

## 福岡歯科大学の設計について (PS 高層建築の震動解析)

松 尾 芳 辰\*  
野 沢 正\*\*

### 1. はじめに

本建物は、福岡市郊外にある福岡歯科大学の敷地内に増設される、実習室、講義室、研究室等の用途に使用される同大学の教育、研究棟屋である。

比較的大空間を必要とする用途の部屋があること、将来の用途変更、部屋割り変更の改造にも対応できること等の設計計画上の理由で長スパン高層構造が要求された。

この要求を満足させる工法としては、SRC 構造と PS 構造が考えられる。

SRC 構造は、高層建築の実績も多く、耐震構造としての信頼性も比較的高い構造であると思われる。

一方、PS 構造は高層建築としての実績が極めて少なく、当初、地震時の安全性について多少の不安があったのであるが、SRC 構造よりコストが安価であったこと、スパンが 15 m と比較的長スパンであったこと、さらに最近の建設省建築研究所での研究の成果<sup>1)</sup>その他で、PS 構造の耐震強度が明らかにされ、高層建築として設計することの自信も得られたので、PS 構造の採用に踏み切ることになった。

したがって、設計に当っては特に構造を重視した立場で、地震時の安全性に注意を払って計画を進めた。

地震時の検討では、特に弾塑性地震応答解析により強震時の建物の安全性の検討を行い、さらに最近建築学会で提案された「地震荷重第 1 案」<sup>2)</sup>による検討も合わせて行い比較検討を加えた。

本報告は、地震時の検討のうち特に震動解析を中心に報告させていただくことにする。

### 2. 建物概要

本建物は図-1,2で示すように、地上9階ペントハウス2階、最高軒高は 41.75 m である。基準階のプランは、張間方向は中央スパンが 7.22 m であり、その両側はスパン 14.78 m の長スパンとなっている。桁行方向

スパンは 4.2 m である。中央の短スパン部分には、H 形の耐震壁 3 組が配置されている。張間方向の長スパン梁にはプレストレスが導入されており、現場打ち一体ラーメン方式の PS 構造である。桁行方向は RC 構造である。

#### 〔建物概要〕

建物名称：福岡歯科大学新築工事

建築場所：福岡市西区

建築面積：4377.973 m<sup>2</sup>

延床面積：19923.718 m<sup>2</sup>

最高軒高：41.75 m

最高部高：48.60 m

基準階高：4.15 m

構 造：PS・RC 併用構造

規 模：地上9階、ペントハウス2階、地階はなし

基 礎：杭基礎 (PC 杭 500 φ, 300 φ)

主要部材の断面形状は表-1で示す。

使用した主要材料は次のとおりである。

コンクリート、設計基準強度  $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼材、フレシネーケーブル (12-7 φ)

鉄筋、SD40 (柱・梁主筋)、SD30 (その他)

### 3. 設計方針

PS 梁のスパンは 14.78 m であり、PS 構造としてはそれほど大きなスパンではない。また長期荷重の設計については、従来から実績の多数ある低層建築の場合と変わらず、特に設計上の問題点はない。したがって、本設計では主として地震時の安全性についての考慮を払って設計を進めた。

