

# 論文 兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリート校舎の立体骨組解析

横尾一知<sup>\*1</sup>・北山和宏<sup>\*2</sup>・小山明男<sup>\*3</sup>

**要旨**：兵庫県南部地震で激しい損傷が見られた鉄筋コンクリート(以下RC)建物を対象に耐震診断を行い、静的漸増荷重解析およびねじれを考慮した立体建物の3方向地震力に対する地震応答解析を行った。その結果実被害と同様に2階部分が大きく損傷することがわかった。地震応答解析の結果から2階は耐震壁の偏在によって他の階に比べてねじれ変形が大きくなった。またねじれ挙動が卓越する建物の診断方法の有効性を確認できた。

**キーワード**：鉄筋コンクリート、3方向地震力、立体骨組、耐震診断、地震応答解析

## 1. 研究目的

兵庫県南部地震では多くのRC建物に激しい損傷が見られた。これらの中には震災後の耐震診断や解析によって破壊モードが梁の曲げ降伏先行と予測されるにもかかわらず実際には柱のせん断破壊や曲げ降伏が生じた例や、曲げ柱と予測されたものが重度のせん断破壊を示したものがあった。本研究では、このような現実との相違の原因を水平2方向の地震動と鉛直地震動とを考慮した建物の地震応答解析によって解明する。ここでは被災したRC建物として県立御影高校特別教室棟を対象にして立体骨組の非線形地震応答解析を行った。

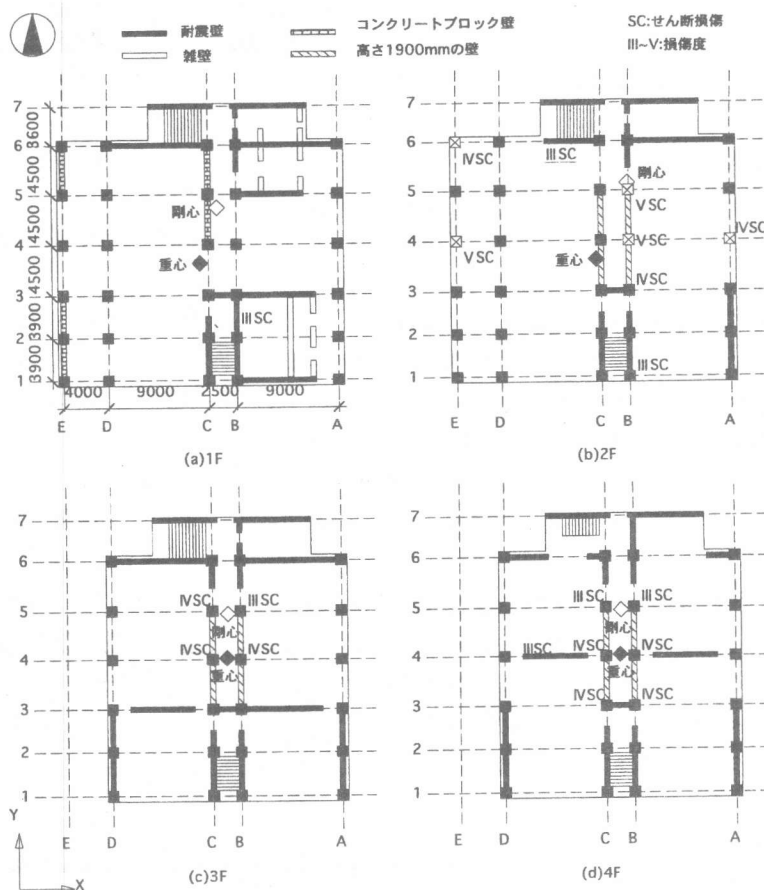


図1 平面図と部材損傷度

\*1 (株)中央住宅 修士(工学)(正会員)

\*2 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教授・工博(正会員)

\*3 明治大学 理工学部建築学科 専任講師・博士(工学)(正会員)

## 2. 建物の概要

1970年竣工で東西4スパン、南北6スパンのRC造4階建の耐震壁付ラーメン構造である。3階より上がセットバックしている。各階の平面図を図1に、代表的な軸組図を図2に各階重量を表1に示す。1階部分は竣工時はピロティであったが居室として利用するために後にコンクリートブロックで

