

4.1 耐震設計

4.1.1 地震災害と耐震規定の変遷

(1)建設年代による地震被害の相違

建築物の耐震設計は、建築基準法に基づいて行われており、その耐震性能は、建築物が設計された時点の建築基準法と関係している。また、建築基準法の耐震規定は、地震被害の経験などにより何度か改正がなされ今日に至っている。表4.1.1に耐震規定の変遷と主な地震被害について示す。

平成7年兵庫県南部地震の震害においても、建築物の被害は、全体的には建設年代の古い建築物の被害が顕著となっている。図4.1.1に示すように、新日本建築家協会（JIA）の調査¹⁾によれば、対象とした229棟の鉄筋コンクリート造建築物のうち、修復が不可能に近い建築物は、昭和46年以前に竣工した建築物（調査数76棟）では55％程度、昭和47年から昭和55年の間に竣工した建築物（調査数53棟）では20％程度、昭和56年以降に竣工した建築物（調査数103棟）では5％程度であることが報告されている。

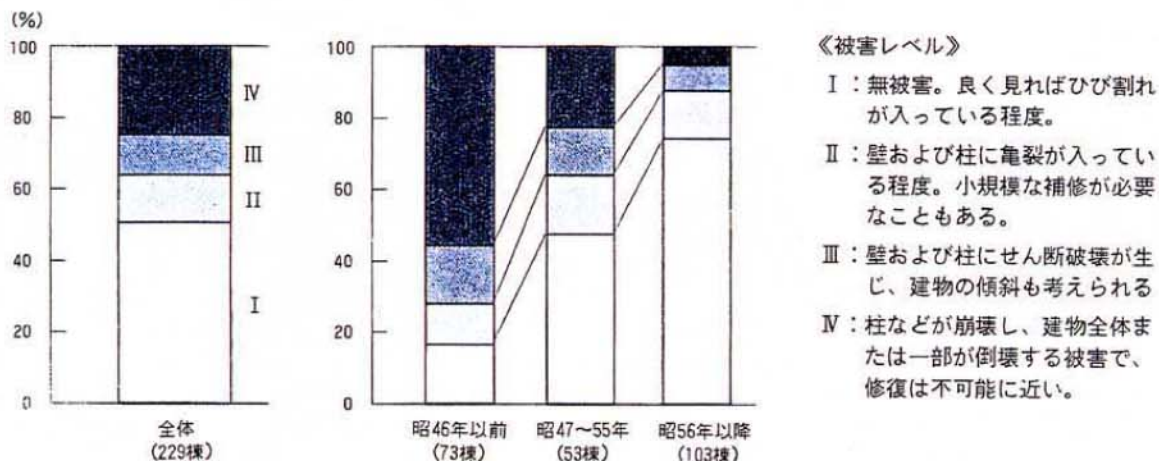


図4.1.1 鉄筋コンクリート造建築物の建設年代別被害率
（「日経アーキテクチャ」¹⁾より転載）

建設年代による被害程度が異なる例を、写真4.1.1に示す。本建築物は、阪神電鉄本線岩屋駅の近くに建設されている事務所ビルであり、付近の木造建築物の倒壊率が30％以上（震度Ⅶと判定）の地域にある。建築物は、新館旧館の2棟からなっており、エキスパンション間隔は確保されていない。建築物の地震被害は、旧館では1階の柱がせん断破壊（写真4.1.2）しており、建築物は閉鎖されている。破壊状況から、柱の主筋および帯筋に丸鋼が使用されており、帯筋間隔が粗いことが確認される。これより建設年代は、昭和46年以前と推定される。一方、新館は建設年代が不明であるが、外観からは旧館との衝突跡がみられるだけで、構造的な被害は確認されなかった。また、調査時点（平成7年2月24日）において、建築物は使用されていた。



写真4.1.1 4階建て鉄筋コンクリート造事務所ビル
(神戸市灘区)



写真4.1.2 旧館柱のせん断破壊

表4.1.1 耐震規定の変遷と地震被害

法規	概要	主な地震	被害
1920(大9) 市街地建築物法	鉛直荷重の規定を設け、地震荷重の規定はない。	1923(大12) 関東大地震 (M7.9)	・家屋損失数 576,266戸 ・鉄筋コンクリート造の被害、小破以上が全体の2割、大破以上が1割強。耐震壁の効果が認識される。 ・鉄骨造建築物は帳壁などの2次部材や、建築設備に被害が発生。
1924(大13) 市街地建築物法の改正	世界初の耐震規定の導入。	1948(昭23) 福井地震 (M7.1)	・家屋損失数 39,111戸 ・大和デパートの崩壊注目される。
1950(昭25) 建築基準法	水平震度 0.2 の水平力に対して構造物を許容応力度設計。	1964(昭39) 新潟地震 (M7.5)	・家屋損失数 2,250戸 ・建物転倒、砂層の液化化注目。
1971(昭46) 建築基準法の改正	鉄筋コンクリート造の帯筋間隔の強化。 (30cm以下から15cm(一部10cm)以下)	1968(昭43) 十勝沖地震 (M7.9)	・家屋損失数 691戸 ・鉄筋コンクリート造の柱のせん断破壊が注目される。
1981(昭56) 建築基準法の改正 (新耐震設計法)	耐震計算規定の抜本的な改正。	1978(昭53) 宮城県沖地震 (M7.4)	・家屋損失数 1,383戸 ・ピロティ形式の建物、偏心の著しい建物に被害。
		1995(平7) 兵庫県南部地震 (M7.2)	・家屋損失数 184,036戸

(2)市街地建築物法

現在の建築基準法の基となったのは、大正9年（1920年）に施行された「市街地建築物法」である。「市街地建築物法」は、我が国初の国家レベルの建築法規であり、鉛直荷重の規定は設けられていたが、地震荷重等の耐震規定は設けられていなかった。

ところが、大正12年（1923年）9月1日、マグニチュード7.9の関東大震災が発生し、建築物の被害は、全壊128,266棟、半壊126,233棟、焼失447,128棟であった²⁾。被害率は、れんが造や石造が最も大きく（被害率8割以上）、次に木造、そして鉄筋コンクリート造と鉄骨造という順になっている。

鉄筋コンクリート造建築物の被害は、東京において、全壊15棟、半壊20棟、大破49棟、小破74棟、無被害551棟であった。被害率で表すと、小破以上の被害を受けたのは全体の2割強であり、大破以上は1割強である。当時の「市街地建築物法」では、耐震計算規定はなく、それでも被害が他の構造種別に比べて小さいことが、鉄筋コンクリート造が耐震的であるという評価を高めた。しかしながら、全壊15棟の数字が示すように、適切な配慮をしなければ鉄筋コンクリート造の建築物も十分な耐震性を有することができないことも明らかとなった。

鉄骨造建築物の被害は、地震時の変形が大きかったことにより、外壁や間仕切壁などの2次部材に多く発生した。

これらの建築物の被害から、「耐震設計」の必要性が明らかになり、大正13年（1924年）に「市街地建築物法」の改正が行われ、世界で初の耐震規定が設けられた。

この後、「市街地建築物法」は、戦災による「戦時規格」の制定などを経て、昭和25年（1950年）「建築基準法」の公布へと移行していく。

(3)建築基準法

1)昭和25年（1950年）制定

昭和25年に制定された建築基準法の耐震規定は、地震力を震度0.2以上とし、高さ方向の地震力分布をほぼ一様として、材料の許容応力度に基づく弾性設計により安全性を確認することとしていた。また、鉄筋コンクリート造建築物の構造規定では、柱の帯筋間隔を30cm以下としていた。

耐震規定の基本的な考えは、建築物を剛体と仮定すると、地動加速度200gal程度を想定していたこととなる。当時も、200gal以上の地震動が起こり得ることは考えられていたが、耐震規定を満足していれば、材料の安全率や建築物の耐力余裕により抵抗できると考えられていた。

ところが、昭和43年（1968年）5月16日、マグニチュード7.9の十勝沖地震が発生し、青森を中心に北海道南部、東北地方に被害が生じた。建築物の被害は、建物全壊673棟、半壊3,004棟であり²⁾、耐震性に優れると考えられていた鉄筋コンクリート造建築物の柱のせん断破壊などの被害が顕著であった。被害の原因は靱性の不

足であり、法令や学会規準による柱のせん断補強では地震に対して不十分なことが実証された。鉄筋コンクリート造建築物の靱性確保の研究が行われ、柱のせん断補強強化の必要性が明らかになった。

1968年十勝沖地震により、鉄筋コンクリート造建築物が大きな被害を受けた。八戸高専では、腰壁・垂れ壁が付いた短柱にせん断破壊が生じた。

平成7年兵庫県南部地震においても同じ被害が生じている。写真はその被害例で、鉄筋コンクリート造4階建ての学校建築物の短柱にせん断破壊が生じている。

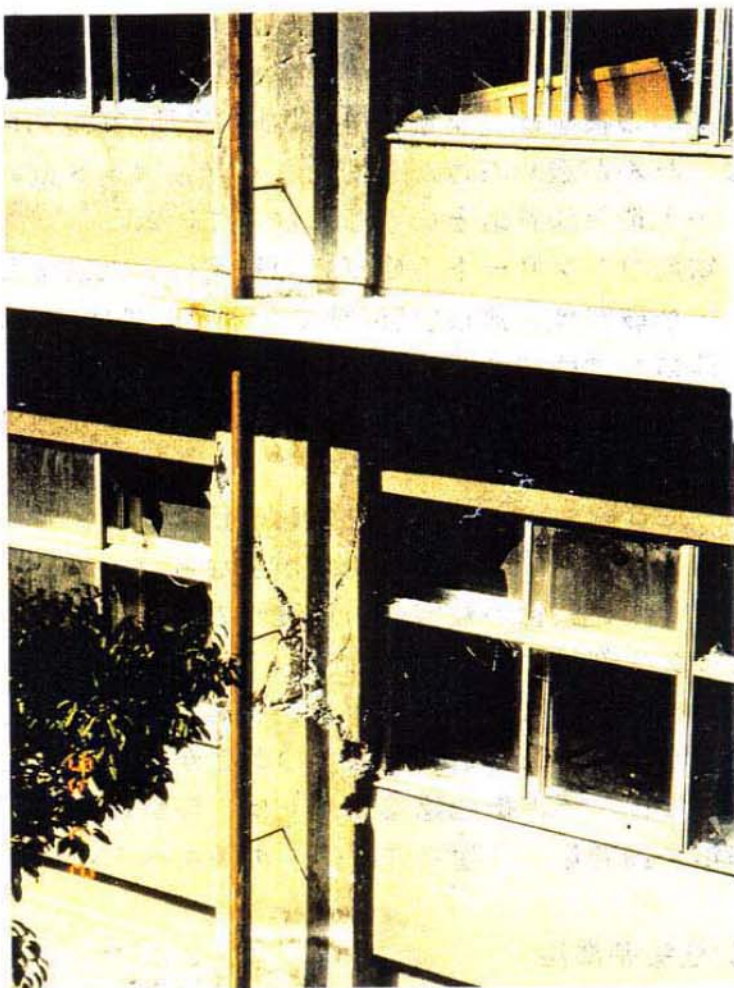


写真4.1.3 短柱のせん断破壊

2) 昭和46年（1971年）改正

1968年十勝沖地震により、昭和46年（1971年）建築基準法施行令の鉄筋コンクリート造関係規定が改正された。この改正は、鉄筋コンクリート造建築物の柱の帯筋間隔をそれまでの30cm以下から15cm（柱に接着する壁、梁その他の横架材から上方または下方に柱の最大径の1.5倍以内の距離にある部分においては10cm）以下とし、柱の靱性確保を図る（せん断強度の強化）ものであった。

さらに、1970年代には、電子計算機の発達に伴い地震応答解析技術が進歩し、建築物の固有周期により建築物に作用する地震力が変化することや、通常の数階建ての建築物では、地震時の応答加速度（地震力）は、弾性体なら地動の3～4倍になることもあることがわかった。これは、法令の地震力である震度0.2よりもはるかに大きな地震力が加わる可能性を示している。しかし、法令の地震力で設計された建築物でも、かなり大きな地震動に対しても倒壊することなく、耐えてきたものも多かった。その理由は「靱性」であり、強度を保ちながら変形する能力であった。

靱性が大きい建築物では、応答計算で予想される地震力より小さな力に対して設計されているが、大地震時には塑性域に入ることにより、高いエネルギー吸収能を発揮して地震動に耐えられる。一方、靱性が小さい建築物は、塑性域に入ってからの変形能が小さいため、エネルギー吸収能が低く、大地震に対して脆い破壊をすることになる。

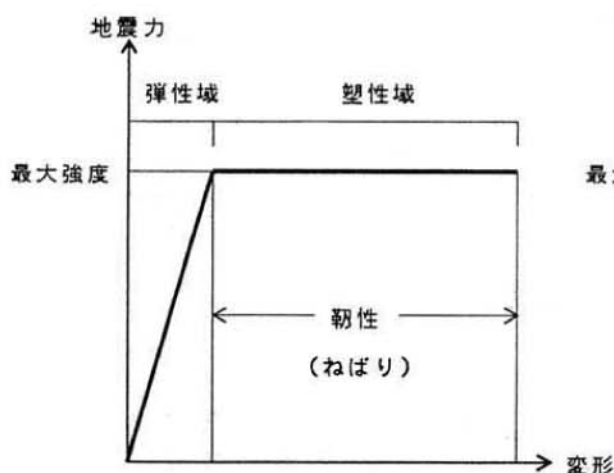


図4.1.2 靱性の大きい建築物

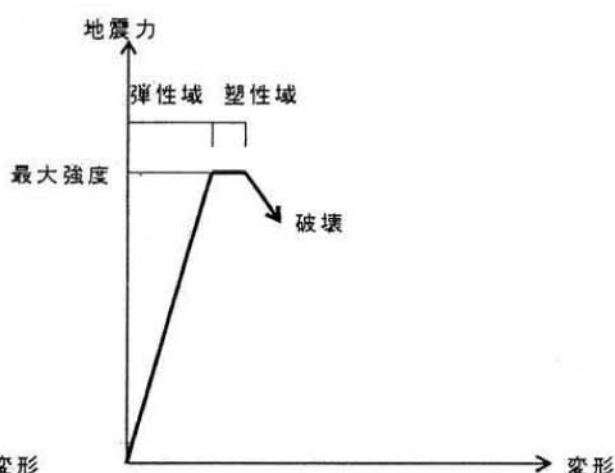


図4.1.3 靱性の小さい建築物

3) 昭和56年（1981年）改正

地震応答解析技術の進歩や十勝沖地震の震害などから、法令の構造計算法の抜本的改正が必要となった。建築物の固有周期により設計用地震力を変化させる概念や、建築物の「強度」だけでなく、「靱性」などを計算規定に導入することである。そこで、昭和47年（1972年）から5年をかけ建設省総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」が行われ、昭和52年（1977年）3月にその成果が「新耐震設計法（案）」として発表された。

昭和53年（1978年）6月12日、マグニチュード7.4の宮城県沖地震が発生し、仙台市を中心に、建物全壊651棟、半壊5,450棟の被害を生じた²⁾。この地震では、上下階の剛性が著しく異なるピロティー形式の建築物（図4.1.4）、平面プラン上の偏心が著しい建築物（図4.1.5）、ブロック塀などに被害が目立った。これらの建築物は、構造部材の一部が降伏または破壊した場合に、地震エネルギーを十分吸収することができず、落階等の大きな被害を生じることが確認された。

この地震で、東北大学の9階建ての建築物で記録された地震動は、1階床では259gal、9階床では1040galであり、4倍に増幅していることが観測されている。

最終的な施行令改正案が作成され（「新耐震設計法」）、昭和55年（1980年）7月、政令第196号として官報公布され、昭和56年（1981年）6月1日から施行され現在に至っている。

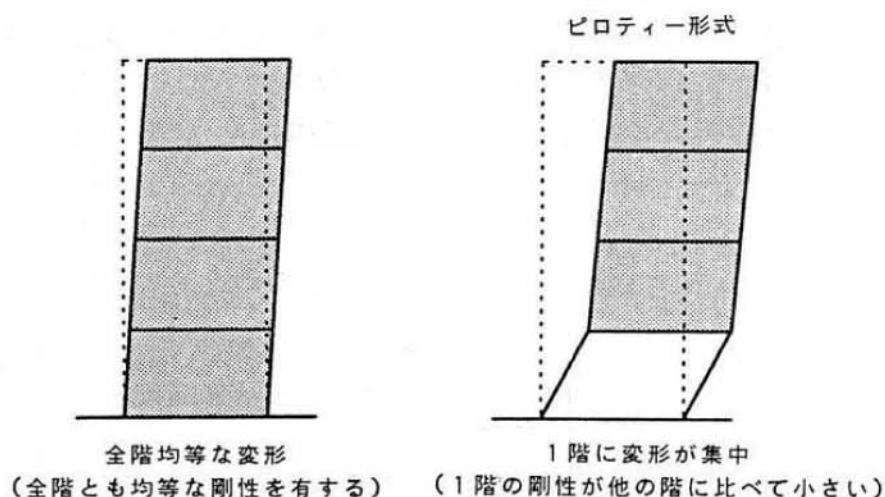


図4.1.4 高さ方向の剛性分布と地震時の変形

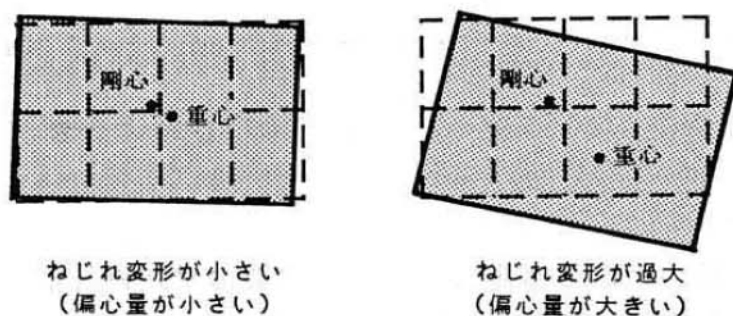


図4.1.5 偏心量とねじれ変形

ピロティー形式とは、1階の用途が駐車場や店舗等で耐震壁がなく、上階に耐震壁が多い共同住宅のように、上階の剛性が高く（硬い）、下階の剛性が低い（軟らかい）建築形式をいう。

ピロティー形式の建築物では、軟らかい階に入力地震動のエネルギーが集中して破壊が進行し、最終的には落階等の大被害が生じる可能性がある。これに比べ、剛性分布の連続性が良い建築物では、全体が均等に塑性域に入り、入力地震動のエネルギー吸収能が高い。

建築物の平面計画において、重心（重量の中心）と剛心（剛性の中心）が一致していないと、地震動によりねじれ振動が生じる。建築物は、ねじれ振動により、剛心から最も離れた部材に破壊が始まり、さらに偏心量（重心と剛心の不一致）が進行的に増大して破壊に至る。

4.1.2 現在の耐震設計法

建築基準法の昭和56年（1981年）の改正は、「新耐震設計法」といわれるように、従来の法令に比べ抜本的な改正となっており、構造計算法は、地震応答解析などから得られる建築物の動的な特性を考慮したものとなっている。また、大地震時において、建築物に靱性の確保を図ることを規定している。

旧建築基準法では、中地震時についてのみ構造計算を行っていたが、新耐震設計法では、地震動の強さのレベルを二段階（中地震時、大地震時）に設定して構造計算を行い、それぞれの強さのレベルにおける建築物の有する耐震性能の目標を明確にしている。

(1)耐震性能

建築物が有すべき耐震性能の目標を次のようとしている。

1) 中地震動に対する目標

建築物の耐用年限中に数回経験すると想定される中地震動（80～100gal程度、震度Ⅴの弱）に対して、建築物はほぼ弾性的な挙動を呈し、建築物の機能および財産の保全を図ることを目標とする。

2) 大地震動に対する目標

建築物の耐用年限中に遭遇する可能性のある大地震動（300～400gal、震度Ⅵ）に対して、建築物は弾塑性的な挙動を呈し、人命の保全を図ることを目標とする。すなわち、大地震時には、建築物に損傷を生じることが許容する（建築物の機能、財産の保全を目標としない。）が、建築物の崩壊や外装材の脱落などにより人命に影響が及ぼさないこととしている。

表4.1.2 想定する地震動と耐震性能の目標

想定する地震動 (再現期間)	耐震性能の目標	対応する設計法	
		基準とする 地震動の強さ	設計法他
中地震動 (耐用年限中に数回)	人命、財産とも被害はなく、建築物は再使用可能とする。	80～100gal (震度Ⅴの弱)	・許容応力度設計 ・層間変形角の制限
大地震動 (耐用年限中に0～1回)	建築物に被害は生じてても、建築物の崩壊などによる人命の損傷は生じない。	300～400gal (震度Ⅵ)	・剛性率、偏心率の規定 ・保有水平耐力の確認

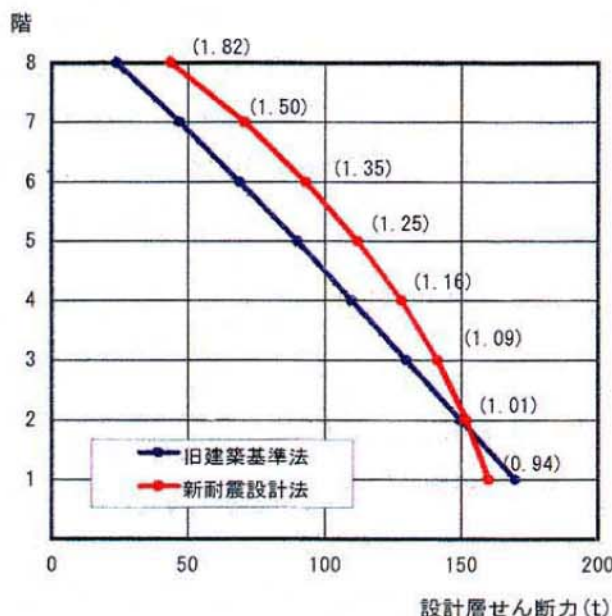
(2) 構造計算の方法

構造計算規定は、地震応答解析技術ならびに震害経験から得られる知見を基に、以下のような規定が設けられている。

- 1) 建設地の地盤種別（地盤の硬さにより、硬質・普通・軟弱の3種としている。）と建築物の固有周期との関係から、建築物に入力する地震動の影響を変化させる。
- 2) 建築物の高さ方向に生じる地震動の増幅を考慮して、設計せん断力分布を定めている（図4.1.6参照）。
- 3) 中地震時における建築物の変形制限を設けている。
- 4) 地震時に建築物の局部的な落階等を防止するため、以下の規定が設けられている。
 - ① 上下階の剛性分布の連続性の確保（剛性率の規定）
 - ② ねじれ振動の防止（偏心率の規定）
- 5) 耐震性能の目標に対し、1階での標準層せん断力係数の値を、中地震時では0.2

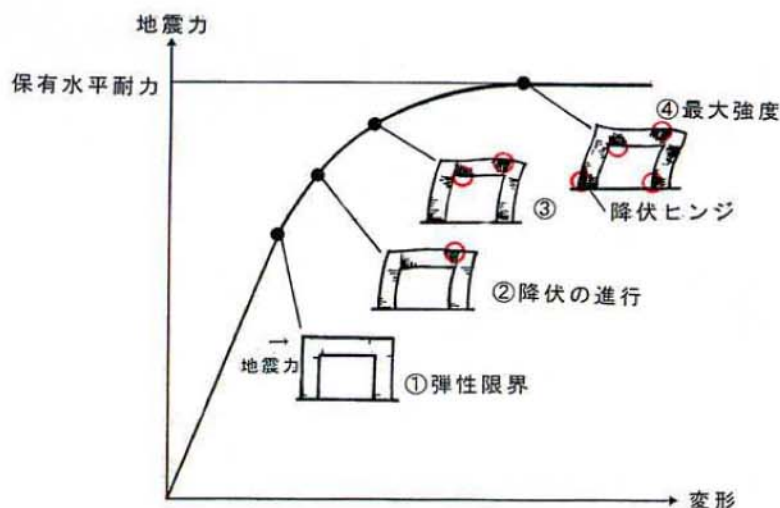
以上、大地震時には1.0以上とし、それぞれ許容応力度設計（一次設計という）ならびに終局強度設計（二次設計という）を行う。

二次設計では、建築物の保有水平耐力（図4.1.7）の概念が導入され、保有水平耐力計算時に部材に作用する応力等により、部材の「靱性」等級を判定し、大地震時の目標を確保していることを確認する。



