

第7章

迅速に施工できる補強工法を施したRC造ピロティ柱部材の復元力特性評価

7.1 はじめに

本章では、補強を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価について検討を行う。対象とするのは、3章に示した C1-UFC1, C1-UFC2, C1-RC1 と 4章に示した C-US, C-USJ, C-USJ-UW および C-USJ-RCW の 7 体である。構造特性評価方法を示す項番号、補強方法、対象試験体の一覧を表 7.1-1 に示す。試験体情報は各章を参照されたい。

表 7.1-1 項番号、補強方法および対象試験体の対応一覧表

番号	柱		袖壁	対象試験体
	UFC 挟込パネル	端部目地モルタル		
7.2.1	有	有	無	C1-UFC2, C-USJ
7.2.2	有	無	無	C-US
7.2.3 (1)	無	無	有 (RC)	C1-RC1
7.2.3 (2)	無	無	有 (UFC)	C1-UFC1
7.2.4	有	有	有 (RC)	C-USJ-RCW
7.2.5	有	有	有 (UFC)	C-USJ-UW

7.2 UFC パネル補強ピロティ柱の構造特性評価方法

本章では、対象の UFC 補強ピロティ柱部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材としてモデル化する。部材両端に曲げばねを、部材可とう長さの中央にせん断ばねと軸方向ばねを有した単軸ばねとしてモデル化する。

7.2.1 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルを充填したピロティ柱

モデル概念図を図 7.2.1-1 に示す。曲げばねはひび割れと破壊を考慮したトリリニアの骨格曲線とし、ひび割れ耐力、終局耐力、剛性低下率を設定した。せん断ばねおよび軸ばねは引張側・圧縮側ともに終局耐力を考慮したバイリニアの骨格曲線とし、終局耐力を設定した。

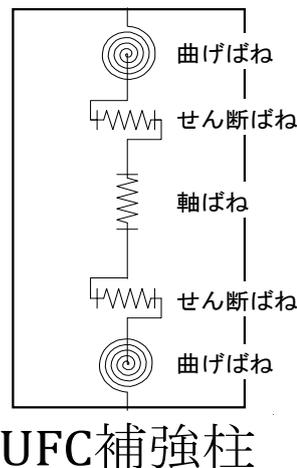


図 7.2.1-1 UFC 補強柱モデル概念図

(1) 曲げばね

1) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、文献[7-1]を参考に既存部分と UFC パネル補強部分の曲げ剛性を足し合わせる。なお、端部増厚としている範囲が狭く、剛性に及ぼす影響があまり大きくないことに加え、計算が煩雑になるので、中央高さ断面とした。

$$K_{f1} = K_{fufc} + K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-1})$$

$$K_{fufc} = 6E_{ufc} cI_{ufc} / cL_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-2})$$

$$K_{fcon} = 6E_{con} cI_{con} / L \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-3})$$

ここで、

K_{fufc} : せい面に貼付した UFC パネルの曲げ初期剛性

K_{fcon} : 既存 RC 柱の曲げ初期剛性

E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数 (N/mm²)

cI_{ufc} : 柱のせい面に貼付した UFC パネルの断面二次モーメント (mm⁴)

cL_{ufc} : UFC パネルの長さ (mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

cI_{con} : 既存 RC 柱の断面二次モーメント (mm⁴)

L : 既存 RC 柱の高さ (mm)

2) 降伏時剛性

柱に取り付けた UFC パネルに曲げひび割れなどが確認されなかったことから、既存部分のみが剛性低下すると仮定し、(式 7.2.1-5) [7-2]より算出する。なお、シアスパン比において、部材の反曲点高さ比は 0.5 とした。

$$K_{f2} = K_{fufc} + \alpha_y K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-4})$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169\eta_0)(d/D)^2 \quad (\text{式 7.2.1-5})$$

ここで、

α_y : 既存 RC 柱の曲げ剛性低下率

a/D : シアスパン比

η_0 : 軸力比

d : 柱有効せい (mm)

D : 柱せい (mm)

3) ひび割れ耐力

曲げひび割れ耐力に関しては、UFC パネルによって補強を行った部材のひび割れ耐力は算定法が定まっていないことから、補強はひび割れ耐力に影響しないものとして以下の式[7-2]で算定を行った。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + N_c D/6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-6})$$

$$N_c = N_{max} \frac{A_c}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.1-7})$$

ここで、

σ_B : 柱コンクリート強度 (N/mm²)

Z_e : 既存 RC 柱の鉄筋を考慮した断面係数(mm³)

N_c : 既存 RC 柱負担軸力(N)

D : 柱せい(mm)

N_{max} : 試験体目標軸力(N)

n : コンクリートと UFC のヤング係数比 ($=E_{ufc}/E_c$)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

A_c : 既存 RC 柱断面積(mm²)

4) 終局耐力

ここでは曲げ終局耐力の算定法について 2 種類示す。1 つは、端部目地モルタルと端部形状を無視して簡易的に計算しているもの（以下、目地モルタルの影響を無視した計算方法）で、具体的には貼り付けた UFC パネルの最小断面で評価するものである。もう一方は、端部目地モルタルと端部形状を直接考慮して詳細に計算しているもの（以下、目地モルタルの影響を考慮した計算方法）である。

(a) 目地モルタルの影響を無視した計算方法

既存部と UFC パネルのひずみ分布は同等となると考え、平面保持仮定による断面解析により求めた。ここでの算定では目地に充填された端部目地モルタル部での破壊はないものとし、端部目地モルタルが UFC パネルと同じ強度を有すると仮定した。また、圧縮縁ひずみは 0.003 とし、安全側に評価するため増厚部は考慮しないものとする。

$$M_{mu} = {}_cM_{mu} + {}_wM_{mu} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-8})$$

$${}_cM_{mu} = A_{st}\sigma_{st}d_t - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_0b(\beta_1 \cdot x_n)^2/2 + N_c g (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-9})$$

$${}_wM_{mu} = -\varepsilon_{cu} \cdot E_{ufc} \cdot t_{us} \cdot x_n^2/6 \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-10})$$

ここで、

M_{mu} : 部材の曲げ終局耐力

A_{st} : 柱の引張鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st} : 柱の各引張鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_t : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

A_{sc} : 柱の圧縮側鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc} : 柱の圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

σ_0 : 柱部分のコンクリートの平均応力度 (N/mm²) ($=0.85\sigma_B$)

σ_B : 柱コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

b : 柱幅 (mm)

β_1 : 等価長方形ブロック置換のための係数で 0.85

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

ε_{cu} : 圧縮縁ひずみ (0.3%)

E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数 (N/mm²)

t_{us} : UFC パネルの厚さ (2 枚, 各 25mm) (mm)

N_c : 既存 RC 柱負担軸力(N)

g : 圧縮縁から重心位置までの距離 (mm)

(b) 目地モルタルの影響を考慮した計算方法

既存 RC 柱および UFC パネル断面を一体としてひずみ分布が同じになると考え、図 7.2.1-2 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸位置 x_n を算出した。得られた x_n を用いて、(式 7.2.1-11) より曲げ終局モーメント M_{mu} を算出し、せん断スパン比で除して曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみ ε_{cu} を 0.3% とした上で、ACI Building Code^[7.3] による等価ストレスブロック法を用いて評価し、UFC パネルの応力分布については、UFC が弾性域にあるとして評価した。主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

