

論文 鉄筋コンクリート造学校建物で観測された強震記録と地震応答解析

吉岡 伸悟^{*1}・境 有紀^{*2}・工藤 一嘉^{*3}・壁谷澤 寿海^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造学校建物の1階，はその近傍における強震観測記録を用いて，フレーム地震応答解析を行い，建物の挙動を把握するとともにその結果と建物上部の記録，実際の被害状況との対応性について検討する．フレーム地震応答解析を行うことにより，非構造部材を考慮したモデル化方法，具体的には，腰壁・垂壁の梁への算入法について検討した．

キーワード：鉄筋コンクリート造学校建物，強震記録，フレーム解析，非構造部材

1. はじめに

建物の耐震性について検討する際には，フレーム地震応答解析がよく用いられる．しかし，被害を受けた建物をその建物近傍で得られた強震記録を用いてフレーム地震応答解析を行い，解析結果と実被害と比較した例は非常に少ない．

1999年台湾集集地震では様々な被害程度の建物近傍で強震記録が得られた．また，2000年新島・神津島近海地震および強震観測を行っている西湘高校では，建物の1階と最上階において強震記録を得ることが出来た．

そこで，本研究では鉄筋コンクリート造学校建物を対象として，実観測記録を基にフレーム地震応答解析を行い，その結果と実際の被害との対応性を検討する．

まず，2000年新島・神津島近海地震および強震観測を行っている西湘高校において，建物1階部分と最上階において強震観測が得られている建物についてフレーム地震応答解析を行い，非構造部材の評価方法を検証した．

次に，1999年台湾集集地震で被災した鉄筋コンクリート造学校建物を対象として，従来の方法によるフレーム地震応答解析¹⁾と，非構造部材を考慮に入れたフレーム地震応答解析を行い被災度との対応性を検討した．

2. 建物上で得られている強震記録を用いた地震応答解析

神津島高校，神津島中学，西湘高校の3棟の建物基礎上で得られた強震記録を用いてフレーム地震応答解析を行い，建物最上階で得られた強震記録と比較することにより非構造部材の効果について検討する．

2.1 対象建物と強震観測

軸組み図を神津島高校を例として図-1に示す．強震記録は，神津島高校・神津島中学では，ともに建物基礎部で最大加速度が200gal程度，西湘高校では，最大20gal程度となっている．

ここでは，弾性域に関して解析を行う．

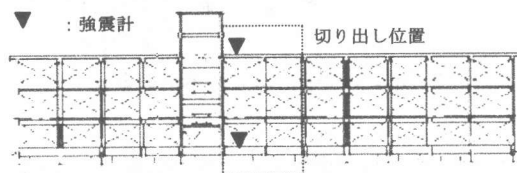


図-1 神津高校軸組み図と観測位置，および，切り出した位置

*1 株式会社 竹中工務店

*2 東京大学助手 地震研究所 工博（正会員）

*3 東京大学助教授 地震研究所 理博

*4 東京大学教授 地震研究所 工博（正会員）

2.2 フレーム地震応答解析

解析対象とした学校建物は図-2に示すように、教室に廊下の付いた平面プランを持つ均等フレームとなっている。教室と教室の間は、耐震壁によって仕切られている。教室の桁行方向には腰壁、垂壁が存在し、そのため短柱化した柱のせん断破壊が起こりやすくなっている。フレーム地震応答解析のモデルは、桁行方向について教室の両側の壁と壁の間の一教室を単位として、切り出したものを用いた。神津高校を例として切り出しモデルの切り出し位置を図-1に示してある。図-3に解析モデルを示す。切り出した面の剛性、耐力、軸力は半分とした。