新耐震設計法における一次設計時層せん断力と旧建築基準法（昭和56以前）による設計層せん断力の比較を図に示す。同図では、各階の重量を100tとし、階高を一定として算定している。新耐震設計法では、地震動による建築物の増幅を考慮しているため、上階では旧建築基準法に比べ大きくなっている。（ ）内は旧建築基準法に対する新耐震設計法の比を示す。

図4.1.6 設計層せん断力の比較



鉄筋コンクリート造骨組に段階的に地震荷重を増加させていくと、始めは弾性的な挙動（荷重と変形が比例する。）を呈し、次に骨組に微細なひび割れが入り剛性が低下する。さらに荷重を増加させていくと、部材端部に段階的に降伏ヒンジを生じ最終的に静定構造物となり、これ以上耐力が上がらない状態となる。このときの強度を建築物の保有水平耐力という。

図4.1.7 保有水平耐力の概念

参考文献

- 1) 日経アーキテクチュア 1995年3月13日号 (No. 516)、日経BP社
- 2) 大橋雄二：日本建築構造基準変遷史、(財)日本建築センター
- 3) 建築物の構造規定、(財)日本建築センター、1994年

4.2 耐震診断と耐震補強

4.2.1 耐震診断

(1)概要

建築物の耐震技術に関する調査研究が積極的に進められてきた中で、既存建築物の耐震診断に関する研究も数多く進められ、いくつかの耐震診断法が提案されている。この中でも、1977年に（財）日本建築防災協会より刊行された『既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説』¹⁾

（以下、耐震診断基準、耐震改修設計指針と呼ぶ。）は、現在最も一般的な耐震診断法として、広く利用されている。なお、1978年に鉄骨造建築物²⁾、1983年に鉄骨鉄筋コンクリート造建築物³⁾について、同様の基準・指針が制定されている。

耐震診断基準では、建物設計時の設計図書を基に、老朽度やひび割れなど建築物の現況を調査し、それらを総合的に判断して建築物の耐震性能を数値化（構造耐震指標 I_s を計算）する。構造耐震指標 I_s が、建築物が立地している地盤の特性や建物用途による重要度係数等から決定される基準値（耐震判定指標 I_{so} ）に満たない場合は、耐震性能の低い建築物であると判定される。このような建築物については、耐震改修設計指針に基づいて耐震補強を行うことが推奨されている。

既存建築物の耐震診断は、現状では法的に強制されたものではないが、地方自治体などでは、特に公共建築物を対象として積極的に耐震診断を活用しているところもある。

例えば静岡県では、大規模地震対策特別措置法に基づく地震防災対策強化地域に指定されていることから、学校などの公共建築物に関しては4000棟を超える鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断を行い、そのうち400棟以上をすでに補強している¹⁾。また、静岡県独自の設計指針を持ち、新築建物の構造設計フローの中に、耐震診断基準による耐震性の確認を組み込んでいる⁴⁾。

東京都においては、増改築を行う建築物に対して、耐震診断を行うよう指導される場合もある。また、耐震診断のパンフレット⁵⁾を作成しており、新耐震設計法により設計されていない昭和56年以前の建築物や、ピロティ形式など構造上あまり好ましくない形状の建築物、デパートや学校など人が多数出入りする建築物等は、耐震診断を受けることを推奨している。

近年の、東海沖地震等の地震予知とも関連して、大地震が発生した場合における建築物の安全性に対する関心が高まっていたにも関わらず、一部の地域の行政局や建築技術者を除いて、耐震診断にはあまり関心が持たれていなかった。しかし、今回の兵庫県南部地震の発生以来、建築行政各局や建築技術者はもちろん一般市民まで広く耐震診断に対する関心が急激に高まっている。

(2)耐震診断基準による診断方法について

耐震診断基準では、鉄筋コンクリート造建築物および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断に3種類、鉄骨造建築物の耐震診断に2種類の診断方法が用意され、前者は第1次診断法・第2次診断法・第3次診断法、後者は1次評価法・2次評価法と呼ばれ、次数が上がるほど、より精度の高い判定結果が得られるようになっている。但し、次数の高い診断法は、より多くの建物データ、および診断日数が必要とされる。

以下に、各診断法の特徴について簡単に述べる。

1)鉄筋コンクリート造建築物¹⁾、および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物³⁾

①第1次診断法

延床面積壁率ならびに柱率より建築物の終局強度を略算し、さらにねじれ等の形状的な影響や、材料の劣化等の経年的な影響も略算的に考慮して、建築物の耐震性を判定する。壁の多い建築物に適した方法で、壁の少ない建築物に用いると、耐震性が過小評価される傾向にある。

②第2次診断法

梁の強度は十分大きいとの仮定により、第1次診断法よりもやや詳細な略算法により柱ならびに壁の終局強度、破壊形式および靱性能などを求め、さらに形状的な影響および経年的な影響についても第1次診断法よりやや詳細に検討し、建築物の耐震性を判定する。

③第3次診断法

骨組の降伏形、壁の基礎回転なども考慮して建築物の耐震性を判定する。最も信頼性の高い診断法である。

2)鉄骨造建築物²⁾

①1次評価法

建築物が吸収し得る全歪エネルギーを略算し、これを地震入力エネルギーと比較することによって建築物の耐震性を判定する。

②2次評価法

基本的に1次評価法と同様の手法となるが、建築物の1次固有周期の計算やねじれの影響の考慮など、1次評価法よりも詳細な計算を行う。判定結果の信頼性は高い。

(3)当社の耐震診断・補強設計フローについて

当社の耐震診断から補強工事までのフローの概略を、図4.2.1に示す。1)予備診断、2)耐震診断、3)詳細診断、4)総合判定、5)補強設計、6)補強工事の6段階からなっている。

1)予備診断

建築物の耐震診断を行う前段階として、まず予備診断を行う。予備診断では、簡便な方法により、建築物の耐震性を次の3種類に分類する。

- a. 比較的耐震性のある建築物。
- b. 耐震性にやや疑問のある建築物。
- c. 耐震性に大いに疑問のある建築物。

以上の結果より、建築物の耐震診断の必要性の有無を判定する。

2)耐震診断

予備診断の結果、耐震診断が必要と判定された建築物については、図4.2.2の耐震診断詳細フローに従って、第1次診断より順次耐震診断を行う。各診断法で計算された構造耐震指標 I_s が、耐震判定指標 I_{so} を各階、各方向共に上回った時点で、その建築物は耐震診断基準で定められている所定の耐震性を有していると判断し、診断を終了する。

なお、図4.2.1に耐震診断に必要なデータの種類を示してあるが、設計図書が不備である場合や、コンクリート等の材料の劣化が著しいと判断される場合は、建築物の現況に促したデータを得る為に、現地において部材寸法の実測や、材料強度試験等を行う。但し、原則として、目視によるコンクリートのひび割れや不同沈下の有無等の確認は必ず行うこととする。

3)詳細診断

耐震診断結果や建築物の用途等から、より詳細な検討が必要と判定された場合は、精算法による保有水平耐力の計算や動的解析等を行い、その結果から建築物の耐震性を判定する。

4)総合判定

耐震診断・詳細診断の結果より、耐震補強の要否等を判定する。

5)補強設計

耐震診断・詳細診断の結果より耐震補強の基本方針を設定し、補強設計を行う。補強設計では、特に建築物の機能に支障が生じないように考慮する。補強設計終了後、再度耐震診断を行い、補強後の建築物の耐震性を確認する。

6)補強工事

補強設計において想定している補強効果が確実に得られる工法で補強工事を行う。

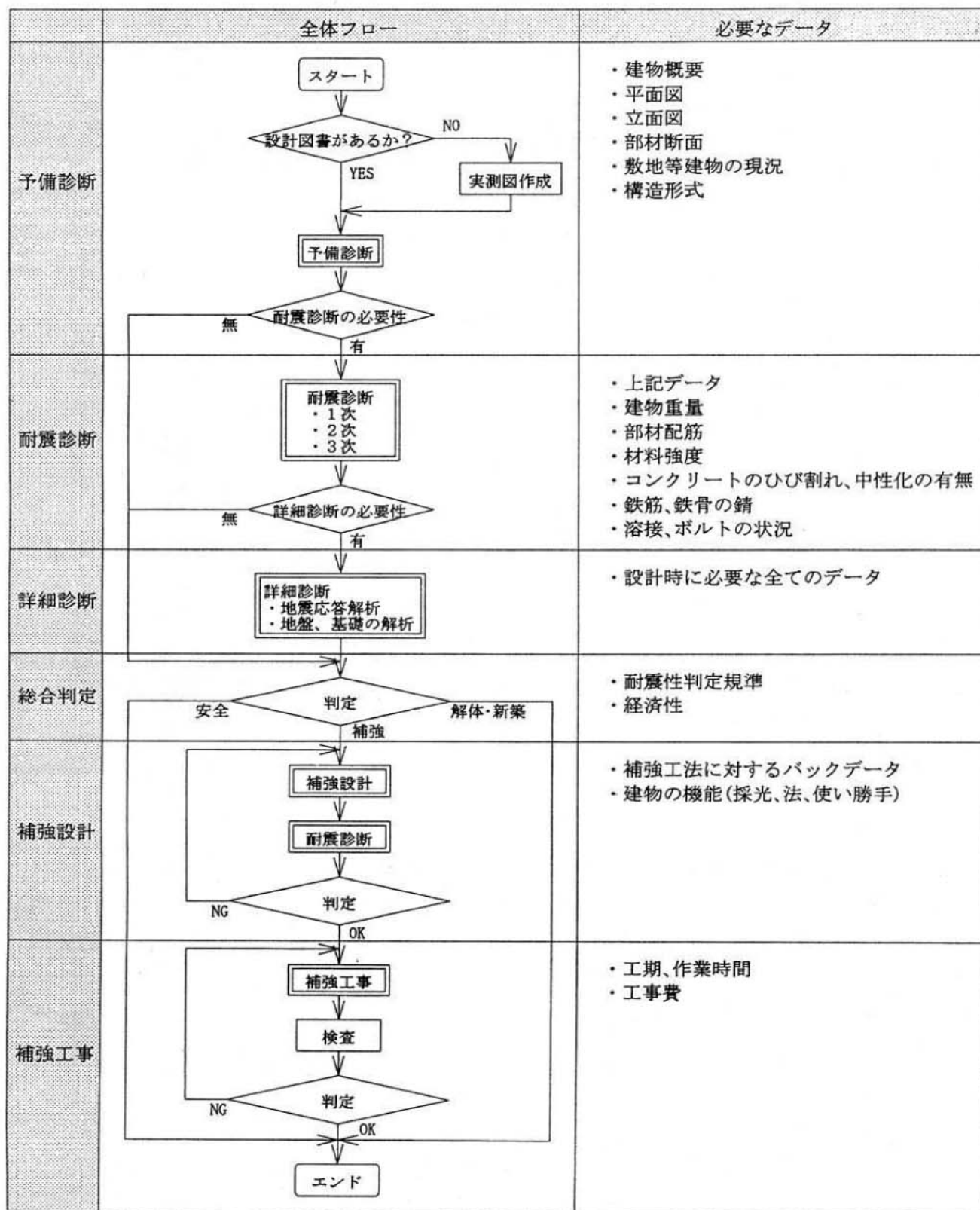


図4.2.1 当社の耐震診断・補強設計全体フロー

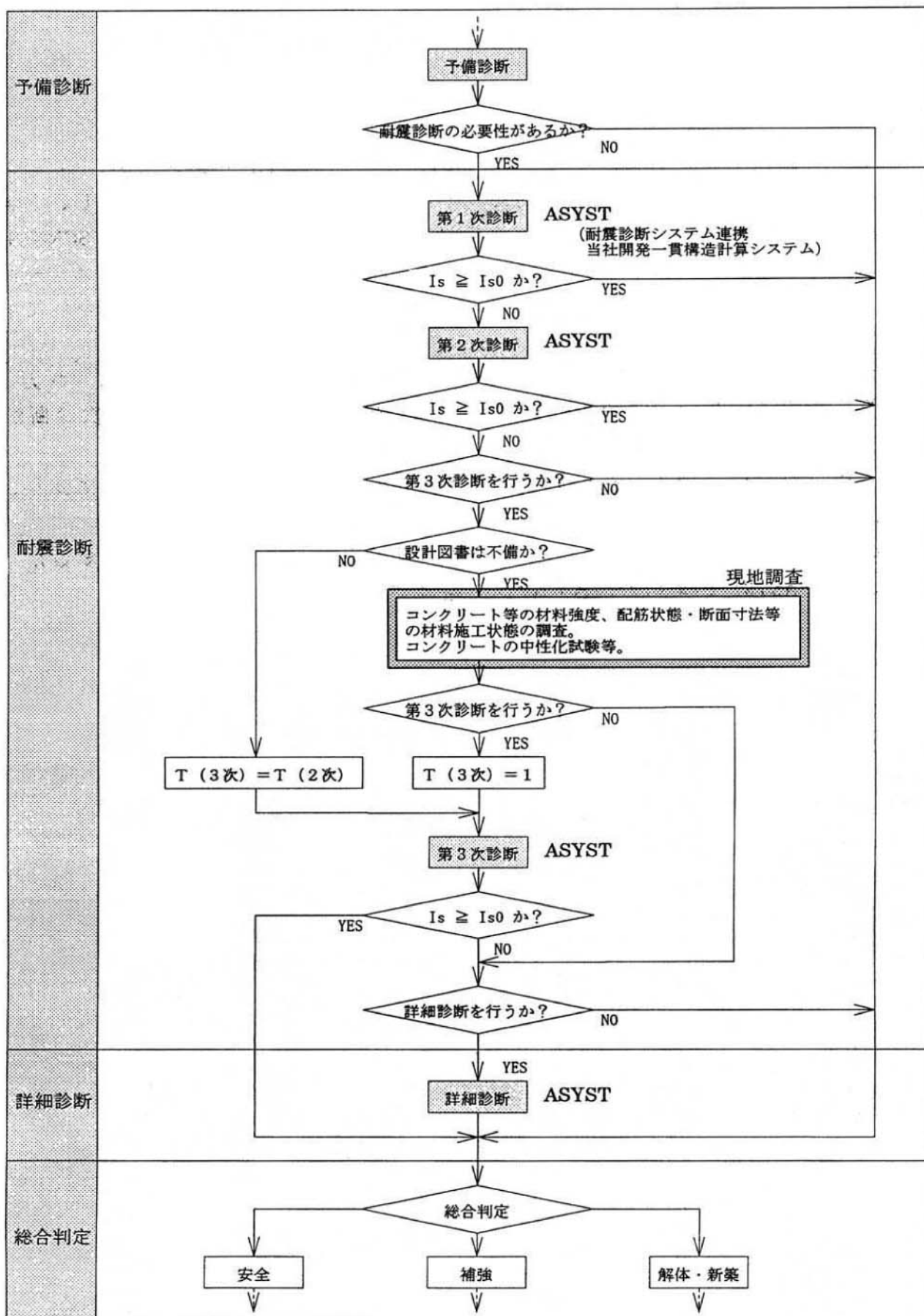


図4.2.2 耐震診断詳細フロー（鉄筋コンクリート造建築物の場合）

(4)当社の耐震診断計算システムについて

当社では、大型汎用コンピュータおよびワークステーション上で稼動する一貫構造計算システム ASYST を開発し、構造設計業務の効率化を図っている。

ASYST の構成図を、図4.2.3に示す。ASYST は、一貫構造計算システムのみでなく、構造設計業務をトータルに支援するツールとして多彩な機能を有し、(財)日本建築防災協会のSPRC委員会によって開発された耐震診断プログラム SCREEN-Edition2 も組み込んでいる。よって、SCREEN-Edition2 と同様に、鉄筋コンクリート造建築物の第1次診断法および第2次診断法による耐震診断の計算が可能である。

また、ASYST の保有耐力サブシステムを用いて、略算法による保有水平耐力の計算を行うことにより、SCREEN-Edition2 には組み込まれていない第3次診断法による耐震診断の計算もできる。

さらに、精算法(荷重増分法)による保有水平耐力の計算を行うことにより、詳細診断を行うことが可能である。

その他にも、当社では耐震診断用各種ツールや耐震診断プログラムを多数用意しており、ASYST では対応できない部分をサポートしている。

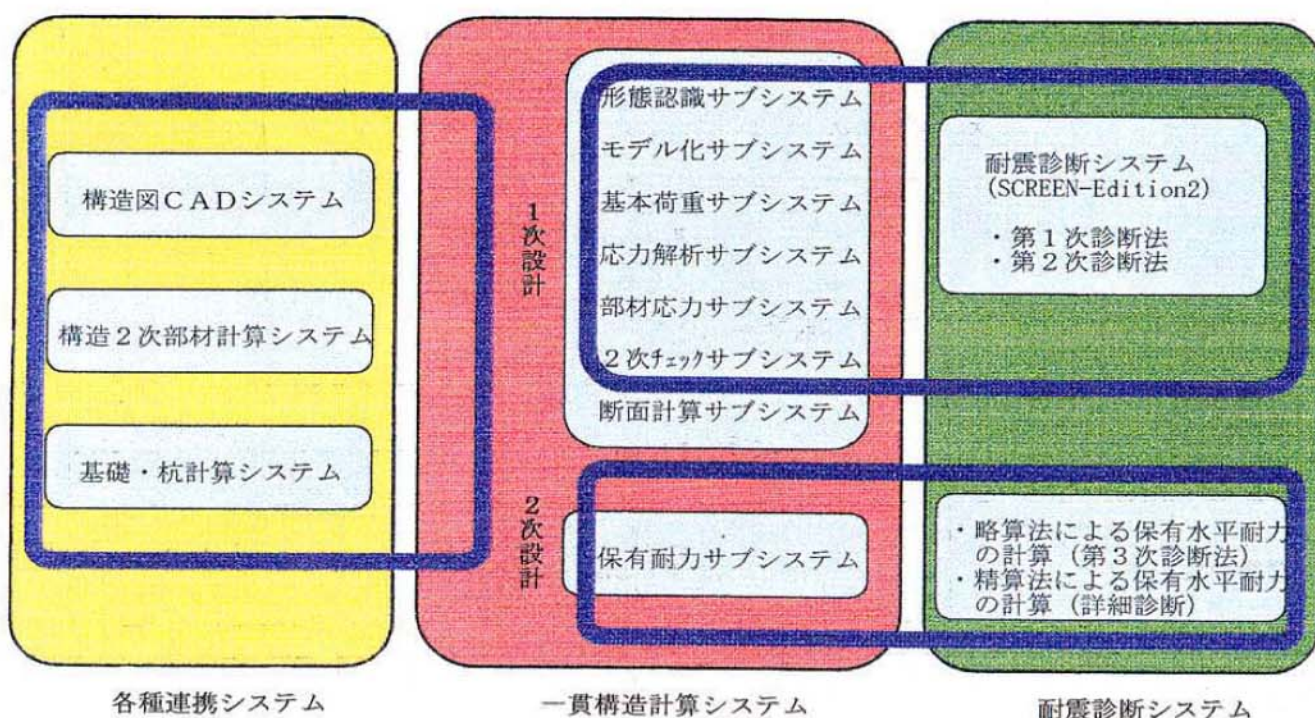


図4.2.3 ASYST 構成図

4.2.2 耐震補強

耐震診断の結果、構造耐震指標 I_s が耐震判定指標 I_{so} を下回った場合、建築物の解体・新築、あるいは耐震補強を行う。ここでは、耐震補強の方法について簡単に説明する。

(1)補強設計

補強設計においては、耐震診断の結果から、建築物の耐震性能を決定している支配的な要因を見極め、耐震性・施工性・建物機能との整合性・経済性など建築物を総合的に捉えた上で、最も適した補強方法および補強工法を選定する。補強方法および補強工法の詳細が決定後、補強後の建築物に対して耐震診断基準により再度耐震診断を行い、補強効果を確認する。

(2)補強工法

建築物の耐震補強には、主として以下のような方法および工法がある。

1)鉄筋コンクリート造建築物および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の補強方法

①壁の増設による補強（図4.2.4）

建築物を強度的に補強するのに適し、以下のような方法がある。

- ・耐力壁の新設。
- ・既存耐力壁の壁厚の増加。
- ・開口をふさぐ。

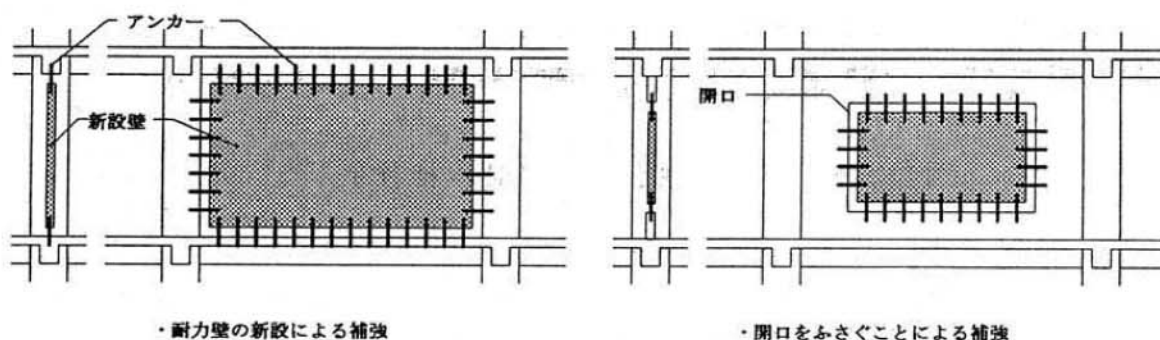


図4.2.4 壁の増設による補強例¹⁾

②袖壁の増設による補強（図4.2.5）

既存の柱に、耐力壁としては扱えない程度の小さな壁版を増設し、柱の強度を改善する方法である。

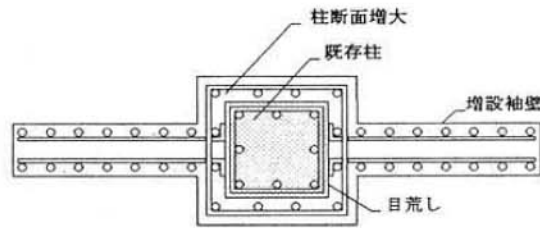


図4.2.5 袖壁の増設による補強例¹⁾

③柱の補強

既存柱のせん断破壊を防ぎ靱性を高めること、柱の剛性を均等化すること、柱の曲げ耐力を高めることのいずれか一つ、あるいはその組み合わせにより建築物の耐震性の向上を図る方法で、以下のような工法がある。

a) 柱の靱性を向上させる工法 (図4.2.6)

- ・溶接閉鎖型フープを用いる工法。
- ・溶接金網を巻く工法。
- ・帯鋼板を巻く工法。
- ・鋼板を巻く工法。

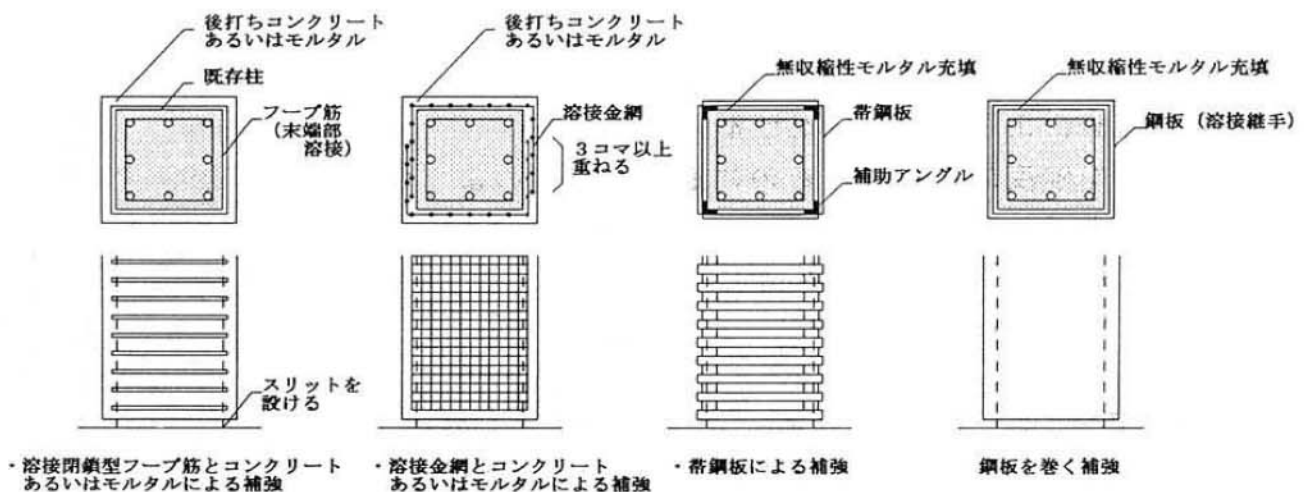


図4.2.6 柱の靱性を向上させる補強例¹⁾

b) 柱の剛性を均等化する工法

- ・腰壁、垂れ壁を除去する。
- ・腰壁、垂れ壁にスリットを設ける。

c) 柱の曲げ耐力を高める工法 (図4.2.7)