挟込 UFC パネル圧縮合力 C_{us} については、端部目地モルタルのヤング係数を用いて算出した (式 7.2.1-12))。挟込パネルとスタブとの応力伝達はパネル上下端部の目地部を介するため、パネル圧縮合力は端部目地モルタルのヤング係数で決まると考えた。なお、挟込パネル厚さはパネル上下端部の増厚部厚さ t_{us}' とした。

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + ND / 2 \quad (\text{式 7.2.1-11})$$

$$C_{us} = 2 t_{us}' \cdot \varepsilon_{cu} E_m x_n / 2 \quad (\text{式 7.2.1-12})$$

ここで、

T_{si} : 引張鉄筋引張力(N)

d_{si} : 各鉄筋応力作用位置の圧縮縁からの距離(mm)

C_{si} : 圧縮鉄筋圧縮力(N)

C_c : 柱コンクリート圧縮合力(N) ($=k_1 k_3 b x_n \sigma_B$)

k_1, k_2, k_3 : ACI 応力ブロック係数 ($k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離

σ_B : 柱コンクリート強度(N/mm²)

C_{us} : 挟込 UFC パネル圧縮合力(N)

t_{us}' : 柱頭および柱脚の増厚部厚さ (50mm)

ε_{cu} : 圧縮縁ひずみ (0.3%)

E_m : 端部目地モルタルヤング係数(N/mm²)

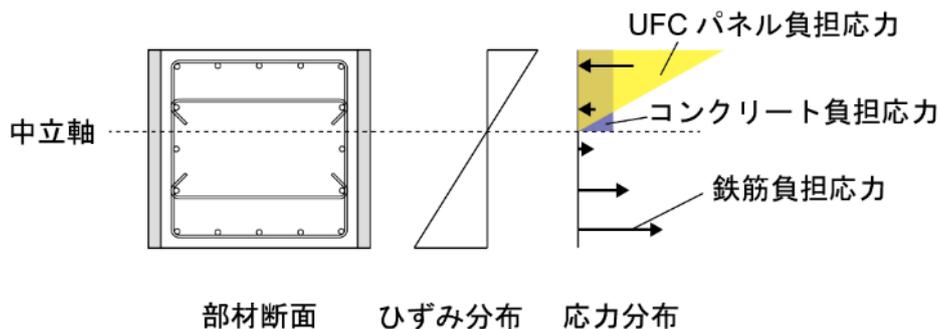


図 7.2.1-2 断面内の応力分布とひずみ分布 (C-USJ)

(2) せん断ばね

1) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部の剛性に UFC パネル補強部分のせん断剛性を足し合わせる。

$$K_s = G_{ufc}A_{us}/\kappa_c L_{ufc} + G_{con}A_c/\kappa_c L_{con} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 7.2.1-13})$$

ここで、

G_{ufc} : UFC パネルのせん断弾性係数 (N/mm²) (= $E_{ufc}/2(1+\nu)$)

E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数 (N/mm²)

ν : ポアソン比で 0.19

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

κ_c : せん断形状係数

L_{ufc} : UFC パネルの長さ (mm)

G_{con} : 既存 RC 柱のせん断弾性係数 (N/mm²) (= $E_{ufc}/2(1+\nu)$)

A_c : 既存 RC 柱断面積 (mm²)

L_{con} : 既存 RC 柱の高さ (mm)

2) 終局耐力

(a) 端部目地モルタルと端部形状を無視した簡易な計算

柱と UFC パネルのせん断終局強度を累加して試験体全体のせん断終局強度を算定した。

$$Q_{su} = {}_cQ_{su} + {}_{us}Q_{su} + 0.1N \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.1-14})$$

$${}_cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(\sigma_B+18)}{M/(Qd)+0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj$$

$${}_{us}Q_{su} = \tau_{ufc} \cdot A_{us}$$

ここで、

p_t : 引張鉄筋比(%)

σ_B : 柱コンクリート圧縮強度(N/mm²)

$\frac{M}{Q}$: せん断スパン(mm)で、 $0.5 \leq \frac{M}{Qd} \leq 3$ とする。

p_w : せん断補強筋比で 0.012 を上限とする。

σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度 (N/mm²)

b : 柱幅(mm)

j : 応力中心間距離(=7D/8) (mm)

D : 柱せい(mm)

τ_{ufc} : UFC のせん断終局応力度で文献[7-4]より 12 N/mm² とする。

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

(b) 端部目地モルタルと端部形状を考慮した計算

せん断終局耐力 Q_{su} は、既存 RC 柱および挟込 UFC パネルについてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。

$$Q_{su} = cQ_{su} + usQ_{su} \quad (\text{式 7.2.1-15})$$

ここで、

Q_{su} : せん断終局耐力(N)

cQ_{su} : 既存 RC 柱のせん断終局耐力(N)

usQ_{su} : UFC パネルせん断終局耐力(N)

既存 RC 柱のせん断耐力 cQ_{su} は (式 7.2.1-16) により算出した。ただし、既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの軸力分担については、コンクリートと UFC のヤング係数比 n を考慮した UFC パネル等価断面積 nA_{us} と柱断面積 A_c の比で決定する。既存 RC 柱の負担軸力は以下の (式 7.2.1-17) により算出した。

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(\sigma_B+18)}{\frac{M}{(Qd)}+0.12} + 0.85\sqrt{p_w f_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 7.2.1-16})$$

ここで、

Q_{su} : せん断終局耐力(N)

p_t : 引張鉄筋比(%)

σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

$M/(Qd)$: せん断スパン比

d : 柱有効せい(mm)

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 平均応力度(N/mm²)

$\sigma_0 = N/(bD)$ (ただし $\sigma_0 \leq 0.4\sigma_B$ (N/mm²)とする)

b : 柱幅(mm)

j : 応力中心間距離(mm)

$$N_c = N_{max} \times \frac{A_c}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 7.2.1-17})$$

ここで、

N_c : 既存 RC 柱負担軸力(N)

N_{max} : 試験体目標軸力(N)

n : コンクリートと UFC のヤング係数比 ($=E_{ufc}/E_c$)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

A_c : 既存 RC 柱断面積(mm²)

挟込 UFC パネルのせん断耐力 usQ_{su} は、文献[7-5]におけるアーチ機構負担せん断力の (式 7.2.1-18) を用いて算出した。なお、UFC パネル厚さはパネル中央部の一般部厚さを使い、挟込 UFC パネルの負担軸力は (式 7.2.1-19) により算出した。また、有効強度係数 v_0 は、せん断ひび割れが発

第7章 迅速に施工できる補強工法を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価

生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが、UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため、 $v_0=1.0$ とした。

$${}_{us}Q_{su} = \frac{1}{2}v_0\sigma_{ufc} \cdot 2t_{uc}x_n \sin 2\theta \quad (\text{式 7.2.1-18})$$

$$x_n = \frac{D_{ufc}}{4}(1+2\eta) \quad (\text{式 7.2.1-19})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D_{ufc} - x_n}{cL_{ufc}} \right) \quad (\text{式 7.2.1-20})$$

$$N_{us} = N_{max} \times \frac{nA_{us}}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 7.2.1-21})$$

ここで、

${}_{us}Q_{su}$: UFC パネルせん断終局耐力(N)

v_0 : 有効強度係数 (=1.0)

σ_{ufc} : UFC 圧縮強度(N/mm²)

t_{uc} : UFC パネルの厚さ (2枚, 各 25mm) (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

θ : アーチ機構の角度

D_{ufc} : UFC パネルせい(mm)