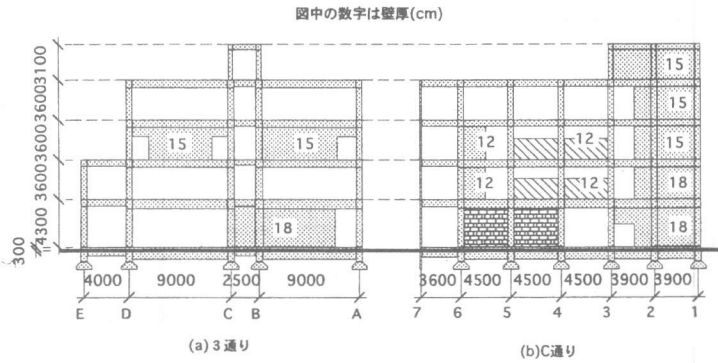


図2 軸組図

表1 各階の重量

階	重量
4階	5938.9kN
3階	5709.5kN
2階	6711.9kN
1階	6711.9kN

表2 鉄筋の降伏強度

部材	鉄筋種別	降伏強度 (Mpa)
柱主筋	SR24	294.1
せん断補強筋	SR24	294.1
梁主筋	SD30	343.2
壁縦筋	SR24	294.1
壁横筋	SR24	294.1

仕切られた。基礎は全て独立基礎である。

## 3. 被害状況

部材の被害状況と重心と剛心の位置を図1中に示す。ローマ数字は損傷の度合い(文献[1])を示し、数字が大きい程損傷が激しい。なお図中には損傷度Ⅲ以上を示したが曲げ損傷はⅢ以上はなかった。白抜きで×印の柱はX、Y両方向で損傷度Ⅳ以上の被害を受けたものである。本校舎は兵庫県南部地震によって2階部分が大きく損傷し、文献[1]に基づく評価では「大破に近い中破」との判定を受けた。その後、本校舎は取り壊された。

本校舎は2階から4階のY方向B3~B5通り間、C3~C5通り間に高さ1900mmの壁があるためこの柱はY方向においては極短柱となり、この部分にせん断破壊が集中した。最も被害の大きかった2階部分では、極短柱とならないX方向においてもせん断破壊した。また長柱のE4、E6、A4柱にもせん断破壊が見られた。これら2階の大きく破損した柱はほぼ共通して北面から東面にかけて連続し

たび割れが見られた。これは2方向せん断またはねじれせん断の可能性を示す。また2階では耐震診断では曲げ柱と判定されたものの中にせん断破壊を起こしているものが何本もあった。なお1階のY方向は耐震壁量では2階より少ないが、コンクリートブロックや雑壁などの非構造部材が多いため被害は軽微であった。そのため以後の耐震2次診断および解析では鉄筋コンクリートの雑壁を構造部材として扱った。

## 4. 耐震診断

(財)日本建築防災協会「耐震診断基準」<sup>[2]</sup>によって、本校舎の1次および2次耐震診断を行った。ペントハウスは重量のみを考慮した。1階のコ

表3 1次診断結果

階	X方向				Y方向			
	E0	SD	T	Is	E0	SD	T	Is
4	0.99	0.90	0.90	0.80	1.24	0.90	0.90	1.00
3	1.01			0.82	0.70			0.57
2	0.58			0.47	0.78			0.63
1	0.80			0.65	0.43			0.35

表4 2次診断結果

階	X方向					Y方向				
	E0	SD	T	Is	C <sub>T</sub> S <sub>D</sub>	E0	SD	T	Is	C <sub>T</sub> S <sub>D</sub>
4	0.91	0.81	1.00	0.74	0.79	1.47	0.90	1.00	1.32	1.39
3	1.03	0.81		0.83	0.88	0.85	0.90		0.77	0.78
2	0.32	0.72		0.30	0.24	0.63	0.90		0.57	0.36
1	1.10	0.81		0.89	0.89	0.64	0.81		0.52	0.47

ンクリートブロック壁は無視した。計算に当たっては、文献[2]に従ってコンクリート強度は設計基準強度の $F_c=17.6\text{MPa}$ とし、鉄筋の降伏強度は表2に示したものを使用した。負担重量(表1参照)を計算する際の単位面積重量は $11.8\text{kN/m}^2$ を使用した。

