

鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の 崩壊メカニズムに関する研究

— 6層平面フレームのサブストラクチャー仮動的実験 —

倉本洋¹・福田俊文²・壁谷澤寿海³・中塚善博⁴・顧建華⁵・松本和行⁶

- ¹ 工博 建設省建築研究所 第三研究部耐風研究室長 (〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地)
² 工博 建設省建築研究所 第四研究部施工管理研究官 (〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地)
³ 工博 東京大学教授 地震研究所 (〒113-0032 東京都文京区弥生一丁目1-1)
⁴ 東京大学大学院 工学研究科建築学専攻 (〒113-0032 東京都文京区弥生一丁目1-1)
⁵ 工博 (社)日本建設業経営協会 中央技術研究所 (〒108-0075 東京都港区港南一丁目6-34)
⁶ 工博 (株)藤木工務店 本社技術研究所 (〒160-0008 東京都新宿区三栄町23-4)

A sub-structure pseudo dynamic test for a six story reinforced concrete *piloti* frame, which consists of a bare frame in the first story and walls in the upper stories, was conducted to investigate the failure mechanism. The behavior of columns in the first story, which are subjected to high varying axial forces and shears, was especially focused in the investigation. The earthquake response analysis of the frame was also executed to confirm the possibility of simulating the test results. This paper shows an outline of the test and analysis.

Key Words: *Sub-Structure Pseudo Dynamic Test, Soft First Story, Story Collapse Mechanism, Earthquake Response Analysis*

1. はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震において多くの建築物が被害を受けた。それらの中でも、1層部分における耐力・剛性が他に比べて極端に小さい、いわゆるピロティ形式の鉄筋コンクリート(以下、RCと略記)造建築物の被害は特筆すべきものであり、現行耐震基準によって設計されたものも少なからず含まれていた。建設省はこの種の建築物被害を教訓として、剛性率に関する告示(第1997号)を改正するとともに、構造計算における技術慣行「ピロティ形式の建築物に対する耐震設計上の留意点」を示した¹⁾。この対応は、地震被害の甚大さを考慮すると適切であったと考えられるが、地震直後の緊急措置的な性格が強く、特に技術慣行については今後の研究を待って改善されるべきものであろう。特に、ピロティ建築物は地震時に1層柱に大きな変動軸力とせん断力を生じ、地震エネルギーがその層に集中した事が崩壊の一因であると指摘されているものの、その崩壊メカニズムも含め、本質的な崩壊原因の解明には至っていないのが現状である。

そこで本研究では、RC造ピロティ建築物の地震時

における層崩壊メカニズムを把握し、合理的な耐震性能評価手法を開発することを目的とした。本論では、その一環として実施した6層ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験の概要および層崩壊メカニズムに関する検討結果について述べる。

2. サブストラクチャー仮動的実験

(1) 試験体

試験体はピロティ形式の6層RC造集合住宅における梁間方向1構面の下層2層部分を想定したものであり、試設計に基づいて実大の約1/2.5に縮小したもの1体である。図-1にプロトタイプ建築物の平面および立面を、図-2に試験体の形状および配筋状況をそれぞれ示す。

試験体は1層部分が独立柱のみで、2層が耐震壁で構成される完全ピロティ形式であり、上部と下部にそれぞれ定着スタブを有する。柱スパンは4,000mmであり、柱断面は1層および2層共に400mm×400mm、2層梁断面は250mm×400mmおよび2層壁厚は80mmである。また、1層柱の内法高さ

は1,400mmであり、柱の中央部には図-3に示す軸力およびせん断力測定用のロードセルが設置されている。表-1に配筋の詳細を、表-2に使用材料の力学的性質をそれぞれ示す。

