

立体振動解析プログラムの開発

——ねじれ振動解析について——

STEP-08 開発グループ

概要

当社では昨年来高層建築物を対象として立体振動解析プログラムの開発を進めてきた。本報告は、その第1段階として今回完成した立体振動解析汎用プログラム (STEP-08) の概要、および若干の計算例について述べたものである。本プログラムは高層建築物を三次元的に扱い応力解析、固有値解析、弾性応答解析を一貫して処理しており、任意方向からの外乱に対しても解析可能である。

1. 序

従来、建築物の振動解析は、建築物を二次元 (平面) 的に捉えスパン、桁行方向それぞれ独立に応力解析、固有値解析、応答解析を行なうのが一般的であった。当社ではこの方法による高層建築物を対象とした耐震設計汎用プログラムとして「STEP-05」を保有している。

一方、近年高層建築物においては不規則な平面形、壁配置等、複雑な形状を有するものが現われ、直交フレームの影響や全体ねじれ変形等を考慮し、建物全体の正確な振動性状および各種外乱に対する挙動をより厳密に把握することが、これら建築物の安全設計には不可欠となってきた。

本報告は、従来の解析法から一步前進し今回新たに開発した高層建築物を三次元 (立体) 的に取扱う立体振動解析汎用プログラム「STEP-08」について述べる。本プログラムは応力解析、固有値解析、弾性応答解析を一貫して処理しており、未知数の飛躍的増大に伴う数値解析上の諸問題を解決し、また各方向の地動や各種外力でのくり返し計算が簡単に処理出来るようにしている。さらに使用者の便を計り、INPUT-DATAの作成法、DATA量、ERRORチェックには特に気を配っており、OUTPUTでは立体的に扱った場合の建築物全体の挙動を明確に捉え得よう出来るかぎり多くの資料を提供することに配慮してある。

2. プログラムの流れ

プログラム全体の流れを図-1に示した。①は基本データの処理を行なう。②は水平剛性で入力された時も考慮しており、③は外力条件を変えて再計算する際の処理を行う。④は部材データ等をもとに建築物の形状を組立てている。⑤、⑥は部材剛性を計算しそれをもとに建築物全体の剛性を作成しさらに水平剛性

