

### 3. 被害状況、被害要因等の分析



### 3. 1 地震及び地震動



### 3. 被害状況、被害要因等の分析

#### 3. 1 地震及び地震動

##### 3. 1. 1 兵庫県南部地震の地震学的位置付け

###### (1) 震源の概要

1995(平成7)年1月17日午前5時46分、淡路島北部～神戸・阪神間の直下を震源域とする気象庁マグニチュード7.2の大地震が発生し、気象庁が「平成7年(1995年)兵庫県南部地震」と命名した(大阪管区気象台・気象庁地震予知情報課、1995;吉川・伊藤、1995)。気象庁による震源(震源断層運動の出発点)は、北緯34度36分、東経135度03分、深さ14kmの明石海峡の地下であり、発震機構解(メカニズム解)は、東西圧縮力による北東-南西方向のほぼ垂直な右横ずれ断層運動を示す(図3.1.1.1)。図3.1.1.1には本震後1カ月間の余震の震央分布とおもな余震の発震機構解も示したが、余震域が北東-南西方向でほぼ鉛直、かつ本震の震源の両側に延び、淡路島北半から宝塚市付近まで約60kmに達すること、大きな余震が少なかったこと、おもな余震もほぼ東西の圧縮力によって発生したことがわかる。

図3.1.1.2に、菊地(1995)が遠地の地震波を解析して得た震源過程のモデルを示す。それによると、この地震は3個のサブイベントから成り、全体としては、断層面積40km×10km、平均すべり量2.1m、破壊継続時間11秒、モーメントマグニチュード6.9、応力降下10～20MPaである。これらは、マグニチュード7級の内陸浅発地震としてごく平均的な値である。

###### (2) 震度分布と「震災の帯」

図3.1.1.4に全国の震度分布を示す。気象官署での最大震度は神戸と洲本の6であったが、現地調査によって図3.1.1.3に示す地域が震度7と認定された。これは、1948年福井地震ののちに気象庁震度階級に7が導入されて以来、初めて公式に適用されたものである。このような激しい地震動によって死者6300人以上、全半壊家屋約20万棟などの大震災が生じ、政府は2月10日からこれを「阪神・淡路大震災」と呼んだ。

嶋本(1995)は、地震直後の現地調査によって、気象庁とは独自に震度7相当の激甚被災地が幅約2km長さ25km近くにわたって帯状に分布していることを発見し、これを「震災の帯」と呼んだ(図3.1.1.5)。六甲山地には多くの活断層(六甲活断層系)が知られており(図3.1.1.5参照)、余震の震央分布はほぼそれらに沿っているが、「震災の帯」は明らかにそれらから南にずれている。これを重視した嶋本(1995)は、「震災の帯」の直下に地震を起こした断層が伏在しているという説を唱えたが、現在では、3.1.3(1)で述べるように不整形の地下構造による増幅作用とする考えのほうが有力である。

###### (3) 地表地震断層と地殻変動

本地震に伴い、以前から活断層として知られていた淡路島北西岸の野島断層(図3.1.1.5参照)に沿って顕著な地盤のくい違い(地表地震断層)が現われた(例えば、栗田・他、1995)。総延長は約11km、おおむね

東側隆起の右横ずれで、最大の変位量は野島平林における2.1mである。六甲活断層系では明瞭な地表地震断層は認められなかったが、六甲山地から平野部にかけて右ずれ断層の活動に伴うとみられる系統的な変位・変状が追跡できるという報告もある(例えば、波田・宮田、1996)。

本震の震源断層運動に伴って、地殻の水平変動と上下変動が捉えられた(図3.1.1.6、図3.1.1.7)。これを説明するような静的な震源断層モデルが、図3.1.1.8のように得られている(橋本、1995;多田・他、1995)。横ずれが卓越する陸域を主とした地震だったが、ごく微弱な津波が観測された(例えば、阿部・岡田、1995)。

###### (4) 地震テクトニクス

本地震は、最近数十万年の地殻変動(「六甲変動」)が著しく、具体的な発生時期は別として大地震が予想されていた地域に発生した(例えば、藤田、1995)。東西圧縮によって発生したことも、西南日本内帯の変動の典型的な現われといえる。この地震を、西南日本が地震活動期に入ったしるしとみる研究者が多いが、そのメカニズムや東西圧縮応力場の起源に関する通説には問題が多く、なぜ兵庫県南部地震が起こったのか、この地震が広域の地震活動にどんな影響を与えるのかは、今後の重要な研究課題である(例えば、石橋、1995)。

###### 参考文献

- 阿部邦昭・岡田正実、1995、兵庫県南部地震にともなう津波の断層モデルによる説明、日本地震学会講演予稿集、No. 2、B36。
- 栗田泰夫・水野清秀・杉山雄一・下川浩一・井村隆介・木村克己、1995、1995年兵庫県南部地震に伴って出現した地震断層、地質ニュース、486号、16-20。
- 波田重昭・宮田隆夫、1996、地盤はどう動いたのか、科学、66、98-104。
- 橋本 学、1995、兵庫県南部地震による地殻変動と断層運動の推定、地質ニュース、490号、33-40。
- 藤田和夫、1995、近畿の第四紀テクトニクスからみた兵庫県南部地震-神戸の地震に「六甲変動」を見た一、地質ニュース、490号、7-13。
- 石橋克彦、1995、「アムールプレート東縁変動帯」における1995年兵庫県南部地震と広域地震活動(予報)、地質ニュース、490号、14-21。
- 菊地正幸、1995、遠地実体波による震源のメカニズム、月刊地球、号外No. 13、47-53。
- 国土地理院、1995、近畿地方の地殻変動、地震予知連絡会会報、54、663-686。
- 大阪管区気象台・気象庁地震予知情報課、1995、1995年兵庫県南部地震とその余震活動、地震予知連絡会会報、54、584-592。
- 嶋本利彦、1995、「震災の帯」の不思議、科学、65、195-198。
- 多田 堯・橋本 学・鷺谷 威・小沢慎三郎、1995、1995年兵庫県南部地震の測地学的断層モデル、月刊地球、号外No. 13、136-140。
- 吉川澄夫・伊藤秀美、1995、1995年兵庫県南部地震の概要、月刊地球、号外No. 13、30-38。

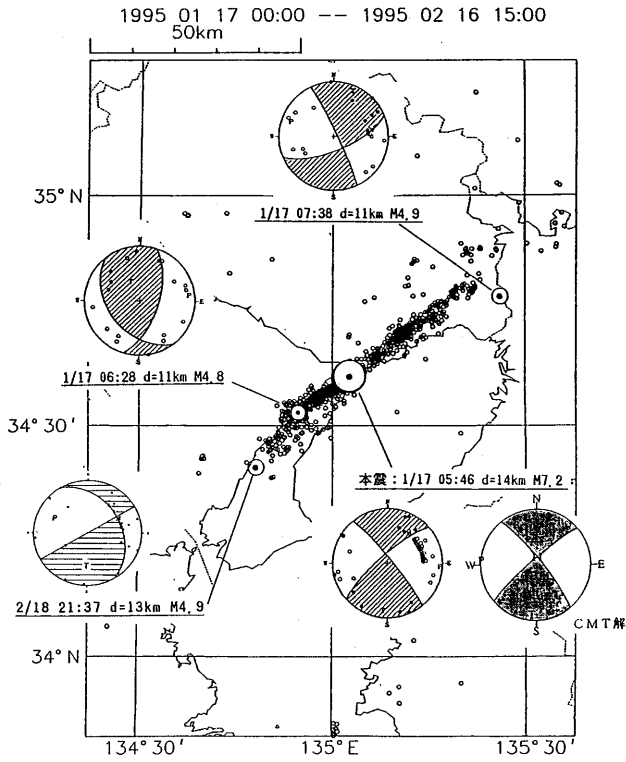


図3.1.1.1 兵庫県南部地震の本震と、本震後1カ月間の余震の震央分布。本震とおもな余震の発震機構解（下半球投影）も示す（大阪管区気象台・気象庁地震予知情報課，1995；吉川・伊藤，1995）。

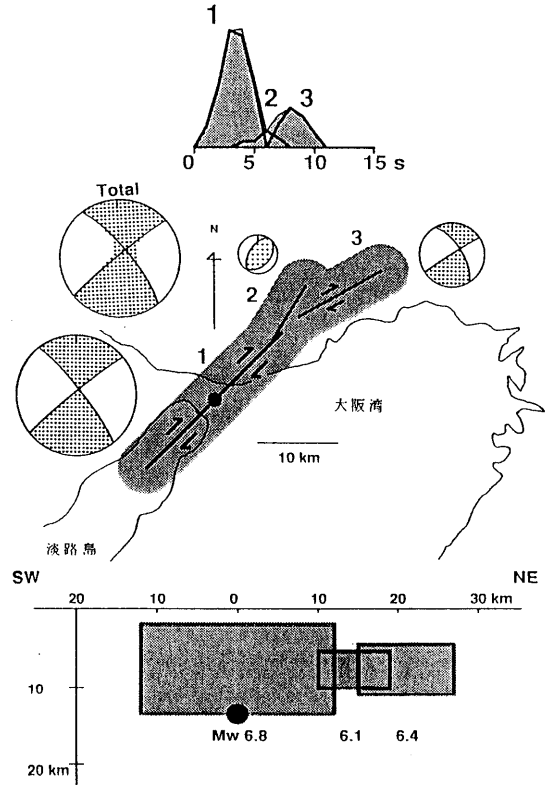


図3.1.1.2 遠地実体波記録のインバージョンで得られた兵庫県南部地震の震源過程のモデル。(上)震源時間関数，(中)三つのサブイベントの発震機構解（下半球等積投影）と断層線の空間分布，(下)北東-南西断面図（菊地，1995）。

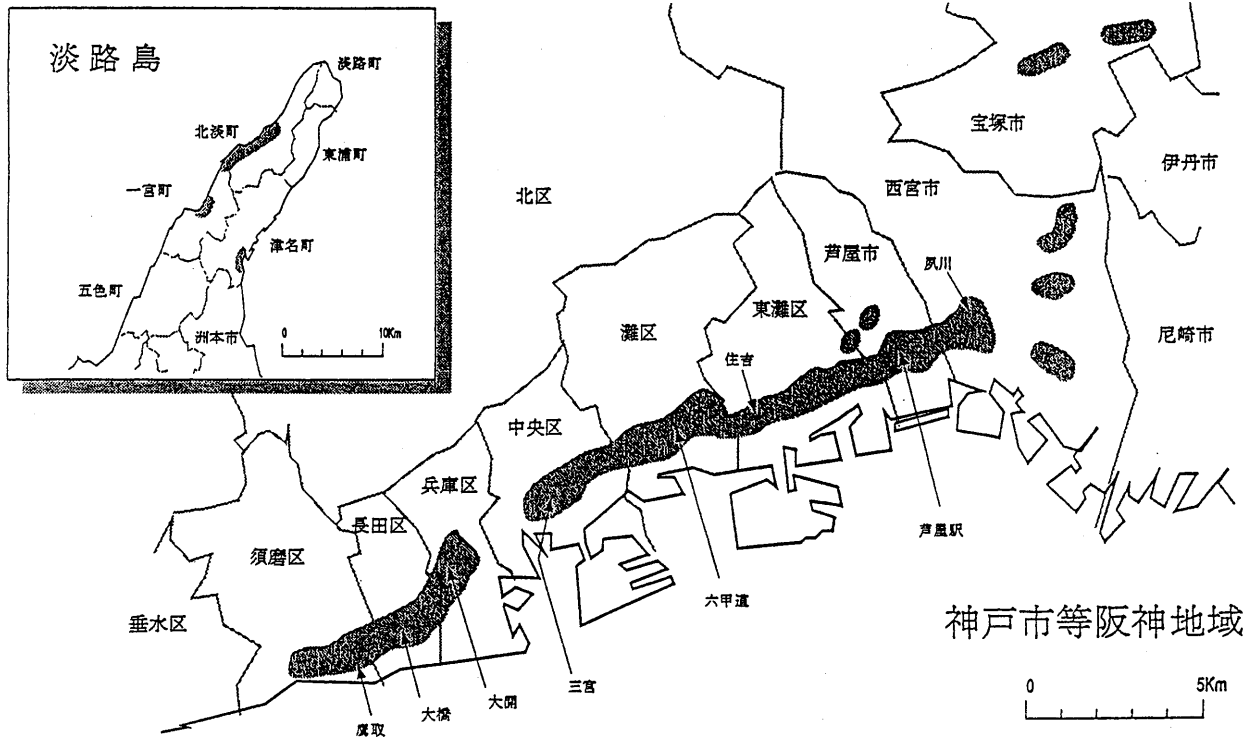


図3.1.1.3 現地調査によって震度7と認定された地域（大阪管区気象台・気象庁地震予知情報課，1995）。

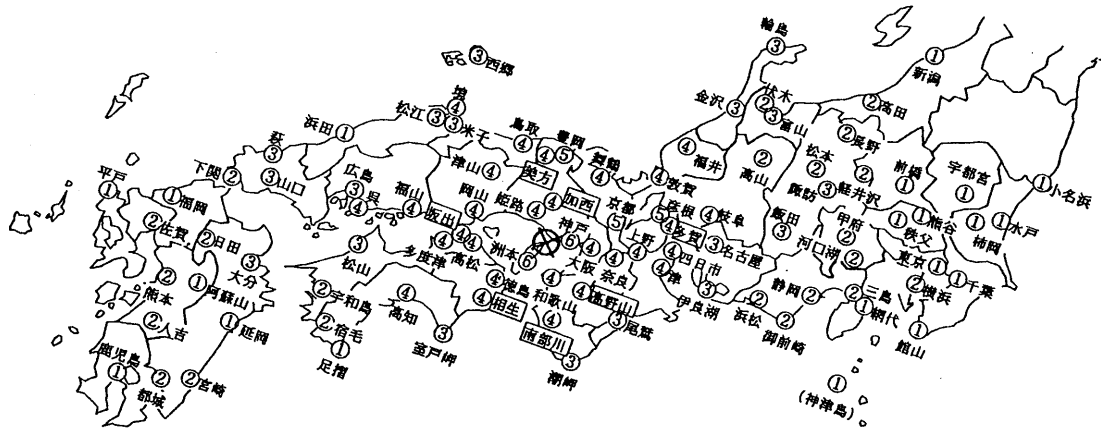


図3.1.1.4 全国の震度分布 (大阪管区気象台・気象庁地震予知情報課, 1995; 吉川・伊藤, 1995) .

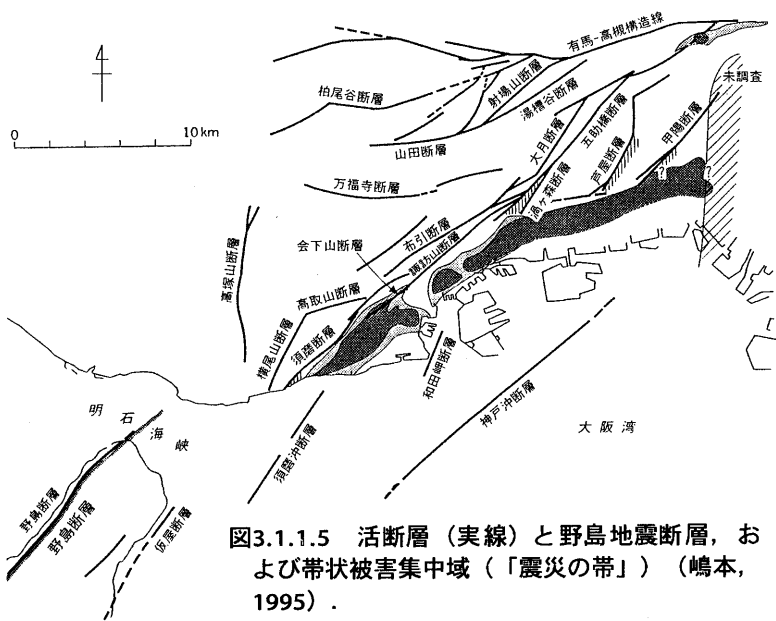


図3.1.1.5 活断層 (実線) と野島地震断層, および带状被害集中域 (「震災の帯」) (嶋本, 1995) .

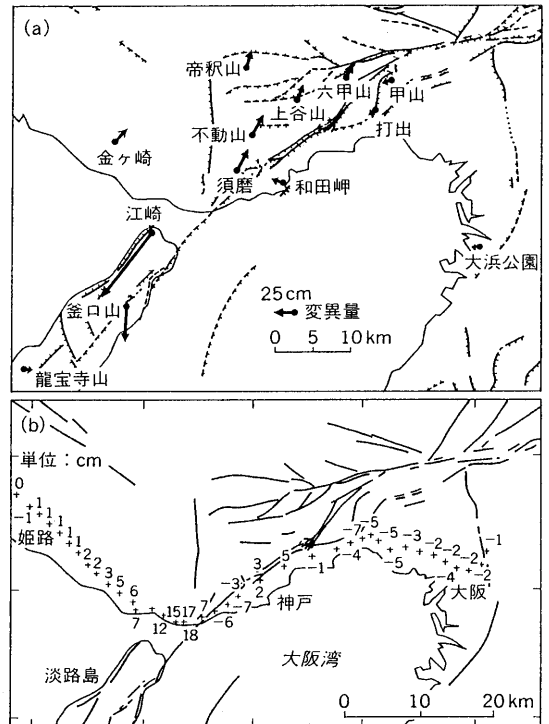


図3.1.1.7 (上) 1977~1985年の一次基準点測量と1995年の高度基準点測量の比較による水平変動ベクトル, (下) 水準路線における地震前後の地殻上下変動 (いずれも, 国土地理院 (1995) にもとづいて波田・宮田 (1996) がまとめたもの) .

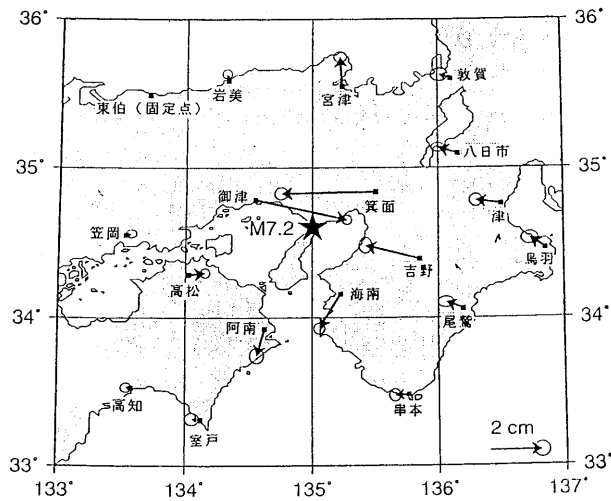


図3.1.1.6 GPS連続観測局の地震前後の水平変位 (国土地理院, 1995) .

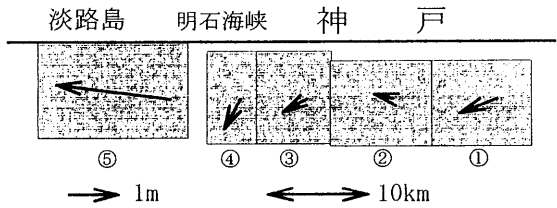


図3.1.1.8 地殻変動データを説明する静的震源断層モデル. 南東側から見た断面図. 各断層面上の矢印は, 南東側ブロックの北西側に対する相対変位 (橋本, 1995) .

### 3. 1. 2 微動測定に基づく被災地域の地盤震動特性

#### (1) はじめに

1995年兵庫県南部地震は、阪神・淡路大震災をもたらした。神戸市などでは、被害の著しい気象庁震度Ⅶの地域が海岸線と平行に帯状に続き、山地から海岸までの幅2～3kmの範囲で被害状況に大きな差が生じた。これらの地域での地震動強さの差異については、公表されている地震記録や墓石の転倒調査の結果からも、大まかに変化の様子が確認されている<sup>1)～3)</sup>。しかしながらその密度は充分ではなく、被害との詳細な対応は取られていない。地震以後、神戸市等の被災地では、常時微動測定による調査が数多く実施されている<sup>例え</sup>ば<sup>4)～8)</sup>。一般に常時微動特性は、地盤条件を反映しておりその特性把握に有効な手段であると言われている。

阪神・淡路大震災に関わる地盤調査のための合同微動観測が計画され、兵庫県下を14ブロックに分けて微動測定が実施された。建築研究所は、東京都立大学(TMU)、竹中工務店(TKN)、戸田建設(TDA)(順不同)と共に第3ブロックの測定を担当した。第3ブロックは図3.1.2.1に示された兵庫区東部と中央区西部の範囲であり、定点・移動測定ともに、1995年8月8日～10日にかけて実施された。本報告では、建築研究所が測定を担当した地点に関して報告する。

#### (2) 第3ブロックの概要

##### a) 被害分布概要

同ブロックは、気象庁が震度Ⅶと発表した区域が途切れている部分が含まれている。つまり、被害の様子が山から海への方向だけでなく、海岸線と平行な方向にも著しい変化を示している地区である。地震後の調査報告書<sup>8)</sup>によると、建物全壊率が50%を越える街区が、主に旧湊川、旧生田川、宇治川の流路に沿った地域とJR線の三宮駅～元町駅間から中山手通りの北側までの範囲で生じている。神戸市の中心部であることから、建物別の詳細な被害調査も実施されている<sup>1).9).10)</sup>。

##### b) 地盤概要

地震で甚大な被害を被った神戸市南部の地形は、六甲山地(先第三系基盤岩の露頭)と海岸線との間に広がる第三紀以降の丘陵・台地帯、海岸低地帯、埋立地帯によって構成されている。丘陵・台地帯には、河川によって形成された扇状地が多数存在する。丘陵・台地帯と海岸低地帯は縄文海岸線によって境され、埋立地帯は明治18年発行の地形図に示されている海岸線より海側の地域である<sup>11).12)</sup>。

第3ブロックの地盤は、図3.1.2.2に示すように旧生田川、旧湊川の流路に堆積した玉石地帯、その下流の三角州や台地と玉石地帯の間に分布する砂粘土、海岸近くの埋立地、神戸海洋気象台や大倉山公園の立地している台地の大阪層群、その周囲に分布する粘土多質地、神戸市に広く分布している砂層に分類される<sup>11)</sup>。

#### (3) 常時微動測定の概要

常時微動測定では、定点測定、移動測定が実施された。測定は計器の観測周期を5秒にして速度振幅を検出し、サンプリング周波数100Hzで600秒間記録する形態を基本とした。ただし、記録機によっては記録長に

制限があるため5分間収録を2回実施した。使用した機器は周期3秒程度から感度が低下しはじめ、10秒で4分の1程度の感度となる特性を有している。

測定された常時微動記録の処理としては、フーリエスペクトルとスペクトル振幅比を計算した。フーリエスペクトルの計算は、測定した5分又は10分間のデータから外乱の影響の無い40.96秒(4096個データ)のデータを複数個取り出してFFTで計算したフーリエスペクトルの相乗平均を取ったものに対してParzen Window(幅0.4Hz)で平滑化を行った。独立して数多く取り出せない場合には、20.48秒まで(データ長の半分まで)の重複は可とした。取り出したデータ数は測定記録の状況に依存しており、4個から15個の範囲である。水平2次元フーリエスペクトルとは、NS、EW各成分の位相差を考慮して合成したスペクトルである。

#### (4) 定点測定

##### a) 定点測定の概要

定点測定は、神戸海洋気象台にて8月8日20時から10日10時まで、300秒間の記録を毎正時、30分のように30分間隔で77回、38時間にわたって行った。記録開始の時刻は、記録計に内蔵される時計にて制御を行っており、時刻の精度はおおよその目安である。定点測定を実施していた当時、神戸海洋気象台構内では建設省土木研究所が実施したボーリング調査に伴う作業が行われていた。

##### b) 測定結果

図3.1.2.3は8月9日1時と13時の波形とフーリエスペクトルである。波形を比較すると、昼間の波形では短周期成分が優勢に認められると共に、18秒付近のようなノイズも現れている。一方フーリエスペクトルからは、周期0.3秒程度と1.3秒程度のピークは昼間・夜間ともに認められ、昼間はさらに周期0.3秒より周期0.2秒程度の成分の方が優勢である。図3.1.2.4は、9日0:00に対する3時間毎の水平2次元成分・上下動成分フーリエスペクトルの振幅比である。21:00に現われる機械振動が原因であると推察される周期0.13秒の鋭いピークを除いた場合に、測定時刻による振幅の変化は周期0.2秒と0.6秒付近で大きく生じている。振幅は昼間(9:00～18:00)に大きくなっており変動の幅は10倍程度であった。1秒程度より長周期側での変動の幅は、水平成分で1.2倍、上下成分で1.5倍程度に収まっている。また、2秒付近の振幅は、水平・上下成分共に深夜が最大となっていた。この周期1.3秒程度のピークは連続測定を行った全ての時間を通じて明瞭に認められた。また、周期0.3秒程度のピークは21時から7時頃に安定して認められ、日中は0.3秒以下の成分が優勢になると共にピークの鋭さが減少した。定点測定を実施した期間にボーリング調査に伴う作業が行われていたことは既に指摘しておいたが、作業が中断したと考えられる12時、12時30分、15時30分のスペクトル形状では、0.2秒より短周期の振幅が減少して周期0.25～0.5秒ピークがそれらに前後する時間よりも明瞭に認められることから、その作業の影響の大きさが理解できる。周期0.2秒以下に時折鋭く現われるピークについては、機械振動が原因であると考えられるが、振動源の確認は行っていない。次に、周期0.3秒程度と1.3秒程度のピークについて、時間変化を確認するために水平2次元フー



リエスペクトルと上下動成分のフーリエスペクトルから周期とフーリエスペクトル振幅の30分毎の変動を求めた。図3.1.2.5より2つの範囲共に卓越する周期は安定しているが、振幅については共に日変化を示していることがわかる。周期0.3秒程度のピークは、明け方(4時頃)から夕方(18時)にかけて振幅が安定または若干減少しているが、18時から22時まで大幅に減少した後で、夜間(22時頃～4時頃)にかけて増加している。周期1.3秒程度のピークは逆に夜間(20時～4時頃)に振幅の増加・減少を示し、それ以外の時間では安定していた。

図3.1.2.6は、移動測定を行っていた夜間(22時から5時)の振幅変動の様子を見るために、22時に対する23時から5時までの1時間ごとのスペクトル振幅比を現わしたものである。22時のフーリエスペクトルに現われている周期0.1秒と0.2秒の鋭いピークの影響を無視すると、フーリエスペクトルで卓越していた周期0.3秒程度と1.3秒程度のピークの変動の影響を大きく受けて0.5倍から3倍の範囲で変動していることがわかる。図3.1.2.7は、移動測定を行っていた2日間の夜間(8日23時～9日5時頃と9日23時～10日5時)の同時刻のスペクトルを比較したものである。変動の幅は、周期0.3～0.5秒の範囲で広いものの、2倍以内の範囲であり、2日間の間の振幅の変化は小さいと言える。

以上の点を考慮すると、フーリエスペクトル振幅から移動測定地点の地盤震動性状を論ずる場合には、日にちの違いの影響よりも時刻の違いによる影響に注意する必要がある。

#### (5) 移動測定

##### a) 移動測定の概要

移動測定は、8月8日夜から9日未明、9日夜から10日未明の2回に分けて実施された。測定地点は図3.1.2.1に黒丸で示された地点である。図中番号のNo.1からNo.124の中で、No.80とNo.117は含まれておらず、総数は122地点である。このうち建築研究所は、山地に近いNo.1, 2, 3, 11, 12, 13, 21, 22, 23, 31, 32, 33, 41, 42, 43, 51, 52, 59, 60, 65, 66, 74, 75, 81, 82, 83, 90, 91, 92, 99, 100, 101, 108, 109, 119, 120, 121の38点を担当した。これらの地点は山地と平行に、また建築研究所が1995年2月に同地域で実施している常時微動測定の測線と交差するように並んでいる5)。データ処理の際に、No.31, No.65の2地点の記録では交通ノイズの影響のために40.96秒のデータを取り出せないため、20.48秒(2048個データ)のデータ長で処理を行った。また、No.51は夜間には奥平野浄水場敷地内へ入れなかったため、9日16時30分に測定を行った。

震災後の常時微動調査によって同ブロックでは、山から海の間で振幅特性に系統的な変化が現われることが指摘されている<sup>4)～6), 8)</sup>。また、神戸海洋気象台での常時微動比較測定から、気象台が建設されている洪積台地が地盤震動に与える影響が確認されている<sup>4)</sup>。

##### b) 測定結果

図3.1.2.8は、測定された常時微動のNS成分を描いたものである。時間軸は30秒間、振幅軸は地点毎に任意である。全ての地点で、周期1秒より長い位相が認められる。また、No.11, 21, 22, 31, 51, 65, 73, 99, 108, 119, 120では短周期成分が顕著である。これらの

地点の大部分は山麓に近い場所に位置している。図3.1.2.9は各地点で得られた常時微動記録のフーリエスペクトルである。使用した機器の特性から判断して、No.1, 12, 52, 60のように周期2秒より長周期側での振幅の減少が緩やかになっているのは、長周期のノイズが影響していると考えられる。この図より、いずれの地点においても周期0.3秒程度と周期1.2秒程度にピークが認められるが、その振幅の値は地点によって異なっている。長さ4km、幅0.5kmの測定範囲において、岩盤上または岩盤に近いと判断されるNo.51, 59, 119の地点の振幅は、他の地点より大幅に下回っており、海に近づくに従って増大する傾向が認められた。No.51の周期0.2秒より短周期部分のレベルがNo.59より高くなっているのは、測定が日中に行われたこと、奥平野浄水場の敷地内であることから浄水場の機械振動の影響を受けていることが原因と考えられる。

先に、定点測定の所で述べたように、周期0.3秒付近と1.2秒付近のピークは日変化を示しており、移動測定を実施した夜間だけでも0.5倍から3倍の範囲で変動していた。この変動の影響を取り除くために、各地点でのフーリエスペクトルを定点測定で得られたフーリエスペクトルの中の測定時刻が最も近いフーリエスペクトルで除してフーリエスペクトル比をもとめたものを図3.1.2.10に示す。このスペクトル比は、各地点と気象台との地盤震動性状の関係を現わすものと考えられる。この図において、No.52, 60のように周期2秒より長周期側で次第に増大しているのは、元となったフーリエスペクトルの振幅がこの周期範囲で大きくなっているためである。測定に用いた機器の感度特性が平坦な周期3秒以下の範囲について検討すると、No.51, 59, 119のように岩盤上の地点では周期0.1秒以下を除いた範囲で気象台を大きく下回っている。No.1, 2, 3, 12, 13, 22, 23のように気象台より西の地点のスペクトル比形状は、周期0.3秒付近において気象台を大きく下回っている。気象台より東側の地点では、大部分は気象台と同様の特性を示しているが、No.83, 92がほぼ全周期範囲で気象台を上回っている。また、No.22, 32, No.83, 92, 101, 108, No.119～121のように交通量の多い道路に近い地点で、周期0.1秒より短周期の範囲の振幅が大きくなっている。以上のように、気象台とのスペクトル比の大きさに着目して移動測定地点を分類することが可能であり、特に全周期範囲での比が1を上回るNo.83と92は被害の大きかった地域と調和が取れている。しかしながら、この分類によって全ての被害地域を説明するには到っていない。

#### (6) まとめ

阪神・淡路大震災に関わる地盤調査のための合同微動観測が実施され、第3ブロックでは、神戸海洋気象台での定点測定とブロック内移動観測が行われた。

当該地点での30分間隔、39時間(77回)の定点測定から、周期0.3秒程度と1.3秒程度の2つのピークが認められた。これらのピークの周期は、ほぼ一定であるが、振幅に関しては夫々の周期で日変化を示した。

移動測定は第3ブロック内の122地点で夜間に実施された。建築研究所が測定を担当した地点に関して、定点測定の際に認められた2つのピークが各地点でのフーリエスペクトルには共通して認められた。これら

のピークの振幅は、長さ4km、幅0.5kmの測定範囲で山地または山地に近い地点で小さく、山麓を離れると大きくなる傾向が認められた。各地点と気象台とのスペクトル比を取ること日変化を取り除き、気象台との比較によって地盤震動性状を分類を試みた。分類の結果、部分的には被害の著しいかった場所との対応が付くが、対象地域全てを説明するには到っていない。これから更に地震時の地盤震動へと結び付けるためには、顕著に現れたピークの生成原因と地盤震動性状の要因の解明を行った上で、定量的な評価を行う必要があると考える。

【参考文献】

- 1)建設省建築研究所(1995)：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書(速報)
- 2)鹿島建設(株)(1995)：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書(第一報)
- 3)翠川・他(1995)：第53回工学地震学・地震工学談話会資料
- 4)北川・他(1995)：1995年日本建築学会学術講演梗概集
- 5)小山・他(1995)：1995年日本建築学会学術講演梗概集
- 6)岡本昌治、大場新太郎(1995)：1995年日本建築学会学術講演梗概集
- 7)竹原崇夫、太田外氣晴(1995)：1995年日本建築学会学術講演梗概集
- 8)若松邦夫、安井譲(1995)：1995年日本建築学会学術講演梗概集
- 9)建設省建築研究所(1995)：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告
- 10)Architectural Institute of Japan (1995) : Preliminary Reconnaissance Report of the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake
- 11)神戸市企画局総合調査課：神戸の地盤
- 12)土質工学会関西支部：関西地盤

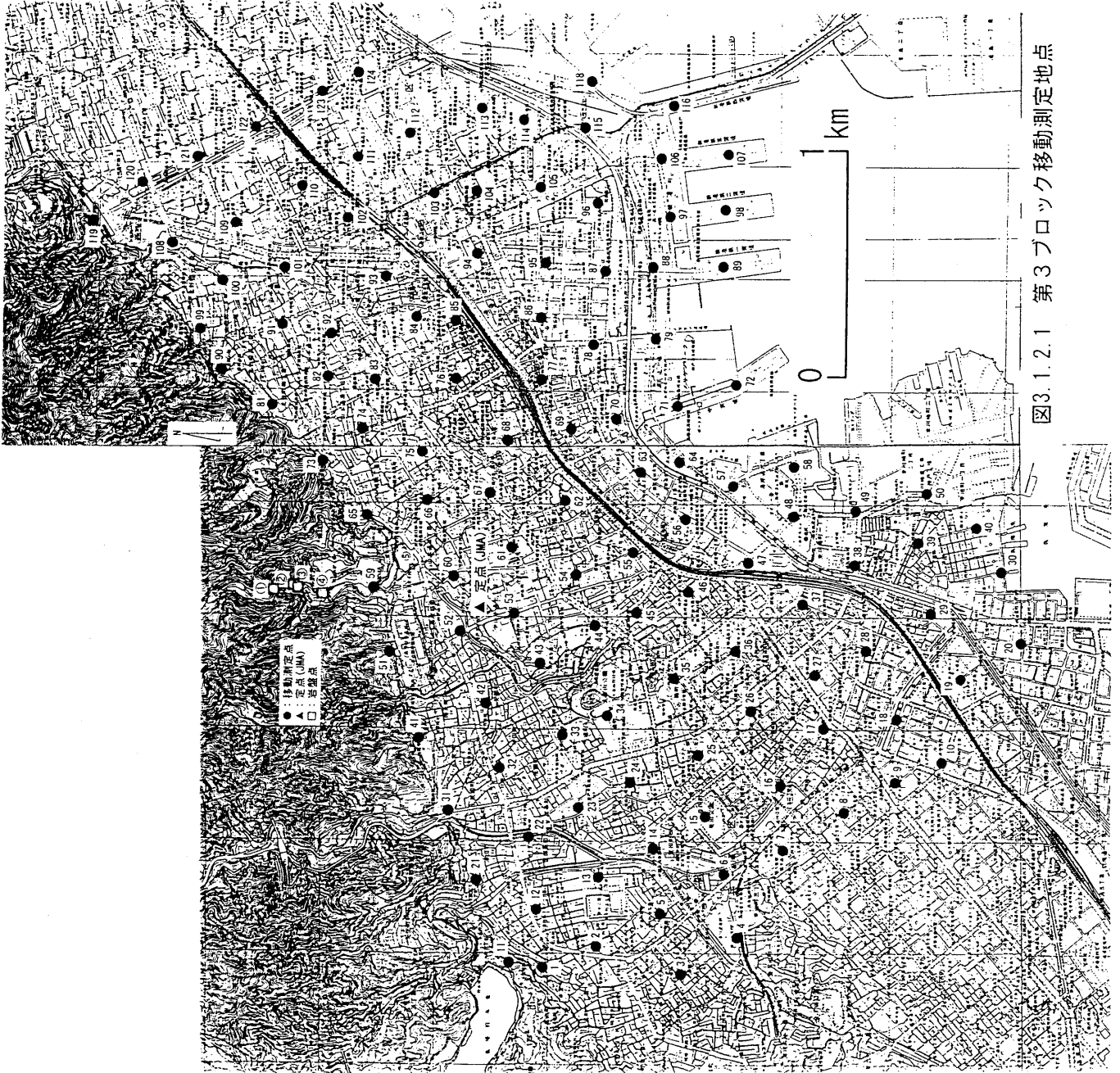
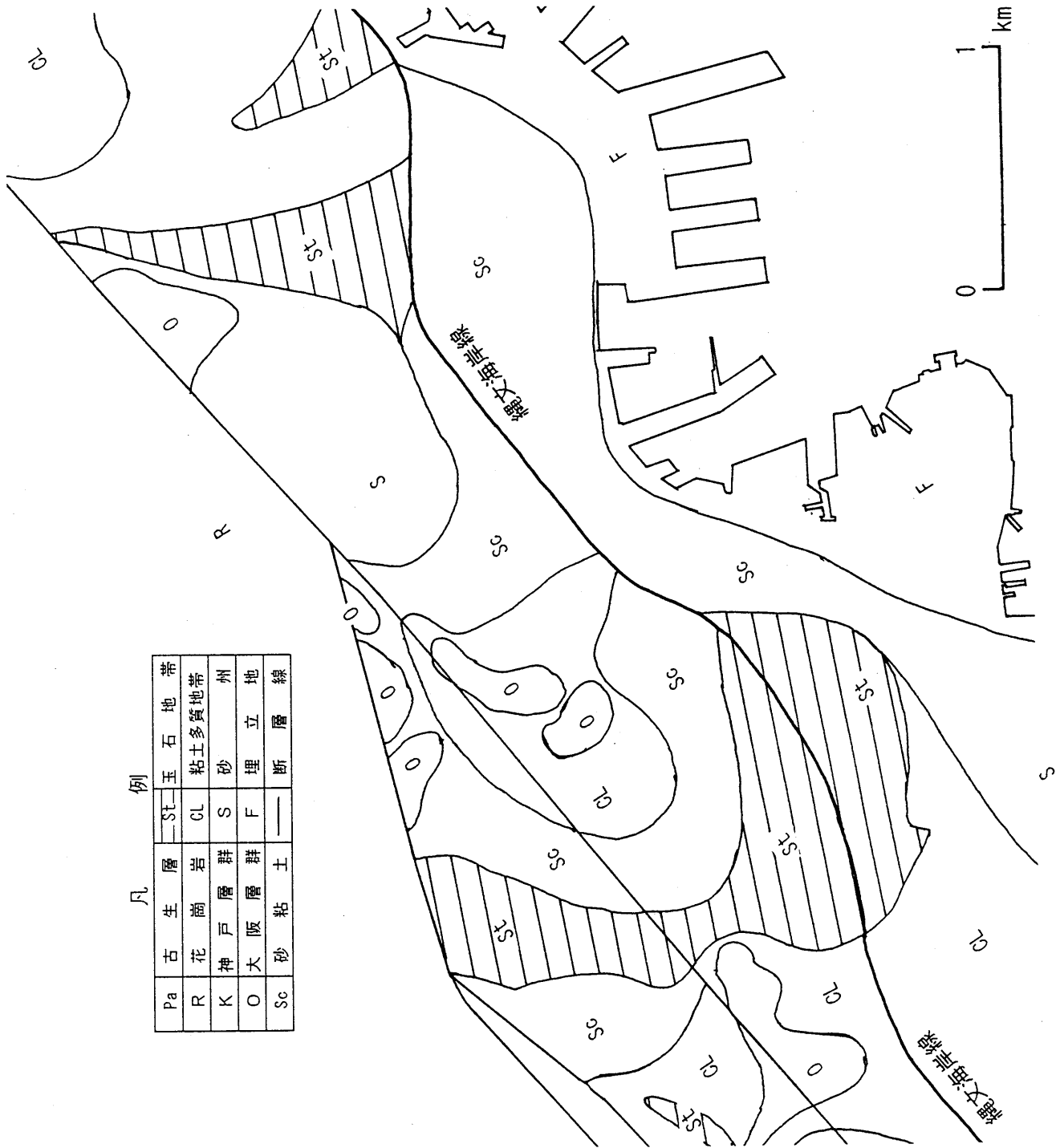


図3.1.2.1 第3ブロック移動測定地点



凡例

Pa	古生層	—St—	玉石地帯
R	花崗岩	CL	粘土多質地帯
K	神戸層群	S	砂州
O	大阪層群	F	埋立地
Sc	砂粘土	—	断層線

図3.1.2.2 第3ブロックの地質 (神戸の地盤付図<sup>1)</sup>より作成)

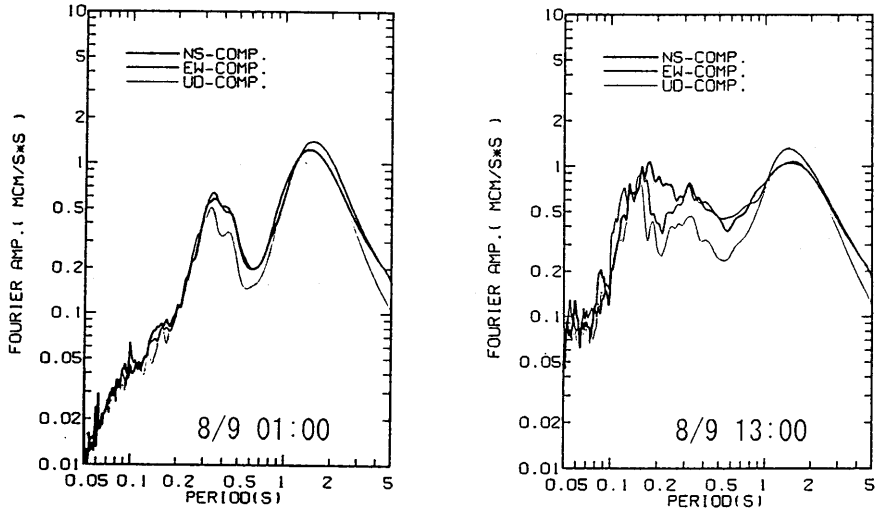
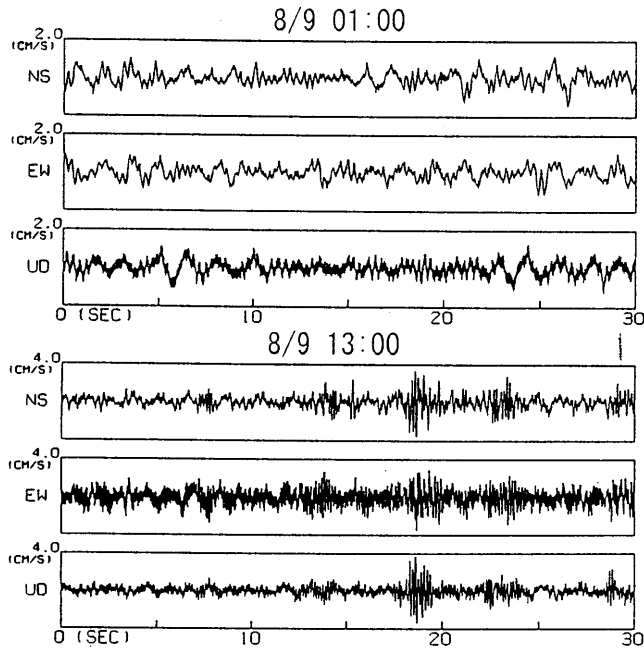


図3.1.2.3 定点(神戸海洋気象台)で測定された常時微動波形・フーリエスペクトル

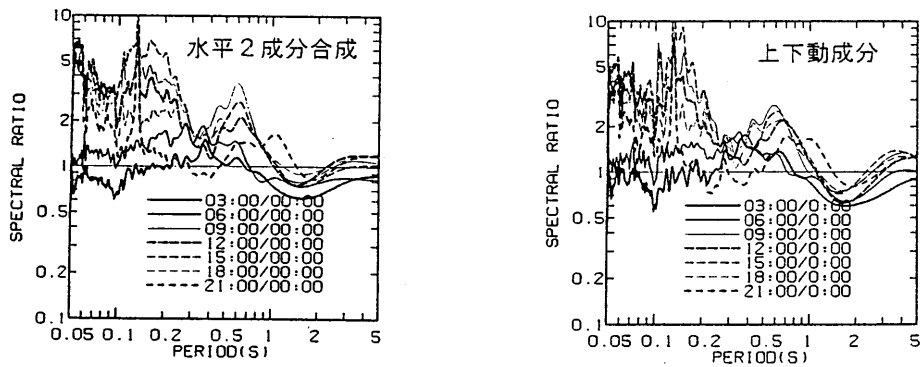
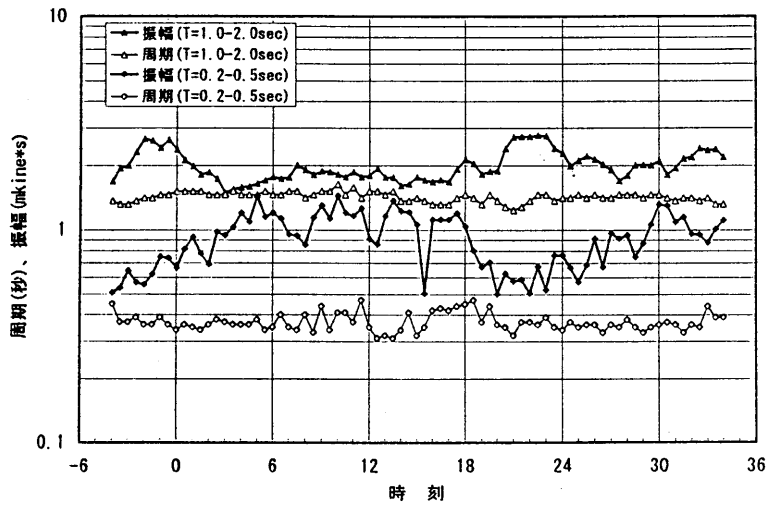


図3.1.2.4 定点(神戸海洋気象台)でのフーリエスペクトル振幅比(9/9、0時に対する3時間毎の比)

常時微動の安定性(水平2成分合成)



常時微動の安定性(UD成分)

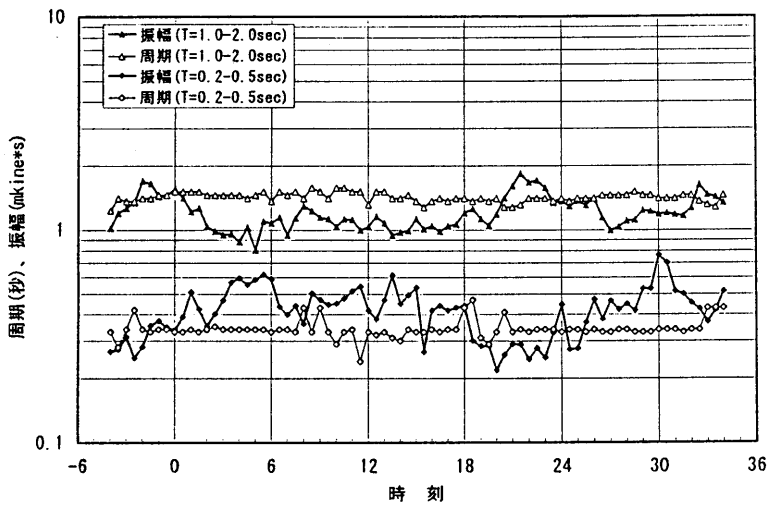


図3.1.2.5 2つの顕著なピークの周期と振幅の時間変化

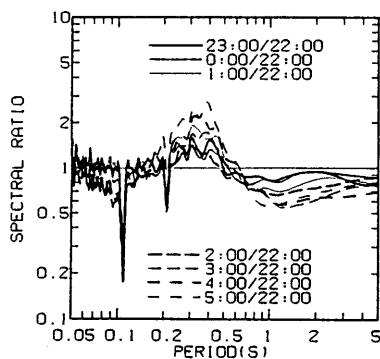


図3.1.2.6 フーリエスペクトル振幅比  
(水平2成分合成、8月8日  
22時に対する毎時間の比)

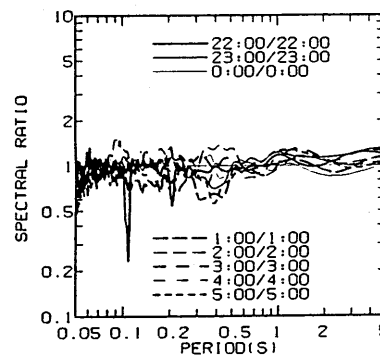
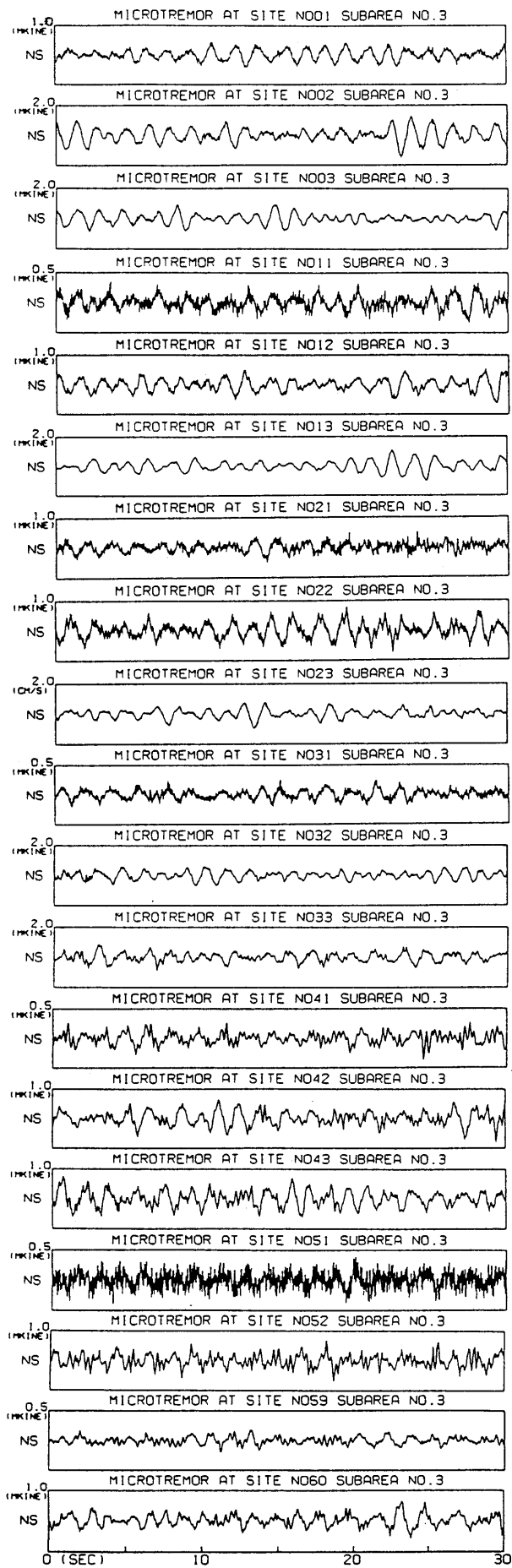
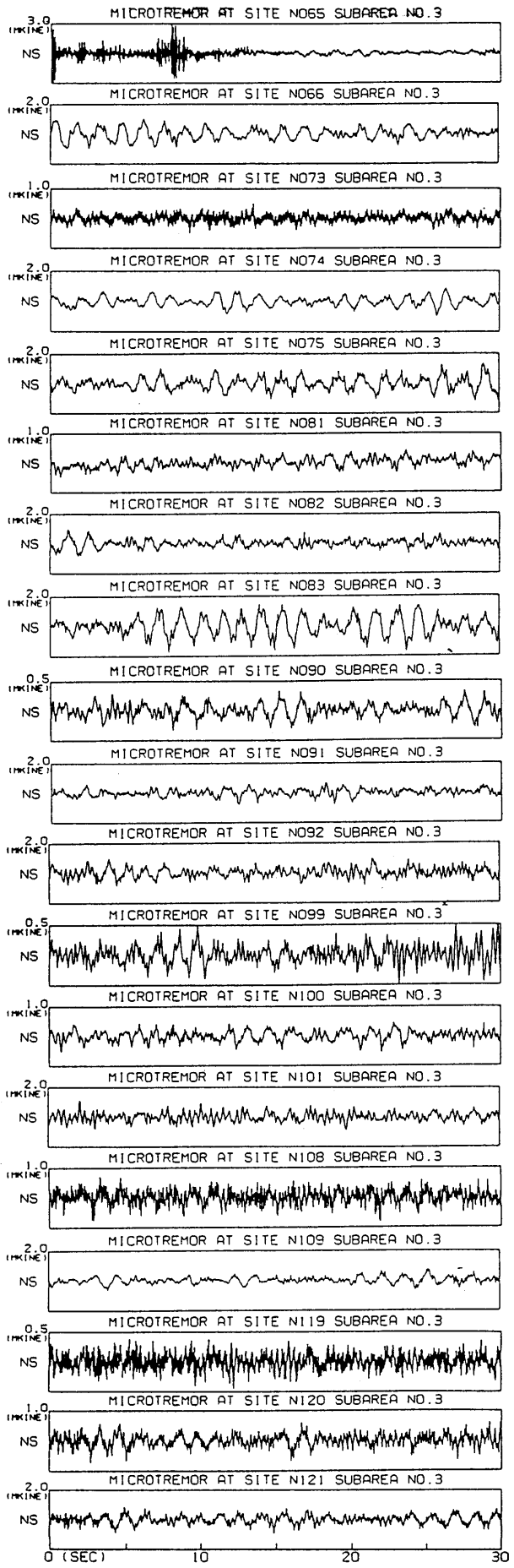


図3.1.2.7 フーリエスペクトル振幅比  
(水平2成分合成、8月8日22時~5時と  
8月9日22時~5時の同時刻の比)



No. 11~60



No. 65~121

図3.1.2.8 各地点で測定された常時微動の波形(NS成分)

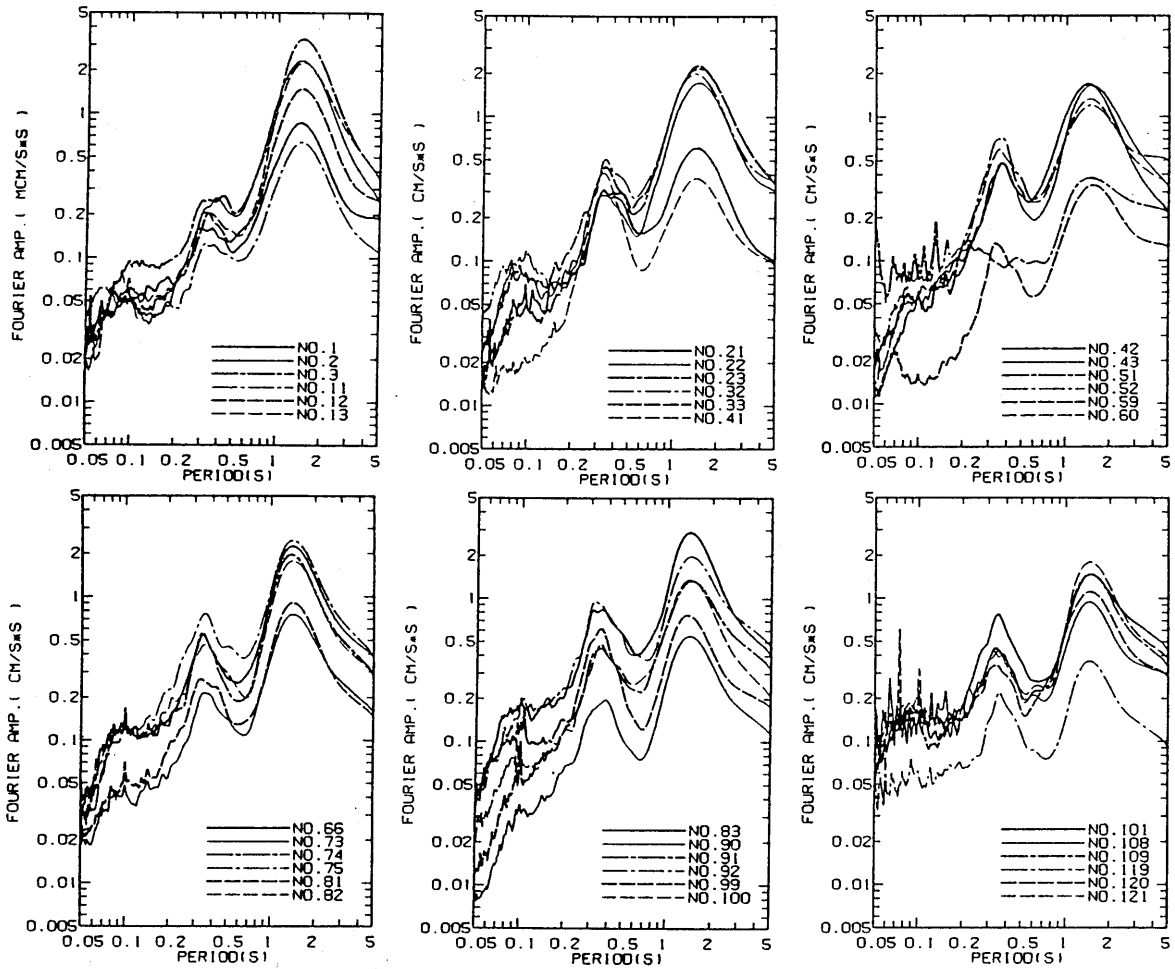


図3.1.2.9 測定された常時微動のフーリエスペクトル

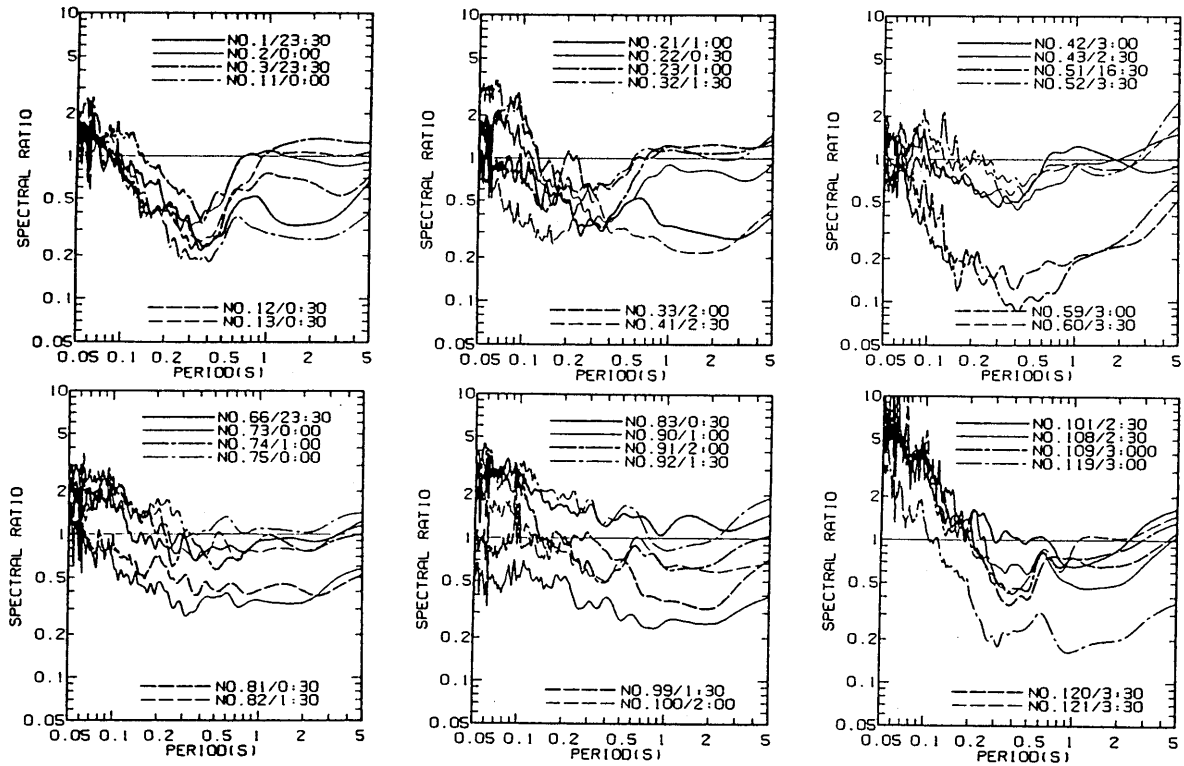


図3.1.2.10 神戸海洋気象台に対するフーリエスペクトル比  
(測定時刻に最も近い記録で除している)



### 3. 1. 3 強震記録からみた地震動の特徴

#### (1) インヴァージョン手法による震源断層破壊過程の特定

##### a) 破壊過程のインヴァージョン結果

最近の地震学では、地震記録を用いて断層での動的破壊過程をインヴァージョンにより推定することが可能である。断層での破壊過程が推定されれば、それに基づいて断層近傍での強震動の再現も数値計算により可能となる。兵庫県南部地震は、これまでの地震では得られることの無かったほど多く近地強震動記録及び地殻変動データが得られた。本地震の破壊過程に関して、強震動記録を用いた幾つかのインヴァージョン結果が報告されている (Yoshida他, 1995; Ide他, 1995; Sekiguchi他, 1995)。

Yoshida他 (1995) は、測地データ、強震動記録、遠地地震記録を全て使った同時インヴァージョンにより、兵庫県南部地震の動的破壊過程を推定した。断層面は、図3. 1. 3. 1のように京都大学防災研究所と大学合同余震観測班によって決定された余震分布と活断層の走行に合うように2枚の面を仮定している。図3. 1. 3. 2に同時インヴァージョンの結果が示されている。この図は1.5秒毎のすべりの分布で、破壊が時間的にどのように広がったかを示したものである。図3. 1. 3. 3は断層面上でのすべりのベクトルとその大きさである。これらの結果から破壊過程に関して以下の特徴があげられる。

- ①大きなすべりは明石海峡直下と淡路島の野島断層付近で生じた。
- ②神戸側では、深い領域ですべてているが、浅い領域ではすべりが小さい。
- ③野島断層の浅い部分では、比較的長い時間すべり続けた。

図3. 1. 3. 4はインヴァージョン結果に基づく理論強震動波形と観測波形である。インヴァージョンでは、1Hzのローパスフィルターをかけた波形を用いているが、理論波形は観測波形を良く再現している。その他のインヴァージョンの結果でもほぼ同じような結果が報告されている。

Sekiguchi他 (1995) は、兵庫県南部地震の破壊過程を推定し、さらに断層上の各点でのすべりが神戸の強震動にどのような寄与したかを調べた。その結果、破壊過程が主に三つのイベントからなり、神戸での強震動は、明石海峡下の第一破壊及び神戸直下の破壊によって生じたことを示した。

##### b) 強震動の卓越周期と最大速度

今回の強震動の卓越周期は、神戸で0.8~2秒程度であった。また、最大速度は、気象台、NTT、葦合、ポートアイランド等の観測記録ですべて80cm/sを超えていた。

近地の変位波形の卓越周期は、断層でのすべりの立ち上がり時間 (すべりが開始してから止まるまでの時間) にほぼ等しく、また断層に直交方向の地震波が卓越することが明らかにされている (Bouchon, 1979; Heaton, 1991)。吉田によって得られた各断層でのすべりの立ち上がり時間が数秒程度であり、このような震源でのすべり運動が0.8~2秒程度の中周期地震波の

原因になったと考えられる。また、インヴァージョンの結果、断層でのすべり速度の最大値は1m/s程度であり、このことが断層極近傍で80cm/sに及ぶ強震動が生じた原因の一因になったと考えられる。

地震のスケーリング則として、次式のような立ち上がり時間  $t$  とマグニチュード  $M$  の関係式が知られている (宇津, 1977)。

$$\log t = 0.5 M - 3.2$$

Kanamori and Anderson (1975) も、これと同様のスケーリング則を示している。今回の地震では、神戸側の破壊でおよそ数秒程度の立ち上がり時間でこの経験式を満足する。この経験則は、大きな地震ほど立ち上がり時間は長くなり、従って、近地の強震動の卓越周期も長周期側に伸びることを示唆している。

##### c) 「震災の帯」の原因

「震災の帯」の原因として、嶋本 (1995) によって伏在断層が動いたという説が提唱されたが、必ずしも伏在断層が動く必要はなく、地盤の効果で説明しうることが幾つかのグループにより報告されている。

入倉ら (入倉, 1995) は、東灘区の震度7の帯状に広がる地域を横断する余震のアレイ観測により、帯状地域で地震動が大きく増幅されることを明らかにした。最近、反射法探査によりこの地域の基盤が南側で急激に落ちるといった段差構造をしていることが明らかにされている。Pitarka 他 (1995) は、このような基盤構造を考慮した数値シミュレーションにより、「震災の帯」の中央部で地震動が大きく増幅されることを示した。源栄 (1995) も、同様の効果により地震動が増幅し、それが「震災の帯」の原因になりうることを示した。

インヴァージョンの結果も、神戸直下の浅い部分ではすべりが小さく、このことは、神戸直下の断層運動が直接「震災の帯」をつくったのではないことを示唆している。今後、「震災の帯」の原因を完全に解明するためには、インヴァージョンによって得られた断層破壊過程と地盤構造の両方を考慮した数値シミュレーションにより地震波動を計算する必要がある。

##### d) まとめと今後の研究課題

- ①インヴァージョンにより兵庫県南部地震の動的破壊過程が再現された。神戸での強震動は、今のところインヴァージョンにより得られた断層モデルにより、1Hz程度まで再現可能である。
- ②「震災の帯」の原因として、伏在断層運動説と地盤の効果説が存在するが、後者で説明可能である。今後、「震災の帯」の原因を完全に明らかにするためには、インヴァージョンによって得られた兵庫県南部地震の断層モデルと地盤構造を考慮した数値シミュレーションを行う必要がある。
- ③兵庫県南部地震の神戸での強震動の特性として、中周期成分が卓越していたことが上げられるが、これは、近地の強震動の特徴である。今回の地震より大規模の直下型地震が発生した場合、より長周期の地震動を発生する可能性があり、定量的評価は今後の研究課題である。

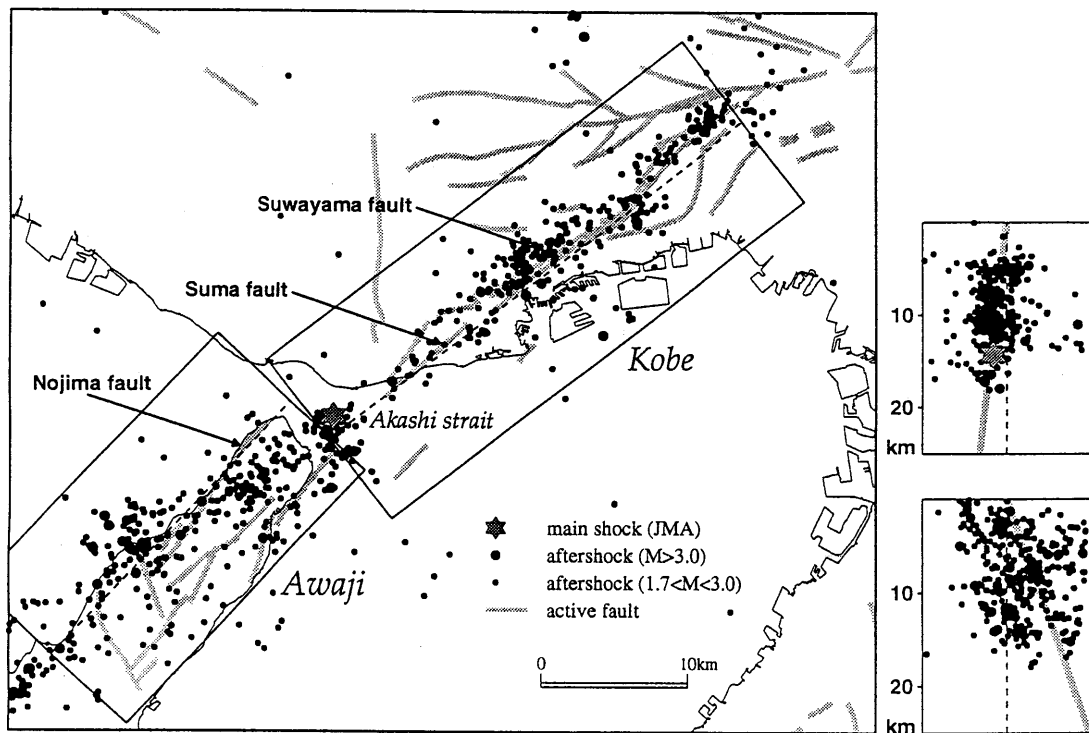


図 3.1.3.1. 京都大学防災研究所と大学合同余震観測によって決定された余震分布。余震分布に沿って 2 枚の断層を仮定している。本震の震源（星印）は、気象庁で決定されたものである（左側）。仮定した断層の走行方向に対して垂直な面への余震分布の投影（右側）。Yoshida 他（1995）の原図より。

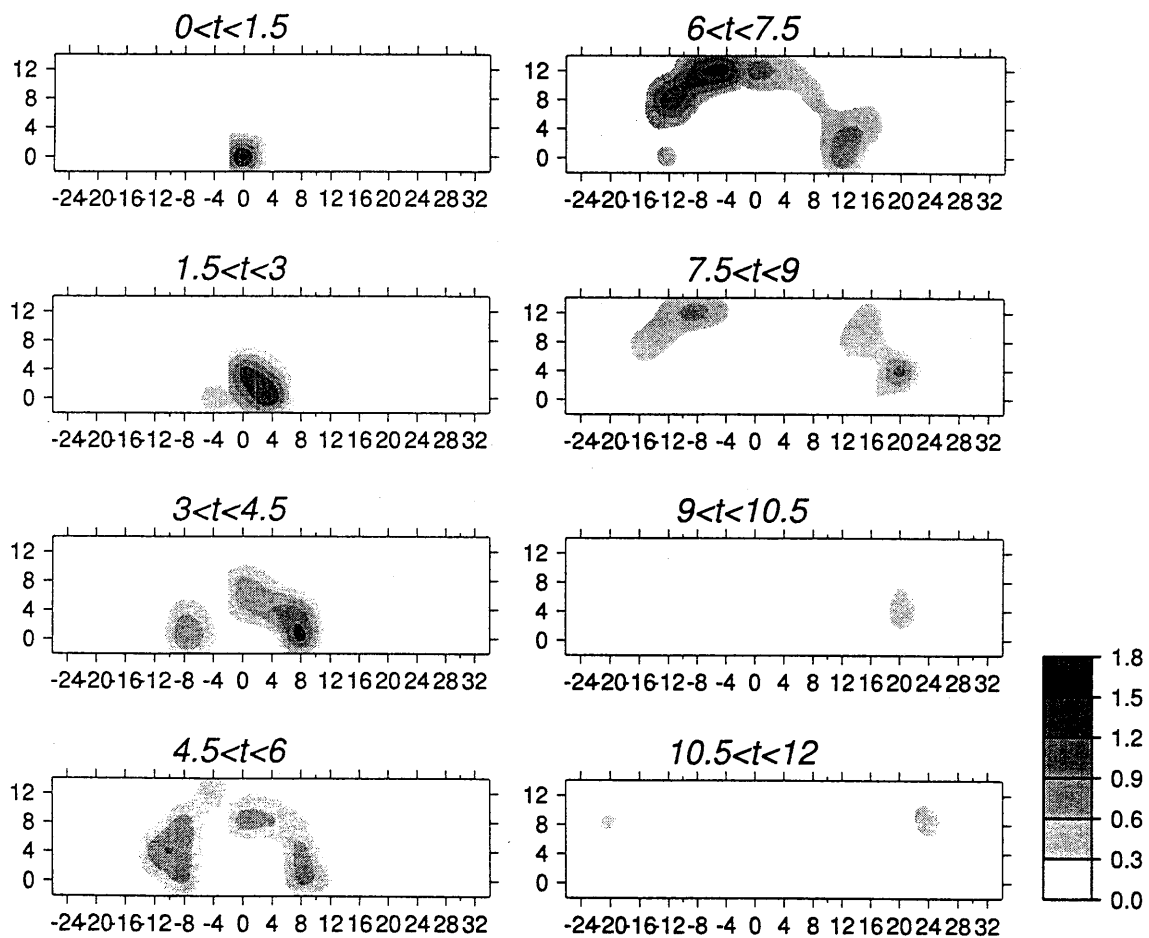


図 3.1.3.2. インヴァージョンによって得られた破壊過程。1.5秒間毎のすべりの分布が示されている。原点は破壊開始点（深さ14 km）である。左側が淡路側、右側が神戸側の断層である。Yoshida 他（1995）の原図より。

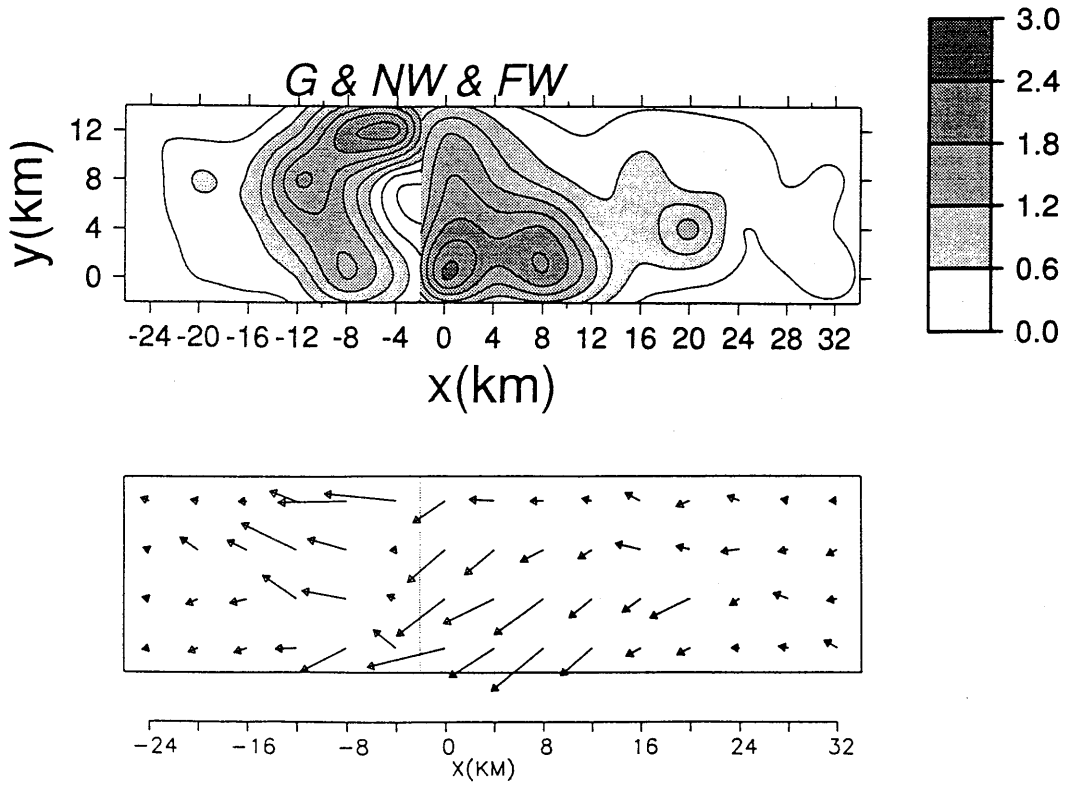


図 3.1.3.3. インヴァージョンによって得られたすべり量 (単位はm) (上図) とすべりベクトル (下図)。原点は破壊開始点 (深さ14 km) である。Yoshida他 (1995) の原図より。

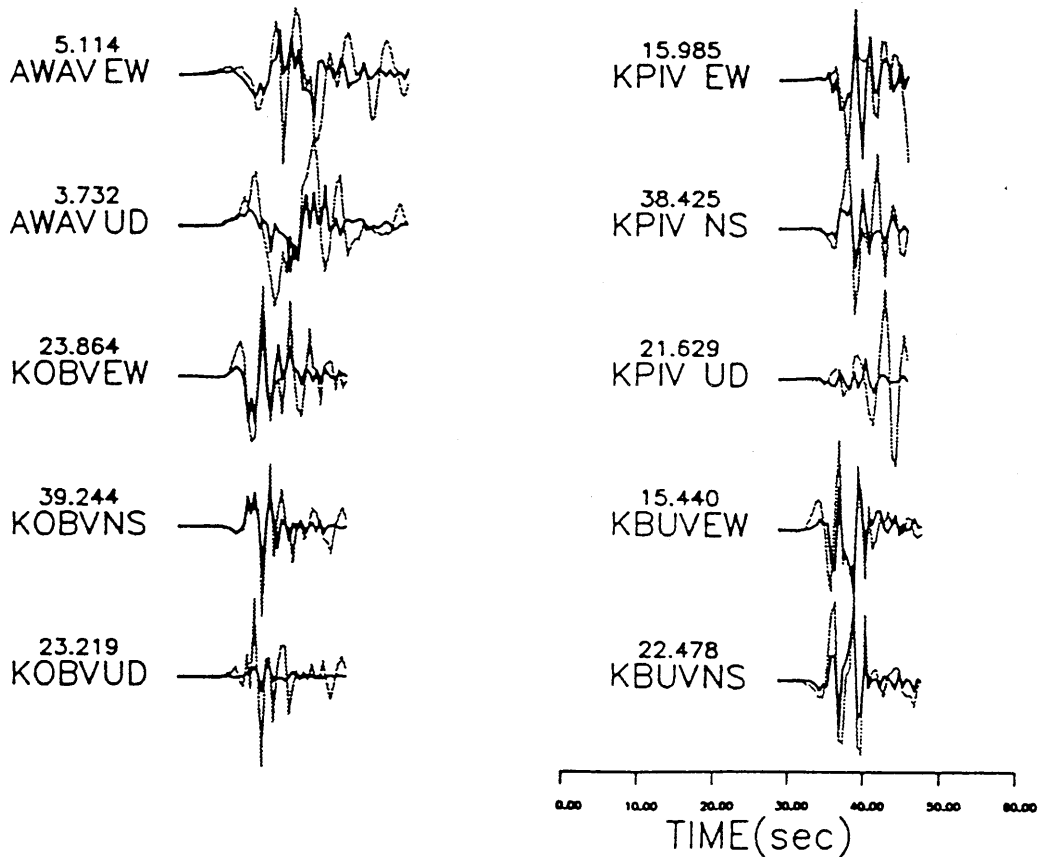


図 3.1.3.4. 断層の極近地で観測された速度波形 (点線) とインヴァージョンによって得られた解に基づく理論波形 (実線)。観測点は、awa (淡路洲本)、kob (神戸海洋気象台)、kpi (神戸ポートアイランド)、kbu (神戸大学) である。数字は理論波形の最大速度 (単位はcm/s)。Yoshida他 (1995) の原図より。

## 参考文献

- (1) Yoshida, S., K. Koketsu, B. Shibazaki, T. Sagiya, T. Kato, and Y. Yoshida (1995) : Joint inversion of near- and far-field waveforms and geodetic data for the rupture process of the 1995 Kobe earthquake、J. Phys. Earth (投稿中) .
- (2) Ide, S. and Takeo, M. (1995) : Source process of the 1995 Kobe earthquake: Determination of spatio-temporal slip distribution、Bull. Seism. Soc. Am. (投稿中) .
- (3) Sekiguchi, H. et al. (1995) : Minute locating of fault planes and source process of the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan, earthquake from the waveform inversion of strong ground motion、J. Phys. Earth (投稿中)
- (4) Bouchon, M. (1979) : Discrete wave number representation of elastic wave fields in three-space dimensions、J. Geophys. Res.、Vol 84、pp.3609-3614.
- (5) Heaton, T. (1991) : Near-field ground motions in large earthquakes and base-isolated structures、Seism. Res. Lett.、Vol. 62、no. 1、pp. 49.
- (6) 宇津 (1977) : 地震学、共立出版
- (7) Kanamori, H. and D. L. Anderson (1975) : Theoretical basis of some empirical relations in seismology、BSSA、Vol. 65、No. 5、pp. 1073-1095.
- (8) 嶋本 (1995) : " 震災の帯" の不思議、科学、Vol. 65、No. 4、pp 195-198.
- (9) 入倉 (1996) : " 震災の帯" をもたらした強震動、科学、Vol. 66、No. 2、pp 86-92.
- (10) Pitarka et al. (1995) : Basin structure effects in the kobe area inferred from the modeling of ground motions from two aftershocks of the January 17, 1995 Hyogoken-nambu earthquake、日本地震学会講演予稿集、2、A95.
- (11) 源栄 (1995) : 兵庫県南部地震における「震災の帯」の正体を探る、建築雑誌、Vol. 110、No.1381、pp 24-25.

## (2) 強震記録による地動の分析

兵庫県南部地震において観測された強震記録の特徴については、中間報告書に基本的なことは示した。そこで指摘されたまとめは以下のとおりである。

- ①大振幅の加速度、速度が広い地域で観測された。
- ②周期0.8～2.0秒の成分の強度が特に大きい。
- ③大きな上下動記録が観測された。
- ④継続時間が短い。
- ⑤振動の方向的偏りがみられる。
- ⑥軟弱埋立て地で土の非線形性を呈する記録が得られた。

この地震で得られた地震記録は少ないことは中間報告書の中で既に述べた。この中に建物の中で得られた記録がいくつかある。(観測地点の略号については中間報告書を参照のこと)

それらは新長田駅前市街地住宅(NGT、住宅都市整備公団、地下1階・地上24階建て、直接基礎)、NTT神戸駅前ビル(NTT、NTT、地下3階・地上8階建て・ベタ基礎)、そして新神戸Aビル(SKB2、竹中工務店、地下3階・地上37階・高層部分ベタ基礎)である。中間報告書の表3.1.1.1から分かるようにこれらの観測点では最大振幅が他の地表面の観測点に比べて小さくなっている。図3.1.3.5にこれらの地下階での記録(大きい方の成分)の擬似速度応答スペクトルを示す。また、同図には1978年宮城県沖地震の東北大学工学部1階、1994年三陸はるか沖地震の八戸市庁舎地下1階の記録をも示した。前3つの地震記録については周期1秒以上でNTTが神戸海洋気象台と同等か上回ること、また1秒以下ではNTTとNGTがよく似たレベルを示していることである。SKB2は、山側に位置するが他の2つに比べてレベルが低い。東北大学や八戸市役所の記録と比較するとSKB2を除いて1秒以下では4つはほぼ類似したレベルを示すのに対して、1秒以上では兵庫県南部地震の記録が大きく上回ることが分かる。

神戸3地点での記録が最大加速度振幅で他の観測点に比べて小さいのは、地震計が建物内にあることが原因と思われる。

現在、わが国の高層建築物や免震建築物の構造評定においては、レベル1、レベル2の設計用地震動の最大速度振幅レベルとして25cm/s、50cm/sを適用するケースが多い。また、神戸(関西)ではこれらをそれぞれさらに20cm/s、40cm/sと低減する場合もあった。

図3.1.3.6には高層ビルの耐震解析に用いられる3つの波形すなわち、エルセントロ、タフト、八戸港湾の記録を最大速度40ガイン(神戸地区の高層建物の設計用最大速度振幅の慣用値)に基準化した加速度波形に基づく擬似速度応答スペクトル(減衰定数2%,5%)を比較した。比較の対象は、神戸海洋気象台(JMA)の南北成分及び東神戸大橋(EKB)での地盤上の記録である。JMAは周期2秒以上では高層設計用波形と大きく違わない。これに対して、EKBは周期2秒以上でJMAを大きく上回ることが分かる。東神戸大橋は埋め立て地上に建設されているため地盤は第3種地盤に属する軟弱な地帯である。これらの図によれば、後で示すように必ずしも地盤上で観測された記録

がそのまま観測点近隣の建物に作用しているとは考えられないが、場所によっては高層評定で慣用的に使われている入力地震動を上回っていた可能性があることを示している。

## (3) 兵庫県南部地震における強震記録の最大振幅

わが国での最近の地震で得られた強震記録の最大振幅を今回の記録と比較してみると表3.1.3.1に示すようになる。同表には近年米国カリフォルニア州で得られている、主として震源近傍の地震動記録の最大値も示している。わが国では、近年まで真の意味での強震記録というのはきわめて数が少なかった。しかし、1993年の釧路沖地震を契機として、兵庫県南部までこの2年間で相当数の強い地震記録が得られている。これらの記録の重要性は、耐震設計の観点からは特筆すべきものがある。すなわち、わが国の耐震設計は、いままで新潟地震(1964)、十勝沖地震(1968)、宮城県沖地震(1978)、日本海中部地震(1983)の4つの地震時の強震記録に大きく依存していた。また強震観測開始当初は、国内の強震動記録の蓄積が進まないこともあって、米国のエルセントロ波やタフト波も使われ、これらが日本の構造物の耐震設計のためのいわば標準的地震動記録になっていた。

しかしながら、1989年ロマプリータ地震あたりから状況は一変した。都市における被害を伴い、かつ真の意味での強震記録が多数観測され始めたからである。また、震源域のデータもいくつかの地点で採れるようになり、その実態が次第に明らかになってきた。もっとも日本国内で観測される強震動は、そのほとんどが、ある程度震央までの距離がある地震によるものであったため、わが国の震源域の地震動の性質について実測で検証する機会には兵庫県南部地震までなかったといってもよいであろう。

さて、表3.1.3.1から、兵庫県南部地震が起こる直前まで、わが国では50カインを上回る強震記録はほとんどなかったということがわかる。エルセントロ波やタフト波などわが国の建築物の耐震解析に用いられている記録でも、その原波形は50カインに達していない。しかし、米国では1971年のサンフェルナンド地震においてパコイマダムで100cm/sを超える速度振幅を記録して以来、近年のランダース地震(1992)やノースリッジ地震(1994)他で何度も50カインを超える記録を得ている。これらはすべて震源の至近距離で得られた記録である。わが国では1993年の釧路沖地震でも大きな加速度に関心が寄せられたもののそれでも速度はさほど大きくなく、今回初めて100カインをも上回る記録を得た。

前述の高層評定の50カインレベルもいわゆる今までわが国の代表的地震としての海洋型地震を基に定められているので、今後震源近傍での記録を意識した設計地震動の評価が必要になるであろう。ただし、超高層建築物に大きな被害が出た訳ではないので、設計地震動のレベルだけに注目するのではなく、応答スペクトルなどで表現するなどを含め、地震荷重の設定の方法の妥当性を再検討する必要がある。

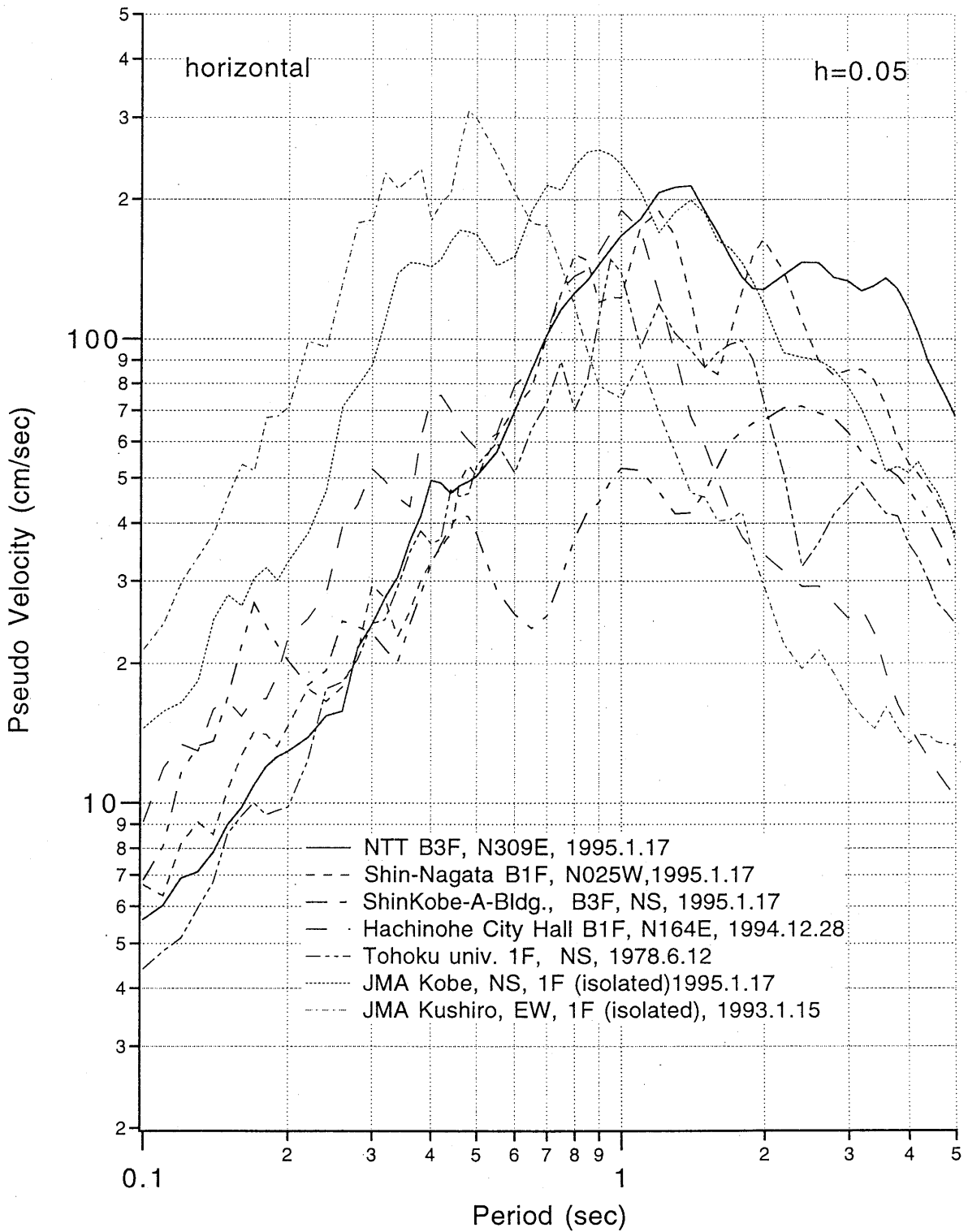


図3.1.3.5 兵庫県南部地震と既往の地震記録のスペクトル比較

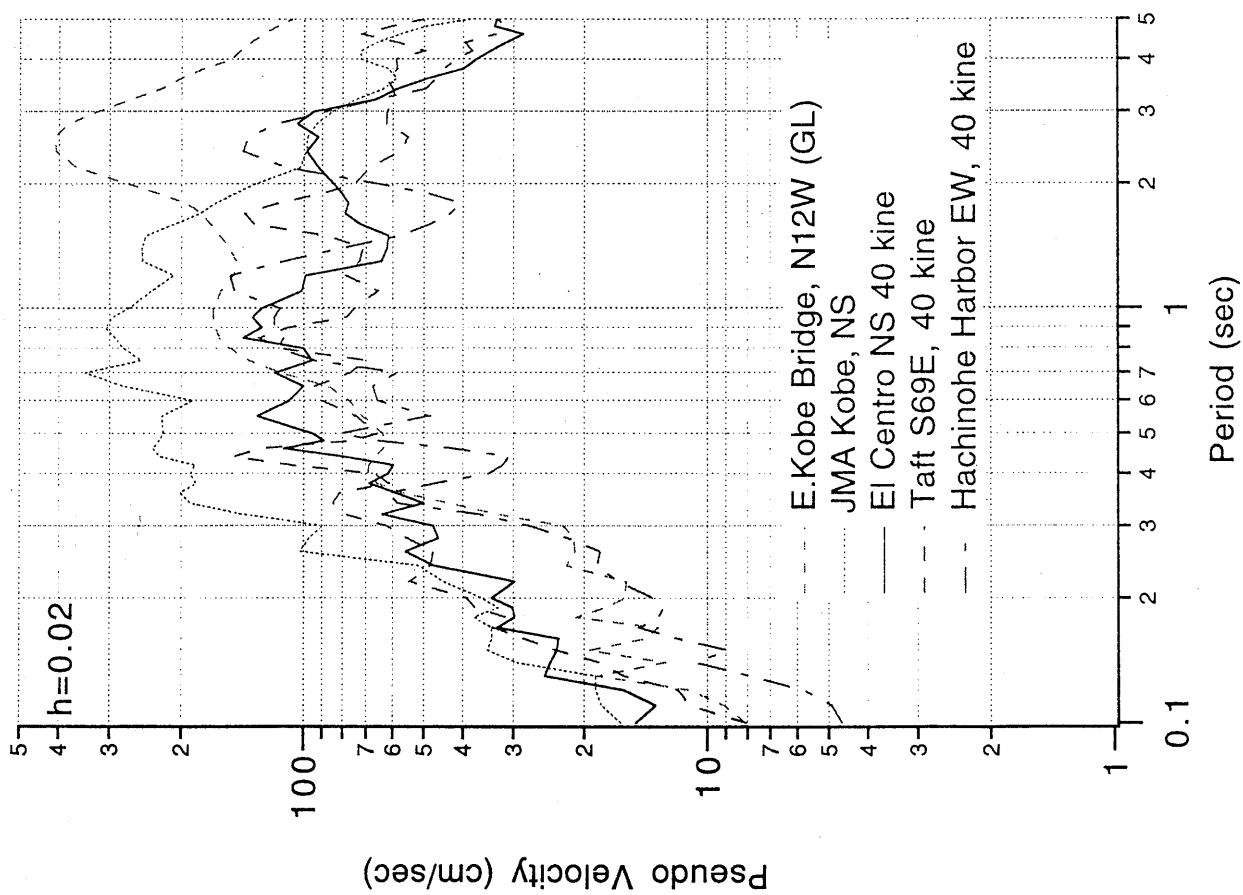
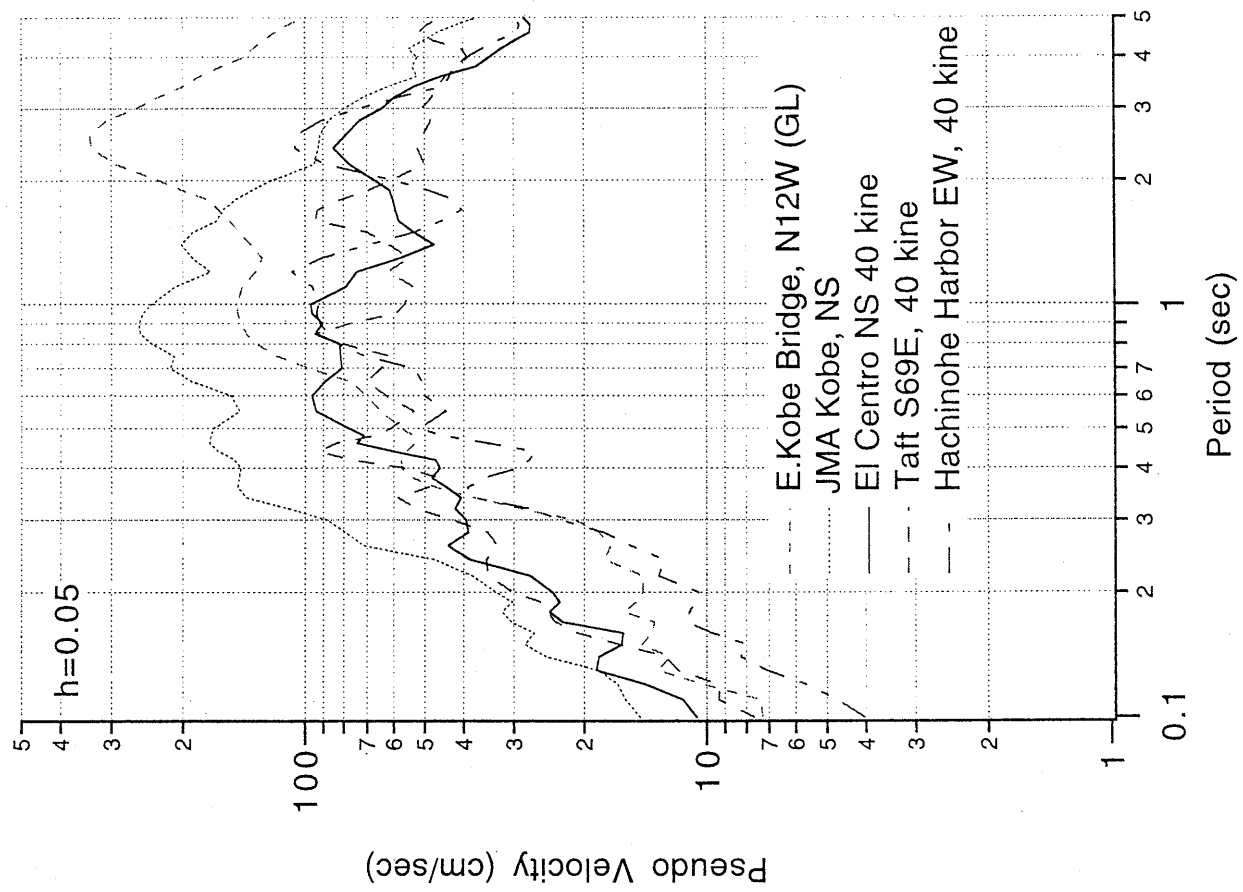


図3.1.3.6 兵庫県南部地震における記録と高層建物設計用地震動の比較

表3.1.3.1 大振幅地震記録

地震名	年月日	観測場所	設置条件	成分	加速度	速度
					(ガル)	(cm/s)
1968年十勝沖	1968.5.16	八戸港湾	地盤	NS	229.6	34.4
					EW	180.2
1978年宮城県沖	1978.6.12	東北大学	1階	NS	255.2	36.2
					EW	180.2
1993年釧路沖	1993.1.15	釧路気象台	地盤	63	711	33.5
					153	637
1994年北海道東方沖	1994.10.4	釧路気象台	地盤	63	314	26.7
					153	390.8
1994年三陸はるか沖	1994.12.28	八戸市庁舎	地下1階	164	414.6	44.3
					254	319.3
		八戸測候所	地盤	NS	602.8	26
					EW	319.3
1995年兵庫県南部	1995.1.17	海洋気象台	地盤	NS	818	92
		葺合	地盤	N030W	802	121
		鷹取	地盤	NS	661	138
		神戸大学工学部	地盤	NS	270	55.1
		NTT	地下3階	N309E	342	84
		東神戸大橋	地盤	N12W	327	86.6
1940年インペリアルバレー	1940.5.18	ILセント変電所	1階機械室	NS	342	33.5
					EW	210
1952年カーン郡	1952.7.21	タト・リンカン学校	トンネル床上	NS	152.7	15.7
					EW	175.9
1971年サンフェルナンド	1971.2.9	Pacoima Dam	地盤	S16E	1148	113
1992年ランダース	1992.6.28	Lucerne	地盤	S80W	740	146
1994年ノースリッジ	1994.1.17	Rinaldi	地盤	S49W	826	170
		Sylmar	地盤	N360E	827	129
		Newhall	地盤	N360E	578	95



### 3. 1. 4 現行耐震基準における設計地震動と神戸地域において建物に作用した地震入力の評価

わが国の地震観測史上最大級の強震記録を残した兵庫県南部地震であるが、これまでの多方面にわたる被害調査により、現行基準で設計された建築物は、設計、施工の不備によるものを除くと、大破、倒壊といった大きな被害を受けていないことが判明している。この結果から、現行基準に拠れば、兵庫県南部地震クラスの強い地震動に対しても十分な耐震性能を期待しうることが現象面からは実証されたといえよう。

ここでは、今回の地震における建築物への地震力の検証を行なう。

まず、今回の地震で現耐震基準による建築物の被害が少なかった理由を分析する。

建築基準法施行令では、建築物の耐震設計用の地震層せん断力  $Q_i$  は、

$$Q_i = C_i \cdot \sum_{m=i}^N w_m$$

$$C_i = Z \cdot R_T \cdot A_i \cdot C_0$$

で算定することとしている。

ここに、 $C_i$ ：建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数

$Z$ ：地震地域係数

$R_T$ ：振動特性係数、

$A_i$ ：地震層せん断力の高さ方向の分布係数、

$N$ ：層数

$w_m$ ： $m$ 層の重量、

$C_0$ ：標準せん断力係数

である。

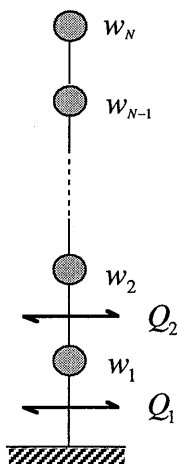


図3.1.4.1 N層モデル

神戸の場合、 $Z=1.0$ であり、また2次設計に対しては最低値として  $C_0=1.0$ である。第1層を対象とする

と  $R_T$  がベースシア係数となる。 $R_T$  は地盤種別と建築物の1次固有周期によって定まるが、このケースでは兵庫県南部地震で建築物に作用したベースシア係数が建築物を弾性と仮定した場合に、 $R_T$  を超えたかどうかあるいはどの程度超えたかが、現行設計地震力の大きさの妥当性を測るポイントとなる。

