

## 杭基礎で支持された曲げ降伏型連層耐震壁の地震時抵抗機構

その2 FEM解析による実験試験体のパラメトリックスタディ

SEISMIC-FORCE-RESISTING MECHANISMS OF FLEXURAL MULTI-STORY  
STRUCTURAL WALLS SUPPORTED ON PILES

Part 2 Parametric study on an experimental specimen with FEM analysis

坂下雅信\*, 河野 進\*\*, 西山峰広\*\*\*, 田中仁史\*\*\*\*, 渡邊史夫\*\*\*\*\*

*Masanobu SAKASHITA, Susumu KONO, Minehiro NISHIYAMA,  
Hitoshi TANAKA and Fumio WATANABE*

Reinforced concrete multi-story structural walls supported on pile foundations are commonly designed assuming that they stand on solid foundation without considering their interaction. In this study, parametric studies with a two-dimensional finite element model were conducted in order to simulate their seismic-force-resisting mechanisms. The numerical model was first calibrated using the experimental data on three-story structural wall with pile foundation. The main analytical variable was the amount of upper longitudinal reinforcement in the foundation beam. Failure modes, deformation capacity and damage process of the numerical models varied depending on whether the upper longitudinal reinforcement in the foundation beam yielded in tension or not. The procedure for calculating moment acting on the foundation beams in the flexural ultimate state of the structural walls was established.

**Keywords:** Multi-story structural wall, Foundation beam, Pile, Flexural yielding, FEM analysis

連層耐震壁, 基礎梁, 杭, 曲げ降伏, FEM解析

## 1. はじめに

杭基礎に支持された連層耐震壁架構では、連層耐震壁から杭基礎を介して地盤へと伝達される地震時水平力の経路を明らかにすることが合理的な耐震設計を行う上で重要である。筆者らは、連層耐震壁が1階壁脚で曲げ降伏する事例を対象とし、連層耐震壁、基礎梁および杭の一部を再現した実験試験体を2体製作し、地震力を模擬した水平せん断力を作用させる静的載荷実験を実施した。前稿<sup>1)</sup>では、連層耐震壁の変形量が大きくなるにつれ、基礎梁上端筋の引張ひずみが増大すること、基礎梁上端筋の配筋量が少ないと、試験体の崩壊機構が、連層耐震壁の曲げ圧壊から、連層耐震壁と基礎梁の一部、圧縮杭からなる自由体の剛体回転に変化し、損傷部位や変形性能に差異が生じることを報告した。また、基礎梁を剛梁、連層耐震壁を曲げ、せん断要素で置換した抵抗機構と、上述した自由体の剛体回転による抵抗機構をモデル化して比較することで、崩壊機構の判別や、耐震壁の荷重変形関係が予測できることを示した。しかしながら、前稿で対象とした2体の実験試験体は、試験体寸法や載荷条件などに相違点が多く、基礎梁上端筋の配筋量が連層耐震壁の地震時抵抗機構に及ぼす影響について明確に検証できなかった。また、現状では、上部構造—杭基礎—地盤系の一体解析に適用できるような、基礎梁周辺部の線材置換モデルの提案には至っていない。

本稿では、線材置換モデルの提案に必要な情報を収集することを目的とし、基礎梁上端筋の配筋量が連層耐震壁架構の地震時抵抗機構に及ぼす影響について、2次元FEM解析で検証した。また、検証に先立ち、前稿で実験結果を報告したL試験体のキャリブレーション解析を実施し、構築したFEM解析モデルの妥当性を確認した。

## 2. 実験試験体を対象としたFEM解析

## 2.1. 実験概要

前稿<sup>1)</sup>では、連層耐震壁、基礎梁および杭の一部からなるS試験体とL試験体の実験結果を報告した。S試験体では、曲げ降伏型に設計した連層耐震壁の側柱主筋が引張降伏した後、圧縮柱の曲げ圧壊によって水平耐力が低下し、脆性的な挙動を示した。また、連層耐震壁を支持する基礎梁の損傷は、壁板と比べて軽微に抑えられた。しかしながら、壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針<sup>2)</sup>に従って、連層耐震壁曲げ終局強度時の杭頭モーメントの曲げ戻し応力 $bM_p$ に対する基礎梁上端引張時の曲げ終局強度 $bM_u$ の比率 $bM_u/bM_p$ を、圧縮杭側の危険断面において2.2と余裕を持って設定したにも関わらず、連層耐震壁の変形が大きくなると、基礎梁上端筋の引張降伏が見られた。また、 $bM_u/bM_p$ を0.8としたL試験体でも、S試験体と同様に側柱主筋や基礎梁上端筋の引張降伏が観測されたが、S

\* 京都大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)

Assistant Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

\*\* 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph. D.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

\*\*\* 京都大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

\*\*\*\* 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Ph. D.

\*\*\*\*\* 京都大学 名誉教授・工博

Prof. Emeritus, Kyoto University, Dr. Eng.

試験体とは異なり、連層耐震壁から基礎梁下端域まで曲げせん断ひび割れが進展することにより、図1に示すような、連層耐震壁、基礎梁の一部と圧縮杭からなる自由体が、基礎梁下端域を中心に回転するような抵抗機構（剛体回転機構）が形成された。剛体回転機構は連層耐震壁に杭基礎が付与されることで初めて形成される崩壊機構であり、杭基礎によって支持される連層耐震壁架構を合理的に設計するためには、そのメカニズムの解明が必要である。本章では、剛体回転機構が形成されたL試験体を対象に、有限要素解析ソフトFINAL<sup>3</sup>)を用いた数値解析を実施し、実験で計測された耐震壁の荷重変形関係や各部材の損傷状況、剛体回転機構の再現が可能かどうかを確認した。表1にL試験体の断面詳細を示す。

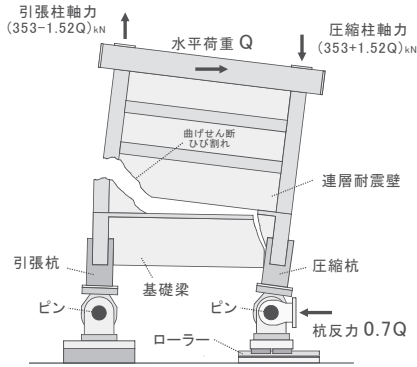


図1 L試験体における剛体回転機構のイメージ

表1 L試験体の断面詳細

| 部材名 | 寸法            | 鉄筋         | 配筋        | 鉄筋比           |
|-----|---------------|------------|-----------|---------------|
| 側柱  | 260mm × 260mm | 主筋         | 8-D13     | SD295A 1.50%  |
|     |               | 横補強筋       | 2-D10@100 | KSS785 0.55%  |
| 枠梁  | 140mm × 200mm | 上端筋, 下端筋   | 2-D10     | SD295A 0.59%  |
|     |               | 横補強筋       | 2-D6@150  | SD295A 0.30%  |
| 壁板  | 70mm          | 縦補強筋, 横補強筋 | D6@150 千鳥 | SD295A 0.30%  |
| 杭   | 440mm × 440mm | 主筋         | 8-D32     | SD345 3.28%   |
|     |               | 横補強筋       | 2-D13@120 | SD295A 0.48%  |
| 基礎梁 | 150mm × 880mm | 上端筋, 下端筋   | 2-D22     | SD295A 0.63%  |
|     |               | スラブ軸筋      | 総数 10-D6  | SD295A 0.88%* |
|     |               | 横補強筋       | 2-D10@150 | SD295A 0.63%  |
| スラブ | 70mm          | スラブ筋       | D6@150 千鳥 | SD295A 0.30%  |
| 直交梁 | 260mm × 880mm | 上端筋, 下端筋   | 4-D16     | SD295A 0.37%  |
|     |               | 横補強筋       | 2-D10@150 | SD295A 0.37%  |

\* スラブ軸方向筋の配筋比は、基礎梁上端筋とスラブ軸方向筋の和を、基礎梁の幅と有効せいで除した値である。

## 2.2. 解析モデルの概要

図2に解析モデルの要素分割図を示す。括弧内の寸法は各部材の厚みを示している。コンクリート部分は四辺形要素で分割し、杭、基礎梁、側柱、枠梁の主筋はトラス要素でモデル化した。また、コンクリートと主筋は完全付着とした。各部材の横補強筋や壁縦横筋はコンクリート要素内の埋め込み鉄筋としてモデル化した。図3に解析モデルの荷重方法を示す。実験と同様に水平加力前に側柱1本あたり353kNの長期荷重を鉛直加力点に与えた。水平加力は、実験では各サイクル2回ずつの繰り返し荷重を行ったが、解析では一方方向荷重とした。耐震壁脚部におけるせん断スパン比(2.27)を保持するために、実験では鉛直方向の油圧ジャッキを用いて、水平荷重Qに応じた変動軸力を載荷梁に作用させたが、解析では変位制御による水平加力を行うために、載荷梁上部にせん断スパン比に対応した高さの仮定の載荷ブロックを設けた。載荷梁は弾性要素でモデル

