

## 第1章 高層鉄筋コンクリート造建築物の発達

### 1.1 高層鉄筋コンクリート造建築物の登場

#### 1.1.1 歴史的背景

建設省の総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」(以下 New RC プロジェクトと呼ぶ)は、昭和50年代からはじまり急速に普及しだした高層鉄筋コンクリート建物の建設を背景にして、企画立案され実行されたプロジェクトである。そこで本章では、プロジェクトの背景となった高層鉄筋コンクリート建物について、その概要を紹介することにする。<sup>1.1) 1.2)</sup>

明治の文明開化の一翼を担い、耐震耐火の本建築として、明治40年代の日本にはなばなく登場した鉄筋コンクリート(RC)建築であったが、その後のあゆみは順調なものではなかった。関東大震災の経験などを経て、日本では鉄筋コンクリートは6階程度以下の低層建築にだけ用いられてきた。7~10階程度以上のビルは鉄骨造、または鉄骨鉄筋コンクリート造にしなければならなかった。

ところが昭和50年代に入って、鉄骨の入らない純粋の鉄筋コンクリート構造で、10階以上の建物を建てることが行われるようになってきた。このような動きには高層壁式ラーメン構造と高層ラーメン構造とがあり、どちらも住宅(アパート)用である。このうち、重要なのは後者であるが、この高層ラーメン構造は、昭和49年に鹿島建設が18階建の椎名町アパートを建設したのにはじまる。同社は引き続いて25階建のサンシティーG棟、30階建のパークシティー新川崎などを建設したが、これらはすべて60mを超える高層建築で、建築基準法施行令の直接の適用限界を超えるため、日本建築センターの評定を受けている。つづいて大成建設、鴻池組、三菱地所、竹中工務店なども高層鉄筋コンクリート造の評定を取得した。

#### 1.1.2 日本建築センターの技術指導

ところで、こうした高層鉄筋コンクリート造が「ブーム」といっても良いような状態になったため、日本建築センターには昭和59年、高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会が設けられた。地震国でない諸外国では、25~30

階程度の鉄筋コンクリート建物は特に珍しくはないが、日本は高地震帯にあるばかりでなく、世界的に見ても高い耐震安全性が建物に要求される社会である。そのため、高層鉄筋コンクリート造の開発にあたっては、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造の高層建築の経験に立脚し、かつ鉄筋コンクリート造に固有の問題点を解決しながら、さまざまな新技術を開発することが必要になる。前述の各建設会社等は日本建築センターの評定のなかでそれらの新技術を確立し、またそれが評価されてきたのであるが、それ以外の各建設会社でもこれらに負けずに高層鉄筋コンクリート技術を開発しようという気運が、昭和59年頃から急に盛り上がった。高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会は、これに対応して設けられた。同委員会は平成4年に高層鉄筋コンクリート造技術指導委員会と改称され、現在に至っている。

この技術検討(指導)では、評定とは異なり、設計・施工する具体的な物件はない。その代わり、申請者は構造設計仕様書を作成し、仮空の設計物件の構造設計を行い、品質管理に重点をおいた施工計画書を作成する。さらに、構造性能の解明のために行った構造実験の結果を構造設計に反映させ、施工技術の面からは、材料のレベル(たとえばコンクリートの室内実験から実機での試験)から実大架構までの材料および施工実験を行い、施工計画にその結果を反映させることが求められる。このうち、実大架構施工実験が半ば義務づけられ、かつ委員会の立会いのもとに行われる点に特色がある。施工実験を行うことによりコンクリートの品質管理に施工者として責任を取ること、土木や諸外国で当然とされてきた柱と床組の分離打設、柱コンクリートのバケットによる打設、振動機の使用などの実行と、粘度の高い高強度コンクリートへの認識などによって、施工技術の向上と構造・施工の両技術者の意識改革が行われることになる。

### 1.2 構造計画

#### 1.2.1 平面計画

技術検討を行った例のなかから、代表的な基準階平面図を図-1.1に示す。一見して、きわめて規則的な整形の

構造体である。ねじれも起こりそうにない。これは最も整形の平面図の例であるが、他社のものも大同小異である。x方向とy方向のスパン数を少し変える、同じくスパン長さを少し変える、各方向のスパン長さを少し不均等にすると、四隅の1スパンを欠く、各辺中央の1~2スパンを欠く、中庭を設ける、などのバリエーションがある程度である。

スパン長さは、図-1.1のように5m前後が多く、同一規模の鉄骨鉄筋コンクリート造や鉄骨造に比べるとスパン長さが小さい。これは、後述のコンクリート強度とも関係するが、柱の負担する軸方向力を低減するため、および1本の柱あたりの地震力を低減するためである。

図-1.2に平成3年度までに評定済みの建物の、基準階の略伏図を51例示す。なお、片持ち関係の床組は記入していない。また、階段、エレベーター室の床開口は記入していない。吹抜け部分は×印で示してある。吹抜け部分をよぎる大ばりは各階に存在するとは限らない。

平面の概形は、高層壁式ラーメン構造のように板状の平面形のものではなく、ほとんどのものが塔状のほぼ30数m×30数mの規模以内で、正方形に近いまとまった平面形になっている。これらは中庭がないものとあるものの2つに大別される。中庭は、場合によっては北側の外界へも通じて、平面形がコの字形になっているものもある。片持ち関係の床組が図-1.2に記入されていないが、バルコニーは、外周、内周にわたり部分的に切れることはあっても、全面的に設けられているが、H460、H729など少数の例では外周架構線の内部にバルコニー相当の空間を置くようになっている。

