

論文 セン断補強筋の定着不良がRCはりのせん断耐力に及ぼす影響

前川 宏一^{*1}・中村 光^{*2}・佐藤 靖彦^{*3}・Kukrit Toongoenthong^{*4}

要旨：せん断補強鉄筋の定着不良がRCはりのせん断抵抗機構に及ぼす影響を検討する目的で、せん断補強鉄筋の定着フック及び端部近傍の付着を除去したはりを製作し、せん断耐力の低下と破壊モードを実験的に検証した。せん断補強鉄筋によるせん断負担分がコンクリートの負担分と同程度に高く、トラス機構が顕著となるせん断スパン比に対しては、定着不良がトラス機構の保持を困難なものにする場合があることを確認した。さらに、せん断補強鉄筋の有効性は、鉄筋端部の付着劣化域を簡便に考慮した非線形ひび割れ解析で凡そ評価が可能であることを示した。

キーワード：定着不良，せん断耐力，アルカリ骨材反応，残存性能，非線形解析

1. はじめに

実構造物の残存性能評価に際し、経年劣化や不測の作用により損傷が導入され、基準類で規定される構造細目が満たされなくなる場合がある。鉄筋の定着規定に代表される構造細目の遵守は、基準類で与えられている耐力評価式や構造解析法的前提条件である。損傷部材の性能評価を行うには、構造解析方法等の適用性の検証が必要である。これまで鋼材の腐食劣化や温度応力に伴う損傷などが部材の安全、疲労、使用性能に及ぼす影響が鋭意検討されてきた¹⁾。ここでは鋼材断面の消失、コンクリート鉄筋間の付着劣化、鉄筋に沿う腐食ひび割れ、断面を貫通するひび割れが主な構造損傷因子となる。

一方、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張によって鉄筋折曲げ部が破断する事例(図-1参照)が複数、報告されるに至り^{2, 3)}、損傷鋼材を内在する部材の安全性と補修補強法の確立が火急の課題となってきた³⁾。鋼材折曲げ部の破断はせん断補強鉄筋の効果を減じると予見されるが、この損傷形態に関する過去の研究実績は乏しい。現時点では鋼材破断を有する損傷部材

がディープビームに近く、定着が不良でもせん断耐荷機構はアーチ機構に近似され得ること、鋼材負担分(V_s)はコンクリート負担分(V_c)よりも小さい実諸元を鑑み、安全をみて破断位置から $20D$ (D :鉄筋径)区間の鋼材を無視して V_s の評価を行っている³⁾。これはせん断補強鉄筋の折曲げ部を省いた塩屋らの実験⁴⁾からも検証された。しかし、 a/d が大きく V_s の比重の高い諸元では、定着不良は単に V_s の低下に留まらず、トラス機構の維持を困難にすることも想定される。



図-1 折曲げ部の破断状況³⁾

*1 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻教授 工博 (正会員)

*2 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻助教授 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻助手 工博 (正会員)

*4 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻博士課程 工修 (正会員)

本研究はトラス機構が顕著となる部材諸元に焦点を絞り、せん断補強鉄筋の定着不良の効果について実証し、損傷部材の耐力評価法の一般化を目的とするものである。なお、アルカリ骨材反応による主鉄筋圧接部の破断については、本研究の対象外とした。

2. 定着不良域を有する RC はりのせん断耐力

2.1 定着不良のアナロジー

せん断補強鉄筋の折曲げ部の破断を模擬するため、鉄筋端部にフックや定着板等を加工せず、せん断補強鉄筋を引張主鉄筋の重心位置まで配置したせん断スパンを対象とした。さらにそのせん断補強筋の端部から 10D の区間にビニールテープを巻き付けて付着性能を低減させたせん断スパンの、計二者を検討対象とした(図-2 参照)。これら左右で異なる模擬定着不良箇所を有する RC はりを作製し、耐力の弱いせん断スパン側で先ず破壊させて耐力と破壊モードを得た。その後、先行破壊したスパンを耐震補強で実績のある SRF 補強材で補強し⁶⁾、相対する側のせん断スパンを最後に破壊至らしめた。使用した SRF 補強材は靱性向上を目的とする耐震補強に実績があり⁶⁾、一層 4mm 厚に対して平均弾性係数が 6300 MPa、破断強度が 580 MPa、破断ひずみが 17% である。最も厳しい状況を考慮し、定着不良は、すべての補強筋を対象とした。

