

鉄筋コンクリート建造物の弾塑性地震応答解析(その2)

—材端剛塑性バネ法によるフレーム解析法の拡張解法—

江戸 宏 彰
武田 寿 一

Inelastic Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings (Part 2) —Extensive Frame Analysis by Rigid-Inelastic Rotational Springs at Member Ends—

Hiroaki Eto
Toshikazu Takeda

Abstract

This report presents generalized method of the inelastic frame analysis of reinforced concrete frame structures subjected to earthquake motions.

In the previous analysis method by Yoshioka et al., inelastic flexural characteristics of columns and beams are represented by imaginary rigid-inelastic rotational springs at member ends and the idealized hysteresees of degrading trilinear type are defined in the moment-rotation relationships of these rotational springs.

Further in this analysis, the shearing deformations of column-beam joints (shear panels) are considered and the idealized hysteresees of degrading trilinear type are defined in the shearing stress-shearing strain relationships of columns, beams and shear panels. And 30 stories, 8 bays frame structures can be analyzed.

As an example, the analytical results of 3 bays-3 storied frame structure are discussed and compared with the analytical results by multi-lumped shear model.

概 要

本報告は、その1で吉岡等によって報告された鉄筋コンクリート建造物の弾塑性地震応答フレーム解析法を拡張した一般解法について述べるものである。

吉岡等による解析法では、柱及び梁の曲げの塑性性状を材端に挿入した仮定の剛塑性回転バネによって表わし、この回転バネのモーメント～回転角関係の復元力特性を Degrading Tri-Linear 形に理想化して定義している。

本解析法ではさらに、柱の軸方向変形及び柱梁接合部(パネル)のせん断変形を考慮し、柱、梁及びパネルのせん断応力度～せん断変形角関係の復元力特性を Degrading Tri-Linear 形に理想化して定義している。なお、本プログラムは、30層8スパンの骨組まで解析可能である。

解析例として、3層3スパン骨組の解析を行い、本解析法による解析結果とせん断型多質点系モデルによる略算解析結果との比較、検討を行った。

1. 序

強震時のRC建物の弾塑性挙動を実状にできるだけ忠実に追跡することを目的として、弾塑性地震応答フレーム解析(精算解析)が行われ、建物の弾塑性地震応答解析として一般に用いられているせん断型多質点系モデルによる解析(略算解析)は、柱崩壊型でない

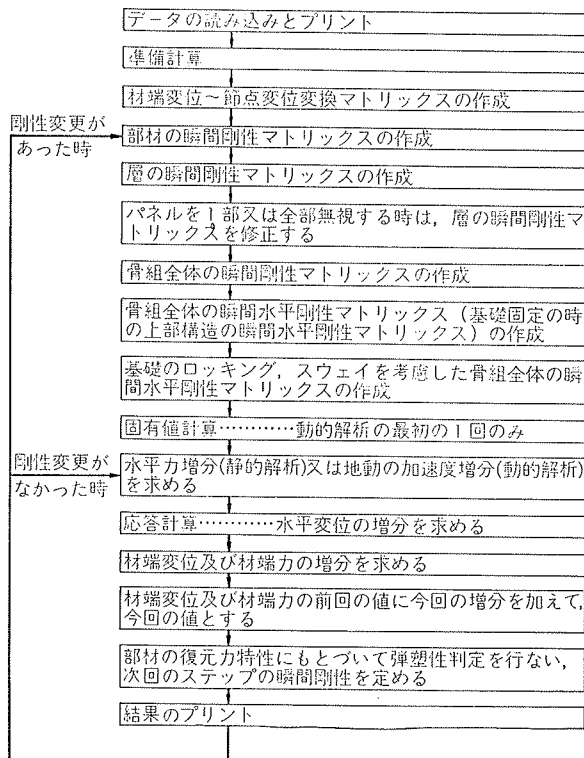
建物の場合には問題があることが指摘されている³⁾。

精算解析では、建物を柱、梁、パネル、耐震壁などの部材に分割してとらえて、各構成部材ごとに復元力特性を定義し、各時間増分ごとの骨組全体の瞬間剛性の検討を、仮定した部材の復元力特性に立脚して行う。従って、地震時の各構成部材の弾塑性挙動を追跡することができる。

