

大型工場建築建家の立体振動解析 (その2)

渡 辺 清 治
寺 村 彰

概 要

大型化、高層化の傾向にある最近の工場建築の耐震安全性については、振動実験と並行して動的解析を行ない、これ等の資料の蓄積と共に静的設計方法と比較検討して、より健全な構造計画・設計方法を考えていかなければならない。

この立体振動解析は、いわゆる超高層事務所建築の立体ねじれ振動と異なり、工場建築特有の床の平面剛性が低く荷重分布が不均一である事により生ずる振動（複数ラーメンを考慮した）解析である。

本報告は、先の報告（その1）に続いて、その2として(1)S製鋼工場転炉棟及び付属建家について(2)T大容量変電所建家について試みられた実験・解析及び後者の地震応答解析と、これ等工場建築の動的解析を行なう過程で生じた問題点を示したものである。

1. 序

本報告は2つの工場建築建家の振動解析である。初めにS製鋼工場転炉棟について述べ、次にT大容量変電所建家について述べる。前者は振動実験・解析結果であり、後者は振動実験・解析結果と地震応答結果を示したものである。

2. S製鋼工場転炉棟について

2.1. 構造概要

建家の構造概要は、次の通りである。

主体構造：鉄骨ラーメン構造。桁行方向はブレース構造である。

基 礎：高層部RC造ベタ基礎
低層部独立基礎

床：鋼鋼板及びデッキプレート、RCスラブ
軒 高：61.5m（最高高さ65.2m）

図-2にスパン方向⑧通り軸組、図-3にFL55.5mの梁伏図を示す。この建家のスパン方向の⑥～⑧通りの7架構は図-1に示される架構である。

構造上の特徴としては イ)床剛性が低い (FL9.3m, 18.55mはRC造, 他は全て鉄骨ブレース)

