

兵庫県南部地震における建築物の被害研究

建物被害に基づく新耐震設計法・耐震診断法の評価

RESEARCH OF STRUCTURAL DAMAGE IN THE HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Evaluation of new seismic design method and seismic assessments method
based on damage of structures

北村春幸*, 寺本隆幸**, 鷗飼邦夫*, 村上勝英***

秋山 宏****, 和田 章*****

*Haruyuki KITAMURA, Takayuki TERAMOTO, Kunio UKAI, Katsuhide MURAKAMI,
Hiroshi AKIYAMA and Akira WADA*

The Hyogoken-Nanbu Earthquake damaged a great amount of buildings in a various extent, seriously to slightly. We investigated 22 such buildings mainly located in or in the vicinity of the Sannomiya, Central district of Kobe city, where the seismic intensity (JMA) was estimated as VII. The New Seismic Design Method as well as the Seismic Assessments Method for existing reinforced concrete buildings and steel reinforced concrete buildings are applied to such buildings. Using these methods, their Structural Coefficient D_s and the Structural Aseismic Index I_s are obtained. In general, the structural aseismic performance is evaluated through the comparisons between the D_s and I_s value with the certain standard value for each of them. In this paper, we have tried to examine these standards by referring them to the corresponding extent of the earthquake damages.

Keywords : *Hyogoken-Nanbu Earthquake, New Seismic Design Method, Seismic Assessments Method, Seismic Damage of Buildings*

兵庫県南部地震, 新耐震設計法, 耐震診断法, 建物地震被害

1. 序

我が国の建物は、1981年以降に設計されたものは、現行建築基準法である新耐震設計法¹⁾に基づき耐震性能の確認が行われている。1981年以前に旧建築基準法で設計されたものについては、その耐震性能を耐震診断法²⁾を用いて確認することができる。

新耐震設計法では、剛性率と偏心率を考慮した形状特性係数 F_{es} と、構造種別ごとに、変形能力による地震エネルギー吸収能力等に応じた低減係数である構造特性係数 D_s を定め、終局状態を想定する大地震に対して、必要となる水平終局耐力を評価している。

耐震診断法でも、同様の考え方を適用しており、建物の変形能力の評価指標である靱性指標 F 値と終局耐力の評価指標である強度指標 C 値の積で表される保有性能基本指標 E_0 値を計算し、平面的な形状と経年劣化の影響を考慮した指標との積で求まる構造耐震指標 I_s 値により終局耐震性を評価している。

水平終局耐力については、幾通りかの計算方法が確立されており、ほぼ満足できる精度で求めることが出来る³⁾。かつ、新・旧を問わず、基準法で設計された建物は、第1層せん断力係数0.2に対して許容応

力度設計されており、水平力に対して一定以上の強度が確保されている。

一方、新耐震設計法並びに耐震診断法で規定されている、変形能力を評価する指標である D_s 値、 F 値は、構造骨組の地震エネルギー吸収能力を表す応答量である累積塑性変形倍率³⁾のように物理量と直接的に結びついた評価指標ではなく、部材の仕様規定などによりランク付けされたものであり、終局耐力に比べて定量的な精度に劣る評価指標であると言える。

これらの基準に地震被害建物を適用し、終局耐震性の評価結果と被害程度の比較検討を行い、特に変形性能に係わる評価指標を検証することは重要と考える。

兵庫県南部地震(1995.1.17)においては、多くの建物が倒壊から軽微に至る様々な被害を受けた⁴⁾⁻⁶⁾。本論文では、震度VIIの地震動を受けた神戸市中央区三宮地区を中心に、大破から軽微までの被害程度の異なる22棟の建物を対象とする。新耐震設計法並びに既存鉄筋コンクリート造建物および鉄骨鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準をこれらの建物に適用する。これらの評価法から求まる耐震指

* 日建設計 構造設計室長・工博

** 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

*** 日建設計 構造設計室 工修

**** 東京大学工学部建築学科 教授・工博

***** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

General Manager, Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei Ltd., Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Science Univ. of Tokyo,
Dr. Eng.

Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology,
Dr. Eng.

標値の妥当性を、地震被害との対応により評価するとともに、地震被害と新耐震設計法における D_s 値並びに耐震診断法における I_s 値との対応付けを試みる。

2. 建物概要及び被害概要

建物の方向（桁行・梁間方向）は、厳密には一致しないがいずれか近い方向をもって、NS と EW に分類する。被災度は甚大・大破・中破・小破・軽微・無被害の6段階を採用する。三宮地区における建物被害は、全てフラワー道路に沿ったほぼ南北方向に限られていた。従って、被災度の判定にあたっては、全ての建物において被害の大きかった NS 方向で代表させる。表-1 に建物毎の建物概要・構造概要・被害概要を NS 方向架構について示す。図-1 に対象建物の規模の分布を地上階数と地下階数で示す。

