

RC系の構造実験を補完する非線形FEM解析の活用例

鈴木英之^{*1}・田畑 卓^{*1}・古谷祐希^{*1}

躯体構法の開発を行なう際に、その構造性能を確認する目的で縮小模型による構造実験を行なうことが多いが、これには多額の開発費用と長期の開発期間を要することがある。しかし、机上の検討や解析技術だけでコンクリート系躯体の弾塑性域における構造性能を把握するのは現状では困難である。RC系の空間配慮型構造である、床壁構法と扁平梁構法の設計指針をまとめるにあたり、構造実験の結果を補完する目的で非線形FEM解析を行なった。その解析によって構造実験の結果をある程度再現できることを確認した。また、再現結果を基に構造実験が困難な形状のモデルを作成し、その解析結果を設計指針に反映させた。本報ではその解析事例を報告する。

キーワード：鉄筋コンクリート造、非線形有限要素法解析、空間配慮型構造、床壁構造、扁平梁構造

1. はじめに

日本で初めての鉄筋コンクリート（以下、RC）造の建築物が建設されてから100年以上が経過している。現在までの間に、いくつかの大震災を経験し、RC造に関する規準類が改定されると共に、鉄筋やコンクリートの高強度化や高品質化が進み、多様なRC造建築物の設計が可能となった。例えば高さ60m以下のRC造建築物は、「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」¹⁾に基づくことを原則とし、それを補完する形で日本建築学会の基規準類を用いれば通常のラーメン構造や壁式構造の設計は十分可能である。

一方で、集合住宅等では居住空間に配慮したRC造の要望があり、安藤ハザマでも床壁構造（An-Thick:アンシック構法）^{2)~4)}や扁平梁構造（Wise-Beam:ワイズビーム構法）^{5)~7)}が開発された。これらは、使用材料は通常のコンクリートと鉄筋であるが、その躯体の形態が特殊である。既往の基規準類は必ずしもこのような形態のRC造への適用を意図したものではない。その適用範囲を超える場合には、独自の設計指針を作成し、構造実験等でその妥当性を検証し、第三者機関による技術性能証明等の審査を受けることが多い。

前報までに床壁構造^{2)~4)}および扁平梁構造^{5)~7)}における部材や接合部の構造性能については構造実験により把握してきた。しかし、これらの構法の設計指針を作成するにあたり、構造実験の結果だけでは検証できない項目があった。本報では、実験で確認できなかった構造性能について、三次元非線形有限要素法（以下、FEM解析）を用いて検証した事例を報告する。

まず、FEM解析の妥当性を検証するために、部分架構実験に使用した試験体を忠実にモデル化し、実験値と解析値の比較を行った。その後、同様の材料モデルと構成則を用いて、せん断スパン比が大きな部材の剛性低下率の評価法、および二方向扁平梁における剛域の設定方法の妥当性を示した。これらの評価方法は空間配慮型RC構造の設計指針に反映されている。

2. 床壁構造における部分架構実験の再現

2.1 解析方法

床壁構造の部分架構実験に使用した試験体をモデル化し、実験値と解析値の比較を行った。本解析には、主にコンクリート系構造物を対象とした三次元非線形有限要素法解析コードであるATENA3Dを使用した。表-1に解析ケースの一覧、図-1に解析モデルの形状を示す。解析モデルは、部分架構実験^{2)~3)}のR-U-SとR-U-2Dをモデル化した。形状および寸法は試験体と同一とした。コンクリートは三次元6面体8節点要素、主筋は一次元2節点線要素による離散鉄筋モデル、部材幅方向の配筋筋は分散鉄筋モデルとし、主筋要素とコンクリート要素の間にはボン

表-1 解析ケース一覧（床壁構造）

解析ケース	床ヒンジ形成位置	対象試験体
Case1	壁面から175mm	R-U-S
	(床厚の1倍)	
Case2	壁面から350mm	R-U-2D
	(床厚の2倍)	

