

鉄骨造建物の地震応答観測

Response and Failure Observation of Weak Steel Structure Models

(その2) 応答観測結果と電算機—試験機オンラインシステム による予備応答解析

(Part II) Response Observation Results and Preliminary Analysis using Computer-Actuator On-line System

高 梨 晃 一*・大 井 謙 一*

Koichi TAKANASHI and Kenichi OHI

1. はじめに

実際の地盤上に構築された鉄骨造骨組の地震応答性状に関する実証的データを得る目的で、東京大学生産技術研究所・千葉実験所内に設置された鉄骨造弱小構造物模型(鉄骨I、鉄骨IIの両模型)を利用して、自然地震に対する応答観測を実行している。¹⁾

昭和58年8月に本格的な観測体制に入って以来、模型の応答が弾性に留まる範囲内ではあるが、合計20回以上にのぼる観測を経験した。

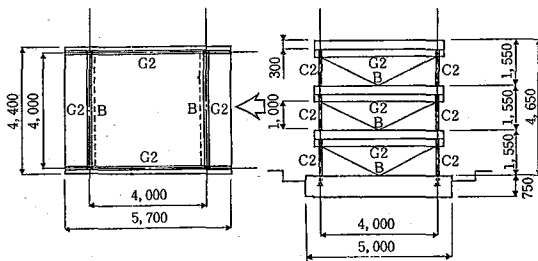
また、屋外に設置された鉄骨II模型とほぼ同一仕様の

耐震要素を使用した骨組模型(鉄骨III模型)を実験室内に設置して電算機—試験機オンラインシステムによる擬似動的な地震応答実験を行い、鉄骨II模型の上部構造部分の力学的挙動を明らかにするための資料を得た。

本報告では、自然地震に対する応答観測結果の一例を紹介するとともに、実験室内の鉄骨III模型に対する地震応答実験の概要を速報する。

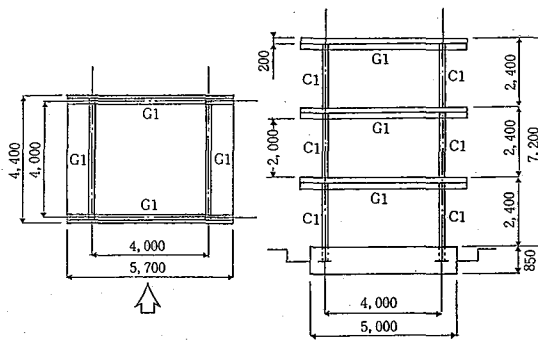
2. 鉄骨造弱小構造物模型の観測体制

各鉄骨造弱小構造物模型の概要および設計に関しては、前報¹⁾で詳述したので、本報告では各模型の形状・寸法(図1、図2)および主要な諸元(表1)を再掲するに留める。各模型の設計条件を要約すると以下ようになる。
鉄骨I：純ラーメン構造。最大加速度80cm/sec²に対して十分弾性範囲に留まる。



(1) 2, 3, R 階 伏 図 (2) 軸 組 図 (矢 視)

図1 鉄骨I模型の形状・寸法



(1) 2, 3, R 階 伏 図 (2) 軸 組 図 (矢 視)

図2 鉄骨II模型の形状・寸法

表1 鉄骨I、II模型の諸元

鉄 骨 I			
階	2	3	R
床重量(t)	12.6	12.8	12.6
C1	H-125×125×6.5×9 (H-126×125×6.3×8.7)		
G1	H-200×100×5.5×8		
設 計 ベースシャ係数	柱弱軸方向		柱強軸方向
	0.2		0.43
鉄 骨 II			
階	2	3	R
床重量(t)	17.6	17.9	17.9
C2	H-100×50×5×7 (H-101×50.5×5.0×6.75)		
G2	H-250×75×6×6		
B	PL-6×10		
設 計 ベースシャ係数	柱弱軸方向		柱強軸方向
	0.07		0.12

