

板状超高層住宅の開発

その3 プレキャスト側柱を有する連層耐力壁の曲げせん断実験

松本 智夫* 西原 寛* 田畑 卓*

Development of Slab Type High-Rise Residential Building

Part 3 Bending shear loading test on bearing walls with precast concrete boundary columns

by Toshio MATSUMOTO, Hiroshi NISHIHARA and Taku TABATA

Abstract

Bending shear loading tests on bearing walls for slab type high-rise residential buildings were conducted in order to verify bending deformation capacity. This research consists of 3 specimens, two monolithic and one precast concrete. One of the monolithic specimens was subjected to a high axial load. Test results showed that there were no differences between precast and monolithic specimens up to the maximum load. However, the limit deformation was slightly smaller due to the collapse over the joints for precast specimen. The monolithic specimen subjected to a high axial load failed in sudden bending compression, while its limit deformation was approximately half that obtained for the specimen with a normal axial load.

要 旨

板状形式の超高層集合住宅における柱型を有しない連層耐力壁を対象に、曲げ変形性能を検証するための曲げせん断加力実験を行った。試験体の内訳は、一体打ちの標準試験体の他に、側柱をプレキャスト部材として、壁板を場所打ちとした試験体と、コンクリートの拘束域を壁板の一部にまで拡張して、載荷軸方向力を標準試験体の2倍とした試験体である。実験結果から、プレキャスト化の影響は最大荷重時まではほとんど認められないが、限界変形角については継手部の直上に曲げ圧縮域が集中して幾分劣っていた。また、載荷軸方向力を2倍とした試験体の限界変形角は、標準試験体のその半分程度であり、急激な曲げ圧縮破壊を起こした。

キーワード：連層耐力壁／プレキャスト／軸方向力／拘束域／曲げ変形性能／限界変形角

1. はじめに

板状形式の高層集合住宅においては、張間方向を柱型を持たない連層耐力壁として、両構面の外柱とは境界梁で繋ぐ架構形式が多く用いられている。

同題その1 [1]では、この架構形式の板状高層集合住宅に対する適用性を検証するため試設計を行った。また、同題その2 [2]では、試設計断面に基づき、連層耐力壁の下層部分を対象とした曲げ変形性能に関する検証実験を実施した。

本報その3では、まずプレキャスト(PCa)化工法の影響を検討する。即ち、この連層耐力壁の両側から $2t$ (t :壁厚)分をPCa部材として、PCa部材(PCa側柱)に挟ま

れた壁板部分はコンクリートを場所打ちとする。この工法が、連層耐力壁の構造性能に与える影響について実験的に検証する。また、その2で行った連層耐力壁に関する検証実験の結果から、得られた曲げ変形の評価方法を基に、比較的大きな軸方向力を載荷した場合の曲げ変形性能についても実験的に検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

表1に計画した試験体3体の構造諸元を示す。試験体は、その2と同様に張間方向連層耐力壁の下部3層を対象とした1/4程度の縮小モデルである。試験体の

* 技術研究所構造グループ

せん断スパン比についても、その 2 と同じく 5.0 とした。

標準試験体 MSW-15-2T の形状および断面を図 1 に示す。試験区間の断面寸法は $t \times D = 150 \times 1500$ (mm) (D : 壁全長) で、そのうちの両端から $2t = D_c = 300$ (mm) (D_c : 柱せい) ずつの部分は柱型を有しない側柱、側柱に挟まれた内法部分を壁板と称す。側柱は、主筋 12-D10(SD685), $p_g = 1.90\%$ とし、 135° フック付き \square 型の外周帯筋と両端 135° フック付きの副帯筋(中子筋)および両端 135° フック付きの壁厚方向の補強筋(拘束筋)によってコンクリートを拘束した。これらの補強筋はいずれも D6(SD295A)@65 で、側柱の帯筋比は $p_w = 0.98\%$ である。壁板の縦補強筋は D6(SD295A)@60, 横補強筋は D6(SD295A)@65 で、いずれもダブル配筋とした。横補強筋は側柱部分に $40d$ (d : 鉄筋径) のフックなし定着とした。壁板のせん断補強筋比は $p_s = 0.7\%$ である。軸方向の応力度は $0.15 \sigma_B$ (σ_B : コンクリート圧縮強度) を想定して载荷する。

試験体 MSW-15-PC は、標準試験体 MSW-15-2T の側柱を PCa 部材としたものである。PCa 側柱の断面寸法は $t \times D_c = 150 \times 315$ (mm) で、そのうちの柱せいから 15mm は鉛直接合部のコッター深さに相当する。側柱部分の配筋は標準試験体 MSW-15-2T と同じであるが、PCa 側柱の柱脚部分にはモルタル充填式の鉄筋継手に代わる鋼管による模擬の継手を取り付けた。この模擬継手は、寸法が実大のほぼ 1/4 に相当する鋼管(外径 22.2mm, 肉厚 2.3mm, 長さ 135mm)であり、側柱主筋(1 本もの)に通して所定の位置に固定し、内部にセメントミルクを注入した。PCa 側柱脚部と下スタブ部分との水平接合部は、目地モルタルを 15mm 厚で注入した。PCa 側柱と壁板との鉛直接合部は、PCa 側柱にコッター(形状: $130 \times 150 \times 15$) を 9 個設け、コッター筋 D6(SD295A) は、側柱に差し筋として $40d$ フックなしで定着し、壁板内の横補強筋 D6(SD295A)@65 とは同一位置で $40d$ フックなしの重ね継手とした。壁板の縦補強筋は D6(SD295A)@60 で、壁板部分のコンクリートは場所打ちである。図 2 に PCa 側柱の形状および配筋を示す。軸方向力の载荷は標準試験体 MSW-15-2T と同じである。

試験体 MSW-30-3T は、標準試験体 MSW-15-2T の軸方向応力度を 2 倍の $0.30 \sigma_B$ とした。そのため、側柱の配筋は標準試験体 MSW-15-2T と同じであるが、壁板部分の側柱に近い縦補強筋の両側 3 組ずつに壁厚方向の拘束筋を付けて、コンクリートの拘束域を $2t$ から $3t$ 程度に拡張した。図 1 に高軸力試験体 MSW-

表 1 試験体の構造諸元一覧

試験体名	MSW-15-2T	MSW-15-PC	MSW-30-3T
断面寸法	150x1500		
側柱断面	150x300	150x315	150x300
側柱主筋	12-D10(SD685)		
帯筋+中子筋	3-D6(SD295A)@65		
側柱拘束筋	3-D6(SD295A)@65		
壁板断面	150x900	150x870	150x900
壁縦筋	D6@60(SD295A)ダブル		
壁横筋	D6@65(SD295A)ダブル		
壁拘束筋	なし		3-D6@65
軸応力度	0.15 σ_B		0.3 σ_B
備考	標準試験体	PCa側柱	高軸力