η : UFC パネル軸力比 (= $N_{us}/(t_{uc} \times D_{ufc} \times \sigma_{ufc})$)

cL_{ufc} : UFC パネル長さ(mm)

N_{us} : UFC パネル負担軸力(N)

N_{max} : 試験体目標軸力(N)

n : コンクリートと UFC のヤング係数比 (= E_{ufc}/E_c)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

A_c : 既存 RC 柱断面積(mm²)

なお、挟込 UFC パネルのせん断耐力については、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合や滑りが発生する場合を考える必要がある。前者については、本実験では図 7.2.1-3 に示すようにパネル上下端部に増厚部を設けたことで、端部目地モルタルに作用する圧縮応力が低減され、拘束効果を考慮した端部目地モルタル圧縮強度以下に留まることになる。したがって、端部目地モルタルはパネル破壊時まで圧縮強度に至らないとして、パネル破壊により耐力が決定することを前提とする上記の方法で挟込 UFC パネルのせん断終局耐力 ${}_{us}Q_{su}$ を算出した。また、後者については、(式 7.2.1-21) により算出される挟込 UFC パネルの負担軸力に、摩擦係数 (例えば 0.5^[7-6]など) を乗じたものを摩擦耐力として、(式 7.2.1-18) により算出される挟込 UFC パネルのせん断耐力と比較することで、滑りの発生の有無を検討する方法が考えられる。

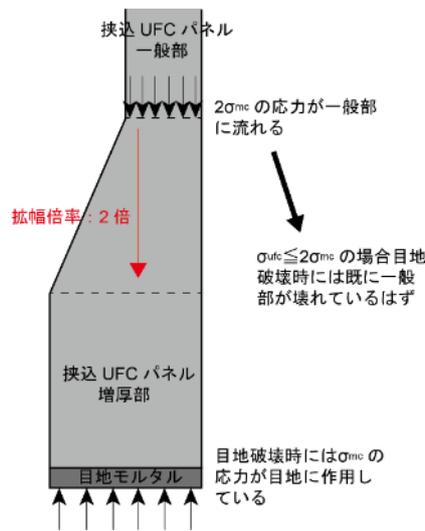


図 7. 2. 1-3 増厚部による応力の流れ

(3) 軸ばね

1) 初期剛性

軸引張剛性は UFC パネルと鉄筋が有効であるとし、軸方向の引張剛性を算定する。圧縮剛性はコンクリートと UFC パネルが有効であるとして算定する。

$${}_cK_t = (E_{ufc}A_{us} + E_s {}_cA_g) / {}_cL_{con} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 7. 2. 1-22})$$

$${}_cK_c = (E_{ufc}A_{us} + E_c A_c) / {}_cL_{con} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 7. 2. 1-23})$$

ここで、

E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数 (N/mm²)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

${}_cA_g$: 主筋全断面積 (mm²)

${}_cL_{con}$: 既存 RC 柱の高さ (mm)

A_c : 既存 RC 柱断面積(mm²)

2) 耐力

軸引張強度・軸圧縮強度は UFC パネルと躯体の間に端部目地モルタルが充填されていることから、UFC パネルにより補強された柱の軸方向引張強度 ${}_cN_{ufc min}$ 及び軸方向圧縮強度 ${}_cN_{ufc max}$ を算出するが、軸方向引張強度 ${}_cN_{ufc min}$ においては、鉄筋の引張強度到達以前に端部目地モルタルの離間時強度に到達することを考慮する。

$${}_cN_{ufc min} = {}_cN_{min} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7. 2. 1-24})$$

$${}_cN_{ufc max} = {}_cN_{max} + \sigma_m \cdot A_m \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7. 2. 1-25})$$

ここで、

${}_cN_{min}$: 既存柱の引張強度 (N)

${}_cN_{max}$: 既存柱の圧縮強度 (N)

第7章 迅速に施工できる補強工法を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価

σ_m : 端部目地モルタルの圧縮強度 (N/mm²)

A_m : せい面を補強した柱の端部目地モルタルの断面積 (mm²)

7.2.2 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルが充填されていないピロティ柱

(1) 曲げばね

1) 初期剛性

7.2.1 1)(a)における RC 柱のみの曲げ剛性として、(式 7.2.1-3)により算定した。

2) 降伏時剛性

7.2.1 1)(b)における (式 7.2.1-4) の RC 柱のみの降伏時剛性として算定した。

3) ひび割れ耐力

曲げひび割れモーメント M_{cr} を文献[7-2]に示される (式 7.2.2-1) により算出した。また、曲げひび割れ耐力 Q_{mc} は、 M_{cr} を柱内法長さの半分で除して算出した。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{N_c D}{6} \quad (\text{式 7.2.2-1})$$

ここで、

M_{cr} : 曲げひび割れモーメント(Nmm)

σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

Z_e : 主筋を考慮した断面係数(mm³)

N_c : 既存 RC 柱負担軸力(N)

D : 柱せい(mm)

Q_{mc} : 曲げひび割れ耐力(N)

4) 終局耐力

図 7.2.2-1 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸位置 x_n を算出した。得られた x_n を用いて、(式 7.2.2-2) より曲げ終局モーメント M_{mu} を算出し、せん断スパンで除して曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみを 0.3% とした上で、ACI Building Code^[7-3]による等価ストレスブロック法を用いて評価した。また、主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

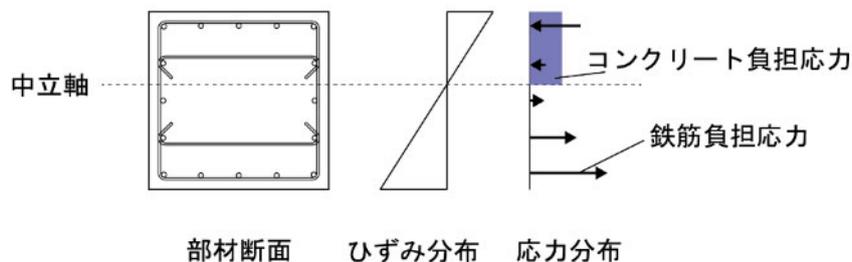


図 7.2.2-1 断面内のひずみおよび応力分布 (原試験体)

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n + ND/2 \quad (\text{式 7.2.2-2})$$

ここで,

T_{si} : 引張鉄筋引張力(N)

d_{si} : 各鉄筋応力作用位置の圧縮縁からの距離(mm)

C_{si} : 圧縮鉄筋圧縮力(N)

C_c : 柱コンクリート圧縮合力(N) ($=k_1k_3bx_n\sigma_B$)

k_1, k_2, k_3 : ACI 応力ブロック係数 ($k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離

σ_B : 柱コンクリート強度(N/mm²)

(2) せん断ばね

1) 初期剛性

柱頭柱脚の 15mm を除いて, 7.2.1(1)2(a)と同様, UFC パネルによる剛性増大を考慮した。

2) 終局耐力

せん断終局耐力 Q_{su} は, 既存 RC 柱および挟込 UFC パネルそれぞれのせん断耐力を足し合わせることで算出した。ただし, 挟込 UFC パネルの上下端部に目地が無いことから, 軸力は全て既存 RC 柱が負担するとして, 既存 RC 柱のせん断耐力 cQ_{su} は C-N と同様に算出した。挟込 UFC パネルのせん断耐力 usQ_{su} は, 文献[7-4]を参考に UFC の終局せん断強度を 12 N/mm² とし, (式 7.2.2-3) により算定した。なお, 挟込 UFC パネルの断面積 A_{us} には, あと施工アンカー用に設けられた貫通孔 (直径 40mm) による断面積の減少を考慮し, 貫通孔 2 つを含む最も小さい断面積を用いた。ただし, UFC パネルがせん断耐力を発揮するためには, 接着接合部を介して柱から UFC パネルにせん断力が伝達されなければならないため, 2.4.4 項や 4.2.3 項に示した方法で接着接合部の破壊時耐力を検討する必要がある。

$$usQ_{su} = \tau_{ufc} A_{us} \quad (\text{式 7.2.2-3})$$

ここで,

usQ_{su} : せん断終局耐力(N)

