

論文 有開口 RC 耐震壁を内蔵する CFT 柱—鉄骨梁架構の構造性能

天羽 祥太*1・杉山 智昭*2・村瀬 正樹*3・藤山 淳司*3

要旨: 超高層建物などの鉄骨系架構においてコンクリート充填鋼管 (CFT) 柱が適用されており, これら架構に RC 壁を設けるには CFT 柱の周囲に RC 柱を巻き立て RC 壁と接合することが一般的となる。これまでに CFT 柱と RC 壁を頭付きスタッドで直接接合する構法を提案しており, 本論文では有開口 RC 壁への適用拡大を目的に実験を実施した。試験体は, 実大の約 1/3 スケールの 2 層 1 スパン架構形状であり, 変動要因を開口の形状と配置位置とした計 3 体を計画した。実験結果より柱梁架構と壁は概ね一体的なせん断抵抗であり, 剛性, 許容せん断力および耐力は, 既往の RC 造の手法を準用して評価可能であることを示した。

キーワード: 合成構造, CFT 柱, RC 壁, 架構, 有開口壁, 頭付きスタッド

1. はじめに

超高層建物の鉄骨系の架構などにおいて高い軸力を負担可能な柱としてコンクリート充填鋼管 (以下 CFT) 柱が用いられている。これら架構では柱梁架構以外の耐震要素にブレースなどが設けられるが, 地下部分などでは鉄筋コンクリート造 (以下 RC 造) の耐震壁を架構内に設けるケースもある。このとき耐震壁との接合は, CFT 柱周囲に RC 柱を巻き立てることが一般的であるが, CFT 柱は剛強であるため耐震壁との間に必要な応力伝達要素が設けられれば, 構造性能としては巻き立て部の必要性は小さくなる。

一方, 鉄骨系架構に RC 耐震壁を直接接合する方法は, 例えば各種合成構造設計指針・第三編¹⁾ (以下各種合成指針) に評価手法が示されるなど研究が実施されているが, 実験資料が少なくその挙動も不明な点が多い状況にある。そこで本研究では, RC 壁を内蔵する CFT 柱と鉄骨梁で構成される架構において, CFT 柱と RC 耐震壁を頭付きスタッド (以下, スタッドと呼ぶ) で直接接合し, RC 壁内に鉄骨梁 (SC 梁) を内包させた構法の提案を目的としている。既報²⁾では, 無開口の RC 耐震壁を内蔵する架構の実験を実施して概ね架構全体が一体的にせん断抵抗することを示し, その剛性および耐力は, 各種合成指針のブレース置換による手法, または, RC 規準等^{3), 4)}を準用して RC 造に置換する手法を用いて評価できる可能性を示した。本論文では, 開口を有する RC 耐震壁を内蔵する場合について実験を実施して性能を把握し, 構造性能評価手法を検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

開口を有する RC 造耐震壁を内蔵する架構の構造性能を把握するために実験を実施した。開口を有する場合の

RC 造耐震壁の評価は, 各種合成指針のブレース置換では複雑となるため, RC 造の評価手法を準用することとした。RC 規準³⁾では, 式 (1) ~ (4) の耐力 (許容荷重) 低減係数 r を用いて開口による影響を考慮しており, この適用性について検討する。

$$r = \min (r_1, r_2, r_3) \quad (1)$$

$$r_1 = 1 - 1.1 \times l_{op} / l \quad (2)$$

$$r_2 = 1 - 1.1 \times \sqrt{h_{op} l_{op} / h l} \quad (3)$$

$$r_3 = 1 - \lambda \Sigma h_o / \Sigma h \quad (4)$$

ここで, l : 壁全せい, h : 壁高さ (階高), l_{op} : 開口部の水平断面への投影長さ, h_{op} : 開口部の鉛直断面への投影長さ, λ : 基礎梁等の拘束による係数, Σh_o : 開口高さの和, Σh : 壁高さの和, 詳細は文献 3) 参照。

実験は, せん断挙動を把握するため壁脚部の曲げ降伏に対して壁のせん断破壊が先行するように計画した。表 1 に試験体要因一覧, 図 1 に試験体形状・配筋図および試験体各部詳細図を示す。試験体は, 既往実験²⁾の無開口の No.1 試験体と同様の形状・配筋等とし, 実大の約 1/3 のスケールで 2 層 1 スパンの架構形状とした。CFT 柱は 300×300mm の角型断面であり板厚 9mm (STKR490) とし, 鉄骨梁は BH 300×80×9×12 で材質を SM490A, 壁厚 t_w は 180mm, 壁補強筋比 $p_s = 0.65\%$ (壁配筋: 2-D6 @55), 鉄骨梁は RC 壁に内包された SC 梁としている。試験体の上下には加力用の剛強なスタブを設けている。柱と壁の接合面にはスタッドを設けており, 鉄骨梁にスタッドは設けていない。架構と RC 壁の応力伝達は, CFT 柱と RC 壁間はスタッドのせん断およびコンクリート圧縮による支圧・摩擦抵抗, 鉄骨梁と RC 壁間は圧縮束による支圧・摩擦抵抗でなされると想定²⁾している。

試験体数は 3 体とし, 変動要因は開口形状および開口配置位置とした。No.11 試験体は扉開口をスパン中央に配置 (以下, 扉中央配置) し, No.12 試験体は No.11 と同

*1 大成建設 (株) 設計本部 (正会員)

*2 大成建設 (株) 技術センター (正会員)

