

論文 鉄筋コンクリート造長方形断面耐震壁の構造性能に関する研究

木村 秀樹*・石川 裕次*

要旨：超高層RC造建物に用いられる長方形断面を有する連層耐震壁の構造性能を把握するために、コンクリート強度および軸力レベルを変数とした繰り返し加力による曲げせん断実験を実施した。シアスパン比 (M/QD) は実建物の境界梁を有する連層耐震壁を想定して 2.0 とし、剛性、耐力、変形性能に着目して検討を行った。また、ファイバーモデルによる曲げ解析および非線形 FEM 解析による検討結果も合わせて報告する。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐震壁、長方形断面、高強度コンクリート、高強度鉄筋

1. はじめに

現在の超高層鉄筋コンクリート(以下, RC)造建物では、連層耐震壁を取り入れた架構による構造設計が増加傾向にある。曲げ降伏先行型の付帯柱を有する連層壁に関する研究は数多く行われているが、長方形断面を有する高強度コンクリート連層耐震壁に関する研究は少ない。ここでは、境界梁を有する長方形断面 RC 耐震壁を想定し、シアスパン比を比較的小さい 2.0 とした曲げ降伏先行型の長方形断面 RC 耐震壁の構造性能(耐力、剛性、変形性能)の検討を行った。実験的な検討に加え、ファイバーモデルによる曲げ解析および非線形 FEM 解析による検討結果も合わせて報告する。

2. 実験概要

2.1 実験変数

ここでは超高層 RC 造建物の下層階を想定した長方形断面耐震壁試験体を 3 体設定した。

実験変数は、軸力比($\rho = 0.10, 0.15$)とコンクリート強度(F_c70, F_c105)である。軸力比(ρ)は全軸力を全断面積で除した値として定義する。標準試験体として設定した 07N10 試験体(コンクリート強度 F_c70 , 軸力比 0.10)を中心に、軸力比を 0.15 まで増加させた 07N15 試験体、コンクリート強度を 1.5 倍した 10N10 試験体の 3 体を設定した。従って、10N10 試験体と 07N15

表 - 1 試験体諸元一覧

| 試験体 | | 07N10 | 07N15 | 10N10 |
|--|-----------------------------|----------------------------------|-------|-------|
| コンクリート設計強度 | F_c [N/mm ²] | 70 | | 105 |
| コンクリート実強度 | f'_c [N/mm ²] | 74.9 | | 109.1 |
| コア部軸力比 | ρ ^{*1} | 0.77 | 1.02 | 0.68 |
| 軸力比 | ρ | 0.10 | 0.15 | 0.10 |
| 壁厚, せい | t_c, D [mm] | 150, 1500 | | |
| コア断面せい | D_c [mm] | 300 | | |
| シアスパン比 | M/QD | 2.00 | | |
| コア部主筋: 配筋(材種) ^{*2} [コア鉄筋比] | | 14-D13(SD685) [Pcg=3.94%] | | |
| コア部横補強筋: 配筋 ^{*3} [コア部拘束筋体積比] | | 6-D6@65(SD685) [Vvol=1.39%] | | |
| 壁筋: 配筋 ^{クテヨコ} (材種) ^{*4} [壁筋比] | | 18-D10@150(SD685) [pwl=1.14%] | | |

*1: $\rho = (\text{軸力} + \text{全壁筋降伏耐力}) / (\text{コア部断面積} \times f'_c)$

*2: $f_y=704, E_s=2.02 \times 10^5, f_{max}=934$ [N/mm²]

*3: $f_y=752, E_s=2.19 \times 10^5, f_{max}=1044$ [N/mm²]

*4: $f_y=787, E_s=1.91 \times 10^5, f_{max}=957$ [N/mm²]

*コア部: 長方形壁両側の $2t_c$ 区間の領域として設定した。

試験体の軸力は同一とした。また、曲げ終局耐力時のコア部(後述)の軸力比(ρ)は約 0.7 と 1.0 となる。

2.2 試験体・使用材料

試験体諸元を表 - 1 に、試験体加力装置を図 - 1 に示す。試験体形状および配筋は 3 体とも同一である。試験体は 1/5 程度のスケールを設定した。長方形断面の両端 $2t_c$ (t_c : 壁厚) の区間をコア部として主筋および拘束筋を配筋した。試験体のシアスパン比は 2.0 と設定した。また、

