

# 論文 梁の軸力変動を考慮した1994年三陸はるか沖地震による被災 RC 造学校建物の地震応答解析

堀 伸輔\*1・前田 匡樹\*2・長田 正至\*3

**要旨:** 1994年三陸はるか沖地震により大破の被害を受けた RC 造学校校舎建物(青森県立八戸東高校管理棟)は, 1階柱の多くが桁行き方向においてせん断破壊した。この建物について耐震診断を行い実被害との関係について考察したが, 計算上の崩壊機構は曲げ梁支配型となり実被害と一致しなかった。そこで, 梁の伸び変形による軸方向力と曲げ耐力の相関を考慮した静的解析および地震応答解析を行い, 実被害との対応を検討した。

**キーワード:** 三陸はるか沖地震, 梁の軸拘束, 耐震診断, 地震応答解析

## 1. はじめに

1994年三陸はるか沖地震により, 八戸東高校管理棟は, 1階柱の大多数が桁行き方向にせん断破壊して倒壊した<sup>1)</sup>。震災後に行われた耐震診断, 骨組解析の結果<sup>2)</sup>によると, この建物は計算の上では梁の耐力が柱の耐力よりも弱い, いわゆる梁曲げ降伏型の全体降伏機構を形成することになり, 実被害と対応しない。このように解析上の破壊形式と実被害が一致しなかった原因の一つとして, 梁の塑性化に伴う軸方向伸び変形を柱が拘束することにより梁に圧縮軸力が生じて梁の曲げ耐力が上昇し破壊形式が変化した可能性が考えられる<sup>3)</sup>。そこで, 本研究では, 梁の軸変形及び付加軸力を考慮した骨組モデルの静的漸増載荷解析及び地震応答解析を行い, 被害の再現を試みた。

## 2. 建物の概要および被害状況

### 2.1 対象建物の概要

対象建物である八戸東高校管理棟は, 1963年建設 RC 造 3階建の建物である。管理棟は 1968年十勝沖地震を経験し中破程度の被害を受けたが, 修復後継続使用されている<sup>1)</sup>。建物平面図, 立面, 及び軸組図をそれぞれ図-1, 図-2 及び図-3 に示す。また, 梁・柱断面図を図-4 に示す。桁行方向7スパンで純ラーメン, 張間方向は1スパンで

耐震壁付ラーメンの典型的な学校建築である。桁行き方向 Y1 フレームはウォールガーダの梁となっており, 1階床梁には腰壁が配されている。基礎は, 独立フーチング基礎でローム層を支持基礎としている。

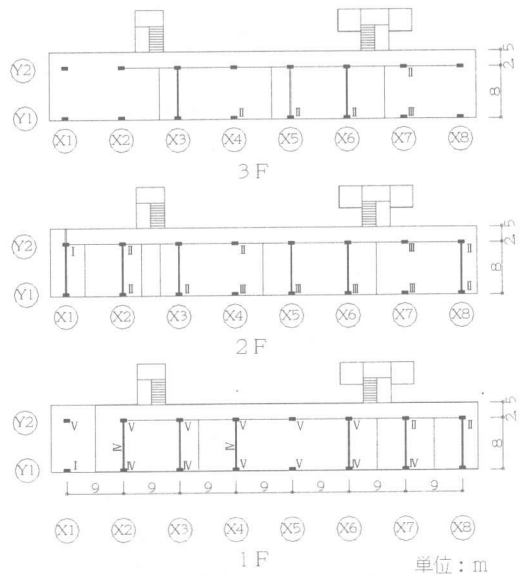


図-1 管理棟 平面図

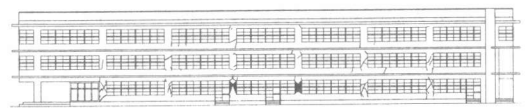


図-2 管理棟 立面図

\*1 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 (正会員)  
 \*2 横浜国立大学 助教授 工学部 建設学科, 博士(工学) (正会員)  
 \*3 横浜国立大学 教授 工学部 建設学科, 工学博士 (正会員)

