

鉄筋コンクリート造コア壁の有限要素解析

仲 地 唯 治*

Finite Element Analysis on Reinforced Concrete Core Walls

Tadaharu Nakachi

In high-rise buildings with the core wall system, the axial load of the core wall is very high under the action of a diagonal seismic force. Particularly the area near the corner of the core wall is subject to high compressive stress. Reinforcing these areas is therefore considered effective in improving the deformation capacity of the core walls. In this paper, the lateral loading tests of core walls were analyzed using three-dimensional nonlinear finite element method. As a result of analysis, the influence of confinement effect of concrete at the area near the corner of the core walls to the deformation capacity was shown.

1. はじめに

コア部分をRC造連層耐震壁とする超高層建物では、地震時にコア壁に大きな軸力が作用する。したがって、高軸力下におけるコア壁の靱性確保が必要である。センターコアが4組のL形断面コア壁から成る場合、斜め45度方向入力時に特にL形隅角部近傍が高圧縮領域となり、その領域のコンクリート拘束がコア壁の靱性に大きな影響を及ぼすと考えられる。

著者らは既に、隅角部近傍のコンクリート拘束に着目したL形断面コア壁の水平加力実験を行い、当該領域コンクリートの圧縮靱性がコア壁の靱性に及ぼす影響を示した¹⁾。近年においても、竹田ほか等の実験が見られる²⁾。また、L形コア壁に対する3次元有限要素解析も成川ら³⁾や加藤ら⁴⁾によって行われている。成川らは、壁脚部においては厳密には加力方向に対する平面保持は成立しておらず、また、隅角部の圧壊時に、応力集中が隅角部から平板部に移行していることを確認している。加藤らは、高軸力下でのL型壁の斜め方向の変形性能には、柱型部のコアコンクリートの大きさ、及び拘束範囲の影響が大きいとしている。

本研究では3次元有限要素法を用いてコア壁の水平加力実験を解析し、特に拘束コンクリートの拘束の程度がコア壁の靱性に及ぼす影響について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に解析対象の試験体を、表-1に試験体諸元一覧をそれぞれ示す。試験体は25階程度の超高層建物の最下層3層を想定した実大の約1/8のモデルで計4体である。試験体の形状及び縦横筋の配筋は4体共通で、

* 建設工学科建築学専攻

壁断面 $b \times D = 90\text{mm} \times 900\text{mm}$ である。見つけ幅は 700mm で、せん断スパン比 2.5 である。縦筋、横筋には、それぞれ $D10$ (SD345), $D6$ (SD345) を使い、拘束筋には高強度鉄筋 $U5.1$ (1300N/mm^2 級) を用いた。試験体のかぶり厚さは 5mm である。試験体のコンクリートは、調合強度を 60N/mm^2 とした。表-2, 3にコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。

試験体はせん断耐力 Q_{su} が、曲げ降伏時せん断力 Q_{mu} を上回る ($Q_{su}/Q_{mu}=1.27$) ように設計した。NO. 1 は拘束筋を用いない試験体で、NO. 2 は NO. 1 に対し、隅角部に正方形拘束筋を配筋した。NO. 3, 4 は NO. 2 に対し、隅角部に近い壁板部分に幅止め型の拘束筋を配筋した。NO. 4 は NO. 3 に対し、幅止め型拘束筋量が 2 倍である。拘束筋は 2 階床レベル相当高さ (615mm) まで配筋した。

2.2 実験方法

試験体の下端を反力床に固定し、上端に取り付けた L 形の加力治具を介して 1000kN アクチュエータによりキャンチレバー型で水平力を作用させた。加力高さは 1750mm とした。軸力は試験体上方の 10000kN 油圧ジャッキにより載荷し、実建物センターコア境界梁降伏時を想定して、正加力時 (隅角部側が圧縮) に $\sigma_0 = 0.6 \sigma_B$ ($\sigma_0 = N/A$, N : 軸力, A : 断面積) の定軸力 (載荷軸力は NO. 1, 2, 3, 4 でそれぞれ $4821, 6605, 6507, 6076\text{kN}$)、負加力時に定軸力 78kN とした。加力は 2 階床レベルに相当する高さ (615mm) での変位制御とし、部材角 $1/1000$ (rad.) (1 回), $2/1000$ (2 回), $5/1000$, $7.5/1000$, $10/1000$ (各 1 回) での正負交番繰り返し加力とした。

