

部分拘束を加えた中空断面 RC 橋脚の 耐震性に関する実験的検討

劔持安伸¹・川島一彦²

¹正会員 千葉市役所道路建設課 (〒260-0026 千葉県千葉市中央区千葉港1番1号)

²フェロー 工博 東京工業大学教授大学院理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

1. はじめに

今後建設される都市間幹線道路や高速鉄道は、用地の制約等により山岳部を通過することが多く、橋梁の高橋脚化が進むことが予想される。高橋脚では自重の軽減を目的として、中空断面が採用される場合が多いが、在来の中空断面 RC 高橋脚では、せん断に抵抗するとともに内部拘束を高めるために多量に帯鉄筋を配置する必要があり、組立ても複雑となる。そのため、在来構造と同等以上の耐震性を保有しつつ、施工の合理化を可能とする新しい高橋脚構造形式の開発が要請されている。

このような要求に基づく橋脚構造として H 形鋼や鋼管を用いた複合構造が提案されているが^{1)~4)}、これらの橋脚では H 形鋼や鋼管在来構造橋脚と同程度の曲げ耐力を有するように複合構造の鋼材量が設定されており、同程度の鋼材量の下で耐震性を比較するという視点が取り入れられていない。

以上より、本研究では、耐震性の向上と施工の合理化という観点から、図-1 に示すようなスパイラル筋によって軸方向鉄筋およびコンクリートを強く拘束した部分的なコアを数個作り、このまわりは普通の帯鉄筋により拘束するという中空断面 RC 橋脚を提案し、これを DASC 橋脚 (Densely Arranged Spiral Confinement pier) と呼ぶことにする。DASC 橋脚の耐震性を同程度の帯鉄筋を用いた在来式橋脚との比較で実験的に検討したので、本論文ではその結果を報告する。

2. DASC 橋脚の施工法

DASC 橋脚の施工法は図-2 に示す通りであり、スパイラルカラムの組立ておよび建て込み、足場の設置、帯鉄筋の配筋、型枠の設置、コンクリート打設の手順で行われる。このような一括建て込み方式の工法は、前述した H 型鋼や鋼管を用いた複合構造橋脚の工法に類似しており、その代表的な工法の一例としてハイブリッドスリップフォーム工法⁵⁾と

呼ばれる工法がある。この工法では、鋼管に反力をとった昇降式の滑動型枠を用い、帯鉄筋の配筋およびコンクリート打設を行う。

これに対して、本研究での DASC 橋脚におけるスパイラルカラムは鋼管のように剛性が大きいわけではないので、滑動型枠を用いることはできない。また、橋脚高がきわめて高い場合にはスパイラルカラムの一括建て込みもできないため、DASC 橋脚の施工にはハイブリッドスリップフォーム工法に比べ、多くの足場、段階施工が必要となってくる。しかし、DASC 橋脚では基本的に鉄筋とコンクリートだけで構成されているので、材量費は比較的安価で済み、さらに従来の建設業の延長線上で施工を行うことができる。また、鋼管等に比べて搬入も容易である。このように特に橋脚高さ 30~40m 位の中程度の高橋脚において DASC 橋脚の適用は有効であると考えられる。

3. 実験供試体および実験方法

DASC 橋脚の耐震性を検討するために中空断面 RC 橋脚を対象とした模型供試体 5 体 (在来式供試体 2 体、DASC 供試体 3 体) を製作した。図-3、図-4 は供試体の断面、側面を示したものである。軸方向鉄筋としては、いずれの供試体においても D13 (SD295A) を 24 本配置した。軸方向鉄筋比は 2.53% である。一般的な高橋脚における軸方向鉄筋比は 2~3% の範囲であることからこのように定めたものである。

帯鉄筋および中間帯鉄筋としてはいずれの供試体においても D6 (SD295A) を用い、配筋間隔は 50mm と 100mm の 2 通りとした。帯鉄筋比 (体積比) ρ_{sl} を次式で定義すると、 ρ_{sl} は配筋間隔が 50mm の場合には 2.47%、100mm の場合には 1.23% となる。

$$\rho_{sl} = \frac{V_{sl}}{V_{cl}} \quad (1)$$

ここで、 V_{sl} : 単位高さ内の帯鉄筋の体積、 V_{cl} :

