

## 兵庫県南部地震における建築物の被害研究

建物被害に基づく地震エネルギー入力評価

## RESEARCH OF STRUCTURAL DAMAGE IN THE HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Estimation of seismic energy input based on damage of structures

北村春幸\*, 寺本隆幸\*\*, 鶴飼邦夫\*, 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 or slightly. We investigated 22 such buildings mainly located around the Sannomiya, Central district of Kobe city, where the seismic intensity (JMA) was evaluated as VII. To the seismic responses of these buildings, the evaluating method based on the energy equilibrium concept is applicable. And in this paper, the propriety of aseismic property concluded by this method was proved by the relative situation of damages. We have attempted to obtain the relation between seismic damage and cumulative inelastic deformation. In addition, according to the damage situation of buildings, we have estimated the seismic energy input to buildings on the most serious area of the Hyogoken-Nanbu earthquake.

**Keywords :** *Hyogoken-Nanbu Earthquake, seismic energy input, seismic damage of buildings, cumulative inelastic deformation*

兵庫県南部地震, 地震エネルギー入力, 建物地震被害, 累積塑性変形

## 1. 序

現在の耐震設計において, 地震被害と対応した精度良い定量化が最も望まれるものは, 入力地震動レベルと構造物の塑性変形能力である。構造物への入力レベルについては, 敷地周辺で観測された地震動記録を用いて推定する方法が一般的に行われているが, 現在の設計技術水準では, 表層地盤, 構造物と地盤の相互作用などが与える影響の定量化の精度に問題がある。また, 塑性変形能力については, 被害程度と累積塑性変形を対応付けるデータが充分にない点が問題となる。

構造物が大きな塑性変形を受けるような大地震の場合には, 秋山によりエネルギーの釣合いに基づいた応答評価法が, 定量化の方法として提案されている<sup>1)</sup>。この方法は, 構造物に投入される地震エネルギー入力を終局耐力と累積塑性変形能力から求まる塑性エネルギー吸収量として計算するもので<sup>2)</sup>, 地震被害と累積塑性変形との対応付けを行えば, 地震被害と対応した構造物への地震動入力が推定できる。

秋山等は, 地層構造を岩盤と表層地盤から成る層構造であると仮定して, 1次元波動伝播理論(線形解析)により, 地震基盤から地表面までの増幅率を求め, 兵庫県南部地震の多くの観測記録のエネ

ルギースペクトルから地震基盤におけるエネルギースペクトルを推定している。さらに, 震源域の地表面におけるエネルギースペクトルを地盤種別毎に求め, 現行建築基準法の2次設計(終局強度設計)に対応する設計用速度応答スペクトルと比較することにより, 震源域では, 基準法に定める入力レベルの1.5-2.0倍程度の入力レベルに達していたものと推定している<sup>1)</sup>。

また, 秋山等は, 上述の方法を梁降伏型多層骨組モデルに適用し, 兵庫県南部地震において顕在化した剛接骨組における梁柱端仕口の破断に着目して, 破断モード下における剛接骨組の耐震性を評価し, 兵庫県南部地震における地震入力と比較している<sup>1)</sup>。

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<sup>3)-5)</sup>。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。エネルギーの釣合いに基づく応答評価法をこれらの建物に適用する。その評価法から求まる耐震性能の妥当性を, 地震被害との対応により評価するとともに, 地震被害と累積塑性変形との対応付けを試みる。さらに, 建物被害から兵庫県南部地震の激震地における地震動入力を推定する。

\* 日建設計構造設計室 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

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.

2. 建物概要及び被害概要

対象した建物の建物概要・構造概要・被害概要を表-1に示す。

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。

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。各方向毎に被災度の判定を行うが、建物被災度は被害の大きい方向をもって代表させる。ただし、大破については、方向毎の判定が難しいため、建物被災度のみとする。

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(1981年制定)で設計されたものが7棟、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. 損傷とエネルギー吸収能力の対応

地震被害を受けた建物への地震入力と損傷の対応は、エネルギーの授受に着目する評価法により明確に定式化される<sup>2)</sup>。地震終了後のエネルギーの釣合い式は次のように表される。

$$W_e + W_p + W_h = E \tag{1}$$

$$W_e + W_p = E - W_h = E_D \tag{2}$$

(1)式の第1項は運動エネルギーと弾性歪エネルギーの和で表される弾性振動エネルギー  $W_e$  である。第2項は骨組が塑性変形して吸収する累積塑性歪エネルギー  $W_p$  であり、第3項は減衰による吸収エネルギー  $W_h$  である。右辺は、地震による建物への総エネルギー入力  $E$  であり、建物総質量  $M$ 、1次固有周期  $T$  のみに依存する量であるとみなせる。(1)式から  $W_h$  を左辺に移行すると(2)式になり、右辺は、損傷に寄与するエネルギー入力と呼ばれる。総エネルギー入力の速度換算値  $V_E$  は、次式で表わされ、このとき  $V_E-T$  関係はエネルギースペクトルと呼ばれる。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \tag{3}$$