各階の1次診断、2次診断の保有性能基本指標E0、形状指標SD、経年指標T、構造耐震指標Isおよび累積強度指標 $C_T \cdot S_D$ を表3、4に示す。X方向の1、3、4階では比較的壁量が多いためIs値は高い。この点は実被害においても1、3、4階では大きな被害が生じていないことと対応している。2階は壁量が若干少ないことと壁の遍在によって建物の重心と剛心とのずれ量が大きいためねじれ性状が卓越すると判断された( $S_D$ 指標算出の際に定義する偏心率が0.15をこえるという例外事項に該当するため、 $C_T S_D=0.24$ と小さくなった。

Y方向のIs値は上階ほど大きくなった。2、3、4階に極短柱扱いになる柱があるが全体の柱の本数に比べてその数は少なく(24または30本中6本)、Is値算出に大きな影響はなかった。Y方向2階についてIs値は1階よりも若干大きかったが、 $C_T S_D$ 値(0.36)が最小であったために、現実には2階の損傷が激しかったと思われる。

### 5. 静的漸増載荷解析

X方向とY方向を対象にして弾塑性立体骨組解析プログラムCANNYを用いて、震度逆三角形分布による外力で静的漸増載荷解析(以後静的解析)を行った。加力方向はX方向が東→西、Y方向は南→北とし、変形もこの方向を正とした。柱、梁、耐震壁のモデ

表5 コンクリートの圧縮強度

階	圧縮強度
4階	21.6MPa
3階	22.9MPa
2階	22.8MPa
1階	26.0MPa

ル化を図3に示す。またこの解析においてはコア抜きコンクリート試験の圧縮強度を用いた(表5)。柱の曲げバネには2軸相関を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを、せん断バネにはトリリニア原点指向型モデル(負勾配は考慮せず)、軸バネには壁谷沢モデル<sup>[3]</sup>を用いた。壁は上下を剛梁とし壁中央と両端に3本の柱部材を設けてモデル化した。中央柱は曲げバネにトリリニアTakedaモデルを用いるほかは単独の柱モデルと同じである。側柱は剛梁とはピン接合で軸バネのみを設置した。壁面外方向では独立柱となる場合は面外方向の変形が考慮できるようにした。これらの柱、耐震壁にはせん断バネ、曲げバネの両方に非線形の復元力モデルを与えた。極短柱扱いとなる柱はY方向で1900mmの高さまで剛域をとることで表現した。なおX方向は長柱として扱った。各部材のひび割れ強度、降伏

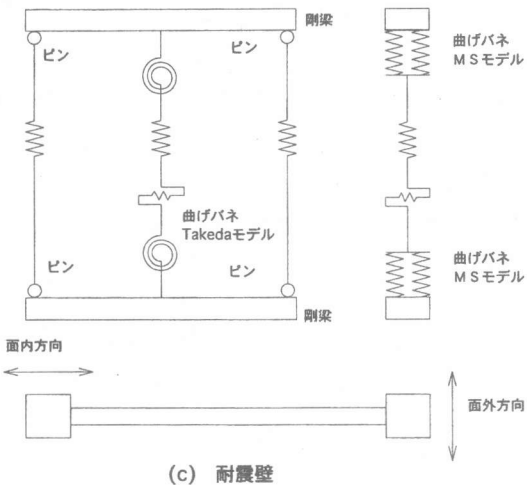
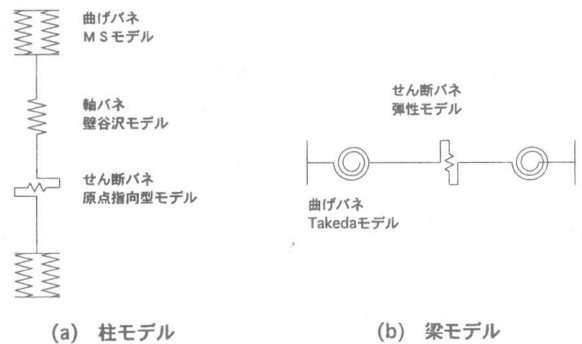


