角フックを設けているケース7を比較すると、ケース3の方が約40%終局変位が大きい。帯鉄筋の端部の定着方法が変形性能に影響を与える。
- (5)軸方向鉄筋比はほぼ等しいが軸方向鉄筋としてD16を用いたケース3とD25を用いたケース8を比較すると、変形性能はほぼ等しい。これは、終局の定義を最大耐力付近で安定していた水平耐力が、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈によって耐力が低下し始めるときとしたので、軸方向鉄筋の径の影響が大きくでてこなかったためである。たとえば、終局の定義を軸方向鉄筋の破断等として考えると、軸方向鉄筋の座屈等の破壊モードが支配的になり、鉄筋径の影響がより大きくなるものと考えられる。
- (6)中間帯鉄筋の端部を重ね継手で定着したケース5やケース6と、同様に重ね継手で定着しているが端部を溶接により継いだケース9を比較すると、ケース9はケース5より約10%、ケース6より約40%変形性能が大きい。また、エネルギー吸収性能に着目すると、中間帯鉄筋に重ね継手を用いているケース6のエネルギー吸収性能は基本供試体のケース3のエネルギー吸収性能に比べて小さく、また、同様に中間帯鉄筋に重ね継手を用いているケース5のエネルギー吸収性能は基本供試体のケース3のエネルギー吸収性能に比べるとやや小さい。これに対して、溶接継手により中間帯鉄筋を継いだケース9はケース3と同等以上のエネルギー吸収性能を有している。本実験において、このように中間帯鉄筋の継手方法によって変形性

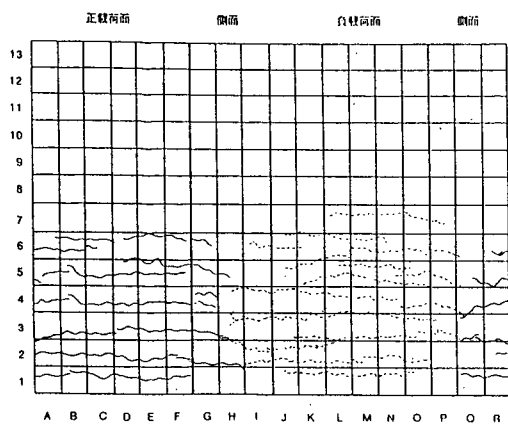
能に差が生じた原因については、ケース5やケース6の横拘束筋による拘束に比較してケース9の横拘束筋の拘束の程度が微妙に異なることにより損傷領域が大きくなったためと考えられる。

(7)帯鉄筋および中間帯鉄筋については、いずれもかぶりコンクリートのはらみだしもしくは剥落の始まりまでは降伏ひずみより小さいひずみを生じていたが、軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートのはらみだし、剥落の始まりが生じた後に急激に大きなひずみが生じた。これは、帯鉄筋や中間拘束筋は軸方向鉄筋に大きな座屈が生じるようになった時点で効き始めてくるためと考えられる。

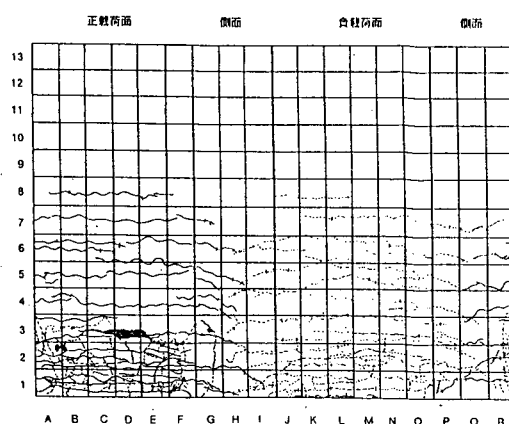
参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、平成7年12月
- 2) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様、平成7年2月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996年12月
- 4) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係 土木学会論文集、No. 520/V-8、pp1-11、1995年8月
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988年10月