$V_E$  レベルは、応答スペクトルと異なり減衰の多寡によって変わらず、減衰が大きいと  $V_E-T$  関係は平滑化され滑らかな曲線となる。減衰定数10%( $h=0.1$ )のときの  $V_E-T$  関係が、エネルギースペクトルの基準とされる。損傷に寄与するエネルギー入力  $E_D$  を(3)式と同様に速度換算した値を  $V_D$  とすれば、 $V_D$  と  $V_E$  の間には減衰定数  $h$  を関数とした次式が提案されている<sup>2)</sup>。

$$V_D = \frac{V_E}{1+3h+1.2\sqrt{h}} \tag{4}$$

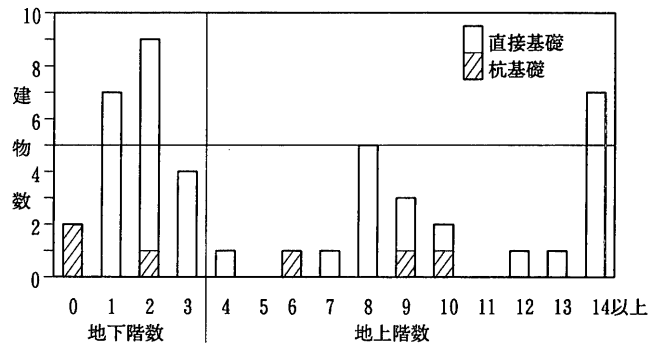


図-1 建物規模地上階数および地下階数

表-1 対象建物の建物概要・構造概要・被害概要

No.	記号	設計年	設計基準	震度	階数	構造種別	方向	構造主軸	耐震要素	被災度	損傷位置
1	Aビル	1964年	旧基準	VII	-1+4	RC	NS	N000E	RC耐力壁	大破	2階層崩壊
2	Bビル	1968年	旧基準	VII	-2+10	SRC	NS	N020W	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	NS	N025W	RC耐力壁	大破	6階層崩壊
4	Dビル	1965年	旧基準	VII	-1+9	SRC	NS	N010W	RC耐力壁	大破	5階層崩壊
5	Eビル	1989年	新耐震	VII	+6	RC	NS	N045E	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	NS	N045E	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	NS	N000E	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	NS	N020W	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	NS	N000E	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	NS	N030W	RC耐力壁	中破	耐力壁・外壁全面に渡りせん断亀裂
11	Kビル	1978年	旧基準	VII	-2+9	SRC	NS	N015W	RC耐力壁	軽微	
12	Lビル	1984年	新耐震	VII	-1+8	SRC	NS	N000E	RC耐力壁	軽微	
13	Mビル	1990年	新耐震	VII	-2+10	S	NS	N000E	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	NS	N000E	純ラーメン	小破	1階柱脚アンカーボルトの伸び
15	Oビル	1972年	評定	VII	-2+19	S	NS	N020W	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	NS	N025W	純ラーメン	軽微	
17	Qビル	1989年	評定	VI	-3+17	S	NS	N040W	純ラーメン	軽微	
18	Rビル	1992年	評定	VII	-1+14	S	NS	N025W	純ラーメン	軽微	
19	Sビル	1989年	評定	VI	-3+23	S	NS	N040W	連層鋼板壁	軽微	
20	Tビル	1986年	評定	VII	-3+30	S	NS	N025W	連層鋼板壁	軽微	
21	Uビル	1987年	評定	VI	-2+26	S	NS	N010E	連層引張ブレース	軽微	
22	Vビル	1991年	評定	VI	-3+32	S	NS	N035E	引張RC連層壁	軽微	

表-2 構造種別毎の被害状況

	棟数					
	2	2	4	7	2	9
RC	2	1	1	0	0	
SRC	1	0	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

一方、(2)式の左辺を降伏せん断力  $Q_{yk}$ 、降伏層間変形  $\delta_{yk}$ 、累積塑性変形  $\delta_{pk}$  などを用いて表現し整理することで、 $V_D$  について以下の関係式が導かれている<sup>2)</sup>。

$$V_D = \frac{g \cdot T \cdot \alpha_1}{2\pi} \sqrt{1 + 2\gamma_k \cdot c_k \left(\frac{\alpha_k}{\alpha_1}\right)^2 \eta_k} \quad (5)$$

