

論文 PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構の構造性能に関する実験研究

中井 敏文^{*1}・松崎 育弘^{*2}・坂田 弘安^{*3}・竹内 宏次^{*4}

要旨：筆者らはコンクリート系構造において損傷制御を実現させる工法として PC 圧着関節工法を提案している。本研究ではト形部分架構実験を実施し、ト形部分架構も十字形同様、柱梁圧着面の離間を許容することで、架構の変形および損傷を圧着部(関節部)に限定することができ、残留変形が極めて小さい原点指向型の復元力特性を持たせられることを示した。接合部せん断耐力は従来の RC せん断強度式¹⁾を準用することで十分安全側に評価できることを示した。また 2次元有限要素解析を行い、接合部近傍の応力状態等に関して考察した。

キーワード：PC 圧着関節工法, ト形部分架構, 損傷制御, 接合部挙動

1. はじめに

コンクリート系構造において損傷制御を実現させる工法として、筆者らは PC 圧着関節工法を提案している。PC 圧着関節工法は高品質かつ高強度($F_c=50N/mm^2$)の PCaPC とした柱および梁部材を PC 鋼より線の規格降伏強度の 50%の緊張力で圧着させることで、大地震下において柱と梁の圧着面を離間させ、圧着部(関節部)を弾性回転させることで損傷を制御する工法である。これまでに筆者らは PC 圧着関節工法を用いた十字形部分架構において、本工法を用いた架構は残留変形が極めて小さい原点指向型の復元力特性を示し、また圧着面の離間を許容することで変形および損傷を柱と梁の関節部に限定ができ、損傷制御に有用であることを示した²⁾。また

接合部せん断耐力の算定に韌性指針による接合部せん断強度式¹⁾を準用することで、十分安全側に評価できることを示した。

本報では、PC 圧着関節工法の設計を確立するための基礎資料を得ることを目的として、ト形部分架構実験、および 2次元有限要素解析を行い、結果として得られた関節部の弾性回転による損傷制御効果、接合部せん断耐力および接合部の応力状態などの知見について詳述する。

2. 実験概要

2.1 試験体と使用材料特性

表-1 に試験体および材料試験による材料特性、図-1 に試験体配筋を示す。試験体は階高中央および梁スパン中央で切り出した実大の約 1/3 ス

表-1 試験体および材料特性

No	試験体名 ^{※1}	梁引張鋼材				プレストレス 応力度 σ_p	引張 鉄筋比 P_t	せん断 補強筋比 P_w	接合部 せん断 補強筋 比 P_{jw} ^{※4}	セメント系材料特性					想定 破壊 モード ^{※6}	
		材種	本数-径 (上下段)	$\rho\sigma_y \cdot s\sigma_y$ ^{※2}	E_p, E_s ^{※3} ($\times 10^5$)					σ_B ^{※5}	E_c ($\times 10^4$) ^{※5}	σ_t ^{※5}	$m\sigma_B$ ^{※5}	$g\sigma_B$ ^{※5}		σ_B ^{※5}
1	ト形PC33-90	SWPR7B	3-12.7φ	1705	2.16	3.9/5.8	1.48/0.41	0.26/0.34	0.24	92.1	4.53	4.18	67.1	53	BF	
2	ト形PC66-50	SWPR7B	6-12.7φ	1705	2.16	3.9/11	3.17/0.82	0.56/0.89	0.42	61.7/90.7	3.95/4.34	3.21/3.51	89.6	38.4	JS	
3	ト形RC66-50	D16	8-D16	495	1.97	-	2.63/1.89	0.56/0.86	0.21	55.5	3.94	3.60	-	-	-	

※1 試験体名は以下の要因を表す
例: ト形 PC33-90
柱コンクリート強度
PC 鋼より線の本数(上下)
構造形式
試験体形状

※2 $\rho\sigma_y, s\sigma_y$: PC 鋼より線および異形鉄筋の降伏強度(ただし PC 鋼より線は 0.2%offset 法にて求めた。) ※3 E_p, E_s : PC 鋼より線および異形鉄筋のヤング係数 ※4 P_{jw} : 接合部せん断補強筋比 $P_{jw} = \Sigma A_{jw} / (b_c \cdot j')$ [b_c : 柱幅, j' : 梁の上下鋼材の重心間距離, ΣA_{jw} : j' 区間内の接合部せん断補強筋断面積の総和] ※5 σ_B : コンクリートの圧縮強度, E_c : コンクリートのヤング係数, σ_t : コンクリートの引張割裂強度, $m\sigma_B$: 目地モルタルの圧縮強度, $g\sigma_B$: グラウトの圧縮強度 ※6 BF type: 梁曲げ降伏先行型, JS type: 接合部せん断破壊先行型
□せん断スパン比: 梁 $a/D=3.0$ ($a=1260mm$), 柱 $a/D=2.2$ ($a=705mm$)