前報⁷⁾で吉岡等によって報告された精算解析は、多スパン均等ラーメンの中央部の柱を梁の反曲点から取り出したヤジロベ型フレームを対象とする解析法で、柱及び梁の曲げの塑性性状を材端に挿入した仮定の剛塑性回転バネによって表わし、この回転バネのモーメント M ~ 回転角 θ 関係の復元力特性を Degrading Tri-Linear 形に理想化して定義している。また、柱及び梁の塑性時の曲げ変形に、パネルからの引張鉄筋の抜け出しによる付加変形を考慮している。

本解析法では、この吉岡等による解析法を30層8スパンの一平面構面まで拡張し、さらに柱の軸方向変形及びパネルのせん断変形を考慮し、柱、梁及びパネルのせん断応力度 τ ~ せん断変形角 γ 関係の復元力特性をそれぞれ独立に Degrading Tri-Linear 形に理想化して定義している。

本報告では、本解析法の概略を述べ、さらに解析例として、3層3スパン骨組の解析を行い、本解析法による静的応答解析 (任意の水平力分布モードの静的水平力増分によって、建物の崩壊過程を追跡する) 結果の検討、及び動的応答解析 (任意の地震波による地震応答解析) 結果とせん断型多質点系モデルによる略算解析結果との比較、検討を行った。



図一 1 解析の流れ

2. 解析法

2.1. 解析仮定

- (i) 床は剛、即ち、各層の水平変位の自由度は 1 とする。
- (ii) 幾何学的非線形は考慮しない。
- (iii) 増分法を用い、増分内では剛性は一定とする。
- (iv) 部材の考慮する変形は、
柱……………曲げ、せん断、軸方向変形
梁……………曲げ、せん断変形
パネル…せん断変形
とし、柱の軸方向変形は弾性とする。
- (v) 柱の曲げ及びせん断、パネルのせん断に対する復元力特性には、水平力による柱の軸方向力の変動の影響は考慮しない。
- (vi) 柱及び梁のせん断に対する復元力特性には、水平力によるモーメント～せん断力比の変動の影響は考慮しない。

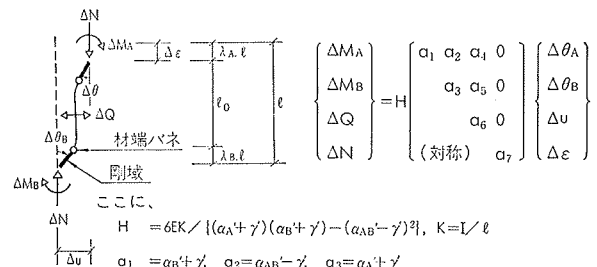
2.2. 解析の流れ

図一 1 に、解析の流れを示す。固有値計算は Jacobi's Method、減衰マトリックスは Reyleigh 型、数値計算は Linear Acceleration Method を用いている。

2.3. 部材の瞬間剛性マトリックス

解析の流れに沿ったマトリックス計算は、文献(4)、(6)などに詳述されているので、ここでは省略し、部材の瞬間剛性マトリックスについてのみ述べる。

(i) 柱

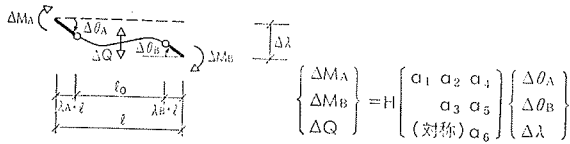


$$\begin{Bmatrix} \Delta MA \\ \Delta MB \\ \Delta Q \\ \Delta N \end{Bmatrix} = H \begin{Bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & \alpha_4 & 0 \\ \alpha_3 & \alpha_5 & 0 & \\ & \alpha_6 & 0 & \\ (対称) & & \alpha_7 & \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta u \\ \Delta \epsilon \end{Bmatrix}$$