建物の用途は、庁舎を含むオフィスビルが19棟（内3棟は店舗を併設）とほとんどを占め、残りがホテル2棟、店舗1棟となっている。建物規模は8~10階建ての中高層ビルが10棟と半数を占め、60m以上の超高層ビルが6棟となっている。地下階の無い建物は2棟のみであり、他の建物は地下1階から3階となっている。基礎形式は地下階の有る建物は1棟を除き全て洪積砂礫層に直接基礎で支持されており、杭基礎はこの1棟に地下階の無い建物を加えた3棟となっている。従って、対象地盤は全て2種地盤とみなせる。

表-2 に構造種別毎の被害の状況を示す。対象建物のうち、旧建築基準法で設計されたものが7棟、新耐震設計法で設計されたものが8棟、日本建築センターの高層評定及び評価を受けた建物が8棟となっている。また、被害の程度は、大破4棟、中破7棟、小破2棟、軽微9棟となっている。大破した建物4棟は全て中間層崩壊をしており、Aビルは2階、Bビルは8階、Cビルは6階、Dビルは5階が当該階である。以上から対象建物は、規模、構造形式、被害程度をほぼ網羅していると言える。

3. 新耐震設計法に基づく評価

3.1 必要 D_s 値と保有 D_s 値の算定

新耐震設計法における必要保有水平耐力 Q_{un} は、次式によって計算される。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (1)$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i \quad (2)$$

- ここに、 Q_{un} : 各階の必要保有水平耐力 (t)
- D_s : 各階の構造特性を表すもの。
- F_{es} : 各階の形状特性を表すもの。
- Q_{ud} : 各階に生じる層せん断力 (t)
- Z : 地域係数 (=0.7~1.0)
- R_i : 建物の振動特性を表すもの。

- A_i : 層せん断力係数の建物高さ方向の分析
- C_0 : 標準せん断力係数 (=1.0)
- W_i : i 階より上部の重量 (t)

なお、2種地盤の R_i は下式で表される。

表-1 対象建物の建物概要・構造概要・被害概要 (NS 方向)

No.	記号	設計年	設計基準	震階数	構造種別	耐震要素	被災度	損傷位置
1	Aビル	1964年	旧基準	Ⅶ -1+4	RC	RC耐力壁	大破	2階層崩壊
2	Bビル	1968年	旧基準	Ⅶ -2+10	SRC	RC連層耐力壁	大破	8階層崩壊
3	Cビル	1955年	旧基準	Ⅶ -1+8	SRC	RC耐力壁	大破	6階層崩壊
4	Dビル	1965年	旧基準	Ⅶ -1+9	SRC	RC耐力壁	大破	5階層崩壊
5	Eビル	1989年	新耐震	Ⅶ +6	RC	RC耐力壁	中破	外壁(雑壁)のせん断破壊
6	Fビル	1989年	新耐震	Ⅵ -2+7	SRC	RC耐力壁	中破	連層壁直下地下柱コンクリート破壊
7	Gビル	1984年	新耐震	Ⅶ -1+8	SRC	RC耐力壁	中破	耐力壁の破壊
8	Hビル	1975年	旧基準	Ⅶ -2+8	SRC	RC連層耐力壁	中破	耐力壁及び境界梁の損傷
9	Iビル	1982年	評定	Ⅶ -2+13	SRC	RC耐力壁	中破	耐力壁のせん断破壊
10	Jビル	1966年	旧基準	Ⅵ -2+12	SRC	RC耐力壁	中破	耐力壁・外壁全面にせん断亀裂
11	Kビル	1978年	旧基準	Ⅶ -2+9	SRC	RC耐力壁	軽微	
12	Lビル	1984年	新耐震	Ⅶ -1+8	SRC	RC耐力壁	軽微	
13	Mビル	1990年	新耐震	Ⅶ -2+10	S	純ラーメン	中破	大梁下フランジ破断
14	Nビル	1986年	新耐震	Ⅶ -1+8	S	純ラーメン	小破	1階柱脚アカーボットの伸び
15	Oビル	1972年	評定	Ⅶ -2+19	S	偏心K型ブレース	小破	偏心K型ブレースパネル降伏
16	Pビル	1987年	新耐震	Ⅶ +9	S	純ラーメン	軽微	
17	Qビル	1989年	評定	Ⅵ -3+17	S	純ラーメン	軽微	
18	Rビル	1992年	評定	Ⅶ -1+14	S	純ラーメン	軽微	
19	Sビル	1989年	評定	Ⅵ -3+23	S	連層鋼板壁	軽微	
20	Tビル	1986年	評定	Ⅶ -3+30	S	連層鋼板壁	軽微	
21	Uビル	1967年	評定	Ⅵ -2+26	S	連層引張ブレース	軽微	
22	Vビル	1991年	評定	Ⅵ -3+32	S	リットRC連層壁	軽微	