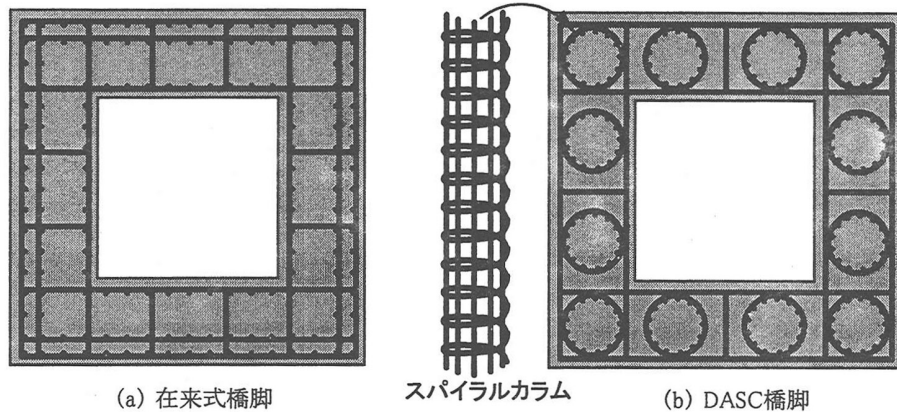


図-1 在来式橋脚とDASC橋脚

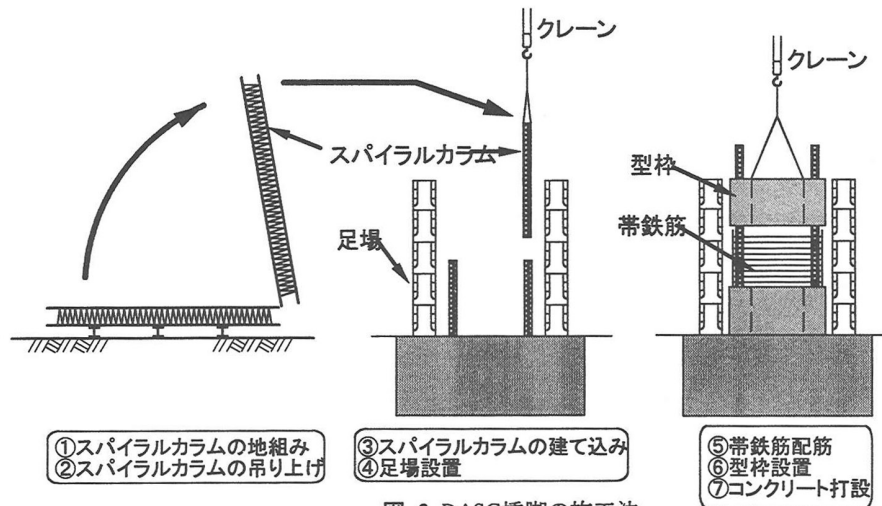


図-2 DASC橋脚の施工法

かぶりコンクリートを除く単位高さあたりのコンクリートの体積である。

DASC 供試体では、部分的に高拘束を与えるためにスパイラル筋を用いた。ここでは、一卷きのスパイラル筋（高さ 1300mm）で 3 本の軸方向鉄筋を取り囲むことによりスパイラルカラムをモデル化した。スパイラル筋の径は 3mm と 6mm の 2 種類とし、間隔も 20mm と 40mm の 2 種類とした。スパイラル筋比 ρ_{sp} を次式のように定義すると、 ρ_{sp} はスパイラルの間隔と径に応じて、1.48%、2.97%、6.64%となる。

$$\rho_{sp} = \frac{V_{sp}}{V_{cp}} \quad (2)$$

ここで、 V_{sp} ：単位高さ内のスパイラル筋の体積、 V_{cp} ：スパイラルカラム内の単位高さあたりのコンクリートの体積である。このようなスパイラルカラムを橋脚の隅角部および断面薄肉部にそれぞれ計 8 本配置した。

横拘束筋比 ρ_s は帯鉄筋とスパイラル筋を合わせた横拘束筋の体積比とし、次式で定義する。

$$\rho_s = \frac{V_s}{V_{cl}} = \frac{V_{sl} + V_{sp}}{V_{cl}} \quad (3)$$

ここで V_s ：単位高さあたりの横拘束筋の体積である。

以上に示した供試体の特徴を整理すると表-1 のようになる。タイプ A, B 供試体は在来式供試体であり、タイプ B はタイプ A に比較して帯鉄筋間隔を半分にして拘束度を高めた供試体である。

タイプ C, D, E の 3 供試体は部分拘束を加えた DASC 供試体であり、これらはタイプ A 供試体の隅角部および断面薄肉部にスパイラルカラムを 8 本加えたものである。スパイラル筋の径と間隔を変化させ、タイプ C, D, E の順に拘束度が高くなる。

実験では、供試体に軸圧縮応力度で 2MPa に相当する一定軸力を与えながら、繰り返し水平力をアクチュエーターによって変位制御により与えた。載荷に際しては、ドリフト比 0.5% (6.75mm) を基準変位とし、この整数倍の変位を用いて一定振幅変位漸増法によって繰り返し載荷した。同一変位振幅における載荷繰り返し回数は 3 回とした。

また、横拘束筋のひずみ測定については、柱基部から高さ 100, 200, 300mm 位置において載荷方向の帯鉄筋、中間帯鉄筋に生じるひずみを計測した。

なお、後述するように、供試体の頭部は載荷方向にはアクチュエーターで変位制御されているが、載荷方向とは直角方向には拘束しなかったため、載荷が進み、橋脚基部の塑性化が進展するにつれてこの方向への傾斜が生じた。最終的には多くの供試体で

