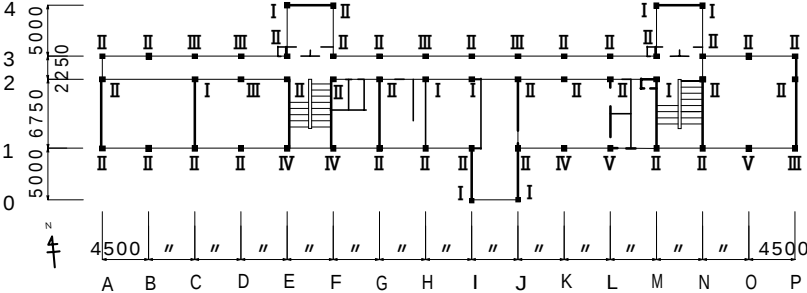
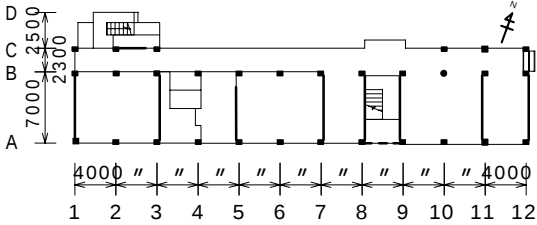


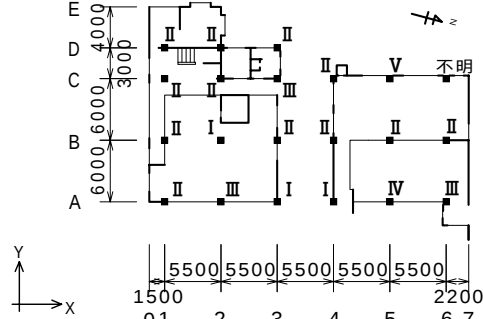
造，梁間方向は耐震壁付ラーメン構造となっており桁行方向に長いほぼ一文字の形をしている。建物Bは廊下部分の外壁側に柱と大梁が無く，片持ち梁によって外壁と廊下部分のスラブを支えている。建物Cは両方向とも耐震壁付ラーメン構造で1階中央スパン（3～4フレーム）は東西方向に通り抜ける通路となっている。また，3階Bフレームの中柱は抜けており，同階A，Cフレーム柱はテーパ付になっている。



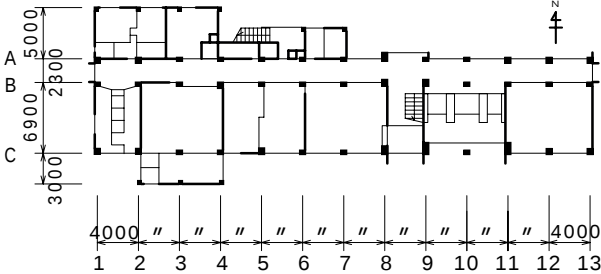
(a) 建物A



(b) 建物B



(c) 建物C



(mm) 図 - 2 1階平面図と柱の損傷度

表 - 1 建物概要				
建物	A	B	C	D
階数	地上3階 塔屋1階	地上3階	地上3階 塔屋2階	地上3階
建設年	1967	1969	1966	1972
用途	学校	学校	公民館	学校
基礎種別	直接	杭	杭	杭
構造被害 ²⁾	中破	軽微	中破	軽微
震央距離	7km	10km	10km	8km

2.2 被害概要

建物A，Cは文献²⁾による被災度区分判定において「中破」判定となった。図 - 2 に建物A，Cの柱の損傷度を，表 - 2 に建物A，Cの各階の損傷割合D値を示す。柱の損傷度はその損傷の割合によりI（ほとんど見えないひび割れ）～V（鉄筋が曲がり，内部コンクリートが剥落）の5段階に分類される。その本数の割合等により損傷割合D値（以下D値）が算定され，そのD値の大きさにより建物の被災度が軽微～倒壊の5段階に区分される（表 - 2 参照）。両建物とも損傷度Vの柱があり，Ⅲ・Ⅳも多数存在している。

表 - 2 中破建物の損傷割合D値 ²⁾				
階	D 値		D 5 軽微 5 < D 10 小破 10 < D 50 中破 D > 50 大破 D5 = 50 倒壊	
	建物 A	建物 C		
3	18.4	13.6		
2	26.7	21.2		
1	32.9	36.1		
最大	32.9	36.1		