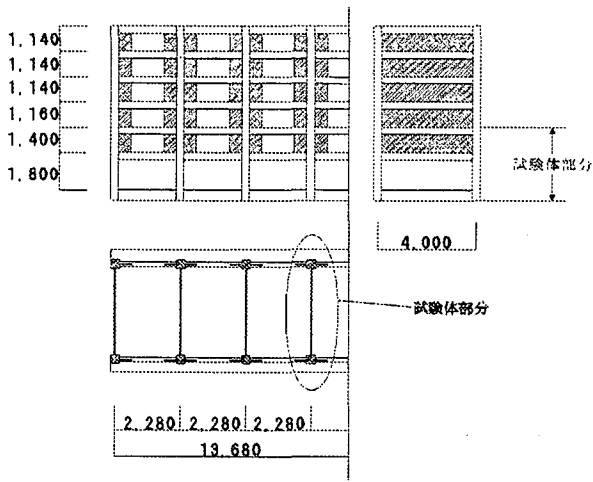


図-1 プロトタイプ建築物の概要

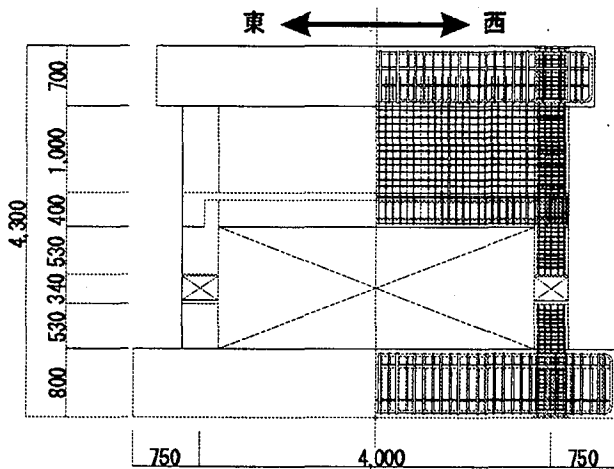


図-2 試験体の形状および配筋詳細

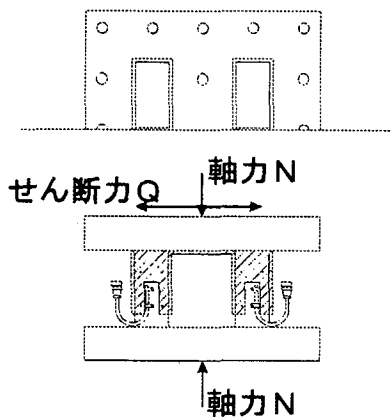


図-3 柱軸力およびせん断力測定用ロードセル

(2) 載荷方法および載荷装置

載荷実験は、サブストラクチャー仮動的実験法²⁾ (Substructure Pseudo Dynamic Method) による。本実験の場合、各載荷ステップにおいて上部4層の地震時挙動を計算し、同時に下部2層の部分的な加力実験を行うことにより、建築物全体(6層建築物)の地震応答を仮動的に再現するものである。

6層骨組全体をMulti-spring Model³⁾ (以下、MSモデルと略称) によってモデル化した予備解析(後述する4章の解析とは別で、試設計建築物をより忠実にモデル化したもの)では、上部4層の耐震壁部分が曲げ・せん断ひび割れ強度に達しなかった。そこで、仮動的実験時の上部4層の応答計算については、耐震壁を復元力特性が弾性で、かつ等価柱に置換したフレームとしてモデル化したものを用いた。また、予備解析に基づいて粘性減衰を1次固有周期に対し3%の初期剛性比例型とした。

実験に用いた地震波は、El Centro NSを10cm/sec、25 cm/sec、50 cm/secに基準化した3波(以下、Elc-10、Elc-25およびElc-50と略記)およびJMA-Kobe NSの原波(以下、JMAと略記)の計4波である。入力時間はElc各波が7秒、JMAが4.5秒とした。図-4にElc-50およびJMAの加速度時刻歴を一例として示す。

図-5に実験装置を示す。加力は2台の100tonf アク

表-1 配筋詳細

部位	階	高さ	B×D (cm)	主筋	帯筋
柱	2	1.40	40×40	"	D6@50 (目型)
	1	1.80	"	"	D6@50 (囲型)
梁	2	1.40	26×12	16-	D6@80
	1	1.80	40×25	"	"
壁	壁厚(cm)		配筋		
	8		D6@80		