*1 建築研究第一部

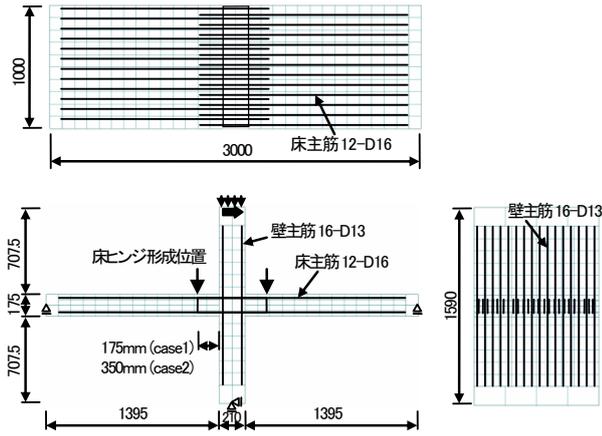


図-1 解析モデルの形状 (床壁構造試験体)

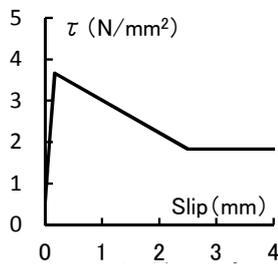


図-2 付着モデル

ドリンクを用いた。

コンクリート要素の圧縮強度、および鉄筋要素の降伏強度には材料試験結果を用いた。コンクリートは引張強度を考慮し、圧縮引張共に最大耐力時からの軟化曲線は破壊エネルギーを考慮したモデルとした。主筋は降伏強度を折れ点とするバイリニア形とした。主筋とコンクリート間の付着モデルは図-2に示すCEB-FIP Model code 1990を用いた。ここで付着強度はコンクリート材料試験による圧縮強度を用いて靱性保証指針式から算出した。以降の解析では特記無き場合は、これらと同様な要素モデルと構成則を使用し材料強度は試験体の材料試験結果を参考にする。

荷重は壁脚部をピン支持し、軸方向力を壁版に作用させ、床版の両側の自由端をローラ支持し、壁頭部に水平方向の強制変位を増分させることで一方向単調荷重とした。

2.2 解析結果

図-3にCase1 (R-U-S)の最小主応力度コンター図とひび割れ状況を示す。床材端部の圧縮域のひび割れに差異が見られるが、床版と壁版の曲げひび割れ、床壁接合部のせん断ひび割れの発生状況は概ね一致していた。図-4に層せん断力-層間変形角関係の実験値と解析値の比較を示す。これによると、FEM解析の結果は実験結果の包絡線を再現しており、解析モデルの妥当性が確認された。

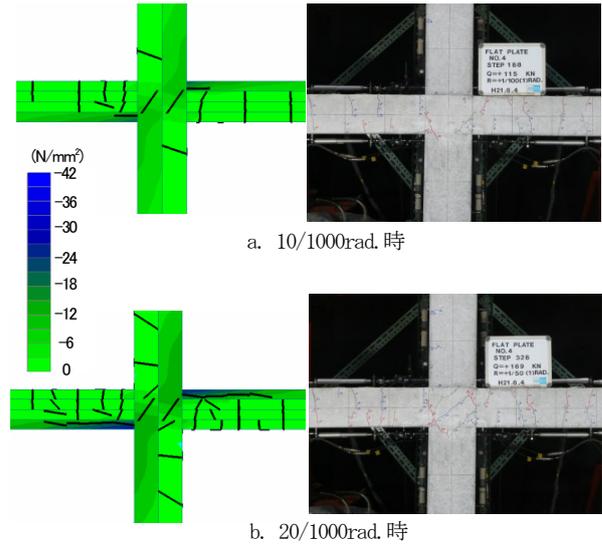


図-3 最小主応力度コンター図とひび割れ状況の比較 (R-U-S)

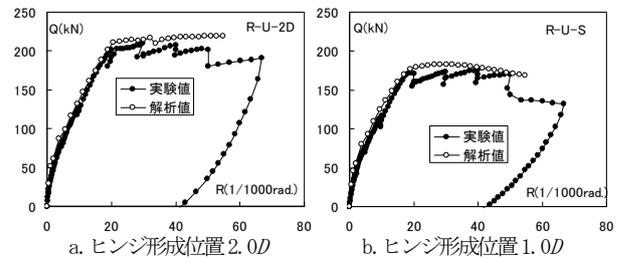


図-4 層せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係の比較

表-2 解析ケース一覧 (扁平梁構造)

解析ケース	主な要因	対象試験体
Case3	梁幅が柱幅の2.5倍	NB-2.5
Case4	梁幅が柱幅の3倍	NB-3
Case5	梁幅が柱幅の3倍 曲げ補強筋有り	NB-3RB