τ_{ufc} : UFC せん断強度(N/mm²)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

7.2.3 袖壁を増設して補強したピロティ柱

(1) RC 袖壁の場合

1) 曲げ終局耐力

壁部分を考慮した以下の式から算定した。壁軸筋が定着していないことから引張力を負担しないと考え、軸鉄筋は無視して計算を行った。

$$M_{mu} = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_0 b(\beta_1 x_n)^2/2 - \sigma_{ow}t_w(\beta_1 x_n)^2/2 + N_c g \quad (\text{式 7.2.3-1})$$

ここで、

A_{st} : 柱の引張側鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st} : 柱の各引張側鉄筋の応力度 (N/mm²)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

A_{sc} : 柱の圧縮側鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc} : 柱の各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

σ_0 : 柱部分のコンクリートの平均応力度(N/mm²) (=0.85 σ_B)

σ_B : 柱部分のコンクリート圧縮強度(N/mm²)

b : 柱幅(mm)

β_1 : 等価長方形ブロック置換のための係数で 0.85

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

σ_{ow} : 袖壁部分のコンクリートの平均応力度(N/mm²) (=0.85 σ_{Bw})

σ_{Bw} : 袖壁部分のコンクリート圧縮強度(N/mm²)

t_w : 壁厚(mm)

N_c : 既存 RC 柱負担軸力(N)

g : 圧縮縁から重心位置までの距離(mm)

2) せん断終局耐力

柱と壁のせん断終局強度を累加して試験体全体のせん断終局強度を算定した。柱と壁を面内方向の定着を行っていないため、柱と壁を完全に分けて算定を行った。壁軸筋は上下スタブに定着させていないが、以下の式では考慮しており、引張鉄筋比を算出する際には、精算解算定時の中立軸位置がほぼ部材中央であったことから、柱、壁の鉄筋をそれぞれ半分ずつ引張鉄筋として考慮した（柱について、面内方向の中央に位置する鉄筋は考慮していない）。反曲点高さについては、今回は簡易的に 0.5 として算定している。

$$Q_{su} = u_s Q_{su} + c Q_{su} + 0.1N \quad (\text{式 7.2.3-2})$$

$$u_s Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{why}} \right\} t_w j_w$$

$$c Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \right\} b j_{ce}$$

$$p_{tce} = 100 a_{tc} / (bd) (\%)$$

$$p_{cwe} = a_w / (Bs) \quad (\text{少数})$$

ここで,

$$p_{twe} : \frac{a_{tw}}{t_w d_w} (\%)$$

a_{tw} : 袖壁引張縦筋 2 段目までの断面積 (mm^2)

t_w : 壁厚(mm)

d_w : 壁有効せい($=0.95l$) (mm)

l : 壁せい(mm)

$\frac{M}{Q}$: せん断スパン(mm)で, $0.5 \leq \frac{M}{Qd_w} \leq 2$ とする。

p_{wh} : 袖壁横筋比

σ_{why} : 壁横筋降伏強度 (N/mm^2)

j_w : 壁応力中心間距離($=7d_w/8$) (mm)

$$p_{tce} : \frac{a_{tc} - a_{tw}}{b_{ce} d} (\%)$$

d : 柱有効せい($=0.95 D$)(mm)

D : 柱せい(mm)

b : 柱幅(mm)

(2) UFC 袖壁の場合

モデル概念図を図 7.2.3-1 に示す。各部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材とし、柱と UFC 袖壁は個別にモデル化する。部材両端に曲げばねを、部材可とう長さの中央にせん断ばねと軸ばねを有した単軸ばねとしてモデル化する。

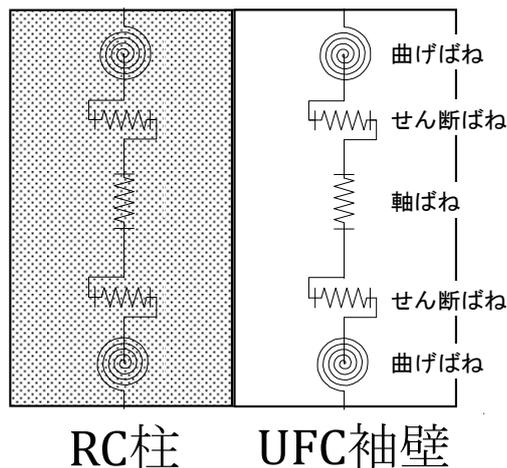


図 7.2.3-1 UFC 補強した柱と UFC 袖壁のモデル概念図

1) 曲げ終局耐力

文献[7-7]を参考に、RC 柱の耐力を(式 7.2.3-4)、UFC 袖壁の耐力を(式 7.2.3-5)から算定し、柱と UFC パネルの耐力を累加することで試験体全体の耐力を計算した。

$$M_{mu} = {}_cM_{mu} + {}_wM_{mu} \quad (\text{式 7.2.3-3})$$

$${}_cM_{mu} = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_0 b(\beta_1 x_n)^2/2 + N_c g \quad (\text{式 7.2.3-4})$$

$${}_wM_{mu} = -\varepsilon_{cu} E_{ufc} t_{us} (x_n)^2/6 + N_{ufc} g_{ufc} \quad (\text{式 7.2.3-5})$$

ここで,

M_{mu} : 部材の曲げ終局耐力(N・mm)

${}_cM_{mu}$: RC 柱の曲げ終局耐力(N・mm)

${}_wM_{mu}$: UFC 袖壁の曲げ終局耐力(N・mm)

A_{st} : 柱の引張側鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st} : 柱の各引張側鉄筋の応力度 (N/mm²)

d : 柱の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

A_{sc} : 柱の圧縮側鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc} : 柱の各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_c : 柱の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

σ_0 : 柱のコンクリート平均応力度 (N/mm²) (=0.85 σ_B)

σ_B : 柱のコンクリート圧縮強度 (N/mm²)

b : 柱幅(mm)

β_1 : 等価長方形ブロック置換のための係数で 0.85

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

N_c : 柱負担軸力(N)

g : 圧縮縁から重心位置までの距離 (mm)

ε_{cu} : 圧縮縁ひずみ (=0.3%)

E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数 (N/mm²)

t_{us} : UFC パネルの厚さ (2 枚, 各 25mm) (mm)

ここで, 上記の算定式を用いたところ, 負荷荷時は実験結果を危険側に評価した。これは負荷荷時には引張軸力の影響で UFC パネルの圧縮縁が降伏ひずみ ε_{cu} に達しておらず, (式 7.2.3-4)では UFC パネル負担力を過大評価したことが原因として考えられる。そのため, (式 7.2.3-5)を用いる際に, 実験から得られたひずみの値(=0.017%)を用いて再度計算を行った。ひずみの値は R=-1.0%時のデータとし, 一番下に縦向きに貼り付けたロゼットゲージの値とし, 平面保持仮定に基づきひずみを算定した。

