

埋込定着した耐震補強用軸方向鉄筋の塑性座屈に関する検討

Investigation on plastic buckling of embedded reinforcements with implantation

(国研) 土木研究所寒地土木研究所 ○正員 寺澤貴裕 (Takahiro Terasawa)

(国研) 土木研究所寒地土木研究所 正員 秋本光雄 (Mitsuo Akimoto)

(国研) 土木研究所寒地土木研究所 正員 西 弘明 (Hiroaki Nishi)

1. はじめに

RC橋脚を耐震補強する場合には、RCや鋼板による巻立てが一般に適用される場合が多いが、現地条件、設計条件などの制約から橋脚の断面寸法をできるだけ変えない耐震補強技術が求められる場合もある。

著者らは、RC橋脚の断面寸法を変えずに橋脚の耐力および変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強技術の開発を目的として、写真-1に示すような柱コンクリートのかぶり部に耐震補強用軸方向鉄筋を埋込定着し、これを覆うようにアラミド繊維シートにより巻立てる補強工法を検討している。

そこで本研究では、縮小橋脚試験体の正負交番載荷試験を実施し、既往研究¹⁾における鉄筋座屈長、鉄筋径、変位などをパラメータとした鉄筋破断までの繰り返し載荷回数の算出式およびマイナー則による累積損傷度を用いて算出した鉄筋破断時水平変位の計算結果と載荷試験結果についての比較を行った。さらに耐震補強用軸方向鉄筋の塑性座屈解析を行い、アラミド繊維シートで拘束された耐震補強用軸方向鉄筋の座屈長の算出手法についても検討を行っている。

2. 試験体諸元

検討に用いた試験体の諸元を表-1に示す。試験体は、異形鉄筋を用いたRC橋脚で、かつ現行の設計基準に基づいて設計した場合と比較して軸方向鉄筋比が低い配筋を想定して製作した。その詳細は、軸方向鉄筋が0.3%程度、曲げせん断耐力比が2程度として、震度法に基づ



写真-1 正負交番載荷試験状況およびコンクリートかぶり部に埋込定着した耐震補強用軸方向鉄筋（樹脂充填前）

いて試設計を行い、試験装置の能力を考慮して1/4のスケールに縮小したものである。

耐震補強方針としては、実物大スケールのRC橋脚において、補強後の耐力が補強前の約1.5倍となるように設定し、かつ耐震性能を満足するようにじん性を確保させるために、アラミド繊維シートを巻立てることとした。

試験体形状、配筋図を図-1に示す。柱部の断面寸法は $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 、柱高さは $1,800\text{mm}$ である。耐震補強用軸方向鉄筋は、D10を柱各面に2本ずつ配筋した。それらは、試験体製作時にあらかじめ設けた柱コンクリートかぶり部の溝部（ $20\text{mm} \times 20\text{mm}$ ）およびフーチングの箱抜き部（ $\phi 26\text{mm}$ ）に配置し、エポキシ樹脂を充填して、柱部は基部から高さ $1,200\text{mm}$ 、フーチング部は基部から深さ 400mm とした。アラミド繊維シートは、目付量 350g/m^2 （アラミド2）のタイプを使用し、柱基部から $1,200\text{mm}$ の高さまで柱の周方向に1層巻き付けることとした。

本補強工法では、写真-1に示しているように耐震補強用軸方向鉄筋は柱コンクリートかぶり部に設けた溝部に埋込定着している。そのため、正負交番載荷によって

表-1 試験体諸元

		補強前	補強後
柱寸法		$600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 高さ $1,800\text{mm}$	
軸方向鉄筋		8-D13 SD345	
帯鉄筋		D10ctc250 SD345	
耐震補強用軸方向鉄筋		—	8-D10 SD345
アラミド繊維シート		—	350g/m^2 周方向 1層 $1,200\text{mm}$
鉄筋比	p_l (%)	0.28	0.44
	p_w (%)	0.095	
	ρ_s (%)	0.22	
設計計算上の耐力	P_u (kN)	75.8	108.1
	P_s (kN)	159.7	519.7
	P_s / P_u	2.11	4.81

p_l : 軸方向鉄筋比、 p_w : 帯鉄筋比、 ρ_s : 横拘束筋の体積比、 P_u : 道路橋示方書²⁾に基づく曲げ終局耐力、 P_s : 道路橋示方書²⁾に基づくレベル2タイプI地震動に対するせん断耐力

