

論文 鉄筋コンクリート造実大壁フレーム構造のスラブ有効幅の検討

松井 智哉^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・倉本 洋^{*3}・松森 泰造^{*4}

要旨：実大鉄筋コンクリート造建物の3次元震動破壊実験で用いられる鉄筋コンクリート造6層壁フレーム構造を対象に非線形応答解析を行なった。耐震壁の耐力低下を考慮したアイソパラメトリック要素、柱及び梁を材端バネモデルでモデル化し、スラブの有効幅を変数とした解析により、スラブの有効幅が耐震壁および建物全体の挙動に及ぼす影響について検討を行なった。その結果、有効スラブ幅を増大させると、耐震壁の負担せん断力が増加するとともに、建物は層崩壊形に移行することを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、壁フレーム構造、スラブの有効幅、地震応答解析

1. はじめに

本論文では、独立行政法人防災科学技術研究所（大型3次元震動実験施設：E-Defense）において実施された実大鉄筋コンクリート造6層壁フレーム建物の試験体を対象に非線形応答解析を行ない、スラブの有効幅が耐震壁および建物全体の挙動に及ぼす影響について検討を行うとともに、対象試験体の応答性状の把握を目的としている。

鉄筋コンクリート造T型梁もしくはスラブの有効幅に関する実験的研究^{1)・3)}はいくつか行なわれており、スラブが引張側となる曲げを受ける梁では、スラブ筋が梁の曲げ抵抗に協力し、曲げ強度がスラブ無しとして計算した値よりかなり上昇する場合もあり、スラブの有効幅は、変形の増大に伴ってほぼ全幅に近い値となることが、最大耐力の計算値との対応から確認されている。また、耐震壁の復元力特性は、境界梁・直交梁といった周辺部材の拘束効果による影響を受けることから^{4)・5)}、スラブの有効幅によって建物全体の挙動も異なってくることも考えられる。「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」⁶⁾では、保証変形内にとどめることを想定し、曲げ上限強度は信頼強度の

算定で仮定した有効スラブ幅の2倍を考慮するとしている。今回の解析では、耐震壁の耐力低下が生じるような、変形が大きくなる領域も検討範囲としていることから、スラブの有効幅を変数とした非線形解析を行なった。

2. 解析対象試験体

解析の対象となる6層壁フレーム構造の立面図と基準階の平面図を図-1に示す。試験体は、階高2.5m、2×3スパンで、柱、梁、連層耐震壁、腰壁、袖壁、短柱といった構造部材から構成されている。柱は500×500mm、主筋8-D19、せん断補強筋D10@100で全て同一であり、梁は300×500mm、主筋3-D19あるいは2-D19である。X2フレームの中央に配する連層耐震壁およびY1、Y2フレームに配する袖壁の壁厚は150mm、縦横壁筋はD10@300ダブル、X1フレームに配置されている腰壁は、壁厚120mm、D10@200シングルである。スラブ厚は、R階で190mm、2～6階で150mm、配筋は上下共D10@200である。

