

2. 擬似立体地震応答解析プログラムとその適用

杉之内 靖
菊地 克典*
飛田 喜則

要 旨

地震時に、建物に発生するねじれ振動を考慮できる擬似立体地震応答解析プログラムを開発し、それを用いて鉄骨造31階建ての実建物について振動解析を行った。本報では、その振動解析結果とこれまでに観測した地震動記録とを比較し、この建物に対する地震動の入力方向とねじれ振動との関係を検討した結果について報告する。

キーワード

ねじれ振動／固有周期／減衰定数／解析プログラム／入力方向

目 次

1. はじめに
2. 解析プログラムの概要
3. 実建物への適用
4. あとがき

2. QUASI THREE-DIMENSIONAL EARTHQUAKE RESPONSE ANALYTICAL PROGRAM AND ITS APPLICATION

Yasushi Suginouchi
Katsunori Kikuchi
Yoshinori Tobita

Abstract

A quasi three-dimensional earthquake response analytical program that can consider torsional vibration that occurs during earthquakes was developed. By the use of this program, an actual 31-story, steel structure building was analyzed for its vibrational characteristics. The relationship between the direction of earthquake motion entering this building and torsional vibration was examined and analyzed through comparison of the analytical results and existing earthquake motion records, the results of which are detailed in this report.

* 東京本店設計部

1. はじめに

高層建物の地震時の挙動を弾塑性範囲で解析する場合、通常、建物全体を1つあるいは数個の等価せん断型あるいは等価曲げせん断型に置換した質点系モデルを扱っている。しかし、質量、剛性の偏在する建物では、地震時に床スラブの回転によるねじれ変形によって被害が大きくなることが1968年の十勝沖地震、1978年の宮城県沖地震等で報告されており、このような建物を解析する場合は、ねじれを考慮したモデルを扱う必要がある。

本報では、並進方向とねじれ方向の変形を考慮した擬似立体地震応答解析プログラムの概要およびそれを実建物に適用して得られた解析結果と観測記録とを比較した結果について報告する。

2. 解析プログラムの概要

2-1. 解析モデル

- (1)解析モデルは、図-1に示すようにX、Y方向並進自由度と鉛直軸回り回転自由度を持つ各階剛床によって幾何学的に結合されたフレームの集合体とする。
- (2)フレームは、せん断バネまたは曲げせん断棒に置換されるものとする。
- (3)質量および質量慣性モーメントは階毎に定義されそれぞれ並進自由度、回転自由度に関するものとする。

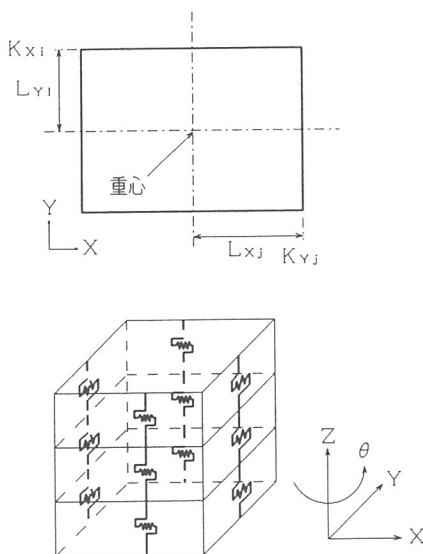


図-1 解析モデル

2-2. 解析方法

(1)運動方程式は、

$$[M] \{d^2 U / dt^2\} + [C] \{dU / dt\} + [K] \{U\} = -[M] \{d^2 U_0 / dt^2\} \quad \text{..... ①}$$

となる。ここで、

$$[M] = \begin{bmatrix} [m] & [0] & [0] \\ [0] & [m] & [0] \\ [0] & [0] & [I] \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} [k_{xx}] & [0] & [k_{xr}] \\ [0] & [k_{yy}] & [k_{yr}] \\ [k_{rx}] & [k_{ry}] & [k_{rr}] \end{bmatrix}$$