#### (1) 建築物被害が僅少であった理由

①静的荷重である設計地震力と動的応答最大値の応答スペクトルには差がある。

$R_T$  曲線を応答スペクトル曲線として捉えることがよく行われるが、本来  $R_T$  は静的な地震荷重に置きかえるために設定された係数である。これに対して、応答スペクトルは、時間によって変動する動的応答の最大値であるから、本来は全く性格の異なるものである。つまり、設計地震力は瞬間的に生じる最大値でなく、それよりいくらか小さい値の実効値に対応している。

中間報告書で整理したように、兵庫県南部地震では神戸地域の地盤上で600~800ガルレベルの加速度、また100ガンを超える観測記録が得られている。これは最大加速度振幅なので、対応する静的震度は0.6~0.8よりも小さい値になる。

仮に、これらの地震動が各種建築物に基礎固定の条件で入力した場合を想定してみる。

もし、建物が一質点でモデル化できるならば、この場合には応答スペクトルがベースシアに一致する。

建築物が2層以上の多質点系では、頂部の応答加速度とベースシアとは対応しなくなる。(超高層建築物のベースシア係数は頂部加速度に比べてはるかに小さい値となることはよく知られている。)

このことを説明するために、図3.1.4.1に示すような、多層建築物モデルを想定する。各層とも重量が同一、変形モードは図3.1.4.2に示すように直線的に変化するものと仮定する。また、基部加速度に対する頂部加速度の倍率を  $M$  とする。この場合、ベースシア  $Q_1$  は、

$$Q_1 = \frac{a_0}{g} \cdot w \cdot \left\{ N + \frac{M-1}{N} \sum_{m=1}^N m \right\}$$

$$= \frac{a_0}{g} \cdot w \cdot \left\{ N + \frac{(M-1)(N+1)}{2} \right\}$$

ここに、 $g$  は重力加速度である。そして、ベースシア係数は  $C_1$

$$C_1 = \frac{Q_1}{Nw} = \left\{ 1 + (M-1) \frac{N+1}{2N} \right\} \cdot \frac{a_0}{g}$$

ベースシア係数と頂部応答加速度の比率  $r$  は、

$$r = \frac{C_1}{Ma_0/g} = \left\{ \frac{1}{M} + \frac{1}{2} \cdot \frac{(M-1)(N+1)}{MN} \right\}$$

この $r$ を層数に対してプロットすると図3.1.4.3のようになる。

この場合、加速度を直線分布と仮定したが、現行基準における $A_1$ 分布のようなトップヘビーの分布になると比率 $r$ はさらに低下することは容易に示すことができる。

基部への入力地震動の最大加速度に対する頂部最大加速度の倍率は経験的に3~4倍（1層の場合は2.5~3倍）と考えられるから、仮に500ガルの入力地震動に対して頂部は1.5~2.0g程度の加速度となる。この場合ベースシア係数は図3.1.4.3の $r$ を用いると、増幅率 $M$ が3~4の場合4層では1.1~1.4程度となる。前述のように、より現実的な分布形の設定では $r$ がより小さくなる。すなわち、建築物基部への入力地震動加速度が600~800ガルの場合でも、建築物に作用する地震力（ベースシア）は、（建築物が弾性とした場合）中層から高層では大きく見積もっても1を多少上回る値になるものと考えられる。

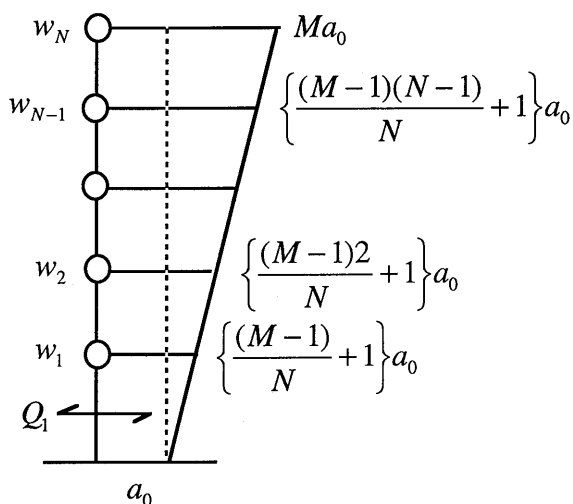


図3.1.4.2 仮定した直線的な加速度分布（ $N$ 層建築物モデル）

### ②入力地震動の継続時間が短かった。

兵庫県南部地震の記録をみるといずれの記録もいわゆる強震部分は長くても20秒程度であり、外力の繰り返し回数が少なく、塑性変形が大きく成長するまでには至らなかった可能性が高い。これは、マグニチュードが7.2程度であり、震源の大きさがそれほど小さくなく、断層の破壊が完了する時間が長くなかったこと、また、神戸地域は震源に近いのでほとんどが直達波であり表面波による後揺れで振動が長続きする位置ではなかったことによると考えられる。

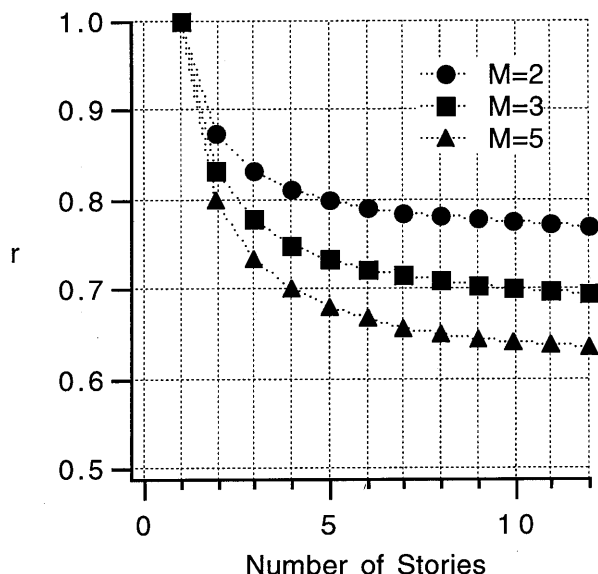


図3.1.4.3 頂部加速度とベースシアーの比

これにより、応答として建築物に与えられる大きな塑性変形の繰り返し回数は少なかったと考えられる。この塑性域での繰り返し回数が少ないことにより、繰り返し変形による構造体力等の性能の低下が少なく、被害が進行しなかったと考えられる。

### ③地盤上で観測された強震記録と、実際に建築物へ作用する実効入力地震動とが異なる。

兵庫県南部地震での大きな加速度記録はほとんどが自由地表面上で得られており、建築物内部の記録は少ない。記録数は少ないが、実際に建築物内部（地下1階、地下3階）で観測されているいくつかの記録の最大加速度値は、300~350ガル程度である。）

通常の設計で用いられる実際の建築物への入力地震動は、地盤の動きと建築物の動きの、いわゆる動的相互作用効果が織り込まれたものとして設定される。この場合、いくつかの震動エネルギーの消費があって、建築物への実効入力動は減少する。この減少の度合いは、建物、地盤両方の性質の組み合わせで決まる（図3.1.4.4、図3.1.4.5参照）。一般的には、その減少の度合いは10~30%程度といわれている。また、強震記録が少ないので、個々の建築物と、観測地点の位置的対応は必ずしも保証されていないため、観測された大きな地震動がすべて建築物に入力したとは考えられない。

一般的に、低層建物で建物地盤に比べて相対的に剛であるほど、また地盤が軟弱であるほど、動的相互作用の効果が大きくなる傾向にある。

単に建築物の基部への入力加速度が減少するだけでなく、動的相互作用効果による減衰の増大の影響も大きい。

このいわゆる実効入力の実効入力について、実際の地震観測例が最もわかり易いが、例えば1994年1月17日に起きたノースリッジ地震で、カリフォルニア州シル

マー郡にあるオリーブビューメディカルセンター（郡立病院）ではカリフォルニア州によって多点地震観測が行われていた。

建築物外の地盤上と建物内部1階床での加速度記録を比較すると図3.1.4.6のようになる（ここでは自由地盤としての駐車場地表面と、建築物東側1階床のそれぞれ南北方向記録を比較している）。

加速度、速度および変位の最大振幅は、駐車場地盤上でそれぞれ827ガル、129cm/s、32.5cm、建物1階床上ではそれぞれ782ガル、112cm/s、28.3cmで、いずれの数字も建築物内部の値の方が小さくなっている。また、それぞれの擬似応答スペクトルを比較したものが図3.1.4.7であるが、この図からも、ごく短周期を除いて、建築物1階床上が自由地盤上に比べて小さかったことが分かる。このように近接した場所であっても地盤上と建築物内とは、揺れ方に違いがあることが一般的である。

地盤に影響に関連して次のことも重要である。すなわち、地盤上の強震記録は強震計が置かれた位置の動きであり、建築物が占有する広さにわたって同じ動きをしている保証はない。地盤の動きは上に載る建築物により拘束されるので、このことは一般に短周期が低減されるフィルターの効果を持つ。このような地震動の空間分布が大きな加速度振幅を実質的に低減させている可能性がある。

④建築物にはエネルギー吸収能力があり、大きな入力地震動に対しては相応の塑性変形により抵抗する

頻繁に起きる小さいレベルの入力地震動であれば、建築物の部材、材料は弾性的に変形し、外からの荷重が解除されればもとの状態に戻る。しかし、まれに発生する大地震時のような極めて大きな入力地震動に対しては、変形はいわゆる塑性領域にまで達する。その結果として各部に損傷が生じる。現行基準による建築物のようにDs値に応じた必要保有耐力の検討を行っている場合には、損傷の代償としての一定の塑性変形能力が見込めるので、地震動の過大な入力エネルギーをここで吸収することが期待できる。

過度の塑性変形は構造の倒壊につながるので過度な変形を抑制する必要がある。

⑤その他

建築物には計算外の余力がある。これは基準には明記されていない。

通常、建築物の構造設計ではすべての部材の耐力が精密に考慮されているわけではない。構造計算には考慮されないが、実際にはいくらかの抵抗力を期待できる部材が多いほど、安定度、余裕度の高い建築物となる。また、通常の建築物ではいわゆる不静定次数が高い(Redundant)ため、一部の部材が塑性化とともに、応力が順次再配分され、各部材の耐力が有効に発揮され、いわゆる復元力が漸増していく。さらに、現行の設計は部材単位の耐力評価（設計式）によってなされており、これらの設計式にはそれぞれ一定の安全率が設定されるた

め、前述の不静定次数による効果と相まって、終局的な構造耐力、変形性能の余裕度は設計目標値より、実態上かなり大きいものとなっていると考えられる。すなわち、荷重レベルが設計地震力レベルを多少超えても、直ちに構造物が崩壊するわけではない。耐震計算で通常考慮されないこれらの要素を実際に構造耐力評価に組み入れると、建築物の強度・耐力は目標とする最低水準に比べて相当程度大きくなり、その結果、相当大きな入力地震動にも抵抗することができる。また、コンクリートや鉄などの建築物を構成する主要材料の実際の強度は構造計算等に用いられる公称値よりもかなり大きく、これも一種の余力として機能しているものと考えられる。

ただし、この項目の取り扱いには配慮が必要である。すなわち、結果的に余力が付いてしまうというのが設計法の実際のように、余力を初めから計算に入れた設計は構造の耐力低下に結びつく恐れがある。また、強度の増加は靱性を低下させる可能性があることにも注意すべきである。余力は余裕として非常時とくのために取っておくのが本来の姿であろう。

以上を要約すれば、兵庫県南部地震では、地域によっては現行設計基準で想定していた地震力よりもある程度大きな地震動が、建築物に作用したものと考えられる。その場合、建築物に生じたベースシア係数は、建築物が弾性と考えた場合にほぼ1.0かあるいはこれを多少上回っていた可能性がある。しかしながら、地盤と建築物の動的相互作用効果、塑性化（損傷を伴う）によるエネルギー吸収、不静定次数の効果、設計時に考慮しない余力、材料強度安全率、部材耐力安全率などの様々なプラス要因が重なって大破、倒壊といった被害を免れたものと推定される。

一方、上下動の効果についても議論されてきたが、今回の地震の上下動記録を用いたいくつかの地震応答解析では、上下動が構造物全体の挙動に及ぼす影響は極めて小さいという結果が得られている。ただし、床中央部の上下動など局所的な応答には上下動の影響がみられ、居住者の振動感や家具の転倒などを促したものと考えられる。

以上の検討から、現行設計基準における地震荷重のレベルはほぼ妥当なものと考えられる。

ただし、地震荷重の設定手法に関しては、以下の諸点について今後検討が必要と考えられる。

(1) 活断層など懸念される都市直下型地震による強震動予測手法の合理化

いわゆる海洋型地震については、近年豊富な被害事例や強震観測記録が得られているが、内陸に起こる都市直下型地震による大地震動のデータは、わが国では初めて得られたとあってよい。

このような震源近傍地震動の性質の究明を今後早急に行う必要がある。またこれと海洋型地震動との違いについても明確にしておく必要がある。

また、わが国において神戸と同様な都市直下型地震の

生起が懸念される地域を早急に特定し対策を講ずる必要がある。

(2) 設計地震力設定における各地点特有の地震環境の考慮

建築物の耐震設計で考慮すべき設計地震力は、当該地域周辺で発生が懸念される地震の性質や地形・地盤・地質条件に大きく依存している。神戸の場合には、活断層の存在、六甲山麓の厚く堆積した砂礫質堆積層、海岸埋め立て地、軟弱地盤、旧河道（人工的な地盤改変）などの特有の条件がある。

神戸以外の地域にも、その地点特有の考慮すべき事情（例えば軟弱地盤における土の塑性化応答、埋立地の液状化、地形・地質におけるローカルな不整形性および基礎構造の変化など）があり、設計地震力の設定においてもそれらの影響を考慮することが必要である。

(3) 地震時の建築物の挙動と近傍地盤の挙動との関連性の検討

今回の地震では、地盤上で大きな加速度記録が得られたが、建築物内部での観測記録と比較すると、その間に大きなレベル差が認められる所がある。さらに強震観測点付近の建築物の被害状況を合わせ考えると、地盤上で大きな地震動がそのまま建築物基部に作用したとは考えられず、地盤—基礎—建築物の動的相互作用の影響を受けていたと考えられる。動的相互作用については、個々の立地条件に大きく依存する部分もあるが、建築物への実質的な入力地震動を考える上で、重要な要素であり基本的には一般化できる部分もあるものと考えられるので、積極的に設計に取り入れる方向で検討を進めるべきである。

(4) 実効地震力としての設計地震力の評価の推進

a) 地震動の破壊力

現在、地震時に建物へ作用する地震力の大小は、最大加速度レベルで評価されている。しかしながら、最大加速度レベルと被害の対応は必ずしも顕著ではない。むしろ最大速度や、最大変位で評価した方が実際の被害をうまく説明できる場合がある。

b) 有効継続時間

兵庫県南部地震で神戸で観測された記録は一般的に継続時間が短い。これは震源が非常に近いことと規模が海洋型の巨大地震に比べてひとまわり小さかったことが原因とみられる。また設計速度値を大きく上回る地震動に対して、神戸の高層ビルに被害が少なかったのは、地震動が作用した時間が短いことにより、建物の応答が成長しにくかったためと考えられる。海洋型の地震では加速度振幅レベルが大きくなっても、継続時間が大きくなる可能性があるため、入力地震動の継続時間を考慮することが大切である。

c) 地震動の空間的分布

今回の地震では地盤上での観測値の大きさが注目された。反面、建築物の中で観測された地震動は、地盤上のものと比較して大きくない。地盤上の記録の場合は、地震計の設置条件などの観測条件を明確にして吟味する必要がある。また地盤上の記録は1点の動きを記録したも

のであり、ある広がりに対して一様に地震動が作用していることを示すものではない。

(5) 設計用入力地震動の概念の導入

現行耐震基準では、設計地震荷重は入力地震動でなく、建築物に作用する地震力として設定されている。実際には個々の建築物により地形・地盤種別、基礎形式、上部構造の構造形式などにおいて多様な条件設定が行われるが、通常の設計地震力はこれらの条件に適宜対応している訳ではなく、一律な値がとられることが多い。原子力分野など一部の構造物に適用されている設計用入力地震動の概念の導入により、個々の設定条件に対応した地震荷重設定手法を検討する必要がある。

(6) 建築物、地盤での高密度地震観測の実施

昔に比べて、強震計の設置台数は急激に増加した。しかし個々の建物の地震時応答予測を検証するためには、建物—地盤での系統的なかつ高密度な地震観測を行う必要がある。特に今回の地震のような直下型地震による地震動に対しては、応答の評価がまだ不十分であり、データベースを増やす必要がある。

謝辞

本解析では、1995年兵庫県南部地震で観測された地震記録を用いた。強震記録を提供頂いた気象庁、NTT、住宅都市整備公団、(株)竹中工務店、大阪ガス(株)、建設省土木研究所、近畿地方建設局に対し、謝意を表します。

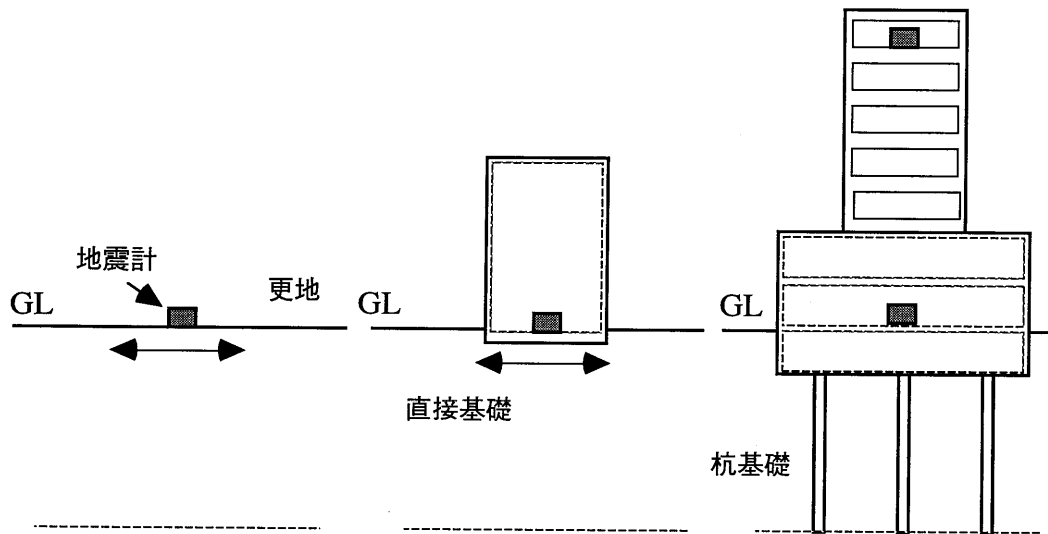


図3.1.4.4 強震記録と観測条件の実際

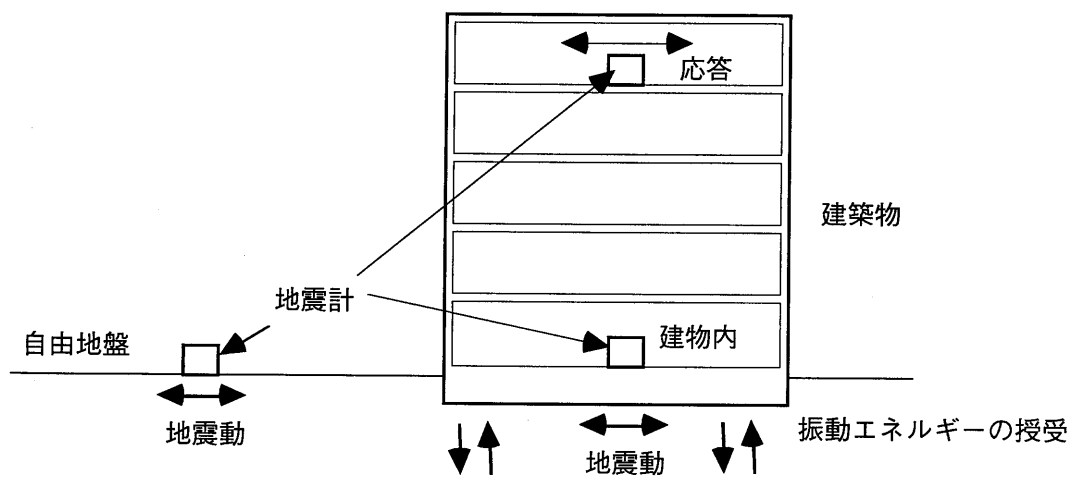


図3.1.4.5 自由地盤と建物内部の地震動

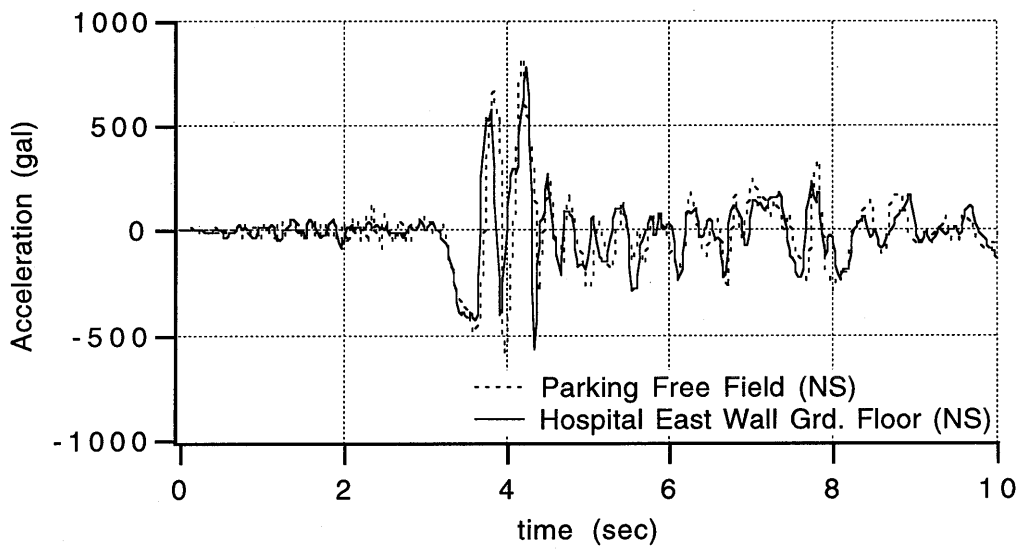


図3.1.4.6 シルマー郡立病院1階と屋外地表での加速度記録の比較

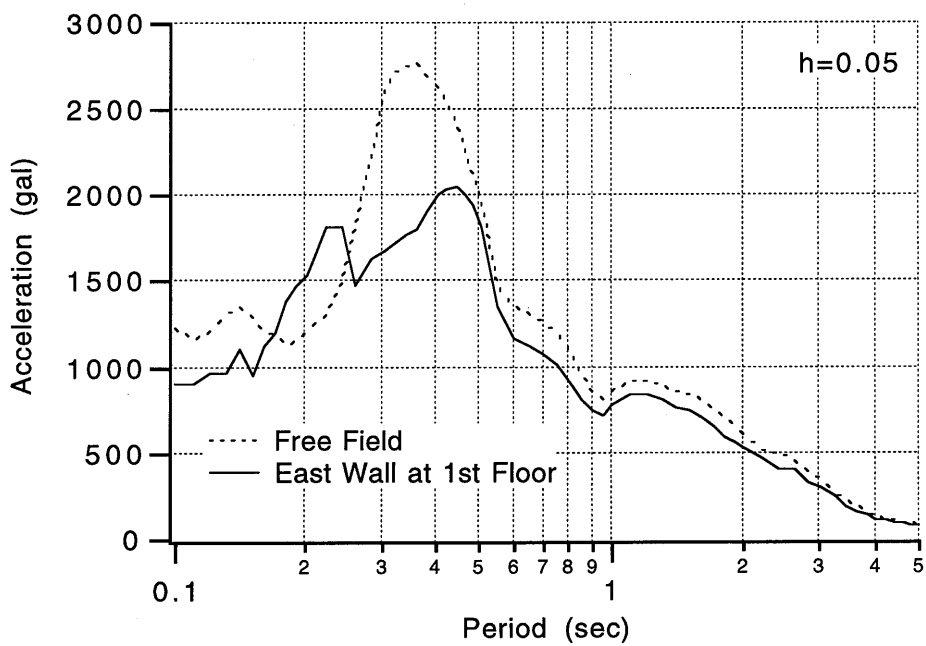


図3.1.4.7 シルマー郡立病院1階と屋外地表での記録の応答スペクトル比較

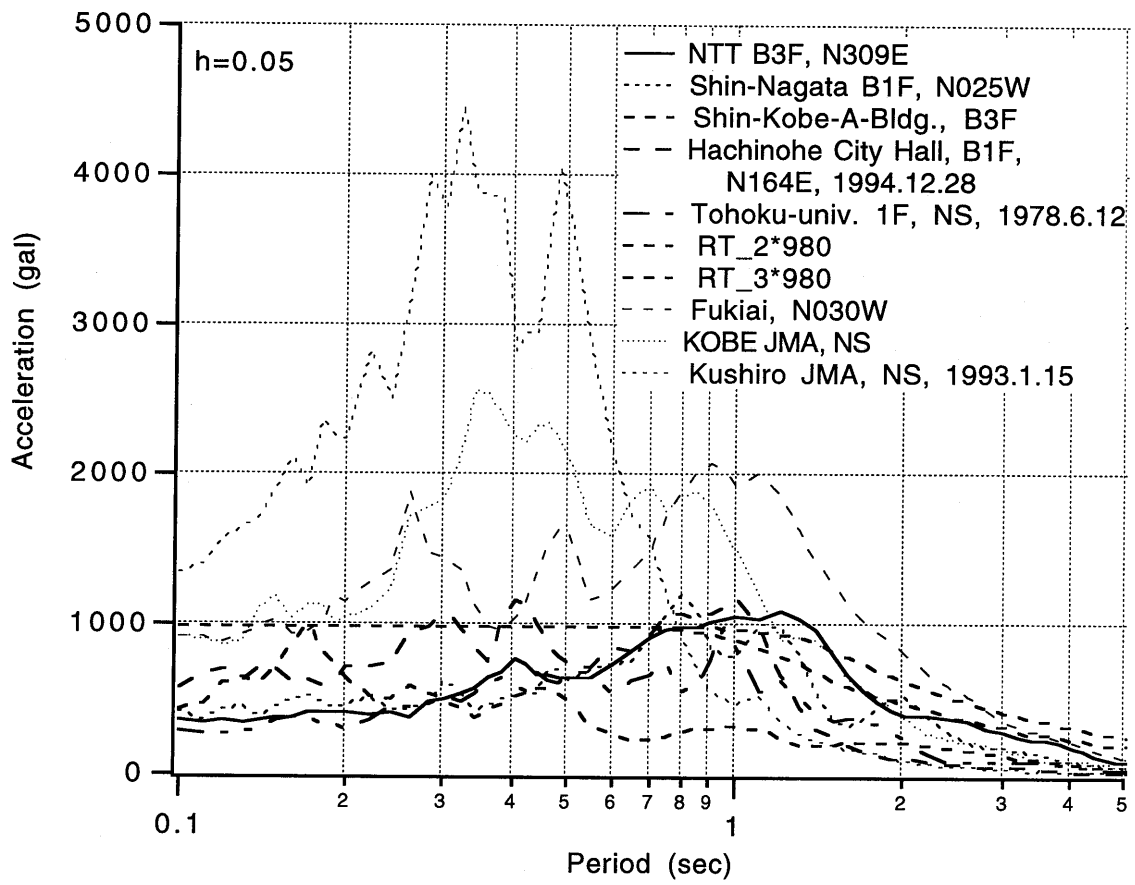


図3.1.4.8 建築物内で観測された強震記録他の応答スペクトルの比較





## 3. 2 構造

### 3. 2. 1 鉄筋コンクリート（RC）造 及び鉄骨鉄筋コンクリート （SRC）造建築物



## 3. 2 構造

### 3. 2. 1 鉄筋コンクリート（RC）造及び鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造建築物

#### (1) 特定地域における全数調査結果の分析

日本建築学会近畿支部の鉄筋コンクリート構造部会（主査：渡邊史夫京都大学教授）は平成7年8月～9月に神戸市灘区、東灘区の震度7地域（国道43号線と山の手幹線に挟まれた地域）を対象として、RC系建築物の全数調査（地域限定全数調査）を行った。

調査対象建築物3938棟に対する被災度別分類の検討結果を表3.2.1.1.1及び図3.2.1.1.1に示す。同表及び図は、建設年代別（1971年以前、1972年～1981年及び1982年以降）で検討結果を整理している。1971年以前の建築物は618棟（15.7%）、1972年～1981年のものは1365棟（34.7%）、及び1982年以降のものは1955棟（49.6%）であった。大破と倒壊を合わせた棟数の調査棟数に対する比率は、全体で3.6%であり、建設年代別では1971以前で8.1%、1972年～1981年で4.9%、1982年以降で1.3%となっている。

非ピロティー建築物、ピロティー建築物毎の被災度別分類を表3.2.1.1.2、表3.2.1.1.3及び図3.2.1.1.2、図3.2.1.1.3にそれぞれ示す。非ピロティー建築物は3622棟有り、建設年代別に見ると1971以前のものが585棟（16.1%）、1972年～1981年のものが1249棟（34.5%）、及び1982年以降のものが1788棟（49.4%）であった。大破あるいは倒壊建築物の比率は、全体で3.3%であり、1971以前では7.9%、1972年～1981年では4.3%、1982年以降では1.2%となっている。一方、ピロティー建築物は316棟有り、そのうち1971以前のものが33棟（10.5%）、1972年～1981年のものが116棟（36.7%）、及び1982年以降のものが167棟（52.8%）であった。大破あるいは倒壊建築物の比率は、全体で6.6%であり、1971以前では12.1%、1972年～1981年では11.2%、及び1982年以降では2.4%となっている。

図3.2.1.1.4に非ピロティー建築物、ピロティー建築物毎の被災度別分類を建設年代別かつ階数別で検討したものを示す。階数別は低層、中層及び高層を想定し、それぞれ1～2階、3～6階及び7階以上の3分類とした。非ピロティー建築物及びピロティー建築物に拘わらず、各年代共に階数が高くなるほど大破あるいは倒壊したものの比率が増加している。

以上の検討より、建築物被害率を建設年代で分類した場合、1971年以前、1972年～1981年及び1982年以降と年代が進につれて大破あるいは倒壊といった甚大な被害を受けた建築物の比率が減少している。特に、1982年以降に建設された建築物では、それ以前のものに比して、大破あるいは倒壊に至った比率が極めて低い。また、建築物をピロティー形式のものと非ピロティー形式のものに分類して被害率をみると、本調査の範囲では、各建設年代共にピロティー形式の建築物の大破あるいは倒壊に至った比率が非ピロティーのもの2倍程度になっている。階数別に見ると、非ピロティー形式及びピロティー形式に拘わらず、各年代共に階数が高い建築物ほど大破あるいは倒壊したものの比率が増加する。また、その傾向は建設年代が古いものほど顕著に現れている。

表 3.2.1.1.1 調査建築物全体の被災度別分類

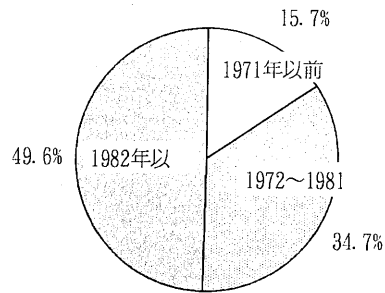
建設年代	無被害	軽微	小破	中破	大破	倒壊	総数
1971年以前	292	170	76	30	23	27	618
1972年～1981年	696	362	167	73	34	33	1365
1982年以降	1256	467	147	60	18	7	1955
総数	2244	999	390	163	75	67	3938

表 3.2.1.1.2 非ピロティー建築物の被災度別分類

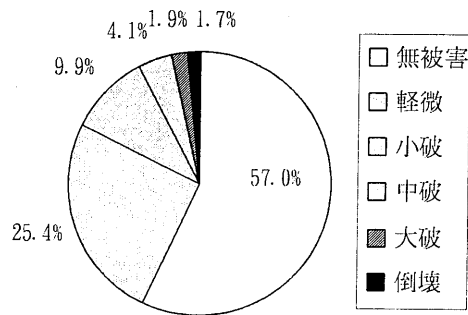
建設年代	無被害	軽微	小破	中破	大破	倒壊	総数
1971年以前	285	162	69	23	21	25	585
1972年～1981年	659	332	148	56	27	27	1249
1982年以降	1180	411	124	52	16	5	1788
総数	2124	905	341	131	64	57	3622

表 3.2.1.1.3 ピロティー調査建築物の被災度別分類

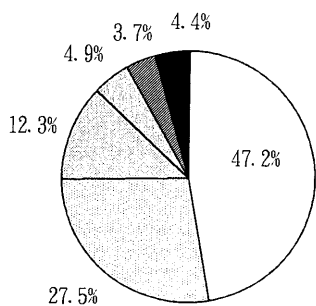
建設年代	無被害	軽微	小破	中破	大破	倒壊	総数
1971年以前	7	8	7	7	2	2	33
1972年～1981年	37	30	19	17	7	6	116
1982年以降	76	56	23	8	2	2	167
総数	120	94	49	32	11	10	316



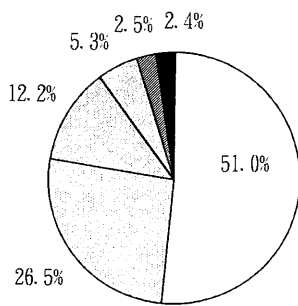
建設年度別分類



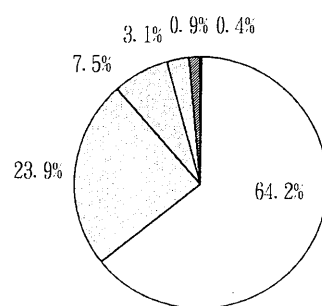
被災度別分類(全体)



被災度別分類(~1971年)

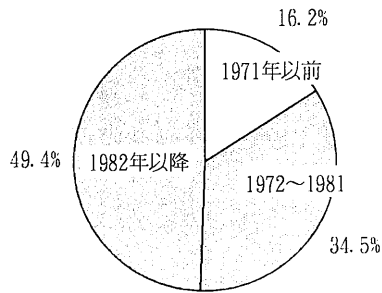


被災度別分類(1972~1981年)

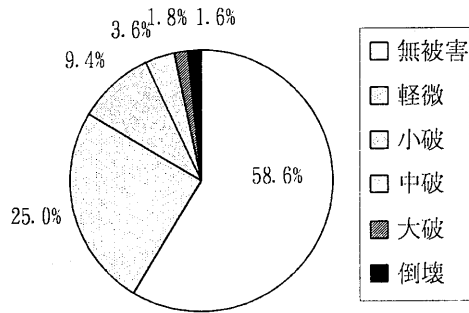


被災度別分類(1982年以降)

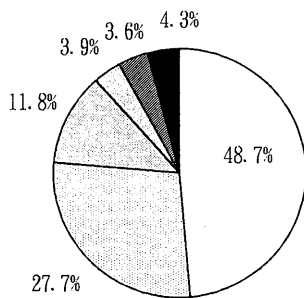
図 3.2.1.1.1 調査建築物全体の被災度別分類



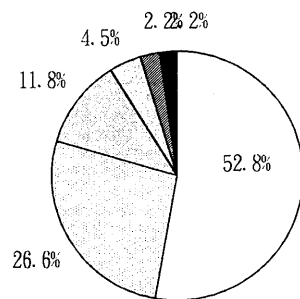
建設年度別分類



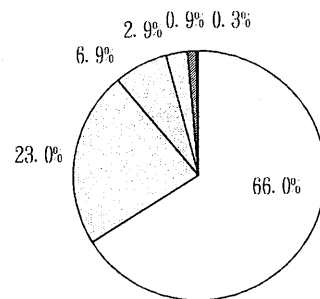
被災度別分類(全体)



被災度別分類(~1971年)

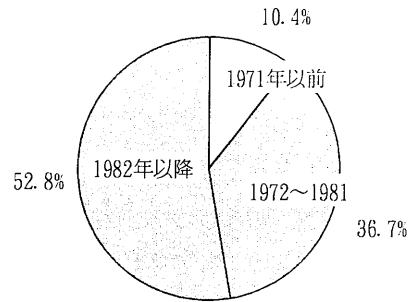


被災度別分類(1972~1981年)

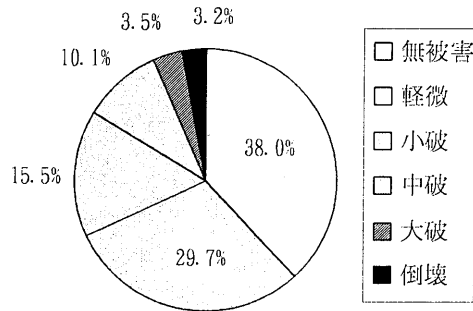


被災度別分類(1982年以降)

図 3.2.1.1.2 非ピロティー建築物の被災度別分類



建設年度別分類



被災度別分類(全体)

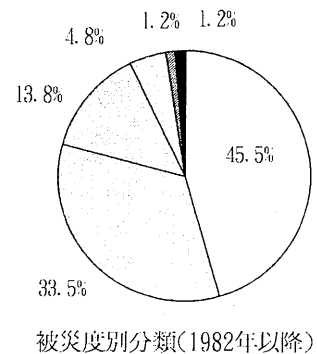
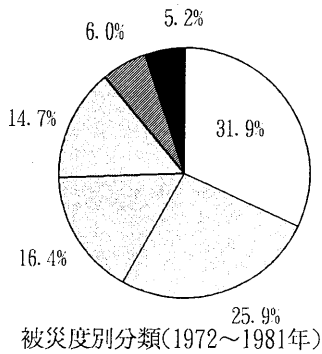
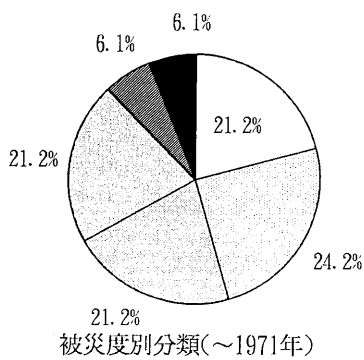
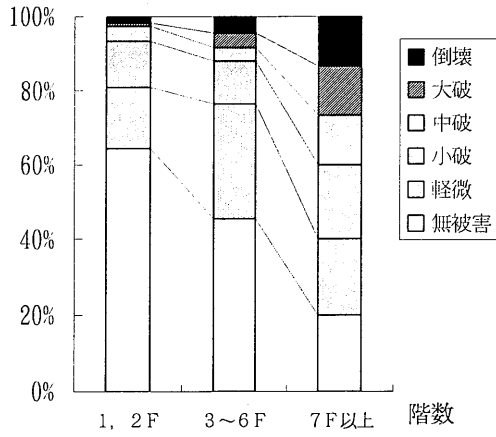
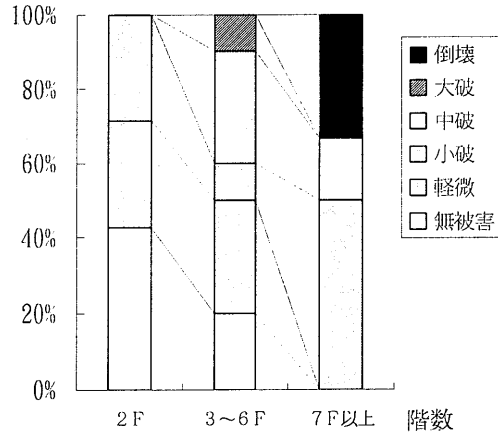


図 3.2.1.1.3 ピロティー建築物の被災度別分類

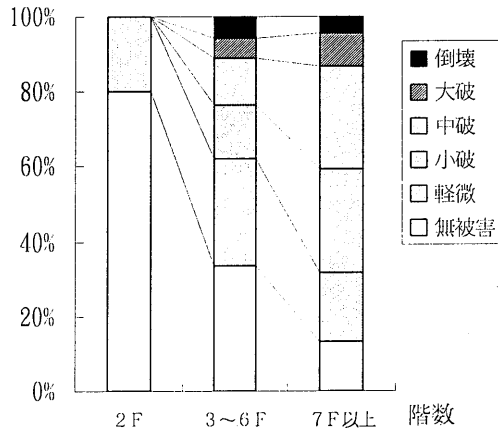
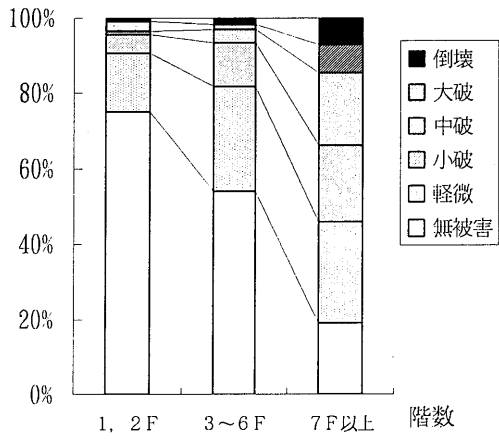
非ピロティー建築物



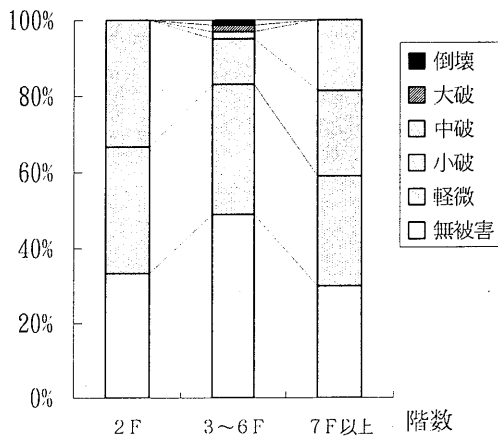
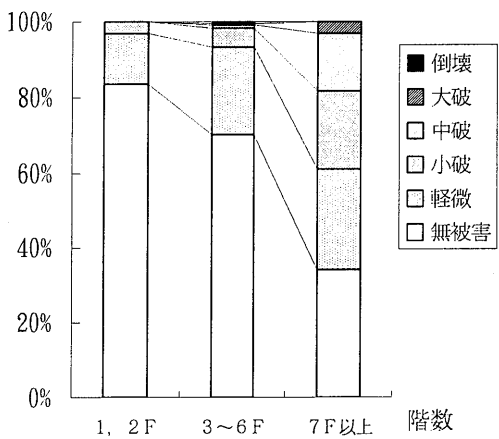
ピロティー建築物



~1971年



1972年~1981年



1982年以降

図 3.2.1.1.4 階数別被災度分類



(2) 被災した建物の応答解析

1. 目的

特徴的な被害、すなわち、特定中間階の被害、ピロティ型集合住宅のピロティ階に於ける被害を受けた建物についてその構造特性および応答特性を検討する。

2. 解析事例

2.1 8階建集合住宅(Mマンション)

本建物は現行設計基準による8階建共同住宅建物である。被害状況は中間報告書pp. 280~287に述べられているが、1階において壁抜けがあり、1階の層崩壊である。

2.1.1 解析条件とモデル化

解析モデル：各階を剛床と仮定した立体フレームモデル。基礎固定を仮定した。

外力分布計：静的解析に於ける外力分布計はAi分布とした。

載荷方向：右→左(東→西)、および45°(南東→北西)方向

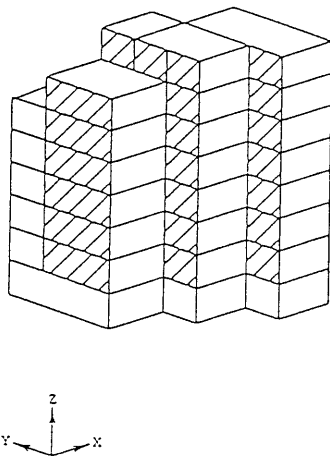


図3.2.1.2.1.1 解析モデル図

柱・梁部材モデル：材端剛塑性バネモデル

せん断は弾性、ただし、せん断耐力を越えた時点で両端部を強制的に曲げヒンジとする。

壁部材モデル：壁エレメントモデル(壁板部分を柱置換し、置換した柱頭、柱脚を左右の節点と剛域で結合したモデル)

曲げ、せん断とも塑性化を考慮する。

材料強度：設計時の材料強度を用いる。

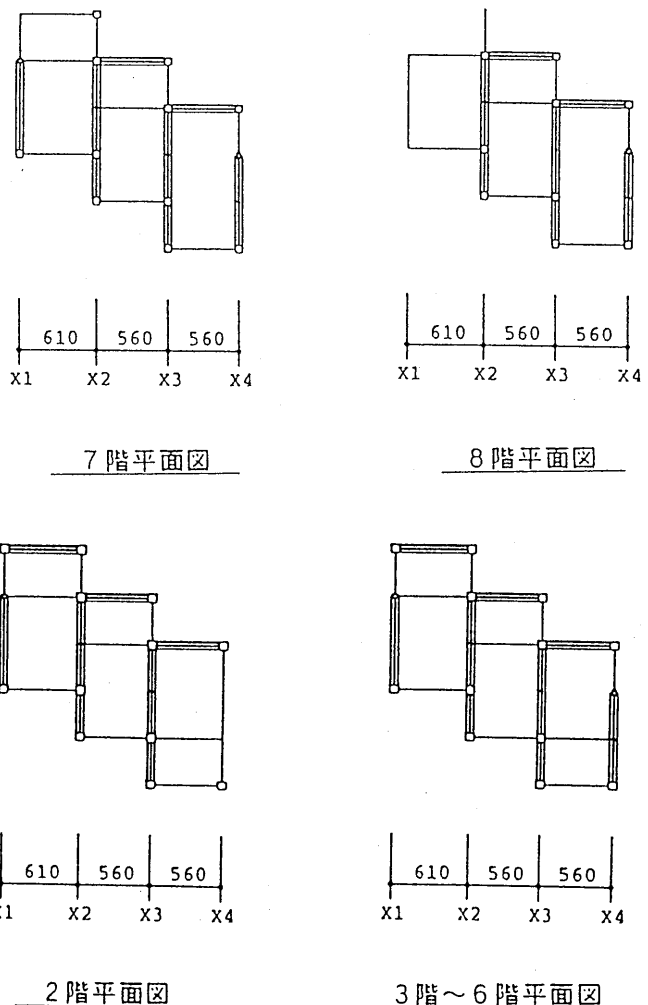
柱、梁曲げ強度：慣用式による。柱は載荷による軸力変動を考慮し、各ステップで曲げ強度を計算する。

柱、梁せん断強度：荒川mean式による。降伏後の耐力劣化は考慮しない。

壁曲げ強度：付帯柱を除く壁板部分の曲げ強度を $\phi$ 関数法により求める。付帯柱の効果は付帯柱の軸剛性、軸強度により考慮する。

壁せん断強度：荒川mean式による。降伏後の耐力劣化は考慮しない。

図3.2.1.2.1.1に本建築物の解析モデルを図示する。図3.2.1.2.1.2は2次壁も構造耐力上有効としたモデル化であり、図3.2.1.2.1.3は設計上2次壁を無視したモデル化である。



\* || 線は壁位置を示す。

図3.2.1.2.1.2 非構造壁を考慮したモデル化

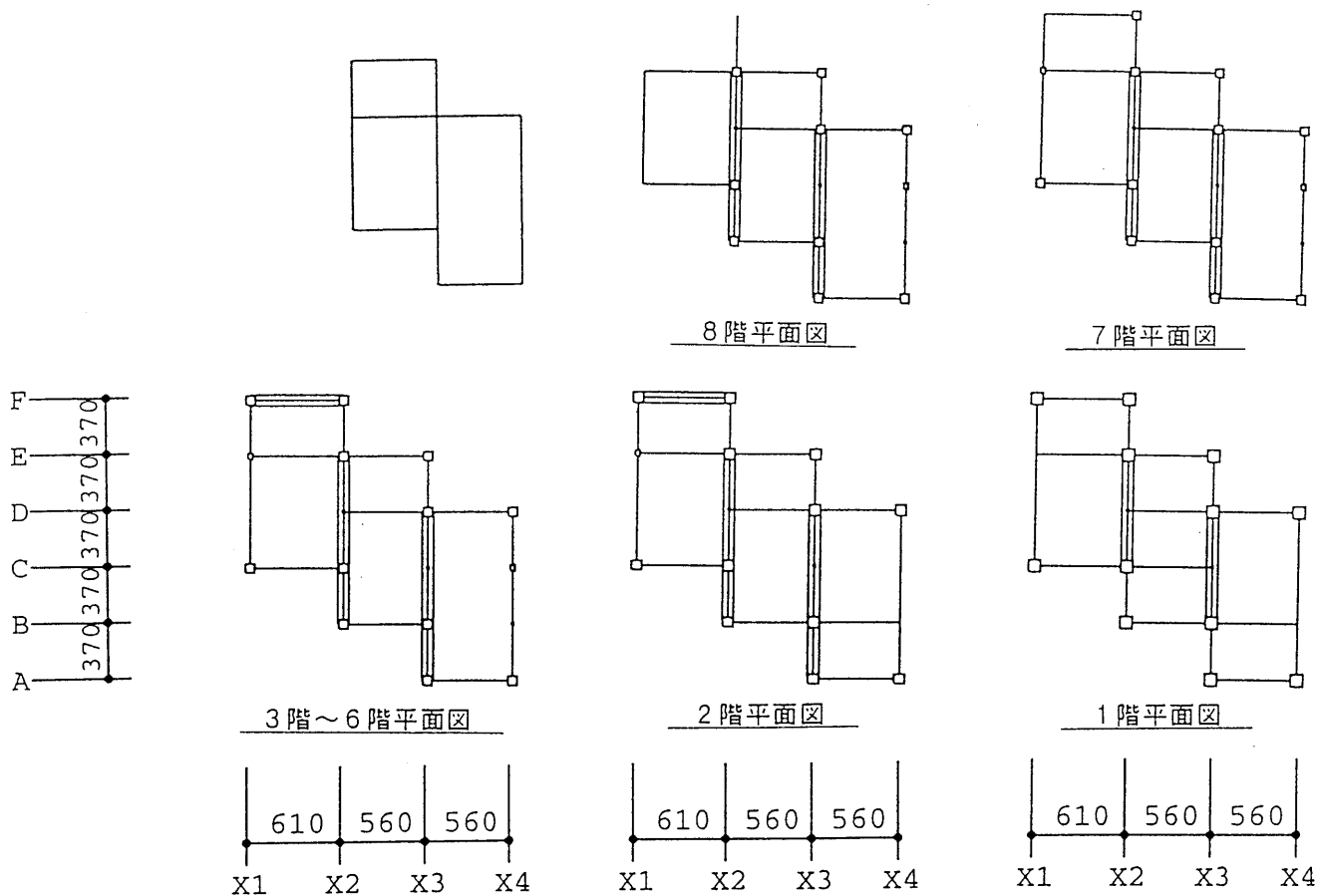


図3.2.1.2.1.3 非構造壁を無視したモデル化

2.1.2 固有値解析

2.1.2.1 各階重量

階	重量 (t)	累計
8	174.5	174.5
7	281.2	455.7
6	300.0	755.7
5	306.7	1062.4
4	310.0	1372.4
3	312.4	1684.8
2	315.2	2000.0
1	263.5	2263.4

2.1.2.2 固有周期とモード

非構造壁を考慮した方が周期は短くなり、2次震動モードにおいても、倒壊方向のモードが大きくなっている。5次までの固有値を図3.2.1.2.1.4に示す。

非構造壁考慮

非構造壁無視

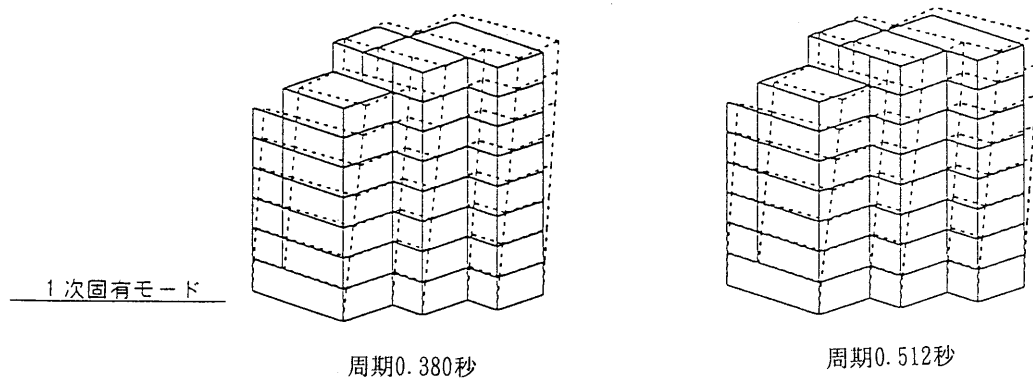
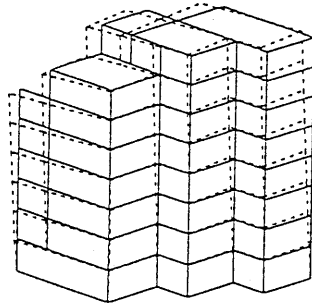


図3.2.1.2.1.4 固有値

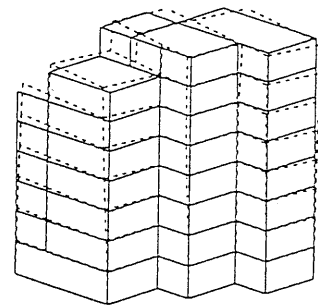
非構造壁考慮

非構造壁無視

2次固有モード

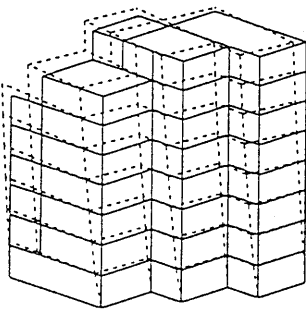


周期0.235秒

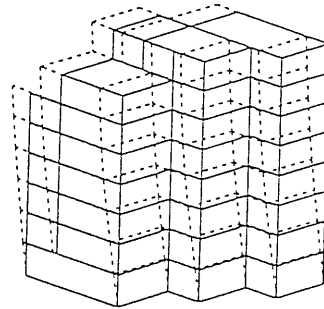


周期0.323秒

3次固有モード



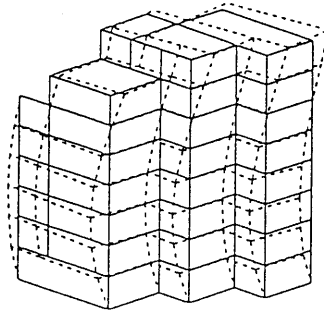
周期0.202秒



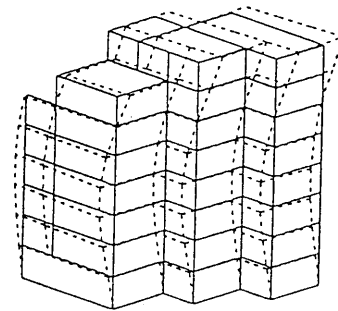
周期0.241秒



4次固有モード

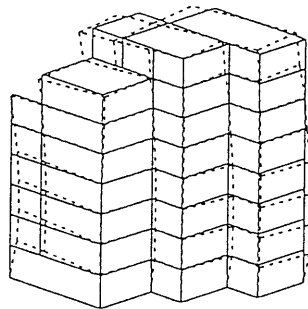


周期0.123秒

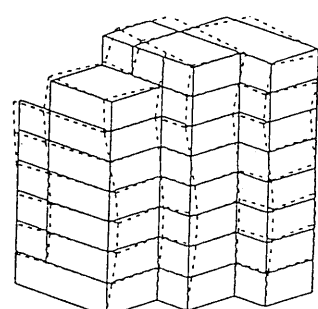


周期0.184秒

5次固有モード



周期0.078秒



周期0.128秒

图3.2.1.2.1.4 固有值

2.1.3 偏心率、剛性率

剛性率は2次壁の考慮の有無に拘わらず、問題のない値となっている。偏心率は上階で大きな値となっているものの、崩壊した1階では2次壁の有無に拘わら

ず0.15以下の値となっており、設計上保有耐力の割増しは不必要な値となっている。表3.2.1.2.1.1に、偏心率、剛性率を示す。

表3.2.1.2.1.1 偏心率、剛性率

X方向

非耐力壁考慮

階	層間変形角	平均	剛性率	F <sub>s</sub>	弾力半径	偏心距離	偏心率	F <sub>e</sub>
8	1/2205	1/2036	1.083	1.000	841.1	287.1	.341	1.500
7	1/2002		.983	1.000	959.0	296.2	.309	1.500
6	1/2018		.991	1.000	1003.7	449.1	.447	1.500
5	1/1937		.951	1.000	991.8	452.5	.456	1.500
4	1/1939		.952	1.000	989.4	448.0	.453	1.500
3	1/2002		.983	1.000	977.5	454.6	.465	1.500
2	1/2367		1.162	1.000	767.2	428.8	.559	1.500
1	1/1822		.895	1.000	842.4	103.0	.122	1.000

非耐力壁無視

階	層間変形角	平均	剛性率	F <sub>s</sub>	弾力半径	偏心距離	偏心率	F <sub>e</sub>
8	1/1077	1/1100	.980	1.000	757.7	1.1	.001	1.000
7	1/857		.779	1.000	890.1	12.4	.014	1.000
6	1/1082		.984	1.000	886.0	513.2	.579	1.500
5	1/1031		.937	1.000	868.0	492.1	.567	1.500
4	1/1030		.937	1.000	861.6	489.9	.569	1.500
3	1/1055		.959	1.000	853.6	504.6	.591	1.500
2	1/1214		1.104	1.000	813.3	520.8	.640	1.500
1	1/1452		1.320	1.000	877.3	94.7	.108	1.000

Y方向

非耐力壁考慮

階	層間変形角	平均	剛性率	F <sub>s</sub>	弾力半径	偏心距離	偏心率	F <sub>e</sub>
8	1/7293	1/5851	1.246	1.000	491.0	61.8	.126	1.000
7	1/6580		1.124	1.000	554.7	104.6	.189	1.129
6	1/6123		1.046	1.000	627.2	126.5	.202	1.172
5	1/5799		.991	1.000	627.2	113.2	.180	1.102
4	1/5690		.972	1.000	633.7	105.9	.167	1.057
3	1/5744		.982	1.000	638.4	93.4	.146	1.000
2	1/5467		.934	1.000	554.5	201.5	.363	1.500
1	1/4117		.704	1.000	562.0	82.9	.147	1.000

非耐力壁無視

階	層間変形角	平均	剛性率	F <sub>s</sub>	弾力半径	偏心距離	偏心率	F <sub>e</sub>
8	1/5000	1/4366	1.145	1.000	357.8	54.3	.152	1.006
7	1/4641		1.063	1.000	381.0	98.8	.259	1.365
6	1/4393		1.006	1.000	489.1	125.7	.257	1.357
5	1/4153		.951	1.000	485.4	92.8	.191	1.137
4	1/4074		.933	1.000	489.6	78.2	.160	1.033
3	1/4143		.949	1.000	494.1	67.5	.137	1.000
2	1/4528		1.037	1.000	488.9	61.7	.126	1.000
1	1/3997		.915	1.000	532.0	54.4	.102	1.000

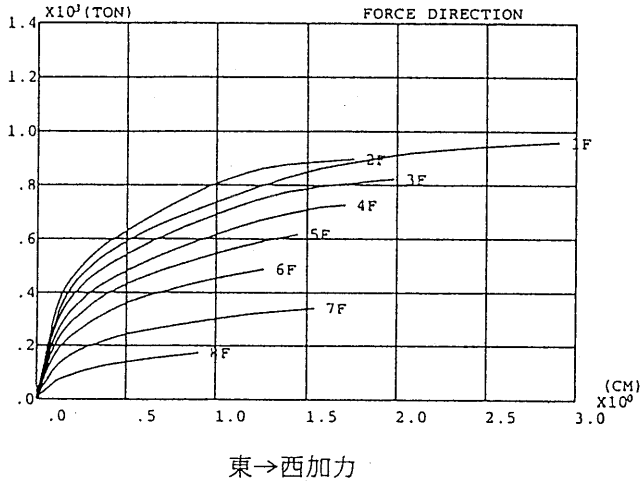
### 2.1.4 静的解析

非構造壁を考慮したばあいについて、倒壊方向である東→西加力と、2方向入力の影響を考慮した南東→北西加力（架構に対して45°方向加力）を行った。結果を図3.2.1.2.1.5に示す。

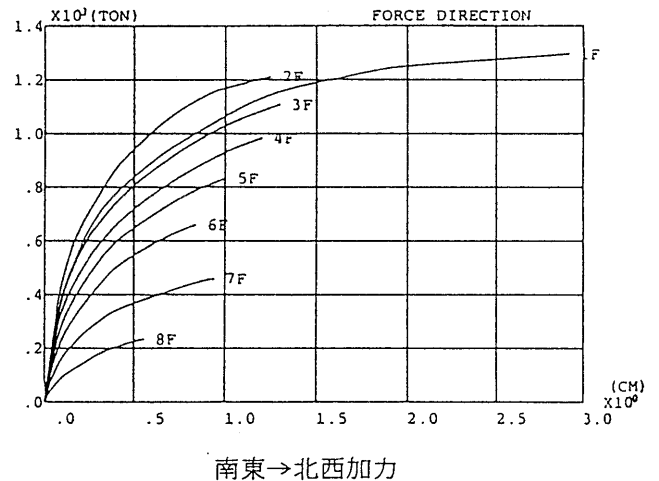
東→西方向に加力した場合は、1階C1柱の破壊が発生しないなど実際の被害状況との違い見られた。これは、加力方向であるCフレームが純ラーメンであり、

ピロティとなっている直交方向フレームの影響が考慮されていないためと考えられる。そこで、加力方向を南東→北西の45°方向とした静的解析を行った結果、1階C1柱の曲げ降伏が生じた。

両ケースとも1階への変形集中は模擬でき、さらに2方向加力により1階柱の崩壊状況も説明できる。



東→西加力



南東→北西加力

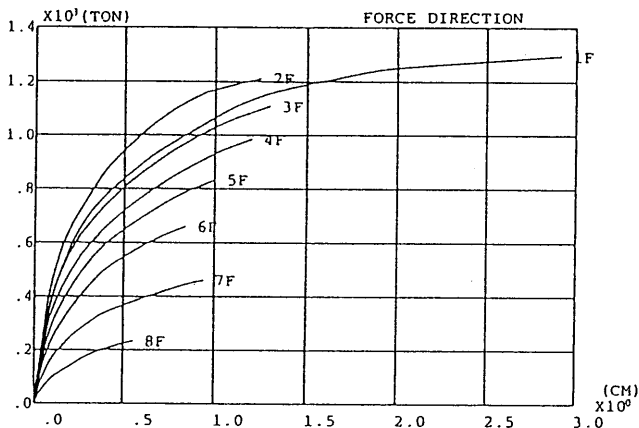
図3.2.1.2.1.5 静的加力の結果

注) 静的加力は最大層間変形が1/100に達した時点で打ち切った。

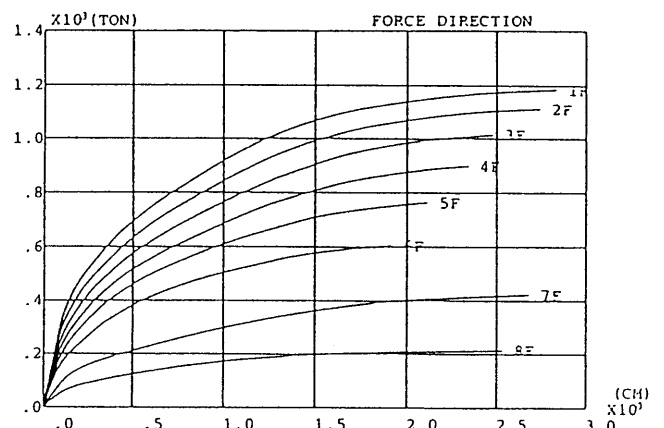
### 2.1.5 2次壁の影響

2次壁の考慮の有無の差を東南→北西の45°方向の静的加力により検討した。2次壁を考慮した場合には地震被害と同様に1階に変形が集中する崩壊形となるが、2次壁を無視した場合には各階に変形が分布する。

層せん断力・層間変形関係を図3.2.1.2.1.6に示す。2次壁を無視した場合は上部に若干の変形集中が見られるが、割合均等な変形分布となっている。



非構造壁考慮



非構造壁無視

図3.2.1.2.1.6 非構造化部の考慮の有無による層せん断力・層間変形関係

2.1.6 動的解析結果

2.1.6.1 解析仮定

建物モデル：静的解析と同じ立体架構モデル

入力地震動波：神戸海洋気象台観測波を原波のままを用いた。

減衰：1次の減衰定数を3%とした瞬間剛性比例型とする。

部材モデル：静的解析と同じとするが、変動軸力を受ける柱の復元力は静的解析による復元力を参考に定める。

2.1.6.2 1方向入力と2方向入力の比較（2次壁考慮）

2方向入力と1方向入力の結果を図3.2.1.2.1.7に示す。Y方向（戸境壁方向）の応答せん断力には違いが見られるが、変形にはほとんど影響はない。一方X方向（倒壊方向）では、入力条件に拘わらず1階に大きな変形が集中している。

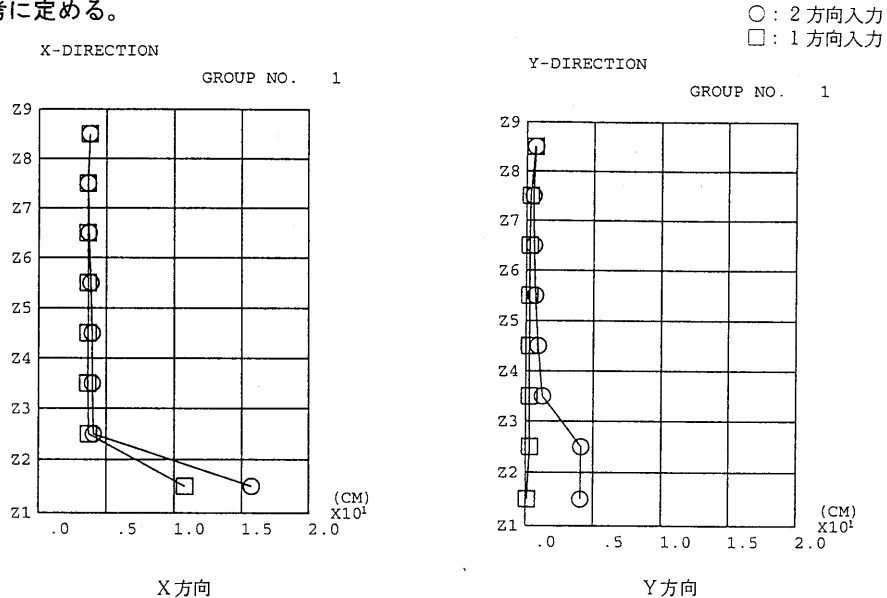


図3.2.1.2.1.7 最大応答層間変位（2方向入力と1方向入力）

2.1.6.3 2次壁の考慮の有無の影響

静的解析と同様、2次壁考慮の場合には1階に変形が集中する。また2次壁を無視した場合は、7階に変形が集中する。これは入力地震波を神戸海洋気象台観測波をそのまま入力したために生じたものと考えられる。つまり、非構造壁を考慮または無視の両ケースともある程度以上の入力以上では各層ほぼ一様の変形分布から特定層、非構造壁考慮の場合には1層、無視の場合には7層に変形が集中する崩壊モードとなる。どの程度の入力で変形モードが大きく変化するかは入力地震

動の性質を含めさらに詳しく検討する必要があるが、ここでは、非構造壁考慮の有無が崩壊形の差に大きく影響していることに注目したい。非構造壁考慮のモデルが実際の被害モードをよく説明している。ヒンジの発生状況には両者の間に大差見られず、2次壁を考慮した場合には1階の崩壊形がより確実にしているように見受けられる。

図3.2.1.2.1.8に最大応答層間変形を、図3.2.1.2.1.9にヒンジの状況を示す。

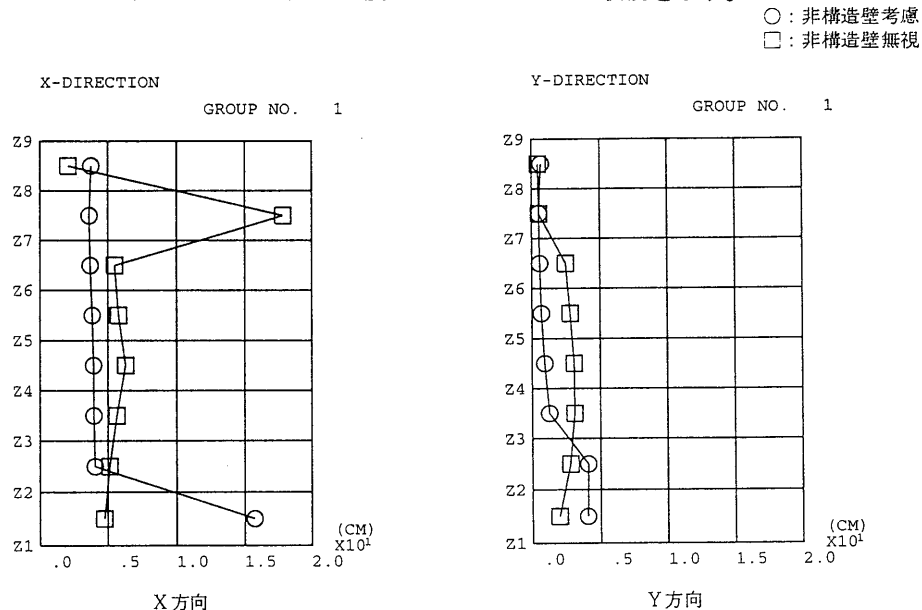
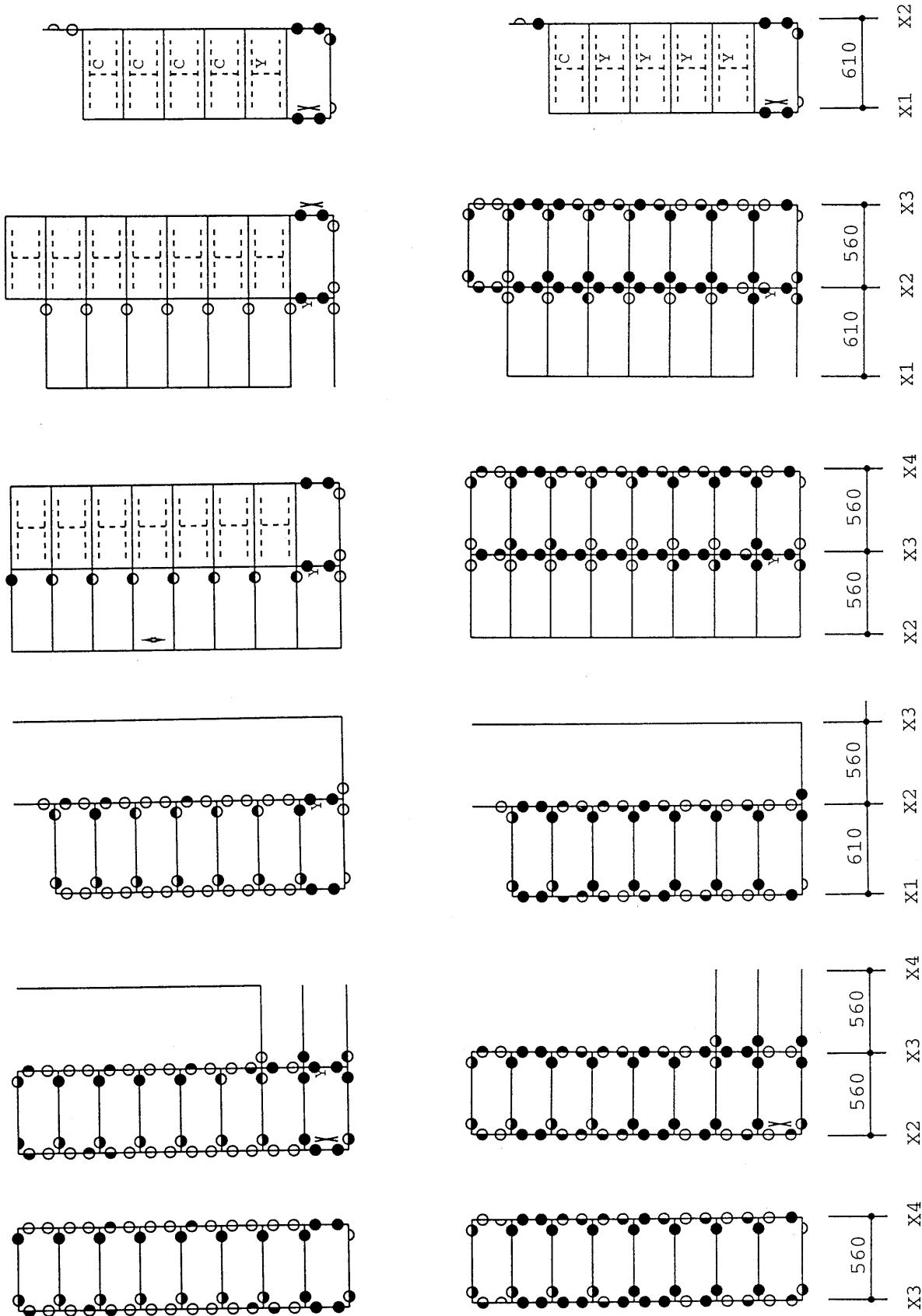


図3.2.1.2.1.8 最大応答層間変位（非構造壁考慮の有無）

X方向 ヒンジ発生図 (○: 曲げひび割れ、●: 曲げ降伏、Y: せん断降伏、X: 圧縮降伏)



非構造壁考慮

非構造壁無視

図3.2.1.2.1.9 ヒンジの状況

### 2.1.7 まとめ

1階の層崩壊した建物を①非構造壁の考慮の有無の差による2つのモデル化の違いとさらに②1方向入力と2方向入力（静的解析では45°方向）に注目して、崩壊形に及ぼすそれらの影響を検討した。

1層への変形集中は非構造壁を考慮することにより再現された。また1層柱の崩壊形、特に1階C<sub>1</sub>柱の崩壊形は2方向入力（静的解析では45°方向入力）を考慮することにより実際の崩壊形を再現できた。これは2階以上の戸境壁の存在による変動軸力の影響が考えられる。さらに、2F以上のねじれによる南側構面の変形の大きさもかなり（1階層崩壊、柱のせん断破壊に）影響を及ぼしていると考えられる。



2. 2 8階建事務所ビル

本建物はねじれにより8階建の4階部分に層崩壊を生じたと思われるものである。被害状況は建研中間報告書pp.195~197に述べられている。

2.2.1 解析条件とモデル化

静的、動的解析において、以下の方針で構造のモデル化を行った。

- a) 解析モデルは、地上階のみをモデル化した立体骨組で各階とも剛床とする。
- b) 1階柱下をピン支持とする。
- c) 柱、はりは、Tri-Linear型復元力特性を持つ材端剛塑性バネモデルとする。
- d) 柱、はりについては、部材のせん断力がせん断耐力を越えた時点で強制的に材端に曲げヒンジを生じさせる。
- e) 耐震壁は壁エレメント（壁板部分を柱置換し、置換した柱の柱頭、柱脚を左右の節点と剛域で結合）にモデル化し、曲げ、せん断とも弾塑性とする。
- f) 柱、壁の軸方向変形の塑性化を考慮する。
- g) 柱、はり接合部は剛域とする。
- h) 材料強度は設計時の材料強度を用いる。
- i) 柱、はりの曲げ強度は、学会SRC規準による。ただし予備解析により、柱の軸力変動による曲げ強度の変化は小さいことを確認したので、これを無視した。
- j) 柱、はりのせん断強度は荒川mean式による。
- k) 壁の曲げ強度は付帯柱を除く壁板部分をe関数法により求め、付帯柱の効果は付帯柱の軸剛性、軸強度により考慮する。
- l) 壁のせん断強度は学会SRC規準による。

2.2.2 静的解析

2.2.2.1 ねじり特性

この建築物のねじり特性を把握するために、ねじり剛性の分布（図3.2.1.2.2.1）および偏心率（図3.2.1.2.2.2）を示す。ねじり剛性（図3.2.1.2.2.1）は、1階から3階までは大きくなるが4階で急激に低下し、また偏心率（図3.2.1.2.2.2）も4階で急に大きくなり、4階で特にねじれ応答を起こしやすくなっていることを示している。

2.2.2.2 静的増分解析の方針

以下の方針によって静的増分解析を行った。

- a) 外力分布形はA<sub>i</sub>分布とする。
- b) 載荷方向は南東から北西に向かう45°方向とする。
- c) 層間変形角が1/100を越えたステップで解析を終了する。

2.2.2.3 静的増分解析結果

a) 層せん断力-層間変形

図3.2.1.2.2.3に、層せん断力-層間変形関係を示す。層の初期剛性は、1~3階はほぼ同じ程度であるが、4階で急に低下し、5階以上では少しずつ低下している。また保有耐力も、1~3階に比べて4階で急に低下している。

b) 架構の状況

図3.2.1.2.2.4~7に、各架構の状況を示す。図3.2.1.2.2.4~7においては、以下の事項を示した。

- a) 柱、はり端部の“白半円”は曲げひび割れを、“黒半円”は曲げ降伏を示す。
- b) 柱、はり中央の“Y”は部材せん断力がせん断耐力を

越えていることを示す。

c) 壁脚の“白半円”は付帯柱を除いた壁板部分の曲げひび割れを、“黒半円”は曲げ降伏を示す。

d) 壁中央の“C”は壁（付帯柱を含む）のせん断ひび割れを、“Y”はせん断降伏を示す。

e) 数値は降伏したときの外力の大きさを、1次設計用の外力を1.0としたときの比率で表す。

図3.2.1.2.2.4はA通り、図3.2.1.2.2.5はB通りの状況を示す。

A通り（図3.2.1.2.2.4）では、柱のうち、せん断耐力に達した（記号Y）順番は、4階のX3（③通り）（外力の大きさ：0.86）、4階のX2（②通り）（同：0.91）、5階のX3（③通り）（同：0.93）、5階

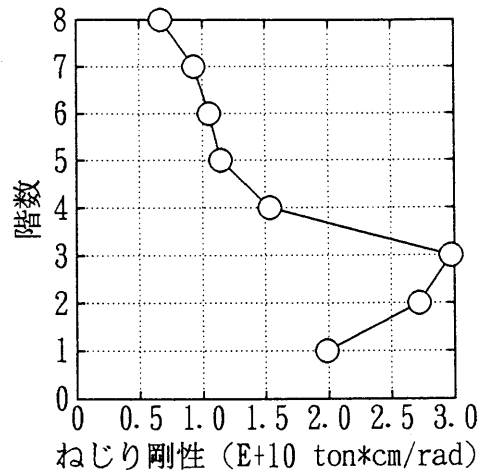


図3.2.1.2.2.1 ねじり剛性

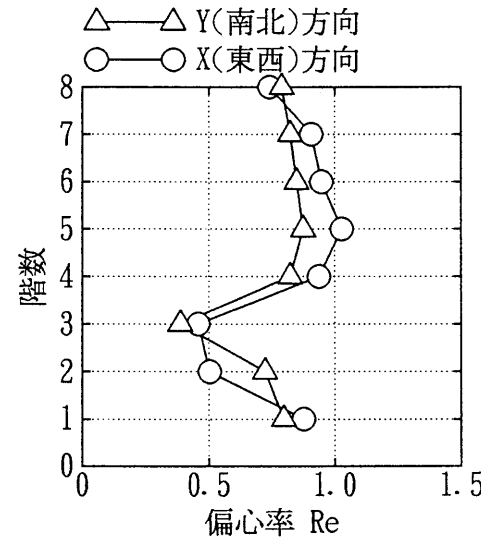


図3.2.1.2.2.2 偏心率 Re

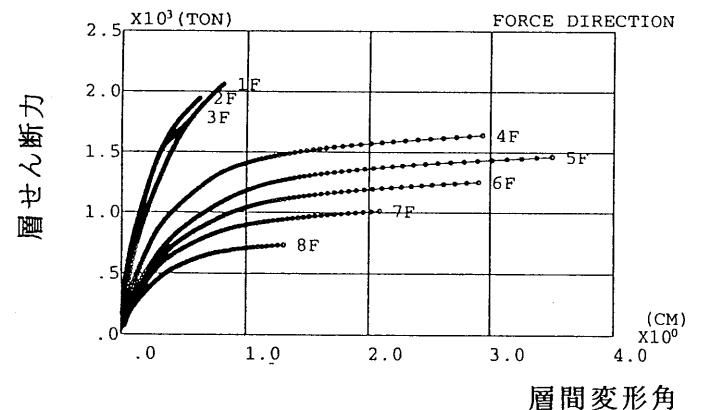


図3.2.1.2.2.3 層せん断力-層間変形関係

のX2 (②通り) (同: 0.95)、6階のX3 (③通り) (同: 1.00)、6階のX2 (②通り) (同: 1.02)であり、4階の柱から順にせん断耐力に達していることがわかる。これらの柱では、せん断耐力に達したと同時に解析モデルのルールによって曲げ降伏ヒンジを発生させているが、これら以外の柱で曲げ降伏しているものも、4階、5階のX2 (②通り)、X3 (③通り)がせん断耐力に達した後に降伏していることが、外力の大きさを表す数値より判断できる。またB通り (図3.2.1.2.2.5)においてもほぼ同様の状況である。

一方図3.2.1.2.2.6は①通り、図3.2.1.2.2.7は②通りの状況を示す。これらにおいても、4階の柱のいずれかがまずせん断耐力に達し、その他の柱がせん断耐力に達するか曲げ降伏するという状況である。

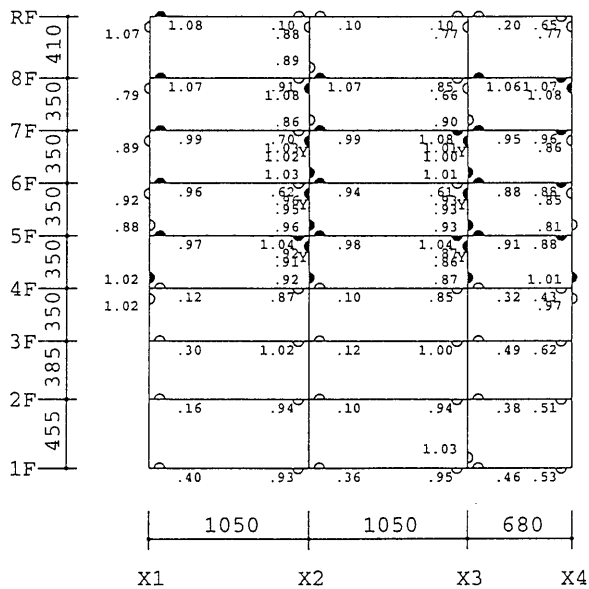


図3.2.1.2.2.4 A通り架構状況 (静的増分解析)

以上のことは、この建築物が4階で層崩壊したこと、あるいは損傷の大きい柱はせん断破壊が著しいことを、今回の静的増分解析によって、おむね説明が可能であることを示している。

### 2.2.3 動的解析

#### 2.2.3.1 動的解析における方針

以下の方針によって動的解析を行った。

- a) 入力地震波は神戸海洋気象台観測波 (KOBE)、および大阪ガス管合営業所観測波 (FUKIAI) とする。
- b) 神戸海洋気象台観測波 (KOBE) はE-W成分を1階床X方向 (東西方向) に、NS成分をY方向 (南北方向) に同時入力する。上下方向成分は無視する。
- c) 大阪ガス管合営業所観測波 (FUKIAI) はX方向成分

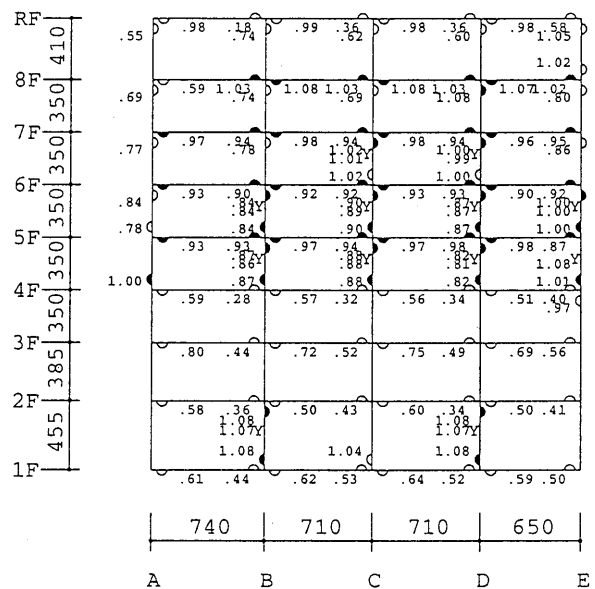


図3.2.1.2.2.6 ① (X1) 通り架構状況 (静的増分解析)

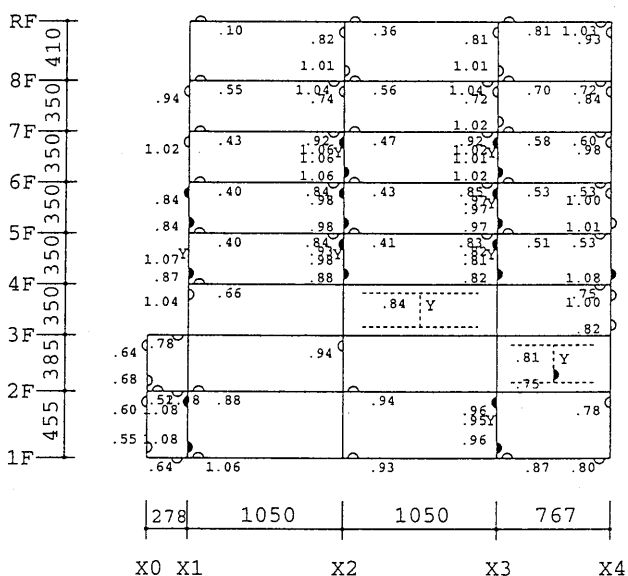


図3.2.1.2.2.5 B通り架構状況 (静的増分解析)

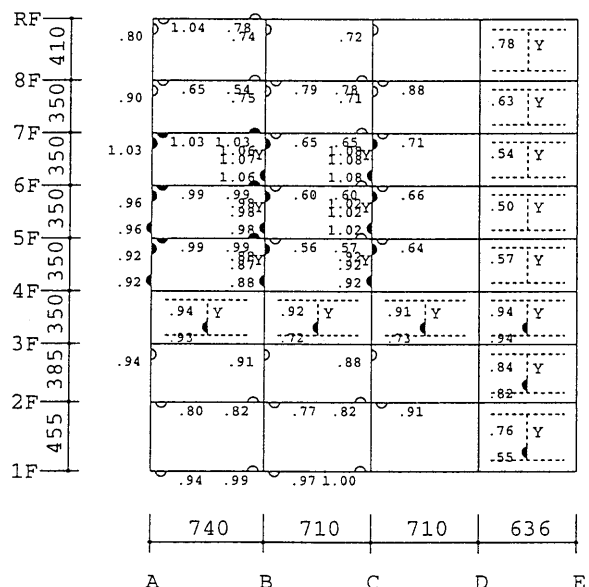


図3.2.1.2.2.7 ② (X2) 通り架構状況 (静的増分解析)

○—○ KOBE  
 □—□ FUKIAI

X-DIRECTION

GROUP NO. 1

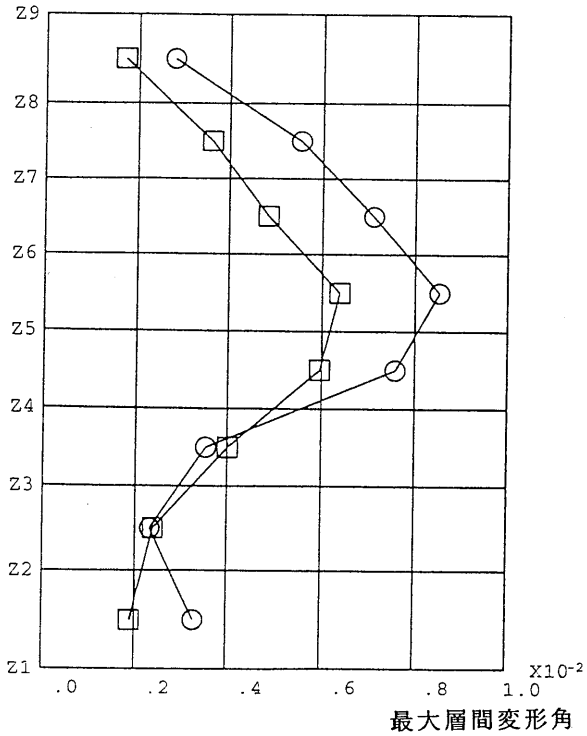


図3.2.1.2.2.8 X(東西)方向最大層間変形角 (動的解析)

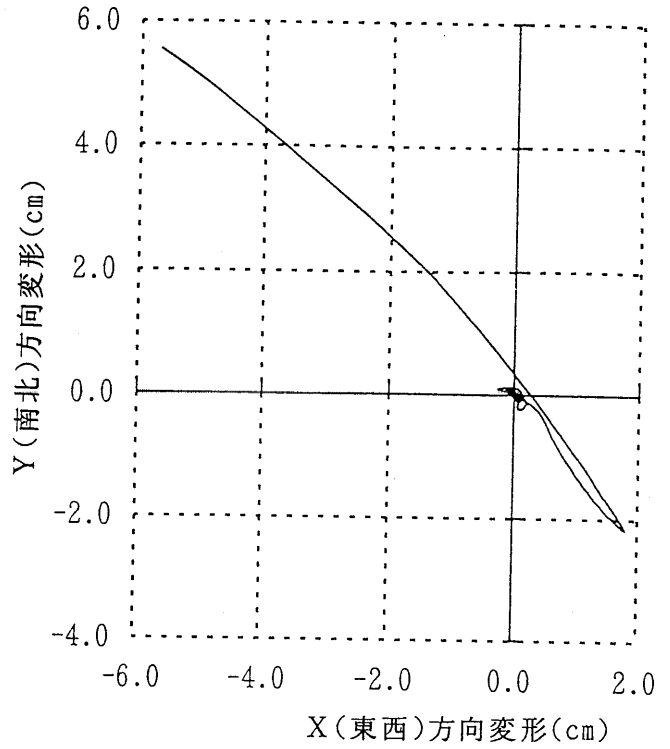


図3.2.1.2.2.10 4階南西角(①A)柱の層間変形の軌跡(KOBE)

Y-DIRECTION

GROUP NO. 1

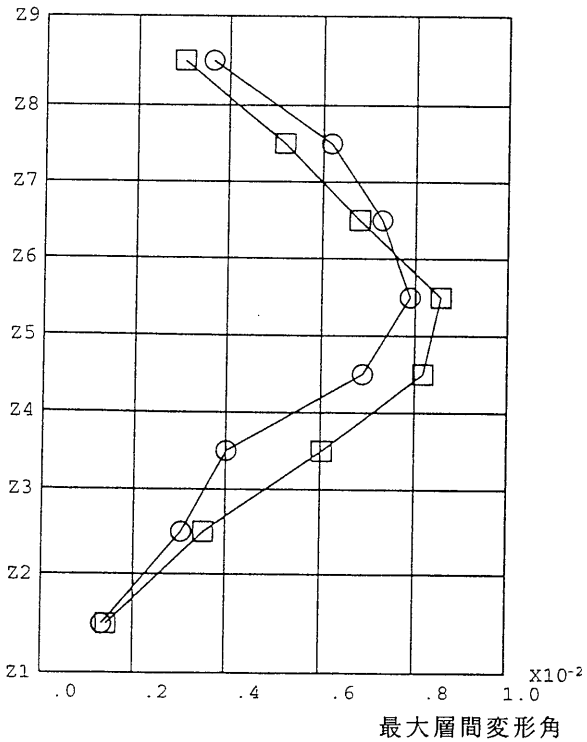


図3.2.1.2.2.9 Y(南北)方向最大層間変形角 (動的解析)

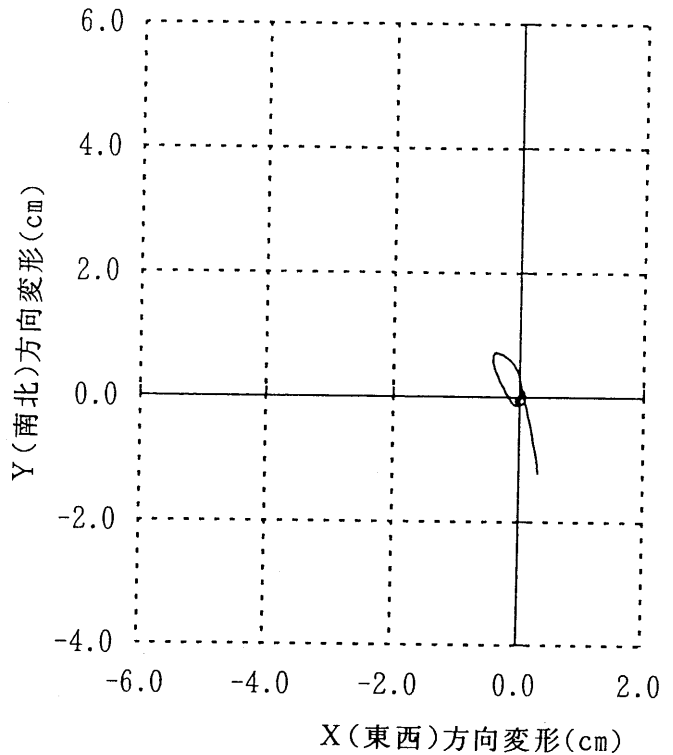


図3.2.1.2.2.11 4階北東角(④B)柱の層間変形の軌跡(KOBE)

を北から反時計まわりに120° 方向に、Y方向成分を北から反時計まわりに30° 方向に同時入力する。

d) 減衰は1次の減衰定数を3%とした瞬間剛性比例型とする。

e) 部材の復元力特性は、柱、はり、壁の曲げを武田型、壁のせん断を原点指向型とする。

f) 各階重心位置での層間変形が3cmを越えた時点で解析を終了する。

#### 2.2.3.2 動的解析結果

##### a) 最大層間変形角

図3.2.1.2.2.8にX(東西)方向、図3.2.1.2.2.9にY(南北)方向の最大層間変形角を示す。KOBEおよびFUKIAIの両方の入力波に対して、特にX(東西)方向について、1~3階に比べ4階で急激に層間変形角が大きくなっている。このことは、この建築物が4階で層崩壊したこととの関係を説明できる。

ただし解析では、5階でより層間変形角が大きくなっている。これは解析プログラム上、部材がせん断耐力に達した後も、せん断力を低下させずにせん断耐力を保持していることによると考えられる。

##### b) 応答変位の軌跡

図3.2.1.2.2.10、図3.2.1.2.2.11にそれぞれ、4階の南西角の柱(①A)および4階の北東角の柱(④E)の層間変位の軌跡を示す。北東角の柱(図3.2.1.2.2.11)より南西角の柱(図3.2.1.2.2.10)の方が、明らかに大きな応答変位を示していることがわかる。

#### 2.2.4 まとめ

以上の静的増分解析および2方向入力による動的解析によって、調査した建築物のねじれ応答および中間階での層崩壊等の被害の状況が説明できることが明らかになった。

### 3. 2. 2 鉄骨造建築物



### 3. 2. 2 鉄骨造建築物

#### (1) 特定地域における全数調査結果の分析

神戸市の特定地域（東灘区の一部、中央区の一部、兵庫区の一部）<sup>1)</sup>における3階以上の鉄骨建築物の全数調査結果について、以下の項目について分析を行った。なお、調査を行った鉄骨造655棟のうち5棟はその後の調査でRC造またはSRC造である可能性が高いことがわかったのでこの分析からは除外した。なお、この調査の中央区の調査地域は、「平成7年阪神・淡路大震災 建築震災調査委員会中間報告書 2.2.4 中央区の特定の地域を対象とした悉皆調査の分析 (p58)」の調査地域と一部重複している。また、この調査時(2/20~2/23)にすでに撤去されていた建物や解体中の建物は含まれていない。

##### [調査項目]

- 1) 建物の建築年代別の被害件数及び被害率
- 2) 建物の年代別の被害部位件数 (割合)
- 3) 建物階数別の被害件数及び被害率

表3.2.2.1(a)は650棟の建物について、各地区の被害レベル別件数を示している。図3.2.2.1は650棟の鉄骨造建物の被害度を、現行耐震規定以前(1981年以前)と以後(1982年以後)でその割合がどのように違うか比較したものである。現行規定以前は315件、以後は241件、年代不明は94件である。大破(倒壊)の建物は現行規定以前は79件、以後は22件であり、その割合は25%(79/315)から9%(22/241)に減少していることがわかる。一方、無被害の建物は現行規定以前が63件、以後が124件であり、その割合は20%(63/315)から51%(124/241)に増加している。これらの図から、現行規定以後の建物の被害は、それ以前の建物に比べて中破、大破(倒壊)の割合が減り、無被害の割合が多くなっていると言える。

表3.2.2.1(b)は建物全数(650棟)について、建物のどの部位に被害をうけたか、現行規定以前と以後でその件数及び割合を比較したものである。この表から以下のことがわかる。柱に被害が生じた建物の割合は、現行規定以前が10%で以後は5%、梁は現行規定以前が3%で以後も3%、筋かいは現行規定以前が7%で以後は2%である。梁に被害が生じた建物の割合は変わらないが、柱と筋かいに被害が生じた建物の割合は、現行規定以前の建物に比べて以後の方が少なくなっているのがわかる。柱脚については現行規定以前が17%以後が5%であり、柱脚に関しても現行規定以後の建物では柱脚の被害の割合が少なくなっているのがわかる。また、仕口、継手等の接合部については、ボルト接合部の被害の割合は現行規定以前3%、以後0.4%であり、ボルト接合部についても現行規定以後の建物の被害の割合は以前に比べて少なくなっているのがわかる。一方、溶接接合部については現行規定以前が3%、以後が4%であり、現行規定以後の建物の方が、以前の建物より被害の割合がわずかに大きくなっている。なお、柱、梁、筋かいの被害は、ボルト接合部、溶接接合部の被害と重複している場合がある。

これらのことから、溶接接合部及び梁については現行規定以後の建物と以前の建物で被害の割合がほとんど変わらないが、そのほかの部位では現行規定以後の

建物は以前の建物に比べて、被害の割合が少なくなっていると言える。

図3.2.2.2は大破(倒壊)の建物112棟の建築年代別の割合を示している。現行規定以前は79件で70%、以後は22件で20%、年代不明が11件で10%である。表3.2.2.1(c)はこれらの大破(倒壊)建物がどの部位に被害をうけたか、現行規定以前と以後でその件数及び割合を比較したものである。大破(倒壊)の建物については、柱、梁、溶接接合部に被害が生じた建物の割合は、現行規定以前より以後が大きくなっている。また、筋かひ、柱脚、ボルト接合部に被害が生じた建物の割合は、現行規定の以前と以後でほぼ同じである。表3.2.2.2には現行規定以後の建物で大破(倒壊含む)の被害を受けた建物(22件)の被害概要の一覧を示す。

図3.2.2.3(a)~(c)は東灘区、中央区、兵庫区について、建物階数別にどの程度の被害建物があるか、建物件数および被害率で表している。図3.2.2.3(d)はこの3地区の合計の被害数、被害率である。また、図3.2.2.3(e)、(f)は現行規定以前と以後の建物それぞれの建物階数別の被害数、被害率である。これらの結果から以下のことがわかる。

地区別の被害率に関しては、建物件数が多い3、4、5階の建物では東灘区の大破以上の建物の割合が他の地区に比べて高い。特に東灘区の4階の建物では40%の建物が大破以上の被害を受けている。3、4、5階の建物の大破以上の被害率は、3地区のなかでは兵庫区が最も小さい。中央区では6階以上の建物の約10%が大破以上の被害を受けている。

全地区合計の被害率に関しては、3階以上の建物については、各階の建物それぞれの60%~70%の建物が、無被害かまたは小破の被害である。3階および4階の建物は他の階数の建物よりも大破以上の建物の割合がやや高く、20%程度である。5階以上の建物の大破以上の被害の割合は、10%程度である。

現行規定以前と以後の建物を比較すると、現行規定以前は6階建て以上の建物が少ないことがわかる。建物件数が多い3~5階の建物を比較すると、現行規定以前の建物は3~5階建物の大破以上の被害率は20%以上であり、特に4階建物の被害率が大きい(31%)。一方、現行規定以後の建物では3、4階の建物の大破以上の被害率は11%程度であり、5階建物の大破以上の被害率は小さい(3%)ことがわかる。

