

論文 杭基礎によって支持される曲げ降伏型 RC 造連層耐震壁のマクロモデルを用いた変形機構の解明

坂下 雅信^{*1}・河野 進^{*2}・渡邊 史夫^{*3}・田中 仁史^{*4}

要旨：RC 造中高層集合住宅の張間方向下層部のモデル試験体を用いた静的荷重実験において観測された、杭基礎の一部を巻き込む形で進展する曲げ降伏型連層耐震壁の変形機構を解明する事を目的とし、ストラット・タイ理論に基づいて構築したマクロモデルによる静的荷重増分解析を行った。杭基礎を付加する事によって、壁脚固定の境界条件を与えた耐震壁とは異なる変形機構が形成され、耐震壁の負担水平荷重の減少や、せん断変形成分が増大する事が確認できた。また、耐震壁の曲げ変形角と基礎梁上端筋の伸び量の関連性を明らかにし、連層耐震壁の変形機構を考える上で、基礎梁上端筋の挙動を把握する必要がある事を示した。

キーワード：連層耐震壁、基礎梁、杭、曲げ降伏、相互作用、マクロモデル

1. はじめに

本研究グループでは、RC 造中高層集合住宅の張間方向構造要素を構成する連層耐震壁、基礎梁及び杭の地震時相互作用に焦点を当てた実験的研究^{1) 2) 3)}を過去数年に渡り、実施してきた。曲げ降伏型耐震壁、基礎梁及び杭を模擬したモデル試験体を用いた静的荷重実験では、各試験体に共通して、耐震壁引張柱に発生した曲げひび割れが、曲げせん断ひび割れとして耐震壁内を進展し、最終的に基礎梁下端まで到達する事が確認されている。また、耐震壁脚部と基礎梁の間の離間が進むと、連層耐震壁はこの曲げせん断ひび割れに沿って、基礎梁の一部を巻き込みながら変形する事になる。

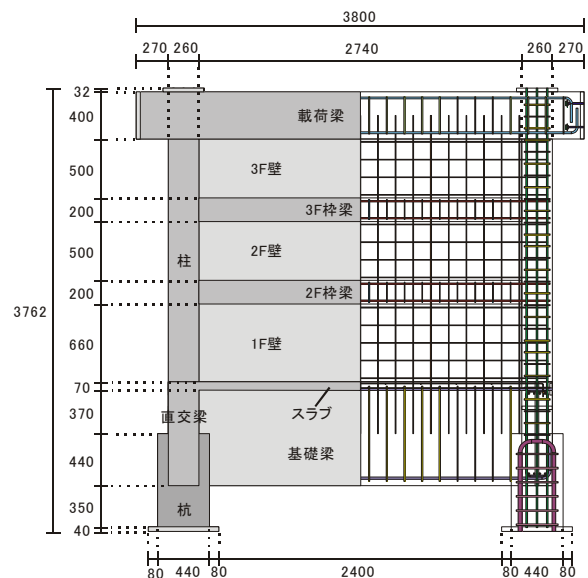
連層耐震壁－杭基礎－地盤系の骨組解析において、耐震壁を線材置換する場合、2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書⁴⁾にもあるように、耐震壁の上下の枠梁は剛梁として取り扱われる事が一般的である。その結果、耐震壁下基礎梁も、枠梁と同様に剛体として扱われ、その変形が考慮される事はまれである。ゆえに、通常の骨組解析の手法では、載荷実験で観測された連層耐震壁と杭基礎が一体となって形成される変形機構を再現する事は不可能であり、その結果、耐震壁や基礎梁といった構成部材の設計が不合理になる可能性がある。

そこで、本研究では、基礎梁を含む杭基礎の挙動が、連層耐震壁の変形機構に与える影響を明らかにする事を目的とし、連層耐震壁、基礎梁及び杭からなる実験試験体のマクロモデルを構築し、静的荷重増分解析を行った。解析対象とする試験体は、文献²⁾で載荷実験の結果を報告した縮尺 25% のモデル試験体 1 体である。なお、本研究成果の一部は、文献⁵⁾において既に発表している

が、本稿ではモデルの一部を修正し、耐震壁の変形成分に関する詳細な検討を行った。また、文献²⁾で示した載荷実験の結果に関しても、新たに明らかになった知見を付け加えた。

