

インターロッキング型帯鉄筋を使用した 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能確認試験

野村謙二¹・広瀬剛²

¹ 日本道路公団東京建設局構造技術課課長代理 (〒 105-0014 東京都港区芝 3-39-9)

² 日本道路公団東京建設局構造技術課 (〒 105-0014 東京都港区芝 3-39-9)

1. まえがき

阪神大震災後、耐震基準が改訂されたことにより、鉄筋コンクリート橋脚のじん性を高めるための帯鉄筋量の増加、フック等配筋細目の見直しによる鉄筋量の増加が余儀なくされた。この結果、配筋が耐震基準改訂前に比較して密になり、施工が複雑になってきている。中部横断自動車道富士川橋では、施工性の改善策としてインターロッキング型帯鉄筋を使用した橋脚を採用している。インターロッキング型帯鉄筋は、コンクリートの拘束効果が高く、施工性もよいことからアメリカの高速道路橋脚では一般的に採用されている。日本でも平成8年に改訂された道路橋示方書耐震設計編¹⁾には、「鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目」においてインターロッキング型の補強筋が例示されたが、具体的な設計方法については言及していない。インターロッキング型帯鉄筋の実験研究はこれまでもいくつか行われている^{2) 3) 4)}が、帯鉄筋量をパラメータとした実験はほとんど行われていない。そこで、富士川橋におけるインターロッキング型帯鉄筋を使用した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の確認および今後の設計のための基礎データを得ることを目的とし、帯鉄筋量をパラメータとした試験体頂部への水平力交番載荷試験を行った。本論文はその実験結果について報告するものである。

2. 実験概要

2.1 試験体の設計

試験体は富士川橋 P4 橋脚の 1/10 モデルをプロトタイプとし、その帯鉄筋量を 1/2、1/4 とした 2 体を加えた計 3 体を製作した (図 1)。試験体の諸元は表 1 に示すように、せん断スパン比、主筋の鉄筋比を実構造物と同等とした。

試験体のコンクリートの設計基準強度は 30MPa とし、粗骨材の最大寸法は 10mm、主鉄筋は SD345 の D13、帯鉄筋は SD295A の D6 を使用した。

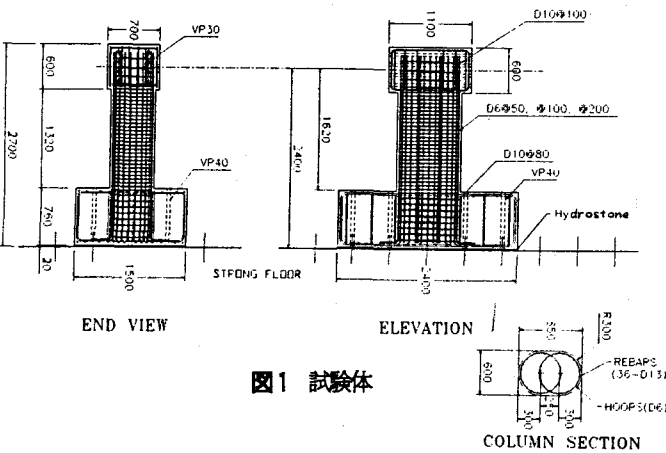


図1 試験体

表1 富士川橋 P4 橋脚と試験体の諸元比較 単位:mm

	断面		せん断 スパン比	主鉄筋		帯鉄筋	
	壁厚	幅		構成	鉄筋比	構成	鉄筋比
P4 橋脚	6000	8500	16200	22φ-D51	1.06	D32-φ125	0.44
UNIT1	600	850	1620	3φ-D13	1.05	D6-φ50	0.46
UNIT2	600	850	1620	"	"	D6-φ100	0.23
UNIT3	800	850	1620	"	"	D6-φ200	0.12

※せん断スパン比=橋脚高さ/橋軸直角方向幅

2.2 実験方法

図2に示すように、PC鋼棒によって試験体のフーチング部を反力床に固定し、150tf アクチュエータにより、試験体に水平力を交番載荷した。上部工荷重と橋脚自重による橋脚基部断面に生ずる軸圧縮応力度を想定し、軸力比 $(P/A_f) = 0.05$ となるように試験体の鉛直方向に PC鋼棒を介して油圧ジャッキにより軸力を導入した。軸力は実験時のコンクリート強度に基づいてその大きさを決定した。表2に載荷計画を示す。正負水平力の交番載荷は、ひび割れ発生荷重を確認しながら、曲げ耐力