構造細目通りにせん断補強鉄筋の端部を折り曲げた基準試験体も、比較検討のために同時に作製した。定着不良域は実構造物を考慮して引張主鉄筋側に設定した。曲げ圧縮を受ける側の定着不良がせん断耐力に及ぼす影響は、相対的には小さいものと考えられる。

基準試験体の諸元を表-1 に示す。せん断補強筋の定着不良の影響が明確に現れる場合を想定し、トラス理論で算定される V_s がコンクリートのせん断負担分 V_c と同程度 (実際には 2/3 程度) となる諸元とした。 V_s が V_c を過度に上回る程にせん断補強鋼材を配置すると、補強効果はトラス理論で期待される V_s を下回る⁵⁾。高剛性の

補強鋼材に対して、コンクリートがトラス機構を維持できなくなるためである。これから類推すると、端部の定着不良の影響は、過大なせん断補強のもとで、より顕著に現れると予想される。

但し、アルカリ骨材反応に伴う膨張は、鋼材量の増加に対して加速的に低減する⁷⁾。せん断補強の過大な設計では、折曲げ部の鉄筋破断のリスクが同時に低下すること、鉄筋破断が高鉄筋比部材で報告されていないこと等から判断し、 V_s が V_c を上回る諸元は本研究の対象外とした。

せん断破壊先行とするため、主鉄筋には高強度異形鉄筋を使用し、曲げモードの耐力をせん断耐力の 1.3 倍とした。せん断耐力の算定には、土木学会標準示方書構造性能照査編⁸⁾を用いた(表-1 参照)。

支点外側の引張主鉄筋定着領域のせん断補強鉄筋もフックを省略した。塩屋らの実験⁴⁾でも同様である。また、本実験では主鉄筋端部を折曲げていない。これはアルカリ骨材反応の被害を受けた実部材の主鉄筋折曲げ部も破断していることを考慮したものである。したがって、主鉄筋の定着不良も含まれた実験となっている。支点外側の構造詳細のみを抽出した検討については後述する。

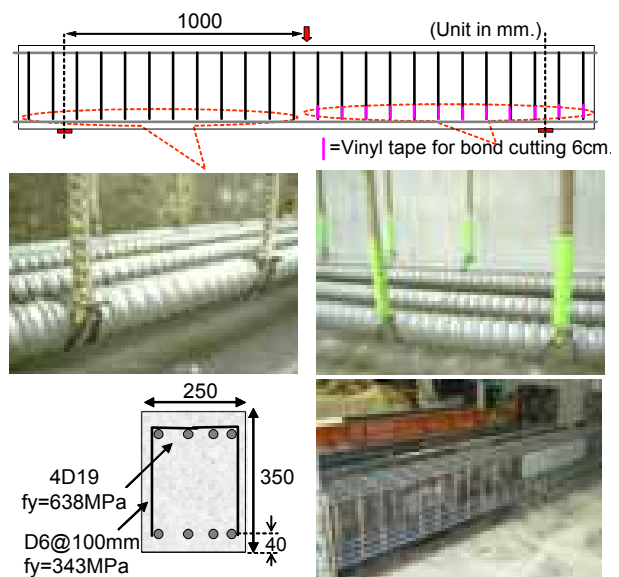


図-2 せん断補強鉄筋の定着端部
(フック無し及び付着除去)

表-1 はり試験体諸元と基準となる耐力

Properties	Values
Shear span to depth ratio (a/d)	3.2
Shear capacity of concrete (Vc)	90.7 kN
Shear capacity by stirrup (Vs)	60.2 kN
Yield moment capacity (My)	203 kN-m
Bending failure load (Py)	406 kN
Shear failure load – yield- (Pv)	302 kN

コンクリートのシリンダー圧縮強度は載荷試験時に 35.0MPa であり、生コンを使用した。せん断補強鉄筋の降伏強度は 345MPa であるが、最大耐力時に鋼材は降伏に至らなかった。

