

# 論文 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り返し荷重下における挙動

柳下 文夫\*<sup>1</sup>・田中 仁史\*<sup>2</sup>・Robert Park\*<sup>3</sup>

要旨：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試験体を2体製作し、静的正負繰り返し載荷実験を行った。実験結果から、インターロッキングスパイラル鉄筋柱は十分な変形性能を有し、耐震性に優れていることが明らかになった。また、せん断スパン比  $a/D=2$  程度の同断面において、インターロック部内側に2本の軸方向鉄筋を配し、隣接したスパイラル鉄筋間の距離をCALTRANSの設計示方書に記された許容限界値に設定した場合においても、同鉄筋柱は安定した破壊性状を示し、双スパイラル鉄筋間の十分なせん断伝達を確認された。

キーワード：インターロッキングスパイラル鉄筋、鉄筋コンクリート柱、耐震性、じん性、せん断伝達

## 1. はじめに

兵庫県南部地震に際し、鉄筋コンクリート柱（以後、RC柱と略記）が崩壊を含む大きな被害を受けた。その後、各界に於ける調査・研究が進み、被害原因に対する究明がなされてきた。そこで、多くの研究者および設計者は“じん性”と云うキーワードの重要性を再認識し、補修・補強を含めた耐震問題に積極的に取り組んでいるのが現状である。

RC柱に於けるスパイラル帯鉄筋は効果的にコンクリートを拘束し、部材のじん性能を大幅に向上させるという事を多くの研究[1], [2]が証明している。一方、その拡張形式であるインターロッキングスパイラル鉄筋柱（2組の円形スパイラル筋を帯鉄筋として組み合わせる配筋した小判型RC断面柱：図1参照）の設計法に関しては、CALTRANSの橋梁設計示方書[3]に記載されているものの、実験的資料[4]の不足に起因して未だ不明な点が多い。例えば、せん断補強筋としてのスパイラル鉄筋の効果とスパイラル鉄筋中心間距離との関係、せん断伝達メカニズムとインターロック部内側に配置する鉄筋量との関係、想定破壊モードとインターロッキングスパイラル鉄筋量との関係等々である。

そこで本研究では、文献[4]の継続実験として、インターロッキングスパイラル鉄筋柱の力学的特性に関する基礎的資料の蓄積を目的とし、同独立柱形式の試験体による静的正負繰り返し載荷実験を行い、その破壊性状と変形性能について検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

本実験に用いた試験体の一覧を表-1に、断面形状を含む配筋状態を図1にそれぞれ示す。双スパイラル鉄筋の中心間距離は、Unit-13が240mm、Unit-14が300mmであり、断面円形部の直径に対して、Unit-13が0.6倍、Unit-14が0.75倍となる。なお、CALTRANSの設計示方書では同許容最

\*1 近畿大学助教授 理工学部土木工学科、工博(正会員)  
 \*2 豊橋技術科学大学助教授 工学部建設工学系、Ph. D. (正会員)  
 \*3 カンタベリー大学教授 工学部建設工学科、Ph. D.

大値を0.75倍と規定しており、Unit-14の間隔がこの規定の最大値となる。インターロック部内に配された軸方向鉄筋 (Interlocking Bar) の本数は、Unit-13では4本、Unit-14では2本である。この本数に関してもCALTRANSの設計示方書は最小値4本を規定している。また、両RC柱の想定塑性ヒンジ領域における横方向拘束筋量およびその間隔は、NZS3101 [5] およびCALTRANSの設計示方書に示される諸式 (含: 構造細目) を満足するように設定した。一方、柱脚部においてコンクリートを経由して供給されるせん断応力 $v$ は、NZS3101 (7-41) 式に基づきゼロであると仮定した。両試験体ともせん断スパン比  $a/D$  は2である。なお、試験体のベースブロックは、柱脚部の約2倍の強度を有するように断面設計した。

