

論文 帯筋の端部定着形状に90°フックを使用した鉄筋コンクリート造柱の高速載荷実験

白都 滋^{*1}

要旨：兵庫県南部地震により、旧設計法による数多くの鉄筋コンクリート造建物の柱がせん断破壊した。この原因は、帯筋量が不足していたこと、帯筋の端部を90°折り曲げて定着された配筋不良が挙げられる。本研究では、帯筋の端部を90°フックで定着された鉄筋コンクリート造柱試験体を製作し、その配筋不良が地震時挙動に及ぼす影響を高速載荷実験により調べた。その結果、せん断補強筋としての効果を十分に発揮させるためには、帯筋に異形鉄筋を用いるとともに端部定着形状を135°フック、余長6d程度とする必要があることが確認された。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、帯筋、90°フック、丸鋼、高速載荷

1. はじめに

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震により、数多くの鉄筋コンクリート（以下RCと略記）造建物が大破または崩壊した。崩壊したRC造建物の主たる破壊形式は、柱のせん断破壊であった。この原因は、1971年以前に設計された建物では細い径の帯筋が粗い間隔（25cm程度）で配筋されていたこと、1971年以降の建物でも帯筋の端部を90°折り曲げて定着された配筋不良が挙げられる¹⁾²⁾³⁾。

このような背景を踏まえ、本研究では帯筋の端部を90°折り曲げて定着されたRC造柱試験体を製作し、その配筋不良が地震時挙動に及ぼす影響を高速載荷実験により調べた。また、1971年以前の多くのRC造建物には丸鋼が使用されていたので、主筋に丸鋼を使用した時の影響も併せて検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の形状および配筋詳細を図1に示す。試験体の形状は、柱断面 $b \times D = 50\text{cm} \times 50\text{cm}$ 、柱反曲点高さ100cm、シアスパン比 $a/D = 2.0$ とした片持ち梁形式である。補強筋には丸鋼および異形鉄筋を使用し、全主筋比 $p_g = 1.82\%$ （12- $\phi 22$ ）、 1.86% （12-D22）、帯筋比 $p_w = 0.20\%$ （ $\phi 8 @ 100$ 、D6@64）である。帯筋の端部定着形状は、90°フック（余長4d）および135°フック（余長6d）の2種類とした。コンクリートの設計基準強度は $F_c = 18\text{MPa}$ とし、帯筋および丸鋼の主筋にはSR235、異形鉄筋の主筋および帯筋にはSD345、SD295を使用した。柱の軸力比はコンクリートの設計基準強度に対して $\eta_o = N/(b \cdot D \cdot F_c) = 0.1$ とした。せん断補強筋および主筋の付着が有効であるとして試験体のせん断耐力を建築学会指針式A法⁴⁾で評価すると、柱脚がACI規準による曲げ耐力 V_{mu} に達した後、試験体はせん断破壊することが予想された。

試験体一覧を表1に示す。試験体数は4体とし、実験の主たるパラメーターは帯筋の端部定着形状（90°または135°フック）および補強筋の鉄筋種（丸鋼または異形鉄筋）とした。試験体R135Rの主筋および帯筋には丸鋼を使用し、帯筋の端部定着として135°フックを用いた。試験体

*1 東急建設（株）技術研究所 建築構造研究室、PhD(正会員)

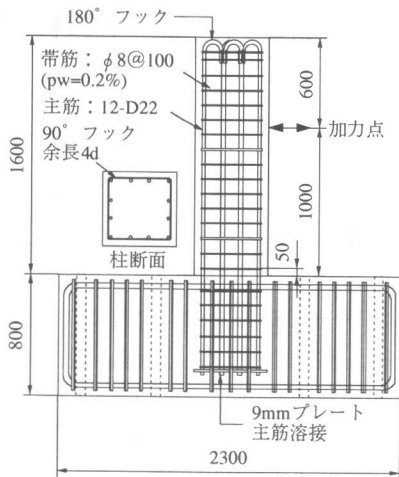


図1 試験体の配筋詳細図例(D90R)