* (株)竹中工務店 技術研究所構造部門 主任研究員 工博 (正会員)

ここでは、コア部主筋および壁筋（試験体中央部の縦横筋）には、高強度鉄筋SD685 を使用した（表 - 1 参照）。コンクリートは、Fc70 とFc105 相当のコンクリートを使用し、実験時の圧縮強度はそれぞれ、74.9, 109.1N/mm²であった（表 - 2 参照）。なお、Fc105 のコンクリートには、ポリプロピレンを混入している（体積比 0.1%）。

2.3 加力方法

加力装置は図 - 1 に示すように、試験体頭部の加力スタブ両側にジャッキおよびピンを設置し、試験体が面外方向に変形しないように両側ジャッキを制御して加力を行った。軸力は一定軸力として作用させた。加力の変位履歴とし変形角 $R=1, 2, 3.3, 5, (2), 7.5, 10, (5), 15, 20/1000$ [rad] を各 2 回繰返し、変位漸増载荷とした。ここでは、変形角を実構造物を想定して壁せいりの 1.0 倍の高さ 1500mm 位置での値と定めた。

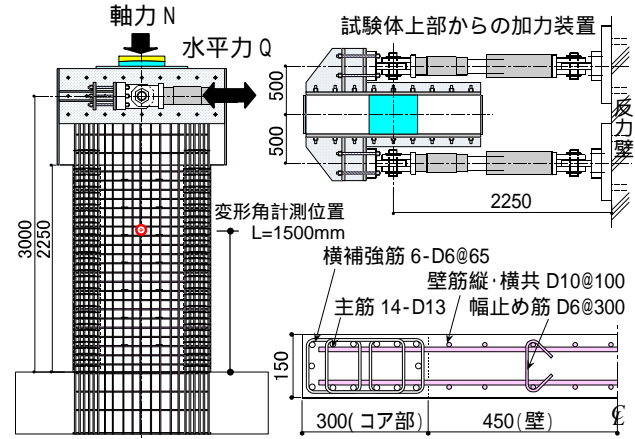


図 - 1 試験体図・加力装置図

表 - 2 コンクリートの材料特性

| 圧縮強度 f'c[N/mm ²] | 弾性係数 E _c [N/mm ²] | ポアソン比 ν | 比重 [t/m ³] | 割裂強度 τ[N/mm ²] | |
|---------------------------------|---|------------|---------------------------|-------------------------------|------|
| f'c74.9 | 3.91 × 10 ⁴ | 0.2877 | 2.36 | 0.185 | 4.23 |
| f'c109.1 | 4.13 × 10 ⁴ | 0.3243 | 2.39 | 0.208 | 5.62 |

記号 ν: 圧縮強度時の歪み[μ=10⁻⁶], ν: ポアソン比

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係, 破壊状況

図 - 2, にせん断力-変形角（図中には諸現象および曲げ終局強度¹⁾の計算値)を, 図右下には初期サイクルのデータを併記した。)を, 表 - 3 に諸現象荷重を, 図 - 3 に最終破壊状況の例(07N10 試験体)を示す。

何れの試験体も最終的にコア部圧縮縁の主筋座屈に伴うコア部コンクリートの破壊によって急激に耐力を喪失し、曲げ圧縮破壊に至った。なお、破壊過程は、ほぼ同様であった。破壊過程の特徴を以下に示す。

- 1) 水平の曲げひび割れが引張り側コア部脚部から順次上方に発生した。図 - 3 に示すように、これらのひび割れはコア部ではほぼ水平であるが、コア部を外れるの領域から傾斜し、壁脚部の圧縮ゾーンに向かって伸展した。
- 2) 壁筋降伏前の剛性が比較的高いサイクル初期の変形領域では曲げひび割れのみが開閉するが、曲げせん断ひび割れが生じ始めると、部材の剛性が顕著に低下する。