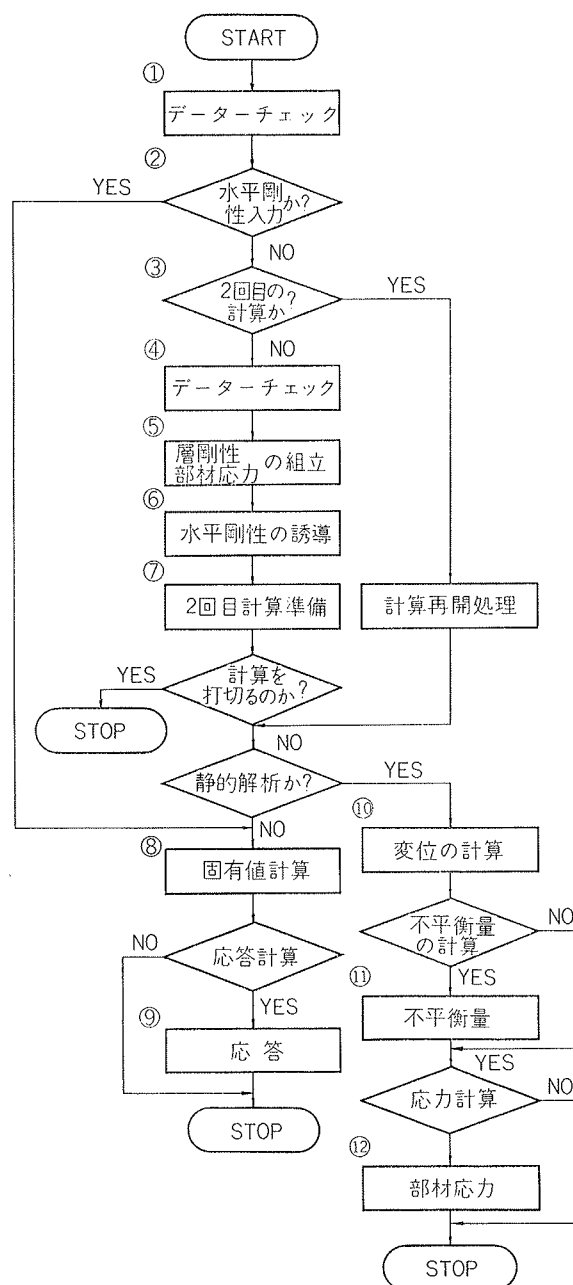


図-1 プログラムの流れ図

を誘導している。水平剛性算出には長時間かかるため、⑦では水平剛性を一旦テープに保存し計算を打ち切り、後日再計算も可能なよう工夫しており、その際は基本データカードを数枚変更するだけでよい。⑧は固有値解析を行ない、刺激関数も計算している。⑨は任意方向地震力による弾性応答解析を行ない、各層重心での変位やせん断力、また各フレームの変位等を算出している。⑩、⑪、⑫では設計せん断力や応答値等を静的外力とした時の部材変形、部材応力の計算を行なっている。

なおフレームが矩形でない建築物を解析する場合には水平剛性を入力すれば処理可能である。

3. 解析法

3.1. 解析仮定

1. 床板の面内変形は無視し、剛床とする。
1. ロッキング、スウェイは無視し基礎固定とする。
1. 直交する接合部パネルは中心線を共有する。
1. 節点での回転角、パネルせん断変形角は各方向独立して扱い、直交フレームとの連成は軸方向変形と直交ばりのねじれ変形で考える。
1. 平面的に矩形グリッドな立体構造物を対象とする。

3.2. 座標系

図-2のごとく右手系とする。
G: 重心

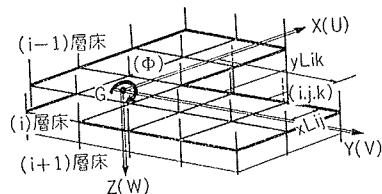


図-2 座標系

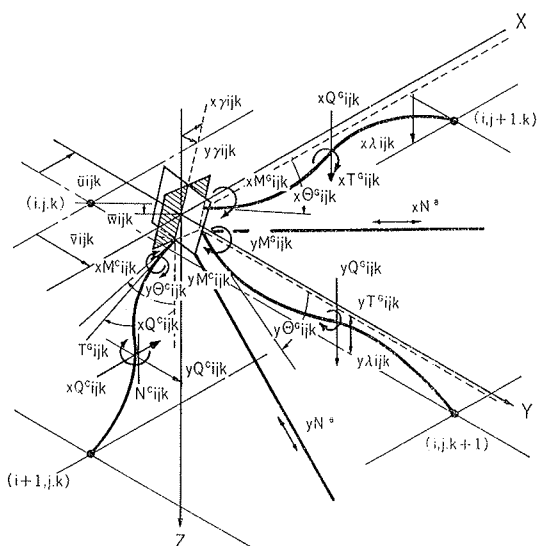


図-3 応力と変形

3.3. 部材要素の釣合式

表-1 に示した要素とその変形を考える。

要素	変形	端部拘束	備考
柱	曲げ、せん断、軸方向、ねじり	剛、ピン	剛域
はり	曲げ、せん断、ねじり	剛、ピン	剛域
パネル	せん断	—	柱、はり、接合部
ブレース	軸方向	— ピン	パネルとの組合せ可能
耐震壁	線材置換又はブレース置換	—	—

表-1

各要素の釣合式は次式で表現される。

柱

$$\begin{pmatrix} xM_{ijk}^c \\ xM_{i+1,j,k}^c \\ yM_{ijk}^c \\ yM_{i+1,j,k}^c \\ xQ_{ijk}^c \\ yQ_{ijk}^c \\ N_{ijk}^c \\ T_{ijk}^c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} xK_1^c & xK_2^c & 0 & 0 & xK_3^c & 0 & 0 & 0 \\ xK_2^c & xK_1^c & 0 & 0 & xK_3^c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & yK_1^c & yK_2^c & 0 & yK_3^c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & yK_2^c & yK_1^c & 0 & yK_3^c & 0 & 0 \\ xK_3^c & xK_3^c & 0 & 0 & xK_4^c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & yK_3^c & yK_3^c & 0 & yK_4^c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_5^c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_6^c \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} x\theta_{ijk}^c \\ x\delta_{ijk}^c \\ y\theta_{ijk}^c \\ y\delta_{ijk}^c \\ \bar{U}_{ijk} \\ \bar{V}_{ijk} \\ \bar{\omega}_{ijk} \\ \bar{\phi}_{ijk}^c \end{pmatrix} \dots\dots (1)$$