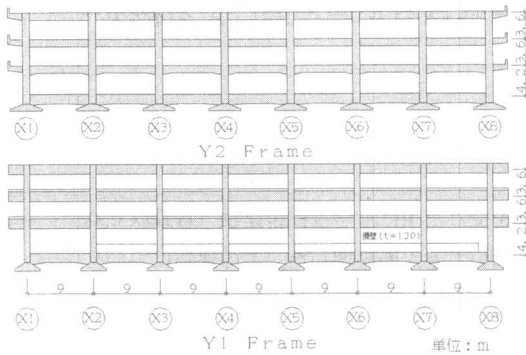


図-3 管理棟 架構図

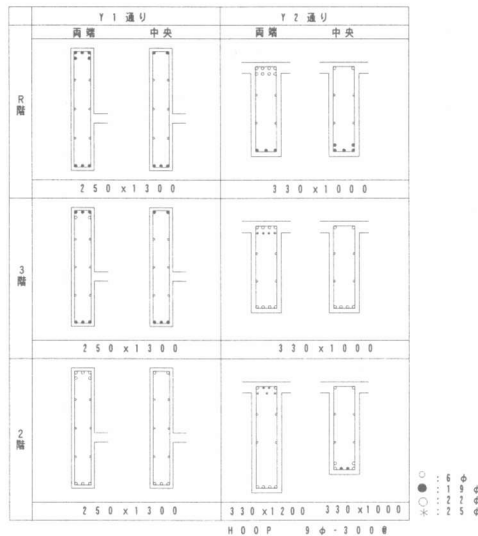
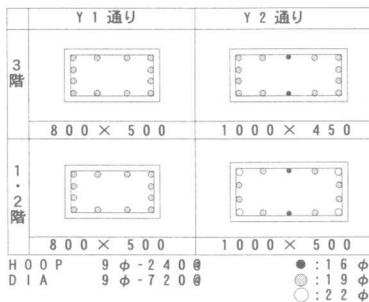


図-4 柱・梁断面図

## 2.2 対象建物の被害状況

建築防災協会の被災度区分判定<sup>9)</sup>による柱、壁の損傷度を図-1の平面図中に示した。また、ひび割れ状況を図-2南立面図に記入して示した。桁行き方向の主な被害<sup>1)</sup>は、1階柱のせん断破壊で、特に損傷度がVの柱は損傷が激しく鉛直方向への変形、柱主筋の座屈及びコンクリートの圧壊が見られた。また、X5通りでは、張間方向に耐

震壁がないために、せん断破壊した1階柱上部のずれにより2階床が10cmほど沈下した。被災度区分判定による被災度区分は倒壊であった。2、3階については1階に比べ被害は小さく、柱の損傷度はⅢ以下程度の被害におさまっている。梁には、危険断面付近にひび割れが生じたものもあったが柱と比較すると被害は軽微であった。

張間方向の被害は、1階X2、X4通りの耐震壁がせん断破壊(損傷度Ⅳ)の被害が生じたが、その他に大きな被害はなかった。

## 3. 耐震診断

建築防災協会の耐震診断基準<sup>7)</sup>にしたがって、対象建物の被害の大きかった桁行方向の第2次診断及び第3次診断を行った。

### 3.1 診断の仮定

材料強度には抜き取り試験結果<sup>2)</sup>(表-1)を用い、建物重量は構造計算書の数値を用いて単位重量1.07t/m<sup>2</sup>とした。経年指標Tは、過去に地震被害を受けており、三陸はるか沖地震の時点で築後31年比較的古い建物であることから0.8とした。第3次診断では、Y2フレームT型梁のスラブを考慮し、有効幅は梁内法長さの0.2倍とした。Y1フレームのウォールガーダではスラブを無視した。

表-1 材料試験結果

コンクリート圧縮強度	18.4 MPa
コンクリートヤング係数	16.8 GPa
柱主筋降伏点強度	333.7 MPa
梁主筋降伏点強度	304.1 MPa
フープ筋降伏点強度	334.2 MPa

### 3.2 耐震診断結果

第2次および第3次診断の結果を表-2に示す。また、強度指標Cと靱性指標Fの関係を図-5に示す。2次診断によると、1階ではほとんどの柱がせん断柱(F=1.0)、2階はせん断とF=1.27の曲げ柱(F=1.27)が混在し、3階は全ての柱が曲げ柱(F=1.27以上)と判定された。1階の構造耐震指標Is値は0.33(経年指標T=1.0と評価してもIs=0.41)と、過去の地震被害で中破程度の被害が

生じた建物の上限値として耐震診断基準に示されている判定指標値  $E_s=0.6$  と比較するとかなり低く、1階で柱のせん断破壊により倒壊した被害と対応する。2階の  $I_s$  値は 0.32 と 1階よりわずかに低いが、せん断柱と曲げ柱が混在することから強度指標 C 集計の際に不利になっており、実際の耐震性能は 1階よりやや良い程度と考えられ、実被害と対応すると考えて良いと思われる。

