

構造部材の塑性ヒンジ機構を考慮した構造物の応答解析

小 高 昭 夫

Non-Linear Response Analysis of Plastic Hinged Frames Subjected to Earthquake Ground Motions

Teruo ODAKA

In this paper, the analytical method is presented to investigate the behaviors of nonlinear response of framed structures subjected to earthquake ground motions under the occurrence of plastic hinges in members of which framed structure is formed. Relationship between bending moments and plastic rotation in plastic hinge mechanism is extended to the domain in bi-linear or tri-linear type by using the idealized elasto-plastic type relationship proposed by Ray W. Clough.

Based on the criteria of judgement on elastic and plastic conditions of members, nonlinear response analysis framed structure is accomplished successively and numerically through so-called incremental linear acceleration procedure.

From the results of numerical analysis of 2 case of framed structural models, it is evident that energy absorption owing to hysteresis loop of plastic hinge mechanism have a great effect to decrease the amounts of dynamical response of framed structure considerably.

1. 序

部材の塑性を考慮した構造物の応答解析については、種々の方法が提案されている。例えば G. V. Berg⁽¹⁾ は構造部材の曲げモーメントと回転角の関係が完全弾塑性になると仮定して塑性ヒンジを逐次追跡する方法、S. L. Lee 等⁽²⁾ は構造部材の曲げモーメントと曲率の関係が Bi-Linear 型になるものとして、この関係からせん断力と変形との関係を求めて解析する方法、Warren R. Walpole と R. Shapherd⁽³⁾ は単純塑性解析の原理にもとづき塑性ヒンジの追求法を示している。また菅野忠⁽⁴⁾ は反曲点が変わらない梁の曲げモーメントと回転角の関係が完全弾塑性の場合を、小堀鐸二等^{(5),(6)} は重力による軸力を考慮した弾塑性ジョイントが Bi-Linear 型履歴特性を有する場合や、構造部材の曲げモーメントと曲率の関係が, Ramberg-Osgood 型で、有限巾の弾塑性ジョイントを有する場合を、梅村魁等⁽⁷⁾ は構造部材の反曲点を仮定した等価逆対称性の曲げモーメントと回転角の関係が Modified Degrading Tri-Linear 型となる場合等の研究が行われている。

本論文においては、鉄骨構造あるいは鉄筋コンクリート構造架構の動的な影響を考慮した終局耐力を算定するため、主として柱・梁部材の曲げモーメントによるヒビ割れおよび降伏を逐次考慮した曲げ、せん断架構の地震

動による弾塑性応答解析を単純塑性解析（ヒンジ理論）にもとづいて行う。柱や梁および壁体のせん断変形の影響が大きいときは、せん断変形に伴う塑性化も考慮する。

解析は部材端の塑性ヒンジ発生に伴う曲げモーメントと塑性回転角の関係は R. W. Clough⁽⁸⁾ の提案する方法を拡張した方法によった。この方法の利点は、柱や梁の反曲点の変動に関係なく弾塑性化の判定が可能な点である。すなわち架構の各部材が地震動の作用によって弾塑性挙動を示すに従い、架構の剛性マトリックスを作成し、増分形式による直接積分法によって応答解析を行う。

2. 解析の方法

2.1. 解析の仮定。

解析においては、構造物を次のように抽象化して解析する。

- (1) 質量は架構の各層床位置に集中させる。（床は剛とする。）
- (2) 架構は線材から成る部材で構成されるものとする。
- (3) 各部材には曲げモーメント、せん断力および軸方向力による変形を生じ、部材端は剛域を考慮する。
- (4) 各部材の塑性化は、材端または剛域端における曲げモーメントによるヒビ割れおよび降伏あるいはせん断変形に伴う斜めヒビ割れ等により生ずるものとする。なお柱の軸方向力による降伏は考慮しない。

(5) 各部材のヒビ割れまたは降伏後の挙動は、曲げモーメントと塑性回転角およびせん断力と塑性せん断部材角の関係がいわゆる剛塑性的 Tri-Linear型になるものとする。

(6) 基礎部分のスウェイやロッキング振動も考慮する。

2.2. 解析理論

架構を構成する部材における弾塑性剛性マトリックスを導くと次のようになる。ここでは曲げ降伏は剛域端

(剛域がないときは材端) に生ずるものとする。

図1に示すある部材において、降伏が生ずるところに塑性ヒンジ機構(長さのない)を考える。いまここでは剛域のない梁の場合について考察してみる。図2において*i*端を固定とした場合、各塑性ヒンジ機構の曲げモーメントと回転角の関係が次の撓性マトリックス $[F]_{c_1} = [F]_{c_2}$ で表わされるものとする。⁽⁹⁾

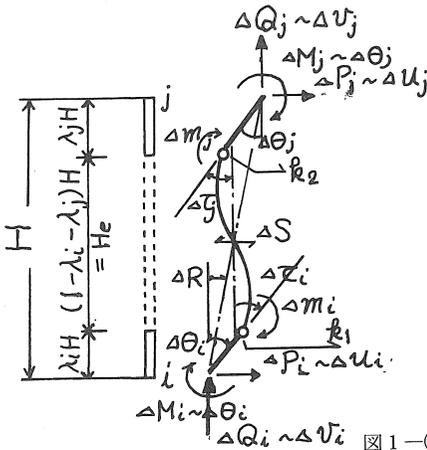


図1—(a) 部材の材端応力と変形

- EA; 軸方向剛性
- EI; 曲げ剛性
- GA; せん断剛性
- K; 形状係数
- β; せん断剛性低下率
- H; 材長
- λi; i端剛域比
- λj; j端剛域比
- k₁, k₂; 半剛性ヒンジ係数
- k → 0 (剛), k → ∞ (ε²)

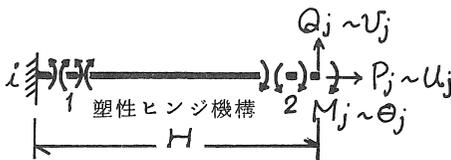


図2 塑性ヒンジと回転角

$$[F]_m + [F]_{c_2} = \begin{bmatrix} H/EA & 0 & 0 \\ 0 & \frac{H^3}{EI} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4k_1} \right) & \frac{H^2}{EI} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4k_1} \right) \\ 0 & \frac{H^2}{EI} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4k_1} \right) & \frac{H}{EI} \left(1 + \frac{1}{4k_1} + \frac{1}{4k_2} \right) \end{bmatrix} \quad (4)$$

ゆえに撓性マトリックス $[F]$ の逆マトリックス $[K]_{22} =$

$[F]^{-1}$ は

$$[K]_{22} = \begin{bmatrix} \frac{EI}{H} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{H^3} \cdot \frac{4k_1k_2 + k_1 + k_2}{2k} & -\frac{6EI}{H^2} \cdot \frac{k_2 + 2k_1k_2}{k} \\ 0 & \frac{6EI}{H^2} \cdot \frac{k_2 + 2k_1k_2}{k} & \frac{4EI}{H} \cdot \frac{3k_2 + 4k_1k_2}{2k} \end{bmatrix} \quad (5)$$

ここに $k = 2(1+k_1)(1+k_2) - \frac{1}{2}$

となる。同様にして $[K]_{11} = [H][K]_{22}[H]^T$, $[K]_{12} = [K]_{21}^T = -[H][K]_{22}$ を計算すると、全体としての剛性マトリックス $[K]$ は、(6)式で与えられる。

$$[F]_{c_1} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & H/4EI k_1 \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$[F]_{c_2} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & H/4EI k_2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

部材の撓性マトリックス $[F]_m$ は(3)式で表わされる。

$$[F]_m = \begin{bmatrix} H/EA & 0 & 0 \\ 0 & H^3/3EI & H^2/2EI \\ 0 & H^2/2EI & H/EI \end{bmatrix} \quad (3)$$

マトリックス法により *i* 端固定で *j* 端に材端力と材端変形が作用するときの撓性マトリックス $[F]$ は(4)式となる。

$$[F] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & H \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & H/4EI k_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & H & 1 \end{bmatrix} +$$

$$\begin{Bmatrix} P_i \\ Q_i \\ M_i \\ P_j \\ Q_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (6)$$

このような方法で剛域を有する柱の剛性マトリックスを増分形にて表わすと次のようになる。すなわち図1において増分材端力 $\Delta P_i, \Delta Q_i, \Delta M_i, \Delta P_j, \Delta Q_j, \Delta M_j$ と材端変形 $\Delta u_i, \Delta v_i, \Delta \theta_i, \Delta u_j, \Delta v_j, \Delta \theta_j$ の関係は(7)式で表わされる。

$$\begin{pmatrix} \Delta P_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_i \\ \Delta P_j \\ \Delta Q_j \\ \Delta M_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{A_{22}}{2k} & 0 & \frac{A_{12}}{k} & -\frac{A_{22}}{2k} & 0 & -\frac{B_{12}}{k} \\ 0 & \frac{AE}{He} & 0 & 0 & -\frac{AE}{He} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{A_{11}}{2k} & \frac{HB_{22}+2B_{21}}{2k} & 0 & -\frac{2HB_{12}+B_{11}}{2k} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{A_{22}}{2k} & 0 & \frac{B_{12}}{k} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{He} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{B_{11}}{2k} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta u_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_i \\ \Delta u_j \\ \Delta v_j \\ \Delta \theta_j \end{pmatrix} \quad (7)$$

