

コアを有する超高層建築の耐震解析について

大 沢 胖*

1. 序

超高層建築では、平面計画上中央部分にエレベーター・階段・便所・ダクトスペースなどを集めて、いわゆる「コア」を形成させている場合が多い。(図-1参照)このコア部分の壁を鉄筋コンクリートまたは鉄骨ブレース入りの連層耐震壁として活用することは、この壁がラーメン柱に較べて大きな剛性・強度をもつことからみて有効な手段と考えられる。この場合、コア壁とラーメンを含む骨組全体(耐震コア一式骨組をよぶ)の耐震解析が設計上の重要問題となる。

この種骨組の耐震解析に関する研究は、最近国内・国外でようやくさかんになってきたが、^{1)~6)} なにぶん純ラーメン式に較べて一段と複雑になるのでなお解決すべき多くの問題が残されている。本論文では、まず主として従来の研究結果からみた耐震コア一式骨組の特性をあげ、次に特に問題になると思われる塑性変形と振動周期について考察し、さらに振動解析の一方法について述べる。

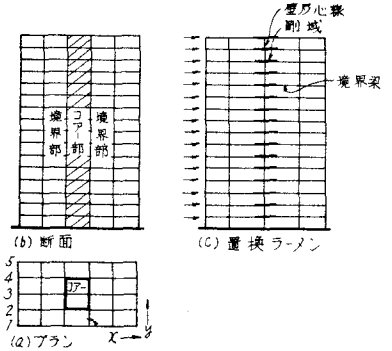


図-1 耐震コア一式骨組

2. 耐震コア一式骨組の特性について

2.1 解析方法について

耐震コア一式骨組は、コア壁を線材で表わせねば全体をラーメン式の骨組として扱うことができる。すなわち、図-1(C)に示すように壁をその重心線で代表される線材で表わし、曲げのほかは剪断の変形も考え、壁に連なる梁は剛域をもつものとして扱い、さらに必要とあれば柱または壁の軸方向変形も考慮する。この場合の解法としては、一般形に拡張されたラーメン解法が用いられる(文献2)参照)

ただし、このように超高次の不静定問題として一般形のラーメン解法で解くのはあまり煩雑になる場合が多いので、筆者はコア壁とラーメンの境界部分を一応切離して扱い、境界の連続性を満足するように適当な仮定を設けて解析する方法を提案している。(文献4)参照)

2.2 水平力に対する特性

耐震コア一式骨組が静的水平力をうけるとき、どのような力学的特性を示すかという点について、武藤博士と筆者が行った従来の研究結果を要約すると、おおむね次のようになる。

* 東京大学地震研究所

2.2.1 水平力がそれぞれの剛性に比例して、ラーメン部分およびコア一壁に分担されると考えた場合、コア一壁の水平剛性は、(1)壁自体の上部構造の剛性(片持梁の剛性) (2)壁基礎の回転剛性、(3)壁に連なる面内、面外の梁・基礎梁(境界梁)の剛性-によって決まる。超高層においては、特に(3)の境界梁の剛性が支配的となる場合が多い。

2.2.2 上のコア一壁の剛性について上下方向の分布をみると、一般的に云って、下層・中層では相当の大きさをもつが、上層ではきわめて小さい値となる。ラーメンと組合わせて剪断力分布を計算すると、最上層付近では加力方向と逆向きの剪断力(逆剪断)となる場合が多い。

2.2.3 2.2.1で述べたコア一壁基礎の回転剛性がコア一壁全体の剛性に与える影響はかなり大きい、この影響は、下部から順次上方へ伝わっていく性質のもので、伝播の途中減少していくから、一般に下層ではきわめて大きいが上層では無視できるほど小さくなる。

2.2.4 骨組全体の応力分布からみると、局部的に応力が集中し易い傾向が認められる。それは主として境界梁の曲げ応力とコア一壁脚部の曲げ応力である。

以上の特性に関する説明を補足するため、具体的な骨組例についての計算結果を図-2に示す。この図は(a)図のような平面・立面をもつ断面いちょうな20階建骨組等分布水平力が加わったときのコア一壁の曲げモーメント(図(b))、コア一壁とラーメン部分の負担剪断力(図(c))、コア一壁の剪断力負担の割合(図(d))を示すもので実線は基礎固定、点線は基礎弾性固定としたときの値である。

(c)図および(d)図でみると、上の2.2.2で述べたように上層で逆剪断となる状況がわかるし、また(b)図ではコア一壁脚部の曲げ応力がきわめて大きくなっていることが注目される。また(d)図で基礎回転の影響がこの例では下の数層程度にとどまっている。