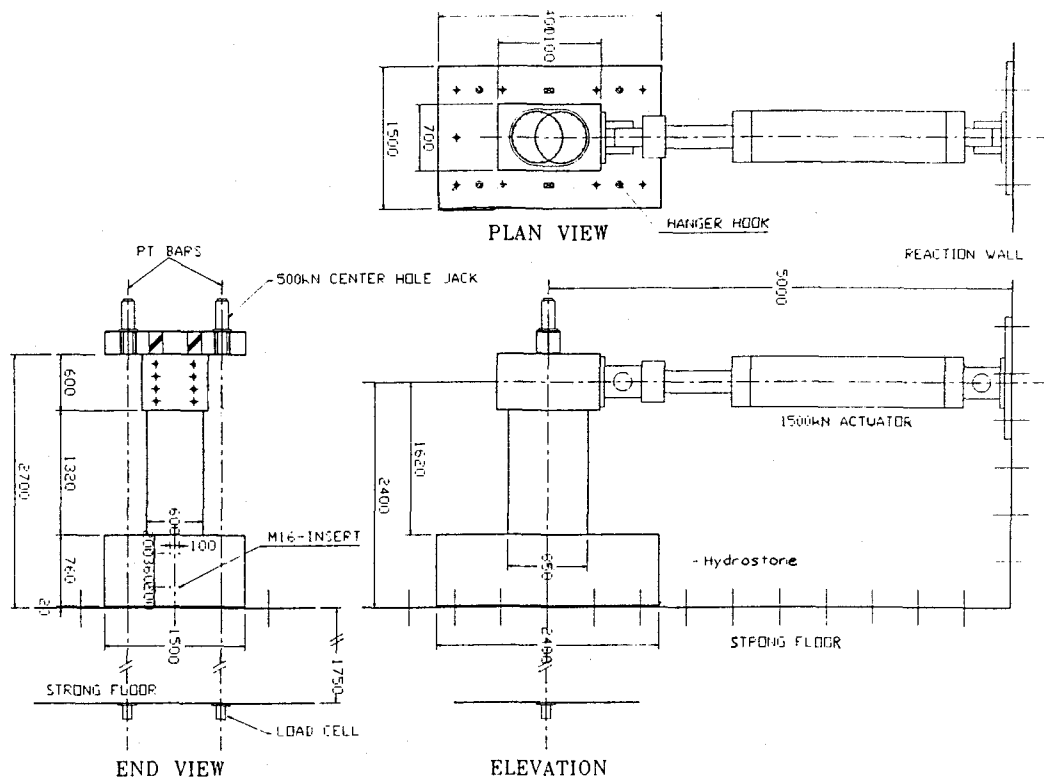


図2 試験体加力装置

の算定値の75%まで荷重制御し、続いて変位制御により、じん性率 $\mu=1.0, 2.0, 3.0, \dots$ をそれぞれ3サイクルずつ繰り返した。

実験は試験体のせん断破壊、もしくは試験体耐力が、最大荷重の80%以下に低下した時点で終了とする計画で実施した。

表2 載荷計画

stage	target*	comment		cycles
0.5 V_{cr}	60 kN	荷重制御	曲げひび割れ荷重の50%	1
V_{cr}	120 kN		曲げひび割れ荷重	1
V_u	240 kN		曲げせん断ひび割れ荷重	1
0.75 V_u	350		曲げ耐力の75%	1
$\mu 1$	1.0 Δ_y	変位制御	ductility 1.0	3
$\mu 1.5$	1.5 Δ_y		ductility 1.5	3
$\mu 2$	2.0 Δ_y		ductility 2.0	3
$\mu 3$	3.0 Δ_y		ductility 3.0	3
$\mu 4$	4.0 Δ_y		ductility 4.0	3
$\mu 5$	5.0 Δ_y		ductility 5.0	3
$\mu 6$	6.0 Δ_y		ductility 6.0	3

* 実験時の材料強度に基づいて決定する

$$\Delta_y: \text{降伏変位} \quad \Delta_y = (V_{ir} / 0.75V_{ir}) \Delta_{0.75} = 1.33 \Delta_{0.75}$$

