

建築物の固有周期による耐震性能の評価法

太田 外氣晴¹ 石田 正美²

¹工博 足利工業大学工学部客員教授 建築学科 (〒326-8558 栃木県足利市大前町 268-1)

²足利工業大学工学部非常勤講師 建築学科 (〒326-8558 栃木県足利市大前町 268-1)

In order to utilize for seismic investigation of existing building, the characteristics of 1st natural period T_1 were investigated, and following facts were understood. 1) T_1 measured by vibration test, earthquake observation and others with each level of slight, minor, and large amplitude, these average characteristics were analyzed. Regression analysis was applied using the building height H and T_1 , and the analyzed formula was compared with experimental formula of design. 2) The cause of the growth of T_1 is that the effects of secondary component of building, T_1 is extended by structural earthquake damage and superannuation. If the T_1 in case of earthquake exceeds the twice of slight amplitude level, it can be said dangerous. 3) When remarkable difference has T_1 to average value, detailed analysis is needed.

Key Words: Building, Natural period, Building height, Seismic damage, Seismic performance

1. まえがき

既存建築物の耐震性調査法による診断・評価・判定は、研究的な評価や設計・施工面の問題、設計基準類に対する適合性など、課題は多い。そのうち構造物全体系の耐震性を評価するためには、振動特性の主たる指標である1次固有周期 T_1 (または振動数 f_1) の特性について既存建築物などの分析結果を参照する方法がある。

以上の考え方は古くからあるが、基礎的な資料を整備して実際に活用される段階に至っていない。この基礎資料が整備されれば、耐震性の評価に際して現在より現実性をもたせることができる。

そこで、既往の振動実験や地震観測などによって蓄積された関係資料を活用して、全体的な傾向の把握や平均特性を本論で議論する。

本論で活用する資料は、日本建築学会でまとめた「実測減衰データベース」と称される建築物の固有周期と減衰定数に関するCD-ROM版¹⁾と、日本建築学会の出版物「建築物の振動実験」²⁾である。さらに地震時の建築物の特性変化に関する資料³⁾も含めて総合的に分析する。

2. 固有周期に基づく調査法の特徴

固有周期を活用した評価法は、構造物を構成する部材の材料劣化や部材の剛性低下、大きな地震力を受けることによる損傷などにより、構造物の1次固有周期が変化することに着目して、耐震性能を把握

しようとする方法である。その流れは概略次のようなものである。

①振幅レベルと T_1 : ある状態で計測した建物の T_1 (または f_1) は、微動、中小振幅、大振幅、設計の各レベルの平均値に対して如何なる位置づけであるかを知り、健全性に関する概略評価方法がある。

②被害ランクと T_1 の伸び : 被害建物の場合、被害ランクの判定値により平均的な T_1 の伸びは関係図⁴⁾により概略の推定が可能である。なお、個々の建物に関するより高精度の耐震性評価は別途、評価分析が望まれる。

③ T_1 の伸び率と変形角 : 建物の T_1 の伸び率、または上部構造や杭の変形角の推定ができる場合の耐震性評価は、大被害の建物について分析された結果などによる指標を参考にすることができる。

④詳細分析 : より詳細な耐震性の評価は、個々の建物に関する設計図書、構造部材の履歴特性、材料構造的劣化の情報等を用いた解析による必要がある。

3. 建築物の1次固有周期と1次減衰定数

3.1 対象建物

参照する資料は、前述の資料1)のCD-ROMを主とし、加えて文献2), 3)などを参照するものである。

このCD-ROMに収録された一般建物は、鉄骨(S)造が137棟、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造43棟、鉄筋コンクリート(RC)造25棟の合計205棟である。これにニューヨークの世界貿易センタービル(NY, WTC)⁵⁾の北棟を加えて総計206棟である。建物の階

数は、NY, WTC ビルの110 階建て高さ 417m を例外とすれば、最も高い日本の建物が地上 70 階、低い建物が 3 階建てで、軒高 H は同じく 282.3m から 10.8m に亘るものである。

これらの各建物の振動特性(T_1 , h_1)は起振機による振動実験、常時微動測定(Micro Tremor: MT)、風応答、人力加振、地震観測、制振装置の駆動、等で、複数の方法が採用された例がかなりある。ここでは起振機実験や常時微動(MT)測定などを主に、小振幅の揺れによる値を初めに分析する。本論で活用する次数は 1 次のみとする。