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad (\text{レーリー減衰})$$

$$[k_{xx}] = \sum_{i=1}^m [k_x]_i$$

$$[k_{xr}] = \sum_{i=1}^m [k_x]_i \cdot [L_y]_i$$

$$[k_{rx}] = [k_{xr}]^T$$

$$[k_{yy}] = \sum_{j=1}^n [k_y]_j$$

$$[k_{yr}] = -\sum_{j=1}^n [k_y]_j \cdot [L_x]_j$$

$$[k_{ry}] = [k_{yr}]^T$$

$$[k_{rr}] = \sum_{i=1}^m [L_y]_i \cdot [k_x]_i \cdot [L_y]_i$$

$$+ \sum_{j=1}^n [L_x]_j \cdot [k_y]_j \cdot [L_x]_j$$

$[k_x]_i$: X方向iフレームの剛性マトリクス

$[k_y]_j$: Y方向jフレームの剛性マトリクス_i

$[L_y]_i$: 重心からX方向iフレームまでの距離マトリクス

$[L_x]_j$: 重心からY方向jフレームまでの距離マトリクス

$[m]$: 質量マトリクス

$[I]$: 質量慣性モーメントマトリクス

$\{U\}$: 応答変位ベクトル

$\{U_0\}$: 入力地震動ベクトル

(2)入力地震動

入力地震動は、並進2方向、ねじれ1方向の3方向とする。

(3)固有値解析

運動方程式①で $[C] = [0]$ として無減衰の固有周期・固有モードを求める。数値計算には、Bisection法、逆反復法を用いる。

(4)時刻歴応答解析

運動方程式①から、直接積分法によって各時刻の応答を求める。数値積分には、Newmark β 法を用いる。

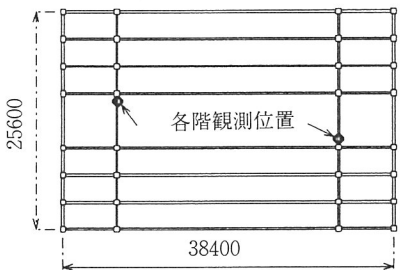
3. 実建物への適用

3-1. 建物概要

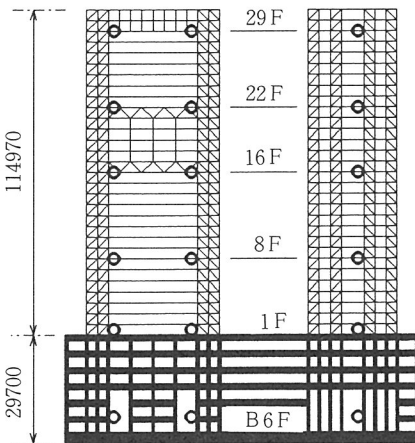
対象建物は東京都新宿区に建設された高層建築物であり、地下部を連結させたツインタワーのうちの1棟である。建物は図-2に示すように地上31階、地下6階建てであり、地上部分はS造、地下1～2階はSRC造、地下3～6階はRC造である。地震計は、図中の○印の位置に設置されており、X、Y方向並進およびねじれ方向の振動が計測できるようになっている。

3-2. 解析モデル

図-3に解析モデルを、表-1に解析モデルの階高、重量、ねじれ慣性モーメントおよび剛性を示す。解析モデルは1階床位置を固定とし、地震計設置階(8F, 16F, 22F, 29F)を質点とする4質点曲げせん断型にねじれを考慮したものとした。解析を行う際には、建物の1次周期が観測値と適合するように、2次部材の影響を考慮して剛性を決めた。減衰定数は、高層鉄骨造建物の場合、並進に対しては剛性比例型と各次一定型との中間的な傾向があり、またねじれに対しては各次



(a) 基準階平面図



(B) 断面図

図-2 建物概要

一定型に近いと推論して、並進、ねじれともに各次1%として、弾性解析を行った。

3-3. 固有周期・モード

表-2に固有周期を、図-4に固有モードを示す。観測値と解析値を比較すると高次で固有周期および固有モードに違いが見られた。

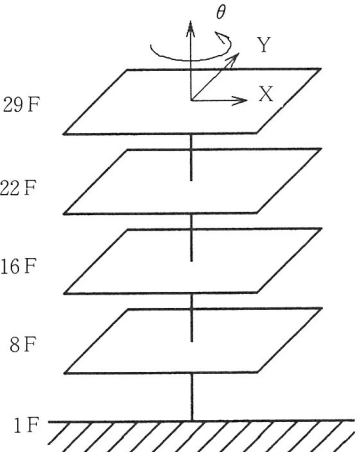


図-3 解析モデル

表-1 解析モデルの諸元

層	層高(cm)	重量(t)	慣性モーメント($t \cdot cm^2$)
4	2765	4766.9	0.8461×10^{10}
3	2765	5552.0	0.9854×10^{10}
2	3360	6629.9	1.1768×10^{10}
1	3075	6810.3	1.2088×10^{10}

