基礎の回転を考慮した開断面耐震壁の $[D]$ 値

一般骨組内の開断面立体耐震壁の解析について その 4

正会員 荒 井 康 幸*

正会員 柴 田 拓 二**

1. はじめに

耐震要素として建物内にしばしば配置されている L 型、コ型などの平面形状をもった立体耐震壁は、開断面要素としての特性を有するため、その力学的特性は非常に複雑である。骨組内に含まれるこのような開断面壁に関して、筆者らは既報 1) で縁伸縮力という新しい概念を導入した解析法を提案した。さらに既報 2) では、その解析理論に基づいたコ型および L 型開断面壁を含む建物の水平力時応力を、手計算によって求められる実用的略算法について示した。その略算法は武藤博士のせん断力分布係数法 (D 値法)³⁾ を応用するものであるが、開断面壁の分布係数は水平二方向あるいはそれにねじりを加えた 3 成分が連成したマトリックスの形となり、「 $[D]$ 値」と記される。いわば、 D 値法を水平面内二方向に拡張して立体解析を行うものである。前報 4) では、9 とおりのモデル建物についての計算例を示して略算法の適合性を検証するとともに、従来から一般的に行われているような、開断面壁を各方向ごとに分割してそれぞれ独立した平面壁として取り扱う方法の誤差が大きいことを示した。

本論文は、既報 2) の略算法を発展させたものであって、前報まで完全固定として取り扱っていた開断面壁の基礎を、回転の起る弾性基礎として取り扱う場合のコ型および L 型開断面壁の $[D]$ 値について示し、併わせて本略算法の適合性についても検討する。

2. $[D]$ 値算出の仮定

$[D]$ 値を求める際に、既報 2) と同様の下記の (1) ~ (3) の仮定のほかに、基礎弾性とすることによる (4) 以下の仮定を設ける。

(1) 解析理論は既報 1) に基づく。すなわち、開断面壁を構成する各壁要素に縁伸縮力の概念を導入し、初等曲げ理論を適用する。壁要素は面内剛性のみを考え、せん断変形と軸方向変形を考慮した曲げ材として取り扱う。

(2) St. Venant のねじりは無視する。

(3) 開断面壁に作用する 2 方向の層せん断力およびねじりモーメントの高さ方向の分布形状は 3 成分とも同一とする。

(4) 開断面壁の基礎は、壁要素の壁縁脚部に設けた鉛直バネにモデル化する (図-1 および図-2(a) 参照)。

(5) 基礎の回転は、立体骨組内で各壁要素が面内に剛体変位するものとして算出する (図-1(a))。

(6) 立体骨組内の開断面壁の変形は、基礎の回転による変形と独立開断面壁としての変形とから境界ばりの抵抗モーメントによって曲げ戻された変形とする。この場合の曲げ戻しモーメントは基礎回転と独立開断面壁としての曲げ回転から算出する (図-1(a)~(c))。

3. コ型開断面壁の $[D]$ 値

立体骨組内の開断面壁の変形は、前記の仮定 (6) から図-1(a)~(c) に示した 3 種類の変形の和とするが、

(a) 基礎の回転による変形 (壁は剛体と仮定) (b) 独立壁としての変形 (c) 曲げ戻しによる変形

図-1 立体骨組内の開断面壁の変形の仮定

* 室蘭工業大学 助教授・工修

** 北海道大学 教授・工博
(昭和 61 年 4 月 2 日原稿受理)

図-2 コ型開断面壁と基礎鉛直パネの記号

このうち独立開断面壁としての変形とその曲げ回転に伴う曲げ戻し変形はすでに既報2)で求めてある。ここでは、同図(a)の基礎の回転による開断面壁の変形を求めるとともに、既報2)の曲げ戻し変形の基礎回転による若干の修正を行う。

3.1 基礎の回転による開断面壁の層間変形

コ型開断面壁の各記号と座標系は既報2)と同様に定義し、最下層脚部に基礎の鉛直パネを設けてこれらを図-2に示す。同図のように鉛直パネ剛性を $k_{F1} \sim k_{F4}$ とすると、それぞれの基礎に加わる鉛直力と鉛直変位との関係は次式となる。

$$\{P_F\} = [K_F] \{\delta_{VF}\} \quad (1)$$

ここに、

$$\{P_F\} = \{P_{F1} \ P_{F2} \ P_{F3} \ P_{F4}\}^T$$

$$\{\delta_{VF}\} = \{\delta_{VF1} \ \delta_{VF2} \ \delta_{VF3} \ \delta_{VF4}\}^T$$

$$[K_F] = \begin{bmatrix} k_{F1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{F2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{F3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{F4} \end{bmatrix}$$

