

# メガストラクチャーの試設計

## Trial Design of Megastructure

大泉 敬実\*  
Yoshimi Oizumi

### 要 約

本研究は、建設省総合技術開発プロジェクト（通称「New RC 総プロ」）の研究の一環として超高強度RC造大規模建築物研究委員会が設置され、超高強度鉄筋およびコンクリートの材料特性を活かした超高層大規模建築物の試設計を通じて超高層メガストラクチャーの構造設計法を検討したものである。具体的には超高強度のメガ柱・メガ梁を有する高さ200mのオープンフレームの試設計を行い、その結果、超高強度鉄筋・コンクリートを用いると終局強度設計では高強度材料の効果が充分発揮されることが確認された。さらに、レベル2地震時の応答値を包絡する応答限界変形時の2倍の歪エネルギーを有する架構設計変形を定義すれば、この状態において想定外のヒンジが生じないことおよび部材の終局強度が上廻っていることが確かめられた。すなわち、超高強度鉄筋・コンクリートを使用した構造設計が可能であることが明らかになった。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. メガストラクチャーの構造設計法
- § 3. メガストラクチャーの試設計
- § 4. おわりに

### § 1. はじめに

近年、高強度コンクリートを用いた高層鉄筋コンクリート造（主に用途は集合住宅）の開発および施工が行われ、鉄筋コンクリート造建築物のイメージを一変させたことは周知の事実である。

現在、この高層鉄筋コンクリート造に使用されるコン

クリート強度は最大で $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ （58.8MPa）であり、今後鉄筋コンクリート造建築物において高強度コンクリートの普及およびその更なる高強度化の要望は益々高まるものと思われ、その対応を計る必要が生じてきている。

本研究は、コンクリートの強度を $F_c=600\sim 1,200\text{kgf/cm}^2$ （58.8～118MPa）、鉄筋の強度を $\sigma_s=7,000\sim 12,000\text{kgf/cm}^2$ （686～1,176MPa）とした超高層メガストラクチャーの構造設計法の開発および設計クライテリアを確立することである。

なお、本研究は「New RC 総プロ」の研究の一環として、平成3年度および平成4年度に（社団法人）建築研究振興協会内に設置された「超高強度RC造大規模建築物研究委員会」（通称「New RC 共研5」）が実施した研究の成果の一部を紹介するものである。図-1に共研5の組織を示す。

\*建築設計部構造課副課長

## § 2. メガストラクチャーの構造設計法

ここでは、両方向純ラーメン構造（オープンフレーム）とする高さ200mのメガストラクチャーの構造設計法および設計クライテリアを示す。

### 2-1 構造設計法

メガストラクチャーの設計フローを図-2に示す。

#### ①構造計画

外力分布は弾塑性質点系予備応答解析および $A_1$ 分布より設定し、地震力はベースシャー係数を $C_B=0.05$ 以上として算定し、配筋も含めた仮定断面を決定する。

#### ②静的応力解析による断面算定

長期は許容応力度設計を実施するとともに、曲げひび割れの検討も行う。また、部材の終局強度を算定する。

#### ③応答限界変形の設定

予備応答解析結果より、レベル1地震時(25Kine)には最大応答層間変形角が $1/200\text{rad}$ 以内、レベル2地震時(50Kine)には最大応答層間変形角が $1/100\text{rad}$ 以内に納まることを確認するとともに、レベル2地震時の最大応答変形以上となるように応答限界変形を設定する。

#### ④静的検討

静的弾塑性増分解析を行い、外力重心位置での絶対変位とせん断力関係図から応答限界変形時の2倍の歪エネルギーを確保できるように架構設計変形を設定する。架構設計変形時に想定部材以外にヒンジが発生していないことを確かめ、このときの応力に対して各部材の終局耐力が上回っていることを確認する。

#### ⑤動的検討

弾塑性応答解析を行い、応答最大変形が応答限界変形以下となること、および応答塑性率がレベル2地震時で塑性率 $\mu=1.0$ 以下となることを確認する。さらに $45^\circ$ 方向についても上記設計条件を満足することを確認する。

### 2-2 耐震性能クライテリア

耐震性能クライテリアは動的検討と静的検討によって確認する。

#### (1)動的検討

動的検討は以下の条件に基づいて表-1(a)に示す耐震性能クライテリアを満足させる。

##### ①入力地震動

レベル2地震動は、New RC 総プロで提案されている New RC波および最大速度振幅50Kineの El CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, HACHINOHE 1968 NS波とする。

