

論文 複数の鉄筋コンクリート造二次壁を有する架構の崩壊機構推定に関する研究

森 悠吾*1・橋根 靖弥*1・向原 進太*2・日比野 陽*3

要旨：近年の研究で二次壁の損傷メカニズムに関する考察が盛んにおこなわれている。そこで、本研究では方立壁の破壊性状や変形メカニズムを既往の実験結果の考察に加え、3次元 FEM 解析によりモデル化した各試験体の二次壁の変形性状を把握するとともに、開口形状を変えたモデルについて解析を行うことで、それぞれの二次壁の変形性状を考察する。また、実験結果および解析結果から二次壁を有する架構の崩壊機構を推定し、既往の実験結果との比較から多様な二次壁形状を有する架構の耐力推定手法の提案を行った。

キーワード：二次壁，変形性状，崩壊機構，開口形状

1. はじめに

近年の地震被害において、構造部材の損傷は軽微であるが二次壁の損傷が大きいという被害が見られた¹⁾。二次壁とは鉄筋コンクリート造建物内の、構造上主要ではない壁の総称であるが、二次壁が建物の耐震性能や地震応答に影響を与える可能性が大きいことが指摘されて久しいものの、未だその影響については十分に解明されていない。二次壁には垂れ壁、腰壁および方立壁などがあり開口形状によりその形状が定まり、破壊性状が複雑であることも原因の一つと考えられている。二次壁の被害によって居住性が失われ取り壊しになった建物の例が報告されている。このことから、近年、地震時の二次壁の挙動を把握すること、二次壁が架構の耐震性能の上昇に寄与する可能性について検証することが喫緊の課題となっている。

文献 2), 3)に見られるように様々な形状の二次壁を有する架構があり、それぞれ異なる架構耐力や変形性状を示すため、異なる二次壁形状を有する架構ごとに検討を行わなければならない。本研究では、周辺架構と一体化した複数の二次壁を有する架構の構造実験結果と解析的検討から崩壊機構を推定し、方立壁の変形性状、方立壁が架構に与える影響を考慮した汎用性のある架構の耐力推定手法の提案を行った。

2. 試験体概要

解析対象は文献 4), 5)に報告されているスパン 1300mm、梁中心間距離 1040mm の周辺架構と一体化した二枚の方立壁を有する架構である。構造実験の詳細は文献を参照されたい。構造スリットはなく、垂れ壁、腰壁を有する集合住宅の北側構面を想定した。1/3 に縮約された試験体 5 体である。試験体の諸元を表-1 に示す。試験体 B-

WOA, B-WOB と試験体 C-WOA は柱梁主筋の降伏強度を、試験体 B-WOA, C-WOA と試験体 B-WOB は開口形状をパラメータとする試験体である。試験体 BH-WOA-V, BH-WOA-VH は壁筋量をパラメータとする試験体である。表-2 に各試験体のコンクリートの材料特性を、表-3 に鉄筋の材料特性を示す。

3. 架構の抵抗機構

3.1 FEM 解析の試験体

FEM 解析プログラム MSC Marc Mentat⁶⁾を用いて試験体 B-WOA, B-WOB, C-WOA, BH-WOA-V, BH-WOA-VH をモデル化し、それぞれについて解析を行い既往の実験結果^{4), 5)}の再現や既往の研究^{7), 8)}との比較・検討、さらには方立壁などの二次壁に発生する応力度や変形などについての詳細を確認した。解析モデルを図-1 に示す。形状特性についてコンクリートは 8 節点ソリッド要素、鉄筋は線材モデルに断面を与えることができる 2 節点 Solid Rebar 要素とした。この手法を用いて鉄筋をコンクリートの中に埋め込むことで鉄筋コンクリート部材をモデル化した。コンクリートと鉄筋は完全付着とした。スタブ底面の全節点において x, y, z 方向の変位を固定し、水平加力梁を変位制御点とし単調的に変位を増加させた。試験体の柱にかかる軸力は柱頭全面にフェース荷重として載荷した。

3.2 構成則

コンクリートの材料特性は Von Mises の降伏条件を用い、等方性弾塑性材料とした。図-2 に示すように弾性域は最大強度 σ_c の 1/3 の応力の値までの領域とした。それ以降の圧縮側の応力度-ひずみ度関係は Popovics モデル⁹⁾を用いた。ヤング係数は表-2 の力学特性の値を採用しポアソン比は 0.2 とした。一方、引張側については

