

琉球大学学術リポジトリ

阪神大震災と沖縄の建物

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学工学部 公開日: 2008-03-31 キーワード (Ja): キーワード (En): Great Hanshin Earthquake, Hyogo Prefecture, Kobe City, Damaged buildings, Lifeline facilities, Seismic design, Chloride attack, Pilotis, Durability, Ductility 作成者: 山川, 哲雄, Yamakawa, Tetsuo メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/5458

阪神大震災と沖縄の建物

山川 哲雄*

The Great Hanshin Earthquake Disaster and Buildings in Okinawa

Tetsuo YAMAKAWA*

Abstract

Around 5:46 a.m. on the 17th of January, a large earthquake measuring 7.2 on the Richter Scale hit the western part of Japan. The highest intensity and most severe damage concentrated in the southern Hyogo Prefecture. The earthquake resulted in 5,502 casualties, 34,626 injuries, and 159,544 damaged buildings. More than 300,000 people went to the emergency shelters. Damage to lifeline facilities caused interruption of gas, water, electricity and telecommunications. All railway services stopped. The damage to buildings, lifeline facilities and major infrastructure shocked engineers, planners and the general public.

The author went to Kobe City three times to observe buildings that were designed for earthquake resistance and that were damaged or collapsed during this earthquake. There are a few serious problems in buildings in Okinawa. They are a seismic load level for the seismically designed buildings, damage due to chloride attack on reinforced concrete structures and pilotis in architecture.

An investigation of earthquake damaged buildings or buildings that suffered no damage in Kobe City is presented in this report. Also, emphasis is made on ways to improve the seismic design and considering durability effects of buildings in Okinawa.

Key Words : Great Hanshin Earthquake, Hyogo Prefecture, Kobe City, Damaged buildings, Lifeline facilities, Seismic design, Chloride attack, Pilotis, Durability, Ductility.

1. はじめに

地震観測史上初の震度階7の激震が1995年1月17日午前5時46分、兵庫県南部一帯を都市直下型地震として襲った。その結果、この大地震による死者は5,502人にも達し、家屋等の倒壊、焼失数は約16万棟に達し、1923年の関東大震災以来最悪の震災となった。しかも、

死者の90%前後が建物の倒壊による圧死や酸欠死によるものと言われている。

建築構造物の耐震設計法に関して、世界で最も進んだ国の1つであると自負してきたし、また世界も日本をそのような国の1つであると見なしてきた。にもかかわらず、建物や高速道路の崩壊、そしてガス、水道、電気、電話などのライフラインの不通、その上大規模

受理：1995年5月12日

* 工学部環境建設工学科, Dept. of Civil Engineering & Architecture, Fac. of Eng.

な火災に見舞われ、人口150万人の大都市神戸の都市機能が一瞬のうちに壊滅的な打撃を受けたことは、鉄筋コンクリート構造学や耐震設計工学の研究にたずさわるものの1人として大変ショックなことであった。と同時にこの事実を謙虚に受けとめ、研究と教育の現場で地道に、よりいっそうの努力を払わなければならないと考えている。

そういうわけで、著者自身震災後の神戸や西宮に3回程足を踏み入れ、被災した建物をこの目にしっかりと焼き付けるべく、地震被害調査を行ってきた。これらの被災を教訓に沖縄の現状を考えた場合、沖縄の建物にも憂慮すべき点があるように思えるので、阪神大震災による建築物の被害調査結果とともに、この機会を利用してこれらの問題点と今後の対策等を著者なりに整理し、まとめることにした。

2. 地震と地震被害概要

阪神大震災による被害状況の概要は、ほぼ次のとおりである。なお、これらの資料は死者数（朝日新聞4.17）を除いて朝日新聞、及び沖縄タイムスの新聞の報道（いずれも1995年2月17日付）と文献⁹⁾から作成したものであり、今後若干変動する可能性がある。

死者数：5,502人（そのほかに行方不明者2人）

負傷者数：34,626人

家屋全半壊：159,544棟（焼失も含む）

火災数：531件

瓦礫の推量：1,100万トン

電気：約100万戸停電（約1週間で全面復旧）

電話：約19万3,000回線不通（約2週間で100,000回線復旧、残りは家屋倒壊で早期復旧困難）

水道：約122万戸が断水（約1ヶ月半で全面復旧）

ガス：約85万7,000戸ガス供給停止（全面復旧未定）

被害総額：約9兆9,630億円

過去の主な地震に関して理科年表（1995）¹⁰⁾ から整理した結果を表-1に示す。今回の阪神大震災は表-1に示した日本における過去の主な地震と比較しても、かなりの被害をもたらした大地震であることがわかる。地震の規模を表すマグニチュードM（地震によって放出されるエネルギー量を、その対数によって表したもの）が7.2とそれほど大きくないにもかかわらず、被害が大きかったことは直下型地震に加え、人口150万人の大都市神戸を直撃したからである。ちなみに、今回7.2の地震は7.9の関東大震災や十勝沖地震に対して、放出エネルギーが約1/5に相当する。この地震による

表-1 日本の過去の主な地震とその被害¹⁰⁾

地震名	年月日	震源地	M	死者数	全半壊全焼流失家屋
八重山地震 津波	1771.4.24	24.0° N 124.3° E	7.4	約12,000	約2,000
喜界島近海 地震	1911.6.15	28.0° N 130.0° E	8.0	12	422
関東大地震	1923.9.1	35.1° N 139.5° E	7.9	約142,000	全半壊約254,000 焼失 約447,000
福井地震	1948.6.28	36.2° N 136.2° E	7.1	3,769	51,851
新潟地震	1964.6.16	38.4° N 139.2° E	7.5	26	8,600
十勝沖地震	1968.5.16	40.7° N 143.6° E	7.9	52	3,677
大分県中部 地震	1975.4.21	33.1° N 131.3° E	6.4	0	151
宮城県沖地震	1978.6.12	38.2° N 142.2° E	7.4	28	6,757
兵庫県南部 地震	1995.1.17	34.6° N 135.0° E	7.2	5,502	159,544

被害がきわめて大きかったので、新聞やテレビなどによるマスコミ報道では、兵庫県南部地震による被害を

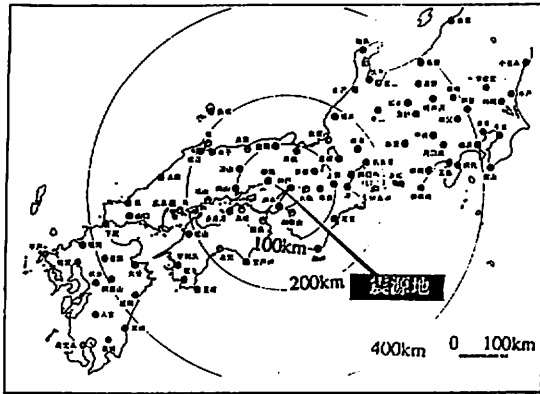


図-1 兵庫県南部地震の震源地と各地の震度⁽⁴⁾

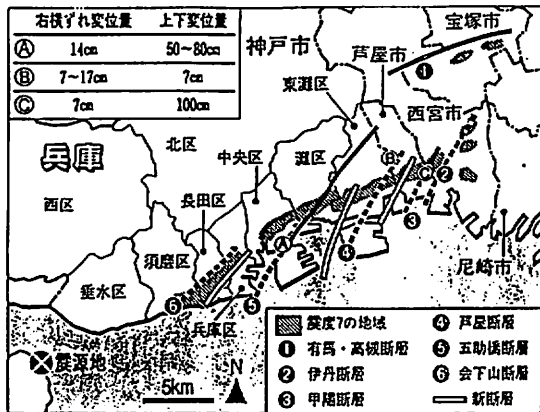


図-2 震度階7の地域と活断層⁽⁴⁾

阪神大震災という名前で呼んでいる。兵庫県南部地震の震源と各地の震度階（通常震度と呼んでいるが、正式には震度階である⁽⁴⁾）は、図-1に示すとおりである。日本気象庁による震度階（1949年制定）は、理科年表によれば表-2に示すとおりである。震度階7（激震）の範囲は、当初の見解より広がり、気象庁は兵庫県南部地震の発生から約3週間たった2月7日、被災地域の現地調査の結果として、図-2に示す帯状の地域を震度階7と判定した⁽⁴⁾。この震度階7はわが国の地震観測史上、初めて認定されたことになる。

