

1994年ノースリッジ地震の建物被害データと強震記録を用いた 地震動の破壊力指標の検討

INVESTIGATION ON DESTRUCTIVE POWER INDICES OF STRONG GROUND MOTIONS USING BUILDING DAMAGE DATA AND STRONG GROUND MOTION RECORDS BY THE 1994 NORTHRIDGE, CALIFORNIA, EARTHQUAKE

境有紀*, 中村友紀子**

Yuki SAKAI and Yukiko NAKAMURA

We investigated the 1994 Northridge, California, earthquake, where we have both strong ground motion records and building damage data, examining correlation between various indices of seismic destructive power and building damage. We used correlation analyses, maximum likelihood method and correlation analyses considering the number of buildings around strong ground motion observation points. We confirmed that the average elastic velocity response in the period range of 1 to 2 s with a damping factor of 0.05 which one of the authors proposed as an optimum destructive power index of strong ground motion for predicting building damage can be used in the case of buildings in California, U.S.A. The period range is based on the equivalent periods that are calculated for buildings with typical elastic periods considering inelastic elongation.

Keywords : *destructive power index of strong ground motions, 1994 Northridge, California, Earthquake maximum likelihood method, building damage ratio, strong ground motion records*
地震動の破壊力指標, 1994年ノースリッジ地震, 最尤法, 建物被害率, 強震記録

1. はじめに

地震動の強さを被害レベルと関連づけて1つの量で表現する, いわゆる地震動の破壊力指標は, 震度が地震発生直後の対応に用いられ, 被害想定や地震危険度予測地図(ハザードマップ)のように非常に多くの地点で地震動の強さを評価する場合にも必要となるなど, 地震防災上重要な役割を果たす. そしてこのことは同時に, 地震動の破壊力指標は, 指標の簡便性とともにもそれが被害と相関をもつ必要があることを意味している.

地震動の破壊力指標に関しては, 筆者らの1人がレビューした¹⁾ 2)のように, これまで非常に多くの研究がなされてきた. 筆者らの1人も1999年台湾集集地震, あるいは1995年兵庫県南部地震などの日本で発生した地震の強震記録と周辺の建物被害データを用いて, 建物被害率を予測する地震動の破壊力指標について検討を行った¹⁾²⁾³⁾. その結果, 計測震度, 地動最大加速度, 地動最大速度, スペクトル強度などの従来用いられてきた指標では, 建物被害との相関性が充分でないことを指摘した. そして, 大破以上の大きな建物被害を対象として, 多くの建物の弾性周期(0.2~0.5秒程度)の3~4倍程度の等価周期における弾性応答を, 建物被害率を的確に予測する地震動の破壊力指標として提案した.

しかし, この指標は建物の等価周期, 即ち, 建物の弾性周期分布とその靱性能に依存し, これらは各国の経済事情や耐震規定などによることから, その国ごとの検討が必要になる. 実際に, 筆者の1人が行った台湾と日本における検討では, 多くの建物の等価周期は,

台湾では0.8~1.2秒, 日本では1.2~1.5秒, あるいはやや範囲を広げて1~2秒の弾性応答と, 若干異なる値となった.

そこで本論文では, 1994年ノースリッジ地震の強震観測点周りの建物被害がATC-38⁴⁾でデータベース化されて公開されたことを受け, 建物被害データと強震記録を用いて, 日本と台湾の場合と同様に, 地震動の破壊力指標について建物被害レベルとの相関性から検討を行った. ATC-38⁴⁾では各観測点における建物数が充分でないことから, 解析手法として文献1)2)3)で用いた相関分析だけではなく最尤法も用いた. また, 最尤法は相関分析に比べてなじみが少なく, 尤度から相関の高低を簡単に把握することが難しいため, 建物数の多い点を重み付けして相関係数を簡便に算出する相関分析も行った.

2. 用いた強震記録と被害データ

検討対象としたのは, 1994年ノースリッジ地震における強震観測地点のうち, ATC-38⁴⁾に記載された31地点(図1)から記録が得られなかった1地点を除いた30記録とその周辺の建物被害度である(表1). 表1には既往の地震動の破壊力指標も示している. これらは, 計測震度以外は水平2成分ベクトル和を対象として算定した. 「周辺」の範囲は, 観測点からおよそ1000feet(約300m)以内である. ATC-38⁴⁾のデータベースは全数調査によるものではないが, 被害度によらず万遍なく調査を行っており, 最尤法, あるいは, 相関分析を工夫すれば, 地震動と建物被害度の関係を検討することが可能と判断した.