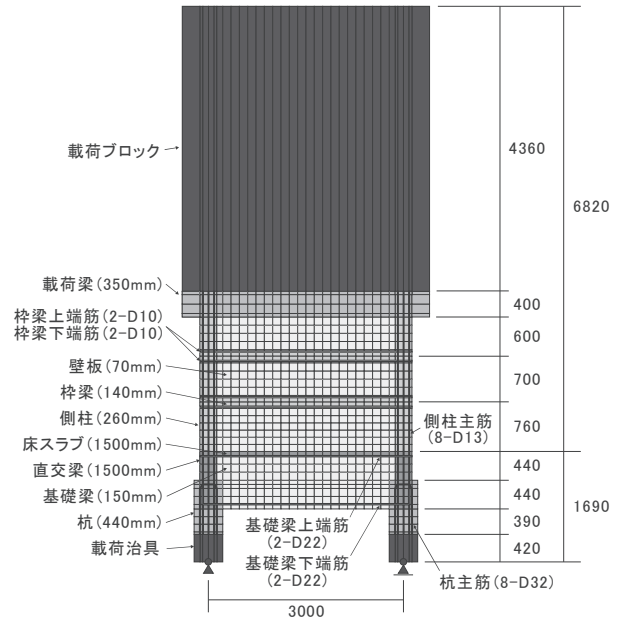


図2 解析モデル (単位: mm)

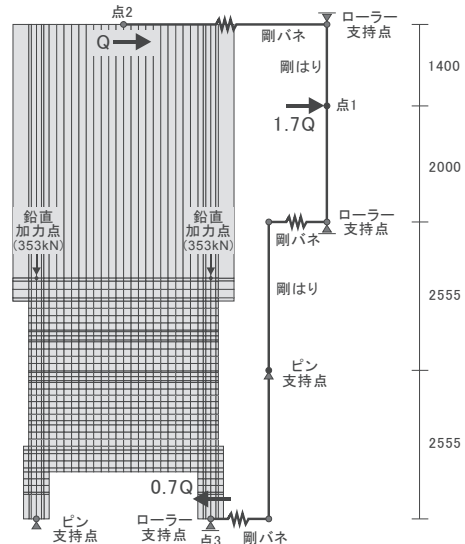
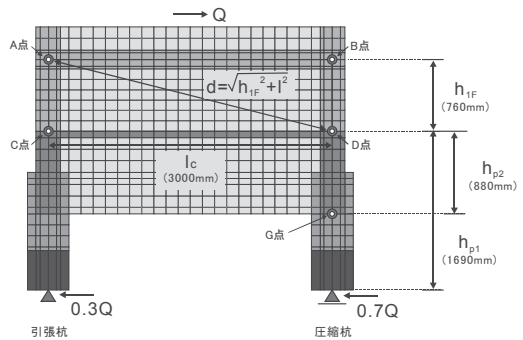
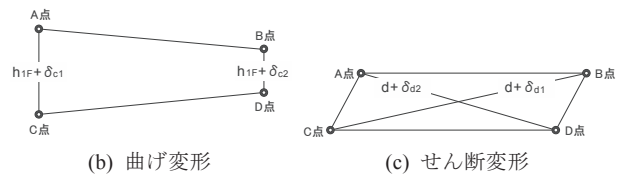


図3 加力方法 (単位: mm)



(a) 計測範囲の寸法



(b) 曲げ変形 (c) せん断変形 図4 1階耐震壁変形角  $R_w$  の算定

化し、仮定の荷重ブロックは剛体として扱うことができるように十分大きな剛性を与えた。2本の杭は、荷重器具を模した剛強なブロックを介して、反曲点位置において片方の杭の節点をピンで、もう一方の杭の節点をローラーで支持した。実験では、油圧ジャッキを用いて、水平荷重  $Q$  に比例する水平反力（圧縮杭： $0.7Q$ 、引張杭： $0.3Q$ ）を杭に与えたが、解析では、試験体右側に設けた剛はりとし剛バネ（軸方向に十分大きな剛性を持つ両端ピンの線材）で構成される仮定の荷重フレームを用いて、杭に水平反力を与えた。荷重フレーム上の点1に水平荷重  $1.7Q$  を与えることで、剛バネを介して、荷重ブロックの点2には水平荷重  $Q$  が、ローラーで支持された杭の点3には水平反力  $0.7Q$  が入力される。

1階耐震壁の変形角  $R_w$  は、図4に示すA、B、C、Dの4点の計測点間の距離の変化量（ $\delta_{c1}$ 、 $\delta_{c2}$ 、 $\delta_{d1}$ 、 $\delta_{d2}$ ）から、式(1)に基づいて曲げとせん断の変形成分を足し合わせることで算定した。

$$R_w = R_f + R_s \quad (1)$$

$$R_f = \frac{(\delta_{c1} - \delta_{c2})}{2l_c} \quad (2)$$

$$R_s = \frac{\sqrt{l_c^2 + h_{1F}^2} (\delta_{d1} - \delta_{d2})}{l_c \cdot h_{1F}} \quad (3)$$

変形量（ $\delta_{c1}$ 、 $\delta_{c2}$ 、 $\delta_{d1}$ 、 $\delta_{d2}$ ）は伸びを正、縮みを負とする。

### 2.3. 材料構成則

コンクリート要素には、多方向にひび割れが生じる繰り返し荷重時のRC部材の挙動が検証可能な非直交分散ひび割れモデル<sup>4)</sup>を用いた。図5(a)にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。ひび割れ後のコンクリートの応力-ひずみ関係には、式(4)に示す出雲らのモデル（ $C=1.0$ ）<sup>5)</sup>を用い、コンクリートの引張応力の負担を考慮した。また、圧縮側のコンクリートの応力-ひずみ関係には、修正 Ahmad モデル<sup>6)</sup>を用い、平面応力下の破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案<sup>7)</sup>に従った。今回の解析では、ひび割れ発生後の圧縮特性の劣化のうち、圧縮強度の低減のみを考慮し、圧縮強度時ひずみの低減は行っていない。ひび割れ後のせん断伝達特性は、平板の面内せん断加力実験の結果を基に提案された長沼によるモデル<sup>8)</sup>を用いた。長沼らのモデルでは、ひび割れ面におけるせん断応力-せん断ひずみ関係は、コンクリートの一軸圧縮強度、鉄筋比、ひび割れと直交方向のひずみの関数として決まる。表2に解析に用いた材料の特性を示す。コンクリートの一軸圧縮強度  $\sigma_B$  およびヤング係数  $E_c$  には、標準シリンダー試験の結果を用い、引張強度  $f_t$  および圧縮強度時のひずみ  $\epsilon_{co}$  は式(5)、(6)で計算した<sup>9,10)</sup>。

鉄筋の応力-ひずみ関係は図5(b)に示すように定義し、繰り返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>11)</sup>を用いた。

$$\sigma = f_t \cdot (\epsilon_i / \epsilon)^C \quad \epsilon \geq \epsilon_i \quad (4)$$

$$f_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

$$\epsilon_{co} = 1.37 \times \sigma_B + 1690 \quad (\mu) \quad (6)$$

\*  $\sigma_B$  は標準シリンダー試験によるコンクリートの一軸圧縮強度で、式(5)では MPa、式(6)では  $\text{kgf/cm}^2$  の単位で代入する。

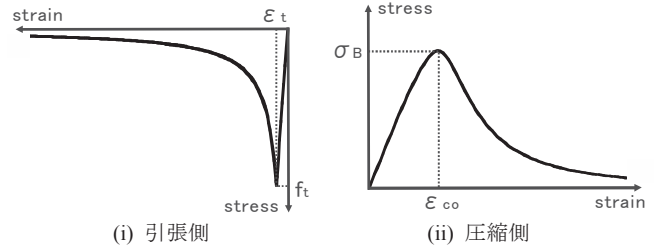
表2 FEM 解析に用いた材料の特性

(a) コンクリート

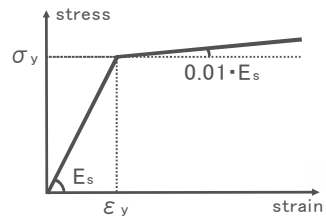
| 使用部材          | $\sigma_B$<br>(MPa) | $E_c$<br>(GPa) | $f_t$<br>(MPa) | $\epsilon_{co}$<br>( $\mu$ ) |
|---------------|---------------------|----------------|----------------|------------------------------|
| 基礎梁、杭、直交梁、スラブ | 45.7                | 25.9           | 2.23           | 2328                         |
| 壁板、側柱、枠梁      | 60.3                | 30.4           | 2.56           | 2532                         |

(b) 鉄筋

| 鉄筋種類       | $\sigma_y$<br>(MPa) | $E_s$<br>(GPa) |
|------------|---------------------|----------------|
| D6 SD295A  | 377                 | 179            |
| D10 SD295A | 378                 | 183            |
| D10 KSS785 | 919                 | 201            |
| D13 SD295A | 351                 | 175            |
| D16 SD295A | 337                 | 191            |
| D22 SD295A | 341                 | 183            |
| D32 SD345  | 387                 | 188            |

