

## 4章 交番載荷実験

道路橋の橋脚に従来一般的に用いられてきた鉄筋に比べて高強度の鉄筋を用いることで、鉄筋量の削減、断面の縮小によるコスト縮減、過密配筋の解消による施工性の向上、部材断面の縮小による死荷重の軽減、基礎断面の縮小などのメリットが期待されている。そこで、断面形状や使用材料、鉄筋量及び作用軸圧縮応力度など様々な組み合わせが考えられる橋脚の条件に関わらず保有する耐震性能をより普遍的に評価できる設計手法の確立が求められている。

道路橋橋脚の設計法は、地震時保有水平耐力法と呼ばれ、川島ら<sup>1)-5)</sup>によって実施された一連の研究を基にしている。地震時保有水平耐力法における鉄筋コンクリート橋脚の終局変位の推定手法に関しては、武村ら<sup>4)</sup>らや星隈ら<sup>5)</sup>によって研究されたものがある。これは、最外縁圧縮鉄筋位置のコンクリートの圧縮応力度が帯鉄筋による拘束効果を考慮した応力度 $\sigma_{\text{c}}-\epsilon_{\text{c}}$ 関係<sup>3)</sup>において、最大圧縮応力度の80%に低下した時点を終局点として終局変位を推定する手法である。この手法により計算される終局変位は、繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリート橋脚のかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈して、水平力が低下しはじめる点の変位に概ね相当するとされている。しかし、この評価手法は、例えば軸方向鉄筋比が低く、横拘束鉄筋の体積比が高い場合には実験における終局変位よりも過大な評価値を与える場合もあることが指摘されている<sup>6)</sup>。

高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の研究に関しては、仲谷ら<sup>7, 8)</sup>や塩畑ら<sup>9)</sup>がSD490の高強度鉄筋を使用した供試体による交番載荷実験を実施している。これらの研究は、軸方向鉄筋比が小さい場合に、平成14年道路橋示方書の計算式は実験値を過大評価することを指摘しており、より広い適用範囲で信頼性の高い評価手法が求められている。

平成24年に改訂された道路橋示方書では、SD490を使用した橋脚を含む過去に実施された載荷実験結果の分析を基に、前述の軸方向鉄筋比が小さい場合も含めて終局変位の予測精度の改善が図られ<sup>10)</sup>、かつ軸方向鉄筋としてSD490まで適用範囲が拡大された。一方で、材料強度や構造細目などの適用範囲が実施された実験データの範囲に限定されているため、適用範囲を超える条件を採用する場合には、実験等による検証が必要となり、実用の面では課題が残っていると見える。そのため、様々な条件においても一定の精度、安全余裕を持って橋脚の状態が評価できる設計手法が必要であると考えられる。

前章までは、高強度鉄筋について材料の力学的特性を調査した。本章では、高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱について正負交番水平載荷を受ける時の挙動を調査するものである。材料の組み合わせ、軸方向鉄筋比、軸圧縮応力度などを変化させたときのコンクリート柱の挙動の違いを調べる。

### 4.1 実験概要

実験ケースを表4.1.1に、供試体断面図を図4.1.1に示す。実験供試体のパラメータは、軸方向鉄筋強度 (SD345, SD490, USD685)、軸方向鉄筋比、軸方向鉄筋の配置段数、横拘

束鉄筋の体積比<sup>1)</sup>、橋脚基部に作用する軸圧縮応力度等とした。全ての供試体のコンクリートの設計基準強度は 40N/mm<sup>2</sup> とし、また、横拘束鉄筋として、従来強度の鉄筋 (SD345) を使用した。なお、各実験供試体は、軸方向鉄筋強度および軸圧縮応力度の大きさによってシリーズ A~D と称し整理を行った。

表 4.1.1 実験供試体諸元

シリーズ		A	B			C		D1			D2	
供試体名		A-1	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	D1-1	D1-2	D1-3	D2-1	D2-2
断面寸法(mm)		600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	600× 600	500× 500	500× 500
柱基部から水平力作用位置 までの距離(mm)		3010	3010	3010	3010	3010	3010	3010	3010	3500	3500	3500
コンクリート設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )		40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
軸方向鉄筋 (D13)	材質	SD345	SD490	SD490	SD490	USD685	USD685	SD490	SD490	SD490	SD490	SD490
	配置間隔 一本数	40mm -52本	65mm -32本	65mm -56本	65mm -56本	87mm -24本	65mm -32本	65mm -32本	65mm -56本	47mm -44本	60mm -56本	60mm- 56本
	配置段数(段)	1	1	2	2	1	1	1	2	1	2	2
	軸方向鉄筋比(%)	1.83	1.13	1.97	1.97	0.84	1.13	1.13	1.97	1.55	2.84	2.84
帯鉄筋 (D6)	材質	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345
	配置間隔(mm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	60	60
	有効長(mm)	260	260	260	195	260	260	260	260	284	120	120
	横拘束鉄筋の 体積比(%)	1.22	1.22	1.22	1.62	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.12	1.76
柱基部軸圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.50	2.50	3.50	2.50	5.00
せん断スパン比		5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02	5.83	7.00	7.00

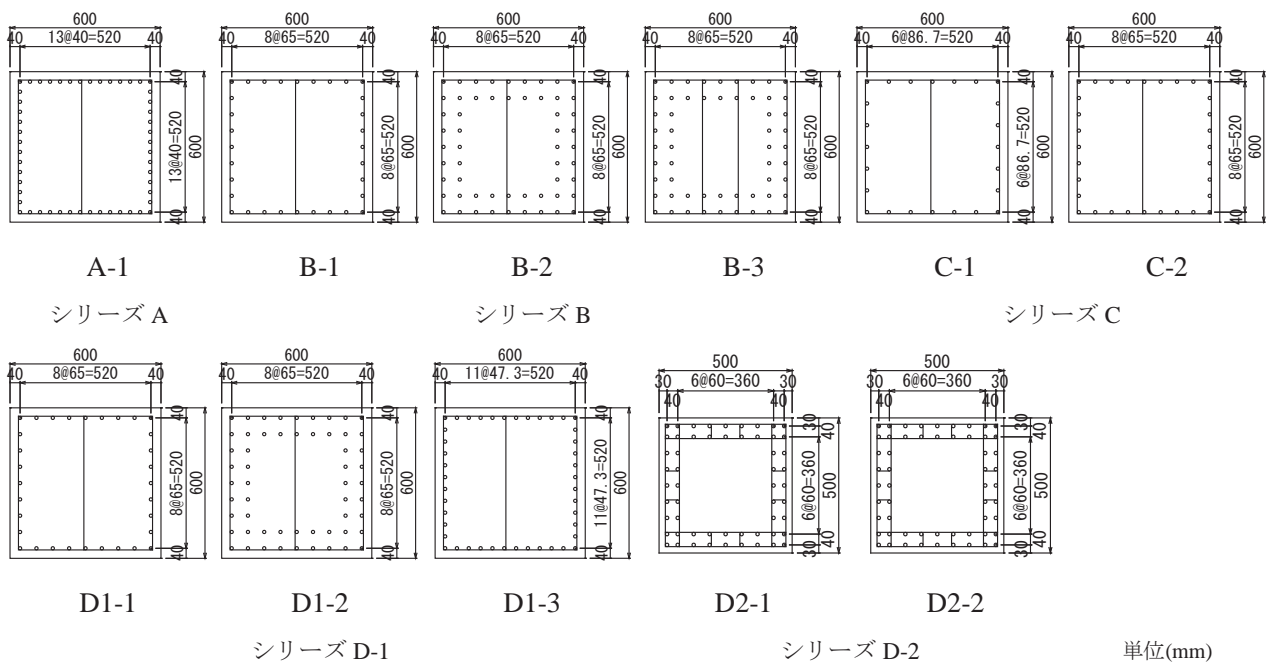


図 4.1.1 供試体断面図

## 4.2 実験方法

### 4.2.1 供試体寸法の設定

実験供試体の構造寸法を設定するにあたり、支間 50m 程度の鋼鈹桁橋の橋脚（断面寸法 3.0m×3.0m、橋脚高さ 15m）を想定した試設計を行い、その結果を縮尺 1/5 に縮小した断面を基本ケース(B-2)として設定した。試設計を行った橋脚と供試体の諸元は表 4.2.1 の通りである。

試設計における軸方向鉄筋及び帯鉄筋の鉄筋間隔(150mm)を 1/5 に縮小すると 30mm になる。しかし、使用したコンクリートの粗骨材の最大寸法が 20mm であることを考慮し、鉄筋のあきが粗骨材の最大寸法の 4/3 を確保できるように鉄筋間隔の最小値を 40mm に設定した。また、軸方向鉄筋比を高く設定した供試体で軸方向鉄筋の間隔が 40mm を下回る場合には、軸方向鉄筋を 2 段配置にして鉄筋間隔 40mm を確保した。

試設計におけるコンクリート外縁から軸方向鉄筋の中心位置までの距離は、1 段目が 150mm、2 段目が 300mm に配置される想定であるが、供試体では、かぶり部へのコンクリートの打設に配慮し、1 段目を 40mm、2 段目を 105mm の位置とし、断面寸法の異なるシリーズ D2 についてのみ 1 段目を 30mm、2 段目を 70mm とした。試設計による断面と供試体の縮尺比 1/5 を考慮すると、供試体のコンクリート外縁から軸方向鉄筋の中心位置までの距離

は、1 段目が 200mm、2 段目が 525mm に相当し(シリーズ D2 は 1 段目が 150mm、2 段目が 350mm)、試設計の諸元より軸方向鉄筋がコンクリート内側に配置されていることになる。

