

1995年兵庫県南部地震の激震地域におけるコンクリート系建物の被害検討

角 陸 純 一 (技術研究所) 称 原 良 一 (技術研究所)
河 内 武 (技術研究所) 金 本 清 臣 (技術研究所)
黒 瀬 行 信 (設計本部) 廣 谷 勉 (電力エネルギー本部)
田 中 良 三 (電力エネルギー本部)

§1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では過去に例を見ないほど多数のコンクリート系構造物に大きな被害が生じた。特に整形建物での中間階の層崩壊が注目されたが、被災建物全体では1階ピロティー部の柱の破壊による建物の倒壊や短柱のせん断破壊の例が数多く見られた。

被災原因については新耐震設計法以前の古い建物に被害が集中したといわれているが、被災建物についてより詳細に被害原因の検討を行なうことにより、今後の耐震設計に反映できる貴重な知見が得られるものと考えられる。本報では、被害の大きかった震度VIおよびVII地域の建物被害度調査結果の概要を述べ、さらに比較的大きな被害を受けた建物や軽微な被害で済んだ建物で設計図書が揃っているものについて、鉄筋コンクリート（以後、RC）造建物と鉄骨鉄筋コンクリート（以後、SRC）造建物に分けて種々の観点から被害原因を検討した。

§2. 被害の概要

2.1 調査建物の概要

本報で扱う建物被害調査データは、RC造、SRC造建物に関して、震災の影響が甚大であった神戸市で震度VIおよびVII地域にあった建物71棟であり、この中には被害建物だけでなく無被害の建物も含まれている。

基準法の改正により、建物の設計年代は、1970年以前の旧基準期、1971年から1980年までの移行期、1981年以降の新耐震期の3段階に大別することができる。上記71棟の内訳は、RC造が旧基準期：15棟、移行期：10棟、新耐震期：24棟の総数49棟で、SRC造が、旧基準期：2棟、移行期：9棟、新耐

震期：11棟の総数22棟である。

神戸市における震度階VIおよびVIIの地域に存在した建物の構造種別および地域震度階別調査建物数を表-1に示す。ここでいう震度階は、文献1)を基に決定したものである。

2.2 構造耐震指標Is値と建物被害

建物被害と建物の耐力の関係について、耐震診断基準²⁾、8)の2次診断の構造耐震指標のIs値をもとに考察する。検討対象とした建物は震度VIおよびVII地域にあるRC造では3~7階建て、SRC造では9~13

構造種別	震 度 階	
	VI	VII
RC造	15	35
SRC造	8	13

表-1 構造種別および地域震度階別調査物件数

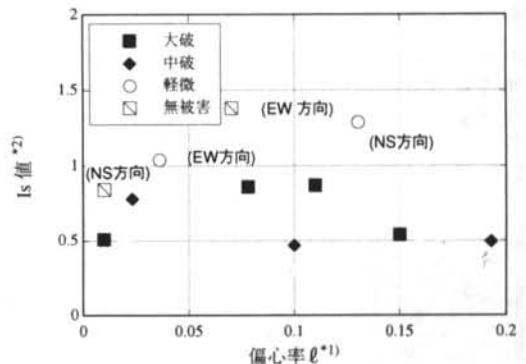


図-1 2次診断によるIs値と偏心率

- 1) 偏心率：耐震診断の2次診断において、形状指標 S_D を算出する際に考慮すべき項目 G_i （グレード）を決定する上で必要な平面剛性指標 ℓ のことで、重心と剛心のずれによって生ずる偏心率をいい、一般の構造設計でいう偏心率の意味とは異なる（文献2）参照）。
- 2) 文献2)による耐震診断法で算出した値。
- 3) ○□は両方向記載

階建ての建物、計9棟である。検討結果を図-1に示す。なお、本診断のIs値の評価には図面から読みとれる範囲で雑壁等を考慮している。

図-1から、激震地における建物が軽微な被害にとどまるにはIs値が1.0以上必要であることが分かる。文献2)には、宮城県沖地震等では、Is値が0.6以上あれば被害を受けていないことが報告されており、今回の地震力がこれまでの地震力よりはるかに大きかったことが理解できる。

§3. 被害の特徴とその原因の検討

3.1 鉄筋コンクリート造建物

3.1.1 概要

今回の地震におけるRC造建物の被害としては短柱のせん断破壊や1階ピロティー部分の破壊の他に接合部の破壊や整形建物の中間層の崩壊などが挙げられる。これらの被害の原因として、設計で想定していた以上の震度VIIという大きな地震力が建物に作用したこと、新耐震以前の設計法に基づいて設計された建物が数多く存在したことが考えられる。しかしながら、新耐震基準に基づいて設計された建物でも大きな被害を受けたものがある。

本節では被害を受けたRC造建物のうち設計図書があるものについて代表的な被害を取り上げ、被害状況と原因についての考察を行なう。取り上げた建物は、ピロティー形式で1階が層崩壊した建物G、柱梁接合部に被害があった建物J、壁の偏在によるねじれにより破壊した建物Eの3例で、さらに比較のため被害が比較的軽微であった建物Fについても

検討する。これら建物の構造規模および震度階をSRC造と併せて表-2に示す。

建物名	構造規模 ^{*)}	震度階
建物A	SRC B1-6	VI
建物B	SRC B1-10	VII
建物C	SRC B1-9	VII
建物D	SRC B1-13	VII
建物E	RC 0-5	VII
建物F	RC B1-6	VII
建物G	RC 0-7	VII
建物H	SRC B1-9	VII
建物I	RC 0-3	VI
建物J	SRC 0-10 RC 0-8	VI