D値は両棟とも1階で大きくなり，建物Aが32.9，建物Cが36.1で両棟とも「中破」となった。

被害状況は，建物Aでは1，2階の柱数本でせん断破壊が見られ，その他の柱もせん断ひび割れや曲げひび割れが見られた。特に袖壁付柱や，断面が他と比較して大きい柱の損傷が激しい。建物Cは1階で損傷の激しい柱があり，軸方向の変形も観察された。その他の柱もせん断ひび割れや曲げひび割れが発見された。一方，建物Cに隣接している建物Bの被害は少なく，ごく軽微なせん断ひび割れや曲げひび割れが観察された程

度である。建物Dは隣接しているKiK-netにおいて最大水平加速度720.4Galを観測しており、激しい揺れが生じたと想像されるが、建物の被害は1,2階柱の曲げひび割れや、1階耐震壁の軽微なせん断ひび割れが確認された程度であった。

3. 耐震診断

3.1 耐震診断方法

耐震診断は文献³⁾に基づいて第2次診断を行った。建物の構造耐震指標 I_s 値を算出するにあたってのコンクリートおよび鉄筋の材料特性については設計図面記載に準じるが、記載が無かった建物Cでは当時の一般的なコンクリート設計基準強度 $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、鉄筋（丸鋼）についてはSR235と推定した。建物重量は部材から求めた固定荷重と一般的な積載荷重から算出した。第2次診断における経年指標 T は、被災前の劣化状況

が未確認のため1.0とした。構造耐震判定指標 I_{SO} 値を算出するにあたっての耐震判定基本指標 E_s は0.6、地域指標 Z は0.9、地盤指標 G は1.0、用途指標 U は1.25とした。これらより I_{SO} 値は0.675となり、 I_s 値がこの値以上となると「安全」、下回ると耐震性に「疑問あり」と判定される。以下に示す結果では長手の桁行方向を X 方向、梁間方向を Y 方向としている。

3.2 診断結果と考察

表-3に各建物の第2次診断結果を示す。以後の結果では被害が大きかった X 方向について示す。表-3中には C 値、 F 値によってグルーピングされた鉛直部材の破壊別 $TYPE$ を示しており、これらの値から文献³⁾に基づき I_s 値を算定した。特に I_s 値が低かったのは建物Cで、被害が大きかった実状と比較的良好な対応を示したが、3階で一番小さい I_s 値となった点については相違が

表-3 各建物の耐震診断結果 ($I_{SO}=0.675$)

階	C	F	TYPE	E_0	S_0	T	I_s	判定	
X 方向	3	0.54	1.00	SM	1.30	1.00	1.00	1.30	安全
		0.72	2.60	MC					
	2	0.31	1.00	SM	0.68	1.00	1.00	0.68	安全
		0.39	2.00	MC					
	1	0.04	0.80	ZC	0.56	1.00	1.00	0.56	疑問あり
		0.04	1.00	SC					
		0.10	1.00	SM					
		0.16	1.27	M					
		0.25	2.00	M					
階	C	F	TYPE	E_0	S_0	T	I_s	判定	
X 方向	3	0.18	0.80	ZC	0.49	0.85	1.00	0.42	疑問あり
		0.37	1.00	SM					
		0.61	1.27	M					
		0.30	2.90	MC					
	2	0.06	1.00	SC	0.69	0.95	1.00	0.65	疑問あり
		0.40	1.00	SM					
		0.60	1.27	M					
	1	0.25	1.00	SC	0.69	0.95	1.00	0.66	疑問あり
		0.69	1.00	SM					
階	C	F	TYPE	E_0	S_0	T	I_s	判定	
X 方向	3	0.59	0.80	ZC	0.59	0.76	1.00	0.44	疑問あり
		0.45	1.00	SC					
		0.48	1.00	SM					
		0.28	2.00	M					
	2	0.11	0.80	ZC	0.53	0.95	1.00	0.50	疑問あり
		0.24	1.00	SC					
		0.67	1.00	SM					
	1	0.25	0.80	ZC	0.67	0.95	1.00	0.64	疑問あり
		0.24	1.00	SC					
		0.67	1.00	SM					
階	C	F	TYPE	E_0	S_0	T	I_s	判定	
X 方向	3	0.18	0.80	ZC	1.42	0.92	1.00	1.32	安全
		0.32	1.27	M					
		1.05	2.00	M					
	2	0.09	0.80	ZC	0.80	0.92	1.00	0.74	安全
		0.12	1.00	SM					
		0.78	1.27	M					
	1	0.19	0.80	ZC	0.59	0.92	1.00	0.55	疑問あり
		0.05	1.00	SC					
		0.49	1.00	SM					
		0.12	2.60	MC					

