

V-278

柱基部以外を耐震補強したRC柱の交番載荷実験

J R 東日本 東京工事事務所 正会員 田附 伸一

上信越工事事務所 正会員 小林 将志

建設工事部 正会員 津吉 毅

1. はじめに

RC高架橋柱の耐震補強において、高架下空間が店舗として利用されている場合等は、柱の鋼板巻き工法の適用が難しい。こうした狭隘箇所にあつて特に補強が困難となる部分は、通信ケーブル等が配線される柱上端及び建物の床を有する柱下端付近であり、耐震補強のためにケーブル移設等の支障物移転を要する。

これらの狭隘箇所の効率的かつ効果的な耐震補強法として、柱外周に棒鋼を配置して隅角部で支持材（形鋼）と接合する簡易な補強方法を考案した¹⁾。本稿では、この手法を基本として、柱上下端付近の補強ができない場合の耐震補強効果について、RC柱の交番載荷試験を行い検討したので報告する。

2. 試験体概要

試験体形状を図-1に、試験体諸元を表-1に示す。柱基部の補強が困難な場合を想定し、フーチング面から1D（D：断面高さ）区間を無補強とし、1D区間より上に補強鉄筋を配置した。試験体Ⅰは柱隅角部に配置した山形鋼を補強鉄筋1段毎に分割して設ける形状とし、試験体Ⅱは補強鉄筋を連続した山形鋼に接合した。試験体Ⅰは耐震補強が必要な実際の高架橋の配筋を想定して帯鉄筋としてD6を断面内に配置している。また、補強鉄筋量はじん性率10を確保できるように定めた¹⁾。補強鋼材はD13の異形棒鋼を基本とし、最下段の棒鋼の径は試験体ⅠがD22、試験体ⅡがD32とした。これは、全断面補強した場合に1D区間に配置される鋼材量を最下段に集めたものである。

隅角部の形状は、試験体Ⅰは棒鋼が柱表面に接触、試験体Ⅱは非接触とし、どちらも山形鋼の柱隅角部への接触幅（L1）をD/10とした。

3. 試験方法

試験は、一定軸方向応力（ 0.98N/mm^2 ）のもと、水平力を試験体柱下端から1,150mmの位置に、降伏変位（ $1\delta y$ ）まで荷重制御で載荷を行い、 $2\delta y$ 以降は変位による制御で載荷を行った。

載荷ステップは $1\delta y$ の整数倍に変位を増加させ、 $1\delta y$ 、 $-1\delta y$ 、2、 -2 、3、 -3 …と増加させる正負交番載荷試験を行い、1ステップ1サイクルの載荷回数とした。

4. 実験結果

4-1 損傷状況

1) 降伏時（最外縁の鉄筋が降伏した時点）

降伏時では、両試験体とも柱全体に水平方向の曲げひび割れが生じ、そのひび割れが斜めひび割れに進展

キーワード：柱外側の補強鉄筋、交番載荷実験、既存のRC柱

連絡先：151-8512 渋谷区代々木2-2-6 TEL 03-3320-3482 FAX 03-3372-7980

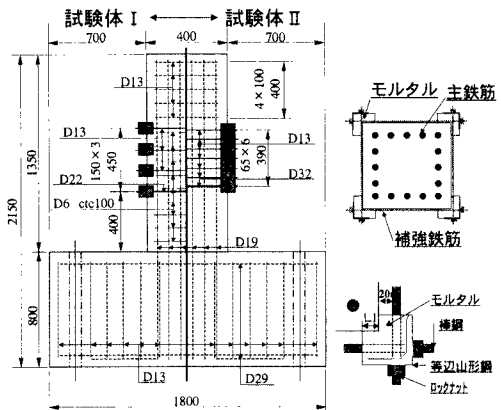


図-1 試験体形状

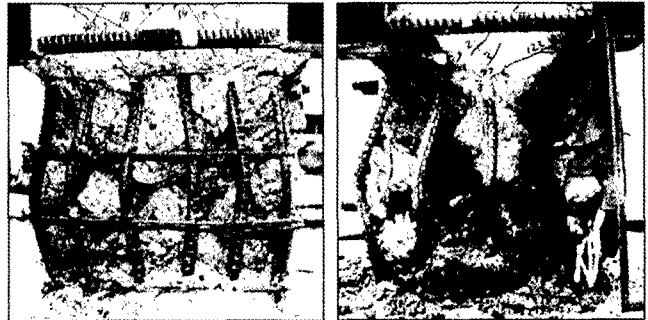
表-1 試験体諸元

試験体名	断面寸法 B×D(mm)	せん断スパン (a/d)	主鉄筋	帯鉄筋	補強鉄筋	支持材(形鋼)	軸方向 鉄筋比(%)
I	400×400	3.19	D19×20	D6 ctc100	D13×3段 D22×1段	L90×90×7	3.58
II			D19×16	—	D13×6段 D32×1段	L65×65×6	2.87