() 内実測値

* 東京大学生産技術研究所 第5部

表 2 主要な応答観測日時と模型の最大加速度応答値

記録開始の時刻	震源位置 深さ (km)	記録持続時間 マグニチュード	鉄骨 I 最大加速度値 (gal)			鉄骨 II 最大加速度値 (gal)		
			方向	基礎	R 階	方向	基礎	R 階
1983. 8. 8 12:48:16	北緯 35°31' 東経 139°01' 深さ 22	3'19" M6.0	X	17.7	—	x	14.4	62.6
			Y	15.8	50.7	y	16.3	61.2
1983.10.28 10:50:47	北緯 36°12' 東経 140°01' 深さ 60	1'16" M5.1	X	12.4	19.2	x	11.0	50.0
			Y	12.0	31.0	y	11.0	51.2
1983.12.30 11:30:53	北緯 35°41' 東経 140°43' 深さ 52	1'40" M5.4	X	9.58	31.1	x	11.5	62.2
			Y	11.0	34.4	y	11.5	74.3
1984. 1. 1 18:04:47	北緯 33°16' 東経 136°59' 深さ 400	3'43" M7.4	X	23.6	72.2	x	23.5	112
			Y	28.4	67.4	y	27.3	99.6
1984. 3. 6 11:19:03	北緯 29°28' 東経 139°08' 深さ 460	5'48" M7.9	X	24.3	81.4	x	20.1	62.8
			Y	30.5	107	y	8.9	—
1984. 4. 24 13:13:54	北緯 31°00' 東経 136°36' 深さ 450	1'17" M6.8	X	5.17	12.5	x	5.7	31.1
			Y	7.39	22.1	y	6.2	26.8

X: 柱弱軸方向
Y: 柱強軸方向

鉄骨II: 筋かいとラーメンの混合構造。上記規模の地震動に対して、筋かいに引張降伏・座屈が生じる。
鉄骨III: 鉄骨IIとほぼ同一仕様の耐震要素(柱, 筋かい)を有する模型。実験室内に設置。

鉄骨II模型に関しては弾塑性応答の観測を目標としているため、昭和58年8月から昭和59年5月までの期間を観測体制および測定データの信頼性検討のために費し、補強・補剛した状態で観測を実行した。昭和58年5月を期して、鉄骨II模型柱弱軸方向構面の補強材をはずし、引張筋かい部材(PL-6×10×400)の装着を完了している。

ビデオ装置とカメラによって映像記録を得る計画も実行されており、各測定量の記録開始条件は現在以下のように設定している。

加速度・変位・ひずみ: 地下40mの埋設地震計で1gal以上。

ビデオ装置: 模型基礎上の加速度計で5gal以上。

カメラ: 模型基礎上の加速度計で50gal以上。

ビデオ装置はすでに映像を記録しており、昼間発生した地震動に関しては良好な映像が得られることを確認している。

3. 応答観測結果の一例

昭和58年8月から昭和59年5月の期間に観測されたもののうち主要な6例について、観測日時と各模型の最

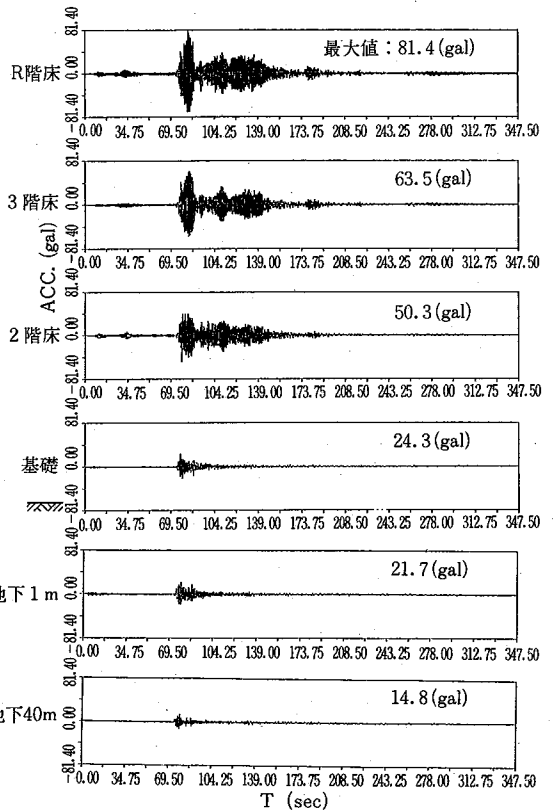


図 3 絶対加速度応答時刻歴 (3月6日, 鉄骨I柱弱軸方向)

