Special edition paper

地中RC構造物の耐震補強を目的とした 棒状せん断補強鉄筋による せん断破壊挙動に関する基礎研究



地中RC構造物の耐震補強は、構造物周辺に地盤があるため、後施工でせん断補強筋を内空側から施工する工法の開発が 行われている。地中RC構造物の後施工せん断補強筋による耐震補強を低コストで実施可能とする方法として、太径鉄筋を用い ることが考えられる。太径鉄筋をせん断補強筋として用いる場合、定着長、せん断補強効果に関して十分検討する必要がある。 本研究では、太径鉄筋を壁部材に用いることを想定し、実断面高さの梁試験体でのせん断破壊実験、3次元非線形FEM解析 から破壊挙動に着目した検討を行った。その結果、太径鉄筋を用いた場合、鉄筋先端部の付着切れから破壊が進行することが 分かった。

●キーワード: 地中 RC 構造物、耐震補強、せん断補強

はじめに

阪神淡路大震災以降、コンクリート構造物の耐震補強が積 極的に進められている。最近では、地中RC構造物での耐震 補強工事の実施例も報告¹¹されている。地中RC構造物の耐 震補強工事は、構造物の周辺に地盤が存在するので、内空 側から施工する方法が合理的であると考えられ、いくつかの 研究例²⁻⁶⁰がある。

地中RC構造物での耐震補強では、主として部材のせん断 補強を目的としている。内空側からの施工では、補強対象部 材に削孔を行い、せん断補強筋を挿入後、グラウト材等の充 填により補強鋼材と補強対象部材との一体化を図る。このよう な後施工でせん断補強筋を配置する場合、せん断補強鉄筋 の形状は棒状となる。棒状せん断補強鉄筋を用いた既往の 研究では、定着長を短くするための鉄筋先端に定着部を設け た場合²⁾⁻⁴、定着部を設けていない場合^{5) 6)} におけるせん断 性能に着目した検討が実施されている。

既往の研究²⁾⁻⁶⁾での試験体は、断面高さ(h)で340~ 1000mm、有効高さ(d)で300~905mm、用いたせん断補強鉄 筋径(φ)でD10(SD295)~D22(SD345)にとなっており、参考 文献3)ではPC鋼棒φ13(SBPR1080/1230)、φ17 (SBPR1080/1230)が用いられている。既往の研究におけるせ ん断補強鉄筋は、補強筋先端の定着部の有無を無視し、有効 高さ(d)の1/2と補強筋径(φ)の比を求めると9.4~26.6となって おり、定着長的な見方をすれば比較的長めの条件での実験が 多い。

地中RC構造物の耐震補強工事において、低コスト化を図る ためには、きるだけ太径鉄筋を用いて、配置本数を減らすことが 有効であると考えられる。

本研究では、地中RC構造物のせん断補強を後施工で行

う場合、太径鉄筋の適用を視野に実験的な検討を行った。用 いた試験体は、試験体高さ(h)700mm、有効高さ(d) 600mm程度、実カルバートと同程度の断面高さを有するRC 梁で、せん断補強筋にD25(SD345)とD38(SD390)を用い た。なお、有効高さ(d)の1/2と補強筋径(\phi)との比は8.4と 12.0である。両試験体のせん断補強量がほぼ等しいのに、実 験結果は棒状せん断補強筋径によって破壊モードに違いが 生じた。すなわち、D25(SD345)を用いた試験体は曲げ破壊、 D38(SD390)を用いた試験体でせん断圧縮破壊となった。こ のような結果を踏まえ、本研究では、地中RC構造物の耐震補 強を意識し、D38(SD390)の棒状の太径鉄筋をせん断補強 筋に用いた場合の破壊メカニズムに着目し、3次元非線形 FEM解析等から検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表1に、試験体諸元を示す。図1に、試験体形状を示す。 実験に用いた試験体は3体で、断面寸法を420mm×700mm とした。特に、断面高さは700mm、有効高さを600mm程度 とし、通常用いられるカルバートの部材高さと同等に設定した。 せん断スパンは1900mmで、せん断スパン比(la/d)は3.0程 度とした。3体の試験体とも、載荷点から可動支点側を破壊 側とし、表1に示す試験体諸元とし、載荷点から固定支点側 は補強側としD16(SD345)のせん断補強鉄筋を100mm間隔 で配置し、せん断破壊が生じないようにした。これは、せん 断破壊領域を明確にするために設定した。