ロ)大きな吹き抜け, おか立ち柱を有する。ハ)質量分

布が不均一である。ニ)スパン両側に付属平屋棟がある等があげられる。

2.2. 地盤特性

実験に先だって地盤の常時微動測定を行なった。図-1に周期・頻度曲線を示す。地盤は砂質層が深くま

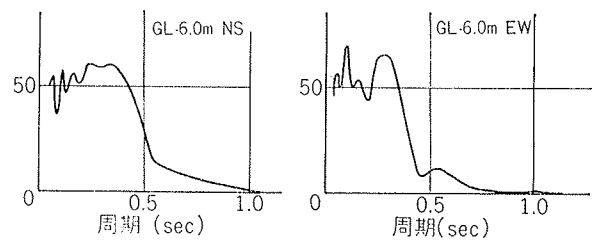


図-1 地盤の周期・頻度曲線

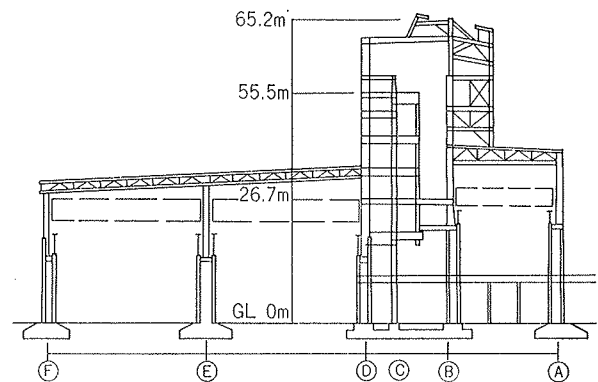


図-2 ⑧通り軸組図

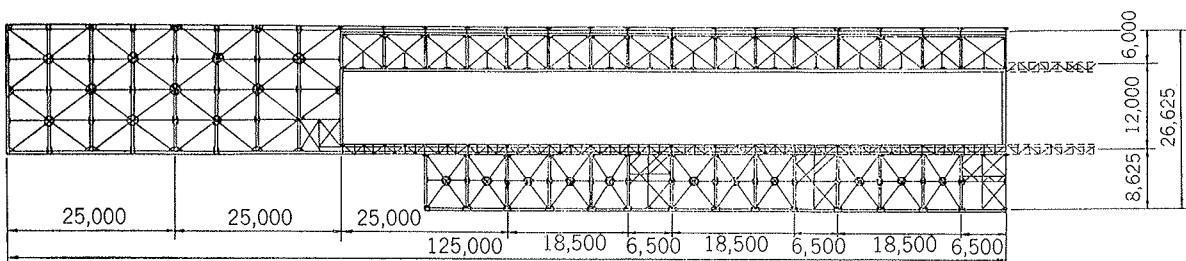


図-3 FL55.5m梁伏図

で続いている。

2.3. 強制振動実験

実験方法は、起振機をFL 20.1m (B~C通りのC通り側8通り柱)に1台設置して、スパン・桁行両方向に各々別々に加振する方法である。共振曲線の内代表的な8通り測点 (FL55.5m)の結果を図-4に示した。又実験から測定されたすべての共振点は、周期・減衰常数と共に表-1に示した。減衰常数は「 $\sqrt{2}$ 」法により計算したが、高次の減衰常数は局部共振等により計算出来なかった。

桁行方向

名称	周期 sec	振動数 Hz	減衰常数 h %	特記事項
1	2.0	0.5	—	
2	.588	1.7	—	
3	.24~.25	4.0~4.1	—	
4	.217~.22	4.5~4.6	—	

スパン方向

1	1.0	1.0	0.0213~.0234	
2	.78	1.3	.0180~.0260	
3	.588	1.7	—	
4	.42~.45	.22~.24	.0329~.0652	立体振動
5	.33~.36	.28~.30	.0377~.0667	(B)C同位相
6	.26	3.8	.05以上	(B)C逆位相
7	.20	5.0	—	立体振動
8	.16	6.3	—	
9	.15	6.6	—	立体振動
10	.13~.14	7.4~7.5	—	
11	.12	8.1	—	
12	.102	9.8	—	
13	.10	10.1	—	
14	.096	10.4	—	
15	.089	11.6	—	

表-1 転炉棟建屋測定結果一覧

これ等の共振点の内、スパン方向の代表的な振動形を[※]図-5に示す。基礎のスウェイ量は固有周期の0.77秒の共振点で約6ミクロン観測された。基礎のロッキング量(上下成分)は定量的に観測されなかった。

2.4. 振動解析(スパン方向)

2.4.1. 解析方法 単独ラーメンの動特性を検討したところ、[※]⑨通りから[※]⑩通りにかけては類似の特性(例えば1次周期が0.99秒~1.16秒)であり、又[※]⑩通りから[※]⑪通りにかけても類似の特性(同1.69~2.37秒)であった。これ等を考慮して解析方法を決めた。解析モデルはスパン方向の10ラーメンに床組骨組を含めた系である。各節点は質量を持つ。固有値計算はヤコビの方法である。質量分布は操業時(設計用積載荷重)の1/3が実験当時に相当すると仮定した。曲げ、剪断形の剛性マトリックスの計算は次に示す変形を考慮して応力解析した。

柱: 曲げ変形, 剪断変形, 軸力変形

梁: 曲げ変形, 剪断変形,

ブレース..軸力変形,

2.5. 解析結果及び考察

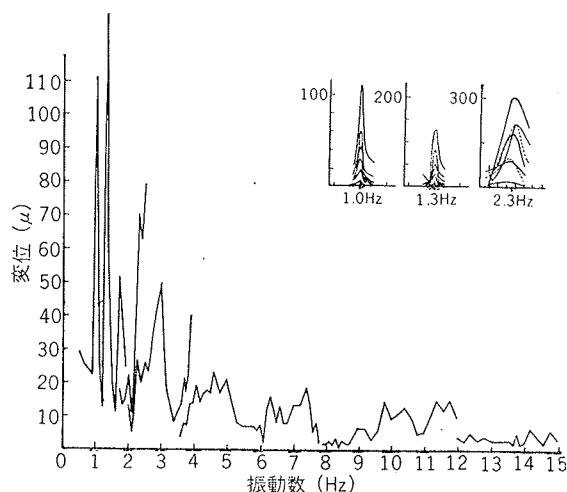


図-4 スパン方向の共振曲線

固有周期・刺激係数の計算結果を表-2に示す。固

	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次	8次
固有周期(秒)	1.38	0.95	0.65	0.54	0.48	0.46	0.40	0.39
刺激係数	1.805	-0.507	-0.474	-0.018	0.096	0.037	0.008	-0.000