*1 広島大学 工学研究科 大学院生 (学生会員)

*2 広島大学 工学部 学生

*3 広島大学 工学研究科 准教授 博士 (工学) (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体	柱 220×220 [mm]			梁 180×240 [mm]		壁 40×1300 [mm]		
	主筋	せん断補強筋 (補強筋比) [%]	軸力 [kN] ($\eta=0.2$)	主筋	せん断補強筋 (補強筋比) [%]	方立壁形状 [mm]	縦筋	横筋
B-WOA	8-D13 (SD390)	D6@50 (SD295) (0.58)	200.4	8-D13 (SD345)	D6@100 (SD295) (0.35)	180×250	D4@100 (SD295)	D4@100 (SD295)
B-WOB			200.4			250×350		
C-WOA	8-D13 (SD345)		202.3	8-D13 (SD390)		180×250		
BH-WOA-V	8-K13 (KW785)	RB7.1@50 (SBPD1275) (0.73)	223.6	8-D13 (SD345)		170×250	D4@50 (SD295)	D4@50 (SD295)
BH-WOA-VH			243.9					

表-2 コンクリートの諸元

コンクリート	ヤング係数 [GPa]	圧縮強度 [MPa]	引張強度 [MPa]
B-WOA	23.5	20.7	1.97
B-WOB	23.5	20.7	1.97
C-WOA	23.4	20.9	2.05
BH-WOA-V	23.1	23.1	2.4
BH-WOA-VH	23.3	25.2	2.36

表-3 鉄筋の諸元

鉄筋	ヤング係数 [GPa]	降伏強度 [MPa]	引張強度 [MPa]
D13 (SD390)	184.8	475.0	622.5
D13 (SD345)	179.7	381.6	541.0
K13 (KW785)	207.7	930.1	1089.9
RB7.1 (SBPD1275)	218.2	1480.8	1498.6
D6 (SD295)	208.1	410.3	555.3
D4 (SD295)	193.1	355.7	528.3

圧縮側と同様のヤング係数とし、引張強度は材料試験の引張強度の値を用い、軟化係数はテンションスティフニング効果を考慮した。また、コンクリートの引張破壊現象を再現するモデルを用いた。引張応力度には表-2の値から計算した値を、軟化係数には2300を、圧壊ひずみには0.0035を、せん断保持率には0.2を用いた。

鉄筋は等方性弾塑性材料とし、図-3に示すようにバイリニア型の単純な特性とした。降伏強度およびヤング係数は表-3の力学特性の値を採用しポアソン比は0.3とした。降伏後剛性は初期剛性の1/1000とした。

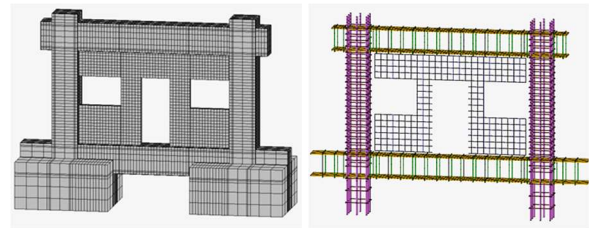
3.3 応力度分布

解析から得られた試験体 B-WOA および BH-WOA-V の最大耐力時の応力度分布を図-4に示す。

試験体 B-WOA (図-4(a))、C-WOA について、柱に斜め方向のストラットが見られた。さらに、方立壁にも同様に斜め方向のストラットが見られた。載荷点に近い左方立壁では方立壁上部から腰壁右下部にかけてストラットが見られる一方で、載荷点から遠い右方立壁では方立壁上部から方立壁下部にかけてストラットが見られた。試験体 B-WOA の柱の曲げ強度は梁の曲げ強度より大きく、試験体 C-WOA の梁の曲げ強度は柱の曲げ強度より大きい試験体であるが、両試験体の柱および方立壁に同様の斜め方向のストラットが見られたことから、変形状は似たものであると推定される。

試験体 B-WOB は試験体 B-WOA よりも開口形状が小さいため方立壁が大きく、壁筋本数も多いものであるが、同様に柱および方立壁に斜め方向のストラットが見られた。つまり、方立壁の形状および壁筋の配筋方法によらず同様の変形状を示すことが分かる。