2) せん断終局耐力

(a) UFC 袖壁が曲げ破壊する場合

柱がせん断破壊し UFC 袖壁が曲げ破壊する場合には, 柱の耐力を(式 7.2.3-7)から, UFC 袖壁の曲げ耐力を文献[7-7]を参考に(式 7.2.3-8)から算定し, 柱のせん断耐力と UFC パネルの曲げ耐力を累加することで試験体全体の耐力を計算する。

$$Q_{su} = {}_cQ_{su} + {}_wQ_{mu} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.3-6})$$

$${}_cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.3-7})$$

ここで,

Q_{su} : 柱がせん断破壊し UFC 袖壁が曲げ破壊する場合の部材のせん断終局耐力

cQ_{su} : 柱部分のせん断終局耐力

p_t : 引張鉄筋比

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

$M/(Qd)$: せん断スパン比で $1 \leq M/(Qd) \leq 3$ とする

p_w : せん断補強筋比で 0.012 を上限とする

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 平均軸応力度(N/mm²)

b : 柱幅(mm)

j : 応力中心間距離(mm)

$$wQ_{mu} = \frac{wM_{mu}}{h_{ss}} \quad , \quad wM_{mu} = -\varepsilon_{us}E_{ufc}t_{us}(x_n)^2/6 + N_{ufc}g_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.3-8})$$

ここで,

wQ_{mu} : UFC 袖壁の曲げ耐力時せん断力 (N)

h_{ss} : せん断スパン (mm)

wM_{mu} : UFC 袖壁の曲げ耐力

ε_{us} : 圧縮縁降伏ひずみ (0.3%)

E_{ufc} : UFC パネルのヤング係数(N/mm²)

t_{us} : UFC パネルの厚さ (2枚, 各 25mm) (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

N_{ufc} : UFC パネル負担軸力(kN)

g_{ufc} : 圧縮縁からパネル重心位置までの距離(mm)

(式 7.2.3-8)の軸方向力について, UFC パネルと柱のヤング係数比を考慮した UFC パネル等価断面積を考え, 柱断面積との面積比から, 以下の式によりパネル負担軸力を算定した。また, 全体の軸力からパネル負担軸力を引いたものを柱負担軸力とし, 柱の耐力を(式 7.2.3-7)から算定する際に考慮した。

$$N_{ufc} = N_{max} \cdot nA_{us}/(nA_{us} + A_c) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.3-9})$$

ここで,

N_{max} : 試験体目標軸力(N)

n : コンクリートと UFC のヤング係数比 ($=E_{ufc}/E_c$)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

A_c : 既存 RC 柱断面積(mm²)

(b) UFC 袖壁がせん断破壊する場合

柱と袖壁がともにせん断破壊する際は, 柱および UFC パネルそれぞれのせん断耐力を足し合わせることで算出する。ただし, UFC パネルの上下端部に目地が無いことから, 軸力は全て既存 RC 柱が負担するとして, 既存 RC 柱のせん断耐力は(式 7.2.3-7)にて算出した。UFC パネルのせん断耐力 $_{us}Q_{ufc}$

は、文献[7-4]を参考に UFC の終局せん断強度を 12 N/mm^2 とし、(式 7.2.3-8)により算定した。なお、UFC パネルの断面積 A_{us} には、あと施工アンカー用に設けられた貫通孔（直径 40mm）による断面積の減少を考慮し、貫通孔 2 つを含む最も小さい断面積を用いた。

$${}_{us}Q_{ufc} = \tau_{ufc}A_{us} \quad (\text{式 7.2.3-10})$$

ここで、

τ_{ufc} : UFC せん断強度で文献[7-4]より 12 N/mm^2

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm^2)

7.2.4 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および RC 袖壁補強したピロティ柱

(1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力 Q_{mu} は、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの柱頭および柱脚曲げモーメント M_{ut} , M_{ub} を用いて算出した。図 7.2.4-1 に仮定した断面内のひずみ分布および応力分布を、図 7.2.4-2 に柱頭と柱脚の応力分布を示す。これらより、(式 7.2.4-2) および (式 7.2.4-3) を用いて M_{ut} , M_{ub} を算出し、(式 7.2.4-1) により曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \tag{式 7.2.4-1}$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{rcw} (D_{rcw} - k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \tag{式 7.2.4-2}$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{rcw} (D + k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \tag{式 7.2.4-3}$$

ここで、

M_{ut} : 柱頭における曲げ終局モーメント(Nmm)

M_{ub} : 柱脚における曲げ終局モーメント(Nmm)

h_0 : 柱内法高さ(mm)

C_{rcw} : RC 袖壁コンクリート圧縮合力(N)

D_{rcw} : RC 袖壁せい(mm)

$x_{n,rcw}$: RC 袖壁中立軸位置(mm)

その他は (式 7.2.1-9) ~ (式 7.2.1-10) と同様である。

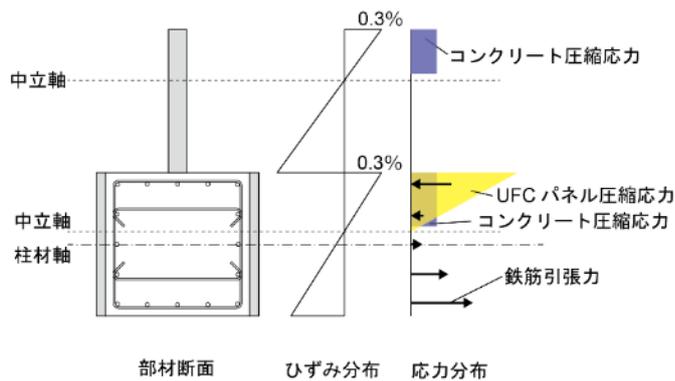


図 7.2.4-1 断面内の応力分布とひずみ分布

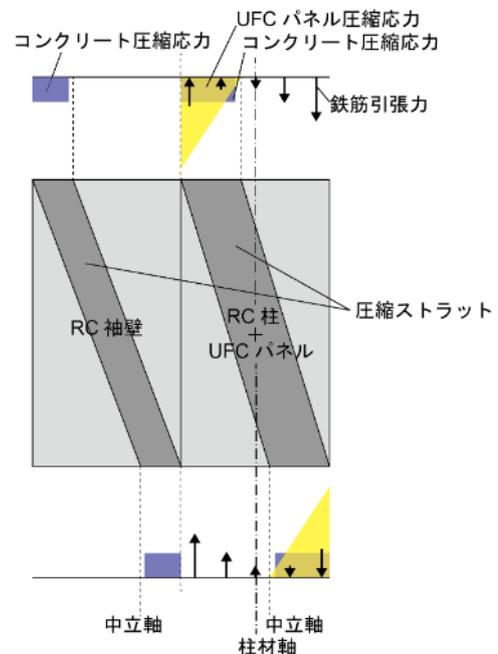


図 7.2.4-2 柱頭、柱脚の応力分布

柱部分については、7.2.1 項と同様に算出した。

袖壁部分については、RC 袖壁断面に平面保持を仮定し、既存 RC 柱と同様に算出した。また、柱部

分と袖壁部分の軸力分担を, 柱コンクリートに対する袖壁コンクリートおよび UFC のヤング係数比 n_{rcw} , n_{ufc} を考慮した袖壁等価断面積 $n_{rcw}A_{rcw}$ と UFC パネル等価断面積 $n_{ufc}A_{us}$ と柱断面積 A_c の比で決定した。柱部分の負担軸力は (式 7.2.4-4), RC 袖壁の負担軸力は (式 7.2.4-5) により算出した。

