

[2065] 高層耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究

正会員 壁谷澤寿海 (横浜国立大学工学部)

阿部 洋 (竹中工務店)

正会員 ○橋場久理子 (横浜国立大学大学院)

1. 序

高層鉄筋コンクリート壁フレーム構造に終局型設計法を適用する場合、耐震壁に十分な靱性を確保し、予想される終局時せん断力に対して十分な安全率をもってせん断破壊しないようにすることが重要である。曲げ降伏型に設計された耐震壁では、せん断破壊は一定の壁脚モーメントに対するせん断力の上昇、即ちシアスパン比の変動によって起こると考えるべきである。一方、脆性的な破壊モードとして圧縮側壁脚及び柱脚の圧壊が支配的になることが予想されるので、側柱のコアコンクリートを有効に拘束し、十分な靱性を確保しうる適切な配筋をする必要がある。

本研究は、25層RC造集合住宅に壁フレーム構造を適用した実施設計に基づき、連層耐震壁最下層3層を約1/4のスケールで取り出した試験体を用いて、高軸力下において繰返し静加力実験を行なったものである。シアスパン比を変動させて脆性的な破壊に至らせる加力方法により、変形能力および曲げ降伏後のせん断耐力(せん断破壊が起こるシアスパン比)を明らかにすることを意図した。また、側柱の横補強筋量あるいは柱面積をパラメーターとして、配筋設計の資料を得ることも目的とした。非線形地震応答解析による応答レベルとも比較検討した。

2. 実験計画

試験体：試験体は対象建物の、それぞれX、Y両方向の連層耐震壁から最下層3層を取り出した3層1スパンの試験体2体(W1・W2)と3層2スパンの試験体2体(W3・W4)の計4体で、それぞれW1、W3をProto Typeとしている。表1に試験体一覧、図1に試験体配筋図を示す。W1・W2に関しては側柱のせん断補強筋量のみをパラメータとし、壁長さが長いW3、W4に関しては、転倒モーメントにより圧縮側柱の応力レベルが大きくなることが予想されるため、W4は側柱断面を大きくしており、W3はW4との壁量の釣り合いを考慮し壁厚を厚くした。表2に使用材料の素材結果を示す。

加力方法：加力は試験体両側の鉛直方向 50 ton オイルジャッキと頂部水平方向200tonオイルジャッキにより行なった。まず両端のジャッキによりほぼ25層に相当する定軸力(W1,W2は 66 ton、W3,W4は 100ton、 $\sigma_o=82.5\text{kg/cm}^2$)を与え、これを維持し、水平力と両端のジャッキによる

表1 試験体一覧表

試験体	側 柱			壁		は り			備 考
	形状 bxD (mm)	主筋	帯筋	壁厚	壁筋	形状 bxD (mm)	主筋	あばら筋	
W 1	200	12-D10 Pg=2.1%	4-D6@ 60 Pw=1.1%	80	2-D6@100 Ps=0.8%	125	3-D10@80 Pt=0.95%	2-D6@ 80 Pw=0.64%	ProtoType
W 2	x		4-D6@ 40 Pw=1.6%						側柱のせん断補強筋量
W 3	200		4-D6@ 40 Pw=1.6%	100	2-D6@80 Ps=0.8%	x			ProtoType
W 4	200 x 300			80	2-D6@80 Ps=1.0%	200			側柱の形状

