

論文 偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊実験

溝口 光男^{*1}・荒井 康幸^{*2}・口地 英樹^{*3}

要旨：鉄筋コンクリート耐震壁が偏心引張力を受ける場合のせん断破壊性状を明らかにするため、耐震壁模型を6体製作し、水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を与えた水平加力実験を行い、主にせん断耐力について検討した。その結果、引張力を受ける耐震壁のせん断耐力は、軸圧縮応力度の項を含む既往のせん断強度式において、軸引張応力度を考慮して得られる計算値によって評価できること。軸力を無視している日本建築学会靱性保証型耐震設計指針式による値は、多少安全側の値を示すことを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐震壁、偏心引張力、せん断耐力

1. はじめに

高層建物が地震力を受けると、一階の柱には曲げによる極めて大きな変動軸力が作用する。このような高層建物内に配置される連層耐震壁について考えてみると、地震力は2方向から作用するので、一階の耐震壁では水平力に対して圧縮側となる側柱に、その直交方向の曲げの影響による大きな引張力を受けることがある。また、高層建物内の耐震壁ばかりでなく、L形耐震壁のような立体耐震壁や、境界梁で連結された並列壁の引張側の耐震壁も同様で、圧縮側の側柱に引張力を受けることがある。このような引張力の作用する耐震壁について引張力の影響を検討した研究は見当たらず、引張力を受ける耐震壁のせん断破壊性状に関しては明らかになっていない。本研究は、水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を加えた耐震壁の水平加力実験を行い、そのせん断破壊性状について実験的に検討した。

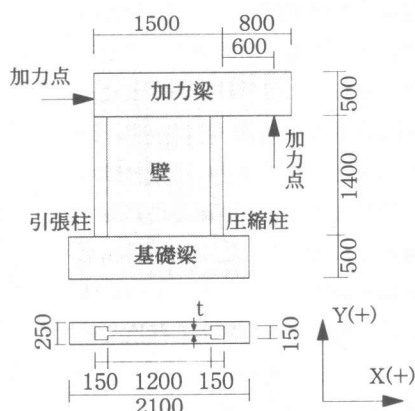


図-1 試験体概要 (単位 mm)

表-1 試験体名と配筋

試験体名	壁厚 t (mm)	壁筋		柱主筋		柱補強筋		設計時強度計算値(kN)	
		配筋	Ps(%) [*]	配筋	Pg(%)	配筋	Pw(%)	曲げ強度	せん断強度
I-L85	47	4φ@100	0.27	8-D13	4.50	4φ@50	0.34	374	258
I-L83	46	4φ@100	0.28	8-D13	4.50	4φ@30	0.57	374	258
I-L87	49	4φ@100	0.26	8-D13	4.50	4φ@70	0.25	374	258
I-M85	48	4φ@75	0.36	8-D13	4.50	4φ@50	0.34	379	264
I-H85	52	4φ@50	0.50	8-D13	4.50	4φ@50	0.34	388	277
I-L65	53	4φ@100	0.24	6-D13	3.38	4φ@50	0.34	285	244

*実際の壁厚 t に対する比率

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は柱形のある平面壁模型とし、壁脚と

*1 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 工博(正会員)
 *2 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博(正会員)
 *3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