Case-1は、基本とした試験体でせん断補強を実施してい ない。Case-2は、D25の棒状せん断補強筋を300mm間隔で 2列配置した試験体である。配置間隔の300mmは、概ね有

試験体名称	断面幅 B(mm)	断面高さ D(mm)	有効高さ d(mm)	スパン L(mm)	せん断スパン la(mm)	せん断スハ [°] ン比 la/d	主筋径	主筋鋼材 規格	せん断補強筋	せん断補強 筋規格	せん断補強 筋形状	せん断補強 筋間隔 (mm)	コンクリート強度 f'ck(N/mm ²)
Case-1	420	700	603	4300	1900	3.15	D32	SBPD930 /1080	なし	_	_	_	22.3
Case-2	420	700	603	4300	1900	3.15	D32	SBPD930 /1080	D25半割2本 接着×2列	SD345	棒状	300	20.8
Case-3	420	700	635	4300	1900	2.99	D32	SBPD930	D38×1列	SD390	棒状	300	25.7
								/ 1080	D6-148	SD345	問合	600	

表1 試験体諸元

効高さ(d)の1/2であることを意識して 決定した。これは、RCの設計基準等で、 せん断補強鉄筋の最大の配置間隔で ある。

Case-2に用いた棒状せん断補強鉄筋 D25は、鉄筋長手方向に半分に割り、 鉄筋内部にひずみゲージが貼り付けるこ とができる程度の溝を削り、同じロットの 別のD25鉄筋を同様に半分に割ったもの を接着材で張り合わせ1本の棒状せん断 補強筋を製作した。図2に、case-2試験 体に用いた棒状せん断補強鉄筋D25の 製作図を示す。図中の(a)は半割加工 寸法、(b)は半割した鉄筋を合わせて1 本の鉄筋とした断面、(c)が全長を示し ている。図3に、鉄筋の加工状況を示す。

棒状せん断補強鉄筋D25に上記のようなひずみゲージの取り付け方をした理 由は、鉄筋の有する付着性状を乱さな いように配慮したためである。製作上の

管理としては、加工前のD25鉄筋の重量を測定し、公称断面 積と鉄筋長さによる体積から、鉄筋それぞれの単位体積重量 を把握した。加工後、それぞれの鉄筋の重量を測定し、加 工前の単位体積重量から加工後の鉄筋の平均的な断面積を 把握した。製作した棒状せん断補強鉄筋は、断面積で 547.3mm²、降伏強度で205.4kN(降伏ひずみ2016µ)、引張 強度で282.2kNであった。これは、断面積で母材の1.08倍、 降伏強度で1.10倍、引張強度で1.04倍であった。

Case-3は、棒状せん断補強筋にD38 (SD390)を1列 300mm間隔で配置し、D6 (SD345)の閉合せん断補強鉄筋 を600mm間隔に配置した試験体である。D6鉄筋は、配力鉄 筋を意図しているが、できるだけ影響が小さいように断面積が 小さい鉄筋を用いた。棒状せん断補強筋D38は、断面幅方 向の中央位置に配置し、鉄筋の長さは主筋上側と圧縮側軸 方向筋D6との間の長さ560mmとした。D38鉄筋の機械的性 質は、降伏応力度で405.7N/mm²(降伏ひずみ2372µ)、引 張応力度で612.5N/mm²であった。ひずみゲージは、鉄筋表 面の節を研磨してから取付けた。試験体に用いたコンクリート





の強度は、20.8~25.7N/mm²の範囲であった。なお、棒状せん断補強筋は、あらかじめ試験体内に配置してコンクリート打設を行った。



2.2 実験方法

図4に、実験状況を示す。実験は4点曲げ試験として実施 した。載荷は、曲げひび割れが目視で確認できた段階で、載 荷荷重をゼロ付近まで除荷した。その後、荷重を50kN程度 の増加量で破壊まで載荷した。曲げひび割れ発生後、一旦 除荷した理由は、載荷板や支点プレートの馴染みを考慮する ためである。

2.3 棒状せん断補強鉄筋のひずみ計測概要

棒状せん断補強筋のひずみ計測は、長さ方向に4等分し、 中央、中央から上下に1/4L点の位置にひずみゲージを貼り付 けた。

3. 実験結果の概要

3.1 破壊挙動

(1) Case-1試験体 (基本試験体)

