

# 論文 1995年兵庫県南部地震で倒壊を免れたRC造建物の耐震性能

白井 遼\*1・北山 和宏\*2・青木 茂\*3

要旨：本研究では、1995年兵庫県南部地震で震度7を経験したが中破にとどまったRC造中層建物を対象とし、大地震で倒壊を免れた原因を検討した。本建物にはジャンカを持つ部材が多数存在し、構面外のRC壁が散在した。これらの影響をみるため2次耐震診断と多質点系解析を行った。桁行方向では、ジャンカの影響が1階で顕著であったが耐震性能に劣る階はなく解析で実被害を再現した。梁間方向では、構面外のRC壁が2~4階の耐震性能を大きく向上させたが解析では1階が崩壊し実被害を再現しなかった。構面外のRC壁が耐震性能を向上させたことが大地震で倒壊を免れた要因の1つである。

キーワード：兵庫県南部地震, RC造建物, 耐震性能, 耐震診断, ジャンカ, 構面外壁, 多質点系解析

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート(RC)造建物にも甚大な被害がみられた。被害が甚大な建物に関しては過去に多くの研究がなされており、多くの知見が得られている。しかし、被害が小さかったRC造建物に対する研究は少ない。本研究で検討対象としたF医院は、神戸市灘区に現存し2008年に耐震改修された建物である。1995年兵庫県南部地震直後の調査報告<sup>1)</sup>によれば、F医院は無被害と判定されたが、周辺のRC造建物には大破、中破のものが多くみられた<sup>2)</sup>。リファイン時に仕上げを撤去した際、施工不良、地震による損傷が多数みられ、その際に行われた3次診断では1~4階が南北(梁間)方向で構造耐震判定指標 $I_{so}$ (=0.6)を満足せず、耐震性能は十分ではなかったことが判明した。本研究では、この建物の調査・分析を行い地震による実被害の詳細を把握し、大地震で倒壊を免れた原因を検討した。

## 2. 建物概要

F医院は1972年竣工のRC造建物で兵庫県南部地震の際に震度7を経験した。東西(X方向)4スパン、南北(Y方向)2スパンからなる5階建ての中層部分と、東西2スパン、南北2スパンからなる2階建ての低層部分がL字形に配された構成であり、両者は構造的に一体である。なお、低層部分はY方向に耐震壁のないピロティである。1階と4階の平面図を図-1に、1通りとC通りの軸組図を図-2に示す。なお、両図中の斜線部はコンクリートブロック壁を示す。架構形式はX・Y方向ともに耐震壁付フレーム構造である。耐震壁はX方向には多く設置されているがY方向は少ない。下階壁抜け柱は1階のA通り3柱、1・2階のE通り2・3柱である。当該敷地は第2種地盤で直接基礎であった。主要な柱の断面

寸法は600×600mmであり、柱のせん断補強筋の間隔は構造図と現地調査から1,2階:150mm(せん断補強筋比 $P_w=0.14\%$ ),3-5階:200mm( $P_w=0.11\%$ )であった。図-5にコア抜きによる各階のコンクリート圧縮強度を示す。圧縮試験用のコアは各階のジャンカのない壁面3箇所、計15箇所で採取した。図-1に1,4階のコア採取位置を丸囲みで示す。なお、採取高さは不明である。コンクリート圧縮強度は3階で最も小さく13.9MPaであった。鉄筋鋼材種は異形鉄筋がSD30( $\sigma_y=344\text{MPa}$ )、丸