柱基部の軸圧縮応力度は試設計では 1.3N/mm<sup>2</sup> であるが、既往の実験で多く採用されている 1.0N/mm<sup>2</sup> を基本とし、既往の実験との比較が容易となるようにした。

表 4.2.1 試設計と供試体の諸元

	試設計	供試体 (B-2)
断面寸法	3000mm×3000mm	600mm×600mm
柱高さ	15000mm	3000mm
軸方向鉄筋:SD490 (径, 間隔, 段数)	D51ctc150mm(88 本) 1.5 段配置	D13 ctc65mm(56 本) 2 段配置
軸方向鉄筋比	1.98%	2.00%
帯鉄筋:SD345 (径, 間隔)	D25ctc150mm	D6ctc40mm
横拘束鉄筋の有効長	750mm	260mm
横拘束鉄筋の体積比	1.80%	1.22%
かぶり	74.5mm	21.5mm
基部軸力	11308kN	360kN
軸圧縮応力度	1.26N/mm <sup>2</sup>	1.00N/mm <sup>2</sup>
せん断スパン比	5.00	5.00
断面図		

#### 4.2.2 実験供試体のパラメータの設定

実験に使用した供試体の軸方向鉄筋比、横拘束鉄筋の体積比、軸圧縮応力度の関係を図 4.2.1 に示す。これらの供試体のパラメータに関しては、以下の背景のもと具体的な数値を設定した。

##### ①軸方向鉄筋比

既往の実験<sup>6)</sup>では、軸方向鉄筋比を 1.0~2.0%程度に設定している。高強度鉄筋を採用する柱部材では、断面を縮小することにより軸方向鉄筋比が高くなる傾向にあると想定されるため、1.0~3.0%程度の範囲の軸方向鉄筋比の領域において供試体を計画した。

##### ②横拘束鉄筋の体積比

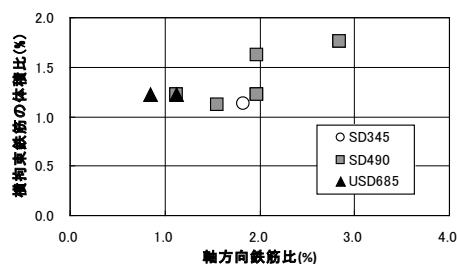
高強度鉄筋を採用する橋脚は、断面を縮小することにより軸圧縮応力度が高くなることが想定され、軸圧縮応力度が高くなることで低下傾向にあるじん性を補うために横拘束鉄筋を多く配置することが予想される。一方、コンクリートに対する横拘束を過度に高めるとコンクリートの圧壊よりも軸方向鉄筋の破断が先行する恐れがあり、破断ひずみの小さい高強度鉄筋においてはこの傾向が顕著になることが懸念される。そこで、従来の横拘束鉄筋の体積比の上限値以下の範囲で横拘束鉄筋の体積比が比較的高い領域（1.0~1.8%程度）において供試体を計画した。

##### ③軸圧縮応力度

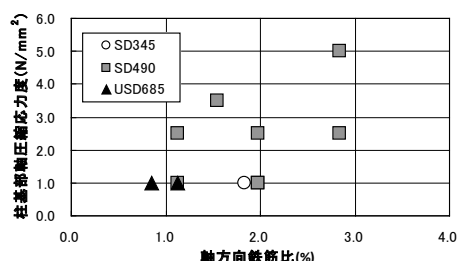
既往の実験<sup>6)</sup>では 1.0N/mm<sup>2</sup>程度の軸圧縮応力度が採用されていることが多いが、高強度鉄筋を採用する橋脚では、断面を縮小することにより軸圧縮応力度が高い状態になることが想定される。供試体パラメータを設定するにあたり事前実施した、山間部に建設される橋梁を想定した橋脚高さ 50m の中空断面橋脚を有する PC3 径間連続ラーメン箱桁橋の試算によると、橋脚基部に作用する軸圧縮応力度は 5.0N/mm<sup>2</sup>程度となった。そのため、軸圧縮応力度を 1.0N/mm<sup>2</sup>を基本とし最大 5.0N/mm<sup>2</sup>の範囲で計画した。

#### 4.2.3 実験供試体の詳細

シリーズ A~D1 供試体は、中実断面を想定したケースであり、断面寸法を 600mm×600mm とした。シリーズ A は、軸方向鉄筋に SD345 を使用し軸圧縮応力度を 1.0N/mm<sup>2</sup>としたケースである。シリーズ B は軸方向鉄筋に SD490 を使用し軸圧縮応力度を 1.0N/mm<sup>2</sup>としたケースである。B-2 が上記(2)に示した基本ケースである。B-1 は B-2 に対して軸方向鉄筋比



(a) 軸方向鉄筋比と横拘束鉄筋の体積比の関係



(b) 軸方向鉄筋比と軸圧縮応力度の関係

図 4.2.1 実験供試体の概要

を 1/2 程度に低下させ 1 段配筋としたケースであり、B-3 は B-2 に対して軸方向鉄筋配置を同等とし横拘束鉄筋の体積比を 1.2% から 1.6% へと増加させたケースである。シリーズ C は、軸方向鉄筋に USD685 を使用し軸圧縮応力度を  $1.0\text{N/mm}^2$  としたケースである。C-2 は、B-1 に対して鉄筋配置を同等として軸方向鉄筋の強度のみを SD490 から USD685 に変更したものである。なお、A-1、B-1、C-1 は、軸方向鉄筋強度を SD345、SD490、USD685 と変化させているが、3 体の終局水平耐力が同等になるよう軸方向鉄筋比を調整した供試体である。

シリーズ D1 は、軸方向鉄筋に SD490 を使用し軸圧縮応力度を高く設定したケースである。D1-1 は、B-1 と同等の鉄筋配置として軸圧縮応力度を  $2.5\text{N/mm}^2$  に設定した。D1-2 は、B-3 と同等の鉄筋配置として軸圧縮応力度を  $2.5\text{N/mm}^2$  に設定した。D1-3 は、他の 10 体の供試体において実施していない、軸方向鉄筋比を 1.5% に設定した供試体である。また、軸圧縮応力度は、断面寸法  $600\text{mm} \times 600\text{mm}$  に対して軸力載荷装置の最大能力程度となる  $3.5\text{N/mm}^2$  とした。

シリーズ D2 供試体は、高強度鉄筋を用いることで断面寸法の縮小などによるコスト縮減の観点から優位性が発揮できると考えられる中空断面の高橋脚を想定し、高軸圧縮応力度と高軸方向鉄筋比の影響に着目しようとした供試体である。そのため、充実断面ではあるが中空断面橋脚の配筋状態を想定した鉄筋配置（軸方向鉄筋、帯鉄筋及び中間帯鉄筋）とした。これらの供試体は、中空断面橋脚の特性を調査することを目的とした供試体であるため、本来であれば中空断面の供試体による実験が必要である。しかし、このスケールで中空断面の供試体を製作することが困難であったことから、中実断面とする代わりに中空橋脚で想定される高い軸圧縮応力を作用させ、その影響を確認することにしたものである。供試体に作用させた軸圧縮応力度は、橋脚高さ 30~50m 程度の PC3 径間連続ラーメン箱桁橋の中空断面橋脚基部に作用する軸圧縮応力度を想定した  $2.5\text{N/mm}^2$  及び  $5.0\text{N/mm}^2$  である。実験に使用した鉛直力載荷装置の能力の範囲で  $5.0\text{N/mm}^2$  の軸圧縮応力度を作用させるため、供試体の断面寸法を他の供試体より縮小し  $500\text{mm} \times 500\text{mm}$  とした。また、中空断面橋脚における高い軸方向鉄筋比による影響を確認するために、鉄筋配置は軸方向鉄筋比を 2.8% と他のシリーズと比較して高い水準に設定した。各供試体の橋脚基部から水平力作用位置までの距離は、載荷試験装置の構造的な都合により、A-1~D1-2 の 8 体は 3,010mm（せん断スパン比約 5.0）、D1-3~D2-2 の 3 体は 3,500mm（せん断スパン比 5.83 および 7.0）とした。

#### 4.2.4 載荷方法

載荷試験は、橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）<sup>12)</sup> に則り行った。試験は、はじめに供試体の挙動及び計測機器の不具合の有無を確認するため、初降伏耐力( $P_{y0}$ )以下での予備載荷を行った。ここで初降伏耐力( $P_{y0}$ )は、供試体に用いた材料の強度試験結果を用い、平成 14 年道路橋示方書に準拠して計算した最外縁鉄筋が初めて降伏する時点の水平力である。予備載荷後に本載荷を実施した。載荷方法は、軸方向鉄筋の降伏時の水平変位を基準変位 ( $\delta_y$ ) として、載荷変位を  $\pm n \delta_y$  ( $n=1, 2, 3, \dots$ ) とした変位振幅を



各3サイクルずつ与える正負交番载荷とした。軸方向鉄筋の降伏変位は、式(4.2.1)によって算出した。なお、 $P_{max}$  及び  $P_{y0}$  は、道路橋示方書(H14)に準拠して算出した。

$$\delta_y = (P_{max}/P_{y0}) \delta_{y0,exp} \quad \dots\text{式(4.2.1)}$$

ここに、

$\delta_y$  : 正負交番载荷実験における降伏変位 (mm)

$P_{max}$  : 実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した部材の終局水平耐力 (kN)

$P_{y0}$  : 実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁鉄筋の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平力 (kN)