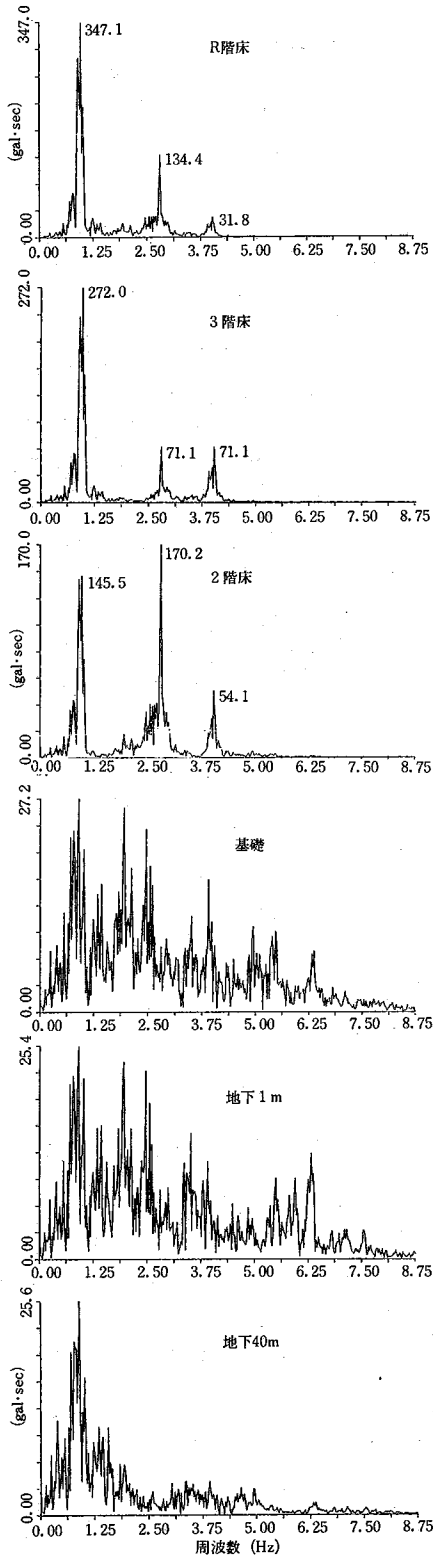


図4 絶対加速度応答のフーリエ・スペクトル (3月6日, 鉄骨I柱弱軸方向)

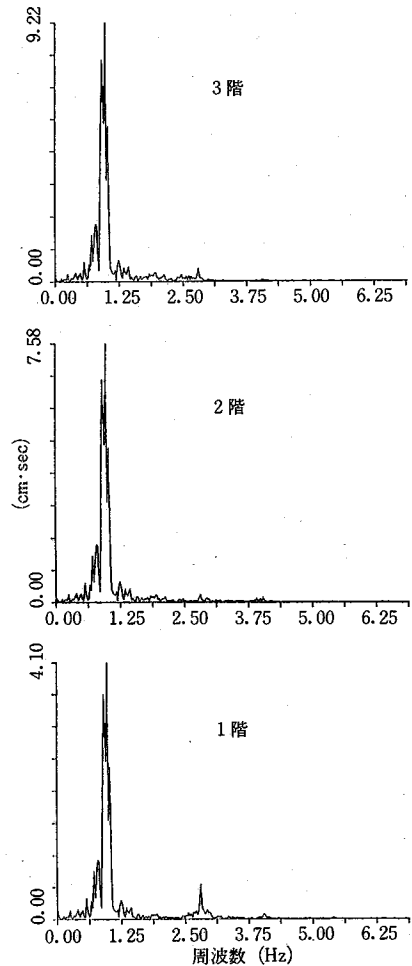


図5 変位応答のフーリエ・スペクトル (3月6日, 鉄骨I柱弱軸方向)