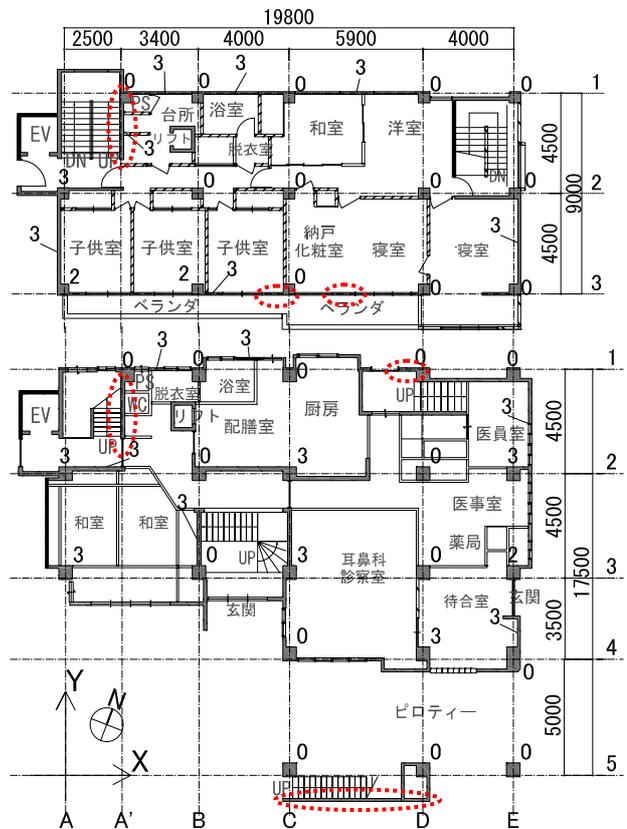


図-1 平面図(上:4階,下:1階)

\*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 博士前期課程 (正会員)

\*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域教授 工博 (正会員)

\*3 首都大学東京 戦略研究センター教授 博(工) (非会員)



写真 - 1 2階1通り  
B-C間の境界梁

CB:曲げ柱, CS:せん断柱, WB:曲げ壁, WS:せん断壁, CWS:曲げ袖壁付柱, CWB:せん断袖壁付柱  
上段:破壊モード, 中段:F値, 下段:保有せん断力(kN) 斜体はジャンカを有する部材を示す

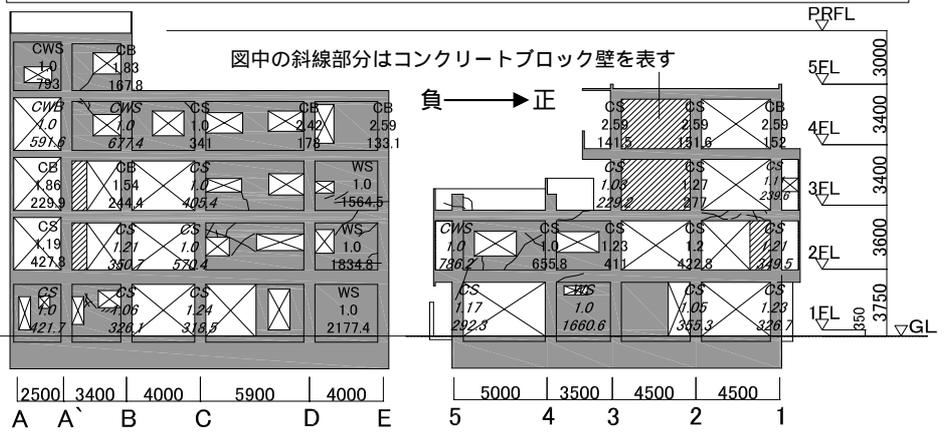


図 - 2 軸組み図 (左:1通り, 右:C通り)

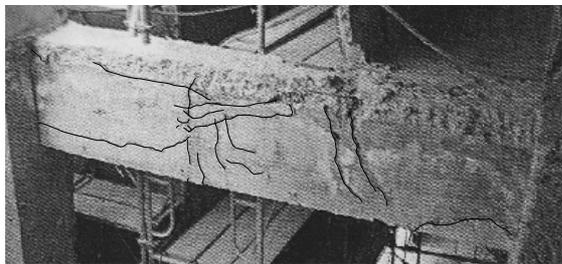


写真 - 2 2階D通り3-4間の境界梁

鋼がSR24 ( $\sigma_y=294\text{MPa}$ )であった。なお、鉄筋の降伏点は文献<sup>3)</sup>に基づいて設定した。

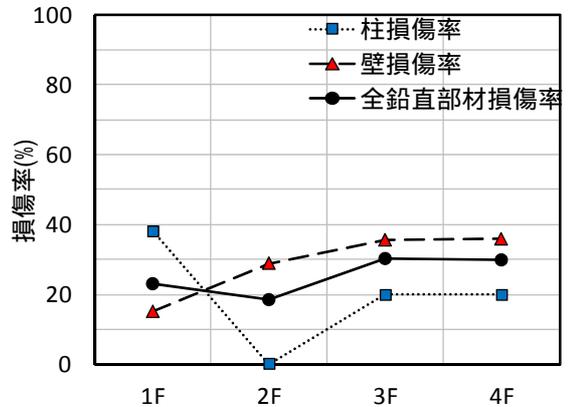


図 - 3 鉛直部材の損傷率

### 3. 被害状況

#### 3.1 被害の概要

兵庫県南部地震による1階と4階の柱及び耐震壁の損傷度<sup>4)</sup>を図-1中に数字で示し、1通りとC通りのひび割れ状況を図-2中に示す。なお図-1で、耐震壁の損傷度が0のものは記載していない。