表-2 構造種別毎の被害の状況

	棟数	大破	中破	小破	軽微	
		2	4	7	2	9
RC	2	1	1	0	0	
SRC	10	3	5	0	2	
S	一般	3	0	1	1	1
	超高層	7	0	0	1	6
設計年	1952~1970	5	4	1	0	0
	1971~1980	2	0	1	0	1
	1981~1995	7	0	4	1	2
	評定・評価	8	0	1	1	6

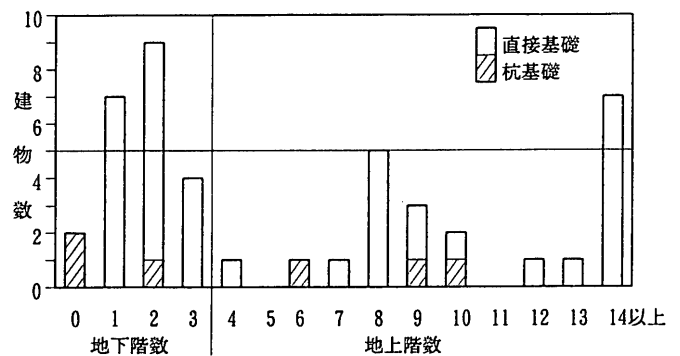


図-1 建物規模地上階数および地下階数

$$R_t = 1.0 \quad T < 0.6$$

$$= 1.0 - 0.2(1.67T - 1) \quad 0.6 \leq T < 1.2$$

$$= 0.96/T \quad 1.2 \leq T \quad (3)$$

ここに、 T ：建物の設計用1次固有周期 (sec)

また、 R_t に適用する建物の固有周期 T は、新耐震設計法で示される略算式である(4)式を採用する。

$$T = 0.02h \text{ (RC/SRC)}, 0.03h \text{ (S)} \quad (4)$$

ここに、 h ：建物の高さ (m)

新耐震設計法に基づいて求めた各階の D_s 値 (D_{si}) の最大値を必要 D_s 値 (D_{sn}) と定義する。

$$D_{sn} = \max(D_{si}) \quad (5)$$

必要保有水平耐力 Q_{un} から求まる第1層のせん断力係数を必要ベースシャ係数 C_{Bn} と定義する。規準値として、 $F_{es}=1.0$, $Z=1.0$, $C_0=1.0$ を採用すると、 C_{Bn} は D_{sn} を用いて、次式のように表される。

$$C_{Bn} = Q_{un}/W_1 = D_{sn} \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot C_0 = D_{sn} \cdot R_t \quad (6)$$

各階の保有水平耐力 Q_{ui} から保有層せん断力係数 C_{ui} を求め、層せん断力係数の建物高さ方向の分布 A_i で規準化し、第1層に換算したせん断力係数 C_{ui}/A_i を求める。 C_{ui}/A_i の最小値を保有ベースシャ係数 C_{Bu} と定義し、その層を最弱層 k とする。

$$C_{Bu} = \min(C_{ui}/A_i)$$

$$C_{ui} = Q_{ui}/W_i \quad (7)$$

保有水平耐力 Q_{ui} から(1),(2)式を用いて求めた各階の D_s 値 (D_{sui}) の最小値を保有 D_s 値 (D_{su}) と定義する。(6)式と同様に、 $F_{es}=1.0$, $Z=1.0$, $C_0=1.0$ を採用すると、 D_{su} と C_{Bu} は次式のように関係付けられる。

$$D_{su} = \min(D_{sui}) = \min\left(\frac{C_{ui}}{R_t \cdot A_i}\right) = \frac{C_{Bu}}{R_t}$$

$$D_{sui} = \frac{Q_{ui}}{F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i} = \frac{C_{ui}}{R_t \cdot A_i} \quad (8)$$

対象建物に新耐震設計法を適用して求めた耐力諸元を、構造種別毎、被災度毎に分類して、表-3に示す。同表には各建物毎に、総質量 M , 新耐震設計法の略算式(4)で求まる設計用周期 T_D , 構造骨組の固有値解析から求まる解析周期 T , 最弱層 k , 保有ベースシャ係数 C_{Bu} , 保有 D_s 値 D_{su} , 必要ベースシャ係数 C_{Bn} , 必要 D_s 値 D_{sn} , 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比 (C_{Bu}/C_{Bn}) を示す。ただし、60mを超える建物は、新耐震設計法の適用範囲外であり、必要 D_s 値を算定しない。

3.2 新耐震設計法による評価

図-2に対象建物のNS方向の保有ベースシャ係数 C_{Bu} と建物固有周期 T の関係を示す。図中、実線は0.1刻みに $D_{su}=0.3 \sim 0.8$ のときの(8)式から求まる C_{Bu} を示す。白抜き符号がS造建物を、黒く塗り符号がRC/SRC造建物の値を表している。各符号は被災度を表し、 \square 印は大破、 ∇ 印は中破、 \triangle 印は小破、 \circ 印は軽微を示す。

図-3には高さ60m以下の15棟の建物について、保有ベースシャ係数 C_{Bu} と必要ベースシャ係数 C_{Bn} の関係を

表-3 対象建物の耐力諸元 (NS方向)

