

鉄筋コンクリート建物の立体骨組弾塑性解析（その1）

——静的弾塑性解析プログラム「DREAM-3D/S」の開発——

永原 克巳 江戸 宏彰
吉岡 研三

Three-Dimensional Inelastic Frame Analysis of Reinforced Concrete Buildings (Part 1)

——Development of Static Analysis Program——

Katsumi Nagahara Hiroaki Eto
Kenzoh Yoshioka

Abstract

The authors have developed an inelastic static analysis program for three-dimensional frames as part of the total support system for high-rise reinforced concrete buildings based on the ultimate strength design method.

This paper presents an outline of the system in the first place, describes in brief the method of analysis by this program, and gives an example of application. This program is featured by the entire structure modeled as an assembly of column elements with triaxial yielding effect, and wall elements randomly allocated. As a result of application of the program to an actual high-rise reinforced concrete building, the three-dimensional frame behavior of the building, and especially the behaviors of columns under triaxial stress conditions were precisely simulated.

概 要

鉄筋コンクリート建物の部材レベルによる立体骨組の静的弾塑性解析プログラムを開発した。これは従来から開発を進めてきた「超高層 RC 建物の終局強度型一貫設計支援システム」のうちの一つとして行なったものである。

本報告は、そのシステム全体について簡単に説明し、本プログラムの解析法の概要と解析例について述べる。この解析法は、3軸降伏相関関係を考慮できる柱部材モデルと、フレーム内の任意の位置に配置できる壁部材モデルを用いることを特徴としている。これを実際の高層 RC 建物の解析に適用した結果、建物の立体骨組としての挙動や、柱の3軸応力下での挙動を詳細に把握することができた。

1. はじめに

当社では、超高層鉄筋コンクリート建物（以下、超高層 RC 建物）の設計・施工システムとして「大林組高層 RC 設計・施工システム（OHRC-21）」を確立し、昭和60年7月、(財)日本建築センターの技術評価を得た。この「OHRC-21」に基づく設計では、従来の許容応力度設計に水平荷重時の応力を再配分することを許容した一次設計を行ない、続いて大地震時にはり降伏型の全体崩壊形となることを保証する終局強度型設計法による二次設計を行なう。本システムにより、終局状態での建物の保有耐力と変形性能を確保し、耐震安全性の優れた建物の設計を行なうことができる。筆者らは、このような高層 RC 建物の設計を効率よく行なうため、準備計算から応力計算、断面算定さらにその建物の耐震性能の確認を行なうまでの一貫した設計を可能とする「超高層 RC 建物の終局強度型一貫設計支援システム」（以下、設計支援システム）の開発を進めてきた¹⁾。

一方、今日の RC 建物はこのような高層化の外、建物の用途の多様化によって不整形なあるいは特殊な（チューブ構

造等）構造形式が増加の傾向にあり、このような建物の設計においては地震等の外力方向に一致しないフレームの影響や、建物全体のねじれ変形を考慮した挙動を把握することが不可欠となってきている。また、(社)日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)」にみられるように、整形な建物においても耐震安全性を高めるため、地震動の2方向入力時の影響を検討する必要性が問われるようになってきた。

そこで、設計支援システムのうちの一つとして、部材レベルによる立体骨組の静的弾塑性解析プログラム「DREAM-3D/S」を開発した¹⁾。これは、任意方向からの外力に対する建物の三次元弾塑性挙動を把握することを目的としており、2方向の曲げと軸方向力の3軸降伏相関関係を考慮できる柱部材モデルと、フレーム内の任意の位置に配置でき、モーメント分布の反曲点移動や直交ばりの効果を取り入れることのできる壁部材モデルを用いることを特徴としている。

本報告は、設計支援システム全体を簡単に述べ、本プログラムの概要と解析例を示す。

2. 超高層 RC 建物の終局強度型耐震設計法

OHRC-21で用いている終局強度型耐震設計法については文献2)に述べられているので、ここではその特徴について簡単に示す。本耐震設計法では、

① 建物の崩壊機構がはり降伏型の全体崩壊形となるように設計し、大地震時のエネルギー吸収を建物全体で行なう。

② 隅柱の軸力制限や、崩壊機構時の柱設計用応力の割増しなどに、地震動の2方向入力による影響を考慮する。

③ 柱、はり、さらには柱はり接合部の終局強度設計を行ない、降伏ヒンジを生じさせる部位については終局時に十分な変形能を確保できるように靱性設計を行なう。

④ 弾塑性地震応答解析プログラム(1質点系, 多質点系, フレーム解析等)を駆使し、建物の耐震安全性を確認する。

3. 設計支援システムの概要

この耐震設計法の流れと設計支援システム¹⁾との対応を図-1に示す。

設計支援システムは、一次設計(準備計算, 許容応力度設計), 二次設計(終局強度設計), 及び耐震性能の確認(各種弾塑性地震応答解析)の三つにより構成されている。これらは連結使用以外に各々単独使用もでき、さらには各プログラム内の処理ステップごとに中間検討を加えながら作業を進めることも可能である。