構造計画のうえで特に気を付けた点は、次のような事項である。

#### (1) 建物の形状

地震時に建物が転倒したり、ねじれが生じないようにバランスのよい安定した形状とする。

#### (2) 耐震壁の配置

プラン上、壁量があまり取れなかったため、耐震

\* 現代建築研究所 (福岡市) 所長

\*\* ピー・エス・コンクリート株式会社技術部

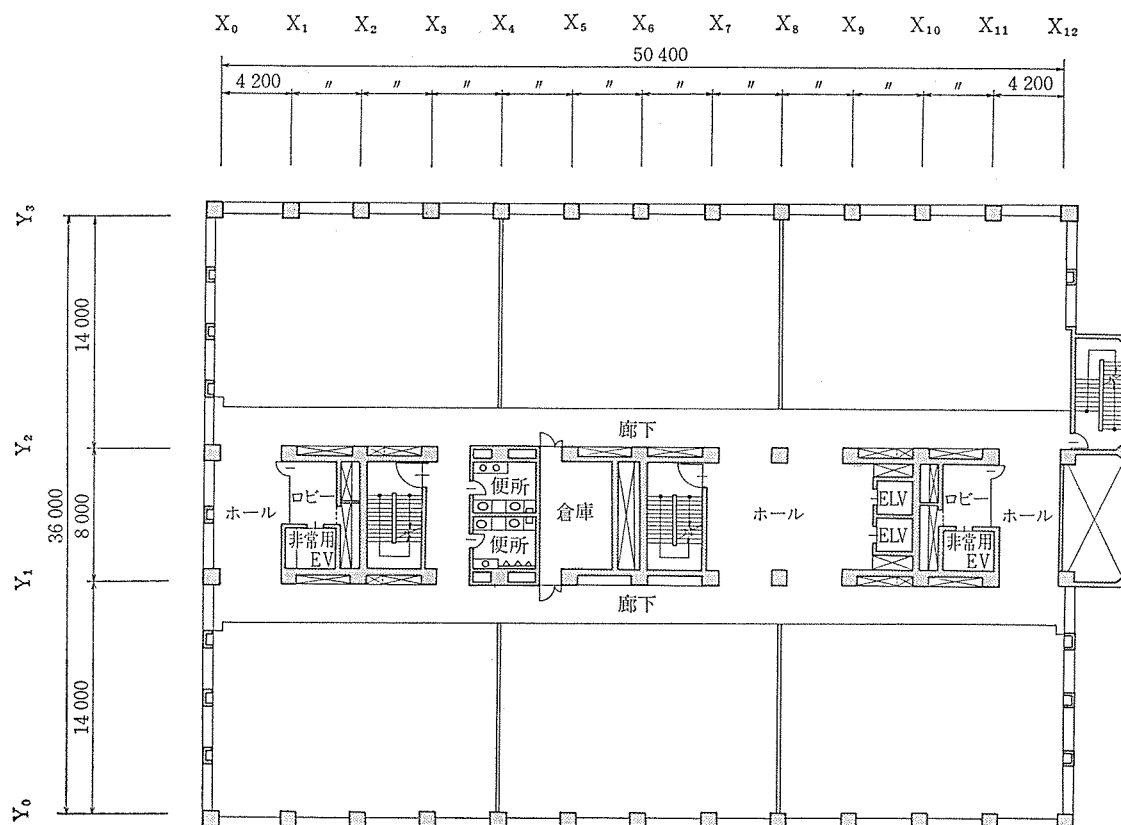


図-1 平面図

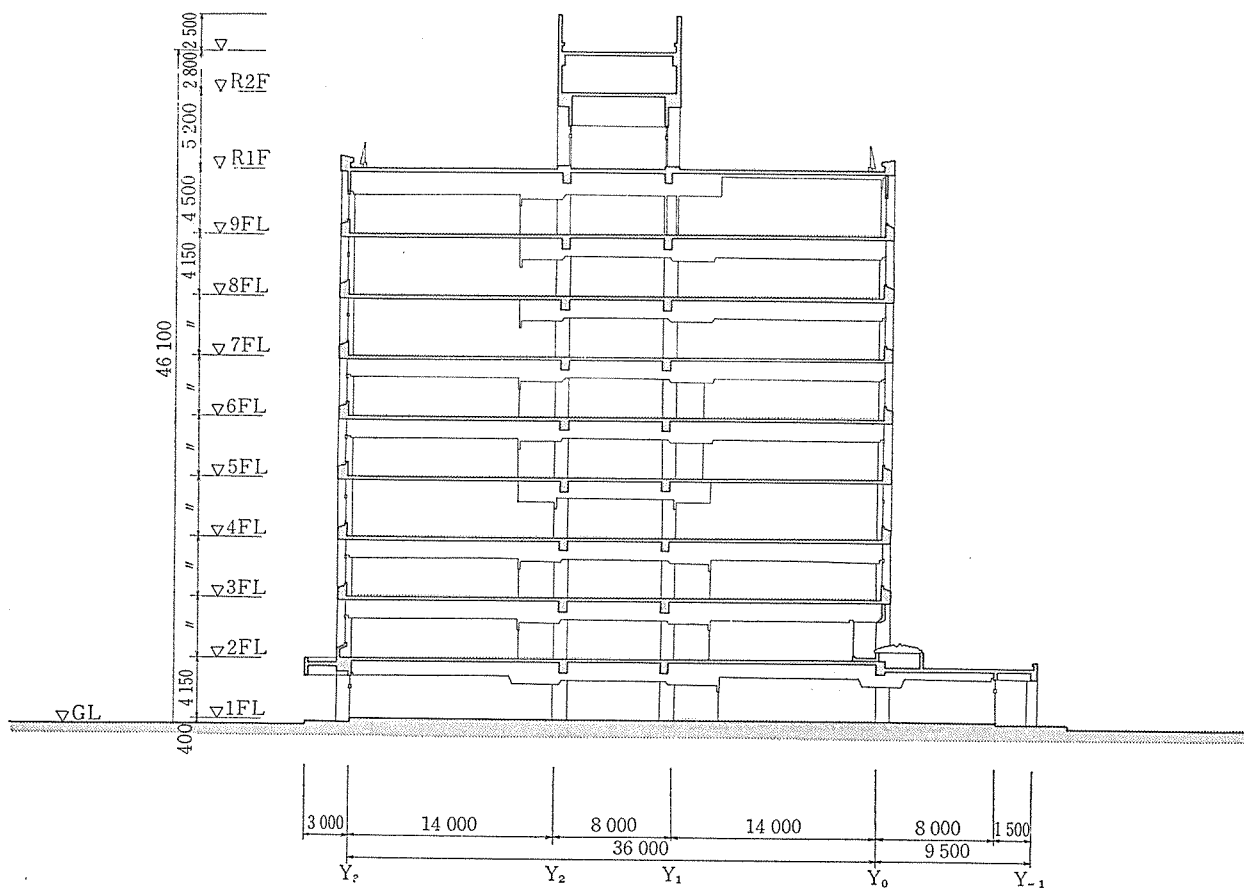


図-2 断面図

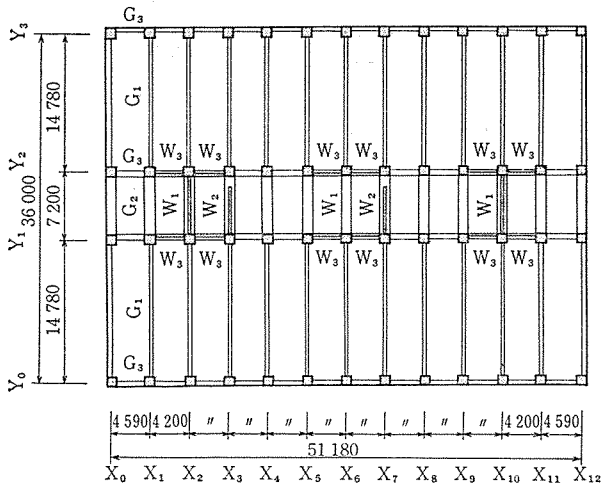


図-3 基準階伏図

表-1 主要部材の断面形状

名 称	階	断面形状	
柱	C	1 ~ 9	90 × 90
梁	G <sub>1</sub>	1 ~ 9	90 × 50
	G <sub>2</sub>	1 ~ 9	80 × 80
	G <sub>3</sub>	1 ~ 9	90 × 50
壁	W <sub>1</sub>	1 ~ 3	40
	W <sub>2</sub>	4 ~ 6	30
	W <sub>3</sub>	7 ~ 9	20
	W <sub>4</sub>	1 ~ 9	20
	W <sub>5</sub>	1 ~ 3	25
	W <sub>6</sub>	4 ~ 6	20
	W <sub>7</sub>	7 ~ 9	15
ス ラ ブ	1 ~ 9	13	

壁が特に効果的に効き、基礎が浮き上がり難いように、建物の中央部にバランスよく配置する。

張間方向は特に壁量が少ないので、壁をH形の形状にして、その強軸方向にとり、特に壁厚を厚くした。

桁行方向は比較的壁量が多いので、壁厚は幾分薄めにした。

(3) 柱・梁部材の配置と形状

すべての部材が曲げ破壊先行形の破壊形式となるように、各部材の細さ長さ比は 1/3 以下になるような断面形状とする。したがって、部材断面があまり大きくならないように、地震力を耐震壁に分担させたり、柱本数を増やして部材 1 本当りの負担を低減させる。特に本建物は張間方向のスパンが長く、柱の数量が少ないので、桁行方向の柱間隔を狭めてそれをカバーした。

耐震性のある建物にするには、保有耐力を増大させる

のと同時にじん性を増やすことが重要である。したがって設計に当っては、建物のじん性を高めるために次のような点に考慮を払った。

- (1) すべての部材の破壊形式が、曲げ破壊先行形となるように十分なせん断補強をする。
- (2) 1階柱脚を除いた他は、すべて梁破壊先行のメカニズムとする。
- (3) RC部材の配筋はつり合い鉄筋比以下とし、PS部材の鋼材係数は 0.3 以下とする。
- (4) 柱の軸方向応力度は  $F_c/3$  以下とする。
- (5) PS梁・RC梁の曲げヒンジ部分は、圧壊を防ぐため横方向拘束筋で十分補強する。

4. 長期応力に対する検討

積載荷重による応力を 図-4、プレストレス導入による二次応力を 図-5 に示す。

PC鋼材の配置は、図-6 で示すようにフレキシネーケーブル (12-7φ) 6ケーブルを使用して、長スパン梁部分では左右対称形の曲線配置とし、短スパン梁部分では梁の図心近くに直線配置とする。