ここで、 $g$ ：重力の加速度

$T$ ：構造骨組の1次固有周期

$\alpha_k = \frac{Q_{yk}}{Mg}$ ：第  $k$  層の降伏せん断力係数

$Q_{yk}$ ：第  $k$  層の降伏せん断力

$M = \sum_{i=1}^N m_i$ ：建物の総質量

$m_i$ ：第  $i$  層の質量

$N$ ：建物階数

$\eta_k = \delta_{pk} / \delta_{yk}$ ： $k$  層の累積塑性変形係数

$\delta_{pk}$ ： $k$  層の累積塑性変形

$\delta_{yk}$ ： $k$  層の降伏層間変形

$$c_k = \left(\frac{\sum_{j=k}^N m_j}{M}\right)^2 \frac{1}{\kappa_k} \quad (6)$$

$\kappa_k = k_k / k_{eq}$

$k_k$ ：第  $k$  層のばね定数

$k_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{T^2}$ ：建物の基本固有周期  $T$  に等価な1質点系のばね定数

$$\gamma_k = \frac{\sum_{i=1}^N S_i \cdot d_i^{-n}}{S_k \cdot d_k^{-n}} \quad (7)$$

$$S_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^N m_j}{M}\right)^2 \bar{\alpha}_i^2 \frac{k_1}{k_i} \quad (8)$$

$$d_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1 \bar{\alpha}_i} \quad (9)$$

$\bar{\alpha}_i$ ：最適降伏せん断力係数分布

$n$ ：損傷分布を支配する指数

(7)式で表される  $\gamma_k$  は損傷分散係数と呼ばれ、建物全体の累積塑性歪エネルギー  $W_p$  に対する  $k$  層の累積塑性歪エネルギー  $W_{pk}$  の比率を表している<sup>2)</sup>。(  $W_p = \gamma_k \cdot W_{pk}$  )

被害建物の各階の質量 ( $m_i$ )、ばね定数 ( $k_i$ )、降伏層せん断力 ( $Q_{yi}$ )、1次固有周期 ( $T$ ) を求め、(5)式にそれらの数値を代入すれば、建物毎に累積塑性変形係数  $\eta_k$  と  $V_D$  の関係を定式化することができる。

本論文では、降伏せん断係数  $\alpha_i$  の最適降伏せん断力係数  $\bar{\alpha}_i \cdot \alpha_1$  に対する比率  $d_i$  が最小となる層  $k$  を最弱層とし、建物の被災度と関係つけた最弱層の  $\eta_k$  値を設定することにより、 $V_D$  を計算する。

#### 4. 損傷に寄与するエネルギー入力の算定

##### 4.1 耐力算定方法

兵庫県南部地震における中低層建物の震害例をみると、RC造建物では1階部分が崩壊した例や、中間層が崩壊した例があり、建物の到達を論ずるには、損傷集中を考える必要がある。損傷集中は構造骨組の耐力分布に支配されることがわかっている<sup>2)</sup>。

新耐震設計法の施行以来、構造骨組の終局水平耐力の算定法として、設計荷重と等しい外力分布を用いた荷重増分解法が採用され

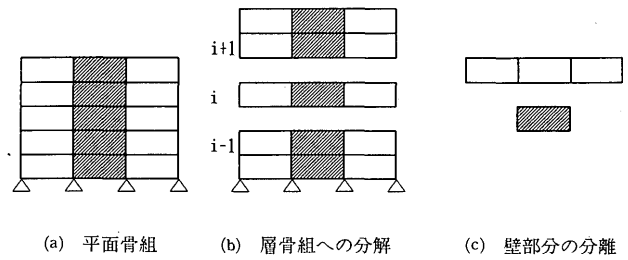


図-2 多層骨組の層骨組への分解

ることが多い。この方法では、ある特定の層に崩壊メカニズムが形成され、変形が流れる時点をもって終局状態に達したとみなすため、構造骨組の耐力分布が設計荷重によるせん断力分布と等しくなり、各層の耐力を適切に評価していると言えない。

各層の耐力分布に着目し、終局耐力は多層骨組を図-2に示すように層骨組に分解し、各層毎に降伏耐力を求める方法を採用する。各層に分解した層骨組は更に層ラーメンと壁又はブレース部に分離し、水平耐力を算定する<sup>2)</sup>。

層ラーメンについては節点振分法により降伏せん断力を求める。各節点毎に柱材端、あるいは柱梁接合部の左右の梁材端部に塑性ヒンジを形成させ、柱の全塑性モーメントおよび節点の左右の梁の全塑性モーメントの和のうちの最小値を、この節点のヒンジモーメントとしてその柱の降伏耐力を算定する。このときヒンジモーメントの上下層への分配は、設計荷重時に節点の上下の柱に生じる曲げモーメントの比率により行う。各柱の降伏耐力の総和が層ラーメンの降伏耐力となる。

