

論文 圧縮抵抗型ブレースを用いて耐震補強されるRCピロティ架構の剛性・強度・変形の評価

岡元夕弥^{*1}・塩屋晋一^{*2}・大川光雄^{*1}

要旨：圧縮抵抗だけするブレースを用いて既存のRC造ピロティ架構を耐震補強する方法に関する研究である。ピロティ架構の構造的特徴を利用して簡素で効率の良い補強方法を目指している。本論文では、ブレースにより補強された架構が全体曲げ降伏する場合の層せん断力－層間変形関係を評価する目的で、その関係をモデル化して初期剛性や剛性が急激に低下する時点の強度・変形、全体曲げ降伏時の変形を評価する基礎式を誘導した。これによる計算結果と既に行っている架構試験体の実験結果と比較して、全体曲げ降伏する時点まではほぼ推定できることを明らかにした。

キーワード：耐震補強、鉄筋コンクリート、ピロティ架構、荷重－変形関係、ブレース

1. はじめに

筆者ら¹⁾は圧縮抵抗型ブレースを用いて既存のRC造ピロティ架構を耐震補強する方法について研究を行っている。この方法の補強設計を行うためには、ブレースで補強した架構の剛性、強度、変形の評価方法を整備する必要がある。

本論文では補強されるピロティ層の水平剛性、強度、変形の評価方法と検討結果を述べる。

評価方法は設計で用いることを前提に各項目の量を評価する基礎式として整理した。

2. 補強方法

補強方法¹⁾は図－1(a)に示すようにRC壁と一体となった2階梁と、基礎フーチングと一体となった基礎梁を、圧縮抵抗だけするブレースで連結することによりピロティ層の水平剛性と耐力を増大させる。また、水平力に伴う柱の変動圧縮軸力をブレースに吸収させて柱の高軸力状態を回避する。ブレースは引張抵抗させないため、接合部の詳細と工事が簡素になる。

3. 層せん断力－層間変形関係の特徴

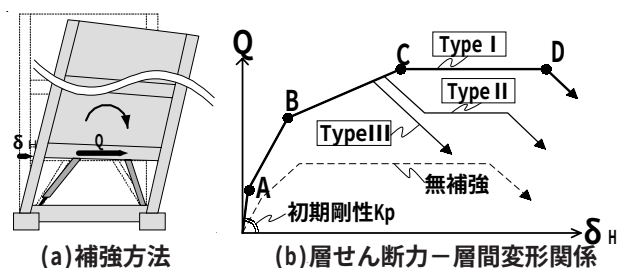
図－1(b)に補強した架構が水平力を受ける場合のピロティ層の層せん断力－層間変形関係の特徴を模式的に示す。補強により層の水平剛性・水平耐力は増大する。太実線の関係はピロティ層が

全体曲げ降伏する場合(Type I)である。既に行っている架構の加力実験の結果から、剛性が急激に変化する時点が次のように挙げられる。

引張側柱の柱脚での曲げひび割れが生じる時点(A時点)、引張側柱で柱断面が全引張状態になり、柱の中央高さ付近で輪切り状の水平のひび割れが生じる時点(B時点)、引張側柱が全引張降伏して最大耐力に達する時点(C時点)である。この後は、圧縮側柱が限界変形に達するか、または繰り返し加力による圧縮側柱の水平剛性の低下に伴ってブレースの軸力が増大し、ブレース上下と梁との接合部が支圧破壊して層の限界変形(D時点)に達する。

Type Iのほか、最大耐力が決定する破壊形式としては、ブレースの接合部が支圧破壊する場合(Type III)やその脆性的な支圧破壊が生じる以前に圧縮ブレースを圧縮降伏させる場合(Type II)がある。これらの荷重－変形関係²⁾も最大耐力時まではほぼ全体曲げ降伏するType Iの關係に沿う。

本論文では全体曲げ降伏するType Iの層せん断



図－1 ピロティ層の層せん断力－層間変形関係の特徴

*1 鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 鹿児島大学 工学部建築学科助教授 工博 (正会員)