2. 実験試験体及び載荷実験の概要

実験試験体は、RC 造集合住宅の建物中央の張間方向 1 スパンをモデル化した構造体であり、想定建物は 14 階建てとした。試験体は 3 層の連層耐震壁、1 階の床スラブ、基礎梁、杭基礎からなり、縮尺は、想定建物の 25% である。試験体の材料特性及び各部材の配筋は、文献²⁾に示す通りである。



図－1 実験試験体の側面図及び配筋図（単位：mm）

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻助教 工修（正会員）

*2 京都大学 工学研究科建築学専攻准教授 工博（正会員）

*3 京都大学 工学研究科建築学専攻教授 工博（正会員）

*4 京都大学 防災研究所地震災害研究部門教授 工博（正会員）

杭は、反曲点高さを実大にして基礎梁中心高さから5m下に設定し、ピン及びローラーで支持した。ローラー支

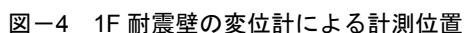
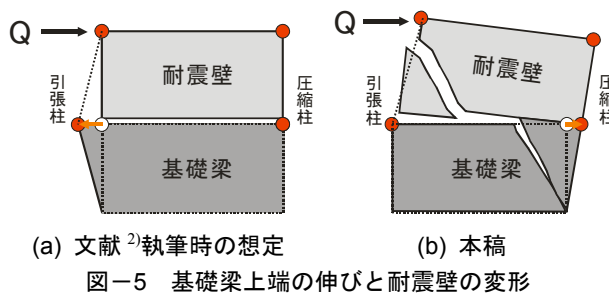


図-2 杭の曲げ戻しモーメントの算定方法

脚部曲げ回転角は図-4 に示す 1F 耐震壁両側柱の脚部における鉛直相対変位量 D_v から、また、脚部せん断ひずみは水平相対変位量 D_l から算定した。上部せん断ひずみと上部曲げ回転角に関しては、図中に矢印で示す位置の縦、横、斜め方向の相対変位量から算定した。ところで、文献²⁾執筆時は、図-5(b)に示すような耐震壁と杭基礎が一体となった変形機構(4.2 参照)は解明されておらず、図-5(a)に示すように、基礎梁上端に伸びが生じても、耐震壁自体に変形は生じないものと仮定して 1F 耐震壁変形角の算定を行っていた。具体的には、基礎梁上端の伸

び量を含む水平相対変位量 DI を無視し、脚部せん断ひずみが上部せん断ひずみに等しいものとして、変形角を算定した。実際には、図-5(b)に示すように、基礎梁上端の伸びにより、耐震壁にせん断変形が生じる為、本稿では、式(1)に示すように、算定方法を修正した。その結果、本実験の変位制御時の各サイクル点は 0.06%, 0.13%, 0.27%, 0.38%, 0.51%, 0.64%, 1.3%, 2.3% となり、一方向載荷による最大変形角は 4.1% に変更となる。



3. マクロモデルの概要

耐震壁脚部と基礎梁の間の離間挙動に伴って推移する耐震壁、杭基礎間の応力伝達機構を再現する為に、竹

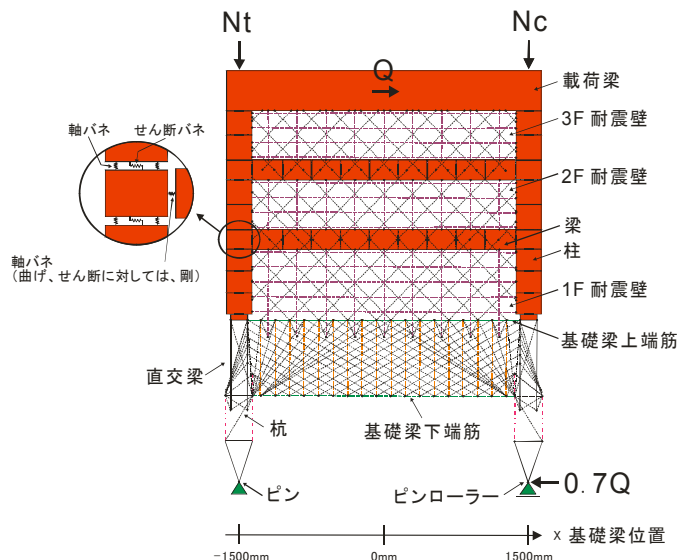
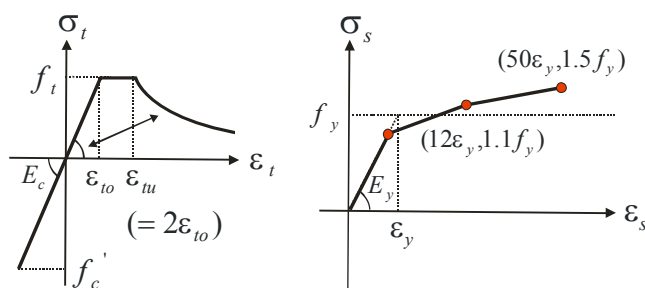