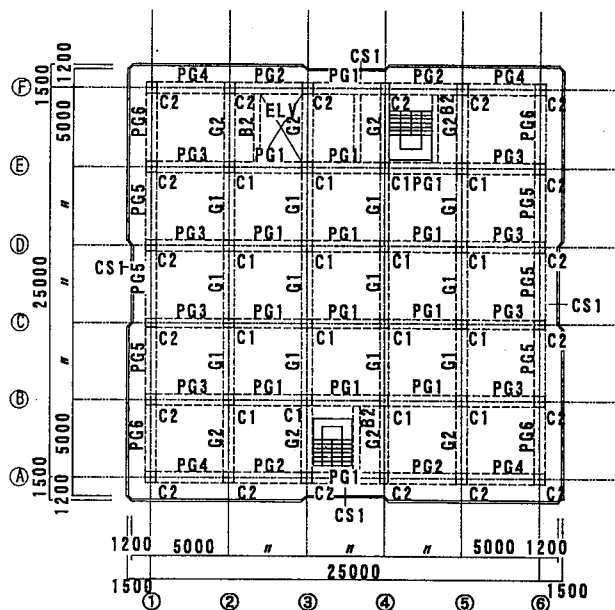


図-1.1 高層ラーメンの基準階平面の例

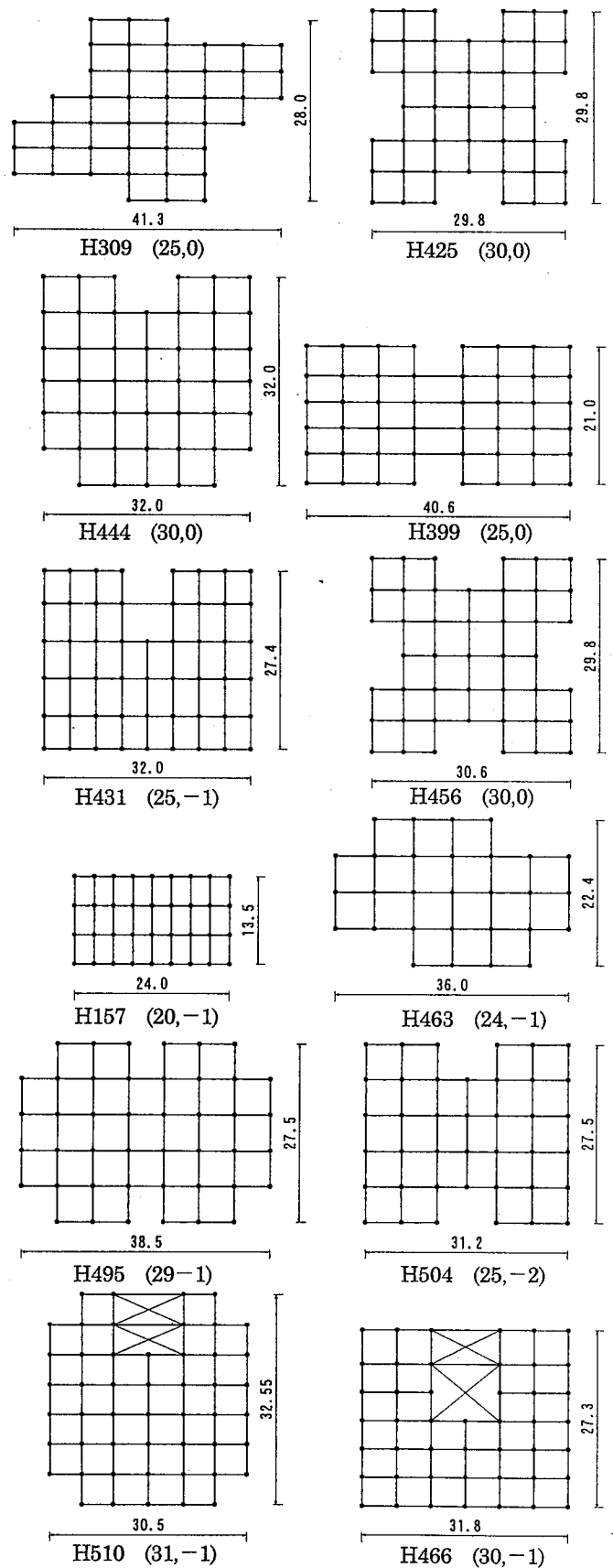


図-1.2 設計例の基準階 (単位: m)

