論文　高強度立体コア壁の曲げ挙動に関する解析的研究

田邊　裕介[*1]・石川　裕次[*2]・飯田　正憲[*3]

要旨:高強度コンクリートを使用した連層耐震壁であるコア壁を想定し,柱型がない L 形耐震壁の非線形 FEM 解析を実施した。まず中心圧縮実験の FEM 解析を実施し，拘束コンクリートモデルの妥当性を検証した。次に L 形壁の非線形 FEM 解析を実施し，直交壁部分の挙動を明らかにした。直交壁の壁長さをパラメータとした解析を行い，直交壁の壁が引張側となる加力方向では，初期剛性および最大耐力は直交壁の壁長さに比例することが分かり，直交壁の壁縦筋を考慮した曲げ終局強度の略算式と一致した。

キーワード：コア壁，非線形 FEM 解析，拘束効果

1. はじめに

近年 RC 造建物の高層化に伴い，連層耐震壁を取り入れ，柱型がない長方形断面とする耐震壁を使用し空間の自由度を高くした架構が採用されている。著者らは，これまで境界梁を有する長方形断面 RC 耐震壁を想定し，長方形断面柱の中心圧縮実験,およびシアスパン比を 3.0 とした曲げ降伏先行型の RC 立体耐震壁の構造実験を実施してきた。本稿では，これらの実験に関して非線形 FEM 解析を実施し，検討をすすめた。まず既報にある中心圧縮実験に対し[1)]，FEM 解析を実施し，長方形断面柱の拘束コンクリートモデルの妥当性について検討した。次に，既報にある L 形耐震壁実験に対し[2)]，FEM 解析を実施し,直交壁の構造性能への影響を確認した。最後に，直交壁の壁長さをパラメータとした L 形壁の非線形 FEM 解析を実施し，直交壁長さの影響を確認した。

2. 長方形断面柱の中心圧縮実験および FEM 解析

2.1 実験および解析概要

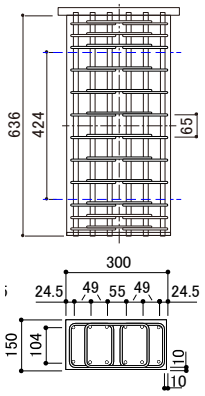
試験体は， 1/4 スケール程度を想定した，長方形断面柱とした[1)]。コンクリート強度は，Fc60 相当，柱主筋には SD685，補強筋には SD785 を使用した。**表－1** にコンクリートの材料試験結果，**表－2** に鉄筋の材料試験結果，**図－1** に試験体図を示す。解析には，野口らのコンクリート構成則[3)]を組み込んだ RC 非線形解析プログラムを用いた。コンクリートは 8 節点六面体要素を使用し，かぶりコンクリートと拘束コンクリートを異なる材料構成則とした。**図－2** に解析モデル，**図－3** にコンクリートの材料構成則を示す。構成則のモデル化には，材料試験結果を用い，高強度コンクリートを模擬するために強度上昇域においては Fafitis & Shah 式[4)]を使用した。補強筋に囲われた部分は拘束コンクリートとして，高強度コンクリートの拘束効果を模擬するため，拘束効果による応

表－1　中心圧縮　コンクリートの材料試験結果

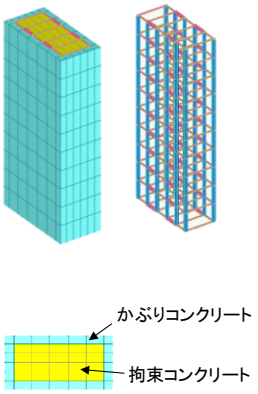
材料	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度歪 (μ)	ヤング係数 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
Fc60	78.4	2844	39500	5.3

表－2　中心圧縮　鉄筋の材料試験結果

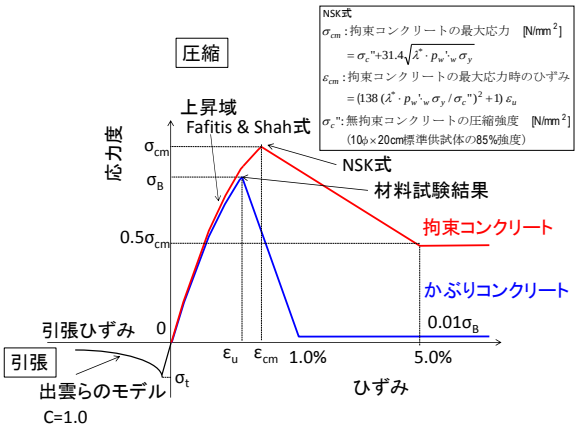
材料	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	伸び (%)
D13	722	941	193000	7.0
D6	742	952	204000	10.3



