

論文 Axial -Shear- Flexural Interaction model による実大 3 層建物の耐力低下性状の検討

壁谷澤 寿一^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・松森 泰造^{*3}・金 裕錫^{*4}

要旨：2006 年 9 月から 11 月にかけて防災科学技術研究所実大三次元震動破壊実験施設 (E-Defense) で行われた実大 3 層鉄筋コンクリート建物の振動台実験による破壊性状を解析モデルにより検討した。1970 年代の既存 RC 学校校舎を模擬した旧基準試験体では最終的には基礎固定として短柱の破壊に起因する進行性脆性破壊により建物が崩壊した。耐力低下を考慮しうる既往のモデル(ASFI model)を用いて試験体 1 層の柱全ての耐力低下性状を模擬して、実験結果による耐力低下開始変形が解析モデルにより再現しうることを示した。さらに、脚部で部材力を計測された内柱の復元力特性について実験と解析を詳細に比較した。

キーワード：実大振動実験, 非線形骨組解析, 耐力低下性状, ASFI model

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート建物における鉛直部材の最大耐力, 耐力低下性状, 軸力喪失変形は構造物の耐震性能を評価するために重要な要素であるが, せん断スパン比, 軸力, 部材配筋, 材料強度などさまざまな影響を受けるため一義的な評価法が確立していないのが現状であり, 耐震診断¹⁾などでは既往の実験式によるせん断強度と曲げ強度時せん断力との比によって, 極脆性柱あるいは長柱の靱性指標を極めて簡略な評価法を採用している。

2006 年 9 月から 11 月にかけて文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ(振動台活用による耐震性向上研究)鉄筋コンクリート建物実験」²⁾の一環として既存の鉄筋コンクリート造学校校舎を模擬した実大 3 層 RC 建物の震動実験が実施された。本実験の目的の一つとして, 1970 年代設計の既存鉄筋コンクリート学校校舎を想定した試験体において, (極)短柱などが曲げ降伏後のせん断破壊を起こして軸力の再配分によって構造物が進行性軸崩壊に至る過程の解明を設定している。実験的には想定した柱の進行性破壊が実現した。

本稿では Axial -Shear -Flexural Interaction model³⁾を用いて全ての柱部材をモデル化し, 旧基準試験体(1 体目)の耐力低下開始変形を解析的に評価する手法の妥当性について検討を行った。また, 試験体極短柱構面近傍で部材応力を計測した長柱について復元力特性を比較してモデルの妥当性を詳細に検証した。

2. 震動実験試験体の柱断面および配筋

震動実験計画および試験体の設計, 実験結果の概要, またその他の実験目標(基礎非線形逸散性状・外付け補強

効果)などについては既報^{4), 5)}に記したが, 旧基準試験体の柱断面および配筋を図-1に示す。試験体は1970年代に設計された3階建て鉄筋コンクリート学校校舎を想定した建物である。平面は3×2スパン, X2Y3位置で柱抜けしている。階高は2.5mである。桁行き方向の鉛直支持部材は全て柱であり, X1構面, X3構面の柱(2本)は腰壁付き短柱となっており, X1構面の柱のみせん断スパン比 2 の極脆性柱となっている。コンクリート, 主筋, 帯筋強度試験値は31MPa, 384MPa, 392MPaであり, 初期軸力比は最大でもY3構面の柱で0.1程度である。柱断面は400×400, 主筋8D19が標準であり, 耐震診断結果における強度係数 C_0 は0.63であった。