3. 扁平梁構造を用いた部分架構実験の再現

3.1 解析方法

表-2に解析ケースの一覧、図-5に解析モデルの形状を示す。解析モデルは、梁の曲げ降伏先行型であるNB-2.5、NB-3および曲げ補強筋を配したNB-3RBの3試験体⁶⁾をモデル化し、それらの形状および寸法を再現した。ここで、曲げ補強筋とは図-5中に示したように、降伏ヒンジの位置を柱フェイス位置から移動させるために配した梁材軸方向の鉄筋である。コンクリート要素および主筋要素は2.1節の解析と同様とし、横補強筋は分散鉄筋モデルとした。ただし、加力部は4面体4節点要素としている。

荷重は柱脚部をピン支持とし、実験と同じ軸方向力を柱に作用させ、柱頭部をローラ支持し、梁の自由端に鉛直方向の強制変位を逆対称に増分させた。荷重履歴は一方単調荷重とした。

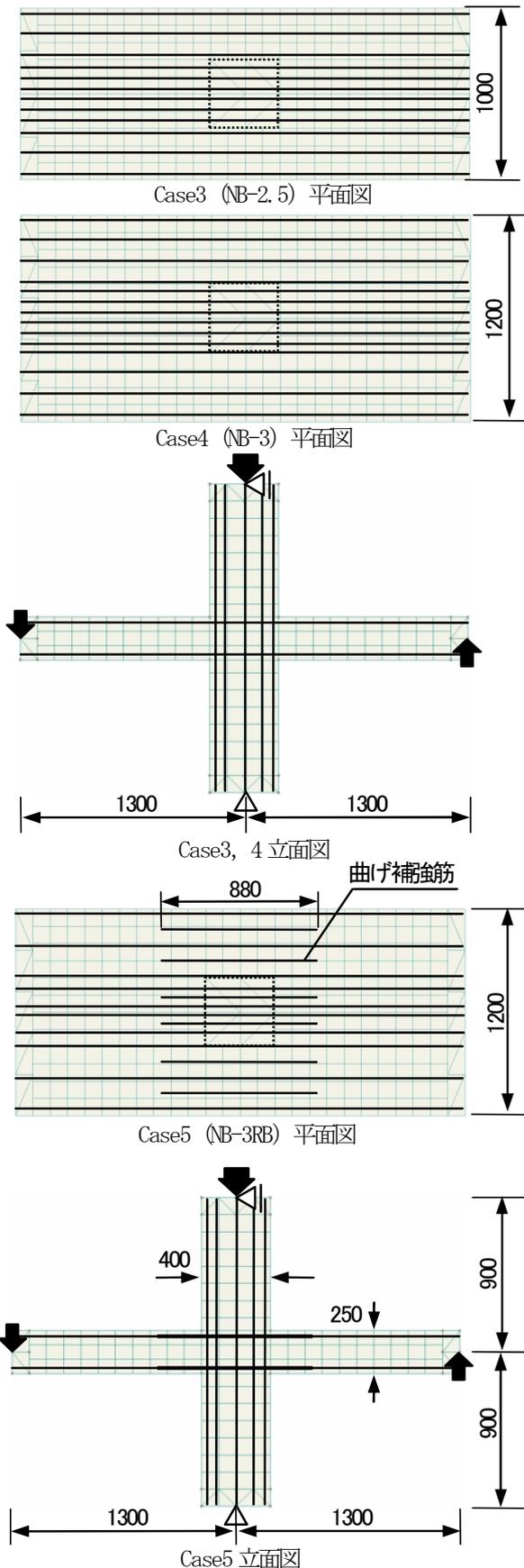


図-5 解析モデルの形状図(扁平梁構造試験体)

3.2 解析結果

図-6に層せん断力-層間変形角関係の実験値と解析値の比較を示す。これによると、FEM解析の結果は実験結果の包絡線を再現しており、図中、○および●印で表した梁主筋が降伏する時の荷重と変形角も概ね一致していた。図-7にR=1/100rad. 時における最小主応力度コンター図にひび割れを重ねた図と実験時のひび割れ写真を示す。柱梁接合部のひび割れの量が若干の差異がみられるが、概ねひび割れの発生状況は一致していた。

図-8にNB-2.5およびNB-3について、降伏ヒンジ位置(柱面)における扁平梁主筋の応力度分布を示す。梁主筋の梁幅方向の応力度は、柱から離れるほど低下しており、解析結果と実験結果は同様な傾向を示した。以上より、扁平梁を含む部分架構においてもFEM解析によって実験結果を再現できることが確認された。

