

論文 強震を経験した鉄骨鉄筋コンクリート造実在建物の非線形有限要素解析

寺本尚史*1・井上範夫*2・斉藤大樹*3・柴田明德*4

要旨： 東北大学工学部建設系建物 (SRC 造 9 階建, 1969 年 3 月竣工) は、1978 年 6 月の宮城県沖地震の際に、構造的被害を受けた。昨年、当建物の現在の振動性状を把握することを目的に人力加振実験による振動計測が行なわれ、固有周期やロッキング振動等が調べられた。本研究では、地震前及び昨年の加振実験による測定値を参考にして、耐震壁を有する梁間方向の 1 フレームを対象に、耐震壁を面材、柱・梁部材を線材でモデル化して静的非線形有限要素解析を行なった。その結果、実際の被害状況と似た解析結果を得ることができ、同解析手法が実際の建物に適用できることが確認できた。

キーワード： 非線形有限要素解析、実在建物、加振実験、耐震壁

1. はじめに

東北大学工学部建設系建物 (SRC 造 9 階建, 1969 年 3 月竣工) は、1978 年 6 月の宮城県沖地震の際に、耐震壁やこれに連なる境界梁にひび割れが生じるなどの構造的被害を受けた。建物の固有周期等が地震前と比べ大幅に変化していることから、地震時の強震動により、建物の剛性が竣工当時よりも低下したと考えられる。そこで昨年、当建物の現在の振動性状を把握することを目的として人力加振実験による振動計測が行なわれ、固有周期や各階の水平変形の分布、ロッキング振動等が調べられた。

当建物は、両妻や階段室周りに耐震壁を有しており、これが主な耐震要素となっている。本研究では、耐震壁を有する梁間方向の 1 フレームを対象に、地震前の 1969 年及び 1971 年の起振機による強制加振実験や、昨年的人力加振実験による測定値を参考として、耐震壁を面材、柱・梁部材を線材でモデル化した非線形有限要素解析プログラム FESTA[1] を用いて静的漸増解析を行ない、宮城県沖地震の時の被害や変形状況の推測ならびに、当解析手法の実際の建物への適用性についての検討を行なう。

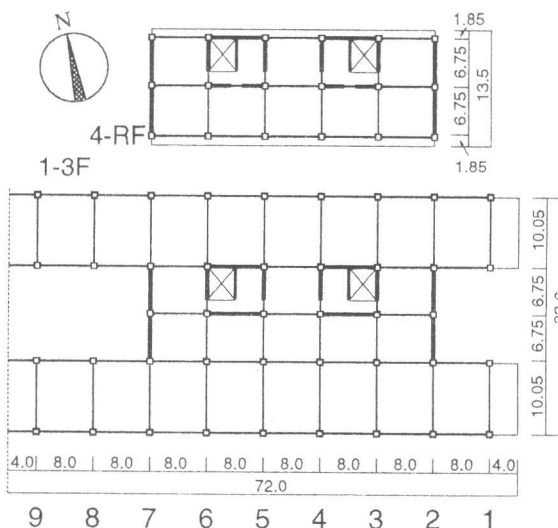


図 1: 建物床伏図

2. 東北大学建設系建物の概要

2.1 地震被害について

東北大建設系建物は、これまでに震度 4 の地震を 2 回 (1970 年 9 月、1978 年 2 月)、震度 5 の地震を 1 回 (1978 年 6 月) 経験している。

このうち、構造的被害が見られたのは、1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震で、最上階では 1G を超える水平最大応答加速度が記録された。被害は主に耐震壁のせん断ひび割れと、耐震壁に連なる境界梁のせん断ひび割れである。ひび割れ幅は耐震壁のせん断ひび割れ、柱・梁の曲げひび割れで最大 1.0mm、境界梁のせん断ひび割れで最大約 1.5mm となっている [2]。また、この地震時の当建

*1東北大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2東北大学助教授 工学部建築学科、工博 (正会員)
 *3東北大学助手 工学部建築学科、工博 (正会員)
 *4東北大学教授 工学部災害制御研究センター、工博 (正会員)