長期応力に対しては、各梁とも余裕を持って許容応力度内におさまっている。

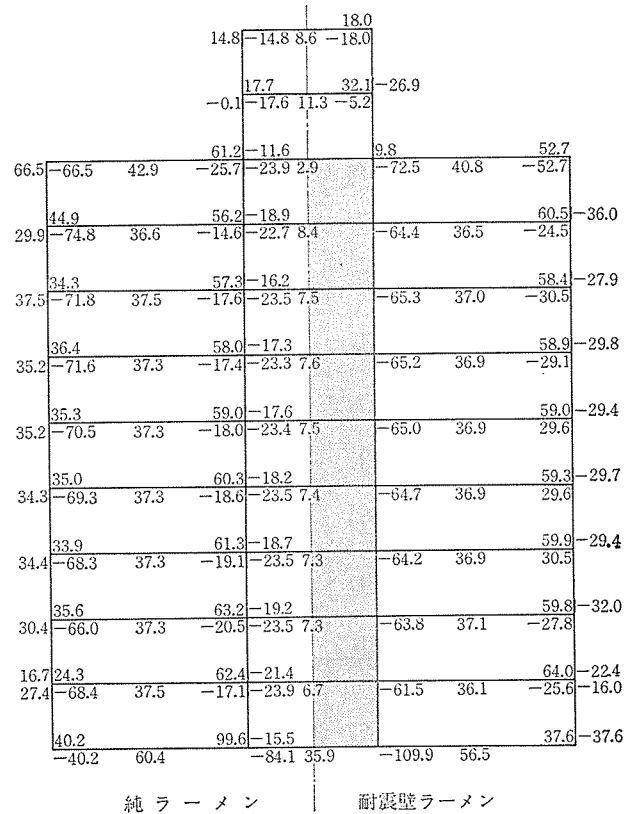


図-4 積載荷重による応力

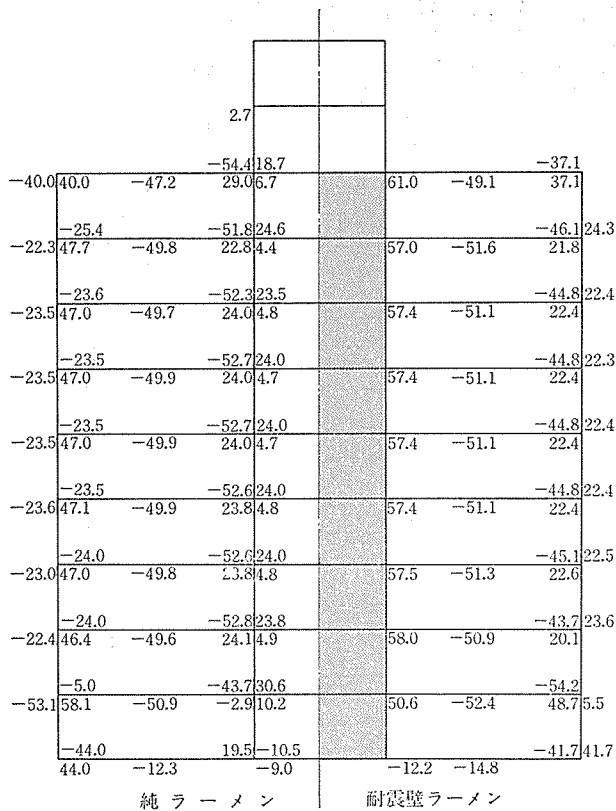


図-5 プレストレスによる二次応力

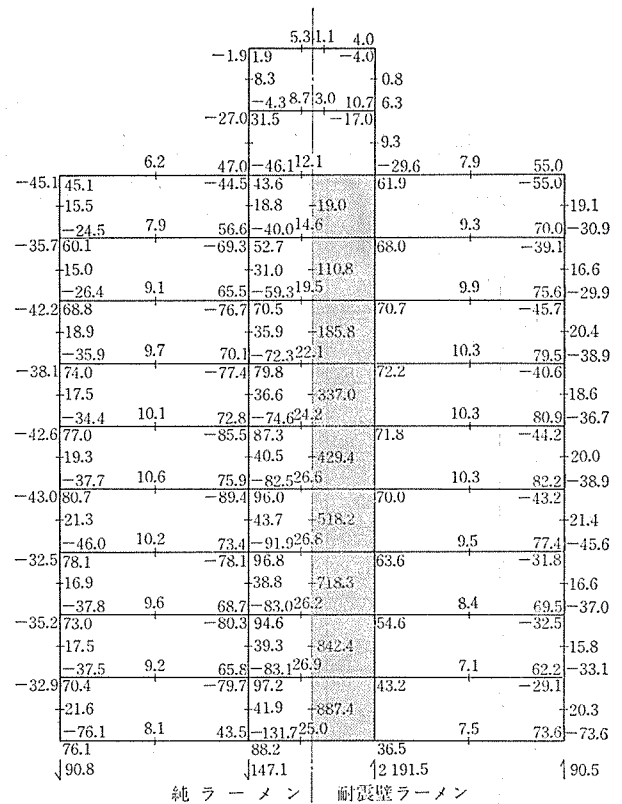


図-7 張間方向地震応力

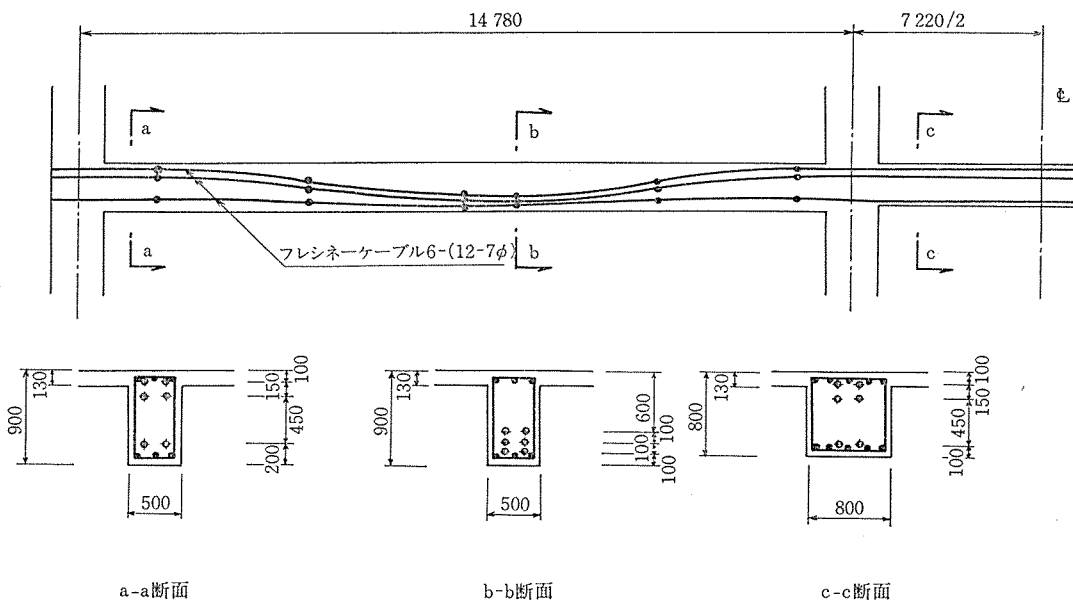


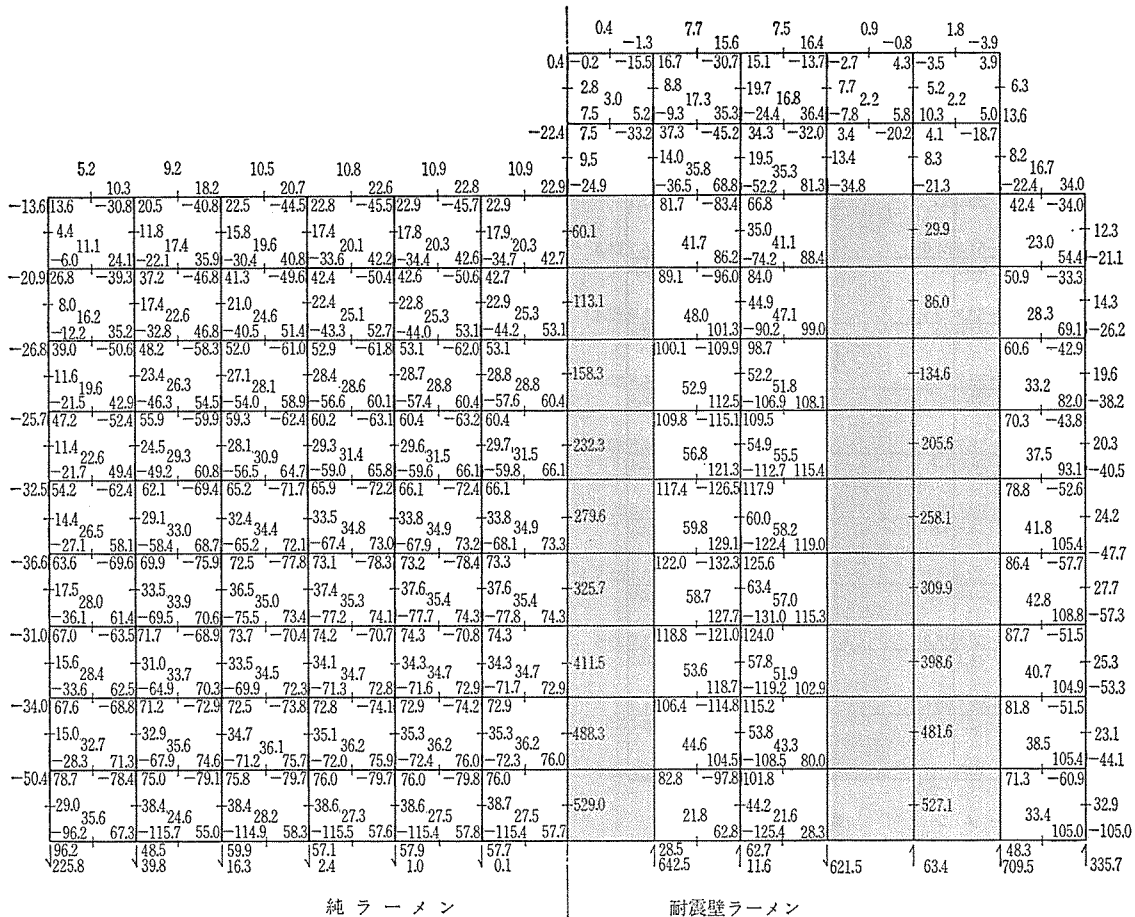
図-6 PCケーブル配線図

### 5. 地震応力に対する検討

建築規準法震度による地震時応力を図-7,8に示す。耐震壁のせん断剛性低下率は0.3としている。

地震時応力の検討は、プレレストコンクリート規

準に従い、地震応力を1.5倍して断面検討を行った。桁行方向のRCフレームについても、安全度を一致させる意味で同様の倍率をかけた応力で断面を検討した。耐震壁の断面検討用応力は、耐震壁の剛性低下を考えずコンクリートの弾性剛性を用いて算出した。耐震壁の耐力



図—8 桁行方向地震応力

は、基礎の浮き上がりにより決定された。柱の鉄筋量は、梁破壊先行形のマニズムにするためと、建物の保有耐力を増大させるために、相当量を加算した。

## 6. 地震応答解析

### 6.1 復元力特性のモデル化

建物全体の剛性を、ラーメンと耐震壁の2つに分割して、各々のひび割れ耐力、降伏耐力、初期剛性、降伏剛性を算出することにより、復元力特性をモデル化する。

復元力特性の諸定数の算出仮定を次に示し、その算出結果を表—2に、スケルトンカーブを図—14, 15に示す。

#### (1) 初期剛性

ラーメン、耐震壁とも、コンクリート断面の弾性剛性とする。

#### (2) ひび割れ層せん断力

ラーメンのひび割れ層せん断力は、次式で求めた各部材のひび割れモーメントを用いて算出する。

〔RC柱・梁のひび割れモーメント〕<sup>3)</sup>

$$M_c = (4.2 + 370 P_t) b D^2 + \frac{ND}{b}$$

ただし柱の軸力は長期軸力を使用する。

〔PS梁のひび割れモーメント〕<sup>2)</sup>

$$M_c = \left( \frac{Z_1 + Z_2}{2} \right) \left( \frac{\eta P}{A} + \frac{5}{3} \sigma_t \right)$$