壁頭に比較的剛な梁を有している。図-1に試験体の形状および各部の名称を示す。試験体数は壁筋比、柱主筋比および柱補強筋比を変化させた6体であり、壁と柱の寸法は全試験体共通とし、壁の全長1500mm、壁内法高さ1400mm、柱断面150mm角とした。壁厚は50mmを目標としたが、製作された試験体の寸法は表-1に示す値となった。各試験体の壁と柱の配筋は、壁筋には縦横とも4φのなまし鉄線を@100mm、@75mm、@50mmの3種、柱主筋には8-D13、6-D13の2種、柱補強筋には4φの角スパイラル筋を@70mm、@50mm、@30mmの3種を表-1のように組み合わせて配筋した。試験体の設計は、すべてせん断破壊することを目標として行い、設計時の曲げとせん断の両強度計算値を表-1に示す。計算値をみると、柱補強筋による差はないが、柱補強筋はせん断耐力に影響すると考えられるので、柱補強筋の異なる試験体も製作した。なお、表中の曲げ強度は、偏心引張力による壁頂モーメントを考慮し、壁脚モーメントが後述の表-5に示す(2)式の値になったと仮定したときの計算値であり、せん断強度は表-5に示す(3)式で軸圧縮応力度 σ_o とした計算値である。加力梁と基礎梁は断面を250mm×500mmとし、主筋に6-D22、肋筋に2-D13@80mmを配筋した。コンクリートは、全試験体とも設計基準強度21N/mm²の豆砂利普通コンクリート(砂利の最大寸法10mm)を使用し、平打ち込みとした。コンクリートの性状は表-2に、鉄筋の性状は表-3にそれぞれ示す。

2.2 加力方法および計測方法

加力装置の側面図を図-2に示す。加力は図のように、水平および鉛直に配置した2台のアクチュエータを用いて行った。加力方法は、はじめに①号機で後述する壁頂の水平変形が負とならないように拘束しながら、②号機で所定の引

表-2 コンクリートの性状

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)
I-L85	20.9	2.13	18500
I-L83	20.7	2.26	19400
I-L87	20.0	2.27	20400
I-M85	20.6	2.06	20600
I-H85	20.5	2.33	19200
I-L65	21.0	2.23	21000

*1/3割線弾性係数

表-3 鉄筋の性状

鉄筋	断面積 (cm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	備考
D22	3.87	387	604	24	梁主筋
D13	1.267	352	497	28	柱主筋・梁肋筋
4φ	0.129	221*	293	43	柱補強筋・壁筋

*0.2%耐力

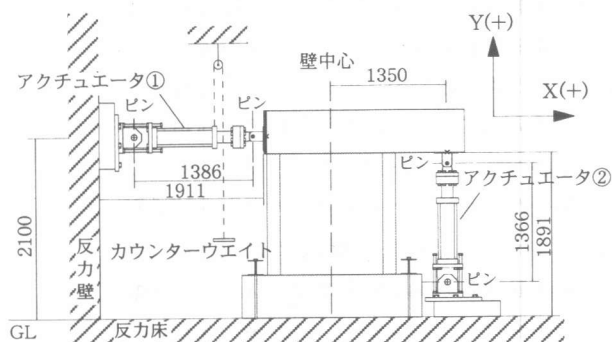
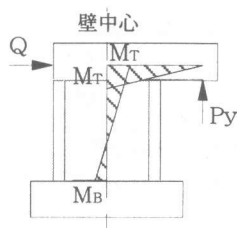


図-2 加力装置 (単位 mm)



曲げ降伏モーメント略算式¹⁾

$$M_y = 0.8a_l \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c} \right) \quad \dots(1)$$

ただし、 $N = -P_y$

図-3 モーメント分布

張力となるまで鉛直荷重を加え、その後、②号機でこの鉛直荷重を保持しながら①号機で壁頂に水平方向に徐々に大きな強制変形を与える方

法とした。水平方向の加力はx正方向への単調加力とし、水平方向の最大耐力が得られるまで行った。各試験体に加える鉛直荷重は、この鉛直荷重で壁頂が降伏しないように設定し、図-3のように鉛直荷重 P_y による壁頂モーメント M_T が、この P_y を軸力として考慮した壁の曲げ降伏モーメント略算値 $M_y^{(1)}$ と等しくなるときの鉛直荷重 P_y の80%の値とした。変位の計測は、図-4に示すように、壁頂の加力梁の表裏の水平変形と、柱位置と鉛直加力点の鉛直変位を基礎スラブを基準にして計測した。また、壁高を6分割して柱の各区間の伸びと、各標点位置の水平変位を計測した。なお、柱脚と柱頭の4隅の柱主筋、圧縮柱脚の基礎梁から約10cm、20cm、30cm位置の3カ所の柱補強筋、および梁下端の主筋のひずみ度をワイヤーストレインゲージで計測した。

