

主題：限界状態設計コンクール

司 会：中埜良昭（東京大学）
副司会：西谷 章（早稲田大学）
記 録：瀬谷 均（竹中工務店）
平田京子（日本女子大学）

1. 主旨説明

神田 順（東京大学） 1

2. 1999年度日本建築学会設計競技（技術部門）報告 3

3. 1999年度日本建築学会設計競技（技術部門）入選作品選評 7

4. 1999年度日本建築学会設計競技（技術部門）入選作品の紹介

○優秀作品

(1) M一号館（M Building Number One）の再生

代表：稲田達夫（三菱地所） 15

(2) 変形を指標とする限界状態設計法—RC造事務所ビルの設計を通じて

代表：田中 晃（熊谷組） 29

○推奨作品

(1) 限界状態設計法を活用した構造設計—オフィスビル

代表：小林勝一（清水建設） 41

(2) 供用期間が異なる混合架構からなる高度更新対応型オフィスの設計

代表：高田 毅（東京大学） 53

(3) 限界状態設計法を活用した構造設計—木質系オフィスビルの提案

代表：橋本康則（大林組） 67

(4) 限界状態設計法を活用したRC造事務所ビルの構造設計

代表：細川洋治（前田建設工業） 79

5. 参考資料 91

入選作品審査講評

○優秀作品

「M一号館 (M Building Number One) の再生」

<講評>

本作品は、コンドルの設計になる歴史的建造物「M一号館」を丸の内のオフィス街に再生するという興味深い設定のもとでの作品である。極めて現実性を帯びた作品となっており、実務家審査員から完成度に関して高い評価を受けた。

最終的に構造形式としては、制震装置を設置した鉄骨構造が選択されているが、その構造形式の選定と性能グレードの選定に関しては、要求分析チャート、コストに関する簡便な分析結果などを利用しながら、建築主との対話を通じて意志決定が行われるプロセスが詳細に記述されており、将来の性能設計のあるべき姿を具現したのものとして評価された。また制震装置の設計に関しては、エネルギー入力ならびにエネルギー入力率に基礎をおいた設計手法が導入されており、これらの変動係数の評価に関して、変動分析チャートと呼ばれる分析手法を用いている。このチャートは不確定要因に関わる現象相互間の関係を容易に表現できるツールであり、設計者が不確定性をどのように認識しているかを明示できるという意味で、高く評価された。

以上のように、本作品には限界状態設計法を性能設計に応用する上でかなりの工夫がみられ、また極めて完成度の高い作品であると評価された。

「M一号館（M Building Number One）の再生」

1. 限界状態設計法的具体化 → (資料1)
2. 課題設定 → (資料2)
3. 建築計画概要 → (資料3)

4. 構造設計フロー



5. まとめ及び考察 → (資料12)

資料1) 限界状態設計法の具体化

1.1 限界状態設計法の定義

a) 限界状態の定義

限界状態とは、建築物の性能を規定するに当たり、判断基準とすべき状態のことと定義する。

b) 設計において考慮すべき限界状態

構造設計を進めるに当たり、建物の性能を規定するために考慮すべき限界状態は、建築物の用途、機能、周辺の状況及び建築主の価値観等により異なる。従って限界状態の想定は、建築主との対話を中心とする「要求分析」を通して、個々の建物ごとに設定されるべきである。

c) 限界状態設計法の定義

あらかじめ想定された限界状態により規定される要求性能を、満足し得る建築物を実現することを目的とした設計法を限界状態設計法と呼ぶ。

d) 限界状態設計法の要件

- ① 分かり易さ (設計者・顧客・行政等誰にとってもそのプロセスが分かり易いこと)
- ② 正確さ (要求に対し生成された建築物がよく整合すること。または整合の度合いが明確であること)
- ③ 多様性 (設計者の望む様々な価値観・理論・モデル・方法等が自由に扱えること)
- ④ 汎用性 (様々なタイプの建築物の設計に適用可能であること)

1.2 信頼性設計手法の具体化

a) 検定方法

$$\Phi R_0 \geq \gamma S_0 \quad \text{但し、抵抗係数: } \Phi = (1 - \alpha_R \beta_T V_R) \frac{\bar{R}}{R_0}$$

$$\text{荷重係数: } \gamma = (1 + \alpha_S \beta_T V_S) \frac{\bar{S}}{S_0}$$

\bar{R} : 抵抗値の平均値

R_0 : 抵抗値の公称値

σ_R, σ_S : 標準偏差

\bar{S} : 荷重効果の平均値

S_0 : 荷重効果の公称値

V_R, V_S : 変動係数

β_T : 目標信頼性指標

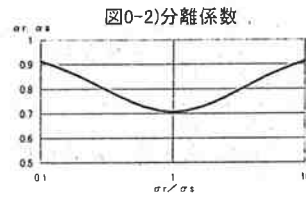
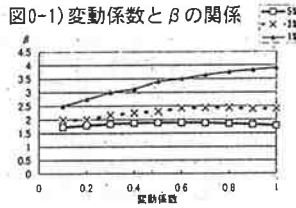
α_R, α_S : 分離係数

b) 各係数値の設定

$\beta_T, \alpha_R, \alpha_S, V_R, V_S$ が定めれば、上記検定は可能となるが、その数値の設定は下記とする。

- 1) β_T : 想定する超過確率に応じて以下の値をとる。(根拠については、図0-1参照)

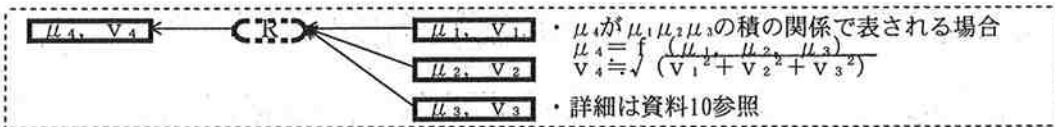
超過確率	β_T
5%	1.8
3%	2.3
1%	3.3



- 2) α_R, α_S : 数%の誤差を許容して、0.75で固定とする。(根拠については、図0-2参照)

3) V_R, V_S の設定手順

- ① 直接のデータ又は文献等により変動率が推定可能な場合にはその値を採用する。
- ② 関連データから関係を辿ることにより推定可能な場合には、その値を採用する。(例えば、下表参照)



- ③ 関連データ等からの推定も困難な場合には、変動係数は以下の値とする。

	ばらつき 極めて小さい 変動係数 0.01 例 断面寸法、断面積等		ばらつき 比較的小さい 変動係数 0.05 例 鋼材の強度、ヤング係数等		ばらつき やや認められる 変動係数 0.10 例 コンクリ-強度、ヤング係数等
	ばらつき 比較的大きい 変動係数 0.30 例 減衰定数等		ばらつき 極めて大きい 変動係数 0.60 例		ばらつき 変動係数 例

資料2) 課題設定 (前提条件)

「M一号館再生プロジェクト」について、建築主と設計事務所によるミーティングが行われ、下記の事項について合意がなされた。

1) 建築主より、今回のプロジェクトの基本構想が以下の通り示された。

- ・丸の内に、日本の近代建築の創始者コンドル設計の「M一号館」のフォルムを再生したい。
- ・再生「M一号館」は、将来永く、丸の内の象徴として、広く親しまれるビルとしたい。

2) 構造設計者より、「M一号館」の再生の基本的考え方について以下の質疑があった。

- ・もし、完全な「復元」を目指すのであれば、構造は組積造とすべきである。また、外観を同一とするのであれば、RC構造として「再現」する方法も考えられる。
- ・一方、都市景観の中における「M一号館」のフォルムを復元することに主眼を置くのであれば、過去の形態には拘らず、現代の考え方を盛り込んだ新しい建物として「再生」する方法もある。その場合には鉄骨造等、様々な構造形式の可能性が生じることになるが、どのように考えるか。

3) 質疑に対する建築主からの意見は以下であった。また、併せて、今回のビルに対する基本的要望として、以下が示された。

- ・特に丸の内のような活性の高い街における建物の在り方としては、形態は設計時点で全てが決まってしまうのではなくて、使われながら必要に応じて姿を変えて行くと考えるのが自然であろう。その意味では、完全な「復元」には、余り拘らない。むしろ、今の街並に相応しい、必然性がある建物として「再生」されることが望ましい。
- ・従って基本的な要望として、ビルの平面計画は「M一号館」に準ずるものとするが、オフィスの機能は丸の内の他のビルと遜色のないものとなるよう配慮して欲しい。
- ・特に丸の内の特殊性から、テナントの本社機能が入居する可能性もあることから、インテリジェント機能等についても、十分な配慮をして欲しい。

