

# 論文 外付け鉄骨ブレースにより耐震補強された RC 骨組のせん断伝達機構に関する解析的研究

梁 生鈿<sup>\*1</sup>・柏崎 隆志<sup>\*2</sup>・和泉 信之<sup>\*3</sup>・野口 博<sup>\*4</sup>

**要旨:** 鉄骨ブレースを外付けした 1 層 1 スパンの RC 骨組の水平加力実験試験体を対象とし、提案解析モデルの妥当性を検証するために、3 次元 FEM 解析を行った。さらに、既存建物の外付け補強では、既存骨組とブレースの偏心距離が異なる例が多い。偏心距離の違いが補強架構のせん断伝達機構に及ぼす影響を解明するために、偏心距離を変数とした仮想試験体の解析を行った。その結果、まず実験値との比較から、提案モデルの有用性を示した。次に偏心距離が大きい程、剛性と耐力の低下が大きく、上層梁の引張側から中央側へアンカーの負担する引張応力が増大し、引張域が梁端部から中央へ進展する傾向にあることを示した。

**キーワード:** 鉄骨ブレース, 外付け補強, RC 骨組, せん断伝達機構, 3 次元 FEM 解析

## 1. はじめに

近年、居ながら補強ができ、軽量且つ施工性に優れることから、既存 RC 造建物の外部に補強ブレースなどを設ける外付け耐震補強工法が普及している。この工法では、既存建物の構造の特徴により、補強ブレースを柱の内側梁の外側、柱と梁の両者の外側、及びバルコニーの先端部に設置するなどのタイプがある。補強タイプによって、偏心距離が異なってくる。偏心距離が大きい程、偏心モーメントによる引張・圧縮力の作用が強くなり、あと施工アンカーのせん断と引張・圧縮の組合せ応力下でのせん断伝達能力への影響が大きいと考えられる。これまで、諸補強タイプに関しては、各種の性能確認実験が行われてきたが、補強ディテールが異なるため、偏心距離の違いによる補強架構のせん断伝達機構への影響に関する研究が殆ど行われていない。

外付け耐震補強について、これまでは実験的研究が主として進められてきており、解析的研究は極めて少ないのが現状である。筆者らは、枠付き鉄骨ブレース耐震補強工法における間接接合部に関する研究<sup>1)</sup>では、内付け接合部と外付け接合部のせん断伝達を模擬できる解析モデルを構築・提案し、妥当性を確認した上で、せん断伝達機構の解析的評価を行った。その結果、外付け接合部では、相当のずれ変位に達していなければ、アンカーのせん断力を十分発揮できなく、内付け接合部より、せん断力-ずれ変位関係上の最大耐力までの剛性はかなり低下していることを指摘した。これらから、偏心接合が RC 骨組の補強効果に影響を及ぼすことが指定され、偏心距離の影響の評価が重要であることがわかる。

以上のような背景を踏まえ、本研究では、枠付き鉄骨

ブレースの外付け工法によって耐震補強された RC 骨組の水平加力実験試験体を対象とし、3 次元 FEM 解析を行い、実験結果との比較により解析手法の妥当性を検証した。さらに、対象実験試験体に基づき、既存柱からの偏心距離のみを変数とした仮想試験体を作成し、単調載荷の解析を行った。アンカーの軸方向抵抗、せん断抵抗などを検討することにより、偏心距離の違いが補強骨組のせん断伝達機構へ与える影響について考察を行った。

## 2. 解析対象試験体

宮内ら<sup>2)</sup>の実験試験体の内、図-1 に示すように鉄骨ブレースを外付けした 1 層 1 スパンの RC 骨組試験体 NT1 (既存柱からの偏心距離は 45mm, 以下 ED<sub>45</sub>) を解析対象とした。鉄骨ブレースには極低降伏点鋼 (降伏点強度の規格値 80~120 N/mm<sup>2</sup>, 以下 LY100) を用いた。柱・梁の配筋と鉄骨ブレースの取り付け状況を図-2 に示す。加力装置を図-3 に、コンクリート、鉄筋の材料特性をそれぞれ表-1, 表-2 に示す。ただし、コアコンクリートに対しては、横補強筋の拘束効果による圧縮強