以上の分析結果から、鉄骨造建物では溶接接合部の被害をのぞいて、全般的に現行規定以前の建物に比べて、それ以降の建物の方が被害が少ないことがわかった。また、3、4階の建物の大破以上の被害率が高いことがわかった。

#### 謝辞

建物の調査は(社)鋼材倶楽部、ラスシート工業会、神戸市に御協力いただきました。ここに記して謝意を表わします。

#### 参考文献

- 1) 「平成7年 兵庫県南部地震 被害調査中間報告書」、建設省建築研究所、pp367-370、平成7年8月

表3.2.2.1 (a) 各地区の被害レベル別件数

	東灘区の一部	中央区の一部	兵庫区の一部	計
無被害	59 (34.9%)	70 (37.4%)	97 (33.0%)	226 (34.8%)
小破	33 (19.5%)	52 (27.8%)	128 (43.5%)	213 (32.8%)
中破	33 (19.5%)	28 (15.0%)	35 (11.9%)	96 (14.8%)
大破 (倒壊)	44 (26.0%)	37 (19.8%)	34 (11.6%)	115 (17.7%)
計	169 (100%)	187 (100%)	294 (100%)	650 (100%)

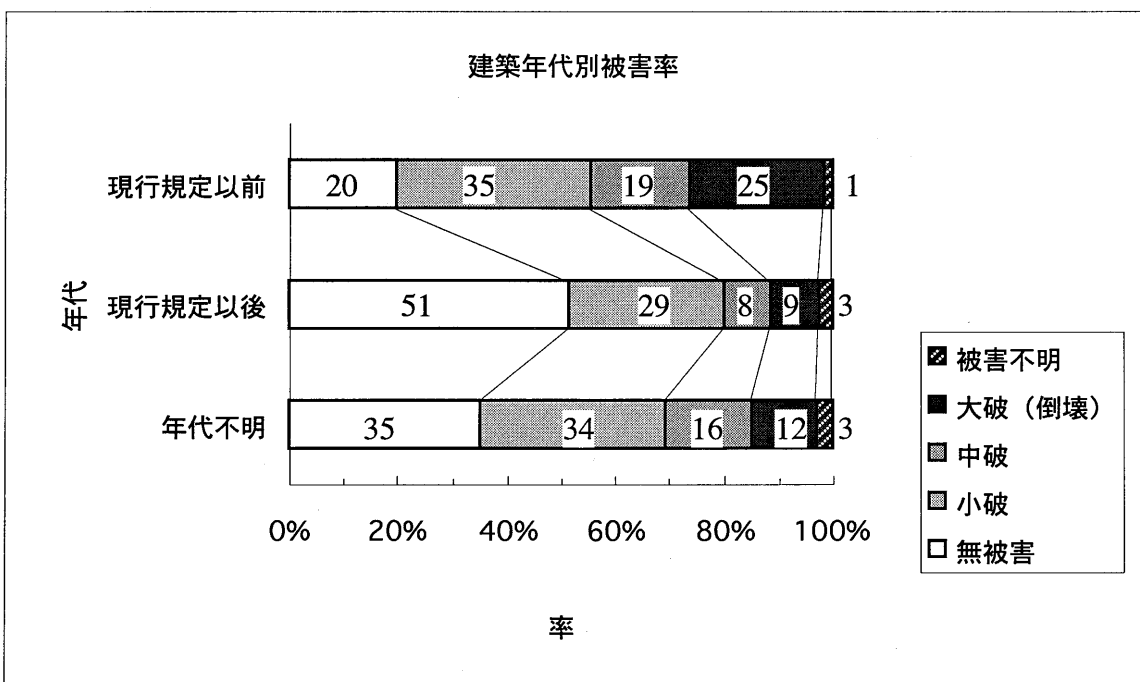
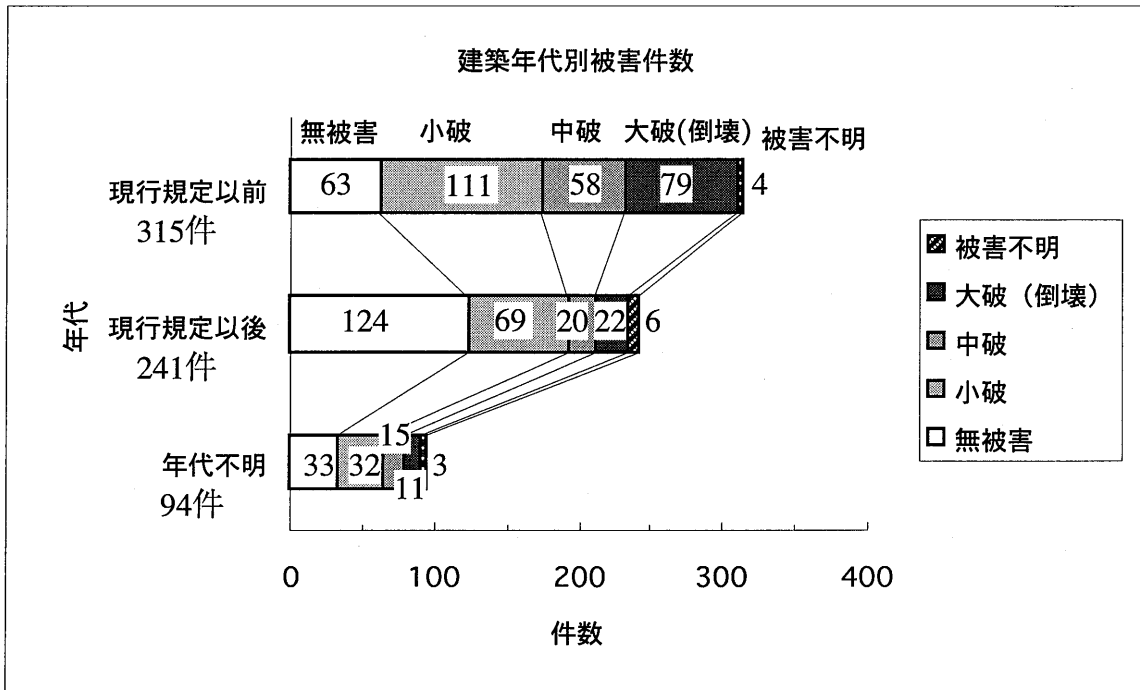


図3.2.2.1 建築年代別の被害件数及び被害率



表3.2.2.1 (b) 建物 (650棟) の年代別の被害部位件数 (割合)

被害部位	柱	梁	筋かい	柱脚	ボルト接合部	溶接接合部
現行規定以前 315件	32 (32/315=10%)	10 (10/315=3%)	21 (21/315=7%)	52 (52/315=17%)	9 (9/315=3%)	10 (10/315=3%)
現行規定以後 241件	11 (11/241=5%)	8 (8/241=3%)	4 (4/241=2%)	12 (12/241=5%)	1 (1/241=0.4%)	10 (10/241=4%)
年代不明 94件	10 (10/94=11%)	0 (0/94=0%)	7 (7/94=7%)	11 (11/94=12%)	0 (0/94=0%)	0 (0/94=0%)

注) 被害部位のうち柱、梁の被害件数には、ボルト接合部及び溶接接合部の被害を含む

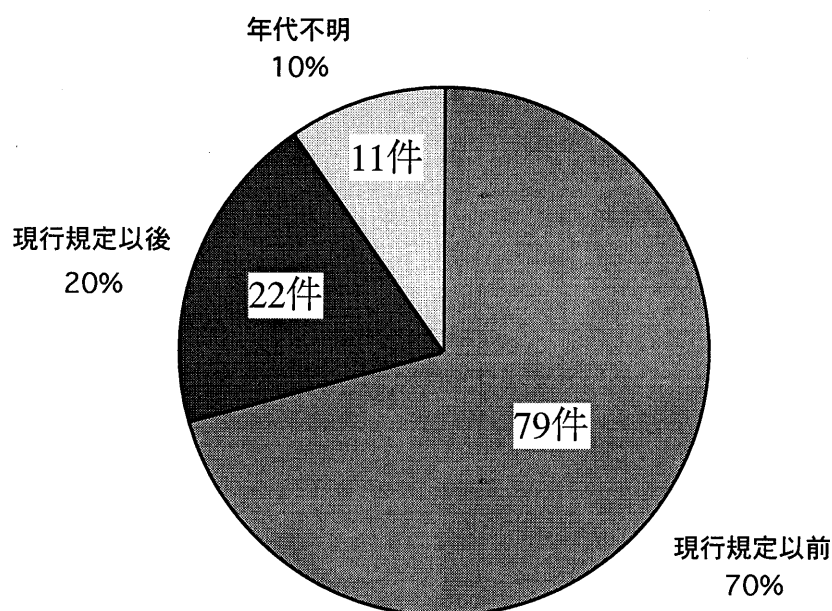


図3.2.2.2 大破以上建物 (112件) の年代別割合

表3.2.2.1 (c) 大破以上の建物の年代別の被害部位件数 (割合)

被害部位	柱	梁	筋かい	柱脚	ボルト接合部	溶接接合部
現行規定以前 79件	27 (27/79=34%)	8 (8/79=10%)	8 (8/79=10%)	22 (22/79=28%)	5 (5/79=6%)	10 (10/79=13%)
現行規定以後 22件	9 (9/22=41%)	7 (7/22=32%)	2 (2/22=9%)	6 (6/22=27%)	1 (1/22=5%)	9 (9/22=41%)
年代不明 11件	6 (6/11=55%)	0 (0/11=0%)	2 (2/11=19%)	4 (4/11=36%)	0 (0/11=0%)	0 (0/11=0%)

表3.2.2.2 大破（倒壊を含む）と判定された現行耐震規定施行以降の建物の被害概要

No.	被災度	所在地	竣工年	用途	階数	構造形式	被害概要
1	倒壊	神戸市東灘区東部田中町	1986	店舗	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1、2階倒壊、通しダイアフラムパネルの溶接部破断
2	倒壊	神戸市東灘区森南町	1988	集合住宅	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階ピロティ、1階倒壊、1階柱頭部溶接破断、母材破断
3	倒壊	神戸市東灘区本山南町	1985	店舗、集合住宅	5	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階ピロティ、1階倒壊、1階柱頭部溶接破断、母材破断
4	倒壊	神戸市東灘区本山南町	1984	店舗、集合住宅	3	冷間成形角形鋼管柱、H形鋼柱、H形梁	1階倒壊、柱脚アンカーボルトの引き抜け、破断
5	倒壊	神戸市東灘区田中町	1986		3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1、2階倒壊、通しダイアフラムパネルの溶接部破断
6	倒壊	神戸市兵庫区北部下沢通	1982	店舗、集合住宅	4	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階倒壊、1階柱頭部母材局部座屈
7	大破	神戸市東灘区御影石町	1990	集合住宅	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	柱-通しダイアフラムの溶接部（すみ肉溶接）破断
8	大破	神戸市東灘区御影中町	1984	店舗、集合住宅	4	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	構造の被害は確認できないが、残留変形が大きい
9	大破	神戸市東灘区御影中町	1986	事務所	4		残留変形が大きい隣接ビルの衝突によるものと思われる
10	大破	神戸市東灘区田中町	1991	店舗	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階柱頭部、通しダイアフラムパネルの溶接部破断
11	大破	神戸市東灘区本庄	1991	店舗	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁、ブレース	ブレースフラットバー破断、残留変形あり
12	大破	神戸市東灘区東部田中町	1991	店舗、集合住宅	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階柱頭の通しダイアフラムパネルの溶接部破断
13	大破	神戸市東灘区東部田中町	1986	店舗	4	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階柱頭の通しダイアフラムパネルの溶接部破断
14	大破	神戸市東灘区深江北町	1983	店舗	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	建物全体傾斜1/30以上
15	大破	神戸市中央区北長狭町	1989	店舗	8	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	柱脚部近傍の柱母材破断
16	大破	神戸市中央区北長狭町	1985	店舗	10	角形鋼管柱、H形梁	3階の全ての柱-柱継手溶接部が破断
17	大破	神戸市兵庫区塚本通	1989	事務所、店舗	4	角形鋼管柱、H形梁	火災による被害、構造被害は不明
18	大破	神戸市兵庫区中道通	1984	事務所、集合住宅	4	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階ピロティ、1階柱頭通しダイアフラムパネル溶接部破断、梁下フランジ部材破断
19	大破	神戸市兵庫区西多聞通	1986	店舗、集合住宅	6	冷間成形角形鋼管柱	1階柱-柱継手溶接部破断と母材へのぜい性破断
20	大破	神戸市兵庫区北部下沢通	1988	事務所、集合住宅	6	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	補修工事中で構造被害を確認できない
21	大破	神戸市兵庫区北部中道通	1993	事務所	3	冷間成形角形鋼管柱、H形梁	1階ピロティ、1階柱頭柱-ダイアフラム溶接部破断、火災で全焼
22	大破	神戸市兵庫区北部中道通	1985	事務所、工場	3	H形鋼柱、H形梁、筋かい	1階ピロティ、ほとんど全ての筋かい端部ガゼットプレートが破断（降伏している）、1階柱脚部柱母材降伏、柱脚は埋込柱脚

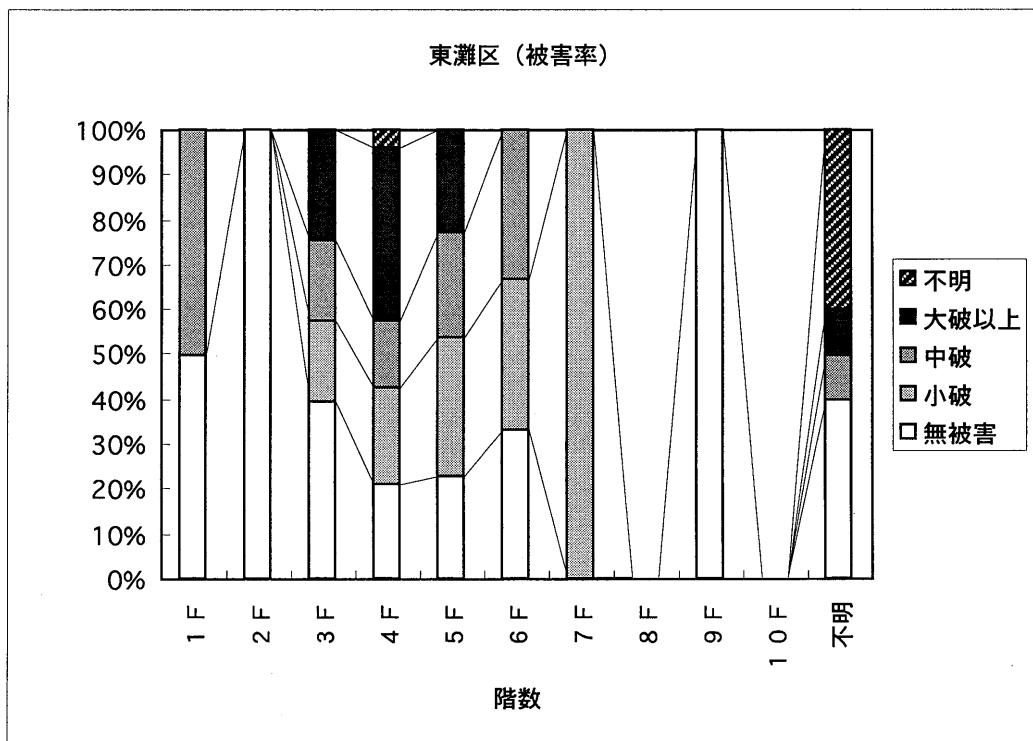
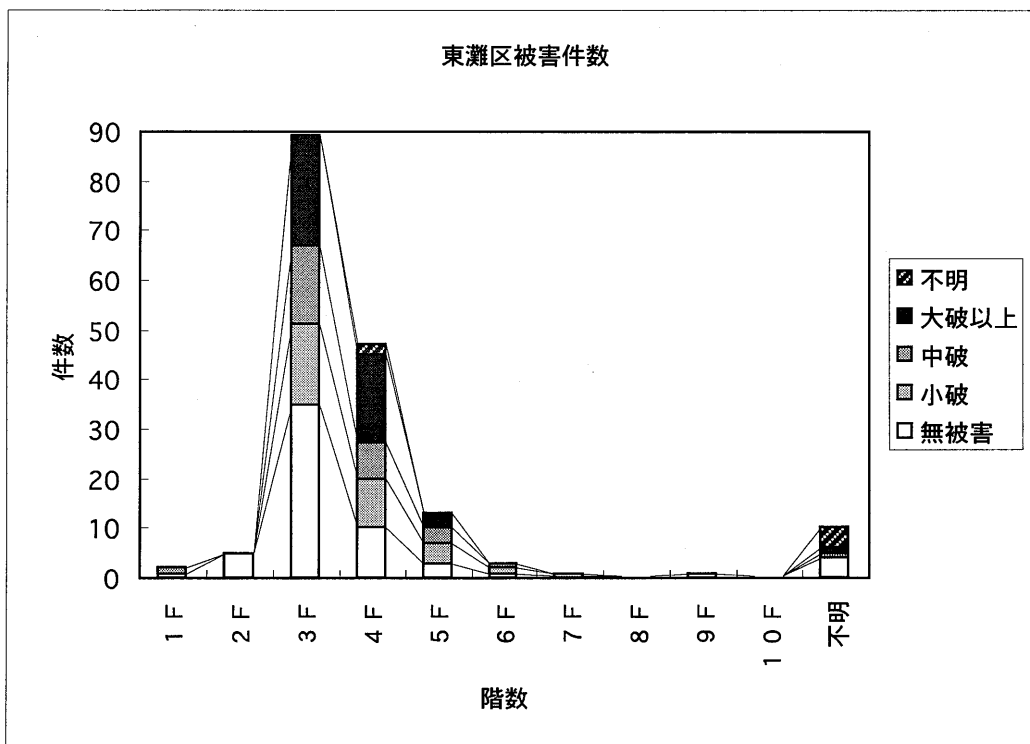


図3.2.2.3 (a) 建物階数別の被害数及び被害率 (東灘区)

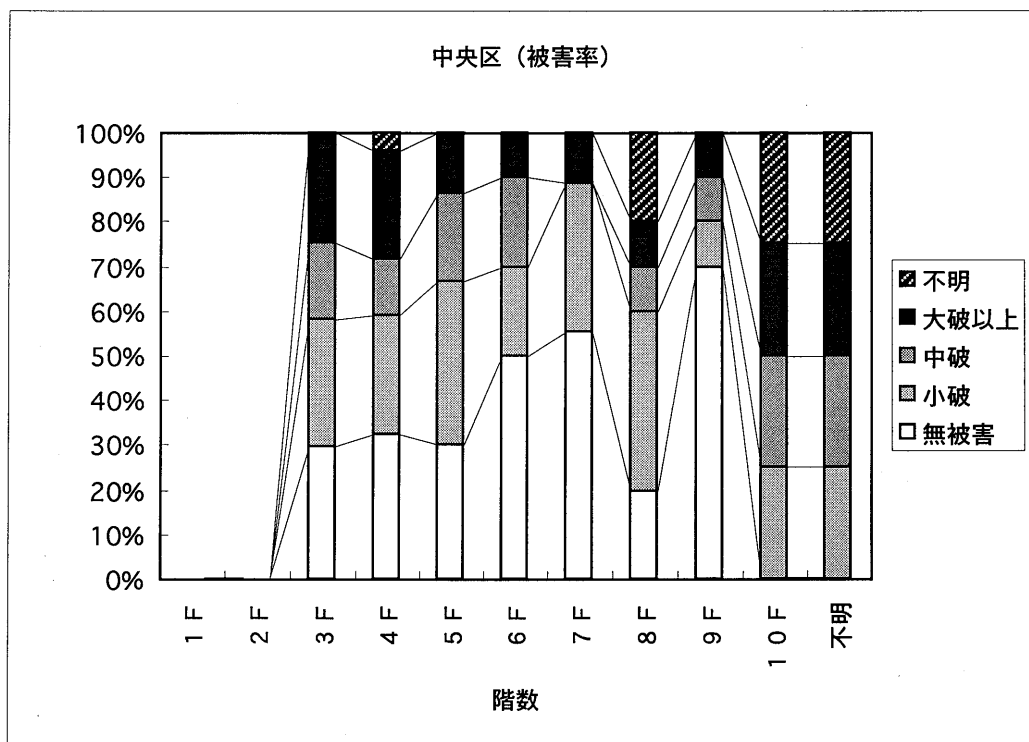
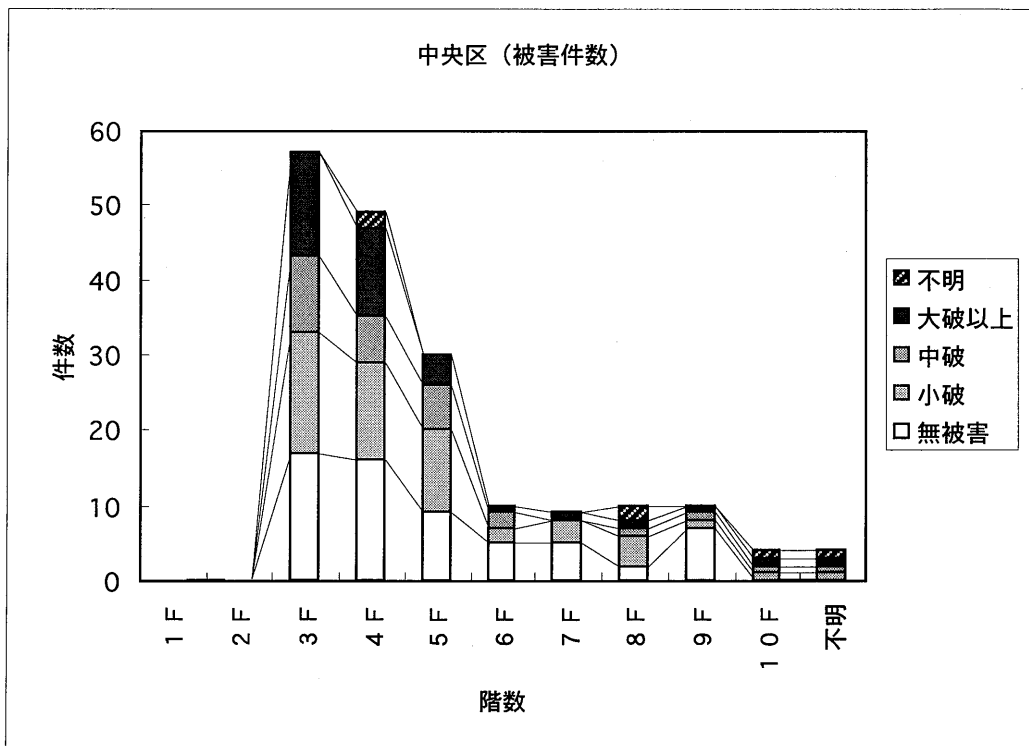


図3.2.2.3 (b) 建物階数別の被害数及び被害率 (中央区)

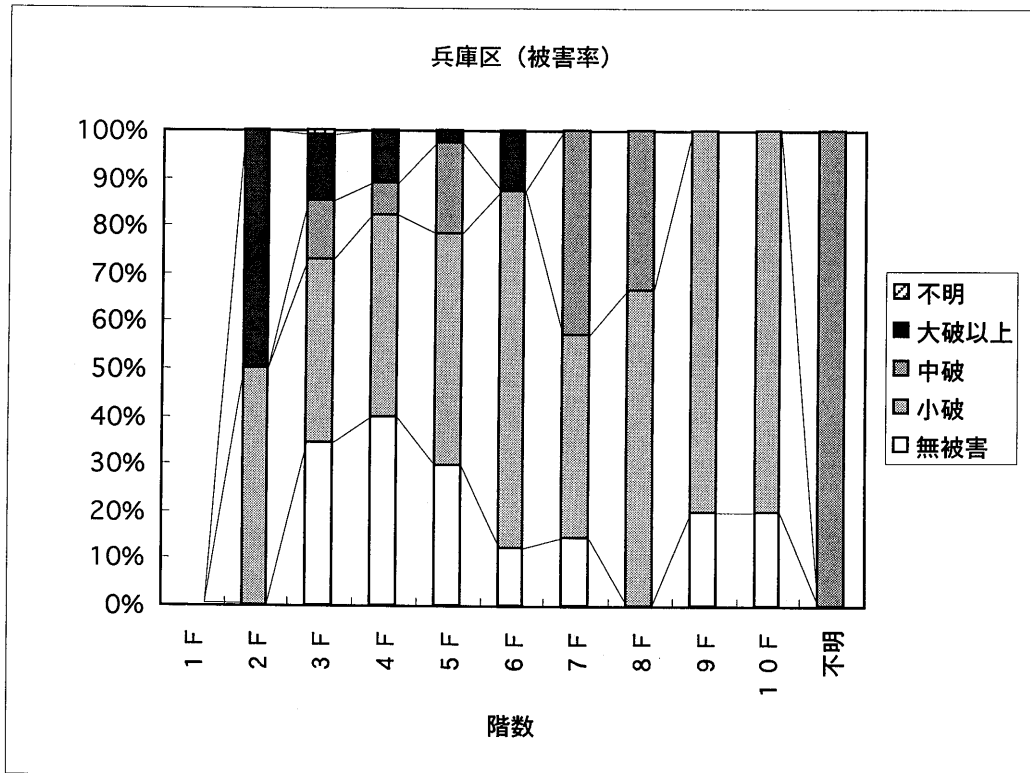
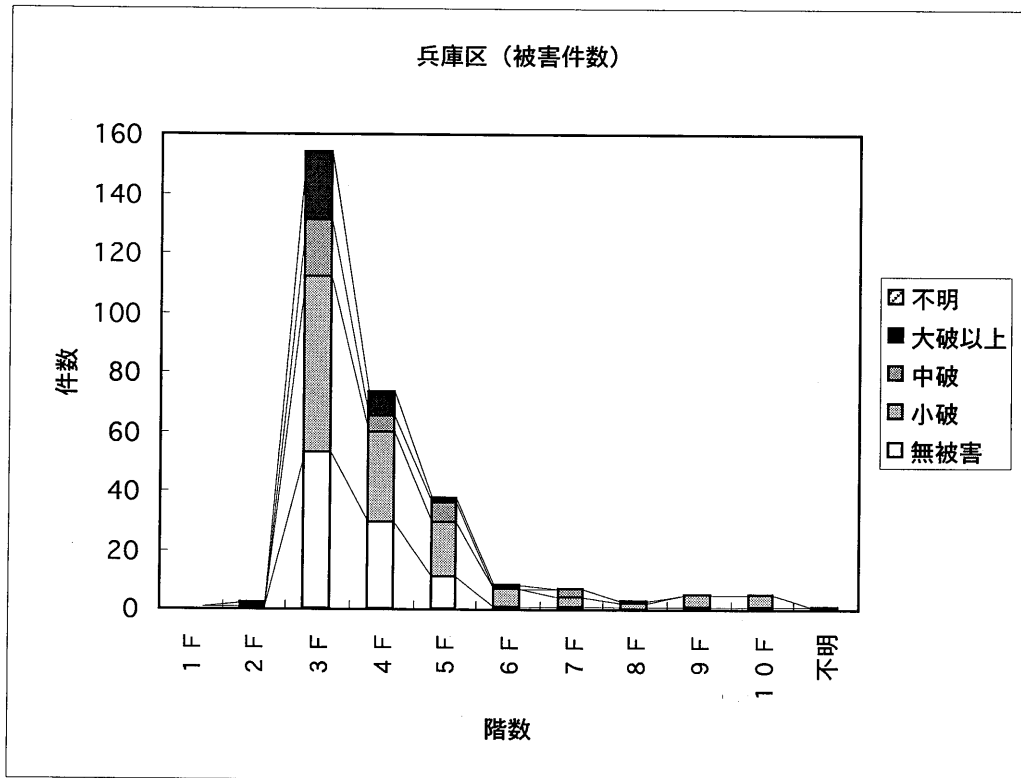


図3.2.2.3 (c) 建物階数別の被害数及び被害率（兵庫区）

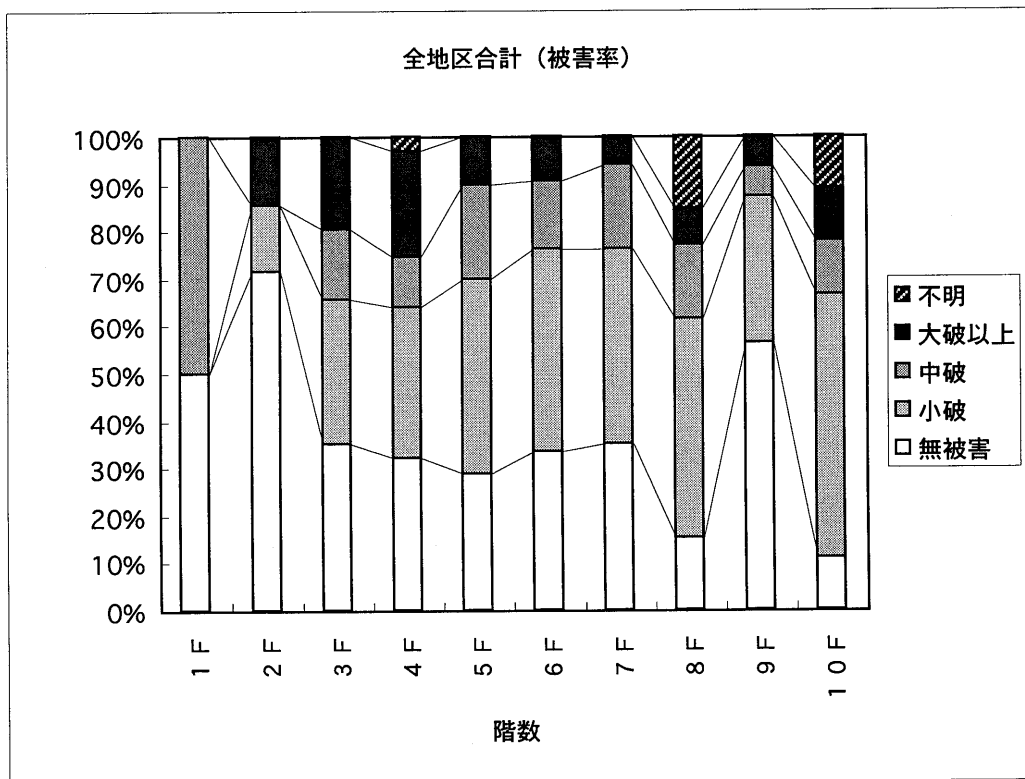
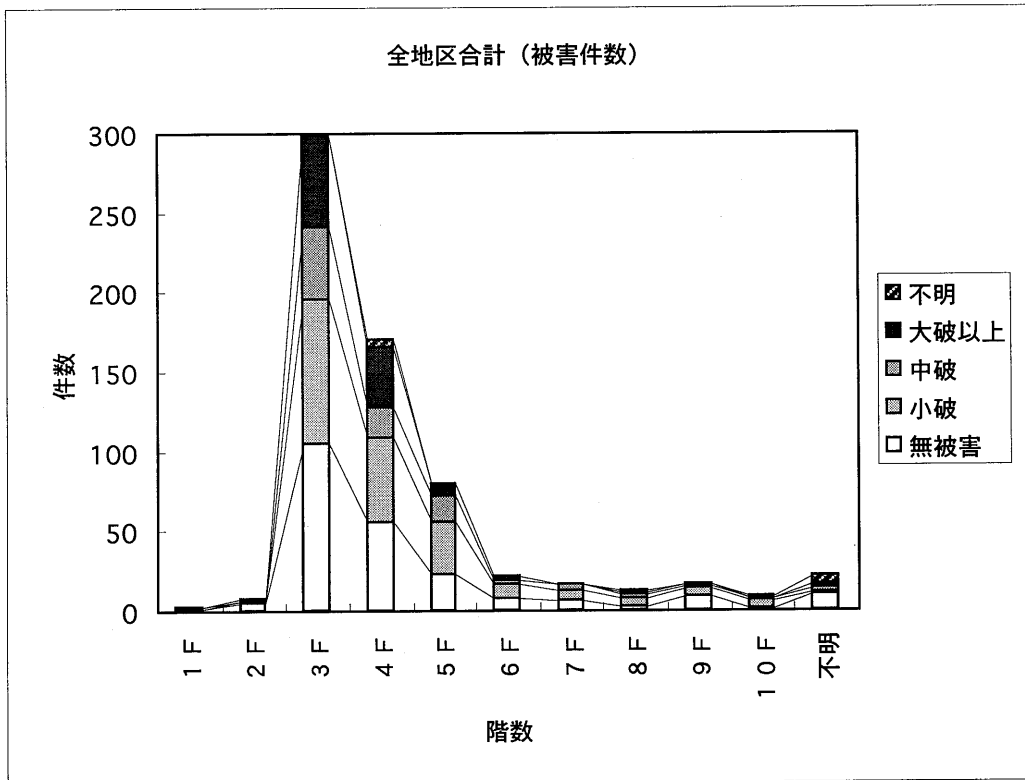


図3.2.2.3 (d) 建物階数別の被害数及び被害率（全地区合計）

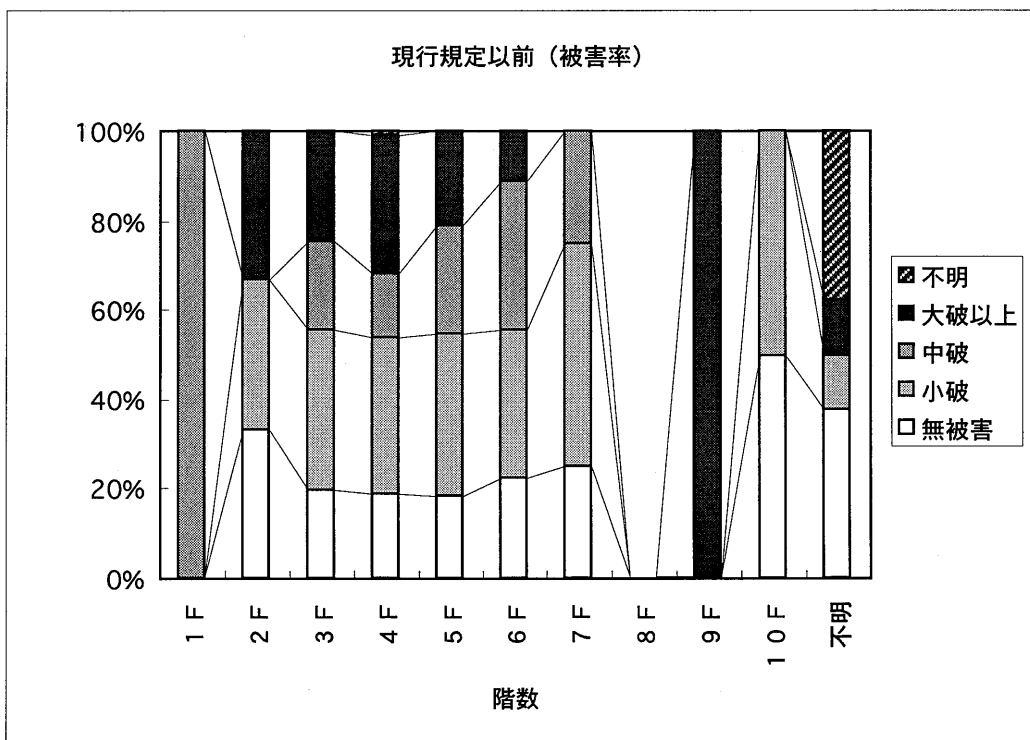
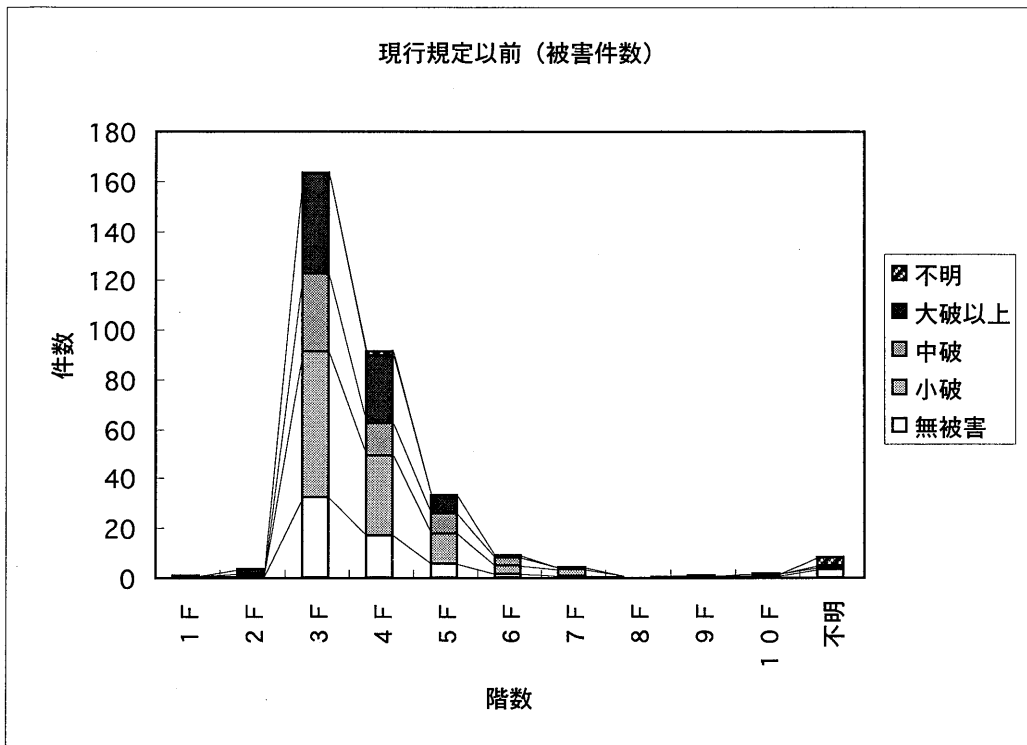


図3.2.2.3 (e) 建物階数別の被害数及び被害率（現行規定以前）

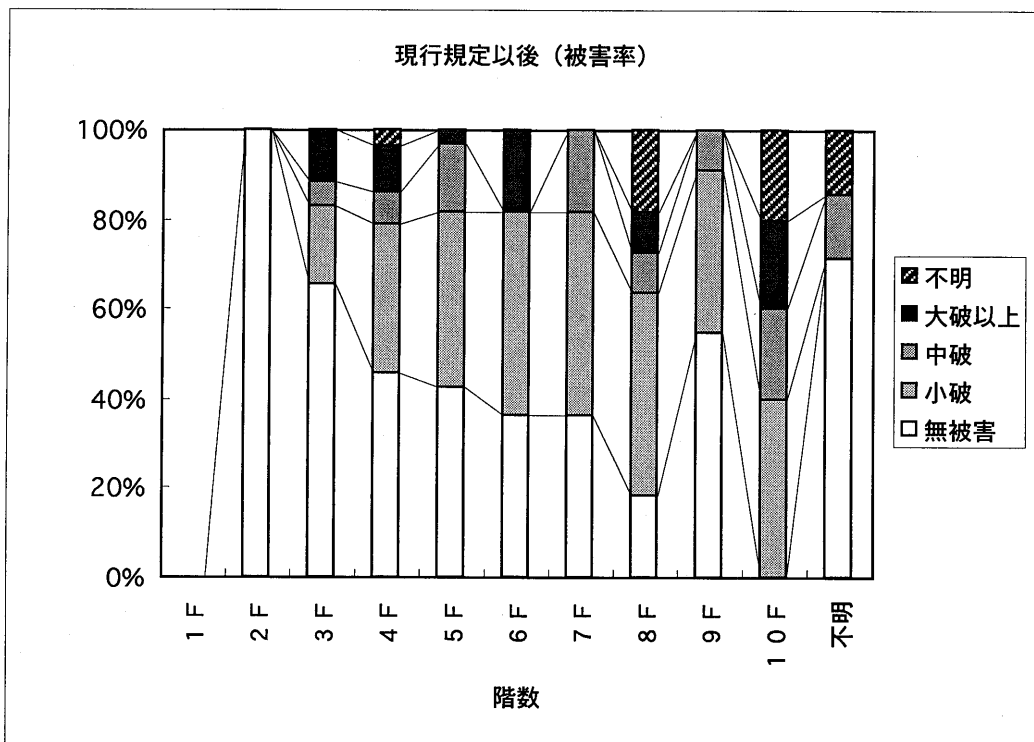
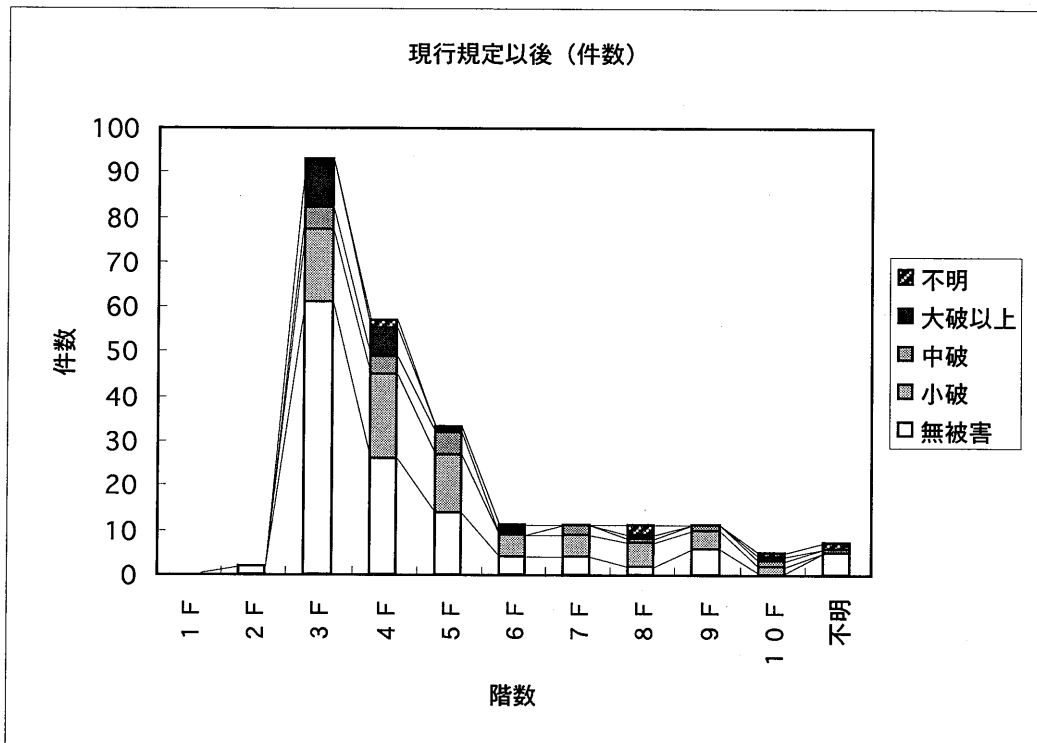


図3.2.2.3 (f) 建物階数別の被害数及び被害率（現行規定以後）



## (2) 被災した建物の応答解析

### a) 現行耐震規定で設計された5階建て鉄骨造建物の被害とその応答解析

#### 1. 序

本報告では兵庫県南部地震で被害を受けた角形鋼管柱とH形鋼梁より構成される5階建て鉄骨造建物の被害状況とその建物の地震応答解析から得られた損傷分布を比較した結果を報告する。また、建物の柱脚部固定度が建物応答に及ぼす影響、接合部パネルの強度が建物応答に及ぼす影響、上下動の地震入力が建物応答に及ぼす影響について解析的検討を行なった。なお、この建物は、参考文献1)に記載されている建物について応答解析を行なったものである。

#### 2. 被災した建物の被害状況

##### 2.1 建物概要<sup>1)</sup>

ここで報告する被災した鉄骨造建物は、角形鋼管柱とH形鋼梁のラーメン構造であり、現行耐震規定で設計された(昭和59年竣工)5階建ての事務所建物である。図3.2.2.4(a)にこの建物の軸組図と2~R階の伏せ図を示す。各層の高さはすべて等しく、3.6mである。平面形状は南北方向4スパン、東西方向2スパンであり、ほぼ整形な建物である。図3.2.2.4(b)には、本建物の解体時に梁フランジ及びウエブから採取した材料試験片の引張試験結果より各梁断面位置で予想される降伏応力度、引張強さを示す。材料試験片の採取は、損傷をほとんど受けていない東西方向に配置された梁材及び南北方向梁材ではスパン中央部より行なった。具体的には、2階床④通りAB梁B端、3~5階床④通りAB梁中央、R階床④通りAB梁B端及びR階床A通り③④梁中央の各位置である。

表3.2.2.3にはこの建物の南北方向(A、B、C通り)の梁、柱、柱脚の断面等を示す。梁はA、B、Cの3構面とも外柱端のビルトアップによるテーパ梁ブラケット部分を除いて同一断面のH形鋼が使われている。解析ではこのテーパ部分を考慮せず、梁全長にわたって同一断面であるとした。柱には冷間成形角形鋼管が使用されている。B通りの中柱(C2)の3階以下の柱は外周部の柱に比べて大きな断面を使用している。

柱脚部は露出形式の柱脚(図3.2.2.5参照)であり、外周部の柱脚部アンカーボルトは、内柱のアンカーボルトより太い径のものが使用されている。

##### 2.2 建物の被害状況

この建物は主に南北方向の構面に被害を生じている。外装材としてPCコンクリートパネルが使用されており、パネルの目地ずれや、不陸が数多く見られたが、脱落はなかった。構造体の被害について、図3.2.2.6に南北方向A、B、C通りの構面の被害状況を示す。被害の特徴は2、3階床梁端部の顕著な塑性化と破断である。それらは梁端部のフランジが塑性変形した後に、下フランジや上フランジがスカラップ底から破断したり、上下のフランジ両方がスカラップ底から破断する被害である。図中の×印は梁端部が破断し

た部位を示し、UDは上下のフランジが破断したものの、Uは上フランジの破断、Dは下フランジの破断を示す。△印は梁端部フランジの顕著な降伏が観察された部位を示す。ただし、この部位は破断していない。OK印の梁端部はフランジに軽微な降伏が生じていたかあるいは、無被害の部位である。その他、記載のない梁端部は内装材によって梁端部の被害が観察できなかった部位である。

梁端部の被害のほか、接合部パネルのせん断降伏も確認されている。図中にパネルのせん断降伏が確認された部位と、パネルが無被害であった部位を示している。なお、記載のないパネル部位は被害が確認できていないことを示す。柱は降伏している部分すら観察されず、無被害である。

A、B、C通りとも、観察することができた2、3階の床梁端部は、ほとんどフランジ破断が生じている。一方、4階以上の床梁の端部については、4、5階床梁の外柱に接続している梁端部以外は、ほぼ無被害である。なお、本建物は既に解体されている。

#### 3. 被災した建物の地震応答解析

##### 3.1 解析方法

ここで使用した鉄骨造平面骨組用応答解析プログラム(club.f.CLAP.f)<sup>2)</sup>では、柱の軸力変動、骨組全体のP- $\delta$ 効果を考慮できる他、接合部パネルは軸力とせん断力の相関関係を考慮した力学モデル<sup>3)</sup>を適用している。また、柱脚部には露出柱脚を想定して、スリップ形の復元力特性を考慮することが可能である。ここでは、被災した建物のA、B、C通りの構面についてそれぞれ、静的弾塑性解析行ない、その後地震応答解析を行う。また、解析建物の柱脚部の固定条件、接合部パネルの強度、上下動の入力が上部構造の応答にどのような影響を及ぼすか検討する。

##### 3.2 解析条件

以下の条件で骨組の応答解析を行なう。

- 1) 柱梁の歪硬化係数は2%、接合部パネルは1%。
- 2) 柱脚部はスリップ形の復元力特性とする。
- 3) 梁材の降伏点は、建物解体時に採取した梁フランジの材料試験片の引張試験結果から得た値を使う。
- 4) 柱の降伏点は柱が冷間成形角形鋼管であることから、降伏点を3.7t/cm<sup>2</sup>に仮定する。
- 5) 各層の重量は0.8ton/m<sup>2</sup>とする。また、各構面の支配面積に応じて3つの構面の各層の重量を決める。
- 6) 減衰は剛性比例形で1次の減衰定数を2%とする。

##### 3.3 入力地震動

応答解析に使用した地震動は、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台のNS方向成分の地震動である。図3.2.2.7にはこの地震動の入力エネルギースペクトルを他の地震動とともに示す。神戸海洋気象台NSの地震動は0.3秒から1.6秒の周期の建物に対して大きな地震エネルギーが入力する可能性があることがわかる。

### 3.4 解析骨組の力学特性

被災建物の3つの構面(A、B、C通り)の固有周期を表3.2.2.4に示す。これらの構面の固有周期が異なるのは、それぞれの支配面積の違いによる。

図3.2.2.8にはB通りの骨組の各節点における柱、梁、接合部パネルの耐力比を示す。各節点には柱(C)、梁(B)、パネル(P)、柱脚(CB)のうちどの部材の耐力が最も小さいか、記号で表示している。2、3階の床位置では梁が弱く、4、5階の中柱ではパネルが弱い骨組である。また、外周部では梁が弱くなっているのがわかる。柱脚は1層の柱のMpの0.2倍程度の耐力である。

### 3.5 骨組の増分解析結果

図3.2.2.9は静的増分解析の結果得られた3構面の骨組それぞれの、各層の層せん断力一層間変位角関係である。縦軸は各層の層せん断力をそれぞれの骨組の全重量で除した値、横軸は各層の層間変位角である。3つの骨組ともに梁は同じ部材を使っていることから、層の保有水平耐力は各骨組ともほとんど変わらないが、それぞれの骨組に負担させる重量が異なるため各骨組の各層のQi / WTの値が異なっている。この増分解析結果から建物全体としてのベースシャー係数は0.6であることがわかった。1層の弾性剛性が2層に比べ、等しいかまたはやや小さいのは柱脚部の回転剛性が小さいことによるものと考えられる。なお、増分解析は骨組の頂部が0.05rad.の変形角に達するまで解析を行っている。

### 3.6 骨組の地震応答解析結果

図3.2.2.10に神戸海洋気象台NS地震動による応答解析から得られた、3構面の各層の最大層間変位角の分布を示す。上層部で最大応答変位にやや差が生じている。3構面とも第1層の変形が最も大きく最大層間変位角は0.03rad.に達している。図3.2.2.11はB通り骨組の各層の層せん断力一層間変位角関係を示す。低層部ほど塑性化が大きいことがわかる。また、図3.2.2.12はこの骨組の柱脚部および2階床梁端部のモーメント一回転角関係を示す。

図3.2.2.13には3つの構面の損傷分布を示す。ここでは材端部の損傷指標を以下に示す累積塑性変形倍率( $\eta$ )を用いている。

$$\eta = \frac{W}{M_p \cdot \theta_p} \quad (1)$$

ここでWは1塑性ヒンジあたりの塑性履歴ループの面積、Mpは全塑性モーメント、 $\theta_p$ は部材両端に逆対称曲げモーメント(Mp)を受ける場合の部材端弾性限界回転角である。

3構面共に梁端部とパネルに損傷が生じており、低層部ほどそれらの損傷が大きくなる傾向がある。これは柱脚部の耐力、剛性が小さいために柱脚部が塑性化したことによるものと考えられる。A、C通りでは2、3階の全ての床梁端部と4、5階の外梁で損傷が生じている。一方、B通りは2～5階までの全ての床梁端部で損傷が生じている。外梁の損傷は他の部位に比べ

で大きな損傷となっている。A、C通りの中柱位置ではパネルの損傷が梁の損傷より大きくなる傾向がある。

スカラップを有する梁端部の塑性変形能力は様々な因子によるバラツキが大きいことが報告されている<sup>4)</sup>。この建物の梁端部がどの程度の累積塑性変形倍率で破断したのかわからないため、解析から得られた梁端部の累積塑性変形倍率が実際の被害状況を表しているかどうかかわからない。しかし、応答解析から得られた損傷分布は図3.2.2.6の梁端部の損傷分布の傾向の概略を表していると考えられる。

## 4. 柱脚の固定度を変えた骨組の弾塑性応答

### 4.1 柱脚の固定度と骨組の保有水平耐力の関係

本報の被災建物は柱脚部の耐力が1層柱の曲げ耐力に比べて0.2倍程度であり、応答解析でも柱脚部は最大で0.03rad.程度まで変形している(図3.2.2.12参照)。これらが1、2層に損傷集中を生じさせている原因と考えられる。ここでは被災した建物の柱脚部の剛性、耐力を大きくした場合に、その建物の弾塑性応答がどのように変化するか応答解析によって検討する。

図3.2.2.14は被災した建物のB通りの骨組とその骨組の柱脚部の耐力、剛性だけを大きく設定した骨組の各層の層せん断力一層間変位角を比較している。柱脚の剛性は外柱柱脚部が5.3倍、内柱の柱脚部で9.6倍とし、耐力は柱脚部が塑性化しないように設定している。柱脚部の剛性、耐力を大きくすることによって上部構造各層の保有水平耐力が明らかに大きくなっているのがわかる。

### 4.2 柱脚の固定度と骨組の損傷分布の関係

図3.2.2.15は上記で示した2つの骨組について、神戸海洋気象台NS地震動による応答解析から得られた各層の最大層間変位角を比較したものである。柱脚部の剛性、耐力を大きくして、柱脚部を塑性化させないようにした場合の骨組の変位応答は1層で小さくなり、中間層の応答は逆に大きくなっている。

図3.2.2.16は柱脚を塑性化させない骨組の損傷分布を示している。図3.2.2.13の損傷分布に比べ建物の低層部の損傷が小さくなり、中間層の損傷が大きくなっている。建物柱脚部の剛性、耐力を増加させることによって、骨組各層の保有水平耐力は大きくなり、1、2層の損傷は小さくなったが、損傷分布が中間層へ移行し、中間層の損傷は大きくなった。柱脚部の剛性、耐力の変化は骨組の損傷分布の傾向を変化させるが、骨組全体の損傷を小さくするような効果は見られない。

## 5. 接合部パネルの強度が骨組の応答に及ぼす影響

本報の被災建物は2、3階の床梁端部に損傷が集中し梁フランジが破断している。ここでは梁端部の損傷を軽減するために接合部パネルの強度を梁の強度より小さくすることによって、接合部パネルで地震エネルギーを吸収させた場合の骨組の応答結果を報告する。

図3.2.2.17は被災建物のB通り骨組を接合部パネル部が柱、梁に比べて小さくなるように接合部パネルの

断面を小さくした骨組の各節点における柱、梁、パネルの耐力比を示している。各節点の上段の数字は梁/柱耐力比、下段はパネル降伏比（パネルの耐力を梁と柱の耐力のうち小さい方の耐力で除した値）である。図3.2.2.8の骨組（被災建物）は低層部が梁崩壊の建物であったが、この骨組（弱パネル骨組）は最上層以外は、接合部パネルが先行して塑性化する骨組となっている。表3.2.2.5は、接合部パネルの断面変更部位（図3.2.2.17参照）と変更した断面を示している。2、3階床位置ではパネルの強度を梁の強度の0.6倍、4、5階床位置では0.75倍程度となることを目標として部材を変更している。なお、この弱パネル骨組の固有周期は1.152秒であり、被災建物B通りの固有周期1.076秒に比べ、0.08秒程度周期が長くなっている。

図3.2.2.18は被災建物B通りの骨組と弱パネル骨組の静的漸増荷重による各階の層せん断力と層間変位角関係を示している。この図から接合部パネルの強度を小さくした弱パネル骨組の各階の保有水平耐力が被災建物の保有水平耐力より1～2割小さくなっているのがわかる。

図3.2.2.19はこれらの骨組に対して地震応答解析を行なった結果得られた各層の最大層間変位角を示す。弱パネル骨組の方が全層で変形が小さくなっているのがわかる。特に最も変形が大きかった第1層では、1/3程度変形が小さくなった。

図3.2.2.20は地震応答解析から得られた弱パネル骨組各部位の損傷（累積塑性変形倍率 $\eta$ ）を示している。接合部パネルに損傷が集中し、梁端部はほとんど塑性化していないことがわかる。この図からパネルの最大の累積塑性変形倍率 $\eta$ は60程度にまで達している。文献5)によれば接合部パネルの累積塑性変形倍率は軸力比により異なるが、軸力比0.3でも100以上はあることがわかっている。すなわち応答解析でパネルに発生した損傷は、一般に接合部パネルが保有すると考えられる塑性変形能力を上回っていないことがわかる。

弱パネル骨組が、梁の損傷を小さくさせることや、損傷集中を緩和する効果があることはすでに報告されている<sup>6)</sup>。ここで行なった解析でも、接合部パネルを先行降伏させた弱パネル骨組は、梁の損傷を軽減させることが確認できた。また、最大層間変位角も小さくすることができた。

## 6. 上下動の入力が建物の応答に及ぼす影響

図3.2.2.21は上下動の入力が骨組の応答にどのような影響を及ぼすか、被災建物B通り骨組について、Kobe NS地震動とKobe NS+UD地震動による骨組の応答を比較したものである。最上層の梁中央部（A）での鉛直方向加速度の時刻歴応答を比較すると、Kobe NS+UDによる応答は400Gal程度に達しており、上下動の入力による影響が見られる。一方、柱頂部（B）における鉛直方向加速度応答については、上下動入力により最大で100Gal程度の鉛直方向加速度が生じるが、この応答加速度による柱の軸力への影響は、最下層柱（C）の軸力変動を見ると、水平動による軸力変動が支配的であり、上下動入力による影響はほとんどないことがわかる。各層の最大層間変位角に関して

も、Kobe NSとKobe NS+UDによる応答には差がないことがわかる。

## 7. まとめ

本稿では兵庫県南部地震で被害を受けた5階建て鉄骨造建物（現行耐震規定による設計）の被害状況とその建物の地震応答解析から得られた損傷分布を比較した。また、建物の柱脚部の固定度、接合部パネルの強度、上下動の入力が建物応答へ及ぼす影響について検討した。これらの概要を以下に示す。

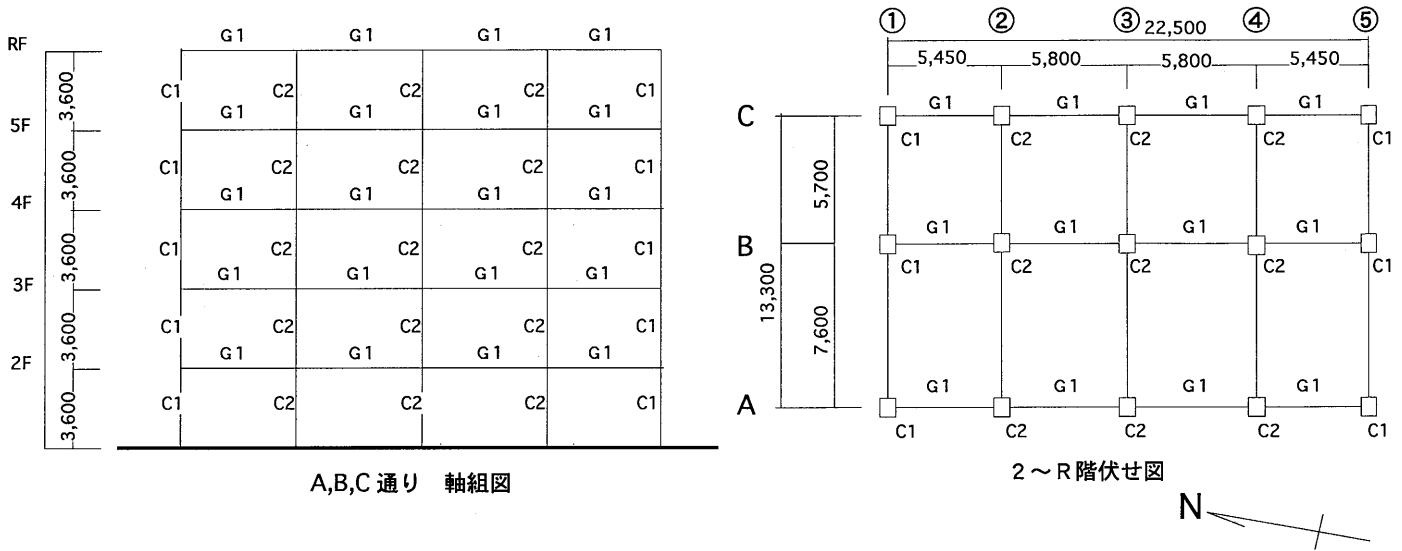
- 1) 応答解析から得られた骨組の損傷分布は、実際の建物の被害の損傷分布の傾向の概略をとらえていると言える。外柱に接続する梁端部は、中柱に接続する梁端部に比べて損傷が大きくなる傾向がある。この建物の保有水平耐力時のベースシャー係数は0.6である。この程度の保有水平耐力を有している建物でも、兵庫県南部地震に対して梁端部は大きな損傷が生じる。
- 2) 柱脚部の剛性、耐力が小さい場合には1、2層の変形、損傷が大きくなる。柱脚部の耐力、剛性を大きくして、柱脚が塑性化しないようにすると骨組各層の保有水平耐力は上昇し、損傷分布が低層部から中間層へ移行する。しかし、部材に生じる損傷の程度はあまり変わらない。
- 3) 接合部パネルの強度を梁より小さくした弱パネル骨組は、梁の損傷を小さくすることができる。また、骨組各層の最大層間変位角も最大で1/3程度減少させることができた。
- 4) 上下動の入力によって梁中央部の鉛直方向の加速度応答は大きくなる。一方、柱軸力に及ぼす影響は小さく、また、骨組の最大層間変位角にはほとんど影響を及ぼさない。

## 謝辞

被災建物の調査に御協力戴いた方、資料の御提供を戴いた方に対してここに記して謝意を表わします。

## 参考文献

- 1)平成7年度兵庫県南部地震被害調査中間報告書,建設省建築研究所,pp371,pp377,平成7年8月
- 2)小川厚治,多田元英:柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発,第17回情報システム利用技術シンポジウム,pp79-84,1994,12
- 3)桑原進,多田元英,井上一朗:角形鋼管柱・梁接合部パネルの力学モデル,日本建築学会近畿支部研究報告集,構造系,1995.6
- 4)スカラップ研究小委員会報告書,社団法人鋼材倶楽部,スカラップ研究小委員会,平成5年10月
- 5)井上一朗,桑原進:角形鋼管柱・H形鋼梁接合部パネルゾーンの荷重一変形挙動に関する実験報告書,建設省建築研究所一鋼材倶楽部 耐震性能共同研究,数値解析研究会研究報告書 別冊E
- 6)長谷川隆,山内泰之:強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力,日本建築学会構造系論文集 第460号, pp167-177,1994年6月

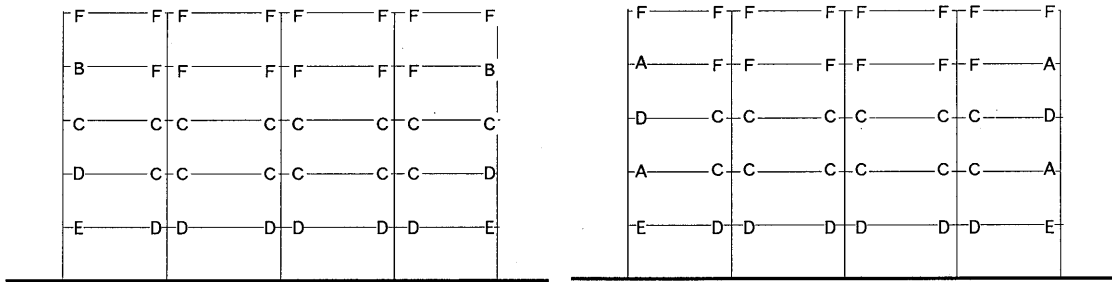


A,B,C 通り 軸組図

2～R階伏せ図

図3.2.2.4 (a) 被災建物の骨組概要

左：降伏応力度	A部位の材料特性	フランジ：2.63、4.55	ウェブ：2.93、4.21
右：引張強さ	B部位の材料特性	フランジ：3.46、4.93	ウェブ：3.78、4.77
単位 (t/cm <sup>2</sup> )	C部位の材料特性	フランジ：3.05、4.43	ウェブ：3.03、4.33
	D部位の材料特性	フランジ：3.35、4.80	ウェブ：3.41、4.88
	E部位の材料特性	フランジ：2.68、4.21	ウェブ：3.18、4.86
	F部位の材料特性	フランジ：3.30、4.74	ウェブ：3.64、4.95



A,C 通り 軸組図

B 通り 軸組図

図3.2.2.4 (b) 被災建物の梁フランジ及びウェブの降伏応力度と引張強さ

表3.2.2.3 梁、柱の断面リスト

梁断面リスト		柱断面リスト			
階	A, B, C 通り	A, C 通り		B 通り	
		C 1	C 2	C 1	C 2
R階	H-496×199×9×14				
5階	同上	□-350×12	□-350×12	□-350×12	□-350×12
4階	H-596×199×10×15	□-350×12	□-350×12	□-350×12	□-400×12
3階	同上	□-400×12	□-400×12	□-400×12	□-400×16
2階	H-600×200×11×17	□-400×16	□-400×16	□-400×16	□-400×19
1階		□-450×19	□-450×16	□-450×19	□-450×22
柱脚		8-36φ (アンカーボルト)	8-36φ	8-29φ	8-22φ

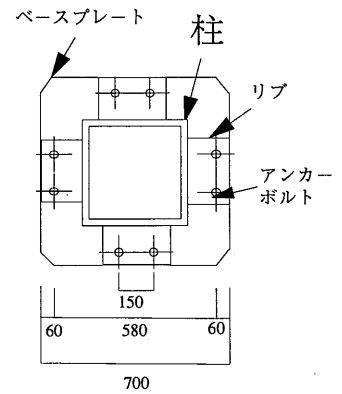
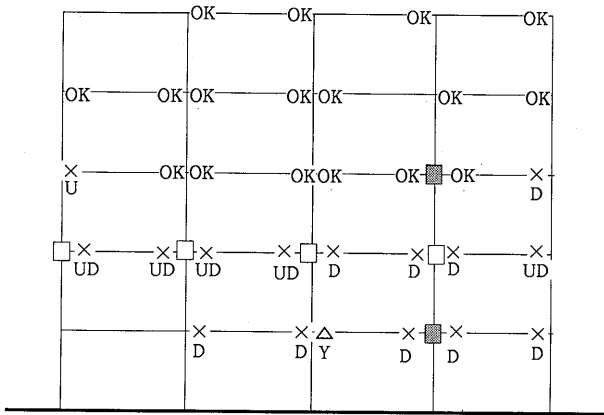
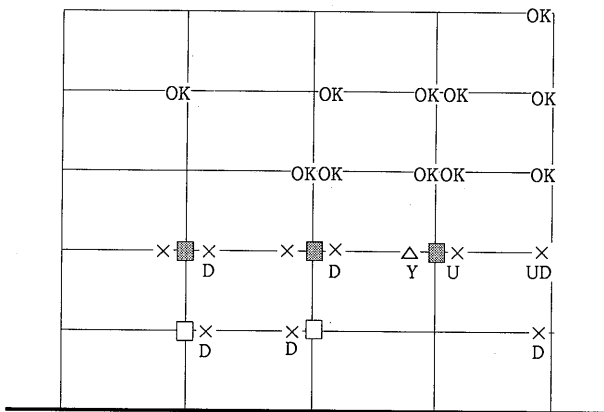


図3.2.2.5 柱脚詳細図(A,C通り)

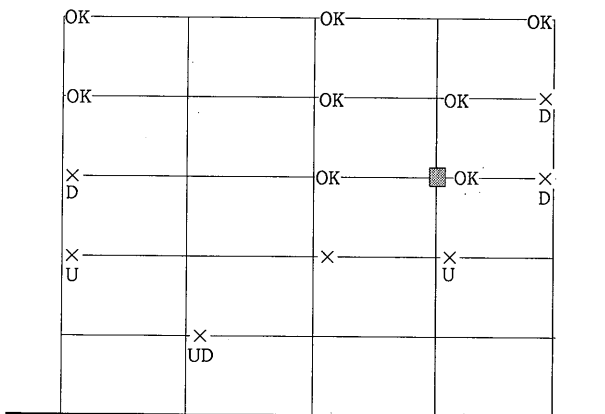
- UD : 上下フランジ破断
- U : 上フランジ破断
- D : 下フランジ破断
- Y : フランジの顕著な降伏
- OK : フランジの軽微な降伏  
あるいは無被害
- : パネルのせん断降伏
- : パネル無被害



A通り 被害状況



B通り 被害状況



C通り 被害状況

図3.2.2.6 各構面の被害状況

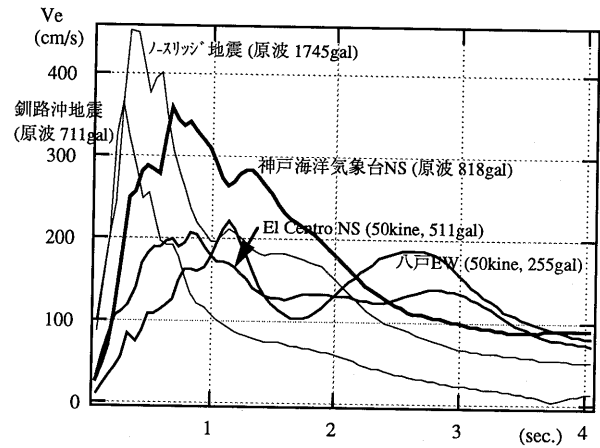


図3.2.2.7 入力エネルギースペクトル

表3.2.2.4 各構面の固有周期

構面	1次 (sec.)	2次 (sec.)
A通り	0.814	0.285
B通り	1.076	0.372
C通り	0.705	0.247

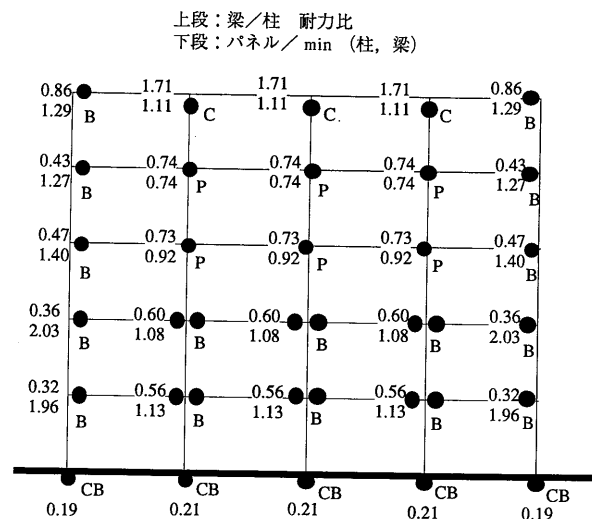


図3.2.2.8 各節点の柱, 梁, パネルの耐力比 (B通り)

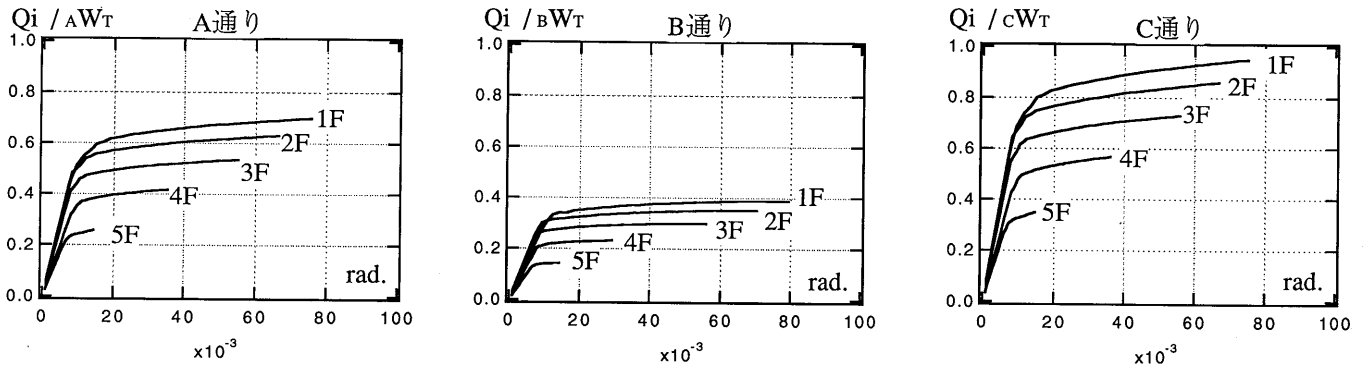


図3.2.2.9 静的層せん断力-層間変位角関係

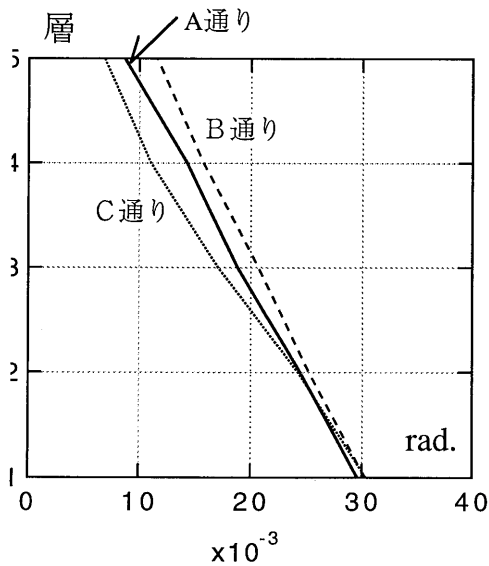
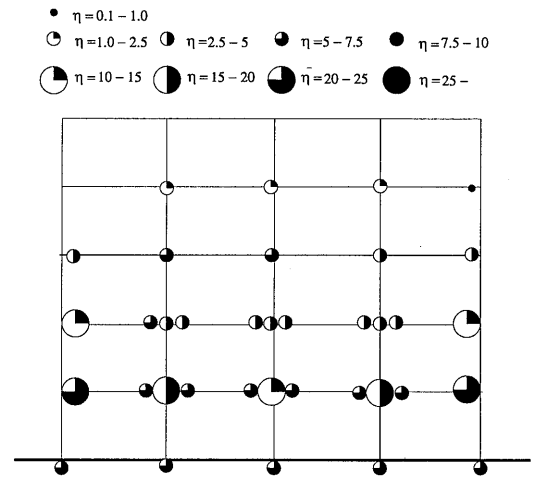
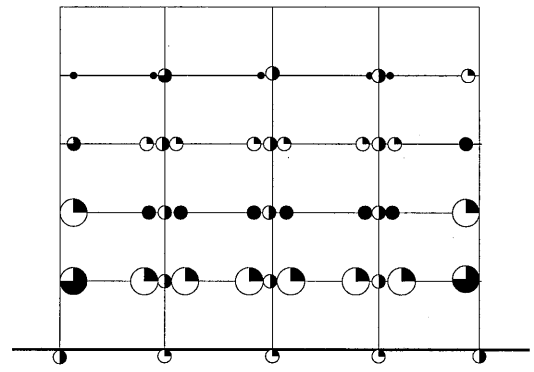


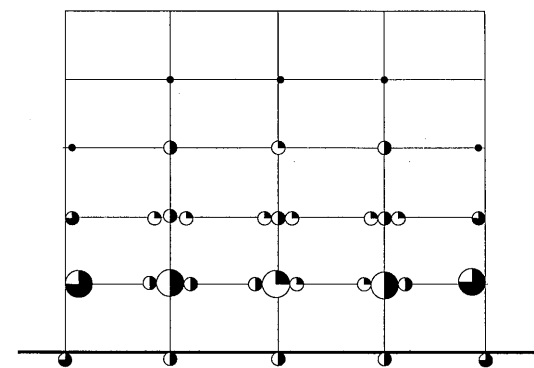
図3.2.2.10 各層の最大層間変位角



A通り 損傷分布 (地震応答解析)



B通り 損傷分布 (地震応答解析)



C通り 損傷分布 (地震応答解析)

図3.2.2.13 各構面の損傷分布 (地震応答解析)

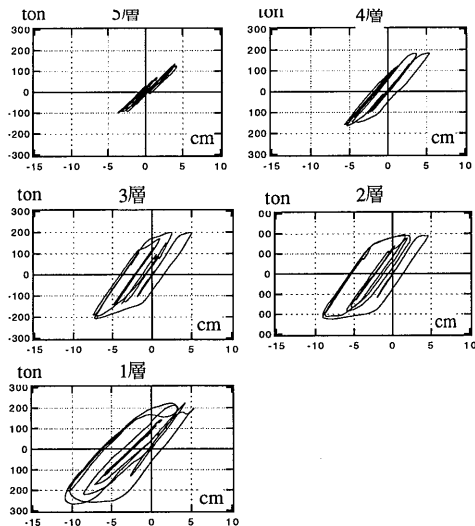


図3.2.2.11 層せん断力-層間変位関係 (B通り)

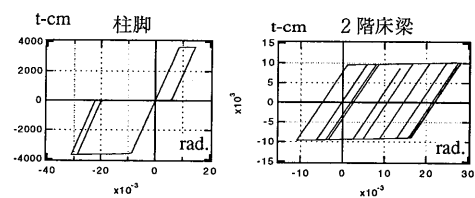


図3.2.2.12 材端モーメント-回転角関係 (B通り)

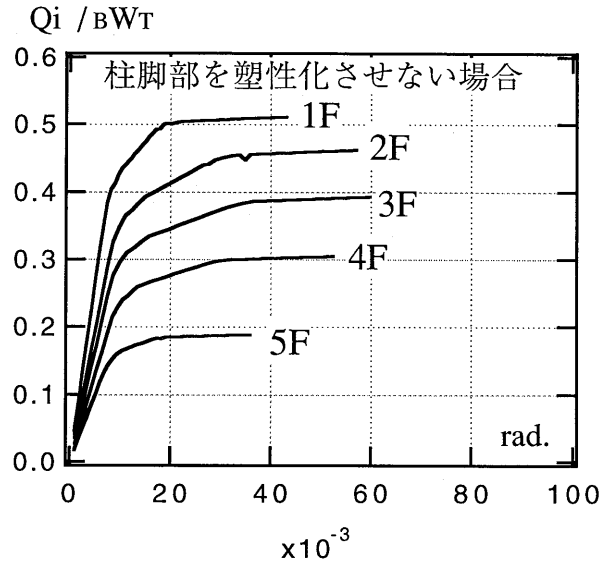
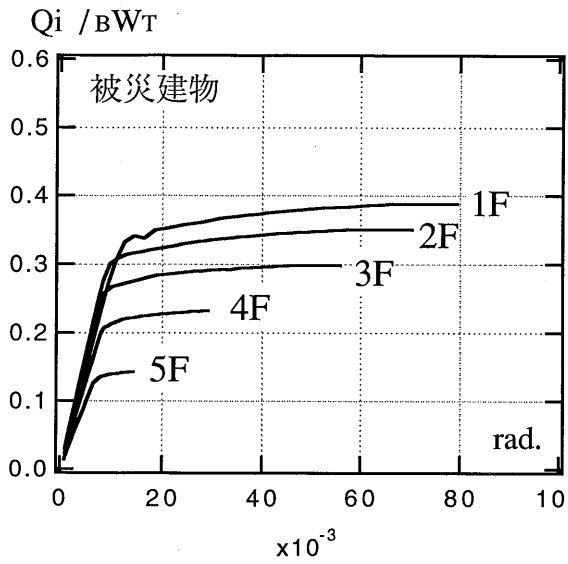


図3.2.2.14 静的層せん断力一層間変位角関係 (B通り)

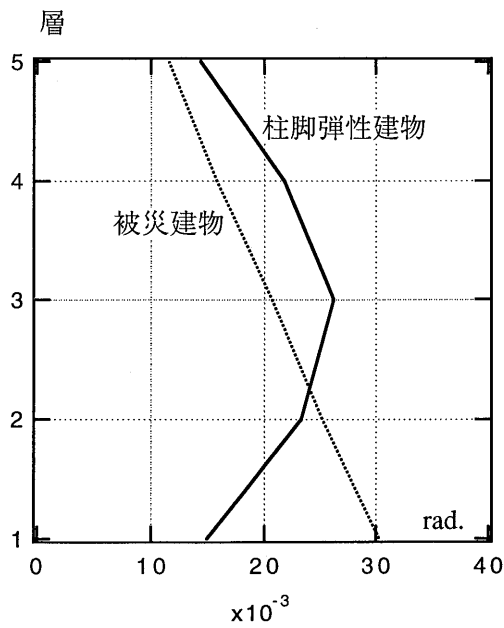


図3.2.2.15 各層の最大層間変位角 (B通り)

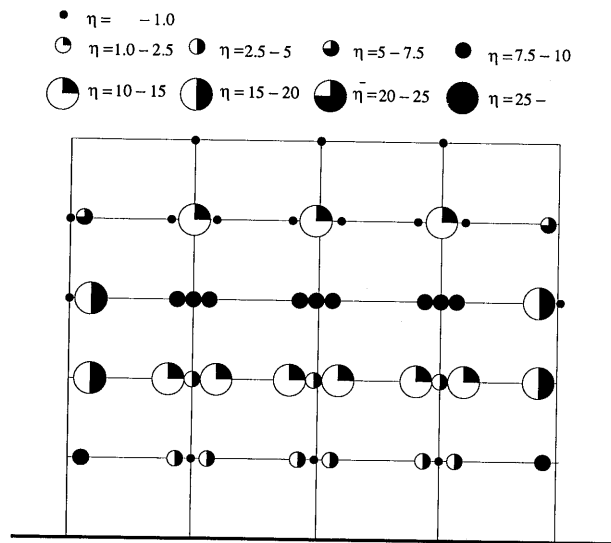


図3.2.2.16 柱脚を塑性化させない場合の損傷分布 (B通り)

固有周期：1.152sec.

上段：梁/柱 耐力比  
下段：パネル/ min (柱, 梁)

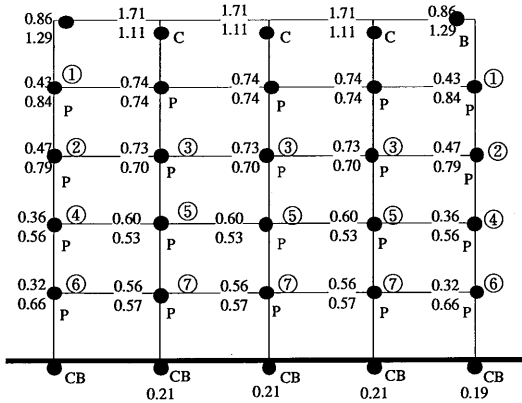


図3.2.2.17 各節点の柱, 梁, パネルの耐力比 (弱パネル建物, B通り)

表3.2.2.5 接合部パネル変更部位

変更部位	被災建物のパネル断面	弱パネル建物のパネル断面
①	□-350×12	□-300×9
②	□-400×12	□-300×9
③	□-400×16	□-400×12
④	□-400×16	□-300×9
⑤	□-400×19	□-400×12
⑥	□-450×19	□-350×9
⑦	□-450×22	□-400×16

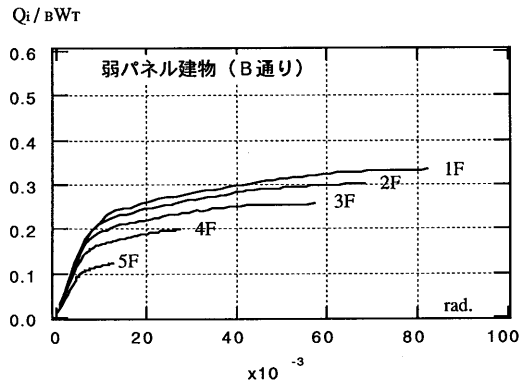
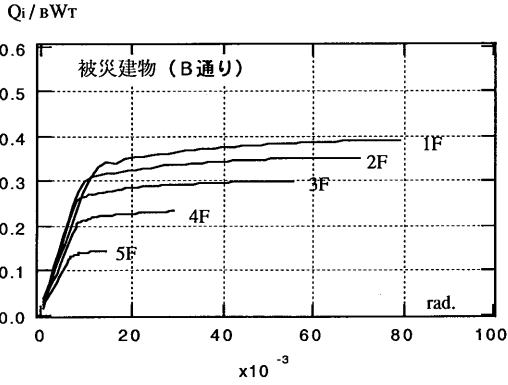


図3.2.2.18 静的層せん断力-層間変位角関係

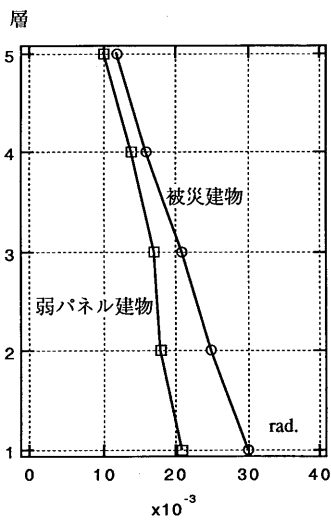


図3.2.2.19 各層の最大層間変位角

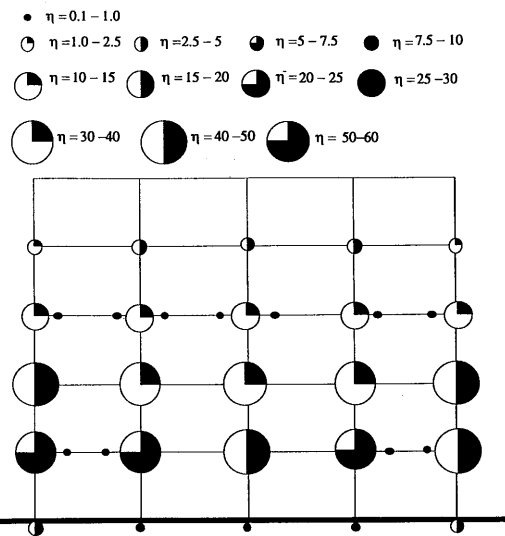


図3.2.2.20 B通り 損傷分布 (地震応答解析)



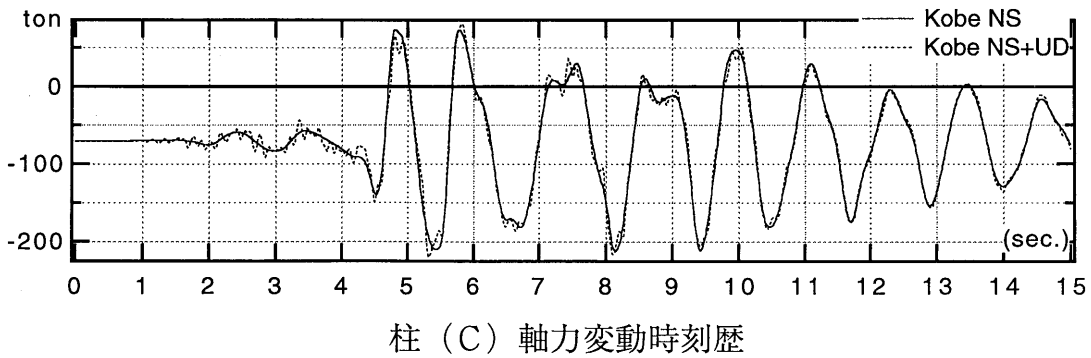
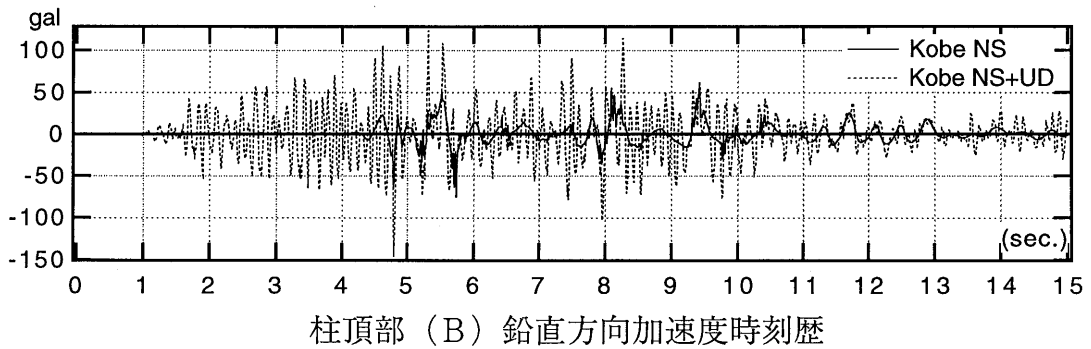
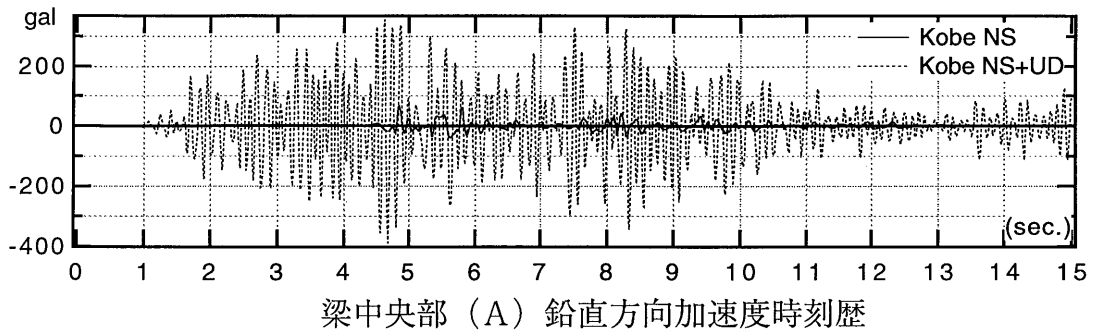
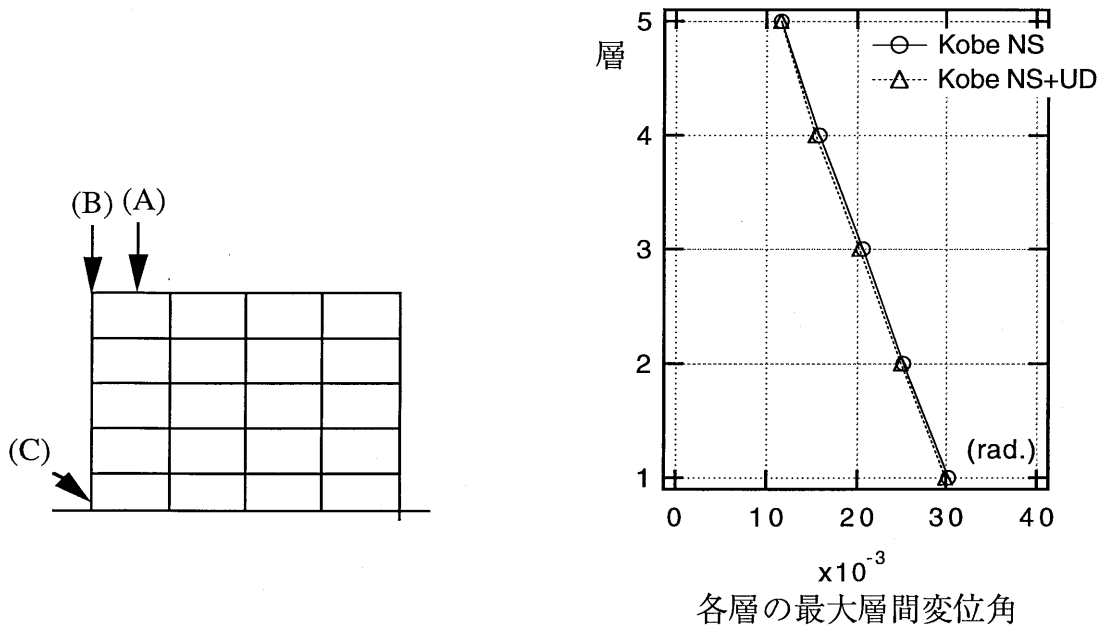


図3.2.2.21 Kobe NS とKobe NS+UDの応答の比較

b) 旧耐震規定で設計された7階建て鉄骨造建物の被害とその応答解析

## 1. 序

本報告では旧耐震規定で設計された7階建て鉄骨造建物の被害状況とその建物の地震応答解析から得られた損傷分布を比較した結果を報告する。

## 2. 被災した建物の被害状況

### 2.1 建物概要

ここで報告する鉄骨造建物は、旧耐震規定で設計された（昭和48年建設）地下1階地上7階建ての事務所建物である。図3.2.2.22にこの建物のB1～R階の伏せ図と南北方向構面の軸組図、部材断面表及び柱断面の一例を示す。平面形状は南北方向2スパン、東西方向5スパンである。この建物の①②通りの柱はSRC構造でありRC壁がある。一方、③④⑤⑥通りはS造のラーメン構造である。そのため南北方向には偏心が生じる建物である。地下階はSRC構造である。本報告で解析対象としたのは、被害が大きかった⑤通りである。この⑤構面の梁、柱の断面を表に示している。S造の柱断面形状は、柱断面図に示すようなH形鋼を十字に組み合わせた形状である。一方、梁はH形鋼である。なお、柱及び梁部材の鋼種はSM50である。

### 2.2 建物の被害状況

建物の外観上の被害状況としては、東面の外壁の被害が最も大きく、この部分のALCパネルがほとんど脱落している。一方、北面のALCパネルは目地等に部分的な損傷、西面は仕上げモルタルの剥がれ、南面には大きな損傷はなかった。主要構造部材の被害としては、④⑤⑥通りの中間層の柱梁仕口部分で母材に亀裂が生じていた。外壁及び構造部材の被害状況から、南北方向の大きな地震入力に対してこの方向の剛性の片寄によって、⑤⑥構面が大きく振られてこのような被害が生じたものと推定される。

図3.2.2.23は被害が大きかった④⑤⑥通りのうち⑤通りの被害状況と被害部位毎の被害状況を示している。被害は中間層の外柱の柱梁接合部パネル部に生じている。被害が生じた各部位の被害状況からわかるように、この建物の柱梁仕口部の被害の典型は、接合部パネルの顕著な降伏及びパネル内柱ウェブとフランジ接合部近傍のウェブ破断とそれにとまうスカラップからのダイアフラムの破断である。写真3.2.2.1にその状況を示す。④⑥通りについても⑤通りとほぼ同様の被害状況であった。なお、本建物は被害部位の補修を行ない、現在使用している。

## 3. 被災した建物の地震応答解析

### 3.1 解析条件と入力地震動

解析は前節で示した平面骨組用応答解析プログラム（club.f, CLAP.f）を使い、⑤通りの構面を解析の対象として応答解析を行なう。本建物は地下階があるが、ここでは地下階を無視し、1階柱脚を固定として解析を行なった。

1) 柱、梁、接合部パネルの歪硬化係数は2%。

2) 柱、梁及び接合部パネル部材の降伏点は公称値の1.1倍とする

3) 各層の重量は0.8ton/m<sup>2</sup>とする。

4) 減衰は剛性比例形で1次の減衰定数を2%とする。

応答解析に使用した入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台のNS方向成分（最大加速度818Gal）の地震動である。

### 3.2 解析骨組の力学特性

被災建物の⑤通りの骨組の固有周期を表3.2.2.6に示す。図3.2.2.24にはこの骨組の各節点における柱、梁、接合部パネルの耐力比を示す。各節点の上段の数字は梁/柱耐力比、下段はパネル降伏比（パネルの耐力を梁と柱の耐力のうち小さい方の耐力で除した値）である。全ての節点で接合部パネルの強度が最も小さく、その値は柱のおよそ2～3割程度である。

### 3.3 骨組の増分解析結果

図3.2.2.25は静的増分解析の結果得られた⑤構面の骨組の、各層の層せん断力—層間変位角関係である。解析は骨組頂部が1/20radに達するまで解析を行なっている。3、4、5階がその他の階よりやや変形が大きくなる傾向がある。ベースシャー係数は0.25程度であり、0.2以下ですでに塑性化が始まっていることがわかる。これは接合部パネルが早期に降伏しているためと考えられる。

### 3.4 骨組の地震応答解析結果

図3.2.2.26に地震応答解析から得られた、骨組の各階の最大層間変位角の分布を示す。4、5、6階の変形が他の階の変形に比べて大きく、0.02rad以上となっている。図3.2.2.27は骨組各部材の損傷分布を示す。損傷は接合部パネルにのみ生じている。損傷分布の傾向は、中柱のパネルが外柱パネルより損傷が大きく、特に5、6、7階床位置の接合部パネルに損傷が集中していることがわかる。

図3.2.2.23に示した被害状況と解析結果から得た損傷分布の図を比較すると解析では中柱の接合部パネルで損傷が大きいが実施の被害は中柱位置では顕著でないことがわかる。また、実際の被害は、4、5、6階外柱床位置の接合部パネルで被害がおおきく、7階床位置では被害がほとんどなかったが、解析では4階から7階床位置のパネルに被害が集中しており、7階床位置パネルの被害状況が解析から得た被害とあわないことがわかる。このように解析結果が被害状況とあわない原因としては、以下のことが考えられる。

1) 部材の破断を考慮した解析となっていない。

2) この建物の鋼材の材料強度が把握できていない。

3) 接合部パネルの強度の評価（ここでは弱軸の柱フランジのせん断強度の効果を考慮していない）

旧耐震規定で設計された建物は柱にH形鋼部材を使用している場合が多い。柱にH形鋼部材を使用した場合には接合部パネルの強度比が柱、梁に比べて小さくなる。本建物はその典型的な例であり、被害もパネル部に集中した。前節ではパネルに地震エネルギーを吸収させることによって建物各層の最大層間変位を小さくできることが示されている。この建物の場合に、損

傷がパネル部に生じたことによって建物の最大応答変形が軽減したかどうか、今後さらに検討する必要がある。また、このような形態の構造では、パネルのせん断変形等の塑性化は避けられないと考えられるが、パネル内の柱部材のウェブが破断するような現象は避けなければならないであろう。このような破断が生じた原因についても明らかにする必要がある。

#### 4.まとめ

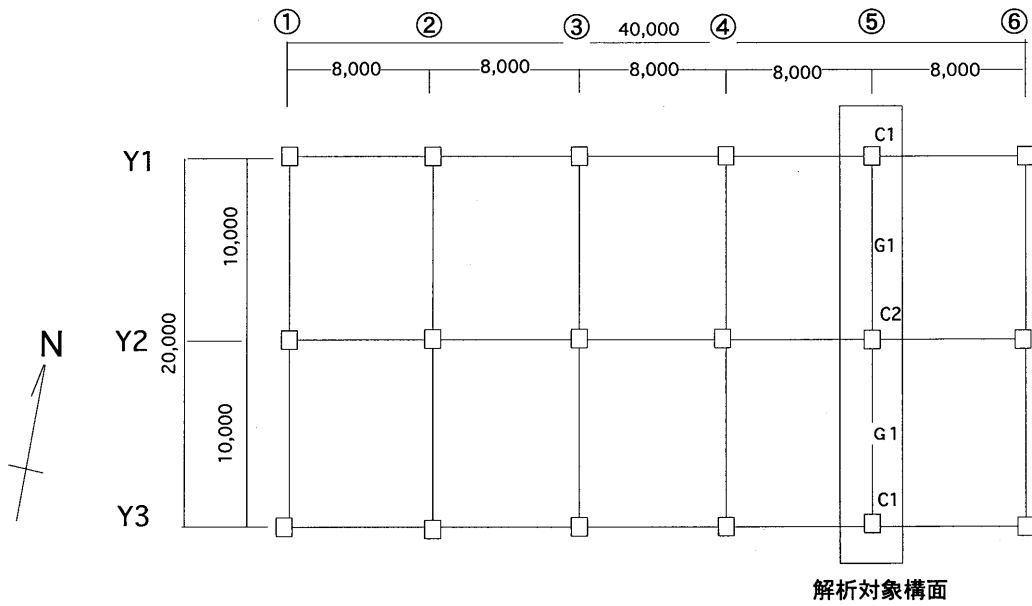
本稿では兵庫県南部地震で被害を受けた地下1階地上7階建て鉄骨造建物（旧耐震規定による設計）の被害状況とその建物の地震応答解析から得られた損傷分布を比較した。これらの概要を以下に示す。

1) 本建物の被害は、建物の中間層の外柱の接合部パネル位置でのパネルの顕著な降伏とパネル内柱ウェブの破断及びスカラップからのダイアフラムの破断である。地震応答解析では中柱位置でのパネルの損傷の方が外柱位置の損傷より大きくなった。

2) 柱にH形鋼部材を使用している建物では接合部パネル部に損傷が集中する可能性が高い。この部位の塑性変形能力を把握し、このような破断が生じた原因を明らかにする必要がある。

