論文　腰壁，垂れ壁が取り付く RC 造方立壁の構造性能に関する研究

坂下　雅信[*1]・向井　智久[*1]・谷　昌典[*2]・石岡　拓[*3]

要旨：腰壁，垂れ壁が取り付く方立壁の構造性能の検証を目的とした載荷実験を行った。壁横筋比が小さい MW3-S 試験体はせん断で破壊し，壁端に閉鎖型の拘束域を設けた MW4-D 試験体は曲げ降伏後も靭性に富む挙動を示した。既存の評価式と今阪らが提案した危険断面の推定式を組み合わせることで，各試験体の破壊形式と最大耐力を概ね評価できた。また，腰壁，垂れ壁が取り付く方立壁では，方立壁端部の曲げ圧縮領域のコンクリートの拘束効果が低下し，方立壁の変形性能に影響を及ぼす可能性があることを示した。

キーワード：方立壁，腰壁・垂れ壁，危険断面，変形性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート造方立壁は，柱に隣接せず両側を開口に挟まれた壁であり，通常は構造計算において無視される非耐力壁である。しかし，方立壁は完全スリットを設けない場合には上下の梁に接続しているため，柱と同様に層間変形を受けて損傷を生じる場合がある。東日本大震災では方立壁の損傷によって隣接する窓やドアの開閉に不具合が生じ，地震後の継続使用が困難となる事例が確認されており，対応が急務となっている。本研究では，方立壁の有効利用の可能性を検討する研究の一環として，垂れ壁・腰壁が取り付く 2 体の方立壁部材の載荷実験を実施し，モデル化や損傷評価に必要な情報を収集した。また，そのうちの 1 体について，方立壁部分の変形性能の評価を試みた。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

対象は両側に開口を有する方立壁部分を模擬した縮尺 2/3 の 2 体の試験体である。試験体概要を**表－1** に，試験体形状を**図－1** に示す。MW3-S 試験体は，既存建物に設けられた方立壁を想定し，壁厚を 80mm，壁縦横筋をシングル配筋（D6@165）とした。また，壁横筋の端部は直線定着とし，実状の非耐力壁の配筋を想定した。開口際には，縦，横に 2-D10 を配筋した。試験体の形状は，東日本大震災の被害事例から抽出した**文献 1)** の RC 造庁舎の標準モデルに基づいて決定し，方立壁の長さは 500mm とした。また，試験区間 1700mm のうち，腰壁高さを 450mm，方立壁高さを 1000mm，垂れ壁高さを 250mm とした。**文献 2)** では，MW3-S 試験体と壁横筋量（D6@85）とその定着方法（180°フック）が異なる腰壁，垂れ壁付き方立壁 MW2-S 試験体の載荷実験を実施しており，方立壁が曲げ破壊している。

MW4-D 試験体は，方立壁を耐震要素として活用することを想定しており，壁厚を 120mm，壁筋をダブル配筋（壁横筋 2-D6@60，壁縦筋 2-D6@120）とし，壁端に閉鎖型の拘束域（D6@60）を設けている。開口際には，縦，横に 4-D10 を配筋した。MW4-D 試験体は，**文献 3)** で実験結果が報告された実大方立壁試験体 NSW6 との比較を念頭に置いており，MW3-S 試験体とは各部の寸法が若干異なる。具体的には，方立壁長さを 540mm，試験区間 1680mm のうち，腰壁高さを 420mm，方立壁高さを 1080mm，垂れ壁高さを 180mm とした。

表－1　試験体概要

試験体名	MW3-S	MW4-D
壁厚（mm）	80	120
方立壁長さ（mm）	500	540
腰壁、垂れ壁長さ（mm）	1200	1300
方立壁高さ（mm）	1000	1080
腰壁高さ（mm）	450	420
垂れ壁高さ（mm）	250	180
試験区間（mm）	1700	1680
開口補強筋	2-D10	4-D10
壁縦筋	D6@165シングル	D6@120ダブル
壁横筋 （壁横筋比，p_{wh}）	D6@165シングル 0.24%	D6@60ダブル 0.88%
壁端拘束筋	なし	D6@60
軸力（kN） （軸力比）	163 $0.15A_w\sigma_B$（A_w：方立壁断面積，σ_B：コンクリートの圧縮強度）	281