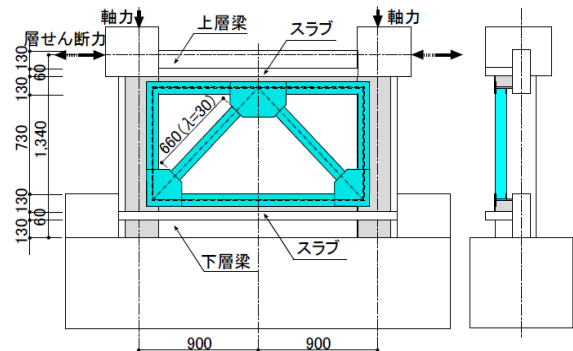


図-1 試験体の形状 (宮内ら<sup>2)</sup>による)

\*1 千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 建築学コース 工修 (正会員)

\*2 千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 建築学コース 助教 工修 (正会員)

\*3 千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 建築学コース 教授 博 (工) (正会員)

\*4 工学院大学 教育開発センター 主幹・特任教授 千葉大学 名誉教授 工博 (正会員)

度の上昇を考慮するため、横補強筋の降伏強度、断面積、配筋間隔と拘束幅を変数とした修正 Kent-Park 式<sup>3)</sup>に従って計算し、柱コアはかぶりの約 15%、梁コアは約 40% まで圧縮強度を上げた。

### 3. 解析モデル

解析モデルについては、著者らの提案モデル<sup>1)</sup>を用いた。解析には、汎用コード DIANA9.4.4<sup>4)</sup>を用いた。

#### 3.1 要素分割

ED\_45 の要素分割と境界条件を図-4 に示す。計算時間を短縮するため、アンカー、スタッドなどをそれぞれの総断面積を同等にまとめて配筋し、試験体固定用の下部スタブを簡略化した要素分割を採用した。

加力方法は一定の圧縮軸力 ( $N=0.2 \cdot Bc \cdot Dc \cdot \sigma B$ ) を面圧として柱頭に加力した後、せん断力を変位制御により単調載荷を行った。せん断加力について、実験では押し引き載荷としたが、解析では力の伝達を考慮して、両スタブの左側から加力する片押し載荷とした。

境界条件について、軸力時では試験体底面を Z 方向拘束のローラー支持、せん断力時では軸力時の拘束条件を基にして、柱脚部分をピン支持とした。

#### 3.2 材料構成則

##### (1) コンクリート

コンクリートはソリッド要素を用いた。応力-ひずみ関係に関して圧縮側では、下降域における圧縮破壊エネルギー  $G_{fc}$  を考慮する放物線のモデルを採用し、 $G_{fc}$  は中村<sup>5)</sup>らの提案式により求めた。一方、引張側の下降域では軟化曲線 HORDYK モデルを使用し、引張破壊エネルギー  $G_f$  は大岡<sup>6)</sup>らの提案式から求めた。ひび割れモデルには全ひずみ回転ひび割れモデルを用いた。

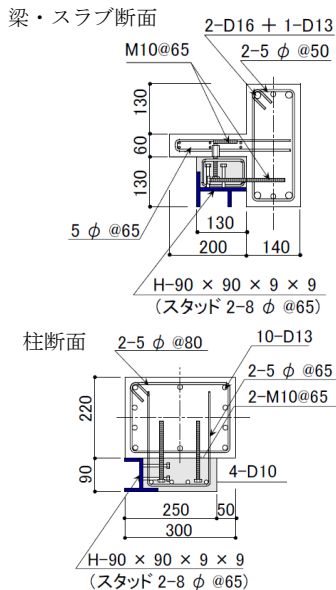


図-2 配筋と鉄骨ブレースの取り付け状況 (宮内ら<sup>2)</sup>による)

##### (2) 鉄筋、鉄骨

アンカー、スタッドは梁要素、ほかの鉄筋は埋め込み鉄筋要素、鉄骨柱とブレースは四辺形フラットシェル要素を用いた。応力-ひずみ関係には、極低降伏点鋼を用いたブレースについて、図-5 に示すように繰り返し載荷による強度上昇<sup>7)</sup>を考慮し、図-6 に示すように初期降伏と 2 次降伏を有する Tri-linear モデルを、ほかの鉄筋、鉄骨はそれぞれ Bi-linear モデルを使用した。

##### (3) 異種材料間の接合面の挙動

鉄骨柱と充填モルタルとの接合面、及び充填モルタルと既存躯体の接合面に沿って発生するひび割れを離散ひび割れによってモデル化した。離散ひび割れは平面界面要素で表現した。

平面界面要素の応力-ずれ変位関係において、界面の垂直方向に対し、圧縮では十分大きな剛性値を用い、引張では引張強度に達した後に引張抵抗を失う脆性ひび割れモデルを仮定した。ただし、ここでは引張強度は野口ら<sup>8)</sup>の研究を参考に、コンクリートの割裂強度  $f_t$  の 1/6 と設定した。また離散ひび割れ発生後は、せん断軸力とせん断剛性をゼロとした。界面の接線方向に対する固着