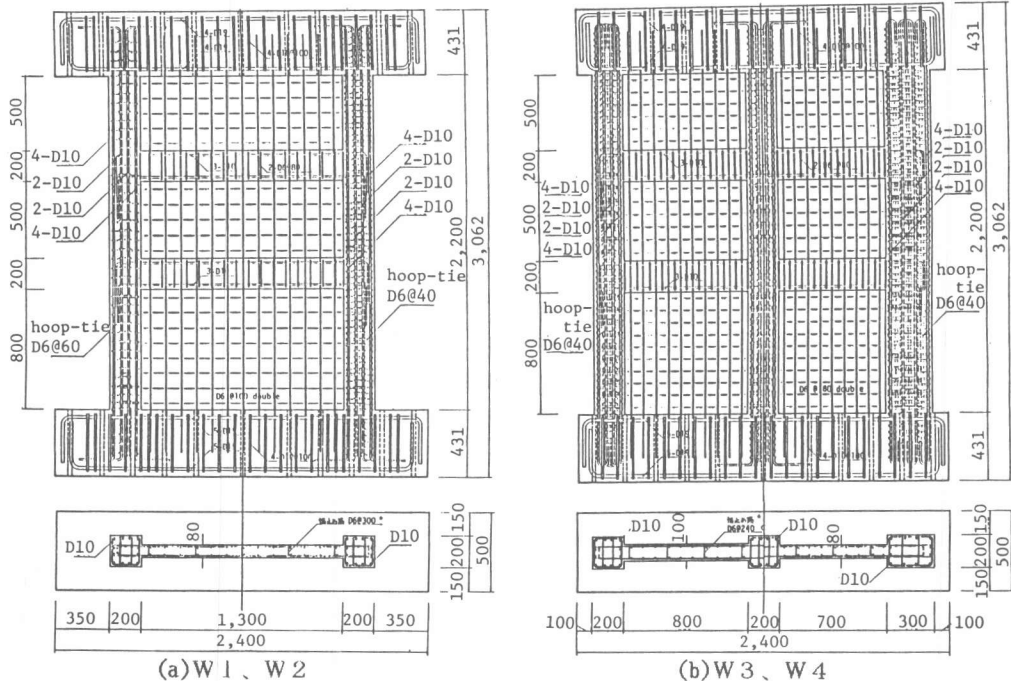


図1 試験体配筋詳細図

対称モーメントを異なる比率で制御することにより繰返し加力ごとのシアスパン比を変動させる。シアスパン比は、壁フレーム構造の静的、動的な弾塑性解析を参考に変形部材 $R = 1/100$ の一定振幅の繰返しを中心に、表3に示すような加力プログラムでシアスパン比を小さくして、最終的に脆性的な破壊（終局せん断力）となるようにした。図2に加力状況図を示す。

測定方法：図3に変位の測定位置を示す。試験体上部での全体の水平変位、両側柱の鉛直変位他、試験体を高さ方向に6つの要素に分割し、それぞれの両側柱の軸方向変形、及び4箇所での水平変形を測定した。

表2 使用材料の性質

(a) コンクリート			(b) 鉄筋			
Specimen	F_c (Kg/cm ²)	$E(x10^5)$ (Kg/cm ²)	Bar Size	σ_y (Kg/cm ²)	σ_{max} (Kg/cm ²)	$E(x10^6)$ (Kg/cm ²)
W1	376.0	2.73	D10	3529	5496	1.798
W2	380.1	2.71	D6	3442	4899	1.655
W3	375.5	2.73				
W4	390.9	2.63				

表3 加力プログラム

(a) W1, W2			(b) W3, W4		
CYCLE	M/QL	変形角R	CYCLE	M/QL	変形角R
1	3.0	1/400	1	1.5	1/400
2	3.0	1/200	2	1.5	1/200
3	3.0	1/200	3	1.5	1/200
4	3.0	1/100	4	1.5	1/100
5	3.0	1/100	5	1.5	1/100
6	2.5	1/100	6	1.25	1/100
7	2.0	1/100	7	1.5	1/50
8	1.5	1/100	8	1.5	1/50
9	3.0	1/50	9	1.25	1/50
10	2.0	1/50	10	1.0	1/50
11	1.5	1/50			
12	1.0	1/50			

