

[建築構造]

阪神・淡路大震災における被災建築物の統計的分析 (3)

—鉄筋コンクリート造系建物の弾塑性地震応答解析—

関 松太郎 杉山公一  
勝 俣 英雄

概 要

兵庫県南部地震における神戸市内の震度VIおよびVIIの地域を対象として、地震で被害を受けた建物の被害状況の分析をより詳細に行った。本論文の目的は、地震応答解析によって当該地域の建物に被害をもたらした入力地震動の大きさを推定することにある。入力地震動には被害建物が立地する地盤の特性を反映した人工地震波を用いている。解析対象とした建物は被害建物の中から耐力や靱性が異なる4例であり、上部構造の復元力特性モデルには耐震診断結果を用いている。地震応答解析では、地震波の最大入力加速度を変化させながら被害程度に見合った入力加速度の大きさを求めた。解析結果によれば、本論文で対象とした建物の範囲においては、建物に入力された加速度はおおむね400~500galである。

1. 目的

兵庫県南部地震で被害を受けた建物について、耐震診断基準<sup>1), 2)</sup>に基づく統計的分析の概略を論文(2)で述べた。本論文は、それらの建物の中から、耐力や靱性が異なる4棟の建物を選び、入力地震動の大きさと地震被害の程度との関係を地震応答解析の手法を用いて検討するものである。なお、地震応答解析のための復元力特性のモデル化においては論文(2)で行った3次診断の結果を用いている。

2. 検討方法

2.1 対象建物

対象建物の一覧をTable 1に示す。解析対象建物は耐力と靱性が異なる合計4棟である。それらは、旧耐震設計法(設計年:1964年)でRC造6階建の「小破」と判定された建物(建物No.2)、新耐震設計法への移行期(同1973年)でSRC造とRC造が混合した7階建の「中破」の建物(No.10)、新耐震設計法(同1987年)で同じくSRC造とRC造が混合した9階建の「小破」の建物(No.7)、および新耐震設計法(同1983年)でSRC造10階建の「中破」の建物(No.1)である。これらの建物の位置の概略をFig. 1に示す。この図は、JR三宮駅を通る南北の測線に沿った地形に4棟の建物の位置を示したものであるが、これらの建物は同一の測線上にはなく東西に数百mの広がりをもつ地域に位置している。

2.2 入力地震動

入力地震波は、兵庫県南部地震発生時にJR新神戸付

Table 1 解析対象建物の一覧  
List of Analyzed Buildings

建物NO.*1	構造規模	設計年	被害	Is指標 (3次診断)	せん断力 係数*2	1次固有 周期(秒)	鉄骨形式
2	RC:6F B1F	1964	小破	NS EW 0.77 0.28	1.25	0.41	
10	SRC:1~4F RC:5~7F	1973	中破	NS EW 0.74 0.69	0.35	0.54	非充腹型
7	SRC:1~4F RC:5~7F	1987	小破	NS EW 0.70 0.43	0.44	0.55	充腹型
1	SRC:10F B1F	1983	中破	NS EW 0.50 0.70	0.35	0.63	充腹型

\*1: 前報(2)の表番号と対応。  
\*2: 耐震診断のC-F曲線より求めた。Is指標が採用された同じ階の値。

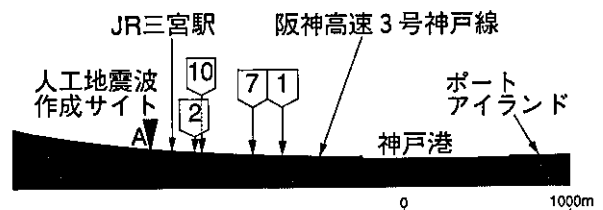


Fig. 1 解析対象建物の位置  
Location of Analyzed Buildings

近の建物で測定された強震記録(関西地震観測研究協議会から公表されたSO222のN33W方向の観測記録)を工学的基盤での入力波とし、Fig. 1のA地点(JR三宮駅北側)のボーリングによって得られた地盤特性を考慮して一次元波動理論により作成したサイト波である。作成した地震波の最大加速度は451gal、最大速度は71cm/sである。入力地震波の波形と減衰定数(h=3%)のレスポンススペクトラムをFig. 2に示す。本解析で対象とした建物はFig. 1に示すようにA地点より約500m以内に位置しているのでこの波を共通に用いることとした。

### 2.3 解析モデル

振動モデルを Fig. 3 に示す。振動モデルは多質点せん断型としている。各層はダッシュポットで表現される粘性減衰と復元力特性バネで構成されている。復元力特性バネは各層で最大3個である。また、各バネにはせん断型と曲げ型のいずれかの復元力の選択が可能である。Fig. 3には復元力特性の組み合わせの1例が示されている。このように各層で3個のバネを設定したのは、耐震診断結果を利用することを念頭に置いているためである。すなわち、耐震診断では各層に存在する多くの破壊形式の部材を実用的な観点から指標値を簡単に算定できるように最大3グループにまとめている。

復元力特性のモデルを Fig. 4 に示す。用いるモデルはせん断型 (同図 (a)) と曲げ型 (同図 (b)) の2種類である。せん断型モデルは、スケルトンカーブに4折線をもち、履歴則は履歴面積がない原点指向型である。スケルトンカーブ上の特異点はひび割れ耐力 ( $Q_u/3$ ) と終局耐力 ( $Q_u$ ) である。ひび割れ耐力時の変形は終局耐力時の変形 (部材角:  $1/250$  (RC),  $1/150$  (SRC), 靱性指標:  $F=1.0$  (RC),  $1.27$  (SRC)) の  $1/10$  としている。また、終局耐力後は、負勾配をもち最大耐力時の変形の2倍で荷重をゼロとしている。曲げ型モデルは、同様に4折線をもち、履歴則には変形の増加とともに剛性が低下する Bi-Linear 型ループをもち、いわゆる D-Tri 型である。スケルトンカーブ上の特異点は、ひび割れ耐力 ( $Q_u/3$ ) と終局耐力 ( $Q_u$ ) である。ひび割れ耐力時の変形は終局耐力時の変形 (部材角:  $1/150$ , 靱性指標:  $F=1.27$ ) の  $1/10$  としている。部材角  $1/150$  以降の変形性能は建物の破壊形式や構造種別 (RC造, SRC造) によって異なる。最大耐力以降は部材角  $1/30$  (RC造) でゼロとなるような負勾配をもたせている。以上の諸数値の設定方法に関して、終局耐力や部材の変形性能は耐震診断の結果より求め、その他の数値や履歴則はこれまでの工学的知見や研究成果を反映して定めた。