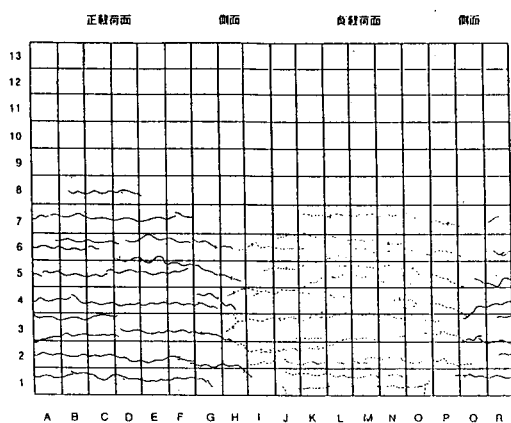
参考資料



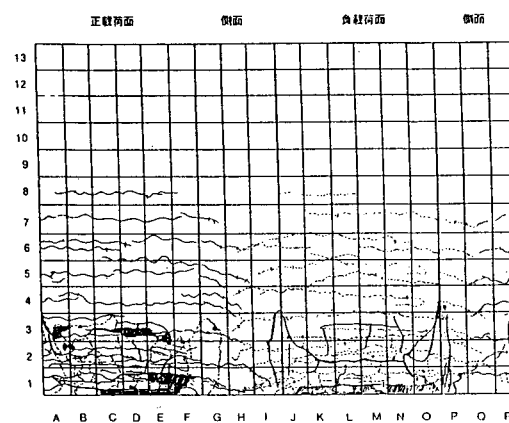
1δy



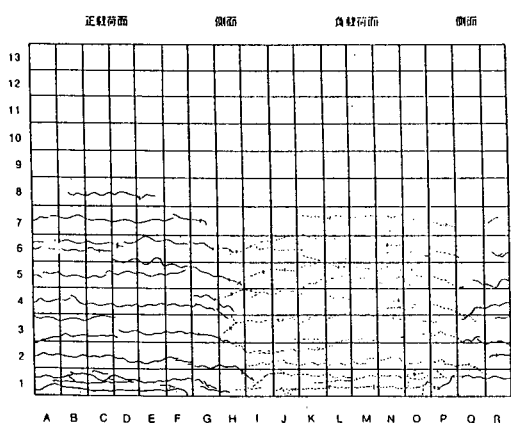
5δy



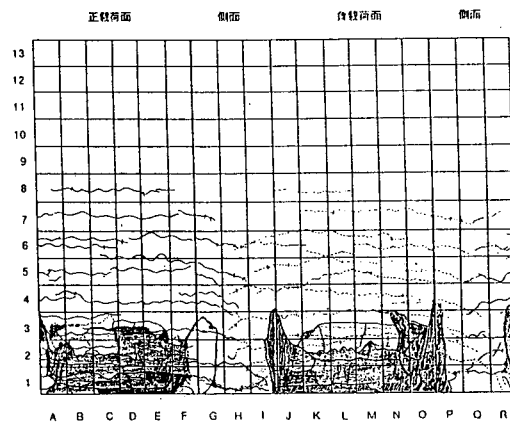
2δy



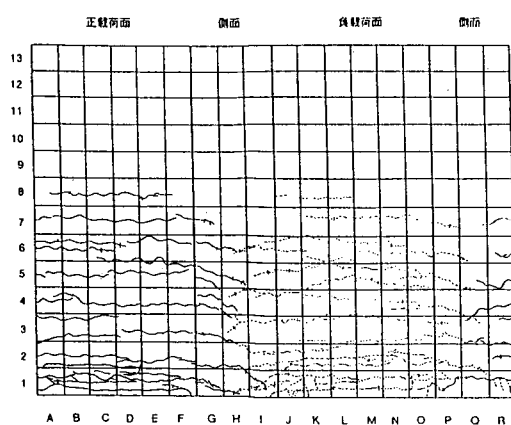
6δy



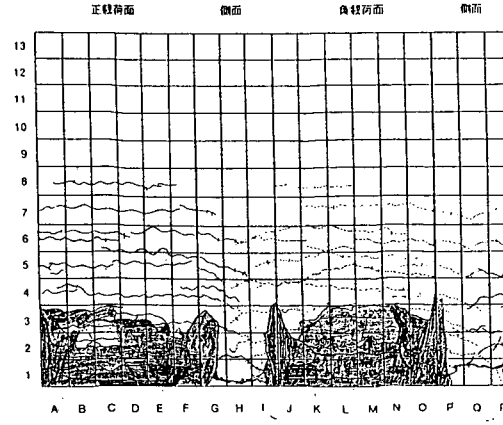
3δy



7δy

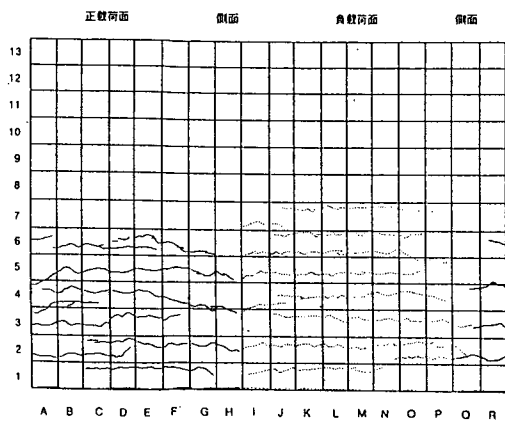


4δy

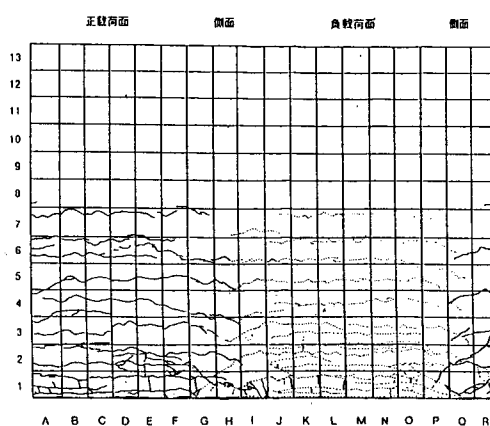


8δy

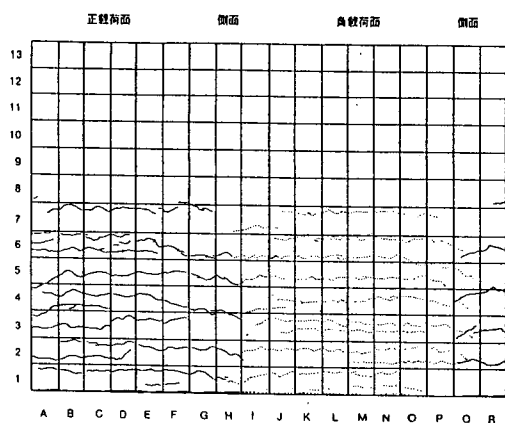
図-参-1 ケース1 供試体の損傷状況



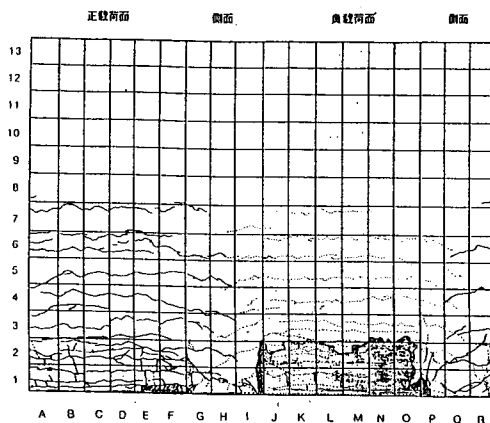
1δy



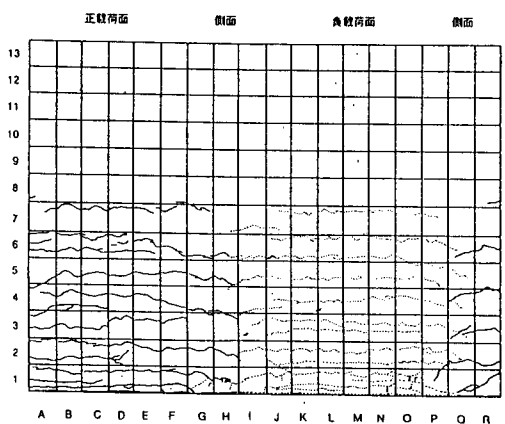
5δy



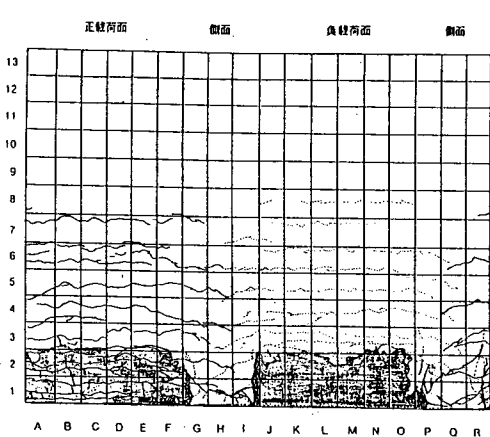
2δy



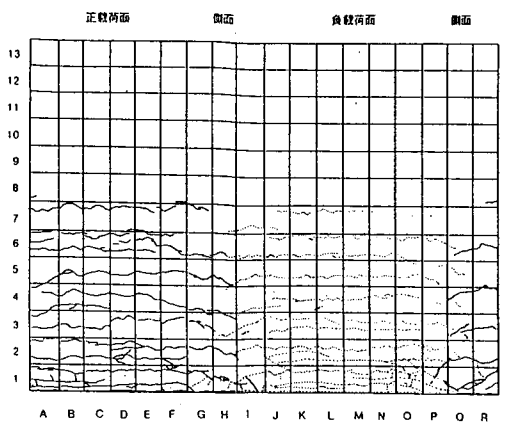
6δy



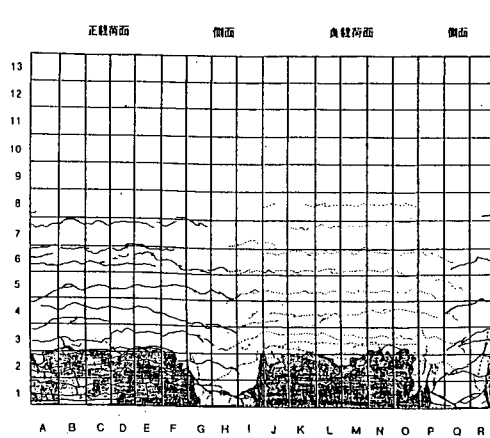
3δy



7δy



4δy



8δy

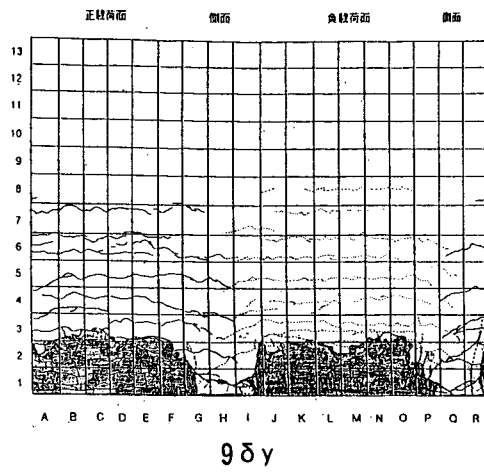
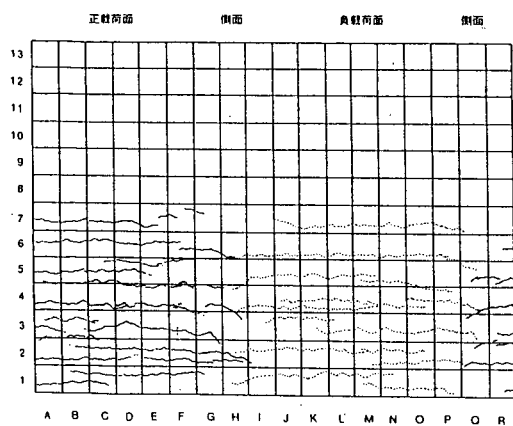
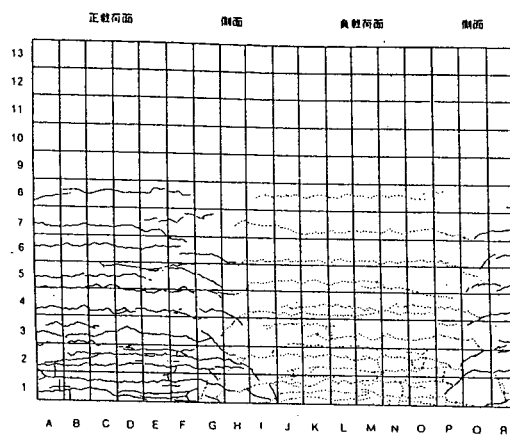


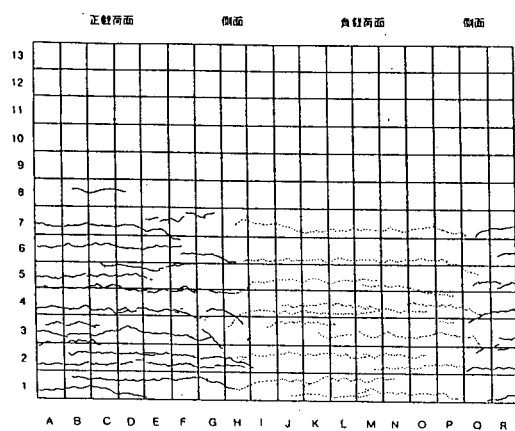
図-参-2 ケース2 供試体の損傷状況



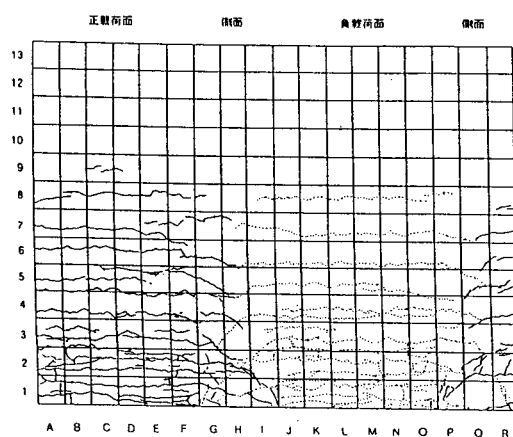
1δy



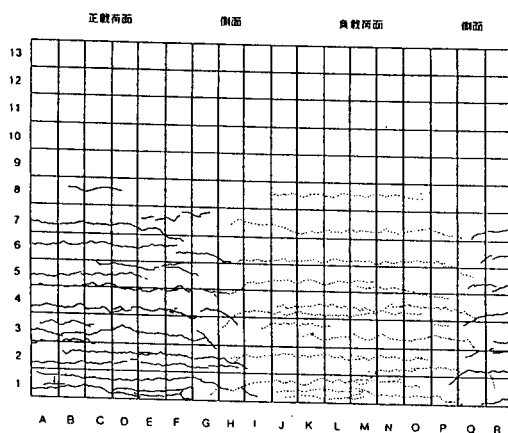
5δy



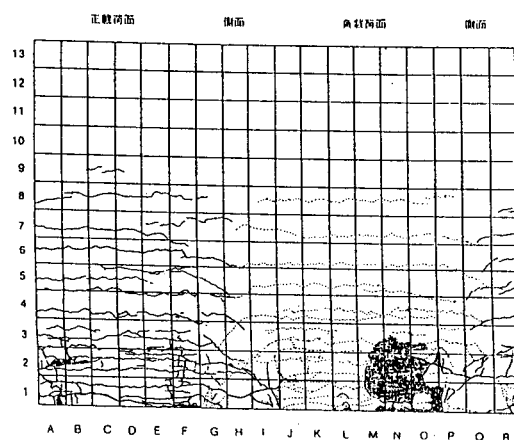
2δy



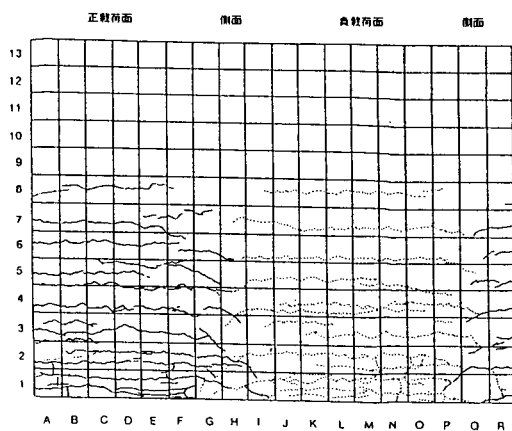
6δy



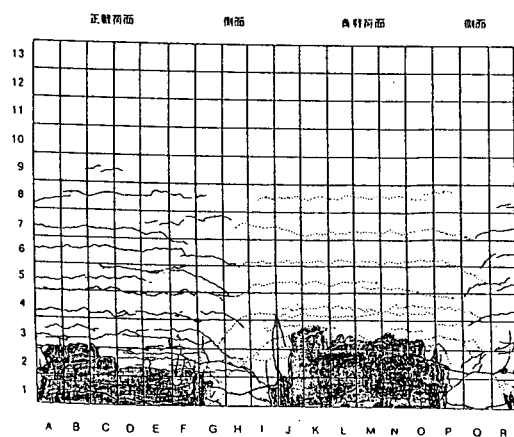
3δy



7δy



4δy



8δy

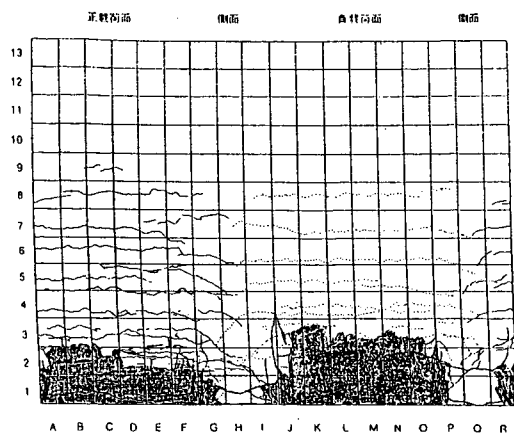
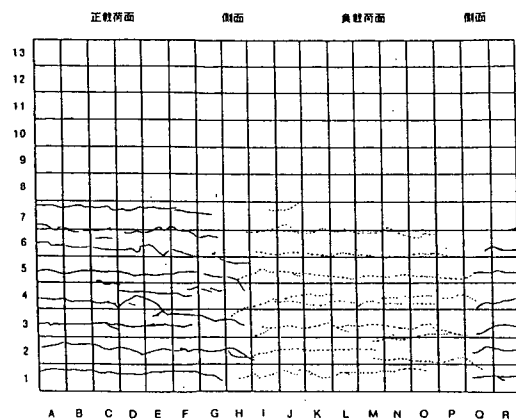
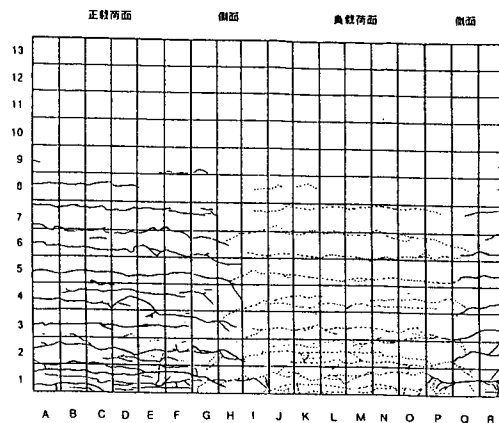