図-6 提案したマクロモデル（試験体モデル）



原らによって提案されたマクロモデル⁸⁾を基に耐震壁のモデル化を行った。このマクロモデルは、複数のコンクリートストラットを有し、柱部材における曲げ及びせん断挙動を再現する事ができる為、実験試験体の挙動を再現するのに適していると判断した。柱部材は剛体と、剛体と繋ぐ軸バネ及びせん断バネでモデル化される。軸バネは図-6に示すように主筋中心位置に各断面に2本ずつ設置され、柱主筋と柱断面コンクリートの復元力特性が与えられる。コンクリートに関しては、引張域には図-7(a)に示す岡村・前川らのテンションスティフニングモデル^{9) 10)}を与え、圧縮域に関しては、コンクリートの弾性剛性をそのまま与えた。以下に引張域におけるコンクリートの軟化時の復元力特性の算定式を示す。なお、履歴モデルは原点指向型とした。

$$\sigma_t = f_t (\epsilon_{tu} / \epsilon_t)^C \quad (2)$$

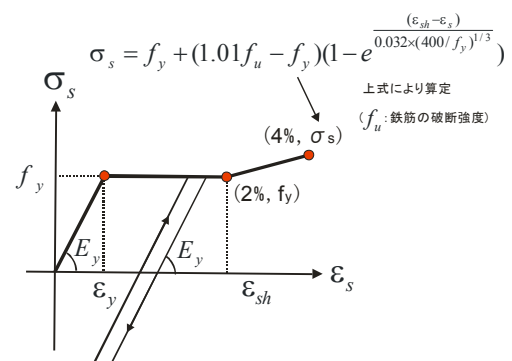
f_t : コンクリートの一軸引張強度(MPa)

σ_t : コンクリートの引張応力(MPa)

C : 引張応力開放率 (鉄筋コンクリート=0.4)

鉄筋の引張域における挙動は、コンクリートのテンションスティフニング作用による見かけの降伏強度の低下が考慮された図-7(b)に示すモデル^{9) 10)}を用いてトリリニアカーブでモデル化した。圧縮域に関しても、岡村・前川らによる鉄筋単体のモデル¹⁰⁾を用い、図-7(c)に示すように、トリリニアカーブでモデル化した。また、鉄筋の繰り返し載荷時のモデルは、Sap2000 に付属する kinematic モデルとしている。

せん断バネに関しては、竹原らのモデルをそのまま用いたが、簡略化の為、圧縮柱に関しては式(3)を、引張柱に関しては式(4)を用いてモデル化した。なお、剛体高さは、各層によって若干異なるが、柱のせい D に近い値を与えた。



(a) コンクリートのモデル (b) コンクリートのテンション
スティフニングを考慮した鉄筋のモデル (c) 鉄筋単体のモデル

図-7 材料構成則

$${}_cK_{sc} = GbD/h \quad (3)$$

$${}_cK_{st} = \frac{GbD}{h} \frac{E_y A_s}{(E_c bD + E_y A_s)} \quad (4)$$

D : 柱のせい b : 柱の幅
h : 剛体高さ Ec : コンクリートの弾性係数
As : 全主筋の断面積 Ey : 全主筋の弾性係数
G : コンクリートのせん断剛性

梁部材に関しては、図-6 に示すように、軸方向の変形のみを考慮し、圧縮側に関しては柱と同様にコンクリートの弾性剛性をそのまま与えた。一方、引張側に関しては、コンクリートの寄与は考えず、梁主筋のみで抵抗するものとした。梁主筋及び耐震壁せん断補強筋の復元力特性は、図-7(c)に基づいて定めた。