3. 解析方法

3.1 解析条件

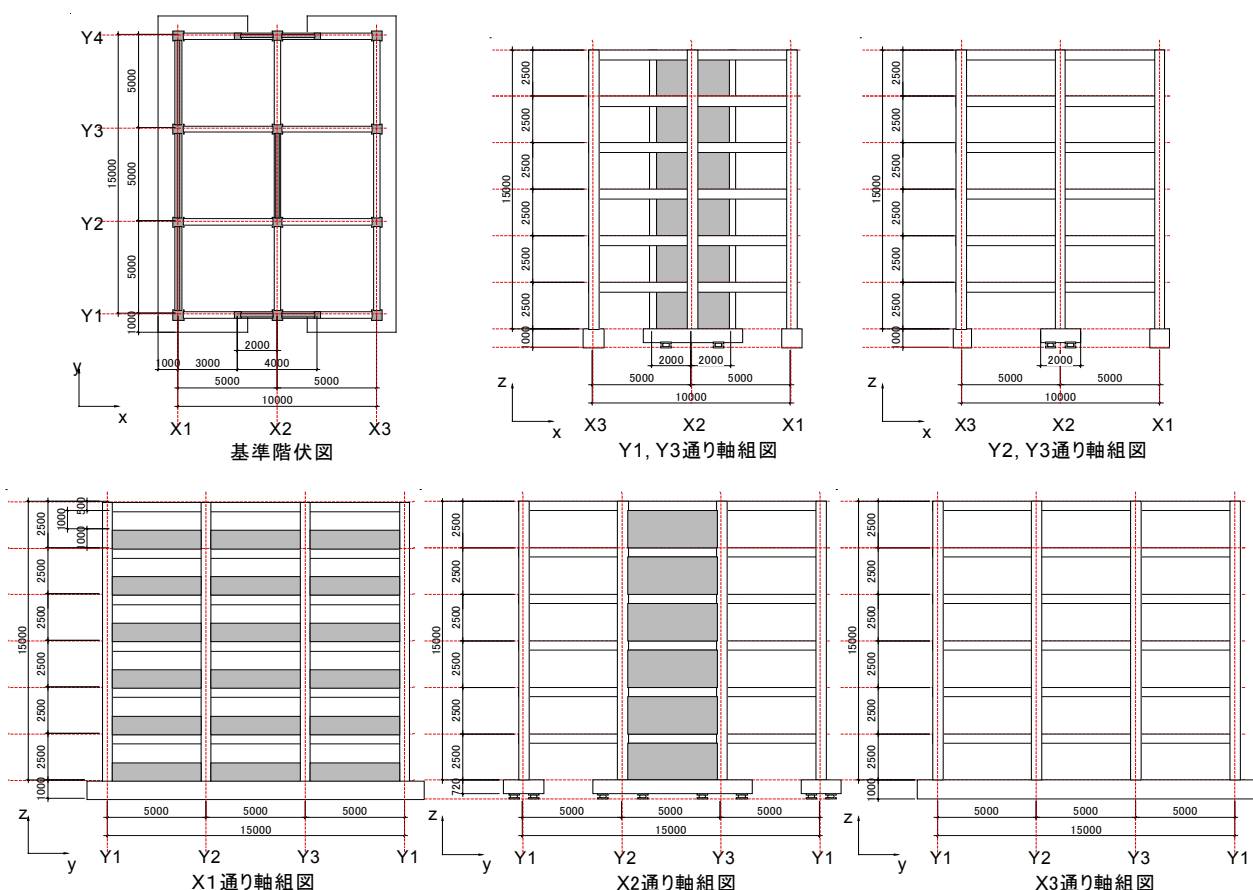
試験体は3次元でモデル化し、剛床を仮定す

*1 豊橋技術科学大学 工学部建設工学科助手 博士（工学）（正会員）

*2 東京大学 地震研究所教授 工博（正会員）

*3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学科助教授 博士（工学）（正会員）

*4 独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 博士（工学）（正会員）

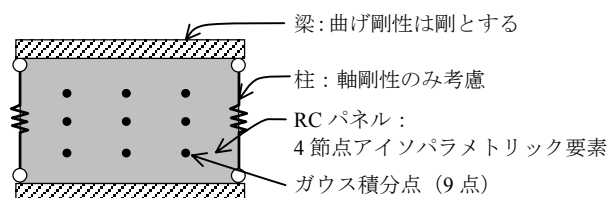


図ー1 解析対象試験体の平面図および立面図

する。使用する材料強度については、コンクリート強度は 24N/mm^2 ，D10 および D19 の鉄筋の降伏強度はそれぞれ 354N/mm^2 ， 380N/mm^2 と仮定した。重量は単位床面積当り 11.8kN/m^2 とし、支配面積の質量を各節点に集中質量として与え、水平成分のみ考慮する。各層の重量は、 $1,225\text{kN}$ となる。基礎は固定とする。連層耐震壁のみ耐力低下を考慮してモデル化する。

3.2 解析モデル

耐震壁のモデル化においては耐力低下性状を考慮するため、アイソパラメトリック耐震壁モデルを用いる。本モデルの特徴は、図ー2 に示すようにパネル要素と柱、梁部材で構成されており、RC パネル要素にアイソパラメトリック要素を用いることにより、せん断力・モーメント・軸力の相互作用を考慮でき、曲げ降伏後のせん断破壊といった複雑な挙動を表現できることである。側柱は、軸方向の剛性のみを考慮し、後