- ・柱断面を増大させる。

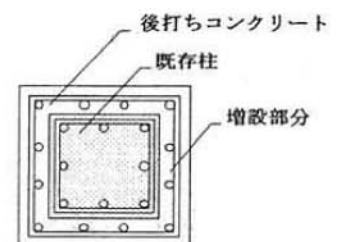


図4.2.7 柱断面を増大させる工法¹⁾

2)鉄骨構造の補強方法

①部材強度、接合部強度を増加させる補強

建築物を強度的に補強するのに適し、具体的には以下のような方法がある。

- ・柱や梁にカバープレートを取り付けて強度を高める。
- ・付加溶接等により接合部の強度を高める。

②耐震要素の増設による補強

①と同じく建築物を強度的に補強するのに適した方法として、筋かいなどを増設する方法がある。また、バランスよく配置することにより、建築物のねじれ変形を低減でき、相乗的な効果も期待できる。

③部材の座屈抑止による補強

建築物の靱性を高めるのに適し、具体的には以下のような方法がある。

- ・フランジにカバープレートを取り付けて幅厚比を小さくし局部座屈を抑止する。
- ・梁部材に横補剛材を設け横座屈を抑止する。

<参考文献>

- 1)日本建築防災協会：「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説（改訂版）」，1990
- 2)日本建築防災協会：「既存鉄骨造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説」，1978
- 3)日本建築防災協会：「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」，1983
- 4)静岡県都市住宅部建築課：「静岡県建築構造設計指針・同解説」，1992
- 5)東京都都市計画局：「大地震・あなたの建物は大丈夫ですか（耐震診断パンフレット）」，1992

4.3 既設構造物の補強・補修技術

建築物の主要構造部材である梁、柱、耐震壁が、地震により損傷した場合は、耐震診断を行い適切に補強・補修する必要がある。また、建築物の用途変更や増改築により重量が増加し、強度不足が懸念される場合や今後想定される地震動により建築物に要求される耐震性能の不足が懸念される場合にも耐震診断を適切に行い、補強・補修をする必要がある。

先日発生した兵庫県南部地震により、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄骨造、木造と種々の建築物に被害がでたこと等から、損傷した建築物や耐震性能の不十分な建築物については補強・補修を行うという気運も強くなってきている。事実、静岡県では、駿河湾を震源とする東海地震に備え、災害時の非難場所として、学校を中心とした公共建築物の耐震補強に関する指針を制定して補強工事を実施している。

既存建築物の耐震補強方法には、1) 梁や柱を被覆補強する方法、2) 壁板を設ける方法、3) 袖壁を設ける方法、4) 壁を増し打ちする方法などがある。建築物の現状の使用性を損なわないためには1)の方法が好ましいが、建築物によっては、柱と梁を補強をするだけでは耐震強度を高めることは難しい場合がある。この場合は、2)、3)、4)のように壁を増設または打ち増しして補強することが要求される。壁の増設は、彩光性が悪くなることや、使い勝手が不便になるなどの問題が生じる。また、固定荷重が増え、地盤の支持耐力が不足したり、骨組に過大な応力や変形が生じる可能性があるので、適切に処理を行う必要がある。しかし、壁の外構面や間仕切り壁を耐力壁にすることによって効率良く耐震強度と剛性を高めることも可能であり、この工法は実用的である。

そこで、当社では、梁、柱、耐震壁の耐震性能を調べる実験やそれらを補強・補修した場合の耐震性能を調べる実験などを1973年頃から開始し数多く行っている(写真4.3.1参照)。ここでは、種々提案されている補強・補修技術について実験データを基に説明する。

4.3.1 梁のせん断補強

(1) 鋼板接着による補強方法

梁にひび割れを生じた場合は、ひび割れ部分をエポキシ樹脂により補修した後、損傷部分に鋼板をエポキシ樹脂により接着し、補強して十分なせん断耐力を確保できるようにする(以後、せん断補強)(図4.3.1参照)。1977年に行った実験では、損傷した梁の側面を鋼板で接着補強したものは、無損傷の鉄筋コンクリート梁の耐力を上回り、実験では約60%程度の耐力上昇があったことを確認している。また、無損傷の梁に鋼板補強したものと損傷のある梁に鋼板補強したものを比較すると、同等な耐力と変形性能が得られている(図4.3.2参照)。

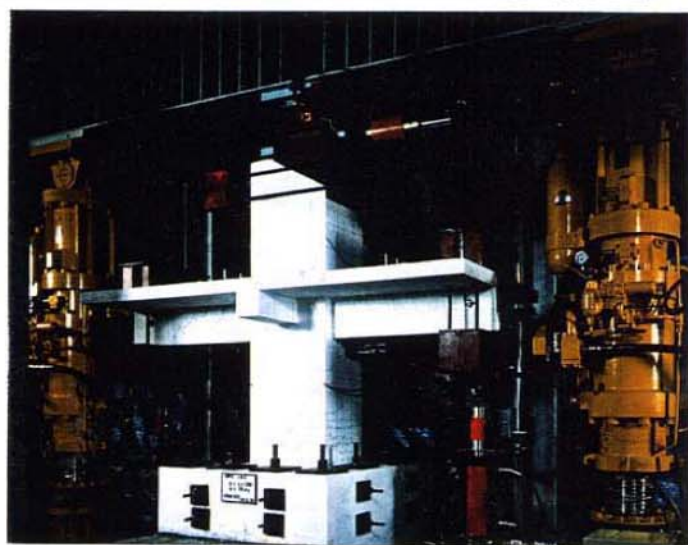


写真4.3.1 柱梁接合部実験状況

1) 施工手順

施工は以下に示す手順で行う(図4.3.3参照)。

- ① 損傷した梁のひび割れにエポキシ樹脂を注入する(写真4.3.2参照)。
- ② 損傷部分に、ホールインアンカーで鋼板を仮止めする。
- ③ エポキシ樹脂を注入する際、洩れないように鋼板の周辺をシールする。
- ④ エポキシ樹脂を注入して鋼板を梁に接着する。

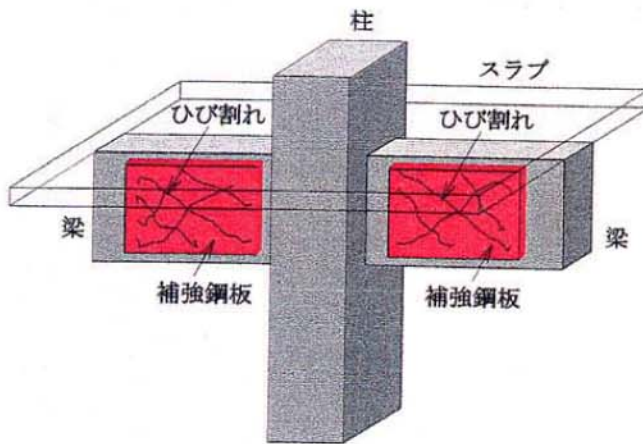
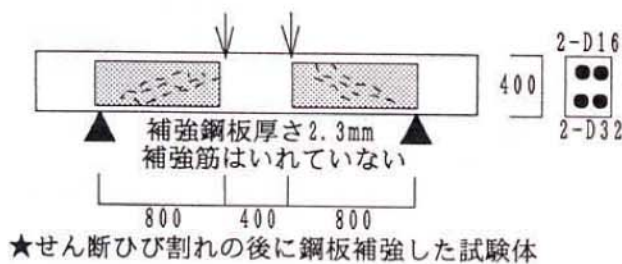
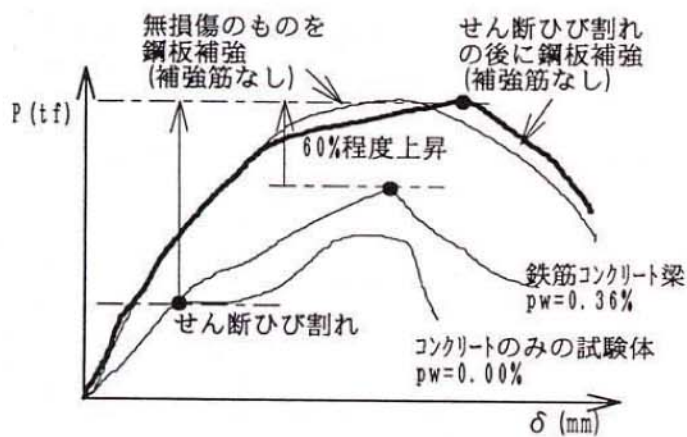


図4.3.1 補強概念図



写真4.3.2 エポキシ樹脂注入1)



★せん断ひび割れの後に鋼板補強した試験体

図4.3.2 荷重-変形曲線

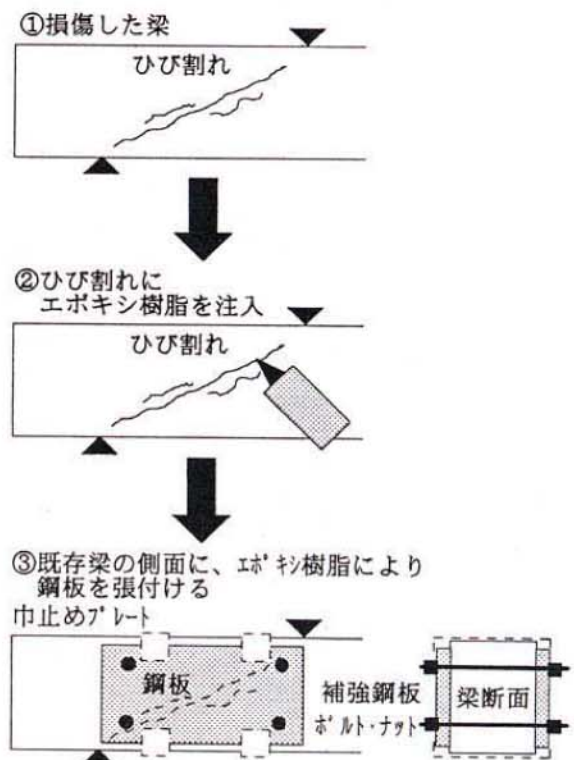


図4.3.3 施工手順

2)留意事項

- ① 補強鋼板の形状はコ状にする場合もある（図4.3.4参照）。
- ② 補強鋼板の浮き・はがれ防止として、エポキシ樹脂による接着だけではなく巾止めプレートまたはボルトなどで補強鋼板を固定するとさらに良い（図4.3.3参照）。
- ③ せん断ひび割れが生じている程度の損傷ならばこの補強方法で問題はないと考えられる。しかし、完全にせん断破壊している梁については実験を行っておらず、この種の補強・補修の取扱いには注意を要する。

3)実施物件

宿泊施設など： 5件

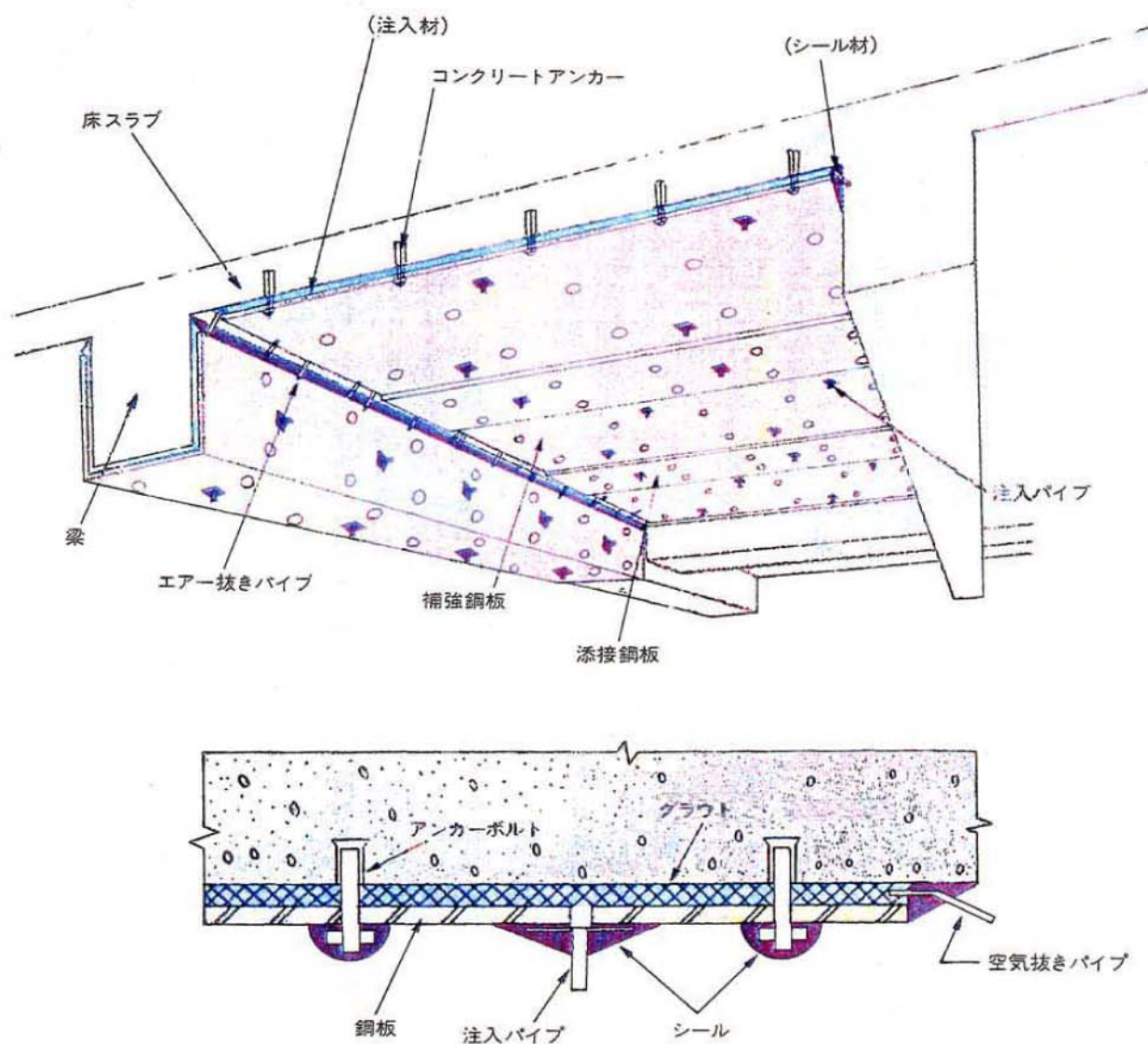


図4.3.4 鋼板補強の一例（コ形状）1)

4.3.2 柱のせん断補強

既存柱のせん断補強は、既存柱の外周部を溶接金網、帯筋、帯鋼板、鋼板等とモルタルで柱に巻き立てる方法、柱にそで壁を付加する方法や炭素繊維を巻き付け接着して補強する方法等が提案されている。

以下に、各種の補強方法についてその概要を示すことにする。

(1) 繊維補強シート張り付けによる方法

この補強方法は既存柱の外周に炭素繊維シートを接着巻き付けしてせん断補強するものである（図4.3.5，写真4.3.3参照）。炭素繊維は引張強度、耐衝撃性等の力学的特性が優れているだけでなく、溶接金網、帯筋、帯鋼板、鋼板を用いる補強方法に比べ、施工が容易であり種々の断面形に適用できることや、施工に要する費用や時間を少なくする利点がある。

1978年に行った実験では、炭素繊維シートを巻き付け補強したものは巻き付けないものに比べ優れた変形性能を有するように改善できることを実証している（図4.3.6参照）。

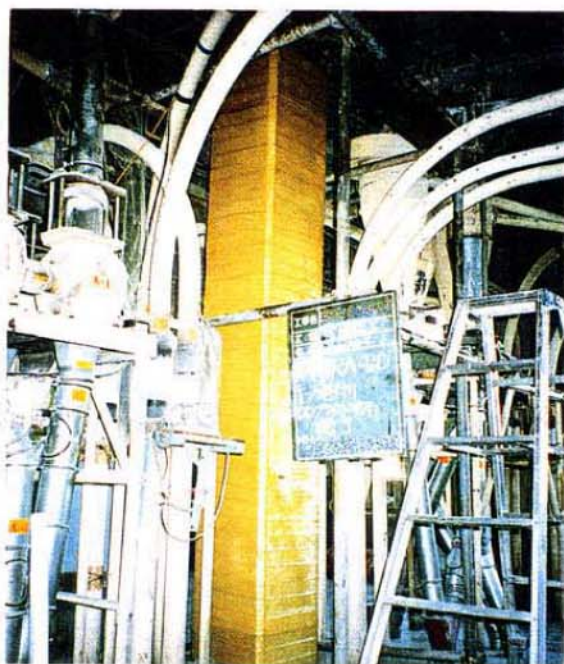


写真4.3.3 炭素繊維シートによる補強の実例¹⁾

1) 施工手順

施工は以下に示す手順で行う(図4.3.5参照)。

- ① 損傷した柱のひび割れにエポキシ樹脂を注入する。
- ② 既存柱にプライマーを塗布する。
- ③ エポキシ樹脂を繊維に含浸させる。
- ④ 既存柱に繊維シートを所定の層数巻き付ける。
- ⑤ モルタルにより表面を仕上げる。

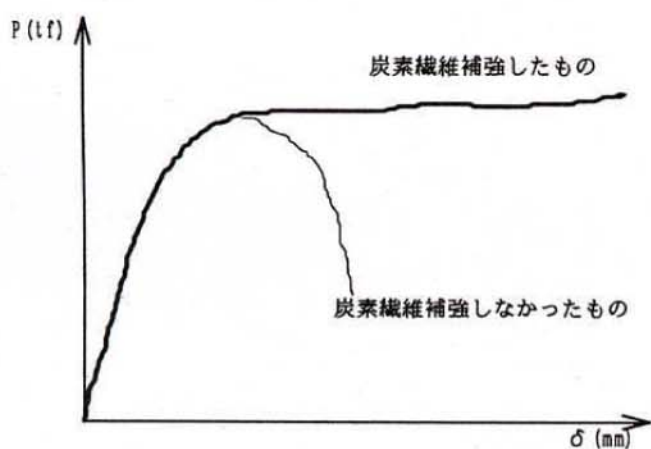


図4.3.6 荷重－変形曲線

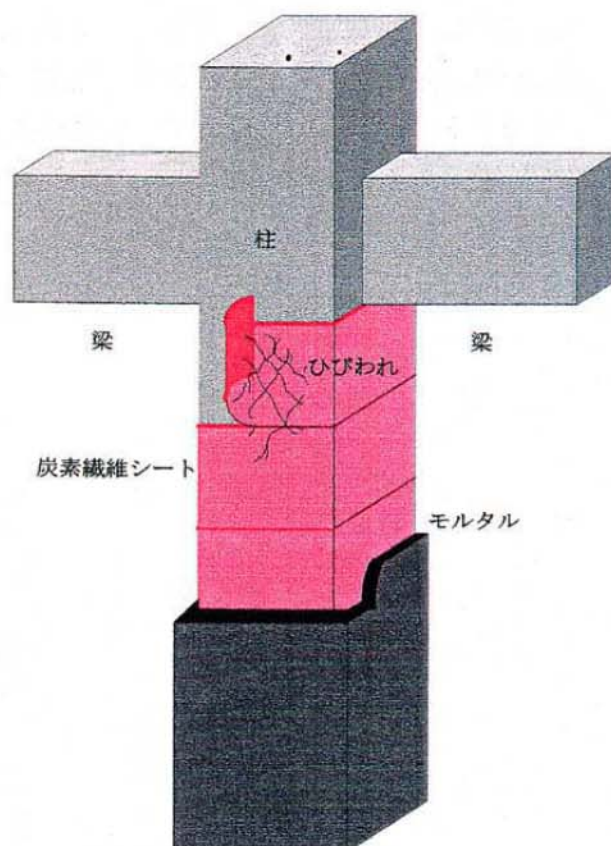


図4.3.5 補強概念図

(2)溶接金網とコンクリート巻き立てによる方法

既存柱の外周を溶接金網で補強した後、コンクリートあるいはモルタルで覆い、せん断補強するものである(図4.3.7参照)。1978年に行った実験では、鉄筋コンクリート柱に溶接金網とモルタルで補強したものは補強しないものに比べ優れた変形性能を有するように改善できることを実証している(図4.3.8参照)。

1) 施工手順

施工は以下に示す手順で行う。

- ① 剥離したコンクリート部分をはつりとる。
- ② ひび割れが生じている場合は、ひび割れにエポキシ樹脂の注入を行う。
- ③ 柱に溶接金網を巻き立て、型枠を立て込む。
- ④ コンクリートまたはモルタルを打設する。

2)留意事項

- ① 柱に生じたせん断ひび割れはエポキシ樹脂等を注入して十分な補修を行った上で、補強をする必要がある。
- ② 完全にせん断破壊した柱を溶接金網で補強した場合、補強後のせん断耐力計算にあたっては、補強前の帯筋量を有効としてせん断耐力を計算したのでは、耐力を過大評価するので、溶接金網のみの帯筋量によってせん断耐力を評価する。
- ③ 柱の曲げ耐力に対して、十分なせん断強度を確保できるように補強を行う。

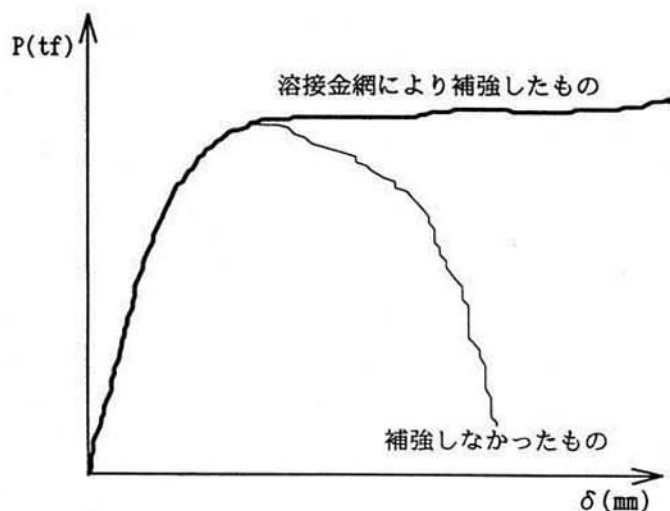


図4.3.8 荷重-変形曲線

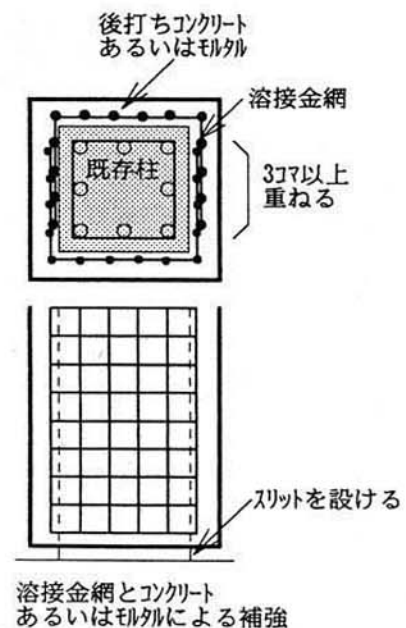


図4.3.7 補強方法

3)実施物件 高架橋など： 5件

4)巻き立て補強による応用例(図4.3.9, 写真4.3.4参照)

