連層耐震壁を含む骨組の梁理論による近似解析

DEFORMATION ANALYSIS OF A MULTI-STORY BRACED FRAME
BY ELEMENTARY BEAM THEORY

柴田 道生*

Michio SHIBATA

Theoretical studies are presented on the elastic behavior of a high-rise building with shear walls using elementary beam theory. The shear wall is modeled to a bar subjected to bending and shearing deformations, and moment resisting frames are approximated as beams subjected to shearing deformations. The shear wall and moment resisting frames are coupled by connecting beams. Deformations are obtained as the solution of ordinary differential equation. The influence of the connecting beam rigidity to the deformation of the system can be investigated by simple tools like the spread-sheet software. The bending deformations of the braced wall of steel structures are reduced by the restraining trusses, so called Hat-Truss or Belt-Truss. Effects of restraining trusses are also investigated.

Keywords : shear wall, bending deformation, shearing deformation, elastic analysis
spread sheet software, connecting beam

連層耐震壁, 境界梁, 曲げせん断変形, 弾性解析, 表計算ソフト

1 序

耐震壁は建築骨組の強度・剛性を確保するための有効な手段であるが, 多層の連層耐震壁は曲げ変形が卓越して複雑な挙動を示す^{1), 2)}.

コンピュータおよび解析ソフトの普及はこういった解析を容易なものとする代償に, 設計行為のブラックボックス化をもたらした. 数値解析結果は, 個々の例題に対する個別の解にすぎず, 個々の条件変数の変動に対する全体的な展望を得るには, 構造物全体を巨視的に捕まえるアプローチが必要となる.

大型架構の力学的性質を巨視的に把握する試みは, 平面骨組を単一の壁版に置換する方法³⁾や, チューブ構造の大型骨組を薄肉梁に置換する方法などがあるが^{4)~6)}, コンピュータによる数値解析を前提としており, 耐震壁を含む骨組は対象としていない.

コンピュータが普及する以前は, 境界梁で連結された複合壁体 (coupled shear wall) の変形を微分方程式の解として得ようとする試みが Beck⁷⁾, Rosman⁸⁾, Tso and Chan⁹⁾ などによってなされ, 大沢は同様の手法が境界梁を持つセンターコア形式骨組にも適用できることを示した¹⁰⁾. 境界梁については文献^{11, 12)}などの検討があるが, 境界梁とそれに接続する骨組や壁体との相互作用は近似的に取り扱われている.

日置他は, こうした手法が個々の構成要素の鉛直方向伸縮を考慮し得ないことを改善するため, 建物全体を反り変形を許容する棒材に置換する手法を提案し, 鉛直方向伸縮の影響が大きいことを指摘したが, 単純な3スパン骨組であっても煩雑なマトリクス計算を前

提としており, 表計算ソフト程度の解析手段では対応が難しい¹³⁾.

本研究は, 壁体と骨組が境界梁を介して連結された場合や, いわゆるハットトラスあるいはベルトトラスと呼ばれるように, 壁体の頂部または中間部に補剛トラスを設けた系を解析対象とし, 壁体を曲げせん断棒に, 骨組部をせん断棒に置換することにより, 多層の連層耐震壁を含む骨組の, 壁体を含まない構面が混在する場合も含めた, 変形性状を解析的に表現する試みを提示する.

60年代にほぼ収束したテーマではあるが, コンピュータの普及による設計作業のブラックボックス化が進む中, 表計算ソフト等の簡易なツールによって構造物の全体的な傾向を把握することは, なおざりにされるべきではない.

2 連層壁体単体の挙動

2.1 曲げせん断棒モデル

図1(a)のトラス置換された壁体を同図(b)のような曲げせん断棒モデルで近似すれば, 壁体たわみ関数 v_w と転倒モーメント M_w の関係は

$$\frac{v_w''(\zeta)}{H^2} = \frac{M_w(\zeta)}{K_b} - \frac{M_w''(\zeta)}{H^2 K_s} \quad \zeta = \frac{z}{H} \quad (1)$$

ここに, 壁体の等価曲げ剛性 K_b および等価せん断剛性 K_s は

$$K_b = \frac{1}{2} E A_w L_w^2, \quad K_s = 2 E A_d \sin \theta \cos^2 \theta \quad (2)$$

A_w : 壁体側柱断面積, L_w : 壁体スパン

A_d : 壁体斜材断面積, θ : 斜材取り付け角

本報告の一部は, 2005年度日本建築学会近畿支部研究報告集に発表した。

* 摂南大学工学部建築学科 教授・工博

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Setsunan Univ., Dr. Eng.