4. せん断スパン比が大きい部材の剛性低下率

2章および3章において各要素モデルと材料の構成則の妥当性が示されたので、この解析手法を用いて以降の検討を行う。床壁構造は桁行方向の水平力に対して床版と壁版がその面外方向の剛性で抵抗し、ラーメン構造のように挙動する。扁平梁構造は梁幅が柱幅より大きい通常のラーメン構造と同様に抵抗する。これらの構法はいずれも部材せいが小さいため、せん断スパン比が大きくなる。例えば床壁構造の桁行方向を荷重増分解析する場合、床版と壁版を単位幅あたりの梁要素、柱要素と考え、線材でモデル化する。従来の荷重増分解析では梁や柱の荷重変形角関係を3折れ線で表現することが多く、弾性剛性に曲げ降伏時剛性低下率(以下、剛性低下率)を乗じて降伏時変形角を算出する方法が一般的に用いられている。2007年版建築物の構造関係技術基準解説書¹⁾によると、剛性低下率算定式におけるせん断スパン比(a/D)の適用範囲は5以下となっており、 a/D が5を超える場合は5として計算することになっている。つまり、床版や壁版の面外方向、あるいは扁平梁のようにせん断スパン比が大きい部材は想定していない。文献2)~4)ではせん断スパン比3.3~9.4の範囲で実験を行っているが、せん断スパン比の影響を考察できる実験結果が少ないため、非線形有限要素法解析を用いて、せん断スパン比と剛性低下率の関係を検証するとともに、せん断スパン比が大きい部材の剛性低下率の算出法を提案する。