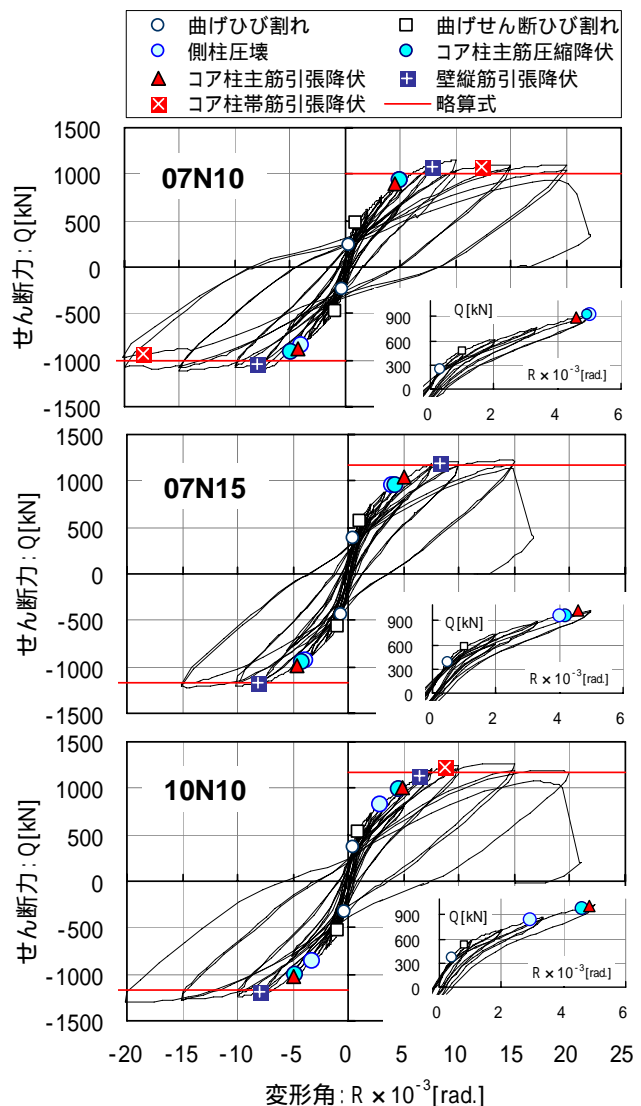


図 - 2 せん断力 - 変形角関係

- 3) 限界変形を迎える直前のサイクルでは、圧縮側の被りコンクリートが剥落し、横補強筋が露出し、コア部の主筋に座屈現象が見られた。
- 4) 終局時には、コア部の横補強筋の降伏および主筋座屈に伴う主筋の破断が観察された。特に、横補強筋拘束のなされていなかった中筋の主筋座屈が著しい(図-3参照)。

最大耐力は何れの試験体も曲げ終局強度計算値¹⁾と良い対応を見せた。限界変形は軸力比($\rho = 0.10$)の試験体で $R_u = 20.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$ 、($\rho = 0.15$)の試験体で $R_u = 15.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$ であった。

3.2 ひび割れ幅

図-4に07N10試験体の曲げひび割れ(危険断面を除く脚部での最大値)、曲げせん断ひび割れ(曲げひび割れから伸展する斜めひび割れ)、せん断ひび割れ(壁中央部の45°方向ひび割れの最大値)の各サイクルピーク時、除荷時のひびわれ幅を示す。ひび割れ幅は0.03mmまでを判定するクラックスケールを使用した。

曲げひび割れ幅は、変形角の増加と共にピーク時の値が増加する傾向にある。また、曲げせん断ひび割れ幅は、限界変形直前から急増し、除荷時の残留ひび割れ幅も大きくなっている。

何れの試験体でも、変形角 $10.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$ までは、残留ひび割れ幅は0.1mm以下であった。

3.2 変形割合

図-5に各サイクルピーク時の曲げ変形割合の推移を示す。曲げ変形は壁の左右両側面で測定した鉛直方向の区間変形から曲率を求め算定した(図-6参照)。3体とも、ほぼ同様な曲げ変形割合の推移を示し、曲げせん断ひび割れの発生した後に減少傾向となる。その後、コア部主筋が降伏した $R = 5.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$ 以降には増加傾向となり、曲げ降伏以降の耐力一定領域では曲げ変形割合は70%前後であった。