試験体 BH-WOA-V (図-4(b)) について、層間変形角1/800では方立壁に斜め方向のストラットが見られ、せ



(a) コンクリートの要素分割 (b) 鉄筋要素

図-1 解析モデル (BH-WOA-V)

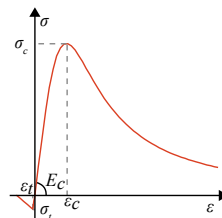


図-2 コンクリートのモデル

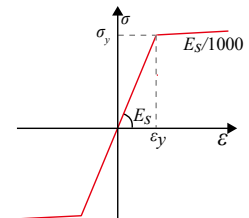
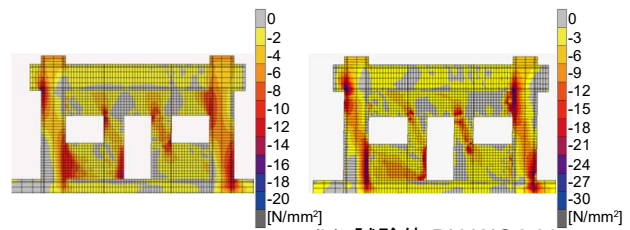


図-3 鉄筋のモデル



(a) 試験体 B-WOA (b) 試験体 BH-WOA-V

図-4 鉛直方向圧縮応力度分布

ん断力が存在していることが確認できたが、試験体により変形角1/400~1/200以降で、方立壁のせん断力が低下し、柱脚や垂壁、腰壁と柱との接合部分に大きな応力度が作用していた。また、2枚の方立壁は全体に圧縮力を受け垂壁、腰壁との接合部において部分的に引張力を受けていた。

試験体 BH-WOA-VH モデルについて、試験体 BH-WOA-V モデルに比べて方立壁のストラットはあまり見

られなかった。また、2 枚の方立壁に圧縮力、引張力は共に作用していたが、荷点側の方立壁では圧縮力、もう一方の方立壁では引張力が大きいことが確認できた。

以上の応力度分布の結果から、二次壁を有するいずれの試験体においても圧縮応力度が方立壁左上部から腰壁右下部まで生じており、荷点に近い左方立壁では方立壁と腰壁が一体となって抵抗していると考えられる。これに対して、荷点から遠い右方立壁では方立壁上部から方立壁脚部右端にかけてのみ圧縮ストラットが生じており、方立壁単体で抵抗していると考えられる。これらのことから左方立壁では方立壁および腰壁の両部材が、右方立壁では方立壁部材のみが単体として変形性能および部材耐力に影響していることが分かる。

3.4 開口形状の違いと方立壁の抵抗機構

上記の結果から左方立壁と腰壁が一体となり変形に抵抗し、反対に右方立壁は部材単体として抵抗していることが分かった。二次壁形状は様々であることから、その形状によらず二次壁の変形性状を把握できれば崩壊機構の推定につながる。そこで、開口形状が異なる場合でも左右の方立壁が同様の性状を示すかを確認した。方立壁の高さをパラメータとし、それぞれの方立壁の変形性状や応力度分布の違いについても考察した。試験体 B-WOA, BH-WOA-V について開口形状をパラメータとした応力度分布を図-5 に示す。方立壁の高さは 350[mm] と 575[mm] とした。開口形状を変え方立壁高さが大きくなった場合についても、図-5(a), (c) では腰壁と一体となった左方立壁として、図-5(b), (d) では大きな方立壁として抵抗し、右方立壁では方立壁単体で抵抗していることが分かる。他の試験体についても同様の性状を示した。つまり方立壁形状によらず荷点に近い方立壁では方立壁と腰壁が一体となり、荷点から遠い方立壁では単体で抵抗すると考えられる。

4. 架構の耐力の推定

4.1 仮想仕事法

FEM 解析によって開口形状と変形の特徴を確認した。図-4, 5 に示す応力度分布の解析結果から二次壁を有する架構の塑性ヒンジ位置を決定することで崩壊機構を推定し、仮定した崩壊機構から仮想仕事法を用いて二次壁を有する架構の終局耐力を推定する。柱部材は曲げ破壊、壁部材はせん断破壊するものと仮定し、推定を行った。なお、部材の破壊形式が付着破壊など本稿で考慮していない形式となる場合についても当該の破壊形式時での端部の曲げモーメントおよびせん断力から推定できると考えられる。各部材のヒンジ位置における内力のなす仕事量の総和と、外力のなす仕事量の総和が等しいという仮定(式(1))から崩壊荷重 Q_u を求める。今仮ら θ は