はり, X方向

$$\begin{pmatrix} xM_{ijk}^G \\ xM_{ij+1,k}^G \\ xQ_{ijk}^G \\ xT_{ijk}^G \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} xK_1^G & xK_2^G & xK_3^G & 0 \\ xK_2^G & xK_1^G & xK_3^G & 0 \\ xK_3^G & xK_3^G & xK_4^G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & xK_5^G \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} x\theta_{ijk}^G \\ x\delta_{ij+1,k}^G \\ x\lambda_{ijk} \\ x\phi_{ijk}^G \end{pmatrix} \dots\dots (2)$$

Y方向も同様

パネル X方向

$$[xM_{ijk}^P] = [xK^P]_{ijk} \times [x\gamma_{ijk}] \dots\dots (3)$$

Y方向も同様

ブレース

$$[N_{ijk}^B] = \left[\frac{E \times A_N}{l_B} \right] \times [\eta] \dots\dots (4)$$

ここに $K_1, K_1', K_2, K_3, K_3', K_4$ は撓角法係数 K_5 は軸方向変形剛性, K_6 はねじり剛性, K^P はパネルのせん断剛性, A_N, l_B はそれぞれブレースの断面積と材長を示す。

3.4. 変位変換式

各要素の変位は、節点(パネル中心)における全体座標系変位を用いると次下のごとく表わせる。

$$\begin{aligned}
 x(y) \bar{\delta}_{ijk}^c &= x(y) \theta_{ijk} - \frac{1}{2} x(y) \gamma_{ijk} \\
 x(y) \bar{\delta}_{ijk}^s &= x(y) \theta_{ijk} + \frac{1}{2} x(y) \gamma_{ijk} \quad (y) \text{ は } y \text{ 方向を示す} \\
 \bar{U}_{ijk} &= (U_{ijk} - xD_{ijk} \cdot x\delta_{ijk}^c) - (U_{i+1,j,k} + xD_{i+1,j,k} \cdot x\delta_{i+1,j,k}^c) \\
 \bar{V}_{ijk} &= (V_{ijk} - yD_{ijk} \cdot y\delta_{ijk}^c) - (V_{i,j,k+1} + yD_{i,j,k+1} \cdot y\delta_{i,j,k+1}^c) \\
 x\bar{\lambda}_{ijk} &= (\omega_{i,j,k} - xB_{i,j,k} \cdot x\delta_{i,j,k}^c) - (\omega_{ijk} + xB_{ijk} \cdot x\delta_{ijk}^c) \\
 y\bar{\lambda}_{ijk} &= (\omega_{ijk} + 1 - yB_{ijk+1} \cdot y\delta_{ijk+1}^c) - (\omega_{ijk} + yB_{ijk} \cdot y\delta_{ijk}^c) \\
 \bar{\omega}_{ijk} &= \omega_{i,j,k} - \omega_{ijk} \dots\dots (5)
 \end{aligned}$$

式(5)でB・Dはそれぞれパネルの半巾、半背を示す。
また各節点の水平変位 (u, v) は剛床仮定より重心での変位を用いて次式で表わされる。

$$\begin{aligned} u_{ijk} &= (U_1 - y L_{ik} \Phi_i) \\ v_{ijk} &= (V_1 + x L_{ij} \Phi_i) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(6)$$

さらにねじり変形に関しては

$$\begin{aligned} \Phi^c &= \Phi_i - \Phi_{i+1} \\ \bar{x}\bar{\Phi}g &= y\theta_{ijk} - y\theta_{ij+1k} \\ \bar{y}\bar{\Phi}g &= x\theta_{ijk} - x\theta_{ij+1k} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(7)$$

またブレースの伸び縮みは1例として次式で表現出来る。

$$\begin{aligned} \eta &= (\pm D_1 \times S1 \mp B_1 \times S2) x\theta_1 \\ &+ \left(\pm \frac{D_1}{2} \times S1 \pm \frac{B_1}{2} \times S2 \right) x\gamma_1 - S2 \times \omega_1 \\ &+ (\pm D_2 \times S1 \mp B_2 \times S2) x\theta_2 \\ &+ \left(\pm \frac{D_2}{2} \times S1 \pm \frac{B_2}{2} \times S2 \right) x\gamma_2 + S2 \times \omega_2 \\ &\mp S1 \times U_{i \pm y} L_{i \pm 1} \Phi_i \pm S1 \times U_{i+1 \mp y} L_{i+1} \Phi_{i+1} \end{aligned} \quad (8)$$