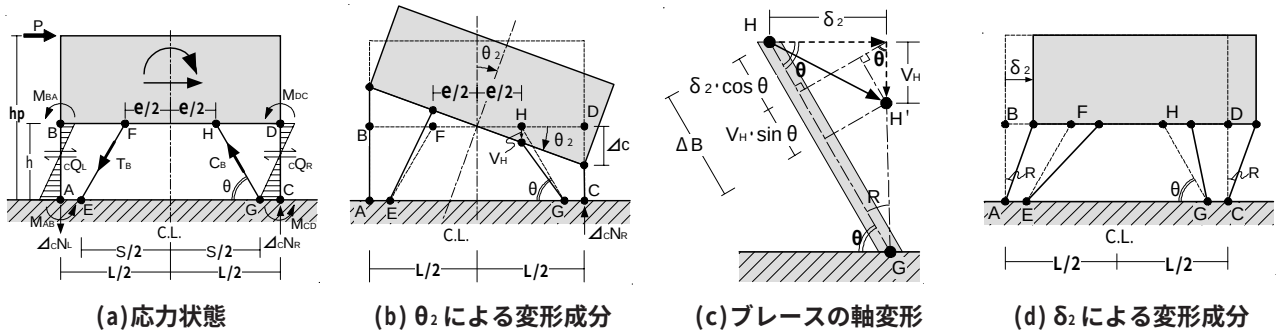


図-2 弾性範囲の応力状態と変形機構

カー層間変形関係の弾性剛性とA,B,C時点の層せん断力と層間変形を評価する基礎式を誘導した。

4. 水平方向の弾性剛性

図-2(a)に示すようにピロティ層が水平力と転倒モーメントを受ける場合の水平方向の弾性剛性の評価式を誘導する。架構は左右対称とする。2階以上は剛体とし、回転角 θ_2 と水平変形 δ_2 が生じるものとする。長期の鉛直荷重は水平方向の弾性剛性に影響を与えないので弾性剛性の誘導では考慮しない。ただし、次章以降の荷重と変形の評価では考慮する。

4.1 ブレースの軸変形と軸力

弾性範囲で対称形状であれば、図-2(b)に示すように上階の回転中心はスパン中央位置になり、回転角 θ_2 と点Hの鉛直変位 V_H の関係は(1.1)式で表される。また圧縮ブレースの軸変形 Δ_B は図-2(c)のようになり、式で表すと(1.2)式となる。引張ブレースも同様である。(1.2)式に(1.1)式を代入すると Δ_B は(1.3)式で表される。圧縮側ブレースの軸力 C_B は軸剛性 K_B と軸変形 Δ_B の積として(1.4)式で表される。これに(1.3)式を代入すると C_B は(1.5)式で表される。引張側ブレースの引張軸力 T_B の大きさは C_B に等しい。

$$V_H = \theta_2 \cdot e/2 \quad (1.1)$$

$$\Delta_B = \delta_2 \cdot \cos \theta + V_H \cdot \sin \theta \quad (1.2)$$

$$= \delta_2 \cdot \cos \theta + \theta_2 \cdot e/2 \cdot \sin \theta \quad (1.3)$$

$$C_B = K_B \cdot \Delta_B \quad (1.4)$$

$$= K_B \cdot (\delta_2 \cdot \cos \theta + \theta_2 \cdot e/2 \cdot \sin \theta) \quad (1.5)$$

ここに、 θ ：ブレースの仰角、 V_H ：ブレースの上側接合点Hの鉛直変形、 $e/2$ ：スパン中央から点Hまでの水平距離

4.2 柱のせん断力と軸力

左右の柱の曲げモーメント分布は等しく、柱

の柱頭、柱脚の材端モーメント M_{AB} 、 M_{BA} は(2.1)式と(2.2)式で表される。材端モーメントの方向は θ_2 の方向と反対に設定しているので右辺に負符号をつける。左右の柱のせん断力 cQ_L 、 cQ_R は等しく(2.3)式で表される。(2.3)式に(2.1)式、(2.2)式を代入し、部材角 R は δ_2/h とおけるので cQ_L 、 cQ_R は(2.4)式で表される。

$$M_{AB} = -2E_C \cdot K \cdot (\theta_2 - 3R) \quad (2.1)$$

$$M_{BA} = -2E_C \cdot K \cdot (2\theta_2 - 3R) \quad (2.2)$$

$$cQ_L = cQ_R = (M_{AB} + M_{BA})/h \quad (2.3)$$

$$= -2E_C \cdot K \cdot (3\theta_2 - 6\delta_2/h)/h \quad (2.4)$$

ここに、 E_C ：コンクリートのヤング係数、

K ：曲げ剛度($=I/h$)、 h ：柱の可撓長さ、

I ：柱の断面2次モーメント

左右の柱の変動軸力 Δ_{cN_L} 、 Δ_{cN_R} は方向が反対で大きさは等しい。柱の軸変形 Δ_C は(2.5)式で表される。柱の軸剛性を K_C とすると、 Δ_{cN_R} は(2.6)式で表される。

