

鉄筋コンクリート造弱小モデルによる地震応答観測

—1987年12月17日千葉県東方沖地震による応答記録—

Observation of Earthquake Response of Reinforced Concrete Weak Model Building Structures
—Response Due to Chiba Earthquake on December 17, 1987—

岡田 恒 男*・隈 澤 文 俊*・西 田 哲 也*
Tsuneo OKADA, Fumitoshi KUMAZAWA and Tetsuya NISHIDA

1. は し が き

鉄筋コンクリート造弱小モデルによる地震応答観測は、『自然地震による地盤・構造物系の応答および破壊機構に関する研究』の一環として行われている。本速報では、千葉県東方沖地震（1987年12月17日、M=6.7）において観測された弱小モデルの応答性状について報告する。

2. 鉄筋コンクリート造弱小モデル

弱小モデルは実物の1/3~1/4の5層建物で、図1に示すように階高1m、スパン2.5mの純ラーメン構造である。試験体は崩壊形の違いにより、柱崩壊型モデル（柱を梁より弱くしたモデル）、梁崩壊型モデル（梁を柱より弱くしたモデル）の2種類があり、中小地震でも損傷が生じるように、いずれも設計上の耐震強度を意図的に通常の建物の約1/2と低くしている。柱崩壊型モデルの柱断面は10×10cm、梁崩壊型モデルの梁断面は10×12cmである。各試験体は図2に示すように配置され、各層3方向絶対加速度・層間変位、主要鉄筋の歪等の計測を行っている。

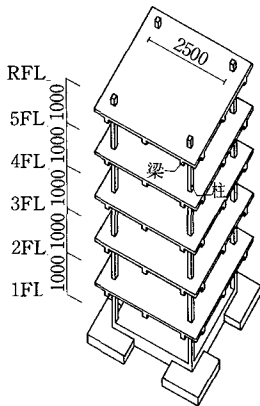


図1 形状図

3. 観 測 結 果

<入力地震動>

弱小モデルが設置されている東京大学生産技術研究所千葉実験所は、震央から西北45kmのところまに位置しており、柱崩壊型モデルの脇、地下1mにおいて観測された地動加速度の最大値は、南北成分400gal、東西成分223gal、上下成分124galであった。図3、4に地動加速度時刻歴とその加速度応答スペクトルを示す。0.15~0.2秒の短周期成分が卓越しており、減衰定数0.05の場合でも最大値が2,000galにも及んでいる。

<弱小モデルの応答記録>

この地震により観測開始以来、最大規模の応答が観測された。各試験体の応答層間変位の時刻歴を図5に、最大応答値を表1に示す。

柱崩壊型モデルの場合、図6より層間変位の最大値付近では、X方向は1次振動、Y方向に2次振動が卓越していることがわかる。また、Y方向の最大加速度が中層階で大きくなっているのも2次振動の影響である。

梁崩壊型モデルでは、図6よりX、Y両方向とも1次振動が卓越していることがわかる。X方向の最大変形量は層間変形角にして1/100に達している。

次に、各試験体の地震時およびそれ以前の固有周期を表2に示す。この地震により受けた損傷の影響で固有周

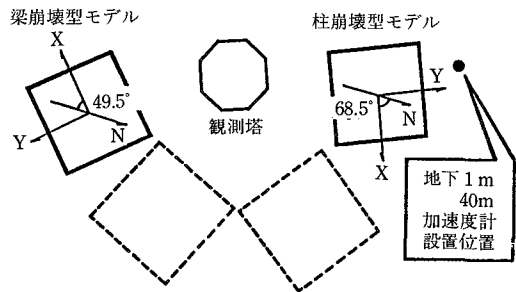


図2 配置図

*東京大学生産技術研究所 第1部

研 究 速 報

期が著しく伸びたことがわかり、それに伴う剛性低下が図7に示したせん断力-層間変位関係において確認できる。また、この図から両試験体とも曲げ降伏変位を越えた塑性範囲に入ったものと考えられる。地震時に作用した最大せん断力はベースシア係数にして柱、梁崩壊型モデルで、それぞれ0.19, 0.33であった。

