論文　埋込み配置した耐震補強鉄筋と AFRP シート巻立て補強を施した RC 橋脚の正負交番載荷試験

寺澤　貴裕[*1]・秋本　光雄[*2]・西　弘明[*3]

要旨：本研究では，RC 橋脚の断面寸法を可能な限り変えないための耐震補強工法の開発を目的として，かぶり部に軸方向鉄筋を埋め込み，さらに AFRP シートを用いて巻立て補強を施した試験体の正負交番載荷試験を実施した。その結果，1) 提案の補強法を適用することによって耐力の向上が十分可能であること，2) 交番載荷時に補強用鉄筋の低サイクル疲労破断によって急激な耐力低下が生じること，3) 補強用鉄筋の低サイクル疲労破断を考慮することで，最適な耐震補強鉄筋量の算定は可能であるが，そのためには鉄筋の座屈長を精度良く算定評価する必要がある，等が明らかになった。

キーワード：耐震補強，AFRP シート，鉄筋座屈，低サイクル疲労

1. はじめに

RC 橋脚を耐震補強する場合には，一般に RC や鋼板巻立てを適用する場合が多い。しかしながら，RC 巻立て工法は，補強後に橋脚断面が増加するため，河川橋脚の場合には河積阻害率が大きくなる欠点を有している。さらに，高架橋など桁下空間を利用する場合や道路に隣接する橋脚においては，利用空間や建築限界に影響を及ぼすことが懸念される。また，補強によって橋脚の重量が増加するため，基礎工への負担増が設計上の課題になる場合もある。そのため，RC 橋脚の現地条件，設計条件等の制約から，橋脚の断面寸法をできるだけ変えないための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及び変形性能の両方を向上させ，かつ経済的な耐震補強工法の開発を目的として，橋脚のかぶり部に耐震補強用の軸方向鉄筋（以下，耐震補強鉄筋）を埋込み配置し（**写真－１**），これを覆うようにアラミド繊維シート（以下，AFRP シート）を用いて巻き立てる補強法を提案し，検討を行っている。

本研究では，小型 RC 橋脚試験体の正負交番載荷試験を実施し，提案の補強法を適用した場合における補強効果の検証と終局時における破壊挙動に関する検討，及び最適耐震補強鉄筋量の算定法に関する検討を行った。

写真－１　かぶり部に配置した耐震補強鉄筋

2. 正負交番載荷試験

2.1 試験体

表－１には，検討に用いた試験体の諸元を示している。試験体名は，基準となる試験体を R（以下，R 基準試験体）とし，耐震補強鉄筋を埋込み配置しさらに AFRP シート巻立てを施した試験体を AF（以下，AF 補強試験体）とし，高弾性・低強度と低弾性・高強度シートを用いる場合でそれぞれ 1，2 を付して区別している。

基準試験体である R 基準試験体は，異形鉄筋を用いた RC 橋脚で，かつ現行の設計基準と比較して軸方向鉄筋比が小さい昭和 47 年指針 [1] に準拠して設計された橋脚を想定して製作した。その詳細は，軸方向鉄筋を 0.3%程度，曲げせん断耐力比を 2 程度として，震度法に基づいて試設計を行い，試験装置の能力を考慮して 1/4 の縮尺模型としたものである。

AF 補強試験体は，橋脚全体の耐力を向上させるために耐震補強鉄筋をフーチングに定着し，補強後の耐力が補強前の約 1.5 倍となるように，平成 14 年道路橋示方書 [2]（以下，道示）及び，AFRP シートによる RC 橋脚の補強設計・施工要領（案）[3]（以下，要領）に基づいて設計計算を行い，配筋量及びシート量を決定した。なお，シート量は巻立てによる拘束効果を過度に高めることで橋脚の終局状態が鉄筋破断に移行しないように決定した。