*) 表現形式：構造種別 地下階-地上階

表-2 2次診断対象建物の構造規模および震度階

3.1.2 ピロティー形式の建物の被害：建物G

1) 被害の概要

本建物（耐震壁付きラーメン構造、設計：旧基準、竣工：1972年）は、地上7階、塔屋1階建ての共同住宅で震度VI地域にある。平面形状は西側があいたコの字形で、北側の1階西部部分にはピロティーが存在し、他の部分は比較的壁が多くなっている。

被害は1階の東西方向、特に北側ピロティー部分に集中しており、1階ピロティー部の柱がすべてせん断破壊し、主筋が座屈した。1階南側の柱頭部ではせん断ひびわれが見られ、東側外壁にもせん断破壊が生じてモルタルが剥離した。いずれもピロティー部分の被害に比べれば軽微であった。その他に、2階大梁の一部にせん断破壊が見られた。

2) 被害原因の検討

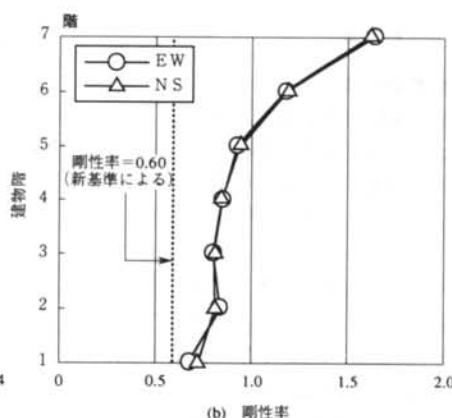
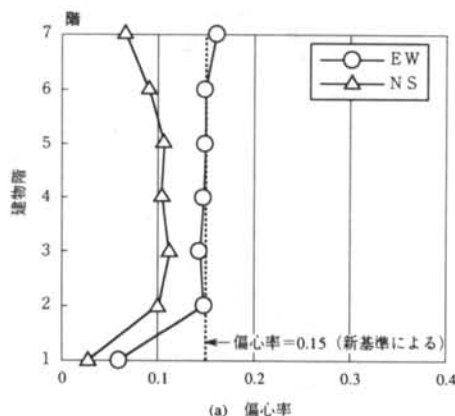


図-2 建物Gの静的フレーム解析結果

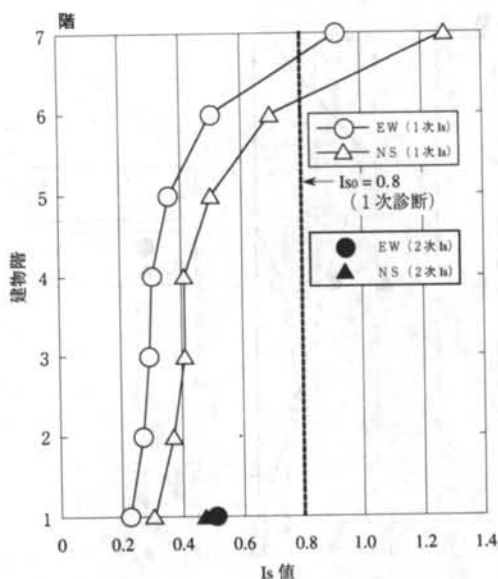


図-3 建物GのIs値

階	曲げ Q _{Mu} [tonf]	せん断 Q _{Su} [tonf]	$\frac{Q_{Su}}{Q_{Mu}}$
7	12.8	22.4	1.7
6	15.3	30.2	1.9
5	19.1	32.7	1.7
4	21.6	41.7	1.9
3	27.3	45.8	1.6
2	34.6	56.9	1.6
1	51.3	62.9	1.2

表-3 建物Gの柱耐力

静的応力解析から求めた各階の偏心率および剛性率のプロットを図-2に示す。計算は剛床仮定に基づいた線形立体フレーム解析で、耐震壁の他に雑壁も考慮している。剛性率は1階が小さめの値となっている。また、1階の偏心率は他の階よりも小さめであるが、北側棟だけで見ると東側がコア部となっており、地震時には1階西側のピロティ一部が南北に振られたものと考えられ、破壊した柱の主筋も南北に座屈していた。

1次診断²⁾によるIs値を図-3に示す。東西方向のIs値は南北方向に比べて小さく、被害状況と一致する。

各階の柱の曲げ耐力およびせん断耐力の一覧を表-3に示す。曲げ耐力に対するせん断耐力の割合(Q_{Su}/Q_{Mu}の値)が、1階で最小値を示しているこ

とから、本階でせん断破壊モードが形成され、1階に被害が集中したものと考えられる。

3.1.3 柱梁接合部の被害：建物J

1) 被害の概要

本建物(耐震壁付きラーメン構造、設計：新耐震竣工：1982年)は、東側にある地上10階、塔屋1階建てのSRCとRC造併用のA棟(1階～6階柱脚がSRC造、6階柱頭～10階がRC造)と、西側にある地上8階建てのRC造のB棟がエキスパンションジョイントで連結された共同住宅で震度VI地域にある。平面形状はA棟、B棟とも東西に長い長方形で、南北方向に壁が多数あり、東西方向はラーメン構造となっている。ここでは、RC造部分についてのみ検討する。

被害の特徴としては、南北側柱の柱梁接合部に損傷が見られることであり、特にA棟6階における損傷が最も著しい。この他に、2～7階大梁端部下端のコンクリートの圧壊、雑壁の損傷、階段室のスラブ、たれ壁、階段の崩壊などの被害が見られる。

