

論文 高強度材料を使用したインターロッキング式橋脚の交番載荷実験

黒岩 俊之^{*1}・運上 茂樹^{*2}・松林 卓^{*3}・請川 誠^{*4}

要旨：本実験は、配筋合理化を目的としてインターロッキング式配筋構造と高強度材料を組み合わせた鉄筋コンクリート橋脚の耐力および変形性能等の基本的耐震性能を把握するために実施したものである。実験では、過去に行った普通強度材料を使用したインターロッキング橋脚試験体を比較対象に、コンクリート、軸方向鉄筋および帯鉄筋を高強度化した試験体を製作して正負交番載荷を行い、その耐震性能を調べた。その結果、帯鉄筋の高強度化は、繰返し載荷における耐力低下を改善する傾向を示した。

キーワード：インターロッキング式配筋, 高強度コンクリート, 高強度鉄筋, 耐震性能

1. はじめに

インターロッキング式配筋構造は、円形帯鉄筋を使用することにより、矩形断面を効率的に拘束する配筋合理化技術である¹⁾。

一方、鉄筋コンクリート構造に、高強度材料を使用することによって得られる利点は、主として以下の4点が考えられる。

- ① 高強度化による断面サイズの縮小
- ② 曲げ耐力に関する軸方向鉄筋量の減少
- ③ 変形性能に関わる横拘束鉄筋量の減少
- ④ せん断耐力に関するせん断補強鉄筋量の減少

これらはいずれも、鉄筋コンクリート構造の配筋合理化に結びつくものであり、同じ配筋合理化技術であるインターロッキング式配筋構造に適用することによって、さらなる合理化が期待できるものである。

しかしながら、高強度材料を適用する場合には、使用材料の適用範囲、高強度材料を用いた部材の耐力や変形性能、剛性等の基本的力学特性を把握し、現行設計基準の適応性等を明らかにしておく必要がある。

本実験は、インターロッキング式配筋構造と高強度材

料を組み合わせた鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化を目的として、本構造の耐力および変形性能等の基本的耐震性能を把握するために、実施したものである。ここでは、過去に行った普通強度材料を使用したインターロッキング橋脚試験体²⁾をプロトタイプとして、コンクリート、軸方向鉄筋、帯鉄筋を高強度化した試験体を製作し、正負交番載荷実験を行い、その耐震性能を調べた。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1に示す。また、各試験体の形状寸法および配筋を図-1に示した。

柱断面寸法は 600×900mm の小判型断面で、柱高さ 3000mm、シラスパン比は 5.0 である。軸方向鉄筋には USD685-D13 を使用し、鉄筋量はプロトタイプ試験体と同じ曲げ耐力を与えるよう決定し、軸方向鉄筋比は 0.88%とした。帯鉄筋には USD685-D6 および SD295-D6 閉合フープを 80mm, 160mm 間隔でインターロッキング配筋し、帯筋強度と帯筋間隔を主たる実験因子とした。また、帯筋の降伏強度を考慮した場合、No.4 は No.1 お

表-1 試験体一覧

No.	断面寸法 B×D (幅×高さ) mm	柱高さ mm	シラスパン 比	コンクリート 強度* MPa	軸圧縮力		軸方向鉄筋			横拘束筋			
					応力度 MPa	軸力比	使用鉄筋	本数	鉄筋比 %	使用鉄筋	間隔 mm	体積比 %	等価帯筋 体積比 %
1	900×600	3000	5.0	63.6	0.8	0.013	USD685-D13	32	0.88	SD295A-D6	80	0.30%	-
2	900×600	3000	5.0	65.0	0.8	0.012	USD685-D13	32	0.88	SD295A-D6	160	0.15%	-
3	900×600	3000	5.0	58.9	0.8	0.014	USD685-D13	32	0.88	USD685-D6	80	0.30%	0.60%
4	900×600	3000	5.0	59.2	0.8	0.014	USD685-D13	32	0.88	USD685-D6	160	0.15%	0.30%
P	900×600	3000	5.0	39.7	0.8	0.020	SD345-D16	38	1.63	SD295A-D6	80	0.30%	-