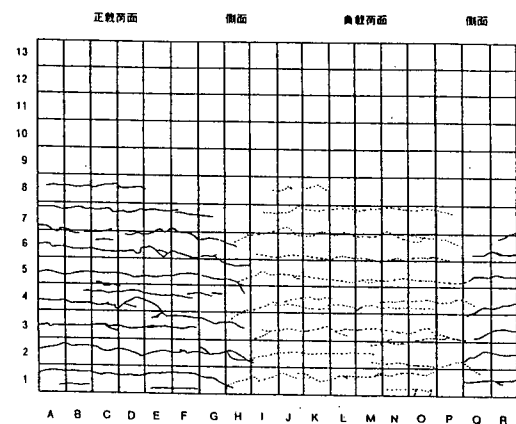
図-参-3 ケース3 供試体の損傷状況



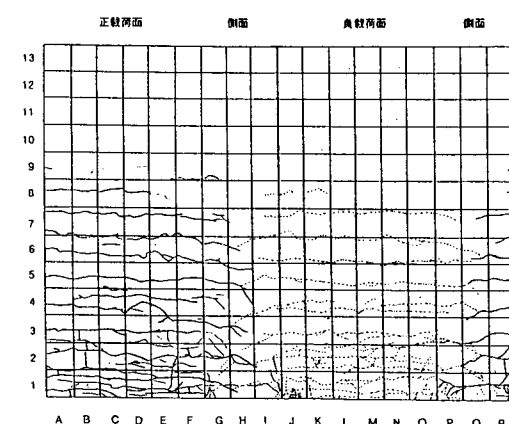
1δy



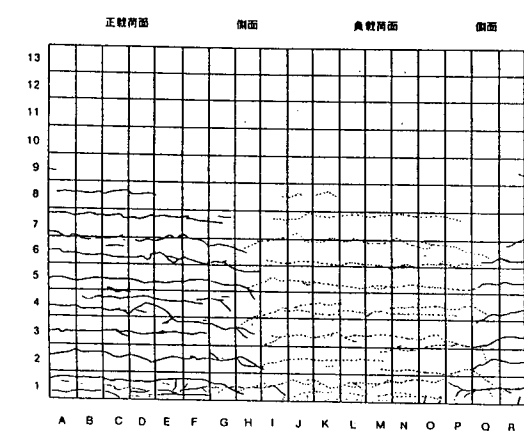
5δy



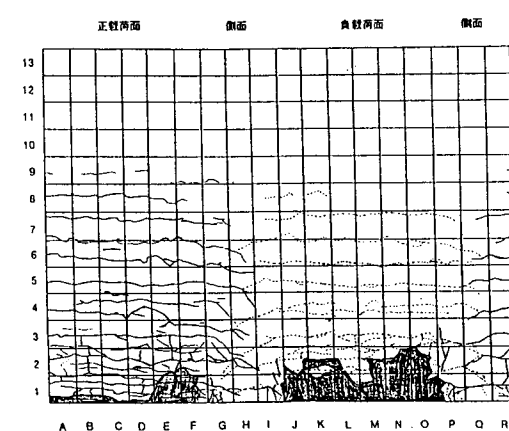
2δy



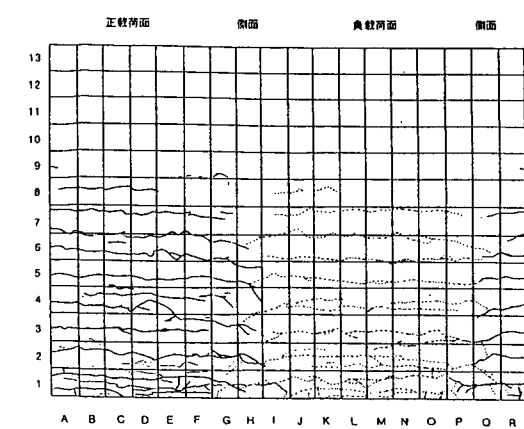
6δy



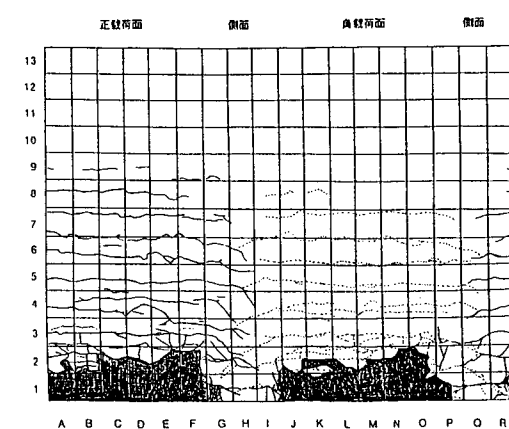
3δy



7δy



4δy



8δy

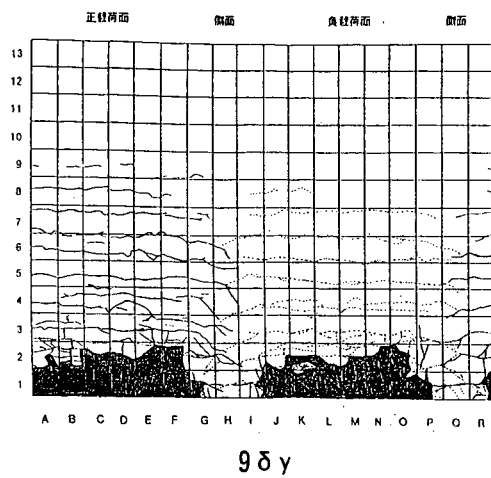
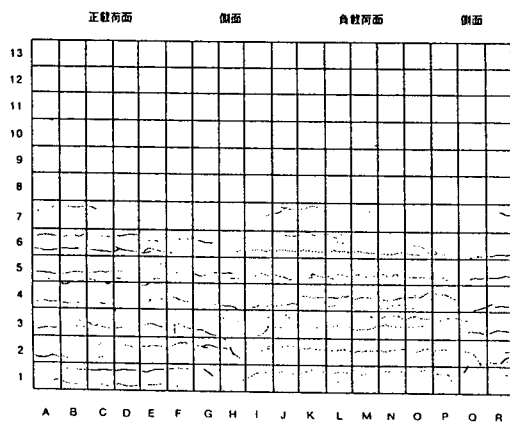
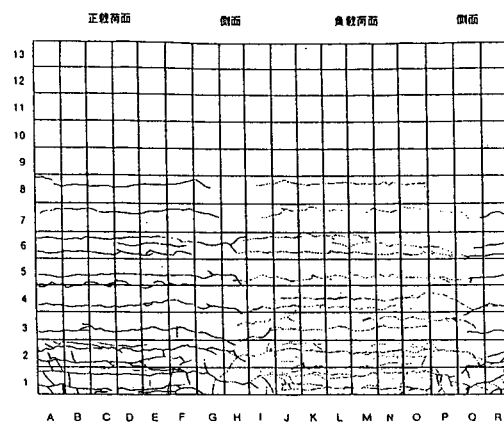