* 筑波大学大学院システム情報工学研究科 助教授・工博

Assoc. Prof., Graduate Sch. of Systems and Information Eng., Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.

** 新潟大学工学部 講師・博士(工学)

Assist. Prof., Faculty of Eng., Niigata Univ., Dr. Eng.

表 1 用いた強震記録と周辺の建物数

ID	観測点	PGA	PGV	SI	JMA	被害度ごとの建物数				建物棟数
						N	I	M	H	
afs	Arleta Fire Station	359.3	42.7	109.0	5.49	4	19	0	0	23
uc7	UCLA 7-Story Classroom	293.8	29.3	64.4	5.08	3	12	11	0	26
cfs	LA County Fire Station	731.8	108.0	309.6	6.34	2	19	4	2	27
hyw	Hollywood Storage Grounds	443.8	25.5	79.5	5.27	4	4	1	0	9
sho	Sherman Oaks 13-Story Building	465.0	53.0	153.9	5.65	0	19	0	1	20
bbc	Burbank 6-Story Commercial Building	301.9	24.8	75.3	5.23	0	8	1	0	9
bbr	Burbank 10-Story Residential Building	317.3	21.7	65.7	5.14	0	11	5	0	16
vny	Van Nuys 7-Story Hotel	469.8	52.2	139.8	5.74	0	18	1	1	20
org	Los Angels Oregon Park	482.0	31.4	93.3	5.32	1	5	0	0	6
trz	Tarzana Cedar Hill Nursery	1965.2	114.1	301.3	6.54	1	6	3	0	10
wrh	Los Angels 5-Story Warehouse	259.3	16.1	50.0	4.78	14	4	0	0	18
nhw	North Hollywood 20-Story Hotel	303.5	37.1	110.6	5.24	0	3	2	0	5
stm	Santa Monica City Hall	866.3	43.5	114.3	5.40	3	16	3	1	23
13o	Los Angels 13-Story Office Building	222.4	18.1	58.9	4.87	6	8	4	0	18
09o	Los Angels 9-Story Office Building	172.3	16.5	51.7	4.77	1	12	0	0	13
lah	Los Angels Hospital Grounds	484.7	30.6	89.4	5.34	15	1	0	0	16
19o	Los Angels 19-Story Office Building	321.1	20.3	68.7	5.04	1	5	1	0	7
ucg	UCLA Grounds	510.5	25.2	72.9	5.31	0	20	0	0	20
woc	White Oaks Covenant Church, Northridge	461.4	59.9	184.8	5.86	0	16	1	0	17
lcc	Laurel Children s Center, Hollywood	255.6	29.5	94.9	5.32	6	14	0	0	20
dyt	Dayton Heights School, Los Angels	431.2	25.0	77.6	5.37	1	14	5	1	21
cng	Epiphany Lutheran Church, Canoga Park	389.6	63.7	153.4	5.70	0	6	4	0	10
sid	Mt. Gleason Jr. High School, Sunland	151.1	18.7	52.4	5.00	3	11	0	0	14
crc	Anderson Clark School, La Crescenta	200.9	15.1	40.5	4.78	2	16	0	0	18
svh	Sepulveda VA Hospital	929.6	78.9	255.8	4.94	4	5	14	1	24
mfs	Monte Nido Fire Station	211.6	8.0	26.8	4.67	3	14	0	0	17
tfs	Topanga Fire Station	358.8	18.3	46.5	4.73	1	16	1	0	18
wvh	Wadsworth VA Hospital	471.3	39.3	90.9	4.65	2	7	1	1	11
32o	Los Angels 32-Story Office Building	154.4	13.0	41.4	4.66	2	11	5	0	18
03b	Los Angels 3-Story Building	503.2	71.3	199.4	4.65	7	9	3	1	20
合計						86	329	70	9	494

PGA: 地動最大加速度(cm/s²), PGV: 地動最大速度(cm/s, 周期 15 秒, 減衰定数 70.7%の系の最大速度応答⁵⁾), SI: スペクトル強度(cm), JMA: 計測震度, 被害度: N: None, I: Insignificant, M: Moderate, H: Heavy.