表-2 材料の力学的特性 (単位: kg/cm²)

コンクリート				
	σ_b	ϵ_b (%)	E_c	
	304	0.213	2.64×10^5	
鉄筋				
径	σ_s	ϵ_s (%)	σ_u	E_s
D6	3843	0.221	5260	1.74×10^5
D13	4042	0.236	5527	1.71×10^5

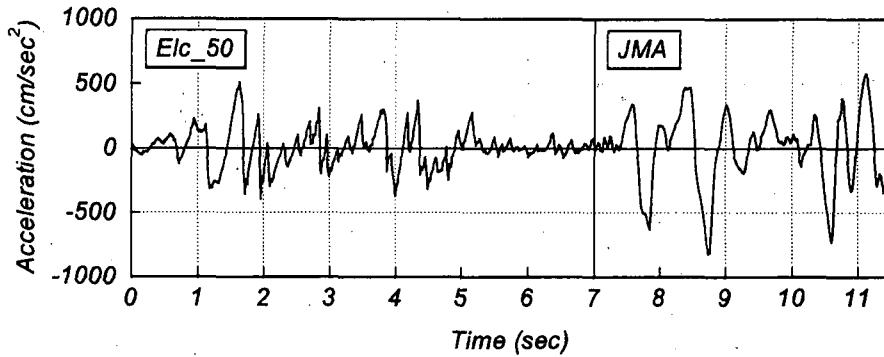


図-4 入力地震波

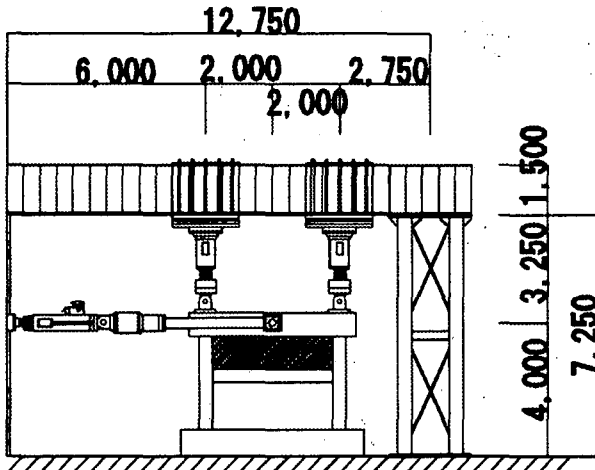


図-5 実験装置

チュエータにより水平力（地震力）を試験体頂部の中心位置（1層柱脚からの高さ：3,200 mm）に与え、2台の300tonfアクチュエータにより試験体頂部から各柱に軸力（初期軸力：各45tonf）を作用させることにより行った。各载荷ステップにおいて、地震応答解析によって計算された3階床（試験体頂部）位置での各柱の軸力変動値と目標水平変位値を満たすように加力を行った。

3. 実験結果

(1) 荷重変形関係

図-6に各地震波入力に対する層せん断力-水平変形関係を示す。縦軸は3階床レベル（上部スタブ位置）での作用せん断力を、横軸は3階および2階床レベルでの相対水平変位（実線および点線）をそれぞれ表す。

Elc-10入力ではひび割れの発生は観察されず、せん断力-水平変位関係においても剛性低下がほとんど認められない弾性的な挙動を示している。なお、履歴曲線に若干の膨らみが認められるが、これはコンクリートの非線形性に加えて载荷治具の微細な緩みによるものと考えられる。この入力に対する1層の最