一方、3次診断では1, 2階の全ての柱の柱頭・柱脚で梁の節点モーメントが柱の節点モーメントを下回り、曲げ梁支配型の破壊形式 ( $F=3.0$ ) と評価された。3次診断における各節点のヒンジ発生状況を図-6に示した。図中には、各節点の柱・梁耐力比(柱の節点モーメントの和/梁の節点モーメントの和)を記入した。ただし、せん断柱はせん断強度時の節点モーメントとした。この結果、累積強度指標  $C_T \cdot S_D$  は2次診断より低めに評価されるものの靱性指標  $F=3.0$  となるために1階、2階の  $I_s$  値はそれぞれ0.66, 0.67と第2次診断の2倍程度の値に評価され、 $E_s=0.6$  を上回る。2次診断では、梁は無限に強いと仮定して鉛直部材(柱及び耐震壁)の強度と破壊形式から  $I_s$  値を算定しているのに対して、3次診断では梁の強度と破壊形式も考慮されるので、本来、その建物の性状をより精密に評価できるはずであるが、この建物の場合、破壊形式が曲げ梁支配型と実被害と異なり、 $I_s$  値を過大評価する結果となっている。図-6に示したように、柱・梁耐力比は2, 3階においてY1フレームで1.8程度、Y2フレームで1.4前後となっており、動的効果・2方向入力の影響などを考慮しても梁降伏先行となるための柱の耐力の割り増し率 1.3~1.5<sup>8)</sup> と比べても、梁降伏先行にはまずまずの耐力比となっている。

表-2 耐震診断結果

	階	$E_o$	$S_D$	T	$I_s$	$C_T \cdot S_D$
2次	3	0.74	0.98	0.8	0.58	0.57
	2	0.41			0.32	0.40
	1	0.42			0.33	0.41
3次	3	0.71			0.56	0.51
	2	0.84			0.67	0.28
	1	0.84			0.66	0.19

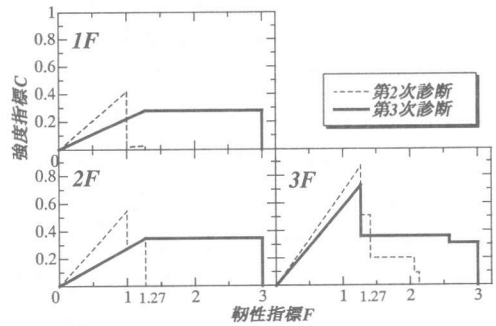


図-5 C-F 関係図

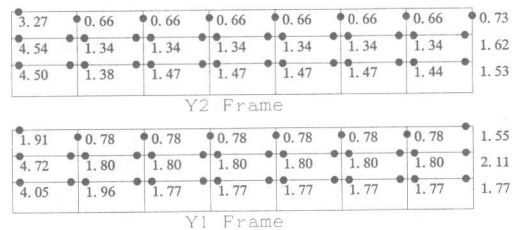


図-6 柱・梁曲げ耐力比

#### 4. 静的漸増載荷解析

3次診断によると1階柱は曲げ梁支配型と評価されるにもかかわらず、被害が1階柱に集中した原因として、動的効果により建物に作用した層せん断力が耐震診断で想定している静的外力分布形と異なったこと、張間方向の地震入力により柱に変動軸力が生じ引張軸力下で柱のせん断強度が低下したことなども考えられるが、本研究では、梁の塑性化に伴う伸び変形が拘束されて生じる付加圧縮軸力による曲げ耐力の上昇の影響に着目した。この現象は、ひび割れの発生や主筋の降伏により梁が軸方向に伸び変形を生じ、この伸び変形を梁にとり付く柱が拘束することに起因する<sup>3)</sup>。そこで、梁部材に伸び変形及び軸力と曲げの相関を考慮した解析モデルを用いた骨組モデルの静的漸増載荷解析および地震応答解析を行った。

##### 4.1 解析モデルの設定

解析には、非線形解析プログラム「CANNY-E」を用いた。解析対象は管理棟の桁方向とし、柱および梁を線材に置換した。各部材は、剛域を持つ線材に置換し、剛域の長さは各部材の危険断面