耐震壁のひび割れ層せん断力は、水平力の分布形を逆三角形分布に仮定して次式により算出する<sup>4)</sup>。

$$w Q_c = \frac{t I \tau_{\max}}{S}$$

ただし  $\tau_{\max} = \sqrt{F_t^2 + \sigma_t F_t}$  とする。

#### (3) 降伏層せん断力

ラーメンの降伏層せん断力は、次式で求めた各部材の降伏モーメントを用いて算出する。

〔RC梁の降伏モーメント〕<sup>5)</sup>

$$M_u = 0.9 a_t \sigma_t d$$

〔RC柱の降伏モーメント〕<sup>5)</sup>

$$(N \leq 0.4 b D F_c)$$

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 ND \left( 1 - \frac{N}{b D F_c} \right)$$

$$(N > 0.4 bDF_c)$$

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.12 b D^2 F_c$$

ただし柱の軸力はメカニズム時の軸力とする。

〔PS梁の降伏モーメント〕<sup>6)</sup>

$$M_u = a_t \sigma_y \left( d - 0.5 \frac{a_t \sigma_y}{b F_c} \right)$$

耐震壁の降伏層せん断力は次式で算出する<sup>2)</sup>。

$$wQ_u = \left\{ \frac{0.068 P_{te}^{0.23} (180 + F_c)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 2.7 \sqrt{P_{se} \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} bej$$

ただし耐震壁の耐力が、基礎の浮き上がりで決まる場合があるので、基礎の浮き上がり時の各層のせん断力を算定し、両者を比較して小さい方の値を降伏層せん断力とする。

(4) 降伏点剛性

ラーメンの降伏剛性は、次式で求めた各部材の剛性低下率を用いて算出する。

〔RC柱・梁の剛性低下率〕<sup>5)</sup>

$$\alpha = \left( 0.043 + 1.63 n P_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \eta_0 \right) \left( \frac{d}{D} \right)^2$$