柱の損傷は中層部分1階に多く、損傷度1および3に分類した柱には、地震によるせん断ひび割れ・かぶりコンクリートもしくはコアコンクリートの欠損がみられた。下階壁抜け柱(A-3, E-2及びE-3柱)の損傷度は3もしくは2であり、下階壁抜けの悪影響が表れたと考えられる。また、耐震壁の他に構面外のRC壁(構面外壁と称する)にもせん断ひび割れが見られた(写真-1)。低層部分では鉛直部材の損傷は中層部分に比べると少なかったが、中層部分と低層部分の境界梁にはせん断破壊を生じたものが複数あった(写真-2)。地震動によるひび割れが多数見られたものの、RC柱の軸縮みや鉄筋の座屈・破断といった甚大な損傷は見られなかった。

#### 3.2 各階の鉛直部材の損傷率

図-3に、1~4階の柱、壁及び全鉛直部材(柱と壁)の総数に対する地震によって損傷した部材数の割合(以下損傷率と称す)を示す。柱損傷率を点線、壁損傷率を

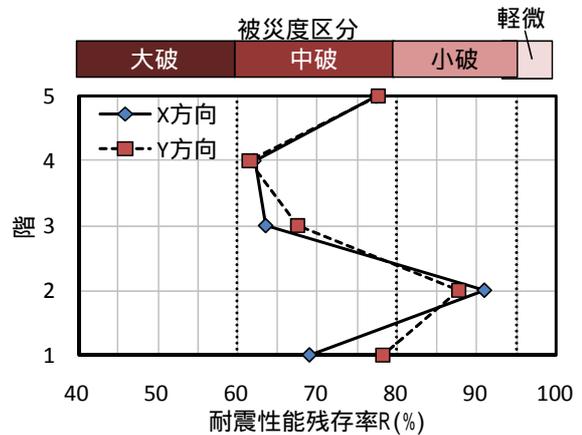


図 - 4 耐震性能残存率

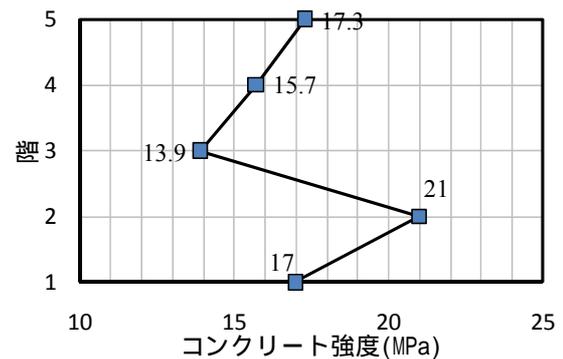


図 - 5 コンクリート強度

表 - 1 第 2 次耐震診断結果

階	SD	T	X方向								Y方向							
			両者無視		ジャンカ考慮		構面外壁考慮		両者考慮		両者無視		ジャンカ考慮		構面外壁考慮		両者考慮	
			Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD	Is	Ctu*SD
5	0.9	0.95	0.83	0.82	0.81	0.80	0.85	0.84	0.83	0.83	0.87	0.89	0.85	0.88	1.07	1.11	1.05	1.09
4	0.81		0.62	0.66	0.59	0.59	0.63	0.66	0.60	0.60	0.62	0.66	0.58	0.61	0.79	0.83	0.75	0.79
3	0.81		0.59	0.61	0.55	0.58	0.62	0.65	0.59	0.62	0.54	0.57	0.49	0.52	0.66	0.69	0.60	0.63
2	0.81		0.68	0.69	0.67	0.69	0.72	0.73	0.71	0.73	0.54	0.57	0.53	0.55	0.67	0.71	0.66	0.70
1	0.9		0.65	0.67	0.59	0.61	0.67	0.68	0.61	0.63	0.46	0.48	0.43	0.45	0.52	0.54	0.49	0.51

T: 経年指標 Y方向のSDはX方向と同値

破線、全鉛直部材の損傷率を実線で示した。ここでは、地震によって損傷した部材数は損傷度に関係なくカウントした。なお、1, 2階は低層部分があるので他の階に比べて部材総数が多い。5階は、柱、壁ともに他の階に対して部材総数が極端に少ない。そこで損傷率から被害状況を評価するのは妥当ではないと判断したため、5階の損傷率は載せていない。