$$\Delta_C = \theta_2 \cdot L/2 \quad (2.5)$$

$$\Delta_{cN_R} = K_C \cdot \Delta_C = K_C \cdot \theta_2 \cdot L/2 \quad (2.6)$$

ここに、 K_C ：柱の弾性軸剛性($=E_C \cdot A_C/h$)

A_C ：柱の断面積、 L ：スパン長さ

4.3 水平力の釣り合いとモーメントの釣り合い

水平方向の釣り合い式は(3.1)式となり、A点まわりモーメントの釣り合い式は(3.2)式となる。

$$\begin{aligned} P &= cQ_L + cQ_R + T_B \cdot \cos \theta + C_B \cdot \cos \theta \\ &= 2 \cdot cQ_L + 2 \cdot C_B \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (3.1)$$

$$\begin{aligned} P \cdot hp &= M_{AB} - T_B \cdot \sin \theta \cdot X_E \\ &\quad + C_B \cdot \sin \theta \cdot X_G + M_{CD} + \Delta_{cN_R} \cdot L \\ &= 2 \cdot M_{AB} + C_B \cdot \sin \theta \cdot S + \Delta_{cN_R} \cdot L \end{aligned} \quad (3.2)$$

ここに、 X_G 、 X_E ：A点からG点とE点までのそれぞれの水平距離、 S ：左右のブレース

の接点間の水平距離 (= $X_G - X_E$)

hp: 水平荷重の重心高さ

4.4 θ_2 と層の水平弾性剛性 K_p

(3.1) 式を (3.2) 式に代入し, そこに (1.5) 式, (2.1) 式, (2.4) 式および (2.6) 式を代入すると θ_2 が (4.1) 式で表される。この (4.1) 式を (1.5) 式, (2.4) 式および (2.6) 式に代入し, それらを再度 (3.1) 式に代入すると (4.2) 式として表される。1 階の層の水平剛性 K_p は (4.3) 式で表される。

$$\theta_2 = \lambda \cdot \delta_2 \quad (4.1)$$

$$P = K_p \cdot \delta_2 \quad (4.2)$$

$$K_p = (d_1 \cdot \lambda + b_1) \quad (4.3)$$

ここに, $\lambda = (a_1 - b_1 \cdot hp) / (-c_1 + d_1 \cdot hp)$

$$a_1 = cK_O \cdot h + K_B \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot S$$

$$b_1 = 2(cK_O + K_B \cdot \cos^2 \theta)$$

$$c_1 = -cK_O \cdot h^2/3 + K_B \cdot \sin^2 \theta \cdot e/2 \cdot S + 0.5K_C \cdot L^2$$

$$d_1 = -cK_O \cdot h + K_B \cdot e \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$cK_O (=12EI/h^3)$: 柱頭・柱脚の回転角が零の時の柱の水平剛性, K_B : ブレースの弾性軸剛性

4.5 水平弾性剛性の略算

図-2(d) に示すように 2 階以上は回転が生じず, 平行移動するものとする。(4.1) 式において θ_2 は零となり, λ も零となる。(4.3) 式より, この場合の水平剛性 K_{po} は (5) 式で表される。

$$K_{po} = b_1 = 2(cK_O + K_B \cdot \cos^2 \theta) \quad (5)$$

図-3 に hp/h を変化させた場合の K_p と K_{po} の比の変化を示す。ヤング係数, 寸法等は 7.1 節で後述する試験体に合わせている。 hp/h が約 1~7 の範囲では K_p と K_{po} の誤差は 10% 以内であり, K_{po} で K_p をほぼ評価できる。

5. A 時点の水平荷重 P_A と水平変形 δ_A

A 時点は引張側柱の柱脚で曲げひび割れが生じる時点である。ひび割れモーメントの評価には軸力と曲げモーメントを考慮する必要があり、弾性剛性で取り扱わなかった長期の鉛直荷重による柱の長期軸力も柱の軸力に加算する必要がある。(2.6) 式の軸力は変動軸力を意味するので, 長期軸力 N_0 を考慮した引張側柱の軸力 cN_L は (6.1) 式で表される。圧縮力を正としている。軸力と