ZC: 極脆性柱 SM: せん断柱・せん断壁・曲げ壁・曲げ柱
SC: せん断柱 M: 曲げ壁・曲げ柱 MC: 曲げ柱

C: 強度指標 F: 靱性指標 E_0 : 保有性能基本指標

S_0 : 形状指標 T: 経年指標

I_s : 構造耐震指標 I_{SO} : 構造耐震判定指標

見られた。建物Bの被害は軽微であったが、診断結果については全階で疑問ありの判定となった。但し、1, 2階については I_s 値が I_{s0} 値に近似しており、耐震性に著しく問題がある結果ではない。3階でかなり低い値となった点は建物Cと同様相違が見られた。建物A, Dは1階で耐震性に問題があり、地震被害を受ける可能性が高い。2, 3階では「安全」と判定された。診断結果は同様の傾向にも拘わらず建物Dではわずかな被害に対して、建物Aでは被害が大きかった。以上のことより、これら診断結果は実際の被害状況とは一致しない場合があり、耐震診断の結果が直接被害の程度に結びつくとは限らないことを示している。

図 - 3 に各建物における1階X方向の強度指標(C値) - 靱性指標(F値)関係を示す。被害が大きかったにも拘わらず診断結果で I_s 値が比較的大きい値を示した建物Aでは、他の建物と比べて1階のC値は全体的に低いことが確認できる。このことより、建物Aの1階の強度が低いと推測される。建物CはF値が0.8や1.0の部材でC値は比較的大きい値を示しているが、F値2.0以上の部材は全く無く、靱性が乏しいことがわかる。一方、被害が軽微の建物BとDは全体的にC値が高く、かつF値の高い部材もあり、両建物はほぼ同様な傾向を示した。

以上のことから、耐震診断の結果のみでは地震被害を精度よく予測することは難しく、地震による被害予測を含めた建物の耐震性能評価のためには、現行の耐震診断に入力地震動の大き

さと特性、および地盤特性等の影響を考慮する必要がある。

4. 静的弾塑性解析

4.1 解析の概要

建物の弾塑性域にわたる水平抵抗性状を明らかにするため、荷重増分による静的弾塑性解析を行った。外力分布にはAi分布を用い、いずれかの層で層間変形角 $1/50\text{rad}$ に達するまで解析を行った。建物は剛床仮定の3次元立体骨組モデルに置換し、基礎は固定とした。部材のモデル化に際しては梁・柱部材は両端に剛域を考慮して回転バネを挿入した材端剛塑性バネモデル⁴⁾とした。剛域長さは直交する部材のフェイス面とし、腰壁および垂壁が取り付く柱では腰壁の上端および垂壁の下端までとした。材中央にはせん断変形を表す弾性バネと、軸変形を考慮する軸バネを挿入した。耐震壁は壁板部分の面内剛性のみを考慮して柱に置換した。その際上下の梁は剛とし、付帯柱は壁面内方向をピンとした(壁谷澤モデル⁵⁾)。各部材における回転バネの曲げ復元力包絡線はトリリニアにモデル化した。このとき部材断面より初期剛性を決定し(第一剛性)、曲げ降伏時剛性低下率は菅野式⁶⁾より求め(第二剛性)、曲げ降伏後の剛性は初期剛性の $1/1000$ とした(第三剛性)。腰壁や垂壁が取り付く梁の曲げ耐力は文献⁷⁾にならい腰壁・垂壁を考慮して算定した。梁・柱部材のせん断バネは弾性としているが、せん断耐力下限式⁸⁾に基づきせん断破壊発生の確認を行った。せん断耐力式(下限式)は次式とする。但し、単位は(kgf)である。

$$Q_{u\min} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (180 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot s \sigma_y} \right\} \cdot bj \quad (1)$$

$$Q_{u\min} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (180 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot s \sigma_y} + 0.1N/bD \right\} \cdot bj \quad (2)$$

ここで、式(1)は梁、式(2)は柱の場合とし、 k_u は断面寸法による補正係数、 k_p は引張鉄筋比 $p_t(\%)$ による補正係数、 σ_B はコンクリート強度、 M/Qd