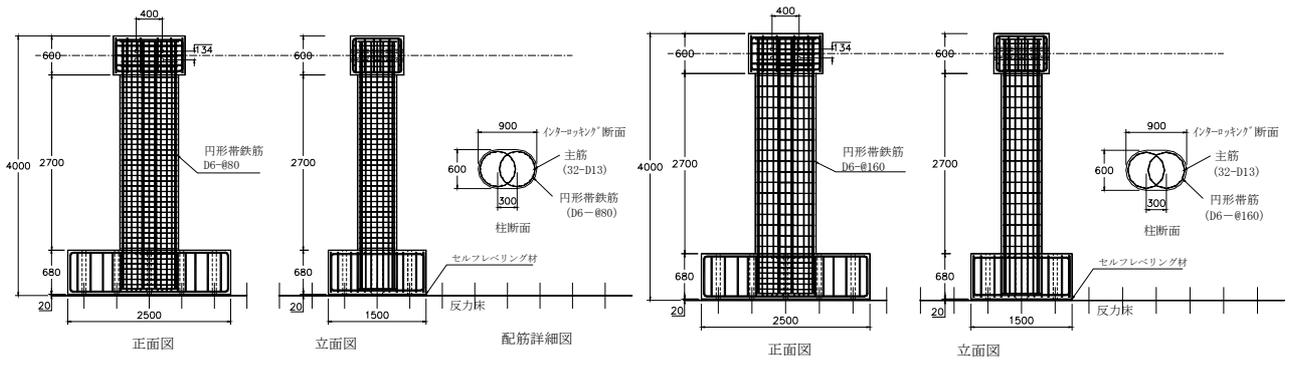
*実験時の圧縮強度 網掛けは高強度材料 P:プロトタイプ試験体

*1 東急建設(株) 土木技術部土木構造・材料グループ 工修 (正会員)

*2 (独)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員 工博

*3 前田建設工業(株) 技術研究所 (正会員)

*4 戸田建設(株) アーバンルネッサンス部 主管 博(工)



(a) No.1, No.3

(b) No.2, No.4

図-1 試験体寸法および配筋図

表-2 コンクリート配合

呼び強度 N/mm ²	スランプ cm	粗骨材 最大寸法 mm	空気量 %	水セメント比 %	細骨材率 %	単位水量 kg/m ³
60	23	13	3.0	35.0	46.4	180

表-3 鋼材の機械的性質

呼び名	規格	降伏ひずみ μ ε	降伏点 MPa	弾性係数 MPa	引張強度 MPa
D13	USD685	3784	734	194	963
D6	USD685	6693	826*	176	967
D6	SD295A	2075	413	199	559

*0.2%耐力値

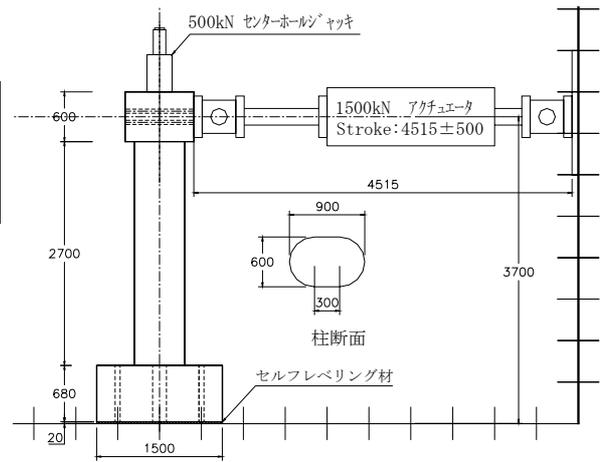


図-2 荷重方法

よびプロトタイプ試験体と同等な補強量と考えられる。コンクリートの目標圧縮強度は全ての試験体について、60N/mm²とした。

2.2 使用材料

試験体に用いたコンクリートの配合を表-2に、鋼材の機械的性質を表-3に示す。コンクリートの圧縮強度は、各試験体の荷重実験前に実施した圧縮試験によって評価した。

2.3 荷重方法

荷重方法を図-2に示す。荷重はPC鋼棒によって試験体に一定軸力380kN（柱基部の応力度：0.9MPa）を作用させた状態で、試験体頂部を1500kNアクチュエータによって正負交番荷重した。