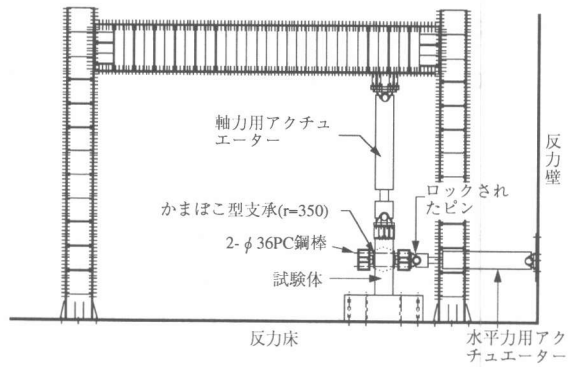


図2 荷重装置

表1 試験体一覧およびコンクリートの圧縮強度

試験体名	主筋	帯筋	帯筋形状	σ_c (MPa)
R135R	丸鋼	丸鋼	135° フック	29.8
D90R	異形	丸鋼	90° フック	27.6
D135R	異形	丸鋼	135° フック	26.4
D135D	異形	異形	135° フック	30.7

せん断スパン比=2.0
 軸力比 $=N/bDF_c=0.1$ (コンクリートの設計基準強度 $F_c=18\text{MPa}$)
 全主筋比 $p_a=1.82\%$ (丸鋼)、 1.86% (異形)
 帯筋比 $p_w=0.2\%$ ($\phi 8@100$ 、 $D6@64$)
 90° フックの余長 $4d$ 、135° フックの余長 $6d$
 σ_c : コンクリートの静的試験結果による圧縮強度

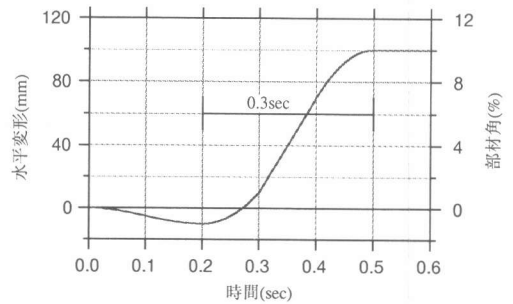


図3 荷重履歴

D90RおよびD135Rの主筋には異形鉄筋を、帯筋には丸鋼を使用し、帯筋の端部定着として90°および135°フックを用いた。試験体D135Dの主筋および帯筋には異形鉄筋を使用し、帯筋の端部定着として135°フックを用いた。

2.2 荷重方法

荷重装置を図2に示す。軸力は、軸力用反力フレームに取り付けた動的アクチュエーター（動的最大荷重：9807kN）により定軸力 $N=441\text{kN}$ (軸力比 $\eta=0.1$)を載荷し、水平載荷中、一定軸力を保つように制御した。水平力は、動的アクチュエーター（動的最大荷重：490kN）により、試験体反曲点位置に載荷した。

荷重履歴を図3に示す。荷重は反曲点位置での変位制御とし、負側（水平力用アクチュエーターとして引張側）へ水平変形10mm（部材角 $R=-1\%$ ）載荷した後、正側（アクチュエーターとして圧縮側）へ水平変形100mm（部材角 $R=10\%$ ）まで載荷した。また、正側への載荷中、載荷点位置での最大速度が30cm/secとなるように制御し、正負のピーク間の到達時間は0.3秒とした。

2.3 試験体の製作および材料試験結果

試験体は水平方向打設とした。試験体のコンクリート強度を推定するために、 $\phi 10\text{cm} \times h20\text{cm}$ のテストシリンダーを採取した。テストシリンダーの養生は封緘養生とし、材料試験は実験日の前日または当日に行なった。コンクリートおよび鉄筋の静的材料試験結果を表1と表2に示す。材料試験結果によるコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度より50%~70%程度大きな値を示した。