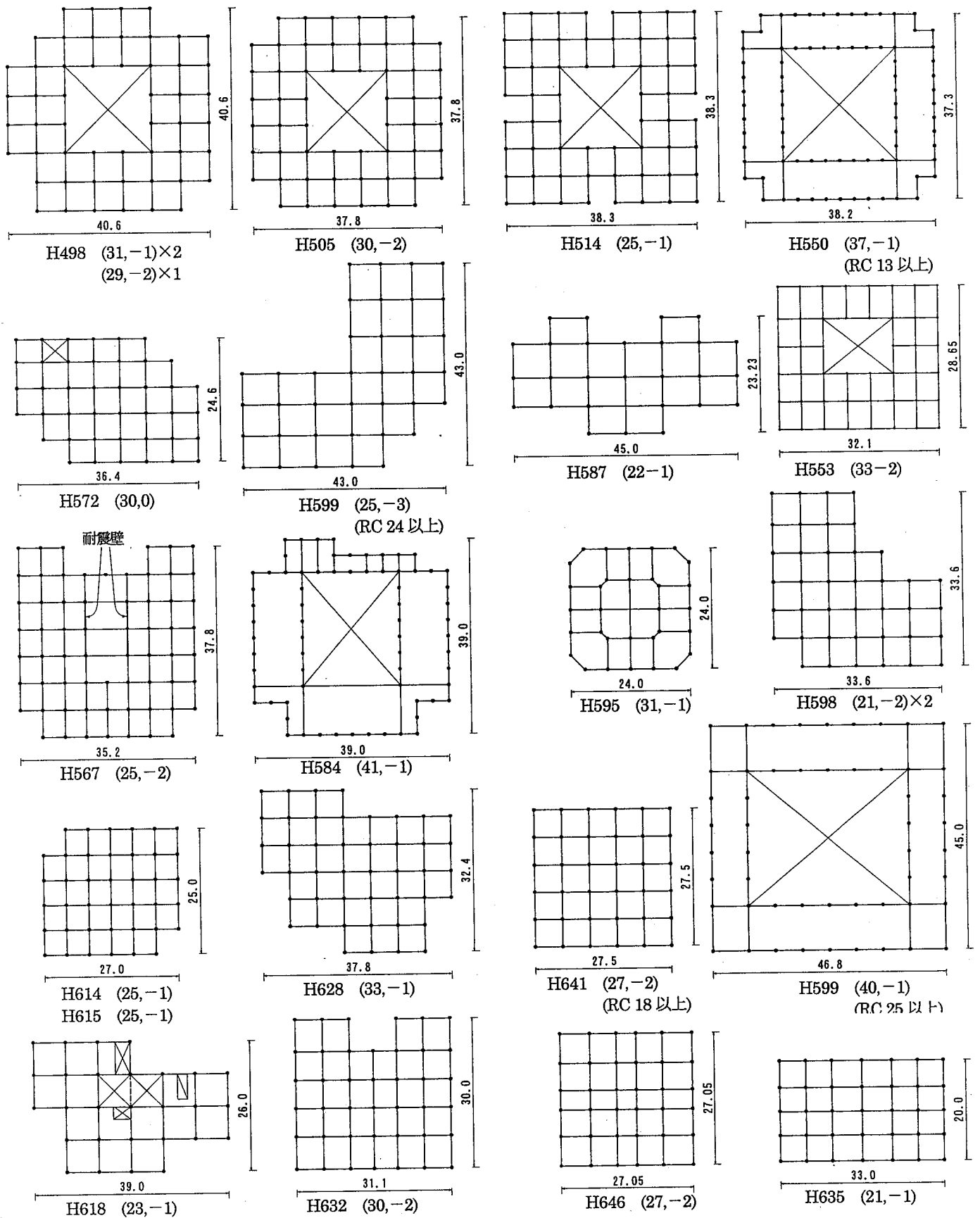


図-1.2 設計例の基準階 (単位: m)

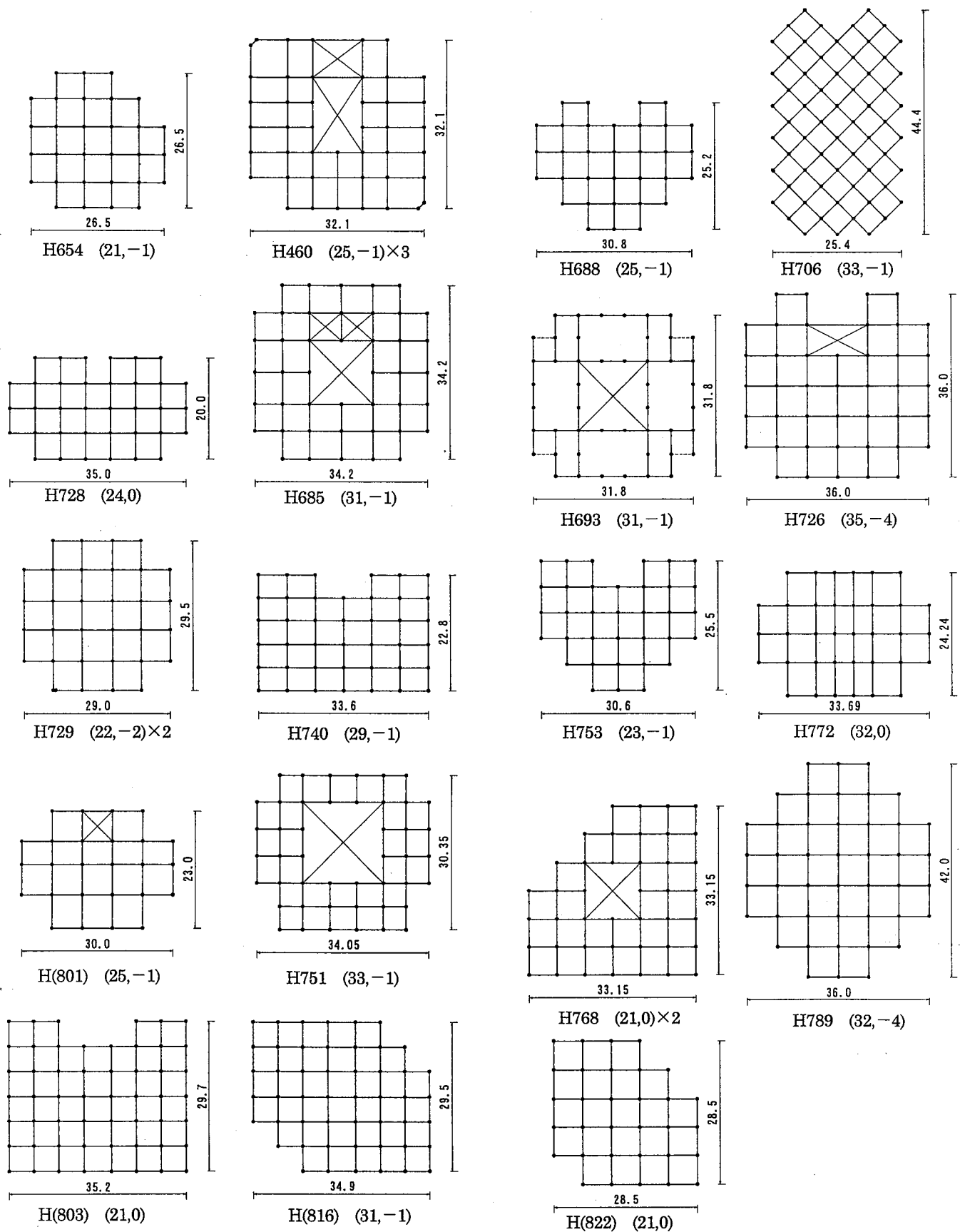


図-1.2 設計例の基準階 (単位: m)

### 1.2.2. 構造形式

構造形式は大別して次の3種類がある。

#### (1) 均等ラーメン型

けた行、張り間両方向共スパン長がほぼ等しい純ラーメンで構成されているもの。代表的なスパン長は5 m程度であるが、最長は8 m 近くのものもある。中庭があったり、平面形で凹凸がある場合は、構造体は多スパンのフレームと1または2スパンのフレームの連成となる。高層になると、地震時の柱の軸変形に起因する全体曲げ変形がスパン数によって異なってくるため、架構解析には立体解析又は擬似立体解析が必要となる。

中庭を囲んでロ字形平面を形成する場合、平面の北辺の中央部に、階段やエレベーターを集中して配置する例が多い。この場合、その部分の床剛性が不足して一体性に欠けることのないよう注意が必要である。

#### (2) 耐震要素型

均等ラーメン型の架構配置であるが、耐震壁または他の耐震要素をもつもの。この型については2例ある。H567では、1方向だけであるが、建物中央部に連層耐震壁が設けられている。H706では、鋼製ハニカムダンパーを、よく鋼構造で採用されている耐震間柱の要領で、建物中央の周辺部からみて柱が抜けた所の架構線上に設置して、減衰性能の向上をはかっている。