までとした。本解析においては梁の軸力変動を考慮しない CASE1, 考慮した CASE2 を考えている。また各モデルともに、線材の中央にせん断バネ及び軸バネを配した。CASE2 では両端の曲げバネに、MS (Multi Spring) モデルを用い、CASE1 には一軸回転バネモデルを用いた (図-7)。

曲げバネは、柱に MS バネを、梁には、CASE1 では軸方向の伸縮を考慮しないため一軸回転バネを配置し、CASE2 では軸方向の伸縮を考慮するため MS バネを配置した。

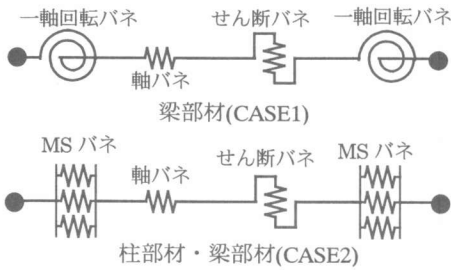


図-7 部材のモデル化

柱のせん断バネは Takeda モデルとし、せん断耐力及びひび割れせん断耐力は荒川 min 式<sup>9)</sup>により算出した。ただし、せん断破壊後の耐力低下は考慮していない。梁のせん断バネ、及び、柱・梁の軸バネは弾性を仮定した。一軸回転バネの履歴特性には Takeda モデルを用い、耐力・ひび割れ耐力が MS バネと等価となるよう曲げ解析 (Y2 フレーム梁にはスラブを考慮) を行い算出し、剛性低下率は菅野式<sup>10)</sup>により求めた。

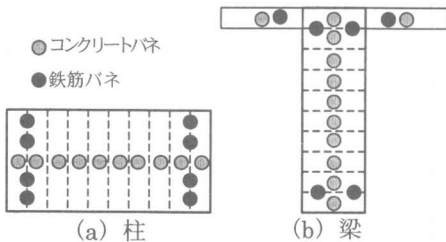


図-8 MSバネへの分割

MS モデルの鉄筋バネ・コンクリートバネの配置を図-8 に示す。ヒンジ領域長さは柱・梁ともに断面せい  $D$  の  $1/2$  とした。コンクリートバネ、鉄筋バネの履歴特性を図-9, 10 に示す。コンクリ

ートバネの降伏後の応力低下を示す  $\lambda$  をコアコンクリートで  $0.9$ 、かぶりで  $0.7$  とした。鉄筋バネでは降伏時のヒンジ領域の広がりを考え TriLinear モデルとし、降伏ひずみを  $3.0d_{sy}$  と仮定した。各節点には支配面積に相当する質量を与えた。外力分布には  $A_i$  分布を仮定した。

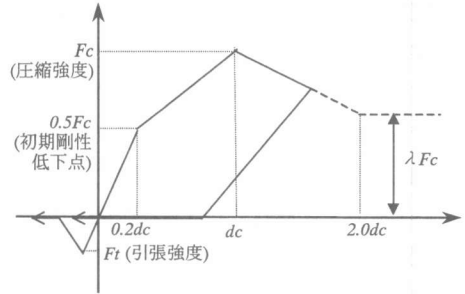


図-9 コンクリートバネの復元力特性

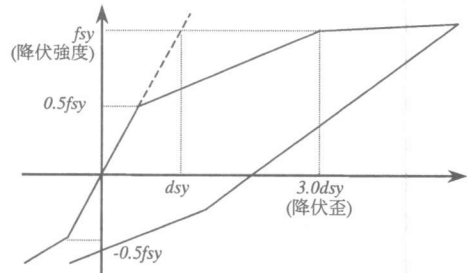


図-10 鉄筋バネの復元力特性

#### 4.2 解析結果

層せん断力分布係数として  $A_i$  分布を用いた静的漸増載荷解析により得られた層間変形角・層せん断力係数を図-11 に示す。また、CASE1・CASE2 の Y2 フレームの曲げ降伏ヒンジおよびせん断破壊の発生状況を図-12 に示す。

梁の伸びを考慮しない CASE1 では、1 層の層間変形角  $1/400$  で、2 階の床梁下端に降伏ヒンジが発生した。その後、層間変形角  $1/300$  あたりで 2 階床梁下端にも降伏ヒンジが発生した。しかし、層間変形角  $1/100$  を超えても、1 階柱のせん断破壊は起こらなかった。実被害と比較すると、梁の曲げひび割れは生じており梁がある程度塑性化した可能性はあるが、柱のせん断破壊は起こらず対応していない。