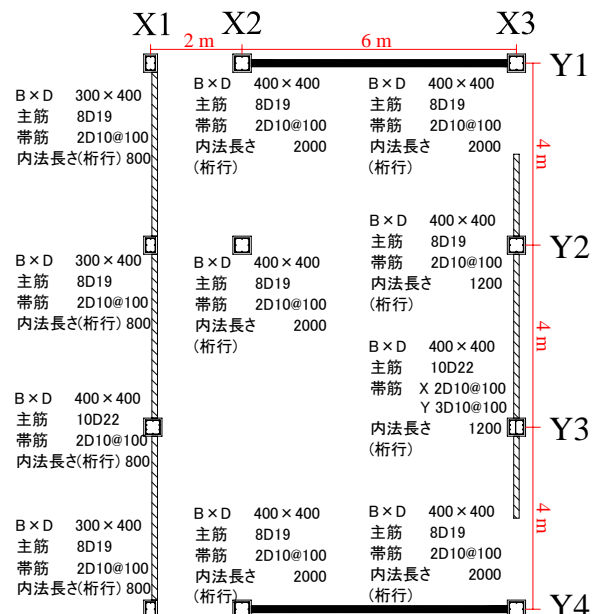


図-1 震動実験試験体 一階柱 断面配筋図

*1 東京大学大学院 工学系研究科 都市持続再生研究センター 特任助教 工博 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 工博 (正会員)

*3 防災科学技術研究所 研究員 (正会員)

*4 東京大学 地震研究所 助教 工博 (正会員)

3. 耐力低下モデル

3.1 既往の耐力低下解析モデル

既往の耐力低下性状を考慮した部材モデルには主に以下の3つが挙げられる⁹⁾。(1)独立ばねモデル、(2)(軸)曲げせん断連成モデル、(3)有限要素法モデル (1)の場合、曲げ復元力性状に耐力低下性状を集約するため汎用化しやすいが、適切な耐力低下開始点および耐力低下性状は解析および部材実験結果などから設定する必要がある。(3)の場合、座標と標準的な材料構成則から耐力低下開始点および耐力低下性状を評価することができるが、立体骨組解析などでは全ての部材・要素位置で非線形応答計算を行うため、時刻歴応答解析では非常に計算時間を要するため、モデルとして汎用化されにくい。

(2)の場合、耐力低下開始変形および低下性状を材料構成則から評価でき、部材軸方向には要素数は少なくなるため、計算時間も短い。しかしながら、部材端部曲げ変形とコンクリートせん断破壊のメカニズム発生位置が異なるため、部材軸方向の連成を考慮する必要がある。

3.2 Axial-Flexural-Shear Interaction model

Axial-Flexural-Shear Interaction model (ASF I model)は Hossein. Mostafaei により提唱された曲げ-せん断-軸変形の相互作用効果を考慮して、柱の耐力低下開始変形を計算する静的漸増載荷解析のモデルである。本モデルは部材端部の断面歪み($\phi_x, \phi_y, \epsilon_{c0}$)から fiber (MS) model によって曲げ剛性を計算し、反曲点中立軸位置における主応力方向の平面・せん断歪み($\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$)を定義し、Axial-Shear model によってせん断剛性を計算し、これらの変形成分累加値を部材の水平変形としている。

Axial-Shear model では部材端部から反曲点高さまでの部材に作用するせん断、軸歪みから主応力方向を計算し、Modified Compression Field Theory に基づいたコンクリート構成則からせん断剛性を計算している。材端に曲げモーメントが作用する場合、曲率により発生する重心軸歪みは部材軸方向に変化し、部材端部で最大、反曲点高さで0である。一方、定軸力による重心軸歪みは一定である。そこで、本モデルでは fiber model の断面解析から曲率により発生する重心軸歪みの部材軸方向平均値を軸力で除して、曲げによる平均軸柔性を計算している。これを Axial-Shear model に連成させることで、曲げ-せん断-軸方向の相互作用を考慮した部材の応答を計算している。また、両モデルにおけるコンクリート強度には主引張歪みから計算される強度低下指数 β を考慮している。

本モデルでは柱部材実験結果における耐力低下開始変形を解析的に推定できることが既往の研究において検証されており、推定精度を向上させるためには Axial-Shear および fiber model のほかに aggregate interlock による主応力上限値、部材端部における主筋抜け出しに

よる変形成分を考慮する必要があるとしている³⁾。

3.3 骨組解析用 ASF I モデル

本研究では骨組解析において柱部材の応答を計算できるように ASF I model を修正した。図-2に骨組解析用 ASF I model の解析フローを示す。まず、節点増分変位に軸曲げ剛性マトリクスを乗じて増分部材力とする。fiber model において増分部材力から各断面の歪み増分を計算し、材料構成則を用いて部材端部軸力が釣り合うまで各 fiber の応力を収斂させて端部部材力を算出する。