調査建物は全部で 530 棟ある。構造種別によって分類され、層数、建設年、用途なども調べられている。そして、被害度を N (No damage), I (Insignificant damage), M (Moderate damage), H (Heavy damage) の 4 段階で判定している。全 530 棟の中には、構造種別、用途、被害度が不明のものがあ、これらは記録が得られなかった観測点の 7 棟とともに解析対象からはずした。表 1 は、これらを除いた解析対象の 494 棟について示している。主な内訳は、構造種別が木造(W) 52%、鉄筋コンクリート造(以下、RC 造)(C) 20%、組積造(M) 19% (図 2)、用途が住宅 39%、商業施設 39%、学校 13% (図 3)、被害度が、H: 2%、M: 14%、I: 67%、N: 17%となっている (図 4)。

全ての強震記録について減衰定数 5%の弾性加速度応答スペクトル(水平 2 成分ベクトル和)を図 5 に示す。0.5 秒以下の短周期が卓越した記録が多いが、1 秒以上の周期にもパワーをもった記録もいくつか見られる。

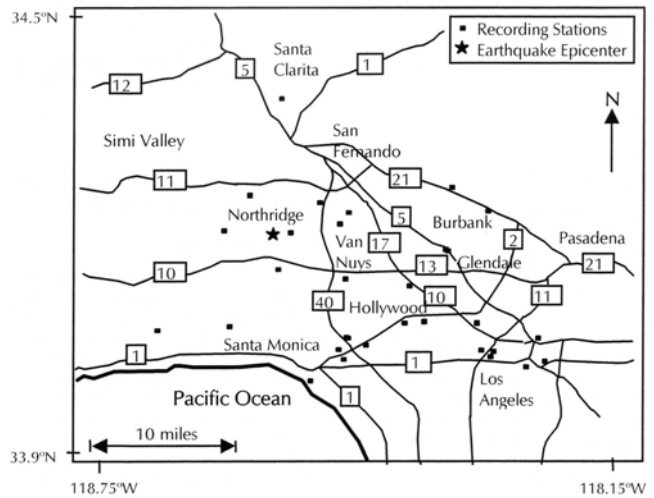


図 1 強震観測点の位置⁴⁾

3. 既往の地震動の破壊力指標と建物被害との対応

まず、既往の地震動の破壊力指標と建物被害度との相関性について相関分析により検討した。既往の地震動の破壊力指標と被害率の関係を地動最大加速度、地動最大速度、スペクトル強度、計測震度の場合について図 6 に、相関係数 R を表 2 に示す。被害度は M (moderate)以上と H (heavy)以上を対象とした。なお、図 6 では強震観測点の建物数が充分でない点もあるので、建物数が 20 棟以上の点を、20 棟未満の点を○で区別してプロットしている。また、計測震度は地動最大加速度に対して対数の関係があるので、横軸に計測震度の指数をとっており、対応する計測震度の値は図中に矢印で示

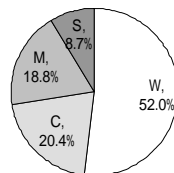


図 2 構造種別の割合

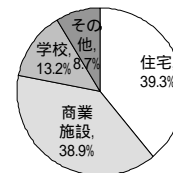


図 3 用途の割合

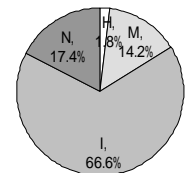


図 4 被害度の割合

している。

まず、被害度 M 以上を対象とした場合は、指標と被害率の間に明確な相関性は見られなかった。表 2 の相関係数 R を見ても 0.4 以下

である。これは中程度の被害の場合は、被害の発現や被害度の判定にばらつきが生じてしまうことや、今回の場合は観測点あたりの建物数が多くないことなどが原因と考えられる。これに対して被害度 H 以上を対象とした場合は、地動最大速度、スペクトル強度についてはある程度の相関性が見られる。しかしそれでも相関係数 R は最も大きい地動最大速度でも 0.47 と低い。

ここで今回のケースの場合、被害率を対象とした検討の問題点として、被害率を算定するときの建物数が少ないということが挙げられる。例えば極端な場合、10 棟中 1 棟被害を受けていて被害率 10% とするにはデータ数が不十分と考えるべきであろう。また、建物数が充分であったとしても観測点によって建物数が異なり、本来的には建物数が多い点の方がより重み付けされてしかるべきである。今回のような建物数が少ない場合は尚更である。