ここに

$$\begin{aligned} k &= 2(1-\lambda_i-\lambda_j)^4 \left\{ (k_1+1)(k_2+1) - \frac{1}{4} \right\} + \frac{24\alpha EI(1-\lambda_i-\lambda_j)^2}{\beta GAH^2} \left\{ (k_1+1)(k_2+1) - \frac{1}{16} \right\} \\ A_{11} &= \frac{4EI}{H} \left[4k_1k_2\{(1-\lambda_j)^3-\lambda_i^3\} + \frac{12k_1k_2\alpha EI}{\beta GAH^2} \{ (1-\lambda_j)-\lambda_i \} + 3k_1(1-\lambda_j)^2(1-\lambda_i-\lambda_j) + 3k_2\lambda_i^2(1-\lambda_i-\lambda_j) \right] \\ A_{22} &= \frac{12EI}{H^3} \left[4k_1k_2\{(1-\lambda_i)-\lambda_j\} + k_1(1-\lambda_i-\lambda_j) + k_2(1-\lambda_i-\lambda_j) \right] \\ A_{12} &= \frac{6EI}{H^2} \left[2k_1k_2\{1-\lambda_j\}^2-\lambda_i^2\} + k_1(1-\lambda_j)(1-\lambda_i-\lambda_j) + k_2\lambda_i(1-\lambda_i-\lambda_j) \right] \\ B_{11} &= \frac{4EI}{H} \left[4k_1k_2\{(1-\lambda_i)^3-\lambda_j\} + \frac{12k_1k_2\alpha EI}{\beta GAH^2} \{ (1-\lambda_j)-\lambda_i \} + 3k_1\lambda_j^2(1-\lambda_i-\lambda_j) + 3k_2(1-\lambda_i)^2(1-\lambda_i-\lambda_j) \right] \\ B_{22} &= \frac{12EI}{H^3} \{ 4k_1k_2(1-\lambda_i-\lambda_j) + k_1(1-\lambda_i-\lambda_j) + k_2(1-\lambda_i-\lambda_j) \} = A_{22} \\ B_{12} &= \frac{6EI}{H^2} \{ 2k_1k_2\{ (1-\lambda_i)^2-\lambda_j^2 \} + k_1\lambda_j(1-\lambda_i-\lambda_j) + k_2(1-\lambda_i)(1-\lambda_i-\lambda_j) \} = B_{21} \\ He &= (1-\lambda_i-\lambda_j)H \end{aligned} \quad (8)$$

(7)式において、塑性ヒンジ機構における半剛性ヒンジ係数 k_1, k_2 は、

i 端, j 端が弾性のとき: $k_1, k_2 \rightarrow \infty$ (実際には 10^5 程度でよい)

i 端, j 端が降伏してヒンジが形成されたとき:

$$k_1, k_2 \rightarrow 0$$

i 端, j 端がヒビ割れのように半剛性のとき:

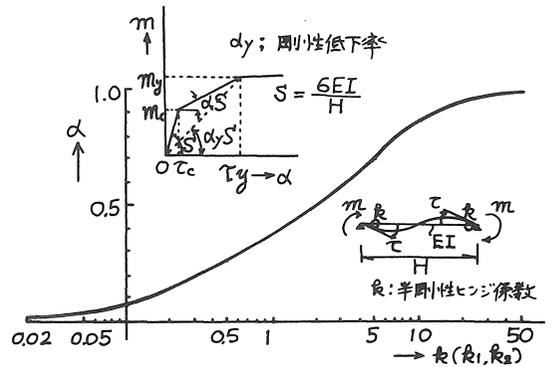


図3 半剛性ヒンジ係数と剛性低下率

$0 < k_1, k_2 < 10^5$ (実際には $0.1 \sim 1.0$ 程度)

となる。尚図3に半剛性ヒンジ係数 k_1, k_2 と剛性低下率 α の関係を示す。図において、 m_c, τ_c はヒビ割れが生じたときのヒビ割れモーメント、ヒビ割れ回転角である。

部材の応力と変形の関係は次のようになる。すなわち部材の剛域端における曲げモーメント m_i, m_j と回転角 τ_i, τ_j の関係は、剛性マトリックスの関係において、 $\lambda_i = 0, \lambda_j = 0, u_i = u_j = v_i = v_j = 0$ とおけば得られる。増分形で表わすと、

$$\begin{pmatrix} \Delta m_i \\ \Delta m_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a & b \\ b & a \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \tau_i \\ \Delta \tau_j \end{pmatrix} \quad (9)$$

ここに

$$\begin{aligned} a &= \frac{1}{2k} \frac{2EI}{(1-\lambda_i-\lambda_j)H} \{ 8k_1k_2(1+\gamma) + 6k_1 \} \\ b &= \frac{1}{2k} \frac{2EI}{(1-\lambda_i-\lambda_j)H} \{ 4k_1k_2(1-2\gamma) \} \\ \gamma &= \frac{3\alpha EI}{\beta GA(1-\lambda_i-\lambda_j)^2 H^2} \\ 2k &= 4(k_1+1)(k_2+1)(1+4\gamma) - (1+\gamma) \end{aligned} \quad (10)$$

となる。剛性マトリックスの場合と同様に、半剛性ヒンジ係数 k_1, k_2 を変化させることによって、弾塑性時の増分応力が求められる。

なお節点における材端モーメントは増分形で示すと(11)式となる。

$$\begin{aligned} \Delta M_i &= \frac{1-\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta m_i + \frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta m_j \\ \Delta M_j &= \frac{\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta m_i + \frac{1-\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta m_j \end{aligned} \quad (11)$$

また剛域端の回転角 τ_i, τ_j と節点回転角 θ_i, θ_j の関係は増分形で示すと(12)式で表わされる。

$$\Delta\tau_i = \frac{1-\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta\theta_i + \frac{\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta\theta_j - \frac{1}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta R$$

$$\Delta\tau_j = \frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta\theta_i + \frac{1-\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta\theta_j - \frac{1}{1-\lambda_i-\lambda_j} \Delta R \quad (12)$$

次に弾塑性の判定について述べる。

部材が完全弾塑性的な挙動を示すときには、部材が降伏して曲げモーメント m が降伏モーメント m_y に達し、塑性ヒンジが発生すると、いわゆる塑性回転角が生じ、以後は塑性回転角 τ_p が幾何学的に得られる。この塑性回転角を用いて、弾性から塑性、塑性から弾性への判定を行う方法が一般的である。このため図4-(a)に示すように、材端に生ずる回転角 τ は弾性回転角 τ_{ie} と塑性回転角 τ_{ip} を有し、存在曲げモーメント m_i と塑性回転角 τ_{ip} の関係を R. W. Clough⁽⁸⁾ は図4-(c)のように仮定した。すなわち図4-(c)において $\Delta\tau_p = 0$ で、弾性となり、半剛性ヒンジ係数 k は $k = \infty$ となり、塑性流れのときは

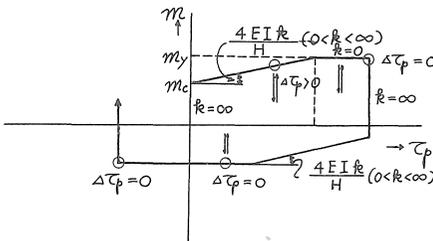
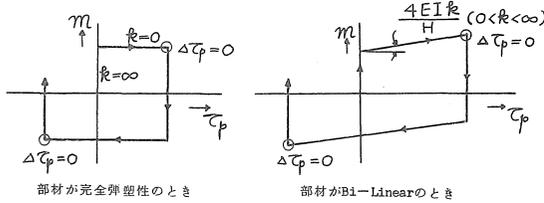
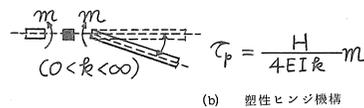
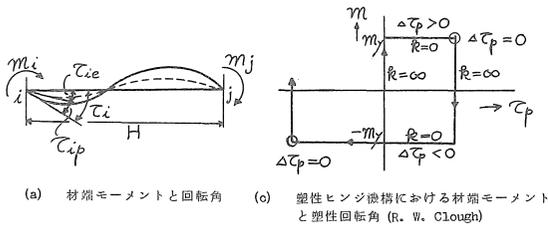


図4 塑性ヒンジの機構

	部材としての復元力特性の概念	塑性ヒンジ機構の復元力特性
Elasto-Plastic		
Bi-Linear		
Tri-Linear		
Double Bi-Linear		
Double Tri-Linear		

図5 塑性ヒンジ機構と復元力特性

$\Delta\tau_p > 0$ で、 $k = 0$ となる。ところが部材が完全弾塑性でなく、ヒビ割れモーメントに達して剛性が低下し、半剛性ヒンジのようになり、曲げモーメントは増加する。この場合は塑性ヒンジ機構を拡大解釈し存在曲げモーメントと塑性回転角の関係は図4-(d)に示すようになるものとする。

これは塑性ヒンジ機構の撓性 $\frac{H}{4EI k_1}, \frac{H}{4EI k_2}$ (1),

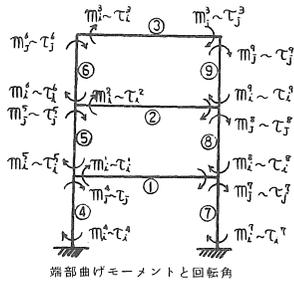
(2)式で示す) が弾性のときは、 $k_1, k_2 = \infty$ で、剛性