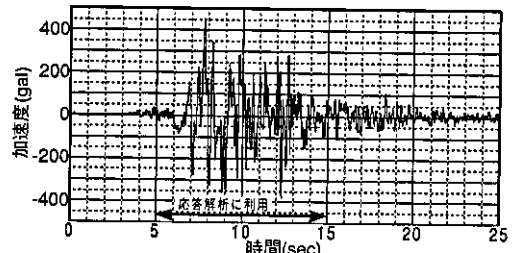
### 2.4 数値積分

地震応答計算を行うときの数値計算には、本論文では特に復元力特性に負勾配を考慮するため Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=0$ ; 中央差分法と等価) を用いている。このとき、積分による発散を避けるために地震波の時間刻みは各建物について  $1/100$  秒 ( $\Delta t \leq T_{min}/\pi$ ) とした。粘性減衰は、3%とし初期剛性に比例させている。地震応答計算の継続時間は Fig. 2 の波形の5秒~15秒の10秒間である。入力地震波の最大加速度は、Fig. 2の人工地震波を地震被害と合うように大きさを変化させている。

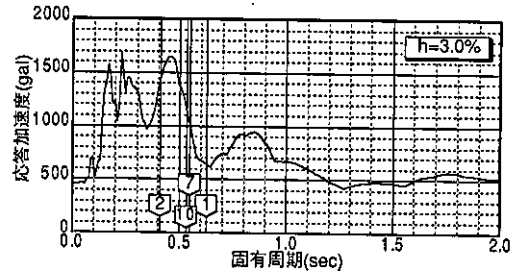
## 3. 解析結果

### 3.1 建物例-1 (No.2)

3.1.1 建物概要 本建物は三宮地区にある  $3 \times 5$  スパンの鉄筋コンクリート (RC) 造の地上6階、地下1階の店舗である。設計は1964年 (旧耐震設計法) である。建物形状を Fig. 5 に示す。平面形状は、南北方向に長い長方



(a) 加速度の時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル

Fig. 2 入力地震波  
Input Ground Motion for Analysis

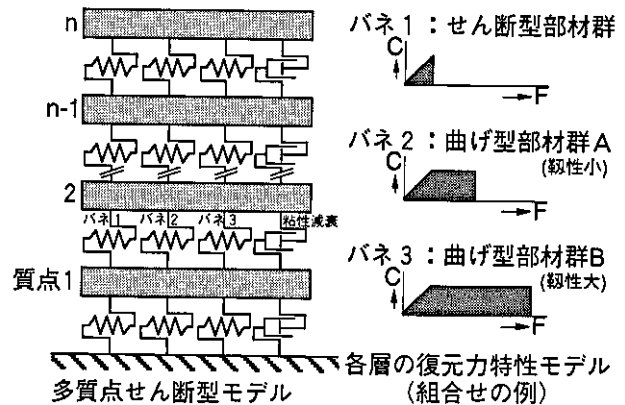
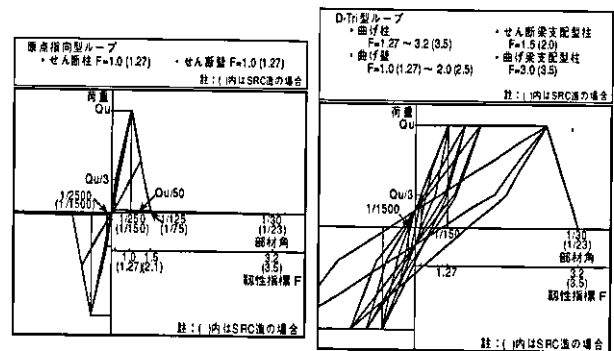


Fig. 3 振動モデル  
Vibration Model



(a) せん断型モデル

(b) 曲げ型モデル

Fig. 4 復元力特性モデル  
Restoring Force Characteristics Model

形で、南北の両側に隣接建物があり、南側が入り口となっている。したがって、東西面と北面が耐震壁となったコ字型であるため東西方向に大きな偏心率をもつ建物である。

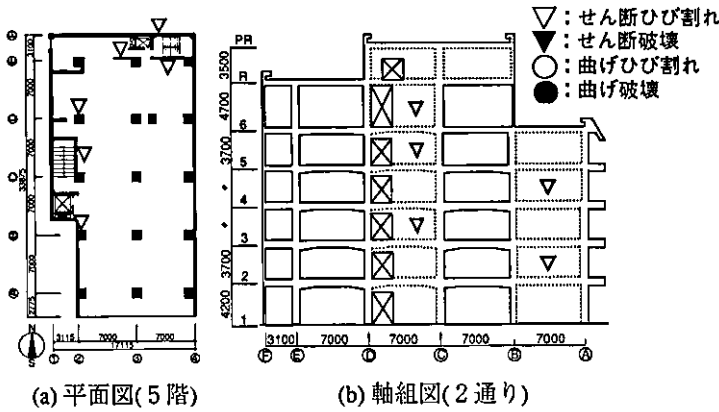


Fig. 5 建物概要(No.2)  
Plan and Frame with Damages

構造形式は、外周面は連層の耐震壁、内部はラーメン構造となっている。

3.1.2 被害概要 Fig. 5に被害の概要を示す。東西方向の柱や壁には特に目立つひび割れはあまり見られず、耐震壁に0.1~0.2mmのひび割れが見られる程度である。一方、南北方向は、耐震壁にせん断ひび割れが随所に見られるが、ひび割れ幅は0.2~0.8mmで大きなせん断破壊には至っておらず、「小破」と判定された建物である。