4) 一方設計サイドから、建物の特殊性を考慮して、以下について配慮すべきことが提案された。

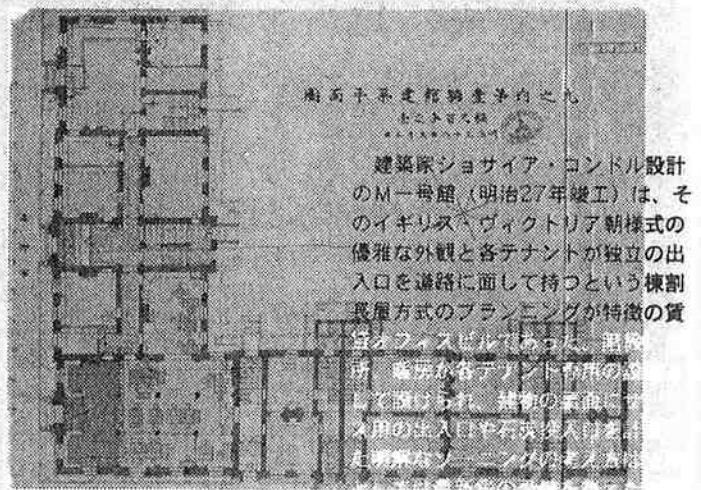
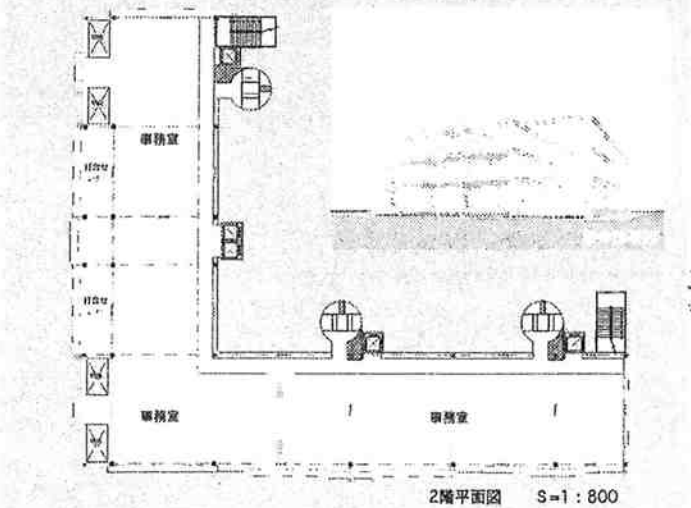
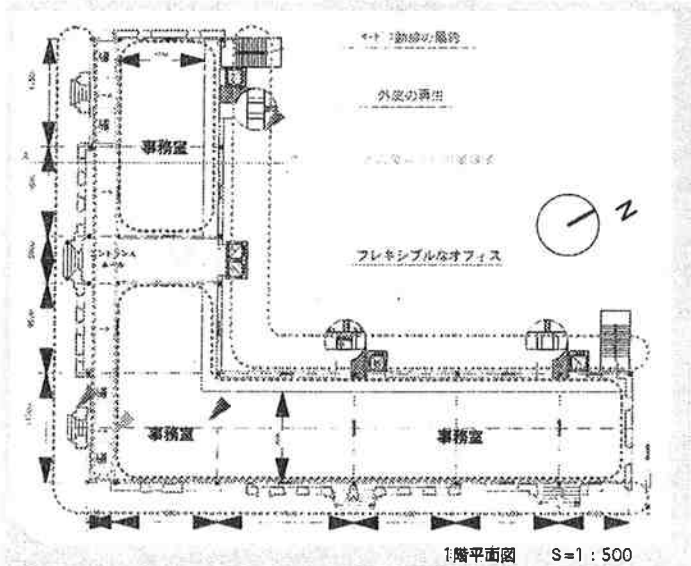
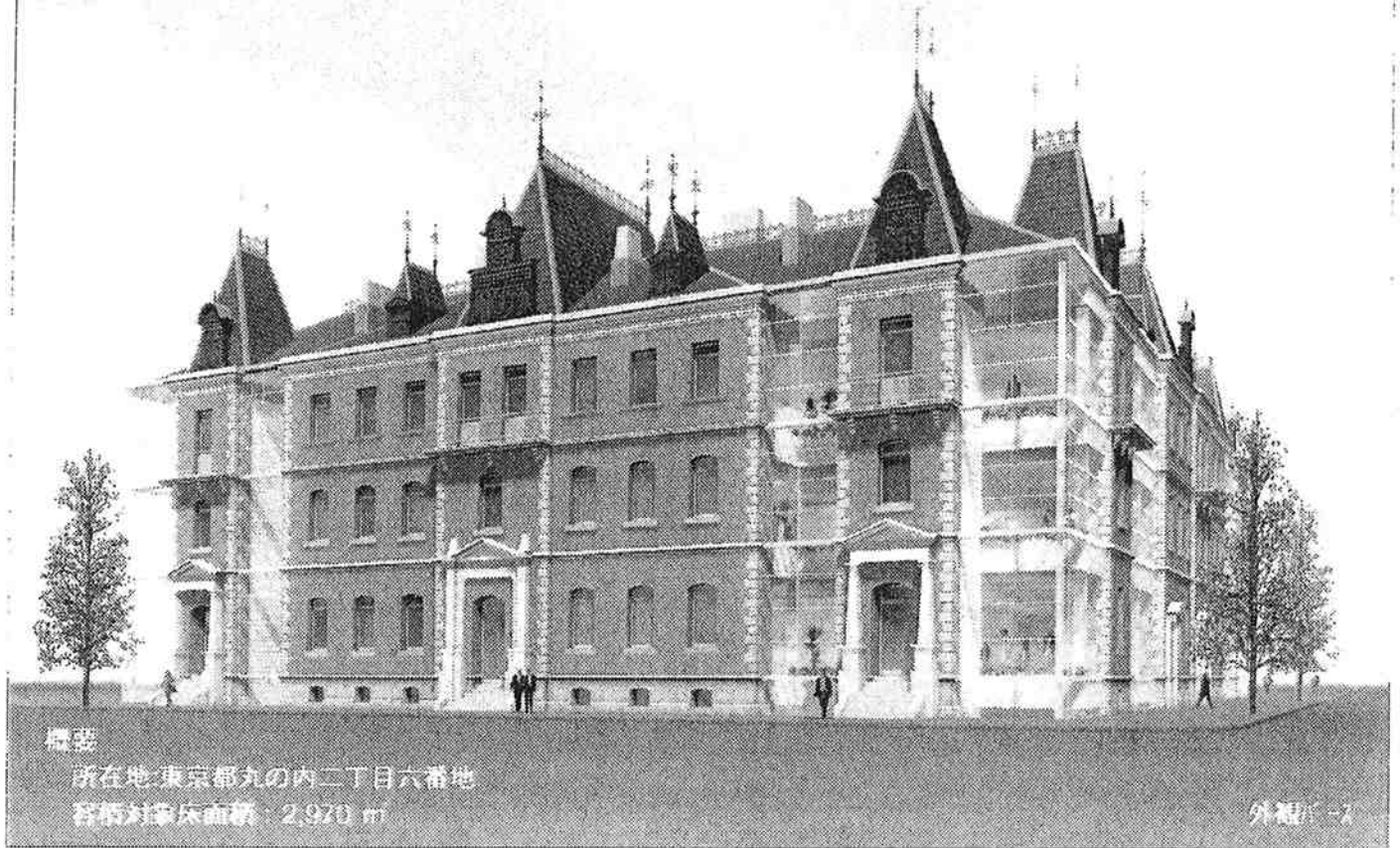
- ・建設地は丸の内ビジネス街の中央に位置することから、24時間都市丸の内のランドマークとしての役割も担うものとするべきであること。
- ・ビルのフォルムは「M一号館」を再生したものとするが、外装及び内部空間イメージについては、現代的要素を加味し、丸の内の新しい街並みにも調和したものとなるよう配慮すべきであること。
- ・ビルの建設の主旨及び環境共生の重要性を考慮すると、ビルの供用期間は少なくとも100年以上を想定すべきであること。

5) 設計サイドの提案に対し、建築主は概ね了解したが、その際以下の点に特に配慮して欲しい旨、要望が出された。

- ・テナントビルの特殊性を考慮して、経済性についても充分配慮して欲しい。特に、イニシャルコストは基より、ビルの運営費についても充分競争力のあるビルであることが必要である。
- ・以上の困難な要求を満足するために、設計事務所の持つ最新の建築工学技術を駆使することにより、プロジェクトを成功に導いて欲しい。

以上のミーティングの合意を受けて、本プロジェクトは直ちにスタートすることとなった。

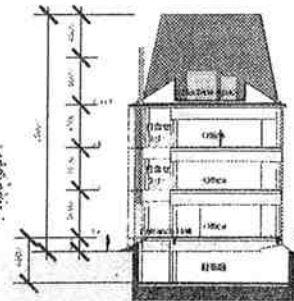
資料 -3 計画概要



M一号館平面図 <J.コドル>

であり、現代にも十分通用するコンセプトを持ち併せていた。

本計画は、歴史的建築物の再生に新しい構造システム技術を採用することで、当時の建物コンセプトを現代の空間言語に翻訳した新しい保存再生のあり方を提案するものである。通りに面したファサードを構造体から切り離された表皮として忠実に再現するとともに、執務スペースと外皮との間に光の降り注ぐ中間領域としてのリフレッシュスペースやアルコブ(打合せスペース)を提案している。また建物の裏面に、昔の建物形式を現代的に解釈し、縦系のザブライ・ユーティリティステーションを各テナント単位ごとに設けることで、可能な限り自由な執務スペースを実現する計画とした。



資料 4) 要求分析 (その 1)