2.4 測定方法

柱試験体の軸力および水平力は、アクチュエーターに取付けたロードセルより測定した。柱に作用するせん断力は、水平力用アクチュエーターのロードセルより測定された水平力に軸力による付加曲げおよび柱上部(鉄骨治具を含む)に作用する慣性力を考慮して求めた。

表2 鉄筋の材料試験結果

鉄筋の種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断時伸び (%)
D6	355 ¹⁾	532	23.1
φ8	390 ¹⁾	437	14.7
φ22	303	458	31.1
D22	383	588	19.5
D22 ²⁾	379	566	23.7

1)0.2%オフセット耐力

2)試験体D135D使用

3. 実験結果

3.1 せん断力-水平変形曲線および破壊性状

3.1.1 試験体R135R

試験体R135Rの実験終了後の破壊状況を写真1に、また、せん断力-水平変形の関係を図4に示す。図4中にACI規準による計算曲げ耐力時せん断力 V_{mu} 、建築学会指針式A法による計算せん断耐力 V_{su-A} も併せて示す。表3に諸耐力一覧を示す。試験体の破壊状況は、高速カメラで記録した。

部材角 $R=-1\%$ への载荷において、危険断面位置の圧縮域よりせん断ひび割れがほぼ 45° 方向に発生した。 $R=10\%$ への载荷において、せん断ひび割れは発生せず、スタブとの境界面での曲げひび割れの拡大、コンクリートの圧壊が顕著となり、試験体のせん断耐力が低下した。 $R=10\%$ への载荷において、せん断力が曲げ耐力に達した時点で一度降伏挙動を示したが、その後の载荷により再び

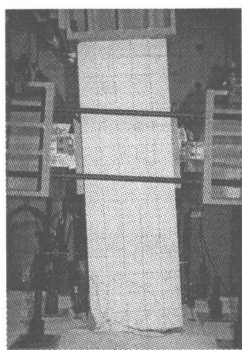


写真1 最終破壊状況(R135R)

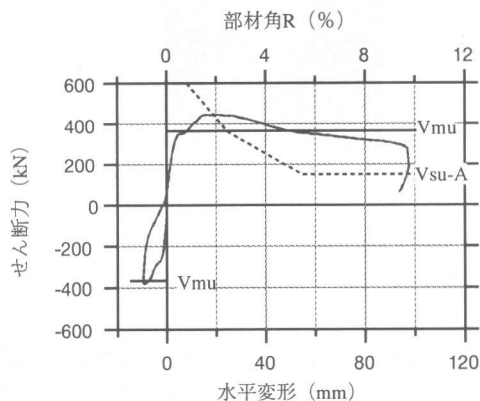


図4 せん断力-水平変形曲線(R135R)

せん断力は上昇した (図4)。この主たる原因は、主筋が降伏し始めると主筋のひずみ速度が大きくなり、曲げ耐力が上昇したものと考えられる。

試験体の最大せん断耐力は448kN($R=2.0\%$)であり、この値は曲げ耐力時せん断力 V_{mu} の123%であった。また、限界変形角 R_u を最大耐力の80%まで耐力低下した時の最大変形角と定義したとき、 R_u は5.2%であった。

表3 諸耐力一覧

試験体名	V_{mu} ¹⁾ (kN)	V_{su-A} ²⁾ (kN) (V_{su-A}/V_{mu})	最大耐力 V_{max} (kN)	V_{max}/V_{mu}	限界部材角 R_u ³⁾ (%)
R135R	365	649 (1.78)	-377 448	1.03 1.23	5.19
D90R	431	624 (1.45)	-424 526	0.98 1.22	3.21
D135R	428	609 (1.42)	-440 512	1.03 1.20	3.57
D135D	434	643 (1.78)	-466 531	1.07 1.22	5.56