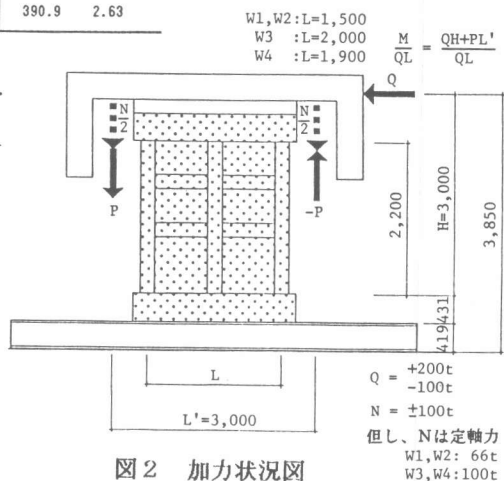


図2 加力状況図

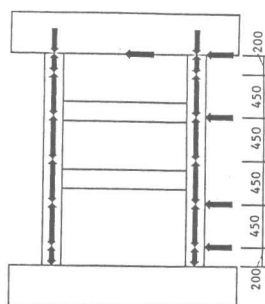


図3 変位測定位置

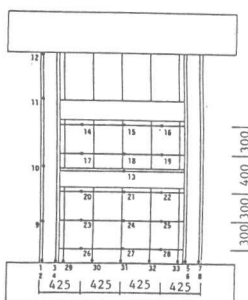


図4 鉄筋の歪測定位置

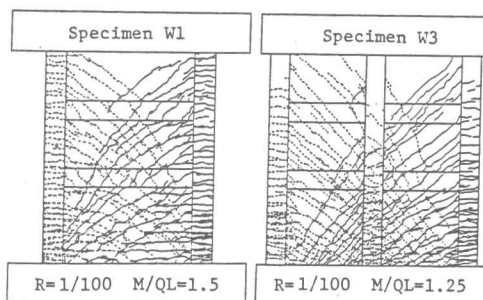


図5 亀裂状況図

図4に鉄筋の歪測定位置を示す。

3. 実験結果

破壊性状：図5にR=1/100の繰返し加力後における試験体のひびわれ状況を示す。変形部材角R=1/400の繰返し加力では、壁脚と基礎の間に、更に側柱脚部から柱頭部に曲げ亀裂が生じ、曲げせん断、せん断亀裂が、前後して生じる。変形部材角R=1/100の繰返し加力では、試験体W1、W2は、シアスパン比 $M/QL=3.0 \sim 1.5$ （但し、Lは柱芯間距離）、試験体W3・W4は、シアスパン比 $M/QL=1.5 \sim 1.25$ のせん断力のレベルで諸亀裂を増し、密なアーチを形成しながらも安定した曲げ降伏型の挙動を示した。変形部材角R=1/50の繰返し加力においても、試験体W1・W2はシアスパン比 $M/QL=3.0 \sim 1.5$ 、試験体W3・W4はシアスパン比 $M/QL=1.5 \sim 1.25$ のせん断力のレベルにおいて、 $M/QL=2.0, 1.25$ で圧縮側柱脚部のカヴァコンクリートの剝離、剝落、柱主筋の座屈が認められたが、なお安定した挙動を示した。いずれの試験体も変形部材角R=1/50、 $M/QL=1.0$ の繰返し加力で壁板が斜めせん断圧縮破壊をし、W1～W3は耐力低下が認められた。W4は、付帯ラーメンが剛強のためなお耐力を維持していたと思われる。各試験体とも加力終了後も著しい破壊はなく、軸力は十分保っていた。

表4 最大耐力

試験体	曲げ耐力				せん断耐力	
	降伏モーメント		終局モーメント		最大せん断力	最大せん断応力度
	実験値 (ton m)	計算値 (ton m)	実験値 (ton m)	計算値 (ton m)	(ton)	(kg/cm ²)
W1	109.3 [2.34]	99.9	157.6	116.1	70.6 [14.13]	38.4 (58.8)
W2	109.3 [2.35]	99.0	154.9	116.1	72.3 [14.20]	39.3 (60.3)
W3	186.7 [1.66]	176.5	289.3	224.2	96.9 [19.35]	34.6 (48.5)
W4	199.0 [1.36]	170.7	280.7	208.8	101.3 [20.80]	37.2 (66.6)