そこで、ここでは最尤法を用いて地震動の破壊力指標の被害との相関性について検討した。最尤法は、建物数の多い観測点がその分重み付けされ、相関分析より適切に相関性を検討できる方法である。最尤法により求めた対数尤度 L を表 2 に示している。当てはめ関数は、標準正規分布の累積確率による対数正規分布を用いた。表 2 の対数尤度 L を見ると、被害度 M 以上より H 以上の対数尤度 L が大きく相関性が H 以上を対象とした場合の方が高いこと、被害度 H 以上の場合は地動最大速度の対数尤度 L が既往の 4 指標の中では最も大きく、この中では最も被害との相関が高いことがわかる。ここで最尤法の問題点として、相関性を表現する対数尤度では、相関分析における相関係数のように相関性の絶対的な評価を簡単に行う（例えば、0.9 なら相関が強い、0.7 なら相関がある、0.5 以下なら相関があるとは言えないなど）ことが難しいということがある。最尤法自体も相関分析ほど手軽に行えるものではない。

そこで、ここでは観測点の建物棟数で重み付けした相関分析、具体的には観測点の建物数だけその観測点が存在するとして建物被害率との相関係数を求める相関分析(以下、加重相関分析)を行った。表 2 には加重相関分析による相関係数(以下、加重相関係数) R_w も示している。表 2 の加重相関係数 R_w を見ると、まず被害度 M 以上の場合については、加重相関係数 R_w は相関係数 R とさほど変わらず、0.3 程度と指標と被害度の間に相関性は見られない。これに対して被害度 H 以上の場合は、加重相関係数 R_w は地動最大加速度や計測震度では低いが、地動最大速度、スペクトル強度では 0.6 程度と、観測点における建物数の違いを考慮に入れば建物被害度とある程度相関があることがわかる。しかしながら、相関係数 0.6 程度では十分な相関があるとは言えない。また、今回の解析に用いた強震記録(図 5)の中には、長周期にパワーをもった地震動が含まれていないことに注意する必要がある。そのような地震動が発生すると、1999 年台湾集集地震による解析¹⁾で示されたように、地動最大速度やスペクトル強度では被害を適切に予測することはできない。

4. 建物被害と相関をもつ地震動の周期帯

そこで、建物被害度とより相関性の高い地震動の破壊力指標、地震動の周期帯を探ることを目的として、文献 1)2)3)と同様に弾性応答スペクトルのどの周期の値が建物被害と相関があるかについて相関分析、加重相関分析および最尤法を用いて調べた。横軸に弾性速度応答スペクトル(減衰定数 5%, 水平 2 成分ベクトル和)の弾性

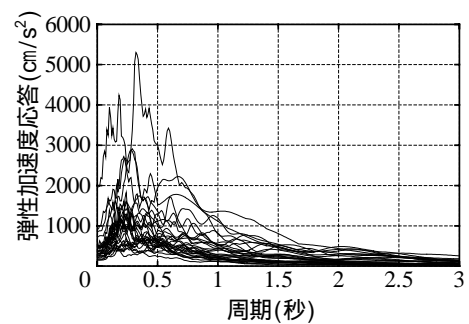


図 5 弾性加速度応答スペクトル(減衰 5%, 水平 2 方向ベクトル和)