σ_B : コンクリート圧縮強度

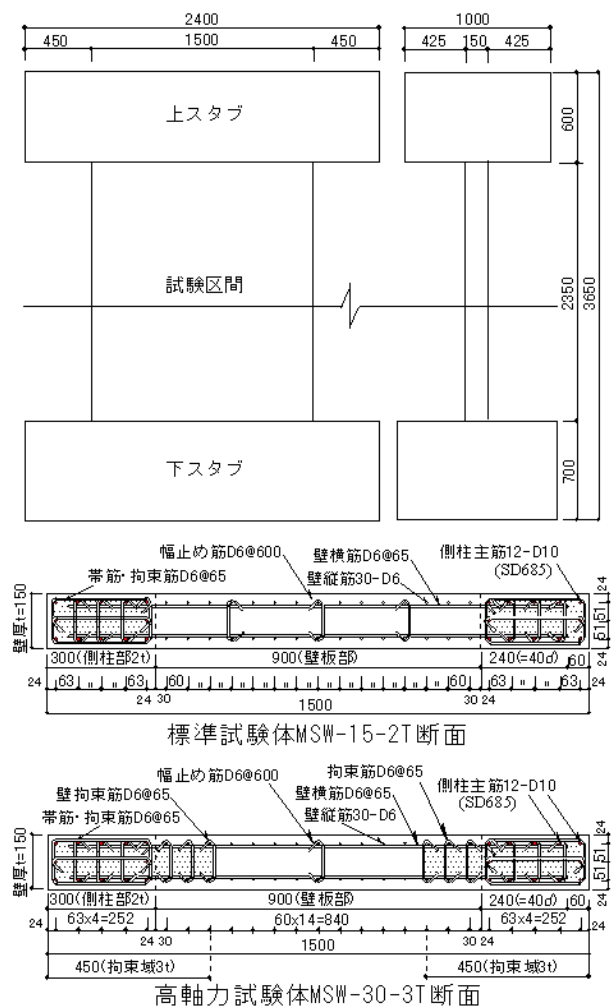


図 1 試験体の形状および断面

30-3T の断面を示す。それ以外の壁板の配筋は標準試験体 MSW-15-2T と同じである。

表2および表3は、使用した鉄筋およびコンクリートの力学特性である。コンクリートには早強セメントを使用し、粗骨材は最大寸法13mmの砕石とした。コンクリートの打込みは、PCa部材のみを横打ちとし、それ以外は下スタブから順番に縦打ちとした。軸方向

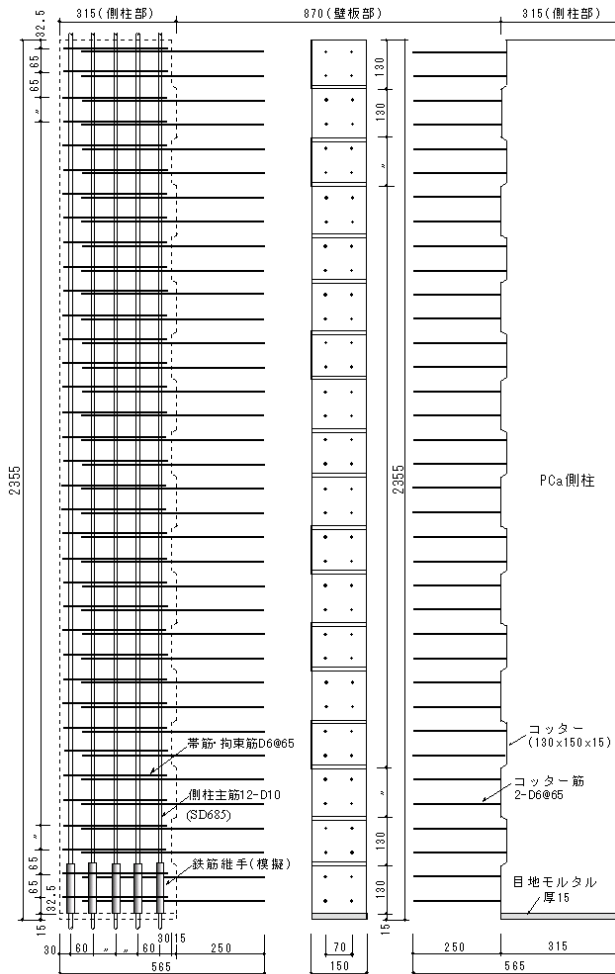


図2 PCa側柱の形状および配筋

表2 使用鉄筋の力学的性質

使用鉄筋呼び名(規格)	σ_y	ϵ_y	σ_t	E_s	伸び(%)
側柱主筋:D10(SD685)	739	4150	933	184	14
せん断補強筋:D6(SD295A)	333	2050	508	183	17

$\sigma_y(\sigma_t)$:降伏(引張)強度(N/mm²), ϵ_y :降伏歪(μ), E_s :ヤング係数(kN/mm²)

表3 コンクリート, モルタルの力学的性質

部位	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	試験区間	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
下スタブ	72.2	35.0	3.47	MSW-15-2T	65.0	33.8	3.72
上スタブ	69.9	34.8	3.86	MSW-15-PC	69.9	34.0	3.47
PCa側柱	69.2	33.2	2.93	MSW-30-3T	69.9	34.2	3.87
セメントミルク	141	26.9	-	目地モルタル	127	38.8	-

$\sigma_B(c\sigma_t)$:圧縮強度(割裂引張強度)(N/mm²), E_c :ヤング係数(kN/mm²)

力の載荷時および耐力算定時のコンクリート圧縮強度 (σ_B)は、試験体MSW-15-2Tで $\sigma_B = 65\text{N/mm}^2$ 、試験体MSW-15-PCと試験体MSW-30-3Tでは $\sigma_B = 70\text{N/mm}^2$ とした。