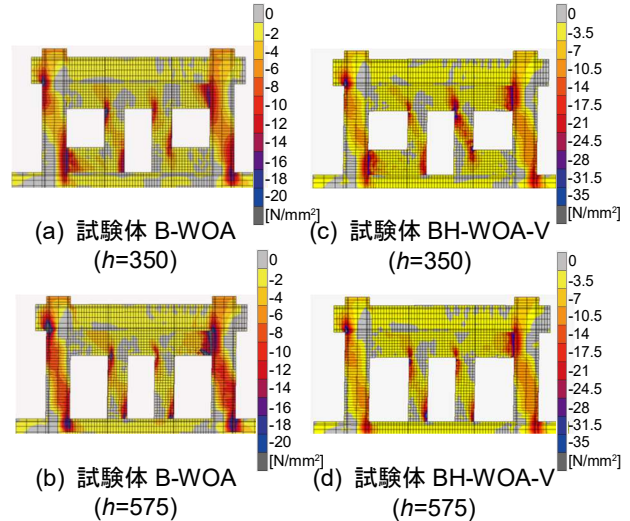


図-5 鉛直方向圧縮応力度分布 (h : 壁高さ[mm])

二次壁付き部材により構成された架構の危険断面位置を予測するために式(2)によりヒンジ位置を考慮し、二次壁の中でも方立壁部分を鉛直部材としてモデル化している。二次壁を考慮した崩壊機構のモデルを用いて仮想仕事法(式(3))から架構全体の終局耐力を精度よく評価できることを示している。

$$\Sigma P_u \cdot \delta = \Sigma M_i \cdot \theta \quad (1)$$

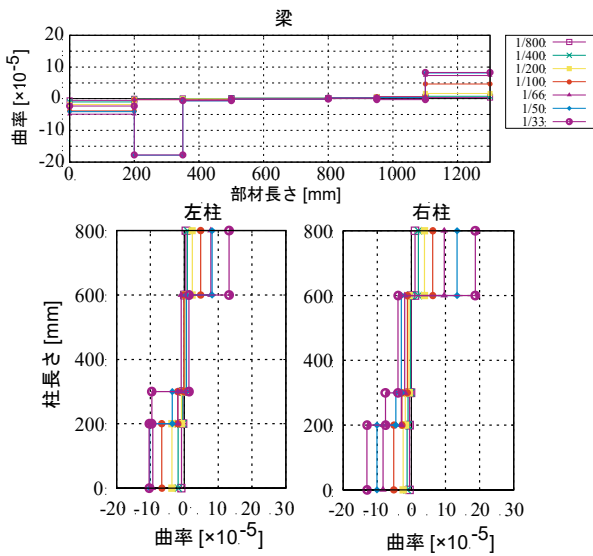
$$L = -h_0 + \sqrt{h_0^2 + \frac{2M_u}{(F_{ec} + p_w \sigma_{wy})t}} \quad [\text{mm}] \quad (2)$$

$$\begin{aligned} Q \cdot H \cdot \theta = & \\ M_{CL} \cdot \theta_{CL} + M_{CR} \cdot \theta + 2M_{bL} \cdot \theta_{bL} + & \\ 2M_{bR} \theta_{bR} + 2M_w \cdot \theta_{lWD} + 2M_w \cdot \theta_{lWU} + & \\ 4M_w \cdot \theta_{2w} & \end{aligned} \quad (3)$$