3.1 適用範囲

構造種別: RC フレーム構造物

及び連層耐震壁を有する RC フレーム構造物

建物規模: 全層数 (N) ≤ 50

スパン数 (X, Y) ≤ 18

かつ

$$(N+1) \times (X+1) \times (Y+1) \leq 12,500$$

高層 RC 建物に特有の材料である高強度コンクリート, 高強度太径鉄筋, 異形 PC 鋼棒, せん断補強用鉄板などを考慮できる。

3.2 一次設計

一次設計ではプログラム「STREAM-H」を使用し、長期荷重時と地震荷重時の応力に対して許容応力度設計を行なう。

まず準備計算で荷重, 層重量, 層剛性を求め、固有値解析, 弾性地震応答解析を行なって、建物の実情に即した地震荷重を決定する。応力計算は、長期荷重時応力は固定法または変位法, 水平荷重時応力は D 値法または変位法(必要に応じ弾性立体応力解析を行なう)により求める。水平荷重時の応力については外柱の変動軸力の低減のためや局部的な応力集中をさけるため、はりの曲げモーメントを20%以下の範囲で再配分することができる(応力再配分)。このとき、はりせん断力及び柱応力(上・下の柱の曲げモーメントは再配分前の応力比に従う)も再計算される。次に、これら求められた応力に対して通常の許容応力度設計によ

る断面算定を行なう。

3.3 二次設計

二次設計ではプログラム「STREAM-Z」を使用し、建物の崩壊機構がはり曲げ降伏型の全体崩壊形となることを保証する終局強度設計を行なう。

一次設計の断面算定結果からはりの曲げ終局強度を求め、荷重増分法, または節点振り分け法を用いて崩壊機構時の部材応力を算定する。そして、崩壊機構時に降伏することを設定した部材(はり, 最下層柱脚及び最上層柱頭)の靱性設計と、降伏しないと設定した部材(上記以外の柱)の終局強度式を用いた強度設計を行なう。靱性設計では、降伏部材が十分な変形能を確保できるように提案された式を用いる。強度設計では崩壊機構時の応力を割増したのに対して設計を行なう。その際には、柱の軸方向力の制限も考慮し、大地震時の2方向入力に対して非降伏部材が十分な強度を確保できるように配慮する。また、柱はり接合部はせん断力に対して強度設計を行なう。耐震壁は曲げあるいは浮き上がりによる崩壊機構を想定したときの応力に対する終局強度設計を行なう。これらの靱性設計, 強度設計の終了後、決定された配筋を用いて荷重増分法などによる保有耐力の算定と崩壊機構の確認を行なう。

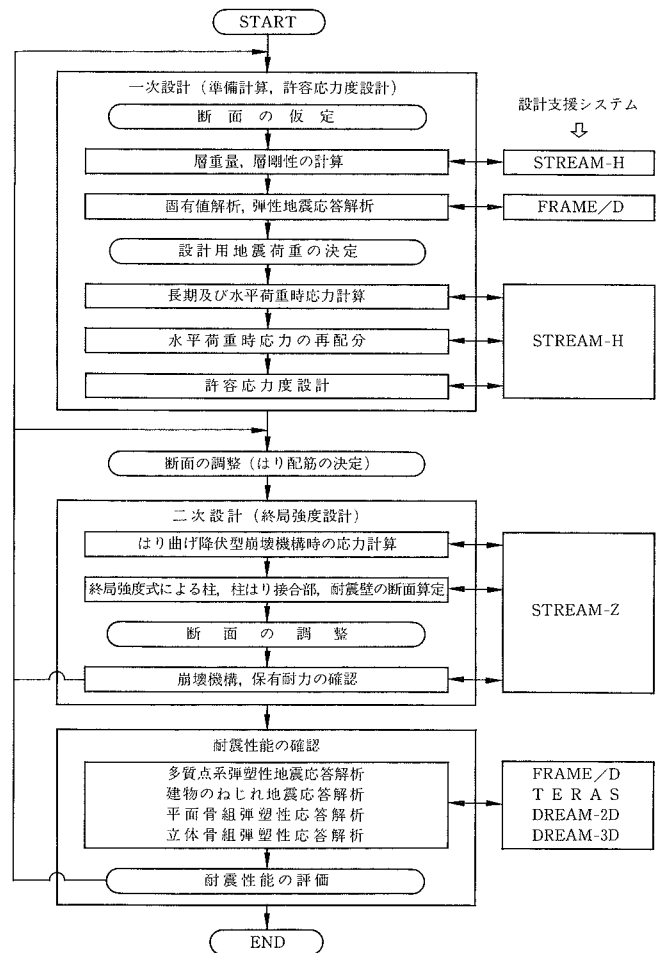


図-1 耐震設計の流れと設計支援システム

3.4 耐震性能の確認

多質点系による弾塑性地震応答解析及び弾塑性ねじれ地震応答解析, さらには部材レベルの平面及び立体骨組弾塑性解析を行ない, 建物全体や層のみならず部材の弾塑性挙動から耐震安全性を確認する。

4. 立体骨組弾塑性解析

設計支援システムのうち, この度新たに開発した立体骨組弾塑性解析プログラム「DREAM-3D/S」¹⁾についてその解析法の概要, 及び解析例について述べる。

4.1 入力形式と適用範囲

対象建物は RC 造の線材, 壁材等により構成される任意形状の立体骨組構造物である。

入力形式には, 任意形状の骨組に対処して使用者が各節点・各部材ごとに入力する方法の外, 二次設計プログラム等の入出力データを用いて入力する方法 (整形骨組入力) がある。整形骨組として入力する場合は3.1節に示した制限を受けるが, 任意形状の骨組として入力する場合は要素数に制限はない。