## 2. 2 荷重方法と測定項目

荷重は、図2に示すように両柱端をピンとし、10MN自動昇降式圧縮試験機により一定軸圧縮応力 (0.1 $f_c'$ : Unit-13→2.82MPa、Unit-14→3.28MPa) を加えながら、試験体頂部に取り付けた±2000kN油圧ジャッキにより交番水平力を荷重した。荷重スケジュールを以下に示す。すなわち、最初の2サイクルは、断面構成材料の実強度を用いて算定 (ACIおよびNZS3101規定による方法) した終局水平荷重  $V_{max}$  の±75%まで荷重制御で加力し、その後、塑性率 ( $\delta/\delta_y$ ) = ±2、±4、±6、±8、±10、±12の各変形でそれぞれ2サイクルの正負交番荷重を行った。なお、両試験体とも-16 $\delta_y$ で最終加力を行い実験を終了した。ここで、 $\delta$ は荷重点位置の変形、 $\delta_y$ は0.75  $V_{max}$  時の変形を  $V_{max}$  時の変形に線形補間した値とした。測定項目は、荷重荷重、荷重点および柱高1/2地点での水平変

表-1 試験体一覧および使用材料

Unit	$\frac{P}{f_c' A_g}$	$f_c'$ MPa	Transverse reinforcement in plastic hinge regions				
			Bar type and diameter mm	$s$ mm	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$ percent	$\frac{\rho_s}{\rho_{scode}}$
13	0.1	28.2	R12	80	317	1.55	2.15
14	0.1	32.8	R12	70	317	1.77	2.08

$\rho_s = 2\pi(r_1 - dsp/2)A_{sp} / \pi r_1^2 s$ ;  $\rho_{scode}$  is calculated using the NZcode-equations (NZS-3101:1982) using actual material strengths assuming  $\phi=1$  and  $A_g/A_c = (r/r_1)^2$ .

where  $A_c$  = area of concrete core of section measured to outside of peripheral spiral;  $A_g$  = gross area of column section;  $A_{sp}$  = area of spiral bar section;  $dsp$  = diameter of a spiral bar;  $f_c'$  = compressive strength of concrete;  $f_{yh}$  = yield strength of spiral;  $P$  = axial load in compression due to gravity and seismic loading acting on the column during an earthquake;  $r$  = radius of circular column section;  $r_1$  = radius of circular core section surrounded by spirals in column transverse section (measured to outside of spiral);  $s$  = center-to-center spacing of spirals along a column;  $\phi$  = strength-reduction factor;  $\rho_s$  = volumetric ratio of transverse reinforcement to concrete core.

**Note:** The yield and ultimate strength of the HD20 longitudinal bars were 439 MPa and 602 MPa. Ratio of all longitudinal reinforcement within  $A_g$ ,  $\rho_l$ , was 1.98 percent for Unit 13 and 2.05 percent for Unit 14.

1 mm = 0.0394 in.; 1 MPa = 145 psi.