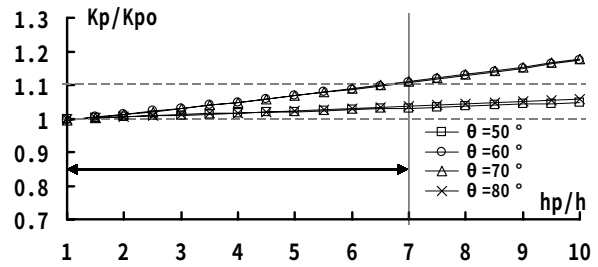


図-3 K_p/K_{po} - hp/h 関係

モーメントを受ける柱の曲げひび割れモーメント M_{cr} は (6.2) 式で表される。引張側柱 M_{AB} が M_{cr} に達した時にひび割れが発生するものとする。(2.1) 式において M_{AB} を M_{cr} とし, (6.1) 式と (6.2) 式を代入して (6.3) 式が求められる。

$$cN_L = N_0 - K_C \cdot \theta_2 \cdot L/2 \quad (6.1)$$

$$M_{cr} = \sigma_t \cdot Z + cN_L \cdot Z / A_C \quad (6.2)$$

$$\theta_2 = a_2 / b_2 \cdot \delta_2 + c_2 / b_2 \quad (6.3)$$

ここに, $a_2 = -0.5cK_O \cdot h$

$$b_2 = 0.5 \cdot K_C \cdot L \cdot Z / A_C - cK_O \cdot h^2/6$$

$$c_2 = \sigma_t \cdot Z + N_0 \cdot Z / A_C$$

N_0 : 長期軸力, $\sigma_t (=0.56 \sqrt{F_C})$: コンクリートの曲げ引張強度, Z : 柱の断面係数
 F_C : コンクリートの圧縮強度

この θ_2 は A 時点の回転角で, (6.3) 式を (4.1) 式に代入して δ_2 について整理する。これが A 時点の水平変形 δ_A となり, (6.4) 式で表される。(6.4) 式を (4.2) 式に代入すると, その時の水平荷重 P_A が (6.5) 式で表される。

$$\delta_A = c_2 / \{ b_2 \cdot (\lambda - a_2 / b_2) \} \quad (6.4)$$

$$P_A = K_p \cdot \delta_A \\ = (d_1 \cdot \lambda + b_1) \cdot c_2 / \{ b_2 \cdot (\lambda - a_2 / b_2) \} \quad (6.5)$$

6. B 時点の水平荷重 P_B と水平変形 δ_B

6.1 方針と仮定

B 時点の応力状態をモデル化して水平荷重を評価し, この時の柱とブレースの軸変形と、水平変形の関係から, 層間変形を求めた。軸変形から求めた理由は, 水平剛性の評価で見られたように変形を評価するためには柱の曲げ剛性 ((2.4) 式中) を用いる必要があるが, ひび割れが発生した以降で引張側柱で軸力が変動する場合に曲げ剛性を精度良く仮定するのは極めて難しいためである。

以下に応力状態と変形機構の主な仮定を記す。

(1) 図-4(a)にB時点の応力状態を示す。引張ブレースは抵抗しないものとする。左右の柱の反曲点高さは同じとし、反曲点高さ比で0.6の位置とする。引張側柱の反曲点高さ位置に輪切り状の引張ひび割れが発生する時とし、その柱断面の引張応力は一様でコンクリートの引張強度 F_t に等しく、 F_c の1/10とする。この引張軸力は柱主筋だけで伝達されるものとする。

(2) 図-4(b)にB時点の変形機構を示す。2階以上は剛体とする。圧縮側柱は柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した以降では材長が伸びる。これを表すために圧縮側柱の材軸の角度を θ_c として柱の軸力を表す。