図2-1) 要求分析チャート

要求事項	要求事項	建築設計上の課題
①適切に定義されたニーズ・用途又は目的に適合する	・丸の内の他のビルと同等以上の機能性 ・本社機能に相応しい先進のインテリジェントビル	・地震被災後も建物が継続して使用可能であること ・無柱の大スパンオフィス空間の実現 ・災害時の情報機器等の動作への配慮
②顧客の期待を満たす	・コンドル設計の「三震一勇震」の再生 ・単なる「復元」ではなく、街並みの中で必然性に主眼を置いた、「再生」プロジェクトとする。 ・丸の内ビル街の象徴として永く愛されるビル	・平面計画は原設計に準ずるが、現代の要求にも応えられるものであること。 ・外観フォルムの再生
③適用する規格及び仕様を適合する	・建築基準法、消防法等の関係法令遵守	・性能規定化への配慮
④社会的な要求事項に適合する	・24時間都市東京のランドマーク ・丸の内の新しい街並みとの調和	・「三震一勇震」のイメージを継承 ・重量さと軽快さの調和
⑤環境に関するニーズを考慮する	・環境共生、リサイクル ・ビル運営の効率化	・長寿命建築 (供用期間100年以上)
⑥競争力ある価格で入手できる	・テナントビルとしての経済性の確保 ・ビル運営費の削減	・供用期間を過ぎたトータルコストの最適化
⑦経済的に提供される	・最新の設計技術の導入	・性能設計の導入

要求から導かれる構造設計上の課題
・「再生」プロジェクトに相応しい構造形式の選択。 -無柱の大スパンオフィス空間の実現 -外観における重量さと軽快さの調和 ・最大限の地震に対しても建物が継続して使用可能であること。 -資産の保全 (構造体及び内外装等に支障が生じないこと) -設備機器機能の保全 ・ある程度の地震に対しても被災後情報機器等に誤動作がないこと ・床揺動等、常時における居住性に関与しないこと。 ・供用期間として100年以上を考慮すること。 ・供用期間を過ぎたトータルコストの最適化を図ること ・性能規定化に配慮すること。具体的には、 -性能型構造設計法の導入 -限界状態設計法の導入

図2-2) 限界状態の想定

限界状態	状態の説明	主要構造に対する与条件	使用性に対する与条件	備考
安全確保可能限界	建物内部に居住する人命に支障を生じない限界	層間変形 $\leq 1/66H$		
資産保全限界	修繕により建物の資産価値が保全される限界	塑性率 ≤ 2 , 層間変形 $\leq 1/100H$		
継続使用可能限界	地震被災後も建物が継続して機能し使用が可能な限界	柱梁塑性, 層間変形 $\leq 1/100H$	応答加速度 $\leq 600gal$	(財)日本建築学会「建築設備の耐震設計・施工指針」を参考に定めた
情報機器正常動作可能限界	情報機器等の正常動作が可能な限界		応答加速度 $\leq 250gal$	情報機器の設計仕様を参考に定めた
快適居住可能限界	内部に居住する人が過度な不快感を覚えない限界		応答加速度 $\leq 100gal$	

a) 地震荷重設定

地震荷重は地震危険度解析を行うことにより求めることができるが、地震危険度解析には大きく分けて以下の2つの方法が考えられる。一つの方法は、過去の地震記録を地盤動の大きさを有して発生した「時間履歴」を分析し、それより求める再現期待値に基づいて地震荷重を求める方法で、「平均的地震危険度解析」と呼ばれる方法である。もう一つの方法は、実際の歴史上のどの日時にどこを震源としたどの程度のレベルの地震が発生したかを分析し、その地域の将来の地震危険度から地震荷重を求める方法で、「未来型地震危険度解析」と呼ばれる方法である。

本建物の地震荷重については、基本的には後者の「未来型地震危険度解析」に基づいて建設サイトに起こりうる地震を想定し、地震荷重を設定することとした。尚、中小地震については、一部「平均的地震危険度解析」の考え方も加味している。

本建物の建設サイトの特性を考慮した場合の地震荷重の設定は、以下の通りとする。

- ・ L1 (小地震) : 再現期間30年程度の地震を想定し、学会荷重指針(1993)に基づいて設定エネルギー等価速度は上限で $V_e = 4.0 \text{ cm/sec}$ 程度とする
- ・ L2 (中地震) : 再現期間100年程度の地震を想定し、学会荷重指針(1993)に基づいて設定エネルギー等価速度は上限で $V_e = 8.0 \text{ cm/sec}$ 程度とする
- ・ L3 (大地震) : 再現期間500年程度の地震を想定し、具体的には、関東地震の断層が3-2より、藤川・小林の方法により工学的高層部での $1/34$ 等価速度 V_e を推定、その場合のエネルギー等価速度は上限で $V_e = 15.0 \text{ cm/sec}$ 程度とする
また、一帯によるエネルギー入力の総エネルギー入力に対する比は30%以上とする。
- ・ L4 (巨大地震) : 再現期間1000年以上の地震を想定し、具体的には、江東区の直下に阪神・淡路地震と同規模の活断層が存在することを想定し、仮定の断層が3-2より、藤川・小林の方法により工学的高層部での $1/34$ 等価速度 V_e を推定、その場合のエネルギー等価速度は上限で $V_e = 20.0 \text{ cm/sec}$ 程度とする
また、一帯によるエネルギー入力の総エネルギー入力に対する比は50%以上とする。

尚、左記においてエネルギー等価速度の上限とは、各地震が生じた場合の最大入力エネルギーの測定点によるばらつきを、変動係数0.3、 β_1 を超過確率5%以下として1.8と仮定した場合の上限値のことである。具体的には下表の通りとなる。

荷重レベル	再現期間	平均値	変動係数	β_1	上限値
L1	30年	28cm/sec	0.3	1.8	40cm/sec
L2	100年	57cm/sec	0.3	1.8	80cm/sec
L3	500年	107cm/sec	0.3	1.8	150cm/sec
L4	1000年以上	142cm/sec	0.3	1.8	200cm/sec

図2-3) S造低層建物の要求性能マトリクス

荷重レベル	L1 (小地震)	L2 (中地震)	L3 (大地震)	L4 (巨大地震)	備考
想定地震	再現期間: 30年	再現期間: 100年	関東地震 (海洋型地震) を想定	仮想断層 (活断層地震) を想定	
入力レベル	$1/34$ 等価速度 V_e : 40 kine	$1/34$ 等価速度 V_e : 80 kine	$1/34$ 等価速度 V_e : 150 kine	$1/34$ 等価速度 V_e : 200 kine	
主要構造の目標グレード	S 最高級			継続使用可能限界 柱梁塑性, 層間変形 $\leq 1/100H$	
	A 高級		継続使用可能限界 柱梁塑性, 層間変形 $\leq 1/100H$	資産保全限界 塑性率 ≤ 2 , 層間変形 $\leq 1/100H$	
	B 推奨	継続使用可能限界 柱梁塑性, 層間変形 $\leq 1/100H$	資産保全限界 塑性率 ≤ 2 , 層間変形 $\leq 1/100H$	安全確保可能限界 層間変形 $\leq 1/66H$	
	C 一般	継続使用可能限界 柱梁塑性, 層間変形 $\leq 1/100H$	資産保全限界 塑性率 ≤ 2 , 層間変形 $\leq 1/100H$	安全確保可能限界 層間変形 $\leq 1/66H$	従来の新耐震建物の目標の下限

荷重レベル	L1 (小地震)	L2 (中地震)	L3 (大地震)	L4 (巨大地震)	備考
想定地震	再現期間: 30年	再現期間: 100年	関東地震 (海洋型地震) を想定	仮想断層 (活断層地震) を想定	
入力レベル	$1/34$ 等価速度 V_e : 40 kine	$1/34$ 等価速度 V_e : 80 kine	$1/34$ 等価速度 V_e : 150 kine	$1/34$ 等価速度 V_e : 200 kine	
使用性の目標グレード	S 最高級	快適居住可能限界 応答加速度 $\leq 100gal$	情報機器正常動作可能限界 応答加速度 $\leq 250gal$	継続使用可能限界 応答加速度 $\leq 600gal$	
	A 高級	快適居住可能限界 応答加速度 $\leq 100gal$	情報機器正常動作可能限界 応答加速度 $\leq 250gal$	継続使用可能限界 応答加速度 $\leq 600gal$	
	B 推奨	情報機器正常動作可能限界 応答加速度 $\leq 250gal$	継続使用可能限界 応答加速度 $\leq 600gal$		
	C 一般	継続使用可能限界 応答加速度 $\leq 600gal$			従来の新耐震建物の目標の下限

資料5) 要求分析 (その2)

2.5 使用性に関する検討

今回定めた限界状態としては、「継続使用可能」「情報機器正常稼働可能」「快適居住可能」の3つの状態を想定し、それに対する設計上の与条件として応答加速度による判断基準を定めている。

下式により、L1~L4地震における各固有周期の建物の応答加速度を推定すると、下表の通りとなる。

$$A_{max} = \sqrt{A_0^2 + S A^2}$$

但し、 $S A = S D \cdot \omega^2$

S D: 想定最大変形

A 0: 推定地動最大加速度 (地震の応答速度はエネルギー入力率等価速度と同程度と仮定し、その場合の応答倍率を2倍と想定した場合の地動速度に、 ω を乗じた値)

ω : 建物の1次固有角速度

固有周期	角速度	建物高さ	最大変形角	最大変形	最大加速度
0.5	12.566	1410	0.01	14.1	2393.9
0.6	10.472	1410	0.01	14.1	1711.1
0.7	8.976	1410	0.01	14.1	1298.1
0.8	7.854	1410	0.01	14.1	1028.9
0.9	6.981	1410	0.01	14.1	843.2
1	6.283	1410	0.01	14.1	709.4
1.1	5.712	1410	0.01	14.1	609.5
1.2	5.236	1410	0.01	14.1	532.7
1.3	4.833	1410	0.01	14.1	472.2
1.4	4.488	1410	0.01	14.1	423.5
1.5	4.189	1410	0.01	14.1	383.6