巻き立て補強による応用例として以下のようなものがある。

- ① フープ筋とコンクリートあるいはモルタルによる補強
- ② 帯鋼板による補強
- ③ 鉄板巻きによる補強

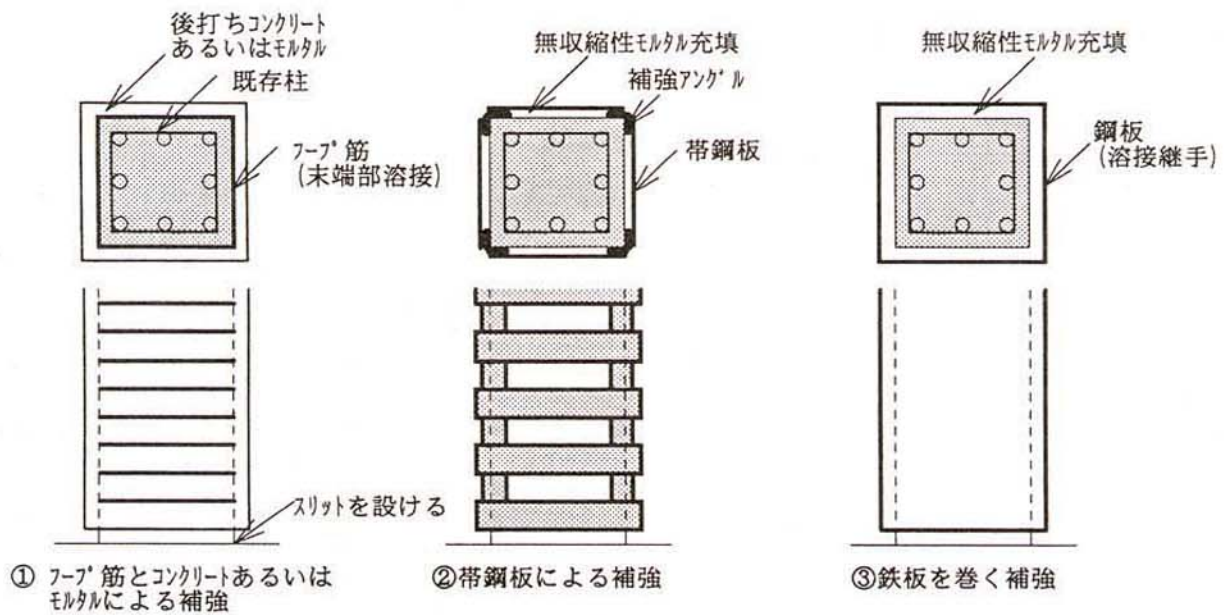


図4.3.9 巻き立て補強による応用例



写真4.3.4 帯鋼板による補強の実例

4.3.3 壁の増設による補強

壁増設による一般的な補強工法として、既存骨組の中に鉄筋コンクリート造耐震壁を現場で増設する工法がある。しかし、後打ち鉄筋コンクリート造耐震壁（以後、後打ち耐震壁）による補強は、補強壁の重量が過大となるので、基礎の支持力が不足したり、骨組に生じる応力や変形状態が大きく変化したり、部材にひび割れ、変形等が生じる可能性もある。そのため、後打ち耐震壁に比べ軽量にできる鉄骨ブレースや鉄板耐震壁による補強も実用化されている。

そこで、ここでは後打ち耐震壁の増設による補強と鉄骨ブレースや鉄板耐震壁による補強事例について紹介する。

(1)後打ち耐震壁による補強

既存建築物の骨組の中の必要とされる部分に、鉄筋コンクリート造耐震壁を現場打ちで増設し、建築物の耐震強度と剛性を増して耐震性を高める工法である。また既存骨組と後打ち耐震壁の一体化は、既存骨組にアンカーを打込み、このダボ効果により行っている(写真4.3.5参照)。

また参考文献 3)に示した実験では、後打ち耐震壁は、骨組形式が同じ場合、一体打ち耐震壁に比べ若干耐力は劣るが、その変形性能は一体打ちとほぼ同様であり、後打ち耐震壁の補強効果は実証されている(図4.3.10、写真4.3.6参照)。

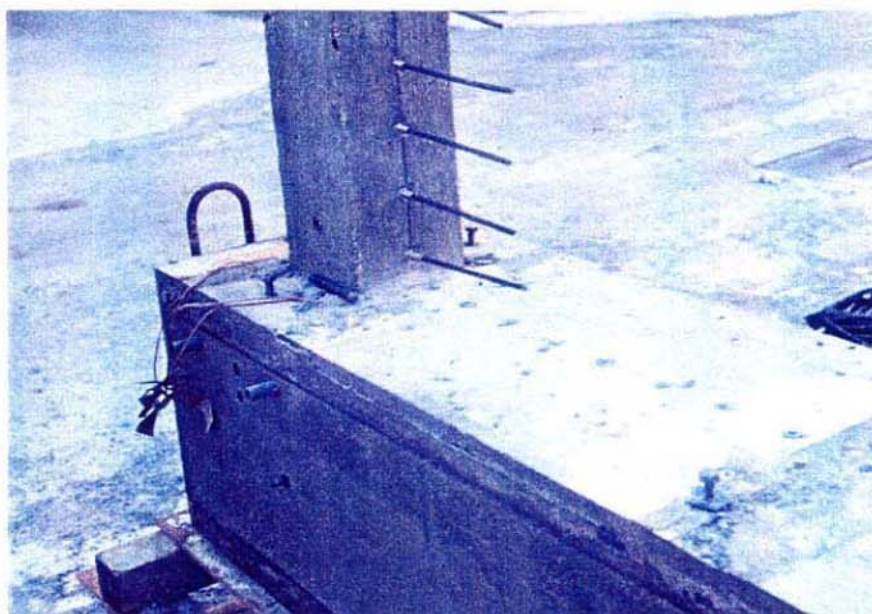


写真4.3.5 鉄筋コンクリート後打ち耐震壁による補強（アンカー打込み）²⁾

1) 施工手順

施工は以下に示す手順で行う（図4.3.11参照）。

- ① 骨組内側の全周の壁板打継部の目荒しを行った後、アンカーを打込む。
- ② アンカー筋、壁筋を組上げた後、型枠を建込む。
- ③ 梁下約10cmを残して普通コンクリートを打設する。
- ④ コンクリート上面のレイタンスを除去し、膨張モルタルもしくはエポキシ樹脂を注入する。

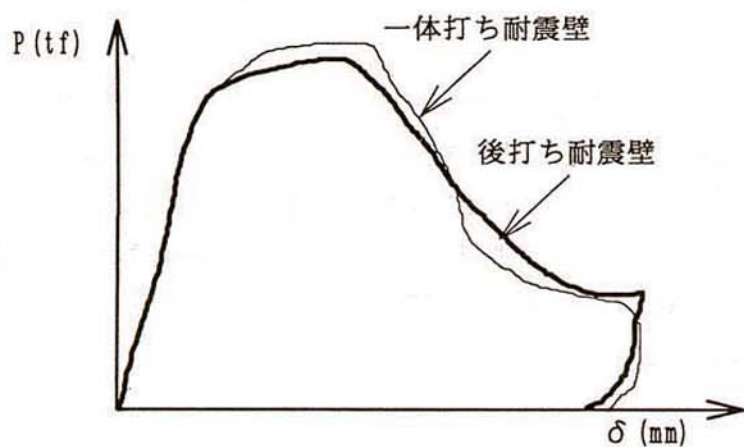


図4.3.10 荷重－変形曲線³⁾

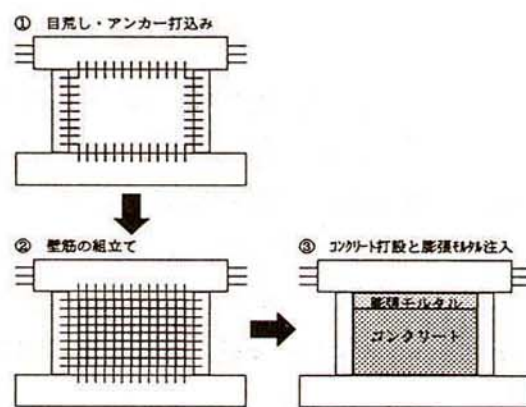


図4.3.11 施工手順

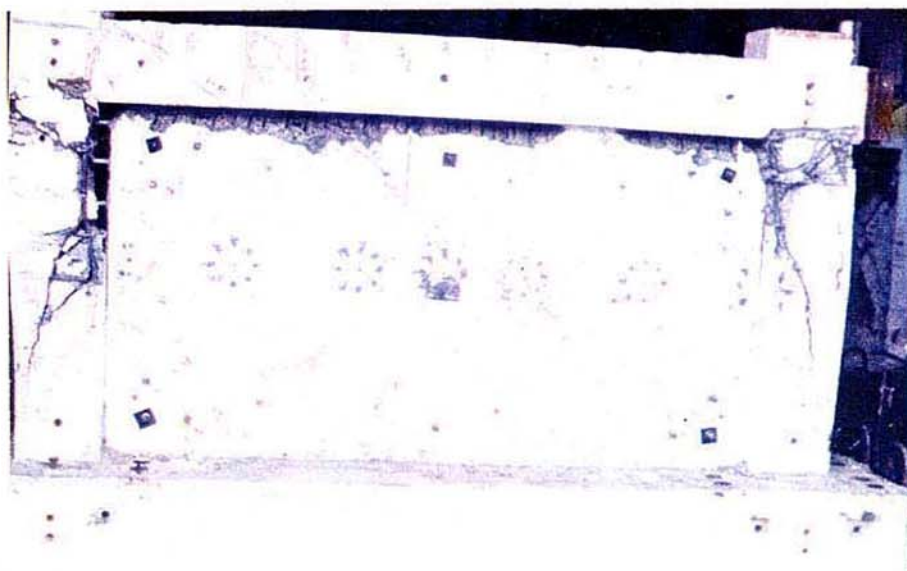


写真4.3.6 鉄筋コンクリート後打ち耐震壁による補強（最終ひび割れ状況）²⁾

2) 留意事項

- ① 後打ち耐震壁の増設により固定荷重が増加するため、基礎に生じる軸力が基礎の許容支持力を超えないように検討する。
- ② 後打ち耐震壁の増設により固定荷重が増加するため、骨組に生じる応力、変形が変化するので、それらについても十分検討する必要がある。
- ③ コンクリート硬化時のブリージングや乾燥収縮による壁と上梁の間の隙間を防止するよう施工に留意する。
- ④ 高流動コンクリートは、ブリージングは小さいが、乾燥収縮には注意を要する。

(2)その他の補強事例

1)鉄骨ブレースによる補強

鉄骨ブレースによる補強は、鉄筋コンクリート後打ち耐震壁に比べ軽量なことから基礎の支持力の余裕が小さいところでは有効である。また、鉄筋コンクリート補強壁に比べて、一般に大きな開口を設けることができるなどの特徴がある。以下に鉄骨ブレースによる補強事例を示す(図4.3.12～図4.3.15参照)。

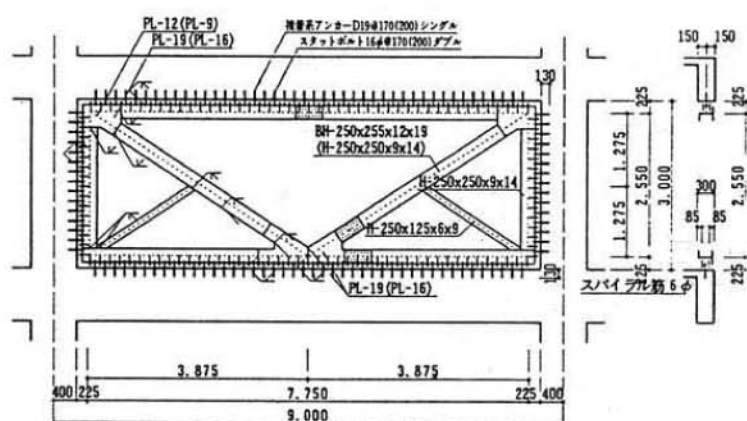


図4.3.12 V型鉄骨ブレースによる補強⁴⁾

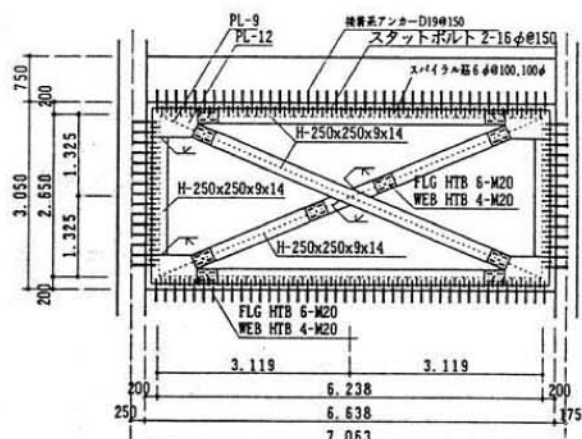


図4.3.13 X型鉄骨ブレースによる補強⁴⁾

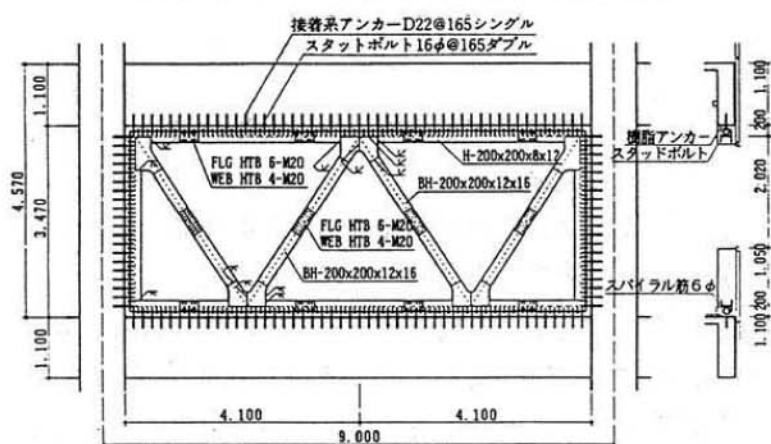


図4.3.14 W型鉄骨ブレースによる補強⁴⁾

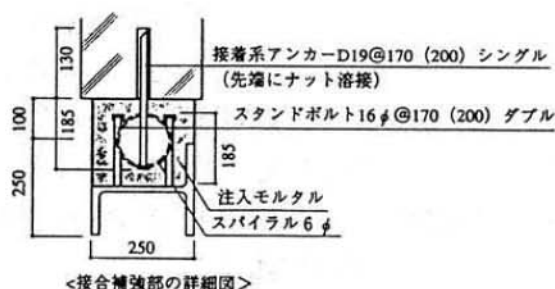


図4.3.15 接合部の詳細図⁴⁾

2)鉄板耐震壁による補強

鉄板耐震壁による補強は、鉄筋コンクリート後打ち耐震壁に比べ軽量なことから基礎の支持力の余裕が小さいところでは有効である。また、開口の位置を左右または上下にずらすこともある程度可能であり、施工時に搬入しやすいように分割して搬入できるのが特徴である。以下に鉄板耐震壁による補強事例を示す(図4.3.16, 図4.3.17参照)。

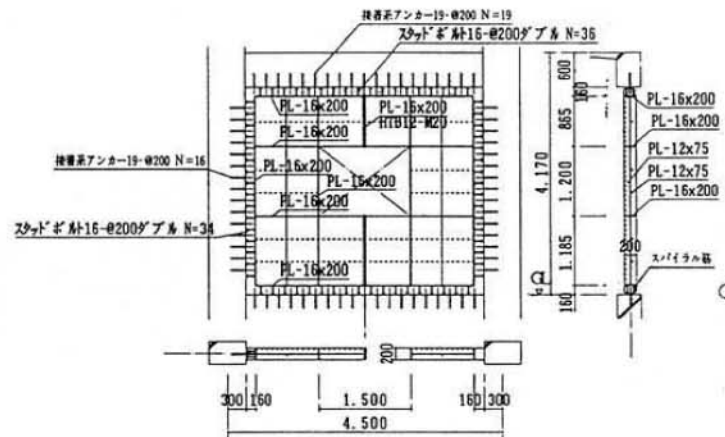


図4.3.16 鉄板による補強（開口有り）4)

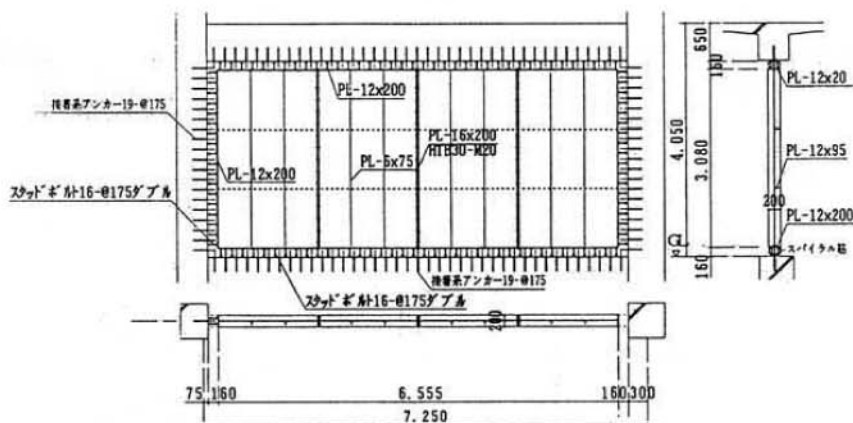


図4.3.17 鉄板による補強（開口無し）4)

参考文献

1)ショーボンド建設カタログ

2)黒正清治、林静夫他：後打ち圧入鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験研究（第2報）
－耐震壁のじん性向上に関する実験－

日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和51年10月pp.1559-1560

3)青山博之、加藤大介他：増設RC耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究

その1 実験概要,その2 実験結果 日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年9月pp.1407-1410

4)梅村魁、青山博之、岡田恒男他：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強事例集

－静岡県内における耐震補強事例－ SPRC委員会編 財団法人 日本建築防災協会

4.4 耐震・免震・制震構法

本節では、当社が保有する耐震構法、免震構法、制震構法について概説する。

耐震構法は中小の地震動に対しては強度で耐え、大地震動には建築物に塑性化を許容し、靱性（ねばり）で抵抗する構法である。この構法は、建築物を建設する構法としては最も一般的な構法である。ここでは、当社が開発した高層鉄筋コンクリート構法(4.4.1)と混合構造(4.4.2)の2つの耐震構法について紹介する。

一方、積層ゴムで建築物を支持し、建築物の地震応答を低減する免震構法も近年その技術が確立し、平成7年兵庫県南部地震でもその有効性が確認されている。当社は既にこの技術を保有しており、高減衰積層ゴムを使用した免震建築物を国内でいち早く建設している。免震構法については4.4.3で紹介する。

4.4.4では、機械的な装置を建築物に設置することにより、積極的に建築物の地震応答を低減する制震構法について述べる。この構法は、当社が保有している高層建築物の風応答制御技術と同種の技術であり、現在、積極的に開発をすすめている構法である。

4.4.5では、最近当社が取り組んできた鉄筋コンクリート構造物の終局的耐震性の解明を目的とする破壊実験について紹介する。この実験は、実大3層の鉄筋コンクリート構造物を振動実験で破壊させるもので、設計法と動的な破壊メカニズムの関係を明らかにする貴重な研究である。

平成7年兵庫県南部地震では、埋め立て地に広範な液状化がみられた。ゆるい砂地盤や埋め立て地に建つ建築物にとって、液状化対策は重要な課題である。

4.4.6では、当社が独自に開発した液状化対策工法である筒基礎工法について紹介する。

4.4.1 高層鉄筋コンクリート構法

(1) 概要

近年、超高層集合住宅は、建設費を安価にし、かつ工期短縮を図るため、その多くが鉄筋コンクリート造（高層鉄筋コンクリート構法：以下、HiRCという）により建設されている。当社のHiRCとして、在来工法によるTHRCシステム（東急建設高層鉄筋コンクリート構法）と、柱および梁部材をプレキャスト化したTHRPCシステム（東急建設・東急工建高層プレキャスト鉄筋コンクリート構法）がある。

THRCシステムおよびTHRPCシステムは、地上20階建てから40階建てに適應でき、コンクリートには設計基準強度 480kgf/cm^2 、鉄筋にはSD390の高強度材料を使用し、部材断面の縮小化および標準化を図っている。

THRCシステム・THRPCシステムの概要

適用範囲■階	数：地上20階以上40階建て以下
用途	共同住宅
構造種別	鉄筋コンクリート造
構造形式	純ラーメン構造
使用材料■コンクリート	設計基準強度 $240\sim 480\text{ kgf/cm}^2$
鉄筋：主筋	SD390(径D29～D41)
横補強筋	普通鉄筋または高強度鉄筋



図4.4.1 THRPCシステムの外観パース

図4.4.2 にTHRPCシステムの工法概要を示す。THRPCシステムは、HiRCの高品質かつ工期短縮を目指し、柱、梁、床をプレキャスト化したもので、主要構造部のすべてにプレキャスト部材を用いたものとしては初めて(財)日本建築センター「高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会」より、その設計・施工技術が認められている。

また、THRCシステムおよびTHRPCシステムでは、地震時における部材の強度および靱性の向上を図るため、特に以下のような配筋法を採用している(図4.4.3)。

- ①柱および梁のせん断補強筋は、溶接閉鎖型としている。
- ②外周部の柱には、大きな軸方向力に抵抗させるために芯鉄筋を配筋している。
- ③梁主筋の外端部における定着は、U形定着法としている。

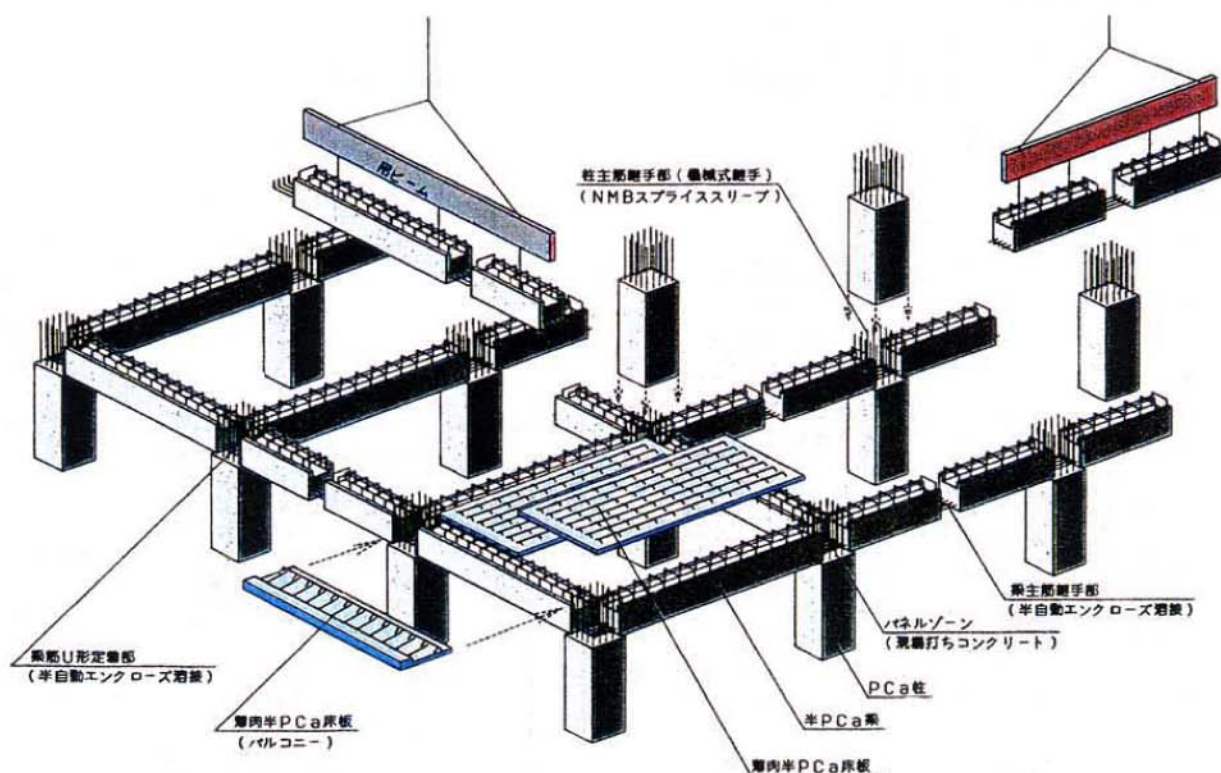


図4.4.2 THRPCシステムの工法概要図

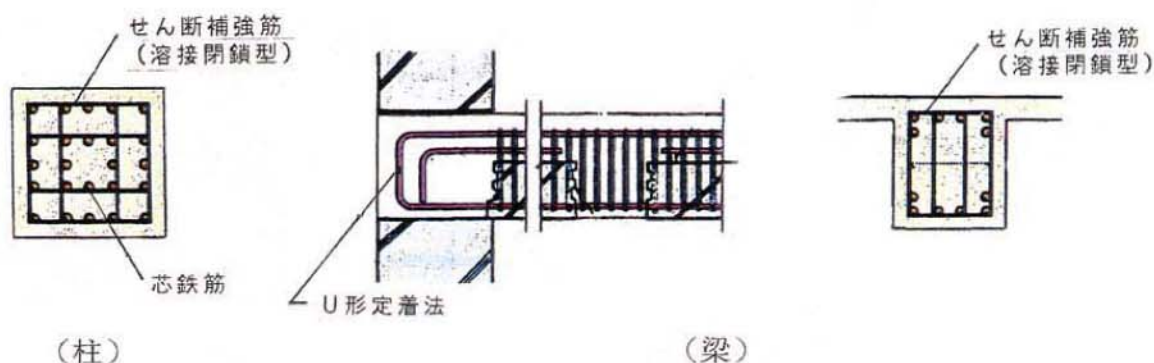


図4.4.3 柱および梁の配筋法

(2)耐震設計

THRCシステムおよびTHRPCシステムは、鉄筋コンクリート造による純ラーメン構造であり、その耐震設計は、十分な強度と剛性を有しかつ十分な靱性を有する粘り強い骨組みを得ることを目的としている。そのため想定する地震動の強さに2つのレベルを設定し、各々のレベルに応じた建築物の耐震性能の目標を以下としている。