レベル1地震動は、New RC波の振幅を0.4倍したもの、その他の波は最大速度振幅を25Kineとしたものとする。

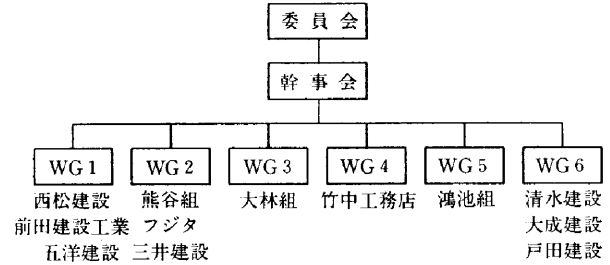


図-1 New RC共研 5) 共研組織図

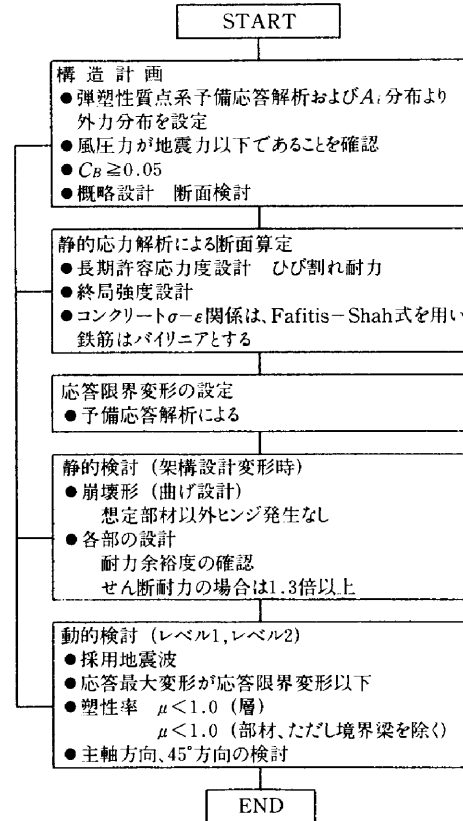


図-2 設計フロー

表-1 耐震性能クライテリア

#### (a) 動的検討

- (1) レベル2地震動に対する応答解析を行い、以下のことを確認する。
  - ・最大層間変形角は、応答限界変形以下である。
  - ・部材の塑性率は1.0未満である。
- (2) レベル1地震動に対する応答解析を行い、以下のことを確認する。
  - ・最大層間変形角は、 $1/200\text{rad}$ 以下である。

#### (b) 静的検討

- 弾塑性増分解析を行い、以下のことを確認する。
- ・架構設計変形時に想定外の位置にヒンジが生じない。
  - ・架構設計変形時に部材の塑性率は2.0未満である。

#### ②応答解析の原則

- a. レベル2地震動に対する解析の方向は、建物の $0^\circ$ 方向と $45^\circ$ 方向とする。ただし、ねじれの検討の必要な建物については2方向同時入力を考慮した立体モデルに

よる解析を行うものとする。

b. レベル1地震動に対する応答解析の方向は原則として建物の0°方向とする。ただし、隅柱の変動軸力は $\sqrt{2}$ 倍になるので、それを許容できる柱の設計が必要である。