大加速度応答値を表2にまとめてある。なお、表2に示される範囲では、鉄骨II模型は補剛した状態で観測された。

昭和59年3月6日に観測した、鉄骨I模型・柱弱軸方向の地盤・基礎・各階床の絶対加速度応答時刻歴を図3に示している。

図4には上記絶対加速度応答のフーリエ振幅スペクトルを、図5には各階床の基礎に対する相対変位のフーリエ振幅スペクトルを示している。

地下40mと地下1mの地震動の周波数特性には顕著な差異が認められる。また、地下1mの地震動と基礎上の加速度のフーリエスペクトル形状は、大略一致しているが、周波数5~7Hzの近傍で若干の差異が認められる。この差異が、埋設地震計と基礎上の加速度計との位置の差による地震動そのものの相違に起因するものか、あるいは周辺地盤と基礎とのなんらかの相互作用によるものかは現在不明であり今後の課題としたい。

また、上部構造の応答のフーリエ振幅スペクトルは、3つの互いに独立した鋭いピークを有しており、これらは模型の固有周波数と見なすことができる。フーリエ・スペクトルのピーク的位置から得られた固有周期と計算固有周期とを表3に比較している。固有周期の計算にあたっては、まず以下の仮定により模型の剛性を評価した。

- (1) 柱の曲げ変形・せん断変形のみを考慮し、床と一体化したはりの変形を無視する。
- (2) 柱の材長は上階床スラブの下面から下階床スラブの上面までとし、柱脚は固定とする。
- (3) 鉛直荷重によって生じる2次の曲げの影響(p

— Δ 効果)を考慮する。

- (4) 基礎周辺地盤の変形を無視する。

鉄骨I模型では、柱部材にH形鋼を使用しており、柱断面には2つの主軸方向が存在する。柱部材が弾性範囲内にあり、かつ水平面内の回転外乱の影響が小さければ、応答の参照方向は柱断面の主軸方向に一致しているの

表3 固有周期の比較(鉄骨I模型)

方向	周期次数	固有周期(sec)					
		フーリエ・スペクトルから				自由振動実験	理論計算
		8月8日	1月1日	3月6日	平均値		
柱強軸方向	1	0.675	0.669	0.672	0.672	0.666	0.604
	2	0.227	0.227	0.226	0.227	—	0.214
	3	0.159	0.151	0.154	0.155	—	0.149
柱弱軸方向	1	0.984	1.02	1.05	1.02	1.03	1.01
	2	0.356	0.356	0.358	0.357	—	0.357
	3	0.243	0.246	0.250	0.246	—	0.248