表－2　材料強度

(a) コンクリート

	割線剛性（$\times 10^3$ N/mm^2）	圧縮強度（N/mm^2）	割裂強度（N/mm^2）	材齢（日）
MW3-S	26.4	27.1	2.73	42
MW4-D	27.4	28.9	2.08	52

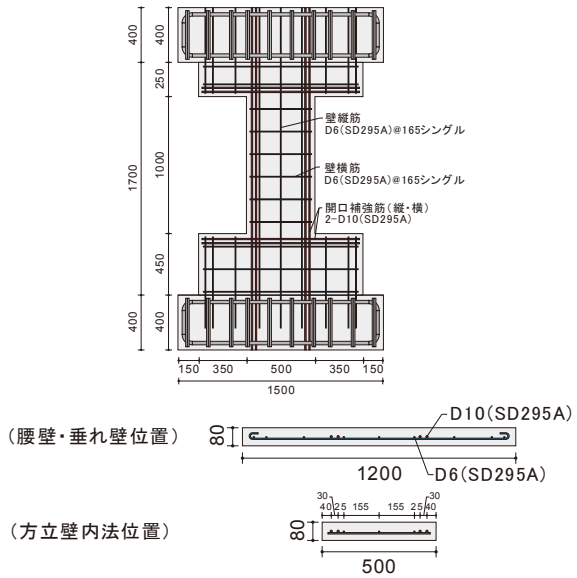
(b) 鉄筋

	材種	ヤング係数（$\times 10^3$ N/mm^2）	降伏強度（N/mm^2）	引張強度（N/mm^2）	降伏ひずみ（μ）
D6	SD295A	183	451	561	2435*
D10	SD295A	176	404	525	2296

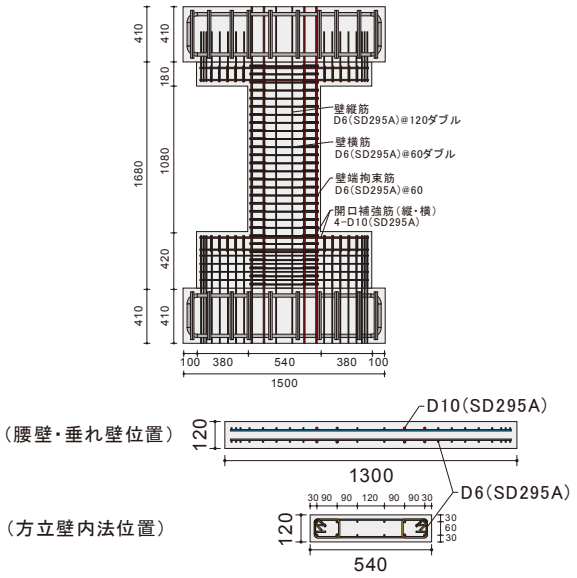
＊ 0.2%オフセット法による

*1 国立研究開発法人　建築研究所　構造研究グループ　主任研究員　博士（工学）(正会員)
*2 京都大学大学院　工学研究科建築学専攻　准教授　博士（工学）(正会員)
*3 戸田建設（株）　技術開発センター 修士（工学）(正会員)

表－2 に材料試験の結果を示す。コンクリートの設計強度は F_c=24N/mm^2（粗骨材最大径 13mm）とし，SD295A の普通強度の鉄筋を用いた。



(a) MW3-S

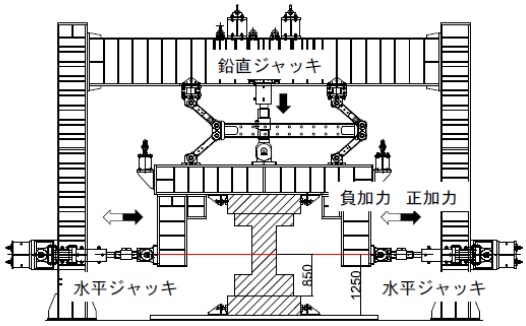


(b) MW4-D

図－1　試験体形状（単位：mm）

2.2 加力方法

加力状況を**図－2** に示す。試験体の加力は試験部に逆対称の曲げせん断力が生じるように建研式加力装置を用いて，正負漸増繰り返し加力を行った。試験体の上下スタブ間に取りつけた変位計により計測した変形を全体変形とし，スタブ間距離（MW3-S：1700mm，MW4-D：1680mm）で除して制御用の部材角 R とした。加力スケジュールは R=±1/800rad.を 1 回，R=±1/400rad.，±1/200rad.，±1/100rad.，±1/67rad.，±1/50rad.，±1/33rad.を各 2 回とした。MW3-S 試験体は R=1/200rad.の 1 回目の加力で，MW4-D 試験体は R=1/33rad.の 1 回目の加力で，水平荷重が大きく低下したため，実験を終了した。