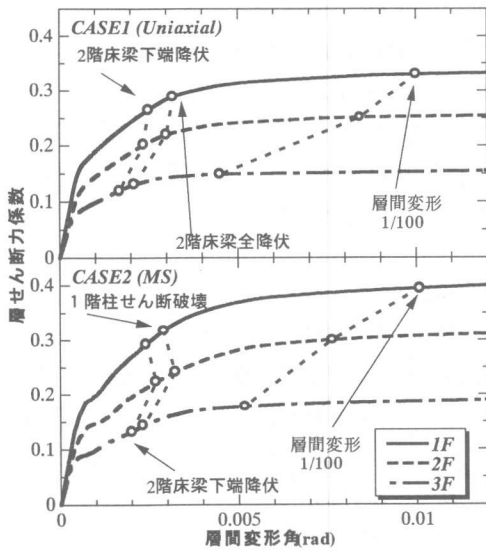


図-11 層間変形角-層せん断力係数

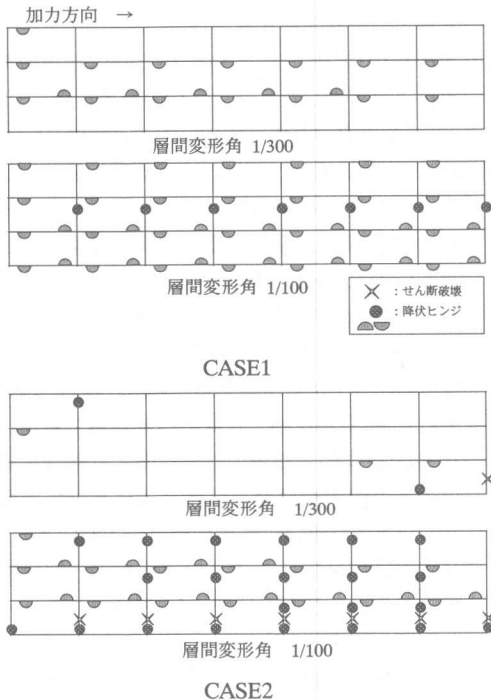


図-12 ヒンジ発生状況

梁の伸びを考慮した CASE2 では、CASE1 と同様に層間変形角 1/400 程度で 2 階床梁下端に降伏ヒンジが発生した。その後層間変形角 1/300 辺りで 1 階圧縮側隅柱 (X8) がせん断破壊した。層間変形角 1/100 では、Y2 フレーム 1 階柱のほと

んどがせん断破壊した。実被害と比較すると 1 階柱がせん断破壊しており概ね対応しているものといえる。

### 5. 地震応答解析

解析モデルは静的解析と同様であり、CASE1・CASE2 の 2 通りについて行った。

#### 5.1 入力地震波

入力地震波は 1994 年三陸はるか沖地震により八戸市役所地下 1 階で観測された建設省建築研究所の強震記録 N254E 成分とし、解析は原記録の 25 秒から 40 秒の 15 秒間とした。減衰は瞬間剛性に比例するとし、1 次固有周期に対する減衰定数を 5% とした。

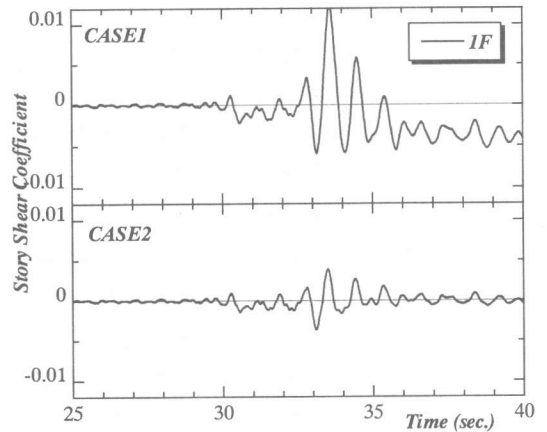


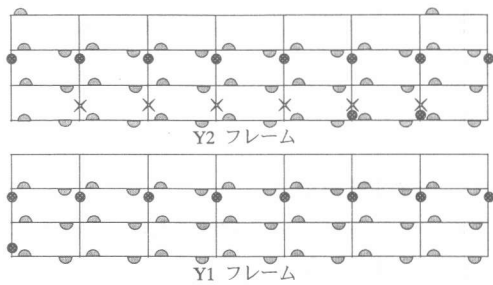
図-13 時刻歴-層せん断力

#### 5.2 解析結果

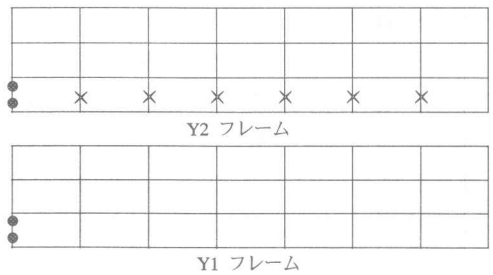
1 階の層せん断力係数の時刻歴を図-13 に示す。32.4 秒でのヒンジ形成状況を図-14 に示す。