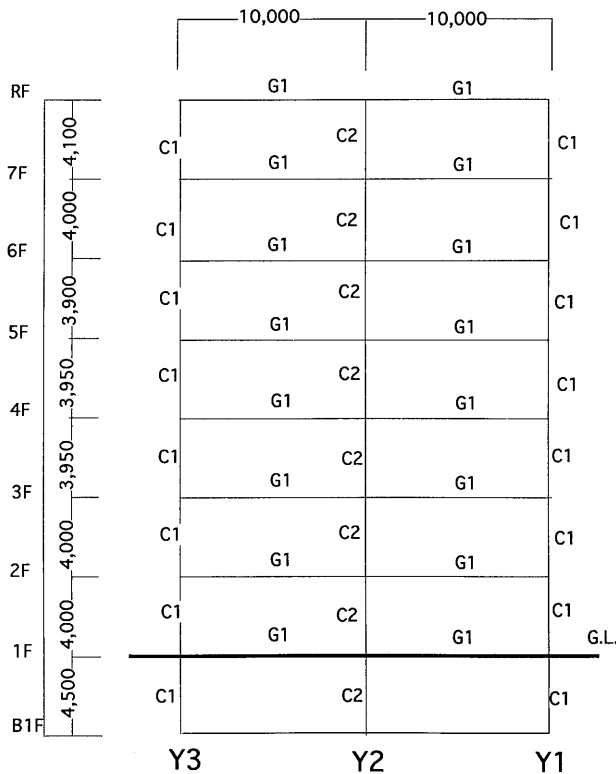
#### 謝辞

被災建物の資料の御提供を戴いた方に対してここに記して謝意を表わします。



解析対象構面

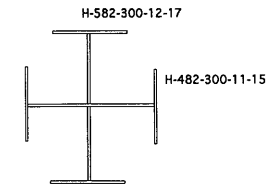
B1~R階伏せ図



南北方向軸組図

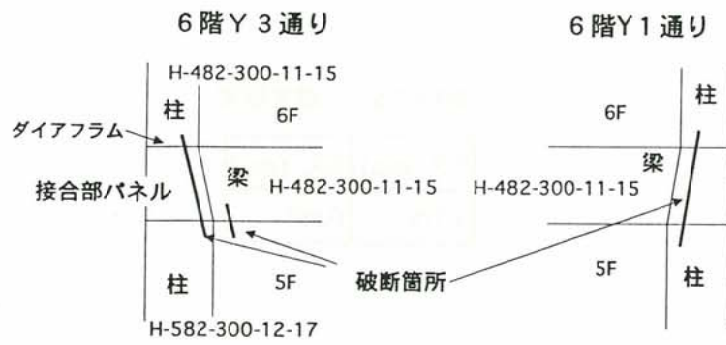
⑤通り梁、柱の断面リスト

階数	柱		梁(G1)
	外柱(C1)	内柱(C2)	
7F	H-482-300-11-15 (強軸) H-582-300-12-17 (弱軸)	2H-482-300-11-15	H-582-300-12-17
6F	H-482-300-11-15 (強軸) H-582-300-12-17 (弱軸)	2H-482-300-11-15	H-588-300-12-20
5F	2H-582-300-12-17	2H-582-300-12-17	BH-600-300-16-28
4F	2H-582-300-12-17	H-594-302-14-23 (強軸) H-582-300-12-17 (弱軸)	H-692-300-13-20
3F	2H-588-300-12-20	BH-600-300-16-28 (強軸) H-588-300-12-20 (弱軸)	H-700-300-13-24
2F	2H-594-302-14-23	BH-600-300-16-32 (強軸) H-594-302-14-23 (弱軸)	H-792-300-14-22
1F	2BH-600-300-16-28	BH-600-300-16-40 (強軸) BH-600-300-16-32 (弱軸)	H-800-300-14-26
B1F	SRC柱900×900 2H-588-300-12-20	SRC柱900×900 2H-588-300-12-20	H-890-299-15-23

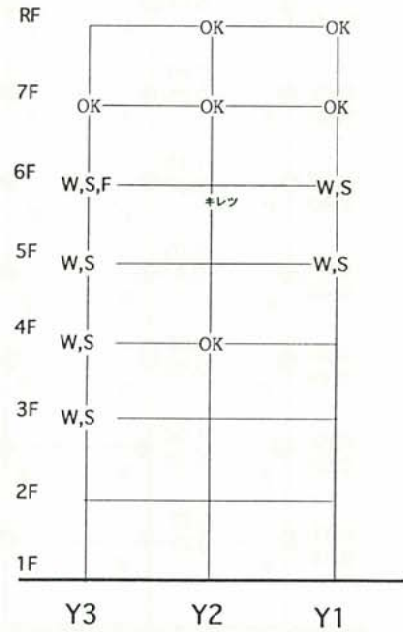


柱断面図 (7F外柱)

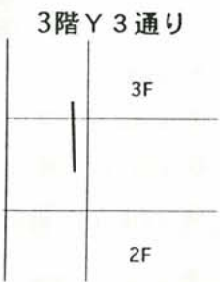
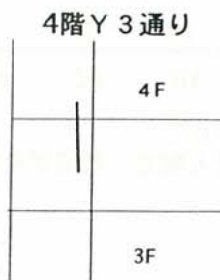
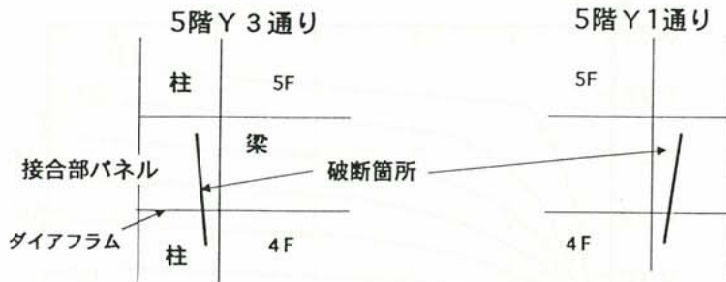
図3.2.2.22 被災建物の骨組概要



W : 接合部パネル内ウェブ破断  
 S : 接合部パネルダイアフラム破断  
 F : 梁フランジ破断  
 OK : 無被害



⑤通り 被害状況



各部位の被害状況

図3.2.2.23 被害状況 (⑤通り)

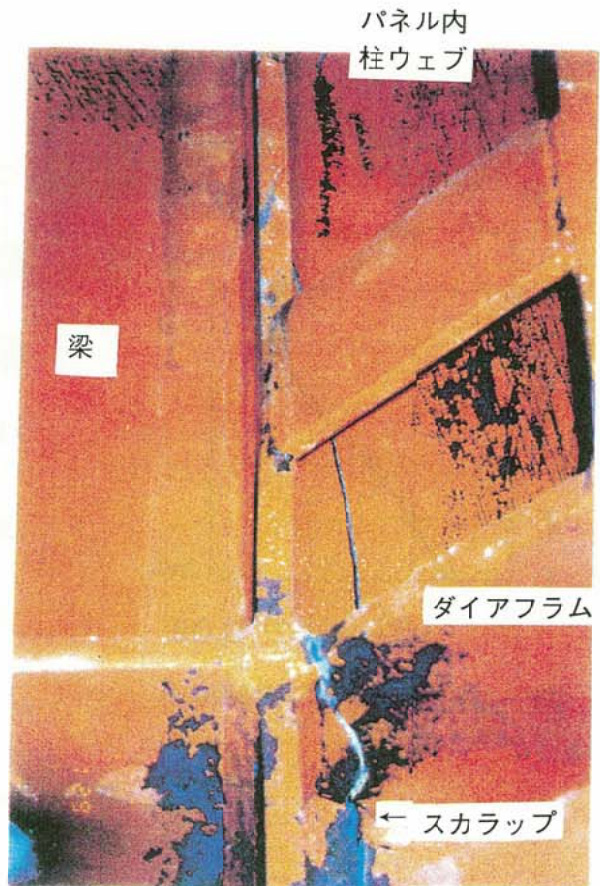


写真3.2.2.1 柱梁仕口部の被害

上段：梁／柱 耐力比  
下段：パネル／min (柱、梁)

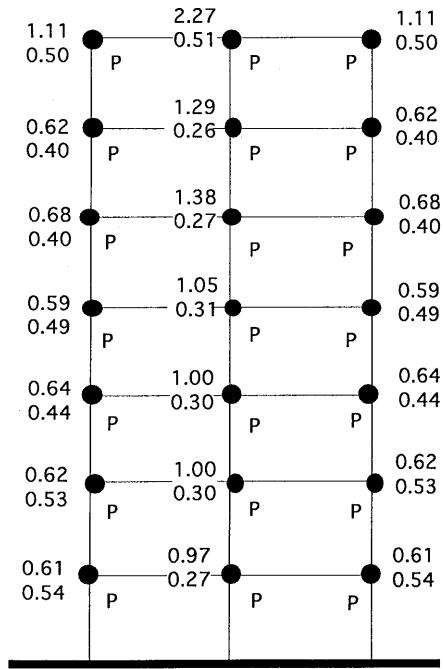


図3.2.2.24 各節点の柱、梁、パネルの耐力比

表3.2.2.6 固有周期

1次 (sec.)	2次 (sec.)
1.578	0.564

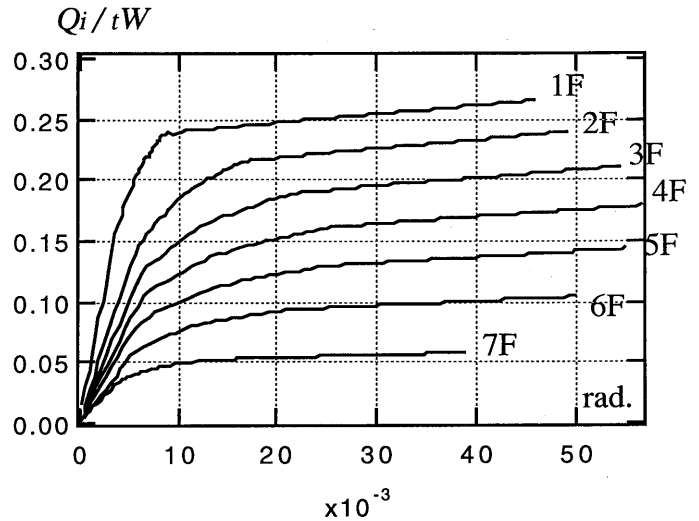


図3.2.2.25 静的層せん断力一層間変位角関係

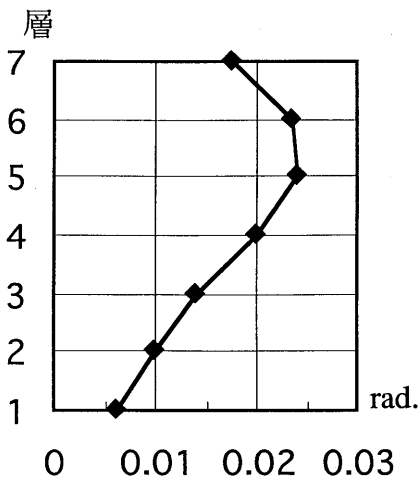


図3.2.2.26 各層の最大層間変位角

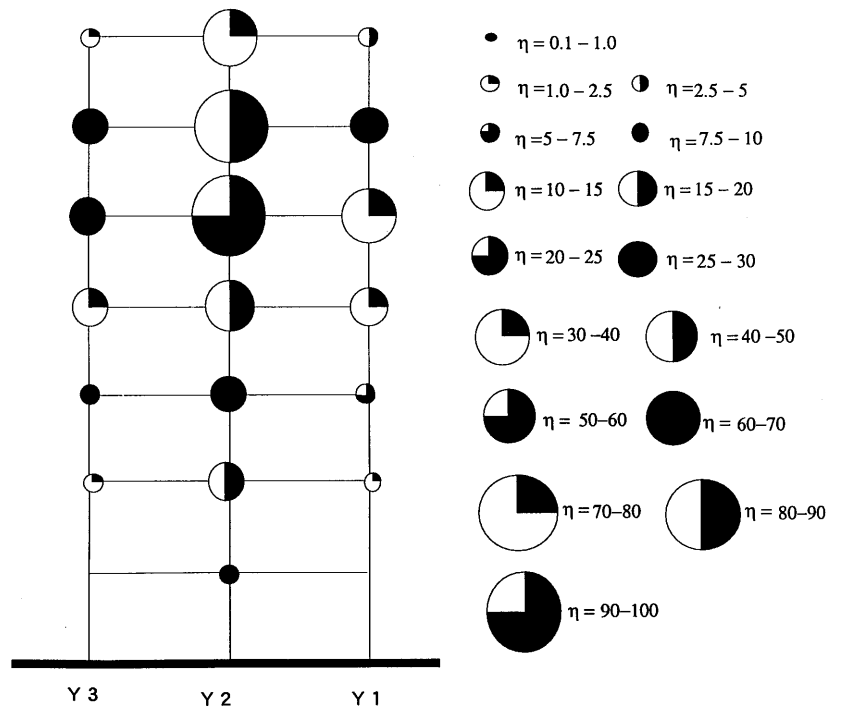


図3.2.2.27 損傷分布 (地震応答解析)

### 3. 2. 3 木造建築物





### 3. 2. 3 木造建築物

#### (1) 被災地における木造住宅の詳細調査

##### a) 目的

今回の地震による木造住宅の被害については、耐力壁の量の不足と不均衡な壁の配置、および建築物の過大な重量等が被災の要因として指摘されている。しかしながら、被災地における木造住宅について、被害の程度と建物の剛性、耐力との関係に関する資料は十分に蓄積されているとは言えない。ここでは、日本住宅・木材技術センターに設置された木造住宅等震災調査委員会（委員長：杉山英男東京理科大学教授）において調査を行った木造住宅のうち、被災状況および各部の構造をある程度把握し得たものについて、解析のためのより詳細な資料を整備するものである。

##### b) 対象建築物

調査の対象とした建築物は、木造住宅等震災調査委員会報告書に記載された建築物およびその後の調査で被害状況等を把握し得た建築物で、各部の構法、構造がある程度詳細に把握できるものの中から、被害程度が偏らないような31棟を選択した。ただし、筋かいの種類や配置が必ずしも特定できなかった例も含まれている。調査対象建築物の一覧を表3.2.3.1に示す。

##### o) 調査方法

###### ① 建築物の重量

建築物の各部の固定荷重は表3.2.3.2に示す単位重量を用いて算出する。ただし、屋根重量の算出に際して軒の出は特別の場合を除いて45cmとし、壁重量の算出に際して外壁開口部分は高さの2分の1にのみ壁があるものとするなどの仮定を設けている。また、2階床の積載荷重は60kg/m<sup>2</sup>とする。

###### ② 耐力壁とそのせん断耐力

各階の水平力に対するせん断耐力の荷重-変形関係を定めるに当たって、建築基準法施行令第46条、昭和56年建設省告示第1100号に定められた、いわゆる耐力壁の他に、既往の研究により、ある程度のせん断抵抗を有することが明らかな壁の耐力を考慮することとする。

これらの耐力壁の種類と解析に使用した荷重変形関係（包絡線）における特定変形時のせん断耐力を表3.2.3.3に示す。なお、壁長が500mmに満たない壁は、上記の種類の種類であっても耐震要素に加えないこととした。

###### ③ 筋かいの種類、配置が不明な場合

調査対象建築物の中には、筋かいの種類、配置が必ずしもすべて特定されていないものが含まれている。これらの建築物については、各階各方向について、それぞれ以下の考え方により、筋かいが一定量設置されているものと仮定して、耐力の算定を行った。

(イ) 筋かいを全く設けないとしても、他の耐震要素により、建設当時の規定における耐震性能上の必要壁量を満たしている場合、筋かいは無いものとする。

(ロ) (イ)以外の場合、筋かいが入る可能性があるすべての壁に三割り筋かい（90mm×30mm以上）が設置

されたとして、壁量（各階各方向の有効壁長の総和。ただし、有効壁長=壁長×壁倍率）を算出する。

(ハ) (ロ)の結果、それでも建築当時の必要壁量に満たない場合には、筋かいが入る可能性があるすべての壁に三割り筋かいが設置されているとする。

(ニ) (ロ)の結果、壁量が建設当時の必要壁量を超えた場合には、必要壁量に達するぎりぎりの量の三割り筋交いが設置されているものとする。また、その配置は、各耐力壁線の壁長に比例して、三割り筋交いが配置されているものとする。この(ニ)の仮定は、現実の配置可能性は検討せず、計算上の仮定として定める。

##### d) 調査結果

調査建物の各階の重量、床面積、壁量、壁量充足率、壁体のせん断試験から推定した層間変形角1/120時及び1/40時の耐力を表3.2.3.4-1~3に、各建物の平面図を図3.2.3.4-1~16に示す。また、壁量充足率、推定降伏耐力及び推定終局耐力と建物重量の比と被災度の関係をそれぞれ図3.2.3.1~図3.2.3.3に示す。ここに、壁量充足率は、1階の壁量のうち、x、y方向の小さい方の値を1階の床面積で除して有効壁率を算出し、これを施行令第46条における必要壁率で除した値である。また、推定降伏耐力と建物重量の比は、壁単体のせん断試験のデータをもとに、層間変形角が1/120時の建物1階部分のx、y方向の耐力を算出し、x、y方向のうち小さい方の値を、建物重量（1階と2階の重量の和+地震用積載荷重）で除したものである。推定終局耐力と建物重量の比については、壁体の層間変形角1/40時の耐力を壁体の最大耐力であると見なし、これをもとに建物1階部分のx、y方向の終局耐力を算出し、x、y方向のうち小さい方の値を、建物重量で除している。

図3.2.3.1より、壁量充足率が1.0を越える建物では一般に被害が小さいが、壁量充足率が1.0以下のものでは被害を受ける可能性が高く、被災度4の被害を受けた建物のほとんどが必要壁率を下回っていることが分かる。

また、図3.2.3.2より、被災度1及び2の建物1階部分の推定降伏耐力と建物重量の比の平均値は、およそ0.2で、被災度の大きい建物ほど推定降伏耐力も小さい。被災度4の建物では、ほとんどのものが0.2を下回っている。

一方、1階の推定終局耐力の建物重量に対する比と被災度の関係を示した図3.2.3.3を見ると、被災度が1及び2の建物の1階の推定終局耐力の平均値は、建物重量の0.34倍であったが、被災度4の建物では、1棟を除き0.05~0.2程度の値であった。

なお、本調査に当たっては、2次部材の影響を考慮しているが、たれ壁、腰壁等の非耐力壁の耐力寄与や建物の立体効果を考慮しおらず、これらについては今後の検討が必要である。

表3.2.3.1 解析対象建築物一覧

No.	築年	床面積 (m <sup>2</sup> )		屋根葺材	外壁仕上	筋かい	土塗り壁	壁量充足率		被災度
		1階	2階					1階 X	Y	
1	1990	115	75	瓦	ボンタイル	三割り	なし	0.40	0.75	2
2	1988	51	45	瓦	ラスモルタル	三割り	なし	1.46	1.13	2
3	1988	48	44	瓦	ラスモルタル	二割り	なし	1.99	2.55	1
4	1988	48	44	瓦	ラスモルタル	二割り	なし	2.40	2.69	3
5	1988	50	46	瓦	ラスモルタル	二割り	なし	2.59	3.33	3
6	1990	80	72	スレート	ラスモルタル	二割り	なし	1.37	1.49	2
7	1986	80	57	スレート	ラスモルタル	三割り	なし	1.41	1.53	1
8	1987	98	73	瓦	ラスモルタル	三割り	なし	0.91	0.82	4
9	1990	53	57	スレート	ラスモルタル	三割り	なし	1.68	1.09	1
10	1990	65	52	スレート	ラスモルタル	二割り	なし	1.68	1.41	2
11	1988	75	72	瓦	ラスモルタル	三割り	なし	1.18	1.07	1
12	1985	98	61	スレート	サイディング	二割り	なし	1.46	1.55	2
13	1989	37	38	瓦	ラスモルタル	二割り	なし	1.82	1.92	2
14	1987	65	58	スレート	ラスモルタル	三割り	なし	1.39	0.30	4
15	1989	87	76	スレート	?	三割り	?	0.83	1.10	2
16	1984	51	49	スレート	ラスモルタル	三割り	不明	0.83	1.31	2
17	1988	79	69	スレート	ラスモルタル	三割り	不明	1.29	1.29	1
18	1983	75	71	スレート	サイディング	三割り	なし	1.25	1.25	1
19	1988	64	41	瓦	ラスモルタル	三割り	不明	0.74	0.99	2
20	1965	37	34	瓦	ラスモルタル	不明	土塗り壁有	2.19	1.07	3
21	1985	63	62	瓦 葺き土	ラスモルタル	不明	土塗り壁有	1.00	1.00	4
22		87	86	瓦 葺き土	ラスモルタル	不明	土塗り壁有	2.27	2.43	3
23	1967	52	49	金属板	ラスモルタル	不明	土塗り壁有	1.83	1.58	4
24		66	61	スレート	?	三割り	なし	1.39	1.67	1
25		69	56	スレート	?	三割り	なし	1.31	1.23	1
26	1975	31	29	瓦 葺き土	ラスモルタル	不明	なし	0.54	2.35	4
27	1985	38	34	瓦	ラスモルタル	不明	なし	1.10	1.02	4
28	1985	141	73	瓦	ラスモルタル	三割り	土塗り壁有	0.92	1.04	3
29	1978	31	26	瓦	サイディング	不明	なし	0.97	3.07	4
30	1979	41	38	瓦	ラスモルタル	不明	なし	1.25	1.39	4
31	1979	44	39	瓦	ラスモルタル	不明	なし	1.34	0.94	4

表3.2.3.2 各部の固定荷重

部位	構成	固定荷重 (kg/m <sup>2</sup> )	備考
屋根	瓦 (葺き無し)	120	水平投影面積当たり。小屋組、天井を含む。
	瓦 (葺き有り)	160	
	金属板	70	
	石綿スレート	70	
外壁	ラスモルタル	90	壁下地、内壁を含む。
	ボンタイル吹付け	90	
	サイディング	90	
内壁	石膏ボード等	40	壁下地、両面仕上げを含む。
床		60	床梁、根太、下地、仕上げ、天井を含む。

表3.2.3.3 耐力壁種類と特定変形時せん断耐力

耐力壁種類	特定変形時せん断耐力 (kgf/m)			参考とした実験および出典
	変形角1/500	1/120	1/40	
三割筋かい	60	240	400	三割筋かい (大橋、1984年、東京大学学位論文)
二割筋かい	60	240	480	
ラスモルタル	80	160	200	メタルラス+モルタル (大橋、1984年、東京大学学位論文)
土塗り壁	40	100	110	土塗り壁*) ((財)日本住宅・木材技術センター 1986年、木造軸組構法等の開発業務報告書)
内壁ボード	70	170	270	石膏ボード (大橋、1984年、東京大学学位論文)

\*) 土塗り壁の厚さ等を考慮し、実験値の4分の1の数値を採用した。

表3.2.3.4-1 調査建物の概要と解析結果

No	階	重量 (t)	床面積 (m <sup>2</sup> )	壁量 (m)	壁量充足率	1/500時耐力 (kg)	1/120時耐力 (kg)	1/40時耐力 (kg)	被災度
1	2階Y方向	18.04	75	16.15	1.03	2,220	6,079	9,555	2
	2階X方向			12.29	0.78	2,530	6,916	11,138	
	1階Y方向	24.77	115	28.67	0.76	2,675	8,299	13,541	
	1階X方向			15.02	0.4	1,875	5,496	8,918	
2	2階Y方向	10.69	45.17	18.68	1.97	1,494	4,122	6,156	2
	2階X方向			11.93	1.26	1,422	3,789	5,787	
	1階Y方向	13.75	51.43	19.13	1.13	1,926	5,229	7,947	
	1階X方向			24.75	1.46	1,967	5,918	9,329	
3	2階Y方向	10.42	44.56	21.6	2.31	1,949	5,558	8,609	1
	2階X方向			27	2.89	1,854	5,436	8,640	
	1階Y方向	13.27	48.6	40.95	2.55	2,466	7,578	13,122	
	1階X方向			31.95	1.99	1,769	5,576	9,419	
4	2階Y方向	11.42	44.14	28.35	3.06	1,962	6,192	9,864	3
	2階X方向			27.23	2.94	2,205	6,327	9,711	
	1階Y方向	13.33	48.6	43.2	2.69	2,187	7,101	12,447	
	1階X方向			38.48	2.4	2,583	7,893	12,285	
5	2階Y方向	11.15	46.57	23.63	2.42	1,854	5,490	8,928	3
	2階X方向			34.65	3.54	2,205	6,651	10,557	
	1階Y方向	14.48	50.35	55.35	3.33	2,934	9,540	16,992	
	1階X方向			42.98	2.59	2,781	8,397	13,365	
6	2階Y方向	11.53	72.36	22.05	2.03	2,070	5,598	9,342	2
	2階X方向			27.68	2.55	2,781	6,939	10,863	
	1階Y方向	20.23	80.05	34.65	1.49	2,205	6,624	11,736	
	1階X方向			31.73	1.37	2,916	7,614	12,348	
7	2階Y方向	9.11	57.48	23.89	2.77	1,975	5,669	8,727	1
	2階X方向			22.52	2.61	2,116	5,747	8,668	
	1階Y方向	19.2	80.79	35.89	1.53	2,812	8,457	13,305	
	1階X方向			32.95	1.41	2,650	7,466	11,316	
8	2階Y方向	16.58	73.16	20.93	1.36	2,630	6,925	10,547	4
	2階X方向			23.43	1.53	2,421	6,425	9,646	
	1階Y方向	22.83	98.14	26.62	0.82	3,185	8,691	13,477	
	1階X方向			29.58	0.91	2,835	8,085	12,608	
9	2階Y方向	14.03	57.76	14.96	1.73	1,762	4,565	6,835	1
	2階X方向			11.28	1.3	1,591	4,293	6,702	
	1階Y方向	13.33	53.58	16.86	1.09	1,397	3,734	5,482	
	1階X方向			26.13	1.68	1,677	5,277	8,308	
10	2階Y方向	8.56	52.99	14.11	1.77	1,843	4,666	7,463	2
	2階X方向			18.2	2.29	1,593	4,304	7,162	
	1階Y方向	15.46	65.26	26.62	1.41	2,088	5,774	9,732	
	1階X方向			31.85	1.68	2,143	6,074	10,360	
11	2階Y方向	15.51	72.87	14.79	0.97	1,771	4,453	6,544	1
	2階X方向			19.57	1.28	2,375	6,579	10,310	
	1階Y方向	18.87	75.04	26.62	1.07	2,211	6,416	9,946	
	1階X方向			29.12	1.18	2,694	7,953	12,613	
12	2階Y方向	9.49	61.56	15.89	3.32	1,666	4,598	7,090	2
	2階X方向			30.69	1.72	2,867	7,615	11,306	
	1階Y方向	18.95	98.94	44.39	1.46	3,363	9,395	15,937	
	1階X方向			41.9	1.55	2,319	7,141	12,778	
13	2階Y方向	9.06	38.61	12.29	1.52	1,229	3,194	5,178	2
	2階X方向			11.98	1.48	1,116	3,019	5,038	
	1階Y方向	9.82	37.31	23.69	1.92	1,579	4,692	8,268	
	1階X方向			22.39	1.82	1,458	4,208	7,261	

表3.2.3.4-2 調査建物の概要と解析結果

No	階	重量 (t)	床面積 (m <sup>2</sup> )	壁量 (m)	壁量充足率	1/500時耐力 (kg)	1/120時耐力 (kg)	1/40時耐力 (kg)	被災度
14	2階Y方向	9.54	58.53	11.38	1.3	1,620	4,141	6,252	4
	2階X方向			25.71	2.93	2,457	6,716	10,192	
	1階Y方向	16.33	65.29	5.69	0.3	1,279	3,253	5,046	
	1階X方向			26.39	1.39	2,644	7,212	10,988	
15	2階Y方向	11.25	76	25.03	1.57	2,630	7,362	11,457	2
	2階X方向			14.56	0.91	1,370	3,763	5,719	
	1階Y方向	20.45	87	31.62	1.1	2,958	8,782	13,987	
	1階X方向			23.89	0.83	2,475	6,616	9,983	
16	2階Y方向	7.8	49.29	15.11	2.04	1,651	4,348	6,533	2
	2階X方向			16.74	2.26	1,395	4,073	6,343	
	1階Y方向	10.23	51.89	19.76	1.31	1,776	4,976	7,617	
	1階X方向			12.56	0.83	1,163	3,246	4,976	
17	2階Y方向	10.11	69.19	17.06	1.64	2,248	5,724	8,563	1
	2階X方向			14.56	1.4	1,370	3,763	5,719	
	1階Y方向	18.1	79.57	29.8	1.29	2,302	6,598	10,056	
	1階X方向			29.8	1.29	2,516	7,476	11,780	
18	2階Y方向	11.66	71.28	29.97	2.8	2,309	6,859	10,688	1
	2階X方向			26.28	2.46	1,964	5,392	7,992	
	1階Y方向	17.3	75.97	27.55	1.25	1,834	5,748	9,073	
	1階X方向			27.6	1.25	1,937	5,526	8,285	
19	2階Y方向	9.8	41.51	11.4	1.31	1,235	3,154	4,636	2
	2階X方向			10.93	1.25	1,159	3,002	4,446	
	1階Y方向	16	64.79	21.14	0.99	2,066	5,629	8,545	
	1階X方向			15.91	0.74	1,558	4,285	6,546	
20	2階Y方向	8.98	34.78	9.1	1.25	946	2,148	2,493	3
	2階X方向			9.56	1.31	1,092	2,402	2,839	
	1階Y方向	12	37.26	6.37	0.52	637	1,465	1,688	
	1階X方向			11.38	0.93	1,238	2,766	3,240	
21	2階Y方向	14.74	62.91	13.22	1	1,129	2,843	3,695	4
	2階X方向			13.22	1	1,548	3,389	4,077	
	1階Y方向	12.85	63.76	21.04	1	1,403	3,936	5,515	
	1階X方向			21.04	1	2,116	4,968	6,363	
22	2階Y方向	22.09	86.95	20.25	0.71	2,002	4,623	5,314	3
	2階X方向			12.97	1.11	1,401	3,140	3,672	
	1階Y方向	19.59	87.78	17.06	0.55	1,820	4,095	4,777	
	1階X方向			15.93	0.59	1,638	3,731	4,323	
23	2階Y方向	7.13	49.69	8.19	1.1	874	1,966	2,293	4
	2階X方向			12.29	1.65	1,274	2,894	3,358	
	1階Y方向	11.59	52.17	10.47	0.69	1,110	2,503	2,917	
	1階X方向			13.65	0.9	1,347	3,112	3,576	
24	2階Y方向	7.41	61.28	19.11	2.08	2,120	5,633	8,527	1
	2階X方向			18.2	1.98	2,234	5,792	8,713	
	1階Y方向	17.29	66.66	32.31	1.67	2,603	7,335	11,120	
	1階X方向			26.85	1.39	2,584	7,216	11,111	
25	2階Y方向	8.86	56.31	16.38	1.94	1,784	4,823	7,371	1
	2階X方向			11.6	1.37	1,465	3,749	5,606	
	1階Y方向	15.63	69.56	24.8	1.23	2,257	6,561	10,292	
	1階X方向			26.39	1.31	2,257	6,452	9,946	
26	2階Y方向	9.51	29.8	5.01	8	992	2,066	2,739	4
	2階X方向			1.74	0.28	361	806	1,137	
	1階Y方向	7.27	31.5	5.92	0.57	1,265	2,666	3,595	
	1階X方向			2.73	0.26	191	546	819	

表3.2.3.4-3 調査建物の概要と解析結果

No	階	重量 (t)	床面積 (m <sup>2</sup> )	壁量 (m)	壁量充足率	1/500時耐力 (kg)	1/120時耐力 (kg)	1/40時耐力 (kg)	被災度
27	2階Y方向	14.1	34.8	1.82	0.25	610	1,356	1,957	4
	2階X方向			5.46	0.75	1,001	2,057	2,675	
	1階Y方向	8.16	38.9	3.19	0.25	637	1,329	1,765	
	1階X方向			3.41	0.27	769	1,633	2,225	
28	2階Y方向	23.58	73.6	25.85	1.67	2,209	5,543	7,110	3
	2階X方向			22.56	1.46	1,942	4,882	6,391	
	1階Y方向	45.4	141.3	48.45	1.04	3,442	9,571	13,320	
	1階X方向			43.08	0.92	2,923	8,302	11,520	
29	2階Y方向	7.11	26.5	5.92	1.06	1,074	2,202	2,857	4
	2階X方向			1.82	0.33	610	1,356	1,957	
	1階Y方向	7.21	31.5	7.74	0.74	1,556	3,249	4,323	
	1階X方向			3.01	0.29	553	1,232	1,720	
30	2階Y方向	8.49	38.1	3.19	0.4	764	1,638	2,257	4
	2階X方向			4.1	0.51	1,069	2,316	3,235	
	1階Y方向	9.31	41	4.55	0.34	1,015	2,152	2,926	
	1階X方向			4.1	0.3	1,006	2,161	2,989	
31	2階Y方向	9.28	39.7	2.28	0.27	746	1,656	2,384	4
	2階X方向			5.01	0.6	1,119	2,375	3,231	
	1階Y方向	9.16	44.7	4.36	0.3	1,194	2,754	4,044	
	1階X方向			4.78	0.32	1,338	2,921	4,122	

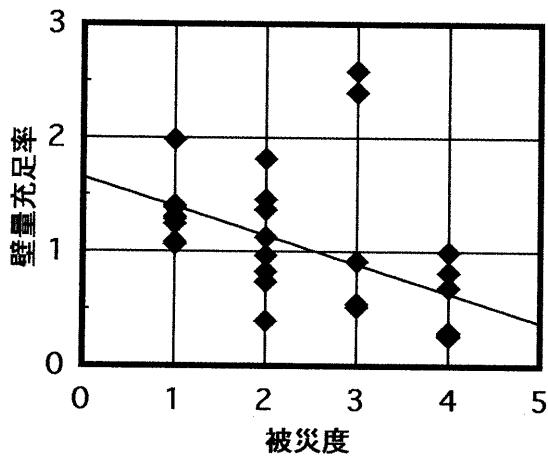


図3.2.3.1 1階の壁量充足率と被災度の関係

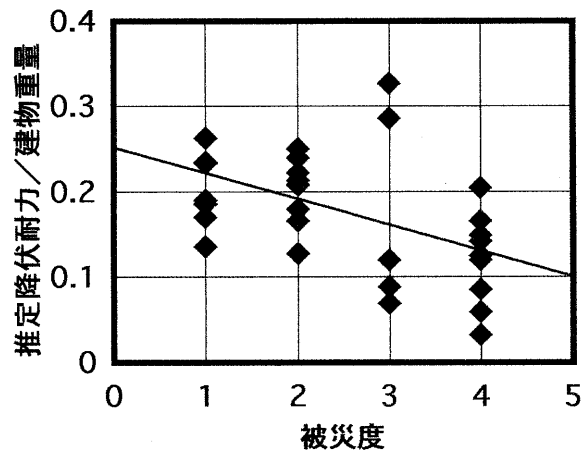


図3.2.3.2 1階の推定降伏耐力比と被災度の関係

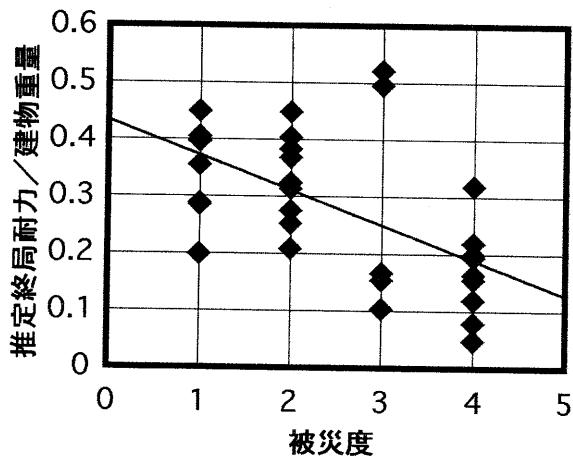
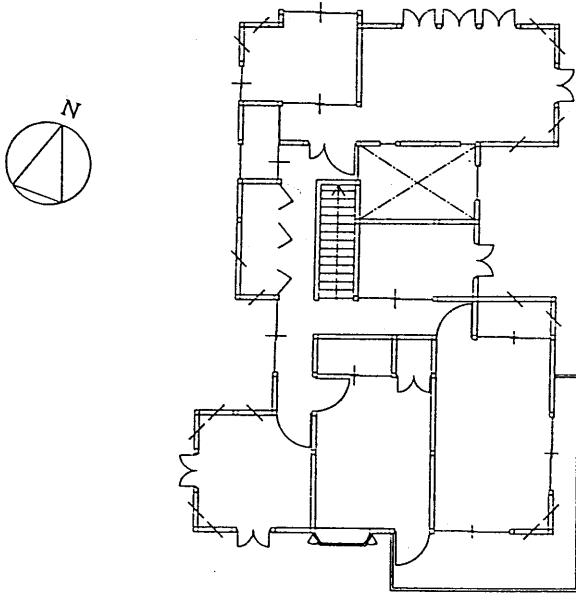


図3.2.3.3 1階の推定終局耐力比と被災度の関係

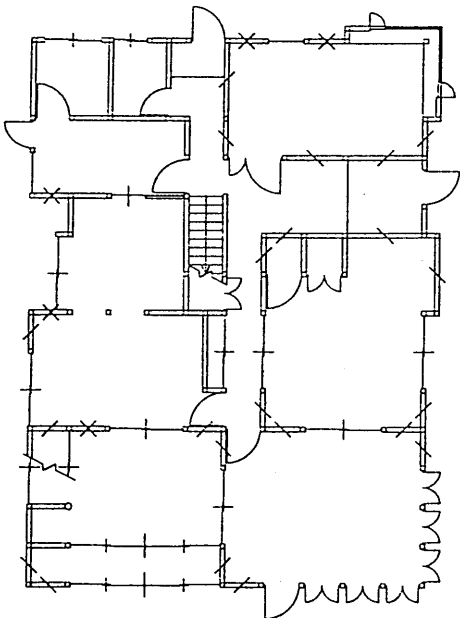
- ・被災度は、以下による。  
1： 無被害、軽微。 2： 小破。  
3： 中破。 4： 大破。 5： 倒壊。
- ・壁量充足率：有効壁量／必要壁量
- ・推定降伏耐力：壁体の層間変形 1/120 時の耐力より推定。
- ・推定終局耐力：壁体の層間変形 1/40 時の耐力より推定。

- ⋯ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋯ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 1

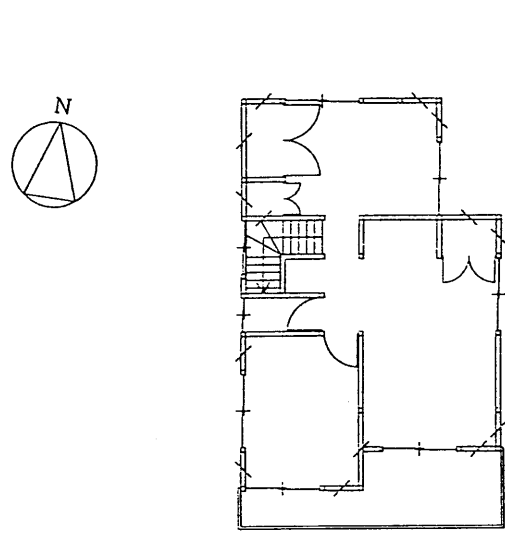


2階平面図

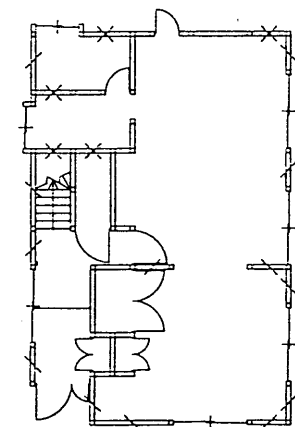


1階平面図

No. 2



2階平面図



1階平面図

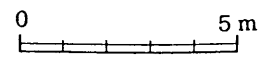
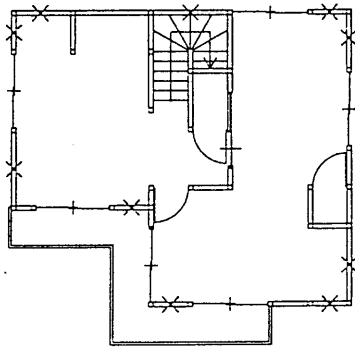
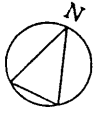


図3.2.3.4-1 解析対象建築物平面図 (No.1, No.2)

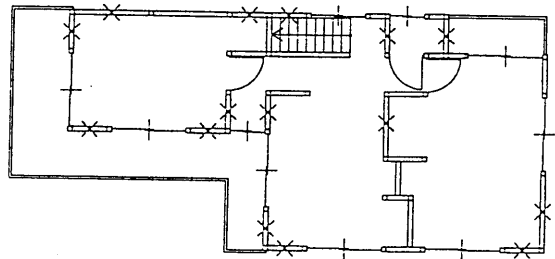
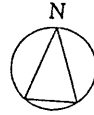
- ⋈ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋈ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 3

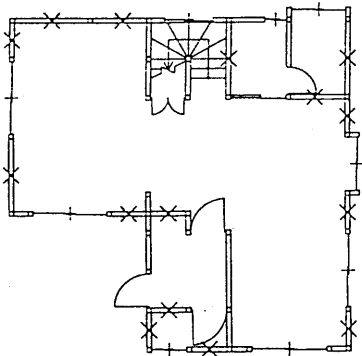
No. 4



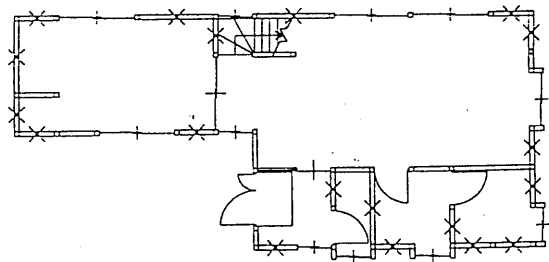
2階平面図



2階平面図



1階平面図



1階平面図

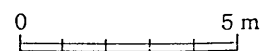
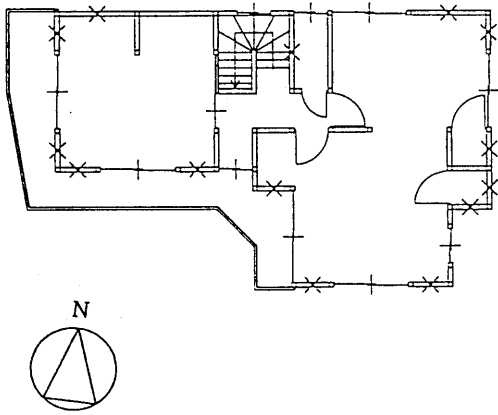


図3.2.3.4-2 解析対象建築物平面図 (No.3, No.4)

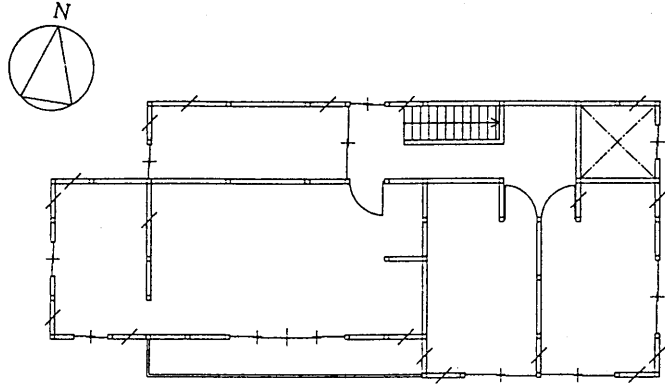
- ⋈ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋈ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 5

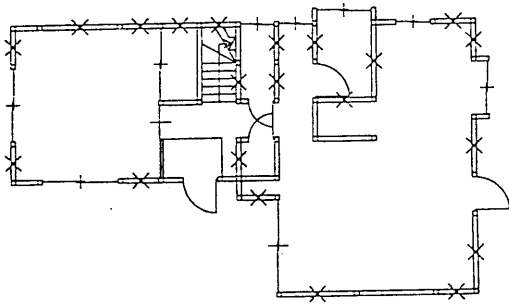


2階平面図

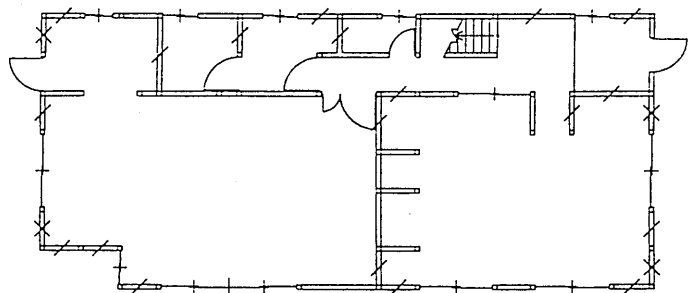
No. 6



2階平面図



1階平面図



1階平面図

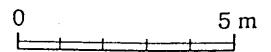


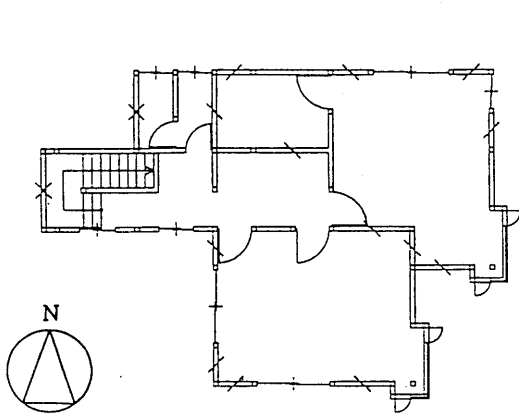
図3.2.3.4-3 解析対象建築物平面図 (No.5, No.6)



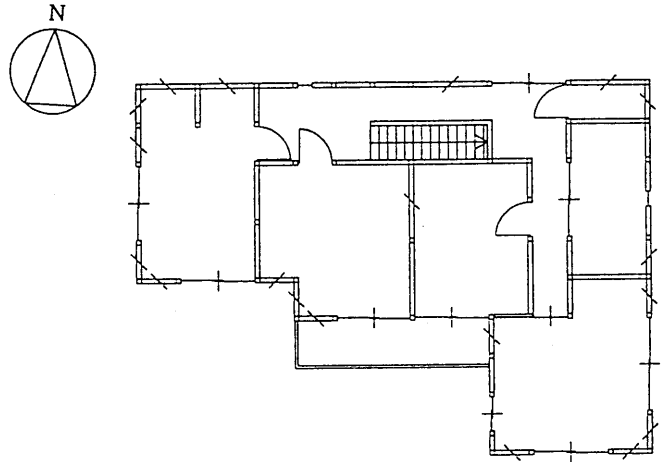
- ⋄ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- × : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋈ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋊ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 7

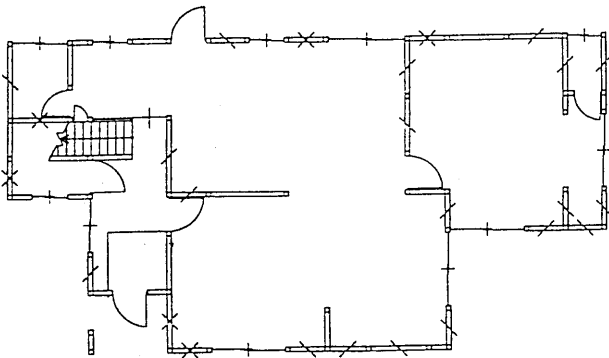
No. 8



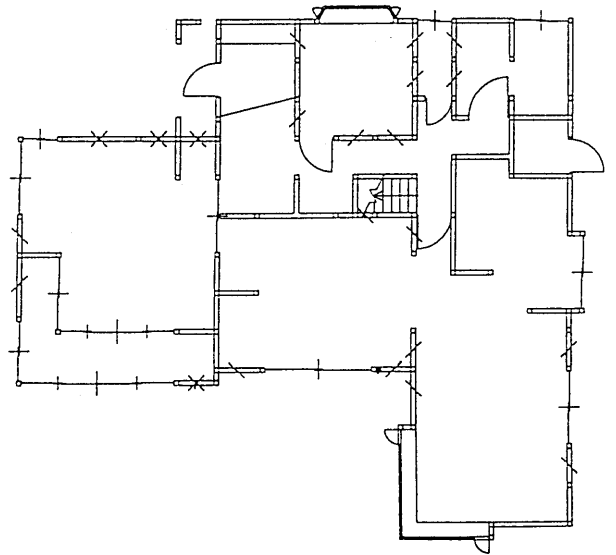
2階平面図



2階平面図



1階平面図



1階平面図

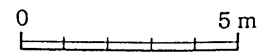
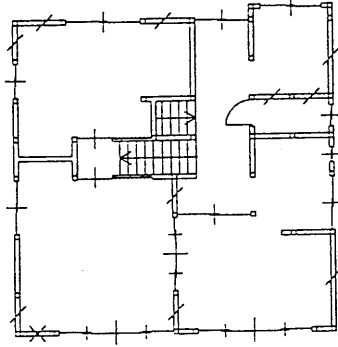
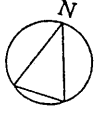
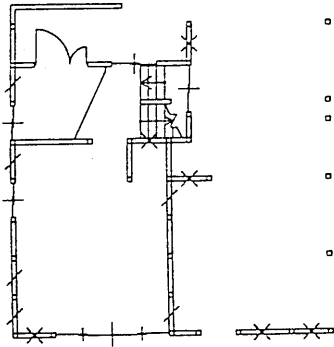


図3.2.3.4-4 解析対象建築物平面図 (No.7, No.8)

No. 9

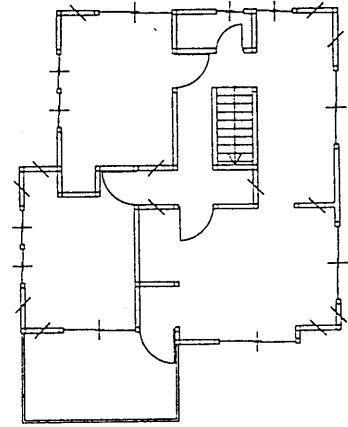


2階平面図

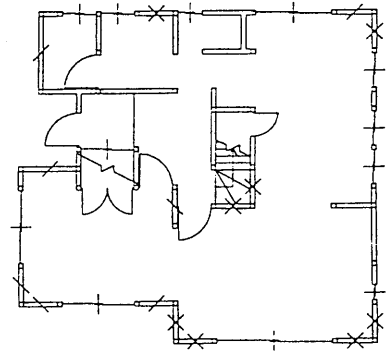


1階平面図

No. 10



2階平面図



1階平面図

- ⋈ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋈ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 二つ割筋かい (たすき)

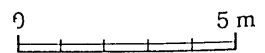
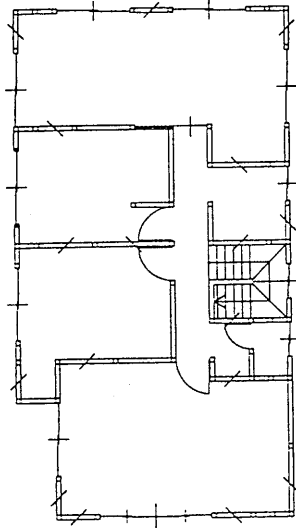
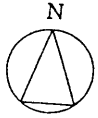


図3.2.3.4-5 解析対象建築物平面図 (No.9, No.10)

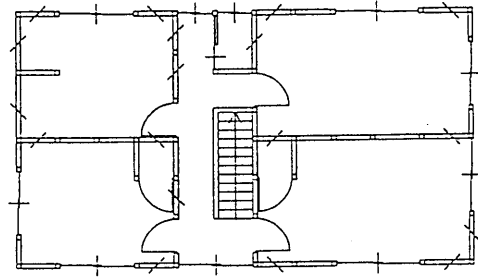
- ⋄ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- × : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋈ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋊ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 11

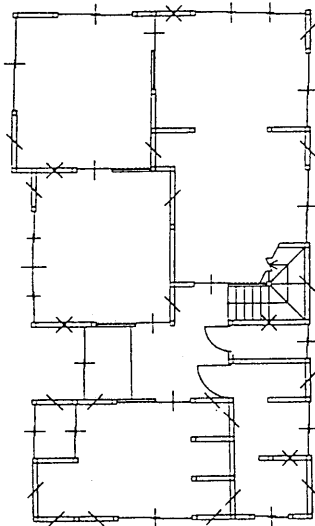
No. 12



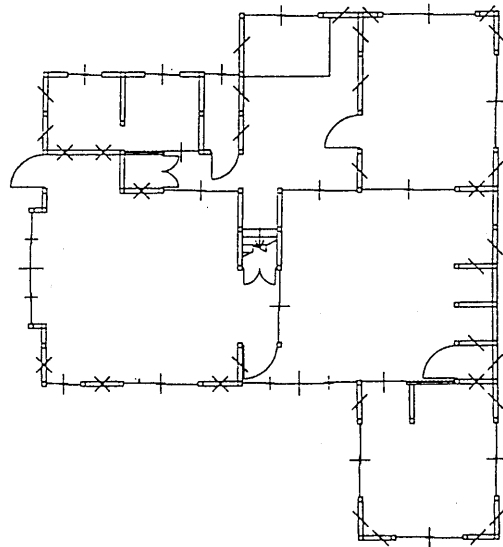
2階平面図



2階平面図



1階平面図



1階平面図

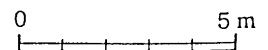
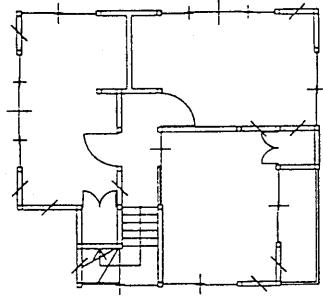
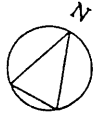
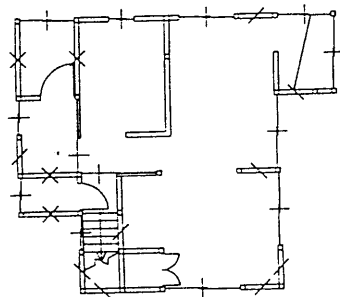


図3.2.3.4-6 解析対象建築物平面図 (No.11, No.12)

No. 13

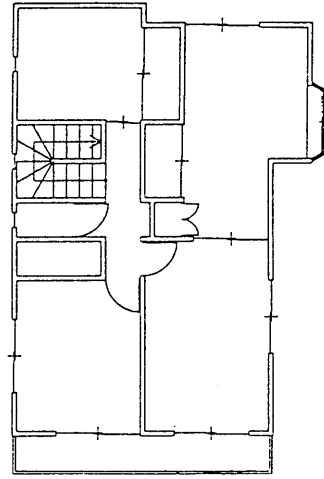


2階平面図

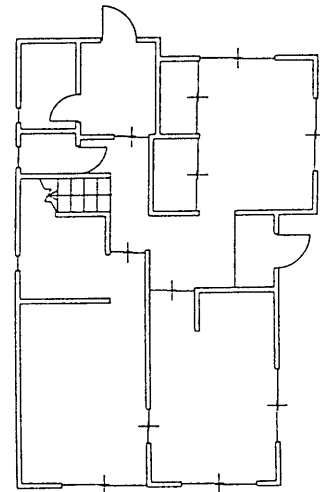


1階平面図

No. 14



2階平面図



1階平面図

(筋かい位置不明)

- ⋄ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋆ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋌ : 二つ割筋かい (たすき)

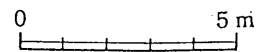
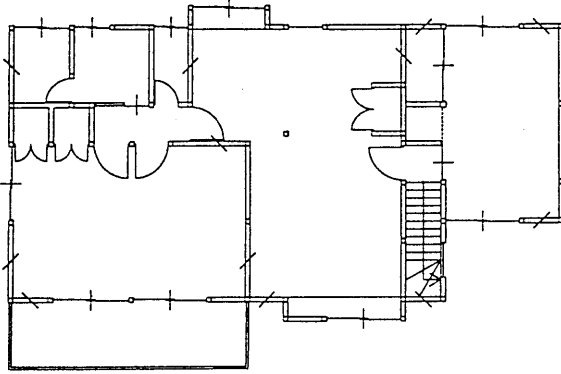
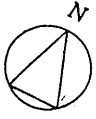


図3.2.3.4-7 解析対象建築物平面図 (No.13, No.14)

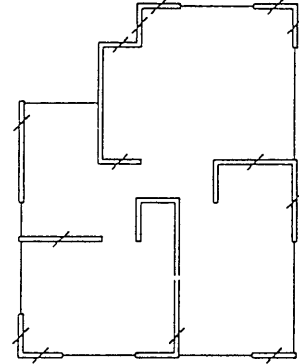
- ⚡ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ✕ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⚡ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ✕ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 15

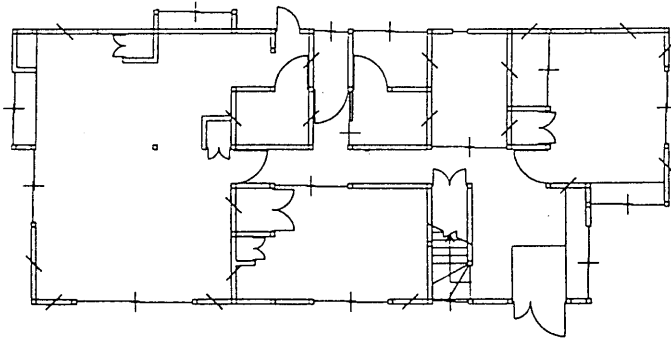
No. 16



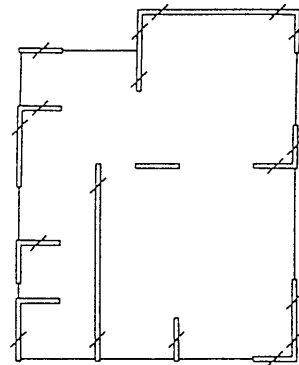
2 階平面図



2 階平面図



1 階平面図



1 階平面図

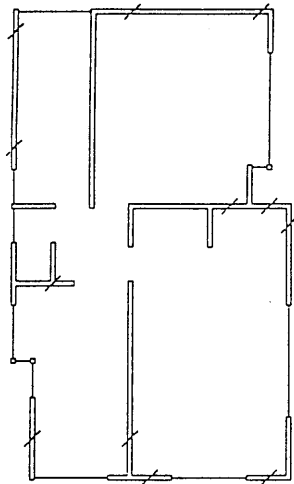
0 5 m

図3.2.3.4-8 解析対象建築物平面図 (No.15, No.16)

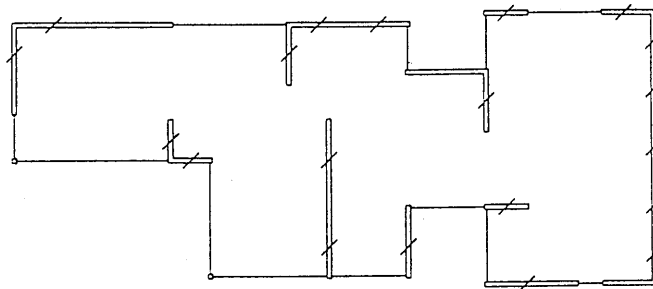
- ⋄ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ✕ : 三つ割筋かい (たすき)
- ∕ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ✕ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 17

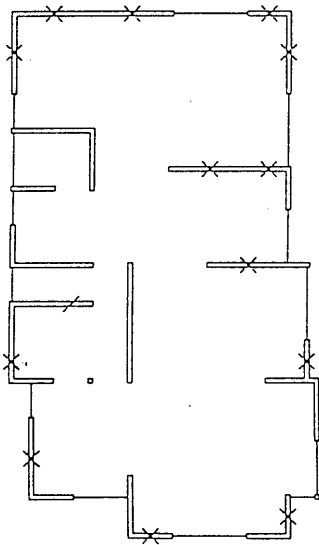
No. 18



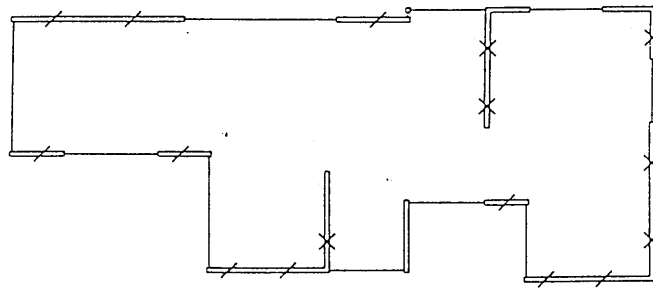
2階平面図



2階平面図



1階平面図



1階平面図

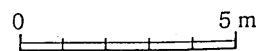
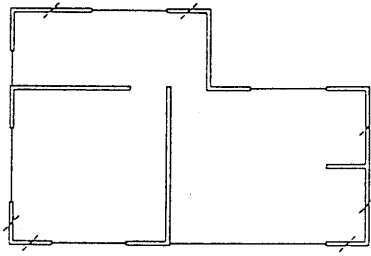


図3.2.3.4-9 解析対象建築物平面図 (No.17, No.18)

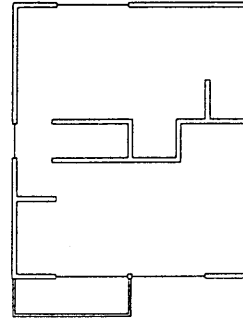
- ⋄ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- × : 三つ割筋かい (たすき)
- ∠ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⊗ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 19

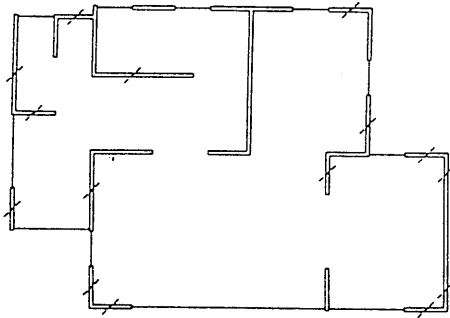
No. 20



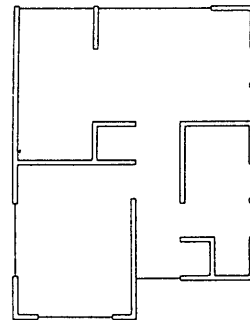
2階平面図



2階平面図



1階平面図



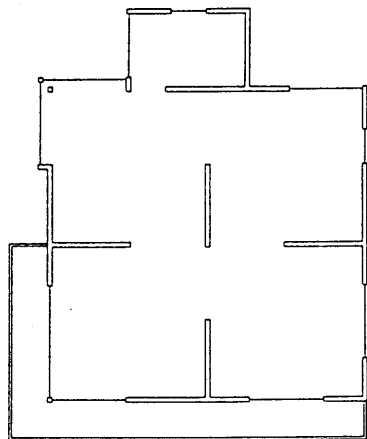
1階平面図

(筋かい位置、断面等不明)



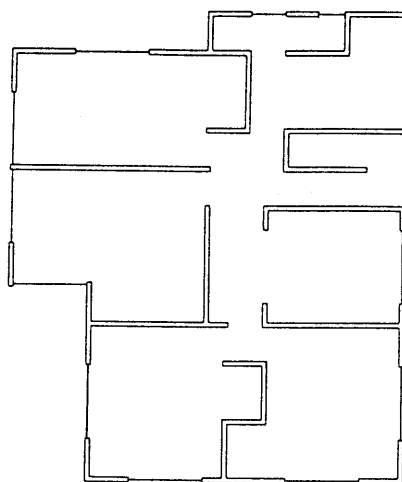
図3.2.3.4-10 解析対象建築物平面図 (No.19, No.20)

No. 21

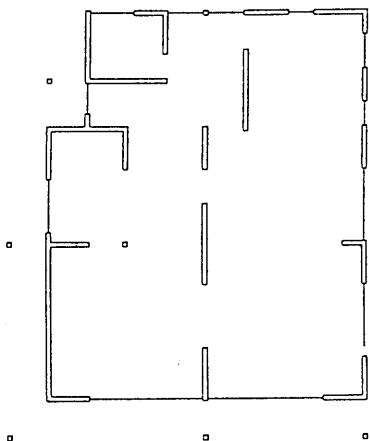


2階平面図

No. 22

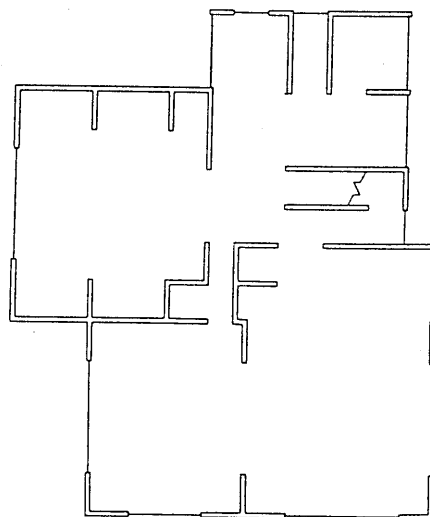


2階平面図



1階平面図

(筋かい位置、断面等不明)



1階平面図

(筋かい位置、断面等不明)

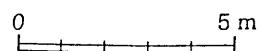


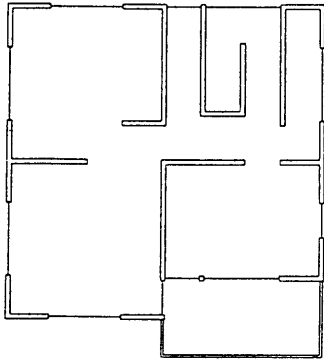
図3.2.3.4-11 解析対象建築物平面図 (No.21, No.22)



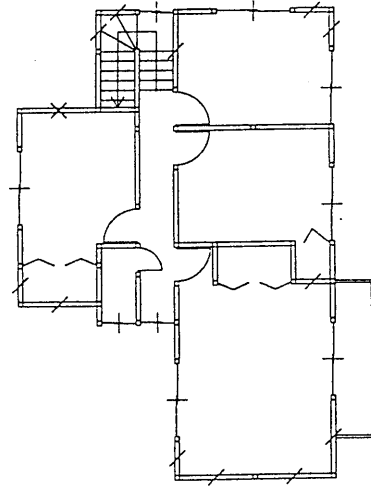
- ∖ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- × : 三つ割筋かい (たすき)
- / : 二つ割筋かい (片筋かい)
- × : 二つ割筋かい (たすき)

No. 23

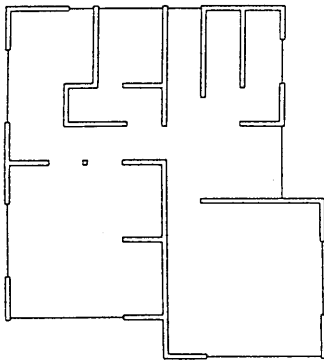
No. 24



2階平面図

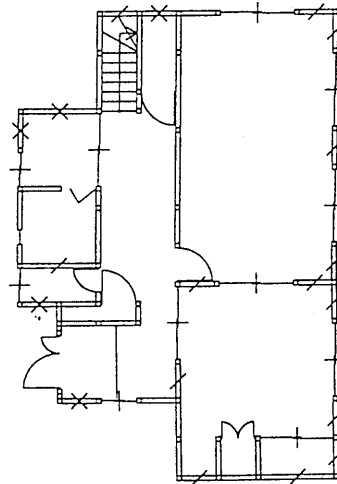


2階平面図



1階平面図

(筋かい位置、断面等不明)



1階平面図

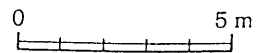
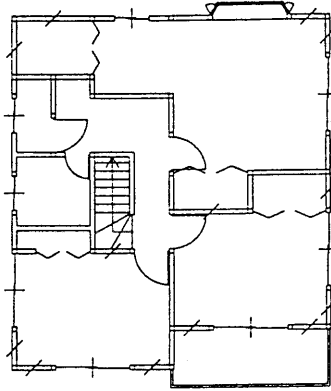


図3.2.3.4-12 解析対象建築物平面図 (No.23, No.24)

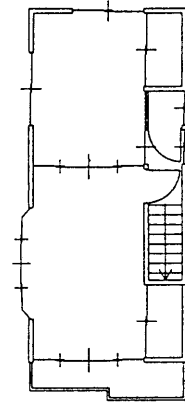
- ⋈ : 三つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 三つ割筋かい (たすき)
- ⋈ : 二つ割筋かい (片筋かい)
- ⋈ : 二つ割筋かい (たすき)

No. 25

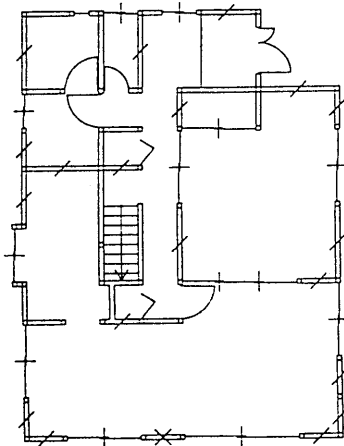
No. 26



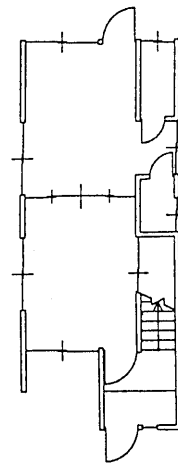
2階平面図



2階平面図



1階平面図



1階平面図

(筋かい位置、断面等不明)

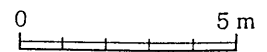
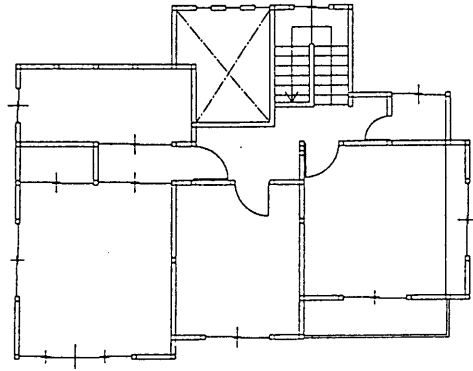
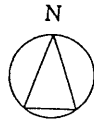
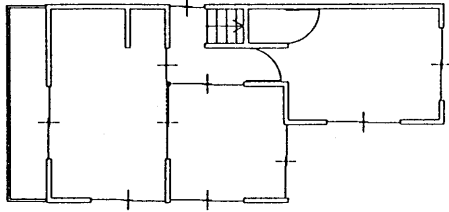


図3.2.3.4-13 解析対象建築物平面図 (No.25, No.26)

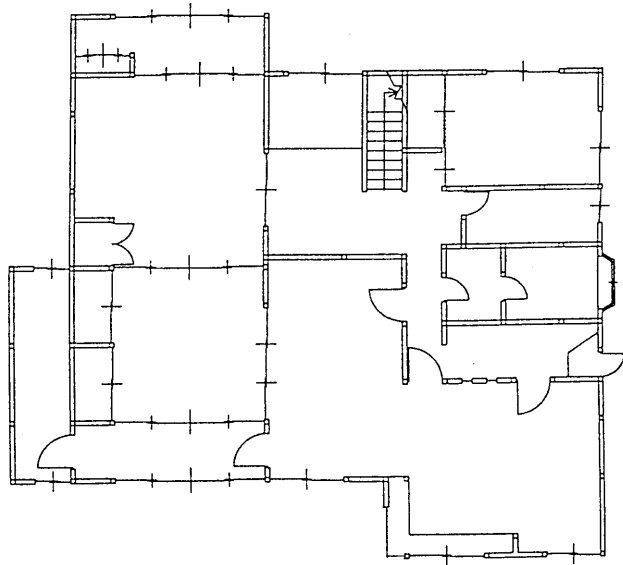
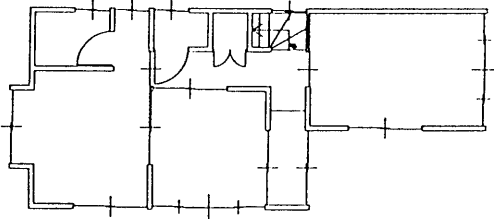
No. 27

No. 28



2 階平面図

2 階平面図



1 階平面図

1 階平面図

(筋かい位置、断面等不明)

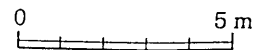
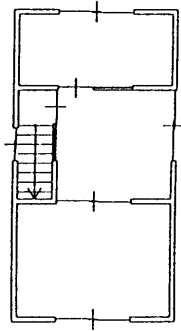
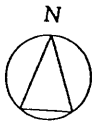


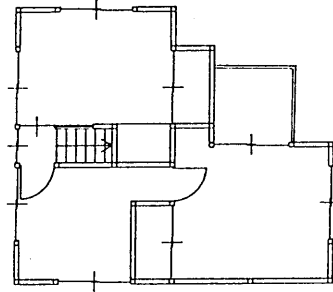
図3.2.3.4-14 解析対象建築物平面図 (No.27, No.28)

No. 29

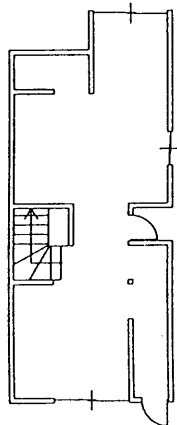
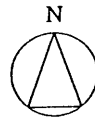


2 階平面図

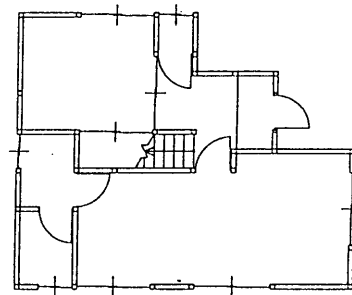
No. 30



2 階平面図



1 階平面図  
(筋かい位置、断面等不明)



1 階平面図  
(筋かい位置、断面等不明)

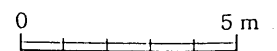
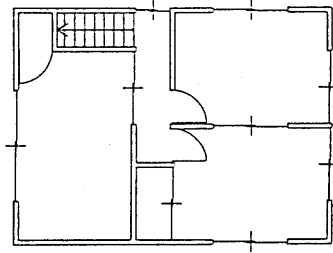
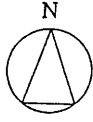
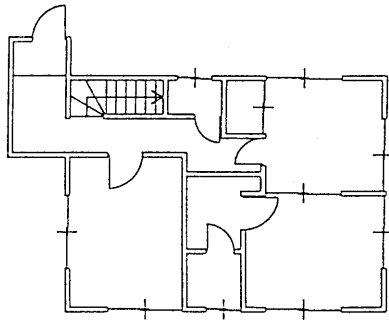


図3.2.3.4-15 解析対象建築物平面図 (No.29, No.30)

No. 31



2 階平面図



1 階平面図

(筋かい位置、断面等不明)



図3.2.3.4-16 解析対象建築物平面図 (No.31)

## (2) 復旧工法調査

### a) 被災地における木造住宅の復旧状況

地震発生からほぼ1年後にあたる1996年1月11日から12日に、以下の被災地域の復旧状況調査を行った。この地域については、地震発生約3週間後にあたる1995年2月に被害調査(ブロック全数調査)を行っており、被害状況を把握していた。本山地区においては、さらに1995年3月に詳細調査(個別調査)を行っていた。(文献1)

#### ①長田区川西通り4丁目

1995年2月にこの地区の木造建物61棟を調査した。被害の概要は、被害度Ⅰ(被害軽微)が2棟(3%)、被害度Ⅱ(小破)が3棟(5%)、被害度Ⅲ(中破)が4棟(7%)、被害度Ⅳ(大破)が33棟(54%)、被害度Ⅴ(1階崩壊)が17棟(27%)、被害度Ⅵ(全壊)が1棟(2%)、不明が1棟(2%)であった。被害度Ⅳ(大破)以上の合計棟数は全体の83%で、極めて大きな被害を受けた地区であった。(文献1)調査建物のうち、1996年1月現存で残っていた建物は7棟で、現在も使用していたのは6棟であった。被害度Ⅲの建物1棟は放置されて、未補修で未使用の状態であった。その他は全て一度撤去され、その後一部が再建(新築)されていた。補修後も継続して使用されている建物の被災時の被害度は、被害度Ⅰが2棟、被害度Ⅱが3棟、被害度Ⅳが1棟であった。補修して継続使用している率は、被害度Ⅱ以下は100%、被害度Ⅲは0%、被害度Ⅳは3%で、被害度Ⅴ以上は0%である。被害度Ⅱ以下の、比較的被害が少ない建物は、補修して使用されていた。

写真3.2.3.1と写真3.2.3.2に川西通4丁目の被災後と現在の状況を示す。住民からのヒヤリングによると、本ブロック(街区)は区画整理の対象地域に指定されている。図3.2.3.4に建物の再建状況を示す。図3.2.3.4で実線たすき掛けの部分は建物を撤去した後の更地を示す。路地の隅々まで隣立していた建物のほとんどが撤去されている。ブロックの外周道路に接する店舗等から再建が進んでいたが、ブロック内側にあたる路地裏の建物は更地のままの部分が多かった。木造と確認できる建物による再建(新築)は4棟で、鉄骨造と思われる建物による再建は11棟であった。鉄筋コンクリート造による再建はみられなかった。復旧状況をまとめると、従来の建物を補修して存続使用している率は10%で、放置が2%である。木造による再建(新築)は7%、鉄骨造による再建は18%で、残りの63%は取り壊し後更地のままになっている。木造と鉄骨造を合計した再建(新築)率は25%であった。以下に長田地区の復旧事例4例について、復旧状況を詳述する。

#### [復旧事例、長田1]

写真3.2.3.3と写真3.2.3.4に、補修による在来構法2階建て住宅の復旧例を示す。この建物の被害度はⅠで被害軽微であった。

#### [復旧事例、長田2]

写真3.2.3.5と写真3.2.3.6に、補修による在来構法1階建て住宅の復旧例を示す。長田1の建物と連続し

て建つ平屋建て長屋の1棟(被害度Ⅱ)で、被災時に外壁の被害は少なく、レンガ造の基礎に亀裂があり、屋根の被害が大きかった。補修により屋根葺材が瓦からスレートに変更されている。補修費用は110万円であった。

#### [復旧事例、長田3]

写真3.2.3.7と写真3.2.3.8に、補修による在来構法2階建て共同住宅の復旧例を示す。地震によるこの建物の被害度はⅣの大破で、衝突の影響等により1階が1/10程度残留変形していた。

#### [復旧事例、長田4]

写真3.2.3.9と写真3.2.3.10に、再建(新築)による在来構法2階建て住宅の復旧例を示す。地震によるこの建物の被害度はⅤで、1階が完全に崩壊していた。新築工事は九州の大工により行われていた。再建後の建物を外観から判断すると、1階の桁行き方向の外壁に全長にわたって開口部が設けられており、有効な壁量の確保が困難であると思われる。

#### ②灘区大石北町

灘区大石地区は、被災後間もない1995年2月に1ブロックおよび隣接ブロックの一部において、合計56棟の木造建築物の被害調査を行っている(文献1)。この調査結果によると、被害度Ⅰ(被害軽微)が2棟、Ⅱ(小破)が9棟、Ⅲ(中破)が1棟、Ⅳ(大破)が14棟、Ⅴ(1階崩壊)が22棟、Ⅵ(全壊、瓦礫状)が6棟であった。大破以上の被害が75%に達する、極めて甚大な被害を受けた地区である。

1996年1月の復旧状況調査においては、これら56棟の復旧状況とその工法についての調査を行った。表3.2.3.K1に調査対象一覧を、図3.2.3.5に調査地区における被災度の分布を、図3.2.3.6にその復旧状況を示す。

調査結果は、全体に被害程度が大きかったこともあり、撤去されたものが大部分で、補修等により継続使用されている建築物は、56棟中わずかに11棟であった。11棟の被害程度を見ると、被害度Ⅰ(被害軽微)が2棟、Ⅱ(小破)が6棟、Ⅲ(中破)は無く、Ⅳ(大破)が1棟である。当然ながら、被害度Ⅴ以上では継続使用されたものは無い。

逆に、被害度がⅢ(中破)以下で撤去されたものは、被害度Ⅱが3棟、Ⅲが1棟あり、また、被災度Ⅳ(大破)に到ると、14棟中13棟が撤去されていた。

写真3.2.3.11および写真3.2.3.12に、調査地区の平成8年1月現在の状況を示す。撤去された住宅の跡地には、復旧状況調査時点で新築中あるいは竣工後の住宅が11棟あり、それ以外は概ね更地のままであった。

以下に大石地区の復旧事例2例について、復旧状況を詳述する。

#### [復旧事例、大石1]

写真3.2.3.13および写真3.2.3.14に、被害度Ⅳで補修を受けた住宅の被災直後および復旧後の状態を示す。

本住宅は、1961年建設の在来構法2階建て住宅で、被害状況は、隣家が倒壊して平屋部分の屋根に乗り、また隣家の擁壁が倒壊して外壁が損傷を受け、布基礎の断裂があり、1階の残留変形角は最大25分の

1程度であった。

復旧状況は、屋根瓦を一部平屋部分を除いて瓦葺きから石綿スレートに葺き直し、外壁モルタル損傷部分を補修、布基礎の損傷部分をモルタルで補修していた。  
〔復旧事例、大石2〕

写真3.2.3.15および写真3.2.3.16に、被害度Ⅱで補修を受けた住宅の被災直後および復旧後の状態を示す。本住宅は、1966年建設の在来構法2階建て住宅で、被害状況は、残留変形はほとんどなかったものの、外壁ラスモルタルの落下が激しく、屋根瓦にも若干の損傷があり、筋かいの折損が確認された。

復旧状況は、所有者および改修業者からの聞き取りによると、屋根を瓦から葺土、下地板まで撤去して合板(コンパネ)の上に石綿スレート葺き、外壁のモルタルおよび下地板を1、2階とも撤去して、合板(コンパネ)張りの上サイディング仕上げとし、また、内部は1階の床、内壁および天井の仕上げをほぼ全面改修するというものであった。構造体にはほとんど手を加えず、筋かい端部をかすがいで留めた程度である。補修に要した額は、総額で500万円程度とのことである。

### ③東灘区本山中町1～4丁目

1995年2月に本調査地域の44棟の建物を被害調査した。被害の概要は、被害度Ⅰが1棟(2%)、被害度Ⅱが2棟(5%)、被害度Ⅲが7棟(16%)、被害度Ⅳが6棟(13%)、被害度Ⅴが17棟(38%)、被害度Ⅵが7棟(16%)、不明が2棟(5%)であった。被害度Ⅳ以上の建物は、全体の67%であった。写真3.2.3.17と写真3.2.3.18に本山中町3丁目9番地付近の被災後と現在の状況を示す。建物の多くが撤去されて、大きな更地ができている。1995年3月に行った個別調査建物17棟のうち、13棟を調査した。その結果、5棟(38%)は撤去されており、1棟(8%)は建替され、残りの7棟(54%)は補修等を受けて継続使用されていた。

以下に本山地区の復旧事例2例について、復旧状況を詳述する。

#### 〔復旧事例、本山1〕

写真3.2.3.19と写真3.2.3.20に、補修による在来構法2階建て住宅の復旧例を示す。この建物は1995年3月の調査時点ですでに応急復旧されていた。その後、外壁がサイディング一部レンガ張り風に補修されている。

#### 〔復旧事例、本山2〕

写真3.2.3.21と写真3.2.3.22に補修による在来構法2階建て住宅の復旧例を示す。この建物は1995年3月の調査時点で補修工事中であった。その後、屋根葺き材が瓦からスレートに変更され、外壁が補修塗り直されていた。

## b) 復旧工法概要

### ①基礎

写真3.2.3.23に基礎の補強例として、在来構法住宅の束石間に鉄筋コンクリート造布基礎を打設して、基礎を補強した例を示す。この建物は大規模な増築後2年で被災した。古い部分の被害が大きかったため、こ

の部分に大規模な補修・補強を行っている。写真3.2.3.24に、新築基礎の例を示す。柱の建つ基礎の隅角部にホールドダウン用の長いアンカーボルトが設置されている。写真3.2.3.25に、新築建物の土台の例を示す。在来構法3階建て店舗併用住宅で、隅柱の柱脚にホールドダウン用アンカーボルトが設置されている。写真3.2.3.26に基礎の一部にコンクリート製ブロックを使用している例を示す。

### ②耐力壁

写真3.2.3.27に、鉄骨造控フレームを設けた例を示す。在来構法2階建て住宅の1階補強用で、写真3.2.3.23の建物と同一建物である。写真3.2.3.28に、間口の狭い建物に連層壁を設けた例を示す。間口の狭い住宅では、道路側の1階に必要な壁量を確保し難いが、玄関を外壁と直交して設けることにより、窓と壁量を併せて確保し、また壁が連層壁となって耐震性を確実にしている。写真3.2.3.29は、新築の在来構法建物に合板壁を設けた例を示す。在来構法建物の外壁に合板を張る方法は、復旧調査の時点でよく見られた。写真3.2.3.30は、新築建物に筋かいを設け、その上から合板を張り、合板の上から筋かいに釘打ちしている例を示す。外壁の面材と筋交いを釘打ちする例は、他の新築建物でもよく見られた。写真3.2.3.31は、新築建物の筋交いに補強金物を使用していない例を示す。補強金物の代わりに合板を張る例が多く、この建物では下地用の合板を筋交いの上から釘打ちしていた。写真3.2.3.32は、新築の枠組壁工法住宅で、道路側の1階桁行き方向外壁に全長にわたって開口部が設けられており、必要な壁長が不足していると思われる例を示す。写真3.2.3.33は、新築の枠組壁工法3階建て住宅で、耐力壁へ合板を横張りしている例を示す。写真3.2.3.34は新築枠組壁工法住宅で、1階に車庫を設けたために、上下階の壁面線が不一致になっている例を示す。

### ③外壁

写真3.2.3.20に示すように、モルタル壁がサイディングに変更されている例がよく見られた。これは、建物の重量を軽減する効果が期待でき、結果的に建物の耐震性を高めていると考えられる。

### ④屋根

写真3.2.3.22に示すように、屋根葺材が瓦からスレートに変更されている例がよく見られた。これは、建物の重量を軽減する効果が期待でき、結果的に耐震性を高めていると考えられる。



写真3.2.3. 1 ブロックの被災後の状況  
 (長田区川西通り4丁目ブロック南側、1995年2月)



写真3.2.3. 2 ブロックの復旧後の状況  
 (長田区川西通り4丁目ブロック西側、1996年1月)



写真3.2.3. 3 [復旧事例、長田1] 被災後の状況 (被害度Ⅰ)



写真3.2.3. 4 [復旧事例、長田1] 補修による復旧状況



写真3.2.3. 5 [復旧事例、長田2] 被災後の状況 (被害度Ⅱ)



写真3.2.3. 6 [復旧事例、長田2] 補修による復旧状況





写真3.2.3. 7 [復旧事例、長田2] 被災後の状況 (被害度IV)



写真3.2.3. 8 [復旧事例、長田2] 補修による復旧状況



写真3.2.3. 9 [復旧事例、長田3] 被災後の状況 (被害度V)



写真3.2.3. 10 [復旧事例、長田3] 再建 (新築) による復旧状況

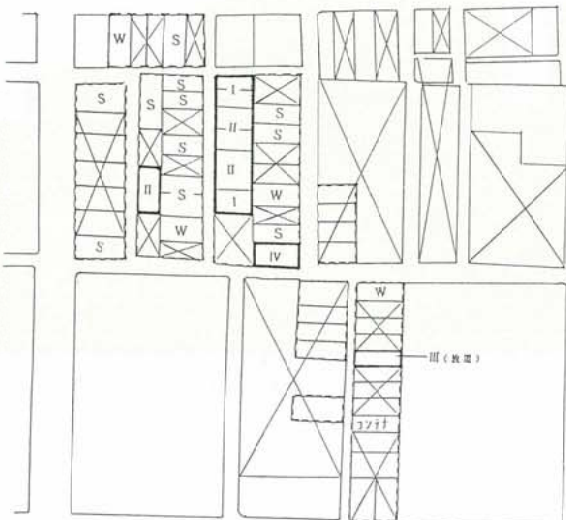


図3.2.3.4 長田区川西通り4丁目の復旧状況 (1996年1月)  
 ・破線枠中の建物について被害調査済み (1995年2月)  
 ・実線枠中の建物が残っている (数値は被害度を示す)  
 ・Sは鉄骨造による再建、Wは木造による再建を示す  
 ・実線たすき掛けは更地を示す



写真3.2.3.11 復旧状況 (灘区大石北町, 1996年1月)



写真3.2.3.12 復旧状況 (同左, 1996年1月)



写真3.2.3.13 [復旧事例, 大石1] 被災後の状況 (1995年2月)



写真3.2.3.14 [復旧事例, 大石1] 復旧状況 (1996年1月)



写真3.2.3.15 [復旧事例, 大石2] 被災後の状況 (1995年2月)



写真3.2.3.16 [復旧事例, 大石2] 復旧状況 (1996年1月)

表3.2.3.5 大石ブロック調査対象建築物一覧

No.	建設時期	用途	構法	階数	被害度	復旧状況	No.	建設時期	用途	構法	階数	被害度	復旧状況
1	1966	住宅	在来	総2	IV	撤去	29	1977	住宅	RC+	2	V	撤去
2	S1	住宅	在来	総2	VI	撤去	30	1976	住宅	RC+	2	V	撤去
3	1977	住宅	在来	総2	V	撤去	31	1976	住宅	RC+	2	V	撤去
4	1977	住宅	在来	総2	V	撤去	32	1976	住宅	RC+	2	V	撤去
5	1976	住宅	在来	総2	IV	撤去	33	1976	住宅	RC+	2	V	撤去
6	1985	住宅	在来	総2	IV	撤去	34	S2	住宅	RC+	2	V	撤去
7	1958	住宅	在来	総2	VO	撤去	35	S1	共住宅	RC+	2	VI	撤去
8	1968	住宅	在来	総2	IV	撤去	36	1972	住宅	RC+	2	IV	撤去
9	S2	住宅	在来	分3	IV	撤去	37	S2	住宅	RC+	2	IV	撤去
10	S2	倉庫	在来	分2	IV	撤去	38	S1	住宅	RC+	2	IV	撤去
11	S2	住宅	在来	分2	II	撤去	39	S2	住宅	RC+	2	II	撤去
12	1966	住宅	在来	分2	IV	撤去	40	S1	住宅	RC+	2	VI	撤去
13	1966	住宅	在来	分2	II	撤去	41	1954	住宅	RC+	3	II	撤去
14	S2	住宅	在来	分2	II	撤去	42	1960	住宅	RC+	3	VI	撤去
15	S1	住宅	在来	分3	VI	撤去	43	1991	住宅	RC+	3	VO	撤去
16	S1	住宅	在来	分2	V	撤去	44	1956	住宅	RC+	2	IV	撤去
17	S2	住宅	在来	分2	IV	撤去	45	1964	店舗/住宅	RC+	2	V	撤去
18	1977	住宅	在来	分2	V	撤去	46	1954	住宅	RC+	2	VI	撤去
19	1977	住宅	在来	分2	V	撤去	47	1957	住宅	RC+	2	V	撤去
20	1985	住宅	在来	分2	I	撤去	48	1976	住宅	RC+	2	V	撤去
21	1985	住宅	在来	分2	II	撤去	49	1964	住宅	RC+	2	V	撤去
22	1985	住宅	在来	分2	II	撤去	50	1953	住宅	RC+	2	IV	撤去
23	1985	住宅	在来	分2	II	撤去	51	1953	住宅	RC+	2	IV	撤去
24	1994	住宅	在来	分1	III	撤去	52	S1	住宅	RC+	1	IV	撤去
25	S3	住宅	在来	分1	V	撤去	53	1959	住宅	RC+	2	IV	撤去
26	1957	住宅	在来	分1	II	撤去	54	1950	住宅	RC+	1	IV	撤去
27	1953	住宅	在来	分2	IV	撤去	55	1964	住宅	RC+	2	V	撤去
28	1953	住宅	在来	分2	III	撤去	56	1964	住宅	RC+	2	V	撤去

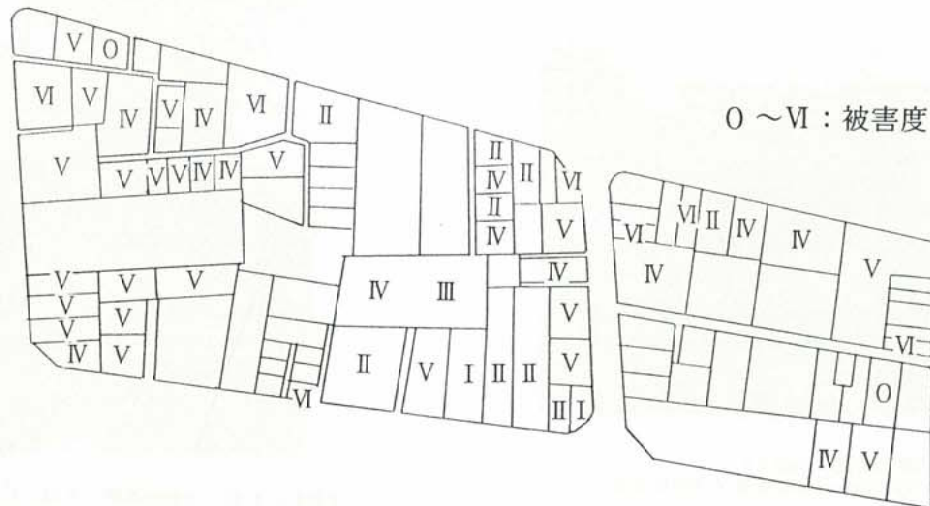


図3.2.3.5 灘区大石北町の木造建築物被害度

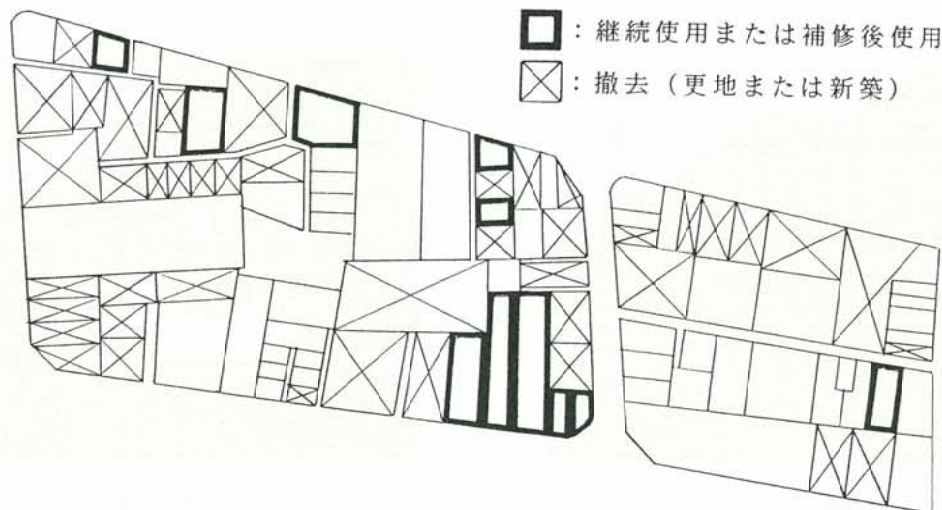


図3.2.3.6 灘区大石北町の木造建築物復旧状況



写真3.2.3.17 ブロックの被災後の状況  
(東灘区本山中町3丁目9番、1995年2月)



写真3.2.3.18 ブロックの復旧後の状況  
(同左、1996年1月)



写真3.2.3.19 〔復旧事例、本山1〕  
応急復旧した後の状況 (1995年3月)



写真3.2.3.20 〔復旧事例、本山1〕  
補修後の現在の状況 (1996年1月)



写真3.2.3.21 〔復旧事例、本山2〕  
補修工事中の状況 (1995年3月)



写真3.2.3.22 〔復旧事例、本山2〕  
補修後の現在の状況 (1996年1月)



写真3.2.3.23 基礎補強例（束石間に鉄筋コンクリート造布基礎を打設）



写真3.2.3.24 新築基礎例（隅角部にホールダウン用の長いアンカーボルト）



写真3.2.3.25 新築土台例（在来構法3階建て、ホールダウン用アンカーボルト）



写真3.2.3.26 新築基礎例（一部にコンクリート製ブロック）



写真3.2.3.27 鉄骨造控フレーム（在来構法2階建て住宅の1階補強用）



写真3.2.3.28 新築建物の連層壁（間口の狭い住宅への応用例）



写真3.2.3.29 新築建物の耐力壁（在来構法建物に合板壁を設けた例）



写真3.2.3.30 新築建物の筋かい（合板の上から筋かいに釘打ち）  
↓筋かい位置



写真3.2.3.31 新築建物の筋交い（補強金物を使用していない例）



写真3.2.3.32 新築建物の耐力壁（枠組壁工法住宅の外壁長さの問題例）



写真3.2.3.33 新築建物の耐力壁（枠組壁工法耐力壁へ合板を横張りした例）



写真3.2.3.34 新築建物の耐力壁（枠組壁工法住宅の上下階の壁面位置の不一致例）

### (3) 復旧事例

#### [事例1]

N氏宅

場所 大阪府吹田市古江台

工期 1995年3月末～1995年10月

建物規模 木造2階建、一部地階

延床面積 145.4㎡

築年 昭和43年(築27年)

#### 家屋の概況及び補修・補強の動機

本敷地の地盤は良好であるが一部傾斜敷地のため二階建て木造在来工法に加えてRC造部分地下室を設けた。この地下室掘削部分の埋め戻し処置が悪かったとみられ、竣工後まもなくから不同沈下を生じていたが、今度の大地震によって沈下量が増加した。また、地震時の家屋の振動と木材の軋みに材の限界を感じ、軸組の耐震補強の必要性を痛感した。以上が補修・補強工事の動機である。

#### 補修・補強計画の考え方

- ①家屋のレベルを回復し、今後は不同沈下を起こさないこと。このため先行して基礎を杭で補強した後木造軸組の土台から上を所定レベルまでジャッキアップする。
- ②耐震補強については、二階はほぼ必要壁量を満足している所以对象としない。一階については東西方向では壁量・強度共充分であるが、南北方向では壁が東側に片寄っており、偏心を解消するため西側二つの構面について耐震補強を行う。

#### 補修・補強工事項目

##### ①基礎補強工事

地盤の弱い部分の基礎隅角部に亜鉛鍍鋼管パイプを打ち込む。杭頭と両側基礎下の天秤としてH鋼挿入後コンクリートを打設して固定。

##### ②レベル補修(ジャッキアップ)工事

レベル測量により木造各部の持ち上げ量を設定。数個所で基礎と土台の間に鉄板を挿入し、両側ジャッキで数度に分けて調節しながらアップ完了。モルタル詰め後既アンカーボルト長さを調節して締め付け。

##### ③軸組補強工事(柱三本、角物筋交い四本)

一階南北方向について西側二つの構面の補強を行う。西第一構面については柱を二本追加。合掌型に角物筋交い二本挿入。

西第二構面については柱を一本追加、X型に角物筋交い二本挿入。端部補強金物は特注。

##### ④建具補修・補正工事、内装工事。

建物レベルを修正したため、当該部分の建具に不具合を生じて補修・修正。また筋交い部を壁にするための内装工事。

##### ⑤サンルーム増築工事

南側既存木造建具の完全な修復の困難さのためアルミサッシとの交換を検討したが無理であるため、外側にサンルームとしての空間を設けることで処置。

#### 補修・補強工事費

仮設工事費 125,000.

人件費	870,000.
コンクリート材費	42,500.
鋼材費	80,000.
木材費	150,000.
内裝修繕材費	100,000.
諸経費	273,500.

合計 ¥1,641,000.