表-2 固有周期・刺激係数の計算結果

有振動形は[※]図-6に示す。尚[※]⑩通りから[※]⑪通りにかけて各通りが2ラーメン組みになっている。振動形の測定値([※]図-5)と計算結果([※]図-6)とは表-3に示される対応があった。しかし固有周期の対応はいずれも計算値の方が長周期側である。

実験値	振動形名称	2	4	5
固有周期		0.78	0.42~0.45	0.33~0.36
計算値	振動形名称	2次	3次	4次
固有周期		0.95	0.60	0.54

表-3 測定結果と計算結果との対応

固有周期が良く合わない理由は単に質量の評価が不正確である事よりも工場建築の特徴、即ち種々の機械・設備・配管等の影響が複雑に絡み合っている事に起因すると思われる。地震応答等の詳細な検討を行う場合は、この工場建屋に限定された調査が必要であろう。以上の結果本建屋はスパン方向の各ラーメンが床との連成振動により互いに影響し合い、更に又吹抜け架構・附属低層屋根等の部分共振を伴って複雑な振動性状を現わしたが基本的な振動性状はこれ等の架構形状と床面を考慮した立体架構として解析する事により可能である事が判った。

2.6. ブレース構造転炉棟建家と比較して

本報告の建屋はラーメン構造である。一方所報'71年(その1)に示した転炉棟建屋は、規模・配置等同じであるが、ブレース構造である。本例のラーメン構造の理論1次周期は0.99~1.16秒で、ブレース構造は0.71秒であった。約3割長周期側である。

又、ブレース構造の共振曲線は、卓越周期が明瞭に現われて局部共振が少なく、また固有振動形が高次まではっきりしたのに反して、ラーメン構造のそれは不明瞭でかつ複雑であった。両者の床剛性は大差ないのでこれはブレース構造とラーメン構造との相異であると思われる。

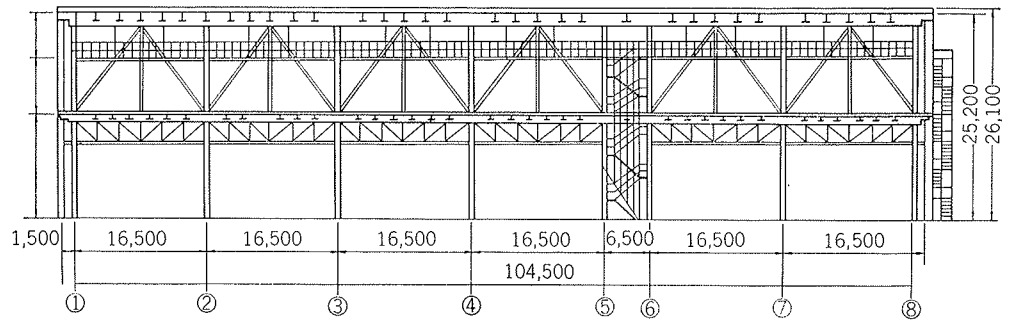


図-8 ④通り軸組図

3. T大容量変電所建家について

3.1. 構造概要

建家の構造概要を示す。

主体構造：鉄骨造，高層部主要柱は等断面鋼管パイプ2本組みである。(図-7)低層部外壁(①⑥、⑤⑧各通り)はRC造壁である。

基礎：独立基礎

床：デッキプレート

RC造スラブ

高さ：最高部26.1m

低層部10.5m

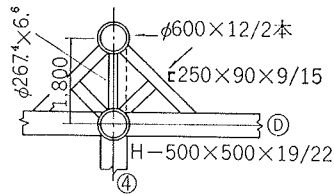


図-7 鋼管柱説明図

図-8、図-9にスパン方向④通りの軸組図及び桁行方向⑤通りの軸組図を、また図-10に2階平面図半分を示す。構造上の特徴は(1)2階スラブからはクレーン移動用の吹抜けである。(2)低層部屋根が附属している。(3)低層部屋根は平面図に見られる様に①通りから③通りにかけて凹部がある。等である。その他勿論質量分布の差が大きい。