3.5 曲率分布

図-6に07N10の変形角 $R = 5.0, 10, 20 \times 10^{-3} [\text{rad}]$ 時の曲率分布を示す。 $R = 5.0 \times 10^{-3} [\text{rad}]$ 時には、コア部主筋の一部が降伏に至っているが、

表-3 諸現象荷重・変形角一覧

| 諸元 / 試験体 | | 07N10 | 07N15 | 10N10 |
|---|--------------------|-------|-------|-------|
| 曲げひび割れ強度 | Q_b [kN] | 238 | 383 | 369 |
| | $R \times 10^{-3}$ | 0.3 | 0.5 | 0.4 |
| コア主筋降伏強度 | Q_{my} [kN] | 888 | 1035 | 1007 |
| | $R \times 10^{-3}$ | 4.6 | 5.0 | 4.8 |
| 最大耐力 | Q_{max} [kN] | 1153 | 1219 | 1268 |
| | $R \times 10^{-3}$ | 10.0 | 14.0 | 14.5 |
| 曲げ終局強度(計算値)* | $calQ_{mu}$ [kN] | 1006 | 1175 | 1175 |
| 限界変形: $R_u \times 10^{-3} [\text{rad}]$ | | 20 | 15 | 20 |

*文献1), 壁中心間距離; L_w は両側コア部断面中心間距離とした。

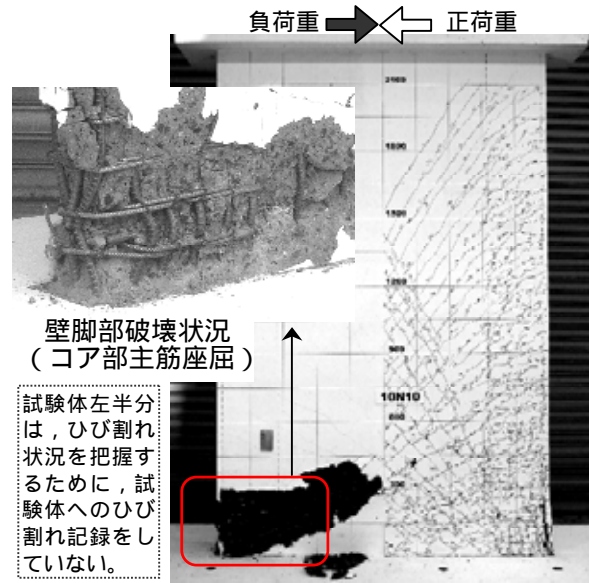


図-3 試験体破壊状況(07N10)

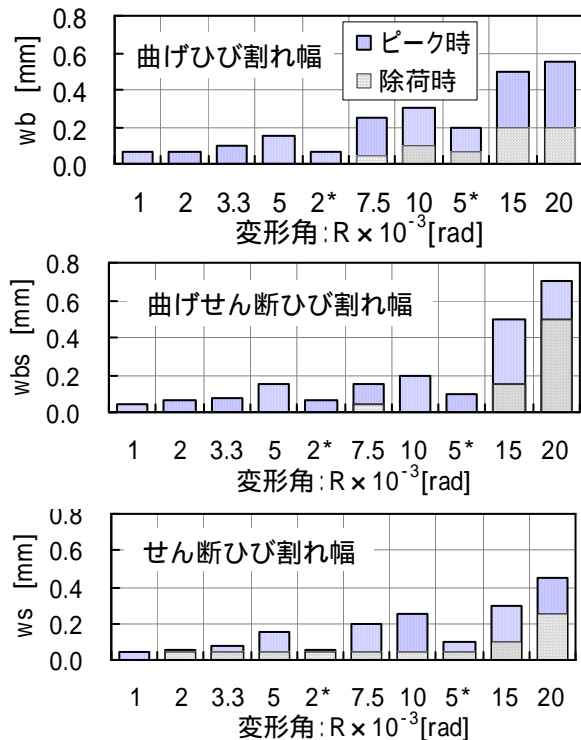


図-4 ひび割れ幅の推移(07N10)