#### [事例2]

K氏宅

場所 西宮市苦楽園2番町15-20

工期 1995 8月着工～1996年12月竣工

建物規模 地下1階RC造 地上2階

延床面積 約410㎡

築年 大正9年

#### 補修概要及び計画の考え方

大正9年に建てられたという洋館は、地階はRC造で頑強であり、基礎には破損は見られなかったため、木造部分の改修に限った。また、変形は特に1階に集中していたので、2階は階段室まわりと、ベランダの防水のみの改修にとどめた。外壁は全てモルタルを外し内部は1階のみ、しっくいを取りはらって軸組だけにし、変形を直した後、柱の補強を行い、壁を増した。壁は全て構造用合板厚9mmを張った。

#### 被害状況

- ①玄関ポーチが倒壊
- ②玄関ホールは、北側に傾き変形。玄関ホールの柱が折れている。建具はほぞがはずれ、枠がさけ使用不可能。
- ③応接室の西面は北に傾き大きく変形。応接室上部のベランダより漏水。(地震以前にはなかった)
- ④食堂の上部のランマのスタンドガラスが変形し大きく波打つ。
- ⑤台所東の壁が脱落。
- ⑥台所脇の階段のささががはずれている。(約50mm程)
- ⑦外壁は全てモルタルに大きなクラックが入った。
- ⑧内壁は1階について、しっくいに大きなクラックがあらゆるところに入った。
- ⑨2階ホールの床(階段室の隅部)のフローリングがさけている。
- ⑩2階寝室の床(暖炉の煙突のある隅部)のコルクタイルがふくれている。

#### 補修・補強の項目

- ①玄関ポーチを復現。既存基礎にあわせて、独立柱3本と、そで壁をつくった。屋根材はアルミ亜鉛合金メッキ鋼板、ヨコ葺き。
- ②玄関ホール変形の原因であったすじかいの切断箇所のすじかいをとり換えた。また、玄関ポーチのすみ柱は腰部で折れており、添え柱を立て、折れたすみ柱にボルトでぬって補強した。
- ③応接室西面には壁がなかったので、巾約1.6mの窓をつぶし、壁を設けた。(構造用合板厚9mm張り)
- ④ランマのスタンドガラス、建具は1～2本を除いて

全て補修し、再利用した。

⑤台所は増築し、設備器機も新しくした。増築の際、脱落した腰は、窓をやめ壁にし（構造用合板厚9mm張り）、東西方向に新たに壁1mを設けた。（構造用合板厚9mm張り）

⑥外壁は木造軸組に陶板を釘打ちした上、モルタルを塗り、吹付けをするという仕上げであり、断熱材は入っていなかった。陶板は全てとり除いたため、新たに壁内にグラスウール厚100mmを充填し、構造用合板厚9mmを張った上、エアシートを貼りラスモルタル吹付け仕上げとした。

⑦1階内部は、しっくい仕上げを全て取り除き、木ずりを取り除いた上、柱、間柱に直にプラスターボード厚12.5mmを張った上、EP仕上げとした。

#### 改修工事費

1. 仮設工事	外・内部足場、養生シート他	1,539,000
2. 解体工事	内外壁刈り、片付け	6,073,800
3. 屋根工事	ポーチ屋根、樋、一部瓦補修他	751,400
4. 防水工事	2Fベランダ防水、雑コキング	398,500
5. 木工事	大工人工、建材、木材他	4,371,000
6. 左官工事	外壁モルタル刷毛引、防水下地 和室シユラク塗、2Fベランダ仕上他	3,516,400
7. 建具工事	玄関、応接木製建具新設、金物 応接、アルミサッシ新設、建具補修他	2,631,000
8. 塗装工事	外壁、吹き付け、内部壁 天井建具塗装	3,859,000
9. 内装工事	1F、2F和室畳、応接カーペット貼り	341,000
10. 雑工事	美装工事、断熱材	773,500
11. 台所増築工事	約3.2坪増築、システムキッチン	2,681,620
12. 給排水衛生工事	台所関連設備工事含む 1F便器、手洗い器他	2,010,680
13. 電気工事	1Fの全ての配線工事 1部照明器具	1,914,000
14. 諸経費		1,920,000
合計		¥32,780,900

#### 木工事費内訳

外壁補強工事（人工）	490㎡	1,960,000
（構造用合板t=9張り）		
内部補強工事（人工）	469㎡	1,641,500
（内部P.B t=12.5張り）		
ポーチ屋根工事	1式	280,000
雑木材	1式	189,500
顔縁補修	10人工	300,000
計		¥4,371,000

#### [事例3]

K動物病院  
場所 西宮市大井手町11-29  
工期 1995年4月22日～5月15日  
建物規模 木造2階建 延床面積135,13㎡  
築年 新築（施行中の被災）

#### 補修概要及び計画の考え方

西宮市大井手町は被害の非常に大きかった地域である。建物は1階が診療所（動物病院）、2階が住居である。着工は1994年10月27日、上棟を1994年12月27日に行っていた。正月をはさむため、屋根仕舞を急ぎ1月に入り、壁の施行がすすんでいた時に地震にあった。

設計通り筋交いが入り外壁下地のバラ板を張りエアシートが貼ってあった。1階の変形が大きく通柱が胴差部で2本折れた。屋根葺材には支障が見られなかったため、軸組の補正を行い、設計以上（基準法以上）に耐力を向上させるために構造用合板厚9mmを張り、倍率5倍以上の壁とし、数箇所ホールダウン金物で基礎に緊結した。

2階床は震災時には張っていなかったが、改修後設計通り剛床とした。

#### 被害状況

- ①1階は北西の方向にねじれるようにたおれている。傾きは、最も大きいところで184/1000（層間変形角1/5）であった。
- ②北東の隅柱（通し柱-I）が折れた。
- ③1階管柱-ロがすじかいの圧縮によってよりさけてはずれた。
- ④北西の隅柱（通し柱-H）が折れた。

#### 補修・補強の項目

- ①軸組の変形はチェーンブロックを使い徐々に引き起こした。チェーンブロック端部は、基礎のアンカーボルトに固定した。角材に巻き付けている。この建ておこし自体は1日で終了した。
- ②折れた柱-Iは折れた下部をとりのぞき、継いだ上、外壁側より添え柱をして補強した。
- ③折れた柱-Hは全てとり換えた。
- ④さけた管柱-ロはとり換えた。
- ⑤軸組補正後、すじかいを増やし、さらに外壁全てに構造用合板厚9mmを打ち付けた。
- ⑥当初設計にはなかった、ホールダウン金物を取りつけた。とめ付け方はラグスクリーにて土台につないだ。

#### 改修工事費

1. 仮設工事	外部バラ板解体	1式	310,000
	片づけ 足場直し他		
2. 木工事	構造用合板 厚9mm	160㎡	208,000
	同上手間	10人工	300,000
	軸組筋かい補強	1式	400,000
	エアシート 材工	1式	30,000
	金物	1式	100,000
	運搬費	1式	60,000
	木材費	1式	82,000
合計			¥1,490,000



[事例4]

Y氏宅

場所 神戸市東灘区本山中町  
工期 不詳 1996年1月工事中  
建物規模 地上2階

1階床面積 163.35㎡  
2階床面積 74.93㎡  
延べ面積 238.28㎡

築年 昭和59年

補修概要及び計画の考え方

内外壁に土塗り壁を用い、筋かいを併用した伝統的  
和風の大規模住宅。東側で隣家の衝突もあり、南へ3  
0分の1程度、西側では100分の1程度の残留変形  
を示し、1箇所筋かいの座屈による折損が見られた。

このため、構造体の補修、補強としては、痛んだ筋  
かいを取り替えるとともに、一部筋かいを増設し、東  
側外壁では土塗り壁の土を落として、筋かいを三割り  
から二割りに変更、また、西側和室廻りの内外壁土塗  
り壁部分には、柱に受け材を打って真壁仕様で合板  
(コンパネ)厚さ12mmを張る。新しい筋かい端部  
には、筋かい金物を使用するとともに、筋かいが取付く  
外周柱の柱脚は山形プレートで土台と緊結する。また、  
一部鉄骨梁を使用したところでは、鉄骨梁と柱との接  
合部に梁受け金物を設ける。

一方、仕上げ等の補修としては、屋根瓦の全面葺き  
替え、外周壁のモルタルの改修を行う。

被害状況

- ①建物1階東側は、東北隅の柱が土台を踏み外し、南  
へ30分の1程度の残留変形が見られた。
- ②建物1階西側では、100分の1程度の南への残留  
変形が見られた。
- ③建物中央内部、12cm×4cmの筋かい(片筋かい)  
が座屈し、折損した。
- ④階段は落下しかかった状態であった。
- ⑤外壁モルタルは随所に亀裂が発生。
- ⑥屋根は棟瓦が落下、全体にずれが見られ、一部で葺  
き土が浮き出した。

補修補強の項目

- ①東側外壁の土塗り壁の土を落とし、三割り筋かいを  
撤去して二割り筋かい(105mm×45mm)に取り替える。  
取り替えた筋かいの端部は筋かいプレートで補強する。
- ②西側和室周囲の壁で、柱等に4cm角程度の受け材を  
打ちつけ、真壁仕様で合板(コンパネ)厚12mmを釘  
N45で100mm~150mm間隔に打ちつける。合板の上はラス  
ボードを張って仕上げる予定。
- ③建物中央内部の座屈した筋かいを撤去し、二割り筋  
かいをたすきに入れ、端部を筋かいプレートで補強す  
る。
- ④玄関正面の内壁も土塗り壁の上に、西側和室周囲と  
同様の仕様で合板を張る予定。
- ⑤洋室部分の壁は、合板12mmを釘打ちした上、石膏  
ボードを張る予定。
- ⑥北側外壁の一部に筋かいを新設する。
- ⑦和室10畳、台所に掛かる鉄骨梁の柱仕口に、梁受  
け金物を新設する。

- ⑧東側外壁の筋かいが取り付く柱の柱脚に、引き抜け  
防止のため山形プレートを取り付ける。
- ⑨1階外壁モルタルを撤去し、木ずりに釘増し打ちの  
上、ラスモルタル塗りを行う。
- ⑩屋根の全面葺き替えを行う。

改修工事費

不明

[事例5]

NK邸

場所 神戸市灘区福住通  
工期 1995年9月18日~12月中旬  
建物規模 木造2階建  
築年 昭和2~3年(築約70年)

被害状況

- ・天井の大部分が脱落寸前
- ・壁の一部が破損
- ・小屋梁の継手がはずれている。桁方向の小屋梁が破  
断している。
- ・床の一部陥没
- ・柱については、おおむね垂直で傾きは見られなかつ  
たが、小屋裏では東がころんでいる。

補修・補強計画の考え方

平屋の長屋住宅。84才の母親と54才の長男の住まい。  
両側の隣家はすでに2階建に建て替えられている。主  
に被害の大きい小屋部分の変形を修正し、屋根材を葺  
き替え、さらに居住性能を良くするためにトップライ  
トをもうけた。また、基礎も古いレンガ積みであった  
ため床組をはずし、ベタコンクリート造とした。

補修・補強の項目

①基礎工事

基礎は、煉瓦積みであったため鉄筋コンクリート造  
ベタ基礎とする。

②軸組工事

- ・柱は隣家との境壁がらみのものを除いて全てとり替  
えた。
- ・梁間方向の小梁は継手部分が解体中に外れたため末  
口6寸の丸太の通し梁(1本物)に取り替えた。
- ・桁行の大梁は隣家の建て替え時に、支持梁が取り外  
され東で支持されていて、宙に浮いたように持ち出さ  
れていたのとりにはずし、米松の化粧梁に替えた。
- ・壁はずじかいと構造用合板を併用した。

③その他

住い手が高齢のため、床の段差をなくし、トップラ  
イトからの採光を考えた。

謝辞] 事例[1]~[3]及び[5]の調査については、  
「木構造住宅研究所」の協力を得た。

文献資料

- 1、「平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書」、  
建設省建築研究所、平成7年8月

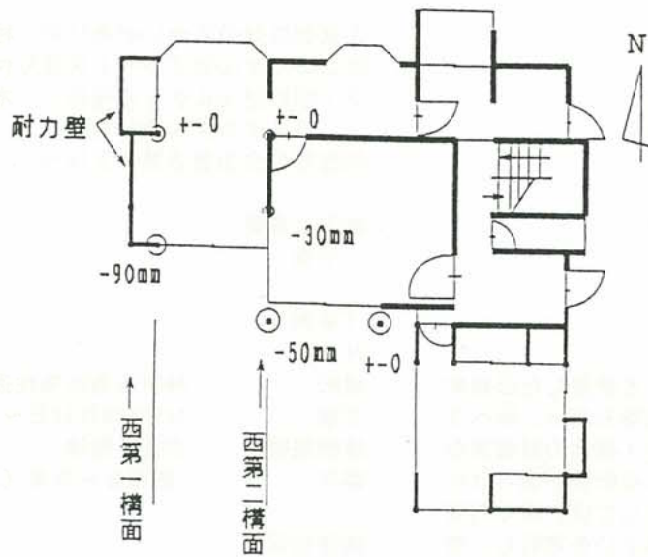


図3.2.3.7 N氏宅 被害状況 (平面図)

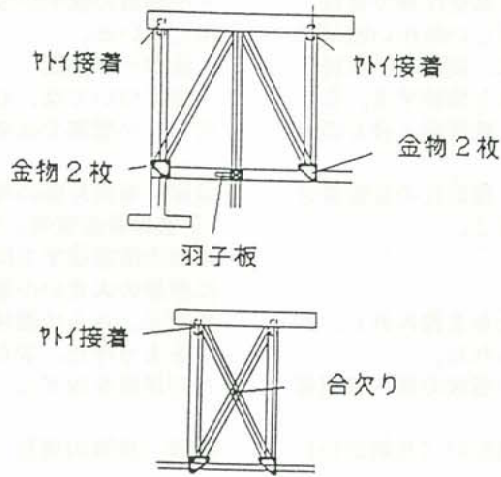


図3.2.3.9 改修部分詳細

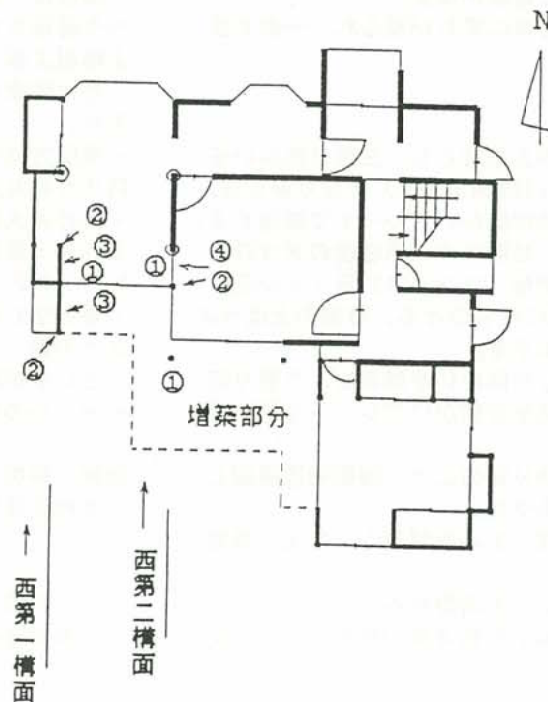


図3.2.3.8 N氏宅 改修内容及び改修後の状況 (平面図)



写真3.2.3.35 N氏宅 工事開始直後全景



写真3.2.3.36 N氏宅 鋼管パイプ打ち込み



写真3.2.3.37 N氏宅 コンクリート打設



写真3.2.3.38 N氏宅 杭頭から基礎下へH鋼挿入



写真3.2.3.40 N氏宅 工事完了後全景



写真3.2.3.39 N氏宅  
両筋違い・柱補強  
(西第2構面)

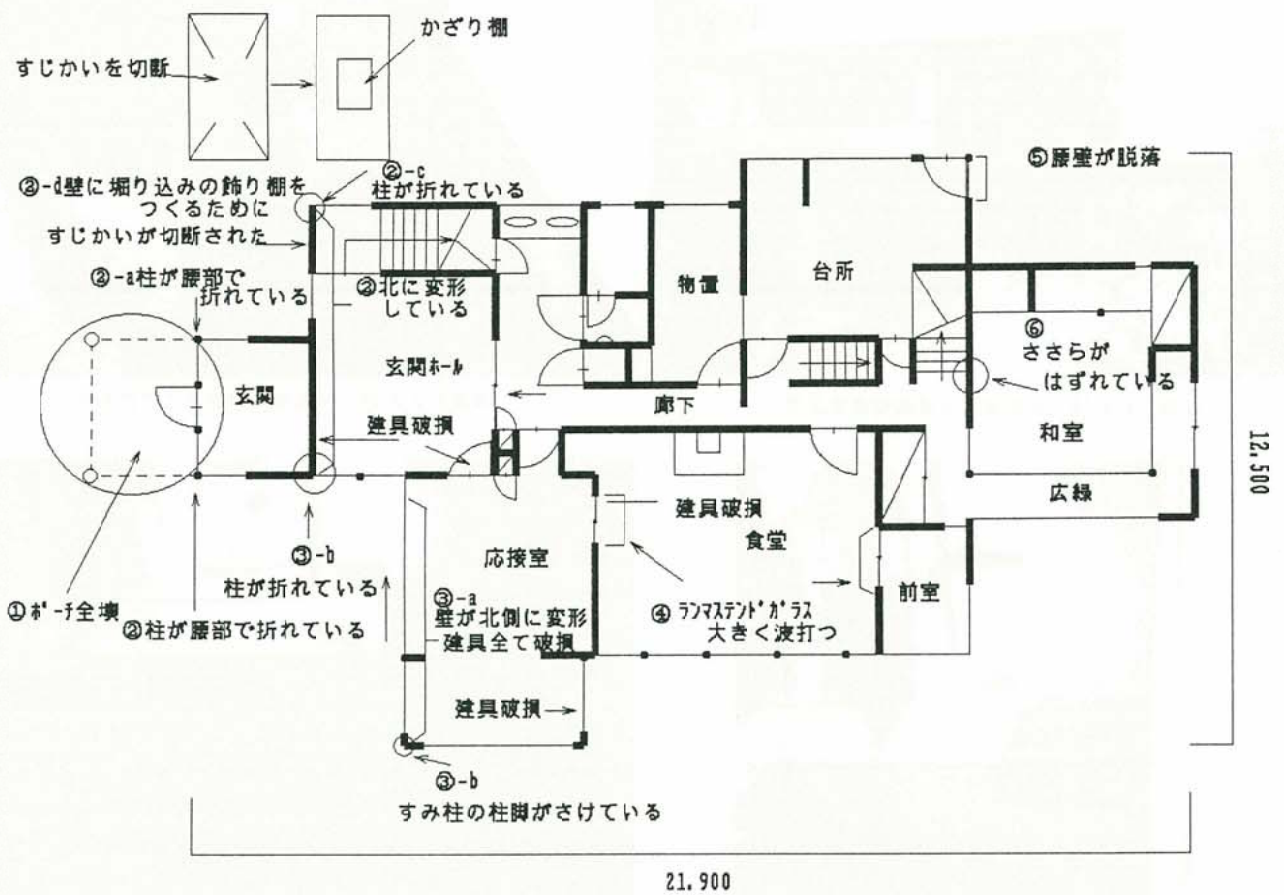


図3.2.3.10 K氏宅 被害状況 (平面図)

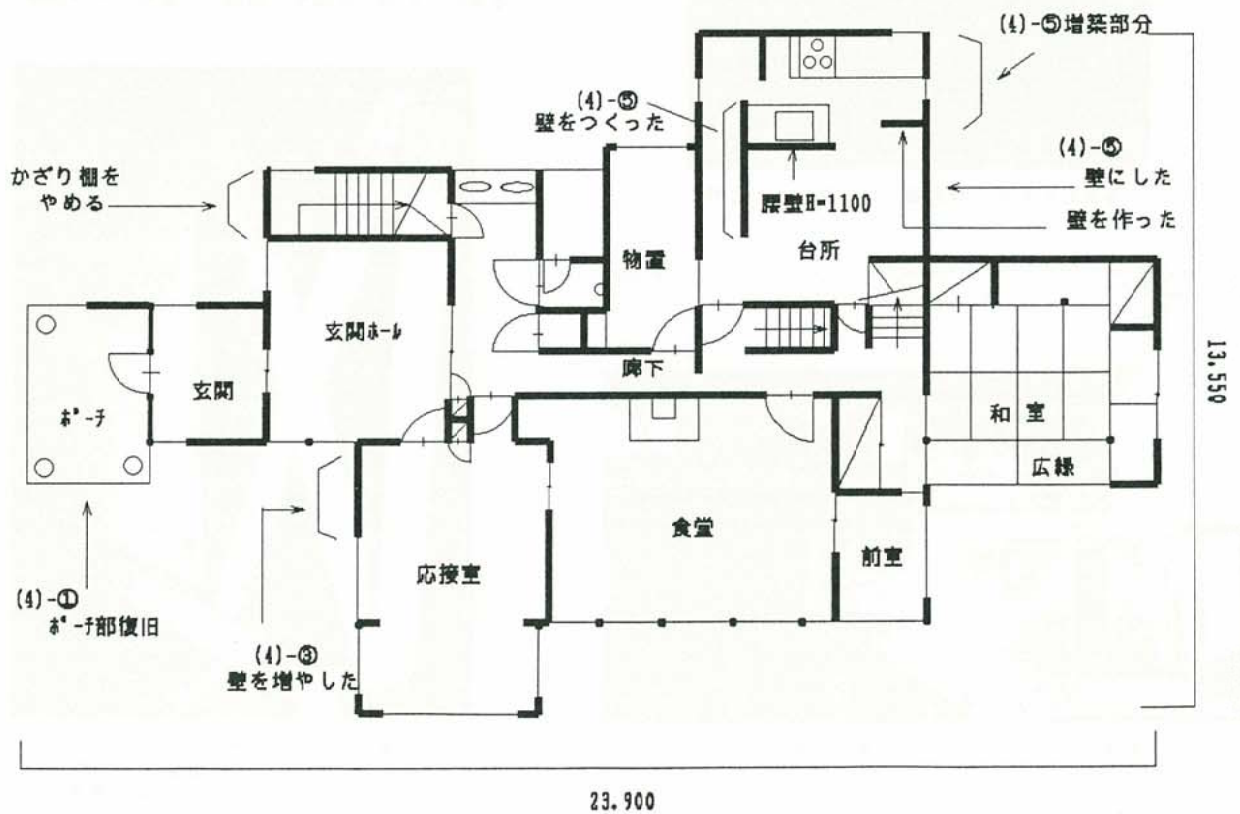


図3.2.3.11 K氏宅 改修内容及び改修後の状況 (平面図)

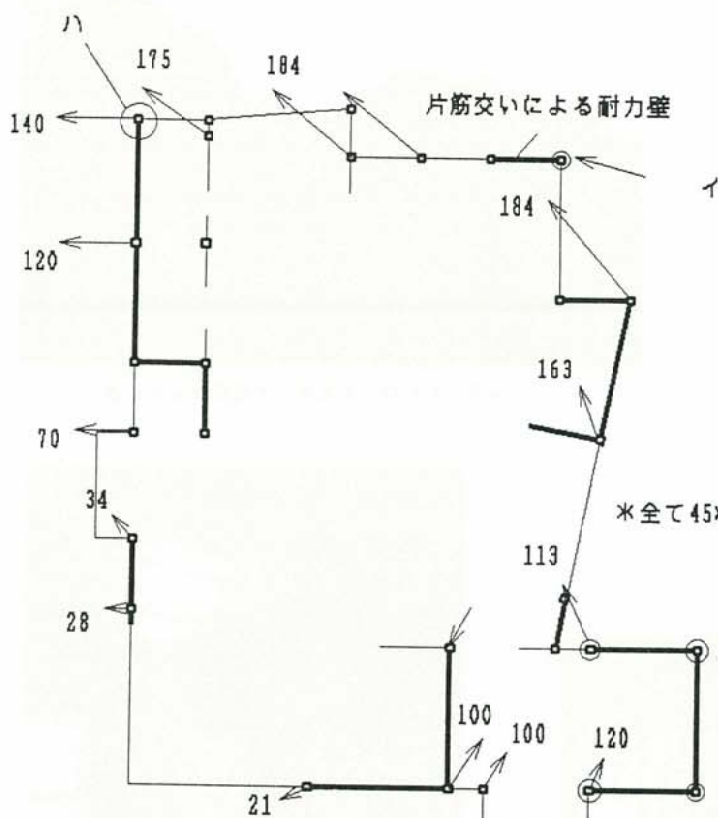


図3.2.3.12 K動物病院 被害状況（平面図）

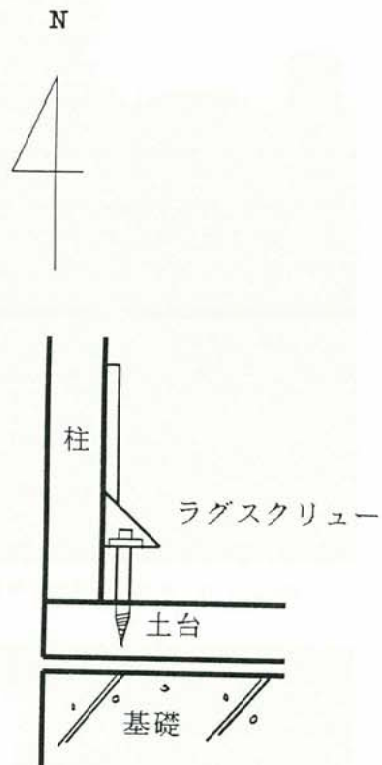


図3.2.3.14 ホールダウン金物設置詳細

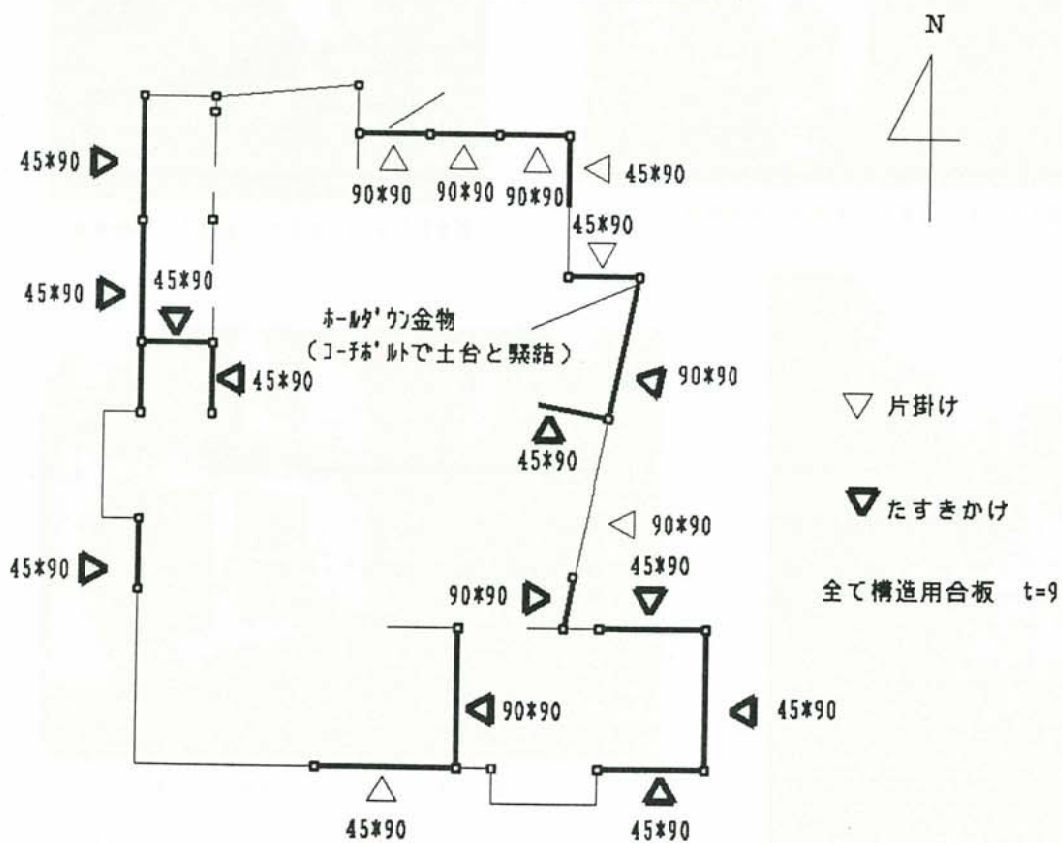


図3.2.3.13 K動物病院 改修内容及び改修後の状況（平面図）



写真3.2.3.41 K氏宅 ポーチ被害状況



写真3.2.3.42 K氏宅 工事開始直後全景



写真3.2.3.43 K氏宅 玄関ホール補修前

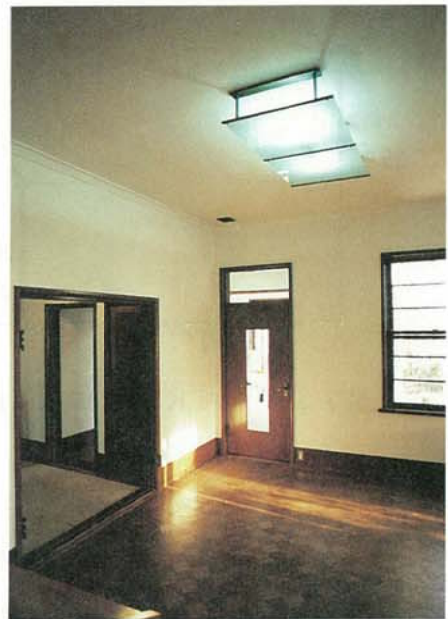


写真3.2.3.44 K氏宅 玄関ホール補修後



写真3.2.3.45 K氏宅 玄関ホール筋違い切断箇所



写真3.2.3.46 K氏宅 工事完了後全景



写真3.2.3.47 K動物病院 震災後全景



写真3.2.3.48 K動物病院 震災直後内部被害状況



写真3.2.3.50 K動物病院 壁補強  
(二つ割り筋違い構造用合板張り)



写真3.2.3.49 K動物病院 立ておこし作業



写真3.2.3.51 K動物病院  
ホールダウン金物取り付け



写真3.2.3.52 K動物病院 工事完了後全景

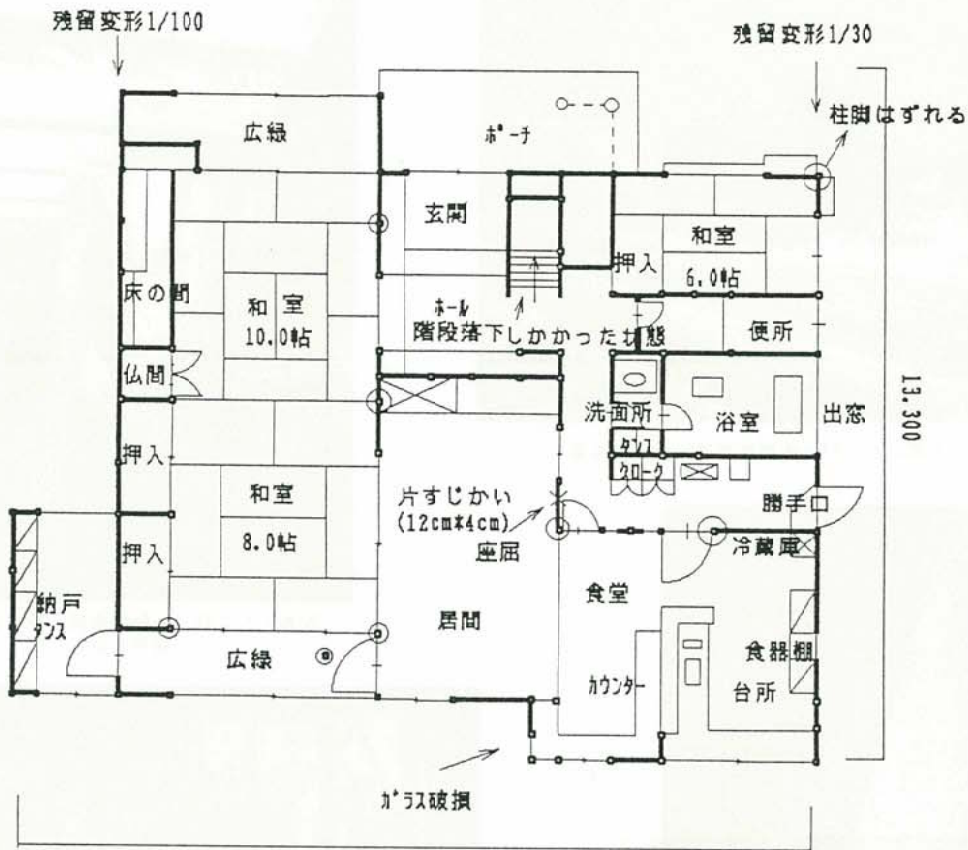


図3.2.3.15 Y氏宅 被害状況 (平面図)

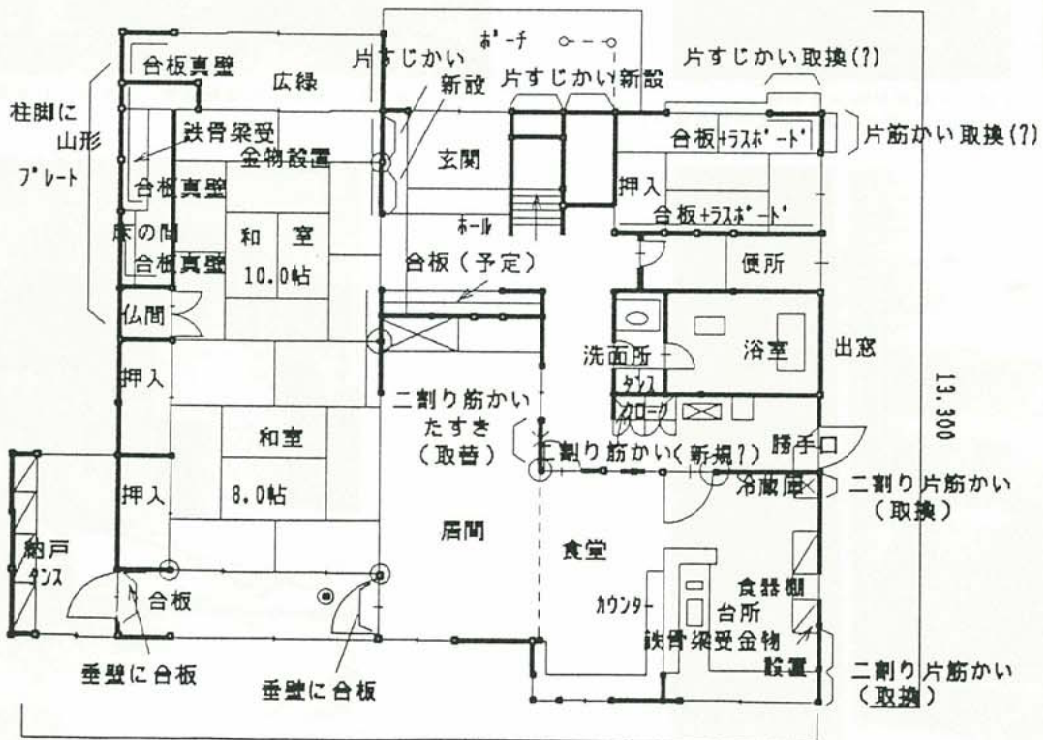


図3.2.3.16 Y氏宅 改修内容及び改修後の状況 (平面図)





写真3.2.3.53 Y氏宅 被害後の状況(北西より)



写真3.2.3.54 Y氏宅 被害後の状況(南西より)



写真3.2.3.55 Y氏宅 復旧工事中



写真3.2.3.56 Y氏宅 西側外壁柱脚, 山形プレート取り付け



写真3.2.3.57 Y氏宅 東側外壁内側, 土塗り壁の撤去, 三つ割筋違いを二つ割筋違いに変更



写真3.2.3.58 Y氏宅 内壁土塗り壁に真壁仕様で合板張り



写真3.2.3.59 基礎部分のコンクリート打ち直し



写真3.2.3.60 隣家との境壁と小屋組

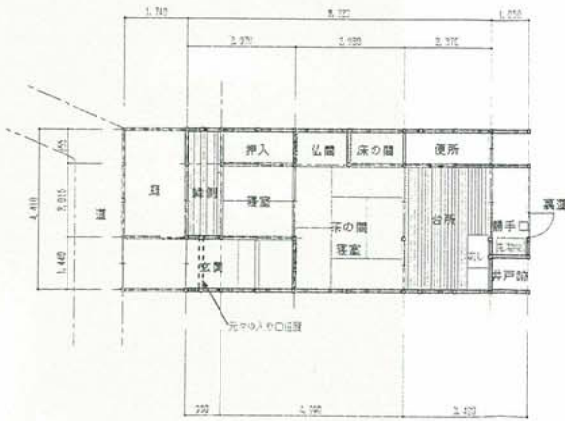


図3.2.3.17 被災した既存建物平面図

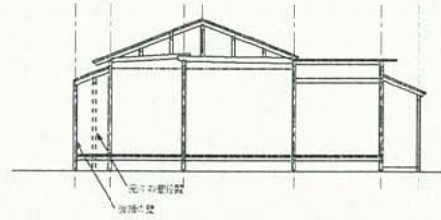


図3.2.3.18 被災した既存建物断面図

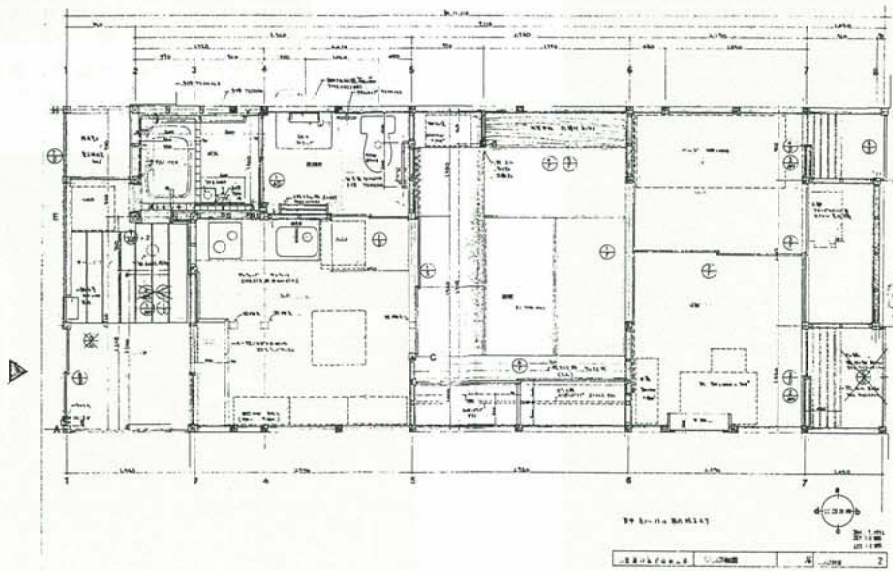


図3.2.3.19 補修後の建物平面図

### 3. 2. 4 基礎・地盤



### 3. 2. 4 基礎・地盤

#### (1) 概要

1995年兵庫県南部地震では、地盤に大きな被害をもたらした。特に、地盤の液状化は1964年新潟地震以来の大規模なものである。また、山地では、宅地、擁壁の崩壊件数が数多く発生した。これらの地盤変状が今回の地震の一つの大きな特徴である。

地盤と基礎の関係、さらには地盤と建物との関係では、液状化（地盤変状の一つ）が建物の被害に即、直結すると言うわけでもなさそうであることが、今回の地震の経験から判ってきそうである。端的に言えば、最も留意すべきは、液状化に伴う側方流動、次いで、液状化に伴う不同沈下である。

今回地震の液状化被害と1964年新潟地震のそれと単純に比較するわけには行かないであろう。一つの理由は、この30年における基礎工法・地盤改良工法などの技術の発展・変化である。一例として、杭基礎工法をとりあげれば、新潟地震における鉄筋コンクリート被害調査建物（約400棟）の中の杭基礎は、ほとんど木杭で、ごく一部が既製コンクリート杭（RC杭）にすぎない（文献3）。新潟地震においても、RC杭が破損したことが知られている（例えば文献3）。当時は、建築分野の設計では、杭基礎の設計には水平支持力のチェックが一般にはなされていなかった。また、公的建築規制である建築基準法上の義務でもなかった。したがって、杭の震害は建築分野では、当時重要なこととみなされなかったためかと思われる。

もうひとつの理由は、信濃川により運ばれた均質な砂が深くまで続く、新潟特有の砂質地盤と今回の阪神地域の埋立て地盤（文献1、2）の違いである。今回の液状化現象については、液状化を生ずると判定されなかった地盤で液状化が発生し、また研究者・技術者が漠然と予感していたより、より深い所で液状化が発生した、と報告・報道されている。落ち着いて考え直してみれば、現状の液状化判定基準は、新潟地震前後の地盤のN値の変化についての考察から生まれ、改良されたものである。その後、多くの研究、特に室内実験でデータ的に補強されているとは言え、新潟地震の液状化被害の再確認の範囲を抜け出たはなかったことになる。言葉を代えて言えば、当初の研究成果が技術基準として成立し、改良（もしくは拡張解釈）されて行くプロセスに改善の余地があることを示していると思われる。いずれにしても、今回の液状化被害に基づいて、今後液状化判定基準が再点検されることになる。

また、液状化に対して地盤改良工法の効果が確認されたことも、今回の地震被害のさらにもう一つの特徴と言えるであろう。埋立に伴い圧密促進のために行われる地盤改良工法についても、液状化に対して効果があることが、土木分野で指摘されている。建築に限って言えば、振動締め固め工法とセメント系の深層混合処理工法の効果が被害調査から、主に半定量的（定性的）に確認されている。今後は、定量的に効果を確かめる方法の開発が望まれる。

これまでの活動は、既に文献1、文献2に速報あるいは中間報告の形でまとめられている。本報告は最終報告として、まとめたものである。なお、基礎構造の被害については、建物調査が終了してから、また建物の機能障害が生じてから調査が行われ、復旧・補強工事に関連して行われることが多いこと、基礎掘削工事が必要で手間がかかることなどの理由から、現在なお調査が続いている状況である。最終報告とは言いながら、あくまで現時点での報告であることに、留意をお願いしたい。

今回の貴重な経験により、今後、建築技術と技術基準（規準）が再点検され、より合理的な技術・設計法の開発に結び付くことを強く期待するものである。

#### 参考文献

1. 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告（速報）、1995年2月
2. 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告、1995年8月
3. 建設省建築研究所：新潟地震による建築物の被害—特に新潟市における鉄筋コンクリート造建築物の被害について—、建築研究報告、No. 42、1965年3月

#### (2) 地盤の被害

##### (a) 宅地・擁壁

宅地・擁壁の被害については既に中間報告書で詳しく述べたので、ここでは、宅地擁壁の被害の特徴を簡単に述べるに留める。詳細な報告は文献1を参照されたい。

これまでの被害の調査結果から、宅地地盤の被害の特徴をまとめると以下のようである。

1. 宅地の被害は丘陵地における被害と平地部、特に、海岸部における埋め立て宅地における被害とに分類できる。これらの地域は、震度V、VI程度と思われる地域がほとんどである。
2. 丘陵地における宅地では、多くの箇所では広範囲に地盤移動が生じている。地盤移動を生じている区域には、比較的緩斜面も多く、また、地下水位が高いのが特徴である。
3. 埋立地盤の変状は、そのほとんどが液状化による被害であり、一部に、海岸方向に側方流動を伴うものが認められ、1m以上の残留変位を生じている箇所が報告されている。
4. 擁壁の被害は、空積み擁壁や練積み擁壁の石積み擁壁に多く発生している。これらの擁壁の被害は、地盤変状や擁壁上部の付加構作物に伴って発生しているものが多い。これに対し、鉄筋コンクリート造の擁壁は、地盤変状に対しても、ある程度の抵抗を有していたものと考えられる。
5. 擁壁が傾倒しているものの中には、地盤の支持力不足と考えられる所も報告されている。
6. 擁壁の構造上の被害としては、コーナ部分の被害

が顕著である。

#### 参考文献

1. 建設省建設経済局宅地開発課民間宅地指導室：兵庫県南部地震による宅地擁壁被害調査、平成7年12月

#### (b) 地盤一般

宅地・擁壁を除く地盤一般の被害については、既に速報、中間報告の形で詳しく述べているので、ここでは地盤の被害について簡単に述べる。

#### 1) 全般

山地、扇状地（緩扇状地）、埋立地では被害の様相が異なる。この内、震度7の地域はほぼ扇状地の分布に一致している。山地では、盛土による埋立地盤、自然地盤の地滑り、崩壊が見られる。埋立地では、液状化とそれに伴う側方流動に起因する地盤の不等沈下、水平移動が特徴的である。特に、海岸護岸、河川護岸に近い所では、液状化による側方移動量がメートルオーダーとなる箇所が多く認められた。

#### 2) 液状化

1. 液状化現象による被害は、主として埋立地、海岸低地で多く認められる。他の地域では、内陸の貯め池の埋立地で液状化が生じたことが確認された、と新聞報道されている。
2. 埋立地の液状化は、埋立材料の違い、地下水位などにより液状化程度に差異を生じたものと判断される。
3. 地盤そのものの被害は、液状化に伴う沈下、液状化に伴う側方流動（移動）である。
4. このうち、沈下は一般に不均等で、なおかつ多少の水平移動を伴うことがあるので、敷地の外構、建物・住宅の周辺地盤に被害をもたらした。また、周辺地盤の沈下による杭の抜け上がり（杭頭には被害がない）も認められた。また、建物・住宅への上水道、下水道、ガスなどの配管系統が建物への引き込み部分で被害を生じた。
5. 液状化に伴う側方流動は、埋立地の護岸・防潮堤に近い地点、河岸に近い地点で著しい。それに伴い建物が傾斜・沈下した事例が幾つか認められた。

埋立地に立つ戸建て住宅では、液状化により沈下・傾斜した事例がある。芦屋浜シーサイドタウンのある事例の場合、住宅の傾斜が1/30以上にもかかわらず、ベタ基礎の採用により住宅の構造そのものの被害が極めて軽微であった。なお、これ以外には特別の液状化対策はなされていない。しかし、地震の被害であることに変わりはなく、住宅の傾斜の復旧には多額の出費を迫られることになる。

しかしながら、住宅そのものの被害が軽微であったことは評価に値するであろう。その背景には、宅地分譲者により宅地購入者に対し、分譲埋立地盤の特性、戸建て住宅の基礎構造計画に対する指針、標準基礎構造（鉄筋コンクリート造、木造・鉄骨造に対しベタ基

礎と布基礎）を示したパンフレット（昭和58年、埋立開始後13年）が配布されていることがある。また、液状化には留意するようにとの注意も記述されていた。しかし、具体的な対策については示されていない。

このようなパンフレットは、住宅建設業者に比較して技術情報、性能とコスト感覚（特にライフサイクルコスト）が欠けがちな住宅所有者に対し、有効な技術情報を与えると言う意味で大変意義のあることと考えられる。また、埋め立て地の戸建て住宅に対する廉価な（戸建て住宅の価格に見合った）液状化対策工法の開発とその定量的効果の把握が急がれる。

液状化は主に、海岸埋立地で発生し、建物などの構造物に被害をもたらした。特に、海岸に近い所では、液状化に伴う側方流動が発生し、建物などの構造物の被害に至った例がある。しかし、全ての埋立地が全面的に液状化を生じたわけではない。例えば、六甲アイランドの大部分の地域（特に内陸部）など、埋立材料の違いにより液状化の程度が著しく低い地域もあった。六甲アイランド、ポートアイランドの沈下量マップを図3.2.4.1に示す（文献3）。もう一つ、今回の地震で得た貴重な知見は、実際に生じた液状化と学協会の液状化判定基準（液状化判定指針）による結果とくい違ったことである。すなわち、ポートアイランドにおける液状化の分析から、学協会の液状化判定基準（液状化判定指針）との液状化可能性の検討の必要なしとされる粒径の砂質土で液状化が発生したことである。今回の地震被害の分析から、再点検され液状化判定基準としてより有効なものとなることが期待される。

#### 3) 地盤改良工法

地盤改良工法は、埋立時または構造物建設前に主に地盤の圧密促進のために行われるものと、建物建設時に、主に液状化対策として行われるものとに大別される。前者は土木分野で実施され、後者は主に建築分野で実施される。図3.2.4.2に六甲アイランドにおける地盤改良工法と沈下量の関係を示す（文献3）。図より、地盤改良地域では、地盤改良をしない場合と比較して、沈下量が少ないことがわかる。後者のうち、今回の地震で、周辺被害との比較から、液状化対策または側方流動対策としてその有効性が確認されたのは、芦屋浜シーサイドタウンの集合住宅における振動締固め工法（バイプロコンポーザー工法、バイプロフローティション工法）、神戸港地域で3面を海に囲まれた場所に建つホテルの深層混合処理工法（文献1、文献2）である。今後は、液状化対策の効果を定量的に評価するデータ・技術資料を整備し、設計に反映できるようにすることが必要となろう。建物建設は建築主にとって大きな経済活動であり、建物の性能のレベルを建築主が、コストに見合った効果を勘案して設計時に選択できるようにすることが望まれる。また、建築主・ユーザーに対して確実に技術評価情報を提供する仕組みが望まれる。

#### 参考文献

1. 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告（速報）、1995年2月
2. 竹中技術研究所：「阪神大震災（兵庫県南部地震）」

調査報告一第4報一、1995年10月

3. K. Tokimatsu, H. Mizuno and M. Kakurai :  
Building Damage Associated with Geotechnical  
Problems in the 1995 Hyougoken-Nanbu Earth  
- quake, Soils and Foundations (to be publish  
- ed)

### (3) 基礎構造の被害

#### (a) 応急危険度判定に見る基礎の被害

##### 1) 応急危険度判定

応急危険度判定は、兵庫県南部地震の後、様々な地方自治体等の協力を受けて、神戸市およびその周辺の地域で行われた。

調査対象は、被害地域がかなりの広範囲にわたるために、二階建以上の住宅および共同住宅とされ(ただし長屋を含む)、鉄筋コンクリート造/鉄骨造/木造の各種構造別に用意された調査シートにある調査項目をチェックし、それぞれの項目の危険度(三段階)を集計した後に、建築物の最終的な危険度として「危険」、「要注意」および「安全」との判定が下された。

##### a) 基礎被害にかかわる判定項目

応急危険度判定の調査項目中で、基礎構造の被害に関係すると考えられるものおよび想定される三段階の危険度ランクには、表3.2.4.1のものがある。

##### b) 判定結果の集約

応急危険度判定の結果作成された調査シートは建築研究所に集められ、電算機で利用可能なように入力作業を行った。集計結果は、総棟数36,000棟余りと、当初発表された約46,000棟よりも大幅に少なくなっているが、これについては、尼崎市において、安全と判定された建築物約8,000棟についての調査シートが作成されていないことがわかっている。本文書中では、全調査結果の中で、票数も多く被害の中心となった神戸市内の17,234棟の調査結果をもとに考察する。神戸市内における建築物の構造別棟数および上記の基礎被害関連項目になんらかの書き込みのあったものは、RC造で6863棟中5472棟、S造で2452棟中2183棟、木造で7919棟中7087棟であった。(表3.2.4.2)

## 2) 被害のまとめ

基礎の被害の傾向を構造別に考察する。また、主な調査項目(所在地、地上階数、基礎被害、地盤被害、危険度)の間でクロス集計も行っている。

更に、この結果を見るうえで重要なことは、以下の点である。

- ・ 応急危険度判定結果のみからの結論であり、ここで示されている資料がすべての結果ではない。
- ・ あくまで外観目視を中心とした調査であり、調査員の主観的判断によるところも大きい。

### a) 鉄筋コンクリート造建築物

#### i) はじめに

もともとRC造に関しては被害が軽微だったこともあ

り、それほど明確に傾向が読み取れたわけではない。ただし、危険度判定が「要注意」または「危険」のもの割合が7.3%であったのに比べて、前記の基礎被害にかかわる項目がランクBまたはランクCであるものの割合は1.8%となっており、基礎関係の被害は上部構造にくらべて少なかったと推測される。(ただし、基礎構造に被害があっても外見上は何ともないという可能性もある。)

また、前出の図3.2.4.4(a)によると、基礎被害の二つの項目の間にはある程度の相関があり、さらにどちらかといえば不同沈下の件数の方が多かったことがわかる。SRC造は、S造ではなくこちら(RC造)に含まれている。

#### ii) 所在地に見る基礎の被害

地盤破壊による沈下と不同沈下による傾斜を所在地(区)ごとにまとめたものが図3.2.4.3である。ここでは、特に明らかな傾向が見られない。また、たとえば沿岸部山側ではどうかといったような比較は現状ではできず、被害のランクに応じて地図上にプロットするなどの作業が必要であろう。

#### iii) 階数別に見た不同沈下の被害

建築物は、階数ごとに基礎形式に差があるかも知れない。その被害の傾向を示すために図3.2.4.4を作成した。

被害がもともと少ないためにわかりにくいのが、3~5階建てのものに被害が多い。そして、12階建て以上の比較的高層の建築物の被害は全くない。地盤破壊による沈下のほうは、(ここにはグラフを載せていないが)階数にかかわらず被害棟数が少ない。

#### iv) 危険度判定と基礎・地盤被害とのクロス集計

- ・ 地盤破壊による沈下  
不同沈下被害と比較すると、こちらの被害のほうが少ない。(図3.2.4.5)
- ・ 不同沈下による傾斜  
危険度判定「要注意」と「危険」とでは、不同沈下のランクBとランクCの大小が逆転している。もともと応急危険度判定では判定シートの記入事項をもとに危険度を決定しているが、それによれば各項目中にランクCが一つでもあればその建物は「危険」と判定される原則になっている。そのため、この結果は、基礎の被害が建築物としての危険度に直接反映されていることを示している。(図3.2.4.6)

### b) 鉄骨造建築物

#### i) はじめに

図3.2.4.4(b)から、S造建築物でもRC造と同様に、地盤被害よりもやや不同沈下の被害が大きかったことがわかる。また、S造全体では、危険度判定が「要注意」または「危険」のもの割合は36.3%であったが、基礎被害にかかわる項目がランクBまたはランクCであるものの割合は3.9%となっており、基礎関係の被害は上部構造にくらべてかなり少なかったと推測される。しかし、くりかえしになるが、基礎構造の被害は外からは見えず、実際にはもっと被害割合は高かったであろう。

### ii)所在地に見る基礎の被害

RC造と同様に、被害棟数を所在地（区）ごとにまとめたものが図3.2.4.7である。RCの場合とことなり、所在地に関係なく似たような割合で被害が起こっている。さらに、多くの地区で被害ランクBよりもランクCの棟数が多くなっており、棟数は少ないもののS造に関しては被害が「要注意」レベルに留まることなく一気に進行しているような印象を受ける。この点については更に考察が必要である。

### iii)階数別に見た不同沈下の被害

図3.2.4.8を作成した。

被害は5階建てのものまでに発生しており、中でも3、4階建てのものが多く被害を受けている。これは、もともと被害の大きかった須磨区・長田区・兵庫区といったあたりにこのクラスのS造建築物が多かったせいであろう。そして、ここでもRC造と同様に比較的高層の建築物の被害は全くない。地盤沈下の被害も同じような階数別の分布を示している。

### iv)危険度判定と基礎・地盤被害とのクロス集計

危険度判定が「危険」であったもののうちの約10%で基礎及び地盤の被害が確認されている。（図3.2.4.9、図3.2.4.10）

## c)木造建築物

### i)はじめに

今回の地震では、木造構造物にかなりの被害が生じた。応急危険度判定は戸建ての住宅は対象外であったため被害の実情とは少し異なる結果かもしれないが、危険度判定が「要注意」または「危険」のもの割合は75.0%と、RC造やS造にくらべて飛び抜けて高い。建物の不同沈下がランクBまたはランクCであるものの割合も20.7%で、木造構造物の5軒に1軒は基礎に被害があったことになる。

なお、木造建築物に関しては、RC造、S造のような「地盤の変状に関する調査項目」はない。

### ii)所在地に見る基礎の被害

ここでは、須磨から東に向かって基礎の被害が大きくなっていることがわかる。長田区や兵庫区では逆に被害が少なくなっているが、なぜだろうか。実際の区ごとの木造建築物の棟数では長田区を頂点とする山形の分布を取っており、棟数が少ない割に被害が大きい灘区、東灘区の地域的な特性の把握が重要な課題である。また、S造の場合と同じく、「危険」が多く「要注意」が少ない、構造物の被害の様相としては危険な分布となっている。（図3.2.4.11）

### iii)建物規模別に見た不同沈下の被害

ここでも、建築物の規模に応じてその被害の傾向を示すために図3.2.4.12を作成した。

とくに平屋の被害の割合が大きい。古い住宅が多かったためだろうか。あるいは、基礎の種類によるものかも知れないが、詳細は不明である。

### iv)危険度判定と基礎・地盤被害とのクロス集計

建物の不同沈下

S造でも見られたように、不同沈下のランクBとランクCの大きさが逆転しており、基礎の被害がかなり建築物に影響を与えたことがわかる。ここでも基礎の被害は建築物としての危険度に密接なかかわりを持つことがわかる。（図3.2.4.13）

## 3)まとめ

本節は、被災地の居住者の安全確保を主目的として実施した応急危険度判定に基づき、基礎被害の状況を統計的に整理したものである。被害度の判定が難しく、個人差に依存している部分もあり、さらに基礎・地盤にかかわる被害ランク項目が構造ごとに異なっているので一概に論じられない部分も多いが、危険と判定された建物のうち、Cランクの不同沈下が発生しているケースは、RC造、S造、木造でそれぞれ11%、8%、31%に達しており、基礎・地盤がらみの被害は決して少なくないことがわかった。今後は、調査建物の構造特性や地盤条件を考慮した詳細分析が必要である。

### (b)直接基礎の被害

中間報告では、比較的規模の大きい直接基礎の建物を中心に被害事例を紹介したが、ここでは、2階または平屋の建物を対象に不同沈下状況を述べることにする。

(a)のマクロ分析で示した木造建物では、そのほとんどが共同住宅を主体とした2階以下の建物である。これらの木造住宅では、杭を使用することはまずなく、基礎形式として「直接基礎」とみなしても、基礎被害としての全体の傾向を分析するうえで特に支障はないと考えられる。もっとも、一部の建物では、深層混合処理工法などの軟弱地盤対策工法を採用している可能性もあるが、地盤改良などの対策工を採用した場合は不同沈下などの障害が少ないといった報告が各方面よりなされていることより、Cランクの不同沈下のほとんどは直接基礎とみなしても事実認識において大きな間違いはないと考えられる。

そこで、このマクロ分析における2階以下の「木造」建物に関して、その不同沈下状況を調べた。2階以下の木造建物の不同沈下は、地表面付近の地盤変状を反映しやすいと考えられる。

マクロ分析において、不同沈下に関する被害がCランクの棟数は、神戸市内で1038棟である。Cランクの建物の地域的特徴を示したものが、図3.2.4.14である。図3.2.4.14では、まずCランクの棟数を町毎に集計し、町毎に5~9棟のCランク建物が認められる場合を△印、10~19棟を○印、20棟以上を●印とした。不同沈下がCランクであった地域は、これまでに報告されている震度Ⅶ（木造建物で倒壊率30%以上）の範囲（例えば文献1）に含まれる。

また、図3.2.4.15は、文献2に示された扇状地地形と地下水位の分布状況である。図3.2.4.14の不同沈下の発生地域と、図3.2.4.15に示した地下水位が浅い地域とは比較的一致している。以上のことから、低層の木造建物において、地盤変状により不同沈下が発生した地域の多くは、震度が大きく、かつ扇状地地形で地下水位が浅い部分を中心にしていたことがわかる。



## 参考文献

- 1) 石川浩次ほか：神戸市街地の帯状被害と地盤、土と基礎、1996、No. 2
- 2) 時松孝次：地盤及び基礎構造から見た建物被害、土と基礎、1996、No. 2

### (c) 事例から見た杭基礎の被害

扇状地（多くは震度7地域）・山地と埋立地に分け、代表的な事例について述べる。中間報告（文献1）で述べたことは、重複を避けることとする。

#### ①山地、扇状地、沖積平野の杭基礎の被害

##### (i) 建物慣性力により杭が破損したと推定される事例

鷹取駅の北東約700mに位置する12階建て集合住宅であり、図3.2.4.16に示すように、A、B、C棟があり、既製コンクリート杭（PC杭、径50cm、長さ17m）に支持されている。

敷地の地質構成は、地表では、六甲山地の南麓より大阪湾域にかけて分布する海岸平野である沖積層であり、その下に沖積層により覆われる大阪層群が分布する。表面の沖積層は、六甲山地より流れ出る小河川の上流扇状地の複合地盤からなっている。新築のための地盤調査結果によれば、G.L.-3.5mまでは盛土、その下は地盤は砂層、礫層、粘土層の互層となっている。

地震直後にA棟は10/1000ラジアン（屋上で314mm）西に、B棟は38/1000ラジアン北へ（屋上で1227mm）、C棟は9/1000ラジアン（屋上で284mm）西へそれぞれ傾斜した。B棟は危険と判定され、地震直後に取り壊された。A棟、C棟は、基礎が壊れていることから、その後取り壊すこととなった。

杭の調査は、建物解体後、A、B、C棟の住戸ユニット分を掘削し、計12本について杭頭付近の目視調査、非破壊検査を実施した。

写真については既に中間報告の写真3.2.4.50から写真3.2.4.53に掲載してあるので、ここでは省略する。なお、中間報告の写真3.2.4.50がA棟、写真3.2.4.51がB棟、写真3.2.4.52、写真3.2.4.53がC棟の杭である。

中間報告の写真のキャプションに説明してあるように、C棟の杭では掘削した杭の下部が南東方向に移動していること、またA棟において杭にそって、液状化した砂が上昇していることが観察された。この地点では、一部液状化したものと推定される。しかし、杭頭の破壊状況などから、これらの基礎、少なくともA棟の基礎は建物慣性力により破壊したものと考えられる。

##### (ii) 建物工事完了前に杭が破損した事例

地盤は、海岸よりの低地部にあり、標高が3m程度である。敷地地盤は、全体として砂、砂礫が卓越した地層構成となっている。

地震時には、コンクリート場所打ち杭（アースドリル工法）工事と捨てコンクリートの打設工事を終了し、耐圧版と地中梁の配筋途中であった。地震後、捨てコンクリートにクラックが生じ、中には割れて盛りあがった部分もある。大部分の杭と捨てコンクリートの間

には隙間を生じた。山留め壁は多少はらみ出したが、はらみ出しによるクラックは生じていない。図3.2.4.17に捨てコンクリートの変位などを示す。北西側（鉄道側）山留め壁の捨てコンクリート位置での変位は、根切り内側へ最大155mm、南東側（高速道路側）へ最大40mm変形している。なお、山留め壁には、アースアンカー（自由長が長い除去式アンカー）が使用されている。

非破壊試験によるスクリーニングの後、杭体にはコアを抜き、孔内ビデオ撮影が行われた。図3.2.4.18に調査した杭の配置を示す。図3.2.4.19には、コンクリート場所打ち杭のひび割れ状況を示す。

杭破損の原因としては、山留め壁の移動による杭頭変位と考えられるが、今後詳細な検討が必要である。

##### (iii) その他の事例

山地、扇状地では、小中学校の校舎の既製コンクリート杭の破損例がある。また、山地で、盛土の移動により短い場所打ち杭の先端が沈下し校舎が傾斜した事例などがある。

#### ②埋立地盤における杭基礎の被害

##### (i) 被害要因と被害形態

###### i) 液状化発生に伴う側方流動に起因する被害形態

地盤の側方流動に起因したと思われる建物杭基礎の被害は、S造平屋建てからSRC造11階建ての建物にまで及んでおり、その被害形態は、建物の規模により多少異なる。すなわち、低層建物は、軽いため流動地盤によって基礎杭のみならず建物までがメートルオーダーで移動させられているのに対し、高層建築は、重いため建物はあまり移動せず、その結果、基礎杭が途中で折れ、杭のみが流動地盤によって海側に押し出されている。

前者の典型例は、ポートアイランドの埠頭にあるS造平屋建て倉庫群である（写真3.2.4.1、写真3.2.4.2）。これらの倉庫は、杭長約40mの既製杭（PHC杭または鋼管杭）で支持されている。倉庫の海側と山側では流動地盤の移動量が異なるため、同じ建物下の杭であっても杭の水平移動量が異なることになる。そのため、過重の負担が海岸線に直交する基礎梁に作用し、基礎梁が破断する事態が生じている。

後者の典型例は、芦屋市にある11階建てSRC造マンションである（写真3.2.4.3、写真3.2.4.4）。このマンションは地盤の側方流動によってPC杭が破壊したため、A棟、B棟が、地震後それぞれ1/52および1/35傾いた。施工会社の掘削調査によると、杭頭部分は下部が海側に押し出されるようにして約1/5の勾配で傾いていた（写真3.2.4.4）。建築研究所は、現在、この杭基礎の詳細調査の計画を立案中である。

これらの中間の規模の建物の被害例が、写真3.2.4.5に示す3階建てRC造の建物である。この建物はPC杭で支持されていたが、地震後、1/18傾いた。上部構造解体時に孔内テレビ調査を行ったところ、写真3.2.4.6に示すような展開図が得られ、杭体が破断していることが判明した（大岡他、1996）。建築研究所が独自に行ったこの調査結果を、以下、報告したい。

本建物は、神戸市東灘区の臨海部・埋立砂礫地盤上

の鉄筋コンクリート造3階建て杭基礎建物(昭和56年建設)である。基礎伏図を図3.2.4.20に示す。基礎スラブ底面はGL-1.65m、杭種はPC杭A種、杭径400mm(内径約240mm)、設計杭長は約20m(10m、2本継ぎ)である。杭はプレボーリング工法の埋込み杭である。

図3.2.4.21に、建設計画時に実施した地盤調査結果(図3.2.4.20の2地点)を示す。GL-8m付近までが細粒分をあまり含まない砂礫主体の埋立土層で、その下に沖積砂層が続いている。1995兵庫県南部地震後、建物は上部構造が無被害のまま海側に移動し、約3度傾いた(写真3.2.4.5)。隣接するグラウンドでは、液状化の発生を示す多数の噴砂跡及び地割れ・陥没などの地盤変状が観察された。建物背後には数十cmの隙間が生じ、建物から約6m離れた岸壁は、海側へ移動・傾斜した。

以上の情報に基づき側方流動による杭基礎の被害が予見されたので、被害状況を把握するため、弾性波非破壊試験(以下PIテスト)及び孔中内視カメラを用いたテレビ調査を実施した。PIテストは、図3.2.4.20に示す①、④、⑦通りの海側(S)、山側(N)の基礎スラブ下の杭各1本、合計6本について、上部構造を解体・撤去後、基礎スラブ及び基礎ばり付きの状態または杭頭露出の状態で行った。実際には、基礎スラブ底面近傍の杭の外周面または内周面に加速度センサーを設置し、基礎スラブ天端または杭上端部をプラスチックハンマーで鉛直に打撃した。図3.2.4.22、23に⑦-Sと⑦-N両杭の試験結果を示す。縦軸は、加速度信号を積分して得られた速度記録を第1波目の速度振幅値で基準化した相対速度レスポンス、横軸は、センサー位置からの換算深度である。杭体が健全であれば、杭先端で全反射が起こるため杭長と等しい位置に、一方、杭の途中に損傷があればその位置に反射波が現れることになる。図3.2.4.22、23には、実測波形とともに、杭の断面積と杭体に沿った減衰量を仮定し逆解析して得られた計算波形を示す。以上より、⑦-S杭では基礎スラブ底面下3m、⑦-N杭では7.4m位置に損傷のあることが示唆される。これらを含め海側3本の杭では基礎スラブ底面下3~3.4mに、また山側3本の杭では基礎スラブ底面下2.2、3.0、7.4m位置にそれぞれ損傷があることが推定された。

孔中内視カメラを用いた杭体のテレビ調査は、上部構造を解体・撤去後、基礎スラブ及び基礎ばり付きの状態、⑦通りの海側(S)、山側(N)の基礎スラブ下の杭各1本、合計2本について行った。まず基礎スラブとPC杭の中詰めコンクリート部分をコアボーリングし、次にその穴を通して直径約60mm、長さ約1.2mの筒状の孔中内視カメラを杭中空部に挿入した。杭中のスライムのため、調査深度は⑦-N杭では基礎スラブ底面下16.3mまで、⑦-S杭では16.9mまでである。⑦-S杭では、基礎スラブ底面位置の中詰めコンクリート内に幅20mmのクラックが、基礎スラブ底面下2.75~3.05m位置に写真3.2.4.6に示す破壊(杭の上部と下部が大きくずれ、鉛直支持機能を完全に喪失している)が、7m位置に幅広の水平クラックが、8.2m位置に杭の継手部がそれぞれ確認された。一方、⑦-N杭では、基礎スラブ底面位置の中詰めコンクリート内に幅広の2本のクラックが、基礎スラブ底面下7.4~7.6m位置に幅広の水平及び鉛直クラックが、8.7m位置に杭の継手部がそ

れぞれ確認された。

以上の調査結果のほか、コアボーリング時に得られた杭体のコアの状態から、⑦-S杭の破断箇所は浅い杭体部分は鉛直線に対して約1/10の勾配で海側に押し出されるように傾斜していることが判明した。以上の結果から、⑦通りの被害模式断面は図3.2.4.24のようになる。海側、山側に見られる幅広の水平クラック(基礎スラブ底面下約7m位置で発生)は、埋立砂礫層と沖積砂層の境界面付近で生じている。また基礎スラブ底面下3m付近の⑦-S杭の破壊位置は、埋立土層のN値が2から10に急変する層境界とほぼ一致している。

以上のPIテスト及び孔中内視カメラを用いたテレビ調査から以下のことがわかった。

- 1) 杭頭に最も近い破損箇所については、弾性波非破壊試験結果と孔中内視カメラによるテレビ調査結果とはほぼ一致する。このことから弾性波非破壊試験は杭の損傷の有無とその位置を検出する有効な手段となる可能性がある。
- 2) 孔中内視カメラによるテレビ調査は、深度方向に複数の破損がある場合には有効であるが、弾性波非破壊試験では、浅い位置での第1番目の破損が著しい場合、それより深い位置の破損状況は検出できない。

以上は岸壁に近接する建物杭基礎の被害事例であるが、岸壁から約250m離れた埋立地盤上に位置する3階建て、および4階建てのRC造建物を支持するPHC杭が、杭頭位置で約45cmの残留水平変位を生じていたことが、孔内傾斜計を用いた最近の調査で分かっている(社本他、1996)。

側方流動により被害を受けた事例では、PC杭、PHC杭および鋼管杭などの既製杭が使用されているケースが多いが、場所打ちコンクリート杭に関する被害状況については、今なお、情報量が少ない。

#### ii) 液状化発生層の圧密沈下に起因する被害形態

液状化発生層の圧密沈下に起因した建物被害は、建物規模の如何にかかわらず生じている。その被害形態は、支持杭建物の出入口床面と周囲地盤面の間に、日常生活に支障をきたすほどの数十センチメートルオーダーの段差が生じるという形で現れている。これらは、液状化対策としての地盤改良を行わなかった敷地に建つ建物であるが、一方、振動締固め工法で改良した地盤上の直接基礎の建物でも等沈下が生じ、エクステンションジョイント部分で段差が生じたものもあり(大岡、1995)、埋立地盤においては、特に必要かつ十分な締固めが必要である。

なお、摩擦杭で支持された単体建物、および直接基礎の単体建物では、このような被害はあまり生じていない。

#### (ii) 有効であった設計事例

##### i) 液状化発生に伴う側方流動に対し有効であった設計事例

側方流動が周囲地盤で大規模に生じたにもかかわらず被害を免れ得た事例としては、以下のようなものがある(大岡、1995)。

##### ① 深層混合処理工法(DCM工法)により、セメン

トスラリーを原位置土と混練して連続した格子状の固化壁を地中に築造し、固化壁で囲まれた地盤中に大径場所打ちコンクリート杭を設けて設計した14階建てSRC造建物

- ②振動締め固め工法で地盤改良を行った後、大径鋼管杭を打設して設計した14～29階建て鉄骨メガストラクチャー高層集合住宅建物群
- ③PHC節杭を用いて摩擦杭基礎として設計した平屋建S造倉庫

#### ii) 液状化発生層の圧密沈下に対し有効であった設計事例

液状化発生層の圧密沈下により、周辺で、支持杭建物と周囲地盤の間に過度の段差が生じたにもかかわらず、そのような被害を免れ得た事例としては、以下のようなものがある(加倉井他、1996)。

- ① 摩擦杭基礎による建物
- ② 杭を用いない直接基礎による建物
- ③ 振動締め固め等の改良を施した地盤上の建物

#### iii) 側方流動を伴わない液状化発生に対し有効であった設計事例

液状化は生じたけれども側方流動と呼ぶほどの地盤の残留水平変位が生じなかった埋立地盤では、以下のようなものが無被害であった。

- ①液状化発生を特に意識して設計したとは思われない支持杭建物
  - ②PHC節杭を用いて摩擦杭で設計した平屋建てS造建物
  - ③振動締め固め工法で改良した地盤上に直接基礎で支持させた低層建物
  - ④アスペクト比(=建物高さ/建物水平断面積の平方根)が0.6以下のべた基礎建物(加倉井他、1996)
- ①については、説明が必要である。これらの建物を支持している支持杭は、7)のii)で指摘したように、建物本体を支持する機能を喪失しなかったけれども、建物と周囲地盤の間に数十センチメートルオーダーの段差が生じてしまった事例である。これだけの地盤沈下が生じたということは、かなりの層厚にわたり地盤が液状化したことを意味する。それにもかかわらず、杭に建物を支持する機能を失うほどの被害が生じなかった理由としては、以下のものが考えられる(時松、1996)。

- ①地盤が液状化したため、基礎に入射した地震動が地表部で低減された。
- ②埋立土層の直下に存在する沖層粘性土層に対して採られた圧密促進工法が、間接的に液状化対策の役割をある程度果たしたため、液状化の程度が軽かった。
- ③砂礫を主体とする埋立土層が、液状化後も、液状化した沖積砂層と比べ比較的高い剛性を保持していた。
- ④埋立土層の深さ方向の剛性分布が比較的一様であった。

ポートアイランドに関しては、以上のような理由が幸いして、支持杭に建物を支持する機能を失うほどの被害が生じなかったと見ることもできる。ただし、剛性変化の激しい地盤においては、現行行政設計指針に

基づいて設計された杭基礎にも著しい被害が生じており、また、液状化した埋立土層とその下位の土層の境界では杭体に水平ひび割れが生じていることが確認されているので(大岡他、1996)、今後引き続き詳細な調査を行うことが必要である。

#### 参考文献

1. 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告、1995年8月
2. K. Tokimatsu, H. Mizuno and M. Kakurai : Building Damage Associated with Geotechnical Problems in the 1995 Hyougoken-Nanbu Earthquake, Soils and Foundations (to be published)
3. H. MIZUNO : Pile Damage During Earthquakes in Japan, Dynamic Response of Foundation - Experiment, Analysis and Observation -, ASCE Geotechnical Publication No. 11, pp53-78, 1985
4. 大岡 弘、飯場正紀、阿部秋男、時松孝次(1996) : 「孔中内視カメラと弾性波非破壊試験を併用した建物杭基礎の震害調査」土と基礎、Vol. 44、 No. 3 (掲載予定)。
5. 社本康広、佐藤正義、二木幹夫、嶋津伸一、才木潤(1996) : 「埋立て地盤の液状化による杭の変形調査」土と基礎、 Vol. 44、 No. 3 (掲載予定)。
6. 大岡 弘(1995) : 「液状化による被害(建築)」基礎工、Vol. 23、 No. 12、 pp. 10-16.
7. 加倉井正昭、青木雅路、平井芳雄、俣野 博(1996) : 「埋立て人工島における直接基礎の挙動」土と基礎、Vol. 44、 No. 2、 pp. 64-66.
8. 時松孝次(1996) : 「地盤および基礎構造から見た建物被害」土と基礎、 Vol. 44、 No. 2、 pp. 14-18.

#### (d) 被害の要因

簡潔に地盤・宅地と基礎構造の被害要因を述べる。個別の被害事例については、地盤条件、建物条件などにより、以下の各々の要因の幾つかが強く作用し、被害の直接原因(外因)となるものである。現段階では、地盤・宅地と基礎構造に分け、包括的に被害の要因を列挙するにとどめざるを得ない。なお、ここでは施工品質の問題には触れないこととする。なお、既往の地震の杭基礎の被害については、文献1～文献4で被害要因が取りまとめられているので、今回の地震被害の要因との比較資料となる。

##### i) 地盤・宅地

- ・地盤の斜面方向への移動、地滑りなど
- ・地盤振動による地盤変位(液状化は除く)
- ・液状化とそれに伴う地盤の沈下・基礎構造(結果的には建物)の不当沈下
- ・液状化に伴う側方流動

##### ii) 基礎構造(を含む地下部分)

- ①地盤振動が基礎構造の被害に及ぼす要因
  - ・地盤振動による入力動的相互作用(動的相互作用の一つ)。

特に、地盤振動による地盤変位（液状化は除く）

②地盤変状が基礎構造の被害に及ぼす要因

- ・地盤の斜面方向への移動、地滑りなど
- ・液状化とそれに伴う地盤の沈下・基礎構造（結果的には建物）の不当沈下
- ・液状化に伴う側方流動
- ・上述の地盤変状による地盤支持力の低下あるいは喪失
- ・上述の地盤変状により基礎構造へ作用する強制変位と力

③建物が基礎構造の被害に及ぼす要因

- ・地震時に生ずる建物の慣性力・転倒モーメント

④基礎構造（を含む地下部分）が基礎構造の被害に及ぼす要因

- ・地中梁、地下連続壁、地盤改良体、基礎（直説基礎、杭基礎）と地盤の動的相互作用
- ・建物の慣性力・転倒モーメントを基礎構造（を含む地下部分）を介して地盤に伝達するメカニズムの不備
- ・基礎構造を含む地下部分の剛性の不連続により基礎構造に局所的に生ずる応力
- ・杭のタイプによる変形性能・靱性の違い。特に、ひび割れ発生後または降伏ヒンジ発生後の構造性能の違い

これらの幾つかは、技術的にほぼ把握されているものもあるが、多くはなお研究途上のものである。特に、今後の設計法の改善・向上にあたっては、個別の被害詳細調査がなお必要である。

参考文献

1. 水野：既往の地震時杭被害に見る、杭材と杭破損パターンとの関係、昭和55年度建築研究所年報
2. 水野、飯場：基礎構造の震害例―特に杭基礎について（その1）、（その2）、日本建築学会東海支部報告第18号
3. H. MIZUNO : Pile Damage During Earthquakes in Japan, Dynamic Response of Foundation-Experiment, Analysis and Observation -, ASCE Geotechnical Publication No. 11, pp53-78, 1985
4. 建設省建築研究所、(財)国土開発技術研究センター：「大都市地域における地震防災技術の開発」、耐震設計（建築）分科会報告書、平成6年3月

(4) まとめ

基礎構造の被害は、建物の不同沈下・傾斜などから被害が推定されると、建物の被害調査の後に調査されることとなる。そのため、被害が判明している事例などから被害の特徴を述べる。

被害の特徴と被害の比較から抽出可能な対策を、地盤一般、宅地、基礎構造に分け、簡潔に述べれば次のとおりである。中間報告では、やや詳細に述べられているので、併せて参照されたい。

(a) 地盤

全般

山地、扇状地（緩扇状地）、埋立地では被害の様相が異なる。この内、震度7の地域はほぼ扇状地の分布の一致している。山地では、盛土による埋立地盤、自然地盤の地滑り、崩壊が見られる。埋立地では、液状化とそれに伴う側方流動に起因する地盤の不等沈下、水平移動が特徴的である。特に、海岸護岸、河川護岸に近い所では、液状化による側方移動量がメートルオーダーとなる箇所が多く認められた。

液状化

1. 液状化現象による被害は、主として埋立地、海岸低地で多く認められる。他の地域では、内陸の貯め池の埋立地で液状化が生じたことが確認された、と新聞報道されている。
2. 埋立地の液状化は、埋立材料の違い、地下水位などにより液状化程度に差異を生じたものと判断される。
3. 地盤そのものの被害は、液状化に伴う沈下、液状化に伴う側方流動（移動）である。
4. このうち、沈下は一般に不均等で、なおかつ多少の水平移動を伴うことがあるので、敷地の外構、建物・住宅の周辺地盤に被害をもたらした。また、周辺地盤の沈下による杭の抜け上がり（杭頭には被害がない）も認められた。また、建物・住宅への上水道、下水道、ガスなどの配管系統が建物への引き込み部分で被害を生じた。
5. 液状化に伴う側方流動は、埋立地の護岸・防潮堤に近い地点、河岸に近い地点で著しい。それに伴い建物が傾斜・沈下した事例が幾つか認められた。

液状化は主に、海岸埋立地で発生し、建物などの構造物に被害をもたらした。特に、海岸に近い所では、液状化に伴う側方流動が発生し、建物などの構造物の被害に至った例がある。しかし、全ての埋立地が全面的に液状化を生じたわけではなく、例えば、六甲アイランドの大部分の地域（特に内陸部）など、埋立材料の違いにより液状化の程度が著しく低い地域もあった。また、ポートアイランドでは、学協会の技術基準（液状化判定基準・指針）で液状化可能性の検討の必要なしとされる粒径の砂質土で液状化が発生した。今回の地震被害の分析から、再点検され技術基準としてより有効なものとなることが期待される。

地盤改良工法

地盤改良工法は、埋立時または構造物建設前に主に地盤の圧密促進のために行われるものと、建物建設時に、主に液状化対策として行われるものとに大別される。前者は土木分野で実施され、後者は主に建築分野で実施される。後者のうち、今回の地震で、周辺被害との比較から、液状化対策または側方流動対策としてその有効性が確認されたのは、芦屋浜シーサイドタウンの集合住宅における振動締固め工法（バイプロコンポーザー工法、バイプロフローティション工法）、神戸港地域で3面を海に囲まれた場所に建つホテルの深層混合処理工法である。今後は、液状化対策の効果を定量的に評価するデータ・技術資料を整備し、設計に反映できるようにすることが必要となろう。建物建設

は建築主にとって大きな経済活動であり、建物の性能のレベルを建築主が、コストに見合った効果を勘案して設計時に選択できるようにすることが望まれる。また、建築主・ユーザーに対して確実に技術評価情報を提供する仕組みが望まれる。

#### 宅地

山地の宅地造成の被害の特徴は次のとおりである。

1. 被害は、宅地造成の多い山地に近い地域、特に六甲山地の南側、東側で多く、震度Ⅶの地域とは少し離れている。
2. 宅地地盤の被害の形態には、①自然崖あるいは切土斜面の崩壊、②自然台地宅地内の亀裂、③盛り土地盤全体の移動（崩壊）、④宅地地盤、擁壁の崩壊や亀裂のタイプが認められる。
3. 被害を受けた宅地地盤では、通常崩壊などに対して問題がないと考えられる、斜面の勾配が10度前後のものが多い。また、被害を受けた宅地地盤の中には、地下水位が高いと思われる箇所も認められた。
4. 宅地の被害、特に盛土造成地の移動により建物・住宅、基礎の被害の要因となった事例が幾つか認められる。
5. 二次災害防止、復旧の観点から、また詳細調査の観点から宅地地盤の被害を分類すると、①被害が造成地の広い範囲に及ぶもの、②被害が個々の宅地内で生じているもの、③複数の宅地に及ぶもの、道路など公共の敷地との複合的な被害などで、①と②の中間的なもの、がある。これらのケースごとに、二次災害防止の処置、復旧方策、詳細調査方法が大きく異なってくる。

埋立地に立つ戸建て住宅では、液状化により沈下・傾斜した事例がある。芦屋浜シーサイドタウンのある事例の場合、住宅の傾斜が1/30以上にもかかわらず、ベタ基礎の採用により住宅の構造そのものの被害が極めて軽微であった。なお、これ以外には特別の液状化対策はなされていない。その背景には、宅地分譲者により宅地購入者に対し、分譲埋立地盤の特性、戸建て住宅の基礎構造計画に対する指針、標準基礎構造（鉄筋コンクリート造、木造・鉄骨造に対しベタ基礎と布基礎）を示したパンフレット（昭和58年埋立開始後13年）が配布されていることがある。

このようなパンフレットは、住宅建設業者に比較して技術情報、性能とコスト感覚（特にライフサイクルコスト）が欠けがちな住宅所有者に対し、有効な技術情報を与えると言う意味で大変意義のあることと考えられる。

しかし、住宅所有者にとって戸建て住宅の傾斜を修復するためには、方法によるが数百万円から一千万円程度の費用が必要であり、住宅の価格に見合った廉価な液状化対策工法の開発とその効果をより定量的に評価する方法の開発が望まれる。

#### (b) 基礎構造

基礎構造の被害は、建物の不同沈下・傾斜などから被害が推定されると、建物の被害調査の後に調査されることとなる。そのため、現段階で被害が判明してい

る事例などから被害の特徴を述べる。

#### 全般

マクロ分析（応急危険度判定に基づく調査）から、基礎構造や地盤に関係する判定項目と建物の最終的な危険度ランクである「危険」との関係について整理した結果によれば、Cランクの不同沈下が生じているケースは、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、木造（戸建ては含まず）で各々11%、8%、31%であり、基礎の被害、地盤に関係した被害は件数としては決して少なくない。

#### 直接基礎

マクロ分析において、2階以下の木造建物の大半は直接基礎と考えられるが、その不同沈下状況がCランク（小屋組みの破損、床の沈み込み）の棟数は、神戸市内のみで約1000棟認められ、震度Ⅶの激震地内でかつ地下水位の浅い扇状地地形を中心に分布していることがわかった。

#### 杭基礎

1. 杭基礎の被害は、旧海岸線に添った埋立地ばかりでなく、扇状地、山地に分布している。
2. 杭基礎の被害事例は1923年関東地震以降、幾つかの地震で報告されている。過去の事例では、例えば新潟地震における液状化による杭被害の事例のように、各地震ごとに被害の特徴があった。今回の地震における杭被害の特徴は、過去に見られた全ての被害パターンが認められること、場所打ち鉄筋コンクリート杭に被害事例があることの二点であろう。  
被害を受けた杭のタイプとしては、既製コンクリート杭、場所打ち鉄筋コンクリート杭、鋼管杭である。
3. 杭基礎の被害のパターン（ここでは地中梁の破損は除く）としては、①杭頭とパイルキャップの離れ、ズレ、②杭頭付近の破壊、③杭対の中間部（深い部分）・杭先に近い領域のでの破損、④杭先地盤の沈下、などに分けられる。
4. 現段階で被害原因（特に外因）を分類すれば、①盛土造成地盤で盛土の移動によるもの、②建物の慣性力によるもの、③液状化に伴う地盤の側方流動によるもの、④液状化以外で地盤の変位が関与しているもの、などに分けられる。

#### 参考文献

1. 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告（速報）、1995年2月
2. 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告、1995年8月



写真3.2.4.1 側方流動によるS造倉庫の被害  
(足元が海側に向かって開いている。杭基礎)



写真3.2.4.2 側方流動により被害を受けた倉庫の内部  
(既製杭基礎)



写真3.2.4.3 側方流動によりP C杭が破壊したため傾いた  
11階建S R C造マンション

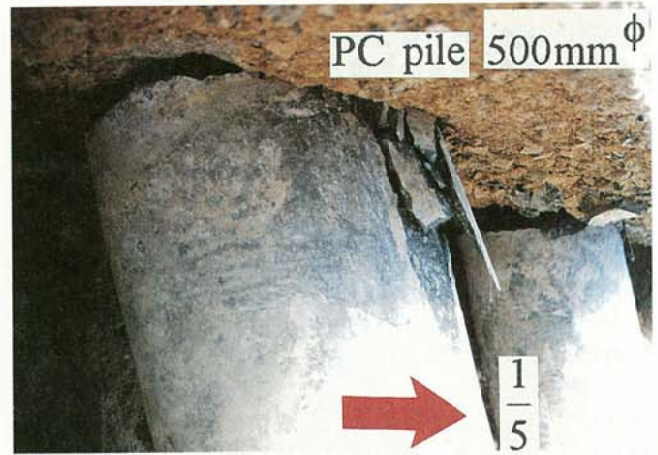


写真3.2.4.4 側方流動により傾いたP C杭



写真3.2.4.5 側方流動によりP C杭が破壊したため傾いた  
3階建R C造建物

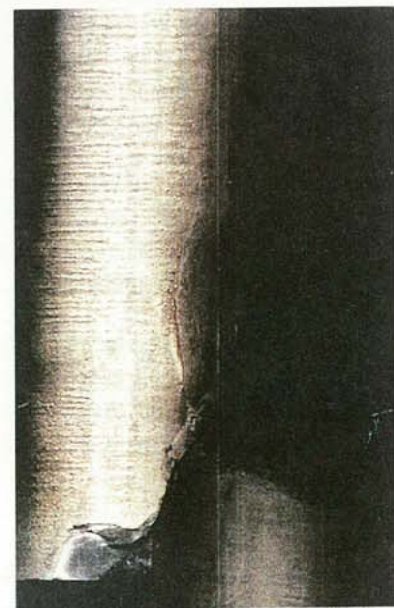


写真3.2.4.6 孔内テレビ調査による展開図 (P C杭中空部)

表3.2.4.1 基礎・地盤に係わる判定項目

項目	ランク		
	A	B	C
<b>RC造</b>			
地盤破壊による建築物全体の沈下	0.2m未滿	0.2~1.0m	1.0mを越える
不同沈下による建築物全体の傾斜	1度(1/60)未滿	1度~2度	2度(1/30)を越える
<b>S造</b>			
建築物周囲地盤の沈下	10cm以下	10cm超30cm以下	30cm超あるいは地割れ
建築物の不同沈下勾配	1/300以下	1/300超、1/100以下	1/100超
<b>木造</b>			
建築物の不同沈下	不同沈下がないか、あっても軽微	床、屋根の落ち込み浮きあがり著しい	小屋組みの破損、床全体の沈み込み

表3.2.4.2 基礎被害判定結果

(a) RC造

地盤破壊による沈下	不同沈下による傾斜				総計
	A	B	C	(空白)	
A	5158	64	14	141	5377
B	14	16	5	7	42
C	0	0	10	1	11
(空白)	32	5	5	1391	1433
総計	5204	85	34	1540	6863

(b) S造

不同沈下勾配	周囲地盤の沈下				総計
	A	B	C	(空白)	
A	2014	14	3	5	2036
B	20	13	2	1	36
C	13	5	15	2	35
(空白)	74	2	0	269	345
総計	2121	34	20	277	2452

(c) 木造

計	建物の不同沈下				総計
	A	B	C	(空白)	
計	5450	599	1038	832	7919

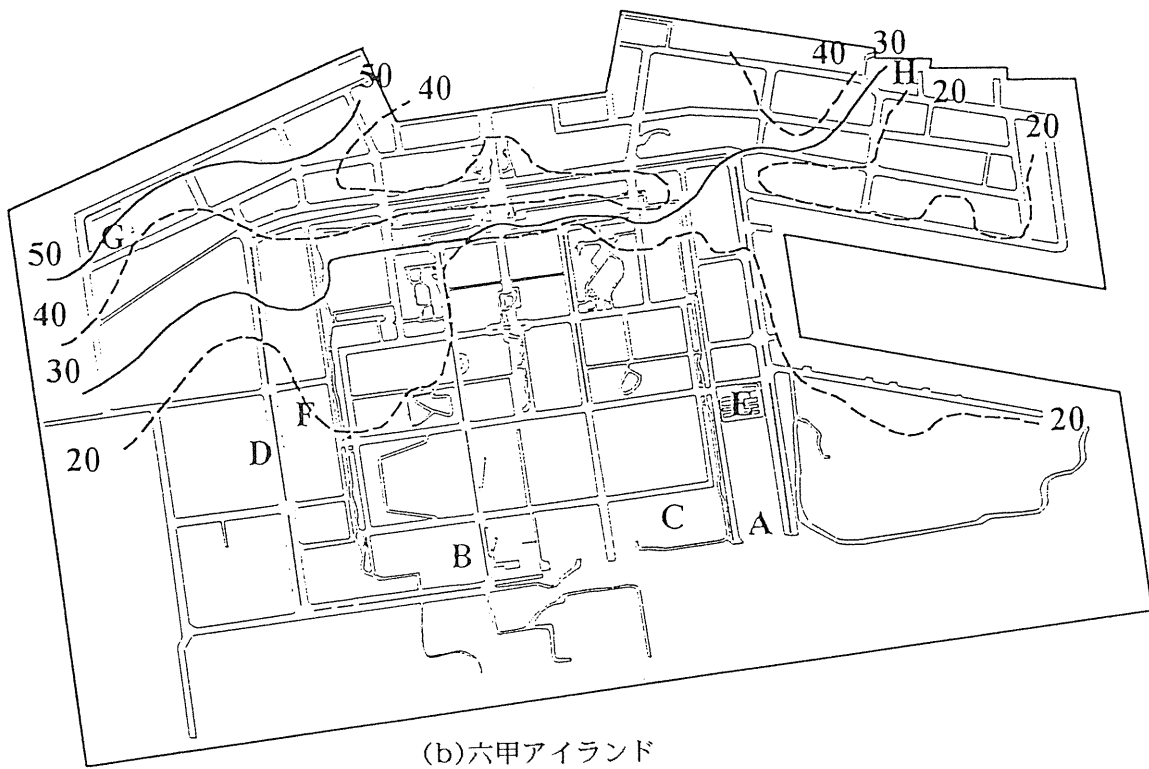
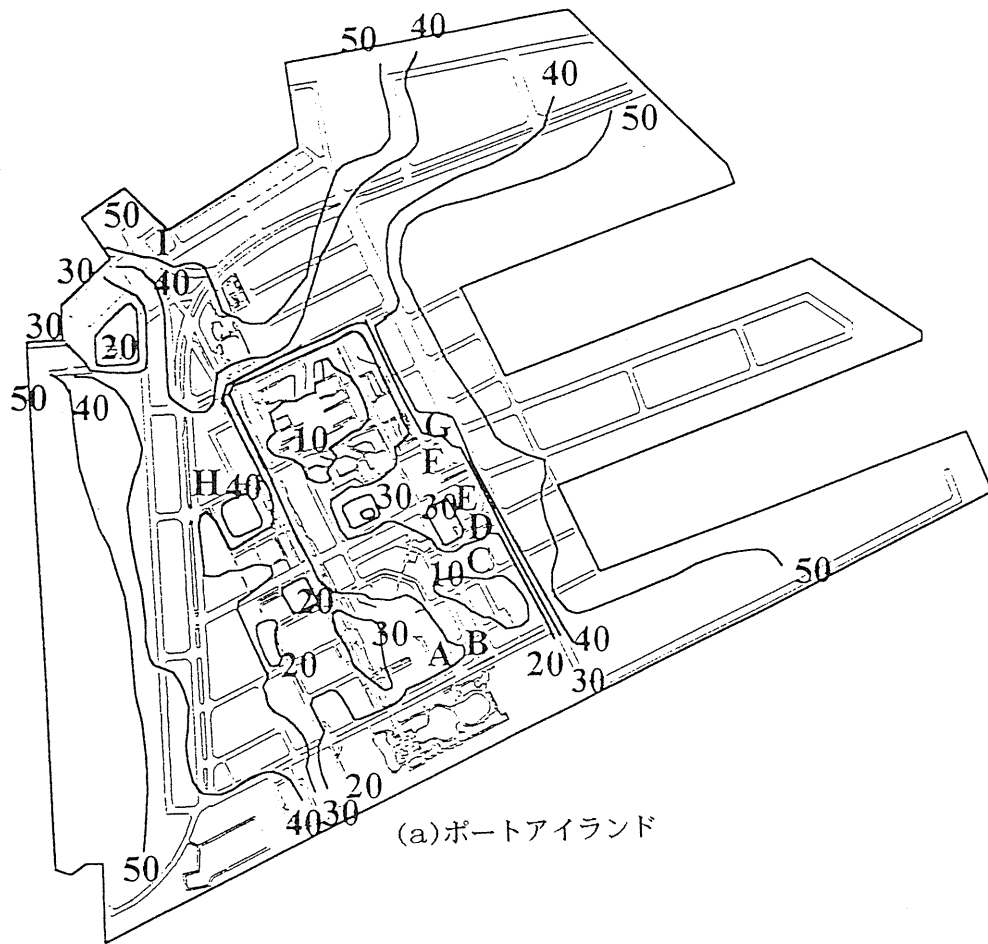


図3.2.4.1 ポートアイランド・六甲アイランドの沈下  
(時松、水野、加倉井による)



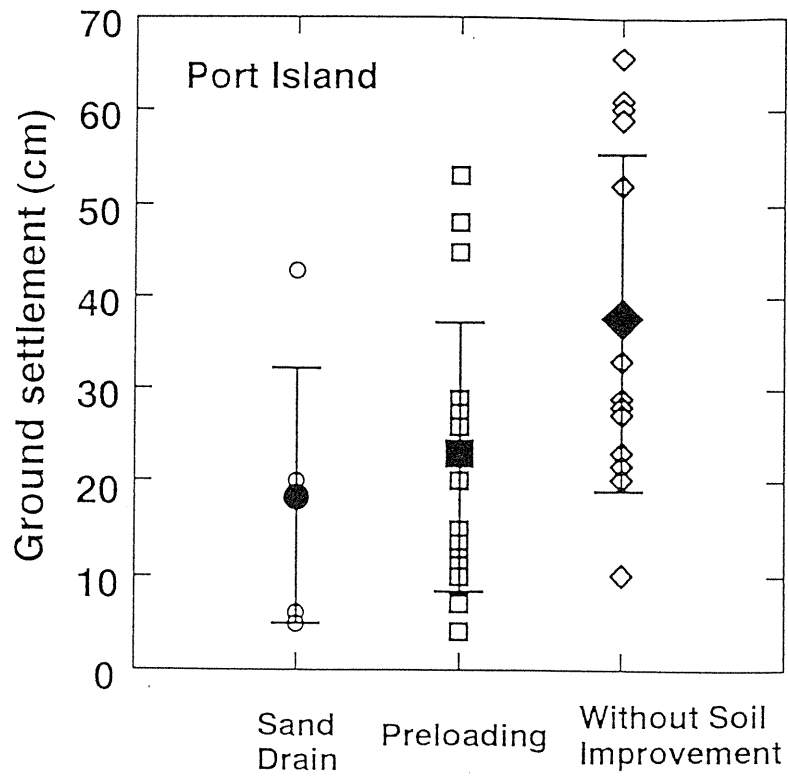
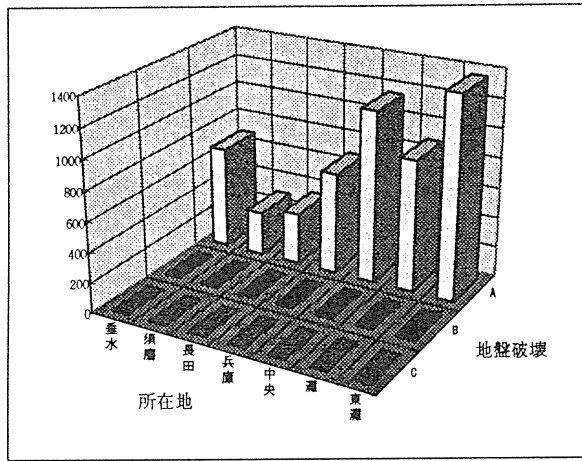
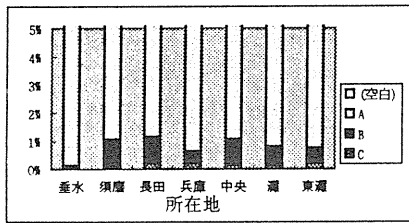


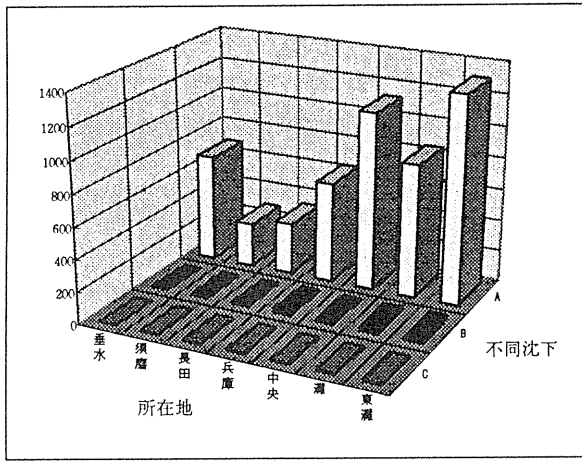
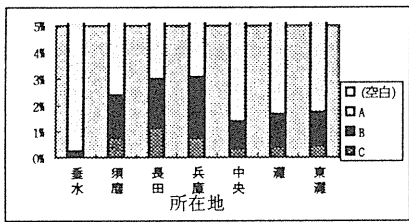
図3.2.4.2 六甲アイランドにおける地盤改良工法の効果  
 - 沈下量と地盤改良工法との関係 -  
 (時松、水野、加倉井による)

地盤破壊による沈下					
区	C	B	A	(空白)	総計
垂水	0	1	684	135	820
須磨	0	4	292	83	379
長田	1	4	343	87	435
兵庫	2	3	676	107	788
中央	2	12	1148	146	1308
灘	2	9	877	506	1394
東灘	4	9	1357	369	1739
総計	11	42	5377	1433	6863



(a) 地盤破壊による沈下

不同沈下による傾斜					
区	C	B	A	(空白)	総計
垂水	1	1	684	134	820
須磨	3	6	281	89	379
長田	5	8	329	93	435
兵庫	6	18	636	128	788
中央	5	13	1124	166	1308
灘	6	17	842	529	1394
東灘	8	22	1308	401	1739
総計	34	85	5204	1540	6863



(b) 不同沈下による傾斜

図3.2.4.3 所在地に見る基礎の被害 (RC造)

地上階数	不同沈下による傾斜				総計
	C	B	A	(空白)	
1	0	0	6	1	7
2	0	1	149	64	214
3	1	12	1045	270	1328
4	15	26	1553	509	2103
5	7	23	1070	323	1423
6	4	4	318	83	409
7	1	4	263	65	333
8	1	1	170	29	201
9	0	1	87	13	101
10	0	3	95	22	120
11	0	2	78	23	103
12	0	0	18	8	26
13	0	0	12	5	17
14	0	0	26	8	34
15以上	0	0	21	0	21
その他	5	8	293	117	423
総計	34	85	5204	1540	6863

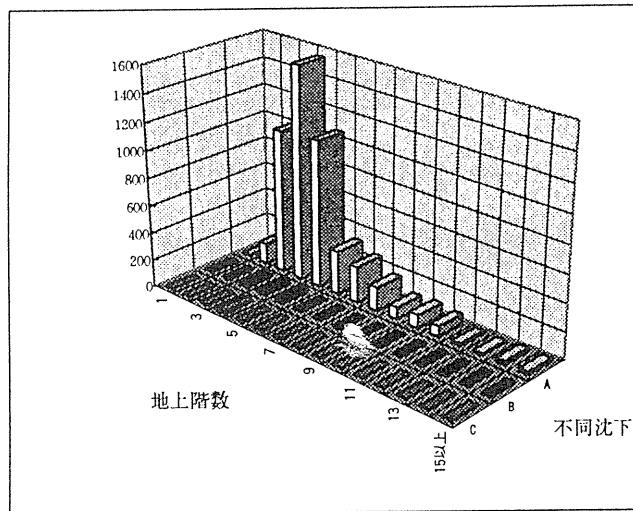
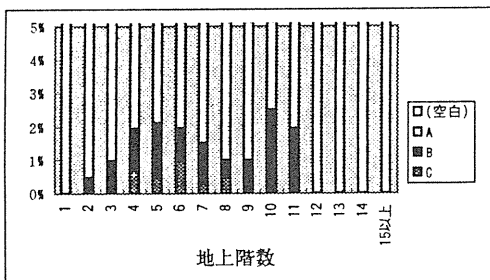