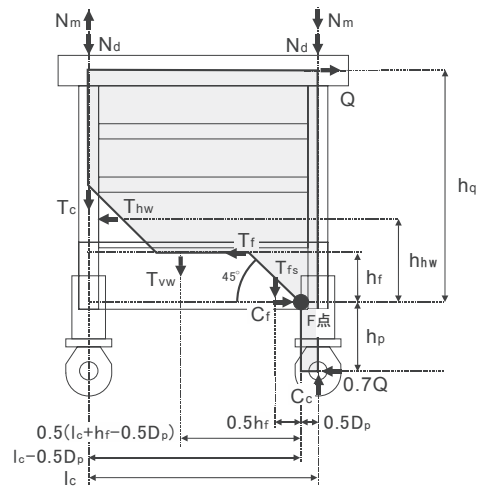


(a) コンクリート

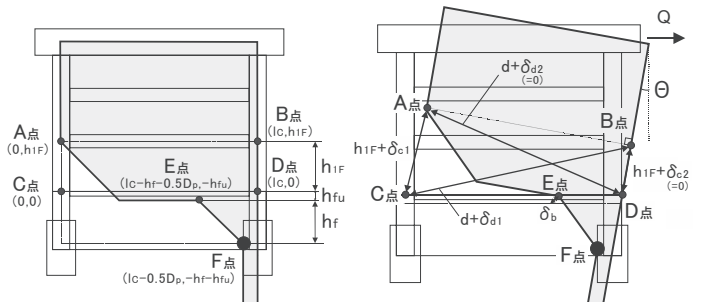


(b) 鉄筋

図5 材料の応力-ひずみ関係モデル



(a) 剛体回転する自由体の釣合



(b) 計測点の座標位置 (c) 剛体回転角  $\theta$  と各計測点の位置関係

図6 剛体回転機構のマクロモデル<sup>1)</sup>

## 2.4. 剛体回転機構の概要

L 試験体を対象とした載荷実験では、連層耐震壁の変形に伴って、基礎梁上端筋の引張りひずみが増大した。前稿<sup>1)</sup>では、この挙動を説明するために剛体回転機構を提案した。剛体回転機構では、耐震壁内に発生した曲げせん断ひび割れが基礎梁下端域まで進展することによって、図 6(a)(b)に示すような連層耐震壁、基礎梁の一部と圧縮杭からなる自由体が形成され、図 6(c)に示すように、基礎梁下端域(点 F)を中心に剛体回転する( $\delta_{c2}=\delta_{d2}=0$ )と仮定する。自由体におけるモーメントの釣合と、剛体回転に従う変形の適合条件より、水平荷重  $Q$ -1 階耐震壁変形角  $R_w$  関係が導かれる。モデルの詳細については、前稿を参照されたい。

## 2.5. 解析結果の検証

### 2.5.1 水平荷重-1 階耐震壁変形角関係

図 7 に水平荷重  $Q$ -1 階耐震壁変形角  $R_w$  関係を示す。実験では、側柱主筋の引張降伏後、水平剛性が低下し、水平変位の増大に伴って水平荷重が徐々に増加した。FEM 解析では、耐震壁に曲げせん断ひび割れが進展した後の二次剛性をやや大きく予測しているものの、解析結果は実験の包絡線と良く一致している。図中の記号は、側柱主筋や基礎梁上端筋、下端筋の引張降伏点を示している。基礎梁上端筋についてはやや乖離が大きいものの、側柱主筋や基礎梁下端筋については引張降伏点の変形角が実験と解析で概ね一致している。また、実験では繰り返し載荷の後、 $R_w=4\%$ まで押し切り載荷を行ったが、圧縮柱脚部の損傷は軽微で水平耐力の低下も確認できなかった。解析でも計算を終了した  $R_w=6\%$ まで最大耐力の低下は見られず、実験試験体と同様に高い変形性能を示した。

### 2.5.2 基礎梁主筋のひずみ分布

図 8 に解析モデルの杭基礎のメッシュ分割と、基礎梁上端筋、下端筋の位置を示す。また、図 9 に基礎梁上端筋および下端筋のひずみ分布を示す。図 9 の縦軸のひずみは引張を正、圧縮を負とした。図 8 の  $x$  軸は図 9 の横軸の基礎梁材軸位置と対応している。実験では基礎梁上端筋のひずみが基礎梁全域に渡って引張となり、1 階耐震壁変形角  $R_w$  の増大に伴って引張りひずみが増大した。解析では繰り返し載荷を行わなかったため、引張杭近傍における引張りひずみが実験値と比べてやや小さいが、基礎梁上端筋の引張降伏位置が圧縮杭側の危険断面位置( $x=1370\text{mm}$ )よりも基礎梁中心側に寄る点など、解析結果は実験の特徴を捉えている。基礎梁下端筋に関しては、実験では引張杭側の危険断面位置( $x=-1280\text{mm}$ )で引張りひずみが最大となり、圧縮杭側の危険断面位置では圧縮ひずみが観測されたが、解析結果は実験のひずみ分布と良く対応している。

### 2.5.3 基礎梁断面に作用する軸力、せん断力、モーメント

コンクリート要素や鉄筋要素に作用する応力を積分して、FEM 解析における基礎梁の軸力、

せん断力、モーメントの分布を求めた。図 10(a)に軸力-基礎梁材軸位置の関係を示す。軸力は引張を正、圧縮を負とした。図中の直線は  $R_w=0.84\%$ 時の FEM 解析の水平荷重  $Q$  ( $=376\text{kN}$ ) から求めた圧縮杭と引張杭の負担する水平せん断力  $0.7Q$  ( $=263\text{kN}$ )、 $0.3Q$  ( $=113\text{kN}$ ) を示している。引張杭近傍では引張杭の負担せん断力  $0.3Q$  とほぼ同じ大きさの引張軸力が基礎梁に作用するが、 $x=-300\text{mm}$  付近を起点に壁脚から基礎梁に水平せん断力が徐々に伝達されることによって、 $x=300\text{mm}$  付近で軸力が圧縮側に転じ、圧縮杭近傍では圧縮杭の負担する水平せん断力  $0.7Q$  に近い大きさの圧縮軸力が作用している。

図 10(b)にせん断力-基礎梁材軸位置の関係を示す。図中の直線は

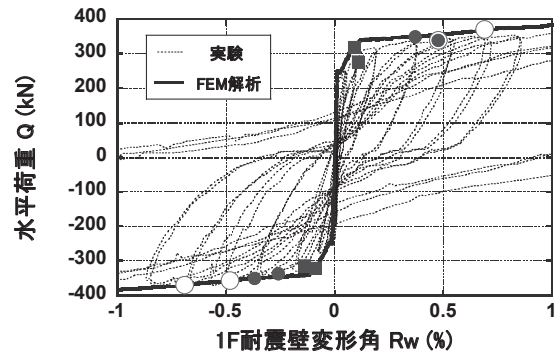


図 7 水平荷重  $Q$ -1 階耐震壁変形角  $R_w$  関係

■: 柱主筋の引張降伏点, ○, ●: 基礎梁上端筋および下端筋の引張降伏点

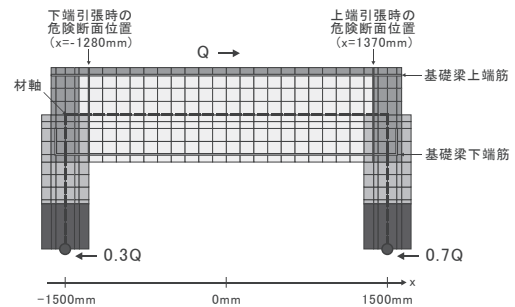


図 8 杭基礎のメッシュ分割と基礎梁主筋の位置

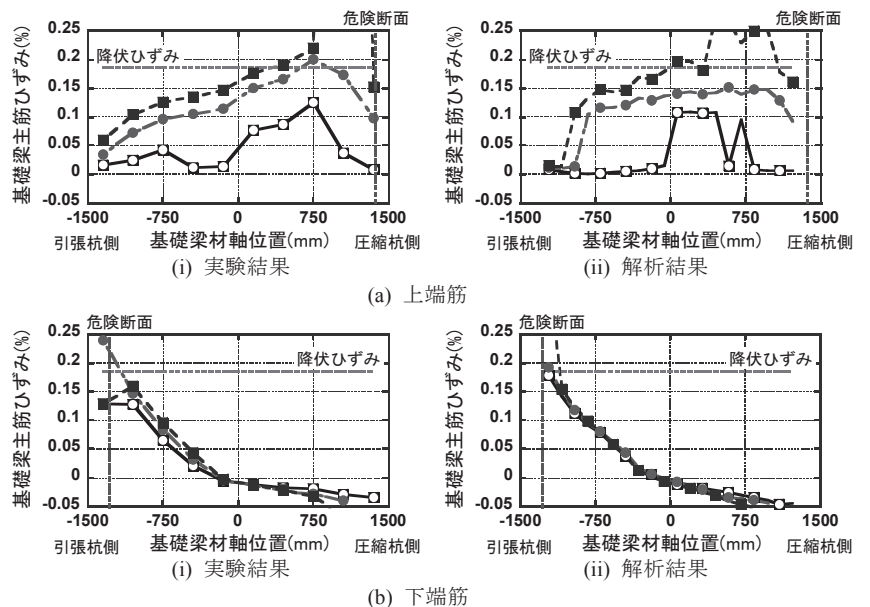


図 9 基礎梁主筋のひずみ分布 【□  $R_w=0.18\%$ , ●  $R_w=0.53\%$ , ■  $R_w=0.84\%$ 】



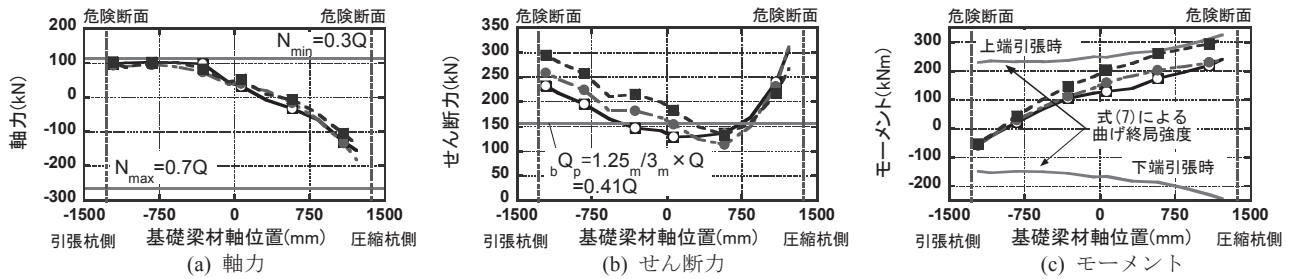


図 10 基礎梁の応力分布 【□ ( $R_w=0.18\%$ ,  $Q=342\text{kN}$ ), ● ( $R_w=0.53\%$ ,  $Q=359\text{kN}$ ), ■ ( $R_w=0.84\%$ ,  $Q=376\text{kN}$ )】