図－1　試験体図



図－2　解析モデル



図－3　コンクリートの材料構成則

*1 竹中工務店　技術研究所　RC 構造 G　研究員　(正会員)
*2 芝浦工業大学　システム理工学部　環境システム学科　教授　博士(工学)　(正会員)
*3 竹中工務店　名古屋支店　設計部

力度の増大分が横拘束応力の平方根に比例するというNSK 式[5]を使用した。拘束効果は，長辺方向と短辺方向で横補強筋量が違い，主筋の座屈などの破壊現象が長辺方向で先行して発生したことを考慮し，横補強筋量が小さい長辺方向の値を用いた。圧縮軟化域は，かぶりコンクリートではひずみが 1.0 %の時に 0.01 σ_B まで，拘束コンクリートではひずみが 5.0 %の時に 0.5 σ_{cm} まで線形に減少させた。圧縮軟化域の定数は，最大耐力以降の傾きがある程度実験と一致するように試行錯誤に検討し，決定した。テンションスティフニング効果には，出雲らのモデル[6]を用いた。縮小試験体としたため，かぶりおよび鉄筋径が小さくなったことを考慮し c=1.0 とした。鉄筋は，トラス要素を使用し，バウジンガー効果を考慮できる Menegotto-Pinto モデルを使用した。主筋および帯筋は，完全付着としてモデル化した。拘束条件は，試験体の上下端ともピンとした。

2.2 実験と解析結果

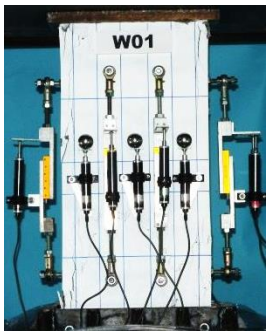
写真－1，**写真－2** に試験体の破壊状況を示す。試験体は，隅角部からかぶりコンクリートが剥離し，最大耐力の 8 割程度からかぶりが飛散し始め，最大耐力到達時には大きな音を伴い，かぶり部部にひび割れが発生した。最大耐力以降，ひずみが 0.9 %の時，最外縁にある主筋が座屈し，かぶりは大きく剥離した。圧縮軟化域では，コンクリートの損傷がすすみ，ひずみが 1.5 %から 2.0 %の間で横補強筋の破断が始まり，順次破断していった。

図－4 に実験値と解析値の軸力－ひずみ関係の比較を示す。解析は，最大耐力まで実験と良く一致した。最大耐力以降は，実験ではかぶり部分が段階的に剥離していったのに対し，解析では，かぶりコンクリート要素が同一のタイミングに破壊し，また鉄筋の座屈による硬化の影響を考慮できていないため，最大耐力後の耐力低下が大きくなった。それ以降の下り勾配は，実験と平行となり，ひずみ 0.7 %の所で拘束コンクリートの収束応力度となった。

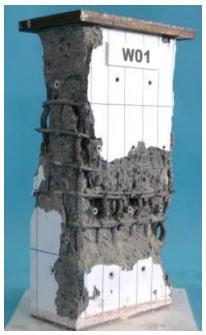
3. 立体コア壁の曲げせん断実験および FEM 解析

3.1 実験および解析概要

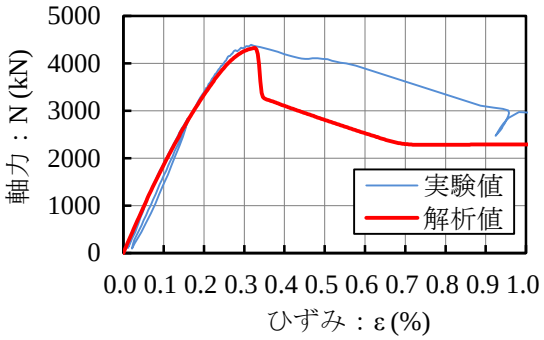
試験体は，連層耐震壁の低層部を模擬した柱型のない長方形断面の耐震壁とし，試験体形状を変化させた 2 体とした[2]。試験体一覧を**図－5** に示す。標準となる試験体を W201 とし，直交壁が取りついた L 形試験体を W202 とした。配筋は，各試験体共通とした。コンクリート強度は Fc60 程度を想定した。長方形断面の両端 $2t_c$（t_c：壁厚）の区間を柱部分に相当するコア部とし，閉塞型の拘束筋を配した。また，既往の研究[7]で，壁縦筋の座屈が圧壊のトリガーとなった為，コア部のみではなく壁縦筋にも拘束筋を配した。これらの拘束筋および壁横筋には