耐震壁を用いる例が少ない理由には、空間設計の自由の確保、壁の構造設計および施工技術上の難度などがあげられよう。

#### (3) ダブルチューブ型

中庭を置き、その周辺の住居部分の外周および内周に沿って短いスパン長で柱を配置して、全体として架構配置が罫形のダブルチューブを構成するもの。この場合は、主架構面線上に3 m程度のスパンで柱列が並び、構面線の交点の柱以外では架構は1方向の水平力だけを受けることになる。住空間の奥行スパンは10 m程度とし、この部分の床組には、小梁扱いのせいの小さな梁か、プレストレスト工法による床スラブを用いている。構造設計上の最大の留意点は、シャースパン比が小さくなる梁の靱性確保である。H584では主筋がいわゆるX形配筋となっている。

### 1.2.3 立面計画

技術検討例でも実施設計例でも、高層RC造は立面的にも規則的で整形であり、剛性が上下方向で急変するようなものはない。階数は平成3年度までは25~41階、階高は下階で2.8~3.0 m程度、上階で梁せいを減ずるときは2.7~2.8 m程度とし、梁下までの躯体内法高さにして

210 cm程度を確保している。1階は玄関ロビーなど特殊なので、階高は4 m程度以上になる。塔状比(建物高さとの比)は4程度以下である。

塔屋は、RC造の純ラーメン、壁付きラーメン、またはS造で設計されている。塔屋は、基準階に対して一般には偏心配置になるので注意が必要である。また、建物本体の屋根面への水平力の伝達は、屋根面の床開口に留意して行う必要がある。S造の場合でも、本体への接点の詳細設計がポイントとなる。

地下室が存在する場合は、全体件数の80%を占めている。地下階では、一般的に外周と内部に壁体が設けられ、上部架構に比較して水平剛性および耐力はかなり大きい。地震時に地下階柱に逆せん断力が生じる可能性、1階床組を介しての水平力の移動などについて、設計上の注意が必要である。

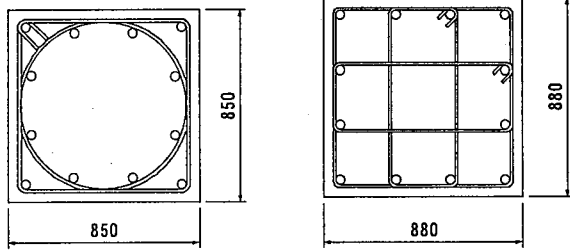
基礎地業は、支持地盤までリバーササーキュレーション工法やオールケーシング工法などによる場所打ちコンクリート杭、それに地中連続壁杭を併用するもの、直接基礎によるもの、少数であるがPC杭によるものなどがある。基礎構造は柱列を結ぶ基礎梁が主体で、地下壁体がある場合はこれも参加するかたちをとる。杭基礎の場合は基礎構造への杭からの曲げ戻しを考慮に入れ、基礎梁の設計および軸力の算定が行われる。

### 1.2.4 構造部材の形状寸法

下階の柱の断面寸法は、図-1.3に示すように85~90 cm角で、主筋は全鉄筋比にして2~3%程度を配筋している。フープ筋については、初期には各社いろいろの工夫をこらしていたが、高強度異形PC鋼棒またはFBリングを利用した閉鎖形副帯筋の利用が一般的になってきている。外柱の下階で地震時の転倒モーメントによる大きな引張力に対処するため、図-1.4のように心鉄筋を挿入することも広く行われている。

下階の梁は、図-1.5のようにせいを80 cm程度に抑え、幅を55~65 cm程度と比較的大きくとして、太径鉄筋を4本程度並べられるようにしている。スターラップはほとんどが4丁掛けで、高強度異形PC鋼棒を用いる例もある。ウォールガーダーを使用した例はごく少数であるが、将来バルコニーを廃し、またはラーメン内にとり込むようになれば、用いられる可能性は増大するであろう。

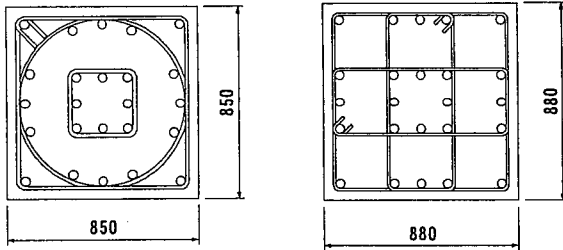
梁の下端を床上2.0 mから2.1 mにとるため、梁の貫通孔は設備配管上不可欠のものとなる。貫通孔回りの補強には、多重のリング状、スパイラル状、打抜き板状などの既製補強筋があり、建設省の性能評価を得たもの、日本建築センターの評価を得たものが使用されている。



12-D41  
スパイラルフープ  $\bigcirc\phi 16@75$   
フープ  $\square\phi 16@75$

12-D41  
スパイラルフープ  $\square\phi 11@80$   
フープ  $\bigcirc\phi 11@80$

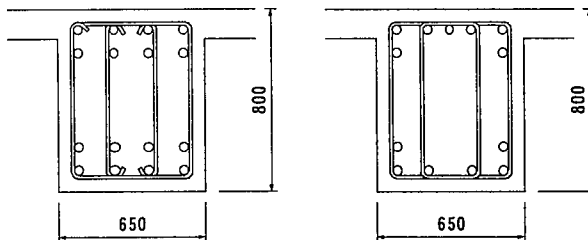
図-1.3 代表的な柱の断面形状



16-D41+8-D41  
J.フープ  
S.フープ

16-D41+8-D41  
フープ  $\square\phi 11@60$   
 $\bigcirc\phi 11@60$

図-1.4 外柱に導入された心鉄筋



16-D41  
スターラップ  $\square D16-@100$

14-D41  
スターラップ  $\square D16-@100$

図-1.5 代表的なはりの断面形状

### 1.3 使用材料と施工

#### 1.3.1 コンクリート

柱の高軸力に対処するため、すべての設計例が高強度コンクリートを使用している。最下階のコンクリート強度によって階数が決まるともいえる。現在の平面計画と柱寸法の場合、 $F_c=360\text{kg/cm}^2$ では25階、 $F_c=420\text{kg/cm}^2$ では30階が限度のようである。New RCプロジェクト発足以前に施工又は設計された例では、 $F_c=420\text{kg/cm}^2$ が最高であったが、同プロジェクトの進展に伴い、 $480\text{kg/cm}^2\sim 600\text{kg/cm}^2$ の高強度コンクリートの使用も始まった。