表-1 コンクリート、モルタルの材料特性

種類	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	20.2	1.72	2.54×10 <sup>4</sup>
充填モルタル	51.8	4.50	2.62×10 <sup>4</sup>

表-2 鉄筋、鉄骨の材料特性

種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
アンカー	520	591	2.07×10 <sup>5</sup>
スタッド	509	545	2.09×10 <sup>5</sup>
柱・梁主筋	350	520	1.9×10 <sup>5</sup>
横補強筋	501	569	2.09×10 <sup>5</sup>
ブレース(LY100)	111	255	2.01×10 <sup>5</sup>
鉄骨柱	281	439	2.09×10 <sup>5</sup>

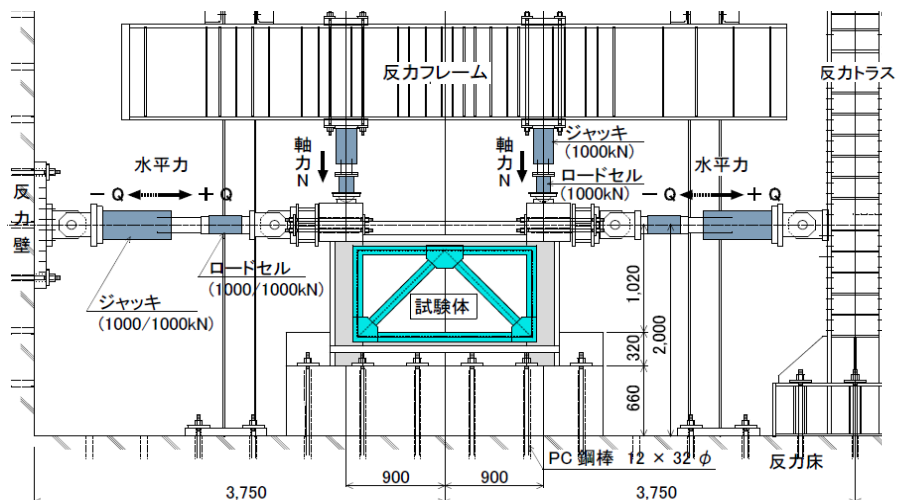


図-3 加力装置 (宮内ら<sup>2)</sup>による)

作用について、粘着力  $c$  とせん断ずれ変位の関係は図-7に示すように設定した。界面における摩擦作用について、初期の摩擦係数は式  $\tan \phi = c/f_t^{(4)}$  から算出し、摩擦軟化特性は図-8に示すように仮定した。ただし、鉄骨棒・モルタル接合面に関しては、鉄骨表面が平滑であること、モルタルの圧縮強度が高いことから、ずれ変位が進むにつれて、モルタル接合面の状態が劣化しないことにより、摩擦軟化が生じないと推測した。なお、アンカー、スタッドとコンクリートの付着は、完全付着とした。

#### (4) 接合面上でのアンカーとスタッドの抵抗作用

接合面上でのアンカーとスタッドの抵抗作用は、接合面境界で分割したアンカー同士、及びスタッドと鉄骨棒を節点界面要素で接合し、その応力-ずれ変位関係でモデル化した。接合面の接線方向に対し、アンカーのダボ作用は3直線モデルで表現し(図-9)、せん断応力は松崎ら<sup>9)</sup>の提案式から求めた。スタッドのダボ作用は津田<sup>10)</sup>の提案した4直線モデルを適用した(図-10)。接合面の垂直方向に対し、アンカーとスタッドの初期剛性について、構造界面内の埋め込み鉄筋のせん断方向剛性と垂直方向剛性の関係<sup>4)</sup>を参考に、それぞれのダボ作用の初期剛性の2倍の値を用い、降伏強度に達した後の2次剛性は初期剛性の1/100とするBi-linearモデルを仮定した。

図-11にアンカーとスタッドの周辺における拘束状況を示す。アンカーあるいはスタッドから支圧を受けるコンクリートの局部支圧応力は、3次元応力状態になり、一軸圧縮強度の数倍程度になること<sup>11)</sup>を考慮し、支圧を受ける接合面付近のモルタルの強度を2倍、躯体コンクリートの強度を3倍に上げた。線材でモデル化されたアンカーのせん断応力の集中によるコンクリートの早期圧壊とアンカーのせん断降伏を防ぐため、アンカーを回転拘束した。スタッドについても同様の拘束状況とした。