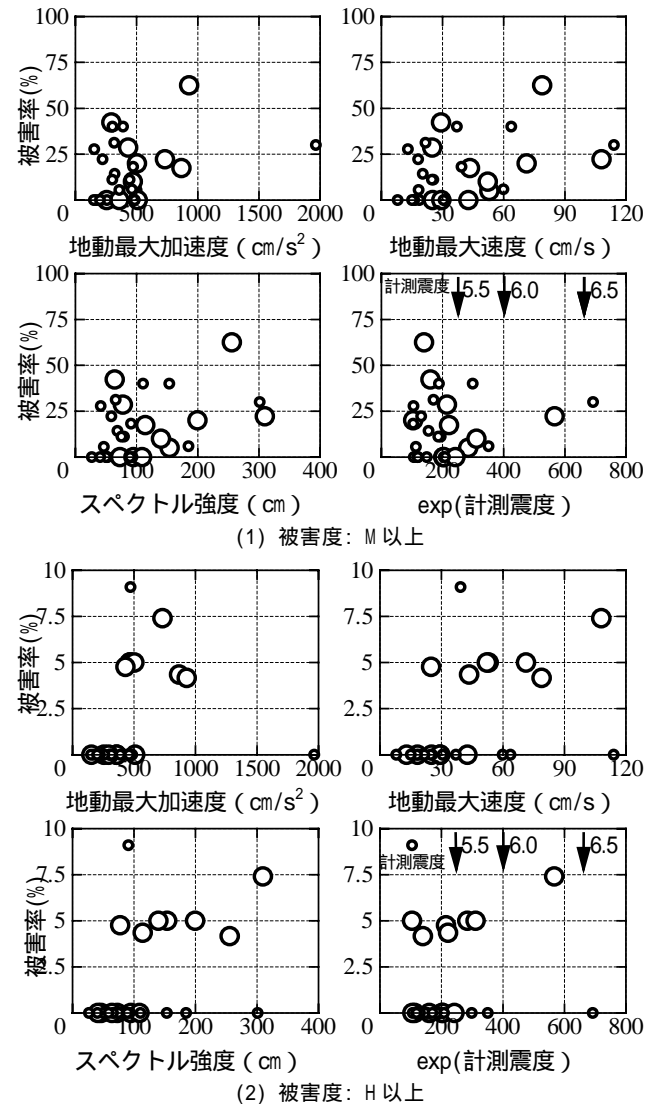


図 6 既往の地震動の破壊力指標と被害率の対応

表 2 地震動の破壊力指標と被害率の相関係数および対数尤度

被害度		PGA	PGV	SI	JMA	V_{1418}	V_{12}
M 以上	R	0.30	0.35	0.36	0.11	0.31	0.30
	R_w	0.33	0.31	0.32	0.004	0.26	0.25
	L	-91.4	-90.9	-91.1	-94.7	-90.8	-91.3
H 以上	R	0.24	0.47	0.46	0.17	0.55	0.52
	R_w	0.38	0.60	0.60	0.34	0.67	0.64
	L	-18.2	-17.8	-17.9	-19.2	-17.7	-17.8

PGA: 地動最大加速度, PGV: 地動最大速度, SI: スペクトル強度, JMA: 計測震度, V_{1418} : 1.4~1.8 秒平均弾性速度応答, V_{12} : 1~2 秒平均弾性速度応答, R: 相関係数, R_w : 加重相関分析による相関係数, L: 対数尤度

周期, 縦軸にその周期における弾性速度応答と建物被害率の相関係数, 対数尤度をとって図7に示す. ここでは速度応答の結果のみを示すが, 加速度応答を用いた場合も結果はほとんど同じだった. また比較のため, 1995年兵庫県南部地震などの日本で発生した地震の強震記録と周辺の大破以上の建物被害データを用いた同様の解析結果²⁾³⁾を図8に示す.

まず, 被害度 M 以上を対象とした図7(1)を見ると全体に相関係数は非常に低く, 明確なピークも見られない. これは3章でも述べたように, 中程度の被害の場合は被害の発現, 被害度の判定にばらつきが生じてしまうことや, 今回の場合は観測点あたりの建物数が多くないことなどが原因と考えられる. 従って, 今回の解析で被害度 M 以上に対応する明確な地震動の周期帯は見出せなかった.

これに対して, 被害度 H 以上を対象とした図7(2)を見ると, 図8の日本の地震および建物を対象とした場合と非常に似た傾向になった. 即ち, 建物の弾性周期(日本の建物の場合その大部分が0.2~0.5秒程度²⁾)の周期帯より, その3~4倍の1~2秒程度の等価周期に対応する周期帯における弾性速度スペクトルの値が建物被害と相関をもつ結果となっている. ただし今回の解析結果は, 相関係数が日本の場合よりやや低くなっている. これは各観測点の建物数が充分でないことが原因と考えられる. しかしながら, 観測点の建物数を考慮に入れた図7(2)の加重相関係数は, 1~2秒で0.6~0.7程度と, 何とか相関があると見なせる値となっている. ただし細かく見ると, 最も相関が高い周期帯は, 日本の場合が1.2~1.5秒であるのに対して, 今回は1.4~1.8秒とやや長くなった. また, 図7右の最尤法による結果は, 図7左の加重相関分析と類似しており, 加重相関分析の手法としての妥当性が確認される.