$R_w=0.84\%$ 時に杭頭モーメントの曲げ戻し応力によって基礎梁に生じるせん断力  ${}_bQ_p$  ( $=157\text{kN}$ ) を示している。 ${}_bQ_p$  は  $Q$  に杭の反曲点から基礎梁材軸までの高さ  $1.25\text{m}$  を乗じ、杭の中心間距離  $3\text{m}$  で除すことで求めた。圧縮杭、引張杭近傍ではスパン中央と比較して基礎梁に 2 倍近いせん断力が作用し、設計で考慮する  ${}_bQ_p$  を大きく上回っている。

図 10(c) にモーメントー基礎梁材軸位置の関係を示す。モーメントは、上端引張を正、下端引張を負とし、図 8 に示す基礎梁の材軸を基準に計算した。圧縮杭側の危険断面位置では上端引張のモーメントが、引張杭側の危険断面位置では下端引張のモーメントが作用している。L 試験体では、実験、解析ともに、基礎梁上端筋および下端筋が引張降伏した。そこで、基礎梁の曲げ終局強度を既往の算定式で評価できるかどうか検証した。

圧縮杭近傍では、圧縮杭と基礎梁の接合部が閉じる方向に変形し、基礎梁上端筋が引張を受ける。図 10(c) に示すように、圧縮杭側では、危険断面位置のモーメントが最大になるが、図 9(a) の実験結果を見ると、基礎梁上端筋の引張降伏は、基礎梁のスパン中央付近から圧縮杭近傍の広い範囲にわたって観測されている。そこで、図 10(a) に示す  $R_w=0.84\%$  時の軸力分布と、式(7)の柱の曲げ終局強度式を用いて、基礎梁の曲げ終局強度を計算した。基礎梁に作用する圧縮軸力は軸力比にして数%程度であるため、圧縮軸力作用時の曲げ終局強度の算定には式(7.2)を用いた。また、床スラブに関しては、スラブ内のひび割れの進展状況を考慮して、表 1 に示す全ての軸方向鉄筋を引張鉄筋として取り扱った。計算結果を図 10(c) 中に示す。基礎梁上端筋の曲げ降伏が観測された  $x=500\sim 1370\text{mm}$  の範囲では、曲げ終局強度の計算値と同程度のモーメントが作用していることから、スパン中央から圧縮杭近傍では、軸力の影響を考慮することで、既往の算定式による曲げ終局強度の評価が可能である。

引張杭近傍では、引張杭と基礎梁の接合部が開く方向に変形し、基礎梁下端筋が引張を受ける。引張杭近傍の危険断面位置付近 ( $x=-1215\text{mm}$ ) に作用するモーメントは、図 10(c) によれば、 $R_w=0.84\%$  時に  $52\text{kNm}$  である。一方、式(7.1)を用いて引張軸力の影響を評価した曲げ終局強度の計算値は  $147\text{kNm}$  であり、基礎梁下端筋が引張降伏しているにもかかわらず、計算値の 1/3 程度のモーメントしか基礎梁は負担していない。

柱の曲げ終局強度式<sup>9)</sup> (7)

$$N_{min} \leq N < 0 \quad {}_cM_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND \quad (7.1)$$

$$0 \leq N \leq 0.4bDF_c \quad {}_cM_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c) \quad (7.2)$$

$$0.4bDF_c < N \leq N_{max} \quad {}_cM_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c) \times (N_{max} - N)/(N_{max} - 0.4bDF_c) \quad (7.3)$$

## 2.5.4 引張杭ー基礎梁間の応力伝達機構

2.5.3 項では、引張杭近傍において、基礎梁の負担するモーメントが式(7)の曲げ終局強度を大きく下回ることを確認した。そこで、FEM 解析の結果を基に、引張杭ー基礎梁間の応力伝達機構をモデル化した。図 11 に引張杭近傍の配筋図と構築したモデルの概要を示す。基礎梁に形成されるストラット  $C_6, C_7$  およびその傾斜角は、FEM 解析の主応力分布 (本稿では紙面の関係で割愛するが、後述する 3 章では実験試験体と同形状(床スラブの有無や配筋の一部が異なる)で、荷重条件が同じモデルの主応力分布を図 15(i)(ii)に掲載している) を参考に設定した。L 試験体では、杭主筋が基礎梁中心高さ付近で定着されているため、杭から基礎梁への応力の伝達経路として、杭頭からの経路 ( $C_6, T_1$ ) と、直交梁を介した経路 ( $C_7, T_7$ ) の 2 通りが考えられる。図中に示す 14 個の未知数 ( $C_1\sim C_7, T_1\sim T_7$ ) に対して、節点  $P_1\sim P_7$  において 13 個の釣合式が成り立つため、杭の応力状態から一意に決まる  $C_1, T_2, T_5$  以外の未知数のうち 1 個を仮定すれば、他の未知数が全て求められる。そこで、ストラット  $C_1\sim C_7$  に圧縮力が、また、タイ  $T_2\sim T_7$  に表 2(b) で示した各鉄筋の降伏強度を下回る引張力が作用する場合に、タイ  $T_1$  (基礎梁下端筋) に作用する引張力の範囲を求めた。試験体に作用する応力は、式(8)による連層耐震壁曲げ終局強度時の水平せん断力  $Q$  ( $=362\text{kN}$ ) が連層耐震壁に作用し、引張柱主筋が全て引張降伏した状態を想定した。表 2(b) より、引張柱主筋 (8-D13) が負担する引張力を  $356\text{kN}$  とすると、引張杭近傍の検討断面 ( $x=-1215\text{mm}$ ) のモーメントは  $45\text{kNm}$  となる。この値は図 10(c) で示した  $R_w=0.84\%$  時の解析値 ( $52\text{kNm}$ )

耐震壁の曲げ終局強度式<sup>9)</sup>

$${}_wM_u = a_t\sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w\sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5Nl_w \quad (8)$$

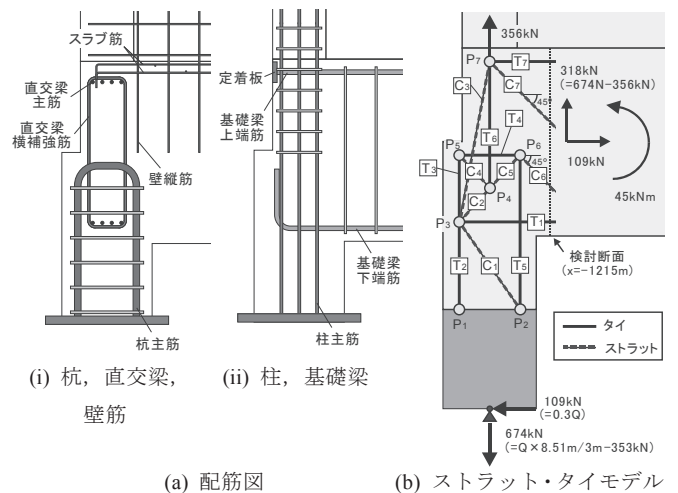


図 11 引張杭ー基礎梁間の応力伝達機構のモデル化

表3 ストラット・タイモデルを用いた検証結果

| ストラット | T1=286kN時 (kN) | T1=316kN時 (kN) | タイ | T1=286kN時 (kN) | T1=316kN時 (kN) | 降伏強度 (kN)                   | 配筋           |
|-------|----------------|----------------|----|----------------|----------------|-----------------------------|--------------|
| C1    | 203            |                | T1 | 286            | 316            | 264                         | 2-D22 基礎梁下端筋 |
| C2    | 194            | 307            | T2 | 177            |                | 1229                        | 4-D32 杭主筋    |
| C3    | 250            | 0              | T3 | 394            | 232            |                             |              |
| C4    | 533            | 315            | T4 | 360            | 212            |                             |              |
| C5    | 727            | 622            | T5 | 668            |                |                             |              |
| C6    | 186            | 295            | T6 | 787            | 465            |                             |              |
| C7    | 263            | 154            | T7 | 140            | 109            | 383 2-D22+10-D6 基礎梁上端筋、スラブ筋 |              |