ほとんどの設計例で、柱と梁・床のコンクリートの分離打設を行っているが、アメリカで往々に見られるような、

柱を高強度コンクリート、梁と床を低強度コンクリート、という打ち分けを行っている例はない。これは、柱梁接合部の強度を確保することが耐震設計上重要だからである。柱梁接合部外の床部分の場所打ちコンクリートについて打継ぎを工夫して、床組相応の強度のコンクリートとする例もある。コンクリート強度は上階に行くに従って低減して、最上階では $F_c=210\sim 240\text{kg/cm}^2$ 程度としている。

地下または基礎ばり部分のコンクリート強度で、1階部分より低い $F_c$ を用いている例では、1階柱直下の部分での支圧強度を確保する為、1階柱直下の部分に、やや強いコンクリートを用いるなどの対策が必要である。

#### 1.3.2 鉄筋

大きな地震力に対抗する為には多量の鋼材を必要とするので、高層鉄筋コンクリート建物では高強度太径鉄筋の使用が不可欠である。New RCプロジェクト発足までは主筋としてはSD390のD41までが使用されていた。せん断補強筋としては、高強度異形PC鋼棒SBPD1275/1420も用いられている。

#### 1.3.3 プレキャスト化

現場作業の能率化の為、部材のプレキャスト化は推進したいところであるが、現場打ちの部分も必ず残るので、総合的に考えて何処までプレキャスト化するのが有利か、意見の分かれるところである。現在までの建設例では、次のように色々の段階のものがある。

##### (1) 全部現場打ち

(2) 床スラブに合成床板用プレキャストコンクリート型枠を使用。耐震構造のダイヤフラムとして作用させる為、バルコニー以外の床スラブの上部は現場打ちとする。

(3) 一方向の梁をプレキャスト化する。ダイヤフラムとの一体性の為、梁上部は現場打ちとし、梁の上端筋はプレキャスト材にあずけて運搬し、あとから所定位置に移動させる。

(4) 両方向の梁をプレキャスト化する。直交する梁の鉄筋をうまく納めるために、梁の配筋は一段であることが望ましく、特に先に建て込まれる梁の下端筋は一段でなければならない。上端筋は現場組立てとするので、二段配筋も可能である。

(5) 柱もプレキャスト化する。鉛直方向の柱の接合は、柱脚位置でのスリーブ方式などによる主筋接合による場合と、主筋位置に内蔵したシースに現場で鉛直に立てた主筋を納めてモルタルグラウトをする場合がある。部材の製造に遠心成形法が用いられることもある。

### 1.3.4 鉄筋の先組み

作業の能率化と施工精度の向上の為、現場打ちコンクリート部分の柱や梁の鉄筋は地上で先組みしている。梁筋については、継手を各スパンの中央に設けるか、1スパンおきにするか、直交するはりと同時に十字形またはキの字形に組むか、などのバリエーションがある。各方向別々に先組みするときには、直交する梁の鉄筋は差込み式（行ってこい）にするか、少なくとも一方の上端筋をあと施工にする必要がある。

### 1.3.5 鉄筋の継手と定着

アメリカやニュージーランドでは耐震構造のラーメンでも柱に重ね継手を用いることが多いが、日本では柱、梁ともに重ね継手は一切用いていない。

(1) ガス圧接：通常の手動ガス圧接のほかオートウェルバー（新日本製鉄）、オートジョインター（住友金属）などの自動ガス圧接がある。

(2) 溶接：KEN 工法（神戸製鋼）、NKE 工法（日本鋼管）などのエンクロース溶接継手工法が用いられる。

(3) カラー圧着：鋼管のカラーをはめて圧着するもので、スクイズジョイント（鹿島、竹中、岡部）、グリップジョイント（大林）、パワーグリップ（大成）、TS スリーブジョイント（戸田、清水）などがある。

(4) スリーブ継手：スリーブをはめて高強度モルタル、樹脂または溶融金属を注入する工法、NMB スプライススリーブ（日本スプライススリーブ）、カドウェルド（岡部）など。

(5) ねじ鉄筋の使用：ネジコン（神戸製鋼）、スミネジバー（住友金属）、ネジテツコン（東京製鋼）、ネジデーパー（新日本製鉄）などのねじ形の異形鉄筋をカプラーでつなぐ。ねじにはガタが大きいので、ロックナットで締めつけるか、高強度モルタルまたは樹脂を注入する。異なる径の鉄筋を継ぐときに制約があるので、注意が必要である。

このように鉄筋の継手には各種の工法があるが、最近ではねじ鉄筋の使用とスプライススリーブ（プレキャスト材の場合）が中心になりつつある。

梁主筋の柱への定着は、中柱では通し配筋が一般的で、配筋の都合でU字やL字定着も行われる。外柱では、U字、L字定着あるいは建物外側に出した片持ち梁への定着が行われる。最上階の柱頭筋に定着板とナットを使った定着が行われているが、板下面に対してコンクリート打設高さが小さいので、コンクリートの充填性を施工で考慮する必要がある。

### 1.3.6 コンクリートの打設

柱と梁・床を分離打設するのは、アメリカで多く、異なる強度のコンクリートの使い分けのためではなくて、柱のコンクリートの品質を確保するためである。つまり、梁の配筋を行う前に柱のコンクリートを打設することで、比較的低スランプのコンクリートを用い、内部バイブレータも使用して、密実な打設を行うようにする。最近では、混和材としてスランプロス低減効果をもつ高性能減水剤を用い、打設時点でのコンクリートのスランプ値を18cm程度（多少大きめにする施工者もいるが）としている。単位水量は高耐久性コンクリートとして「175 l/m<sup>3</sup>以下」としている。柱ではバケットを用い、1回打設高50cm程度として内部振動機を用いて打設が行われる。梁では、バケットまたはコンクリートポンプを用い、まず床板下端位置まで、ついで床板上端までの順で打設が行われる。

コンクリート床天端の上がり下がり、バルコニー部を除いてほとんどないように設計されることが多いが、設計者が設計事務所の場合は通常の建物なみになっていることもある。最近では、高齢化社会対応のバリアフリー設計のために、床天端の変更が多くなる傾向にある。

### 1.3.7 施工管理

高層RC造の評定にあつては施工計画書の提出が求められる。設計者が設計事務所であっても、施工者の品質管理を監理できる仕様書を用意する必要がある。

高強度コンクリートの品質確保には、骨材そのものの品質、骨材の表面水の管理、早期強度の検討（最初から強度が上がらないと高強度の場合問題である）、打込み締固めの実行、完全な養生の実施などがとくに重要である。