c. 解析モデルは原則として部材レベルとする。質点系で解析する場合は曲げせん断棒モデルとする。

d. 復元力特性は弾塑性とする。

③変形の定義

a. 応答限界変形角は、1/100rad以下の範囲内で建築主または設計者が定める。

b. 部材の塑性率は、荷重-変形関係をトリリニアにした場合の第2折れ点を降伏変位として算定する。また、

質点系の場合は層間変形から部材変形を算出して同様に検討する。

(2)静的検討

静的検討は、以下の条件に基づいて表-1(b)に示す耐震性能クライテリアを満足させる。

①弾塑性増分解析の原則

a. 外力分布は、A<sub>1</sub>分布またはレベル2地震動の応答結果を参考に決める。

b. 解析の方向は0°方向と45°方向とする。

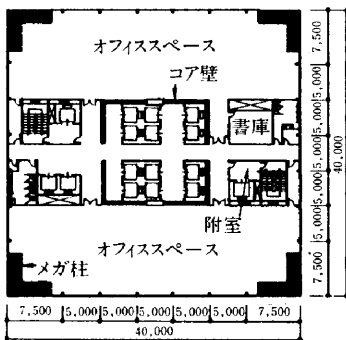
②架構設計変形

a. 架構設計変形は、応答限界変形時の歪エネルギーが2倍となる変形とする。

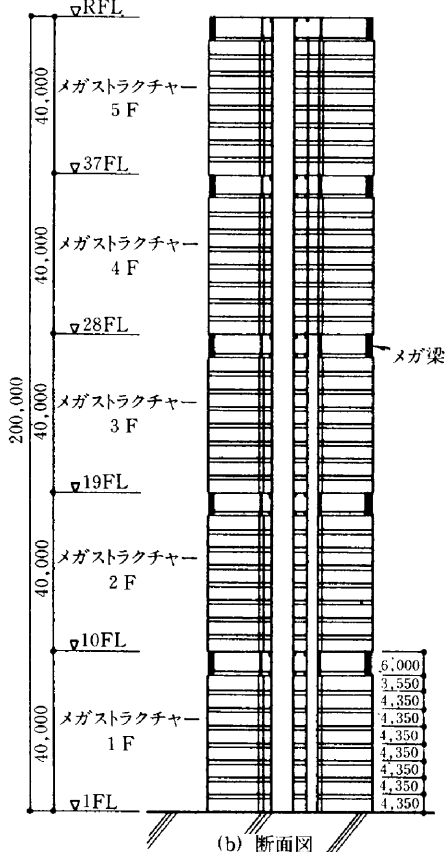
b. 架構設計変形時の応力に対してせん断耐力が存在応力の1.3倍以上となるようにせん断耐力を割り増す。

§ 3. メガストラクチャーの試設計

§ 2. の構造設計法に従い、高さ200mでオープンフレームとする超高強度鉄筋コンクリート造のメガストラクチャーを採用した建物の試設計を行う。

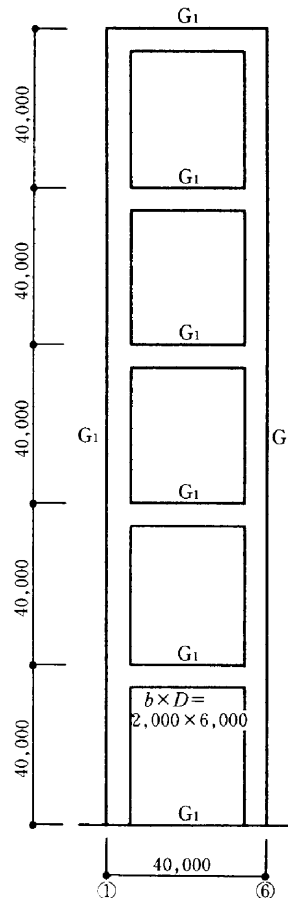


(a) メガストラクチャー 2階平面図

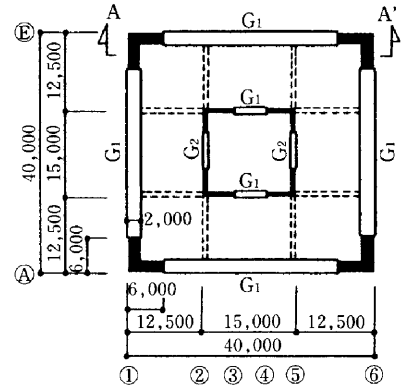


(b) 断面図

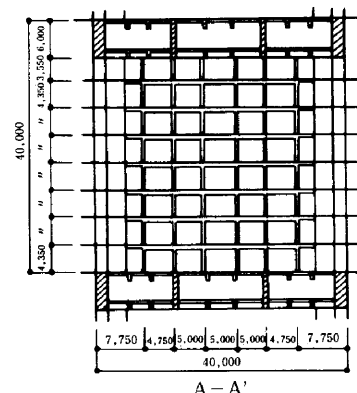
図-3 モデル建物平面・断面図



(a) メガフレーム軸組図



(b) 構造床伏図(メガ階)



(c) サブフレーム軸組図

図-4 モデル建物軸組図・床伏図

3-1 建築物概要

本建物は、図-3(a),(b)に示すように平面形状が40m×40mの正方形とし、中央に共用部分を配置したセンターコア方式の45階建の事務所ビル（軒高200m）である。また、フレキシビリティに富む空間を作るために5層のメガストラクチャーを採用し、メガ梁上部の8層を事務室階とし、メガ梁側面の1層を機械室として計画した。

さらに、本建物の主架構は4隅に配したメガ柱とこれをつなぐメガ梁から成る5層の鉄筋コンクリート造メガストラクチャーとする純ラーメン構造である。メガフロア間は8層の鉄骨構造のサブストラクチャーで構成する。

メガストラクチャーは階高40m、スパン40mであり、4隅のメガ柱はL形断面とし、これをつなぐメガ梁は矩形断面である。そして、柱をL形とすることにより平面の有効利用および0°方向の柱の耐震性向上を計る。さらに、中央部には常時の鉛直荷重による床のたわみ、ひび割れおよび振動障害を改善する目的を含め中央コアを設け、メガ梁の鉛直荷重の負担を低減する構造とする。

サブストラクチャーは図-4(a)~(c)に示すように階高4.35m、スパン12.5m~15.0mで柱梁共鉄骨造である。サブフロアの鉛直荷重は、サブフレームを介して上下のメガフレームに均等に伝達され、水平荷重時には水平力によるメガフレームの変形性状に追従するものとした。サブフロア自体の水平力については直接メガフレームおよび中央コアに伝達される構造とする。