図-3 境界効果のモデル化

(1) 転倒モーメントによる基礎の鉛直力

開断面壁の i 層に加わる層せん断力 $Q_{x,i}$, $Q_{y,i}$ およびねじりモーメント $M_{T,i}$ を

$$\{Q_{x,i} \ Q_{y,i} \ M_{T,i}\}^T = s_i \{P_x \ P_y \ T\}^T \quad (2)$$

とおく。ここで、 s_i は仮定した外力の高さ方向の分布形状を表し、均等分布ならば $s_i = n - i + 1$ (n : 層数)となる。各壁要素のせん断力 $Q_{x,i}$, $Q_{y,i}$, $M_{T,i}$ は

$$\{Q_{x,i} \ Q_{y,i} \ M_{T,i}\}^T = [T_w] \{Q_{x,i} \ Q_{y,i} \ M_{T,i}\}^T \quad (3)$$

ただし、

$$[T_w] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & -\frac{1}{2d_{x,i}} \\ 0 & \frac{1}{2} & \frac{1}{2d_{x,i}} \end{bmatrix}$$

であり、各壁要素の最下層脚部のモーメント $M_{x,0}$, $M_{y,0}$ は

$$\{M_{x,0} \ M_{y,0} \ M_{z,0}\}^T = \sum_{i=1}^n h_i \{Q_{x,i} \ Q_{y,i} \ Q_{z,i}\}^T \quad (4)$$

となる。また、上記のモーメントによって鉛直パネに次式で示される鉛直力が生ずる。

$$\{P_{0F}\} = [T_M] \{M_{x,0} \ M_{y,0} \ M_{z,0}\}^T \quad (5)$$

ここに、

$$\{P_{0F}\} = \{P_{0F1} \ P_{0F2} \ P_{0F3} \ P_{0F4}\}^T$$

$$[T_M] = \begin{bmatrix} 1/l_x & 1/l_y & 0 \\ -1/l_x & 0 & 1/l_y \\ 0 & -1/l_y & 0 \\ 0 & 0 & -1/l_y \end{bmatrix}$$

以上より、開断面壁に仮定した外力と基礎に生じる鉛直力との関係は次式となる。

$$\{P_{0F}\} = m_0 [T_M] [T_w] \{P_x \ P_y \ T\}^T \quad (6)$$

ただし、

$$m_0 = \sum_{i=1}^n s_i h_i$$

(2) 境界ばりによる基礎の回転の拘束力

開断面壁と立体骨組との相互作用は、既報2)と同様に境界ばりの適当な位置に反曲点を仮定して図-3に示すようにモデル化する。基礎の回転によって、壁要素は曲げ回転に加えて鉛直方向にも変位する。図-4に示すように境界ばりはそれら両変位を拘束し、その拘束モーメントと鉛直方向拘束力は境界ばりの有効剛比と有効長さを用いて次式で表される。

図-4 境界ばりの拘束力

図—5 境界ばりによる拘束モーメントと鉛直力

$$\begin{Bmatrix} M_i \\ N_i \end{Bmatrix} = 3EK_0 \begin{bmatrix} Lk_{Be,i} + Rk_{Be,i} & \frac{Lk_{Be,i}}{Ll_{Be,i}} - \frac{Rk_{Be,i}}{Rl_{Be,i}} \\ \frac{Lk_{Be,i}}{Ll_{Be,i}} - \frac{Rk_{Be,i}}{Rl_{Be,i}} & \frac{Lk_{Be,i}}{Ll_{Be,i}^2} + \frac{Rk_{Be,i}}{Rl_{Be,i}^2} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \theta_i \\ \delta_{Y,i} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

ただし、 E ：弾性係数、 K_0 ：標準剛度

したがって、(7)式と壁要素の壁面内剛の仮定から、基礎が回転することによる境界ばりの拘束力は、図—5に示すような最下層脚部に関して次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} M_{FX} \\ M_{FY1} \\ M_{FY2} \end{Bmatrix} = 3EK_0[K_{BM}] \begin{Bmatrix} \theta_{X,F} \\ \theta_{Y1,F} \\ \theta_{Y2,F} \end{Bmatrix} + 3EK_0[K_B] \begin{Bmatrix} \delta_{VX,F} \\ \delta_{VY1,F} \\ \delta_{VY2,F} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\begin{Bmatrix} N_{FX} \\ N_{FY1} \\ N_{FY2} \end{Bmatrix} = 3EK_0[K_B] \begin{Bmatrix} \theta_{X,F} \\ \theta_{Y1,F} \\ \theta_{Y2,F} \end{Bmatrix} + 3EK_0[K_{BN}] \begin{Bmatrix} \delta_{VX,F} \\ \delta_{VY1,F} \\ \delta_{VY2,F} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