2.3 実験結果

表-4に限界部材角等の実験結果一覧を示す。表-4中、曲げひび割れ、最大荷重はそれぞれ負、正加力時の値である。また、図-1中の試験体立面図において、左向きが正加力時を、右向きが負加力時を示す。正加力時において、いずれの試験体でも

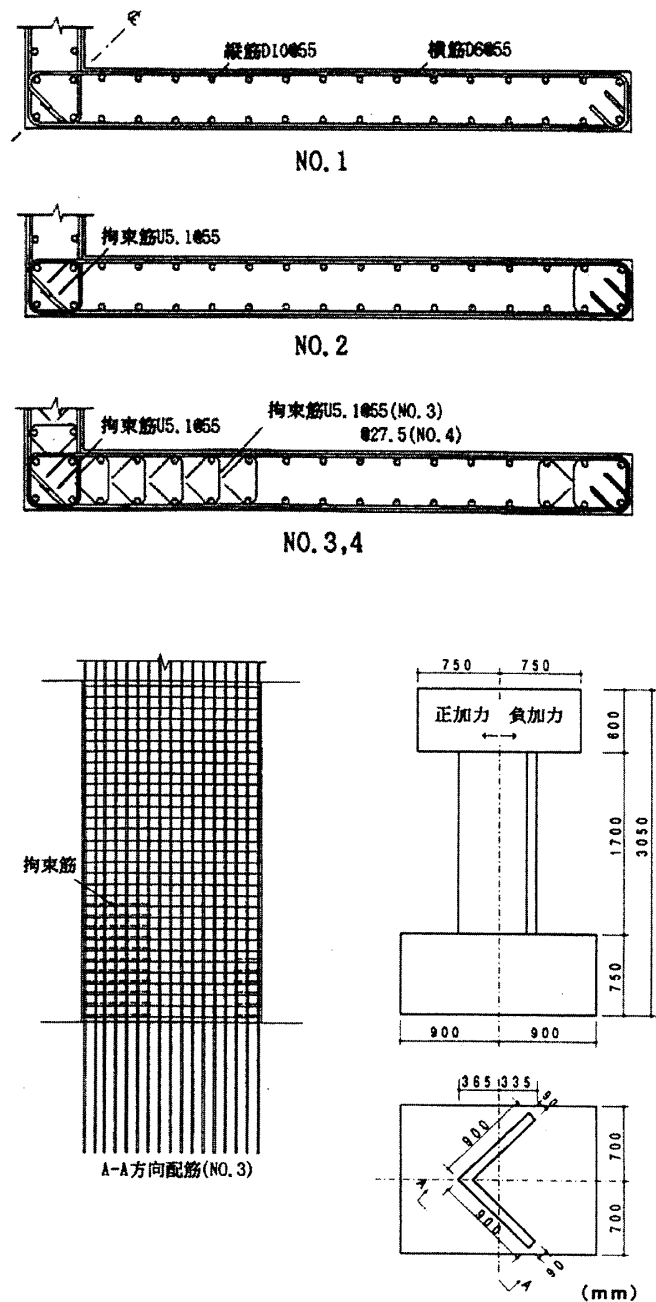


図-1 試験体

表-1 試験体諸元一覧

試験体	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4
断面 $b \times D$	$90\text{mm} \times 900\text{mm}$			
加力高さ h	1750mm			
せん断スパン比 M/QD	2.5			
縦筋 (SD345)	$D10@55$			
横筋 (SD345)	$D6@55$			
拘束筋	正方形 (隅角部)	—	$U5.1@55$	$U5.1@55$
(1300N/mm^2 級) 幅止め型 (壁板部)	—	—	$U5.1@55$	$U5.1@27.5$

表－２ コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
NO.1	52.5	2.97	3.73
NO.2	71.8	3.52	4.51
NO.3	70.9	3.40	4.82
NO.4	66.2	3.52	3.31
部分試験	62.8	3.49	3.61

1/1000 のサイクルで最外縁圧縮縦筋が降伏し、2/1000 のサイクルまでに圧壊（縦ひび割れ）が発生した。負加力時は1/1000 までに曲げひび割れが発生した。最終はいずれも正加力時の圧壊により耐力が低下した。