震央（地震の震源の真上の地表面上の点）の北東約15kmの洪積地盤上の、神戸海洋気象台における観測記録の加速度波形と、それをういた加速度応答スペクトルを図-3に示す⁽⁴⁾⁻⁽⁶⁾。これによれば、上下動の最大値が332.2gal (cm/s/s)であり、上下動は主要動である水平動より1~2秒早く到達している。その後、水平動が南北(NS)方向に最大で817.8gal、そして東西(EW)方向に最大で617.1galの加速度として記録されている。この加速度記録は、今回の地震で観測された加速度波形の中で最大級のものである。これらの地震動の主要な継続時間は約10秒程度であり、上下動と水平動がその間に重なり合っている。すなわち、このことは上下方向の地震力と水平方向の地震力を、構造物が同時に受けたことを意味する。図-3に示した加速度応答スペクトルは減衰定数 $h=5\%$ のもとで計算した値であるが、0.4秒前後の1次固有周期を有する構造物であれば、応答加速度が南北成分で約3,000galにもなることを意味している。すなわち、入力地震波(NS成分)817.8galが約4倍程度に増幅され、

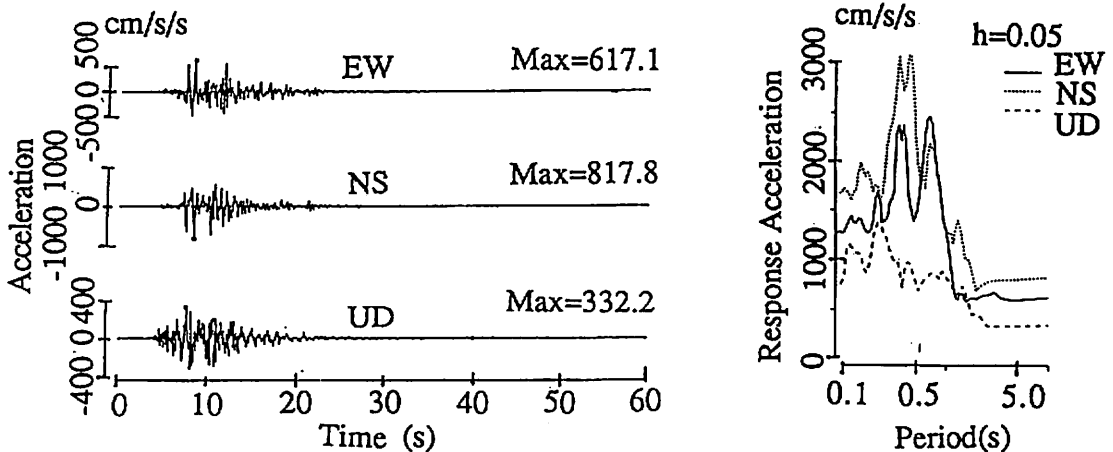


図-3 神戸海洋気象台における観測加速度波形とその加速度応答スペクトル⁽⁴⁾

表-2 日本気象庁震度階 (1949)⁹⁾

気象庁震度階級	
階級	説明
0	無感。人体に感じないで地震計に記録される程度。
I	微震。静止している人や、特に地震に注意深い人だけに感ずる程度の地震。
II	軽震。大ぜいの人に感ずる程度のもので、戸障子がわずかに動くのがわかる程度の地震。
III	弱震。家屋がゆれ、戸障子がガタガタと鳴動し、電灯のような吊り下げ物は相当ゆれ、器内の水面の動くのがわかる程度の地震。
IV	中震。家屋の動揺が激しく、すわりの悪い花びんなどは倒れ、器内の水はあふれ出る。また、歩いている人にも感じられ、多くの人々は戸外に飛び出す程度の地震。
V	強震。壁に割れ目が入り、墓石・石どうろが倒れたり、煙突・石垣などが破損する程度の地震。
VI	烈震。家屋の倒壊は30%以下で、山くずれが起き、地割れを生じ、多くの人が立っていることができない程度の地震。
VII	激震。家屋の倒壊が30%以上に及び、山くずれ、地割れ、断層などを生じる。

構造物重量の約3倍の力が水平力として南北方向に働くことになる。もっとも、コンクリートのひび割れや鋼材の降伏などによる履歴減衰の増加や、復元力特性などの影響により実際の応答加速度はもっと小さくなる。しかし、かなりの水平力や上下力が地震力として構造物に作用したことは、図-3に示した加速度応答スペクトルから容易に想像できる。この場合の地震力は、1981年に施行された新耐震設計法で想定していた大地震時の加速度を大幅に上まわるものであると考えられる(表-4参照)⁹⁾。なお、最近では地震動の強さを速度応答スペクトル(単位: cm/sまたはkine(カイン))で表現することが多くなってきた¹⁰⁾。

3. 建築物等の被害と無被害

3.1 建築物等の被害(写真-1~26参照)

1995年1月17日に起きた阪神大震災後、1月26日~28日、2月10日~12日および3月19日の3回にわたり、著者が被災地を見てまわった印象は次の通りである。

建築構造物においては鉄筋コンクリート構造(RC造)、鉄骨鉄筋コンクリート構造(SRC造)、鉄骨構造(S造)及び木質構造を問わず、崩壊や損傷が著しい建物は1階がピロティ(吹き放し空間)であるとか、店舗やショウウィンドーなど1階が壁なしで広くとられた空間を有する建物に多い。いわゆるソフトストーリータイプの建物である。このように水平剛性が1階と2階以上の上層階との間で著しく異なると、水平剛性の弱い1階に水平変位が集中して崩壊に至ることがある。このような建物の崩壊を避けるために、1981年施行された新耐震設計法では剛性率や偏心率の規定を新たに設けた。すなわち、建物には立面的にも、また平面的にもバランス良く設計することを要求されるようになった。どうしても設計上これらの規定が守られなければ、保有耐力の検討が課せられ、しかも当該建物に必要なとされる保有耐力を水平剛性のアンバランスさに応じて割り増すことになった。しかし、1981年以前はこのような規定がなかったために、このような建物ではその多くが崩壊から小破に至るまで、なんらかの被害を受けたものと推定される。本報告に掲載した写真もこのことを裏づけている。また、RC柱のせん断破壊や曲げ破壊はいたる所で数多く見られ、さらに柱梁接合部の破壊なども見られた。

今回の被災の特色として建物中間階の層崩壊が目立つ。このような崩壊は外国で被災例として観察されているが、日本では今回が初めてのケースだと言われている。このような中間階の層崩壊の原因として、いくつかの要因があげられている。

- 1) 水平動のみならず上下動も直下型地震として同時に作用し、かつ大きかったので柱軸方向力の変動とこれに伴う水平強度(曲げやせん断強度)の変化
- 2) SRC構造物などで上層階でRC構造に移行したことによる強度や剛性の急変
- 3) 新耐震設計法以前では、設計用地震力の建物高さ方向の分布が適切でないため
- 4) 高次振動モードによる応答の増大

鉄骨構造(S造)では写真-9にもあるように、外壁の仕上げ材が建物の変形に追従できず剥離、剥落したケースも数多く観察された。そのほかに接合部の溶接不良、局部座屈、柱梁接合部パネルのせん断変形やブレースの破断、座屈等も数多く見られ、日本建築学会の地震災害調査WGによる初動調査(1月26日)では中破以上の被害を受けたS造は600棟を越えている⁶⁾。

一方、今回の地震では、これまで予想もしなかった破壊例が観察されている。1つは著者自身も偶然見つけたものであるが、RC造における主筋(鉄筋)圧接部の引張破断である(写真-13参照)。鉄筋と鉄筋を圧接(両者の鉄筋に圧力をかけながら突き合わせ溶接で接合する方法)で接合する場合、圧接部から破断せず、母材から先に破断することが求められている。そうでないと母材の力学的性能が発揮されないことになるからである。

残りの1つは、新聞などにも大きく取り上げられたが、超高層集合住宅における剛接トラス構造に用いられた箱形断面柱(□-500×500×50mm)の脆性破断である。なんと板厚50mmの箱形鋼管が横一文字に破断している。鉄骨は元々粘りのある建築材料として広く用いられてきただけに、この現象は今後徹底的に調査し、究明されなければならない問題と言えよう。

今回の地震による建築物の被害のうち、その大半を占めるのが木造住宅である。特に、屋根の重たい古いタイプの住宅(神社や寺を含む)や、1階がピロティなど壁の少ない木造住宅は軒並みに被害を受けている(写真-15, 16参照)。しかしながら、耐震設計された軽くて新しい工業化住宅(プレハブなど)の被害はきわめて少なかった。

以上の外に、コンクリートブロック塀や無補強赤煉瓦塀の被害(写真-20, 21参照)も目についた。屋上の高架水槽タンクや煙突の被害もあった(写真-22参照)。神戸ポートアイランドなどの人工島や港では地盤沈下が目立ち(写真-24, 25参照)、写真-26に見られるごとく、杭の露出も容易に観察された。

3.2 無被害な建築物等(写真-27~32参照)