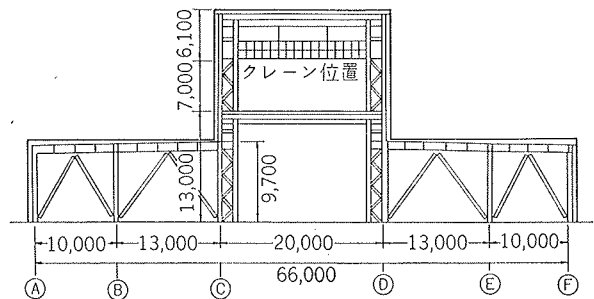


図-9 ⑤通り軸組図

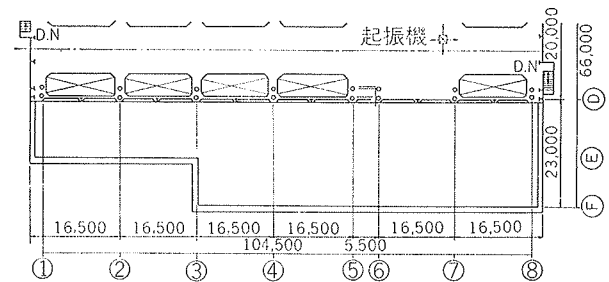


図-10 2階平面図

3.2. 強制振動実験*

実験は起振機(最大加振力3トン)を2階③~⑧通りに設置して短辺・長辺各方向に加振して行った。この結果共振曲線は図-11、測定結果一覧は表-4に示される。図-12に振動形の測定値が示される。

3.2.1. スパン方向 1階はバットレス的な低層部があり2階よりも剛性が一段と大きいので変形にもそれが明瞭に表われている。ロッキング・スウェイは非常に小さかった。スパン方向1次固有周期が0.56秒であったのに対して0.42秒は床の変形によるねじれ振動の周期であった。床剛性が小さいことは図-12の屋上階変形曲線をもみても判る。尚図-13の2次元デルによる

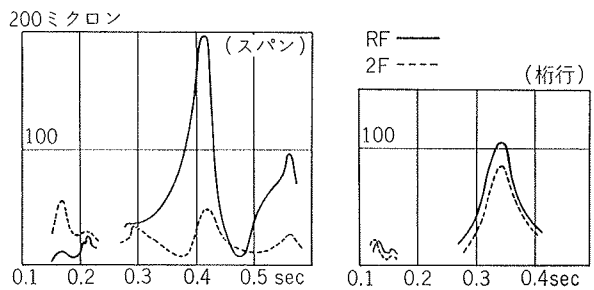


図-11 共振曲線

スパン方向	1	2	3	4	5
固有周期	0.56	0.42	0.248	0.20~0.208	0.168~0.170
減衰常数	2.6%	4.1	—	—	—

桁行方向	1	2
固有周期	0.336	0.133
減衰常数	6%	—

表-4 変電所の測定値一覧

* 本節は日本建築学会大会学術会議(関東昭和45年)講演梗概集“K大変電所の振動実験”

早稲田大学教授竹内盛雄氏、風間了氏他1名の報告を引用させていただきました。

解析の結果、ねじれ振動周期0.42秒が確認されまた実験で観測された短周期の複雑なねじれ振動もある程度確認された。これらの複雑な振動性状は屋上階の床剛性の影響であることが判った。

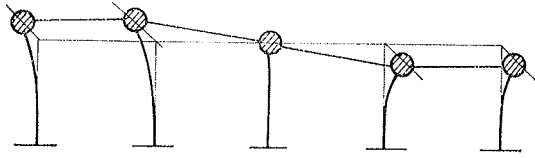


図-13 スパン方向の置換振動系

3.2.2. 桁行方向 桁行方向の振動形測定図は図-12の一部に㉑～㉒通り間について示す。2階の相対変位は1階のそれと比較して小さい。理由は2階の鉛直ブレースの剛性が大きいためである。1階床各所で上下成分の測定を行なった結果1次で正弦波が観測され床が多少波打つ傾向が見られた。㉑通り㉒通りの変形の小さい部分はRC壁のある部分である。以上の結果この建物は純鉄骨構造の非常に大きい建屋であるために個々の部材の剛性が大きいにもかかわらず建家全体の水平剛性は一般の建築と比較して小さいことが判る。