物最上階地震記録の卓越周期は、梁間方向で 1.02 秒、桁行方向で 1.14 秒となっている。

次に 1978 年 6 月宮城県沖地震時の最上階の最大応答変位 r を推測する。式 (1) を用いると、最上階の最大応答加速度 $a_{max} = 1,040$ (gal)、建物の固有周期 $T = 1.02$ (sec, 梁間方向) より、梁間方向の最大応答変位は、27.0 (cm) となる。

$$a_{max} = r \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \tag{1}$$

ここで求めた変位は、地盤変形を含めた絶対変形であり、本解析では図 11 に示す、ロッキング・スウェイの変形を含めた全体変形に相当する。また、最上階の観測加速度を単純積分して求めた最大変形の片振幅は、24.2 (cm) となった。

このことから、地震時には最大で 24~27 (cm)、変形角で 1/130~1/145 の変形が出たと考えられる。

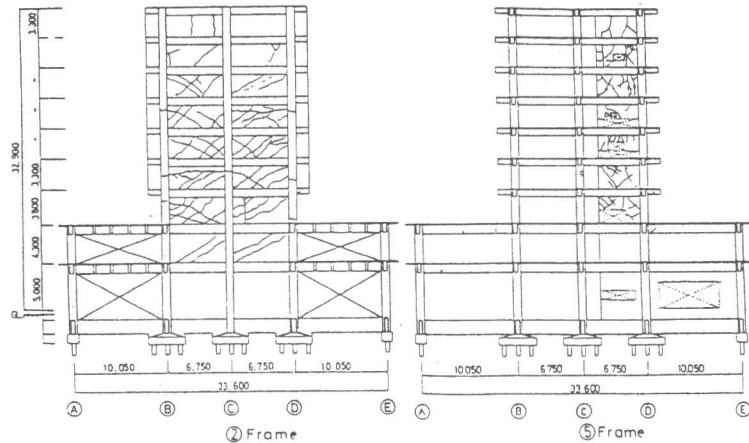


図 2: ひび割れ被害図

2.2 当建物の振動実測

振動性状を把握するため、当建物ではこれまでに何度か振動実測が行なわれている [4, 5] (表 1)。このうち、2 回が 1978 年宮城県沖地震以前に行なわれた起振機によるもので、残りがそれ以後のものである。

1995 年人力加振実験

現在の建物の振動性状を把握することを目的とし、1995 年 9 月に人力加振実験が行なわれた。加振方法は、屋上階中心部や屋上西端で、水平一次固有周期やねじれ周期にあわせて体重の移動を行なうもので、10 人程度で加振した [4]。測定点は 1F、3F、7F、RF の各階で、載荷パターンは桁行方向 1、梁間方向 2 (水平一次、ねじれ) の計 3 パターンであり、妻壁脚部両端の上下及び水平変位よりロッキング率やスウェイ率を算定した。

表 1: これまでに行なわれた振動実測

測定年	加振方法
1969	起振機による強制加振
1971	起振機による強制加振
1984	常時微動測定
1994	常時微動測定
1995	人力加振による強制加振

表 2: 当建物の竣工時と現在の比較

		1969 年: 強制加振実験	1995 年: 人力加振実験
固有周期 (sec)	桁行一次	0.409	0.653
	梁間一次	0.438	0.686~0.700
	ねじれ	0.288	0.465~0.474
ロッキング 率 (%)	西側	37*	14~15
	東側	—	19~22
スウェイ 率 (%)	西側	6.2*	1.7~2.5
	東側	—	4.4~4.7

* 1971 年強制加振実験の値

地震前の1969年と、地震後の1995年に行なわれた人力加振実験の実測結果をもとに算出した建物の梁間方向の固有周期及び両妻壁のロッキング率、スウェイ率を表2に示す。なお、ロッキング、スウェイ率については、1969年の実験では測定されていないので、1971年の値を示した。当建物は、1970年に震度4の地震を経験しているが、建物に被害は見られていないので、この値で推測しても大差ないと考えられる。