図－2　加力状況（MW3-S 試験体の場合）

3. 実験結果

3.1 実験経過および破壊性状

図－3 にせん断力 Q－部材角 R 関係を示す。また，**写真－1** に試験体の破壊後の損傷状況を示す。

MW3-S 試験体

正方向では Q=50kN で腰壁脚部に，Q=70kN で方立壁脚部に，負方向では Q=－40kN で方立壁脚部・頂部，腰壁脚部に曲げひび割れが発生した。R=1/400 サイクルでは方立壁に曲げせん断ひび割れが発生した。R=1/200 サイクルでは最大耐力に到達した後，R=0.36×10^{-2}rad.で方立壁の対角線上にせん断ひび割れが発生し，水平荷重が 10kN 程低下した。その後，R=－0.40×10^{-2}rad.において，方立壁の対角線上に新たなせん断ひび割れが発生し，急激な耐力低下が見られたため，実験を終了した。

鉄筋は R=0.30×10^{-2}rad.で方立壁と垂れ壁の入隅部の開口補強筋（縦）が最初に引張降伏した。また，R=0.35×10^{-2}rad.で方立壁にせん断ひび割れが発生すると，方立壁の壁横筋が引張降伏した。その後，方立壁と腰壁の入隅部の開口補強筋（縦）が R=0.44×10^{-2}rad.で引張降伏，R=0.50×10^{-2}rad.で圧縮降伏した。負方向でも方立壁にせん断ひび割れが発生すると，方立壁の壁横筋が広い範囲で引張降伏し，耐力低下が生じた。

MW4-D 試験体

正方向では Q=40kN で垂れ壁頂部に，Q=100kN で方立壁頂部に，Q=120kN で方立壁脚部に，負方向では Q=－60kN で方立壁脚部，腰壁脚部に，Q=－80kN で方立壁頂部に曲げひび割れが発生した。R=1/400 サイクルでは方立壁の中央高さ付近にせん断ひび割れが発生した。R=1/200 サイクルでは方立壁の上下端において，かぶりコンクリートに浮きが発生した。R=1/100 サイクルでは方立壁の上下端のかぶりコンクリートが剥落し，R=1/50 サイクルでは方立壁脚部のカバーコンクリートの剥落により，開口補強筋（縦）がむき出しとなり，除荷時に座屈した。R=1/67 サイクルで壁端拘束筋が引張降伏した後，水平荷重は徐々に低下し，R=2.7×10^{-2}rad.において，方

立壁脚部の開口補強筋（縦）が座屈して外側に開くと，直下の腰壁のカバーコンクリートが面外にはらみ出し，最大耐力の半分程度まで水平荷重が低下した。除荷後の負方向載荷時には，方立壁脚部の高さ 15cm 程度の範囲においてカバーコンクリートが剥落し，急激な水平荷重の低下が生じたため，実験を終了した。実験終了後に試験体を目視で確認したところ，壁横筋や壁端拘束筋の破断は確認できなかった。

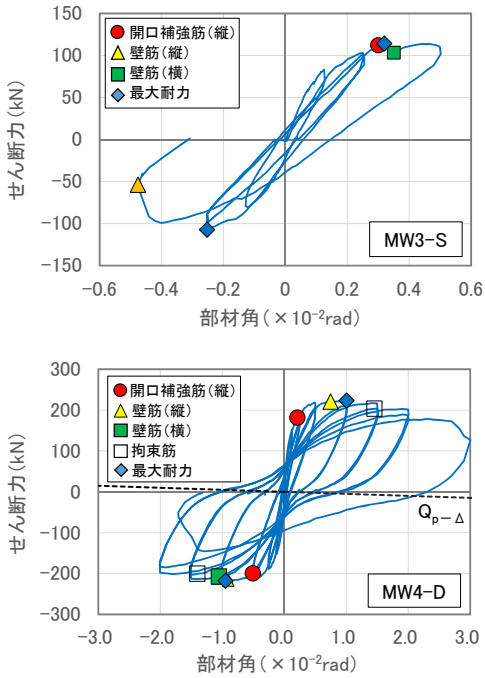
鉄筋は方立壁頂部の開口補強筋(縦)が R=0.21×10^{-2}rad. において最初に引張降伏し，その直後に圧縮側の開口補強筋（縦）が圧縮降伏した。開口補強筋（縦）の圧縮，引張降伏は方立壁の脚部でも観測された。壁縦筋，壁横筋，壁端拘束筋の引張降伏時の変形角は，それぞれ R=0.75×10^{-2}rad.，－1.06×10^{-2}rad.，1.46×10^{-2}rad.である。