図ー2 アイソパラメトリック耐震壁モデル

で示す独立柱の軸バネと同じ非線形ばねモデルを用い、梁の曲げ剛性は剛としている。

パネル要素におけるコンクリートの構成則には、ひび割れモデルとして回転ひび割れモデルを採用し、コンクリートの材料モデルにおいてコンクリートの圧縮ひずみに対して直交する引張ひずみによって圧縮強度を低減させる方法をとっている (図ー3)。負勾配領域における剛性は、初期剛性の 0.001 倍とした。鉄筋は軸方向のみの剛性を考慮し、履歴モデルはバイリニアモデルとしている。本モデルに関する詳細な理論及び検証については文献 7) - 9) において示され

ており、耐震壁の耐力が急激に低下する変形域まで概ね模擬可能であるとしている。

梁、柱、腰壁および袖壁には、剛域を考慮した弾塑性材端バネモデルを用いる。回転バネの復元力特性は Tri-linear 型とし、履歴特性に Takeda モデルを用いる。復元力の各折れ点は曲げひび割れ、曲げ降伏に対応するとし復元力特性は文献 6)の算定方法に従った。ここで、T 型梁の有効スラブ幅は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹⁰⁾による 0.5m (片側 0.1L, L : スパン長) (Model-1), それより大きくした 0.9m (Model-2), 1.2m (Model-3) を設定した。図-4 にモデルごとに設定した梁の曲げバネのスケルトンカーブ (M - θ 関係) を示す。これにより、2 階における柱/梁耐力比は、約 1.9 (Model-1), 1.5 (Model-2), 1.25 (Model-3) となる。降伏後の剛性は初期剛性の 0.001 倍とした。柱の軸バネは非線形として Axial-Stiffness モデルを用い¹¹⁾, 圧縮側は弾性、引張側は鉄筋のみを考慮するとして剛性を低下させる。また、柱全主筋の引張降伏耐力で引張降伏するとし、初期軸力を考慮する。降伏後の剛性は初期剛性の 0.001 倍とした。剛性変化による不釣合力は、次のステップで外力に足し合わせて解除することとした。

4. 変位増分解析

ここでは、非線形変位増分解析を行ない、建物の崩壊モードの違いについて検討する。外力分布には、逆三角形分布を仮定し、载荷方向を Y 方向のみとした。

図-5 に全体変形角 $R_f=0.02\text{rad}$ 時の Model-1 と Model-3 の部材の降伏ヒンジ発生位置を示す。また、図-6 には、全体変形角とベースシヤー係数 (1 層層せん断力および 1 層耐震壁のせん断力を上部構造の総重量で除した値とした) の関係を示し、併せて、1 層壁せん断破壊、2 層壁せん断破壊、1 層層降伏が生じた点をプロットしている。ここで、解析における耐震壁のせん断破壊の目安として、アイソパラメトリック要素の半分以上の積分点におけるコンクリートのひずみが軟

