

- 正会員 岡田 恒男 (東京大学 生産技術研究所)
 同 山口 昭一 (株・東京建築研究所)
 同 梅村 魁 (芝浦工業大学 建築工学科)

1. まえがき

近年、地震工学および耐震工学などの進歩により、耐震設計法の改善・関連規定の改正などが促進され、新しく建設される建物の耐震性能は向上しつつあるが、同時に、旧い設計手法に基づき設計された既存建物の耐震性能を再検討する必要性が生じてきた。鉄筋コンクリート造建物についてこのような傾向が顕著となったのは1968年十勝沖地震による被害経験の後である。耐震設計に関しては、建築基準法・施行令の改訂、建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準」の改訂、耐震設計法の提案などが相次いでなされ、耐震診断に関しては文献1)~4)などが提案された。しかしながら、これらの手法が、その背景となる思想をも含めて充分論議され、建物の耐震性能へ反映されるためには、未だ多くの問題点があり、特に耐震診断に関してはその感が深い。

既存建築物の耐震診断を行なう際の大きな問題は、1)耐震性能をどのような方法で評価し、2)どの程度の耐震性能があれば良しとするか、である。特に1)の問題では、その方法論の精度と難易度とのバランスが重要となる。即ち、極端に耐震性能が高いか、あるいは低い建物の場合には比較的簡単な方法による耐震診断が可能であるが、その中間の場合には新しい建物の設計に要するより多大の労力を必要とする場合すらある。また、2)の問題についても同様の困難さがある。

本報告は、この辺をある程度割り切りながら耐震診断および補強基本設計を行なった例を示し、諸賢の御批判を仰ぐ事により問題解決の糸口としようとするものである。対象とする建物は次に述べる様に鉄筋コンクリート造3階建を主要構造とする市庁舎で、屋上に1層の増築が計画され、筆者らが既存部分の耐震診断・補強基本設計などを担当したものである。

2. 建物概要

1) 概要

既存建物は、昭和34年に竣工し、図1、2に示した平面および断面をもつ鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造)3階建で、屋上には2層の塔屋が附属している。鉄骨造にて増築を計画した位置は図1に斜線を施した部分である。建設当時の地盤調査図によれば、地表面下1~2mより少なくとも20mまでは部分的に粘土層を伴った砂利層であり、基礎はこの砂利層に直接支持されている。