固有周期	角速度	建物高さ	最大変形角	最大変形	最大加速度
0.5	12.566	1410	0.004	5.64	932.5
0.6	10.472	1410	0.004	5.64	660.0
0.7	8.976	1410	0.004	5.64	495.4
0.8	7.854	1410	0.004	5.64	388.4
0.9	6.981	1410	0.004	5.64	314.9
1	6.283	1410	0.004	5.64	262.1
1.1	5.712	1410	0.004	5.64	222.8
1.2	5.236	1410	0.004	5.64	192.8
1.3	4.833	1410	0.004	5.64	169.3
1.4	4.488	1410	0.004	5.64	150.5
1.5	4.189	1410	0.004	5.64	135.2

固有周期	角速度	建物高さ	最大変形角	最大変形	最大加速度
0.5	12.566	1410	0.0075	10.575	1747.5
0.6	10.472	1410	0.0075	10.575	1236.5
0.7	8.976	1410	0.0075	10.575	928.0
0.8	7.854	1410	0.0075	10.575	727.4
0.9	6.981	1410	0.0075	10.575	589.5
1	6.283	1410	0.0075	10.575	490.5
1.1	5.712	1410	0.0075	10.575	417.0
1.2	5.236	1410	0.0075	10.575	360.7
1.3	4.833	1410	0.0075	10.575	316.7
1.4	4.488	1410	0.0075	10.575	281.5
1.5	4.189	1410	0.0075	10.575	252.8

固有周期	角速度	建物高さ	最大変形角	最大変形	最大加速度
0.5	12.566	1410	0.002	2.82	478.8
0.6	10.472	1410	0.002	2.82	342.2
0.7	8.976	1410	0.002	2.82	259.6
0.8	7.854	1410	0.002	2.82	205.8
0.9	6.981	1410	0.002	2.82	168.6
1	6.283	1410	0.002	2.82	141.9
1.1	5.712	1410	0.002	2.82	121.9
1.2	5.236	1410	0.002	2.82	106.5
1.3	4.833	1410	0.002	2.82	94.4
1.4	4.488	1410	0.002	2.82	84.7
1.5	4.189	1410	0.002	2.82	76.7

2.6 L1~L4地震を想定した場合の供用期間におけるトータルコストの検討

L1~L4地震を想定した場合の供用期間におけるトータルコストを、下式で推定すれば、結果は図2-4の通りとなる。

$$T_{mk} = I_m \cdot \left(\sum (\sum C_{ij} \cdot D_{ij} \cdot E_{ki}) \right)$$

但し、

T_{mk} : L1~L4地震を想定した場合の供用期間におけるトータルコストと初期コストの比

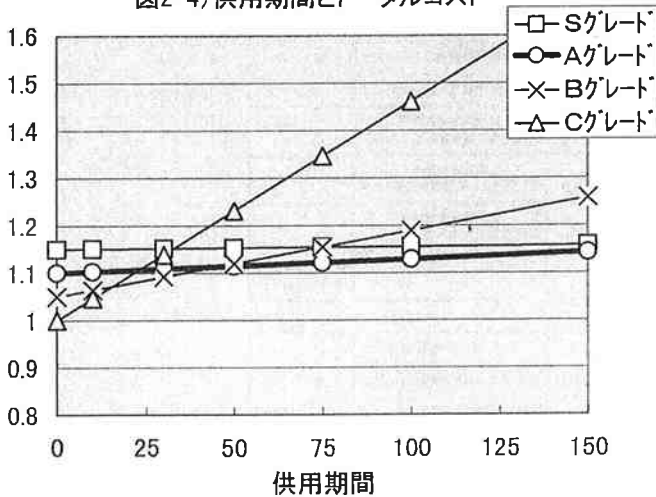
C_{ij} : 各工事区分毎の初期コストの全体初期コストに対する比率

D_{ij} : 各工事区分毎の各限界状態における補修費用の初期費用に対する比

E_{ki} : 各供用期間中にL1~L4の各地震に遭遇する想定回数 (= 供用期間 / 想定再現期間 とする)

I_m : 各グレードの建物の全体初期コストの比率 (Cグレードを1とする)

コスト比 図2-4) 供用期間とトータルコスト



コスト比率	安全確保	資産保全	継続使用	情報機器	快適居住
建築					
構造躯体	0.3	0.5	0.1	0	0
制震装置	0.05	1	0.5	0.3	0.1
外装	0.2	0.5	0.1	0	0
内装	0.2	0.5	0.2	0.1	0
設備機器	0.25	0.5	0.1	0	0

再現期間	10	30	50	75	100	150	
L4	1000	0.010	0.030	0.050	0.075	0.100	0.150
L3	500	0.020	0.060	0.100	0.150	0.200	0.300
L2	100	0.100	0.300	0.500	0.750	1.000	1.500
L1	30	0.333	1.000	1.667	2.500	3.333	5.000

Aグレード	限界状態	10	30	50	75	100	150
L4	資産保全	1.0014	1.0042	1.0070	1.0105	1.0140	1.0210
L3	継続使用	1.0007	1.0021	1.0035	1.0053	1.0070	1.0105
L2	情報機器	1.0005	1.0015	1.0025	1.0038	1.0050	1.0075
L1	快適居住	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
		1.0026	1.0078	1.0130	1.0195	1.0260	1.0390

Bグレード	限界状態	10	30	50	75	100	150
L4	安全確保	1.0053	1.0158	1.0263	1.0394	1.0525	1.0788
L3	資産保全	1.0028	1.0084	1.0140	1.0210	1.0280	1.0420
L2	継続使用	1.0035	1.0105	1.0175	1.0263	1.0350	1.0525
L1	情報機器	1.0017	1.0050	1.0083	1.0125	1.0167	1.0250
		1.0132	1.0397	1.0661	1.0991	1.1322	1.1983

Cグレード	限界状態	10	30	50	75	100	150
L4		1.0100	1.0300	1.0500	1.0750	1.1000	1.1500
L3	安全確保	1.0105	1.0315	1.0525	1.0788	1.1050	1.1575
L2	資産保全	1.0140	1.0420	1.0700	1.1050	1.1400	1.2100
L1	継続使用	1.0117	1.0350	1.0583	1.0875	1.1167	1.1750
		1.0462	1.1385	1.2308	1.3463	1.4617	1.6925

	0	10	30	50	75	100	150
Aグレード	1.1	1.103	1.109	1.114	1.121	1.129	1.143
Bグレード	1.05	1.064	1.092	1.119	1.154	1.189	1.258
Cグレード	1	1.046	1.139	1.231	1.346	1.482	1.693

資料6) 構造設計目標の設定

以上の検討を経た後、建築主と構造設計者のミーティングが行われ、下記の議論が行われた。

1) 構造形式の選択について、構造設計者よりの説明

構造設計者) 「M一号館」を忠実に復元、あるいは外観の再現を目指すのであれば、1章で述べたように、構造形式は組積造あるいはRC造とすべきであろう。その場合、さらに高度な耐震性能を要求するのであれば、基礎下における免震構法を採用するのが最適な選択と考えられる。しかし今回の設計においては、単なる外観の再現に留まらず、現代風のアレンジを加えた軽快さ、あるいはオフィスとしての快適性、機能性を要求した歴史的建築物の再生である。それを実現するための具体的な構造設計上のテーマとしては、

- ・ 無柱の大スパンオフィス空間の実現
- ・ 外観における重厚さと軽快さの調和

などが、上げられることになる。さらに、プロジェクト全体に対する基本的な要求事項である、経済性の確保を考慮すると、低降伏点鋼材等を使用した制震構造を組み込んだ鉄骨造による「M一号館」の再生という新たな選択肢が浮上する。今回の設計では、以上の可能性を念頭において、構造形式を選択を行う事としたい。

2) 主要構造の目標耐震グレードの設定についての議論

構造設計者) 2.1節に示した構造設計上の課題の内、耐震設計に関係するものを列記すると、以下の通りとなる。

- ①最大級の地震に対しても建物が継続して使用可能であること
- ②ある程度の地震に対しては被災後も情報機器等に誤動作等がないこと。
- ③供用期間として100年以上を考慮すること。
- ④最大級の地震に対しても、外装(カーテンウォール)等に支障が無いこと。

この内まず③より本建物で考慮すべき地震としては、少なくともL3、できればL4の巨大地震を対象とすべきである。その際、①④の条件を満足するためには、主要構造について2.3節に示した要求性能マトリクスで理想的にはSグレード、少なくともAグレード以上の耐震性能目標を設定すべきである。

建築主) その場合構造形式から見たとき何か制約はあるか。

構造設計者) 組積造・RC造の場合、免震構造とすれば、目標達成が可能である。鉄骨造であれば、低降伏点鋼材等を使用した制震装置を設置することで、同様に目標を達成することができる。

3) 建物の使用性についての議論

建築主) 使用性についても同様に目標をクリアすることは可能か。

構造設計者) ②の要求を実現するためには、使用性についてもAグレード以上の耐震性能目標を設定すべきということになる。その場合、2.5節の検討より明らかなように、建物の固有周期を1秒以上にすることが必要となる。それを実現するためには、免震構造とすれば、目標は達成されよう。