に近く、想定する応力状態はFEM解析の応力状態と対応している。  
 算定結果を表3に示す。基礎梁下端筋の降伏強度は表2(b)より264kNである。一方、上述したストラットの圧縮力、タイの引張力の条件を満足する際に、基礎梁下端筋(2-D22)に作用する引張力 $T_1$ の範囲は $286kN \leq T_1 \leq 316kN$ となり、連層耐震壁曲げ終局強度時に基礎梁下端筋は引張降伏していると考えられる。この結果は図9(b)で示した実験やFEM解析の結果と対応している。本稿では、ストラットが圧縮破壊する場合の検討は省略するが、ストラット・タイモデルを用いることで、杭と基礎梁の接合部が開く方向に変形する場合についても基礎梁の曲げ終局強度が評価できると考えられる。

3. FEM解析によるパラメトリックスタディ

3.1. 解析概要

2章で妥当性を確認したFEM解析モデルを用いて、パラメトリックスタディを実施した。表4に解析パラメータの一覧を示す。解析変数は基礎梁上端筋量であり、2章の実験試験体の1倍、2倍、4倍としたモデル1, 2, 3を設定した。モデル1では、実験試験体と同様に、連層耐震壁曲げ終局強度時に基礎梁に作用する杭頭モーメントの曲げ戻し応力 $bM_p$ に対して、危険断面位置における基礎梁の曲げ終局強度 $bM_u$ が不足している。モデル2, 3では $bM_p$ を $bM_u$ が上回っており、入力モーメントに対する曲げ終局強度の余裕度はそれぞれ1.3, 2.6である。なお、実験試験体では、設計時の意図に反して、基礎梁下端筋の引張降伏が見られたが、本章では、基礎梁上端筋に着目した考察を行うため、基礎梁下端筋が引張降伏しないように、基礎梁下端筋量を実験試験体の2倍とした。床スラブは簡略化のため省略した。また、図12に示すように、モデル3の杭基礎の底面、側面の全ての節点をピン支持とすることで、杭基礎の変形を拘束したモデル4を設定した。載荷方法は、モデル1, 2, 3では2章と同様の曲げ終局強度式<sup>9)</sup>

$$bM_u = 0.9a_s \sigma_y d \quad (9)$$

表4 解析変数と実験試験体からの変更点

|      | 基礎梁主筋                 |                  | 床スラブ | $bM_p^*$<br>(kNm) | $bM_u^{**}$<br>(kNm) | $bM_u/bM_p$ |
|------|-----------------------|------------------|------|-------------------|----------------------|-------------|
|      | 上端筋                   | 下端筋              |      |                   |                      |             |
| モデル1 | 2-D22 (pt=0.63%)      |                  |      | 297               | 194                  | 0.65        |
| モデル2 | 4-D22 (pt=1.26%)      | 4-D22 (pt=1.26%) | 無し   |                   | 388                  | 1.31        |
| モデル3 | 8-D22 (pt=2.53%)      |                  |      |                   | 776                  | 2.61        |
| モデル4 | 境界条件(杭基礎固定)以外はモデル3と同じ |                  |      |                   |                      |             |

\* 耐震壁が曲げ終局強度に到達した際(Q=362kN)の圧縮側危険断面位置(x=1370mm)における杭頭モーメントの曲げ戻し応力であり、耐震壁の曲げ強度は式(8)で算定した。  
 \*\* 軸力を0とした場合の基礎梁上端引張時の曲げ終局強度で、式(9)で計算した。

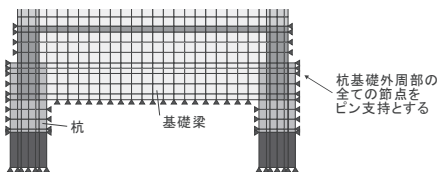


図12 モデル4の境界条件

様とし、モデル4では図3の鉛直加力点に長期荷重353kNを作用させた後、載荷ブロック上の点2に直接、水平荷重を与えた。

3.2. 解析結果の検証

3.2.1 水平荷重-1階耐震壁変形角関係

図13に $Q-R_w$ 関係の解析結果を示す。いずれのモデルでも、側柱に曲げひび割れが発生した後、耐震壁内に曲げせん断ひび割れが発生し、側柱主筋が引張降伏した。また、モデル1, 2では、 $R_w=0.6\% \sim 0.8\%$ の間で基礎梁上端筋が引張降伏したが、基礎梁上端筋量が最も多いモデル3では、基礎梁上端筋は引張降伏しなかった。いずれのモデルも初期剛性はほぼ等しくなったが、側柱に曲げひび割れが発生した後、側柱主筋が引張降伏するまでの二次剛性に関しては、杭基礎の変形を拘束したモデル4と比較して、モデル1, 2, 3の剛性が小さくなっている。また、モデル1, 2, 3を比較すると、側柱主筋の引張降伏までは基礎梁上端筋量が荷重変形関係に及ぼす影響は小さいが、側柱主筋の引張降伏後は基礎梁上端筋量の多いモデルほど水平剛性が高くなっている。図13(b)に示すように、モデル1では2章で検証した実験試験体の解析モデルと同様に $R_w=6\%$ 付近の解析終了時まで耐力低下は見られなかったが、他のモデルでは最大耐力点に到達すると共に急激な耐力低下を起こした。耐力低下開始時の変形角を比較すると、杭基礎を固定したモデル4(1.6%)が最も小さく、杭基礎の変形を許容したモデルでは、基礎梁上端筋量の減少に伴い、モデル3(2.2%)、モデル2(4.4%)の順に耐力低下時の変形角が大きくなった。

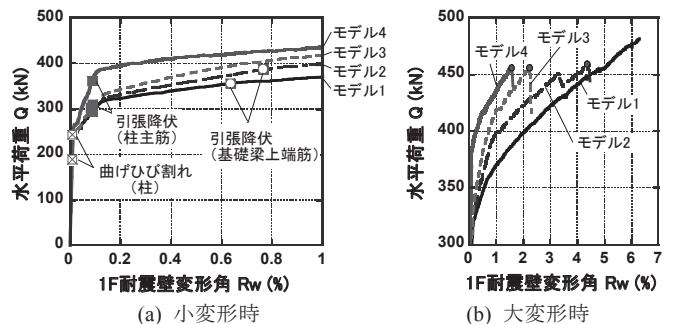


図13 水平荷重 $Q$ -1F耐震壁変形角 $R_w$ 関係

3.2.2 崩壊機構

杭基礎の変形を許容したモデル1, 2, 3において、剛体回転機構が形成されているかどうか確認する。図6(c)に示すように剛体回転機構が形成されると、点Fを中心に耐震壁、基礎梁の一部と圧縮杭が回転するため、剛体の回転角 $\theta$ と1階耐震壁変形角 $R_w$ の間には幾何学的関係が成立する。 $\theta$ が微小であると仮定すると、本例では $\theta \approx 0.68R_w$ の関係が得られる。(同関係の算定方法については前稿<sup>1)</sup>を参照されたい。)図14にモデル1, 2, 3の $\theta-R_w$ 関係を示す。剛

体の回転角  $\theta$  は図 4(a)の D 点と G 点の水平変位差を基礎梁せい 880mm で除すことで求めた。 $R_w=0.01\%$ 付近で側柱に曲げひび割れが発生すると、FEM 解析の  $\theta - R_w$  関係の傾きは、剛体回転機構の  $\theta - R_w$  関係 (0.68) に近い値を示した。前稿では、耐震壁内に形成された曲げせん断ひび割れが基礎梁下端域まで進展することを剛体回転機構の形成条件とし、側柱主筋の引張降伏と同時に剛体回転機構が形成されると定義したが、今回の結果を見ると、側柱の曲げひび割れの発生を剛体回転機構の形成条件と捉えることもできる。また、モデル 3 では、 $R_w=0.5\%$ 付近で  $\theta$  が頭打ちとなり、連層耐震壁の曲げとせん断による崩壊機構に推移している。

図 15(a)に側柱に曲げひび割れが発生した後の  $R_w=0.05\%$ におけるモデル 1, 3, 4 の変形図を示す。モデル 2 に関してはモデル 1 とほぼ同様の結果が得られたため、ここでは割愛する。図中のコンクリート要素の中心に描かれた線の向きと長さは、各要素に作用する最小主応力の向きと大きさを表している。杭基礎の変形を拘束したモデル 4 では、耐震壁内に形成されるコンクリート圧縮束の大部分を圧縮柱脚部 (図中の実線の○) が支持するのに対し、杭基礎の変形を許容するモデル 1, 2, 3 では、圧縮柱脚部だけでなく基礎梁下端域 (図中の実線の□) も圧縮束の一部を支持しており、耐震壁の広い範囲に圧縮束が分布している。モデル 1, 2, 3 では、剛体回転機構により、モデル 4 とは異なる主応力分布が形成され、図 13 で示した側柱曲げひび割れ後の二次剛性にも影響を及ぼしたと考えられる。

図 15(b)に  $R_w=1.0\%$ 時のモデル 1, 3, 4 の変形図を示す。基礎梁が剛強な場合、曲げ降伏型連層耐震壁では、曲げ圧壊や曲げ降伏後のせん断破壊が耐力低下の要因となる。杭基礎の変形を拘束したモデル 4 や、図 14 に示すように最終的に  $\theta - R_w$  関係が剛体回転機構の関係から逸脱したモデル 3 では、側柱主筋の引張降伏後、耐震壁の変形の増大に伴って、圧縮柱脚部 (図中の実線の○) に圧縮軸力およびせん断力が集中することで、圧縮柱脚部の曲げ圧壊が起こり、耐力が低下している。一方、剛体回転機構が形成されたモデル 1, 2 では、壁板の広い範囲にわたってコンクリート圧縮束が形成されることで、圧縮柱脚部における応力集中が緩和されている。また、モデル 1, 2 では、壁脚 (図中の点線の○) や基礎梁下端域 (図中の実線の□) に作用する応力が大きく、モデル 2 ではこれらの部位のコンクリート要素が損傷を受け、耐力が低下した。