腰壁，垂れ壁を有する方立壁の特徴的な損傷の例として，**写真－2** に MW4-D 試験体の R=1/200 サイクル終了時のひび割れ分布を示す。図中の青線は正方向の，赤線は負方向のひび割れを示している。方立壁と腰壁の隅角部から，腰壁の下端にかけて斜め方向のひび割れが発生している。これは，方立壁に生じる水平変形を抑える際の反力によって，腰壁内に圧縮束が形成されていることを示している。また，方立壁だけでなく，腰壁内でも曲げによる水平方向のひび割れが発生している。一方，垂れ壁では，水平方向のひび割れの発生は確認できるものの，腰壁で見られた斜め方向のひび割れは確認できない。腰壁と垂れ壁では壁高さが異なっており，損傷状況に影響を及ぼしたと考えられる。

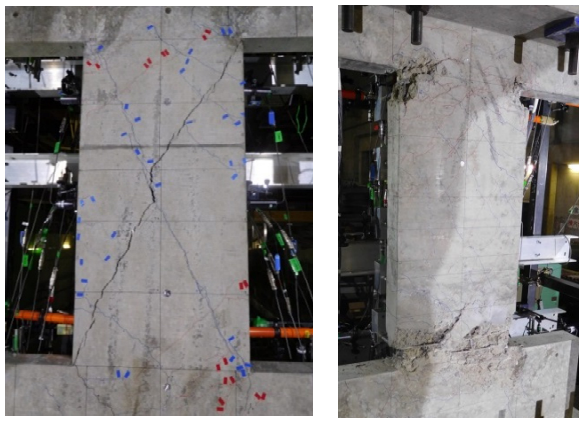
3.2 最大耐力の評価

表－3 に最大耐力の比較結果を示す。**文献 4)** の**式 (1)**，**(2)** を用い，方立壁の曲げ終局強度時のせん断力とせん断終局強度の小さい方を最大耐力の計算値とした。**式 (1)**，**(2)** では壁端から t_w（壁厚）の範囲にある軸方向の鉄筋を引張側柱の主筋とみなした。また，**式 (2)** では壁横筋を直線定着とした MW3-S 試験体でも，壁横筋が有効とみなして算定を行っている。

方立壁のせん断スパンは方立壁端部の危険断面が腰壁，垂れ壁内に入り込む影響を無視した場合（方立壁の上下端を危険断面とする場合）と考慮した場合の二通りとした。入り込みの影響を考慮する場合については今阪ら [5]が提案した二次壁の反力を考慮した梁，柱部材の危険断面位置の簡易評価用の**式 (3)** に基づき，二次壁端部から危険断面位置までの距離 L を算定した。本検討では，**式 (3)** の二次壁のコンクリート有効圧縮強度 F_{ce} にコンクリート圧縮強度の 0.7 倍（**文献 5**）のケース B に相当）を代入しており，腰壁，垂れ壁のいずれも L=62mm（MW3-S），73mm（MW4-D）となった。また，腰壁，垂れ壁内で腰壁，垂れ壁からの反力が方立壁にせん断力として作用する影響を考慮し，本論文のせん断スパンは 0.5(H+L)で与えた。H は**表－1** の方立壁高さである。計算されたせん断スパン比は MW3-S 試験体で 531mm，



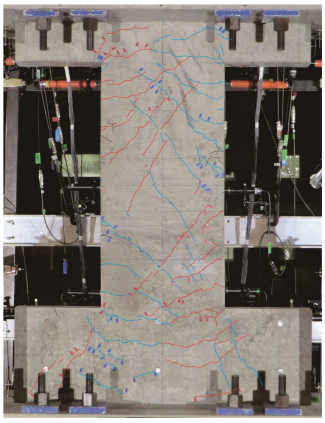
図－3　せん断力—部材角関係



(a) MW3-S（R=1/200 サイクル）(b) MW4-D（R=1/33 サイクル）

写真－1　試験体の破壊後の損傷状況

負 ⇔ 正



写真－2　MW4-D のひび割れ分布（R=1/200 サイクル）

MW4-D 試験体で 577mm となる。

$$M_{wu} = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy}D + 0.5ND(1-\frac{N}{BDF_c}) \quad (1)$$