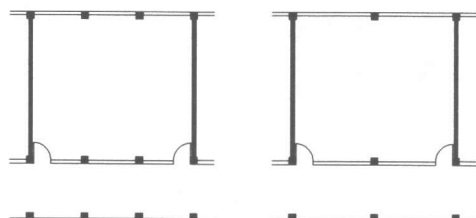


図-2 学校建物の一教室平面

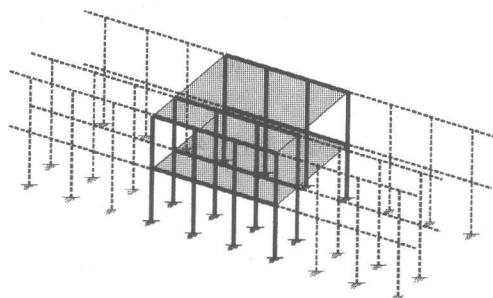


図-3 フレーム解析のモデル

柱・梁を線材に置換し、材端に曲げバネ、柱には、弾性の軸バネとせん断バネを配置した。軸方向変形は無し、1階柱脚は固定とした。各階の重量は床レベルに集中させ、平面フレームを剛床で連結、建物重量は図面から求めた平均値 1.2ton/m^2 とした。コンクリート圧縮強度はシュミットハンマー試験を行った結果より求めた 24MPa 前後の値を用いた。

剛域は、骨組の接点から柱梁部材、腰壁垂壁

がある場合はその端から材背の $1/4$ 入った点²⁾までとした。

数値積分は平均加速度法を用い、積分時間刻みを 0.001 秒とした。減衰は瞬間剛性比例とし、減衰定数は 5% とした。コンクリート剛性は RC 規準の式²⁾より求めた。梁間方向には、弾性の耐震壁を配した。

神津高校の桁行・梁間両方向の解析結果として得られた絶対加速度波形と観測で得られた波形を図-4に示す。

まず、神津高校の図-1の点線で囲った部分を切り出したモデルで、桁行方向に地震応答解析を行った結果と全体モデルによるものを比較する。応答波形は概ね一致しており、切り出したモデルで建物全体モデルの結果を再現することができる。

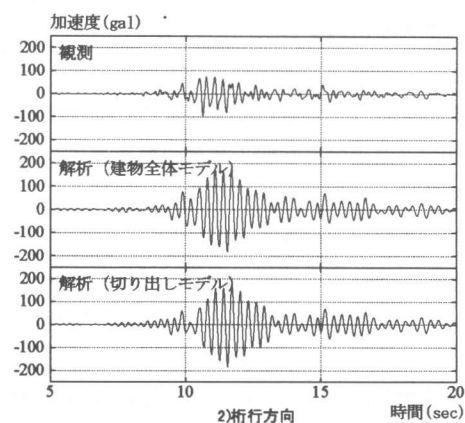
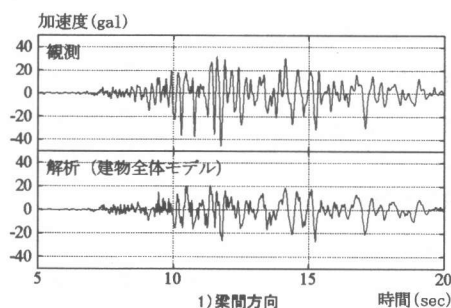


図-4 解析結果

次に、解析結果と観測記録を比較する。梁間方向は概ね妥当なものとなっているが、桁行方向の結果は、解析結果が大きくなっている。

桁行方向には、腰壁・垂壁等非構造部材が多数存在する。そこで、桁行方向に関して非構造部材を考慮に入れた解析を行った。

2. 4 非構造部材の評価

非構造部材として床の有効幅²⁾（直交方向スパンの1/10とした床の有効幅）に加え、腰壁・垂壁による梁の剛性の増大を考えるパラメータとして腰壁・垂壁を考慮に入れる。その際、腰壁・垂壁の有効高さ比を考えた。有効高さ比は腰壁・垂壁を全部評価した場合（図-5の1w）を1.0とし、0.0（考慮しない）から1.0まで0.1刻みで変化させる。その際剛域は、腰壁・垂壁の有効高さ位置あるいは柱梁部材端から、部材せいの1/4を引いた位置までとした²⁾。

解析の際の減衰定数は観測の建物の応答と入力加速度のスペクトル比からハーフパワー法³⁾により推定した値（神津高校と神津中学は0.03、西湘高校は0.05）を用いた。

