

## 壁付き RC 柱の 3 面補強の交番載荷試験による耐震補強効果の確認

(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 ○京野光男 正会員 岡本 大 正会員 羅 休 正会員 谷村幸裕  
(株)ジェイアール総研エンジニアリング 正会員 西村昭彦 岡三リビック(株) 正会員 三澤清志

### 1. はじめに

駅部や高架下が店舗や機械室等により利用されている場合など施工上の制約がある場合には、耐震補強が未実施な部分も残されている。本研究では、駅部ラーメン高架橋地下部の土留め壁付き柱を対象に、拡底式のアンカーによって壁に固定した鋼板で、柱の3面を補強する工法(以下「3面補強」とする)を提案し、実構造物をモデル化した試験体を用いて、補強効果の確認実験を行った。

### 2. 実験概要

本研究では、補強および無補強試験体の試験結果を比較することで、補強効果の確認を行った。試験体概要を図-1に示す。試験体は、せん断破壊型となる既設の高架橋地下部の土留め付柱を対象にモデル化した。無補強試験体の曲げせん断耐力比( $V_{mu}/V_u$ ,  $V_{mu}$ : 曲げ耐力に達するときのせん断力,  $V_u$ : せん断耐力)は、表-1および表-2に示す材料を用いて、RC標準<sup>1)</sup>に準じ、壁の影響を無視し、各安全係数を1として耐力計算をしたところ、1.98であった。また、断面寸法は試験機的能力等を勘案し、既設柱の2/3程度とした。

補強試験体は、図-2に示す拡底式のアンカーにより、曲げ加工した鋼板を柱と壁の間で留める構造とした。アンカーは図-1(c)に示すように、拡底部を柱の壁背面にてモルタルで固定した。なお、この拡底式アンカーは、一般的に、地山補強に用いられるアンカーである。荷重方法は、一定軸力下における定変位の正負交番荷重とした。軸力は、一般的な構造物の常時の軸力を想定し、 $2N/mm^2$ とした。壁の影響により正側荷重時と負側荷重時で耐力および剛性が異なることが予測されるため、定変位( $\theta=\pm 1/300, \theta=\pm 1/200$ の1サイクル,  $\theta=\pm 2/200, \pm 4/200, \pm 6/200, \pm 8/200 \cdots 3$  サイクル)荷重を基本とした。

### 3. 実験結果

#### (1) 荷重-変位関係

各試験体の付加曲げを考慮した荷重-変位関係を図-4に示す。無補強試験体は、 $\theta=\pm 2/200$ の1サイクル目で

最大荷重となり、2サイクル目以降、スリップ型の履歴を示した。これは、柱のせん断ひび割れに起因するものであると考えられる。その後、 $\theta=\pm 4/200$ で荷重が大きく低下したため、1サイクル荷重した後、 $\theta=\pm 8/200$ を1サイク

ル荷重し、荷重を終了した。正側および負側の最大荷重および、正側および負側の包絡線の荷重低下は共に大きな差は見られなかった。補強試験体は、 $\theta=\pm 2/200$ の2サイクル目でスリップ型の履歴となり、その後、 $\theta=\pm 4/200$ で最大荷重となった。正側および負側の最大荷重に大きな差はなかったものの、壁が圧縮となる負側荷重が、正側荷重と比較し、繰返しによる荷重低下の割合が小さくなる傾向が見られた。補強試験体の最大

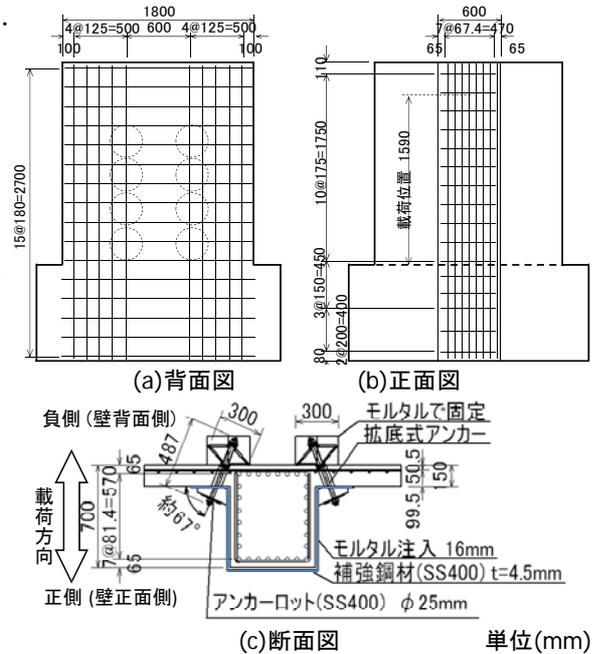


図-1 試験体概要

表-1 使用鋼材

適用箇所	材料	$f_{sy}$	$E_s$
柱軸方向鉄筋	D29-SD345	467.5	250
柱帯鉄筋	D13-SD295A	342.2	192
壁鉛直方向鉄筋	D10-SD295A	366.6	188
壁水平方向鉄筋	D6-SD295A	348.6	187
補強鋼板	t=4.5mm-SS400	501.4	227

$f_{sv}$ : 降伏強度( $N/mm^2$ )  $E_s$ : 弾性係数( $kNmm^2$ )