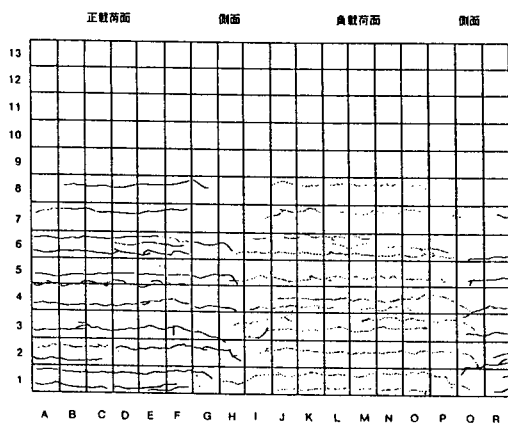
図-参-4 ケース4 供試体の損傷状況



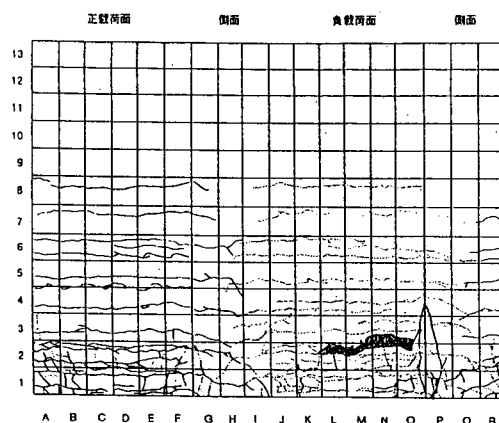
1 δy



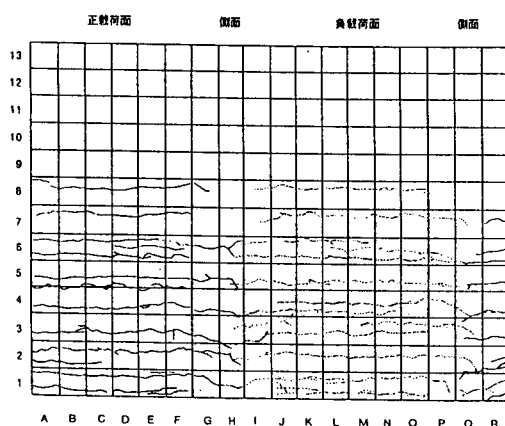
5 δy



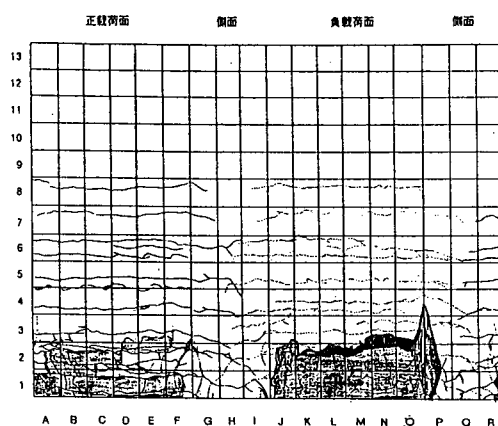
2 δy



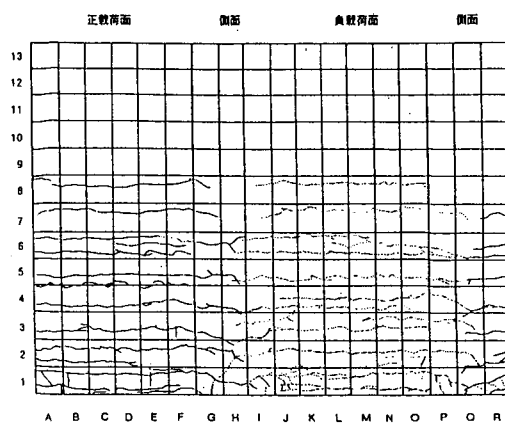
6 δy



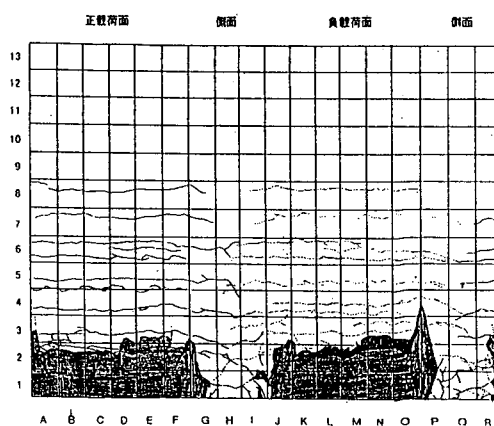
3 δy



7 δy



4 δy



8 δy

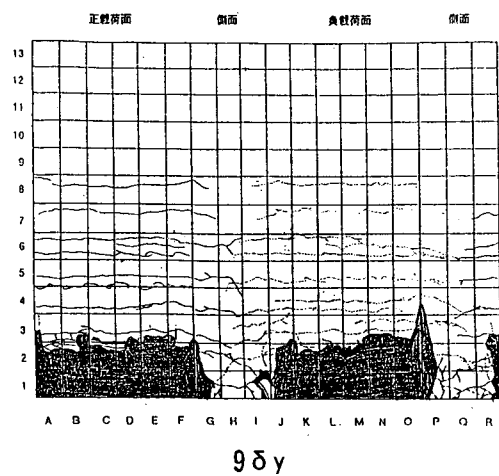
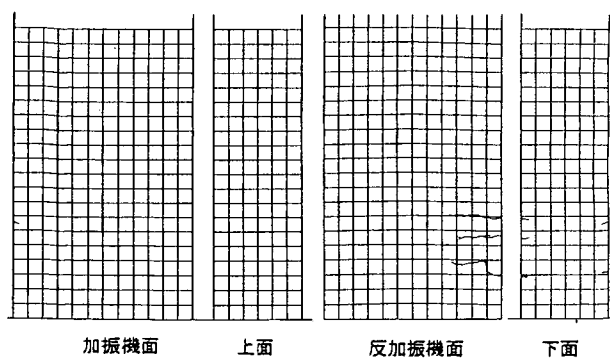
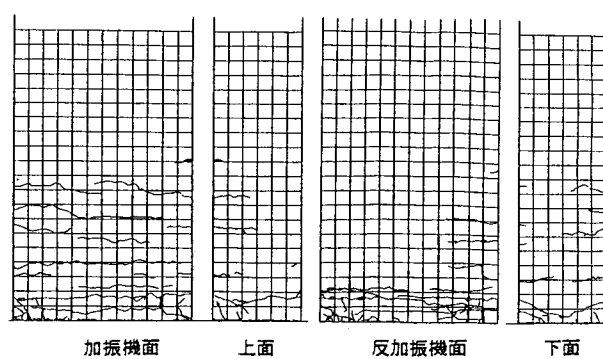