2.2 せん断耐力と破壊モード

図-3 に荷重-変位関係の実験値を示す。載荷は最大耐力以後も含めて、一点載荷の変位速度一定(0.02mm/sec)で制御した。基準試験体ならびに定着不良を含む試験体共に、せん断破壊モードを呈した(図-4 参照)。

構造細目に従った基準試験体では、斜めせん断ひび割れ発生荷重とせん断補強鉄筋の降伏荷重は、コンクリート標準示方書式による算定値とほぼ一致した。さらに鋼材のひずみ硬化とせん断荷重増加を経て、約 380kN で最大せん断耐力に至った。せん断ひび割れ発生荷重と最大耐力は、二次元非線形ひび割れ解析の結果とも、ほぼ適合している(後出)。

これに対して、フックを設けず更に端部にビニールテープを塗布して付着を落としたせん断スパンが最初に破壊した。せん断耐力は約 240 kNである。破壊後にSRF材⁶⁾を破壊せん断スパンに巻き付けて補強した。二層のベルト状SRFで損傷したせん断スパン全域を囲み、SRF接着剤で固定した(図-5 参照)。鋼材腐食による損傷に対しても同様の補強効果を確認したが、詳細は別紙に譲る。

接着剤硬化後に再度、せん断載荷したときの増分荷重-増分変位関係を図-3に示す。せん断

損傷した後に補強した RC はりの初期剛性は無損傷のはりの剛性と一致しており、SRF 補強材による補強で剛性も回復したことがわかる。せん断破壊は後補強を施していない側のせん断スパンで発生し、その耐力は僅かに先行せん断破壊耐力を上回る程度であった。

いずれのせん断スパンにおいても、せん断耐力は基準試験体を大きく下回った。コンクリートの負担分 Vc が基準及び定着不良のはりに共通であると仮定すると、無損傷のせん断補強鉄筋による補強効果(但し、せん断補強鋼材の降伏を限界状態とした場合)は Vs=60kN となるのに対して(表-1)、定着端部にフックを設けないはりでは(240-180)/2=30kN 程度である。

定着不良の影響は、全降伏を前提とするトラス理論による Vs の算定値に対して、有効係数(=実質の Vs / トラス理論による Vs)が 0.5 近くまで低下したこととなる。第 1 章で記述した通り、鉄筋長 30cm のうち端部から 10D (=6cm) 区間の鋼材を無視して Vs を算定すると、有効係数は (30-6cm)/30cm = 0.8 (概算) であることを鑑みれば、それ以上に低下していることを意味する。一方、塩屋らの実験⁴⁾では、このような大きな有効係数の減少はみられず、10D 区間の鉄筋を割り引く方法でほぼ、有効係数が評価されている。

この違いに関連して、図-4 に示すひび割れ伸展状況を検討する。基準試験体ではせん断補強鉄筋の存在により、斜めひび割れがウェブ全域に導入されることが分かる。最外縁の斜めひ