最大耐力は既往の耐力式⁵⁾（表－４下）による計算値に比較すると、NO.2 以外は実験値が計算値より高くなった。

図－２に各試験体の荷重－変形関係を示す。限界部材角を、拘束筋を用いた NO.2,3,4 で比較すると、隅角部のみを拘束した NO.2 に対し、その近傍も拘束した NO.3,4 が大きく、コンクリート拘束の拘束領域の影響が示された。また、NO.3 と NO.4 を比較すると拘束筋量の多い NO.4 の方が大きく、拘束筋量の影響が示された。拘束筋のない NO.1 は隅角部に拘束筋を用いた NO.2 より大きい。これは NO.1 が他の3 体よりコンクリート圧縮強度が低く、軸力比を一定とした本実験では NO.2 の載荷軸力が NO.1 を大幅に上回り、NO.2 における隅角部のみの圧縮靱性改善効果より大きな影響を及ぼし、また、無拘束部コンクリートの最大応力以降の応力低下が NO.1 の方がゆるやかであったためと考えられる。

3. 解析概要

3.1 解析モデル

図－３に試験体の解析モデルを示す。

表－３ 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	伸び (%)
D10	360	519	1.85	18.2
D6	381	525	1.90	20.9
U5.1	1314	1397	1.91	7.5

表－４ 実験結果一覧

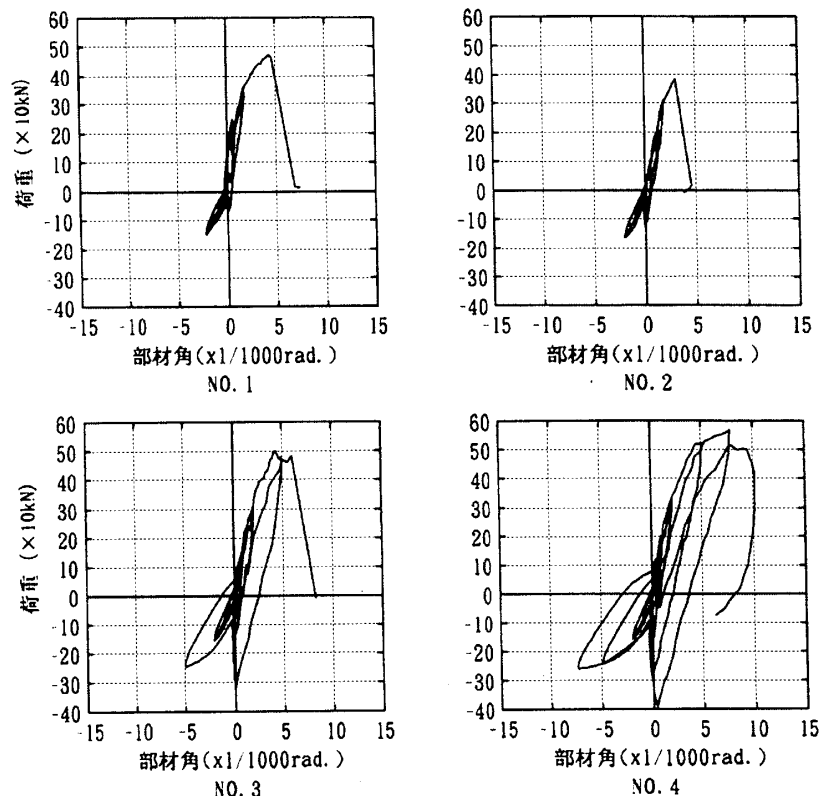
試験体	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4
曲 げ				
ひび割れ				
荷重	62	73	53	56
部材角	0.5	0.4	0.4	0.3
最大荷重				
荷重	464	376	489	557
部材角	4.4	3.1	4.4	7.8
計算値	362	440	436	417
実/計	1.28	0.86	1.12	1.34
限界部材角*	4.6	3.1	6.0	9.6

単位: 荷重 kN, 部材角 ×1/1000rad.