$$Q_{wsu} = \left\{\frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\sqrt{M/(Q\cdot D)+0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}\cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0\right\}t_e\cdot j \quad (2)$$

$$L = -h_0 + \sqrt{h_0^2 + \frac{2M_u}{(F_{ec}+p_w\sigma_{wy})t}} \quad (3)$$

記号の説明は文献 4)，文献 5）を参照されたい

表－3 に示すように，いずれの試験体でも危険断面の腰壁，垂れ壁内への入り込みの影響を考慮することで，曲げ終局強度時のせん断力が 10%弱低下したが，せん断終局強度に及ぼす影響は小さかった。MW3-S 試験体では危険断面の入り込みの影響によらず，せん断余裕度が 1.0 を下回り，実験の破壊形式（せん断破壊）と一致した。**文献 6)** では，帯筋のない矩形断面の壁部材 30 体に**式(2)** を適用した場合，実験の最大耐力をせん断終局強度で除した比率の平均値が 1.11（標準偏差 0.22）となることが報告されており，本実験の結果もそれに近い値となった。MW4-D 試験体では危険断面の入り込みを考慮することで，せん断余裕度が 1.0 を上回り，実験の破壊形式（曲げ破壊）と一致した。**文献 6）** では，矩形断面の壁部材 47 体に**式(1)** を適用した場合，実験の最大耐力を曲げ終局強度時のせん断力で除した比率の平均値が 1.08（標準偏差 0.12）となることが報告されており，**式(1)** は壁部材の曲げ終局強度をやや低めに評価する傾向がある。MW4-D 試験体では，危険断面の入り込みの影響を考慮することで，腰壁，垂れ壁が取り付かない方立壁の平均的な評価結果に近付いたと言える。

4. 変形性能の評価

4.1 評価の概要

3.2 節では，腰壁，垂れ壁への危険断面の入り込みの影響を考慮することで，腰壁，垂れ壁付きの方立壁でも最大耐力を精度良く評価できることを確認した。本章では，曲げ破壊を起こした MW4-D 試験体を対象に，腰壁，垂れ壁が方立壁の変形性能に及ぼす影響を検証する。

一般的な構造実験では，方立壁が剛強なスタブによって拘束された状態で載荷が行われるのに対し，本実験で対象とする MW4-D 試験体では，方立壁が同じ厚みの腰壁，垂れ壁に支持されており，曲げ圧縮領域のコンクリートの拘束が弱まっている可能性がある。加藤は，**文献 7）** において，柱部材を対象に，曲げ圧縮領域のコンクリートに対する非破壊領域の拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係を提案している。ここでの非破壊領域はヒンジゾーン外の作用応力の低いコンクリートが健全な範囲を示しており，試験体のスタブによる拘束効果も含まれている。そこで，本章では，非破壊領域の拘束効果を考慮した加藤のモデルを用いて，MW4-D 試験体の方立壁部分の断面解析を行い，実験のせん断力－曲げ変形角関係と比較することで，腰壁，垂れ壁が変形性能に及ぼす影響を間接的に評価した。

4.2 変形分離

図－4 に MW4-D 試験体の方立壁における変形の計測状況を示す。方立壁の曲げ変形角は，図中に示す複数の変位計で計測した曲げ変形を計測高さ 1200mm で除すことで，また，方立壁の部材角は，曲げ変形とせん断変形の和を同じく計測高さ 1200mm で除すことで求めた。この計測範囲には腰壁，垂れ壁の一部が含まれているため，厳密には方立壁の変形だけを計測している訳ではない。しかしながら，3.2 節で算定した今阪らの提案手法による方立壁端部から危険断面位置までの距離 L（=73mm）と **図－4** に示す計測範囲の入り込み量（=60mm）がほぼ一致しているため，本論文ではこの計測範囲内の変形を方立壁の変形として取り扱うこととした。**図－5** に MW4-D 試験体の方立壁部分のせん断力－部材角関係を示す。また，**表－4** に方立壁で各損傷が発生した時の方立壁の部材角，曲げ変形角を示す。