鉄筋コンクリート耐力壁では、せん断強度を降伏耐力とする。鉄骨造ブレースについては、引張ブレースの降伏ないしは圧縮ブレースの座屈により降伏耐力を求める。

ただし、高層・超高層建物における連層耐震壁は、特定層の塑性変形が流れるのを防ぐ目的で設置されており、連層耐震壁自体は弾性範囲に留まり心棒として挙動するように設計されている。従って、連層耐震壁を層骨組に分解して耐震壁自体の降伏せん断耐力を降伏耐力として計算するのは過大評価になる。

一般的に、連層耐震壁架構は、耐震壁に取り付く境界梁に塑性ヒンジが発生し、最終的には耐震壁付帯柱の軸降伏か、あるいは下層部の耐震壁がせん断降伏またはブレースが軸降伏により終局状態に達する。上下層の降伏状態がある層の耐力に与える影響が大きい架構形式である。従って、連層耐震壁については壁の両側に境界梁を設けた架構モデルに荷重増分解法を適用し、上述の終局状態に達した時点での耐力を降伏耐力として採用する。

##### 4.2 損傷に寄与するエネルギー入力の算定

各建物の  $m_i$ 、 $k_i$ 、 $Q_{yi}$ 、 $T$  は、設計図書に基づいた設計値を採用する。これらの諸元を求める際の設計用地震荷重は、旧基準法による建物は新耐震設計法に基づき新たに設定し、高層評定・評価及び新耐震による建物は設計図書の値を採用する。

ばね定数  $k_i$  は、設計用地震荷重時の静的架構解析で得られる層せん断力  $Q_i$  と層間変位  $\delta_i$  から計算する。降伏層せん断力  $Q_{yi}$  は、4.1の方法で求めた終局水平耐力を採用する。

各建物毎に求めた各層の質量、ばね定数、降伏せん断力、1次固

有周期を(5)式に代入することで、建物の損傷に寄与するエネルギー入力速度換算値  $V_D$  を求める。

ここで問題となるのは、建物の被災度と累積塑性変形倍率  $\eta_k$  を対応づけることである。地震被害から  $\eta_k$  を厳密に求めることは困難であり、梁端部が破断モードで崩壊する場合の鋼構造梁降伏型剛接骨組の累積塑性変形倍率  $\eta_k$  の最大値は、30程度<sup>1)</sup>であることから、ここでは、0~30までの間を5.0ピッチに  $\eta_k=0.0, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0, 25.0, 30.0$  のときの  $V_D$  値を計算する。損傷分布を支配する指数  $n$  は、構造形式により柱降伏型、筋違構造では  $n=12$ 、梁降伏型では  $n=6$  の値が提案されている<sup>2)</sup>。ここではこれらの数値を採用するとともに、連層耐震壁についてはさらにエネルギー分散を図れることから  $n=4$  と設定する。

計算結果を、表-3の一覧表に、構造種別毎、建物被災度毎に分類して示す。同表には、各建物毎に総質量  $M$ 、1次固有周期  $T$ 、第1層のばね定数  $k_1$ 、降伏層せん断力係数  $\alpha_1$ 、最弱層  $k$  と  $p_k$  値、最弱層の降伏層せん断力係数  $\alpha_k$  を第1層の値に置換えた  $\alpha_k/\bar{\alpha}_k (= \alpha_1 p_k)$  値、最弱層の損傷分散係数  $\gamma_k$ 、損傷集中指数  $n$ 、累積塑性変形倍率  $\eta_k$  に対応する  $V_D$  値を示す。

大破、中破の建物については、表-3に示した計算から求まる最弱層  $k$  と表-1に示した最大の損傷を受けた層がほぼ一致していた。

### 4.3 地震エネルギー入力の推定

建物被害程度と累積塑性変形倍率  $\eta_k$  の関係を設定し、本地震における建物の損傷に寄与するエネルギー入力速度換算値  $V_D$  を推定する。

エネルギースペクトル  $V_E(T, h)$  の平均強度  $V_{SI}$  を下式で表す。

$$V_{SI} = \frac{\int_{T_L}^{T_H} V_E(T, h) dt}{T_H - T_L} \quad (10)$$

NTT神戸駅前ビルの地下3階（以下NTT神戸）の記録波形<sup>6)</sup>について、エネルギースペクトルの平均強度  $V_{SI}$  ( $T_L=0.1\text{sec}$ ,  $T_H=4.0\text{sec}$ ,  $h=10\%$ ) を求め、5°刻み毎にNS-EW平面上にプロット

したものを図-3に示す。

三宮地区の対象建物はフラワーロードに平行に建つものが多く、観測波形の  $V_{SI}$  値が最大値を示す方向がフラワーロードの方位（北から西へ25°方向）とほぼ一致している。エネルギー入力の方向性が強いことと、いずれの建物もNS方向の被災度が大きいことから、以降はNS方向について、損傷と地震入力の対応を検討する。