図3 部材のモデル化

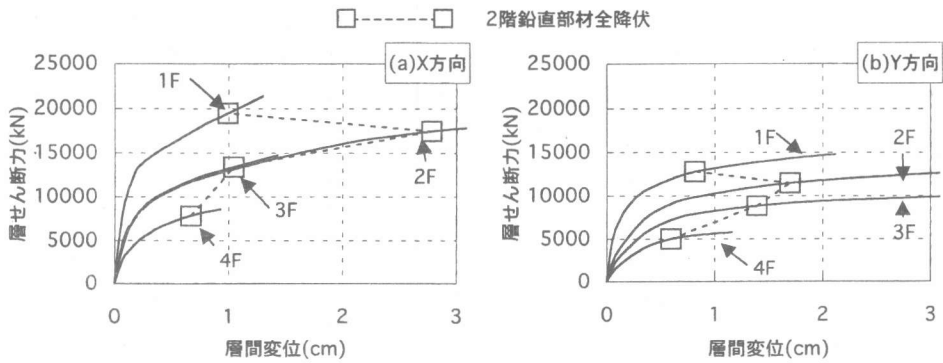


図4 層せん断力—層間変形関係

強度、剛性低下率は靱性保証型耐震設計指針<sup>[4]</sup> および平面保持を仮定した断面解析によって算出した。静的解析はねじれを無視して各方向のフレームを両端ピンの剛梁によって連結した平面モデルに対して実施した。静的解析による各層の層せん断力—層間変形関係を図4に示す。X方向ではまず2、1階の順に耐震壁が曲げ降伏し、次に2階の柱が曲げ降伏し始めた。2階の層間変形が2.80cm(層間変形角1/130)の時2階の鉛直部材が全て曲げ降伏またはせん断破壊した(以後層降伏と呼ぶ)(図4中の□印)。この時梁はほとんど曲げ降伏していなかった。X方向の2階が層降伏した時の層せん断力係数は0.9であった。Y方向でも崩壊過程はX方向とほとんど同じで2階の層間変形が1.70cm(1/210)で層降伏した。Y方向の2階の層せん断力係数は0.6であった。Y方向で鉄筋コンクリートの雑壁を考慮した解析の結果が実被害とよく対応していることから、1階の雑壁は十分に水平力を負担できたと考えられる。

## 6. 地震応答解析

プログラム CANNY を用いて 1995 年兵庫県南部地震を対象に 3 方向外力を入力させた立体地震応答解析(以後動的解析)を行った。使用地震動は神戸海洋気象台で観測されたもので、地震動記録の 30 秒~40 秒までの原波を入力して解析した。最大加速度は X 方向で 613gal、Y 方向で 818gal、上下方向で 332gal である。3 方向の地震動の時刻歴を図 5 に示す。部材モデルや復元

力特性の設定は静的解析と同じである。減衰は瞬間剛性に比例するとして、鉛直と水平 2 方向の減衰定数を 1 次固有周期に対して 5%と設定した。数値積分は Newmark- $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )で行い、時間刻みは  $10^{-4}$  秒とした。なお建物の固有周期は X、Y 方向ともに 0.11 秒であった。