- ①建設サイトにおいて、耐用年限中に1度以上遭遇する可能性がある地震動（レベル1）に対し、大規模な補修をせずに再使用する程度の損傷に抑えることのできる構造とする。
- ②建設サイトにおいて、将来遭遇する可能性のある最強地震動（レベル2）に対し、地上階の構造部分は、靱性のある全体崩壊機構を保証するとともに、建築物の層間変形を1/100以下にとどめるために必要な剛性および耐力を確保する。

耐震設計は、図4.4.4に示す耐震設計フローにしたがい、表4.4.1に示す耐震性判定基準を満たすことを確認する。

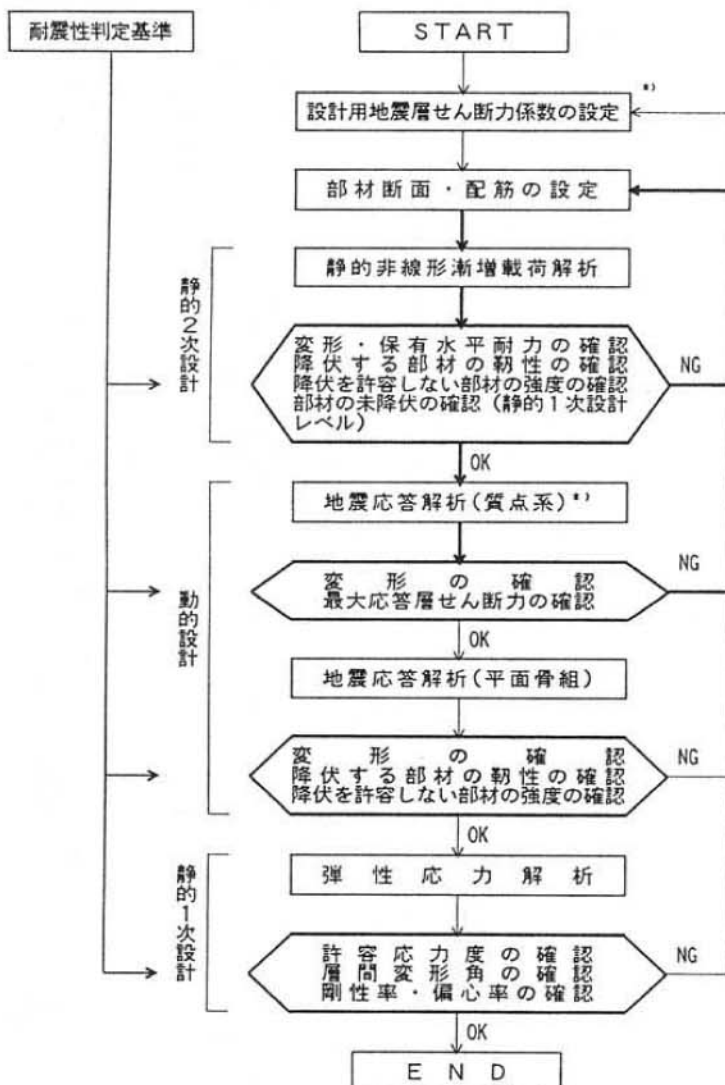


図4.4.4 耐震設計フロー

表4.4.1 耐震性判定基準

レベル1 地震動時	静的設計	(1)最大層間変形角 1/200以下 (2)断面の応力度 許容応力度以下
	動的設計	(1)応答最大層間変形角 1/200以下 (2)応答層せん断力 設計用地震層せん断力以下
レベル2 地震動時	静的設計	設定設計形限時界 (1)保有水平耐力 目標保有水平耐力以上 (2)部材の塑性率 梁は4以下 降伏を許容する柱 は2以下
	動的設計	設定設計形保証 (1)部材の耐力余裕度の確保 (2)柱軸力の制限 (1)応答最大層間変形角 1/100以下 (2)層の塑性率は2以下 (3)部材の塑性率 梁は4以下 降伏を許容する柱は2以下 (4)部材の耐力余裕度の確保 (5)柱軸力の制限

(3) 構造実験

THRCシステムおよびTHRPCシステムでは、コンクリートには設計基準強度480kgf/cm²の高強度コンクリートを、鉄筋にはSD390（最大径D41）の高強度かつ太径の鉄筋を使用している。したがって、柱、梁および柱梁接合部について構造実験を行い、各部材が耐震設計において要求されている構造性能を有していることを確認している。

耐震設計では、レベル2地震動時において靱性のある全体崩壊機構を保証することとしており、①2階床以上の梁の両端部、②柱の1階脚部および最上階頭部、③地震力により引張力を受ける柱の頭部または脚部、に降伏ヒンジが生じることを許容している。そして、降伏ヒンジが生じる部材には強度と靱性を、降伏ヒンジが生じない部材には強度を要求している。

構造実験は、降伏ヒンジが生じる部材および降伏ヒンジが生じない部材それぞれについて行っている。表4.4.2に降伏ヒンジが生じる部材に関する実験の一覧を示す。図4.4.4、図4.4.5に土型試験体および十型試験体の荷重－変形曲線を、写真4.4.1、写真4.4.2に実験状況を示す。土型試験体は1～2階の中柱と2階床梁を、十型試験体は2～3階の中柱と3階床梁をモデル化したものである。土型試験体および十型試験体の荷重－変形曲線は、それぞれ層間変形角1/20および1/25まで強度低下がなく、エネルギー吸収の高い紡錘形のループを示している。このことから両試験体は、耐震設計においてレベル2地震動時に想定している層間変形角（1/100）を大きく上回る範囲で十分な構造性能を有することが確認できる。

このように、THRCシステムおよびTHRPCシステムでは、構造実験により、各部材が耐震設計において要求されている構造性能を有していること、ならびに想定以上の地震動に対しても十分な靱性を有する架構であることを確認している。

表4.4.2 構造実験一覧

構造システム	試験体形状	試験部位	最大層間変形角	最大塑性率
THRCシステム	十型	2-3階中柱と3階梁	1/30	4.60
	ト型	3-4階外柱と4階梁	1/20	5.90
	土型	1-2階中柱と2階梁	1/30	6.47
THRPCシステム	十型	2-3階中柱と3階梁	1/25	5.64
	ト型	2-3階外柱と3階梁	1/25	5.94
	T型	3階梁	1/25*	6.67

*は部材角

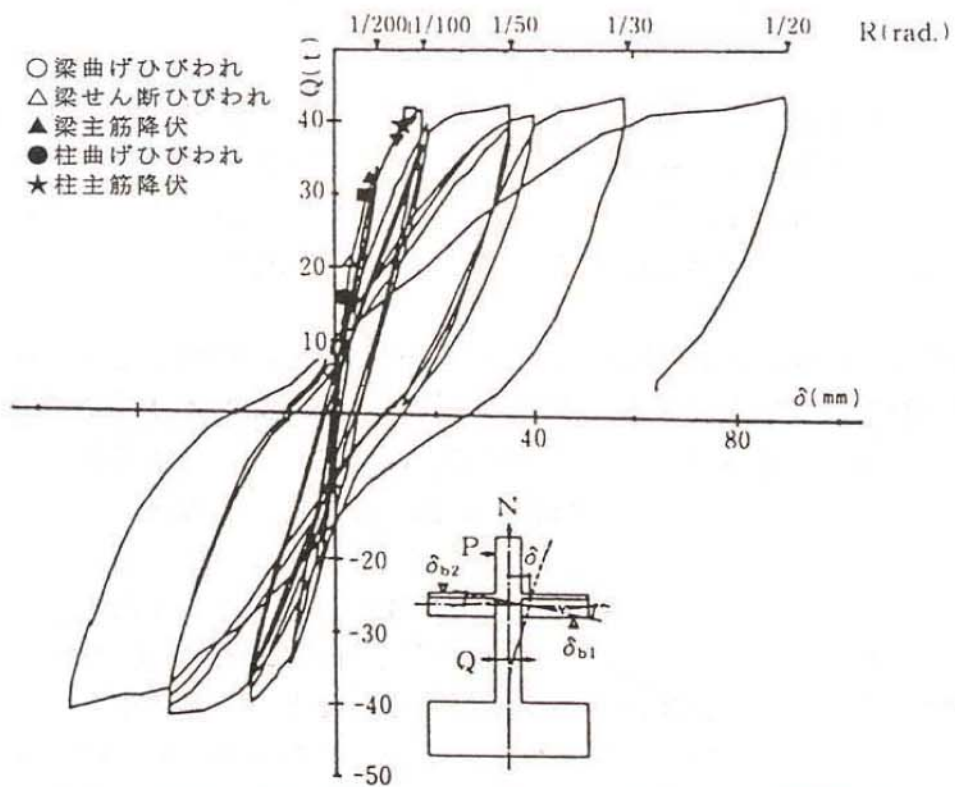


図4.4.5 荷重－変形曲線（THRCシステム、土型試験体）

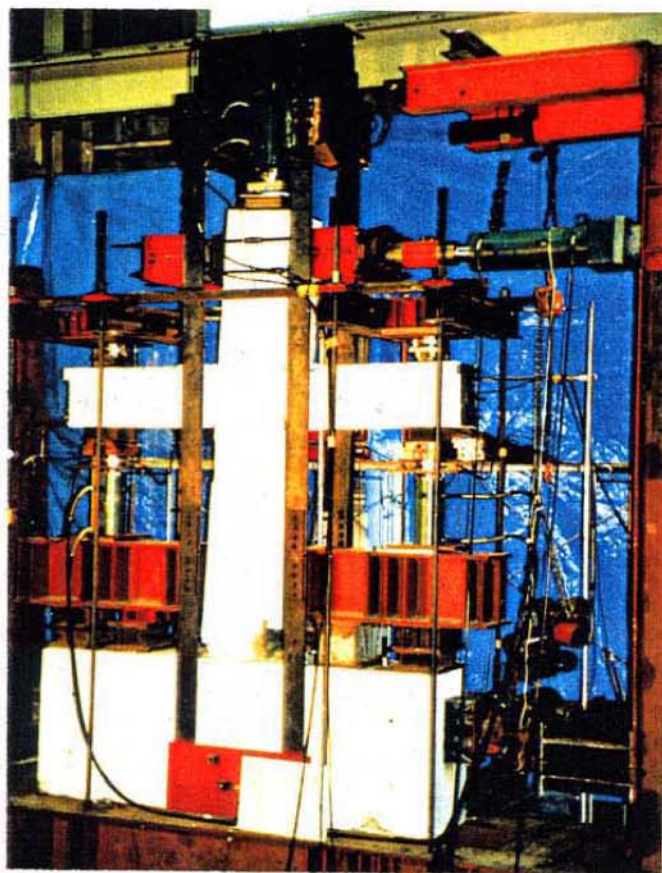


写真4.4.1 実験状況（THRCシステム、土型試験体）

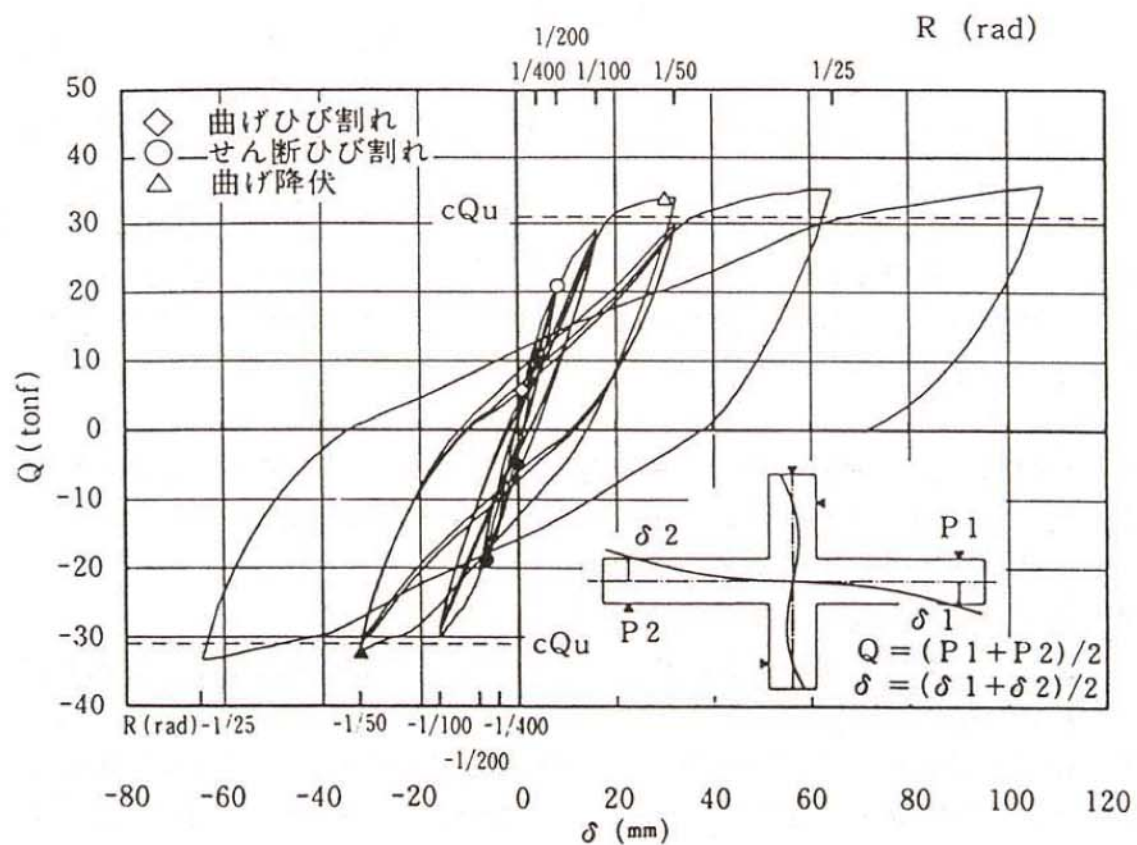


図4.4.6 荷重－変形曲線（THRPCシステム、十型試験体）

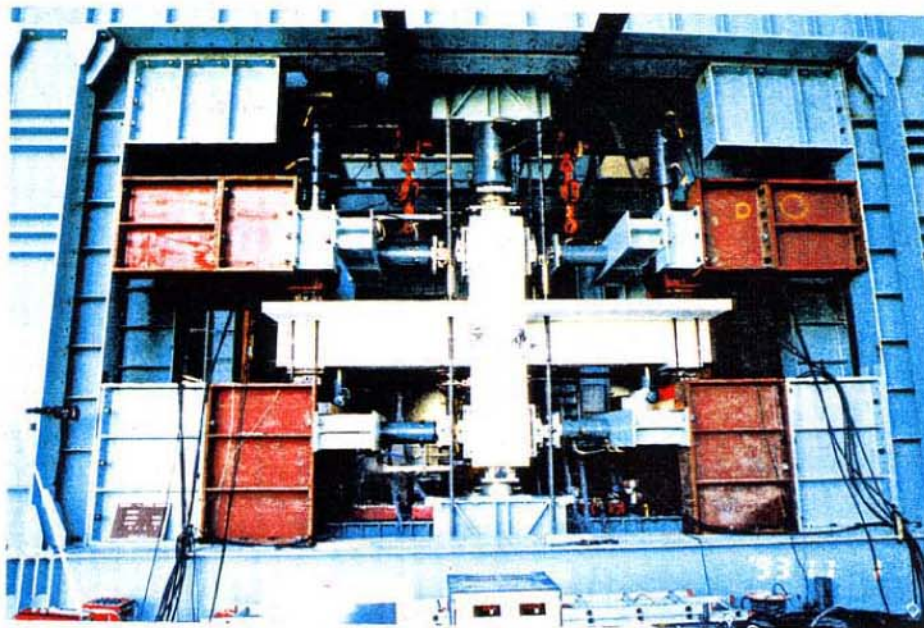


写真4.4.2 実験状況（THRPCシステム、十型試験体）

4.4.2 混合構造（鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁構法）

柱を鉄筋コンクリート造、梁を鉄骨造とした混合構造は、軸圧縮力が卓越する柱材を圧縮に有利で安価なコンクリートが主体である鉄筋コンクリート部材、曲げモーメントが卓越する梁を引張と圧縮で同等の特性を持ち引張縁での強度確保に有利な鉄骨部材とした新しい構造である。本構法は、在来の鉄筋コンクリート構造や鉄骨構造と比較して、力学的のみならず、設計計画・経済性・施工性の多岐に渡り下記のような利点を有している。

- ① 材料力学的、強度価格比（経済性）の観点から、合理的な構造である。
- ② 建物重量の軽減がはかれ、基礎の設計に有利である。
- ③ 架構全体の水平剛性を高めることができる。
- ④ 大きなスパンを持つ空間を実現できる。
- ⑤ 鉄骨梁・デッキプレートの使用により、型枠工事や仮設工事の削減と工期短縮が期待できる。
- ⑥ 在来工法から、サイクル工程の可能な鉛直部材・水平部材の分離打設工法、工期短縮・精度確保に有利なプレキャスト工法まで、現場に応じて多様な施工法が適用できる。

(1) 接合部のせん断実験

鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁の混合構造では、鉄筋コンクリート造と鉄骨造の構造種別の異なる部材の接合部（柱・梁接合部）で応力伝達が十分に行なわれることが必要であり、十分な強度と靱性が確保できる接合部の開発が本構造の要点である。

当社では、様々な接合部実験（写真4.4.3）を行なった結果、図4.4.7に示すように、鉄骨梁を鉄筋コンクリート柱に貫通させ、内面に突起（コッター）を設けた鋼板ふさぎ板で巻いて補強する構法を開発した。

実験の結果、帯筋による接合部の補強方法では、梁が全耐力を発揮する前に接合部が破壊したため、柱梁間での応力伝達が有効に行なわれず、十分な架構耐力が確保できず履歴特性はエネルギー吸収の劣るものとなった（写真4.4.4、図4.4.8）。これに対し、本構法で帯筋と同等の鋼材量の鋼板を用いたものは、梁端部に塑性ヒンジが形成され、圧縮フラン

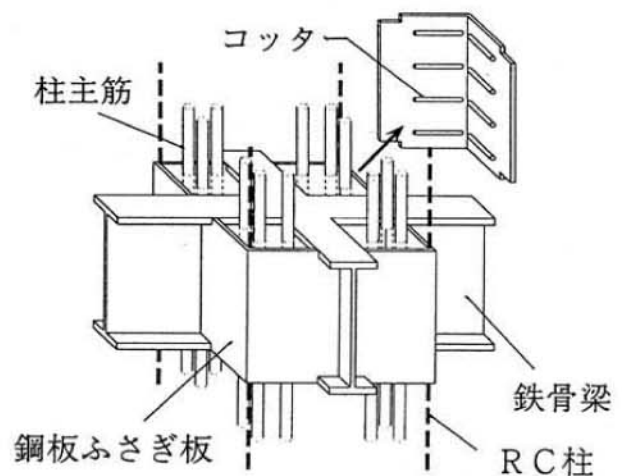


図4.4.7 接合部仕様

ジが局部座屈するまで接合部は健全に保たれ、十分な接合部耐力と靱性に富みエネルギー吸収能力に優れた履歴特性が得られた（写真4.4.5、図4.4.9）。また、鋼板ふさぎ板内面のコッターは、接合部の一体性を増して柱梁間の応力伝達を安定させ、エネルギー吸収能がより改善された架構特性を得るのに効果的であった。

本構法は、接合部において確実な応力伝達性能を有し、また、耐力や履歴特性の劣化が少ない耐震性に優れた構法である。

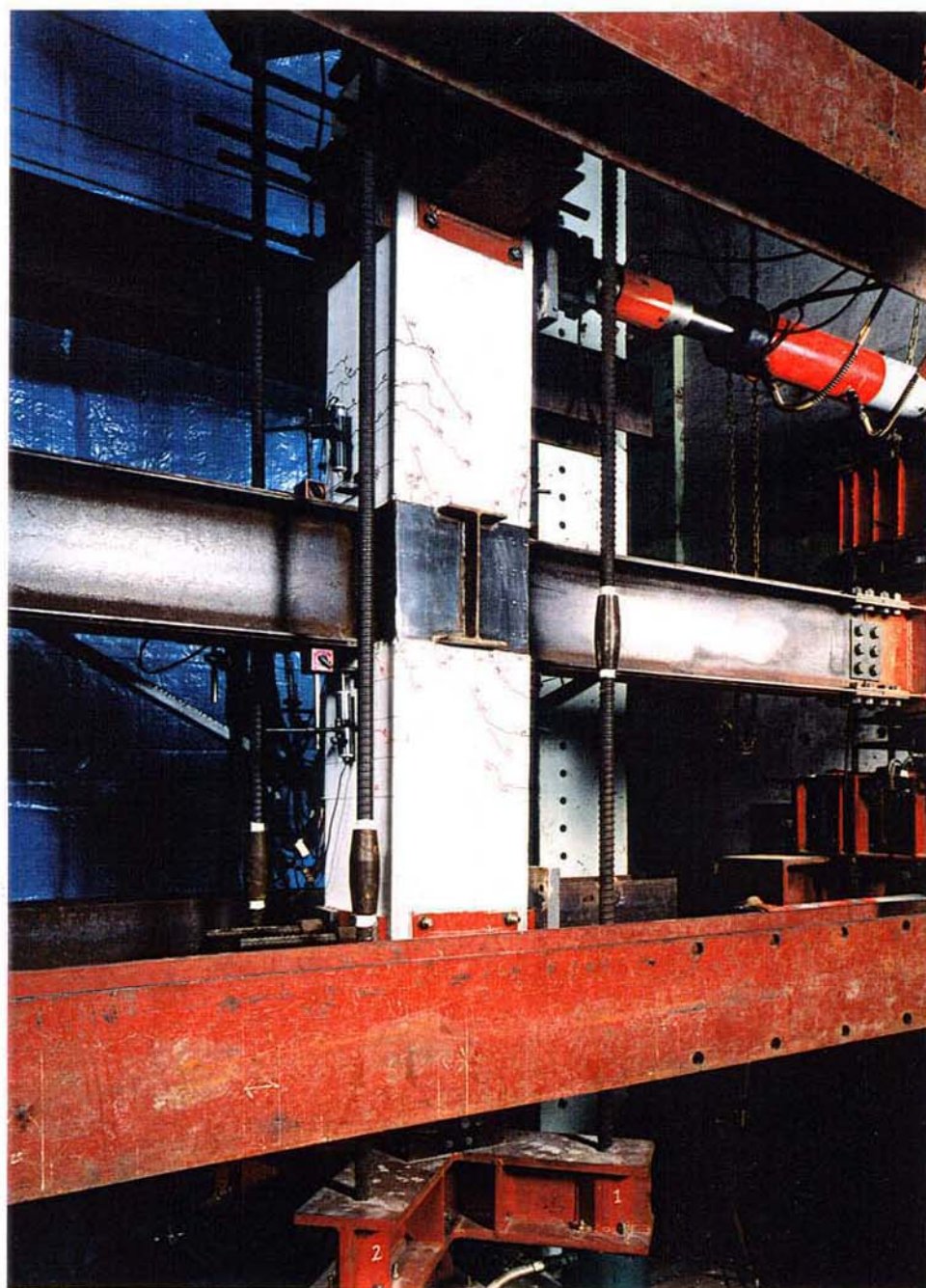


写真4.4.3 中柱接合部実験

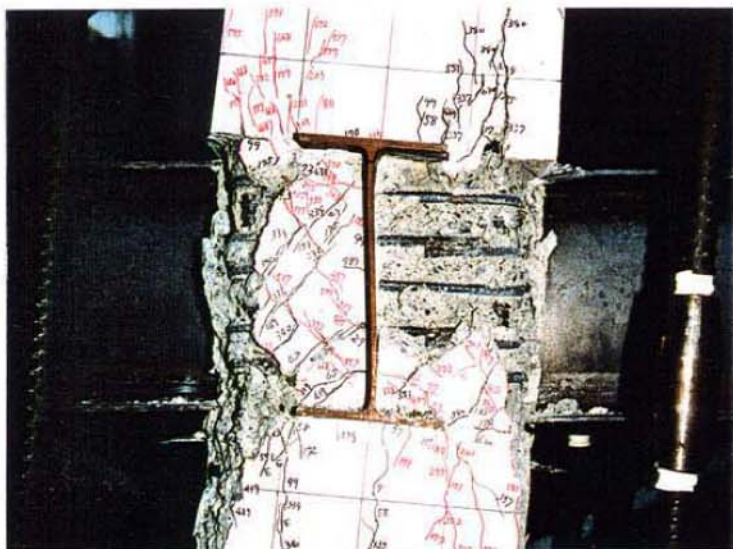


写真4.4.4 接合部状況（帯筋補強）
梁耐力を発揮する以前に、コンクリートが剥落し接合部が破壊した。



写真4.4.5 接合部状況（本構法）
フランジが局部座屈しても、接合部に損傷は見られない。

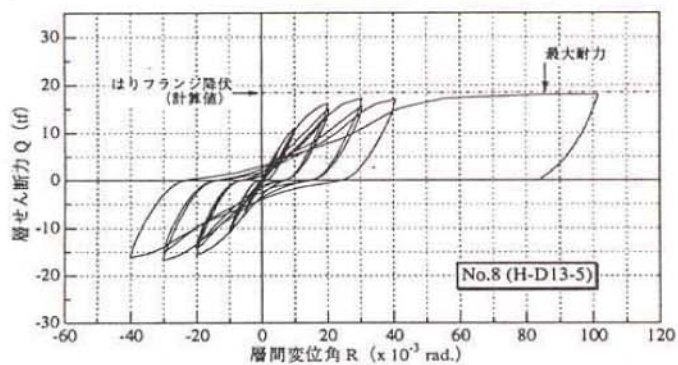


図4.4.8 荷重－変位関係（帯筋補強）
接合部破壊による耐力不足とスリップの多い履歴性状。

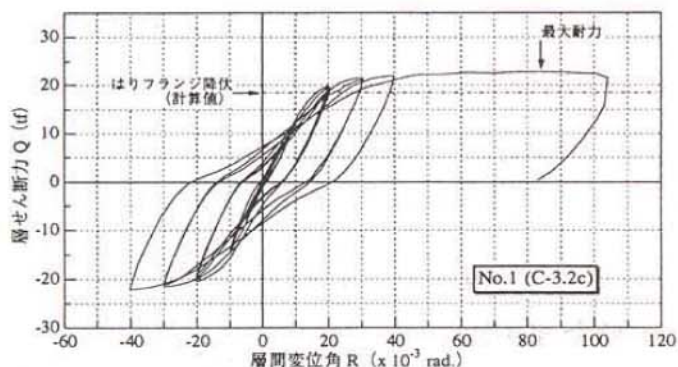


図4.4.9 荷重－変位関係（本構法）
十分な耐力と良好なエネルギー吸収能力を有する。

(2)実大架構実験

本構法により3層2スパン（階高：2.8m、スパン：5.5m、柱：55cm×55cm、梁：BH400×150）の実物大規模の試験体を製作し、架構として設計通りの挙動が得られるかを確認するため、全体架構の静的繰返し载荷実験を実施した（写真4.4.6、図4.4.10）。実験では、復元力特性、塑性変形能、保有耐力、崩壊形等の弾塑性挙動全般にわたる検討がなされた。

