

35階ビルの耐震設計に関する研究 基礎研究

武藤 清 *
安藤 範平 **
大沢 胖 ***
太田 外気晴 ****

1 まえがき

1.1 昨年7月16日の建築基準法の改正で、日本にも高さ50mをこえるような高層ビルが建て得るようになつたが、その場合問題になるのは何と云つても耐震安全性である。

本年3月発表された日本建築学会の高層建築技術指針ではベース・シャー係数CBを建物の固有周期(Tsec)に基づいて

$$CB = \frac{0.36 \sim 0.18}{T} \dots\dots\dots (1)$$

から定め、しかもその値を0.2~0.05の範囲内にすればよいことを述べている。

この形式は、1956年サンフランシスコ市の建築条令に採用されて以来、新動的設計法として米国内各都市ばかりではなく欧米各国で採用され、世界を風びする勢にある。(ただし、各国の数値そのものは上記の値の数分の1である。)

1.2 私は、私達が手かげた数多くの高層建築物の地震応答研究の結果から見て、上記のような方法は、低層のものには適当であるかも知れないが、高層のものには不適當であると考えている。その理由を簡単に云うと、高層建物の応答は地震波動の伝波であつて、上記のような、振動論的な公式は適合しないと考えるからである。

このような訳で、私達は特別の設計方法をとつているのであるが、その方法をここに述べることにする。

1.3 最近私達は、地上35階建の霞ヶ関三井ビルの設計の検討を行つているが、時日もあつたので、既に2ヶ年以上も検討を重ねて、形式の異なつた各種の計画について、その耐震計算を行つてきた。

本論文には最近研究している9月案をモデルにして、われわれの設計法を述べてみたいと思う。

2 設計の順序と方法

動的設計の方法としてはいろいろ考えられる。特定の一つの地震波形、たとえば仙台地震の波形最大

* 東京大学名誉教授，鹿島建設KK
** 霞ヶ関三井ビル設計グループ
*** 東京大学工学部
**** 鹿島建設技術研究所

震度0.2に対して、「最も合理的な設計を」と云うのであればただ一つの最適の設計を求めることもできる。しかし、私達としては、その地盤に適当な一つの地震波形を定めることができないので、類似の地盤に起つた数個の過去の地震記録をとりあげて、試算した建物のどんな応答が起るかを調べ欠点を直して第2次の設計をつくり、それに起る応答を求めてはまた繰返し設計を修正すると云つた試案法によつてい