$\frac{4EI k_1}{H}, \frac{4EI k_2}{H}$ は ∞ で、塑性のときは、 $k_1, k_2 = 0$ で、

剛性 $\frac{4EI k_1}{H}, \frac{4EI k_2}{H}$ が 0 となる代りに $0 < k_1, k_2 < \infty$

の値に相当する分だけ存在モーメントが増加することを意味する。換言すれば(9)式によって得られた存在モーメント m がヒビ割れモーメント m_c に達した後は、増分存在モーメント Δm による増分塑性回転角 $\Delta\tau_p = (H/4EI k) \Delta m$ ($0 < k < \infty$) が生じ、 $\Delta\tau_p$ を逐次加えて塑性回転角 τ_p が得られる。そして $\Delta\tau_p = 0$ のとき、弾性となり、 $m = m_y$ のとき塑性ヒンジが生じ、それ以後は図4-(c)と同じ挙動を示す。なおせん断変形に対する塑性化はせん断部材角 R がある値 (例えば $R = 0.25 \times 10^{-3}$ rad.) に達したときに降伏し、その後は Bi-Linear または Tri-Linear 型の履歴を画くものと仮定して弾塑性の判定を行えばよい。

ところで塑性ヒンジ機構における材端モーメント (m) と回転角 (τ_p) の関係および部材の材端モーメントと回転角 (τ) の関係を示せば、図5のようになる。



部材	部材番号	記号	降伏モーメント (t·m)		剛性 (t·m/rad)		降伏回転角 (rad)
			$m_{i,p}$	$K_{i,1} (10^3)$	$K_{i,2} (\times 10^3)$	$\tau_{i,p} (\times 10^{-3})$	
梁	1	i^1	13.0	1.376	0.550	9.45	
		j^1	13.0	1.680	0.674	7.74	
	2	i^2	13.0	1.376	0.550	9.45	
		j^2	13.0	1.680	0.674	7.74	
	3	i^3	8.8	0.772	0.310	11.4	
		j^3	8.8	0.945	0.379	9.30	
柱	4	i^4	11.3	3.100	1.240	3.64	
		j^4	11.3	1.460	0.584	7.74	
	5	i^5	12.3	1.840	0.737	6.68	
		j^5	12.3	2.160	0.866	5.70	
	6	i^6	12.6	1.680	0.673	7.50	
		j^6	12.6	2.420	0.970	5.21	
	7	i^7	4.5	0.781	0.275	5.76	
		j^7	4.5	0.614	0.275	7.34	
	8	i^8	5.2	0.688	0.242	7.58	
j^8		5.2	0.688	0.242	7.58		
9	i^9	5.9	0.662	0.233	8.91		
	j^9	5.9	0.718	0.233	8.91		

表1 材端モーメントと回転角

層	絶対変位 (cm)	層間変位 (cm)	絶対加速度 ($\ddot{x} + \ddot{x}_i$)	質点外力 (t)	せん断力 (t)	転倒モーメント (tm)
3	37.942	12.236	5130.71	22.58	22.58	67.70
2	26.444	14.973	3683.57	16.21	32.00	163.70
1	12.035	12.035	2602.87	11.45	40.20	266.30

弾性応答値

層	絶対変位 (cm)	層間変位 (cm)	絶対加速度 ($\ddot{z} + \ddot{x}_i$)	質点外力 (t)	せん断力 (t)	転倒モーメント (tm)
3	22.642	4.601	1939.99	8.536	8.536	25.608
2	18.563	9.128	1742.59	7.667	12.449	54.219
1	9.458	9.458	2007.64	8.834	16.512	100.317

弾塑性応答値

表2 最大応答値

架構に三角形分布の外力が作用するときの各部材の反曲点を計算して降伏変位を求める。このようにして計算した端部モーメント m_i と回転角 τ_i は表1のようになる。また弾性応答解析のための剛性マトリックスは、次式で与えられる。

$$[K] = \begin{bmatrix} 10.244917 & -5.610546 & 0.9595413 \\ & 7.9125247 & -3.5276146 \\ & & 2.7093325 \end{bmatrix}$$

減衰常数については、減衰マトリックスは剛性マトリックスに相似(振動数に比例)と仮定し、1次の減衰常数は $1h = 0.01$ とした。また地震動は EL-CENTRO, 1940, NS成分, 最大加速度 $\alpha_{max} = 1000GAL$, 継続時間 $T_d = 5.0sec$ とし, 計算時間刻み $\Delta t = 0.002sec$, とし, 解析は加速度増分方式の線型加速度法によった。

この振動系の固有周期は、1次、2次、3次に対して ${}_1T = 0.59sec$, ${}_2T = 0.189sec$, ${}_3T = 0.106sec$ である。

解析結果として最大応答値を表2に示す。表2は弾性応答値と弾塑性応答値を示すが、これより部材の降伏に伴う塑性ヒンジにおけるエネルギー吸収がかなり効果的

に作用していることが明らかである。また最大値近傍のある時刻における架構の瞬間応力状態と、変形状態を弾性、弾塑性夫々に対して図7に示した。

さらに各部材端における存在モーメント (m) と塑性回転角 (τ_p) および自動的に計算の結果得られた存在モーメント (m) と回転角 τ の関係について、1層柱頭と2層の梁について、図8-(a), 図8-(b)に示した。

3.2. RPC (鉄筋コンクリート・ブレンキャスト構造) 11層建物の解析

解析の供した建物(図9-(a))に示すようにRPC 11層の桁行架構である。解析は便宜上1ユニットのみを抽出し、梁に剛域を考慮して、図9-(b)に示すように柱脚固定のラーメンに抽象化する。

柱・梁は  形のRPC部材から成り、柱断面は各層すべて $55cm \times 90cm$ (巾 \times 丈)、梁断面は2層は $40cm \times 70cm$ (巾 \times 丈)、3層以上の層は、 $40cm \times 55cm$ である。

(i) 解析の準備 (等価せん断型モデル)

建物の材料の特性は、コンクリートは $F_c = 350kg/cm^2$, $E = 2.8 \times 10^4 t/cm^2$, $G = 1.2 \times 10^4 t/cm^2$, 鉄筋は S D 35

以上のように(7)式を用いて架構全体の増分剛性マトリックスを算定し、これより線形加速度法等の手法によって応答解析を行えば各節点における増分変位が得られる。すでに述べたように幾何学的関係から塑性化する位置の増分回転角 $\Delta\tau_i, \Delta\tau_j$ が決まり、増分モーメント $\Delta m_i, \Delta m_j$ が(9)式より求められる。部材の存在モーメント m_i, m_j は増分モーメント $\Delta m_i, \Delta m_j$ を逐次加えて得られる。

応答解析における減衰マトリックスは、上部構造の振動、ロッキングおよびスウェイ振動を伴うので本論では次のように表わす。

$$[C] = \begin{bmatrix} C_0 + \{I\}^T [H]^T [C]_s [H] \{I\} & \{I\}^T [H] [C]_s \{I\} - \{I\}^T [H]^T [C]_s \\ & C_0 + \{I\}^T [C]_s \{I\} - \{I\}^T [C]_s \\ & [C]_s \end{bmatrix}$$

ここに $\{I\}^T = \{1, 1, \dots, 1\}$, $[H] = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ & \cdot & \cdot & \cdot \\ & & H_i & \cdot \\ & & & \cdot \end{bmatrix}$

- [H] : 基礎からの高さのマトリックス
- C_0 : ロッキング振動に関連する減衰常数
- C_0 : スウェイ振動 " "
- $[C]_s$: 上部構造の減衰マトリックス

上部構造の減衰マトリックスは次のような考え方があ

ることを参考に示す。

(1) 振動数に比例

$$[C]_s = \frac{2_i h}{r \omega} [K]_s, \quad s h = \frac{s \omega}{r \omega} r h \quad (s=1, 2, \dots, n)$$

(2) 質量と剛性の一次形式

$$[C]_s = \alpha [M] + \gamma [K]_s, \quad s h = \frac{\alpha}{2} \frac{1}{s \omega} + s h r$$

(3) 直交減衰マトリックス

$$[C]_s = [M] \left[\sum_{s=i,j,k} s \xi \{s \phi\} \{s \phi\}^T \right] [M], \quad (i, j, k \dots; \text{任意の次数})$$

$$s \xi = \frac{2_s h s \omega}{\{s \phi\}^T [M] \{s \phi\}}$$

(4) 履歴減衰マトリックス

$$[C]_s = 2 h [\sqrt{M}] [P] [\omega] [P]^T [\sqrt{M}], \quad ([P]: \text{直交マトリックス})$$