荷重パターンは、初降伏荷重の計算値まで、ひび割れ発生状況を確認しながら、正負漸増交番荷重した後、実験で得られた初降伏荷重時変位の正負平均値を、終局耐力計算値まで外挿することによって降伏変形を求め、その後は、その降伏変位の整数倍を各3回ずつ繰り返した。

2.4 測定方法

測定項目は、試験体軸圧縮力、水平荷重力、試験体の加力点水平変位、柱脚部平均曲率、鉄筋ひずみ等である。軸方向鉄筋及び帯鉄筋にはワイヤストレーンゲージを貼付してひずみを計測した。また、試験体の平均曲率は

試験体柱脚部、加力面内に取り付けた6対の変位計によって測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

試験体の破壊進展状況は、いずれの試験体も概ね表-4に示すような状況であった。各試験体を比較すると、3δyの3サイクル目におけるNo.2のかぶり剥落範囲は、柱基部から300mmに達し、他の試験体の100mm程度に比較して大きかった。軸方向鉄筋の破断は、No.2が4δyの1サイクル目、No.1およびNo.4が2サイクル目、No.3が3サイクル目であった。なお、No.1のみ4δyの2サイクル目で基部から70mmの帯筋が破断した。以上のように、帯筋の間隔および強度によって塑性ヒンジ領域の破壊の進展状況に差が見られた。

表-4 破壊進展状況

荷重状態	破壊状況
曲げひび割れ荷重	曲げひび割れ発生
初降伏荷重	曲げひび割れの進展
1 δy	曲げせん断ひび割れの発生
2 δy	柱基部の圧壊開始
3 δy	柱基部かぶりコンクリートの剥落
4 δy	主筋座屈、破断、帯筋破断 (No.1のみ)
5 δy	主筋座屈、破断



No.1 (SD295@80) No.2 (SD295@160) No.3 (USD685@80) No.4 (USD685@160)

図-3 最終破壊状況

各試験体の塑性ヒンジ領域の最終破壊状況を図-3に示した。塑性ヒンジ領域において、軸方向鉄筋はそれぞれ帯鉄筋の間で座屈しているが、かぶりコンクリートが大きく剥落している範囲はほぼ等しい。

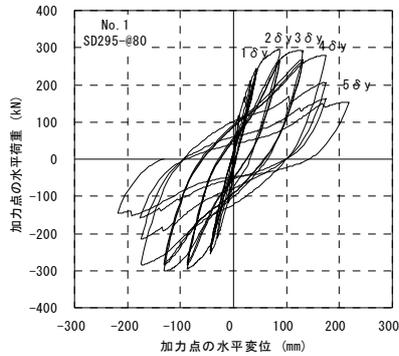
3.2 荷重-変形関係

各試験体の降伏変位および耐力一覧を表-5に、荷重-変形関係を図-4に示す。プロトタイプと比較すると、No.1~4は軸方向鉄筋を高強度化して鉄筋量が減少して

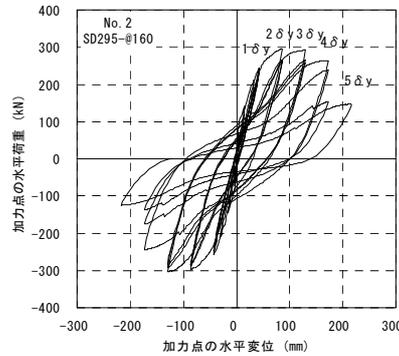
いるため、剛性が低下し降伏変位が大きくなっている。履歴曲線は、いずれもややピンチングの傾向のあるループを描き、 $3\delta y$ までは繰り返し载荷による耐力低下は軽微であったが、 $4\delta y$ の繰り返しにおいて軸方向鉄筋が座屈や破断したことで大きく耐力低下している。また、これらの包絡線はNo.2がやや劣るものの、ほぼ等しい。帯筋強度が同じ組み合わせ(No.1とNo.2, No.3とNo.4)を比較すると、帯筋間隔が大きいものが、 $4\delta y$ にお