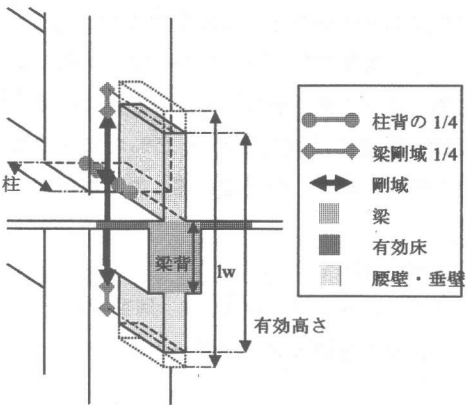


図-5 非構造部材の評価法

2. 5 解析結果

各建物の解析結果を表-1に示す。固有周期は、観測・解析とも加速度のスペクトル比で卓越した部分の周期とした。梁有効高さ比を変化させることにより解析結果の固有周期は幅約0.1秒の間で変化する、つまり、対象学校建物では腰壁・垂壁の考慮の仕方により固有周期が0.1秒ほど変化する。強震記録による固有周期と解析から求めた固有周期は、神津高校、神津中学では、有効高さが0.8~0.9で、西湘高校では、0.5~0.6で対応している。

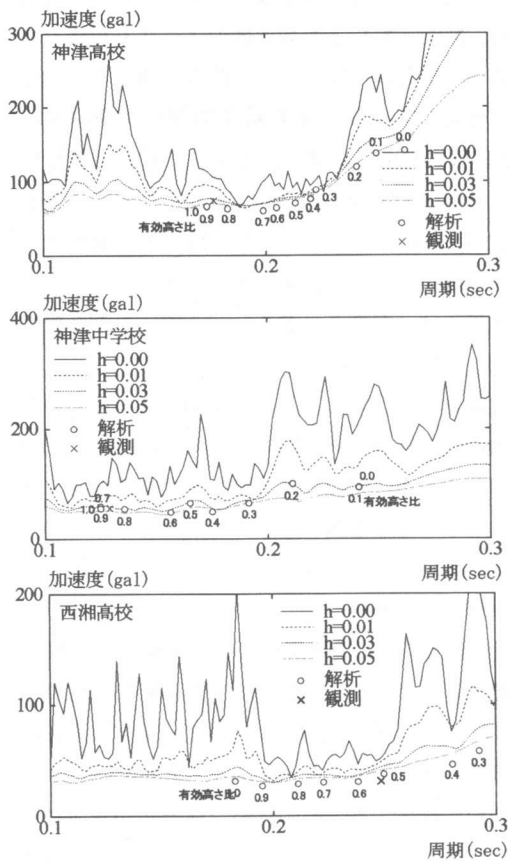
各建物について、入力地震動から求めた弾性加速度スペクトル（h=0,0.01,0.03,0.05）上に解析から求めた弾性固有周期・最大加速度をプロットしたものを図-6に示す。なお、図中の×は、観測記録から直接求めた弾性固有周期・最大加速度である。

解析結果は、神津高校では減衰0.05の弾性加速度スペクトルに、神津中学では0.03、西湘高校は0.05のものにほぼ対応する。観測結果もほぼ同じ減衰上にあり、有効高さ比が0.5から0.9の間に存在する。そのため、表-1からだけでは判断できない加速度に関しても、各建物が有効高さ0.5から0.8付近で観測結果と一致することがわかる。

以上のことから、腰壁・垂壁の有効高さ比は、0.5から0.9程度、即ち、実際の高さの0.5倍から0.9倍程度の高さとしてこれらを考慮に入れば、解析結果と観測記録が一致することがわかる。

表-1 解析結果

	有効高さ比	神津高校			神津中学			西湘高校		
		固有周期 秒	最大変位 cm	最大加速度 cm/m2	卓越周期 秒	最大変位 cm	最大加速度 cm/m3	卓越周期 秒	最大変位 cm	最大加速度 cm/m4
観測		0.177	0.110	95.77	0.129	0.061	72.81	0.248	0.067	42.20
	1.0	0.174	0.065	85.14	0.125	0.026	71.79	0.183	0.038	42.24
	0.9	0.174	0.074	85.81	0.125	0.031	76.17	0.195	0.038	36.06
	0.8	0.183	0.075	81.74	0.136	0.032	70.44	0.211	0.046	38.48
	0.7	0.199	0.078	78.01	0.125	0.038	71.42	0.223	0.055	40.46
	0.6	0.205	0.090	83.04	0.156	0.039	62.61	0.238	0.065	40.96
	0.5	0.213	0.107	90.87	0.165	0.060	84.06	0.250	0.088	49.87
	0.4	0.220	0.125	98.02	0.175	0.053	63.71	0.281	0.120	61.02
	0.3	0.223	0.159	113.88	0.191	0.083	83.64	0.293	0.168	77.09
	0.2	0.241	0.233	152.80	0.211	0.141	128.46	0.306	0.218	90.40
解析	0.1	0.250	0.296	176.71	0.241	0.160	120.30	0.330	0.229	86.40
	0.0	0.263	0.325	181.20	0.241	0.178	119.65	0.347	0.276	91.08