V_{ir} : 圧縮線のコンクリートひずみ $\epsilon_{cu} = 0.004$ に対する曲げ耐力の計算値

$\Delta_{0.75}$: 0.75 V_{ir} 加力時の試験体変位の正負平均値

表3 破壊経過

	$\mu=1$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=6$	$\mu=8$	$\mu=10$	$\mu=12$	破壊形態
UNIT1 $\rho_s=0.46\%$	曲げひび割れ荷重の計算値において柱基部より曲げひび割れ		柱脚部圧壊開始	圧壊部剥落開始		主鉄筋座屈開始	主鉄筋及び帯鉄筋の破断 耐力低下	曲げ破壊
UNIT2 $\rho_s=0.23\%$	発生。 曲げ耐力の75%において曲げせん断ひび割れへ移行。ひび割れ発生領域1.2D (D: 柱橋軸直角方向幅)	柱脚部圧壊開始	圧壊部剥落開始	主鉄筋座屈開始	主鉄筋及び帯鉄筋破断 耐力低下			曲げ破壊
UNIT3 $\rho_s=0.12\%$		柱脚部圧壊開始	せん断ひび割れ大きく進展	圧壊部剥落開始	せん断ひび割れがさらに大きく開かれる。主鉄筋及び帯鉄筋破断。耐力低下			曲げ降伏後のせん断破壊

2.3 測定項目および方法

測定項目および方法は以下のとおりである。

- ① 試験体に与える力: 水平力はアクチュエータのロードセルにより計測。軸力はPC鋼棒端部に設置したロードセルにより計測。
- ② 鉄筋ひずみ: 主鉄筋および帯鉄筋のひずみをひずみゲージにより計156点計測。分布をモニター出来るようにした。
- ③ 試験体の水平変位: 測定用柱から試験体加力点位置及び柱内法高さ位置で計測。
- ④ 柱の曲率: 試験体加力軸線上の変位計及び試験体対角位置の変位計により計5点計測。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の破壊経過を表3に示す。 μ はじん性率である。UNIT1では $\mu=12$ で耐力が低下し、破壊形態は曲げ破壊であった。

UNIT2 では $\mu=8$ で耐力が低下し、破壊形態は曲げ破壊であった。UNIT3 では $\mu=8$ で耐力が低下し、破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊であった。UNIT1 と UNIT2 は同じ曲げ破壊ではあるが耐力低下時のじん性率が異なり、帯鉄筋量の違いが明確に現れた。

3.2 荷重－変位関係

荷重－変位関係を図 3 に示す。図中のバイリニアで示した実線及び破線は、平成 8 年に改訂された道路橋示方書耐震設計編に基づく地震動の区分タイプ I (JRA Type I)、タイプ II (JRA Type II) に対応する保有水平耐力の計算値である。いずれの試験体の耐力も道路橋示方書による保有水平耐力の計算値とほぼ一致している。

モーメント曲率解析結果についても図 3 に示した(図 3 中「Theoretical」)。モーメント曲率解析は、コンクリートの拘束効果および主鉄筋のひずみ硬化を考慮したモデル¹⁰⁾を使用して断面解析を行い、曲げモーメントと曲率の関係および水平力と水平変位の関係を求めるものである。UNIT1 および UNIT2 においては、モーメント曲率解析結果による荷重変位曲線は履歴曲線の包絡線とよく一致している。UNIT3 においては、モーメント曲率解析結果による荷重変位曲線は履歴曲線の包絡線を下回る傾向にあった。これは、UNIT1 および UNIT2 に比較して UNIT3 の帯鉄筋による拘束効果が小さいためと考えられる。

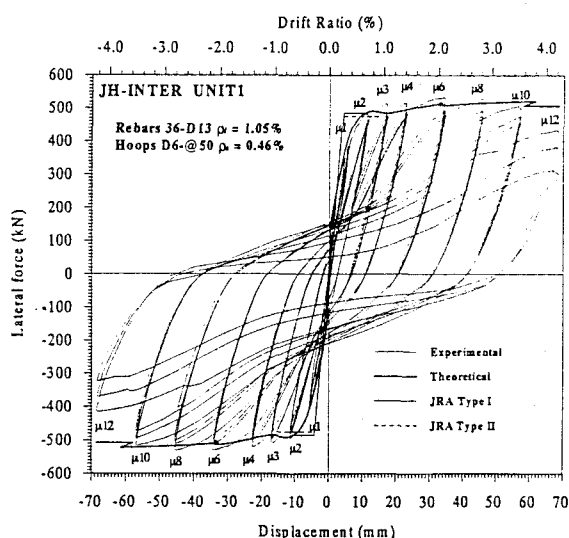


図 3 (1) 荷重－変位関係 (UNIT1)