3.1.3 耐震診断結果 Fig. 6に1次~3次診断の診断結果を示す。本建物は東西方向に壁が少なく南北方向に壁が多いが、それが診断値に反映されている。連層耐震壁の評価を適切に行うために3次診断で評価した。南北方向の構造耐震指標(Is)は0.77(5階)と大きな値を示し、東西方向は0.28(3階)と低い値である。被害の大きかった南北方向の強度指標(C) - 靱性指標(F) 関係をFig. 7に示す。これによると破壊形式は、F指標が1.0の壁による強度抵抗型で、連層の耐震壁はせん断破壊型壁もしくは靱性の乏しい曲げ破壊型壁となっている。同図には地震時の被害と照合して建物の耐震性(Is)の最も小さい5階における最大応答変形の推定値(層間変形で13mm程度)も示してある。また、2通りの崩壊形をFig. 8に示す。1スパンの連層耐震壁は曲げ壁となり、ラーメン部は梁のせん断破壊となっている。

3.1.4 地震応答解析結果 診断結果を2章の検討方法を用いて弾塑性地震応答解析を行った。具体的には人工地震波の最大加速度451galを基にしてFig. 7に示した地震時の推定変形に合うような最大加速度を応答計算によって求める方法を用いた。Fig. 9のスケルトンカーブ上に最大応答変形を示している。これによると、Fig. 7で示した地震時推定値である5階の変形に対応する入力加速度はおおむね400galとなっている。Fig. 10にせん断力(Q) - 層間変形( $\delta$ ) 関係を示す。層を構成する3グループの部材のうち第1グループのせん断型部材の量が多いため、層全体のQ -  $\delta$  関係は勾配が大きい割には履歴面積の小さな細ったループ形状を示している。

3.1.5 まとめ 本建物は、南北方向に壁が多く、診断値は南北方向で0.77(5階)、東西方向で0.28(3階)であ

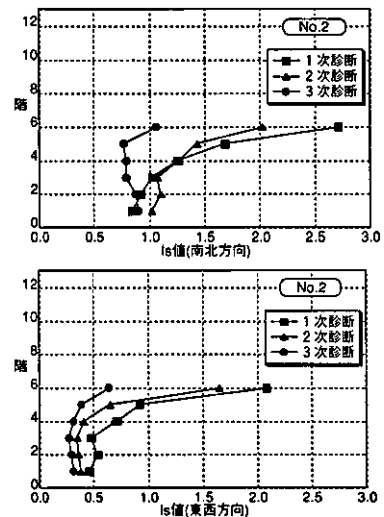


Fig. 6 耐震診断結果  
Results of Seismic Capacity Evaluation

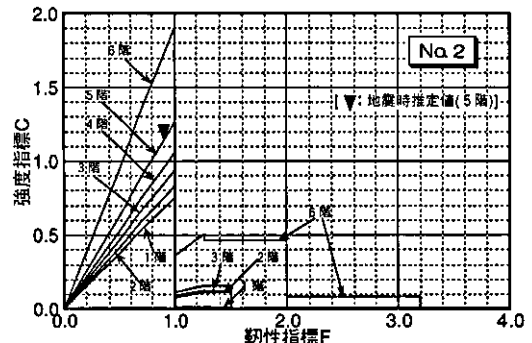


Fig. 7 強度指標(c) - 靱性指標(F)関係  
C Index vs. F Index

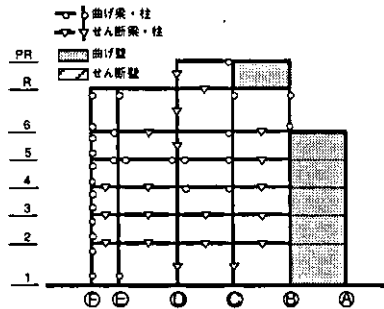


Fig. 8 崩壊形(No.2-2通り)  
Failure Mode

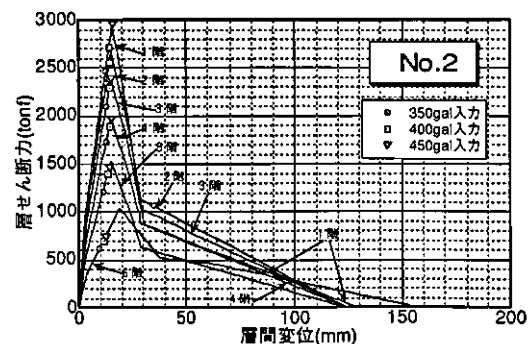


Fig. 9 スケルトンカーブと最大応答値  
Maximum Responses on Skelton Curve

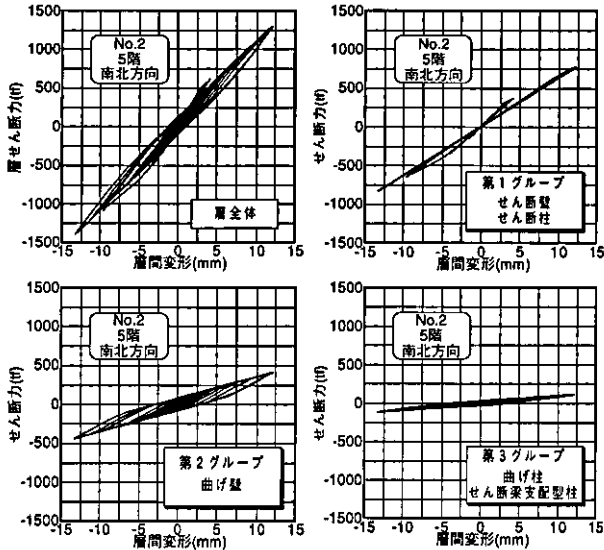


Fig. 10 せん断力(Q)－層間変形(δ)関係 (400gal入力)  
Shear Force vs. Deformation

り、地震時の被害は「小破」と判断された建物である。地震応答解析によれば地震時の応答を再現する最大加速度は400gal程度となっている。建物を構成している部材は靱性の小さいせん断、および曲げ破壊する部材である。