被害度 H 以上を対象として1.4~1.8秒, および1~2秒の平均速度応答と被害率の関係を図6と同様に図9に, 相関係数, 加重相関係数, 対数尤度を表2に示す. これらの指標は既往の地震動の破壊力指標よりも建物被害と相関が高く, 建物被害を予測する指標としてより適していることがわかる. この1.4~1.8秒, あるいはやや範囲を広げて1~2秒という周期帯は, 建物の塑性化による周期の伸びを考慮に入れた等価周期に対応していると考えられる.

そこで, 日本の場合²⁾と同様に, 建物の等価周期, 即ち, 弾性周期と靱性能について調べた. まず, 構造種別の割合は図2のようになっている. 全体の半分以上を木造が占める. 今回用いたATC-38⁴⁾以外で構造種別の割合を調べると, 日本建築学会調査団が行った震源近くの被害が最も大きかったノースリッジ地区を南北に抜ける2つの通りの全数調査⁶⁾510棟については, 木造が67%, 組積造が11%, RC造が5%, 鉄骨造(以下, S造)が3%となっていて, 木造が全体の2/3を占める. また, 応急被災度判定が行われた82683棟のデータ⁷⁾によると, その大部分が木造で(79236棟, 96%), RC造(190棟), S造(189棟), 組積造(3068棟, 3.7%)はわずかである. よって, 日本の場合(木造が全体の半分²⁾)と同じかそれ以上に木造の占める割合が大きいことがわかる.

そこでまず, 木造の弾性周期について調べた. 今回用いたATC-38⁴⁾のデータベースによる階数分布を構造種別で区別して図10に示す. 木造はそのほとんどが3階建以下の低層であることがわかる. 階数から弾性周期を算定する式は, UBCコード⁸⁾にRC造, S造に対しては, 式(1), (2)が示されているが, これ以外については, その他の

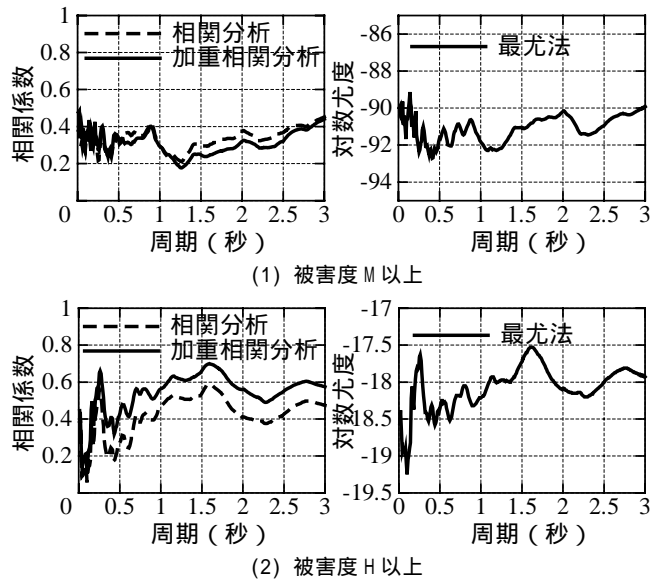


図7 弾性速度応答の周期と建物被害度の相関係数, 対数尤度の関係

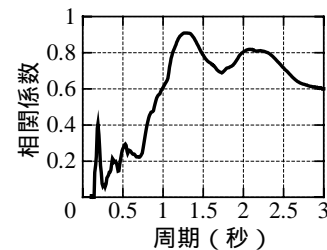


図8 弾性速度応答の周期と建物被害度の相関係数の関係 (被害度大破以上とした日本の地震および建物の場合)

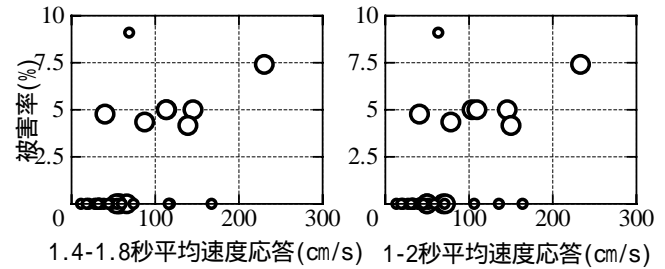


図9 1.4~1.8秒および1~2秒平均弾性応答と建物被害率(被害度H以上)の関係

構造となっていて明記されていない.

$$T = 0.030h^{3/4} \quad (\text{RC造}) \quad (1)$$

$$T = 0.035h^{3/4} \quad (\text{S造}) \quad (2)$$

ここで, T : 弾性周期(秒), h : 建物の軒高(feet)である.