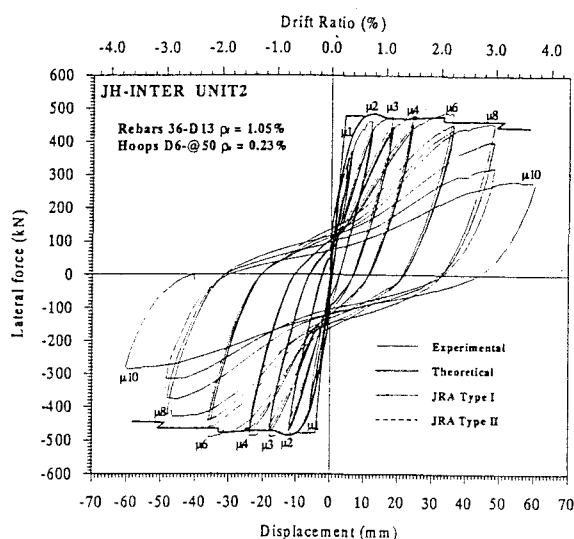


図 3 (2) 荷重－変位関係 (UNIT2)

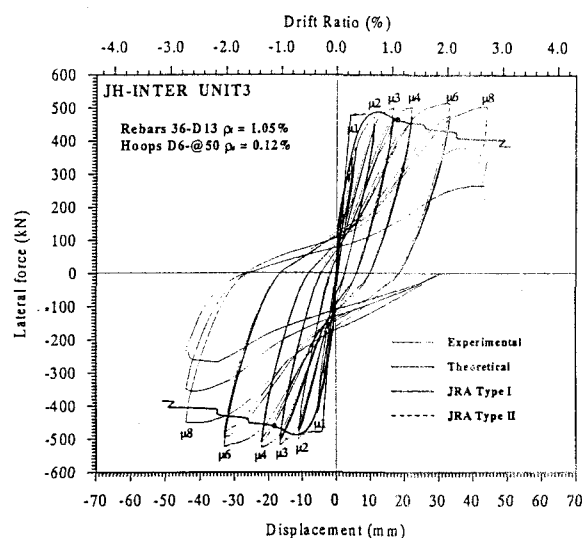


図 3 (3) 荷重－変位関係 (UNIT3)

3.3 曲率分布

曲率分布を図 4 に示す。図中、モーメント曲率解析より得られた降伏曲率 ϕ_y 及び道路橋示方書に基づくタイプ II 地震動に対応する終局曲率 ϕ_{u-II} (以下「道路橋示方書に基づく終局曲率 ϕ_{u-II} 」という。) ならびに道路橋示方書に基づいて算定した塑性ヒンジ長 (0.24m) を破線で示した。道路橋示方書に基づく終局曲率 ϕ_{u-II} に達するじん性率は UNIT1 で $\mu=6$ 、UNIT2 で $\mu=4$ 、UNIT3 で $\mu=4$ であった。しかし、各試験体の終局状態の曲率は、道路橋示方書に基づく終局曲率 ϕ_{u-II} を大きく上回る結果となった。一方、曲率増大の顕著な領域はほぼ道路橋示方書に示される塑性ヒンジ長内に収まっていると考えられる。

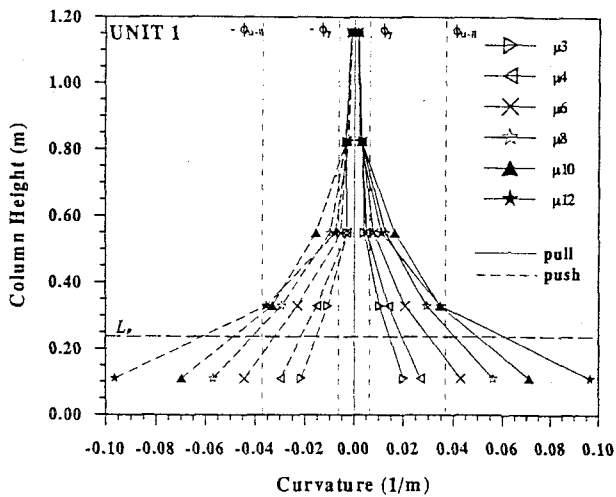


図4 (1) 曲率分布 (UNIT1)