尚簡単なブロックチャートを附録に示す。

3. 解析例

3.1. 鉄骨構造3層、1スパン架構

簡単な例として図6に示すような鉄骨構造3層、1スパンの架構について解析する。

架構の各部材断面、断面の諸常数、各層の質量、降伏モーメントおよび全塑性モーメントは図6に示す。

各部材の材端モーメント m と回転角 τ の関係は、各部材の降伏変位 τ_{iy} を計算してこれより求めた。この場合

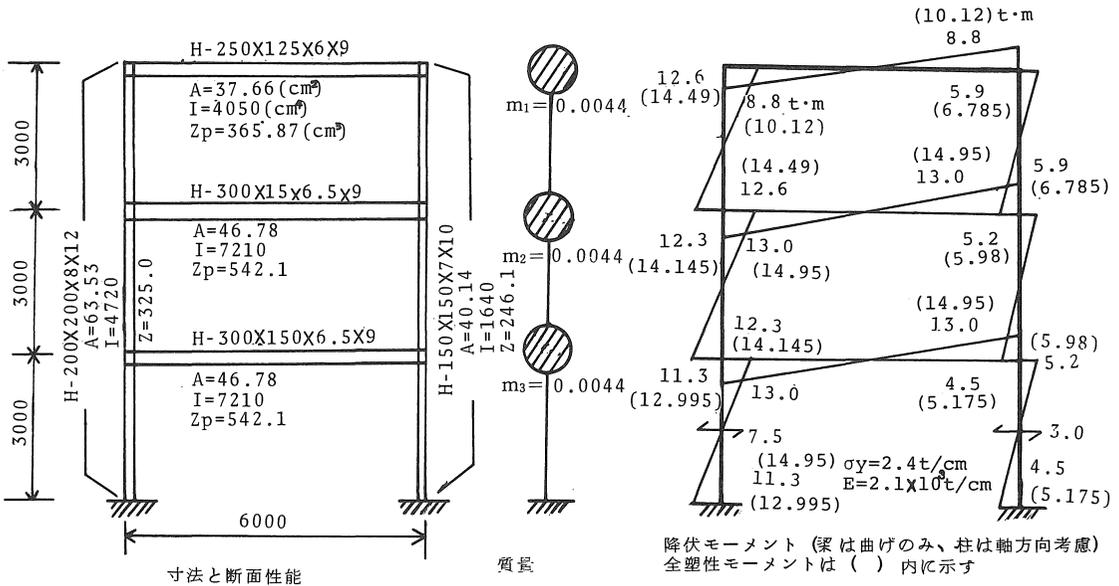


図6 解析モデル

表 3 柱・梁の断面及断面性能

層	断面寸法	柱 荷 重 (ton)		断 面 性 能				断面リスト
		W	ΣW	A (cm ²)	I (cm ⁴)	M _c (t・m)	M _y (t・m)	
11	55×90	27.4	27.4	0.51565×10 ⁴	0.35881×10 ⁷	35.6	65.7	2-D32
10		21.6	49.0			39.5	77.2	
9			70.6			43.4	88.9	
8			92.2			47.4	99.7	
7			113.8			51.1	110.4	
6			135.4			55.0	121.0	
5			157.0			59.4	131.2	
4			178.6			63.2	141.0	
3			200.2			67.2	150.7	
2	55×90	21.6	221.8			71.1	164.1	
1	55×90	23.4	245.4	0.51565×10 ⁴	0.35881×10 ⁷	79.1	178.9	2-D32

層	断面寸法	断 面 性 能					断面リスト
		A (cm ²)	I (cm ⁴)	I _c (*) (cm ⁴)	M _c (t・m)	M _y (t・m)	
R	40×55	0.24065×10 ⁴	0.61927×10 ⁶	0.14510×10 ⁶	8.7	27.2	2-D32
11		0.24437	0.63134	0.15360	8.9	32.0	2-D32 1-D19
10		0.25097	0.65272	0.16880	9.2	40.8	3-D32
9		0.25747	0.67378	0.18390	9.5	49.1	3-D35
8		0.26446	0.69642	0.2003	9.8	58.5	3-D38
7		0.27191	0.72055	0.2178	10.1	68.5	3-D38 2-D19
6		0.27763	0.73910	0.2314	10.4	75.8	3-D38 2-D25
5		0.28232	0.75430	0.2426	10.6	82.0	3-D41 2-D22
4		0.28543	0.76437	0.2501	10.7	86.0	3-D41 2-D25
3	40×55	0.28543	0.76437	0.2501	10.7	86.0	3-D41 2-D25
2	40×70	0.33191	0.14763×10 ⁷	0.39963	16.3	91.0	3-D38 2-D19

(*) ヒビ割れ発生後の等価断面2次モーメント

表 4 復元力特性 (等価せん断型モデル)

層	等 価 剛 性			耐 力		変 位	
	初 期 k ₁ (t/cm)	2 次 k ₂ (t/cm)	3 次 k ₃ (t/cm)	ヒビ割れせん 断力 Q _c (t)	降伏せん断力 Q _v (t)	ヒビ割れ変位 δ _c (cm)	降 伏 変 位 δ _v (cm)
11	54.99	12.55	0	9.78	32.00	0.178	1.947
10	63.08	17.81	0	6.67	26.94	0.106	1.244
9	65.64	20.34	0	6.89	33.26	0.105	1.412
8	67.31	22.73	0	7.13	39.81	0.106	1.544
7	68.89	24.41	0	7.37	47.00	0.107	1.608
6	70.41	25.99	0	7.59	53.41	0.108	1.871
5	71.91	27.64	0	7.78	58.43	0.108	1.941
4	73.94	29.74	0	7.89	62.22	0.107	1.934
3	78.57	33.39	0	7.93	63.70	0.101	1.771
2	96.92	42.90	0	10.00	67.61	0.103	1.446
1	149.64	79.24	0	30.70	85.97	0.205	0.903

析を行った結果、1次固有周期₁T=0.77033^{sec}、2次固有周期₂T=0.26618^{sec}であった。(高次固有周期及振動モードは省略)

曲げせん断型モデルの応答解析結果を表7、および図10に示す。

表7は応答解析結果として、架構の絶対変位、層間変位、層せん断力、層せん断力係数、節点回転角、ヒビ割

れ塑性率および降伏塑性率等の最大値を示した。また図10は柱・梁の曲げモーメント、柱・梁の塑性化の状況および架構の変形状態を示す。尚等価せん断型モデルの応答結果は省略する。

(v) 解析結果の考察

曲げせん断型モデルの応答量と等価せん断型モデルの応答量との比較を行うと次のようになる。図11は絶対変

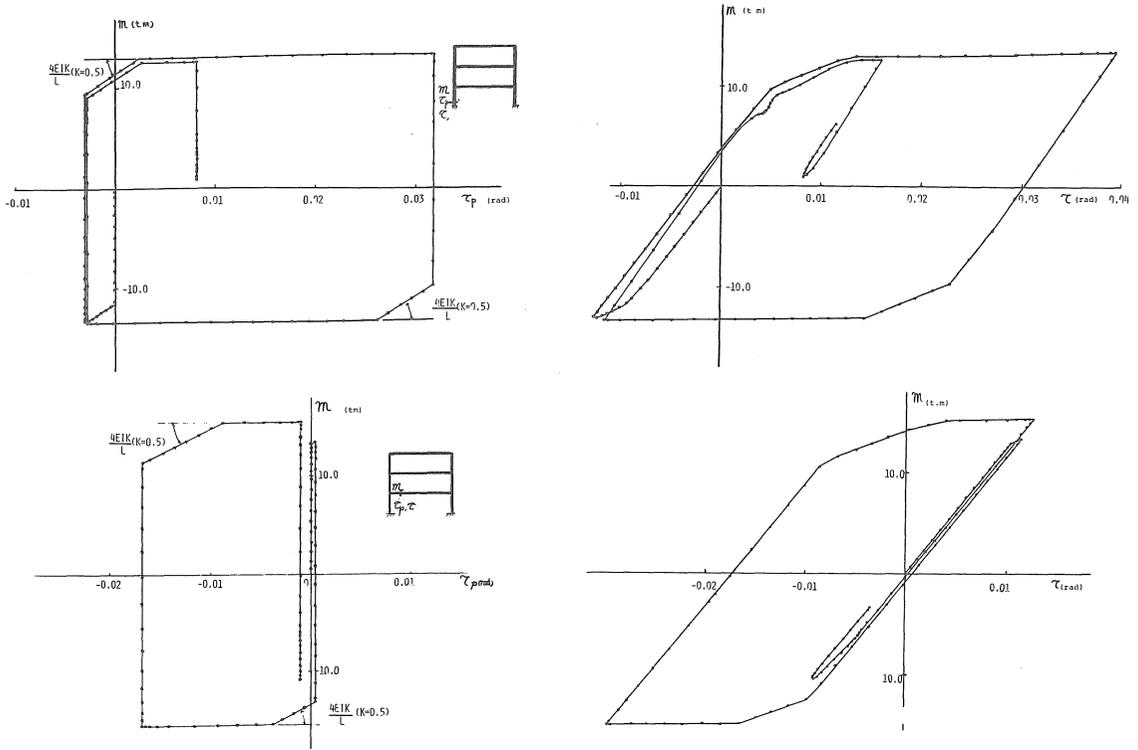


図8 存在モーメントと塑性回転角及回転角の関係

ト (M) と部材の回転角 (τ) との関係⁽¹¹⁾がTri-Linear型の復元力を用いる。すなわちヒビ割れモーメント (M_c), 降伏モーメント (M_y), 初期剛性 S および剛性低下率 α_y を柱, 梁部材の夫々に対して表5に示す。尚表5にヒビ割れ回転角 τ_c , 降伏回転角 τ_y も示した。ところで鉄筋コンクリート構造計算規準同解説⁽¹¹⁾によれば部材のモーメント (M) と部材回転角 (τ) の関係は, 部材に逆対象モーメントが作用する場合で, 反曲点がつねに一定 (しかも中央) としているが, 実際の部材については, とくに柱の反曲点がつねに変動するものである。このためあらかじめ設定した柱部材のTri-Linear型のモーメントと部材回転角の関係が実状に合わなくなる。それゆえ本論で示す塑性ヒンジ機構の関係 $m \sim \tau_p$ の関係を用いて繰返し載荷における弾塑性性のチェックを行う。

(iii) 解析の内容

この解析においては, 応答解析としてすでに発表したせん断型モデルに対する解析法⁽¹²⁾と本論において述べた曲げせん断型モデルの塑性ヒンジ機構を考慮した解析法の両者の方法について行った。解析内容を整理して表6に示す。