X、Y方向の各階の重心位置の層間変位の時刻歴を図6に示す。解析の結果、Y方向は2階だけ

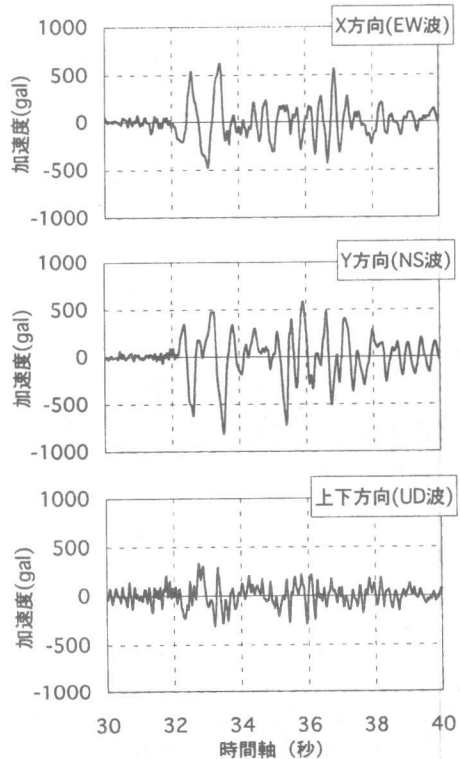


図5 地震動の時刻歴

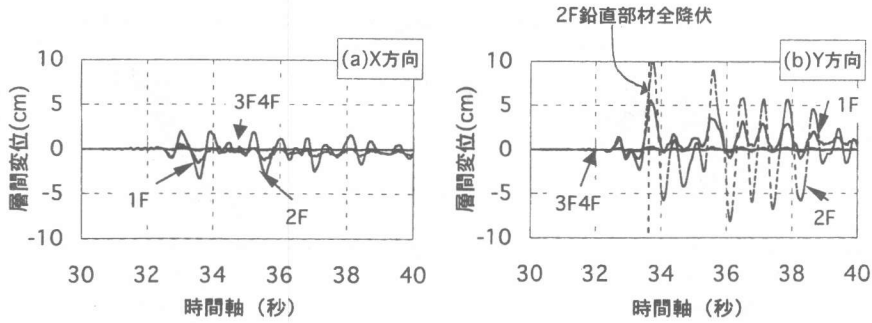


図6 各階の層間変位時刻歴

が層降伏し、X方向2階は他の階と比べると曲げ降伏やせん断破壊した柱や耐震壁が多かったものの層崩壊には至らなかった。図6からも分かる通り3、4階の層間変形は1、2階に比べるとわずかで復元力もほぼ弾性の範囲内に留まった。X、Y方向で比較するとY方向の変形のほうがはるかに大きかった。2階に曲げ降伏やせん断破壊した柱や耐震壁が多かった点やX方向よりY方向の方がその数が多かった点で実被害と対応する結果となった。Y方向で2階が層降伏したのは33.62秒の時で、2階の層間変形は6.37cm(1/60)、層せん断力係数は0.7であった。この直後に層間変形が最大になった。なおX方向の2階の層せん断力係数の最大値は0.7であった。各階の各応答の最大値をX、Y方向別に図7に示す。最大層間変形はX、Y方向とも2階が突出した。また3階床のねじれ変形角がもっとも大きくなった。

実被害が激しく、解析でも曲げ破壊あるいはせん断破壊が集中した2階を中心に考察を行う。動的解析のX方向は、静的解析で層降伏する層間変形に達しても層降伏しなかった。2階の層間ねじれ角が最大になった時の各階床のねじれ状況を図8に示す。3階床はY7通りの右側の壁付近を中心にしてねじれ振動を起こしたことがわかる。このため重心位置での変形が大きくてもY6、Y7通りの壁の面内方向の変形は小さく、曲げ降伏またはせん断破壊は生じなかった。実被害でもY6、Y7通りの壁は図1に示した損傷度ⅢSCのものを除いてほとんど被害がなかった。ねじれ中心から離れた位置にあるY1、XE通り