ただし柱の軸力は長期軸力を使用する。

梁降伏時の柱は、降伏モーメントまで達していないので、次式によって修正する<sup>5)</sup>。

$$\frac{1}{\alpha'} = 1 + \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) \frac{1 - M_c/M}{1 - M_c/M_u}$$

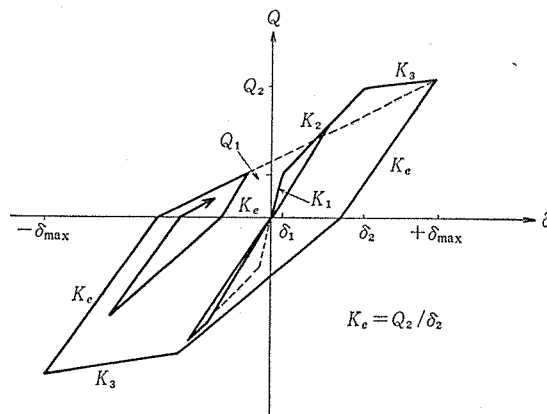
〔PS梁の剛性低下率〕<sup>2)</sup>

$$\alpha = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{M_u}{IE} \cdot l}{\frac{1}{2} \cdot \frac{M_c}{IE} \cdot l_1 + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{M_u}{I_y E} + \frac{M_c}{IE} \right) \cdot l_2}$$

ただし

$$I_u = \left\{ \frac{b x_n^3}{3} + 7(r r^2 \cdot A_r + p r^2 \cdot A_s) \right\}$$

$$x_n = (r A \cdot r \sigma_y + p A \cdot p \sigma_y) / b \cdot F_c$$



Degrading Tri-Linear

図—9 復元力特性ループ形状

6.2 地震応答解析

振動解析は、建物を各層からなる9質点のせん断形モデルとして、弾塑性応答解析を行う。

各層のバネ定数、質量は、表—2 で示す。

解析に使用したプログラムは、電々公社のライブラリープログラム DEMOS-E DYNA である。

応答解析上の仮定は、次のとおりである。

(1) 復元力特性のループ形状

復元力特性のループ形状は、図—9 で示すような Degrading Tri-Linear モデルとする。

このモデルは、第1剛性、第2剛性の範囲内の変形が元に戻る場合には、原点に戻る完全復元形である。第3剛性に入った変形が戻る場合は、復元力が0になるまで勾配  $K_e = Q_2/\delta_2$  で戻り、その後は最大変形点を志向して戻る。

(2) 減衰定数

減衰は内部減衰のみを考え、1次の減衰定数を入れて剛性に比例するものとして算出する。一次の減衰定数は、0.02 とする。

(3) 入力地震波および入力レベル

入力地震波は下記の3波を使用する。

表—2 復元力特性諸定数

階	階高 H (m)	重量 W (t)	張 間 方 向					桁 行 方 向				
			初期剛性 K1 (t/cm)	2次剛性 K2 (t/cm)	3次剛性 K3 (t/cm)	ひび割れ耐力 Q1 (t)	降伏耐力 Q2 (t)	初期剛性 K1 (t/cm)	2次剛性 K2 (t/cm)	3次剛性 K3 (t/cm)	ひび割れ耐力 Q1 (t)	降伏耐力 Q2 (t)
9	4.5	3687	2245	649	352	1508	2341	4308	1728	505	941	2207
8	4.15	2527	3254	944	323	2190	2581	6222	1047	434	1775	3868
7	4.15	2501	3958	897	401	2011	3480	7334	1263	567	1848	4407
6	4.15	2517	4738	1034	321	2249	3635	8206	1388	752	2259	5349
5	4.15	2532	5502	1148	371	2190	4117	9495	1529	839	2325	5461
4	4.15	2532	6508	1475	436	2130	4374	10615	1877	1084	2383	5743
3	4.15	2596	8315	1945	328	2356	4233	12894	2076	0	2802	7646
2	4.15	3038	11074	2737	394	2316	4407	16200	2608	0	2863	7968
1	4.15	3322	15772	3080	504	2243	5009	20567	3039	586	3795	8188

表-3 地震荷重第一案による検討

階	張 間 方 向					桁 行 方 向					許 容 値	
	保有耐力 $Q_{ru}$ (t)	応答せん断力 $Q_{rD}$ (t)	ダクティリティ 係数 $\mu$	応答変位 $\delta_r$ (cm)	変位角 $\delta_r/H_r$	保有耐力 $Q_{ru}$ (t)	応答せん断力 $Q_{rD}$ (t)	ダクティリティ 係数 $\mu$	応答変位 $\delta_r$ (cm)	変位角 $\delta_r/H_r$	ダクティ リティ係 数	変位角
9	3648	2923	—	1.64	1/274	3197	3240	—	0.93	1/484	2.57	1/125
8	3776	4216	1.12	1.65	1/252	4105	4902	1.21	1.06	1/392	2.52	
7	4176	5276	1.30	1.73	1/240	5231	6351	1.22	1.18	1/352	2.46	
6	4563	6150	1.41	1.72	1/241	6036	7592	1.28	1.24	1/335	2.41	
5	4886	6916	1.50	1.71	1/243	6707	8649	1.32	1.32	1/314	2.36	
4	5144	7606	1.59	1.67	1/249	7243	9542	1.29	1.33	1/312	2.32	
3	5338	8223	1.69	1.54	1/269	7646	10288	1.40	1.27	1/327	2.27	
2	5647	8793	1.71	1.39	1/299	7968	10917	1.44	1.20	1/346	2.23	
1	8799	9147	1.04	1.16	1/435	10672	11311	1.12	1.20	1/421	2.19	

EL CENTRO NS  
HACHINOHE NS  
TAFT EW

本建物の建設地は、福岡県福岡市であり比較的地震が少ない地域である。建築基準法による地域による地震力低減係数は0.8となっている。地盤は地表面下約10mに、N値50以上の風化花こう岩を有する良質地盤である。

以上のことを考慮して、入力地震波の最大加速度は0.3Gとする。

6.3 地震荷重第1案による検討<sup>3)</sup>

検討用速度応答値  $V_D$  は、次式により算出する。

$$V_D = Z \cdot G \cdot S \cdot D \cdot V_0$$

ただし

$Z = 0.8$  (地域係数)

$G = 1.2$  (第2種地盤とする)

$S =$  (建物の固有周期と地盤の限界周期による)

$D = 0.8$  (減衰性係数)

$V_0 = 85$  cm/sec (基準速度応答スペクトル値)

弾性応答層せん断力は、次式により算出する。

$$Q_{rD} = \sqrt{\sum_{i=1}^k \left( \sum_{j=r}^n m_j \cdot \beta_i \cdot u_{ji} \cdot \omega_i \cdot V_D \right)^2}$$

ダクティリティ係数  $\mu_r$ 、弾塑性変位  $\delta_r$  は、次式により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{Q_{rD}}{Q_{ru}} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta_r = \mu_r \delta_{re}$$