大せん断力および変形はそれぞれ16.7tonfおよび1mm（1層の層間変形角： $R_f=1/1400$ ）であった。

Elc-25入力では $R_f=1/517$ （1.8秒）の時に東側1層柱脚に、 $R_f=1/388$ （2.2秒）で西側1層柱頭に、 $R_f=-1/609$ （3.8秒）で西側1層柱脚に、また、 $R_f=-1/413$ （4.2秒）で東側1層柱頭にそれぞれ曲げひび割れが発生した。なお、これらの曲げひび割れは何れもかなり軽微なものであった。1層柱の柱頭および柱脚に曲げひび割れが発生した影響で、せん断力-水平変位関係において若干の剛性低下が認められる。ここでの最大層せん断力および層間変形はそれぞれ34.8tonfおよび4.2mm（ $R_f=1/333$ ）であった。

Ecl-50入力では、1.2から1.3秒（ $R_f=1/366\sim 1/179$ ）で梁およびスラブに曲げひび割れが、また耐震壁にせん断ひび割れがそれぞれ発生した。一方、約1.6秒（ $R_f=-1/140$ 程度）でも上記とは逆方向（東方向载荷時）の変形で梁、スラブ、2層柱の脚部および耐震壁にひび割れが発生した。また、この地震波入力では、曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生・伸展が顕著であった。なお、最大応答時に層せん断力および層間変形がそれぞれ55.6tonfおよび14.8mm（ $R_f=1/95$ ）に達しており、1層が概ね崩壊メカニズムに達している。

また、JMA入力では、 $R_f=-1/60$ 程度（0.9秒）で西側1層柱の柱頭および柱脚に圧壊が生じた。その他、Elc-50入力時に発生したひび割れの伸展が著しいものの新たなひび割れの発生は顕著に観察されなかった。最終破壊形式は1層柱頭および柱脚に塑性ヒンジが形成された層崩壊型であり、特に、最大変形時に軸力増大側となる西側柱の破壊が顕著であった。なお、最大応答時に層せん断力および層間変形がそれぞれ55.5tonfおよび58.9mm（ $R_f=1/24$ ）に達しているが、メカニズム形成後の耐力低下はほとんど認められない。

図-7にElc-50およびJMA入力時における1層柱のせん断力-相対水平変形関係を示す。図中の一点鎖線および点線はそれぞれ曲げ耐力計算値およびせん断耐力計算値⁴⁾を表す。なお、せん断力は各柱の中央部に取り付けたロードセによる測定値を、相対水平