建築主) S造で制震構造を採用した場合はどうか。

構造設計者) その場合、この規模の建物では固有周期を1秒以上とすることは困難であり、Aグレード以上の使用性の確保は困難である。その際にはBグレード程度の目標設定とし、特に高い使用性能の要求を持つテナントに対しては、床免震システム等を個別に設置する方法も考えられる。

4) 建設コストについての議論

建築主) 建設コストの観点からは、どうか。

構造設計者) 2.6節の検討の通りである。Aグレードは制震装置を設置したS造建物を、Sグレードは免震建物を想定している。100年の供用期間中のトータルコストで考えれば、主要構造について見れば制震装置を設置したS造の場合が最も優れている。免震装置を設置した場合も、それほど悪くはないが、この規模の建物の場合初期コストの点で制震装置を設置した場合に比べやや劣る。

建築主) 当方の経済的事情から考えると、制震装置設置のS造が魅力的解となるが、その場合、L3、L4地震の際の継続使用確保のための設備機器の問題は、どう考えるか。

構造設計者) L3地震については、別途設備機器の設置方法等を検討すれば、ある程度の対応は可能であろう。L4地震については、水道ガス等の供給の問題、周辺の道路の被害状況等を考えると、元々建物単体で全ての要求を満足しようとするに無理があり、設備機器の問題を解決した上で継続使用を保証することは難しい。

- ・ 以上の議論をふまえ、最終的に構造形式は制震装置設置のS造とし、主要構造についてはAグレード以上を確保すること。また使用性については、必要に応じ個別対応とすることで目標達成することとするが、できればBグレード程度の耐震性は確保したいということで、目標設定が成された。

資料7) 総費用最小化に基づく地震荷重効果の設計値

本節では、地震荷重の設計値を、総費用最小化の観点から検討した。

7.1 目標信頼性の設定

地震荷重に対する安全性の考え方、すなわち耐震目標信頼性を、総費用最小化の観点から考える。総費用は、初期建設費用と損害リスクの和により定義される。損害リスクは、建物が破壊したときに生じる損失額と、建物が破壊する確率の積、すなわち、損失の期待値である。通常の建物(制震、免震などの特殊なデバイスの含まれない建物)に対し、総費用が最小となる β の値(β_{opt})は、次式で与えられる^(7.1)。

$$\beta_{opt} = -\alpha \cdot V + \sqrt{(\alpha \cdot V)^2 + 2 \ln \left(\frac{g}{\sqrt{2\pi k \alpha V}} \right)} \dots \dots \dots (7.1)$$

ここでは、コスト上昇係数 $k=0.1$ 、地震荷重の変動係数 $V=0.6$ 、分離係数 $\alpha=0.85$ とした。規準化破壊時費用 g については、一般的なオフィスビルでは $g=2.0$ 程度とされている。本建物においては、与条件で示されている、建物機能の重要性を考慮し、 $g=3.0$ とする。すなわち、建物が破壊した時の損失が初期建設費用の3倍であると考えた。このとき、(7.1)式より、最適信頼性指標 $\beta_{opt}=2.0$ が求まる。鋼構造限界状態設計指針では、現行規準とのキャリブレーションにより $\beta=1.5$ としている。これは通常の建物に対しての結果であるため、今回の建物の重要性を考えると $\beta_r=2.0$ は現行規準との比較からも適当であると考ええる。

また(7.1)式は、建物の終局時に発生する破壊時費用のみを考えたモデルである。しかし建物が使用限界状態を超えると、建物のもつ機能に障害が発生し、機能喪失による経済的損失が発生するような場合、終局限界状態以前に発生する損失のリスクは無視できず、より高い安全性が求められることが報告されている^(7.2)。今回のように重要な機能を持つ建物がそれに当てはまる。そこで今回は制震構造を採用する。制震構造の採用により建物応答を小さくし、終局時以前のリスク(内外装、設備機器等の被害リスク)を押さえることにより、 β_{opt} の妥当性を保つことが出来ると考える。今回実際に検討を行った結果、 $g=3.0$ としたとき、制震構造の採用により、リスクは10%程度減少することが分かった。一方、初期建設費用は同程度となった。

7.2 地震荷重効果の設定

地震荷重の設定は、建築物の限界状態設計指針(案)(L.S.D.指針)に示された確率量に基づき、荷重耐力係数法(L.R.F.D.)により行う。L.S.D.指針において、地震荷重は、50年最大値が平均値189gal、変動係数0.66の対数正規分布により与えられる。本建物は建物供用期間100年を設計と条件としているため、信頼性指標 β の意味の明確さを保つために、地震荷重を100年最大値分布とする。またここでは、L.S.D.指針で与えられている変動係数 V の値は、表層地盤増幅係数の変動係数を考慮した値であると考ええる。表層地盤増幅係数を、0.3とすると^(7.3)、標準地盤における地震荷重モデルの変動係数は、 $\sqrt{0.66^2 - 0.3^2} = 0.6$ となる。

50年、100年最大値の累積分布関数の関係 $F_{100}(X) = [F_{50}(X)]^2$ とL.S.D.指針(C.17)式を用いて、50年最大値分布から100年最大値分布を推定する。50年最大値分布(μ, V)=(189gal, 0.6)から、100年最大値分布の50%点、99%点の値(χ_{50}, χ_{99})=(219.2gal, 675.7gal)がもたらされる。ここから100年最大値分布の、対数平均、対数標準偏差(λ', ζ')=(5.39, 0.484)、さらに平均値、変動係数(μ', V')=(246gal, 0.514)が求まる。

塑性化する構造物の応答指標としては、入力エネルギーが物理量として安定していることが知られている。従って終局限界状態においてダンパーのエネルギー吸収により地震に耐える今回の建物においては、終局限界状態の設計においては、等価速度 V_e を荷重効果として採用する。

(μ', V')=(246gal, 0.514)をもとに、設計用応答加速度スペクトル S_A の100年最大値の平均値を算定する。平均値は、荷重指針に示されている式を用い、減衰定数 $h=0.05$ 、第二種地盤に対し求める。また変動係数は A_0, V_0 の変動係数(0.514)と、 G_A, G_V の変動係数(0.3)の自乗和平方を考え、 $V = \sqrt{0.514^2 + 0.3^2} = 0.64$ とする。

次に、等価速度スペクトルの100年最大値分布の平均値及び変動係数を求める。前で作られた S_A から、減衰定数0.05に対し、設計用等価スペクトル S_{VE} の平均値を、免震構造設計指針に基づき求める。変動係数は S_A と同じと考え0.64とする。設計値は、 S_{VE} の平均値93kine($T=1.0$ とした)、変動係数0.64、 $\beta=2.0$ 、 $\alpha=0.8$ とし、L.S.D.指針(3.2)式より、次のように求まる。(設計値) = (荷重係数) × (平均値) = 200kine

$V_e=200$ kineに対し設計をおこなえば、地震荷重100年間の $\beta=2.0$ 、すなわち本建物が供用期間中に、終局限界状態を超過する確率が約2%となる。

Reference

- (7.1)Kanda, J. and Ellingwood, B. "Formulation of Load Factors based on Optimum Reliability", Structural Safety, Vol.9, 1991, pp197-210
- (7.2)平川倫生, 神田順, "複数の限界状態を考慮した最適信頼性の評価", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, 1997年, pp69-70
- (7.3)Ahmed K. A. et al., "Uncertainty of the Soil Dynamic Response in Tokyo", Trans. Annual Meeting of A.I.J., 1996

資料 8) 構造設計 (その 1)

4.1 構造設計方針

- 1) A グレード以上の耐震設計目標実現のための方策
- ・外装材等の損傷回避のため各階層間変形角は1/100rad以下に納める。
 - ・柱、梁部材については、最大級の地震に対しても弾性とする。
 - ・L 2 地震の応答加速度を600gal以下に納める。

2) 制震装置の設計仕様

- ・間柱型の低降伏点鋼材パネルによる制震装置を採用する。
- ・制震装置の設計仕様は下左表による。また、各荷重レベルに対する制震装置の維持管理方針は下右表による。

降伏変形	風により生じる変形以上
許容歪み	1/20rad以下とする
許容累積塑性変形倍率	1400倍以下とする

L 4 地震	被災 2 回で交換とする	累積塑性変形倍率 ≤ 7 0 0
L 3 地震	被災 3 回で交換とする	累積塑性変形倍率 ≤ 4 6 6
L 2 地震	被災 5 回で交換とする	累積塑性変形倍率 ≤ 2 8 0
L 1 地震	弾性範囲内とする	累積塑性変形倍率 = 0

3) L 4 地震 (直下型地震) に対する配慮

- ・L 4 地震のエネルギー入力率の総エネルギー入力に対する比は50%とし、その入力を全て制震装置で吸収しきれるように設計する。

4.2 性能評価

1) 制震装置のエネルギー吸収率の評価

$$\Delta E_o = 2 \cdot \sum (Q_p \cdot (\delta_{max} - \delta_y))$$

但し、 ΔE_o : エネルギー吸収率
 Q_p : 制震装置の強度
 δ_{max} : 制震装置の最大変形
 δ_y : 制震装置の降伏変形

2) 制震装置の総エネルギー吸収量

$$E_o = 2n \cdot \Delta E$$

但し、 E_o : 総エネルギー吸収量
 n : 有効振動回数 (通常 2 とする)