2.2 逆三角形分布水平力を受ける単独壁体

水平荷重分布 q が次式の逆3角形分布であれば

$$q(\zeta) = (2Q_o/H)\zeta \quad Q_o: \text{base shear}, H: \text{建物高さ} \quad (3)$$

対応する層せん断力 Q_w および転倒モーメント M_w は次式となる。

$$Q_w(\zeta) = Q_o(1 - \zeta^2) \quad (4)$$

$$M_w(\zeta) = \frac{2}{3}Q_oH\left(1 - \frac{3}{2}\zeta + \frac{1}{2}\zeta^3\right) \quad (5)$$

壁体脚部では杭の伸縮などによる回転角 θ_{bo} が生じる

$$\theta_{bo} = \frac{M_o}{K_w}, \quad M_o = \frac{2}{3}Q_oH, \quad K_w = \frac{(EA)_p L_w^2}{2L_p} \quad (6)$$

L_p : 杭長, $(EA)_p$: 杭の伸び剛性

壁体剛性が高さ方向に一樣の場合, 式(6)を考慮して式(5)を式(1)に代入すれば, たわみ関数 $v(\zeta)$ は

$$v(\zeta) = \frac{2Q_oH^3}{3K_b} \left[\left(\gamma + \frac{3}{2}\beta_w \right) \zeta + \frac{1}{2}\zeta^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \beta_w \right) \zeta^3 + \frac{1}{40}\zeta^5 \right] \quad (7)$$

$$\beta_w = \frac{K_b}{K_s H^2}, \quad \gamma = \frac{K_b}{K_w H}$$

図2(a)は図3の16層モデルによる数値解析結果と式(7)の比較を示す。図中の $k_w = K_w/(K_s H)$ は壁体脚部の回転剛性と筋違によるせん断剛性の比を示し, $k_w = \infty$ は壁体脚部が剛な場合に, $k_w = 0.7$ は断面積 1m^2 , 杭長 20m の場所打ち杭を想定して式(6)より得た K_w に対応する。また, ◆印の数値解析結果は式(7)と良好な対応を示す。

3 魚骨骨組単体の挙動

3.1 せん断棒モデル

図1(c)の骨組を同図(d)のようなせん断棒モデルに置換すれば, たわみ関数 v_f と層せん断力 Q_f の関係は

$$\frac{v_f'(\zeta)}{H} = \frac{Q_f(\zeta)}{K_f} \quad (8)$$

ここに, 純骨組部の等価せん断剛性 K_f は次式で評価される。

$$K_f = \frac{\mu_b}{1 + \mu_b} \frac{12EI_c}{h^2} \quad (9)$$

h : 標準階高, I_c : 骨組部柱断面2次モーメント

$$\mu_b = \frac{I_b/L}{I_c/h}: \text{柱に対する梁の剛比}$$

3.2 逆三角形分布水平力を受ける魚骨骨組

式(3)で定義される逆三角形分布水平力を受ける骨組の層せん断力は式(4)で与えられ, たわみ関数は次式となる。

$$v_f(\zeta) = \frac{Q_oH}{K_f} \zeta \left(1 - \frac{1}{3}\zeta^2 \right) \quad (10)$$

式(10)と数値解の比較を図2(b)に示す。図中の実線は式(10)による解析解を, ■印は16層骨組に対する数値解を示す。数値解では基礎梁の剛性を一般階の10倍としているので, 第1層の層間変位が解析解より小さく計算されているが, それ以外の層での両者の対応は良好である。

4 トラス壁体と魚骨骨組が単純連結された系

4.1 適合条件

図1(a)の壁体と同図(c)の骨組が単純連結された図5の系は, 戸境壁と純骨組が交互に組合わさった集合住宅建築などに類似する。

図1 連層壁体と魚骨骨組

図2 変形モード

図3 壁体の数値解析モデル

この系では, 壁体の負担する転倒モーメント M_w と骨組部の負担する層せん断力 Q_f の間に, 次の適合条件が成立する。

$$\frac{v''(\zeta)}{H^2} = \frac{M_w'(\zeta)}{K_b} - \frac{M_w''(\zeta)}{H^2 K_s} = \frac{Q_f'(\zeta)}{HK_f} \quad (11)$$

系全体の転倒モーメントを $M(\zeta)$ と表せば

$$Q_f(\zeta) = -\frac{1}{H}M'(\zeta) = -\frac{1}{H}[M'(\zeta) - M_w'(\zeta)]$$

を式(11)に代入して

$$M_w''(\zeta) - \frac{K_s K_f}{K_s + K_f} \frac{H^2}{K_b} M_w'(\zeta) = \frac{K_s}{K_s + K_f} M''(\zeta) \quad (12)$$

4.2 逆三角形分布水平力を受ける単純連結系

系が逆三角形分布水平力を受ける場合, 式(5)右辺を式(12)右辺に代入し, 系の剛性が高さ方向に一樣と仮定すれば, 次式を得る。

$$M_w''(\zeta) - \omega^2 M_w'(\zeta) = 2DQ_oH\zeta \quad (13)$$

$$D = \frac{K_s}{K_s + K_f}, \quad \omega^2 = \frac{D}{\beta_f}, \quad \beta_f = \frac{K_b}{K_f H^2}$$