### 3.2 建物例－2 (No.10)

**3.2.1 建物概要** 本建物は三宮地区にある4×4スパンの地上7階建の事務所で、1～4階は鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造、5～7階は鉄筋コンクリート(RC)造である。設計は1973年(新耐震設計法への移行期)である。建物形状をFig. 11に示す。平面形状はほぼ正方形である。建物の東側と南側は道路に面しており壁がないので偏心率が南北、東西両方向とも大きくなっている。SRC部分の鉄骨は非充腹型で、柱ではタイプレートを用いた格子型、梁はラチス型である。

**3.2.2 被害概要** Fig. 11に被害概要を示す。耐震壁は全階にわたってせん断ひび割れが生じており、特に、南北方向の2階の階段室脇の耐震壁がせん断破壊している。柱については1階で多数圧壊しているが他の階ではひび割れ程度に収まっている。梁については、各階の南北方向の建物内の梁端において圧壊、鉄筋の露出等がみられ特に下階での被害程度が大きい。また、道路に面した外側ラーメン部の1スパンの境界梁が全階にわたり梁端が損傷している。建物全体では2階の南北方向の被害が一番大きく「中破」と判定されている。

**3.2.3 耐震診断結果** Fig. 12に1次～3次診断結果を示す。本建物は新耐震設計法への移行期の建物であるが被害の状況を勘案して3次診断を採用した。南北方向のIs指標の最小値は6階で0.54であるが、被害の一番大きい2階は0.74である。また、東西方向のIs指標最小値は3階の0.69である。被害の大きい南北方向の強度指標(C)－靱性指標(F)関係をFig. 13に示す。これによると、破壊形式は全階にわたってF指標が2.0を超える変形能が大

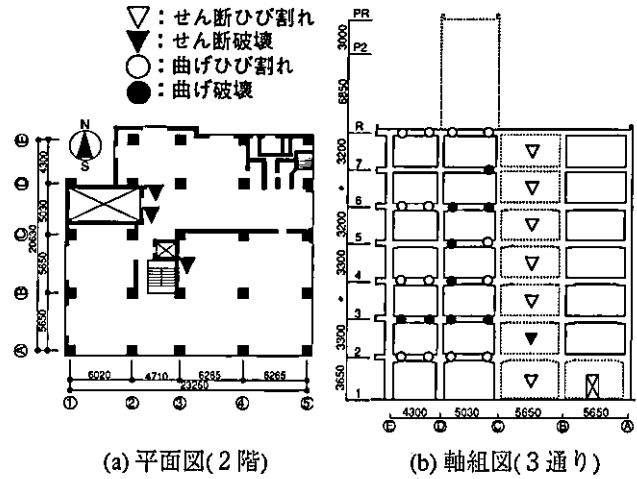


Fig. 11 建物概要(No.10)  
Plan and Frame with Damages

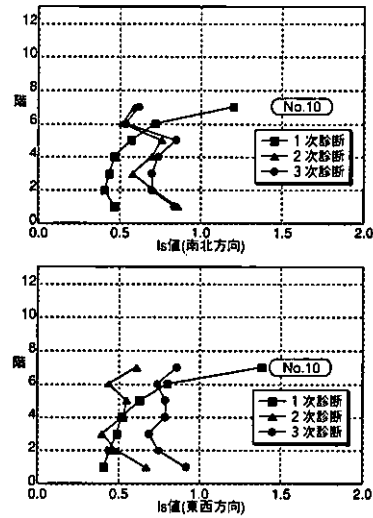


Fig. 12 耐震診断結果  
Results of Seismic Capacity Evaluation

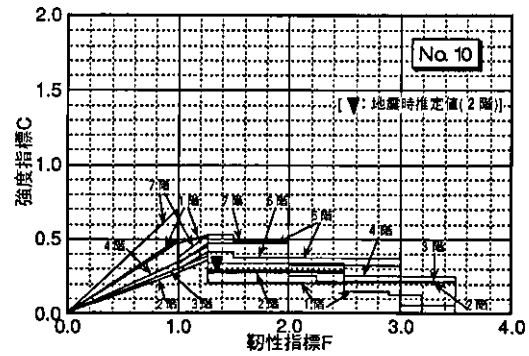


Fig. 13 強度指標(C)－靱性指標(F)関係  
C Index vs. F Index

さい部材が存在し靱性抵抗型となっている。同図には地震被害が一番大きかった2階の推定最大応答変形(層間変形で32mm程度)が示されている。Fig. 14に3通りの崩壊形を示す。これによると、ラーメン部は梁端の曲げ降伏、連層壁はせん断破壊となっている。特に、2階の壁が

