

建物の耐力計算における層集約骨組の弾塑性増分解析

木村, 築 / KIMURA, Kizuku / 吉田, 長行 / 河井, 雄登 /
YOSHIDA, Nagayuki / KAWAI, Yuto

(出版者 / Publisher)

法政大学情報メディア教育研究センター

(雑誌名 / Journal or Publication Title)

法政大学情報メディア教育研究センター研究報告

(巻 / Volume)

31

(開始ページ / Start Page)

21

(終了ページ / End Page)

29

(発行年 / Year)

2017-06-30

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00014865>

$$\begin{cases} \lambda_p = -(\lambda_L + \lambda_R) \\ \lambda_p = 1 + \lambda_L + \lambda_R \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} K_N = \frac{EA}{l} \\ K_1 = \frac{4E}{l} \cdot \frac{3\lambda_L(1+\lambda_R)}{2\lambda_p} \\ K_1' = \frac{4E}{l} \cdot \frac{3\lambda_R(1+\lambda_L)}{2\lambda_p} \\ K_2 = \frac{6E}{l^2} \cdot \frac{\lambda_L(1+2\lambda_R)}{\lambda_p} \\ K_2' = \frac{6E}{l^2} \cdot \frac{\lambda_R(1+2\lambda_L)}{\lambda_p} \\ K_3 = \frac{2E}{l} \cdot \frac{3\lambda_L\lambda_R}{\lambda_p} \\ K_4 = \frac{12E}{l^3} \cdot \frac{\lambda_L + \lambda_R + 4\lambda_L\lambda_R}{2\lambda_p} \end{cases} \quad (5)$$

E : ヤング率, A : 断面積

I_z : z 軸回り断面 2 次モーメント

l : 材長, $\lambda_{L,R}$: 各左右材端回転ばねの剛性係数

$$\text{節点変位 : } \{d\} = \begin{Bmatrix} u_L \\ v_L \\ \theta_L \\ u_R \\ v_R \\ \theta_R \end{Bmatrix}, \text{ 節点外力 : } \{f\} = \begin{Bmatrix} N_L \\ Q_L \\ M_L \\ N_R \\ Q_R \\ M_R \end{Bmatrix} \quad (6)$$

$u_{L,R}$: x 軸(材軸)方向変位

$v_{L,R}$: y 軸(上向き)方向変位

$\theta_{L,R}$: z 軸(反時計)回り回転角,

$N_{L,R}$: x 軸(材軸)方向節点外力

$Q_{L,R}$: y 軸(上向き)方向節点外力

$M_{L,R}$: z 軸(反時計)回り節点外力モーメント

$$\text{全体剛性方程式 : } [\bar{k}]\Delta\{\bar{d}\} = \Delta\{\bar{f}\} \quad (7)$$

$$\text{ここで, } [\bar{k}] = [T]^T[k][T], [d] = [T][\bar{d}], [f] = [T][\bar{f}] \quad (8)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} [\Lambda] & [0] \\ [0] & [\Lambda] \end{bmatrix}, [\Lambda] = \begin{bmatrix} C & S & 0 \\ -S & C & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$C = \cos \varphi = (x_R - x_L) / l, S = \sin \varphi = (y_R - y_L) / l \quad (10)$$

2.2 立体骨組 以下に, 立体骨組のマトリクスを作成する手順を述べる.

$$[k] = I_y \begin{bmatrix} K_4 & -J_2 & -K_4 & -J_2' \\ -J_2 & J_1 & J_2 & J_3 \\ -K_4 & J_2 & K_4 & J_2' \\ -J_2' & J_3 & J_2' & J_1' \end{bmatrix} \quad (11)$$

マトリクスの成分は式(3), 式(4), 式(5)の各式と同じである.

立体骨組では直交方向に接続する部材の曲げによって捩り変形が発生する. これを次に定式化する.

$$\begin{bmatrix} K_T & -K_T \\ -K_T & K_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_L \\ \phi_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} T_L \\ T_R \end{Bmatrix}, K_T = \frac{GK}{l} \quad (12)$$

ここで,

$\phi_{L,R}$: 捩れ角, $T_{L,R}$: 捩りモーメント, K : 捩り定数

式(2), 式(8), 式(9)を重ね合わせて立体骨組の要素剛性方程式は以下のようにになる.