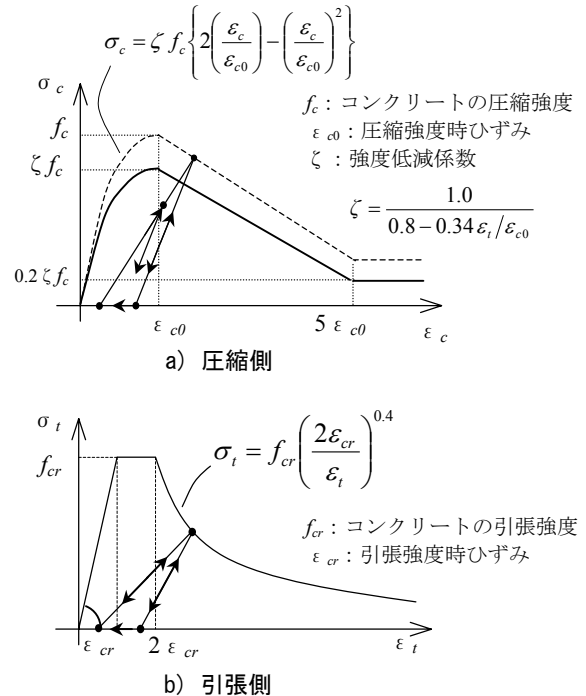


図-3 コンクリートの材料モデル

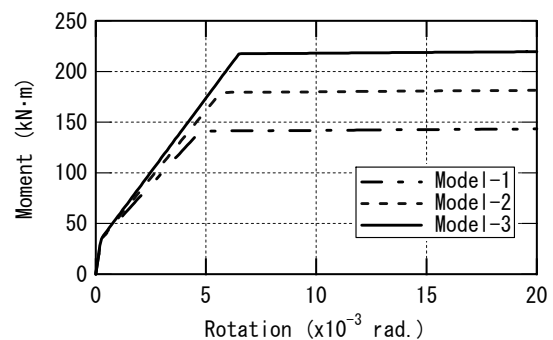


図-4 梁の曲げバネのスケルトンカーブ

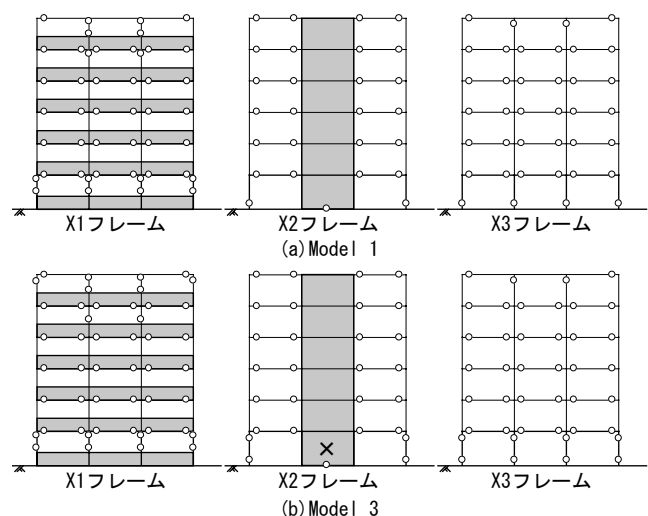


図-5 降伏ヒンジ発生状況 (全体変形角 0.02rad.)
(○ : 降伏, × : 壁のせん断破壊)

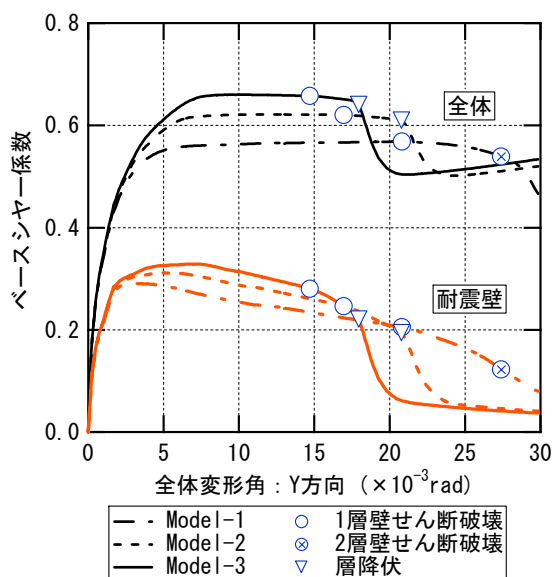


図-6 全体変形角とベースシヤー係数の関係

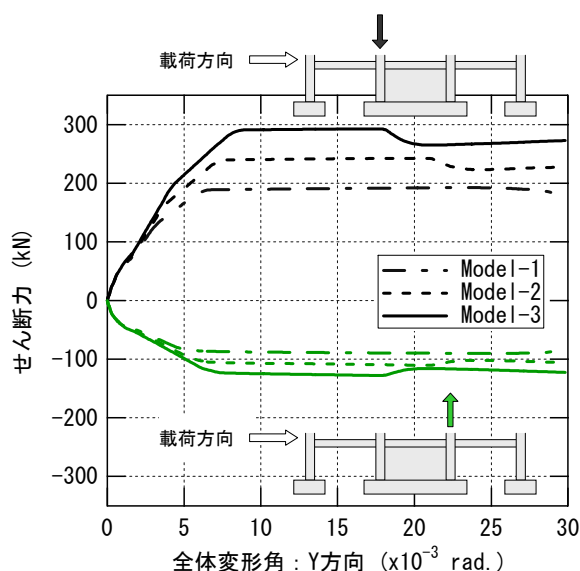


図-7 耐震壁に作用する周辺梁のせん断力
(耐震壁を押え込む方向を正として表す)