2.2 加力および計測方法

図3に加力装置の概要を示す。まず、試験体の下スタブを8本のPC鋼棒により反力床に固定した後、載荷

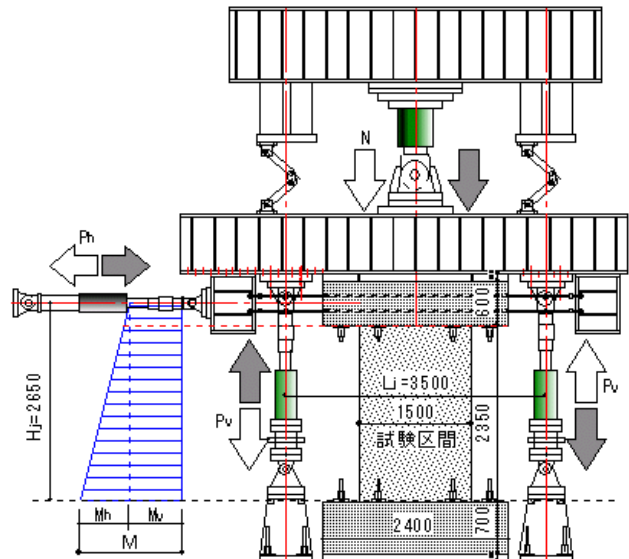


図3 加力装置の概要

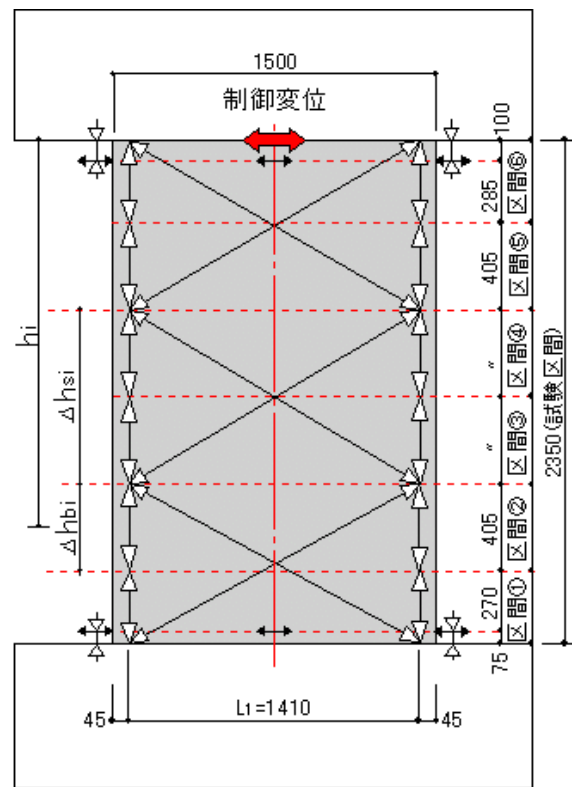


図4 変位の計測位置

した軸方向力を一定に保持した。この状態で、水平力による曲げモーメントと同時に偶力モーメントを載荷して、試験区間のせん断スパン比が常に5.0となるようにした。即ち、水平方向の油圧ジャッキと試験体両側の2本の鉛直方向の油圧ジャッキを操作することで、図3に示す連層耐力壁の下部3層に作用する台形の曲げモーメント分布を式(1)のように再現した。

$$M = M_h + M_v \tag{1}$$

$$M_h = P_h \cdot H_j \tag{2}$$

$$M_v = P_v \cdot L_j \tag{3}$$

$$H = M \cdot H_j / M_h \tag{4}$$

ここに、 M :脚部モーメント

H :せん断スパン長さ

加力の制御は、上、下スタブ間の相対変位に基づく変形角(R)制御であり、 $R = \pm 1/1000(\text{rad.})$ で1回、 $R = \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67$ でそれぞれ2回の繰返し载荷をした後、最後に $R = +1/50$ まで载荷して終了することを原則として行った。

図4に変位の計測位置を示す。変位測定は、上、下スタブ間の相対変位の他に、試験区間を6分割した曲げおよびせん断変形、さらに、試験区間とスタブとのずれ変形および目開きについて行った。また、鉄筋の主要な箇所におけるひずみ度の測定も行った。

3. 実験結果の概要

3.1 ひび割れ・破壊経過

図5に試験体脚部のモーメント(M)と上下スタブ間の相対変形角(R)との関係を、図6に試験体の最終ひび割れ破壊状況をそれぞれ示す。また、表4は、ひび割れ時、鉄筋の降伏時、圧潰時および最大荷重時の脚部モーメントとその時点の相対変形角、さらには試験体の破壊形式を一覧にした。ここでの脚部モーメントは $P-\delta$ 効果を考慮した値である。これらに基づき、試験体の破壊に至る経過を以下に記す。

標準試験体MSW-15-2TとPCa側柱の試験体MSW-15-PCは、ほぼ同様のひび割れ破壊経過をたどっている。相対変形角 $R = \pm 1/1000$ に至るまでに、標準試験体MSW-15-2Tでは側柱の脚部で下スタブとの打継ぎ目に、PCa試験体MSW-15-PCでは側柱脚部の目地モルタルの上端に、それぞれ曲げ引張りひび割れが発生した。

変形角 $R = \pm 1/400$ および $\pm 1/200$ では、両試験体とも試験区間のほぼ全域で側柱の曲げひび割れが生じて、壁板部分まで曲げせん断ひび割れとして伸展していた。この時点で、壁の縦補強筋は、壁面の中心線位置にある鉄筋まで引張降伏していた。PCa試験体MSW-15-PCについては、鉛直接合部でコンクリートに不連続面が存在するために、壁板部分へのひび割れの伸展が標準試験体MSW-15-2Tに比べては少なかったが、それ以外にPCa化の影響はみられなかった。

変形角 $R = \pm 1/100$ に達するまでに、両試験体とも引張側の側柱主筋は全数が降伏現象を示した。また、側

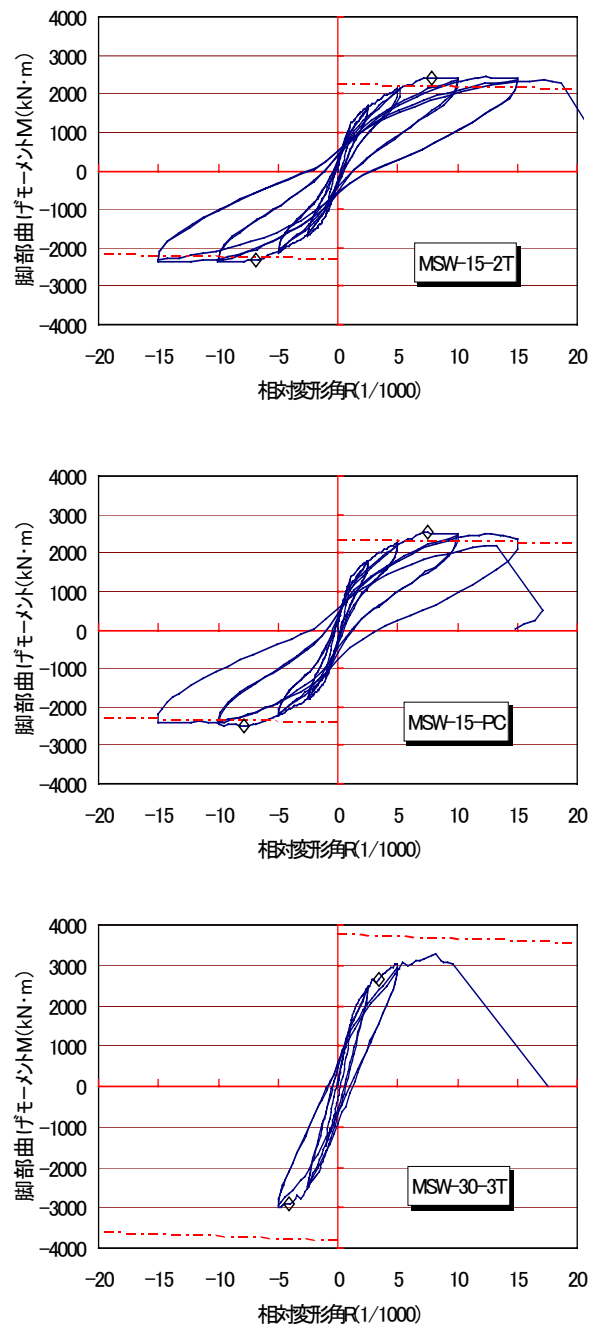
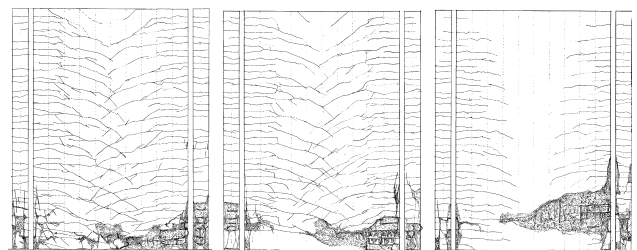