4.2 解析手法

プログラムの主な構成を図-2 に示す。

建物は立体骨組としてモデル化し, 建物全体のねじれ変形が考慮される。節点の面外変形を拘束することによって平面骨組解析を行なうことができる。また, 建物が大規模な場合, 建物を部分構造に分割して処理するサブストラクチャー法を適用できる。

解析は, 増分解析法を用いて骨組の変位, 部材の材端変位, 材端力等を逐次求めていく主解析と, その初期条件を求める初期解析からなる。

4.2.1 初期解析 初期解析では, 節点集中荷重, はり・

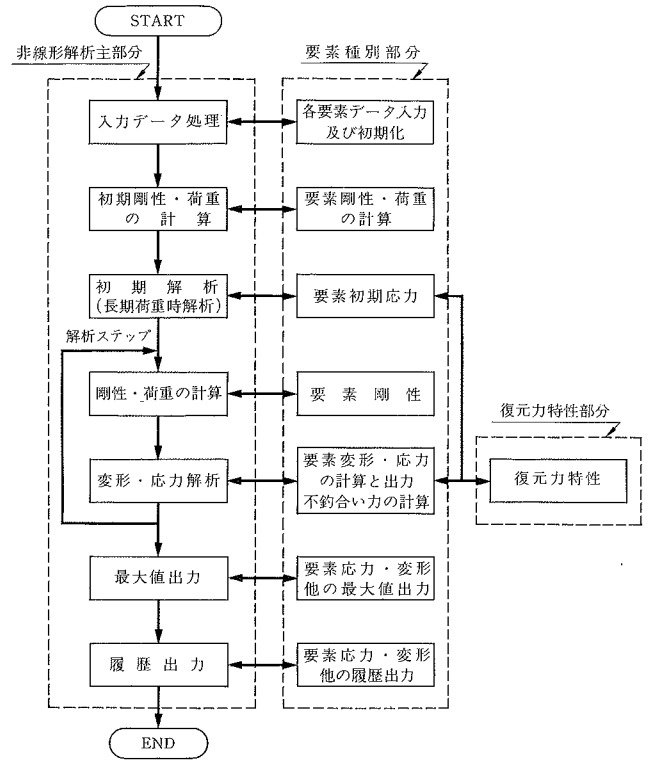


図-2 プログラムの構成

柱要素の固定端力を入力し, 長期荷重時等の応力と変形を求める。なお, 不釣合い力は Newton Raphson 法もしくは修正 Newton Raphson 法を用いた収束計算により解除する。

4.2.2 主解析 主解析は荷重制御又は変位制御による増分解析法で行なう。荷重制御で剛性が特異となったときは自動的に変位制御に移行し, 架構の不安定領域においても解析が可能となっている。不釣合い力の解除は, 次ステップで行なう。また, 解析途中における任意ステップで中断・続行が可能であり, 解析結果に検討を加えながら計算を進めることができる。部材の限界塑性率・応力を指定し, それらの値を超えた時点で計算を中止することもできる。

4.3 部材モデル

部材モデルの一覧を表-1 に示す。

ここでは, 立体骨組のより実情に即した解析を行なうために重要な柱と壁の二つの部材モデルについて述べる。

4.3.1 柱部材 柱の3軸解析モデルは, 材端における軸方向力と2軸曲げの降伏相関関係を降伏曲面を用いることなく自動的かつ容易に表現できるものとする。即ち, 材端の断面をコンクリート及び鉄筋と等価な軸ばね (以下, それぞれCばね, Sばね) に分割するMSモデル³⁾を基本とし, 断面を高層化による高配筋への対応のため9分割する (図-3)。このとき, 図-4 (b) より i 番目のばねの変位増分 $\Delta\delta_i$ と軸方向応力増分 ΔN_i は次式で表わされる。

$$\Delta\delta_i = \Delta\delta + \Delta\theta_x \cdot x_i + \Delta\theta_y \cdot y_i \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\Delta N_i = (k_{S1} + k_{C1}) \cdot \Delta\delta_i \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに, $\Delta\delta$: 断面中央の軸方向変位増分

$\Delta\theta_x, \Delta\theta_y$: X, Y 各方向の断面の回転増分

表-1 部材モデル一覧

部材	変形成分	要素モデル	特徴	イメージ図
はり	軸方向	軸方向ばね	・反曲点の移動を考慮 ・材端ばねモデルにより鉄筋の抜け出しを考慮	
	曲げ	片持ばり結合モデル + 材端ばねモデル	・鉛直面内自由度のみ考慮	
		せん断	せん断ばね	
柱	軸方向	軸方向ばね + 3軸解析モデル(材端)	・N-Mx-My降伏相関関係を考慮 ・鉄筋ばねの復元力特性により鉄筋の抜け出しを考慮	
	曲げ	3軸解析モデル(材端)	・コンクリートばねの引張強度を考慮 ・XY2方向のせん断変形を考慮 (相関は考慮なし)	
	せん断	せん断ばね		
壁	軸方向	軸方向ばね(壁板) + 付帯柱の軸方向変形	・フレーム内の任意の位置に配置可能 ・直交フレームの挙動が反映される	
	曲げ	片持ばり結合+材端ばねモデル(壁板) + 付帯柱の軸方向変形	・片持ばり結合モデルにより反曲点の移動が考慮できる	
	せん断	せん断ばね		
接合部パネル	せん断	せん断ばね	・柱はり接合部のXY2方向のせん断変形を考慮 (相関は考慮なし)	
結合ばね	軸方向	軸方向ばね	・基礎や杭のスウェイ, ロッキング, 浮き上りを模擬できる	
	曲げ	回転ばね	・2節点間に対し, 任意方向にばねを結合できる	

x_i, y_i : ばねの断面対象軸からの距離
 k_{S1}, k_{C1} : Sばね, Cばねの瞬間剛性

ところで, 断面の応力増分とばねの応力増分の関係は次式のように与えられる。

$$\{\Delta N, \Delta M_x, \Delta M_y\}^T = \Sigma([B]^T \cdot \Delta N_i) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに, $[B] = [1, x_i, y_i]$
 従って, (1), (2), (3)式より断面の応力増分と変形増分の関係が次のように求められる。