2) 設計条件

既存部分の設計は建設当時の建築基準法、建築学会関連規準によっており、主な設計条件は次の通りである。

i)設計震度: 0.2 但し、塔屋2階のみ0.22

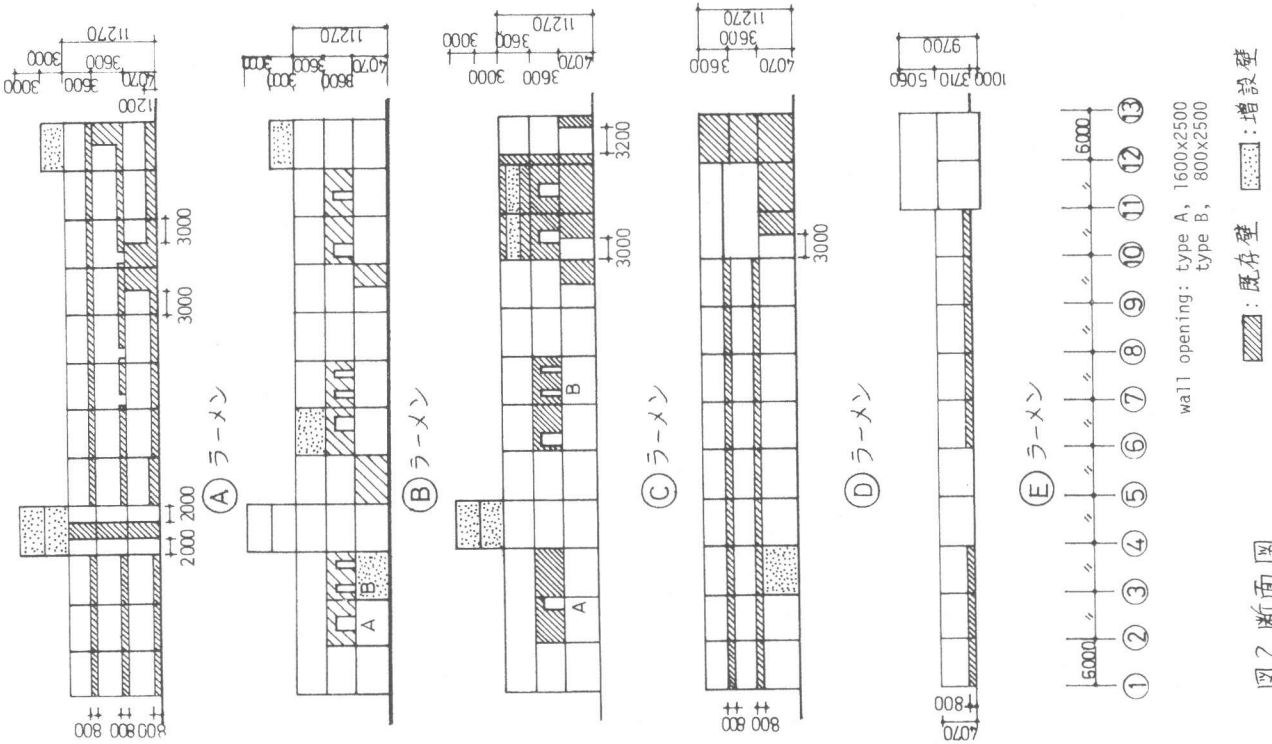
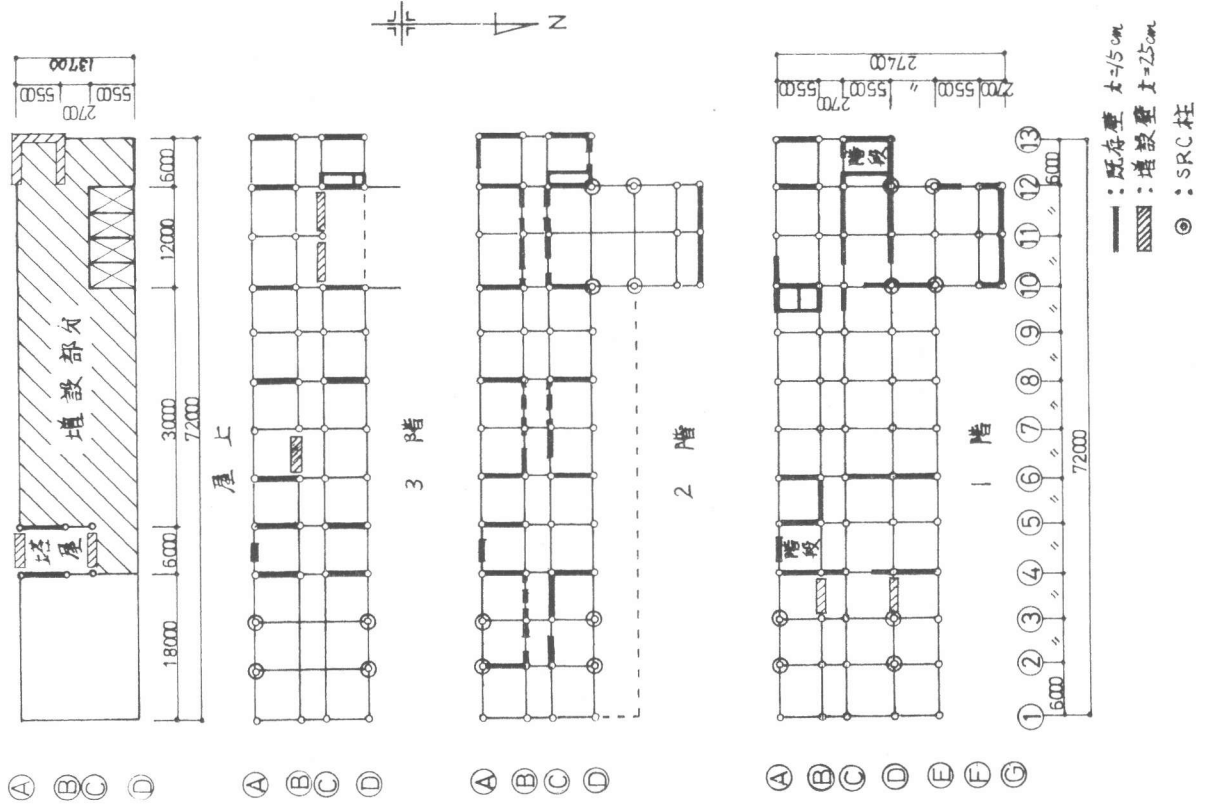
ii)使用材料: コンクリート設計基準強度 $F_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, 鉄筋は普通丸鋼, 鋼材はSS41である。

