

第 6 章 鉄筋コンクリート造耐震壁試験体を対象とした解析精度の検証

6.1 はじめに	163
6.2 対象試験体	164
6.3 終局強度に対する精度検証結果	167
6.4 セン断力～水平変位関係に対する精度検証結果	175
6.5 頂部に曲げモーメントが作用する耐震壁試験体への適用	194
6.6 本マクロモデルの構成則の感度	199
6.7 本マクロモデルの適用範囲	204
6.6 まとめ	205
<参考文献>	206

6.1 はじめに

第5章において、曲げせん断下での鉄筋コンクリート造耐震壁の弾性から終局強度に至るまでの復元力特性を評価するマクロモデルを構築した。

本マクロモデルは一つのモデルから荷重増分法により、同時に曲げ変形とせん断変形を求めるものであり、それらの和を全体水平変形としている。

この第6章では、本マクロモデルを既往の耐震壁試験体に適用し、終局強度とそれに至るまでのせん断力～水平変位関係を比較することにより、本マクロモデルの解析精度を検証する。

解析対象とする試験体は全て一層一スパンの耐震壁試験体であり、形状、配筋条件、材料強度などに偏りがないように選定した。

検証の結果、新たな知見等が得られた場合には、それを今後の研究課題とする。

6.2 対象試験体

解析対象とする試験体^(6-1~15)は、一層一スパンの耐震壁試験体である。対象試験体を表6.2.1、6.2.2に示す。

試験体の形状、配筋状況、材料強度などが偏らないように試験体を選定した。試験体数は54体である。選定した試験体のシアスパン比 (M/QD) は、0.40~2.00、壁板の鉄筋比 (P_{wh}) は0.20~2.00%、コンクリート軸圧縮強度 (σ_B) は約200~1000kgf/cm²、壁板鉄筋の降伏強度は約3700~15000kgf/cm²であり、広範囲に及んでいる。また、実験での破壊パターンとしてはせん断破壊したと報告されているものを中心に選定しており、曲げ降伏前に壁板コンクリートが圧壊した試験体、曲げ降伏後比較的大変形時に壁板コンクリートが圧壊した試験体やせん断ひびわれの拡大が破壊主要因と思われる試験体が含まれている。

表6.2.1 解析対象の耐震壁試験体-1

*1 試験体 名	*2 M/QL	σ_B (kgf/cm ²)	壁板				側柱			*3 σ_0 (kgf/cm ²)	終局強 度 eQu (tonf)	文獻 No						
			L x t (cm)	Pwv (%)	Pwh (%)	σ_{wy} (kgf/cm ²)	B x D (cm)	Pcv (%)	σ_{cy} (kgf/cm ²)									
A-NO.1	0.60	347	200 x 8	1.20	1.20	4200	30 x 30	1.04	3860	20.0	169.1	6-1 6-2 6-3						
A-NO.2		301		0.60	0.60						120.2							
A-NO.2'		297		0.80	0.80						127.1							
A-NO.3		405									150.4							
A-NO.3'		302									133.3							
A-NO.4		343			1.60			1.60	1.45		3870		173.3					
A-NO.5		353			2.00			2.00	1.77		3820		185.9					
A-NO.6		293		1.20	1.20			1.04	3860		0.0		116.9					
A-NO.7		324									40.0		154.5					
A-NO.8		0.40								337	20.0		164.9					
A-NO.9	0.80	341								137.0								
B-NO.1	0.60	277			3280	18 x 18	2.90	3960		111.0		6-4 6-5 6-6						
B-NO.2		391								136.0								
B-NO.3		595								149.0								
B-NO.4		372		0.60						0.60			126.0					
B-NO.5		262		2.00						2.00						116.0		
B-NO.6		379														149.0		
B-NO.7		593														171.0		
C-NO.1	0.75	244	100x4.5	0.20	0.20	2950	12 x 12	7.06	8130	0.0	28.8	6-7						
C-NO.2		257		1.20							29.8							
C-NO.3		258		0.20							1.20		34.3					
C-NO.4		244		1.20							0.20		36.8					
C-NO.5	1.50	200		0.20	0.20						14.1							
C-NO.6		225		1.20							15.3							
C-NO.7		200		0.20							1.20		24.3					
C-NO.8		200		1.20							27.5							
P2004	0.55	287	200x10	0.85	0.85	3990	20 x 20	1.27	3680	9.20	102.0	6-8						
P2012		297				3620	20 x 20	3.81		7.50	141.0							
P4012							20 x 40	1.91			165.0							

*-1: 試験体名称が同じ場合には、最初にアルファベットを付けて識別した。

*-2: シアスパン比 (M/QD) のLは側柱芯々間距離。

*-3: 軸応力度 (σ_0) は全水平断面積に対する値である。

表6.2.2 解析対象の耐震壁試験体-2

*1 試験体 名	*2 M/QL	σ_B (kgf/cm ²)	壁板				側柱			*3 σ_0 (kgf/cm ²)	終局強 度 σ_{Qu} (tonf)	文献 No			
			L x t (cm)	Pwv (%)	Pwh (%)	σ_{wy} (kgf/cm ²)	B x D (cm)	Pcv (%)	σ_{cy} (kgf/cm ²)						
NW1	2.00	881	150 x 8	0.53	0.53	10220	20 x 20	2.14	7910	97.8	108.4	6-9 6-10 6-11			
NW2	1.33	954									149.8				
NW3	2.00	566		0.27	0.27			7690	2.85	7270	76.1		73.2		
NW4		557									87.0		80.0		
NW5		615		0.53	0.53						3.81		7400	76.1	91.8
NW6		665												87.0	107.7
W8N18	2.00	742	120 x 8	1.17	1.17	8650	20 x 20	2.13	3930	112.5	90.0	6-12			
W8N13		806								81.3	77.8				
W8N08 H		810								5910	50.0		70.3		
W4N18		439								3930	112.5		76.8		
W4N18 C		433											74.5		
SN0	0.62	338	225 x 7	0.65	0.65	3730	25 x 25	1.27	3630	11.3	105.2	6-13			
SN1		344						3.82	3910		150.0				
D-NO.1	0.65	853	245x7.5	0.57	0.57	3770	25 x 25	2.44	3850	0.0	117.8	6-14			
D-NO.3		850						5.51	4010		212.3				
E-NO.3	1.20	636	170x8.5	1.16	1.16	4210	20 x 20	3.81	3670	70.4	131.4	6-15			
F-NO.2	2.00	389	120 x 6	0.70	0.70	3750	18 x 18	3.14	3860	51.4	42.2	6-16			
G-NO.1	1.33	664	150 x 8	0.20	0.20	8080	20 x 20	5.08	10290	87.0	112.3	6-11			
G-NO.2		722		0.35	0.35						128.0				
G-NO.3		732		0.53	0.53						140.6				
G-NO.4		1055									144.9		173.1		
G-NO.5	2.00	782		0.62	0.62	14480				87.0	118.2				
G-NO.6	756	144.0													
G-NO.7	1.33	729		1.00	1.00	8080					152.9				
G-NO.8	776	1.45		1.45	167.2										

*1: 試験体名称が同じ場合には、最初にアルファベットを付けて識別した。

*2: シアスパン比 (M/QL) のLは側柱芯々間距離。

*3: 軸応力度 (σ_0) は全水平断面積に対する値である。

6.3 終局強度に対する精度検証結果

ここでは、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に対する本マクロモデルの解析精度について検証する。

終局強度の精度検証には、比較検討用として日本建築学会「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」⁶⁻¹⁷⁾の耐震壁のせん断終局強度算定式（以後、学会指針式と呼ぶ）と広沢式による検討も行った。これらの算定式は「第2章 既往の研究」に示してある。学会指針式は塑性回転角に応じてコンクリート有効圧縮強度をさらに低減するようになっているが、ここではその低減は行わない。広沢式を用いるに当たって、シアスパン比、鉄筋材料強度等の制限は与えず、試験体の形状、使用材料強度をそのまま用いて計算した。また、平面保持仮定のe関数法を用いて曲げ終局強度の算定も行った。

本マクロモデル、学会指針式及び広沢式による終局強度を実験結果と比較して表6.3.1、6.3.2に示す。また、実験結果終局強度の各算定式による終局強度に対する比率（実験結果/計算結果）と実験結果終局強度をe関数法による曲げ終局強度で除した値との関係を三手法の精度比較として図6.3.1に示す。表6.3.1、6.3.2には、本マクロモデルによる解析結果及び実験結果の破壊モードも示した。本マクロモデルによる終局強度決定因子は、壁横筋の全降伏、主圧縮方向コンクリート圧縮応力度が低減された圧縮強度に達した時（コンクリート圧壊）、または曲げの釣り合いが確保できなくなった時の三つであるが、曲げの釣り合いが確保できなくなった時の主圧縮方向コンクリート圧縮応力度が低減された圧縮強度にはほぼ達している場合が多いこと、また実際の挙動として曲げの塑性化により、壁板コンクリートが局部圧壊することから、曲げの釣り合いが確保できなくなった場合はコンクリート圧壊と判定することにした。

表6.3.1、6.3.2をみると、本マクロモデルによる破壊モードが実験結果と良く対応していることが分かる。実験において、破壊状況のせん断ひびわれが大きく開いている場合と壁板横筋のひずみ度がほとんどの測定点で降伏したと報告されている場合には、「DC」または「YvDC」という記号で破壊モードを示しており、その試験体に対する本マクロモデルの終局強度は1体（NWS試験体）を除き、横筋の全降伏で決定（破壊モードの記号は「YH」または「YvYH」）しており、対応は良い。NWS試験体の場合も本マクロモデルによる終局時には壁板横筋のひずみ度が降伏ひずみ度の85%に達

しており、壁板横筋の負担力が大きかったことを示している。

図6.3.1をみると、本マクロモデル、学会指針式、広沢式の三者の中で、本マクロモデルによる終局強度が最も良く実験結果と対応していることが分かる。実験結果の本マクロモデルに対する比率（実験結果／解析結果）は平均0.97、変動係数0.086であり、曲げ降伏の有無に係わらず良い精度で実験結果と対応している。次に精度が良いのは広沢式である。広沢式はせん断破壊した既往の実験結果を統計的に分析して誘導された実験式であることから、実験結果終局強度をe関数法による曲げ終局強度で除した値が1.0を超えた場合には、計算値を曲げ終局強度計算結果に置き換えて実験結果を評価し直せば、平均1.07、変動係数0.107となり精度は比較的良くなる。シアスパン比1.50、壁板横筋比0.20%のC-NO.5、NO.6試験体2体の終局強度に関しては、強度比（実験値／計算値）が0.79、0.81であり、やや大きく評価している。広沢式はこのような壁板横筋比が比較的小さい試験体に対してはやや過大評価する傾向があるようである。

最後に、学会指針式であるが、実験結果終局強度をe関数法による曲げ終局強度で除した値が0.8以下の場合にはほとんどの試験体は曲げ降伏しておらず、このような試験体に対しては学会指針式はやや過小に評価するが、実験結果との比率が1.00を下回るのは1体だけであり、設計式としては十分な精度と言える。実験結果終局強度をe関数法による曲げ終局強度で除した値が0.8以上の場合に対しては塑性回転角に応じたコンクリート有効圧縮強度の低減を行えば、実験値との比が1.00を下回るものはほとんどなくなるものと思われる。実験結果との対応を良くするためにはトラス機構の圧縮ストラットの角度を45°に固定せずに、状況に応じた角度に設定することが必要であると思われる。

図6.3.2は、本マクロモデルによる終局強度比（実験値／解析値）とシアスパン比等耐震壁の構造特性を支配する要因との関係を示したものである。同図から、本マクロモデルによる終局強度はどの要因においても偏りがなく、良い精度で実験結果を評価できていることが分かる。

以上、本マクロモデルは十分な精度で鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度を評価できることが分かった。

ここで、本マクロモデルによって算定される曲げ降伏強度に関して述べておく。ここでいう曲げ降伏強度とは引張側柱の主筋降伏時のせん断力のことである。

本マクロモデルとe関数法による曲げ降伏強度比（実験値／計算値）とシアスパン

比の関係を図6.3.3に示す。既往実験の報告において、曲げ降伏強度が示されているものがさほどなく、サンプリング数はやや少ないが、本マクロモデルによる曲げ降伏強度はe関数法よりも若干精度良く実験結果を評価できており、本マクロモデルの壁脚部でのせん断力と曲げモーメントの釣り合いモデルがほぼ妥当であったと思われる。これは、終局強度の実験結果との対応性からも言える。

シアスパン比と曲げ降伏強度比の関係は基本的には、本マクロモデルとe関数法は同様の傾向を示しており、比較的小さいシアスパン比の場合にはやや大きめに実験結果を評価している。これは、シアスパン比が小さくなるほど側柱脚部において局所的な曲げが生じ易くなるためと思われる。「第5章 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価手法」で述べたように、鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断変形は曲げの影響、特に曲げ降伏の影響を強く受ける。より精度良く鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断変形を評価するためには側柱の局部曲げも考慮することが必要と思われる。

表6.3.1 終局強度の比較-1

試験体名	実験結果		計算結果					実験結果/計算結果			
	eQu (tonf)	破壊 モード	本マクロモデル		学会式 cQsu1 (tonf)	広沢式 cQsu2 (tonf)	e法曲 げ終局 cQmu (tonf)	eQu / aQu	eQu / cQsu1	eQu / cQsu2	eQu / cQmu
			aQu (tonf)	破壊 モード							
A-NO.1	169.1	YvC	163.4	YvC	141.6	142.4	179.2	1.03	1.19	1.19	0.94
A-NO.2	120.2	YvC	138.8	YvC	114.8	122.1	149.2	0.87	1.05	0.98	0.81
A-NO.2'	127.1	YvC	138.6	YvC	113.8	121.4	149.3	0.92	1.12	1.05	0.85
A-NO.3	150.4	YvC	151.6	YvC	142.0	145.6	161.4	0.99	1.06	1.03	0.93
A-NO.3'	133.3	YvC	146.3	YvC	120.5	126.7	159.0	0.91	1.11	1.05	0.84
A-NO.4	173.3	YvC	182.5	YvC	151.6	155.5	197.5	0.95	1.14	1.11	0.88
A-NO.5	185.9	YvC	194.8	YvC	164.6	167.9	257.5	0.95	1.13	1.11	0.72
A-NO.6	116.9	YvC	116.1	YvC	129.4	127.0	124.9	1.01	0.90	0.92	0.94
A-NO.7	154.5	YvC	173.6	YvC	135.5	143.7	229.2	0.89	1.14	1.08	0.67
A-NO.8	164.9	YvC	181.5	YvC	147.2	156.8	268.8	0.91	1.12	1.05	0.61
A-NO.9	137.0	YvC	130.0	YvC	133.9	130.5	134.4	1.05	1.02	1.05	1.02
B-NO.1	111.0	YvC	126.8	YvC	108.5	91.9	142.5	0.88	1.02	1.21	0.78
B-NO.2	136.0	YvC	136.1	YvC	130.6	106.9	145.7	1.00	1.04	1.27	0.93
B-NO.3	149.0	YvC	141.1	YvC	153.2	133.6	148.0	1.06	0.97	1.12	1.01
B-NO.4	126.0	YvC	114.3	YvC	113.6	96.1	122.7	1.10	1.11	1.31	1.03
B-NO.5	116.0	YvC	125.9	YvC	123.7	98.2	163.3	0.92	0.94	1.18	0.71
B-NO.6	149.0	YvC	156.5	YvC	146.9	113.6	173.3	0.95	1.01	1.31	0.86
B-NO.7	171.0	YvC	165.4	YvC	171.2	141.6	179.2	1.03	1.00	1.21	0.95
C-NO.1	28.8	C	34.8	C	21.3	25.3	125.6	0.83	1.35	1.14	0.23
C-NO.2	29.8	C	36.4	C	22.1	26.0	122.4	0.82	1.35	1.15	0.24
C-NO.3	34.3	C	36.4	C	28.7	30.9	126.1	0.94	1.20	1.11	0.27
C-NO.4	36.8	C	35.1	C	27.8	30.2	121.5	1.05	1.32	1.22	0.30
C-NO.5	14.1	DC	16.2	YH	12.6	17.8	61.7	0.87	1.12	0.79	0.23
C-NO.6	15.3	DC	17.6	YH	13.7	18.8	60.2	0.87	1.12	0.81	0.25
C-NO.7	24.3	DC	25.7	YH	23.3	23.7	62.3	0.95	1.04	1.03	0.39
C-NO.8	27.5	C	24.0	C	22.2	22.7	63.7	1.15	1.24	1.21	0.43
P2004	102.0	YvC	107.9	YvC	138.1	100.0	112.7	0.95	0.74	1.02	0.90
P2012	141.0	YvC	152.6	YvC	138.4	118.9	180.5	0.92	1.02	1.19	0.78
P4012	165.0	YvC	160.0	YvC	155.8	142.3	183.6	1.03	1.06	1.16	0.90

表6.3.2 終局強度の比較-2

試験体名	実験結果		計算結果					実験結果/計算結果			
	eQu (tonf)	破壊 モード	本マクロモデル		学会式 cQsu1 (tonf)	広沢式 cQsu2 (tonf)	e法曲 げ終局 cQmu (tonf)	eQu / aQu	eQu / cQsu1	eQu / cQsu2	eQu / cQmu
			aQu (tonf)	破壊 モード							
NW1	108.4	YvC	94.5	YvC	95.5	116.4	94.7	1.15	1.14	0.93	1.15
NW2	149.8	YvC	140.1	YvC	100.2	137.5	142.9	1.07	1.50	1.09	1.05
NW3	73.2	YvDC	71.7	YvYH	62.6	80.7	72.3	1.02	1.17	0.91	1.01
NW4	80.0	YvDC	83.1	YvYH	59.7	85.3	86.7	0.96	1.34	0.94	0.92
NW5	91.8	YvDC	87.1	YvC	84.2	94.7	87.3	1.05	1.09	0.97	1.05
NW6	107.7	YvDC	104.9	YvYH	84.6	104.4	107.0	1.03	1.27	1.03	1.01
W8N18	90.0	YvC	82.5	YvC	119.4	105.4	81.9	1.09	0.75	0.85	1.10
W8N13	77.8	YvC	71.4	YvC	119.1	105.0	72.2	1.09	0.65	0.74	1.08
W8N08 H	70.3	YvC	66.4	YvC	119.2	100.9	68.5	1.06	0.59	0.70	1.03
W4N18	76.8	YvC	83.9	YvC	97.1	86.4	70.8	0.92	0.79	0.89	1.08
W4N18 C	74.5	YvC	83.6	YvC	96.3	86.0	70.5	0.89	0.77	0.87	1.06
SN0	105.2	YvC	96.9	YvC	113.3	105.1	102.5	1.09	0.93	1.00	1.03
SN1	150.0	YvC	172.8	YvC	114.5	128.5	206.5	0.87	1.31	1.17	0.73
D-NO.1	117.8	YvC	119.9	YvC	159.0	214.4	122.1	0.98	0.74	0.55	0.96
D-NO.3	212.3	YvC	233.2	YvC	159.2	252.4	247.5	0.91	1.33	0.84	0.86
E-NO.3	131.4	YvC	131.0	YvC	125.0	131.6	134.3	1.00	1.05	1.00	0.98
F-NO.2	42.2	YvC	44.1	YvC	38.1	48.7	40.7	0.96	1.11	0.87	1.04
G-NO.1	112.3	C	135.6	C	74.9	114.6	224.9	0.83	1.50	0.98	0.50
G-NO.2	128.0	C	145.9	C	85.8	125.4	229.5	0.88	1.49	1.02	0.56
G-NO.3	140.6	C	150.3	C	98.2	131.0	235.0	0.94	1.43	1.07	0.60
G-NO.4	173.1	C	173.3	C	81.4	173.1	276.4	1.00	2.13	1.00	0.63
G-NO.5	118.2	C	139.8	C	86.5	119.4	156.8	0.85	1.37	0.99	0.75
G-NO.6	144.0	C	158.2	C	138.2	144.4	252.6	0.91	1.04	1.00	0.57
G-NO.7	152.9	C	157.1	C	130.8	139.8	249.2	0.97	1.17	1.09	0.61
G-NO.8	167.2	C	174.6	C	161.3	151.4	262.2	0.96	1.04	1.10	0.64

*:I:破壊モードの記号

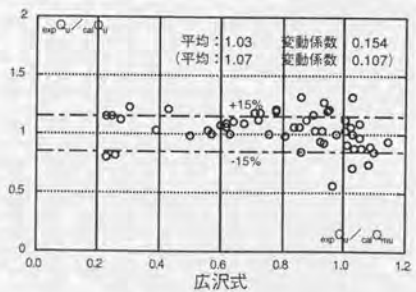
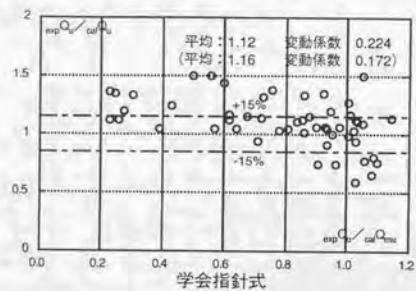
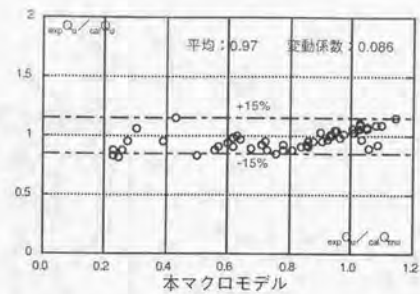
C:コンクリート圧壊 YvC:曲げ降伏後コンクリート圧壊

DC:斜め方向の損傷拡大後コンクリート圧壊

YvDC:曲げ降伏し、斜め方向の損傷拡大後コンクリート圧壊

YH:横筋全降伏

YvYH:曲げ降伏後横筋全降伏



*-1: 図の横軸は、実験終局強度の曲げ終局強度計算値に対する比
*-2: 学会指針式、広沢式の () 内の値は、曲げ終局強度計算値を考慮した場合

図6.3.1 終局強度評価の精度比較

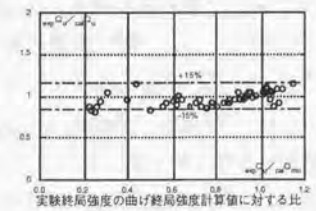
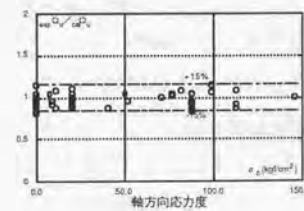
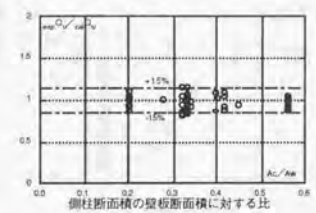
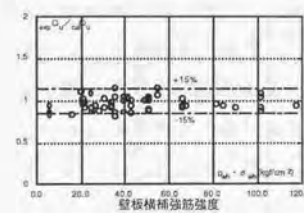
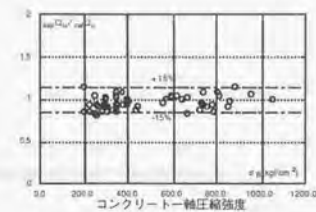
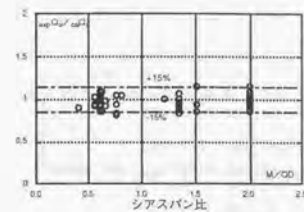


図6.3.2 本マクロモデルの終局強度の要因分析

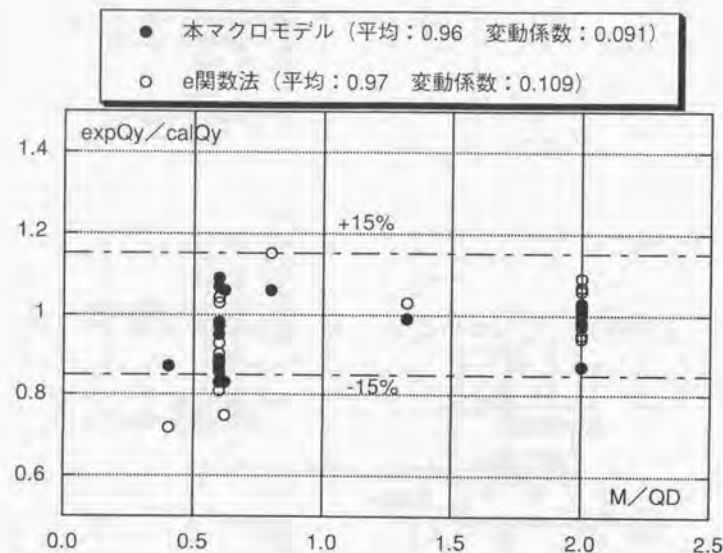


図6.3.3 曲げ降伏強度の精度比較

6.4 セン断力～水平変位関係に対する精度検証結果

これからの建物の設計においてそれを構成する部材の性能、すなわち復元力特性を把握することは重要なポイントとなる。しかし、鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性は複雑であり、その評価は困難である。本研究では、鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の内、支配的なせん断変形成分に着目し、その影響因子を把握した上で、復元力特性を評価するマクロモデルの構築を行った。ここでは、既往実験結果を対象にその精度を検証する。

解析対象試験体の内、せん断力～水平変位関係が比較的明瞭である試験体の内、16体を選定し、せん断力～水平変位関係に関して実験結果と本マクロモデルによる結果の比較を行った。その結果を図6.4.1～6.4.21に示す。実験報告において曲げ変形とせん断変形の分離結果が示されている試験体に関しては、本マクロモデルによる曲げ変形とせん断変形も実験結果と比較して示した。実験での曲げ変形は、全て側柱の相対鉛直変位より断面の平面保持を仮定して曲率を求めることにより算定されており、せん断変形は全体水平変形より曲げ変形を差し引くことにより求めている。この曲げ変形算定手法は本マクロモデルの場合と同じである。

これらの図をみると、全般的には本マクロモデルによるせん断力～水平変位関係は実験結果を良く表現できていることが分かる。例えば、B-NO.2、6、7試験体に見られる曲げ降伏後の剛性低下の様子や、曲げ降伏せずに終局に至るG-NO.3、7、8試験体のバイリニア的な挙動を本マクロモデルは的確に表現している。

しかし、中には実験結果との対応が若干悪いものもある。これに関して考察する。実験結果と本マクロモデルの対応が比較的悪いのは、A-NO.1、9試験体、C-NO.4試験体、P2012試験体、SN1試験体、それにここには示していないが、P4012試験体である。これらの試験体は全てシアスパン比が0.55～0.80と比較的小さいことが先ず第一の共通点である。しかし、B-NO.2、6、7試験体、SN0試験体のシアスパン比も0.60、0.62と小さいが実験結果と本マクロモデルの対応は良い。図6.4.1のA-NO.1試験体をみると、曲げ変形が著しく対応していないことから、対応の悪い試験体は曲げ変形に主原因があるものと思われる。このように曲げ変形の対応が悪いのは引張側柱脚部に生じる局部曲げや、その主筋が基礎から抜け出すことによって生じる回転変形に起因しているものと思われる。局部曲げが生じると曲げ変形そのものも大きくなり、また、引張側柱主筋が基礎から抜け出すことによって生じる回転変形も大きくなる。

さらには、曲げ変形とせん断変形は密接に関係していることから、せん断変形も影響を受けるものと思われる。曲げひびわれ後の側柱の局部曲げは、シアスパン比が比較的小さく、壁板部分単体と側柱単体の曲げひびわれ後の曲げ剛性比が大きいほど生じ易いと推定される。

この考えに基づき、シアスパン比が1.0以下の試験体に関して、曲げひびわれ後の壁板部分単体と側柱単体の曲げ剛性比と、せん断力～水平変位関係の実験結果と本マクロモデルによる結果の対応性に着目し、検討した結果を表6.4.1に示す。曲げひびわれ後の壁板部分単体と側柱単体の曲げ剛性はそれぞれ平面保持を仮定してコンクリートの引張応力度負担を無視して算定し、せん断力～水平変位関係の実験結果と本マクロモデルによる結果の対応性は筆者の判断による。

表6.4.1をみると、比較的せん断力～水平変位関係の実験結果と本マクロモデルによる結果の対応が良い、B-NO.2、6、7試験体、P2004試験体は、曲げひびわれ後の壁板部分単体と側柱単体の曲げ剛性比が約0.4%と小さい。これに比べて対応の悪いC-NO.4試験体、P4012試験体、SN1試験体は曲げひびわれ後の壁板部分単体と側柱単体の曲げ剛性比が約2.5～6.0%と大きい。この結果から、せん断力～水平変位関係の実験結果と本マクロモデルによる結果の対応の悪い試験体の場合には比較的大きな局部曲げが側柱に生じた可能性が高いと考えられる。表6.4.1をみるとシアスパン比が1.0以下の場合では、曲げひびわれ後の壁板部分単体と側柱単体の曲げ剛性比が1.0%程度までであれば、側柱の局部曲げの影響は小さいと思われる。

前述したように、局部曲げはせん断変形にまで影響を及ぼすこと、また、側柱が壁

表6.4.1 実験結果とマクロモデルの対応性の検討

試験体名	曲げひびわれ後の剛性 (kgf cm)		剛性比 Kc/Kw (%)	実験結果と マクロモデルの 対応性
	壁板 Kw	側柱 Kc		
A-NO.1	1.889×10^{11}	3.54×10^9	1.87	やや悪い
B-NO.2 (6,7)	2.12×10^{11}	9.78×10^8	0.46	良い
C-NO.4	1.188×10^{10}	3.02×10^8	2.54	悪い
P2004	2.01×10^{11}	7.84×10^8	0.39	良い
P2012	2.01×10^{11}	1.740×10^9	0.87	やや悪い
P4012	1.409×10^{11}	8.57×10^8	6.08	悪い
SN0	1.662×10^{11}	2.04×10^9	1.23	良い
SN1	1.676×10^{11}	4.68×10^9	2.79	悪い

板部分に比べ極端に大きい場合には、側柱の挙動が支配的となることも考えられることから、耐震壁の挙動把握には、それらの形状寸法、鉄筋量等に応じて側柱単体の挙動を考慮する必要があるものと思われる。

シアスパン比1.0以上の場合には、本マクロモデルによる曲げ変形は実験結果と良好に対応している。また、図6.4.22に示したNW1～NW6試験体の曲率分布（部材角が1/100または1/133時）をみると、本マクロモデルによる結果が壁脚部においてやや実験結果よりも大きい、分布形状は良く対応している。これらのことから、ここで対象としたシアスパン比1.0以上の耐震壁試験体の場合には、側柱の局部曲げや側柱主筋の基礎もしくは柱内からの主筋の抜け出しの影響は小さかったと思われる。

耐震壁の場合、せいが大きいことから一般的に抜け出し回転変形量は比較的小さい。しかし、側柱主筋の基礎内の定着が十分でない場合には、主筋とコンクリートの付着劣化が進行し、抜け出しの影響が大きくなることも考えられる。そこで、側柱主筋の定着長さに関して検討する。検討方法は、藤井が提案し、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性能保証型耐震設計指針（案）・同解説」⁶⁻¹⁸⁾に若干簡略化して採用された梁の通し配筋する主筋の接合部内付着強度算定式（6.4-1）を用いて行う。式（6.4-1）から側柱主筋の基礎内必要定着長さは式（6.4-2）より算定される。

$$\tau_u = 1.5 \sigma_B^{2/3} \quad (6.4-1)$$

$$L_b = \frac{d_b \sigma_{Sy}}{6 \sigma_B^{2/3}} \quad (6.4-2)$$

ここに、 σ_B ：コンクリート軸圧縮強度 (kgf/cm²)

σ_{Sy} ：側柱主筋の降伏強度 (kgf/cm²)

d_b ：鉄筋径

式（6.4-2）より算定された必要定着長さと各試験体の側柱主筋の基礎内直線部分の長さを比較して、表6.4.2に示す。A-NO、B-NO、Pシリーズの試験体では主筋径は各シリーズで同じであり、側柱主筋降伏強度もほとんど差がないことから、コンクリート軸圧縮強度が最も低い試験体に関して検討した。

解析対象としたほとんどの試験体の側柱主筋基礎内直線部分長さは必要定着長さに対し、2.0倍以上であった。このため、解析対象とした試験体の側柱主筋の基礎からの抜け出しの影響は非常に小さかったと思われる。やはり、曲げ変形が本マクロモデルと実験結果で対応しない試験体の場合には、柱からの主筋の抜け出しの影響も考え

られるが、表6.4.1、6.4.2の結果から主要因は側柱に生じる局部曲げであると思われる。しかし、実際の建物では側柱の主筋径が試験体に比べ大きくなり、主筋の定着長が十分でも抜け出しの影響を強く受ける場合も想定されることから、抜けだしの影響は側柱に生じる局部曲げの影響と併せ、重要な検討課題であると思われる。

表6.4.2 側柱定着長さの検討

試験体名	側柱主筋径	L1 (cm) 側柱主筋の基礎内 直線部分の長さ	L2 (cm) 必要定着長さ	L1/L2
A-NO.2'	D16	80	23.1	3.46
B-NO.1	D16	65	24.9	2.61
P2004	D13	50	18.3	2.73
NW1	D10	40	14.4	2.78
NW2	D10	40	13.6	2.94
NW3	D10	40	17.7	2.26
NW4	D10	40	17.9	2.23
NW5	D10	40	16.8	2.38
NW6	D13	40	21.0	1.90
SN0	D13	80	16.2	4.94
SN1	D16	80	21.2	3.77
F-NO.2	D13	50	15.7	3.18

本マクロモデルの解析より得られたせん断力～両側柱間の水平方向相対水平変位関係を実験結果と比較して、図6.4.23～6.4.25に示す。

本マクロモデルによる両側柱間の水平方向相対水平変位は壁内法高さ部分の平均値であるのに対し、実験での両側柱間の水平方向相対水平変位は壁の内法高さ中央で測定されたものであることから、実験結果をやや過小評価しているが、全般的には実験結果との対応は良く、本マクロモデルで仮定している水平方向の抵抗パネの剛性がほぼ妥当であることを示している。

実験では、終局強度以降、強度低下に伴って両側柱間の水平方向相対水平変位が増大しており、壁板部分が大きく破壊した様子が伺える。終局強度以降の挙動を評価する際には、この傾向を的確にモデル化する必要があるものと思われる。