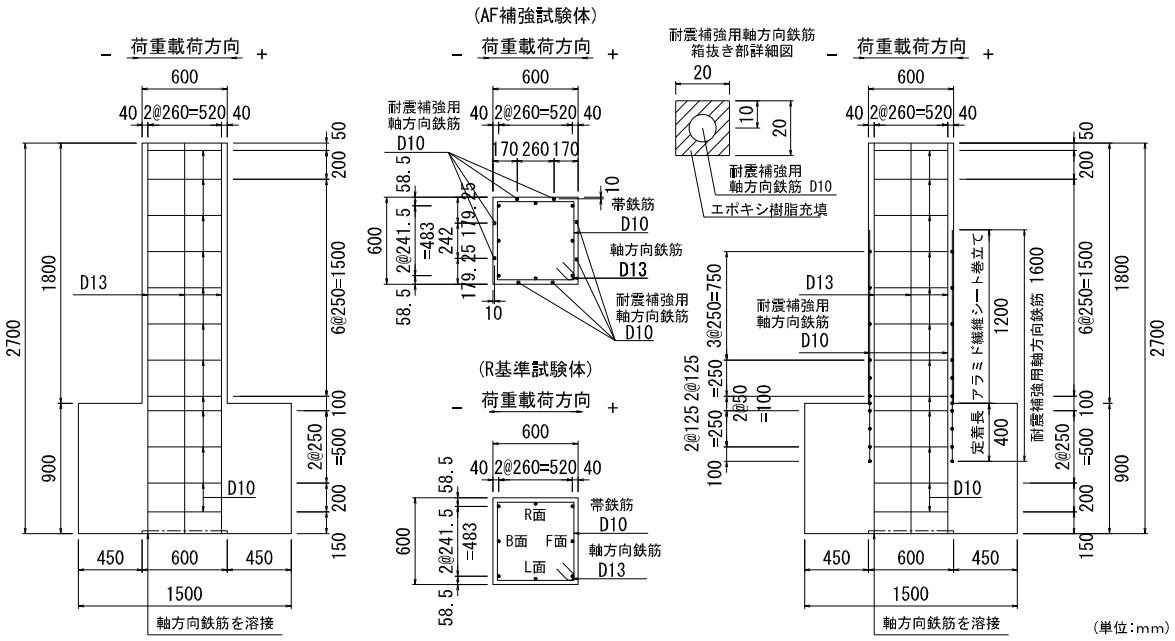
図－１には，各試験体形状及び配筋図を示している。柱部の断面寸法は□600×600 mm，柱高さは 1,800 mm である。耐震補強鉄筋は，D10 を柱各面に 2 本ずつ配筋した。それらは，試験体製作時にあらかじめ設けたかぶり

*1　（国研）土木研究所　寒地土木研究所　寒地構造チーム　研究員　（正会員）
*2　（国研）土木研究所　寒地土木研究所　寒地構造チーム　主任研究員
*3　（国研）土木研究所　寒地土木研究所　寒地構造チーム　上席研究員　博（工）（正会員）

表－１　試験体諸元

試験体名	既設鉄筋		補強鉄筋	鉄筋比			アラミド繊維シート			設計計算上の耐力		
	軸方向鉄筋	帯鉄筋	軸方向鉄筋	p_t (%)	p_w (%)	ρ_s (%)	弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	設計厚 (mm)	P_u (kN)	P_s (kN)	P_s / P_u
R	8-D13	D10ctc250	－	0.28	0.095	0.22	－	－	－	75.8	159.7	2.11
AF1			8-D10	0.44	0.095	0.22	118	2,060 以上	0.193	108.1	405.3	3.75
AF2							78	2,400 以上	0.252	108.1	519.7	4.81