図5 試験体のM-R 関係



MSW-15-2T MSW-15-PC MSW-30-3T

図6 試験体の最終ひび割れ破壊状況

表4 各荷重時の脚部曲げモーメント, 相対変形角および破壊形式

試験体	±	曲げひび割れ時		壁筋引張降伏時		主筋引張降伏時		側柱圧潰発生時		最大荷重時		破壊形式
		<i>Mcr</i>	<i>Rcr</i>	<i>Mwy</i>	<i>Rwy</i>	<i>Msy</i>	<i>Rsy</i>	<i>Mcc</i>	<i>Rcc</i>	<i>Mmax</i>	<i>Rmax</i>	
MSW-15-2T ($\sigma_0=0.15\sigma_B$)	+	919.0	0.68	1818.2	3.06	2506.9	7.16	2522.1	7.84	2669.2	15.02	脚部曲げ 圧縮破壊
	-	-855.9	-0.60	-1747.1	-2.73	-2456.6	-7.17	-2427.8	-6.83	-2611.0	-14.32	
	曲げ解析値	940.3	0.73	1815.5	3.48	2190.0	6.02	2190.0	6.02	2278.9	8.39	
MSW-15-PC ($\sigma_0=0.15\sigma_B$)	+	1140.7	0.83	1829.0	2.41	2552.7	6.49	2653.7	7.50	2720.2	12.26	脚部曲げ 圧縮破壊
	-	-1073.2	-0.79	-2052.6	-3.59	-2566.1	-6.83	-2626.3	-7.83	-2673.1	-14.32	
	曲げ解析値	958.6	0.70	1884.0	3.42	2287.3	5.97	2300.8	6.11	2373.5	8.31	
MSW-30-3T ($\sigma_0=0.30\sigma_B$)	+	2211.7	1.79	3334.3	6.49	3557.4	8.18	2781.1	3.43	3557.4	8.18	脚部曲げ 圧縮破壊
	-	-2360.2	-2.01	—	—	—	—	-3058.4	-4.11	-3184.0	-5.02	
	曲げ解析値	1696.1	1.25	3191.0	6.40	3208.5	7.45	2758.8	3.86	3211.4	7.04	

記号の説明 *M*:脚部曲げモーメント[kN・m], *R*:相対変形角[x1/1000]

柱主筋の引張降伏が始まった直後に、圧縮側の側柱では最外縁にあるかぶりコンクリートの圧潰が生じるようになった。

最大荷重時は、標準試験体MSW-15-2Tが変形角 $R=+1/67$ の時点であり、PCa試験体MSW-15-PCは $R=+1/67$ に至る前に記録された。いずれも圧縮側の側柱のかぶりコンクリートの圧潰は、側柱のせい方向部分にまで及んだが、PCa試験体MSW-15-PCでは、その圧潰がPCa側柱継手部の直上位置に集中した。

標準試験体MSW-15-2Tは、変形角 $R=+1/50$ に達する直前($R=18.64/1000$)で軸方向力が保持できなくなって、カバーコンクリートが激しく剥落することにより、主筋および壁縦筋の一部が座屈による破断を生じて破壊に至った。一方、PCa試験体MSW-15-PCでは、変形角 $R=+1/67$ の繰り返し加力時に、標準試験体MSW-15-2Tと同様な破壊過程をたどって終局に至った。座屈を生じた側柱主筋は、継手部の直上で破断していた。

標準試験体MSW-15-2Tに比べてPCa試験体MSW-15-PCの方が、変形性能で若干劣る結果となった。これについては、PCa試験体MSW-15-PCの変形角 $R=-1/67$ において、図4に示す区間②、即ち継手部のある上の区間の曲率が急激に増大したことの影響と考えられる。

高軸力試験体MSW-30-3Tは、相対変形角 $R=\pm 1/1000$ に至るまでにひび割れは観察されず、変形角 $R=\pm 1/400$ で側柱脚部の打継ぎ目よりも少し上の部分に曲げ引張ひび割れが発生した。

変形角 $R=\pm 1/200$ では、試験区間のほぼ全域で側柱の曲げひび割れを生じたが、壁板部分の側柱に近い両側に壁拘束筋を配しているため、壁板の中央付近までのひび割れ伸展はなかった。また、この時点で、圧縮側の側柱ではかぶりコンクリートの圧潰が生じ、それに起因して一時的な荷重低下も起こった。

変形角 $R=+1/100$ までの載荷中に、圧縮側の側柱脚部から上に $3t$ (t :壁厚)の区間でコンクリートの圧潰が進行して、側柱の外側主筋および壁の縦補強筋が圧縮

降伏を示した。変形角 $R=+1/100$ に至る途中で最大荷重が記録され、最大荷重時に引張側の側柱主筋が引張降伏した。その後は荷重が幾分不安定となって低下しはじめ、変形角 $R=+9.58/1000$ の時点で圧縮側の側柱から壁板部分まで一気に圧潰が進んで終局に至った。当然ながら、標準試験体MSW-15-2Tと比べてその圧潰の程度は激しく、圧潰域の側柱主筋および壁の縦補強筋は座屈を生じ、側柱主筋のほとんどが破断していた。

各試験体の破壊形式は、破壊の程度に差はあるものの、全て耐力壁脚部の曲げ圧縮破壊と判断された。また、各試験体の変形性能を表す塑性率については、側柱脚部に圧潰が生じた時点(図5の◇印)を履歴曲線上の降伏時変位であると仮定した。そうすると、標準試験体MSW-15-2Tの塑性率は2.4、PCa試験体MSW-15-PCのそれは2.0、高軸力試験体MSW-30-3Tは2.4程度となり、いずれの試験体においても塑性率2以上は確保されたことになる。