解析に用いたデータ数は、短辺と長辺は別データとして数えると表 1 のようになり、1 次周期 T_1 のデータ数は 391, 1 次減衰定数 h_1 は 376 である。

表 1 分析に用いた T_1 , h_1 のデータ数.()内は WTC を追加

構造	建物数	$T_1(\text{sec})$		$h_1(\%)$	
		短辺	長辺	短辺	長辺
RC	25	23	24	23	24
SRC	43	43	39	43	36
S	137(138)	135(136)	125(126)	132	118
計	205(206)	389(391)		376	

3.2 1 次振動特性の評価法

a) 耐震設計用の 1 次周期 T_{1d}

耐震設計用の 1 次周期 T_{1d} は次式が目安とされている[文献 6) 等]。しかしこれらは大地震に対する式で、以下で議論するデータの多い微動の T_1 より長い。

$$\text{RC} \cdot \text{SRC 造} : T_{1d} = 0.02H \quad (1)$$

$$\text{S 造} : T_{1d} = 0.03H \quad (2)$$

既存構造物の耐震性を議論するとき参考にされる T_1 は、建設直後から大地震を経験するまでにどのように変化するかを理解しておく必要がある。

b) 回帰分析の方法と T_1 , h_1 の特性

固有周期と減衰定数の平均特性を求めるための回帰式は種々あるが、ここでは建物の高さ(軒高) H を変数として、それぞれ次のような各種の式について予備的に分析する。対数は常用対数で、 $a \sim p$ は回帰係数である。

$$1 \text{ 次式} : T_1 = aH + b \quad (3)$$

$$1/H \text{ 比例式} : h_1 = c/H + d \quad (4)$$

$$2 \text{ 次式} : T_1 = eH^2 + fH + g \quad (5)$$

$$\text{両対数式} : \log T_1 = k \log H + m \quad (6)$$

$$\Rightarrow T_1 = 10 \exp [k \log H + m] \quad (6)$$

$$\Rightarrow h_1 = 10 \exp [n \log H + p] \quad (7)$$

c) T_1 の実測方法

前記の T_1 の値、特に微動の T_1 は短めの傾向であることを指摘した。以下でこの T_1 に関する実測方法を明らかにする。関連データは起振機実験と常時微動による測定値が主で、各方法ごとのデータは表 2 のような割合である。

最も多い起振機と MT、および人力加振の合計が

表 2 T_1 と h_1 を分析した実験・観測の方法

No.	実測方法	割合(%)	累積(%)
1	起振機	35.1	35.1
2	常時微動	29.0	64.1
3	人力加振	19.2	83.3
4	地震観測	4.7	88.0
5	その他 4 種*	12.0	100.0

*: 振り子, 風応答, 引っ張り自由振動, 制震駆動

全体の 83.3% である。これらのうち、数の多い表 2 の No.1~3 のデータを用いて全体的な傾向を求める。

d) 回帰分析による T_1 の特性

分析結果のうち高さ H に関する結果を図 1 に示す。

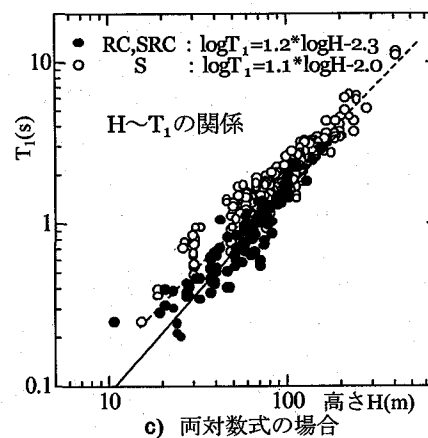
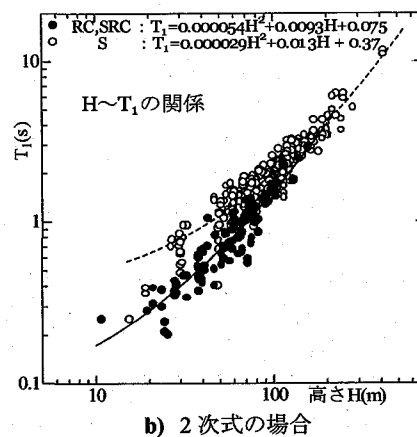
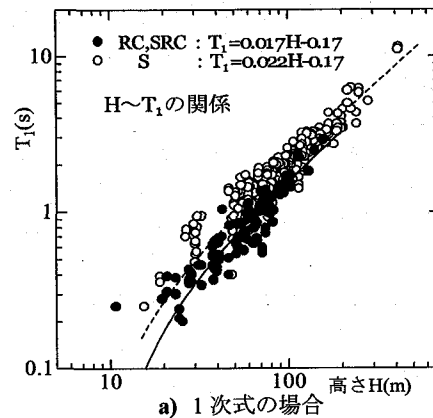