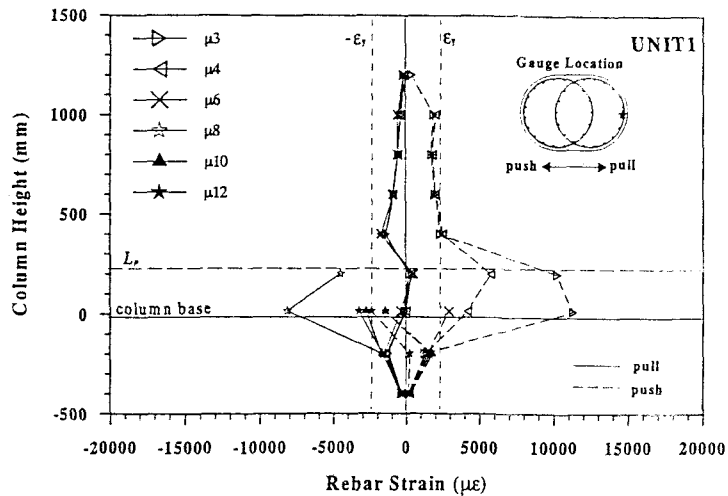


図5 (1) 主鉄筋ひずみ (UNIT1)

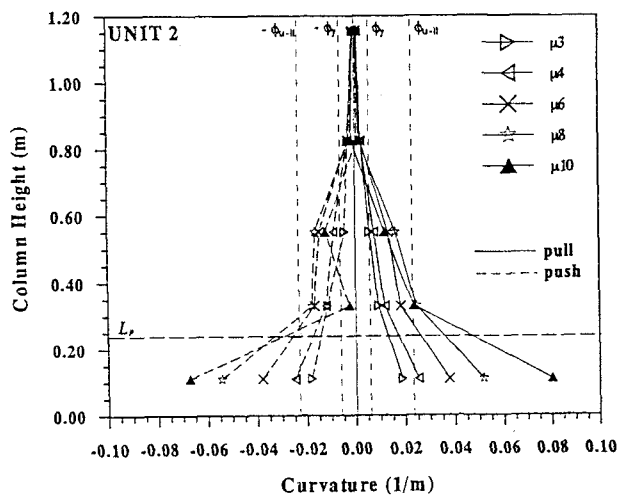


図4 (2) 曲率分布 (UNIT2)

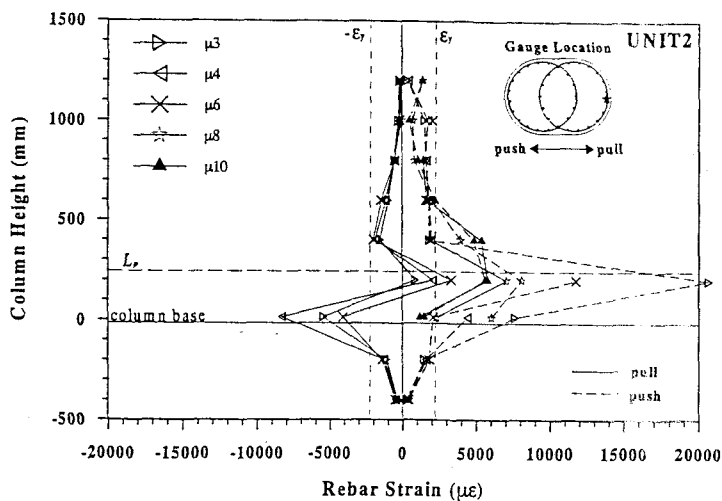


図5 (2) 主鉄筋ひずみ (UNIT2)

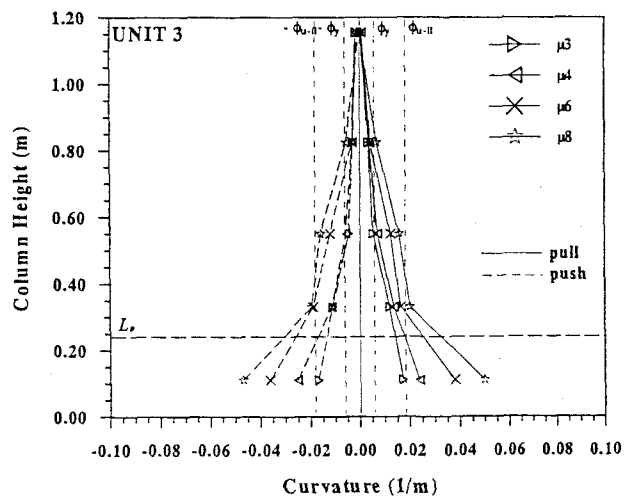


図4 (3) 曲率分布 (UNIT3)