3.3. 振動解析 (桁行方向)

3.3.1. 解析方法 このようにしてスパン方向の振動性状に及ぼす水平剛性の効果が判ったので本論は桁行方向の水平剛性が振動性状に及ぼす効果について大型計算機を用いて精算した解析を述べる。

使用したプログラムは3次元立体架構の固有地・地震応答が解ける。応力解析時に考慮する変形は第2章4節1項に示されるものとさらに梁の軸力変形である。構造部材はすべて線材に限られるのでRC壁は等価せん断置換(ブレース置換)を行なった。この結果桁行方向72節点のモデル系を作成した。尚解析は建屋の半分(㉑～㉒通り)を対照として直交方向(スパン方向)の変形が生じないようにローラー拘束した。また2階コンクリートスラブはデッキプレート上に在るためにコンクリートの剛性評価は行なわなかった。

3.3.2. 解析結果及び考察 表-5に固有周期と刺激係数との計算値を示す。図-14に固有振動形を示す。1次固有周期は測定値と比較して約8.1%の誤差である。刺激係数は1次が $\beta_1=0.5$ で小さい。2次以降は非常に小さく $\beta \leq 0.0359$ である。固有振動形は1次を除き2次以降が梁の伸縮振動形であるかのような性状が強くて柱に関する2次振動形が生じていない。

そこで部材の伸縮振動形に関するじゃっかんの考察

モード次数	周期 (秒)	振動数 (Hz)	刺激係数 β
1	.3087	3.24	.51380
2	.1090	9.17	.02053
3	.0924	10.82	-.03593
4	.0776	12.89	.02508
5	.0694	14.41	.00307
6	.0608	16.46	.00074
7	.0569	17.59	-.00386
8	.0559	17.89	-.00235
9	.0448	20.51	-.00119
10	.0438	22.84	-.00295
11	.0408	24.50	-.01639
12	.0394	25.39	-.00400
13	.0393	25.44	.02331

表-5 固有周期と刺激係数との計算値

を行った。図-15は部材の伸縮を表わすモデル系である。質点数: n , 質量: m (一定), ばね常数: K (一定)。

この計算結果は図-16, 図-17に示す。図-16の横軸は質点数, 縦軸は $\sqrt{m/K}$ で除した固有振動数である。図-17は縦軸に刺激係数(β)を示した。この結果この系の振動は次の様な性質を有すると言える。

- 1) 偶数次の刺激係数(β_{2n})はゼロである。故に2次, 4次, ...等の軸対称振動形は誘起されない。
- 2) 奇数次の刺激係数(β_{2n+1})はすべて正である。
- 3) 7質点($n=7$)以上の1次刺激係数(β_1)は0.5以下になる。