Cal.Yield Moment : $M_b = 0.8 A_g f_y L + 0.2 A_s f_{wy} L + 0.5 N L$ [$1 - (N/tw) / f_c$]
 Cal.Max.Moment : $M_{wu} = a t \sigma_y l_w + 0.5 a w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w$
 Max.Shear Stress : for gross sectional area (column and wall panel)
 () : for wall sectional area (= $tw \times l_w$)
 [] : Rotation Angle (x 1/1000rad)

耐力の比較：各試験体の各種強度

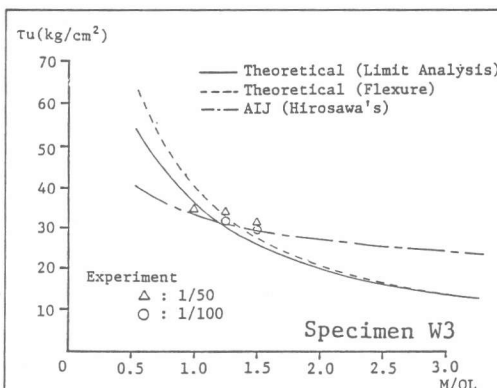
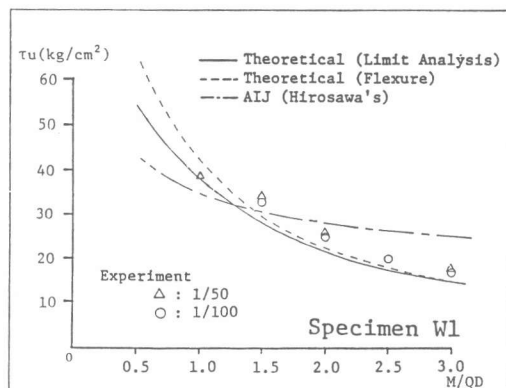