(iv) 解析の結果

固有周期は等価せん断型モデルについて, 固有振動解

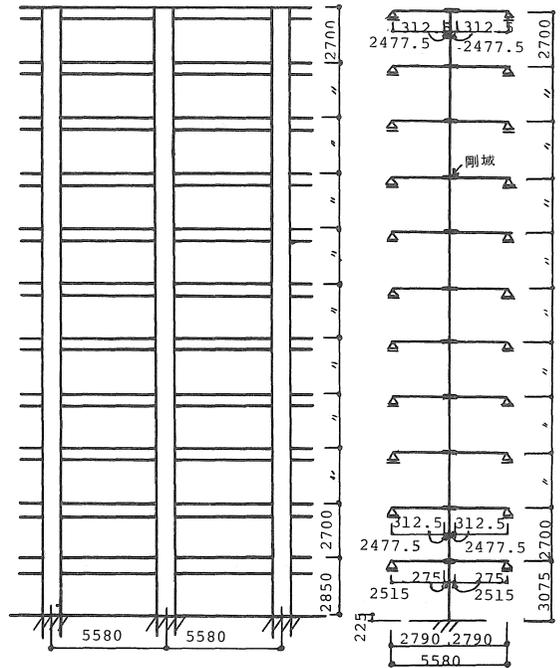


図9 (a) 積行方向フレーム

図9 (b) 解析モデル

図9 解析モデル

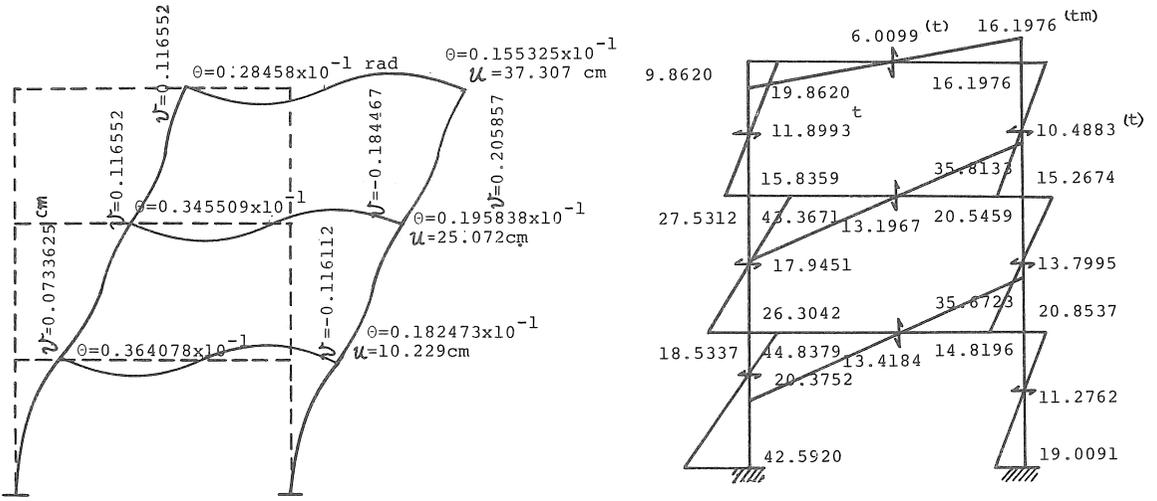


図 7 - (a) 弾性応答における変形と応力 (最大値近傍)

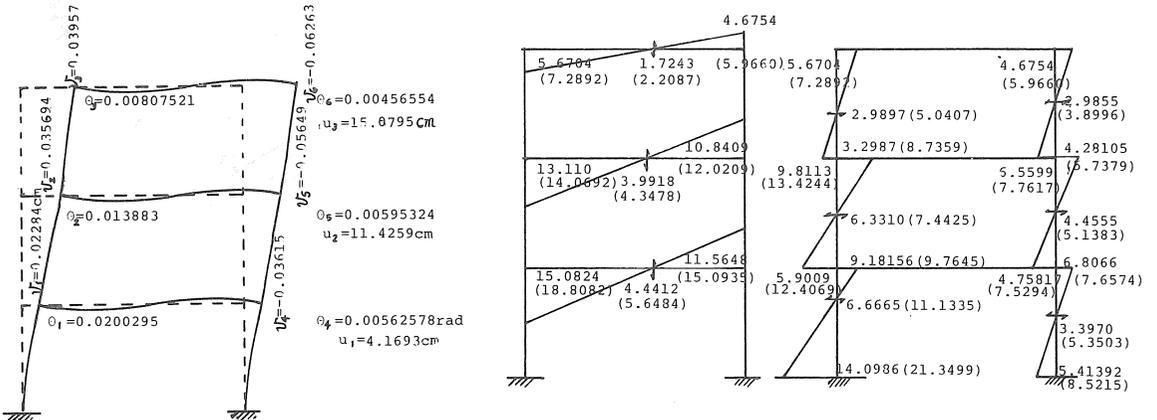


図 7- (b) 弾塑性応答における変形と応力 (図中の () 内の値は最大値)
($t = 5.00 \text{ sec}$ のとき、 $\alpha = 342.093 \text{ gal}$ 、EL-CENTRO、1940)

を使用し、 $\sigma_y = 3.5 \text{ t/cm}^2$ 、 $E = 2.1 \times 10^5 \text{ t/cm}^2$ である。

建物の重量(柱荷重)、柱・梁部材の断面および断面性能等は表3に示す。

応答解析に用いる復元力特性は次のように算定した。すなわち剛性はベース・シヤール係数 $C = 0.25$ 、逆三角形震度分布として設計用外力を計算し、図9-(b)に示す解析モデルについて架構解析を行った⁽¹⁰⁾この結果より、初期剛性 k_1 、梁のヒビ割れ発生後の剛性 k_2 が求まる。これらの値を表4に示す。ここにヒビ割れせん断力、降伏

せん断力は、節点に集る梁のヒビ割れモーメントの和を、節点に集る柱脚と柱頭に剛比の割合に分配し、これよりある階の柱頭、柱脚のモーメントの和を階高で除して求める。また降伏せん断力を計算する場合この例では梁の降伏モーメントのほうが柱の降伏モーメントよりも小さいので梁崩壊形式となる。

(ii) 解析の準備(曲げせん断型モデル)。

材料の特性、建物の重量および断面の性能等は表3に示す。各部材の復元力特性については、部材のモーメン

位，層間変位，せん断力およびせん断力係数等を示す。すなわち地震動がEL-Centroの場合には曲げせん断型の応答量よりも等価せん断型のそれが大きく，地震動がHachinoeの場合には等価せん断型の応答量が曲げせん断型のそれよりも大きいことが多いが大差ない。しかし層間変位については，地震動がHachinoeの場合には，曲げせん断型と等価せん断型の応答量が入り乱れている。

次に曲げせん断系に関して，柱や梁の部材回転角の降伏塑性率を図12に示す。ここに柱については便宜上柱頭の塑性率と柱脚の塑性率の平均値を採った。さらに各層の層間変位における柱の部材角と層間変位，節点回転角と層間変位の関係を図13に示す。この結果によれば，層間変位に影響を及ぼす主なる要因は，節点回転角であることがわかる。そしてこの傾向は上層程著しく，下層で

は柱の部材角の影響もかなり大きく，節点回転角と部材角が層間変位に関する割合が同等ぐらいになることもある。

尚地震動の最大加速度を300galとし，地震動としてEL-CentroおよびHachinoeを作用させた場合について，時系列応答として時刻 $t=3.0\text{sec}$ と 10sec における柱，梁の応力と変位の瞬間値を図14(a)，図14(b)に示した。

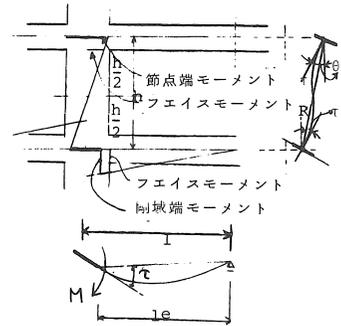
4. 結 論

本論文は構造物における柱・梁部材の塑性化を単純塑性解析理論にもとづいて地震応答解析を行う方法を示したものである。さらに例題によって，この解析法の妥当性を示し，若干の考察を行った。

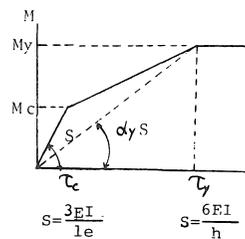
この解析法によれば，部材のヒビ割れ，降伏の状況，各時系列における応力や変形の状態を明白に把握できる。

表5 柱・梁部材の復元力特性（曲げせん断型モデル）

	ヒビ割れモーメント		降伏モーメント		剛性低下率 α_y	初期剛性 $S(t\cdot m/\text{rad})$	ヒビ割れ回転角	降伏回転角	
	$M_c(t\cdot m)$	$M_c(t\cdot m)$	$M_y(t\cdot m)$	$M_y(t\cdot m)$			$\tau_c(\text{rad})$	$\tau_y(\text{rad})$	
	フェイス	節点端	フェイス	節点端			$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	
柱	11	31.06	39.01	51.60	64.80	0.111	223259.56	0.175	2.609
	10	34.30	43.08	60.89	76.46	0.115	"	0.193	2.291
	9	37.54	47.14	69.94	87.83	0.118	"	0.211	3.339
	8	40.78	51.21	78.74	98.89	0.121	"	0.229	3.657
	7	44.02	55.28	87.31	109.64	0.124	"	0.248	3.948
	6	47.26	59.35	95.63	120.09	0.128	"	0.266	4.213
	5	50.50	63.42	103.71	130.24	0.131	"	0.284	4.454
	4	53.74	67.49	115.55	145.11	0.134	"	0.302	4.840
	3	56.98	71.56	119.14	149.62	0.138	"	0.321	4.872
	2	60.22	75.63	126.49	158.85	0.141	223259.56	0.339	5.051
	1	63.76	82.55	134.25	173.82	0.144	196032.78	0.421	6.138