柱の損傷率は1階が最も高い。1階は壁の損傷率は低いですが、これは壁の数が少ないことで柱に損傷が集中したことによる。壁の損傷率は階が増えるごとに増加した。1階以外では柱の損傷率よりも壁の損傷率のほうが大きく、F 医院の耐震性能に壁が大きく影響したと言える。

全鉛直部材の損傷率をみると1階で23% 2階で19%、3, 4階で30%となっており、地震による損傷が最も激しいのは3階と4階であると判断できる。

### 3.3 耐震性能残存率

文献<sup>4)</sup>に基づいて、被災前に対する被災後の耐震性能の割合で定義される耐震性能残存率Rを後述の第2次耐震診断結果を用いて各階のX方向、Y方向それぞれ精算法で算出し、F 医院の被災度区分を求めた結果を、図-4に示す。X方向は実線、Y方向は点線で示した。Rは4階で最も小さく62%であり、F 医院の被災度区分は大破に近い中破であった。X, Y方向ともに3, 4階でRが小さく、地震による損傷が激しかった。このことは図-3の結果と一致する。1階では、被災度区分は中破であるが、X方向のRはY方向に比べて10%小さかった。X方向の方が損傷が激しかったといえる。耐震性能残存率Rの分布は図-5の各階のコンクリート圧縮強度分布と類似しており、コンクリート圧縮強度が低かったことが3, 4階の被害が大きくなった一因である。

## 4. 耐震性能

### 4.1 施工不良

図-6に各階の柱総数に対するジャンカを持つ柱の割合を示す。全階でジャンカ柱の割合が20%以上あり、特に1階にジャンカ柱が多い。既往の研究<sup>5)</sup>より、ジャンカを持つRC柱は健全な状態に比べてせん断強度が低下し靱性が劣化することが知られており、柱のジャンカがF 医院の耐震性能に影響したと考える。

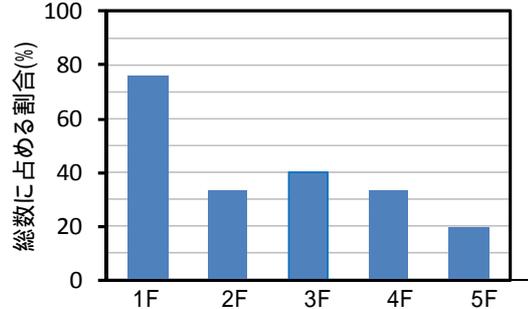


図 - 6 各階のジャンカ柱の割合

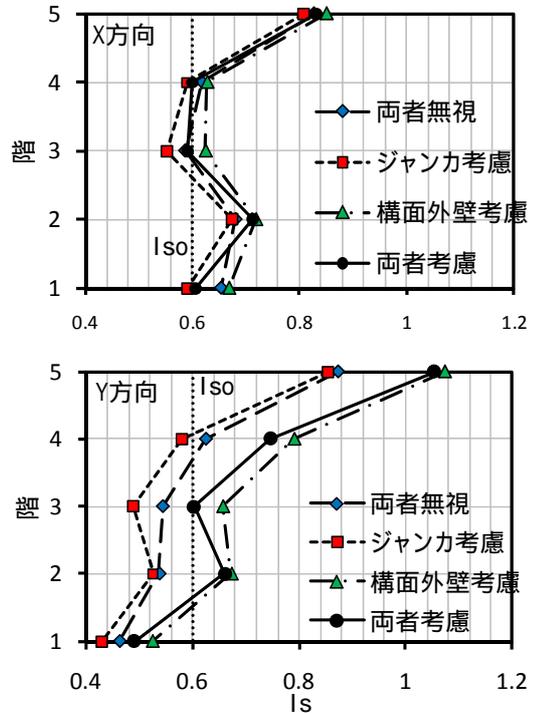


図 - 7 Is 値分布 (上: X方向, 下: Y方向)

### 4.2 第2次耐震診断

F 医院の耐震性能を把握するため、施工不良（ジャンカ）と構面外壁を無視した2次診断（以下両者無視と称す）に加えて、ジャンカを考慮した場合、構面外壁を考慮した場合、両者とも考慮した場合（以下両者考慮と称す）の2次診断<sup>3)</sup>を実施した。なおコンクリートブロック壁は診断では無視した。それぞれの診断結果を表-1にX方向とY方向のIs値分布を図-7に示す。ここで、表-1中のIsは構造耐震指標、SDは形状指標、Ctuは終局時累積強度指標を示しており、Is値が構造耐震判定指標Iso(=0.6)以上、SDとCtuの積が0.3以上であれば十