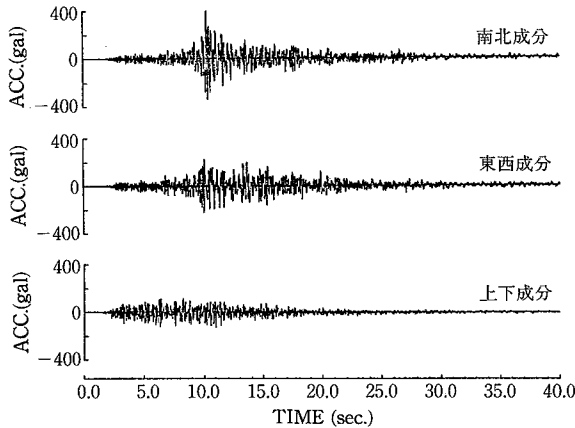
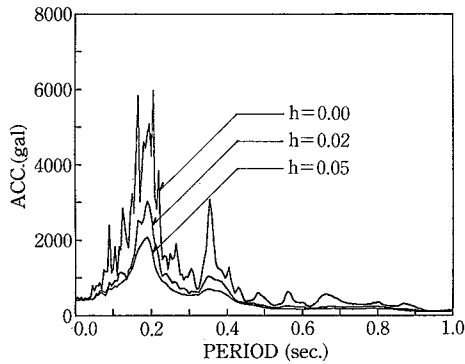
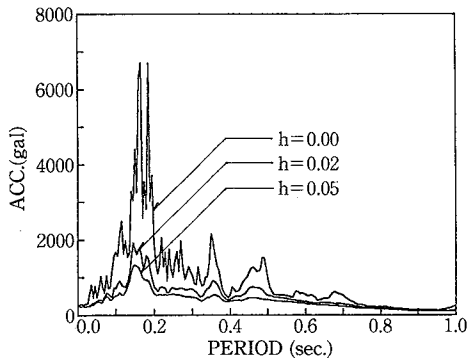


図3 地動加速度時刻歴



i) 南北成分



ii) 東西成分

図4 加速度応答スペクトル

4. 各試験体の損傷

各試験体の亀裂発生状況を図8に示す。柱崩壊型モデルでは各層の柱頭、柱脚に多数の曲げ亀裂が発生し、X、Yの方向による差異は見られない。一方、梁崩壊型モデルでは3階床面のほかに2、4階床面にも梁端部にスラブを貫通した亀裂が見られた。それらの亀裂はX方向がY方向に比較して多く、この関係は、表1における各方向の最大層間変位の関係と一致していることがわかる。

表1 最大応答値

(a) 柱崩壊型モデル

階	方向		最大加速度 (gals)	層間変位 (cm)		層間変形角 (rad.)	
	X	Y		X	Y	X	Y
R階	X	411	591	5階 X	0.38	1/265	1/175
	5階 Y	0.57		1/120	1/125		
5階	X	299	313	4階 X	0.84	1/115	1/165
	4階 Y	0.79		1/115	1/145		
4階	X	391	633	3階 X	0.86	1/105	1/140
	3階 Y	0.61		1/105	1/140		
3階	X	388	767	2階 X	0.86	1/105	1/145
	2階 Y	0.69		1/105	1/145		
2階	X	374	419	1階 X	0.95	1/105	1/140
	1階 Y	0.72		1/105	1/140		
1階	X	260	468				
	Y						