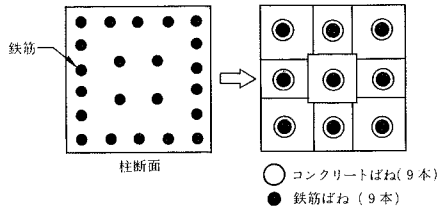


図-3 柱断面の9分割

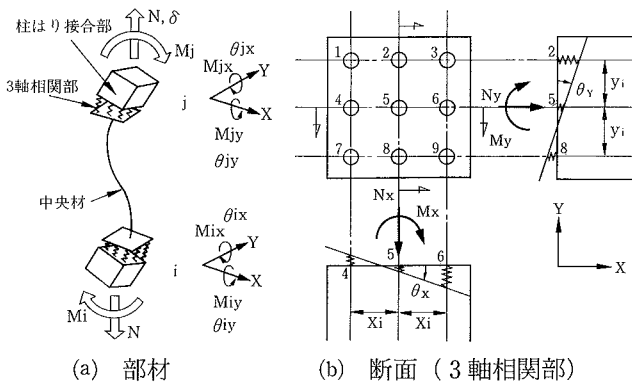


図-4 柱部材の応力と変形

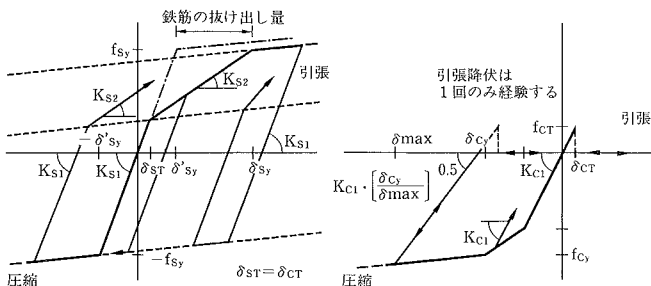


図-5 鉄筋ばねの復元力特性ルール

図-6 コンクリートばねの復元力特性ルール

表-2 柱部材の曲げ降伏の定義 (一例)

	引張降伏	圧縮降伏
一軸応力下での降伏すべきばねの位置エネルギーの和	$E_T = \Sigma_{1,4,7}$ (Sばね, Cばね)	$E_C = \Sigma_{3,6,9}$ (Sばね, Cばね)
ステップごとの降伏判定	$E_{T1} \geq E_T$: 降伏	$E_{C1} \geq E_C$: 降伏

$$\{\Delta N, \Delta M_x, \Delta M_y\}^T = [k_P] \{\Delta \delta, \Delta \theta_x, \Delta \theta_y\}^T \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに, $[k_P]$: 断面の瞬間剛性マトリクスで,

$$[k_P] = \Sigma([B]^T \cdot (k_{S1} + k_{C1}) \cdot [B])$$

断面の分割, 及び軸ばねの復元力特性 (図-5, 6) は, 断面の応力の中立軸が中央にあると仮定し, 圧縮側Sばね・Cばね, 引張側Sばねが同時に降伏する釣合い軸力時と曲げひび割れ時の応力と変形の関係, 及び部材の弾性剛性から定める。Sばねの復元力特性には柱はり接合部からの主筋の抜け出しによる変形を考慮する。さらに, 部材の2方向のせん断変形(相関関係は無視), 軸方向変形についても弾塑性ばねを設けその非線形性を考慮している。ただし, 部材のねじれ変形は考慮しない。

今, 中央材は弾性で X, Y 方向の曲げと軸方向の変形をそれぞれ独立とし, この瞬間剛性を $[k_E]$ とすると,

$$\{\Delta D\}_E = [k_E]^{-1} \{\Delta P\}_E \quad \dots\dots\dots(5)$$

と表わされる。ここに,

$\{\Delta D\}, \{\Delta P\}$: 材端の変位増分と応力増分で,

$$\{\Delta D\} = \{\Delta \delta, \Delta \theta_{ix}, \Delta \theta_{iy}, \Delta \theta_{jx}, \Delta \theta_{jy}\}^T$$

$$\{\Delta P\} = \{\Delta N, \Delta M_{ix}, \Delta M_{jx}, \Delta M_{iy}, \Delta M_{jy}\}^T$$

また, MS モデルは i 端, j 端とも互いに独立であり, 各々の(4)式を上式のように 5×5 のマトリクスの関係に変更して次のように表わす。

$$\{\Delta D\}_{P_i} = [k_P]_i^{-1} \{\Delta P\}_{P_i} \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\{\Delta D\}_{P_j} = [k_P]_j^{-1} \{\Delta P\}_{P_j} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここで, (5), (6), (7)式の添字の E と P はそれぞれ中央材と材端の3軸相関部 (MS モデル) を意味する。