分な耐震性能を保有しているとする。表 - 1 中の薄塗り部はこの性能を満足しなかった数値を示す。図 - 7 で、両者無視は長破線、ジャンカのみ考慮は点線、構面外壁のみ考慮は一点鎖線、両者考慮は実線で示した。各診断とも全階の  $I_s$  値は靱性指標  $F=1.0$  で決定された。

図 - 2 中に両者を考慮した場合の正方向載荷時（層の耐力は正方向のほうが小さい傾向にあったので負方向載荷時は省略した）の部材の破壊モード、靱性指標、保有せん断力を記し、斜体表記はジャンカを有する部材であることを示す。柱部材は曲げ柱に比べせん断柱の数が多し。また、壁の取り付けしている部材（袖壁付柱、両側柱型付壁）の保有せん断力が卓越した。したがって両方向とも全階でせん断部材が建物の耐震性能を支配した。

以下にジャンカおよび構面外壁を考慮する際の部材の評価方法を示す。ジャンカ柱のせん断強度は、文献<sup>5)</sup>に基づき診断基準<sup>3)</sup>によるせん断強度を0.85倍に低減して評価した。ジャンカ柱はリファイン時に補修されたものを対象とした。構面外壁は上下に梁もしくは基礎があるものを対象とし、雑壁としてせん断強度と曲げ強度を算出<sup>3)</sup>した。図 - 1 中に対象とした構面外壁を黒塗りで示す。なお、構面外壁の靱性指標は全て1.0とした。

X 方向では1階でジャンカの影響により  $I_s$  値が0.06減少した。一方、壁厚が120mmで単配筋であったことから構面外壁の影響は小さく、 $I_s$  値はほとんど変わらなかった。両者を考慮した診断では、3階で  $I_s$  値は基準値  $I_{50}$  を満たさなかったものの0.6に近く、X方向で耐震性能が相当に劣った階はなかった。

Y 方向では3,4階でジャンカの影響がみられ、 $I_s$  値はそれぞれ0.04, 0.05減少した。しかし、それ以上に構面外壁の影響が顕著であり2階で0.14, 3階で0.11, 4階で0.17, 5階で0.2,  $I_s$  値が増加した。X方向に比べて構面外壁の影響が顕著であったのは、壁厚が150mmか180mmで複配筋であったことによる。両者を無視した診断では1~3階が基準値  $I_{50}$  を満たさなかったが、両者を考慮した診断では1階以外基準値  $I_{50}$  を満たした。これより構面外壁がF医院の耐震性能を大きく向上させたと判断する。

## 5. 多質点系解析

### 5.1 解析の概要と復元力モデルの設定

F 医院の地震時の挙動を把握するため、建物を5質点せん断型モデルに置換した非線形地震応答解析をプログラム ERA<sup>6)</sup>を用いて実施した。基礎は剛とし、後述するように地表面で観測された地震動を直接入力した。解析は前述した2次診断の4パターンのうち、ジャンカと構面外壁を無視した場合、構面外壁のみ考慮した場合、ジャンカと構面外壁の両者を考慮した場合の3パターン