Axial-Shear model では端部断面の重心歪みから反曲点高さおよび平均軸歪みを推定し、軸剛性を再計算する。fiber model の部材力増分に歪み柔性マトリクスを乗じて平面歪みを算出し、主応力方向歪みに変換する。強度低下を考慮した材料構成則から材料剛性を評価して、軸せん断剛性マトリクスを構築する。作用応力(軸応力、直交方向0)との釣り合いを満たすせん断歪み、せん断応力を計算し、単一ばねとしてのせん断剛性値を評価して全体部材剛性マトリクスを計算する。

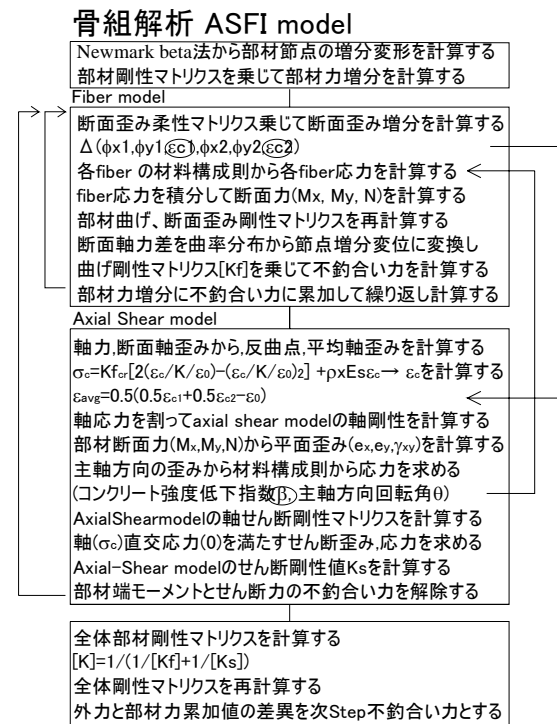


図-2 動的 ASF I model の解析フロー

本モデルは初期段階として aggregate interlock による主応力上限値および部材端部の主筋抜け出し性状は考慮していない。また、ASF I model と同様、いずれかの極短柱のカバーコンクリートが圧縮破壊した時点で端部断面における軸力差が収束なくなるため応答計算は終了する。fiber model の部材端部モーメントと Axial-Shear model のせん断力不釣合い力を収斂計算しており、外力と部材力の不釣合い力は次ステップで解除している。

4. 内柱の応力計測結果と解析

4.1 実験結果

旧基準試験体の倒壊加振(加振 6)において X2Y2 内柱(長柱)の脚部で計測された軸力および水平力の時刻歴を 図-3 に示す。加振 6 において X2Y2 柱は柱脚で曲げ降伏後のせん断破壊に至ったが、これは X1 構面の極脆性柱がせん断破壊し、この軸力が再配分されたためである。

初期軸力は重量算定結果から 313(kN)であり、柱は構造物 1 層が水平最大耐力に至った 6.75(s)では、部材としての水平最大耐力に達しておらず 9.537(s)において最大値 259(kN)を記録している。鉄筋コンクリート構造計算規準⁹⁾に基づく初期軸力に対する柱の曲げ終局せん断耐力の計算値は 199(kN)、最大変動軸力(9.652(s), 347 kN)作用時では 255(kN)であり、変動軸力によって負担せん断力は大きく増加している。また、荒川せん断耐力(minimum)式¹⁾による計算値は 258(kN)であり、これは軸力が増大したときの応答せん断力および曲げ終局せん断耐力に概ね一致している。

軸力の時刻歴波形には極脆性柱がせん断破壊した 6.75(s), 7.56(s)直後には軸力再配分による基線のずれはみられなかったが、振動周期が明らかに長くなっている。部材最大耐力を記録したサイクル以降では 400 (kN)を超える変動軸力が 3 回記録され、曲げせん断破壊に至った。最終的には 527(kN)軸力が変動し、初期軸力を考慮すると 200(kN)程度の引張力が残存している。