ここに、
 $H = 6EK / \{ (\alpha_A' + \gamma)(\alpha_B + \gamma) - (\alpha_{AB}' - \gamma)^2 \}$, $K = I / \ell$
 $\alpha_1 = \alpha_B' + \gamma$, $\alpha_2 = \alpha_{AB}' - \gamma$, $\alpha_3 = \alpha_A' + \gamma$
 $\alpha_4 = -(\alpha_B' + \alpha_{AB}') / \ell$, $\alpha_5 = -(\alpha_A' + \alpha_{AB}') / \ell$
 $\alpha_6 = -(\alpha_4 + \alpha_5) / \ell$, $\alpha_7 = (EAN / \ell_0) / H$
 $\alpha_A' = 2 \{ (1 - \lambda_A)^2 - \lambda_B^3 \} + \{ (1 - \lambda_A)^2 S_A + \lambda_B^2 S_B \}$
 $\alpha_B' = 2 \{ (1 - \lambda_B)^2 - \lambda_A^3 \} + \{ (1 - \lambda_B)^2 S_B + \lambda_A^2 S_A \}$
 $\alpha_{AB}' = \{ 1 - 3(\lambda_A^2 + \lambda_B^2) + 2(\lambda_A^3 + \lambda_B^3) \} + \{ \lambda_A(1 - \lambda_A)S_A + \lambda_B(1 - \lambda_B)S_B \}$
 $S_A = 6EK / K_A$, $S_B = 6EK / K_B$, $\gamma = 6EK \lambda(1 - \lambda_A - \lambda_B) / \beta G A \ell$
 $K_A, K_B =$ 材端バネの瞬間回転剛性, $\beta G =$ 材の瞬間せん断剛性

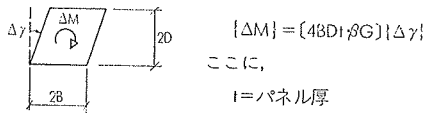
弾性時には、 $K_A = K_B = \infty$ 即ち $S_A = S_B = 0$, $\beta = 1$ で、通常の曲げ・せん断・剛域を考慮したたわみ角法と一致する。塑性時には、 K_A , K_B 及び βG が変化する。

(ii) 梁



記号は柱と同じ。

(iii) パネル



弾性時には $\beta=1$ 、塑性時には βG が変化する。

2.4. 部材の復元力特性

柱及び梁の材端パネの $M \sim \theta$ 関係、柱、梁及びパネルの $\tau \sim \gamma$ 関係の復元力特性は、曲げ材に対して提案された Degrading Tri-Linear 最大点指向形モデル Takeda's Loop⁵⁾ とする。せん断でぜい性破壊する場合には、このループは問題があるが、曲げ破壊する一般の RC 造純ラーメン建物を対象としているので、ここではせん断に関してもこのループを採用した。