MS モデルと中央材は直列だから材端の変位増分は,

$$\{\Delta D\} = \{\Delta D\}_E + \{\Delta D\}_{P_i} + \{\Delta D\}_{P_j}$$

MS モデルは物理的長さを持たないので, 材端の応力増分は中央材の応力増分と等しく,

$$\{\Delta P\} = \{\Delta P\}_E = \{\Delta P\}_{P_i} = \{\Delta P\}_{P_j}$$

と表わされる。よって, 材端の応力増分と変位増分の関係は次式で与えられる (図-4 (a))。

$$\{\Delta D\} = [K_C]^{-1} \{\Delta P\} \quad \dots\dots\dots(8)$$

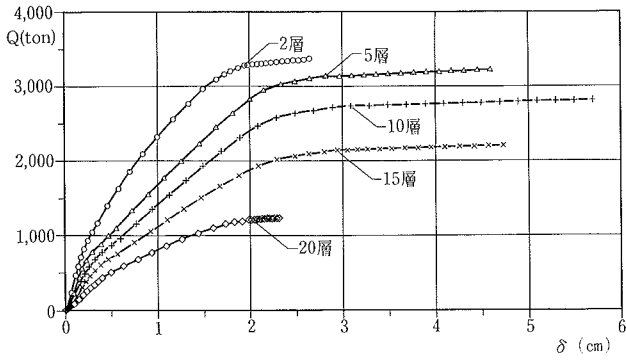
ここに, $[K_C]$: 部材の瞬間剛性で

$$[K_C] = [[k_E]^{-1} + [k_P]_i^{-1} + [k_P]_j^{-1}]^{-1}$$

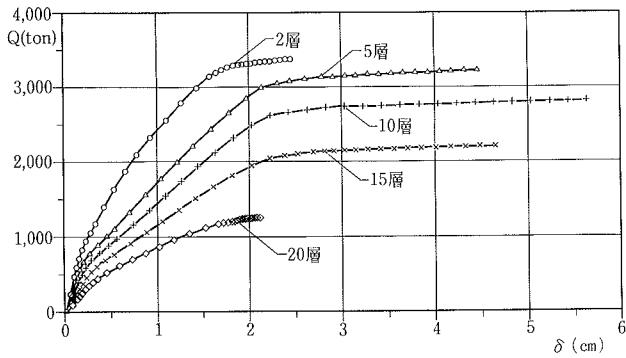
降伏判定は, 1軸応力下で降伏に寄与するばねの降伏時の位置エネルギーの和と解析ステップごとの同一ばねのそれらの和との比較により行なう。材端の曲げ変形に対する塑性率は, 最初に降伏したときの変形を降伏変形と定義し, X, Y 方向別々に算定する (表-2)。

柱部材モデルの妥当性を検討した一例を図-7に示す。これより, 材端の $M \sim \theta$ 関係を比較的良好にシュミレートできることが分かる。

4.3.2 壁部材 壁部材モデルは直交するフレームの挙動を考慮するため, 付帯柱と壁板部分をそれぞれの要素に置換する壁谷沢モデル⁴⁾を用いた。付帯柱は柱部材と同じ3軸解析モデル(ただし, 壁面内方向は両端ピン接合)として,

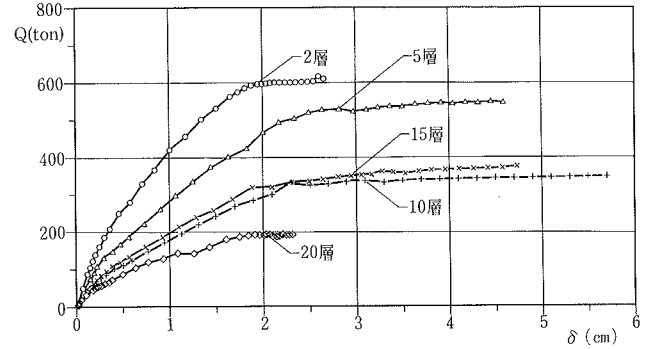


(a) 平面解析

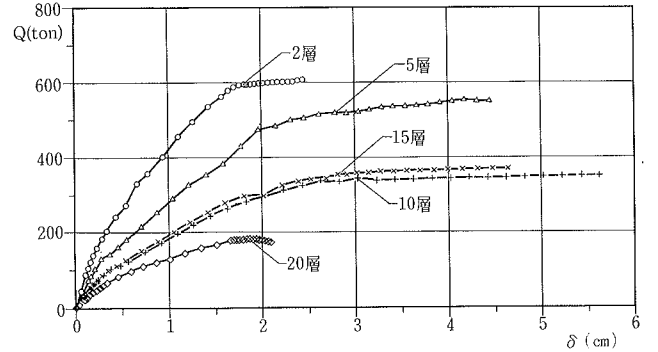


(b) 立体解析

図-10 建物全体の Q~δ 図



(a) 平面解析



(b) 立体解析

図-11 ④フレームの Q~δ 図

は剛域とした。

各層を剛床と仮定し、その重心に設計用水平力分布モードの外力を漸増増荷させた。なお、一次設計用ベースシア係数 C_B は 1 階で X 方向 0.125, Y 方向 0.115 である。

解析は、図-9(a)に示す X, Y 方向それぞれの単独増荷とそれら 2 方向同時増荷 (以下、斜め方向増荷) の 3 種類の増荷方向について行った。Y 方向増荷については、比較のため平面骨組解析 (直交方向のほりを取り除き、節点の面外方向の変形を拘束) も行った。