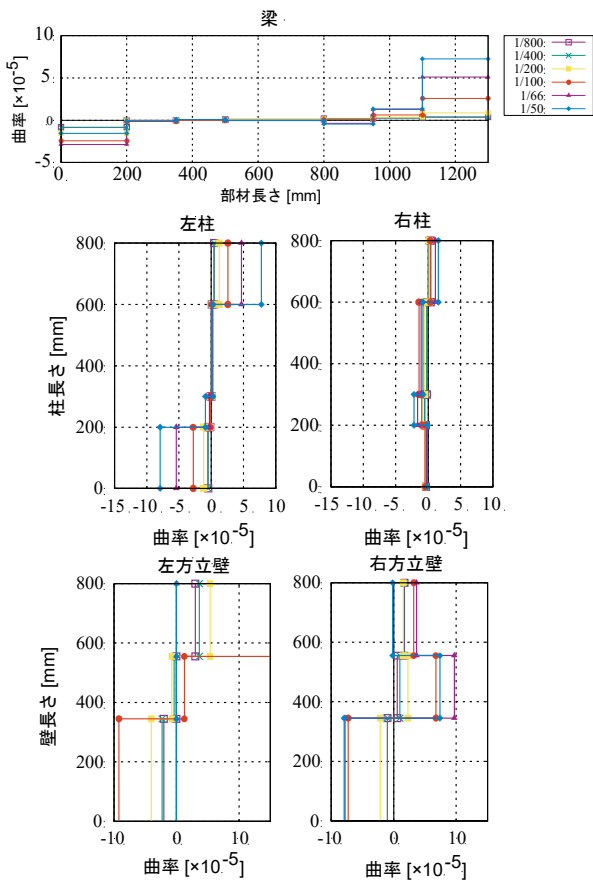
P_u : 崩壊荷重, δ : 節点の水平変位, M_i : 部材端の曲げ終局強度, θ : 回転角(= $\delta \cdot H$), h_0 : 壁端部からの反曲点高さ, M_u : 曲げ終局強度, F_{ec} : 二次壁コンクリート有効圧縮強度, p_w : 壁横筋比, σ_{wy} : 壁筋降伏強度, t : 壁厚 (M : モーメント, 下付き文字はそれぞれ cL : 左柱, cR : 右柱, bL : 梁左端, bR : 梁右端, w : 方立壁, lWD : 方立壁下部, lWU : 方立壁上部を表す)

本稿でも仮想仕事法を適用するにあたり、解析結果から得られた架構の変形性状と合わせ、実験結果から得られた各部材の曲率分布を算出することで、崩壊機構の推定を行う。

試験体 B-WOA の柱、梁の曲率分布および BH-WOA-V の柱、梁、方立壁の曲率分布を図-6 に示す。なお、方立壁部分については実験結果から試験体 B-WOA では方立壁曲率分布を算出することができないため、試験体 BH-WOA-V のみ示す。両試験体とも梁部材の柱梁接合部付近で大きな変形が生じていることが分かる。試験体 B-WOA は柱部材が先に降伏したため、梁部材左端では変形が生じないと考えられる。また、柱部材については両試験体とも柱頭および柱脚に大きな変形が生じている



(a) 試験体 B-WOA



(b) 試験体 BH-WOA-V

図-6 各部材の曲率分布

ことが分かる。試験体 B-WOA に比べ、試験体 BH-WOA-V の各部材の曲率の値が小さいが、これは試験体 BH-WOA-V では高強度鉄筋を用いており、鉄筋が曲げに十分に抵抗しているためであると推測される。試験体 BH-WOA-V の方立壁について、左方立壁では腰壁と一体となり変形し、右方立壁では方立壁部分で比較的大きな変形が見られることから、上記の解析結果による方立壁の変形状と一致することが確認できる。これらの結果か