iii)地耐力: 20 t/m^2 (長期)

iv)耐震壁の震力負担: 内柱の2倍を標準壁の震力負担率とし、厚さ、長さにより修正している。(標準壁厚15cm)

3) 経年変化およびコンクリート強度の調査

目視による調査では、床スラブ・壁に若干のきれつが観察されたが、耐震性能を極端に低下させる様な経年変化はないものと思われた。シュミットハンマーによるコンクリート強度の調査では、スラブ位置で290~500 kg/cm^2 、10ヶ所平均390 kg/cm^2 、梁位置で335~465 kg/cm^2 、8ヶ所平均385 kg/cm^2 、柱位置で320~405 kg/cm^2 、3ヶ所平均360 kg/cm^2 、壁位置で300 kg/cm^2 (1ヶ所)であった。この結果、耐震診断の際にはコンクリート圧縮強度を200 kg/cm^2 と仮定した。



3. 耐震診断方針および結果

この建物の耐震診断は図3に示した流れで行なわれた。即ち、文献4)の「耐震診断基準」による耐震診断を基本として、これに弾性応力解析、振動解析、現地調査の結果を加味して、増築および補強に関する基本方針を定めた。但し、梁間方向（南北）は壁量が多く（延床面積壁率が1階で39%）、検討の結果でも充分な耐震性を有する事が判明したので、本報告では以下桁行方向についてのみ述べる。

1) 既存部分の耐震診断

増築計画に先立ち、既存建物の耐震性能の検討を、i)終局耐震性能 ii)弾性応力および振動性状の2点から行なった。

i)終局耐震性能 「耐震診断基準」による第2次診断の結果を表1に示した。この結果、この建物の耐震性能に関し、次の点が判明した。

a) 終局耐震性能を示す耐震指標 I_s 値は1階で最小で0.67である、過去の被害経験などからみると、この建物が終局的に耐えうる地盤の加速度は0.3g程度であると思われる。

b) 3階については、曲げ柱が主たる耐震要素であるために、終局耐震性能が劣化されるのは変形がかなり進行した後であるから、それ以前に廊下両側の間仕切壁（コンクリートブロック）の破壊が予想されるほか、③通り、⑩～⑫間の短柱（極せいで柱）の破壊も先行する可能性が高い。