図-2 にスケルトンカーブ、図-3 にヒステリシスループを示す。

柱及び梁の材端パネの降伏回転角 θ_y は、材長の中央に反曲点があると仮定し、材の塑性性状による回転

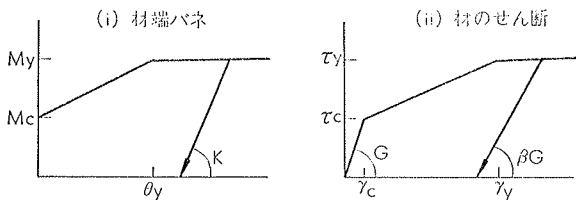


図-2 スケルトンカーブ

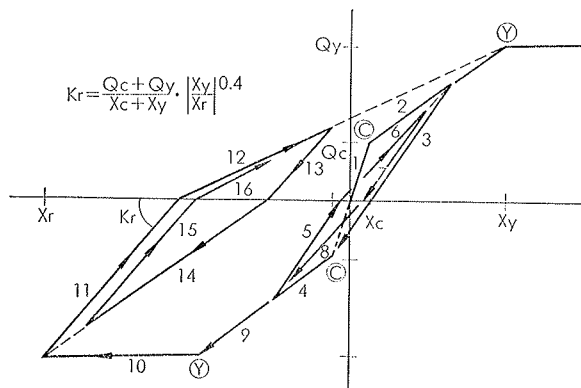


図-3 ヒステリシスループ

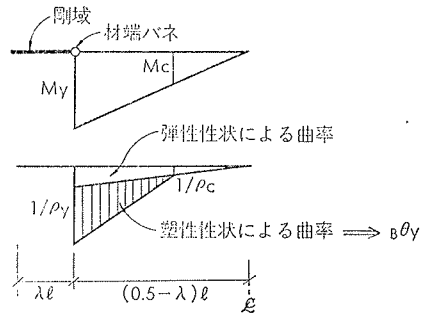


図-4 降伏時のモーメント及び曲率分布

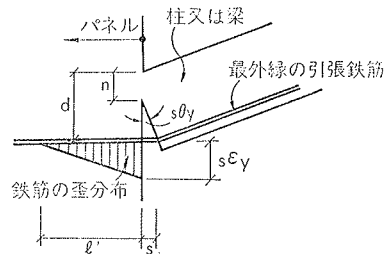


図-5 降伏時の引張鉄筋のパネルからの抜け出し

角 $B\theta_y$ (図-4 参照) と引張鉄筋のパネルからの抜け出しによる付加回転角 $s\theta_y$ (図-5 参照) を考慮して、下式で求める。

$$\theta_y = B\theta_y + s\theta_y$$

ここに、

$$B\theta_y = \frac{l}{6} (0.5 - \lambda) \left(1 - \frac{M_c}{M_y}\right) \left(2 + \frac{M_c}{M_y}\right) \left(\frac{1}{\rho_y} - \frac{M_y}{M_c} \cdot \frac{1}{\rho_c}\right)$$

$$s\theta_y = \frac{S}{d-n}$$

d = 有効せい、 n = 中立軸位置

$$S = \text{引張鉄筋の抜け出し長さ} = 0.5 l' \cdot s\epsilon_y$$

$$l' = \text{定着長さ} = s\alpha_t \cdot s\phi_t / \tau_a \cdot s\psi_t$$

$s\alpha_t \cdot s\phi_t$ = 引張鉄筋の断面積、周長

$s\phi_t \cdot s\epsilon_y$ = 引張鉄筋の降伏応力度、降伏歪

τ_a = 引張鉄筋降伏時の平均付着応力度

3. 解析例

RC 規準の付2. 構造計算例1のY方向②通りのラーメン (3層3スパン) を対象として、解析を行った。

図-6 に、解析モデルを示す。

3.1. 計算種別

本精算解析法にて、静的及び動的応答解析、せん断

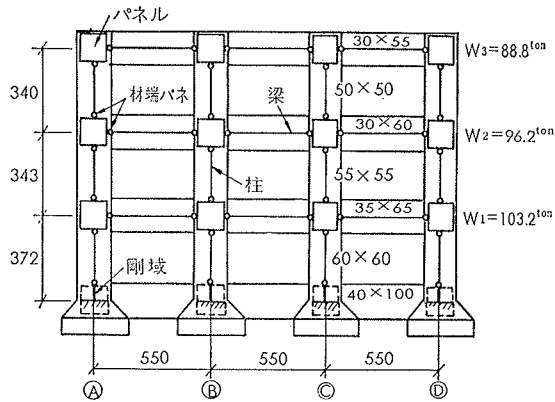


図-6 解析モデル

型多質点系モデルによる略算解析法にて、動的応答解析を行った。

動的応答解析では、地動は八戸十勝沖地震波 NS 成分 (最大加速度は300及び500gal, 継続時間は 10sec), 減衰は内部減衰形 (瞬間剛性比例型) で減衰定数は 3.5%, 計算時間増分は0.005secとした。