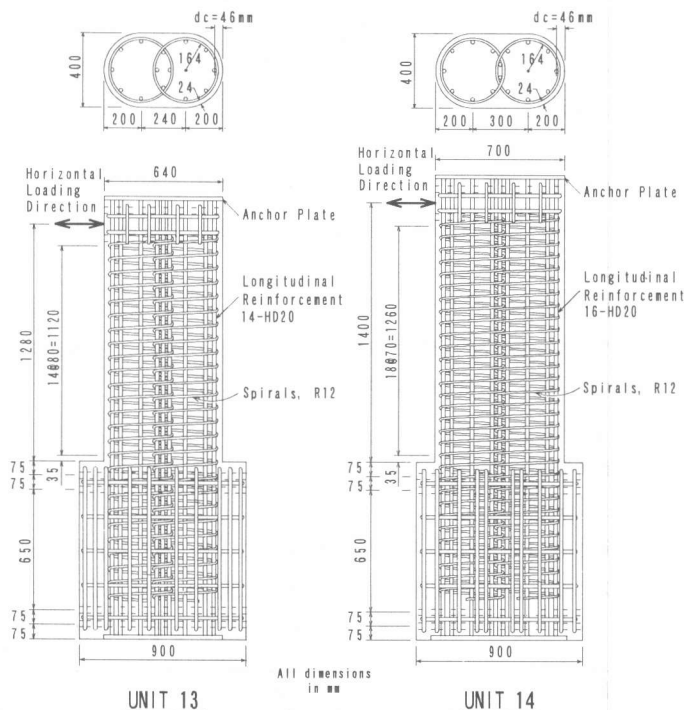


図1 試験体形状および配筋詳細

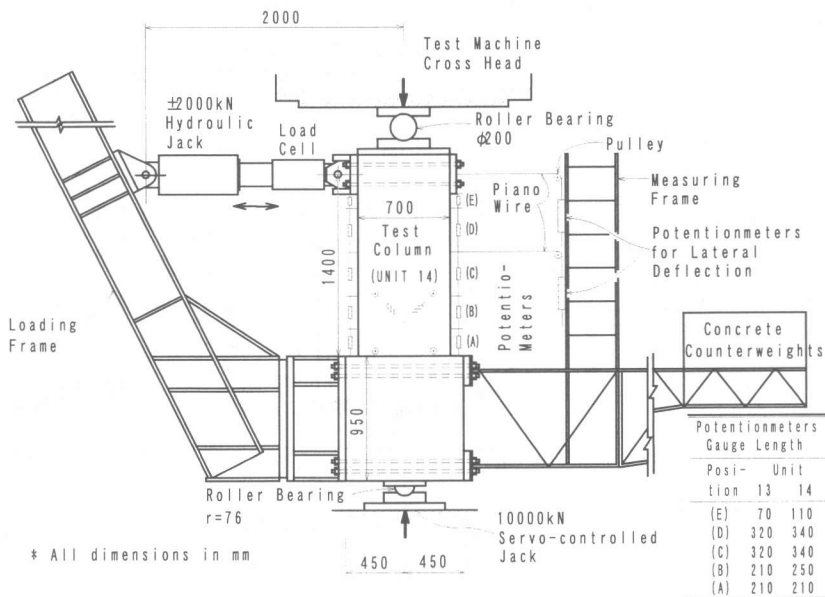


図 2 荷重装置と変位計取り付け位置

位、柱主筋およびスパイラル鉄筋の軸方向ひずみ量、柱両サイド（圧縮&引張側）全長5区間の平均縁ひずみ量、柱脚部近傍のせん断変形等々である。なお、ひび割れ状況の観察は、各塑性率に対して行った。

### 3. 実験結果と考察

#### 3. 1 荷重と変形の関係

図3に両試験体の荷重-変形関係を示す。また、図4にはスパイラル鉄筋の軸方向ひずみ量を示す。Unit-13において、部材角 $R=1/140\text{rad}$ で柱脚最縁部の引張鉄筋が降伏し、さらに $R=1/114$