*3 大成建設 (株) 設計本部

表-1 試験体要因一覧 (単位 mm)

No.	柱(CFT) ^{※1} $D_c \times B_c \times t_c$	鉄骨梁 $D_{sb} \times B_{sb} \times t_{sw} \times t_{sf}$	壁 ^{※1}		頭付き スタッド ²	開口形状 $h_{op} \times l_{op}$	開口低減率 ^{※2}			開口補強筋			備考
			厚さ t_w	補強筋 (ρ)			r_1	r_2	r_3	斜め筋	縦筋	横筋	
1 ²⁾						-	1.0	1.0	1.0	-	-	-	無開口
11	300 × 300 × 9	300 × 80 × 9 × 12	180	2-D6@55 SD345 (0.65%)	2-φ6.3 @55	820 × 650(中央)	0.75	0.59	0.64 (0.41)	2 × 3-D6	2-D6	2 × 3-D6	扉中央
12	STKR490	SM490 (BH)				820 × 650(偏心)	0.75	0.59	0.64 (0.41)	2 × 3-D6	2-D6	2 × 3-D6	扉偏心
13						435 × 1200(中央)	0.53	0.60	0.78 (0.69)	2 × 3-D6	2-D6	2 × 4-D6	設備包絡

※1 コンクリート目標強度(柱・壁) F_c : 36N/mm² ※2 括弧内()は RC 規準(19.11)式による低減率(ピロティ直上、単層壁の値)、 $h=1400$ mm で算出

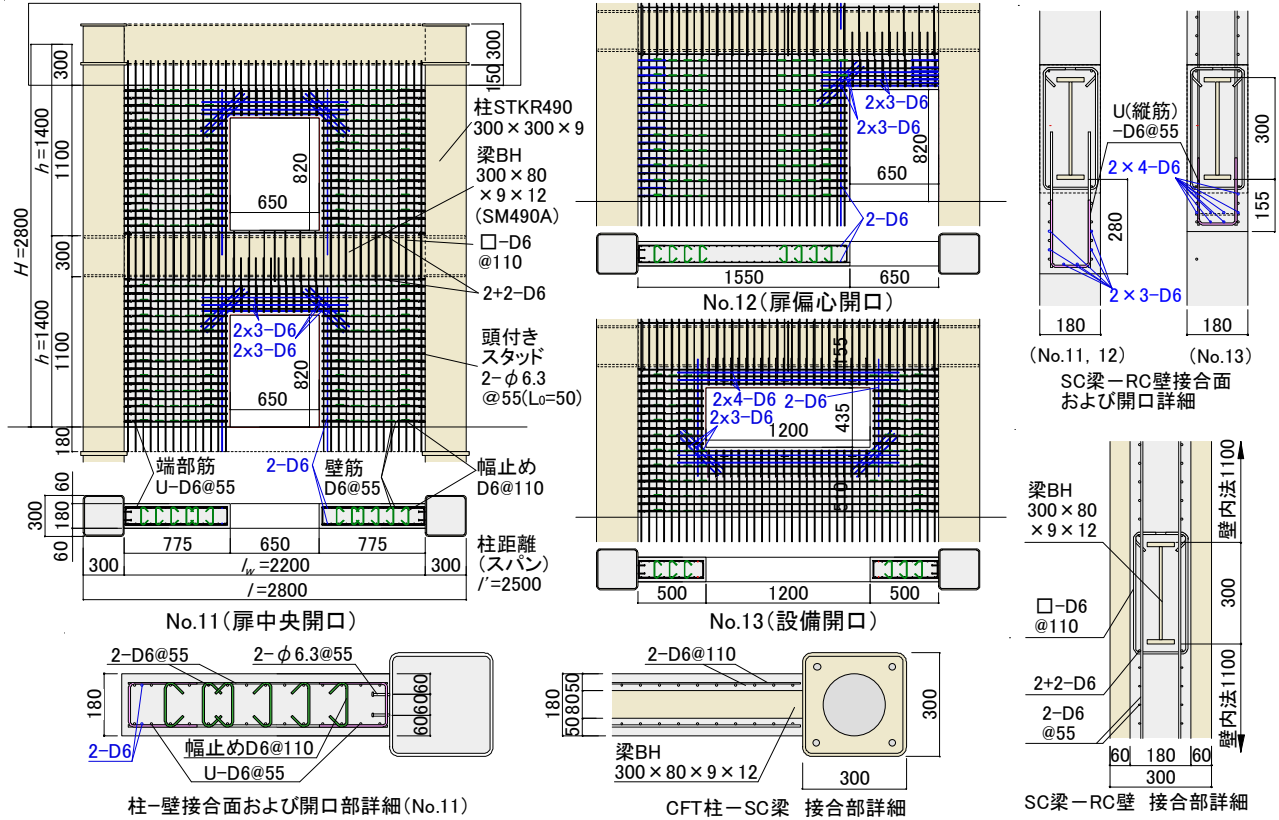


図-1 試験体形状・配筋図 (単位 mm)

じ形状の扉開口が柱に接するように偏心して配置(以下、扉偏心配置)し、No.13 試験体は設備による複数の開口を包絡した開口をスパン中央に配置(以下、設備開口)した。開口の大きさは、すべての試験体で開口低減率 r_2 が耐震壁の下限である 0.6 程度となるように設定した。また、開口補強筋は、RC 規準に従って配筋量を決定(設計用せん断力 Q_D は短期許容せん断力 $Q_{as}=Q_2$ を用いて算出)し、梁鉄骨が配置される位置は斜め筋を省略した。