4.1 解析方法

解析ケースの一覧を表-3に、解析モデルの形状例を図-9に示す。解析モデルは片持ち梁形式とし、床版の厚さ

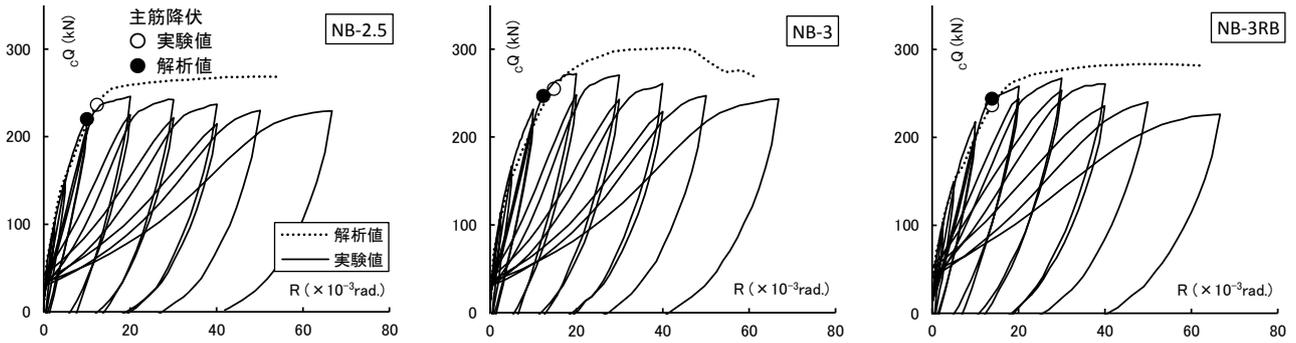


図-6 層せん断力-層間変形角関係の実験値と解析値の比較

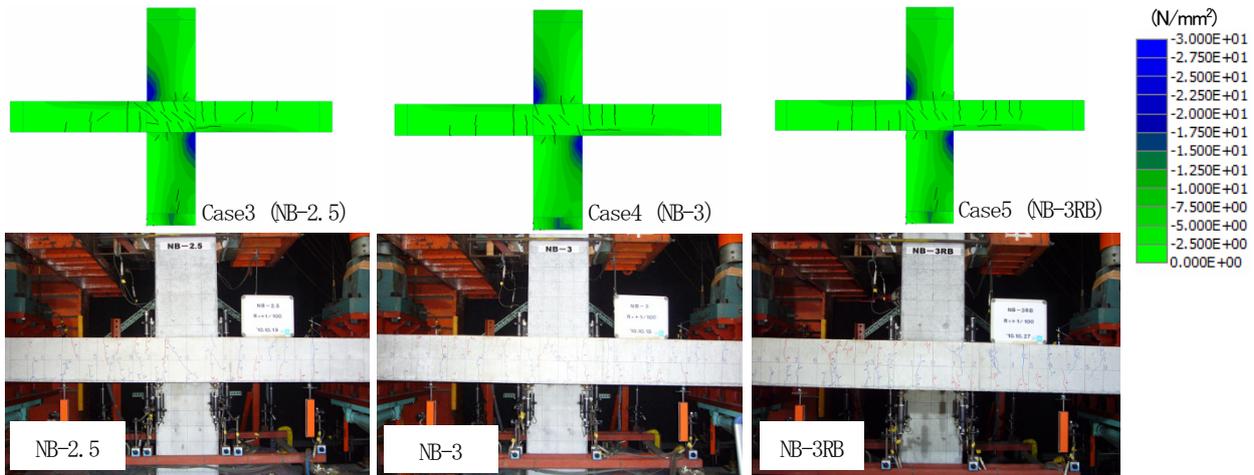


図-7 1/100rad. 時の最小主応力度コンター図とひび割れ写真の比較

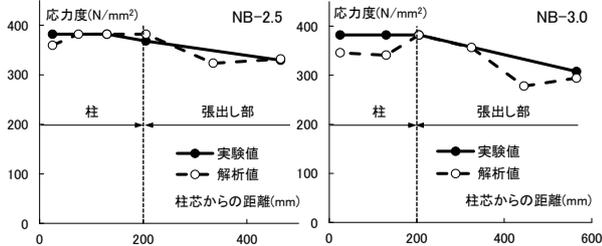


図-8 梁幅方向の梁主筋応力度分布

は300mm, 幅を1000mmとした。

床主筋は6-D16, 5-D22, 7-D22, 7-D25の4種類とし, 引張鉄筋比はそれぞれ0.48%, 0.77%, 1.08%, 1.42%とした。 a/D は2~12とした。いずれも主筋の引張降伏が先行する形状としている。コンクリートの圧縮強度は 36N/mm^2 , 主筋の降伏強度は 345N/mm^2 とした。コンクリートの要素分割は部材せい方向は4分割, スパン方向は15分割とした。荷重は自由端側に鉛直方向の変位増分を与え一方単調荷重とした。

4.2 解析結果

図-10にせん断力-部材角関係を示す。いずれも引張鉄筋の降伏が先行し, せん断スパン比が大きくなるにつ

表-3 解析ケース (せん断スパンの影響)

主筋	6-D16	5-D22	7-D22	7-D25
引張鉄筋比	0.48%	0.77%	1.08%	1.42%
断面	幅1000mmxせい300mm			
せん断スパン比	$a/D=2\sim 12$			
コンクリート圧縮強度	36N/mm^2			
主筋降伏強度	345N/mm^2			