- *1 東京工業大学大学院修士課程 人間環境システム専攻 (正会員)
- *2 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)
- *3 東京工業大学 建築物理研究センター助教授 工博 (正会員)
- *4 東京工業大学大学院修士課程 人間環境システム専攻

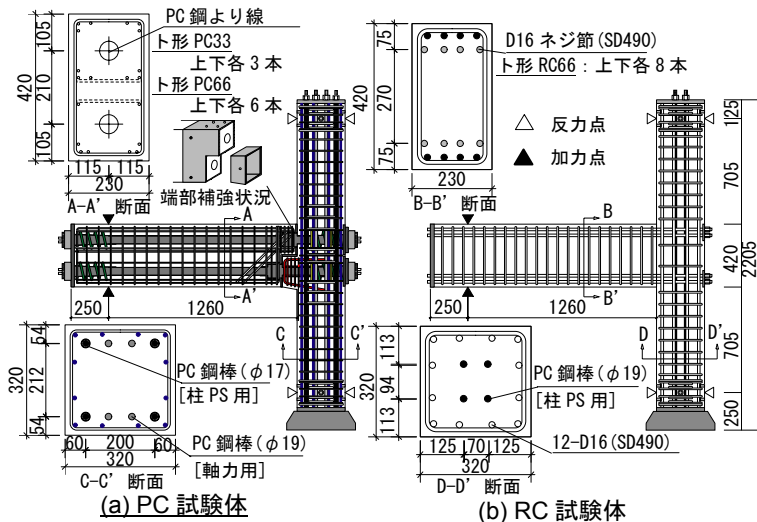


図-1 試験体配筋

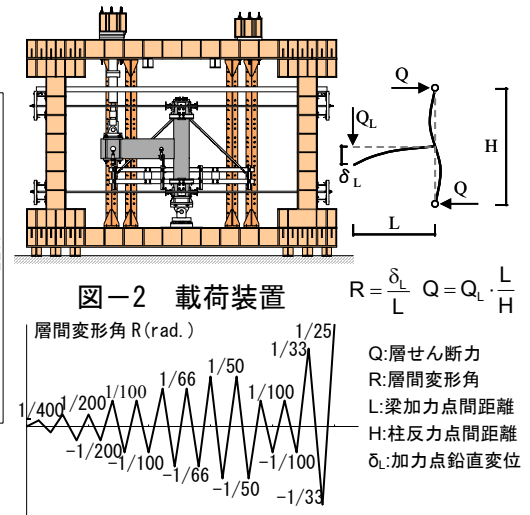


図-2 荷重装置

$$R = \frac{\delta_L}{L} \quad Q = Q_L \cdot \frac{L}{H}$$

Q:層せん断力
R:層間変形角
L:梁加力点間距離
H:柱反力点間距離
 δ_L :加力点鉛直変位

図-3 荷重サイクル

ケールを想定したト形部分架構を対象とし PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構試験体 2 体、比較用の RC ト形部分架構試験体 1 体の計 3 体について実験を行った。なお PC 試験体の接合部せん断耐力の算出には RC 造靱性保証型耐震設計指針¹⁾を用いて接合部せん断強度を算出することで決定した。以下に各試験体の詳細を示す。

[ト形 PC33-90] ト形 PC33-90 はト形架構の復元力特性および損傷制御効果を検証する試験体で、想定破壊モードを梁曲げ降伏先行型 (BF type) とし、柱コンクリート強度を 90N/mm^2 、PC 鋼より線の本数を通常の設計と同じ上下段各 3 本とした。