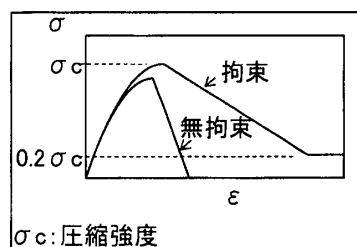
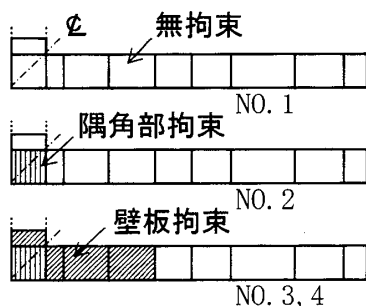
* 最大荷重の80%以上の荷重を保持する
最大部材角

計算値⁵⁾

$$\begin{aligned} \mu_u = & \{ 0.5a_g \sigma_{yg} D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)bD^2 F_c \} \\ & \cdot \{ (N_{\max} - N) / (N_{\max} - N_b) \} \end{aligned}$$



図－２ 荷重－変形関係

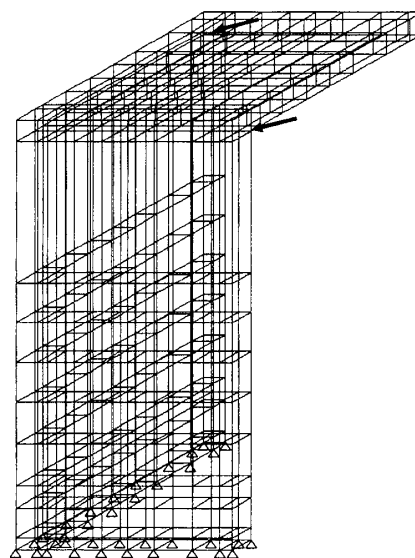


(a) コンクリートの圧縮特性

図-3 解析モデル

解析は3次元非線形解析で、壁脚部の各節点をピンにより拘束し、上部スタブ部分は壁板部に対して十分剛性の高い要素とした。

コンクリート要素としては、8節点アイソパラメトリックソリッド要素を用いた。圧縮及び引張強度は材料試験結果を用いた。2軸圧縮の破壊曲線は大沼式⁶⁾によった。圧縮破壊後の軟化域は負勾配を直線とした。圧縮強度、負勾配は、水平加力実験と合わせて行った隅角部及び壁板部の中心圧縮実験結果¹⁾の応力-歪関係を参考に、コンクリート拘束効果を考慮した。



(b) 要素分割図

ひび割れは分布ひび割れモデルを用い、最大主応力が引張強度を超えたときにひび割れが発生するものとした。ひび割れ発生後の残留応力特性は、ひび割れ直交方向では応力を同時解放とし、ひび割れ面でのせん断伝達についてはバイリニア型のせん断応力特性とした。

鉄筋は線材要素とし、応力-歪関係はバイリニア型とした。鉄筋とコンクリートは完全付着とした。

3.2 解析方法

加力は正加力(隅角部側が圧縮)側の単調載荷とし、変位増分法を用いた。最初に上部から軸力を加え定軸力とした後、水平加力を行った。

3.3 解析結果

(1) 荷重-変形関係

図-5に荷重-変形関係を実験結果と合わせて示す。荷重は載荷点における荷重を、部材角は実験の場合と同様に、高さ615mm(2階床レベル相当高さ)での変位より求めている。また、図-4に実験の破壊状況を示す。各試験体のひび割れ図中、右下の部分が圧壊部を示す。