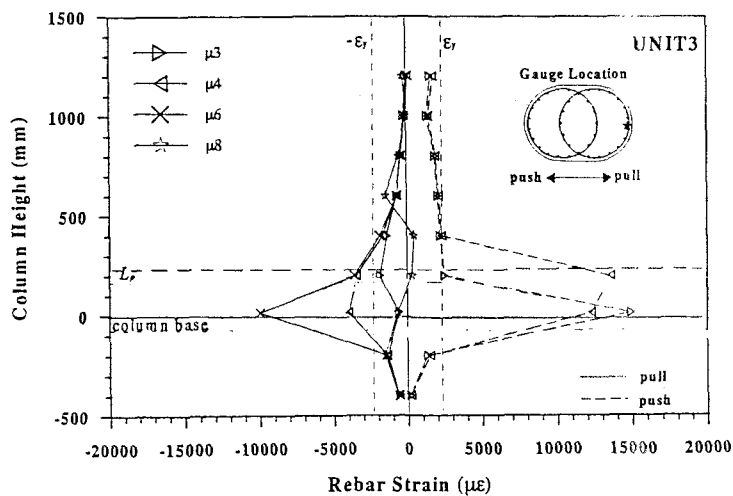


図5 (3) 主鉄筋ひずみ (UNIT3)

3.4 主鉄筋ひずみ

主鉄筋ひずみ分布を図5に示す。これらは、最外縁の主鉄筋の各荷重ステップにおける高さ方向のひずみ分布を示している。各試験体とも降伏ひずみを大きく上回ったのは、ほぼ塑性ヒンジ長以下に収まっていると考えられる。

3.5 帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋ひずみ分布を図6に示す。図中破線で示した $\epsilon = 3850(\mu\epsilon)$ は、材料試験結果における0.2%オフセット時の応力に達する時のひずみである。加力直角方向最外縁の帯鉄筋のひずみゲージにより、せん断抵抗に起因するひずみを計測した。ひずみの分布形状はいずれの試験体も類似しており、柱高さ500mm付近のひずみが大きく、荷重の増加に伴い $\mu=3$ あたりからひずみが大きくなり始める結果となった。これは表3に示したように、各試験体ともせん断ひびわれが発生しており、せん断ひびわれにかかる帯鉄筋がせん断力を負担したためと考えられる。じん性率の増加に伴い帯鉄筋のひずみが増加していることから、帯鉄筋がせん断力に対して効果的に働いたと考えられる。

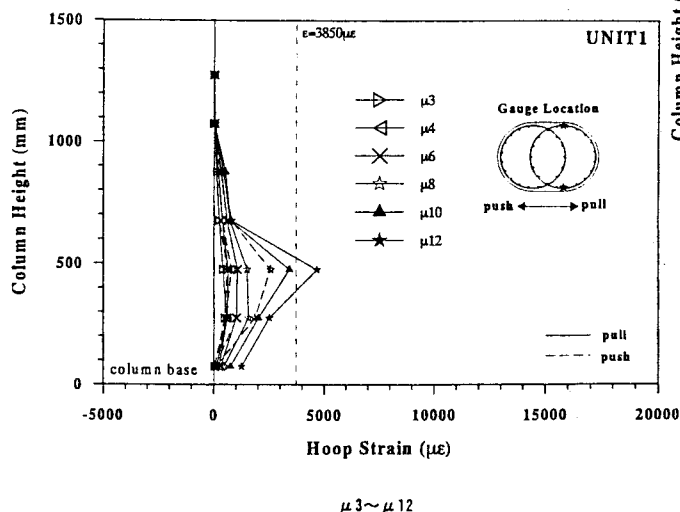


図6 (1) 帯鉄筋ひずみ (UNIT1)