した。斜めひび割れは無補強の1D区間に先に現われ、その後に補強区間でも斜めひび割れが発生した。

2) 終局時（降伏荷重を下回る時点）

両試験体とも載荷側面の無補強の1D区間において対角線状にせん断ひび割れが進行し、この交点である塑性ヒンジ点により回転を繰り返し6 δy 載荷時に1D区間のせん断ひび割れからずれが生じ、曲げ降伏後のせん断破壊により耐力が低下した。試験体柱基部の破壊状況を写真-1に示す。



（試験体 I）

（試験体 II）

写真-1 試験体破壊状況（載荷側面）

4-2 変形性能（試験体包絡線）

図-2に試験体の包絡線とあわせて、帯鉄筋のない試験体（以下、無補強試験体）の場合と全断面補強の場合の包絡線を示す。全断面補強試験体は試験体IIの補強を柱基部まで配置したものである。

試験体I、IIとも2~3 δy で最大耐力に達し、その後徐々に耐力が低下して6 δy 載荷時に急激に水平耐力を失い終局に至っている。無補強試験体と全断面補強試験体の中間程度で、全断面補強試験体と比較して、だいたい半分程度の変形性能の向上が図られている。

表-2に計算上の耐力比と実験結果を示す。

表の V_{s2}/V_{mu} とは、コンクリートのせん断耐力²⁾を $a/d=1.0$ （ a : せん断スパン・ d : 断面有効高さ）として計算した場合の耐力比である。

実験結果から得たじん性率は、試験体Iが5.2、試験体IIが5.0であり、同様の破壊性状、じん性を示した。これは、外側に配置した補強鉄筋による効果にほかならないが、1D区間が無補強であっても無補強試験体（主鉄筋降伏前にせん断破壊）とは破壊モードが異なり、ある程度の変形性能の改善が見られた。しかし、この補強法で柱全断面を補強した場合、

耐力比1.4程度以上でじん性率10を確保できることが確認されている¹⁾が、今回の試験体において $a/d=1.0$ として計算した耐力比 $(V_{c2}+V_{s1})/V_{mu}$ が、1.4以上でもじん性率は10以上の確保ができなかった。

また、試験体IとIIでは補強鉄筋を加味した耐力比に大きな差があるにもかかわらず、実験結果のじん性に大きな差がなかった。

5. まとめ

今回の実験より、柱上下端の1D区間を補強しなくても、ある程度の変形性能の改善が見られることが確認された。破壊形態は、曲げ降伏後の1D区間でのせん断破壊であり、じん性率は5程度であった。

参考文献

1) 田附伸一、小林将志、津吉毅、石橋忠良：帯鉄筋を柱外側に配置したRC柱の交番載荷試験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21, 1999（投稿中）

2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、H4. 10、鉄道総合技術研究所編

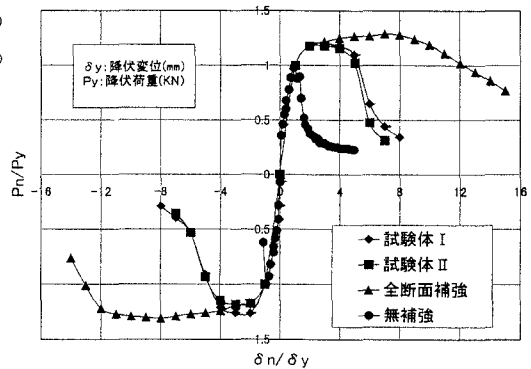


図-2 試験体包絡線

表-2 計算値と実験結果

耐力比		鉄筋引張	コンクリート	じん性率
$(V_{c1}+V_{s1})/V_{mu}$	$(V_{c2}+V_{s1})/V_{mu}$	降伏強度 $f_y(N/mm^2)$	圧縮強度 $f_c(N/mm^2)$	
0.78	1.86	1.21	31.8	5.2
0.67	1.61	1.75	36.6	5.0

V_{c1} : $a/d=3.19$ として計算したコンクリートせん断耐力

V_{s1} : せん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力

V_{c2} : $a/d=1.0$ として計算したコンクリートせん断耐力

V_{s2} : 試験体外部に配置した補強鉄筋が受け持つせん断耐力