上記応答値に対し、次式により耐震性を判定する。

$$\mu_r \leq \frac{\mu_a}{I_r}$$

$$\frac{\delta_r}{H_r} \leq \frac{1}{125}$$

$$\frac{\sum_{r=1}^n \delta_r}{\sum_{r=1}^n H_r} \leq \frac{1}{150}$$

ただし、

$$\mu_a = 3.5 \text{ (許容ダクティリティ係数)}$$

$$I_r = \text{最下層 } 1.6, \text{ 最上層 } 1.3 \text{ (重要度係数)}$$

以上の計算の結果は表-3で示す。

なお、最上階における建物の絶対変位は、張間方向14.21cm、桁行方向11.93cmである。変位角にすると、各々1/259、1/308であり、いずれも許容変位内におさまっている。

6.4 解析結果および考察

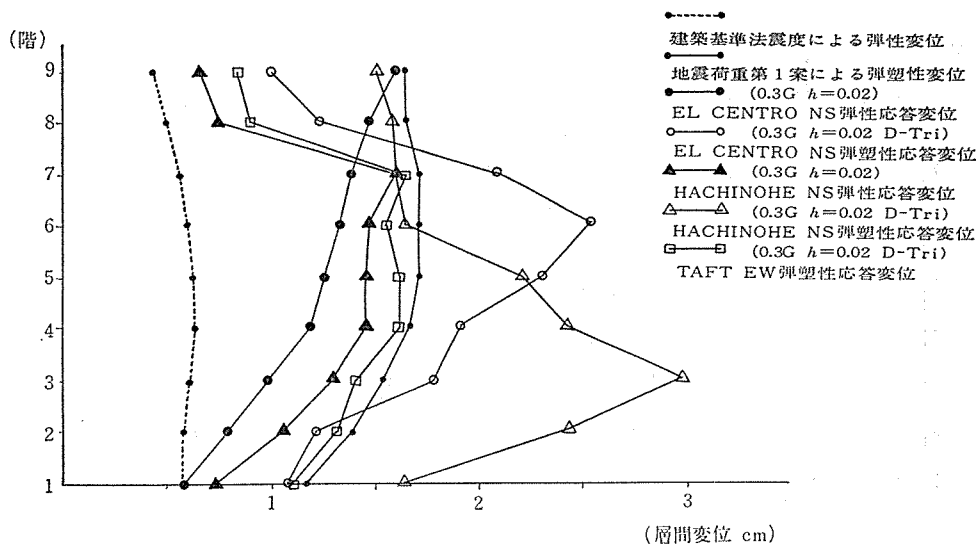
弾塑性応答解析および地震荷重第1案による解析結果を、一括して図-10~15に示す。

なお、建物の一次固有周期は、張間方向0.77秒、桁行方向0.60秒である。ベースシャー係数は、張間方向0.35、桁行方向0.42である。

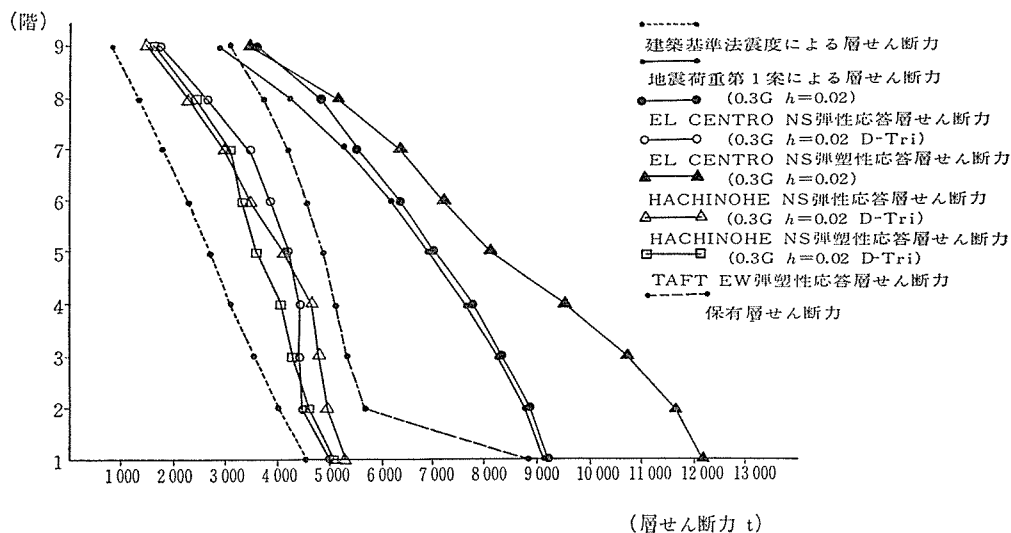
図-10~13は、各層における最大層間変位、最大層せん断力をプロットしたものである。

図-11から、張間方向、桁行方向とも弾塑性応答層せん断力は、保有層せん断力に達していないことが分る。図-10から、張間方向の最大層間変位は、HACHINOHE NSにおいて3階に生じ2.99cmである。これは変位角に置き換えると1/139である。図-12から、桁行方向の最大層間変位は、EL CENTRO NSにおいて5階に生じ2.71cmである。これは変位角にすると1/153である。図-14, 15は、各層の最大応答値をスケルトンカーブ上にプロットしたものである。これによると、張間方向において変形は、耐震壁の降伏点は超えているが、PSラーメンはまだ降伏点に達していないことが分る。桁行方向においては、逆にラーメンは降伏しているが、耐震壁は降伏点に達していない。張間方向耐震壁の塑性率は、HACHINOHE NSにおいて3階において最大となり、その値は2.40である。

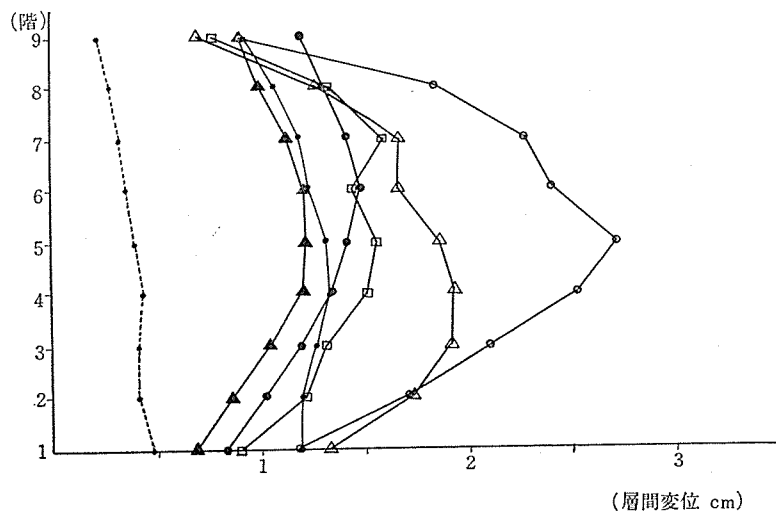
本耐震壁の降伏は、張間方向、桁行方向とも基礎の浮き上がりによるものであり、降伏後の挙動は極めて安定したものである。したがって変形能力は十分あるものと