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + n_{ufc}A_{us}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (\text{式 7.2.4-4})$$

$$N_{rcw} = N_{max} \times \frac{n_{rcw}A_{rcw}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (\text{式 7.2.4-5})$$

ここで,

N_{rcw} : RC 袖壁負担軸力(N)

A_{rcw} : RC 袖壁断面積(mm²)

n_{rcw} : 柱コンクリートに対する袖壁コンクリートのヤング係数比 ($n_{rcw} = E_{rcw}/E_c$)

n_{ufc} : 柱コンクリートに対する UFC のヤング係数比 ($n_{ufc} = E_{ufc}/E_c$)

その他, (式 7.2.1-14) と同様である。

(2) せん断終局耐力

せん断耐力 Q_{su} は, 柱部分 (既存 RC 柱+挟込 UFC パネル) と袖壁部分 (RC 袖壁) についてそれぞれせん断耐力を算出し, 足し合わせることで算出した。柱部分については, 7.2.1 項と同様に算出した。袖壁部分については, 柱としてみなすことで, (式 7.2.1-13) に基づいて算出した。

7.2.5 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および UFC 袖壁補強したピロティ柱

(1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力 Q_{mu} は、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの柱頭および柱脚曲げモーメント M_{ut} , M_{ub} を用いて算出した。柱部分は 7.2.1 項と同様にして、図 7.2.5-1 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、柱部分および袖壁部分それぞれで軸方向力の釣り合いから中立軸位置を算出した。これを、柱頭と柱脚のそれぞれで行い、図 7.2.5-2 のように応力が生じると考え、(式 7.2.5-2)、(式 7.2.5-3) により M_{ut} , M_{ub} を算出し、これを用いて (式 7.2.5-1) により曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \tag{式 7.2.5-1}$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{uw} (D_{uw} - x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 7.2.5-2}$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{uw} (D + x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 7.2.5-3}$$

ここで、

M_{ut} : 柱頭における曲げ終局モーメント(Nmm)

M_{ub} : 柱脚における曲げ終局モーメント(Nmm)

h_0 : 柱内法高さ(mm)

C_{uw} : 袖壁 UFC パネル圧縮合力(N)

D_{uw} : 袖壁 UFC パネルせい(mm)

$x_{n,uw}$: 袖壁 UFC パネル中立軸位置(mm)

その他は (式 7.2.1-9) と同様である。

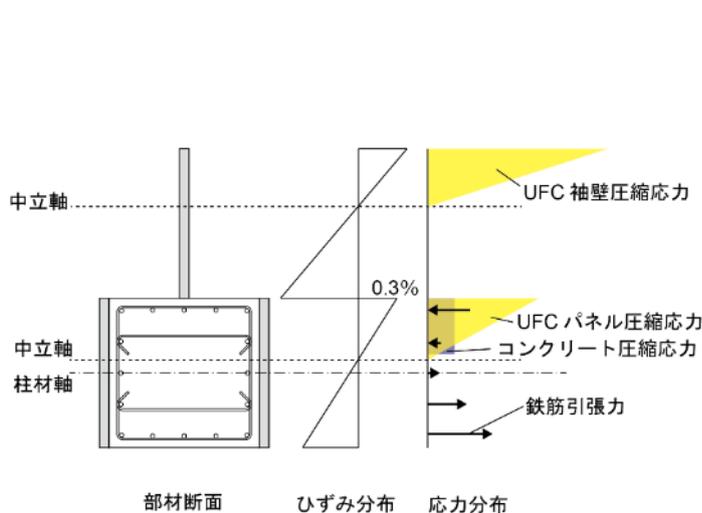


図 7.2.5-1 断面内の応力分布とひずみ分布 (C-USJ-UW)

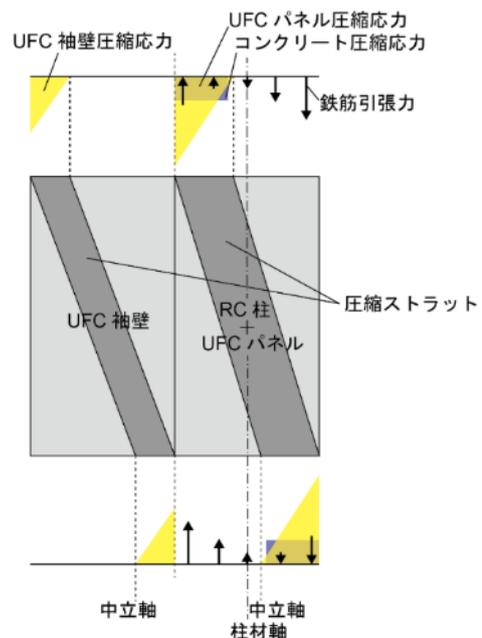


図 7.2.5-2 柱頭、柱脚の応力分布 (C-USJ-UW)

柱部分については、7.2.1 項と同様に算出した。

袖壁部分について、袖壁 UFC パネル圧縮合力は、圧縮縁応力が端部目地モルタルの圧縮強度 σ_m に達していると仮定して算出した(式 7.2.5-4)。また、柱部分と袖壁部分の軸力分担を、コンクリートと UFC のヤング係数比 n を考慮した UFC パネル等価断面積 nA_{us} 、 nA_{uw} と柱断面積 A_c の比で決定した。柱部分の負担軸力は(式 7.2.5-5)、袖壁 UFC パネルの負担軸力は(式 7.2.5-6)により算出した。

$$C_{uw} = N_{uw} = t_{uw} \cdot \sigma_m \cdot x_{n,uw} / 2 \quad (\text{式 7.2.5-4})$$

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + nA_{us}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 7.2.5-5})$$

$$N_{uw} = N_{max} \times \frac{nA_{uw}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 7.2.5-6})$$

ここで、

t_{uw} : 袖壁 UFC パネル厚さ (25mm)

σ_m : 端部目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

N_{c+us} : 柱部分 (既存 RC 柱 + 挟込 UFC パネル) 負担軸力(N)

N_{uw} : 袖壁 UFC パネル負担軸力(N)

A_{uw} : 袖壁 UFC パネル断面積(mm²)

E_m : 端部目地モルタルヤング係数

その他は(式 7.2.1-14)と同様である。

ただし、端部目地モルタルの圧縮強度 σ_m については、文献[7-8]を参考に、図 7.2.5-3 のように UFC パネルと上下スタブの拘束効果を考慮し、(式 7.2.5-7)により強度を上昇させ、 σ_{mc} と読み替えて用いた。

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}t_{uw}} \right) \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}D_{uw}} \right) \quad (\text{式 7.2.5-7})$$

ここで、

σ_{mc} : 拘束領域を考慮した端部目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

σ_m : 材料試験における端部目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

l : 目地高さ(mm)

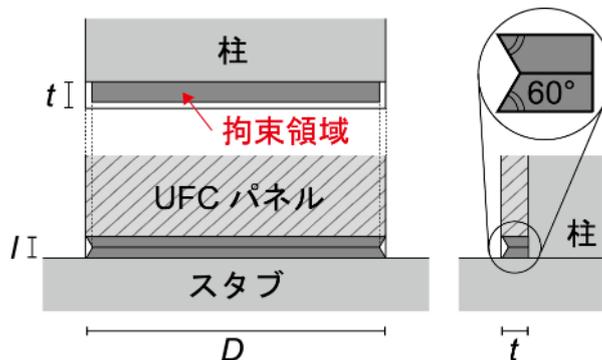


図 7.2.5-3 端部目地モルタルの拘束領域

(2) せん断終局耐力

せん断耐力 Q_{su} は、柱部分（既存 RC 柱+挟込 UFC パネル）と袖壁部分（袖壁 UFC パネル）についてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。