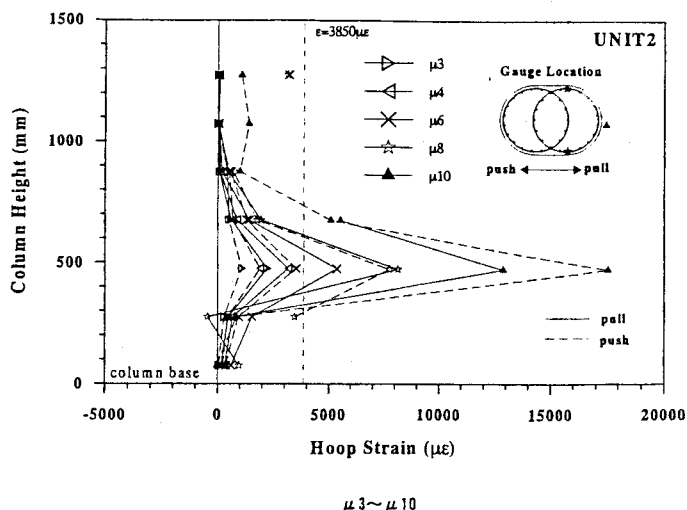


図6 (2) 帯鉄筋ひずみ (UNIT2)

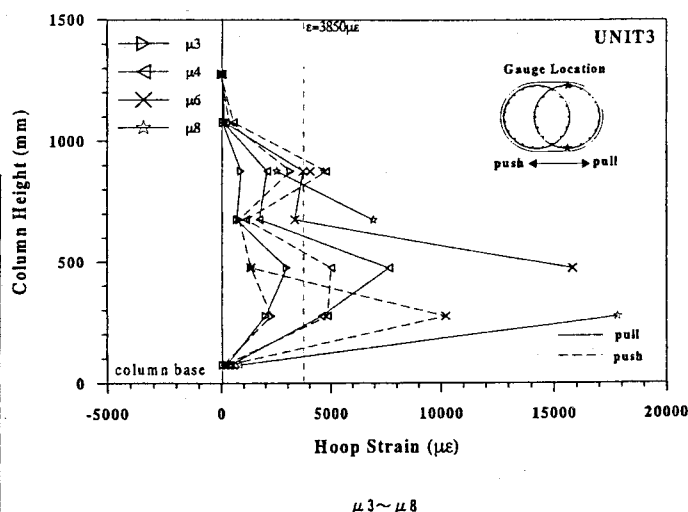


図6 (3) 帯鉄筋ひずみ (UNIT3)

3.6 耐力及び変形性能

3.6.1 曲げ耐力及びせん断耐力

表4に各試験体の実験による耐力と曲げ耐力・せん断耐力の計算値を示した。曲げ耐力に関して、実験による耐力と道路橋示方書による曲げ耐力の計算値およびモーメント曲率解析による曲げ耐力の計算値を比較した。各試験体とも曲げ耐力の計算値が実験による耐力に対してやや小さ目であったが、曲げ耐力の計算値から

十分な精度で耐力を推定できると思われる。せん断耐力に関して、UNIT1以外はせん断耐力の計算値が実験における耐力を下回っていた。これは、破壊形態がせん断破壊となることを意味する。しかし、実験においてUNIT2およびUNIT3とも脆性的なせん断破壊が確認されなかったことから、インターロッキング型帯鉄筋を使用した場合に道路橋示方書のせん断耐力算定式を用いることは安全側になると考えられる。

表4 試験体の曲げ耐力・せん断耐力

			UNIT1	UNIT2	UNIT3
	最大耐力実験値	V_{EXP} (kN)	532	493	529
	最大耐力時靱性率	μ	6.0	3.0	4.0
曲げ耐力	道路橋示方書 保有水平耐力 (kN)	P_{a-I}^*	485	480	480
		V_{EXP}/P_{a-I}	1.10	1.03	1.10
		P_{a-II}^{**}	475	478	482
		V_{EXP}/P_{a-II}	1.12	1.03	1.10
	モーメント 曲率解析 (kN)	V_{if} (降伏時)	498	486	489
		V_{EXP}/V_{if}	1.07	1.01	1.08
		V_u (最大時)	511	486	489
		V_{EXP}/V_u	1.04	1.01	1.08
せん断耐力	道路橋示方書 (kN)	V_{cal-JR}	538	362	275
		V_{cal-JR}/V_{EXP}	1.01	0.73	0.52
	土木学会式 (kN) ⁽⁶⁾	$V_{cal-JSC}$	600	420	337
		$V_{cal-JSC}/V_{EXP}$	1.13	0.85	0.64
*タイプⅠ地震動に対応					
**タイプⅡ地震動に対応					