3) 総エネルギー入力量

$$E_i = 1/2 \cdot (M \cdot V_e^2)$$

但し、 E_i : 総エネルギー入力量
 M : 有効質量
 V_e : エネルギー等価速度

4) エネルギー入力率

$$\Delta E_i = \zeta \cdot E_i$$

但し、 ΔE_i : エネルギー入力率
 ζ : エネルギー入力率の総エネルギー入力に対する比率

5) 変動係数の評価

エネルギー評価式で使用する各数値の変動係数は資料10の通りとする。

b) 性能評価の実際

a) に示した性能評価式を今回の建物に適用すると以下の通りとなる。
 エネルギー吸収率については、分離係数 α は0.75、目標信頼性指標 β は1.8とし、その時の変動係数は0.21、抵抗係数は1.024となる。
 総エネルギー吸収量については、分離係数 α は0.75、目標信頼性指標 β は1.8とし、その時の変動係数は0.23、抵抗係数は1.024となる。
 一方、総エネルギー入力量については、分離係数 α は0.75、目標信頼性指標 β は1.8とし、その時の変動係数は0.32、抵抗係数は1.017となる。
 エネルギー入力率については、分離係数 α は0.75、目標信頼性指標 β は1.8とし、その時の変動係数は0.34、抵抗係数は1.036となる。
 いずれにせよ、下記のせん断パネルを組み込むことにより、建物に必要な全エネルギー吸収能力を、制震装置で負担することが可能となる。

階	ハネ幅	ハネ厚	ハネ枚数	公称強度	ハネ強度	平均強度
3	736	12	8	0.577	408	0.824
2	1109	12	8	0.577	614	0.824
1	1300	12	8	0.577	720	0.824

階	階高	降伏変形			最大変形		
		下限値	変動係数	平均値	下限値	変動係数	平均値
3	470	1.175	0.14	1.449	4.7	0.14	3.953
2	470	1.175	0.14	1.449	4.7	0.14	3.953
1	470	1.175	0.14	1.449	4.7	0.14	3.953

階	ΔE	変動係数	抵抗係数
3	2043	0.21	1.024
2	3075	0.21	1.024
1	3606	0.21	1.024

エネルギー吸収率 = 8930
 総エネルギー吸収量 = 35720

E	0.23	0.985
---	------	-------

エネルギー等価速度		総質量	総質量	有効質量
公称値	平均値			
200	142	1255	1.281	0.854

階	総エネルギー入力量	エネルギー入力率	変動係数		質量係数		質量
			0.32	1.017	1.017	1.024	
3	2043	0.32	1.017	1.017	1.024	17075	
2	3075	0.34	1.036	1.036	1.024	8537	

エネルギー入力率 = 8844
 総エネルギー入力量 = 17360

4.3 制震装置の設計

4.2節で求めたせん断パネルを組み込んだ制震装置を設計する。
 制震装置を設計するに当たっては、制震装置の降伏変形が、風荷重により引き起こされる変形より大きいことが、重要な設計条件となる。
 下表より、降伏変形の変動係数を0.17とした時、風荷重による変形が1階で0.871cm、2階で0.848cm、3階で0.964cm以下であれば、設計条件を満たすことになる。
 下表より明らかのように、風荷重の変動を考慮したとしても、上記設計条件は十分に満足していることが分かる。

1階

	下梁	下梁台	ハネ	上梁台	上梁
フランジ幅	250	250	250	250	250
フランジ厚	19	19	19	19	19
ウェブ幅	950	1300	1300	1300	950
ウェブ厚	16	16	12	16	16
材長	3000	1750	1200	1750	3000
断面2次モーメント	6211076	22163855	22163855	22163855	6211076
せん断断面積	152	208	156	208	152
せん断剛性		963	1053	963	
曲げ剛性	1850	28054		28054	1850
剛性		239			
降伏強度		90			
降伏変形		1.131			

変動係数 風許容変形
0.17 0.871

風荷重による変形

階	風荷重	剛性	変形
3	119.2	1017	0.12
2	160.2	1727	0.09
1	224.7	1975	0.11

注) 風荷重は、学会荷重
 指標によるものとし、
 Y方向で、再現期間
 1000年の値を採用した

2階

	下梁	下梁台	ハネ	上梁台	上梁
フランジ幅	250	250	250	250	250
フランジ厚	19	19	19	19	19
ウェブ幅	950	1109	1109	1109	950
ウェブ厚	16	16	12	16	16
材長	3000	1750	1200	1750	3000
断面2次モーメント	6211076	11635413	11635413	11635413	6211076
せん断断面積	152	177	133	177	152
せん断剛性		821	898	821	
曲げ剛性	1850	13678		13678	1850
剛性		208			
降伏強度		77			
降伏変形		1.101			

変動係数 風許容変形
0.17 0.848

3階

	下梁	下梁台	ハネ	上梁台	上梁
フランジ幅	250	250	250	250	250
フランジ厚	19	19	19	19	19
ウェブ幅	950	736	736	736	736
ウェブ厚	16	16	12	16	16
材長	3000	1750	1200	1750	3000
断面2次モーメント	6211076	2207878	2207878	2207878	2207878
せん断断面積	152	118	88	118	118
せん断剛性		545	596	545	
曲げ剛性	1850	2595		2595	658
剛性		122			
降伏強度		51			
降伏変形		1.251			

変動係数 風許容変形
0.17 0.964

資料 9) 構造設計 (その 2)

4.4 柱・梁フレームの設計

a) 設計手順

4.3で地震動により入力する全エネルギーは、制震装置で全て取りきるように設計したのであるから、そのとき生じる変形量に対し、柱・梁フレームが健全な状態内に納まれば、本建物の上部構造の耐震設計は概ね完了することになる。以下に、その確認の手順を示す。

- ①鉛直荷重時応力解析結果に基づいて断面設計を行う。
- ②①で設計したフレームにAi分布に比例した単位荷重をかけ、変形を求める。
- ③②で求めた変形より各階変形が1/100radとなる外力を逆算する。
- ④③で求めた外力で水平荷重時応力解析を行い、その結果に基づいて断面検定を行う。
- ⑤以上の結果が4.1に規定した構造設計目標を満足することを確認する。

b) 断面検定

柱・梁フレームの設計で使用する信頼性設計法の各指標は以下である。

まず長期荷重については、抵抗値の平均値と公称値の比 \bar{R}/R_0 は、鋼材の強度とF値の比と同等と考えられることから $\bar{R}/R_0=1.4$ とする。また分離係数 α_R は0.75、 β_T は超過確率1%以内として3.3、変動係数 V_R は次頁に示す変動分析チャートより0.10とすると、抵抗係数 ϕ は1.05となる。一方、荷重効果は最大変形に依存することから、荷重効果の平均値と公称値の比 S/S_0 は1.0、分離係数 α_S は0.75、 β_T は超過確率1%以内として3.3、変動係数 V_S は次頁に示す変動分析チャートより0.18とすれば、荷重係数 γ は1.45となる。従って、長期荷重に対する断面検定は、通常の構造設計プログラムで求まる、抵抗値と荷重効果に対して以下の検定式を適用すれば、良いことになる。

$$1.05 \cdot R_0 \geq 1.45 \cdot S_0$$

また短期については、抵抗値の平均値と公称値の比及び分離係数は長期の場合と同様に、 $\bar{R}/R_0=1.4$ 、 $\alpha_R=0.75$ 、 β_T は超過確率5%以内として1.8、変動係数 V_R は次頁に示す変動分析チャートより0.10とすると、抵抗係数 ϕ は1.21となる。一方、荷重効果は長期断面検定の場合と同様になることから、荷重係数 γ は1.45となる。従って、短期荷重に対する断面検定は、通常の構造設計プログラムで求まる、抵抗値と荷重効果に対して以下の検定式を適用すれば、良いことになる。

$$1.21 \cdot R_0 \geq 1.47 \cdot S_0$$

c) 梁のたわみの検討

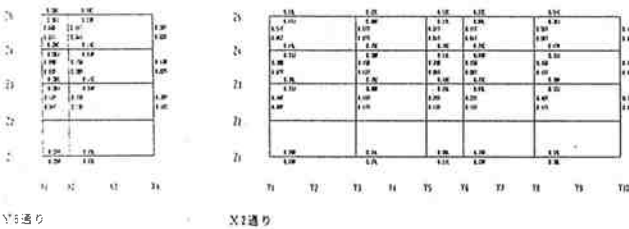
次に、梁のたわみについては、抵抗値の平均値と公称値の比 \bar{R}/R_0 は1.0とし、分離係数 α_R は0.75、 β_T は超過確率1%以内として3.3、変動係数 V_R は次頁に示す変動分析チャートより0.11とすると、抵抗係数 ϕ は0.73となる。一方、荷重効果は長期断面検定の場合と同様になることから、荷重係数 γ は1.45となる。従って、断面検定は、通常の構造設計プログラムで求まる、抵抗値と荷重効果に対して以下の検定式を適用すれば、良いことになる。