層	弾 性 剛 性		
	X 方向 (t/cm)	Y 方向 (t/cm)	ねじれ方向 ($t \cdot cm$)
4	200.7	157.7	0.6263×10^9
3	385.3	198.9	1.0480×10^9
2	251.9	221.3	0.8076×10^9
1	340.0	353.5	1.2120×10^9

表-2 固有周期(秒)

		1次	2次	3次	4次
X 方 向	観測	2.50	0.88	0.46	0.31
	解析	2.47	0.92	0.64	0.48
Y 方 向	観測	2.70	0.83	0.43	0.29
	解析	2.68	1.05	0.69	0.58
ねじれ方向	観測	1.82	0.60	0.34	0.24
	解析	1.82	0.69	0.47	0.37

3-4. sin波を入力したときの応答

sin波を方向と周期を変化させて入力して応答性状を調べた。表-3に入力に用いたsin波の振幅と周期を、図-5に入力方向を示す。同図には、観測された3個の地震動（以下、TOK, IWA, IBAと称す）の震央方向も示している。同図の五方向からsin波を入力して29階での応答変位を求めた。図-6に一例として周期2.5秒のsin波を④の方向から入力したときの29階でのねじれ方向の応答波形を示す。図-7に入力周期、方向ごとの最大応答値を示す。この図が

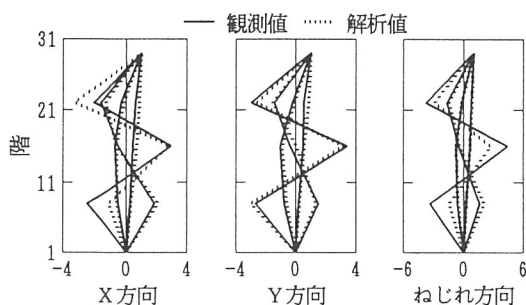


図-4 固有モード

表-3 入力sin波の振幅と周期

方向	① ~ ④	⑤
振幅	1.0 cm/sec^2	$5/10^5 \text{ rad/sec}^2$
周期	2.7 2.5 1.82 0.88 0.83 0.6 0.46 0.43 0.34 sec	1.82 0.60 0.34 sec

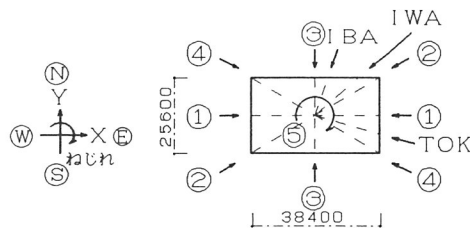


図-5 sin波の入力方向と観測地震動の方向

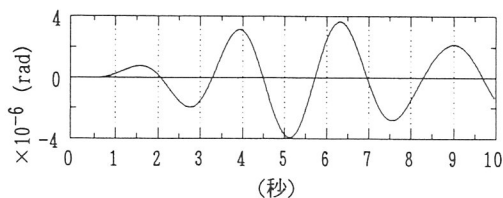


図-6 sin波を入力したときの応答 (29階)

ら29階でのねじれ方向の応答は、並進入力の場合は④の方向から入力したときが最大となることがわかる。ねじれ方向入力の⑤は、④と比較して10倍以上の応答を示し、並進方向入力よりねじれ方向入力が本建物に大きく影響を及ぼすことがわかる。

3-5. 観測地震動を入力したときの応答

1階で観測された3個の地震波を入力して解析を行

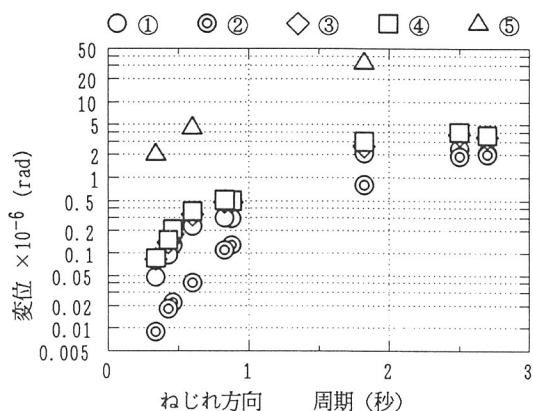


図-7 入力周期ごとの最大応答値 (29階)