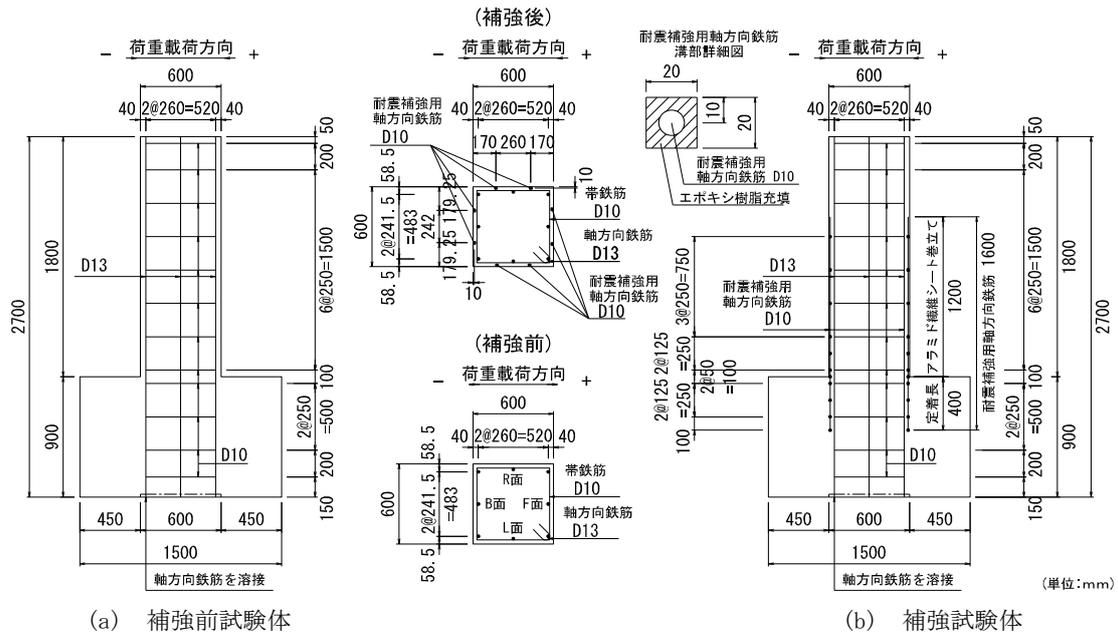


図-1 試験体形状、配筋図

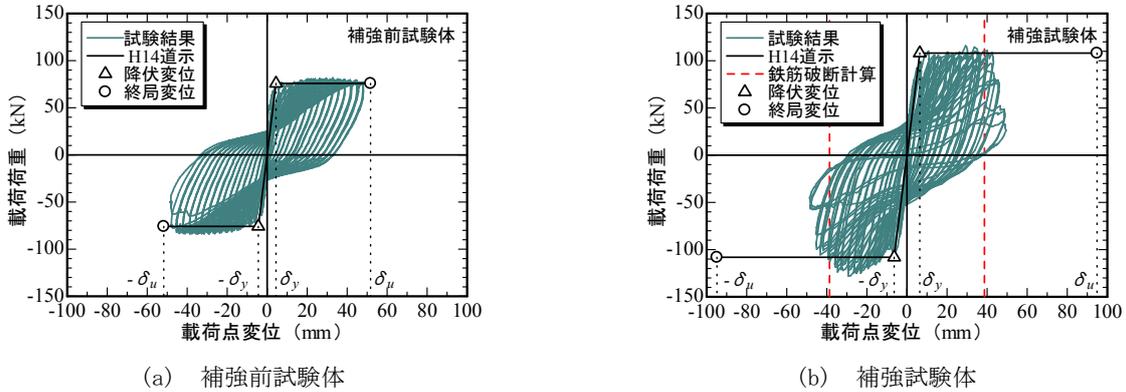


図-2 水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係

生じる耐震補強用軸方向鉄筋のはらみ出しについては、既設の帯鉄筋による拘束効果を期待できないため、アラミド繊維シートによる拘束を期待するものとした。

3. 正負交番荷重試験方法および計測項目

試験体はフーチングを床に固定し、柱天端に設置したピン支承中心部（柱基部から高さ 2,105mm）に水平方向ジャッキを用いて交番荷重を載荷した。上部工反力を想定した鉛直荷重は、180kN（応力換算で 0.5N/mm²）を柱部天端にピン支承を介して載荷した。試験体のせん断スパン比は 3.8 である。