2) 被害原因の検討

柱梁接合部の損傷は、接合部パネルの耐力が柱、梁の耐力に比べ低い場合に生じると考えられる。

そこで、式(1)³⁾、式(2)³⁾および式(3)⁴⁾を用いて、各々の耐力算定を行う。

$$r_{p1} = r_c + r_s \dots \dots \dots (1)$$

$$r_c = (0.78 - 0.0016 F_c) F_c \quad (F_c \leq 244 \text{ kgf/cm}^2) \\ = 95.1 \quad (F_c > 244 \text{ kgf/cm}^2)$$

ただし、

$$r_c \leq 0.25 F_c$$

$$r_s = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot \sigma_y$$

$$r_{p2} = \min \left[\frac{\Sigma M_B}{(1+\xi) \cdot eVc} \cdot \frac{\Sigma M_c}{(1+\eta) \cdot eVc} \right] \quad (2)$$

$$r_{p1}' = 0.3 F_c \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

r_{p1}：柱梁接合部パネルせん断強度 (kgf/cm²)

r_c：コンクリート負担分せん断強度 (kgf/cm²)

r_s：鉄筋負担分せん断強度 (kgf/cm²)

F_c：コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

個所	接合部耐力		梁耐力 [kgf/cm ²]	計算上の 破壊部位
	$\tau p1$ [kgf/cm ²]	$\tau p1'$ [kgf/cm ²]		
4階C-3柱頭	56.1	63.0	55.0	梁
6階F-6柱頭	55.9	63.0	67.7	接合部

*) $\tau p2$ は、 M_B で決まっている。

表-4 建物Jの接合部耐力

σ_y : パネル内せん断補強筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

p_w : パネル内せん断補強筋比

$\tau p2$: 柱または梁のせん断強度を接合部の値に換算した値 (kgf/cm²)

ΣM_B : 左右梁の曲げ終局強度の和 (kgf·cm)

ΣM_C : 上下柱の曲げ終局強度の和 (kgf·cm)

ξ : (梁せい) ÷ (柱層高-梁せい)

η : (柱せい) ÷ (梁スパン-柱せい)

eVc : コンクリートパネルの有効体積 (cm³)

破壊が最も著しかった接合部として6階A棟北通り柱頭、破壊が比較的軽微だった接合部として4階B棟北通り柱頭を取り上げ、 $\tau p1$ 、 $\tau p1'$ 、 $\tau p2$ を計算した結果を表-4に示す。この結果、6階A棟北通り柱頭は、 $\tau p1$ 、 $\tau p1' < \tau p2$ となり接合部破壊、4階B棟北通り柱頭は、 $\tau p1$ 、 $\tau p1' > \tau p2$ となり梁破壊と判定される。最近の研究に基づく式で検討すると、接合部パネルが著しく損傷した部分については、接合部パネルの耐力不足が損傷の原因と考えられる。

3.1.4 壁の偏在による被害：建物E

1) 被害の概要

本建物(耐震壁付きラーメン構造、設計：移行期、竣工：1979年)は、地上5階、塔屋1階建ての事務所ビルで震度VII地域にある。平面形状は南北方向に若干長いL形で、3階以上の階では北側がコア部で南側がラーメン構造の事務所部となっており、北面と東面に壁が多数存在している。1、2階は3～5階に比べて壁が多く剛性が高くなっている。

被害としては3階の損傷が著しく、柱および雑壁に被害が集中し、特に南西隅の柱がせん断破壊して3階以上の階が南側に傾いている(約1/50rad.)。梁は比較的健全である。1、2階の被害は少なく、柱に0.2～1.0mm幅のひびわれが多少見られる程度である。

2) 被害原因の検討

本建物は、北面と東面が南面と西面に比べて剛性が高く偏心率が大きい。また、1、2階は3～5階

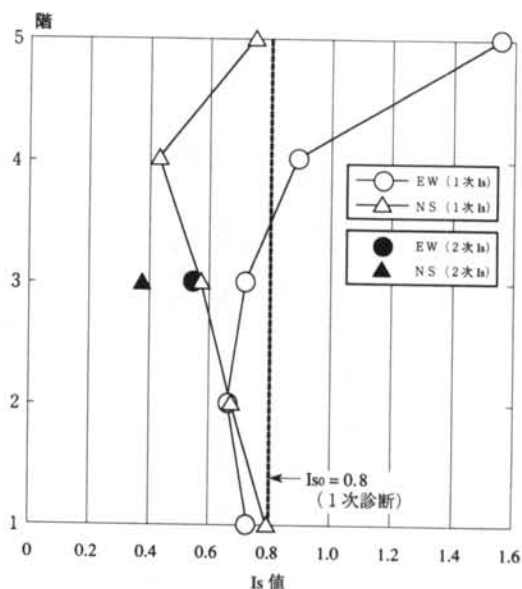


図-4 建物EのIs値

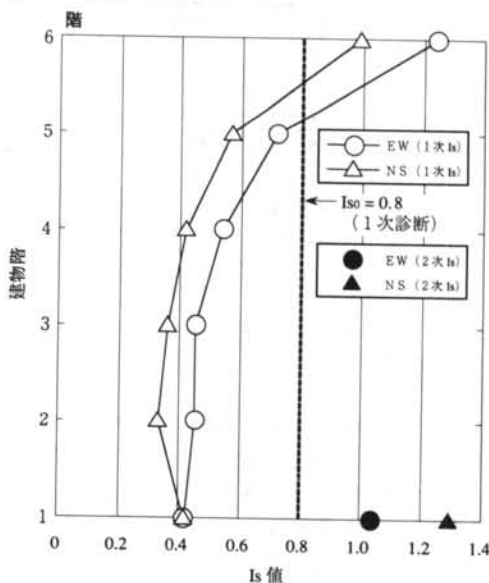


図-5 建物FのIs値

に比べて壁が多く剛性が高くなっている。1次診断によるIs値を図-4に示す。東西方向のIs値は、1、2階に比べ3階以上が小さくなっている。被害の集中した3階について2次診断により算定したIs値は、東西方向：0.5402、南北方向：0.3764といずれも小さな値である。以上のことから、本建物は、地震時に3階以上の階が北側コア部を支点に南側が東西方