無被害又はきわめて軽微な被害しか受けなかった建築物に、次のような建物があげられる。

- 1) 壁式RC造建物
- 2) 高さが60mを越える高層ビル(S造)
- 3) 工業化住宅

上記の中でも1)の壁式RC造建物は、地震によるひび割れを1つも見つけることができないくらい健全であった(写真-27, 28, 29参照)。建物を支える地盤が破壊や液状化現象を起こさない限り、どんな地震にも耐えられるという強い印象を持った。この種の建物は強度抵抗型の代表的例である。建築物の設計用1次固有周期は、建築省告示第1793号によってRC造の場合略算的に $T=0.02H$ (秒)で与えられる⁶⁾。ただし、 H はmの単位で用いる当該建築物の高さである。日本建築学会から発行された壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説(1983)(4次改訂版、初版は1952年11月)⁶⁾によれば、壁式構造は地上階数が5以下とし、軒の高さは16m以下と制限されている。さらに壁量(水平地震力方向の耐力壁の水平長さの合計(cm)をその階の床面積(m^2)で除した値)が4階建ての1階、及び5階建ての1, 2階では $15cm/m^2$ 以上なければならないと規定されている。一方、文献⁶⁾によれば耐力壁のせん断ひび割れ強度はコンクリート設計基準強度 $F_c=214kgf/cm^2$ 以下の場合、 $0.05F_c$ となっている。したがって、写真-29の壁式RC造集合住宅のコンクリート強度を $180kgf/cm^2$ とすれば、ひび割れ強度(せん断応力)は $9kgf/cm^2$ となる。一方、本建物は4階建てであるから軒高さを12m、1階の壁量を $15cm/m^2$ 、壁厚を18cmと仮定する。また、建物の重量を $1.2ton/m^2$ と仮定する。本建物の1次固有周期は0.24秒となり、図-4に示した応答加速度スペクトル図から最大見積もって、NS成分で約1500galとなる。したがって、1階の耐力壁に生じる地震時のせん断応力は地動加速度を800galと仮定すれば、 $1200kg/m^2 \times 4層 \times \{(1.5+0.8)/2\} \sqrt{(15 \times 18)} = 20.4kgf/cm^2$ となる。この $20.4kgf/cm^2$ は、せん断ひび割れ強度を大幅に超えている。にもかかわらず、せん断ひび割れは発見されなかった。この事実は著者自身の調査結果のみならず、他の調査結果⁶⁾も同様な結論を得ている。以上のことから、耐力壁に生じる地震時のせん断応力は、せいぜい大きくても $10kgf/cm^2$ 程度以下ではないかと推定される。この理由として、壁量が実際の建物では設計規準値($15cm/m^2$)以上配置されていたことも考えられる。その外に、壁式RC造建物は一般に水平剛性がラーメン構造よりかなり高くなるので、ロッキングやスウェイ動等、建物と地盤との相互作用の影響が無視できなくなる。そのために、実際の応答は建物の剛性と内部粘性減衰や履歴減衰で決まるのではなく、建物と地盤の相互作用パネ(ロッキングとスウェイ)と、地下逸散減衰に依存

するのではないと思われる。その結果応答加速度が小さくなり、地震時の存在せん断応力も小さくなるという説明も可能であるが、今後さらに究明すべき課題である。

高さが60mを越える高層ビルは各建物ごとに動的解析が義務づけられ、入念な耐震設計がなされている。また、工業化住宅も量産を前提としているので、入念な耐震設計が施されている。以上のことから、これらも建物はともに無被害か、あってもガラス窓が2～3枚破損する程度(写真-30参照)の、きわめて軽微な被害にとどまったものと考えられる。

4. わが国の耐震設計法について

日本の耐震設計法は1924年(大正13年)に改正された市街地建築物法に始まったと言われている⁹⁾。その前年に関東大震災が発生し、建築物に多大な被害をもたらした(表-1参照)。これを契機に世界に先駆けて設計用地震力が導入され、建物の重量の10%を水平力として、鉛直荷重(建物の自重と積載荷重)とともに設計に考慮することが求められた。この耐震設計法は当時としてはまさに画期的なものであり、我が国における耐震設計の基本的な考え方となり、現在に至っている。またこれは、世界最初の耐震設計法規でもあり、各国がこれにならって法規化してきたことは特筆

に値する。その後、1950年にこの市街地建築物法にかわって、新たに建築基準法が制定された。この建築基準法では設計用地震力が2倍に引き上げられたが、同時に材料の許容応力度も約2倍に引き上げられたので、耐震設計法に関する基本的な考えにあまり変化は見られなかった。そして、1964年に建物の高さ制限(45m以下)が撤廃され、軒高45m以上のいわゆる超高層ビルの建設が可能となった。その第1号が1968年に竣工した36階建てで軒高147mの霞ヶ関ビルである。この

表-3 新耐震設計法(1981)の目標⁽²⁾

地震動の強さ	設計の目標	建築物に許容される地震応答
中小地震動	建築物の機能保持	弾性変形・過大な変形の制限
大地震動	人命の保護	塑性変形も可・崩壊しないこと

表-4 震度階と加速度に関する目安⁽²⁾

震度階	Gal(加速度)
I. 微震	0.8~2.5
II. 軽震	2.5~8.0
III. 弱震	8.0~25
IV. 中震	25~80
V. 強震	80~250
VI. 烈震	250~400
VII. 激震	400以上

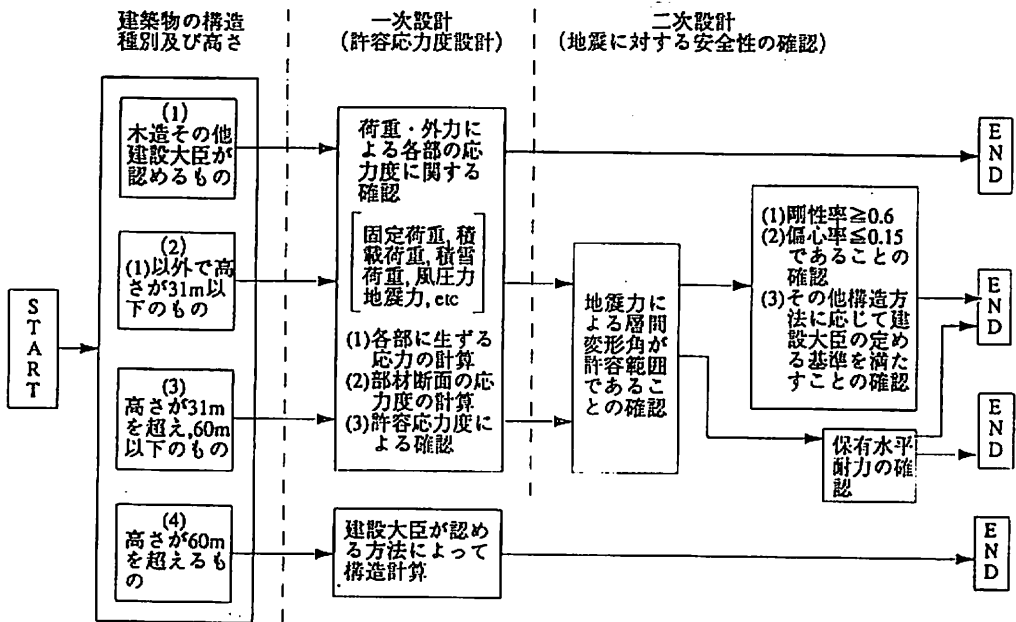


図-4 新耐震設計法(1981)に基づく構造計算のフロー⁽²⁾

1968年は表-1に示すとおり、十勝沖地震が発生し、鉄筋コンクリート造建築物が多量の被害を受けた年でもあった。なかでも、RC柱のもろいせん断破壊が目撃された。このことにより、1971年建築基準法が一部改正され、RC柱のもろいせん断破壊を防止するため、柱のせん断補強筋が従来の約300mmピッチから100mmピッチに強化された。このようにして世界でも有数の地震多発国である我が国において、超高層ビルがますます建設されるとともに、超高層ビル以上に安全度を要求される原子力発電所建屋も多数建設されてきた。これらの耐震設計を通して得られたノウハウを一般建物にも応用することを目的に、1972年建設省を中心に耐震総合プロジェクトが発足し、1981年の新耐震設計法という建築基準法の大幅な改正に至ることになる。この新耐震設計法の特徴は中小地震を対象にした1次設計、大地震を対象にした2次設計の2段階方式である。表-3に新耐震設計法(1981)の目標を、そして表-4に震度階と加速度の関係に関して、大方の目安をそれぞれ

整理して示す⁽²⁾。1次設計は従来の許容応力度設計法と大差ないが、設計用地震力の算定がきめ細かになり、地震時の応答を、よりリアルに設計に反映したものになっている。このようにして、1次設計で求めた断面が大地震時でも安全かどうかを2次設計で確認するとともに、新たに変形制限(層間変形角が1/200以下など)や構造制限(剛性率や偏心率)なども設けられた。特に変形制限を満足しない場合は、構造設計を再度やり直さなければならないし、また構造制限を満たさないと、建物の必要保有水平耐力を割り増さなければならないと言うペナルティも新たに課せられた。そして、なによりも建物に韌性、すなわち粘りを持たせることが特に強調されるようになった。新耐震設計法(1981)に基づいた構造計算のフローを図-4に示す⁽²⁾。