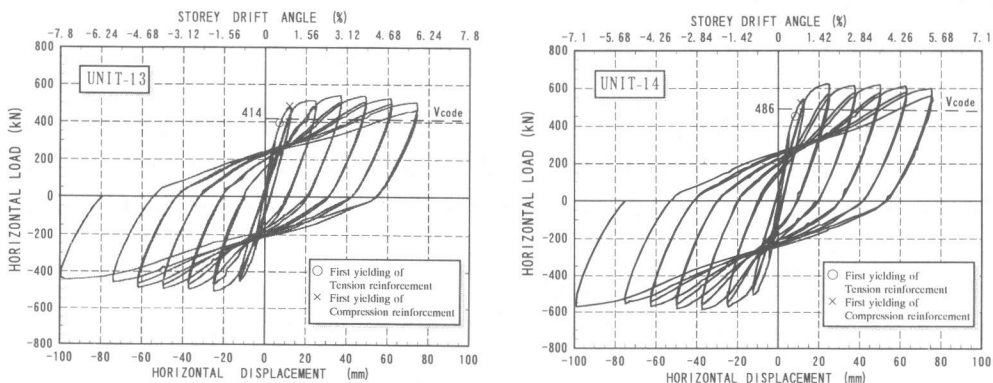


図 3 荷重-変形関係

rad. で同圧縮鉄筋が降伏した。その後、 $6\delta_y$  ( $R=1/35$  rad.) にて最大荷重 ( $+Q_{max}=543kN$ ) に達した。 $8\delta_y$  以降の最大荷重に対する耐力低下率は、それぞれ  $8\delta_y$  ( $R=1/26$  rad.): 1%、 $10\delta_y$  ( $R=1/21$  rad.): 3%、 $12\delta_y$  ( $R=1/17$  rad.): 6% であった。負側における同耐力低下率は、 $-8\delta_y$ : 4%、 $-10\delta_y$ : 5%、 $-12\delta_y$ : 10%、 $-16\delta_y$ : 13% であった。一方、Unit-14 においては、部材角  $R=1/166$  rad. で引張鉄筋が降伏し、 $R=1/124$  rad. で圧縮鉄筋が降伏した。 $4\delta_y$  ( $R=1/55$  rad.) において最大荷重 ( $+Q_{max}=636kN$ ) に達し、 $8\delta_y$  以降の最大荷重に対する耐力低下率は、それぞれ  $8\delta_y$  ( $R=1/28$  rad.): 3%、 $10\delta_y$  ( $R=1/22$  rad.): 3%、 $12\delta_y$  ( $R=1/18$  rad.): 5% であった。また、負側における耐力低下率は、 $-8\delta_y$ : 1%、 $-10\delta_y$ : 2%、 $-12\delta_y$ : 4%、 $-16\delta_y$ : 2% であった。両試験体ともに、耐力低下の主因は柱脚部圧縮鉄筋の座屈によるものと思われる。しかし、その程度は軽微であり、高じん性域においても安定した挙動を示した。なお、 $V_{max}$  に対する最大荷重の割合は両試験体とも約 1.31 倍であり、十分な耐力を確保したと言える。スパイラル鉄筋の引張降伏は両試験体とも  $8\delta_y$  付近で確認された。また、両試験体とも、インターロック部のスパイラル鉄筋は  $16\delta_y$  においても降伏しなかった。

### 3. 2 ひび割れの進行状況と主筋の座屈

図 5 に両試験体の最終ひび割れ状況を示す。以下にその進行状況を詳細に述べる。

#### (1) Unit-13 について

$0.75V_{max}$  時において、試験体付け根部を含め、ほぼ 20cm の等間隔で約 1.25D の範囲に曲げひび割れを発生させ、それらは、スパイラル鉄筋中心距離まで水平に進行した後、対側スパイラル

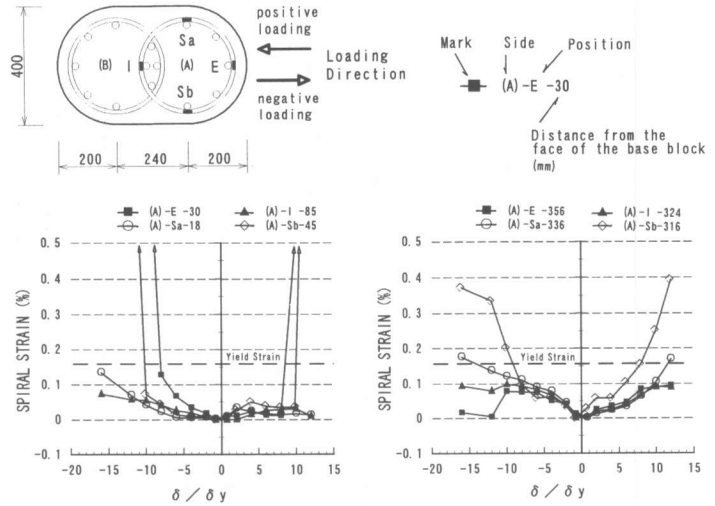


図 4 (a) スパイラル鉄筋のひずみ分布 (UNIT-13)

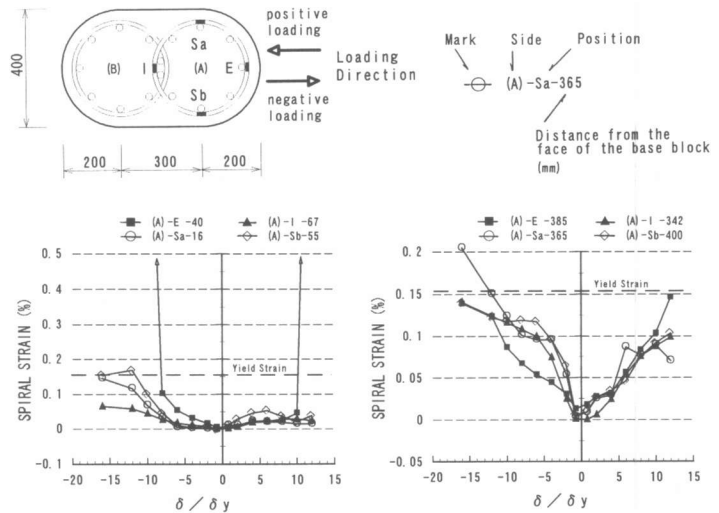


図 4 (b) スパイラル鉄筋のひずみ分布 (UNIT-14)