ここで、地震後の、地盤変形を含めた建物全体の剛性低下率は、固有周期の比から0.40となる。これより、加振実験時のような微小変形の時、建物にある一定の力を加えた時、建物最上階の全体変形は、地震前を1.0とすると地震後は $1.0 \times 0.4^{-1} = 2.50$ となる。地震前の西側耐震壁基礎部の回転によるロッキング変形は、表2のロッキング率37%より、 $1.0 \times 0.37 = 0.37$ となる。ロッキング変形が地震の前後で変わらないと仮定すると、地震後のロッキング率は、 $0.37/2.50 = 0.15$ となり、計測値とほぼ一致する。また、ロッキング変形とスウェイ変形を除いた建物の変形は、それぞれ $1.0 - (0.37 + 0.06) = 0.57$ 、 $2.50 - (0.37 + 0.02 \times 2.50) = 2.08$ となる。この結果から、微小変形時の建物自体の剛性は、竣工当時の約3割に低下していると思われる。

3. 解析手法

本解析では、耐震壁を面材で、フレームを線材でモデル化し、それぞれ小さなメッシュに区切って非線形有限要素解析を行う(図3)。

3.1 耐震壁

(1) コンクリートのモデル化

ひび割れ前のコンクリートは、式2に示す Darwin と Pecknold[6] によって提案された等価1軸ひずみ理論に基づく直交異方性の構成マトリクスで表す。

$$[D] = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2}) \end{bmatrix} \quad (2)$$

主応力-等価1軸ひずみ関係は図4で表し、コンクリートの最大耐力は、Kupferら[7]の主応力比によって耐力が変わる破壊条件式を用いた。

またひび割れは、主応力が引張耐力を越えた場合に発生し、一方向が引張耐力を越えた場合の構成マトリクスは式(3)で表す。

$$[D] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \beta : \text{せん断剛性低下率} \left(\beta = \frac{0.036}{\epsilon_1 G} \right) \\ G : \text{弾性せん断剛性} \text{ (tonf/cm}^2\text{)} \end{array} \quad (3)$$

また、ひび割れ後、ひび割れと平行方向の耐力及び剛性は、Collinsら[8]による、ひび割れ幅に応じて低下させる式で考慮している。また、ひび割れと直交方向については、ひび割れ後は鉄筋とコンクリートとの付着に起因する Tension Stiffening を考慮した。(図5)

(2) 鉄筋のモデル化

鉄筋については、面内に縦横均等に配筋されているものとして層要素でモデル化し、コンクリートの剛性マトリクスに鉄筋の軸方向の剛性を重ね合わせた。尚、応力-ひずみ関係はバイリニア型とした。

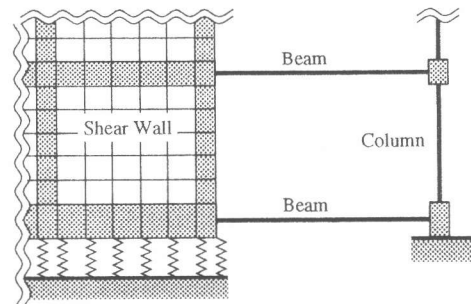


図3: 解析モデル(一部)