図6 シアスパン比の影響（塑性理論による計算値との比較）

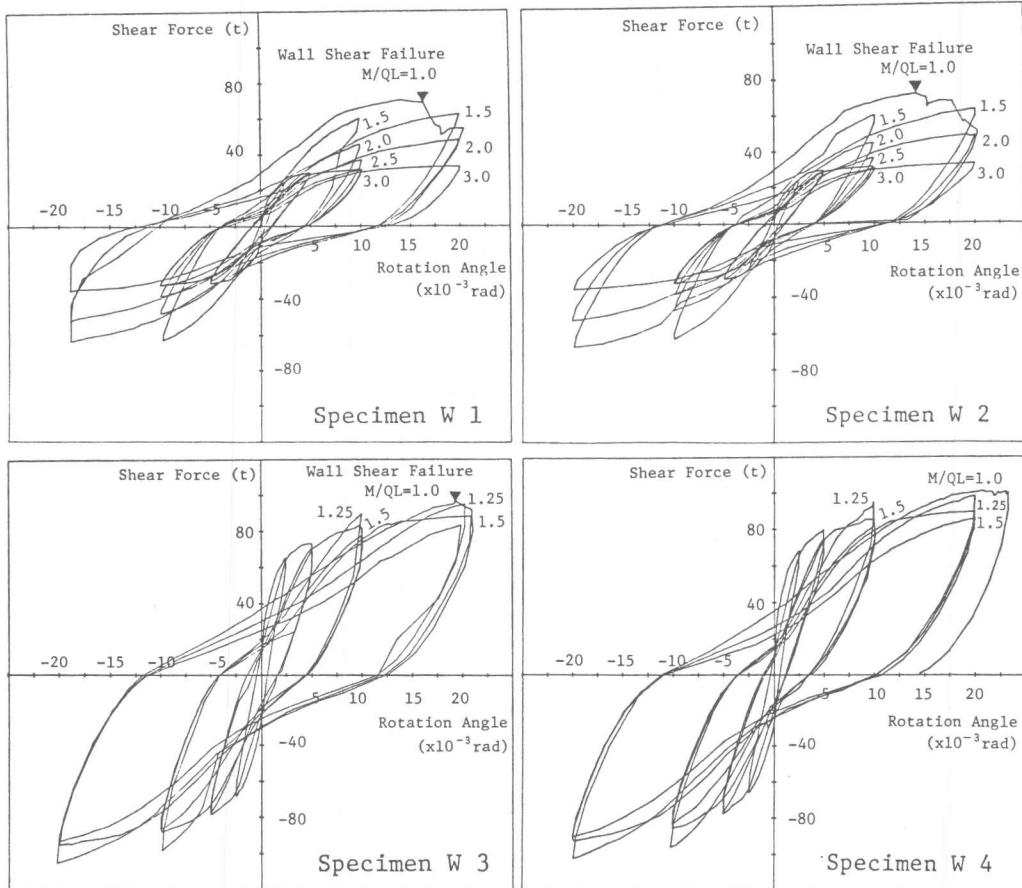


図7 セン断力と頂部水平変位の関係

を表4に示す。W3、W4のせん断耐力は $M/QL=1.0$ の時のものであるが、これは試験機的能力が限界に達した為、可能な範囲まで軸力のレベルを下げて（W3、W4とも約60ton）せん断破壊させたもので、理想的な軸力をかければより高い耐力が予想される。図6に実験値と計算値との比較を示す。計算式は塑性理論によるものを用いた。¹⁾²⁾また併せて、広沢式も示した。

復元力特性：図7に各試験体のせん断力と頂部水平変位の関係を示す。W1とW2、W3とW4、それぞれ両試験体ともほぼ同様の履歴を呈している。 $R=1/100$, $R=1/50$ の繰返しでは M/QL が小さいほどせん断力が上昇しているが、壁板の斜め圧壊が生じた後の繰返しでは耐力が低下している（W4は除く）。

軸方向変形：図8にベースモーメントと側柱の全体軸方向変形の関係を示す。W3とW4の圧縮側変位の差は、側柱断面の差であると思われる。圧縮側の軸方向変形は十分小さく、不安定な挙動は示していない。

曲げ変形とせん断変形：曲げ変形とせん断変形は、高さ方向

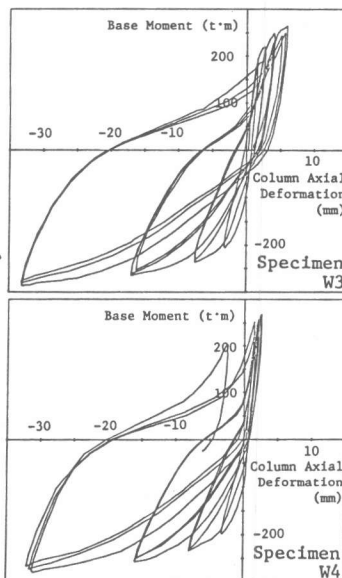


図8 ベースモーメントと軸方向変形（全体）の関係

に6区間で測定した側柱伸縮量から、平面保持を仮定して各区間での平均曲率を求め、これにより生ずる水平変位の和を曲げ変形とし、せん断変形は、全体の水平変位から曲げ変形を除いたものとする。曲げ変形とせん断変形の比率とM/QLの関係を図9に示す。割合の変化は、W1, W2ともにM/QL=1.5までは曲げ変形の割合が徐々に少なくなるものの80%程度を占めるが、M/QL=1.0のせん断破壊時にはせん断変形が60%を占める。W3、W4もM/QL=1.5までは曲げ変形が65~70%を占め徐々に少なくなっていくがM/QL=1.0でせん断変形の割合が急に増える。曲げ変形、せん断変形それぞれの履歴として、図10にベースモーメントと曲げ変形の関係、図11にせん断力とせん断変形の関係の例を示す。せん断変形の履歴は著しいスリップ型であるのに対し、曲げ変形の履歴は紡鐘形を呈しており、荷重-変形関係において曲げ変形が卓越している。

鉄筋の歪状況：引張り側柱主筋は、W1・W2は $R=1/420$, W3は $1/600$ 、W4は $1/740$ で最初に降伏し、 $R=1/400$ でほとんどが降伏している。