式(13)の一般解

$$M_w(\zeta) = 2Q_oH[A \sinh(\omega\zeta) + B \cosh(\omega\zeta) - \beta_f \zeta] \quad (14)$$

に, 境界条件

$$M_w(1) = 0, \quad Q_f(0) = Q_o - Q_w(0) = K_f \theta_o \quad (15a, b)$$

$$\theta_o = \frac{M_w(0)}{K_w} + \frac{Q_w(0)}{K_s} : \text{壁体脚部のたわみ角} \quad (16)$$

を考慮すると, 次の連立方程式の解として積分定数 A, B を得る。

$$A \sinh(\omega) + B \cosh(\omega) = \beta_f \quad (17a)$$

$$A \frac{\omega}{D} - B \frac{K_f H}{K_w} = \frac{\beta_f}{D} - \frac{1}{2} \quad (17b)$$

たわみ曲線は $\frac{v'(\zeta)}{H} = \frac{Q_f(\zeta)}{K_f} = \frac{M'_w(\zeta) - M'(\zeta)}{K_f H} + \theta_0$ より

$$v(\zeta) = \frac{Q_0 H}{K_s} 2 \frac{\beta_f}{\beta_w} \left[A \sinh(\alpha \zeta) + B \cosh(\alpha \zeta) - B + \left(\frac{1}{2} - \beta_f \right) \zeta - \frac{1}{6} \zeta^3 \right] \quad (18)$$

図4(a)は1組の筋違付き壁体に対して1組の魚骨骨組が連結されたCase 1(図5参照)と4組の魚骨骨組が連結されたCase 4について、式(18)と数値解析結果の比較を示す。図中の1点鎖線は壁体脚部の回転剛性が剛な場合、破線は回転を許容した場合で、●印は図5のモデルによる数値解である。骨組部の水平力分担が小さいと、壁体脚部の回転剛性が変形性状に大きな影響を与えるが、骨組部の分担が大きくなると相対的に脚部回転剛性の影響は小さくなる。

図4(b)は壁体と骨組部の層せん断力の分担を示す。壁体脚部の回転剛性の水平力分担率に及ぼす影響は小さい。骨組部は各層でほぼ等しい層せん断力を分担するのに対し、壁体部の分担水平力は上層部で激減し、最上層部では逆せん断が生じている。これは、壁体の中・下層部は耐震要素として機能するが、最上層部では水平力に抵抗するよりもむしろ骨組部にもたれかかっていることを意味する。もたれかかりの度合いは、骨組部の分担せん断力が大きいほど顕著である。

図4(b)では壁体部と骨組部には最上層において、大きさが等しく方向が逆のせん断力が生じている。これは、解析モデルの最上層つなぎ材に大きな軸力が発生していることに相当し、実際の建物では最上層床レベルでの力のやりとりの検討が必要であることを示す(図6参照)。

5 境界梁を介して連結された壁体と骨組

5.1 境界梁とそれに隣接する構造要素の性状

1) 境界梁による拘束

境界梁の存在により連層壁体の曲げ変形は抑制される。ここでは、壁体と同一構面内の境界梁のみを取り扱うが、壁体に直交する境界梁についても同様の考察が適用できる。

系が層間変位角 R の水平変位を生じたとき(図7(a)参照)、境界梁の節点モーメント M_{AB} およびせん断力 Q_{AB} によって、棒材で近似された壁体(同図(b))は各節点に次の拘束モーメントを受ける。

$$M^{\#} = M_{AB} + Q_{AB} \cdot L_w / 2 \quad (19)$$

2) 壁体のせん断剛性が大きい場合

鉄筋コンクリート造壁体のように壁体のせん断剛性が大きい場合は、境界梁 AB の A 点でのたわみ角は層間変位角 R に等しい。図8はせん断剛性の大きい連層壁体と骨組部が境界梁でつながれた架構が、水平力を受けて変形した状態を示す。この骨組部の効果を図9(a)のように傾斜した回転バネで置換すると、バネの傾き θ_{B0} は境界梁を持たない骨組の節点角に相当し(同図(b)参照)、バネの相対回転角 θ_{B1} は境界梁の材端モーメント M_{BA} によって生じた節点角に相当する(同図(c)参照)。

$$\theta_B = \theta_{B0} - \theta_{B1} = \frac{2R}{2 + \mu_2} - \theta_{B1} \quad \mu_2 = \frac{I_2 / L_2}{I_c / h} \quad (20a)$$

$$K_B = \frac{M_{BA}}{\theta_{B1}} = \frac{(12 + 8\mu_2 + \mu_2^2) E I_c}{(1 + \mu_2 / 3) h} \quad (20b)$$