図-1 のように、壁と CFT 柱の接合部および開口に接する端面には U 字筋 (D6@55) を配置し、幅止め筋 (D6@110) を開口の左右(壁が長い No.12 は四隅)に配置した。鉄骨梁には閉鎖型のあばら筋を配筋した。壁および柱のコンクリートは、目標強度 F_c を 36N/mm²、最大骨材径を 13mm とし、使用鋼材およびコンクリートの材料試験結果は、表-2 および表-3 に示すとおりである。

2.2 載荷方法

図-2 に加力装置図を示す。せん断力は上部スタブの左右に各 2 台取付けたサーボ制御の油圧ジャッキにより同じ荷重となるように正負交番の繰り返し載荷で与えた。

表-2 使用鋼材材料試験結果一覧

使用箇所	板厚・径	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	伸び (%)
柱鋼管 [※]	9	STKR490	454	521	1.96×10^5	34.6
梁ウェブ	9	SM490A	402	521	2.06×10^5	25.2
梁フランジ	12	SM490A	387	521	2.06×10^5	25.2
ダイヤフラム	16	SN490C	371	517	2.06×10^5	27.8
壁筋 [※]	D6	SD345	369	574	1.81×10^5	16.9

※降伏点は、0.2%オフセット耐力

表-3 使用コンクリート材料試験結果一覧

使用箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比 (N/mm ²)	引張割裂強度 (N/mm ²)
CFT 柱	34.8	2.83×10^4	0.22	2.26
RC 壁	36.3	2.91×10^4	0.22	2.29

※最大骨材径 13mm

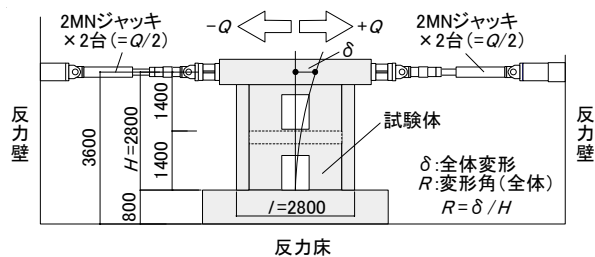


図-2 加力装置図 (単位 mm)