NS方向について、各建物の  $V_D$  値と1次固有周期の関係を図-4に示す。図中、白抜き符号はS造建物、黒く塗りの符号はRC/SRC造建物の値を表している。各符号は被災度を表し、○●印は大破、△△印は中破、▽▽印は小破、□■印は軽微を示す。図中の細かい実線はNTT神戸の、細い破線は神戸海洋気象台の地表面（以下JMA神戸）の記録波形<sup>7)</sup>の  $V_D$  スペクトルを示す。この  $V_D$  スペクトルは、建物の減衰を2% ( $h=0.02$ ) とみなし、(4)式により求めたもので、波形はフラワーロードの方位に合成したものをを用いている。

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-4から次のようなことが明らかになった。

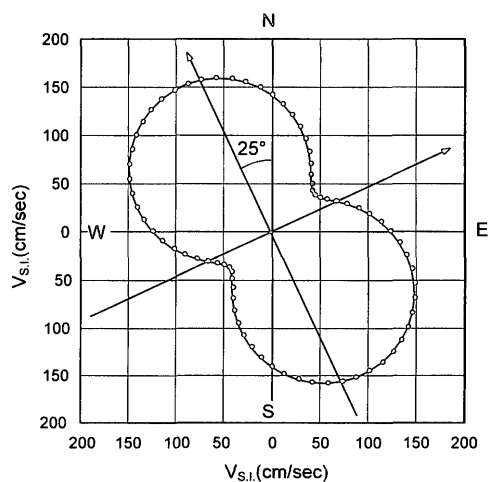


図-3  $V_E$  の平均強度  $V_{SI}$  分布 ( $h=10\%$ )

表-3 対象建物の耐力諸元 (NS方向)

記号	階数	被災度	M ts <sup>2</sup> /cm	T (s)	k <sub>1</sub> (t/cm)	α <sub>1</sub>	p <sub>imin</sub>		α <sub>k</sub> α <sub>k</sub>	γ <sub>k</sub>	n	V <sub>D</sub> (cm/s)						
							k	p <sub>k</sub>				η=0	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0
A	-1+4	大破	2.79	0.24	4670.	0.423	4	0.57	0.243	1.3	12	16.	21.	26.	30.	33.	36.	39.
B	-2+10	大破	60.86	0.64	48700.	0.610	8	0.52	0.317	1.0	12	61.	78.	92.	104.	115.	125.	135.
C	-1+8	大破	22.96	0.7	9880.	0.551	5	0.58	0.320	1.9	12	60.	85.	105.	121.	135.	148.	160.
D	-1+9	大破	12.36	0.7	7450.	0.356	7	0.90	0.320	1.8	12	39.	65.	84.	99.	112.	124.	134.
E	+6	中破	3.83	0.62	1600.	0.299	1	1.00	0.299	3.4	6	29.	89.	122.	148.	170.	190.	207.
F	-2+7	中破	52.14	0.72	15700.	0.482	1	1.00	0.482	3.6	12	54.	171.	236.	287.	340.	368.	402.
G	-1+8	中破	8.80	0.82	4160.	0.418	2	0.70	0.292	2.0	12	53.	89.	115.	135.	153.	169.	184.
H	-2+8	中破	46.01	0.84	13300.	0.480	5	0.92	0.442	2.8	12	63.	140.	188.	226.	259.	288.	314.
I	-2+13	中破	21.00	1.14	11800.	0.335	1	1.00	0.335	5.9	4	59.	122.	162.	194.	221.	246.	268.
J	-2+12	中破	11.29	1.22	2650.	0.246	12	0.82	0.201	5.9	6	47.	95.	127.	152.	173.	192.	209.
K	-2+9	軽微	10.95	0.32	22000.	0.770	1	1.00	0.770	2.6	12	38.	94.	128.	154.	177.	197.	215.
L	-1+8	軽微	7.40	0.42	6620.	0.708	1	1.00	0.708	1.7	12	46.	107.	144.	173.	198.	221.	241.
M	-2+10	中破	8.23	1.15	6310.	0.440	1	1.00	0.440	21.1	6	79.	240.	330.	401.	460.	513.	561.
N	-1+8	小破	4.26	1.31	300.	0.469	1	1.00	0.469	1.5	6	96.	232.	314.	378.	434.	482.	527.
O	-2+19	小破	14.98	1.88	1400.	0.234	3	0.86	0.201	5.7	4	69.	141.	188.	225.	256.	285.	310.
P	+9	軽微	1.27	1.01	256.	0.444	1	1.00	0.444	3.3	6	70.	190.	260.	315.	361.	402.	439.
Q	-3+17	軽微	14.93	1.91	1170.	0.413	2	0.87	0.361	4.9	6	123.	276.	370.	444.	508.	565.	616.
R	-1+14	軽微	9.34	2.08	670.	0.327	2	0.84	0.273	6.7	6	106.	270.	366.	442.	507.	564.	616.
S	-3+23	軽微	22.35	2.48	1710.	0.246	1	1.00	0.246	6.4	4	95.	240.	326.	393.	451.	502.	548.
T	-3+30	軽微	36.14	3.04	13800.	0.461	3	0.42	0.192	18.4	4	219.	313.	385.	446.	499.	547.	591.
U	-2+26	軽微	17.98	3.45	1120.	0.192	3	0.85	0.163	9.3	4	104.	245.	331.	399.	457.	508.	555.
V	-3+32	軽微	34.70	3.66	6710.	0.206	7	0.81	0.168	17.2	4	118.	277.	374.	451.	516.	574.	627.