表-5 降伏変位および耐力一覧

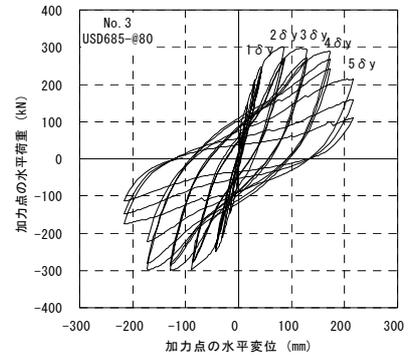
試験体	加力方向	降伏変位 mm	荷重 (kN)				
			$1\delta y$	$2\delta y$	$3\delta y$	$4\delta y$	$5\delta y$
No.1	正側	43.8	244.5	294.8	291.8	280.3	154.2
	負側		-254.2	-295.0	-299.1	-281.9	-144.7
No.2	正側	43.2	243.9	292.9	292.6	263.1	146.1
	負側		-257.2	-298.6	-303.8	-243.8	-125.0
No.3	正側	43.2	247.4	299.1	291.5	288.2	213.7
	負側		-249.5	-297.9	-300.2	-296.1	-175.2
No.4	正側	44.0	247.6	296.5	296.4	290.8	158.0
	負側		-250.6	-290.3	-293.5	-278.6	-169.9
プロトタイプ	正側	24.9	228.4	261.6	269.3	269.0	285.9
	負側		-230.0	-261.5	-269.6	-277.5	-290.5



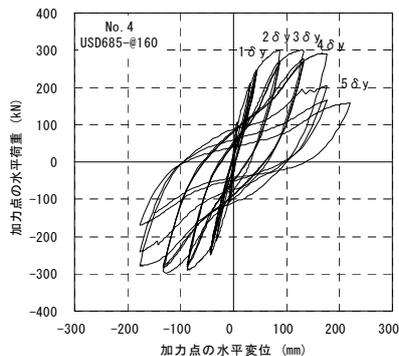
No.1(SD295@80)



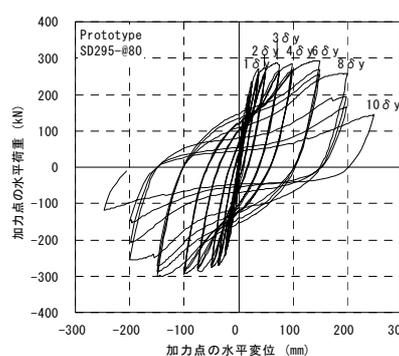
No.2(SD295@160)



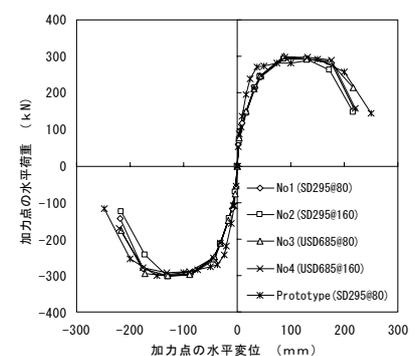
No.3(USD685@80)



No.4(USD685@160)