向にねじれるような挙動を示し、3階の保有水平耐力が小さいことから大きな変形を受けた南西の柱が大きく損傷したものと考えられる。

3.1.5 被害が軽微だった建物：建物F

1) 被害の概要

本建物（耐震壁付きラーメン構造，設計：旧基準，竣工：1981年）は，地上6階，塔屋1階，地下1階建ての事務所ビルで震度VII地域にある。平面形状は東西方向に若干長い長方形で，北側がラーメン構造の事務所棟で，南側がコア部となっている。

被害が比較的大きかったのは4階であるが，柱の約6割に微細なひびわれが見られた程度で軽微なものである。その他，1階東側の玄関上のたれ壁にせん断ひびわれ，3，4階の東面腰壁に若干のひびわれ，北隅のタイルに剝離，東面のガラスに一部破損といった被害が見られるが，いずれも被害としては軽微である。

2) 被害原因の検討

1次診断による各階のIs値を図-5に示す。本建物は，東西方向が耐震壁付きラーメン構造，南北方向が純ラーメン構造でIs値も東西方向の方が値が大きくなっている。1次診断によるIs値は，4，5階以下の階でやや小さめの値となっているが，1階について行った2次診断ではIs値は東西，南北方向とも1.0以上の値である。以上のことから，平面的には耐震壁および設計上雑壁として扱われた無開口の壁等がねじれに対して有効に働き，保有水平耐力が増したことが，立面的には剛性バランスが良好であったことが軽微な被害でとどまった理由として考えられる。

3.2 鉄骨鉄筋コンクリート造建物

3.2.1 概要

SRC造は大正末期に鉄骨骨組をRC造の中に埋め込む形式で登場した。本構造は，関東大震災時にも軽微な被害であったことから耐震構造として認識され，以来，高層建築にはSRC造が採用されており，兵庫県においても，文献5)によれば，「高さが31mをこえる建築物の地上階は純RC造として設計しない」。また，「高さ20mをこえ，31m以下の建築物は下層部分をSRC造とする」よう規定されている。

これまでSRC造建物は地震で大きな被害を受けたことはなかったが，今回の地震では数多くの

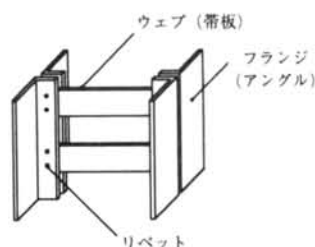


図-6 格子形SRC造柱

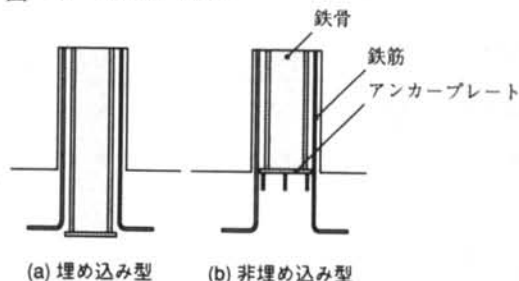


図-7 SRC造柱の柱脚タイプ

SRC造建物が被害を受けた，これらの多くは図-6に示すような格子形の鉄骨を内蔵した非充腹形のSRC造柱を用いた構造であった。格子形の鉄骨はアングルと帯板を梯子形にリベット接合したもので，1960年代後半にH形鋼を用いた充腹形SRC造柱が一般に普及するまでは，SRC造は主にこの形式であった。その他，非埋込み柱脚や柱梁接合部の被害があった。

充腹形SRC造はRC造に比べ高い靱性能を有するが，格子形SRC造のせん断耐力は低く，せん断破壊をするRCとほとんど変わらない性状であることが既往の研究で報告されている。

埋込み型と非埋込み型のSRC造柱脚の模式図を図-7に示す。非埋込み柱脚の場合には柱脚のベースプレート位置で建物が水平にずれている被害を受けたものが多く見受けられた。柱梁接合部は，これまで被害が報告された例がなく，文献3)の設計式に余裕があるものと理解されていた⁶⁾。

充腹形SRC造は靱性に富んでいるが，最大耐力時にはかなり大きな変形に至る。そのために最大耐力発揮以前に雑壁あるいは耐震壁がせん断破壊する例が数多く見られた。以下に被害の大きかったSRC造建物と軽微な被害にとどまった代表的な建物を例に具体的に検討する。