6.2 B時点の水平荷重 P_B

反曲点高さ位置の圧縮ブレースと圧縮側柱の軸力の合力の重心位置(点g)まわりのモーメントの釣り合い式は(7)式で表される。引張側柱の軸力 cN_L と重心位置が特定できれば、同式より水平荷重 P_B は算出できる。これらの与え方を次節以降で述べる。

$$P_B \cdot (hp - y_h) = cN_L \cdot X_g + W \cdot (X_g - L/2) \quad (7)$$

ここに、 y ：柱の反曲点高さ比で0.6と仮定

X_g ：引張側柱軸から点gまでの水平距離

W ：鉛直荷重で左右の柱の長期軸力の和

6.3 引張側柱の軸力 cN_L と柱頭の鉛直変位 δ_{LT}

引張側柱の軸力 cN_L は(8.1)式で表される。柱の可撓長さ h で生じる伸び変形は(8.2)式で表される。これを引張側柱の柱頭の鉛直変位 δ_{LT} とする。

$$cN_L = 0.1 \cdot F_c \cdot A_c \quad (8.1)$$

$$\delta_{LT} = 0.1 \cdot F_c \cdot A_c / (A_s \cdot E_s) \cdot h \quad (8.2)$$

ここに、 A_s ：柱全主筋面積、 E_s ：主筋のヤング係数

6.4 重心位置の X_g

圧縮側柱の圧縮軸力 cN_R とブレースの圧縮軸力 C_B を定めると重心位置までの水平距離 X_g は(9)式で表される。

$$X_g = \frac{cN_R \cdot L + C_B \cdot \sin \theta \cdot (X_H + X_G)/2}{cN_R + C_B \cdot \sin \theta} \quad (9)$$

cN_R と C_B の定め方は以下のようにする。

圧縮側柱の θ_c の方向の軸変形 Δ_{NR} は(1.3)式

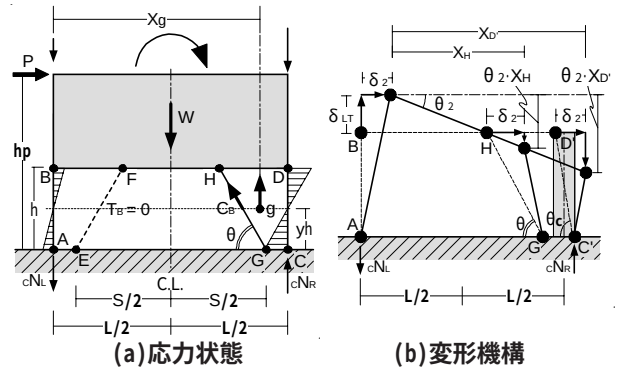


図-4 B時点の応力状態と変形機構

と同様に(10.1)式で表される。これに柱の軸剛性 $\alpha_c \cdot K_c$ を乗じて鉛直成分で表すと圧縮側柱の軸力 cN_R は(10.2)式で表される。

$$\Delta_{NR} = \delta_2 \cdot \cos \theta_c + (\theta_2 \cdot X_D' - \delta_{LT}) \cdot \sin \theta_c \quad (10.1)$$

$$cN_R = \alpha_c \cdot K_c \cdot \Delta_{NR} \cdot \sin \theta_c \quad (10.2)$$

ここに、 $X_D' (= L - g \cdot D/2)$ ：点Bから点D'までの水平距離で g は0.8で評価

D ：柱のせい、 α_c ：柱の軸剛性の低下と斜め方向の剛性を修正する係数

ブレースの圧縮変形 Δ_B も(10.1)式と同様に(11.1)式で表され、これに軸剛性 $\alpha_B \cdot K_B$ を乗じて軸力 C_B は(11.2)式で表される。

$$\Delta_B = \delta_2 \cdot \cos \theta + (\theta_2 \cdot X_H - \delta_{LT}) \cdot \sin \theta \quad (11.1)$$

$$C_B = \alpha_B \cdot K_B \cdot \Delta_B \quad (11.2)$$

ここに、 X_H ：点Bから点Hまでの水平距離、

α_B ：ブレースの軸剛性低下率

鉛直方向の外力と内力の釣り合い式は(12.1)式となる。右側柱の反曲点高さ位置で外力と内力のモーメント釣り合いをとると(12.2)式となる。

$$W + cN_L - C_B \cdot \sin \theta - cN_R = 0 \quad (12.1)$$

$$P_B \cdot (hp - y_h) - W \cdot L/2 - cN_L \cdot L + C_B \cdot \sin \theta \cdot \{L - (X_H + X_G)/2\} = 0 \quad (12.2)$$