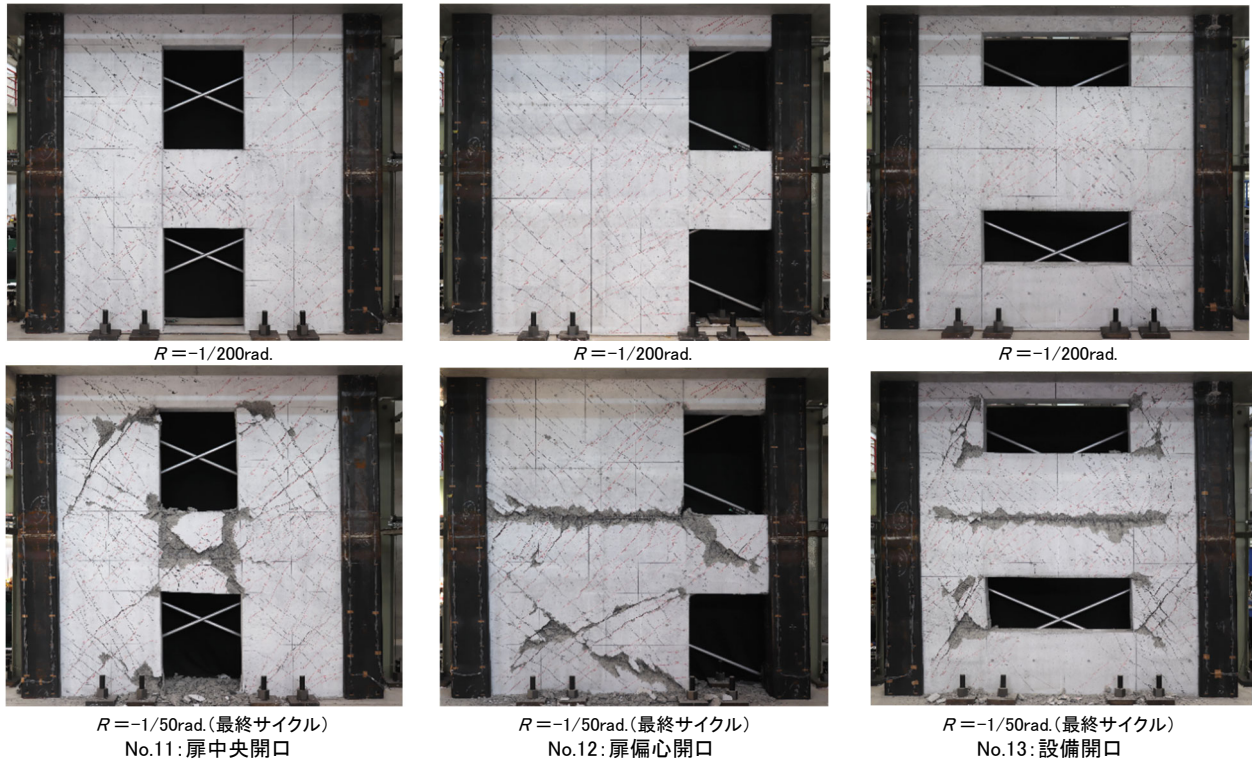


図-3 破壊状況図

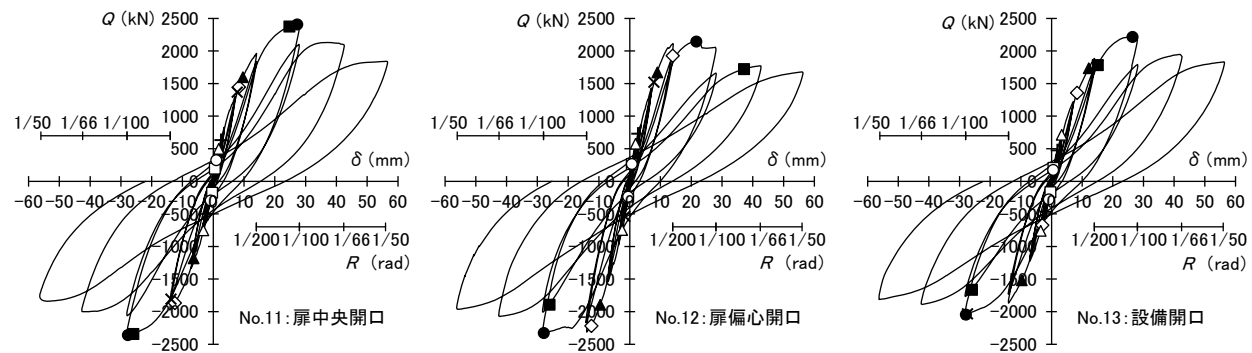


図-4 せん断力 Q - 水平変位 δ 関係

繰り返し荷重は、加力高さの変位 δ で制御し、加力点高さ $H=2800\text{mm}$ で除した変形角 $R (= \delta / H)$ で $1/3200$ および $1/1600$ rad を 1 回、 $1/800$, $1/400$, $1/200$, $1/100$ rad を各 2 回、 $1/66$ および $1/50\text{rad.}$ を各 1 回実施した。変位の計測は、後述する柱軸変位、各階のせん断変形、壁の鉛直ずれ変位について、歪みの計測は CFT 柱鉄骨、梁鉄骨および壁筋について実施した。

3. 実験結果概要

3.1 実験結果の概要

図-3に各試験体の破壊状況図、図-4にせん断力 Q - 壁頂部水平変位 δ (変形角 R)、図-5に最大耐力までの $Q - \delta$ 関係の試験体比較を示す。

全ての試験体で荷重初期より CFT 柱と RC 壁との間で剥離およびずれが生じ始めるとともに、 $R=1/3200\text{rad}$ 前後より開口隅角部のひび割れ (□) と曲げひび割れ (○) が順次発生して、剛性が徐々に低下した。 $R=1/800\text{rad}$ で

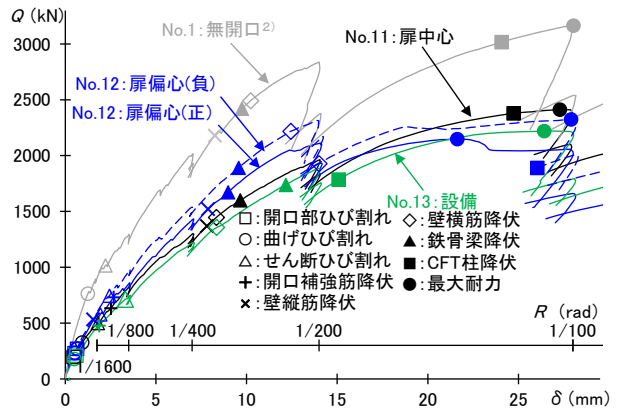


図-5 せん断力 Q - 水平変位 δ 関係比較

すべての試験体で開口と同じ高さの左右 (No.2 では左側) のそで壁部分、加えて No.11 と No.12 では開口部に挟まれた境界梁部分にせん断ひび割れ (Δ) が発生し、その後、せん断ひび割れの本数・長さが増えることで剛性が低下が顕著となった。 $R=1/400 \sim 1/200\text{rad}$ で一部の壁横筋が