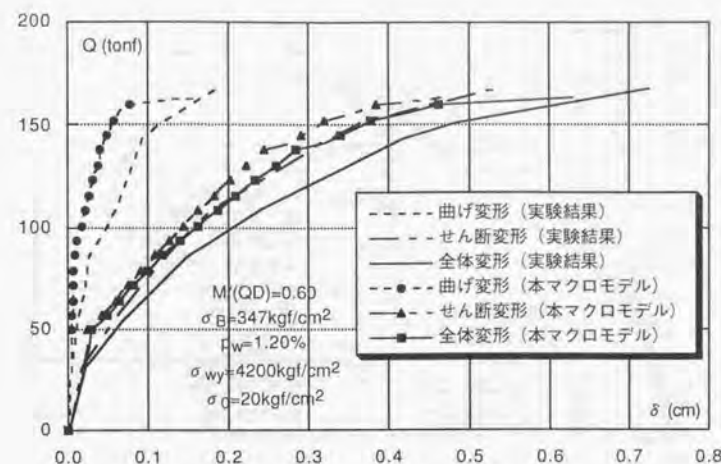


図6.4.1 せん断力～水平変位関係の比較 (A-NO.1試験体)

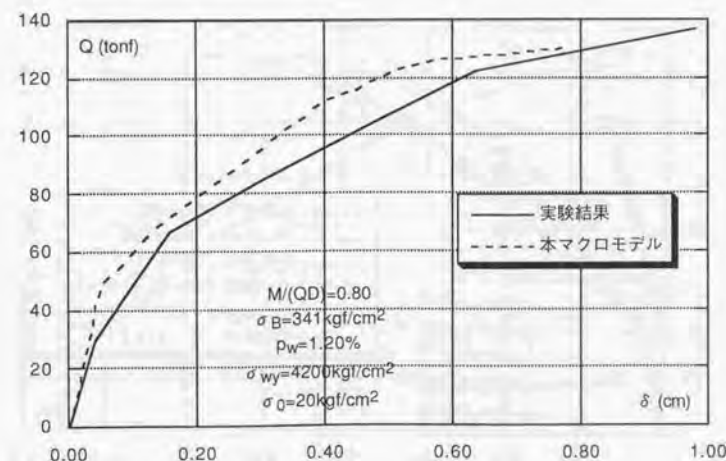


図6.4.2 せん断力～水平変位関係の比較 (A-NO.9試験体)

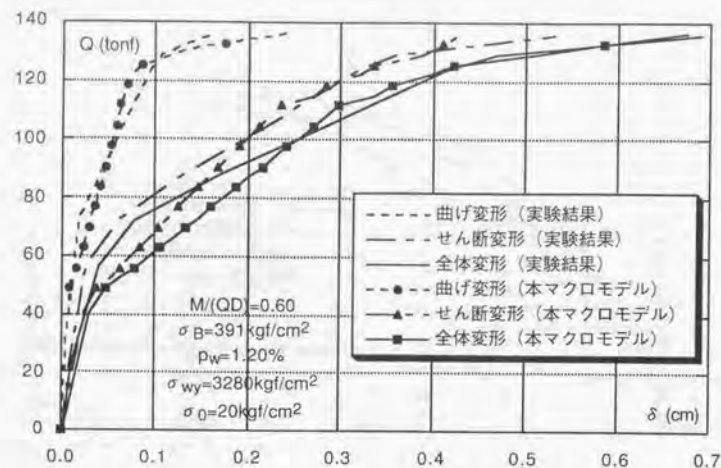


図6.4.3 せん断力～水平変位関係の比較 (B-NO.2試験体)

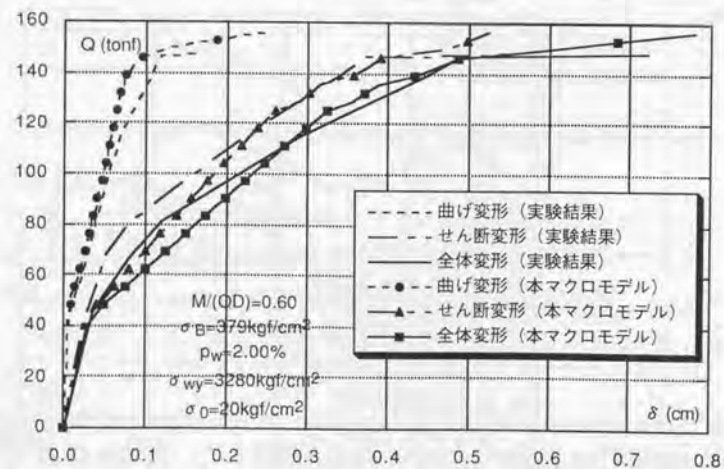


図6.4.4 せん断力～水平変位関係の比較 (B-NO.6試験体)

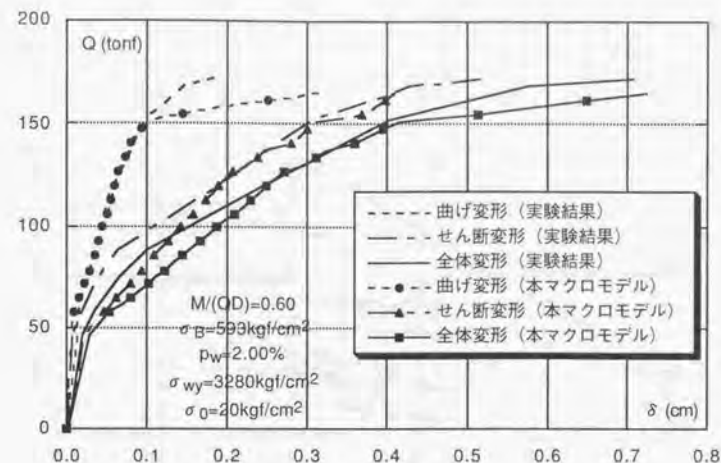


図6.4.5 せん断力～水平変位関係の比較 (B-NO.7試験体)

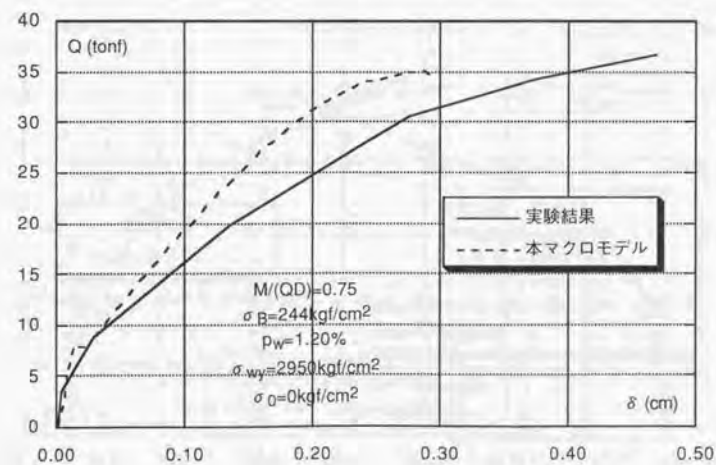


図6.4.6 せん断力～水平変位関係の比較 (C-NO.4試験体)

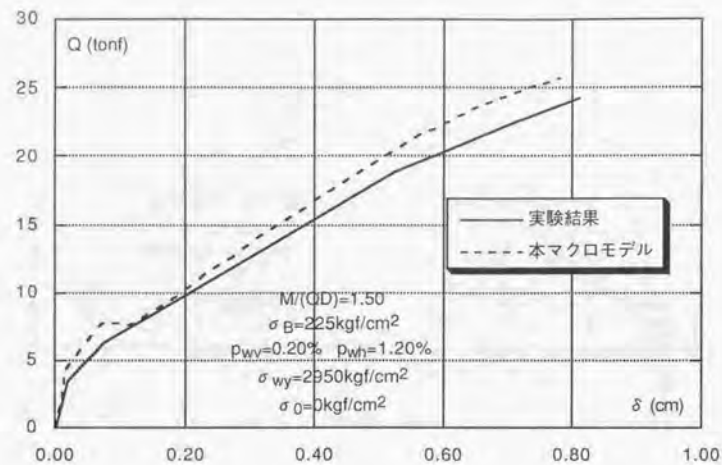


図6.4.7 セン断力～水平変位関係の比較 (C-NO.7試験体)

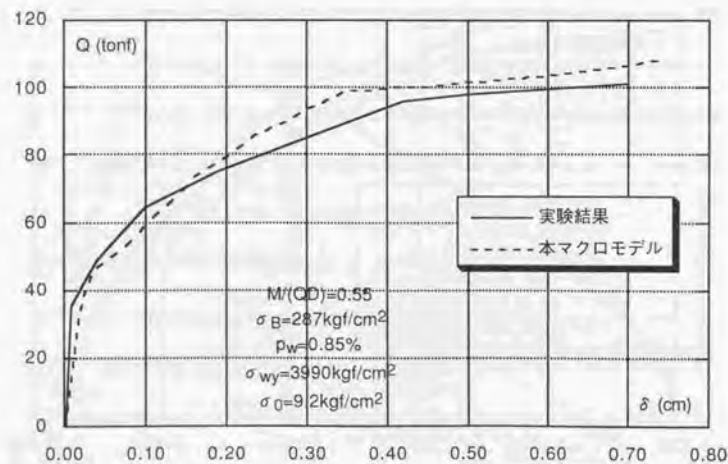


図6.4.8 セン断力～水平変位関係の比較 (P2004試験体)

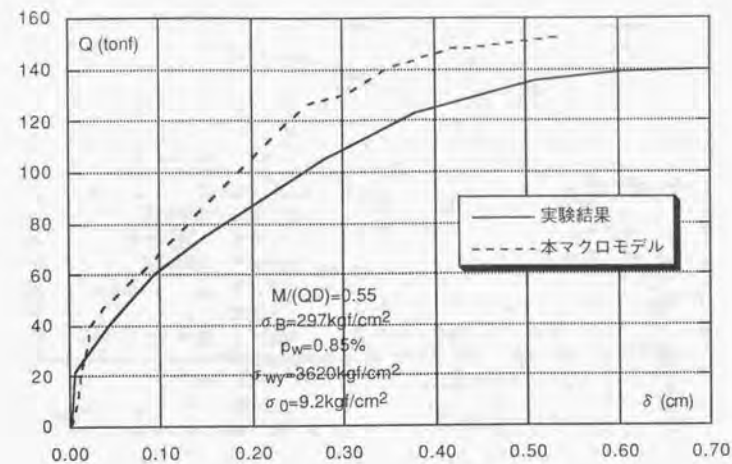


図6.4.9 セン断力～水平変位関係の比較 (P2012試験体)

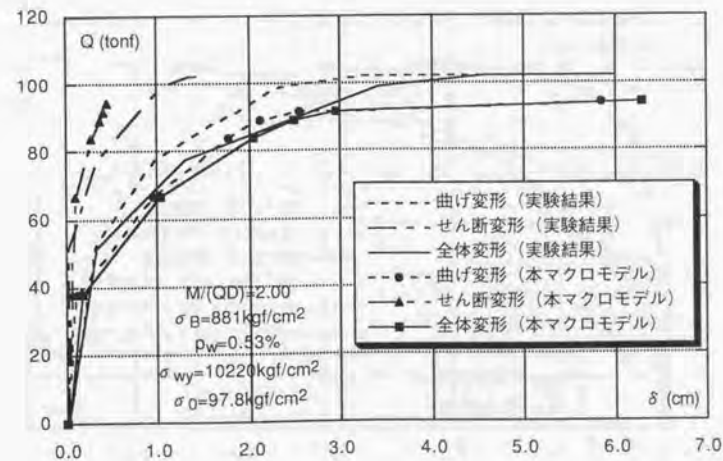


図6.4.10 セン断力～水平変位関係の比較 (NW1試験体)

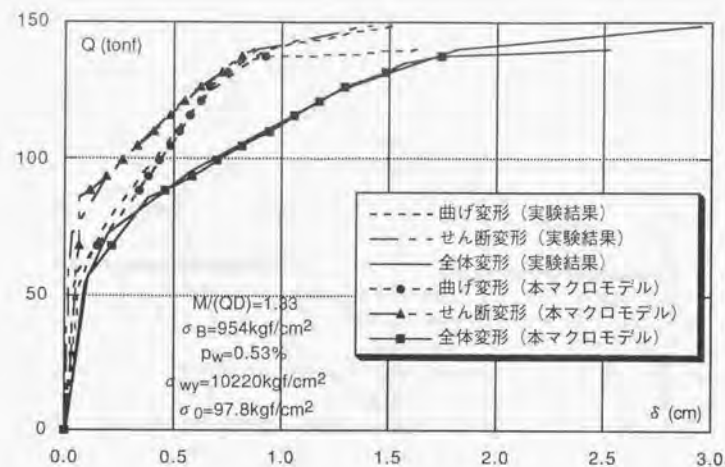


図6.4.11 せん断力～水平変位関係の比較 (NW2試験体)

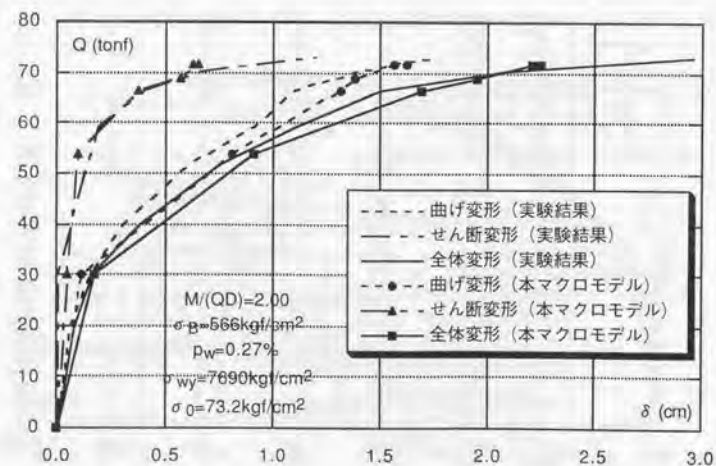


図6.4.12 せん断力～水平変位関係の比較 (NW3試験体)

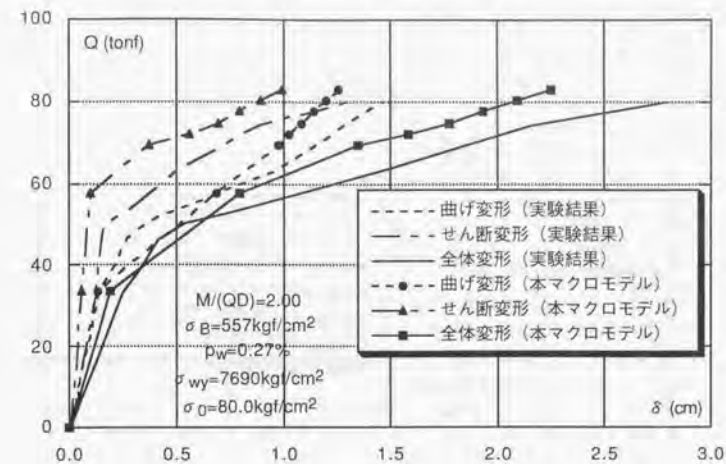


図6.4.13 せん断力～水平変位関係の比較 (NW4試験体)

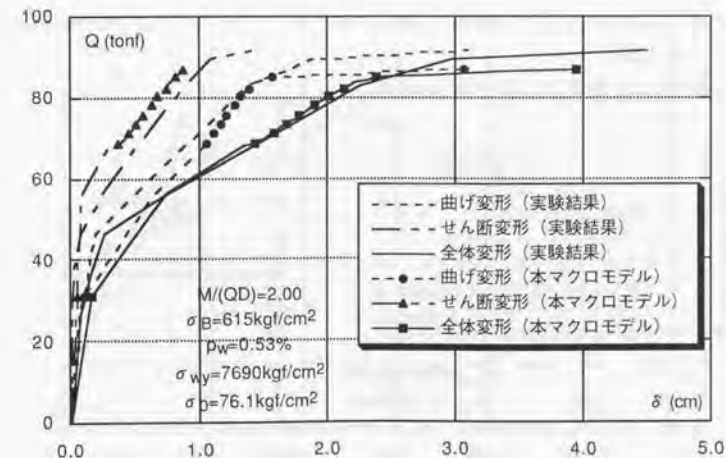


図6.4.14 せん断力～水平変位関係の比較 (NW5試験体)

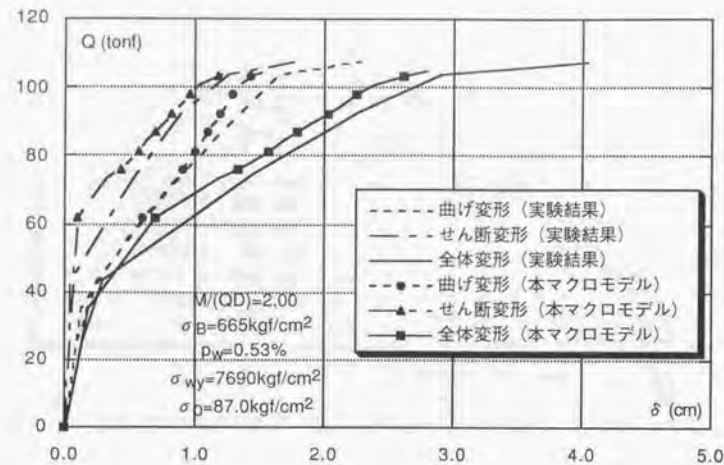


図6.4.15 セン断力～水平変位関係の比較 (NW6試験体)

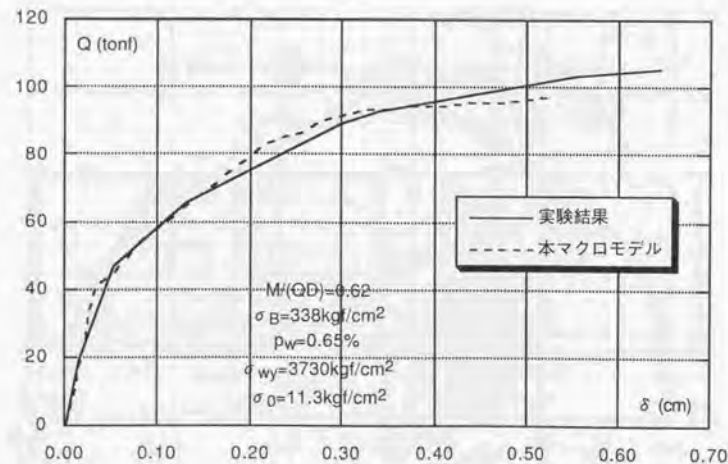


図6.4.16 セン断力～水平変位関係の比較 (SN0試験体)

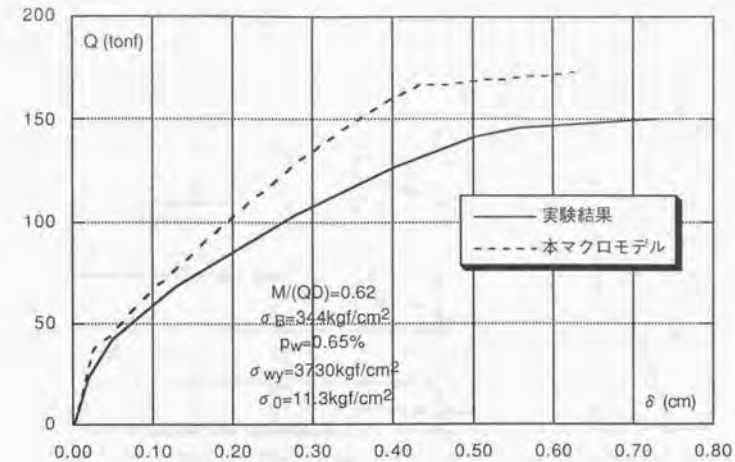


図6.4.17 セン断力～水平変位関係の比較 (SN1試験体)

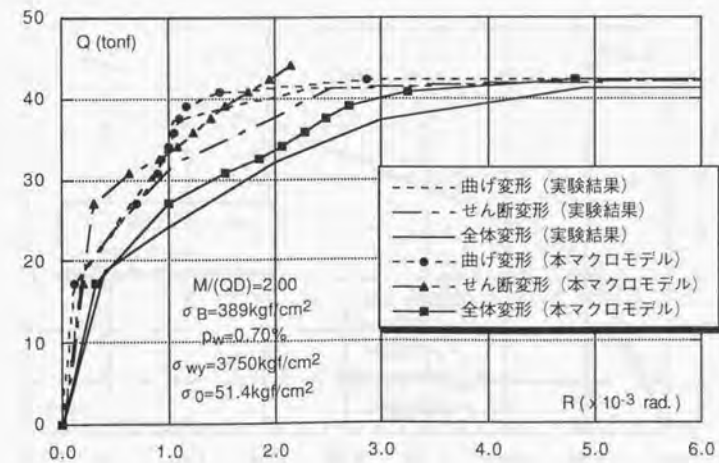


図6.4.18 セン断力～水平変位関係の比較 (F-NO.2試験体)

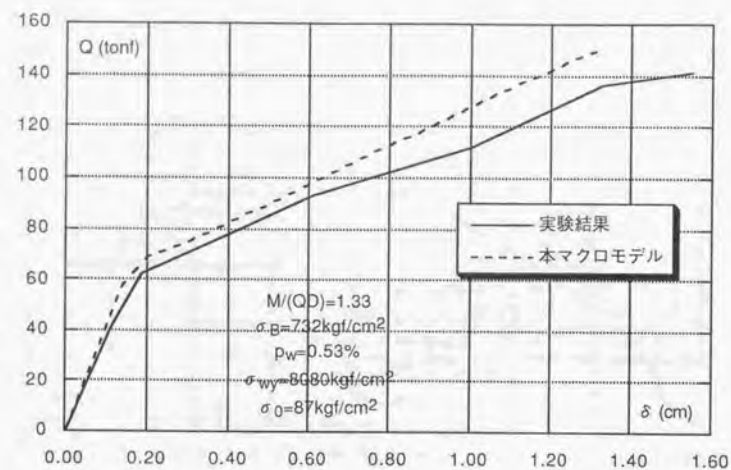


図6.4.19 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.3試験体)

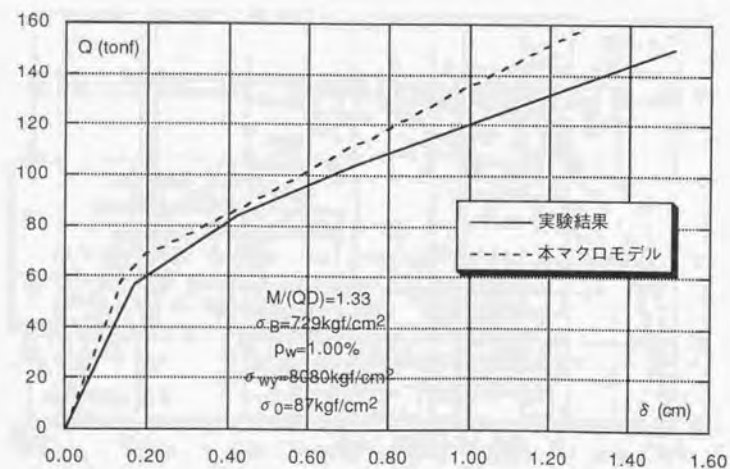


図6.4.20 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.7試験体)

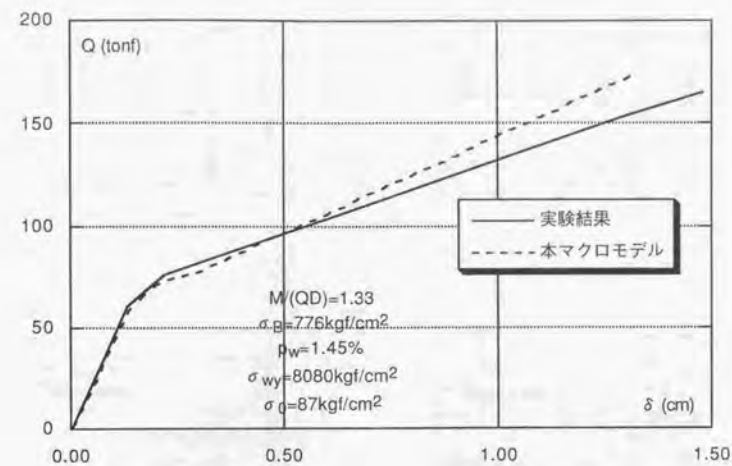


図6.4.21 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.8試験体)

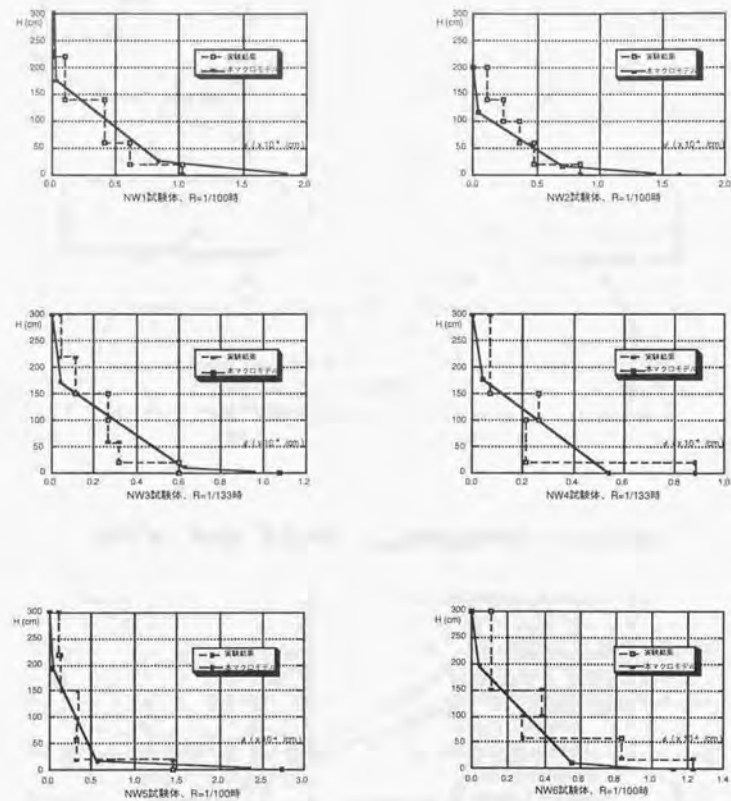


図6.4.22 曲率分布の比較 (NW1～NW6試験体)

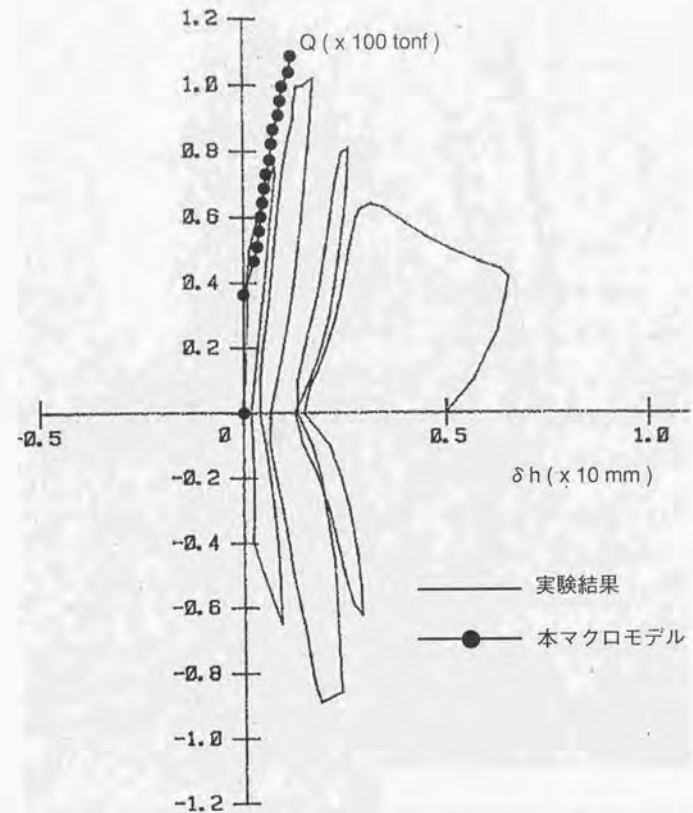


図6.4.23 せん断力～両側柱間の水平方向相対水平変位関係の比較 (P2004試験体)

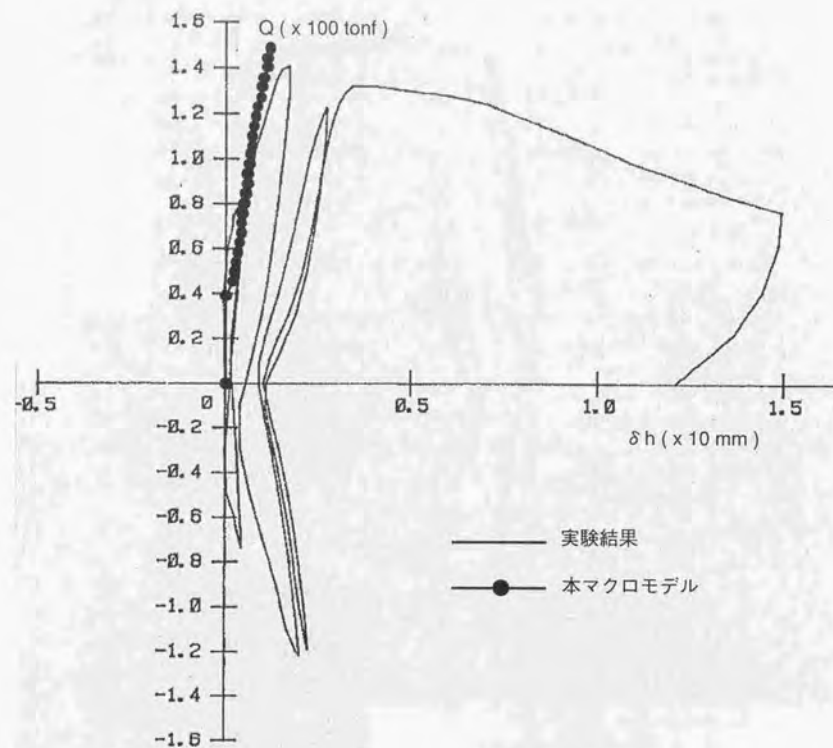


図6.4.24 せん断力～両側柱間の水平方向相対水平変位関係の比較 (P2012試験体)

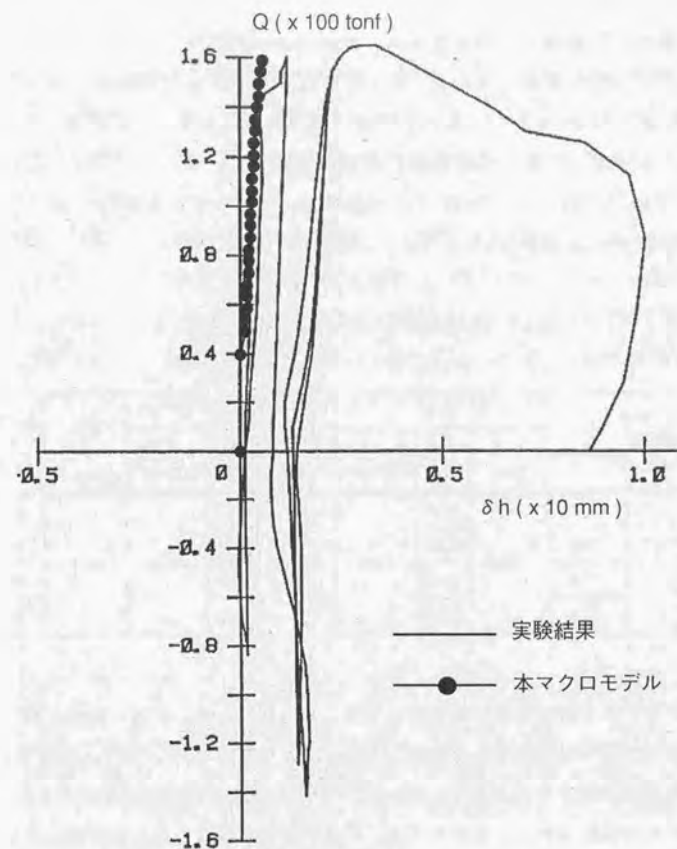


図6.4.25 せん断力～両側柱間の水平方向相対水平変位関係の比較 (P4012試験体)

6.5 頂部に曲げモーメントが作用する耐震壁試験体への適用

連層耐震壁の下層部分の耐震壁には、その頂部に曲げモーメントが作用する。壁谷澤らは、この状態を模擬した実験を行っている。壁谷澤らの実験は、部材角1/100まではシアスパン比を2.0とし、その後同部材角においてシアスパン比を小さくし、シアスパン比が変動した場合の耐震壁の挙動に着目している。ここでは、この実験のシアスパン比を2.0の部材角1/100までを対象に本マクロモデルを適用することにした。壁谷澤らの試験体諸元を表6.5.1に示す。

表6.5.1 変動シアスパン比型試験体の諸元

試験体 名称	M/QD	σ_B (kgf/cm ²)	壁板			側柱			軸力 σ_o (kgf/cm ²)	最大荷重 eQu (tonf)	文献 NO.
			L x t (cm)	Pw (%)	σ_{wy} (kgf/cm ²)	B x D (cm)	Pcv (%)	σ_{cy} (kgf/cm ²)			
K1	0.75 ~ 2.00	196	180x8	0.27	4030	20x20	0.71	4000	19.2	45.0	6-19 6-20
K2		196		0.53			1.43			49.0	
K3		196		0.80			2.14			55.2	
K4		212		0.80			1.43			52.0	

本マクロモデルを壁谷澤らの試験体に適用して得られたせん断力～曲げ変形、せん断変形及び全体変形関係を実験結果と比較して図6.5.1～6.5.4に示す。また、曲率分布を実験結果（部材角1/100時）と比較して、図6.5.5に示す。実験の曲げ変形は本マクロモデル同様、側柱の相対鉛直変位から曲率を求め、それを積分することにより算定しており、せん断変形は全体水平変形から曲げ変形を差し引くことにより求めている。

本マクロモデルより得られたせん断力～全体水平変位関係は実験結果とほぼ対応しているが、せん断変形は全体的に実験結果を過小に評価し、曲げ変形はK2、K4試験体の実験結果を過大に評価する結果となっている。部材角1/100時のK1、K3試験体の曲率分布は実験結果とほぼ対応しているが、K2、K4試験体の場合には、本マクロモデルによる曲率は脚部において実験結果よりもかなり大きくなっており、これに起因して本マクロモデルの曲げ変形は実験結果を過大に評価している。

せん断変形に関しては、実験では、加力スラブに強制的に回転が加えられることから、加力スラブと側柱との節点において大きな回転角が生じ、両側柱間の相対水平変位が本マ

クロモデルによる場合よりも大きくなったためではないかと推察される。また、側柱による水平抵抗バネが妥当に評価できていない場合には、本マクロモデルでは主圧縮方向角度はトラス剛性が最大となる時の角度としており、これは側柱による水平抵抗バネの影響を大きく受けることから、主圧縮方向角度も実験と異なることになる。本マクロモデルでは主圧縮方向角度が縦軸から50°～55°程度となるが、実験では45°よりも小さかった可能性があり、このため本マクロモデルの縦方向のひずみ度の進展が実験結果よりも遅れたのではないと思われる。