L_2 , I_2 , I_c は骨組部のスパンと梁・柱の断面2次モーメントである。式(20)は図9(b), (c)に示す1スパン骨組について得られたもので

(a) 水平変位

(b) 分担せん断力

図4 水平変位と分担せん断力

図5 単純連結系の解析モデル (Case 1)

図6 頂部集中力

あるが、2スパン以上の骨組部に対しても良好な近似を与える。一方、骨組部が柱のみで構成される場合は $\mu_2 = 0$ において次式を得る。

$$\theta_{B0} = R, \quad K_B = 12EI_c/h \quad (21a, b)$$

また、境界梁の材端モーメント M_{BA} によって骨組部の柱には

$$Q_{BB'} + Q_{CC'} = \frac{12EK_c}{h} (\theta_{B1} + \theta_{C1}) = \frac{2K_B}{h(2 + \mu_2)} \frac{\theta_{B1}}{R} R$$

のせん断力が付加され、骨組部の見かけのせん断剛性は増加する

$$K_f = \frac{2\mu_2}{2 + \mu_2} \frac{12EI_c}{h^2} + \frac{2K_B}{h(2 + \mu_2)} \frac{\theta_{B1}}{R} \quad (22)$$

3) 壁体のせん断剛性が大きくない場合

鉄骨ブレース付き壁体のように壁体のせん断剛性が大きくない場合は、壁体を剛節ラーメンとピン接合された筋違の組み合わせとしてモデル化し、境界梁の壁体側を図10のような傾斜 λR の回転バネで置換すれば、回転バネの回転剛性は式(20b)と同様に次式で得られる。ここに λ は壁体の曲げ変形角と層間変位角 R の比である。

$$K_A = \frac{M_{AB}}{\theta_{A1}} = \frac{(12 + 8\mu_{gw} + \mu_{gw}^2) E I_{cw}}{(1 + \mu_{gw} / 3) h} \quad \mu_{gw} = \frac{I_{gw} / L_w}{I_{cw} / h} \quad (23)$$

ここに、 I_{gw} , I_{cw} は壁体部梁・柱の断面2次モーメントである。

$$\text{幾何学的条件} \quad \theta_A = \lambda R - \theta_{A1}, \quad R_{AB} = -\frac{L_w}{2L_1} \lambda R \quad (24a)$$

と式(20), および境界条件

$$K_A \theta_{A1} = 2EK_1 (2\theta_A + \theta_B - 3R_{AB}) \quad (24b)$$

$$K_B \theta_{B1} = 2EK_1 (\theta_A + 2\theta_B - 3R_{AB}) \quad (24c)$$

より、 θ_{A1} および θ_{B1} は次式の根として求まり、

$$\left(4 + \frac{K_A}{EK_1} \right) \theta_{A1} + 2\theta_{B1} = \left[\left(4 + 3 \frac{L_w}{L_1} \right) \lambda + \frac{4}{2 + \mu_2} \right] R \quad (25a)$$

$$2\theta_{A1} + \left(4 + \frac{K_B}{EK_1} \right) \theta_{B1} = \left[\left(2 + 3 \frac{L_w}{L_1} \right) \lambda + \frac{8}{2 + \mu_2} \right] R \quad (25b)$$

境界梁の壁体に及ぼす効果は次式で評価される。

図7 境界梁による拘束

図8 水平力を受ける壁体と境界梁

図9 境界梁に隣接する骨組のモデル

図10 鉄骨ブレース付き壁体の壁体周り

$$M^{\#} = M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_1} \frac{L_w}{2} = K_g \lambda R \quad (26a)$$

$$K_g = \frac{EK_c}{\lambda} \left[\left(1 + \frac{L_w}{2L_1} \right) \frac{K_A}{EK_c} \frac{\theta_{A1}}{R} + \frac{L_w}{2L_1} \frac{K_B}{EK_c} \frac{\theta_{B1}}{R} \right] \quad (26b)$$

また、壁体のせん断剛性は剛節ラーメンとしての剛性を考慮して、

$$K_s = 2EA_d \sin \theta \cos^2 \theta + \frac{2\mu_{gw}}{2 + \mu_{gw}} \frac{12EI_{cw}}{h^2} \quad (27)$$