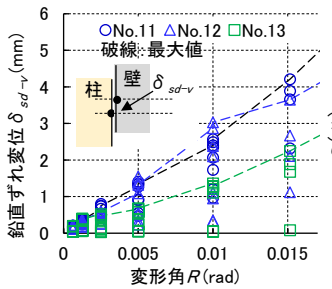


図-6 鉛直接合部ずれ変位

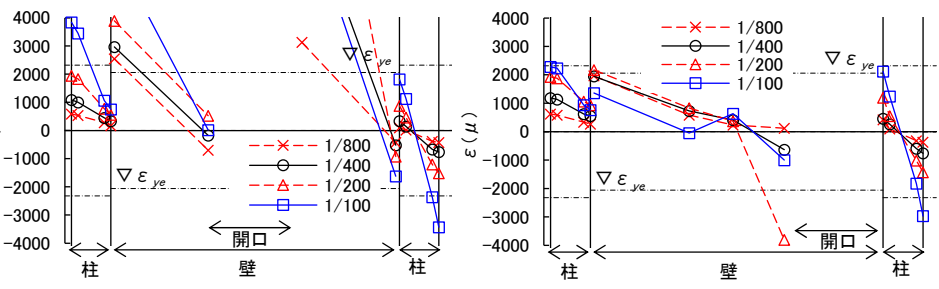


図-7 1層脚部歪み分布 (CFT柱および壁縦筋) 左: No. 11, 右: No. 12

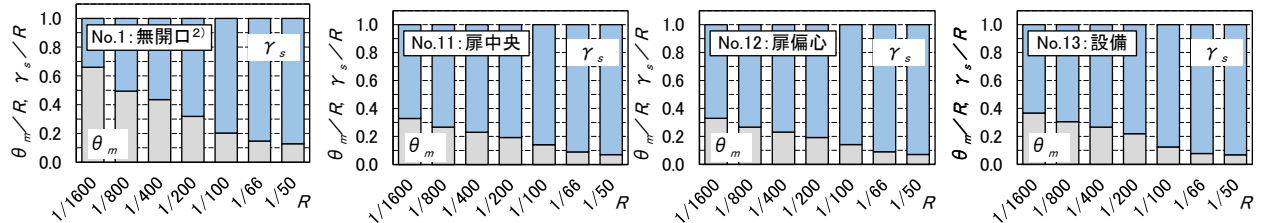


図-8 全体変形 R に対する曲げ変形 θ_m およびせん断変形 γ_s の比率

降伏に至り (◇), 鉄骨梁も梁端や開口端で一部引張降伏 (▲) した。R=1/200~100rad にかけて梁のフランジ上下で梁と壁のずれが大きくなり、剛性低下が一段と大きくなっている。最大耐力 (●) は R=約 1/100rad で至り、最大耐力前後に CFT 柱が壁脚部で引張降伏 (■) している。全ての試験体において、最大耐力前後に境界梁部分で梁と壁のずれによるコンクリートの剥落等の破壊が生じているが、R=1/100rad 以降の耐力低下は、そこで壁部分のせん断破壊が顕著になることで生じている。したがって、最終破壊モードは、全ての試験体で壁のせん断破壊 (ひび割れの口開きと端部コンクリートの圧壊) と判断した。荷重低下は、CFT 柱と鉄骨梁が壁を拘束しているため緩やかになる性状であった。

図-5に示すように No.11~13 は、開口形状と配置が異なる場合でも初期剛性に大きな差異がみられない。また、ひび割れや降伏の発生荷重は、1 枚の壁が長い No.12 で若干高い傾向にあるものの大きな差でなく、発生順序や最大耐力も顕著な差はない。無開口の No.1²⁾と比較すると No.11~13 は荷重が低下するものの、破壊経過や剛性低下状況は同様であり、開口を有する場合でも架構全体が一体化してせん断抵抗していると推測される。

3.2 各部の変形性状

(a) 柱-壁接合面の挙動と壁脚断面の曲げ抵抗

図-6に CFT 柱と RC 壁の鉛直接合部におけるずれ変位の最大値-部材角関係を示す (ずれ変位は、図-9 中○で示す位置を計測した)。ずれ変位は小さい変形角より生じており、破線で示しているずれ変位の最大値は、R=1/800rad で 0.5mm 程度、R=1/200rad で 1.5mm を超える値である。これら変位量は無開口の試験体²⁾と同様であり、開口を有する場合でも加力の初期から CFT 柱と RC 壁がずれ始めるものの変位はわずかであり、R=1/200rad を超える変形で一体性が失われ始めると推測される。

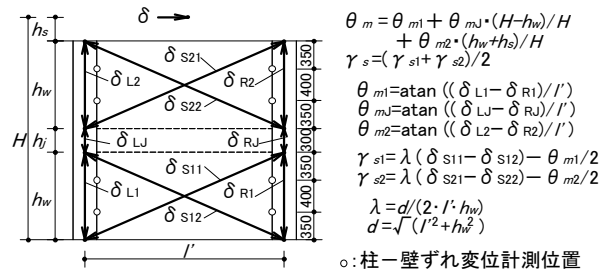


図-9 変位計測位置図

図-7は1層脚部における CFT 柱と壁縦筋の鉛直方向歪み分布である。図中の ϵ_{ye} は降伏ひずみを示しており、材料試験で降伏ひずみが確認できないため降伏点をヤング率で除した値とした。CFT 柱と壁縦筋の間は荷重初期より歪みの値が不連続であり、最大耐力時 (R=1/100rad) では圧縮側 CFT 柱の引張側と圧縮側で降伏ひずみ前後の値となる大きな曲率が生じ、柱と壁のずれの影響が認められる。一方、CFT 柱のひずみ分布は開口位置の異なる No.11 と 12 で同様な状況であり、架構全体での曲げ挙動に対する開口の影響は少ないとみられる。

(b) 架構変形成分

図-8は、全体変形角に占める曲げ変形角 θ_m とせん断変形角 γ_s の比 (θ_m/R および γ_s/R) を変形角毎に示している。ここでの全体変形角は計算の曲げ変形とせん断変形の総和 ($R=\theta_m+\gamma_s$) とし、全体が 100%となるように示している。 θ_m および γ_s は図-9に示す計測・方法で算出し、 θ_m は、各区間の鉛直変形より回転角を求め、それらから生じる変形を総和して算出した。 γ_s は 1 層と 2 層のせん断変形角を平均化して求めている。R=1/800~1/200rad の γ_s の割合は、無開口の No.1 が 50~30%であるのに対し、開口を有する No.11~No.13 は、70~80%であり、さらに変形角が大きい場合に割合が大きくなっている。せん断変形が卓越する挙動であるが、開口を有する場合にさらにせん断変形が増加していると判断される。