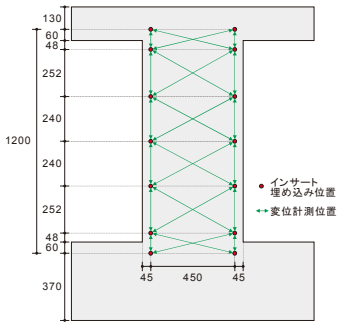
実験では，壁端拘束筋の降伏の直後に開口補強筋（縦）の座屈が起こっている。開口補強筋（縦）の座屈には，拘束筋の間隔と開口補強筋（縦）の径 d_b が関係するものと考えられる。**文献 8）** では，柱部材の保証変形を 1/50 確保するために必要な拘束筋の間隔の最大値を，D10 では 10cm 且つ $6d_b$ 以下，D13 以上の拘束筋では 15cm 且つ $6d_b$ 以下としている。MW4-D 試験体では，拘束筋の間隔 60mm を開口補強筋（縦）の公称直径 9.5mm で除すと 6.3 となり，**文献 8）** の条件は満足できていないが，**図－5** に示すように保証変形 1/50 は満足している。

表－3　最大耐力の比較

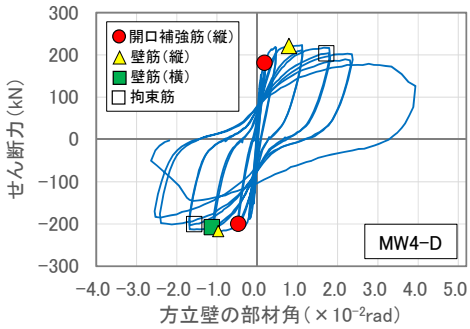
試験体名	危険断面の入り込み	曲げ終局強度時のせん断力, Q_{mu}(kN)	せん断終局強度, Q_{su}(kN)	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$	実験の最大耐力, Q_{max}(kN)	$\frac{Q_{max}}{Min(Q_{mu},\ Q_{su})}$
MW3-S	無視	135.2	108.5	0.80	114.2	1.05
	考慮	124.3	106.8	0.86		1.07
MW4-D	無視	240.2	230.5	0.96	223.3	0.97
	考慮	224.9	227.1	1.01		0.99

表－4　方立壁の損傷の進捗状況

	部材角（$\times 10^{-2}$rad.）	曲げ変形角（$\times 10^{-2}$rad.）
開口補強筋（縦）の降伏	0.18, −0.47	0.11, −0.31
壁縦筋の降伏	0.79, −0.97	0.55, −0.70
壁横筋の降伏	−1.1	−0.80
壁端拘束筋の降伏	1.7, −1.6	1.2, −1.2
カバーコンクリートの剥落	1.1×10^{-2}rad.サイクル	0.78×10^{-2}rad.サイクル
開口補強筋（縦）の座屈	2.4×10^{-2}rad.サイクル	1.9×10^{-2}rad.サイクル
開口補強筋（縦）の破断	なし	なし



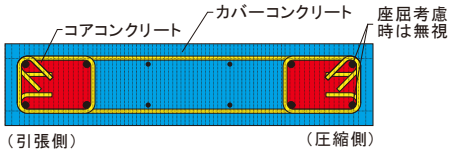
図－4　方立壁における変形の計測状況（単位:mm）



図－5　方立壁のせん断力―部材角関係

4.3　断面解析

図－6 に MW4-D 試験体の断面の分割状況を示す。断面は各領域のせいの方向に 82 分割した。壁端の閉鎖型の拘束筋で拘束された領域をコアコンクリート，それ以外の領域をカバーコンクリートとして区別した。解析は一方向押し切りとし，モーメントが最大モーメントの 80% に低下するまで行った。また，座屈の影響を考慮するため，**図－6** に示す最外縁の開口補強筋（縦）を無視した場合の解析も合わせて行った。