$$[k] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 \\ K_N & & & & & & & & & & & \\ 0 & I_z K_1 & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & I_y K_4 & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & K_T & & & & & & & & \\ 0 & 0 & -I_y J_2 & 0 & I_y J_1 & & & & & & & \\ 0 & I_z J_2 & 0 & 0 & 0 & I_z J_1 & & & & & & \\ -K_N & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_N & & & & & \\ 0 & -I_z K_4 & 0 & 0 & 0 & -I_z J_2 & 0 & I_z K_4 & & & & \\ 0 & 0 & -I_y K_4 & 0 & I_y J_2 & 0 & 0 & 0 & I_y K_4 & & & \\ 0 & 0 & 0 & -K_T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_T & & \\ 0 & 0 & -I_y J_2 & 0 & I_y J_3 & 0 & 0 & 0 & I_y J_2' & 0 & I_y J_1' & \\ 0 & I_z J_2 & 0 & 0 & 0 & I_z J_3 & 0 & -I_z J_2' & 0 & 0 & 0 & I_z J_1' \end{bmatrix} \quad (13)$$

(注意) λ_L, λ_R : I_y と掛け合わせる量では, $\lambda_{yL}, \lambda_{yR}$,

I_z と掛け合わせる量では, $\lambda_{zL}, \lambda_{zR}$ に読み替える.

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} u_L \\ v_L \\ w_L \\ \phi_L \\ \theta_{yL} \\ \theta_{zL} \\ u_R \\ v_R \\ w_R \\ \phi_R \\ \theta_{yR} \\ \theta_{zR} \end{Bmatrix}, \{f\} = \begin{Bmatrix} N_L \\ Q_{yL} \\ Q_{zL} \\ T_L \\ M_{yL} \\ M_{zL} \\ N_R \\ Q_{yR} \\ Q_{zR} \\ T_R \\ M_{yR} \\ M_{zR} \end{Bmatrix} \quad (14)$$

$$\text{全体剛性方程式：} [\bar{k}] \Delta \{\bar{d}\} = \Delta \{\bar{f}\} \quad (15)$$

ここで、

$$[\bar{k}] = [T]^T [k] [T], [d] = [T] [\bar{d}], [f] = [T] [\bar{f}] \quad (16)$$

$$\{\bar{d}\} = \begin{Bmatrix} u_{xL} \\ u_{yL} \\ u_{zL} \\ \theta_{xL} \\ \theta_{yL} \\ \theta_{zL} \\ u_{xR} \\ u_{yR} \\ u_{zR} \\ \theta_{xR} \\ \theta_{yR} \\ \theta_{zR} \end{Bmatrix}, \{\bar{f}\} = \begin{Bmatrix} P_{xL} \\ P_{yL} \\ P_{zL} \\ M_{xL} \\ M_{yL} \\ M_{zL} \\ P_{xR} \\ P_{yR} \\ P_{zR} \\ M_{xR} \\ M_{yR} \\ M_{zR} \end{Bmatrix} \quad (17)$$

座標変換マトリクス $[T]$ は以下のように定める。^[1]

$$[T] = \begin{bmatrix} [\Lambda] & \\ & [\Lambda] \end{bmatrix}, [\Lambda] = \begin{bmatrix} [\Lambda_0] & \\ & [\Lambda_0] \end{bmatrix}, [\Lambda_0] = \begin{bmatrix} x & m_x & n_x \\ y & m_y & n_y \\ z & m_z & n_z \end{bmatrix} \quad (18)$$

2.3 背骨曲線情報

以下に、弾性梁における背骨曲線の算出手法を述べる。

・柱：

$$\begin{cases} M_c = (\sigma_c + N/bD)Z, \sigma_c = 0.56\sqrt{F_c} \\ M_y = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c) \\ a_t = p_t bD, p_t \geq 0,004 (N/bD \leq 0.4F_c) \\ \lambda_c = \frac{Q_y - Q_c}{Q_y/\alpha_y - Q_c} = \frac{M_y - M_c}{M_y/\alpha_y - M_c} \\ \alpha_y = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{M}{QD} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \\ \cong \left(0.141 + 0.0215 \frac{H'}{D} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \\ d \leq D - 0.05 (2 < M/QD \leq 5) \\ \lambda_y = 0.001 \sim 0.01 \end{cases} \quad (19)$$

・梁：

$$\begin{cases} M_c = \sigma_c Z, \sigma_c = 0.56\sqrt{F_c} \\ M_y = 0.9a_t\sigma_y d \\ a_t = p_t b d, p_t \geq 0,004 \\ \lambda_c = \frac{Q_y - Q_c}{Q_y/\alpha_y - Q_c} = \frac{M_y - M_c}{M_y/\alpha_y - M_c} \\ \alpha_y = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{M}{QD} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \\ \cong \left(0.141 + 0.0215 \frac{H'}{D} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \\ d \leq D - 0.05 (2 < M/QD \leq 5) \\ \lambda_y = 0.001 \sim 0.01 \end{cases} \quad (20)^{[4][5]}$$