2.3 塑性変形について

次に2.2.4に述べた応力集中の問題であるが、境界梁やコア一壁脚部におこる応力は、その部分の耐力を増すために断面を大きくすると、それに応じてまたその値が増大する性質をもっている。したがって、設計上変形を弾性範囲内にとどめることは困難で、この部分の塑性変形を考慮する必要がでてくるし、さらにまた、地震応答計算で終局耐力を確かめる場合にも梁端や壁脚部の曲げ降伏という形で塑性考慮が必要となってくる。

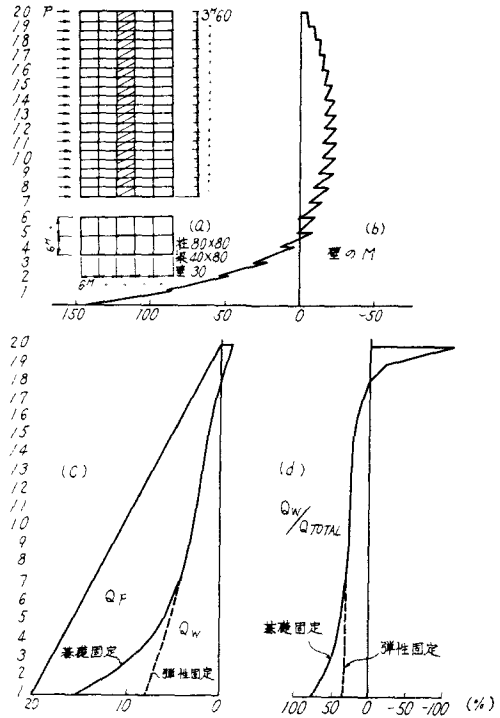


図-2 水平力による応力分布計算例

この塑性変形は云りまでもなく純ラーメン式骨組でも考慮されているが、現在のところでは各層ごとの剪断力と相対変位（層間変位）の関係として独立に扱われている。耐震コア式ではこのような簡単な取扱いは無理と思われるので、境界梁についてもコア一壁についても材端モーメントと材端回転角の関係を応答解析に取入れなければならない。この問題の研究は今後にまつとして、ここでは局部降伏が、各層の剪断力-相対変位曲線にどのような影響を与えるか、簡単な例題でしらべてみることにする。

図-2の一様構造の例題において

- (1) 境界梁が全部同時に降伏をおこした場合
- (2) 壁脚部が曲げ降伏をおこした場合

について各層の剪断力-相対変位曲線が変化する程度を計算した。その結果は図-3に示すように、弾性時の傾斜を1とすると降伏後の傾斜は、それぞれ(1)の場合第1層0.938、第10層0.775、第20層0.622、また(2)の場合第1層0.329、第2層0.524、第10層0.961となり境界梁降伏では上層ほど傾斜変化が大きく、壁脚部降伏では第1層が大きく上層ほど小さくなって第10層以上は無視できるほど小さい。

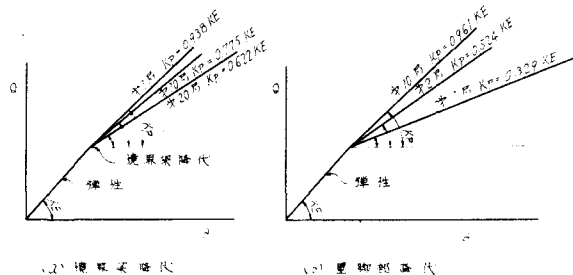


図-3 塑性考慮による bi-linear 特性の例示

以上の検討例にもみられるようにこの種の部分降伏がラーメンの降伏に先立っておこる場合は bi-linear の非線型特性をもってくるので、塑性に入っても急激に変形が増大することはないと考えられる。耐震設計上この特性の活用が期待される。

2.4 振動周期について

骨線に壁のような剛性の高いものが加われば、当然全体の固有周期は短くなるし、また全体の振動性状も純ラーメンのような剪断型のものよりはるかに曲げの（片持梁型）になると考えられる。

この点について少しく計算例によって調べるため、図-4のような、20階と40階の一様構造の建物について、3次までの固有振動数を計算して純ラーメン式の場合と比較した。その結果を表-1に示す。

この表でみると、コア式は純ラーメン式に較べて1次振動で15~30%、2次振動では20~50%、周期が短くなっている。またコア式の各次振動数の比は1:3:5の純ラーメン式にかなり近く、最も離れた場合でも1:3.4:6.9程度にすぎない。