プロトタイプ



包絡線の比較

図-4 荷重-変形関係

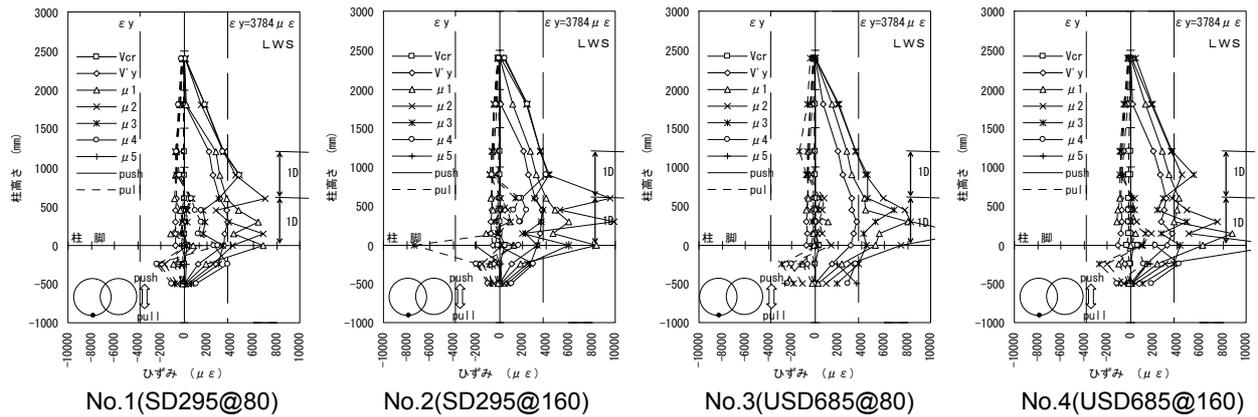


図-5 軸方向鉄筋ひずみ

る耐力低下が大きい。また、帯筋間隔が同じ組み合わせ (No.1 と No.3, No.2 と No.4) を比較すると、帯筋強度の高いものが耐力低下の度合いが小さい。さらに、帯筋間隔が小さい普通強度のものと、帯筋間隔が大きいが高強度のもの (No.1 と No.4: 帯筋量は等価) を比較すると、ほぼ同じ履歴曲線となっている。これらは、各試験体の破壊性状から推察すると、少ない帯筋量で効果的に塑性ヒンジ領域を拘束するインターロッキング式配筋にとって、帯筋の高強度化が有効に働いたとみられる。

以上のことから、帯筋に高強度鉄筋を使用することにより、履歴曲線の耐力低下を改善する傾向を示すこと、言い換えれば、帯筋間隔をある程度大きくしても、帯筋強度を上げることで、同等の性能を得られる可能性がう

かがえる。しかし、これらは軸方向鉄筋の強度や径の影響を受けると考えられ、今後の検討課題である。

3.3 軸方向鉄筋ひずみ

図-5 に各試験体の柱高さ方向の軸方向鉄筋のひずみ分布の一例を示す。軸方向鉄筋ひずみは、初降伏荷重において、柱基部がほぼ降伏ひずみに達しており、 $1 \delta y$ では、柱基部から高さ約 600mm (1.0D) の領域において、また、 $2 \delta y$ では、約 1200mm (2.0D) の領域において降伏ひずみを超える結果となった。また、いずれの試験体もほぼ同様なひずみ分布を示しており、帯筋の違いによる影響は見られない。

3.4 帯鉄筋ひずみ

図-6 に各試験体の柱高さ方向の帯鉄筋ひずみ分布の

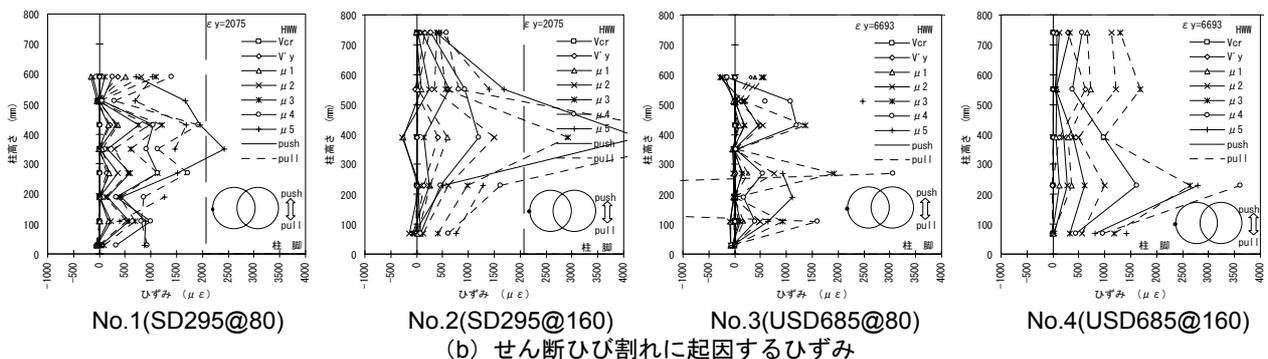
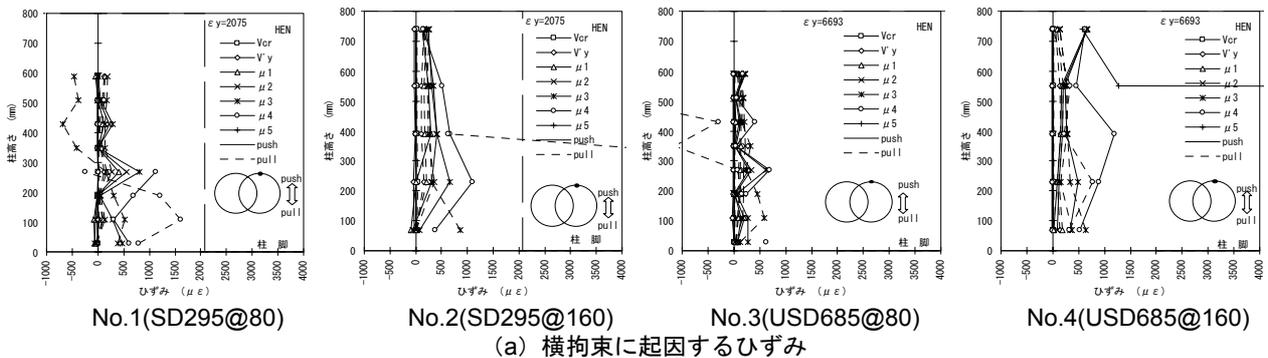