	ヒビ割れモーメント		降伏モーメント		剛性低下率 α_y	初期剛性 $S(t\cdot m/\text{rad})$	ヒビ割れ回転角	降伏回転角	
	$M_c(t\cdot m)$	$M_c(t\cdot m)$	$M_y(t\cdot m)$	$M_y(t\cdot m)$			$\tau_c(\text{rad})$	$\tau_y(\text{rad})$	
	フェイス	剛域端	フェイス	剛域端			$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	
梁	R	7.61	8.06	20.01	21.18	0.213	20996.44	0.384	4.745
	11	7.76	8.21	23.63	25.01	0.234	21405.68	0.384	4.999
	10	8.02	8.49	30.01	31.78	0.253	22130.57	0.384	5.672
	9	8.27	8.76	36.17	38.30	0.272	22844.61	0.384	6.167
	8	8.56	9.06	43.09	45.62	0.293	23612.22	0.384	6.598
	7	8.62	9.13	47.46	50.25	0.301	2443.04	0.374	6.838
	6	8.64	9.15	50.28	53.23	0.306	25059.29	0.365	6.944
	5	8.93	9.45	56.14	59.44	0.326	25574.65	0.370	7.120
	4	8.93	9.45	57.57	60.95	0.329	25916.08	0.365	7.745
	3	8.93	9.45	57.57	60.95	0.329	25916.08	0.365	7.745
	2	13.99	15.04	68.43	73.55	0.269	49307.83	0.305	5.540



* フェイスモーメントより反曲点を中央と仮定して節点端モーメントを求める。

表6 解析内容一覧

解析モデル	作用地震動	作用地震動の最大加速度	減衰常数(h)	積分刻み(sec)
等価せん断型	EL-CENTRO, 1940, NS	300 gal	0.05	1/100
	HACHINOE, 1968, EW			
	EL-CENTRO, 1940, NS	450 gal	0.02	1/100
	HACHINOE, 1968, EW			
曲げせん断型	EL-CENTRO, 1940, NS	300 gal	0.02	1/400
	HACHINOE, 1968, EW			
	EL-CENTRO, 1940, NS	450 gal	0.02	1/400
	HACHINOE, 1968, EW			

表7(a) 曲げせり断面型応答解析結果 (*1)($\sigma_{max} = 300\text{gal}$, EL-CENTRO, 1940 NS)

階	絶対変位 u (cm)	階間変位 δ (cm)	階中部筋力 $Q(I)$ (C)	節点回転角 θ ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	閉間部材角		部材回転角		ヒビ割れ塑性率(*2)		降伏塑性率(*3)	
					R	R	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 $\mu_{c,v}$ 柱脚	梁 剛端 $\mu_{b,v}$ 剛端端
11	7.550	0.620	12.125 (0.443)	2.011	2.297	0.296 1.164	2.265	1.694 1.065	5.902	0.113	0.477	
10	7.191	0.730	17.498 (0.357)	2.401	2.704	0.408 2.232	2.703	2.115 1.202	7.043	0.178	0.541	
9	6.712	0.821	21.217 (0.301)	2.752	3.402	0.443 0.199	3.089	2.098 0.942	8.077	0.133	0.546	
8	6.092	0.899	24.667 (0.268)	3.039	3.328	0.431 0.201	3.422	1.879 0.576	8.926	0.119	0.555	
7	5.367	0.959	27.714 (0.244)	3.273	3.550	0.405 0.220	3.685	1.636 0.888	9.606	0.103	0.959	
6	4.754	0.988	29.563 (0.218)	3.426	3.659	0.394 0.268	3.858	1.482 1.008	10.323	0.094	0.564	
5	4.032	0.977	30.850 (0.196)	3.458	3.619	0.383 0.343	3.894	1.348 1.207	10.663	0.086	0.561	
4	3.218	0.927	31.569 (0.177)	3.330	3.433	0.356 0.406	3.750	1.178 1.343	10.147	0.074	0.527	
3	2.336	0.905	32.977 (0.165)	3.176	3.352	0.250 0.519	3.576	0.780 1.619	9.802	0.051	0.462	
2	1.439	0.802	35.905 (0.162)	3.023	2.972	0.361 0.722	3.404	1.066 2.131	9.330	0.072	0.440	
1	0.638	0.638	38.685 (0.158)	2.362	2.075	0.522 2.075	2.622	1.240 4.927	8.596	0.085	0.473	

(*1) $h=0.02, \Delta I=1/400\text{ sec}$
 (*2) (*3) 表5に示す設定されたヒビ割れ回転角, 降伏回転角から算出した。すなわち,
 $\mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,c}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,c}}, \mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,v}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,v}}$

表7(c) 曲げせり断面型応答解析結果 (*1)($\sigma_{max} = 450\text{gal}$, EL-CENTRO, 1940 NS)

階	絶対変位 u (cm)	階間変位 δ (cm)	階中部筋力 $Q(I)$ (C)	節点回転角 θ ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	閉間部材角		部材回転角		ヒビ割れ塑性率(*2)		降伏塑性率(*3)	
					R	R	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 $\mu_{c,v}$ 柱脚	梁 剛端 $\mu_{b,v}$ 剛端端
11	12.796	0.982	16.831 0.614	3.262	3.637	0.377 2.203	3.673	2.158 1.162	9.571	0.144	0.774	
10	12.142	1.215	25.269 0.516	3.746	4.502	0.822 0.332	4.218	0.959 1.721	10.992	0.145	0.844	
9	11.369	1.363	31.331 0.444	4.440	5.123	0.812 0.393	5.000	0.845 1.861	13.032	0.148	0.881	
8	10.420	1.463	35.103 0.381	4.904	5.417	0.715 0.393	5.522	0.713 1.713	14.404	0.196	0.895	
7	9.311	1.475	37.535 0.330	5.092	5.462	0.737 0.463	5.734	0.870 1.117	14.948	0.187	0.869	
6	8.042	1.465	39.319 0.290	5.108	5.426	0.886 0.497	5.752	0.886 1.118	15.391	0.210	0.811	
5	6.772	1.701	40.476 0.258	5.272	6.299	0.971 0.564	5.937	1.127 1.785	16.258	0.263	0.855	
4	5.336	2.301	40.820 0.229	6.180	8.524	2.383 0.565	6.959	1.863 1.831	18.831	0.492	0.977	
3	3.532	1.415	44.623 0.223	5.348	5.242	0.744 0.816	6.022	2.321 2.546	16.506	0.153	0.778	
2	2.158	1.211	48.323 0.218	4.535	4.487	0.534 1.274	5.107	1.576 3.761	13.271	0.106	0.660	
1	1.001	1.001	52.353 0.213	3.393	3.254	0.677 3.254	3.766	1.608 7.727	12.347	0.110	0.680	

(*1) $h=0.02, \Delta I=1/400\text{ sec}$
 (*2) (*3) 表5に示す設定されたヒビ割れ回転角, 降伏回転角から算出した。すなわち,
 $\mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,c}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,c}}, \mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,v}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,v}}$

表7(b) 曲げせり断面型応答解析結果 (*1)($\sigma_{max} = 300\text{gal}$, HACHINOHE, 1968 EN)

階	絶対変位 u (cm)	階間変位 δ (cm)	階中部筋力 $Q(I)$ (C)	節点回転角 θ ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	閉間部材角		部材回転角		ヒビ割れ塑性率(*2)		降伏塑性率(*3)	
					R	R	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 $\mu_{c,v}$ 柱脚	梁 剛端 $\mu_{b,v}$ 剛端端
11	20.981	00.986	14.224 (0.519)	3.269	3.652	0.389 0.201	3.682	2.265 1.171	9.599	0.077	0.776	
10	20.012	1.369	23.619 (0.482)	3.826	5.071	1.276 0.384	4.308	6.614 1.990	11.227	0.557	0.862	
9	18.687	1.795	32.681 (0.463)	5.155	6.649	1.499 0.487	5.805	7.099 2.331	15.130	0.449	1.023	
8	16.989	2.183	39.750 (0.431)	6.571	8.085	1.552 0.426	7.400	6.636 2.972	19.302	0.424	1.200	
7	14.936	2.484	45.374 (0.399)	7.867	9.199	1.425 0.444	8.860	5.755 1.753	23.097	0.361	1.343	
6	12.599	2.650	49.947 (0.369)	8.830	9.815	1.331 0.843	9.944	5.006 3.171	26.608	0.316	1.454	
5	10.121	2.621	53.124 (0.338)	9.117	9.707	1.002 1.200	10.266	3.527 4.819	28.112	0.225	1.478	
4	7.930	2.428	56.027 (0.314)	8.490	8.993	1.260 1.362	9.561	3.970 4.506	25.872	0.248	1.343	
3	5.703	2.254	58.502 (0.292)	7.819	8.348	0.612 1.440	8.805	1.909 4.493	24.135	0.226	1.137	
2	3.470	1.989	60.884 (0.274)	7.188	7.366	0.599 2.421	8.095	1.768 7.147	22.189	0.119	1.046	
1	1.489	1.489	63.472 (0.259)	4.968	4.841	0.683 4.841	5.514	1.622 11.496	18.078	0.111	0.995	

(*1) $h=0.02, \Delta I=1/400\text{ sec}$
 (*2) (*3) 表5に示す設定されたヒビ割れ回転角, 降伏回転角から算出した。すなわち,
 $\mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,c}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,c}}, \mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,v}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,v}}$

表7(d) 曲げせり断面型応答解析結果 (*1)($\sigma_{max} = 450\text{gal}$, HACHINOHE, 1968 EW)