$\delta_{y0,exp}$  : 水平力が  $P_{y0}$  に達した点の载荷点位置の水平変位の計測値 (mm)

図 4.2.2 に载荷パターンの模式図を示す。正負交番载荷実験は、橋脚の水平力が大きく低下し始める状態に達した時点で終了とした。ここで、水平力が大きく低下し始める状態を1サイクル目の正側载荷で水平力が初めて最大水平力の80%以下に低下した時点の状態とした。

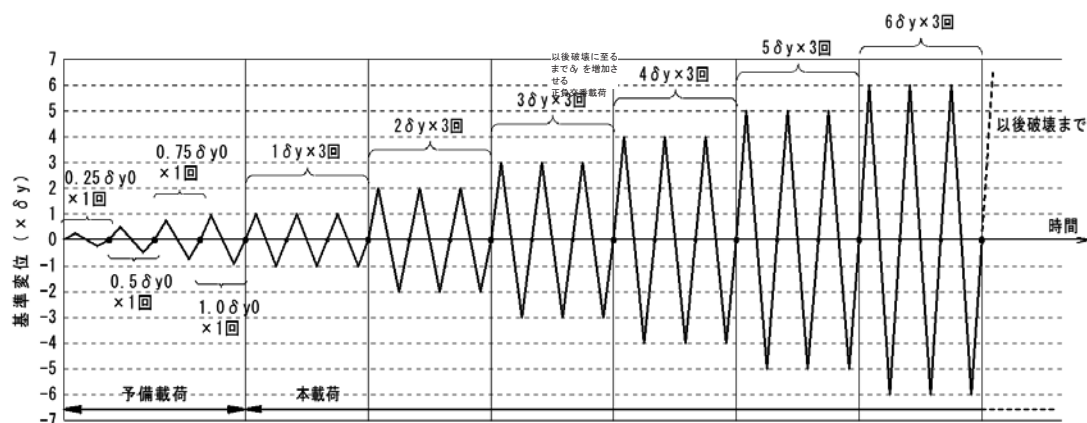


図 4.2.2 正負交番载荷パターンの模式図

計測項目は、加力装置に内蔵されているロードセルより得られた水平力および軸方向荷重、载荷点変位、軸方向鉄筋及び帯鉄筋に設置したひずみゲージより得られる鉄筋ひずみ、橋脚側面に鉛直方向に設置した変位計の計測値より算出される橋脚の曲率である。軸方向鉄筋のフーチングから伸び出し変位の計測は、図 4.2.3 に示すように、载荷面内最外縁にあり相対する 2 本の軸方向鉄筋の橋脚基部位置に先端を固定した金属製ワイヤーの自由端側の変位量を計測することで行った。なお、伸び出し量の計測に用いた金属製ワイヤーは、コンクリートと付着しないようプラスチック製のシース管に通し、フーチング側面で変位の

計測を行った（図 4.2.3）。また、フーチングに設置した変位計の値から荷重に伴い発生するフーチングの剛体変形量を計測した。

各荷重変位において 3 サイクル目の荷重終了後、水平力を除荷した状態で供試体に生じているひび割れの状況の観察を行った。実験状況を写真 4.2.1 に示す。

#### 4.2.5 材料試験

実験時材齢におけるコンクリートの材料試験値及び鉄筋の材料試験値を表 4.2.2 及び表 4.2.3 に示す。なお、帯鉄筋に使用した D6 (SD345) は明確な降伏点が確認されなかったため JIS G 312 (鉄筋コンクリート用棒鋼) 及び JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) に準拠して算出した 0.2% 耐力を示している。

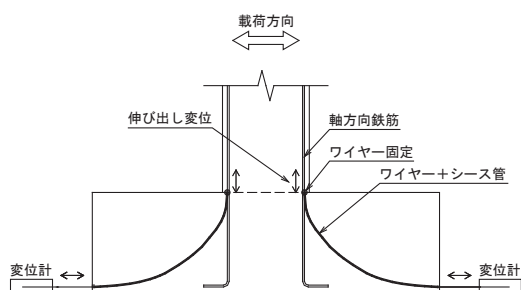


図 4.2.3 伸び出し変位計測方法

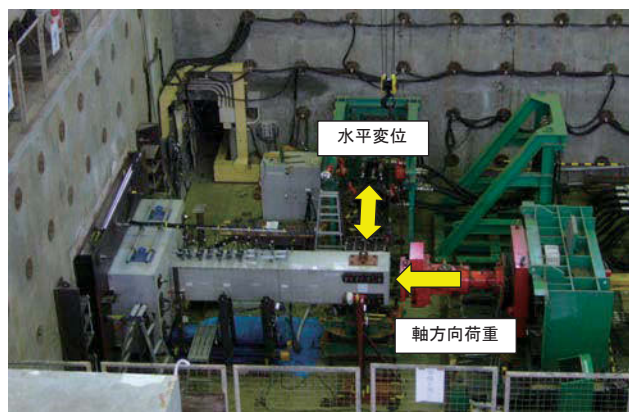


写真 4.2.1 実験状況

表 4.2.2 コンクリート材料試験値

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
A-1	47.3	33.9	0.232	3.39
B-1	42.9	31.0	0.216	2.55
B-2	41.9	30.6	0.192	3.03
B-3	43.4	28.2	0.188	3.16
C-1	43.2	31.9	0.224	3.39
C-2	43.5	33.3	0.229	3.46
D1-1	49.1	35.5	0.242	3.81
D1-2	44.7	29.8	0.208	3.13
D1-3	51.6	33.5	0.207	3.80
D2-1	47.1	30.8	0.208	3.01
D2-2	48.4	31.5	0.221	3.81



表 4.2.3 鉄筋の材料試験値

供試体名	径 <sup>注1</sup>	材質	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
シリーズ A	D6	SD345	577.5	377.3	199.9	21.07
	D13	SD345	522.5	356.1	192.3	23.67
シリーズ B	D6	SD345	542.5	371.5	182.8	16.68
	D13	SD490	698.8	562.8	192.5	18.07
シリーズ C	D6	SD345	577.5	377.3	199.9	21.07
	D13	USD685	995.5	779.5	214.6	13.54
D1-1	D6	SD345	577.5	377.3	199.9	21.07
	D13	SD490	702.2	582.5	192.8	16.66
D1-2	D6	SD345	542.5	371.5	182.8	16.68
	D13	SD490	698.8	562.8	192.5	18.07
D1-3	D6	SD345	574.7	448.4	188.0	14.82
	D13	SD490	761.4	571.2	192.7	14.76
シリーズ D2	D6	SD345	581.3	396.5	199.4	23.22
	D13	SD490	689.6	562.8	192.3	17.95

注 1 : D6 は帯鉄筋、D13 は軸方向鉄筋

### 4.3 実験結果

#### 4.3.1 水平荷重—水平変位関係

後述する数値解析との比較を行うために、①軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響（式(4.3.1)）、②フーチングの剛体変形の影響（式(4.3.2)）を考慮した計測水平変位の補正を以下の手順にて行い、以下の実験結果の整理にて用いた。

①軸方向鉄筋の伸び出しによる柱天端の水平変位  $\delta_1$  (mm)

$$\delta_1 = \theta_1 \times h_1 = (DN_1 - DN_2) / b \times h_1 \quad \dots \text{式(4.3.1)}$$

ただし、

$\theta_1$  : 鉄筋の伸び出しによる柱基部の回転角 (rad)

$DN_1$  : 載荷ジャッキ面の軸方向鉄筋の伸び出し変位 (mm)

$DN_2$  : 載荷ジャッキと相対する面の軸方向鉄筋の伸び出し変位 (mm)

$b$  : 伸び出し変位計測のためのワイヤーを設置した軸方向鉄筋間の距離 (mm)

$h_1$  : 柱基部から載荷点までの高さ (mm)

②フーチングの剛体変形による柱天端の変位  $\delta_2$  (mm)

$$\delta_2 = \theta_2 \times h_2 + \delta_3 \quad \dots \text{式(4.3.2)}$$

ただし、

$\theta_2$  : フーチング天端 2 点の鉛直方向変位から求まるフーチングの回転角(rad)

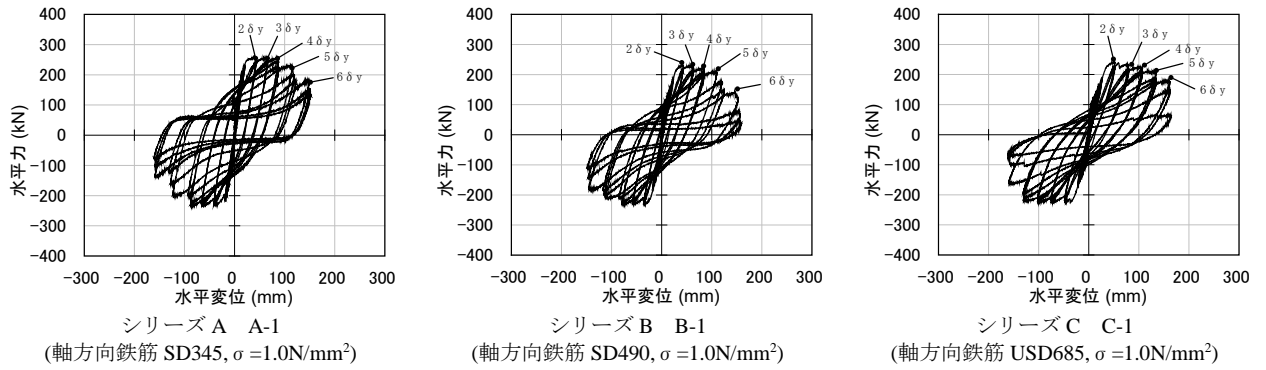
$h_2$  : フーチング底面から載荷点までの高さ (mm)