一層耐震壁の場合には、側柱の上下端を固定として導いた水平抵抗バネはほぼ妥当であったと思われるが、連層耐震壁の下層部の壁を評価する際にはこの仮定を見直す必要があるものと思われる。また、本マクロモデルでは、側柱による水平抵抗バネは中腹位置のひびわれによる剛性低下までしか考慮していない。場合によっては、中腹位置での側柱主筋の降伏による剛性低下も考慮する必要があるものと思われる。

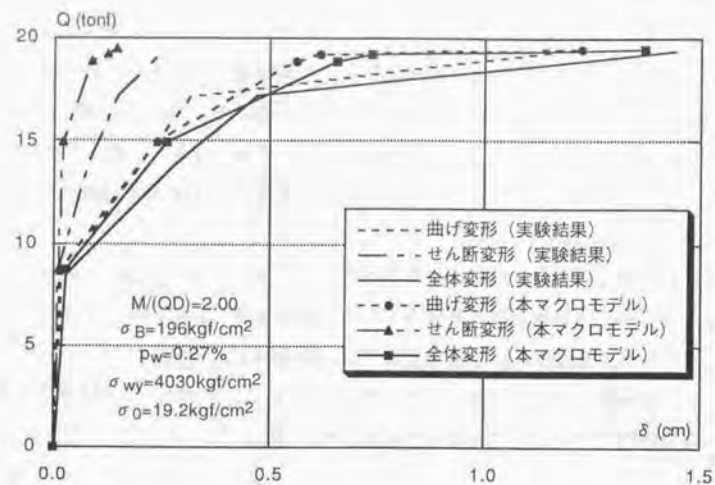


図6.5.1 せん断力～水平変位関係の比較 (K1試験体)

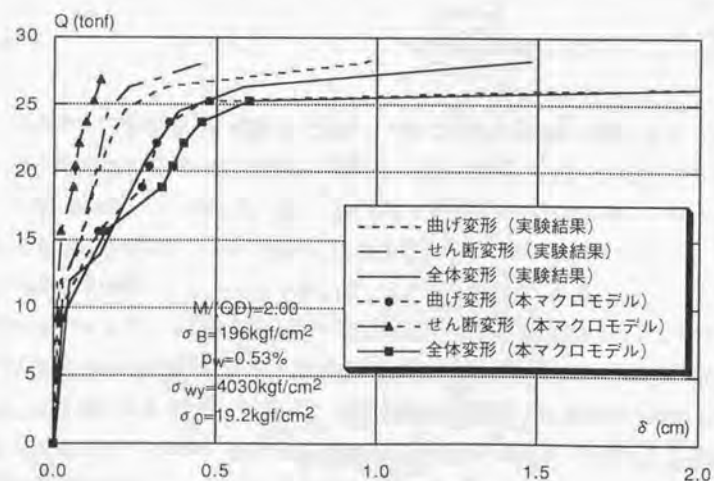


図6.5.2 せん断力～水平変位関係の比較 (K2試験体)

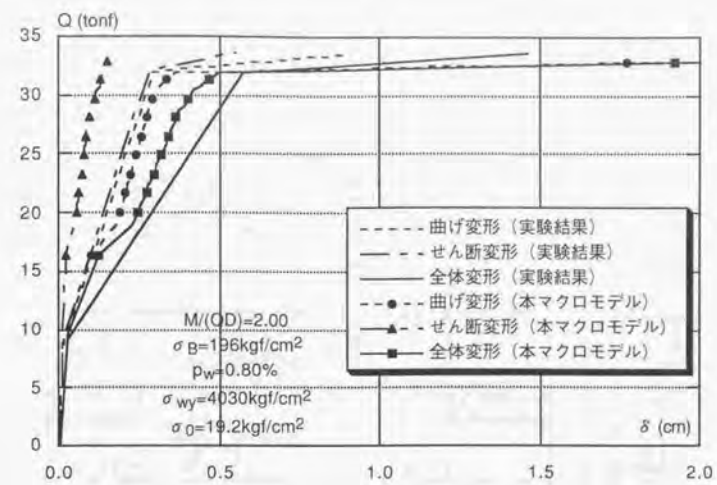


図6.5.3 せん断力～水平変位関係の比較 (K3試験体)

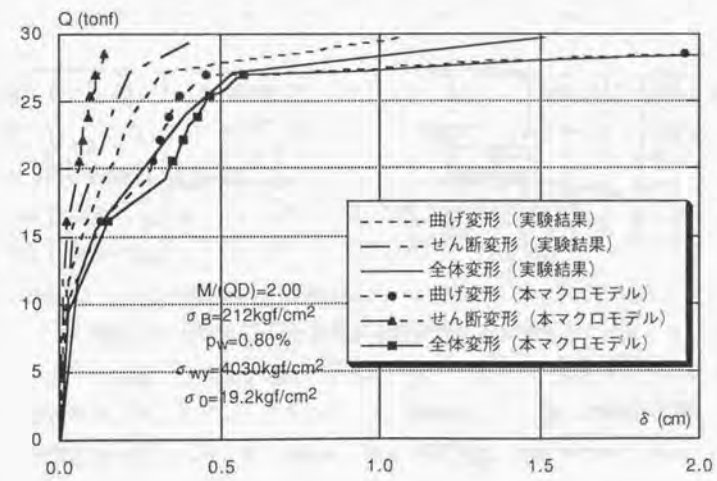


図6.5.4 せん断力～水平変位関係の比較 (K4試験体)

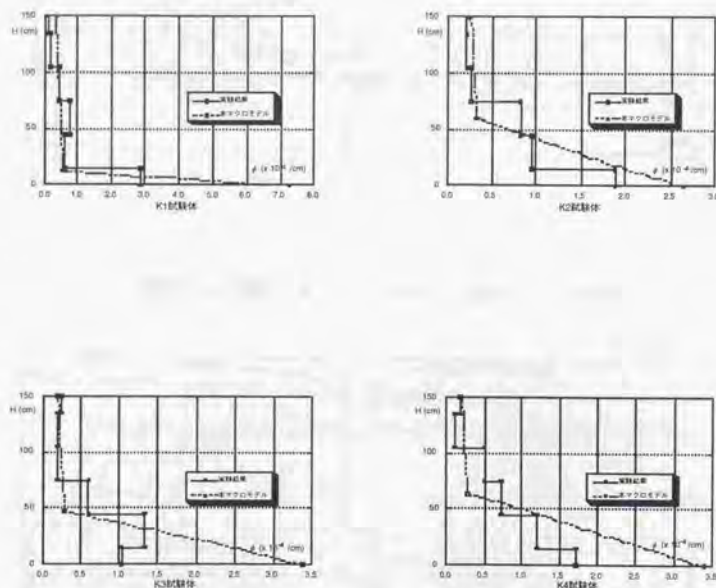


図6.5.5 曲率分布の比較 (R=1/100時)

6.6 本マクロモデルの構成則の感度

ここでは、感度解析により、本マクロモデルを構成している種々の仮定条件（構成則）の寄与の割合を検討を行う。

対象とする構成則とそれらの感度評価法は、以下の通りである。

- 1) コンクリート圧縮強度の低減率 (λ) の評価
：これを無視した解析を行う ($\lambda=1.0$)。
- 2) テンションステイフニング (TS) 特性の評価
：これを無視した解析を行う ($\sigma_1=0.0$)。
- 3) 主圧縮方向角度 (θ) の評価
：主圧縮方向角度を 45° に固定した解析を行う ($\theta=45^\circ$)
- 4) 側柱による水平抵抗の評価
：これを無視した解析を行う ($K_t=0.0$)。
- 5) 曲げ降伏後のせん断への縦筋剛性寄与率低減の評価
：これを無視した解析を行う (縦筋剛性の寄与率低減なし)。
- 6) 曲げの影響によるコンクリート圧縮強度低減の評価
：これを無視した解析を行う (曲げの影響による圧縮強度低減なし)。

解析対象とする既往実験の試験体は、本マクロモデルによる解析結果と実験結果が比較的良く対応し、かつ試験体を構成するパラメータに差異があるB-NO.7、C-NO.7、NW2、NW6、G-NO.8の5体である。

解析より得られた各試験体のせん断力～水平変位関係を図6.6.1～6.6.5に示す。以下に、各試験体毎に考察する。

B-NO.7試験体：M/QD=0.6、 $\sigma_B=593\text{kgf/cm}^2$ 、 $p_w=2.00\%$ 、 $\sigma_{wy}=3280\text{kgf/cm}^2$

全ての構成則を考慮した場合と大きく異なった挙動を示したのは、主圧縮方向角度を 45° に固定した場合と側柱による水平抵抗を無視した場合であった。また、同試験体は曲げ降伏していることから、曲げ降伏後のせん断への縦筋剛性寄与率低減の評価を行わない場合には、曲げ降伏後の終局強度とその時の変形が全てを考慮した場合に比べやや小さくなっている。コンクリート圧縮強度の低減を無視した場合の終局強度への影響が小さいのは、本解析では曲げ降伏後の曲げの塑性化が進行し、力の釣りが確保できなくなったことにより終局強度が決定したためである。

C-NO.7試験体：M/QD=1.5、 $\sigma_B=225\text{kgf/cm}^2$ 、 $p_w=1.20\%$ 、 $\sigma_{wy}=2950\text{kgf/cm}^2$

同試験体においては、解析ケース間の差異があまり生じていない。強いて挙げるならば、コンクリート圧縮強度の低減（曲げの影響も含めて）を行わなかった場合の終局強度がやや全てを考慮した場合に比べ大きかったことである。

NW2試験体：M/QD=1.33、 $\sigma_B=954\text{kgf/cm}^2$ 、 $p_w=0.53\%$ 、 $\sigma_{wy}=10220\text{kgf/cm}^2$

全ての構成則を考慮した場合と大きく異なった挙動を示したのは、側柱による水平抵抗を無視した場合であり、全てを考慮した場合に比べ同せん断力時の変形は大きく、また終局強度も小さい。これ以外のケースでは終局強度は全て同じであったが、これは、B-NO.7試験体と同様に曲げの塑性化が進行したためである。

NW6試験体：M/QD=2.0、 $\sigma_B=665\text{kgf/cm}^2$ 、 $p_w=0.53\%$ 、 $\sigma_{wy}=7690\text{kgf/cm}^2$

全ての構成則を考慮した場合と大きく異なった挙動を示したのは、主圧縮方向角度を 45° に固定した場合であり、全てを考慮した場合に比べ同せん断力時の変形は大きく、また終局強度も小さい。また、テンションスティフニング特性を無視した場合の終局強度もやや小さかった。

G-NO.8試験体：M/QD=1.33、 $\sigma_B=776\text{kgf/cm}^2$ 、 $p_w=1.45\%$ 、 $\sigma_{wy}=8080\text{kgf/cm}^2$

全ての構成則を考慮した場合と大きく異なった挙動を示したのは、コンクリート圧縮強度の低減（曲げの影響も含めて）を行わなかった場合であり、これらの終局強度はかなり大きな値となった。また、主圧縮方向角度を 45° に固定した場合も終局強度は全てを考慮した場合に比べやや大きい。

以上のように、試験体によって本マクロモデルの構成則の寄与の度合は異なるが、どの構成則も不可欠なものとなっていることが確認された。

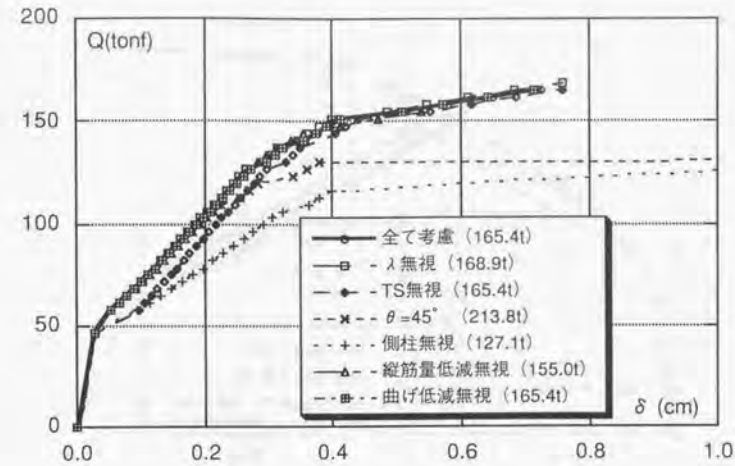


図6.6.1 せん断力～水平変位関係の比較（B-NO.7試験体）

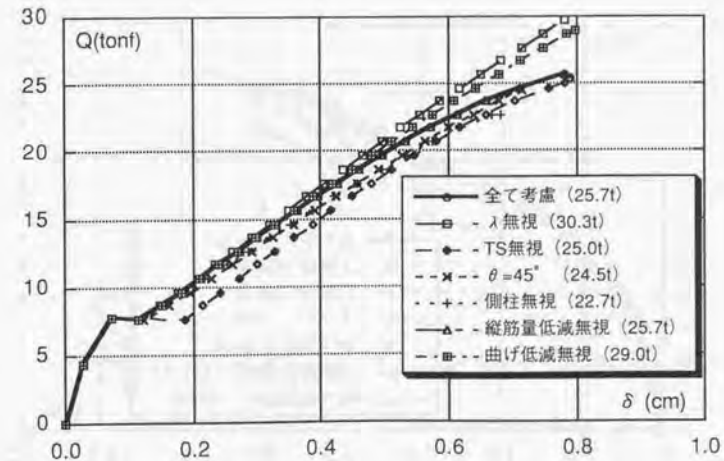


図6.6.2 せん断力～水平変位関係の比較（C-NO.7試験体）

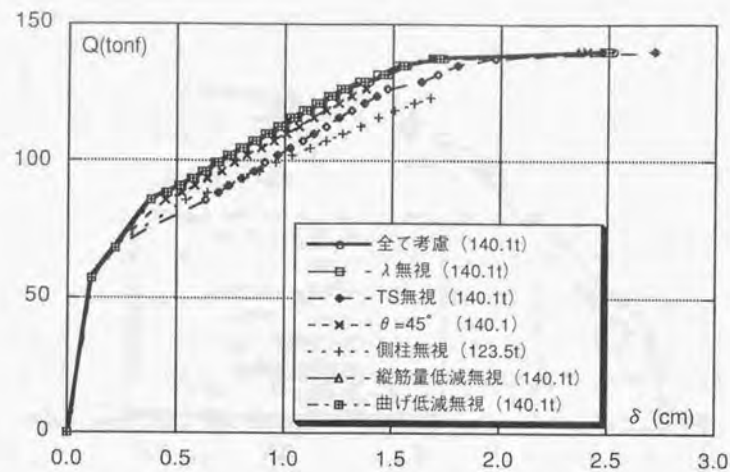


図6.6.3 セン断力～水平変位関係の比較 (NW2試験体)

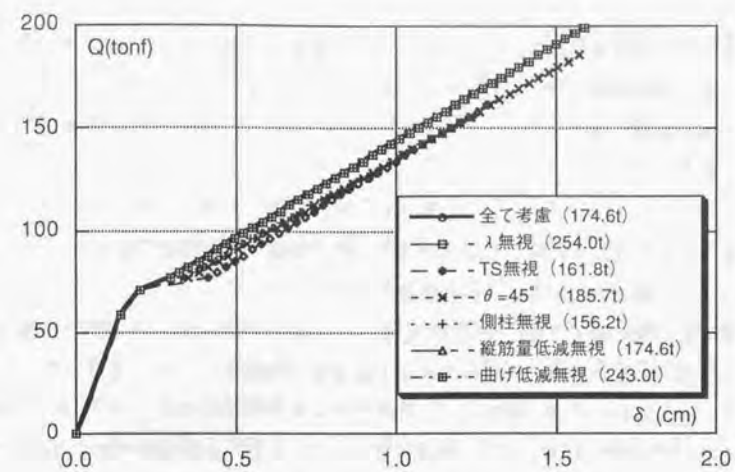


図6.6.5 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.8試験体)

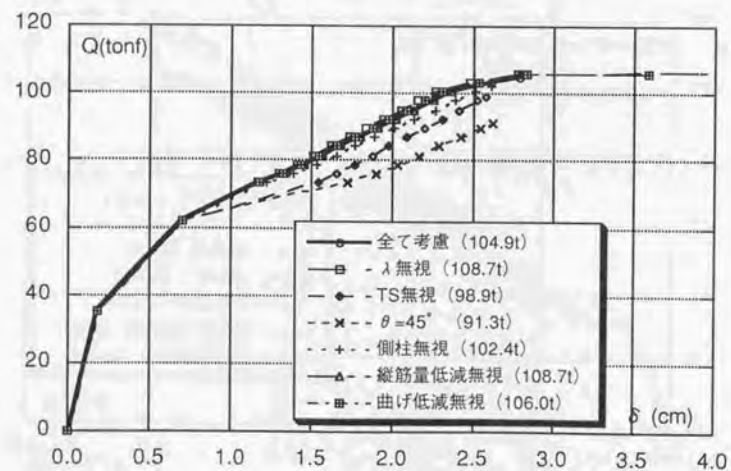


図6.6.4 セン断力～水平変位関係の比較 (NW6試験体)

6.7 本マクロモデルの適用範囲

第5章において構築した本評価手法を既往の実験結果に適用した結果、実験結果との対応がやや悪い場合があった。また、本マクロモデルのコンクリートに関する構成式は基本的に既往実験結果に基づいている。そこで、ここでは本マクロモデルの適用範囲についてまとめておく。

- 1) 対象とする耐震壁は引張と圧縮側に同じ側柱が設置されたI型耐震壁であり、その上に十分な曲げ剛性を有する梁が存在すること。
- 2) 側柱主筋、壁縦筋が十分に基礎内に定着されており、抜け出し回転変形が無視できること。具体的には本章での検討方法による結果の2倍程度以上の定着長を有すること。
- 3) シアスパン比が1.0以下の場合には、側柱の局部曲げが相対的に小さいこと。具体的には本章での検討方法により、側柱単体のひびわれ後の曲げ剛性が壁板のそのの1.5%程度以下であること。
- 4) 側柱が局部的に破壊しないこと。
- 5) 既往実験に基づいていること、また、検証した範囲から、形状、軸力、材料強度等の適用範囲は以下になる。
 - ・ シアスパン比： $0.40 \leq M/QD \leq 2.00$
 - ・ 壁鉄筋比： $0.20 \leq p_w (\%) \leq 2.00$
 - ・ 側柱主筋比： $1.04 \leq p_g (\%) \leq 5.51$
 - ・ コンクリート一軸圧縮強度： $200 \leq \sigma_B (\text{kgf/cm}^2) \leq 1000$
 - ・ 壁板鉄筋の降伏強度： $3700 \leq \sigma_y (\text{kgf/cm}^2) \leq 15000$
 - ・ 側柱主筋の降伏強度： $3600 \leq \sigma_y (\text{kgf/cm}^2) \leq 10000$
 - ・ 軸応力度： $0.0 \leq \sigma_{v0} (\text{kgf/cm}^2) \leq 150$

6.8 まとめ

第6章では、第5章で構築した鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する「マクロモデル」を既往の曲げせん断下の耐震壁試験体に適用することにより、その解析精度を確認した。

終局強度に関しては、本マクロモデルによる解析値は実験結果と良く対応しており、本マクロモデルの終局強度の評価精度は十分であると思われる。

曲げ降伏強度に関しては、平面保持仮定のe関数法よりも若干ではあるが実験結果との対応性は良く、仮定した壁脚部での曲げモーメントとせん断力の釣り合いモデルがほぼ妥当であることが分かった。ただし、シアスパン比が比較的小さい試験体に対しては、やや過大評価する傾向がある。これは、e関数法による結果も同様であり、主に引張側柱脚部に生じる局部曲げの影響であると思われる。

せん断力～水平変位関係に関しては、全般的には本マクロモデルと実験結果の対応は良く、曲げ降伏後の剛性低下、曲げ降伏せずに終局に達する場合のバイリニア的な挙動を本マクロモデルは良く表現できている。しかし、比較的小さいシアスパン比が低く、壁板単体と側柱単体のコンクリートの引張応力度負担を無視した場合の曲げ剛性比（側柱単体／壁板単体）が比較的大きい場合には、本マクロモデルと実験結果の対応が悪くなることが分かった。これは側柱脚部に生じる局部曲げや引張側柱主筋が基礎から抜け出すことによって生じる回転変形の影響と思われる。壁板と側柱の形状と縦筋量によっては局部曲げ、言い換えれば側柱単体の挙動が支配的となることも考えられる。今後、側柱の局部曲げや引張側柱主筋が基礎から抜け出すことによって生じる回転変形の評価手法を検討する必要があると思われる。

また、頂部に曲げモーメントが作用する耐震壁試験体に本マクロモデルを適用した結果、せん断変形が実験結果に比べかなり小さくなることが分かった。これは主に両側柱の相対水平変位が実験結果と異なったことに起因しているものと思われ、連層耐震壁の下層部の壁を評価する際には本マクロモデルの仮定を見直す必要があるものと考えられる。

<第6章参考文献>

- 6-1) 羽鳥敏明、渡部 丹、山内泰之、久保哲夫、福沢六郎、千葉 修、柳下和男：建屋の復元力特性に関する研究 その8～10、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1509～1514、1983.9
- 6-2) 柳下和男、千葉 修、渡部 丹、羽鳥敏明、福沢六郎、久保哲夫：建屋の復元力特性に関する研究 その21、その22、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.2375～2378、1983.9
- 6-3) 建築研究振興協会（建屋の復元力特性に関する研究委員会）：建屋の復元力特性に関する研究 （その12）高配筋耐震壁の実験、p.327、1986
- 6-4) 前田安春、多賀 章、川崎清彦、斎藤芳人、加藤慎司、渡部 丹：建屋の復元力特性に関する研究 その62、その63、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1123～1126、1986.8
- 6-5) 前田安春、多賀 章、川崎清彦、斎藤芳人、加藤慎司：高強度鉄筋コンクリートを用いた耐震壁の復元力特性に関する研究 ー（その1）水平加力実験ー、前田技術研究所報、Vol.27、1986
- 6-6) 建築研究振興協会（建屋の復元力特性に関する研究委員会）：建屋の復元力特性に関する研究 （その14）高強度コンクリートを用いた耐震壁の実験、p.187、1986
- 6-7) 白石一郎、中村善郎、狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果、日本建築学会構造系論文報告集、第392号、pp.34～45、1988、10
- 6-8) 青山博之、加藤大介、勝俣英雄：増設RC耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究（その2、実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1409～1410、1986.8
- 6-9) 松本和行：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する研究、日本建築学会関東支部構造部会「RC耐震壁ならびに構造物の耐震性能に関する学位論文および討論会」資料、27p.、1995.3
- 6-10) 松本和行、壁谷澤寿海：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.545～550、1990
- 6-11) 国土開発技術センター：平成3年度 構造性能分科会報告書、建設省総合開発

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、1992.3

- 6-12) 菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹：高強度コンクリート耐震壁の強度と変形能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.437～438、1991.9
- 6-13) 小林 譲、渡部征男、井元勝慶、加藤朝郎、高見信嗣、大場政章：原子力発電所建物のRC有開口耐震壁の耐力評価 その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.1129～1132、1996.9
- 6-14) 熊谷仁志、稲田泰夫、坂口 昇、山野辺宏治、香田伸次：高強度コンクリートを用いたRC耐震壁の構造特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.611～612、1990.10
- 6-15) 長嶋俊雄、麻生直木、菅野俊介：高強度コンクリート（Fc600）を用いた耐震壁の力学性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.1155～1160、1993
- 6-16) 牧田敏郎、仲地唯治、早川幸孝、戸田哲雄：曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.551～556、1990
- 6-17) 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、340p.、1990
- 6-18) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説、440p.、1997
- 6-19) 緒方恭子、壁谷澤寿海：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験、第6回コンクリート工学年次論文報告集、pp.717～720、1984
- 6-20) 柚木孝裕：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の終局耐力に関する研究、修士請求論文、p.195、1986

第 7 章 本マクロモデルを鉄筋コンクリート造連層耐震壁へ適用する
場合の中間梁の考慮方法に関する検討

7.1 はじめに	211
7.2 対象試験体	212
7.3 中間梁の効果の検討方法	214
7.4 終局強度に対する精度検証結果	219
7.5 せん断力～水平変位関係に対する精度検証結果	222
7.6 まとめ	230
<参考文献>	231

7.1 はじめに

第5章において構築した鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する「マクロモデル」の解析精度が十分であることを第6章において確認した。ここでは、同マクロモデルの連層耐震壁への適用性について検討する。

検討対象とする連層耐震壁試験体は頂部集中荷重が載荷された中間梁を有する試験体であり、主に中間梁の効果に着目した検討を行う。

地震による水平力は建物の各層において生じ、これに応じて連層耐震壁に作用するせん断力は各層で異なる。これを模擬した分布荷重に対する検討も必要であるが、本マクロモデルは作用するせん断力が高さ方向において均一な耐震壁を対象としており、中間梁が側柱に対し十分な固定度を有し、各層毎に評価が可能な場合以外は対応できない。ここでは、中間梁を剛と仮定した各層毎の評価を行い、分布荷重を受ける耐震壁への適用の可能性についても検討する。

7.2 対象試験体

解析対象とする連層耐震壁試験体は2層または3層の頂部に集中荷重が載荷された中間梁を有する試験体^{7-1~7-7}である。解析対象試験体を表7.2.1に示す。

対象試験体は2層の試験体が10体、3層の試験体が11体の計21体である。コンクリート圧縮強度は $\sigma_B = 174 \sim 353 \text{ kgf/cm}^2$ 、壁板の鉄筋降伏強度は $\sigma_{wy} = 2340 \sim 5400 \text{ kgf/cm}^2$ であり、鉄筋の降伏強度に対し、コンクリート圧縮強度がやや低い試験体が多い。破壊モードは曲げ降伏した後にコンクリートが圧壊して終局に至ったものがほとんどである。曲げ降伏が生じずにコンクリートが圧壊した試験体はW7505、W7506、76W401、77W206試験体の4体であり、これらは、いずれも最上層の壁板部分のコンクリート圧壊によって終局に至っている。

表7.2.1 解析対象の連層耐震壁試験体

試験体 名	*1 M/ QL (層数)	σ_B (kgf/cm ²)	壁板			側柱			中間梁			*2 σ_B (kgf/cm ²)	文献 NO	
			L x l (cm)	pw (%)	σ_{wy} (kgf/cm ²)	B x D (cm)	pcv (%)	σ_{cwy} (kgf/cm ²)	B x D (cm)	pgv (%)	σ_{cwy} (kgf/cm ²)			
W7501	0.94 (2)	279	200	0.23	3740	25 x 25	1.63	3240	25 x 25	0.81	3240	14.2	7-1	
W7502		233	x 8				0.81							
W7503		222	200 x 5										1.63	
W7504		224		0.38				4170			4170			7-2
W7505		207												
W7506		182												
W7601		204	200x8	0.70	4510		2.44	4170		7-3				
W7602		204	200 x 10	0.22										
W7603		243	0.70											
W7604	1.44 (3)	353	200x8	0.23	4310	25 x 25	1.63	3350	25 x 25	0.81	3350	14.2	7-4	
W7605	276	200 x 10	0.22	2.44										
W7606	0.94 (2)	266												
76W 101	1.44 (3)	201	120 x 4.5	0.72	5400	15 x 15	1.26	3210	15 x 15	1.26	3210	14.6	7-5	
76W 201		319					2.52							
76W 401		226					4.52	3590			7-6			
77W 202		226	174 x 181	0.24			2.52	3760		3760		7-6		
77W 203		174		0.72										
77W 205		181		0.24						0.0				
77W 206		155	245 x 206	0.72	2340		4.52	3780		2.26	3780	7-7		
79W 402		245												
79W 403		206	120x6	0.24							12.5			

*1：シアスパン比 (M/QL) のLは側柱の芯々間距離

*2：軸方向応力度は全断面積に対する値

7.3 中間梁の効果の検討方法

第7章では連層耐震壁の中間梁の効果に着目した検討を行う。そのため、中間梁のモデル化方法をパラメータとした4ケースの解析を行うことにした。各解析ケースの内容を以下に示す。

case.1：中間梁を剛と仮定し、各層毎に耐震壁の復元力特性を求め、それらを累加することにより、最上層の水平変形を算定する。この際、曲げ変形に関しては各層頂部の回転角を考慮して最上層の変形を求める。中間梁を剛と仮定することにより、側柱と梁による拘束効果は各層毎に評価することになる。この評価手法が成立すれば、分布荷重を受ける耐震壁の評価も本マクロモデルにより容易に評価できることになる。

case.2：連層耐震壁の中間梁を無視し、一層の耐震壁として復元力特性を算定する。

case.3：連層耐震壁の中間梁の主筋のみを考慮する。中間梁の位置を忠実にモデル化し、一層の耐震壁として復元力特性を算定する。この具体的手法は後述する。

case.4：case.3同様、連層耐震壁の中間梁の主筋のみを考慮する。中間梁の主筋はその位置を無視し、壁板全体に均一に配されていると仮定することにより、一層の耐震壁として復元力特性を算定する。

case.3の中間梁の主筋を実際の位置に忠実に配して、一層の耐震壁として復元力特性を算定する手法を以下に述べる。ここでは3層耐震壁（中間梁が2本）の場合を対象とする。

側柱と梁による拘束効果の評価を図7.3.1のように、側柱を両端固定で中間に軸方向バネが設置された梁としてモデル化することにより行う。中間の軸方向バネは中間梁主筋をモデル化したものであり、その位置は梁型の重心位置とする。

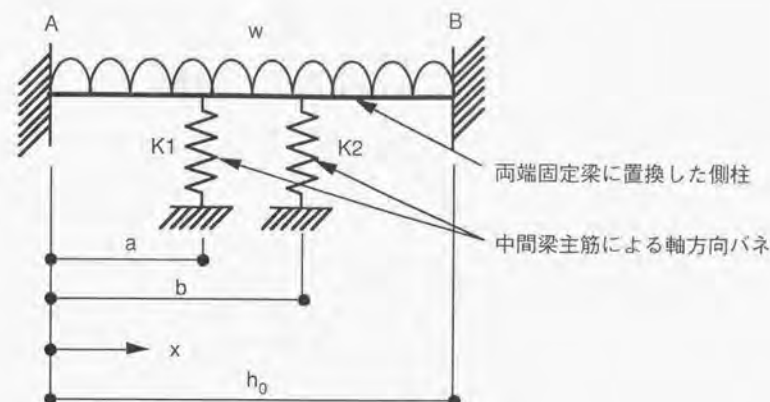


図7.3.1 中間梁主筋を考慮した側柱のモデル

中間梁主筋による軸方向バネは式(7.3-1)、(7.3-2)で表わされる。

$$K_1 = p_{G1} E_{SG1} B_{G1} D_{G1} \quad (7.3-1)$$

$$K_2 = p_{G2} E_{SG2} B_{G2} D_{G2} \quad (7.3-2)$$

ここに、
 p_{G1} 、 p_{G2} ：中間梁の主筋比
 E_{S1} 、 E_{S2} ：中間梁主筋のヤング係数 (kgf/cm²)
 B_{G1} 、 B_{G2} 、 D_{G1} 、 D_{G2} ：中間梁の梁幅と梁せい

図7.3.1のx点でのモーメントは各範囲に応じて式(7.3-3)～(7.3-5)で表わされる。

$$0 \leq x \leq a \quad Mx = \frac{w x^2}{2} - R_A x - C_A \quad (7.3-3)$$

$$a \leq x \leq b \quad Mx = \frac{w x^2}{2} - R_A x - R_1 (x - a) - C_A \quad (7.3-4)$$

$$b \leq x \leq h_0 \quad Mx = \frac{w x^2}{2} - R_A x - R_1 (x - a) - R_2 (x - b) - C_A \quad (7.3-5)$$

ここに、 w : 単位長さ当たりの荷重 ($= \sigma \times t_w$: kgf/cm)

R_A : A点の反力

C_A : A点の固定端モーメント

R_1, R_2 : 中間のバネ反力

バネ反力とA点での反力、固定端モーメントは式 (7.3-6) ~ (7.3-9) で表わせる。

$$R_1 = \frac{\beta_1 \beta_5 - \beta_2 \beta_6}{\beta_1 \beta_5 - \beta_2 \beta_4} w = \alpha_1 w \quad (7.3-6)$$

$$R_2 = \frac{\beta_3 \beta_4 - \beta_1 \beta_6}{\beta_2 \beta_4 - \beta_1 \beta_5} w = \alpha_2 w \quad (7.3-7)$$

$$\beta_1 = 4 a^3 (h_0 + 2 a) (h_0 - a)^2 - 12 a^3 h_0 (h_0 - a)^2 - \frac{24 E_c I_c h_0^3}{K_1}$$

$$\beta_2 = 4 a^3 (h_0 + 2 b) (h_0 - b)^2 - 12 a^2 b h_0 (h_0 - b)^2$$

$$\beta_3 = 2 a^3 h_0^4 - a^4 h_0^3 - a^2 h_0^5$$

$$\beta_4 = 4 b^3 (h_0 + 2 a) (h_0 - a)^2 + 4 h_0^3 (a^3 - b^3) - 12 a b h_0^3 (a - b) - 12 a b^2 h_0 (h_0 - a)^2$$

$$\beta_5 = 4 b^3 (h_0 + 2 b) (h_0 - b)^2 - 12 b^3 h_0 (h_0 - b)^2 - \frac{24 E_c I_c h_0^3}{K_2}$$

$$\beta_6 = 2 b^3 h_0^4 - b^4 h_0^3 - b^2 h_0^5$$

$$R_A = \frac{1}{2 h_0^3} [h_0^4 - 2 \alpha_1 (h_0 + 2 a) (h_0 - a)^2 - 2 \alpha_2 (h_0 + 2 b) (h_0 - b)^2] w = \alpha_3 w$$

$$(7.3-8)$$

$$C_A = -\frac{1}{12 h_0^2} [h_0^4 - 12 \alpha_1 a (h_0 - a)^2 - 12 \alpha_2 b (h_0 - b)^2] w = \alpha_4 w \quad (7.3-9)$$

ここに、 E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm^2)

I_c : 側柱の等価断面二次モーメント

そして、 x 点におけるたわみは、式 (7.3-10) ~ (7.3-12) で表わされる。

$$0 \leq x \leq a \quad \delta x = \frac{w}{E_c I_c} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{\alpha_1 x^3}{6} - \frac{\alpha_4 x^2}{2} \right) \quad (7.3-10)$$

$$a \leq x \leq b \quad \delta x = \frac{w}{E_c I_c} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{\alpha_1 x^3}{6} - \frac{\alpha_1 x^3}{6} + \frac{a \alpha_1 x^2}{2} - \frac{\alpha_4 x^2}{2} - \frac{a^2 \alpha_1 x}{2} + \frac{a^3 \alpha_1}{6} \right) \quad (7.3-11)$$

$$b \leq x \leq h_0 \quad \delta x = \frac{w}{E_c I_c} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{\alpha_1 x^3}{6} - \frac{\alpha_1 x^3}{6} - \frac{\alpha_2 x^3}{6} + \frac{a \alpha_1 x^2}{2} + \frac{b \alpha_2 x^2}{2} - \frac{\alpha_4 x^2}{2} - \frac{a^2 \alpha_1 x}{2} - \frac{b^2 \alpha_2 x}{2} + \frac{a^3 \alpha_1}{6} + \frac{b^3 \alpha_2}{6} \right) \quad (7.3-12)$$