4. 構造性能評価手法の検討

4.1 評価方法

既報²⁾に示したように本工法の構造性能は、RC 架構として CFT 柱を RC 柱に置換した方法で評価可能であると考えられる。本論文では、有開口の耐震壁を内蔵する場合においても RC での評価^{3)~5)}が準用可能となるか検証する。骨格曲線、許容せん断力および終局耐力は、表-4 に示す手法で評価することとした。

(a) 骨格曲線

骨格曲線は、曲げ変形およびせん断変形を総和して求め、それぞれの変形の骨格曲線は、折れ点を曲げひび割れおよびせん断ひび割れ発生点 (cQ_{mer} , cQ_{scr})、最大点を曲げ耐力およびせん断耐力 (cQ_{mu} , cQ_{su}) として評価した。初期剛性 (K_m , K_s) は弾性剛性とし、2次剛性は最大点までの割線剛性を剛性低下率 (α_y , β_u) で低減して評価した。なお、断面2次モーメントは、荷重初期より柱と壁の平面保持が成立していないことから柱と壁を重ね梁 (別断面) で評価した。また、開口によるせん断剛性の低減は、剛性評価の開口低減率 (表-4 の r_s) を用いた。

(b) 許容せん断力

許容せん断力 Q_{as} (Q_1 , Q_2) は、RC 規準³⁾に準じて算出した。ここで柱負担分の Q_c の算出は、CFT 柱を RC 柱に置換して CFT 柱のウェブをせん断補強筋に換算することとし、RC 規準と同様にせん断補強筋比 p_w の上限を 1.2% ($p_w \leq 1.2\%$) に制限することとした。また、有効せいは柱せいの 0.8 倍 ($0.8D_c$) として評価した。

(c) 終局せん断力

終局せん断耐力 cQ_{su} は、広沢修正式に RC 規準の開口低減率 r を乗じることで評価する。ここで、引張鉄筋には CFT 柱の鉄骨断面を用いることとし、壁の等価厚さ t_{we} には CFT 柱断面も考慮することとした。ここで、壁補強筋量 $p_{es} \cdot \sigma_{esy}$ は、文献²⁾と同様に壁横筋比と鉄骨梁の壁横筋換算の比 (本実験では $\approx 0.9\%$) とのいずれか大きい方を横筋として評価した。なお、曲げ耐力 cQ_{mu} は柱と壁にずれが無く一体であると仮定して算出した。

4.2 評価手法の考察

(a) 骨格曲線

図-10 に骨格曲線の計算値と実験値の比較を示す。骨格曲線は、架構全体のせん断力 Q -変位 δ 関係とともに、曲げ変形 δ_m とせん断変形 δ_s も示した。実験の曲げ変形とせん断変形は、図-8 に示した θ_m と γ_s を用いて算出した。図-10 の曲げ変形 δ_m にみられるように、開口を有する試験体 No.11~13 の計算値は、曲げひび割れ発生荷重で開口の影響を考慮していないため、実験の剛性低下点をやや高めに評価する傾向にあるが、曲げ変形 δ_m とせん断変形 δ_s の双方とも概ね計算値が実験値と対応する結果である。そのため、架構全体の荷重-変形関

表-4 剛性・許容せん断力・せん断耐力計算手法

【剛性・骨格曲線】^{3),4)}

$$cK_e = 1 / (1 / cK_{me} + 1 / cK_{se}) \quad (4.1)$$

$$cK_{me} = 3 \cdot E_c \cdot I_c / H^3 \quad cK_{se} = r_s \cdot G_c \cdot A_e / (\kappa_w \cdot H') \quad (4.2)$$

$$I_c = t_w \cdot l_w^4 / 12 + [B_c \cdot D_c + A_{sc} \cdot (n_c - 1)] \cdot l' / 2 \quad (4.4)$$

$$A_e = t_w \cdot l_w + 2 \cdot B_c \cdot D_c + A_{sc} \cdot (n_c - 1) \quad (4.5)$$

$$r_s = 1 - 1.25 \sqrt{(h_{op} \cdot l_{op} / h \cdot l')} \quad (4.6)$$

ひび割れ発生以降は、以下の剛性低下率を弾性剛性に乗じる。

$$\alpha_y = w M_y \cdot c_n / (E_c \cdot I_c \cdot \epsilon_y) \quad (4.7)$$

$$\beta_u = \rho_s \cdot \sigma_{wsy} / \sigma_B + 0.14 \quad (4.8)$$

$$cQ_{mer} = (0.56 \sqrt{\sigma_B \cdot Z_e + N} / 6) / H \quad (4.8)$$

$$cQ_{scr} = r \cdot \tau_{scr} \cdot t_w \cdot l / \kappa_w \quad (4.9)$$

$$Z_e = I_c / (l/2), \tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_s \cdot \sigma_o)}$$

ここで、 r_s : 開口周比、 $B_c \cdot D_c$: 柱幅・柱せい、 A_{sc} : 柱鋼管断面積、 n_c : ヤング係数比、 H : 反曲点高さ(加力点高さ、=2800mm)、 H' : 壁高さ(=2500)、 h : 階高(=1400)、 t_w : 壁厚、 l_w : 壁内法長さ、 l : 壁全せい(= $l' + D_c$)、 l' : 柱スパン、 κ_w : せん断形状係数、 $w M_y$: 曲げ終局耐力、 c_n : 弾性時中立軸から引張柱中心までの距離(= $l/2$)、 ϵ_y : CFT 柱の降伏ひずみ度、 ρ_s : 壁筋比、 σ_{wsy} : 壁筋の降伏点、 η_o : 架構の軸力比、 σ_B : 壁コンクリート強度、 N , σ_o : 軸力および平均軸応力度(本実験では 0)、 $\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$