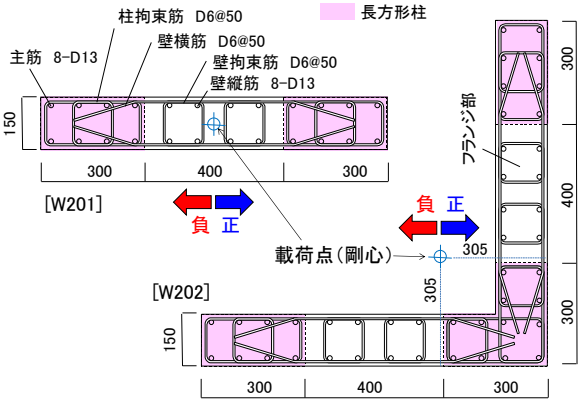
写真－1　最大耐力時



写真－2　最終破壊状況



図－4　軸力-ひずみ関係の比較



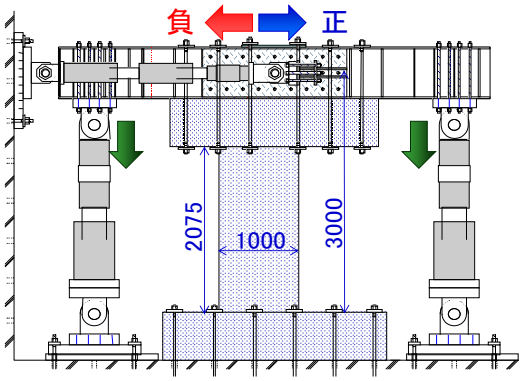
図－5　試験体図

表－3　曲げせん断　コンクリートの材料試験結果

材料	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度歪 (μ)	ヤング係数 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
Fc60	70.0	2714	34240	4.6

表－4　曲げせん断　鉄筋の材料試験結果

材料	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	伸び (%)
D13	571	765	191100	15.7
D6	965	1110	189900	-



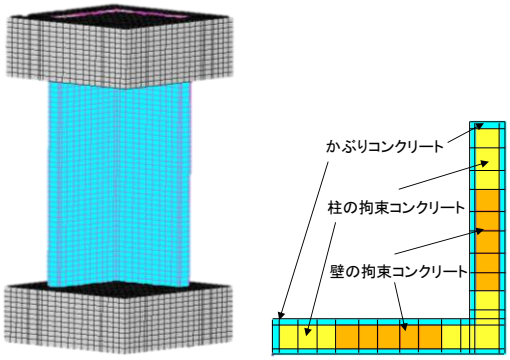
図－6　加力装置図

高強度鉄筋の SD785 を使用した。軸力比（η_0）は軸力を壁全断面積とコンクリートの圧縮強度で除した値と定義し，W201 で η_0 を 0.15 とした。W202 の軸力は，W201 と同一とし，軸力比 η_0 は 0.075 とした。試験体は 1/4 程度のスケールとし，試験体のシアスパン比 M/QD は 3.0 とした。実験では剛心を載加し，テフロンシートを付けたガイドを加力梁に設置し面外変形しないようにした。R=1.0×10^{-3}rad.（以後、紙面の都合上×10^{-3} の表記は省略する）から正負交番漸増繰り返し載加した。

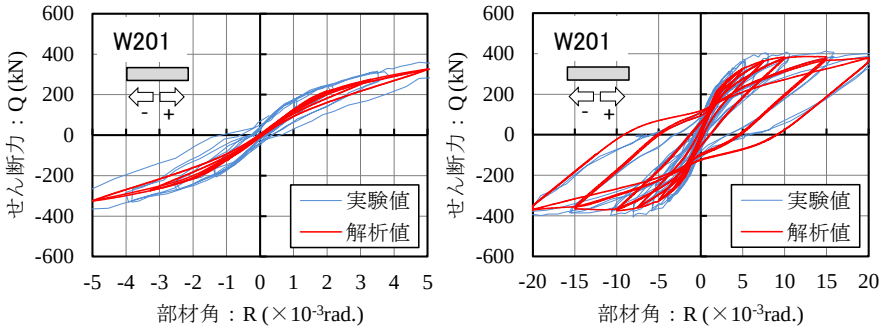
解析は，中心圧縮実験と同様の材料プロパティおよび要素分割を用いた。今回，壁内にも拘束筋を配筋したので，壁筋に囲われた部分も拘束コンクリートとしてモデル化した。**図－6** に加力装置図，**図－7** に L 形耐震壁の解析モデルを示す。鉄筋のモデル化は，中心圧縮実験と同様にモデル化した。拘束条件は，試験体下部を固定とし，加力装置のジャッキ高さの剛心に剛体要素を配置し，試験体上部と連結させ，この剛体要素に軸力と水平力を載荷した。