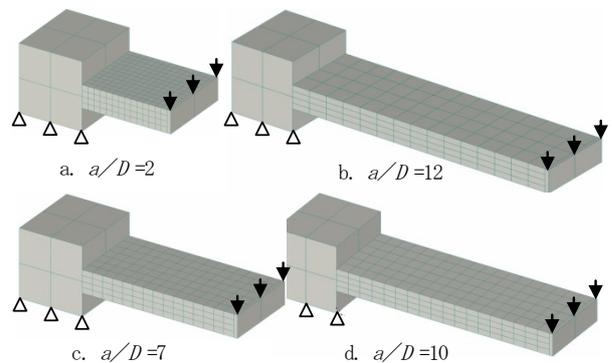


図-9 解析モデルの形状例

れて曲げ降伏時の変形角が大きくなっていた。

図-11に剛性低下率とせん断スパン比の関係を示す。ここで, 降伏変位は図-10に示したせん断力-部材角関係から求めた。これによると, 何れの引張鉄筋比におい

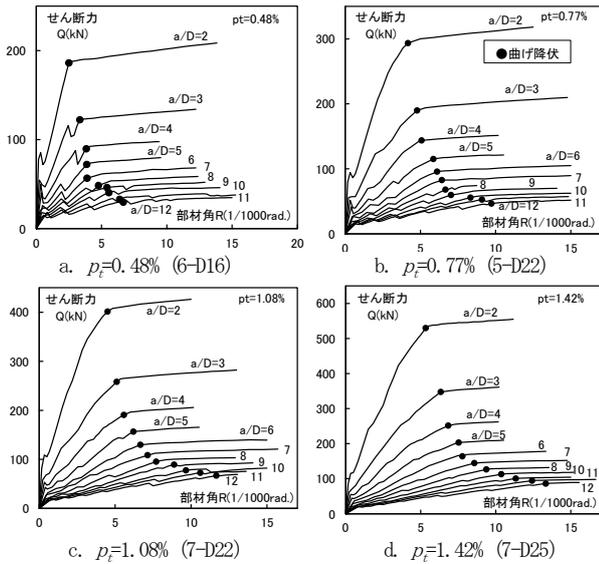


図-10 解析モデルのせん断力-部材角関係

でもせん断スパンが2~7までは a/D に比例して剛性低下率が大きくなっていった。 a/D が7~9にかけては、剛性低下率の上昇が緩やかとなり、9以上では剛性低下率はほぼ一定となった。図-11a中に構造実験から得られた、 a/D が7.97と9.4の試験体の剛性低下率を●印でプロットする。この試験体は引張鉄筋比が異なるため直接比較はできないが、解析結果と同様にせん断スパン比の増加に伴い剛性低下率が上昇していた。図-11bは縦軸に解析から得られた剛性低下率を $(d/D)^2$ で除した値、横軸にせん断スパン比をとったグラフである。 $a/D=2\sim7$ の○印を直線回帰すると勾配は0.0432、同様に $a/D=7\sim9$ の●印を回帰すると勾配は0.0208となった。これらの結果を踏まえ、床壁構造の床版と壁版の剛性低下率計算式を式(1)および(2)で与える。式(1)は従来の菅野式と同じ係数であり、式(2)は a/D が7より大きい時に a/D による増加勾配を1/2とした式である。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t' + 0.043a/D + 0.33 \cdot \eta) \cdot (d/D)^2 \quad (1) \quad 2 \leq a/D \leq 7$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t' + 0.021a/D + 0.154 + 0.33 \cdot \eta) \cdot (d/D)^2 \quad (2) \quad 7 \leq a/D$$

$$p_t' = \{2l_a \cdot p_{t1} + (l - 2l_a) \cdot p_{t2}\} / l \quad (3)$$

ここで、 n : ヤング係数比、 p_t' : 長さ方向に加重平均した引張鉄筋比、 a : せん断スパン (mm)、 D : 部材せい (mm)、 η : 軸力比、 d : 部材有効せい (mm)、 p_{t1} : 曲げ補強筋を含めた引張鉄筋比、 p_{t2} : 主筋のみの引張鉄筋比、 l_a : 壁面からヒンジ位置の距離、 l : 内法スパンとし、 a/D が9以上の場合には9とする。

図-12 に式(1)、(2)を基に算出した降伏時剛性の計算

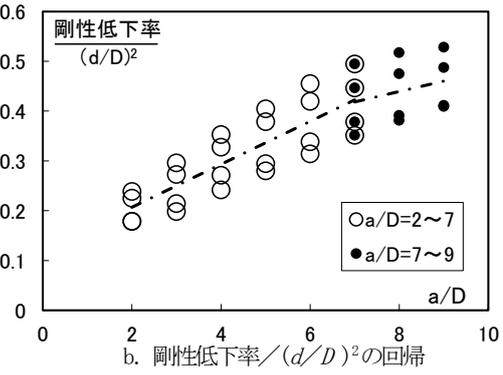
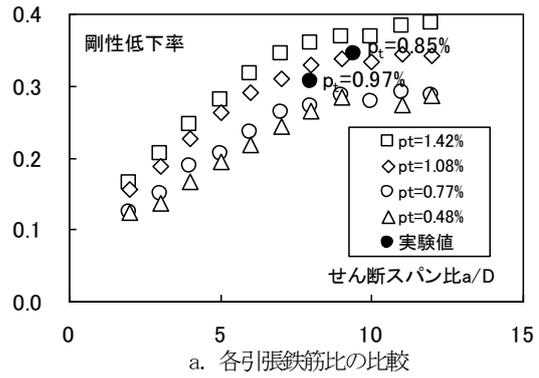