図5に下式(5)の曲げ強度略算式による算定結果を一点鎖線で示す。

$$M_{wu1} = ar \sigma_{ylw} + 0.5 a_w \sigma_{wylw} + 0.5 N l_w \quad (5)$$

ここに、 ar :引張側柱の主筋全断面積

σ_y :主筋の降伏点強度

a_w :壁縦筋の全断面積

σ_{wy} :壁縦筋の降伏点強度

N :軸方向力

l_w :側柱の中心間距離

算定値(M_{wu1})に対する $P-\delta$ 効果を考慮した試験体の正側最大荷重時の脚部曲げモーメント(M_{max})の比は、標準試験体MSW-15-2TとPCa試験体MSW-15-PCで、それぞれ1.18と1.15であった。高軸力試験体MSW-30-3Tでは、 $M_{max} / M_{wu1} = 0.94$ と実験値が算定値を若干下回っていたが、式(5)はもともと作用軸方向力 N が大きくなると実験値とは一致しにくい傾向にある[3]。

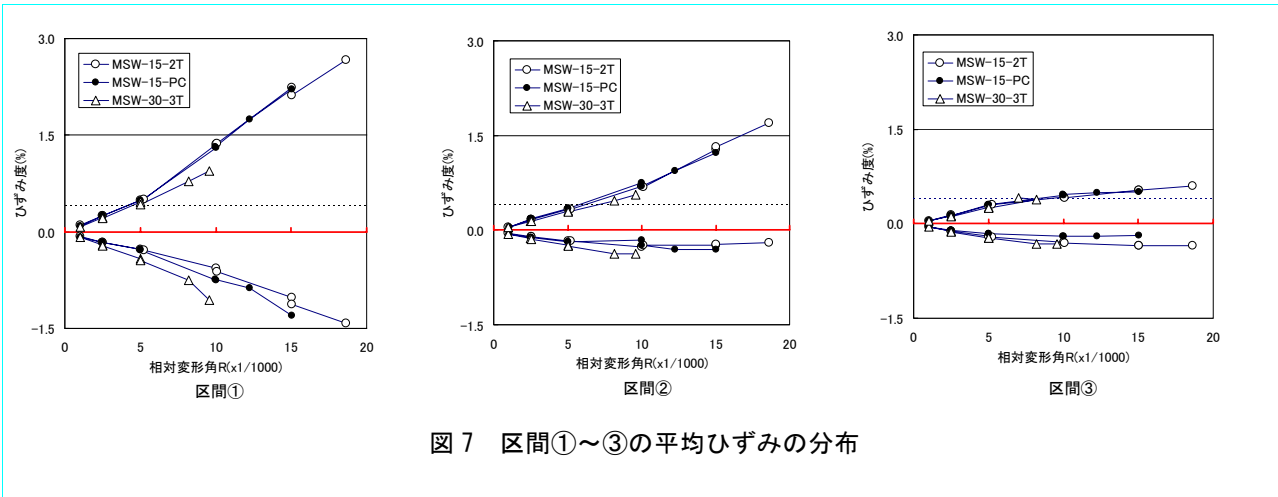


図7 区間①～③の平均ひずみの分布

3.2 変形状

図4に示すように、試験区間を材軸方向に6分割し、それぞれの区間の伸縮変位を測定した。図7は、そのうちの区間①②③について、正加力時の平均ひずみの分布を相対変形角との関係で示した。

図7によれば、引張側のひずみ分布では、脚部から345mmの区間①の平均ひずみが最も大きく、それよりも上の区間になるに従って徐々に小さくなっている。図中の点線が側柱主筋の降伏ひずみ ($\epsilon_y=0.415\%$) を示しており、いずれの試験体も相対変形角 $R=+1/200 \sim 1/100$ でそのひずみに達していることが分かる。区間①の最終破壊時直前の引張ひずみの値は、標準試験体MSW-15-2Tで2.7%、PCa試験体MSW-15-PCで2.2%、高軸力試験体MSW-30-3Tで0.94%を示した。

圧縮側では、いずれの試験体も区間①のみの平均ひずみが大きく、それよりも上の各区間では小さい傾向にある。区間①の最終破壊時直前の圧縮ひずみの値は、標準試験体MSW-15-2Tで1.4%、PCa試験体MSW-15-PCで1.3%と引張ひずみの大きさの半分程度であるが、高軸力試験体MSW-30-3Tでは1.1%と引張ひずみよりも大きな圧縮ひずみの値を示した。PCa試験体MSW-15-PCでは、標準試験体MSW-15-2Tよりも区間①の圧縮ひずみが若干大きくなっており、脚部の鉄筋継手の存在によると考えられる。

図8は、図4に示す各区間での平均曲率を求め、材軸方向の分布を相対変形角ごとに表した。側柱主筋が引張降伏前の $R= +1/200$ までの各区間の平均曲率は、脚部に最も近い区間①が、他の5区間よりも少し大きい程度である。しかし、側柱主筋が引張降伏現象を示す $R= +1/100$ 以降は、脚部からの2区間、特に区間①の平均曲率が急激に増大している。