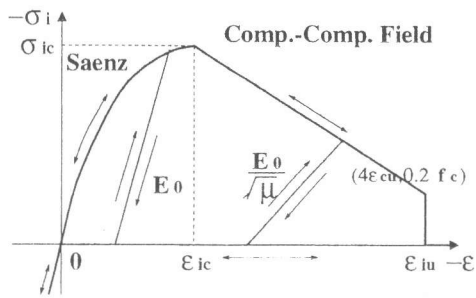


図 4: ひび割れ以前の主応力-等価 1 軸ひずみ関係

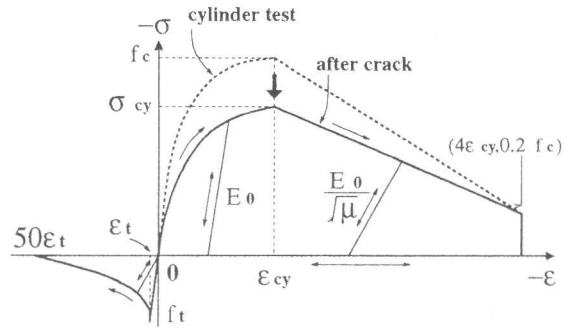


図 5: ひび割れ以後の応力-ひずみ関係

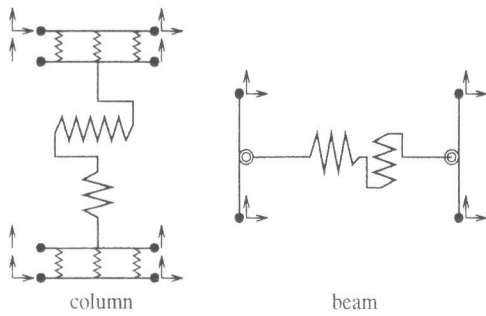


図 6: 柱・梁部材モデル

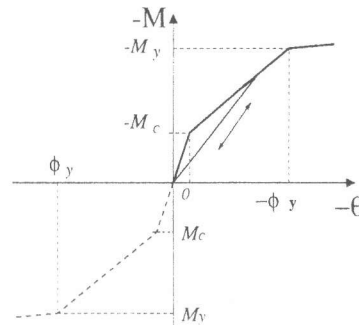


図 7: 曲げバネのモーメント-回転角関係

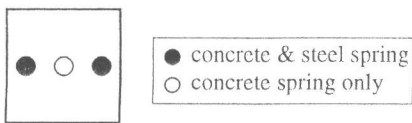


図 8: 柱材端の MS バネの配置

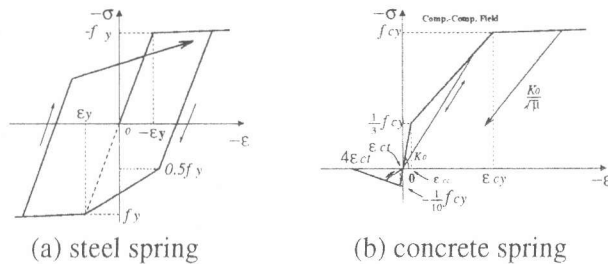


図 9: MS コンクリートバネの応力-ひずみ関係

3.2 柱・梁

柱については軸力の変動による曲げ降伏耐力の変化を考慮するため、材端に Multi Spring[9, 10]を用い、梁については材端に非線形曲げバネを有する材端曲げバネを用いた(図 6)。材端曲げバネのモーメント-回転角関係は図 7 に示す trilinear 型とした。

また、軸方向バネは弾性、せん断バネは弾塑性とし、柱・梁の接合部は面材でモデル化し、弾性として取り扱った。

Multi Spring モデル

柱の材端に用いた Multi Spring モデルのバネ数は、2次元解析のため3つとし、コンクリートバネを3箇所(左・中・右)、鉄筋バネを2箇所(左・右)に配置した。(図 8) なお、中央に配置したコンクリートバネは柱断面中央部のコンクリートを表す。

Multi Spring バネの応力-ひずみ関係については、鉄筋バネはバイリニア-とした。コンクリートバネは、図 9 で示すモデルとし、圧縮側については、trilinear を仮定し、降伏強度の 1/3 までを

初期剛性とした。引張側については、ひび割れ後の Tension Stiffening を考慮した。また、材端の危険断面の変形は平面保持すると仮定し、最大圧縮耐力に達した時の鉄筋及びコンクリートバネの変形は同じ値とした。

柱・梁部材の節点自由度について

面材の節点自由度は水平・鉛直方向の2自由度のため、自由度が水平・鉛直方向と回転の3自由度ある梁部材については、端部に部材と直交方向の剛棒をとり付けて、線材の節点数を2から4に増やし、各節点の自由度を2に合わせた。柱部材については、さらにバネの伸びを考慮するため、鉛直方向のみ自由度をもつ節点を新たに図6のように2つ増やしている。