4) λ の評価

壁体の曲げ変形角と層間変位角の比 λ は、鉄筋コンクリート壁体のように壁体のせん断剛性が大きい場合は $\lambda=1$ と見なせる。しかしブレース付鉄骨壁体のように、せん断剛性があまり大きくない場合は、分担せん断力の大きい下層では小さく、上層では1に近づく。また、境界梁の剛性が大きくなると λ は低下する。本解析では、高さ方向の平均的な λ として次式を用いる。

$$\lambda = K_s / (K_s + k_g) \quad (28)$$

ここに、 $k_g = K_g/h$ は単位長さ当たりの境界梁の回転剛性である。

5.2 境界梁を持つ壁体と骨組が単純連結された系

1) 壁高に沿って連続の境界梁を持つ壁体

壁体が壁高に沿って単位長さ当たり k_g $= K_g/h$ のバネ定数を持つ回転バネで拘束されている場合、壁体はその曲げ変形 $\theta_b(\zeta) = v'_b(\zeta)/H$ に応じて単位長さあたり $m^{\#} = k_g \theta_b(\zeta)$ の拘束モーメントを受け、図11より次式を得る。

$$\frac{v'_b(\zeta)}{H} = \frac{1}{k_g} \left[\frac{M'_w(\zeta)}{H} + Q_w(\zeta) \right] \quad (29) \quad \text{図11 材軸に沿って連続的に回転拘束を受ける棒材}$$

2) 境界梁を持つ壁体と魚骨骨組が単純連結された系

壁体の曲げおよびせん断変形は次式で表され、

$$\frac{v'_b(\zeta)}{H^2} = \frac{M_w(\zeta)}{K_b}, \quad \frac{v'_s(\zeta)}{H} = \frac{Q_w(\zeta)}{K_s} \quad (30a,b)$$

骨組部のたわみ

$$\frac{v'_f(\zeta)}{H} = \frac{Q_f(\zeta)}{K_f} = \frac{Q(\zeta) - Q_w(\zeta)}{K_f} \quad (31)$$

と式(29)を考慮することにより次の支配方程式を得る。

$$M''_w(\zeta) - \frac{H^2}{K_b} \left(k_g + \frac{K_s K_f}{K_s + K_f} \right) M_w(\zeta) = \frac{K_s H^2}{K_s + K_f} q(\zeta) \quad (32)$$

3) 逆三角形分布水平力を受ける場合

式(3)の逆三角形分布水平力を受ける場合、式(32)の解は次式となり、

$$M_w(\zeta) = 2Q_0 H \left[A \sinh(\omega \zeta) + B \cosh(\omega \zeta) - C \zeta \right] \quad (33)$$

$$\omega^2 = \frac{H^2}{K_b} (k_g + DK_f), \quad C = \frac{D}{\omega^2} = \frac{DK_b}{H^2 (k_g + DK_f)}, \quad D = \frac{K_s}{K_s + K_f}$$

式(29)と式(30b)の和を、式(31)と等値して得た、

$$Q_w(\zeta) = Q_0 \left[\frac{k_g}{K_f} (1 - \zeta^2) - 2A \omega \cosh(\omega \zeta) - 2B \omega \sinh(\omega \zeta) + 2C \right] / \left[1 + k_g (1/K_s + 1/K_f) \right] \quad (34)$$

と境界条件 $M_w(1) = 0$ および

$$\theta_0 = \frac{M_w(0)}{K_w} + \frac{Q_w(0)}{K_s} = \frac{Q_f(0)}{K_f} = \frac{Q_0 - Q_w(0)}{K_f}$$

(a) 3スパン骨組 (b) 5スパン骨組

図12 境界梁を持つ壁体

(a) 3スパン骨組 (b) 5スパン骨組 (c) 頂部変位

図13 水平変位

より積分定数 A, B は次式の根として求まる。

$$A \sinh(\omega) + B \cosh(\omega) = C \quad (35a)$$

$$\frac{1/K_s + 1/K_f}{1 + k_g(1/K_s + 1/K_f)} \omega A + \frac{H}{K_w} B = \frac{1}{1 + k_g(1/K_s + 1/K_f)} \left[\frac{1}{2K_f} - C \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_f} \right) \right] \quad (35b)$$

たわみ曲線は $\frac{v'(\zeta)}{H} = \frac{1}{K_f} [Q(\zeta) - Q_w(\zeta)]$ より

$$v(\zeta) = \frac{2Q_o H / K_f}{1 + k_g(1/K_s + 1/K_f)} \left[\left(1 + \frac{k_g}{K_s} \right) \frac{\zeta}{2} \left(1 - \frac{\zeta^2}{3} \right) + A \sinh(\omega \zeta) + B \{ \cosh(\omega \zeta) - 1 \} - C \zeta \right] \quad (36)$$

図12の鉄骨ブレース壁体を含む16層骨組の解析結果を図13～16に示す。図13(a),(b)は高さ方向の水平変位分布を表し、図中の μ_1 は骨組部柱に対する境界梁の剛比である。 $\mu_1 = 0$ は、3スパン骨組の場合は図3の単独壁に、5スパン骨組の場合は図5の単純連結系に対応する。境界梁の存在により、頂部変位は抑制され、境界梁の剛性が大きいと抑制効果は大きい。同図(c)は境界梁の剛性と頂部変位の関係を示す。境界梁の剛性がある程度まで大きくなると、頂部変位は骨組部の剛性に依存しなくなる。