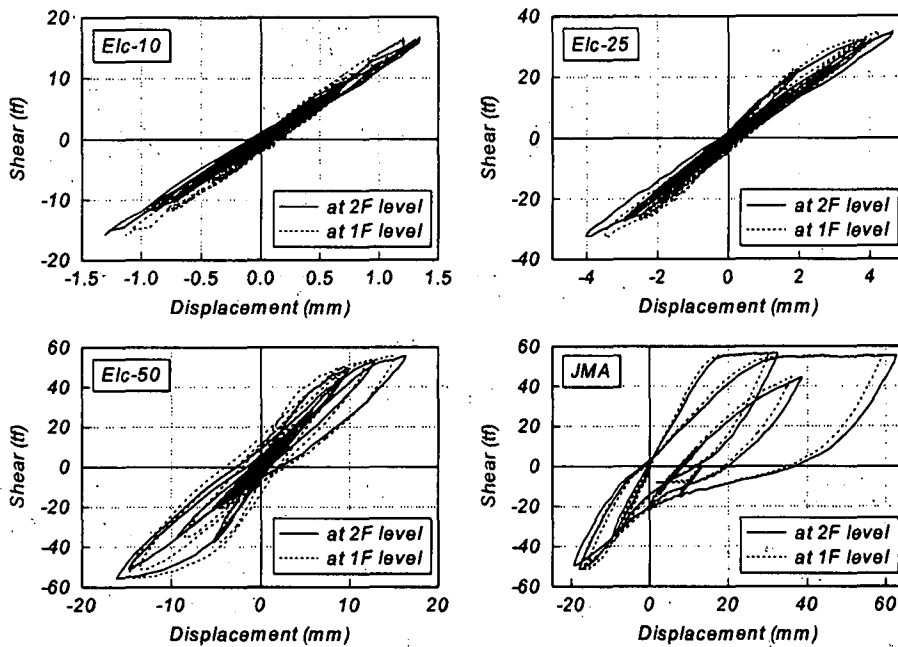


図-6 層せん断力-相対変形関係

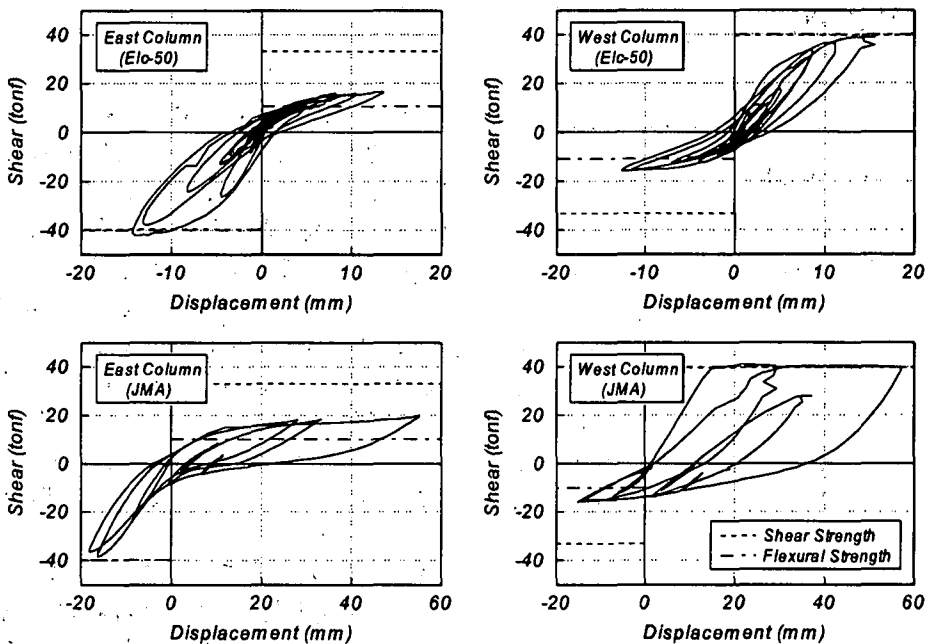


図-7 1層柱のせん断力-相対変形関係

変形は2階梁の中央部下面での測定値をそれぞれ用いている。

何れの地震波入力に対しても柱は圧縮側および引張側共に計算上の曲げ耐力に達しており、崩壊メカニズムが形成されたことが裏付けられている。なお、E1c-50入力のピーク時において1層柱の主筋の降伏がひずみゲージ測定値から確認されている。柱の最大変形は、E1c-50入力時で約14mm ($R_f=1/100$)、JMA入力時で約56mm ($R_f=1/25$)であり、前述した1層の層間変形の最大値と対応している。

(2) 各層の外力および変形

図-8に各入力地震波に対する西方向載荷の最大応答時の外力分布を示す。図-5に示したように、本実験ではピロティ階(1層)の破壊状況が加力スタブ等の存在に影響されないように、1層および2層の外力を試験体頂部に集中させるように載荷システムを計画した。このため、実験時の解析では1層の質量が他層の2倍である5層建築物としてモデル化している。したがって、2層に作用する外力は3層に比べて約2倍の値となっている。また、3~6層で