これらのたわみの算定式から平均たわみは式 (7.3-13) となる。

$$\bar{\delta} = \frac{w}{120 E_c I_c h_0} [h_0^5 - 5 (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) h_0^4 - 20 (\alpha_4 - a \alpha_1 - b \alpha_2) h_0^3$$

$$(7.3-13)$$

$$- 30 (a^2 \alpha_1 + b^2 \alpha_2) h_0^2 + 20 (a^3 \alpha_1 + b^3 \alpha_2) h_0 - 5 a^4 \alpha_1 - 5 b^4 \alpha_2]$$

この平均たわみから、中間梁主筋を考慮した弾性時の側柱と梁による水平方向の抵抗バネは式 (7.3-14) のように導かれる。

$$K_{fl} = \frac{I_c}{2 \left(\frac{\bar{\delta}}{w} \right) t_w} \quad (7.3-14)$$

ここに、 L_c : 側柱芯々間距離

一層の耐震壁評価時には、側柱の高さ方向中央に曲げひびわれが生じると、中央区間のみ ($0.6h_0$, h_0 : 内法高さ) のコンクリートの負担引張応力度を無視した断面剛性を用いて側柱と梁による水平方向の抵抗バネの剛性を算定し、弾性時から低減していた (第5章参照)。この手法をこの中間梁主筋を考慮したモデルに適用すると式が非常に複雑になるため、ここでは簡略的に側柱断面の弾性時とひびわれ後の剛性比でひびわれ後の側柱と梁による水平方向抵抗バネを評価することにした。これを式で表わせば (7.3-15) となる。

$$K_{fl} = K_{fl} \frac{k_{c2}}{k_{c1}} \quad (7.3-15)$$

ここに、 k_{c1} : 側柱断面の曲げ弾性剛性 (kgf cm^2)

k_{c2} : 側柱断面のひびわれ後の曲げ剛性 (kgf cm^2)

また、一層の耐震壁評価時には、水平方向の抵抗バネの剛性に側柱のせん断剛性も

考慮していたが、連層耐震壁の場合には側柱のせん断剛性が支配的となる可能性が低いことと、計算を容易にするために側柱のせん断剛性は水平方向の抵抗バネに考慮しないことにした。

7.4 終局強度に対する精度検証結果

ここでは、連層耐震壁の終局強度に対する中間梁の効果と、本マクロモデルを用いて連層耐震壁の終局強度を評価する際の中間梁の適切なモデル化方法について検討する。

中間梁の終局強度に対する効果に関する既往の研究では、中間梁主筋のみが終局強度に寄与し、それを壁板横筋と同様に扱うことで耐震壁の終局強度を良好に評価できることを高木らが実験的に確認している⁷⁻⁸⁾。また、長沼も同様の結果をFEM解析による数値実験より得ている⁷⁻⁹⁾。ここでは、これら既往研究結果を参考にしながら検討を行う。

各解析より得られた終局強度を実験結果と比較して、表7.4.1に示す。

中間梁を剛と仮定して各層毎に評価したcase.1、中間梁主筋の軸方向剛性とその位置を考慮して評価したcase.3、及び中間梁主筋が壁板内に均一に配されていると仮定して評価したcase.4の終局強度はほぼ同じであり、実験結果との対応も良く、実験結果を解析結果で除した値の変動係数は10%以下であった。実験結果を中間梁を無視して評価したcase.2の解析結果で除した値の変動係数が26%と大きいのは、79W402と79W403試験体の解析による終局が全横筋降伏で決定しており、その強度が実験結果よりもかなり低いためである。この結果から、少なくとも中間梁主筋が終局強度に寄与することは言える。

case.1、3、4の解析による破壊モードも実験結果とほぼ対応している。ただし、実験において引張側柱主筋が降伏せずに終局に至ったW7505、W7506、77W401、77W206試験体の内、解析では前3体において曲げ降伏が生じている。しかし、解析による終局強度は実験結果と良く対応している。

各層毎に評価したcase.1が実験結果と対応したことから、終局強度に関しては中間梁を剛と仮定して各層毎に評価できそうに思える。しかし、ここでの解析対象試験体はコンクリート圧縮強度が比較的強く、ほとんどの試験体が壁板横筋の降伏を生じずにコンクリートの圧壊で終局に至っており、コンクリート圧縮強度が比較的高く、壁横筋の降伏がかなり進行するような耐震壁に対しては、中間梁を剛と仮定すると側柱と梁による水平方向抵抗バネの剛性を過大に評価することから終局強度を大きめに算定する可能性が高い。また、実験でのひびわれ状況をみると中間梁にもかなりのひびわれが生じており、側柱に対して十分な固定度が期待できる状況とは思われない。こ

これらのことと既往研究結果を鑑みると、一般の連層耐震壁の終局強度を評価する際には、中間梁の主筋のみを考慮すればほぼ妥当な評価ができ、コンクリート圧縮強度が比較的大きく壁板横筋の降伏で終局が決定する場合には、中間梁主筋を無視すればほぼ安全側の評価ができるものと思われる。

なお、case.3とcase.4の解析による終局強度にほとんど差が生じないことから、中間梁主筋は実際の位置を無視し、壁板内に中間梁主筋が均一に配されていると仮定しても、実際の中間梁主筋位置を考慮した場合とほぼ同じ精度で連層耐震壁の終局強度を評価できるものと思われる。この結果も、既往研究結果と符合する。

表7.4.1 連層耐震壁の終局強度の比較

試験 体名	実験結果		解析結果								実験結果／解析結果			
	eQu (tonf)	破壊 モード	case.1		case.2		case.3		case.4		case. 1	case. 2	case. 3	case. 4
			aQu1 (tonf)	破壊 モード	aQu2 (tonf)	破壊 モード	aQu3 (tonf)	破壊 モード	aQu4 (tonf)	破壊 モード				
W7501	65.8	YvC	69.7	YvC	69.7	YvC	69.7	YvC	69.7	YvC	0.94	0.94	0.94	0.94
W7502	68.1	YvC	70.6	YvC	67.0	YvC	67.0	YvC	67.0	YvC	0.96	1.02	1.02	1.02
W7503	66.8	YvC	69.9	YvC	66.3	YvC	66.3	YvC	66.3	YvC	0.96	1.01	1.01	1.01
W7504	50.4	YvC	43.8	YvC	43.8	YvC	43.8	YvC	46.0	YvC	1.15	1.15	1.15	1.10
W7505	52.3	C2	61.1	YvC	61.1	YvC	61.1	YvC	61.1	YvC	0.86	0.86	0.86	0.86
W7506	57.5	C2	60.9	YvC	60.0	YvC	60.0	YvC	60.0	YvC	0.94	0.96	0.96	0.96
W7601	85.3	YvC	93.9	YvC	93.9	YvC	93.9	YvC	93.9	YvC	0.91	0.91	0.91	0.91
W7602	85.9	YvC	108.4	YvC	103.9	YvC	103.9	YvC	103.9	YvC	0.79	0.83	0.83	0.83
W7603	104.7	YvC	120.5	YvC	125.0	YvC	125.0	YvC	125.0	YvC	0.87	0.84	0.84	0.84
W7604	50.3	YvC	52.0	YvC	52.0	YvC	52.0	YvC	52.0	YvC	0.97	0.97	0.97	0.97
W7605	65.3	YvC	64.4	YvC	64.4	YvC	64.4	YvC	64.4	YvC	1.01	1.01	1.01	1.01
W7606	94.3	YvC	95.2	YvC	95.2	YvC	95.2	YvC	95.2	YvC	0.99	0.99	0.99	0.99
76W 101	16.2	YvC	15.9	YvC	14.7	YvC	14.7	YvC	15.9	YvC	1.02	1.10	1.10	1.02
76W 201	21.9	YvC	21.9	YvC	21.9	YvC	21.9	YvC	21.9	YvC	1.00	1.00	1.00	1.00
76W 401	27.6	C3	33.5	YvC	27.4	YH	33.5	YvC	33.5	YvC	0.82	1.01	0.82	0.82
77W 202	25.7	YvC	27.4	YvC	27.4	YvC	27.4	YvC	27.4	YvC	0.94	0.94	0.94	0.94
77W 203	21.4	YvC	23.8	YvC	23.8	YvC	23.8	YvC	23.8	YvC	0.90	0.90	0.90	0.90
77W 205	17.3	YvC	19.1	YvC	19.1	YvC	19.1	YvC	19.1	YvC	0.91	0.91	0.91	0.91
77W 206	23.5	C3	26.8	C	22.6	C	24.3	C	24.3	C	0.88	1.04	0.97	0.97
79W 402	33.8	YvC	36.3	YvC	26.0	YH	36.3	YvC	36.3	YvC	0.93	1.30	0.93	0.93
79W 403	33.4	YvC	35.4	YvC	22.4	YH	35.3	YvC	33.1	YvC	0.94	1.49	0.95	1.01
平均											0.94	0.96	0.95	0.95
変動係数											0.082	0.260	0.088	0.076

破壊モードの記号

YvC: 曲げ降伏後コンクリート圧壊

YH: 全横筋降伏

C2: 2層の壁板コンクリート圧壊

C3: 3層の壁板コンクリート圧壊

C: 壁板コンクリート圧壊

7.5 セン断力～水平変位関係に対する精度検証結果

ここでは、連層耐震壁の終局に至るまでのせん断力～水平変位関係に対する中間梁の効果と、本マクロモデルを用いて連層耐震壁のせん断力～水平変位関係を評価する際、中間梁の適切なモデル化方法について検討する。

本マクロモデルによる解析より得られた連層耐震壁試験体10体の頂部のせん断力～水平変位関係を実験結果と比較して図7.5.1～7.5.10に示す。また、10体の内、実験において曲げ変形とせん断変形の分離が行われていた2体の試験体に関して、本マクロモデルによる解析の内、case.3（中間梁主筋の量とその位置を考慮）の結果と実験結果のせん断力～曲げ変形、せん断変形及び全体水平変形関係を比較して図7.5.11、12に示す。

図7.5.1～7.5.10をみると、図7.5.9の77W206試験体と図7.5.10の79W403試験体を除き、解析結果の内、中間梁を無視したcase.2と中間梁主筋を考慮したcase.3、4はほぼ同様なせん断力～水平変位関係を示しており、これらは実験結果よりも同せん断力レベルの水平変形がやや小さいが、全般的にはほぼ実験結果の挙動を評価できている。解析のcase.2とcase.3、4に差がほとんど生じなかった試験体はせん断に対する水平方向の抵抗バネの内、側柱と梁による抵抗バネが支配的であったためと思われる。

case.2とcase.3、4で差が生じた試験体の内、77W206試験体では中間梁主筋を無視したcase.2のせん断力～水平変位関係が実験結果と最も良く対応している。しかし、図7.5.11、12のせん断力と各変形成分関係の比較をみると、本マクロモデルと実験結果の対応がやや悪いのは曲げ変形であり、本マクロモデルによる結果は実験結果に比べ同せん断力レベルの曲げ変形をかなり小さく評価していることが分かる。このことから、case.2が対応した試験体の場合には小さく評価した曲げ変形と大きく評価したせん断変形の和が実験結果と対応したものと思われる。せん断変形は本マクロモデルによるcase.3の解析結果と実験結果はほぼ対応していることから、中間梁主筋をせん断抵抗機構の水平バネに考慮する考えはほぼ妥当であると思われる。また、case.3とcase.4の差がほとんどないことから、中間梁主筋が壁板内に均一に配されていると仮定してせん断力～水平変位関係を評価しても問題はないものと考えられる。中間梁主筋を考慮する必要性は、図7.5.10の79W403試験体のcase.2の終局が壁板横筋の全降伏で決定しており、その時の強度が実験結果に比べかなり低いことから言える。

本マクロモデルによる連層耐震壁の曲げ変形は実験結果をやや過小評価する傾向に

ある。第6章における一層耐震壁試験体を対象とした検証では、シアスパン比が1.0以上の場合には、側柱の局部曲げ、側柱主筋の抜け出しの影響は小さく、本マクロモデルによる曲げ変形は実験結果と良好に対応したが、本章での検討ではシアスパン比1.44の3層の試験体の場合でも、実験による曲げ変形は本マクロモデルによる結果よりも大きい。曲げ変形を示した77W202と77W206試験体の側柱主筋の定着長さの検討を第6章の一層耐震壁試験体と同様に行うと、側柱主筋の基礎内直線部分の長さ

(20cm)を必要定着長さで除した値は、それぞれ1.18と0.92であり、第6章の一層耐震壁試験体の場合（最小値は1.90）に比べ、かなり小さい値となった。このことから、ここで対象とした試験体は基礎からの抜けだしの影響を大きく受けており、これに起因して実験の曲げ変形が本マクロモデルによる結果よりも大きくなったものと思われる。この抜け出しの影響評価に関しては今後、検討したい。

case.1の中間梁を剛と仮定し各層毎に評価した場合には、実験結果のせん断力～水平変形と全く対応しておらず、同せん断力レベルの水平変位は解析結果が実験結果に比べ著しく小さい。これは、解析の曲げ変形が実験結果よりも小さいことにも起因するが、側柱と梁による水平抵抗バネの剛性を過大に評価し、せん断変形も実験結果に比べ小さくなっているものと思われる。このことから、連層耐震壁の復元力特性の評価を各層毎に行うのは理論的ではなく、実際の挙動を忠実に再現できないものと考えられる。これは、現状の本マクロモデルでは分布荷重を受ける連層耐震壁の評価が無理であることを意味する。分布荷重を受ける連層耐震壁の復元力特性に関しては、例えば1層目を評価する際には、その上全層の影響を受ける（上層にせん断ひびわれが進展していくと、側柱と梁による水平抵抗バネの剛性が低下する）ことから、本マクロモデルを用いて実際の挙動を評価することは困難であると思われる。これに関しては今後の研究課題としたい。

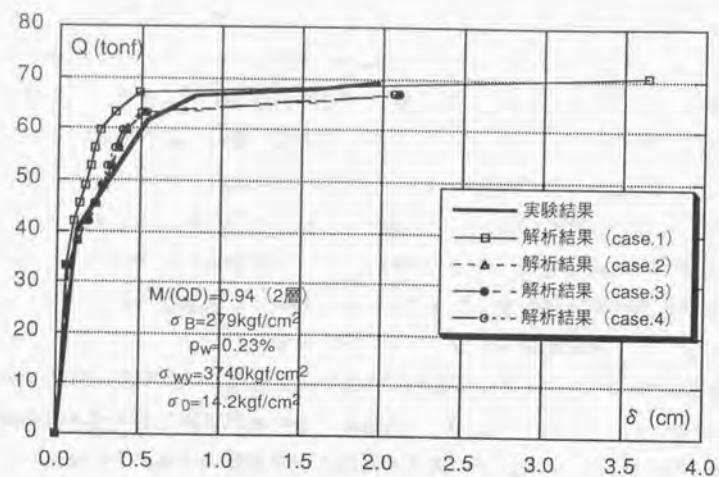


図7.5.1 せん断力～水平変位関係の比較 (W7502試験体)

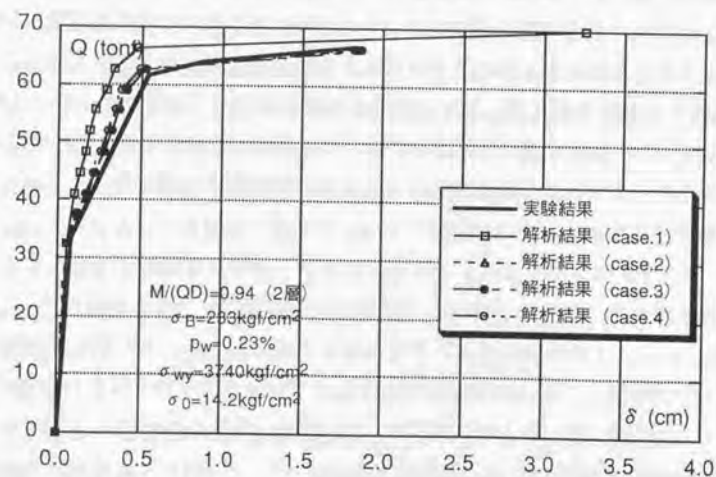


図7.5.2 せん断力～水平変位関係の比較 (W7503試験体)

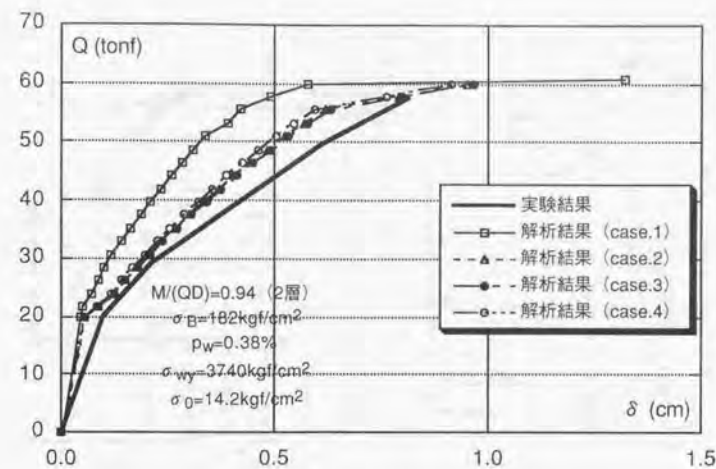


図7.5.3 せん断力～水平変位関係の比較 (W7506試験体)

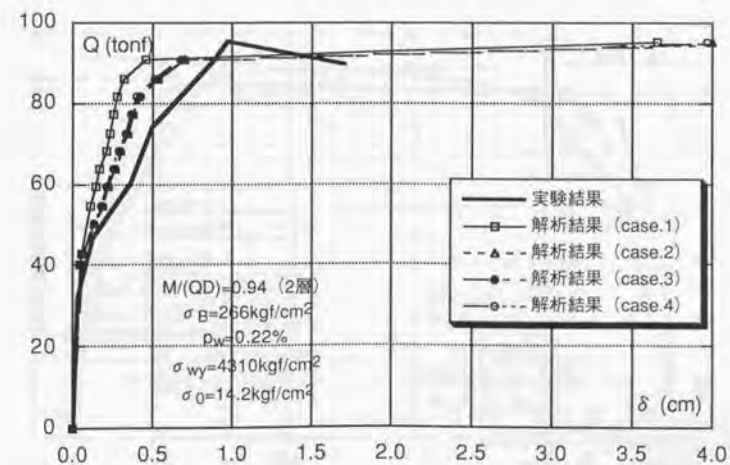


図7.5.4 せん断力～水平変位関係の比較 (W7606試験体)

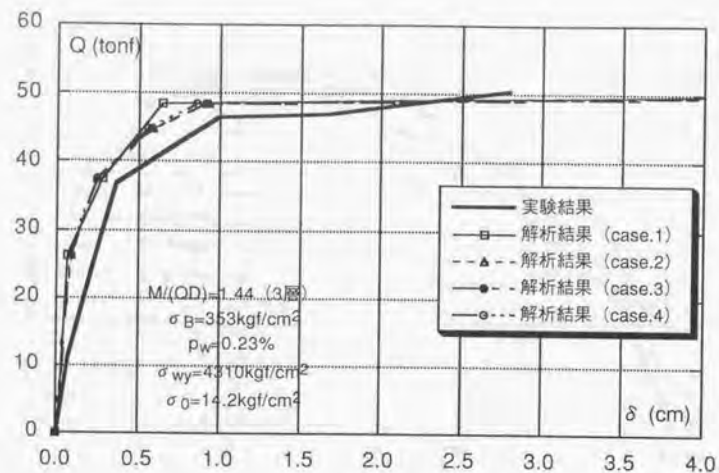


図7.5.5 セン断力～水平変位関係の比較 (W7604試験体)

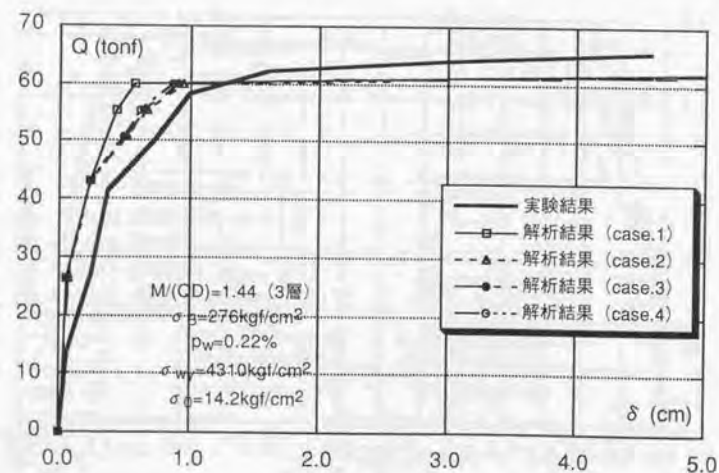


図7.5.6 セン断力～水平変位関係の比較 (W7605試験体)

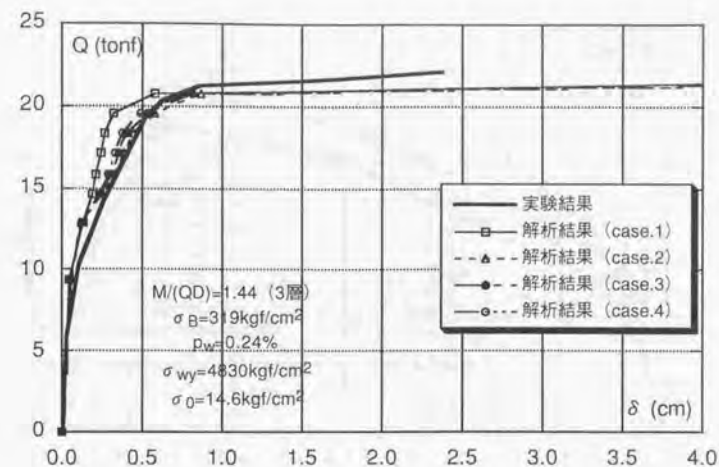


図7.5.7 セン断力～水平変位関係の比較 (76W201試験体)

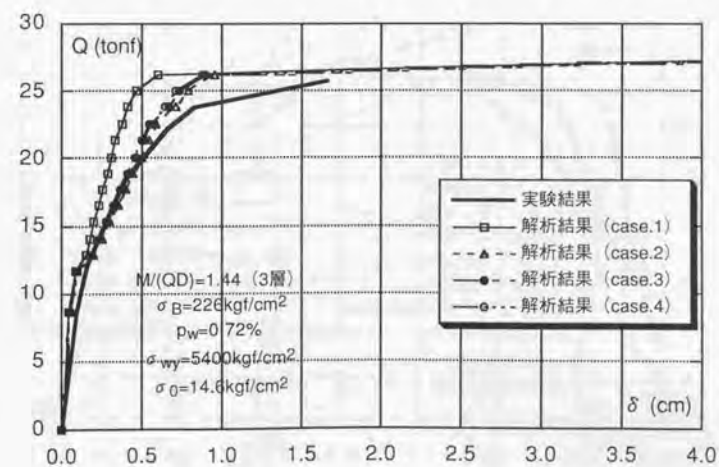


図7.5.8 セン断力～水平変位関係の比較 (77W202試験体)

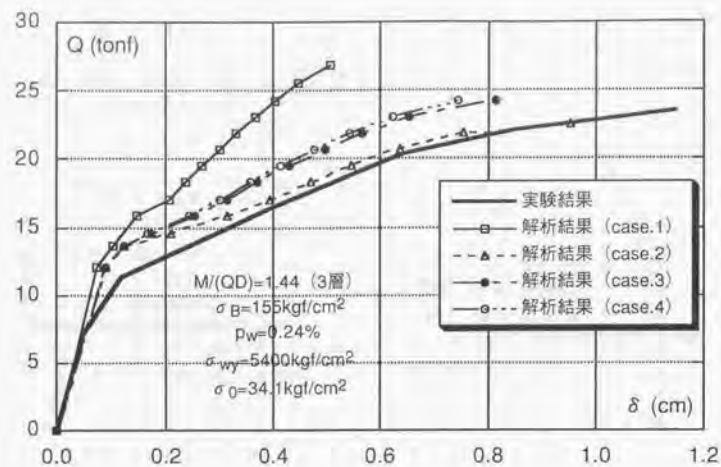


図7.5.9 セン断力～水平変位関係の比較 (77W206試験体)

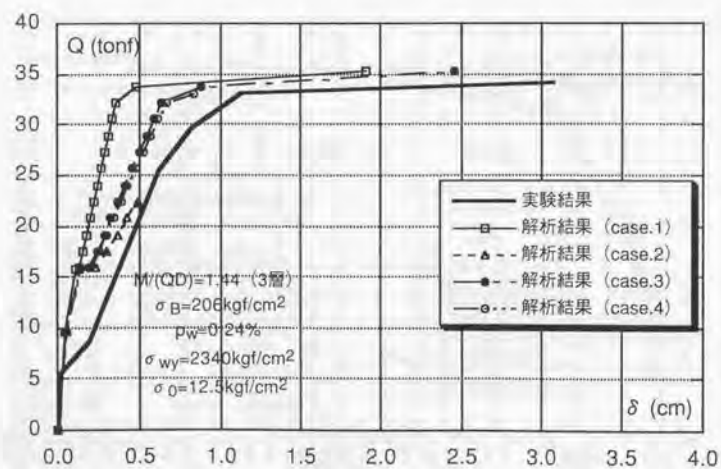


図7.5.10 セン断力～水平変位関係の比較 (79W403試験体)

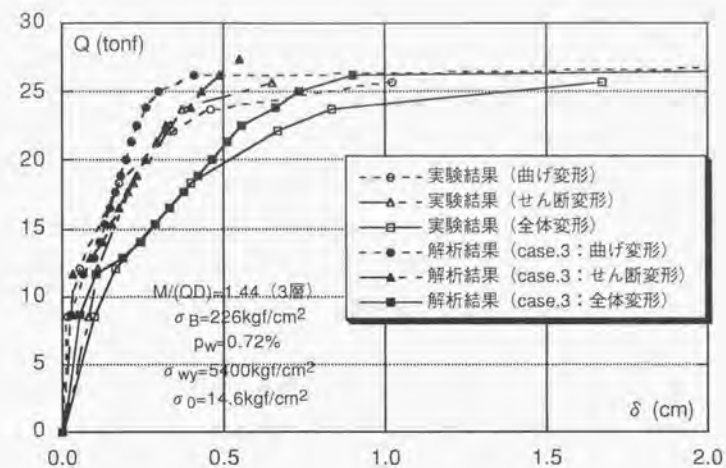


図7.5.11 セン断力～水平変位関係 (変形成分毎) の比較 (77W202試験体)

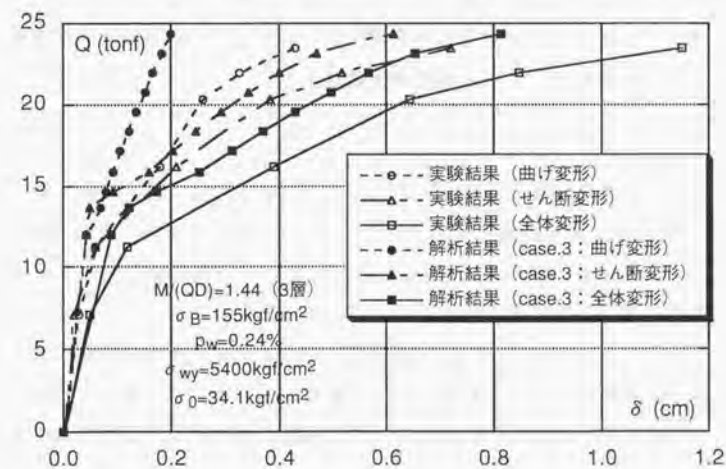


図7.5.12 セン断力～水平変位関係 (変形成分毎) の比較 (77W206試験体)

第5章において構築した鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する「マクロモデル」は、第6章においてその解析精度が確認された。ここでは、本マクロモデルの連層耐震壁への適用性について検討した。

ここでの検討対象は頂部にのみ水平力が載荷される連層耐震壁であり、主に中間梁の効用に注目した検討を行った。

その結果、中間梁はその主筋が連層耐震壁の復元力特性に与える影響が最も大きく、中間梁主筋を考慮すれば、本マクロモデルはほぼ連層耐震壁の復元力特性を評価できることが分かった。この際、中間梁主筋が壁板全体に均一に配されていると仮定しても良いことを確認した。

ただし、本マクロモデルによる曲げ変形は実験結果をかなり過小評価しており、壁脚部の引張側柱主筋の基礎からの抜け出し、側柱の局部曲げ等の影響の検討が必要と思われる。

中間梁を剛と仮定し各層毎に評価した結果は、実験結果の復元力特性と対応せず、同せん断力レベルの水平変位をかなり過小に評価することが分かった。これは側柱と梁による水平抵抗バネを過大に評価していることに一因があり、このことから、現状の本マクロモデルを用いて分布荷重の作用する連層耐震壁の評価は無理であることが確認された。これに関しては、今後の研究課題としたい。

- 7-1) 小野 新、安達 洋、中西三和、清水 泰、杉山公章：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その7）荷重履歴・柱帯筋量シリーズ、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1601～1602、1976.10
- 7-2) 遠藤利根穂：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その8）壁板の薄い耐震壁実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1603～1604、1976.10
- 7-3) 小野 新、安達 洋、中西三和、竹内重雄、杉山公章、田中直樹：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その16）柱帯筋量・壁筋量シリーズ、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1601～1602、1976.10
- 7-4) 遠藤利根穂、斎藤完治：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その17）シアスパン比シリーズ、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1633～1634、1977.10
- 7-5) 佐藤稔雄、小野 新、安達 洋、白井伸明、中西三和、杉山公章：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その1）実験概要並びに結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1645～1646、1977.10
- 7-6) 佐藤稔雄、小野 新、安達 洋、白井伸明、中西三和、飯塚雅弘：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その3、その4）壁補強筋・軸力を因子とした実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1609～1610、1978.10
- 7-7) 佐藤稔雄、小野 新、安達 洋、白井伸明、中西三和：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究（その9）因子-I.壁補強量 II.壁厚、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1623～1624、1980.9
- 7-8) 狩野芳一、高木仁之：鉄筋コンクリート耐震壁の梁効果に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1415～1416、1977.10
- 7-9) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第447号、pp.107～117、1993.5

第 8 章 鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に対する
壁板横筋の効果に関する検討

8.1 はじめに	235
8.2 検討方法	236
8.3 シアスパン比との関係	237
8.4 コンクリート軸圧縮強度との関係	249
8.5 壁板横筋降伏強度との関係	257
8.6 まとめ	263
<参考文献>	264

8.1 はじめに

設計において、建物を構成する主要構造部材の終局強度を把握することは、その建物の耐震裕度を評価する上で非常に重要なことである。鉄筋コンクリート造の部材の場合には急激に強度を失い脆性破壊する場合が多く、終局強度の評価を誤れば、その部材から構成される建物は地震時に思わぬ被害を受けることもある。

鉄筋コンクリート部材の終局強度を評価する時のキーワードは「曲げ降伏」であり、この現象を境にして部材のせん断力に対する抵抗機構は変化する。「曲げ降伏」の生じた部材はその時の強度を維持しながらある程度の変形能が期待できる。しかし、その変形能、特に強度が最大（本論文では終局強度と呼ぶ）となった後のその強度を維持できる変形を把握することは解析的には困難であり、実験に頼らざるを得ないのが実状である。特に、耐震壁の変形能の把握は難しい。筆者はこの状況を鑑みて、強度が最大となる時までの鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する「マクロモデル」を構築した。

さて、耐震壁が終局強度に到達する前に「曲げ降伏」が生じるか否かを判定する上で重要なことは、その部材の曲げ降伏強度と曲げ降伏が生じない場合の終局強度を把握することである。曲げ降伏強度の評価手法として、平面保持を仮定する塑性理論⁸⁻¹⁾がある。この手法による場合、比較的シアスパン比の低い耐震壁の場合にはやや曲げ降伏強度を過大に評価する傾向にあるが、その精度は実務的にはほぼ十分であると思われる（第6章 「6.3 終局強度に対する精度検証結果」参照）。終局強度を把握するためには、その状態での外力に対する抵抗機構を把握することが重用である。曲げ降伏前はその後よりも抵抗機構が単純であり、把握し易い。この曲げ降伏前の抵抗機構の主要要素の一つとして、壁板内の横筋が挙げられるが、日本建築学会の「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」⁸⁻²⁾に示された耐震壁のせん断終局強度式（以後、学会指針式と呼ぶ）、広沢式、既往の終局強度を算定するマクロモデル⁸⁻³⁻¹⁾では壁板横筋の降伏を前提としており、実際の現象に忠実とはいえない。

本マクロモデルが耐震壁の水平方向の平均ひずみ度をほぼ的確に表現できることは「第5、6章」において示した。

本章では、このマクロモデルを用いて、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に対する壁板横筋の効果に関する検討を行う。

8.2 検討方法

鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に対する壁板横筋の効果は、耐震壁の構造特性の支配要因であるシアスパン比、コンクリート一軸圧縮強度、それに壁板鉄筋の降伏強度と密接に関係しており、これらの変動に応じて壁板横筋の効果も大きく左右されるものと思われる。本章ではこれらに関係に着目して検討を行う。また、本研究によれば、側柱の形状寸法にも壁板横筋の効果は大きく影響を受けるが、側柱の形状寸法は建物間において大きくは異なることから、ここでは側柱の形状寸法の影響は検討しない。

検討は、一般的な低層の鉄筋コンクリート造建物の耐震壁を想定して行う。仮定した断面形状をはじめとする耐震壁の諸元は以下の通りである。曲げ降伏の生じない場合の終局強度に主眼を置くため、側柱主筋は弾性とする。

コンクリート材料定数：一軸圧縮強度 $\sigma_B = 300 \sim 600 \text{ kgf/cm}^2$
ヤング係数 $E_C = 2.57 \times 10^5 \sim 3.64 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
スパン長（側柱芯々間距離）：600cm
壁板厚：20cm
壁板鉄筋比：0.2～3.5%（縦横同じ）
壁板鉄筋材料定数：降伏強度 $\sigma_Y = 3500 \sim 7500 \text{ kgf/cm}^2$
ヤング係数 $E_S = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
側柱の形状寸法：70 cm x 70 cm
側柱全主筋比：2.0%
側柱主筋材料定数：ヤング係数 $E_S = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
シアスパン比（ M/QD ）：0.5～3.0（Dはスパン長）