実験の結果、本架構は、接合部が破壊することなく各柱梁の性能が発揮され、明確な崩壊形を形成することができた。また、その保有耐力は計算値とほぼ一致した十分なものであり、靱性・エネルギー吸収能力に富んだ耐震性に優れた構造であることが確認できた。

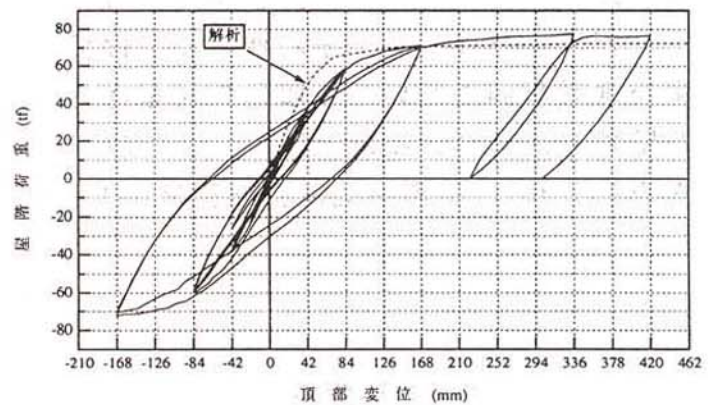


図4.4.10 荷重－変位関係

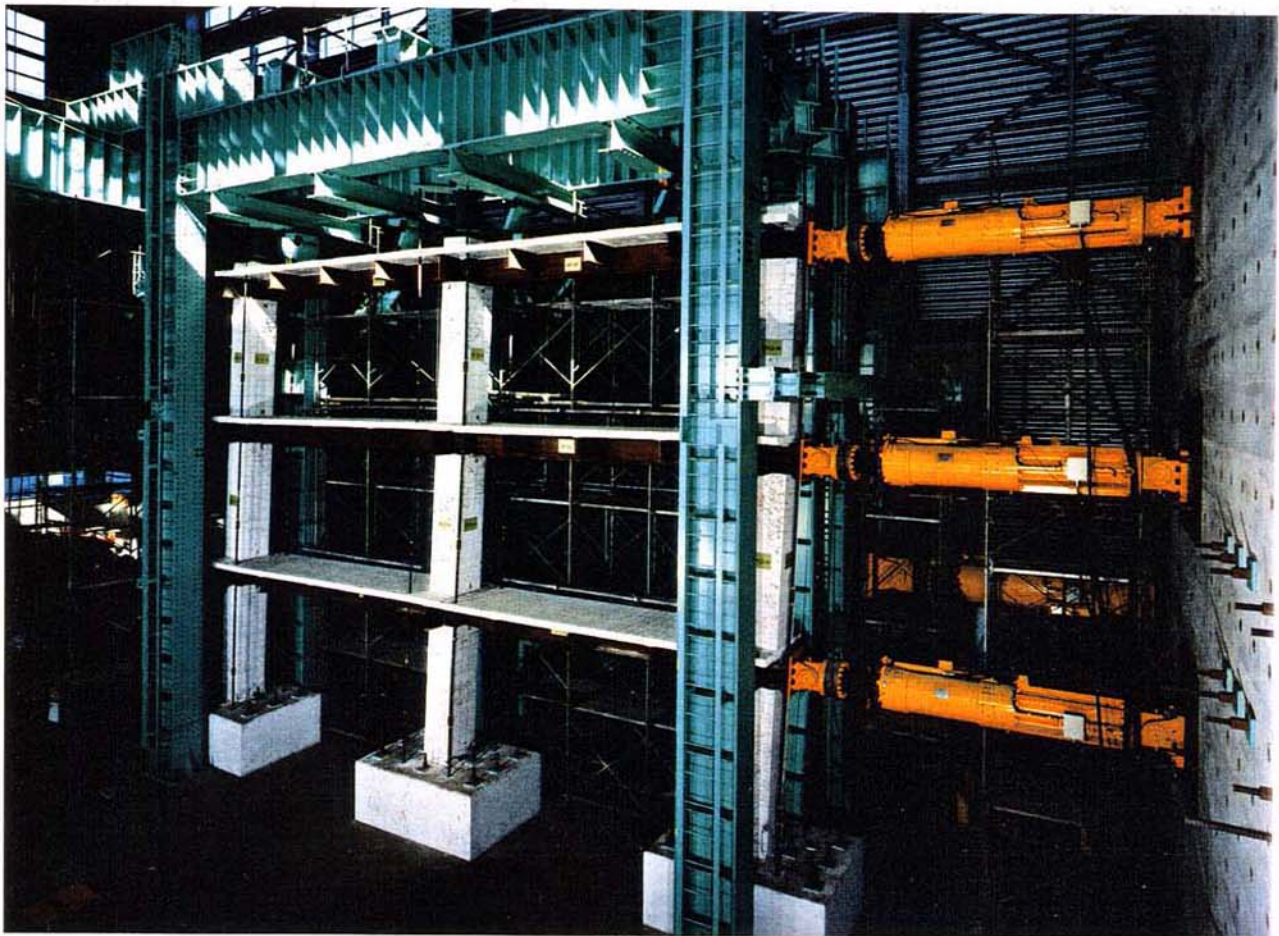


写真4.4.6 実大架構実験状況

4.4.3 免震構法

免震構法は免震装置を用いて建築物に入力する地震動のエネルギーを低減させ、かつ、減衰させる構法である。現在、日本国内には70棟以上の免震建築物が建設されており、当社においても1989年に相模原機材センター事務所ビルを建設（写真4.4.7）し、それ以後3棟の施工実績がある。そのうちの1棟は、米国カリフォルニア大学ロサンゼルス校の建築物（写真4.4.8、Kerckhoff Hall）であり、既存の耐震構法を免震構法に移行する工事を行っている。

相模原機材センター事務所ビルでは種々の実験（写真4.4.9、写真4.4.10）および地震観測を行い、免震効果を確認している。同建築物は鉄筋コンクリート造3階建て、延べ面積255m²で、高減衰積層ゴム6基で支持されている。建築概要を表4.4.3に、1階平面図、断面図、基礎伏図を図4.4.11～図4.4.13に示す。

表4.4.3 建築物概要

用 途	事務所
建築面積	87m ²
延べ面積	255m ²
階 数	3 階
構造種別	鉄筋コンクリート造
免震装置	高減衰積層ゴム

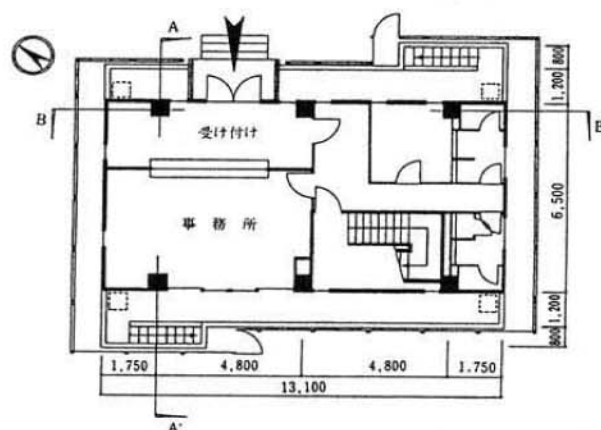


図4.4.11 一階平面図

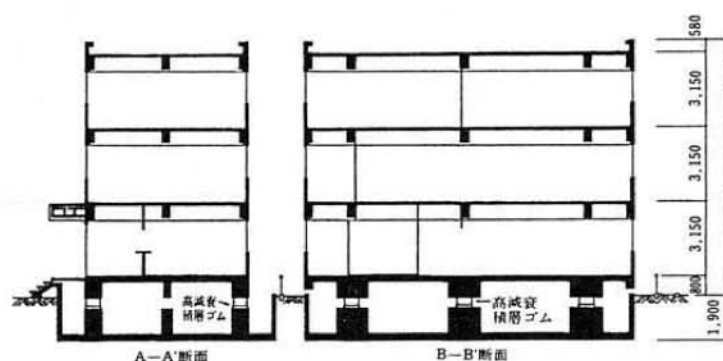


図4.4.12 断面図

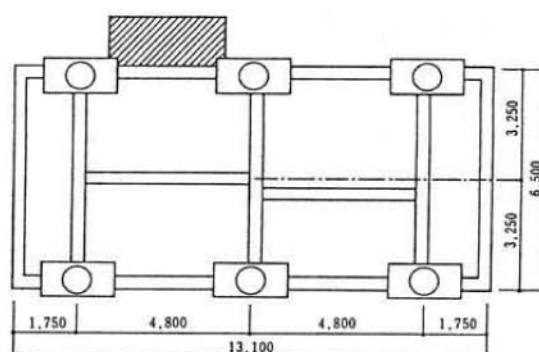


図4.4.13 基礎伏図



写真4.4.7
相模原機材センター



(a)建築物外観



(b)工事状況

写真4.4.8 米国カリフォルニア大学ロサンゼルス校の工事
(耐震構法から免震構法に移行している。)



写真4.4.9
高減衰積層ゴム
最大変形確認実験



写真4.4.10
鉛プラグ入り積層ゴム
性能確認実験

本建築物は当初耐震構法で建設され震度Ⅲの地震を観測し、その後免震構法に移行している。免震構法に移行後、震度Ⅳを含む多くの地震を観測し、免震構法の有効性を確認している。

図4.4.14に耐震構法時に観測した震度Ⅲの加速度波形を、図4.4.15に免震構法移行後に観測した震度Ⅳの加速度波形を示す。この結果、同建築物では免震装置の効果により、地震時に建築物がゆっくりと揺れていることが確認される。これは、免震構法の特徴であり、このことにより建築物に大きな力がかからない仕組みになっている。

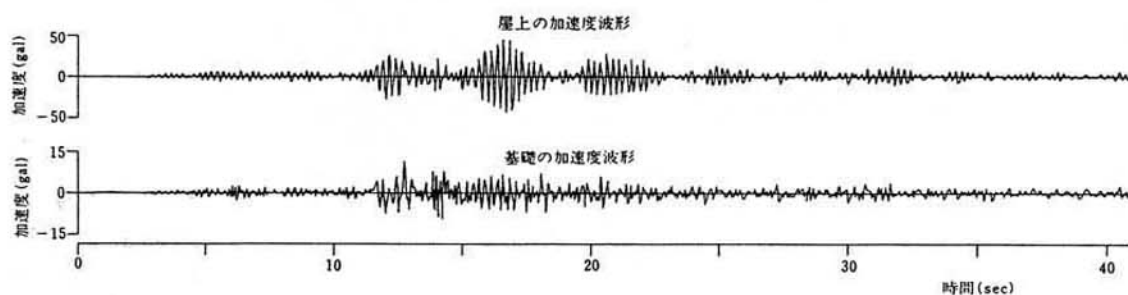


図4.4.14 耐震構法時に観測した震度Ⅲの加速度波形（1989年2月19日）

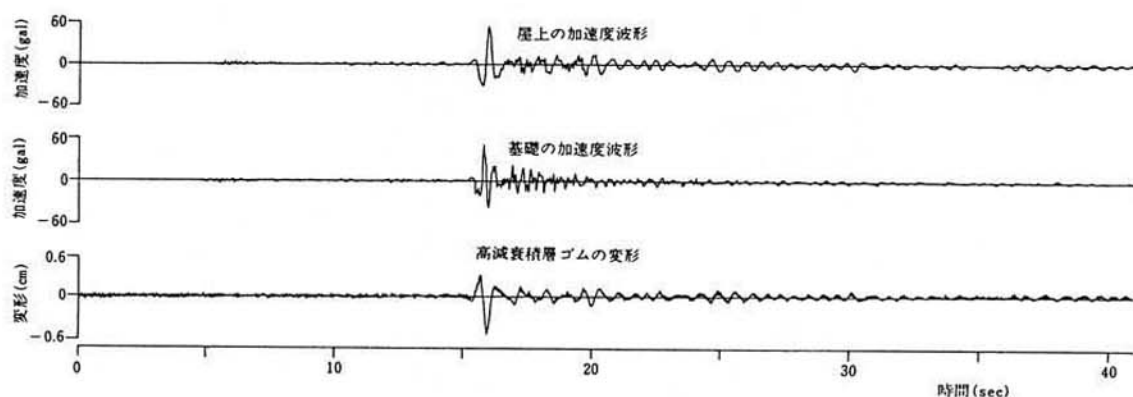


図4.4.15 免震構法時に観測した震度Ⅳの加速度波形（1989年10月14日）

図4.4.16に建築物の1階および屋上と基礎の最大加速度の比で増幅率を示す。点線が耐震構法で実線が免震構法の増幅率である。また、太い実線は震度Ⅳの免震構法の増幅率を表している。免震構法は免震装置から上の構造物が剛体的に動き、耐震構法時と比較すると、屋上の最大加速度が $1/2$ から $1/5$ 程度に低減されていることが確認できる。

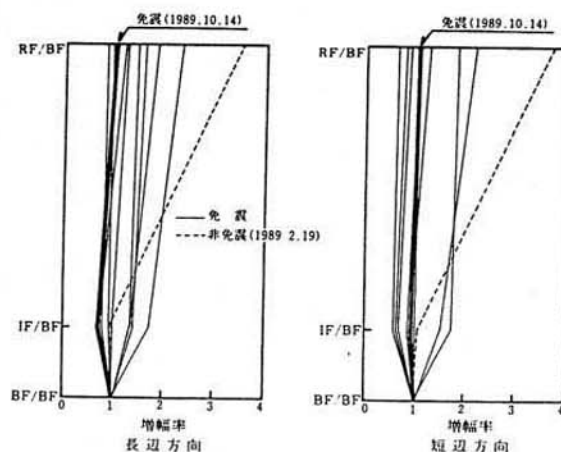


図4.4.16 最大加速度の増幅率

4.4.4 制震構法

制震構法とは、一般に制振装置と称される装置を建築物に設置し、地震時における建築物の振動を積極的に低減する構法を指す。

代表的な制震構法は、質量をバネとダンパーで支持したシステム（TMD:Tuned Mass Damper）を建築物の頂部に設置し、この装置により建築物の振動エネルギーを吸収し建築物の振動応答を低減させるものである。TMDはその制御の仕方によって、①受動的（Passive）②能動的（Active）③ハイブリッド（Hybrid）の3種類に分けることができる。一般にTMD方式の制振構法では、制振装置の質量を建築物の1%程度とし、固有振動数を建築物の1次固有振動数に同調させて使用する。この場合、装置の質量が大きければ大きいほど、質量部の振動振幅ストロークが長いほど制震効果は高い。したがって、高い制震効果を得ようとする制振装置設置のためのスペースが大きくなっていく。

そこで当社では、この問題を解決するため、建築物の一部を制振装置の質量として利用し、かつ振動振幅ストロークの有効利用のためにハイブリッド制御タイプの制震構法を提案している。この構法は、TMMD(Tuned Multi Mass Damper)制震構法といい、制御力の増大化、制振装置設置の省スペース化が可能である。その概念図を図4.4.17に示す。

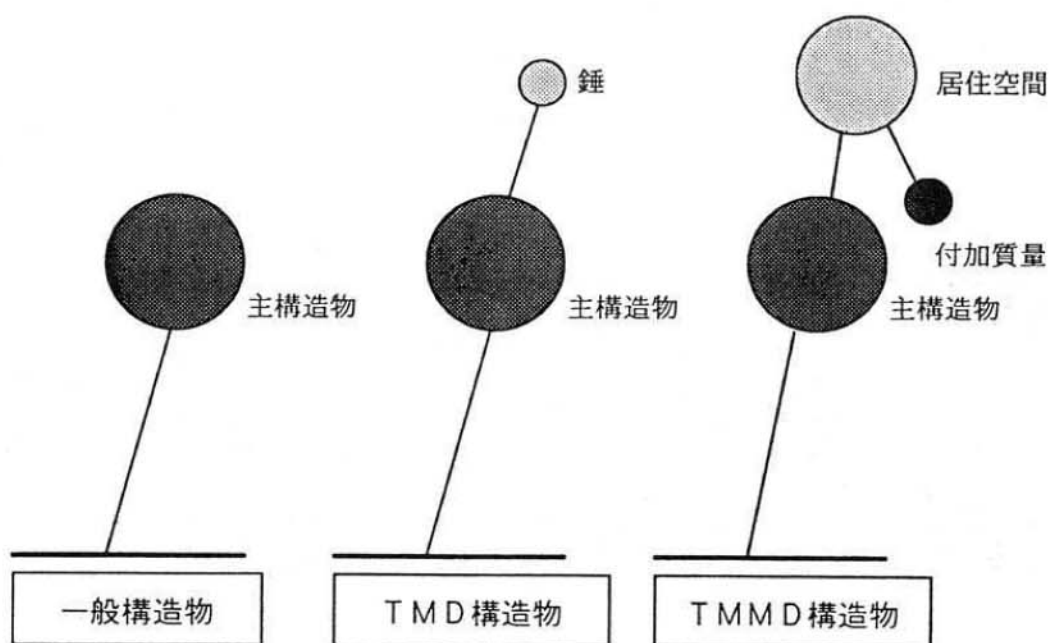


図4.4.17 TMMD制震構法の概念図

以下にこの制震構法による試設計を2例示す。

(1) 試設計 1

TMMD制震構法による高層建築物試設計の概要を図4.4.18に示す。

この試設計例では、現有の高層建築物に積層ゴム支持の上部建築物を増築する方法を採用している。図4.4.18に示すように、既存建築部（主建築物）の屋上を制震層とし、塔屋周りに2層（制震層を含めると3層）増築する。本制震構法では、主建築物と増築部との間に積層ゴムとダンパーを設ける。

この試設計例の制震モデルと原設計モデルに対して、レベル2（耐用年限中に遭遇する恐れがある最強の地震動）での地震応答シミュレーションを行った結果を図4.4.19に示す。主建築物の塑性率応答が、TMMD制震モデルの場合は原設計モデルに比べて小さくなっているか高々同等であるのがわかる。

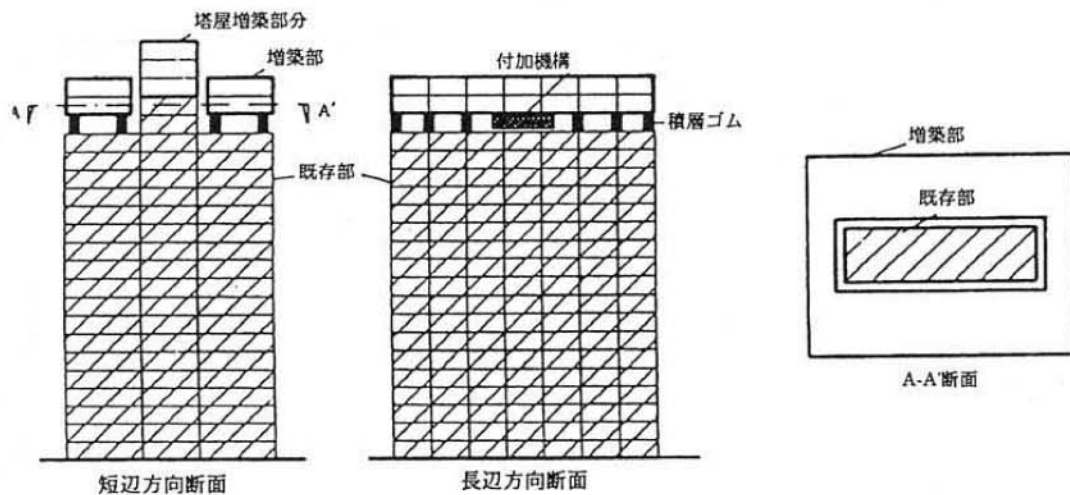


図4.4.18 TMMD制震構法による試設計1の概要

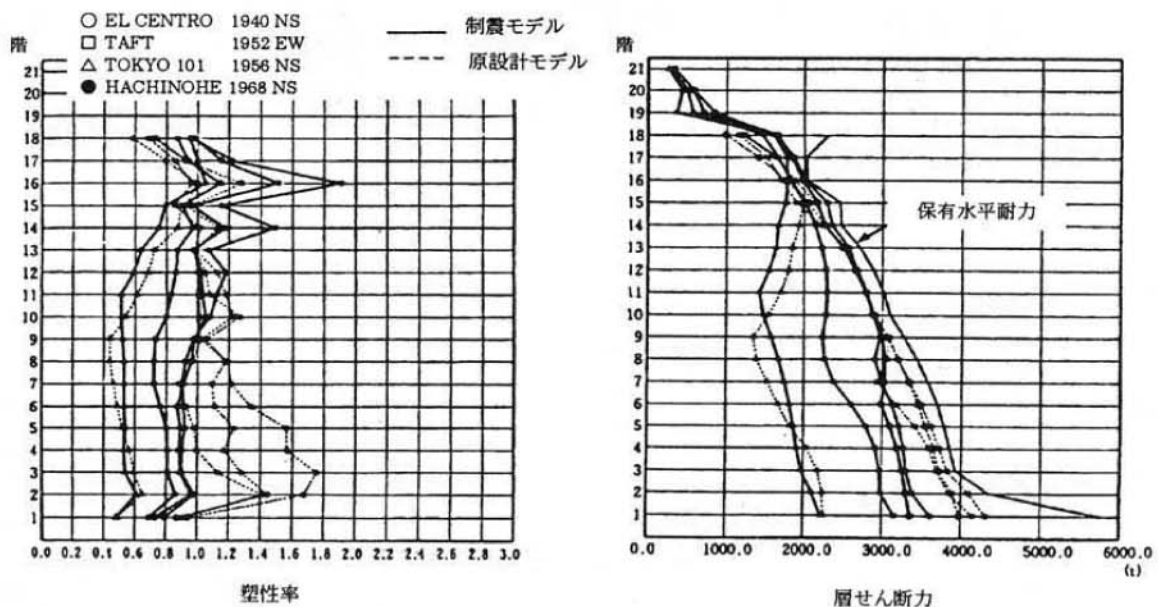


図4.4.19 試設計1の地震応答シミュレーション

(2)試設計 2

本建築物は、20階建てのオフィスビルにおいて、最上層からの2層部分をTMMDの質量部として利用したものであり、この部分は主建築物上に積層ゴムで支持されている。この試設計のモデル概要を図4.4.20に示す。