3.2.2 格子形SRC造建物の被害：建物A

1) 被害の概要

本建物（耐震壁付きラーメン構造，設計：旧基準，

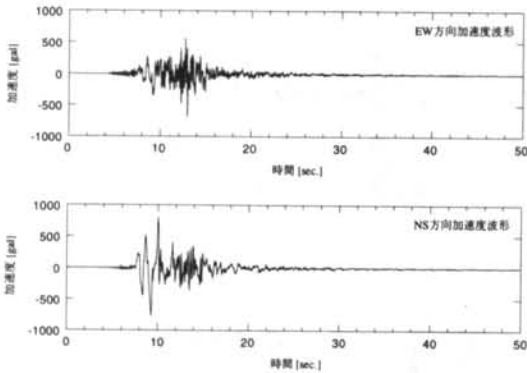


図-8 建物Aの応答解析に用いた入力地震動

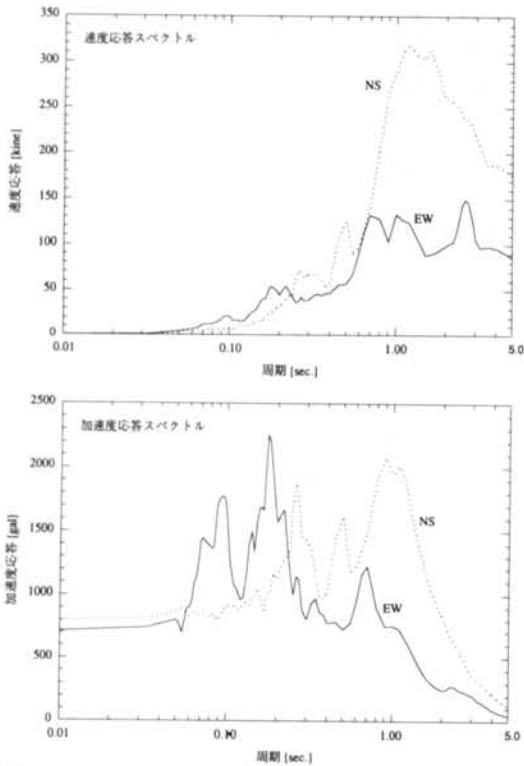


図-9 入力地震動の応答スペクトル (h=0.05)

竣工：1965年)は、地下1階地上6階の事務所ビルで震度VIの地域にある。敷地は南北に傾斜して南側は地下1階が道路からの入口となり、平面形状は東西に長い長方形で、中央部にコア部がある。被害としては建物の2階東側の柱がせん断破壊し、階高が約40cm縮んだため、3階以上の床が下がっている。

1階では南北面の柱脚はすべて圧壊し、部分的に主筋が座屈している。また、建物西側部分の柱の被害が大きく、西端の中央柱が著しくせん断破壊した。

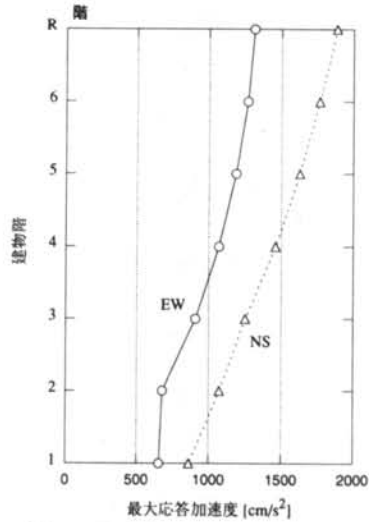


図-10 建物Aの最大応答加速度分布

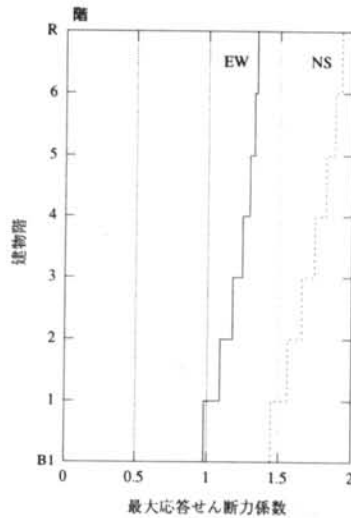


図-11 建物Aの最大応答せん断力係数分布

さらに、玄関横の壁がせん断破壊した。

2階では東側3スパン部分の柱が著しく破壊しており、主筋およびアングル材を用いた鉄骨フランジは大きく座屈して、帯板もアングル材との接合部で破断した。柱の破壊はバンドプレート位置で破壊がとどまっているものが多かった。3階梁は端部にせん断亀裂や曲げ圧壊が生じているものがかなりあった。梁の損傷は柱の損傷が大きく生じた東側ではなくむしろ西側の方が多く見られた。3階以上の柱の被害は軽微であった。

2) 被害原因の検討

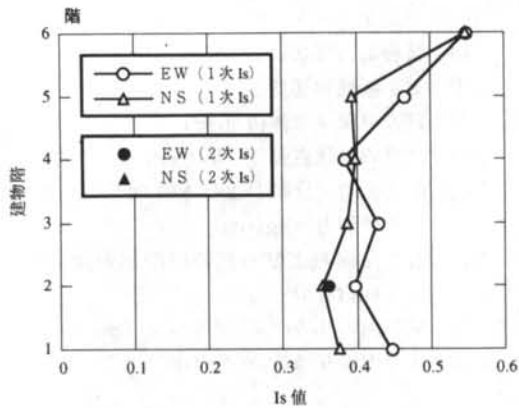


図-12 建物AのIs値

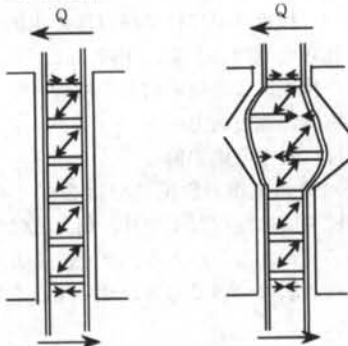


図-13 格子形SRCのせん断抵抗機構と帯板の破断

本建物を質点系モデルに置換し、大阪ガス葺合の地震記録を用いて弾性地震応答解析を行った。図-8に入力地震動、図-9にその加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルを示す。解析では上記地震波を南面では地表レベルである地下1階床レベルに直接入力した。本建物の計算上の固有周期はNS方向で0.72秒、EW方向で0.64秒であり、応答スペクトルの谷にあたっている。

図-10に最大応答加速度分布、図-11に最大応答せん断力係数分布を示す。NS方向では6階で1,900 galの加速度が生じ、壊れた2階のせん断力係数は約1.6、1階のベースシア係数でも1.5近くになっている。これは新耐震基準の保有耐力検討で用いるベースシア係数 $C_0=1.0$ を5割近く上回る結果となっている。比較的被害の小さかった震度VI地域であってもかなり大きな地震力が働いていたと推察される。