したがってT変電所建家の主要架構数が8個である事と考え合わせて1次刺激係数の小さい理由が納得される。

3.4. 地震応答結果

地震波はTOKYO-103, EW-1956, とELCENTRO-EW-1954とであった。本報告書は建設地盤と似た地

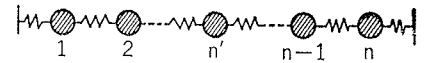


図-15 部材の伸縮モデル系

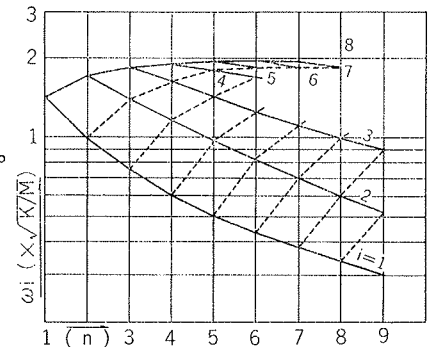


図-16 部材伸縮系の固有振動数

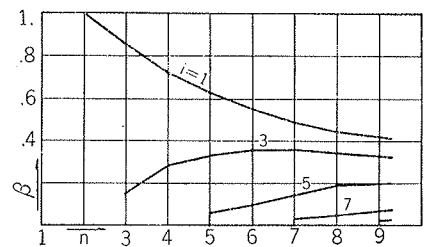
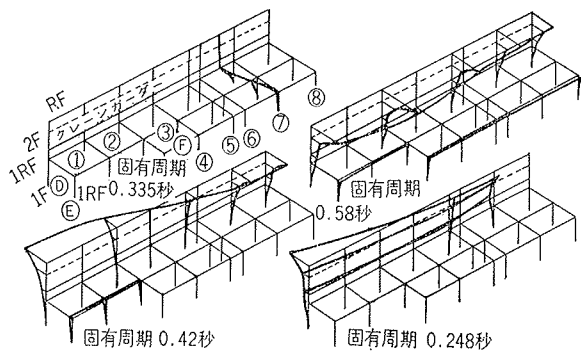


図-17 部材伸縮系の刺激係数 β

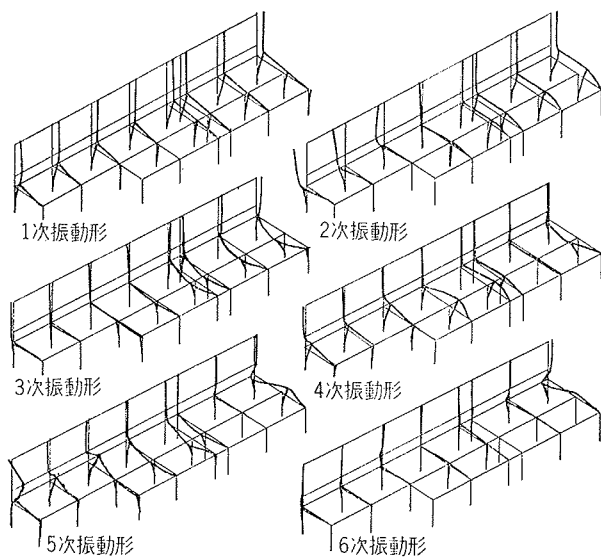
* 振動解析プログラム“DYNA”(伊藤忠電子計算サービスセンター株式会社)

盤で記録された TOKYO-103 地震波を最大加速度 250cm/sec^2 にして5秒間直接計算した結果である。最大加速度・変位・せん断力係数等を④通り架構について表一6に示す。図一18は各節点の最大変位をプロットして図示したものである。この変形曲線はほぼ1次振動形である。このとき梁に生じた引張応力は弾性許容応力度の1/10以下で十分小さい。尚、柱に生じた応力を検討した結果弾性範囲であった。

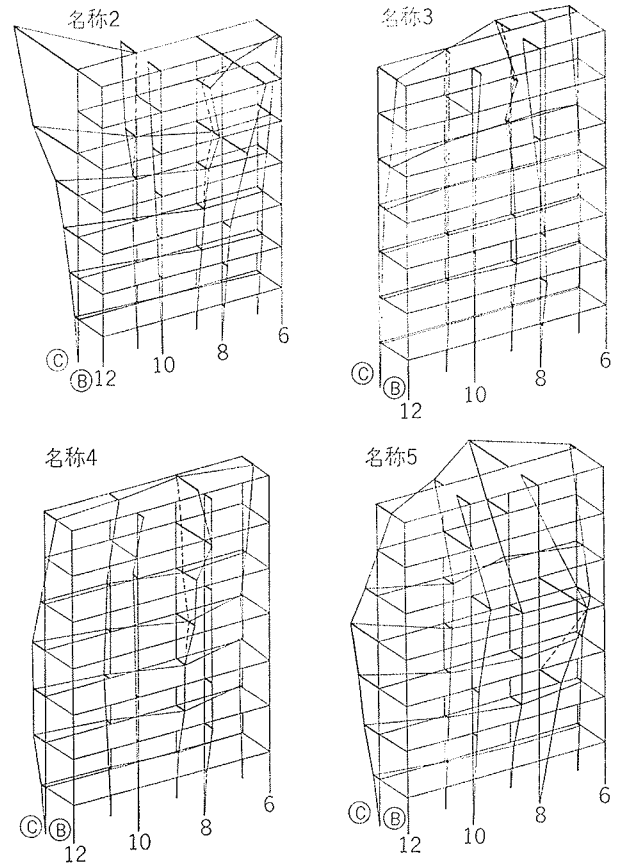
以上の結果、桁行方向の伸縮振動形は地震の応答に対してあまり問題でないように思われる。