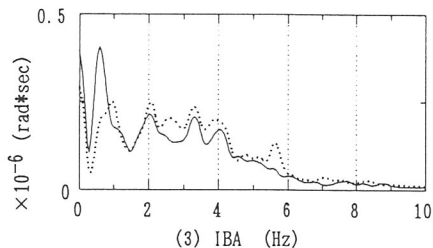
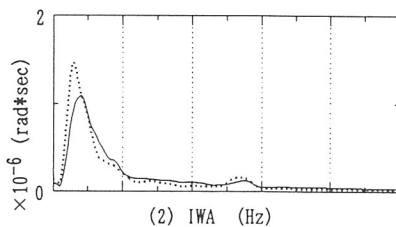
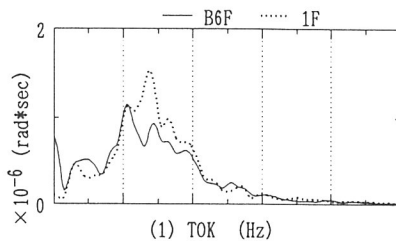


図-8 ねじれ方向の変位スペクトル

い、解析値と観測値を比較した。図-8に地下6階と1階のねじれ方向の変位スペクトルを示す。同図から3地震波とも地下6階から1階の間で大きな増幅がなく、入力地震動と考えられる地下6階位置でねじれ成分があることがわかる。したがって、並進2方向にねじれ方向を加えて3方向同時入力とした。図-9にTOKの入力地震動波形を、図-10にその29階の変位応答波形を示す。同図に示すようにねじれ方向入力を考慮した場合、観測値と良く適合した。

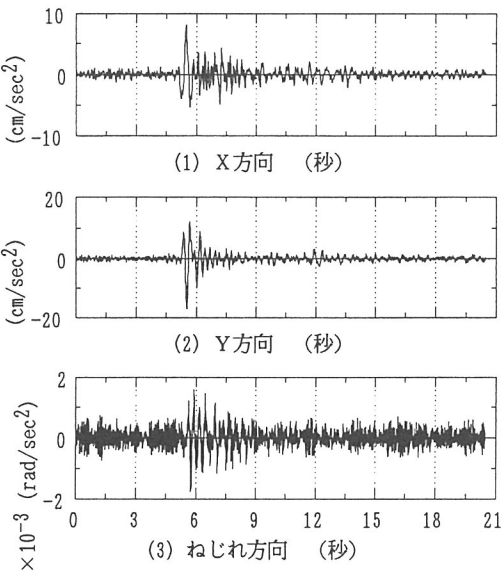


図-9 入力地震動

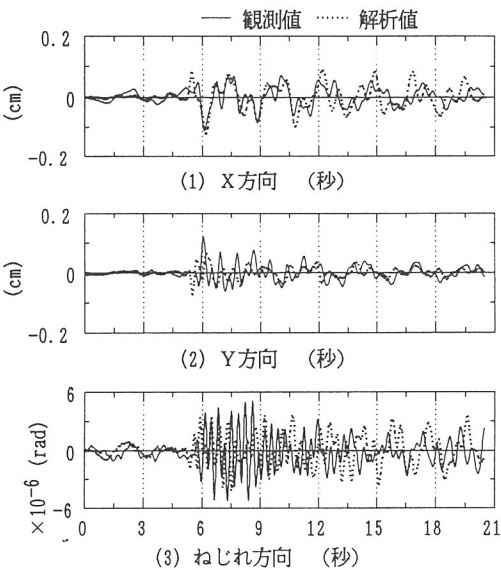


図-10 観測地震動を入力したときの応答

3-6. ねじれ方向の応答増幅率

図-11に1, 2, 3次の応答増幅率(1階の変位スペクトル最大値に対する29階の応答変位スペクトル最大値の比)を示す。ねじれ方向の応答増幅率は1次ではIBAが最も大きく、ついでIWA, TOKの順となっている。このことは、並進方向入力だけを考えれば、sin波を入力したときの応答と入力方向の関係(図-5、図-7)からTOK, IBA, IWAの順になると思われるが、TOKの入力波にはねじれ方向成分が少ないためではないかと考えられる。