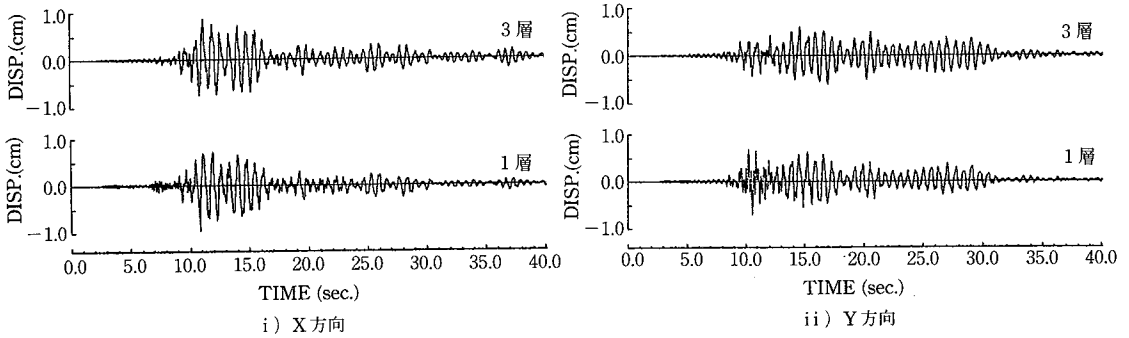
(b) 梁崩壊型モデル

階	方向		最大加速度 (gals)	層間変位 (cm)		層間変形角 (rad.)	
	X	Y		X	Y	X	Y
R階	X	582	705	5階 X	0.17	1/590	1/500
	5階 Y	0.20		1/160	1/195		
5階	X	512	522	4階 X	0.63	1/100	1/140
	4階 Y	0.51		1/100	1/155		
4階	X	488	208	3階 X	0.99	1/155	1/280
	3階 Y	0.72		1/155	1/280		
3階	X	364	423	2階 X	1.01	1/155	1/280
	2階 Y	0.65		1/155	1/280		
2階	X	352	511	1階 X	0.65	1/155	1/280
	1階 Y	0.36		1/155	1/280		
1階	X	285	258				
	Y						

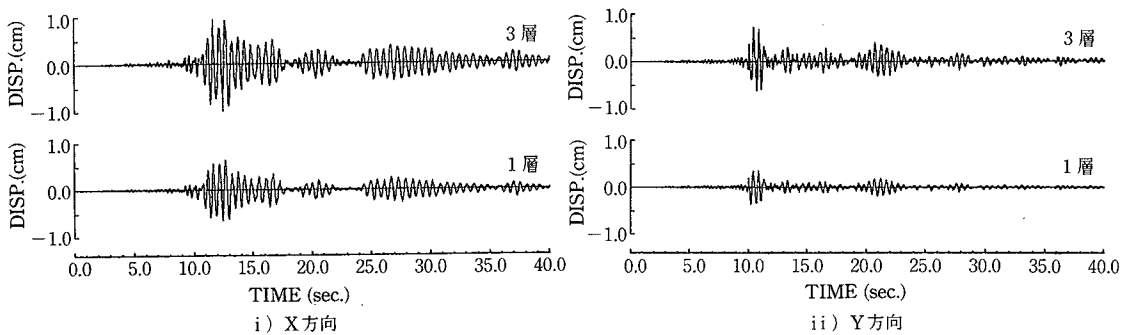
表2 固有周期変動

崩壊型	次数	1987.12.17.の地震	
		以前	地震時
柱	1	0.4	0.7
	2	0.2	0.25
梁	1	0.3	0.5
	2	0.09	0.1

(単位: sec.)



(a) 柱崩壊型モデル



(b) 梁崩壊型モデル

図5 応答層間変位時刻歴

	柱崩壊型モデル						梁崩壊型モデル
	X 方向			Y 方向			X 方向
	1層層間変位の最大時	3層層間変位の最大時	5層層間変位の最大時	1層層間変位の最大時	3層層間変位の最大時	5層層間変位の最大時	全層層間変位の最大時
変位分布							
加速度分布							