a) 兵庫県南部地震における被害との対応において、最弱層の第1層換算降伏せん断力係数  $\alpha_k/\bar{\alpha}_k$ 、損傷分散係数  $\gamma_k$ 、エネルギー吸収能力  $V_D$  について、次のことが言える。

- 1) 大破の被害を受けた A, B, C, D ビルでは、損傷分散係数  $\gamma_k$  が2.0以下と小さく、最弱層への損傷集中が著しい。最弱層の第1層換算降伏せん断力係数  $\alpha_k/\bar{\alpha}_k$  は0.4以下と小さく、エネルギー吸収能力も  $\eta_k=30$  のとき  $V_D=39-160\text{cm/s}$  と小さい。
- 2) 被害が軽微であった9棟の建物の中、中低層建物(K, L, P)では  $\alpha_k/\bar{\alpha}_k$  が0.4-0.77と降伏せん断力が充分に大きい。高層建物(Q, R, S, T, U, V)では  $\alpha_k/\bar{\alpha}_k$  は0.16-0.36とそれほど大きくないが、 $\gamma_k$  が4.0以上と大きく、エネルギー吸収能力も  $\eta_k=5$  のとき  $V_D=240-313\text{cm/s}$  と大きい。
- 3) 中破の被害を受けた6棟の建物の中、 $\alpha_k/\bar{\alpha}_k$  が0.3以下と小さい E, I, J ビルでは、 $\gamma_k$  が3.4-5.9と比較的大きく、エネルギー吸収能力も  $\eta_k=30$  のとき  $V_D=207-268\text{cm/s}$  となっており、全面に渡り耐力壁・外壁がせん断破壊をする被害を説明できる。
- 4) 一方、 $\alpha_k/\bar{\alpha}_k$  が0.4以上と大きい F, G, H ビルでは、エネルギー吸収能力が  $\eta_k=30$  のとき  $V_D=184-402\text{cm/s}$  と比較的大きいにもかかわらず、 $\gamma_k=2.0-3.6$  と小さい値を示しており、局所的に耐力壁がせん断破壊する被害が説明できる。

b) 兵庫県南部地震における被害建物を用いて、最弱層  $k$  の累積塑性変形倍率  $\eta_k$  から、(5)式により求まる  $V_D$  値の妥当性については、次のことが言える。

- 1) 被害の小さい建物ほど入力エネルギー吸収能力を表す  $V_D$  値が大きく、建物被災度と  $V_D$  値の大小関係が良く対応している。
- 2)  $\eta_k$  の値の大小が  $V_D$  値に与える影響を、 $\eta_k=0$  の  $V_{D(\eta=0)}$  の値と、 $\eta_k=30$  の  $V_{D(\eta=30)}$  値に対する比率  $r=(V_{D(\eta=30)}/V_{D(\eta=0)})$  で表すと、大破の建物は  $r=2.2-3.4$  と小さく  $V_{D(\eta=0)}$  値も小さい。小・中破の被害の建物では、 $V_{D(\eta=0)}$  値は大破の建物と同程度に小さいが、 $r$  が大きくなっている。軽微な被害の建物で

は、 $V_{D(\eta=0)}$  値が大きく、 $r$  も5以上と大きくなっている。

- 3) 他の建物に比べて大きな  $V_D$  値を示す F ビルは、RC 連層耐震壁の直下にある地下柱のコンクリートが破壊しており、M ビルは、大梁下端フランジが破断しており、両ビルとも実際の  $\eta_k$  値は被災度に対応させた値より小さいと思われる。一方、小さな  $V_D$  値を示す J ビルは、RC 耐力壁・外壁に全面に渡ってせん断亀裂が発生しており、実際の  $\eta_k$  値は被災度に対応させた値より大きいと思われる。

c) 最も被害の大きかった層の  $\eta_k$  が適切に評価できれば、(5)式を適用することで、求まる  $V_D$  値により被害程度の想定が可能になる。エネルギーの釣合いに基づく応答評価式により建物被害が説明できることから、建物被害から入力地震動レベルを推定する。大破の建物から地震エネルギー入力の下限值を、軽微被害の建物から上限値を、小中破の建物から範囲を定めることができる。具体的には、被災度と被害層  $k$  の累積塑性変形倍率  $\eta_k$  との関係を下のように仮定する。