鉄筋中心距離まで斜めひび割れとして進展した。さらに  $2\delta_y$  では、曲げひび割れが柱頂部まで発生し、それぞれ斜めひび割れとして対側付け根部に向かって進行した。その後、 $4\delta_y$  にて脚部  $0.15D$  の範囲のかぶりコンクリートが圧壊し、 $6\delta_y$  でその範囲が拡大した。 $8\delta_y$  ではコアコンクリートの一部が圧壊し、 $10\delta_y$  付近で最縁位置の圧縮鉄筋が座屈し始めた。変形が  $12\delta_y$ 、 $16\delta_y$  に進むにつれて圧縮縁近傍の軸方向鉄筋が順次座屈した。なお、軸方向鉄筋の座屈長さはスパイラル鉄筋間隔の約2倍であった。

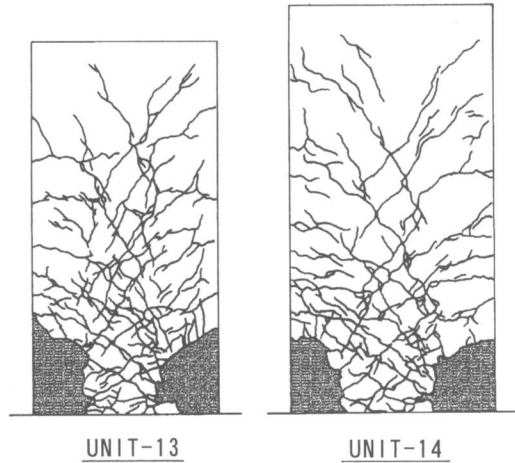


図 5 最終ひび割れ状況

(2) Unit-14 について

$0.75V_{max}$  時において、曲げひび割れは、試験体付け根から約  $0.86D$  の範囲において、ほぼ  $15\text{cm}$  の間隔で発生した。そして、それらは Unit-13 のものと同様に斜めひび割れとして進行した。その後、 $6\delta_y$  付近までのひび割れの進展状況は Unit-13 とほぼ同様な傾向であった。コアコンクリートの圧壊は  $10\delta_y$  において目視にて確認されたが、その状況は Unit-13 に比して軽微であった。 $12\delta_y$  以降、圧縮縁近傍の軸方向鉄筋が座屈した。しかし、スパイラル鉄筋間のコアコンクリートの損傷が軽微であったため、軸方向鉄筋の座屈長さはほぼスパイラル鉄筋の間隔と等しかった。

3. 3 塑性回転

図 6 に両試験体の各塑性率における全変形量に対する材軸方向の回転分担率を示す。図中には、柱脚近傍で測定したせん断変形（検長：Unit-13=537mm、Unit-14=622mm）成分も含まれる。各検長区間（図 2 に各変位計の取り付け位置と検長を記す）の変形分担率は、各縁ひずみ量から平均曲率を求め、それをを用いて計算した変形を全体変形で除算することにより算出した。なお、 $2\delta_y$  までの変形領域においては分担率の合計が  $100\%$  近辺に達していない。これは、用いられた変