3-2 構造設計概要

(1)構造設計方針

前途の設計フローと主なクライテリアに示すように、メガストラクチャーは長期荷重に対して許容応力度設計を行い、水平荷重に対して静的検討および動的検討を行う。

(2)使用材料および許容応力度

コンクリートは設計基準強度 $F_c=1,000\text{kgf/cm}^2$  (98MPa)、鉄筋は材料強度 $\sigma_y=12,000\text{kgf/cm}^2$  (1,176MPa)を使用する。表-2(a), (b)にその許容応力および材料特性を示す。

(3)設計荷重

①鉛直荷重

メガフレームおよびサブフレームの設計荷重を表-3(a)に示す。

②水平荷重

メガフレームに作用する水平力として地震荷重と風荷重を考慮する。ただし、本設計においては短期許容応力度設計を行わないので直接関係はないが、仮定断面を決定する際の参考とする。表-3(b)に建築基準法に準じて求めた地震荷重を示す。なお、風荷重は最大でも地震荷

表-2 許容応力度および材料特性

(a) 許容応力度

材料	種類	長期許容応力度	最大強度
コンクリート	(圧縮)	333kgf/cm <sup>2</sup>	1000kgf/cm <sup>2</sup>
コンクリート	(せん断)	5+ $F_c$ /100	
鉄筋		2000kgf/cm <sup>2</sup>	12000kgf/cm <sup>2</sup>

(b) 材料特性

項目	採用値	
コンクリート	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	4.052E+5
	ポアソン比	0.16667
	せん断剛性	1.688E+5
	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	2.45
鉄筋	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.1E+6

表-3 設計荷重

(a) 仮定荷重

		床・小梁	架構用	地震用
メガフレーム	固定荷重	断面に基づいて算定		
	積載荷重	600kgf/m <sup>2</sup>	480kgf/m <sup>2</sup>	280kgf/m <sup>2</sup>
サブフレーム	固定荷重	固定荷重・積載荷重を含め 800kgf/m <sup>2</sup>		
	積載荷重			

(b) 地震時層せん断力

層	重量 (tf)		分布係数	層せん断力係数	層せん断力
	$W_i$	$\Sigma W_i$	$A_i$	$C_i$	$Q_i$ (tf)
5	15379	15379	2.608	0.130	2002
4	25144	40523	1.826	0.091	3694
3	25144	65666	1.469	0.073	4816
2	25144	90810	1.213	0.061	5501
1	25144	115954	1.000	0.050	5788

重の57%程度である。

(4)長期許容応力度設計

メガストラクチャーの耐久性を高め、長期たわみを低減させるためコンクリートのひび割れに対して引張鉄筋の長期許容応力度は2,000kgf/cm<sup>2</sup> (196MPa)に抑え、同時に、メガ梁の長期曲げモーメントはひび割れモーメント以内に抑え、かつ柱に対しては軸力制限を設ける。なお、メガフレームの長期応力図を図-5に示す。

3-3 静的耐震設計

(1)設計方針

架構の弾塑性挙動を明らかにするため、以下の解析条件および部材のモデル化により0°方向および45°方向に対して立体弾塑性増分解析を行う。

①解析条件

- a. 外力分布はA分布形とする。
- b. 長期応力は初期状態として考慮する。

- c. 各部材の剛域、軸変形およびせん断変形を考慮し、ねじれ剛性は考慮しない。
- d. 柱、梁とも曲げせん断に対してトリリニア型の復元力特性とする。
- e. メガ柱、メガ梁の降伏モーメント  $M_0$  はFiber-Modelより求める。

②部材のモデル化

メガ梁の曲げの復元力特性はトリリニア型とし、メガ柱の  $M-N$  相関曲線は、各軸力のもとにFiber-Modelより求めた終局曲げ耐力を適切に折れ線でモデル化する。柱2軸曲げにおける  $M-N$  相関図も各方向に対してFiber-Modelより求めた後、下式にモデル化する。

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^a + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^b = 1$$