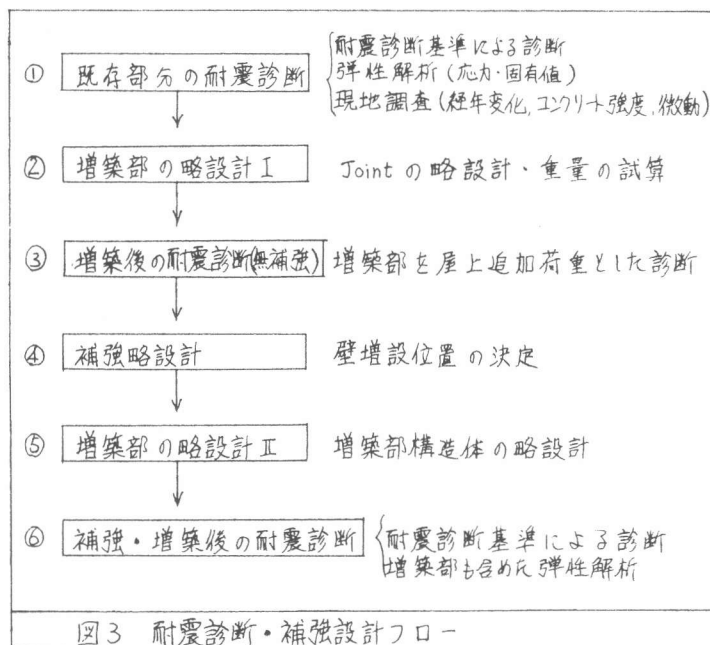
c) 1階については、耐震壁が西側ブロックに集中しているために、2階から1階への力の伝達に無理があるため、東側ブロックに被害が集中する恐れがある。例えば、各鉛直部材が終局状態に達した時に③～④間の2階床スラブに伝達される引張力は約740tで、これをスラブおよびはりのコンクリート断面積で除した値は、24 kg/cm²で、コンクリートの引張強度を上回る。また、スラブおよびはりの全鉄筋が引張降伏する時の強度は約470tで、上記740tを上回る。

d) S_0 指標値が1を下まわっているのは、上階ほど水平剛性が急激に低下しているためで、地震時には上層に変形が集中する恐れがある。

ii)弾性応力および振動性状、前項の結果のうちb), c), d)項を別の角度から検討するために、水平力が作用した時の弾性応力状態および振動性状の検討を電々公社FLAP-BLDを用いて行なった。この結果、c), d)項が確認されたほか、塔屋が振動的にみて問題がある事が判明した。即ち、図4に示した様に、塔屋の刺激関係は1次および2次モード共に3前後の値を示しており、建物が弾性であれば0.3g程度の地盤に対しては、2g以上の水平力を受ける事となる。これに対して、塔屋の終局強度はせん断力係数に換算して約1.0で、強震時には倒壊の危険性が高いことが判明した。なお、図中に固有周期が記入されているが、微動測定結果では、屋上で、1次固有周期の計算値に近い約0.2 secの卓越した周期が観測された。

2) 増築部の略設計

以上の検討より、現建物の耐震性には、として余裕はなく、又、局部的にいくつかの弱点があるものと判断された。従って、増築部はできるだけ軽くするために鉄骨造とし、かつ、ブレースを多量に配置すると共に既存部の屋上に壁を増設して耐震要素とする事により剛性を高める事とした。この結果、重量増加は屋上で約30%となり、もし、既存部を無補強で増築すれば、表1の耐震指標値 I_s は3階で30%、2階で13%、1階で7%低下する事が判明した。



3) 補強設計および増築・補強後の耐震診断

補強設計は、増築による耐震性の低下を回復すると共に、1) 項で述べた既存部分の弱点を改善する方針で行われ、図1および図2に示した様に各階に厚さ25cmの耐震壁を増設する事とした。耐震診断の結果を表1の下部に、又弾性振動性状を図4に記入したが、次の様に耐震性の改善をはかる事ができる見通しを得た。

a) 耐震指標値は、増築前よりむしろ増加する。

b) 3階については、耐震指標値はやや低下するが、極げい性柱をなくす事ができるので、耐震性は向上する。

c) 1階東側ブロックに壁を増設することにより、耐震指標値は約10%増加すると共に、東側ブロックと西側ブロックとの力の伝達がスムーズとなる。例えば⑧-⑨間のスラブを伝達する引張力は約40%に低下し、この結果1) 項で述べたスラブの引張応力度は約 9 kg/cm^2 となり、又、スラブおよびはりの耐力は伝達すべき水平力を上廻る事となる。