$$0.73 \cdot R_0 \geq 1.45 \cdot S_0$$

断面検定

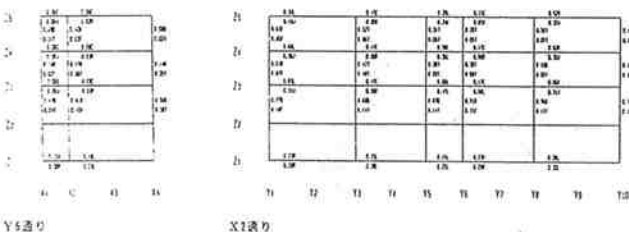
a) 長期荷重時断面検定図

$$\leq 0.73 (= 1.05/1.45)$$



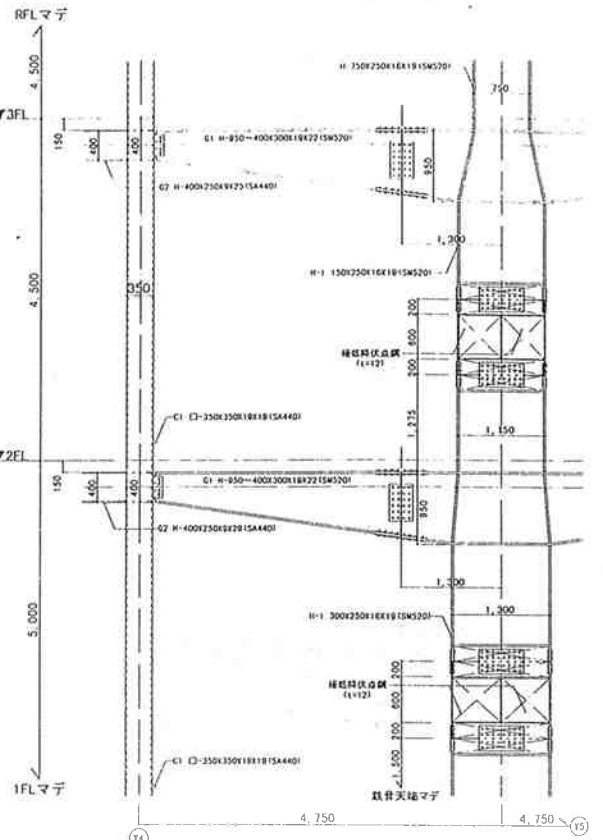
d) 短期荷重時断面検定図

$$\leq 0.83 (= 1.21/1.47)$$



c) 梁のたわみの検討 (R₀の公称値1/300とする)

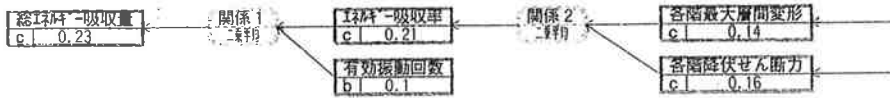
	フレーム	スパン	たわみ/スパン	検定値	
Z4	Y1フレーム	XS2~3	G2	1/1356	0.22 $\leq 0.52 (= 0.73/1.43)$
		XS4~5	G1	1/586	0.51 $\leq 0.52 (= 0.73/1.43)$



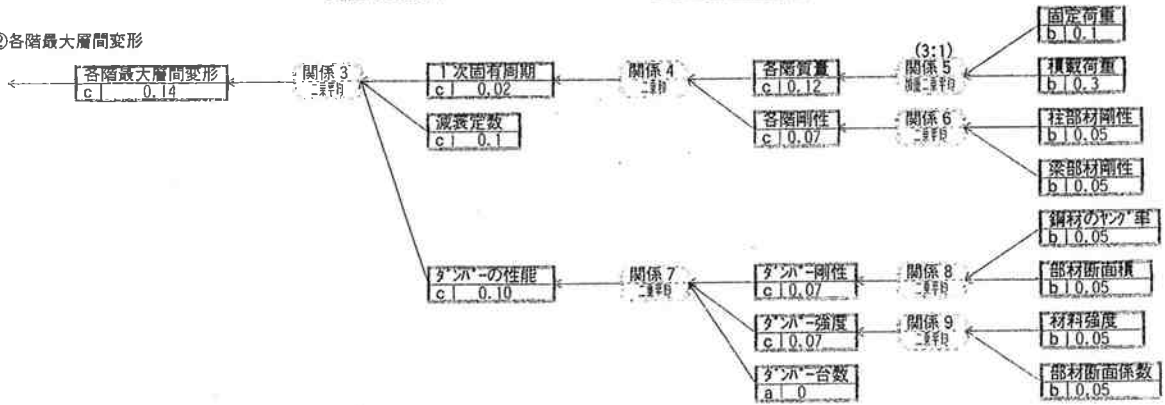
X3通鉄骨詳細図 S=1:60

資料10) 変動分析チャート

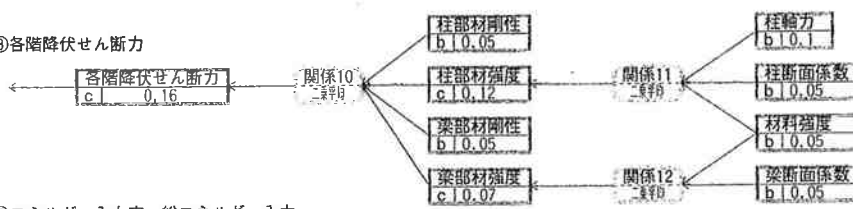
①総エネルギー吸収量, エネルギー吸収率



②各階最大層間変形



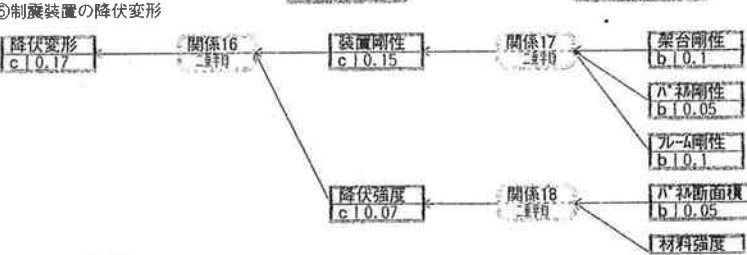
③各階降伏せん断力



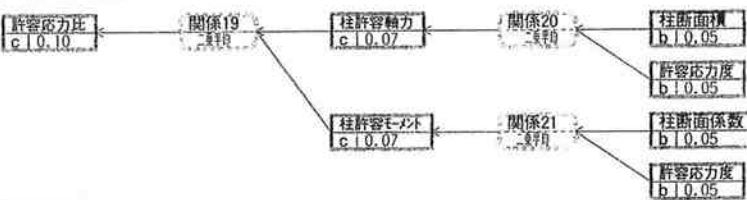
④エネルギー入力率, 総エネルギー入力



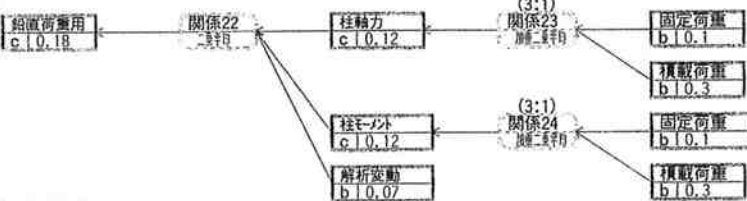
⑤制震装置の降伏変形



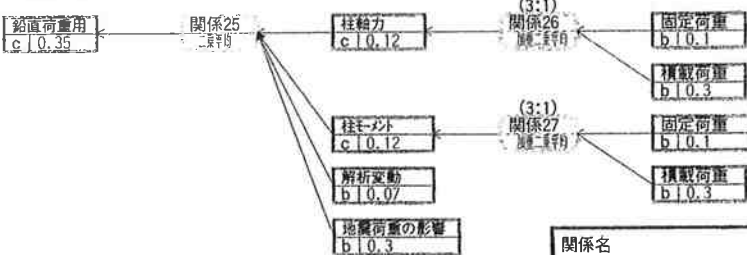
⑥柱梁断面算定



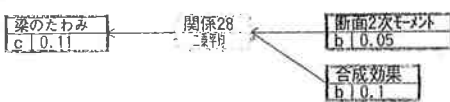
⑦鉛直荷重



⑧地震荷重



⑨梁のたわみ



関係名	関係式
関係1~3, 6~14, 16~22, 25	$V_0 = \text{SQRT}(\Sigma V_i^2)$
関係4	$V_0 = \Sigma V_i^2$
関係5, 15, 23, 24, 26, 27	$V_0 = \text{SQRT}(\Sigma (\alpha_i V_i)^2) / \Sigma \alpha_i$

資料 1 1) 妥当性の確認及び性能表示

4.7 振動応答解析による設計の妥当性確認

ここでは、制震装置を内蔵する本建物の設計の妥当性を確認するために、振動応答解析を試みる。解析に当たっては、本数地表面約1.5~2.0mは軟弱地盤となっているため、地盤杭と建物の連成を考慮することが必要である。その為に、振動解析モデルとしては、図4.7-1のようなモデルを仮定する。但し、図で各記号の意味は以下である。

- M1, M2, M3, Mr: 建物重量
- Kb, K1, K2, K3: 建物剛性
- Mb: 基礎重量
- Mb1, Mb2: 杭重量
- Ke, Ke1, Ke2, Ke3: 杭と地盤の相互作用剛性
- Mc, Mc1, Mc2, Mc3: 地盤質量
- Kc, Kc1, Kc2, Kc3: 地盤剛性
- Kd0: 地盤杭等価剛性
- Mbe: 地盤杭等価質量