表-1 供試体の特徴

供試体		タイプA	タイプB	タイプC	タイプD	タイプE	
供試体の形式		在来式供試体			DASC供試体		
断面寸法(mm)		400×400 (中空部 200×200)					
載荷点高さ(mm)		1350					
せん断支間比		3.86					
軸方向鉄筋	種類	D13-SD295					
	本数(本)	24					
	鉄筋比(%)	2.53					
横拘束筋	帯鉄筋	種類	D6-SD295				
		間隔(mm)	100	50	100	100	100
		鉄筋比 ρ_{sl} (%)	1.23	2.47	1.23	1.23	1.23
	スパイラル筋	種類	—	—	D3-SD295	D3-SD295	D6-SD295
		間隔(mm)	—	—	40	20	40
		鉄筋比 ρ_{sp} (%)	—	—	1.48	2.97	6.64
横拘束筋体積比 ρ_s (%)		1.23	2.47	1.52	1.80	2.49	
作用軸応力(MPa)		2					

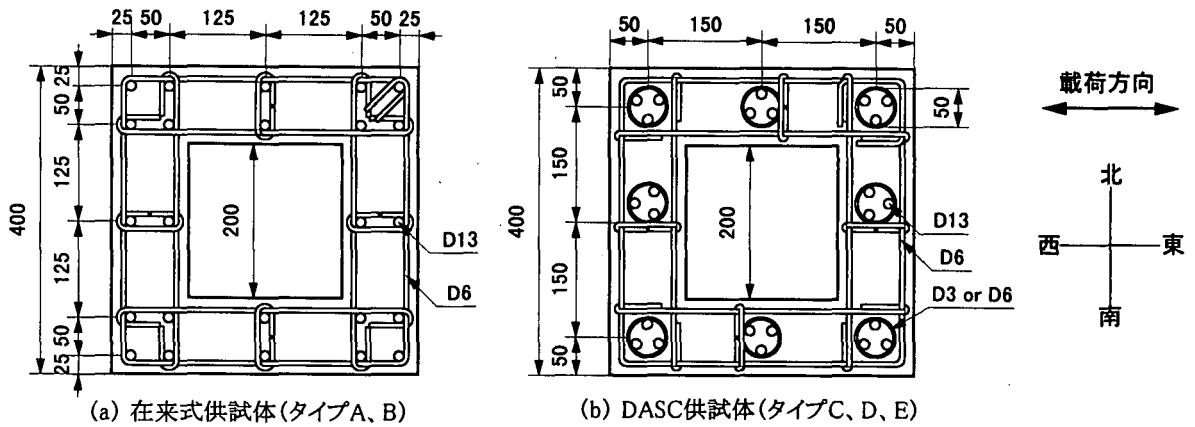


図-3 供試体の断面

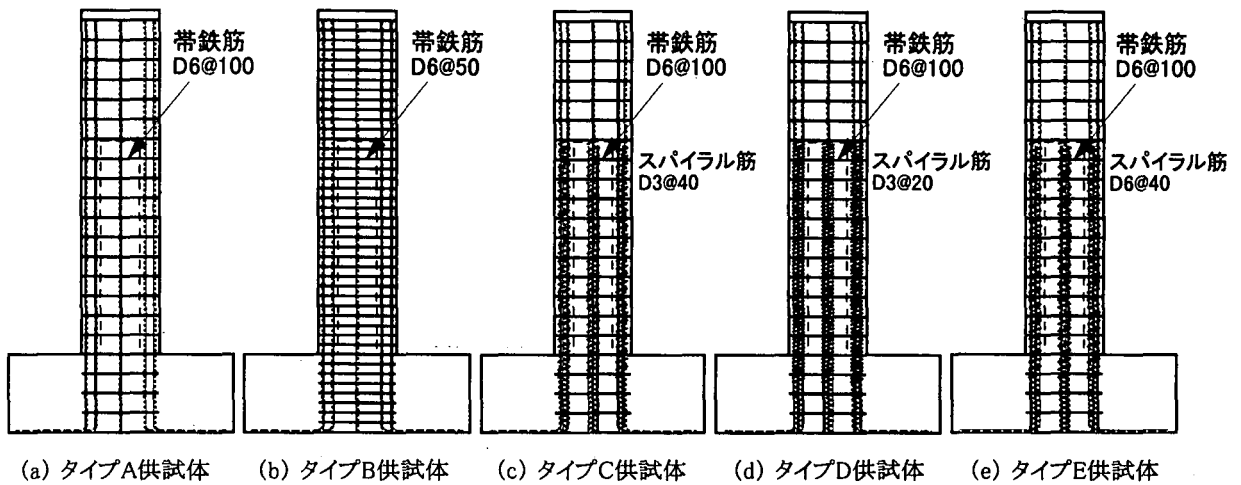


図-4 供試体の側面

は載荷方向とは直交方向への傾斜が大きくなって載荷を終了した。

4. 載荷に伴う損傷状況

図-5はドリフト比3.0%の載荷を行った後と最終的に載荷を終了した後の供試体の損傷状況を示したものである。いずれの供試体も、フランジ部の

ほぼ帯鉄筋位置で水平ひび割れが生じ、これがウェブ部へ伝わるにしたがって斜めひび割れへと進展する。やがて、かぶりコンクリートの剥離や剥落、軸方向鉄筋の座屈が生じた。しかし、これがさらに軸方向鉄筋の破断やかぶりコンクリートの大規模な剥離につながり、橋脚の水平耐力が急速に失われるようになる前に、前述したように、多くの供試体では橋脚が載荷方向とは直角方向へ大きく傾斜し、