ここに、 $M_x, M_y$  : X軸およびY軸曲げモーメント

$M_{px}, M_{py}$  : X軸およびY軸の単軸曲げ耐力で

Fiber-Modelより求める。

(2) L形柱の終局曲げ強度の算定

①解析方法

L形柱の終局曲げ強度は、図-6(a)に示すように断面を多数のFiber-Segmentに分割し、断面の平面保持の仮定

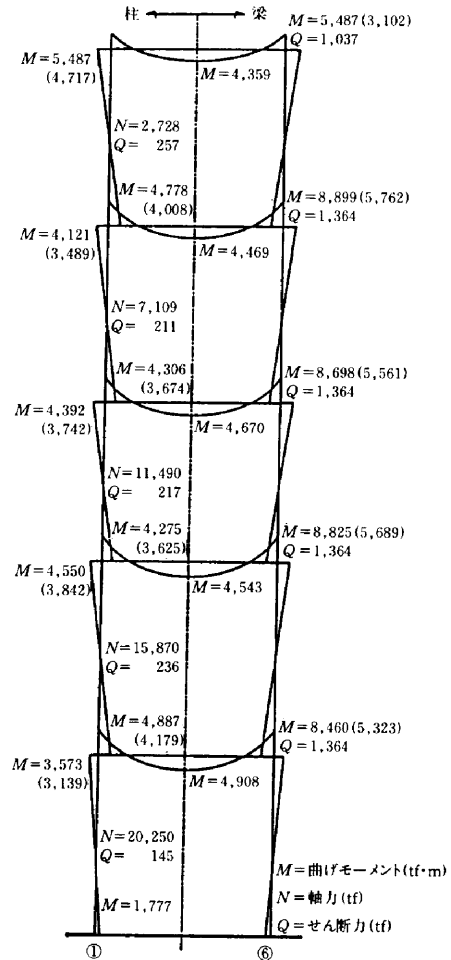
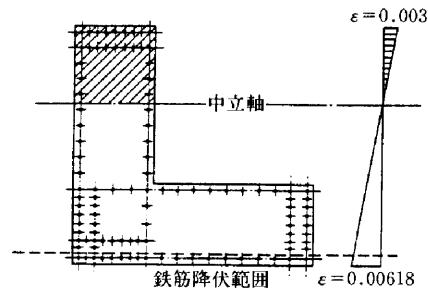
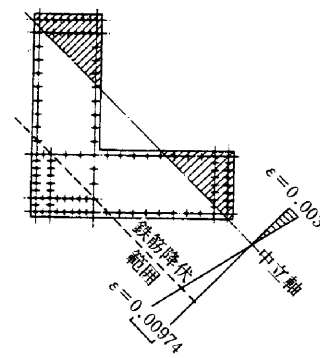


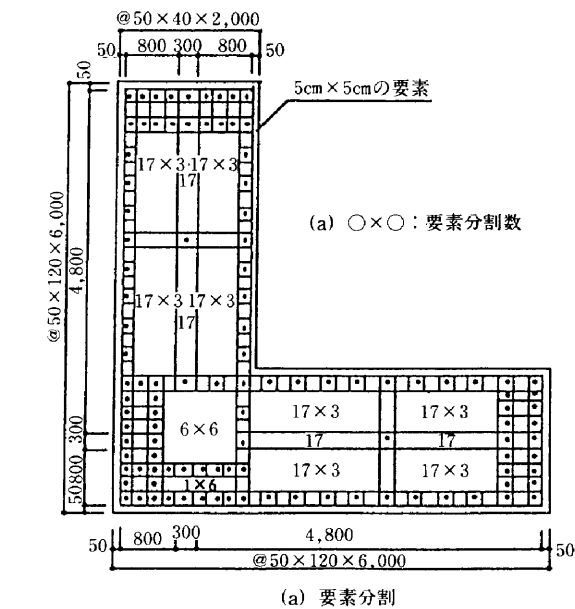
図-5 長期応力図 (A通り)



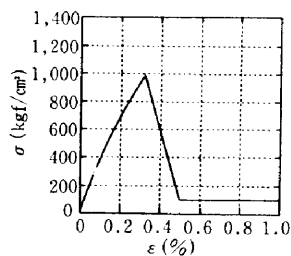
(d) 0°方向終局時の断面変形状態 (下側引張)



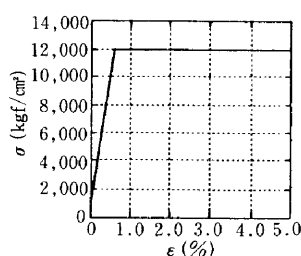
(e) 45°方向終局時の断面変形状態 (下側引張)



(a) 要素分割



(a) コンクリートの  $\sigma-\epsilon$  関係



(c) 鉄筋の  $\sigma-\epsilon$  関係

図-6 解析モデルおよび終局時における断面の変形状態

を用いて部材断面のモーメント-曲率関係を求めるFiber-Modelを用いて解析を行う。

②解析モデル

メガ柱の要素分割を図-6(a)に、コンクリートおよび鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係のモデル化を図-6(b),(c)に示す。

③終局強度の設定

メガ柱梁ともにFiber-Modelにて耐力を求めるが、L形柱の主筋は鉄筋の降伏歪の2倍まで許容できるものとして、降伏歪を $\epsilon = 0.01$ とする。終局時における柱断面の変形状態を図-6(d),(e)に示す。