### 3.3. 崩壊機構の判別手法の提案

3.2 節では、基礎梁上端筋の配筋量によって試験体の崩壊機構が変化し、損傷個所や変形性能に差異が見られた。したがって、杭基礎に支持された連層耐震壁の崩壊機構を判別する手法が設計時に必要となる。前稿<sup>1)</sup>では、剛体回転機構と曲げせん断機構の荷重変形関係をそれぞれ算定し、両者を比較することで崩壊機構を判別する手法を提案したが、算定手順がやや煩雑であった。本節では、終局時まで剛体回転機構が維持された解析モデルでは、基礎梁上端筋が引張降伏していることに着目し、基礎梁の入力モーメントと曲げ終局強度の関係から、簡便に崩壊機構を判別する手法を提案する。

#### 3.3.1 モーメントの分類

壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針<sup>2)</sup>では、地震時に基礎梁に作用するモーメントとして、杭頭モーメントの曲げ戻し応

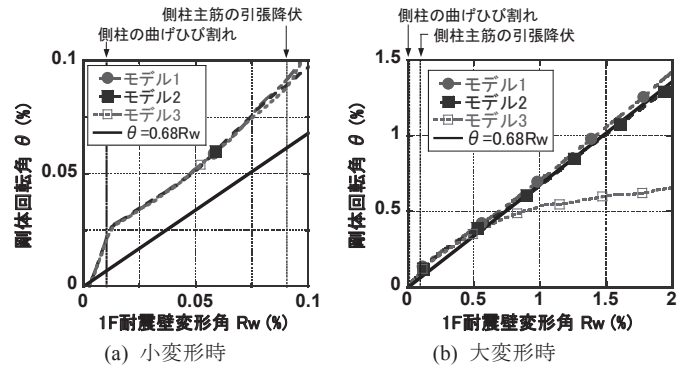
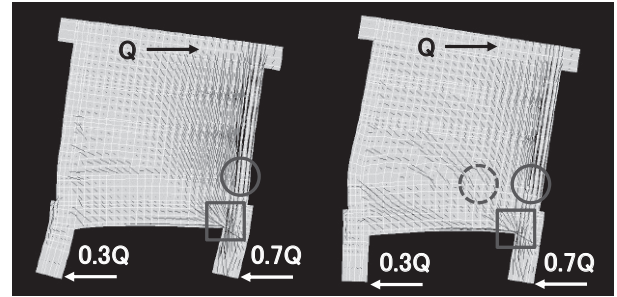
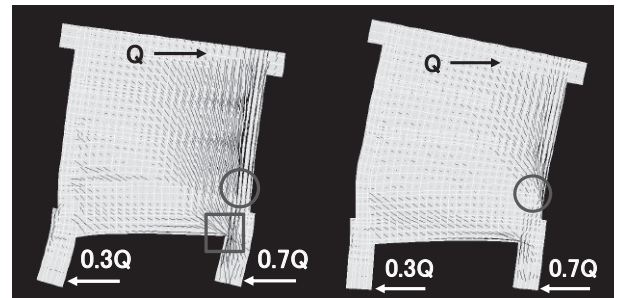


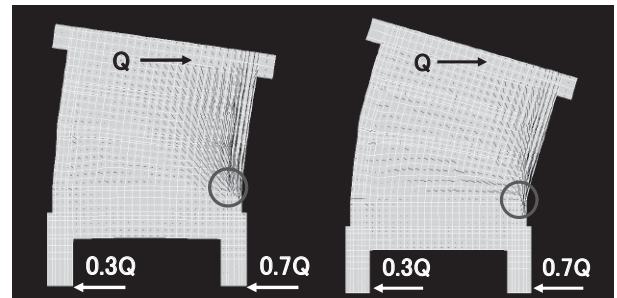
図 14 剛体回転角  $\theta - 1F$  耐震壁変形角  $R_w$  関係



(i) モデル 1



(ii) モデル 3



(iii) モデル 4

(a)  $R_w=0.05\%$ 時 (変形  $\times 200$  倍) (b)  $R_w=1.0\%$ 時 (変形  $\times 20$  倍)

図 15 主応力図 (変形  $\times 200$  倍)

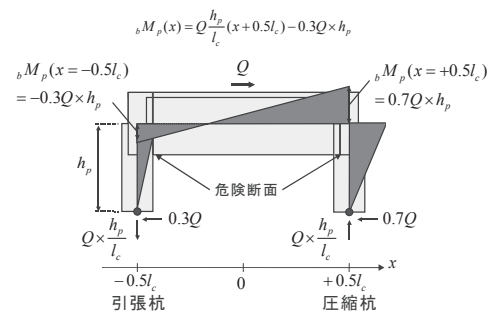


図 16 杭頭モーメントの曲げ戻し応力  ${}_bM_p$



力  ${}_bM_p$  のみを評価している。実際には、連層耐震壁脚部から伝達される水平荷重や鉛直荷重によるモーメントも基礎梁に作用し、剛体回転機構の形成に関係している。本節では、基礎梁に作用するモーメントを、外力の種類ごとに以下の4種類に分類して考察を進める。

(1) 杭頭モーメントの曲げ戻し応力  ${}_bM_p$

図16に  ${}_bM_p$  のモーメント分布を示す。 ${}_bM_p$  は圧縮杭、引張杭に作用する水平せん断力  $0.7Q$ 、 $0.3Q$  から算定する。

(2) 壁脚、柱脚に作用する水平荷重によるモーメント  ${}_bM_l$

図17(a)に  ${}_bM_l$  の算定方法を示す。材軸位置  $x=X'$  において、壁脚や柱脚から単位長さ当たりの水平荷重  $dQ(X')$  が伝達されることにより、基礎梁にはモーメント  $d{}_bM_l(x)$  が作用する。 $d{}_bM_l(x)$  を基礎梁全長にわたって積分することで  ${}_bM_l$  のモーメント分布が求められる。

(3) 壁脚に作用する鉛直荷重によるモーメント  ${}_bM_v$

図17(b)に  ${}_bM_v$  の算定方法を示す。材軸位置  $x=X'$  において、壁脚から単位長さ当たりの鉛直荷重  $dN(X')$  が伝達されることにより、基礎梁にモーメント  $d{}_bM_v(x)$  が作用する。 $d{}_bM_v(x)$  を基礎梁全長にわたって積分することで  ${}_bM_v$  のモーメント分布が求められる。なお、柱脚に作用する鉛直荷重は後述するモーメント  ${}_bM_c$  の算定に用いるため、ここでは除外する。

(4) 柱脚に作用するモーメントによるモーメント  ${}_bM_c$

図17(c)に  ${}_bM_c$  の算定方法を示す。 ${}_bM_c$  のモーメント分布は、圧縮柱、引張柱の脚部に作用するモーメント  ${}_cM_t$ 、 ${}_cM_c$  から求められる。

3.3.2 連層耐震壁曲げ終局時のモーメント分布

連層耐震壁の曲げ終局時に基礎梁に作用するモーメントの分布を概算する。連層耐震壁の変形が増大するほど、基礎梁の負担するモーメントも大きくなるので、連層耐震壁曲げ終局時の基礎梁のモーメント分布が評価できれば、基礎梁上端筋の引張降伏が判定でき、崩壊機構を判別できる。モーメント分布の概算にあたり、以下の4つの仮定を導入した。これらの仮定から求められるモーメント分布の形状を図18に示す。

モーメントも大きくなるので、連層耐震壁曲げ終局時の基礎梁のモーメント分布が評価できれば、基礎梁上端筋の引張降伏が判定でき、崩壊機構を判別できる。モーメント分布の概算にあたり、以下の4つの仮定を導入した。これらの仮定から求められるモーメント分布の形状を図18に示す。

- i. 連層耐震壁曲げ終局強度時の水平せん断力  ${}_wQ_{mu}$  が圧縮柱のみに作用し、基礎梁には引張杭の分担する水平せん断力  $0.3{}_wQ_{mu}$  が引張軸力として作用する。
- ii. 引張柱主筋が柱脚において全て引張降伏しており、引張柱はモーメントを負担しない。
- iii. 壁縦筋が壁脚において全て引張降伏している。
- iv. 圧縮柱の脚部が曲げ終局強度  ${}_cM_u$  に到達している。圧縮柱に作用する軸力は長期軸力と引張柱主筋、壁縦筋の降伏強度の和とする。

3.3.3 提案手法の検証

図19にFEM解析の結果から求めた  $R_w=0.25, 0.50, 1.0\%$  時におけるモデル1, 2, 3の基礎梁の軸力分布を示す。軸力の符号は図10(a)と同様に引張を正、圧縮を負とした。軸力分布より、 $R_w=0.25\%$  では、いずれのモデルでもスパン中央付近から圧縮柱位置の広い範囲にわたって水平せん断力が伝達されていることが分かる。基礎梁の曲げ終局強度が杭頭モーメントの曲げ戻し応力  ${}_bM_p$  を下回るモデル1では、 $R_w$  が  $0.50\%, 1.0\%$  と増大しても軸力分布は殆ど変わらず、水平せん断力の伝達機構に変化が見られない。基礎梁の曲げ終局強度が  ${}_bM_p$  を上回るものの基礎梁上端筋が引張降伏したモデル2では、 $R_w$  の増大に伴って、圧縮杭側の危険断面付近 ( $x=750\sim 1500\text{mm}$ ) で基礎梁に作用する圧縮軸力が減少した。これは、水平せん断力の伝達