(10.1)式と(10.2)式から表される cN_R と(11.1)式と(11.2)式から表される C_B を、それぞれ(12.1)式に代入すると(13)式が求められる。

$$\theta_2 = (W + cN_L - a_3 \cdot \delta_2 + b_3 \cdot \delta_{LT}) / c_3 \quad (13)$$

ここに、 $a_3 = \alpha_B \cdot K_B \cdot \sin^2 \theta / 2 + \alpha_c \cdot K_c \cdot \sin^2 \theta_c / 2$

$$b_3 = \alpha_B \cdot K_B \cdot \sin^2 \theta + \alpha_c \cdot K_c \cdot \sin^2 \theta_c$$

$$c_3 = \alpha_B \cdot K_B \cdot \sin^2 \theta \cdot X_H + \alpha_c \cdot K_c \cdot \sin^2 \theta_c \cdot X_D'$$

妥当な δ_2 を与えると (13) 式より θ_2 は定められる。 δ_{LT} は (8.2) 式で定められる。これらを (10.1) 式と (11.1) 式に代入し、 cN_R と C_B を定めて (9) 式に代入すると X_g は定められる。求めようとしている荷重時の δ_2 と、圧縮ブレースと圧縮側柱の軸剛性を適切に与えれば、 δ_2 が多少異なっても X_g にほとんど差は生じない。ここでは実験結果を基に層間変形角を $1/250\text{rad.}$ として δ_2 を与える。この X_g を (7) 式に代入することにより B 時点の荷重 P_B は算出される。この X_g の妥当性は 6.4 節で計算される変形で確認できる。

6.4 水平変形 δ_B

(10.1) 式と (10.2) 式による cN_R と、(11.1) 式と (11.2) 式による C_B を、それぞれ (12.1) 式と (12.2) 式に代入すると δ_2 、 θ_2 に関する二つの方程式が得られる。この連立方程式の解として δ_2 は式として表現できる。B 時点の δ_2 を δ_B として式で表すと (14) 式となる。下記 a_4 における C_B は前節で求められる P_B を (12.2) 式に代入して求められる。

$$\delta_B = (a_4 - b_4 \cdot \delta_{LT} - c_4) / d_4 \quad (14)$$

ここに、 $a_4 = C_B / (\alpha_B \cdot K_B \cdot \cos \theta)$

$$b_4 = \{(X_H / X_D') - 1\} \cdot \tan \theta$$

$$c_4 = X_H \cdot cN_R \cdot \tan \theta / X_D' \cdot K_C \cdot \sin^2 \theta_C$$

$$d_4 = 1 - (X_H \cdot \tan \theta / X_D' \cdot \tan \theta_C)$$

7. C 時点の水平荷重 P_C と水平変形 δ_C

7.1 水平荷重 P_C

全体曲げ降伏時の水平荷重 P_C の評価方法は文献 1) で提案している。引張側柱は柱主筋が全引張降伏し、圧縮側柱は柱頭・柱脚が曲げ降伏する機構としている。

7.2 引張側柱の柱頭の鉛直変位 δ_{LT}

B 時点の水平変形の評価と同様に引張側柱の柱頭の鉛直変位 δ_{LT} を特定する必要がある。図-5 に引張側柱の変形状態を示す。柱が全引張降伏する時は柱頭と柱脚の圧縮鉄筋が引張降伏する状態で、この時、中段筋、引張鉄筋のひずみは既に降伏ひずみより大きくなっている。これは鉄筋が降伏すると瞬間剛性がほぼ零となり、鉄筋に与えられる変形に従うためである。この時の変形状態は図-5 (a) のように柱内法長さ h_o の区間で柱主筋が降伏ひずみに達して伸びる変形成分、これに水平変形 δ_2 による傾き R の変形成分と、柱頭では 2 階の回転角 θ_2 による戻りの変形成分