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



(a) R 基準試験体　　(b) AF 補強試験体

図－１　試験体形状及び配筋図

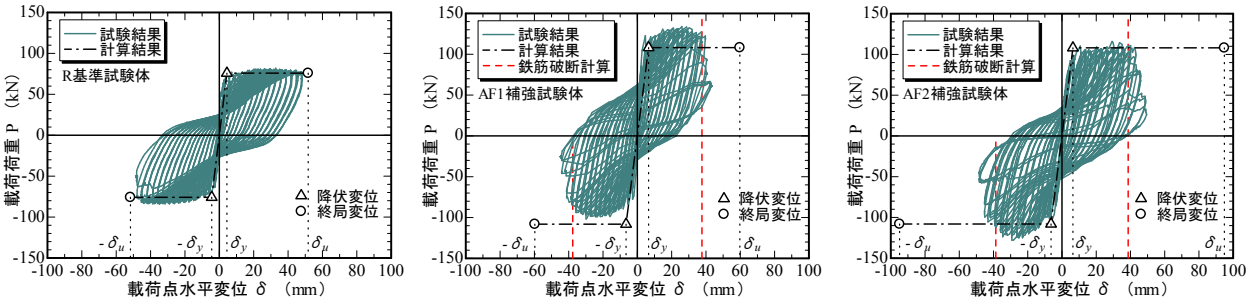
部の矩形断面（20mm×20mm）及びフーチング部の円形断面（φ26mm）箱抜き部に配置し，エポキシ樹脂により固定した。耐震補強鉄筋の長さは，段落としに対する照査結果に基づき柱部は基部から高さ 1,200 mm，また，道示 4)に準拠した定着長に関する照査結果に基づきフーチング部は基部から深さ 400 mm とした。

AFRP シートは，材料特性の違いによる拘束効果への影響を確認する目的で，高弾性・低強度シート（アラミド 1）と低弾性・高強度シート（アラミド 2）の 2 タイプを用いた。AF1 補強試験体には目付量 280g/m^2（アラミド 1），AF2 補強試験体には目付量 350g/m^2（アラミド 2）の AFRP シート（幅 500 mm）を使用し，柱基部から 1,200 mm の高さまで柱の周方向に 1 層巻き付けることとした。下地処理としてコンクリート表面のサンダーケレンおよび面取りを施し，エポキシ系プライマーを塗布して指触硬化状態を確認した後，エポキシ系含浸接着樹脂を用いて AFRP シートを接着した。AFRP シートの周方向ラップ長は 200 mm とし，載荷方向に直交する L 面および R 面の交互にラップ位置を設けた。

提案の補強法において，耐震補強鉄筋は，かぶり部に設けた箱抜き部に埋込み配置しているため，帯鉄筋よりも外側に位置している。従って，交番載荷によって生じる耐震補強鉄筋のはらみ出しに対しては，帯鉄筋による拘束効果が期待できない。そのため，本研究では AFRP シート巻付けによるシートの拘束効果を期待するものとした。

2.2 試験方法及び計測項目

各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 2,105 mm）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



(a) R 基準試験体　(b) AF1 補強試験体　(c) AF2 補強試験体

図－２　水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係

想定した鉛直荷重は，180 kN（応力換算で 0.5 N/mm^2）を柱部天端にピン支承を介して載荷している。試験体のせん断スパン比は 3.8 である。

正負交番載荷は変位制御に基づいて行っている。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する。次いで，水平力載荷点位置での基準水平変位 δ_y の整数倍を順次交番載荷するものである。なお，各変位ステップでは 3 サイクルの繰り返し載荷を行うこととした。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，R 基準試験体で 3.0 mm，AF1/2 補強試験体でそれぞれ 2.7 mm，3.2 mm である。

本研究では，水平荷重載荷点位置における水平変位及び水平荷重はそれぞれワイヤ式変位計及びロードセルを用いて計測した。

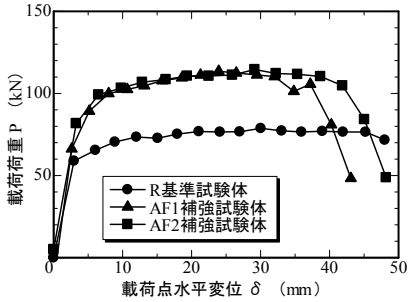
3. 正負交番載荷試験結果

3.1 載荷荷重と載荷点変位の関係

図－２には，水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係を示している。図中には，各材料試験結果を用い道示 [2] 及び要領 [3] に基づいて算出した計算結果の骨格曲線を示しており，その折れ点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結果に基づいた鉄筋破断時の水平変位を破線にて示している。

R 基準試験体の場合には，正側は 10 δ_y，負側は 15 δ_y で最大荷重に達した。耐力の低下現象は，11 δ_y の 1 サイクル目に正側載荷時から始まり，最終的には 16 δ_y の 1 サイクル目の負側載荷時に鉄筋が破断したことにより顕在化した。