図3.2.4.4 階数別の不同沈下被害 (RC造)

地盤破壊による沈下					
危険度判定	C	B	A	(空白)	総計
危険	9	14	164	87	274
要注意	1	17	177	29	224
安全	1	11	5036	1279	6327
X	0	0	0	38	38
総計	11	42	5377	1433	6863

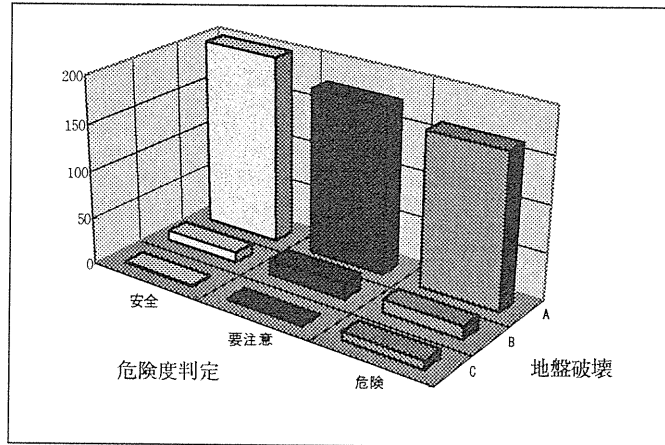
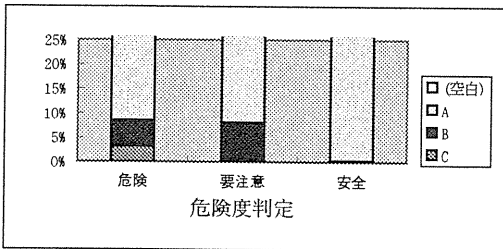


図3.2.4.5 地盤破壊と危険度判定とのクロス集計

不同沈下による傾斜					
危険度判定	C	B	A	(空白)	総計
危険	30	18	134	92	274
要注意	1	50	142	31	224
安全	3	17	4928	1379	6327
X	0	0	0	38	38
総計	34	85	5204	1540	6863

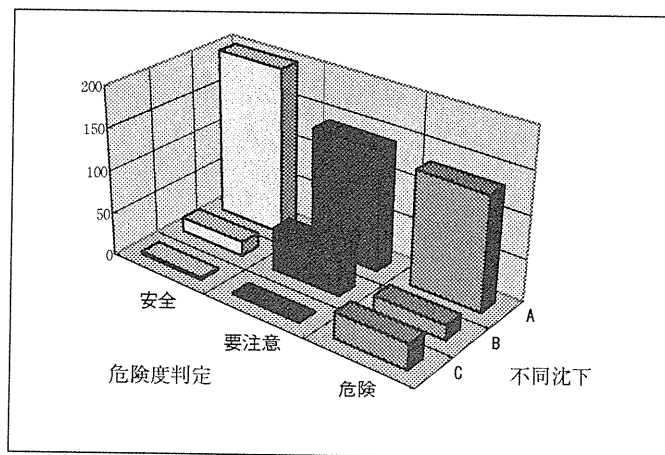
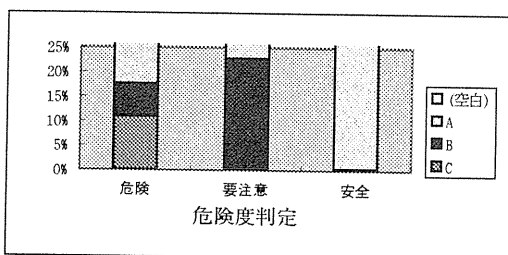
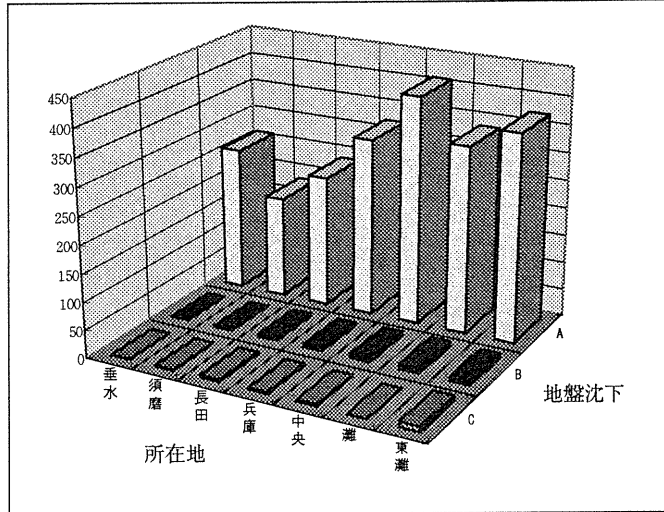
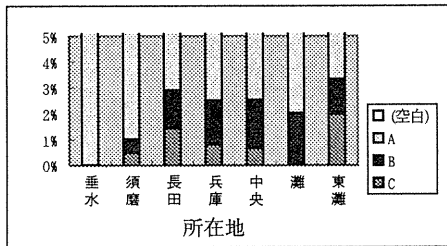


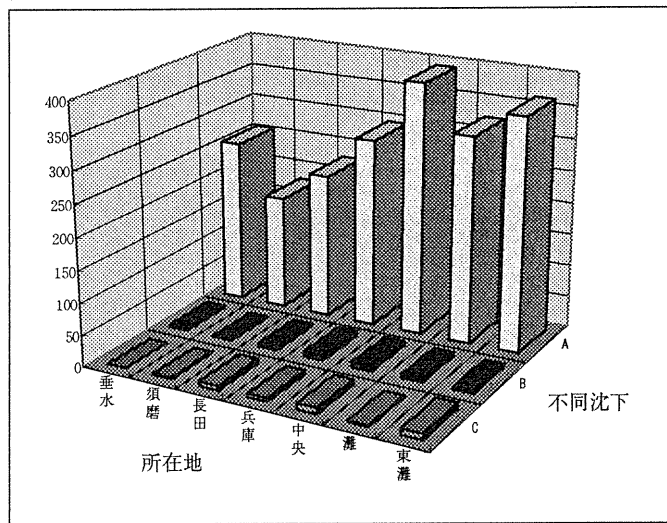
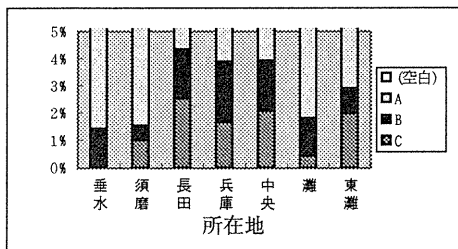
図3.2.4.6 不同沈下と危険度判定とのクロス集計

区	建築物周囲地盤の沈下				総計
	C	B	A	(空白)	
垂水	0	0	262	24	286
須磨	1	1	183	13	198
長田	4	4	237	32	277
兵庫	3	6	321	31	361
中央	3	8	410	13	434
灘	0	9	336	100	445
東灘	9	6	372	64	451
総計	20	34	2121	277	2452



(a) 周囲地盤の沈下

区	建築物の不同沈下勾配				総計
	C	B	A	(空白)	
垂水	0	4	257	25	451
須磨	2	1	179	16	445
長田	7	5	227	38	434
兵庫	6	8	295	52	361
中央	9	8	392	25	277
灘	2	6	323	114	445
東灘	9	4	363	75	451
総計	35	36	2036	345	2452



(b) 不同沈下勾配

図3.2.4.7 所在地に見る基礎の被害 (S造)

地上階数	建築物の不同沈下勾配				総計
	C	B	A	(空白)	
1	0	0	10	3	13
2	11	5	645	103	764
3	14	18	780	135	947
4	8	10	343	64	425
5	1	2	131	17	151
6	0	0	26	3	29
7	0	0	16	1	17
8	0	0	16	0	16
9	0	0	9	1	10
10以上	0	0	8	2	10
(空白)	1	1	52	16	70
総計	35	36	2036	345	2452

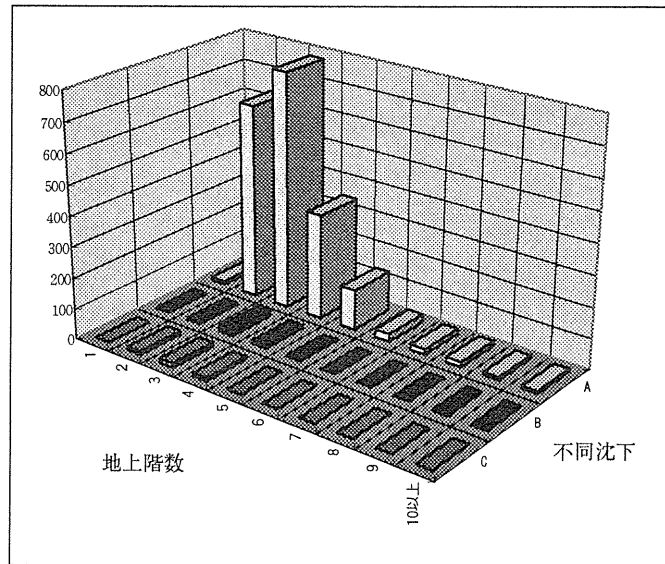
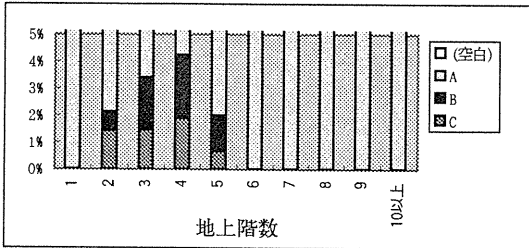


図3.2.4.8 階数別の不同沈下勾配 (S造)

危険度判定	建築物の不同沈下勾配				総計
	C	B	A	(空白)	
危険	33	17	260	84	394
要注意	1	18	429	49	497
安全	1	1	1347	198	1547
X	0	0	0	14	14
総計	35	36	2036	345	2452

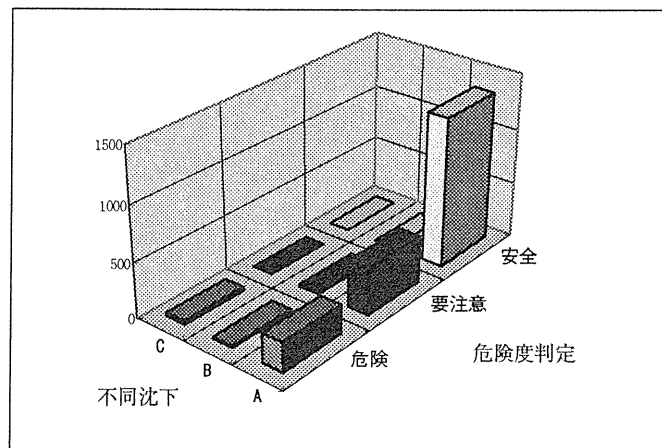
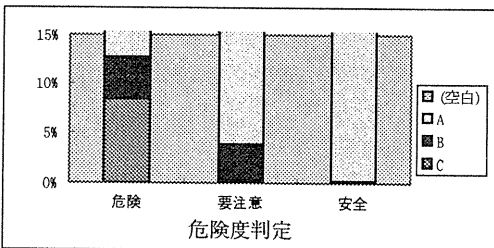


図3.2.4.9 不同沈下勾配と危険度判定とのクロス集計

危険度判定	建築物周囲地盤の沈下				総計
	C	B	A	(空白)	
危険	19	19	287	69	394
要注意	1	11	455	30	497
安全	0	4	1379	164	1547
X	0	0	0	14	14
総計	20	34	2121	277	2452

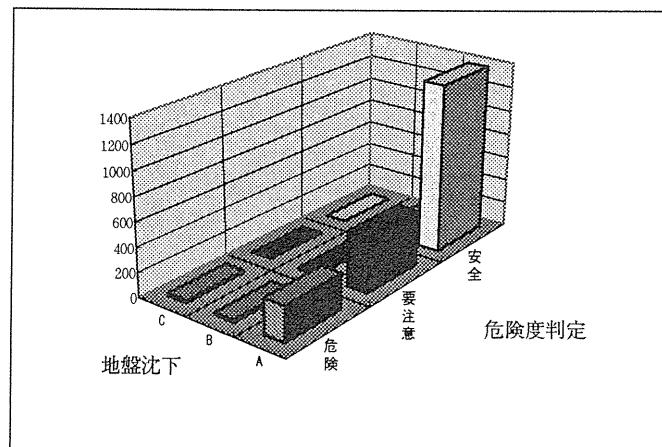
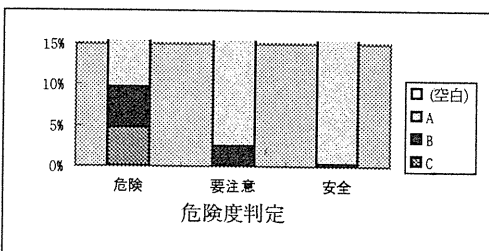


図3.2.4.10 周囲地盤の沈下と危険度判定とのクロス集計

区	建物の不同沈下				総計
	C	B	A	(空白)	
垂水	10	25	800	64	899
須磨	143	114	663	104	1024
長田	169	178	1234	177	1758
兵庫	127	100	755	134	1116
中央	133	70	874	75	1152
灘	223	68	778	130	1199
東灘	233	42	345	148	768
総計	1038	599	5450	832	7919

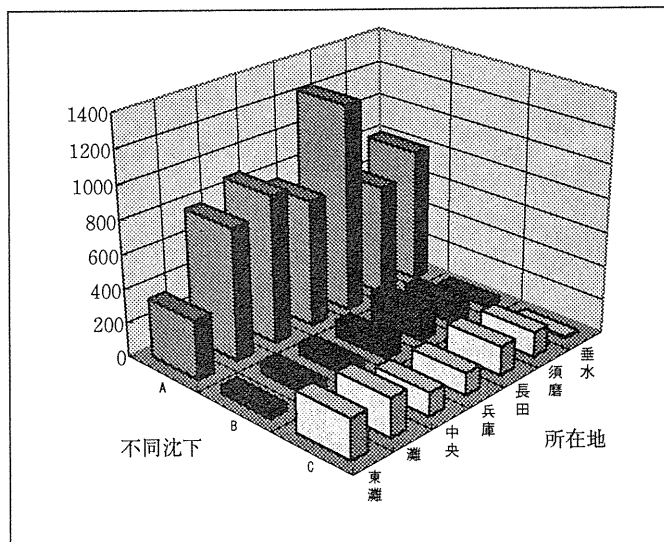
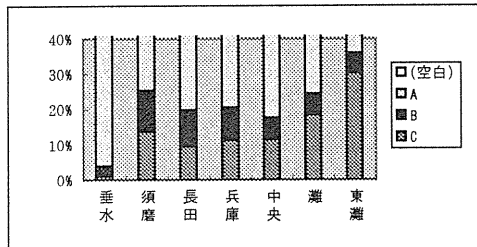


図3.2.4.11 所在地に見る建物の不同沈下（木造）

階数	建物の不同沈下				総計
	C	B	A	(空白)	
平屋	58	33	200	23	314
二階だて	901	519	4837	646	6903
複合	7	3	65	8	83
その他	1	7	54	13	75
記載無し	71	37	294	142	544
総計	1038	599	5450	832	7919

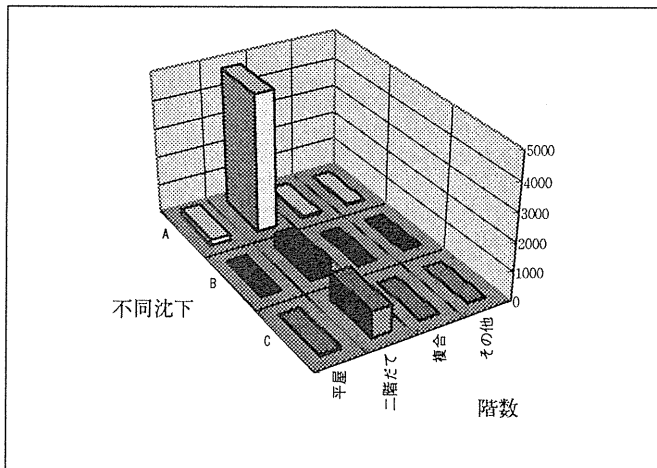
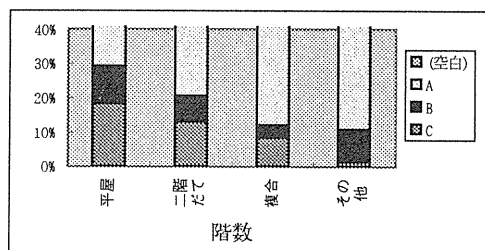


図3.2.4.12 建築物の不同沈下（木造）

危険度判定	建物の不同沈下				総計
	C	B	A	(空白)	
危険	1028	370	1394	520	3312
要注意	5	210	2251	158	2624
安全	5	19	1805	144	1973
X	0	0	0	10	10
総計	1038	599	5450	832	7919

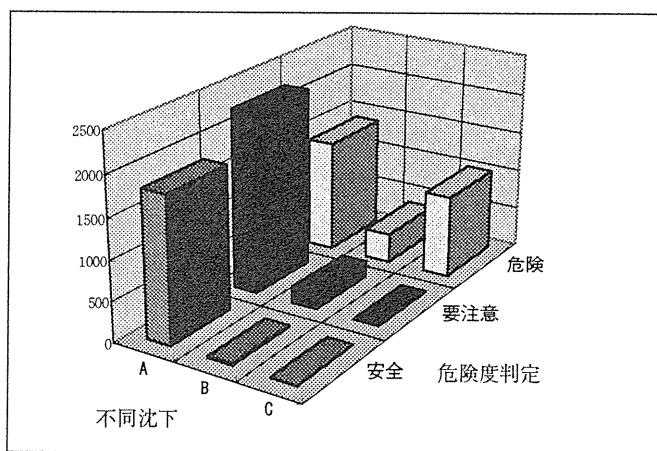
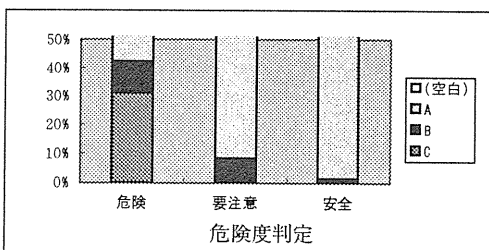


図3.2.4.13 不同沈下と危険度判定とのクロス集計

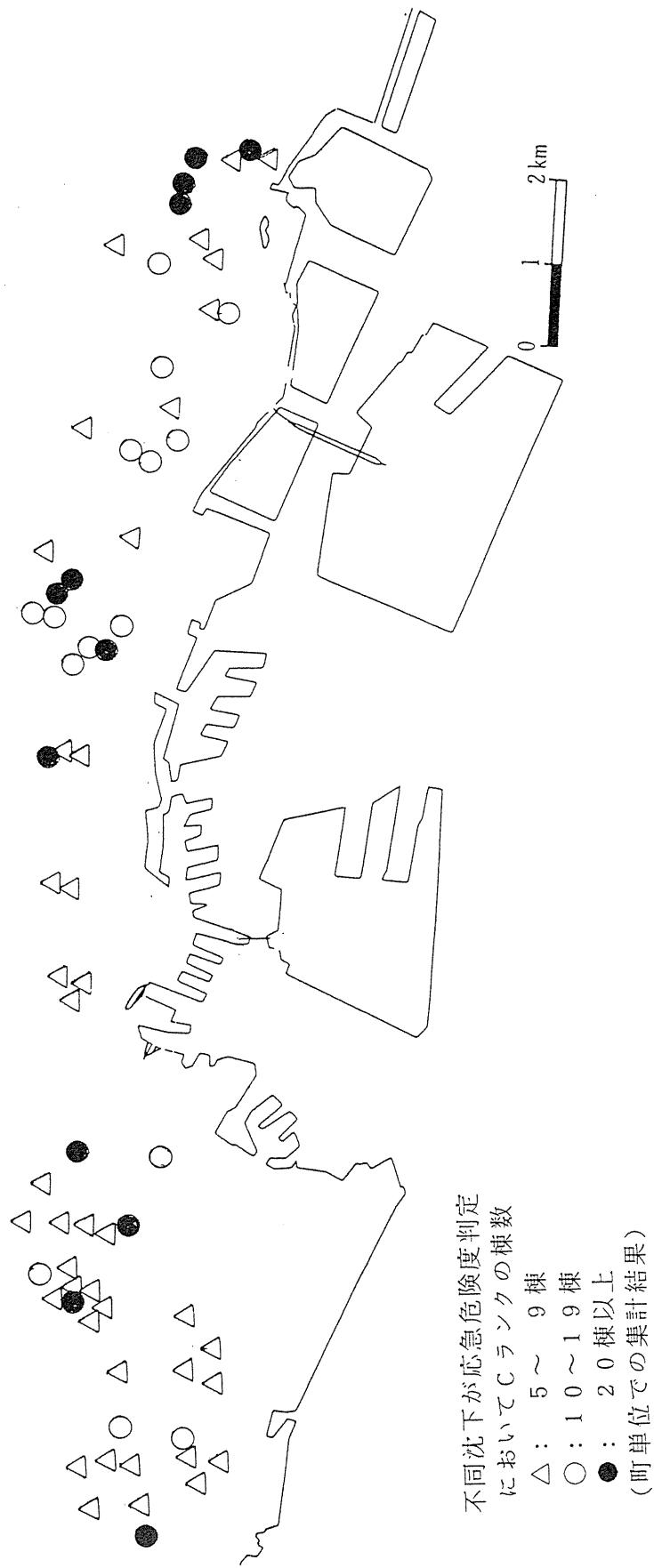


図3.2.4.14 木造建物の不同沈下状況

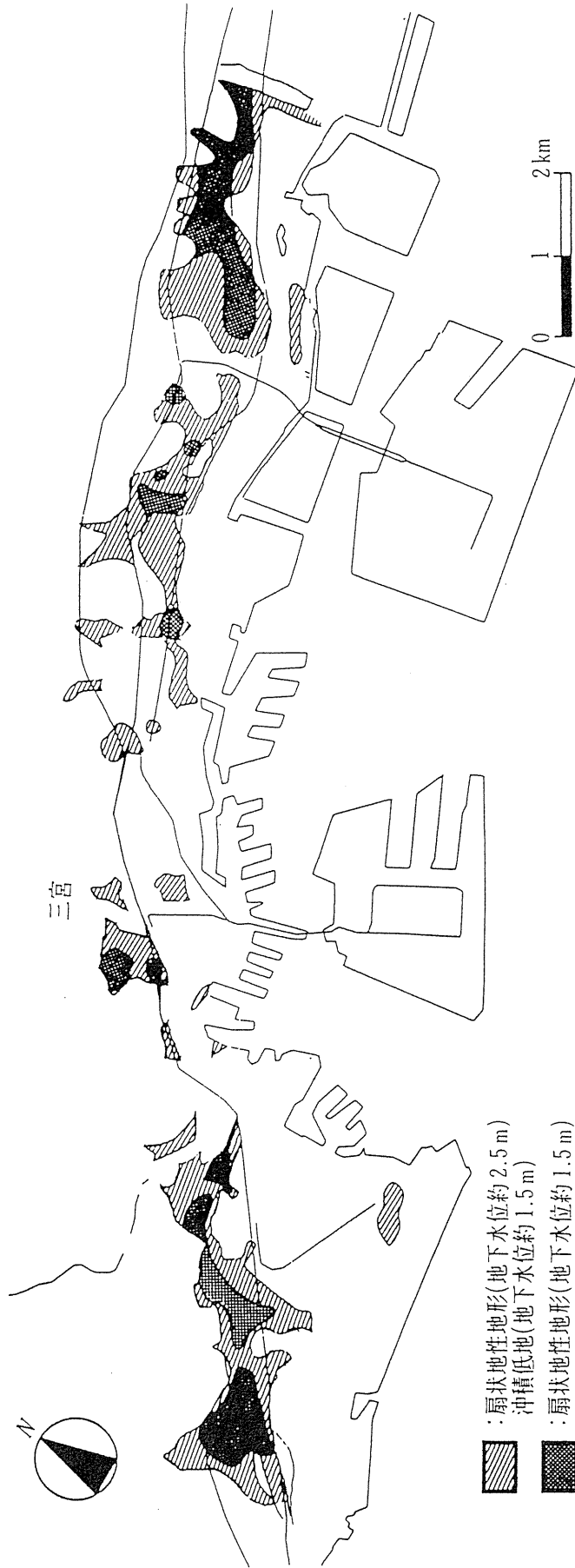


図3.2.4.15 扇状地性地形と沖積低地で地下水位が浅い地域の概略分布 (文献2)



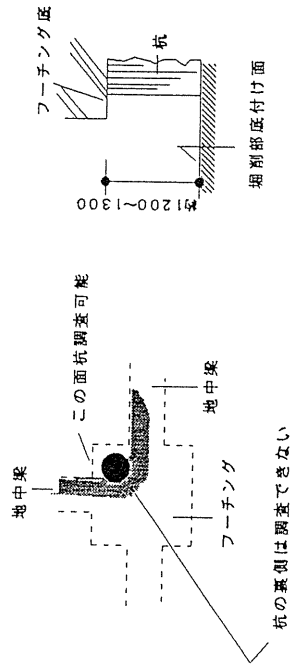
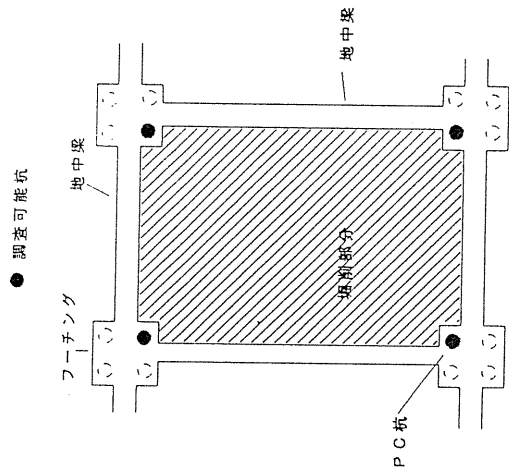
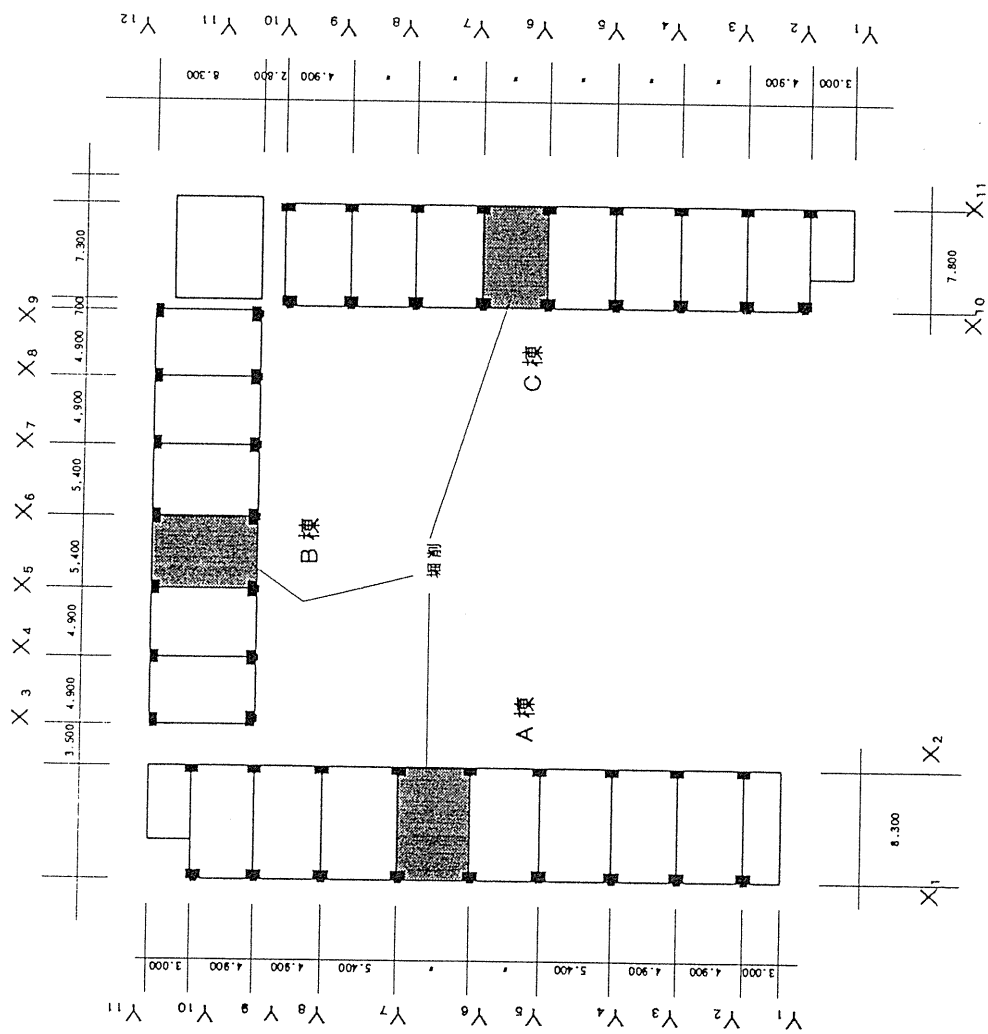


図3.2.4.16 12階建て集合住宅杭頭の掘削調査



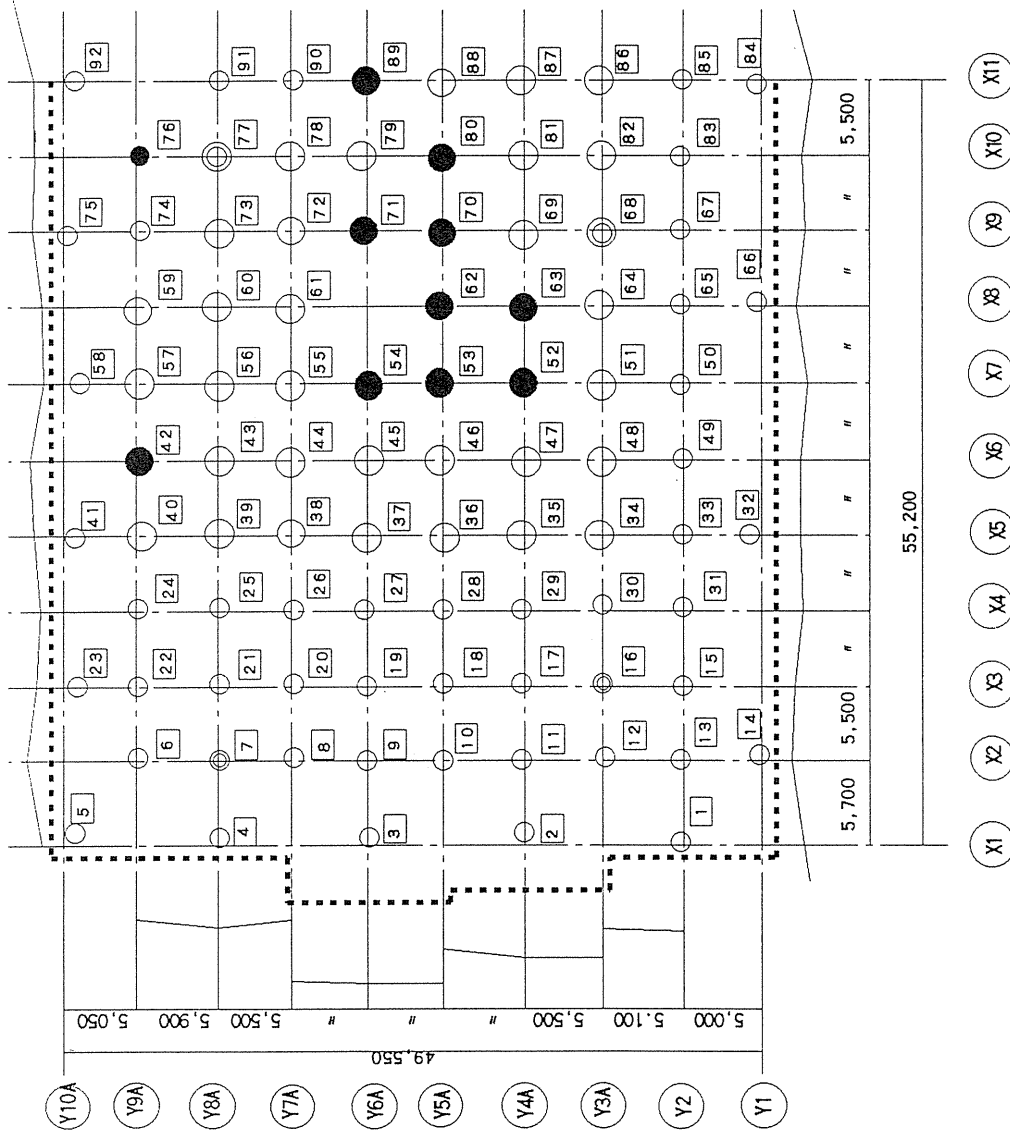


图3.2.4.18 杭调查位置

杭径1700mm(拡底部2900mm)  
コア深度GL-19m

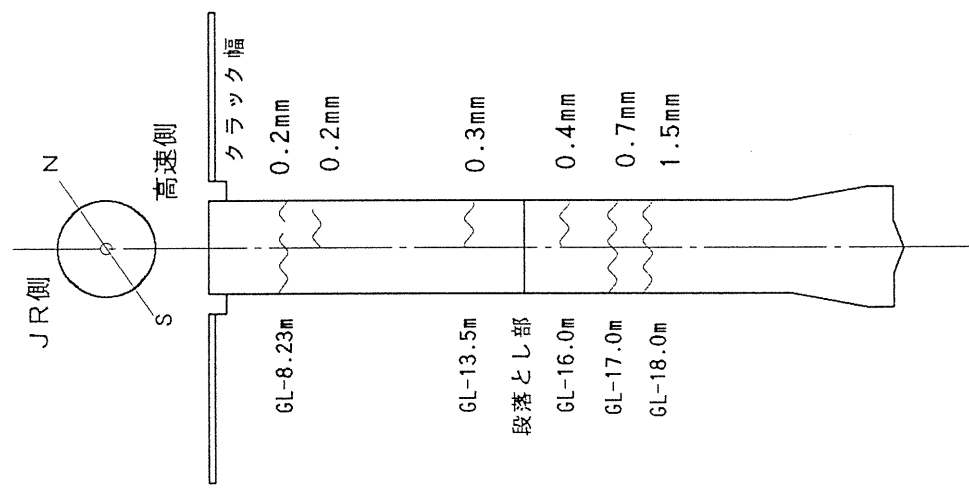
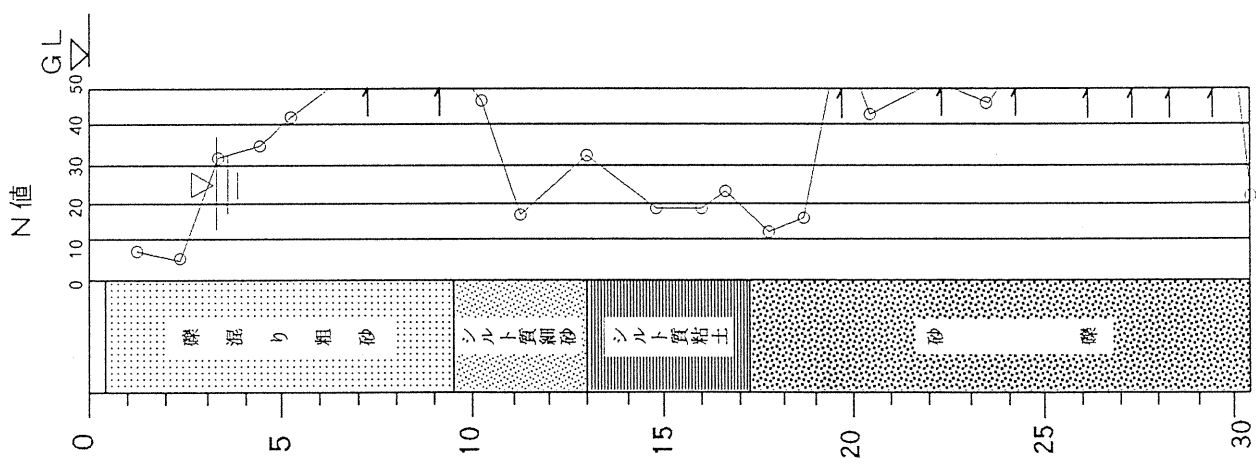


図3.2.4.19 場所打ち杭の被害

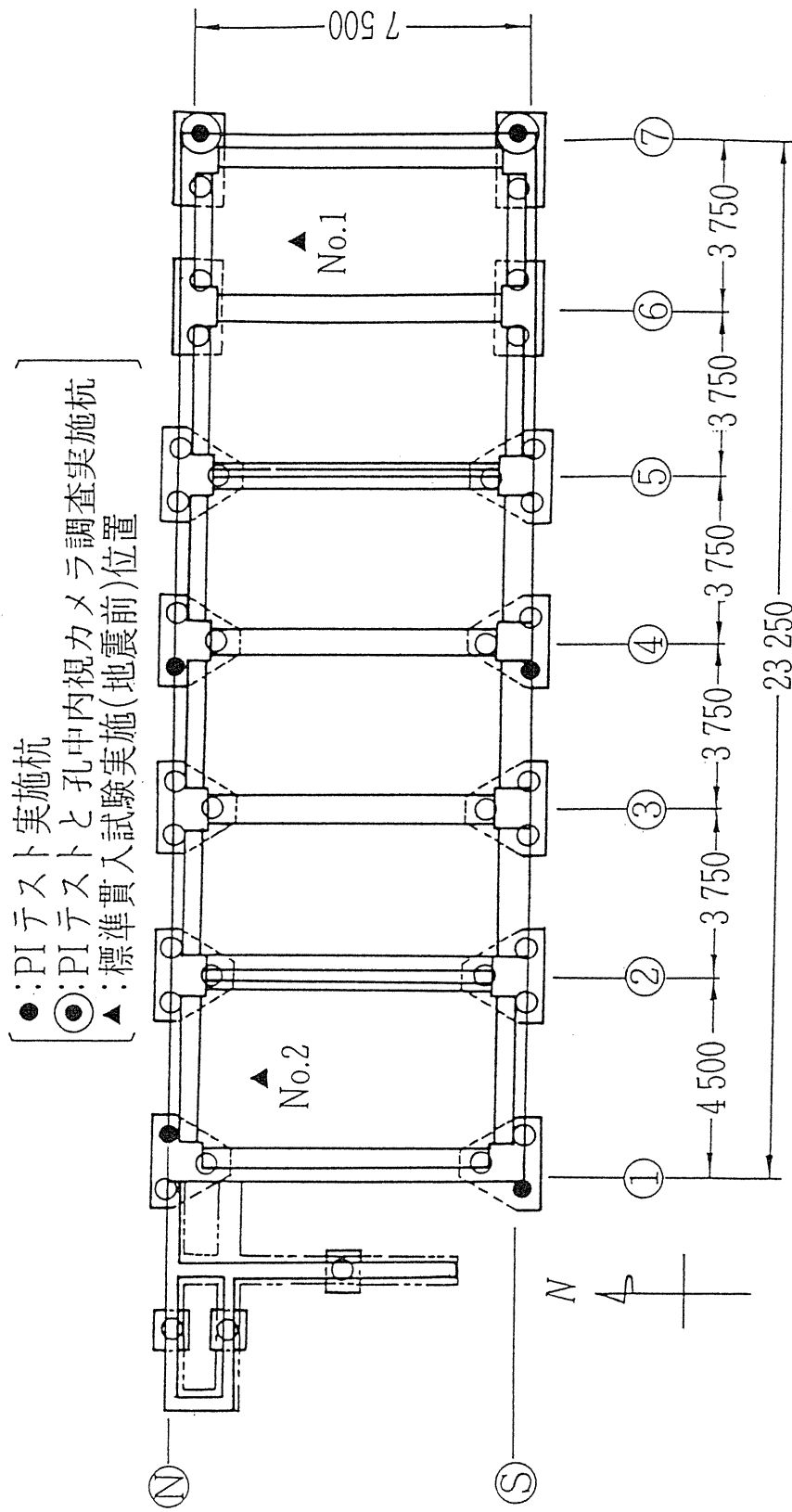


図3.2.4.20 基礎伏図及び杭調査位置

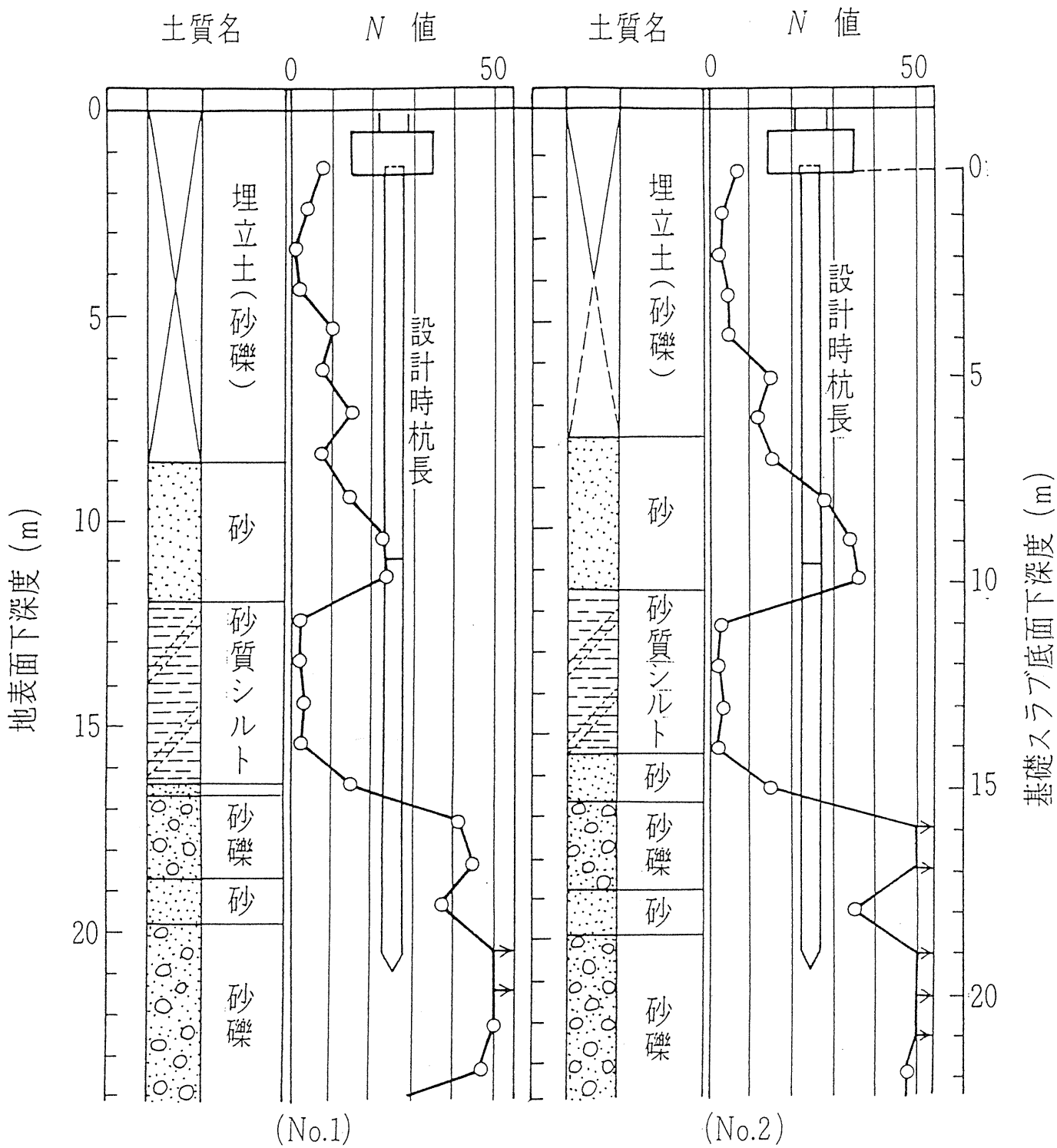
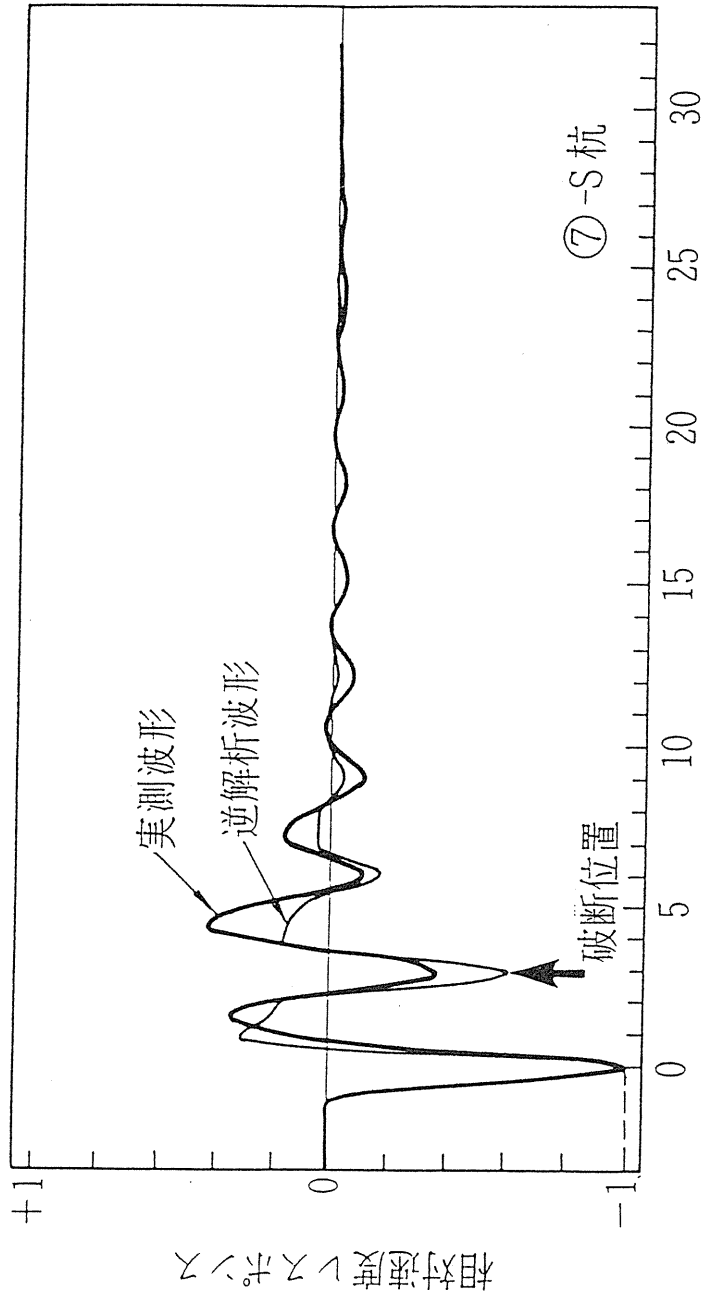
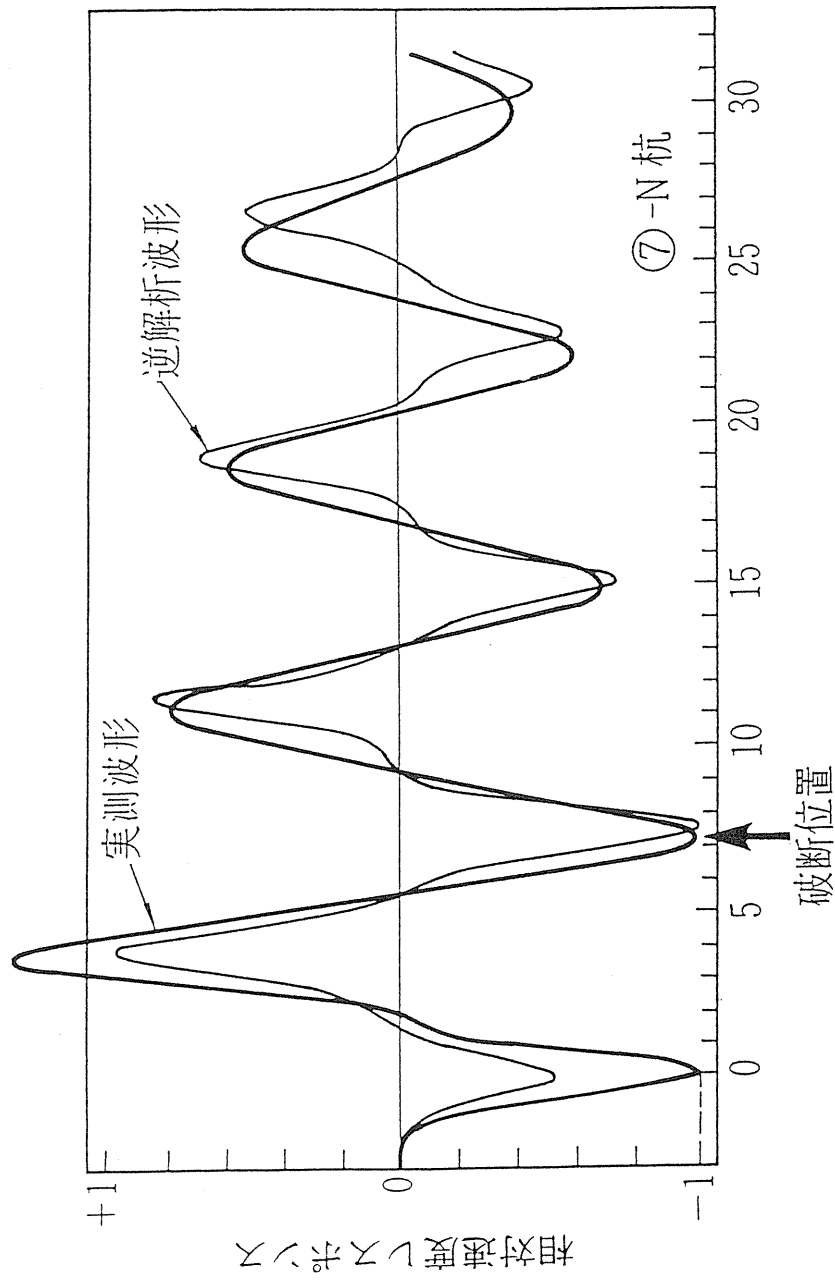


図3.2.4.21 ボーリング柱状図



センサー位置からの換算深度 (m)

図3.2.4.22 ⑦-S杭の弾性波非破壊試験結果



センサー位置からの換算深度 (m)

図3.2.4.23 ⑦-N杭の弾性波非破壊試験結果



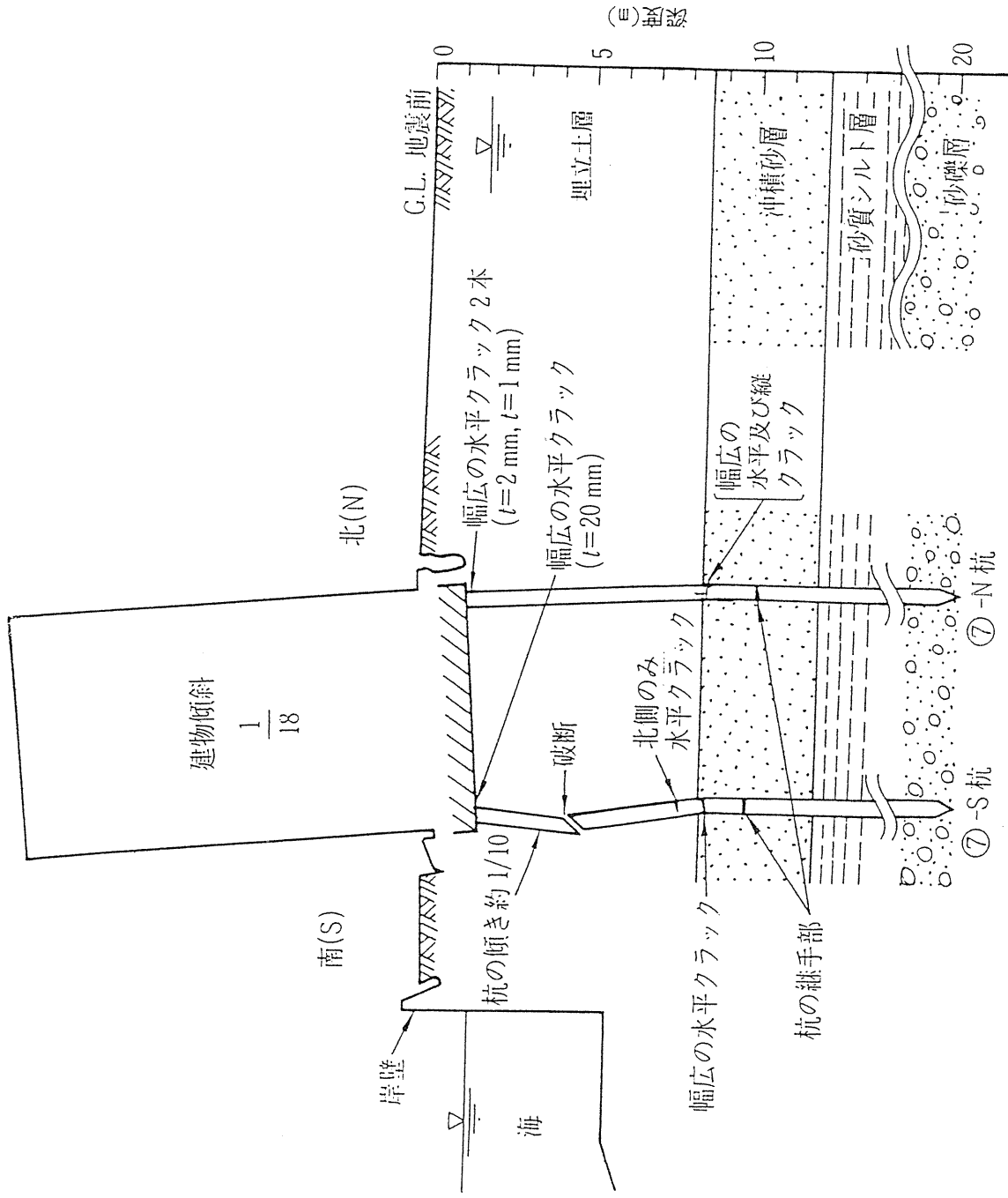


図3.2.4.24 ⑦通り杭被害模式断面図



### 3. 2. 5 非構造部材



### 3. 2. 5 非構造部材

#### (1) 非構造部材に関するマクロ分析の結果

中間報告書では緊急危険度判定(建築震災調査委員会緊急調査)による非構造部材のマクロ分析を報告した。ここでは、建築業協会が行った調査結果をもとに、非構造部材の被害状況に関する集計結果を報告する。

#### a) 建築業協会調査の概要

建築業協会調査は、1月～3月にかけて、同協会の会員が調査した建築物についてのデータを建築震災調査委員会の調査項目に読み替える形式で行われた。そのため、調査項目の全てに対して、必ずしも回答していない。その回答要領は、建築震災調査委員会緊急調査と同様である。

なお、この調査では、概ね、被害程度に無関係に対象建築物が抽出されており、構造体の被害の軽微なものも多く含まれている。また、建築年度が明らかになっているものが多い等の特徴がある。

調査票のうち、非構造部材の分析に関する部分を表3. 2. 5. 11に示す。RC造(SRC造を含む)とS造における、①倒壊又は崩壊、②大破、③中破、④小破以下の意味を表3. 2. 5. 2に示す。収集されたデータのうち県別の内訳を図3. 2. 5. 11に、神戸市内の区、兵庫県内の市、町別の内訳を図3. 2. 5. 2に示す。非構造部材に関しては、①ALC帳壁縦壁挿入筋工法②窓ガラス③PCカーテンウォール④ラスシートモルタル又はラスモルタル(以下ラスモルタル等)⑤RC下地タイルについて、調査が行われた。非構造部材の被害が脱落・落下に相当する損傷を表3. 2. 5. 3に示す。

#### b) 調査結果

構造体の被災度ランクと各非構造部材の被害程度との関係を図3. 2. 5. 3～9に示す。

①S造における構造体の被災度ランクとALCパネルの被害程度との関係を図3. 2. 5. 3に示す。S造における中破の被災度ランク判定の1条件として「外壁ALC板の1/3以上が落下し若しくは落下しそうになっている」があげられている。このため、構造体の被災度ランクとALCパネルの被害程度は独立した関係ではない。S造における窓ガラスの被害程度(図3. 2. 5. 5)と比べると、ALCパネルの(1/3以上脱落)+(1/3未満脱落)は、窓ガラスの(50%以上破損)+(各階に破損)より、構造体の同一被災度で見ると相対的に多い。

また、小破以下では脱落もないわけではないが、パネルの欠けやひび割れが多くなっている。

②RC造における窓ガラスの被害は構造体の被災度ランクが小さくなるにつれて小さくなり、窓ガラスの一部破損が相対的に多い(図3. 2. 5. 4)。構造体が大破、中破、小破以下の被害(すなわち倒壊又は崩壊以外)の建物について、竣工年別に窓ガラスの被害程度を見ると、1955年頃をピークに被害が減少している(図3. 2. 5. 6)。1978年2月20日宮城県沖地震における窓ガラスの被害報告(文献1)では次のように述べている。「窓ガラスの被害は硬化性パテどめのはめ殺し窓に多く、1965年頃からガラスの取り付けには弾性シーラントがさかんに使われるようになり、硬化性パテを用いたのはめ殺し窓が減少した」。新しい建物での被害の減少は構造体の耐震性能の向上ばかりでなく、窓ガラス工法や材料の改善が反映したものと考えられる。なお、建設省告示

第109号(1978年改正)で硬化パテどめのはめ殺し窓の使用が制限された。

③S造における窓ガラスの被害は、RC造と同様な傾向である(図3. 2. 5. 5)。

④調査範囲ではPCカーテンウォールはRC造、S造を合わせて、脱落、要補修が数件であった。

⑤S造におけるラスモルタル等は構造体の被災度ランクとあまり関係なく、一部脱落が目立つ(図3. 2. 5. 7)。

⑥RC造におけるRC下地タイル張りでは、小破以下で一部脱落、ひび割れが多い(図3. 2. 5. 8)。

⑦脱落したALC帳壁とラスモルタル等の5年毎の竣工年代分布を見ると、ラスモルタル等の脱落は1975年頃に多く、ALCは1970年頃に多い。全体として古い建物での被害が目立っている(図3. 2. 5. 9～10)。

#### c) 考察

日本建築学会「非構造部材の耐震設計指針」の強制変形角に対する設計目標にもとづいて、今回の地震は①地震の強さは「大地震」、②建物の重要性は「その他の建物」、③避難に及ぼす影響が「あり」と仮定すると、ここで対象とした非構造部材は脱落なしが設計目標となる。非構造部材の設計という点から見ると構造体が倒壊又は崩壊の場合、対応は困難であるので、構造体の被災度ランクが大破以下の建物を対象に検討を進める。図3. 2. 5. 11は非構造部材の損傷が脱落・落下に相当する被害(表3. 2. 5. 3)について、その比率を求めたものである。調査票で被害程度の分け方が各非構造部材ごとに統一がとれていないため、判断はむづかしいが、脱落・落下が多いのはラスモルタル、RC下地タイル、ALC、窓ガラスの順になる。

図3. 2. 5. 12は、RC造、SRC造で、タイル張りと窓ガラスの両者の被害状況を比較したものである。窓ガラスが無被害でタイルに何らかの被害ありの棟数は、タイルが無被害で窓ガラスに何らかの被害ありの棟数より大きくなっている。すなわちタイル張りの損傷は窓ガラスの損傷に先行して発生している。S造では、窓ガラスとALC帳壁、ラスモルタルの3者の被害状況を相互に比較した(図3. 2. 5. 13～15)。各図とも、対象建物は同一でこの3者の非構造部材を有する建物である。RC造(SRC造を含む)と同様に比較すると、ラスモルタルの損傷が先行し、ALC帳壁、窓ガラスの順になる。この順位は脱落、落下に相当する非構造部材の被害率(図3. 2. 5. 11)の順位と同じである。

中間報告書では建築震災調査委員会緊急調査のデータを対象にマクロ分析を行い、今回は建築業協会のデータをもとにマクロ分析を行った。建築震災調査委員会の対象建物は使用禁止となったものであり、結果として構造的に何らかの問題のあった建物であるのに対し、建築業協会の対象建物は損傷程度の小さい建物が多数含まれていた。調査対象の建物が異なるため、構造体被災度や非構造部材の損傷程度に違いが見られ、被害状況の分析にあたって、対象建物集団の特徴をよくふまえて分析する必要がある。このため、都市防衛的な観点からここでの分析結果を利用する際には注意が必要である。非構造部材被害の特徴という点では、2つのデータとも同様な傾向を示しており、緊急調査の対象建物は、損傷程度が高くなっている。

## (2) 非構造部材ごとの被害要因

### a) 被害の特徴

非構造部材の被害は、一般的に超高層建物ではきわめて少なく、ほとんどが30m以下の建物であった。以下、主な非構造部材ごとに被害の特徴を述べる。

#### ①カーテンウォール

構造体が崩壊、層崩壊したものを除けば、PCカーテンウォールの脱落はきわめて少ない。カーテンウォールの設計層間変形角と実際に履歴した構造体の層間変形角の関係は、まだ明らかになっていないが、おそらく設計層間変形角を超える層間変位が作用したものと考えられる。このためファスナー部に損傷等が発生しているが、脱落、落下等の危険度の高い被害には至っていない。

メタルカーテンウォールでは部分的な変形、シーリング材の破断等は見られたが、危険度の高い被害はきわめて少ない。

#### ②窓ガラス

硬化性パテどめのはめ殺し窓は例外なく破損していた。これまでの地震被害と同じである。1/1500~1/500の層間変形角(震度4程度)で破損すると考えられ、建設省告示第109号(昭和46年、昭和53年に改正)では、網入りガラスを除いて3階建て以上の場合、使用が制限されている。1965年頃から、ガラスの取り付けには弾性シーラントが盛んに使われるようになり、昭和53年(1978年)の告示改正時には、硬化性パテは、ほとんど使われていなかった。硬化性パテ以外の方法(弾性シーラントやグレージングチャネル)で固定された窓ガラスは条件にもよるが層間変形角1/200程度までは追従しうると考えられる。今回の地震では構造体の変形角が大きかったため、こうした窓ガラスでも一部に被害が見られた。被害は連窓形式の窓では建物出隅に被害が見られた。

#### ③鋼製玄関ドア

鋼製玄関ドアではSRC造、RC造の集合住宅におけるドア周辺の雑壁の破壊に伴って、ドア枠・蝶番・ドア本体の変形が生じ、ドアが開閉不能に至った。住民の室内からの避難が不可能になった。

#### ④ALC帳壁

S造では経済性の点からALC帳壁が一般によく用いられる構法であり、ALC縦壁挿入筋工法のひびわれ、脱落が数多くの建物で見られた。特に出隅、開口部まわりのひびわれ、脱落が特徴である。ALC帳壁の脱落(あるいは脱落寸前)といった著しい被害は何らかのS造構造体の被害か、出隅・開口部まわりの納まりの問題、施工上の問題と考えられる。

ALC帳壁の取付構法のうち、変形追従性の高い構法は、阪神地域ではあまり採用されていなかったが、被害の程度は少なかった。

#### ⑤ラスモルタル、ラスシートモルタル

ラスシートモルタルの被害状況が、今回の調査の範囲で、50%以上脱落しているもの、脱落はほとんどしていないが、下地から浮いている状況が認められるものと、様々な様子を示しているが、ラスシートモルタルの被害の中で、50%以上脱落しているものは多い。

ラスシートや金物の腐食の著しい場合が多い。ラスモルタルタイル張りの上にモルタルが重ね塗りされた厚塗り(厚さ60~70mm)のものもあった。ラスシートモ

ルタル工法でモルタルが厚塗りで重くなっている場合も多いが、重いこと自体が被害の原因ではない。もともと変形追従性の乏しい工法であったことに加え、腐食等で接合部が脆弱になっていたため破壊・脱落に至ったものである。

#### ⑥タイル張り

下地のコンクリートのひび割れに沿った、タイルのひび割れ・剥落が多く見られた。コンクリート下地のタイル張りは地震時以外でも剥落の危険性が指摘されている。コンクリートのひび割れを伴わないタイルの剥落も見られ、この被害は地震以前から剥離していた可能性も考えられる。

### b) 被害の要因

非構造部材の被害原因を大別すると次のようになる。

①想定以上の層間変位が非構造部材に作用した。非構造部材の設計にあたっては中地震程度を想定して、最大でも1/120程度の層間変位を想定するため、これを超えた層間変位が作用して非構造部材が破壊に至った。構造体の著しい被害による場合もこれに該当する。

②非構造部材自体が変形追従性に乏しかった。建設省告示第109号(昭和46年)は1978年宮城県沖地震のあと非構造部材の耐震安全性について規制が強化されたが、これ以前の建物があったり、対象となっていない非構造部材があった。

③ラスシートモルタル等の腐食など耐久性上の問題があった。また、必ずしも明確にはなっていない出隅、開口部まわりの納まりの問題があった。

④地震時に限らず、剥落の危険性が指摘されているコンクリート下地のタイル張り剥離の問題があった。

逆に被害がほとんどなかった非構造部材については、次のようなことが指摘できる。

①メタル系カーテンウォールのようにもともと変形追従性の高い材料構法であった。

②PCカーテンウォールや総ガラス構法のように当初から変形追従性を意図して設計・施工されていた。

文献1) 建築研究所災害調査団、「1978年2月20日宮城県沖地震による窓ガラスの破損に関する調査報告」建築研究資料 No. 23, 1978年10月

表3. 2. 5. 1 調査票（非構造部材関係分の抜粋）

建物概要	13. 構造（複合構造の場合、該当構造全てに印をつける。）	現場打ちRC造、プレキャストRC造、SRC造、S造、その他（煉瓦造、木造、梁鉄骨など）
被害概要	21. 被災度ランク	倒壊又は崩壊、大破、中破、小破以下、全焼（倒壊、大破、中破、小破）、部分焼（倒壊、小破）
	31. ALC帳壁縦壁挿入筋工法	1/3以上脱落、1/3未満脱落、パネルの欠けのみ、ひび割れのみ、無被害、該当工法なし、不明
	32. 窓ガラス破損状況	50%以上破損、各階に破損、一部破損、無被害、該当ガラスなし、不明
	33. 窓ガラス破損	震動による、火災による、震動+火災、不明
	34. PCカーテンウォール	脱落（枚／枚中）、脱落しかけ、要補修、無被害、該当工法なし、不明
	35. ラスシートモルタル又はラスモルタル	50%以上脱落、一部脱落、ひび割れのみ、無被害、該当工法なし、不明
	36. RC下地タイル	50%以上脱落、一部脱落、ひび割れのみ、無被害、該当工法なし、不明

表3. 2. 5. 2 RC造（SRC造を含む）とS造の被災度ランク

	RC造（SRC造を含む）	S造
倒壊又は崩壊	建築物の全体又は一部が倒壊又は崩壊した場合	建築物の全体又は一部が倒壊又は崩壊した場合
大破	①柱のせん断ひび割れ又は曲げひび割れによる鉄筋の露出及び座屈、 ②耐力壁に大きなせん断ひび割れ、が生じて耐力に著しい低下が認められる場合	①層に1/30以上の傾斜、 ②主要な構造部材に大きな局部座屈や全体座屈などの著しい損傷（筋かいの50%以上が破断した場合を含む）、 ③塔屋等屋上突出物の倒壊又は崩壊、が見られる場合
中破	①柱に典型的なせん断ひび割れ又は曲げひび割れ、 ②耐力壁にせん断ひび割れ、 ③2次壁又は非構造体に大きな損傷、 ④エキスパンションジョイント、渡り廊下、塔屋等建築物の付属部分に局所的な構造体の破壊、が見られる場合	大破及び小破以下に該当しない場合 例えば、 ①主要な構造部材に局部座屈などの損傷（筋かいの20%以上50%未満が破断した場合を含む）が生じている、 ②外壁ALC板の1/3以上が落下し若しくは落下しそうになっている、 場合等
小破以下	①柱及び耐力壁の軽微な損傷、 ②2次壁又は階段室のまわりにせん断ひび割れ、が見られる場合	①筋かいを除く部材、接合部及び基礎が変形しておらず、かつ、筋かいの破断率が20%未満の場合、 ②外壁ラスモルタルの全面又は一部が落下しても主要な構造部材に損傷がない場合

は本報告で対象とした非構造部材が「被災度ランク」の判定条件になっている部分

表3. 2. 5. 3 非構造部材の脱落・落下に相当する損傷

非構造部材の種類	調査票で脱落・落下に相当する被害
ALC帳壁	1/3以上脱落または1/3未満脱落
窓ガラス	50%以上破損または各階に破損
ラスシートモルタル・ラスモルタル	50%以上脱落または一部脱落
RC下地タイル	50%以上脱落または一部脱落

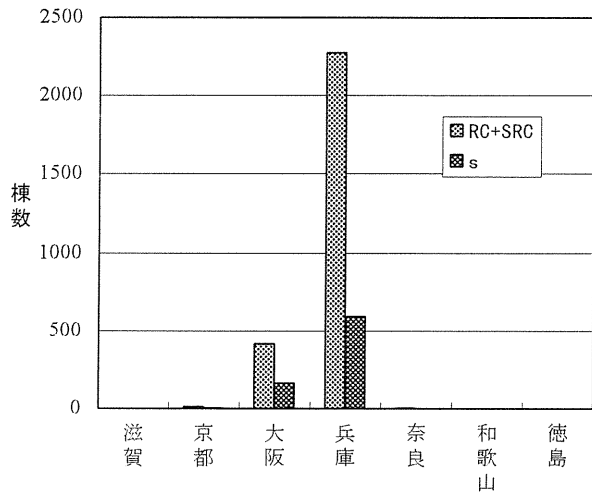


図3.2.5.1 県別調査棟数

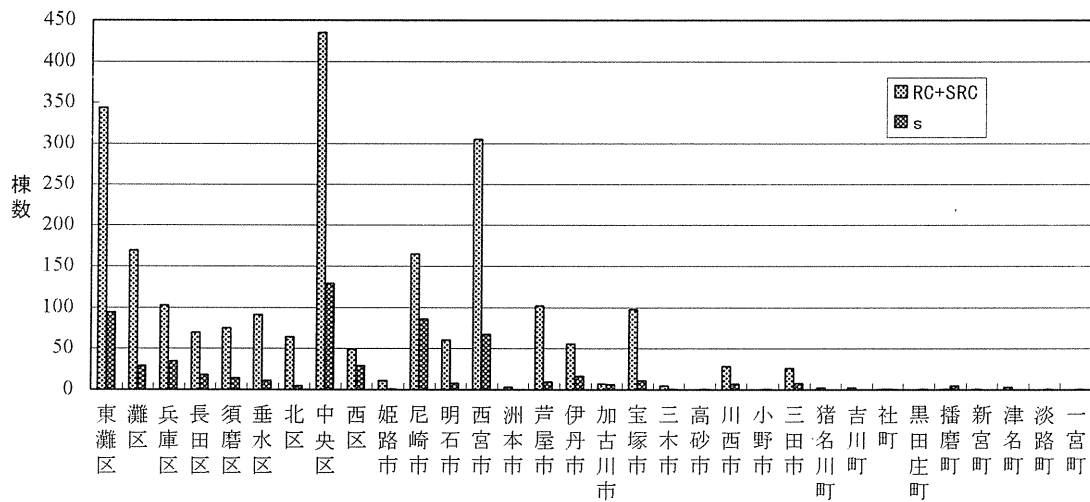


図3.2.5.2 兵庫県内調査棟数

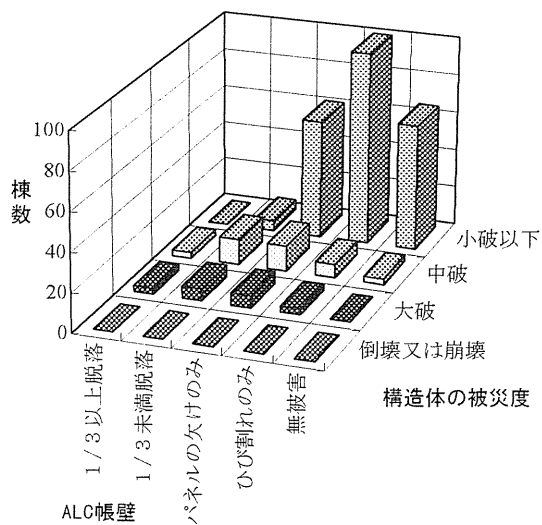


図3.2.5.3 S造における構造体の被災度とALC帳壁の被害

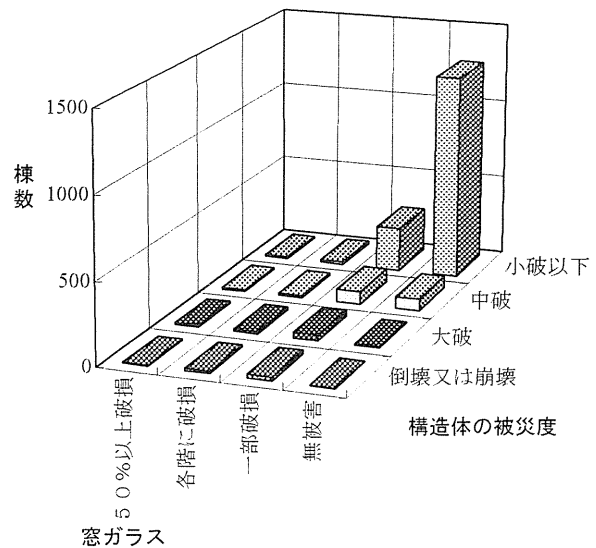


図3.2.5.4 RC造における構造体の被災度と窓ガラスの被害



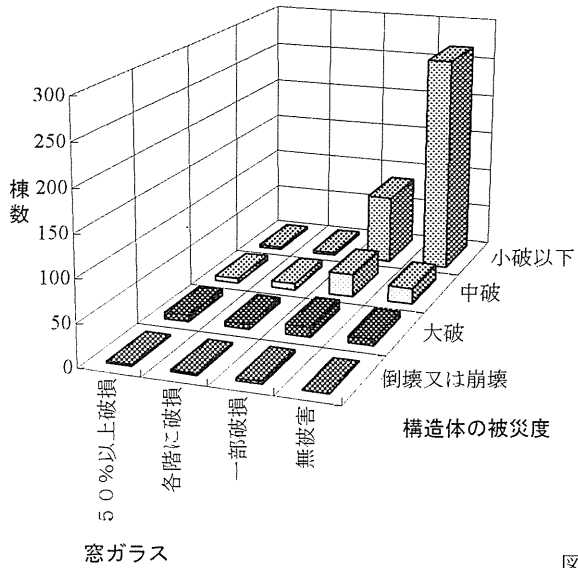


図3.2.5.5 S造における構造体の被災度と窓ガラスの被害

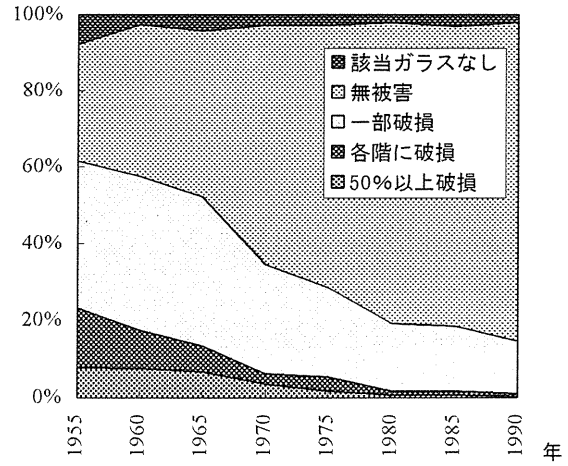


図3.2.5.6 窓ガラス被害の5年毎の竣工年代分布 (例えば1965年は1965～1969年竣工)

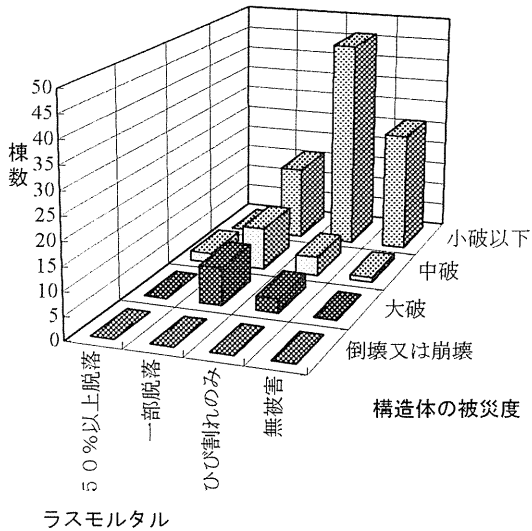


図3.2.5.7 S造における構造体の被災度とラスモルタル等の被害

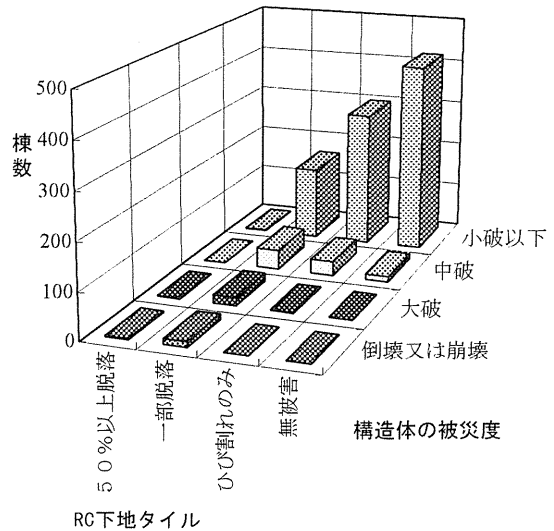


図3.2.5.8 RC造における構造体の被災度とRC下地タイル張りの被害

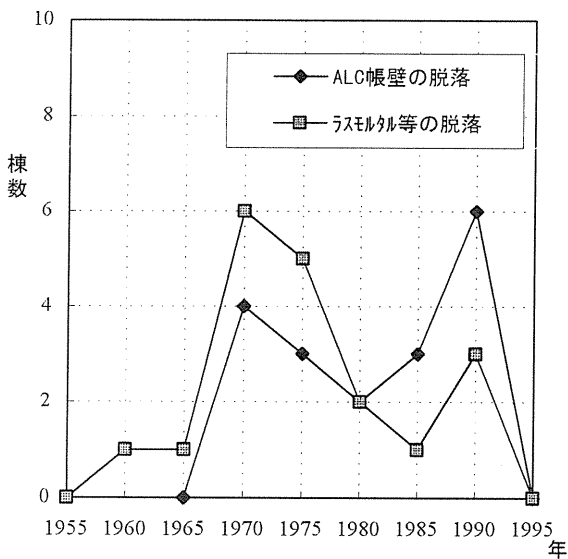


図3.2.5.9 脱落したALC帳壁とラスモルタル等の5年毎の竣工年代分布 (例えば1965年は1965～1969年竣工)

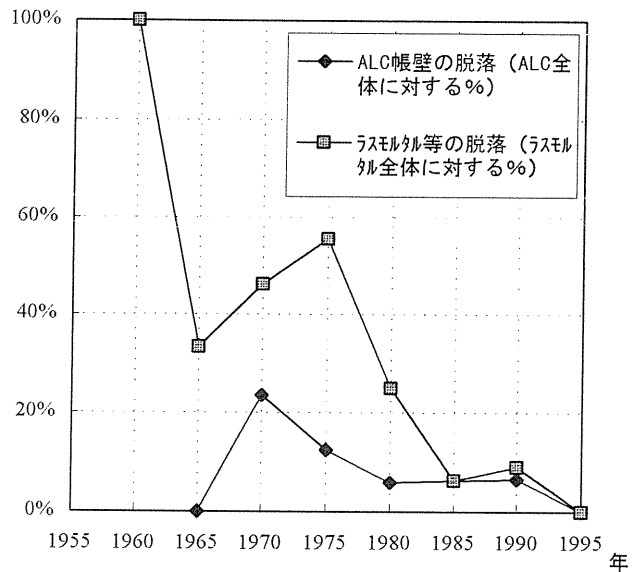


図3.2.5.10 脱落したALC帳壁とラスモルタル等の全体に対する割合 (例えば1965年は1965～1969年竣工)

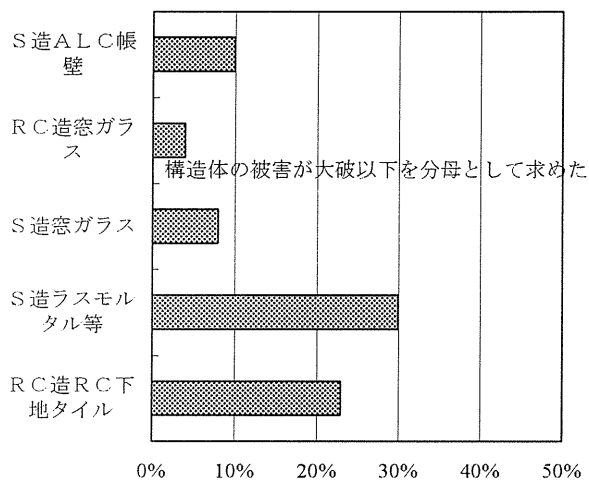


図3.2.5.11 脱落・落下に相当する非構造部材の被害率

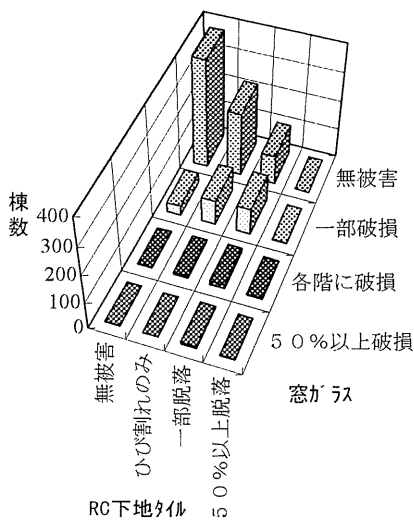


図3.2.5.12 窓ガラス破損状況×RC下地タイル (RC+SRC)

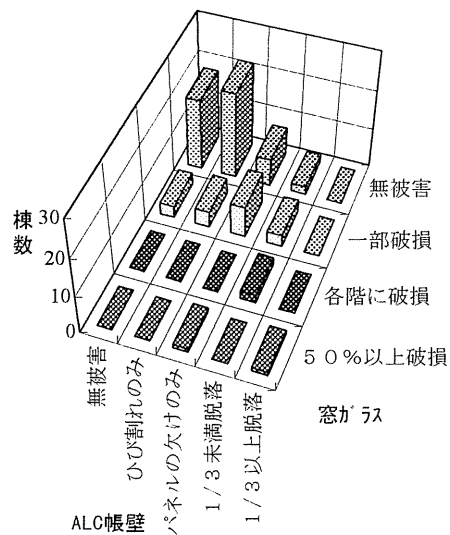


図3.2.5.13 窓ガラス破損状況×ALC帳壁 (S造)

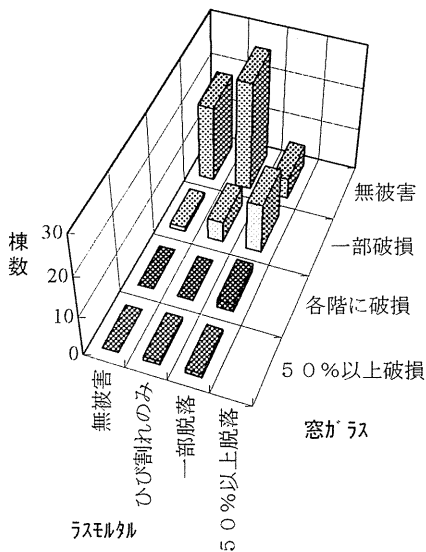


図3.2.5.14 窓ガラス破損状況×ラスモルタル (S造)

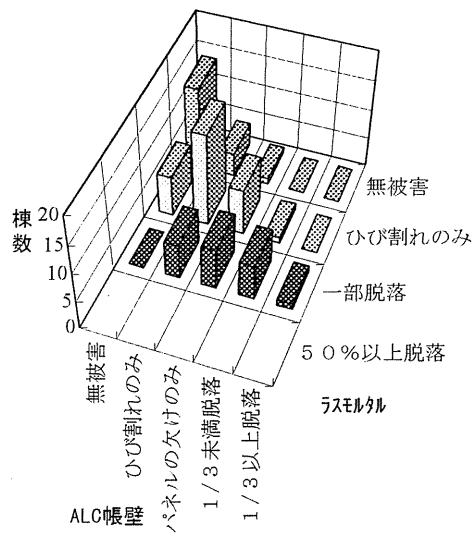


図3.2.5.15 ALC帳壁・ラスモルタル (S造)

### 3. 3 都市防災・火災



### 3. 3 都市防災・火災

中間報告では、建設省建築研究所が震災直後、火災発生箇所の焼け跡や火災によって周辺の建物が影響を受けた状況が残されたままになっている短い間に現地調査を実施した結果を中心に分析を行った。その際、市街地火災発生前の建物状況（地震による損傷を含む）が延焼のしやすさや方向、延焼速度及び焼け止まりに与えた影響や、消防活動などの人的要因について更に検討する必要があることを示した。

そこで（社）日本火災学会に震災火災調査連絡会が設けられ、震災後に発生した火災を調査した研究機関や大学の研究者等が集まり、各機関の調査資料の統合化を図るとともに、火災当日の延焼火災の燃焼状況などの映像資料の収集、火災発生箇所周辺の住民に対するアンケート調査の実施などが行われている。アンケートはまだ実施中であり、また、火災発生前の建物状況の詳細な資料や延焼の実態など、これらの作業の結果はまだ完全には整理されていないが、本報告では、これまでに震災火災調査連絡会で得られた資料を参照しつつ、中間報告以降、建築研究所の調査から得られた地震後に発生した火災についての分析結果を示す。

このほか、公園緑地などのオープンスペースが阪神・淡路大震災時に避難などに果たした役割などについての調査結果を示す。

#### 3. 3. 1 同時多発火災の発生状況

##### (1) 時刻・地域別発生状況

表 3. 3. 1. 1 は、神戸市各区内及び周辺地域で地震後、3 日間に発生した単独火災、市街地火災の数（神戸市内で発生した大規模な市街地火災の場合、数所から発生した火災が合流して1つの大きな延焼エリアとなってしまう区域があるが、ここでは、1つの延焼エリアを市街地火災の数としている。同時多発火災の発生状況を見るためには出火点ベースで掲載すべきであるが、出火点についての正確な整理がまだなされていないため、ここでは市街地火災については火災区域数としている。）を、時間の経過とともにまとめたものである。この表に掲載された火災は地震が原因であるか否かについての区別はなされていないが、時間を追って火災件数が減少することから、地震発生当日の1月17日や翌日の18日の火災の多くが、地震発生と何らかの関係をもったものが多いと考えられる。

この表で掲載されている地域で、この3日間に発生した計256件の火災中、95件（約37%）が地震直後の約13分という短い間に発生しており、震源に近い神戸市内ではこの傾向がさらに顕著にみられ地震後3日間の計138件の火災の半数近くの59件（約43%）がこの時間帯に集中していることがわかる。すなわち、同時多発火災というものが都市における直

表 3. 3. 1. 1 地震発生から3日間に神戸市と周辺地域で確認された火災の数

	1月17日				1月17日 合計	1月18日	1月19日	3日間 合計
	～6時	～9時	～12時	～24時				
東灘区	10	4	0	3	17	2	4	23
灘区	13	2	1	1	17	2	0	19
中央区	8	7	2	3	20	3	3	26
兵庫区	11	3	2	1	17	4	3	24
長田区	12	2	2	1	17	1	4	22
須磨区	4	7	2	0	13	2	1	16
垂水区	0	4	1	1	6	0	0	6
北区	0	0	0	1	1	0	0	1
西区	1	0	0	0	1	0	0	1
神戸市 小計	59	29	10	11	109	14	15	138
芦屋市	4	5	0	0	9	2	2	13
西宮市	11	13	2	4	30	2	3	35
宝塚市	2	0	1	1	4	0	0	4
伊丹市	2	5	0	0	7	0	0	7
川西市	1	2	0	0	3	1	0	4
尼崎市	3	3	1	1	8	0	1	9
明石市	0	1	4	1	6	1	0	7
淡路島	1	1	0	0	2	1	0	3
兵庫県 小計	83	59	18	18	178	21	21	220
大阪市	7	6	1	2	16	2	2	20
豊中市	2	3	0	1	6	1	2	9
吹田市	1	1	0	0	2	1	0	3
高槻市	1	0	0	0	1	0	0	1
堺高石	1	0	0	0	1	1	1	3
大阪府 小計	12	10	1	3	26	5	5	36
合計	95	69	19	21	204	26	26	256

（文献 1 及び自治省消防庁消防研究所資料より）

下型大地震をいかに端的に特徴づけるものであるかが容易に理解することができる。

同時多発火災が発生した場合、地域に配備されている消防力によってこれらの同時多発火災に対して初期段階での消火をすべて行うことが困難な場合があり、木造密集地域においては消火不可能となった火災が延焼拡大して市街地火災となる危険性が高い。

(2) 出火原因と建物構造被害

過去の地震でも、地震時の倒壊率と出火率との関係が深いと指摘されてきたところであるが、今般の地震においても建築物の地震動による被害の激しい地域からの出火が多かったと考えられている。そこで、神戸大学室崎研究室のデータベース（文献2）によって出火原因の推定が可能であった84件の火災（神戸市、尼崎市、西宮市、芦屋市、宝塚市、伊丹市、川西市で神戸大学が調査した181件の出火点のうち、97件は出火原因不明）について、出火建物の地震動による被害程度別に出火原因を集計し、地震動による被害程度別の棟数を母数とした出火率を算出し、その結果を表3.3.1.2に示した。

表3.3.1.2では、出火原因をガス関係（電気+ガスを含む）、電気関係（電気+ガスを除く）及びその他に分類している。また、全壊、半壊の棟数については、消防庁調べのデータ（文献4）から、神戸市、尼崎市、西宮市、芦屋市、宝塚市、伊丹市、川西市の各市内分、合計棟数は、日本建築学会都市計画部会関西支部及び日本都市計画学会近畿支部が合同で実施した被災度調

査及び兵庫県による補足調査の結果を建築研究所が集計したもの（被災度調査、文献3）を用いている。被災度調査の範囲は、上記各市のエリアの全域ではなく、その内部の被災の比較的大きい地域についての集計となっている。

表3.3.1.2から出火率のみを図3.3.1.1に示す。ガス関係が原因の火災は、地震動による被害の程度が多きほど出火率が高い。建物の損壊がガス配管に損傷を与えて漏洩を引き起こした結果と考えられる。一方、電気関係が原因の火災は、建物の被害がなくても火災が同様の比率で発生している。この場合、家の中が地震の強い揺れによって家具が倒れ、物が散乱している状態のところに、壊れた金魚鉢から飛び出たヒーター、転倒した電気ストーブ、コードの引きちぎれ等の状況が重なり、電気が復旧されたこと及び居住者が避難等によって出火場所近傍におらず初期消火がなされなかったことによって出火したものと考えられる。これらのことより、建物を倒壊させないようにすることや、家具・器具を転倒させないことは、地震時に人命を守るとともに、出火原因を減らすことにより、同時多発火災の件数を減らし、結果的に市街地大火を発生させないことにつながる事がわかる。

図3.3.1.2は、出火建物の地震動による構造被害程度と出火した火災の延焼状況の関係を示している。構造被害がない場合であっても集団火災となる場合が見受けられるが、全体的にみれば、全壊・半壊の構造的被害のある場合に集団火災となった傾向が顕著に示されている。

表 3.3.1.2 出火建物の被害程度・出火原因別出火率

出火率の単位は (×10<sup>-5</sup>件/棟)

被害程度	棟数	ガス		電気		その他		不明		合計	
		件数	出火率	件数	出火率	件数	出火率	件数	出火率	件数	出火率
全壊	93,567	10	10.7	4	4.3	11	11.8	32	34.2	57	60.9
半壊	90,908	5	5.5	4	4.4	1	1.1	14	15.4	24	26.4
その他	358,525	8	2.3	18	5.0	11	3.1	33	9.2	70	19.5
不明		1		6		5		18		30	
合計	543,000	24	4.4	32	5.9	28	5.2	97	17.7	181	33.3

神戸大学資料（文献2）、建築研究所資料（文献3）及び消防庁資料（文献4）より作成

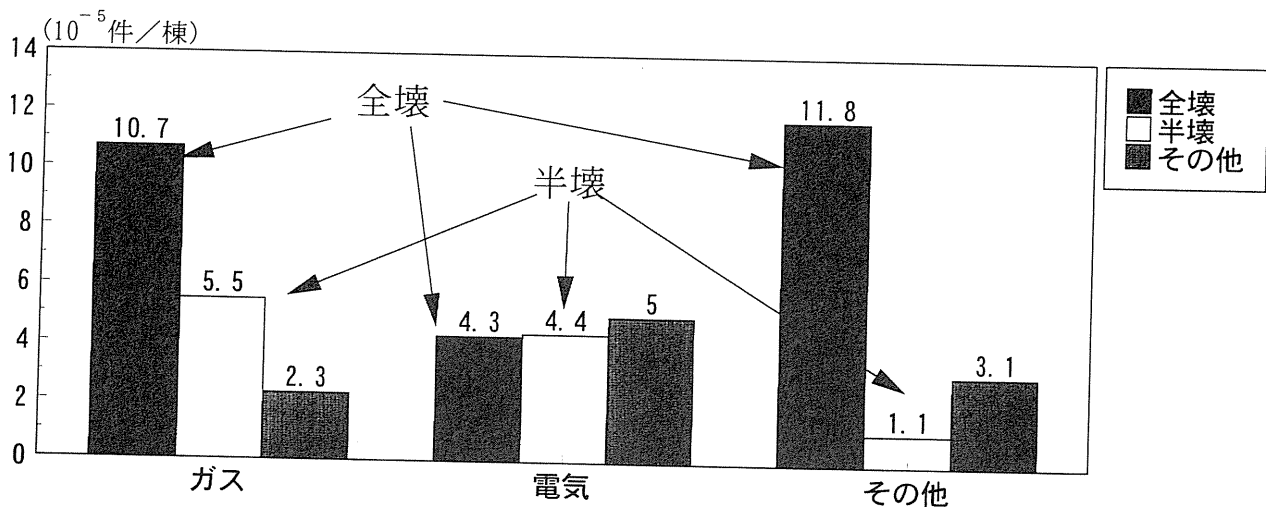


図 3.3.1.1 出火建物の被害程度・出火原因別出火率

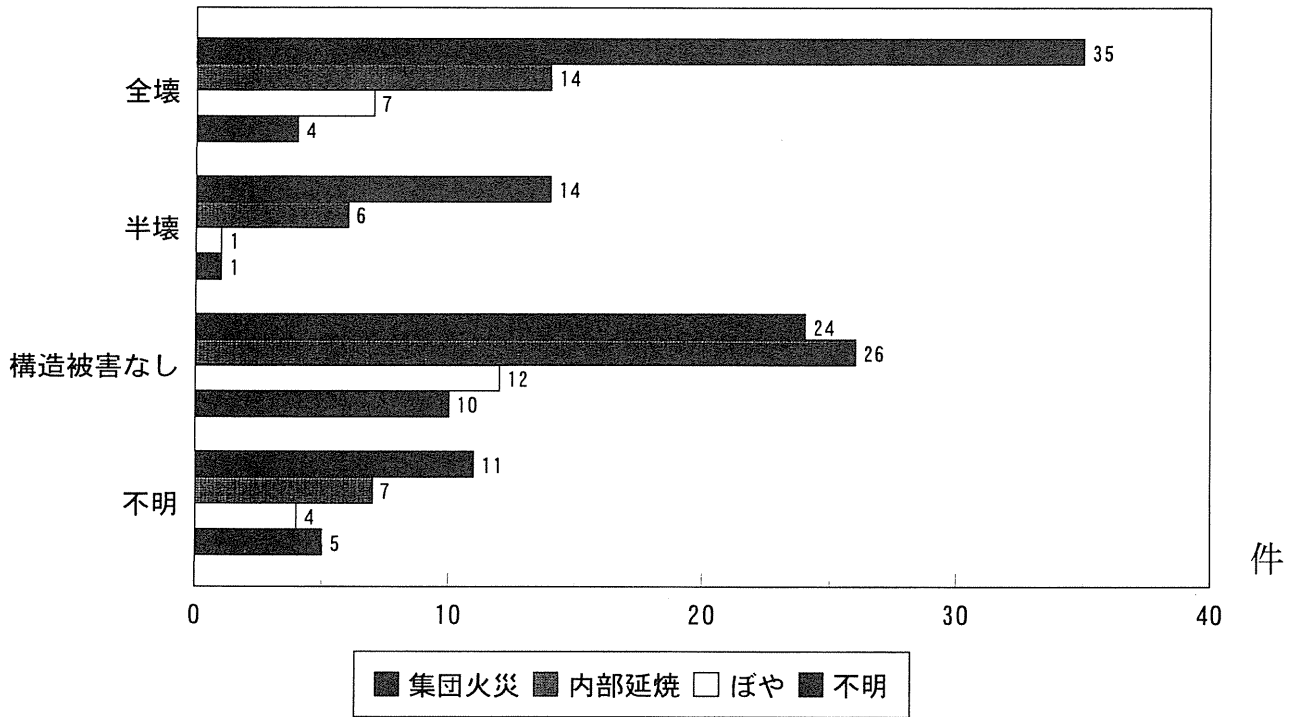


図 3.3.1.2 出火建物の構造被害程度別延焼程度（神戸大学調査資料、文献 2 より作成）

以上見てきたことより、直下型地震が発生したときに全壊・半壊となる建物の数を減らせれば、同時多発火災の数を減らすことになるとともに、発生した火災が延焼拡大しやすくなるケースを減らすことになり、結果的に地震後に発生した火災が市街地火災となることを防止することにつながる事がわかる。

なお、以上の分析に用いた神戸大学の調査、及び次に示す建築研究所の調査について表 3.3.1.1 に比べて市区別にどの程度把握しているかを表 3.3.1.3 に示す。

神戸大学で調査した 181 ケ所の出火点のうち、2 出火点は同一の火災区域からの火災であるので、火災区域数としては、180 ケ所となる。

建築研究所で調査した 150 ケ所の火災のうち、単体火災でとどまったものは 73 ケ所、1,000 m<sup>2</sup>未満の集団火災となったものは 33 ケ所で、残りの 44 ケ所が 1,000 m<sup>2</sup>以上の焼失面積のある市街地火災となった。建築研究所調査では焼損面積の大きかった市街地火災の火災区域をほぼ網羅していると考えられる。

表 3.3.1.3 神戸大学調査及び建築研究所現地調査対象火災数と全発生火災数との比較（地震後 3 日間）

	10 m <sup>2</sup> 未満	1000 m <sup>2</sup> 未満	1000 m <sup>2</sup> 以上(単体)	1000 m <sup>2</sup> 以上(市街地)	消防研火災数	神戸大調査数	建築研調査数(17-19日分)	全火災数
東灘区	2	14	1	6	23	21	18	25
灘区	1	8	1	9	19	18	16	19
中央区	3	17	1	5	26	21	22	27
兵庫区	5	11	0	8	24	14	13	24
長田区	1	6	0	15	22	22	17	25
須磨区	5	5	0	6	16	11	7	16
垂水区	4	2	0	0	6	5	0	6
北区	0	1	0	0	1	1	0	1
西区	0	1	0	0	1	1	0	1
神戸市 小計	21	65	3	49	138	114	93	144
芦屋市	3	10	0	0	13	14	13	16
西宮市	11	22	1	1	35	31	30	38
宝塚市	3	1	0	0	4	4	0	4
伊丹市	5	2	0	0	7	7	0	7
川西市	3	1	0	0	4	3	0	4
尼崎市	7	1	0	1	9	7	0	9
明石市	5	2	0	0	7	0	1	7
合計	58	104	4	51	217	180	137	229

（消防研火災数及び焼損面積別火災数は消防研究所の資料による。全火災数は、各調査の和集合による。）

### 3. 3. 2 市街地火災の延焼と焼け止まり

#### (1) 比較的小規模な火災の延焼状況

中間報告書では、焼失面積 1,000 m<sup>2</sup>以上の火災区域を対象として、その焼失面積や焼失率（関係する町丁目の市街地面積の合計に対する焼失面積の比）と従前の市街地状況との関連性について分析を行い、その結果、“木造率×ネット容積率”や、“一棟当たり平均宅地面積”などの指標について、ある値を境に比較的大規模な火災が発生していることが明らかになった。