3. 層集約骨組モデルによる弾塑性増分解析

3.1 層集約骨組解析

水平力として建物の地震荷重を考える。

$$\{P_x\} = \begin{Bmatrix} P_x^N \\ P_x^i \\ P_x^1 \end{Bmatrix} = p_0 \begin{Bmatrix} \psi^N \\ \psi^i \\ \psi^1 \end{Bmatrix} = p_0 \{\psi\} \quad (21)$$

ここで、 $\{\psi\}$ は地震荷重モード、 p_0 は荷重倍率である。

単位の荷重倍率 $p_0 = 1$ を考え、第 i 層の地震荷重 p_i を式(16)の右辺の第 i 層の水平節点外力 F_x に均等に分配して変位解を求める。

各層の水平変位 $\{\delta\} = \{\delta\}$ は同じ層にある節点の水平変位の平均値で代替する.

$${}_1\delta^i = \frac{\sum_{j=1}^{m(i)} u^{ij}}{m(i)} \quad (22)$$

ここで, u^{ij} は第 i 層の第 j 番目柱の柱頭水平変位, $m(i)$ は i 層の柱本数.

このとき, i 層の層間変位は

$${}_1\Delta^i = {}_1\delta^i - {}_1\delta^{i-1} \quad (23)$$

である.

さらに, 変位解の中から第 i 層の柱頭, 柱脚の回転角 ${}_1\theta^{ij} - {}_1\theta^{i-1,j}$ を取り出すこともできる. これらを撓み角法に用いると, 柱頭 (T) と柱脚 (B) に発生している曲げモーメントが以下のように得られる.

$$\begin{cases} {}_1M_T^{ij} = \frac{2EI^{ij}}{h^i} (2{}_1\theta^{ij} + {}_1\theta^{i-1,j} - 3\Psi^i) \\ {}_1M_B^{ij} = \frac{2EI^{ij}}{h^i} (2{}_1\theta^{i-1,j} + {}_1\theta^{ij} - 3\Psi^i) \end{cases} \quad (24)$$

ここで, h^i は i 層の階高である. 平面骨組では反時計回りの回転角を正としているため柱の部材角は $\Psi^i = -{}_1\Delta^i / h^i$ となる.

柱頭の左右 (L, R) に接続する梁の曲げモーメントも撓み角法から下式のように求まる.

$$\begin{cases} {}_1M_L^{ij} = \frac{2EI^L}{l^L} (2{}_1\theta^{ij} + {}_1\theta^{i,j-1} - 3\Psi_L^i) \\ {}_1M_R^{ij} = \frac{2EI^R}{l^R} (2{}_1\theta^{ij} + {}_1\theta^{i,j-1} - 3\Psi_R^i) \end{cases} \quad (25)$$

ここでは, 柱の伸縮は小さいものとして梁の部材角 $\Psi_L^i = (v^{ij} - v^{i,j-1}) / l$ などは無視できる.

なお, 式(24), 式(25)は式(16)を直接解き, 要素 e の材端応力 $[k_e][T]\{d_e\}$ から求めることができる.

これより, 任意の層間変位 Δ^i に対して発生する柱 ij のせん断力は次のようになる.

$$Q^{ij} = \frac{{}_1M_{yT}^{ij} + {}_1M_{yB}^{ij}}{h^i} \frac{\Delta^i}{{}_1\Delta^i} \quad (26)$$

上下端をピン接合された 2 本の壁側柱の 1 つに発生しているせん断力は

$$Q^{ij} = \frac{k_w^{ij}}{2} \Delta^i \quad (27)$$

となる. ところで, 第 i 層に作用する層せん断力は第 i 層とその上層に作用する地震荷重の和である.

$$Q^i = \sum_{k=i}^N P_x^k \quad (28)$$

この層せん断力は柱のせん断力の総和に等しい.

$$Q^i = \sum_{j=1}^{m(i)} Q^{ij} \quad (29)$$

上式に式(22)と式(23)を代入すると, 下式を得る.

$$Q^i = \sum_{j=1}^{m(i)} k^{ij} \Delta^i = k^i \Delta^i \quad (30)$$

ここで, k^i は i 層の層剛性で, 各柱の柱剛性 k^{ij} は次のとおりである.