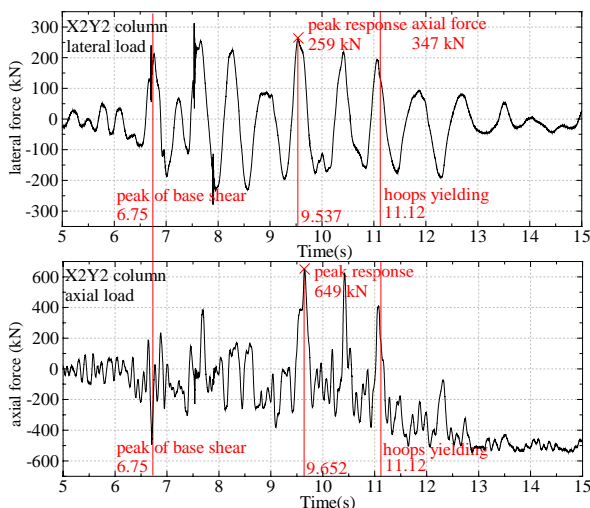


図-3 X2Y2 柱の軸力および水平力の時刻歴波形

図-4 に同加振における X2Y2 長柱の水平復元力特性を示す。横軸は 1 層の層間変形角である。また、同柱の軸力と軸変形の復元力特性を 図-5 に示す。

水平力は一時的に非定常な短周期振動を示しており、最大耐力記録前に 3 回見られた(6.7, 7.65, 7.92(s))。また、2 階床絶対加速度にも同時刻に振動波形が見られた。こ

れらの時刻は X1 構面極短柱の帯筋が降伏した時刻と対応しており、脆性部材が負担していた水平力が瞬間的に再配分され、分配後の水平力が部材剛性と釣り合うまで振動したと考えられる。

また、最大水平耐力に達するまでの骨格曲線には応答力が凹上に減少し、急激に等価剛性が低くなっている箇所が見受けられた。これはいずれも水平力が短周期振動した後であり、短柱のせん断破壊によって軸力と水平力の位相が反転したためであると考えられる。

最大耐力を記録して以降、柱の応答せん断力は明確な低下性状を示している。柱は初期軸力下においては曲げ強度時せん断力はせん断強度を下回っているが、最大水平力記録時の変動軸力では圧縮側に大きな値(9.5~9.6(s))を示しているため、軸力変動によって断面の曲げせん断耐力が増加し、せん断耐力を超えることで耐力低下性状を示したと考えられる。

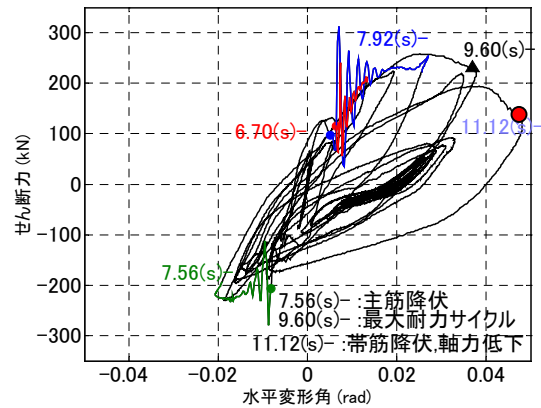


図-4 X2Y2 柱の水平復元力特性

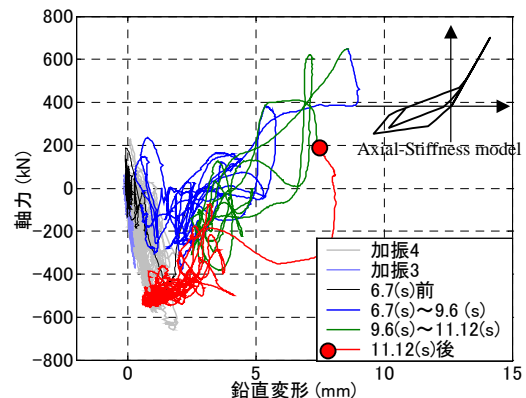


図-5 X2Y2 柱の軸方向復元力特性

軸力 - 軸変位の復元力特性は倒壊前加振, X1 構面極短柱がせん断破壊する時刻までは圧縮方向には線形, 引張方向には履歴減衰を示す Axial-Stiffness model に近い履歴曲線であるが、その後は部材端部の曲げせん断破壊性状に応じて非定常な履歴性状を示している。また、帯筋降伏以降の軸力は常に引張側となっている。