化域に達したときとし、層降伏は、当該層において壁がせん断破壊、全ての柱の柱頭・柱脚において降伏ヒンジが発生した時とした。図-7に1層耐震壁の周辺部材（境界梁、直交梁）のせん断力（耐震壁には軸力として作用する力）を示す。

Model-1では、最終的に1層と2層の耐震壁がせん断破壊に至るものの耐震壁の耐力低下は緩やかで、全体のベースシヤー係数をみても $R_r=0.027\text{rad.}$ まで耐力を維持している。また、 $R_r=0.02\text{rad.}$ では短柱の柱頭、柱脚は降伏しているが、耐震壁はせん断破壊に至らず、 $R_r=0.02\text{rad.}$

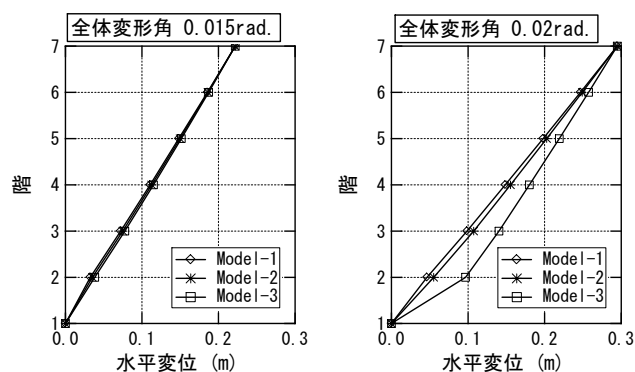


図-8 水平変位分布

以降も崩壊形は全体降伏形を形成している。

考慮するスラブの有効幅が大きくなると耐震壁の最大ベースシヤー係数は、それぞれ 0.29, 0.31, 0.33 であり 1 割程度上昇している。また、1 層耐震壁のせん断破壊が生じる全体変形角は、0.021rad. (Model-1), 0.017rad. (Model-2), 0.015 rad. (Model-3)と減少していく傾向にある。この傾向は、図-7に示されるようにスラブの有効幅の増加に伴って、耐震壁の引張側に作用する梁によって押え込む力が大きくなっており、壁板コンクリートのひずみが早期に軟化域に達するためである。

図-8に全体変形角 $R_r=0.015, 0.02\text{rad.}$ 時の階ごとの水平変位を示す。 $R_r=0.015\text{rad.}$ では、どのケースも同じように直線的な変形分布となっているが、 $R_r=0.02\text{rad.}$ になると、Model-1, Model-2では直線的な変形分布を保っているが、Model-3の場合、2階の変位が急激に増大しており、1層部に変形が集中しているのがわかる。これは、図-6において耐震壁の耐力が $R_r=0.015\text{rad.}$ 付近ではどのケースも耐力を維持しているのに対し、 $R_r=0.02\text{rad.}$ 付近ではModel-3のみ耐力が大きく低下すること、図-5より、降伏ヒンジ発生状況が異なることに対応する。

以上のことから、周辺部材の拘束効果が耐震壁の復元力特性（特に、せん断破壊時の変形）に影響を与え、最終的にModel-3では $R_r=0.018\text{rad.}$ で層降伏メカニズムを形成しており、スラブの有効幅の増大が建物の崩壊メカニズムに及ぼす影響を確認することができる。

5. 地震応答解析

5.1 入力地震動

入力地震動は2方向入力とし、JMA（1995年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録[NS, EW成分]）を用いた。このとき建物のY方向（連層耐震壁方向）の応答が大きくなるように図-9に示す方向で入力した。入力レベルは観測記録をそのまま用い、X方向で最大加速度507gal、Y方向で845galとなる。地震応答解析において数値積分法はNewmark- β 法（ $\beta=0.25$ ）を用い、時間刻みを0.002secとした。減衰は瞬間剛性比例型で減衰定数は1次固有周期に対して5%とした。

5.2 解析結果

図-10にModel-1, 2, 3のベースシヤー係数と全体変形角および2階変形角の関係を示す。最大応答全体変形角は、どの解析モデルにおいても0.03rad.程度でほとんど変わらない。しかし、2階変形角をみると、Model-1, Model-2, Model-3とスラブの有効幅が大きくなるにつれて応答変形が増大していく。これは、1層耐震壁のせん断破壊時の変形角（図-10中○印）からわかるよ