図-6 帯鉄筋ひずみ

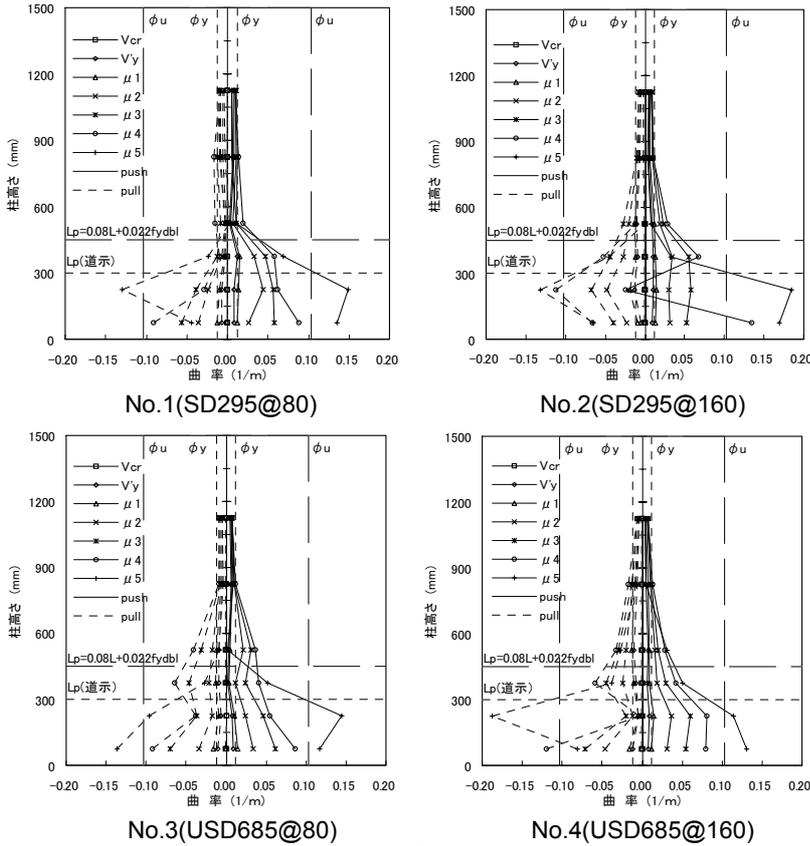
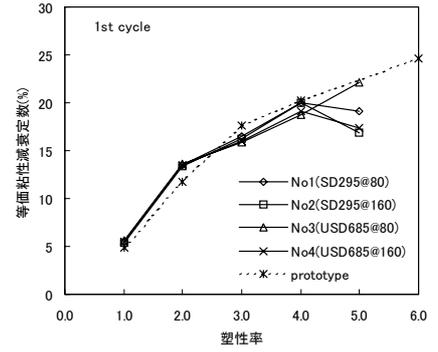
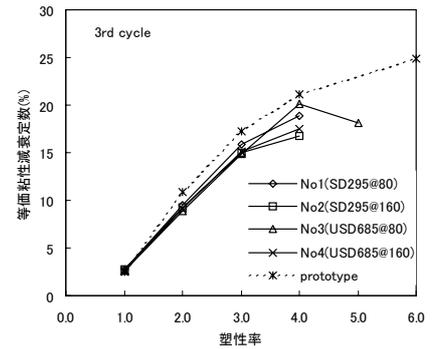