図 1 建物高さ $H \sim T_1$ の回帰式とデータの対応

これは微動が主体の実験・測定値であるため、最も短い周期として得られた結果である。従って(1)、(2)式との比較をするものではなく、(3)、(5)、(6)式のいずれの方式がより適切であるかの検討をするための解析例である。

図1によると、高さHに対して両対数式はデータと良い対応であるが、1、2次式のいずれも高さ40～50m程度以下の低層建物の回帰式はデータとずれる傾向である。

図1 a), b)において1次式と2次式を比較すると、長周期側は2次式のほうが適合性が良い。しかし、2次式は低層建物の適合性がよくない。2次式を用いた理由の一つに、剛な低層建物は地盤と構造物の動的相互作用によって表層地盤の卓越周期に近い連成の1次固有周期が支配的となる傾向がある⁷⁾。ここに示されたT₁は建物自体の1次周期であるが、連成のT₁を考慮するなら2次式のほうが1次式より適切である可能性があるからである。このデータの範囲内では、図1 c)の両対数式が全ての高さに適合すると判断される。

以上、微動による一般建物のT₁の平均的な性質を示したが、これらは振幅の大きな中小地震などによる値と如何なる関係にあるかを後で検討する。

d) 回帰分析によるh₁の特性

次に、減衰定数h₁の傾向を同じく微動のデータで調べる。図2は1/H比例の(4)式、両対数の(7)式による回帰結果である。同図によると、各データと回帰結果の整合性は両式とも不自然ではないが、式の形が簡単で利便性のある1/T比例の式を採用する。この結果は、T₁と同じく微動で多くの議論ができないので、中小地震等の値を用いて後で再度検討する。

3.3 微動測定と地震動記録等によるT₁, h₁の特性

a) 地震・風応答によるT₁の特性

表2におけるNo.4の地震観測データは4.7%で少ないが、地震応答はNo.1～3の振幅より大きいのでその性質を調べる。微動と地震記録の間で差が生ずる理由は2点ある。その第一は、起振機実験は概して建物竣工前の場合が多く積載荷重が100%ではないこと、第二に2次部材は微小振幅のときの剛性が無視できないことである。

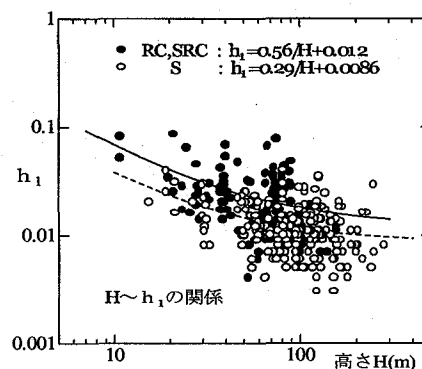
そこで地震と風応答等によるT₁について、図1で得られた値との比較を試みる。中小地震記録と風応答等による振幅値が起振機実験やMTによる振幅値より大幅に大きい例は、22ある(S造:16, RC・SRC造:6)。これらのやや振幅の大きな地震・風応答等によるT₁と微動のT₁について回帰分析を行う。

両対数式は見やすい形に直し、設計の際に参照される(1)、(2)式に対応する式は次のようになる。

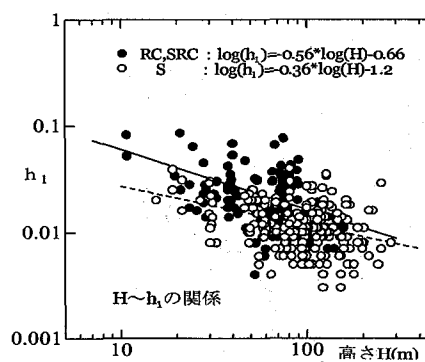
$$\text{RC・SRC 微動: } T_1 = 0.005 \cdot 10 \exp(1.2 \cdot \log H) \quad (8)$$