表 - 2 各解析パターンの1次固有周期

単位：秒	両者無視	構面外壁のみ考慮	両者考慮
X方向(EW)	0.233	0.228	0.233
Y方向(NS)	0.256	0.235	0.244

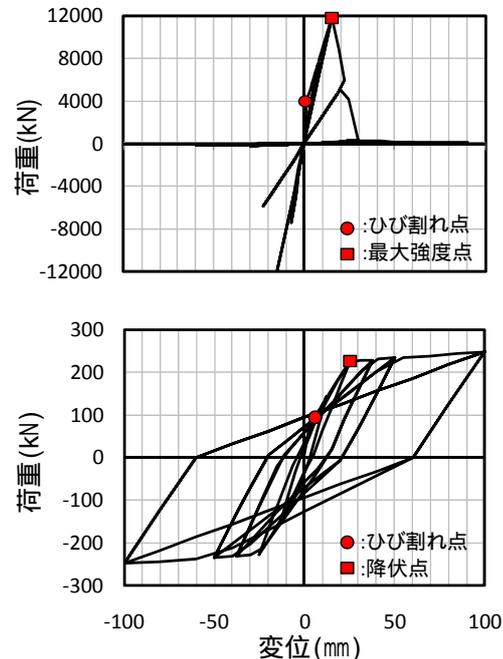


図 - 8 X 方向ジャンカ・構面外壁考慮時1層の設定復元力特性（上：せん断部材，下：曲げ部材）

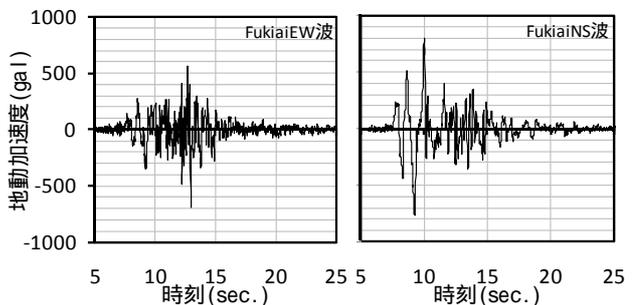


図 - 9 Fukiai 地震動の地動加速度時刻歴

左：EW 波（X 方向），右：NS 波（Y 方向）

について行った。各層に2次診断でのグルーピング結果を基に、せん断部材のせん断強度の総和を最大強度とするバネと、曲げ部材の最大強度の総和を降伏強度とするバネを設定し、せん断部材は原点指向型モデル、曲げ部材は武田モデルを履歴則として使用した（図 - 8 参照）。原点指向型モデルは、ひび割れ点及び最大強度点を直線で結んだ3折れ線の骨格曲線を与え、簡単のためひび割れ強度は最大強度の1/3、ひび割れ変位は最大強度時変位の1/10とし、靱性指標  $F=1.0$  に相当する層間変位を最大強度時変位とした。最大強度はせん断部材のせん断強度の総和を与えた。せん断強度到達後の耐力低下を考慮するため、最大強度後の負勾配として最大強度時割線剛性の負値を与えた。

武田モデルは、ひび割れ点及び降伏点を直線で結んだ3折れ線の骨格曲線を与え、ひび割れ時の強度と変位は原点指向型モデルと同様であり、靱性指標  $F=1.27$  に相当する層間変位を降伏時変位とした。降伏強度には曲げ部材の最大強度の総和を与えた。降伏後の第3剛性は初期剛性の1/100とした。

一例としてジャンカと構面外壁の両者を考慮した場合のX方向1層の復元力特性を図-8に示す。層の強度に対するせん断部材の寄与分が大きい。これは全解析パターンの両方向の全ての層で共通である。なお梁は剛として、後述のように地表面で観測された地震動を直接入力した。各解析パターンの1次固有周期を表-2に示す。両方向ともに1次固有周期に大きな差は生じなかった。

減衰は初期剛性に比例するとして1次固有周期に対して3%の減衰定数を設定した。

### 5.2 入力地震動

使用地震波は大阪ガス葺合供給所で観測されたもの(以下 Fukiai)で、5~25秒までの原波を入力した。Fukiai地震動の地動加速度の時刻歴を図-9に示す。地震波の最大加速度はX方向で686.5gal、Y方向で802galである。

図-10に葺合供給所およびF医院のボーリング柱図を示す。ボーリング柱図のN値の分布、土質をみると葺合供給所の地盤はF医院に近いことがわかる。しかし、F医院のN値は葺合供給所に比べて特に地表に近い位置で大きい。これより地表面近傍での地震動の増幅の程度は両地点で異なると考えられるが、ここでは簡単のためFukiai地震動をそのまま用いた。

### 5.3 解析結果

#### (1) X方向

X方向では全解析パターンにおいて崩壊することなく応答した。図-11に各解析パターンの応答層間部材角の最大値を示す。ジャンカと構面外壁を無視した場合は点線、構面外壁のみ考慮は破線、ジャンカと構面外壁を考慮した場合は実線で示した。

ジャンカ・構面外壁を無視した場合と構面外壁のみ考慮した場合を比較すると応答層間部材角の最大値に明確な違いはみられず、構面外壁が地震応答に及ぼす影響は小さかった。X方向の構面外壁は壁厚が120mmで単配筋であったことが要因である。

図-12に構面外壁のみ考慮とジャンカ・構面外壁考慮の1層と4層の層せん断力-層間変位関係を示す。構面外壁のみ考慮は実線、ジャンカ・構面外壁考慮は点線で示した。ジャンカの影響により、ジャンカ・構面外壁を考慮した場合は構面外壁のみ考慮した場合に比べ1層の応答変形が増加した。1層に変形が集中したため4層では降伏変位に至らず、応答変形が小さくなった。これは応答層間部材角の最大値(図-11)においても同様である。