□印で示された数値解と式(36)の対応は良好である。

図14, 15は壁体と骨組部の水平力分担状況を示す。図中の曲線群は本解析結果、折れ線は数値解析結果であり、両者の対応は良好である。3スパン骨組では、境界梁がない場合は単独壁体と等価となって全せん断力を壁体が負担するが、境界梁が存在すれば一部のせん断力が骨組部に負担される。しかし、境界梁断面を大きくしてもその効果は小さい。境界梁がない5スパン骨組は壁体と骨組部が単純連結された系と等価となり、壁体頂部に大きな逆せん断が生じる。境界梁の存在に

図14 水平力分担率 (3スパン骨組)

図15 水平力分担率 (5スパン骨組)

図16 水平力分担率と頂部逆せん断

より逆せん断は低減されるが、壁体と骨組部の水平力分担率はほとんど変化しない。図16は、第1層での水平力分担率および頂部逆せん断 Q_{top} に及ぼす境界梁の影響を示す。3スパン骨組では、境界梁の存在により骨組部も水平力を負担するが、それに伴って頂部逆せん断が生じる。5スパン骨組では、境界梁断面が大きくなると頂部逆せん断は小さくなるが、第1層での水平力分担率はそれほど変化しない。

6 補剛トラスを持つ壁体

6.1 補剛トラス単体の性状

1) 1区画補剛トラスの回転剛性

連層壁体の曲げ変形を抑制するには、壁体の頂部または中間に補剛トラスを設けることが効果的である。ここでは、壁体と同一構面内の補剛トラスのみを取り扱うが、壁体に直交する補剛トラスについても同様の考察が適用できる。

図18に示す系では壁体脚部の曲げモーメントが補剛トラスの拘束によって $M^{\#}$ だけ減少する。この $M^{\#}$ を補剛トラスの拘束モーメントと呼ぶ。図の壁体脚部に $M_t(0) - M^{\#}$ という表示があるが、この $M_t(\zeta) = H^2 \int_{\zeta}^1 q(t) dt$ は外力による転倒モーメントである。

図19によれば交差部パネル (図18の網がけ部分) および補剛トラス

図 18 補剛トラスを持つ壁体

図 19 1区画補剛トラスに作用する力と変形

図 20 2区画補剛トラスに作用する力と変形

ス斜材の軸力 T_1 , T_2 は次式で得られ,

$$T_1 = \frac{-1}{L_w \sin \theta_1} \left[\frac{M^\# L}{2L + L_w} - \frac{Q^\# h}{2} \right], \quad T_2 = \frac{1}{2 \sin \theta_2} \frac{M^\#}{2L + L_w} \quad (37)$$

$Q^\# = Q(\eta) = H \int_{\eta}^1 q(t) dt$ は補剛トラス位置での層せん断力である。

補剛トラスおよび交差部パネルの斜材と、支点 P, Q の鉛直バネ (バネ定数 K_q) のみが変形すると仮定すれば、接合パネル部回転角 $\theta^\#$ は

$$\theta^\# = \frac{M^\#}{K_{tb}} - \frac{Q^\#}{K_{ts}} \quad (38a)$$

$$\frac{1}{K_{tb}} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} \quad (38b)$$

$$K_1 = \frac{EA_1 L_w}{2L^2} (2L + L_w)^2 \sin^2 \theta_1 \cos \theta_1 \quad (38c)$$

$$K_2 = \frac{EA_2}{L} (2L + L_w)^2 \sin^2 \theta_2 \cos \theta_2, \quad K_3 = K_q (2L + L_w)^2 \quad (38d, e)$$

$$K_{ts} = \frac{EA_1}{L} (2L + L_w) \sin \theta_1 \cos^2 \theta_1 \quad (38f)$$

2) 交差部パネルのせん断変形

交差部パネルには大きな逆せん断力が作用し、そのせん断変形角は

$$\begin{aligned} \tilde{\gamma} &= \frac{A_d L_1}{h L_w} = \frac{T_1}{EA_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1} \\ &= \frac{1}{EA_1 L_w \sin^2 \theta_1 \cos \theta_1} \left[\frac{M^\# L}{2L + L_w} - \frac{Q^\# h}{2} \right] \end{aligned} \quad (39)$$

ここに L_1 および A_d は斜材の材長および伸びである。

3) 2区画補剛トラス

図 20 の支持条件に対する 2 区画補剛トラスの回転剛性は 1 次不静定問題の解として次式で得られる。

$$K_{tb} = \frac{EA_2 L_w^2}{2L} \sin^2 \theta_2 \cos \theta_2 \left[1 + \frac{\left(2 + \frac{L_w}{2L} \right)^2}{\frac{A_2}{A_1} \left(\frac{\sin \theta_2}{\sin \theta_1} \right)^3 + \frac{1}{4} \left(\frac{L_w}{L} \right)^2} \right] \quad (40)$$