Case-1では、載荷荷重が231kN時に等曲げ区間下縁に曲 げひび割れが発生した。その後、荷重の増加とともに曲げひ び割れ本数が増加した。載荷荷重が350kN程度で、載荷 位置から支点方向に約700mm付近(有効高さdの約1.2倍 程度の位置)のひび割れが斜めひび割れに移行した。載荷 荷重が450kN時では、載荷位置から支点側に約950mm付近 (有効高さdの約1.58倍の位置)から伸びた斜めひび割れが 上縁から200mm程度の高さまで進展した。載荷荷重が 480kN付近で斜めひび割れが載荷点近傍に達し、最大荷重 485kNを記録した途端に、斜めひび割れが載荷点近傍を抜 け、荷重が急激に低下した。図5に、Case-1の破壊状況を 示す。載荷点近傍には、コンクリートの圧壊が認められなかっ たことから、破壊モードは斜め引張破壊と判定した。

(2) Case-2試験体 (D25鉄筋を2列300mm間隔)

Case-2試験体では、載荷荷重200kNで等曲げ区間に曲げ ひび割れが発生した。載荷荷重が500kN時に載荷点から支 点側に約600mm付近(有効高さdの約1.0倍の位置)から発 生したひび割れが斜めひび割れに進展した。

載荷荷重が600kN時では、載荷点から支点側に約 600mm、約800mm、約1100mm、約1300mm付近のひび割 れが斜めひび割れに進展した。載荷荷重が750kN時では、 載荷点から支点側に約1000mm位置から発生した斜めひび割 れ先端が上縁まで約80mm程度までに達した。さらに、載荷 荷重を増加すると800kNを超えてから軸方向鉄筋上面位置付 近に試験体軸方向にひび割れが発生した。載荷を続けると、 軸方向鉄筋に沿ったひび割れが載荷点位置から等曲げ区間 の上縁に向かう方向に進展し、その後、等曲げ区間の上縁コ ンクリートが圧壊した。このときの荷重は892kNであった。

上縁付近まで進展した斜めひび割れは、軸方向鉄筋に沿っ たひび割れの発生によって、斜めひび割れの進展はほぼ止ま り、ひび割れ先端付近では閉じているように見えた。Case-2の 破壊状態のひび割れの発生状況は、棒状せん断補強鉄筋を 迂回し、等曲げ区間に侵入し、上縁コンクリートが圧壊したこ とから、破壊モードは曲げ破壊であった。図6に、Case-2の破 壊状況を示す。

 (3) Case-3試験体(棒状のD38 (SD390)を1列300mm間隔、 閉合形状のD6 (SD345)を600mm間隔で配置)

Case-3では、曲げひび割れが載荷荷重140kNで発生した。 載荷荷重が300kN付近で、載荷点から支点側に約600mm 付近 (有効高さdの1.0倍) から発生した曲げひび割れが斜め ひび割れに進展した。載荷荷重が400kN時点では、載荷点 から支点側に向かって約450mm、約500mm、約750mm、 約1250mm位置の下縁から発生した曲げひび割れが斜めひ び割れに移行した。載荷荷重が500kN時点で、載荷点から 支点側に約1250mm付近位置から発生した斜めひび割れ先 端が上縁まで約50mm程度の位置まで進展した。さらに荷重 を増加させ、載荷荷重が600kN時点では、斜めひび割れ先 端が上縁位置まで約30mm程度まで達した。その後、載荷 点荷重が増加しても上縁に近い位置まで進展したひび割れの 進展はほぼ止まり、他の斜めひび割れの進展が確認された。 載荷荷重が800kNになると、載荷点から支点側に約750mm 付近の位置から発生した斜めひび割れが載荷点位置を目指 すように進展した。載荷を継続したところ、載荷点近傍の上 縁に圧壊が生じ、荷重が低下した。図7に、Case-3試験体の 破壊状況を示す。最終的には、載荷点から約750mm位置か ら発生したひび割れが載荷点近傍に発達し、上縁コンクリート