$\delta_3$  : フーチングの水平変位 (mm)

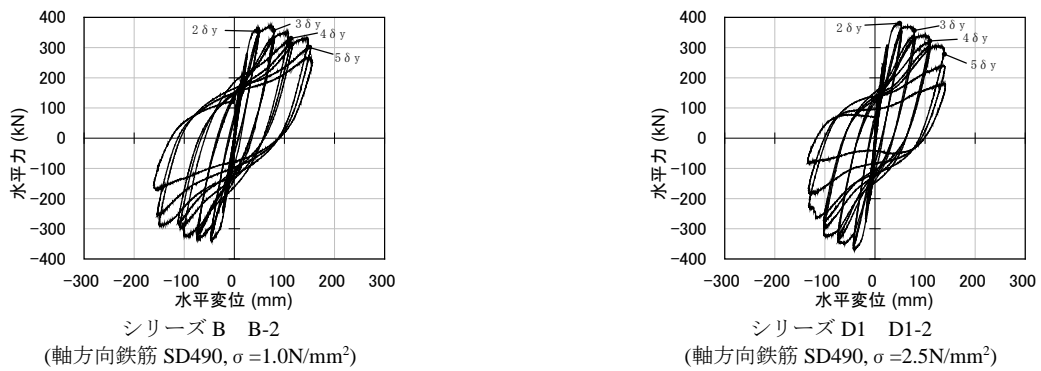
なお、供試体 B-3、D1-2 については軸方向鉄筋の伸び出し変位の計測不良のため、フーチング内の軸方向鉄筋に設置した 4 点のひずみゲージから計測される軸方向鉄筋のひずみ値をフーチング上端から軸方向鉄筋の下端の距離で積分することで伸び出し変位を算出し、計測値の補正を行った。

また、供試体 C-1、C-2、D1-1 の 3 体については、伸び出し変位を計測するための金属製ワイヤーを取り付けた軸方向鉄筋が、ワイヤー固定のための削孔部の断面欠損の影響で交番載荷の早期に破断したために伸び出し変位が計測されていない。そのため、軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の補正は行っていない。

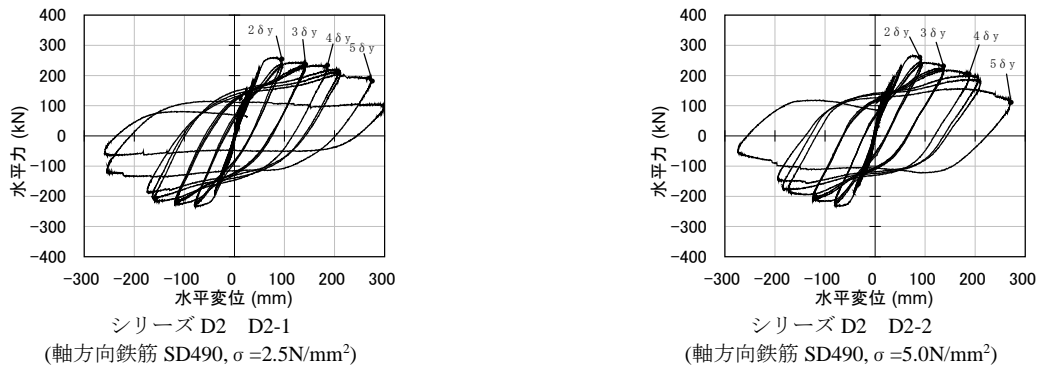
図4.3.1に交番載荷実験による水平力—水平変位関係の履歴曲線の代表例を示す。また、全供試体の水平力—水平変位関係及び損傷状況を図4.3.2に示す。



(a) 鉄筋強度の影響 (終局水平耐力が一定になるように設定したもの)

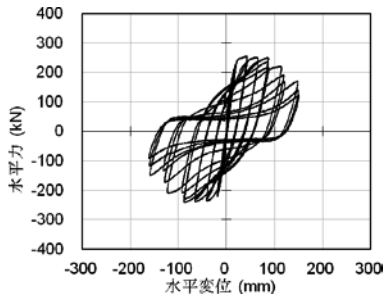


(b) 軸圧縮応力度  $\sigma$  の影響 ( $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$  または  $2.5 \text{ N/mm}^2$ )

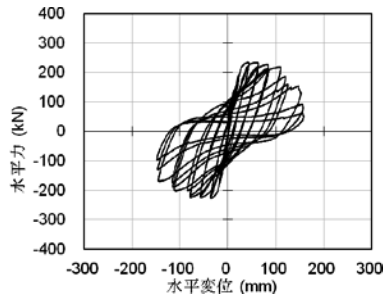


(c) 軸圧縮応力度  $\sigma$  の影響 ( $\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$  または  $5.0 \text{ N/mm}^2$ )

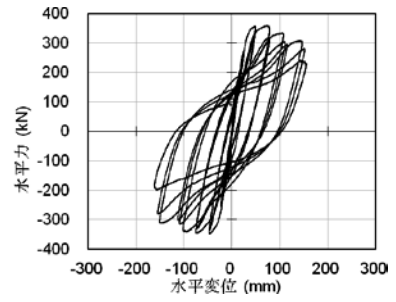
図 4.3.1 各供試体の水平力—水平変位関係



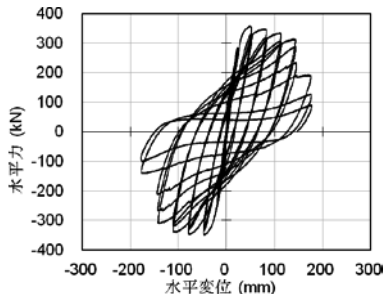
シリーズ A A-1(SD345,  $\sigma$   
=1.0N/mm<sup>2</sup>)



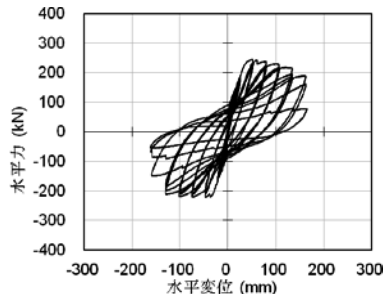
シリーズ B B-1(SD490,  $\sigma$   
=1.0N/mm<sup>2</sup>)



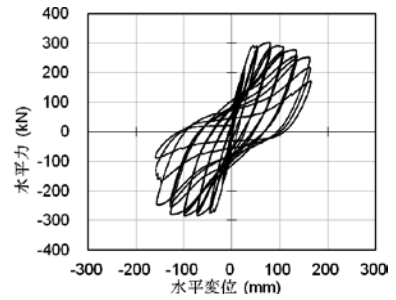
シリーズ B B-2(SD490,  $\sigma$   
=1.0N/mm<sup>2</sup>)



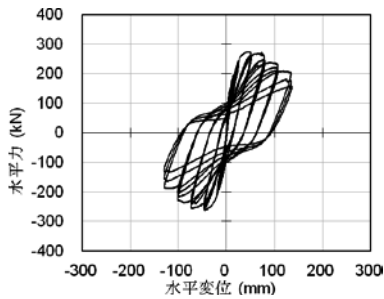
シリーズ B B-3(SD490,  $\sigma$   
=1.0N/mm<sup>2</sup>)



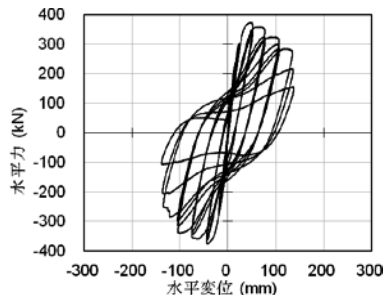
シリーズ C C-1(USD685,  $\sigma$   
=1.0N/mm<sup>2</sup>)



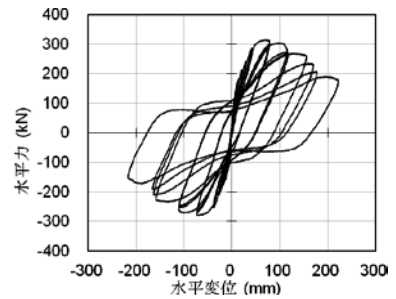
シリーズ C C-2(USD685,  $\sigma$   
=1.0N/mm<sup>2</sup>)



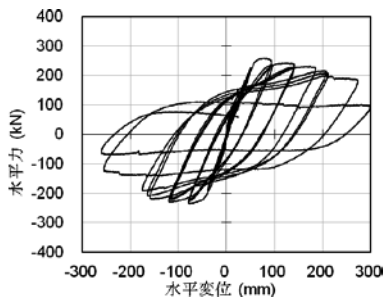
シリーズ D-1 D1-1(SD490,  $\sigma$   
=2.5N/mm<sup>2</sup>)



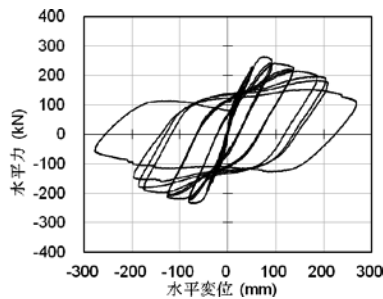
シリーズ D-1 D1-2(SD490,  $\sigma$   
=2.5N/mm<sup>2</sup>)



シリーズ D-1 D1-3(SD490,  $\sigma$   
=3.5N/mm<sup>2</sup>)