上記の諸元より構成される耐震壁を対象に本マクロモデルを用いてパラメータ解析をすることにより、シアスパン比、コンクリート一軸圧縮強度、それに壁板鉄筋の降伏強度と、壁板横筋の終局強度に対する効果の関係を検討する。

8.3 シアスパン比との関係

(1) 本マクロモデルによる検討結果

ここでは、シアスパン比と壁板横筋の終局強度に対する効果の関係を検討する。解析は以下の通り、シアスパン比（ M/QD ）と壁板鉄筋比をパラメータとして行う。

シアスパン比（ M/QD ）：0.5、1.0、2.0、3.0
壁板鉄筋比（ p_w ）：0.2、0.6、1.0、1.4、1.8、2.4%
コンクリート材料定数：一軸圧縮強度 $\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2$
ヤング係数 $E_C = 2.57 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
壁板鉄筋材料定数：降伏強度 $\sigma_Y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$
ヤング係数 $E_S = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

壁板鉄筋比の最大の2.4%は、学会指針式の壁板横筋の補強限界が上記パラメータの場合、鉄筋比にして $p_w = 2.36\%$ となることから設定した。

解析より得られたせん断力～部材角（頂部水平変位をその高さで除して求めた）関係の内、壁板鉄筋比が0.2、1.0、1.8%でシアスパン比を変化させた場合を図8.3.1に示す。また、シアスパン比を変化させた場合の壁板鉄筋比と終局強度、壁板横筋の終局強度に対する寄与率及び終局強度時主圧縮方向角度との関係を図8.3.2に示す。壁板横筋の終局強度に対する寄与率は、終局強度時の水平方向平均ひずみ度に壁板鉄筋のヤング係数と壁板横筋比を乗じた値（横筋が降伏した場合には、その降伏強度に壁板横筋比を乗じた値）を終局強度時せん断応力度で除すことにより求めた。

図8.3.1のせん断力～部材角関係をみると、いずれの鉄筋比においてもシアスパン比が小さくなるほど、剛性が大きくなる様子が分かる。これは、シアスパン比の減少に伴って曲げ変形量が小さくなることと、側柱と梁による水平抵抗バネの剛性が增大することによるせん断変形量の低下に起因する。また、鉄筋比の増大に伴って、同シアスパン比の剛性と終局強度が徐々に大きくなる様子が分かる。終局強度時の部材角は、シアスパン比が比較的大きい2.0、3.0の場合には壁板鉄筋比の増大に伴って大きくなる傾向を示すが、シアスパン比が小さい0.5、1.0の場合には壁板鉄筋比が変化しても終局強度時の部材角はほとんど変動しない。これは、シアスパン比が比較的大きい場合には終局が壁板の全横筋降伏で決定するため、壁板横筋比が増大するに従って

終局強度とその時のせん断ひずみ度が大きくなるのに対し、シアスパン比が小さい場合には終局がコンクリート圧壊で決定するため、終局強度とその時のせん断ひずみ度はほとんど変動しない。

図8.3.2の終局強度と壁板鉄筋比の関係をみると、上述したようにシアスパン比が比較的小さい場合には壁板鉄筋比が増大しても、終局強度の上昇がかなり鈍化している様子が分かる。この傾向はシアスパン比が最も小さい0.5の場合が顕著である。

シアスパン比が1.0の場合、壁板鉄筋比が0.6%以下では壁板横筋比の降伏で終局が決定しており、壁板鉄筋比の増大に伴って終局強度も増大する傾向を示すが、壁板鉄筋比が1.0%以上では終局がコンクリート圧壊で決定しており、壁板鉄筋比が増大してもほとんど終局強度は変動しない。シアスパン比が大きくなるほど、終局強度がほぼ一定となる時の壁板鉄筋比は大きくなる傾向を示す。シアスパン比2.0と3.0では終局強度と壁板鉄筋比の関係はほぼ同じであり、壁板横筋の降伏で終局が決定する場合が多いことから、シアスパン比2.0以上では側柱と梁による拘束効果はかなり小さいと思われる。

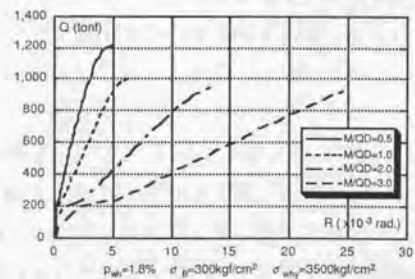
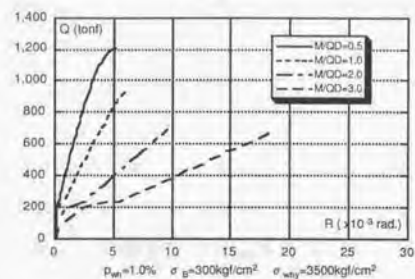
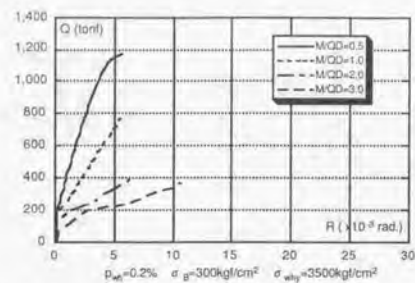
コンクリートの圧壊で終局が決定する場合、シアスパン比が0.5の場合が他のシアスパン比に比べて終局強度が大きくなっている。これは、シアスパン比0.5の場合の曲げによる壁脚部での鉛直方向圧縮領域が他のシアスパン比の場合に比べて大きかったことに起因する。

壁板横筋の終局強度に対する寄与率は壁板鉄筋比の増大に伴って大きくなる傾向を示す。この傾向はシアスパン比が大きくなるほど顕著となる。しかし、終局強度の場合と同じで、シアスパン比2.0と3.0はほぼ同じ寄与率であり、この増大傾向にも限界のあることが分かる。これは、シアスパン比が大きくなるに従って、側柱と梁による拘束効果が減少するため、シアスパン比2.0以上では耐震壁の水平方向抵抗バネの剛性は壁板横筋が支配的となることに起因する。逆にシアスパン比0.5の場合には壁板横筋は終局強度にほとんど寄与しておらず、壁板鉄筋比を増大しても壁板横筋の終局強度に対する寄与率はさほど変化しない。このように、壁板横筋の終局強度に対する寄与率がシアスパン比に応じて変動する傾向があることは、称原・加藤⁸⁻³⁾は提案したマクロモデルから、白石・狩野⁸⁻⁴⁾、長沼⁸⁻¹²⁾はFEM解析による数値実験の結果から報告している。

終局強度時の主圧縮方向角度は、シアスパン比が1.0以下の場合には壁板鉄筋比が増大してもほとんど変化することなく45°近傍を推移している。これに対し、シアス

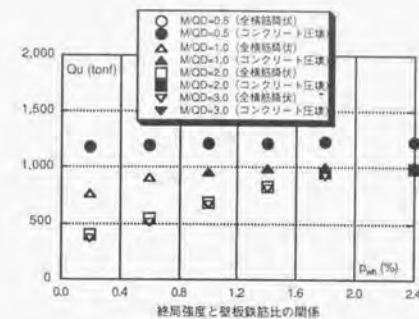
パン比2.0以上の場合、壁板鉄筋比が0.2%の時には主圧縮方向角度は約30°であるが、壁板鉄筋比の増大に伴って徐々に大きくなり45°に漸近していく。これからも、シアスパン比が比較的大きい2.0以上の場合には耐震壁の水平抵抗バネは壁板横筋が支配的であることが分かる。

これらのことから、壁板横筋が有効に働くのはシアスパン比が比較的大きい場合であり、シアスパン比が大きい場合に比べそれが小さい場合には壁板横筋量をかなり削減した設計が可能であると思われる。

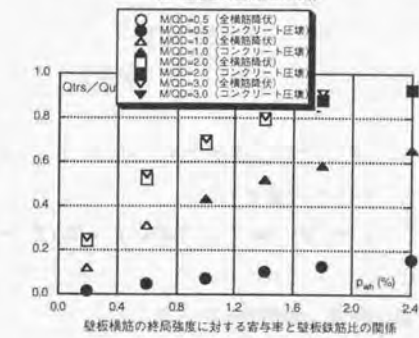


* M/QDのDは側柱芯々間距離

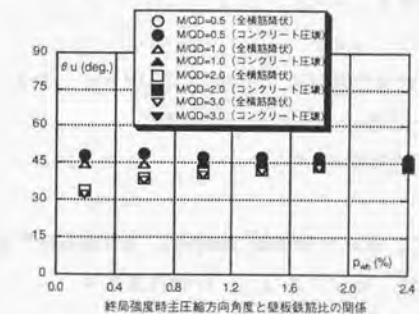
図8.3.1 せん断力～部材角関係 (シアスパン比(M/QD)が変化した場合)



終局強度と壁板鉄筋比の関係



壁板横筋の終局強度に対する寄与率と壁板鉄筋比の関係



終局強度時主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係

$\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{why} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$

* M/QDのDは側柱芯々間距離

図8.3.2 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係 (シアスパン比(M/QD)が変化した場合)

(2) 既往のせん断終局強度算定式との比較

本マクロモデルと学会指針式及び広沢式による終局強度、壁板横筋の終局強度に対する寄与率、終局強度時主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係を各シアスパン比毎に図8.3.3～8.3.6に示す。終局強度時主圧縮方向角度に関しては広沢式は評価しておらず、本マクロモデルと学会指針式の二者で比較した。

壁板横筋の終局強度に対する寄与率は学会指針式の場合にはトラス機構負担せん断力を終局強度で除すことにより求め、広沢式の場合には式(8.3-1)で算定した。

$$\frac{Q_{ms}}{Q_u} = \frac{2.7 \sqrt{\rho_H \sigma_{Hy}}}{\frac{0.068 p_i^{0.23} (\sigma_B + 180)}{\sqrt{\frac{M}{QD} + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\rho_H \sigma_{Hy}} + 0.1 \sigma_{v0}} \quad (8.3-1)$$

$$p_i = 100 \frac{A_g}{b_e j}$$

ここに、 σ_B ：コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

$M/(QD)$ ：シアスパン比

b_e ：I型断面壁を面積等価な矩形断面に置換した場合の壁厚

D ：壁全長

A_g ：引張側柱主筋全断面積

ρ_H ：壁板横筋比

σ_{Hy} ：壁板横筋の降伏強度 (kgf/cm²)

σ_{v0} ：縦方向軸応力度 (kgf/cm²)

j ：応力中心間距離

また、学会指針式による終局強度時の主圧縮方向角度は式(8.3-2)で求めた。

$$\tan 2\theta_u = \frac{a\sigma_2 \sin 2\theta + i\sigma_2 \sin 2\phi}{a\sigma_2 \cos 2\theta + i\sigma_2 \cos 2\phi} \quad (8.3-2)$$

$$i\sigma_2 = \frac{2 i\tau_{xy}}{\sin 2\phi}$$

$$a\sigma_2 = \frac{2 a\tau_{xy}}{\sin 2\theta}$$

$$i\tau_{xy} = \frac{iQ_u}{l_{wt} l_w}$$

$$a\tau_{xy} = \frac{aQ_u}{l_{wa} l_w}$$

ここに、 iQ_u ：トラス機構の負担せん断力

aQ_u ：アーチ機構の負担せん断力

l_{wt} ：トラス機構の壁長さ

l_{wa} ：アーチ機構の壁長さ

l_w ：壁板厚

ϕ ：トラス機構の主圧縮方向角度

θ ：アーチ機構の主圧縮方向角度

θ_u ：トラス、アーチ機構の合力による主圧縮方向角度

(これを学会指針式による終局強度時主圧縮方向角度とする)

終局強度に関しては、シアスパン比0.50の場合には本マクロモデルに比べ学会指針式、広沢式による値はやや低い。しかし、壁板鉄筋比の増大に伴って、徐々にその差が小さくなっている。このように比較的シアスパン比が小さい場合、学会指針式、広沢式による終局強度がやや小さくなる傾向は「第6章 6.3 終局強度に対する精度検証結果」で行った既往の耐震壁試験体の実験結果を評価した場合にも表われていた。シアスパン比が大きくなると本マクロモデルと学会指針式の終局強度の対応は良くなるが、広沢式はシアスパン比が比較的大きくても、壁板鉄筋比が大きい場合には過小に終局強度を評価する傾向にある。壁板横筋の終局強度に対する寄与率と壁板鉄筋比の関係をみれば、比較的シアスパン比が大きい2.0以上の場合に広沢式だけが壁板横筋の寄与率をかなり低く評価しており、これに起因して終局強度を過小評価しているものと思われる。

また、終局強度に対する壁板横筋の補強限界は本マクロモデルによれば、シアスパン比によって変化しており、終局強度がほぼ一定となる時の壁板鉄筋比はシアスパン比が小さくなるほど低くなっているが、学会指針式ではシアスパン比に拘わらず一定としている。また、ここで検討対象としたシアスパン比が最も大きい3.0の場合でも、本マクロモデルによる結果は、学会指針式の補強限界よりも小さい鉄筋比で終局強度はほぼ収束している。このように学会指針式の補強限界がやや大きいことは、長沼がFEM解析による数値実験の結果から報告している⁸⁻¹²⁾。

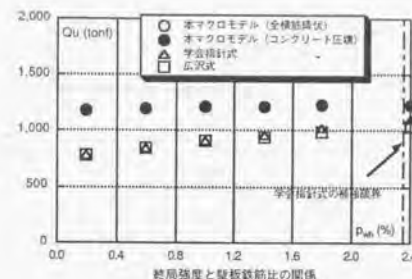
壁板横筋の終局強度に対する寄与率と壁板鉄筋比の関係は、上述したように比較的

シアスパン比が大きい場合には本マクロモデルと学会指針式の傾向はほぼ一致する。しかし、シアスパン比が小さい場合には学会式は壁板横筋の寄与率を過大に評価する傾向にある。広沢式はシアスパン比0.5以外の場合は壁板横筋の寄与率を過小評価している。

これらのことから、学会指針式は比較的シアスパン比が小さい場合には壁板横筋の終局強度に対する寄与率を過大に評価しており、この点を修正できればより経済的な断面設計が可能になるものと思われる。

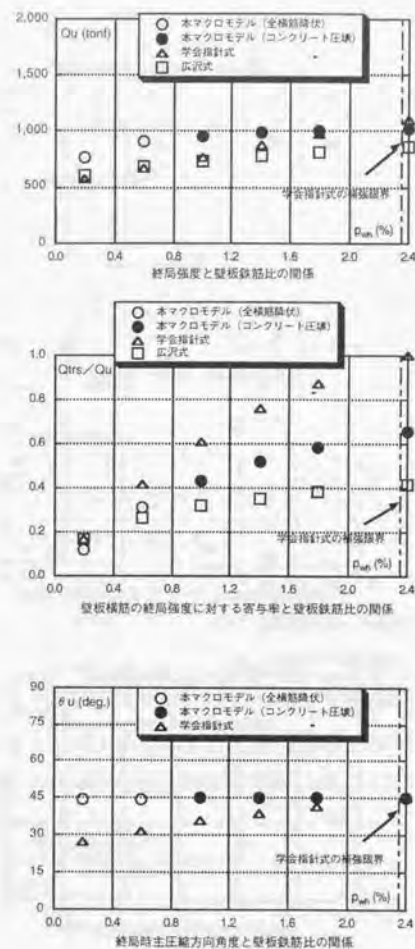
終局強度時の主圧縮方向角度は、本マクロモデルではシアスパン比が1.0以下の場合には壁板鉄筋比に拘わらずほぼ 45° を推移するが、学会指針式は壁板鉄筋比が0.2%の時に約 30° で、壁板鉄筋比の増大に伴って大きくなる傾向を示し、補強限界で 45° となる。このような傾向は全シアスパン比の場合に表われている。シアスパン比が2.0、3.0の壁板鉄筋比が0.2%の場合の主圧縮方向角度は約 15° とかなり小さい。本マクロモデルにおいてもシアスパン比が2.0以上になると壁板鉄筋比の増大に伴って、主圧縮方向角度が増大する傾向を示すが、壁板鉄筋比が0.2%の場合でも主圧縮方向角度は約 30° であり、学会指針式のように極端に小さな値とはならない。

これらのことから、学会指針式は壁板横筋の効果を的確には評価していないが、終局強度自体はほぼ良い精度で評価できるものと思われる。広沢式は、ここでの検討では全般的に終局強度を低めに評価した。これは壁板横筋の終局強度に対する寄与率を過小に評価していることが一因であるが、対象耐震壁の側柱の主筋比を2.0%とやや小さめに設定したことにも起因しており、これを大きくすれば、それに応じて終局強度のマクロモデルとの差は減少する。広沢式は全般的には実験結果と良く対応するが、この式を用いるに当たっては式を誘導する際に対象とした試験体を構成する諸元を把握することが必要と思われる。



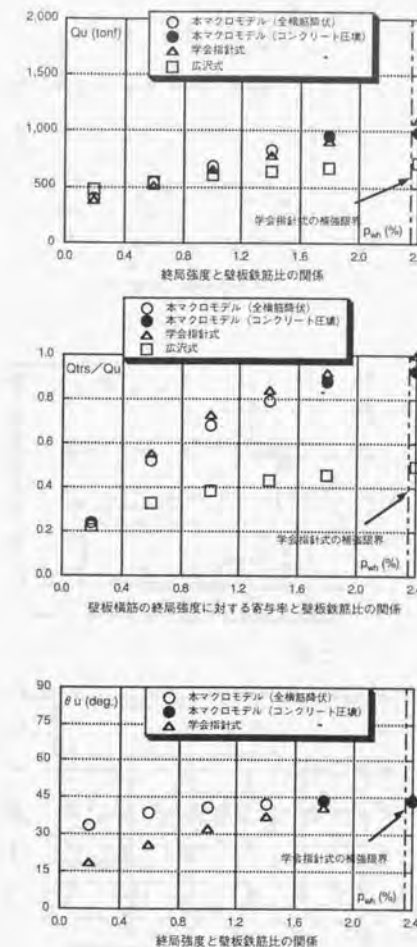
$$\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2 \quad \sigma_{wh} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$$

図8.3.3 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $M/QD=0.5$)



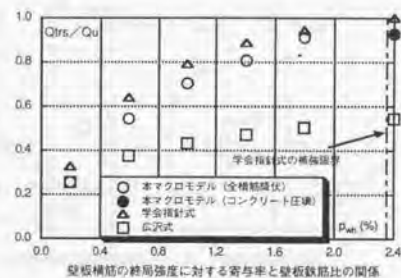
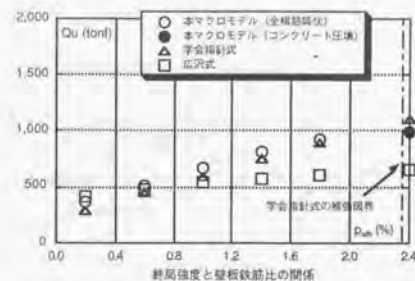
$$\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2 \quad \sigma_{why} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$$

図8.3.4 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $M/QD=1.0$)



$$\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2 \quad \sigma_{why} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$$

図8.3.5 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $M/QD=2.0$)



$$\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2 \quad \sigma_{why} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$$

図8.3.6 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $M/QD=3.0$)

8.4 コンクリート一軸圧縮強度との関係

(1) 本マクロモデルによる検討結果

ここでは、コンクリート一軸圧縮強度と壁板横筋の終局強度に対する効果の関係を検討する。解析は以下の通り、コンクリート一軸圧縮強度 (σ_B) と壁板鉄筋比をパラメータとして行う。

シアスパン比 (M/QD) : 1.0

壁板鉄筋比 (p_w) : 0.2、1.0、1.8、2.4、3.1、3.5%

コンクリート材料定数: 一軸圧縮強度 $\sigma_B = 300、450、600 \text{ kgf/cm}^2$

ヤング係数 $E_c = 2.57 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

$3.15 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

$3.64 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

壁板鉄筋材料定数: 降伏強度 $\sigma_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$

ヤング係数 $E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

シアスパン比を1.0としたのは、前項のシアスパン比との関係の検討においてシアスパン比が1.0の時には、ほとんどの壁板鉄筋比においてコンクリートの圧壊で終局が決定しており、前項よりもコンクリート一軸圧縮強度を高くした場合（前項のコンクリート一軸圧縮強度は 300 kgf/cm^2 ）には、挙動差が顕著に現われると推定されたためである。

壁板鉄筋比の2.4、3.1、3.5%は、コンクリート一軸圧縮強度が $\sigma_B = 300、450、600 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、学会指針式の壁板横筋の補強限界がそれぞれ鉄筋比にして $p_w = 2.36、3.05、3.43\%$ となることから設定した。

解析より得られたせん断力～部材角（頂部水平変位をその高さで除して求めた）関係の内、壁板鉄筋比が0.2、1.8、3.5%でコンクリート一軸圧縮強度を変化させた場合を図8.4.1に示す。また、コンクリート一軸圧縮強度を変化させた場合の壁板鉄筋比と、終局強度、壁板横筋の終局強度に対する寄与率及び終局強度時主圧縮方向角度との関係を図8.4.2に示す。壁板横筋の終局強度に対する寄与率は、前項と同様に終局強度時の水平方向平均ひずみ度に壁板鉄筋のヤング係数と壁板横筋比を乗じた値（横筋が降伏した場合には、その降伏強度に壁板横筋比を乗じた値）を終局強度時せん断

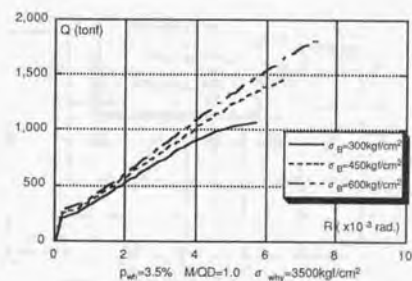
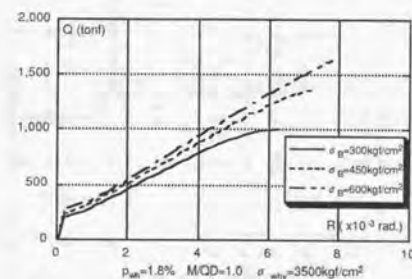
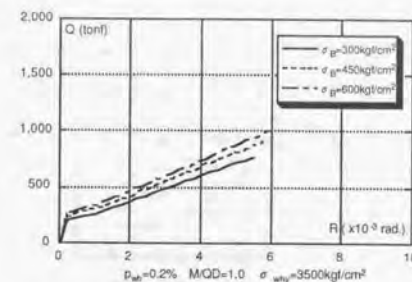
応力度で除すことにより求めた。

図8.4.1のせん断力～部材角関係をみると、全壁板鉄筋比においてコンクリート軸圧縮強度が大きくなるに従い、剛性と終局強度が大きくなる傾向にあることが分かる。ただし、終局強度に比べて、剛性の増大量は小さい。

図8.4.2の終局強度と壁板鉄筋比の関係をみると、壁板鉄筋比が小さく、終局強度が壁板横筋の降伏で決定される場合にはコンクリート軸圧縮強度の違いによる終局強度の差は比較的小さいが、壁板鉄筋比が増大し、コンクリートの圧壊で終局が決定するような場合にはその強度差はやや大きくなる。また、終局強度がほぼ一定となる時の壁板鉄筋比は、コンクリート軸圧縮強度が低くなるほど小さくなる。

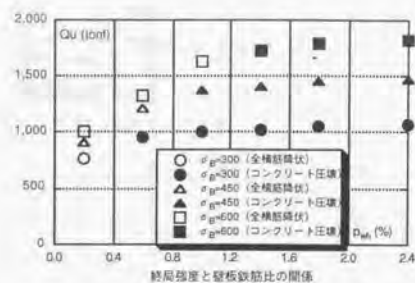
壁板横筋の終局強度に対する寄与率はコンクリート軸圧縮強度にあまり依存しておらず、コンクリート軸圧縮強度の違いによる寄与率の差はほとんどない。

主圧縮方向角度もコンクリート軸圧縮強度の違いによる差はほとんどみられず、全て 45° 近傍に位置している。



* M/QD の D は側柱芯々間距離

図8.4.1 せん断力～部材角関係（コンクリート軸圧縮強度(σ_B)が変化した場合)



$M/QD=1.0$ $\sigma_{why}=3500\text{kgf/cm}^2$
 * M/QD のDは側柱芯々間距離

図8.4.2 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
 (コンクリート一軸圧縮強度(σ_B)が変化した場合)

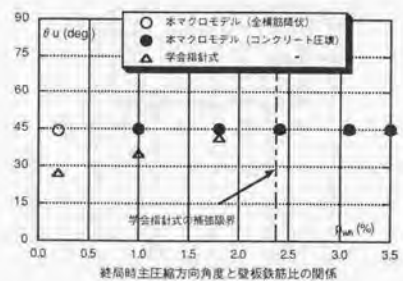
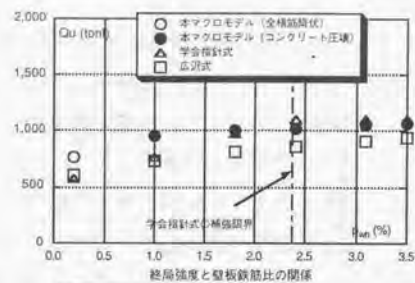
(2) 既往のせん断終局強度算定式との比較

本マクロモデルと学会指針式及び広沢式による終局強度、壁板横筋の終局強度に対する寄与率、終局強度時主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係を各コンクリート一軸圧縮強度毎に図8.4.3～8.4.6に示す。終局強度時主圧縮方向角度に関しては広沢式は評価しておらず、本マクロモデルと学会指針式の二者で比較した。

学会指針式と広沢式の壁板横筋の終局強度に対する寄与率、学会指針式の終局強度時主圧縮方向角度の算定方法は前項と同じである。

壁板横筋の終局強度に対する寄与率、終局強度時主圧縮方向角度に関してはコンクリート一軸圧縮強度の違いによる影響はみられず、どのコンクリート一軸圧縮強度の場合においても本マクロモデルと学会指針式及び広沢式による値の変動傾向はほぼ同様である。

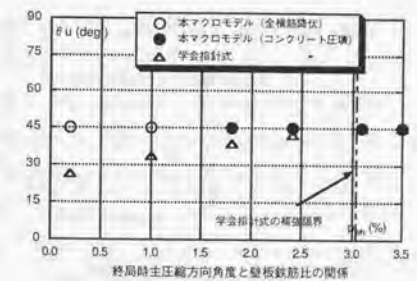
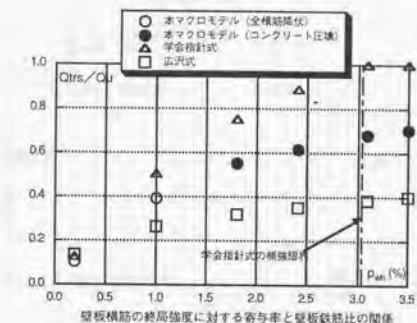
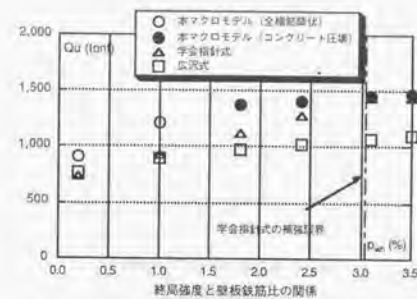
終局強度に関しては、コンクリート一軸圧縮強度が増大するに従って、学会指針式、広沢式による終局強度が本マクロモデルによる結果に比べて小さくなる傾向にある。ただし、学会指針式は壁板鉄筋比の増大に伴って、その終局強度は本マクロモデルによる値に漸近していくが、広沢式は逆に離れていく傾向を示している。また、前項のシアスパン比との関係の検討の場合と同様に、学会指針式による補強限界はやや過大評価であり、終局強度がほぼ一定となる時の壁板鉄筋比は、コンクリート一軸圧縮強度が低くなるほど学会指針式の補強限界時の鉄筋比よりも小さくなる。



$$M/QD=1.0 \quad \sigma_{why}=3500\text{kgf/cm}^2$$

*M/QDのDは側柱芯々間距離

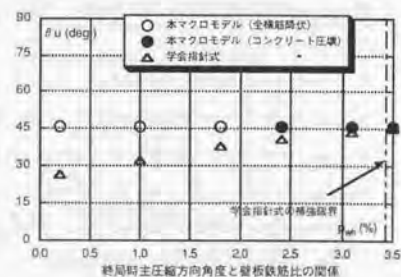
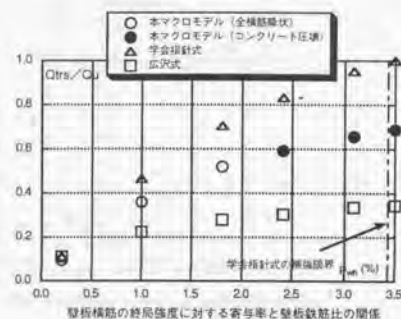
図8.4.3 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $\sigma_B=300\text{kgf/cm}^2$)



$$M/QD=1.0 \quad \sigma_{why}=3500\text{kgf/cm}^2$$

*M/QDのDは側柱芯々間距離

図8.4.4 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $\sigma_B=450\text{kgf/cm}^2$)



$$M/QD=1.0 \quad \sigma_{why}=3500\text{kgf/cm}^2$$

*M/QDのDは側柱芯々間距離

図8.4.5 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋比の関係
(既往のせん断終局強度算定式との比較: $\sigma_B=600\text{kgf/cm}^2$)

8.5 壁板横筋降伏強度との関係

ここでは、壁板横筋降伏強度と壁板横筋の終局強度に対する効果の関係を検討する。解析は以下の通り、壁板鉄筋補強強度（壁板鉄筋比とその降伏強度を乗じた値: $p_{wh} \sigma_{why}$ ）と壁板鉄筋比をパラメータとして行う。

シアスパン比 (M/QD) : 1.0, 2.0

壁板鉄筋補強強度 ($p_{wh} \sigma_{why}$) : 40, 60, 80, 100, 120 kgf/cm^2

コンクリート材料定数: 一軸圧縮強度 $\sigma_B=300\text{kgf/cm}^2$

ヤング係数 $E_c=2.57 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$

壁板鉄筋材料定数: 降伏強度 $\sigma_y=3500, 5500, 7500\text{kgf/cm}^2$

ヤング係数 $E_s=2.10 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$

壁板鉄筋補強強度の範囲を40~120 kgf/cm^2 としたのは高強度鉄筋に主眼を置いたためであり、降伏強度が7500 kgf/cm^2 の場合には壁板鉄筋比は0.53~1.60%となる。

解析より得られたせん断力~部材角（頂部水平変位をその高さで除して求めた）関係の内、壁板鉄筋補強強度が40, 80, 120 kgf/cm^2 で壁板鉄筋降伏強度を変化させた場合を図8.5.1、8.5.2に示す。図8.5.1がシアスパン比1.0、図8.5.2がシアスパン比2.0の場合である。また、壁板鉄筋降伏強度を変化させた場合の壁板鉄筋補強強度と終局強度、壁板横筋の終局強度に対する寄与率及び終局強度時主圧縮方向角度との関係を図8.5.3、8.5.4に示す。図8.5.3がシアスパン比1.0、図8.5.4がシアスパン比2.0の場合である。図8.5.3、8.5.4には学会指針式、広沢式による場合も示した。ただし、終局強度時主圧縮方向角度は本マクロモデルと学会指針式のみでの比較である。各式の壁板横筋の終局強度に対する寄与率、終局強度時主圧縮方向角度は、前々項と同様の手法で算定した。

図8.5.1、8.5.2のせん断力~部材角関係をみると、シアスパン比1.0と2.0のどちらにおいても壁板鉄筋の降伏強度が大きくなるほど剛性が低くなる傾向を示している。この傾向はどの壁板鉄筋補強強度の場合においても同じである。これは、壁板鉄筋補強強度が同じ場合には降伏強度が低いほど鉄筋量が多くなるためである。

終局強度に関しては、図8.5.3、8.5.4も併せてみると、シアスパン比が2.0の場合の壁板鉄筋補強強度が40 kgf/cm^2 の場合を除き、同壁板鉄筋補強強度の場合には壁板鉄

筋降伏強度が小さくなるほど終局強度が大きくなる傾向を示す。これは、本マクロモデルでは壁板鉄筋量の増大に伴って、コンクリート圧縮強度の低減係数が大きくなるためである。唯一、傾向の異なったシアスパン比2.0で壁板鉄筋補強強度が40kgf/cm²の場合には、設定した3ケース全ての壁板鉄筋降伏強度の場合において終局が壁板横筋の降伏で決定している。壁板横筋の降伏で終局が決定する場合には、降伏強度が低くなるほど降伏時のひずみ度は小さくなり、これに伴って終局強度も小さくなる。

壁板横筋の終局強度に対する寄与率も鉄筋降伏強度が低くなるほど大きくなっている。この傾向はシアスパン比1.0の方が2.0に比べ顕著である。同壁板鉄筋補強強度の場合に壁板鉄筋降伏強度が小さくなるほど終局強度が大きくなる傾向があることは、長沼がFEM解析による数値実験の結果から報告している⁸⁻¹²⁾。

終局強度時の主圧縮方向角度には壁板鉄筋降伏強度の違いによる差はみられず、ほぼ45°を推移している。

以上のことから、高強度鉄筋を壁板に使用すれば鉄筋量を減少させることはできるが、鉄筋補強強度が同じであれば、降伏強度が低いほど剛性、終局強度は大きくなる傾向にあることが分かった。

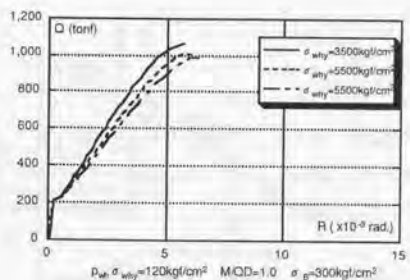
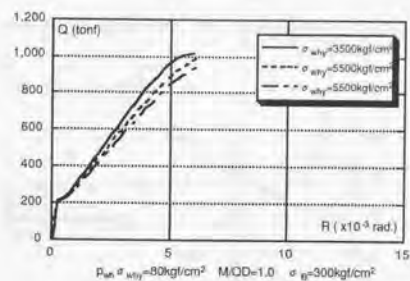
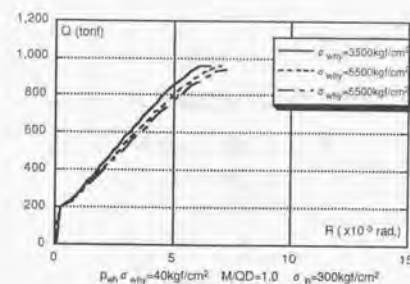
学会指針式、広沢式は壁板鉄筋補強強度が同じで壁板鉄筋降伏強度が異なる場合の差は評価できず、全て同じ答えとなる。

終局強度に関しては、シアスパン比1.0の場合には学会指針式、広沢式による値は本マクロモデルによる結果とほぼ対応している。シアスパン比が2.0の場合には広沢式による結果がやや低くなる。