以上のことより、1971年と1981年は建築基準法がよりベターな耐震設計を目指して各々改正された年である。なかでも1981年は建築基準法が大幅に改正され、

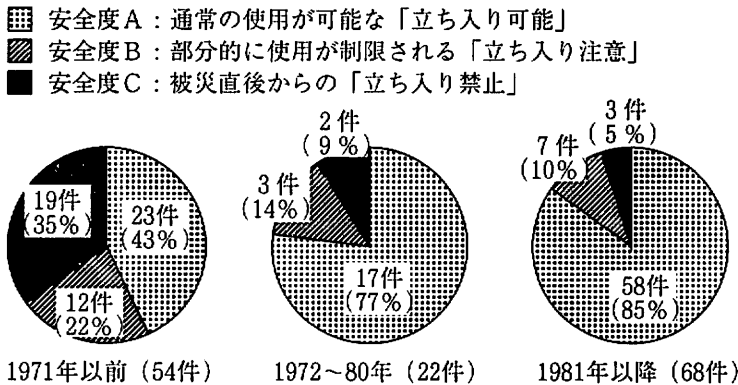


図-5 (株)大林組が施工したRC造建築物の被害状況 (建設通信新聞2.9)

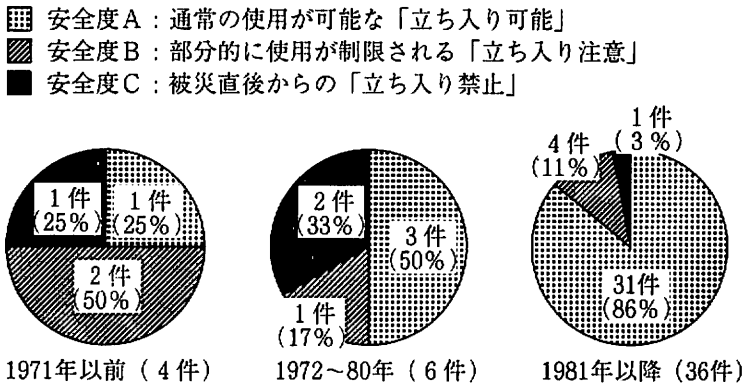


図-6 (株)大林組が施工したS造建築物の被害状況 (建設通信新聞2.9)

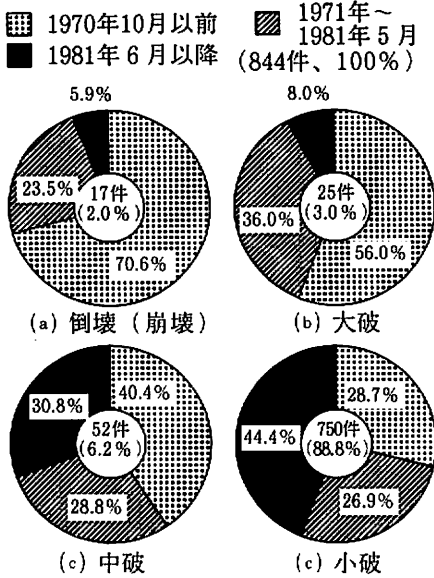


図-7 榑竹中工務店が施工した建物 (RC, SRC, S造) の被害状況⁴⁾

新耐震設計法に移行した記念すべき年でもある。このような観点から、阪神大震災による建築物の被災に関するまとめが、関西に基盤をおく大手ゼネコン（建設会社）の2社（榑竹中工務店と榑大林組）から、それぞれ個別に発表されている。これらのデータは各々のゼネコンが施工、又は設計・施工した建物に関して、被災の状況を取りまとめたものである。ここではこれらを整理して図-5～7に示す。これらの図は、全て1971年、1981年を境界に区分されている。これらの図より、1981年に施行された新耐震設計法は建築物の安全に十分寄与していることがわかる。このように建築基準法が改正されるたびに、日本の耐震設計技術も着実に進歩していることが、これらの図から読みとれる。ただし、新耐震設計法で設計しても大破した数少ない建物に関しては、今後その原因を十分に究明する必要がある。

5. 沖縄の建築物の現状、問題点と今後の対策

亜熱帯の島嶼地域に位置し、温度も湿度も高く、しかも行政地域も広範囲に点在している沖縄県の建築物について⁴⁾、その現状と問題点、そして今後の対策を述べることにする。その中で、特筆すべきは1) 設計用地震力、2) 塩害そして3) 沖縄県の建築物でその90%前後を占める鉄筋コンクリート (RC) 造建物である。

設計用地震力は沖縄が日本に復帰した1972年以前も、

その後も新耐震設計法が施行される1981年までは本土の半分であった。この背景には沖縄が1972年半ばまでアメリカの施政権下にあったこと、そしてアメリカの基準においても、沖縄はアメリカで最も厳しい地震多発地域のカリフォルニアと同じ地域に指定されている（沖縄タイムス2月16日朝刊：金城孝雄）ことがあげられる。そのカリフォルニアの基準でも設計用地震力は、日本の約半分といわれている。このことについては文献⁴⁾にも記されているとおりである。以上のような背景があったので、1981年新耐震設計法が施行されたとき、沖縄県のみが地域係数に0.7が設定され、幸か不幸か日本で最も小さい設計用地震力を採用することになった。しかし、それでも1981年以前は東京を基準にすれば、地域係数が沖縄は0.5に相当するので、20%も設計用地震力が引き上げられることになる。このことは逆に、1981年に新耐震設計法が施行される以前の沖縄では、設計用地震力がいかに小さかったかを物語っている。

新耐震設計法で沖縄県は一律に地域係数が0.7になったが、それでも関東、関西よりも地震力が30%低いことになる。しかも、奄美大島以南の与論島までの地域係数は関東、関西と同じ1.0である（図-8参照）。そのうえ、台湾近海も地震多発地域であることも考えると、沖縄県は地震多発地域の奄美大島と台湾でサンド

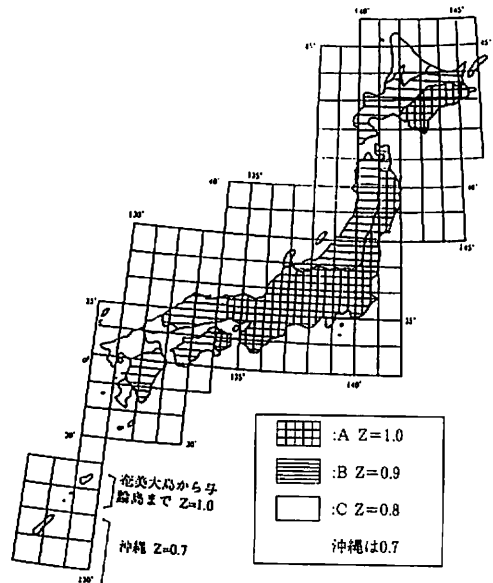


図-8 新耐震設計法 (1981) における地震地域係数⁴⁾

イッチされていることになる。琉球新報(2.1夕刊)の報道記事によれば、図-9に示すように1960年以降1995年1月27日現在までに、沖縄、奄美、台湾一帯の海域でマグニチュード(M)6以上の地震が67回も発生している。さらに、琉球大学理学部の木村博士によると、近い将来沖縄でもM=7以上の地震が発生する

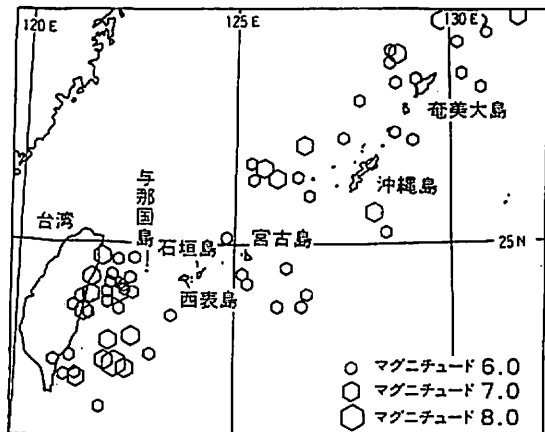


図-9 1960年から95年1月27日現在までに沖縄、奄美、台湾一帯で発生したM=6以上の震源分布(琉球新報2.1)