3. ひび割れおよび破壊状況

実験終了時のひび割れ状況を図-5に示す。全試験体とも、所定の引張力となるまで鉛直荷重を加える加力時(以後、鉛直加力時)には、壁板上部の圧縮柱側に、圧縮柱中央から壁上端に至る数本の斜めひび割れと、壁板下部の引張柱脚隅角部に斜めひび割れが発生した。その後、壁頂に徐々に大きな水平変形を強制する加力時(以後、水平加力時)

になると、I-L83を除く5体では、壁板の対角線付近や対角線よりやや下側に傾き約45°の斜めひび割れが発生し、水平変形の増大とともに対角線付近の斜めひび割れが徐々に開口した。最大耐力付近では、圧縮柱脚と引張柱頭に急激に斜めひび割れが多数発生し、この柱の斜めひび割

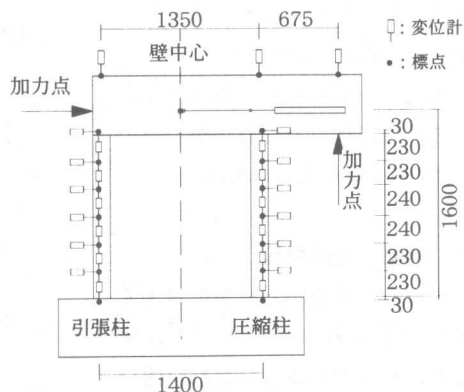


図-4 変位計測位置 (単位 mm)

れが開口すると同時に、壁板の斜めひび割れは大きく開口し、せん断破壊した。I-L83は実験開始前に、図中に点線で示す壁高中央に壁全幅にわたるほぼ水平なひび割れがみられ、他の試験体のような対角線付近の傾き45°の斜めひび割れは発生しなかった。I-L83の壁板では実験開始前の水平ひび割れと、引張柱側、圧縮柱側に発生した斜めひび割れがつながり、他の試験体に比べて緩やかな傾きのひび割れが水平変形の増大とともに開口するようになった。最大耐力付近では、圧縮柱脚と引張柱頭のせん断ひび割れが開口してせん断破壊した。なお、圧縮柱脚の斜めひび割れは他試験体に比べてその発生範囲

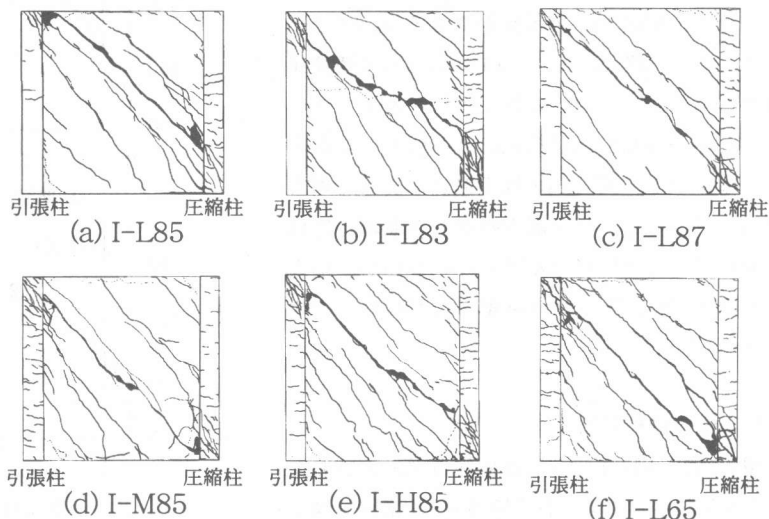


図-5 ひび割れ及び破壊状況

が上方に広がっている。最大耐力時の鉄筋の降伏状況については、全試験体とも圧縮柱脚と引張柱頭の内側主筋では降伏もみられたが、その他の柱主筋は降伏していない。

4. 荷重-変形曲線

水平方向の荷重 Q_x と壁頂の水平変形 R_x の関係を図-6に示す。全試験体とも、柱のせん断ひび割れが開口して壁がせん断破壊したため、荷重が急激に低下し、せん断破壊型の曲線となっている。ただし、I-L83の曲線は、他に比べて荷重が低く、最大耐力後の荷重低下割合も小さくなっ