4.6.3 解析結果 ここでは立体骨組解析 (以下、立体解析) と平面骨組解析 (以下、平面解析) の結果の比較と、斜め方向増荷による解析結果について述べる。

① 立体解析と平面解析の比較

主な層の重心位置における層せん断力 (Q) ~ 層間変位 (δ) 関係を図-10に示す。いずれの層も解析モデルの違いによる耐力、剛性の明確な差はない。同様に、途中階のほり抜けのため、直交ばりの有無による影響が最も顕著に現われると思われる④フレームにおいてもほとんど差がない (図-11)。

あるフレームのある層の層間変形角が最初に 1/100 (地震速度 50 kine 応答における層間変形角の設計クライテリ

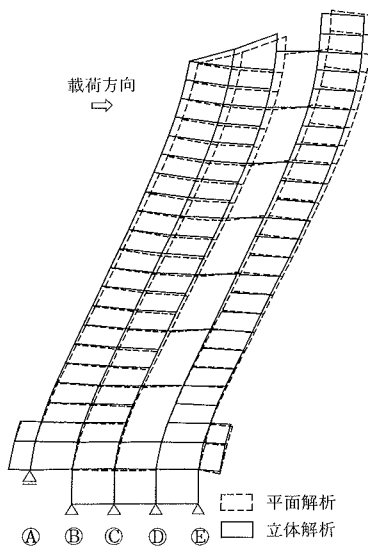
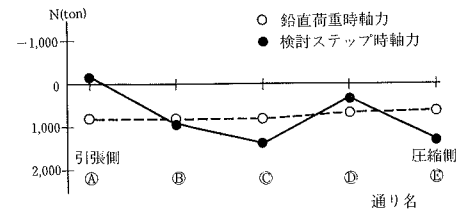
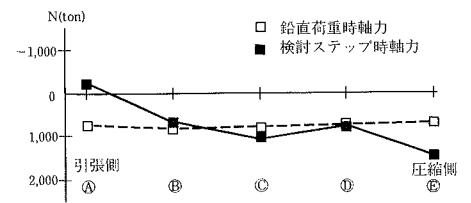


図-12 ④フレームの変位図



(a) 平面解析



(b) 立体解析

図-13 ④フレーム 1 階の柱軸方向力

ア) を越える増荷ステップにおける④フレームの変位図を図-12に、ヒンジ図を図-14, 15(a)に示す。

変位図では、引張側 2 スパンと圧縮側 1 スパンの軸方向変形量の違いから、平面解析の方がほり抜けのあるスパン両端の軸方向の変位差が大きい。フレーム全体の水平変位も平面解析の方が大きい。ヒンジ図を比較すると、立体解析の方がヒンジ発生が少なく、塑性率の最大値も平面解析で 1.97, 立体解析で 1.66 と立体解析の方が小さい。特にほり抜けのあるスパンにその傾向が著しい。図-13にこのス

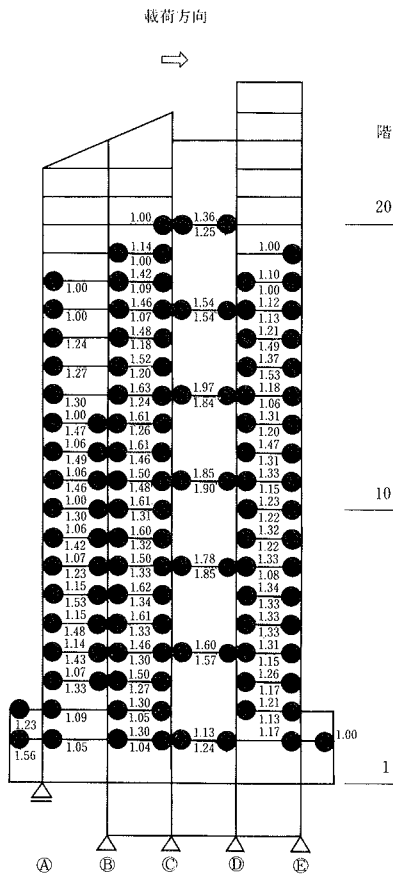
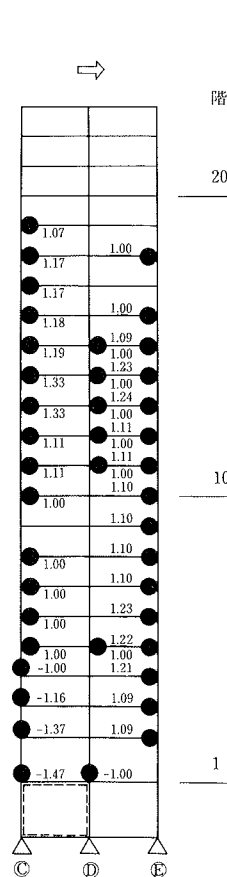
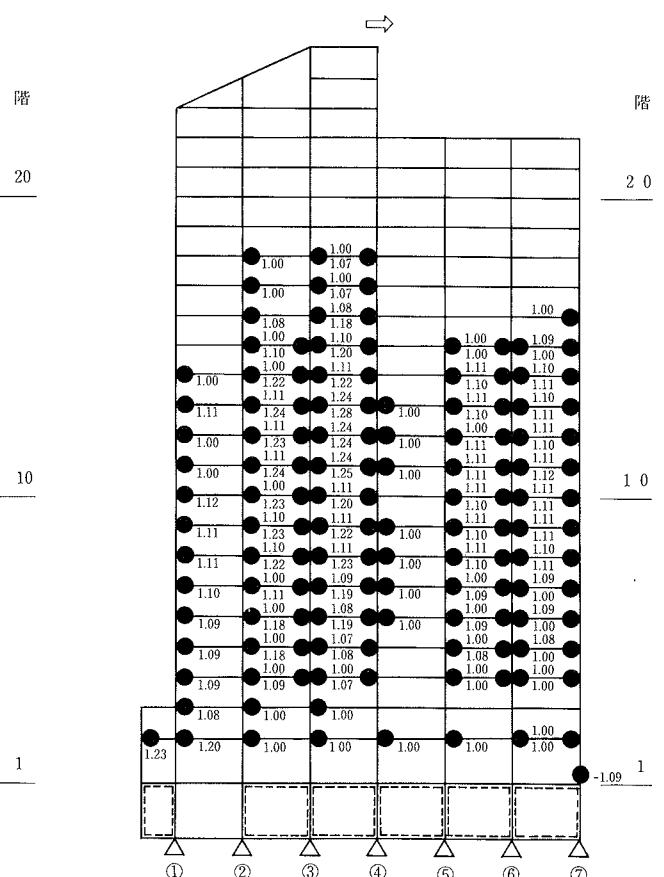