主筋歪みの著しい塑性流れには至っていない。そして、脚部のひび割れ拡大に加えて、壁上部に新しい曲げ（せん断）ひびわれ、せん断ひび割れが発生し伸展するため、壁脚部での曲率の集中は比較的小さい。しかしながら、 $R=10 \times 10^{-3}[\text{rad}]$ 以後には、壁脚部の塑性化が進み、塑性ヒンジが壁脚部に形成されおり、ヒンジ領域に対応する曲率が大きい領域は、壁脚部から600mm~900mm(壁長さの0.5倍前後)の領域である。

3.6 等価粘性減衰定数

図-7に等価粘性減衰定数(h_{eq})の推移(定常ループである2回目サイクルの値)を示す。

3体とも(h_{eq})は同様な値を示し、コア部主筋が降伏した $R=5.0 \times 10^{-3}[\text{rad}]$ までは6~4%の範囲で減少傾向を示し、その後増加している。これは曲げ変形割合(図-5)の推移と酷似している。

4. 解析的検討

4.1 解析の目的

実験で得られた長方形断面耐震壁の力学性状を解析的にどの程度評価できるかを把握するため、ファイバーモデルによる解析と非線形FEMによる解析を行った。

4.2 ファイバーモデルによる解析

壁板の基部近傍の断面をファイバーモデルとして曲げモーメントと曲率の関係を求めた。図-8に解析モデルを示す。解析には実験で得られた鉄筋とコンクリートの材料特性を用いた。但し、コンクリートの応力歪関係は断面両端部のコア部に相当する部分の拘束効果を評価して図-8のように設定した²⁾。

解析で得られた曲げモーメント-曲率関係を実験値と比較して図-9に示す。実験では壁脚部の300mm区間の引張側、圧縮側鉛直方向変位を測定しているため、この区間中央部におけるモーメントと曲率との関係を比較して示している。

解析値は実験値と剛性、耐力ともに良く対応しており、 F_c100 程度までの高強度コンクリートを用いた曲げ破壊タイプの長方形断面壁の曲げ

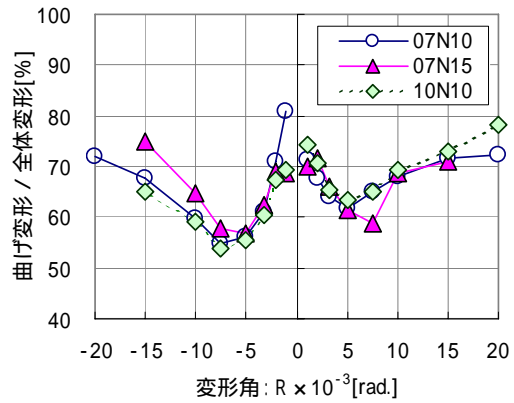


図-5 曲げ変形割合の推移

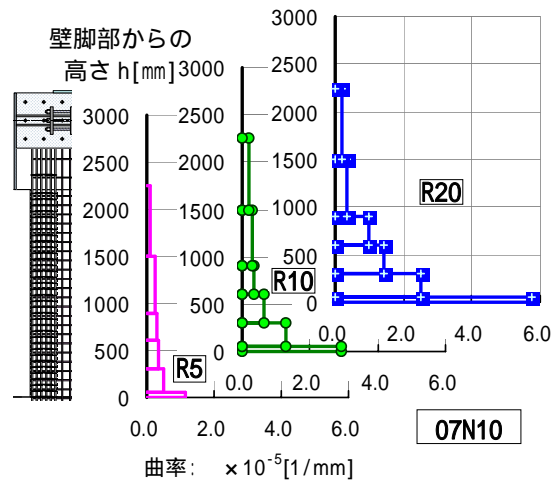


図-6 曲率分布(測定区間 h 2350mm)