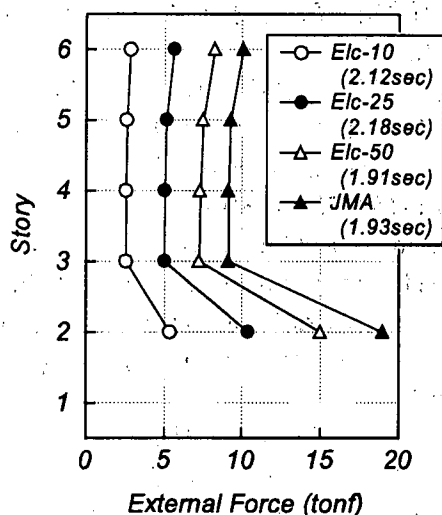


図-8 最大応答時の外力分布

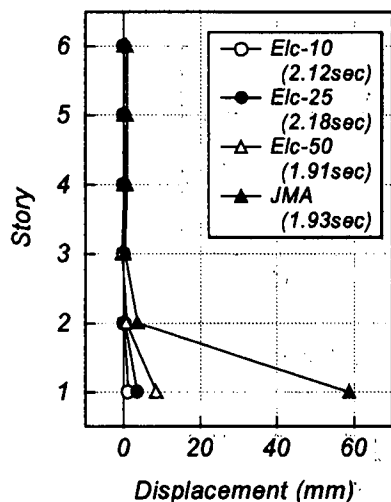


図-9 最大応答時の層間変形分布

は外力の大きさに顕著な差異がなく、最大応答時における外力分布は等分布に近いことが示されている。

図-9には同最大応答時の層間変位分布を示している。1層の層間変位は2層梁下で測定した相対水平変位を用い、2層については3層床レベル(せん断力載荷位置)での測定値から1層の変位を引いたものとした。3層以上の層間変位は計算値である。何れの地震波入力に対しても1層に変形が集中し、2層以上の層間変位は小さく、かつ同程度の値となっている。特に、E1c-50入力までは2層以上はほとんど変形していない。また、JMA入力では2層以上も7mm程度変形しているが、これは1層柱の塑性化に伴う軸変形による2層床レベル位置での回転変形によって生じる水平変形が支配的となったためである。ただし、その回転角は1層の層間変形角に比して極めて小さい。

4. 予備解析と実験結果の比較

本実験は、試験体以外の骨組部分(3~6層)の地震応答を各載荷ステップ毎に計算して、その反力(3階床レベルにおける軸力とせん断力)を試験体に作用させることにより行うものである。したがって、実験時における解析の精度が実験結果に大きく影響する。そこで、3~6層が仮動的実験で用いた解析モデルと同一で、1および2層の試験体部分をMSモデルによってモデル化した予備解析を行っている。図-10に解析モデルを示す。なお、解析に用いた骨組の材料強度は実験実施時のものを用いた。

図-11にE1c-50およびJMA入力に対する3階床レベルでの相対水平変位、2階の層せん断力および1層東側柱の作用軸力の時刻歴を示す。図中の実線は実験値を、点線は解析値をそれぞれ表している。

実験結果から得られた柱軸力の変動範囲はJMA入力時において若干大きくなるものの、両入力時ともに大差はなく、圧縮側最大値で約100tonf、引張側最大値で-20~-30tonf程度となっている。一方、解析結果は層せん断力および相対水平変位のみならず、柱に作用する変動軸力についても実験結果を極めて良好な精度で予測できている。これらの結果は、本実験手法の精度および使用した解析ツールの妥当性を裏付けるものである。

5. まとめ

本研究では、6層ピロティ建築物を対象としたサブストラクチャー仮動的実験を実施し、層崩壊メカニズムを検討した。

最大速度を50cm/secに基準化したEl Centro波入力およびJMA-Kobe波(原波)入力に対して、1層の最

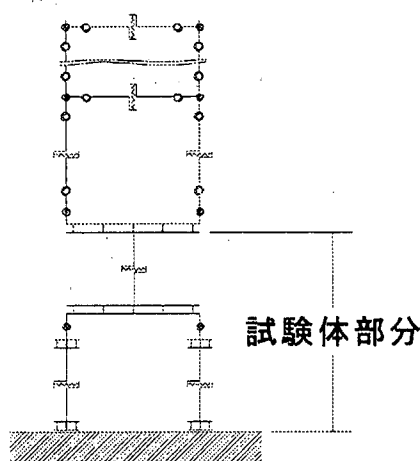


図-10 解析モデル

大層間変形角はそれぞれ1/95および1/24に達した。最終破壊モードは柱の曲げ降伏を伴う1層の層崩壊である。最大応答時の各層の外力分布はほぼ等分布であった。最大応答時の柱軸力は、引張側で-25tonf前後および圧縮側で100tonf程度であった。