【許容せん断力】³⁾

$$Q_{as} = r \cdot \max(Q_1, Q_2) \quad (4.10)$$

$$Q_1 = t_w \cdot l \cdot f_{csws} \quad (4.11)$$

$$Q_2 = Q_w + \sum Q_c \quad (4.12)$$

$$Q_w = p_s \cdot t_w \cdot l_w \cdot f_{wts}$$

$$Q_c = B_c \cdot 0.8 \cdot D_c \cdot \{ \alpha \cdot f_{cscs} + 0.5 \cdot f_{sts} \cdot (n_w - 0.002) \}$$

f_{csws} : 壁および柱のコンクリート短期許容せん断応力度
 f_{wts} : 壁筋の短期許容引張応力度
 f_{sts} : CFT 柱鋼管の短期許容引張応力度
 p_w : CFT 柱ウェブのせん断補強筋換算量
 $= 2 \cdot t_{sw} / B_c \leq 1.2\%$, t_{sw} : CFT 柱鋼管厚
 α : 両側柱付壁の場合 1.5, その他 1.0

【終局耐力】^{3),4)}

$$cQ_{su} = r \cdot \{ 0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (\sigma_B + 18) / \sqrt{(H/d_e + 0.12)} + 0.85 \sqrt{(p_{es} \cdot \sigma_{esy}) + 0.1 \sigma_o} \cdot t_{we} \cdot j_e \} \quad (4.11)$$

$$p_{te} = A_{sc} / (t_{we} \cdot d_e) \times 100, t_{we} = (t_{we} \cdot l_w + 2 \cdot B_c \cdot D_c) / l$$

$$d_e = (l' + D_c / 2), j_e = 7/8 \cdot d_e$$

$p_{es} \cdot \sigma_{esy} \cdot t_{we}$ 換算壁補強量、鉄骨梁の横筋比 p_s が壁横筋比 p_s よりも大きい場合、鉄骨梁の横筋比と降伏点を用いる。

表-5 計算値・実験値一覧

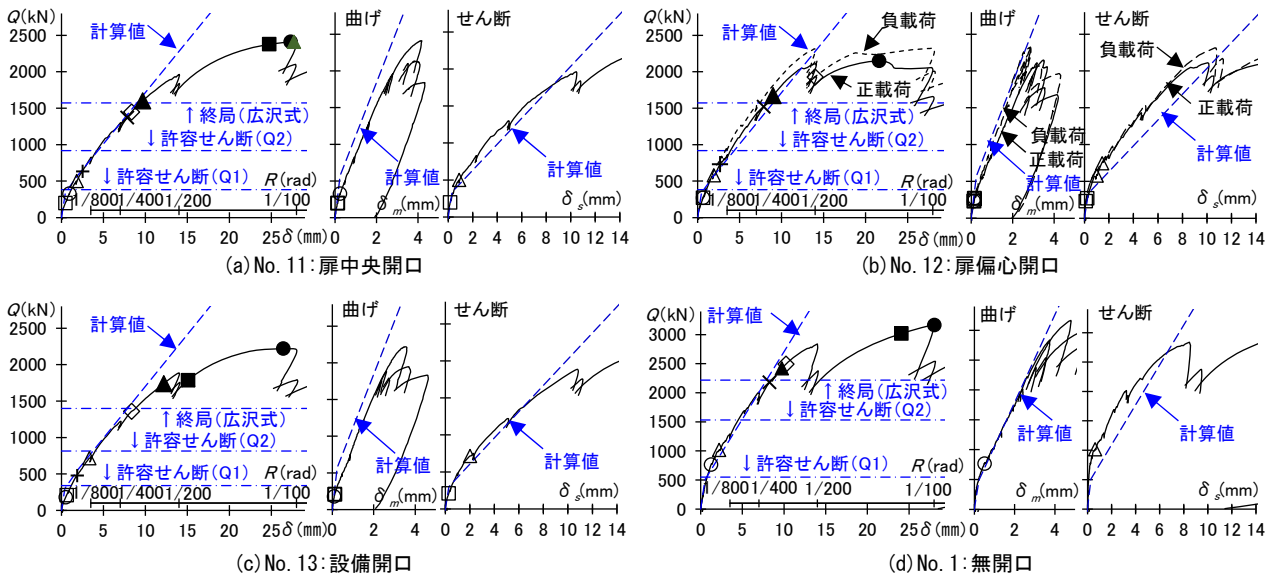
		No.11	No.12	No.13	No.1 ²⁾	
計算値	開口低減率	r	0.59	0.59	0.53	1.00
	(剛性)	r_s	0.51	0.51	0.52	1.00
計算値	曲げひび割れ	cQ_{mer}	570	570	570	490
	せん断ひび割れ	cQ_{scr}	338	338	300	510
	許容せん断力 Q_{as}	Q_1	383	383	341	550
		$Q_2 (=Q_{as})$	917	917	816	1532
実験値	せん断耐力(広沢式)	cQ_{su}	1574	1574	1399	2218
	曲げ耐力	cQ_{mu}	3747	3747	3747	3912
	曲げひび割れ	cQ_{mer}	327	270	179	764
		cQ_{mer} / cQ_{scr}	0.57	0.47	0.31	1.56
実験値	せん断ひび割れ	cQ_{scr}	501	579	715	1018
		cQ_{scr} / cQ_{scr}	1.48	1.72	2.38	1.99
	最大耐力(せん断耐力)	cQ_{max}	2412	2149	2220	3165
		cQ_{max} / cQ_{su}	1.53	1.37	1.59	1.43