1)ACI規準による計算曲げ耐力時せん断力

2)指針式A法による計算せん断耐力(非ヒンジ)

3)最大耐力の80%を確保した最大部材角

3.1.2 試験体D90R

試験体D90Rの実験終了後の破壊状況を写真3に、また、せん断力-水平変形の関係を図5に示す。

部材角 $R=1\%$ への载荷において、危険断面位置の圧縮域よりせん断ひび割れがほぼ 45° 方向に発生した。 $R=10\%$ への载荷においてもせん断ひび割れがほぼ 45° 方向に発生し、変形の増大に伴いせん断ひび割れが拡大した。主筋に丸鋼を使用した試験体R135Rより得られたせん断力-水平変形曲線と同様に、せん断力が曲げ耐力に達した時点で一度降伏挙動を示したが、その後の载荷により再び耐力は上昇した。せん断耐力は、部材角 $R=3.5\%$ を越えたあたりから急激に低下し始め、せん断破壊性状を示したが、実験終了時まで軸力は保持された。主筋に異形鉄筋を使用した試験体D90Rの復元力特性および破壊性状は、主筋に丸鋼を使用した試験体R135Rの1回目の高速载荷実験結果とは異なった。

試験体の最大耐力は、 $526\text{kN}(R=1.7\% \text{時})$ であり、この値は曲げ耐力時せん断力 V_{mu} の 122% となった。試験体の限界変形角 R_u は 3.2% であり、主筋に丸鋼を使用した試験体の1回目の高速载荷実験より変形性能に乏しい挙動を示した。

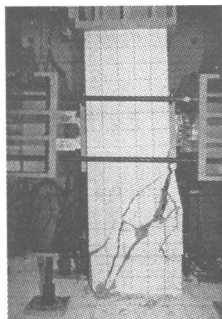


写真2 最終破壊状況(D90R)

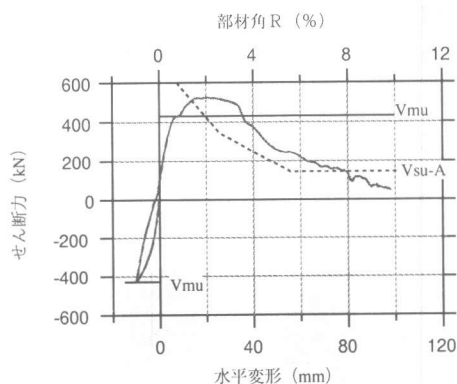


図5 せん断力-水平変形曲線(D90R)

3.1.3 試験体D135R

試験体D135Rの実験終了後の破壊状況を写真4にまた、せん断力-水平変形のおよび図6に示す。

試験体D90Dと同様に、 $R=10\%$ への载荷時において曲げ降伏後のせん断破壊性状を示した。最終破壊状況は、試験体D90Rとほぼ同様であり、帯筋の端部定着形状の違いによる有意な差は見られ

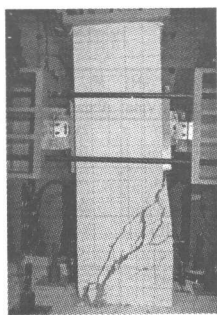


写真3 最終破壊状況(D135R)

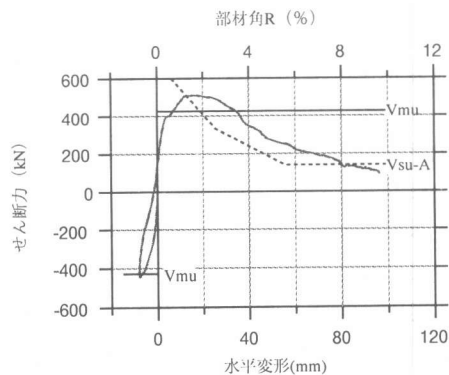


図6 せん断力-水平変形曲線(D135R)