この試設計の制震構法モデルと装置のない非制震構法モデルに、レベル1（最大速度25kine）とレベル2（最大速度50kine）の地震動を入力したシミュレーション結果を図4.4.21，図4.4.22に示す。この結果から、レベル1の地震動を入力したシミュレーションでは本制震構法が非制震構法の応答に対して最大層せん断力で30％程度、主構造頂部での最大層変位量で23％程度小さくなっているのがわかる。またレベル2の地震動入力の結果では、非制震構法が一部の階で塑性域に入るが、本制震構法ではすべての階において弾性域にあり、構造体には大きな損傷を生じていないことがわかる。

主構造及び制振装置の概要

主構造物重量	18 065 t
一次固有周期X'方向	2.04 秒
TMMD重量 (17%)	3 017 t
孫質量設置階	18 階
孫質量の重量 (0.4%)	72.2 t
孫質量の減衰係数	400 kgfs/cm
梃子比X方向	5 倍

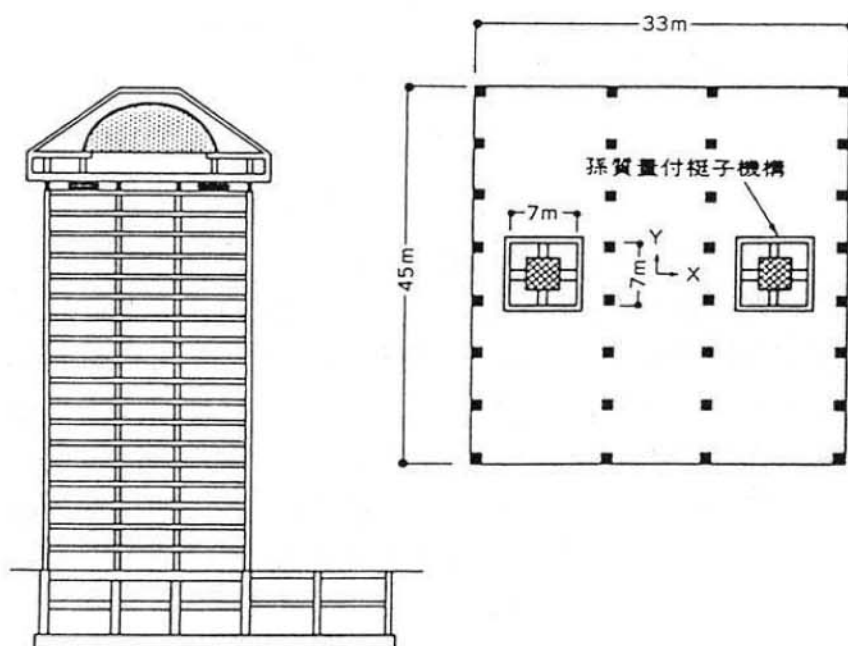


図4.4.20 TMMD制震構法による試設計 2 の概要

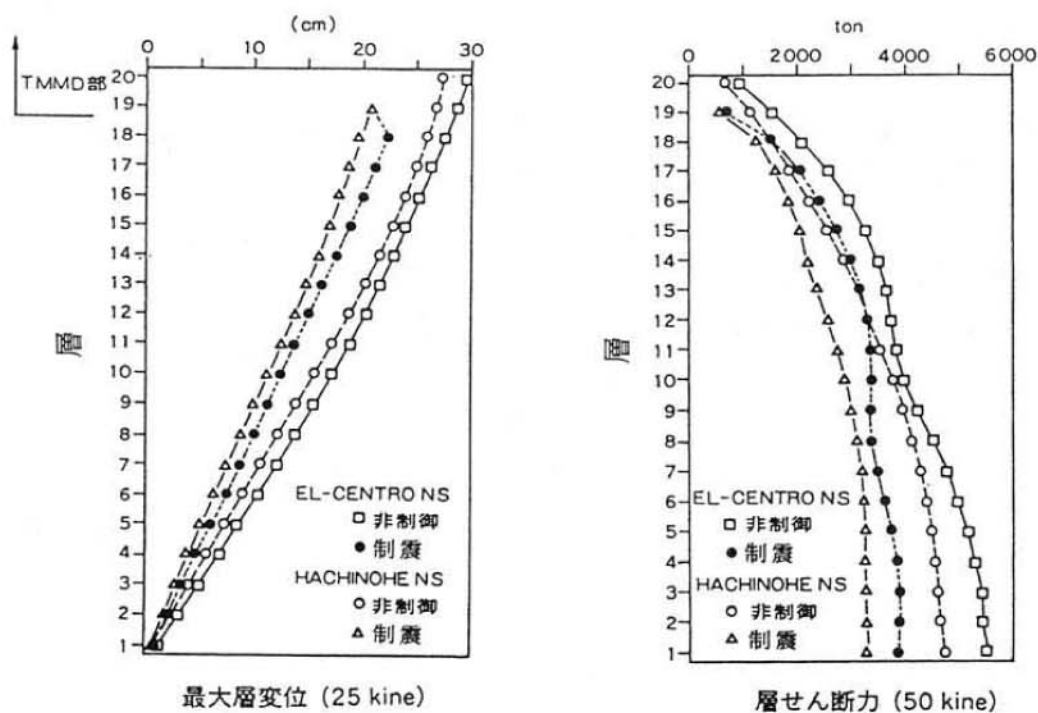


図4.4.21 試設計2の地震応答シミュレーション

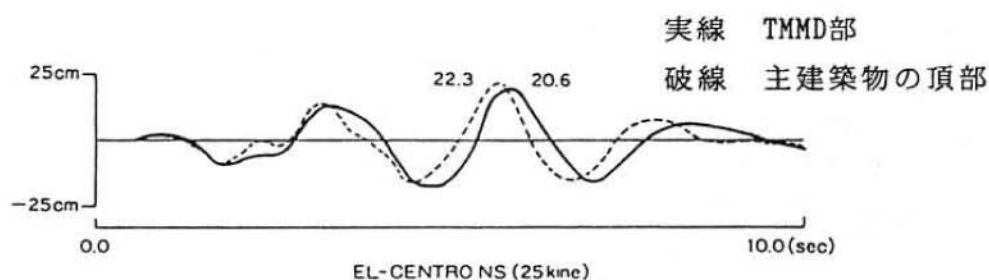


図4.4.22 変位応答の時刻歴波形

(3)制震構法模型の振動台実験

一般建築物を想定した10層のモデルと、最上層から2層分をTMMDとしたモデルの2つの模型を製作して、振動台実験を行った。振動台実験の様様を写真4.4.11に示す。

振動台実験で使用した地震動は、平成7年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された地震記録である。加振は水平方向と上下方向の2方向同時加振を行った。

振動台実験の結果、制震構法模型の応答は、8層部分の応答で比較すると、非制震構法模型の応答の3分の1程度であり、しかも非制震構法の模型は塑性域まで応答が達しているのに対し、制震構法模型ではほぼ弾性範囲内におさまっていた。このことはTMMD制震構法の有効性を示すものである。

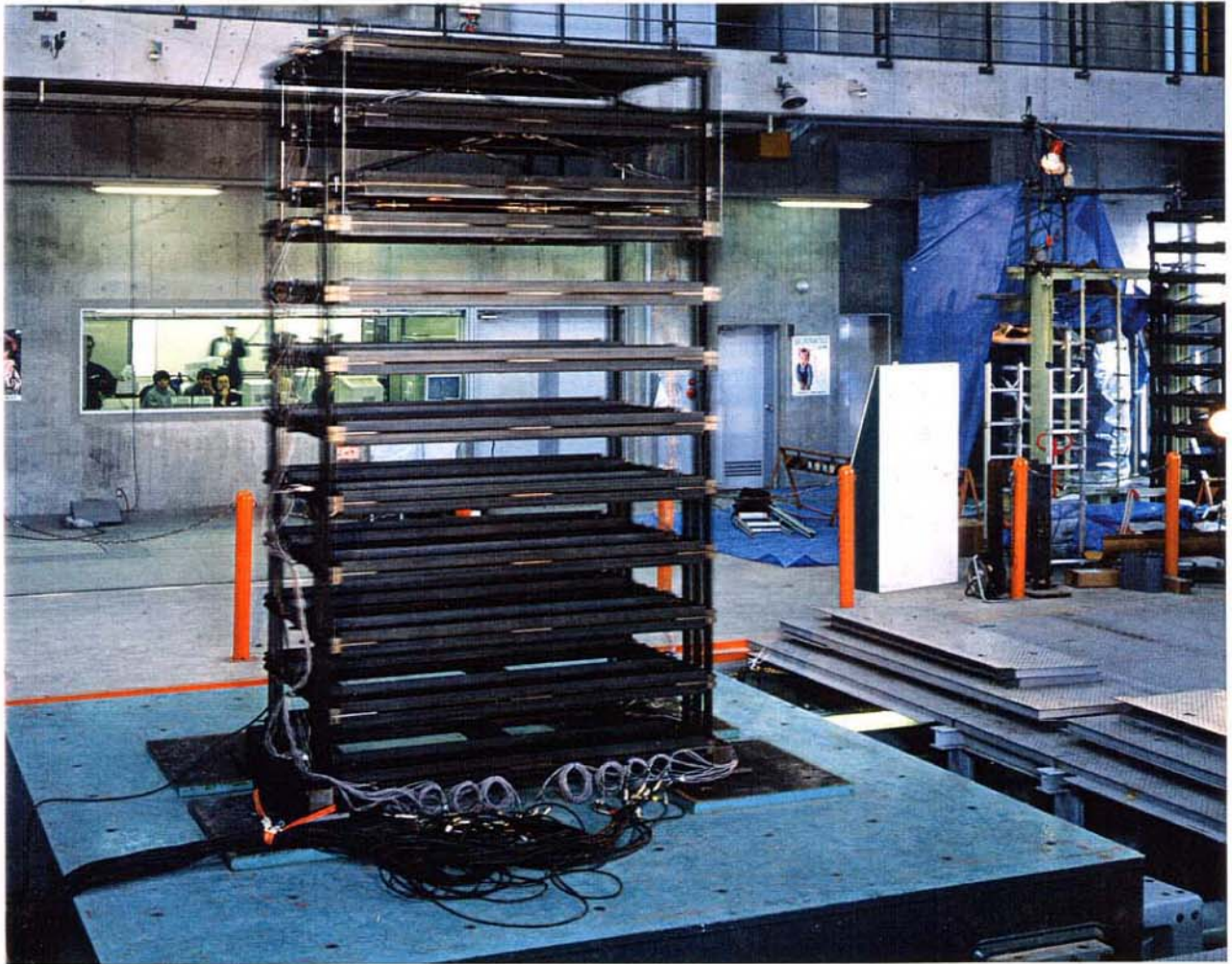


写真4.4.11 制震構法模型の振動台実験

4.4.5 鉄筋コンクリート構造物の破壊実験

当社では、平成3年より科学技術庁防災科学技術研究所、東京大学生産技術研究所と共同で、鉄筋コンクリート構造物の大地震時の耐震性能を把握するために、振動台を使用した動的破壊実験を行っている。この研究は、防災科学技術研究所の大型振動台上に実物大規模の鉄筋コンクリート構造物を製作し、大地震を再現させ、そのときの構造物の損傷あるいは破壊状況を観察することによって、耐震性能を把握すると共に設計法の妥当性を調査・検討するものである。本項では、平成5年2月の柱の実験と平成6年3月の3層ラーメン構造の実験について記す。なお、本研究は平成3年10月より官民特定共同研究「強震動による鉄筋コンクリート構造物の破壊に関する研究」として開始され、平成5年から民間2社が参加して、一官一学三民により平成7年3月まで行われた。

(1) 鉄筋コンクリート造柱の破壊実験

実験は、重量約100tonfの鋼製ブロックを6mスパン、内法高さ2m、35cm角の鉄筋コンクリート造柱4本で支えた1層の構造物を、地震波による一方向加振で崩壊させ、その挙動を把握しようとするものである。せん断補強筋量（帯筋の間隔）の異なる二種類の柱について、二度の破壊実験を実施した。図4.4.23

のグレーの塗りつぶし部分が鉄筋コンクリート造試験体である。

次に、2種類の柱のそれぞれの破壊状況を示す。写真4.4.12は、帯筋間隔が40cmの柱の試験体（図4.4.24）に1968年十勝沖地震八戸港湾記録EW成分を最大加速度約400gal（原波は約183galで八戸市で震度V）に増幅させて入力したときの破壊状況である。

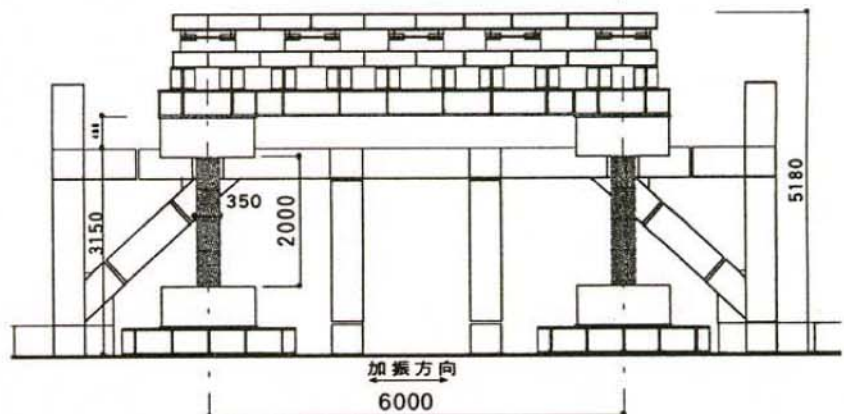


図 4.4.23 1層柱試験体立面図

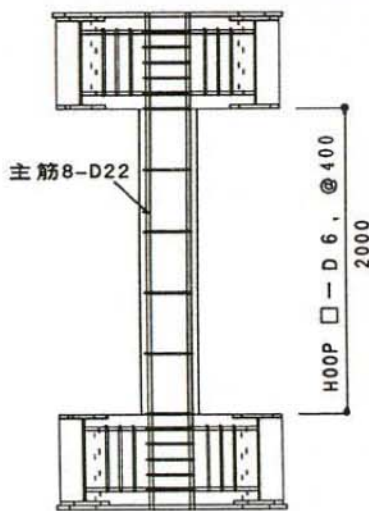


図 4.4.24 帯筋間隔 40cm の柱試験体



写真 4.4.12 帯筋間隔 40cm の柱の破壊状況

写真 4.4.13 は、帯筋間隔が 10 c m の柱の試験体(図 4.4.25)に 1968 年十勝沖地震八戸港湾記録 EW 成分を最大加速度約 600gal に増幅させて入力したときの破壊状況である。

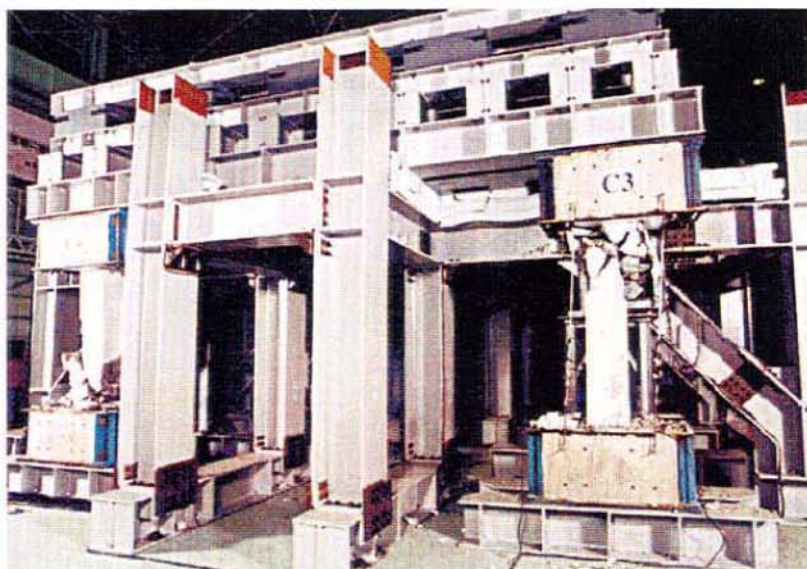
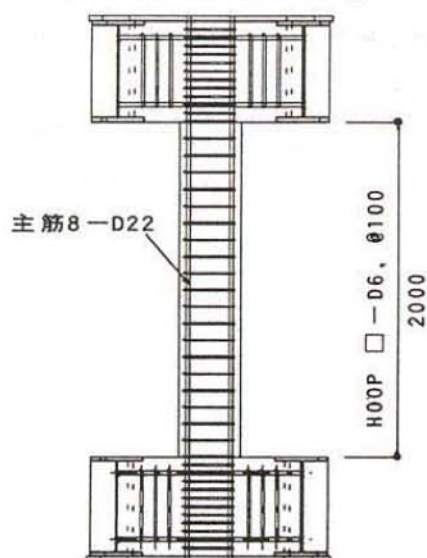


図 4.4.25 帯筋間隔 10cm の柱試験体

写真 4.4.13 帯筋間隔 10cm の柱の破壊状況

両試験体とも最終破壊形状は、せん断破壊であるが帯筋間隔 40cm の柱は一方向の力で一瞬の内に破壊しているのに対して、帯筋間隔 10cm の柱の方が地震の繰り返しの揺れに対して長く支持能力を発揮していることが見受けられる。図 4.4.26 および図 4.4.27 に両者の耐震性能を計る目安となる試験体に生じた慣性力(縦軸:tonf)と層間変位(横軸:mm)を表すグラフを示す。これらの図から、両者の地震に対する最大耐力は約 20tonf 程度で同様であるが、変形能力は帯筋間隔 10cm の柱の方が 3 倍以上あり、じん性能が高いことが確認される。

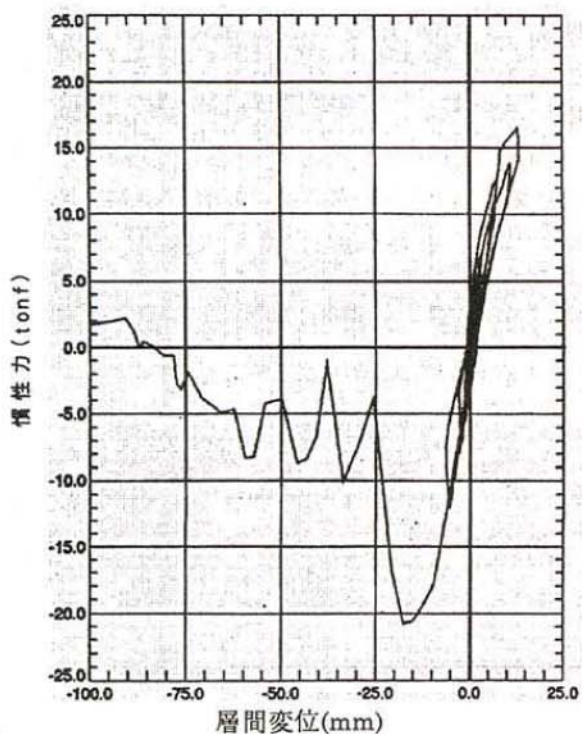


図 4.4.26 帯筋間隔 40cm の柱の履歴特性

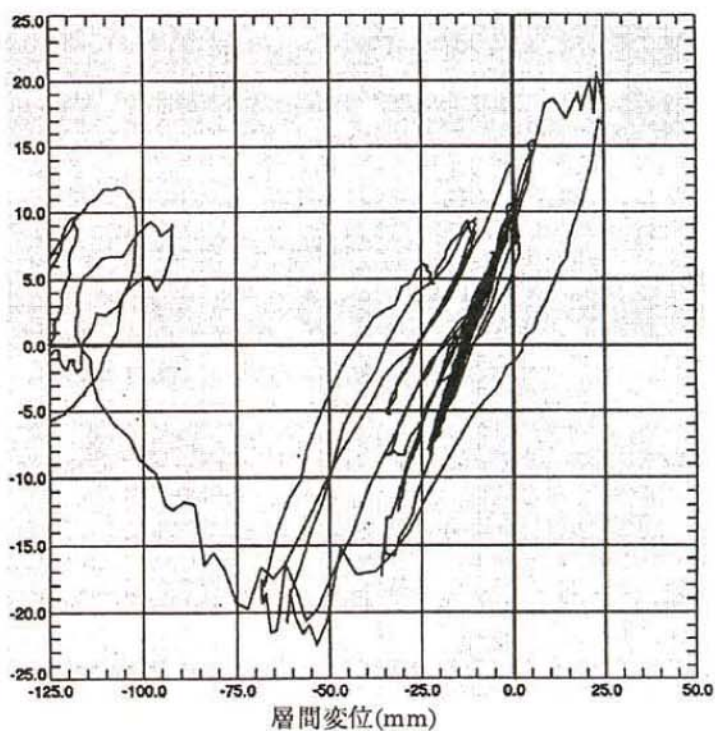


図 4.4.27 帯筋間隔 10cm の柱の履歴特性

(2) 実大3層鉄筋コンクリートラーメン構造の破壊実験

柱の実験と同様に大型振動台上に3層1スパン6m、階高各層3mの鉄筋コンクリートラーメン構造の試験体を製作し、大地震動を再現させ、試験体の耐震性能を調査した。

試験体は、大地震時には各階の梁端部と1階柱の脚部で降伏ヒンジが発生し、骨組みの降伏メカニズムを形成して、地震エネルギーを吸収するように設計されている。すなわち、骨組みが最大強度に達した後、部材のじん性能により、大地震動に耐えるよう計画されている。このように設計時に予め大地震動に対して降伏する部位と降伏の仕方を計画し、骨組み全体として地震エネルギーを吸収できるように設計する方法を終局強度型設計法と言う。この設計法は、現在施行されている建築基準法の耐震規定を一步進めたもので、大地震動に対する建築物の耐震性能をより明確にすることができる。

写真4.4.14は、1968年十勝沖地震八戸港湾記録EW成分を最大加速度約600gal（最大速度は約70cm/sec）に増幅させて入力したときの破壊状況である。このように設計時の想定通りに各階の梁端部と1階柱脚部で曲げ破壊が生じたが、骨組み全体あるいは一部の階が崩壊することではなく、じん性に富むねばり強い挙動を示した。写真4.4.15は、最上階の梁端部を見上げたところであるが、梁の鉄筋が曲げ降伏し外周部のコンクリートが剝離している。