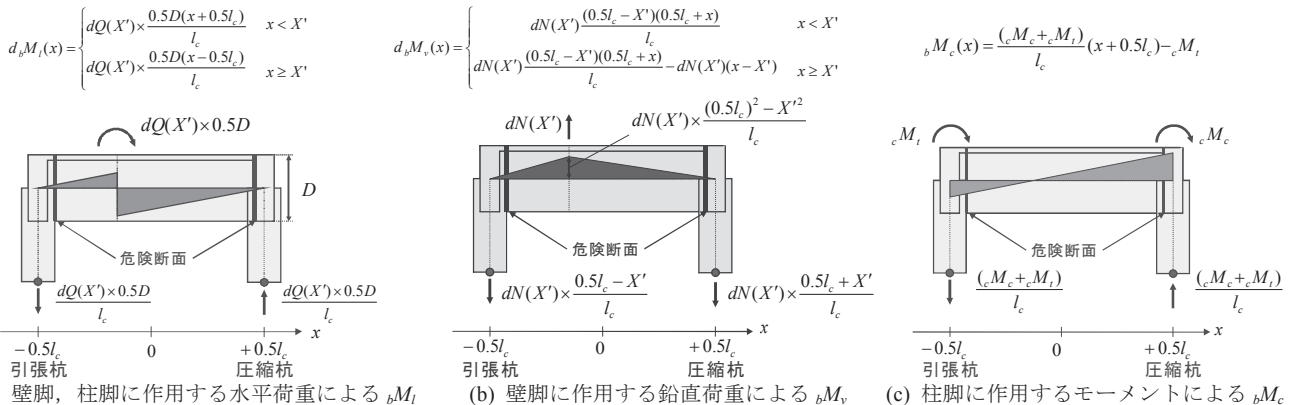


図17 基礎梁上端面に作用する水平荷重、鉛直荷重、モーメントによって基礎梁に生じるモーメントの分布

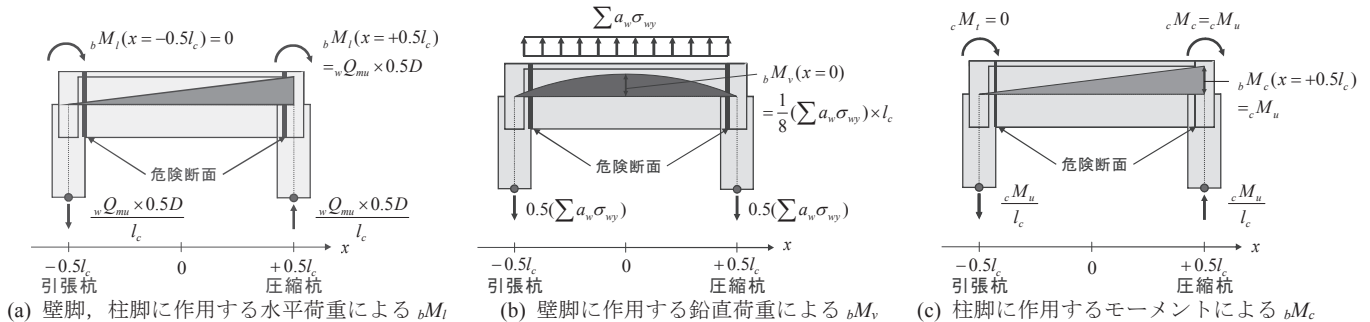


図18 連層耐震壁曲げ終局時に基礎梁に作用するモーメントの分布



範囲が壁脚から圧縮柱側へと全体的に移動したためである。基礎梁の曲げ終局強度が  $bM_p$  を上回り、基礎梁上端筋が引張降伏しないモデル3では、 $R_w$  の増大に伴って水平せん断力の伝達範囲が狭くなり、 $R_w=1.0\%$ では水平せん断力の殆どが圧縮柱のみで伝達され、基礎梁のほぼ全せいに渡って引張軸力  $0.3_w Q_{mu}$  が作用している。

図20にFEM解析で求めた  $R_w=0.25, 0.50, 1.0\%$  時の基礎梁のモーメント分布を示す。モーメントの符号は図10(c)と同様に上端引張を正、下端引張を負とし、モーメントは材軸を基準に計算した。図20(a)は基礎梁断面に作用している応力から直接算定したモーメントを、図20(b)は、図16、17で

示した手法に基づいて算定したモーメント  $bM_p, bM_l, bM_v, bM_c$  (それぞれの分布は図21に示す) の和を示している。図20(a)と図20(b)のモーメント分布は概ね一致しており、基礎梁に作用するモーメントは4つのモーメントの和として表されることが確認できる。

図20に曲線①、②を示す。曲線の定義は以下に示す通りである。

曲線① 式(7)の柱の曲げ終局強度式に、図19の軸力を代入して求めた基礎梁の曲げ終局強度の分布

曲線② 3.3.2項の仮定iからivに基づいて概算した、連層耐震壁曲げ終局時に基礎梁に作用するモーメントの分布

曲線②の連層耐震壁の曲げ終局強度  $_w M_w (=2599\text{kNm})$  と曲げ終局強度時せん断力  $_w Q_{mu} (=362\text{kN})$  は式(8)で、圧縮柱の曲げ終局強度  $M_u (=138\text{kNm})$  は式(7)で算定した。図20(a)に示すように、いずれのモデルでも、 $R_w$  の増大に伴って、正のモーメントが増大している。大変形時まで剛体回転機構で抵抗したモデル1、2では、 $R_w=1.0\%$ 時に入力モーメントが曲線①の曲げ終局強度に到達し、基礎梁上端筋が引張降伏するが、連層耐震壁が曲げ圧壊したモデル3では、 $R_w=1.0\%$ 時においても入力モーメントは曲線①の曲げ終局強度以下となり、基礎梁上端筋は引張降伏しなかった。また、モデル1、2の入力モーメントは曲線②の連層耐震壁曲げ終局時のモーメント分布よりも小さいが、モデル3では、 $R_w=1.0\%$ 時の入力モーメントの分布が曲線②のモーメント分布と凡そ一致している。ゆえに、基礎梁に引張杭が負担する水平せん断力  $0.3_w Q_{mu}$  が引張軸力として一様に作用すると仮定した上で、曲線①の基礎梁の曲げ終局強度と、曲

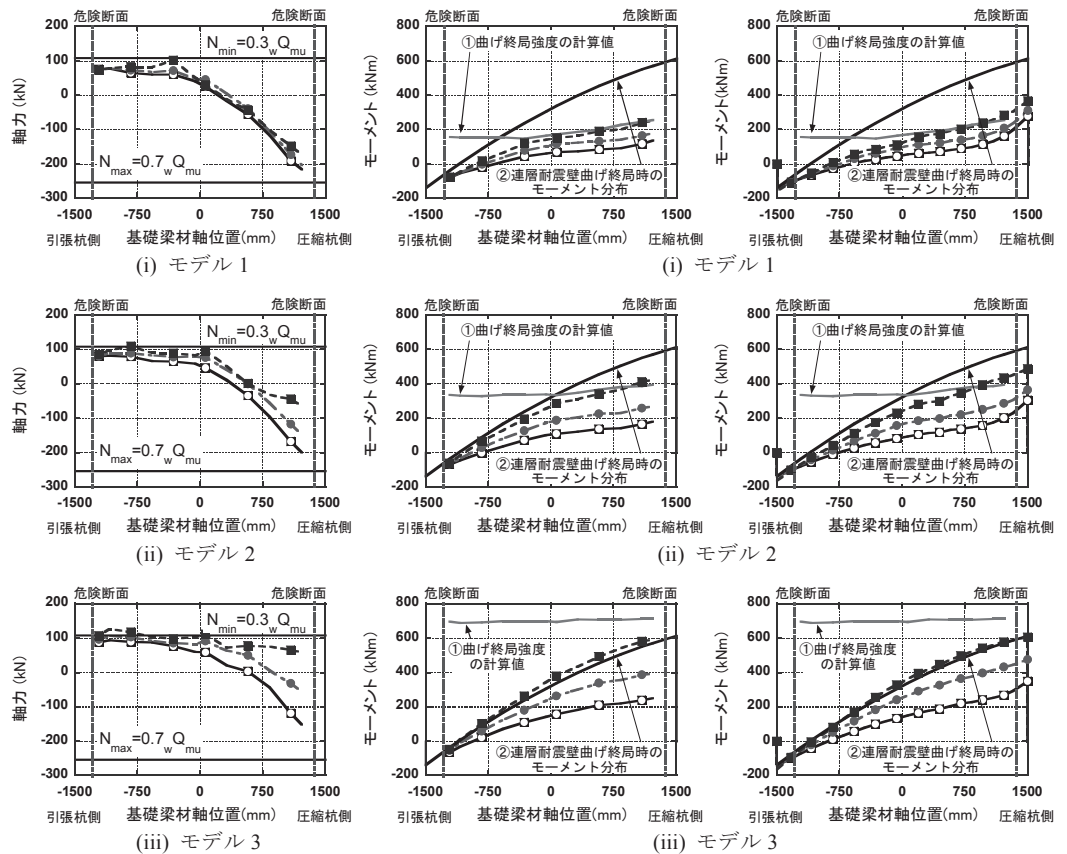


図19 基礎梁に作用する軸力 (a) 断面応力から算定したモーメント (b) 図21のモーメントの和  
 【□  $R_w=0.25\%$ , ●  $R_w=0.50\%$ , ■  $R_w=1.0\%$ 】 図20 基礎梁に作用するモーメント【□  $R_w=0.25\%$ , ●  $R_w=0.50\%$ , ■  $R_w=1.0\%$ 】