図-14 平面解析のヒンジ図 (Y方向荷重, ④フレーム)

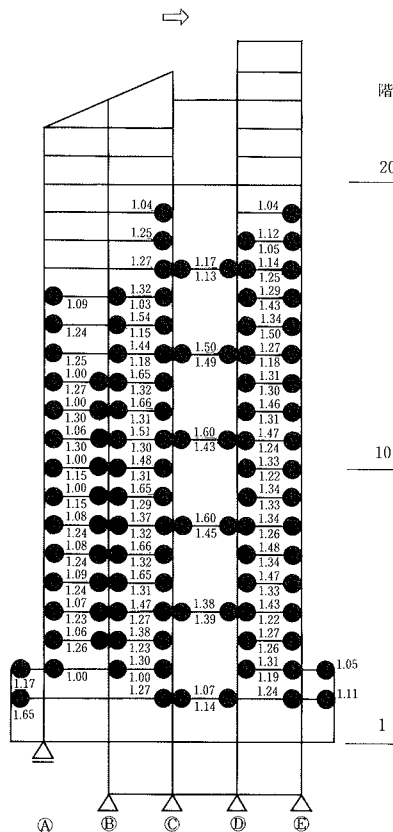


(a) ①フレーム

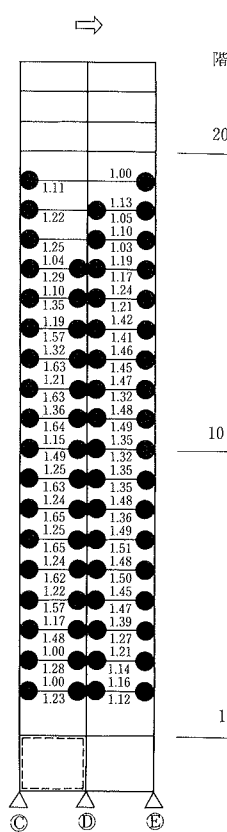


(b) ④フレーム

図-16 立体解析のヒンジ図 (斜め方向荷重)



(a) ④フレーム



(b) ①フレーム

図-15 立体解析のヒンジ図 (Y方向荷重)

テップにおける④フレームの1階の柱軸方向力の変動の違いを示す。平面解析では③, ④通りの柱が外柱に近い応力変動を示しているが、立体解析では直交はりの効果によって柱の軸方向力が他のフレームへ流れるため、他の中柱と同様にその変動量が小さくなっている。

② 斜め方向荷重の解析結果

あるフレームのある層の層間変形角が最初に1/100を超えたときのヒンジ図を図-16に示す。このときの部材の最大塑性率ははりで1.33, 柱で1.47であった。

Y方向荷重では、①フレームはほぼ降伏形の崩壊機構の様相を示しているが、まだ1階(2層)柱脚は降伏していない(図-15(b))。一方、斜め方向荷重の場合は、③フレームとの2方向の引張軸方向力を受ける③-①の柱脚が4階まで降伏している。これは2方向の引張軸方向力を受ける外柱であり設計では降伏が許容されている。なお全フレームを見ると、ある層の重心位置における層間変形角がXあるいはY方向について1/50を超える最終ステップにおいても、1階柱脚を除けば、中柱及び圧縮軸方向力を受ける外柱は降伏していない。

1階柱脚で降伏した代表的な柱のN-M_x-M_y相関関係の追跡結果を、阿部の提案する強度包絡曲

面⁶⁾の図の上に示す (図-17)。いずれも軸方向力の増減に伴い強度包絡曲面とほぼ一致するところで降伏している。圧縮側柱 (Ⓓ-⑦) では降伏時にⒹフレーム側の上層の多数のはりがほぼ同時に降伏して、剛性の低下した X 方向へ変形が流れるため、降伏後の圧縮軸方向力の増加がなくなり、曲げモーメントが M_y 方向に流れている。引張側柱 (Ⓒ-①) では降伏後も未降伏ばりの応力の上昇により、さらに引張軸方向力が増加し、曲げ耐力が低下している。