そこで, アメリカカリフォルニア地域の典型的な木造住宅の振動実験結果⁹⁾を見ると0.15秒~0.3秒程度と日本の木造建物の振動実験結果¹⁰⁾とほぼ同じであった. 日本の既存実在木造家屋の微動測定による弾性周期は, 振動実験の試験体よりやや長く0.3~0.4秒程度¹¹⁾なので, 今回の対象であるアメリカカリフォルニア地域の既存実在木造建物の弾性周期も同程度と予想される. 等価周期もその靱性能が日本の木造と同様に高い⁹⁾ことからほぼ同程度と考えられる.

木造に次いで数が多いRC造については, ATC-38⁴⁾の建物階数データ(図10)を基に式(1)で階高を10feetと仮定して求めた弾性周期分布を日本のRC造のものと比較して図11に示す. 今回(ノースリッジ)がやや広がりのある分布となっていて, 平均値も0.50秒と日本の平均値0.32秒¹⁾と比べると長くなった. これはアメリカのRC

造建物の部材断面が日本より細いことが一因と考えられる。靱性能は日本の RC 造よりやや低いと考えられるが、弾性周期が長いために等価周期は同じかやや長い程度と予想される。

組積造の弾性周期については、木造同様 UBC コード⁸⁾には明記されていないが、その剛性の高さ、低層建物が多いため(図 10)ことから弾性周期は非常に短く、また靱性能も低いと予想されるので等価周期も非常に短いと考えられる。S 造はその数は少ないが、ATC-38⁴⁾の建物階数データ(図 10)を基に式(2)で階高を 10feet と仮定して求めると、高層建物が多いため平均で弾性周期は 0.76 秒となったが、半数は 0.5 秒以下となった。

ここで、被害度 H 以上を対象として構造種別ごとに弾性応答スペクトルのどの周期の値が建物被害と相関があるかについて加重相関分析を用いて調べた。図 7 左と同様に、横軸に減衰定数 5% 水平 2 成分ベクトル和の弾性速度応答スペクトルの弾性周期、縦軸にその周期における弾性速度応答と建物被害率との加重相関係数をとって構造種別ごとに図 12 に示す。木造と RC 造は建物全体(図 7(2))とほぼ同様の傾向を示している。これに対して組積造は非常に短い周期にピークが現れた。これは前述の等価周期が非常に短いという予想と対応するが、加重相関係数はピークでも 0.6 以下と低い。組積造はその構造性能に大きなばらつきがあると考えられ、等価周期でその被害度を予想することは難しいかもしれない。S 造はその数が非常に少ない(全部で 43 棟)ため、明確な傾向は現れなかった。このように組積造と S 造は、被害度 H 以上の建物被害と相関をもつ周期帯は明確ではないが、全体の 7 割以上を木造と RC 造が占めるため、建物全体では、木造と RC 造の傾向が現れたと考えられる。

以上のことから、今回のケースでは日本には少ない組積造が 2 割弱あるものの、木造と RC 造が大きな割合を占めているという点では同じであり、大局的には建物全体の等価周期もほぼ対応していると言える。よって、建物被害がその等価周期における弾性応答と相関が高い¹⁾²⁾ことが 1994 年ノースリッジ地震の建物被害と強震記録についても確認された。被害度 H 以上に対応した地震動の周期帯は、日本の地震による大破以上の建物被害に対応した 1~2 秒²⁾³⁾とほぼ同じとなり、1~2 秒における弾性応答が大きな建物被害を予測する指標としてアメリカカリフォルニア地域の建物群を対象としても適用可能であると考えられる。この指標は、建物の弾性周期分布と建物被害は塑性化による周期の伸びを考慮した等価周期の概念に基づいており、将来起こりうる、例えば長周期にパワーをもった地震動に対しても適用可能であると考えられる。

5. まとめ

1994 年ノースリッジ地震の強震記録と周辺の建物被害データを用いて、建物被害と対応する地震動の破壊力指標について検討した。使用したデータベースは、観測点あたりの建物数が少なかったため、解析手法として相関分析に加えて最尤法、そして観測点における建物数の違いを考慮に入れた相関分析を用いた。その結果、日本で発生した地震の強震記録と周辺の建物被害データから導かれた、大破以上の建物被害率を予測する指標(水平 2 成分ベクトル和による減衰定数 5% の 1-2 秒の平均弾性応答)²⁾³⁾は、アメリカカリフォルニア地域における被害度 heavy 以上の建物被害を予測する指標としても適用可能であることがわかった。この指標は、建物の弾性周期分布