図一10 張間方向最大層間変位

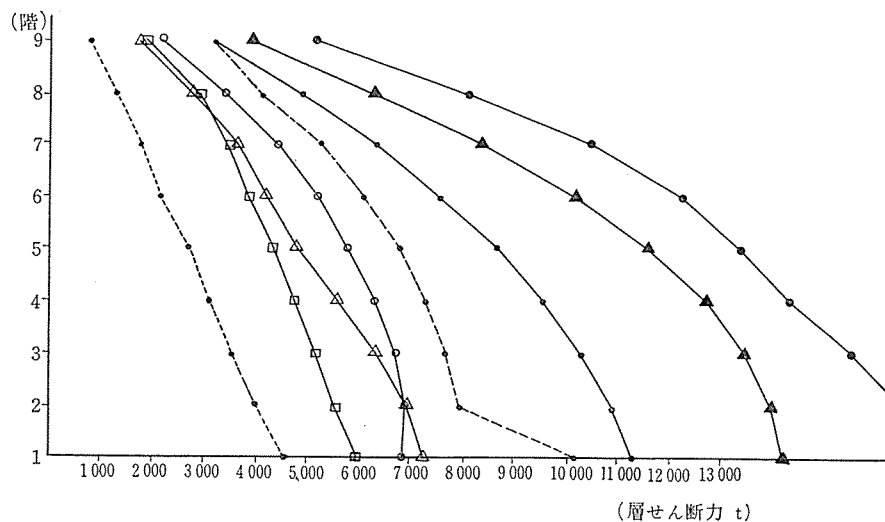


図一11 張間方向最大層せん断力

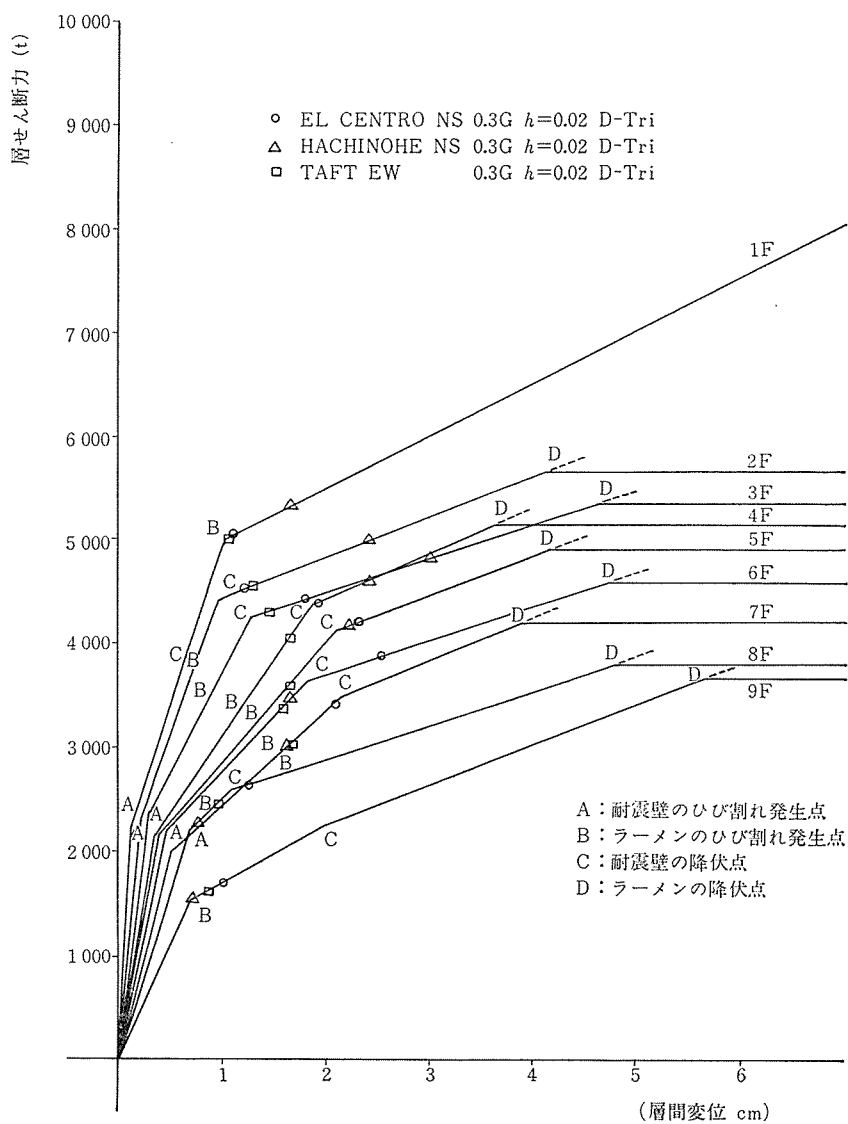


図一12 桁行方向最大層間変位

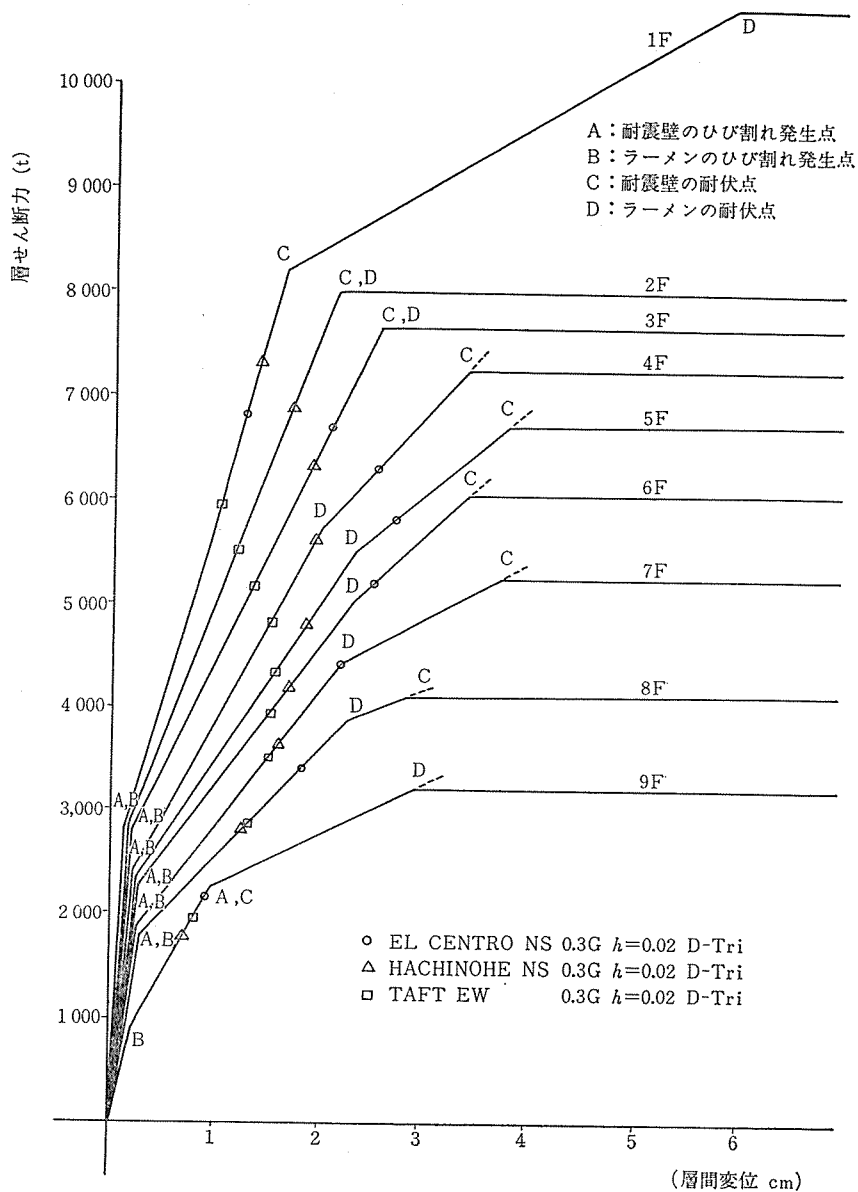




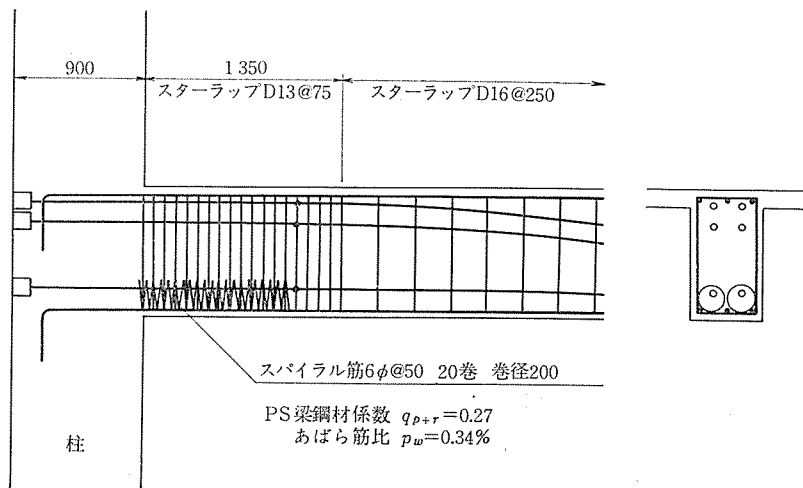
図一13 桁行方向最大層せん断力



図一14 張間方向各層の最大応答変位



図一15 桁行方向各層の最大応答変位



図一16 PS梁端部補強詳細

思われる。

桁行方向ラーメンの塑性率は、EL CENTRO NS において最大となり、その値は 1.26 である。

桁行方向ラーメンは RC 造であり、塑性率も非常に小さいので安全であると思われる。

地震荷重第 1 案の結果は、表-3 により、ダクティリティファクター、変位角ともに許容値内におさまっていることが分る。

図-10~13 を見ると、変位は応答解析の結果にかなり近似しているが、層せん断力は大きく食い違っていることが分る。これは、地震荷重第 1 案の復元力特性の仮定が、完全弾塑性形のバイリニアタイプであるために、ひび割れ発生後の剛性低下の影響を評価し得ないためではないかと思われる。

なお、本設計では建物のじん性を高めるために、次のような考慮を払った。

- (1) 柱のフープを角形のスパイラルフープとした。柱フープは、メカニズム時の柱軸力による曲げ破壊耐力のせん断力まで、十分補強した。
- (2) 梁の両端部の曲げヒンジ部分に、圧壊を防ぐ意味でスターラップを補強した。さらに、P S 梁についてはスパイラル筋補強を行った(図-16)。
- (3) 算定外の壁がラーメンに悪影響を及ぼさないように、縁切り、補強等の処置を施した。

## 7. おわりに

図-14, 15 でも分るとおり、RC 造(P S 造も含めて)はひび割れ発生後の剛性低下が著しく、変形によるエネルギーの吸収能力が大きく降伏点まではなかなか達しない。しかしながら、本建物の張間方向 1 階ラーメンの降

伏変位を見ても分るとおり、変位は 8.55 cm もあり変位角にすると 1/59 にもなる。したがって降伏していかなくとも変形量のうえで許容できないことが分る。このことから、RC 造においては耐力を増大させること以上に、変形を押えることが重要であると言えるのではないかとと思われる。

そういう意味で、本建物のようにプレストレスを導入してひび割れ耐力を増大させることは、変形量を少なくすることができ、地震時の建物の変形による二次的被害(窓ガラス、その他内外装材の破損等)を防止する意味でも、非常に効果的であったのではないかとと思われる。

本建物は、P S 構造の建物としては数少ない高層建築であった。本解析結果から、適切な構造計画をすれば、高層 P S 建築も十分耐震的な設計ができることが確かめられたのではないかと思う。長スパン構造に適するという P S 構造の特長を、高層建築のうえでも可能とする本構造形式は、建築計画のうえでもより自由な設計を可能とする方式として今後期待できるのではないかとと思われる。