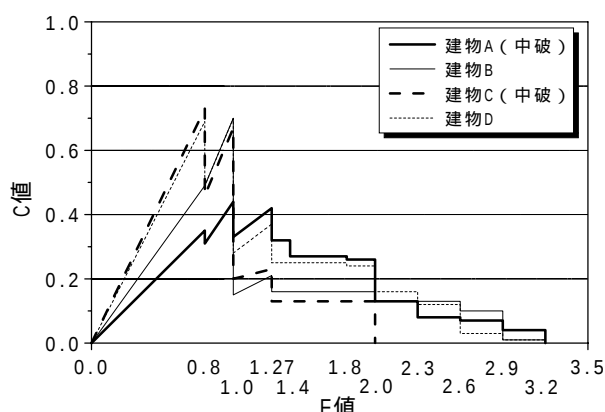


図 - 3 各建物の1階X方向のC-F関係

はせん断スパン比, p_w はせん断補強筋比, σ_y は補強筋の降伏点応力度, N はせん断耐力算定用軸力, b は部材幅, D は部材せい, j は応力中心間距離である。梁・柱部材がせん断耐力に達したときはその部材を強制的に曲げ降伏させることにより, 負担せん断力がそれ以上増えないとした。柱に置換された壁板のせん断バネは弾塑性とし, 回転バネと同様, 復元力包絡線はトリリニアにモデル化した。軸バネの復元力は梁のみ弾性として扱い, 柱, 壁板の置換柱は弾塑性とした。コンクリートおよび鉄筋の材料特性については耐震診断の場合と同様とした。

4.2 静的解析結果と被害の関係

解析によって得られた層せん断力を層せん断力係数 C_i に変換したものと層間変形角 R の関係を X 方向について図 - 4 に示す。せん断破壊発生後の耐力低下は考慮せず一定であると仮定して解析を行っているので, それ以降の履歴は実状とは異なることを付記する。

2, 3階では中破の建物A, Cの耐力が低い結果となり, 特に建物Cはいずれの階も他の建物と比較して低く, 水平耐力が劣っていることがわかる。また, 建物Dの耐力が各階とも一番高い結果となった。これらのことは被害の実状と良好な対応を示している。建物A, Cの耐力が他と比べて低い理由として, 耐力が比較的高い建物B, Dでは梁・柱主筋に異形鉄筋 (SD295, 降伏強度 300N/mm^2) が使用されているのに対して, 建物A, Cでは丸鋼 (SR235, 降伏強度 240N/mm^2 , 建物Cは推定) が使用されていることが挙げられ, このことが建物の耐力不足に影響を及ぼしたと推測される。建物Bは, 2, 3階では比較的に耐力が大きい, 1階では建物A, Cと同程度に近く, 更に早期に壁や柱がせん断破壊を起こす結果となった。したがって, 建物A, Cと同程度の水平力により, 同等かそれ以上の被害を受ける可能性があるが, 実被害は軽微であった。以上をまとめると, 解析結果と被害の実状は全体的に良好な対応を示しており, 建物の耐震性能評価における静的増分解析手法の有意性を確認すること