④Fiber-Modelの解析結果

メガ柱のモーメント-曲率図を図-7(a)に示す。また、 $0^\circ$  および $45^\circ$  方向の $M - N$ 曲線を図-7(b)に、 $M_x - M_y$ 曲線を図-7(c)に、 $0^\circ$  方向加力時および $45^\circ$  方向加力時の1階1-A柱 $M - N$ 相関図を図-8(a),(b)に示す。

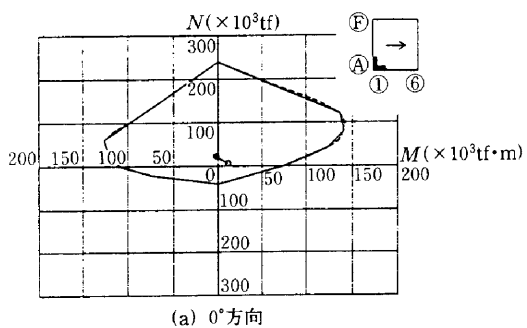
(3)静的弾塑性解析結果

Fiber-Modelによって求められた降伏モーメント等を用いて部材モデルを設定し、その最大層間変形角 $R = 1/30$ radまで静的非線形増分解析を行った。 $0^\circ$  方向、 $45^\circ$  方向とも最終ステップまでメガストラクチャーの5層目の柱梁にはヒンジは生じていない。また $0^\circ$  方向ではその他の梁部材に、 $45^\circ$  方向については1階引張側柱にそれぞれヒンジが生じている。図-9に層せん断力-層間変形曲線を示す。

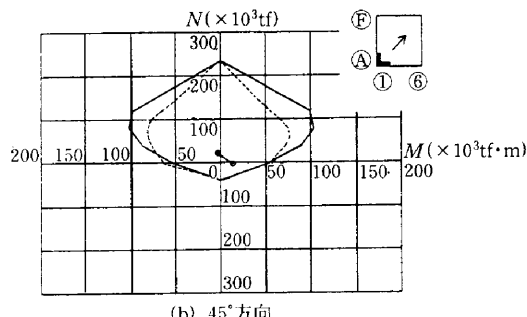
(4)架構設計変形時の検討

①架構設計変形の設定

予備応答解析による外力の重心位置 (4階床レベル)

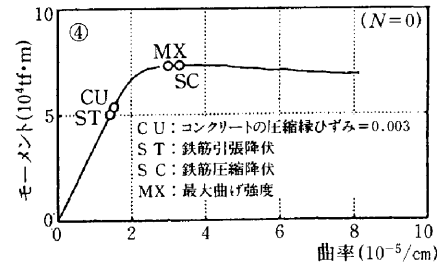
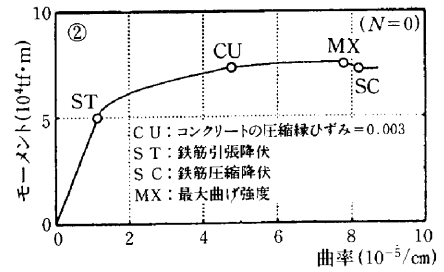


(a)  $0^\circ$  方向

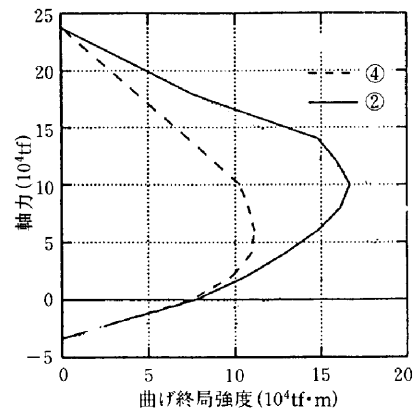


(b)  $45^\circ$  方向

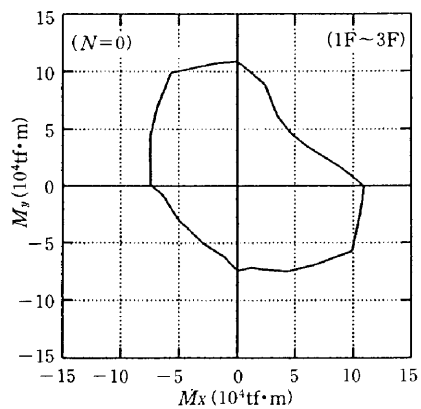
図-8 M-N相関図 (1-A柱柱頭)