最後に、本設計にあたって大阪大学助教授、鈴木計夫博士に御指導頂いたことに対し深く感謝申し上げます。

## 参 考 文 献

- 1) 建設省建築研究所：建築構造部材接合部の耐震強度 51・III・2・(2)．建・報・1
- 2) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性(1976)
- 3) 異形鉄筋コンクリート設計法研究会：異形鉄筋コンクリート設計法：技報堂
- 4) 梅村魁：鉄筋コンクリートの動的耐震設計法：技報堂
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 6) 日本建築学会：プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説

1978. 1. 19・受付

## ◀刊行物案内▶

### プレストレス コンクリート構造の高層建築設計例

本書は、プレストレスコンクリート構造の普及発展のため、1977 年 10 月より 11 月に至り、日本建築学会関東支部と当協会が共催して行った建築の PC 技術講習会に使用されたテキストであります。

内容は 15 階建のオフィスビルを想定し、構造体の設計に当ってはできるだけ実際に建てる場合に無理のない、経済的で、かつ工法的にも特に難しい点のないようなものを選んであります。

若干余分があります。ご希望者は料金を添え、下記へお申し込み下さい。

体 裁：B 5 判 63 頁

頒布価格：1,000 円 送料：200 円

申 込 先：社団法人 プレストレス コンクリート技術協会

# 重要構造物にはマイテイ

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。すでに設計基準強度  $800\text{kg}/\text{cm}^2$  という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋が施工されているのです。

マイテイを添加するとどうして高強度コンクリートが作れるのでしょうか!?

1919年D・A・Abramsにより提唱された水セメント比説(アブラムの理論)を思い出して下さい。「清浄で強硬な骨材を用いる場合、そのコンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば、コンクリートの強度はセメントペーストの水セメント比によって定まる」という理論です。つまり生コンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば混練水が少なければ少ない程そのコンクリートの強度は高くなるという訳です。マイテイは、この50年も前の夢を今実現し世界の最先端をゆく超強度コンクリートを作り上げたのです。山陽新幹線岩鼻PCトラス橋のコンクリートは水セメント比=23%、スランプ=12cmという理論水和水量近傍の高強度マイテイコンクリートです。

高強度コンクリート用減水剤

# マイテイ

説明書、技術資料をご請求ください。

花王石鹼株式会社 建設資材事業部

本社 東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京(03)665-6322(代)