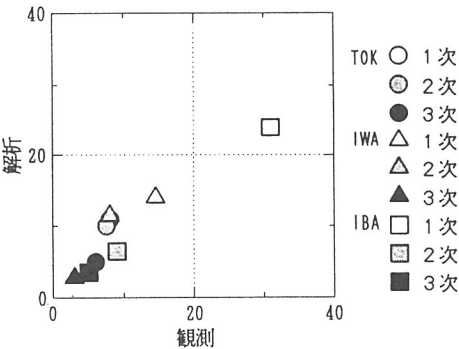


図-11 ねじれ方向の応答増幅率

3-7. 並進とねじれの関係

並進変位に対するねじれによる水平変位の割合について考察した。表-4に並進方向に周期2.50秒、ねじれ方向に周期1.82秒のsin波を入力した場合のY方向の最外端フレームでの並進変位とねじれによる水平変位とを示した。最もねじれの大きくなる④方向から入力を行った場合でも、ねじれ方向の入力を行わなければ、ねじれによる水平変位はほとんど生じないが、ねじれ方向の入力を行うとねじれの影響を無視できないと思われる。基礎への入力時の並進に対するねじれの割合は今回の3個の地震波では $1/10^4 \sim 1/10^5$ の範囲であった。一次設計レベルの地震時においてもこの比率がそのまま適用できるかどうかは不確定であるが同じ比率でねじれ方向入力があるとなると設計時にねじれ方向入力を考慮する必要があると考えられる。

表-4 並進変位とねじれによる水平変位

入力方向	並進変位 (cm)	ねじれによる 水平変位(cm)	比 率 (%)
並 進	0.78	0.0077	0.99
並 進 ね じ れ	0.78	0.07	9.0

3-8. 震央方向と振動方向

図-12にTOKの29階でのねじれの1次振動数付近のオービットを示す。観測値ではどの地震でも1次振動数成分では、震央方向の揺れが支配的であり、2、3次では複雑な動きを示した。1次については、解析結果は観測値とほぼ同様の傾向を示した。2、3次では差が見られた。

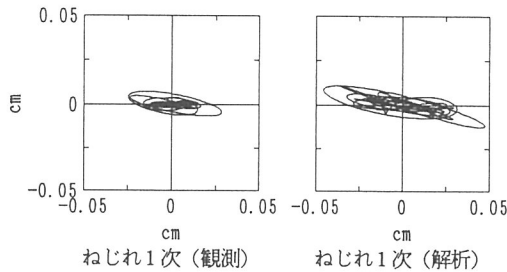


図-12 1次振動数成分のオービット

3-9. まとめ

実建物についてsin波と観測地震波を入力して解析し、観測応答値と解析値を比較して検討した結果、次のようなことがわかった。

- (1)本建物の場合には、ねじれ方向の応答は建物に対して北西-南東方向から地震動が入力された場合に大きくなる。
- (2)本建物の形状は整形で偏心も小さいので、入力地震動にねじれ成分がなければ、ねじれ応答を考慮する必要はないが、入力地震動にねじれ成分が含まれてくるとねじれ応答を無視できないと考えられる。
- (3)並進、ねじれともに1次振動では震央方向の揺れが支配的であり、本解析結果でもその傾向を示している。

4. あとがき

建物のねじれ振動を考慮した擬似立体地震応答解析プログラムを開発し、実建物に適用してその弾性振動性状について検討した例を示した。2次部材まで含めた剛性評価方法、減衰定数の評価方法および大地震時の基礎でのねじれ成分の割合については、今後の観測と解析によって検討していく必要がある。

また実際の設計においては、フレームの剛性が偏在することによって生じるねじれ振動の結果として剛性の弱いフレームが塑性域に入り、偏心距離が増加し、その結果、さらにねじれ振動が励起されるという現象

を考慮する必要がある。そのために剛性の偏在する建物を対象とした弾塑性地震応答解析を行って、その応答性状を検討していくことが今後の課題である。

本報告に用いた地震動記録は、工学院大学、安藤建設(株)、戸田建設(株)、日本国土(株)、および(株)浅沼組による「エステック街区ビル強震、強風振動に関する共同研究」の中で得られたものである。

また、解析プログラムの開発および実建物の解析にあたっては、宇都宮大学 入江康隆助教授に多大なるご指導、ご助言を頂きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

〔参考文献〕

- 1)横田治彦, 佐武直紀, 岡田敬一: 振動試験および地震観測データに基づく鉄骨造高層建物の減衰性状, 日本建築学会構造系論文報告集 第453号 pp.77~84 1993年11月
- 2)永井亮一: 偏心の小さいねじれ並進連成振動の性質と地震応答解析, 第8回日本地震工学シンポジウム (1990) pp.1659~1664
- 3)柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版