図-5より解析結果をNO.2とNO.3と比較すると、NO.3の方が限界部材角が大きく、隅角部のみを拘束したNO.2に対し、

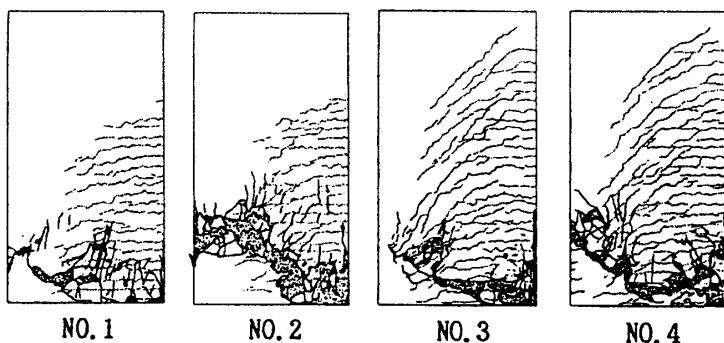


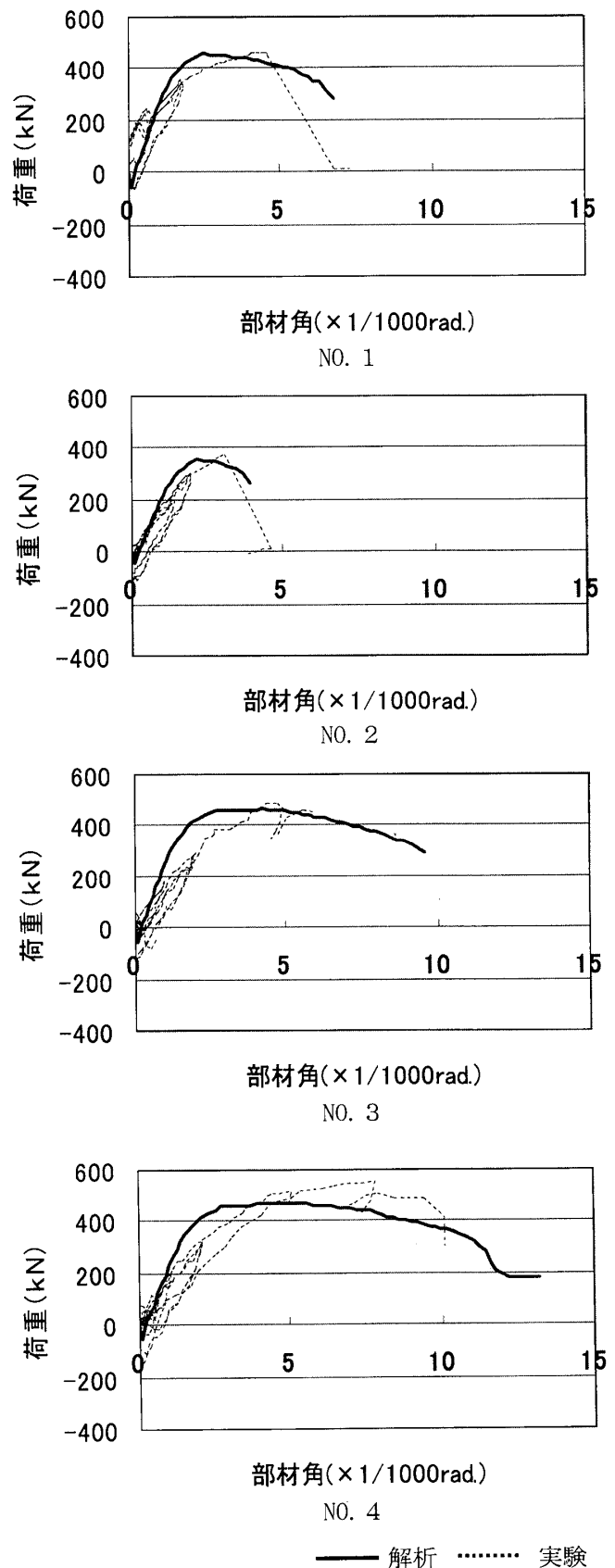
図-4 最終ひび割れ状況(実験)

壁板部も合わせて拘束した NO. 3 が拘束範囲の増大により靱性が増加したものと考えられ、実験結果の傾向と一致する。NO. 3 と NO. 4 を比較すると、NO. 3 に対し壁板部の拘束筋量を 2 倍に増した NO. 4 の方が限界部材角が大きく、実験結果と同様、拘束筋量の影響が示されたと考えられる。コンクリート強度が他の 3 体より低い NO. 1 は NO. 2 に比較して限界部材角が大きく、実験結果と同様の傾向が示された。NO. 2 は NO. 1 に対して最大耐力も低い、前述のように載荷軸力等の影響で脚部の回転が他の 3 体程度まで進む前に圧壊したためと考えられる。靱性に関して NO. 1～4 の解析結果を比較すると、全般に実験結果と同様な結果が得られ、コンクリート拘束効果の靱性に対する影響を表せたと考えられる。但し、剛性は全般に解析が高い。また、NO. 4 では、解析値の荷重の方が低い結果となっている。