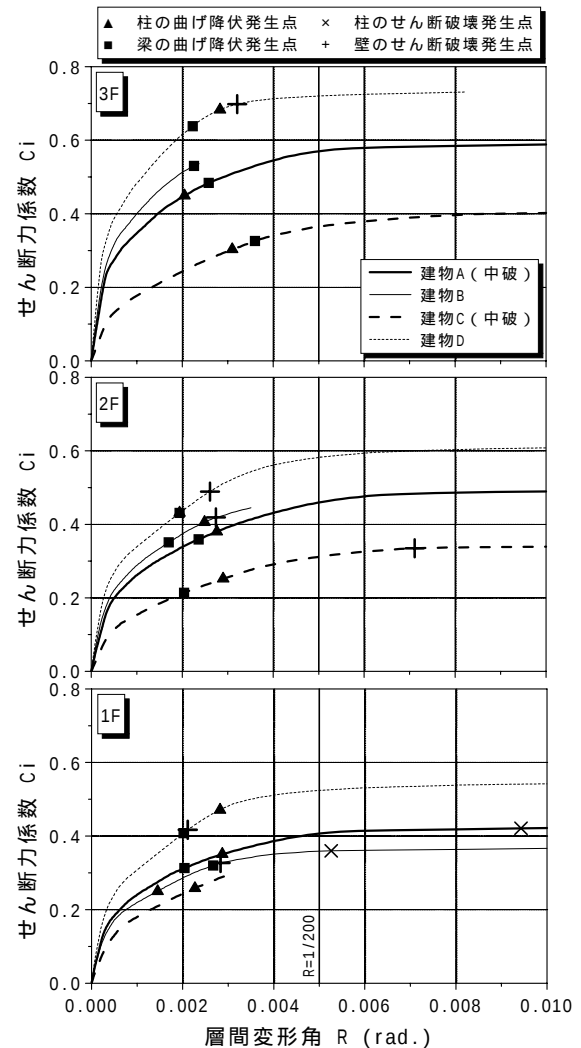


図 - 4 各建物の X 方向の C_i - R 関係

ができた。但し, 被害の詳細な予測のためには耐震診断と同様に地震動, 地盤, 建物の特性の相関を検討する必要がある。

5. 耐震診断と静的増分解析の関係

これまでは耐震診断結果と被害の関係, 静的増分解析結果と被害の関係について述べてきたが, ここではその診断結果と解析結果の関係性について述べ, これら耐震性能評価の妥当性について検討する。図 - 5 に各階 X 方向における耐震診断で得られた累積強度指標 C_T (以下 C_T 値) と静的増分解析で得られたせん断力係数 C_i との関係を示す。累積強度指標 C_T は F 値が 0.8 (極脆性柱), 1.0 (せん断柱), 1.27 (曲げ柱) に対応する値を採用し, 文献³⁾より F 値 0.8 で終局強度時変形角 $1/500\text{rad.}$, 1.0 で $1/250\text{rad.}$, 1.27 で $1/150\text{rad.}$

に対応しているので，層間変形角がその値となったときのせん断力係数 C_i との関係である。ほとんどの C_T 値で C_i を上回っており，耐震診断での強度は高めに算定される結果となった。 C_i を下回った C_T 値の部材はすべて曲げ柱であった。耐震診断では，極脆性柱やせん断柱はそれぞれに対応する F 値においてその全部材が終局に至ると仮定しており，強度もその全部材を合計して算定しているため C_T 値は C_i より高く評価されている。また，曲げ柱では極脆性柱やせん断柱の強度は全て考慮しないので強度は C_i より低めに評価されている。但し，建物 A (▲)，D (○) では C_T 値と C_i がほぼ同値であり良好な対応を示した。これらの建物は，診断結果や静的解析結果と被害の実状においても比較的良好な対応が確認されており，耐震性能評価法の妥当性が確認された。一方，ばらつきの多かった建物 B (△)，C (●) では診断結果と被害の実状においても差が生じている。以上より，柱の破壊形式のみで一律に評価する耐震診断の強度と，個々の部材履歴を反映させながら評価する静的増分解析の耐力の関係は，建物によって対応しないことがあり，建物 4 棟のみではその相関性を明確にすることは難しく，今後のデータの蓄積が必要である。

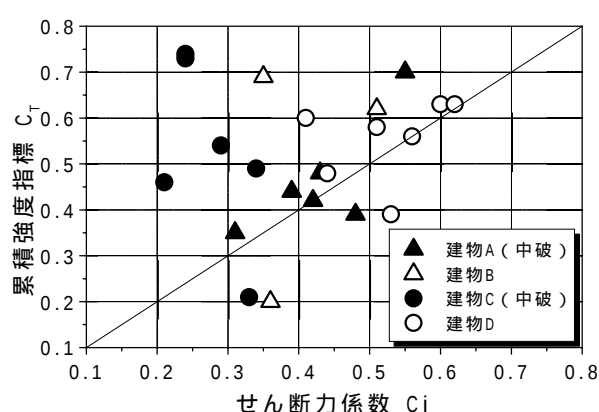


図 - 5 各建物の C_T - C_i 関係

6. まとめ

2000 年鳥取県西部地震で被害を受けた文教施設 4 棟について耐震診断，静的増分解析を行い，その結果と被害の実状を比較検討した。また，耐震診断と静的増分解析の関係についての検証も

行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 耐震診断により各建物の耐震性能を評価した。これらより，耐震診断の結果だけで地震被害を精度よく予測することは難しく，入力地震動や地盤特性等のその他の要因の影響を考慮する必要がある。
- 2) 静的増分解析により，被害程度が大きかった中破建物の耐力は低かったことが確認できた。しかしながら，耐力が低くても被害が小さかった建物も存在しており，動的弾塑性解析等の更なる検討が必要である。
- 3) 耐震診断の強度と静的増分解析の耐力の関係性はその評価方法に違いがあり，両者が対応しない場合がある。

謝辞

地震被害調査におきまして建物所有者の皆様には多大な御協力を得るとともに貴重なデータを頂きました。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) (社)日本建築学会：2000年鳥取県西部地震・2001年芸予地震被害調査報告，2001
- 2) (財)日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編)，1991
- 3) (財)日本建築防災協会：改訂版・既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針同解説，1990，2001
- 4) Giberson, M. F.: Two nonlinear beams with definitions of ductility, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.95, No.ST2, pp.137-157, 1969
- 5) Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. and Aoyama, H.: Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B), Vol. XXXVII, No.2, pp.431-478, 1983
- 6) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol.11，No.2，pp.1-9，1973
- 7) (社)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，pp.399，1981
- 8) 荒川卓：鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について，コンクリートジャーナル，Vol.8，No.7，pp.11-20，1970