この操作を表1によつて見られたい。

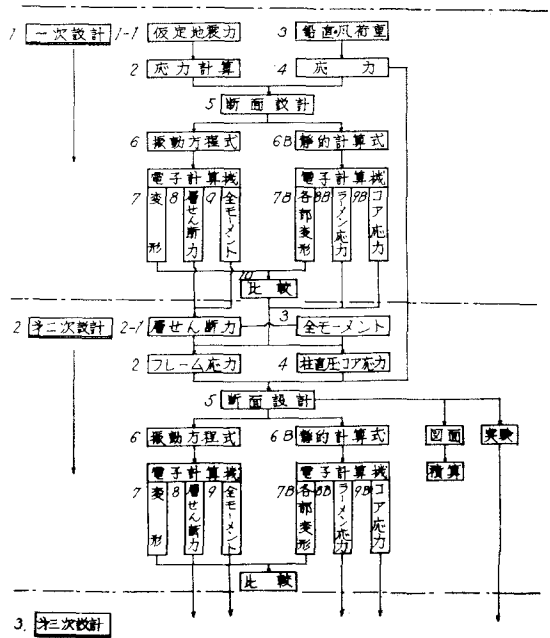


表-1 耐震計算チャート

2.1 まず第1次設計について検討する。

2.1.1 地震力を仮定し、層せん断力を定め

2.1.2 応力計算を行つて、曲げモーメントや直圧を定める。これを鉛直その他による応力と合せて、

2.1.5 断面を定める。これが第1次設計になる。

2.1.6 そこで、普通の仮定で振動方程式を作り、各種の地震を考え、電子計算機で応答を調べ、

2.1.7 全体のゆれ方や各層の最大変形がいかなる時刻に起るかを知ることは最も重要である。

2.1.8 また、各層の最層せん断力や、全体としての転倒モーメント Over Turning Moment (O.T.M.) を求める。

2.1.6 B 一方、計算を精密にするために静的の計算を電子計算機で確かめることも大事である。転倒モーメントで起る柱の伸縮による応力の修正は、コアのフレームや耐震壁を使つたときに特に見逃さないことで、この結果を参考にして2次設計では、振動方程式に柱の伸縮を取り入れて精度の高い

計算にすすむことができるのである。

2.2 以上の動的，静的の計算結果を総合して，第2次設計にすすむ

2.2.1 2.2.6の結果を参考にして設計用層せん断力と2.2.3 O. T. M. をきめる。

2.2.2～4 フレームの応力，柱の軸方向力を定め

2.2.5～ 断面を修正して第2次設計を定め，第1次の場合と同様の操作をくり返す。

2.3 この間，接合部の実験を行つて，接合の剛性を調べて，これを利用して振動方程式を修正するのも大事なことである。

3 設計実例による解説

3.1 建物概要

図1は建物の概要で，この案では長手方向9.6m×8スパン，短手方向は16m，11m，16mの3スパンである。

ここには短手方向骨組の設計について述べることにするが，その中央スパンの柱と梁は太くコア的になつている。常用計算法で外柱1に対し，内柱3.5のせん断力をもつような骨組である。このような構造計画にすると，中央スパンには大きなせん断力が集中するので，耐震壁の場合に似て，コア部分に曲げ変形が起り，その影響が上層部におよんで，頂部では逆に外柱に大きなせん断力が起るようになる。(図にはせん断力集中をハッチで示した。)

以下この構造設計を例にとつて説明したいと思う。

3.2 設計手順の概要

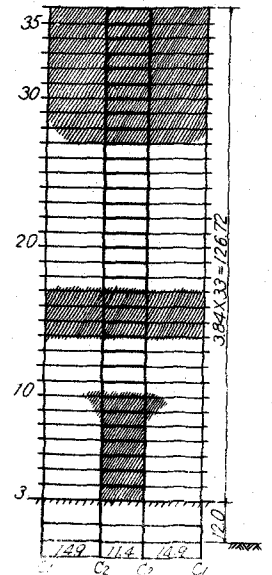
35階といつた高層ビルの耐震計画として大事なことは，建物の上下を通じて剛性の変化をできるだけ少なくすることである。このことは，私の東大退官記念講義で述べたところである。このような新しい成果を取り入れながら全体の構造のバランスを図り，第1次の構造設計を定めた。その動的応答，静的精密応力を電子計算機で調べて欠点や無駄を探して，修正第2次設計をつくつた。これを電子計算機で繰り返し調べるといつた手順によつたのである。

以下に，第2次設計までの結果を図によつて説明することにする。

地震の波形としては，Prof. Bergが私に寄せられた米国の地震波と，セラック委員会が作成した日本地震の波形を鹿島技研でデジタル化したものを用いているが，ここには硬い地盤に対して通常用いられるエルセントロ波

地震波 1940 E ℓ Centro N-S成分 (最大加速度0.33g)を用いた。

3.3 材形(表2参照)



図一 建物骨組図(単位m)