ここで
S1 = cos α
S2 = sin α
上段符号：右下リブレース
下段符号：左下リブレース

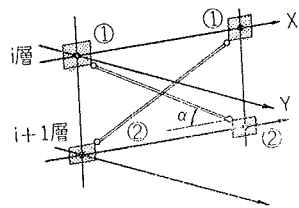


図-4 X方向ブレース

3.5. 建物全体の釣合式

式(5)～式(8)を用い各部材の変換マトリックスを作れば式(1)～式(4)とのマトリックス演算より部材剛性が求まり、さらに層剛性が導ける。結局建築物全体の釣合式は重心変位のみをまとめて表現すると次式となる。

(1例として M=5 層の場合)

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_H \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A_1 & C_1 & 0 & 0 & 0 & R_1 \\ C_1^T & A_2 & C_2 & 0 & 0 & R_2 \\ 0 & C_2^T & A_3 & C_3 & 0 & R_3 \\ 0 & 0 & C_3^T & A_4 & C_4 & R_4 \\ 0 & 0 & 0 & C_4^T & A_5 & R_5 \\ R_1^T & R_2^T & R_3^T & R_4^T & R_5^T & E \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} dl_1 \\ dl_2 \\ dl_3 \\ dl_4 \\ dl_5 \\ \Phi \end{pmatrix} \quad \dots\dots(9)$$

ここに $dl_i = [x\theta_i, y\theta_i, x\gamma_i, y\gamma_i, \omega_i]^T$
 $j=1 \sim m, k=1 \sim n$

$$\Phi_i = [U_i, V_i, \Phi_i]^T \quad j=1 \sim 5$$

3.6. 水平剛性

式(9)において

$$\begin{aligned} [P] &= [P_1, P_2, P_3, P_4, P_5]^T = 0 \\ [d] &= [d_1, d_2, d_3, d_4, d_5]^T \quad \text{とおくと} \end{aligned}$$

$$\begin{pmatrix} 0 \\ P_H \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12}^T & K_{22} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} d \\ e \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$[P_H] = [K] \times [e] \quad [K] = [K_{22}] - [K_{12}]^T [K_{11}]^{-1} [K_{12}] \quad \dots\dots\dots(11)$$

[K] が水平剛性となる。[K] の誘導は次式で示される。

$$[K] = E - R_1^T A_1^{-1} R_1 - \sum_{N=2}^M R'_N{}^T A'_N{}^{-1} R'_N \quad (M=5)$$

$$\begin{cases} A'_N = A_N - C^T{}_{N-1} A'^{-1}{}_{N-1} C_{N-1} \\ R'_N = R_N - C^T{}_{N-1} A'^{-1}{}_{N-1} R_{N-1} \\ E'_N = E'_{N-1} - R'^T{}_{N-1} A'^{-1}{}_{N-1} R'_{N-1} \quad N=2 \sim M \end{cases} \quad (12)$$

3.7. 固有値、応答解析

固有値解析は Jacobi 法による。応答解析はモード合成法を採用し、数値積分は Runge-Kutta の4次法を用いた。

4. 解析例

本プログラム (STEP-08) による解析例を以下に示す。あわせて (STEP-05) との比較を行った。なお個材のねじり剛性は無視し、耐震壁はブレース置換している。地震波は ELCENTRO-NS 1940 を用い、最大加速度は 245gal、減衰定数は1次振動形に対し、3%とし内部減衰系として扱った。

4.1. A建物の場合

当建物は図-5に示すように11階（ペント部2階）で、特にY方向において重心位置のズレが大きい。

a. 固有値

表-2に固有周期を示した。参考のため平面解析の結果 (STEP-05) も併示してある。

sec	1次	2次	3次	4次	5次	6次
STEP-08	1.2813	1.2130	.8608	.5004	.4697	.3737
STEP-05	1.2505	1.2096		.4849	.4744	
備考	Y 1	X 1	T 1	Y 2	X 2	T 3

表-2 Aビルの固有周期 SEC.