が合成された状態と理解できる。柱内法長さ h_o の区間ではコンクリートの引張剛性は無視する。図-5 (b) に示すように柱軸位置の伸びは主筋の降伏ひずみによる伸び変形 δ_{LT1} と水平変形角 $R (= \delta_2 / h_o)$ による伸び変形 δ_{LT2} および 2 階の回転角 θ_2 による縮み変形 δ_{LT3} の和で表される。柱頭の鉛直変位 δ_{LT} はこれらの変形の和に等しいものとし、それぞれの変形を以下に式で表す。

$$\delta_{LT1} = \epsilon_y \cdot h_o \quad (15.1)$$

$$\delta_{LT2} = 2 \cdot (R \cdot j/2) = \delta_2 \cdot j / h_o \quad (15.2)$$

$$\delta_{LT3} = -j/2 \cdot \theta_2 = -0.5 \cdot j \cdot \theta_2 \quad (15.3)$$

$$\delta_{LT} = \delta_{LT1} + \delta_{LT2} + \delta_{LT3} \quad (15.4)$$

$$= \epsilon_y \cdot h_o + j/h_o \cdot \delta_2 - 0.5 \cdot d \cdot j \cdot \theta_2 \quad (15.5)$$

ここに、 ϵ_y ：柱主筋の降伏ひずみ、

j ：圧縮鉄筋と引張鉄筋の距離

7.3 水平変形 δ_C の評価式

P_C が算出されていると、(12.1) 式と (12.2) 式と同様に力の釣り合いよりブレースの軸力 C_B と圧縮側柱の軸力 cN_R が算出される。B 時点の変形と同様にこの C_B と cN_R をそれぞれ (10.2) 式と (11.2) 式に代入し、それらに (10.1) 式と (11.1) 式を代入すると、 δ_2 と θ_2 の連立方程式が得られ、これらの方程式に (15.5) 式の δ_{LT} を代入して δ_2 について解くと (16) 式が得られる。C 時点の δ_2 を δ_C とする。

$$\delta_C = (a_5 \cdot b_5 - c_5) / (a_5 \cdot d_5 - e_5) \quad (16)$$

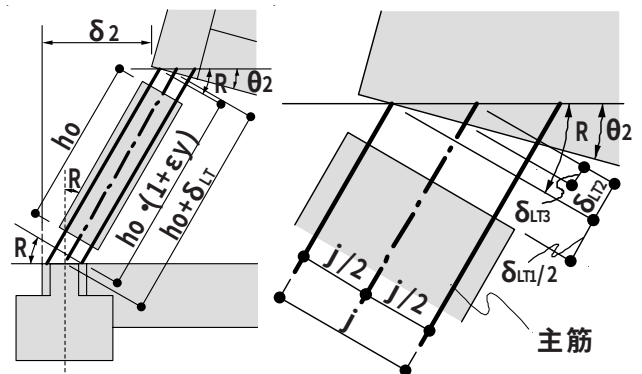
ここに、 $a_5 = (X_H + j/2) \cdot \sin \theta / \{(X_D + j/2) \cdot \sin \theta_C\}$

$$b_5 = cN_R / (\alpha_C \cdot K_C \cdot \sin \theta_C) + \epsilon_y \cdot h \cdot \sin \theta_C$$

$$c_5 = C_B / (\alpha_B \cdot K_B) + \epsilon_y \cdot h \cdot \sin \theta$$

$$d_5 = \cos \theta_C - j / h_o \cdot \sin \theta_C$$

$$e_5 = \cos \theta - j / h_o \cdot \sin \theta$$



(a) 柱の変形状態 (b) 柱頭の伸び変形と角度
図-5 C 時点の引張側柱の変形状態と伸び変形

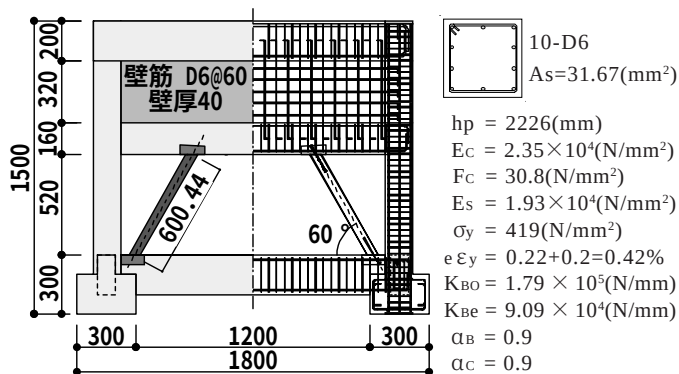


図-6 部分架構試験体と特性値(単位:mm)