4) 1区画補剛トラスと2区画補剛トラス

トラス斜材に対する交差部パネル斜材の断面積比 A_1/A_2 を一定とし、トラス斜材断面積 A_2 を変化させた場合の回転剛性 K_{tb} の比較を図 21(a) に示す。実線は 1 区画トラスの剛性を、●を破線で結んだ曲線は 2 区画トラスの場合を示す。横軸は A_2 と基準値の比、縦軸は K_{tb} と基準値の比を表し、 $A_1 = A_2 = 50 \text{ cm}^2$ の場合を基準状態としている。

トラス斜材断面積を増すと回転剛性は比例的に増大し、 A_1/A_2 が大きい方が増大率は大きい。2 区画トラスは 1 区画トラスに比べて剛性は若干大きいとその差はわずかであり、特に $A_1/A_2 = 1$ の場合の両者の剛性は等しい。これは、2 区画トラスであっても壁体に隣接する区画のみが効果を発揮していることを意味する。

図 21(b) はトラス斜材断面積 A_2 を一定とし、交差部パネル斜材の断面積 A_1 を変化させた場合の回転剛性 K_{tb} を示す。 A_1 を増大させると回転剛性も増加するが、 A_1 を極端に大きくしても効果は小さい。2 区画トラスは 1 区画トラスに比べて剛性は大きいとその差はわずかである。

6.2 高さ方向の中間に1区画補剛トラスを持つ壁体

式(3)の逆三角形分布水平力を受ける壁体の断面力分布は、

$$Q(\zeta) = Q_0 (1 - \zeta^2) \quad (41a)$$

$$M(\zeta) = \begin{cases} M_0 (1 - 3\zeta/2 + \zeta^3/2) - M^\# & \zeta < \eta \\ M_0 (1 - 3\zeta/2 + \zeta^3/2) & \zeta > \eta \end{cases} \quad (41b)$$

$\eta = H'/H$, H' : 補剛トラス位置, $M^\#$: 拘束モーメント

変形状態は、外力のみによるたわみとして

$$\cdot \text{せん断変形} \quad \frac{v'_s(\zeta)}{H} = \frac{Q_0}{K_s} (1 - \zeta^2) \quad (42a)$$

$$\cdot \text{曲げ変形} \quad \frac{v'_{b1}(\zeta)}{H} = \frac{M_0 H}{K_b} \zeta \left(1 - \frac{3}{4} \zeta + \frac{1}{8} \zeta^3 \right) + \theta_0 \quad (42b)$$

$$\theta_0 = (M_0 - M^\#) / K_w$$

一方、拘束モーメント $M^\#$ のみによるたわみとして

$$\cdot \text{曲げ変形} \quad \frac{v'_{b2}(\zeta)}{H} = -\frac{M^\# H}{K_b} \begin{cases} \zeta & \zeta < \eta \\ \eta & \zeta > \eta \end{cases} \quad (43)$$

次式による境界条件

$$\begin{aligned} \theta^\# &= \frac{M^\#}{K_{tb}} - \frac{Q_0}{K_{ts}} (1 - \eta^2) \\ &= \frac{v'_{b1}(\eta)}{H} = \frac{M_0 H}{K_b} \eta \left(1 - \frac{3}{4} \eta + \frac{1}{8} \eta^3 \right) - \frac{M^\# H}{K_b} \eta + \frac{M_0 - M^\#}{K_w} \end{aligned}$$

より $M^\#$ を得る。

$$M^\# = M_0 \left[\frac{1}{K_w} + \frac{H}{K_b} \eta \left(1 - \frac{3}{4} \eta + \frac{1}{8} \eta^3 \right) + \frac{3}{2K_{ts}H} (1 - \eta^2) \right] \left/ \left(\frac{H}{K_b} \eta + \frac{1}{K_{tb}} + \frac{1}{K_w} \right) \right. \quad (44)$$

たわみ関数は式(39)による接合パネル部の変形 γh を考慮して

$$v(\zeta) = \frac{Q_0 H}{K_s} \left[\zeta \left(1 - \frac{1}{3} \zeta^2 \right) + \frac{1}{6 \beta_w} \zeta^2 \left(2 - \zeta + \frac{1}{10} \zeta^3 \right) + \frac{2}{3 k_w} \zeta \right] - \frac{M^\#}{k_w K_s} \zeta - f(\zeta) \quad (45a)$$

$$f(\zeta) = \begin{cases} \frac{M^\#}{2 \beta_w K_s} \zeta^2 & \zeta < \eta \\ \frac{M^\#}{\beta_w K_s} \eta \left(\zeta - \frac{\eta}{2} \right) + \gamma h & \zeta > \eta \end{cases} \quad (45b)$$