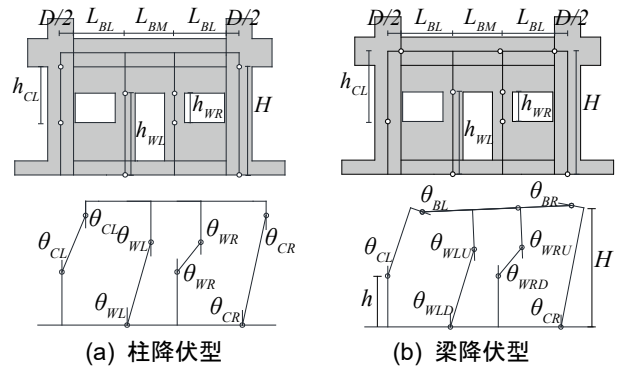


図-7 崩壊機構

ら崩壊機構を推定するにあたり柱、梁、方立壁に生じるヒンジ位置を決定し、簡易的に耐力を計算する。

4.2 崩壊機構の推定

解析結果および実験結果から得られた壁部分の変形性能を考慮した有開口壁の破壊形式を仮定し、架構の終局耐力を推定する。文献2)と同様に方立壁部分を鉛直部材として仮定することで二次壁の影響を考慮したモデルとした。図-7 に想定崩壊機構を示す。解析から得られた応力度分布(図-4, 5)および実験から観測された曲率分布(図-6)より、試験体 BH-WOA-V, BH-WOA-VH では梁部材の両端、試験体 B-WOA, C-WOA, B-WOB では柱部材の上下端に大きな曲率が生じた。その他の部材については全試験体とも左柱の開口端から柱頭、右柱の柱脚から柱頭、左方立壁の腰壁下部から上部、右方立壁上下部にかけて大きな曲率が生じていた。これらの結果から、想定する崩壊機構を柱降伏型(試験体 B-WOA, B-WOB, C-WOA)と梁降伏型(試験体 BH-WOA-V, BH-WOA-VH)の2パターンに分類した。なお、節点位置の曲げモーメントを比較し、ヒンジ位置を求めた場合においても、上記の結果と同様となった。なお、実験において、崩壊機構が柱降伏型を示す試験体では柱および壁筋が降伏した。梁降伏型を示す試験体では壁筋が降伏したが、柱および梁は降伏しなかった。一方、柱においては付着割裂破壊が生じた。この場合においては、梁および柱の節点に生じる最大曲げモーメントを比較して、小さい方の部材端部にヒンジが生じるとして仮定した。以上のような計算を行った結果、試験体 BH-WOA-V および BH-WOA-VH については、梁が先行して降伏すると仮定し、梁端部にヒンジを推定した。

4.3 崩壊機構推定のための仮定条件

文献2)を参考に、以下の仮定条件を設ける。各部の内力の仕事はRC規準¹⁰⁾から、曲げ終局強度を用いて算出した。各部で仮定するヒンジ回転角を図-7に示す。右柱脚部分に発生するヒンジ回転角を $\theta_{CR} = \theta$ とし、この回転角を元に他のヒンジ位置における回転角を θ を用いて表す。その際、 $\theta_{CR} : \theta_{CL} = (H - h) : H$ のようにヒンジ位置により回転する部材の長さの比によって回転角を決定

する。また、梁に発生するヒンジ位置における回転角は、左柱梁接合部から梁のヒンジ位置までの距離を $L_L = L_{BL} + L_{BM}$ とし、左柱中心軸から右柱中心軸までの距離を $L = 2L_{BL} + L_{BM}$ とすると、幾何学的な性質から $\theta_{BR} = \theta_{CR} + L_L \theta_{CR} / L$ のような式で表される。これらの回転角を用いて順次ヒンジ位置の回転角を求めていく。

また、実験で方立壁がせん断破壊した際に最大強度に達していることから、せん断変形による水平変位と壁のせん断強度による内力の仕事量は無視できない。RC 規準¹⁰⁾からせん断強度 Q_{su} (式(4))を用いた。右方立壁のせん断変形量 δ について、図-7より $\theta_{WRD} \cdot h_{WR}$ と $\theta \cdot H$ がおおよそ1:1の関係にあることから右柱部材に生じる変形量は右方立壁に生じる変形量と等しいものとする。方立壁のせん断強度による内力の仕事量を考慮した崩壊機構の仮定式を以下に示す。ここで、 M_c は柱部材の曲げ終局耐力(式(5))であるが、柱部材に作用する軸力は実験結果から得られた値を用いた。 M_w は方立壁を鉛直部材と捉えた場合の曲げ終局耐力で、 M_c と同様の計算式(5)を用いた。なお、方立壁に作用する軸力は実験結果から小さな値であったため無視した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj \text{ [N]} \quad (4)$$

p_t : 引張鉄筋比, F_c : コンクリートの圧縮強度, M/Q : M, Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメントおよびせん断力, d : 梁有効せい, p_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度, b : 梁幅, j : 応力中心間距離

$$\begin{aligned} N_{min} \leq N < 0 \text{ のとき} \\ M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.4ND \text{ [N} \cdot \text{mm]} \\ 0 \leq N \leq 0.4bDF_c \text{ のとき} \\ M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \text{ [N} \cdot \text{mm]} \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} 0.4bDF_c < N \leq N_{max} \text{ のとき} \\ M_u = 0.8a_t \sigma_y D \\ + 0.12bD^2 F_c \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4bDF_c} \right) \text{ [N} \cdot \text{mm]} \end{aligned}$$