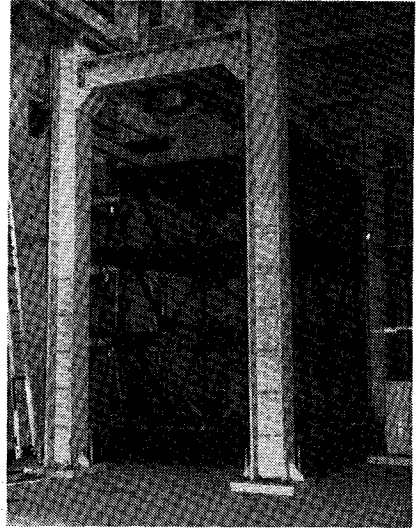


写真1 鉄骨III模型

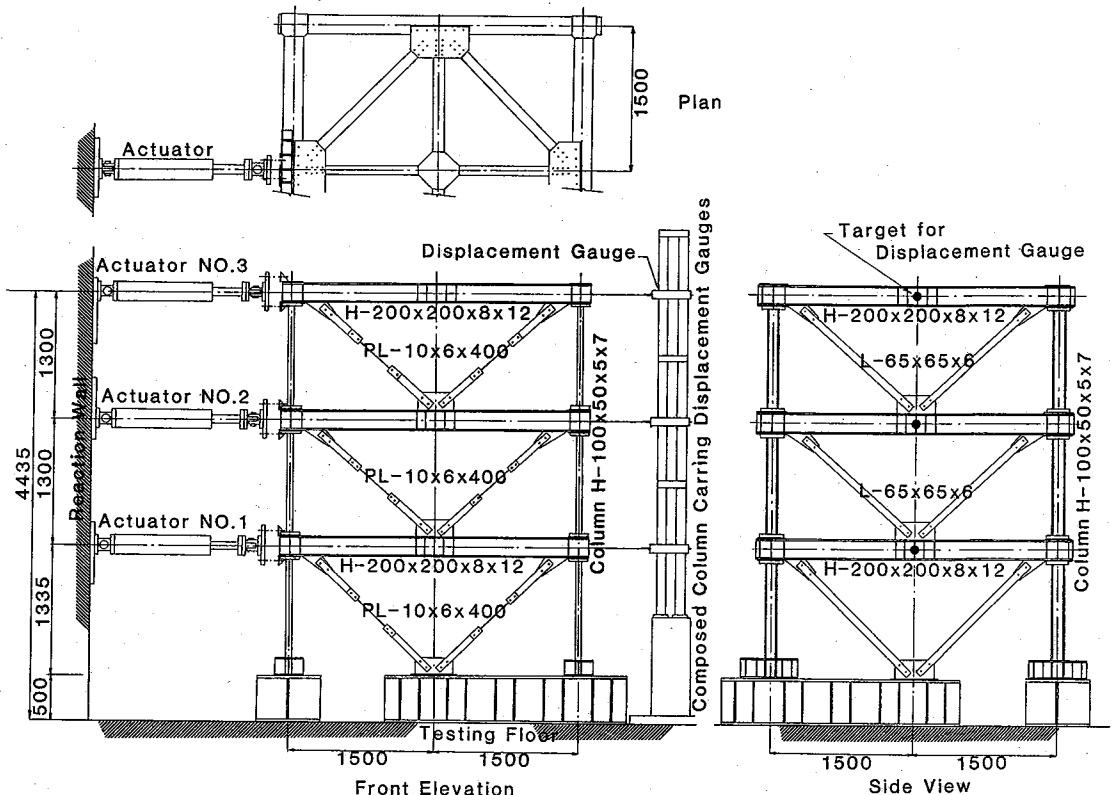


図6 実験装置(鉄骨III模型)

で、各方向に独立な振動をすることを考えてよい。そこで、上記の仮定で評価した剛性を用いて、各方向別に平面振動系としての固有値解析を行った。表3に示すように、計算固有周期は測定値を若干過小評価するものの、大略一致している。

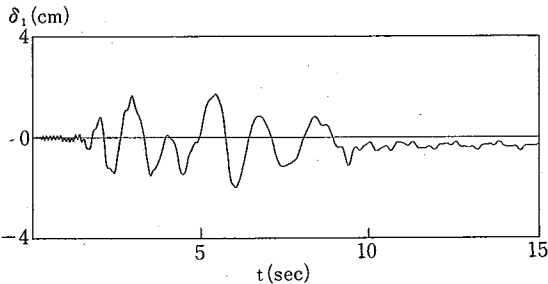
4. 実験室内における地震応答実験

本所千葉実験所・地震応答実験棟²⁾の試験床上に設置された鉄骨III模型と実験装置の概観を写真1に示している。

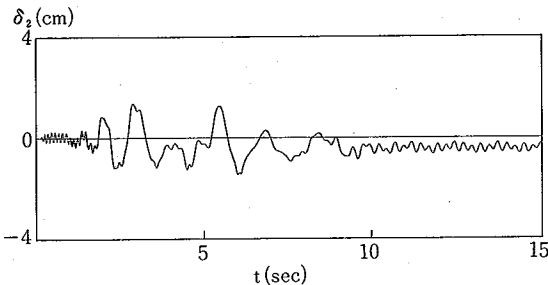
屋外に設置された鉄骨II模型の主要な耐震要素は、H形鋼柱とV字形に装着された引張筋かいであり、実験室

内の鉄骨III模型の場合も、これらの耐震要素はほぼ同一仕様のもが使用されている。しかしながら、実験室内に設置するという制約から、両模型には以下のような力学的相違点がある。

- (1) 鉄骨III模型は室内の試験床上に固定されているので、周辺地盤の影響が考慮されていない。
- (2) 鉄骨III模型では柱の軸方向応力がほとんど無いのに対し、鉄骨II模型には各階約18 tonの重量が載荷されており、柱部材には降伏軸力比0.4に相当する軸方向