$$k^{ij} = \frac{Q^{ij}}{\Delta^i} = \frac{{}_1M_{yT}^{ij} + {}_1M_{yB}^{ij}}{h^i} \frac{1}{{}_1\Delta^i} \text{ or } \frac{k_w^{ij}}{2} \quad (31)$$

式(30)と式(31)から Δ^i を消去すると各柱のせん断力は次のように表される.

$$\begin{aligned} Q^{ij} &= \frac{k^{ij}}{k^i} Q^i, \frac{k^{ij}}{k^i} = \frac{k^{ij}}{\sum_{j=1}^{m(i)} k^{ij}} \\ &= \frac{D^{ij} \frac{12EK_0}{h^i}}{\sum_{j=1}^{m(i)} D^{ij} \frac{12EK_0}{h^i}} = \frac{D^{ij}}{\sum_{j=1}^{m(i)} D^{ij}} \end{aligned} \quad (32)$$

この D^{ij} は D 値法の横力分担係数(逆三角形荷重分布)に相当する量であるが, 任意の荷重分布モード $\{\psi\}$ に対応した数値精算解である.

K_0 は標準剛度で, 一般に $10^{-3}(m^3)$ とおく.

以上で述べた諸式を用いて, 弾性層集約骨組解析

の計算手順を述べる。

(1) 地震荷重モード $\{\psi\}$: 以下のような二つの定め方がある。

・ A_i 分布を用いた地震層せん断力

$$Q^i \propto A_i \sum_{k=i}^N W_k (= m_k g) \quad (33)$$

$$\psi^i \propto Q^i - Q^{i+1} (i=1, \dots, N-1), \psi^N = Q^N \quad (34)$$

・ B_i 分布, 固有値解析から得られる 1 次固有振動モード $\{\phi\}$ から, 質量 m_i を用いて

$$\psi^i \propto m_i \phi_1^i \quad (35)$$

(2) 地震力と層せん断力

$$P^i = p_0 \psi^i, Q^i = p_0 \sum_{k=i}^N \psi^k (i=1, \dots, N) \quad (36)$$

(3) 弾性材端曲げ剛性

$$K_T^{ij}, K_B^{ij}, K_L^{ij}, K_R^{ij} (i=1, \dots, N, j=0, \dots, m(i)) \quad (37)$$

柱上下端 (T, B) :

$$\begin{cases} K_T^{ij} = \frac{2EI^{ij}}{h^i} \left(\frac{2_1\theta^{ij} + 1_1\theta^{i-1,j}}{1\Delta^i} - \frac{3}{h^i} \right) \\ K_B^{ij} = \frac{2EI^{ij}}{h^i} \left(\frac{2_1\theta^{i-1,j} + 1_1\theta^{ij}}{1\Delta^i} - \frac{3}{h^i} \right) \end{cases}$$

y_0 : 反曲点高比 (38)

柱梁接合部の梁端 (L, R) :

$$\begin{cases} K_L^{ij} = \frac{2EI^L}{l^L} \left(\frac{2_1\theta^{ij} + 1_1\theta^{i,j-1}}{1\Delta^i} \right) \\ K_R^{ij} = \frac{2EI^R}{l^R} \left(\frac{2_1\theta^{ij} + 1_1\theta^{i,j+1}}{1\Delta^i} \right) \end{cases} \quad (39)$$

ただし, 基礎梁の場合, $1\Delta^0 = 1\Delta^1$ とする。

(4) 柱剛性と層剛性

$$k^i = \frac{K_T^{ij} + K_B^{ij}}{h^i} \text{ or } \frac{k_w^{ij}}{2} \quad (40)$$

$$k^i = \sum_{j=1}^{m(i)} k^{ij} (i=1, \dots, N) \quad (41)$$

(5) 層変位

$$\Delta^i = \frac{Q^i}{k^i} \quad (42)$$

(6) 柱上下端の曲げモーメント

($i=1, \dots, N, j=1, \dots, m(i)$) :

$$\begin{cases} M_T^{ij} = K_T^{ij} \cdot \Delta^i \\ M_B^{ij} = K_B^{ij} \cdot \Delta^i \end{cases} \quad (43)$$

柱梁接合部の左右 (L, R) に接続する梁端の曲げ

モーメント ($i=0, \dots, N, j=1, \dots, m(i)$) :

$$\begin{cases} M_L^{ij} = K_L^{ij} \cdot \Delta^i \\ M_R^{ij} = K_R^{ij} \cdot \Delta^i \end{cases} \quad (44)$$