図－6　断面の分割状況

加藤 [7]が提案したコンクリートの応力－ひずみ関係を**式(4)**に，拘束コンクリートの圧縮強度 σ_{cp}，圧縮強度時のひずみ ε_{cp}，圧縮強度以降の勾配 E_{up} を**式(5)**，**(6)**，**(7)**に示す。また，帯筋による拘束応力度 σ_{tp}，非破壊領域からの拘束応力度 σ_{tb1}（圧縮強度前），σ_{tb2}（圧縮強度後）を**式(8)**，**(9)**，**(10)**に示す。σ_{tb1}，σ_{tb2} はせん断スパン比（h/D）に依存して増減する。3.2 節で計算した MW4-D 試験体のせん断スパン比は 1.07（=577mm／540mm）と小さく，MW4-D 試験体では，非破壊領域からの拘束効果が大きく評価される。**図－7** にコンクリートの応力度－ひずみ関係を示す。図中には，カバーコンクリート（点線）とコアコンクリート（実線）に関して，(a) σ_{tb1} を**式(9)**による計算値（=2.4MPa）とした場合，(b) σ_{tb1} を**式(9)**による計算値の半分（=1.2MPa）とした場合，(c) σ_{tb1}=0 とした場合（非破壊領域の拘束を無視）の 3 通りを示している。非破壊領域からの拘束応力度を考慮することによって，カバー，コアのいずれについても靭性能が大きく改善することが分かる。断面解析では，コンクリートの引張応力の負担は無視した。また，鉄筋は完全付着を仮定し，応力－ひずみ関係はバイリニアでモデル化し，降伏後の勾配は初期剛性の 0.01 倍とした。

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_{cp}\left(1-\left\{1-(\varepsilon/\varepsilon_{cp})\right\}^{E_{cp}\cdot\varepsilon_{cp}/\sigma_{cp}}\right) & \text{（圧縮強度まで）} \\ E_{up}\cdot(\varepsilon-\varepsilon_{cp})+\sigma_{cp} & \text{（圧縮強度以降）} \end{cases} \tag{4}$$

$$\sigma_{cp} = \sigma_c + 4.1(\sigma_{tp}+\sigma_{tb1}) \tag{5}$$

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_c + 0.00015\cdot(\sigma_{tp}+\sigma_{tb1}) \tag{6}$$

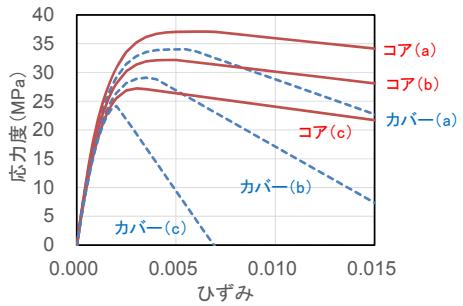
$$E_{up} = \frac{E_u}{1+1.26(\sigma_{tp}+\sigma_{tb2})} \tag{7}$$

$$\sigma_{tp} = \frac{\varepsilon_c}{(2.8+0.00035\cdot{}_eK_{cf})/K_{cf}-0.00015} \tag{8}$$

$$\sigma_{tb1} = 32-7\cdot(h/D) \geq 0 \tag{9}$$

$$\sigma_{tb2} = 0.1\sigma_{tb1} \tag{10}$$

記号の説明は文献 7）を参照されたい（各式で用いられる力と応力度の単位は，kgf，kgf/cm² である）。



図－7　コンクリートの応力度－ひずみ関係

断面解析で求めた曲率は**式(11)**を用いて方立壁の曲げ変形角関係に変換した。吉岡ら [9]が提案した**式(12)**で求めた塑性ヒンジ長さは 160mm となり，実験で観測された方立壁端部の損傷領域の高さ（100mm 程度）よりもやや長いものの，概ね一致した。

$$R_f = \begin{cases} \frac{1}{6}\varphi h & \text{（最外縁の開口補強筋の降伏まで）} \\ \frac{1}{6}\varphi_y h + (\varphi-\varphi_y)l_p & \text{（最外縁の開口補強筋の降伏以降）} \end{cases} \tag{11}$$

但し，φ：曲率，h：方立壁の計測高さ，φ_y：最外縁開口補強筋（縦）降伏時の曲率，l_p：塑性ヒンジ長さとする

$$l_h = 0.5\cdot(h/D)\cdot d \tag{12}$$

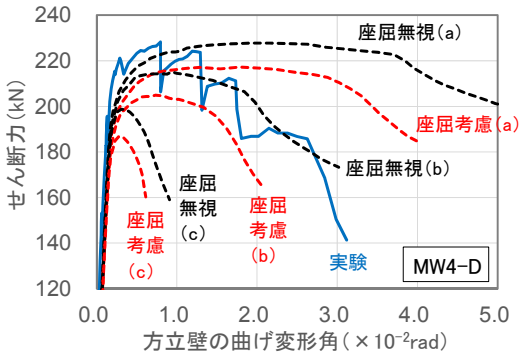
但し，h/D：せん断スパン比，D：柱せい，d：有効せいとする

4.4　実験結果との比較

図－8 に正方向載荷時の方立壁のせん断力－曲げ変形角関係の包絡線と解析結果を示す。解析結果と比較するため，**図－3** や**図－5** とは異なり，実験のせん断力には