ここに、

$\{\theta_{X,F} \ \theta_{Y1,F} \ \theta_{Y2,F}\}^T$ ：壁要素の最下層脚部の回転角

$\{\delta_{VX,F} \ \delta_{VY1,F} \ \delta_{VY2,F}\}^T$ ：壁要素の最下層脚部の鉛直変位

$$[K_{BM}] = \begin{bmatrix} k_{BMX} & 0 & 0 \\ 0 & k_{BMY1} & 0 \\ 0 & 0 & k_{BMY2} \end{bmatrix}$$

$$[K_B] = \begin{bmatrix} k_{BX} & 0 & 0 \\ 0 & k_{BY1} & 0 \\ 0 & 0 & k_{BY2} \end{bmatrix}$$

$$[K_{BN}] = \begin{bmatrix} k_{BNX} & 0 & 0 \\ 0 & k_{BNY1} & 0 \\ 0 & 0 & k_{BNY2} \end{bmatrix}$$

$$k_{BMX} = \sum_{i=0}^n (Lk_{BeX,i} + Rk_{BeX,i})$$

$$k_{BMY1} = \sum_{i=0}^n (Lk_{BeY1,i} + Rk_{BeY1,i})$$

$$k_{BMY2} = \sum_{i=0}^n (Lk_{BeY2,i} + Rk_{BeY2,i})$$

$$k_{BX} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{Lk_{BeX,i}}{Ll_{BeX,i}} - \frac{Rk_{BeX,i}}{Rl_{BeX,i}} \right)$$

$$k_{BY1} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{Lk_{BeY1,i}}{Ll_{BeY1,i}} - \frac{Rk_{BeY1,i}}{Rl_{BeY1,i}} \right)$$

$$k_{BY2} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{Lk_{BeY2,i}}{Ll_{BeY2,i}} - \frac{Rk_{BeY2,i}}{Rl_{BeY2,i}} \right)$$

$$k_{BNX} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{Lk_{BeX,i}}{Ll_{BeX,i}^2} + \frac{Rk_{BeX,i}}{Rl_{BeX,i}^2} \right)$$

$$k_{BNY1} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{Lk_{BeY1,i}}{Ll_{BeY1,i}^2} + \frac{Rk_{BeY1,i}}{Rl_{BeY1,i}^2} \right)$$

$$k_{BNY2} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{Lk_{BeY2,i}}{Ll_{BeY2,i}^2} + \frac{Rk_{BeY2,i}}{Rl_{BeY2,i}^2} \right)$$

上記の最下層脚部のモーメントと鉛直力は次式によって基礎にかかる鉛直力に変換できる。

$$[P_{BF}] = [T_M] \begin{Bmatrix} M_{FX} \\ M_{FY1} \\ M_{FY2} \end{Bmatrix} + [T_N] \begin{Bmatrix} N_{FX} \\ N_{FY1} \\ N_{FY2} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

ここに、

$$[P_{BF}] = [P_{BF1} \ P_{BF2} \ P_{BF3} \ P_{BF4}]^T$$

$$[T_M] = \begin{bmatrix} d_X/l_X & (l_{Y1}-d_{Y1})/l_{Y1} & 0 \\ d_X/l_X & 0 & (l_{Y2}-d_{Y2})/l_{Y2} \\ 0 & d_{Y1}/l_{Y1} & 0 \\ 0 & 0 & d_{Y2}/l_{Y2} \end{bmatrix}$$

一方、最下層脚部の回転角と鉛直変位は、基礎の鉛直変位で次式のように表される。

$$\{\theta_{X,F} \ \theta_{Y1,F} \ \theta_{Y2,F}\}^T = [T_M]^T \{\delta_{VF}\} \quad (11)$$

$$\{\delta_{VX,F} \ \delta_{VY1,F} \ \delta_{VY2,F}\}^T = [T_N]^T \{\delta_{VF}\} \quad (12)$$

以上の(8)～(12)式より、基礎が回転する場合の立体骨組の拘束力を基礎の鉛直力で表した次式が得られる。

$$[P_{BF}] = 3EK_0[K_{BF}]\{\delta_{VF}\} \quad (13)$$

ただし、

$$[K_{BF}] = [T_M]([K_{BM}][T_M]^T + [K_B][T_N]^T) + [T_N]([K_B][T_M]^T + [K_{BN}][T_N]^T)$$

(3) 基礎回転による立体骨組内の開断面壁の層間変形

立体骨組内の開断面壁の基礎にかかる鉛直力は、転倒モーメントによる鉛直力 $\{P_{0F}\}$ から境界ばりによる拘束力 $\{P_{BF}\}$ を差し引いたものとなる。

$$\{P_F\} = \{P_{0F}\} - \{P_{BF}\} \quad (14)$$

上式に(1)、(6)、(13)式を代入すると

$$[K_F]\{\delta_{VF}\} = m_0[T_M][T_M]^T\{P_x \ P_y \ T\}^T - 3EK_0[K_{BF}]\{\delta_{VF}\} \quad (15)$$