柱部分については、7.2.1 項と同様に算出した。

袖壁部分については、7.2.1 項におけるアーチ機構負担せん断力の（式 7.2.1-15）を用いて算出した。ただし、袖壁 UFC パネルは柱の挟込 UFC パネルと異なり、増厚部を設けていない厚さ一定のパネルであることから、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合を考える。なお、圧縮縁応力が（式 7.2.5-7）により拘束効果を考慮した端部目地モルタルの圧縮強度 σ_{mc} に達していると仮定して算出した。

7.3 計算結果と実験結果の比較

7.3.1 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルを充填したピロティ柱の場合

7.2.1 節に示した算定手法を用いて得られた骨格曲線と実験値の比較を以下に示す。図 7.3.1-1 に C1-UFC2 の計算結果を示す。なお、曲げ終局耐力を算定する際は (式 7.2.1-7) を、せん断終局耐力を算定する際は (式 7.2.1-12) を用いており、この試験体はせん断終局耐力が曲げ終局耐力より小さく、実験でもせん断破壊が確認されている。ここで示した計算方法を用いて剛性と耐力に UFC パネルの負担分を考慮することで実験結果を概ね適切に評価した。

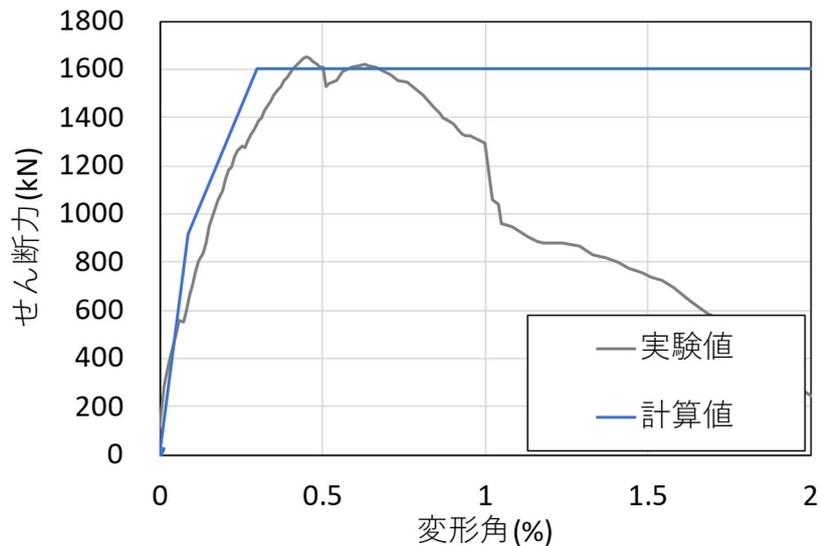


図 7.3.1-1 C1-UFC2 骨格曲線

図 7.3.1-2 に C-USJ の計算結果を示す。なお、曲げ終局耐力は (式 7.2.1-9)、せん断終局耐力は (式 7.2.1-13) ~ (式 7.2.1-18) を用いてそれぞれ算定した。計算結果は実験結果の包絡線を概ね追跡できた。

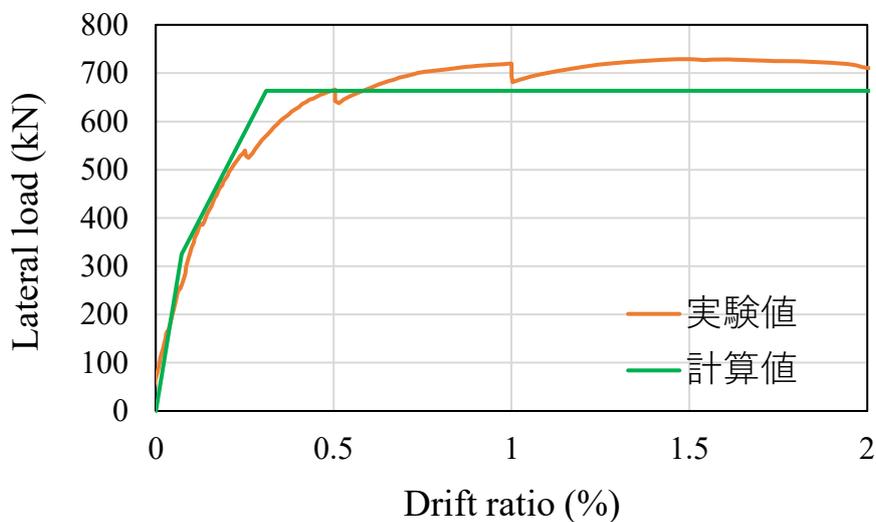


図 7.3.1-2 C-USJ 骨格曲線

7.3.2 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルを充填されていないピロティ柱の場合

C-US の算定結果を実験結果とともに図 7.3.2-1 に示す。曲げ終局耐力は (式 7.2.2-2) により算定した。せん断終局耐力は、既存 RC 柱が全ての軸力を負担するとして (式 7.2.1-13) で算定し、(式 7.2.2-3) による UFC パネルのせん断耐力を累加した。初期剛性は実験結果をやや大きく評価したが、曲げひび割れ点以降の第 2 勾配を低めに評価する結果となった。UFC パネルの曲げ剛性を考慮しなかった影響と考えられる。

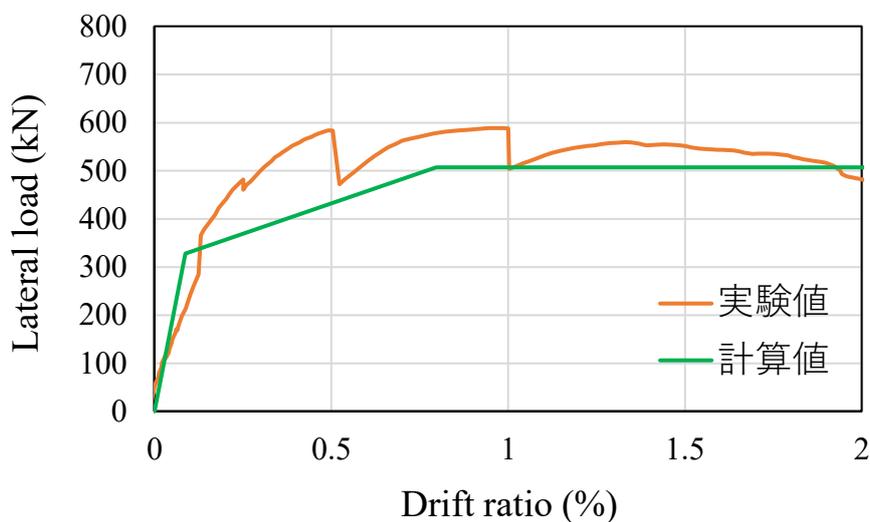


図 7.3.2-1 C-US 骨格曲線

7.3.3 袖壁を増設して補強したピロティ柱の場合

7.2.3 節に示した算定式により得られた耐力を実験結果と比較するが、現時点では骨格曲線の評価手法は確立していないため、最大耐力の比較のみを示す。

(1) RC 袖壁の場合

上下スタブや柱に定着していない RC 壁を片側袖壁として補強した試験体について、既往の評価式を用いて、柱と壁の耐力を累加して強度を算定することで、実験値を安全側に評価できることを確認した。なお、破壊経過から正載荷時は柱、壁ともにせん断破壊、負載荷時は柱、壁ともに曲げ破壊と判断したため、正載荷時の耐力はせん断終局耐力、負載荷時の耐力は曲げ終局耐力を算定した。