N_{max} : 中心圧縮時終局強度, N_{min} : 中心引張時終局強度, N : 柱軸方向力, a_t : 引張主筋断面積, a_g : 柱主筋全断面

表-4 各部材の計算値

試験体	M_c [kN·m]	M_B [kN·m]	M_w [kN·m]	Q_{su} [kN]	θ
B-WOA	49	36	0.7	10	1/100
C-WOA	43	45	0.7	10	1/100
B-WOB	49	36	1.0	16	1/100
BH-WOA-V	82	36	0.7	9.5	1/200
BH-WOA-VH	84	36	0.7	12	1/100
NWSM-53-4	71	23	0.7	14	1/100
NWTKM-53-4	72	23	0.7	14	1/100

積, b : 柱断面幅, D : 柱断面せい, σ_y : 主筋降伏強度, F_c : コンクリートの圧縮強度

さらに、今阪ら²⁾が導出した式(2)を用いることによって、柱降伏型を示す試験体3体および梁降伏型を示す試験体2体それぞれに形成されるヒンジ位置が移動した場合の試験体の耐力を梁降伏型については式(6)で、柱降伏型については式(7)で算出した。

$$\begin{aligned} Q \cdot H \cdot \theta = \\ M_c \cdot (\theta_{CL} + \theta_{CR}) + M_B \cdot (\theta_{BL} + \theta_{BR}) + M_w \cdot \\ (\theta_{LD} + \theta_{LU}) + M_w \cdot (\theta_{RD} + \theta_{RU}) + Q_{su} \cdot \delta_h \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} Q \cdot H \cdot \theta = \\ 2M_c \cdot \theta_{CL} + 2M_c \cdot \theta_{CR} + 2M_w \cdot \theta_L + 2M_w \cdot \\ \theta_R + Q_{su} \cdot \delta_h \end{aligned} \quad (7)$$

4.4 計算結果

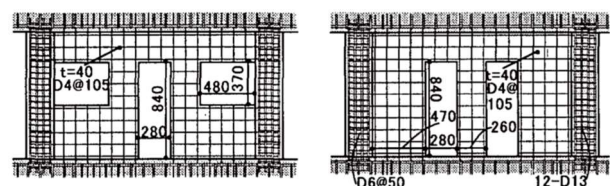
各崩壊機構の耐力推定の際、式(6), (7)に用いた値を表-4に示す。なお、表-4には後述する文献11)の試験体も含む。架構の耐力を表-5に、計算値と実験値の関係を図-9に示す。柱降伏型の試験体について、計算耐力は実験値を精度よく評価できている。梁降伏型の試験体についても実験値を精度よく評価できている。柱降伏型を示す試験体3体および試験体BH-WOA-VHは過小評価、試験体BH-WOA-Vはわずかに過大評価となったが、全ての試験体について比較的精度よく評価できた。

4.5 崩壊機構の有用性

上記に示すような崩壊機構の推定手法を用いることで表-1に示す試験体5体については耐力を精度よく評価することができた。さらに、文献11)の試験体NWSM-53-4およびNWTKM-53-4(図-8)についても計算することでこの計算法の汎用性を確かめた。計算結果を表-5および図-9に示す。試験体NWSM-53-4は二次壁中の袖壁が占める割合が大きい試験体である。方立壁よりも袖壁の耐力が支配的であるために、実験値を過小評価し

表-5 架構の耐力

試験体	実験値 [kN]	計算値 [kN]	
		柱降伏型	梁降伏型
B-WOA	277	268	-
C-WOA	267	241	-
B-WOB	263	274	-
BH-WOA-V	269	-	290
BH-WOA-VH	336	-	296
NWSM-53-4	340	238	-
NWTKM-53-4	331	287	-