これより、基礎の鉛直変位を求めると次式となる。

$$\{\delta_{VF}\} = m_0([K_F] + 3EK_0[K_{BF}])^{-1}[T_M][T_M]^T \cdot \{P_x \ P_y \ T\}^T \quad (16)$$

(16)式を(11)式に代入して壁要素の回転角を求めると、

$$\begin{Bmatrix} \theta_{X,F} \\ \theta_{Y1,F} \\ \theta_{Y2,F} \end{Bmatrix} = m_0[B_F][T_M] \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ T \end{Bmatrix} \quad (17)$$

ただし、

$$[B_F] = [T_M]^T ([K_F] + 3EK_0[K_{BF}])^{-1} [T_M]$$

となる。基礎回転による i 層の壁要素の層間変形は

$$\begin{bmatrix} \Delta\delta_{RX,i} & \Delta\delta_{RY,i} & \Delta\delta_{R\phi,i} \end{bmatrix}^T = h_i \begin{bmatrix} \theta_{X,F} & \theta_{Y,F} & \theta_{\phi,F} \end{bmatrix}^T \quad (18)$$

であり、 X 壁断面の中心に座標の原点をとった (図-2 (b)) コ型開断面壁全体としての層間変形および層間ねじれ角は

$$\begin{bmatrix} \Delta\delta_{RX,i} & \Delta\delta_{RY,i} & \Delta\phi_{R,i} \end{bmatrix}^T = [T_w]^T \begin{bmatrix} \Delta\delta_{RX,i} & \Delta\delta_{RY,i} & \Delta\delta_{R\phi,i} \end{bmatrix}^T \quad (19)$$

となる。(17), (18), (19) 式より、基礎の回転による立体骨組内のコ型開断面壁の層間変形および層間ねじれ角と仮定した外力との関係を表す次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\delta_{RX,i} \\ \Delta\delta_{RY,i} \\ \Delta\phi_{R,i} \end{Bmatrix} = \frac{h_i^2}{12EK_0} [T_w]^T [F_{Ri}] [T_w] \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ T \end{Bmatrix} \quad (20)$$

ただし

$$[F_{Ri}] = \frac{12m_0EK_0}{h_i} [B_F]$$

3.2 基礎の回転を考慮したコ型開断面壁の $[D]$ 値

独立開断面壁としての層間変形および層間ねじれ角と仮定した外力との関係は、既報2)の(17)式によって次式のように与えられている。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\bar{\delta}_{X,i} \\ \Delta\bar{\delta}_{Y,i} \\ \Delta\bar{\phi}_i \end{Bmatrix} = \frac{h_i^2}{12EK_0} [T_w]^T [\bar{F}_i] [T_w] \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ T \end{Bmatrix} \quad (21)$$

曲げ戻し変形を求める際の曲げ戻しモーメントは、独立開断面壁としての曲げ回転角と基礎の回転角との和から求めることにするので、曲げ戻しモーメントに関する既報2)の(19)式は次式のように修正される。

$$\begin{Bmatrix} M'_{X,i} \\ M'_{Y,i} \\ M'_{\phi,i} \end{Bmatrix} = 3EK_0 \sum_{j=1}^n [K_{Be,j}] \left(\begin{Bmatrix} \theta_{X,j} \\ \theta_{Y,j} \\ \theta_{\phi,j} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \theta_{X,F} \\ \theta_{Y,F} \\ \theta_{\phi,F} \end{Bmatrix} \right) \quad (22)$$

上式に(17)式と既報2)の(11)式を代入すると、

$$\begin{Bmatrix} M'_{X,i} \\ M'_{Y,i} \\ M'_{\phi,i} \end{Bmatrix} = \frac{3K_0}{2} [C_i] [T_w] \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ T \end{Bmatrix} \quad (23)$$