3.2 実験と解析結果

図－8，**図－9** に W201 および W202 のせん断力－部材角関係の実験と解析の比較，および R=20 の実験ひび割

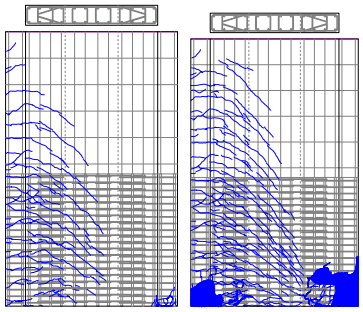


図－7　解析モデル（L 形耐震壁）



[R=±5.0×10^{-3}rad.まで]　[R=±20×10^{-3}rad.まで]

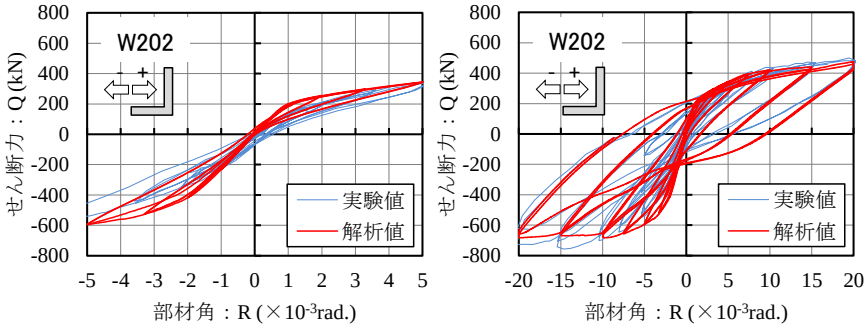
(a) せん断力－部材角関係



[R=+5.0×10^{-3}rad.]　[R=+20×10^{-3}rad.]

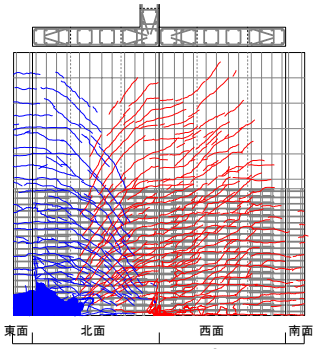
(b) 実験ひび割れ図

図－8　W201 の実験結果と解析結果



[R=±5.0×10^{-3}rad.まで]　[R=±20×10^{-3}rad.まで]

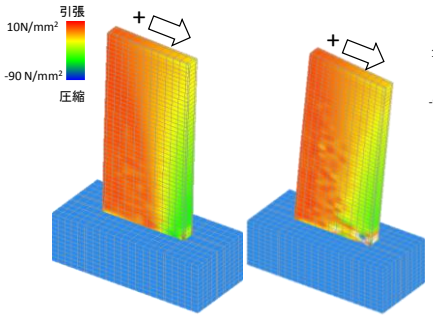
(a) せん断力－部材角関係



[R=+20×10^{-3}rad.]

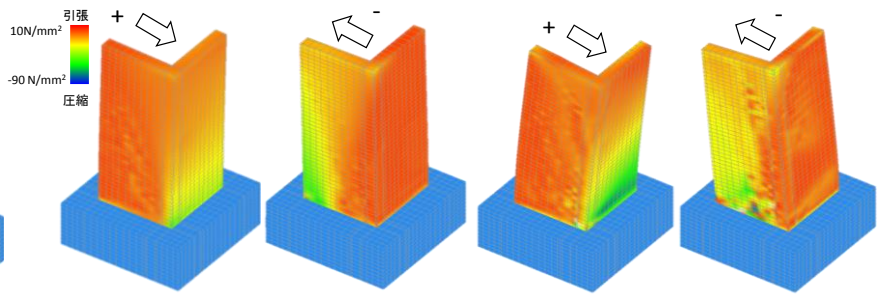
(b) 実験ひび割れ図

図－9　W202 の実験結果と解析結果



R=+5.0　R=+20

図－10　W201 の最小主応力図



R=+5.0　R=-5.0　R=+20　R=-20 [×10^{-3}rad.]