記号	階数	被災度	M	設計	解析	k	保有	保有	必要	必要	C_{Bu}
			ts ² /cm	T_D (s)	T(s)		C_{Bu}	D_{su}	C_{Bn}	D_{sn}	C_{Bn}
A	-1+4	大破	2.79	0.38	0.24	4	0.29	0.29	0.55	0.55	0.53
B	-2+10	大破	60.86	0.84	0.64	8	0.28	0.28	0.48	0.50	0.58
C	-1+8	大破	22.96	0.61	0.70	5	0.31	0.31	0.55	0.55	0.56
D	-1+9	大破	12.36	0.64	0.70	7	0.33	0.33	0.50	0.50	0.66
E	+6	中破	3.83	0.45	0.62	1	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00
F	-2+7	中破	52.14	0.66	0.72	3	0.46	0.46	0.40	0.40	1.15
G	-1+8	中破	8.80	0.61	0.82	2	0.28	0.29	0.35	0.35	0.80
H	-2+8	中破	46.01	0.81	0.84	5	0.41	0.42	0.39	0.40	1.05
I	-2+13	中破	21.00	0.97	1.14	1	0.33	0.39	0.37	0.40	0.89
J	-2+12	中破	11.29	0.89	1.22	10	0.21	0.27	0.38	0.40	0.55
K	-2+9	軽微	10.95	0.61	0.32	4	0.71	0.71	0.45	0.45	1.58
L	-1+8	軽微	7.40	0.54	0.42	1	0.71	0.71	0.40	0.40	1.78
M	-1+10	中破	8.23	1.15	1.15	5	0.41	0.50	0.21	0.25	1.98
N	-1+8	小破	4.26	0.90	1.31	1	0.47	0.64	0.24	0.25	1.97
O	-2+19	小破	14.98	-	1.88	3	0.17	0.33	-	-	-
P	+9	軽微	1.27	0.92	1.01	1	0.44	0.49	0.24	0.24	1.87
Q	-3+17	軽微	14.93	-	1.91	6	0.32	0.64	-	-	-
R	-1+14	軽微	9.34	-	2.08	6	0.26	0.56	-	-	-
S	-3+23	軽微	22.35	-	2.48	1	0.25	0.65	-	-	-
T	-3+30	軽微	36.14	-	3.04	5	0.18	0.56	-	-	-
U	-2+26	軽微	17.98	-	3.45	3	0.16	0.58	-	-	-
V	-3+32	軽微	34.70	-	3.66	8	0.15	0.55	-	-	-

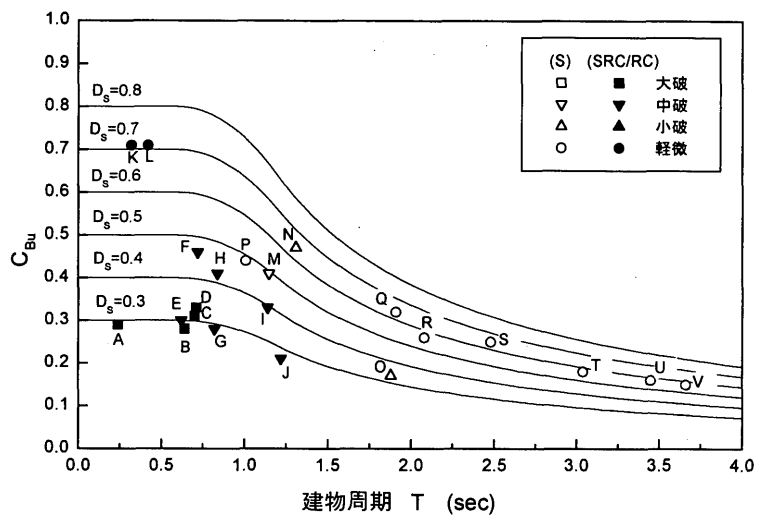


図-2 保有ベースシャ係数と建物固有周期の関係 (NS方向)

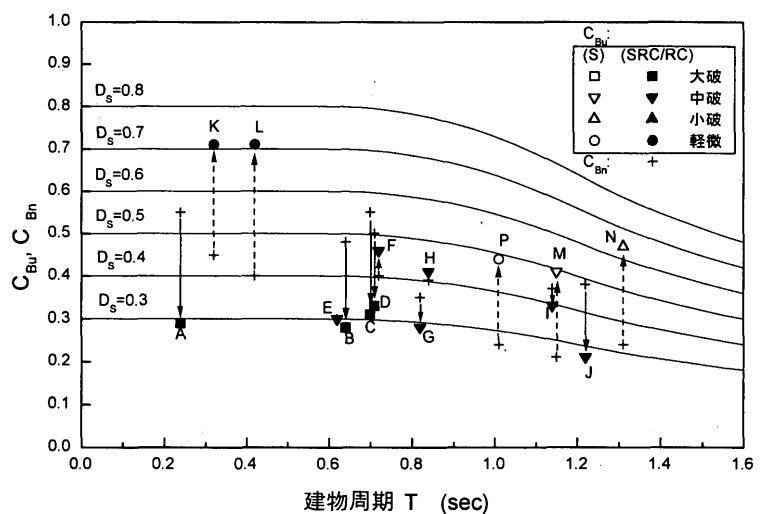


図-3 保有ベースシャ係数と必要ベースシャ係数の関係 (NS方向)