諸モデル化の詳細は文献<sup>1)</sup>を参照されたい。

## 4. 解析結果

### 4.1 層せん断力-層間変形角関係

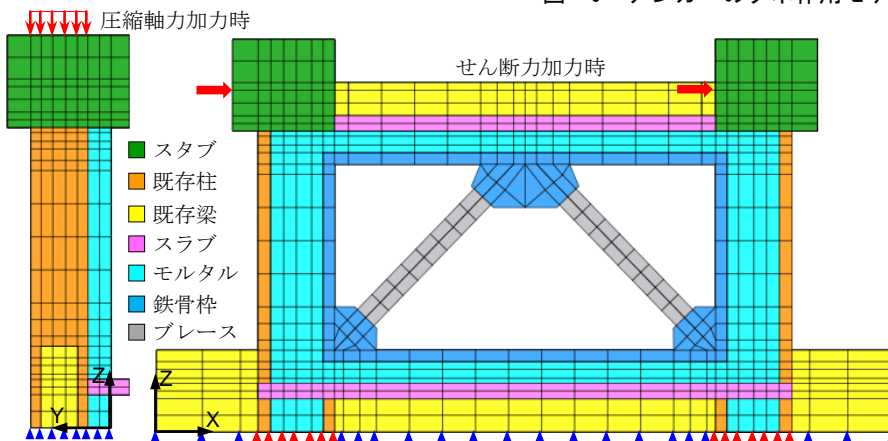


図-4 要素分割と境界条件 (ED\_45 試験体)

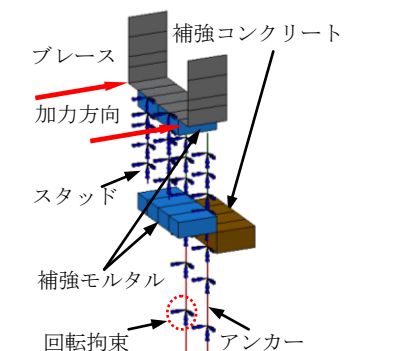


図-11 アンカーとスタッド周辺の拘束状況

図-12にED\_45の層せん断力-層間変形角関係の解析と実験の比較を示す。横軸の層間変形角には、下層梁に対する上層梁の水平変位を階高で割った値を用いた。初期剛性、最大耐力とその時のずれ変位は実験と良好な対応を示している。引張側ブレースは、完全付着としているアンカーとスタッドからの強い拘束を受け、初期降伏が若干早かったが、実験と同様に圧縮側ブレースより遅く発生した。以上のことから、解析は概ね実験を再現していると言える。