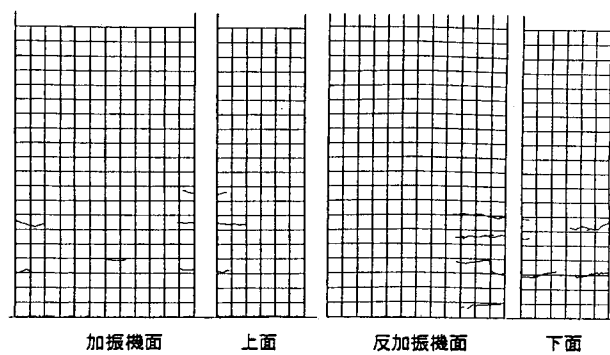
図-参-5 ケース5 供試体の損傷状況



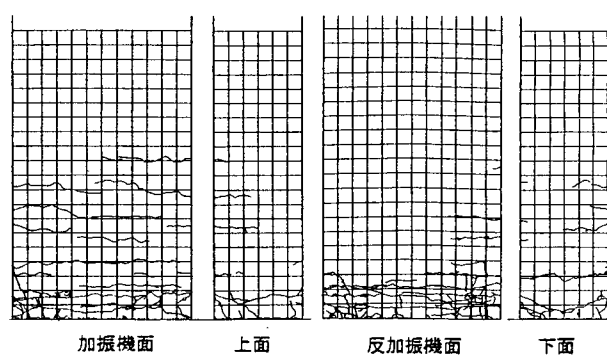
1 δy



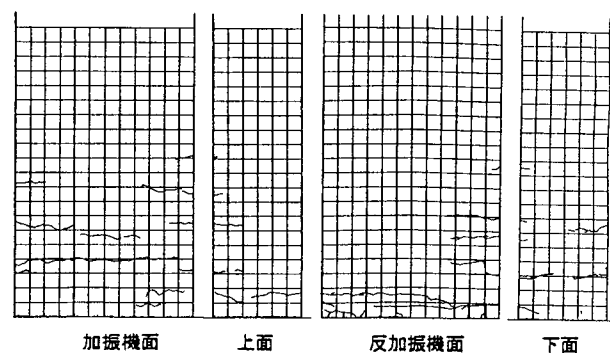
5 δy



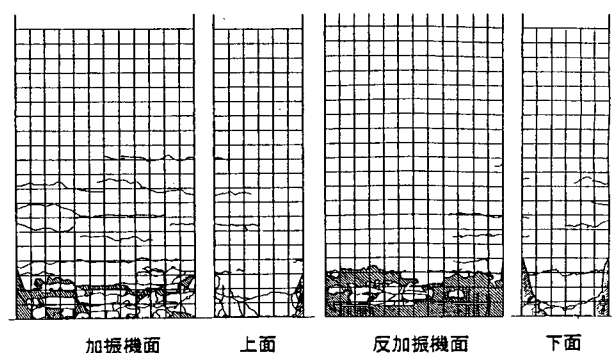
2 δy



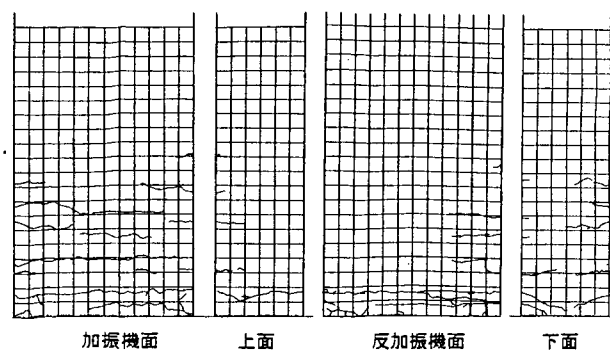
6 δy



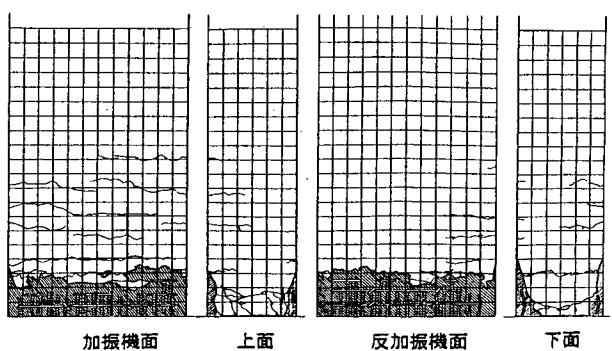
3 δy



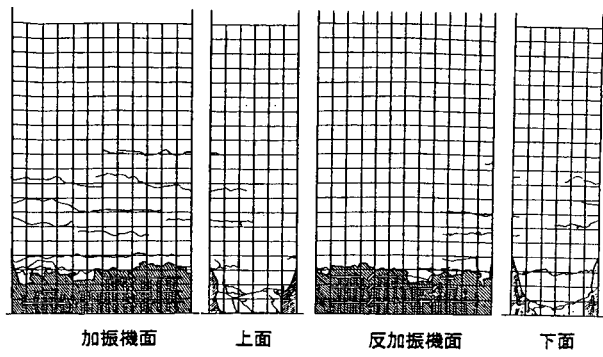
7 δy



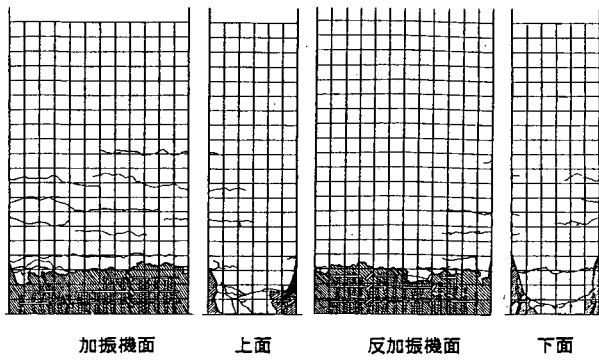
4 δy



8 δy

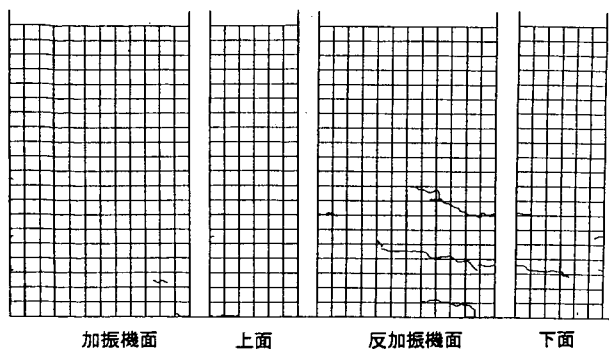


9δy

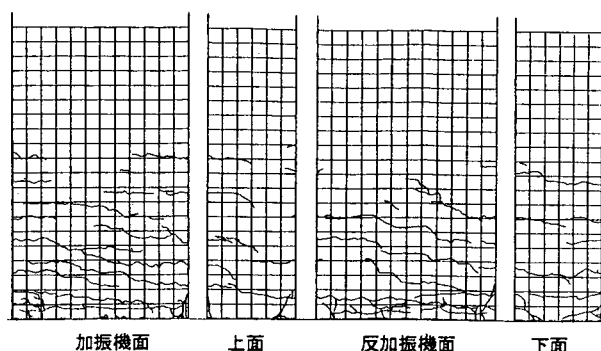


10δy

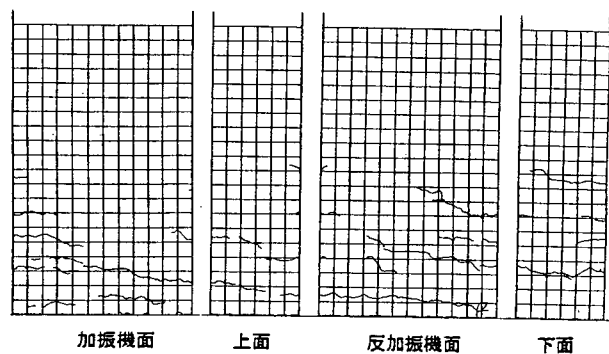
図-参-6 ケース6供試体の損傷状況図



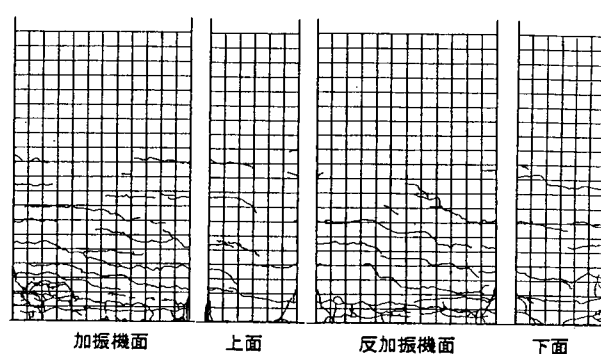
1 δy



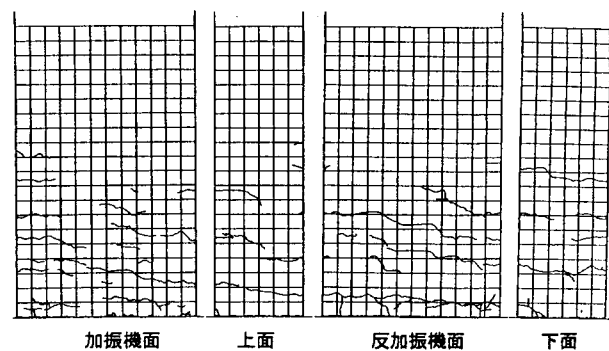
5 δy



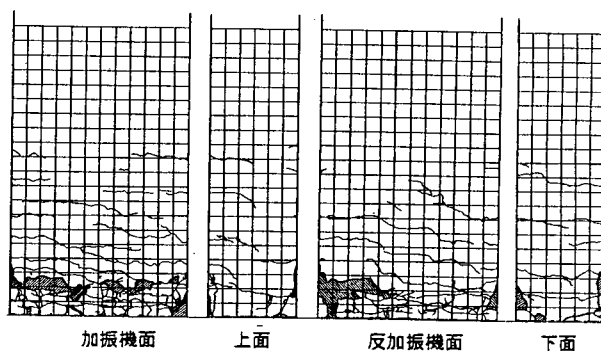
2 δy



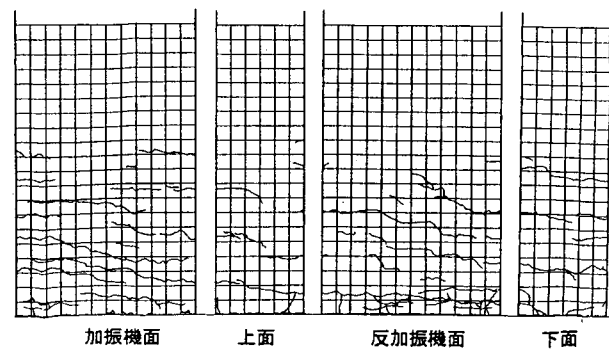
6 δy



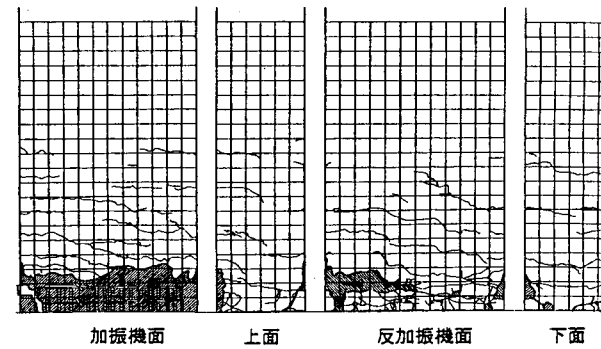
3 δy



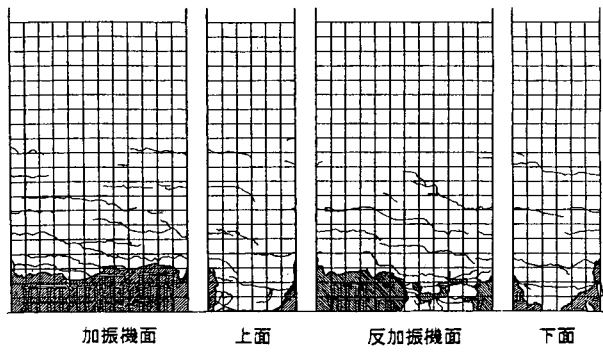
7 δy



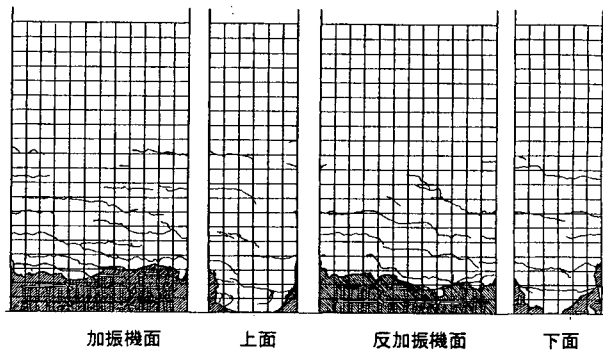
4 δy



8 δy

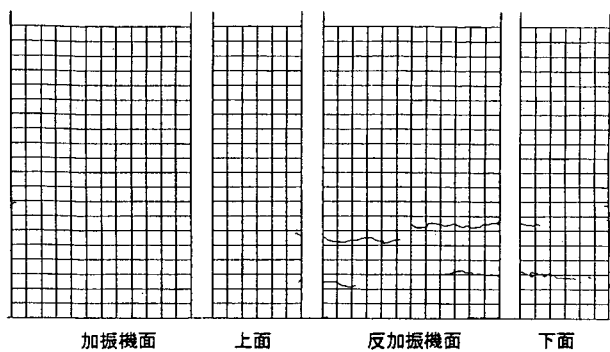


9δy