4.2 X2Y2 柱の解析結果

本節では部材力を計測した X2Y2 柱について ASFI model を用いて静的漸増載荷解析における耐力低下開始変形と比較した。実験および解析結果を図-6 に示す。実験結果は処女載荷サイクルにおける骨格曲線を連結させた曲線を示した。解析における軸力は Case1 では初期軸力算定値で固定し、Case2 では変形を記録した時刻における軸力の変動を考慮している。

実験結果では水平変形角が 0.01(rad)に達する前に応答力が短周期振動し、一時的に剛性が低下しているが、徐々に荷重が増加し変形角 0.03(rad)で最大耐力を記録している。その後、緩やかな勾配で耐力低下を開始し、変形角 0.04(rad)に達する前に急激な耐力低下を示している。Case1 では振動領域で水平力が実験結果を上回るが、同変形角で耐力最大値を示し、その後、耐力に大きな変動は見られない。一方、Case2 では実験結果と骨格曲線が近似し、実験結果と同様に変形角 0.035(rad)で急激な耐力低下を示した。いずれの解析結果においても耐力低下開始変形は変形角 0.03~0.04(rad)の範囲内であり、変動軸力による水平せん断力の変化は見られたが、終局変形角の推定精度が明らかに向上することはなかった。

4.3 試験体 1 層柱の解析結果

図-7 に1層の柱部材を ASFI model を用いて静的漸増載荷解析した結果を示す。全部材の中で耐力低下開始変形が小さい部材は X1 構面の短柱および X3Y3 の柱であり、層間変形角に換算すると、X1Y3 柱では 1/200、X1-Y1, Y2, Y4 柱では 1/100、X3Y3 柱では 1/125 である。

X2Y2 柱の水平復元力特性で部材力に振動が現われた変形角は 1/200 であり、X1Y3 柱の耐力低下開始変形と対応している。長柱は耐力低下開始点が層間変形角で 1/60 を超過しており、曲げ柱としての応答性状を示している。

5.3 次元骨組応答解析

5.1 解析モデル

本研究では構造物に材端ばねまたは材料構成則を有する柱部材モデル(model OC, FB)を適用し、骨組応答解析を行った。耐力低下を考慮したモデル (model DT, DR) では耐力低下開始変形を静的漸増載荷解析から実験結果と比較する。また、地震応答解析では柱部材の Post peak 応答性状を仮定し、材端ばねモデルを用いて 1 層応答を実験結果と比較した。梁部材は全て材端ばねモデル、直交方向の耐震壁については TVLE model⁷⁾でモデル化している。また、地震応答解析時にはそれまでの加振による構造物損傷を考慮して、倒壊前加振 (JMA Kobe 加速度倍率 75%) における正負最大応答せん断力まで静的漸増載荷した後、試験体倒壊加振 (JMA Kobe 加速度倍率 100%) における震動台加速度記録を入力した。