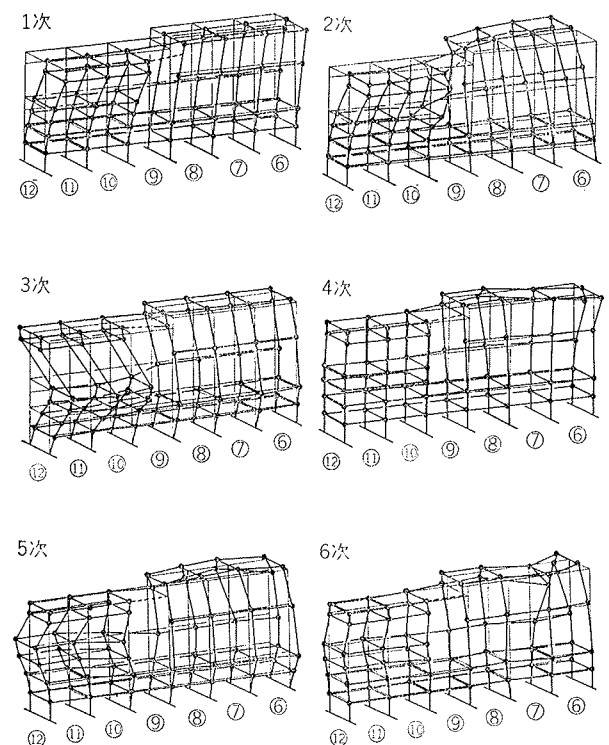
図一12 S変電所建家の固有振動形測定結果



図一14 S変電所建家の固有振動形計算結果



図一5 転炉棟の固有振動形測定結果



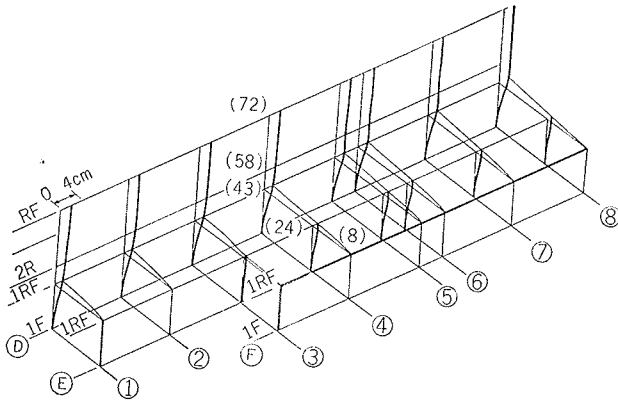
図一6 転炉棟の固有振動形計算結果

節 点 番 号	場 所	荷 重 (Wton)	最大応答		柱部材に生 じた材端曲 げモーメント (ton・m)	せん断力係数		
			変 位 (δcm)	加 速 度 (δm/sec)		せん断力 (Σwton)	力 (δ×Σw)	せん断力 係 数 C
7 2	2 R F	58.878	1.01	4.25	.777	25.534	25.534	.4337
5 8	2 F	38.132	1.00	4.15	1.897 3.291	41.682	16.148	.3297
4 3	1 R F	32.311	.88	3.50	9.631 11.678	53.222	11.540	.3353
2 4	1 R F	50.352	.39	3.74		19.216	19.216	.3827
8	1 R F	59.849	.035	3.25		19.848	19.848	.3316

表一6 Tokyo-103 地震応答結果(250cm/sec²)

謝辞

本報告の解析を進めるに当り技術研究所次長中川恭次の指導を得た事を感謝致します。又日建設計株式会社部長橋本・主任萩原・内田・東電設計株式会社部長瀬谷・次長橋爪・板橋各氏の御世話になりました事を報告して感謝致します。



図一18 最大変位応答 (h=0.02%)