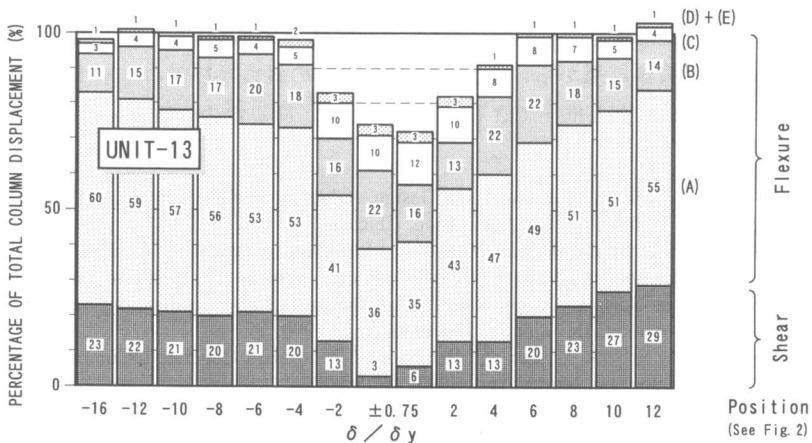


図 6 (a) 全変形量に対する材軸方向の回転分担率 (UNIT-13)

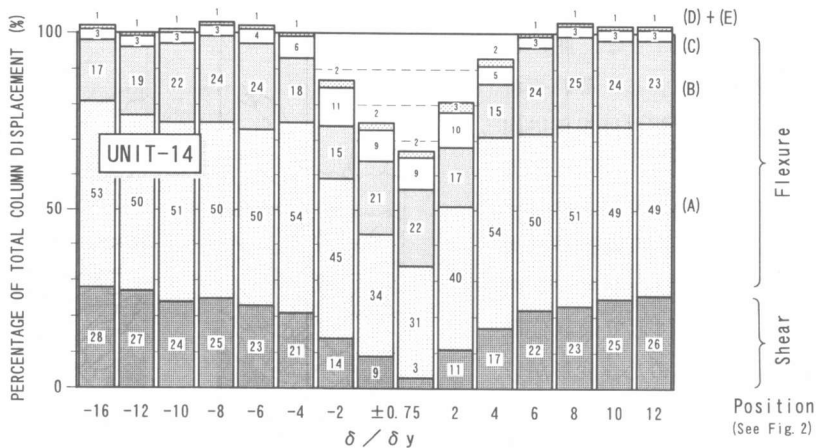


図 6 (b) 全変形量に対する材軸方向の回転分担率 (UNIT-14)

位計の感度が低いことに起因すると思われる。同図より、測定値の安定した  $4 \delta_y$  以降において、もし変形の90% (含: せん断変形) が想定ヒンジ領域によるものと仮定するなら、両試験体のヒンジ長さはUnit-13が0.60D、Unit-14が0.59Dとなる。なお、分担率中せん断変形によるものは、平均値でUnit-13が21.7%、Unit-14が23.7%であった。

#### 4. まとめ

インターロッキングスパイラル鉄筋柱の静的正負繰返し載荷実験から得られた知見をまとめると以下の様になる。

- (1) インターロッキングスパイラル鉄筋柱は高じん性域においても十分な変形性能を有し、耐力低下も僅かであった。このことは、インターロッキングスパイラル鉄筋は、矩形帯鉄筋等に必要となる中間帯筋無しで十分な横方向拘束が可能になるということを示している。
- (2) インターロック部内側に配される軸方向鉄筋はスパイラル鉄筋からスパイラル鉄筋へと効率的にせん断力を伝達する役目を担う。CALTRANSの設計示方書では双スパイラル間の適切なせん断伝達を保証するために、インターロック部に4本以上の軸方向鉄筋を配すると規定している。本試験体中の1体 (Unit-14) では軸方向鉄筋を2本のみ配し、同規定を下回るものであった。しかし、実験結果から、インターロック部の斜めひび割れは過度に開口せず、良好なせん断伝達が行われたと推測できる。したがって、同規定の軽減の可能性が示された。

#### 【参考文献】

- [1] Blume J.A., Newmark N.M. and Corning L.H.: Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Chicago.
- [2] Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol.114, No.8 August 1988, pp.1804-1826.
- [3] "CALTRANS Structures Seismic Design References," Bridge Design Specification, State of California, Department of Transportation, Division of Structures, June 1990.
- [4] Tanaka H. and Park R.: Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, ACI Structural Journal, March-April 1993, pp.192-203.
- [5] "Code of Practice for the Design of Concrete Structures (NZS 3101, Part 1: 1982)" and "Commentary on the Design of Concrete Structures (NZS 3101, Part 2: 1982)", Standards Association of New Zealand, Wellington.