シリーズ D-2 D2-1(SD490,  $\sigma$   
=2.5N/mm<sup>2</sup>)



シリーズ D-2 D2-2(SD490,  $\sigma$   
=5.0N/mm<sup>2</sup>)

図 4.3.2 各供試体の水平力－水平変位関係

図 4.3.1(a) は、軸圧縮応力度や断面寸法を一定とする一方で軸方向鉄筋に SD345、SD490、USD685 を用い、終局水平耐力がほぼ同等となるよう設定した供試体の水平力-水平変位関係の履歴曲線である。3 体の水平力-水平変位関係を比較すると、最大水平力は同等であるが、変位の増加に伴う水平力の低下の仕方に違いが見られる。軸方向鉄筋に SD345 を用いた A-1 は、載荷変位  $2\delta y$  で最大水平力を示し、その後  $3\delta y$ 、 $4\delta y$  では水平力を維持し、 $5\delta y$  で水平力が低下し始めた。軸方向鉄筋に SD490 を用いた B-1 は、 $4\delta y$  で若干の水平力の低下が始まり、 $5\delta y$  の 2 サイクル目から水平力が大きく低下した。軸方向鉄筋に USD685 を用いた C-1 は、 $2\delta y$  で最大水平力を示すが、変位の増加とともに徐々に水平耐力が減少し、 $6\delta y$  の 3 サイクル目で急激に水平力が低下した。

図 4.3.1(b) は、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を  $1.0\text{N/mm}^2$  または  $2.5\text{N/mm}^2$  とした供試体の水平力-水平変位関係である。軸圧縮応力度を  $1.0\text{N/mm}^2$  とした B-2 は、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$  で最大水平力を維持し、 $4\delta y$ 、 $5\delta y$  と載荷変位が大きくと徐々に水平力が低下した。一方、軸圧縮応力度を  $2.5\text{N/mm}^2$  とした D1-2 は、 $2\delta y$  で最大水平力を示した後は、その水平力を維持することなく徐々に水平力が低下した。また、 $5\delta y$  の 2、3 サイクルで急激に水平力が低下した。軸圧縮応力度が高い場合には、ピーク強度が明瞭になり破壊時に急激な水平力の低下が起こる。図 4.3.1(c) も、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を  $2.5\text{N/mm}^2$  または  $5.0\text{N/mm}^2$  と高い水準に設定した 2 体である。この場合も、最大水平力に至るまでは水平力-水平変位関係に両者の違いはないが、ピーク後の水平力は軸圧縮力の高い D2-2 の方が急激に低下する傾向にあり、脆性的な破壊性状を示した。

#### 4.3.2 損傷状況

図 4.3.3 に各載荷変位における橋脚の損傷図の代表例を示す。また、全供試体の損傷図を図 4.3.4 に示す。各供試体の損傷の進行状況は以下の通りである。

図 4.3.3(a) は、軸圧縮応力度や断面寸法を一定とする一方で軸方向鉄筋に SD345、SD490、USD685 を用いたものの、終局水平耐力がほぼ同等となるよう設定した 3 体の供試体の損傷図である。3 体の中で最も早い変位レベルでかぶりコンクリートが剥落したのは A-1 であり  $4\delta y$  であった。そこで  $4\delta y$  における 3 体の損傷状況に着目すると、鉄筋強度が高い供試体ほどかぶりコンクリートの剥落範囲が狭くなり損傷が軽微になる傾向にあることが分かる。また、最終の載荷変位である  $6\delta y$  に着目すると、コンクリートの剥落高さは、A-1 が約 400mm、B-1 が約 300mm、C-1 が約 200mm と鉄筋強度が高い供試体ほどコンクリートの剥落高さが低くなっており、橋脚基部の損傷が局所化する傾向にあることが分かる。

図 4.3.3(b) は、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を  $1.0\text{N/mm}^2$  または  $2.5\text{N/mm}^2$  とした 2 体の供試体の損傷状況である。両者の損傷状況を比較すると、軸圧縮力の違いによる明確な差異は見られない。図 4.3.3(c) も、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を  $2.5\text{N/mm}^2$  または  $5.0\text{N/mm}^2$  と高い水準に設定した 2 体の供試体の損傷状況であり、図 4.3.3(b) と同様に軸圧縮力の違いによる明確な差異は見られない。

以上、損傷図の比較から、軸方向鉄筋強度が高いほど橋脚基部の損傷が局所化する傾向が確認されたが、軸圧縮応力度の違いによる明確な差異は確認できなかった。

次に、橋脚の残存耐荷力と関わりが大きいと考えられる損傷状態である、かぶりコンクリートの剥落、コアコンクリートの損傷、コアコンクリートの圧壊、鉄筋破断に達したときの変位レベルは降伏変位  $\delta_y$  を基準として整理した(表 4.3.1)。なお、表中の C~E の記号は、C: かぶりコンクリートの剥落、D: コアコンクリートの損傷(コンクリートの損傷が軸方向鉄筋よりも断面内部に達した時点)、E: コアコンクリートの圧壊または鉄筋の破断が観察された時点を示している。

載荷変位  $n\delta_y$  単位毎の損傷状況の観察結果は、 $2\delta_y$  までは供試体によらず同様であるが、例えば状態 C(状態がかぶりコンクリート剥落)に達する変位は  $3\delta_y \sim 5\delta_y$  と供試体によって大きく異なる結果となっている。軸方向鉄筋に USD685 を使用したシリーズ C(C-1 及び C-2) は、コンクリートが剥落する変位が  $5\delta_y$  であり他の供試体と比較して損傷の進展が遅くなっている。また、軸圧縮応力度を高く設定したシリーズ D-1、D-2 では、かぶりコンクリートが剥落する変位は、D1-1 を除き  $3\delta_y$  となっており、損傷の進展が早い傾向にある。また、コアコンクリートの圧壊または鉄筋破断(状態 E と呼ぶ)は、 $5\delta_y$  となっており、軸圧縮応力度が低いシリーズ A~C よりも損傷の進展が早い傾向にあることが分かる。

以上のように、 $2\delta_y$  までの損傷状態は供試体によりさほど変わらないが、供試体のパラメータの違いによって状態 C~E に達する変位レベルは異なることが分かる。

次に、各供試体の損傷状況について記載する。

A-1 の損傷状況は、 $1 \sim 3\delta_y$  の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $4\delta_y$  において基部から 30cm 程度の範囲でかぶりコンクリートの剥落が確認された。 $5\delta_y$  においては、かぶりコンクリートの剥落が進展し、 $6\delta_y$  において軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は 1 段目より内部に達していた。

B-1 の損傷状況は、 $1 \sim 3\delta_y$  の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、その後  $4\delta_y$  においてかぶりコンクリートの一部が剥離したが鉄筋の露出には至っていない。 $5\delta_y$  においてかぶりコンクリートが大きく剥落し、軸方向鉄筋の座屈及び破断が確認された。 $6\delta_y$  においては、軸方向鉄筋の座屈及び破断が進展し、コンクリートの圧壊範囲はコアコンクリートに達した。

B-2 の損傷状況は、 $1 \sim 3\delta_y$  の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、その後  $4\delta_y$  において橋脚基部のかぶりコンクリートが剥落したが軸方向鉄筋の顕著な座屈は観察されていない。 $5\delta_y$  ではコンクリートの剥落が進展し、軸方向鉄筋の座屈及び破断によって耐荷力を失った。コンクリートの圧壊範囲は軸方向圧縮鉄筋の 1 段目と 2 段目の間に達していた。

B-3 の損傷状況は、 $1 \sim 2\delta_y$  の載荷変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $3\delta_y$  において鉄筋の露出を伴わないかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $4\delta_y$  にお



いてかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、 $5\delta_y$  で軸方向鉄筋の座屈及び破断が観察された。 $6\delta_y$  では、更に損傷が進展しコンクリートの圧壊範囲は1段目と2段目の鉄筋の間に達した。

C-1 の損傷状況は、 $1\sim 4\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $5\delta_y$  において鉄筋の露出を伴うかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $6\delta_y$  においてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は1段目より内部に達していた。

C-2 の損傷状況は、 $1\sim 4\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $5\delta_y$  において鉄筋の露出を伴うかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $6\delta_y$  においてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は1段目より内部に達していた。

D1-1 の損傷状況は、 $1\sim 3\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $4\delta_y$  において鉄筋の露出を伴うかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $5\delta_y$  においてかぶりコンクリートの剥落及び軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は1段目より内部に達していた。

D1-2 の損傷状況は、 $1\sim 2\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $3\delta_y$  において鉄筋の露出を伴わないかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $4\delta_y$  においてかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、 $5\delta_y$  で軸方向鉄筋の座屈及び破断が生じ、コンクリートの圧壊範囲は1段目と2段目の鉄筋の間に達した。

D1-3 の損傷状況は、 $1\sim 2\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $3\delta_y$  において基部付近にかぶりコンクリートのうき及び剥落が生じた。 $4\delta_y$  においては、かぶりコンクリートの剥落が進展し鉄筋が露出した。 $5\delta_y$  において軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は1段目鉄筋より内部に達していた。なおD1-3は、 $5\delta_y$ -1回目の荷重で耐力力の低下が顕著となったため、この時点で実験を終了した。