図-7 曲率分布



(a) 1サイクル目



(b) 3サイクル目

図-8 等価粘性減衰定数

表-6 全体変位に占める伸び出し変位量

試験体	プロトタイプ	No.1	No.2	No.3	No.4
初降伏	18.5%	22.1%	22.0%	22.2%	22.7%
1 δ_y	20.8%	23.5%	24.8%	26.1%	26.8%
2 δ_y	26.4%	29.0%	28.5%	27.2%	31.1%

表-7 耐力および終局変位

試験体 No.	道路橋示方書		実験値		V_{exp}/V	δ_{exp}/δ_u
	曲げ耐力 V (kN)	終局変位 δ_u (mm)	最大荷重 V_{exp} (kN)	終局変位 δ_{exp} (mm)		
1	279.5	67.0	295.5	115.3	1.06	1.72
2	281.6	59.8	298.2	100.5	1.06	1.68
3	273.0	79.0	298.5	108.3	1.09	1.37
4	277.7	65.9	295.0	114.4	1.06	1.74

一例を示す。横拘束に起因するひずみ (図-6 (a)) は、いずれの試験体も 3 δ_y まではそれほど顕著ではなく、4 δ_y 以降徐々に増大し、5 δ_y 以降測定不能となった。一方、せん断ひび割れに起因するひずみ (図-6 (b)) は、曲げせん断ひび割れの進展する 1 δ_y 以降、徐々に増大し、5 δ_y 以降、柱基部より高さ約 300mm (0.5D) において特に大きなひずみを呈した。これは帯筋量の最も少ない No.2 において顕著である。

3.5 曲率分布

図-7 に変位計によって計測した各試験体の柱高さ方向の平均曲率を示した。図中、Priestley らの提案式³⁾ ($L_p=0.08h+0.022f_y \cdot db_l$, f_y :主筋降伏点, db_l :主筋径) および道路橋示方書⁴⁾による塑性ヒンジ長 L_p を示した。いずれの試験体も 1 δ_y において、柱基部から約 300mm (0.5D) の範囲において、一様に、ほぼ降伏曲率の計算値 (図中 ϕ_y) に達し、その後、変形の増大に従って、柱基部より約 450mm (0.75D) の範囲における曲率の増大が著しく、塑性化領域は道路橋示方書の L_p (0.5D) よりやや大きい。

3.6 等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数の比較を図-8 に示した。これによると、繰り返し 1 サイクル目の等価粘性減衰定数は、4 δ_y において、高強度帯筋を使用したものが 19% と普通強度の 20% よりやや小さいものの、試験体ごとの差はほとんどない。しかしながら、5 δ_y においては帯筋間隔の影響が表れ、強度によらず、帯筋間隔 160mm の場合で約 17% となったのに対し、80mm の場合、高強度で 22%、普通強度で約 19% となった。また、4 δ_y の 3 サイクル目の等価粘性減衰定数は帯筋間隔が狭いほど大きく、また同じ帯筋間隔では帯筋強度が高いほど大きな値となった。

3.7 伸び出し変位量

試験体荷重点水平変位に占める軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位量の割合を表-6 に示した。ここで、伸び出し変位量は、試験体橋脚基部より 30mm の範囲で測定した曲率から算定した加力点変位とした。これによると、高強度試験体の伸び出し変位量は、いずれの試験体もほぼ同様に、初降伏時で全変位量の約 22%、