AF1 補強試験体の場合には，正側では 9 δ_y，負側では 10 δ_y で最大荷重に達した。耐力の低下現象は，10 δ_y の 1 サイクル目に正側載荷時に始まった。明確な損傷過程を目視確認はできていないが，耐力が 15 δ_y の負側載荷時及び 16 δ_y の正側載荷時に急激に低下したことから，耐震補強鉄筋及び既設軸方向鉄筋が相次いで破断に至ったことが推察される。

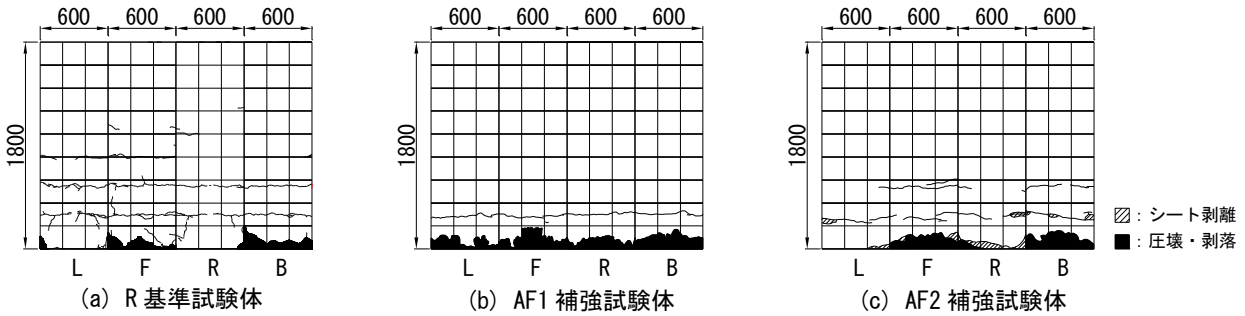


図－３　水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係（包絡線）

AF2 補強試験体の場合には，正負載荷共に 9 δ_y で最大荷重に達した。耐力の低下現象は 10 δ_y の 1 サイクル目に正側載荷時で始まった。AF1 補強試験体と同様に明確な損傷過程を目視確認はできていないが，13 δ_y から 14 δ_y 時に耐震補強鉄筋及び既設軸方向鉄筋が相次いで破断したことから，耐力低下はその時点で顕在化したものと推察される。

道示及び要領による計算結果と比較すると，R 基準試験体の場合には，耐力及び終局変位共に計算結果と載荷試験結果はよく一致していることが分かる。一方，AF 補強試験体の場合には，耐力がいずれの場合も目標とした補強前の 1.5 倍程度まで向上している。しかしながら，水平変位は，道示及び要領に基づいて算出される終局変位を確保することができていないことが分かる。これは，道示及び要領の場合にはコンクリートの圧壊を終局状態と規定して終局変位を設定しているのに対し，AF 補強試験体の場合には耐震補強鉄筋及び既設軸方向鉄筋の破断によって終局状態に至っていることによるものと推察される。

図－３には，AF 補強試験体のドリフト補正（AF1 補強試験体：-15kN，AF2 補強試験体：+5kN）を行った正側の包絡線を示している。図より，最大耐力は両試験体でほぼ同程度であるが，終局時の載荷点変位は AF2 補強試験体が若干大きいことが確認できる。このことより，提



図－４　載荷終了後の試験体柱部側面の損傷状況

案の補強法においても，一般的な RC 部材のじん性補強の場合と同様に，低弾性・高強度タイプの AFRP シートを用いる場合が有利であることが確認された。

3.2 コンクリートの損傷状況

図－４には，載荷終了後の各試験体側面における損傷状況を示している。なお，AF 補強試験体の場合は，AFRP シート撤去後の状況である。図中の各 L，F，R，B 面 は**図－１**に示した定義の通りであり，F 面と B 面は載荷方向に直交する面である。

R 基準試験体の場合には，2 δ_y から 9 δ_y において基部からの高さ約 800 mm までの範囲で 260 mm 程度の間隔で水平方向にひび割れが発生している。基部の圧壊は 11 δ_y において F 面の L 側で発生した。最終的に圧壊した範囲は最大高さが 200 mm 程度で，F 面及び B 面における平均高さはそれぞれ 55 mm, 85 mm 程度であった。また，L 面と R 面における圧壊は偶角部のみであった。