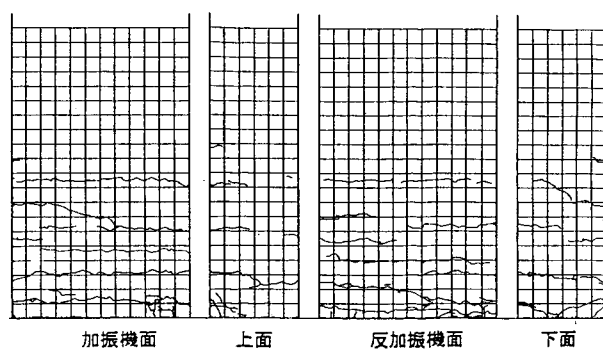


10δy

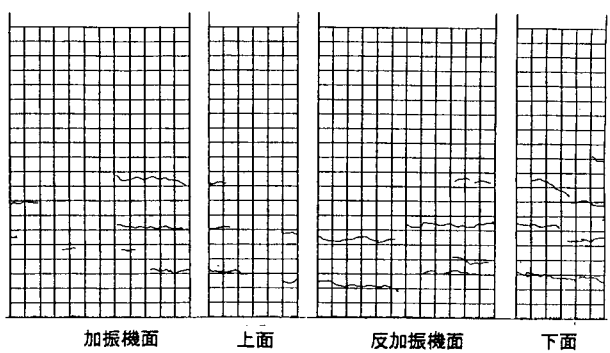
図-参-7 ケース7供試体の損傷状況図



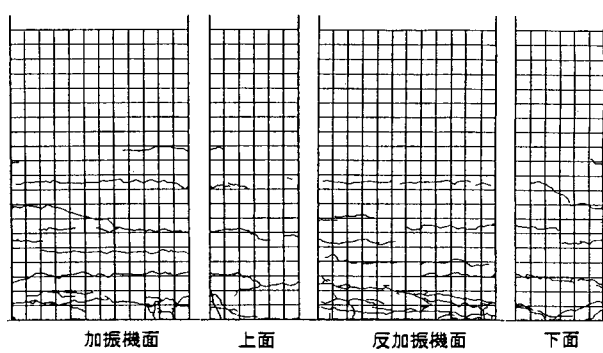
1 δy



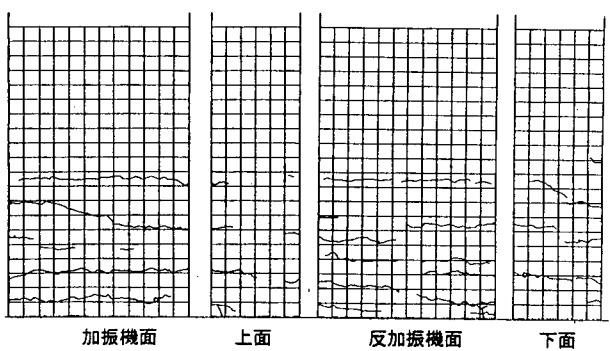
5 δy



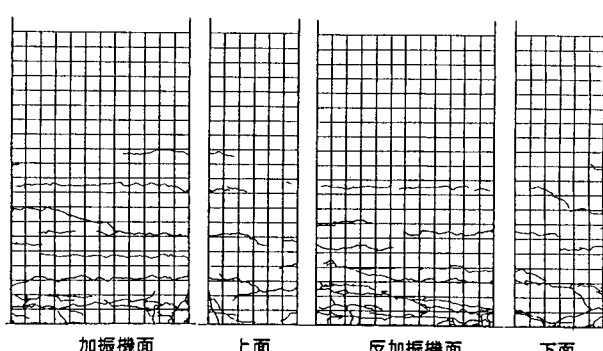
2 δy



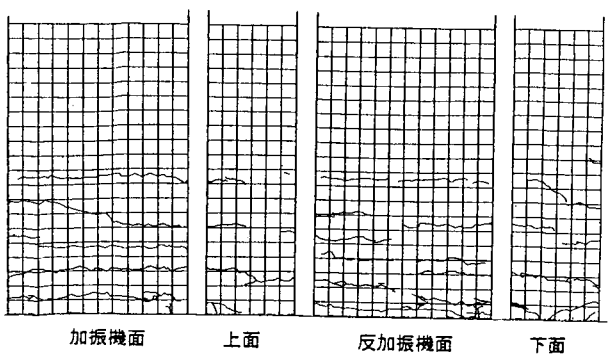
6 δy



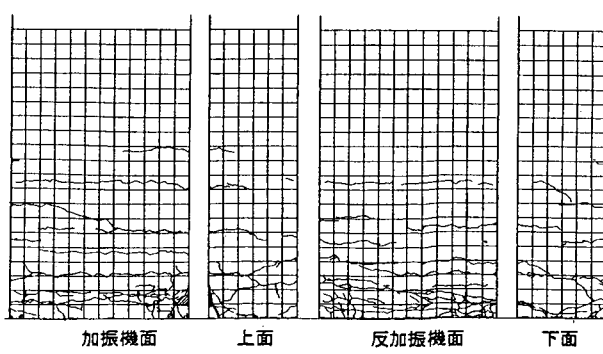
3 δy



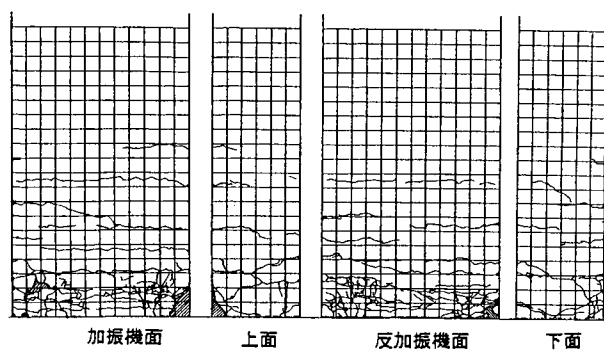
7 δy



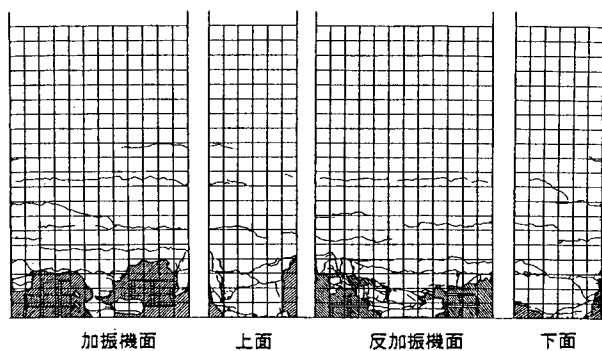
4 δy



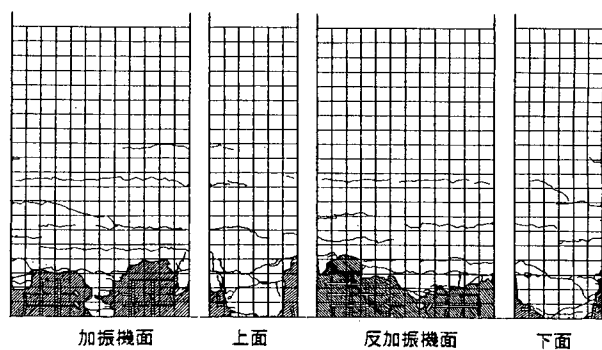
8 δy



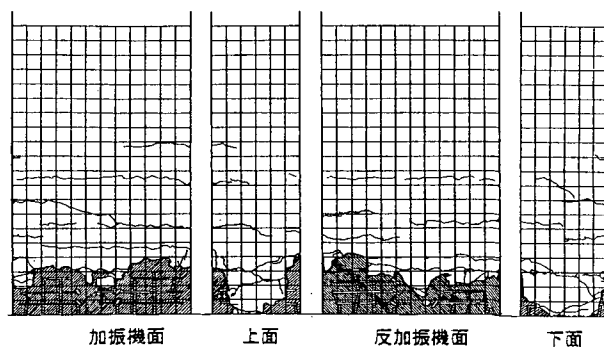
$9\delta y$



$10\delta y$

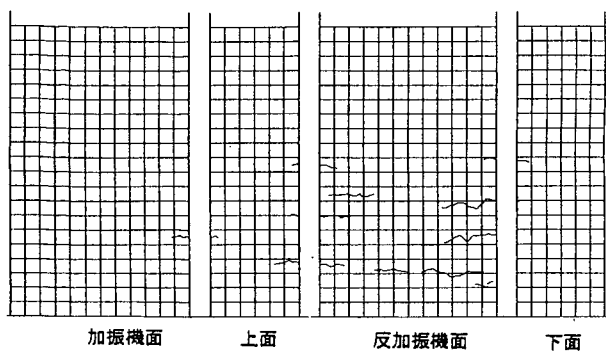


$11\delta y$

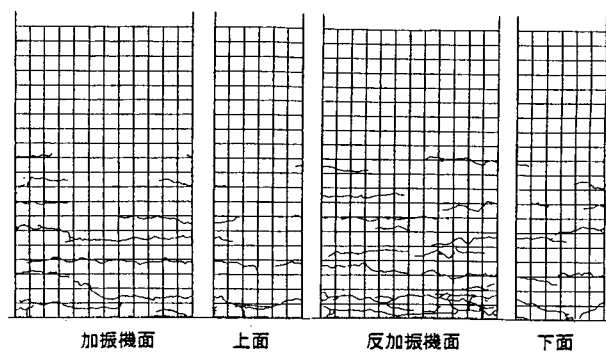


$12\delta y$

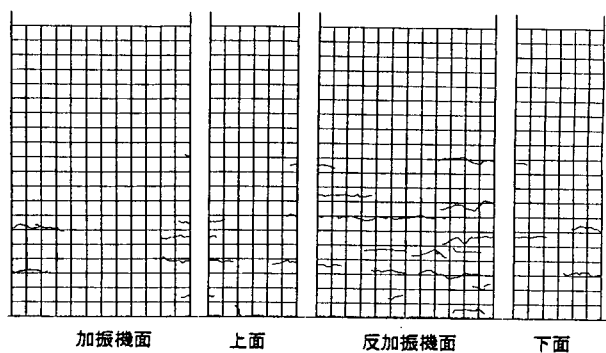
図-参-8 ケース8供試体の損傷状況図



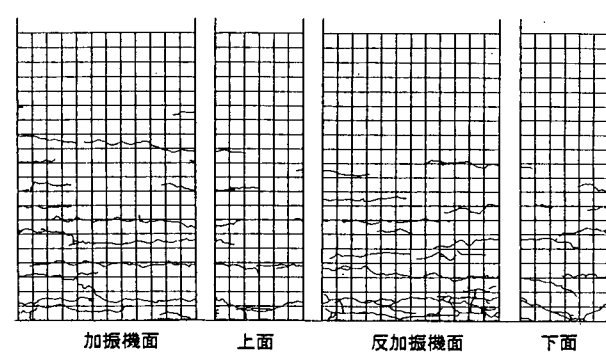
$1\delta y$



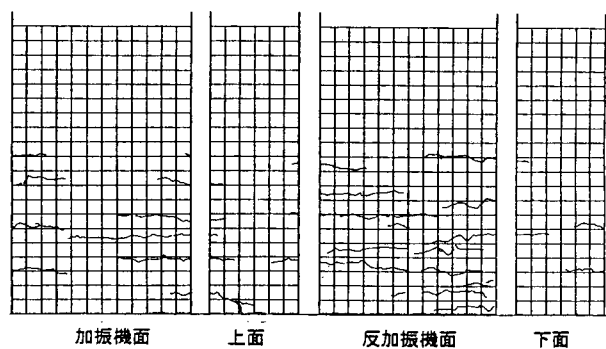
$5\delta y$



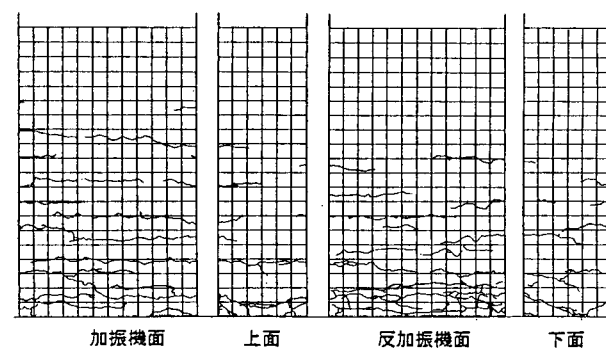
$2\delta y$



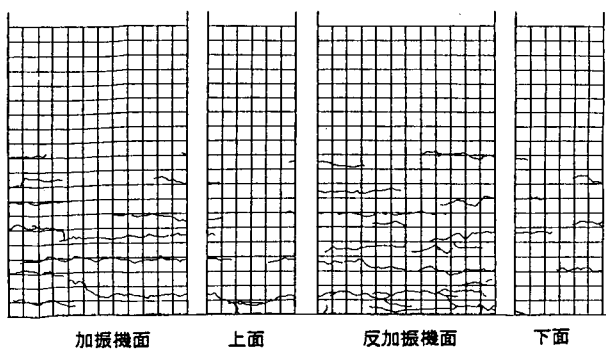
$6\delta y$



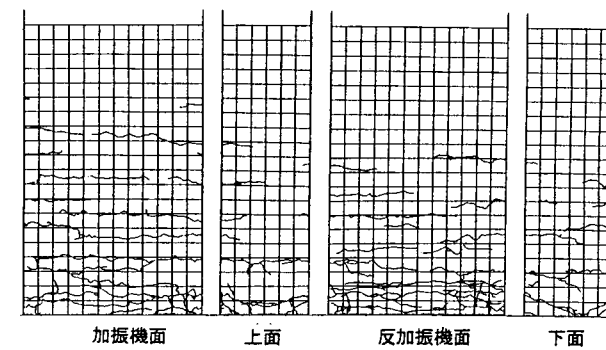