図9は、図4に示す各区間での伸縮変位に基づき、下式(6)から(8)で曲げおよびせん断変形を求め、そのう

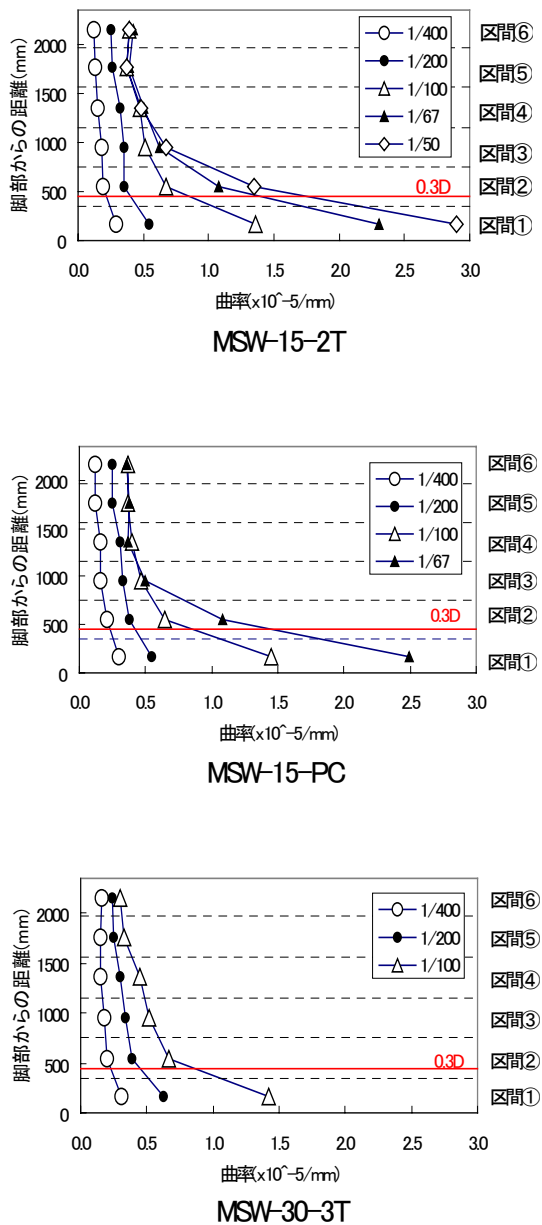


図8 材軸方向の曲率分布

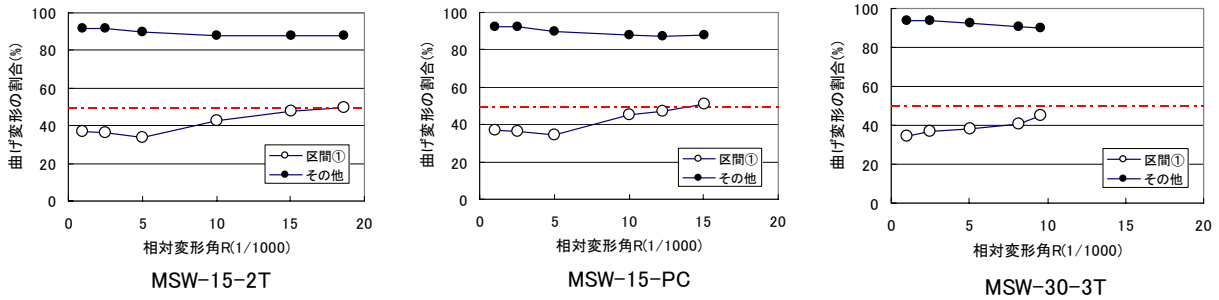


図9 全変形に対する曲げ変形の割合

ちの曲げ変形が全変形に占める割合を正加力時について示した。

$$\delta_{tol} = \sum \delta_{bi} + \sum \delta_{si} \quad (6)$$

$$\delta_{bi} = \phi_i \cdot \Delta h_{bi} \cdot h_i \quad (7)$$

$$\delta_{si} = \gamma_i \cdot \Delta h_{si} \quad (8)$$

ここに、 δ_{tol} :試験区間頂部での水平変位

$\delta_{bi} (\delta_{si})$: i 番目の測定区間で生じた曲げ変形(せん断変形)

$\phi_i (\gamma_i)$: i 番目の測定区間で生じた曲率の平均値(せん断ひずみの平均値)

Δh_{bi} , Δh_{si} : 測定区間の長さ

h_i : 測定区間の中心から試験区間頂部までの距離

試験体の曲げ変形が全変形に占める割合はいずれも9割前後で推移している。 $R=+1/100$ 以降、平均曲率が急激に増大している区間①の曲げ変形が全変形に占める割合は、最大荷重時で高軸力試験体MSW-30-3Tは40%程度であるが、標準試験体MSW-15-2TおよびPCa試験体MSW-15-PCでは50%近くになっていた。

3.3 補強筋のひずみ性状

側柱の圧縮側で、脚部から高さ47.5mmと177.5mmの位置にある外周帯筋、中子筋および拘束筋にはひずみゲージを貼付した。また、高軸力試験体MSW-30-3Tでは、同位置で壁板部分の拘束筋3組にもひずみゲージを貼付した。図10は、各試験体の脚部から高さ47.5mmと177.5mmの位置にある補強筋のひずみ状況を、正加力時の相対変形角との関係で示した。

まず、標準試験体MSW-15-2TとPCa試験体MSW-15-PCとの比較では、相対変形角 $R=+1/200$ までは帯筋、拘束筋ともほぼ同程度のひずみを示している。しかし、引張側の側柱主筋が降伏し、圧縮側の側柱に圧潰現象が生じるようになる $R=+1/100$ 以降では、PCa試験体MSW-15-PCの場合に、側柱脚部にある鉄筋継手の影響を受けて、脚部から高さ47.5mmの位置では、標準試験体MSW-15-2Tより補強筋のひずみは小さく、高さ177.5mmの位置にある補強筋のひずみは、全般に大きい傾向を示している。

一方、高軸力試験体MSW-30-3Tでは、脚部から高さ47.5mmの位置でのひずみは、外周帯筋以外の拘束筋では、壁縦筋の拘束筋も含めて小さい。ところが、

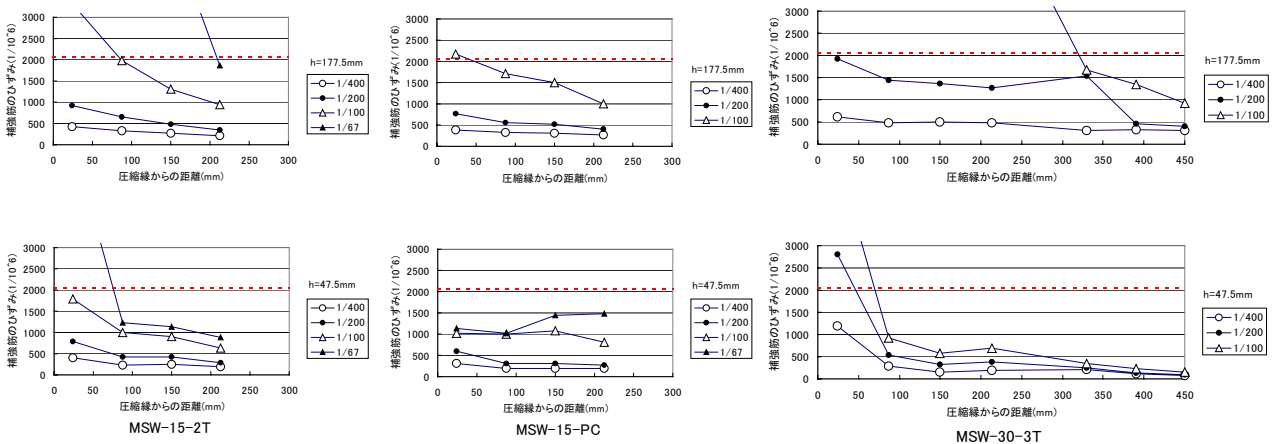


図10 補強筋のひずみ性状(正加力時)

高さ177.5mmの位置にある補強筋のひずみについては、 $R= +1/200$ までに圧縮側の側柱に圧潰が生じており、側柱の拘束筋だけでなく壁縦筋の拘束筋の一部までひずみが大きくなっている。

なお、壁板の横補強筋については、PCa試験体MSW-15-PCのコッター筋も含めて、降伏現象を示した鉄筋はなかった。

4. 断面曲げ解析

本章では、平面保持の仮定に基づく断面曲げ解析を行って、実験結果から得られた試験体の曲げ変形性能について検証する。

4.1 使用材料の構成則

鉄筋の応力度とひずみ度($\sigma - \epsilon$)の関係は、圧縮側、引張側とも降伏点強度以下では弾性とし、使用鉄筋がこの強度に相当するひずみを超えた場合は、降伏点強度に等しいとした。また、鉄筋のひずみが2%でひずみ硬化が始まると仮定した。