精算解析では、梁はスラブを考慮してT形梁とし、梁の材端パネの M_c , M_y 及び θ_y はそれぞれ、上ば引張時と下ば引張時の平均とした。また、部材の復元力特性上の初期点は、鉛直荷重時の応力に応じてスケルトンカーブ上を移動させた。

略算解析では、層の復元力特性は精算解析と同じループとし、スケルトンカーブは精算解析の静的応答解析 (逆三角形分布) 結果を Tri-Linear にモデル化した (図-7 参照)。

3.2. 静的応答解析結果

図-7 に、3種類の水平力分布モードの層せん断力 $Q \sim$ 層間変位 δ 関係に及ぼす影響を示す。図中の動的応答値分布は、動的応答解析 (500gal) の層せん断力の最大応答値の分布をモデル化したものである。

なお、図中にこの建物の崩壊形を示した。

図-7 をみると、水平力分布モードの $Q \sim \delta$ 関係に及ぼす影響は大きい。

逆三角形分布及び動的応答値分布の時は、それぞれ水平力増分ステップ $N=91, 92$ で1層のすべての柱脚が降伏ヒンジになって崩壊形となり、1~3層の層剛性はすべて急激に低下している。長方形分布の時は、相対的に1層の層せん断力が大きいため、2, 3層の梁及び柱が降伏ヒンジになる前に、 $N=101$ で1層のすべての柱脚が降伏ヒンジになり、その後 $N=108$ で崩壊形となっている。

3.3. 動的応答解析結果

(i) 層間変位 図-8 に層間変位の応答波形 (500 gal), 図-9 に層間変位の最大応答値を示す。

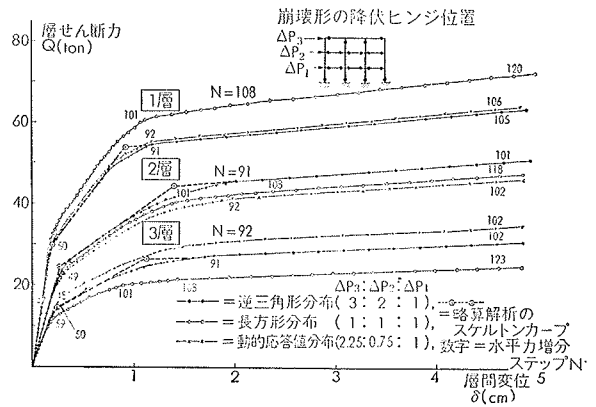


図-7 $Q \sim \delta$ 関係に及ぼす水平力分布モードの影響

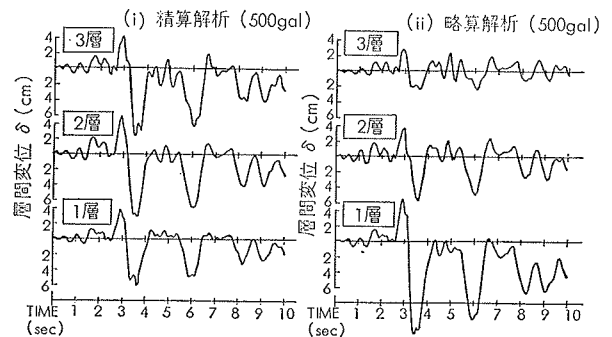


図-8 層間変位の応答波形

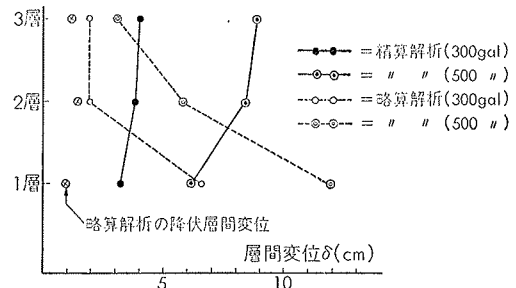


図-9 層間変位の最大応答値

図-8, 9 をみると、精算解析の1~3層の層間変位は 3.6sec 付近の負方向のピーク時に最大応答値を示し、最大応答値は上層ほど大きくなっている。略算解析の層間変位の最大応答値は、1層のみが精算解析の約2倍と著しく大きく、2, 3層は逆に精算解析より小さい。