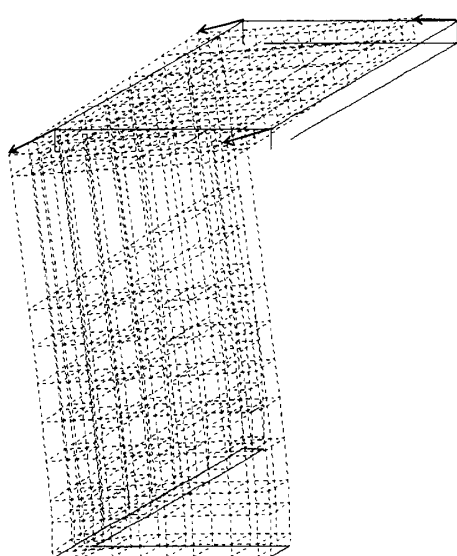
(2) 変形状

図－6 に NO. 4 試験体の部材角 5/1000rad. および 10/1000rad. における変形図を示す。いずれもせん断より曲げが卓越した変形のように思われるが、隅角部側(圧縮側)と引張側を比較すると、引張側の側面が 5/1000rad.、10/1000rad. ともゆるやかなカーブであるのに対し、圧縮側では、5/1000rad. では割合ゆるやかなカーブであるが 10/1000rad. では壁脚部に変形が集中しているように思われる。

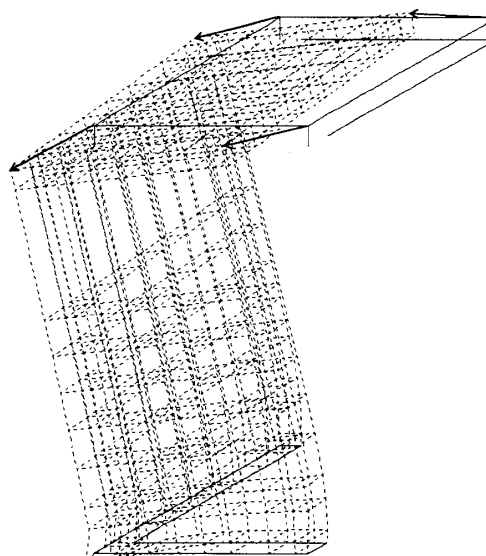
これは、ある程度変形が進むと、脚部において圧縮縁の圧縮ひずみが増大し、コンクリートの圧壊が生じるからであると考えられる。そのため、逆に脚部以外の上方向部分では圧縮ひずみは増大せず、直線に近い形状を保つと考えられる。曲げ降伏先行型の柱や壁柱においてはこのような性状は見受けられるが L 形の曲げ降伏型立体耐震壁においても同様であるといえる。



図－5 荷重－変形関係



(a) 5/1000rad.



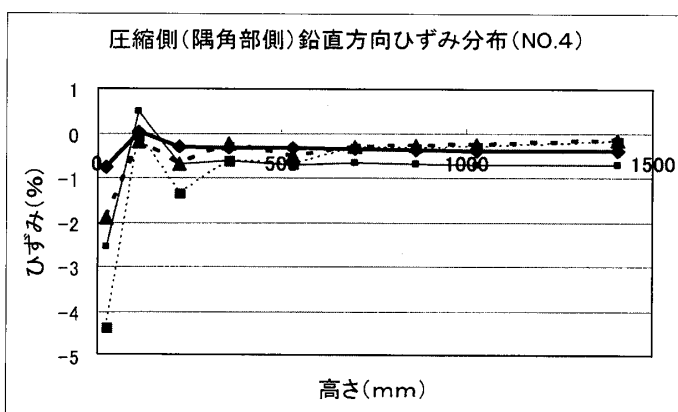
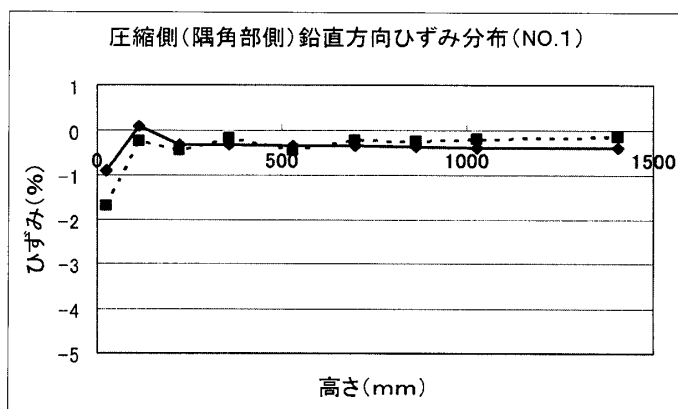
(b) 10/1000rad.