コンクリートについては、側柱部の外周帯筋に囲まれた部分および壁板部の拘束筋に囲まれた部分(図1断面図のドット部分)を拘束コンクリート、それ以外の部分は非拘束コンクリートであるとした。拘束コンクリートの $\sigma - \epsilon$ モデルはNew RCの研究成果[4]を用い、非拘束コンクリートはプレーンコンクリートのモデルを用いた。

4.2 曲率と変形角との関係

断面曲げ解析の結果から変形性能を評価するためには、曲げモーメントに対する曲率と変形角との関係を、何らかの仮定を用いて設定しなければならない。ここでは、図8を参考に部材の塑性変形を材端部、即ち脚部に集中させて、塑性ヒンジ長さを設定することで、ヒンジ領域における塑性曲率は一様に分布し、ヒンジ領域全体で平面保持を仮定するとした。

図11に仮定した曲率分布のモデルを示す。脚部の曲率(ϕ_b)が、曲げ降伏時の曲率(ϕ_y)に達する前の状態が(i)であり、達した後は(ii)の状態であるとする。状態(i)では、図に示すような曲率の台形分布を仮定した。状態(ii)では、脚部の曲率が曲げ降伏時の曲率(ϕ_y)である台形分布に加えて、脚部の曲率が($\phi_b - \phi_y$)として求めた塑性曲率が塑性ヒンジ領域内で一様に分布していると仮定した。いま、高さ x における曲げ変位 $\delta(x)$ は、曲率の2回積分で求め、その際の変形角(R)は、状態(i)、(ii)でそれぞれ下式(9)、(10)の

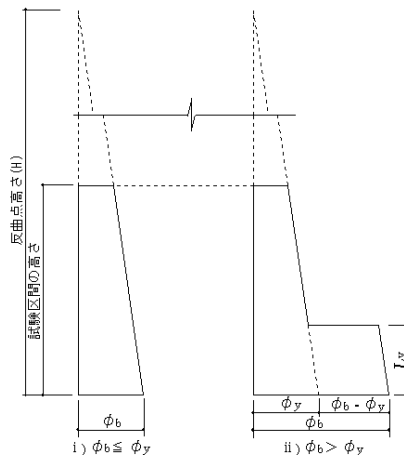


図11 仮定した曲率分布のモデル

ように表される。

$$i) \phi_b \leq \phi_y$$

$$R = [\{ \phi(x) \cdot x \cdot x / 2 + \{ \phi_b - \phi(x) \} (x/2)(2x/3) \} / x = \phi_b \cdot \{ x/2 - x^2 / (6H) \}] \quad (9)$$

$$ii) \phi_b > \phi_y$$

$$R = \phi_y \cdot \{ x/2 - x^2 / (6H) \} + (\phi_b - \phi_y) \{ Ly(x - Ly/2) \} / x \quad (10)$$

ここに、 H :反曲点高さ

x :脚部から当該断面までの高さ

$\phi(x)$:高さ x における曲率

ϕ_b :脚部の曲率

ϕ_y :曲げ降伏時の曲率

Ly :塑性ヒンジ長さ

4.3 曲げモーメントー曲率ー変形角関係の比較

脚部の曲げモーメントと区間①の平均曲率および上下スタブ間の相対変形角について、実験値と断面曲げ解析の解析値とを比較して、図12および図13に示す。いずれの図にも、側柱主筋の曲げ降伏時(Δ)と最大荷重時(\circ)を、実験値と解析値(黒塗りつぶし)について併記した。解析上では、引張側の側柱主筋が全て曲げ降伏した時点をも、試験体の降伏時の曲率(ϕ_y)として採用した。一方、側柱主筋の降伏後は、同題その2[2]と同様に、図11の曲率分布のモデルで塑性ヒンジ長さ(Ly)を壁全長($D=1500\text{mm}$)の0.3倍と仮定して、式(10)から解析上の変形角を求めた。表4の各試験体の解析値は、断面曲げ解析によるそれぞれの時点での曲げモーメントと、式(9)および(10)で求めた変形角とを記したものである。

図12、図13および表4によれば、各試験体の側柱主筋の曲げ降伏時までは、実験結果と解析値とが概ね一

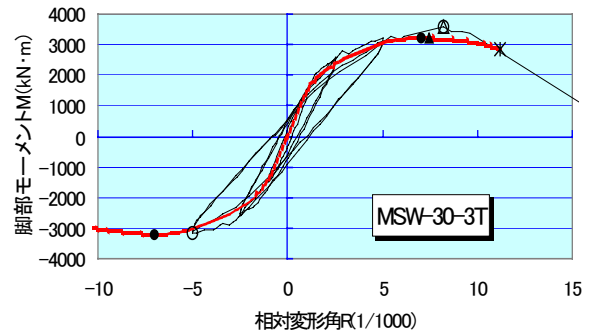
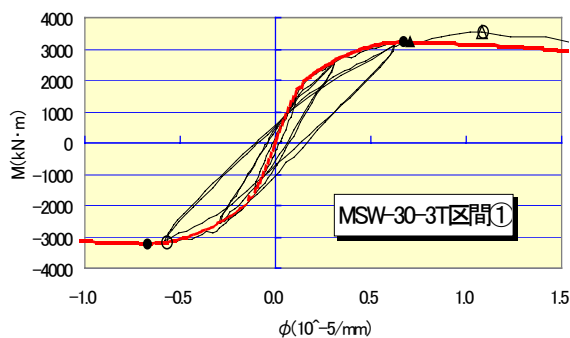
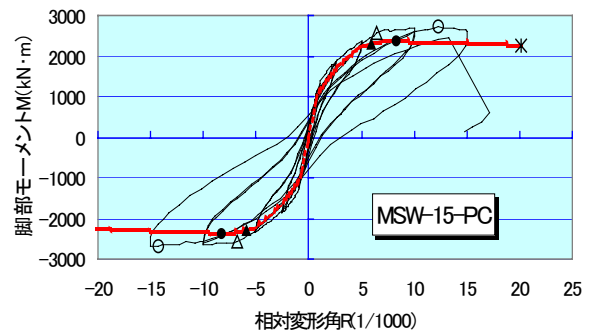
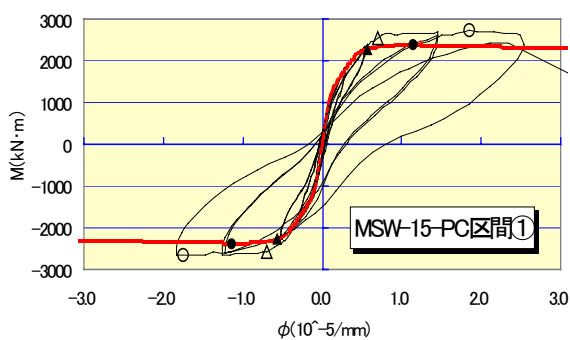
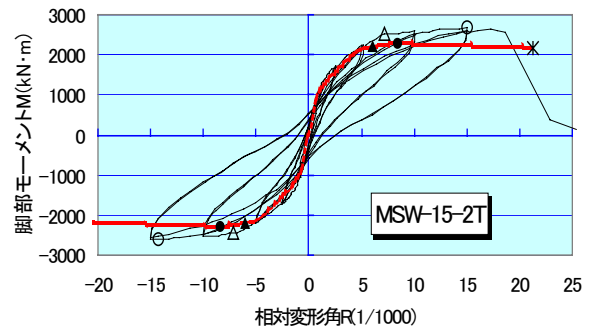
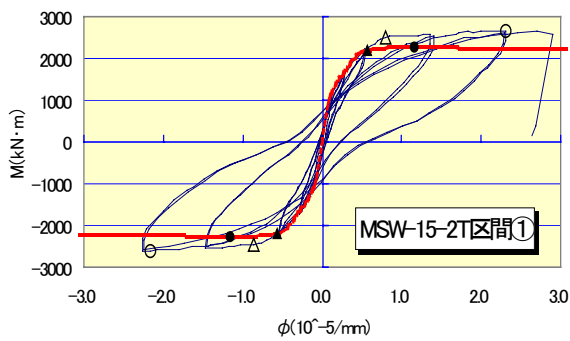