(a) NWTKM-53-4 (b) NWSM-53-4

図-8 文献11)の試験体

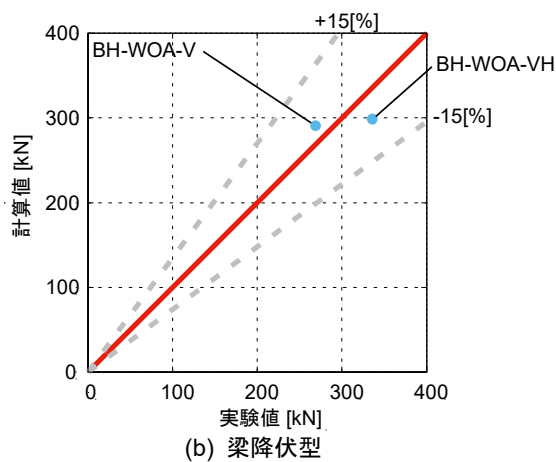
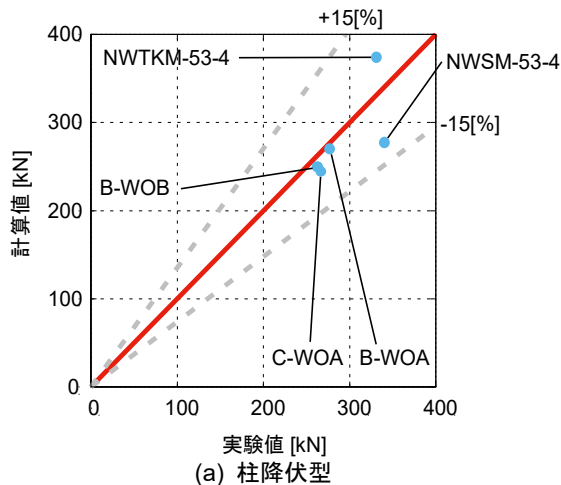


図-9 計算結果

たとえられる。一方、方立壁を2枚有する試験体 NWTKM-53-4 の耐力は実験値を過大評価した。これらのことから主体架構に取り付く方立壁が小さいものについては、式(6)、(7)に示すような簡易的な計算方法で比較的精度よく評価できると考えられる。

5. まとめ

本研究では解析結果および実験結果から開口形状をパラメータとした方立壁の変形性状の把握およびその結果から崩壊機構を仮定し、架構の耐力評価を行い以下の知見を得た。

- 1) 解析結果から開口形状によらず左右の方立壁にそれぞれ同様の変形が生じることが確認できた。
- 2) 実験結果より算出した各部材の曲率分布から解析結果と同様の変形が生じることが確認できた。
- 3) 解析結果および実験結果から崩壊機構を仮定し、簡易的な耐力計算により評価を行った。
- 4) 危険断面位置の計算によりヒンジ位置を移動した崩壊機構モデルの耐力は実験値を精度よく評価できた。
- 5) 他の文献の試験体の耐力についても比較的精度よ

く評価できたが、主体架構に取り付く二次壁の形状により多少の誤差が生じることが分かった。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 24686063 の助成を受けたものです。また、本研究の一部は東京工業大学 フロンティア材料研究所 共同利用研究を利用して得られたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書，1977
- 2) 今阪剛，中村聡宏，勅使川原正臣：鉄筋コンクリート造二次壁付き架構の耐力と復元力特性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.289-294，2014
- 3) 尹ロク現，真田靖士，赤堀巧，鈴木卓，倉本洋：二次壁が単層単スパン RC 架構の水平耐力に与える影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.706，pp.1869-1878，2014
- 4) 日比野陽，藤谷涼：RC 造非構造壁の変形性状と周辺架構条件（その1 実験概要と実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.451-452，2014
- 5) 査冬，高橋良輔，日比野陽：梁の変形性状が内蔵される RC 非耐力壁の変形に及ぼす影響，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.38，pp.241-244，2015
- 6) MSC Software Marc：
<http://www.mssoftware.com/ja/product/marc>
- 7) 日比野陽，査冬：梁の変形を受ける RC 非耐力方立壁の変形と破壊メカニズムに関する研究（その1 実験概要と実験結果）（その2 方立壁の変形と破壊性状），日本建築学会学術講演梗概集，pp.133-136，2015
- 8) 橋根靖弥，査冬，日比野陽：開口間に施工される複数の非耐力方立壁の変形及び破壊性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.49-54，2016
- 9) 八十島章，谷口博亮，荒木秀夫：低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.931-936，2007
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2012
- 11) 杉山智昭，松崎育弘，中野克彦：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.551，pp.111-118，2002