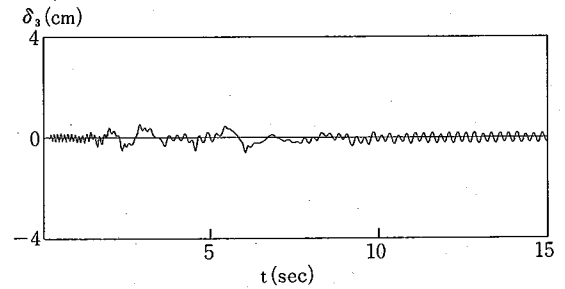
(1) 第1層層間変位応答時刻歴



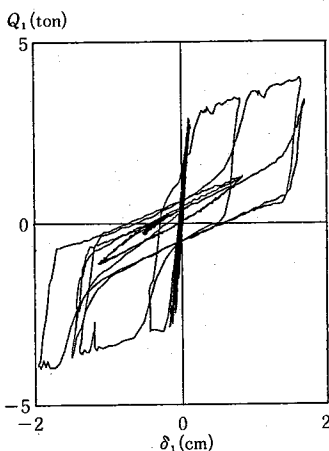
(2) 第2層層間変位応答時刻歴



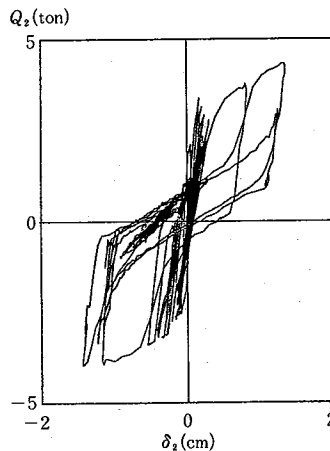
写真2 実験風景 (El Centro NS 160 gal 入力)



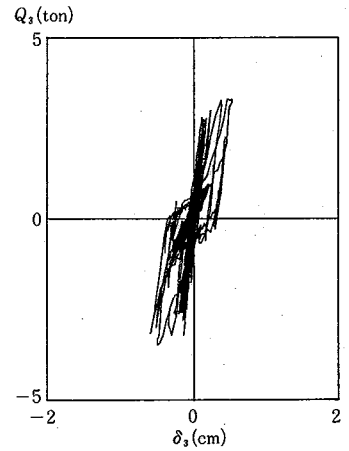
(3) 第3層層間変位応答時刻歴



(4) 第1層履歴曲線



(5) 第2層履歴曲線



(6) 第3層履歴曲線

図7 実験結果 (El Centro NS 130 gal 入力)

応力が存在している。

(3) 筋かい部材の水平面となす角度を θ_0 としたとき、鉄骨II模型では $\cos \theta_0 = 0.87$ であるのに対し、鉄骨III模型では $\cos \theta_0 = 0.71 \sim 0.75$ である。したがって、水平耐力への筋かい部材の寄与量は約20%、水平剛性への寄与量は約30%、鉄骨III模型の方が鉄骨II模型より小さい。

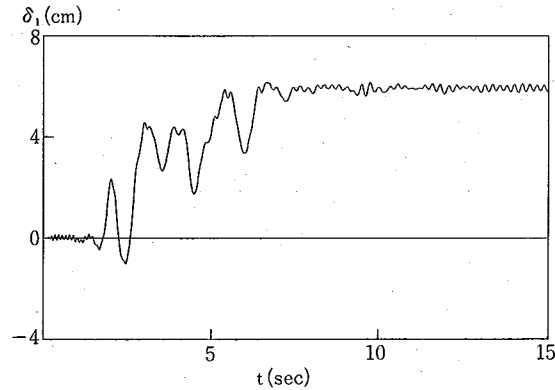
なお、鉄骨III模型で使用した鉄骨材料の素材試験結果を表4にまとめてあるが、鉄骨II模型の素材試験結果と大略同一の結果が得られている。

表4 鉄骨材料の機械的性質(鉄骨III模型)