なかった。

試験体の最大耐力は、512kN($R=1.8\%$ 時)であり、この値は曲げ耐力時せん断力 V_{mu} の120%となった。試験体の限界変形角 R_u は3.6%であり、試験体D90Rより若干変形性能に優れた挙動を示したが、その差は顕著ではなかった。

3.1.4 試験体D135D

試験体D135Dの実験終了後の破壊状況を写真4に、また、せん断力-水平変形の関係を図7に示す。

主筋に異形鉄筋を使用した試験体と同様に、 $R=10\%$ への载荷時において曲げ降伏後のせん断破壊性状を示した。破壊状況において、帯筋に丸鋼を使用した試験体より主要なせん断ひび割れの角度が柱の材軸に対して若干大きくなっており、また、引張主筋に沿った付着割裂ひび割れがより顕著となった。

試験体の最大耐力は、53kN($R=1.6\%$ 時)であり、この値は曲げ耐力時せん断力 V_{mu} の122%となった。せん断耐力は部材角 $R=2\%$ を越えたあたりから徐々に低下した後、 $R=5\%$ あたりから急激に低下した(図7)。限界変形角 R_u は5.6%であり、帯筋に丸鋼を使用した試験体D90RおよびD135Rより変形性能に優れた挙動を示した。

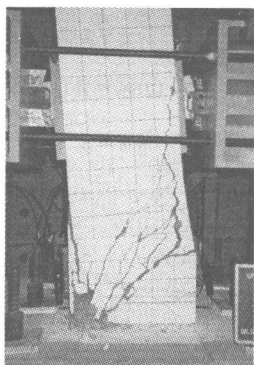


写真4 最終破壊状況(D135D)

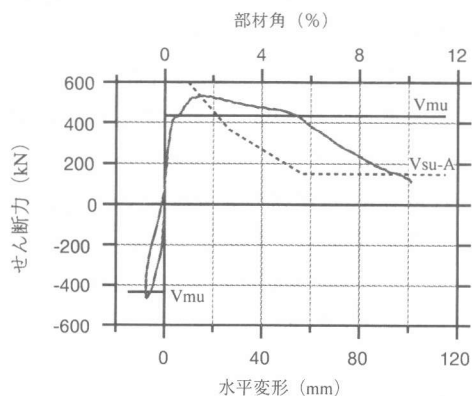


図7 せん断力-水平変形曲線(D135D)

3.2 帯筋の定着フックの影響

試験体D90RおよびD135Rの危険断面位置より350mmスパン内に位置する帯筋のひずみと水平変形の関係を図8(a)および(b)に示す。また、同図中にせん断力と水平変形の関係も併せて示す。

帯筋に丸鋼を使用した両試験体とも部材角 $R=2\%$ までは、フックのある側と無い側でのひずみに大きな差はないが、せん断破壊が進行し、せん断耐力が低下し始めた $R=3\%$ あたりからフックの無い側のひずみが急激に増大した。一方、フックのある側のひずみの増大はフックの形状によらず、フックの無い側ほど急激なひずみの増大は見られなかった。これは、帯筋に丸鋼を使用し、端部定着として 135° フック、余長 $6d$ 程度では 90° フック同様、せん断補強筋として十分な定着機能を果たしていないことを示している。

試験体D135Dの危険断面位置より178mmスパン内に位置する帯筋のひずみと水平変形の関係を図8(c)に示す。

せん断耐力が低下し始めた $R=5\%$ 以降において、フックのある側と無い側でのひずみに大きな差はなく、帯筋に異形鉄筋を使用し、端部定着として 135° フック、余長 $6d$ とすれば、せん断補強筋

として十分な定着機能を果たしていることを示している。また、フックの有無に関わらず帯筋のひずみが $R=6\%$ 程度で減少している。この理由の一つは、せん断抵抗機構の一つであるトラス機構におけるコンクリート圧縮強度がせん断ひび割れの拡大により低下したためと考えられる。