本報告では、焼失面積が 1,000 m<sup>2</sup>未満の火災区域に注目し、これらの火災区域と従前の市街地状況、建築物の構造的な被災度との関係について分析を行う。分析の対象とした火災は表 3.3.2.1 に示す通りである。また、この内、建築研究所が実際に調査した地区について、図 3.3.2.1 に示す。

図 3.3.2.2 は、分析の対象とした火災区域について、その焼損棟数（焼損棟数が判明しているもののみ）の分布を示したものである。小火で収まった火災については焼損棟数 0 として計上してあるものもあるが、これを含めて一棟火災まででおさまった火災は 1,000 m<sup>2</sup>未満の焼失面積の火災の中では、73%（85/117）となっている。

なお、以下の分析において、焼失面積は、調査時点で実際の焼損面積が判明していないものについて、住宅地図上で建築面積を測定し、これをもって焼失面積として代表させているため、小火や一部焼損で終わった単独火災は実際より大きめの値となっていることをあらかじめ留意しておく必要がある。

#### a) 焼失面積と市街地構造との関連

ここでは、中間報告における分析と同様に、各火災区域毎の焼失面積と市街地構造との関連性について検討する。中間報告書と同様に、各火災区域の市街地属性は、Kobe'90 から検索可能な指標としたため、市街地属性の指標の計測単位は町丁目であり、また、火災区域が属する町丁目に対応する指標を割り当てている（なお、大規模火災のように 2 つ以上の町丁目にまたがる火災は存在していない）。このため、市街地属性との関連性を分析する対象区域は、神戸市内で発生した火災に限られている。

図 3.3.2.3 は、各火災区域の焼失面積と、各区域の従前の木造率（防火木造を含む）の関係を示したものである。これをみると、大規模火災区域の場合にみられたよ

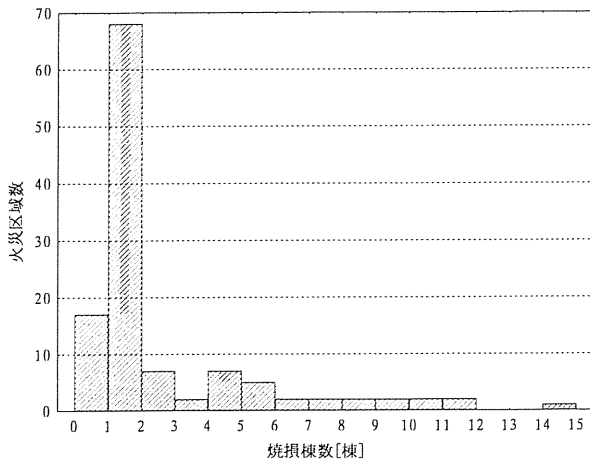
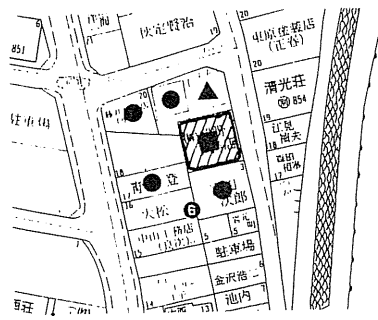


図 3.3.2.2 1,000 m<sup>2</sup>未満の火災区域の焼損棟数分布

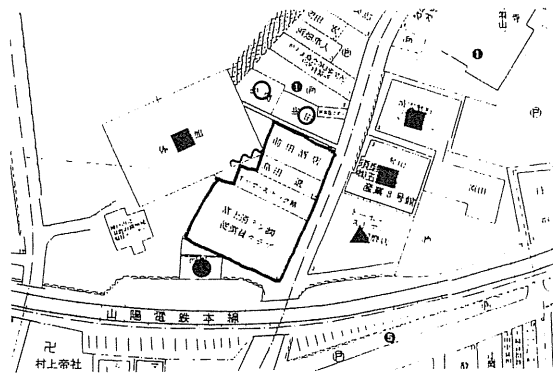
表 3.3.2.1 分析の対象とした火災区域 ( )は火災番号

【明石市】 北王子町(1)
【神戸市西区】 伊川谷町有瀬(177)
【神戸市北区】 西大池二丁目(176)
【神戸市垂水区】 舞子坂三丁目(178) 塩屋町一丁目(179) 清水が丘一丁目(180) 多聞台二丁目(181) 塩屋町四丁目(182)
【神戸市須磨区】 千守町一丁目(4) 須磨浦通三丁目(5) 南町一丁目(6) 中島町三丁目(10) 衣掛町二丁目(11) 戎町二丁目(150) 大田町四丁目(167) 口の川(168)
【神戸市長田区】 二葉町一丁目(22) 大塚町二丁目(23) 宮川町一丁目(24) 三番町三丁目(159) 日吉町六丁目(161) 大道通二丁目(163) 御船通四丁目(165) 四番町二丁目(166)
【神戸市兵庫区】 塚本通五丁目(31) 三川口町二丁目(34) 門口町(36) 塚本通二丁目(37) 荒田町三丁目(38) 荒田町一丁目(157)
【神戸市中央区】 三宮町二丁目(39) 二宮町一丁目(40) 脇浜町二丁目(42) 中山手通一丁目(45) 中山手通四丁目(46) 山本通三丁目(47) 脇浜町一丁目日本テルペン(48) 三宮町一丁目(49) 東雲通四丁目(50) 東雲通二丁目(51) 日暮通一丁目(52) 海岸通(53) 雲井通四丁目(54) 御幸通六丁目(55) 八幡通一丁目(56) 磯辺通一丁目(57) 脇浜町二丁目ベント神戸(58) 香妻通六丁目(59) 生田町一丁目(60) 中山手通七丁目(61) 港島中町三丁目(62) 港島中町四丁目(63)
【神戸市灘区】 新在家南町三丁目(68) 原田通二丁目(69) 大石南町二丁目(71) 烏帽子町一丁目(72) 灘北通五丁目(74) 灘南通六丁目(75) 下河原通四丁目(78) 上河原通四丁目(79) 福住通一丁目(80) 桜ヶ丘町(81) 永手町一丁目(154) 福住通四丁目(155)
【神戸市東灘区】 御影塚町四丁目(77) 御影町郡家(84) 本山中町四丁目(88) 住吉本町一丁目(91) 住吉本町二丁目住吉小田原コーポラス(92) 住吉山手二丁目(93) 魚崎南町三丁目(94) 魚崎北町五丁目(95) 本山町岡本(96) 深江本町二丁目(97) 森北町一丁目(98) 本山南町四丁目(99) 深江北町三丁目(100) 本庄町三丁目(101) 岡本八丁目(151) 深江南町一丁目(152) 魚崎北町八丁目(153)
【芦屋市】 大原町(102) 清水町(103) 前田町(104) 大東町(105) 精道町(106) 平田町(107) 六麓荘町(108) 東山町(109) 親王塚町(110) 楠町南側(111) 楠町北側(112) 川西町(113) 新浜町(114) 前田町(170) 大原町(171)
【西宮市】 高木西町(115) 青木町(117) 仁川百合野町(118) 弓場町(119) 郷愛町(120) 常磐町(121) 甲子園口北町(122) 甲子園五番町(123) 北口町(124) 門戸岡田町(125) 南昭和町(126) 上ヶ原一番町(127) 一ヶ谷町(128) 満池谷町(129) 弓場町(130) 一里山町(報徳学園)(131) 一里山町(132) 津門仁辺町(133) 戸田町(134) 馬場町(135) 与古道町(136) 川西町(137) 上蔭原町(138) 神明町(139) 宮西町(140) 上ヶ原六番町(141) 若松町(142) 戸崎町(143) 上甲子園三丁目(144)
【尼崎市】 稲葉元町一丁目(145) 武庫の里二丁目(147) 立花町四丁目(148) 武庫の里二丁目(173) 西本町二丁目(174) 東難波町三丁目(175)
【宝塚市】 高司五丁目(183) 中山寺一丁目(184) 南ひばりガ丘二丁目(185) 清荒神二丁目(186)
【伊丹市】 千僧一丁目(187) 瑞原三丁目(188) 池尻六丁目(189) 西台一丁目(190) 東有岡五丁目(191) 中野東一丁目(192) 鋳物師一丁目(193)
【川西市】 中央町(194) 火打一丁目(195) 花屋敷一丁目(196)

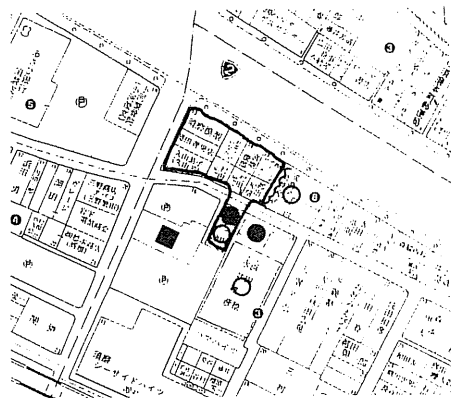




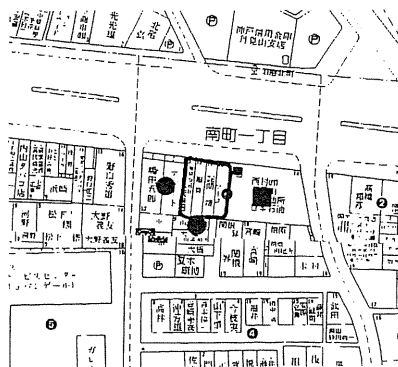
1. 明石市北王子町(1)



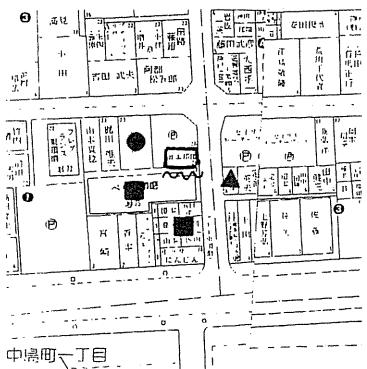
2. 神戸市須磨区千守町一丁目(4)



3. 須磨浦通三丁目(5)



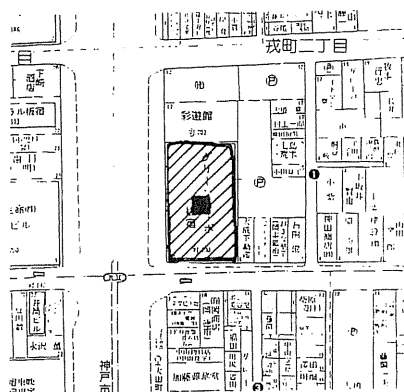
4. 神戸市須磨区南町一丁目(6)



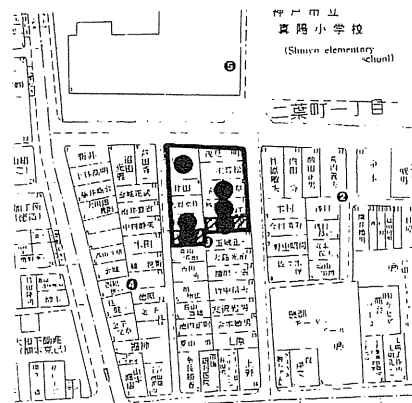
5. 神戸市須磨区中島町三丁目(10)



6. 神戸市須磨区衣掛町二丁目(11)



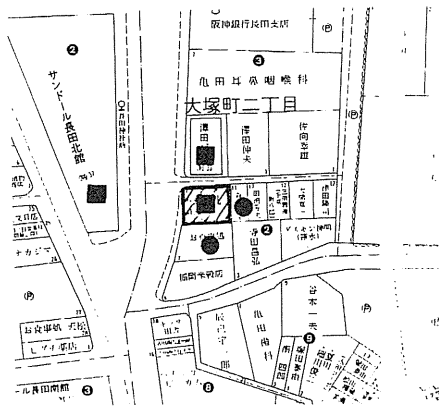
7. 神戸市須磨区戎町二丁目(150)



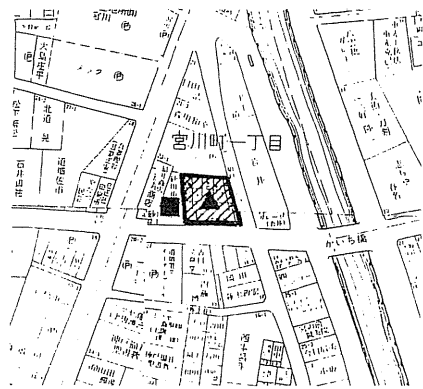
8. 神戸市長田区二葉町一丁目(22)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

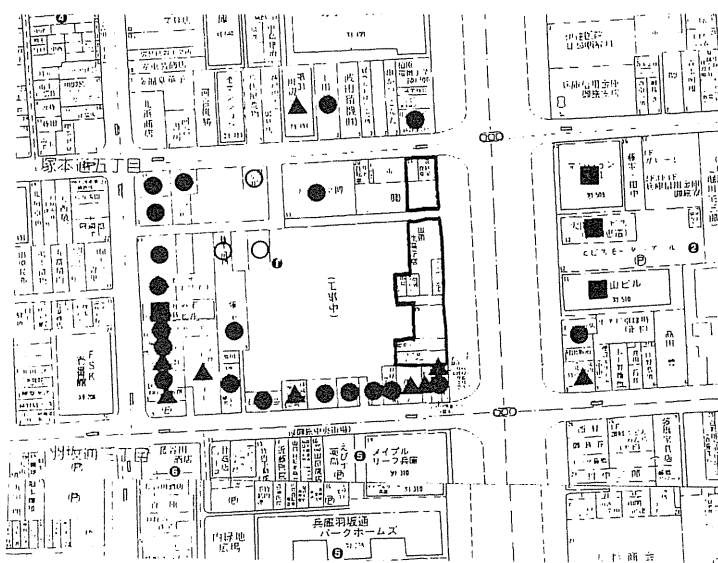
図 3.3.2.1 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



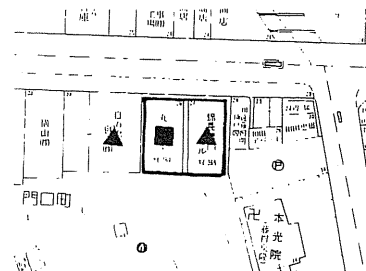
9. 神戸市長田区大塚町二丁目(23)



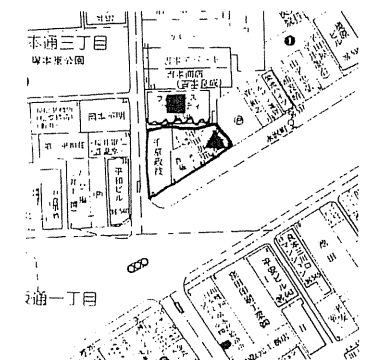
10. 神戸市長田区宮川町一丁目(24)



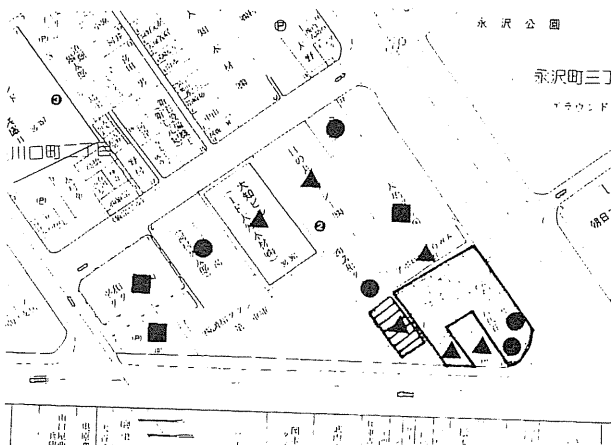
11. 神戸市兵庫区塚本通五丁目(31)



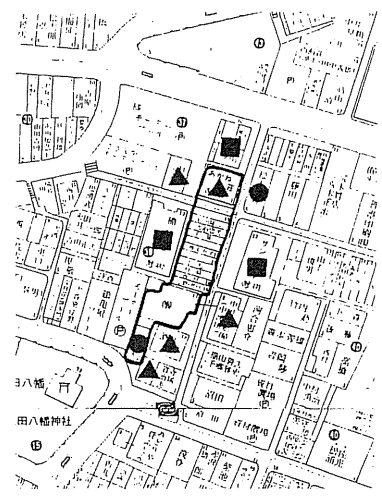
13. 神戸市兵庫区門口町(36)



14. 神戸市兵庫区塚本通二丁目(37)



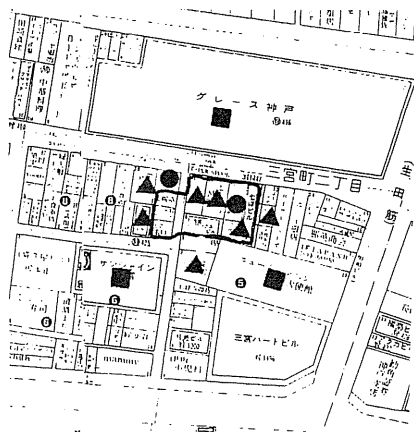
12. 神戸市兵庫区三川口町二丁目(34)



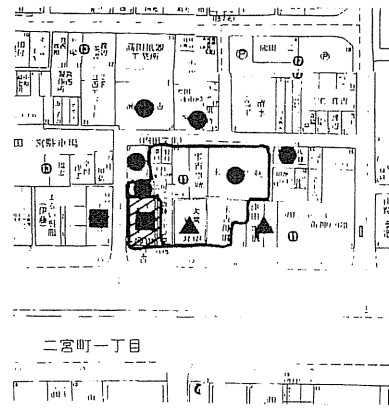
15. 神戸市兵庫区荒田町三丁目(38)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

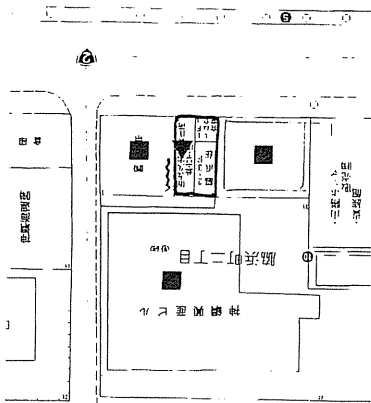
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



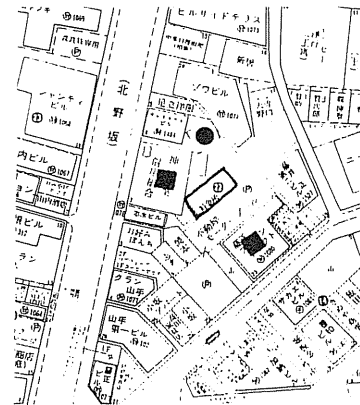
16. 神戸市中央区三宮町二丁目(39)



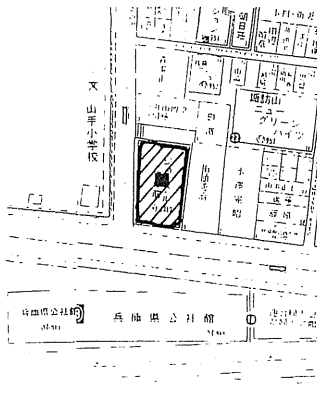
17. 神戸市中央区二宮町一丁目(40)



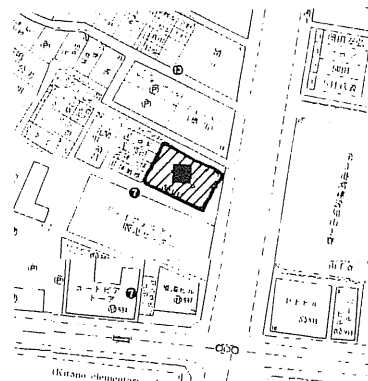
18. 神戸市中央区脇浜町二丁目(42)



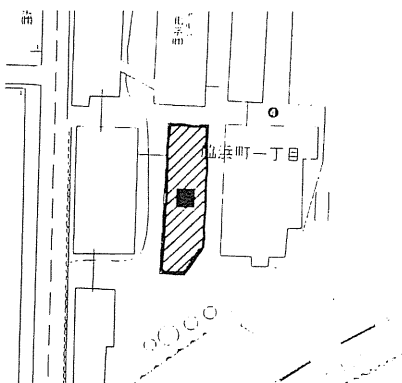
19. 神戸市中央区中山手通一丁目(45)



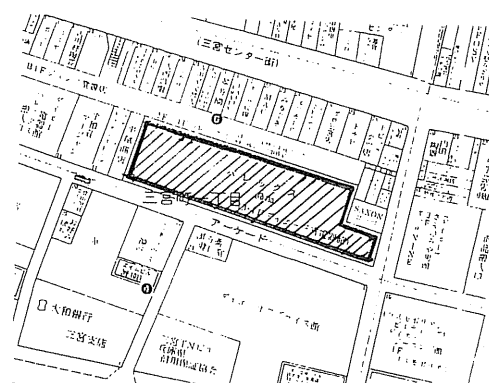
20. 神戸市中央区中山手通四丁目(46)



21. 神戸市中央区山本通三丁目(47)



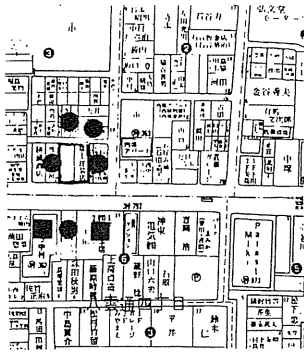
22. 神戸市中央区脇浜町一丁目日本テルペン(48)



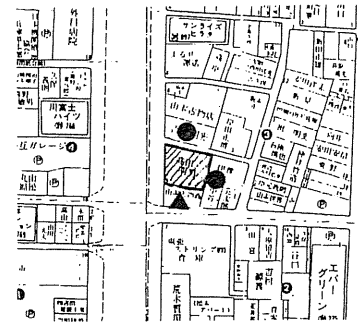
23. 神戸市中央区三宮町一丁目(49)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

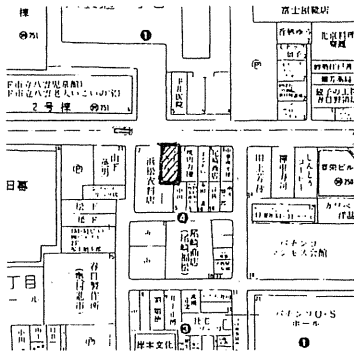
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



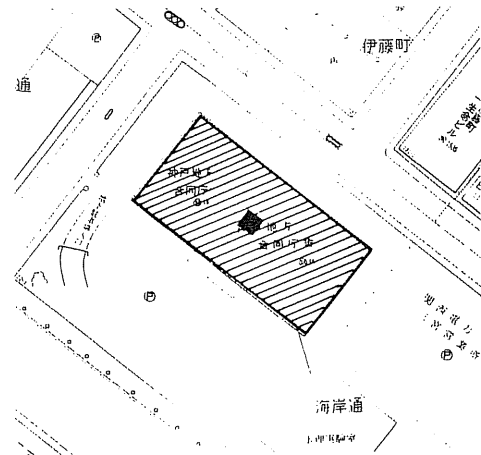
24. 神戸市中央区東雲通四丁目(50)



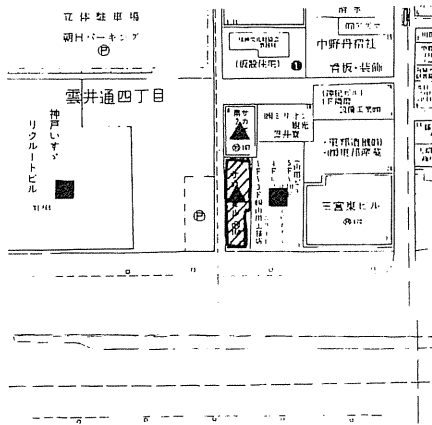
25. 神戸市中央区東雲通二丁目(51)



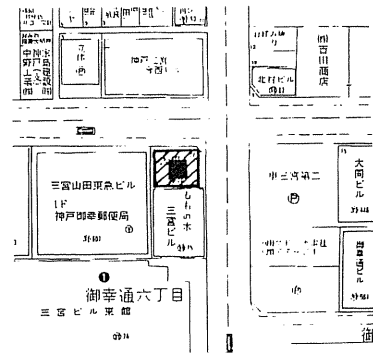
26. 神戸市中央区日暮通一丁目(52)



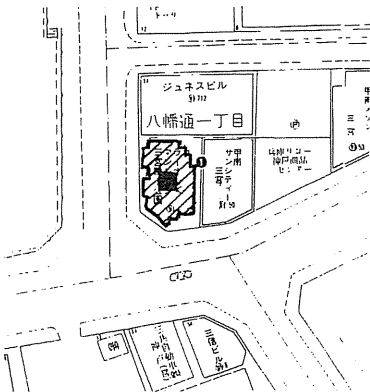
27. 神戸市中央区海岸通(53)



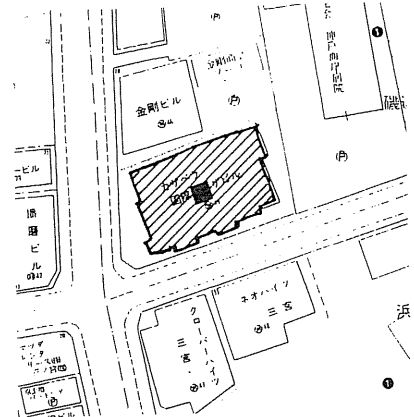
28. 神戸市中央区雲井通四丁目(54)



29. 神戸市中央区御幸通六丁目(55)



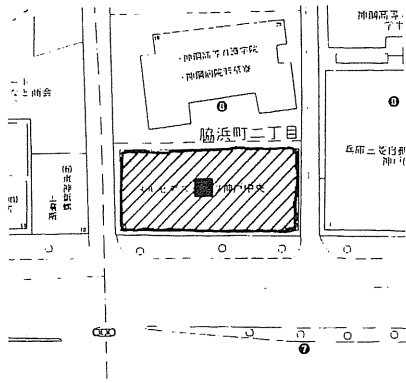
30. 神戸市中央区八幡通一丁目(56)



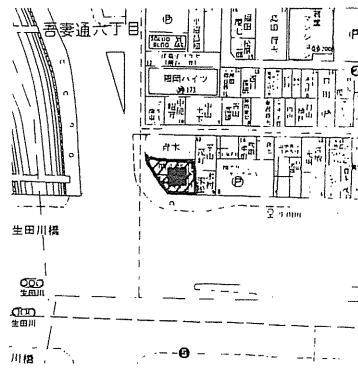
31. 神戸市中央区磯辺通一丁目(57)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

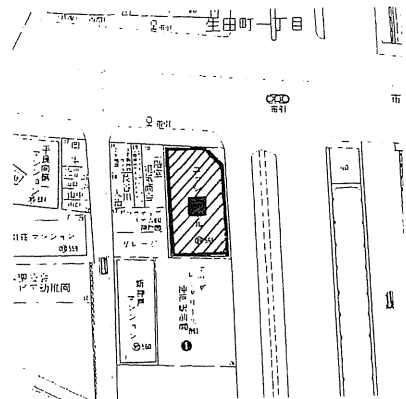
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



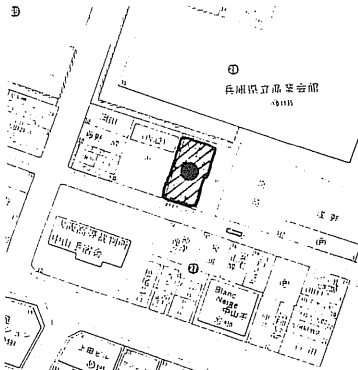
32. 神戸市中央区脇浜町二丁目ベントツ神戸(58)



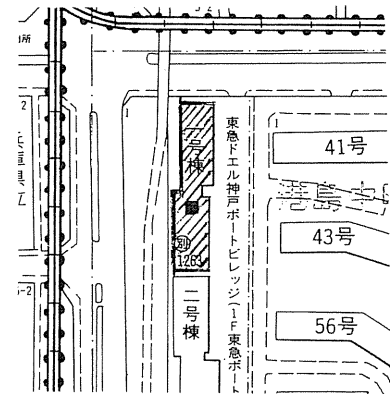
33. 神戸市中央区吾妻通六丁目(59)



34. 神戸市中央区生田町一丁目(60)



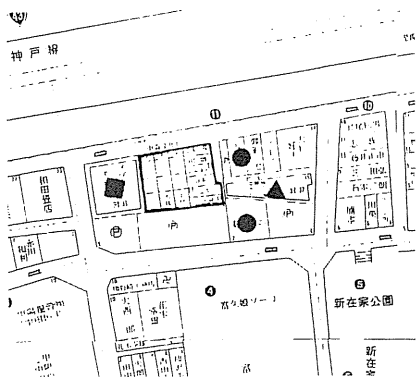
35. 神戸市中央区中山手通七丁目(61)



36. 神戸市中央区港島中町三丁目(62)



37. 神戸市中央区港島中町四丁目(63)



38. 神戸市灘区新在家南町三丁目(68)



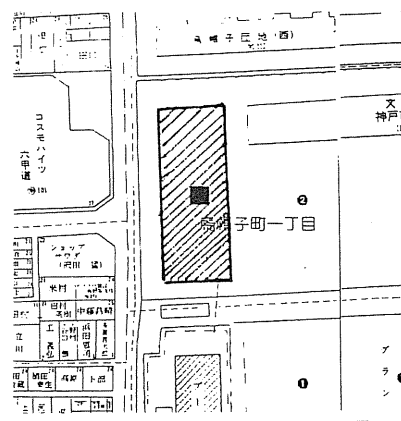
39. 神戸市灘区原田通二丁目(69)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

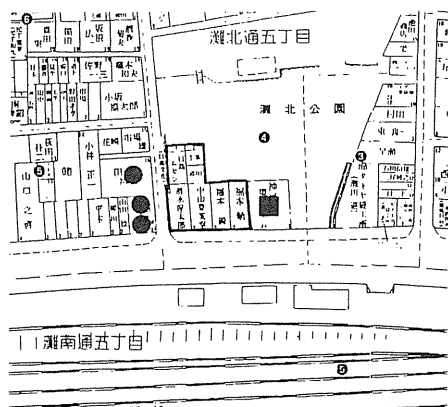
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



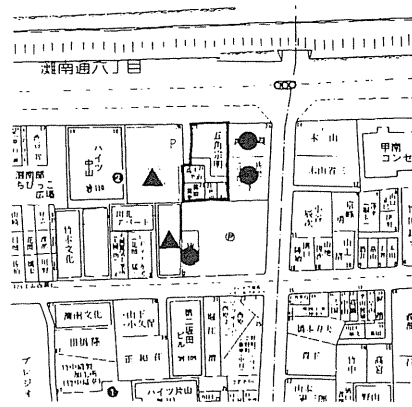
40. 神戸市灘区大石南町二丁目(71)



41. 神戸市灘区烏帽子町一丁目(72)



42. 神戸市灘区灘北通五丁目(74)



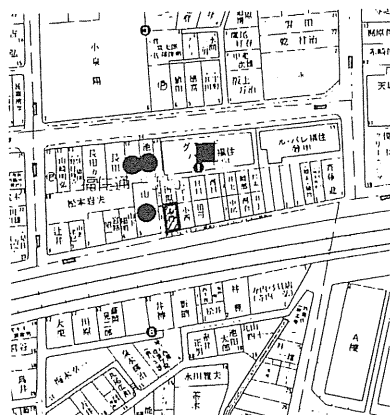
43. 神戸市灘区灘南通六丁目(75)



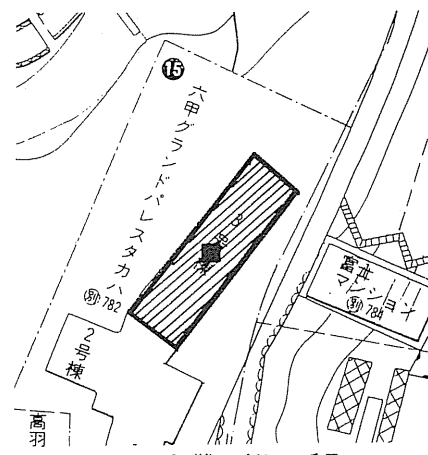
44. 神戸市灘区下河原通四丁目(78)



45. 神戸市灘区上河原通四丁目(79)



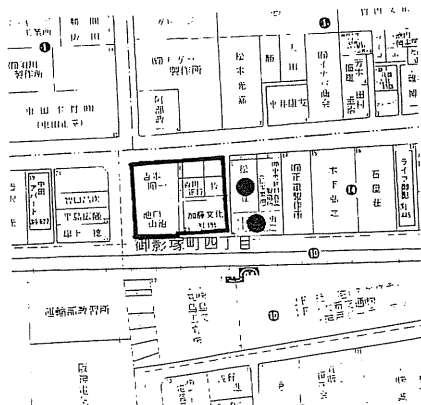
46. 神戸市灘区福住通一丁目(80)



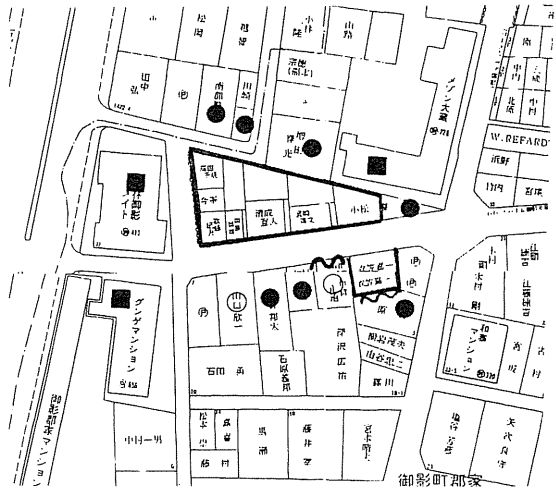
47. 神戸市灘区桜ヶ丘町(81)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

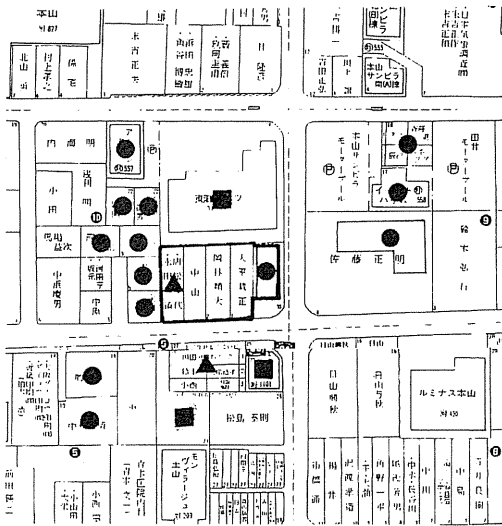
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



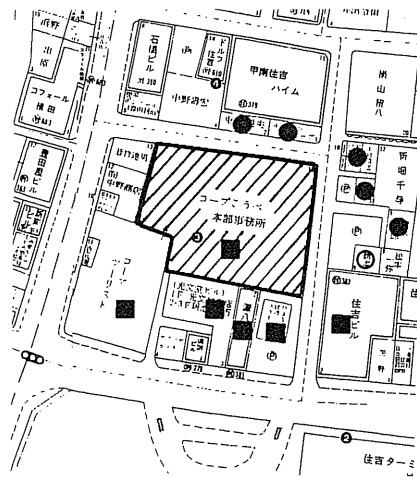
48. 神戸市東灘区御影塚町四丁目(77)



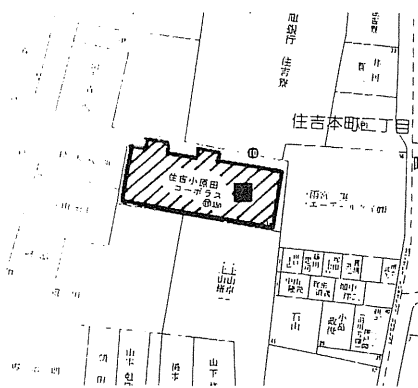
49. 神戸市東灘区御影町郡家(84)



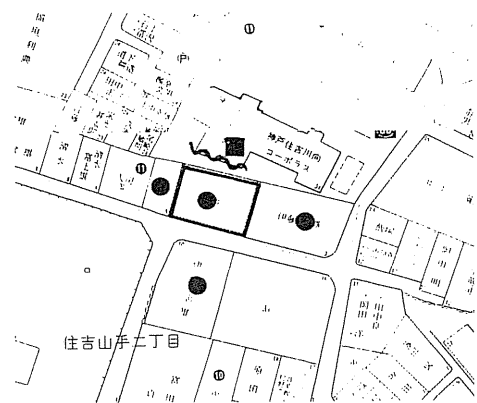
50. 神戸市東灘区本山中町四丁目(88)



51. 神戸市東灘区住吉本町一丁目(91)



52. 神戸市東灘区住吉本町二丁目住吉小田原コーポラス(92)



53. 神戸市東灘区住吉山手二丁目(93)

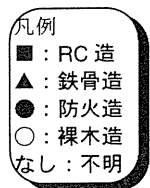
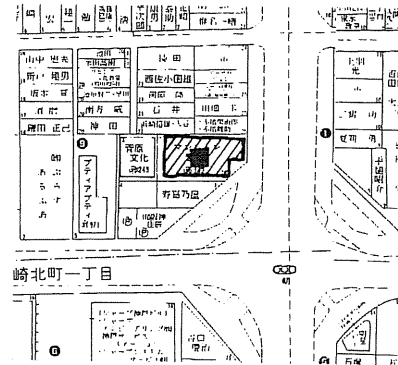


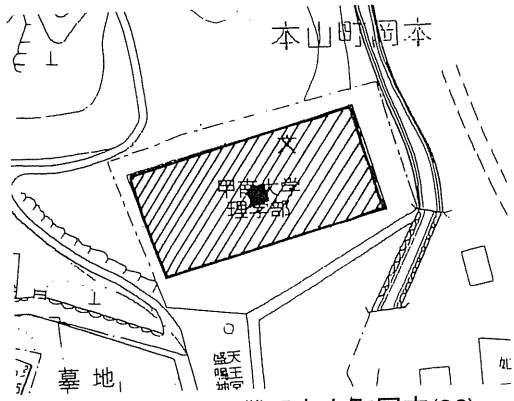
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



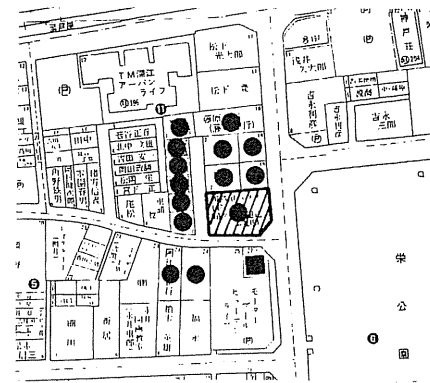
54. 神戸市東灘区魚崎南町三丁目(94)



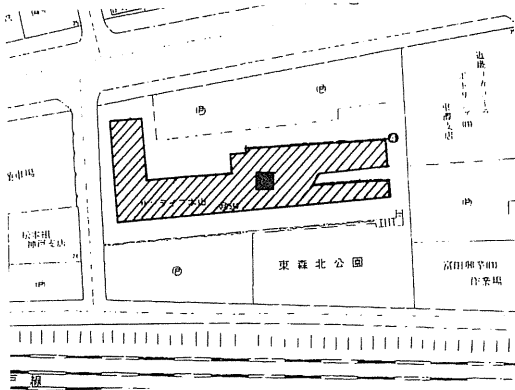
55. 神戸市東灘区魚崎北町五丁目(95)



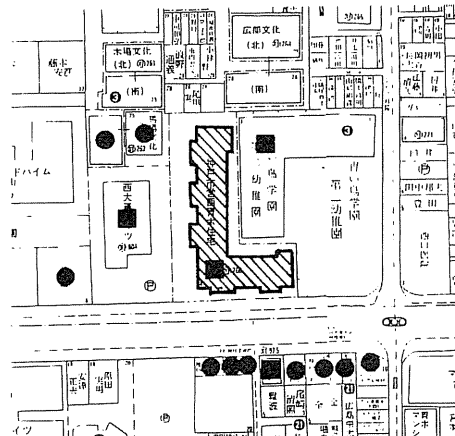
56. 神戸市東灘区本山町岡本(96)



57. 神戸市東灘区深江本町二丁目(97)



58. 神戸市東灘区森北町一丁目(98)



59. 神戸市東灘区本山南町四丁目(99)



60. 神戸市東灘区深江北町三丁目(100)

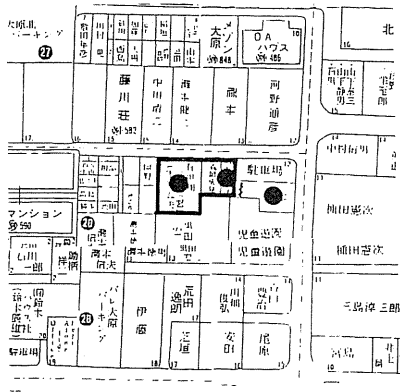


61. 神戸市東灘区本庄町三丁目(101)

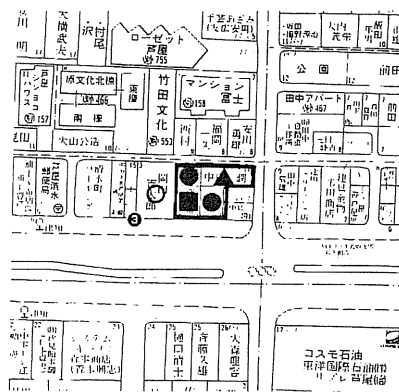
- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況

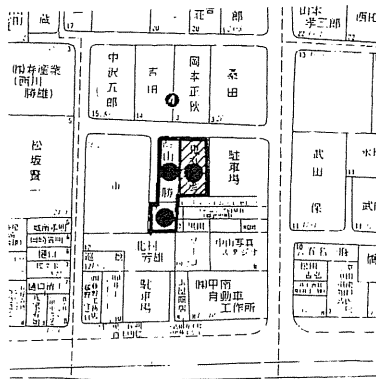




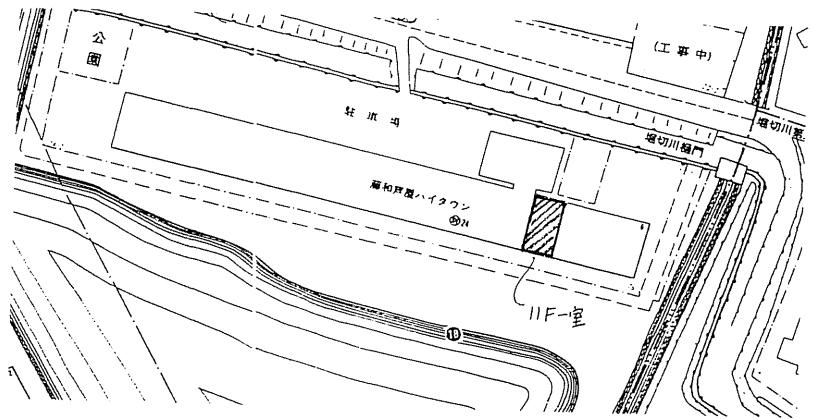
62. 芦屋市大原町(102)



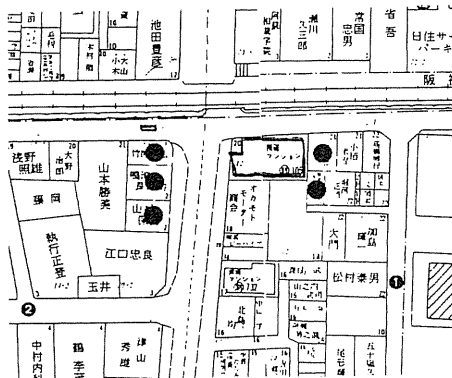
63. 芦屋市清水町(103)



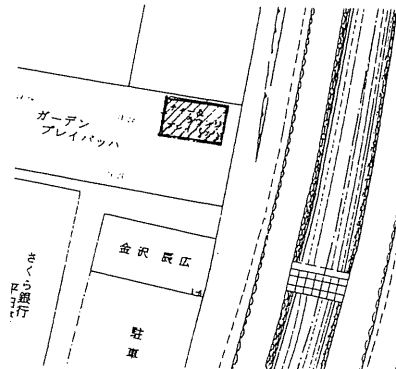
64. 芦屋市前田町(104)



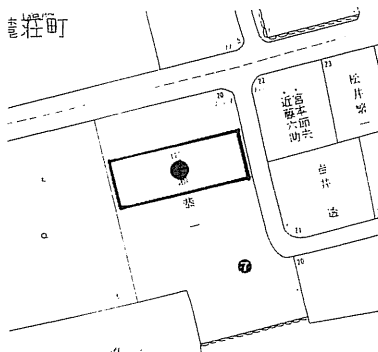
65. 芦屋市大東町(105)



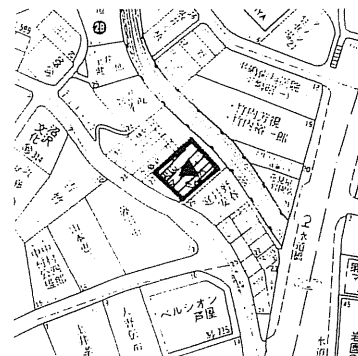
66. 芦屋市精道町(106)



67. 芦屋市平田町(107)



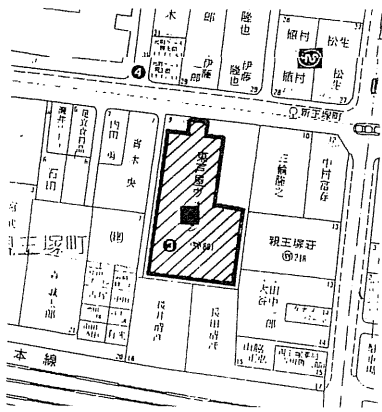
68. 芦屋市六麓荘町(108)



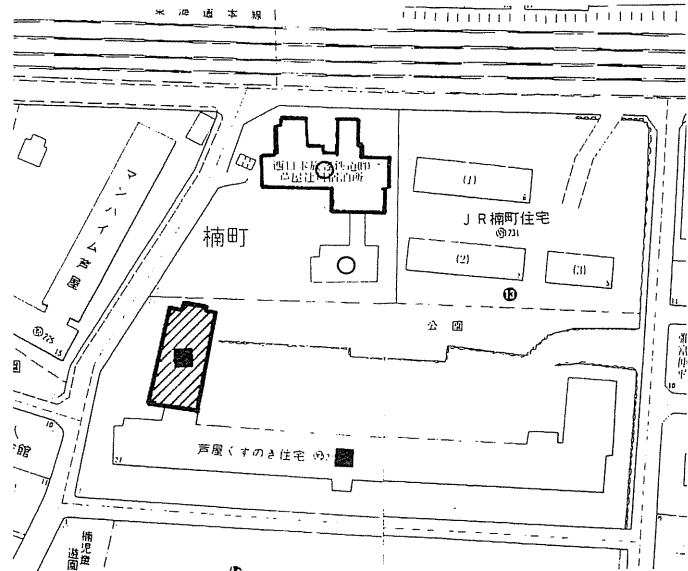
69. 芦屋市東山町(109)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況

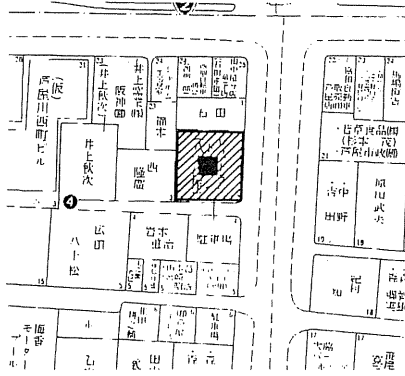


70. 芦屋市親王塚町(110)

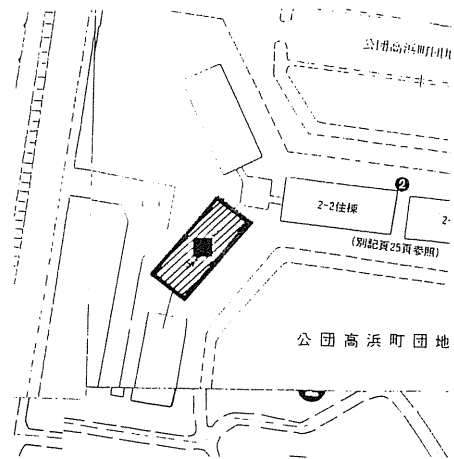


71. 芦屋市楠町南側(111)

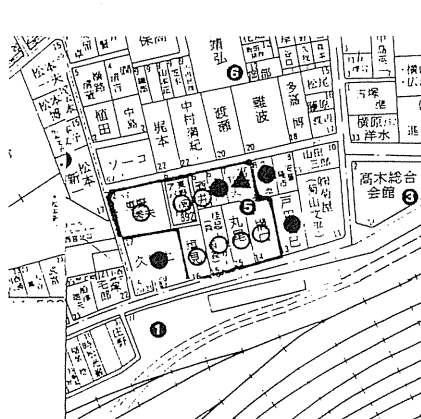
72. 芦屋市楠町北側(112)



73. 芦屋市川西町(113)



74. 芦屋市新浜町(114)



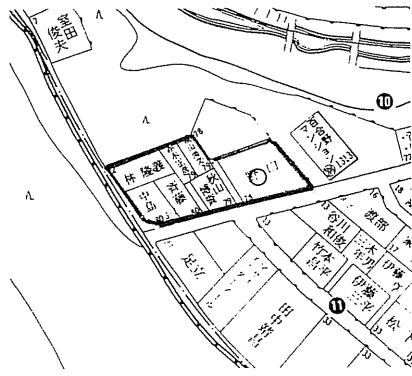
75. 西宮市高木西町(115)



76. 西宮市青木町(117)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

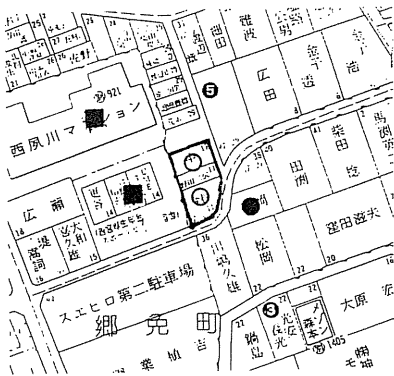
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



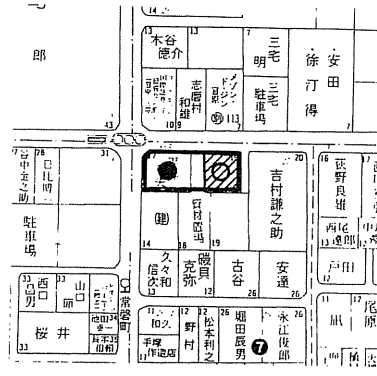
77. 西宮市仁川百合野町(118)



78. 西宮市弓場町(119)



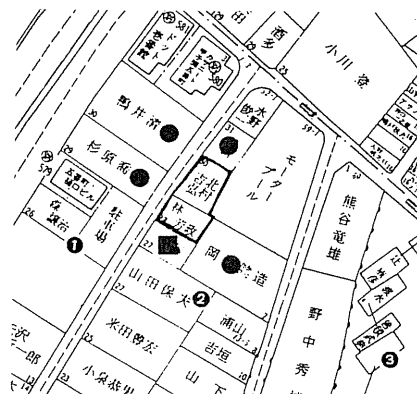
79. 西宮市郷免町(120)



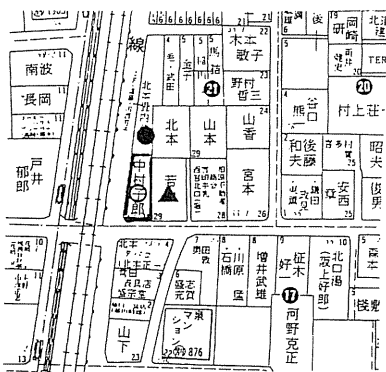
80. 西宮市常磐町(121)



81. 西宮市甲子園口北町(122)



82. 西宮市甲子園五番町(123)



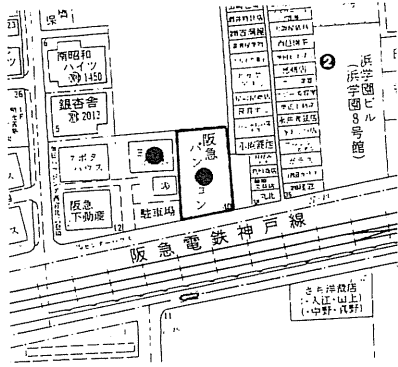
83. 西宮市北口町(124)



84. 西宮市門戸岡田町(125)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

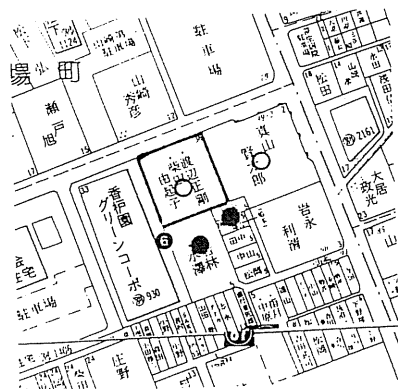
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



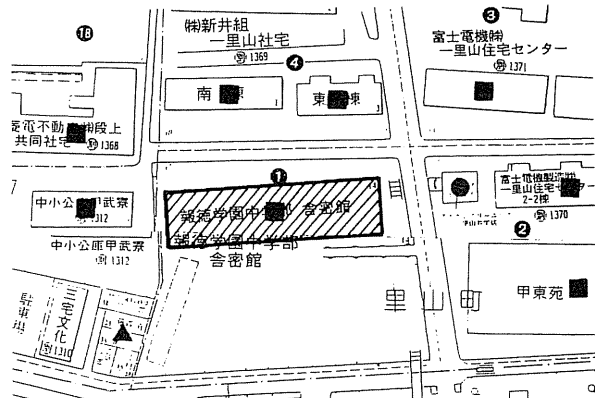
85. 西宮市南昭和田(126)



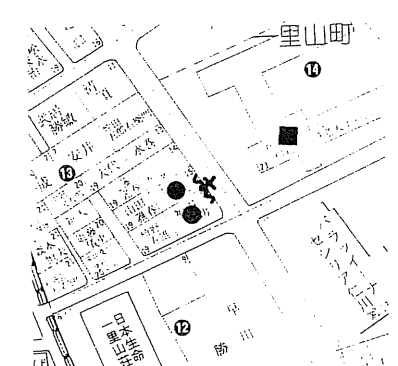
86. 西宮市満池谷町(129)



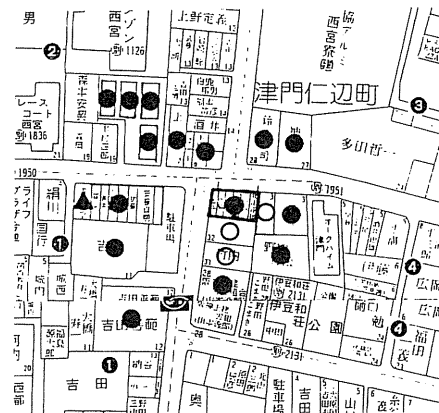
87. 西宮市弓場町(130)



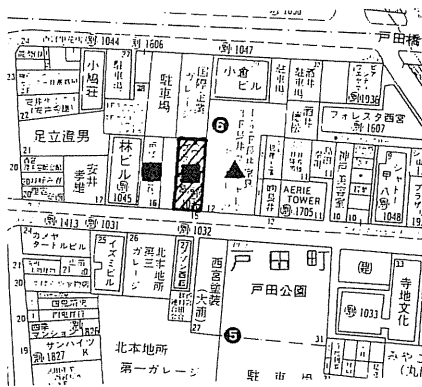
88. 西宮市一里山町(報徳学園)(131)



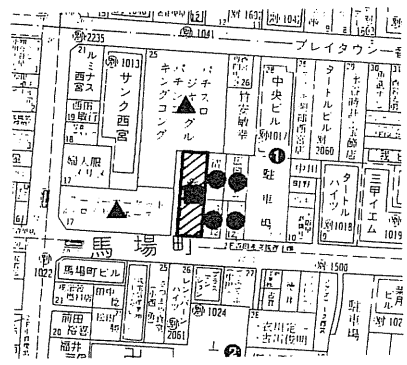
89. 西宮市一里山町(132)



90. 西宮市津門仁辺町(133)



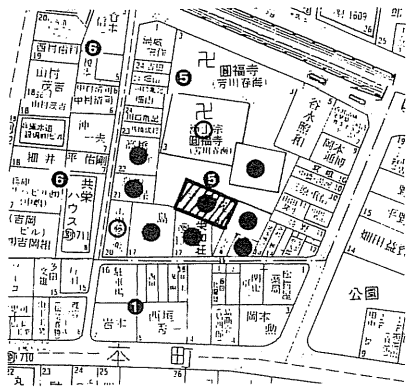
91. 西宮市戸田町(134)



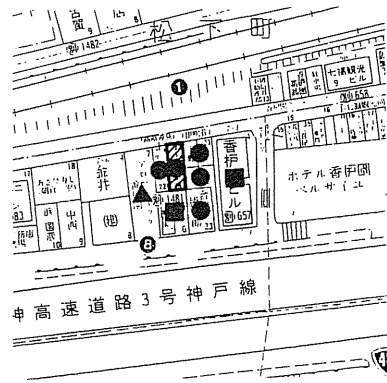
92. 西宮市馬場町(135)



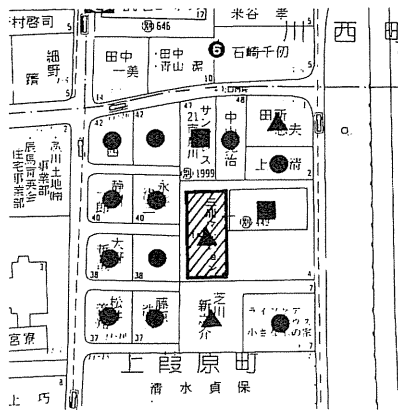
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



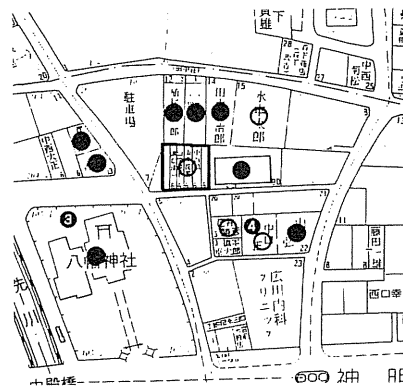
93. 西宮市与古道町(136)



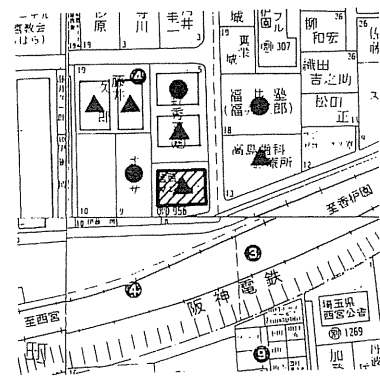
94. 西宮市川西町(137)



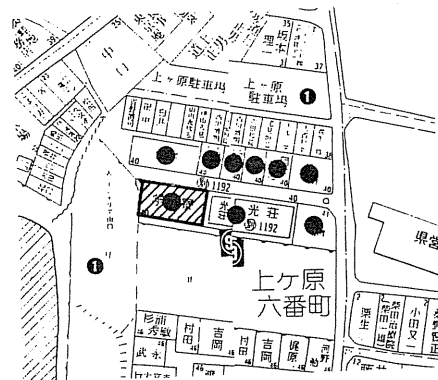
95. 西宮市上葎原町(138)



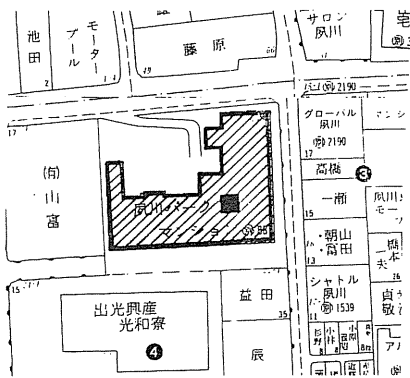
96. 西宮市神明町(139)



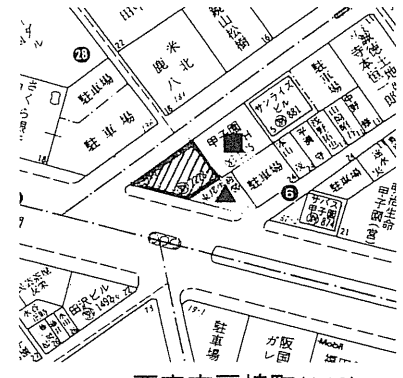
97. 西宮市宮西町(140)



98. 西宮市上ヶ原六番町(141)



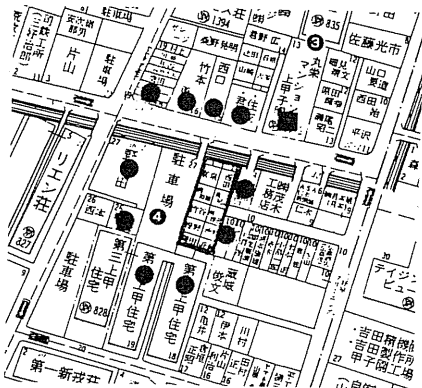
99. 西宮市若松町(142)



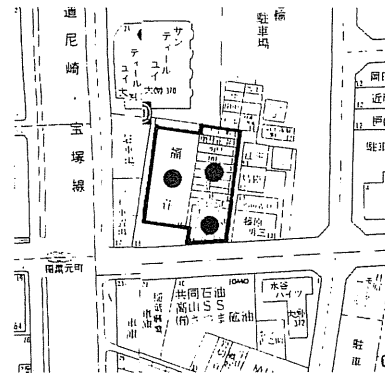
100. 西宮市戸崎町(143)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

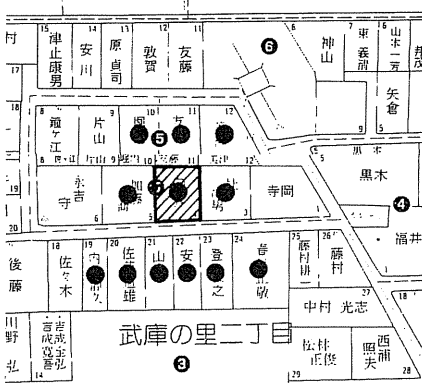
図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況



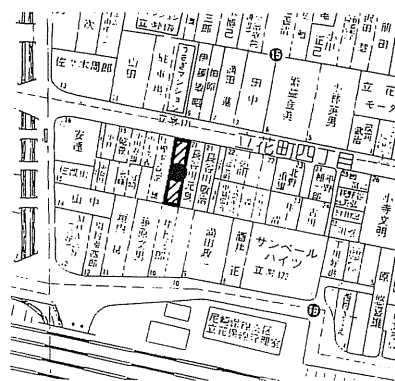
101. 西宮市上甲子園三丁目(144)



102. 尼崎市稲葉元町一丁目(145)



103. 尼崎市武庫の里二丁目(147)



104. 尼崎市立花町四丁目(148)

- 凡例
- : RC造
  - ▲ : 鉄骨造
  - : 防火造
  - : 裸木造
  - なし : 不明

図 3.3.2.1 (続き) 火災区域別の周辺の建築物構造の状況

うな、木造率が一定以上高くなると、大規模火災になる可能性が顕在化してくるといった傾向はみられず、ほとんど関連性のない状況となっている。また、この傾向は、市街地内の「燃え草」の量の指標と考えられる、「木造率×ネット容積率」と焼失面積の関係でも同様である(図3.3.2.4参照)。

一方、戦前に建設された建築物の延べ床面積の割合(以下、「戦前建築物割合」と呼ぶ)と焼失面積の関係をみたものが図3.3.2.5である<sup>※1</sup>。1,000㎡以上の焼失面積を持つ大規模火災の場合(図3.3.2.6<sup>※1</sup>)と比較してみると、1,000㎡未満の焼失面積の火災区域では、建設年次が新しい建築物が比較的多く存在していたのではないかとみられる。参考までに、図3.3.2.7に、火災区域の焼失面積が1,000㎡未満の火災区域と、1,000㎡以上のところの戦前建築物割合の分布を示す。これを見ると、明らかな差にはなっていないものの、若干ながら焼失面積が1,000㎡未満の火災区域の方が、新しい市

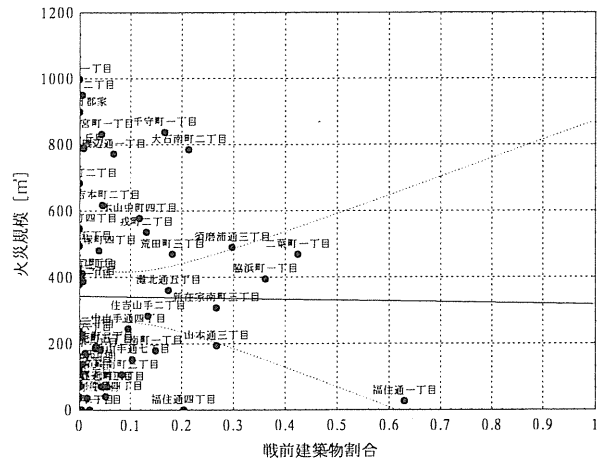


図 3.3.2.5 戦前建築物割合と火災規模の関係 (1,000㎡未満)

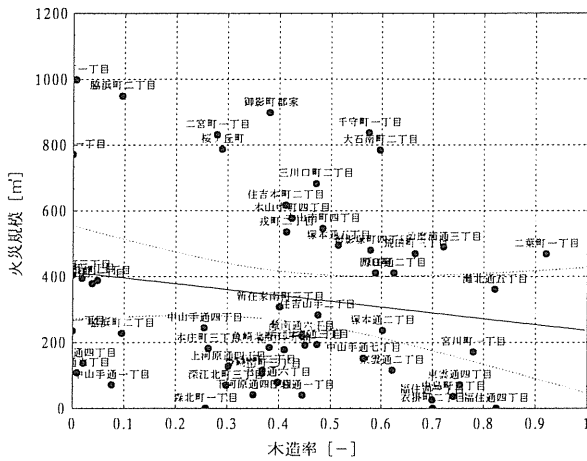


図 3.3.2.3 木造率と火災規模の関係(1,000㎡未満)

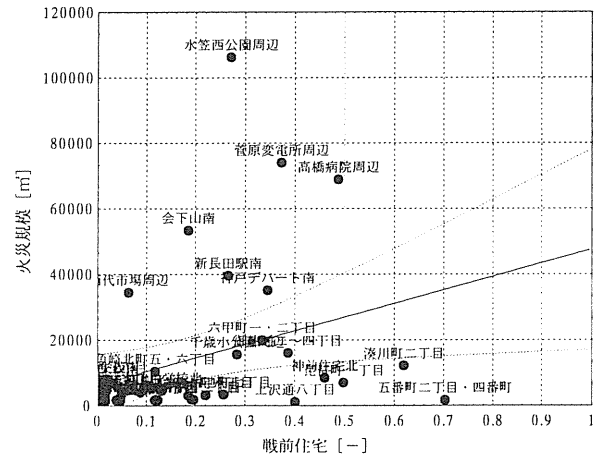


図 3.3.2.6 戦前建築物割合と火災規模の関係 (1,000㎡以上)

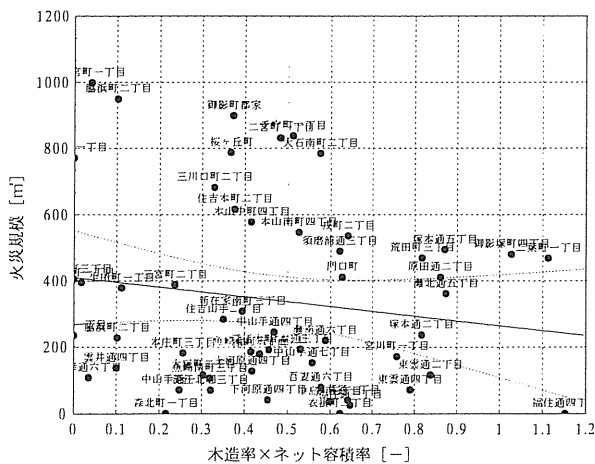


図 3.3.2.4 木造率×ネット容積率と火災規模の関係 (1,000㎡未満)

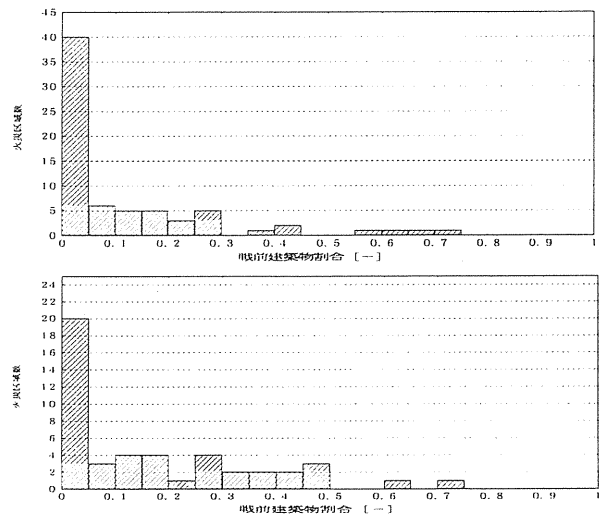


図 3.3.2.7 戦前建築物割合と火災規模の関係 (上段：1,000㎡未満、下段：1,000㎡以上)

※1 戦前建築物割合：中間報告書(pp527~532)において「戦前住宅率」として取り扱っている指標は、ここで言う「戦前建築物割合」のことでるので、訂正します。

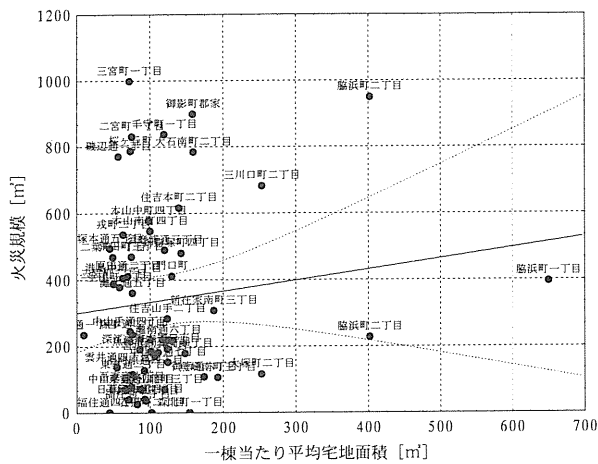


図 3.3.2.8 一棟当たり平均宅地面積と火災規模の関係 (1,000 m<sup>2</sup>未満)

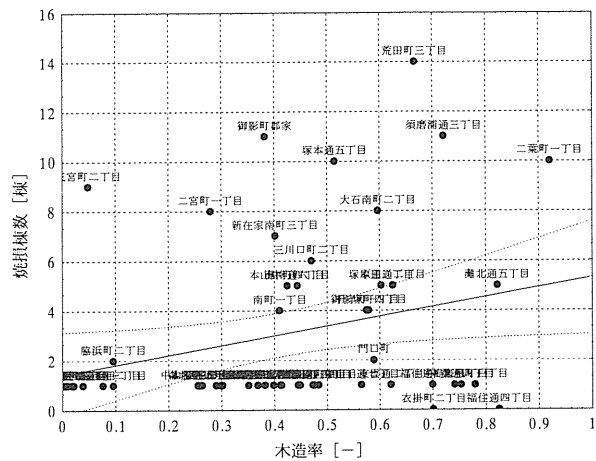


図 3.3.2.9 木造率と焼損棟数の関係(1,000 m<sup>2</sup>未満)

街地であるとみられる。しかしながら、焼失面積が 1,000 m<sup>2</sup>未満の火災区域に限ってみると、市街地の新旧の差が、焼失面積と関係を持っているとはみられない。

また、一棟当たり平均宅地面積と火災規模の関係をみたものが図 3.3.2.8 である。これをみると、両者の間に明確な傾向が現れているわけではなく、比較的小規模な火災区域の焼失面積は、大規模火災のように一棟当たり平均宅地面積で効果的に説明できるわけではないことがわかる。

#### b) 焼損棟数と市街地属性の関係

上記では、中間報告書との対応関係を吟味する意味もあり、焼失面積と市街地属性との関係をみてきたが、最初に触れたように、焼失面積については、一部、住宅地図上で計測した建築面積により焼失面積として代表させており、大規模建築物における小火などの場合には、現状を反映しているとは言い難い面がある。

比較的小規模な火災区域での火災規模との関連性をみるためには、焼失面積よりも、むしろ、単独火災で終わったのか、隣棟へ類焼したのかをみた方が適切ではないかと考えられる。そこで、ここでは、それぞれの火災区域の焼損棟数との関連を検討することとする。

図 3.3.2.9 は、焼損棟数と当該町丁目の木造率の関係をみたものである。これをみると、焼失面積との関係をみたものに比較して、木造率が高いところで隣棟への類焼が比較的大きくなっていることを見て取ることができ、常識的な結果を得ている。また、この傾向は、市街地内の“燃え草”の量の指標である「木造率×ネット容積率」と焼損棟数との関係でも様であるが、中間報告書でみたように、木造率だけの場合に比較して、火災規模（または焼損棟数）との関係がより明確になっているわけではない（図 3.3.2.10 参照）。

また、図 3.3.2.11 に、戦前建築物割合と焼損棟数の関係を示すが、これは図 3.3.2.5 の焼失面積との関係で見たものと同様の傾向であり、市街地の平均的な新旧の差が、焼損棟数に影響を与えている傾向は薄い。しかしながら、焼損棟数を一棟のもの（単独火災）と二棟以上のもの（類焼火災）に分けてみると、類焼火災では、戦前建築物割合が高くなると、焼損棟数が上昇する傾向が見受けられる。単独火災の場合は、町丁目の市街地指標によってその傾向を見極めることは適切であるとはいえ

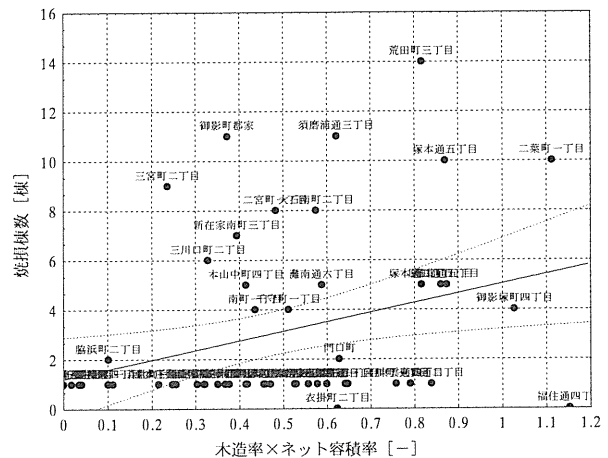


図 3.3.2.10 木造率×ネット容積率と焼損棟数の関係 (1,000 m<sup>2</sup>未満)

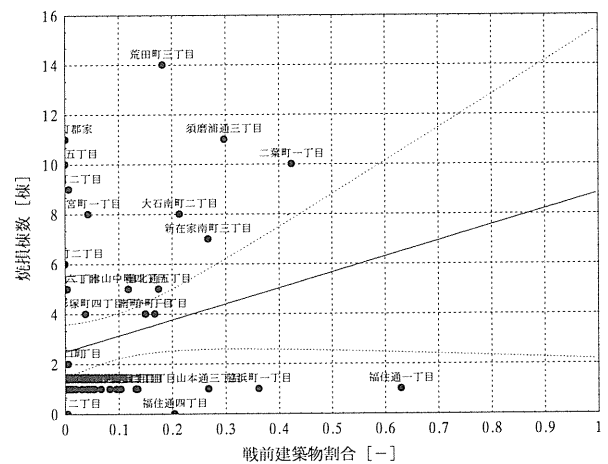


図 3.3.2.11 戦前建築物割合と焼損棟数の関係 (1,000 m<sup>2</sup>未満)



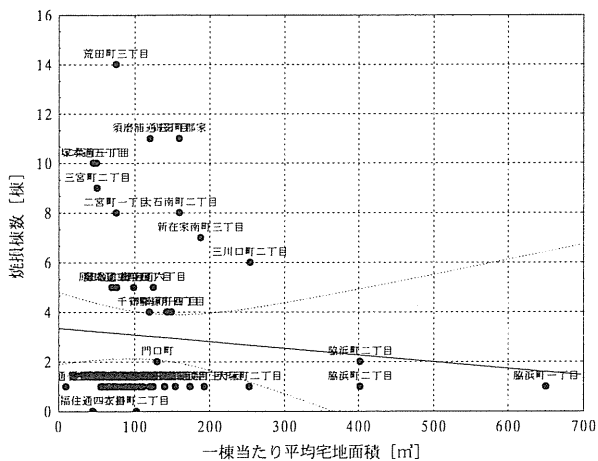


図 3.3.2.12 一棟当たり平均宅地面積と焼損棟数の関係 (1,000 m<sup>2</sup>未満)

ず、その建築物と周辺の状況や出火の状況、消防活動などを具体的に・詳細に検討しなければ、“なぜ、単独火災で終わったのか”について解明することは困難であるといえる。

図 3.3.2.12 は、一棟当たりの宅地面積と焼損棟数の関係を見たものである。この場合も、単独火災（焼損棟数一棟のもの）を除いてみると、比較的明確な傾向が現れていることがわかる。すなわち、一棟当たり宅地面積が小さいと、類焼する可能性が高くなっている。平均宅地面積が一定以上大きい場合には単独火災もしくは二棟火災で鎮火している。今回の地震火災の場合には、複数棟火災になるか単独火災となるかの閾値は、400 m<sup>2</sup>前後にあるようである。中間報告書では、焼失面積 10,000 m<sup>2</sup>以上の大規模火災になる場合の平均宅地面積が約 100 m<sup>2</sup>であることを明らかにしており、単独火災から類焼火災、さらには大規模火災への広がる場合に、建築物の密度が大きく影響していることがあらためて指摘できる。

c) 地震による被災状況と焼損棟数との関係

地震時の市街地延焼について検討する場合、モルタル防火木造のモルタル剥落が市街地の延焼拡大加速の大きな原因となるのではないかと指摘されている。また、一方で、今回の火災では木造家屋の倒壊が延焼拡大に影響したのではないかわれている（家屋の倒壊には、①人命救助のため消防活動が制約された。②道路側に倒壊し新たな延焼経路をつくった。③木部が露出し、輻射熱・気流・火の粉などの熱的環境に対して着火しやすくなった。④空気の循環が悪く、重量燃焼速度が小さくなり、延焼速度を遅延した。など多様な側面がある）。

木造のモルタルの剥落状況については、火災区域近くを広域的に調査がされたものがないこともあり、ここでは、建築物の被災度調査の結果を上記の要因（モルタルの剥落、木造建築物の倒壊）の代替指標として用い、火災との関連性を吟味することとした。

すでに、「2. 被害状況のマクロ分析」で説明しているように、建築研究所では日本建築学会、日本都市計画学会、兵庫県による被災度調査結果を地理情報システム化して、町丁目単位で被災度の割合を算出している。この算出結果をここで用いることとする。したがって、市街地属性として Kobe'90 を用いた前述の検討とは異なる

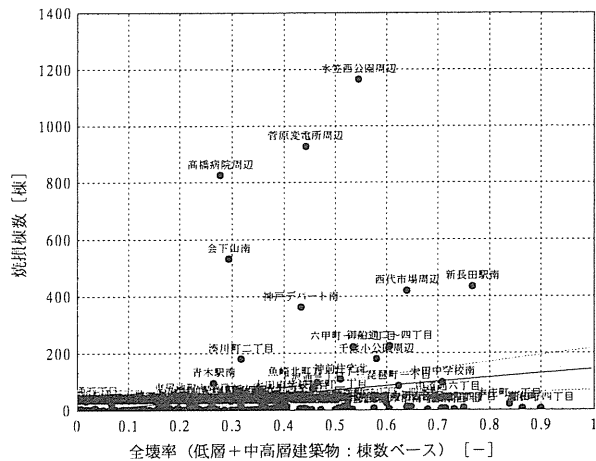


図 3.3.2.13 全壊率と焼損棟数の関係(全火災)

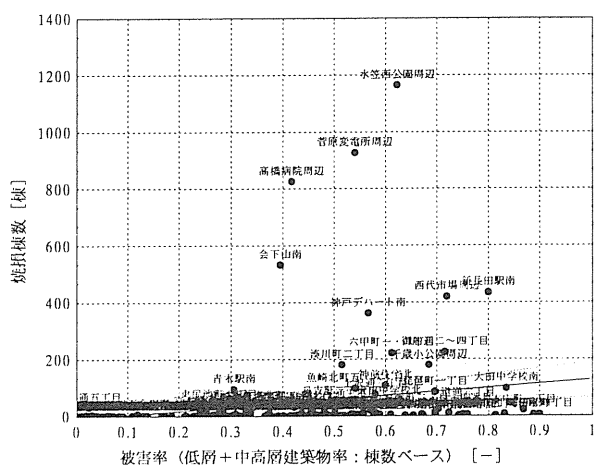


図 3.3.2.14 被害率と焼損棟数の関係(全火災)

り、ここでの分析は、焼損棟数が判明しているすべての火災区域が分析の対象となっている。用いた指標は、低層及び中高層建築物の全壊率※<sup>2</sup> ならびに被害率※<sup>3</sup>（いずれも棟数ベース）である。なお、これらの構造的被災度指標を作成する場合、大規模な火災区域では対象となる町丁目のほとんどの建築物が焼損して、構造的被災度指標を算出するためには母数が少ないと判断される場合があるが、そのまま算定している。

図 3.3.2.13 は、焼失面積 1,000 m<sup>2</sup>未満の火災区域だけでなく、すべての規模の火災区域を分析の対象として、全壊率と焼損棟数の関係を示したものである。これを見ると、大規模な火災区域となったところでは、ある程度全壊率（同図からは約 30%）以上のところで発生しているが、逆に、全壊率の高いところでの火災が必ずしも大規模火災となっているとは限らないことがわかる。ま

$$\text{※}2 \quad \text{全壊率} = \frac{\text{全壊または大破の棟数}}{\text{全棟数} - \text{焼損棟数} - \text{不明棟数}}$$

$$\text{※}3 \quad \text{被害率} = \frac{1}{2} \frac{\text{全壊または大破の棟数} + \text{中程度の損傷棟数}}{\text{全棟数} - \text{焼損棟数} - \text{不明棟数}}$$

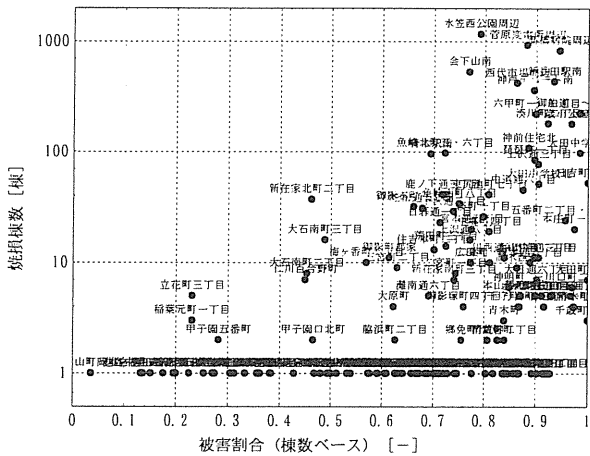


図 3.3.2.15 構造的影響のあった割合と焼損棟数の関係 (全火災)

た一方、このような構造的被害指標は市街地の建築物群の新旧の程度を表す指標の代替指標とも考えられ、中間報告で示したように（本編の図 3.3.2.6 も参照）、ある程度、古い建築物が多く立地する市街地では、潜在的に大規模火災になる潜在的可能性があることと、よく対応していると考えられる。

この関係は全壊率だけでなく半壊も考慮に入れた被害率を用いて焼損棟数との関係を見ると、大きな被災を受けたところで、大規模な火災となる傾向がより鮮明に示されていることがわかる（図 3.3.2.14）。

そこで、被災度調査において構造的な損壊の影響のあった（被災度調査における、①全壊または大破、②中程度の損傷、③軽微な損傷）建築物の割合（以下、被害割合<sup>※4</sup>と呼ぶ。棟数ベース）と焼損棟数との関係を見たものが図 3.3.2.15 である。縦軸がこれまでと違って対数をとっていることに注意する必要があるが、この図によれば、被害割合が高いところほど、大規模火災になる可能性が高いことが鮮明に判別できる。この指標の説明力の大きさに比較すれば、全壊率は、むしろ、火災規模を説明する有効な指標ではないことがわかる。つまり、上記の被災度調査において“軽微な損傷”と判断された建築物も、全壊や中程度の損傷の建築物に比肩して、市街地延焼に対して大きな影響を与えているということである。この指標によれば、例えば、建築物の 70% 程度以上に構造的影響があった火災区域の中には 100 棟以上延焼したところが、数多く出現していることがわかる。

一方、図 3.3.2.15 及び図 3.3.2.16 は、焼失面積 1,000 m<sup>2</sup> 以下の火災区域を対象として、上記と同様に全壊率及び被害率との関係を見たものである。これを見ても同様に、建築物に構造的影響のあった建築物の割合が高い地区ほど焼損棟数が大きくなる傾向にあることを読みとることができる。

このように、今回の火災の統計的分析によれば、大規模火災であるか比較的小規模な火災であるかに関わらず、地震によって建築物に何らかの構造的な被害が及んだ割合が高い地区では、火災が発生した場合に、類焼火

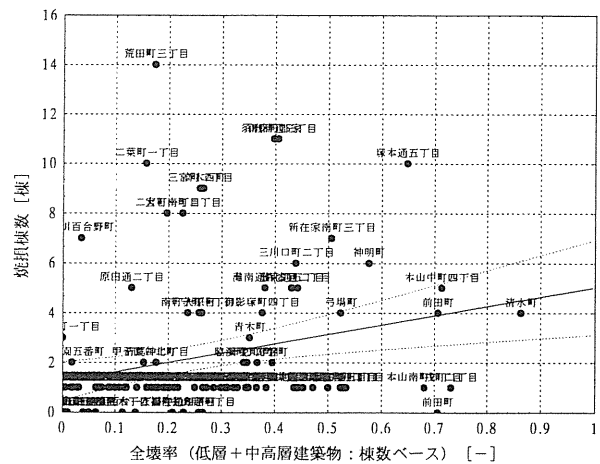


図 3.3.2.16 全壊率と焼損棟数の関係(1,000 m<sup>2</sup>未満)

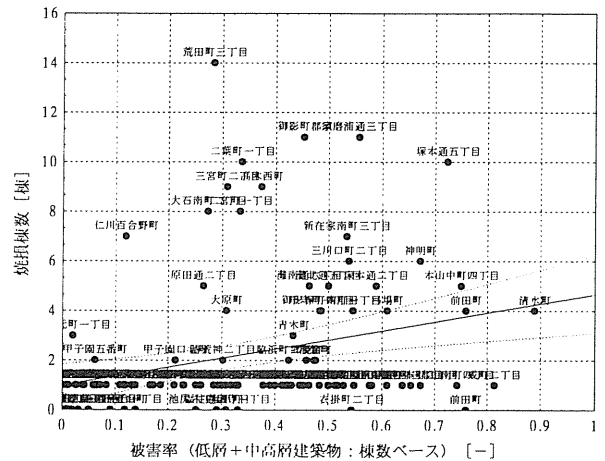


図 3.3.2.17 全壊率と焼損棟数の関係(1,000 m<sup>2</sup>未満)

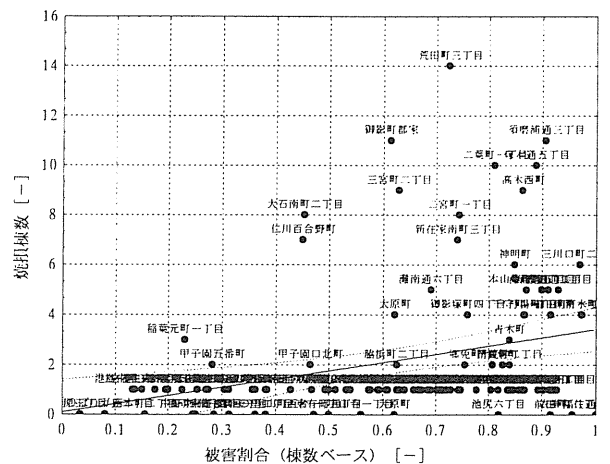


図 3.3.2.18 構造的影響のあった割合と焼損棟数の関係 (1,000 m<sup>2</sup>未満)

※4 被害割合 =  $\frac{\text{全壊棟数} + \text{半壊棟数} + \text{一部損壊棟数}}{\text{全棟数} - \text{焼損棟数} - \text{不明棟数}}$

災を生じやすく、さらに、不幸な場合には、大規模火災に至ることがあることを指摘することができる。

すでに述べたように、構造的被害の大きかった地区での火災に対する対応の困難さを十分考慮しておく必要はあるが、被災度調査において“軽微な損傷”があった建築物とは、モルタル塗り木造建築物ではモルタルの剥落等が考えられるので、以上分析してきたことは、このような構造的被災の危険性の高い区域での耐震・防火対策の徹底が急務であることを示している。建築物の単なる倒壊対策だけでなく、これと連動して地震時においても十分な防火性能を発揮できるような、構造・防火上の対策が必要であるといえよう。

なお、上記分析の対象とした火災区域の町丁目単位及び火災区域毎の市街地属性と被災度調査結果について、参考資料として掲載する。

## (2) 延焼動態の分析

### a) 火災時の気象状況

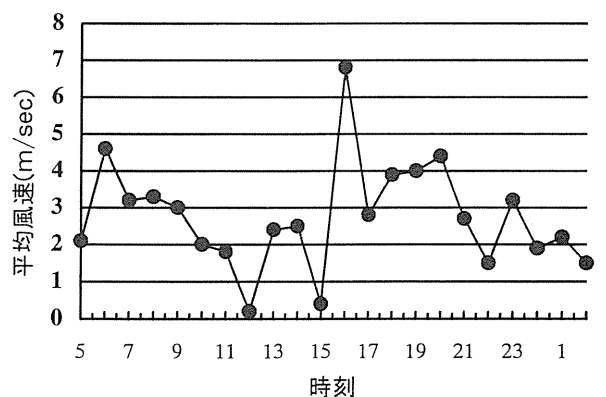
本火災は、市街地風が弱くかつ未明という条件で発生した地震によるという特殊性に留意した上で、特徴を把握する必要がある。図 3.3.2.19 は、地震当日の神戸海洋気象台（神戸市中央区中山手通 7 丁目）で観測された風速・風向の変化を示す。

### b) 延焼動態と延焼速度

風速が低かったことが全体の延焼速度に及ぼした影響をみるためには、可能な限り正確な延焼動態図（延焼の方向や時刻別の延焼範囲を示した図）を調査によって作成することが重要である。

図 3.3.2.20 は、建築研究所において、放送各局の中継をビデオに収録した映像、及び神戸大学が実施したヒアリング調査（文献 2）をもとに作成した延焼動態図である。図 3.3.2.21 は同じ火災区域について、東京消防庁がその派遣隊、NHK 及び民間放送各局の中継ビデオ映像、国土地理院及び民間測量会社等の撮影時間が明確になっている航空写真、ビデオ映像と住民へのヒアリング結果によって作成した延焼動態図である。同じ時刻の延焼範囲で若干の違いがあるが、取材ヘリコプターの映像は斜め上から撮影されているため、1 棟分程度の読みとり誤差が生じたものであろう。出火付近では採用した証言が異なるため大幅な差があるが、その他の部分では、延焼速度を算定するためには十分な精度が得られていると考えられる。東京消防庁ではこの区域を含めて計 11 の火災区域について、延焼動態図を作成している。これらの延焼動態図を用いて、風速・風向（風下、風側、風上）と延焼速度の関係が図 3.3.2.22 のとおり得られている。

この図から延焼速度を読みとると、風速が遅い（1~3 m/sec 程度）の場合、延焼速度は 20~40 m/h 程度であることがわかる。風速が 3~4 m/sec 程度となると、風下側延焼速度が急速に上昇し、40~75m/h 程度になっている。この延焼速度をこれまでの火災事例に比較すると、図 3.3.2.23 のように表すことができる。この図から明らかかなように、今回の延焼速度は、これまでの大火に比較して、非常に遅いことがわかる。最近の大火である昭和



最大風速：6.8m/sec (16:00)  
最大瞬間風速：12.3m/sec (20:04)  
平均風速：2.6m/sec

図 3.3.2.19 地震当日の風速・風向の変化  
(神戸海洋気象台、文献 6 より引用)

建物構造の凡例

- : 耐火造
- : 簡易耐火造
- ▲ : 防火造
- : 裸木造
- なし : 不明

その他の凡例

- ▨ : 部分焼の建物
- ⊖ : 同時盛期火災範囲
- : 延焼範囲

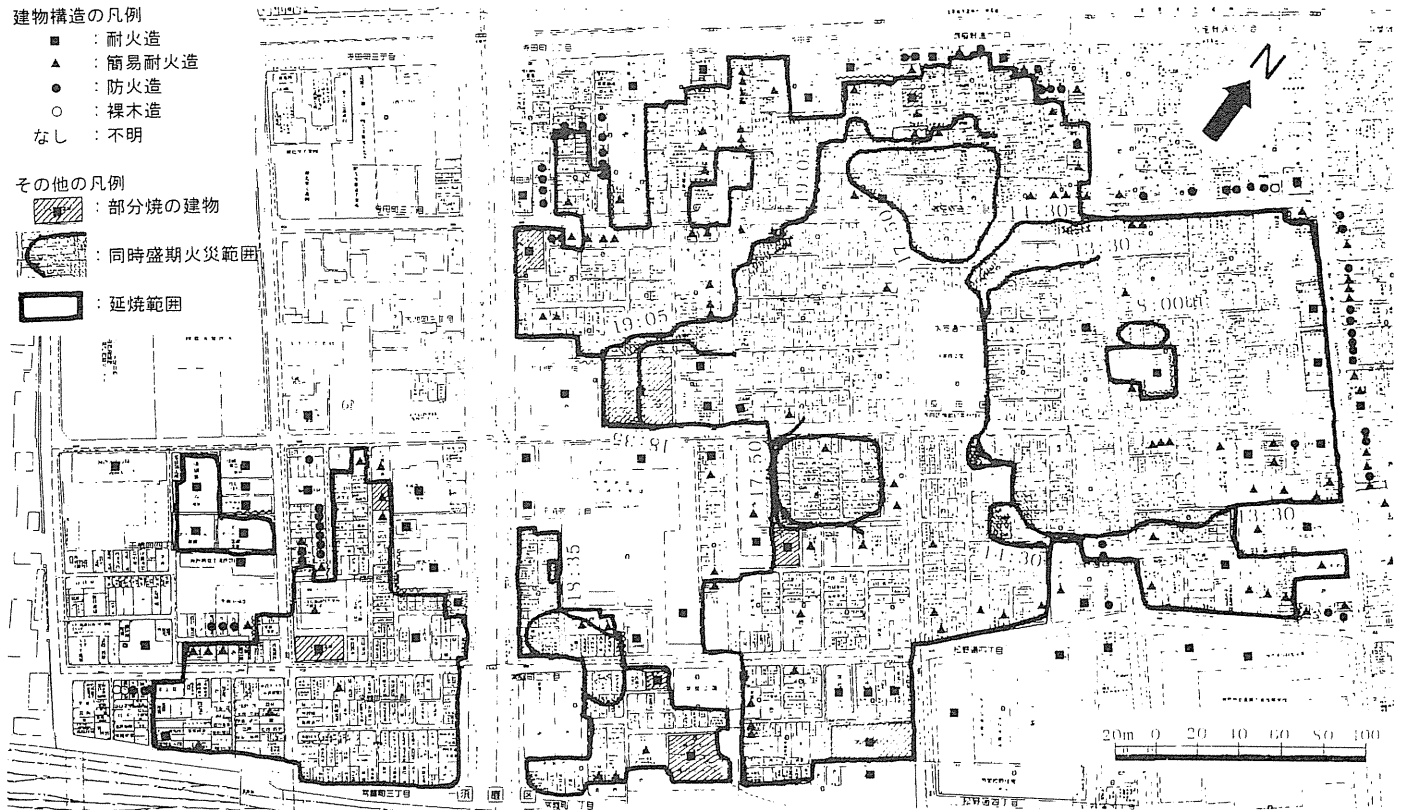


図 3.3.20 水笠西公園周辺火災の焼け止まり近傍の建物構造の状況と延焼動態 (建築研究所作成)

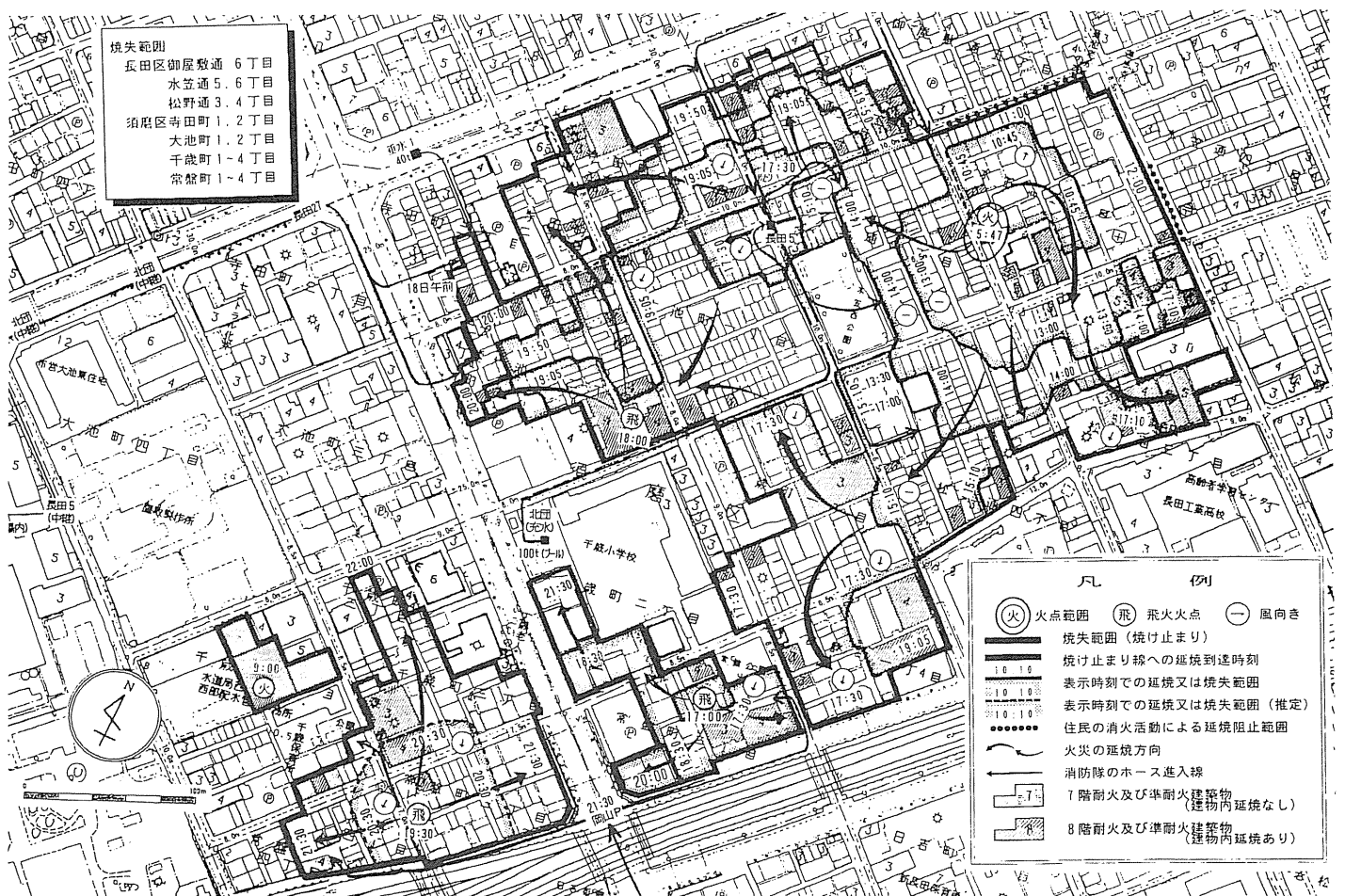


図 3.3.21 水笠西公園周辺火災の延焼動態図 (東京消防庁作成、文献6)