4. 東北大建設系建物の非線形解析

4.1 解析モデル

東北大建設系建物のうち、梁間方向の7-フレームを対象として解析を行った。このフレームは、西側の妻壁を含むフレームで、剛性及び耐力が、梁間方向の他のフレームと比べて非常に大きく、地震時の建物全体の耐震性に大きな影響を与えていると考えられる。解析モデルを図10に示す。耐震壁の基礎の回転及び建物のスウェイ変形を考慮するため、1階脚部に地盤バネを取り付けた。

地盤バネには、水平方向及び鉛直方向それぞれに独立したバネを用い、当建物の基礎の形状を考慮し、耐震壁の基礎部分にも鉛直方向の圧縮側のみ剛性を持つ地盤バネを配置した。

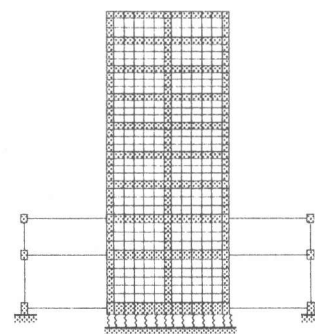


図10: 7-フレームモデル図

解析手法は荷重制御による静的非線形解析で、各部材の断面及び配筋は設計図面から求め、各階荷重については文献[2]を参考にした。部材の強度計算においては、実情を考慮して材料強度の公称値を14%~19%割増し、コンクリート強度は $250(kg/cm^2)$ 、梁・柱の主筋の降伏強度は $4000(kg/cm^2)$ 、鉄骨及びせん断降伏時の降伏強度は $2800(kg/cm^2)$ とした[2]。

地盤バネの剛性を求めるにあたっては、まず表2に示す、1978年6月宮城県沖地震以前の1971年加振測定時の1次モードから、フレームにかかる水平荷重の高さ方向の分布を算定し、その荷重を前述の有限要素モデルに加えて得られたロッキング率及びスウェイ率[3](表2左)が、微小変形時である測定値と一致するように地盤バネの剛性を定めた。また、鉛直方向の地盤バネは、引張側の剛性を圧縮側の1/2とした。

4.2 強震時のフレームの解析結果及び考察

地盤のバネは4.1で求めた微小変形時の値を用い、建物には適切に弾塑性特性を仮定して、強震時における7フレームの静的非線形解析を行なった。強震時における地震荷重力の高さ方向の分布には A_i 分布を用いた。

図11に7フレームの荷重-最上階変形関係を示す。実線が全体の変形、2種類の破線はそれぞれ、ロッキング変形、スウェイ+建物の変形を表している。また、1978年6月宮城県沖地震の際に生じた可能性のある変形範囲を図中の■部で示す。この解析で見える限り、変形25cmというのは、相当大きなダメージであったといえる。

また解析結果において、建物部分の剛性が初期弾性剛性の3割に低下した時点を図中に○で示し、その時の7-フレームの変形図(変形規模は10倍に拡大)、ひび割れ分布図及び鉄筋降伏図を図12~図14に示す。変形図を見ると、1,2階に比べ、3階より上の変形角が大きくなっている。また、鉄筋の降伏状況を見ると、1,2階と比べ3階以上の部分の損傷が大きくなっており、実際の建物被害の状況と似た結果が得られた。建物の剛性が竣工時の3割という結果が観測されたのが微小変形時であることを考えると、強震動時にはより大きな被害を受けていた可能性も考えられる。