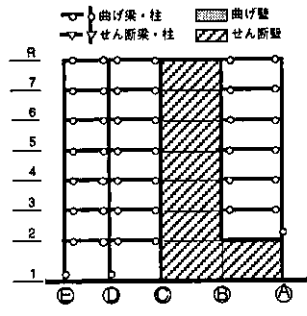


Fig. 14 崩壊形(No.10-3通り)  
Failure Mode

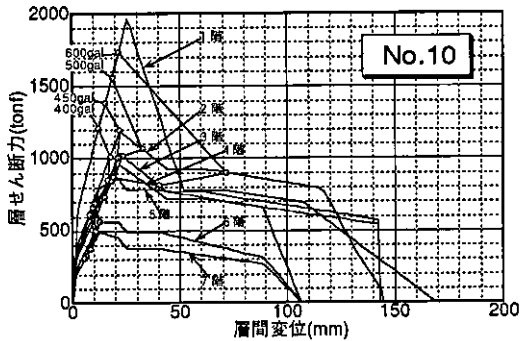


Fig. 15 スケルトンカーブと最大応答値  
Maximum Responses on Skelton Curve

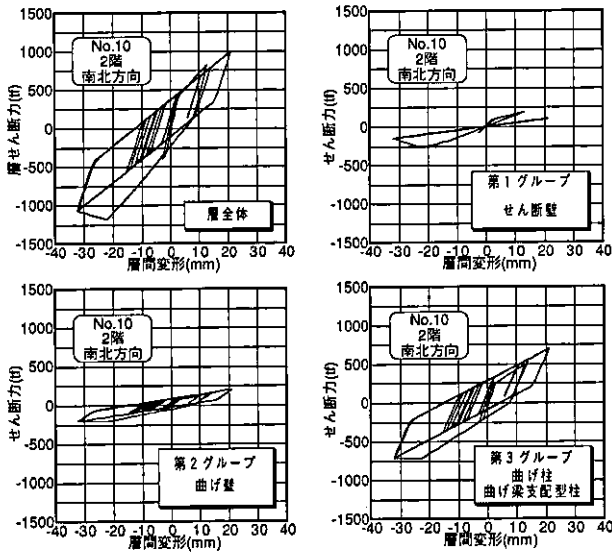


Fig. 16 せん断力 (Q) - 層間変形 (δ) 関係 (500gal 入力)  
Shear Force vs. Deformation

せん断破壊した被害状況は診断結果と良い整合性を示している。

**3.2.4 地震応答解析結果** 診断結果のC-F曲線を用いて弾塑性地震応答計算を行った結果をFig. 15のスケルトンカーブ上に示す。入力地震動の最大加速度を400~600galまで変化させた解析結果によると、Fig. 13で示した地震時の2階の推定応答変形に対応する入力加速度はおおむね500galとなっている。Fig. 16に500gal入力時の2階のせん断力(Q) - 層間変形(δ) 関係を示す。層全体

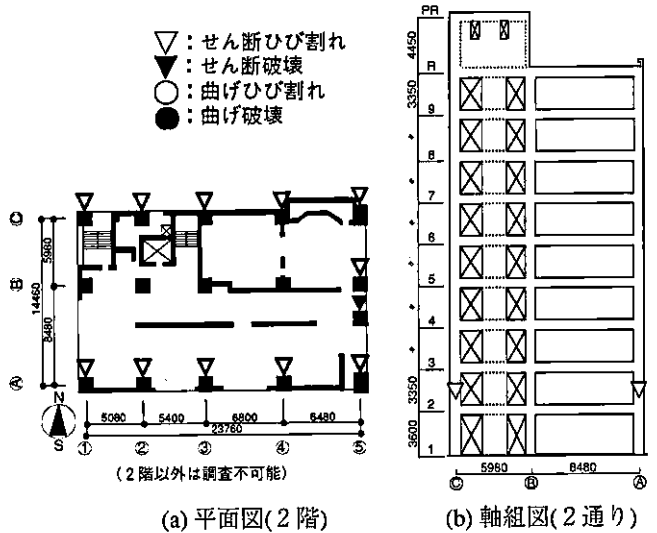


Fig. 17 建物概要(No.7)  
Plan and Frame with Damages

の履歴ループはBi-Linear型に近いエネルギー吸収の比較的大きな形状を示している。これは、本建物が靱性能が低いせん断破壊する部材よりも靱性能が大きい、例えば梁が曲げ降伏する部材の量が多いことによっている。

**3.2.5 まとめ** 本建物は耐震診断値が南北方向で0.74(2階)、東西方向で0.69(3階)であり、地震被害は「中破」と判断された建物である。地震応答解析によれば地震時の応答を再現する最大加速度は500gal程度となっている。新耐震設計法への移行期に設計された建物であるが、地震被害はせん断破壊する部材もあるものの梁の曲げ降伏が支配的な靱性能型の破壊性状を示している。

**3.3 建物例-3 (No.7)**

**3.3.1 建物概要** 本建物は三宮地区にある2×4スパンの地上9階建の事務所で、1~4階は鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造、5~9階は鉄筋コンクリート(RC)造である。設計は1987年(新耐震設計法)である。建物形状をFig. 17に示す。平面形状は構造的には耐震壁の偏在も少ない東西方向に若干長い長方形である。雑壁が室内や階段室廻りに存在しているが、それらは耐震診断にも考慮されている。SRC部分の鉄骨は、柱・梁ともフルウェブの充腹型である。

**3.3.2 被害概要** Fig. 17に被害の概要を示す。調査可能であった2階の被害状況は、構造的には大きなせん断ひび割れが生じた1本の柱の他は軽微なひび割れ程度の損傷である。しかし、非構造部材等の損傷は生じている。建物全体の調査は不可能であったが調査階の被害程度や外部からの目視等によって本建物は「小破」と判定された。