図-12に1次診断⁸⁾による各階のIs値を示す。南北方向では大破した1階で0.38、床が下がった2階で0.35と小さな値である。本建物は壁が少なく、地震力の大部分は柱で負担する構造となっており、保

有耐力は比較的小さい。東西方向のIs値は南北方向より1割程大きく、破壊も南北方向に生じている。2階についての2次診断⁸⁾による南北方向のIs値は0.40である。偏心率は南北方向0.012、東西方向0.004と極めて小さく、ねじれの影響は無いと考えられ、保有水平耐力が小さいためにIs値が比較的小さい2階に被害が集中したと考えられる。

格子形SRC造が脆性的なせん断破壊することは一部において認識されており、文献7)には柱材のウェブは充腹形にすべきかラチス形にすべきであって、ねばりのある建物には従来のような格子形のものを用いるべきでないとする。しかしながら今回のように大きな損傷を受けるとは一般に認識されておらず、文献8)ではRC造に比べ、靱性係数を大きく設定できることになっている。

格子形SRC造のせん断抵抗メカニズムは図-13に示すトラス機構と考えられ、帯板には引張力が働き、コンクリートには斜め圧縮力が作用する。大破した2階では、帯板PL-125×6@550を2-22φのリベットでフランジのアンクル2Ls-65×65×6に緊結しており帯板の有効断面積は61%である。このため、帯板の降伏前にリベット孔の位置で帯板が破断し破壊に至ったものと考えられる。

3.2.3 柱梁接合部の被害：建物B、建物J

2) 被害の概要

充腹形のSRC造建物では柱や梁に大きな損傷を受けたものは本調査対象の建物にはなかったが、柱梁接合部にかなりの損傷を受けた建物が2棟あった。そこで、接合部がかなりの損傷を受け大破と判定された建物B(ラーメン構造、設計：移行期、竣工：1978年、地下1階、地上1階建て)と中破と判定された前述の建物J(A棟)を例に充腹形のSRC造建物の柱梁接合部の被害について検討する。

建物Bは移行期の設計で、充腹形の鉄骨を内蔵しており、柱のフープもD13@100と新耐震基準を満たした靱性に富んだ構造である。平面形状は南北方向に若干長い長方形で、東側がラーメン構造の事務所部分で、西側がコア部となっている。

被害が比較的大きかったのは2階で、コアのある西面の外壁および廊下側の内壁は下層部分で大きくせん断破壊している。東面の腰壁端部から柱梁接合部にかけてはX形の大きな亀裂が入っている。柱梁接合部の損傷は外柱だけではなく内柱にも見られた。2、3階の柱の柱脚部と梁の下端に曲げによるコンクリートの剥落が見られた他、一部の柱でせん断付

建物名	接合部耐力	柱耐力		梁耐力	
		単純累加強度	一般化累加強度	単純累加強度	一般化累加強度
建物B	1.0 (436)	1.64 (716)	0.78 (340)		
		2.13 (923)	0.99 (432)		
建物J	1.0 (270)	0.90 (243)	0.62 (168)		
		1.00 (271)	0.81 (220)		

※ () 内は、曲げ耐力値 [tonf・m]

表-5 接合部の耐力を基準とする柱および梁の耐力比
着亀裂も発生していた。梁の損傷は南北方向の梁の外端で最も著しかった。

建物Jは、地上10階建の充腹形SRC構造で、新耐震基準で設計されている。本建物でも2階から6階の柱梁接合部にX形のせん断亀裂が生じており、一部主筋も露出しており中破と判定されている。梁下端でもコンクリートが剥落しているが、接合部の破壊が柱、梁の破壊に先行したものと観察される。

2) 被害原因の検討

建物Bの被害原因は、震度VII地域にあり地震力が極めて大きかったことが考えられる。建物Jは震度VI地域にあり、本地域でもかなり大きな地震力が作用したと考えられる。

本2棟の建物は前述したように耐震性能の優れた充腹形SRC造である。建物Bで最も被害の大きかった2階の南北方向で2次診断のIs値は0.86とかなり大きく、偏心率は0.078と比較的小さい。建物Jは構造計算書を手でできなかったため詳細な計算を行っていないが、柱の耐力比較からIs値は0.6程度と推察される。

被害の大きかった建物Bの3階中柱、建物Jの5階外柱について文献7)の式を基に柱、梁および接合部の終局耐力を比較検討した結果を表-5に示す。各々の耐力式には式(4)~(6)を用いている。表中の単純累加強度は、ひずみの適合条件を無視した簡便な鉄骨とRCの耐力累加による計算強度であり、通常の設計で用いられている。一般化累加強度は、1987年の建築学会規準から採用された累加方式でより実情に近い強度を与える計算式である。

$$\text{接合部の耐力} \quad : jM_u = cVe(jFs \cdot j\delta + wP) + 1.2sV \cdot s\sigma_y / \sqrt{3} \dots (4)$$

$$\text{柱の耐力} \quad : cM_u = ({}_uM_c + {}_D M_c) \ell' / \ell \dots (5)$$

$$\text{梁の耐力} \quad : {}_b M_u = ({}_L M_b + {}_R M_b) h' / h \dots (6)$$

ここに、

cVe : コンクリート部分の有効体積 (cm³)

jFs : コンクリートのせん断強度 (kgf/cm²)

$j\delta$: 接合部の形状による係数

wP : せん断補強筋比

sV : 鉄骨ウェブの体積 (cm³)

$s\sigma_y$: 鉄骨の降伏点強度 (kgf/cm²)

${}_u M_c, {}_D M_c$: 上階の柱脚および下階の柱の柱頭の曲げ耐力 (kgf・cm)