表-2 実験結果一覧

供試体	タイプA	タイプB	タイプC	タイプD	タイプE	
供試体の形式	在来式供試体		DASC供試体			
斜めひび割れ発生	1.0%	1.5%	1.5%	1.0%	1.0%	
かぶりコンクリートの剥落	3.0%	4.0%	3.0%	3.0%	3.0%	
軸方向鉄筋の座屈	3.5%	4.5%	4.0%	4.5%	4.5%	
軸方向鉄筋の破断	4.5%	なし	なし	なし	なし	
載荷終了	4.5% (3-)	5.5% (2+)	5.0% (1-)	5.0% (2+)	5.0% (1-)	
最大耐力 (kN)	正	158	163	168	161	164
	負	-160	-153	-158	-160	-166
終局変位	正	4.0% (3+)	5.0% (2+)	4.5% (3+)	4.5% (2+)	5.0% (1+)
	負	4.0% (3+)	4.5% (3+)	4.5% (3+)	5.0% (1+)	4.5% (3+)
破壊変位	正	4.5% (3+)	なし	5.0% (1+)	5.0% (1+)	なし
	負	4.5% (2+)	なし	5.0% (1+)	5.0% (1+)	なし

- ・表中の正、負は正・負荷時、負荷時を表している。
- ・表中の数値はドリフト比を表している。
- ・カッコ内の値はサイクルと正・負荷をあらわしている。
例 (2+) → 2サイクル目の正・負荷

最終的に載荷を終えた。このため、いずれの供試体も隅角部において損傷が顕著である。

また、かぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の破断、水平耐力の急速な低下等、主要な損傷がどの水平変位段階で生じたかを整理した結果が表-2 である。これによれば、スパイラルカラムを配置したタイプ C, D, E の DASC 供試体では、タイプ A 供試体に比較して、かぶりコンクリートの剥離や剥落はほぼ同程度の水平変位の段階で生じたが、軸方向鉄筋の座屈はドリフト比にして 0.5~1.0%程度だけ水平変位が大きくなった段階で生じた。最終的に DASC 供試体では、スパイラルカラム内の 3 本の軸方向鉄筋が同方向に変形し、スパイラルカラム全体として座屈した。

5. 変形性能

繰り返し実験により得られた載荷点高さにおける水平力~水平変位の履歴曲線を示すと図-6 のようになる。タイプ A 供試体ではドリフト比が 4.5%に達すると軸方向鉄筋が次々と破断し、急速に耐力が低下した。載荷を打ち切った段階では合計 4 本の軸方向鉄筋が破断した。一方、帯鉄筋比を増加させたタイプ B 供試体では、最終的に載荷方向とは直角方向に大きく傾斜して載荷中止に至ったが、この載荷段階までには水平耐力が大きく低下することはなかった。

これに対して、D3 スパイラル筋を用いたタイプ C, D の DASC 供試体では、タイプ A ほど急激ではないが、ドリフト比 5.0%になると耐力が大きく低下した。また、D6 スパイラル筋を用いたタイプ E の DASC 供試体では、最後まで大きな耐力低下は見られなかった。最終的には、タイプ E では供試体が載荷直角方向に傾き、P-Δ効果によって軸力に耐えられなくなって載荷を終了している。