表 7.3.3-1 C1-RC1 算定結果

最大耐力(kN)	正載荷	実験値	2161
		(式 7.2.3-2)	1590
	負載荷	実験値	-323
		(式 7.2.3-1)	-228
精度 (実験値/算定値)	正載荷	(式 7.2.3-2)	1.36
	負載荷	(式 7.2.3-1)	1.42

(2) UFC 袖壁の場合

正載荷時においては、柱と壁の終局状態になるタイミングが近かったため、柱のせん断耐力と UFC 袖壁の曲げ耐力を累加することで実験値を安全側に評価した。負載荷時の耐力については、柱と UFC パネルの曲げ耐力を累加して耐力を算定したところ実験結果を危険側に評価した。これは UFC パネルの圧縮縁が引張軸力の影響で圧縮縁 ϵ_{cu} (=0.3%)に達しておらず、UFC パネル負担力を過大評価したことが原因として考えられる。そのため、UFC パネルの曲げ耐力を算定する際に、実験から得られた変形角 1%時点のひずみの値 (0.017%) を用いて再度計算を行った (表中では修正後と表記) ところ安全側に評価した。

表 7.3.3-2 C1-UFC1 算定結果

最大耐力(kN)	正載荷	実験値	1664
		(式 7.2.3-5) + (式 7.2.3-6)	1304
	負載荷	実験値	-169
		(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4)	-197
精度 (実験値/算定値)	正載荷	(式 7.2.3-5) + (式 7.2.3-6)	1.28
		(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4)	0.86
	負載荷	(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4) 修正後	1.41

7.3.4 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および RC 袖壁補強したピロティ柱の場合

C-USJ-RCW の実験値、曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を表 7.3.4-1 に示す。表中の「挟込パネル」と「RC 袖壁」の実験値は、それぞれに貼付したひずみゲージから計算した負担せん断力 (4.3.8 節参照) であり、「柱+挟込パネル」は「合計」から「RC 袖壁」を差し引いたものである。曲げ終局耐力は (式 7.2.4-1) ~ (式 7.2.4-3) により算定した。せん断終局耐力についても、7.2.4(2)に示した通り、柱部分は C-USJ と同様に (式 7.2.1-13) ~ (式 7.2.1-18)、袖壁部分は RC 柱として (式 7.2.1-13) によりそれぞれ算定した。せん断終局耐力と曲げ終局耐力がほぼ同じ値となり、実験では壁頭端の一部が圧壊していた。試験体全体、補強柱、袖壁のいずれについても、良好な精度で最大耐力を評価できた。

表 7.3.4-1 C-USJ-RCW 算定結果

C-USJ-RCW	実験値	曲げ終局耐力	せん断終局耐力
柱+挟込パネル	687	650 (1.06)	667
挟込パネル	263	-	297
RC 袖壁	149	123	122 (1.22)
合計	836	772 (1.08)	

7.3.5 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および UFC 袖壁補強したピロティ柱の場合

C-USJ-UW の実験値、曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を表 7.3.5-1 に示す。表中の「挟込パネル」と「UFC 袖壁」の実験値は、それぞれに貼付したひずみゲージから計算した負担せん断力（4.3.8 節参照）であり、「柱+挟込パネル」は「合計」から「UFC 袖壁」を差し引いたものである。曲げ終局耐力は（式 7.2.5-1）～（式 7.2.5-3）により算定した。せん断終局耐力についても、7.2.5(2)に示した通り、柱部分は C-USJ と同様に（式 7.2.1-13）～（式 7.2.1-18）、袖壁部分は目地モルタルが圧縮強度に達するとして（式 7.2.1-15）によりそれぞれ算定した。挟込パネルで補強された柱と UFC 袖壁ともに曲げ終局耐力の方が小さく、実験の最大耐力時に補強部材にせん断ひび割れは発生せず、前述の 2 体同様に曲げ主体の挙動を示した点と概ね整合した。実験値／計算値は、試験体全体で 1.06、補強柱と袖壁についてはそれぞれ 1.02 および 1.28 となり、袖壁についてはやや低めの評価となったが、概ね良好な精度で評価できた。

表 7.3.5-1 C-USJ-UW 算定結果

C-USJ-UW	実験値	曲げ終局耐力	せん断終局耐力
柱+挟込パネル	601	587 (1.02)	637
挟込パネル	162	-	297
UFC 袖壁	142	114 (1.28)	233
合計	743	701 (1.06)	

7.4 結論

本章では、補強を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価についての検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・UFC パネルをせい面に貼付し端部目地部にモルタルを充填した試験体について、UFC パネルによる剛性・耐力の増大分を考慮した骨格曲線の評価手法を検討した。特に、曲げ終局耐力については、せい面に UFC パネルを補強した柱全体が平面保持しているという仮定のもと、端部目地モルタルを無視した計算および当該部を考慮した計算を行い、いずれの方法も試験体の荷重変形関係を概ね評価することを確認した。
- ・UFC パネルをせい面に貼付し端部目地部にモルタルを充填しない試験体について、曲げ挙動は RC 柱を対象とした既往の評価式により、せん断挙動は UFC パネルによる剛性・耐力の増大を考慮した評価法により、実験結果の包絡線を適切に評価できた。
- ・RC 壁を片側袖壁として増設した試験体について、既往の評価式を用いて、柱と壁の終局強度を累加して算定することで、正載荷時のせん断耐力と負載荷時の曲げ耐力どちらも実験値を安全側に評価した。
- ・UFC 袖壁を片側袖壁として増設した試験体について、正載荷時においては、柱と壁の終局状態になるタイミングが近かったため、柱のせん断耐力と UFC 袖壁の曲げ耐力を累加することで実験値を安全側に評価した。負載荷時の耐力については、柱と UFC パネルの曲げ耐力を累加して耐力を算定したところ実験結果を危険側に評価した。そこで、UFC パネルの曲げ耐力算定する際に実験から得られたひずみを用いたところ実験結果を安全側に評価した。
- ・端部を増厚した UFC パネルによる挟み込み接着と RC 袖壁または UFC パネルを片側袖壁として補強した試験体について、実験の破壊性状を踏まえ、UFC パネルを挟込接着補強した RC 柱と RC 袖壁・UFC 袖壁の負担力を個別で算定し足し合わせることで、実験値を概ね評価することができた。

参考文献

- [7-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- [7-2] 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [7-3] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary, American Concrete Institute, 2019
- [7-4] 向井智久，福山洋，諏訪田晴彦，白井一義，衣笠秀行：超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト袖壁により補強された RC 柱の終局強度，日本建築学会構造系論文集，Vol.80, No.710, pp.637-645, 2015.4
- [7-5] 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.677, pp.1113-1122, 2012.7
- [7-6] 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，2022
- [7-7] 工藤陸，向井智久，渡邊秀和，石岡拓：袖壁付き柱部材における靱性能向上を目的とした耐震補強方法に関する実験研究，コンクリート工学会年次論文集，Vol.41, No.2, pp.961-966, 2019.7
- [7-8] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第 48 巻 2 号，pp.24-30, 2010