図6 変位および加速度分布図

研究速報

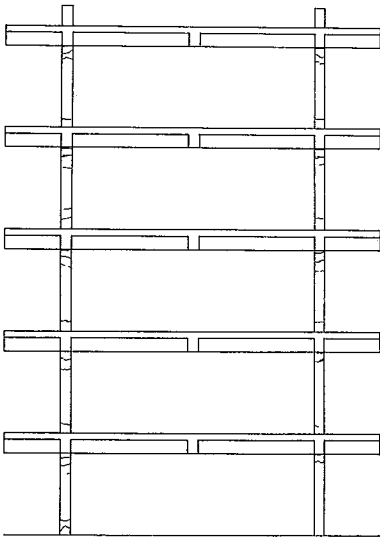
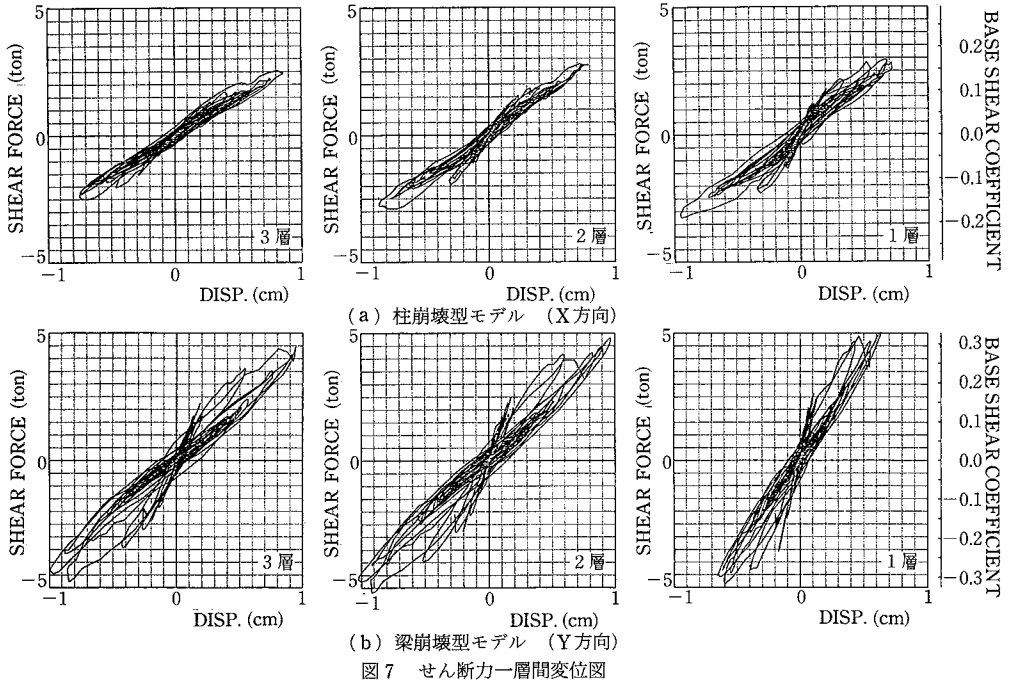


図8 (a) 柱崩壊型モデル 亀裂図

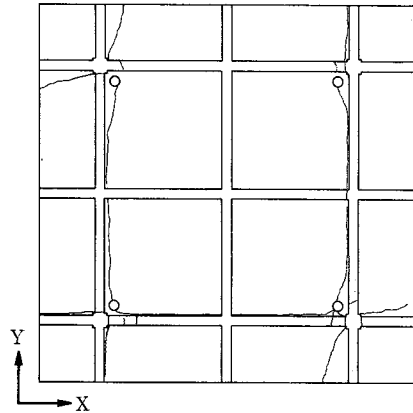


図8 (b) 梁崩壊型モデル 3階床面亀裂図

の際意図した崩壊形から予測されるものと一致していた。
 (4) 理論解析と観測結果との比較, 検討についても, 追って報告していく予定である。(1988年3月11日受理)

参考文献

- 1) 田村, 関, 岡田: 鉄筋コンクリート造弱小モデルによる地震応答観測, 生産研究, 35巻9号, 1983, 9.
- 2) 岡田, 田村: 鉄筋コンクリート造建物弱小モデルによる地震応答観測(第2報), 生産研究, 36巻9号, 1984, 9.
- 3) 昭和62年度文部省科学研究費補助金(一般研究B)研究成果報告書(代表者, 東京大学生産技術研究所 岡田恒男, 課題番号61460171), 1988, 3.

5. ま と め

- (1) 応答は観測開始以来最大で, 各試験体の被害程度は通常の被害度分類によると中破から大破と判断された。
- (2) 応答は両試験体ともほぼ降伏域に達したと考えられる。
- (3) 地震時に卓越した振動形および亀裂性状は, 設計