$$\text{地震等: } T_1 = 0.013 \cdot 10 \exp(1.0 \cdot \log H) \quad (9)$$

$$\text{S 微動: } T_1 = 0.010 \cdot 10 \exp(1.1 \cdot \log H) \quad (10)$$



a) 1/H 比例式の場合



b) 両対数式の場合

図2 建物高さH～h₁の回帰式とデータの対応

$$\text{地震等: } T_1 = 0.025 \cdot 10 \exp(1.0 \cdot \log H) \quad (11)$$

(8)～(11)式による分析結果を図3に示す。同図には○印の微動と、中小地震動と風応答(●印)の回帰結果、および設計値T_{1d}を示す。○印は2次部材等の剛性を含み、●印は2次部材の効果が減少してやや長周期になる。T_{1d}はさらに長周期である。建物の平均的な高さを仮にRC造系70m, S造120mとして、微動によるT₁を基準にその他との比を求めると、次のように順次大きな値となる。ここに、T_{1d}は地震応答の1次周期(設計値)である。

$$\text{RC・SRC 造: 地震動・風応答 } T_1'/T_1 \text{ 微動} \approx 1.45$$

$$\text{設計値 } T_{1d}/T_1 \text{ 微動} \approx 1.51$$

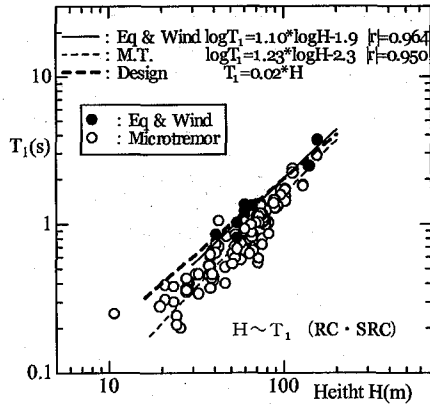
$$\text{S 造: 地震動・風応答 } T_1'/T_1 \text{ 微動} \approx 1.28$$

$$\text{設計値 } T_{1d}/T_1 \text{ 微動} \approx 1.69$$

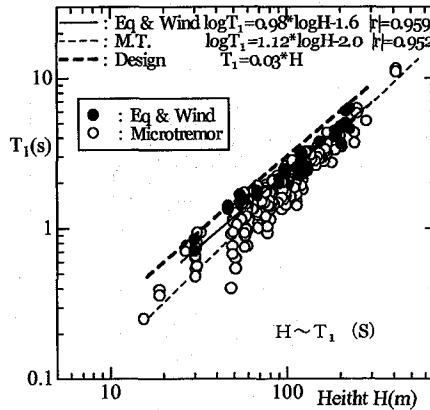
S造の周期の伸びが大きい理由は、前述の“地震時等には起振機実験の時に少なかった積載荷重が増えたことと、2次部材の剛性の効果が少なくなったこと”などによると考えられる。なお、RC・SRC造の地震等によるT₁のデータは、今後もっと増やして評価する必要がある。

b) h₁の特性

次に1次減衰定数h₁の分析結果について述べる。h₁もT₁と同様に、地震・風応答等による場合と、微動時の値を求めて図4に示す。この場合も地震・風応答等によるh₁が微動の値をわずかながら上回っている。h₁にはNY, WTCビルの値を採用していないが、その理由は、約1万個のダンパが梁端部に用い