示す。図中+印が C_{Bn} であり、各建物毎に C_{Bn} に比べ C_{Bu} が大きいものについては上向きの矢印(↑)を付けた破線で、小さいものについては下向きの矢印(↓)を付けた実線で C_{Bn} と C_{Bu} とを結ぶ。

22棟と限られた被害建物の検討結果であるが、表-1に示した被害概要と、表-3、図-2、3から次のようなことが明らかになった。

a) 新・旧を問わず基準法で設計された建物は、第1層せん断力係数0.2に対して許容応力度設計がなわれており、許容応力度と終局耐力の比率から保有 D_s 値は概ね0.3程度以上の値を示す。

軽微な被害建物は何れも保有 D_s 値が0.5程度以上と終局耐力が大きい建物である。また、保有 D_s 値が0.4以下で必要 D_s 値が0.4以上のものが大破の被害を受けている。

C_{Bu}/C_{Bn} 値は、概ね被害程度と対応しており、 $C_{Bu}/C_{Bn}=1.0$ のレベルは、中破に相当している。

建物の被災度と保有 D_s 値、必要 D_s 値および C_{Bu}/C_{Bn} に、概ね次のような関係がみられる。

1) 被災度と保有 D_s 値の関係

大破 : $D_{su}=0.28\sim0.33$

小・中破 : $D_{su}=0.27\sim0.64$

軽微 : $D_{su}=0.49\sim0.71$

2) 被災度と必要 D_s 値の関係

大破 : $D_{sn}=0.50\sim0.55$

小・中破 : $D_{sn}=0.25\sim0.40$

軽微 : $D_{sn}=0.25\sim0.45$

3) 被災度と C_{Bu}/C_{Bn} の関係

大破 : $C_{Bu}/C_{Bn}=0.53\sim0.66$

小・中破 : $C_{Bu}/C_{Bn}=0.55\sim1.98$

軽微 : $C_{Bu}/C_{Bn}=1.58\sim1.87$

b) 旧基準法で設計された建物では、新耐震設計法における靱性を確保するための構造規定を満たしていないため、必要 D_s 値が0.40~0.55になる。この中で保有 D_s 値が0.3程度の値を示す耐力余裕のないものが中破・大破の被害を受けている。

各被災度毎の詳細は以下のようにになっている。

1) 大破した4棟の建物は、全て旧基準で設計されており、必要 D_s 値が0.50~0.55に対して、保有 D_s 値は、0.28~0.33と小さく、 C_{Bu}/C_{Bn} が0.53~0.66と低い値を示す。

2) 中破被害のうち、Hビルは、連層耐震壁架構の採用により、 $C_{Bu}/C_{Bn}=1.05$ と耐力に余裕が生まれ、耐震壁と境界梁に損傷分散が図れたこと。Jビルでは、 C_{Bu}/C_{Bn} が0.55と相当小さいが、耐力壁や計算では無視する外壁に、全面に渡ってせん断亀裂が発生したことで、大量の地震エネルギーが吸収され、大破を免れたものと考えられる。

c) 新耐震設計法で設計された建物の必要 D_s 値は、S造建物では0.25、RC/SRC造建物では0.30~0.40であり、靱性を確保する構造規定を満たす設計がなされている。この中で、保有 D_s 値が $D_{su}=0.29\sim0.46$ と小さいものが中破の被害を受けている。

各被災度毎の詳細は以下のようにになっている。

1) 軽微な被害の9棟の建物は、旧基準法、新耐震設計法、評定・評価にかかわらず耐力に余裕のある建物で、保有 D_s 値が0.5以上であり、 C_{Bu}/C_{Bn} も1.6~2.0と大きい。

2) 中破被害を受けたRC/SRC造建物の中で、新耐震設計法で

設計された4棟(E, F, G, Iビル)は、略算式(4)で与えられる周期 T_D に比べ、架構解析により求まる周期 T が1.1~1.4倍と長くなっており、周期を長くすることで地震荷重を低減する設計がなされている。

また、必要 D_s 値が0.30~0.40と架構に塑性変形を生じさせる設計であり、 C_{Bu}/C_{Bn} もほぼ1.0前後の値を取る。

3) S造建物のM, Nビルは、必要 D_s 値0.25に比べて、保有 D_s 値がそれぞれ0.50, 0.64と大きい。 C_{Bu}/C_{Bn} が2.0と大きな値を示すにもかかわらず、Mビルは中破にあたる7, 8階の鉄骨大梁下フランジの脆性破断、Nビルは小破にあたる1階柱脚のアンカーボルトが伸びる、特定部位に損傷が集中する被害を受けている。これら例は、特定層への損傷集中に対する評価が、新耐震設計法では不十分であったことを示している。