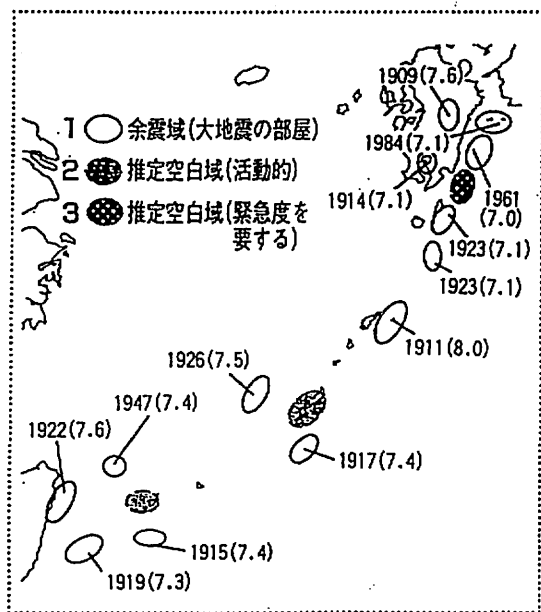
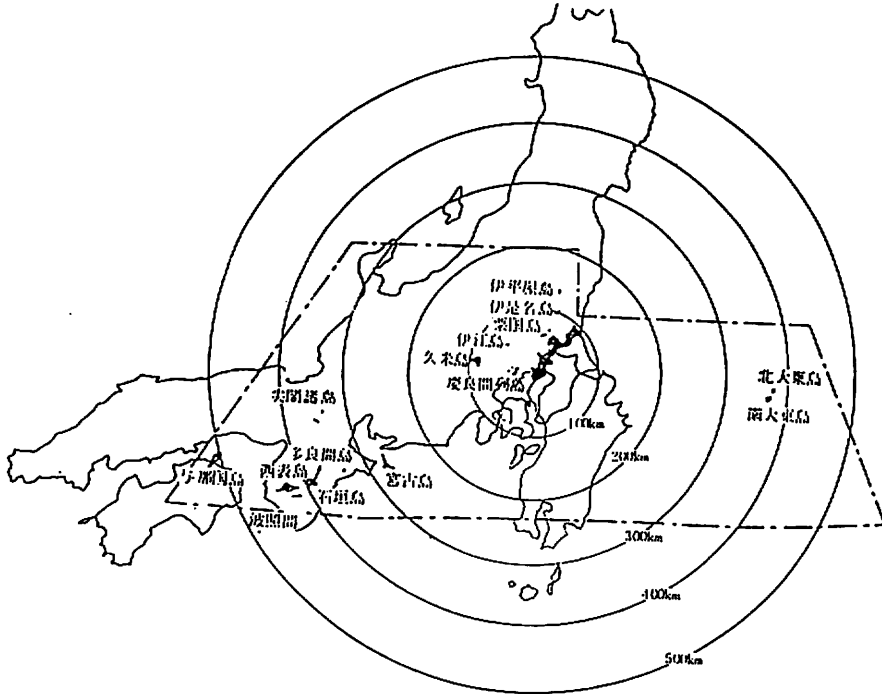


図-10 木村博士による現在推定される地震の空白域(南海日日新聞1.19)

らしい(図-10参照)。沖縄は本島以外に離島も多く、その行政地域は広範囲に点在しており(図-11参照)、地震活動も異なる^{14,15}。このようなことより、文献¹⁶には沖縄県内でも地域によって異なった地域係数を採用し、沖縄本島ではその地係数を0.7から0.5に減らすべきことが結論として述べられている。前者に関しては、著者も全く同感であるが、後者に関しては同意できない。後者の根拠として、文献¹⁶は沖縄本島では地震による最大加速度の再現期待値が小さいことを指摘している。これらの地域係数は統計上繰り返し発生する地震を前提としているので、500年から1000年に一回起こるか起こらないかわからないような直下型地震などは、この地域係数に反映されにくい傾向にある。したがって、直下型地震のように(今回の阪神大震災も直下型地震によって引き起こされ、しかも建物に想定以上の地震力が作用した)、どこでいつ起こるかわからない大地震に対しても、建物は安全でなくてはいけないということで、地域係数の最小値が定められている。ちなみに、本土で地域係数が0.8と最も小さい福岡、佐賀、長崎などにおける地震活動と、沖縄本島のそれを比較することも沖縄の地域係数の妥当性を検討する上で重要なことではないかと思われる。このようなことも含め、さらに沖縄の地震活動度などを詳細に検討した上で、著者自身としては沖縄県の地域係数(0.7)を、少なくとも福岡県や佐賀県並み(0.8)に引き上げ、かつ県内でも地震活動度が高いといわれる先島地方はさらに地域係数を引き上げる必要があると考えている。

地域係数を少々引き上げたからといっても、そのことが建物の建設全コストに占める割合は微小なものであろう。文献¹⁷を引用すれば、設計用地震力を多少大きくとったとしても、耐震コスト(鉛直荷重や積載荷重などの長期荷重による構造コストは除く)が建物の全コストを押し上げるアップ率はきわめて小さく、高々数%以下ではないかと考えられる。ただ、従来の建物との整合性が、増築や改築の場合とれなくなる恐れがでてくるが、後述する耐震補強で補うほかはない。建物の寿命中くるか、こないかわからない大地震に対して、多額のお金を投資し、ひび割れ1つもはいらぬ建物をつくることはあまりにも不経済である。万一、大地震に見舞われて建物が損傷し、大きく変形しても最後まで鉛直荷重を支え、人の命だけは守るりうる、粘りのある建物をつくるのが重要である。これはまた新耐震設計法の基本的戦略でもある。あるいは、前

図-11 沖縄県の行政区域⁹⁴⁾

述したように壁式RC造建築物か、最近建設省建築研究所を中心に技術開発された壁式補強組積造とも言うべきRM造建築物であれば、経済的に大地震時でもひび割れが1つもはிரない建物をつくることが可能であろう。ただし、この場合でも、これらの壁式RC造やRM造建築物を支える地盤の破壊や液化現象が、生じないことが前提となる。なお、RM造建築物とは高品質のコンクリートブロックやセラミックブロックを打ち込み型枠ブロックとして用い、補強筋を配筋した上でコンクリートを充填し、かつ臥梁を必要としない壁式の鉄筋コンクリート補強組積造のことである。

2番目に沖縄にはRC造建築物の塩害に関する問題が存在する。沖縄県建設技術センターが公表した調査データによれば、沖縄の総ての生コン工場で塩分規制が守られるようになったのは1983年以降であると推定される(図-12参照)⁹⁵⁾。特に1970年前後から1977年頃まで、すなわち沖縄が日本に復帰する1972年前後から、建設省による細骨材に対する塩分規制の通達⁹⁶⁾がだされる1977年頃までは、海砂(海底砂)が十分洗浄されることなくそのまま利用され、高濃度の塩分が含まれている可能性が高い。塩分は腐食反応に直接関与するわけではなく、アルカリ性のコンクリートのなかで不動態皮膜で包まれた鉄筋に対して、その皮膜の破

壊に関係している⁹⁷⁾。不動態皮膜が塩分により破壊されると、そこに水と酸素が供給され腐食反応が始まることになる⁹⁸⁾。したがって、鉄筋コンクリートに塩分は禁物である。その当時の沖縄では、このことが関係者の間に十分認識されていなかったものと思われる。上記のデータに、沖縄県の本島内の公社住宅と県営住宅の建設戸数を重ね合わせて、図-13に示す⁹⁹⁾。これらの集合住宅はすべて賃貸住宅である。図-13より、建設省から塩分規制の通達⁹⁶⁾がだされた1977年を契機に、沖縄県でも生コン工場⁹⁵⁾で用いる細骨材の塩分含有量が急激に減少している。沖縄では県レベルでの賃貸集合住宅の建設が1967年から始まっている。これらの総戸数は、沖縄県本島のみで1992年までに14,358戸にのぼっている。塩分が多く含まれていると推定される1967年から1977年までの建設戸数は5,002戸であり、それは14,358戸の35%に相当する。このことから、沖縄のRC造建築物の少なくとも20%前後は、海砂の利用による塩分が含まれている可能性が高いと思われる。したがって、我々のRC造公営集合住宅の塩害による損傷調査結果⁹⁴⁾からもわかるように、沖縄では塩害によるRC造建築物の損傷が、今後ますます顕在化してくる恐れが十分予想される。しかもその当時は設計用地震力も本土の半分であり、そのため柱の断面は一般に