この様に、略算解析の強震時の層間変位の最大応答値は、相対的に弱い層のみが著しく大きくなり、他の層は逆に小さくなる傾向がある。

(ii) 層せん断力~層間変位関係 図-10に精算解析 (500 gal), 図-11に略算解析 (500 gal) の $Q \sim \delta$ 関係, 図-12に精算解析 (500gal) の柱及び梁の降伏ヒンジ位置の経時変化を示す。

図-10, 11 をみると、精算解析の $Q \sim \delta$ 関係は、略

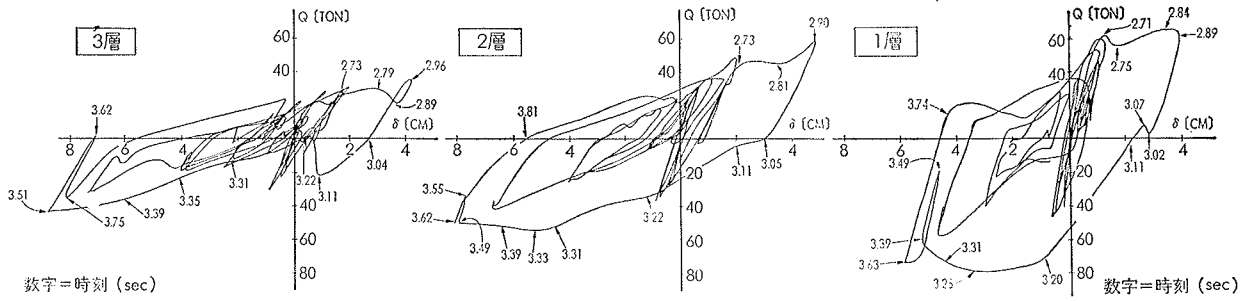


図-10 層せん断力～層間変位関係—精算解析 (500gal)

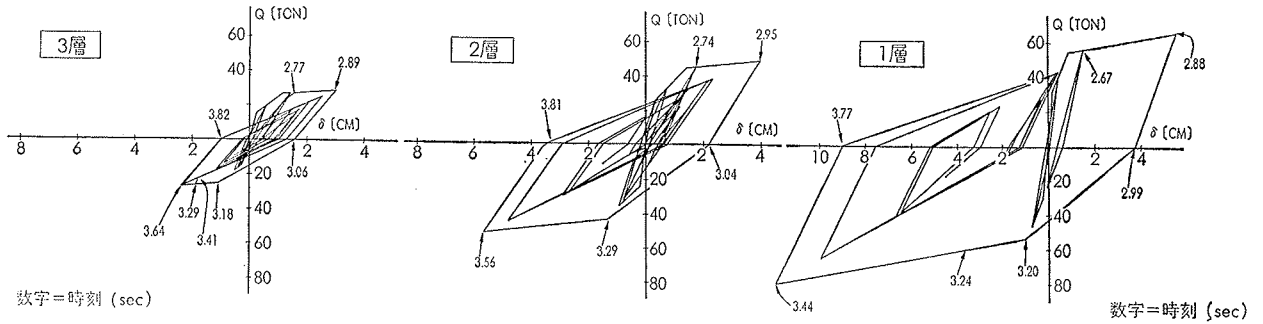
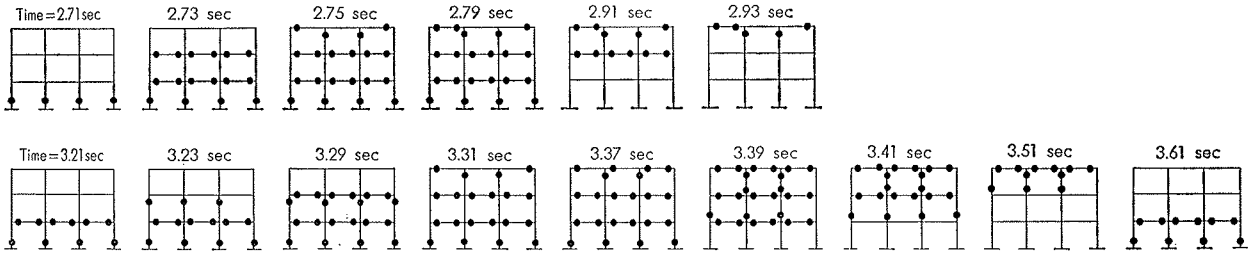