耐震壁のコンクリートストラットは、竹原らのモデルに従い、引張力の負担は考慮しない。また、圧縮剛性に関しては、柱部材と同様にコンクリートの弾性剛性をそのまま与えた。ストラットの傾斜角は 45 度とし、ストラットの間隔は、ストラットと耐震壁脚部で接続する基礎梁せん断補強筋の配置間隔である 150mm の倍の 300mm とした。ストラットや耐震壁せん断補強筋は、耐震壁脚部の他、柱、梁及び載荷梁と接続される。

基礎梁のモデル化には、三木らによる格子モデル¹¹⁾を参考にした。基礎梁上端筋及び下端筋は、柱軸バネと同様に主筋周辺コンクリートによるテンションステフニング作用を考慮してモデル化を行った。考慮するコンクリートの範囲は、基礎梁主筋中心位置から基礎梁端面までの距離の 2 倍として考えた。また、基礎梁上端筋に関しては、1F 床スラブの有効幅を杭径の 2 倍(880mm)として考え、この範囲内におけるコンクリート及びスラブ軸方向筋の寄与を考慮した。基礎梁主筋は、基礎梁内において、基礎梁せん断補強筋及び基礎梁コンクリートストラットと接続される。基礎梁せん断補強筋は、耐震

壁せん断補強筋と同様に、図-7(c)に示すトリリニアカーブでモデル化した。基礎梁コンクリートストラットは、耐震壁コンクリートストラットと同様に圧縮力の負担のみを考え、その傾斜角に関しては、事前に行った 2 次元非線形解析プログラム WCOMD を用いた FEM 解析の結果から 37 度に設定した。また、ストラットの間隔は、基礎梁せん断補強筋間隔の 150mm としている。また、杭主筋に関しても、基礎梁主筋と同様のモデル化を行っている。

なお、本研究では、図-6 に示す試験体モデルとは別に、試験体モデルの耐震壁部分のみを取り出し、脚部の境界条件を固定端とした耐震壁モデルも作成し、静的荷重増分解析を行っている。数値解析に使用したソフトウェアは、構造解析設計ソフト Sap2000 である。

4. マクロモデルを用いた数値解析の結果

4.1 水平荷重-1F 耐震壁変形角関係

図-8 に水平荷重-1F 耐震壁変形角関係を示す。耐震壁モデルの負担水平荷重は、実験結果を大きく上回った。その原因の一つとして、柱部材の軸バネが考えられる。柱部材の曲げ挙動は、2 本の軸バネの負担軸力の差によって再現される。ゆえに、耐震壁大変形時において、圧縮柱脚部のコンクリートが耐震壁の曲げ変形に応じて徐々に圧壊していく挙動を 2 本の軸バネのみで再現する事は困難であり、圧縮柱の曲げ耐力及び負担せん断力を過大評価している可能性がある。但し、圧縮柱の損傷が軽微であり、コンクリート圧縮域の挙動が問題とならない耐震壁小変形時においても、耐震壁モデルの負担水平荷重は実験結果と比べて大きく、軸バネだけが負担水平荷重の過大評価の原因となっている訳ではない。

そこで、杭基礎を付加した試験体モデルの解析結果に注目する。試験体モデルは、耐震壁モデルとは異なり、載荷実験の復元力特性を精度良く再現できている。ゆえに、耐震壁モデルが実験の負担水平荷重を過大評価していた主な原因は、杭基礎の変形を無視していた事にあると言える。また、逆に、杭基礎に十分な剛性と強度が無

表-2 各サイクル点における負担水平荷重と 1F 耐震壁の各変形成分

	サイクル点	曲げ変形 (%)	せん断変形 (%)	耐震壁変形角 (%)	水平荷重 (kN)	水平荷重比率	せん断変形比率
実験	(a)	0.046	0.134	0.180	319.2		
	(b)	0.136	0.397	0.533	341.4		
	(c)	0.203	0.632	0.835	353.3		
試験体モデル	(a)	0.046	0.122	0.169	310.8	0.97	0.91
	(b)	0.135	0.321	0.456	333.1	0.98	0.81
	(c)	0.202	0.461	0.663	339.6	0.96	0.73
耐震壁モデル	(a)	0.044	0.061	0.105	367.5	1.15	0.45
	(b)	0.130	0.131	0.261	408.0	1.20	0.33
	(c)	0.204	0.203	0.407	389.9	1.10	0.32