壁脚部の壁縦補強筋及び柱主筋は、

W1, W2は $R=1/100$ 、 $M/QL=3.0$ ではほぼ全てが降伏し、 $R=1/50$ で柱主筋は上まで降伏に達した。W3、W4も $R=1/100$ 、 $M/QL=1.5$ ではほとんどの縦筋の降伏が認められた。壁横補強筋は、全試験体とも $R=1/100$ の繰返しではほとんど降伏せず、加力終了後も、W1・W2で3/4、W3で1/3、W4で1/2しか降伏していなかった。

4. 地震応答解析結果との比較

骨組解析による応答レベル：実施設計に基づいて構造物を連成した平面フレームにモデル化し、非線形地震応答解析を行った。3) 入力地震波は、El Centro (NS), Hachinohe (EW), Tohoku univ. (NS)の3種類を用い、地震波の入力レベルは、原波形及び1.5倍に増幅した場合の2レベルについて検討している。これらの入力地震波に対するベースシア、1階の耐震壁及び柱のせん断応答の最大値（いずれもベースシア係数で表示）を静的解析結果と比較して図12 ((a) x方向、(b) y方向)に示した。最大値は、せん断力のレベルが最大になるときの変形で示しており、耐震壁

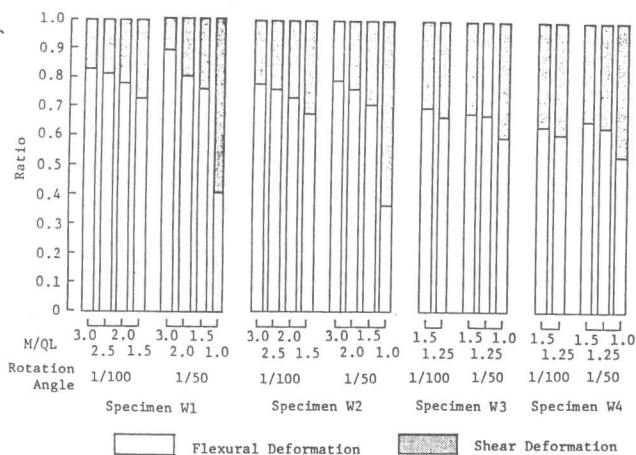


図9 曲げ変形とせん断変形の割合

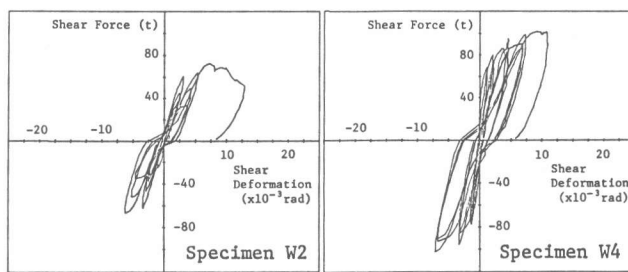


図10 せん断力とせん断変形の関係

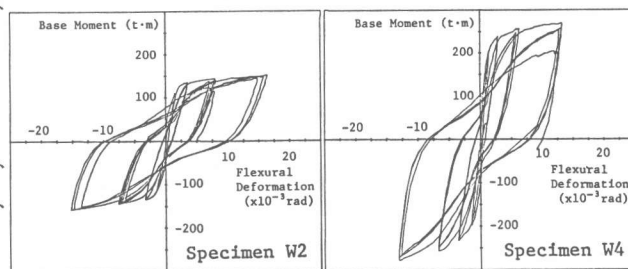


図11 ベースモーメントと曲げ変形の関係

の変形の最大値はこれよりやや大きい。
耐震壁の最大応力、変形の応答レベルは、
x方向では、せん断力が30cm 壁厚 x ス
パン長さの断面積に対する平均せん断応
力度で 35~45Kg/cm²、変形は1/400~
1/200 程度であり、y方向では、せん断
力が平均せん断応力度で30~40Kg/cm²、
変形は 1/400~1/150 程度となっている。