P-δ 効果によるせん断力を付加した。解析では座屈の有無と非破壊領域からの拘束応力度 σ_{tbl} の大きさを変数とした。座屈を考慮する場合は，**図－6** で示したように，圧縮側の最外縁の 2 本の開口補強筋を無視した。また，σ_{tbl} の大きさは，(a) **式(9)**の計算値，(b) **式(9)**の計算値の半分，(c) 0 の 3 通りとした。

σ_{tbl}=0 とする(c)の場合には，実験の最大耐力や変形性能が全く評価できておらず，非破壊領域からの拘束効果を考えないと，実験時の挙動が説明できないことが分かる。一方で，**式(9)**の計算値をそのまま用いる(a)の場合には，実験の最大耐力は精度良く評価できるものの，最大耐力後の挙動が再現できていない。これは，座屈による耐力低下を考慮した場合も同様である。したがって，壁厚が方立壁と同じ腰壁，垂れ壁によって拘束される MW4-D 試験体では，剛強なスタブで拘束された柱部材の実験結果を基に提案された**式(9)**では，非破壊領域からの拘束効果を過大に評価していることになる。今回の検討では，**式(9)**の計算値を半分にした(b)の場合が，実験の最大耐力後の挙動と最も良く一致した。



図－8　方立壁のせん断力―曲げ変形角関係

以上の考察より，方立壁に腰壁，垂れ壁が取り付く場合には，剛強なスタブが取り付く場合と比較して，曲げ圧縮領域のコンクリートの拘束効果が小さくなり，変形性能が低下する可能性があることが分かった。本知見は限られた検討結果によるものであるため，今後は縮尺が異なるものの，方立壁部分の鉄筋比，載荷条件を可能な範囲で一致させた，腰壁，垂れ壁のない実大方立壁試験体 NSW6[3)]との比較検証を進めると共に，3 次元の FEM 解析等を実施し，妥当性の検証を進める予定である。

5. まとめ

腰壁，垂れ壁が取り付く方立壁の構造性能の検証を目的とした 2 体の試験体の載荷実験を行った。

(1) 壁横筋比が小さい MW3-S 試験体はせん断で破壊し，壁端に閉鎖型の拘束域を設けた MW4-D 試験体は曲げ降伏後も変形性能に富む挙動を示した。

(2) 既存の評価式と今阪らが提案した危険断面の推定式を組み合わせることで，いずれの試験体についても，破壊形式と最大耐力を概ね評価できた。

(3) 加藤が提案したコンクリートモデルを用いて，MW4-D 試験体の方立壁部分を対象とした断面解析を行った。その結果，同じ壁厚の腰壁，垂れ壁に方立壁が支持される MW4-D 試験体では，曲げ圧縮領域のコンクリートの拘束効果が弱まり，変形性能に影響を及ぼす可能性があることを示した。

謝辞

本研究は国立研究開発法人建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」の一環として実施したものである。研究を遂行するにあたり，建築研究所，株式会社安藤・間，株式会社熊谷組，佐藤工業株式会社，戸田建設株式会社，西松建設株式会社，前田建設工業株式会社，京都大学で共同研究を締結した。ここに記して謝意を示す。

参考文献

1) 向井智久ほか：RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究　その 1　被災した RC 造壁付き架構の標準モデル，第 14 回日本地震工学シンポジウム，pp.757-765，2014.12

2) 石岡拓ほか：RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究　その 2　垂れ壁･腰壁付き RC 造方立壁部材の構造特性と損傷状態に関する実験的研究，第 14 回日本地震工学シンポジウム，pp.766-775，2014.12

3) 谷昌典ほか：損傷低減及び構造性能改善を目指した RC 造方立壁部材の実大実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.901-906，2015

4) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015

5) 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

6) 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，国立研究開発法人建築研究所 建築研究資料，2015.12

7) 加藤大介：配筋法を考慮した鉄筋コンクリート造柱の変形能の評価法，日本建築学会構造系論文報告集，第 450 号，pp.81-88，1993.8

8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990

9) 吉岡研三，岡田恒男，武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 282 号，pp.37-45，1979