正負交番荷重は変位制御によって行っている。その具体は、まず初めに設計計算上の鉄筋の曲げ降伏耐力の 50%の水平荷重を 1 サイクル載荷して柱基部のコンクリートにひび割れを導入した後、水平力載荷点位置での基準水平変位 δ_y の整数倍毎、各変位ステップにおいて 3 サイクルの繰り返し載荷をするものである。なお、各試験体の基準水平変位 δ_y は鉄筋の曲げ降伏発生時の水平変位であり、補強前試験体で 3.0mm、補強試験体で 3.2mm である。

本試験では水平荷重載荷点位置における水平変位および水平荷重をそれぞれ変位計およびロードセルにより計測した。

4. 試験結果

4.1 載荷荷重と載荷点変位との関係

図-2 に水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係を示す。図中には、鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を用い、道路橋示方書²⁾に基づいて算出した荷重-変位関係の骨格曲線を計算結果として示しており、そのプロットは原点に近い方から降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_u である。また、後述する低サイクル疲労評価計算による鉄筋破断時の変位を破線にて示している。

補強前試験体においては、11 δ_y の 1 サイクル目正側載荷時に耐力が低下し始めた。最終的には 16 δ_y で軸方向鉄筋が破断し、耐力は急激に低下した。

補強試験体においては、10 δ_y の 1 サイクル目負側載荷時に耐力が低下し始めた。損傷過程を目視確認できていないが、13 δ_y から 14 δ_y において軸方向鉄筋が破断し、耐力が急激に低下したと推察される。



写真-2 柱基部コンクリートおよび耐震補強用軸方向鉄筋の破断状況（補強試験体-B面）

道路橋示方書による計算結果と比較すると、補強前試験体については計算結果と載荷試験結果はよく一致している。補強試験体については道路橋示方書の適用対象外ではあるが、計算上の終局変位まで至っていない。これは、道路橋示方書では計算上の終局変位を柱コンクリートの圧壊時としているのに対して、補強試験体の載荷試験においては、軸方向鉄筋のはらみ出し座屈による低サイクル疲労により軸方向鉄筋が破断する終局状態となっていることが影響しているものと考えられる。

4.2 柱基部コンクリートおよび鉄筋の損傷状況

写真-2 (a)は載荷試験後の補強試験体のアラミド繊維シートを撤去した後のB面（図-1参照）の柱基部コンクリートの損傷状況、(b)は柱表面のコンクリートをはつり取った後のコアコンクリート状況、(c)は耐震補強用軸方向鉄筋の状況である。

柱基部コンクリートの圧壊が発生した範囲は、柱基部から最大高さ 160mm 程度、平均高さ約 110mm (F面およびB面)であった。柱表面のコンクリートを帯鉄筋背面程度の深さまで撤去すると、圧壊は柱コンクリートの内部にまでは至っておらずコアコンクリートは概ね健全な状態であった。

耐震補強用軸方向鉄筋は柱基部から 100mm 程度の範囲ではらみ出し座屈しており、その頂点部である 40mm 程度の高さで破断していた。破断部の鉄筋形状および柱部損傷状況から、柱基部に曲げ変形が集中したことで低サイクル座屈疲労により鉄筋が破断したと推察される。また、前述の柱基部コンクリートの圧壊範囲と耐震補強用軸方向鉄筋のはらみ出し範囲は概ね一致していた。