$3\delta y$



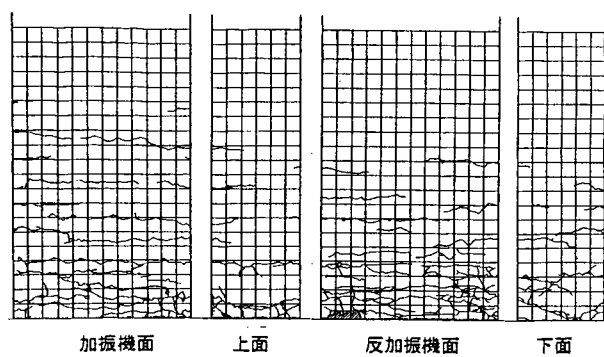
$7\delta y$



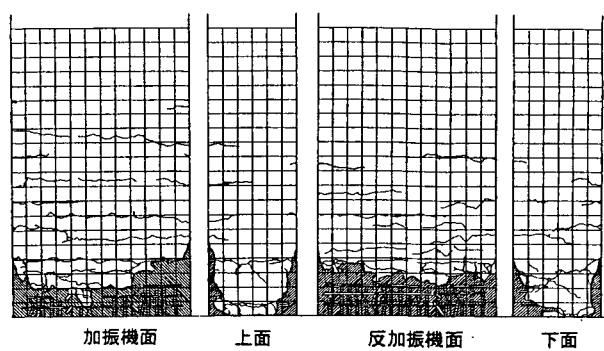
$4\delta y$



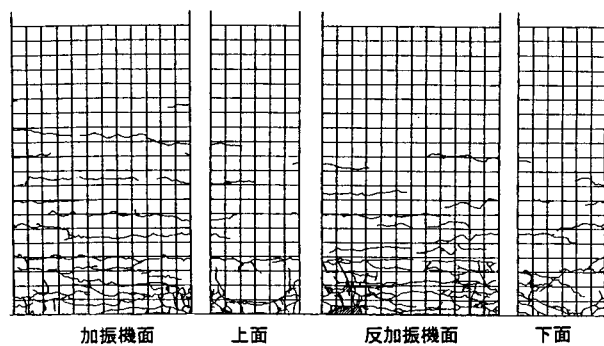
$8\delta y$



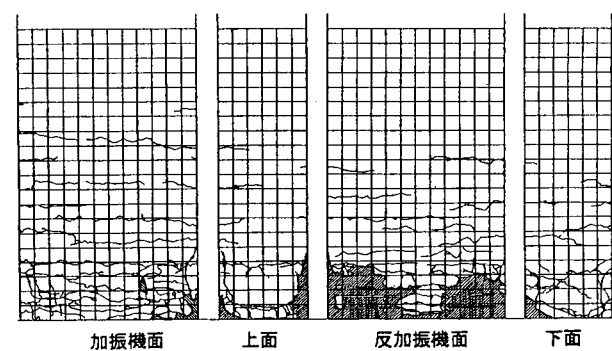
95 y



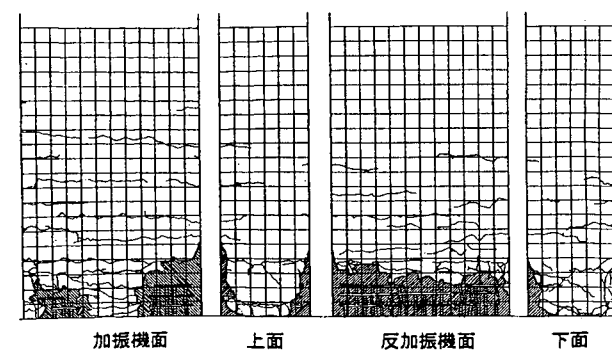
135 y



105 y



115 y



125 y

図-参-9 ケース9供試体の損傷状況図

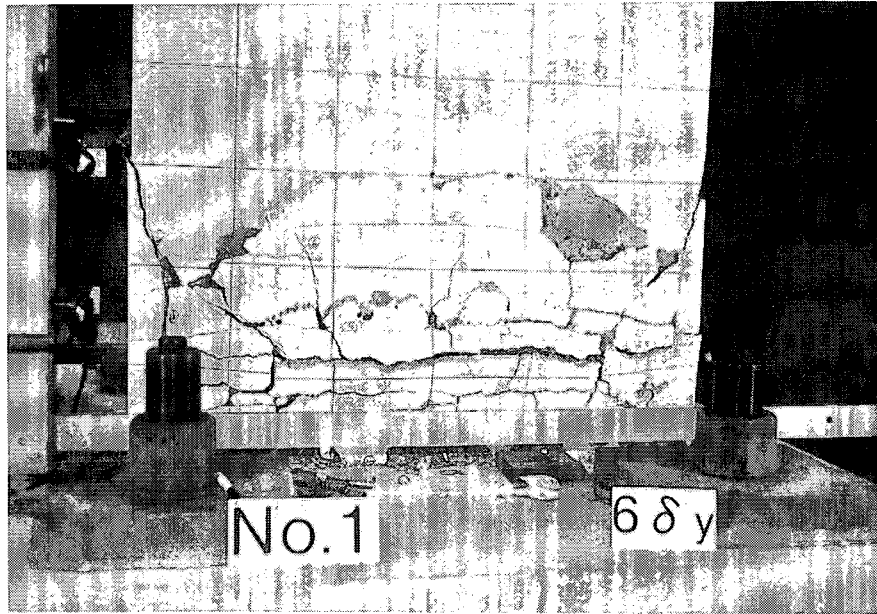


写真-参-1 コンクリートのはらみだし（ケース1）



写真-参-2 かぶりコンクリートの剥離（ケース1）

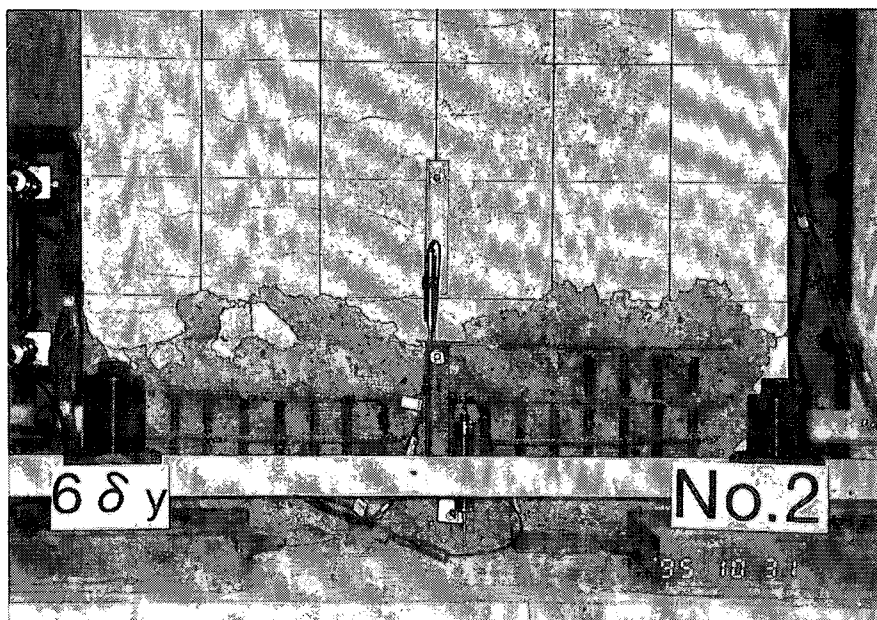


写真-参-3 かぶりコンクリートの剥離（ケース2）

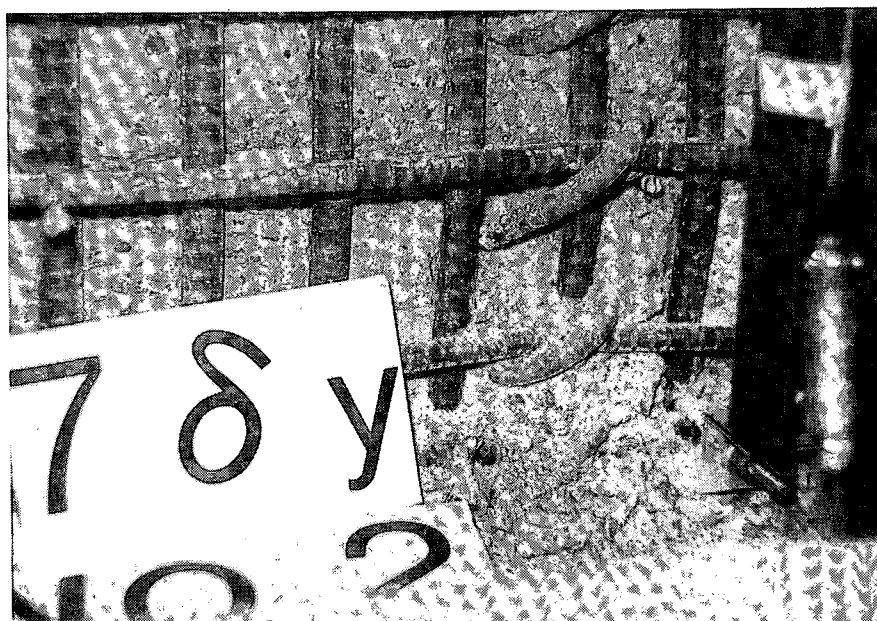


写真-参-4 中間帯鉄筋のフックの抜けだし（ケース2）

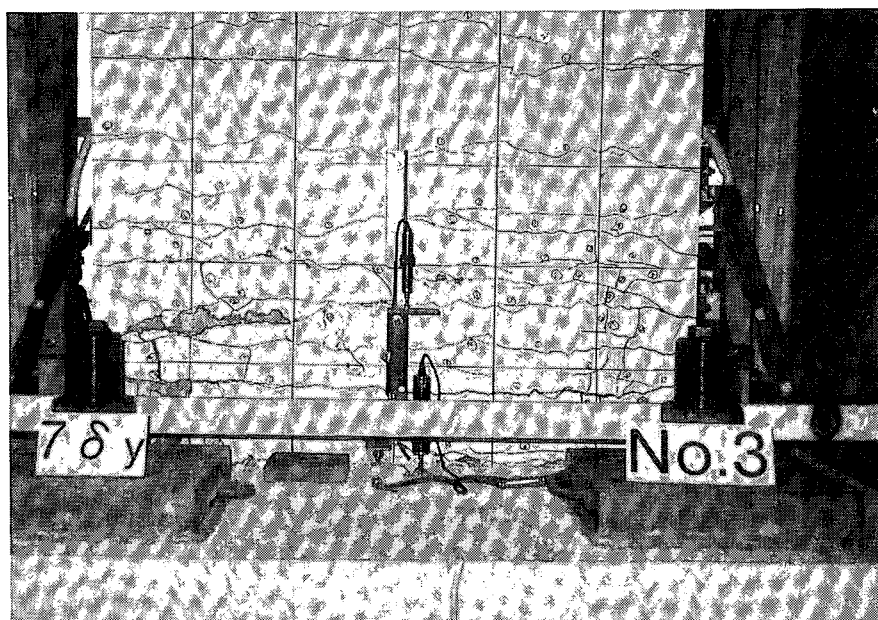


写真-参-5 曲げひびわれの進展状況（ケース3）

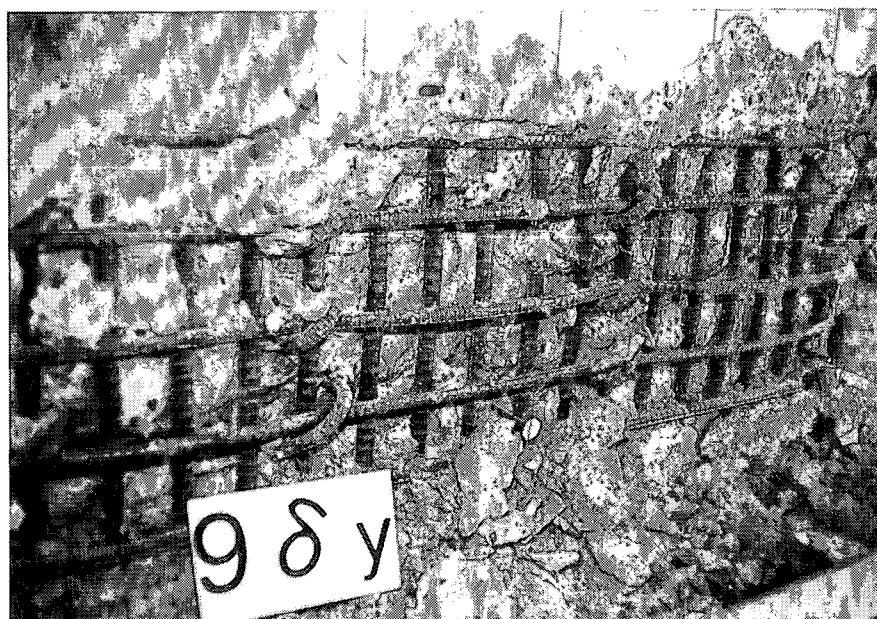


写真-参-6 中間帯鉄筋のフックによる内部コンクリートの拘束（ケース3）

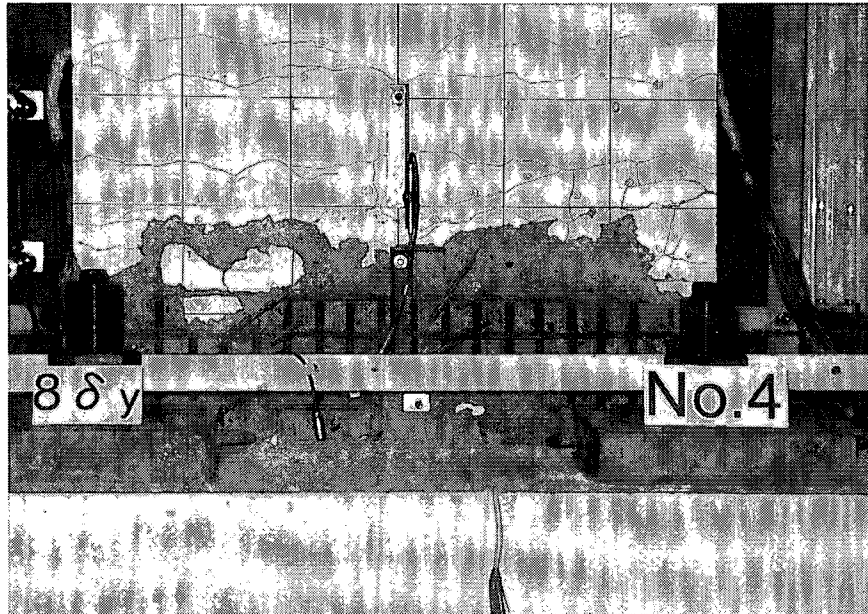


写真-参-7 かぶりコンクリートのはくり状況（ケース4）

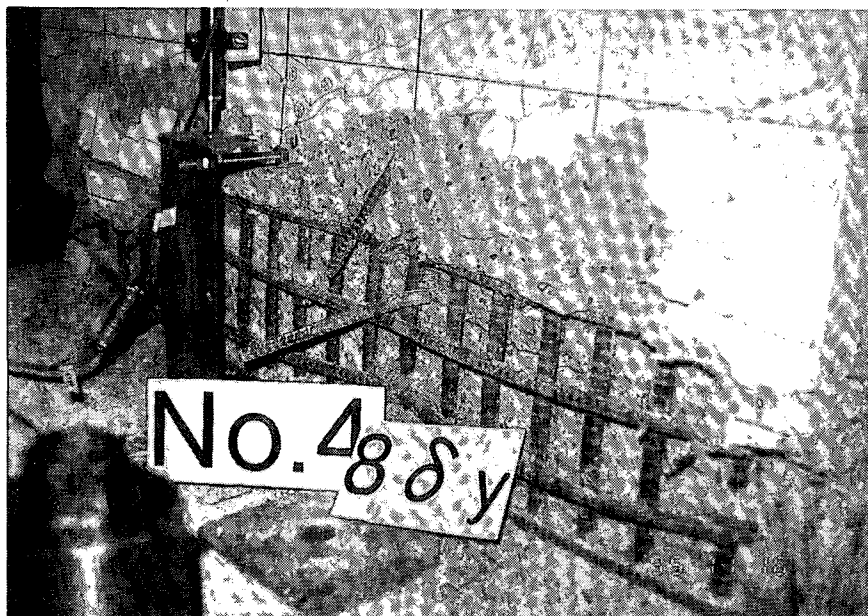


写真-参-8 中間帯鉄筋の直角フックの抜けだし（ケース4）

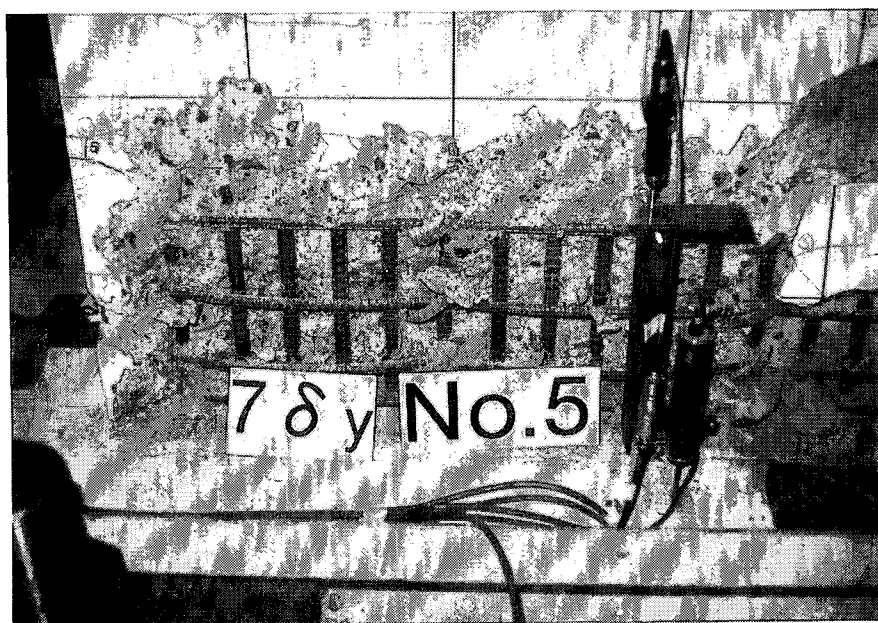


写真-参-9 かぶりコンクリートのはくり状況（ケース5）

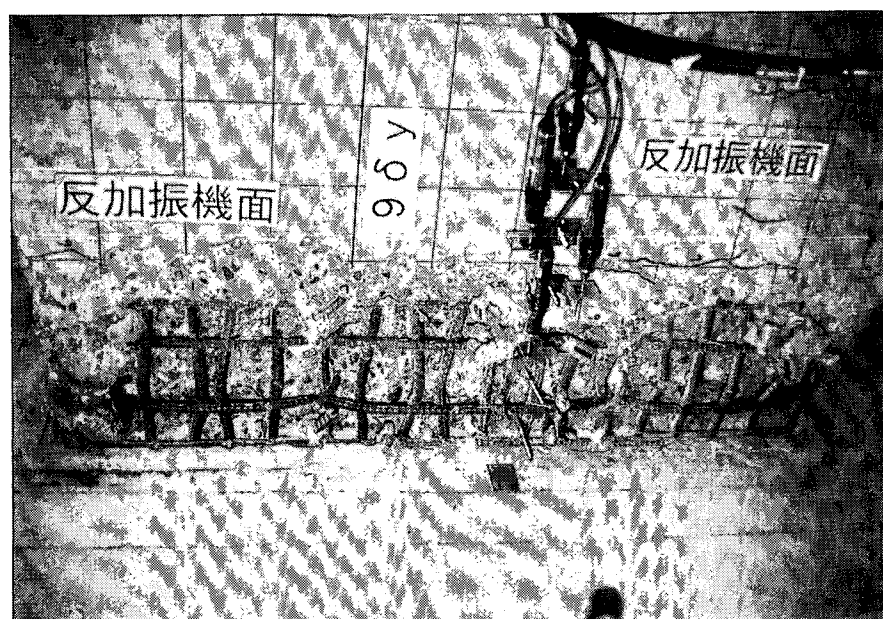