CASE1 では 33 秒前後で Y2 フレーム、2,3 階床梁の曲げ降伏、1 階柱のせん断破壊の順にほぼ同時に起こった。実被害と比較すると、Y1 フレーム、1 階柱のせん断破壊は対応している。

CASE2 では CASE1 とほぼ同時刻に 1 階柱のせん断破壊が起こったが、2 階床梁の曲げ降伏は起こらなかった。実被害と比較すると、梁の損傷が小さい時に柱のせん断破壊が起こり、CASE1 に比べよい対応を示した。



CASE1



CASE2

図-14 ヒンジ発生状況

6. 解析結果の考察

静的漸増載荷解析，地震応答解析のどちらも CASE1 に比べ CASE2 の結果が被害とよい対応を示した。ここで，CASE2 の柱がせん断破壊する時，最も軸力のかかる 2 階床梁には静的漸増載荷解析で軸力比 0.04~0.06 程度，地震応答解析で 0.16 前後の軸力が生じるため，梁の曲げ耐力は静的解析で 1.2 倍，動的解析で 1.7 倍程度 (図-15) に上昇する。また，梁にかかる軸力の作用により 1 階柱頭の曲げモーメントが増大し，柱のせん断力が増加する。その結果，耐震診断では柱・梁耐力比が 1.5 前後 (図-6) と判定されたが，柱と梁の節点モーメントに逆転が生じるため，柱のせん断破壊が先行する。

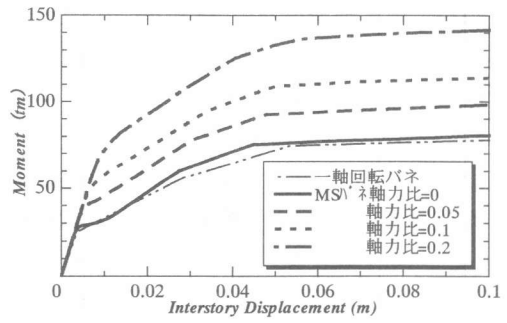


図-15 軸力比と梁の耐力上昇 (Y2 2階床梁)

7. まとめ

静的漸増載荷解析，地震応答解析を行うことにより，梁の軸方向の変形が拘束されることで，梁の曲げ耐力が上昇し，建物の崩壊型が変わり柱のせん断破壊が先行することが確認でき，八戸東高校の被害を再現できた。

【謝辞】

本論文をの作成にあたり，東京都立大学の西川教授・北山助教授にご指導・助言を戴いた。解析には，李康寧博士の立体骨組解析プログラム「CANNY-E」を使用させて頂いた。ここに，記して謝意を表する。

【参考文献】

- [1] 東京大学・九州芸術工科大学・八戸工業大学・東京都立大学・千葉大学・東北大学・横浜国立大学 合同調査団：1994 年三陸はるか沖地震被害調査報告 平成 7 年 6 月
- [2] 溝部錦伸・北山和宏：1994 年三陸はるか沖地震により被災した八戸東高校の耐震性能，コンクリト工学年次論文集，Vol19，No2，1997
- [3] 和田章・林静雄・坂田弘安・大谷晃弘：繰り返し水平力を受ける鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No417，pp21-29，1990.11
- [4] 真田靖志・壁谷澤寿海：梁の軸方向変形を考慮した鉄筋コンクリート建物の応答に関する研究，コンクリト工学年次論文集，Vol20，No3，1998
- [5] 木村暁子・前田匡樹：兵庫県南部地震で被災した RC 造学校建築物の被害に関する検討 - 梁の軸変形拘束が建物の破壊形式に及ぼす影響 - ，日本建築学会学術梗概講演集 1998
- [6] 日本建築防災協会：震災建築物など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
- [7] 日本建築防災協会：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
- [8] 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
- [9] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1991
- [10] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料