d) 塔屋に壁を増設する事により、図3に示した様に振動モードが改善され、又、塔屋の耐力も約6倍に増加する事ができる。

謝辞 本診断および補強設計は、(財)日本特殊建築安全センターに設置された委員会にて行われたもので、筆者らのほか、関 松太郎(東大生研) 加藤史郎、伊藤秀夫(共に株東京建築研究所)の諸氏が担当した。三氏の御協力に謝意を表す。

文献

- 1) 広沢雅也「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震判定規準-建設省建築研究所案」建築技術, 1973.11
- 2) 日本建築学会「鉄筋コンクリート造校舎の耐震診断方法および補強方法」1975
- 3) T.OKADA and B.BRESLER 「Strength and Ductility Evaluation of Existing Low-Rise Reinforced Concrete Buildings-Screening Method」 EERC Report No.76-1 Univ. of California, Berkeley, 1976.1 (要旨訳: コンクリート工学 1975, 12)
- 4) 日本特殊建築安全センター「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」1977

表1 耐震診断基準による指標値(桁行方向 2次)

		C	F	Type	E _o	S _D	I _S
既存建物	3階	0.07	0.8	極ぜい性柱	1.36 (0.32)	0.8	1.09 (0.26)
		0.22	1.0	せん断柱			
		0.06	2.6	曲げ柱			
		0.70	2.9	"			
	2階				0.98	0.8	0.79
		1.06	1.0	せん断壁			
		0.26	2.3	曲げ柱			
		0.22	2.6	"			
	1階				0.74	0.9	0.67
		0.54	1.0	せん断壁			
0.04		1.8	曲げ柱				
	0.24	2.0	"				
補強・増築の場合	3階				1.13	0.9	1.02
		0.76	1.0	せん断壁			
		0.03	2.6	曲げ柱			
		0.52	2.9	"			
	2階				0.88	0.9	0.79
		1.05	1.0	せん断壁			
		0.03	2.9	曲げ柱			
		0.05	3.2	"			
	1階				0.82	0.9	0.74
		0.79	1.0	せん断壁			
0.02		2.9	曲げ柱				
0.02		3.2	"				
注 ()内は極ぜい性柱を考慮した場合 経年指標Tはすべて1.0としている。							

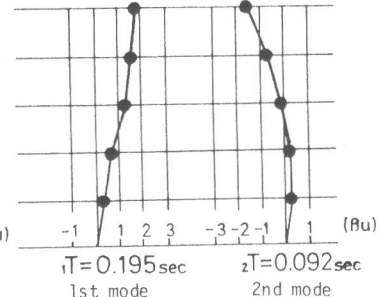
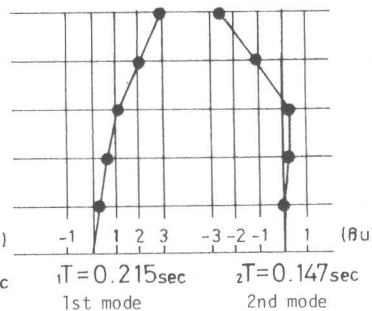
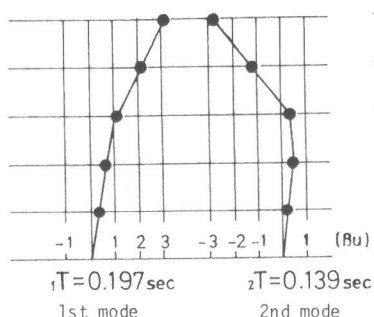
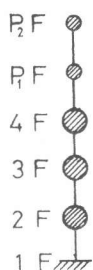


図4 弾性振動性状