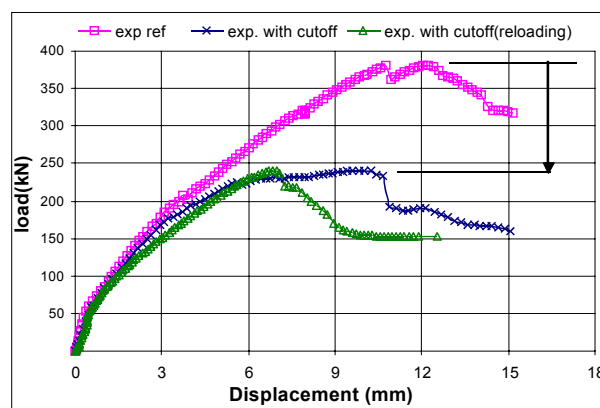


図-3 実験供試体の荷重-変位関係

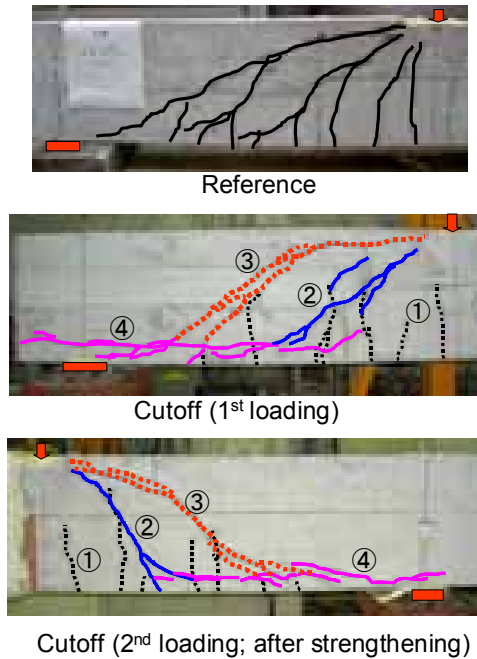


図-4 ひび割れの進行とせん断破壊形態



図-5 SRF補強材による損傷せん断スパンのせん断補強（補強後の再載荷が終了）

び割れは、外側に凸な形状を呈している。

一方、端部にフックを設けていない場合には、斜めひび割れの分散性が低下している。載荷点近傍に連なるせん断ひび割れが、部材軸に対して約45度の角度で発生した後、その外側にせん断ひび割れが新たに導入されるものの、その位置はスパン中央側に寄った部位に発生し、ほぼ同時に主鉄筋に沿ったひび割れも伸展して、破壊に至っている。

せん断補強鉄筋の定着不良は、明らかにせん断抵抗機構に関わる力の流れを変えている。せん断補強鉄筋が全降伏に至る前に、主鉄筋に沿ったひび割れが入り、トラス機構を維持できない状況に至ったものと考えられる。

他方、塩屋らの実験では、せん断補強筋に定着フックやTヘッドを設けない場合でも、斜めひび割れの発生状況に顕著な差は認められず

(図-8後述)、主鉄筋に沿ったひび割れも見られない⁴⁾。トラス機構の保持条件が満たされれば、せん断ひび割れの交差に対しても鉄筋応力が有効に働かない領域を割引くことで、実質の V_s を評価できると考えられる。定着不良がトラス機構の維持に及ぼす影響度は、トラス機構の強い部材程、顕著となるものと想定される。この点については第3章で数値解析を用いて、せん断抵抗機構に関する検討を進める。

フックを設けず、さらに付着を劣化させた場合でも、耐力に差はほとんど生じていないことから、フックの影響が支配的であることが分かる。但し、端部付着の存在はせん断ひび割れ後の変形能に有意な差を与えている(図-3参照)。主鉄筋に沿ったひび割れのせん断ずれに対して、端部付着を有するせん断スパンは、主鉄筋平行方向のひび割れが支点を越えた定着域への伸展を幾分、拘束している。本実験では主鉄筋は一段配置としたため、主鉄筋に沿うひび割れに対して、実質の定着余長は期待できない。しかし、多段配筋では主鉄筋領域の寸法が拡大し、せん断鉄筋定着域が期待される。破断折曲げ部が最外縁の主鉄筋位置にあるため、実構造では有効定着長は本実験を少なくとも下回らないものと考えられる。

3. 数値解析評価

鉄筋端部の定着が不良の場合、端部付近に導入されるコンクリートのひび割れに対して鉄筋の拘束効果が発揮できなくなると同時に、定着不良で鋼材が降伏強度まで至らない状況が起こる。このことは、定着が不十分なRC板の面内せん断試験（特に斜め鉄筋配置）などでも散見される。この場合、定着長の短い鉄筋を鉄筋比に算入しないで実質鉄筋比を評価することで、挙動評価は可能となる⁹⁾。

本章ではフックを有しないせん断補強鉄筋の端部から鋼材径の10倍の区間に配置される要素内鉄筋比を零としたひび割れ解析を試みる。この領域にひび割れが発生しても、数値解析上、