4.3 低サイクル座屈疲労による鉄筋破断

本補強方法においてじん性が向上しなかった原因と考えられる耐震補強用軸方向鉄筋の破断による耐力の急激な低下を回避するためには、終局状態を鉄筋の低サイクル座屈疲労による破断から柱コンクリートの圧壊へ誘導することが必要であり、そのためにはアラミド繊維シートで拘束した柱コンクリートの終局耐力とバランスのとれる耐震補強用軸方向鉄筋量の配置が必要と考えられる。そこで、瀧口らの研究⁷⁾で示されている鉄筋座屈長、鉄筋径、変位などをパラメータとした鉄筋破断までの繰返し載荷回数⁸⁾の算出式(式-1)およびマイナー則による累積損傷度(式-2)を用いて、鉄筋破断時変位の計算結果と載荷試験結果の比較を行った。なお、鉄筋座屈

長は載荷試験後の軸方向補強鉄筋の観察状況の結果から $l'=100\text{mm}$ と設定した。

$$N = \{2.94 \times 10^{-3} \times (k_w \cdot l'/r) + 1.96 \times 10^{-2}\} \times \frac{(k_w \cdot l' \cdot L)^2}{(k_d \cdot \delta \cdot d)^2} + 1 \quad (\text{式-1})$$

N : 繰返し回数、 k_w : 交番載荷試験での座屈長さ l' に関する補正係数 (=1.0)、 r : 鉄筋径、 k_d : 塑性ヒンジ部分の変位のうち軸方向鉄筋座屈長での変位の割合 (=0.6)、 δ : 水平変位、 L : せん断スパン、 d : 断面の有効高

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (\text{式-2})$$

D : 損傷度、 n_i : 荷重ステップ i の荷重繰返し数 (=3)、 N_i : 載荷ステップ i の荷重条件に対する破断までの繰返し回数

上記により算出した鉄筋破断時の水平変位を前述の図-2 (b)に破線で示す。なお、式-2において $D > 1$ となった時の i を載荷試験における低サイクル座屈疲労による鉄筋破断時の載荷ステップとする。図-2 (b)より、計算による鉄筋破断時の変位と載荷試験における耐力の低下域がよく一致していることが分かる。このことから、上記の算出式を用いることで、柱コンクリートの終局耐力とバランスのとれる耐震補強用軸方向鉄筋量の設定が可能であるものと推察される。

しかしながら、本手法においては耐震補強用軸方向鉄筋の座屈長の把握が必要である。本研究では載荷試験結果から座屈長を設定したが、実務上の設計計算においてはアラミド繊維シートで拘束された状態における鉄筋の座屈長の把握が必要である。そこで、鉄筋座屈長が鉄筋破断時変位に与える影響を把握するため、鉄筋座屈長を載荷試験結果から $\pm 25\text{mm}$ ずつ変化させた場合について鉄筋破断時変位を計算した。その結果を図-3に示す。

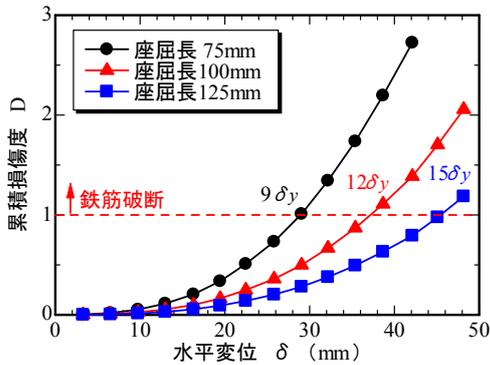


図-3 耐震補強用軸方向鉄筋の破断時変位

鉄筋座屈長を 100mm としたケースでは鉄筋破断時水平変位は約 39mm であったのに対し、鉄筋座屈長を 75mm としたケースでは鉄筋破断時水平変位は約 29mm、鉄筋座屈長を 125mm としたケースでは鉄筋破断時水平変位は約 48mm となった。このことから、鉄筋座屈長が鉄筋破断時変位に与える影響は大きいため、精度よく鉄筋座屈長を評価する必要があること、また、鉄筋座屈長を大きくすることで、鉄筋破断時の水平変位も大きくできることが分かった。

5. 耐震補強用軸方向鉄筋の座屈解析

5.1 解析方法

本補強工法において適切な耐震補強用軸方向鉄筋量を設定するためには、アラミド繊維シートで拘束された状態における鉄筋の座屈長を精度よく把握することが必要である。そこで、補強試験体の耐震補強用軸方向鉄筋を対象に土木研究所資料第 4257 号³⁾(以下、土研資料)に示されたファイバー要素とバネ要素を用いた軸方向鉄筋がコアコンクリートおよびかぶりコンクリートのバネで左右から拘束される 2 次元骨組解析モデルに準じて、座屈解析を行った。