ただし、

$$[C_i] = \sum_{j=1}^n [K_{Be,j}] ([B_j] + 2m_0E[B_F])$$

となる。上式は既報2)の(20)式と同形であるので、曲げ戻し変形は既報2)の(23)式で与えられる。再掲すると、

$$\begin{Bmatrix} \Delta\delta'_{X,i} \\ \Delta\delta'_{Y,i} \\ \Delta\phi'_i \end{Bmatrix} = \frac{h_i^2}{12EK_0} [T_w]^T [F'_i] [T_w] \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ T \end{Bmatrix}$$

$$\dots\dots\dots(24)$$

基礎の回転を考慮した立体骨組内のコ型開断面壁の層間変形 $\Delta\delta_{X,i}$, $\Delta\delta_{Y,i}$ と層間ねじれ角 $\Delta\phi_i$ は、前項の仮定(6)より、

$$\begin{Bmatrix} \Delta\delta_{X,i} \\ \Delta\delta_{Y,i} \\ \Delta\phi_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta\delta_{RX,i} \\ \Delta\delta_{RY,i} \\ \Delta\phi_{R,i} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta\bar{\delta}_{X,i} \\ \Delta\bar{\delta}_{Y,i} \\ \Delta\bar{\phi}_i \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \Delta\delta'_{X,i} \\ \Delta\delta'_{Y,i} \\ \Delta\phi'_i \end{Bmatrix} \quad (25)$$

としているので、上式に(20), (21), (24)式を代入すると次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\delta_{X,i} \\ \Delta\delta_{Y,i} \\ \Delta\phi_i \end{Bmatrix} = \frac{h_i^2}{12EK_0} [T_w]^T [F_i] [T_w] \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ T \end{Bmatrix} \quad (26)$$

ただし、

$$[F_i] = [F_{Ri}] + [\bar{F}_i] - [F'_i]$$

さらに、(2)式を代入して $Q_{X,i}$, $Q_{Y,i}$, $M_{T,i}$ について示すと

$$\begin{Bmatrix} Q_{X,i} \\ Q_{Y,i} \\ M_{T,i} \end{Bmatrix} = \frac{12EK_0}{h_i^2} [D_i] \begin{Bmatrix} \Delta\delta_{X,i} \\ \Delta\delta_{Y,i} \\ \Delta\phi_i \end{Bmatrix} \quad (27)$$

ただし、

$$[D_i] = s_i ([T_w]^T [F_i] [T_w])^{-1}$$

となり、基礎の回転を考慮した立体骨組内のコ型開断面壁の $[D]$ 値が得られる。

4. L型開断面壁の $[D]$ 値

$[D]$ 値を算出する過程はコ型開断面壁の場合と同様なので以下に結果のみを示す。L型開断面壁の各記号と座標系は図-6に示すように、最下層脚部に基礎の鉛直バネ

図-6 L型開断面壁と基礎鉛直バネの記号

図-7 モデル建物の平面

図-8 モデル建物の y 方向構面

表-1 仮定した荷重

層	層 剪 断 力
5	220 ton
4	364
3	481
2	575
1	648

ネを設けたほかは既報2)と同様である。層せん断力と層間変形の関係は次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} Q_{x,i} \\ Q_{y,i} \end{Bmatrix} = \frac{12EK_0}{h_i^3} [D] \begin{Bmatrix} \Delta\delta_{x,i} \\ \Delta\delta_{y,i} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$[D] = s_i [F]^{-1}$$

$$[F_i] = [F_{Ri}] + [\bar{F}_i] - [F']$$

$$[F_{Ri}] = \frac{12m_0EK_0}{h_i} [B_F]$$

$$[B_F] = [T_M]^T ([K_F] + 3EK_0[K_{BF}])^{-1} [T_M]$$

$$[K_{BF}] = [T_M] ([K_{BM}] [T_M]^T + [K_B] [T_N]^T) + [T_N] ([K_B] [T_M]^T + [K_{BN}] [T_N]^T)$$

$$[T_M] = \begin{bmatrix} 1/l_x & 1/l_y \\ -1/l_x & 0 \\ 0 & -1/l_y \end{bmatrix}$$

$$[T_N] = \begin{bmatrix} (l_x - d_x)/l_x & (l_y - d_y)/l_y \\ d_x/l_x & 0 \\ 0 & d_y/l_y \end{bmatrix}$$

$$[K_{BM}] = \begin{bmatrix} k_{BMX} & 0 \\ 0 & k_{BMY} \end{bmatrix}, [K_B] = \begin{bmatrix} k_{BX} & 0 \\ 0 & k_{BY} \end{bmatrix}$$

$$[K_{BN}] = \begin{bmatrix} k_{BNX} & 0 \\ 0 & k_{BNY} \end{bmatrix}$$

$$k_{BMX} = \sum_{i=0}^n (L k_{BeX,i} + R k_{BeX,i})$$

$$k_{BMY} = \sum_{i=0}^n (L k_{BeY,i} + R k_{BeY,i})$$

$$k_{BX} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{L k_{BeX,i}}{L l_{BeX,i}} - \frac{R k_{BeX,i}}{R l_{BeX,i}} \right)$$