図-7は固有振動形を表わす。ねじれの度合を示すため回転角を (X3-Y3) 柱の水平変位量 (Θ_x, Θ_y) で示した。

b. 応答結果

層間変位、層せん断力、せん断力係数の応答最大値を図-9～図-12に示した。X方向外力時、Y方向外力時いずれの場合でも、層せん断力係数の応答最大値

は「STEP-08」による方が小さめに出ている。図-9 図-11のペント部分、図-11の6階部分で層間変位の最大値が急変している。これは平面形が変化するところであり、ねじれ振動の影響と思われる。

4.2. B建物の場合

当建物は図-6に示すように30階建てで、下層部をのぞき、平面形はL型である。

a. 固有値

表-3に固有周期、図-8に固有振動形を示す。回

sec	1次	2次	3次	4次	5次	6次
STEP-08	3.1162	2.7818	2.1293	1.0083	.8794	.7035
STEP-05	3.0688	2.9549		.9731	.9032	
備考	Y 1	X 1	T 1	Y 2	X 2	T 2

表-3 Bビルの固有周期 SEC.

転角は(X5-Y2)柱の水平変位量(Θ_x, Θ_y)として示した。

b. 応答結果

図-13にはX方向に地震動が作用した時の重心位置及び各フレームの応答層間変位最大値を示した。建築物全体の応答値はA建物と同様、平面解析結果に比べ小さくなっている。図-14には層せん断力、せん断力係数の応答最大値を示した。

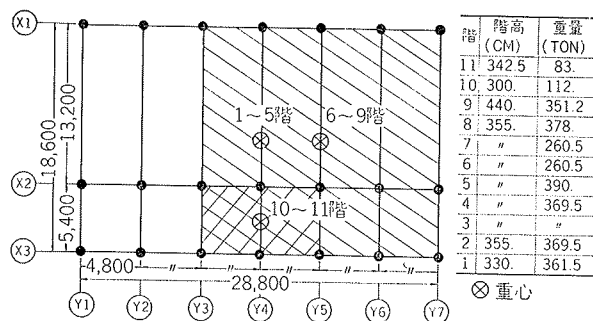


図-5 Aビル概要

4.3. 考察

A, B両建物の立体振動解析結果より次のことがいえる。

1. 層間変位, 層せん断力の応答最大値は立体的に扱った方が小さめになる。
2. しかし層間変位の最大応答値において, 上下層の重心軸が異なるところでは, 平面解析結果に比べかなり大きくなることもある。これは重心軸のズレのため, 下層部のねじれ変形が上層部の変位に大きく影響するためと思われる。
3. 層間変位応答値をフレーム単位で考えると, 重心より遠方のフレームでは平面解析に比べ大きく, 近くのフレームでは小さくなるのがわかる。これは建物のねじれによるものである。層間変位はそのフレームのせん断力にほぼ比例するものと考えれば, 従来の設計方法によると危険側となる場合がある。
4. 図-7, 図-8のモードより, 11層では1.2次においてそれぞれY, X方向成分が卓越し, 30層では同時にX, Y二方向成分が生じることがわかった。30層は剛性主軸が座標軸と角度をなしていることがわかる。

5. 結び

以上より, 従来の平面振動解析と比較して建築物全体の層せん断力の最大応答値は小さくなる傾向だが, 一方フレーム単位では逆に大きくなる場合があることがわかった。ねじれやすい建築物では本プログラムの使用により, 従来の方法では捉えることのできない挙動を正確に把握でき, 従って建物の設計時に, 安全かつ経済設計が可能と思われる。本プログラムでは剛床仮定を採用しているが, ねじれ振動を更に詳しく追求するためには, その仮定を取り除く必要があり, 現在この開発を準備している。