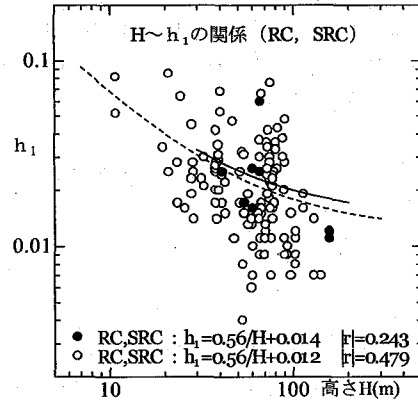


a) RC・SRC 造の $H \sim T_1$ の関係

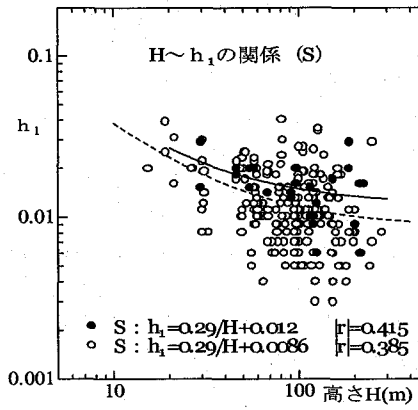


b) S 造の $H \sim T_1$ の関係

図3 建物高さ H に対する T_1 の各回帰式とデータの対応。●は地震等、○は微動による



a) RC・SRC 造の $H \sim h_1$ の関係



b) S 造の $H \sim h_1$ の関係

図4 建物高さ H に対する h_1 の各回帰式とデータの対応。●は地震・風応答、○は微動

られていることによる。

h_1 は図4より次式となる。

$$\text{RC・SRC 造 微動: } h_1 = 0.56/H + 0.012 \quad (12)$$

$$\text{地震等: } h_1 = 0.56/H + 0.014 \quad (13)$$

$$\text{S 造 微動: } h_1 = 0.29/H + 0.0086 \quad (14)$$

$$\text{地震等: } h_1 = 0.29/H + 0.012 \quad (15)$$

T_1 と同様、RC 造系の平均的高さ $H=70\text{m}$ 、S 造の平均的高さ $H=120\text{m}$ として h_1 の比を求めると次の値となる。

RC・SRC 地震等の h_1 /微動の $h_1=1.10$ ($H=70\text{m}$)

S 地震等の h_1 /微動の $h_1=1.31$ ($H=120\text{m}$)

即ち、中小地震と風応答等による振幅では、 h_1 は 10%大きく、S 造は約 30%大きくくなっている。S 造の比が大きい理由は 2 次部材と躯体の縁が切れる際の摩擦による。

なお、中小地震時等のデータはまだその数が少ないので、データを増やした今後の検討が必要である。

c) 微動と設計の 1 次周期 T_{1d} 、および h_1

微動による S 造の実測値 T_1 は、設計値の T_{1d} に対して (16) 式のように 0.8 倍という値を示している¹⁾。RC・SRC 造については、文献 2) において (17) 式が得られている。

$$\text{S 造: } T_1 = 0.80 T_{1d}, \quad r = 0.94 \quad (16)$$

$$\text{RC・SRC 造: } T_1 = 0.64 T_{1d} \quad (17)$$

文献 1) では T_1 と h_1 について H の 1 次式で定数項がない次式を示している。これらの相関係数 r は全て 0.94 であるが、図3では 0.95~0.964 で (18)~(20) より大きい。

$$[T_1] \text{ RC・SRC 造: } T_1 = 0.015H, \quad r = 0.94 \quad (18)$$

$$\text{S 造: } T_1 = 0.020H, \quad r = 0.94 \quad (19)$$

$$[h_1] \text{ RC・SRC 造: } h_1 = 0.999/H, \quad r = 0.94 \quad (20)$$

$$\& \quad h_1 = 0.0138/T_1 \quad (21)$$

S 造: ばらつきが多いため式は求められていない

4. 激震時における構造物の動的挙動

4.1 大加速度作用時の振動特性

前章では、微振動および中小振幅レベルにおける T_1 、 h_1 の特性を調べた。これらの値は、作用する地震動の大きさによって変化するので、さらに振幅レベルが大きくなった場合の傾向を以下に示す。

1978 年 6 月 12 日の宮城県沖地震 M7.4 において、東北大学建設系建物の 1 階で最大加速度 $A_{\max} = 258\text{Gal}$ 、9 階建て建物の 9 階において $A_{\max} = 1040\text{Gal}$ の加速度記録が得られた。被害は一部の壁などに亀裂が発生したものの、全体的には軽微とい

える状況であった。この強震記録やそれ以前の中小地震における記録・振動測定の結果などから、加速度応答スペクトル $S_a(T)$ の図上で T_1 の数値を含めて整理したのが図5である。

同図は1970年9月14日の最初の小地震と78年2月20日の記録によると、短辺方向の1次周期は初め約0.48秒であったが、78年6月12日の地震では最大1.3秒の応答が確認されており、地震後のMT測定で T_1 は0.67秒になっている。即ち、最大応答時には初期周期の約2.7倍になり、地震後は当初の約1.4倍になっている⁸⁾。

このように弾性範囲、弾塑性応答中、応答終了後の各段階における T_1 は変化するので⁹⁾、評価の際にはこの性質の認識をもつ必要がある。 T_1 変化の履歴が多数揃った例は多くないので、今後の更なる蓄積が必要である。