図－２に示した荷重－変位関係と比較すると，耐力低下と圧壊発生時点が一致（11 δ_y）していることから，耐力低下は，基部コンクリートの圧壊を起点として圧壊範囲の拡大と共に徐々に進行し，16 δ_y の 1 サイクル目に負側載荷時に耐震補強鉄筋が破断したことにより顕在化したものと推察される。

AF1 補強試験体の場合には，3 δ_y から 4 δ_y 時に基部からの高さ 300 mm 及び 530 mm 程度の位置で AFRP シート表面の含浸樹脂が白っぽく変色したが，シート繊維はいまだ健全であった。これは，柱の曲げ変形に伴い AFRP シート表面の含浸樹脂に微細なひび割れ（以下，樹脂ひび割れ）が発生したためと推察される。その後，樹脂ひび割れは僅かではあるが 6 δ_y まで進展した。**図－４**(b)及び(c)には，AFRP シート撤去後のコンクリート表面に発生したひび割れ分布を示している。図より，高さ 530 mm の位置にはひび割れは発生していないことより，コンクリート表面に発生するひび割れと AFRP シート面での樹脂ひび割れ発生箇所が一致していないことが分かる。また，7 δ_y から 9 δ_y 時点で柱基部近傍 AFRP シートの一部に浮きが確認されたことから，この時点でコンクリートに圧壊が生じたものと推察される。かぶりコンクリートに圧壊が生じた範囲は，基部からの最大高さが 190 mm 程度，平均高さが F 面と B 面で 110～115 mm 程度であった。

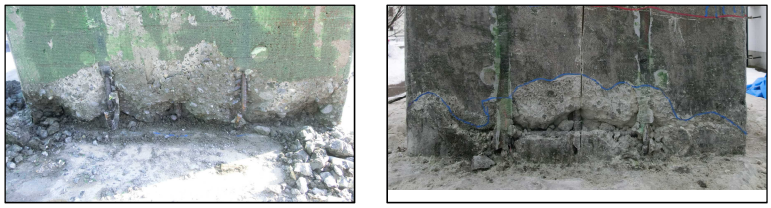
AF2 補強試験体の場合には，AFRP シート表面に 3 δ_y から 4 δ_y にかけて基部から高さ約 280mm の位置に，5 δ_y で高さ約 600 mm の位置で樹脂ひび割れが発生し，両者共に 9 δ_y に至るまで進展した。AFRP シート撤去後の柱コンクリート表面は AF1 補強試験体とは異なり，F 面及び B 面での AFRP シートの樹脂ひび割れ発生箇所ではコンクリート表面にもひび割れが発生していた。かぶりコンクリートに圧壊が生じた範囲は，柱基部から最大高さ 160 mm 程度で，F 面及び B 面での平均高さは 110 mm 程度であった。

これら補強によるかぶりコンクリートのひび割れの発生位置や圧壊範囲の相違は，耐震補強鉄筋及び AFRP シート巻立て補強を施したことによって柱部の剛性が増加し，柱基部に曲げ変形が集中したためと推察される。また，補強試験体間で比較すると，かぶりコンクリートにおけるひび割れの発生や圧壊状況から，AF1 補強試験体の場合には剛性が高く，柱基部に曲げ変形が集中しているものと推察される。このことからも，前節で述べたように，低弾性・高強度タイプの AFRP シートを用いる場合がじん性を向上させるという観点からは有利であることが確認できた。

写真－２には，載荷試験後における各補強試験体の基部コンクリートの圧壊状況を示している。写真より，圧壊がかぶりコンクリートに限定され，コアコンクリート部は未だ健全な状態であることが分かる。これより，耐震補強鉄筋が破断することなく柱基部の変形に追従することができれば，じん性の向上が期待できるものと考えられる。