4.6.4 考察 以上の解析結果から次のことが言える。

① 本建物は不整形平面形状であるが偏心率が少ないため、平面解析と立体解析の違いによる層の耐力、剛性の明確な差はなかった。

② しかし、平面解析でははり抜けのあるスパン両端の柱が外柱と同様の挙動を示し、立体解析と比較してはりの

ヒンジ発生が早く塑性率が大きい。これは、立体解析では直交ばりによって軸方向変形が拘束され、その柱の軸方向力が直交フレームへ流れるのに対して、平面解析ではこの直交ばりの効果が考慮されないためである。

③ 斜め方向载荷した場合は、一方向载荷とはヒンジ発生状況が大きく異なり、2方向の引張軸方向力を受ける柱が下層階で降伏する。しかし、全フレームを見ると、ある層の重心位置における層間変形角が X あるいは Y 方向について $1/50$ を超える最終ステップにおいても、一階柱脚を除けば、中柱及び圧縮軸方向力を受ける外柱は降伏していない。これらにより「OHRC-21」で用いている設計法が妥当であることが確認できた。

④ また、本解析法によって3軸応力下における柱の弾塑性挙動を追跡することが可能となった。

5. 結び

RC建物の弾塑性挙動をより適確に把握するために、部材レベルによる立体骨組の静的弾塑性解析プログラムを開発し、実際の高層RC建物の解析に適用した。

これにより、従来の平面骨組による解析だけでは捉えることのできない立体骨組としての挙動や、柱の3軸応力下での挙動を詳細に追跡することができた。

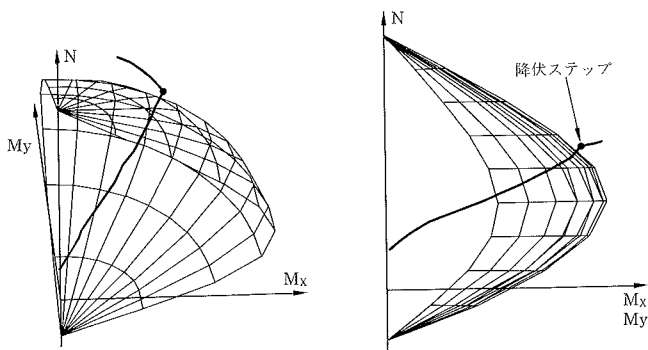
謝辞

本解析プログラムを含む設計支援システムは、当社「RC超高層集合住宅研究開発グループ」の研究開発の一環として、本社電子計算センター、同集合住宅部と共同で開発を行なった。

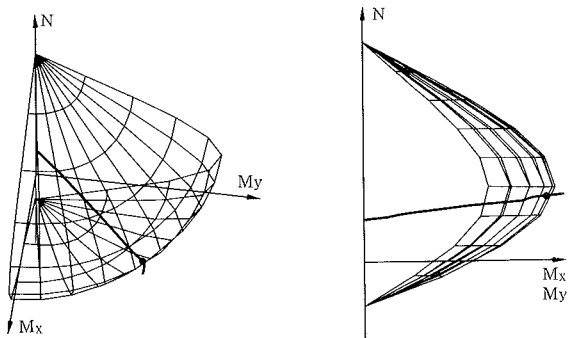
また、本店建築設計第六部からは、開発段階において実務設計へ適用する立場からの貴重な御意見と、本報告の解析建物のデータを提供していただいた。関係各位に深く感謝致します。

参考文献

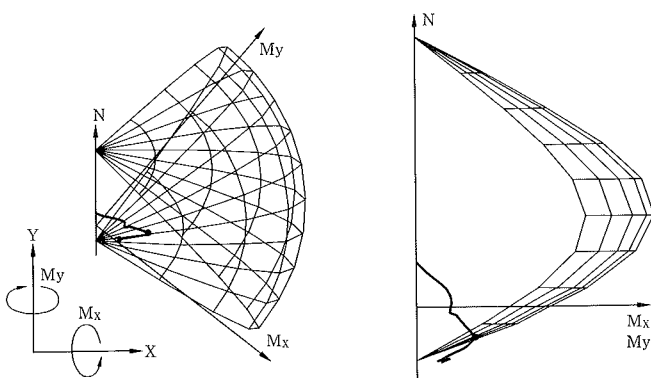
- 1) 野村, 永原, 他: 高層RC建物の終局強度型一貫設計支援システム (その1) (その2), 第11回情報・システム・技術・利用シンポジウム, p. 145~156, (1989)
- 2) 武田, 他: 超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 31B, p. 251~264, (1985)
- 3) 李, 他: 3方向の変動力を受けるR/C柱の挙動に関する研究 (その2), 日本建築学会関東支部研究報告集, p. 157~160, (1986)
- 4) 青山, 他: 一日米共同研究—鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究 (その17), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1583~1584, (1982)
- 5) 金沢, 他: 23階建鉄筋コンクリート造建物の耐震設計 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 813~814, (1989)
- 6) 阿部: 鉄筋コンクリート柱の曲げ終局耐力算定式と強度包絡曲面, 日本建築学会構造系論文報告集, 第366号, p. 94~105, (1986)



(a) 圧縮側柱 (Ⓓ-⑦)



(b) 中柱 (Ⓒ-④)



(c) 引張側柱 (Ⓒ-①)

図-17 1階柱脚の N-Mx-My 相関関係図