軽微被害の建物	$0 \leq \eta_k \leq 5$	
小・中破建物	$5 \leq \eta_k \leq 20$	(11)
大破建物	$20 \leq \eta_k$	

上記の  $\eta_k$  に対して求めた各建物の  $V_D$  値と固有周期  $T$  の関係を図-5に示す。図中、白抜き符号は S 造建物、黒く塗り符号は RC 造及び SRC 造建物の値を表している。また、大破の建物は  $\bigcirc$  ●印で、軽微な被害の建物は  $\eta_k=0$  と  $\eta_k=5$  の  $V_D$  値を結ぶ  $\nabla$  ▼印で示す。小・中破の建物は、 $\eta_k=5$  と  $\eta_k=20$  の  $V_D$  値を結ぶ  $\square$  ■印で示す。対象建物は2種地盤上に建つことから、図中の中太の実線は、構造物の減衰  $h=0.02$  のときの兵庫県南部地震の震源域の  $V_D$  スペクトル(2種地盤)を示す。秋山によると、兵庫県南部地震の震源域地震震盤の水平地震動は  $V_{E0}=80\text{cm/s}$  であり、2種地盤の増幅率3.75倍より地表面の水平地震動を  $V_E=300\text{cm/s}$  としている。構造物の減衰が  $h=0.02$  のとき、(4)式より  $V_D=V_E/1.23=244\text{cm/s}$  と

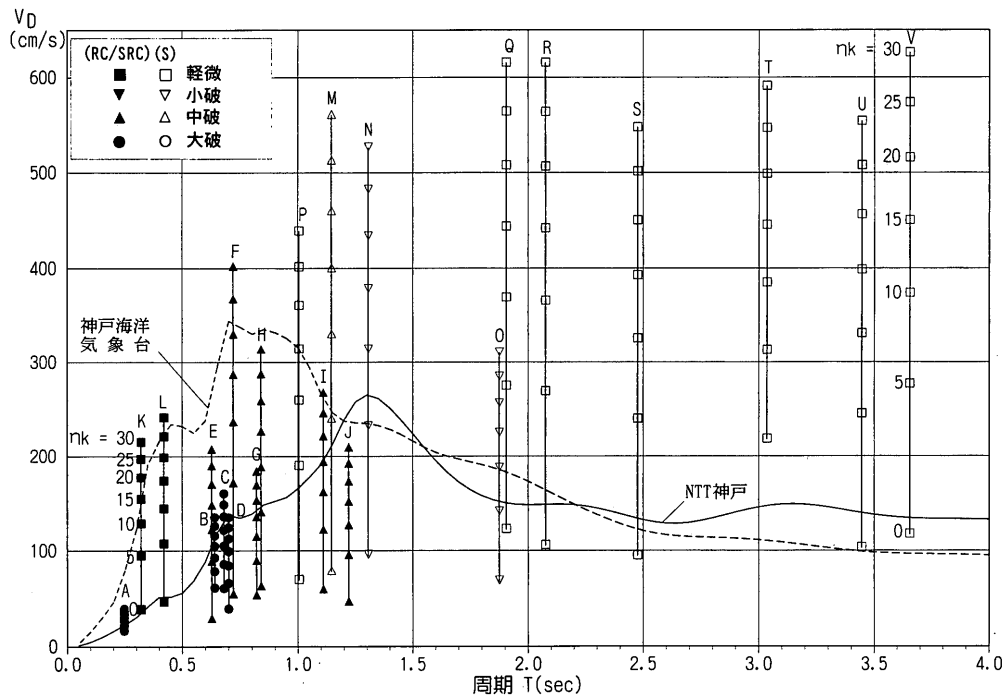
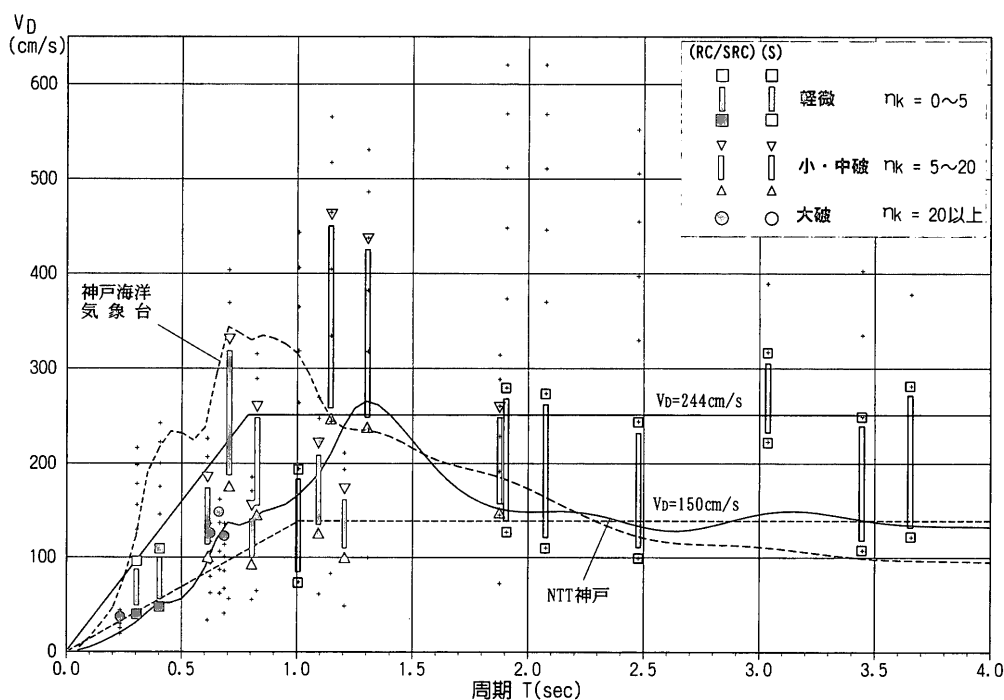