図－11　W202 の最小主応力図

れ図を示す。**図－10**，**図－11** には，解析の最小主応力図を示す。各試験体の共通の破壊経過として，壁脚に曲げひび割れが発生後，曲げひび割れが壁脚部から壁面上部まで広がっていき，曲げせん断ひび割れへと伸展した。ひび割れの増加に続き，壁端下部に圧壊が発生した。W201 では，コア部主筋は R=7.5 付近で圧縮および引張降伏し，耐力が頭打ちとなった。以降の部材角では壁端下部での破壊が支配的となり，R=10 でかぶりが剥離し，R=20 で主筋の座屈が観察された。R=25 の時に座屈部分は繰り返し載荷により破断し，耐力の低下が見られた。解析の最小主応力図でも，R=20 では壁脚部のコンクリートが圧縮強度時の応力度に達していることが確認でき，長方形柱の主筋が降伏する部材角も一致した。W202 の直交部のひび割れは，L 形の交差部壁端から連続して発生し，斜め上方向にひび割れが伸展していった。これは，直交部の交差側と先端側で挙動が違うことを示唆していると考えられる。直交壁が圧縮側になる場合においては，かぶり剥離などの損傷は W201 に比べ小さかった。最大耐力は，W202 では正加力で W201 の 1.2 倍，負加力で 1.9 倍となった。初期剛性（R=1.0 時として算出）は正加力時では，ほぼ同等の値となった。負加力時では，W202 は W201 の 1.25 倍であった。これは，直交壁が引張側になる負加力時では，引張鉄筋の増加により初期剛性，最大耐力ともに上昇した。

表－5 に各部材角におけるせん断力の実験に対する解析の比率を示す。実験と解析を比較すると，W201 では部材角 R=±5.0 までの小変形で，実験値より 15 %程度，R=±20 まででは，10 %程度小さい値となった。W202 では R=±2.0 までの小変形で，解析が実験より 15%程度大きな値となった。履歴面積は，小変形時では解析は実験より小さな値となった。部材角 R=5.0～20 における，解析のせん断力と実験のせん断力は 10 %以内となった。また，解析では，鉄筋の繰り返し応力による座屈や破断は考慮できていないため，部材角 R=30 以降で，解析のせん断力が実験のせん断力より大きくなった。