図-11 剛性低下率-せん断スパン比関係

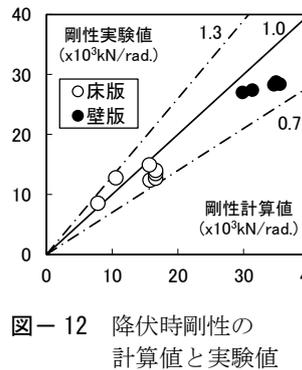


図-12 降伏時剛性の計算値と実験値

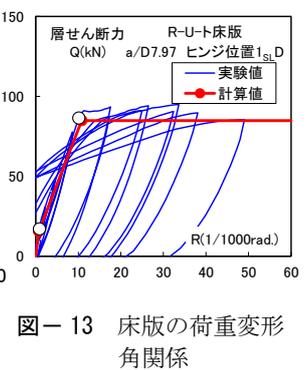


図-13 床版の荷重変形角関係

値と実験値の比較を示す。ここには壁版の面外曲げ実験³⁾の結果も含めている。これによると実験値は計算値の±30%以内に入っており、床壁構造における床版の剛性低下率を精度良く算定できていた。

図-13にせん断力-部材角関係を3折れ線でモデル化した計算値と実験値の比較を示す。ここで、床版の実験値は部分架構実験から床版の変形角を抽出した。これによると、実験結果と計算値の包絡線は概ね一致していた。

5. 二方向扁平梁の柱梁接合部における剛域

3章のFEM解析により、扁平梁を含んだ部分架構実験の荷重変形角関係を概ね評価できることが確認できた。これらは一方向に扁平梁がつく部分架構実験で検証している。Wise-Beam 構法では二方向が扁平梁となる場合、直交

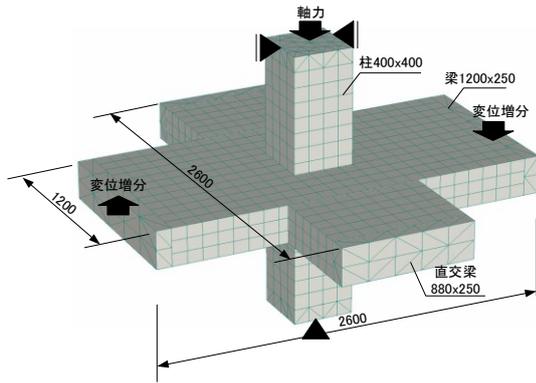


図-14 解析モデル（二方向扁平梁）の形状図

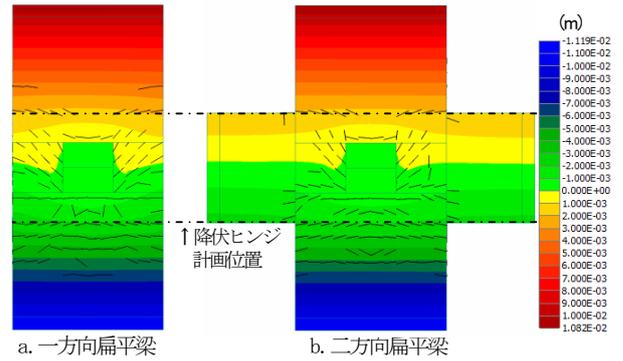


図-16 1/100rad. 時の鉛直変位コンター図

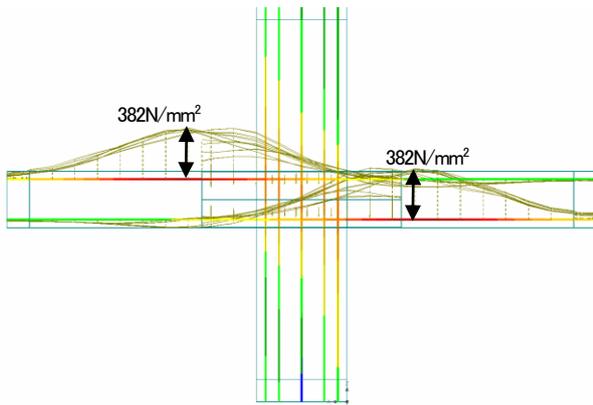


図-15 梁主筋の応力度分布

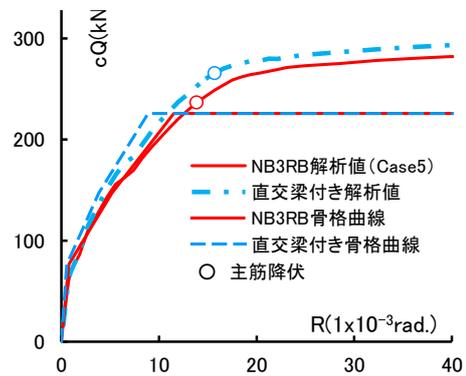


図-17 層せん断力-層間変形角関係の解析値と線要素モデルの比較

する梁の側面に降伏ヒンジを計画する。ここでは、実験では検証していない二方向に扁平梁が付く部分架構をモデル化したFEM解析を行い、柱と梁を線要素でモデル化する場合の剛域の設定方法の検証を行った。