鋼材の応力は発生せず、ひび割れの伸展を許容するものである。

図-6に荷重-変位関係の数値解析結果を、図-7に節点変位を拡大した変形図と数値ひび割れ図を示す。ひび割れ方向にひび割れ線を描画し、ひび割れ直交方向のひずみに比例させて線の太さを変えている。載荷点で強制変位を与え、軟化領域までを解析した。ひび割れを含む領域の空間平均化構成則¹⁰⁾の適用範囲を考慮して、いずれかの要素の要素内平均ひずみの絶対値が10%を超えた段階で解析を停めている。基準試験体の耐力と剛性は従来の検証通り、適合性を有していることが分かる。斜めせん断ひび割れの分布も、ほぼ実験結果と符合している。

定着フックを省略したはりの解析結果を実験結果とともに図-6に示す。解析による耐力の低下と荷重変位関係並びに変形能も、実験結果と近似している。ひび割れパターンも実験同様に分散性が低下し、鉄筋に沿った方向にひび割れが導入されることを示している。さらに支点外側の主鉄筋定着域まで、ひび割れが進展して主鉄筋の定着機構の劣化まで励起されている様子が伺える。トラス機構の成立要件が損なわれつつある状況に対応している。

塩屋らの実験⁴⁾について、鉄筋個々をモデル化した解析¹¹⁾を行った。実験および解析による耐力(180°フック加工と端部加工の無い場合)と荷重変位関係を図-8に示す。解析・実験双方とも定着端処理の省略に因るせん断耐力の低下は小さく、せん断ひび割れパターンに差は認められない。この場合、トラス機構は安定して保持されているものと考えられる。図-7の実験と比較して、せん断補強鉄筋の寄与分はコンクリートの寄与分に対して1/3程度と小さい点が異なる。

フックの省略に伴うせん断補強鉄筋の有効係数は、試験体諸元に応じて異なるものの、二次元非線形ひび割れ解析で付着劣化領域を鋼材径に対して考慮することで、両者をほぼ適正に評価できることが示された。

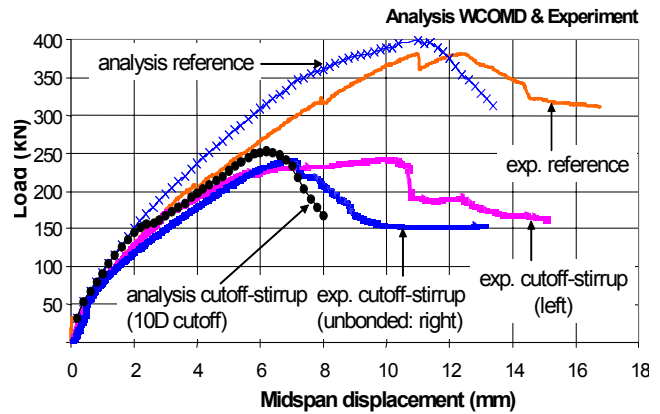


図-6 定着不良域を有するはりの荷重-変位関係の解析値

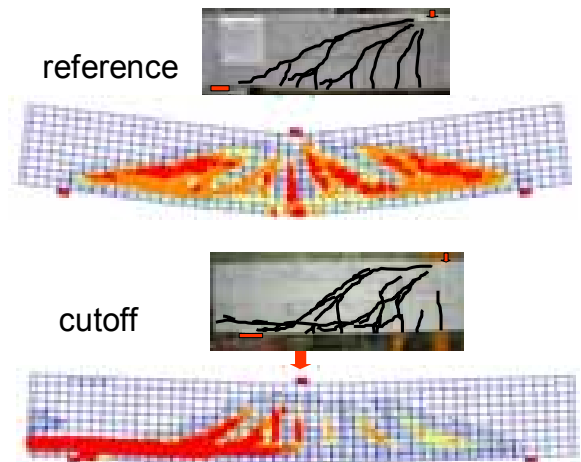


図-7 定着不良域を有するはりのひび割れ及び破壊状況の解析値(変位拡大率50倍)