階	絶対変位 u (cm)	階間変位 δ (cm)	階中部筋力 $Q(I)$ (C)	節点回転角 θ ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	閉間部材角		部材回転角		ヒビ割れ塑性率(*2)		降伏塑性率(*3)	
					R	R	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 T_c 柱脚	梁 剛端 T_b	柱頭 $\mu_{c,v}$ 柱脚	梁 剛端 $\mu_{b,v}$ 剛端端
11	36.206	1.082	15.244 0.556	3.439	4.008	0.569 0.202	3.873	3.257 1.156	10.092	0.218	0.816	
10	35.319	1.515	25.163 0.514	4.180	5.613	1.439 0.355	4.707	7.458 1.840	12.266	0.628	0.942	
9	34.099	2.153	32.903 0.466	5.692	7.975	2.323 0.427	6.410	11.001 0.696	16.707	0.696	1.130	
8	32.048	2.789	41.452 0.450	8.017	10.331	2.789 0.531	9.028	12.159 2.315	23.549	0.763	1.464	
7	29.963	3.440	48.392 0.425	10.203	12.743	3.302 1.161	11.490	13.335 4.689	29.953	0.836	1.741	
6	26.574	4.433	53.286 0.394	13.501	16.418	2.952 1.514	15.203	11.105 5.695	40.680	0.701	2.223	
5	22.189	5.158	57.062 0.363	17.275	19.103	1.874 1.857	19.454	6.597 6.597	53.272	0.421	2.802	
4	17.084	5.362	61.166 0.342	18.782	19.861	1.557 1.885	21.150	5.151 6.236	57.231	0.322	2.970	
3	11.762	4.950	65.262 0.326	18.866	18.334	1.340 3.039	20.682	4.181 9.482	56.690	0.275	2.671	
2	6.835	3.976	69.477 0.313	15.349	14.725	1.236 4.851	17.285	3.649 14.321	47.378	0.245	2.232	
1	2.863	2.863	74.413 0.303	9.890	9.309	1.036 9.309	10.977	2.460 22.105	35.988	0.169	1.981	

(*1) $h=0.02, \Delta I=1/400\text{ sec}$
 (*2) (*3) 表5に示す設定されたヒビ割れ回転角, 降伏回転角から算出した。すなわち,
 $\mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,c}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,c}}, \mu_{c,v} = \frac{T_c}{T_{c,v}}, \mu_{b,v} = \frac{T_b}{T_{b,v}}$

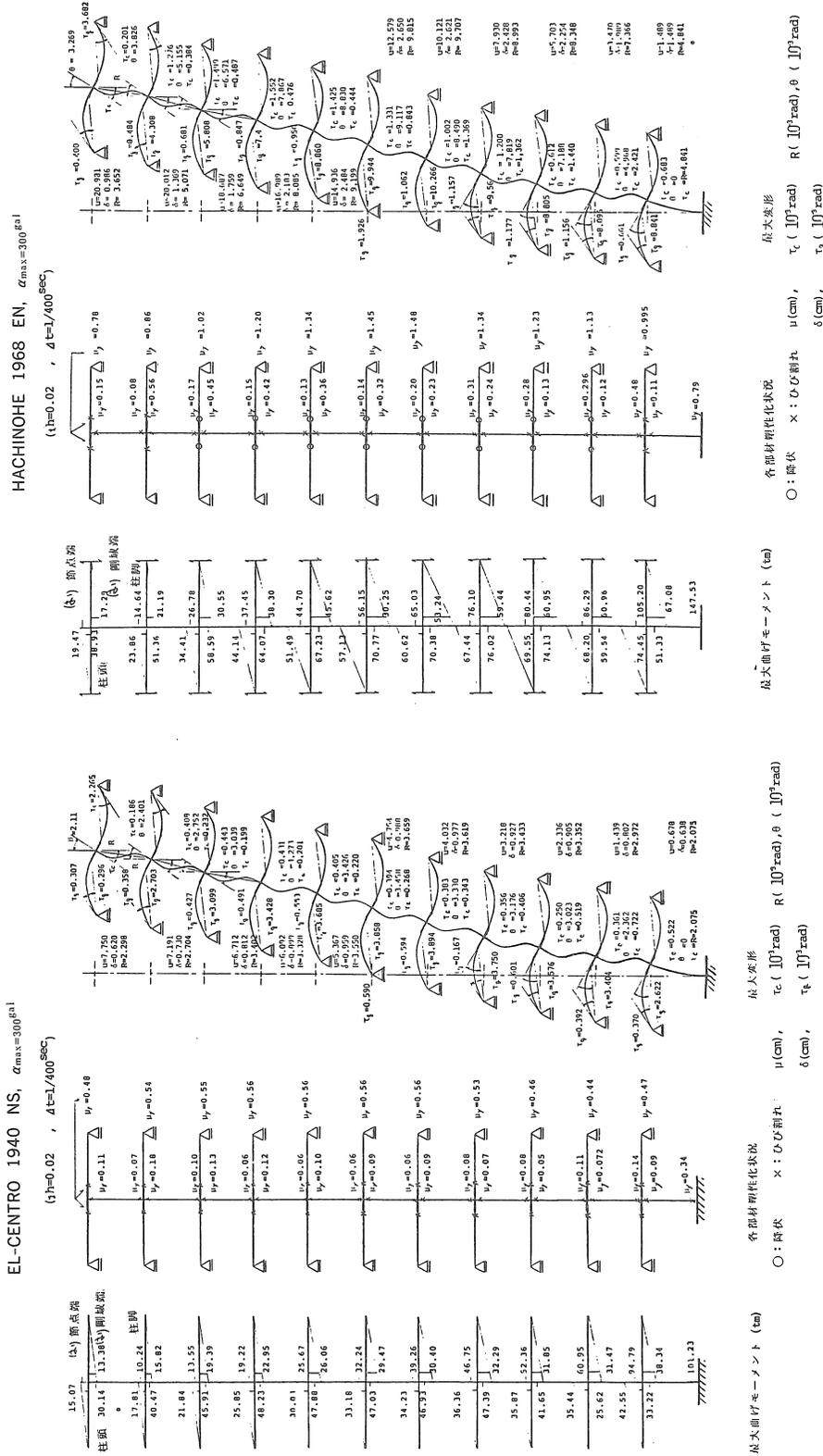


図10—(a) 曲げモーメント・変形の最大値と各部材の塑性化状況

図10—(b) 曲げモーメント・変形の最大値と各部材の塑性化状況

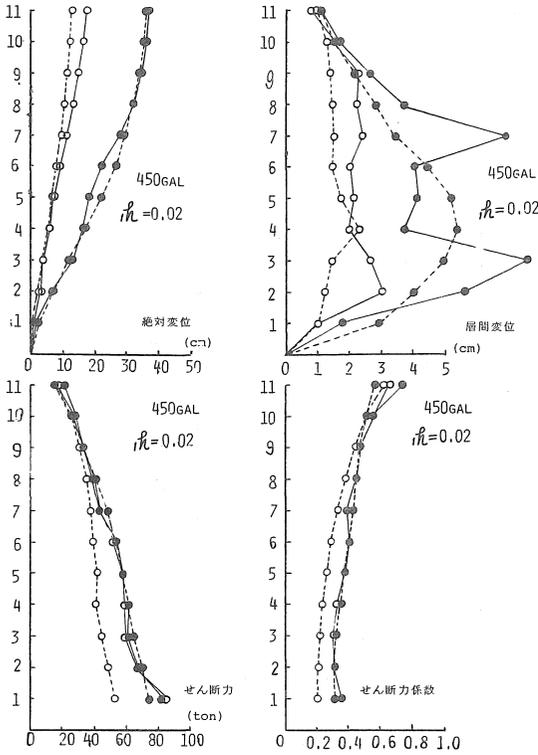


図11 曲げせん断型モデルと等価せん断型モデルの応答量の比較
 等価せん断型 —○— EL-CLNTRO 曲げせん断型 —●— HACHINOHE HARBOR

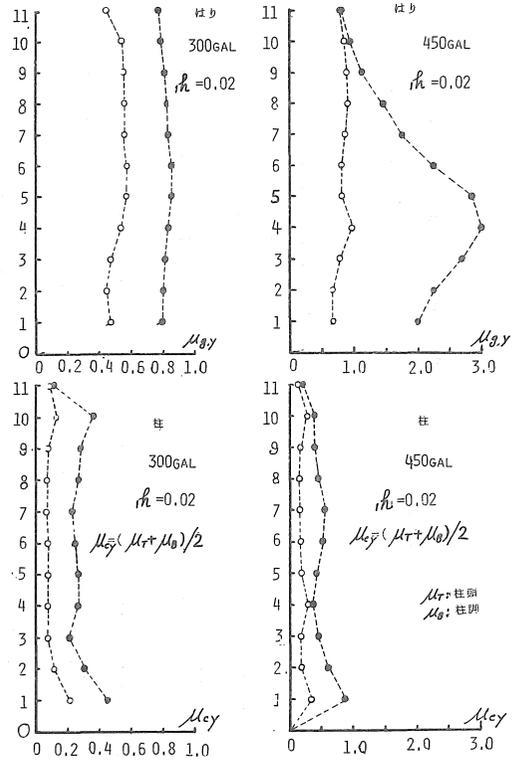


図12-(a) 降伏塑性率(部材回転角)