4. 結論

以下に得られた知見を示す。

1) 主筋に丸鋼を使用したRC造柱部材の地震時挙動は、異形鉄筋を使用した時と異なる。主筋に丸鋼を使用した試験体は主筋の抜け出しによる挙動が卓越し、せん断破壊は生じなかった。一方、主筋に異形鉄筋を使用した試験体はせん断した。

2) 端部を 90° フックで定着された丸鋼帯筋は、大変形時までせん断補強筋としての効果が十分に発揮されなかった。また、 135° フック、余長 $6d$ とした丸鋼帯筋も 90° フック同様せん断補強筋としての効果は十分に発揮されなかった。

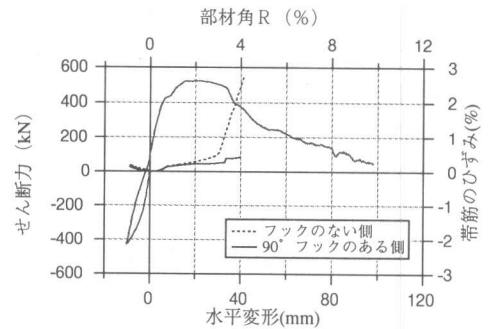
3) 既存RC造建物の耐震診断では、部材の形状、補強筋量ばかりでなく、帯筋の端部定着形状、使用されている鉄筋の種類(丸鋼、異形)を調査する必要がある。

謝辞

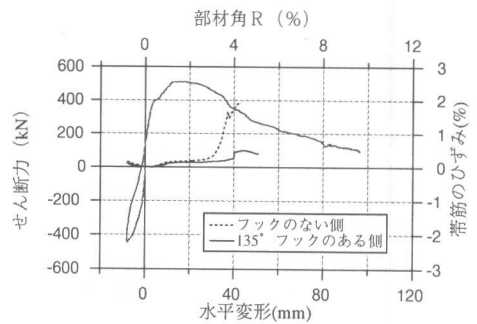
本研究を進めるに当たり、有意義なご指導を頂いた東京大学工学部教授小谷俊介先生に感謝の意を表します。

参考文献

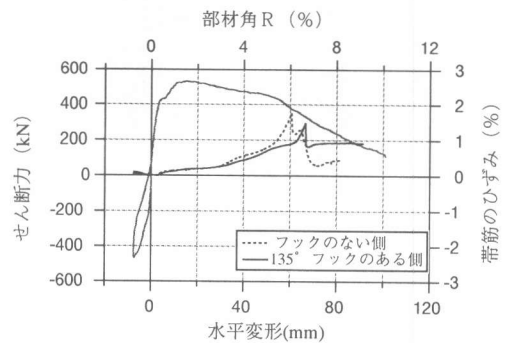
- [1]小谷俊介、松森泰造、小前健太郎、杉本訓祥：1995年兵庫県南部地震による神戸市灘区及び東灘区における鉄筋コンクリート造共同住宅の被害(その1：調査結果の概要)、小谷研究室報告、1995.4
- [2]杉本訓祥、松森泰造、小谷俊介：1995年兵庫県南部地震による神戸市灘区及び東灘区における鉄筋コンクリート造共同住宅の被害(その2：調査結果の検討)、小谷・塩原研究室報告、1996.2
- [3]杉本訓祥、松森泰造、小谷俊介：1995年兵庫県南部地震による神戸市灘区及び東灘区における鉄筋コンクリート造共同住宅の被害(その3：調査データ)、小谷・塩原研究室報告、1996.2
- [4]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990
- [5]亀田登与三郎、小倉弘一郎：せん断補強筋末端部の各種フック形状の定着性能に関する実験的研究”、コンクリート工学年次講演会論文集、pp.601-604.、1986



(a)試験体D90R



(b)試験体D135R



(c)試験体D135D

図8 帯筋のひずみ-水平変形曲線