図－6 弾性加速度スペクトルと解析結果

3. 台湾地震で観測された強震記録による地震応答解析

文献1)と同条件のフレーム地震応答解析を非構造部材を考慮した場合について行った。3. 1～3. 3にその条件と結果を文献1)から引用して示す。

3. 1 対象建物と用いた強震記録

建物近傍で強震記録の得られた9棟の学校建物を解析対象とした。対象建物、被害度および解析に用いた強震記録を表－2に示す。建物被害度は被害ランク⁴⁾(無被害:0, 軽微:1, 小破:2, 中破:3, 大破:4)により定めた⁵⁾。

表－2 対象建物・被害度と用いた強震記録

ID	建物名	階数	被害度	強震記録	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)
IAL	石岡国民小学校A棟	3	中破	068ew	520.5	263.9
IBL	石岡国民小学校B棟	2	中破	"	"	"
ICL	石岡国民小学校C棟	2	大破	068ns	361.6	297.5
IDL	石岡国民小学校D棟	1	小破	"	"	"
SAL	光正国民小学校A棟	2	小破	052ns	428.1	206.4
NAL	草屯国民小学校A棟	2	軽微	075ew	325.6	116
OBL	雙冬国民小学校B棟	1	無被害	071ns	638.5	83.3
PAL	南光国民小学校D棟	2	無被害	074ew	585.9	68.9
GAL	新街国民小学校A棟	2	軽微	129ew	981.4	129.9

PGA: 地動最大加速度 PGV: 地動最大速度

3. 2 フレーム地震応答解析

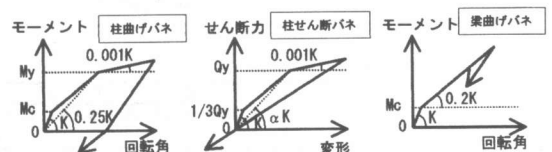
解析は被害の大きかった桁行方向に関して行った。建物重量は1.0ton/m²とした。⁵⁾ コンクリート剛性はRC規準の式²⁾より求めた。その際、コンクリート設計基準強度F_cは、1982年から1996年の間に建てられた建物については、築後5年程度の建物に対して行われたシュミットハンマー試験結果⁶⁾を基に15.8MPaとし、台湾の耐震設計基準で定められているベースシア係数⁷⁾に比例させて1982年以前のは10.5MPa、1997年以降を20.2MPaとした。減衰は瞬間剛性比例とし、減衰定数は5%とした。

また、対象建物は1～3層の低層建物であるため、地下逸散減衰などの影響と連成効果⁸⁾⁹⁾、更に強震時には減衰定数が25%増加すること¹⁰⁾を考慮し式(1)の場合に関しても解析を行った。

$$h = 0.04125/T \quad (1)$$

ここで、h: 減衰定数, T: 周期(秒)

各部材の履歴モデルを図－7に示す。



図－7 各部材の履歴特性

柱曲げバネ

Takedaモデル¹¹⁾を用いた。降伏モーメントは、引張鉄筋比を調査した建物の平均的な値から中

段筋も考慮して1.2%,鉄筋の降伏強度420Mpa¹⁾として文献13)の式により,ひび割れモーメントは文献2)の式から求めた。降伏点剛性低下率0.25,降伏後の剛性は初期剛性の0.001倍とし,除荷剛性低下指数を0.4とした。

柱せん断バネ

原点指向モデルを用い,終局せん断力を荒川mean式¹³⁾により求めた。せん断補強筋比は調査された建物の平均的な値から0.14%,せん断補強筋の強度280MPaとした。ひび割れせん断力は終局せん断力の1/3とし,ひび割れ後の剛性は,終局時のせん断変形角が1/250となるように求め,降伏後の剛性は初期剛性の0.001倍とした。