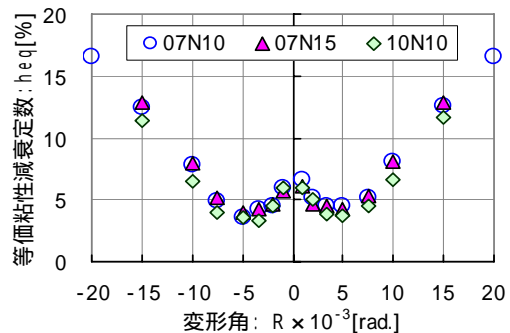


図-7 等価粘性減衰定数

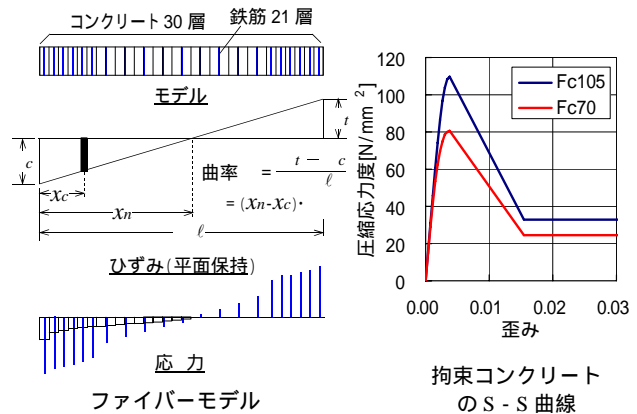


図-8 ファイバーモデルと拘束コンクリートの応力歪関係

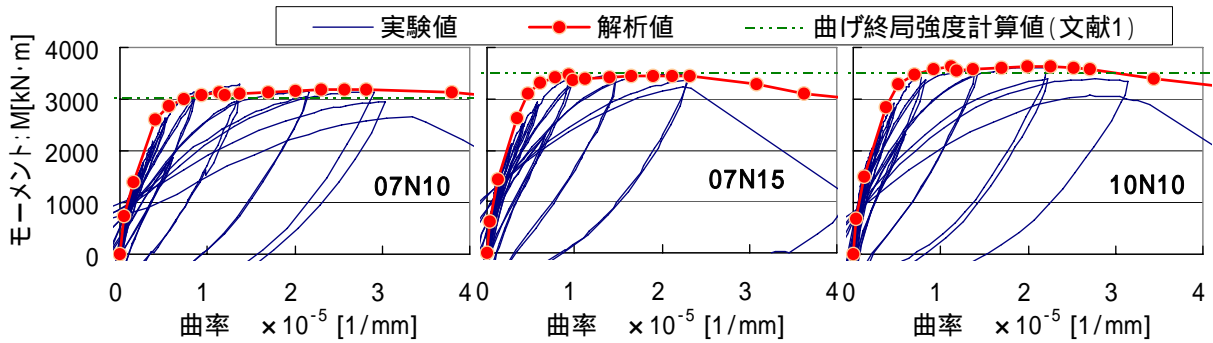


図 - 9 モーメント - 曲率関係の比較

性状を十分な精度で追跡可能である。

4.3 FEM 解析による検討

図 - 10に解析モデルの概要を示す。試験体を節点数1099, 要素数1005にメッシュ分割し, 各部位を積層シェル要素にてモデル化した。積層シェル要素はRC板の断面を鉄筋層とコンクリート層としてモデル化し, 要素節点の変位 (回転角を含む) から断面内歪分布を平面保持の仮定より求め, 各層の材料モデルにより断面内応力を算定している。鉄筋層は鉄筋軸方向のみに剛性を持つ異方性板としており, 構成モデルとし

てはバイリニア型の塑性特性を設定している。解析には当社保有の解析ソフトNAPISOSを用いた^{3), 4)}。材料定数はファイバーモデルによる解析と同じく実験で得られた鉄筋とコンクリートの材料特性を用い, コンクリートの応力 - 歪関係はコア部に相当する部分は拘束効果を評価し (図 - 8), その他の部分についてはプレーンコンクリートとして評価した。解析は変位制御で一方方向載荷とした。