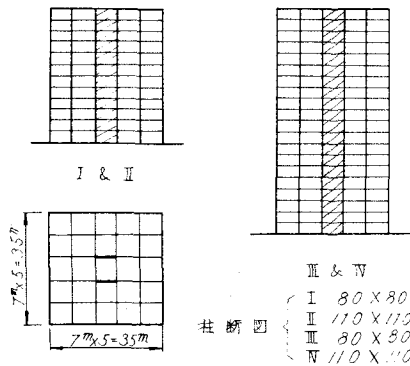


図-4 振動周期計算の対象建物

表-1 コア式と純ラーメン式の振動数の比較

(為位 $\frac{M_H^3}{EI}$)

建物種類		(1)	(2)	(3)	(4)
		1 次	2 次	3 次	(1):(2):(3)
(I) 20 層	コア式	1 1.9 9	4 0.7	8 2.7	1 : 3.39 : 6.90
	純ラーメン式	9.1 7	2 7.5	4 5.9	1 : 3 : 5
(II) 20 層	コア式	1 7.6 2	5 6.5	1 0 5.5	1 : 3.21 : 5.99
	純ラーメン式	1 4.5 3	4 3.6	7 2.7	1 : 3 : 5
(III) 40 層	コア式	2 4.0 3	7 5.0	1 3 3.9	1 : 3.12 : 5.57
	純ラーメン式	2 0.5 0	6 1.5	1 0 2.5	1 : 3 : 5
(IV) 40 層	コア式	3 3.1 5	1 0 1.6	1 7 6.3	1 : 3.06 : 5.32
	純ラーメン式	2 9.0 0	8 7.0	1 4 5.0	1 : 3 : 5

3 振動解析の一方法

振動解析は、前節に述べた静的解析法にもとずいて行えばよいが、一般ラーメン解法の適用が複雑にすぎる場合は、筆者の実用解法をもとにした振動方程式を用いることができる。以下これについて述べるが、基本式の詳細は文献⁴⁾を参照されたい。

3.1 解析の方針

- (1) 全体をコア壁とラーメンにわけて考える。
- (2) コア壁は曲げと剪断の変形および境界梁の約束効果を考慮する。
- (3) ラーメンはフレーム変形を考え、その剛性が武藤博士の分布係数略算式で表わされるものとする。
- (4) 上の取扱いにより、まず各層の部材角に関する3項方程式を誘導し、これを振動方程式に変換する。

3.2 基本式

図-5を参照して、まずコア壁のn層部材角は、

$$R_u = R_{Mn} (\text{曲げ}) + R_{Qn} (\text{剪断}) \dots\dots\dots (1)$$

$$R_{Qn} = \kappa Q_{wn} / GA_n = Q_{wn} / G_{wn} \dots\dots\dots (2)$$

(κ = 性状係数, G = 剪断弾性係数, A_n = n層壁断面積)

ラーメンについては

$$R_n = Q_{Fn} / G_{Fn} \dots\dots\dots (3)$$

($G_{Fn} = \sum D_{cn} \cdot 12 EK_0 / h_n$ = ラーメンの剛性)

(節点方程式)

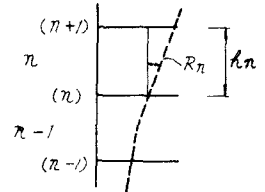


図 - 5

$$\begin{aligned} & \underline{n+1} \cdots \cdots M_{u+1, n+2} + M_{u+1, n} + M_{u+1, n+1}' \\ & = k_{wn+1} \theta_{u+2} + (2k_{wn+1} + 2k_{wn} + 3k_{Ben+1}) \theta_{n+1} + k_{wn} \theta_n \\ & \quad - 3k_{wn+1} R_{Mu+1} - 3k_{wn} R_{Mu} = 0 \quad \cdots \cdots \cdots \quad (4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \cdots \cdots k_{wn} \theta_{n+1} + (2k_{wn} + 2k_{wn+1} + 3k_{Ben}) \theta_n + k_{wn-1} \theta_{n-1} \\ - 3k_{wn} R_{Mu} - 3k_{wn-1} R_{Mu-1} = 0 \quad \cdots \cdots \cdots \quad (5) \end{aligned}$$

(層方程式)

$$\underline{n+1} \cdots \cdots 2EK_0 k_{wn+1} (3\theta_{n+2} + 3\theta_{n+1} - 6R_{Mu+1}) = -Q_{wu+1} h_{n+1} \quad \cdots \quad (6)$$

$$n \cdots \cdots 2EK_0 k_{wn} (3\theta_{n+1} + 3\theta_n - 6R_{Mu}) = -Q_{wn} h_n \quad \cdots \quad (7)$$

$$m-1 \cdots \cdots 2EK_0 k_{wn-1} (3\theta_n + 3\theta_{n-1} - 6R_{Mu-1}) = -Q_{wn-1} h_{n-1} \quad \cdots \quad (8)$$