図-7 は履歴曲線の包絡線で在来工法と DASC 橋

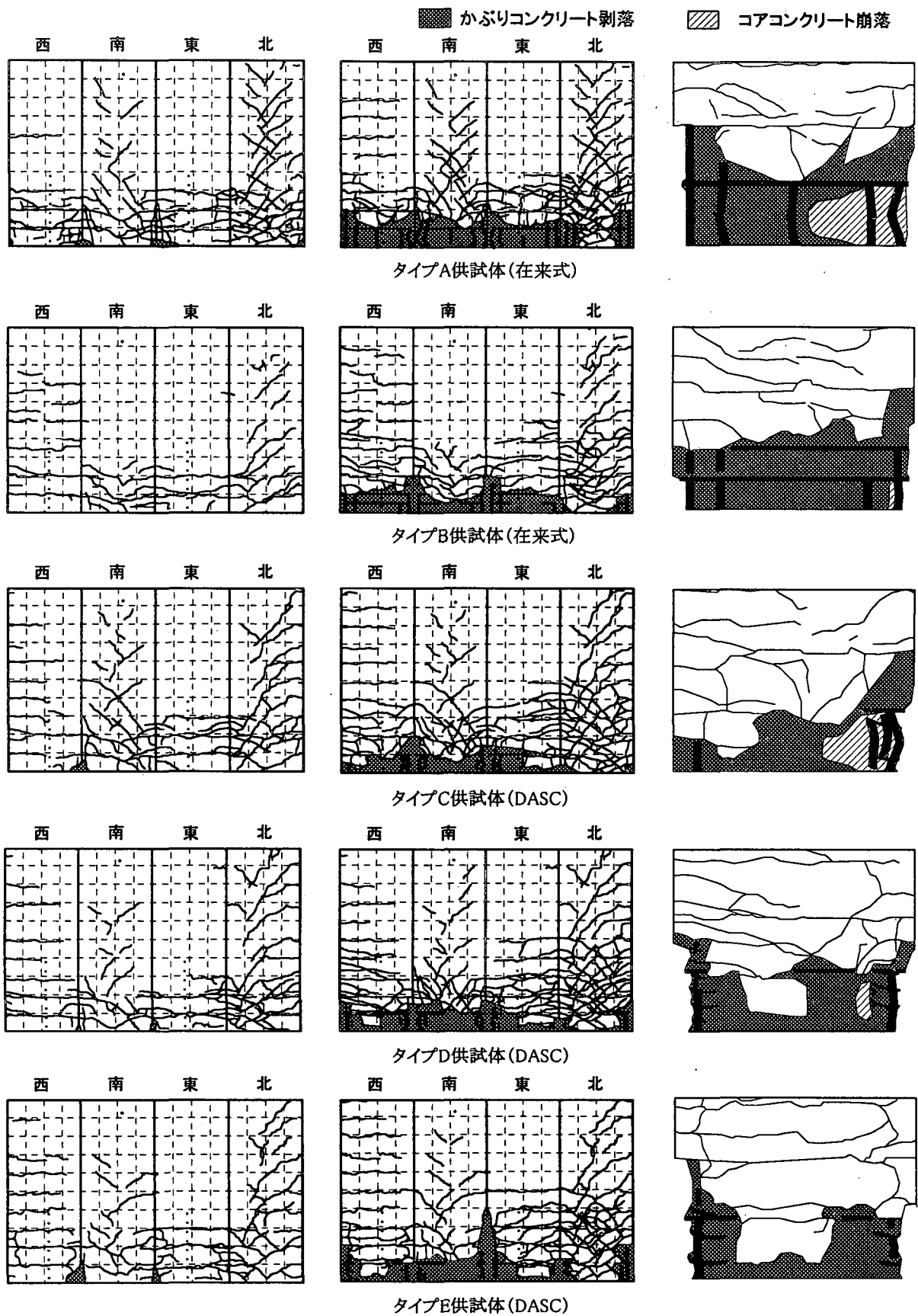
脚の比較、DASC 橋脚の耐震性に及ぼすスパイラル筋比の影響を示したものである。これによれば、タイプ A の在来式供試体では最終的に水平耐力が大きく低下しているが、帯鉄筋比を増加させたタイプ B の在来式供試体および D6 スパイラル筋を加えたタイプ E の DASC 供試体では最後まで大きな耐力低下は見られない。また DASC 供試体においては、スパイラル筋比を 1.48~6.64%の範囲で変化させると、最終段階の耐力低下の程度が多少緩やかになるが顕著な差は見られない。これは前述したように、軸方向鉄筋の径に対してスパイラルカラムの径が小さく、スパイラル筋による拘束効果の違いが現れる前にスパイラルカラムが全体として座屈したためと考えられる。

ここで、水平耐力が最大値となった後に載荷の進展に伴い徐々に低下し、最大耐力の 80%にまで低下したときを終局変位、さらに主鉄筋の破断や圧縮側コンクリートの大規模な破壊によって水平耐力が急速に低下した段階を破壊変位と定義すれば、終局変位、破壊変位は表-2 の下段に示すようになる。これによれば、タイプ A の在来式供試体に比較して、スパイラルカラムを加えた DASC 供試体では終局変位および破壊変位がドリフト比で 0.5%以上伸びており、また横拘束筋のほぼ等しいタイプ B の在来式供試体とタイプ E の DASC 供試体はほぼ同等の終局変位、破壊変位を示している。

以上の点から、在来式橋脚にスパイラルカラムを加えることにより変形性能がドリフト比で 0.5%以上伸び、また DASC 橋脚は横拘束筋量の等しい在来式橋脚と同等の変形性能を有していると言える。

6. 帯鉄筋およびコンクリートが分担するせん断力の特徴

中空断面橋脚では横拘束筋とコンクリートが分担するせん断力の特徴が重要である。前述したよう



(a) ドリフト比3.0%載荷後

(b) 載荷終了後

(c) 載荷終了後
橋脚基部(西面)