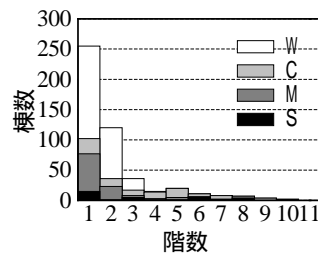


図 10 構造種別ごとの階数分布

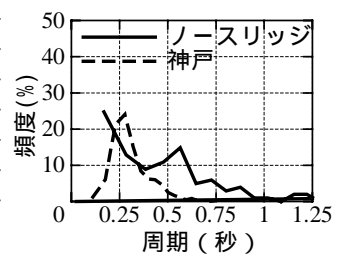


図 11 日本とカリフォルニア地域の RC 造建物の弾性周期の頻度分布

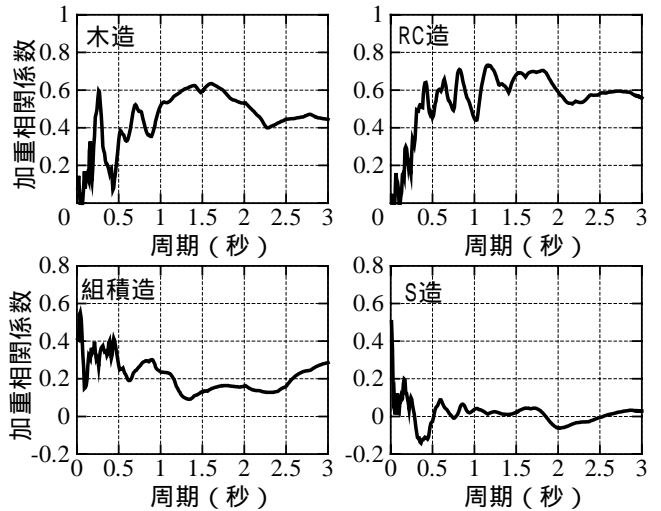


図 12 弾性速度応答の周期と H 以上の建物被害率との加重相関係数の関係

とその塑性化による周期の伸びを考慮した等価周期の概念から説明できる。

謝辞

建物被害データおよび強震記録は、文献 4)のものを使用しました。また、査読者のコメントにより論文を改善することができました。

参考文献

- 1) 境有紀, 吉岡伸悟, 瀧藤一起, 壁谷澤寿海, 1999 年台湾集集地震に基づいた建物被害を予測する地震動の破壊力指標の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 549 号, 2001.11.
- 2) 境有紀, 瀧藤一起, 神野達夫, 建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 555 号, 85-91, 2002.5.
- 3) 境有紀, 神野達夫, 瀧藤一起, 建物被害と人体感覚を考慮した震度算定方法の提案, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, CD-ROM, 2002.11.
- 4) Database on the Performance of Structures Near Strong-Motion Recordings: 1994 Northridge, California, Earthquake, ATC-38 Report, 2001.9.
- 5) 渡部丹, 大橋雄二, 長谷部廣行: 高層建築物の耐震設計用入力地震動について(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造, 135-136, 1985.
- 6) 1994 年ノースリッジ地震災害調査報告, 日本建築学会, 109-122, 1995.
- 7) Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report -Volume 2-, Earthquake Spectra, 14-15, 1995.
- 8) International Conference of Building Officials, Uniform Building Code-1997. Whittier, 1997.
- 9) 五十田博, アンドレ フィリアトロ, ブライアン フォルツ, カリフォルニア地域の建物を対象とした木造住宅の振動解析モデルの一事例 - 木造建物の地震時挙動に対する解析的研究 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 563 号, 115-121, 2003.1.
- 10) 岩井哲, 木造在来構法軸組建物の動的特性の定量化, 第 4 回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, 235-236, 1999.
- 11) 中治弘行, 鈴木祥之, 岩井哲, 北原昭男, 在来構法木造建物の振動計測と水平力載荷実験 その 2 振動計測の結果及び荷重 - 変位関係に関する考察, 日本建築学会学術講演梗概集 C-1 構造, 117-118, 1996.