D2-1 の損傷状況は、 $1\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $2\delta_y$  において基部付近に鉄筋の露出を伴わない僅かなかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $3\delta_y$  において基部から10cm程度の範囲でかぶりコンクリートの剥落が確認された。 $4\delta_y$  においては、かぶりコンクリートの剥落が進展し鉄筋の露出が確認された。 $5\delta_y$  において軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は2段目の鉄筋位置付近に達していた。なおD2-1は、 $5\delta_y$ -2回目の荷重で耐力力の低下が顕著となったため、この時点で実験を終了した。

D2-2 の損傷状況は、 $1\delta_y$  の荷重変位においては、曲げひび割れが残留する程度の損傷であり、 $2\delta_y$  において基部付近に鉄筋の露出を伴わない僅かなかぶりコンクリートの剥落が生じた。 $3\delta_y$  においては隅角部付近のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり隅角部付近の鉄筋が露出した。 $4\delta_y$  においては、かぶりコンクリートの剥落が進展した。 $5\delta_y$  において

軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の破断が観察された。また、コンクリートの圧壊範囲は1段目と2段目鉄筋の間に達していた。なおD2-2は、 $5\delta_y-1$ 回目の載荷で耐荷力の低下が顕著となったため、この時点で実験を終了した。

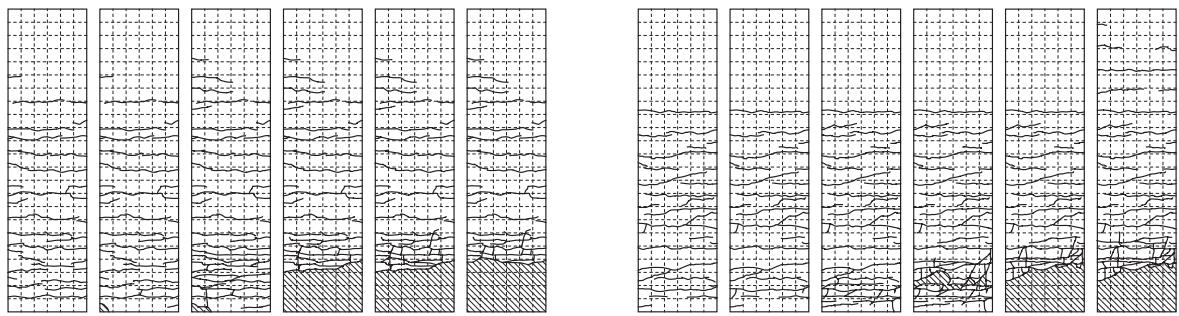
表 4.3.1 損傷の進展状況

シリーズ	供試体	$1\delta_y$	$2\delta_y$	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$	$6\delta_y$
A	A-1	ひび割れの進展			C	D	E
B	B-1	ひび割れの進展			C	D	E
	B-2	ひび割れの進展			C	D・E	
	B-3	ひび割れの進展		C		D	E
C	C-1	ひび割れの進展				C	D・E
	C-2	ひび割れの進展				C	D・E
D1	D1-1	ひび割れの進展			C	D・E	
	D1-2	ひび割れの進展		C	D	E	
	D1-3	ひび割れの進展		C	D	E	
D2	D2-1	ひび割れの進展		C	D	E	
	D2-2	ひび割れの進展		C	D	E	

状態C：かぶりコンクリート剥落

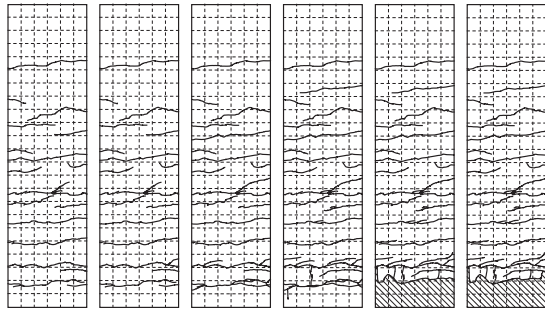
状態D：コアコンクリート損傷

状態E：コアコンクリート圧壊または鉄筋破断



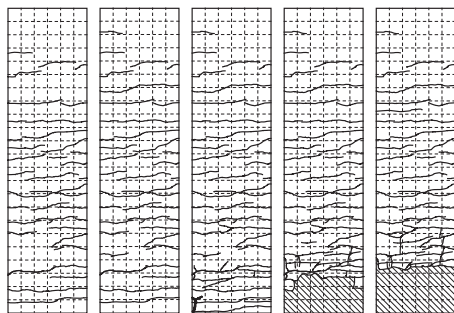
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$   
 シリーズ A A-1  
 (軸方向鉄筋 SD345,  $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$ )

1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$   
 シリーズ B B-1  
 (軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$ )

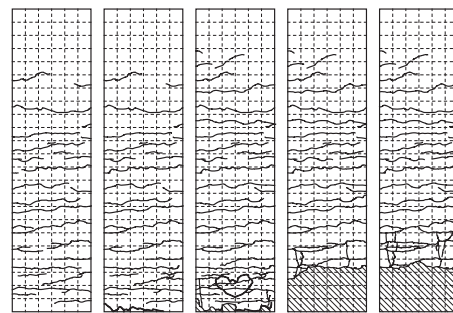


1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$   
 シリーズ C C-1  
 (軸方向鉄筋 SD685,  $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$ )

(a) 鉄筋強度の影響 (終局水平耐力が一定になるように設定したもの)

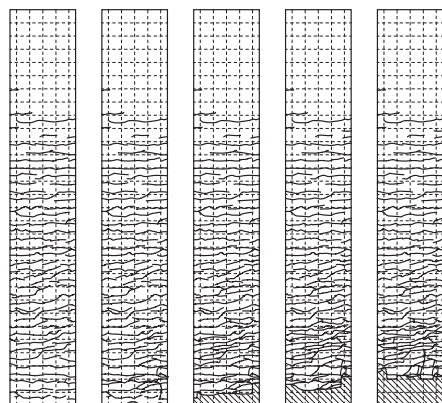


1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ B B-2  
 (軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$ )

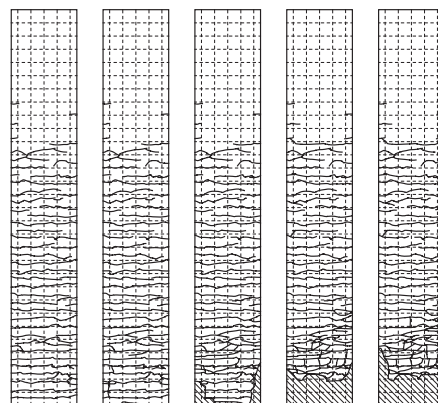


1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D1 D1-2  
 (軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$ )

(b) 軸圧縮応力度  $\sigma$  の影響 ( $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$  または  $2.5 \text{ N/mm}^2$ )



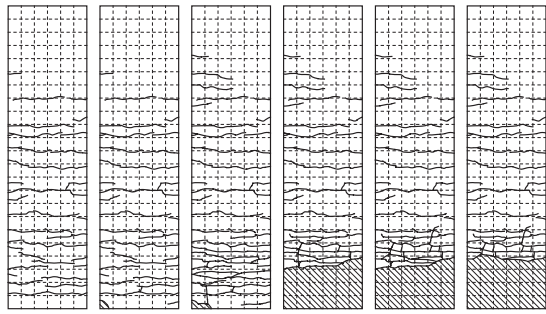
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D2 D2-1  
 (軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$ )



1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D2 D2-2  
 (軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 5.0 \text{ N/mm}^2$ )

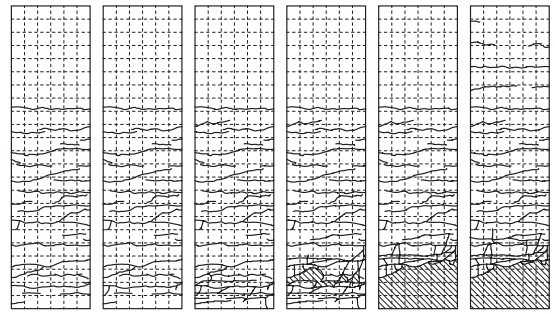
(c) 軸圧縮応力度  $\sigma$  の影響 ( $\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$  または  $5.0 \text{ N/mm}^2$ )

図 4.3.3 各供試体のひび割れ図



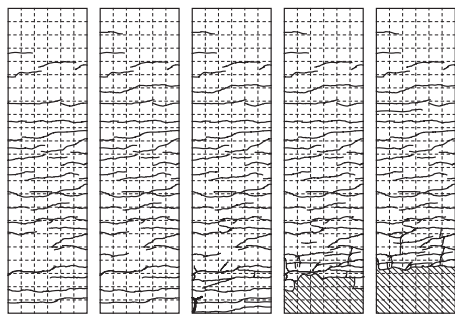
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$

シリーズ A A-1(SD345,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



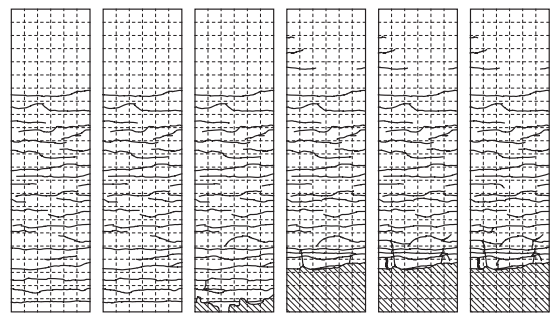
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$