表5 試験体変形性能の比較

	降伏時変形 (mm)			終局変形 (mm)			じん性率		
	実験値	道示*	解析**	実験値	道示	解析	実験値	道示	解析
UNIT1	5.70	4.17 4.08	5.68	68.40	11.5 15.3	30.45	12.0	2.76 3.75	5.36
UNIT2	6.00	4.14 4.13	5.64	48.00	9.2 10.2	21.82	8.0	2.22 2.47	3.87
UNIT3	5.50	4.04 4.05	5.56	44.00	7.4 8.4	17.28	8.0	1.83 2.07	3.11
*道路橋示方書（上段はタイプⅠ地震動、下段はタイプⅡ地震動に対応）									
**モーメント曲率解析より算定									

3.6.2 変形性能

表5に実験から得られた各試験体の降伏時変形および終局変形とこれらから求めたじん性率を示した。また、道路橋示方書およびモーメント曲率解析より得られた結果も合せて示した。道路橋示方書による降伏時変形の計算値が実験値より小さいのは、主鉄筋の抜け出しおよびせん断変形を無視しているためと考えられる。また、道路橋示方書の終局変形の計算値が実験値より小さいのは、コンクリートの終局ひずみを設計上安全側に設定するためと考えられる。モーメント曲率解析による降伏時変形の計算値は実験結果とかなりよく一致している。これは主鉄筋の抜け出しおよびせん断変形を考慮しているためと考えられる。また、モーメント曲率解析による終局変形の計算値が実験値より小さいのは、道路橋示方書による場合と同様に、コンクリートの終局ひずみを設計上安全側に設定するためと考えられる。以上のことから、じん性率の実験値が計算値に比べて大きくなっており、各試験体とも道路橋示方書で規定する以上の変形性能を有していると考えられる。

4. まとめ

本実験を実施した結果、次の事項が明らかになった。

- ①各試験体の破壊形態はUNIT1、UNIT2が曲げ破壊、UNIT3が曲げ降伏後のせん断破壊となった。UNIT1、UNIT2は同じ曲げ破壊であったが、耐力低下時のじん性率が帯鉄筋量により異なった。
- ②いずれの試験体も道路橋示方書に基づいて算定した曲げ耐力とほぼ同じ耐力を保有していた。曲げ耐力に関しては十分な精度で推定しうる。
- ③道路橋示方書によるせん断耐力の計算値は、UNIT1以外は実験における耐力を下回っていたが、脆性的なせん断破壊をしたものはなかった。
- ④インターロッキング型帯鉄筋は、そのひずみ値および分布からせん断に対し効果的に働いたと考えられる。
- ⑤実験で得られた各試験体の終局変形は、道路橋示方書による計算値より4~5倍大きく、じん性率も道路橋示方書による計算値を大幅に上回った。

⑥曲率分布および主鉄筋ひずみ分布から判断して、塑性ヒンジ長は道路橋示方書の規定に適合していると思われる。

以上のことから、富士川橋橋脚に対応するプロトタイプ橋脚は十分な耐震性能を有していることが確認された。

5. 今後の課題

富士川橋を対象として実施した本実験に限っていえば、帯鉄筋量を現状の1/4 (UNIT3) としても脆性的なせん断破壊をせず、じん性率 $\mu=8$ を確保することができた。インターロッキング型帯鉄筋をせん断補強筋として使用した場合は通常配筋よりも少ない帯鉄筋量で耐力、変形性能ともに優れた性能を示すことが確認された。

今後、コンクリートの終局ひずみ、せん断耐力について適切な評価方法をとることにより、より合理的な設計が可能になると思われる。

参考文献

- [1] (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成8年12月
- [2] Tanaka, H., Park, R., "Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals," ACI Structural Journal March-April 1993
- [3] Buckingham, G. C., "Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement" M. S. Thesis, Washington State University, May, 1992
- [4] 柳下文夫, 田中仁史, Park, R., インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート柱の繰返し荷重下における挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, 1997
- [5] Mander, J. B. and Priestley, M. J. N., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, Aug. 1988, pp. 1804-1826.
- [6] (社) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、平成8年3月