4. 耐震診断法に基づく評価

4.1 I_s 指標の算定

ここでは、RC/SRC造建物12棟について(財)日本建築防災協会の既存鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準²⁾に基づく一次および二次診断を適用する。

一般に耐震診断法の各指標の基準値は、1968年の十勝沖地震での被害をもとに検討されており、十勝沖地震程度の地震動に対して建物が崩壊しないことを基準とし、一次診断では耐震判定基本指標 E_s 値が0.8以上、二次診断では E_s 値が0.6以上に設定されている。耐震安全性の判定は、 E_s 値が上記の値を取る場合の構造耐震指標 I_{s0} に対して、それ以上の構造耐震指標 I_s 値を確保する ($I_s \geq I_{s0}$) ことを目標としている。

基準値として、地域指標 $Z=1.0$ 、用途指標 $U=1.0$ 、地盤指標 G に対しては地盤の増幅特性のみを考慮して $G=R_t$ (2種地盤)を、二次診断では、経年指標 T を一次診断と同じ値を採用し、これらの値を代入すると、構造耐震指標 I_{s0} は次式で表される。

$$I_{s0} = E_s \cdot R_t \tag{9}$$

従って、耐震の安全性の判定基準は次式で表される。

$$\text{一次診断} \dots\dots\dots I_s/R_t \geq 0.8 \tag{10}$$

$$\text{二次診断} \dots\dots\dots I_s/R_t \geq 0.6$$

表-4に、NS方向について対象建物12棟の一次および二次診断結果を示す。同表には各建物毎に、構造骨組の固有値解析により求

表-4 対象建物の耐震診断結果 (NS方向)

記号	階数	被災度	解析 T(s)	1次診断				2次診断			
				k	E_0	I_s	I_s/I_{s0}	k	E_0	I_s	I_s/I_{s0}
A	-1+4	大破	0.24	1	0.96	0.92	1.15	1	0.60	0.58	0.97
B	-2+10	大破	0.64	8	0.42	0.46	0.58	8	0.46	0.49	0.82
C	-1+8	大破	0.70	5	0.50	0.48	0.60	6	0.50	0.48	0.80
D	-1+9	大破	0.70	6	0.33	0.31	0.39	5	0.51	0.49	0.82
E	+6	中破	0.62	1	0.26	0.26	0.33	1	0.49	0.49	0.82
F	-2+7	中破	0.72	3	0.47	0.56	0.71	2	0.59	0.71	1.19
G	-1+8	中破	0.82	3	0.30	0.37	0.48	1	0.67	0.80	1.37
H	-2+8	中破	0.84	3	0.57	0.47	0.61	1	0.55	0.51	0.88
I	-2+13	中破	1.14	3	0.30	0.36	0.54	4	0.48	0.57	1.13
J	-2+12	中破	1.22	5	0.16	0.16	0.25	9	0.36	0.35	0.74
K	-2+9	軽微	0.32	4	1.20	1.15	1.44	5	0.83	0.80	1.33
L	-1+8	軽微	0.42	2	0.97	1.16	1.45	1	0.78	0.94	1.57

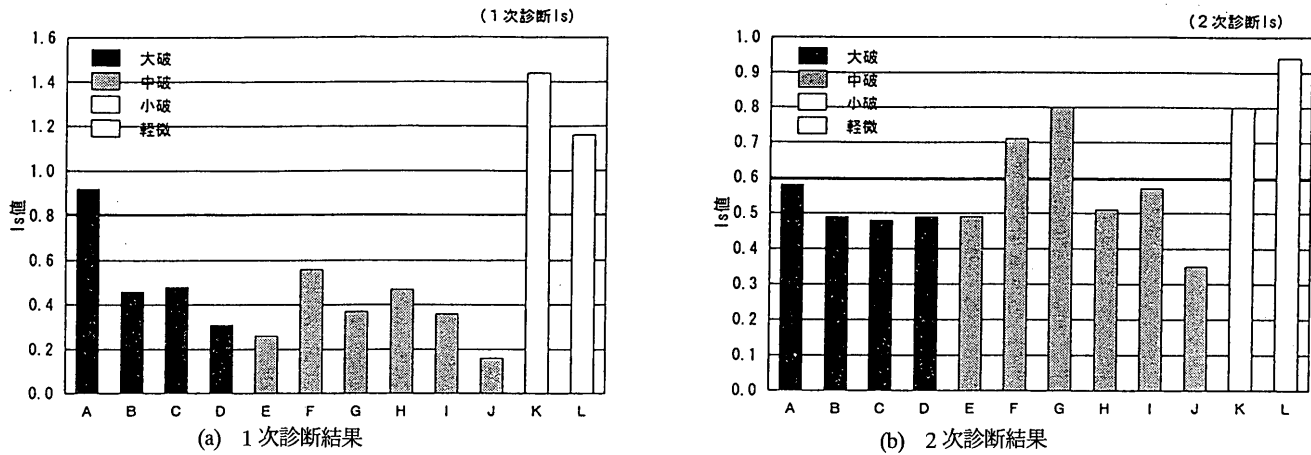


図-4 建物被害と I_s 値の関係 (NS 方向)