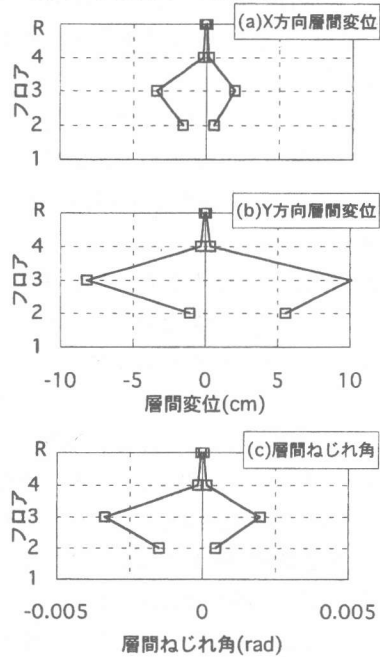


図7 各階の各応答の最大値

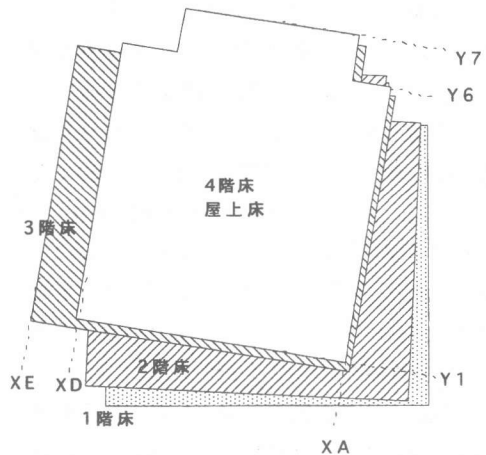


図8 各階床のねじれ状況

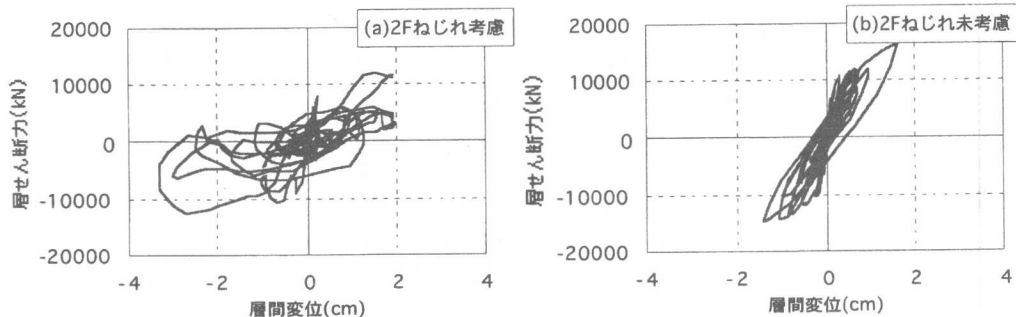


図9 X方向動的解析 2F層せん断力-層間変位関係

の外柱は図8に示した様に3階床がねじれるために大きな変形が生じる。「4.耐震診断」で述べたように2階は偏心率がおおきく、ねじれ性状が悪影響を与えると判断されたが、解析でも2階は他の層に比べて層間ねじれ角が突出した(図7参照)。このため、2階の被害が大きくなったと考えられる。

ここで比較のためにねじれを考慮しない場合の動的解析(ただし各柱の軸力のバランスと2軸曲げ相関とは考慮する)の結果と比べる。ねじれを考慮する場合とねじれを考慮しない場合の解析の2階X方向の層せん断力-層間変位関係を図9に示す。ねじれを考慮しない場合は考慮した解析と比べると最大層間変形が小さく、静的解析における2階層降伏時の変形に達しなかった。また最大層せん断力は大きくなった。これはねじれを考慮した解析ではY6、Y7通りの耐震壁や柱の変形が小さいために、水平力の負担が少なかったのに対して、ねじれを考慮しない解析ではこれらの耐震壁や柱がより多くの水平力を負担したためである。ねじれを考慮した解析と考慮しない解析の正方向の最大層せん断力の差は2階の4枚の耐震壁の負担分の差とほぼ一致した。ねじれを考慮しない解析では、2階において曲げ降伏あるいはせん断破壊した柱の本数は減り、実被害を過小に評価した。本建物ではねじれによってY6、Y7通りの耐震壁が十分に耐震性能を発揮できなかったことが2階の耐震性能の大きな低下に繋がった。以上のことから耐震診断の際、ねじれ挙動が卓越する場合を例外事項として別方法で診断(この例では偏心

の原因となったY6、Y7通りの4枚の耐震壁を無視して診断)することは本建物では有効であったと考えられる。

## 7.まとめ

- 1) 静的解析および動的解析では2階の柱や耐震壁が他の階と比べて数多く曲げ降伏あるいはせん断破壊し、実被害と対応した。
- 2) 3方向地震動を入力し、ねじれを考慮した地震応答解析からこの建物では2階のねじれ変形が最大になり、2階の被害を大きくした1つの原因であることが分かった。
- 3) ねじれを考慮した解析とねじれを考慮しない解析の比較から、ねじれ振動によって部材の破壊状況が変化することを確認した。また耐震診断の際にねじれ挙動が卓越する場合を例外事項として別に診断することは有効であることが確認できた。

[謝辞] 本研究において地震応答解析プログラムCANNYおよび断面解析プログラムMCを使用させて頂き、また様々な助言をいただいた地震防災フロンティア研究センターの李康寧氏に厚く御礼申し上げます。また本研究の一部は高塚慶則氏が1997年度東京都立大学特別研究として実施したものである。

## [参考文献]

- [1](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、1991。
- [2]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同解説、1990。
- [3]壁谷沢寿海：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型設計法に関する研究、東京大学博士論文、1985。
- [4]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、1997。