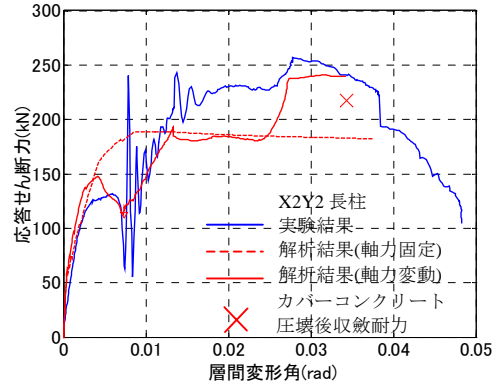


図-6 実験結果と ASFI model 解析結果の比較

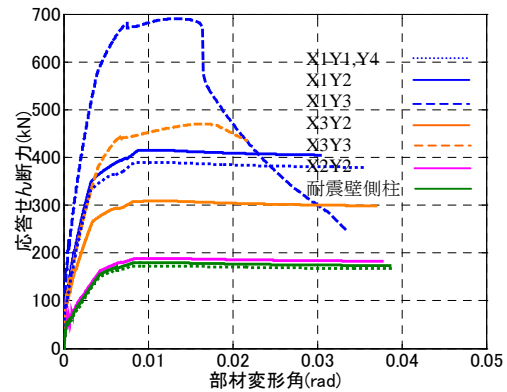


図-7 ASFI model による 1 階柱部材の応答性状

5.2 復元力モデル

材端ばねモデルの曲げばねの復元力特性は Takeda model⁸⁾とし、軸ばねは Axial-Stiffness model としている。曲げばねのひび割れ強度、降伏強度は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁹⁾の算定式に基づいて計算した。柱に関して引張鉄筋は全鉄筋断面積の半分とし、梁はスラブおよび腰壁が付帯する場合はコンクリート断面をひび割れ剛性および強度に、床スラブ筋および腰壁横筋を梁降伏強度に加算している。腰壁付き短柱の柱剛域は既往の研究成果を参照して⁹⁾、フェイズから柱せい半分だけ低い位置に設定した。柱梁部材の剛性低下率は既往の研究から菅野式¹⁰⁾を用いて算出した。降伏後剛性は初期剛性の 1%と仮定した。

材端ばねモデルにおける耐力低下を開始する変形角は前節に示した解析結果を用いて定義した。最大耐力後の耐力低下剛性は降伏後剛性と絶対値を等しくし、降伏耐力の 0.25 倍まで低下させた。また、既往の研究成果から異方向の最大経験応答が再載荷時の指向点に反映されるモデルとした¹¹⁾。

コンクリート剛性は実際の材料試験結果を用いると弾性剛性が高く、実験結果における固有周期および非線形性状と対応しないため、初期ひび割れなどを考慮して、弾性固有周期、非線形性状が実験結果と整合するように $2.17 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ とした。最大応力時コンクリート圧縮歪

は 0.25%, 終局時応力は最大応力の 0.2 倍, 歪は 1.00% とした。鉄筋の剛性は鉄筋コンクリート構造計算規準に基づく値とした。粘性減衰は瞬間剛性比例型 3% とした。

コンクリート材料特性は既往の解析モデル¹²⁾を参照し, 図-8 に示す構成則モデルを用いた。コンクリートの圧縮モデルには主引張歪によるコンクリート圧縮強度の軟化効果を考慮している。鉄筋には 1 軸応力-歪関係のバイリニアモデルを適用した。

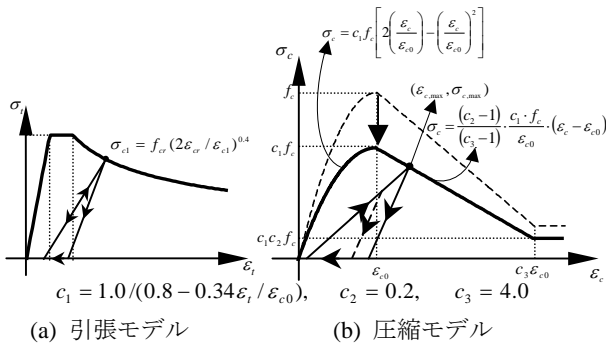


図-8 コンクリート材料構成則

5.3 静的漸増載荷解析

図-9 に静的漸増載荷解析における Pushover 曲線と実験結果の履歴曲線を比較した。外力分布は逆三角形とし, X 軸には 1 層水平変形角, Y 軸には層せん断力係数を示した。材端ばねモデル(OCDT)では X1 構面の極脆性柱がせん断破壊するサイクルにおいて実験結果に近い履歴曲線を示しているが, 変形の増加に伴って応答せん断はさらに増加している。一方, 耐力低下を考慮したモデル(OCDR)では最大耐力は実際の応答せん断力の 0.87 倍と若干小さいが, 耐力低下を開始する変形角は 0.012(rad)であり, これは実験において最大耐力を記録した変形と概ね一致している。また, 増分変形に対する耐力低下傾向も解析仮定と非常に近似する結果となった。