注 ハッチはせん断力の集中を示す。

図一 1 モデル建物

	柱		梁	
	外柱	内柱	外梁	内梁
	SM50A	SM50A		
3.5	D = 900 Bx = 300 By = 300 tf = 18 tw = 12	D = 1100 Bx = 300 By = 300 tf = 18 tw = 14	H-800x300 X14x26 (SS50)	D = 1000 B = 400 tf = 24 tw = 18 (SS41)
2.5	D = 900 Bx = 300 By = 400 tf = 24 tw = 12	D = 1100 Bx = 400 By = 400 tf = 26 tw = 14	H-800x300 X14x26 C.P. 6x300 (SS50)	D = 1000 B = 400 tf = 24 tw = 18 (SS41)
1.5	D = 900 Bx = 300 By = 400 tf = 30 tw = 20	D = 1100 Bx = 400 By = 500 tf = 34 tw = 22	H-800x300 X14x26 C.P. 6x300 (SS50)	D = 1000 B = 400 tf = 26 tw = 18 (SS41)
5	D = 900 Bx = 300 By = 400 tf = 35 tw = 30	D = 1100 Bx = 400 By = 500 tf = 42 tw = 38	H-800x300 X14x26 C.P. 6x300 (SS50)	D = 1000 B = 400 tf = 34 tw = 18 (SS41)

表 - 2 柱梁の断面表

3.4 建物のゆれ方 (図 - 2 参照)

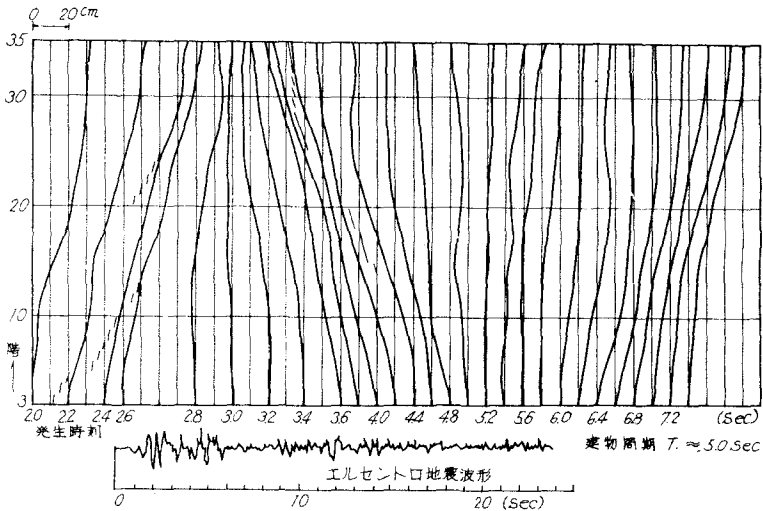


図 - 2 第2次設計 振動モード曲線

- 注 1. 太線は各形に起つた最大変位の時刻
 2. このゆれ方から複雑な地震波の伝わり方(上昇と下降)がわかる。

エル・セントロ地震による第2次設計の応答は図-2に見る通りである。そのゆれ方を見れば、それがいわゆる地震と云つたものではなく波の伝ばであることがわかる。(このことからアメリカ型の公式設計の批判が生れる。)

3.5 層せん断力(図-3参照)

第1次設計で仮定したせん断力と第1次応答最大値との関係、第2次設計用と応答値等を図によつて見ていただきたい。

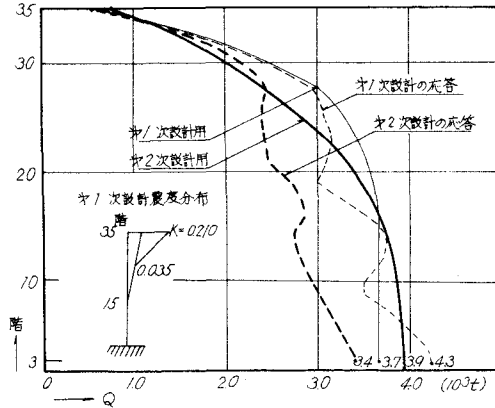


図-3 設計用剪断力及び応答剪断力

3.6 転倒モーメント(図-4省略)

第1次せん断力からO.T.M. を求めると、1階で41万t mであつたが、第1次応答では33万t m、第2次応答では24万t mと激減した。(スライドにて示す)