図12 脚部モーメントー曲率関係の比較

図13 脚部モーメントー変形角関係の比較

致していることが分かる。ところが、側柱主筋が曲げ降伏した後については、標準試験体MSW-15-2TおよびPCa試験体MSW-15-PCの実験で、さらに変形角の増大に伴う脚部曲げモーメントの増加が認められるのに対して、解析結果では曲げ降伏後の曲げ耐力の上昇はわずかであり、最大荷重時の変形角も実験値に対してかなり小さくなっている。この点については、主に図11に示す側柱主筋の曲げ降伏に伴う曲率分布のモデルの移行に起因するものであるが、せん断変形や主筋の抜け出しによる変形も影響していると考えられる。

各試験体において、荷重が急激に低下して軸方向力が保持できない変形角(以下、限界変形角と呼ぶ。)を、解析上では、平石、稲井の研究成果[5]に基づく「安定限界時(引張鉄筋のひずみの最大時)」の変形角(図13の*印)と捉えて比較した。PCa試験体MSW-15-PCの加力では、変形角 $R=+1/67$ の繰り返し加力時に終局に至ったため、限界変形角が $R=+1/67$ を超えることはできなかった。しかしながら、標準試験体MSW-15-2Tおよび高軸力試験体MSW-30-3Tでは、限界変形角に比べて安定限界時の変形角の方が幾分か大きくはなってい

るが、ほぼ実験結果を追跡できたといえる。

4.4 限界変形角に関する評価

前述のように、各試験体の限界変形角は、断面曲げ解析上の安定限界時の変形角としてほぼ推定できることが分かった。そこで、各試験体における限界変形角時の中立軸位置を、式(11)を用いて仮想的に定め、そのときの仮想曲率(ϕ)を求めて、これと解析上の安定限界時の変形角(R)との関係を図14に示した。拘束コンクリートの圧縮縁のひずみ度は、New RCの σ - ϵ モデル[4]を用い、 $0.85_c \sigma_{cB}$ のときのひずみ度とした。図中の試験体No. 1～ No. 3は同題その2[2]から得られた結果を示したものである。

$$x_n' = N / (0.65 \times 0.85_c \sigma_{cB} t) \quad (11)$$

ここに、 x_n' :圧縮縁から仮想の中立軸までの距離

N :軸方向力

$c \sigma_{cB}$:拘束コンクリートの圧縮強度

図14の縦軸は、安定限界時の変形角(R)を壁全長(D)で除してあり、仮想的に求めた曲率(ϕ)との傾き α は塑性ヒンジ長さを表す係数である。図中の破線は $\alpha=0.4$ を示しており、式(11)を用いて求めた仮想の曲率から、各試験体の限界変形角は概ね安全側に評価される。

5. まとめ

同題その2に続き、板状超高層住宅の連層耐力壁を対象に、側柱をプレキャスト部材とした場合および比較的大きな軸方向力を載荷した場合について、曲げせん断実験を行い、以下のような知見を得た。

- 1)連層耐力壁の両側柱に相当する部位をプレキャスト部材として、内側の壁板部分を場所打ちとした試験体は、最大荷重時までは一体打ちの標準試験体とほぼ同様の挙動を示したが、限界変形角については、継手部の直上に曲げ圧縮域が集中して若干劣る結果となった。
- 2)コンクリートの拘束域を側柱部から壁板の一部まで拡張して、標準試験体の2倍の軸方向力を載荷した試験体は、側柱主筋の圧縮降伏が先行し、最大荷重時に引張降伏が起こった。限界変形角については、標準試験体の約半分の10/1000に至る直前で、標準試験体よりも急激な曲げ圧縮破壊を呈した。
- 3)脚部の曲率と相対変形角との関係について、塑性ヒンジ長さを同題その2と同様に設定して、断面曲げ

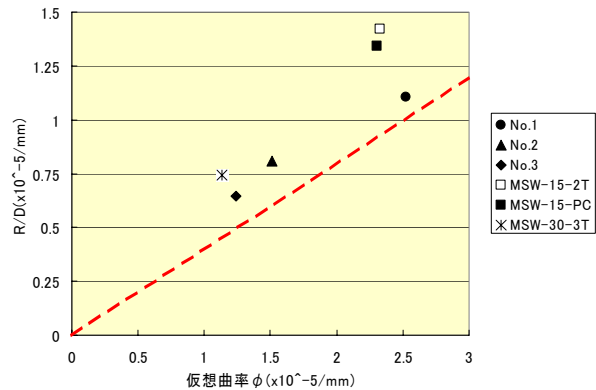


図14 仮想曲率と限界変形角との関係

解析を行い、本実験結果との対応を検討した。この解析によれば、概ね実験結果を追跡することが可能であって、試験体の限界変形角については、解析上の安定限界時の変形角によってほぼ推定できた。

謝辞

本実験は、3C技術推進プロジェクトのWG23B「超高層構造」の一部として行ったものであります。実験にご協力いただいた関係各位に感謝いたします。

参考文献

- [1]清水秀哲他5名：板状超高層住宅の開発 その1 連層耐震壁を用いた超高層架構システムの試設計，安藤建設技術研究所報，Vol. 8, pp. 39-43, 2002. 10
- [2]田畑卓，西原寛，鈴木英之：板状超高層住宅の開発 その2 連層耐震壁の曲げ変形性能検証実験，安藤建設技術研究所報，Vol. 9, pp. 69-77, 2003. 10
- [3]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)，4.3 鉄筋コンクリート部材の終局強度，pp. 390-410, 1990. 10
- [4]建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発：高強度鉄筋分科会コンファインドコンクリートWG研究成果報告書，pp. 2-1~12, 1993. 3
- [5]平石久廣，稲井栄一：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第408号，pp. 21-30, 1990. 2