${}_L M_b, {}_R M_b$: 左側および右側の梁端部の曲げ耐力 (kgf・cm)

ℓ', ℓ : 梁の内のリスパン, 梁スパン (cm)

h', h : 柱の内のり高さ, 層高 (cm)

建物BおよびJは計算上、梁の耐力が最も低くなっているが、被害状況は柱梁接合部の損傷が最も著しい。これらの原因として以下のことが考えられる。

- ① 床の拘束による梁の耐力の増大
- ② 3方向の地震入力
- ③ 側柱に対する梁の偏心

本調査対象の充腹形SRC造では2棟とも接合部の破壊が柱や梁に先行しており、耐力式について今後検討の必要があるといえる。また、3方向入力を考慮した設計法についてもあわせて検討する必要がある。

3.2.4 柱脚の被害: 建物H, 建物J

1) 被害の概要

激震地ではSRC造の非埋込み柱脚の被害が各所に見られた。そこで、激震地にあったSRC造建物で非埋込み柱脚を採用した建物2棟について検討する。震度VII地域にある地下1階、地上9階建の建物H(ラーメン構造、設計:新耐震、竣工:1984年)は、東西方向に若干長い台形状の平面形状で、南側がコア部で、北側がラーメン構造の事務所部分となっている。外柱の柱脚が大破していたが、前述の10階建の建物K(A棟)は柱梁接合部や雑壁に大きな損傷があったものの非埋込み柱脚部分は無被害であった。また、1階柱脚が損傷しているため建物全体が北東に若干(北へ1/157~1/1100rad., 東へ1/660~1/3300rad.)傾いている。

1階柱18本中16本の柱の柱脚部でコンクリートの圧壊や主筋の座屈および破断が見られた。柱の鉄骨はベースプレートを基礎梁の上に置いた非埋込み形式であり、鉄骨には局部座屈などの被害は見られなかったが、鉄筋やベースプレートのアンカーボルトが破断または抜け出しており、ベースプレートが10cm以上水平移動している柱も見られた。損傷は、中

柱よりも外柱の方が著しかった。南端の1通りの壁の縦筋も各所で破断していた。中柱では柱脚で座屈している鉄筋が見受けられたが、破断しているものはなかった。一部大梁ではコンクリートが剥落し、鉄筋が露出しているものが見られた。

2) 被害原因の検討

建物Hは震度VIIの激震地にあり、近傍にある建物Bと同様に大きな地震力を受けたものと考えられる。

建物Hは充腹形SRC造であり、2次診断によるIs値は被害の大きかった南北方向で0.91、東西方向で0.72とかなり大きい。

被害の大きかった1階では平面的には東西方向の揺れに対して南側に壁が集中しているため、北側が変形しやすいと考えられるが、平面形状が台形で北側の床面積が小さいため、ねじれの影響は少なく偏心率も0.11と大きな値ではない。南北方向の揺れに対しては偏心率は0.09であり、ねじれの影響は小さいと考えられる。立面的には1階が若干壁が多いものの、2～9階まではほぼ同じ平面形状であり、高さ方向の耐力、剛性の偏りは小さい。図-14に示される各階の1次診断のIs値からも耐力の偏りが少ないことが理解できる。

建物Hは1階の柱脚に被害が集中しているが、上記のようにIs値の結果から説明できない。被害状況から、本建物は設計で想定した力を上回る大きな地震力により建物全体に対し転倒モーメントが作用し、外柱の1階柱脚に大きな引張力が生じたため、鉄筋とアンカーボルトが破断したと考えられる。転倒モーメントの大きさの目安となる建物の形状の比(幅/高さ)は、建物Hで約1.6、建物Jで約1.9となっており、建物Hの方が大きい転倒モーメントを受けたものと考えられる。

柱頭と柱脚の引張耐力比について建物Hと建物Jの値を図-15に示す。建物Jでは柱頭と柱脚の引張耐力は同等であるが、建物Hの柱脚の引張耐力は柱頭の半分になっている。

建物Hに実際に作用したであろう転倒モーメントの大きさや柱の引張軸力の値は、地震応答解析や骨組の応力解析が必要であるが、ここでは、以下の方法で概略の検討を行った。

- ① 1階でのせん断耐力と各階の荷重分布は2次診断に従うとして、それに対応する転倒モーメントを求める。
- ② 1階の柱、壁はすべて転倒曲げに対抗するとして、1階の平面の全塑性曲げ耐力を求める。

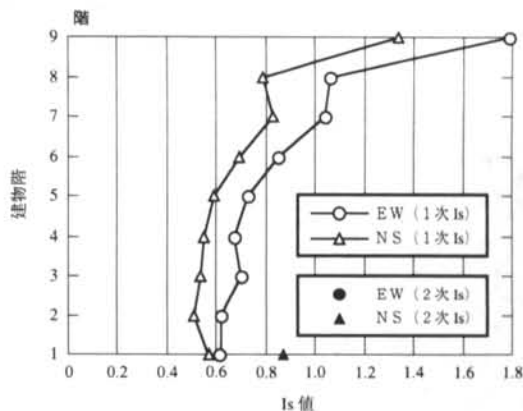


図-14 建物HのIs値

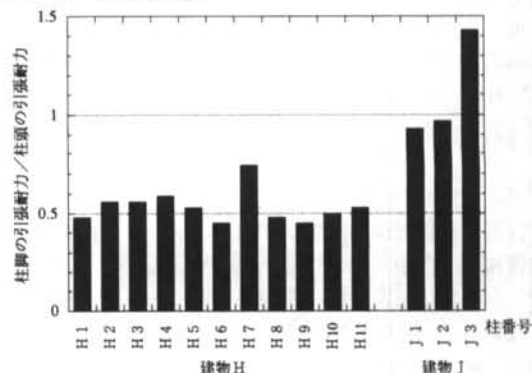


図-15 建物Hと建物Jの柱脚/柱頭の引張耐力比

	1階のせん断耐力相当の転倒モーメント Mt [tonf·m]	1階の全塑性曲げ耐力 Mp [tonf·m]	Mp/Mt
NS	95,000	47,000	0.49
EW	70,000	78,000	1.11