図 - 11にせん断力 - 変形角関係について実験値と解析値を合わせて示す。Fc70の試験体では

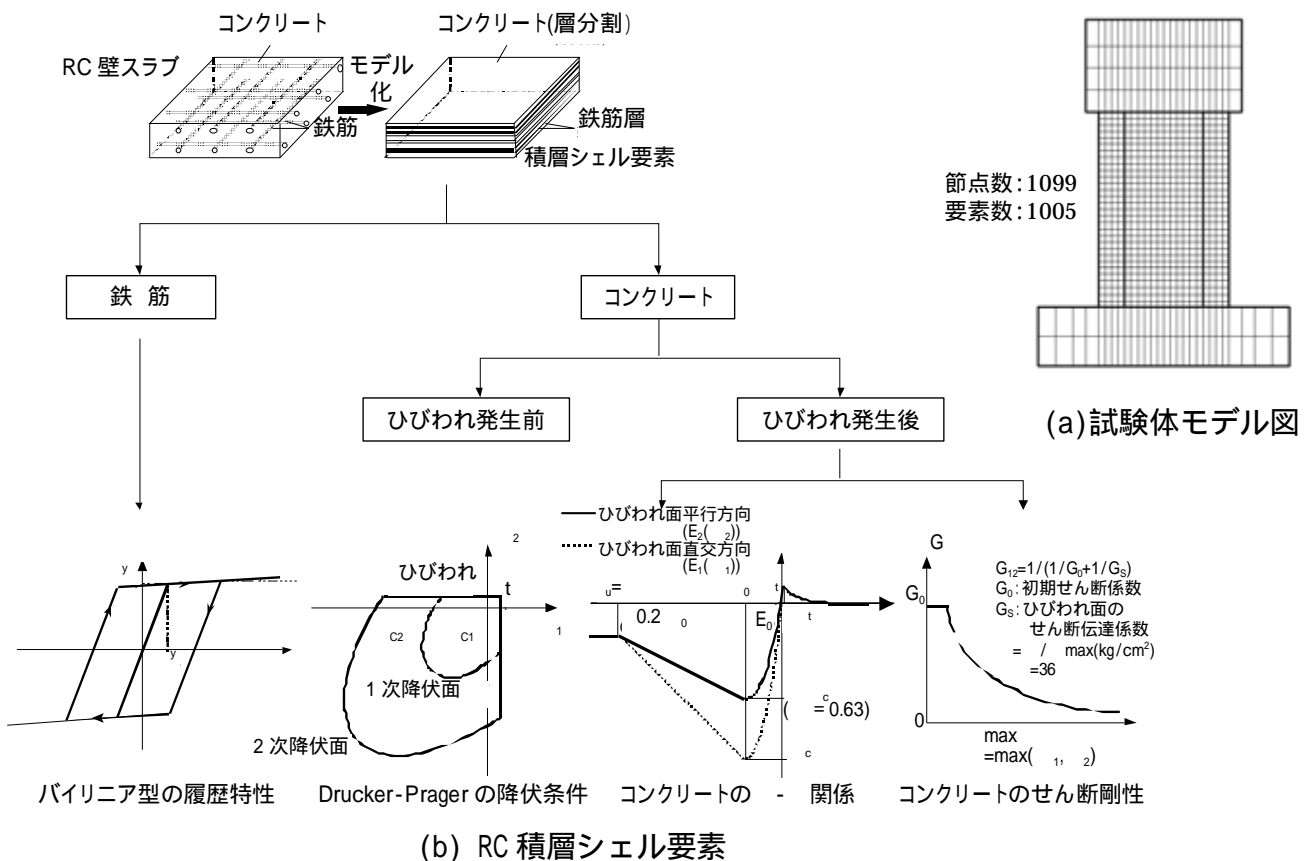


図 - 10 FEM 解析モデルの概要

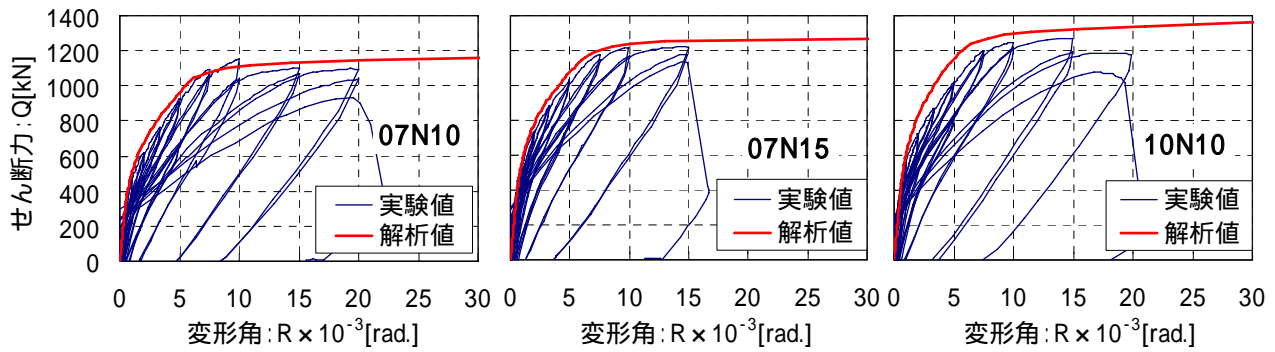


図 - 11 せん断力 - 変形角関係の比較 (FEM 解析)

軸力レベルに関わらず耐力，剛性ともよい一致を見ているが， F_c105 の試験体の場合，解析値はせん断ひびわれ後の剛性が実験値よりやや高めに評価している。これはひび割れ後のコンクリートの材料モデルが高強度になった場合に再考する必要があることを示唆している。

主筋の座屈により決定された限界変形は解析では追跡できていないが，変形角 $R=15.0 \times 10^{-3}$ [rad]程度まで，解析によるひび割れ性状，鉄筋の歪分布，各部の変形状態の実験値との対応も良好であり，かなり精度よく試験体の構造性能を把握可能であった。

6. まとめ

コンクリートの強度 (F_c70 , F_c105) および軸力レベルを変数とした，長方形断面を有する連層耐震壁の曲げせん断実験および解析的検討から得られた知見を以下に示す。

- (1) 何れの試験体も曲げ降伏先行型の破壊モードを示し，最大耐力は曲げ終局強度計算値と良い対応を見せた。
- (2) 限界変形は軸力を全断面積で除した軸力比 (σ_c) = 0.10の試験体で $R_u=20.0 \times 10^{-3}$ [rad]， (σ_c) = 0.15の試験体で $R_u=15.0 \times 10^{-3}$ [rad]であった。
- (3) 試験体に生じる残留ひび割れ幅は，変形角 10.0×10^{-3} [rad]までは最大でも0.1mm以下であった。
- (4) 壁脚部の塑性ヒンジ領域に対応する曲率が集中する領域は壁長さの0.5倍程度であった。