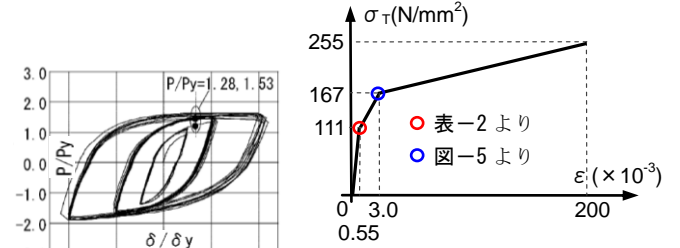


図-6 ブレースの応力-ひずみ関係

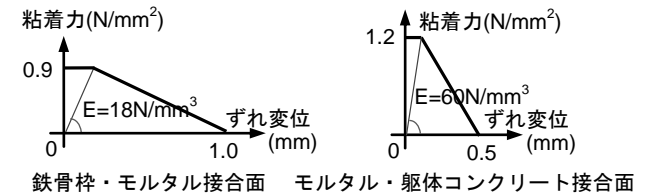


図-7 界面の粘着力軟化特性

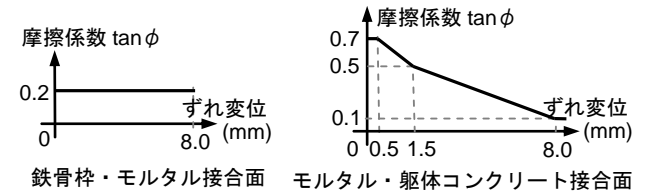


図-8 界面の摩擦軟化特性

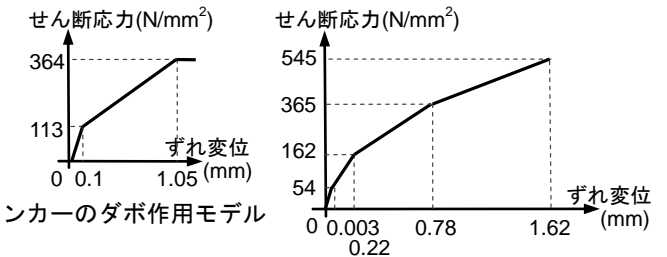


図-9 アンカーのダボ作用モデル

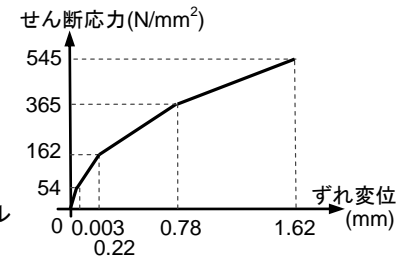


図-10 スタッドのダボ作用モデル

## 5. 偏心距離の違いによる影響に関する FEM 解析

### 5.1 解析概要

解析対象試験体は ED\_45 に基づき、既存柱からの偏心距離を 90mm ずつ増大し、図-13 に示すような断面形状と配筋状況を有する 3 体の仮想試験体、及び加力スタブの補強骨組に対する拘束作用の影響を検証するために、ED\_315 からスタブを柱脚と同じ形状にし、見かけ上の拘束作用を弱化させた EDT\_315 の計 4 体である。ED\_315 と EDT\_315 のスタブの違いは、図-14 に示す通りである。各試験体の境界条件、加力方法は ED\_45 と同様な設定とした。

### 5.2 解析結果

#### (1) 層せん断力-層間変形角関係

図-15 に各仮想試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。比較のため、ED\_45 の実験と解析結果も併せて示す。剛性には、圧縮側ブレースの初期降伏まで、各試験体の差が殆ど見られなかった。その後、剛性は低下し始め、偏心距離の増大に伴って、低下の度合いが大きくなっている。耐力については、偏心距離が大きいく程、耐力低下も大きい。最大耐力には ED\_45 の実験値より、ED\_135 は約 3%、ED\_225 は約 6%、ED\_315 は約 10% 低下した。最大耐力時の層間変形角に関して、各仮想試験体は ED\_45 より小さくなったが、ED\_135 から偏心距離を増大すると、徐々に大きくなる傾向が見られた。原因として、偏心距離 135mm 以上では、偏心モーメントによる捩じれ変形が、加力とブレースからの左右逆方向の水平力を受ける上層梁のせん断破壊をより早い段階に生じさせ、最大耐力となったこと、及び最大耐力の低下に従ってせん断破壊の発生が若干遅くなることが挙げられる。各試験体のブレースの 2 次降伏を迎える時点において、偏心距離が大きいく程、層間変形角が大きく、増大の度合いもより顕著になるが、耐力の差がわずかであった。また、加力スタブの拘束効果について、弱化させた EDT\_315 の剛性と最大耐力は ED\_315 より大きく低下し、仮想試験体の作成ではスタブの拘束作用を考慮し、より慎重に対応すべきであると考えられる。

#### (2) アンカーの抵抗作用

本節では、図-16 に示すように上層梁におけるアンカーの節点界面要素を検討対象とし、梁の中心軸を原点、引張側への距離を正、圧縮側への距離を負と定義した。

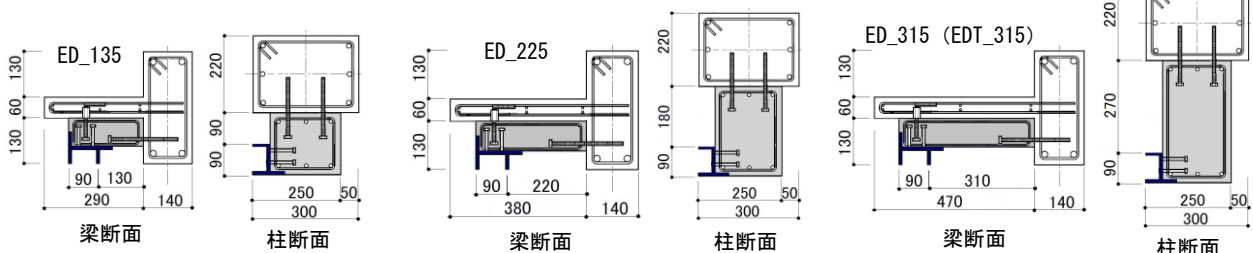


図-13 各仮想試験体の断面形状と配筋状況

図-17 に 8 本のアンカーの軸方向応力-層間変形角関係を示す。各試験体とも、小さい層間変形角で主に梁両端部のアンカーが引張・圧縮応力を受け、中央側程応力を負担しない状態となった。その後変形が進むにつれて、偏心距離が小さい ED\_45 では、引張側から圧縮側へアンカーが徐々に引張応力を受けるようになり、引張側程大きな引張応力を負担している。層間変形角  $R=4 \times 10^{-3}$  rad. の近くで、圧縮側のアンカーは受ける圧縮応力が頭打ちとなった。これは引張側の増打ち柱と既存スラブの接合