**3.3.3 耐震診断結果** Fig. 18に1次~3次診断結果を示す。本建物の耐震性の評価には3次診断を用いた。Is指標の最小値は南北方向で0.70(5階)、東西方向で0.43(5階)となっている。Is指標が5階で最小となっているの

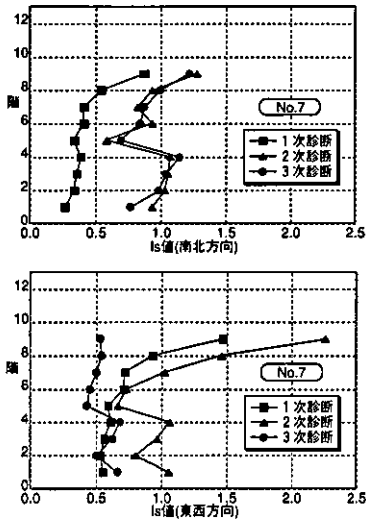


Fig. 18 耐震診断結果  
Results of Seismic Capacity Evaluation

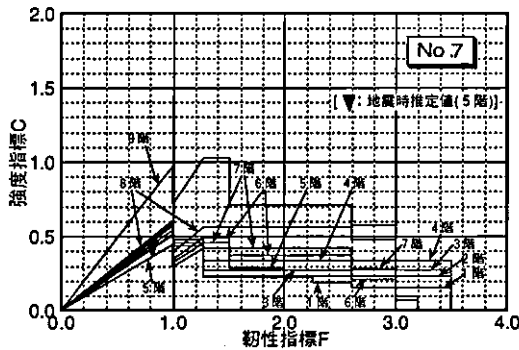


Fig. 19 強度指標(C)－靱性指標(F)関係  
C Index vs. F Index

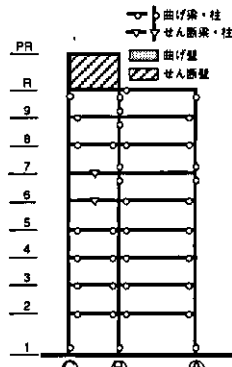


Fig. 20 崩壊形(No.7-2通り)  
Failure Mode

は、5階でSRC造からRC造に切り替わっているためである。被害が相対的に大きかった南北方向の強度指標(C)－靱性指標(F)関係をFig. 19に示す。これによると破壊形式は、全階にわたってF指標が大きい変形能のある部材が多数あり靱性抵抗型となっている。また、本建物は1階のせん断力係数が0.57、5階が0.44と比較的大きな保有耐力を有している。同図には地震時に想定される5階の最大応答変形(層間変形で14mm程度)が示されて

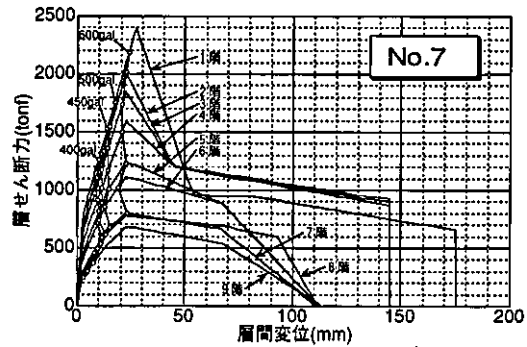


Fig. 21 スケルトンカーブと最大応答値  
Maximum Responses on Skelton Curve

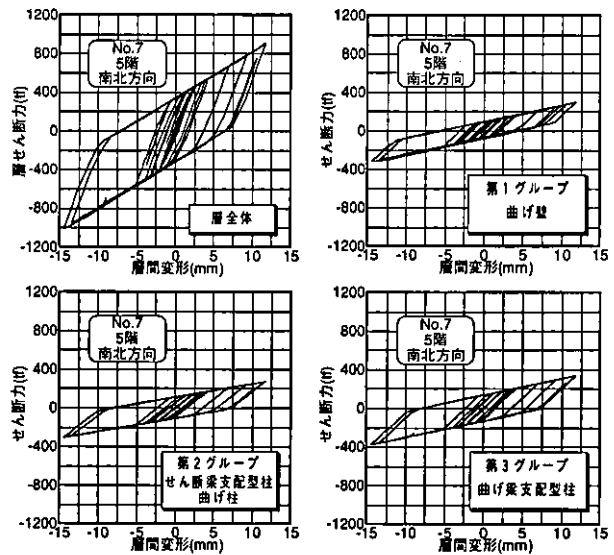


Fig. 22 せん断力(Q)－層間変形( $\delta$ )関係 (500gal入力)  
Shear Force vs. Deformation

いる。Fig. 20に2通りの崩壊形を示す。これによると南北方向はほぼラーメン構造で梁端が曲げ降伏する靱性型となっており、それがFig. 19のC－F曲線に反映されている。

3.3.4 地震応答解析結果 診断結果のC－F曲線を用いて弾塑性地震応答解析を行った結果をFig. 21のスケルトンカーブ上に示す。入力加速度を400～600galまで変化させた解析結果によると、Fig. 19に示した地震時に想定される5階の変形に対応する入力加速度はおおむね500galとなっている。さらに地震加速度が大きくなると5階と6階の変形が大きくなることが予想される。Fig. 22に500gal入力時の5階のせん断力(Q)－層間変形( $\delta$ )関係を示す。層全体の履歴ループはBi-Linear型に近くなっているが、これは層を構成する部材が3グループとも曲げ型支配であるためである。

3.3.5 まとめ 本建物は、耐震診断値が南北方向で0.70(5階)、東西方向で0.43(5階)であり、地震時に「小破」と判断された建物である。耐震性はSRC造からRC造に切り替わる5階で耐震性が決まっている。地震応答解析によれば地震時の応答を再現する最大加速度は500gal程度となっている。新耐震法で設計されており、