梁曲げバネ

被害がなかったためひび割れのみを考慮し,ひび割れ耐力は柱と同様にして求め,ひび割れ後の剛性は初期剛性の0.2倍とした。

3.3 従来の方法による解析の結果

解析で得られた弾性固有周期,1階の最大応答変形角と被害度を表-3に,建物被害度と1階最大応答変形角の関係を図-8に示す。

表-3 解析結果

ID	建物名	被害度	周期 (s)	1階最大応答変形角(%)		
				h=0.05	h=0.04125/T	
IAL	石岡國民小学校A棟	大破	3	0.368	1.729	1.572
IBL	石岡國民小学校B棟	中破	3	0.232	1.251	0.955
ICL	石岡國民小学校C棟	大破	4	0.312	2.104	1.524
IDL	石岡國民小学校D棟	小破	2	0.226	0.847	0.847
SAL	光正國民小学校A棟	小破	2	0.311	1.248	1.023
NAL	草屯國民小学校A棟	輕微	1	0.282	0.689	0.572
OBL	雙冬國民小学校B棟	無被害	0	0.166	0.473	0.474
PAL	南光國民小学校D棟	無被害	0	0.201	0.608	0.563
GAL	新街國民小学校A棟	輕微	1	0.303	0.590	0.498

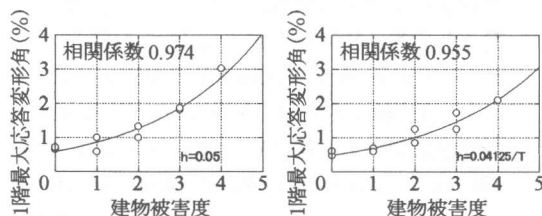


図-8 建物被害度と1階最大応答変形角

1階最大応答変形角と被害度の関係は $h=0.05$, $h=0.04125/T$ 双方で,建物の被害度との強い相関が見られる。建築被害度と応答解析結果の対応性は,建築被害度軽微,小破,中破,大破がそれぞれ部材損傷度のI,II,III,IV¹⁴⁾に対応するものとし¹⁵⁾,部材実験¹⁶⁾における部材角と損傷度の対応¹⁷⁾を見ると,建築被害度に対応する変形角は軽微0.5%以下,小破0.5~1%,中破1%~3%,大破3%以上となる。 $h=0.05$ の場合には,小破(2)から大破(4)で, $h=0.04125/T$ の場合には,中破(3)以下で上に挙げた被害度と変形角の関係により良く対応している。

しかしながら,軽微(1)以下では,解析結果が実際よりやや大きくなった。そこで,その原因の1つとして非構造部材の影響を取り上げ,2000年新島・神津島近海地震及び西湘高校での強震観測において,建物内で得られた強震記録を用いてそのモデル化について検討する。

3.4 非構造部材を考慮した場合

腰壁・垂壁の有効高さ比を0.8,0.6として考慮に入れて減衰を $h=0.05$ と $h=0.04125/T$ の場合についてフレーム地震応答解析を行った。

対象とした建物の腰壁・垂壁は,煉瓦壁などで煉瓦壁部分の初期剛性をブリズム試験の結果¹⁸⁾をもとに $0.9 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ とした。梁部材へは断面2次モーメントを求める際に,煉瓦造部分にコンクリートのヤング係数と煉瓦壁の初期剛性の比をかけることで算入した。

解析結果を表-4に,1階最大応答変形角と建物被害度との関係を図-9に示す。

有効高さ比0.8では相関係数も高く,従来の方法による結果よりも被災度が無被害,軽微での変形角も小さくなっている。また, $h=0.04125/T$ では被害度が小さい部分での変形角は小さいものの大破でも変形角が小さめにでていたのが,有効高さ比0.6の $h=0.04125/T$ の場合には,被害度の大小にかかわらず建物被害度に対応する変形角(軽微0.5%以下,小破0.5~1%,中破1%~3%,大破3%以上)と良い対応を示している。