$$k_{BY} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{L k_{BeY,i}}{L l_{BeY,i}} - \frac{R k_{BeY,i}}{R l_{BeY,i}} \right)$$

$$k_{BNX} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{L k_{BeX,i}}{L l_{BeX,i}^2} + \frac{R k_{BeX,i}}{R l_{BeX,i}^2} \right)$$

$$k_{BNY} = \sum_{i=0}^n \left(\frac{L k_{BeY,i}}{L l_{BeY,i}^2} + \frac{R k_{BeY,i}}{R l_{BeY,i}^2} \right)$$

$$m_0 = \sum_{i=1}^n s_i h_i, \quad s_i = n - i + 1 \quad (\text{外力均等分布の場合})$$

$[\bar{F}], [F']$: 既報2) 参照, ただし, 式中 $[C]$ は下式に置き換える。

$$[C] = \sum_{j=1}^n [K_{Be,j}] ([B_j] + 2m_0 E [B_F])$$

5. 本略算法の適合性

基礎が回転するコ型およびL型開断面壁を含むモデル建物に本略算法を適用し, 既報1) で示したマトリックス解法による解析値 (以下ではこれを精算値と呼ぶ) と対比してその適合性を検討する。

5.1 モデル建物と計算仮定

モデル建物の平面を図-7に示す。これらは前報4)で解析したモデル建物の一部と同じであるが, 図-8に示すように基礎ばりおよび開断面壁の脚部に鉛直バネを設けている点異なる。部材寸法は前報4)と同じく, はり: $30 \times 60 \text{ cm}^2$, 柱: $60 \times 60 \text{ cm}^2$, 壁厚: 20 cm , スラブ厚: 12 cm であり, 基礎ばりは $40 \times 100 \text{ cm}^2$ とした。鉛直バネの剛性はすべて 1021 t/cm (くい長 12 m のPCくい $4-400 \phi$ ($t=7.5 \text{ cm}$, $E=4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) のくい材のみの弾性剛性値を考慮) とした。建物の重量は各階一様に 1.2 t/m^2 と仮定した。また, コンクリートのヤング係数は 210 t/cm^2 , せん断弾性係数は 90 t/cm^2 とした。

表-2 偏心率

層	UU		EUU		ELL		ELLC	
	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算
5	0.35	0.38	0.22	0.22	0.16	0.12	0.00	-0.07
4	0.49	0.51	0.34	0.35	0.26	0.28	0.03	-0.01
3	0.56	0.53	0.41	0.39	0.32	0.31	0.04	0.00
2	0.59	0.55	0.46	0.43	0.36	0.35	0.05	0.02
1	0.52	0.49	0.41	0.40	0.30	0.30	0.04	0.05

表—3 外側構面 (Y_1, Y_4) の変位

層	UU						EUU					
	Y_1 構面			Y_4 構面			Y_1 構面			Y_4 構面		
	略算	精算	略／精	略算	精算	略／精	略算	精算	略／精	略算	精算	略／精
	[cm]											
5	1.538	1.513	1.02	2.614	2.549	1.03	1.057	1.016	1.04	1.805	1.740	1.04
4	1.286	1.241	1.04	2.226	2.085	1.07	0.828	0.813	1.02	1.492	1.432	1.04
3	0.975	0.938	1.04	1.695	1.572	1.08	0.597	0.601	0.99	1.113	1.082	1.03
2	0.637	0.620	1.03	1.097	1.033	1.06	0.374	0.388	0.96	0.710	0.712	1.00
1	0.290	0.295	0.98	0.480	0.486	0.99	0.167	0.182	0.92	0.307	0.335	0.92

層	ELL						ELLC					
	Y_1 構面			Y_4 構面			Y_1 構面			Y_4 構面		
	略算	精算	略／精	略算	精算	略／精	略算	精算	略／精	略算	精算	略／精
	[cm]											
5	1.565	1.532	1.02	2.393	2.346	1.02	1.631	1.583	1.03	1.733	1.595	1.09
4	1.281	1.244	1.03	2.031	1.936	1.05	1.331	1.285	1.04	1.433	1.315	1.09
3	0.951	0.930	1.02	1.543	1.464	1.05	0.985	0.959	1.03	1.067	0.995	1.07
2	0.604	0.605	1.00	0.988	0.960	1.03	0.625	0.622	1.00	0.679	0.655	1.04
1	0.263	0.282	0.93	0.411	0.443	0.93	0.274	0.289	0.95	0.294	0.308	0.96