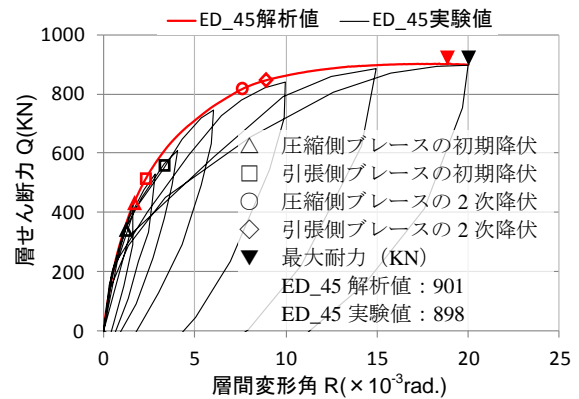


図-12 層せん断力-層間変形角関係

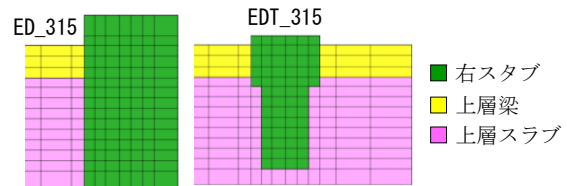


図-14 ED\_315 と EDT\_315 のスタブの形状と拘束状況

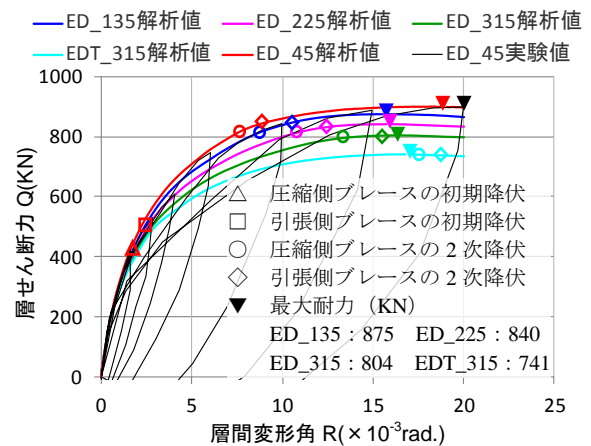


図-15 仮想試験体の層せん断力-層間変形角関係



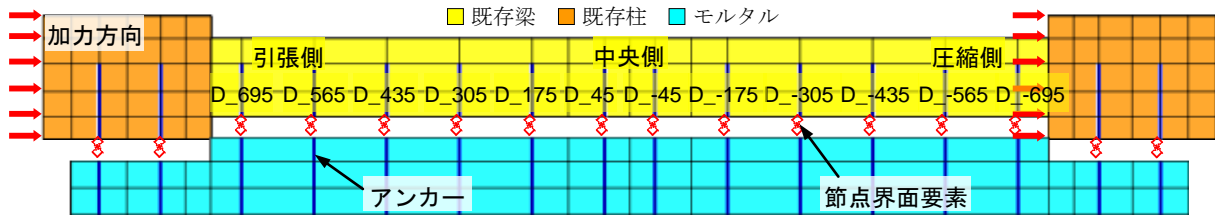