壁板横筋の終局強度に対する寄与率はシアスパン比1.0の場合は広沢式が、2.0の場合には学会指針式がそれぞれ本マクロモデルによる結果と比較的対応している。

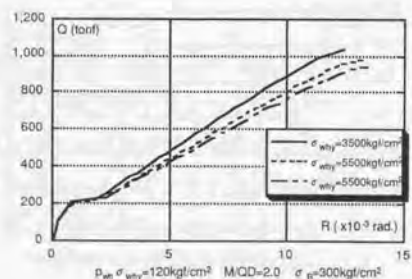
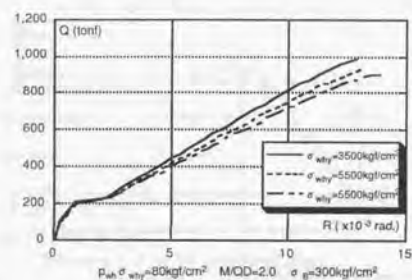
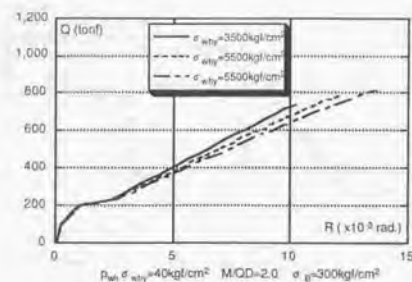
終局強度時の主圧縮方向角度は壁板鉄筋補強強度の範囲が40~120kgf/cm²であれば、学会指針式による値は本マクロモデルによる結果とほぼ対応する。

ただし、学会指針式による壁板横筋の補強限界は本マクロモデルによる結果よりかなり大きい。



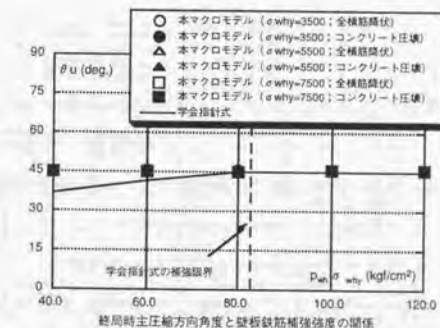
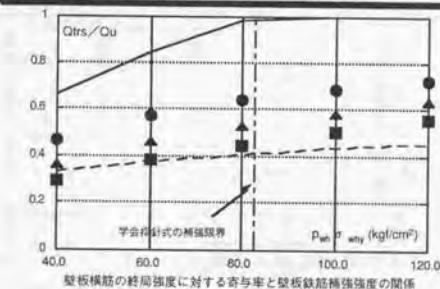
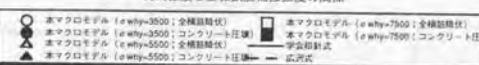
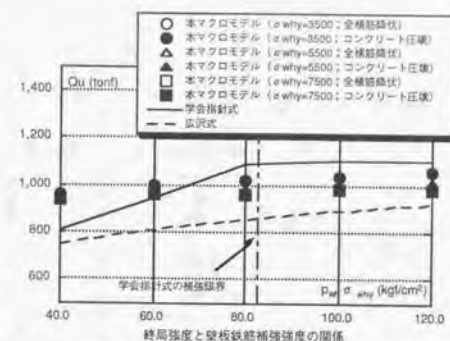
*M/QDのDは隅柱芯々間距離

図8.5.1 セン断力～部材角関係
(壁板鉄筋降伏強度(σ_{why})が変化した場合：M/QD=1.0)



*M/QDのDは側柱芯々間距離

図8.5.2 セン断力～部材角関係
(壁板鉄筋降伏強度(σ_{why})が変化した場合: M/QD=2.0)



$\sigma_B=300\text{kgf/cm}^2$

*M/QDのDは側柱芯々間距離

図8.5.3 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋補強強度の関係
(壁板鉄筋降伏強度(σ_{why})が変化した場合: M/QD=1.0)

本章では、構築された鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価するマクロモデルを用いて、主に鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に対する壁板横筋の効果に関して検討を行った。その結果、把握された内容を以下に示す。

1. シアスパン比が0.5程度に小さい場合には壁板横筋は剛性、終局強度にほとんど寄与しない。シアスパン比が2.0、3.0と大きくなると、壁板鉄筋比の増大に伴って、終局がコンクリートの圧壊で決定するまでほぼ比例的に終局強度は増大する。コンクリートで終局が決定した場合もわずかながら壁板鉄筋比の増大に伴って終局強度は増大する。
2. コンクリート一軸圧縮強度を増大した場合には、終局強度に対する壁板横筋の補強限界は上昇するが、その寄与率はほとんど変化しない。
3. 壁板鉄筋補強強度が同じ場合には、鉄筋の降伏強度が低いほど終局強度とそれに対する壁板横筋の寄与率は大きくなる傾向を示す。
4. シアスパン比が2.0と3.0の場合、終局強度時主圧縮方向角度は壁板鉄筋比が0.2%で約 30° であり、壁板鉄筋比の増大とともに 45° に漸近していく。シアスパン比が1.0以下の場合の終局強度時主圧縮方向角度は壁板鉄筋比に拘わらず、ほぼ 45° を推移する。
5. 学会指針式による壁板鉄筋による補強限界は、シアスパン比に拘わらずコンクリート有効圧縮強度のみの関数として表現されているが、本マクロモデルによる結果ではシアスパン比によって補強限界が変動しており、全般的に学会指針式よりも低い補強強度で限界に到達する。
6. 学会指針式による壁板横筋の終局強度に対する寄与率は、シアスパン比に拘わらず、鉄筋比の増大に比例して上昇し補強限界で100%となるが、本マクロモデルによる結果ではシアスパン比が0.5の場合には横筋の寄与率はほとんどない。広沢式では横筋の寄与率はシアスパン比が小さくなるほど減少する傾向を示すが、全般的に横筋の寄与率を過小評価している。
7. 学会指針式による主圧縮方向角度は、シアスパン比が比較的大きい2.0、3.0で壁板鉄筋が小さい0.2%程度では、 15° 前後とかなり小さな値になる。

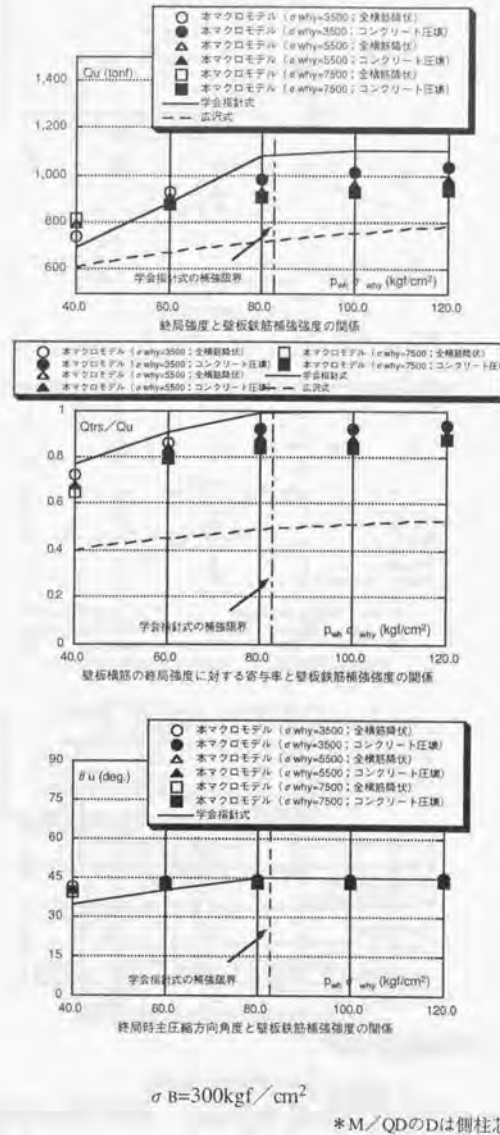


図8.5.4 終局強度、壁板横筋の負担率及び主圧縮方向角度と壁板鉄筋補強強度の関係
(壁板鉄筋降伏強度(σ_{why})が変化した場合: $M/QD=2.0$)

<第8章参考文献>

- 8-1) 小坂義夫、森田司郎：鉄筋コンクリート構造、丸善、385p.、1978.3
- 8-2) 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、340p.、1990
- 8-3) 称原良一、加藤 勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局強度、日本建築学会構造系論文報告集、第343号、pp.24~31、1984、9
- 8-4) 白石一郎、狩野芳一、町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察、日本建築学会構造系論文報告集、第365号、pp.144~155、1986、7
- 8-5) 町田亘寛、白石一郎、中村善郎：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の最大耐力に関する解析的研究、熊谷組技報第40号、pp.65~75、1987.2
- 8-6) 白石一郎、狩野芳一、町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察、日本建築学会構造系論文報告集、第378号、pp.91~101、1987、8
- 8-7) 町田亘寛、白石一郎、上原一男、中村善郎、栗原一郎：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果に関する検討、熊谷組技報第44号、pp.27~35、1987.2
- 8-8) 白石一郎、中村善郎、狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果、日本建築学会構造系論文報告集、第392号、pp.34~45、1988、10
- 8-9) 酒井 章、栗原一郎、白石一郎、中村善郎：仮動的実験法による地震応答性状に関する研究（その4）－鉄筋コンクリート造立体耐震壁の解析的考察－、熊谷組技報第47号、pp.81~87、1990.2
- 8-10) 村上利憲、福嶋孝之、南 宏一：水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.381~384、1985
- 8-11) 塩原 等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法、コンクリート工学論文、No.87.8-1、pp.101~114、1987.8
- 8-12) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第447号、pp.107~117、1993.5

第 9 章 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性評価手法の簡略化

9.1 はじめに	267
9.2 復元力特性評価手法の簡略化	268
9.3 簡略化した復元力特性の精度検証	277
9.4 まとめ	295
<参考文献>	296

9.1 はじめに

本研究において、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に達するまでの復元力特性を評価する「マクロモデル」を開発し、その解析精度が十分であることを確認した。このことは、「マクロモデル」を開発するに当たって検討した耐震壁の復元力特性の影響因子の評価がほぼ妥当であったことを意味する。

本章では、「マクロモデル」から若干簡略化した耐震壁の復元力特性評価手法に関して述べる。これは、実務設計での容易な使用を意識したものである。ただし、現研究段階では一層の耐震壁のみを対象とする。

簡略化した評価手法が構築された後は、それを「第6章 鉄筋コンクリート造耐震壁試験体を対象とした解析精度の検証」において対象とした既往の実験結果に適用し、その精度を検証する。この際、「マクロモデル」による結果との比較検討も行う。

9.2 復元力特性評価手法の簡略化

ここで誘導する耐震壁の復元力特性評価手法は、「マクロモデル」同様に曲げ変形とせん断変形を求め、その和を全体水平変形とするものである。「マクロモデル」では、壁脚部での曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保しながら一つの解析モデルで同時に曲げ変形とせん断変形を算定した。この釣り合いを確保すると評価手法が非常に複雑となることから、ここではこの曲げモーメントとせん断力の壁内部での釣り合いは無視することにした。

曲げ変形、せん断変形はそれぞれTri-Linear型にモデル化する。

まず、水平断面の曲げモーメントと曲率の関係を平面保持仮定の塑性理論により求める。そして、この曲率を積分することにより曲げ変形を求める。この曲げ変形の第一折れ点は曲げひびわれ強度時、第二折れ点は曲げ降伏時、終局点を曲げ終局時とする。この手法によって曲げ変形を算定する場合には、比較的シアスパン比が小さい耐震壁の曲げ降伏強度をやや高めに評価する可能性があるが、「第6章 鉄筋コンクリート造耐震壁試験体を対象とした解析精度の検証」において検討した結果、実務的に使用する精度としては十分であると判断した。また、側柱に生じる局部曲げや基礎からの側柱主筋の抜け出しによる回転変形等の影響も考えられるが、これらに関しては今後の研究課題としたい。

せん断変形は先に求めた曲げ降伏強度の影響を考慮して算定する。せん断変形の第一折れ点はせん断ひびわれ点とする。第二折れ点は、「マクロモデル」において最も顕著に剛性変化する曲げ降伏時とする。ただし、曲げ降伏の生じない場合には第二折れ点は終局点とし、せん断終局強度で決定する。曲げ降伏の生じる場合の終局点もせん断終局強度である。せん断変形の算定において「マクロモデル」と大きく異なる点は、コンクリートの剛性を弾性としたこと、テンションスティフニング特性を無視した点である。

以下に、具体的な評価手法を示す。なお、ここで対象とする耐震壁は一層で頂部に水平力を載荷する片持ち梁形式の耐震壁である。また、曲げ変形に関しては曲げモーメント～曲率関係の算定手法を、せん断変形に関してはせん断力～せん断ひずみ度関係の算定手法を示す。

なお、本評価手法の適用範囲はマクロモデルと同じである。

1. 曲げ変形の評価手法

1) 第一折れ点 (曲げひびわれ強度時; M_1 , ϕ_1)

$$M_1 = \sigma_{bc} Z_e \quad (9.2-1)$$

$$\phi_1 = \frac{M_1}{E_c I_{ew}} \quad (9.2-2)$$

せん断力作用位置での曲げ変形は、

$$\delta_b = (\phi_1 + \phi_t) \frac{h_0}{2} \left(\frac{2\phi_1 + \phi_t}{\phi_1 + \phi_t} \frac{h_0}{3} + h - h_0 \right)$$

$$\phi_t = \frac{M_t}{E_c I_c} = \frac{Q(h - h_0)}{E_c I_c}$$

2) 第二折れ点 (曲げひびわれ強度時; M_2 , ϕ_2)

$$M_2 = M_y \quad (9.2-3)$$

$$\phi_2 = \phi_y \quad (9.2-4)$$

せん断力作用位置での曲げ変形は、

$$\delta_b = \delta_{b1} + \delta_{b2}$$

$$\delta_{b1} = (\phi_2 + \phi_1) \frac{h - h_1}{2} \left(\frac{2\phi_2 + \phi_1}{\phi_2 + \phi_1} \frac{h - h_1}{3} + h_1 \right)$$

$$\delta_{b2} = (\phi_1 + \phi_t) \frac{h_1 - (h - h_0)}{2} \left(\frac{2\phi_1 + \phi_t}{\phi_1 + \phi_t} \frac{h_1 - (h - h_0)}{3} + h - h_0 \right)$$

$$h_1 = \frac{M_1}{Q}$$

$$h_2 = \frac{M_2}{Q}$$

3) 第三折れ点 (曲げ終局強度時; M_3 , ϕ_3)

$$M_3 = M_u \quad (9.2-5)$$

$$\phi_3 = \phi_u \quad (9.2-6)$$

せん断力作用位置での曲げ変形は、

$$\delta_b = \delta_{b1} + \delta_{b2} + \delta_{b3}$$

$$\delta_{b1} = (\phi_3 + \phi_2) \frac{h - h_2}{2} \left(\frac{2\phi_3 + \phi_2}{\phi_3 + \phi_2} \frac{h - h_2}{3} + h_2 \right)$$

$$\delta_{b2} = (\phi_2 + \phi_1) \frac{h_2 - h_1}{2} \left(\frac{2\phi_2 + \phi_1}{\phi_2 + \phi_1} \frac{h_2 - h_1}{3} + h_1 \right)$$

$$\delta_{b3} = (\phi_1 + \phi_t) \frac{h_1 - (h - h_0)}{2} \left(\frac{2\phi_1 + \phi_t}{\phi_1 + \phi_t} \frac{h_1 - (h - h_0)}{3} + h - h_0 \right)$$

2. せん断変形の評価手法

1) 第一折れ点 (せん断ひびわれ点; Q_1 , γ_1)

$$Q_1 = \frac{\Delta_{ult}}{\kappa_s} \tau_1 \quad (9.2-7)$$

$$\tau_1 = \sqrt{\left(\sigma_{sc} - \frac{\sigma_{x0} + \sigma_{y0}}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x0} - \sigma_{y0}}{2}\right)^2} \quad (9.2-8)$$

$$\gamma_1 = \frac{\tau_1}{G_c} \frac{K_x}{K_y} \quad (9.2-9)$$

2) 第二折れ点 (せん断終局強度時または曲げ降伏強度時: Q_2, γ_2)

$$Q_2 = \min(Q_{su2}, Q_{by}) \quad (9.2-10)$$

$$Q_{su2} = \tau_2 t_w L_w \quad (9.2-11)$$

$$\tau_2 = \frac{\sigma_{y2} \sin 2\theta_2}{2} \quad (9.2-12)$$

$$\sigma_{y2} = \min(\sigma_{22c}, \sigma_{22h}) \quad (9.2-13)$$

$$\sigma_{22c} = \lambda_2 \sigma_B - \sigma_{y2d} \cos^2 \theta_2 \quad (9.2-14)$$

$$\sigma_{y2d} = \frac{\lambda_2 \sigma_B}{2} (1 + \cos 2\theta_2) \frac{t_w L_w}{A_{com2}} \quad (9.2-15)$$

$$A_{com2} = X_{B2} t_w + (B_c - t_w) D_c \quad (9.2-16)$$

$$X_{B2} = L_w - h \tan \theta_2 \geq X_a \quad (9.2-17)$$

$$\lambda_2 = 0.72 - \frac{\sigma_B}{11.9 \sqrt{K_{D2}}} \quad (K_{D2} \geq 48000 \text{ kgf/cm}^2) \quad (9.2-18)$$

$$K_{D2} = \frac{K_x K_{y2}}{K_x \cos^2 \theta_2 + K_{y2} \sin^2 \theta_2} \quad (9.2-19)$$

$$K_x = p_x E_{Sx} + K_b \quad (9.2-20)$$

$$K_b = \frac{I_{ec}}{2 t_w} \frac{10000 \alpha (2 \alpha + 3) E_c I_{ec}}{4 \alpha^2 + 62 \alpha + 3 h_0^4} \quad (9.2-21)$$

(9.2-21) は、マクロモデルから簡略化している (詳細は後述)。

$$\alpha = \frac{k_c 2}{E_c I_{ec}} \quad (9.2-22)$$

$$k_c 2 = (0.8 D_c - x_n) \left(0.8 D_c - \frac{x_n}{3}\right) a_1 E_{Scv} \quad (9.2-23)$$

$$x_n = \frac{-a_1 E_{Scv} + \sqrt{a_1^2 E_{Scv}^2 + 1.6 B_c D_c a_1 E_{Scv} E_c}}{E_c B_c} \quad (9.2-24)$$

$$K_{y2} = p_y E_{Sy} \frac{L_0}{L_w} + 2 p_{ev} E_{Scv} \frac{B_c D_c}{L_w t_w} \quad (9.2-25)$$

$$E_{cd} = 0.08 \sigma_B^{0.36} E_c \leq E_c \quad (9.2-26)$$

(9.2-26) は、マクロモデルから簡略化している (詳細は後述)。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_{y2}}\right) \cos^2 \theta_2 - 2 \left(\frac{1}{E_{cd}} + \frac{1}{K_x}\right) \cos^2 \theta_2 + \frac{1}{E_{cd}} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (9.2-27)$$

$$\sigma_{22h} = \frac{2 \sigma_{x2}}{1 - \cos^2 \theta_2} = \frac{2 K_x \varepsilon_{xy}}{1 - \cos^2 \theta_2} \quad (9.2-28)$$

$$\gamma_2 = (2 \varepsilon_{22} + \varepsilon_{x2} + \varepsilon_{y2}) \sin 2\theta_2 \quad (9.2-29)$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{\tau_{2d}}{E_{cd} \sin 2\theta_2} \quad (9.2-30)$$

$$\varepsilon_{x2} = \frac{\frac{\tau_{2d}}{\sin 2\theta_2} (1 - \cos 2\theta_2) - \sigma_{x0}}{K_x} \quad (9.2-31)$$

$$\varepsilon_{y2} = \frac{\frac{\tau_{2d}}{\sin 2\theta_2} (1 + \cos 2\theta_2) - \sigma_{y0}}{K_{y2}} \quad (9.2-32)$$

$$\tau_{2d} = \frac{Q_2}{t_w L_w} \quad (9.2-33)$$

3) 第三折れ点 (曲げ降伏後のせん断終局強度時: Q_3, γ_3)

$$Q_3 = \tau_3 t_w L_w \quad (9.2-34)$$

ただし、 $Q_3 < Q_2$ となる場合には、 $Q_3 = Q_2$ とする。

$$\tau_3 = \frac{\sigma_{y3} \sin 2\theta_3}{2} \quad (9.2-35)$$

$$\sigma_{y3} = \min(\sigma_{23c}, \sigma_{23h}) \quad (9.2-36)$$

$$\sigma_{23c} = \lambda_3 \sigma_B - \sigma_{y3d} \cos^2 \theta_3 \quad (9.2-37)$$

$$\sigma_{y3d} = \frac{\lambda_3 \sigma_B}{2} (1 + \cos 2\theta_3) \frac{t_w L_w}{A_{com3}} \quad (9.2-38)$$

$$A_{com3} = X_{B3} t_w + (B_c - t_w) D_c \quad (9.2-39)$$

$$X_{B3} = L_w - h \tan \theta_3 \geq D_c \quad (9.2-40)$$

$$\lambda_3 = 0.72 - \frac{\sigma_B}{11.9 \sqrt{K_{D3}}} \quad (K_{D3} \geq 48000 \text{ kgf/cm}^2) \quad (9.2-41)$$

$$K_{D3} = \frac{K_x K_{y3}}{K_x \cos^2 \theta_3 + K_{y3} \sin^2 \theta_3} \quad (9.2-42)$$

$$K_{y3} = \frac{p_y E_{Sy}}{3} \frac{L_0}{L_w} + p_{ev} E_{Scv} \frac{B_c D_c}{L_w t_w} \quad (9.2-43)$$

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_{y3}}\right) \cos^2 \theta_3 - 2 \left(\frac{1}{E_{cd}} + \frac{1}{K_x}\right) \cos^2 \theta_3 + \frac{1}{E_{cd}} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (9.2-44)$$

$$\sigma_{23h} = \frac{2 \sigma_{x3}}{1 - \cos^2 \theta_3} = \frac{2 K_x \varepsilon_{xy}}{1 - \cos^2 \theta_3} \quad (9.2-45)$$

$$\gamma_3 = (2 \varepsilon_{23} + \varepsilon_{x3} + \varepsilon_{y3}) \sin 2\theta_3 \quad (9.2-46)$$

$$\varepsilon_{23} = \frac{\tau_3}{E_{cd} \sin 2\theta_3} \quad (9.2-47)$$

$$\varepsilon_{x3} = \frac{\frac{\tau_3}{\sin 2\theta_3} (1 - \cos 2\theta_3) - \sigma_{x0}}{K_x} \quad (9.2-48)$$

$$\varepsilon_{y3} = \frac{\frac{\tau_3}{\sin 2\theta_3} (1 + \cos 2\theta_3) - \sigma_{y0}}{K_{y3}} \quad (9.2-49)$$

ここに、 σ_B ：コンクリート軸圧縮強度（正值： kgf/cm^2 ）
 E_c ：コンクリートのヤング係数（ kgf/cm^2 ）
 I_{ew} ：壁全体の断面二次モーメント
 M_y ：曲げ降伏時モーメント（引張側柱主筋降伏時：平面保持仮定の塑性理論より求める。）
 ϕ_y ：曲げ降伏時曲率
 M_u ：曲げ終局時モーメント（平面保持仮定の塑性理論より求める。）
 ϕ_u ：曲げ終局時曲率
 A_{all} ：全水平断面積
 κ_s ：せん断に対する形状係数（応力度法による）
 κ_e ：せん断に対する形状係数（エネルギー法による）
 σ_{x0} ：水平方向荷重軸方向応力度（ kgf/cm^2 ）
 σ_{y0} ：鉛直方向荷重軸方向応力度（ kgf/cm^2 ）
 G_c ：コンクリートのせん断弾性剛性（ kgf/cm^2 ）
 Q_{by} ：曲げ降伏時せん断力
 t_w ：壁板厚
 L_w ：壁全長
 σ_{22} ：第二折れ点時主圧縮方向のコンクリート応力度（圧縮を正： kgf/cm^2 ）
 σ_{22c} ：コンクリートの圧壊で決定する場合の第二折れ点時主圧縮方向のコンクリート応力度（圧縮を正： kgf/cm^2 ）
 λ_2 ：第二折れ点時のコンクリート圧縮強度の低減係数
 θ_2 ：第二折れ点時の主圧縮方向角度（縦軸より反時計回り）
 A_{com2} ：第二折れ点時の壁脚部のコンクリートの圧縮領域の断面積
 X_{B2} ：第二折れ点時の壁脚部のコンクリートの圧縮領域の圧縮端からの距離
 X_n ：壁全体の曲げひびわれ後の平面保持仮定による中立軸の圧縮端からの距離
 B_c ：側柱幅
 D_c ：側柱せい
 h_0 ：壁内法高さ

h ：加力点高さ
 K_x ：水平方向の抵抗バネの剛性（ kgf/cm^2 ）
 p_x ：壁板横筋比
 E_{sx} ：壁板横筋のヤング係数（ kgf/cm^2 ）
 K_h ：側柱と梁による水平方向抵抗バネの剛性（ kgf/cm^2 ）
 L_c ：側柱芯々間距離
 I_{ec} ：側柱の断面二次モーメント
 k_{e2} ：側柱断面の曲げひびわれ後の剛性（ kgf/cm^2 ）
 a_t ：側柱の引張主筋全断面積（側柱全主筋の半分）
 x_n ：側柱断面の曲げひびわれ後の平面保持仮定による中立軸の側柱圧縮端からの距離
 K_{y2} ：第二折れ点時鉛直方向の抵抗バネの剛性（ kgf/cm^2 ）
 p_y ：壁板縦筋比
 E_{sy} ：壁板縦筋のヤング係数（ kgf/cm^2 ）
 p_{cv} ：側柱全主筋比
 E_{scv} ：側柱主筋のヤング係数（ kgf/cm^2 ）
 σ_{22h} ：壁板横筋降伏時のコンクリートの主圧縮方向応力度（ kgf/cm^2 ）
 ϵ_{xy} ：壁板横筋降伏時のひずみ度
 ϵ_{22} ：第二折れ点時主圧縮方向の軸ひずみ度
 ϵ_{x2} ：第二折れ点時の水平方向の軸ひずみ度
 ϵ_{y2} ：第二折れ点時の鉛直方向の軸ひずみ度
 σ_{23} ：第三折れ点時主圧縮方向のコンクリート応力度（圧縮を正： kgf/cm^2 ）
 σ_{23c} ：コンクリートの圧壊で決定する場合の第二折れ点時主圧縮方向のコンクリート応力度（圧縮を正： kgf/cm^2 ）
 λ_3 ：第三折れ点時のコンクリート圧縮強度の低減係数
 θ_3 ：第三折れ点時の主圧縮方向角度（縦軸より反時計回り）
 A_{com3} ：第三折れ点時の壁脚部のコンクリートの圧縮領域の断面積
 X_{B3} ：第三折れ点時の壁脚部のコンクリートの圧縮領域の圧縮端からの距離

K_{y3} : 第三折れ点時鉛直方向の抵抗バネの剛性 (kgf/cm^2)

ϵ_{23} : 第三折れ点時主圧縮方向の軸ひずみ度

ϵ_{x3} : 第三折れ点時の水平方向の軸ひずみ度

ϵ_{y3} : 第三折れ点時の鉛直方向の軸ひずみ度

ここで、せん断変形評価手法に関して解説する。上述したようにせん断変形はTri-Linear型で表現する。第一折れ点はせん断ひびわれ強度時、第二折れ点は曲げ降伏強度時またはせん断終局強度時、そして、終局点は曲げ降伏後のせん断終局強度時である。曲げ降伏が生じない場合には、第二折れ点までのBi-Linear型となる。

第一折れ点のせん断ひびわれ強度は、主応力度式 (9.2-7) で主引張方向のコンクリートの引張応力度がひびわれ強度に達した時とする。コンクリートのひびわれ強度はコンクリート軸圧縮強度の平方根とする。また、この時のせん断力負担面積は、式 (9.2-7) に示したように全水平断面積をせん断に対する形状係数で除した値とする。

第二折れ点はせん断終局強度時または曲げ降伏強度時であり、式 (9.2-10) に示したようにそれらの小さい方で決定する。曲げ降伏強度は式 (9.2-3) に示したように平面保持仮定の塑性理論より求める。この時のせん断力負担面積は式 (9.2-11) のように壁板厚に壁全長を乗じた値とする。

式 (9.2-12) は主応力度式であり、コンクリートの負担引張応力度を無視した形となっている。「マクロモデル」では、テンションスティフニング特性を考慮し、これによるコンクリート負担引張応力度を最大主応力度としたが、ここでは簡略化を優先させることにした。これは、壁板横筋の降伏で終局が決定する場合にはややその時の強度を過小に評価することになるが、安全側の評価となることから問題はないと判断した。

式 (9.2-13) はせん断終局強度をコンクリートの圧壊または壁板横筋の降伏の内、早期に生じた方で決定することを示している。式 (9.2-14) はコンクリート圧壊で決定する場合の主圧縮方向コンクリートの圧縮応力度の算定式であり、曲げモーメントが最大となる壁脚部でのコンクリートが負担する鉛直方向圧縮応力度の影響を反映させた形となっている。その反映方法は、式 (9.2-15) で求めた壁脚部での鉛直方向圧縮領域の応力度の主圧縮方向成分をコンクリートの有効圧縮強度 (コンクリート軸圧縮強度に低減係数を乗じた値) から差し引くことにした。壁脚部での圧縮領域、コ

ンクリート圧縮強度の低減係数の評価手法は「マクロモデル」と同じである。

式 (9.2-21) は側柱と梁による水平方向の抵抗バネ剛性を表わしたものであり、これに関しては「マクロモデル」の式を若干簡略化した。また、「マクロモデル」では側柱が弾性的場合と中腹にひびわれが生じた場合の両方を考慮していたが、側柱中腹のひびわれは比較的早期に生じ、曲げ降伏の生じるような荷重レベルでこのひびわれが生じていない可能性はかなり低いことから、ここでは側柱中腹のひびわれ後の式を簡略化して用いることにした。

式 (9.2-25) は鉛直方向抵抗バネ剛性を表わしたものであり、両側柱主筋も壁板縦筋と同様に抵抗させている。

式 (9.2-26) はコンクリートの主圧縮方向の圧縮バネ剛性を表わしたものであり、「マクロモデル」のコンクリートの圧縮応力度～ひずみ度関係 (圧縮強度低減係数算定時の主引張方向の剛性を最小値の $48000 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ とした場合) のひずみ度が圧縮強度時ひずみ度の0.7倍に達した時の割線剛性を近似的に表わす式である。

そして、主圧縮方向の角度は「マクロモデル」と同様に式 (9.2-27) で求める。この式より求める角度はトラス剛性を最大とする時の角度であり、作用するせん断力に対し、耐震壁は最小の仕事量で抵抗すると仮定して導いたものである。

式 (9.2-28) は壁板横筋が降伏する時の主圧縮方向のコンクリート圧縮応力度の算定式である。

せん断ひずみ度はモールのひずみ円から導かれる式 (9.2-29) のように、主圧縮方向、水平方向及び鉛直方向の軸ひずみ度から求められる。各軸ひずみ度は主応力度式から求められる各軸方向の応力度を設定したバネ剛性で除すことにより算定される。

第三折れ点は曲げ降伏後のせん断終局強度時である。ここで示した式はほとんど第二折れ点のせん断終局強度算定用のものと同じである。ただし、曲げ降伏後では、せん断に抵抗する鉛直方向バネ剛性を低減させており、これに伴って主圧縮方向角度が第二折れ点の時から変化する。鉛直方向バネ剛性は式 (9.2-43) で表わしている。「マクロモデル」では曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保しながら、順次降伏した縦筋を鉛直方向バネ剛性から省いたが、「マクロモデル」を既往の耐震壁試験体に適用した結果、曲げ降伏が生じる場合にはそのほとんどが壁板中央までの縦筋が降伏することから、ここでは曲げ降伏後に寄与する壁板の縦筋は全体の1/3とすることにした。また、壁脚部での圧縮領域において、圧縮領域の圧縮端からの距離の最小値を、第二折れ点算定時では平面保持仮定より導かれる中立軸位置の圧縮端からの距離とし

たが、第三折れ点算定時では曲げによる塑性化の進行を表現するため、圧縮領域の最小値は圧縮側柱のみとした。

以上、ここでは「マクロモデル」から簡略化した鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に至るまでの復元力特性の評価手法を示した。次項において、この手法の精度を検証する。

9.3 簡略化した復元力特性評価手法の精度検証

ここでは、前項で示した簡略化した復元力特性評価手法を既往の耐震壁試験体の実験結果に適用し、終局強度と復元力特性（せん断力～水平変位関係）に関し、この評価手法の精度を検証する。既往の耐震壁試験体^{9-1~16}は「マクロモデル」の検証に用いたものと同じである。

(1) 終局強度に対する精度検証結果

簡略化した評価手法を既往の耐震壁試験体の実験結果に適用して得られた終局強度を実験結果と比較して表9.3.1、9.3.2に示す。各表には「マクロモデル」による結果も示し、簡略化した評価手法による終局強度はせん断終局強度と曲げ終局強度の二つを示した。また、実験結果の終局強度を簡略化した評価手法より得られた終局強度（せん断と曲げ終局強度の小さい方）で除した値（強度比）のシアスパン比、コンクリート一軸圧縮強度等の要因に対する変動傾向を検討した結果を図9.3.1に示す。

実験結果の終局強度と「マクロモデル」による終局強度の比は、平均0.97、変動係数0.086であった。これに対し、簡略化した評価手法によるせん断終局強度による比は平均0.94、変動係数0.178であり、ややバラツキが大きい。これは、簡略化した評価手法による結果が、ほぼ曲げ終局強度に到達した頃に急激に強度低下を生じた試験体（簡略化した評価手法による破壊モードが曲げ破壊型（B-）となった試験体）の終局強度を大きめに、比較的コンクリート一軸圧縮強度が大きい試験体の終局強度を小さめに評価していることに起因している。

前者のように曲げ終局に到達するような場合の強度評価にやや問題があるが、このような場合には簡略化した評価手法では曲げ終局強度で評価するため、強度比のバラツキは減少する。

後者の比較的コンクリート一軸圧縮強度が大きい試験体の終局強度を小さめに評価するのは、簡略化した評価手法ではテンションステイフニング特性を考慮していないためであると思われる。比較的コンクリート一軸圧縮強度が大きい試験体の場合にはこの効果がある程度考慮する必要があるものと思われるが、この効果を反映させた場合、評価式がさらに複雑となること、また、現状は安全側の評価となることから、ここでは同特性は無視する。