(a)  $M - \phi$  曲線



(b)  $M - N$  曲線



(c)  $M_x - M_y$  曲線

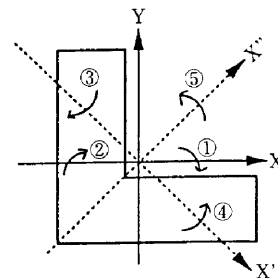


図-7 Fiber-Model解析結果

での最大応答絶対変形は 0° 方向で  $\delta=74.3\text{cm}$ 、45° 方向で  $\delta=76.2\text{cm}$  (共に New RC 波) である。図-10 に示す絶対変形とせん断力関係図において、歪みエネルギーが最大応答絶対変形時の歪みエネルギーの 2 倍を確保できるように架構設計変形を設定する。その値は、0° 方向加力時で  $\delta=116.3\text{cm}$ 、45° 方向加力時で  $\delta=121.4\text{cm}$  である。

② 架構設計変形時の応力およびヒンジ図

メガフレームの応力図をみると、本架構の場合、4 本のメガ柱とメガ梁のみによって地震力のほとんど全てを負担するので、架構設計変形時においてもメガフレームはヒンジを生じないように余裕を見込んで設計を行っている。

③ 部材の検討

架構設計変形時の応力に対して各部材のクライテリアを設定し、表-4 に各部材の応力の最大値と制限値を示す。

3-4 動的耐震設計

(1) 解析条件

以下の解析条件により弾塑性応答解析を行う。

- ① 解析モデルは 5 質点の曲げせん断棒モデルとし、基礎は固定とする。
- ② せん断に関する履歴特性は修正武田モデル ( $\gamma=0.4$ ) とし、曲げに関しては弾性とする。
- ③ 減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次の減衰定数を 3% とする。

(2) 応答解析結果

以下に弾塑性応答解析結果を示す。

- ① レベル 1 地震時の最大応答層間変形角は、図-11(a) のように 0° 方向で  $1/409\text{rad}$ 、45° 方向で  $1/396\text{rad}$  でクライテリア  $1/200\text{rad}$  以内に納まっている。
- ② レベル 1 地震時の最大応答層せん断力は図-11(b) のように 0° および 45° 方向共設計用せん断力以内に納まっている。
- ③ レベル 2 地震時の最大応答層間変形角は図-11(c) のように最大でも 0° 方向で  $1/119\text{rad}$ 、45° 方向で  $1/113\text{rad}$  でクライテリア  $1/100\text{rad}$  以内に納まっている。
- ④ レベル 2 地震時の最大応答塑性率は図-11(d) のように 0° 方向で 0.82、45° 方向で 0.60 でクライテリア 1.0 以内に納まっている。

3-5 結論

本検討モデルに関する構造設計法の開発および試設計を行った結果、特記すべき事項を以下に述べる。

- ① コンクリートおよび鉄筋に高強度材料を用いることにより、終局強度設計では部材の配筋量の減少等の高強度

材料の効果が大きい。梁の長期許容応力度設計ではコンクリートの許容せん断応力度 ( $f_s=5+F_c/100$ ) が圧縮強度に比例して大きくなることはなく、また鉄筋の長期許容応力度 ( $f_t=2,000\text{kgf/cm}^2$  (196MPa)) もひび割れ幅を大きくしないためには大きな値を用いることができず、高強度材料の効果は小さい。

② レベル 2 地震時の応答値を包絡する変形として応答限界変形を定義し、このときのスケルトンカーブがもつ歪みエネルギーの 2 倍のエネルギーを有する変形として架構

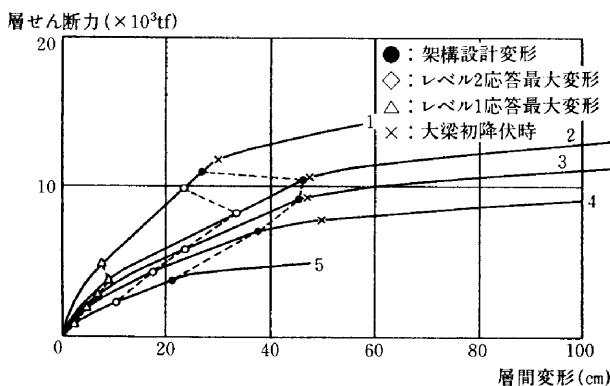


図-9 層せん断力-層間変形曲線 (0° 方向)