表—4 ELL の重心位置の
 y 方向変位

層	[cm]		
	略算	精算	略／精
5	0.325	0.380	0.86
4	0.284	0.304	0.93
3	0.220	0.224	0.98
2	0.140	0.142	0.99
1	0.055	0.063	0.87

開断面壁の $[D]$ 値は、外力を均等分布と仮定して算出した。境界ばりの反曲点位置は、精算による反曲点位置を参照して、基礎ばりでは壁側端から $0.65 l$ ($l=6$ m, 境界ばりの長さ)、一般階のはりでは $0.51 l$, 両端壁の場合にははり中央に仮定した。その他, $[D]$ 値法およびマトリックス解法での計算仮定は前報 4) と同様である。

加力方向は x 方向とし、層せん断力の高さ方向の分布は A_i 分布としてベースシア係数 0.2 の水平力を加えた。各階の層せん断力を表—1 に示す。

5.2 計算結果の精算値との対比

モデル建物はすべて x 方向偏心建物であり、その各層ごとの偏心率は表—2 に示す値となる。モデル UU, EUU, ELL では略算値と精算値は非常に良く対応しており、両計算値の差の最も大きなところで 0.04 である。モデル ELLC の精算では、4~5 層の剛心位置は最下層とは重心に対して反対側となっている点が略算と異なっているが、偏心率そのものは両者とも極めて小さい。

上記の偏心によって、水平荷重時には建物にねじれが生じる。表—3 に外側構面 Y_1, Y_4 の各層の x 方向変位

表—5 壁要素のせん断力

層	UU						ELL					
	W 壁		F ₁ 壁		F ₂ 壁		W 壁		F 壁			
	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算
	[ton]											
5	39	10	-7.5	-41.4	23	31	50	18	-11	1		
4	88	94	-6.8	-7.6	57	66	116	119	-30	-38		
3	136	143	-2.4	1.2	92	96	178	182	-51	-64		
2	180	196	3.4	21.1	123	120	239	250	-71	-89		
1	193	176	-5.4	-1.0	124	108	230	224	-64	-72		

層	EUU						ELLC					
	W 壁		F ₁ 壁		F ₂ 壁		W 壁		F 壁			
	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算
	[ton]											
5	8	-6	41	37	25	16	50	37	-11	-15		
4	29	33	88	94	43	39	111	119	-27	-37		
3	51	56	130	132	57	54	166	170	-44	-54		
2	72	83	168	171	67	69	214	224	-59	-68		
1	62	57	168	171	78	66	215	214	-56	-61		

表—6 Y_4 構面の内柱のせん断力

層	UU		EUU		ELL		ELLC	
	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算
	[ton]							
5	8.8	13.2	7.1	8.7	8.2	11.5	6.8	7.8
4	12.0	11.5	8.6	7.9	11.1	10.7	8.0	7.2
3	13.5	12.6	9.1	8.6	12.6	11.7	8.4	7.9
2	13.9	11.8	9.1	8.2	13.1	11.4	8.2	7.5
1	20.2	18.5	12.9	12.8	17.2	16.7	11.8	11.7

を示す。1 層目の略算値は精算値よりも小さいが、全般的に略算値は精算値よりもやや大きく、 $[D]$ 値法では剛性を若干小さく評価する傾向がある。しかし、精算値との差異は表示のように最大 9 % であり、両者は良く対応しているといえよう。略算による 1 層目の変位が小さいのは、 $[D]$ 値を求める際に外力を均等分布と仮定したことによって開断面壁の基礎の回転が過小に評価され、これが最下層の剛性に敏感に影響したためと考えられ

表—7 EUU の各構面の層せん断力

層	Y ₁ 構面		Y ₂ 構面		Y ₃ 構面		Y ₄ 構面		X ₁ 構面		X ₂ 構面		X ₃ 構面	
	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算
5	56	44	89	88	38	44	37	44	5	7	10	-5	1	3
4	92	87	184	198	44	39	44	40	9	8	32	34	2	3
3	119	118	269	276	46	43	47	44	11	9	54	58	3	3
2	140	144	344	350	45	40	47	41	12	10	76	85	3	4
1	166	153	349	362	64	63	69	70	17	17	67	61	4	4

る。ただし、その誤差も8%以下である。

モデル ELL では加力の直交方向にも変形するので、表—4 に各層の重心位置における y 方向変位を示す。直交方向変位については、最下層と最上層で加力方向の誤差よりもやや大きめの誤差が生じている。