実験結果を簡略化した評価手法の曲げとせん断終局強度の小さい方で評価すれば、

強度比は平均1.02、変動係数0.093となる。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説」⁹⁻¹⁷⁾に示された耐震壁のせん断終局強度式(以後、学会指針式と呼ぶ)、広沢式では、同様に曲げ終局強度の方が小さい場合にはその値を採用して実験結果の終局強度を評価すると、学会指針式が平均1.16、変動係数0.172、広沢式が平均1.07、変動係数0.107であり、これらよりも簡略化した評価手法の方が精度は良い。終局強度はこの手法で評価できるが、曲げ終局に到達するような場合の強度維持できる変形は不明である。そこで、簡略化した評価手法で曲げ破壊と判定された試験体の内、簡略化した評価手法で得られたせん断終局強度を曲げ終局強度で除した値と実験の限界変形の終局強度時の変形に対する倍率の係数に着目してみた。その検討結果を図9.3.2に示す。ここでの限界変形は、緩やかに強度低下している場合には終局強度の80%に達した時の変形、急激に強度低下している場合にはその低下直前の変形である。

同図をみると、簡略化した評価手法による強度比(せん断/曲げ)が1.20以下の場合には、実験での変形比(限界変形/終局強度時変形)は比較的小さく、そのほとんどが1.50以下であることが分かる。W8N18、W4N18、W8N18C、D-NO.3試験体は強度比が1.30~1.70程度と大きい変形比は1.00と終局強度直後に強度喪失しており、相反する傾向を示しているが、この簡略化した評価手法で耐震壁の終局強度を評価する時には、曲げ破壊型と判定されてもせん断と曲げの終局強度比が1.20以下の場合には比較的早期に壁板が破壊し、強度を喪失する可能性が高くなるものと思われる。

簡略化した評価手法による破壊モードはほぼ実験結果の破壊モードと対応しているが、中には曲げ降伏が実験では生じているが、同評価手法では生じていない試験体がある(例えば、A-NO.5試験体)。この現象が生じる試験体は比較的シアスパン比が小さい試験体であり、やはり、このような場合の曲げ降伏強度を平面保持仮定による曲げの塑性理論では高めに評価する傾向にあり、今後、検討を要する。

図9.3.1の簡略化した評価手法による終局強度(曲げとせん断終局強度の内、小さい方)の要因分析結果をみると、どの要因においてもほとんど偏りなく良い精度で実験結果を評価できていることが分かる。

以上、簡略化した評価手法はやや問題もあるが、概ね鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度を評価できるものと思われる。

表9.3.1 終局強度の比較-I

試験体名	実験結果		計算結果					実験結果/計算結果			
	eQu (tonf)	破壊 モード	本マクロモデル		簡略化した評価手法			eQu / aQu	eQu / cQsu	eQu / cQbu	eQu / min(cQsu, cQbu)
			aQu (tonf)	破壊 モード	せん断 cQsu (tonf)	曲げ cQbu (tonf)	破壊 モード				
A-NO.1	169.1	YvC	163.4	YvC	154.7	179.2	S-YvC	1.03	1.09	0.94	1.09
A-NO.2	120.2	YvC	138.8	YvC	134.6	149.2	S-YvC	0.87	0.89	0.81	0.89
A-NO.2'	127.1	YvC	138.6	YvC	133.2	149.3	S-YvC	0.92	0.95	0.85	0.95
A-NO.3	150.4	YvC	151.6	YvC	170.1	161.4	B-YvC	0.99	0.88	0.93	0.93
A-NO.3'	133.3	YvC	146.3	YvC	136.4	159.0	S-YvC	0.91	0.98	0.84	0.98
A-NO.4	173.3	YvC	182.5	YvC	159.6	197.5	S-YvC	0.95	1.09	0.88	1.09
A-NO.5	185.9	YvC	194.8	YvC	188.1	257.5	S-C	0.95	0.99	0.72	0.99
A-NO.6	116.9	YvC	116.1	YvC	135.5	124.9	B-YvC	1.01	0.86	0.94	0.94
A-NO.7	154.5	YvC	173.6	YvC	165.2	229.2	S-C	0.89	0.94	0.67	0.94
A-NO.8	164.9	YvC	181.5	YvC	177.8	268.8	S-C	0.91	0.93	0.61	0.93
A-NO.9	137.0	YvC	130.0	YvC	153.1	134.4	B-YvC	1.05	0.89	1.02	1.02
B-NO.1	111.0	YvC	126.8	YvC	118.2	142.5	S-YvC	0.88	0.94	0.78	0.94
B-NO.2	136.0	YvC	136.1	YvC	139.0	145.7	S-YvC	1.00	0.98	0.93	0.98
B-NO.3	149.0	YvC	141.1	YvC	173.2	148.0	B-YvC	1.06	0.86	1.01	1.01
B-NO.4	126.0	YvC	114.3	YvC	130.2	122.7	B-YvC	1.10	0.97	1.03	1.03
B-NO.5	116.0	YvC	125.9	YvC	119.4	163.3	S-C	0.92	0.97	0.71	0.97
B-NO.6	149.0	YvC	156.5	YvC	141.3	173.3	S-YvC	0.95	1.05	0.86	1.05
B-NO.7	171.0	YvC	165.4	YvC	186.1	179.2	B-YvC	1.03	0.92	0.95	0.95
C-NO.1	28.8	C	34.8	C	32.2	125.6	S-C	0.83	0.89	0.23	0.89
C-NO.2	29.8	C	36.4	C	34.1	122.4	S-C	0.82	0.87	0.24	0.87
C-NO.3	34.3	C	36.4	C	34.1	126.1	S-C	0.94	1.01	0.27	1.01
C-NO.4	36.8	C	35.1	C	32.7	121.5	S-C	1.05	1.13	0.30	1.13
C-NO.5	14.1	DC	16.2	YH	13.2	61.7	S-YH	0.87	1.07	0.23	1.07
C-NO.6	15.3	DC	17.6	YH	13.7	60.2	S-YH	0.87	1.12	0.25	1.12
C-NO.7	24.3	DC	25.7	YH	24.8	62.3	S-YH	0.95	0.98	0.39	0.98
C-NO.8	27.5	C	24.0	C	22.7	63.7	S-C	1.15	1.21	0.43	1.21
P2004	102.0	YvC	107.9	YvC	132.9	112.7	B-YvC	0.95	0.77	0.90	0.90
P2012	141.0	YvC	152.6	YvC	151.8	180.5	S-YvC	0.92	0.93	0.78	0.93
P4012	165.0	YvC	160.0	YvC	170.3	183.6	S-YvC	1.03	0.97	0.90	0.97

表9.3.2 終局強度の比較-2

試験体名	実験結果		計算結果					実験結果/計算結果			
	eQu (tonf)	破壊モード	本マクロモデル		簡略化した評価手法			eQu / aQu	eQu / cQsu	eQu / cQbu	eQu / min(cQsu, cQbu)
			aQu (tonf)	破壊モード	せん断 cQsu (tonf)	曲げ cQbu (tonf)	破壊モード				
NW1	108.4	YvC	94.5	YvC	102.9	94.7	B-YvC	1.15	1.05	1.15	1.15
NW2	149.8	YvC	140.1	YvC	157.1	142.9	B-YvC	1.07	0.95	1.05	1.05
NW3	73.2	YvDC	71.7	YvYH	59.9	72.3	S-YH	1.02	1.22	1.01	1.22
NW4	80.0	YvDC	83.1	YvYH	64.3	86.7	S-YH	0.96	1.24	0.92	1.24
NW5	91.8	YvDC	87.1	YvC	80.1	87.3	S-YvYH	1.05	1.15	1.05	1.15
NW6	107.7	YvDC	104.9	YvYH	94.7	107.0	S-YH	1.03	1.14	1.01	1.14
W8N18	90.0	YvC	82.5	YvC	136.3	81.9	B-YvC	1.09	0.66	1.10	1.10
W8N13	77.8	YvC	71.4	YvC	140.3	72.2	B-YvC	1.09	0.55	1.08	1.08
W8N08H	70.3	YvC	66.4	YvC	135.3	68.5	B-YvC	1.06	0.52	1.03	1.03
W4N18	76.8	YvC	83.9	YvC	101.3	70.8	B-YvC	0.92	0.76	1.08	1.08
W4N18C	74.5	YvC	83.6	YvC	100.3	70.5	B-YvC	0.89	0.74	1.06	1.06
SN0	105.2	YvC	96.9	YvC	134.6	102.5	B-YvC	1.09	0.78	1.03	1.03
SN1	150.0	YvC	172.8	YvC	167.1	206.5	S-YvC	0.87	0.90	0.73	0.90
D-NO.1	117.8	YvC	119.9	YvC	255.0	122.1	B-YvC	0.98	0.46	0.96	0.96
D-NO.3	212.3	YvC	233.2	YvC	329.1	247.5	B-YvC	0.91	0.65	0.86	0.86
E-NO.3	131.4	YvC	131.0	YvC	148.0	134.3	B-YvC	1.00	0.89	0.98	0.98
F-NO.2	42.2	YvC	44.1	YvC	48.3	40.7	B-YvC	0.96	0.87	1.04	1.04
G-NO.1	112.3	C	135.6	C	127.3	224.9	S-C	0.83	0.88	0.50	0.88
G-NO.2	128.0	C	145.9	C	135.3	229.5	S-C	0.88	0.95	0.56	0.95
G-NO.3	140.6	C	150.3	C	139.7	235.0	S-C	0.94	1.01	0.60	1.01
G-NO.4	173.1	C	173.3	C	142.4	276.4	S-C	1.00	1.22	0.63	1.22
G-NO.5	118.2	C	139.8	C	107.0	156.8	S-YH	0.85	1.10	0.75	1.10
G-NO.6	144.0	C	158.2	C	144.2	252.6	S-C	0.91	1.00	0.57	1.00
G-NO.7	152.9	C	157.1	C	147.7	249.2	S-C	0.97	1.04	0.61	1.04
G-NO.8	167.2	C	174.6	C	164.1	262.2	S-C	0.96	1.02	0.64	1.02

*-1: 破壊モードの記号 (簡略評価手法のS-: せん断破壊 B-: 曲げ破壊)
 C: コンクリート圧壊 YvC: 曲げ降伏後コンクリート圧壊
 DC: 斜め方向の損傷拡大後コンクリート圧壊
 YvDC: 曲げ降伏し、斜め方向の損傷拡大後コンクリート圧壊
 YH: 横筋全降伏 YvYH: 曲げ降伏後横筋全降伏

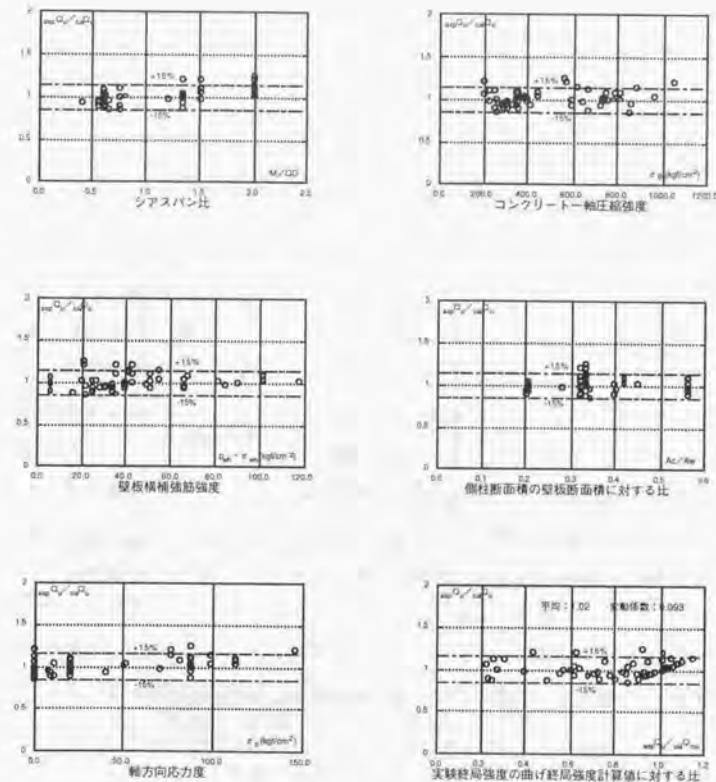


図9.3.1 簡略化した評価手法の終局強度の要因分析

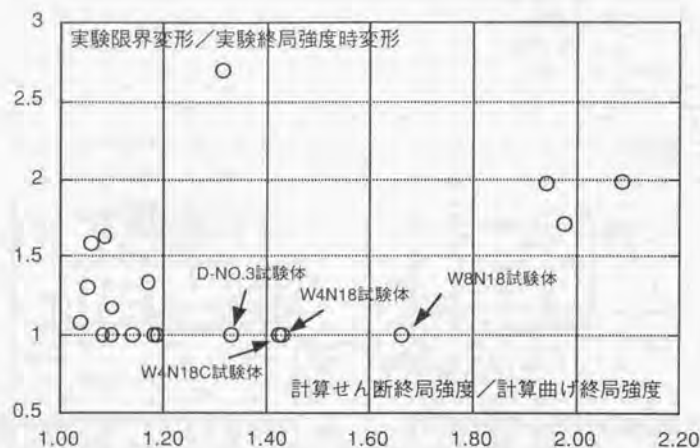


図9.3.2 実験での変形比（限界変形／終局強度時変形）と計算の強度比（せん断／曲げ）の関係（簡略化した評価手法により曲げ破壊型と判定された場合）

(2)せん断力～水平変位関係に対する精度検証結果

簡略化した評価手法により得られたせん断力～水平変位関係を実験結果と本マクロモデルによる結果と比較して、図9.3.3～9.3.22に示す。図中には原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG）⁹⁻¹⁸⁾による結果も示した。

簡略化した評価手法では、せん断力～水平変位関係を、曲げ降伏が生じる場合にはせん断ひびわれ強度時、曲げひびわれ強度時、曲げ降伏時、そして終局時の4折れ線で、曲げ降伏が生じない場合には3折れ線で表わしている。

曲げ降伏の生じる試験体の場合、例えば図9.3.3のA-NO.1試験体等は、「マクロモデル」では曲げ降伏後、徐々に剛性低下させることによって実験結果と良好に対応していたが、簡略化手法では曲げ降伏強度時と終局時を直結しているため、曲げ降伏後では、実験結果に比べやや同変位時のせん断力を小さめに評価する傾向にある。また、図9.3.8のC-NO.4試験体では「マクロモデル」においてもややひびわれ後の剛性を大きめに評価していたが、簡略化した評価手法ではさらにその傾向が際立っている。これは、「マクロモデル」ではコンクリートの一軸圧縮強度～ひずみ度関係を非線形とし、比較的低強度コンクリートの場合には高せん断力レベルにおいてコンクリートの圧縮剛性が大きく低下するため、実験結果に近づく傾向を示したが、簡略化した評価手法ではひびわれ後のコンクリートの圧縮剛性を一定としているため、実験結果との差異が大きくなる。しかし、この実験結果との差異が生じた主因は、「第6章 鉄筋コンクリート造耐震壁試験体を対象とした解析精度の検証」で記述したように、比較的シアスパン比が小さい場合には側柱に生じる局部曲げの影響が大きいためと思われ、今後、検討を要する。また、実際の建物では側柱主筋径が試験体に比べ大きくなり、コンクリートとの付着劣化に起因して側柱主筋が基礎や柱から抜け出すことが考えられ、これに関しても検討を要する。

図9.3.14～17のNW3～NW6試験体は簡略化評価手法による終局強度が実験結果に比べやや小さくなったため、簡略化評価手法の第三折れ点以降は実験結果と差異を生じている。このように終局強度が小さくなったのは、簡略化評価手法においてテンションスティフニング特性を考慮していないためであると思われる。終局が主圧縮方向のコンクリート圧壊で決定する場合に比べ、壁板横筋の引張降伏で決定する場合には、終局時においてコンクリートは見かけ上の引張応力度を大きく負担しており、これを無視して壁板横筋の引張降伏で終局が決定する場合の強度を算定すると小さめに評価することになる。NW3～NW6試験体の簡略化評価手法による終局は壁板横筋降伏で

決定している。「マクロモデル」ではNW3、NW4、NW6試験体では終局が壁板横筋の引張降伏で決定しているが、テンションスティフニング特性を考慮しているため、実験結果との対応は良い。テンションスティフニング特性に関しては、簡略的評価が困難であるため、現状、簡略化評価手法では無視している。これは、強度的には安全側の評価となるが、地震時の応答性状においては必ずしも安全側の評価とは言えず、今後、検討を要する。

しかし、全般的には、簡略化した評価手法は「マクロモデル」とほぼ同じ精度で実験結果と対応しており、この手法が有効であることが分かる。

原子力発電所耐震設計技術指針による結果は、同指針式のせん断で終局強度が決定した場合には、せん断ひずみ度 γ が 4.0×10^{-3} で固定されていることから、既往実験結果と対応しない場合が多い。これは言い替えば、耐震壁がせん断終局強度に至る時の変形は諸条件によって変動することになる。また、全体的には終局強度をやや過小評価する傾向が強い。

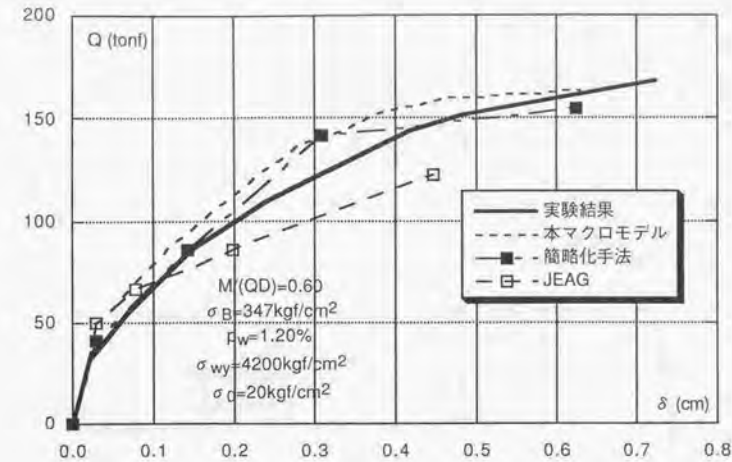


図9.3.3 せん断力～水平変位関係の比較 (A-NO.1試験体)

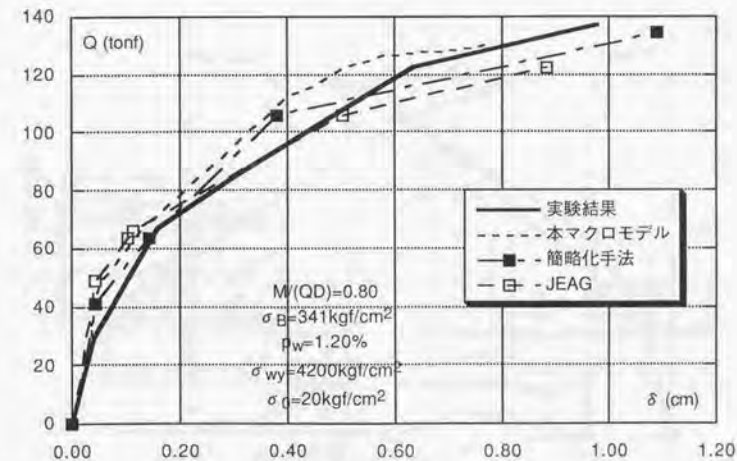


図9.3.4 せん断力～水平変位関係の比較 (A-NO.9試験体)

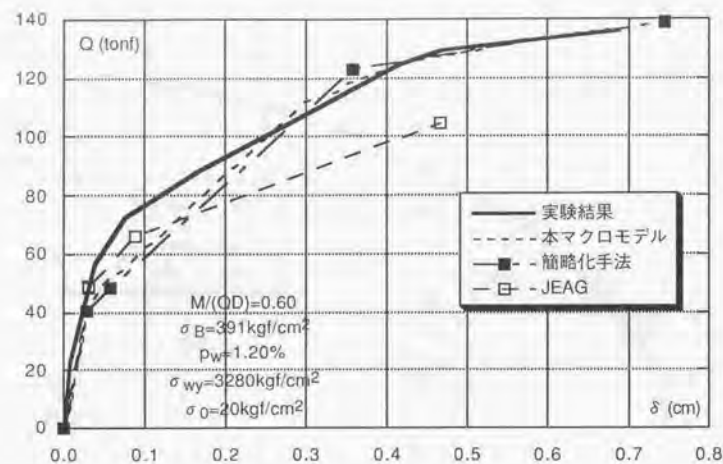


図9.3.5 セン断力～水平変位関係の比較 (B-NO.2試験体)

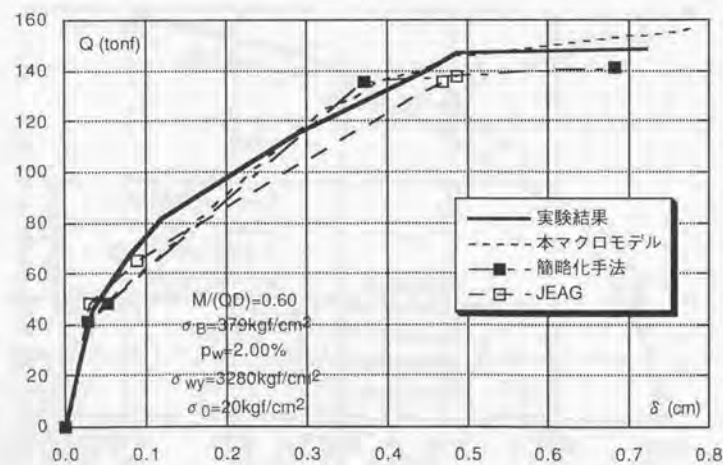


図9.3.6 セン断力～水平変位関係の比較 (B-NO.6試験体)

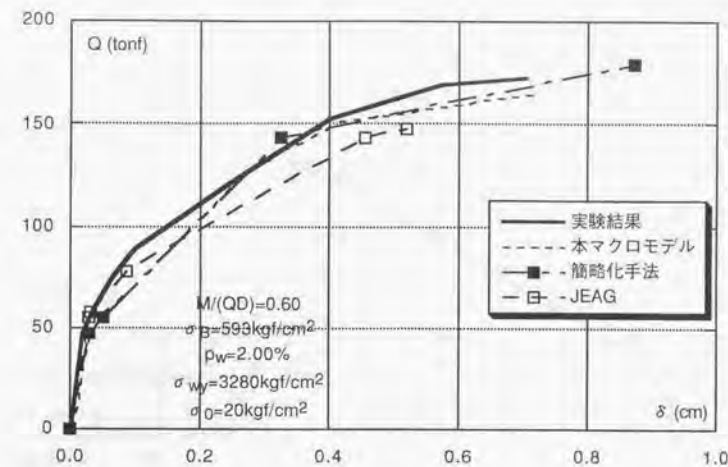


図9.3.7 セン断力～水平変位関係の比較 (B-NO.7試験体)

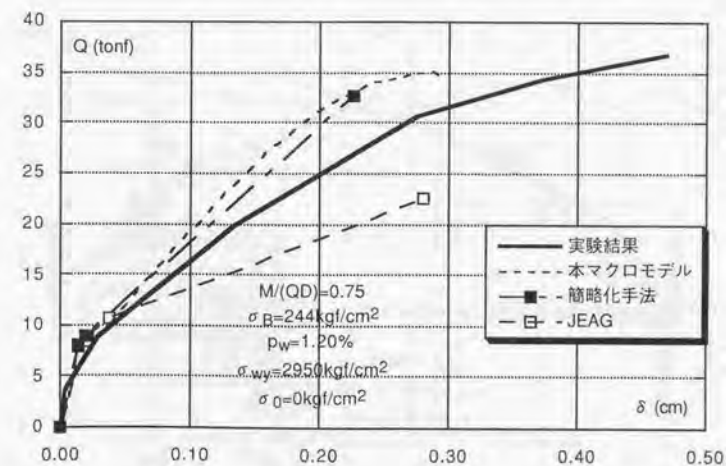


図9.3.8 セン断力～水平変位関係の比較 (C-NO.4試験体)

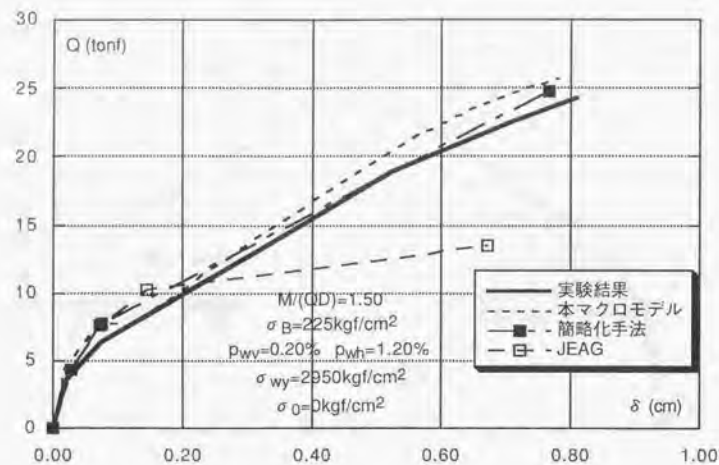


図9.3.9 セン断力～水平変位関係の比較 (C-NO.7試験体)

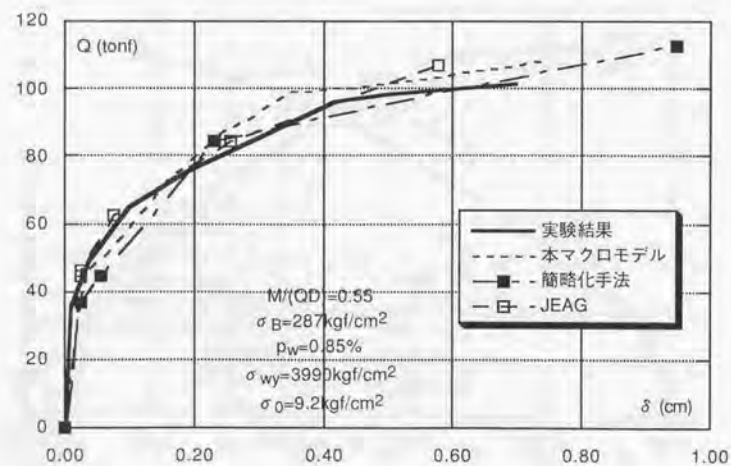


図9.3.10 セン断力～水平変位関係の比較 (P2004試験体)

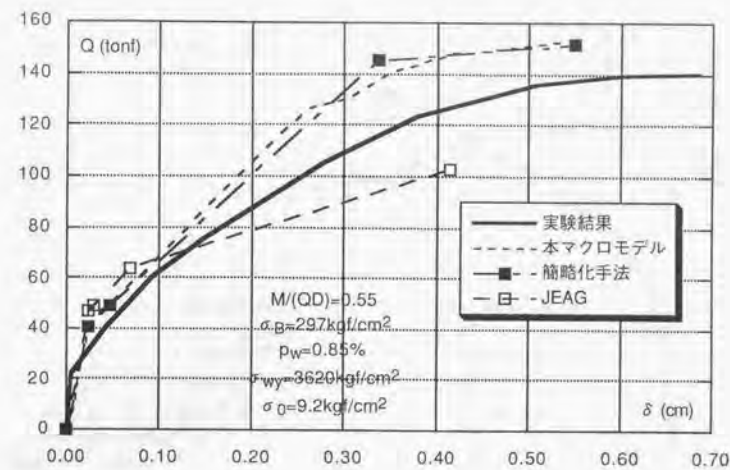


図9.3.11 セン断力～水平変位関係の比較 (P2012試験体)

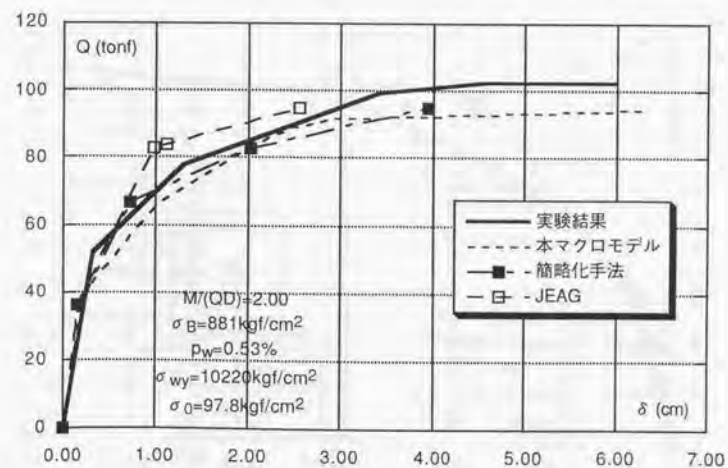


図9.3.12 セン断力～水平変位関係の比較 (NW1試験体)

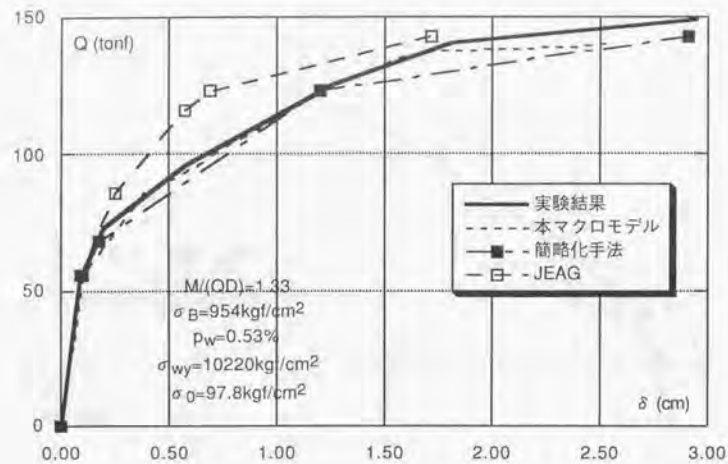


図9.3.13 セン断力～水平変位関係の比較 (NW2試験体)

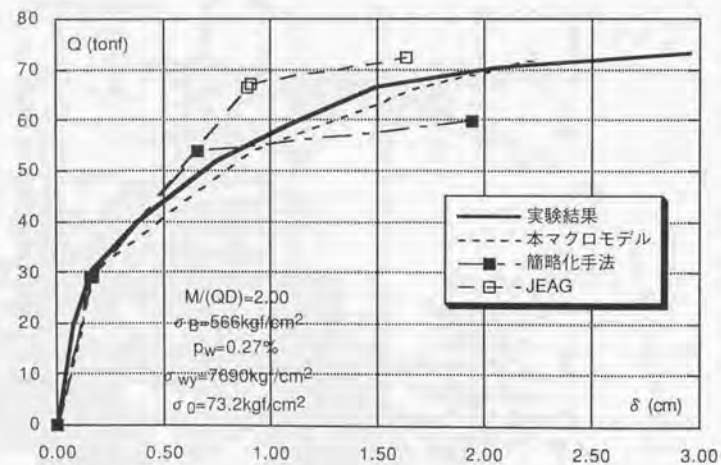


図9.3.14 セン断力～水平変位関係の比較 (NW3試験体)

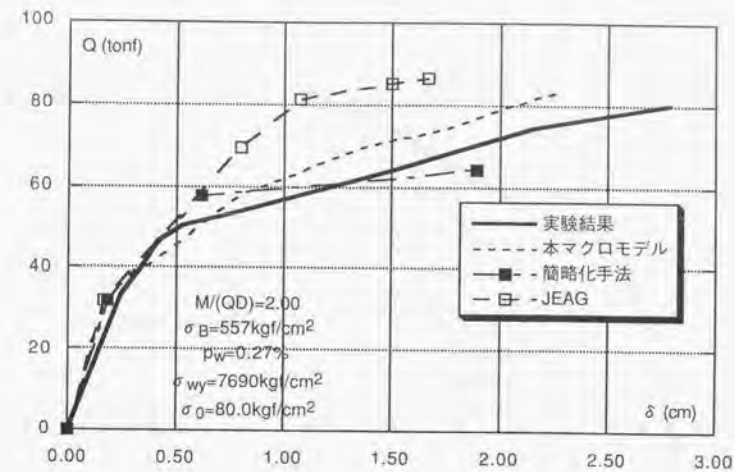


図9.3.15 セン断力～水平変位関係の比較 (NW4試験体)

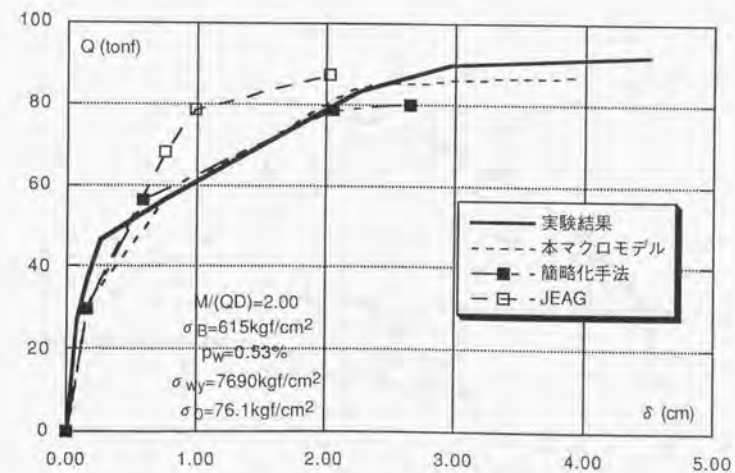


図9.3.16 セン断力～水平変位関係の比較 (NW5試験体)

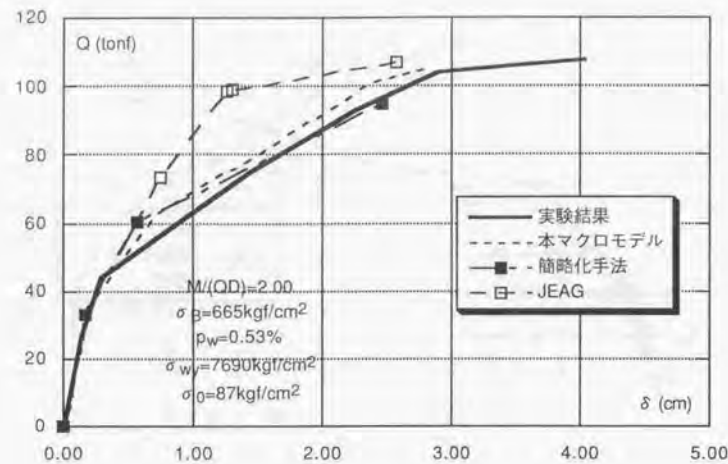


図9.3.17 セン断力～水平変位関係の比較 (NW6試験体)