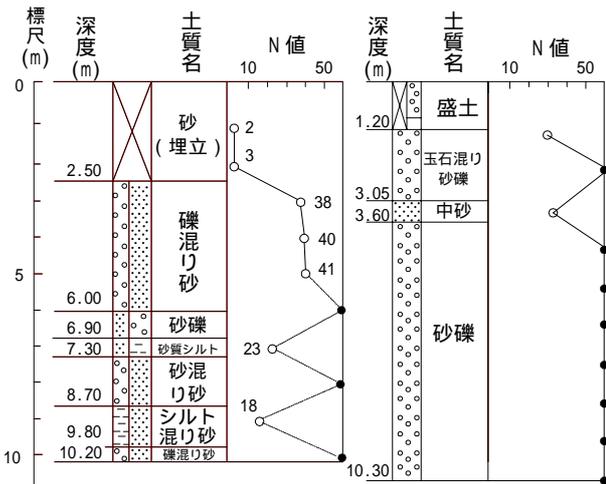


図-10 ボーリング柱図  
(左:葺合供給所,右:F医院)

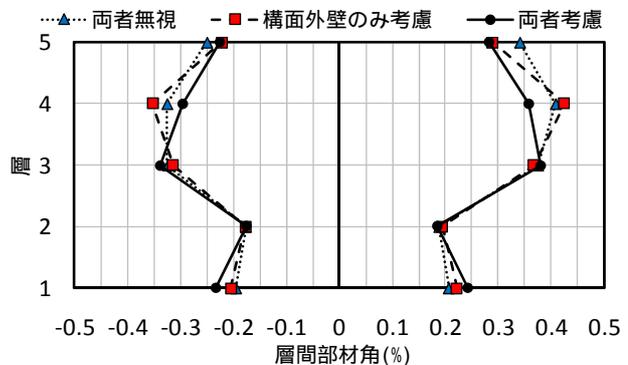


図-11 X方向最大層間部材角

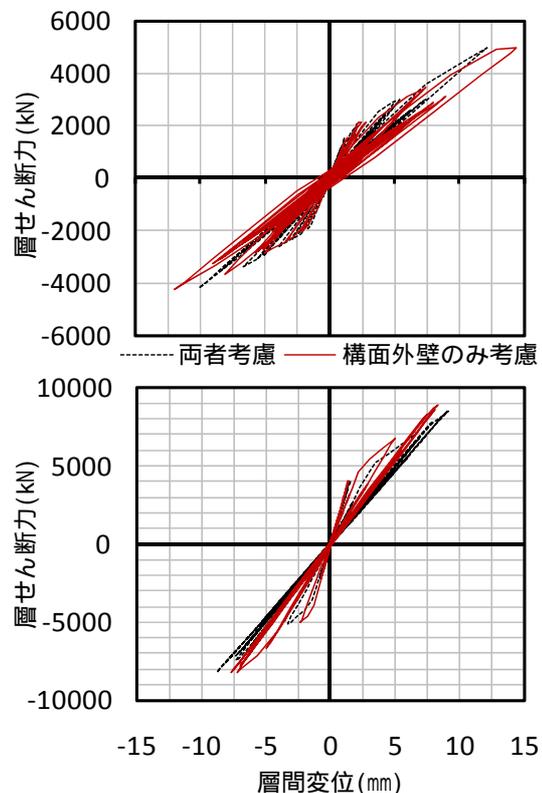


図-12 X方向層せん断力-層間変位関係  
(下:1層,上:4層)

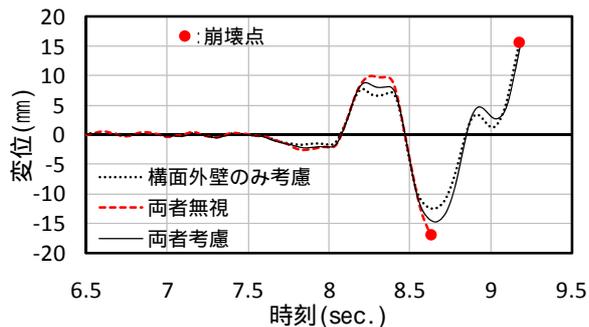


図-13 Y方向1層変位応答時刻歴

1層は他の層に比べてジャンカを持つ部材が多いため(図-6),ジャンカの影響による層の強度の低下が他の層に比べて大きくなり変形が集中したことで,このような結果となった。以上よりX方向では地震時に,構面外壁の影響は小さかったが,ジャンカによる影響があったと言える。また,図-11の両者考慮(実線)をみると図-4のRの分布を概ね再現しており,実被害と対応した。