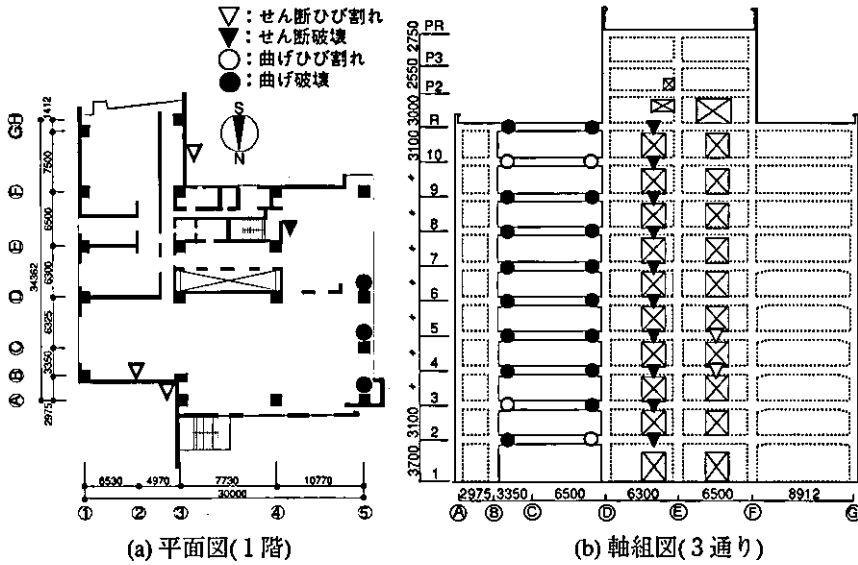


Fig. 23 建物概要(No.1)  
Plan and Frame with Damages

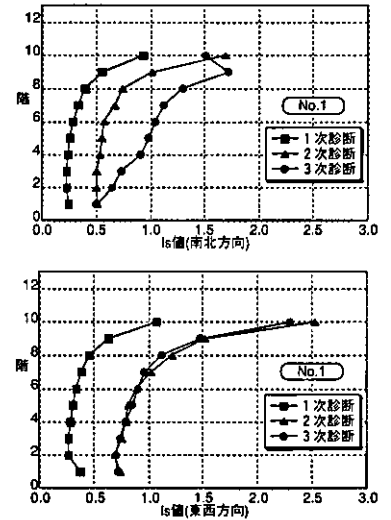


Fig. 24 耐震診断結果  
Results of Seismic Capacity Evaluation

性型かつ各階のせん断力係数が比較的大きいことから小破程度に被害が納まったものと判断される。

3.4 建物例-4 (No.1)

3.4.1 建物概要 本建物は三宮地区にある3×6スパンの鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造で、地上10階、地下1階の事務所である。設計は1983年(新耐震設計法)である。建物形状をFig. 23に示す。平面形状は敷地の関係からL字型になっており、また、西側(道路側)と北側に耐震壁が少なく壁が偏するので偏心率が両方向とも大きな値となっている。使用されている鉄骨は、柱・梁とも鉄骨はフルウェブの充腹型である。

3.4.2 被害概要 Fig. 23に被害の概要を示す。柱については1階の3本の柱脚に圧壊がみられるがその他の階では特に損傷は生じていない。梁については、全階にわたって梁端の曲げ降伏が生じている。下階ではコンクリートが剥落し、主筋が露出し一部の梁では主筋の座屈も見られるが、上階では曲げひび割れ程度である。壁についてはエレベーターシャフト廻り、および中央階段の特に下階のせん断破壊が顕著である。建物全体では東西、南北両方向に被害が生じているが南北方向の被害が大きく「中破」と判断されている。

3.4.3 耐震診断結果 Fig. 24に1次～3次診断結果を示す。本建物の耐震性の評価には地震被害状況を参考に1階の3本の柱脚に圧壊がみられるがその他の階では特に損傷は生じていない。梁については、全階にわたって梁端の曲げ降伏が生じている。下階ではコンクリートが剥落し、主筋が露出し一部の梁では主筋の座屈も見られるが、上階では曲げひび割れ程度である。壁についてはエレベーターシャフト廻り、および中央階段の特に下階のせん断破壊が顕著である。建物全体では東西、南北両方向に被害が生じているが南北方向の被害が大きく「中破」と判断されている。

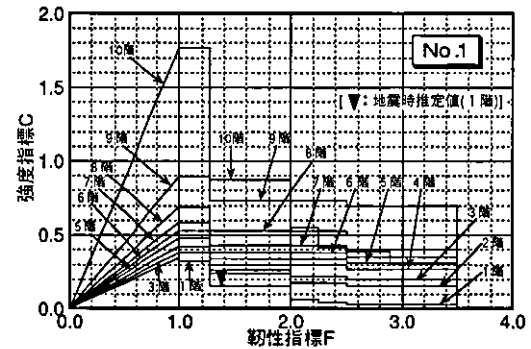


Fig. 25 強度指標(C) - 靱性指標(F)関係  
C Index vs. F Index

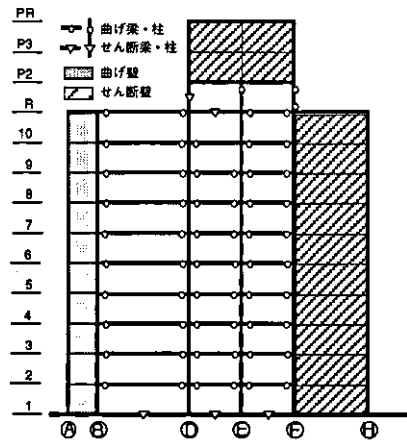


Fig. 26 崩壊形(No.10-3通り)  
Failure Mode

の最大応答変形(層間変形で25mm程度)が示されている。Fig. 26に3通りの崩壊形を示す。これによると連層壁は曲げ破壊、ラーメン部は梁の曲げ降伏の靱性抵抗型になっている。