ている。荷重が低くなったのは実験開始前にみられた水平ひび割れの影響と考えられ、最大耐力後の荷重低下が他に比べて緩やかになったのは柱補強筋比が大きいためと考えられる。図-7に各試験体の荷重 Q_x -変形 R_x 曲線を比較して示す。同図(a)の柱補強筋比が異なる場合についてみると、実験開始前のひび割れにより荷重が低いと思われるI-L83を除く2体では、最大耐力時までの曲線はほぼ一致しているものの、柱補強筋の多いI-L85の方が少ないI-L87よりも最大耐力が僅かに大きく、最大耐力時の変形も大きくなっている。同図(b)の壁筋比が異なる場合についてみると、壁筋比が最小のI-L85に対して壁筋比の大きなI-M85、I-H85の最大耐力は若干大きくなったが、曲線には壁筋比による明瞭な差がみられなかった。同図(c)の柱主筋比が異なる場合についてみると、最大耐力時までの曲線には柱主筋比による差はほとんどみられないが、最大耐力は柱主筋比の大きいI-L85の方が僅かに大きくなっている。

5. 壁の変形状況

図-8に、図-4で示した側柱各部の伸びおよび水平変位から求められる壁の変形状況を示す。図には鉛直加力終了時（図中の部材角が最小）

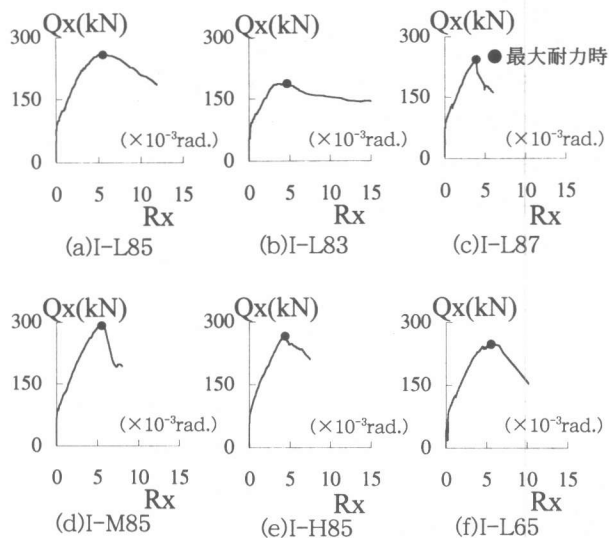
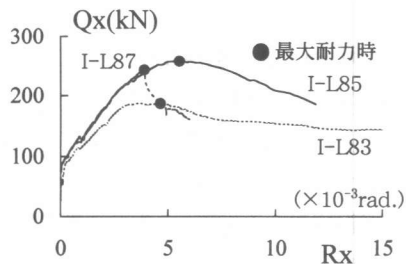
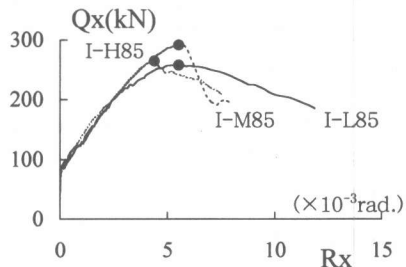