写真-参-10 かぶりコンクリートのはくり状況（ケース6）

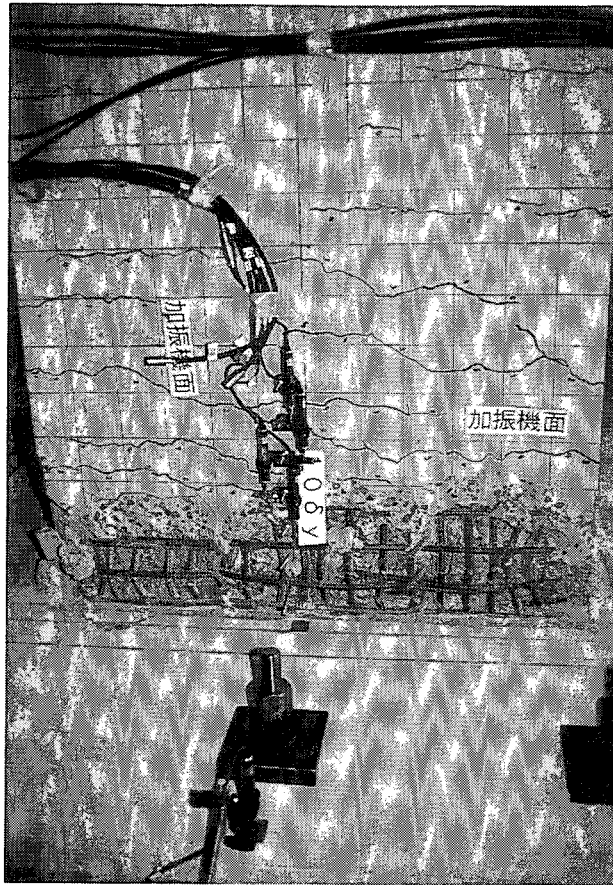


写真-参-11 かぶりコンクリートのはくり状況（ケース7）

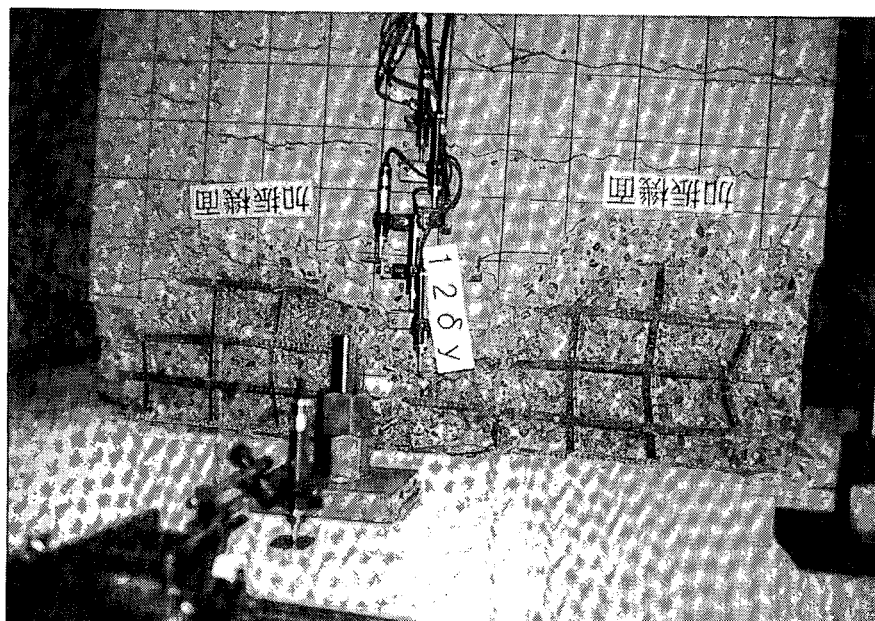


写真-参-12 かぶりコンクリートの剥離と太径の軸方向鉄筋の座屈状況（ケース8）

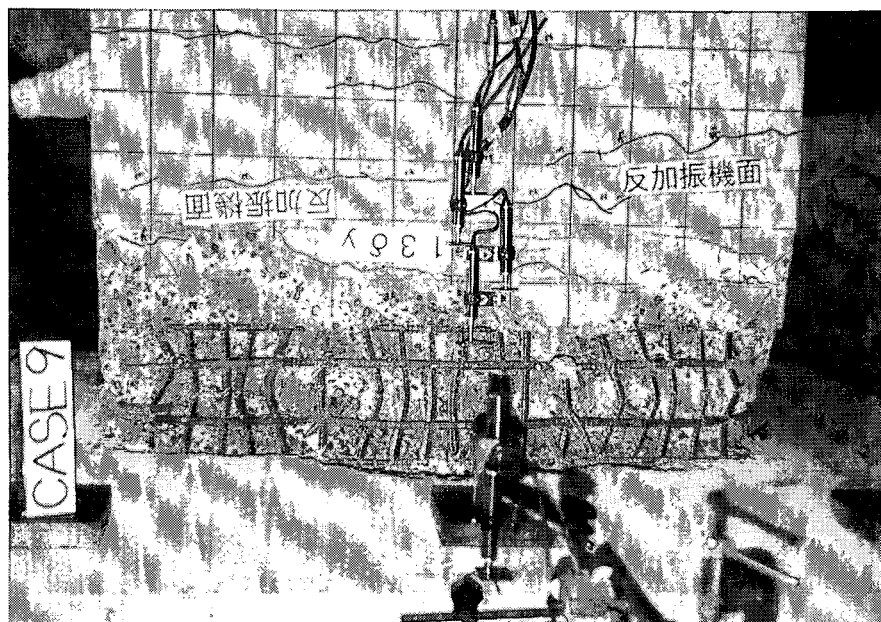


写真-参-13 軸方向鉄筋の座屈と破断状況（ケース9）

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす
中間帯鉄筋の影響に関する実験的研究

I S S N 0386 - 5878
土木研究所資料第3563号

耐震技術者センター耐震研究室 室 長 運上 茂樹
主任研究員 寺山 徹

要 旨
平成7年兵庫県南部地震において道路橋等の公共構造物に生じた多くの被災を踏まえて、今後の耐震設計で検討すべき項目の1つとして構造部材の地震時の変形性能および動的耐力の評価法が挙げられている。そこで、本研究では鉄筋コンクリート橋脚を対象として、中間鉄筋の配筋細目の差異が変形性能に与える影響を明らかにするために9体の実験試供体を用いて繰り返し載荷実験を行った。実験の結果、中間帯鉄筋が多くなると変形性能が向上すること、中間帯鉄筋の両端の定着フックの形により変形性能が変化することが明らかになった。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、繰り返し載荷実験、中間帯鉄筋、変形性能

郵便はがき

305-0804

50円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震技術研究センター耐震研究室 行

No. _____

土木研究所資料第3563号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3563号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名

印

土木研究所資料第3563号