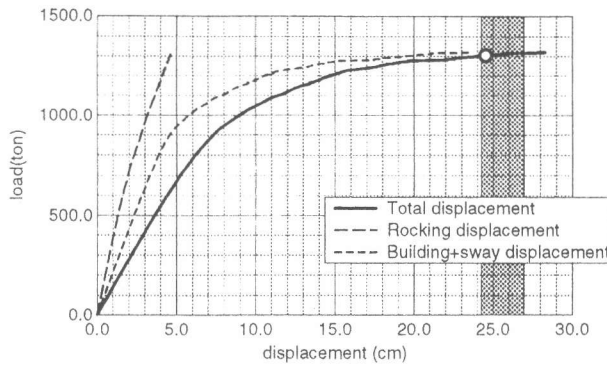


図 11: 7 フレームの荷重-変形関係

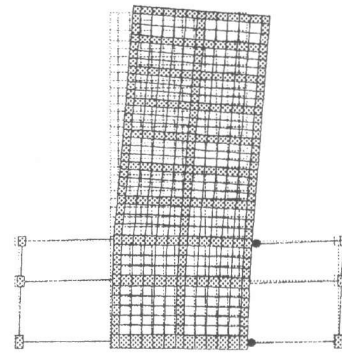


図 12: 変形図

5. まとめ

本研究では、当研究室で開発した非線形有限要素解析プログラム FESTA の柱部材に、変動軸力を考慮できる Multi-Spring モデルを加えた解析手法を用い、振動試験の実測結果や設計図面もとに、強震を経験した鉄骨鉄筋コンクリート造実在建物を対象に非線形有限要素解析を行なった。他のフレームとのリンクや地盤

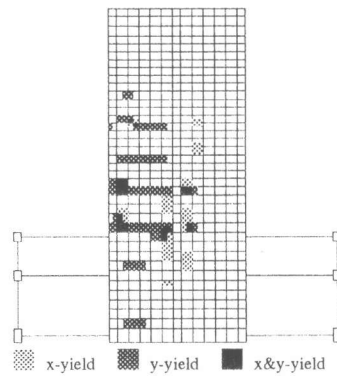


図 13: 鉄筋降伏図

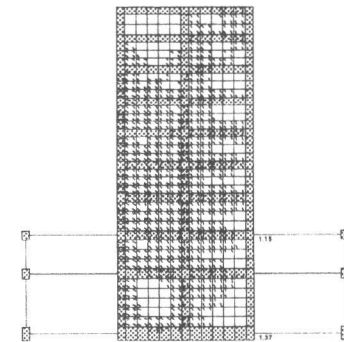


図 14: コンクリートひび割れ図

バネの引張側の剛性の決め方は今後の検討課題であるが、実際の被害状況と似た解析結果を得ることができたと思われ、同解析手法が実際の建物に適用できることが確認できた。

謝辞: 本研究を行なうにあたり、東北大学 4 年の藤橋一紀氏には、人力加振実験のデータの提供をはじめ、多大な協力を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- [1] 松浦正一, 斉藤大樹, 井上範夫, 柴田明德: 鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の非線形有限要素解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、1994
- [2] 志賀敏男, 柴田明德, 渋谷純一, 高橋純一: 東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析、日本建築学会論文報告集第 301 号、1981.3
- [3] 池田重則: 実在建物の振動特性に関する実験的研究、東北大学卒業論文、1971.11
- [4] 藤橋一紀: 東北大学建設系建物の振動性状の把握と耐震性の検討、東北大学卒業論文、1995.11
- [5] 阿部一昭: 微動特性に基づく実在建物の地震時立体挙動の評価、東北大学修士論文、1994.2
- [6] D. Darwin and D. A. Pecknold: Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, UILU-ENG-74-2018, Univ. OF Illinois, July 1974
- [7] H. B. Kupfer and K. H. Gerstle: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc of ASCE, Vol.99, No.EM4, Aug.1973
- [8] F. J. Vecchio and M. P. Collins: The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, ISBN Publication, No.82-03, Univ.of Tronto, March 1982
- [9] S. S. Lai, G. T. Will and Shunsuke Otani: Model For Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, Journal of Structural Division, Proc of ASCE, Vol.110, No.11, Nov.1984
- [10] 李康寧: 3 軸変動力を受ける鉄筋コンクリート柱の解析モデル、構造工学論文集、Vol.1.33B、1987.3