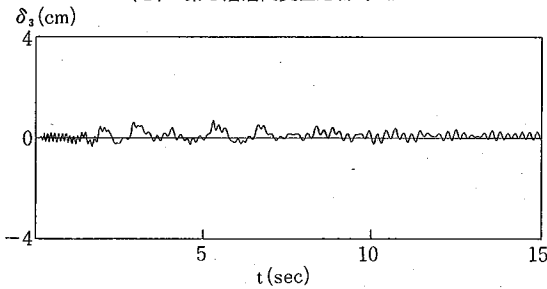
	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	破断伸び (%)
柱フランジ	3.30	4.45	29
柱ウェブ	3.60	4.60	25
筋かい	2.90	3.60	23

σ_y : 降伏応力度(下降伏点)

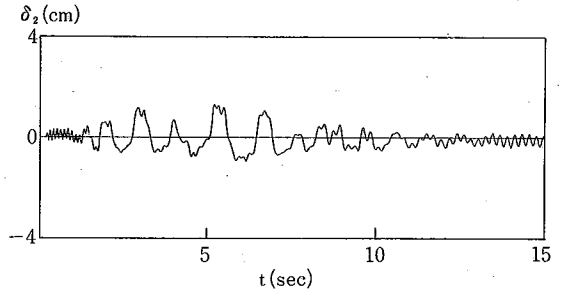
σ_B : 引張強度



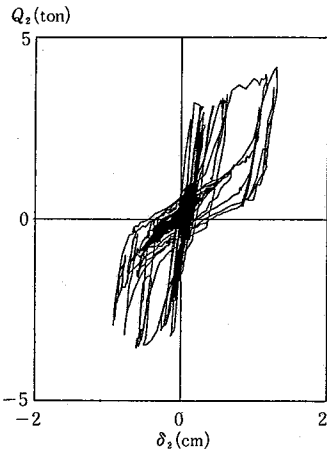
(1) 第1層層間変位応答時刻歴



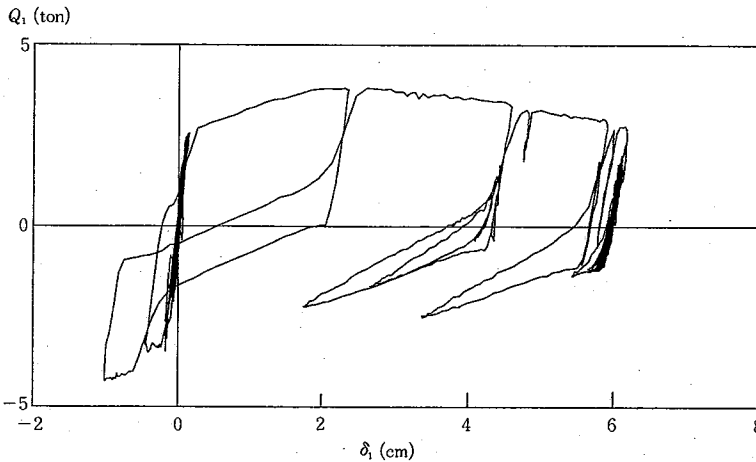
(3) 第3層層間変位応答時刻歴



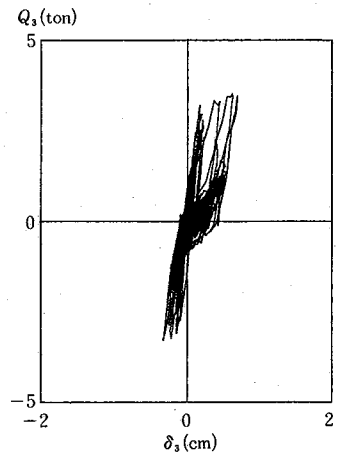
(2) 第2層層間変位応答時刻歴



(5) 第2層履歴曲線



(4) 第1層履歴曲線



(6) 第3層履歴曲線

図8 実験結果 (El Centro NS 160 gal 入力)

表5 オンライン応答実験の概要

入力波	El Centro NS成分10秒間 +自由振動10秒間		
入力波の 最大加速度	1回目	130gal	
	2回目	160gal	
設定質量	各階 $1.53 \times 10^{-2} \text{ t cm}^{-1} \text{ sec}^2$		
p - d 効果勾配 (t/cm)	1層	-0.45	
	2層	-0.30	
	3層	-0.15	
実験速度	実応答速度の約100分の1		
各階の 最大応変位 (cm)	1回目	2階	1.98
		3階	3.38
		R階	3.98
	2回目	2階	6.16
		3階	7.20
		R階	7.57