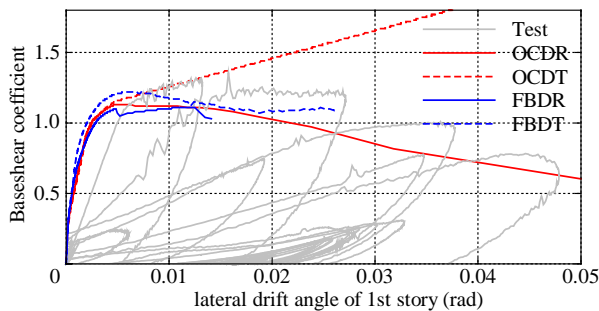


図-9 静的漸増載荷解析 試験体 1 層応答性状

材料構成則を用いたモデルでは(FBDR)降伏点剛性・最大耐力ともに, 材端ばねモデルの解析結果よりも大きく評価されている。本モデルではせん断破壊による部材剛性の低下を考慮しないため, 変形角 0.025(rad)まで柱曲げせん断耐力を累加した構造物水平耐力を保持している。

一方, 耐力低下を考慮したモデル(FBDR)では変形角 0.012(rad)で X1Y3 柱部材において耐力低下が開始しており, これは実験結果において最大耐力を記録した変形と概ね整合している。同モデルの骨格曲線および耐力低下開始変形は静的漸増載荷解析結果を集約した材端ばねモデル(OCDR)の応答とほぼ一致している。

5.4 地震応答解析

図-10 に加振 6 入力時の地震応答解析における 1 層復元力特性を示す。また, 図-11 に層せん断力係数および層間変形角の時刻歴波形を示す。

耐力低下を考慮しない解析モデルでは 1 層の最大応答変形角は 0.02(rad)まで達していない。一方, 耐力低下を考慮したモデルでは最大応答変形角は 0.035(rad)を超え, 履歴形状も実験結果により近似している。しかしながら, 解析結果では正方向と同様に負方向の耐力低下性状も顕著であり, 正方向に塑性変形が集中する実験結果は解析によって再現されていない。

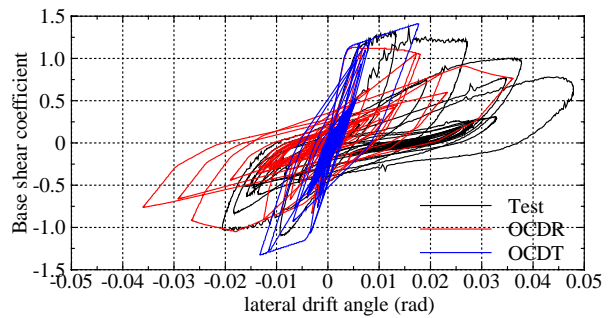


図-10 地震応答解析 試験体 1 層応答性状

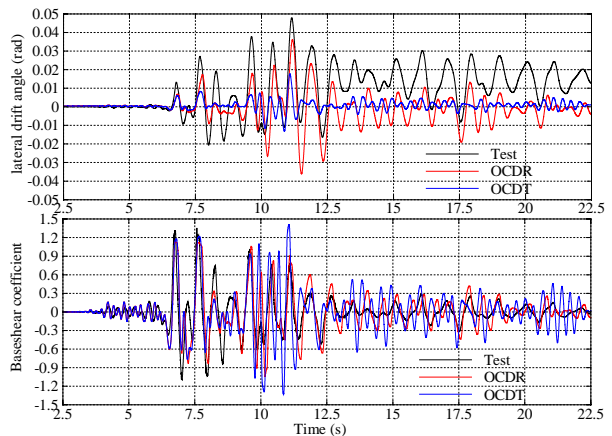


図-11 試験体 1 層応答 時刻歴応答波形の比較

震動実験の復元力特性における骨格曲線は明らかに同一変形量に対する正負の応答せん断力レベルが異なっており, これは既往の研究においても tension stiffening factor を考慮した解析モデルでは既往の研究においても耐力低下後, 異方向の応答せん断力が著しく低い値を示す傾向が検証されている¹³⁾。実験結果をより正確に再現

するためには本研究における材端ばねに変形を集約したモデルではなく、tension stiffening factor を考慮した地震応答解析を行い、繰り返し荷重に対する耐力低下性状を材料構成則からモデル化する必要があると考えられる。

しかしながら、ASFI model を用いて構造物が Post peak 変形領域に達する地震応答解析計算を行うためには、fiber model におけるカバーコンクリートが圧壊後、圧縮鉄筋の座屈を考慮して負担応力を低下させる必要がある。Post peak 応答性状を材料構成則に基づいて定義した耐力低下型の柱解析モデルを用いた地震応答解析については今後モデルの開発を含めて詳細に再検討する。