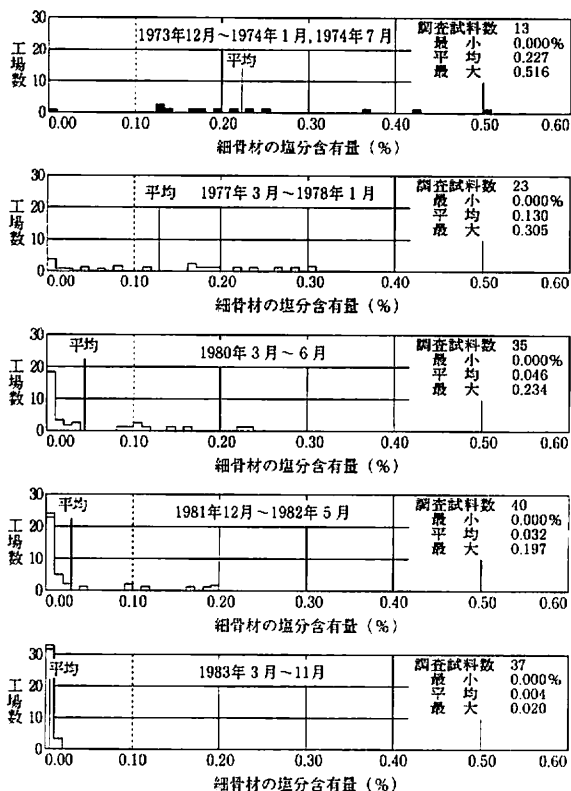


図-12 沖縄本島における生コン用細骨材の塩分含有量¹⁾

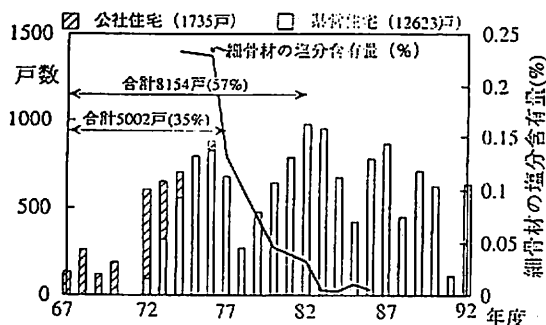


図-13 沖縄県(本島のみ)の公営賃貸住宅の建設年度、戸数と細骨材の塩分含有量の関係²⁾

細く(写真-35参照), しかも塩害により損傷が顕在化してくると, 一段と耐震性能が弱まる可能性がでてくる。このことに関しては, 電食試験や自然暴露試験と地震力を想定した加力実験を組み合わせ, 3年前前から長期の実験的研究を推進している⁽²²⁾⁻⁽²⁴⁾。さらに, 昨年は塩害で損傷した北谷町営アパートの実在正負繰り返し水平加力破壊実験も実施した⁽²⁵⁾。しかし,

これらの塩害によるRC造建築物の損傷はかぶりコンクリートの剥離, 剥落現象を伴うので, 耐震以前の日常安全性の確保がまずなされなければならない。そのため, 塩害により損傷を受けたRC造建築物に対して, 建て替えも含めた適切な補修及び耐震補強工事も早急に検討すべき沖縄の課題である。

3番目に沖縄における建築物としてRC造建築物が90%前後を占め, かつピロティを有する建物がきわめて多い(写真-34参照)。亜熱帯島嶼地域に位置する沖縄では, 暑さと湿気を少しでも緩和するため風通しの良い住宅が求められる。さらに, 沖縄では土地が狭い上に車社会ゆえに, 駐車場を確保する必要がある。以上の理由に加えて, 先述したように沖縄では設計用地震力が日本で最も小さいことが, ピロティの普及を容易にしたのではないかと考えられる。しかし, 今回の阪神大震災でも見られるように, ピロティを有する建物の多くは例外なく, 大なり小なりなんらかの損傷を受けている。この被災事実を強く認識すべきであると考ええる。

次に沖縄の建築物の特色として, 漏水対策のため屋根の上には大きな質量を持った水槽が設置されている(写真-36参照)。しかもその水槽が今回の阪神大震災で大きな被害を受けた高速道路のように, 1本柱で支えられている。これは力学的には片持ち梁と同様に静定構造であるので, この支柱が曲げ破壊またはせん断破壊するとすぐに不安定構造になり, 危険である。そのほか, 設計用地震力が小さいからか, 沖縄では跳ね出しスラブや片持ち梁で, その跳ね出し長さが比較的大きいものが見られる(写真-33参照)。このたぐいの建築物は上下地震動に対して弱いし, かつ跳ね出し部分が静定構造に相当するので安全性に余裕のない建築物と言える。

以上の建築物に対する今後の対策として, ピロティに関しては鋼板やFRP(新素材)で柱の柱頭, 柱脚を局部補強する。そうすれば, 大きな応力を受ける部分のコンクリートが横拘束され, 強度の上昇と粘りが期待できる。又は, ピロティを一部閉鎖することになるが, ブロック壁や耐震壁を新設する。あるいは鉄骨ブレース(筋かい)の新設, そして上記の局部補強との組み合わせも考えられる。要するに, ピロティ部分の靱性, 強度, 剛性の確保が重要である。なかでも靱性の確保が最も重要である。高架水槽に関しては, 支柱全部の鋼板による耐震補強か, または支柱脚部の鋼板による局部補強が最も簡単で有効であると思われる。

跳ね出しスラブや片持ち梁に関しては、構造設計や施工に細心の注意を払うとともに、静定構造であることを念頭におき、安全率をかなり見込んだ余裕のある設計が望ましい。

6. おわりに

技術がこれほど進歩した世の中になりながらも阪神大震災を目の当たりにして、建築構造に関する耐震設計工学を専攻する1人として、このような被災が2度と起こらないことを願いつつ、本報告をとり急ぎまとめた次第である。本報告がきっかけとなり、耐震性と耐久性の重要性が、この沖縄でさらに深く認識され、今よりも地震に強く、しかも長持ちする建築を目指して、少しでもその歩みが始まることを期待したい。と同時に、この沖縄で研究と教育の現場で働く1人の人間として微力ながらも、この方面での努力を継続していきたいと考えている。

引用文献

- (1) 神戸新聞社：「阪神大震災」全記録，神戸新聞総合出版センター，1995.3
- (2) 国立天文台：理科年表(1995)，丸善，pp.822-853，1994.11
- (3) 大崎順彦：地震と建築，岩波新書，1983.5
- (4) 日本建築学会：兵庫県南部地震緊急報告，建築雑誌，Vol.110，No.1370，pp.7-12，1995.3
- (5) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報，日本建築学会，1995.3
- (6) 吉村浩二 他多数：1995年兵庫県南部地震による建築構造物の被害調査報告，兵庫県南部地震被害に関する大分県速報会実行委員会，1995.2
- (7) 清水建設(株)技術研究所：1995年兵庫県南部地震調査報告書，1995.2
- (8) ㈱竹中工務店：「阪神大震災(兵庫県南部地震)」調査報告，第1報，第2報，1995.2
- (9) 梅村 魁 編著：新しい耐震設計，日本建築センター，1979.6
- (10) 日本建築センター：構造計算指針・同解説，1988版，日本建築センター，1988
- (11) 日本建築学会：特殊コンクリート構造設計規準・同解説「鉄筋コンクリート壁式構造設計規準」，日本建築学会，pp.245~296，1983.10
- (12) 森田 大：亜熱帯の自然環境と建築，公共建築(特集・沖縄の建築)，95号，Vol.24，(社)営繕協会，pp.8-11，1982.10
- (13) 天野輝久：沖縄県地方における地震危険度について，琉球大学工学部紀要，第48号，pp.19~30，1994.9
- (14) 木村政昭：地震と地殻変動，九州大学出版会，pp.54~75，1985.9
- (15) 松村和雄：南西諸島の地震ハザードについて，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，pp.31-32，1995.8
- (16) 日本建築学会：建築の耐震コスト，建築雑誌，Vol.109，No.1352，pp.13-53，1994.1
- (17) ㈱沖縄県建設技術センター：試験年報，第6号，pp.117-120，1988年
- (18) 山川哲雄，伊良波繁雄，知念秀起：沖縄県の公営集合住宅の塩害による建物損傷調査，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.894-899，1995.6
- (19) 日本建築センター：コンクリートの塩化物総量規制とアルカリ骨材反応対策，1986年版，日本建築センター，1986
- (20) 小林一輔 外3名：鉄筋腐食の診断，森北出版(株)，pp.5~10，1993.5
- (21) 渡部 丹：「新耐震設計法」の考え方と実例，(カラーライド)，建築研究振興協会，1981.5
- (22) 山川哲雄，伊良波繁雄 外2名：電食試験により腐食したRC柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.1，pp.805-810，1994.6
- (23) 山川哲雄，伊良波繁雄 外2名：An Experimental Study on Damage Affecting Behavior of Structural Walls Under Chloride Attack Environment，Proc. of International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete，pp.1320-1329，July 1994，Sheffield，UK.
- (24) 中山耕一，山川哲雄 外2名：電食試験により腐食したRC柱の弾塑性挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.883-888，1995.6
- (25) 松永尚凡，山川哲雄 外3名：塩害により損傷を受けた実在RC造公営集合住宅の水平加力破壊実験(その1)，(その2)，日本建築学会研究報告九州支部，第35号-1，構造系，pp.449-456，1995.3