図-4 被害建物の累積塑性変形倍率  $\eta_k$  とエネルギー吸収能力  $V_D$  の関係


 図一五 建物被害  $\eta_k$  から推定した地震エネルギー入力  $V_D$ 

る<sup>1)</sup>。また、新耐震設計法の2次設計における必要保有水平耐力から求まるベースシャ係数を、減衰定数  $h = 0\%$  のときの加速度応答スペクトル  $S_A/g$  とみなし速度応答スペクトル  $S_V$  に換算すると、次式のように表される。(ただし、 $Z=1.0$ ,  $R_t$ : 2種地盤,  $C_0=1.0$ )

$$S_V = \frac{T}{2\pi} S_A = \frac{T}{2\pi} R_t \cdot g \quad (12)$$

また、エネルギースペクトル  $V_D$  は概ね、 $h = 0\%$  の速度応答スペクトル  $S_V$  と対応する<sup>2)</sup>。(12)式に振動特性係数  $R_t$  を簡略化して代入すると、現行基準法の2次設計に対応するエネルギースペクトル(2種地盤)は、概ね下式で表される。

$$\begin{aligned} V_D &= 1.0g(T/2\pi) & T < 1.0 \\ V_D &= 150 & 1.0 \leq T \end{aligned} \quad (13)$$

上式から、1.0秒以上の現行基準法の2次設計レベルは、エネルギースペクトルで、 $V_D=150\text{cm/s}$  に相当することがわかる<sup>3)</sup>。

(13)式を図一5の中太の破線で示す。

図一5から次のようなことが明らかになった。

- 兵庫県南部地震における地震入力は、建物の被災度から推定すると、激震地である三宮地区では現行基準法による設計のレベルを超えるものであり、そのエネルギースペクトルは、基準法の  $C_0=1.0$  に相当するレベルの1.5~2.0倍程度の強度を持っていたと推定される。
- 観測地震波形のエネルギースペクトルと建物被災度から推定した  $V_D$  値が概ね一致しており、本論文で設定した建物被災度と累積塑性変形倍率  $\eta_k$  の関係は、ほぼ妥当であると思われる。

## 5. 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棟の建物にエネルギーの釣合いに基づく評価法を適用し、地震被害から地震動入力を推定することを試

みた。建物被害から推定した  $V_D$  値は、文献1)で示された周辺の観測記録から推定する方法とも概ね一致する結果が得られ、建物への入力地震動の有効な定量化手法であることが証明された。

この方法では、構造骨組の被害程度と累積塑性変形倍率  $\eta_k$  を対応づけるデータが充分にない点の問題になるが、本論文においては、大破の被害に対して、 $\eta_k=20\sim30$  を採用し、ほぼ妥当な結果を得た。

この方法は、さらに多くの被害建物に適用することで、地震被害に対応した入力地震動ならびに構造物の塑性変形能力の定量化の精度を高める有効な方法と考える。

## 謝辞

神戸市を始めとする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

- Akiyama, H.: Damage of Steel Structures in the Hyogoken-nanbu Earthquakes, EASEC 5, Gold Cast, Australia, 7.25-7.27, 1995
- 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 第2版, 東京大学出版会, 1987
- 日本建築学会: 1995年兵庫県南部地震災害調査速報, 1995.3
- 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
- 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
- NTT ファシリティーズ研究開発部: 兵庫県南部地震におけるSMAC地震計観測記録について
- 日本気象協会: 平成7年(1995年)兵庫県南部地震の気象庁87電磁式強設計の記録

(1997年4月8日原稿受理, 1997年8月20日採用決定)