線②の連層耐震壁曲げ終局時のモーメントを比較することで、基礎梁上端筋の引張降伏の有無と崩壊機構が判別できると考えられる。

次にモーメント  $bM_p, bM_l, bM_v, bM_c$  と  $R_w$  の関係を検証する。図21より、杭の負担する水平せん断力のみに依存する  $bM_p$  は  $R_w$  によらずモーメント分布がほぼ同じ形状となるが、 $bM_l, bM_v, bM_c$  は  $R_w$  の増大に伴って分布形状が変化している。表4で示したように、モデル1では、圧縮杭近傍における基礎梁の曲げ終局強度が杭頭モーメントの曲げ戻し応力  $bM_p$  を下回っている。しかしながら、図19、図20に示すように、モデル1では、圧縮軸力が作用することで圧縮杭近傍における基礎梁の曲げ終局強度が増大している。また、図15で示したように、壁板の広範囲にわたってコンクリート圧縮束が形成されることで、圧縮杭近傍では  $bM_p$  と反対方向のモーメント  $bM_v$  が基礎梁に作用し、 $bM_l, bM_c$  についても、モデル2、3と比べて作用するモーメントが小さくなっている。これらの要因により、モデル1の基礎梁は、自身の曲げ終局強度よりも大きい  $bM_p$  に対して抵抗することができたと考えられる。また、基礎梁上端筋が引張降伏しないモデル3では、連層耐震壁の変形が十分大きくなる ( $R_w=1.0\%$ 時) と、図20(b)で示したモーメントの和だけでなく、図21で示した個々のモーメントについても、曲線②で表わされる連層耐震壁曲げ終局時のモーメント分布とFEM解析の結果が概ね一致している。

以上の考察より、基礎梁の曲げ終局強度が、連層耐震壁曲げ終局時のモーメントを下回る場合には、基礎梁上端筋の引張降伏を伴う剛体回転機構が形成されることが確認できた。

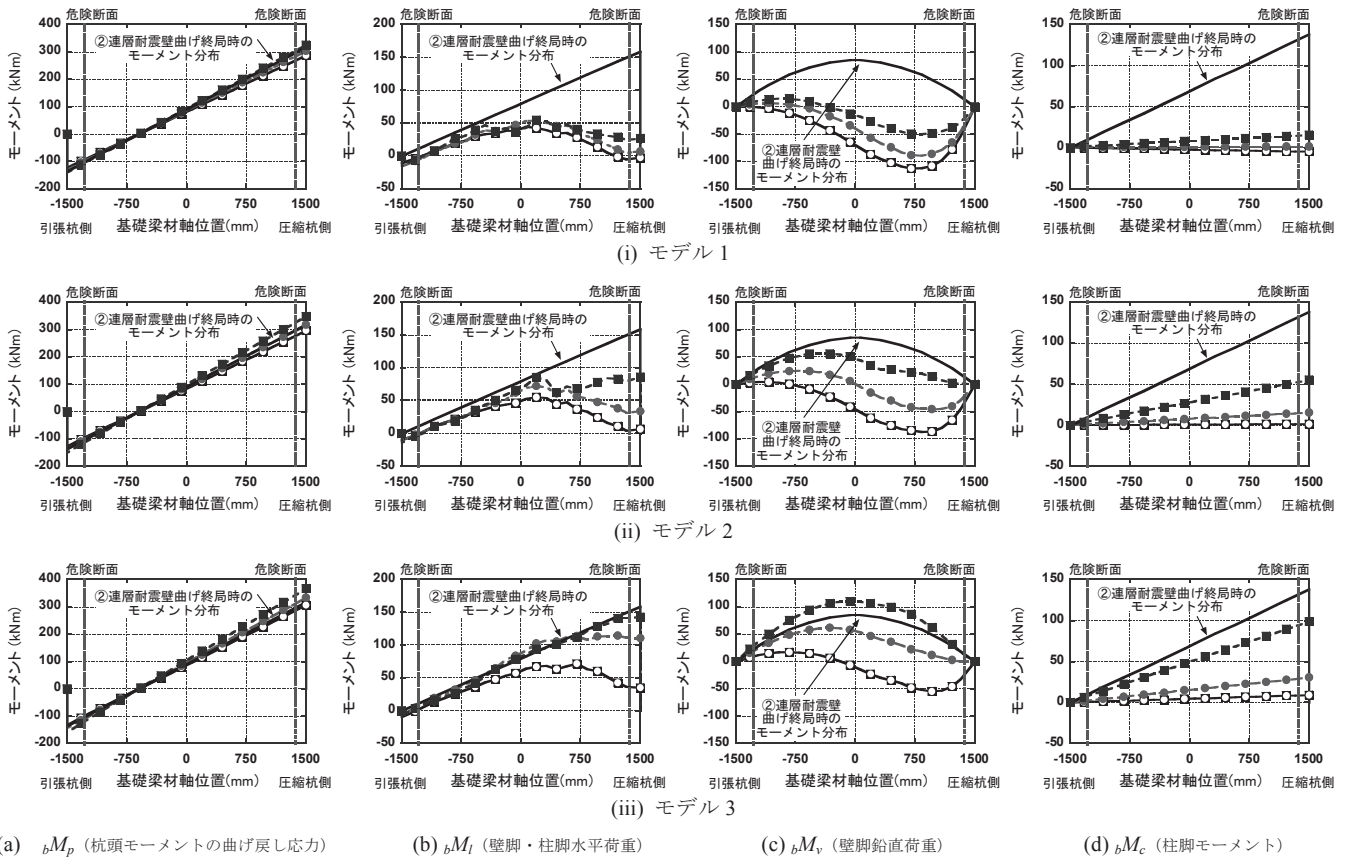


図 21 基礎梁に作用するモーメント  $bM_p$ ,  $bM_f$ ,  $bM_v$ ,  $bM_c$  【□  $R_w=0.25\%$ , ●  $R_w=0.50\%$ , ■  $R_w=1.0\%$ 】

#### 4. 結論

基礎梁上端筋の配筋量が曲げ降伏型連層耐震壁架構の地震時抵抗機構に及ぼす影響を明らかにすることを目的とし、連層耐震壁、基礎梁、杭からなる実験試験体を対象に、2次元FEM解析によるパラメトリックスタディを実施した。

- 1) キャリブレーション解析では、実験試験体の荷重変形関係、基礎梁主筋のひずみ分布が精度良く予測できることを確認した。また、杭と基礎梁の接合部が閉じる方向に変形する圧縮杭側では、既往の強度式で基礎梁の曲げ終局強度を評価することが可能であったが、杭と基礎梁の接合部が開く方向に変形する引張杭側では、基礎梁の曲げ終局強度の評価にストラット・タイムモデルによる応力伝達機構の検証が必要であった。
- 2) 基礎梁上端筋の配筋量を解析変数としたパラメトリックスタディを実施した。基礎梁上端筋の配筋量が多い試験体では、側柱主筋の引張降伏後、耐震壁の変形の増大に伴って、圧縮柱脚部に圧縮軸力およびせん断力が集中し、圧縮柱脚部の曲げ圧壊によって、耐力低下を起こした。一方、基礎梁上端筋の配筋量が少ない試験体では、連層耐震壁、基礎梁の一部と圧縮杭からなる自由体が基礎梁下端域を中心に剛体回転する抵抗機構が形成された。剛体回転の増大に伴い、壁脚や基礎梁下端域のコンクリート要素が損傷を受けた。
- 3) 連層耐震壁の曲げ終局時に基礎梁に作用するモーメントの分布を概算する手法を提案した。また、概算したモーメント分布と基礎梁の曲げ終局強度を比較することによって、基礎梁上端筋の引張降伏の有無や崩壊機構の判別が可能となることを示した。

#### 参考文献

- 1) 坂下雅信, 河野進, 西山峰広, 田中仁史, 渡邊史夫: 杭基礎で支持された曲げ降伏型連層耐震壁の地震時抵抗機構 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 654 号, pp.1491-1500, 2010.8
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか: 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針, 2003
- 3) 伊藤忠テクノソリューションズ (株): FINAL/V11 HELP
- 4) 長沼一洋, 米澤健次, 江戸宏彰: RC 構造部材の三次元繰返し FEM 解析の精度向上 その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.427-428, 2003.9
- 5) 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, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 6) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 7) Kupfer, H. B. and Gerstle, K. H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.10
- 8) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 10) 雨宮篤, 野口博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造II, pp.639-640, 1990.10
- 11) Ciampi, V. et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11

(2012年5月3日原稿受理, 2012年10月9日採用決定)