以上の諸式から、部材角Rに関するつぎの3項式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{k_{wn+1} S_{n+1}}{J_{n+1} B_{u+1}} (2-3B_{u+1}) R_{u+1} + \left\{ \frac{2S_u}{B_u} + \frac{S_u}{B_u} (2-3B_u) \left(\frac{k_{wu}}{J_{u+1}} + \frac{k_{wn}}{J_u} \right) \right\} R_u \\ & \quad + \frac{k_{wu+1} S_{u-1}}{J_n \cdot B_{n-1}} (2-3B_{n-1}) R_{u-1} \\ & = \frac{k_{wn+1}}{J_{n+1}} \left(1 - \frac{6EK_0 k_{wn+1}}{G_{wn+1} h_{u+1}} \right) \frac{1}{k_{wn+1}} \cdot \frac{Q_{n+1} h_{u+1}}{6EK_0} + \left\{ \left(1 + \frac{12EK_0 k_{wu}}{G_{wn} h_u} \right) + \right. \\ & \quad \left. \left(\frac{k_{wn}}{J_{u+1}} + \frac{k_{wn}}{J_u} \right) \left(1 - \frac{6EK_0 k_{wu}}{G_{wn} h_n} \right) \right\} \times \frac{1}{h_{wn}} \frac{Q_n h_u}{6EK_0} + \frac{k_{wu-1}}{J_u} \left(1 - \frac{6EK_0 k_{wu-1}}{G_{wn-1} h_{u-1}} \right) \\ & \quad \frac{1}{k_{wu-1}} \cdot \frac{Q_{u-1} h_{n-1}}{6EK_0} \quad \cdots \cdots \cdots \quad (9) \end{aligned}$$

$$\zeta \zeta \zeta \quad J_{n+1} = k_{wn+1} + h_{wn} + 3k_{Ben+1}$$

$$J_n = k_{wn} + k_{wn-1} + 3k_{Ben}$$

$$S_u = 1 + \frac{G_{Fn}}{G_{wu}}$$

$$B_u = \frac{1}{1 + \frac{\Sigma D_{Fu}}{S_n k_{wn}}}$$

振動方程式

(9)式において

$$Q_n = - \sum_{i=n+1}^m m_i \ddot{y}_i = - \sum_{i=n+1}^m m_i (\ddot{Y}_i + \ddot{y}_0) \dots\dots\dots (10)$$

$$R_u = (\dot{Y}_{u+1} - \dot{Y}_u) / h_u \dots\dots\dots (11)$$

(y_i は i 層の絶対変位, Y_i は i 層の基礎に対する変位)とおき, 式を整理すればつぎのような形の振動の微分方程式が得られる。

$$n \text{ 層} \dots\dots \sum_{i=1}^m \alpha_i (Y_{i+1} - Y_i) = -m_n (\ddot{Y}_n + \ddot{y}_0) \dots\dots\dots (12)$$

(12) 式は変位連結型の質点系振動方程式で, デイシコンによる直接計算または modal analysis が可能である。

4 . 結

超高層建築ではコアを耐震壁として活用することが耐震設計の上で有利と考えられるが, 耐震コア一式骨組は純ラーメン式とは違った特性をもっているため, それに応じた骨組計画が必要となる。耐震壁は上部ではききが悪いが, 設計上問題になる中間部以下で効果を発揮するものであり, また地震応答の上では局部的塑性変形による bi-Linear 特性が有効に働らくものと期待される。

引 用 文 献

- 1) E. Rosenblueth and I. Holz, "Elastic Analysis of Shear Walls in Tall Buildings", Journal of ACI, June 1960, p. 1209
- 2) R. W. Clough, I. P. King and E. L. Wilson, "Structural Analysis of Multistory Buildings", Journal of the Structural Division, ASCE, June 1964
- 3) F. R. Khan and J. A. Sbarounis, "Interaction of Shear Walls and Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, June 1964
- 4) 大沢胖, 洪忠憲「耐震コア一式高層骨組の弾塑性計算法」建築学会論文報告集第101号, 昭和39年8月
- 5) 大沢胖「耐震コア一式高層建物の動的特性」建築学会論文報告集第102号, 昭和39年9月
- 6) 武藤清「耐震計算法」(耐震設計シリーズ1)丸善, 昭和38年