3.4.4 地震応答解析結果 診断結果のC-F曲線を用いて弾塑性地震応答解析を行った結果をFig. 27のスケル

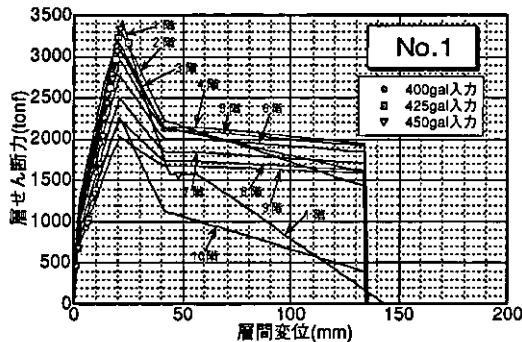


Fig. 27 スケルトンカーブと最大応答値  
Maximum Responses on Skelton Curve

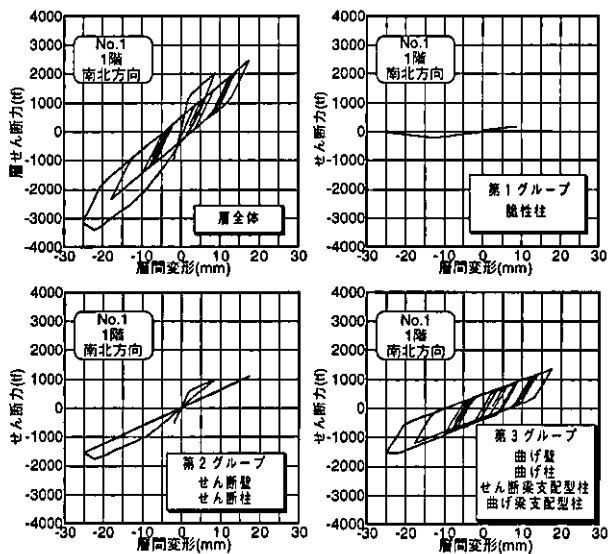


Fig. 28 せん断力(Q)ー層間変形(δ)関係 (425gal入力)  
Shear Force vs. Deformation

トンカーブ上に示す。入力加速度を400~450galまで変化させた解析結果によると Fig. 25 に示した地震時に想定される1階の変形に対応する入力加速度はおおむね425galとなっている。Fig. 28 に425gal 入力時の1階のせん断力(Q)ー層間変形(δ) 関係を示す。層全体の履歴ループはBi-Linear型に近くなっている。これはF指標が2.0となるせん断梁支配型柱の履歴ループで決まるためである。せん断壁が若干負勾配(せん断破壊)に入りかけている過程が第2グループの図に表れている。

3.4.5 まとめ 本建物は、耐震診断値が南北方向で0.50 (1階)、東西方向で0.70 (2階)であり、地震時に「中破」と判断された建物である。地震応答解析によれば地震時の応答を再現する最大加速度は425gal程度となっている。新耐震法で設計されており靱性型の建物であるが、若干、せん断力係数が小さく、かつ偏心率が大きいことが中破となった原因と考えられる。

#### 4. 検討結果

4棟の建物の検討結果の一覧をTable 2に示す。表中に

Table 2 耐震性の比較  
Seismic Capacity of Each Building

建物	強度指標(C)-靱性指標(F) 関係	診断と解析の項目
2 [小破]	C: 1.25 地震時推定値 F: 5階 (RC造) せん断部材群 曲げ部材群	Is指標(3次) 0.77 地下室の有無 有 偏心率 大 入力加速度(gal) 400
10 [中破]	C: 0.35 F: 2階 (SRC造)	Is指標(3次) 0.74 地下室の有無 無 偏心率 中 入力加速度(gal) 500
7 [小破]	C: 0.44 F: 5階 (RC造)	Is指標(3次) 0.70 地下室の有無 無 偏心率 小 入力加速度(gal) 500
1 [中破]	C: 0.35 F: 1階 (SRC造)	Is指標(3次) 0.50 地下室の有無 有 偏心率 大 入力加速度(gal) 425

偏心率小:  $e < 0.15$   
中:  $0.15 \leq e < 0.30$   
大:  $0.30 \leq e$

は耐震性が決定された階の強度指標 (C) -靱性指標 (F) 関係、Is指標、地下室の有無、偏心率の大きさ、および被害状況から予想される地震時の変形に対応する解析時の最大入力加速度が載せられている。

C-F関係図には、せん断部材と曲げ部材の構成の比率がわかるように表示し、最大せん断力係数、地震時に推定される変形も示されている。これによると、建物No.2 (旧耐震設計法) は強度が非常に大きく、したがってIs指標も0.77と大きいので「小破」となっているが、せん断部材等が多いため入力加速度がさらに大きくなるとそれらの部材が破壊して「大破」が予想されることが3章の応答結果から得られている。建物No.10 (新耐震設計法移行期) は梁の曲げ降伏が支配的な靱性型建物でありIs指標も0.74と大きいがせん断力係数が比較的小さい0.35であるため、梁の曲げ圧壊等が生じ「中破」となったものである。建物No.7 (新耐震設計法) は梁の曲げ降伏、曲げ壁支配型でIs指標は0.70で極端に大きくはないが、せん断力係数が0.44と大きかったため「小破」の被害に納まっている。建物No.1 (新耐震設計法) は他階は靱性型であるが1階のみがせん断壁やせん断梁が多く、また、せん断力係数が0.35と比較的小さいのでIs指標も0.50となり「中破」となっている。しかし、「大破」には至っていない。

以上の結果より、曲げ部材の存在は地震時の応答に有効に働くこと、また、曲げ部材が多くてもある程度の強度が必要であることがわかる。また、せん断部材が支配的でも強度が非常に大きければ小さい被害に納まることがわかる。

C-F関係を用いて、被害状況から予想される最大変形に見合う入力最大加速度を地震応答解析によって求めた。これによると、建物No.2は400gal、建物No.10は500gal、建物No.7は500gal、建物No.1は425galとなっている。これらの値は実質的に建物に入力したと思われる大きさであるが、建物No.2とNo.1は地下室が存在するので建物の基礎底での加速度は地下への逸散という効果を考えればさらに大きいと推定される。診断基準では、地下室の存在で20%程度入力が低減するとしているので、こ



れを適用すると建物No.2とNo.1の最大入力加速度はそれぞれ480gal, 510galとなる。したがって、これらの結果より、限られた応答解析手法、人工地震波、建物数ではあるが、これらの建物に実質的に入力した加速度は400～500gal程度、建物周辺の地動加速度はおおむね500gal程度であったと推定される。

## 5. まとめ

地震被害を受けた4棟の建物の第3次診断結果を用いて地震応答解析を行った。

その結果、地震応答は強度指標(C)－靱性指標(F)関係に代表される復元力特性に依存することがわかった。すなわち、設計年度にかかわらず、曲げ部材とせん断部材の比率、最大せん断力係数により応答の大きさが異なり、本解析では曲げ部材が多いほど、せん断力係数が大きい

ほど応答が小さくなり、実際の被害との整合も得られている。また、人工地震波を作成して応答計算を行い、被害との対応を考慮しつつ建物に実質的に入力した最大加速度を推定すると400～500gal、建物周辺の最大加速度についてはおおむね500gal前後の値となった。

本解析手法は耐震診断結果を用いた簡便な一方法であり実用的価値は十分高いと判断されるが、他の詳細な解析手法との整合性や異なる入力地震動での応答結果等を合わせた総合的な評価が今後必要である。

## 参考文献

- 1) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, (1990)
- 2) (財)日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, (1983)