図-6 変形図 (NO. 4)

図-7にNO. 1とNO. 4における圧縮側(隅角部側)鉛直方向ひずみ分布を示す。実験におけるひずみは電気式変位計により測定した各区間の変位量から求めたものである(図-9参照)。また、解析のひずみは、節点間の相対距離から求め、節点間の距離は実験における変位区間に合わせた。解析におけるひずみ分布では、実験の場合と同様に脚部にひずみの集中が認められる。ひずみ量は脚部付近において解析の方が大きい。ひずみが集中する領域では同程度と考えられる。また、ひずみが集中している領域の広さは実験と解析で同程度であるといえる。

図-8にNO. 1とNO. 4における引張側(隅角部と逆の側)における鉛直方向ひずみ分布を示す。0.6Fcの高軸力下であるため、上方部では、実験においても圧縮となっているが、解析では壁脚部付近を除いてほとんどの領域で圧縮となっている。またひずみの量も実験値より大きい傾向にある。

図-10に壁脚部の水平方向ひずみ分布を示す。解析、実験とも、最下部50mmを検長としている(図



—— 解析 5/1000rad. —— 解析 10/1000rad.
 実験 5/1000rad. 実験 10/1000rad.

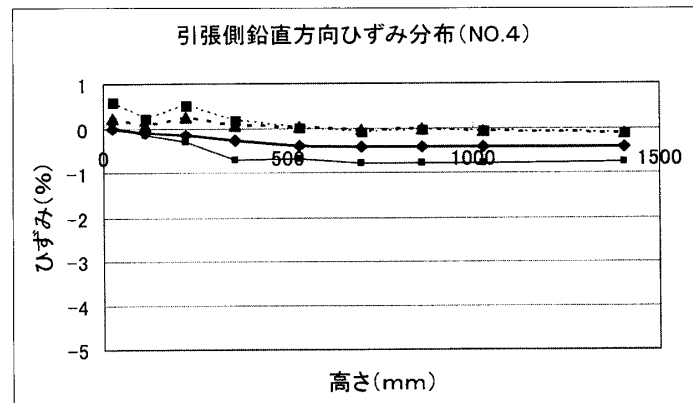
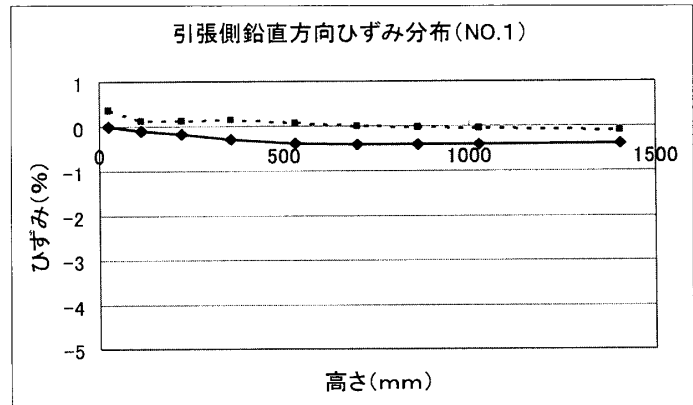
図-7 圧縮側(隅角部側)鉛直方向ひずみ分布

－ 9 参照)。解析, 実験いずれの場合も平面保持ではなく, 圧縮端部に近づくにつれて, ひずみの増加が著しくなっている。

4. まとめ

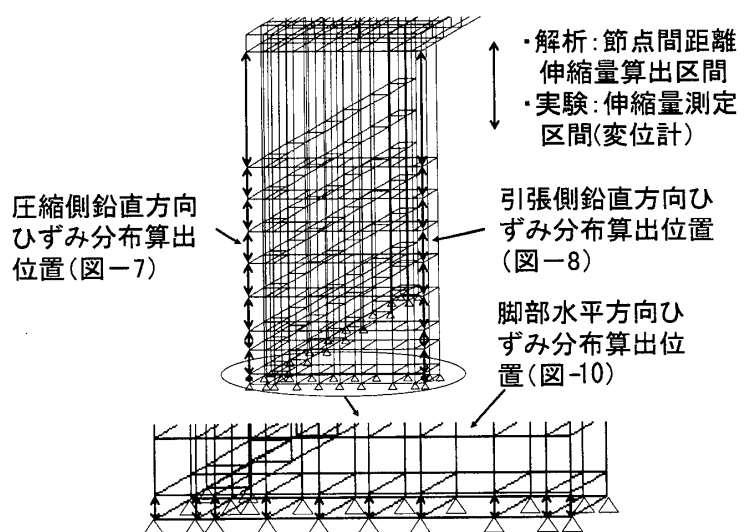
先に行われたL型コア壁の水平加力実験に対し, 3次元有限要素を用いて解析を行い, 特に, 隅角部近傍におけるコンクリート拘束の有無, 拘束コンクリートの拘束の程度, 拘束領域がコア壁の靱性に及ぼす影響について検討し, 以下の結論が得られた。