3.3 L 形壁の挙動分析

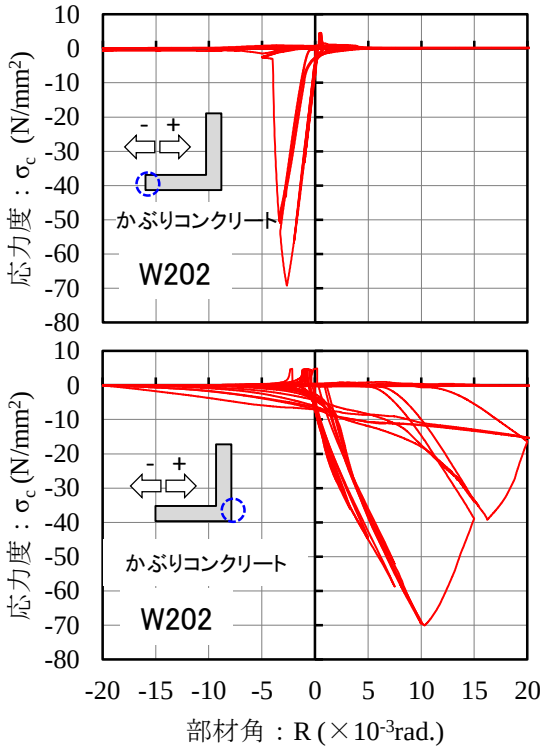
この節では，L 形壁の影響を，実験および解析を使って詳しく検討した。

(1) かぶりコンクリートの応力度の推移

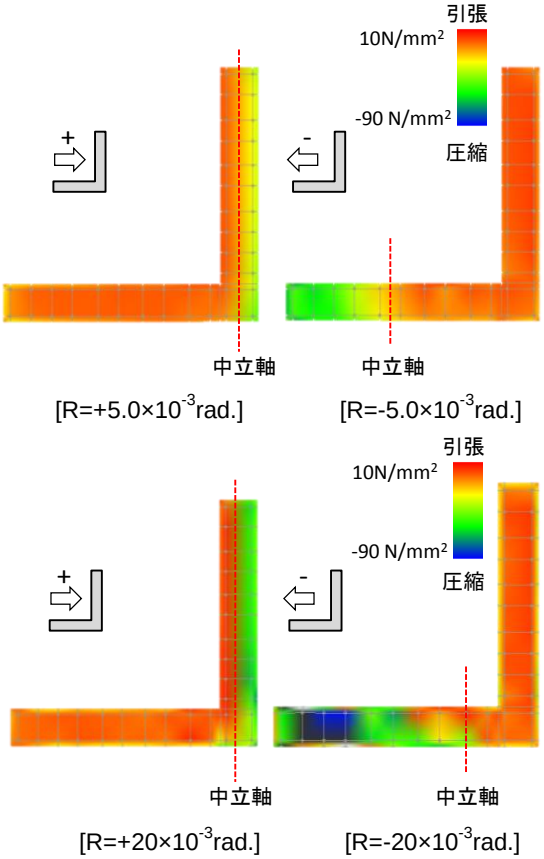
非線形 FEM 解析により求めた，L 形壁のかぶりコンクリートの応力度の推移を**図－12** に示す。直交壁がない側のかぶりコンクリートは，R=-3.3 の時最大圧縮応力度に達し，R=-5.0 に到達するまでに，負担応力度が 0 になった。一方，直交壁側のかぶりコンクリートは，R=+10 に最大圧縮応力度となり，以降 R=+20 に達しても圧縮軟化域であり，かぶりコンクリートが荷重を負担していた。これは直交壁があるため，同一のひずみで圧縮力を負担

表－5　せん断力の実験に対する解析の比率

名称	方向	R2.0	R5.0	R10	R20	R30
W201	正	0.88	0.88	0.94	0.93	1.06
	負	0.80	0.86	0.94	0.93	1.10
W202	正	1.16	0.99	0.97	0.99	1.08
	負	1.22	1.09	0.96	0.94	1.35



図－12　かぶりコンクリートの応力度の推移



図－13　壁脚部断面の最小主応力図

できるコンクリートが多いため，破壊が緩やかとなったと考えられる。コンクリートが引張側となる時は，直交壁側の有無による大きな影響はなかった。

(2) 脚部コンクリートの最小主応力図

図－13 に壁脚部断面の最小主応力図を示す。応力度が 0 となっている所を中立軸位置と考えると，直交壁が圧縮となる正方向加力では，R=+5.0 の時，直交壁中央部が中立軸となった。R=+20 では，中立軸位置は同様に直交壁内となったが，若干圧縮領域が多くなる方向に移動した。また，直交壁が圧縮側となる場合には，直交壁が圧縮力を多く負担するため，長方形柱のコア部に相当する部分の圧縮応力度は，最大圧縮応力度まで達しなかった。

一方，直交壁が引張となる負方向加力では，部材角 R=-5.0 の時，壁端部から 300 mm 程度の長方形断面柱端付近が，中立軸位置となった。部材角が進んだ，R=-20 では中立軸位置が直交壁側に移動した。

(3) 壁縦筋の応力度分布

図－14 に FEM 解析により算出した壁縦筋の応力度分布を示す。直交壁が圧縮となる正方向加力の時，R=+5.0 では直交壁の手前の壁縦筋までが引張鉄筋となった。R=+20 となると，直交壁の内側の鉄筋までが引張鉄筋へと移行した。一方，直交壁が引張となる負方向加力では，R=-5.0 および R=-20 の時，ウェブ壁の中央壁縦筋までが引張鉄筋となった。直交壁の壁縦筋は，ウェブ壁から遠い位置の鉄筋ほど大きな応力度となった。

図－15 に，実験時に壁縦筋に貼付したひずみゲージの値を示す。正方向載荷では，壁端部から 880 mm 近辺にひずみが 0 となる中立軸となる結果となり，これまで示してきた解析結果と一致した。負方向載荷では，部材角によらず長方形断面柱の際にひずみが 0 となり，解析とは少し差異があった。