表-2 使用コンクリート

試験体	$f_c$	$E_c$
無補強	19.1	21
補強	23.3	23

$f_c$ : 圧縮強度( $N/mm^2$ )  
 $E_c$ : 弾性係数( $kN/mm^2$ )



図-2 拡底式アンカー概略図

キーワード ラーメン高架橋, 耐震補強, 鋼板, 土留め壁, 壁付き柱, 3面補強

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部  
コンクリート構造 TEL: 042-573-7281 FAX: 042-573-7278

荷重は、無補強試験体の最大荷重に対し、概ね 1.3 倍程度となっており、3 面補強が柱の耐力に寄与する結果となった。

(2) 破壊形態の比較

表-3 に各試験体の破壊状況一覧を示す。無補強試験体は、脆性的な破壊状況であった。載荷終了後の無補強試験体は、写真-1 に示すように、交番載荷により

斜めひび割れが発生し、柱の側面のかぶりのはく落が見られたが、柱基部軸方向鉄筋の座屈は見られなかった。そのため、せん断破壊を生じたものと考えられる。

補強試験体は、写真-2 に示すように、柱背面の基部にかぶりのはく落が見られ、鋼板撤去後、柱正面側の基部の軸方向鉄筋が座屈して

いる状況が確認でき、柱の基部に損傷が集中する破壊となった。

図-5 には各載荷サイクルの 1 回目の荷重と壁側の軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。無補強試験体の軸方向鉄筋は一部降伏ひずみに達しているものの、広範囲で塑性化することはなかった。一方で、補強試験体は、部材角 2/200 以降の変位で、柱下端から ±400mm 程度の区間が降伏ひずみに達していることから、塑性ヒンジが形成されたと考えられる。

これらの破壊状況および軸方向鉄筋のひずみ分布より、3 面補強により、脆性的な破壊を防止でき、変形性能が改善されたことが確認できる。

3. まとめ

本文をまとめると以下の通りである。

- ① 本試験で 3 面補強した補強試験体の最大荷重は、無補強試験体の 1.3 倍程度であった。
- ② 無補強試験体はせん断破壊であり、補強試験体は柱基部に損傷が集中する破壊状況が見られたことから、3 面補強により脆性的な破壊を防止でき、変形性能が改善されたことが確認できた。

【参考文献】 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物),丸善,2004.4

表-3 破壊状況一覧

	無補強試験体	補強試験体
$\theta=\pm 1/300$	壁背面側基部から 0.5D に曲げひび割れ発生。柱にせん断ひび割れ発生。	壁背面側基部から 0.5D に曲げひび割れ発生。
$\theta=\pm 1/200$	せん断ひび割れが壁まで進行した。帯鉄筋が降伏ひずみに達した。	帯鉄筋および軸方向鉄筋がそれぞれ降伏ひずみに達した。
$\theta=\pm 2/200$	せん断ひび割れによる損傷が顕著にみられ、最大荷重となった。正側載荷で軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。負側載荷では軸方向鉄筋は降伏ひずみに至らなかった。	壁背面のアンカー拡底部のモルタルおよびその間に、柱軸方向のひび割れが生じた。
$\theta=\pm 4/200$	荷重が低下した。	柱基部で圧縮破壊が顕著に見られ、最大荷重となった。
$\theta=\pm 6/200$	—	アンカー拡底部のモルタルのはく落が生じた。荷重が低下した。
$\theta=\pm 10/200$	—	補強鋼板を抑えるアンカーの楔が 5mm~10mm 程度のずれが生じた。

D: 柱断面高さ



写真-1 無補強試験体

写真-2 補強試験体

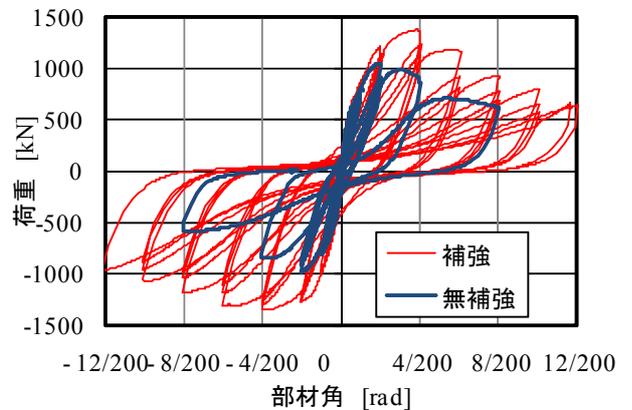


図-4 荷重変位関係

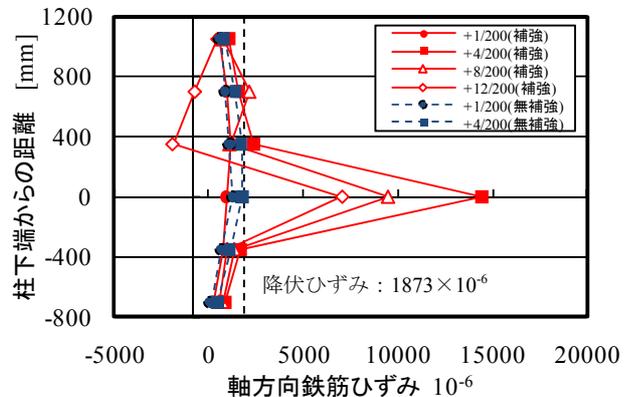


図-5 軸方向鉄筋ひずみ分布