5.1 解析方法

3章の解析と同様の手法で、二方向扁平梁の部分架構をモデル化した。図-14に解析モデルの形状を示す。解析モデルは、NB-3RBに直交方向の扁平梁を設けた形状とした。直交梁には支点を設けていない。コンクリート、主筋、横補強筋、および主筋要素とコンクリート要素の間の付着モデルは3.1節と同じとした。

5.2 解析結果

図-15に梁主筋が降伏した時の梁主筋の応力度分布を示す。これによると、直交梁の側面位置の引張応力度が最も大きくなっており、想定した位置に降伏ヒンジが形成されていることが確認された。図-16に鉛直方向変位のコンター図を示す。これらを見比べると、直交梁が付くことによって柱側面の張出し部のねじり変形が小さくなっており、それに伴うひび割れも少なくなっていた。

図-17に層せん断力-層間変形角関係の解析値を示

す。併せて、3章に示した直交梁が付かないCase5の結果も示している。これによると、直交方向に梁が付くことで剛性が高くなり曲げ降伏時せん断力も高くなることが確認された。

扁平梁構造では、直交梁による剛性の変化は剛域の採り方で対応させている。図-17中の一点鎖線は剛域を「 $cD - bD/4 \times 2$ 」(cD : 柱せい、 bD : 梁せい)とした場合、破線は直交梁の影響を考慮して剛域端を柱の外側とした場合である。このように剛域を調整することで、直交方向に扁平梁が付いた時のモデル化が可能であることが確認された。

6. まとめ

- 1) 市販の非線形FEM解析ソフトを用いて床壁構造および扁平梁構造における部分架構実験の試験体をモデル化し、その構造性能を再現することが可能であった。
- 2) 試験体を再現した解析モデルと同様の要素と材料の構成則を用いて、せん断スパン比が2~12の扁平な片持ち部材をモデル化し、降伏時剛性低下率を算出した。その結果、既往の降伏時剛性低下率算定式の

適用範囲を拡大し、せん断スパン比が大きい部材に対応する算定法を提案した。

- 3) 一方向扁平梁の構造実験結果を基に、構造実験が困難な二方向扁平梁の解析モデルを作成し、柱梁接合部における剛域の設定方法を示した。

参 考 文 献

- 1) 全国官報販売協同組合：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 2) 鈴木英之・西原寛：集合住宅を対象とした床壁構造の開発，安藤建設技術研究所報 Vol. 16, pp. 49-58, 2010.11
- 3) 鈴木英之・西原寛：集合住宅を対象とした床壁構造の開発（その2），安藤建設技術研究所報 Vol. 17, pp. 51-57, 2011.11
- 4) 鈴木英之・西原寛：集合住宅を対象とした床壁構造の開発（その3），安藤建設技術研究所報 Vol. 18, pp. 65-72, 2012.11
- 5) 松本智夫・西原 寛：せん断破壊する RC 造偏平梁柱接合部の実験的研究，安藤建設技術研究所報 Vol. 16, pp. 37-47, 2010.11
- 6) 松本智夫・西原 寛：曲げ降伏が先行する RC 造偏平梁柱接合部の実験的研究，安藤建設技術研究所報 Vol. 17, pp. 39-49, 2011.11
- 7) 松本智夫・西原寛：外周架構および最上階を対象とした RC 造偏平梁柱接合部の実験的研究，安藤建設技術研究所報 Vol. 18, pp. 55-64, 2012.11

The Paradigms of Non-Linear Finite Element Method Analysis to Complement the Structural Test for RC Frames

Hideyuki SUZUKI, Taku TABATA and Yuuki KOYA

It takes both great cost and a long time to confirm structural performance by tests using scale models. However, it is difficult to comprehend the structural performance of the elasto-plasticity regions of reinforced concrete structures using only an analysis program under the circumstances. Non-linear finite element method analysis was executed to complement the structural experiment data to produce a design guideline for RC buildings considered to be living spaces, namely, the slab-wall structural system and the wide flat-beam structural system. It was possible to reproduce the results of structural tests by FEM analysis. Based on the results of the analysis, the complicated-shape model that it was difficult to test was analyzed. The analysis results were reflected in the design guideline.