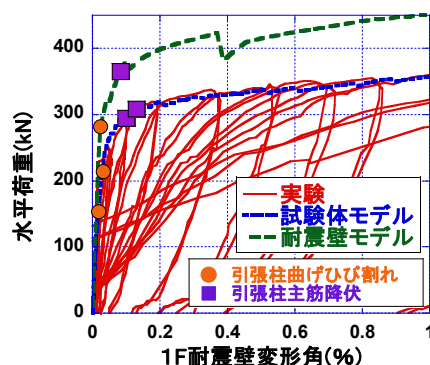


図-8 水平荷重-1F 耐震壁変形角関係

ければ、耐震壁は曲げ理論に基づく所定の性能（復元力特性）を発揮できない事になる。

表-2 に各サイクル点における水平荷重と 1F 耐震壁の変形成分の関係を示す。なお、サイクル点は各解析モデルの 1F 耐震壁曲げ変形角が、載荷実験における 1F 耐震壁曲げ変形角と一致するように定めた。耐震壁モデルの解析結果と比べ、実験ではせん断変形成分の割合が大きくなっている。これは、2 章で述べたように、実験試験体では、基礎梁上端の伸びによって、耐震壁に付加的なせん断変形が発生する事が原因である。試験体モデルは基礎梁上端が伸びる挙動を再現できる為、耐震壁モデルと比べ、より実験結果に近い割合のせん断変形成分が得られている。

4.2 試験体の変形機構

試験体の変形状況を図-9 に示す。載荷実験では、図-9(a)に示すように、耐震壁から基礎梁下端へと進展した曲げせん断ひび割れに沿うように、圧縮側杭と基礎梁下端との接点付近を中心として、耐震壁が基礎梁の一部と圧縮杭を巻き込む形で回転変形する挙動が確認されている。図-9(b)に示すように、試験体モデルに関しても、同様の挙動が確認されており、耐震壁圧縮柱がほ

とんど変形していない事が分かる。一方、耐震壁モデルに関しては、図-9(c)に示すように、圧縮柱脚部に曲げ変形が集中しており、試験体モデルと耐震壁モデルで水平力に対する抵抗機構が異なっている。また、図-9(b)及び(c)を比べると、1F 引張柱において耐震壁に付加的なせん断変形が生じている。

耐震壁モデルと試験体モデルでは、変形機構が異なる為、耐震壁内における応力伝達経路も、両モデルで大きく異なる。図-10 に、耐震壁大変形時（1F 耐震壁変形角 1.0%時）における、耐震壁コンクリートストラットの負担する圧縮力の分布を示す。図中のストラットの太さは各ストラットが負担する圧縮力の大きさを示している。試験体モデルでは、耐震壁大変形時においても、耐震壁脚部の広い範囲において圧縮ストラットが形成され、圧縮柱における軸方向力やせん断力の負担は大きくない。一方、耐震壁モデルに関しては、圧縮柱脚部においてほぼ全てのせん断力が伝達され、それに伴い、圧縮柱における軸方向力の負担も増大している。載荷実験では、最終的に 1F 耐震壁変形角にして 4.1%まで押し切り載荷を行った事は既に述べたが、この際、圧縮柱脚部の損傷は非常に小さく、圧壊によるカバーコンクリートの剥離等もほとんど観測されなかった。ゆえに、試験体モ