うに、4節で述べたことと同じくModel-3は、他と比べて早い段階で耐震壁がせん断破壊に至る傾向にあるためである。それによって、Model-3の2階変形角は、耐力の低下とともに急激に増大していき、Model-1, 2ではみられない層降伏を、全体変形角で0.018rad., 2階変形角で0.023rad.で形成する。

さらに、1層耐震壁のせん断破壊が生じるときの全体変形角は、0.024rad. (Model-1), 0.016rad. (Model-2), 0.011rad. (Model-3)となっており、静的解析と比べて小さい値となっている。

図-11に各解析ケースの1層耐震壁がせん断

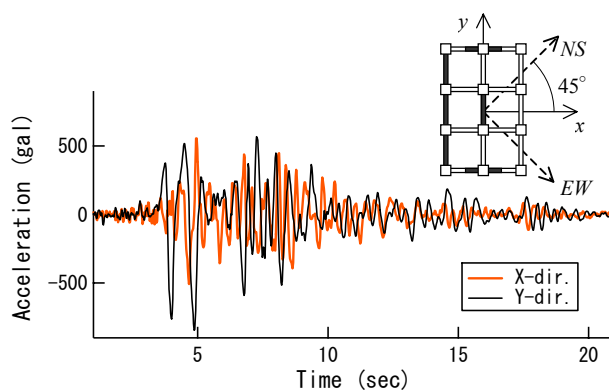


図-9 入力地震動（JMA Kobe）

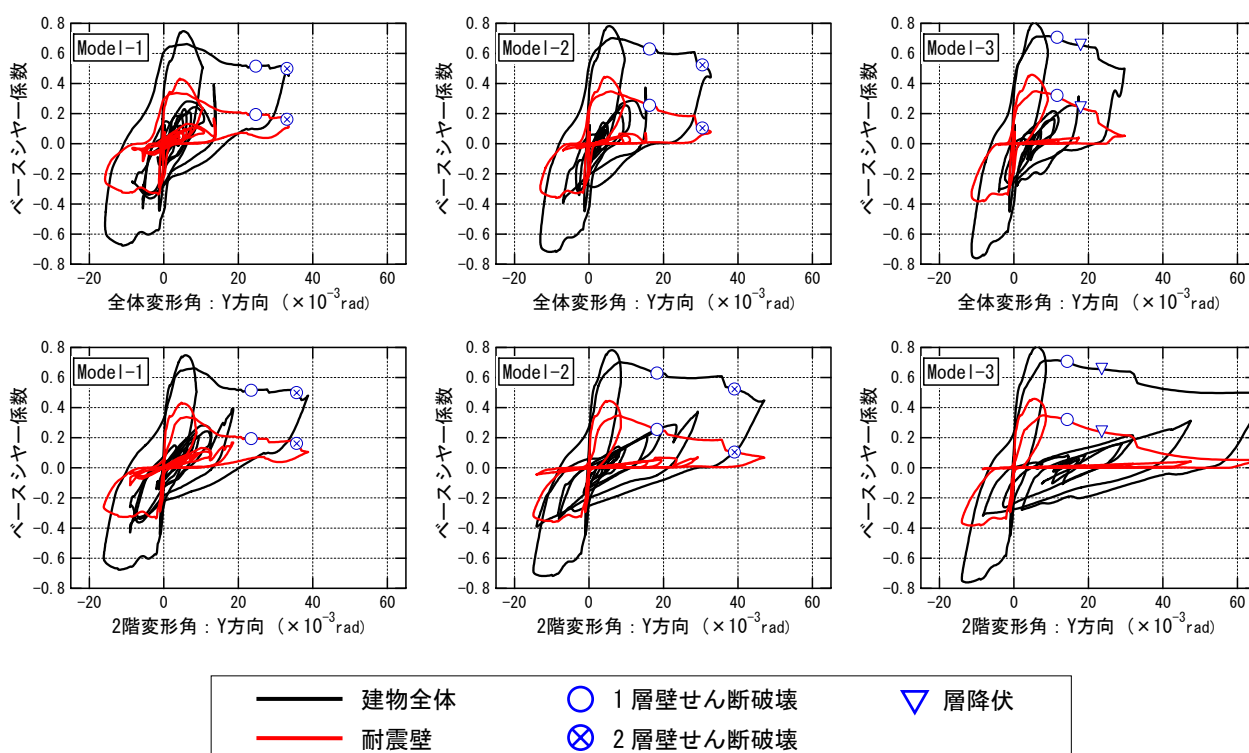


図-10 応答解析によるベースシヤー係数と変形角の関係

破壊したときの高さ方向のモーメント分布を示す。ここで、横軸は Model-1 の地震応答解析における耐震壁のベースモーメントで基準化した値としている。

耐震壁 1 層部に着目すると、スラブの有効幅が大きいケースほどモーメントの勾配が急であり、せん断スパン比 M/ql_w で表すと 2.05 (Model-1), 1.51 (Model-2), 1.19 (Model-3) である。境界梁、直交梁の曲げ戻しモーメントによる拘束効果によって、耐震壁のモーメント分布が大きく異なることがわかる。同様に静的解析時の Model-3 のせん断スパン比は 1.44 であり、動的解析の結果の方が小さい。当然のことといえるが、モーメント分布によって耐震壁のせん断破壊が生じる変形角が大きく異なる結果となっている。

6. まとめ

耐震壁の周辺部材、ここでは、スラブの有効幅に着目し、耐力低下を考慮した耐震壁モデルを用いた弾塑性解析を行ない、スラブの有効幅が建物全体の挙動に及ぼす影響について検討した。

スラブの有効幅の増加によって、耐震壁の拘束効果が大きくなり、耐震壁は強度上昇、せん断破壊時の変形角が小さくなるといった影響を受け、耐震壁のせん断破壊以降、当該層に変形が集中し、建物の降伏形は、全体降伏形から層降伏形に移行する傾向にあることを示した。また、耐震壁がせん断破壊する前の変形レベルであれば、スラブの有効幅が建物の降伏形に及ぼす影響は少ないといえる。

本解析のように耐力低下が生じる変形レベルを対象とした場合、弾塑性骨組解析においては、想定する変形レベルに応じてスラブの有効幅を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 大久保全陸：地震時応力を対象とした鉄筋コンクリート T 型梁の剛性および強度に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.201，pp.25-32，