本プログラムは本社設計部, 機械計算部, 原子力室,

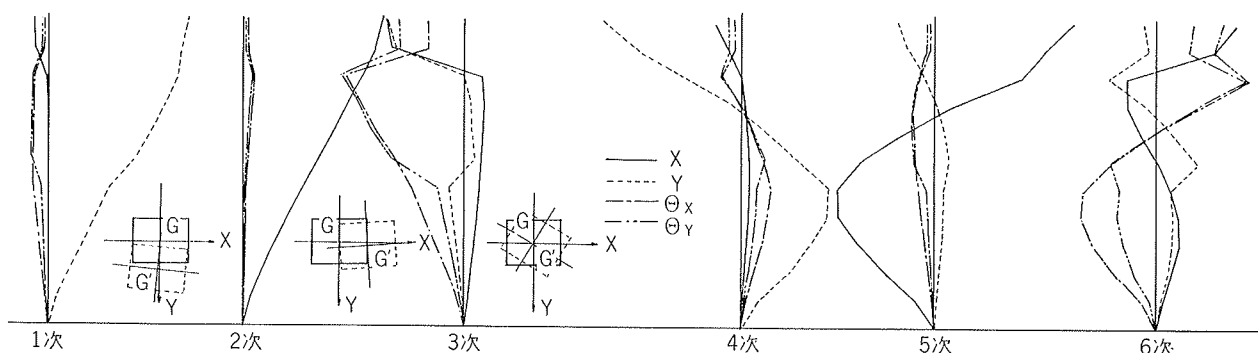


図-7 Aビル固有モード

技術研究所が合同し下記のメンバーにより開発されたものである。

本社設計部	昇高 淳	久保 章
機械計算部開発課	板橋 瑩二	前山 佳一
	金山 敬	
技術研究所	鈴木 哲夫	
		文責 (鈴木)