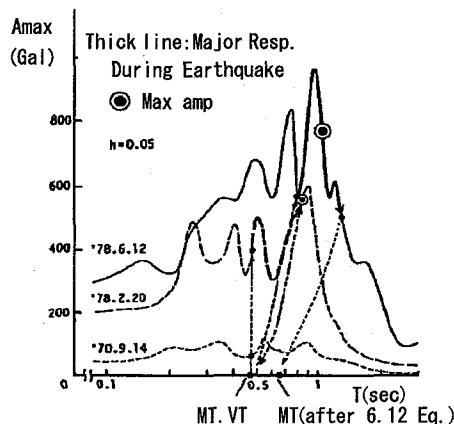


図5 東北大学建設系建物1F, NSの $S_a(T)$ と応答履歴
MT:常時微動 VT:起振機による振動実験

4.2 地震前後における1次周期の伸び率

前項で特定建物の地震応答につき、その周期の伸び率を示したが、一般的な傾向の調査例を次に示す。

図6は、1978年6月12日の宮城県沖地震の前後における仙台市内の205建物(RC造96棟、SRC造93棟、S造16棟)について、常時微動による T_1 の伸び率 T_1'/T_1 , T_1'' ;地震後の1次周期、の平均値を求めた例である。洪積地盤におけるこれら建物の T_1 の伸び率は、概して1.1~1.6倍の範囲内に分布しており、

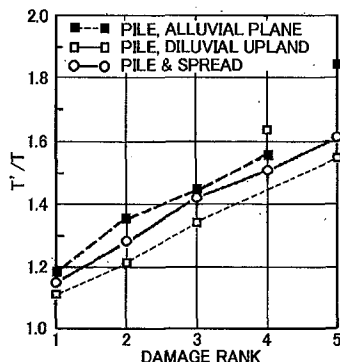


図6 被害ランク毎の杭基礎建物の T_1 の伸び率⁴⁾

被害ランク4,5では大きく乱れる場合もある。この地震における仙台市内の地震動スペクトルは、0.3~0.6に強い成分をもつものであった。

1次周期の伸び率は図6のように被害ランクによって大となり、沖積層のそれが特に大である。平均値がこのような大きな倍率であることは注目すべきで、地盤基礎の問題も重視すべきであろう。

以上の結果は1次周期の伸びであるが、減衰定数が増える状況はこの文献に示されていない。そこで、中小地震の結果ではあるが、11階建ての鉄骨造建物の1次振動数 f_1 と1次の減衰定数 h_1 の評価値を参照する。例えば文献10)では、地震時における最大100Galあまりの応答値で、 f_1 は約0.8倍の応答であるが、 h_1 はほぼ倍増している。この例や3.3c)に前述した h_1 の増加傾向より、減衰定数の変化の特徴の一部を知ることができる。

4.3 兵庫県南部地震の震度6, 7地域における T_1 の伸び率と最大層間変形角

図6で被害ランクによる T_1 の伸び率が大きくなる傾向を示した。これらは群としての傾向であるので、個々の建物の特性変化は不明である。その内容を理解するためには、個別の構造物に関する分析結果を参照する必要がある。その参考になりうる分析結果を次に引用する。

個々の建物の実像を把握しやすい分析例として図7, 8を引用する。両図は、兵庫県南部地震における震度階6, 7の地域内における個々の被害建物について分析された結果につき、1次固有周期の伸び率 T_1'/T_1 と、層間変形角または杭の部材角 γ の整理結果である。これらの結果は、当該建物や付近の地盤における強震記録を活用したシミュレーション解析の応答最大値によっている。

図7は9建物に関する1次周期の伸び率 T_1'/T_1 の傾向を示すが、被害建物の撤去・大規模修復を実施した建物の T_1'/T_1 はほぼ2.5以上で、条件が悪いと2.0弱で撤去となった3階建ての建物もある。データは少ないので断定的にはいえないが、“1次周期の伸び