※実験のひび割れ発生荷重は目視による。

係においても計算値は実験値と対応しており、有開口の場合でも本手法により適切に評価できると考えられる。なお、 $R=1/200$ rad 以降では、鉄骨梁と壁のずれが大きくなるためせん断変形の実験値が大きくなり、一体性が失われる変形角レベルでの評価は更なる検討が必要である。

(b) 許容せん断力とせん断ひび割れに係る損傷

図-11 に経験せん断力と最大残留せん断ひび割れ幅の関係を示す。左図は有開口試験体の結果 (赤: 開口隅角部ひび割れ, 黒: 壁中央せん断ひび割れ), 右図は既往実験の無開口試験体の結果である。許容せん断力 ($Q_{as}=Q_2$) 時の想定残留ひび割れ幅 (図中青丸) は、実験の各サイクルの計測値を結んだ直線と許容せん断力の交点から求めた。許容せん断力経験時の想定残留ひび割れ幅は、有



□:開口ひび割れ ○:曲げひび割れ △:せん断ひび割れ +:開口補強筋降伏 ×:壁縦筋降伏 ◇:壁横筋降伏 ▲:鉄骨梁降伏 ■:CFT柱降伏 ●:最大耐力
 図-1-0 実験値と計算値の比較(骨格曲線)

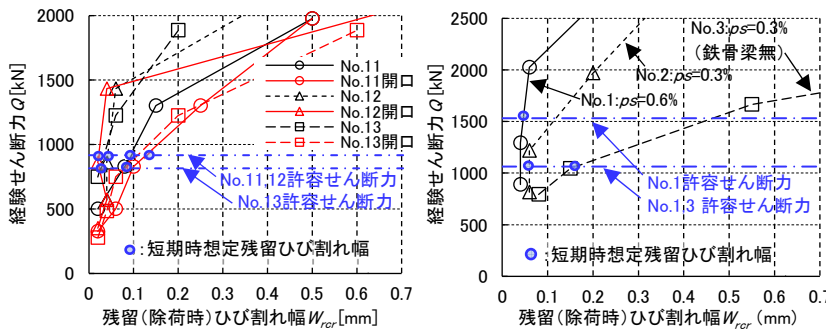


図-1-1 せん断力-残留ひび割れ幅関係 左:有開口, 右:無開口²⁾

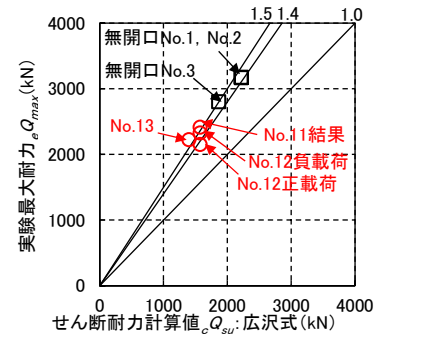


図-1-2 せん断耐力実験-計算比較

開口と無開口の両者でおおよそ 0.1mm 程度に収まっている。また図-1-0に示すように許容せん断力 Q_{s1} が壁せん断ひび割れ発生荷重に対応し、壁横筋の降伏(◇)や梁鉄骨の降伏(▲)は、許容せん断力レベル($Q_{as}=Q_2$)で生じていないことから、本論文の手法による許容せん断力を用いることで損傷限界を評価可能と考えられる。

(c)終局せん断力

図-1-2に実験の最大耐力とせん断耐力計算値の比較を示す。開口を有する場合の実験値(○)は、計算値のおおよそ1.4~1.5程度に分布しており、無開口の場合と同様の比較値に位置している。また、図-1-0のように終局耐力計算値は実験の剛性低下が大きくなって計算値と乖離し始める荷重と概ね対応し、計算値までの変形範囲では柱と壁が一体化して抵抗しているといえる。これらより本手法でせん断耐力を十分に評価可能と考えられる。

以上のように本論文で示した架構形式における剛性・耐力等の評価は、開口を有する耐震壁の場合においてもRC造に置換えた手法により十分に可能といえる。

5. まとめ

開口を有するRC造耐震壁を内蔵するCFT柱と鉄骨梁

で構成される2層1スパン架構のせん断実験を実施して下記の知見を得た。

- 1) 本論文で示した架構形式によりCFT柱とRC壁は、 $R=1/200\text{rad}$ 以降で鉄骨梁と壁のずれが大きくなるが、概ね一体的なせん断抵抗が得られる。また、最大耐力以降も柱と梁の拘束により緩やかな荷重低下となる。
- 2) 剛性・骨格曲線、許容せん断力および終局せん断耐力は、開口を有する場合においてもRC造の評価手法を準用することで概ね評価可能である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針同解説 第三編，2023
- 2) 杉山智昭,野々山昌峰,藤山淳司,渡辺英義：RC造壁を内蔵するCFT柱と鉄骨梁で構成された架構の構造性能，コンクリート工学会年次論文集，Vol.43, No.2, pp.163-168, 2021.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4) 日本建築学会：靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5) 一般財団法人建築行政情報センター，一般財団法人日本建築防災協会：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020