6. まとめ

本研究では柱耐力低下開始変形を推定する既往の静的漸増荷重解析プログラム ASFI model を用いて 2006 年度実大震動実験結果における部材および骨組の耐力低下開始変形の推定を行い、以下の知見を得た。

- 1) 既往の ASFI model のアルゴリズムを骨組解析にも適用できるように修正した。
- 2) 実大震動実験において旧基準試験体 X2Y2 柱で計測した軸力および水平力の時刻歴応答を検討した。近傍の極脆性部材がせん断破壊することで軸力と水平力の位相が変化し、曲げ耐力が増加したために柱が曲げ降伏後のせん断破壊に至ったことを示した。
- 3) ASFI model を用いて X2Y2 柱の耐力、耐力低下開始変形を推定した。軸力固定と実験結果から軸力の履歴・変動を考慮したモデルの解析結果では部材水平力に差異は見られたものの、耐力低下開始変形に明確な違いは見られなかった。
- 4) 骨組モデルの静的漸増荷重解析では、実験結果における構造物最大耐力時の変形と、耐力低下型モデルにおける耐力低下開始変形は概ね一致した。また、柱部材に ASFI model を適用した骨組、静的荷重解析結果から曲げばねに柱の耐力低下性状を集約した材端ばね骨組間に応答の差異は見られなかった。
- 5) 耐力低下考慮・非考慮の材端ばねモデルを用いて試験体倒壊加振の地震応答解析を行った。耐力低下を考慮したモデルでは応答変形角も大きく、履歴形状も実験結果により近似していた。
- 6) 解析では正方向に塑性変形が集中する実験結果は再現されなかった。これを再現するためには、繰り返し荷重に対する柱の耐力低下性状を材料構成則からモデル化する必要がある。

謝辞

2006 年度 実大震動台実験は文部科学技術省「大都市大災害軽減化特別プロジェクト／テーマⅡ 震動台活用による構造物の耐震性向上研究／鉄筋コンクリート

建物実験 (大大特／RC プロジェクト)」の一環として行われた。実験実施関係各位および大大特 RC 委員会委員のご支援とご協力に謝意を表します。

参考文献

- 1) 財団法人日本建築防災協会：2001 年度改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準および同解説，2001.10
- 2) 防災科学技術研究所：3.2.1 鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験，平成 18 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクト研究報告書，273-324，2007.
- 3) Hossein Mostafaei：Axial-Shear-Flexure Interaction Approach for Displacement - Based Evaluation of Reinforced Concrete Elements，博士論文，2006.2
- 4) 壁谷澤 寿一，壁谷澤 寿海，松森 泰造，壁谷澤 寿成，金裕錫：実大 3 層鉄筋コンクリート建物の振動実験，日本建築学会構造系論文報告集，日本建築学会，No.632，pp1833-1849，2008.10.
- 5) 壁谷澤寿海，壁谷澤寿一：鉄筋コンクリート造実大 3 層外付け補強建物の浮き上がり解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.30 No.3 日本コンクリート工学会，pp409--414，2008.6
- 6) 金裕錫，壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿一：耐力劣化モデルによる鉄筋コンクリート実大 6 層震動実験の解析，コンクリート工学年次論文集 Vol.29 No.3 pp25-30，2007.6
- 7) 壁谷澤寿海，塩原等，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究（その 3）擬似動的解析，第 6 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp1161-1168，1982.12
- 8) Takeda .T, M. A. Sozen, N. N. Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes，Journal，Structural Division，ASCE，Vol. 96，No.ST12，pp. 2557-2573，1970
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1975
- 10) 菅野俊介他：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，Concrete journal，Vol.11，No.2，1973.2
- 11) 梅村恒，境有紀，南忠夫，壁谷澤寿海：繰り返しによる耐力劣化を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp1015-1020，1998
- 12) 陣 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モデル，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No. 3，pp. 763-768，1999
- 13) 金 裕錫，壁谷澤 寿海：鉄筋コンクリート柱のモデル化に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.2，pp43-48，2004