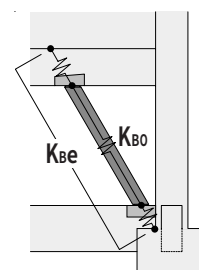


図-7 圧縮ブレースのモデル

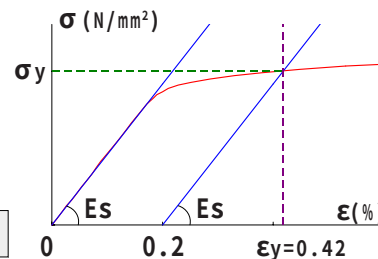


図-8 応力-ひずみ関係

7. 実験結果との比較

7.1 対象にする試験体

筆者ら²⁾は5階建ての架構を想定した部分架構の水平加力実験を行っている。図-6に試験体形状・寸法を示す。ここでは全体曲げ降伏した試験体PFB-FYの実験結果で評価方法を検証する。実験の詳細は文献2)を参照されたい。

7.2 圧縮ブレースの軸剛性

圧縮ブレースが接合される上下の梁には局所的にめり込み変形が生じる。この変形を考慮するため図-7に示すようにブレースは上下にコンクリートの軸バネが接合されているものとする。その軸バネの軸剛性は既に報告している接合部の支圧実験³⁾による特性を用い、ブレースの軸剛性KBoも別途行った一軸圧縮試験による特性を用いることにする。これらの試験体の寸法は対象にする部分架構試験体と同じで、材料特性もほぼ同じである。ブレースは3種類の軸バネが直列に連結された状態になり、これと等価な軸剛性KBeを有する一本のバネに置き換えができる。KBeは容易に求まるが、その過程は省略する。今回の試験体ではブレース自体の軸剛性KBoは 1.79×10^2 kN/mmで、等価な軸剛性KBeはKBoの約50%で 9.09×10 kN/mmとなる。計算ではこのKBeを用いる。

7.3 計算に用いた諸値

材料特性の値は、初期剛性の計算では弾性範囲の実験値を用いた。B,C時点では α_C , α_B を0.9とした。これら以外の値は今年度の実験値を用いた。図-6中に諸値を示している。柱主筋は図-8に示すように明確な降伏棚を示さなかったので降伏強度を0.2%オフセットで定めた。このため降伏強度に対応する真のひずみ $e\epsilon_y$ を ϵ_y とした。可撓長さhは柱内法長さhoと同じとした。

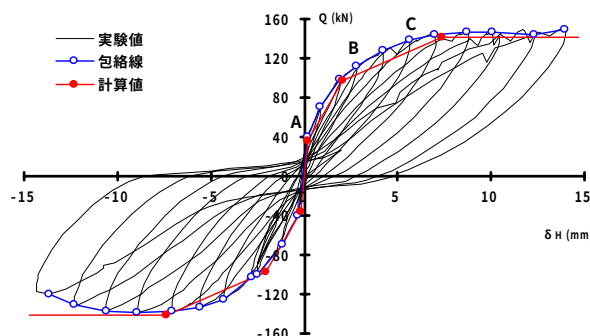


図-9 実験値と計算値の比較

7.4 計算による荷重-変形関係

上記の方法によりA,B,Cの時点の荷重と変形を求め、求められる荷重-変形関係と実験結果を比較して図-9に示す。原点,A,B,Cの3点を結ぶ折れ線で実験の荷重-変形関係の包絡線を概ね近似できている。

8. まとめ

圧縮抵抗型のブレースを用いて補強するピロティ架構の層せん断力と層間変形を評価する基礎式を誘導し、実験の荷重-変形関係と比較した。今回、示した方法で全体曲げ降伏する時点までは概ね推定できた。今後は曲げ降伏後の限界変形の評価方法の誘導が課題として残されている。

参考文献

- 1) 幸加木宏亮, 塩屋晋一ほか: 5階建て既存RCピロティ架構の耐震補強を想定した部分架構の加力破壊実験, コンクリート工学年次論文集, vol.28, No.2, pp.1231-1236, 2006.7
- 2) 大川光雄, 塩屋晋一ほか: 圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の部分架構の加力破壊実験, 日本建築学会九州支部研究報告(構造系), vol.45, pp.425-428, 2006.3
- 3) 大川光雄, 塩屋晋一ほか: 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存RCピロティ架構の耐震補強における梁の支圧実験, コンクリート工学年次論文集, vol.28, No.2, pp.1231-1236, 2006.7