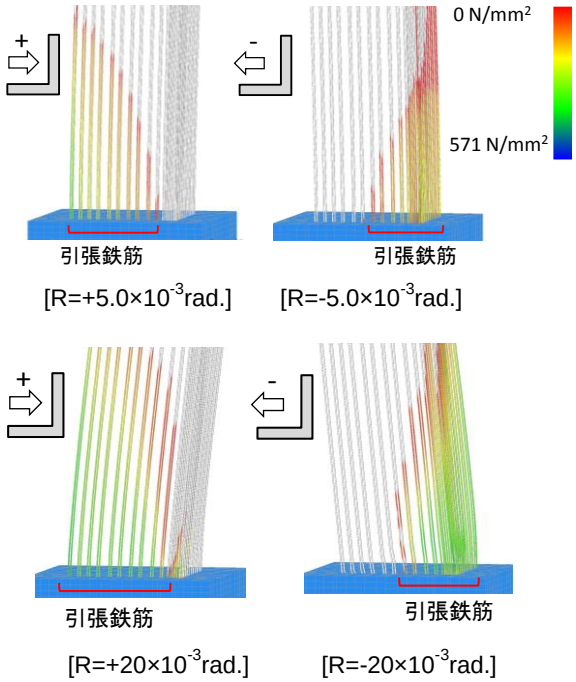
4. 壁長さをパラメータとした FEM 解析

4.1 解析概要

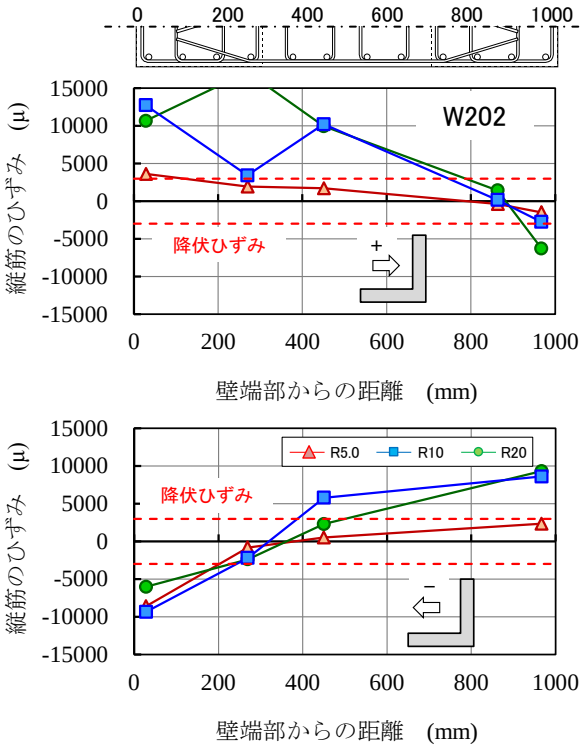
L 形壁の直交部分の壁長さが構造性能におよぼす影響について検討した。解析は，直交壁長さをパラメータとし，非線形 FEM 解析を実施した。**表－6** に解析一覧を示す。L1.0 は，先ほどの W202 に対応し，L0.0 は W201 に対応している。解析は，その間を補完するように直交壁長さが，L1.0 と比較し，0.75 倍，0.50 倍，0.25 倍と変動させた。軸力は実験において L1.0 と L0.0 を同一軸力として実験したため，これにあわせて他のパラメータでも一定軸力として，剛心部分に剛体要素を配置し，剛体要素を載荷した。