- (1) コンクリート要素に拘束効果を考慮することで, 隅角部近傍におけるコンクリートの拘束がコア壁の靱性を増大させる傾向を表すことができた。
- (2) 拘束筋量増加によるコンクリート拘束効果増大をコンクリート要素に考慮することで, 拘束効果増大によるコア壁の靱性増大を表すことができた。
- (3) 解析モデルに拘束領域増大を考慮することで, 拘束領域増大によるコア壁の靱性増大を表すことができた。
- (4) 変形図により, コア壁の45度方向加力における全体的な変形性状を把握できた。特に, ある程度変形が進むと, 圧縮側脚部に変形が集中する現象を表すことができた。
- (5) 解析における各ひずみ分布により, 各部の変形性状が明らかとなり, 実験ともある程度一致した。特に, 圧壊領域である圧縮側脚部にひずみが集中する傾向を表すことができた。また, 脚部の水平方向ひずみ分布においては, 実験結果と同様, 平面保持ではなく, 圧縮端部に近づくにつれて, ひずみの増加が著しくなっている傾向が示された。



— 解析 5/1000rad. — 解析 10/1000rad.
 実験 5/1000rad. 実験 10/1000rad.

図－8 引張側鉛直方向ひずみ分布

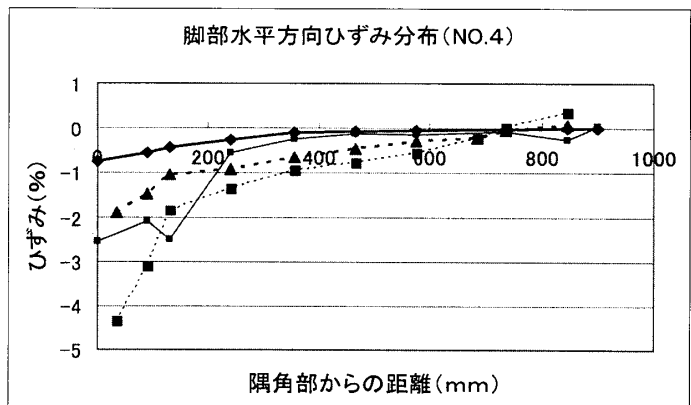
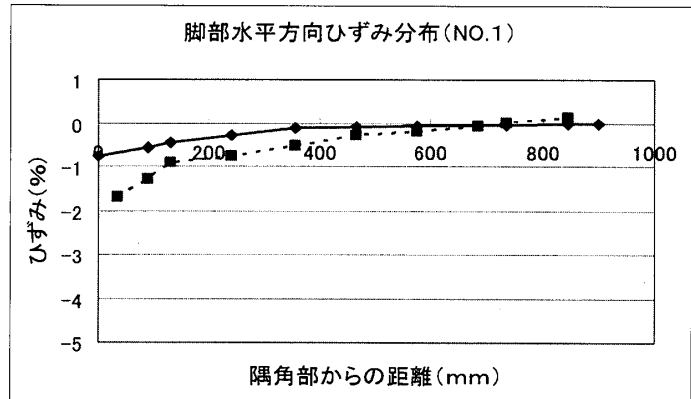


図－9 ひずみ分布の計測位置

謝辞 本研究を実施するにあたり、平成19年度福井工業大学特別研究費のご支援をいただきました。深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 仲地唯治ほか：コア壁の靱性確保に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.499-504，1995
- 2) 竹田史朗ほか：中央コア壁を有する超高層RC造建築物の開発（その2 L型断面耐震壁の曲げせん断実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.389-390，2005.9
- 3) 成川将人ほか：制震耐震壁の構造性能に関する研究（その3 RC造L型断面耐震壁の3次元非線形有限要素解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.599-600，2001.9
- 4) 加藤恒樹ほか：斜め方向加力を受けるRC造L型断面立体耐震壁の3次元FEM解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.371-372，2005.9
- 5) 日本建築学会編：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981
- 6) 土木学会編：新体系土木工学29，1981



— 解析 5/1000rad. — 解析 10/1000rad.
 実験 5/1000rad. 実験 10/1000rad.

図-10 脚部水平方向ひずみ分布

(平成20年3月31日受理)