実験結果との比較：耐震壁の実験から
予測される実際の建物での耐震壁のせん
断力と変形レベルの関係を図中に示した。
耐震壁の試験体は、x方向はW3の場合、
y方向はW1の場合である。骨組み解析
の最大応答のレベルと比較すると、せん
断力レベルで 1.3~2.0 倍、変形レベル
で 3~8 倍程度上回っている。また、壁
板の圧壊が起こる最大せん断力は、これ
よりさらに高いレベルで、応答の 1.5倍
であるが、応答の変形レベルが小さいこ
とを考慮すれば、さらに大きな安全率が
あると考えられる。

5. まとめ

(1) 変形部材角 $R=1/50$ の繰返し加力まで、試験体 W1・W2 はシアスパン比 $M/QL=3.0\sim 1.5$ 、試験体 W3・W4 はシアスパン比 $M/QL=1.5\sim 1.25$ のせん断力レベルで、同様に安定した挙動を示し、いずれの試験体も $R=1/50$ 、 $M/QL=1.0$ の繰返し加力で、壁板の斜め圧壊による脆性的な破壊をした。これにより耐力はやや低下したものの、軸力は十分保持し安定していた。

(2) 側柱のせん断補強筋量の割り増しは、側柱柱脚部のカヴァコンクリートの剥離、剥落、柱主筋の座屈等の破壊を低減させた。

(3) 壁長さが長く、転倒モーメントに対して高いレベルの圧縮側反力が要求される試験体 W3、W4 でも、側柱柱脚の著しい破壊は認められず、安定した挙動を示した。

(4) 非線形地震応答解析による最大応答のレベルと実験結果を比較し試設計された壁フレーム構造の耐震性を判定すると、せん断力レベル、変形レベルとも実験結果が、上回っており耐力的にも靱性にも十分に安全であるといえる。

<謝辞>御指導頂きました横浜国立大学工学部末永保美教授、実験及びデータ処理に御協力頂いた横浜国立大学大学院生木村匠氏に感謝致します。

<参考文献>

- (1) 塩原 等：鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度の塑性解析、日本建築学会関東支部構造部会シンポジウム (RC の高層化と靱性に依存する耐震壁の終局強度設計) 講演集、1986年12月、pp. 67-86
- (2) 壁谷澤寿海、阿部 洋、橋場久理子：鉄筋コンクリート耐震壁の靱性評価に関する研究 (その1) (その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道)、1986年 8月
- (3) 壁谷澤寿海：高層RC壁フレーム構造の終局型耐震設計、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986年 6月

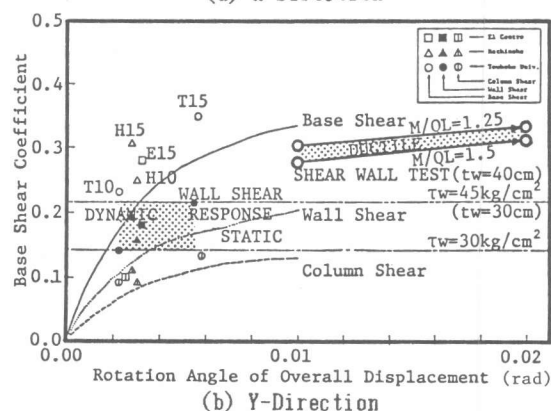
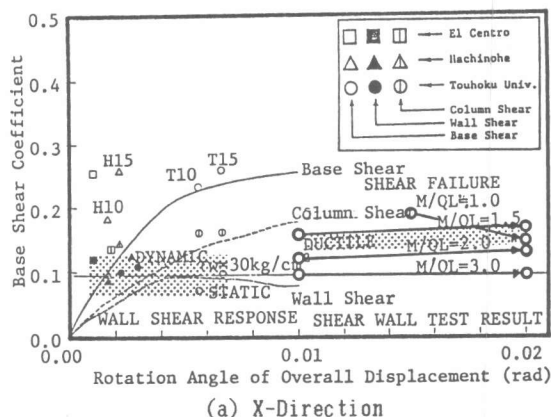


図12 骨組解析結果と実験結果