4.2 解析結果

図－16 に解析結果として，壁長さを変えた L 形壁のせん断力－部材角関係を示す。L 形壁では，正方向と負方



図－14　壁縦筋の応力度分布（解析）

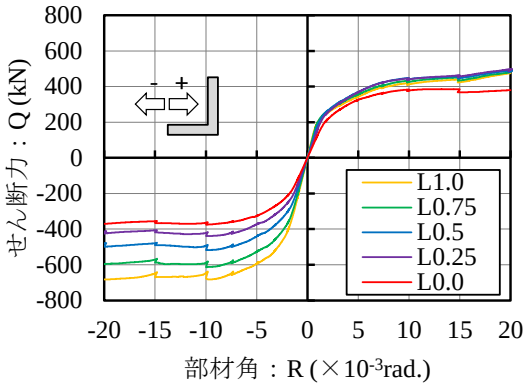


図－15　壁縦筋のひずみ分布（実験）

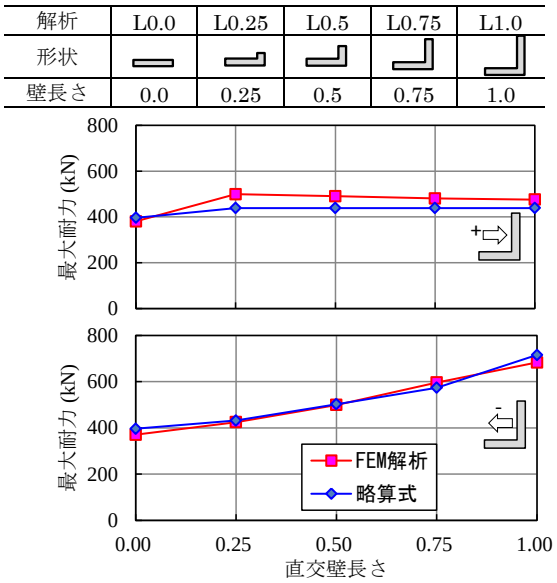
表－6　直交壁長さを変えた解析一覧

解析	L0.0	L0.25	L0.5	L0.75	L1.0
形状					
壁長さ	0.0	0.25	0.5	0.75	1.0
直交壁鉄筋量 (mm^2)	532	1064	1596	2128	3192

※直交壁鉄筋量は，直交壁側の壁端から 150mm 以内にある縦筋とした



図－16　直交壁長さを変えたせん断力－部材角関係



略算式[8)]　$M_{wu} = a_t\sigma_y l_w + 0.5a_w\sigma_{wy}l_w + 0.5Nl_w$

a_t：引張側柱の主筋面積，σ_y：主筋の降伏強度，l_w：両側柱の中心距離

a_w：壁縦筋面積，σ_{wy}：壁縦筋降伏強度，N：軸力

図－17　直交壁長さによる最大耐力の比較

向載荷で，直交壁長さが初期剛性および最大耐力へ与える影響度が異なることが分かった。**図－17** に直交壁長さを変えた場合の，最大耐力の比較を示す。図には壁の終局曲げ耐力の略算式を併せて示す [8)]。正方向加力では，FEM 解析において，直交壁長さ L0.25 が，最大耐力が最も高く，直交壁長さが長くなるに従い微減した。これは，直交壁があるとコンクリートの圧壊が緩和され耐力が上昇するが，直交壁が長くなると平面保持が成り立たず，引張側鉄筋のひずみが小さくなったためと考えられる。略算式では，柱中心間距離を長方形柱中心から，長方形柱と直交壁中心とすることで耐力上昇を模擬した。負方向加力では，L0.25～L1.0 まで直交壁長さに比例し，最大曲げ耐力が上昇した。これは，直交壁にある壁縦筋が引張鉄筋となり，最大耐力が上昇したと考えられる。略算式では引張側柱の主筋面積を直交壁の壁縦筋を考慮して代入することで，FEM 解析結果と略算式が良く一致した。

5. まとめ

高強度コンクリートを使用した立体コア壁に関する非線形 FEM 解析を実施し，以下のことが分かった。

(1) 長方形断面柱の中心圧縮実験では，かぶりコンクリートモデルと NSK 式を用いた拘束コンクリートモデルを適用し，最大耐力までの挙動を再現できた。

(2) L 形立体コア壁の曲げせん断実験では，中心圧縮実験を再現した材料モデル，要素分割を使うことで，L 形壁の挙動を再現できた。

(3) 直交壁が圧縮となる加力方向では，直交の壁の効果により曲げ圧縮破壊が緩和されるが，初期剛性および耐力に大きな影響はなかった

(4) 直交壁が引張となる加力方向では，鉄筋の増加により，初期剛性および耐力が上昇した。その効果は，直交壁長さに比例した。また，直交壁の壁縦筋を考慮した曲げ終局強度の略算式と一致した。

参考文献

1) 田邊裕介，石川裕次，宮内靖昌，木村秀樹：高強度コンクリートを用いた長方形断面柱の中心圧縮試験（その１，その２），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.299-302，2010

2) 田邊裕介，石川裕次，飯田正憲，ウサレムハッサン：高強度コンクリートを用いた立体コア壁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.1，pp.35-40，2010

3) Noguchi, H. et al.: Finite element analysis of reinforced concrete joints subjected to multi-axial loading, Thomas T.C. Hsu Symposium: Shear and Torsion in Concrete Structures, ACI SP-265, pp.223-244, 2009.

4) Fafitis, F. and Shah, S., P.:Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI Journal, pp.213-232, 1985

5) 木村秀樹，菅野俊介，長嶋俊雄：高強度コンクリートを用いた RC 柱の強度と変形能力に関する研究，竹中技術研究報告 No.51，pp.161-178，1995

6) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学，Vol.25，No.9，pp.107-120，1987

7) 木村秀樹，石川裕次：鉄筋コンクリート造長方形断面耐震壁の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.469-474，2006

8) 建築行政情報センター：2015 年度版　建築物の構造関係技術基準解説書，2015