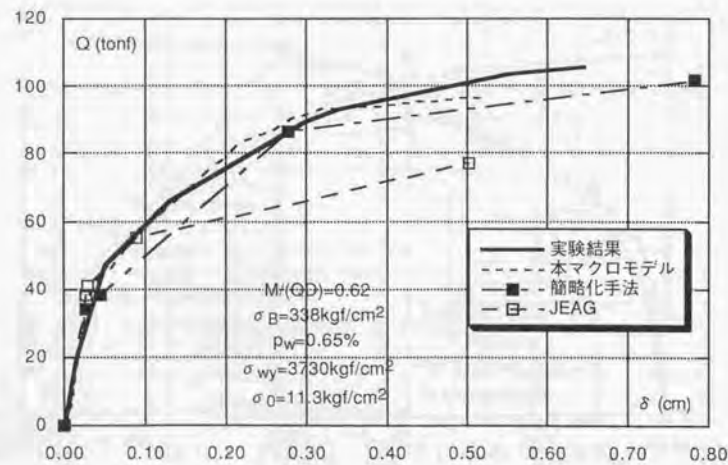


図9.3.18 セン断力～水平変位関係の比較 (SN0試験体)

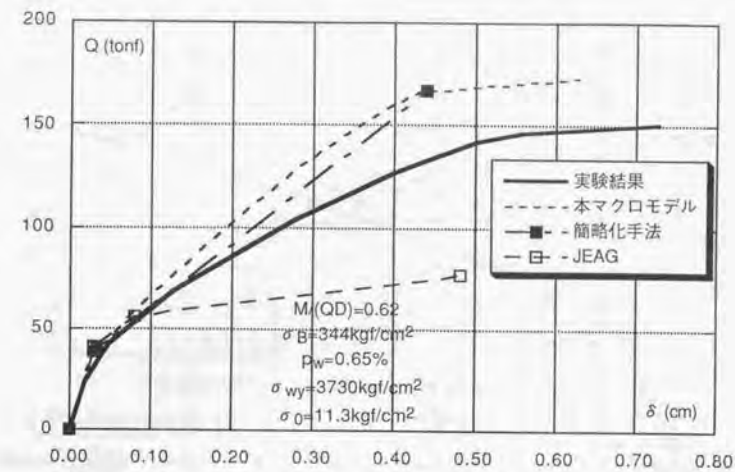


図9.3.19 セン断力～水平変位関係の比較 (SN1試験体)

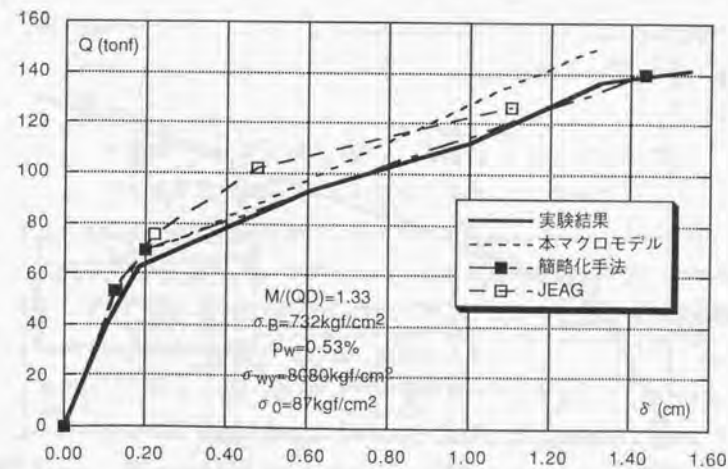


図9.3.20 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.3試験体)

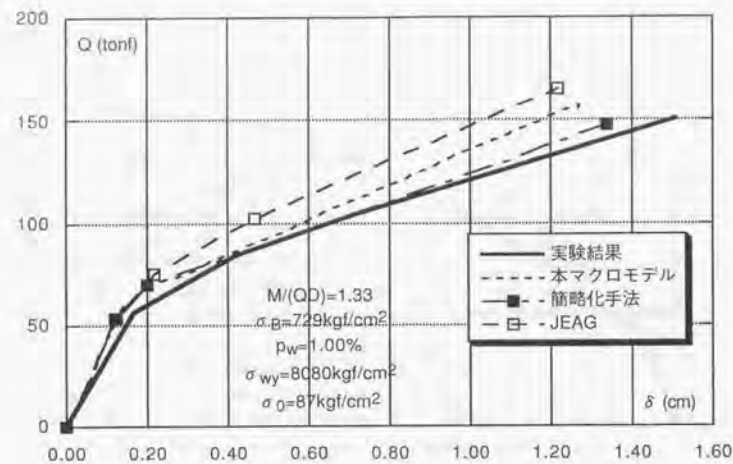


図9.3.21 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.7試験体)

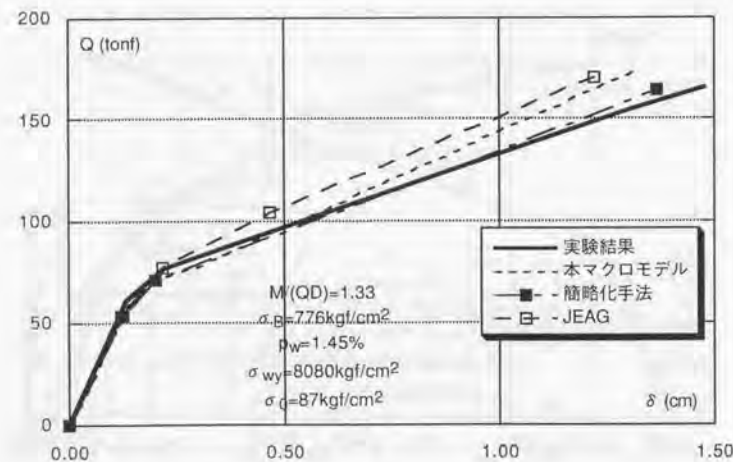


図9.3.22 セン断力～水平変位関係の比較 (G-NO.8試験体)

9.4 まとめ

本章では、本研究の現段階での総まとめとして、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に達するまでの簡略化した評価手法を提案し、第6章において「マクロモデル」の検証に用いた既往実験の耐震壁試験体に適用し、その精度を検証した。

簡略化した評価手法は、曲げ変形とせん断変形の和によって全体水平変形を評価するものであり、両変形成分ともTri-Linear型で表現する。

曲げ変形に関しては、平面保持仮定の曲げの塑性理論により評価する。「マクロモデル」では壁脚部でのせん断と曲げの釣り合いを確保しながら、曲げ変形を算定したが、この手法は非常に複雑であり、実務設計への反映は困難であると判断し、比較的シアスパン比が小さい耐震壁の曲げ降伏強度をやや大きめに評価することが危惧されたが、現段階では平面保持仮定の塑性理論により曲げ変形を評価することにした。曲げモーメント～曲率関係の第一折れ点は曲げひびわれ強度、第二折れ点は曲げ降伏強度、そして、終局点は曲げ終局強度である。

せん断変形は、第一折れ点はせん断ひびわれ強度、第二折れ点は曲げ降伏強度またはせん断終局強度であり、曲げ降伏が生じない場合には第二折れ点が終局点となる。曲げ降伏が生じる場合には、第二折れ点の後に終局点を設ける。終局点は曲げ降伏後のせん断終局強度点である。これら折れ点の強度、せん断ひずみ度の評価手法は「マクロモデル」でその精度を確認された手法をできるだけ簡便にして用いた、ほぼ理論的な算定手法である。

この簡略化した評価手法を既往の実験結果に適用した結果、終局強度及びそれに至るまでのせん断力～水平変位関係はほぼ実験結果と対応し、簡略化した評価手法は「マクロモデル」と同様な精度を有することが確認された。しかし、比較的シアスパン比が小さい耐震壁の場合には、平面保持仮定の塑性理論が曲げ降伏強度をやや高めに評価すること、また、側柱の局部曲げの影響が大きいこと等に起因してやや実験結果との対応が悪くなる。これらは、今後の検討課題である。

また、曲げ終局に至った後の変形能は現段階では評価できないが、簡略化した評価手法による曲げとせん断の終局強度比(せん断/曲げ)が1.20以下の場合には、曲げ終局後、比較的早期に壁板が破壊し強度低下が生じる可能性が高いことを示した。

今後、この評価手法を連層耐震壁に適用できるよう拡張したい。

<第9章参考文献>

- 9-1) 羽鳥敏明、渡部 丹、山内泰之、久保哲夫、福沢六郎、千葉 修、柳下和男、：建屋の復元力特性に関する研究 その8～10、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1509～1514、1983.9
- 9-2) 柳下和男、千葉 修、渡部 丹、羽鳥敏明、福沢六郎、久保哲夫：建屋の復元力特性に関する研究 その21、その22、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.2375～2378、1983.9
- 9-3) 建築研究振興協会（建屋の復元力特性に関する研究委員会）：建屋の復元力特性に関する研究 （その12）高配筋耐震壁の実験、p.327、1986
- 9-4) 前田安春、多賀 章、川崎清彦、斎藤芳人、加藤慎司、渡部 丹：建屋の復元力特性に関する研究 その62、その63、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1123～1126、1986.8
- 9-5) 前田安春、多賀 章、川崎清彦、斎藤芳人、加藤慎司：高強度鉄筋コンクリートを用いた耐震壁の復元力特性に関する研究 —（その1）水平加力実験—、前田技術研究所報、Vol.27、1986
- 9-6) 建築研究振興協会（建屋の復元力特性に関する研究委員会）：建屋の復元力特性に関する研究 （その14）高強度コンクリートを用いた耐震壁の実験、p.187、1986
- 9-7) 白石一郎、中村善郎、狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果、日本建築学会構造系論文報告集、第392号、pp.34～45、1988、10
- 9-8) 青山博之、加藤大介、勝俣英雄：増設RC耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究（その2. 実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1409～1410、1986.8
- 9-9) 松本和行：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する研究、日本建築学会関東支部構造部会「RC耐震壁ならびに構造物の耐震性能に関する学位論文および討論会」資料、27p.、1995.3
- 9-10) 松本和行、壁谷澤寿海：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.545～550、1990
- 9-11) 国土開発技術センター：平成3年度 構造性能分科会報告書、建設省総合開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発、1992.3
- 9-12) 菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹：高強度コンクリート耐震壁の強度と変形能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.437～438、1991.9
- 9-13) 小林 譲、渡部征男、井元勝慶、加藤朝郎、高見信嗣、大場政章：原子力発電所建物のRC有開口耐震壁の耐力評価 その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.1129～1132、1996.9
- 9-14) 熊谷仁志、稲田泰夫、坂口 昇、山野辺宏治、香田伸次：高強度コンクリートを用いたRC耐震壁の構造特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.611～612、1990.10
- 9-15) 長嶋俊雄、麻生直木、菅野俊介：高強度コンクリート（Fc600）を用いた耐震壁の力学性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.1155～1160、1993
- 9-16) 牧田敏郎、仲地唯治、早川幸孝、戸田哲雄：曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.551～556、1990
- 9-17) 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、340p.、1990
- 9-18) 日本電気協会 電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針

第 10 章 結 論

10.1 本研究で得られた成果 ----- 301

10.2 今後の課題 ----- 306

10.1 本研究で得られた成果

鉄筋コンクリート造耐震壁は優れた耐震要素であるが、地震を想定した水平力載荷時の破壊に至るまでの弾塑性挙動は非常に複雑であり、その評価手法としては限られた実験結果から誘導された実験式、もしくは有限要素法しかないと言っても過言ではない。しかし、実験式は適用範囲に限界があり、有限要素法の場合にはコンクリートに関する構成則によってその解は支配されるが、その構成則の統一的見解は今だない。

鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に関しても、トラス機構とアーチ機構を仮定したマクロモデルにより理論的把握が行われ、現在広く用いられるようになった日本建築学会の「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」に示された耐震壁のせん断終局強度式に反映されている。しかし、これらの手法では、壁板横筋が全て降伏することを前提としており、実状と異なる場合がある。

本研究は上述の背景を受け、鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断力に対する抵抗機構をマクロ的にモデル化し、終局強度に至るまでの復元力特性評価手法の構築を目的とした。

本研究では、まず、せん断力のみが作用する純せん断状態の鉄筋コンクリート平板の挙動に着目することにした。純せん断状態の鉄筋コンクリート平板の挙動はマクロ的には縦横筋とコンクリートの斜め圧縮剛性の並列バネより構成されるトラス剛性によってほぼ表現できることを示し、この精度を向上させるために、テンションスティフニング特性、縦横筋量が異なる場合の主圧縮方向角度が 45° から変化する特性、そして面内せん断場でのひびわれ後のコンクリートの圧縮特性を考慮することにした。

テンションスティフニング特性は基本的には長沼の提案に従い、ひびわれ直後のコンクリートの負担引張応力度を評価し、その後は主圧縮方向のコンクリートの圧縮剛性に応じて負担引張応力度を低減させることにした。ひびわれ直後のコンクリートの負担引張応力度に関しては、コンクリート一軸圧縮強度と鉄筋量の影響が支配であることを示し、これらを考慮した評価式を提案した。

縦横筋の異なる場合の主圧縮方向角度に関しては、既往の研究ではひびわれ面でのせん断伝達特性を考慮することによって主圧縮方向角度を評価する手法しかなく、非常に複雑であった。本研究では、鉄筋コンクリート板は作用するせん断力に対し最小の仕事量で抵抗すると仮定し、トラス剛性が最大となる時の角度を主圧縮方向角度とすることにし、この評価式を提案した。

ひびわれ後のコンクリートの圧縮特性は長沼の提案に従い、Fafius・Shahの提案するコンクリートの一軸圧縮応力度～ひずみ度関係を表わす式の圧縮強度とその時のひずみ度に圧縮強度低減係数を乗じることによって表現することにした。既往の研究では、圧縮強度低減係数に関しては、コンクリート一軸圧縮強度のみに依存させる方法と主引張方向ひずみ度に依存させる方法の二通りが提案されている。本研究では、圧縮強度低減係数はコンクリート一軸圧縮強度に最も強く依存するが、主引張方向の剛性の影響も受けることを示し、これらを考慮した評価式を提案した。

上述した、テンションステイニング特性、縦横筋量が異なる場合の主圧縮方向角度が 45° から変化する特性、そして面内せん断場でのひびわれ後のコンクリートの圧縮特性を反映させて、純せん断状態でのせん断応力度～せん断ひずみ度関係を表わすために、主応力度式を用いてあるせん断応力度に対応する縦横と主圧縮方向の応力度を求め、その結果からせん断ひずみ度を算定する手法を提案した。

この提案手法を既往の鉄筋コンクリート平板の純せん断実験結果に適用した結果、終局強度に至るまでせん断応力度～せん断ひずみ度関係は実験結果と良好に対応することを確認した。

そして、この純せん断状態の鉄筋コンクリート平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を拡張し、鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価するマクロモデルを構築した。

まず、鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断変形成分の影響因子として、側柱と梁による拘束効果と曲げモーメントを示し、これらの反映方法を提案した。

側柱と梁による拘束効果は、梁を剛、側柱を等分布荷重を受ける両端固定梁と仮定し、これによる水平方向の抵抗バネの剛性算定方法を提案した。このバネと壁板横筋剛性による並列バネで耐震壁の水平方向の平均ひずみ度を十分な精度で表現できることを示した。

曲げモーメントに関しては、壁脚部でのモーメントとせん断力の釣り合いを確保する手法を提案した。この手法によって降伏と判定された側柱主筋、壁板縦筋をせん断の鉛直方向抵抗バネ剛性から省き、曲げ降伏後にせん断剛性が低下する様子を表現した。また、曲げによって生じる壁脚部での鉛直方向圧縮応力度により、主圧縮方向のコンクリート圧縮強度をさらに低減させる手法を提案した。この手法では曲げ降伏後のコンクリート圧縮強度の低減量が大きくなり、これにより曲げ降伏後のせん断破壊を表現できる。また、壁脚部でのモーメントとせん断力の釣り合いを確保する手法か

ら、曲げ変形を算定する手法を提案し、この曲げ変形とせん断変形の和により耐震壁の水平変形を評価することにした。

このように構築した鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価するマクロモデルを既往の耐震壁試験体の実験結果に適用した結果、終局強度とそれに至るまでのせん断力～水平変位関係は、若干の検討課題はあるものの実験結果と良好に対応することを確認した。マクロモデルによる終局強度は、日本建築学会の「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」に示された耐震壁のせん断終局強度式や広沢式よりも精度良く実験結果を評価できた。

このマクロモデルを既往の連層耐震壁試験体の実験結果に適用した結果、頂部一点で載荷された試験体の場合には、中間梁の主筋を考慮することにより終局強度に至るまでのせん断力～水平変位関係をこのマクロモデルによって表現できることを確認した。また、中間梁の主筋はその位置を考慮した場合としない場合では、その違いによる影響は小さく、中間梁主筋が壁板内に均等に配されていると仮定して連層耐震壁試験体のせん断力～水平変位関係を評価できることを示した。各層毎に異なるせん断力を受ける分布荷重を載荷された連層耐震壁の場合には、下層の壁が上層の影響を受け、上層の状態によって下層の水平方向の抵抗バネの剛性が変化することから現状のマクロモデルでは表現できず、改良が必要であることを示した。

マクロモデルが十分な精度で既往の実験結果を評価できることを確認した後、このマクロモデルを用いて鉄筋コンクリート造耐震壁の壁板横筋の終局強度に対する効果の検討を行った。その結果、以下の知見を得た。ここで記した学会指針式とは日本建築学会の「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」に示された耐震壁のせん断終局強度式のことである。

1. シアスパン比が0.5程度に小さい場合には壁板横筋は剛性、終局強度にほとんど寄与しない。シアスパン比が2.0、3.0と大きくなると、壁板鉄筋比の増大に伴って、終局がコンクリートの圧壊で決定するまではほぼ比例的に終局強度は増大する。コンクリートで終局が決定した場合もわずかであるが壁板鉄筋比の増大に伴って終局強度は増大する。
2. コンクリート一軸圧縮強度を増大した場合には、終局強度に対する壁板横筋の補強限界は上昇するが、その寄与率はほとんど変化しない。
3. 壁板鉄筋補強強度が同じ場合には、鉄筋の降伏強度が低いほど終局強度とそれに対する壁板横筋の寄与率は大きくなる傾向を示す。

4. シアスパン比が2.0と3.0の場合、終局強度時主圧縮方向角度は壁板鉄筋比が0.2%で約 30° であり、壁板鉄筋比の増大とともに 45° に漸近していく。シアスパン比が1.0以下の場合の終局強度時主圧縮方向角度は壁板鉄筋比に拘わらず、ほぼ 45° を推移する。
5. 学会指針式による壁板鉄筋による補強限界は、シアスパン比に拘わらずコンクリート有効圧縮強度のみの関数として表現されているが、本マクロモデルによる結果ではシアスパン比によって補強限界が変動しており、全般的に学会指針式よりも低い補強強度で限界に到達する。
6. 学会指針式による壁板横筋の終局強度に対する寄与率は、シアスパン比に拘わらず、鉄筋比の増大に比例して上昇し補強限界で100%となるが、本マクロモデルによる結果ではシアスパン比が0.5の場合には横筋の寄与率はほとんどない。広沢式では横筋の寄与率はシアスパン比が小さくなるほど減少する傾向を示すが、全般的に横筋の寄与率を過小評価している。
7. 学会指針式による主圧縮方向角度は、シアスパン比が比較的大きい2.0、3.0で壁板鉄筋が小さい0.2%程度では、 15° 前後とかなり小さな値になる。

そして、本研究の現段階での総まとめとして、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に達するまでの簡略化した評価手法を提案し、その精度を検証した。簡略化した評価手法は、曲げ変形とせん断変形の和によって全体水平変形を評価するものであり、両変形成分ともTri-Linear型で表現する。

曲げ変形に関しては、平面保持仮定の曲げの塑性理論により評価することにした。

せん断変形は、第一折れ点はせん断ひびわれ強度、第二折れ点は曲げ降伏強度またはせん断終局強度であり、曲げ降伏が生じない場合には第二折れ点が終局点となる。曲げ降伏が生じる場合には、第二折れ点の後に終局点を設ける。終局点は曲げ降伏後のせん断終局強度点である。これら折れ点の強度、せん断ひずみ度の評価手法はマクロモデルでその精度を確認された手法をできるだけ簡便にして用いた、ほぼ理論的な算定手法である。

この簡略化した評価手法を既往の実験結果に適用した結果、終局強度及びそれに至るまでのせん断力～水平変位関係はほぼ実験結果と対応し、簡略化した評価手法はマクロモデルと同様な精度を有することが確認された。しかし、比較的シアスパン比が小さい耐震壁の場合には、平面保持仮定の塑性理論が曲げ降伏強度をやや高めに評価

することがあり、注意を要する。また、曲げ終局に至った後の変形能は現段階では評価できないが、簡略化した評価手法による曲げとせん断の終局強度比(せん断/曲げ)が1.20以下の場合には、曲げ終局後、比較的早期に壁板が破壊し強度低下が生じる可能性が高いことを示した。

以上、本研究で得られた成果を記述した。今後、建物の設計法は性能設計に移行する。この際、本研究での成果が実務設計に役立つことを期待する。

本研究では、鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価手法を開発するに当たって、まず、せん断力のみが作用する純せん断状態の挙動を把握することから始めた。この純せん断状態の挙動は、全てを理論的に把握することは現時点では不可能であることから、既往の鉄筋コンクリート平板の実験結果に基づいて、テンションステイフニング特性、びびり後のコンクリート圧縮特性の検討を行い、これらの評価する手法を提案した。縦横筋量が異なる場合の主圧縮方向角度変化特性だけは理論的に評価式を誘導することができた。このように実験結果に基づいて誘導された評価式は、実験でのパラメータ範囲のみでその適用性が確認されていると言える。これらに関しては、材料の高強度化等が行われた場合にはその特性を分析し、評価式の見直しが必要となるものと思われる。

本研究によって得られた鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価するマクロモデルとそれを基に誘導した簡略化した評価手法は、既往の実験結果を用いた検証により、終局強度とそれに至るまでのせん断力～水平変位関係を十分な精度で評価できることを確認した。しかし、シアスパン比が比較的小さな耐震壁の場合には、側柱の局部曲げと引張側柱主筋の基礎からの抜け出しによる回転の影響が大きく、これを評価していないマクロモデルと簡略化した評価手法による結果は実験結果と差異を生じることがある。この側柱の局部曲げと引張側柱主筋の基礎からの抜け出しによる回転の評価手法の検討は急務であると考ええる。

また、本評価手法では壁横筋が全降伏する場合には、その時点を終局と定義しているが、側柱による拘束効果が大きいとさらにせん断力を負担することもあり、壁横筋降伏後の終局強度決定法を検討する必要がある。さらには、壁筋量の増大に伴うコンクリート圧縮ストラットの幅の拡大する現象の表現方法も検討する必要がある。本評価手法では、コンクリート圧縮強度低減係数に鉄筋量の影響を反映させており、壁筋量の増大による終局強度の上昇は表現しているが、シアスパン比が比較的小さい耐震壁の強度上昇はさらに大きくなる場合がある。

さらには、本評価手法は耐震壁の上下に剛強な梁が設けられている場合に適用可能となるが、実際の建物の耐震壁では、試験体のような剛強な梁を有しておらず、その梁の変形を考慮して耐震壁の挙動を評価する必要がある。これに関しては、本論で提案した側柱による水平抵抗バネと梁の軸方向剛性を直列バネで評価すれば、ほぼ表現

できることが期待されるが、場合によっては梁の非線形性も考慮する必要があり、今後、十分な検討を要する。

本研究では、上述したように鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に至るまでの復元力特性の評価手法を開発した。これにより、耐震壁が支配的な建物では、耐震壁を破壊させないように設計すれば、その建物は設計者が想定する地震に対して十分に安全であると言えるが、地震力は自然が生むものであり、そのメカニズム自体も完全には解明されていない。この現状を鑑みると、建物の設計においては、想定地震を上回る地震の入力も考慮せねばならないと思われる。想定地震を上回る地震が入力された場合には耐震壁は終局強度に到達する可能性もあり、その後の変形能が問題となる。この変形能に関しては、現状、実験結果に頼らざるを得ず、理論的な評価手法の開発が望まれる。

また、本研究で開発したマクロモデルと簡略化した評価手法は、各層毎にせん断力の異なる連層耐震壁の評価は現状ではできない。今後、各層毎にせん断力の異なる場合の影響因子を把握し、連層耐震壁への適用を可能としたい。

最後に、本研究で対象とした耐震壁は壁板内に鉄筋が存在し、側柱に壁板横筋が、上下の梁には縦筋がそれぞれ定着された場合に限られる。壁板内に鉄筋が存在しない場合には、コンクリートの圧縮強度の低減係数も本研究で提案した結果と異なる可能性がある。建物構法の合理化によって、現在、側柱に壁板横筋を定着しない耐震壁が採用されており、また、将来的には無筋に近い壁板が採用される可能性もある。これらの適切な復元力特性の評価手法も検討する必要がある。

なお、本研究は耐震壁のみを対象としたが、柱、梁部材もせん断の非線形性を無視できずそれを考慮して復元力特性を評価する必要がある可能性もある。将来的にはこの研究も行いたいと考えている。

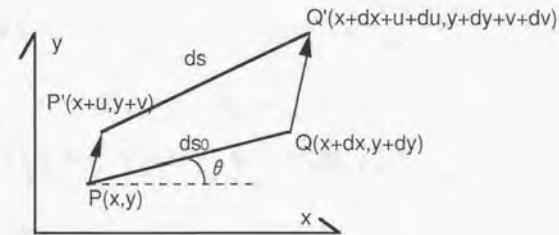
1. せん断ひずみ度 (γ_{xy}) の定義

せん断ひずみ度 (γ_{xy}) は、変形が2次元平面内に限られている場合の変形前にx軸とそれに直交するy軸に平行な2本の線分のなす角の変形後の角度の変化量である。この (γ_{xy}) がモールのひずみ円より算定される (γ_{xy}) と一致することを下記に示す。

付図-1のように、点P(x,y)と点Q(x+dx,y+dy)が変形後にP'(x+u,y+v)、Q'(x+dx+u+du,y+dy+v+dv)へ変位したものとする。この時、変形前のPQの長さds0は付式(1)で、変形後のP'Q'の長さdsは付式(2)で表わされる。

$$(ds_0)^2 = (dx)^2 + (dy)^2 \quad (1)$$

$$(ds)^2 = (dx + du)^2 + (dy + dv)^2 \quad (2)$$



付図-1

変位 $u=u(x,y)$ と $v=v(x,y)$ が、任意の点(x,y)に関して連続かつ微分可能である場合には、

$$du = u(x+dx, y+dy) - u(x, y) = \frac{\partial u}{\partial x} dx + \frac{\partial u}{\partial y} dy \quad (3)$$

$$dv = v(x+dx, y+dy) - v(x, y) = \frac{\partial v}{\partial x} dx + \frac{\partial v}{\partial y} dy \quad (4)$$

付式(3)と付式(4)を付式(2)に代入して、

$$(ds)^2 = \left(1 + 2\frac{\partial u}{\partial x} + \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 \right) (dx)^2 + \left(1 + 2\frac{\partial v}{\partial y} + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2 \right) (dy)^2 + 2\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right) dx dy \quad (5)$$

2次元の微小変形弾性論に用いられる変位～ひずみ関係は、

$$\left[\begin{array}{l} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{array} \right] \quad (6)$$

で与えられ、これを付式 (5) に代入して、高次を無視すれば、

$$(ds)^2 = (ds_0)^2 + 2(ds_0)^2 \left\{ \varepsilon_x \left(\frac{dx}{ds_0} \right)^2 + \varepsilon_y \left(\frac{dy}{ds_0} \right)^2 + \gamma_{xy} \left(\frac{dx}{ds_0} \right) \left(\frac{dy}{ds_0} \right) \right\} \quad (7)$$

また、付図-1より、

$$\frac{dx}{ds_0} = \cos \theta, \quad \frac{dy}{ds_0} = \sin \theta \quad (8)$$

付式 (8) を付式 (7) に代入し、 $\sqrt{1+x} \doteq 1+x/2$ の関係を用いて平方根を開けば、

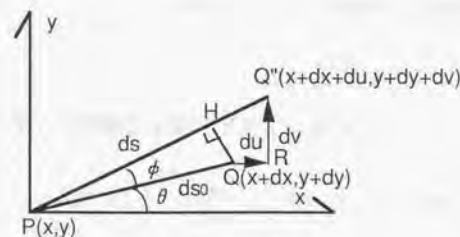
$$ds = ds_0(1 + \epsilon_x \cos^2 \theta + \epsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \cos \theta \sin \theta) \quad (9)$$

よって、 θ 方向の軸ひずみ度は、

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cos 2\theta + \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin 2\theta \quad (10)$$

次に、付図-1において、付図-2のように点P'がPに重なるようにP'O'を平行移動し

て、点Q'の移動後の点をQ''とする。点Q''の座標は $(x+dx+du, y+dy+dv)$ となる。



付図-2

この時、 $\angle Q^*PQ = \phi$ とすれば、 ϕ は微小であるから、

$$QH=PQ\sin\phi\ddot{\phi}=ds_0\ddot{\phi} \quad (11)$$

$$QH = RQ''\cos(\theta + \phi) - QR\sin(\theta + \phi) \doteq d_v\cos\theta - d_u\sin\theta \quad (12)$$

付式 (11) と (12) より,

$$\phi ds_0 = dv \cos \theta - du \sin \theta \quad (13)$$

付式 (13) に付式 (3)、(4)、(8) を代入して、

$$\phi = -\left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y}\right) \frac{\sin 2\theta}{2} + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) \frac{\cos 2\theta}{2} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right) \quad (14)$$

せん断ひずみ度 γ_θ は線分 PQ の角度変化 ϕ と、PQ に直交する線分 PQ1 の角度変化 ϕ_1 との差であるから、 ϕ_1 を式 (14) において θ を $\theta + \pi/2$ として求め、式 (6) を代入することにより、

$$\gamma_{\theta} = \phi - \phi I = -(\epsilon_x - \epsilon_y)\sin 2\theta + \gamma_{xy}\cos 2\theta \quad (15)$$

付式 (10) と (15) より、付式 (16) で表わされるモールのひずみ円が求められ、これより、付式 (17) のせん断ひずみ度 (γ_{xy}) と各軸ひずみ度の関係式が得られる。

$$\left(\varepsilon_{\theta} - \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta}}{2}\right)^2 = \left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2 \quad (16)$$

$$\gamma_{xy} = (-2\varepsilon_2 + \varepsilon_x + \varepsilon_y) \sin 2\theta \quad (17)$$

2. 本評価手法による (γ_{xy}) とモールのひずみ円より求められる (γ_{xy}) が等値であることの証明

本評価手法によるせん断ひずみ度を γ_{xy1} 、モールのひずみ円より求められるせん断ひずみ度を γ_{xy2} とする。

$$\begin{aligned}\gamma_{xy2} &= (-2\epsilon_2 + \epsilon_x + \epsilon_y) \sin 2\theta = (\epsilon_x - \epsilon_y) \tan 2\theta \\ \gamma_{xy1} &= -\frac{\epsilon_2}{\cos \theta \sin \theta} + \frac{\epsilon_y}{\tan \theta} + \epsilon_x \tan \theta \\ &= \frac{1}{\sin 2\theta} (-2\epsilon_2) + \frac{2}{\sin 2\theta} \cos^2 \theta \epsilon_y + \frac{2}{\sin 2\theta} \sin^2 \theta \epsilon_x \\ &= \frac{1}{\sin 2\theta} (-2\epsilon_2) + \frac{2}{\sin 2\theta} \frac{\cos 2\theta + 1}{2} \epsilon_y + \frac{2}{\sin 2\theta} \frac{1 - \cos 2\theta}{2} \epsilon_x \\ &= \frac{1}{\sin 2\theta} (-2\epsilon_2) + \frac{1}{\tan 2\theta} (\epsilon_y - \epsilon_x) + \frac{1}{\sin 2\theta} (\epsilon_y + \epsilon_x) \\ &= \frac{1}{\sin 2\theta} (-2\epsilon_2 + \epsilon_x + \epsilon_y) - \frac{1}{\tan 2\theta} (\epsilon_x - \epsilon_y) \\ &= \frac{1}{\sin 2\theta} \gamma_{xy2} - \frac{1}{\tan 2\theta} \gamma_{xy2} \\ &= \gamma_{xy2} \frac{1 - \cos^2 \theta}{\sin^2 \theta} = \gamma_{xy2} \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \theta} = \gamma_{xy2}\end{aligned}$$

よって、本評価手法によるせん断ひずみ度 γ_{xy1} は、モールのひずみ円より求められるせん断ひずみ度 γ_{xy2} と等値である。

論文タイトル	共著者	掲載誌・年月
鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度とせん断変形の評価に関する研究 その1. 評価手法	—	日本建築学会関東支部研究報告集(構造系)、 pp.125~128、1995
鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度とせん断変形の評価に関する研究 その2. 本評価手法の適用例	—	日本建築学会関東支部研究報告集(構造系)、 pp.129~132、1995
鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度とせん断変形の評価に関する研究	—	日本建築学会大会 学術講演梗概集 pp.555~556、1996
鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価に関する研究 その1. 平板の主圧縮方向角度とコンクリート圧縮強度の低減率の評価手法	—	日本建築学会大会 学術講演梗概集 pp.855~856、1998
面内せん断力を受ける平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価に関する研究(その1)	—	日本建築学会構造系論文集、第517号、 pp.125~132、 1999.3

本研究の現段階での総まとめとして本論文を執筆するにあたり、東京大学地震研究所教授 壁谷澤寿海先生に終始懇切丁寧なご指導をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

東京大学地震研究所教授 南 忠夫先生、東京大学工学部建築学科教授 小谷俊介先生、同助教授 塩原 等先生、野口貴文先生からは、本論文の審査過程において多くの貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

(株)大林組常務取締役 武田寿一技術研究所所長には、本研究の方針をはじめ、貴重なご指導、ご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

筆者は1989年から1992年の約4年間で(株)大林組の設計部に勤務し、建築設計を学ばせていただきました。この時の経験が本研究に大いに役立ちました。この機会を与えて下さいました(株)大林組東京本社技術企画センター 小嶋克郎所長に深く感謝申し上げます。

本研究は(株)大林組技術研究所で行われた鉄筋コンクリート板の純せん断実験結果に基づいております。同実験を行われた(株)大林組技術研究所 山口 恒雄部長には、貴重な実験結果をご提供いただくとともに、多くのご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究着手の直接的きっかけとなるコンクリート製原子炉格納容器(PCCV)の耐震性の研究から本論文をまとめるまで、(株)大林組技術研究所 江戸宏彰室長には終始に渡りご指導、ご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

(株)大林組技術研究所 中山達雄主任研究員には、本研究の関係論文をご提供いただくとともに、本論文を執筆するにあたって多くのご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

(株)大林組技術研究所 長沼一洋主任研究員には、本研究の終始に渡りご指導、ご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

(株)大林組技術研究所 勝俣英雄主任研究員、萩尾浩也研究員、及び同原子力本部 柚木孝裕課長代理には貴重な実験結果をご提供いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

最後に、実験結果を引用させていただきました多くの関係者の方々に御礼申し上げます。