図-5 供試体の損傷状況

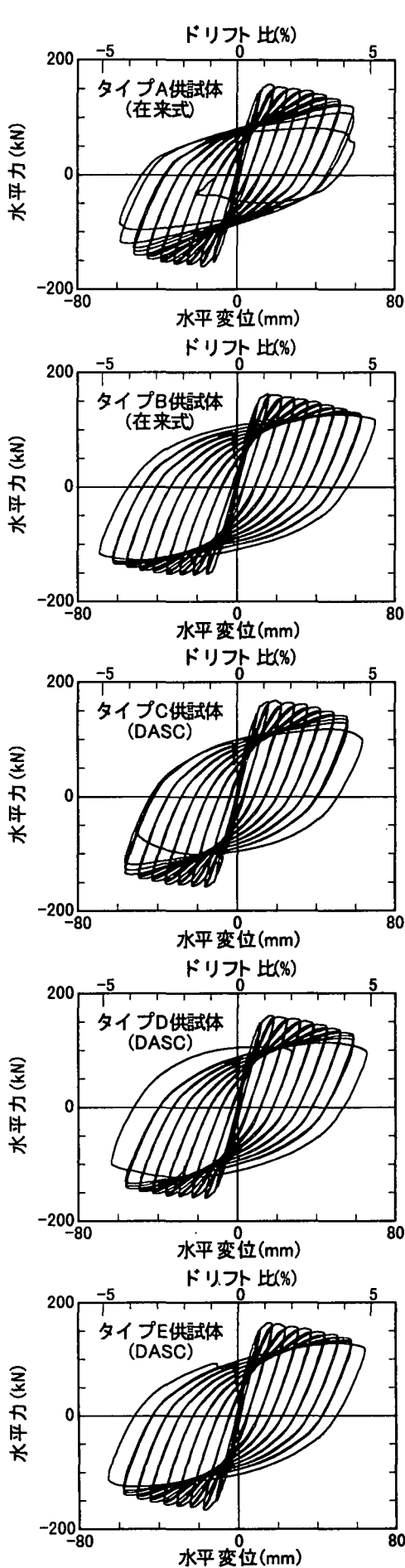
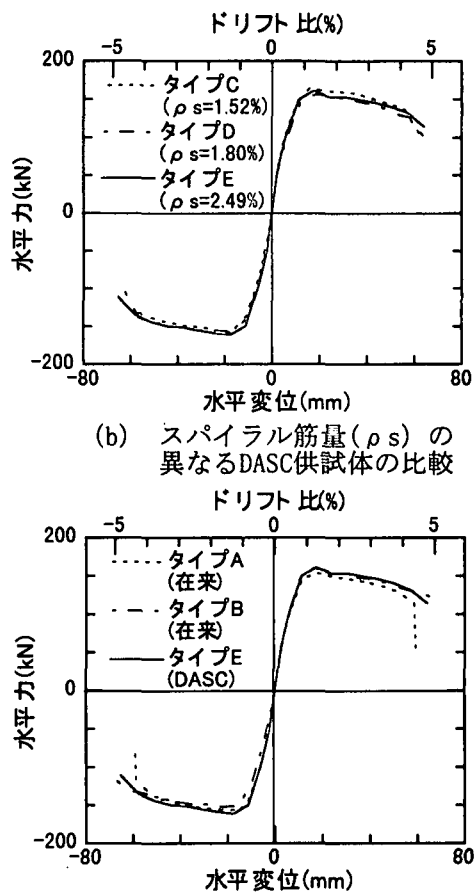


図-6 水平力～水平変位の履歴曲線



(b) スパイラル筋量(ρ_s)の異なるDASC供試体の比較

(a) 在来式供試体とDASC供試体の比較

図-7 水平力～水平変位履歴の包絡線

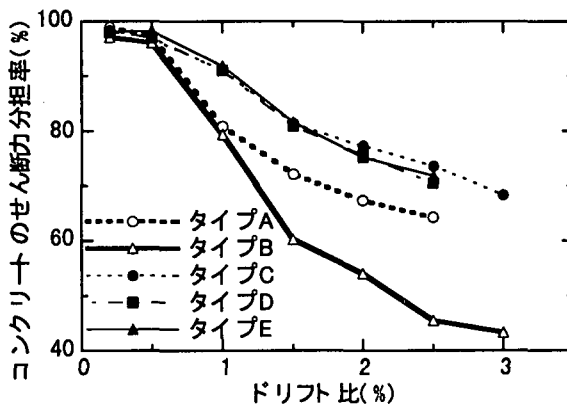
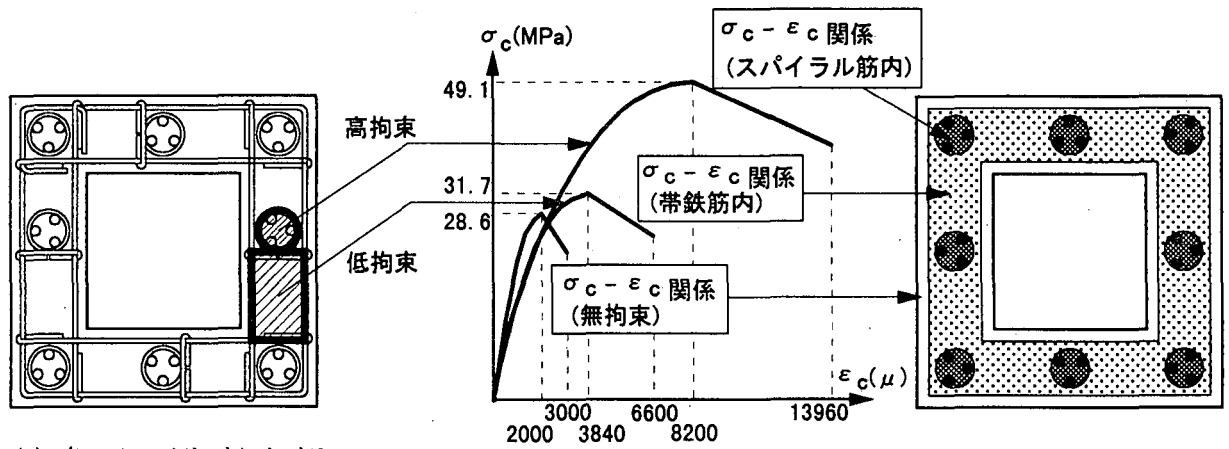