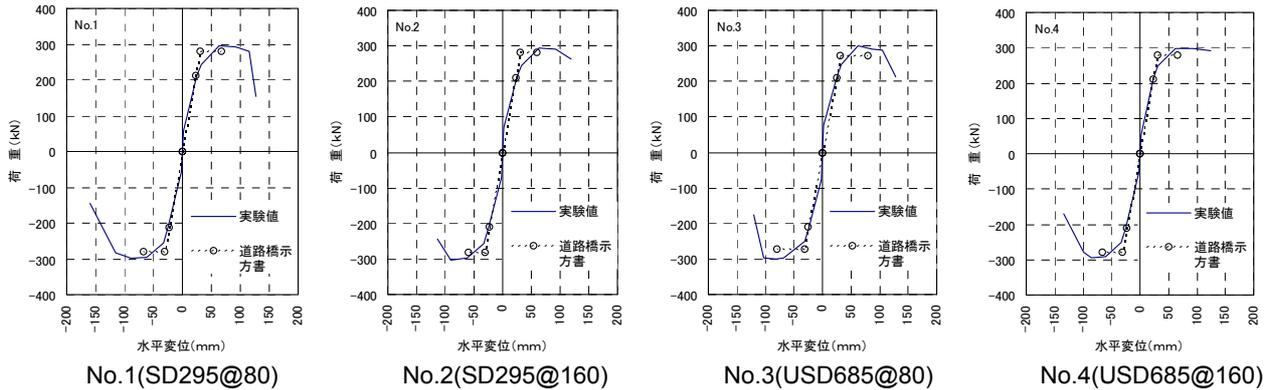


図-9 荷重変位包絡線

1 δy で 24~26%, 2 δy で 27~30%程度である。これに対して、プロトタイプ試験体の伸び出し変位量は、それぞれ約 19%, 21%, 26%であり、高強度試験体の場合の伸び出し量は普通強度の場合より 2~3%程度大きい。

3.8 計算値との比較

各試験体の荷重変位関係の包絡線と道路橋示方書による算定値の比較を図-9に、各試験体の最大荷重および終局変位と道路橋示方書による算定値の比較を表-7に示した。なお、実験値については、伸び出し変位を差し引いた値を試験体変位とし、道路橋示方書による算定値は、実材料強度を用い、コンクリートの応力ひずみ関係の算定における形状係数は円形断面として $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$ とし、有効拘束長 d は円形帯鉄筋の直径 (540mm) とした。また、正負平均の包絡線が曲げ耐力の計算値を下回る点を試験体の終局変位とした。

これによると、曲げ耐力および終局変位は、道路橋示方書によって安全側に評価される結果となった。また、道路橋示方書による終局変位は、各試験体の最大荷重を与える変位にほぼ相当する結果となった。

4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下にまとめる。

- 曲げ耐力を同等としてコンクリートおよび軸方向鉄筋を高強度化した場合には、軸方向鉄筋量が減少することにより、剛性が低下し、降伏変位が大きくなるが、変形性能はほぼ同等である。
- 帯筋の高強度化は、繰り返し载荷による耐力低下を改善する傾向を示した。
- 帯筋間隔をある程度大きくしても、帯筋を高強度化することで、耐力低下を抑制できる可能性がある。
- 高強度軸方向鉄筋の塑性化領域は帯鉄筋の強度および間隔にかかわらず 2.0D の範囲に及ぶ。
- 曲率の塑性化領域は道路橋示方書で算定される塑性ヒンジ長よりやや大きく 0.5~0.75D 程度である。

- 等価粘性減衰定数は、いずれの試験体も 1 サイクル目についてはプロトタイプとほぼ等しく、4 δy で約 20%程度である。そして主筋座屈による耐力低下が生じる 4 δy 以降、高強度で帯筋間隔が密なものほど、大きな等価粘性減衰定数を維持した。
- 高強度軸方向鉄筋の伸びしによる回転変形量は、プロトタイプ (普通強度軸方向鉄筋) 試験体より 2~3%大きい。
- 道路橋示方書による算定値は、曲げ耐力および終局変位に対して安全側の評価を与え、その終局変位の算定値は、試験体に最大荷重を与える変位にほぼ相当した。

謝辞

本研究は、(独) 土木研究所、(財) 土木研究センター、他民間 5 社による「高じん性コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究」⁵⁾の一環として実施したものであり、ここに、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 井ヶ瀬良則ほか：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について、コンクリート工学、Vol.40, No.2, pp.37-46, 2002.2
- 2) 大滝健ほか：インターロッキングスパイラル筋を有する RC 橋脚の交番载荷実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22, No.3, pp.367-372, 2000
- 3) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., pp.686, 1996
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 5) (独) 土木研究所：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書 (その 2), pp.71-91, 2005.2