最近の傾向としては、混和材として高性能減水剤を用いるようになったこと、コンクリートの強度管理材令を28日より長くとることなどがある。

## 1.4 耐震設計

### 1.4.1 基本方針

25~30階建のRC建物の固有周期は1.2~1.8秒程度となる。設計せん断力係数は低層建物より低くできるが、やはり靱性（粘り）で地震動のエネルギーを吸収することが必要になる。そこで、いわゆる梁崩壊形（図-1.6）のメカニズムを想定して、それが実現するように部材の設計を行う。

非構造部材によって崩壊形に影響を受けることは好ましくない。そこで、すべての非構造部材は構造的に絶縁する。具体的には、現場打ちコンクリートの壁類は、地

下階と耐震壁を除いて、一切設けない。外壁としてはALCパネル等、室内の戸境壁などにもALCまたは繊維補強プラスチックパネルなどを用い、層間変位に追従できるような取付け方法をとる。一部腰壁などにプレキャストコンクリート板を用いる例もあるが、取付け方法に注意して非構造部材になるよう工夫している。

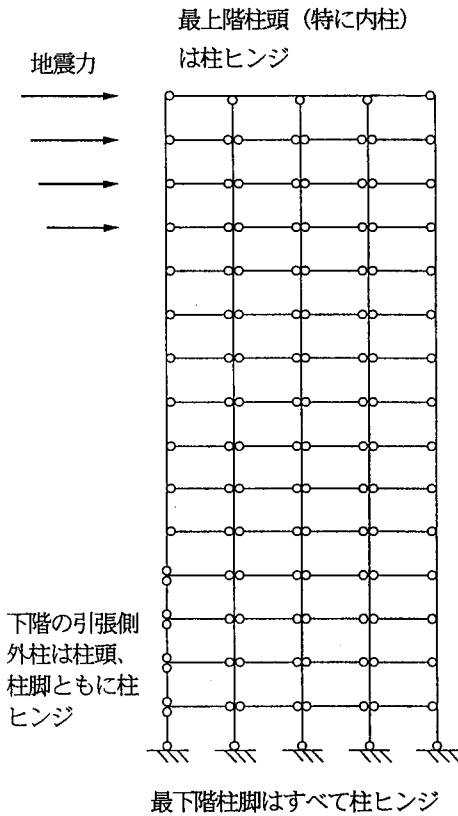


図-1.6 はり崩壊形のマカニズム

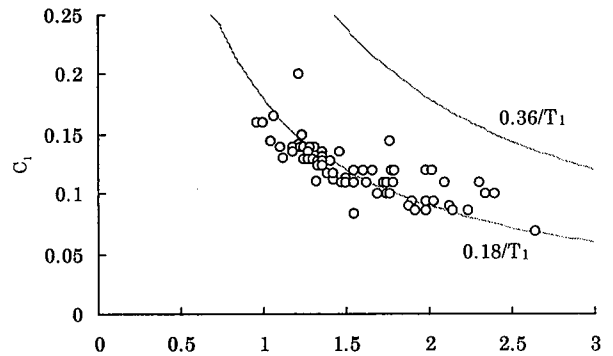
#### 1.4.2 耐震性能の目標と設計手順

建築物の使用期間に来る恐れのある最強地震動(レベル1、最大地動速度 25 cm/s 程度)と、設計上考慮する限界地震動(レベル2、最大地動 50 cm/s 程度)を想定し、前者に対してはコンクリートにひび割れは生じるが鉄筋は弾性、後者に対しては鉄筋の降伏も許容するが塑性率を制限して建物の倒壊を防ぐ、というのが一般的な考え方である。さらに層間変形角(ドリフト)を最強地震動のもとでは 1/200 程度、限界地震動のもとでは 1/100 程度以下に制限している。

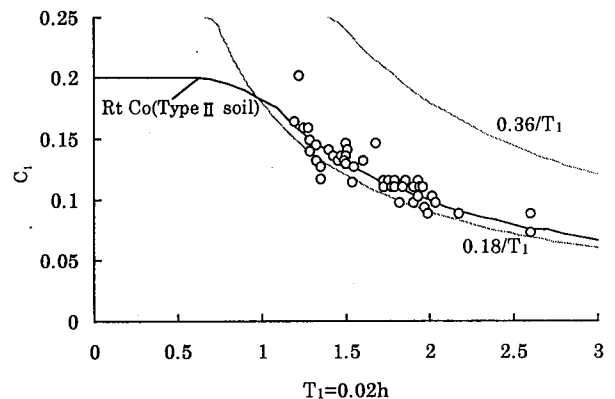
この目標を達成する為、静的地震力による設計を前段で行い、それから地震動を想定して動的解析を行っている。この点は、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造の超高層建築(高さ 60 m 以上)と同じである。静的地震力による設計は更に 1 次設計と 2 次設計に分れる。

#### 1.4.3 設計用地震力

予備的な地震応答解析結果により設計用地震力を定めるのが普通である。図-1.7 の上図は 1 次固有周期とベースシア係数の関係で、従来の高層建築物のベースシアが大部分  $0.36/T_1$  と  $0.18/T_1$  の間に入っていたことを考えると、鉄筋コンクリートの場合はやや低めである。図-1.7 の下図は建築基準法との関係を見たもので、 $T_1 = 0.02h$  から決まる周期に対しては、1 例を除き 2 種地盤の振動特性係数  $R_t$  と標準せん断係数  $C_0 = 0.2$  の積にほぼ等しくなっている。



(a) Fundamental period from analysis



(b) Fundamental period from Code equation

図-1.7 一次固有周期と設計ベースシア係数

#### 1.4.4 必要保有水平耐力

動的地震応答解析を行うので、建築基準法施行令が規定している保有水平耐力検定は必ずしも行う必要はない。しかし実際には、降伏耐力の目安として設計用地震力の 1.5 倍を想定している例が多い。これは保有水平耐力の検定で構造特性係数を  $D_s = 0.3$  とおいたことに相当する。