以上のような力学的相異点が存在することを前提として、1) 今後鉄骨II模型の応答観測結果を検討する際に用いる上部構造部分の数学モデルを確立する、2) 地震動に対する強度面での当初の設計条件がどの程度実現されているかを確認する、という目的で、以下のような地震応答実験を実行した。

図6に示されるように、一方向の平面振動を考慮し、柱弱軸方向構面を実験対象とする。実験方法は文献3)、4)に発表している非停止型の電算機-試験機オンラインシステムを利用する。オンライン応答実験における各種設定値を表5にまとめてある。地震入力波形はEl Centro NS成分10秒間を使用し、地震終了後の自由振動10秒間も合わせて解析した。各階の仮想重量は、鉄骨II模型(各階18 ton)より小さく、15 tonを仮定した。これは上述の(3)に起因する強度・剛性の低下を補償するための措置である。また上述の(2)の差異のうち、 p - d 効果の影響については、層間変位量に比例する修正項を測定層せん断力から減ずるといふ補正を計算機内で行いながら、オンライン応答実験を実行した。また軸力比の違いによる柱曲げ耐力の相違に関しては、一般にH形鋼弱軸曲げの場合には曲げに対する寄与の小さいウェブ部分がかかりの軸方向応力を負担するので、それほど問題にはならないことを指摘しておく。

まず最大加速度130 galの入力が行われ、全層の筋かい材の座屈・引張降伏および最下層柱端部の塑性化を確

認した。次に筋かい部材を交換し、さらに最大加速度160 galの入力が行われ、最下層の柱部材に大きな塑性変形が一方向に進行してゆくのを観察した。各実験の各層層間変位の時刻歴と、各層の層せん断力-層間変位の履歴曲線を、図7および図8に示している。

なお、現実の鉄骨II模型では、筋かいが弛緩した状態で、最下層に5 cmの残留層間変形が生じると、鉛直荷重による自然倒壊を開始することを指摘しておく。したがって、本実験の最大加速度160 gal入力の実験結果はほとんど「倒壊」に相当することになる。

以上の応答実験結果より、周辺地盤の影響を考慮しないという条件付ではあるが、震度階IVからVにかけて塑性化開始、震度階Vにおいて倒壊という当初の設計条件がほぼ実現されていることを確認した。

6. 今後の研究方針

- (1) 鉄骨I模型に関しては、今後弾性範囲の応答観測結果が蓄積するのを待って、周辺地盤-鉄骨建物系の地震応答を調べるための解析手法の妥当性を検討してゆく予定である。
- (2) 鉄骨II模型に関しては、現状のまま弾塑性応答の観測を待機する。
- (3) 本報告で概要を述べた鉄骨III模型の地震応答実験結果を利用して、上部構造部分の弾塑性範囲での力学的挙動を表現する数学モデルを作成する予定である。

謝 辞

本研究の遂行には、本所第5部嶋脇与助・近藤日出夫両技官の協力を得た。また応答観測データの整理には、大学院生高小航君の協力を得た。また応答観測データの処理・分析の一部には、昭和59年度文部省科学研究費補助金奨励研究(A)「鉄骨造建物模型の自然地震応答観測による地盤-建物連成系の同定と地震入力評価」(研究代表者:大井謙一, No. 59750474)の助成を受けた。

(1984年7月12日受理)

参 考 文 献

- 1) 高梨・大井, 「鉄骨造建物の地震応答観測」, 生産研究 35 卷 9 号, 1983. 9.
- 2) 高梨・岡田・大井, 「動的破壊試験装置」, 同上.
- 3) 大井・高梨, 「電算機-試験機オンラインシステムの高速度化について」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983. 9.
- 4) 高梨・岡田・関・大井・宇田川, 「耐震構造実験システムの開発」, 昭和58年度科学研究費補助金(試験研究(2)), No. 57850186) 研究成果報告書, 1984. 3.