- (5) 曲げ変形が全体変形に占める割合は，曲げ降

伏後は70%程度で一定の傾向であった。

- (6) 拘束コンクリートの応力 - 歪関係を用いたファイバーモデルによる曲げ解析は， F_c100 程度までの高強度コンクリートを用いた曲げ降伏先行型の長方形断面壁の曲げ性状を十分な精度で追跡可能である。
- (7) 非線形FEM解析により，試験体のせん断力 - 変形角関係，ひび割れ性状，鉄筋の歪分布などをかなり精度よく把握できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，pp.401，1990.10
- 2) T. NAGASHIMA, S. SUGANO, H. KIMURA and A. ICHIKAWA：Monotonic Axial Compression Test on Ultra-High-Strength Concrete Tied Columns, Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering, July 1992, Madrid, Spain
- 3) Ueda, M., Seya, H., Ohmiya, Y., Taniguchi, H., Kambayashi, A.: Nonlinear analysis on RC shearwall shaking table test, Transactions of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol. H, pp.433-440, 1997
- 4) 上林厚志, 他：PWR 型原子炉建屋の非線型 FEM 地震応答解析による安全余裕評価 (その 2. 非線型 FEM の適用性と 3 次元モデルによる非線型応答性状)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp.1153-1154，1999 年 9 月