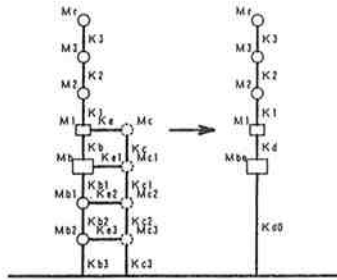


図4.7-1) 振動解析モデル

地盤質量、地盤剛性は、Mindrinの第2解を用いることにより杭と地盤の相互作用の影響範囲を推定し求める(図4.7-2参照)。同様に杭と地盤の相互作用剛性についても、Mindrinの第2解より求める(図4.7-3参照)。

地盤等価剛性は、Mindrinの第2解より求める各剛性と杭剛性を連成させた静的応力解析モデルを作成し、単位荷重をかけた場合の荷重変形関係より求める(図4.7-4参照)。地盤等価質量は、静的解析モデルの各節点の変位分布による重みを付けて足し合わせるにより、求めるものとする。

入力地震波は、2.3a)に示す1~L4の各荷重レベルの模擬地震波を作成した。その際、位相差分布に着目することにより、直下型あるいは海洋型といった地震像を表現した。

最終的な振動解析モデルの振動用諸元及び解析結果を下記に示す。概ね、4.1に示した与条件に対し妥当な範囲に解析結果が納まっていることが確認された。

階	最大変位	最大加速度	最大応力	最大変位	最大加速度	最大応力
3階	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
2階	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
1階	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
B1	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
地盤	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	

階	質量	剛性	相互作用剛性	相互作用質量
3階	530.0	41.3	976.0	816.0
2階	360.0	55.1	1672.0	1232.0
1階	365.0	62.8	1912.0	1440.0
B1	375.0	4000.0		
地盤	3403.0	881.0		

階	最大変位	最大加速度	最大応力	最大変位	最大加速度	最大応力
3階	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
2階	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
1階	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
B1	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	
地盤	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313	

階	質量	最大変位	最大加速度	実数定数	実数定数	
3	530	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313
2	360	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313
1	365	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313
地下	375	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313
地盤	3403	11.5	1.87	194.8187	0.02	3.892313
28018.21等価質量 0.04933						

図4.7-2) 地盤振動の影響範囲の推定

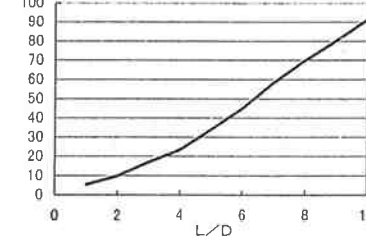
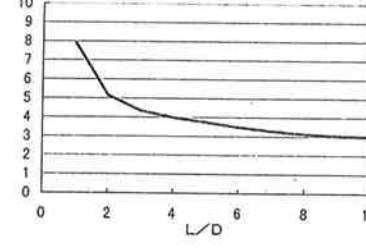
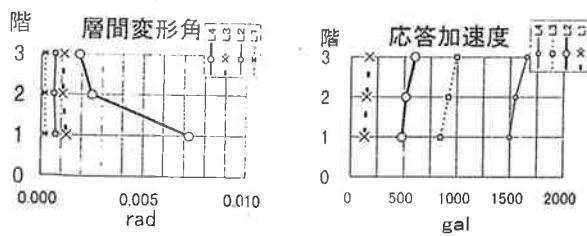


図4.7-3) 相互作用剛性の推定



階	(等価)重量	(等価)剛性	ガンバ-諸元	
			弾性剛性	降伏強度
3	530.0	41.3	976.0	816.0
2	360.0	55.1	1672.0	1232.0
1	365.0	62.8	1912.0	1440.0
B1	375.0	4000.0		
地盤	3403.0	881.0		

注)・ガンバ-は完全弾塑性形復元力特性とする。
・建物の方向で剛性に大差が無い場合X方向のみを示す。



1次固有周期=0.5秒

L4	105.6
L3	35.2
L2	0
L1	0

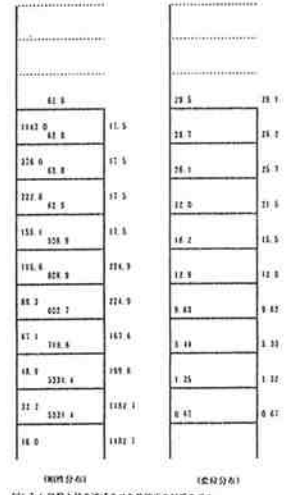


図4.7-4 地盤と杭の連成させた静的応力解析モデル

4.8 性能表示

以上より、本建物は以下の性能を保有することが明らかとなった。

部位	グレード	保証性能	超過確率	備考
主要構造部	Sグレード	L4地震に対し継続使用可能限界以内 柱・梁弾性、層間変形角≤1/100rad	5%以内	
使用性	Bグレード	L2地震に対し応答加速度600gal以内 L1地震に対し応答加速度250gal以内		振動応答解析で確認

また、制震装置の管理基準は以下の通りとする。

L4地震	被災2回で交換とする	累積塑性変形倍率≤700
L3地震	被災3回で交換とする	累積塑性変形倍率≤466
L2地震	被災5回で交換とする	累積塑性変形倍率≤280
L1地震	交換不要	累積塑性変形倍率=0

5. まとめ及び考察（資料12）

5.1 まとめ

a) 限界状態設計法の具現化（資料1）について

・日常使用される構造設計ツールは、できる限り多様であるべきであり、画一的な方法論や体系で満足すべきではない。逆に言えば、そのような設計ツールの要件としては、汎用性があり、分かり易く、構造設計者の多様な要求に応え得るものでなければならない。そのような観点から、今回の設計では、分離係数 α 、目標信頼性指標 β は固定的な値を用いるものとし、変動分析チャートを用い変動係数の分析を行うことにより、簡明な係数の設定により設計を行う手法を試行することとした。

b) 使用性に関する検討（資料5）について

・結果としては、本建物の固有周期は0.5秒程度であるが、制震装置の降伏等を考慮して等価周期が0.6秒前後になっているものと解釈すれば、資料11の振動解析結果と本資料の推定値は良く整合している。

c) コスト（資料5）について

・本方法を分析ツールとして用いることには、設計チームの中でも異論が多かった。その理由は各地震の遭遇回数 E_{ki} に β とリンクする超過確率が考慮されておらず、結果として誇張された評価となっている点である。しかし、確率的表現には、罹病率に着眼した場合（条件により何倍にも変動する）と非罹病率に着眼した場合（条件を変えても殆ど変動しない）のような側面もあり、顧客に対する説得性を考慮して、今回このツールを使用することとした。別の意味での社会的リスク等も考慮に入れると、図2-4に示した結論は大局的には誤ってはいないとの判断もあり、一概にこのような表現も否定すべきでは無いとの立場をとる。

d) 変動分析チャートの利点

・変動分析チャートは、解析結果として求まる、一般的には把握し難いと考えられる様々な工学量のばらつきの程度を、他の事象との関係から推定することを目的として、開発したツールである。
・設計の各プロセスには様々な不確かさが内在しているが、このツールを利用することにより、それらを構造設計者がどのように認識しているかを明らかにする点で、このツールには利点がある。
・また工学的に未熟な部分を、将来克服すべきテーマとして抽出できる点でも、有効なツールである。
・チャートの書き方については、多分に主観的判断に頼らざるを得ない部分も多いが、逆に変動の大きな部分を押さえておけば、多少書き方が異なっても、結果に大きな差異が生じないという、メリットもある。

5.2 考察（限界状態設計法の意義）

構造設計は典型的な知的な活動の一つであり、それを進めるに当たっては、構造設計者は多くの難問の発生に遭遇することを覚悟せねばならない。そして、そのような問題に対しては、例えば「構造一貫システム」のような画一的なツールではその克服は困難であり、構造設計者の持つ様々な知識や知恵を駆使することにより、始めてその問題を克服することができる。

構造設計者はそのような問題を克服するために、比較的簡便で汎用性のある設計規範（パラダイム）をあらかじめ準備しているのが通例である。例えば、4.2に示したエネルギー手法等はその典型である。構造設計者はそのような規範を用いることにより、自らの設計のストーリーを構成し、またそれを用いて他人に設計の意図を語るることができる。

限界状態設計法は、そのような設計規範の一つとして捉えるべきである。構造設計には、従来説明し難かったいくつかの問題がある。一つは構造性能表記の問題である。もう一つは、構造設計に内在する「不確かさ」の問題である。限界状態設計法はこの2つの問題に対し、

- ・限界状態を想定した性能表記
- ・信頼性設計法

の2つの概念を導入することにより、構造設計者を支援する設計規範としての役割を担うものである。

例えば、確率論の考え方を導入することにより、厳密な理論的考察では到達しえなかつた解に、立ち至る場合もある。工学の様々な場面で使用される2乗平均法等は、その典型的な例である。

つまり、限界状態設計法は従来の設計法に置き換わるものではなくて、それを補完するものとして捉えるべきである。限界状態設計法は従来の設計法の不完全さ（性能表記の問題及び不確かさの問題）を補完することにより、構造設計を革新すると我々は考える。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針（案），1999.4
- 2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998.10
- 3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1993.6
- 4) (財)日本建築セック：建設省委託報告書「建築設備の耐震設計・施工指針」，1980.3
- 5) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980.9
- 6) 稲川達夫，コンピュータによる建築構造設計支援のあり方に関する研究－FACT法の提案－，東京大学学位論文，1997.3
- 7) 三菱地所社内資料：地盤・杭・建物相互作用系の振動解析プログラム（理論編），1981.4
- 8) 翠川二郎，小林啓美：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定，日本建築学会論文報告集，1979.8