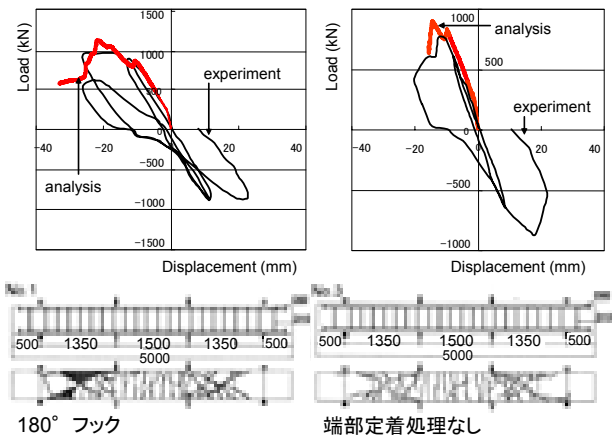


図-8 塩屋らのせん断実験⁴⁾の数値解析

トラス機構の形成が弱まり、載荷点と支点を結ぶ区間でアーチ機構が形成されれば、次は主鉄筋の定着性能が部材性能に影響を与えることとなる。図-9は支点外側の部分のせん断補強鉄筋比を3%とし、十分に端部が定着されている

状況を解析したものである。鉄筋に沿った付着ひび割れは依然不可避であるが、支点部で伸展を抑える効果が見られ、せん断破壊をある程度、遅らせることが解析で示唆されている。なお、支点定着の詳細と構造性能の関係については、別途、実験報告を行いたい。

4. まとめ

- 1) 鉄筋端部に定着フックを設けない場合、せん断補強鉄筋が負担するせん断力はトラス理論による算定値を下回るが、低下の度合いは部材諸元に依存する。
- 2) 定着不良部から鋼材径の 10 倍程度を鋼材無効区間として要素鉄筋比を等価に規定すれば、2次元ひび割れ解析でせん断耐力を概略、評価することが可能である。
- 3) せん断鉄筋の定着不良はトラス機構を減じる。アーチ機構への移行が促進され、主鉄筋に沿うひび割れが発生する場合、主鉄筋の定着部補強が耐力に影響を及ぼすようになる。

なお、せん断損傷はりの補強で構造品質保証研究所・五十嵐博士より SRF 補強材の提供と補強施工のご指導を頂いた。ここに深謝致します。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会, コンクリート構造物の構造・耐久設計境界問題研究委員会報告書, 1998
- 2) 鳥居和之, 池富 修, 久保善司, 川村満紀: ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.595-600, 2001
- 3) 宮川豊章: アルカリ骨材反応による鉄筋破断が生じた構造物の安全性評価 (コンクリート委員会/アルカリ骨材反応対策小委員会中間報告), 土木学会誌, Vol.88, pp.83-84, 2003.9
- 4) 塩屋俊幸, 樋口義弘, 塩川英世, 高岸正章: T ヘッドバーをせん断補強筋として用いた

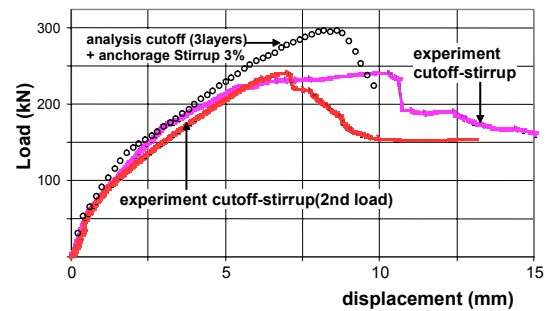


図-9 主鉄筋定着部を選択的に補強強化した場合の破壊モードと耐力

曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.799-804, 2001

- 5) 吉井幸雄, 田邊 成, 松島 学, 三島徹也: 送電用鉄塔基礎のいかり材方式による脚材定着手法に関する研究, 土木学会論文集, No.606/V-41, pp.111-128, 1998
- 6) 五十嵐俊一: 部材表面を包絡する伸展性補強材の補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1273-1278, 2002.6
- 7) 西林新蔵, 矢村潔, 定清毅: アルカリ骨材反応に及ぼす鉄筋拘束の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.2, pp.795-800, 1988.7
- 8) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書構造性能照査編, 2002
- 9) 三島徹也, Bujadham, B., 前川宏一: 正負交番載荷に適用可能な RC 離散ひびわれモデルの開発とその適用範囲, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.181-190, 1992
- 10) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 11) Tanabe, T. and Ishtiaq, A. S.: Development of lattice equivalent continuum model for analysis of cyclic behavior of reinforced concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, pp.297-314, ASCE, 2001