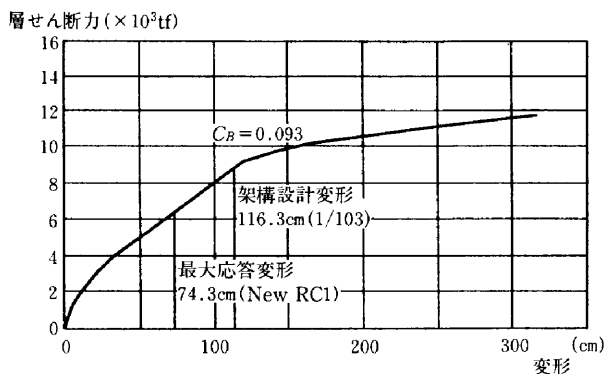


図-10 4階床レベルQ-δ曲線

表-4 部材のクライテリア

部材		制限値	最大値とその比率	発生位置
大梁	せん断耐力 (tf)	$\frac{Q_u}{Q} \geq 1.3$	$\frac{7321}{5414} = 1.35$	3G <sub>1</sub>
	曲げ耐力 (tf・m)	$\frac{M_u}{M} \geq 1.0$	$\frac{63172}{57620} = 1.10$	2G <sub>1</sub> 上端
柱	せん断耐力 (tf)	$\frac{Q_u}{Q} \geq 1.3$	$\frac{10088}{2496} = 4.04$	1C <sub>1</sub>
	曲げ耐力 (tf・m)	$\frac{M_u}{M} \geq 1.0$	$\frac{110694}{58130} = 1.90$	1C <sub>1</sub>
	軸方向耐力 (tf)	$\frac{N_u}{N} \geq 1.0$	$\frac{100000}{35750} = 2.79$	1C <sub>1</sub>

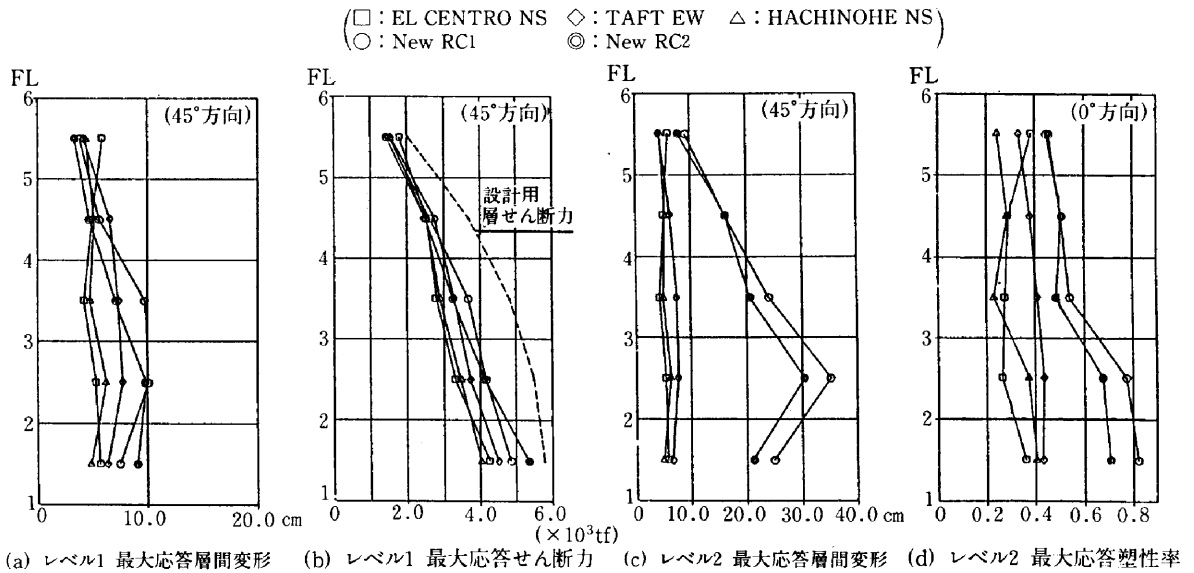


図-11 応答解析結果

設計変形を定義している。この変形状態において、想定した部材以外に降伏ヒンジを生じないこと、またこのときに部材の終局強度が上廻っていることを確認できた。

③本モデルでは、4メガ柱と4メガ梁のみによって地震力のほとんど全てを負担させるので、架構設計変形時においても構造耐力上の余裕を見込みメガフレームには降伏ヒンジを発生させず、層のトリリニア型のスケルトンカーブの第2勾配上に架構設計変形時のせん断力があり、架構は健全な状態にあるように設計を行った。

④本モデルは静的にも動的にも耐震性能クライテリアを満足しており、構造耐力上十分に安全であることが確認できた。

#### § 4. おわりに

超高強度の鉄筋およびコンクリートの材料特性を活かしたメガストラクチャーを持つ大規模建築物の試設計を行ったが、この試設計作業は試行錯誤を繰り返しながら超高層メガストラクチャーの耐震設計クライテリアを検討し、構造設計法の開発も行った。高さ200mのメガストラクチャーを持つ建物の設計では静的および動的耐震検査を行い、構造耐力上安全であることを確認した。

最後に、この試設計にあたりNew RC共研5)の大学、建設省建築研究所の各先生方の御指導および杉本嘉伸氏(前田建設工業)、五十嵐信一氏(五洋建設)の御協力を頂き、ここに深く感謝の意を表します。