めた解析周期 T , 各次診断毎に保有性能基本指標 E_0 , 構造耐震指標 I_s , 最小の E_0 値を取る最弱層 k , 構造耐震指標の比 I_s/I_{s0} を示す。

4.2 耐震診断法による評価とその問題点

図-4に、一次診断及び二次診断の I_s 値と、建物の被害程度との関係を示す。図-5には、二次診断の I_s 値と建物周期 T の関係を示す。

図-5中、実線は、0.1刻みに E_s を0.3~0.8とした場合の(9)式から求まる I_{s0} 値を示す。各符号は被害の程度を表し、■印は大破、▼印は中破、▲印は小破、●は軽微を示す。

12棟と限られた被害建物の検討結果であるが、表-1に示した被害概要と、表-4, 図-4, 5から次のことが明らかになった。

a) 兵庫県南部地震に対して、一次診断では耐震性能を把握するには不十分であり、二次診断により評価する必要がある。その詳細は以下の通りである。

1) 一次診断の I_s 値は以下になっている。

- 軽微 $I_s/R_t=1.15\sim 1.16$
- 中破 $I_s/R_t=0.16\sim 0.56$
- 大破 $I_s/R_t=0.31\sim 0.92$

2) 二次診断の I_s 値は以下になっている。

- 軽微 $I_s/R_t=0.80\sim 0.94$
- 中破 $I_s/R_t=0.35\sim 0.80$
- 大破 $I_s/R_t=0.48\sim 0.58$

3) I_s 値が最小になる階と、大破の建物で層崩壊を起こした層が、一次診断では対応が悪いが、二次診断では一致する。

4) 大破の建物の最小 I_s/R_t は、二次診断では全て0.6以下であり判定基準と一致する。一次診断では、Aビルが0.9と判定基準0.8を上回る値を示し、危険側の判定を示す場合がある。

b) 兵庫県南部地震の震源域において、二次診断の判定基準を上回る建物は、大破を免れているが、軽微な被害に留まるには不十分であった。その詳細は以下

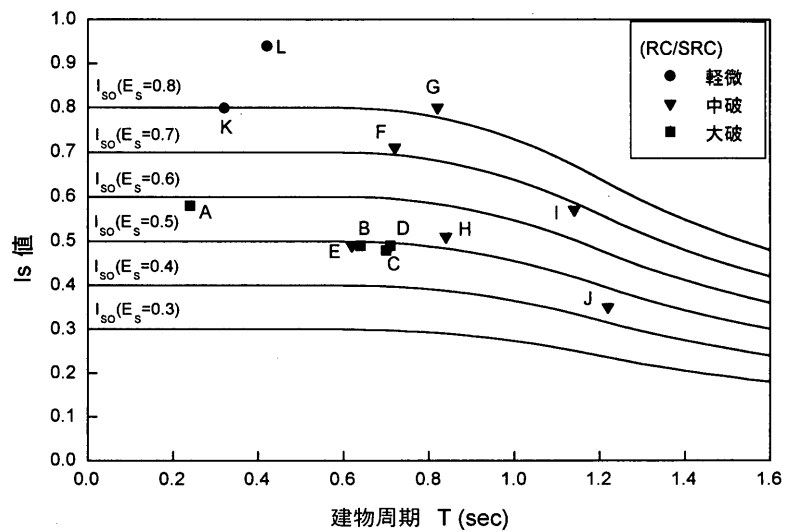


図-5 二次診断の I_s 値と固有周期 T の関係 (NS 方向)