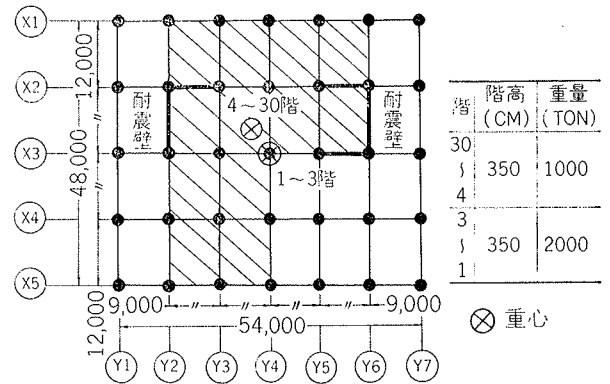


図-6 Bビル概要

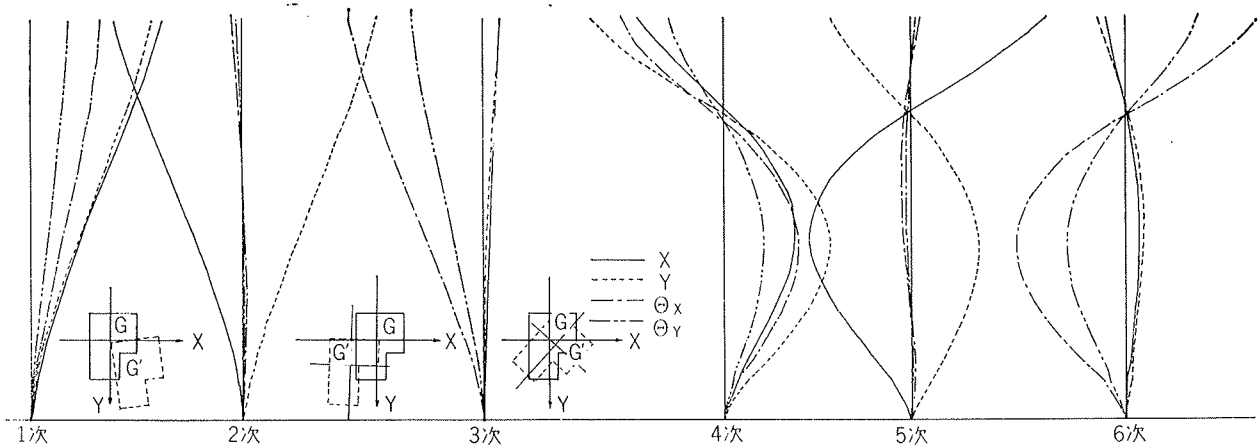


図-8 Bビル固有モード

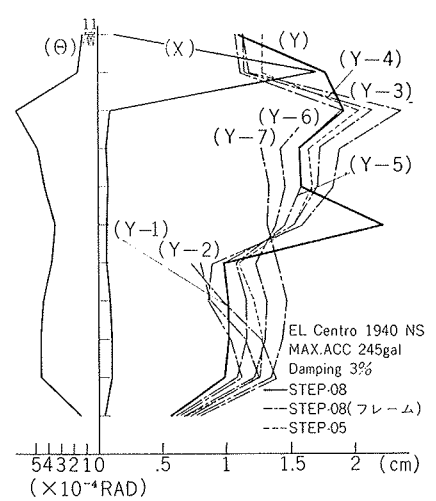
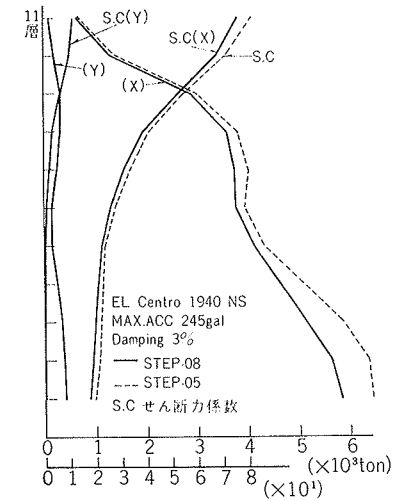
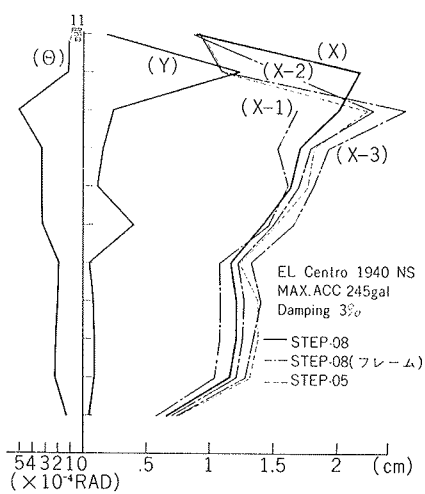


図-9 応答最大層間変位 (X方向外力)

図-10 応答最大せん断力 (X方向外力)

図-11 応答最大層間変位 (Y方向外力)

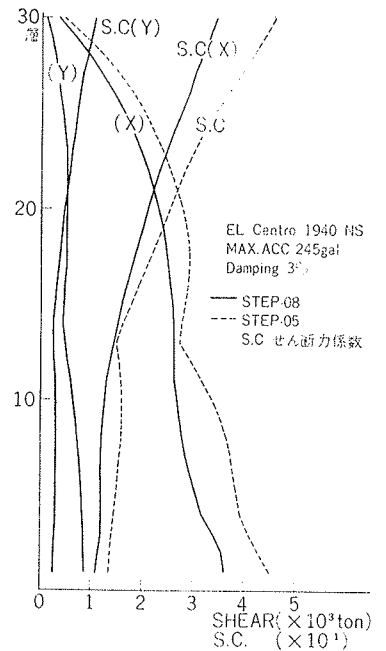
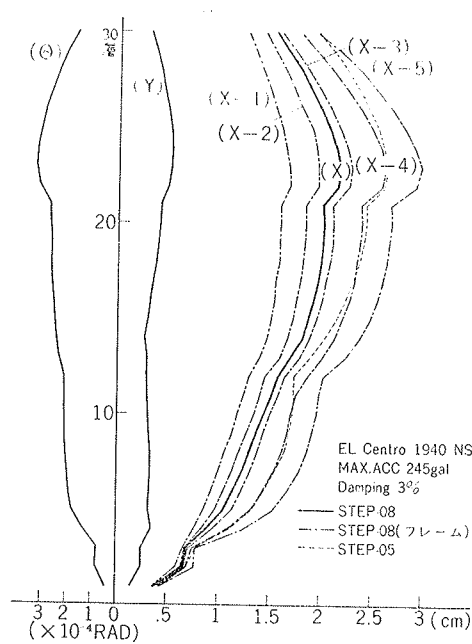
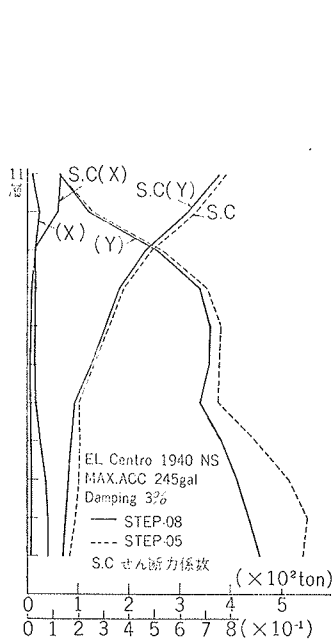


図-12 応答最大層せん断力(Y方向外力) 図-13 応答最大層間変位(X方向外力) 図-14 応答最大層せん断力(X方向外力)