表-4 解析結果

有効高さ比		0.8				0.6			
建物名	被災度	h=0.05		h=0.04125/T		h=0.05		h=0.04125/T	
		周期 秒	層間変形角 %	周期 秒	層間変形角 %	周期 秒	層間変形角 %	周期 秒	層間変形角 %
石川園児小学校A棟	3	0.309	2.290	0.309	1.827	0.333	2.533	0.333	1.990
石川園児小学校B棟	3	0.228	1.715	0.228	1.121	0.245	1.890	0.245	1.316
石川園児小学校C棟	4	0.323	3.959	0.323	2.387	0.369	3.828	0.369	2.863
石川園児小学校D棟	2	0.243	0.761	0.243	0.587	0.278	0.875	0.278	0.755
光正園児小学校A棟	2	0.296	1.100	0.296	0.979	0.314	1.252	0.314	1.176
東毛園児小学校A棟	1	0.267	0.602	0.267	0.554	0.286	0.866	0.286	0.649
東毛園児小学校B棟	0	0.151	1.091	0.151	0.404	0.164	0.923	0.164	0.477
東毛園児小学校C棟	0	0.178	0.546	0.178	0.391	0.196	0.671	0.196	0.549
新市園児小学校A棟	1	0.289	0.633	0.289	0.550	0.319	0.665	0.319	0.663

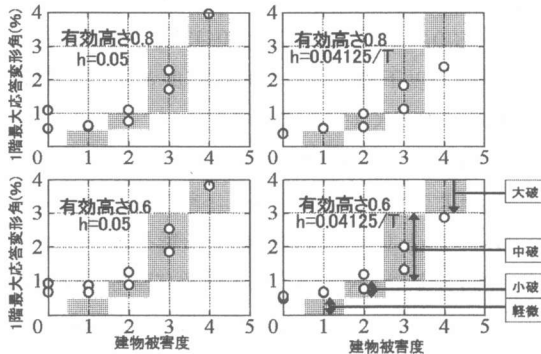


図-9 1階層間変形角と被害度

4. まとめ

1999年台湾集集地震と2000年新島・神津島近海地震を対象とし、フレーム地震応答解析結果と実際の被害の対応性について検討した。その結果従来の方法によるフレーム解析でも建物の被害の程度とフレーム応答解析結果に対応性があるが、非構造部材を考慮すれば、より実際の被害と対応することがわかった。腰壁・垂壁等の非構造部材は、実際の高さの5割から9割程度を考慮に入れば、解析結果は観測結果と対応する。

参考文献

- 1) 境有紀：過大な地震力を受ける建物の応答と破壊力の指標，第28回地震動シンポジウム，pp.97-108,2000
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988.7.
- 3) 建築物の減衰評価研究会：建築物の減衰評価研究報告書，pp.15,1993
- 4) 日本建築学会：1978年宮城県沖地震災害調査報告，1980

- 5) 1999年台湾大地震東京都調査団報告書，2000.
- 6) 日本建築学会災害委員会被害調査団：1999年9月21日台湾大地震被害調査速報会資料，pp.72-73，1999.
- 7) 日経アーキテクチュア No.651，緊急特派報告台湾集集大地震，pp.142-145，1999.
- 8) 日本建築学会：地震荷重—その現状と将来の展望，1987.
- 9) 松井英一郎，高田毅士，岩崎良二：常時微動測定による中低層建物の相互作用を含む振動特性評価，日本建築学会梗概集 B-2 構造 II，pp.401-402，2000.
- 10) 田中貞二，吉沢静代，森下利三：地震時における実在建物の周期と減衰，第3回日本地震工学シンポジウム講演集，1982.
- 11) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST5,1970.
- 12) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性，117-118，1976.
- 13) 荒川卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究，日本建築学会論文報告集，第66号 pp.437-440，1960.
- 14) 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.
- 15) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書，第II編学校建築，p8，1997.
- 16) 文野正裕，幸村信行，前田匡樹，壁谷澤寿海：軸方向変形拘束を受けるRC梁部材の挙動に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol21，No3，pp.511-522,1999.
- 17) 文野正裕，前田匡樹，長田正至：部材の残余耐震性能をに基づいた震災RC造建物の被災度評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol22，No3，pp.1447-1452,2000.
- 18) 限澤文俊：枠組み組積造壁の弾塑性挙動（その1：静的繰返し加力実験），日本建築学会学術講演梗概集 C-2 構造IV，pp.1111-1112,1998.
- 19) Li, K: Three-dimensional nonlinear dynamic analysis computer program package CANNY-E, User's manual, 1996