図-8 コンクリートのせん断力分担率

にウェブ部においては、柱基部から高さ 100, 200, 300mm の位置の外側および中空部側の帯鉄筋のひずみを 6 個所で計測しているため、ここでは、これらの平均値 ϵ_s を求め、ひび割れ状況から部材軸に対して 60° ($\alpha=60^\circ$) の斜めひび割れを仮定し、トラス理論に基き帯鉄筋の分担せん断力 P_S を次式により算出した。

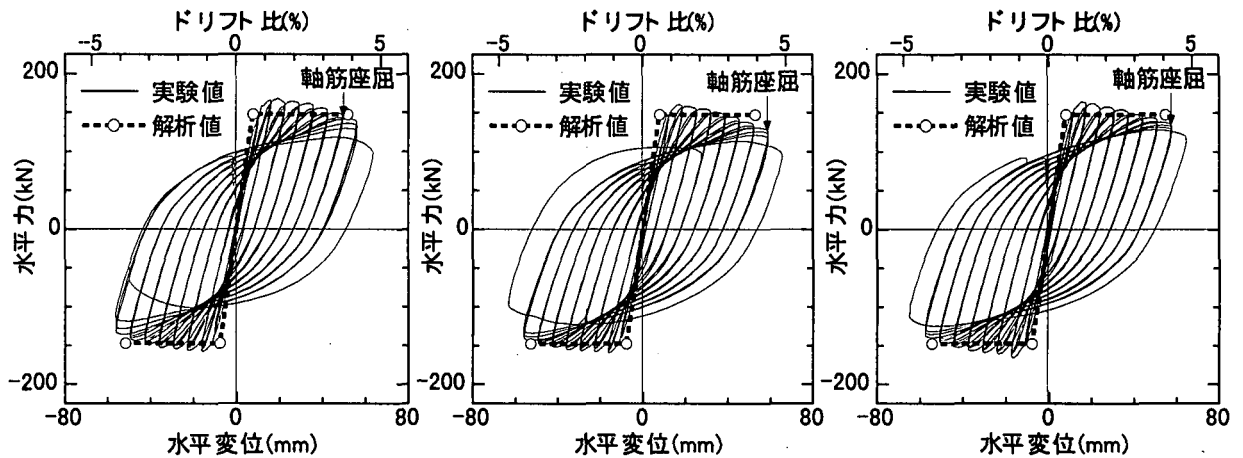
$$P_S = \frac{A_w \cdot E_S \cdot \epsilon_s \cdot d \cdot \sin\theta (\cot\theta + \cot\alpha)}{1.15a} \quad (4)$$

ここで、 A_w : 帯鉄筋の断面積、 E_S : 帯鉄筋の弾性係数、 ϵ_s : ウェブ部の帯鉄筋に生じる平均ひずみ、



(a) 各コアコンクリートにおける横拘束筋比の設定箇所 (b) コンクリートの応力～ひずみ関係の設定 (c) 解析モデルの断面図

図-9 コアコンクリートの拘束度を考慮した解析モデル化 (タイプC供試体の場合)



(a) タイプC供試体 ($\rho_s = 1.52\%$) (b) タイプD供試体 ($\rho_s = 1.80\%$) (c) タイプE供試体 ($\rho_s = 2.49\%$)

図-10 水平力～水平変位の履歴曲線と解析結果との比較

d : 断面の有効高, θ : 帯鉄筋と部材軸のなす角度, α : 斜めひび割れと部材軸のなす角度 (60°), a : 帯鉄筋間隔である.