図4 実験状況



図5 Case-1の破壊状況



図6 Case-2の破壊状況

Special edition paper



図7 Case-3の破壊状況

の圧壊とともに耐荷性能を失ったことから、破壊モードとしては せん断圧縮破壊であった。

3.2 荷重変位関係

3体の実験結果として、図8 (a)~(c)に荷重変位曲線を示 す。なお、4章で詳述する解析結果の荷重変位曲線も合わ せて示す。荷重は、載荷点における全荷重、変位はスパン 中央の鉛直変位である。最大荷重を記録したスパン中央の 鉛直変位は、基本試験体であるCase-1は5mm程度、曲げ 破壊したcase-2で20mm、せん断圧縮破壊したCase-3で 30mmであった。

3.3 棒状せん断補強筋のひずみ発生状況

棒状せん断補強筋のひずみ発生状況について、図9に Case-2試験体、図10にCase-3試験体を示す。図9、図10は、 横軸に棒状せん断補強鉄筋ひずみ、縦軸に載荷点荷重で示 した。

棒状せん断補強鉄筋にD25 (SD345) を用いたCase-2試 験体では、スパン中央から900mm区間に配置された棒状せ ん断補強鉄筋のひずみは700~800 µ (補強筋①~③)程度 であった。スパン中央から1200mmに配置した棒状せん断補 強鉄筋 (補強筋④) は、最大荷重時で500µ程度であったが、 最大荷重の75%に荷重低下した時点で降伏ひずみに達した。 補強筋ひずみの最大値は4000µ程度に達した。



棒状せん断補強鉄筋にD38 (SD390)を用いたCase-3試 験体では、棒状せん断補強鉄筋のひずみの最大値は1200µ 程度、スパン中央から700mm(補強筋②:載荷点から 400mm)位置で、補強筋の中央位置に貼り付けたひずみ ゲージでの測定値であった。D38 (SD390)鉄筋の降伏ひず





図10 Case-3試験体棒状せん断補強筋のひずみ発生状況

みが2372μであるので、ほぼ降伏ひずみの1/2程度のひずみ が発生していた。

4. 3次元非線形FEM解析による破壊メカニズムの検討

各試験体のせん断破壊性状の検討を行うため、3次元非 線形FEMによる解析を実施した。

4.1 解析モデルの概要

本検討に用いた解析モデルを図11に示す。解析モデルは、 対称性を利用して1/2モデルを適用した。解析に適用した構 成則は、東京大学コンクリート研究室で開発された任意の載 荷経路依存性を考慮した材料構成モデルに基づくRC平面モ デル7)を3次元に拡張したものである。

(1) Case-2 試験体解析モデルの概要

Case-2試験体の解析では、棒状せん断補強筋の定着を

どのように考慮する かが重要となる。 鉄筋端部の定着が 十分でない場合、 定着不良の影響を 鉄筋無効区間とし て、鉄筋径の10倍 の区間を考慮する 方法が既往の研 究⁸⁾で提案されている。



本検討では、鉄筋無効区間(要素内鉄筋比を零)をパラメー タとして解析的に検討を行い、実験結果との整合性から鉄筋 無効区間を特定し、その結果から破壊メカニズムを検討するこ とにした。

(2) Case-3試験体解析モデルの概要

Case-3の解析モデルでは、棒状せん断補強筋D38を鉄筋

要素として配置した。D38鉄筋周辺にはコンクリートとの付着 性状を表現するためのボンド要素を配置した。ボンド要素の 付着強度は、参考文献® に示されている付着強度式の計算 値 (*τ*bok=2.0N/mm²) を与えた。ボンド要素を配置した鉄 筋の付着挙動の確認は、鉄筋配置をCase-3試験体と同じに し、鉄筋の定着長を変化させた解析から検討を行った。鉄 筋定着長は、鉄筋径(φ)の7.5倍、4.5倍、3.0倍である。解 析は、鉄筋要素上端から強制変位を与えて行った。参考文 献10)から降伏時の無次元すべり量程度(鉄筋降伏時での無 次元すべりで0.03、引抜き変位で1.0mm)の変位を与えた。 検討結果を図12に示す。本試験体に用いたD38(SD390) 鉄筋の降伏時の引張強度は465.2kNであるが、定着長を 7.5 oとした場合、鉄筋の降伏強度の概ね1/2程度の220kN 程度で鉄筋とコンクリートとのすべりが顕著になった。実験結 果から得られたD38鉄筋のひずみが降伏ひずみの1/2程度で あることを考えると鉄筋の付着特性としては概ね妥当と判断 し、解析に適用した。