ここで、かぶりコンクリートを宮田らの研究⁴⁾を参考にコンクリートとアラミド繊維シートからなる合成梁としてモデル化をする場合、本補強工法の耐震補強用軸方向鉄筋は純かぶりが極端に小さいことから、かぶりコンクリートの拘束バネ定数が非常に小さい値になると考えられる。そこで本研究では、載荷試験における柱コンクリートの損傷状況も考慮し、耐震補強用軸方向鉄筋のかぶりコンクリートによる拘束バネ定数を設定する際のかぶりコンクリート厚を以下の 2 通りとして検討した。

ケース 1: 耐震補強用軸方向鉄筋の純かぶり厚
(= 5.24mm)

ケース 2: 既設軸方向鉄筋の純かぶり厚 (= 33.65mm)

また、土研資料においては、かぶりコンクリートの拘束バネは帯鉄筋位置としているが、本補強工法の耐震補強用軸方向鉄筋に着目した場合、帯鉄筋は外側に配置されていないため、本解析においてはかぶりコンクリートの拘束バネはコアコンクリートの抵抗を表すバネと同じ位置に設定した。

5.2 解析結果

図-4に座屈解析における鉛直荷重最大時の耐震補強

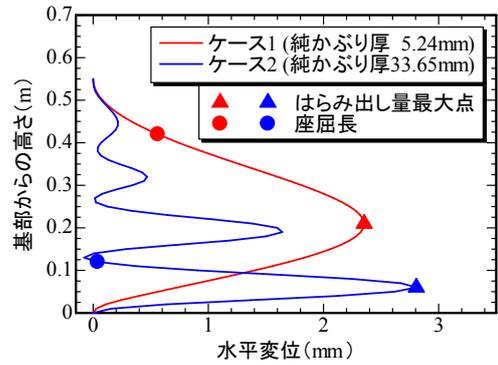


図-4 耐震補強用軸方向鉄筋の塑性座屈モード

用軸方向鉄筋の塑性座屈モードを示す。ここで、座屈長は土研資料および宮田らの研究と同様にはらみ出し量が 0 の点から最大になるまでの高さの 2 倍とした。かぶりコンクリート厚を耐震補強用軸方向鉄筋の純かぶり厚としたケース 1 では塑性座屈長は 420mm となり、載荷試験結果とは大きくかけ離れた。一方、かぶりコンクリート厚を既設軸方向鉄筋の純かぶり厚としたケース 2 では塑性座屈長は 120mm となり、載荷試験結果と概ね一致した。このことから、本補強工法においては、ケース 2 で想定した程度の拘束力が耐震補強用軸方向鉄筋に作用している可能性が考えられるため、今後の載荷試験において確認していく予定である。

6. まとめ

本研究の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) 本補強工法によって耐力向上は図ることができたが、耐震補強用軸方向鉄筋の座屈破断によって急激な耐力低下が見られた。これを回避するためには、終局状態を鉄筋の低サイクル座屈疲労による破断からコンクリートの圧壊へ誘導することが必要であると考えられ、アラミド繊維シートで拘束された埋込鉄筋の座屈長を精度良く評価し、低サイクル座屈疲労による鉄筋破断変位評価に基づいた耐震補強用軸方向鉄筋量の評価が必要であると考えられる。
- 2) 耐震補強用軸方向鉄筋の座屈解析の結果から、埋込んだ補強鉄筋には純かぶりのコンクリート厚以上の座屈拘束力が作用している可能性がある。

参考文献

- 1) 瀧口将志、池永貴史、大塚久哲: RC 柱部材の交番載荷試験における軸方向鉄筋破断評価、土木学会第 63 回年次学術講演集、部門 V、pp.939-940、2008.9
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002
- 3) 土木研究所: 軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に推定手法に関する研究、土木研究所資料第 4257 号、2013.3
- 4) 宮田秀太、澤田守、大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する解析的検討、第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.153-160、2018.7