シリーズ B B-1(SD490,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



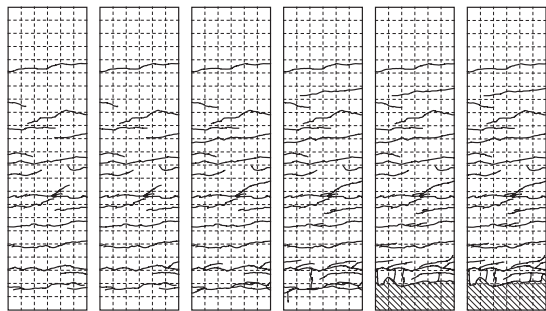
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$

シリーズ B B-2(SD490,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



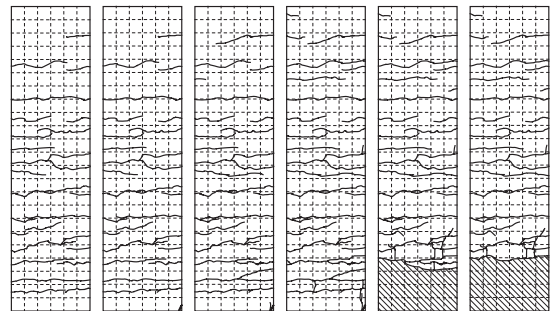
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$

シリーズ B B-3(SD490,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$

シリーズ C C-1(USD685,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )

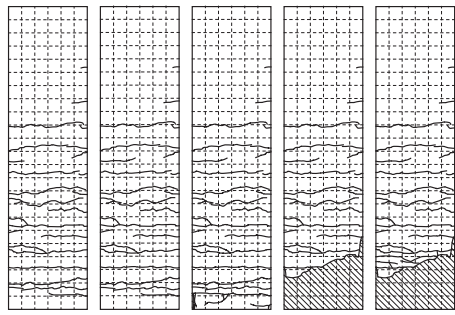


1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$  6  $\delta y$

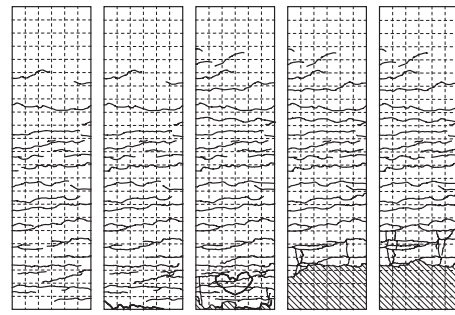
シリーズ C C-2(USD685,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )

図 4. 3. 4(a) 各供試体のひび割れ図

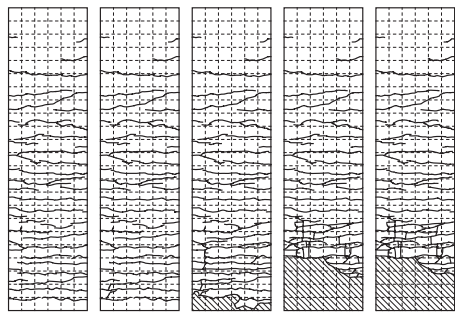




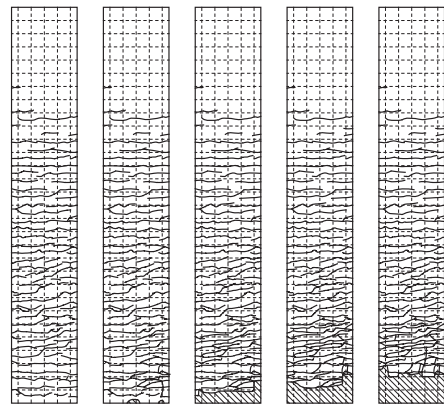
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D-1 D1-1(SD490,  $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ )



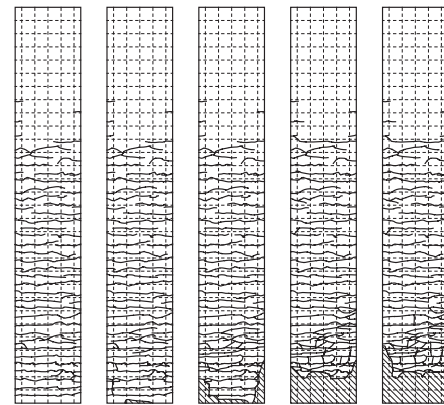
1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D-1 D1-2(SD490,  $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ )



1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D-1 D1-3(SD490,  $\sigma = 3.5\text{N/mm}^2$ )



1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D-2 D2-1(SD490,  $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ )



1  $\delta y$  2  $\delta y$  3  $\delta y$  4  $\delta y$  5  $\delta y$   
 シリーズ D-2 D2-2(SD490,  $\sigma = 5.0\text{N/mm}^2$ )

図 4.3.4(b) 各供試体のひび割れ図

### 4.3.3 水平力－水平変位関係の包絡線

図 4.3.5 は、交番載荷実験において各  $n\delta_y$  載荷時における 1 サイクル目の水平力－水平変位関係の包絡線を示している。なお、交番載荷実験において橋脚天端の水平変位と橋脚天端から鉛直方向に作用させている軸方向力との関係によって橋脚基部に P- $\Delta$  効果による付加曲げモーメントが作用する。そこで図 4.3.5 では計測された水平力に軸圧縮力による付加モーメントを以下の式によって水平力に換算したものを加えて、計測水平力の補正を行った。

③P- $\Delta$  効果による水平力の補正  $\Delta P'$

$$\Delta P' = P + \Delta M / a \quad \dots \text{式(4.3.1)}$$

ただし、

$\Delta P'$  : P- $\Delta$  効果による水平力の補正值 (kN)

$P$  : 水平ジャッキにより作用する水平力 (kN)

$\Delta M$  : 付加曲げモーメント ( $\Delta M = N \times \delta$ ) (kN・mm)

$N$  : 軸方向荷重 (kN)

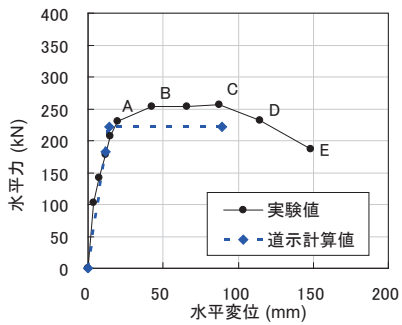
$\delta$  : 水平変位 (mm)

$a$  : 柱基部から水平荷重載荷点までの距離 (mm)

また、図中には、平成14年道路橋示方書に規定されている手法によって算出した、水平力－水平変位関係を併記している。なお、平成14年道路橋示方書に従って計算される水平力－水平変位関係には平成14年道路橋示方書に規定されている地震時の許容変位を算出するための安全係数  $\alpha$  は考慮していない。

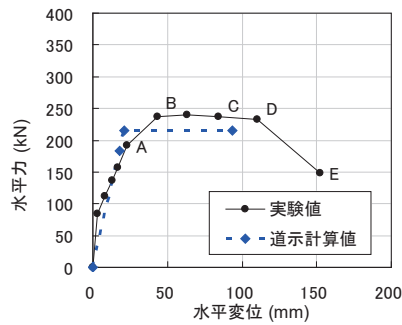
更に、実験時損傷状態の観察から確認された前述の状態 C～E に加え状態 A (引張鉄筋の降伏： $1\delta_y$  載荷時)、状態 B (かぶりコンクリートの圧縮応力がピークに達する点) を記号で示している。なお、状態 B は、外観からは判断が付かないため一律  $2\delta_y$  載荷時と仮定した。なお、交番載荷実験の載荷は、 $\delta_y$  を基準変位としてその整数倍の強制変位を作用させて行っている。損傷状態の整理を  $\delta_y$  単位の載荷変位毎に行っているため、 $n\delta_y$  に向かって載荷中に実際の現象が発生したときの変位と、それを整理するときの  $n\delta_y$  の変位量は必ずしも一致しないことに注意が必要である。





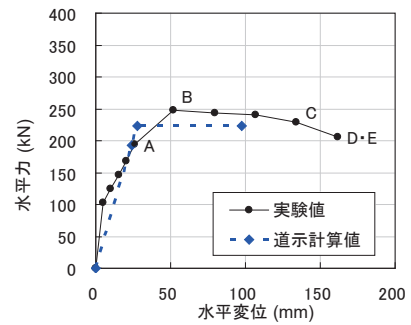
シリーズ A A-1

(軸方向鉄筋 SD345,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



シリーズ B B-1

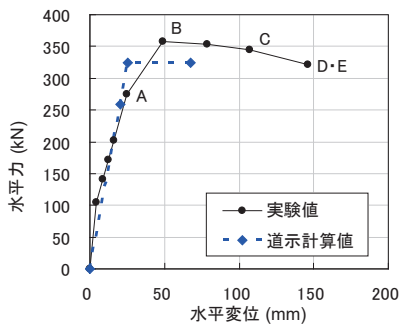
(軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



シリーズ C C-1

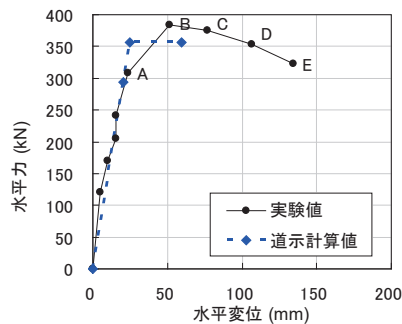
(軸方向鉄筋 SD685,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )

(a) 鉄筋強度の影響 (終局水平耐力が一定になるように設定したもの)



シリーズ B B-2

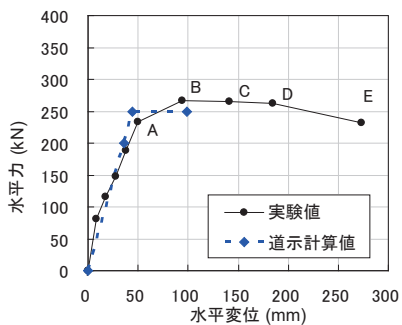
(軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$ )