また、実験に先だって実施した予備解析の結果は、層せん断力、変形相対水平変位、柱の作用軸力に関する実験結果と極めて良好な対応を示すものであり、本実験手法の精度および使用した解析ツールの信頼性の高さが確認できた。

参考文献

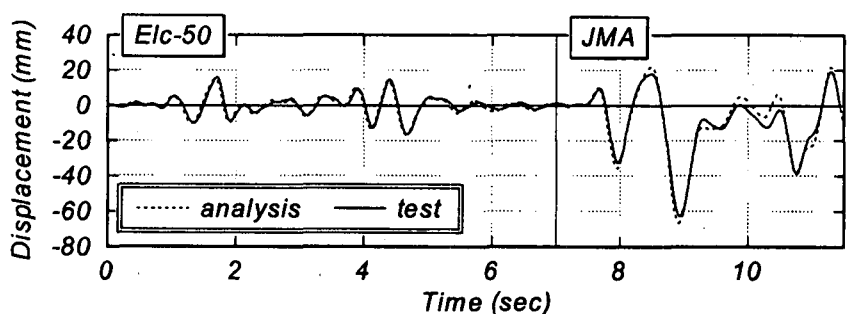
1) 日本建築センター：建築物の構造規定 - 建築基

準法施行令第3章の解説と運用一、1997年度版、1997年12月

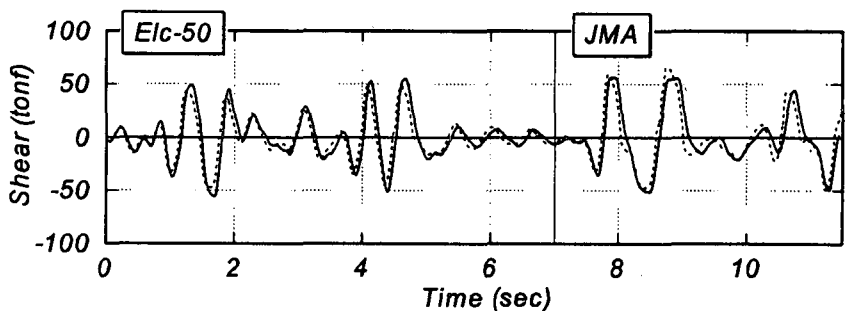
2) 堤 英明、石田 雅利、加藤 博人ほか：サブストラクチャー法を用いた仮動的実験の開発（その1～3）、第8回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1935-1952、1990年

3) Gu J., Inoue N. and Shibata A.: Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol. 44B, pp.157-166, Mar. 1998

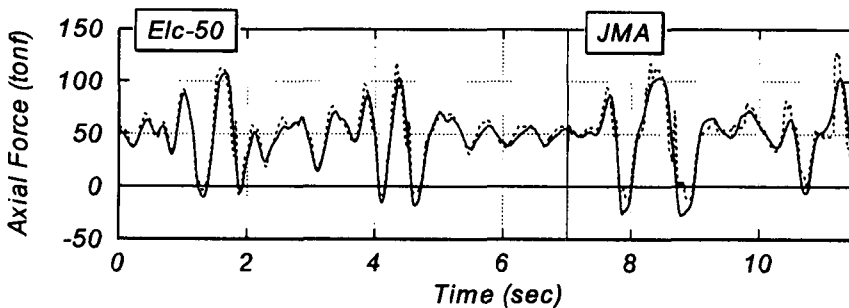
4) 倉本 洋、南 宏一：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式、日本建築学会構造系論文報告集、第417号、pp.31-45、1990年11月



(a) Time History of Story Drift at the 1st Story



(b) Time History of Story Shear at the 1st Story



(b) Time History of Axial Force in East Column at the 1st Story

図-11 予備解析と実験結果の比較