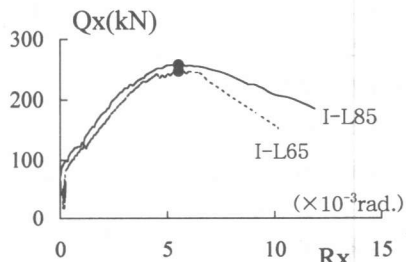
図-6 荷重-変形曲線



(a) 柱補強筋比が異なる場合



(b) 壁筋比が異なる場合



(c) 柱主筋比が異なる場合

図-7 荷重-変形曲線の比較

と、水平加力時の最大耐力前後の部材角の変形状況を示した。図をみると、鉛直加力時では各試験体とも、圧縮柱の各層が伸びているのに対して、引張柱には伸びも水平変位もほとんどみられない。水平加力時になると、引張柱では壁頂の水平変形の増大とともに各層が伸びるものの、中間層よりも上下の層で伸びが大きい。引張柱の水平変位は下層から上層になるほど徐々に大きくなっており、層間の変位も上層ほど大となっている。特に、最上層の層間変位は最大耐力時付近から、他の層に比べて急激に大きくなった。これに対して、圧縮柱では鉛直加力時と大差ないほぼ一定の伸びを示しており、最大耐力時には引張柱の伸びが、圧縮柱とほぼ同じになっている。圧縮柱の水平変位は上層ほど大きいものの、4～6層の変位は差が小さく、下層になるほど層間の変位が大きくなっている。最大耐力時付近からは最下層と2層目の水平変位が大きくなっており、I-L83を除く5体では、特に最下層の層間変位が急激に大きくなっている。I-L83は1，2層の層間変位が同じように急激に大きくなっており圧縮柱脚の斜めひび割れの開口と対応している。

6. せん断耐力

各試験体の最大耐力実験値 tQ_{max} と、各種計算値を表-4に示す。表には最大耐力時の偏心引張力 P と部材角 R も併せて示した。計算値 cQ_{bu} は、偏心引張力 P による壁頂モーメントを考慮し、壁脚モーメントが表-5に示す曲げ強度²⁾になった

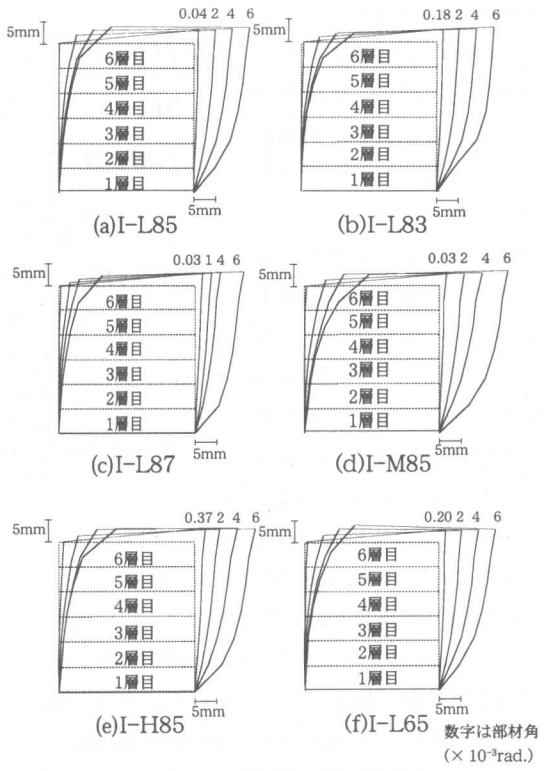


図-8 壁各部の変形状況

と仮定したときの曲げ強度計算値である。 cQ_{sul} は表-5に示すせん断強度式²⁾による値であり、式中の軸圧縮応力度 σ_c を0として計算した値である。シアスパン M/Q は図-9に示すような、偏心引張力 P と最大耐力実験値 tQ_{max} から得られる壁の曲げモーメント分布より求めた。 V_u は表-5に示す建築学会指針式³⁾による値である。表-4をみると、各計算値は壁筋比 p_s が大きいものほど大となっているが、実験値はI-H85($p_s=0.50\%$)が