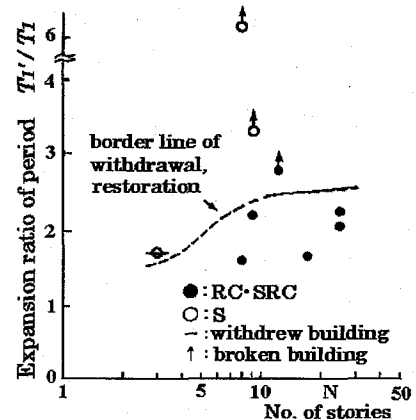


図7 兵庫県南部地震の震度階6, 7地域で被害を受けた建物の T_1 の伸び率³⁾

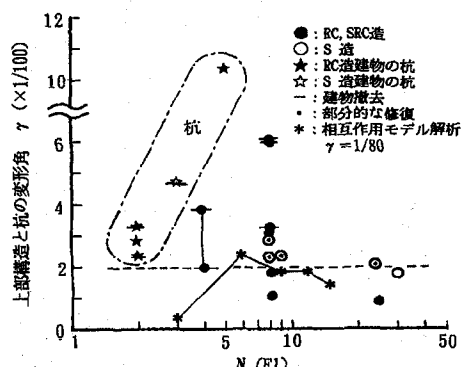


図8 震度階6,7地域で被害を受けた建物の杭と上部構造の変形角 γ . Nは階数³⁾

率が2.5程度を超える場合、建物は撤去・大規模修復となる”ということが分る。

また、建物および杭の最大層間変形角 γ は、図8より“ $\gamma \geq 2/100$ の構造物は、大被害で撤去または大規模補修を行ったかどうかの境界・範囲”であり、これ以下に γ が納まるよう補強または設計する必要があることがわかる。但し、この問題は地震動入力の大きさとのバランスの問題でもあるので、設計入力より大きな地震動が作用する場合を考慮して、構造物の変形性能の余裕度(ねばり)が必要ということになる。

これらの結果はシミュレーション解析またはそれに類する分析によっているので、耐震性評価の参考に供することができよう。しかし一般には、強震記録がなくシミュレーション解析がなされない場合が多い。その際、参考になるのが振動実験や強震記録のある建物の詳細分析である。その意味で前述した東北大学建設系建物のデータはその良い例である。

5. 結び

既存建築物の耐震性調査に活用するため、1次の固有周期 T_1 の特性を分析して、次のことが判った。

1) T_1 の振幅レベル依存性：振動実験や地震観測等により計測された T_1 は、微動、中小振幅、大振幅の各状態において異なる。これら各レベルにおける T_1 の平均特性を知るため、建物高さ H と T_1 の関係式を用いた回帰分析による実験式を求めて、設計の経験式と比較した。

2) T_1 の伸び率と被害： T_1 の伸びの一因は2次部材の影響の有無があり、構造的な損傷や老朽化にも依存する。地震時の周期が微動レベルの2倍を超えると危険である。

3) 詳細分析：個々の建物の T_1 が平均値に対して大差がある場合、耐震性の詳細分析が望まれる。

なお、減衰定数は固有周期に比してバラツキが多いことと、機構が複雑であるので、耐震性の評価に際しては2次的な参照資料と位置づけられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰、日本建築学会、丸善株式会社、2000年10月、および減衰資料作成小委員会；建築物の固有周期と減衰定数に関するCD-ROM版、「実測減衰データベース」、日本建築学会、2001.9
- 2) 日本建築学会：建築物の振動実験、日本建築学会、丸善株式会社、1978年
- 3) 日本建築学会地震荷重小委員会：地震荷重-内陸直下地震による強震動と建築物の応答、日本建築学会、(担当：太田 外氣晴)、2000.6
- 4) 安部良洋、他3名：宮城県沖地震に於ける常時微動の測定から見た建物の剛性低下について、その4、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.723-724、昭和55年など
- 5) 前林和彦、他2名：World Trade Centerの振動性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10
- 6) 例えば大崎順彦編著：建築物の耐震設計法、コロナ社、昭和56年
- 7) 大場新太郎：基礎・地盤条件が実在建物の固有周期に及ぼす影響、日本建築学会論文集、第317号、pp.23-31、昭和57年7月
- 8) 志賀敏男、柴田明德、他2名：東北大学工学部建設系建物における強震応答の実測と解析、その5、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.707-708、昭和55年9月
- 9) 源栄正人、他2名：既存建物の耐震改修前後の起振機実験に基づく損傷度と補強効果の検討、第11回日本地震工学シンポジウム、No.372、2002.11
- 10) 大網浩一：鉄骨プレキャスト版構造の耐震性に関する研究、その15、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年10月