3.2 D 値法による弾性材端曲げ剛性

柱上下端 (T, B) :

$$\begin{cases} K_T^{ij} = (1-y_0) h^i D^{ij} \cdot \frac{12EK_0}{h^i} \\ = \left(\frac{1-y_0}{h^i} a^{ij} \right) \cdot 12Ek_C^{ij} K_0 = A_T^{ij} \cdot 12Ek_C^{ij} K_0 \\ K_B^{ij} = y_0 h^i D^{ij} \cdot \frac{12EK_0}{h^i} \\ = \left(\frac{y_0}{h^i} a^{ij} \right) \cdot 12Ek_C^{ij} K_0 = A_B^{ij} \cdot 12Ek_C^{ij} K_0 \end{cases} \quad (45)$$

上式中,

$$a^{ij} = \frac{\bar{k}}{2+\bar{k}}, \bar{k} = \frac{k_L^{ij} + k_R^{ij} + k_L^{i-1,j} + k_R^{i-1,j}}{2k_C^{ij}} \quad (46)$$

$$A_T^{ij} = \frac{1-y_0}{h^i} a^{ij}, A_B^{ij} = \frac{y_0}{h^i} a^{ij} \quad (47)$$

ここで, k_C^{ij} は柱の剛比, $k_L^{ij}, k_R^{ij}, k_L^{i-1,j}, k_R^{i-1,j}$ はそれぞれ柱の柱頭と柱脚に接続する梁の剛比。

なお, 式(45)は D 値法の標準的な式であるが, 柱が

側柱である場合や基礎梁の有る無しで多少異なる。

柱梁接合部の梁端 (L, R) :

$$\begin{cases} K_L^j = \frac{A_B^{i+1,j} + A_T^j}{2} \cdot 6Ek_L^j K_0 \\ K_R^j = \frac{A_B^{i+1,j} + A_T^j}{2} \cdot 6Ek_R^j K_0 \end{cases} \quad (48)$$

梁の材端曲げ剛性は柱の曲げモーメントを梁に分配するときの分配比を算定するために用いられる。^[2]
[7]

3.3 弾塑性解析のための仮定

仮定 1 : 節点における上下の柱の材端曲げモーメント

の和 $M_T^j + M_B^{i+1,j}$ を左右の梁の材端曲げモーメントに符号を変えて分配する。分配比は梁の弾塑性材端曲げ剛性の比とする。

仮定 2 : 左右 1 つの梁に分配された材端曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えた場合は超えた分を他の梁の材端モーメントが負担する。

仮定 3 : 左右の梁がそれぞれの降伏曲げモーメントに達した場合はその和を、符号を変えて上下の柱の新たな材端限界曲げモーメントとして分配する。分配比は柱の弾塑性材端曲げ剛性の比とする。これにより、柱梁要素の降伏(限界)曲げモーメントは両端で異なることになる。(梁の余剰曲げモーメントを上下の柱へ再分配すると、既に設定した層せん断力に変化し、指定した荷重分布モードを維持できなくなる。これを避けるため、柱への再分配は実行しない。これにより節点には曲げモーメントの釣合誤差が生じることになるが、これを少なくするためには増分幅の適切な調整が必要である。)

仮定 4 : 材端曲げモーメント M_S^j がひび割れ曲げ

モーメント M_{SC}^j または降伏曲げモーメ

ント M_{SY}^j に達した以後の弾塑性材端曲

げ剛性 ${}_2K_S^j$ は、弾性材端曲げ剛性 K_S^j に

低減係数 $\lambda_S^j (1, \lambda_{SC}^j, \lambda_{SY}^j)$ からなる平均

低減係数 λ_{SD}^j を乗じたものとする。ここ

で λ_{SD}^j として次式を用いる。これは、撓み

角法公式における第 1 節点回転角 θ_L の 2

倍、第 2 節点回転角 θ_R 、部材角 ψ の各量

にかかる低減係数の平均である。

$$\lambda_{LD}^j = \frac{5\lambda_L^j + 13\lambda_L^j \lambda_R^j}{6(1 + \lambda_L^j + \lambda_R^j)}, \lambda_{RD}^j = \frac{5\lambda_R^j + 13\lambda_L^j \lambda_R^j}{6(1 + \lambda_L^j + \lambda_R^j)} \quad (49)$$

$$\lambda_{BD}^j = \frac{5\lambda_B^j + 13\lambda_B^j \lambda_T^j}{6(1 + \lambda_B^j + \lambda_T^j)}, \lambda_{TD}^j = \frac{5\lambda_T^j + 13\lambda_B^j \lambda_T^j}{6(1 + \lambda_B^j + \lambda_T^j)} \quad (50)$$