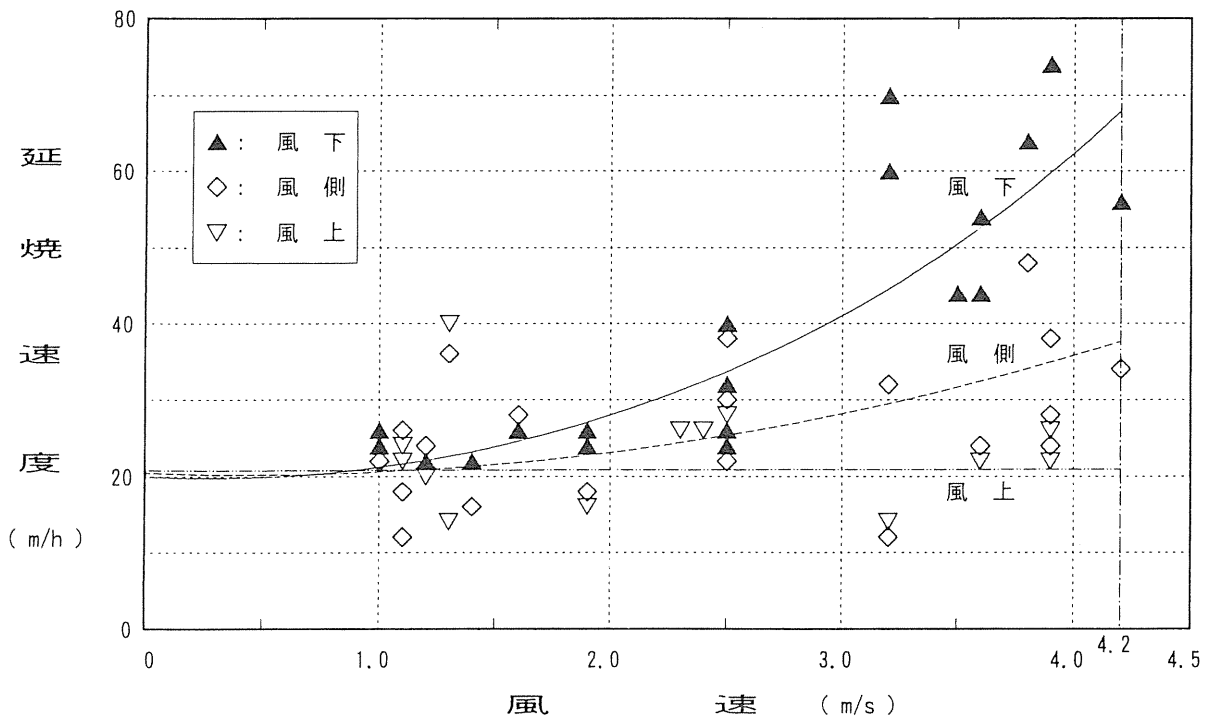


図 3.3.2.22 風速と延焼速度の関係 (東京消防庁、文献 6)

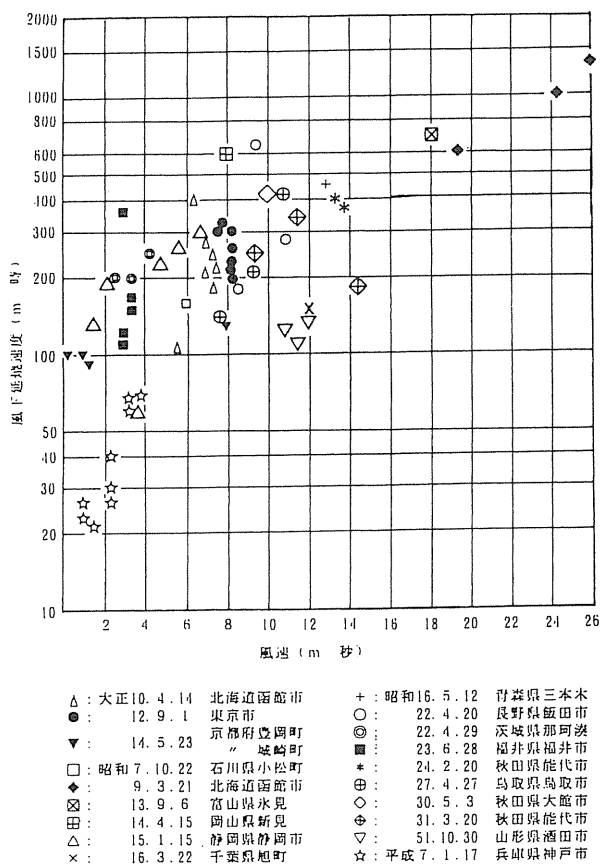


図 3.3.2.23 過去の市街地大火と神戸市内の大規模焼失区域での延焼速度 (文献 7)

51年の酒田市大火では、風速が10~12m/sec程度と強風下であることを留意する必要があるが、延焼速度は100~150 m/hであり、今回の延焼速度に比較して相当速い。また、今回と同じ都市直下型地震により、木造建築物が相当数倒壊した昭和23年の福井地震の際の市街地火災では、風速は今回の場合と大差なく、概ね3~4 m/sec程度であったが、延焼速度は概ね100~400 m/hと、今回に比較して相当速いことがわかる。

今回の地震火災の延焼速度が遅かったことは、中間報告書でもふれており、その原因として、

- ①一般風速が小さかったこと
- ②建築物の倒壊により高さが低くなることにより、隣接する熱源からのふく射熱等が低減し、着火に要する時間が伸びたのではないか
- ③倒壊した家屋は上面を屋根瓦で押さえられていることもあり、健全な家屋に比較して空気供給等に制約を受けるため、着火後の燃焼が緩慢なのではないか
- ④火の粉は建って炎上していた建物が倒壊する際に大量に発散すると考えられるが、倒壊した家屋が炎上する場合には総量として火の粉の発散量は少なくなるのではないか
- ⑤防火造建築物の燃焼性状が延焼速度の遅延に効果的に働いたのではないか

という仮説をあげている。また、その一方で、

(a)倒壊した家屋はたとえば防火木造のものであっても、防火被覆が剥落したり内部構造材・内装材が露出する機会が増加するため、輻射熱・火の粉等による着火可能性増大が考えられる(特に、強風下では影響大)

(b)家屋が道路方向に傾いたり倒壊した場合にも隣棟間隔が狭まり、着火の可能性が増大するといった、建築物の倒壊が延焼加速に働く面もあること

も指摘した。

酒田市大火については、かなりの強風下であるので、両者の延焼速度の比較は判断のしかねるところであるが、福井地震では同程度の風速であり、両者とも木造家屋が高い割合で倒壊した後の市街地火災であるにも関わらず、延焼速度に大きな差があるのは、時代の差による木造建築物の構造の違いではないかと考えられる。すなわち、福井地震の場合には、いわゆる裸木造が倒壊し、その後に市街地火災となったのに対して、今回の地震では、木造建築物の多くはいわゆる外壁がモルタル塗りの防火構造であり、構造物の倒壊という意味では同じであっても、裸木造とモルタル防火木造の差が倒壊した後でも大きく異なったのではないかとみられる。

図 3.3.2.22 及び図 3.3.2.23 を風速の変化に対する延焼速度の変化の割合の観点から見比べると、以下のようなことがいえよう。すなわち、過去の市街地火災群から推定される風速に対する延焼速度の変化の傾向に比較して、今回の火災では延焼速度が風速に対して敏感に反応しているのではないかとということである。このことは、先に述べた仮説の(a)の効果が、顕著に現れていると考えられる。すなわち、木造建築物の多くが地震により倒壊し、防火木造といえどもモルタルや防火被覆が剥落し、主要構造部である木部が露出したり、被害が大きい場合

には、居室内部が外部にさらされることとなり、接炎、輻射熱、火の粉、熱気流等に対して弱くなり、着火しやすくなるということである。特に、風の影響を受けやすい火の粉については、風の強弱によって、火の粉の飛散程度が大きく異なると考えられ、さらに、風によって風下に運ばれた火の粉による着火性状も、風速の影響を大きく受けると考えられる。

このようなことから、風速が多少なりとも大きかった場合を想定すると、今回の火災状況は、もう少し深刻的な状況になっていたおそれがあったと考えられる。

#### c) 延焼速度式による延焼速度の予測

ここでは、兵庫県南部地震で大規模な火災が発生した地区を対象に、延焼速度について先に示した東京消防庁調査による実測値と、延焼速度式による推計値の比較を行う。

延焼速度式の適用に際して、延焼速度の算定に必要な市街地データは、神戸市における固定資産台帳の町丁目別集計結果である Kobe'90 ならびに建築研究所で整備を進めている地理情報システムによる町丁目別集計値を用いた。Kobe'90 の建築物構造別データは棟数ベースではなく、延べ床面積ベースであり、同データは木造について、いわゆる裸木造と防火木造の区別がされていないため、純木造と防火木造の割合の算出に当たっては、

表 3.3.2.2 大規模火災発生地区の市街地属性推計値

	木造率	防火造率	耐火造率	建ぺい率	建物一辺長
西代市場周辺	18.2%	40.6%	41.2%	46.5%	8.27 m
水笠西公園周辺	17.7%	39.4%	42.9%	51.6%	7.04 m
高橋病院周辺	25.1%	55.8%	19.1%	53.8%	7.39 m
神戸デパート南	15.4%	34.3%	50.3%	59.5%	7.43 m
新長田駅南	15.3%	34.1%	50.6%	41.1%	6.67 m
菅原変電所周辺	20.5%	45.7%	33.8%	47.6%	7.36 m

表 3.3.2.3 各延焼速度式による延焼速度の計算結果

火災区域	時間帯	平均風速	延焼速度観測値	浜田式による 予測値	東京消防庁式 による予測値	糸井川による 予測値
西代市場周辺	13:00~14:45	2.5 m/sec	25.0 m/h	57.0 m/h	22.0 m/h	73.8 m/h
	10:45~11:40	1.9 m/sec	26.0 m/h	51.9 m/h	21.3 m/h	69.9 m/h
	11:40~13:00	1.0 m/sec	23.0 m/h	46.0 m/h	20.3 m/h	72.0 m/h
水笠西公園周辺	15:10~17:30	4.2 m/sec	56.0 m/h	66.9 m/h	23.6 m/h	99.8 m/h
	17:30~19:05	3.9 m/sec	73.0 m/h	64.6 m/h	23.3 m/h	99.8 m/h
	13:00~14:00	3.2 m/sec	40.0 m/h	58.5 m/h	22.5 m/h	97.9 m/h
高橋病院周辺	10:45~13:00	1.2 m/sec	22.0 m/h	44.5 m/h	20.3 m/h	91.4 m/h
	05:47~08:20	3.6 m/sec	43.0 m/h	80.7 m/h	32.7 m/h	89.9 m/h
	06:30~08:30	3.2 m/sec	60.0 m/h	78.4 m/h	32.1 m/h	98.8 m/h
神戸デパート南	13:00~14:10	2.5 m/sec	26.0 m/h	77.4 m/h	31.0 m/h	169.4 m/h
	10:00~11:45	1.6 m/sec	26.0 m/h	67.8 m/h	29.6 m/h	169.4 m/h
	10:15~11:45	1.4 m/sec	21.0 m/h	66.0 m/h	29.3 m/h	169.4 m/h
新長田駅南	13:15~15:00	1.9 m/sec	23.0 m/h	44.8 m/h	18.8 m/h	132.2 m/h
	11:15~13:15	1.0 m/sec	26.0 m/h	39.5 m/h	17.9 m/h	118.6 m/h
菅原変電所周辺	05:47~07:30	3.8 m/sec	64.0 m/h	45.5 m/h	19.3 m/h	48.6 m/h
	07:30~08:30	3.2 m/sec	70.0 m/h	46.1 m/h	18.8 m/h	47.4 m/h
	08:30~10:30	2.5 m/sec	30.0 m/h	43.2 m/h	18.1 m/h	39.8 m/h
菅原変電所周辺	05:47~08:00	3.6 m/sec	53.0 m/h	64.1 m/h	26.3 m/h	68.7 m/h
	05:47~09:00	3.5 m/sec	44.0 m/h	65.8 m/h	26.1 m/h	73.3 m/h

平成5年住宅統計調査の集計結果の内、神戸市長田区の木造と防火木造（ブロック造を含む）の建築面積ベースの構成比（木造：防火木造＝31%:69%）を利用してKobe'90のデータを按分することとした。また、建ぺい率は、地理情報システムを用いて建築面積の合計を算出し、市街地面積はKobe'90を用いることによって算出した。建物の一辺長については、地理情報システムからの建築面積の合計をKobe'90の総棟数で除し平方根をとることにより求めた。神戸市内の主な火災区域について上記の手続きにより求めた市街地属性の推計値を表3.3.2.2に示す。

表3.3.2.3はこの市街地属性と風速及び出火後の経過時間を各延焼速度式に代入し、各時刻帯の（瞬間）延焼速度を求めたものである。同表には参考文献6から、延焼速度観測の時刻帯及びその時刻帯の神戸海洋気象台の風速の平均値を合わせて掲載している。延焼速度の計算にはこの風速と時刻帯を用いた。

図3.3.2.24～図3.3.2.26は、表3.3.2.2に基づき各延焼速度式による予測値と観測値の関係をプロットしたものである。浜田式の場合は、延焼速度が約2倍速いものとして見積もられているが、場合によってはかなり現実の観測値と同程度の値になっている。東京消防庁の式によれば、この式の適用限界が出火後1時間以内であることも影響して、出火後の延焼速度の変化を十分に説明することができず、予測値は延焼速度の変化に乏しいものとなってしまっているが、3つの式の中で、観測値との乖離が小さなポイントの数が最も多いものとなっている。糸井川の式（東京消防庁拡張式）は、建ぺい率に対して非常に敏感なモデルであるので、建ぺい率の高い“高橋病院周辺”や“神戸デパート南”での予測値が非常に高いものとなっている。建ぺい率が50%を下回る火災区域においては、観測値よりやや速い予測値となっている。

いずれの延焼速度式も、観測値との間に明らかな相関があるとはいえない。すなわち、市街地構造と気象条件・出火後経過時間から延焼速度を十分に予測可能であるとは言い難い状況である。これは、いずれの延焼速度式も建築物の倒壊が考慮されているものではなく、建築物が平常時の防火性能を発揮することを前提に構築されたものであることが、最も大きな原因と考えられる。

今後、建築物の倒壊や火の粉の影響を明示的に取り扱った延焼拡大過程について十分な検討を行い、新たな市街地延焼拡大予測モデルならびに延焼速度式の構築を行うことが必要と考えられる。

延焼速度観測値と浜田式との比較

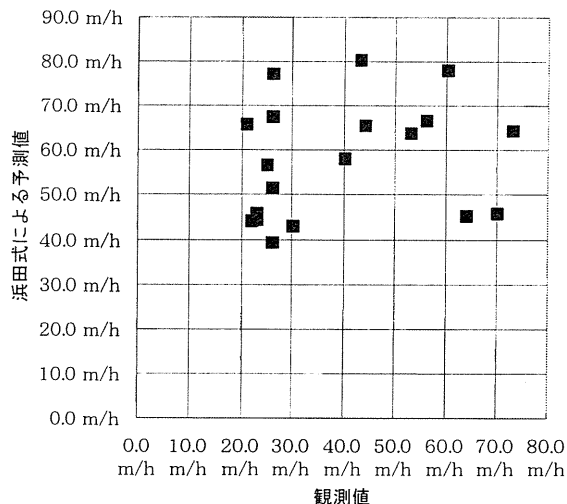


図 3.3.2.24 延焼速度観測値と浜田式との比較

延焼速度観測値と東消式との比較

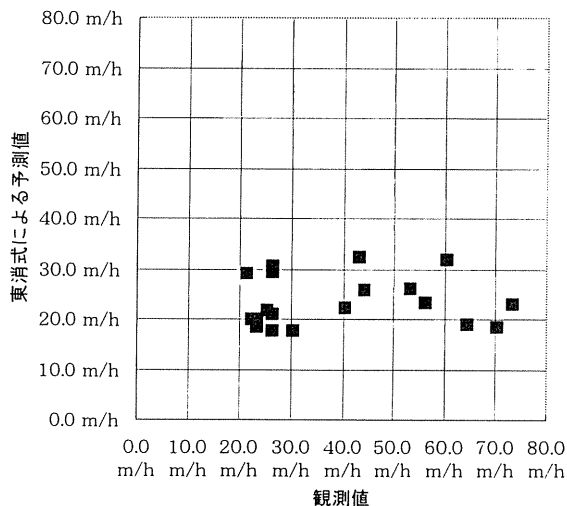


図 3.3.2.25 延焼速度観測値と東消式との比較

延焼速度観測値と糸井川式の比較

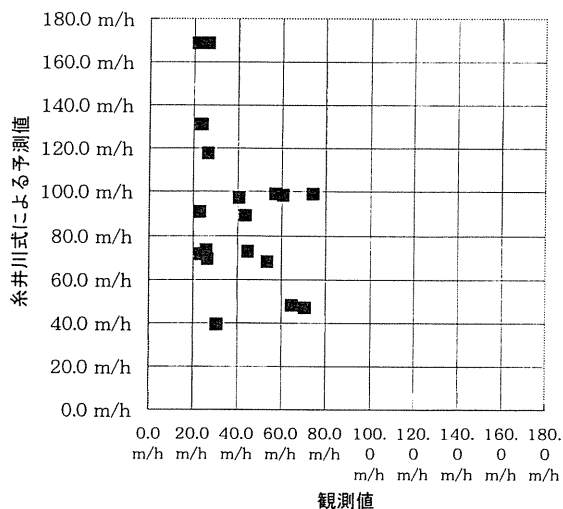


図 3.3.2.26 延焼速度観測値と糸井川式との比較

(3) 焼け止まり線の構成要素

a) 焼け止まり要素の構成比

図3.3.1.aは市街地大火となった神戸市長田区・須磨区の水笠西公園周辺地区(焼失面積約10ha)の焼け止まり線の構成比を示す。この地区は木造住宅の割合が高く狭小な敷地の住宅地の典型であったが、約6割の焼け止まり線は耐火造建物が関与している。焼け跡の周囲を見回すと耐火造建物が目に付く。このことは耐火造に達するまで木造家屋が燃え尽くしてしまったことを示している。焼け止まりに寄与した周辺の耐火造建物のうち、焼損した木造住宅との隣棟間隔が充分にない場合には開口部から類焼を受けているが、内部の防火区画により市街地火災の延焼を防止している。広

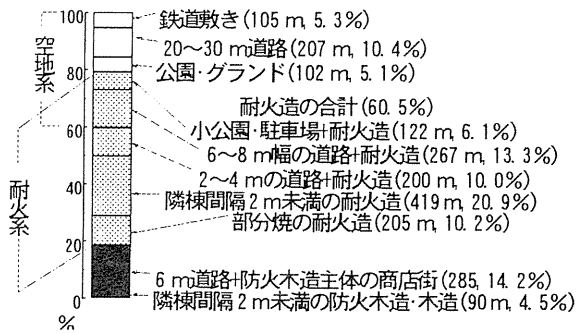
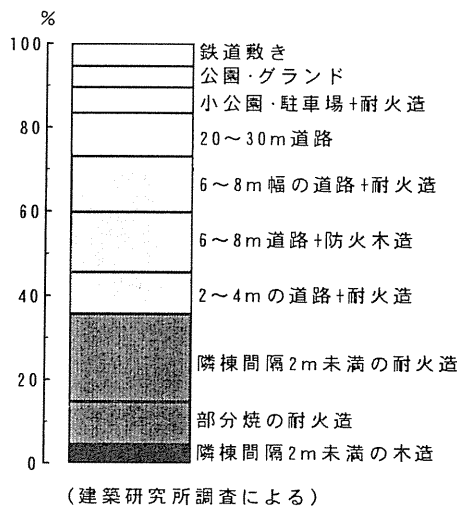


図3.3.1.a 延焼阻止要素の構成比 (水笠西公園周辺)

い幅員の道路、鉄道線路、公園などの大規模な空地、列状の耐火造の建築物群や広い敷地にある学校・マンションなどの耐火造建物があつた場合には、これらが焼け止まり線を形成した。図3.3.1.aの地区の場合、これらの空地等の要素による焼け止まり線は約2割である。また、余裕のある敷地にある耐火造建物は類焼していないものが多い。その他、ポケットパークや駐車場のような小規模な空地と隣接する耐火造や準(旧簡易)耐火造建物などとの組み合わせで焼け止まった事例も多く見受けられた。以上のようなことから、隣棟間隔の確保と耐火性能の向上が市街地火災の延焼を防止する上で重要であることが認識された。

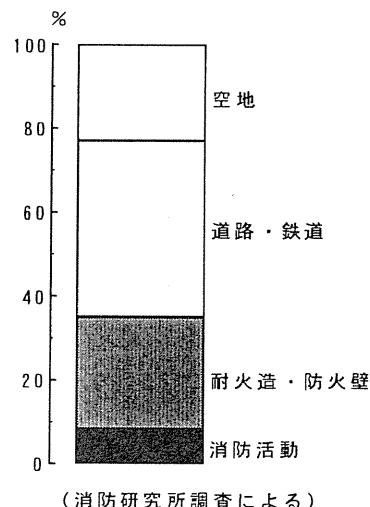


(建築研究所調査による)

図3.3.1.aで残りの約2割の焼け止まり線はモルタル塗りなどの防火木造によって構成されている。8m程度の幅員の道路をはさんで、市民によるバケツリレーなどの必死の消火活動や焼け止まった側のカーテンをはずしたりトタン板を窓などの開口部に立てかけるなどの延焼防止活動によってようやく焼け止まった箇所である。風が燃焼側へ向かっていたこと、燃焼側の建物が倒壊していたり耐火造や防火造建物が混在して燃焼力が裸木造に比べて低かったことなどにより市街地火災の炎の高さが数m程度におさまり、道路上の輻射熱が人間の耐える範囲内であったことから8m程度の道路で消火活動が可能となったものである。延焼してしまったエリアの内側にも同様の幅員の道路があるが、これらの付近では、道路上に地震で倒壊していた建物を経由して延焼したり、或いは、火勢が強くて近づくことができずまた消火用水が不足したことなどによってなすすべがなく、輻射熱で向かいの建物へ延焼したものと考えられる。

自治省消防庁消防研究所の調査では、同じ水笠西公園周辺地区の焼け止まり線における焼け止まり要因のうち8.3%が放水・破壊等消防活動、26.7%が耐火造・防火壁等、42.0%が道路・鉄道、23.0%が空地によるとしている(図3.3.1.b参照)。建築研究所の調査と比べると、消防活動の評価を加えている点と、2m以上の幅員の道路があつた場合については「道路」が主な焼け止まり要因であるとしている点が異なる。

建築研究所調査と消防研究所調査の各要因の比率の比較すれば、図中の「道路」の中には、耐火造の効果を伴って焼け止まった場合が多くあると考えられる。また、消防研究所の調査での「空地」は、報告書(文献8)記載の地図によれば小公園や駐車場を含むとともに、建築研究所調査では鉄道敷き及び20~30m道路とした範囲の一部を「空地」と取り扱っている。道路と焼失範囲の間に駐車場があるので空地としたものである。以上のことを念頭において、消防研究所の焼け止まり線の調査結果を引用して作成した図3.3.1.c及び図3.3.1.d(消防研究所が調査した神戸市内の主な火災区域のうち焼損面積4,000㎡以上の区域について作成)をみていく。



(消防研究所調査による)

図3.3.1.b 延焼阻止要因(水笠西公園周辺、消防研究所調査(文献8)との比較)



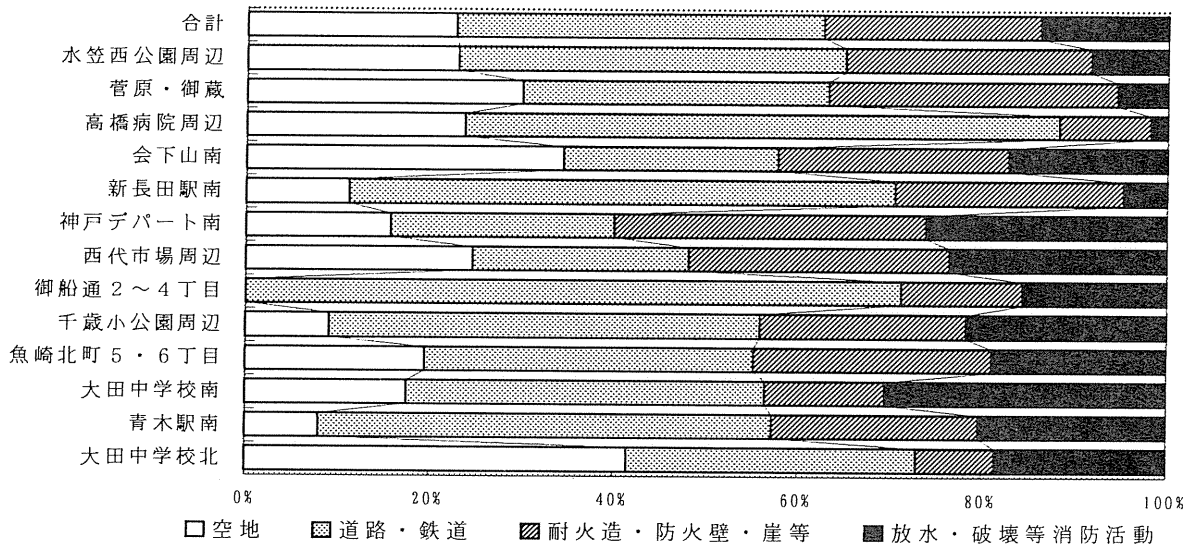


図3. 3. 1. c 焼失面積順にみた神戸市内の主要な火災区域の延焼阻止要因  
(消防研究所調査(文献8)より引用作成)

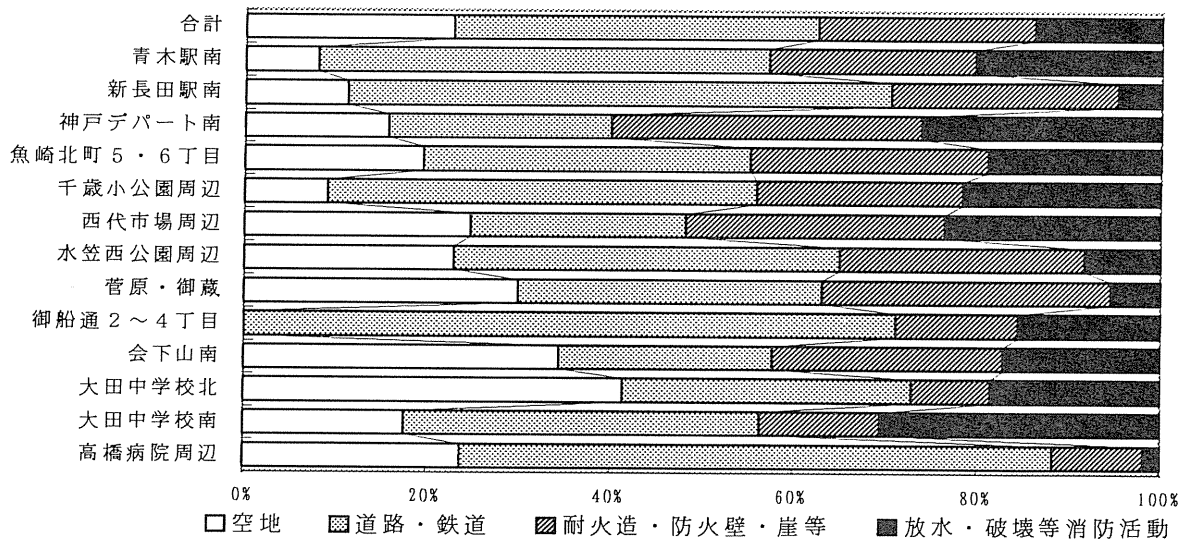


図3. 3. 1. d 耐火造率順にみた神戸市内の主要な火災区域の延焼阻止要因  
(消防研究所調査(文献8)より引用作成)

図3. 3. 1. cでは焼失面積の大きな区域順に延焼阻止要因の割合を示している。焼損面積の大きいほど消防活動による割合が低い傾向がうかがえる。逆に言えば、消防活動がなければ、多くの火災区域が大規模火災となって、空地や耐火建築物の多い範囲まで延焼してしまっただと考えられる。全体的な傾向としては、「道路」が約40%、「耐火造・防火造・崖等」(耐火造が主)、「空地」、がそれぞれ23%前後、「消防活動」が約14%となっているが、これは焼け止まり線の総延長についての比率であるので延焼規模の大きな火災区域の傾向がより強調されており、合計の数字は消防活動の効果を過小に評価していることに注意する必要がある。

図3. 3. 1. dでは耐火造率の高い順に延焼阻止要因の

割合を示している。耐火造率の低いほど「空地」による延焼阻止要因の割合が高い。耐火造の少ない地域では、消防活動などの他の阻止要因がなければ、公園などの空地に達するまで木造建物が次々に延焼していったということになる。なお、御船通2～4丁目及び高橋病院周辺地区では、耐火造率が低いにもかかわらず「空地」の割合が低いが、これらの地区では街区全体が周辺の幹線道路に達するまで燃え尽きたことにより「道路」の比率が高まったものである。

以上のことから、消防活動がない場合には木造の集中した区域では空地まで燃え尽くしとなった割合が高いのに対し、耐火造の多い地区では道路と耐火造の効果によって延焼阻止した割合が高いことを示している。

b) 焼け止まった建物の開口部・外壁・屋根の構造・被害と火害状況

焼け止まった建物について、開口部、外壁、屋根の構造と被害状況の関係を事例を中心に記す。この点に的を絞った調査を行ったわけではないので、他の報告を引用しつつ記することにする。

焼け止まった建物の建築年代をみると、住宅の場合年代の新しいものの相対的な割合は大きくなっている。ただし、各年代の技術で施工された屋根葺き材や外装材などの建物外周材、および開口部材の防火性能は、使用した材料の保有する防火性能だけでなく、経年変化にも大きく左右されるので、このままでは各時代の施工技術の程度を同等に比較できないことはいうまでもないことである。

住宅が密集する火災域での焼け止まり建物の外壁の種類は、モルタル、ALC板、窯業系サイディングの順に大きく、この観点からの詳細なデータによれば、モルタル45%、ALC板25%、窯業系サイディング20%と報告されている<sup>文1)</sup>。

開口部のガラスの種類については、網入り、線入り、普通ガラスの順に大きく、網入りは過半数を占めている。窓枠については、金属サッシの被害は木製サッシよりも小さい<sup>文1)</sup>。

外壁や開口部の焼損の程度は、焼損なしがあっても焼け焦げる程度のものが半分以上を占め、燃え抜けるような焼損の割合は20%程度である。

以上を総合すると、建築年代が比較的新しく、網入りガラスの入ったアルミサッシ窓を有する建物が焼け止まりとなるケースが比較的多いようである(写真1, 2)。ただし、焼失規模が小さく、道路などの延焼遮断体があるような場所では普通ガラスを有する比較的古い住宅が焼け止まりとなった例もみられる。このような場合、火勢抑止活動が比較的容易であったことに加えて、弱風が幸いしていたと考えられる。

耐振性の面では、昭和55年以降の住宅の全壊率は2%、築5年以内の住宅に限れば0.2%というデータがあり<sup>文1)</sup>、市街地建築物の大半を占める住宅の外壁や開口部の防火性能を高めることによって、市街地火災からの延焼に対して防火性能を高めることが期待できる。

c) 各構成要素による焼け止まり状況

ア. 耐火建築物

建物が比較的新しく、地震による被害を受けていない建物が焼け止まりとなっている場合が多い。具体的には耐火建築物の建物が焼け止まりとなっている割合が高い。ここでは、具体的な事例をみってみる。

昭和50年代に建てられたRC造3階建住宅では、強い火災に相当時間曝されたにもかかわらず、線入りガラス窓は燃え抜けておらず、その有効性が確認された事例がある<sup>文1)</sup>。また、RC2階建住宅で普通ガラスが使われた部分は燃え抜けたが、網入りガラスの部分は黒く焼損したが燃え抜けていない事例も報告されている<sup>文1)</sup>。このような事例は数多くみられ、普通ガラスに比べて網入りガラスや線入りガラスの有効性が確認されている<sup>文1)</sup>。

以下の事例は必ずしも燃え止まりとはいえないかもしれないが、参考のため補足として記しておく。

RCの建物であっても、輻射熱のため、網入りガラス

にひびが入っている事例がみられた<sup>文1)</sup>。この場合、焼け止まりとはいえ、約10m幅の道路が延焼遮断しており、隣棟間隔が狭ければ被災していた可能性が大きい。また、RC建物で網入りガラスであっても完全に燃え抜けて内部延焼を引き起こした事例がある<sup>文1)</sup>。さらに、RC建物で網入りガラスで、輻射熱を受け、室内の窓枠が焼けながらも窓本体の燃え抜けは起きなかったが、同じ建物の他の面にある換気口が燃え抜けて火炎が内部に進入し、室内の一部が燃えた事例がある<sup>文1)</sup>。

文1) 兵庫県南部地震による住宅防火開口部等の被災調査、災害科学研究会建設部会、平成7年12月



写真1：建築年代が比較的新しく、網入りガラスの入ったアルミサッシ窓を有する建物が焼け止まりとなる事例



写真2：建築年代が比較的新しく、網入りガラスの入ったアルミサッシ窓を有する建物が焼け止まりとなる事例。ただし、RCの建物であっても、輻射熱のため、網入りガラスにひびが入っている事例。

#### イ. その他の建築物

隣接する敷地の火災から木造住宅が焼け止まったという例はわずかであるが存在した。ここでは、いくつかの好条件の組み合わせで焼け残った住宅の事例を示す。

事例①は周辺が全焼している中で焼け残った住宅で、この住宅の敷地周囲の約3m近くの高さの塀が炎を遮ったことと、隣棟との間隔がほとんどない側の外壁には窓などの開口部が少ないことにより類焼を受けなかったと考えられる。

事例②の住宅は同じく周辺が全焼している中で焼け残っている。地震によって損傷を受けなかった防火外壁と建物周囲の3m程度の隣棟間隔が相まって類焼防止の効果を発揮した。

事例③の住宅については、住民による類焼防止がはかられたことを、建築研究所の現地調査の際、住民から聴取したが、背後に比較的大きい空地（公園）があることも有利に働いたであろう。

事例④では、写真の右から左へ延焼した。中央の比較的新しい在来木造（外壁は防火サイディング）は3方を火に囲まれたが燃え残った。窓の比較的多い南側は3m幅の庭があり、また、延焼しやすい2階をセットバックしていることが延焼を防ぐ上で役立ったと考えられる。東側の隣棟間隔は約1m程度しかなく外壁は焼毀しているが、開口部をほとんど設けていなかったため類焼をまぬがれている。なお、すべての窓やドアには網入りガラスが用いられており、防火的な措置を厳密に実践したことが類焼防止につながっていると考えられる。

事例⑤においては、敷地に比較的余裕があるため隣棟間隔が確保され類焼をまぬがれたと考えられる。この火災事例が発生した地区は、1棟あたりの平均宅地面積が比較的大きいが、平均宅地面積がこの地区よりも大きな地域においては、3.3ha以上の市街地大火となっていない。

事例⑥は、半島状に焼け残った在来木造住宅である。新しくはないがメンテナンスが良く、屋根も剥落しておらず、ほとんど被害を受けていないように見える。南側の豊富な植栽が効果的に延焼防止の役割を果たしたと考えられる。植栽があることは、その樹影で輻射熱を遮るとともに樹木があることにより自ずと空地が存在することになり隣棟間隔が確保され、家屋の受ける輻射熱が弱まることになる。

事例⑦は、防火木造の住宅の弱点となる窓に金属製雨戸が設置されていたためこれが輻射熱を遮り延焼を防止したと考えられる。トタン板を窓に立てかけて延焼防止をはかった例が多く住民から報告されているが、金属製雨戸は住宅の延焼防止の事前の備えとして有効であったといえる。

以上の焼け残った住宅に共通した点は、地震動による倒壊や外壁の損傷がほとんどなく健全に残ったものであったこと、狭小な宅地の中においても隣棟間隔が比較的確保された住宅であったこと、隣棟間隔が確保されない場合は、防火外壁や塀、金属製の雨戸などによって火災による輻射熱を遮っていることである。



写真4.3.1 事例①



写真4.3.2 事例②



写真4.3.3 事例③



写真4.3.4 事例④



写真4.3.5 事例④ 東側側面



写真4.3.6 事例⑤



写真4.3.7 事例⑥



写真4.3.8 事例⑦

### 3. 3. 3 耐火建築物からの出火状況と避難施設・建築設備の被害状況

#### (1) 耐火建築物から出火した火災の特徴

##### a) 単体火災の発生状況

建築研究所で調査した150ヶ所の火災のうち、単体火災でとどまったものは73ヶ所であった。これに神戸大学調査(文献2)に記載されている単体火災をあわせ、出火日時が明らかで地震後3日間に発生した火災99件を調査対象とした。全体の火災件数は229件(表3.3.1.3より)であり、建築研究所で調査した火災のうち集団火災は77件であるので、残りの152件が最も多く見積もった場合の単体火災の件数と考えられ、調査対象とした99件は単体火災の総発生数の約7割を取り上げたことになる。

表3.3.3.1にこれらの単体火災にとどまった火災についての概要を示す。用途別に見ると、住宅からの出火が戸建、集合、併用をあわせて全体の約75%を占めている。その他、店舗や雑居ビルなどの複合用途が10%、事務所、学校、工場等が各5%程度であった。また、火災発生時間別に見ると、約4分の1の数の単体火災が

地震直後、約7割が地震発生から6時間以内に発生している。次に、構造別に見ると、RC造43%、S造14%、防火木造21%、木造16%、不明6%である。

##### b) 耐火建築物における単体火災

調査対象の99件の単体火災のうちRC造、S造等の耐火建築物から出火した火災は57件である。

用途別では、共同住宅が31件で56%と多く、ついで店舗・雑居ビル16%、併用住宅9%、大学・学校7%、庁舎、工場、戸建各4%の順となっている。

消防機関の活動が通常時に比べて低下していることから、図3.3.3.1に示すとおり建物内で延焼拡大した割合が高い。特に2割以上の火災において上階延焼している。

図3.3.3.2に示すように上階延焼した12件の火災のうち7例が地震によって全壊・半壊となっていた建物で発生しているのに対し、出火区画内(共同住宅の場合は出火住戸内)に焼損がとどまった14件の火災の場合は、その12件までが地震による構造的な被害を受けていない。これらのことから、地震により構造

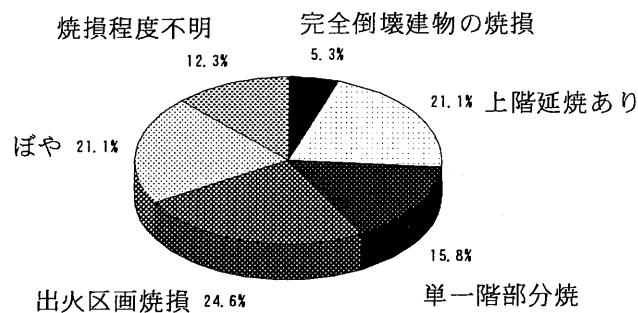


図3.3.3.1 耐火建築物における単体火災の焼損程度 (地震後3日間)

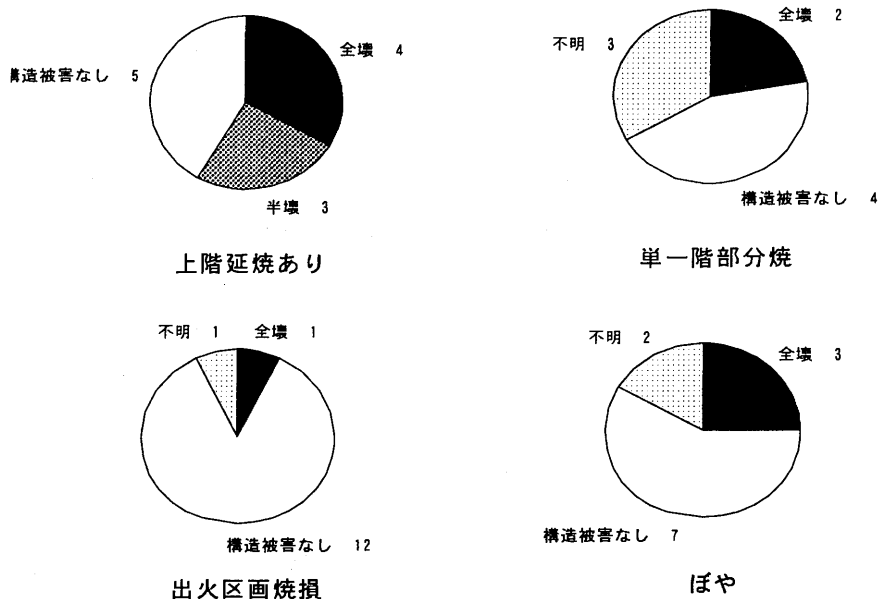


図3.3.3.2 耐火建築物における単体火災建物の構造被害と焼損程度の関係 (地震後3日間)

表3.3.3.1 単体火災リスト 地震後3日間に発生した火災、神戸大学調査（文献2）及び建築研究所調査より作成

出火日時	場所	用途	構造	階数	構造被害	出火原因・経過	焼損状況	備考
17 直後	尼崎市	戸建住宅	防火木造	2	なし	ガス器具	小火	バケツリレー・消火器で消火
17 6	西宮市	戸建住宅	防火木造	2	なし	ガス漏れ+着火	小火	炎が住宅の2階まで到達
17 9	神戸市	戸建住宅	S	2	全壊	電気+ガス	小火	避難余裕あり、市民消火
17 9	神戸市	戸建住宅	防火木造		なし	漏電・短絡	不明	
17 昼前	尼崎市	戸建住宅	防火木造		なし	電気器具	小火	バケツリレーで消火
17 6	西宮市	戸建住宅	裸木造	2	全壊	その他(煉炭)	全焼	2名死亡
17 直後	芦屋市	戸建住宅	木造		全壊	不明	小火	
17 直後	西宮市	戸建住宅	防火木造	2	全壊	不明	全焼	1名焼死、1名救助後死亡
17 直後	神戸市	戸建住宅	防火木造	2	全壊	不明	不明	
17 直後	神戸市	戸建住宅	木造		不明	不明	全焼	2名焼死
17 7	西宮市	戸建住宅	防火木造	2	なし	不明	部分焼	
17 8	伊丹市	住宅	木造		全壊	不明	全焼	
17 17	神戸市	戸建住宅	防火木造		なし	不明	不明	
17 18	神戸市	戸建住宅	防火木造		なし	ガス漏れ+着火	小火	バケツリレーで消火
18 午後	神戸市	戸建住宅	裸木造		なし	漏電・短絡	小火	埋まっていた人を救助
19 午前中	芦屋市	戸建住宅	裸木造		全壊	不明	全焼	
19 10	神戸市	戸建住宅	防火木造	2	なし	漏電・短絡	2階部分全焼	
19 16	芦屋市	戸建住宅	裸木造		全壊	電気器具	小火	
19 18	西宮市	戸建住宅	S	3	なし	不明	3階焼損	
17 直後	西宮市	共同住宅	裸木造	2	半壊	ガス漏れ+着火	1棟全焼	4名死亡
17 8	西宮市	共同住宅	防火木造	2	全壊	ガス漏れ+着火	不明	
17 6	西宮市	共同住宅	防火木造	2	全壊	電気+ガス	全焼	1名死亡
17 直後	神戸市	共同住宅	防火木造	2	なし	その他(プロパン)	不明	
17 6	川西市	共同住宅	木造		不明	その他(ローソク)	不明	居住者が消火
17 7	西宮市	学校寮	防火木造	2	不明	その他電気関係	不明	
17 10	西宮市	共同住宅	防火木造	2	全壊	不明	不明	消防団が注水
17 17	西宮市	共同住宅	防火木造	2	半壊	ガス漏れ+着火	2階小火	生理救出中、煙で覚知
17 20	西宮市	共同住宅	防火木造	2	半壊	不明	2階部分焼損	
18 0	神戸市	共同住宅	防火木造	2	なし	通電	部分焼	
18 11	神戸市	共同住宅	木造	2	なし	その他(放火)	不明	
17 直後	伊丹市	共同住宅	不明		不明	漏電・短絡	小火	
17 7	伊丹市	共同住宅(寮)	不明		不明	電気器具	小火	
17 10	宝塚市	共同住宅	不明		不明	電気器具	部分焼	
17 直後	芦屋市	共同住宅	RC	8	2階全壊	電気+ガス	3~6階まで上階延焼	2階の潰れた住戸から出火

表3.3.3.1 単体火災リスト（つづき）地震後3日間に発生した火災、神戸大学調査（文献2）及び建築研究所調査より作成

出火日時	場所	用途	構造	階数	構造被害	出火原因・経過	焼損状況	備考
17 直後	神戸市	併用共同住宅	RC	5	全壊	電気+ガス	出火住戸焼損	住民は非常階段から避難
17 7	芦屋市	共同住宅	S	3	全壊	ガス漏れ+着火	数住戸焼損、上階延焼あり	
17 直後	芦屋市	共同住宅	RC	11	なし	ガス器具	小火	消火器で消火
17 午前	神戸市	併用共同住宅	RC	4	なし	ガスストーブ	部分焼	出火室のドア開かず1名死亡
17 6	神戸市	共同住宅	RC		なし	電気器具	小火	
17 6	西宮市	共同住宅	RC	5	なし	電気器具	小火	消火器で消火
17 7	伊丹市	共同住宅	RC		不明	電気器具	部分焼	
17 7	伊丹市	共同住宅	RC		不明	電気器具	小火	
17 6	西宮市	共同住宅	RC	6	なし	その他電気関係	出火住戸全焼	扉が開かず救助に手間取った
17 7	芦屋市	共同住宅	S	3	なし	その他電気関係	出火住戸焼損	1名死亡
17 直後	神戸市	共同住宅	RC	7	なし	石油ストーブ	数住戸焼損、上階延焼あり	1名死亡
17 直後	神戸市	共同住宅	RC	4	半壊	その他（車）	1階から4階まで延焼	
17 直後	芦屋市	共同住宅	RC	6	1階全壊	その他（車）	ピロティから2、5階延焼	ベランダからはしごで避難
17 6	尼崎市	併用共同住宅	RC		なし	その他（煙草）	小火	従業員が消火器で消火
17 直後	神戸市	共同住宅	RC		なし	不明	出火住戸焼損	一部非常ベル鳴らなかつた
17 8	神戸市	共同住宅	RC	9	なし	不明	出火住戸焼損	
17 8	神戸市	併用共同住宅	RC	7	なし	不明	2住戸焼損、上階延焼	救助された人あり（7階）
17 9	神戸市	共同住宅	RC	14	なし	不明	出火住戸焼損	
17 17	神戸市	共同住宅	RC	7	なし	その他（ローソク）	1住戸焼損	
17 18	神戸市	共同住宅	RC	4	なし	電気器具	不明	
18 2	神戸市	共同住宅	RC	14	なし	その他電気関係	出火住戸焼損	管理人が確認後、館内放送
18 2	神戸市	併用共同住宅	RC	4	なし	電気器具	小火	煙感知器作動、住民消火
18 7	神戸市	共同住宅	RC	8	なし	不明	出火住戸焼損	非常ベル鳴動、消火器で消火
18 11	神戸市	共同住宅	RC		なし	不明	出火住戸焼損	
18 16	西宮市	併用共同住宅	S	11	なし	その他電気関係	1、1階部分焼	
18 19	神戸市	共同住宅	RC		なし	その他の電気関係	不明	
19 8	西宮市	共同住宅	S	3	1階全壊	その他（バーナー）	不明	救助作業中
19 11	神戸市	共同住宅	RC	5	なし	不明	不明	
19 17	西宮市	共同住宅	S	3	1階全壊	その他（バーナー）	小火	救出作業中
19 20	神戸市	共同住宅	S	3	なし	電気製品	出火住戸焼損	
17 直後	川西市	併用住宅	木造		不明	その他（プロパン）	不明	部分焼
17 10	明石市	併用住宅	RC		全壊	ガス+電気	部分焼	
17 7	芦屋市	併用住宅	RC	3	全壊	その他電気関係	1階全焼、2階部分焼	潰れた1階から出火
17 直後	神戸市	併用住宅	RC	3	なし	不明	全焼	激しく炎上、2人死亡



表3.3.3.1 単体火災リスト（つづき）地震後3日間に発生した火災、神戸大学調査（文献2）及び建築研究所調査より作成

出火日時	場所	用途	構造	階数	構造被害	出火原因・経過	焼損状況	備考
17 直後	神戸市	併用住宅	S	3	半壊	不明	不明	
17 7	伊丹市	併用住宅	S		不明	不明	部分焼	
17 8	神戸市	併用住宅	防火木造		なし	不明	不明	
17 10	神戸市	併用住宅	防火木造		半壊	不明	小火	消火器で消火
17 15	西宮市	併用住宅	防火木造	2		熱帯魚のヒーター	小火	隣人が煙を覚知して消火
19 14	神戸市	併用住宅	木造	2	一部破損	漏電・短絡	小火	バケツリレー、消火器で消火
17 直後	神戸市	雑居ビル	RC	5	全壊	不明	倒壊建物焼損	
17 直後	神戸市	店舗・事務所	RC	5	半壊	不明	全焼	
17 6	西宮市	店舗倉庫	S		全壊	不明	小火	建物の間から出火、市民消火
17 7	西宮市	店舗	S	2	なし	不明	小火	
17 9	神戸市	店舗	S	2	全壊	不明	倒壊建物焼損	
17 9	神戸市	雑居ビル	RC	6	全壊	電気+ガス	倒壊建物焼損	
17 20	神戸市	雑居ビル	RC	6	なし	石油ストーブ	出火住戸焼損	
18 2	神戸市	雑居ビル	RC	11	半壊	電気器具	部分焼、上階延焼あり	地震で全員避難していた
18 16	西宮市	店舗	RC	6	なし	不明	小火	
17 直後	伊丹市	市役所	RC		なし	その他電気	部分焼	
17 6	宝塚市	業務	不明		不明	不明	3階から出火部分焼	
17 6	尼崎市	事務所	防火木造		なし	不明	1室焼損	付近住民が消火器で消火
17 9	神戸市	合同庁舎	RC	8	なし	不明	検査室部分焼	職員が消火器で消火
17 直後	西宮市	大学	RC		不明	その他（薬品）	理学部研究室、棚と壁焼損	消火器で消火
17 直後	神戸市	学校	RC		なし	漏電・短絡	理学部研究室、上階延焼あり	
17 直後	神戸市	大学	RC	4	なし	不明	化学実験室（2ヶ所）全焼	
17 6	西宮市	学校	RC	3	なし	その他（薬品）	理学部研究室、2・3階延焼	
17 7	神戸市	大学	不明		不明	不明	部分焼	
17 直後	神戸市	工場	イガRC	3	全壊	不明	2階の約1/3焼損	
17 6	川西市	工場	木造		不明	その他（薬品）	不明	
17 9	神戸市	工場研究棟	RC		なし	漏電・短絡	不明	社員による密閉消火で鎮火
19 1	神戸市	倉庫	S		不明	不明	不明	
17 午前中	芦屋市	保養所	裸木造	2	全壊	不明	全焼	
17 直後	宝塚市	不明	木造		全壊	その他（車）	小火（車両と廃材の焼損）	
17 午前中	芦屋市	不明	RC	2	不明	不明	部分焼	

的な被害を受けた場合には、火災が発生した際に容易に延焼拡大する危険性が高いと考えられる。

建物内の延焼拡大の結果、ベランダからはしごで避難した例が発生している。また、地震により玄関のドアが開かず、救助に手間取ったり、死者が発生してしまった例が住民から証言されている（神戸大学調査）。このように避難施設が地震で使えなかった例は、火災が発生しなかったビルでも多く報告されている。防災設備については、煙感知器や非常ベルが通常通り作動し、館内放送もされた例もあるが、一部で非常ベルが鳴らなかった箇所も発生している。

### c) 耐火建築物から出火した集団火災

建築研究所で調査した集団火災77件のうち、出火建物の構造が耐火建築物の火災が16件あった（神戸大学調査による。残りの57件は木造、3件は構造不明）。表3.3.3.2にこれらの耐火建築物から出火して集団火災となったケースの概要を示す。

出火は地震直後或いは地震発生後数時間までに出火した火災が全体の約8割を占める。出火原因が不明で

一気に炎上拡大したものが多い（一気に炎上拡大しているため出火原因が把握されにくいと思われる）。

建物の立地条件、火災拡大の状況などから、耐火建物から集団火災に拡大したものにほぼ3つのパターンがあると考えられる。

出火建物の用途は工場が多い。これらの工場の多くは工場の比率の高い住工混合地にあるものが多い。住工混合地の工場や商店の倉庫にあった危険物などによって火勢が強く、容易に延焼したものと考えられる。以上が第1のパターンで全体の約4割をしめる。

第2のパターンは、店舗など可燃物が多いビルで火災が発生し、周辺の木造住宅に延焼したものであり全体の約4割である。

第3のパターンは、共同住宅・併用共同住宅が大きく倒壊し、出火炎上して倒れ込んでいた隣家に延焼するもので、全体の約1割をしめる。

第3のパターン以外は、建て詰まった地域で発生しており、出火建物と隣接建物の隣棟間隔が十分でないものが多い。

表 3.3.3.2 耐火建築物から出火した集団火災の出火建物及び火災被害状況

出火日	時	場所	建物用途	構造	階数	構造被害	出火原因	焼損面積	備考
17	9	神戸市	工場	RC	4	不明	不明	約1,500㎡	爆発的に炎上 住工混合地
17	直後	神戸市	工場	RC	不明	なし	不明	約3万㎡	住工混合地
17	直後	神戸市	工場	S	不明	なし	漏電・短絡	約2,000㎡	爆発的に炎上 住工混合地
17	10	神戸市	工場・事務所	RC	不明	半壊	不明	約4,000㎡	猛煙が上がる 住工混合地
17	直後	神戸市	事務所	RC	不明	なし	不明	約4,000㎡	爆発的に炎上 住工混合地
17	直後	神戸市	店舗	RC	不明	なし	不明	約4万㎡	爆発的に炎上 住工混合地
17	直後	神戸市	工場併用住宅	RC	5	1階全壊	不明	約400㎡	爆発的に炎上 自動車整備
17	直後	神戸市	工場	S	2	半壊	漏電・短絡	約5,000㎡	爆発的に炎上 住宅地
17	14	神戸市	店舗	S	不明	全壊	石油ストーブ	約1万㎡	一気に炎上 靴 住宅地
17	直後	神戸市	病院	S	2	なし	不明	約7万㎡	爆発的に炎上 住宅地
17	7	神戸市	店舗	RC	5	半壊	不明	約2,000㎡	数回爆発あり インテリア
18	19	神戸市	工場併用住宅	S	不明	全壊	不明	約2,000㎡	爆発的に炎上 住宅地
18	7	神戸市	雑居ビル	RC	3	半壊	不明	約400㎡	ガス漏れ引火の疑い
17	10	神戸市	店舗併用住宅	S	4	なし	不明	約200㎡	くすぶり 電機店
17	直後	神戸市	共同住宅	S	3	全壊	不明	約500㎡	隣家に倒れ込み出火
17	直後	神戸市	店舗併用住宅	RC	7	全壊	不明	約4,000㎡	爆発的に炎上 道路上倒壊

主に神戸大学調査（文献2）より作成

#### 【参考文献】

1. 神戸市消防局、「兵庫県南部地震に伴う神戸市における火災概要」、平成7年4月14日
2. 神戸大学工学部建設学科室崎研究室・(株)地域環境防災研究所、「神・淡路大震災時の火災の延焼状況調査報告書」、平成7年3月28日
3. 建設省建築研究所、「平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書」、平成7年8月
4. 国土庁編、「平成7年版防災白書」、平成7年6月
5. 神戸市都市計画局、Kobe'90（固定資産台帳による町丁目別集計結果）
6. 東京消防庁、「兵庫県南部地震に伴う市街地大火の延焼動態調査報告書」、平成7年12月
7. 熊谷良雄、「平成7年度火災学会講演討論会テキスト ー大都市地震火災とその対策ー」、1996年1月25日
8. 自治省消防庁消防研究所、「兵庫県南部地震における神戸市内の市街地火災調査報告（速報）」、平成7年3月

#### (2) 耐火建築物の避難施設・建築設備の被害状況

建築研究所では、避難施設や建築設備の被害状況に関する調査を独自には行っていない。ここでは、火災学会内の共同委員会できとまとめた調査結果<sup>21)・22)</sup>の概略、特に消火栓、スプリンクラー、消火用補給水タンク等の衛生関連設備について簡単に述べるにとどめる。

建築物は、その用途や規模に応じて消火、防災関連設備が設置されているが、これらは、通常時の火災に対してその信頼性が確保されているものである。今回のように地震直後では、物理的被害を受け、火災の検出や消火等の本来の機能が損なわれたものが数多くみられる。

特徴的な例として、スプリンクラーヘッドがフレキシブル継手を使用しない固定支持による配管方法をとったものでは、天井材の地震層間変形を吸収できず破損に至る例が多くみられる。また、地震時の層間変形に追従できるような配慮がなされていないことは、配管ネジ部分の損傷や配管の脱落などの被害にも結びつくものである。

屋内消火栓については、取り付け壁の破損や、扉の変形が消火扉の開閉不能に結びつく事例がかなり報告されている。また、屋外消火栓については、本体自体の傾斜により不能になる事例が報告されている。

建物屋上に設置される消火用補給水タンクの被害内容は、転倒、移動、破損等が報告されている。特徴的なのは、新耐震適用の建物においても多くの被害がみられる点である。

#### 【参考文献】

1. 震災調査委員会報告集、日本火災学会、平成8年
2. 平成7年兵庫県南部地震・設備関連被災調査報告、大成建設株式会社、平成7年4月

### 3. 3. 4 都市のオープンスペースが果たした役割

都市のオープンスペースは、狭義には、公園緑地のようなレクリエーション利用や環境保全のための担保された公的な非建ぺい空間をさすが、広義には道路のような交通の用に供するための担保された非建ぺい空間、暫定的に駐車場として利用されている土地や未利用地のような暫定的、一時的に確保された非建ぺい空間、私有地における庭や恒久的な施設としての駐車場のようない図的に設置された非建ぺい空間をも含む。

ここでは狭義のオープンスペースである公園緑地と、街路樹や私有地内の樹木について、その存在が阪神・淡路大震災時に果たした防災効果について報告する。

#### (1) 公園緑地と樹木の防火効果

市街地火災を何とか自分達の手でも消そうと、残された僅かな水源を使った市民によるバケツリレーなど必死の消火活動が行われた。それが効を奏して延焼をくい止めることができた地区もあったが、多くの火災は、広幅員の幹線道路、鉄道線路、河川、不燃化建築物、都市公園などの不燃空間で自然に焼け止まった。

都市公園による焼け止まり線の顕著な例が、須磨区で区画道路の交差点に菱形に設けられた大國公園（面積約0.17ha）に見られる（写真3.3.4.1）。また、公園以外でも、個人の住宅が敷地内の樹木により隣地からの延焼を免れたのではないと思われる箇所が数カ所で見受けられた。一例が灘区篠原南町二丁目の木造の個人住宅である（写真3.3.4.2）。北側道路の敷地であり、南、西、東の三方を火に囲まれたが、常緑高木の厚い葉群に守られたかのように住宅が焼けずに残っていた。

須磨区および長田区の焼失面積 1,500㎡以上の市街地火災地域を対象に、「市街地火災による焼失面積」と「その地域の地震前の空中写真から読み取った緑被地率」との関係調べた結果が、図3.3.4.1 のように

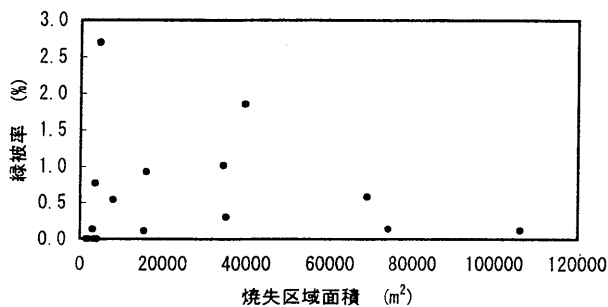


図3.3.4.1 緑被地率と焼失面積との関係

表3.3.4.1 1月18日の公園の利用実態

市区名	対象公園数 (ヶ所)	調査公園数 (ヶ所)	利用実態						
			テントによる利用		防水シートによる利用		自動車の有無		自衛隊の有無 (公園数)
			公園数	テント数	公園数	シート数	公園数	台数	
総計	660	494	65	227	40	73	104	1859	2
神戸市	389	389	54	205	40	73	87	1526	2
東灘区	131	131	14	57	7	15	20	359	0
灘区	56	56	15	96	13	28	13	359	1
中央区	60	60	11	25	3	4	15	135	1
兵庫区	51	51	4	10	5	8	13	110	0
長田区	55	55	10	17	10	16	15	239	0
須磨区	36	36	0	0	2	2	11	324	0
西宮市 (一部)	220	54	5	7	0	0	7	183	0
芦屋市	51	51	6	15	0	0	10	150	0

報告されている<sup>1)</sup>。緑被地率が小さくとも広幅員道路、耐火建築物、線路、河川等の存在や人為的な消火活動により延焼が小さな面積にとどめられた地区があるが、総じて、緑被地率が大きいところほど、焼失面積が小さい傾向が見られる。

最近の木造住宅は不燃性の外装材が使われているものが多く、また構造的にも十分な耐震性を持つため、出火や延焼の危険性は古い木造住宅よりも相当改善されている。しかし、既存の市街地にはいまだに古く燃え易い木造建築物が多く残っており、また道路も曲がりくねった狭いものしかない地域も多い。そのような地域では、強い地震に襲われた場合には火災が同時に多くの箇所が発生し、そのうちのいくつかが放任火災となってやがて市街地火災に発展する危険が高い。

樹木による延焼防止効果に関しては、過去に建築研究所で植栽帯の延焼遮断効果の評価式を開発し、発表している<sup>2)</sup>。しかしこれは樹林帯を均一な高さの1つの面に置き換えてその輻射熱遮蔽率を評価したものであり、単体の樹木による効果は評価できない。単体の樹木でも壁面のある点での輻射熱を低減する効果があり、この効果を評価し得るモデル式を、今後建築研究所で開発していくことにしている。

#### (2) 樹木が与える安心感

平成7年兵庫県南部地震では、街路樹や個人の敷地内の樹木は全く倒れておらず、十分に根を張った樹木は、震度7の強烈な地震に襲われても、揺れの周期の短い直下型の地震の場合には倒れないことが示された。「寄らば大樹の陰」は、地震の際にはあてはまると言えよう。強い地震で建築物や構造物に大きな被害が発生した場合、樹木のある公園の存在は、地震による被害で精神的におおきなダメージを受けた被災者に安心感を与え、精神的な動揺を抑える効果があることが推察される。

また、樹木は倒れないだけでなく、逆に、写真3.3.4.3に見られるように、建物の倒壊を押し止める効果があることが、多くの場所で認められた。日本造園学会関西支部の調査<sup>1)</sup>によると街路樹が家屋の倒壊を防止した事例が15件、庭木が家屋の倒壊を防止した事例が15件、庭木がブロック塀または塀の倒壊を防止した事例が12件、報告されている。

#### (3) 応急避難の場としての公園緑地

地震直後の1月18日に撮影された空中写真から実態視して公園の利用実態を調査した結果<sup>3)</sup>によると、表3.3.4.1 のとおりとなっている。

しかし、前記のデータは、応急避難の場としての公園利用の一部であり、これ以外にどれくらいの住民が危険を避けるために一時的に公園緑地に滞在したかは明らかになっていない。多くの住民がとっさに近くの公園に避難して様子を見たり、公園で近所の住民同士で情報の交換をしたり、被災者の救出、消火活動等の緊急活動をするために公園に集まったりしたものと考えられる。

この状況を明らかにすることを目的として、当所では、建設省土木研究所、神戸市などの政令指定市等で構成される大都市公園緑地問題協議会と合同で、震度7の地震動があった町丁目の住民の約3.9%にあたる6,000名を対象として、地震後の避難行動および公園利用の状況に関するアンケート調査を実施している。平成8年2月にアンケート票を発送した。また、これ以外に実際に公園に一時避難したり公園で避難生活を送った住民に対してヒアリング調査も行っている。アンケート調査およびヒアリング調査の結果をとりまとめ、集計、分析して発表するにはなお若干の時間を要する。

#### (4) 避難生活の場としての公園緑地

阪神・淡路大震災のように、地震による被害の規模が大きく、学校などの建築物での被災者収容能力を超える被災者が発生した場合には、公園緑地は、テントを設営することにより、被災者を収容する空間として重要なスペースとなる。

地震発生から3週間後の2月7日に視認により公園の利用実態を調査した結果<sup>3)</sup>によると、表3.3.4.2のとおりとなっている。

学校の体育館に収容された被災者は、天井が高く石油ストーブが使用できなかったために寒さに耐えて避難生活を送った。それに対し、公園緑地や学校の校庭内でテント生活をした被災者の場合は、自己の責任で石油ストーブやローソクの火で暖をとるなど、工夫して避難生活を少しでも過ごし易くすることができた。

関東大震災後の復興計画市街地整備にあたっては、児童公園や近隣公園は極力、小中学校に隣接して配置されたが、阪神・淡路大震災時も、学校に隣接した都市公園がよく利用された。また、自治会の集会所が公園の近くや公園内にある場合も、都市公園が被災者の収容拠点として積極的に使用された。

被災者は、避難する場合でも、自分の家にできるだ

け近い場所を避難しようという意向が強かった。その意味で、大規模な都市基幹公園以外に、比較的規模の小さい、街区公園（以前は児童公園と呼ばれていた。標準面積0.25ha）や近隣公園（標準面積2ha）が被災者の避難生活の場として重要な役割を持つことがわかった。

神戸市中央区の宮本公園（0.49ha）では遊具の間に巧みに自衛隊提供の被災者のためのテントが設営された（写真3.3.4.4）。

この宮本公園でのテント等の設置状況は図3.3.4.2のとおりであった。公園区域内の北側に老人憩いの家があるが、地域の老人が日を決めて会食のために集まったり地域コミュニティの集まりに利用したりしていた。

そのため、自衛隊がテントが設営後、自治会等がリーダーシップをとって互いに協力しながら避難生活を送っており、公園内の北西部にある構造物付きの円形砂場が早い者勝ち的にシートを張って個人使用されていたのを除き、整然とした効率のいい空間利用が行われていた。兵庫県は各区毎に都市公園のスペースを利用して救護対策本部を設置したが、中央区ではこの宮本公園に救護対策本部が設置された。

阪神・淡路大震災では、被災者を収容する応急仮設住宅の需要が非常に大きく、その確保が大きな問題となり、都市公園の空間も応急仮設住宅の建設場所として使用された。神戸市では事前の地震災害対策の検討が不十分であったため、また、そもそも阪神淡路大震災のような大規模な震災を想定していなかったため、応急仮設住宅の用地を早急に確保するのに困難をきたした。都市公園での応急仮設住宅の建設については、事前に公園担当部局と防災担当部局とで協議し、いくつかの災害規模別に、応急仮設住宅を建てることのできる都市公園の抽出、各都市公園での応急仮設住宅の設置場所、設置棟数の検討をしておくことが必要であろう。また、地震災害発生時の応急仮設住宅の設置までの行政上の手続き、応急仮設住宅を除却した後の公園施設の復旧費用の負担についても、事前に公園担当部局と防災担当部局とで合意しておくことが必要であろう。

被災者に名目上は被災者の30%を目安として、実質的には、希望するすべての被災者に応急仮設住宅を提供するという現行の制度は、阪神・淡路大震災のような大規模な地震災害にあっては、多くの問題点がある。

表3.3.4.2 2月7日の公園の利用実態

区名	対象調査		避難所利用						置き場				緊急物資				給水所 *(4)	仮設 トイレ	救急 医療	自衛隊 駐屯	仮設 住宅	一時 避難所	その他 *(5)			
	公園数 (ヶ所)	公園数 (ヶ所)	公園数 (ヶ所)	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数	テント 数								テント 数	テント 数	テント 数
3市計	660	103	91	353	470	283	78	1184	17	22	46	552	7	11	16	10	5	17	13	10	52	8	5	7	18	20
神戸市	389	96	86	353	447	262	76	1138	16	22	42	520	7	11	15	10	5	17	13	10	48	8	5	7	18	19
東灘区	131	26	24	96	91	24	18	229	4	4	15	170	2	3	0	4	1	4	6	7	14	1	2	1	5	7
灘区	56	19	18	50	151	69	14	284	9	9	11	134	3	4	2	3	0	4	2	1	10	2	2	1	2	3
中央区	60	13	12	72	53	56	18	199	0	3	6	87	0	0	1	2	1	1	1	0	7	2	1	0	6	2
兵庫区	51	14	12	91	39	53	7	190	2	3	2	17	0	0	1	1	1	5	0	0	8	0	0	4	4	3
長田区	55	17	14	8	100	35	16	159	0	2	4	44	2	4	6	0	1	3	3	2	7	3	0	1	1	3
須磨区	36	7	6	36	13	25	3	77	1	1	4	68	0	0	5	0	1	0	1	0	2	0	0	0	0	1
西宮市	220	4	3	0	8	6	2	16	1	0	2	17	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
芦屋市	51	3	2	0	15	15	0	30	0	0	2	15	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	1

(注) \*(1) 自動車生活者又は自動車にシートをかけた生活者。 \*(2) 個人の家財置き場に使用しているもの、用途不明の資材置き場など。

\*(3) 宗教団体、個人的ボランティアによる分配。 \*(4) 給水所は路上が多い。 \*(5) 仮設風呂、衣料販売、無料美容院など。

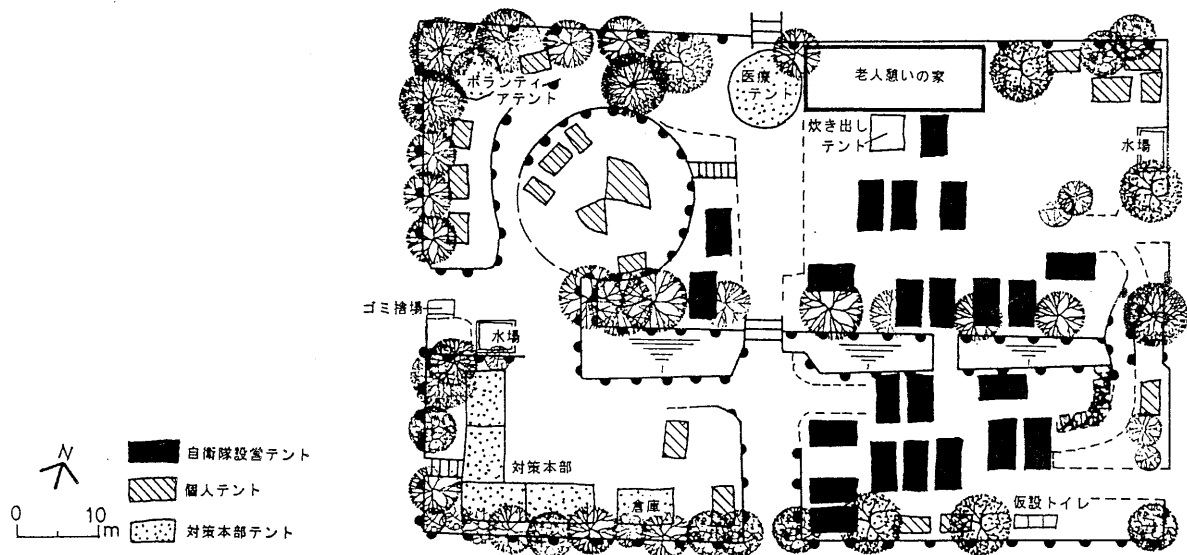


図3.3.4.2 宮本公園でのテント等の設置状況

一気に大量の仮設住宅を供給する必要があるほか、使用期限がきた後は他の用途への転用が難しい。今後、大規模な地震災害時には、民間による市場経済にのった転用可能な仮設的住宅の供給を促進し、被災者の地震前の居住地を活用することも1つの検討課題であろう。そうなった場合には、都市公園で受け入れる被災者の避難生活の形態は、米国での事例にみられるように、テントによる短期的なものとなる。

#### (5) 都市公園によるその他の効果

この他、都市公園のスペースは、自衛隊の駐屯地、他の地方公共団体からの応援部隊の詰所、被災者の救援のためのボランティア活動の拠点、臨時のヘリポート、瓦礫の一時堆積場所など多くの用途に利用され、震災後の混乱を軽減する働きをした。

#### (6) 公園緑地を核とした防災都市づくり

阪神・淡路大震災でわれわれが思い知らされたことの1つは、地震が起こっても被害が生じない都市を創るのは極めて困難であるということである。現代の工学技術を駆使すれば、1,000年に1回起こるか起こらないかというような強烈な内陸型の都市直下型地震にも抗し得るような交通施設、上下水道、電気、ガス供給施設、通信施設、建築物を作れないことはないであろう。しかし、エネルギーを大量に消費し、コストを無視してまで、何が何でも壊れないような構造物を築くことは適切な選択とは思えない。

今後の都市づくりの方向としては、コスト的に可能な範囲で耐震化を図り、それを上回る地震が発生した場合にはある程度の損害は覚悟し、被害が軽減され、混乱が増幅しないような構造の都市とすることも考えたい。その場合に都市を支える確かな骨格として、公園緑地による緑のネットワークがあげられる。工学的な手段に全面的に依存して都市地域にむやみに過密な生産活動や経済活動を詰め込むようなことをやめ、地形、地質などの自然条件に応じて適切な規模と形状のオープンスペースを確保することである。

理想的なオープンスペースの配置は、要所に広域的な避難場所となる大規模な都市公園を配置し、そこに到る避難路として十分な幅の帯状の緑地を適切な間隔で確保することであろう。

要所の大規模都市公園としては、三大都市圏内の都市や地震発生の高危険性の地域内の都市、政令指定都市や県庁所在都市で現在精力的に整備が進められている、原則として面積10ha以上の防災公園が該当しよう。

これに到る避難路としての帯状の緑地は、市街地火災が発生した場合には、道路や鉄道、河川、耐火建築物と連携して延焼遮断帯ともなる。道路の中央分離帯に幅広い緑地を設ける場合や、道路に沿って幅広い緑道を設ける場合もあろう。常緑の高木を列植することにより防火性能を向上させることができる。

#### (7) 防災を考えた今後の都市公園の整備、管理の方向

今後、街区公園程度の小規模な都市公園でも、コミュニティの防災性を向上させるため、①防火水槽の設置、②非常用の飲料水、食料、医薬品の備蓄、③倒壊構造物から生存者を救出するためのチェーン・リフトおよびその支柱、斧、ハンマー、鶴嘴、バールなどの災害応急対応道具を収納した防災倉庫の設置、などを、他の公的施設での対応を第一義としつつ、それを補完する形で、計画的に整備していく必要がある。

また、防災公園のような防災の拠点となるべき大規模公園にあっては、救援物資を運ぶ大型トラックや重車両が公園内の拠点施設にアクセスできるような十分な強度を持った管理用道路を、平常時の公園利用者にと意識させないような形で確保しておく必要がある。

平成5年6月30日には、「都市公園法施行令の一部を改正する政令」及び「都市公園法施行規則の一部を改正する省令」が公布、施行され、これにより、地域防災計画等で災害時の避難地又は避難路となる都市公園として定められたものを対象として、備蓄倉庫（食

料、医薬品等災害応急対策に必要な物資の備蓄用)、耐震性貯水槽、放送施設、ヘリポートが新たに公園施設として認められた。

さらに、阪神・淡路大震災を契機として、平成7年3月23日には「都市公園法施行令の一部を改正する政令」及び「都市公園法施行規則の一部を改正する省令」が公布、施行され、備蓄倉庫(震災時における食料、医薬品等を保管するもの)、耐震性貯水槽(災害時において飲料や消火の用に供される水を確保するもの)、放送施設(災害時に公園内に避難した住民等に対し情報を提供するもの)、ヘリポート(災害時において必要な物資の供給等を行うヘリコプターの発着できる施設)が新たに国庫補助の対象として追加された。

阪神・淡路大震災時には、普段から公園を舞台に地域の人々が積極的に活動しており地域コミュニティの結束力が強いところほど、コミュニティ・レベルで都市公園が秩序を保って効果的に活用されていた。

従来は都市公園の量を確保することが先ず第一に考えられてきたが、災害発生時にも都市公園が有効に活用されるよう、今後は公園の利用面にも立ち入った施策が展開されるべき時期に来ているのではないだろうか。コミュニティレベルの都市公園では、日常の管理のみならず、災害時の管理、運営面でも地元のコミュニティと連携し、その力を活用していく必要がある。

1つの具体的な方法として、街区公園のような比較的小規模の都市公園でも、敷地を考慮して建ぺい率2%の限度内で、通常の公園利用の支障とならないように配慮しつつ、パークセンター(公園利用センター)のような建築的な公園施設を積極的に整備していくことが考えられる。

災害発生時の公園担当部局の都市公園の現場との関わりは、職員数が極めて少ないこともあって、被災者に都市公園の空間を自由に使用してもらわざるをえないのが現状である。しかし、今後、被害が無いが軽い地方公共団体からの応援や地元住民のコミュニティ、ボランティア団体等の協力により、少なくとも、都市公園の施設の被害状況、都市公園への避難状況を迅速に把握し、避難者の保護と各種防災関連組織への活動スペースの提供を適切かつ効率的に行うことができるような体制を整えていくべきであろう。

#### (8) ノースリッジ地震の際の都市公園での避難状況

日本の各都市の場合と対照的に、米国のロサンゼルス市では、公園緑地の災害時の運用システムを整備し、阪神・淡路大震災の丁度1年前に起こったノースリッジ地震の際には、公園緑地のスペースが地震後の被災者の収容場所として、また公的機関の現地本部の設置場所として、大きな役割を果たした。

1994年1月17日午前4時31分、ロサンゼルス市の中心地より北西約30kmの市街地直下を震源としたノースリッジ地震(M6.6)が発生した。

地震発生の日と翌日は、まだ行政側が応急対応の体制ができていなかったため、どこの避難所においても避難者数がカウントできていなかった。被災者は、とりあえず思い思いに近くの避難所で着のみ着のまま、あるいは、寄せ集めの材料で雨露をしのぐテントをたてて(写真3.3.4.5)過ごした。

地震災害の大きかったバレー・リージョン(Valley Region)を中心として、市の全部で150箇所あるレクリエーションセンター(公園の一角あるいは全体を占める、体育館を中心とした屋内及び屋外レクリエーション施設の集合体)のうち45箇所が、避難所、食料と飲料水の供給拠点、赤十字、救世軍、州軍、連邦危機管理庁などの公的機関の現地本部の設置場所、災害援助要員の宿泊地として利用された。

地震によって住宅が大破したり危険な状態となった人々のうち、約2万人が都市公園、学校およびその他の公的施設に設けられた避難所に避難し、レクリエーション&公園局(Recreation & Parks Department)の職員は、3交代で昼夜途切れることなく、全国的な組織である赤十字(Red Cross)、救世軍(Salvation Army)に協力して避難者の世話にあたった。

被災者を収容する避難所には、22箇所のレクリエーションセンターと16箇所の公園が使用された(図3.3.4.3)。各種の避難所での収容者数の推移は、表3.3.4.3のとおりであった。

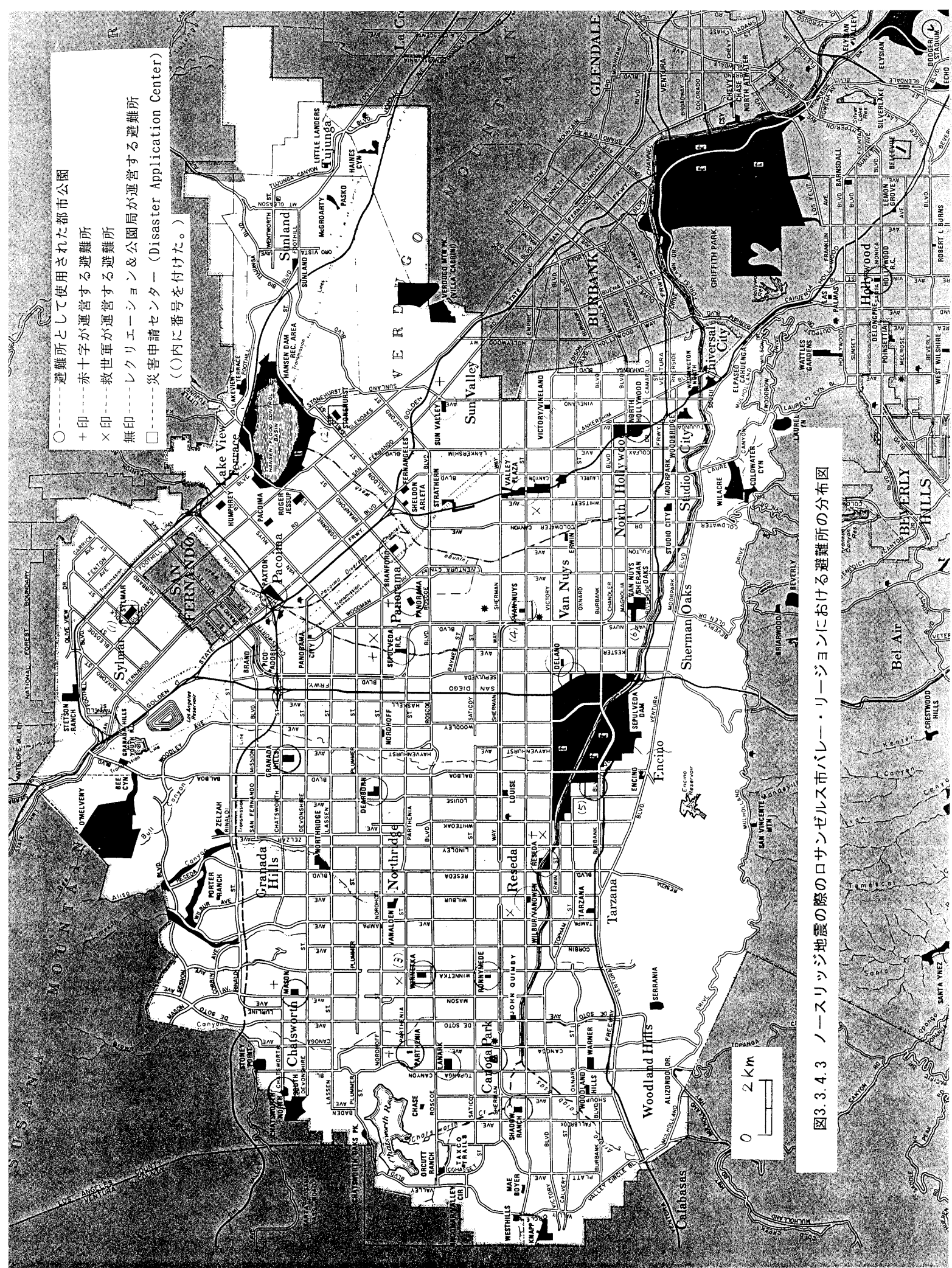
ロサンゼルス市では、災害時には、学校施設をまず避難所として利用する予定となっている。これは、学校には大規模な調理施設とシャワーが整備されているためである。次いでレクリエーション&公園局が管理するレクリエーションセンターを避難所として利用する予定となっている。

3日目以降、公的組織による被災者の救援体制が整い、地震によって住宅が大破したり危険な状態となった人々が都市公園、学校およびその他の公的施設に設けられた避難所に収容された。収容者数が最も多かったのは3日目(1月19日)の19,740人であり、レクリエーション&公園局の職員が25箇所の都市公園で6,785名を収容し、赤十字(Red Cross)が4箇所の都市公園で2,306名、8箇所の学校と1箇所の教会で5,849名を収容し、救世軍(Salvation Army)が5箇所の都市公園で4,800名を収容した。避難者約2万人の約70%にあたる約1万4千人が都市公園の空間で収容されたことになる。

南米からの移民などは、建築物に避難することを恐れるものも多く、ノースリッジ地震の際には、急遽、屋外に多くのテントが設置された。

テントの設置は、公園スペースでは、地震発生から2日後の1月19日に1,100人収容分の大型テントが設置され(写真3.3.4.6)、毎日大幅に数が増やされていき、7日後の1月24日に最大の8,923人収容分のテントが設置された後、徐々に数が減らされ、地震発生から16日後の2月2日には全てのテントが撤去されている。公園以外の避難所でも、地震発生から6日後の1月23日に1,220人収容分の大型テントが設置され、1月28日から2月9日までは500人収容分に減らされ、2月10日にはすべてのテントが撤去されている。

全米的な組織である赤十字と救世軍が被災者の救護活動を展開したのに対し、市のレクリエーション&公園局では、安全性を確認した後、公園スペース及び公園施設をこれらの団体に提供して自らは空間と施設の管理を担当するとともに、自らも市の避難者救護の主務担当部局として多くの公園スペースおよび公園施設を被災者に避難所として提供し、避難者の救護にあ



- ----- 避難所として使用された都市公園
- + 印 ----- 赤十字が運営する避難所
- × 印 ----- 救世軍が運営する避難所
- 無印 ----- レクリエーション&公園局が運営する避難所
- ----- 災害申請センター (Disaster Application Center)  
( ()内に番号を付けた。 )

図3.4.3 ノースリッジ地震の際のロサンゼルス市バレー・リージョンにおける避難所の分布図



表3.3.4.3 各種の避難所での収容者数の推移

	レクリエーション&公園局が運営する避難所				赤十字が運営する避難所				救世軍が運営する避難所						
	公園		公園以外の施設		公園		公園以外の施設		公園		公園以外の施設				
	箇所数	収容力 建物 テント	収容者数	箇所数	建物	テント	収容者数	箇所数	建物	テント	収容者数	箇所数	建物	テント	収容者数
1/17	29	2175	0	0	4	550	0	9	3655	0	不明	0	0	0	0
1/18	28	1975	0	0	5	750	0	9	3655	0	不明	0	0	0	0
1/19	25	1575	0	0	4	550	100	9	3655	0	2306	0	5	1330	1000
1/20	21	1795	0	0	4	550	500	9	3655	0	1164	0	5	1500	2000
1/21	15	1525	925	0	4	550	1630	13	5165	0	2175	0	5	1500	3275
1/22	13	990	1999	0	4	550	2280	14	5815	0	1820	0	5	1500	3440
1/23	19	840	2370	0	4	550	2350	14	6045	0	2895	0	5	1500	3603
1/24	11	35	2130	0	5	550	2350	14	6245	0	819	0	5	1500	4443
1/25	5	0	1150	0	4	550	2350	13	5865	0	751	0	5	1100	3943
1/26	4	0	370	0	4	550	2350	13	5165	0	970	0	5	1100	3438
1/27	2	0	150	0	4	450	850	13	5165	0	315	0	6	1200	3038
1/28	0	0	0	0	4	450	700	13	5165	0	329	0	6	1200	540
1/29	0	0	0	0	4	450	200	13	5365	0	318	0	3	600	400
1/30	0	0	0	0	4	450	200	13	5365	0	408	0	3	600	400
1/31	0	0	0	0	4	450	200	13	5365	0	410	0	3	600	400
2/01	0	0	0	0	3	450	200	13	5365	0	277	0	2	500	200
2/02	0	0	0	0	3	450	0	12	4965	0	292	0	1	500	0
2/03	0	0	0	0	3	450	0	12	4965	0	275	0	1	500	0
2/04	0	0	0	0	2	450	0	11	4465	0	258	0	1	500	0
2/05	0	0	0	0	2	350	0	11	4465	0	156	0	1	500	0
2/06	0	0	0	0	2	350	0	11	4465	0	192	0	1	500	0
2/07	0	0	0	0	2	350	0	10	4430	0	151	0	1	500	0
2/08	0	0	0	0	2	350	0	10	4430	0	128	0	1	500	0
2/09	0	0	0	0	2	350	0	10	4430	0	116	0	1	500	0
2/10	0	0	0	0	1	200	0	9	4030	0	95	0	1	500	0
2/11	0	0	0	0	1	200	0	9	4030	0	99	0	1	500	0
2/12	0	0	0	0	1	200	0	8	3330	0	90	0	1	500	0
2/13	0	0	0	0	1	200	0	6	2395	0	96	0	1	500	0
2/14	0	0	0	0	1	200	0	5	2253	0	90	0	1	500	0
2/15	0	0	0	0	1	200	0	4	1753	0	71	0	1	500	0
2/16	0	0	0	0	1	200	0	4	1753	0	49	0	1	500	0
2/17	0	0	0	0	1	200	0	2	975	0	28	0	1	500	0
2/18	0	0	0	0	1	200	0	1	425	0	28	0	1	500	0
2/19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

たっていた。1月24日までに、レクリエーション&公園局は、249 基の大型テント、789 基のポータブルトイレ、162 基のゴミ収集箱を設置している。

しかし、レクリエーション&公園局が運営する避難所は、応急的、過渡的な性格を持ち、地震発生から10日後の1月27日で全ての避難所の運営を終了し、あとは避難所の運営は赤十字と救世軍に委ねている。

#### (9) ロサンゼルス市の公園緑地の整備状況

人口約350万人のロサンゼルス市が所有、管理する都市公園は350箇所、その総面積は6,488haである。

ロサンゼルス市は非常に降雨量の少ない気候下にあるため、公園緑地の管理に占める灌漑作業のウエイトが大きく、そのために多額のコストを要している(水は遠く内陸部のダムに蓄えられたものがはるばると送られてくるため、水道料金が安い)。レクリエーション&公園局の年間予算(局の人件費、公園整備費、既存の公園の維持管理費を含む)は約8,800万ドルであり、市民1人あたりの年間負担額は25ドルを超えている。しかし市民の緑に対する要望は、砂漠のような乾いた気候下にあるだけに、非常に強く、都市公園の建設及び維持管理に要するコストに対して市民は不満を持っていないとのことである。

市の面積が1,230平方kmであり、都市公園が市全体の面積に占める割合は約5.3%にのぼる。しかし、市の面積を都市公園の箇所数で割ると約351haとなり、都市公園相互の距離は、日本の場合と比較してかなり大きい。

その理由として、グリフィス公園(1,687ha)、セプルベダ・ダム・レクリエーション・エリア(812ha)、ハンセン・ダム・レクリエーション・エリア(583ha)などの大面積の都市公園があることと、都市公園の配置体系が、わが国のような街区公園、近隣公園、地区公園、都市基幹公園という階層性を持つ重層的配置体系となっておらず、街区公園のような小規模の都市公園が系統的に整備されていないことがあげられる。

また、ロサンゼルス市では、市内全域で、1.5マイル(2.4km)を標準とする徒歩圏内にレクリエーションセンターの設置が進められ、現在150箇所のレクリエーションセンターがある。レクリエーションセンターの位置的形態としては、都市公園の一角がレクリエーションセンターになっている場合と都市公園全体がレクリエーションセンターとなっている場合とがある。

レクリエーションセンターの広さは、2~3エーカー(0.8~1.2ha)のものから40エーカー(16ha)を超えるものまでさまざまである。また、1つのレクリエーションセンターには、体育館、複数の会議室、事務所、洗面所のあるコミュニティ・ビルディング1棟があるのが普通であり、さらに、屋外には、舗装されたバスケットボールコート、野球場、芝生の運動場、子供の遊び場、駐車場が設けられている。大型のレクリエーションセンターになると、シャワールームと更衣室の付いたプール、高齢者センター、託児所も整備されている。

#### (10) 市の防災体制におけるレクリエーション&公園

#### 局の位置づけ

カルフォルニア州の各都市では都市公園の維持管理が原則として直轄で行われており、外注は行われていないため、公園管理部局の職員数が日本の場合と比較して非常に多い。また、民生担当部局が郡政府にしか無い場合が多い。そのため、地震災害が発生した場合、市の対応としては、公園管理部局が避難者の収容の主務担当部局となっている場合が多い。

ロサンゼルス市でも、レクリエーション&公園局の職員数は約2,000名に上り、また、同市には社会福祉部門が無く、ロサンゼルス郡がこれを所管しているため、市の災害緊急時行動計画(Emergency Operation Plan)では、レクリエーション&公園局が、被災者の収容・救護活動の主務担当部局に指定されている。すなわち、市の災害緊急時行動条例に基づき、市の行政組織とは別に定められている災害時の組織体制において、レクリエーション&公園局の局長(the General Manager of the Department of Recreation and Parks)は、「公衆の福祉及び被災者の収容部門(Public Welfare and Shelter Division)」の全体調整者(the Chief)に指定されている。

なお、他の市町村の応援に駆けつけた者もスムーズに行動できるよう、カルフォルニア州内の全ての自治体(市町村)で、災害時の組織体制は、同一の組織構成になっている。

災害発生時の市の災害対策本部(Emergency Operation Center)のスペースは、東西冷戦時代には核攻撃の脅威があったため、市庁舎東館の地下4階に常時確保されており、災害発生時の緊急指令と全体のコントロールがここで行われる。

この一角に、「公衆の福祉及び被災者の収容部門」のステーションがあり、席が3つ用意されている。調整者であるレクリエーション&公園局には中央の席が割り当てられており、その左右に学区の代表者、赤十字の代表者の席がある。

災害対策の指令や決定を行うのは、市長、警察責任者、消防責任者、関係部局(レクリエーション&公園局も含まれる。)の長などで構成される災害対策委員会(Emergency Operation Board)であるが、災害対策本部のステーションでは、災害対策要員から送られてくる情報を収集して、物資等の調達と配給、災害対策要員への方針・命令の伝達を行う。

#### (11) ロサンゼルス市の都市公園内に避難所を開設するまでの手順

災害が発生すると、勤務時間外であってもグリフィス公園内にあるパーク・レインジャー本部に警察・消防サイドから災害警報が伝達される。これを受けて、パーク・レインジャーが報告された災害発生地域に出勤し、まず第一にレクリエーション&公園局の管理地区本部(市の区域を3つの公園管理地区に分割し、各公園管理地区ごとに公園管理の地区本部が設けられている。)の施設が稼働するかどうかをチェックする。施設が稼働する場合は、ここをレクリエーション&公園局の災害対応本部(Regional Operation Center以下、R.O.C.という。)にすることができるようパーク・レインジャー本部に報告する。施設が稼働しない場



写真3.3.4.1 大国公園



写真3.3.4.2  
灘区篠原南町二丁目 延焼を免れた木造個人住宅



写真3.3.4.3  
灘区岩屋北町2丁目  
街路樹による家屋の倒壊防止事例



写真3.3.4.4 宮本公園の避難生活用テント



写真3.3.4.5 (ロサンゼルス市提供による)  
ノースリッジ地震時に  
寄せ集めの材料で作られたテント



写真3.3.4.6 (ロサンゼルス市提供による)  
ノースリッジ地震時に  
RESEDA PARK 内に設置された大型テント

表3.3.4.4 地震災害時の都市公園の利用状況の日米比較

項目	日本（特に今回の神戸市）の場合	ロサンゼルス市の場合
都市公園の配置計画	<p>新市街地では街区公園、近隣公園、地区公園を一定の誘致距離以内に整備することになっている。しかし既存市街地では圧倒的に都市公園が不足しているところが多い。</p> <p>神戸市の被災地区では街区公園の面積規模以下の面積の都市公園が大部分であり、望ましい都市公園の配置水準に対して、近隣公園、地区公園、都市基幹公園という比較的規模の大きな都市公園が不足している。</p>	<p>都市公園の規模区分ごとに一定の誘致距離で整備することになってはいない。都市公園間の距離は比較的長い、大規模な都市公園が多い。</p> <p>ミーティングルームを備えた体育館を擁するレクリエーションセンターを市内全域で1.5マイル(2.4 km)を標準とする徒歩圏内に設置することになっている。</p>
都市公園の維持管理	<p>外部に発注しており、監督をするだけ。公園担当部局は少人数の職員しかいない。</p>	<p>直営で行っている。そのため、公園担当部局は多くの職員とトラック等の機材を有している。</p>
市街地火災対策としての都市公園の整備	<p>木造老朽家屋が既成市街地に今なお多く残っており、そのような地域では道路も細く曲がりくねっていることが多く、市街地火災から人命を守るために広域避難地の必要性が高い。そのため広域避難地となり得る大規模の都市公園の整備が重要視されているが、用地の取得が難しい。</p>	<p>道路の整備水準が高く、住宅地の敷地規模も大きいため、市街地火災の脅威はあまり感じられていない。</p>
被災者の収容空間としての都市公園の利用	<p>地震後の市街地火災発生時に、逃げ込める避難地として、大規模の都市公園が指定されている場合が多い。被災者の収容空間としては小中学校や公民館、市民会館などの建築物が主で、都市公園の空間はあまり重視されてきておらず、ほとんどの市町村では、地域防災計画で都市公園を避難所に指定していない。</p> <p>阪神・淡路大震災時に神戸市では身近にある都市公園が、規模の大小を問わず、被災者の避難生活の場所として活用された。</p>	<p>災害時には学校施設をまず避難所として利用することになっている。これは、学校には大規模な調理施設とシャワーが整備されているためである。しかし、被災児童の精神的な立ち直りのためには学校の早期再開が必要とも考えられている。ついで、レクリエーション&amp;公園局が管理するレクリエーションセンターを避難所として利用する予定となっている。ノースリッジ地震の際にはレクリエーションセンターを中心として都市公園で、ピーク時の避難者約2万人のうち約70%にあたる約1万4千人が収容された。</p>
地震災害発生時の公園担当部局の役割	<p>都市公園施設の被害状況の把握および復旧対策の実施、都市公園以外の各種都市施設の被害状況の把握の応援等を行うことになっている所が多い。被災者の応急避難の支援、避難生活の支援は全く行わない。</p>	<p>連邦レベルで活動する赤十字および救世軍に協力し、市のレベルでは被災者の収容および支援の中心的存在である。都市公園の施設を被災者の避難生活の場として提供する場合に施設を整える役割は、他の部局にはできない。</p>
地震災害発生時の都市公園施設利用の手順	<p>被災者による自由使用が原則であり、何も検討がされていない。地震の規模が大きく小中学校や公民館、市民会館などの公共建築物のみでは被災者を収容しきれない場合の対応を今後検討していく必要がある。</p>	<p>レクリエーション&amp;公園局の職員の役割、とるべき行動がマニュアル化されており、地震災害が発生する度に、次のより大きな地震に備えて改善されている。</p>

合、代替となる公園施設を報告する。次に、パーク・レインジャーは、事前に避難所として予定されている場所を回って施設の現状をパーク・レインジャー本部に報告する。その後、パーク・レインジャーは、残りのレクリエーションセンターの施設の状況を緊急点検する。

この間に、パーク・レインジャー本部の担当者は、公園レクリエーション局の局長以下のスタッフに、R.O.C.へのスタッフ配備、避難所スペースの供用、被災者の支援に関連する対応などを、優先順位の高い順に依頼する。

レクリエーション&公園局の局長及び副局長たちは緊急連絡用に支給されている携帯電話を携帯する。

R.O.C.となった地区管理本部の公園管理責任者（R.O.C.の責任者として事前に指定されている）が到着するまでは、パーク・レインジャーの1人がR.O.C.の責任者を務める。

R.O.C.が置かれた公園管理区の技術サービス部門では、大工、鉛管工、電気工からなる検査チームが組織され、R.O.C.とレクリエーションセンターの、より本格的な検査に着手する。

全てのレクリエーションセンターにレクリエーション&公園局のスタッフが割り当てられて、R.O.C.に継続的に状況報告を行う。各レクリエーションセンターの所長がディレクターとなって警察、消防等の他の緊急対策機関との調整を行う。レクリエーションセンターが避難所になった場合には、ディレクターが赤十字や救世軍などの避難担当機関に対してレクリエーション&公園局側の連絡窓口となる。

#### (12) ロサンゼルス市における避難所の開設期間を短縮するための方策

アメリカでは、応急仮設住宅を被災者に提供するという救済策は講じられておらず、被災者が自宅を再建する場合や賃貸住宅に入居する場合に、補助金が支給されている。

したがって、避難所での生活ができるだけ短期間で済むように、親身になって相談にのり、落ち着き先を確保するのを応援するなど、公共の側が積極的にバックアップする体制が取られている。

バックアップの体制として以下の2つの仕組みがある。

##### ①災害申請センターの開設

被災者が煩わしい役所巡りをしなくても災害時の各種の手続きができるように、バレー・リージョンで6箇所、ハリウッド地区で1箇所、災害申請センター（Disaster Application Center）が都市公園内に設けられた。

ここでは災害に関連する各種の届出、市や郡政府や州政府や連邦政府の各種助成制度の申請等が1箇所ですべて済ませることができる。

##### ②生活再建斡旋チームの活動

リアシュアランス・チーム（Reassurance Team）と呼ばれるチームが、被災者が避難所生活から出ていくのを手助けする活動を行っている。チームは、宗教関係者（牧師）または地域のリーダー、ソーシャルワーカー、医療関係者（医師または精神科医）の3名を標

準として構成され、避難所で生活する世帯を1つ1つを回って相談にのり、必要であれば各種助成制度の申請用紙を取り寄せて記入の手助けをし、出ていく先を斡旋するなど、親身になって被災世帯の面倒を見ている。

以上のような避難生活者へのバックアップを行いつつ、地震発生から日時が経過するにつれて、避難者が少なくなった避難所は、避難者に他の避難所に移ってもらって閉鎖し、避難所の数を減らしていき、最終的には、地震発生から33日後の2月19日には全ての避難所が閉鎖された。

#### (13) 都市公園の地震災害時の利用状況の日米比較

以上の、ノースリッジ地震の際のロサンゼルス市における都市公園の利用状況をわが国の場合、特に阪神・淡路大震災後の神戸市の場合と比較すると、表3.3.4.4のようになる。

#### [参考文献]

- 1) 社団法人日本造園学会 阪神大震災調査特別委員会「公園緑地等に関する 阪神大震災緊急調査報告書」平成7年6月30日
- 2) 建設省「建設省総合技術開発プロジェクト 都市防火対策手法の開発 報告書」昭和57年12月
- 3) 財団法人日本公園緑地協会「平成6年度 大都市都市公園機能実態共同調査報告書」