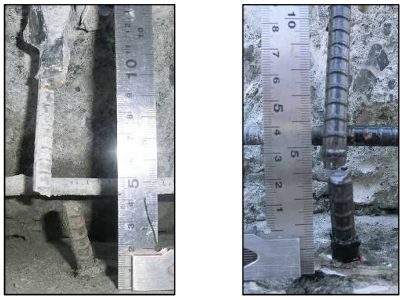
3.3 耐震補強鉄筋の損傷状況

写真－３には，基部における耐震補強鉄筋のはらみ出し及び破断状況を示している。耐震補強鉄筋は，両試験体で柱基部から 100 mm 程度の範囲ではらみ出し座屈が生じ，その頂点部で破断していることが分かる。RC 柱部材の交番載荷試験において，軸方向鉄筋が座屈後，低サ



(a) AF1 補強試験体(B 面)　　(b) AF2 補強試験体(B 面)

写真－２　柱基部コンクリートの圧壊状況



(a) AF1 補強試験　　(b) AF2 補強試験

写真－３　耐震補強鉄筋の破断状況

イクル疲労により早期に破断する場合のあることが報告[5]されている。提案の補強法においても同様に，破断部の鉄筋形状及び柱部の損傷状況から，柱基部に曲げ変形が集中したことで，耐震補強鉄筋が座屈後低サイクル疲労によって破断したものと推察される。なお，AFRP シートの材料特性の違いによる鉄筋のはらみ出し座屈に対する拘束への影響には,大きな差異は確認できなかった。

3.4 低サイクル座屈疲労による鉄筋の破断

提案の補強法において，じん性能が向上しない要因と考えられる耐震補強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，終局状態を鉄筋の座屈による低サイクル疲労破断から，基部圧壊に移行させることが必要である。そのためには，曲げ耐力向上のための耐震補強鉄筋量の算定に加え，低サイクル疲労破断を考慮した鉄筋量の算定が必要であるものと推察される。

そこで，本研究では瀧口らの研究[5]結果を基に鉄筋の座屈長，鉄筋径，変位等をパラメータとした破断までの繰り返し載荷回数の算定式（式(1)）及びマイナー則による累積損傷度（式(2)）から，耐震補強鉄筋量を算定する方法について検討を行った。

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

ここで，N : 繰り返し回数，k_w : 交番載荷試験での座屈長 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 : 断面の有効高である。

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \cdots\cdots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \qquad (2)$$

ここで，D : 損傷度，n_i : 荷重ステップ i の荷重繰返し数（=3），Ni : 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である。

図－２（b）及び（c）には，各補強試験体に対する計算結果の鉄筋破断時変位を破線で示している。なお，式(1)における鉄筋の座屈長は，正負交番載荷試験の結果から l'= 100 mm とした。また，式(2)において D>1 となる載荷ステップ i は，載荷試験における座屈後の低サイクル疲労による鉄筋破断時における載荷ステップとした。図より，計算結果の鉄筋破断時変位と載荷試験における耐力低下域はよく対応していることが分かる。このことから，上記の算定式を用いることで，鉄筋の低サイクル疲労破断を考慮した耐震補強鉄筋量の算定が可能になるものと推察される。

しかしながら，本算定法においては，算定した鉄筋量に対する座屈長の把握が必要である。本研究では，載荷試験結果から得られた座屈長を用いたが，実務上の設計計算においては，AFRP 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となる。

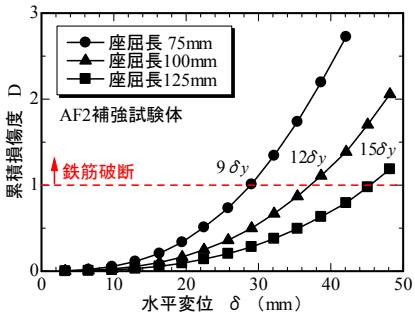
図－５には,式(1)における鉄筋の座屈長 l' を載荷試験結果の l'= 100 mm から ± 25 mm ずつ変化させた場合の水平変位 δ と損傷度 D の関係を示している。鉄筋の座屈長を 100 mm とする場合には鉄筋の破断時水平変位が約 39 mm であるのに対して，座屈長を 75 mm，125 mm とする場合にはそれぞれ 29mm, 48mm となる。これより，座屈長の増加に対応して破断時の水平変位も大きくなることが明らかになった。また，座屈長が破断時の変位に与える影響が大きいことより，設計計算時には，座屈長を精度よく算定することが必要であるものと判断される。