表-4 最大耐力

試験体名	実験値				計算値				比率			
	tQ_{max} (kN)	P (kN)	σ_c (N/mm ²)	R (10 ⁻³ rad.)	cQ_{bu} (kN)	cQ_{su1} (kN)	cQ_{su2} (kN)	V_u (kN)	tQ_{max}/cQ_{bu}	tQ_{max}/cQ_{su1}	tQ_{max}/cQ_{su2}	tQ_{max}/V_u
I-L85	258	-166	-1.63	5.50	374	255	241	205	0.69	1.01	1.07	1.26
I-L83	187	-166	-1.65	4.63	374	252	238	199	0.50	0.74	0.79	0.94
I-L87	243	-165	-1.59	3.88	374	254	240	205	0.65	0.96	1.01	1.19
I-M85	292	-165	-1.61	5.50	378	261	248	213	0.77	1.12	1.18	1.37
I-H85	265	-169	-1.57	4.38	388	283	269	245	0.68	0.94	0.99	1.08
I-L65	247	-129	-1.19	5.50	287	254	243	227	0.86	0.97	1.02	1.09
平均	—	—	—	—	—	—	—	—	0.69	0.96	1.01	1.16

I-M85($p_s=0.36\%$)よりも小さい。I-H85では壁筋がすべて降伏する以前に、圧縮柱のせん断破壊によって耐力が決まったことも考えられるが、これを含めて実験値と計算値を比較してみる。計算値に対する実験値の比率をみると、 cQ_{su1} に対しては0.74~1.12, 平均0.96(変動率11.8%)となり、計算値が実験値よりも少し小さな値となっているので、偏心

引張力 P による実際の負の σ_0 を用いて計算してみた値を cQ_{su2} とした。 cQ_{su2} に対しては0.79~1.18, 平均1.01(変動率11.5%)となっており、引張力を無視した cQ_{su1} よりも考慮した cQ_{su2} の方が実験結果との対応が若干良くなっている。また、 V_u に対しては0.94~1.38, 平均1.16(変動率12.0%)となり、 V_u は安全側の値となっている。

7. まとめ

水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を加えた耐震壁の水平加力実験を行い、そのせん断破壊性状について検討した結果、文献2)に示されているせん断強度式に引張力を考慮して求められる計算値は、実験結果にほぼ対応し、このせん断強度式は今回のような引張力を受ける耐震壁にも適用できることがわかった。また、軸力を無視している建築学会指針式³⁾の値 V_u は、実験値に対して若干安全側の値となった。ただし、今回の実験結果は単調加力の場合であり、実験資料も少ないことから、さらに検討が必要である。

謝辞

本研究は平成11年度文部省科学研究費補助金(基盤研究(c);代表者 溝口光男)により行った。

参考文献

- 1) 広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震

表-5 強度計算式

曲げ強度 ²⁾	
$M_{bu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c}\right)$	…(2)
せん断強度 ²⁾	
$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.068 p_{re}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j$	…(3)
せん断強度 (日本建築学会指針式 ³⁾)	
$V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2$	…(4)
ここに、 $\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}$ $v = 0.7 - \sigma_B / 200$ h_w : 加力点高さ 各計算式中の記号は参考文献参照	

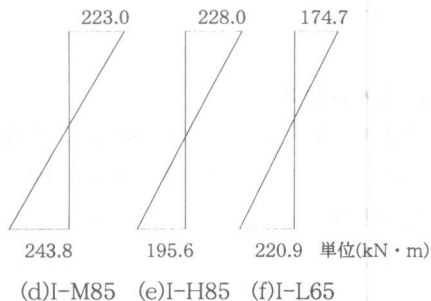
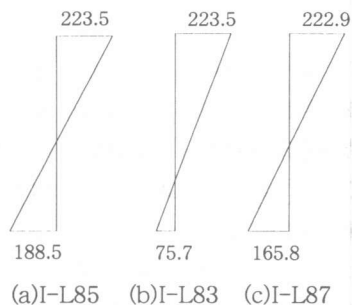


図-9 最大耐力時の壁の曲げモーメント

壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料No.6, pp.33-34, 1975.3

- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), pp.401-403, 1990
- 3) 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・同解説, pp.209-214, 1999