図-11 層せん断力～層間変位関係—略算解析 (500gal)



● = 降伏ヒンジとなっている(スケルトンカーブの第3剛性上にある)材端ハネの位置

図-12 柱及び梁の降伏ヒンジ位置の経時変化—精算解析 (500gal)

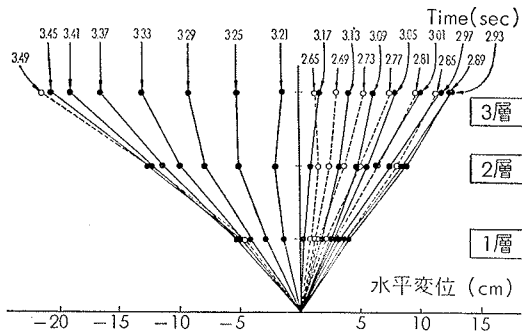


図-13 変形モードの経時変化—精算解析 (500gal)

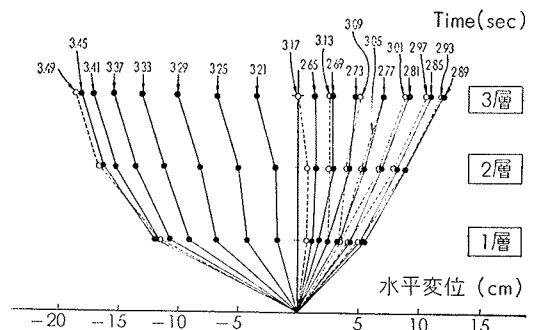


図-14 変形モードの経時変化—略算解析 (500gal)

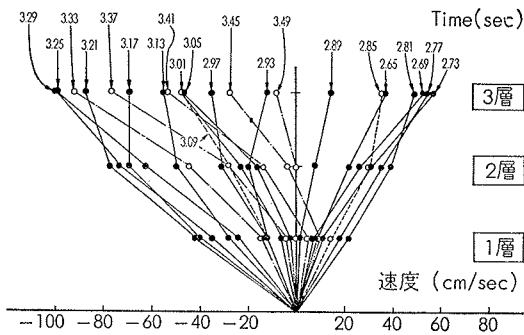


図-15 速度モードの経時変化—精算解析 (500gal)

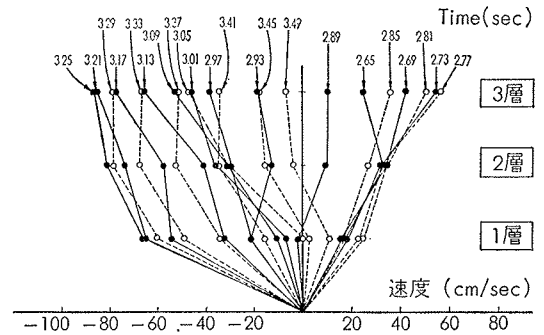


図-16 速度モードの経時変化—略算解析 (500gal)