4. 耐震補強鉄筋の座屈解析

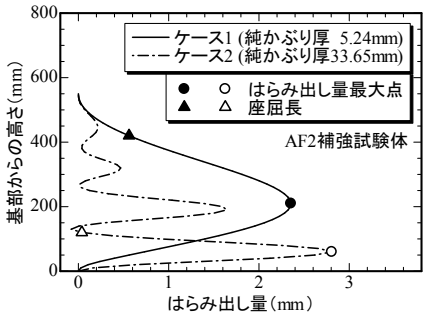
4.1 解析方法

上述のように，提案の補強法において適切な耐震補強鉄筋量を算定するためには，AFRP 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算定評価することが必要である。ここでは，AF2 補強試験体の耐震補強鉄筋を対象に座屈長算定に関する検討を行い，試験結果と比較することによって，考察を行うこととする。

座屈長解析は，土木研究所資料で提案されている手法[6]（以下，土研資料）に即し，軸方向鉄筋がコアコンクリート及びかぶりコンクリートのバネで左右から拘束される 2 次元骨組にモデル化して行うこととした。土研資料



図－５　鉄筋破断時変位に与える座屈長の影響



図－６　耐震補強鉄筋の座屈モード

の場合には，かぶりコンクリートの拘束バネを帯鉄筋位置に配置している。しかしながら，提案の補強法の耐震補強鉄筋の場合には，帯鉄筋は耐震補強鉄筋を拘束する側に配置されていないため，コアコンクリートバネと同じ位置に設定することとした。

かぶりコンクリートのバネは，宮田らの研究[7]を参考にコンクリートと AFRP シートからなる合成梁としてモデル化して算定した。なお，提案の補強法の場合には，耐震補強鉄筋が柱のかぶり部に設けた箱抜き部に配置されているため純かぶりが非常に小さく，かぶりコンクリートの拘束バネ定数も小さくなることが想定される。そのため，拘束バネ定数を設定する際のかぶりコンクリート厚を，耐震補強鉄筋の純かぶり厚（ケース 1：5.24 mm）の他に，既設軸方向鉄筋のかぶりコンクリート厚（ケース 2：33.65 mm）についても検討を行うこととした。

コアコンクリートのバネは，軸方向鉄筋の柱断面内側への変形を拘束する剛なバネとしており，上述の各ケースで同じ値を設定した。なお，座屈長は土研資料及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。

4.2 解析結果

図－６には，座屈解析における鉛直荷重最大時の耐震補強鉄筋の座屈モードを示している。図より，かぶりコンクリート厚を耐震補強鉄筋の純かぶり厚としたケース 1 の場合には，座屈長が 420 mm と評価され，載荷試験結果とは大きくかけ離れていることが分かる。

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 の場合には，座屈長は 120 mm として評価され，載荷試験結果と概ね一致している。

以上より，提案の補強法においては，ケース 2 で想定した程度の鉄筋はらみ出しに対する拘束力が耐震補強鉄筋に作用していることが推察される。

5. まとめ

本研究の範囲で得られた知見を示すと，以下の通りである。

1) 提案の補強法によって耐力の向上は図ることができるが，耐震補強鉄筋の低サイクル疲労破断によって急激な耐力低下が生じる。
2) 提案の補強法の場合には，目標とする曲げ耐力から耐震補強鉄筋量を算定することに加え，じん性確保の観点から鉄筋の低サイクル疲労破断を考慮した鉄筋量を算定する必要がある。
3) 低サイクル座屈疲労による鉄筋破断を考慮した耐震補強鉄筋量の算定は可能であるものと判断されるが，そのためには鉄筋の座屈長を精度よく算定評価する必要がある。
4) 試算した座屈解析結果から，提案の補強法に基づいて埋込み配置した耐震補強鉄筋には，コンクリートの純かぶり厚以上の座屈拘束力が作用しているものと推察される。

今後，座屈拘束力の評価等について，さらに検討を重ねて行く予定である。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説，1972.4
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3
3) アラミド補強研究会，アラミド繊維シートのよる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領（案），1998.1
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編，2002.3
5) 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
6) 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
7) 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