#### (2) Y方向

Y方向では,いずれの解析パターンでも1層のせん断バネが最大耐力に達した後,急激に耐力が低下して崩壊した。ここでは,ジャンカおよび構面外壁が崩壊までの応答にどの程度影響したかを把握する。

図-13に各解析パターンのY方向1層の変位応答時刻歴を示す。ジャンカ・構面外壁を無視した場合を破線,構面外壁のみ考慮を点線,ジャンカ・構面外壁を考慮した場合を実線で示しており,図中の●は崩壊点(1層せん断バネの耐力が0になった点)を示す。図-13より,ジャンカ・構面外壁無視に比べて構面外壁のみ考慮とジャンカ・構面外壁考慮では崩壊時刻に0.6秒の差が生じた。このことから,Y方向では地震応答に,ジャンカの影響は小さいが構面外壁の影響はあったと考えられる。

図-4の耐震性能残存率Rの分布より,Y方向では3,4階で地震による損傷が激しかったが,解析では1層で崩壊したことにより実被害を再現できなかった。これは履歴モデルでのせん断破壊後の負剛性の設定に依存すると考えられ,さらに検討を要する。

#### 6. まとめ

震災から十余年使われ続けたF医院の実被害を報告し,その耐震性能を検討した。地震動による損傷度は耐震壁,柱ともに最大3であった。鉛直部材損傷率と耐震性能残存率Rより,地震による損傷は3,4階で特に激しく,建物の被災度区分は大破に近い中破であった。

第2次耐震診断より,F医院はせん断破壊の先行する鉛直部材が建物の保有耐震性能を支配する強度抵抗型の建物であると判定された。ジャンカ・構面外壁を無視

した2次診断ではX方向の3階の $I_s$ 値は0.59,Y方向の1~3階の $I_s$ 値は0.46~0.54となり,特にY方向で耐震性能は相当に劣ると判定された。ジャンカの影響によりX方向では1階で0.06,Y方向では3階で0.03,4階で0.04, $I_s$ 値が低下し,構面外のRC壁の影響によりX方向3階と4階で $I_s$ 値は0.04,Y方向では2階で0.14,3階で0.11,4階で0.17,5階で0.2, $I_s$ 値が増加した。これより構面外のRC壁の影響が大きいことがわかる。ジャンカ及び構面外壁を同時に考慮するとX方向は3階以外,Y方向は1階以外で0.6以上の $I_s$ 値を有していた。X方向3階の $I_s$ 値は0.6に近いので,X方向では耐震性能に劣る階はないといえる。Y方向は2~4階で構面外のRC壁により耐震性能は大きく向上した。よって,構面外のRC壁が地震力に有効に抵抗したことでF医院は兵庫県南部地震で倒壊を免れたと考える。

2次診断結果に基づいた多質点系解析では,X方向では構面外壁よりもジャンカが地震応答に影響することを確認し,実被害を再現することができた。しかし,Y方向では,構面外壁が地震応答に影響することは確認できたが,いずれの解析パターンでも1層で崩壊に至り実被害を再現できなかった。今後は履歴モデルでの最大耐力後の負剛性の設定など,さらに検討を要する。

#### 謝辞

F医院の資料を提供頂いた青木茂建築工房神本豊秋氏,地震応答解析プログラムを使用させて頂いた大林組技術研究所勝俣英雄氏に厚く御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会:1995年兵庫県南部地震災害調査速報,pp.93,1995,3
- 2) 白井遼,北山和宏,青木茂,神本豊秋:1995年兵庫県南部地震で生き残ったRC中層建物の被害状況と耐震性能,日本地震工学会大会梗概集,pp48-49,2009
- 3) 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,2001.10
- 4) 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針,2001.9
- 5) 大和田義正,梅村魁,野口信義:ジャンカのあるコンクリート部材の弾塑性挙動に関する研究(3),日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2,pp475-476,1985.10
- 6) 関松太郎,勝俣英雄,杉山公一:阪神・淡路大震災における被災建築物の統計的分析(3),大林組技術研究所報,特別号,1996