橋脚に作用させた水平力を P とすれば, これから帯鉄筋が分担したせん断力 P_s を差し引くことにより, コンクリートが分担したせん断力 P_c は次式で求めることができる.

$$P_c = P - P_s \quad (5)$$

このようにして求められるコンクリートの分担せん断力 P_c と橋脚に作用する水平力 P の比 (P_c/P , 以下, コンクリートのせん断力分担率と呼ぶ) が載荷変位振幅の増大に伴ってどのようになるかを示した結果が図-8 である. これによれば, いずれの供試体においても, 載荷の初期においては, コンクリートのせん断力分担率は 1.0 に近いが, 載荷が進むにつれてコンクリートのせん断力の分担率は小さくなっていく. また, 供試体ごとに比較すると, タイプ C, D, E の DASC 供試体では, タイプ A 在来式供試体と比較して, コンクリートのせん断力分担率は 5~10% 程度大きい. これは, DASC 供試体では, スパイラルカラムの拘束効果によりコンクリ

ートの損傷が比較的軽微であること, また帯鉄筋以外にスパイラル筋がせん断力に抵抗していることの影響と考えられる.

7. ファイバー要素による水平力～水平変位関係の解析

地震時保有水平耐力法に基づいて DASC 橋脚を耐震設計するためには, 水平力～水平変位の関係を正しく推定することが求められる. DASC 橋脚では部分的にコンクリートが高拘束されているため, 道路橋示方書⁶⁾に規定されるように有効長 d を用いて拘束効果を評価することは適切とは考えられない. そこで, ここでは図-9 に示すように, スパイラルカラム内の高拘束のコアコンクリート領域とそれ以外の帯鉄筋で囲まれた低拘束コアコンクリート領域に区別して, それぞれのコアコンクリートの応力～ひずみ関係を Hoshikuma et al⁷⁾ の提案式により評価した. また, 軸方向鉄筋の応力度～ひずみ関係はパイリニア型と仮定した. 以上の応力～ひずみ関係を用い, ファイバー要素を用いた解析法に基づいて, 橋脚の水平力～水平変位関係を算出した.

前述したように、本実験ではスパイラルカラム全体として座屈が生じたことから、帯鉄筋内低拘束コアコンクリートの損傷が DASC 供試体の終局に大きく影響を与えたと考えられる。そこで、解析では、圧縮最外縁位置の帯鉄筋内低拘束コアコンクリートが終局ひずみに達した時を DASC 橋脚の終局と定義した。なお、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しについては、次式に示すように石橋、吉野の提案式⁸⁾により伸び出し変位を評価し、解析値を補正した。

実験結果より得られた水平力～水平変位の履歴曲線と比較して上記の方法によって求めた解析結果を示すと図-10 のようになる。これによれば、いずれの DASC 供試体においても、解析結果における終局点はおおむね軸方向鉄筋の座屈が確認されたときに相当している。また、解析結果ではスパイラル筋量が増加すると変形性能が多少向上するが、それほど大きな影響があるわけではない。このような点も実験結果と良く一致している。

8. 結論

本研究では、中空断面 RC 高橋脚を対象に、施工の合理化を発想の原点として、スパイラルカラムを数本配置する DASC 橋脚を提案した。DASC 橋脚の基本的特性について実験的検討を行い、その結果、以下の結論を得た。

(1) 水平耐力が急激に低下するときを橋脚の終局と定義すれば、在来式供試体にスパイラルカラムを加えることによって終局変位がドリフト比で 0.5% 以上伸びる。また、タイプ E の DASC 供試体は、横拘束鉄筋量のほぼ等しいタイプ B の在来式供試体とほぼ同等の変形性能を示した。

(2) DASC 供試体では、同量の帯鉄筋を配置した在来式供試体に比較して、コンクリートの分担するせん断力の比率が 5～10%程度大きい。これは、DASC 供試体では、スパイラルカラムの拘束効果によりコンクリートの損傷が比較的軽微であること、また帯鉄筋以外にスパイラル筋がせん断力に抵抗しているためと考えられる。

(3) 高拘束のスパイラルカラム内のコアコンクリートとそれ以外の低拘束の帯鉄筋内コアコンクリートの応力～ひずみ関係をそれぞれ設定し、また、損傷状況を考慮して終局を定義した結果、解析により DASC 供試体の水平力～水平変位関係を比較的精度良く評価できた。

謝辞：本研究は科学研究費補助金・日米共同研究特定領域研究(B)により行ったものである。供試体の作製および実験に際しては、東京工業大学川島研究室の方々のご支援を得た。また、(株)ピー・エスの野村貞広氏、森拓也氏、武村浩志氏のご協力も得た。ここに記して厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：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，土木研究所共同研究報告書，第 223 号，1999.4
- 2) 家村浩和，加藤敏明，高橋良和，前掘伸平：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に関する載荷実験，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp. 2099-2104，1998.11
- 3) 渡辺将之，今泉安雄，緒方辰男，田中浩一，大内一：鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.113-132，1999.8
- 4) 山縣敬二，市川博康，大内一，小島克明：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.183-193，1995.8
- 5) 市川博康，馬淵勝美，加藤敏明：「ハイブリッド・スリップフォーム工法」の開発と施工例_高橋脚の省力化と工期短縮_，土木学会年次学術講演会講演概要集第 6 部，pp.86-87，1994
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編(平成 8 年版)，1996.8
- 7) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, pp. 624-633, May, 1997.
- 8) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究，土木学会論文集，No.390/V-8，pp.57-66，1988.2