#### 1.4.5 1 次設計

設計用地震力による各部材の応力を求め、その他の荷



重による応力と組合わせて部材算定を行う。その方法は通常の設計と異なるところはない。

設計用地震力に対する構造解析は、部材の弾性に立脚して行って、必要に応じた応力再分配を行う例もあるが、予備的に定めた配筋量をもとにして、非線形解析を行うことが最近は多くなってきている。

#### 1.4.6 2次設計

##### (1) 保有水平耐力の算定

まず保有水平耐力の算出を行う。これは建築基準法施行令の2次設計のためではなく、地震応答解析用の復元力特性を決定するためである。ほとんどの場合、静的増分荷重に対する解析を行って、復元力特性の包絡線も同時に決定している。

部材モデルとしては、材端に剛塑性ばねを持つものが多く用いられ、部材の復元力としては、ひび割れ点と降伏点を適当な方法（建築学会規準8条解説など）によって求めてトリリニアの包絡線を定めている。

##### (2) 梁の靱性の確保

2次設計では、次に各部材の靱性・強度を検討して、想定した崩壊メカニズムが実現することを確認する。梁については、その両端に降伏ヒンジが発生するので、その時の応力以下のせん断力でせん断破壊しないこと、および降伏ヒンジが十分な靱性をもつことが必要である。前者に対しては降伏ヒンジの曲げモーメントの評価（鉄筋の実際の降伏点、スラブの鉄筋の協力、鉄筋のひずみ硬化などの考慮）を十分安全側にすることが必要であるが、現在のところ統一的な指針がないので、設計者により適当に行われているのが実情である。鉄筋降伏点として公称値の1.1倍をとり、有効幅内のスラブ筋を考慮し、算出されたメカニズム時せん断力を1.1倍するくらいが多いが、必ずしも十分安全側とは言えないであろう。せん断強度の算定は、いわゆる大野・荒川式（センター指針の(13)式）によるかRC終局指針式または高強度横補強筋の評定時に評価された式が用いられている。付着割裂についてもRC終局指針式が用いられている。

一方、後者の降伏ヒンジの靱性については、定量的に検討している例はない。複筋比が1.0に近いこと、せん断補強筋がかなり（通常0.4%程度以上）入ることから、現在の設計は一応安全だと思われるが、ヒンジの回転能力に関する実用的な設計法の開発が望まれる。

##### (3) 柱の強度と靱性の確保

柱は、降伏ヒンジの発生を許容する1階柱脚や一部の引張側の柱を除いて、保有水平耐力に達した時（メカニズム時）の応力によって曲げ降伏もせん断破壊もしては

ならない。メカニズム時の応力は、梁の降伏ヒンジの曲げモーメントに立脚して求めるのであるが、梁で述べた諸現象のほかに、

- 1) 柱梁接合部の上下の柱断面へのモーメントの分配（いわゆる節点振分け法の分配率）の変化
- 2) 2方向の梁からくる応力の合成効果（いわゆる2軸応力の効果）

という2つの不確定要素がある。これらについての統一的な指針はないので、設計者が適当な倍率（1.3~1.5程度）を定めているのが実情である。

一方、柱の靱性であるが、ヒンジ発生を予想するところには十分な靱性を確保する必要があり、このためにはコアコンクリートの拘束が必要である。また、柱では設計上降伏ヒンジの発生を予想しないところでも、予期せぬ高次モードの影響や、2軸応力の影響によって一時的に降伏ヒンジが発生する恐れがあるので、コアコンクリートの拘束筋は全階に設けるべきである。

##### (4) 柱梁接合部の強度の確保

柱梁接合部では、部材の曲げによって引き起こされるせん断力で破壊しないこと、及び接合部を貫通する主筋が付着破壊を起こさないことを確認する必要がある。RC終局指針の方法を用いる例が増加している。

##### (5) 最小限規定

上記の各算定のほか、主筋比、複筋比、せん断補強筋比、定着長さなどについて最小限規定を設けている。概して建築学会規準より若干大き目になっている。また、柱でシアスパン比の制限を設けているものもあるが、崩壊形を確認しているからこの制限は不要という考え方もある。外柱の圧縮軸力と引張軸力の最大値を制限している例が多いが、その値は圧縮側では(0.60~0.65)  $F_c$ BD程度とかなり高い。この程度の高軸力で降伏ヒンジを期待するには十二分の拘束鉄筋が必要である。

##### (6) 仮想事故

最後に、仮想事故に対する検討について述べる。高層RC造を可能にしたのは、構造実験によって高性能の構造部材が開発されたことと、その特性を反映した地震外乱に対する応答解析技術および施工技術が開発されたことと、何よりも先発開発者の実現への意欲によるところ大である。しかし、鋼構造に比べて、一抹の不安感とか信頼性に欠ける感じが当初あったことは否めない。そこで、あり得ない事態を想定しても安全であるという仮想事故解析の一例として、地震入力中に最下層の外柱が1本鉛直支持能力を失ったと仮定した解析が検討委員会での検討で行われた。その結果は、現在のスパン長の設計例の範囲では、崩壊に至らないということである。

### 1.4.7 実験による確認

梁材、柱材、あるいは1つの柱梁接合部を中心とする部分架構模型など(図-1.8)について構造実験が行われ、その結果が構造設計に反映されている。新規のアイデアが盛り込まれていればともかく、かなり同種の実験が重複して行われていることは確かである。しかし、建設会社の横並び意識があって、開発を始めた施工会社では、社員の意識向上その他の意味を含め、構造実験を行うことに意義をもたせているところもあるようである。構造実験を行うなら、新しい工夫を加え、建築構造学の発展に資する結果を得るようにすることが切望される。

実験から得られた復元力に、設計で用いる手法により求めた計算値を重ねて比較するのであるが、その際、比較検討する変位振幅に注意する必要がある。実験は通常破壊まで行われるが、比較の対象は、設計上考慮する最大変位以内の範囲に重点を置くべきである。