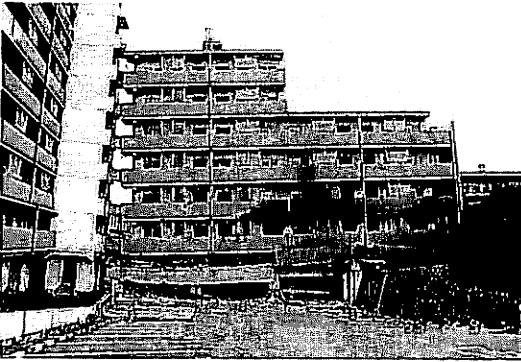


写真-1 1階（ピロティ）と2階部分が層崩壊したRC造8階建て集合住宅



写真-4 写真-3の1階（ピロティ）柱のせん断破壊

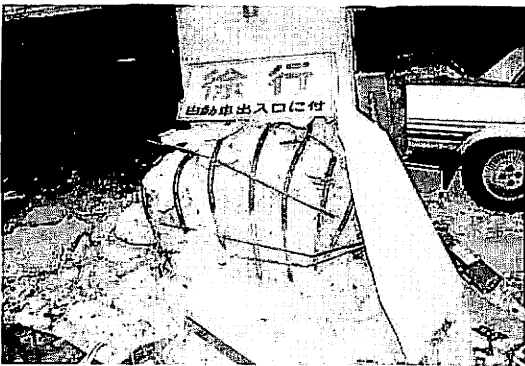


写真-2 写真-1における1階柱のせん断破壊

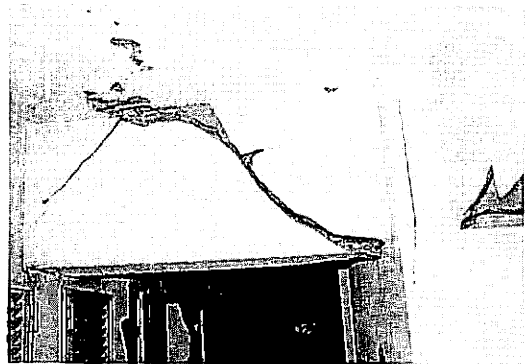


写真-5 写真-3の梁のせん断破壊

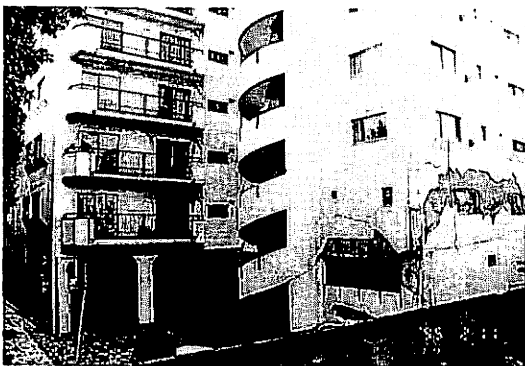


写真-3 RC造7階建て集合住宅の被害状況

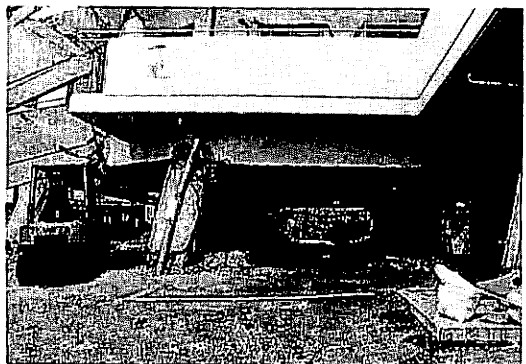


写真-6 新耐震設計法(1981)による8階建てRC造集合住宅1階（ピロティ）の層崩壊

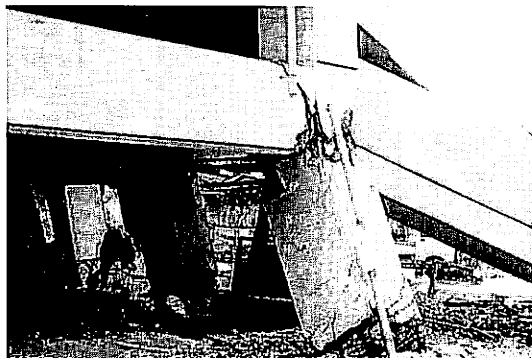


写真-7 写真-6の1階（ピロティ）柱の曲げ破壊

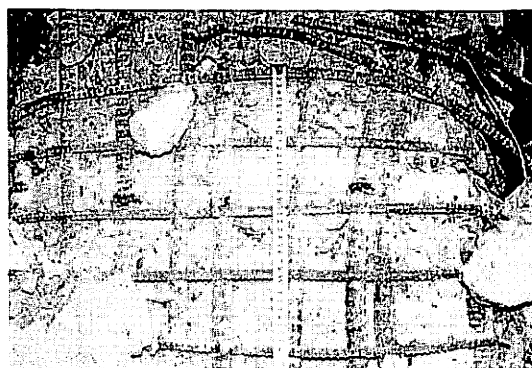


写真-8 写真-6の曲げ破壊した1階柱の配筋状況

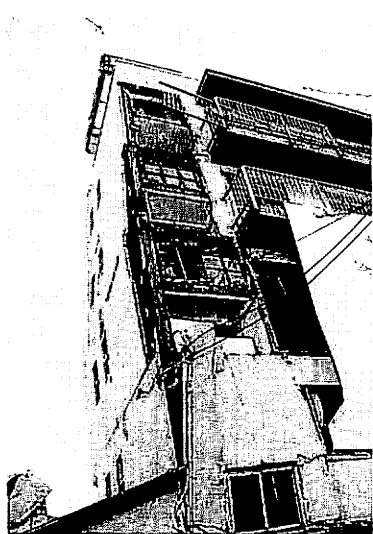


写真-9 外壁が剥離、剥落したS造5階建て集合住宅

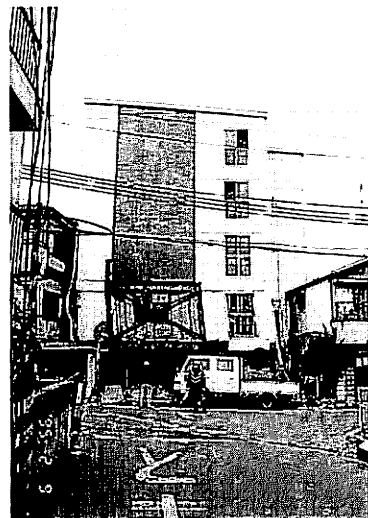


写真-10 柱の座屈やブレースの破断により傾いたS造5階建てビル



写真-11 柱やブレースの座屈により傾いたS造5階建て倉庫

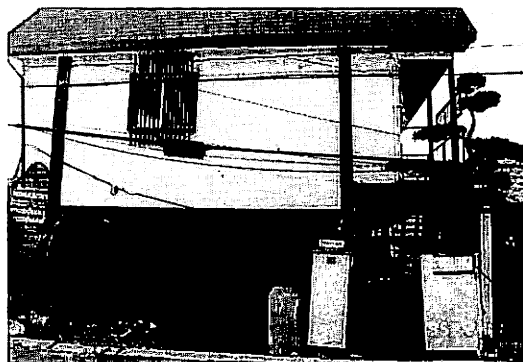


写真-12 軽量S造2階建て住宅の1階（ピロティ）柱の大変形



写真-13 主筋圧接部の破断



写真-16 店舗付木造住宅の層崩壊



写真-14 古い2階建て木造住宅の崩壊



写真-17 2階建て木造住宅の崩壊

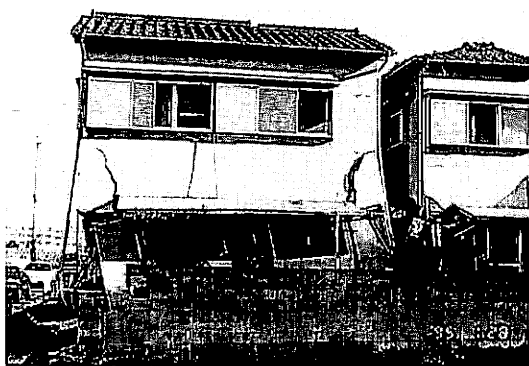


写真-15 2階建て木造住宅の層崩壊

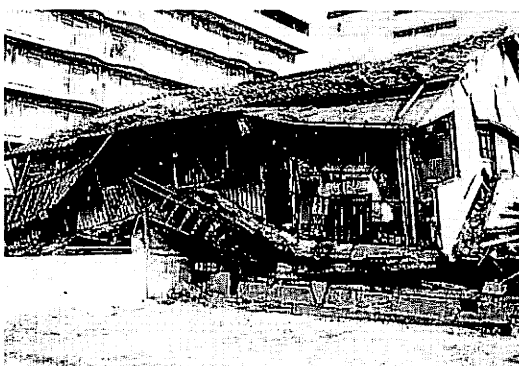


写真-18 古い2階建て木造住宅の崩壊