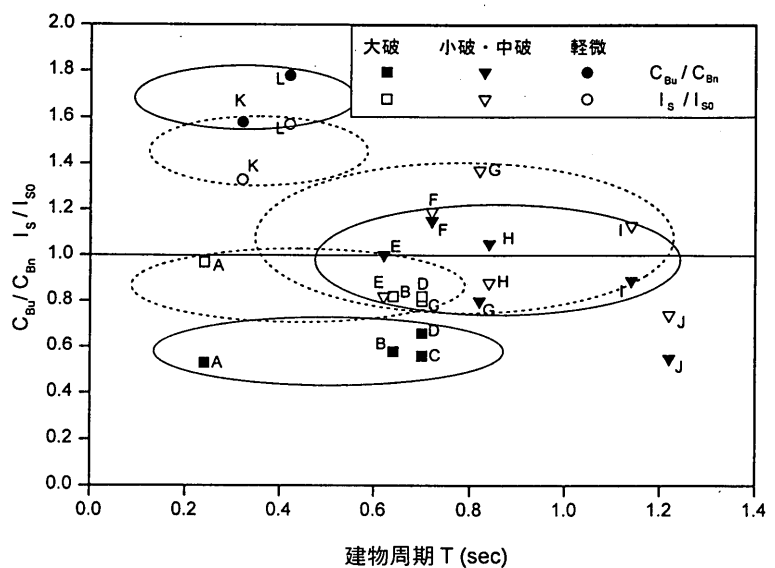


図-6 建物被害と C_{Bu}/C_{Bn} , I_s/I_{s0} の関係

の通りである。

- 1) 大破の建物の二次診断における I_s 値は、0.6以下であった。
- 2) 二次診断における I_s 値が0.8以上あると、軽微な被害に留まっている。
- 3) 中破の建物の二次診断における I_s 値は、0.35~0.80と判定基準 ($I_s/R_t \geq 0.6$) の上下にばらついており、 I_s 値により中破と軽微、中破と大破を区分することはできなかった。

5. 新耐震設計法・耐震診断法の基準レベルの比較

図一6に建物被害と新耐震設計法に基づく C_{Bu}/C_{Bn} と、耐震診断法に基づく I_s/I_{s0} の比較を示す。図中、黒く塗りの符号が C_{Bu}/C_{Bn} を、白抜きの符号が I_s/I_{s0} を表している。各符号は被災度を表し、□印は大破、▽印は中破・小破、○●印は軽微を示す。実線の楕円は■▽●印の符号を、破線の楕円は□▽○印の符号を、被災度毎にグループ分けしている。

12棟と限られた被害建物の検討結果であるが、表一1に示した被害概要と、図一6から、次のことが明らかになった。

- a) 新耐震基準法では、 C_{Bu}/C_{Bn} 値と被災区分との対応が良く、 C_{Bu}/C_{Bn} 値により被災度を区分できている。一方、耐震診断法では、 I_s/I_{s0} 値のより大破と中破の被災度を区分できていない。その詳細は以下の通りである。
 - 1) 新耐震設計法では、 C_{Bu}/C_{Bn} が大破は0.7以下、中破は0.8~1.2、無被害は1.5以上であり、 C_{Bu}/C_{Bn} 値と被災区分の対応が良い。
 - 2) ただし、Jビルのように、 C_{Bu}/C_{Bn} が0.55と小さいにもかかわらず、計算上は無視する架構から外れた外壁に、全面に渡ってせん断亀裂が発生することで、大破を免れた被害例がある。このような雑壁を新耐震設計法も耐震診断法も、適正に評価できていない。
 - 3) A、Gビルのように、壁厚の薄い袖壁等の雑壁が多い建物では、新耐震設計法に比べ耐震診断法の耐震性の評価が過大になる傾向を示す。
- b) $C_{Bu}/C_{Bn}=1.0$ 、 $I_s/I_{s0}=1.0$ のレベルにおいても、中破の被害が出ていることから、兵庫県南部地震の震源域における地震動レベルは、新耐震設計法、耐震診断法で想定した耐震性レベルの建物が、中破の被害を受ける地震動レベルであったと推定される。

6. 結語

震度VIIの地震動を受けた神戸市中央区三宮地区を中心に大破から軽微までの被害程度の異なる22棟の建物の、新耐震設計法と耐震診断法を適用した。限られた建物についての検討結果であるが、以下のことが明らかになった。

新耐震設計法の検討結果は、保有水平耐力と必要保有水平耐力の比率 (C_{Bu}/C_{Bn}) が0.7以下のとき大破、0.8~1.2のとき中破、1.5以上のとき無被害であり、 C_{Bu}/C_{Bn} 値と被災区分の対応が概ね満足できる結果になっている。

耐震診断法の検討の結果、一次診断では耐震性能を把握するには不十分であり、二次診断により評価する必要がある。二次診断では、大破と中破の被災区分との対応が不十分であったが、二次診断の判定基準 $I_s/R_t \geq 0.6$ は、大破を免れる結果になっている。

また、兵庫県南部地震の震源域における地震動レベルは、耐震診断法、新耐震設計法で想定した $C_0=1.0$ 相当の耐震レベルの建物が中破の被害を受ける地震動レベルであったと推定される。

今後、これらの方法が多くの被害建物に適用され、新耐震設計法と耐震診断法の再評価がさらに行われ、より精度の高い設計法になることを期待する。

謝辞

神戸市を始めたとする22棟の貴重な建物データを公表して頂いたオーナー諸氏に厚く感謝の意を表します。このようなオーナー諸氏の厚意により、今回の地震の教訓が今後の耐震設計に充分活かされるものと信じます。

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—、1995.5
- 2) 日本建築防災協会：鉄筋コンクリート造既存建物の耐震診断基準・同解説、1990.12
- 3) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計、第2版、東京大学出版会、1987
- 4) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報、1995.3
- 5) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書、1995.5
- 6) 日本建築学会：阪神大震災から学ぶもの、1995年度日本建築学会大会(北海道)総合研究協議会資料、1995.8

(1997年7月10日原稿受理、1997年9月26日採用決定)