図-16 上層梁におけるアンカーの配筋状況

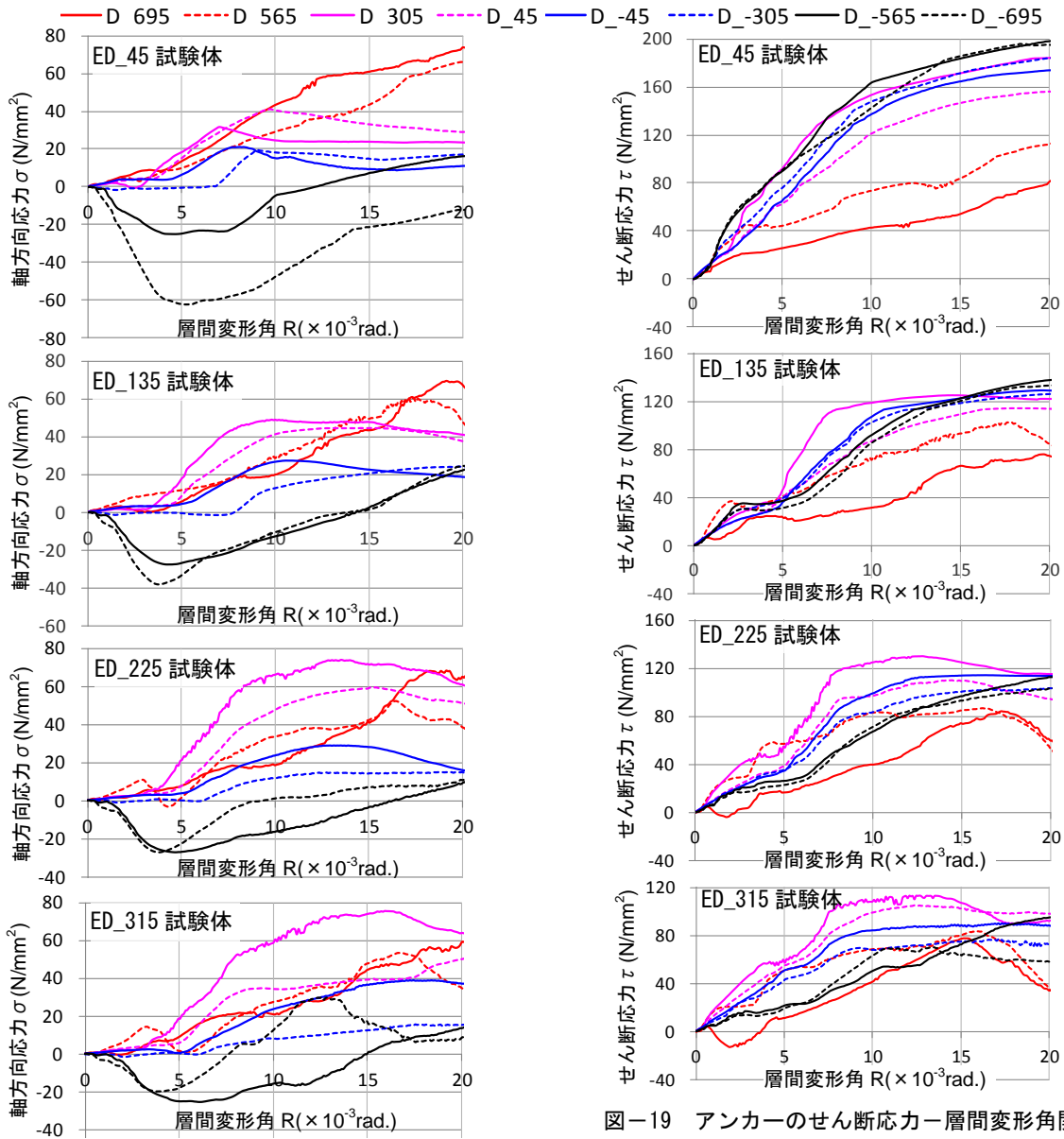


図-17 アンカーの軸方向応力-層間変形角関係

図-19 アンカーのせん断応力-層間変形角関係

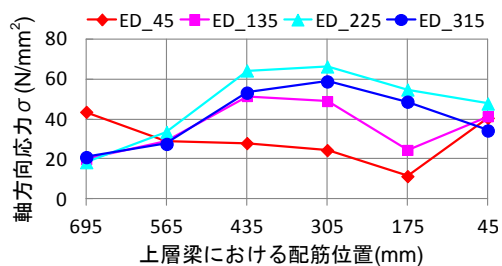


図-18  $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 時の各試験体の引張側アンカーの軸方向応力