表—5 に開断面壁を構成する各壁要素のせん断力を示す（壁要素名は図—7 参照）。加力方向に平行な壁要素（モデル UU の W 壁、EUU の F_1 、 F_2 壁、ELL と ELLC の W 壁）では、最上層で略算値と精算値に多少の違いがあるが、全般的に良い対応を示している。加力に直交方向の壁要素では、せん断力の向きが略算と精算とで逆になっている部分もあり、精度は加力方向に比べいくぶん劣るようである。しかし、その現象はせん断力が小さなところで生じているのみで両者の差は小さく、総じて良く対応しているといえよう。ところでモデル EUU の F_1 壁と F_2 壁について比較すると、変形では F_1 壁が F_2 壁より精算値で 17~28% 大きいだけであるが、せん断力では同じく精算値で 2.31~2.59 倍となっている。また、モデル UU では、ねじれによって生ずる直交方向の F_1 壁の変形は F_2 壁よりも大きい、せん断力は小さいばかりでなく逆向きになる層もある。これらの現象はいずれもコ型開断面壁の曲げねじり特性によるものであり、略算法もこの特性を良く評価している。

表—6 に柱のせん断力の例として、 Y_4 構面の X_3 柱のせん断力を示す。各モデルとも最上層で略算値は精算値よりもいくぶん小さな値となっているが、4 層以下の対応は良い。

モデル EUU の各構面の層せん断力を表—7 に、開断面壁を含む Y_2 構面の応力図を図—9 に示す。構面ごとの層せん断力および柱・壁のせん断力に関しては前記のように全般的に良い対応を示しているが、柱・はりの曲

図—9 EUU の Y_2 構面応力図

表—8 X 方向およびねじれ連成振動形の固有周期

次数	UU		EUU		ELL		ELLC	
	略算	精算	略算	精算	略算	精算	略算	精算
1	0.557	0.537	0.466	0.458	0.560	0.554	0.497	0.489
2	0.279	0.274	0.308	0.304	0.372	0.361	0.460	0.449
3	0.207	0.116	0.178	0.110	0.209	0.127	0.184	0.116

げモーメントに関しては誤差が若干大きい部分もある。しかし、全般的には略算法としての目的を達しているものとする。

以上の弾性剛性から x 方向およびねじれ連成振動形の固有周期を求めると表—8 のようになる。三次では多少誤差は大きい、一、二次では略算値と精算値は非常に良く一致し、その比は 1.01~1.04 となっている。

6. むすび

開断面耐震壁を含む建物の実用的略算法として、すでに [D] 値法を提案しているが²⁾本報ではコ型および L 型開断面壁の基礎が回転する場合の [D] 値について示した。また、本法をモデル建物に適用し、マトリックス解法¹⁾による精算値と比較してその適合性について検討した。その結果、建物の偏心率および剛性については非常に良い適合性を示した。耐震壁および壁の負担せん断力については、最上層で誤差がいくぶん大きいものの全般

的に良い対応を示した。

謝 辞

本研究を進めるにあたり，室蘭工業大学教授 荒川卓博士にはさまざまな便宜を図って頂いた。また，本報告の作成には同大学助手 溝口光男氏，同文部技官 丸山 司氏の助力を得た。ここに記して深謝の意を表します。

本報告の数値計算には，北大大型計算機センターの HITAC M-280H を使用した。

参考文献

- 1) 荒井康幸，柴田拓二：一般骨組内の開断面立体耐震壁の解析について，日本建築学会論文報告集，第 313 号，昭和 57 年 3 月
- 2) 荒井康幸，柴田拓二：開断面耐震壁を含む立体骨組の略算法—[D] 値法（一般骨組内の開断面立体耐震壁の解析について その 2），日本建築学会構造系論文報告集，第 360 号，昭和 61 年 2 月
- 3) 武藤 清：耐震設計シリーズ 1「耐震計算法」，丸善
- 4) 荒井康幸，柴田拓二：開断面耐震壁を含む建物の静的および動的解析（一般骨組内の開断面立体耐震壁の解析について その 3），日本建築学会構造系論文報告集，第 365 号，昭和 61 年 7 月

SYNOPSIS

UDC : 69.022 : 699.841 : 624.023

[D]-VALUE OF OPEN-SECTION SHEAR WALLS ON ELASTIC FOUNDATIONS

—The three dimensional analysis of Open-section shear walls included in frames Part 4—

by YASUYUKI ARAI, Associate Prof. of Muroran Institute of Technology, and Dr. TAKUJI SHIBATA, Prof. of Hokkaido University, Members of A. I. J.

The shear walls with a U or L shaped section are commonly employed in building structure to resist the forces imposed by earthquakes. An approximate method for analysis of space-frame with open-section shear walls subjected to lateral loading was presented in the authors' previous paper²⁾. The proposed method is an extension of Dr. Muto's *D*-value method for three dimensional analysis of buildings with open-section shear walls. In this paper, [*D*]-value matrix of open-section shear walls supported on elastic foundations is derived.