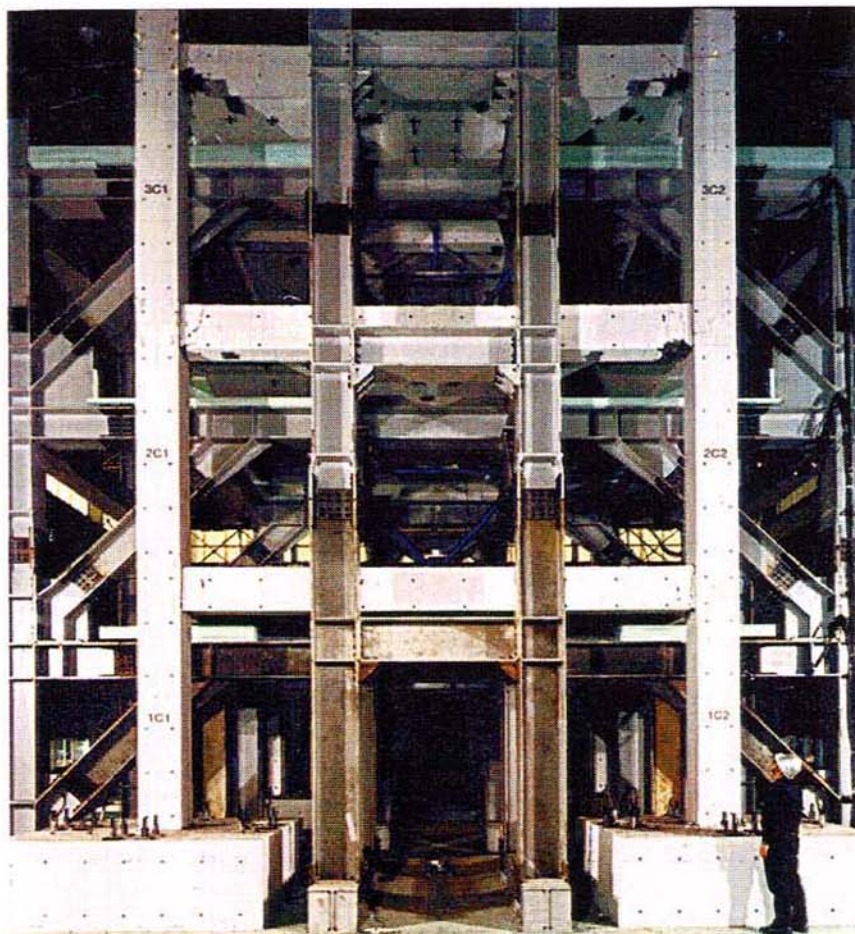


写真4.4.14 実大3層試験体の破壊状況



写真4.4.15 梁端部の破壊状況

4.4.6 筒基礎(Shell Foundation) 工法

(1)概要

1964年新潟地震の際、地盤の液状化により大きな被害を生じたことから、建築物や土木構造物に対して、地震に強い基礎が要求されるようになってきている。特に我が国の大都市や基幹産業の立地する地域は、沿岸の緩い砂地盤に集中して発達しているため、確実に速やかな対応が切望されている。

筒基礎工法は、図4.4.28に示すように、構造物の直下の地盤を地中壁で枠状に囲み込んで拘束することにより、常時には大きな支持力が、さらに、地震時には高い耐震性、とりわけ緩い砂地盤での液状化防止効果の得られる基礎工法である。

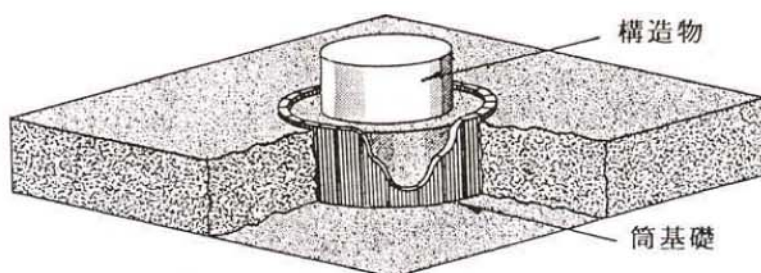


図4.4.28 筒基礎 (Shell Foundation) 工法

(2)効果

一般に構造物の基礎には、杭基礎が数多く用いられているが、低層の構造物に数十メートルもの長尺な支持杭を採用した場合には大変なコスト高になる。また、地盤沈下地域では、杭の抜け上がりや埋設管の障害などを生じる可能性もある。

筒基礎工法は、これらの問題を解決した新しい基礎工法である。これまでの模型実験(写真4.4.16)や実地盤での載荷試験の結果、筒基礎は、一般の直接基礎に比べて支持力増加を見込める。また、周辺地盤が液状化しても筒枠の拘束効果によって内部の土が支持力を失わないため、安定して構造物を支えることが確認されている。

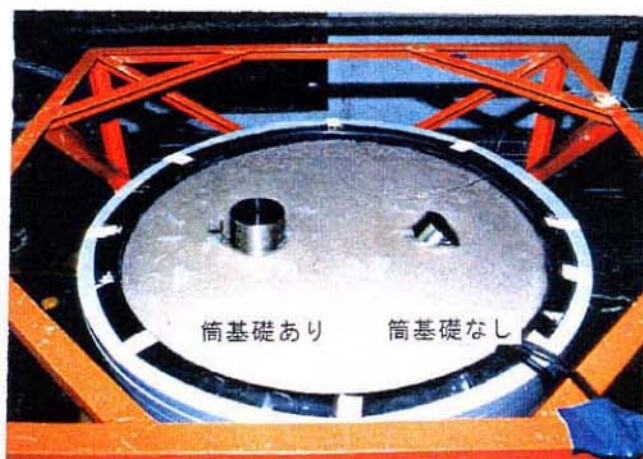


写真4.4.16 筒基礎の有無の比較実験

(3)適用性

新潟地震の際、建物周囲に矢板を打ち込んであった旧新潟市役所（鉄筋コンクリート造、地下1階地上9階）が、液状化による被害を免れた事例は、筒基礎の有効性を示すものと考えられている。

筒基礎は、鋼矢板などで簡易に施工できるため、工場のプラント設備や備蓄タンクなどの（図4.4.29）基礎に最適である。これまでに、表4.4.4に示した実績がある。また、筒基礎は地盤の拘束効果があるので、既設構造物の耐震性を高める方法として利用価値がある。

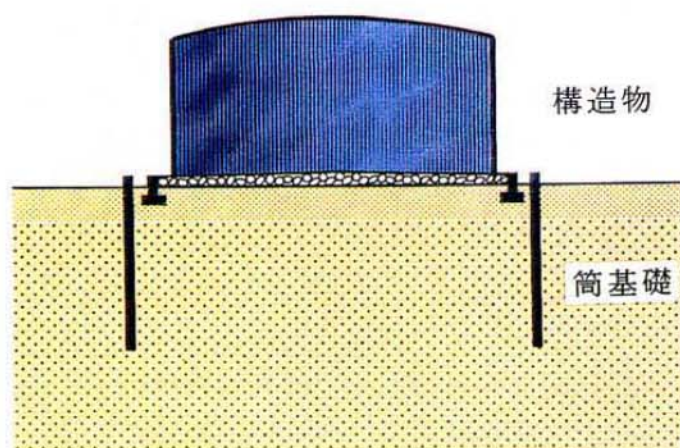


図4.4.29 適用例

表4.4.4 筒基礎工法の採用実績（平成7年3月現在）

	場 所	対象構造物	筒基礎の規模（平面、深さ）
1	茂原市	受 水 槽	4 m × 4 m 、 H = 3.5 m
2	川崎市	機械基礎	5 m × 5 m 、 H = 3 m
3	浦和市	マンション (RC造3階建)	10 m × 10 m H = 6 m

4.5 実験施設

本節では、建築物の耐震性検証や制震構法などの新技術の開発に利用される代表的な実験施設を紹介する。ここで紹介する実験施設は、3次元6自由度振動台、大型加力実験施設、大型せん断土槽の3つの施設であり、いずれも最新の技術を導入している。

4.5.1 3次元6自由度振動台

建築物の耐震安全性の検討、免震構法、制震構法等の新技術の開発、地盤の液化対策の検討には振動実験が重要な役割を果たす。当社では、3次元6自由度振動台を使用することにより、効率的にこれらのテーマに対処している。

試験体が設置されている振動台を写真4.5.1に、振動台の基本性能を表4.5.1に示す。この振動台は、①最大±50cmの水平方向可動能力がある ②水平2方向、上下方向、各軸に関する回転方向からなる6自由度の制御により3次元振動を再現できる特長がある。前者については、変位振幅が数十cmにもわたる大地震動の再現や長周期成分を多く含む地震動を受け易い地域に建つ高層建築物の耐震研究に利用できる。後者については、構造物の3次元的動的挙動の解明、最近問題とされてきている地震動の上下動成分の構造物や地盤への影響や主に上下動によって支配される体感振動の研究に利用できる。

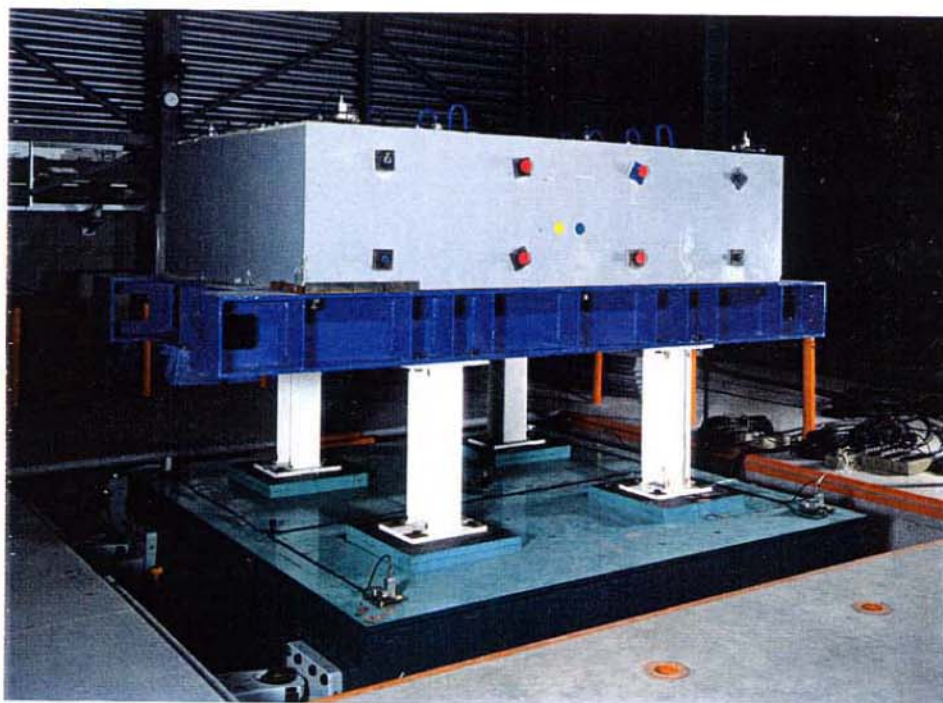


写真4.5.1 試験体が設置されている振動台

表4.5.1 振動台の基本性能

テーブル寸法	4 m × 4 m
試験体搭載重量	定格 30 tf 最大 50 tf
最大変位	X方向 ± 50 cm Y方向 ± 20 cm Z方向 ± 10 cm
最大加速度	X方向 1 G Y方向 1 G Z方向 1.8 G
加振周波数範囲	X方向 0 ~ 30 Hz Y方向 0 ~ 50 Hz Z方向 0 ~ 50 Hz

G:重力加速度
(980gal)

平成7年兵庫県南部地震では、気象庁神戸海洋気象台で地盤レベルでの地震記録が得られた（2章の図2.1.9参照）。当社では、振動台を使ってこの地震記録を3次元で再現し、地震時の神戸市における揺れを再現した。そして、この揺れがどのくらい大きかったのかを体感するために、実際に振動台に人が乗って揺れの経験をする実験を行った。写真4.5.2にその時の模様を示す。なお、振動台は、この体感振動実験のような揺れの強さを知る実験のみでなく、人の揺れに対する感覚の研究にも使用することができる。



写真4.5.2 神戸海洋気象台で観測された地震記録の再現および体感実験

4.5.2 大型構造物加力施設

大型構造物加力施設では、実大スケールで建築物や構造部材の加力実験ができ、最大で実大5層構造物までの実験が可能である。

建築物の耐震安全性を検証するには、建築物に作用する力と変形の関係を知ることが基本である。本施設を使用することにより実大スケールの試験体を用いてこの関係を調べることができる。大型構造物加力施設はコンピュータ制御による油圧ジャッキ群（アクチュエータ）とこれを支持する高剛性の大型反力壁、反力床から構成されているが、概観を写真4.5.3に、その構成と性能を表4.5.2に示す。

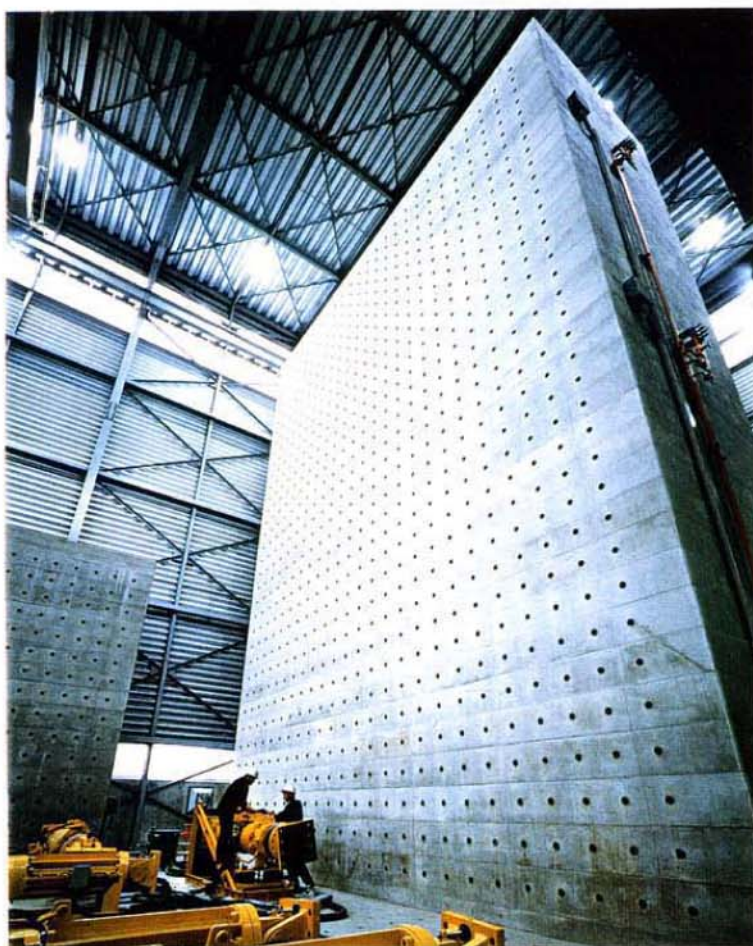


写真4.5.3 大型構造物加力施設の概観

表4.5.2 大型構造物加力施設の構成と性能

反力壁寸法 I (幅×高さ)	13 m×18 m
II	10 m× 8 m
反力床寸法 I	15 m×20 m
反力床寸法 II	13 m×10 m
反力壁の最大曲げモーメント	20,000 tf・m
反力壁の最大せん断力	4,000 tf
最大実験規模	静的・疑似動的加力による実大5層構造物
静的アクチュエータ	300 tf 4台 150 tf 4台
動的アクチュエータ	100 tf 2台 50 tf 1台

大型構造物加力施設の特長をまとめて以下に示す。

- ①大型反力壁は、高さ18m、幅13mの規模を有し、実大で5層構造物の静的あるいは疑似動的加力実験を行うことができる。
- ②大型反力壁は最大曲げモーメント20,000tf・m、最大せん断力4,000tfの性能を持ち、大規模荷重の加力実験が行える。
- ③直交方向に2枚の反力壁があり、構造物を2方向から加力する実験が行える。
- ④150tfおよび300tfの静的アクチュエータと50tfおよび100tfの動的アクチュエータ計11台を駆使することにより、種々の加力パターンの実験を行うことができる。
- ⑤アクチュエータの制御および実験データの計測は、すべて制御室のコンピュータでコントロールされ、安全かつ精度の高い実験が可能である。
- ⑥地震時挙動を疑似的に再現できるので、構造物あるいは構造部材の耐震性能をより正確に把握することができる。

以上述べた特長をもつこの施設を利用することにより、信頼性の高い耐震実証試験が可能となる。

写真4.5.4に実験の様態を示す。

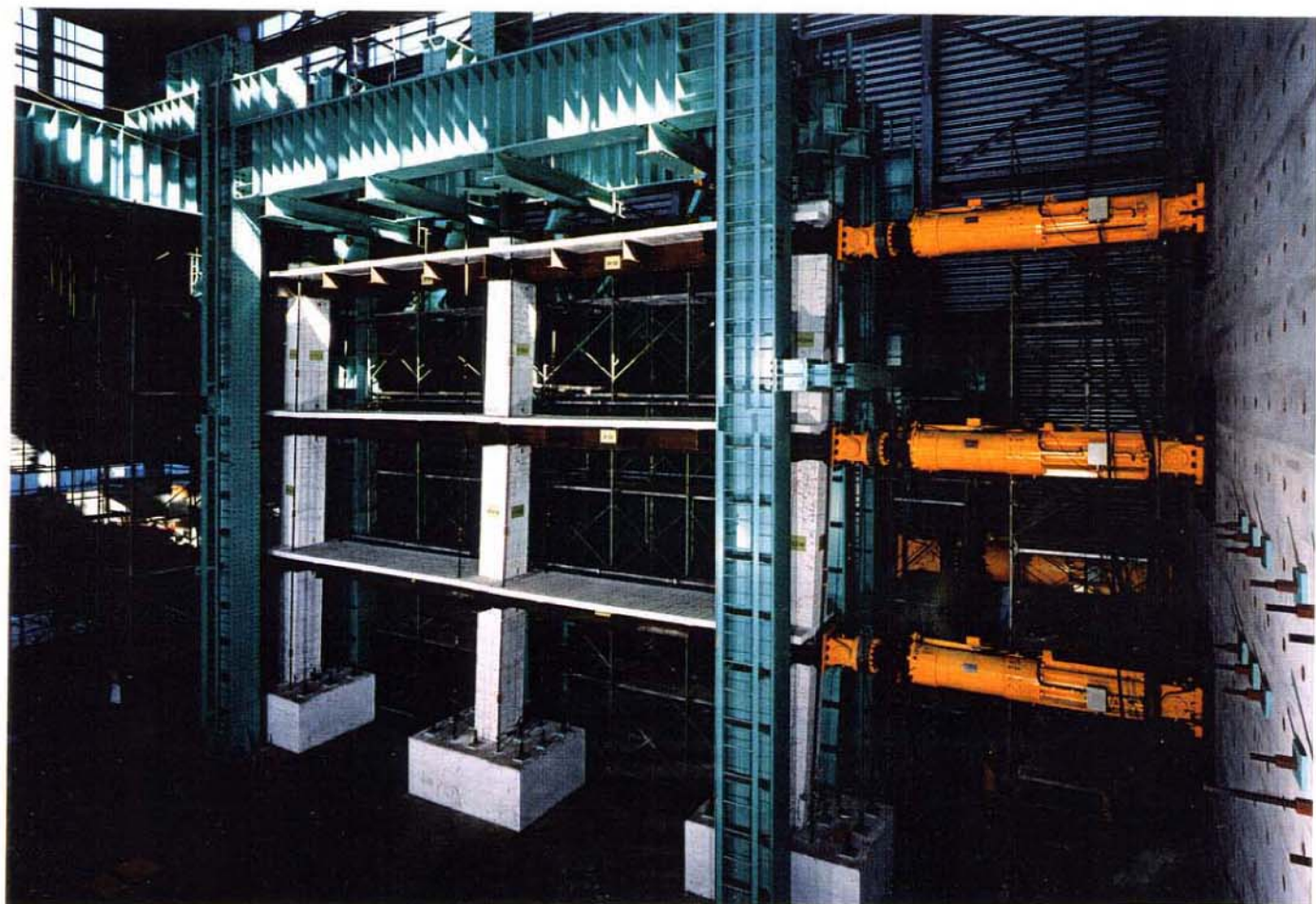


写真4.5.4 大型構造物加力施設を使った実験

4.5.3 大型せん断土槽

飽和したゆるい砂地盤は地震時に大きな力を受けると液状化し、さまざまな被害をもたらす。液状化による被害は1964年の新潟地震において注目されるようになり、平成7年兵庫県南部地震でも埋め立て地において広範な液状化がみられた。地盤の液状化は、砂地盤や埋め立て地に建つ建築物にとって、耐震安全性の基本にかかわる問題といえる。

大型せん断土槽は、土槽内に模型地盤を製作し、3次元6自由度振動台を使って地震時における地盤の液状化を忠実に再現できる装置である。この装置は、水平2次元挙動が可能であり、地震動の多次元性を考慮した実験、すなわち、より現実的な地震動加振に対する液状化実験を行うことができる。写真4.5.5に振動台に設置された大型せん断土槽の概観を示す。

この装置を使った実験としては次のような実験がある。

- ①地震動の多次元性を考慮した液状化メカニズムの解明
- ②地盤と構造物の動的相互作用に関する模型実験
- ③液状化対策工法の効果確認の模型実験

いずれも地盤や建築物の耐震性にとって重要なテーマであり、この大型せん断土槽によって、基礎から応用まで液状化や地盤震動を中心にした広範な問題を扱うことができる。写真4.5.6に液状化対策工法の効果確認実験の様子を示す。

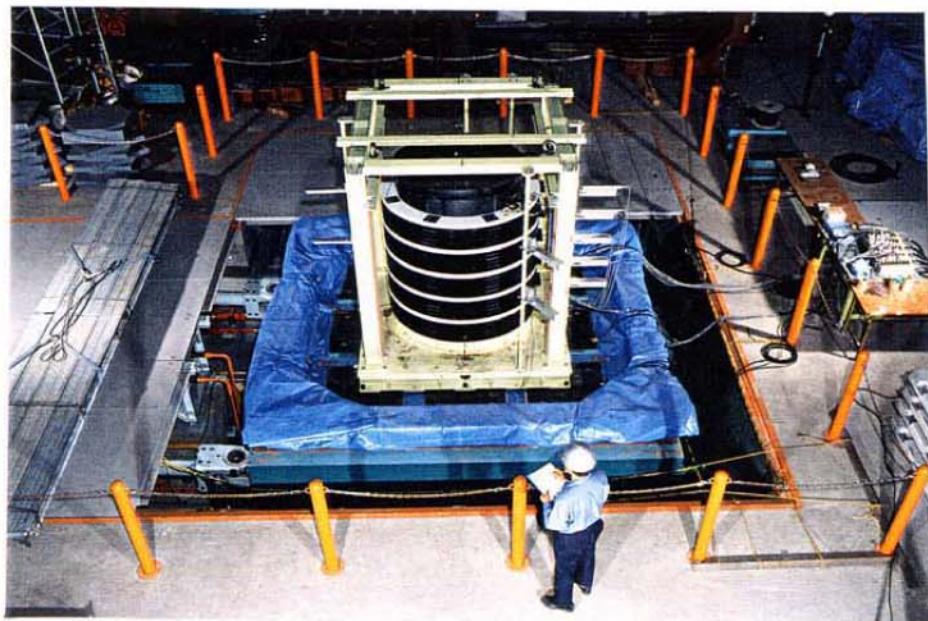
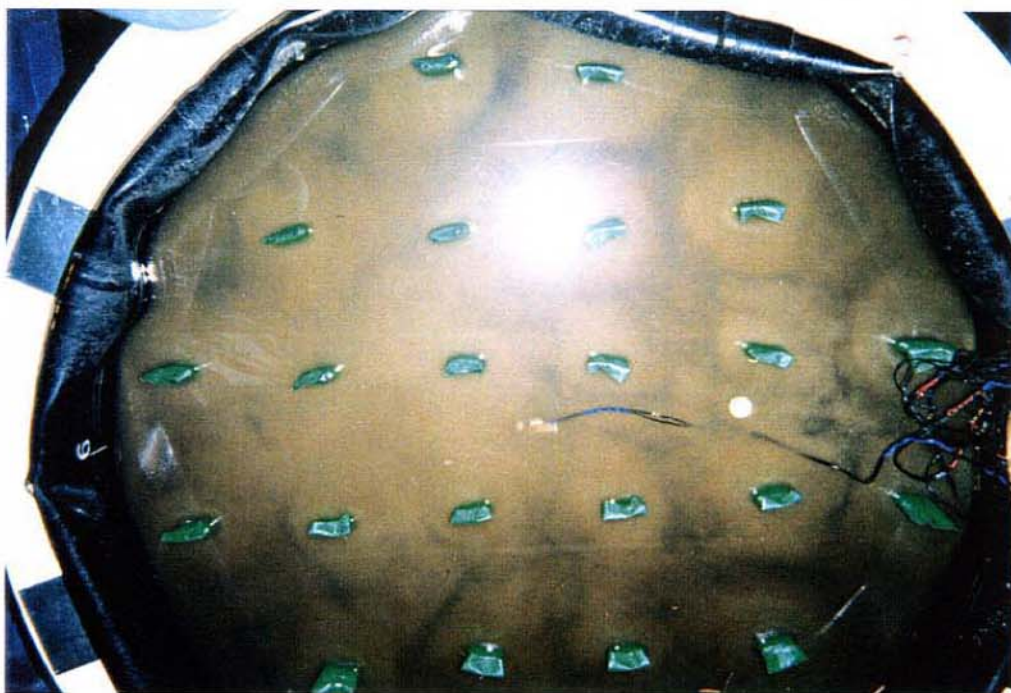


写真4.5.5 大型せん断土槽の概観



(a) プラスチックボードドレーン工法の模型実験



(b) クロスドレーン工法の模型実験

写真4.5.6 大型せん断土槽を用いた液状化対策工法の効果確認実験