3.7 各部応力

3.7.1 曲げモーメント(図-5参照)

第1次仮定地震力(せん断力)に対する常用曲げモーメントは図の点線であり、この応力による柱の伸縮を考へて求めた第1次精密計算は実線のようになる。その差が如何に大きいかがわかる。

この二つの結果を参考にして、中間値をとつて、第2次設計用せん断力を使つて設計用応力を定めた結果は図の右例点線である。この応力のときの柱の伸縮を加へての第2次精密計算値は実線になるが、両者は可なり一致しているの、最終設計用数値に近いものである。

3.7.2 柱の直圧

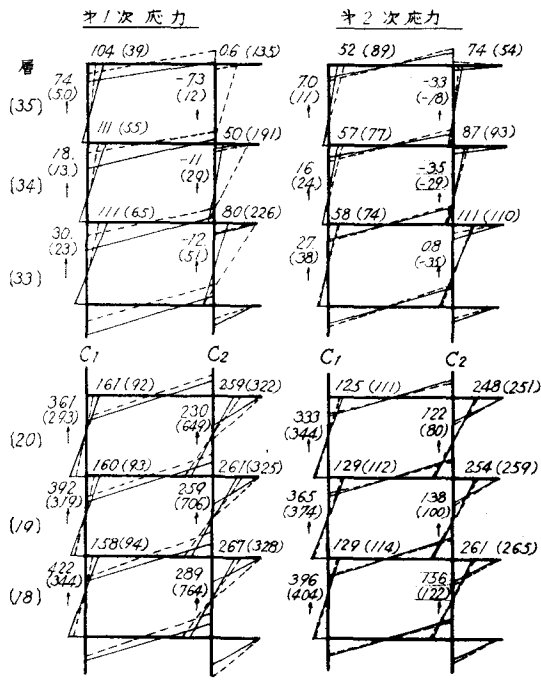
設計用(応答)せん断力から算出した直圧値は図-5に示した通りであるが、これはせん断力が各階に同時に作用すると仮定したときの値である。実際は上記3.6で述べたように応答のO.T.M. は小さくなるので、柱の直圧も図-6の値をO.T.M. の減少と同率に減らして設計用を定めることになる。

3.8 層間変位(図-6参照)

3.9 安全性

第2次設計の段階で見て、この設計は

強度は、エルセントロ 0.33g に対して、許容耐力以下で十分に安全



点線 (括弧内数値) は設計用軸力を示す。

図-5 設計せん断力による曲げモーメント図及び直圧 (tm, t)

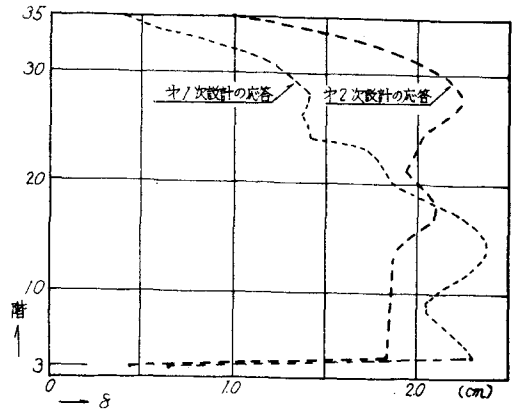


図-6 応答最大層間変位 δ

変形からは、エルセントロ 0.29g で層間変位 2cm

の耐力をもっている。これは充分すぎる安全度と私は考えている。今後このような動的設計によるとき、如何なる安全度を与えるべきか、日本の技術的見解の統一が望まれる。(米国における規定ではこの $\frac{1}{3}$ 程度の耐力であればよいことになっている。)

4 むすび

動的設計はむずかしい幾多の問題をもっているので、今後にまつところが多いが、ここに述べたものは現段階で最善までは行かなくとも次善のもの一つと考えるが如何であろう。

諸氏の御批判を仰ぎたい。