表-6 建物Hの作用転倒モーメントと曲げ耐力

全塑性曲げ耐力を求める位置は、鋼材量が少なくなる鉄骨ベースプレート下端とする。ここでは、柱のアンカーボルトと主筋および壁の縦筋が引張力に抵抗する。

検討結果を表-6に示す。1階の全塑性曲げ耐力は1階の層せん断耐力に見合う転倒モーメントの半分になっている。

ベースプレート位置で、大きく横ずれした原因としては、大きな転倒曲げの他にベースプレート下端でせん断すべりをも生じたものと考えられる。

3.2.5 被害が軽微だった建物: 建物C

震度VII地域にありながら軽微な被害にとどまったSRC造建物について検討を行う。建物C(ラーメン構造、設計:新耐震、竣工:1989年)は地上9階、

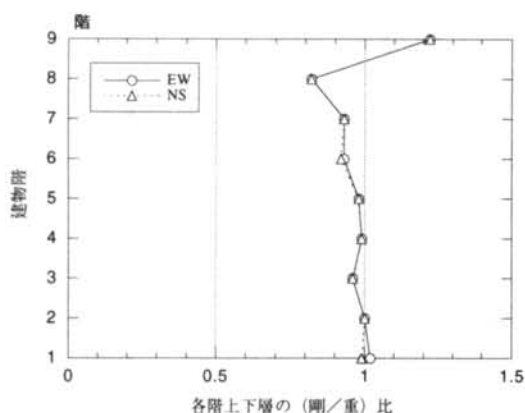


図-16 建物Cの各階上下層の(剛/重)比

地下1階の充腹形SRC造であり、平面形状は東西南北2スパンのほぼ台形の形状である。建物Cは建物Hの近傍に位置し、隣接建物はかなり損傷しているにもかかわらず、本建物は建物周囲の舗装タイルとの取合い部およびトイレまわりのタイルに亀裂が入った程度の軽微な被害にとどまった。建物周囲の損傷は建物近傍の地盤が非線形状態になる地盤-建物相互作用があったことを示している。

本建物は東西方向に壁が偏在しているが、偏心率は東西方向で0.07、南北方で0.01と共に小さい。2次診断のIs値は東西方向で1.38、南北方向で0.84と大きな値である。各階の上下層の(剛/重)比²⁾を図-16に示す。すべての階で1.0前後の値でバランスがとれている。

本建物が軽微な被害にとどまったのは、充腹形SRC造であること、Is値が大きいこと、偏心も小さく上下方向の剛性バランスも良いこと、さらに地盤-建物相互作用の影響による入力地震動の低減が考えられる。

§4. まとめ

〈参考文献〉

- 1) 中央開発(株)：“1995年兵庫県南部地震阪神大震災災害調査報告書”(1995年)
- 2) 日本建築防災協会：“改定版既存鉄筋コンクリート建物の耐震診断基準同解説”(1995年)
- 3) 日本建築学会：“建築耐震設計における保有耐力と変形性能”(1990年) pp.404~407
- 4) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説”(1988年) p.160
- 5) 近畿建築行政連絡会議：“近畿建築行政会議構造関係指導方針”(1981年) pp.450~455
- 6) 日本建築学会SRC構造特性委員会：“SRC構造の終局耐力と変形性能に関する検討とデータベース”(1992年)
- 7) 日本建築学会：“鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説”(1975年)
- 8) 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”(1995年)

本報では、兵庫県南部地震で被災したコンクリート系建物の被害概要を述べた。さらに、震度VIIの激震地において被害の比較的大きかった建物について被害状況を述べるとともに、被害の原因について検討した結果を述べた。建物の保有水平耐力として2次診断によるIs値を用いて検討したが、今回の地震で被害が軽微にとどまるには、Is値が1.0以上必要であると言える。

RC造建物では、従来から指摘されてきた短柱のせん断破壊やピロテイーを有する建物の被害の他、接合部被害、中間層の崩壊、ねじれによる隅柱の被害等が見られた。各階の剛性がアンバランスであったり、壁の偏在により建物が偏心している場合には大きな被害が生じるものと考えられる。その他、構造部材にはほとんど被害が見られないにもかかわらず、雑壁等の損傷が大きく外見上大きな被害を受けたように見える建物もあり、雑壁の扱い方についても今後検討が必要と思われる。

SRC造建物では、格子形SRC造の建物や柱脚の縦筋量が少ない非埋め込み型柱脚の建物で大きな被害が見られた。充腹形SRC造建物では、計算上は梁降伏型でも接合部の破壊が先行しやすいことがわかった。これらの部位の設計法について今後検討が必要であるものと考えられる。充腹形SRC造建物の柱、梁は耐力、靱性に富んでいるが、雑壁や耐震壁が大破する例も多く見られた。SRC造建物では、特に靱性に追従できる雑壁の構造と取付け方等の検討が今後必要であると考えられる。

謝辞 本研究報告の執筆に際しまして、作業を分担して頂きました技術研究所の中澤春生氏、半澤徹也氏、および設計本部の関博氏、宮本秀樹氏、刑部章氏、曾根満氏、沼本学氏、新美禎久氏、岡本高晴氏、平戸達朗氏、前田信之氏、北村佳久氏、折原信吾氏に感謝致します。