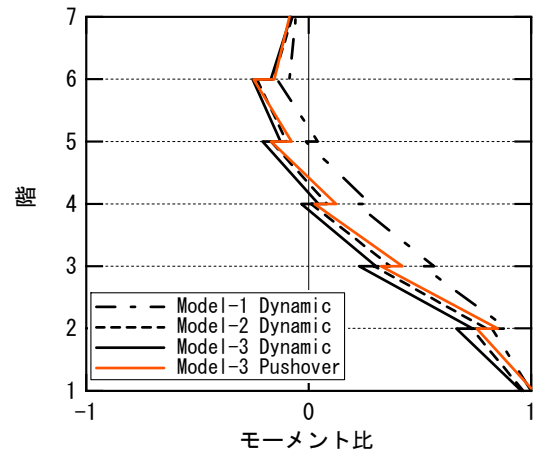


図-11 耐震壁のモーメント分布
(1 層耐震壁せん断破壊時)

1972.11

- 2) 鈴木紀雄，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート造スラブ付柱はり立体接合部に関する実験的研究，第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.425-428，1983
- 3) 中田慎介ほか：大型実験施設利用による日米共同耐震研究（その 2 建物を構成するはり・柱接合部の静加力実験・実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1657-1658，1980
- 4) 平石久廣ほか：大型実験施設利用による日米共同耐震研究（その 4 境界ばりを有する連層耐震壁の実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1661-1662，1980
- 5) 荒井康幸ほか：境界梁の拘束を受ける RC 耐震壁の水平加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1505-1506，1979
- 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，1997
- 7) 陳少華，壁谷澤寿海：非線形解析における鉄筋コンクリート耐震壁のモデル，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.763-768，1999.6
- 8) 松井智哉，壁谷澤寿海：正負繰返し载荷を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の非線形解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.291-292，2004
- 9) 松井智哉，壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート造耐震壁の動的挙動に関する解析的研究，日本地震工学会-2004 梗概集，pp.430-431，2005
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 11) 壁谷澤寿海，小谷俊介，青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析，第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.213-220，1983