4.2 解析結果

(1) 荷重・変位曲線の比較

解析結果の荷重·変位曲線を図8(a)~(c)に示した。 Case-2の解析結果は、棒状せん断補強鉄筋の鉄筋無効

Special edition paper

区間を1.5々とした場合が実験結果と比較的整合性が良かった。Case-3試験体の解析結果は、実験結果との整合性が比較的よい結果となった。

5. 破壊挙動の検討

Case-2試験体の解析結果で、最大荷重直前と最大荷重付近の主ひずみ分布を図13に示す。解析では、斜めひび割れが発生後、主筋に沿うようにひび割れが発生し、スパン中央上縁に破壊が移行し、曲げ破壊した。

(最大荷重直前)



図13 Case-2試験体破壞挙動解析結果

Case-3試験体の解析結果として、主ひずみ分布の推移を 図14(a)、(b)に示す。図14は、側面と鉄筋が配置されて いる中央断面での解析結果を示す。図14(a)の最大荷重直 前では、D38鉄筋の下端部(軸方向鉄筋近傍)の付着が切 れはじめた。図14(b)の最大荷重付近では、載荷点近傍の D38鉄筋上端部も鉄筋のすべりが発生し、上縁位置の主ひ ずみが大きくなり、コンクリートが圧壊した。なお、この時点では、 側面側では上縁コンクリートの圧壊は発生していない。さらに



変形を増加すると上縁コンクリートの圧壊領域が拡大し、急激 な荷重低下を示した。解析結果から、本研究で用いた Case-3試験体の破壊挙動は、太径鉄筋のせん断補強筋端 部からのすべりの発生が破壊の発端になったと考えられる。

6. まとめ

本研究のまとめ11)を以下に示す。

- (1) 2種類の棒状せん断補強鉄筋(D25、D38)を用いて、 同程度のせん断補強としたRC梁の破壊実験結果からは、 D25鉄筋の場合は曲げ破壊、D38鉄筋の場合はせん断圧縮 破壊となった。
- (2) D25鉄筋を用いた場合、鉄筋無効区間を鉄筋径の1.5倍 とすることで、概ね破壊挙動を再現できた。
- (3) 太径補強筋を用いた場合、せん断圧縮破壊は、最大荷 重付近で太径鉄筋上下端部の付着が切れはじめると圧 縮側で応力が集中し、圧壊の発生とともに、せん断ひび 割れが上縁を貫通することで破壊にいたる。

参考文献

- 1)加藤幸輝,青井晃樹:新千歳空港における土木施設の 耐震対策について,第9回空港技術報告会,2008.12
- 2) 岡本晋,三浦達夫,堀口賢一,府川徹,中条基,加納 宏一:後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による耐 震補強工法の開発,大成建設技術センター報,第40号, 2007
- 3)田中浩一,江尻譲嗣:地中構造体の面外せん断補強技 術「マルチプルナットバー」の開発,大林組技術研究 所報, No.74, 2010
- 4)金光嘉久,古市耕輔,山野辺慎一,曽我部直樹,石井 明俊,鴻上浩明,植田政明,佐貫武:セラミック定着 体を用いた地下構造物の耐震補強工法の開発と適用, 鹿島技術研究所年報,第59号, pp.29-36, 2011.9.30
- 5) 山村賢輔,清宮理:開削トンネル擁壁部のせん断力に 対する鉄筋差込による耐震補強方法,土木学会論文集, No.777/VI-65, pp.37-51, 2004.12
- 半井健一郎, Hai LE DUYEN, 前川宏一:離散配置補 強筋による既設RC部材のせん断補強効果, 土木学会論 文集E, Vol.63, No.1, pp.116-126, 2007.2
- 7) 岡村甫,前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と 構成則,技報堂出版,1991.5
- 前川宏一,中村光,佐藤靖彦,Toongoenthong.K:せん断補強筋の定着不良がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集,Vol.26,No2,pp.973-978,2004
- 9) 土木学会:2007年制定コンクリート標準示方書設計編, pp34, 2007.12
- 三島徹也, Buja BUJDHAM,前川宏一,岡村甫:鉄筋 コンクリート離散ひび割れを構成する材料モデルの開 発,土木学会論文集,No.442/V-16, pp.171-179, 1992.2
- 小林薫, 鷹野秀明, 佐々木尚美:棒状せん断補強鉄筋 を配置したRC部材のせん断破壊挙動に関する基礎検 討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1033-1038, 2013