シリーズ D1 D1-2

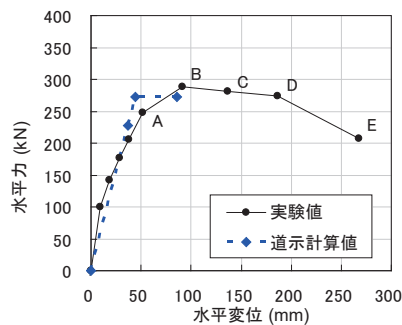
(軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ )

(b) 軸圧縮応力度  $\sigma$  の影響 ( $\sigma = 1.0\text{N/mm}^2$  または  $2.5\text{N/mm}^2$ )



シリーズ D2 D2-1

(軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ )



シリーズ D2 D2-2

(軸方向鉄筋 SD490,  $\sigma = 5.0\text{N/mm}^2$ )

(c) 軸圧縮応力度  $\sigma$  の影響 ( $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$  または  $5.0\text{N/mm}^2$ )

損傷の状態

A : 引張鉄筋の降伏

B : かぶりコンクリートの圧縮応力度がピークに達する点

C : かぶりコンクリートの剥落

D : コアコンクリートの損傷

E : コアコンクリートの圧壊または鉄筋破断

図 4.3.5 各供試体の水平力-水平変位関係の包絡線

図 4.3.5(a)は、軸方向鉄筋に SD345、SD490、USD685 を用い、終局水平耐力がほぼ同等となるよう設定した供試体である。平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、軸方向鉄筋に SD345 を用いた A-1 及び SD490 を用いた B-1 では、実験で観察されたかぶりコンクリートが剥落（状態 C）からコアコンクリートが損傷（状態 D）する仮定の変位に対応しているのに対して、軸方向鉄筋に USD685 を用いた C-1 では、状態 C にも達していない変位に対応している。

図 4.3.5(b)は、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を  $1.0\text{N/mm}^2$  または  $2.5\text{N/mm}^2$  とした供試体である。両者の平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、状態 B から状態 C の過程に対応している。ただし、軸圧縮応力度の高い D1-2 の方では、状態 C に対応する変位により近い。

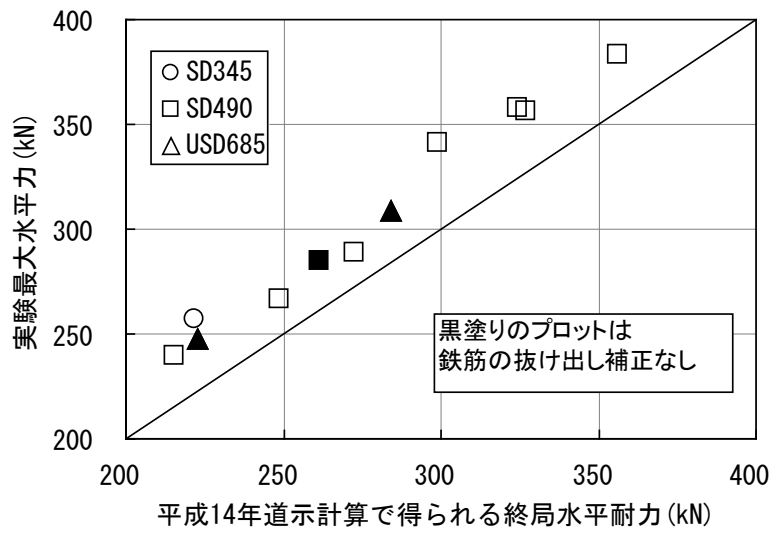
図 4.3.5(c)も、その他の条件は同一とする一方で軸圧縮応力度を  $2.5\text{N/mm}^2$  または  $5.0\text{N/mm}^2$  と高い水準に設定した 2 体である。平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、かぶりコンクリートの圧縮応力度がピークに達する程度すなわち状態 B に達する程度の変位となった。

以上の結果から、平成 14 年道路橋示方書で計算される終局変位は、必ずしも同程度の損傷状態を評価していない可能性があることがわかる。

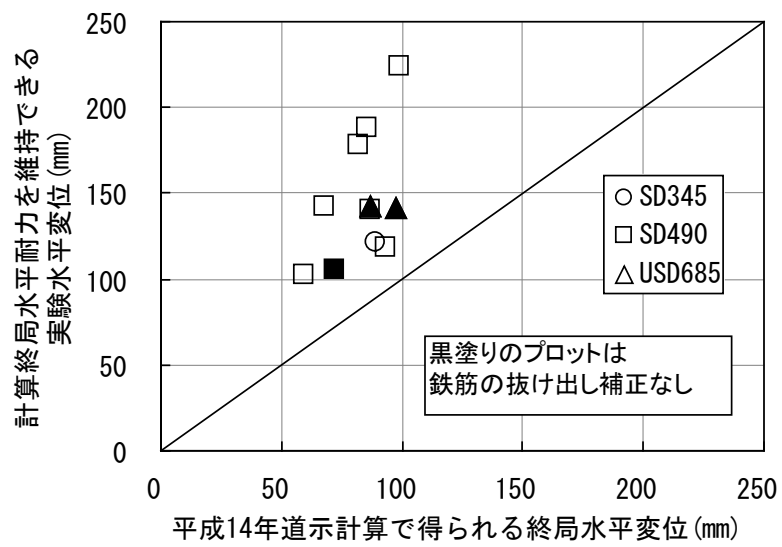
#### 4.3.4 考察

図 4.3.6(a)は、平成 14 年道路橋示方書（以下、道示という）の手法により計算される終局水平耐力と実験における最大水平力、図 4.3.6(b)は、道示の手法により算出される終局変位と、実験での水平力ー水平変位関係の包絡線が道示の手法によって算出された終局水平耐力以上を維持できる最大の変位との関係を示している（図 4.3.7）。

実験における最大水平力は、いずれの供試体においても道示の手法により計算される終局水平耐力を上回る結果となっている。道示の手法により計算される終局水平耐力は、終局時の水平耐力を評価する方法とされており、実際にも実験における最大水平力に対して安全側の評価となっている。また、水平変位について、道示の手法により計算される終局変位は、実験値の水平変位よりも安全側の評価であることが確認できる。しかしながら、実験値に対するばらつきが大きい結果となっており、道示に準拠し、計算される橋脚の終局変位に対して安全率を考慮し、許容塑性率を指標とした設計をすると、結果として地震時の損傷の程度にばらつきが生じることが考えられる。



(a) 水平力の比較



(b) 水平変位の比較

図 4.3.6 実験値と道示計算値の比較

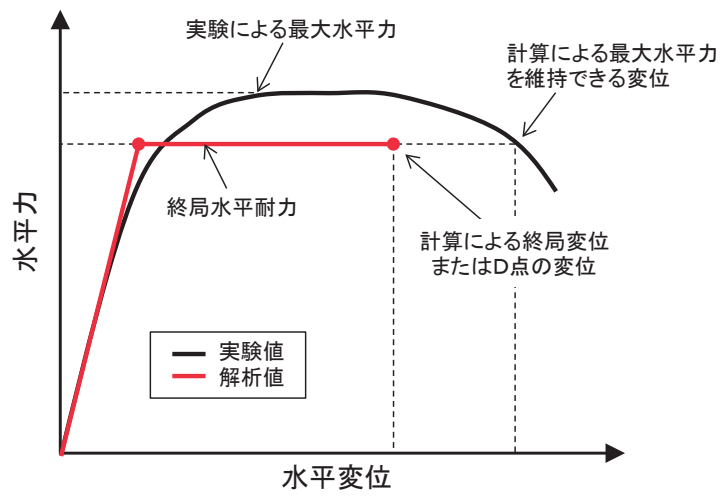


図 4.3.7 安全率の評価方法

## 参考文献

- 1) 川島 一彦, 長谷川 金二, 長島 博之, 小山 達彦, 吉田 武史: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する研究, 土木研究所報告, 第 190 号, 1993.9.
- 2) 川島 一彦, 長谷川 金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 483/I-26, pp. 137-146, 1994. 1.
- 3) 星隈 順一, 川島 一彦, 長屋 和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.
- 4) 武村 浩志, 川島 一彦, 運上 茂樹, 星隈 順一, 繰り返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.43A, pp.869-880, 1997.3.
- 5) 星隈 順一, 運上 茂樹, 川島 一彦, 長屋 和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 土木学会構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.3.
- 6) 西田秀明, 運上茂樹; 道路橋示方書に基づく RC 橋脚の許容塑性率の工学的位置づけに関する考察, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.249-254, 2007.2
- 7) 仲谷 邦博, 木村 祐司, 上田 喜史, 山脇 正史: 高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(上), 橋梁と基礎, Vol.33, No.11, pp.11-17, 1999.11.
- 8) 仲谷 邦博, 木村 祐司, 上田 喜史, 山脇 正史: 高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, Vol.33, No.12, pp.41-49, 1999.12.
- 9) 塩畑 英俊, 村田 裕一, 福浦 尚之: 軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚の耐力および変形性能に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.57A, pp.926-939, 2011.3.
- 10) 小森 暢行, 星隈 順一, 堺 淳一: RC 橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 第 14 回性能に基づく橋脚等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.329-336, 2011.7.
- 11) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3
- 12) (独)土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料 第 4023 号, 2006.8.