3.4 弾塑性増分解析

弾塑性増分解析はプッシュオーバー解析とも呼ばれる。その目的は各層の層せん断力-層間変位関係

$Q^i - \Delta^i$ または地震力-層変位関係 $P^i - \delta^i$ を求め

ることである。この手順の一部や結果は後に動的な弾塑性層集約骨組解析に利用される。

以下に手順を述べる。

1. 柱剛性を ${}_2k^j = k^j$, 層剛性を ${}_2k^i = k^i$ として初期弾性に定める。

2. $\psi^i (B_i)$ 分布に従う適当な増分層変位 $d\Delta^i$ に対

する増分層せん断力 $dQ^i = {}_2k^i \cdot d\Delta^i$ を求める。

または、 A_i 分布に従う適当な増分地震層せん断

力 dQ^i に対する増分層変位 $d\Delta^i = dQ^i / {}_2k^i$ を求める。

3. 柱の増分曲げモーメント $dM_B^j = {}_2K_B^j \cdot d\Delta^i$,

$dM_T^j = {}_2K_T^j \cdot d\Delta^i$ を求める。

4. $M_B^j \rightarrow M_B^j + dM_B^j, M_T^j \rightarrow M_T^j + dM_T^j, Q^i$

$\rightarrow Q^i + dQ^i, \Delta^i \rightarrow \Delta^i + d\Delta^i$ とする。

5. 仮定 1 : 節点における上下の柱の材端曲げモーメントの和 $M_T^{ij} + M_B^{i+1,j}$ を左右の梁の材端曲げモーメントに符号を変えて分配する. 分配比は弾塑性材端曲げ剛性の比とする.

$$\begin{cases} M_L^{ij} = -\frac{\lambda K_L^{ij}}{\lambda K_L^{ij} + \lambda K_R^{ij}} (M_T^{ij} + M_B^{i+1,j}) \\ M_R^{ij} = -\frac{\lambda K_R^{ij}}{\lambda K_L^{ij} + \lambda K_R^{ij}} (M_T^{ij} + M_B^{i+1,j}) \end{cases} \quad (51)$$

6. 仮定 2 : 左右 1 つの梁に分配された材端曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えた場合は超えた分を他の梁の材端モーメントが負担する.

$$\begin{cases} M_L^{ij} = M_{LY}^{ij} \\ M_R^{ij} = -(M_T^{ij} + M_B^{i+1,j}) - M_{LY}^{ij} \\ M_L^{ij} = -(M_T^{ij} + M_B^{i+1,j}) - M_{RY}^{ij} \\ M_R^{ij} = M_{RY}^{ij} \end{cases} \quad (52)$$

7. 仮定 3 : 左右の梁がそれぞれの降伏曲げモーメントに達した場合はその和を, 符号を変えて上下の柱の新たな材端曲げモーメントとして分配指定する. 分配比は柱の弾塑性材端曲げ剛性の比とする. 以後, この材端曲げモーメントを上下柱のこの位置における限界曲げモーメントとし, 上下柱はこの位置で限界曲げモーメントに達したものとする. 数値計算上, 限界と降伏の取り扱いは同じである.

$$\begin{cases} \text{新}M_B^{i+1,j} = -\frac{\lambda K_B^{i+1,j}}{\lambda K_T^{ij} + \lambda K_B^{i+1,j}} (M_{LY}^{ij} + M_{RY}^{ij}) \\ \text{新}M_T^{ij} = -\frac{\lambda K_T^{ij}}{\lambda K_T^{ij} + \lambda K_B^{i+1,j}} (M_{LY}^{ij} + M_{RY}^{ij}) \end{cases} \quad (53)$$

8. 仮定 4 : 材端曲げモーメント M_S^{ij} がひび割れ曲げモーメント M_{SC}^{ij} または降伏曲げモーメント M_{SY}^{ij} に達した後の弾塑性材端曲げ剛性 λK_S^{ij} は, 弾性材端曲げ剛性 K_S^{ij} に平均低減係数 λ_{SD}^{ij} を乗じたものとする.

$$\begin{cases} M_{SC}^{ij} \leq |M_{yS}^{ij}| < M_{SY}^{ij} & \lambda K_S^{ij} = \lambda_{SD}^{ij} K_S^{ij} \\ |M_{yS}^{ij}| = M_{SY}^{ij} & \lambda K_S^{ij} = \lambda_{SD}^{ij} K_S^{ij} \end{cases} \quad (54)$$

9. 次の増分過程の柱剛性 λk^{ij} と層剛性 λk^i を求める.