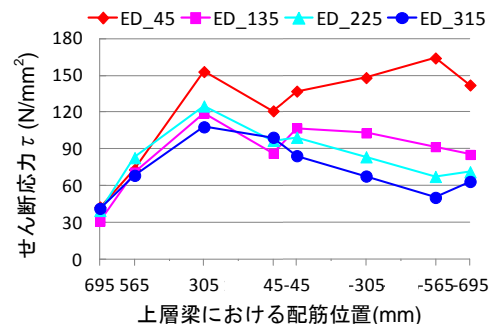


図-20  $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 時の各試験体のアンカーのせん断応力

面に沿ったひび割れが発生し、捩れ変形への拘束が弱くなったためである。 $R=7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ の近くで、D\_565 と D\_695 以外のアンカーは負担する応力が低下し始めた。これはブレースの2次降伏によるものであると考えられる。また、中央側の D\_45 は引張側の D\_305 より大きい引張応力を受けている。原因は引張・圧縮両側のブレースの軸力差により、付加曲げモーメントが生じたことにある。偏心距離が大きい各仮想試験体においても、同じ配筋位置でのアンカーは概ね同様な挙動を示している。その中で、偏心距離の増大に伴い、梁引張側では端部のアンカーは受ける引張応力が若干小さく、中央側へのアンカーの負担する引張応力が増大し、引張域が端部から中央へ進展する傾向にあり、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の各試験体の梁引張側のアンカーの軸方向応力分布（図-18）を見ると、より明確に確認できる。それと同時に、梁圧縮側端部のアンカーは負担する圧縮応力がかなり小さくなった。

図-19 にアンカーのせん断応力-層間変形角関係を示す。ED\_45 では、引張側端部以外のアンカーは高い剛性と応力値を示し、互いに大きな差が見られないが、圧縮側端部の D\_-565 と D\_-695 は一番大きい。一方、引張側端部の D\_565 と D\_695 は剛性と負担応力が一番小さく、ほかのアンカーの半分に過ぎない。各仮想試験体において、偏心距離の増大につれて、剛性と負担応力が低下し、特に圧縮側では偏心距離が大きい程低下の度合いは顕著になり、見かけ上各アンカーはより平均的なせん断応力を負担している。 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の各試験体のアンカーのせん断応力分布（図-20）を比較すると、上記のことがより明確にわかる。また、いずれの仮想試験体においても、D\_565 と D\_695 は大変形で急激な耐力低下を生じた。原因として、その時点で上層梁の引張側にコンクリートのせん断破壊が発生したことが挙げられる。

## 6. まとめ

本解析の範囲であるが、以下のことがわかる。

- (1) ED\_45 の層せん断力-層間変形角関係について、解析は実験と良好に対応していることから、提案解析モデル<sup>1)</sup>は有用である。
- (2) 偏心距離が大きい程、層せん断力-層間変形角関係とアンカーのせん断応力-層間変形角関係において、それぞれの剛性と耐力の低下が大きい。
- (3) 偏心距離の増大に伴い、上層梁の引張側から中央側へアンカーの負担する引張応力が増大し、引張域が梁端部から中央へ進展する傾向にある。

なお、本解析は単調荷重としたため、実験試験体の複雑な応力状態を完全には再現できなかった。今後、繰り返し荷重についても検討していきたい。また、提案解析

モデルを用い、外付け耐震補強における偏心量の影響に関して、定量的な評価を行っていきたい。

## 謝辞

本研究を行うにあたり、竹中工務店技術研究所・宮内靖昌氏らから貴重な実験データと研究論文を提供して頂きました。ここに記して深謝致します。

## 参考文献

- 1) 梁生鈿, 柏崎隆志, 和泉信之, 野口博: 鉄骨ブレース耐震補強工法における間接接合部のせん断伝達に関する解析的評価, コンクリート工学論文集, 第24巻第1号, pp.11-18, 2013.1
- 2) 宮内靖昌, 毛井崇博, 藤村勝, 木村充: 極低降伏点鋼ブレースを用いて耐震補強されたRC骨組の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1189-1194, 2002
- 3) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D.: Ductility of Square Confined Concrete Columns, Proceedings, ASCE, Vol.108, No.ST4, pp. 929-950, 1982.4
- 4) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research., 2008
- 5) Nakamura, H., and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1999.10
- 6) 大岡督尚ほか: コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.1-6, 2000.3
- 7) 宇佐美徹, 金子洋文ほか: 極軟鋼を用いた制振ブレースの履歴特性について(その1, H型鋼ブレース), 日本建築学会大会, 構造 C-1, pp.399-400, 1995
- 8) 金享俊, 野口貴文ほか: 有限要素逆解析による補修モルタルと躯体コンクリートの付着構成則構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.577-582, 2008
- 9) 大淵英夫, 鈴木基晴, 南尚吾, 中野克彦, 松崎育弘: ずれ変位を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第491号, pp.97-104, 1997.1
- 10) 津田和明: スタッドによるコンクリートと鋼板間のせん断伝達に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1247-1248, 2007.8
- 11) 望月重, 植谷栄次, 永坂具也: 壁式プレキャスト構造の鉛直接合部のせん断耐力-ダウエル効果及び圧縮拘束力を考慮した場合, 日本建築学会構造系論文報告集, 424号, pp.11-21, 1991.6