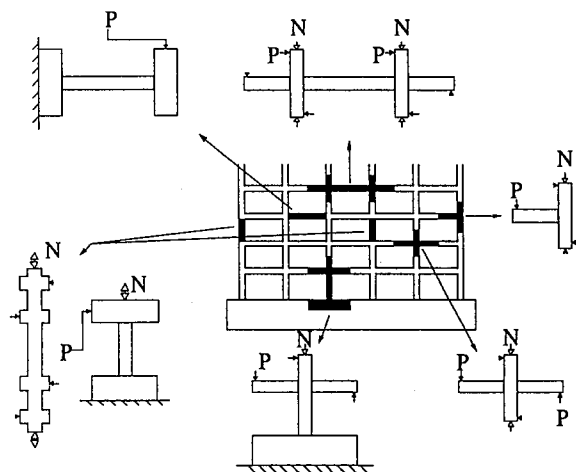


図-1.8 部材実験の試験体

## 1.5 地震応答解析

### 1.5.1 線形解析

鉄筋コンクリートは比較的低応力でひび割れを生じるため、初期剛性に立脚する線形解析は最強地震動に対しては意味がない。ひび割れ断面剛性に立脚する線形解析にはそれなりの意味はあるが、剛性の評価法が不明確なため、今日まで全部の例で最強地震動、限界地震動の両者に対して非線形解析を行っている。

### 1.5.2 質点系の非線形解析

時刻歴の非線形地震応答解析は、多くの場合いわゆるせん断形モデルを用いて行われている。その復元力特性としては、静的弾塑性解析の結果を等価な三折線に単純化した包絡線と、degrading trilinear あるいは Takeda model などの履歴法則が用いられている。せん断形モデル

は解析が容易なモデルとして好まれているが、高次の周期やモードがより厳密なモデルによるものと一致しないこと、塑性範囲で特定の層に層間変位の集中することがあること、部材の塑性率が求まらないこと、などが問題点である。

曲げ変形を別途考慮する曲げせん断形モデルを用いている例もあるが、曲げ変形は終始弾性としている。又ねじれを考慮するときは、各構面をせん断形または曲げせん断形とし、これらを剛床で結合した擬似立体モデルを用いている例が多い。

部材の塑性率が求まらない為、得られた応答層間変位を手がかりにして静的弾塑性解析の結果から部材の塑性率を推定しているものが多い。

### 1.5.3 骨組の非線形解析

上記のせん断形モデルの問題点は、骨組をまともに取り扱った地震応答解析をすれば全て解決する。骨組の非線形地震応答解析は多くの計算量を必要とする解析であるが、最近の計算機の進歩と、ソフトウェアの普及によって比較的容易に行えるようになった。そこで、入力波の種類を限定して骨組系の非線形地震応答解析を行う例が、最近増加している。

### 1.5.4 入力地震動

通常の高層建築物の場合と同様に、標準的なもの、長周期成分をもつもの、地域特性を反映したものの中から3~4波を選定し、その強さはレベル1とレベル2の2段階に設定されている。地震動は最大速度によって基準化し、その値はレベル1に対して25 cm/sec、レベル2に対して50 cm/secにとられている。

### 1.5.5 減衰

振動系の粘性減衰は、内部粘性系で、初期剛性比例型でなく瞬間剛性比例型になってきている。後者の方が幾分応答結果は大きくなる。

### 1.5.6 応答結果

どの設計例も設定した目標以内におさまっているのは当然であるが、限界地震動によっても層としての塑性率が1.0以下のものが多く、設定したドリフト制限の方が厳しくなることが多い。部材の塑性率も2.0程度以下が大部分である。

## 1.6 結び

### 1.6.1 高層RC造実現の技術的要因

高層鉄筋コンクリート構造の実現を可能にした主要要因と、その将来展望を手短かにまとめて述べる。

(1) 小さいスパンと階高：これにより柱軸力と地震時応力の低減が可能になったが、建物用途は住宅に限定され、住宅としてもより大スパンが望まれている。

(2) 整形の平面と立面：ねじれなどの悪影響を排除した。将来の解析技術の進歩は、結果として悪い建物を許す方向になる危険性もある。

(3) 柱断面構成の工夫：コアコンクリートの拘束とせん断補強の為、各種の断面が考案された。また、引張力に対処する為、心鉄筋なども考案された。将来ある程度標準化が進行し、指針なども出来ることが期待される。

(4) 高強度の材料：コンクリート、鉄筋とも、従来の使用材料より高強度である。これを更に高強度化することで現状の制約を脱却することが望まれている。

(5) 鉄筋継手の合理化：現状で、既に主な継手工法は出そろった感があり、これらの淘汰が行われつつある。

(6) プレキャスト化：必要に応じて合理的に使うという柔軟な姿勢と、細部の工夫が今後期待される。

(7) メカニズム確保の技術：ヒンジ断面は十分の強度と靱性を、それ以外は十分の強度を、という耐力設計法の思想はかなり普及してきた。メカニズム確保のための設計指針も学会等から出版されており、今後このような設計法の普及確立が望まれる。

(8) フレーム応答解析法の開発：従来の鉄骨造または鉄骨鉄筋コンクリート造の高層建築の非線形地震応答解析は、ほとんどがせん断形モデルを用いてきたが、鉄筋コンクリートになってから、より詳細なフレームに立脚した地震応答解析を設計に用いることが一般化してきた。この方向の電算機用ソフトの充実が望まれる。

### 1.6.2 高強度材料の必要性

前節で述べた各種の技術的要因の中で、最大のものは高強度材料の登場である。 $F_c = 360 \sim 420 \text{kg/cm}^2$ の高強度コンクリートとSD390のD38あるいはD41の高強度太径鉄筋が普及したことが、30階程度までの高層RC建物の実現にあたって最も重要な要因であった。

しかし、これらの高強度材料、特に高強度コンクリートの使用が公的に認知されるまでには、関係者の非常な努力が必要であった。高強度コンクリートを安定的に建設現場に供給し信頼できる構造物を完成するためには、材料、調合、練混ぜ、運搬、打込み、締固め、養生のすべての段階で、関係者全員の一致した努力が必要であり、それを監督官庁に認めてもらうためにも、また努力が必要になる。

高層RCの設計実務の側から見ると、2つの要求項目が明らかであった。ひとつは現在20階、30階、40階と延びてきた建物高さを更に大きくして、現在鋼構造で実現している60階200mクラスまでRC化すること、もうひとつは現在実現している高さの範囲内で、スパンを大きくして平面計画の自由度を増したいとの要求である。

この2つの要求項目のいずれを実現する為にも、現状を超える高強度材料が必要となる。これがNew RCプロジェクトを発足させる最大の契機となったのである。

### 参考文献

- 1.1) 青山博之:高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学、Vol.24, No.5, pp.4~13, 1986.5.
- 1.2) 園部泰寿:高層鉄筋コンクリート造の現状、コンクリート工学、Vol.29, No.5, pp.15~26, 1991.5.