$$\lambda k^{ij} = \frac{\lambda K_T^{ij} + \lambda K_B^{ij}}{h^i} \text{ or } \frac{\lambda k_{\omega}^{ij}}{2} \quad (55)$$

$$\lambda k^i = \sum_{j=1}^{m(i)} \lambda k^{ij} \quad (i=1, \dots, N)$$

10. 手順 2 に戻る. 最下層の層間変形角が限界 (ex.1/50) に達するまで繰り返す. [3][6]

4. 解析結果

層数の比較による層せん断力-層間変位 ($N-m$)

(図. 1, 図. 2, 図. 3)

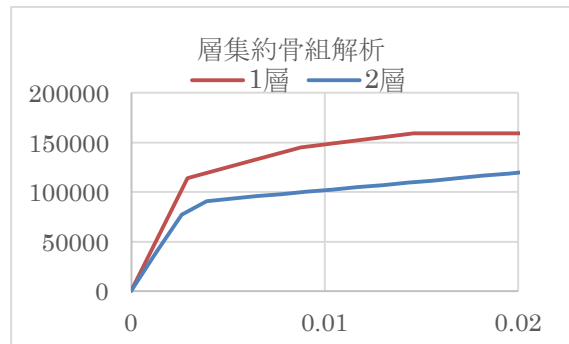


図. 1 2 層 1 スパン

Fig.1 2 story 1 span

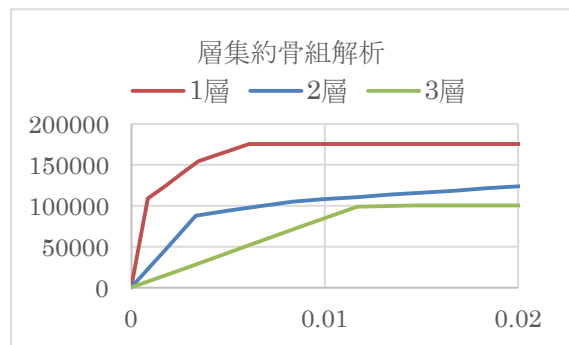


図. 2 3 層 1 スパン

Fig.2 3 story 1 span

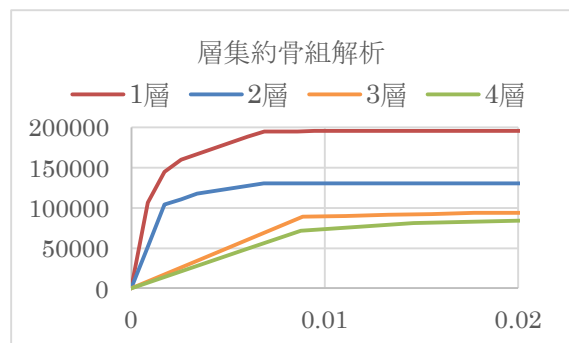


図.3 4層1スパン

Fig.3 4 story 1 span

スパン数の比較による層せん断力-層間変位
($N-m$)(図.4, 図.5, 図.6)