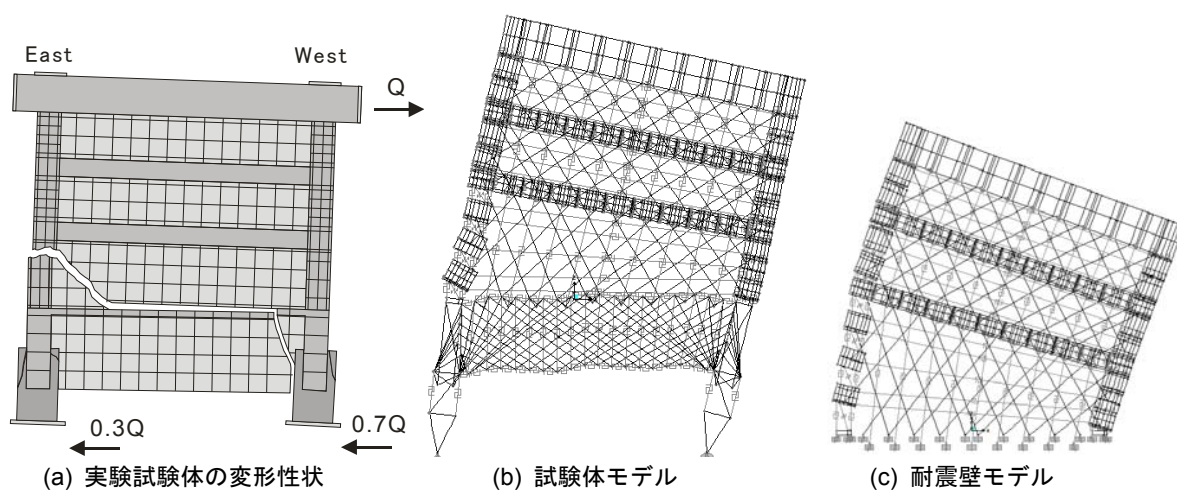


図-9 試験体の変形状況 [(b)、(c)に関しては、1F 耐震壁変形角 1.0%時 変形倍率×30]

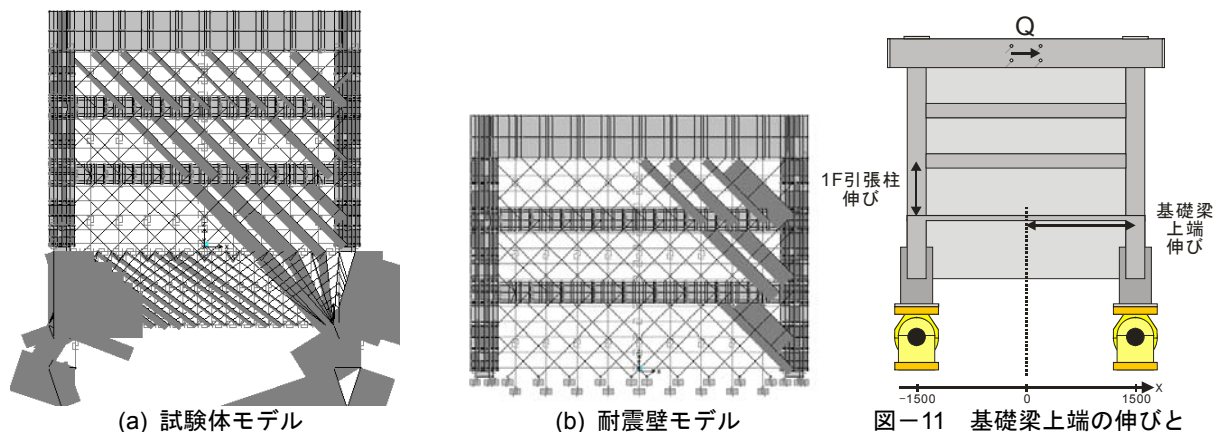


図-10 耐震壁のコンクリートストラットの負担する圧縮力の分布

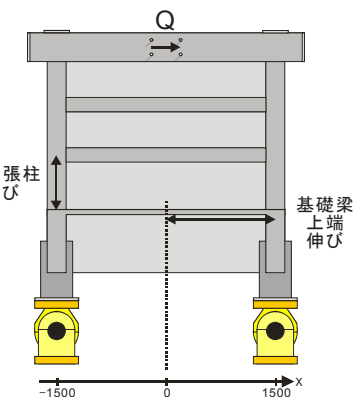


図-11 基礎梁上端の伸びと 1F 引張柱伸びの測定範囲

デルの解析結果は、載荷実験の結果と対応しており、以上の検討結果から、杭基礎を付加した試験体モデルを用いる事で実験試験体の変形機構や破壊性状が模擬できる事が確認できた。