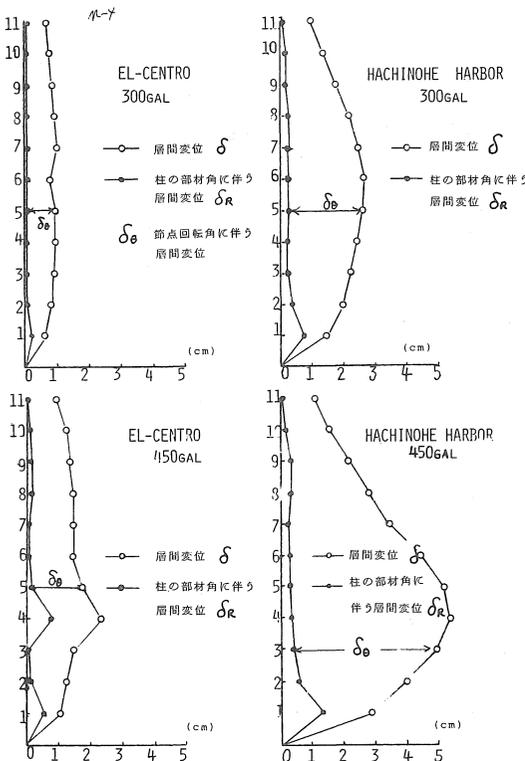


図13 層間変位におよぼす柱の部材角と節点回転角の影響

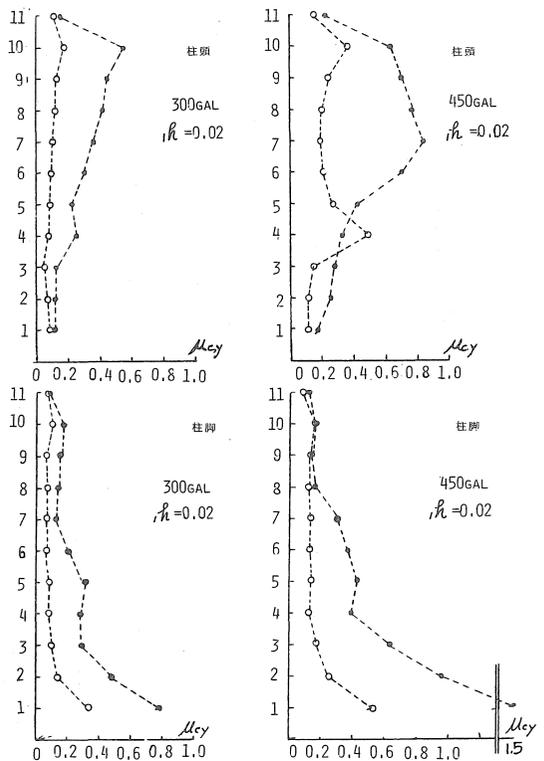
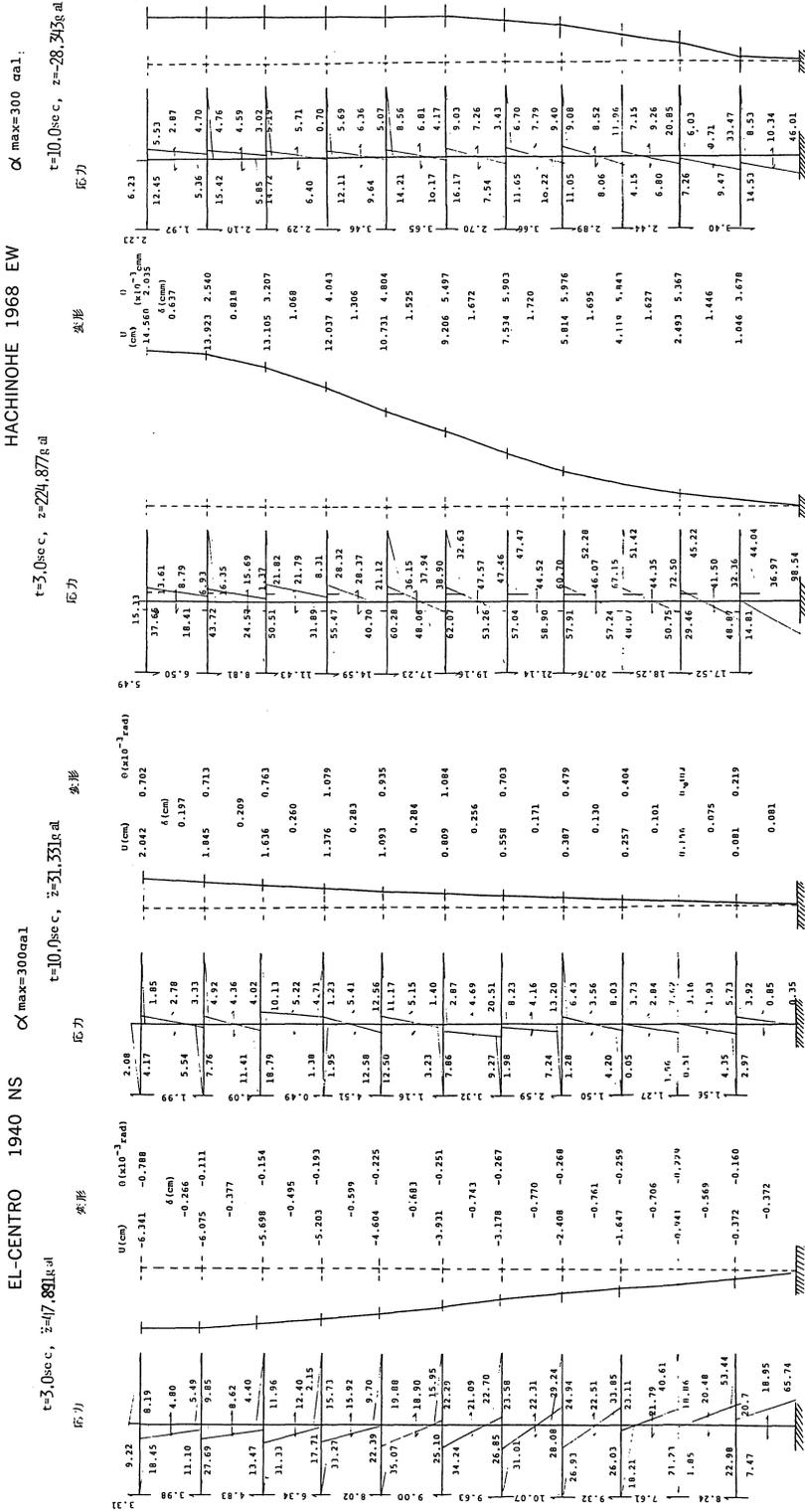


図12-(b) 降伏塑性率(部材回転角)



$\delta(cm)$: 層間変位, $U(cm)$: 絶対変位, $\theta(\times 10^{-3}rad)$: 節点回転角

図14—(a) 応力と変位の瞬間値

$\delta(cm)$: 層間変位, $U(cm)$: 絶対変位, $\theta(\times 10^{-3}rad)$: 節点回転角

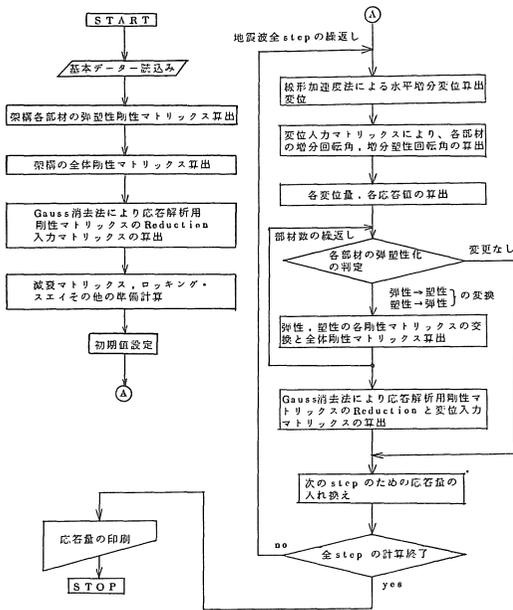
図14—(b) 応力と変位の瞬間値

参考文献

(1) Glen V. Berg : The Analysis of Structural Response of Earthquake Forces : The University of Michigan Engineering Industry, May, 1958
 (2) S. L. Lee, D. S. Perelman and J. F. Fleming : Earthquake Response of Inelastic Shear Buildings : Bulletin of Seismological Society of America, Vol.56, No.2, April, 1966.
 (3) Warren R. Walpole and Robin Shapherd : Elasto-Plastic Seismic Response of Reinforced Concrete Frame : ASCE, Vol.95, ST10, Oct., 1969.

(4) 菅野忠 : 連層耐震壁を含む高層建物の弾塑性地震応答解析第1報, 日本建築学会論文報告集号外, 昭和41年10月.
 (5) 小堀鐸二, 南井良一郎, 藤原悌三 : 弾塑性ジョイントを持つ架構の地震応答一軸力を考慮した場合一; Proceeding of Japan Earthquake Engineering Symposium, Oct., 1966.
 (6) 小堀鐸二, 南井良一郎, 藤原悌三 : R.O.型弾塑性部材から成る建築架構の地震応答 : 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和46年11月.
 (7) 梅村魁, 滝沢春男 : 鉄筋コンクリート造骨組の強震応答解析(1),(2) ; 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和47年10月.
 (8) R. W. Clough and K. Lee Benuska ; FHA study of Seismic Design Criteria for High Rise Buildings ; A Report Prepared for the Technical Studies Program of the Federal Housing Administration, August, 1966.
 (9) R. K. リブスレイ : マトリックス構造解析入門 ; 培風館.
 (10) 小高昭夫, 堀江文雄 ; マトリックスを用いた骨組解析の一考察 ; 日本鋼構造協会第3回大会研究集会, マトリックス構造解析講演論文集, 昭和44年5月
 (11) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準同解説 ; 日本建築学会, 1971.
 (12) T. Odaka, T. Suzuki and K. Kinoshita ; Non-Linear Response Analysis of Multi-Story Structures including Rocking and Swaying Vibration Subjected to Earthquake Ground Motions ; Proceeding of III WCEE, Santiago, Chile, Jan., 1969.

(附) フロウチャート



(受理 昭和57年 1月16日)