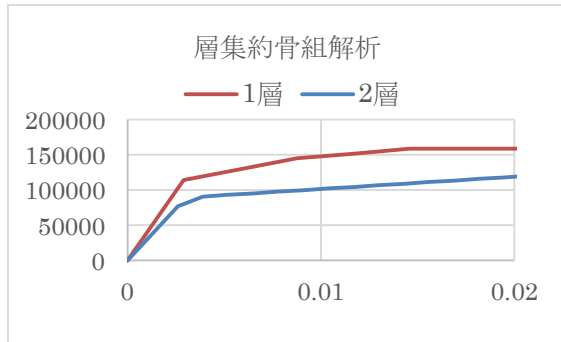


図.4 2層1スパン

Fig.4 2 story 1 span

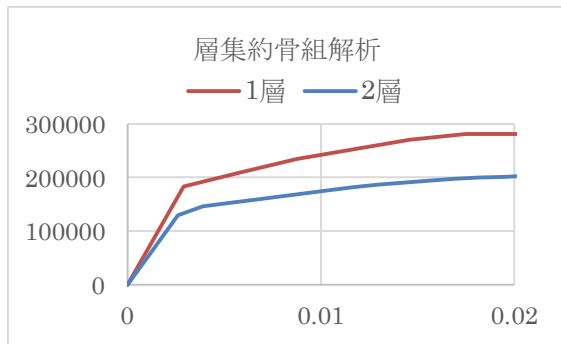


図.5 2層2スパン

Fig.5 2 story 2 span

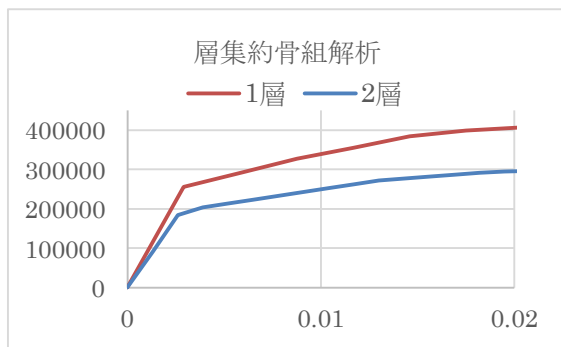


図.6 2層3スパン

Fig.6 2 story 3 span

5. 結論・今後の展望

5.1 本研究の結論

本研究では,単純な2層1スパンラーメンのモデルを元として,層・スパン数を増やして結果を比較することにより,層集約骨組モデルの実用性の検討を行った。

層集約骨組モデルと同じ設定条件で,全体解析の

精算解である骨組モデル(FEM)と D 値法による簡易表計算モデルも弾塑性増分解析し,限界耐力をそれぞれ算出した。

今回は低層モデルを対象としているため崩壊判定の際,1層以上の層限界耐力がはっきり出ないことがあるため, B_i 分布による強制外力ではなく単純に逆三角形分布による強制外力によって解析したところ,層数を増やしても良好な結果が得られた。

層集約骨組モデルにおいて層数を増やしていくと,中間層のひび割れ,降伏の挙動が若干気になる部分があったが,スパン数を増やした分には問題ないように思う。

これは,上下柱と梁のモーメント分配関係の設定に未だ不十分な点があるからではないかと考える。

昨年度は,地震波を用いた動的解析を行っていたことにに対し,今年度は,層集約骨組の弾性材端曲げ剛性の導入により,荷重分布を用いた弾塑性増分解析を行い,層の限界耐力によってモデルの保有耐力を検討した。

層集約骨組解析の利点は,骨組解析と比較して節点×自由度の剛性マトリクスによる大規模な計算を行わなくて良いことである。

また,層集約骨組解析では,骨組解析が弾塑性荷重増分解析を行っているのに対して,弾塑性変位増分解析によって変位制御で増分解析を行っている。

これにより,単純に言えば層剛性×層変位の計算によって増分解析が行えるため計算の簡略化が望める。

その反面,最終的な限界耐力値にあまり差はないが,崩壊プロセスについては,全体のモーメントの釣り合いから解析する骨組解析とは異なってくるため,解析刻み幅を細かくして実際の層崩壊のプロセスに近付けていく必要がある。

層集約骨組の方が早く降伏し,骨組解析よりも小さい層間変位・層間変形角で崩壊判定となっているため安全側ではあることがわかる。

崩壊判定には層の限界耐力算出のため層間変形角(1/50以上)で判断しているが,1層柱が降伏しているのは1/100~120あたりである。^[7]

D 値法の表計算による増分解析の結果も2層1スパンラーメンモデルにおいて良好な結果が得られた。崩壊プロセスを細かく見ていくと層集約骨組解析,骨組解析とはまた違ったプロセスを経ているため,エクセルなどで多層多スパンモデルによる検討も必要かと思われる。

また,プログラムによる解析結果の瞬時的判断基

準として、仮想仕事法により手計算で求めた保有水平耐力を参考にしたが、低層モデルであるので近似の結果が得られた。

5.2 今後の展望

- ・立体骨組への拡張
- ・耐震壁, 各種壁要素の導入
- ・履歴特性を考慮した動的解析への応用

参考文献

- [1] 柴田明德著：“最新 耐震構造解析 第3版”，森北出版株式会社, 1981年
- [2] 嶋津孝之, 福原安洋, 佐藤立美, 大田和彦 共著：“新しい鉄筋コンクリート構造”，森北出版株式会社, 2002年
- [3] 牛島省著：“数値計算のための Fortran90/95 プログラミング入門”，森北出版株式会社, 2007年
- [4] 戸川隼人著：“有限要素法概論”，培風館, 1990年
- [5] 戸川隼人著：“有限要素法による振動解析”，サイエンス社, 1975年
- [6] 藤谷義信, 藤井大地, 野中哲也, 共著：“パソコンで解く骨組の静的・動的・弾塑性解析”，丸善株式会社, 1988年
- [7] 武藤清著：“耐震設計シリーズ 1 耐震設計法”，丸善株式会社, 1950年