図-9(a)に示す基礎梁及び杭の一部を巻き込んだ耐震壁の回転変形機構を想定する場合、図-11に示すように、1F耐震壁引張柱の伸び量と基礎梁上端筋の伸び量の間には、幾何学的な関係が成り立つ事が予想される。そこで、1F引張柱の伸び量とほぼ線形の関係にある1F耐震壁曲げ変形角と図-11に示す測定範囲における基礎梁上端筋の平均ひずみ量の関係を算定した。これを図-12に示す。載荷実験の結果を見ると、両者には線形に近い関係が見られ、図-9(a)に示す杭基礎を巻き込んだ耐震壁の水平抵抗機構に、基礎梁上端筋が寄与している事が分かる。ゆえに、杭基礎によって支持された連層耐震壁構造において、耐震壁の変形機構を精度良く予測する為には、杭基礎を適切にモデル化する必要がある、また、逆に文献²⁾でも述べたように、基礎梁上端筋を合理的に設計する為には、想定される連層耐震壁の最大曲げ変形量を把握する必要があると言える。なお、試験体モデルの解析結果は、実験結果と良く一致しており、載荷実験における変形機構が再現できている事が確認できた。

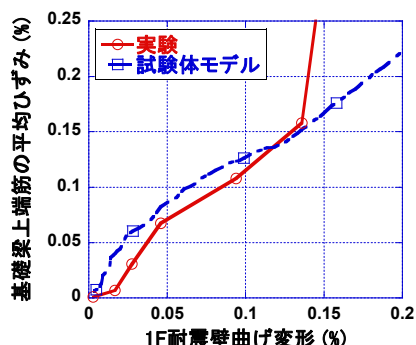


図-12 基礎梁上端平均ひずみ-耐震壁曲げ変形角関係

5. 結論

基礎梁を含む杭基礎の挙動が、連層耐震壁の変形機構に与える影響を明らかにする事を目的とし、連層耐震壁、基礎梁及び杭からなる実験試験体のマクロモデルを構築し、静的荷重増分解析を行った。基礎梁を付加する事で、耐震壁の変形機構が変化し、耐震壁の曲げ変形と基礎梁上端筋の平均ひずみ量の間に密接な関係が見られる事が確認された。

以上の議論から、杭基礎を有する連層耐震壁の設計では、(1)基礎梁の損傷(変形)を許容し、耐震壁と杭基礎の一体解析を行う方法と、(2)基礎梁の損傷を許容せず、剛強に設計する事により、耐震壁を基礎とは独立に取り扱う方法の2種類の方法が考えられる。(1)の手法は、

(2)の手法と比較し、耐震壁の負担水平荷重が低下し、補修作業が困難な基礎梁に損傷が集中するが、圧縮柱の負担が低減され、耐震壁の変形性能が向上するという利点もある。ゆえに、これらの短所と長所を踏まえ、設計意図に応じて、杭基礎及び連層耐震壁の設計を行う必要があると考えられる。

謝辞

本研究の一部は、平成18年度日本学術振興会科学研究費補助金(特別研究員奨励費)を用いて行なわれた。また、実験全般に関しては、竹中工務店・ト部藍氏の多大な尽力があった。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 河野進ほか：PCa耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構、コンクリート工学年次論文集 第二十九巻 pp.355-360, 2007.6
- 2) 坂下雅信ほか：25%試験体を用いたRC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明、コンクリート工学年次論文集 第二十八巻 第二号, pp.439-444, 2006.6
- 3) ト部藍ほか：RC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明、コンクリート工学年次論文集 第二十七巻 第二号, pp.493-498, 2005.6
- 4) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 5) 坂下雅信ほか：耐震壁下に位置し杭を有する基礎梁のマクロモデルによる数値解析(その1：基礎の有無が耐震壁の復元力特性に与える影響)、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造IV, pp.691-692, 2007.7
- 6) 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, 1999.8
- 7) 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説, 日本建築センター情報事業部, 1996.6
- 8) 竹原雅夫ほか：有開口連層耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析、コンクリート工学年次論文集, Vol.15 No.2, pp.1197-1200, 1993.6
- 9) 前川宏一、福浦尚之：擬似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築、土木学会論文集, No.634/V-45, pp.157-176, 1999.11
- 10) 岡村甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 1991.5
- 11) 三木朋広ほか：格子モデルによる軸力と曲げを受けるRC柱部材の塑性変形性能、コンクリート工学年次論文集, Vol.23 No.3, pp.199-204, 2001.6