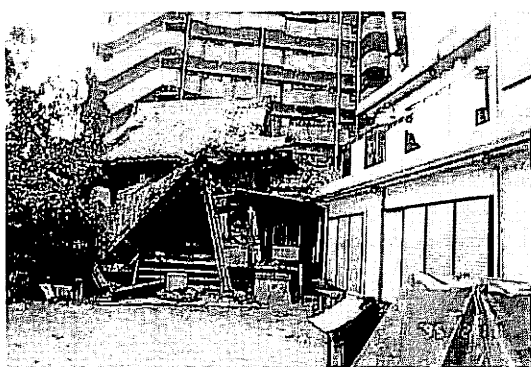


写真-19 崩壊した神社と健全な工業化住宅

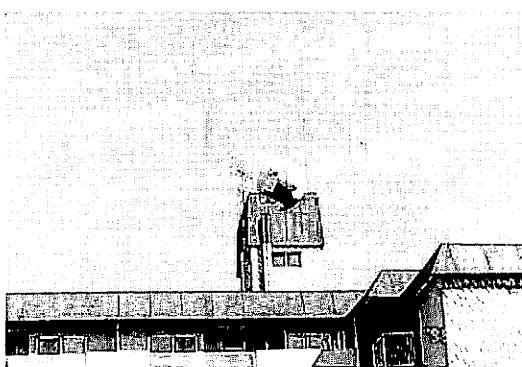


写真-22 高架水槽タンクの被害例

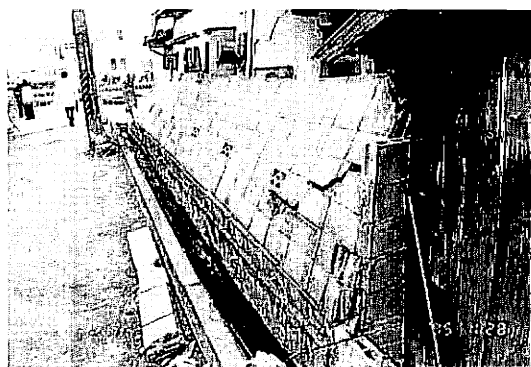


写真-20 コンクリートブロック塀の崩壊



写真-23 墓石の転倒状況

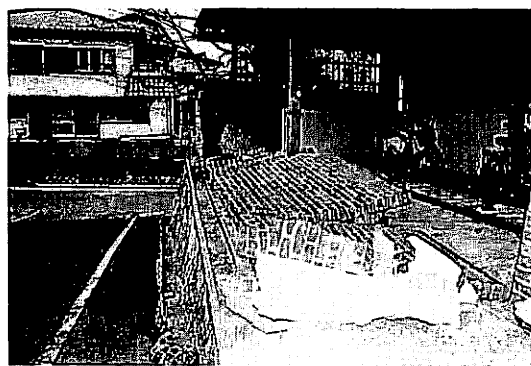


写真-21 無補強赤煉瓦塀の崩壊

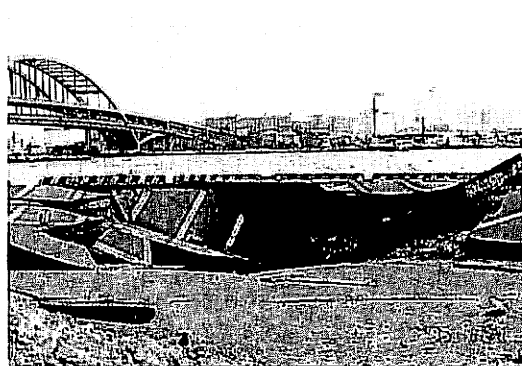


写真-24 神戸湾岸壁部分の被害例

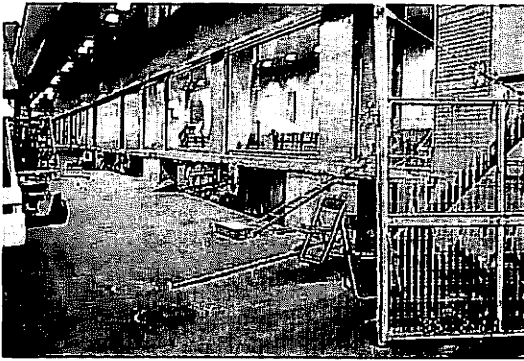


写真-25 神戸ポートアイランドにおける地盤沈下

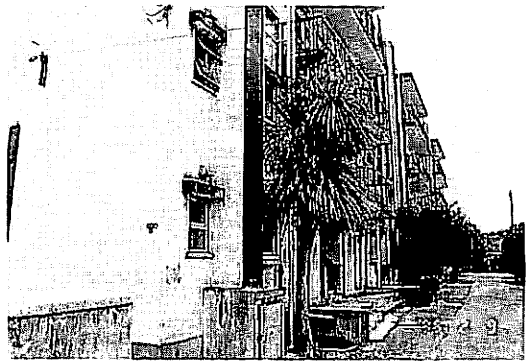


写真-28 写真-27の健全な壁式RC造4階建て集合住宅



写真-26 写真-25と同一場所での露出した柱 (PHC杭φ600)

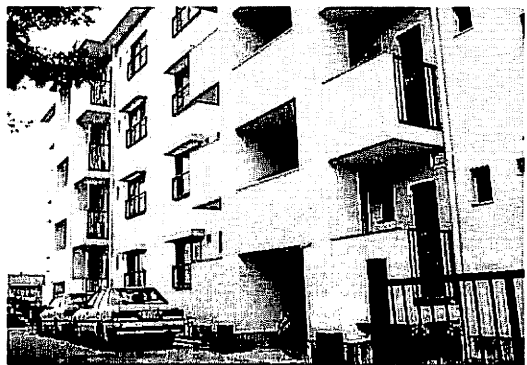


写真-29 健全な壁式RC造4階建て集合住宅

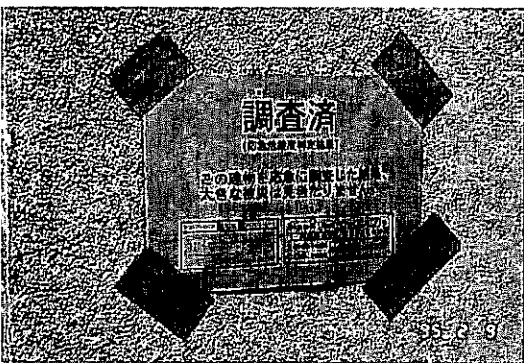


写真-27 健全な壁式RC造4階建て集合住宅に貼られた安全確認紙

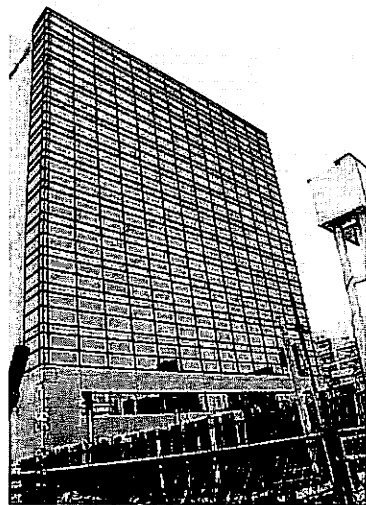


写真-30 窓ガラスが2枚程度破損した高層ビル



写真-31 被害を受けなかったピロティ



写真-34 ピロティを有するRC造学生マンション
(沖縄)

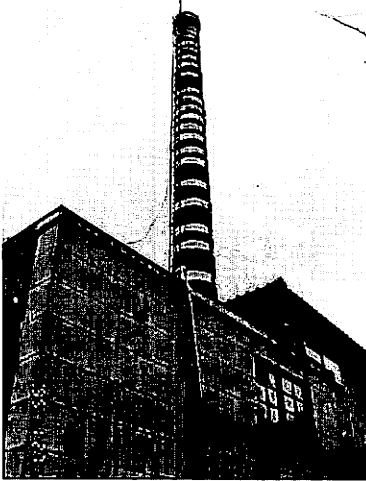


写真-32 鉄板で補強していたために損傷を免れたRC造煙突

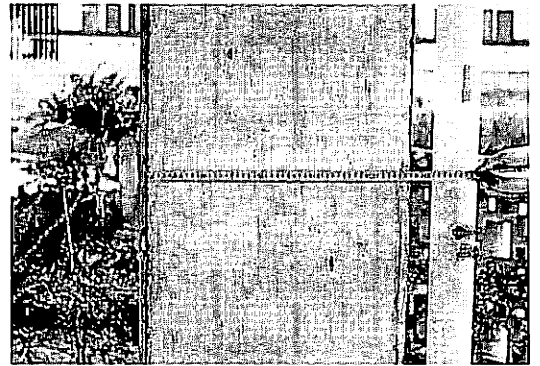


写真-35 写真-34の1階柱(断面寸法が500mm以下)
(沖縄)



写真-33 片持ち梁を利用したSRC, RC
造8階建てマンション(沖縄)



写真-36 屋上に一本柱で支えられた水槽(沖縄)