頂部に補剛トラスを持つ壁体の変形モードを図22に示す。同図(a)中の A_2/A_b は補剛トラス斜材と壁体筋違の剛性比を表し、 $A_2=0$ は補剛トラスがない場合に相当する。補剛トラスの存在によって頂部変位は著しく低減されるが、補剛トラスの剛性を極端に増大させてもその効果は小さい。■印は $A_2/A_b=1$ に対する数値解であり、式(34)との対応はよい。同図(b)は壁体脚部回転剛性の影響を示す。 $k_w=0.7$ および0.23はそれぞれ壁体脚部が20m、60mの現場打杭で支持された状態に相当し、脚部回転剛性は壁体の変形に大きな影響を与える。

図23は建物高さの中央付近に補剛トラスを設けた場合の補剛トラス剛性と変形の関係を示す。図22(a)と同様の傾向を示すが、頂部の変位は図22より小さい。

図24は補剛トラス位置と頂部変位の関係を示し、図中の β_w は壁体の側柱と筋違の断面積比に比例する量である。補剛トラスの機能が主として壁体の曲げ変形の抑制にあり、壁体曲げ剛性が小さいほどその影響が大きいことがわかる。壁体頂部変位は、補剛トラスが建物高さの6割程度の位置にある場合に最小となる。

7 結論

- 1) 連層壁体を曲げせん断棒に置換し、連層壁体を含む骨組の変形性状に関する解析解を得た。表計算ソフト程度の解析ツールにより大型構造物の挙動を巨視的にとらえることができる。
- 2) 得られた解は数値解と良好な対応を示す。
- 3) 連層壁体と純骨組が単純連結された骨組では、最上層床レベルで壁体と骨組の間に大きな集中力が作用する。
- 4) 境界梁の存在は壁体の曲げ変形を著しく抑制するが、境界梁剛性をいわずらに大きくしても効果は小さい。
- 5) 中間に補剛トラスを持つ壁体では、補剛トラスの存在は壁体変形を著しく抑制するが、トラスの剛性を極端に大きくしても効果は小さい。
- 6) 補剛トラスは建物高さの6割程度の位置に設けるのが効果的である。

参考文献

- 1) 堀井昌博・和田 章：耐震壁に生じる逆せん断力一構造設計のためのメモランダム1，建築技術 No.341，pp.107-110，1980.01
- 2) 堀井昌博・和田 章：耐震壁のモデル化の方法とその比較一構造設計のためのメモランダム5，建築技術 No.347，pp.131-136，1980.07
- 3) 堀井昌博・和田 章：ラーメン架構の変形特性とその要因一構造設計のためのメモランダム6，建築技術 No.348，pp.159-173，1980.08
- 4) 藤井大地・藤谷義信：薄肉はり理論にもとづく立体高層骨組の有限要素法解析一薄肉はり置換法による高層ビルの構造解析に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文報告集，No.453，pp.65-75，1993.11.
- 5) 藤井大地・藤谷義信：薄肉はり置換法の実務設計への適用に関する検討一薄肉はり置換法による高層ビルの構造解析に関する研究(その2)，日本建築学会構造系論文報告集，No.467，pp.45-53，1995.01.
- 6) 藤井大地・藤谷義信：薄肉はり置換法による高層ビルの最適設計一薄肉はり置換法による高層ビルの構造解析に関する研究(その3)，日本建築学

図21 補剛トラスの回転剛性

図22 頂部トラスを持つ壁体の変形

図23 中間トラスを持つ壁体

図24 補剛位置と頂部変位

会構造系論文集，No.477，pp.57-66，1995.11.

- 7) Beck, H. : Contribution to the Analysis of Coupled Shear Wall, ACI Journal, Vol.59, No.8, pp.1055-1069, 1962.08.
- 8) Rosman, R. : Approximate Analysis of Shear Walls Subjected to Lateral Loads, ACI Journal, Vol.61, No.6, pp.717-733, 1964.06.
- 9) Tso, W. K. and Chan, H. : Dynamic analysis of Plane Coupled Shear Walls, Proc.ASCE, Vol.97, EM1, pp.33-48, 1971.
- 10) 大沢 胖：耐震コア一式高層建物の動的特性，日本建築学会論文報告集，No.102，pp.1-9，1964.09.
- 11) 大沢 胖・洪 忠熹：耐震コア一式高層骨組の弾塑性計算法，日本建築学会論文報告集，No.101，pp.23-30，1964.08.
- 12) 益尾 潔・安部 勇・秦 雅史：RC層耐震壁架構の弾塑性変形性状に関する解析的研究(その1 解析法)，日本建築学会論文報告集，No.339，pp.1-9，1984.05.
- 13) 日置興一郎・山中邦一・北野博己：反り変形を考えた棒理論による高層架構の解析 その1.弾性静力学，日本建築学会論文報告集，No.253，pp.51-57，1977.03.

(2005年9月14日原稿受理，2006年5月2日採用決定)