算解析とは異っており、他の層の影響を受けて複雑な変化をしている。

図-12をみると、初めて塑性域で大きく変形する2.7~2.9secでは、降伏ヒンジ位置は図-7に示した静的応答解析(逆三角形分布)と同様の崩壊形となっており、1次モード的な振動をしている(図-13参照)。

その直後に逆方向へ大きく変形する3.2~3.6secでは、梁のモーメントの柱への分配が時間とともに変化するため、降伏ヒンジ位置も時間とともに変化し、崩壊形になる前後に、静的応答解析(逆三角形分布)では降伏ヒンジにならない2、3層の柱の柱頭、柱脚が降伏ヒンジとなっている。

このため、図-10、12をみると、1層のすべての柱脚が降伏ヒンジとなって層剛性が急激に低下する時の1層の層せん断力は、2.71secの時は61.4ton、3.20secの時は71.7tonで、図-7に示す静的応答解析(逆三角形分布)のN=91の時の54.6tonのそれぞれ約1.12、1.31倍と、3.20secの時の値が大きくなっている。

この様に、柱崩壊型でない建物の場合には、強震時の降伏ヒンジの発生状況は静的応答解析とは異なり、強震時には柱に静的応答解析以上のせん断力が加わることがあることに注意する必要がある。

(iii) 変形モードと速度モードの経時変化 図-13に精算解析(500gal)、図-14に略算解析(500gal)の変形モードの経時変化、また図-15に精算解析(500gal)、図-16に略算解析(500gal)のベースに対する速度モードの経時変化を示す。

図-13、15をみると、精算解析は曲げせん断振動をしている。1層と2層の水平変位はほぼ一直線となって動いており、3層の水平変位の動きは変形が進む時(2.65~2.73sec、3.21~3.33sec)は1、2層より遅れ、変形が戻る時(2.93~3.13sec)は1、2層より早い。

図-14、16をみると、略算解析はせん断振動をしている。2層と3層の水平変位はほぼ一直線となって動いており、変形が進む時(2.77~2.89sec、3.21~3.45sec)は1層の層間変位の動きが大きい。

図-10、15をみると、1層の3.25~3.37secのように層せん断力が減少しても層間変位が増加している時は、その層の相対速度は減少している。

(iv) 柱、梁及びパネルのせん断応力度の最大応答値 精算解析の柱、梁及びパネルのせん断応力度の最大

応答値は、500galの時に1、2層の梁が τ_c を若干越えた程度で、他はすべて弾性範囲内であった。

4. 結び

解析例として、柱崩壊型でない3層3スパンラーメンの解析を行った結果、次のことがいえる。

(i) 本解析法による静的応答解析において、水平力分布モードの層せん断力~層間変位関係に及ぼす影響は大きい。

(ii) 柱崩壊型でない建物の場合は、強震時の弾塑性挙動は非常に複雑で、各層の層せん断力~層間変位関係は、他の層の影響を受けて時間とともに複雑な変化をする。

また、強震時の降伏ヒンジの発生状況は静的応答解析とは異なり、強震時には柱に静的応答解析以上のせん断力が加わることがあることに注意する必要がある。

(iii) せん断型多質点系モデルによる略算解析の強震時の層間変位の最大応答値は、相対的に弱い層のみが著しく大きくなり、他の層は逆に小さくなる傾向がある。従って、この略算解析で、柱崩壊型でない建物の強震時の弾塑性応答を求めることは問題が多い。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1971
- 2) 梅村魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂, 1973
- 3) 滝沢春男: 鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析, コンクリートジャーナル, 1973. 2
- 4) 武田寿一: 鉄筋コンクリート建物の動的計算, コンクリートジャーナル, 1974. 8
- 5) Takeda, Sozen, Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 96, ST-12, Dec. 1970
- 6) 武田, 岡田, 表: 高層ビル耐震設計プログラムの開発研究(第2報), 大林組技研所報, No. 5, 1971
- 7) Yoshioka, Takeda, Nakagawa: Inelastic Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings, Proc. of 5th W.C.E.E., 1973. 及び大林組技研所報, No. 7, 1973