[ト形 PC66-50] ト形 PC66-50 はト形接合部せん断耐力を把握するため、想定破壊モードを接合部せん断破壊先行型 (JS type) とした。柱コンクリート強度を 50N/mm^2 とし、また PC 鋼より線を通常の設計より多い上下 6 本とすることで、接合部入力せん断力を大きくした。なおコーベル部および梁端部のコンクリートの圧壊による接合部入力せん断力の頭打ちを防ぐため、同箇所を鋼板で補強している。

[ト形 RC66-50] ト形 RC66-50 はト形 PC66-50 と接合部せん断耐力を比較するための試験体で想定破壊モードを接合部せん断破壊先行型 (JS type) とした。柱コンクリート強度をト形 PC66-50 と同じ 50N/mm^2 、梁主筋にネジ節異形鉄筋 D16 (SD490) を用い、上下段 8 本の 2 段配筋とし、ト形 PC66-50 と曲げ降伏耐力を同一とした。また接

合部内のコンクリート体積をト形 PC66-50 と同一とするため、梁主筋を外側定着させた。

2.2 緊張方法

PC 試験体の初期導入緊張力は、柱梁圧着用の PC 鋼より線は $0.5P_y (=78\text{kN/本})$ 、 P_y : 規格降伏耐力 (156kN) 目標とし、緊張力を導入し、柱プレストレス用は $4-\phi 17\text{PC}$ 鋼棒に 100kN/本 を導入した。また各試験体とも柱軸力としてアンボンド $\phi 19\text{PC}$ 鋼棒により計 370kN の圧縮力を躯体に与えた。梁せん断力が最大で 230kN かかるので、柱軸力は引張にはならないと想定した。

2.3 加力方法

図-2 に荷重装置を示す。支持機構は柱頭が PC 鋼棒によって水平力のみ抵抗し、柱脚がピンローラー支持となっている。ただし水平反力を支持している点ではピン支持となっている。加力制御は梁加力点での変位制御とし、図-3 に示す加力履歴による正負交番漸増繰返し荷重とした。

3. 実験結果および検討

3.1 破壊性状および変形性状

表-2 に実験結果、図-4 に層せん断力 Q —層間変形角 R 関係、図-5 に最大変形時 (層間変形角 $R=1/25\text{rad.}$) における破壊状況を示す。

[BF type] ト形 PC33-90 の初期の Q — R 関係は離間が始まるまでほぼ直線となり、関節部において PC 鋼より線の導入緊張力と同等の引張

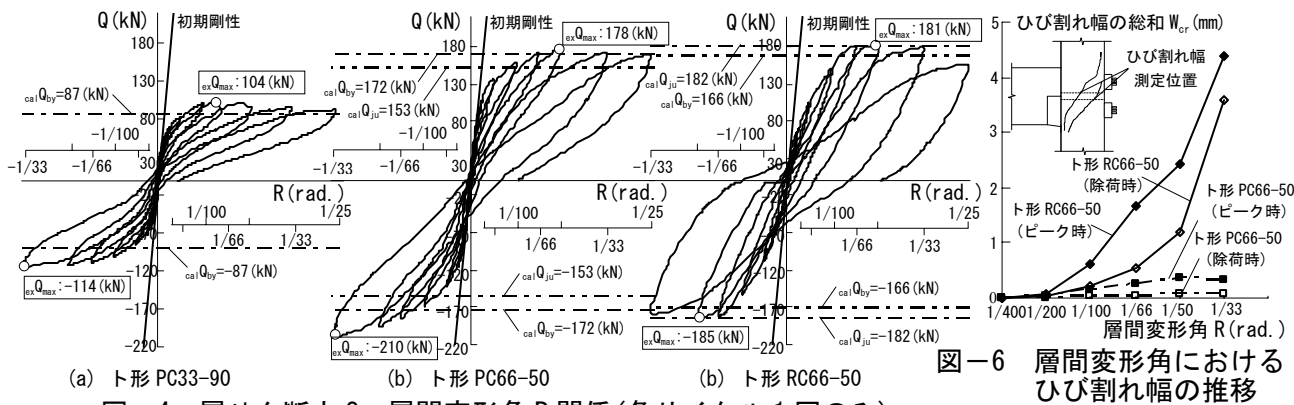


図-4 層せん断力Q-層間変形角R関係(各サイクル1回のみ)

図-6 層間変形角におけるひび割れ幅の推移

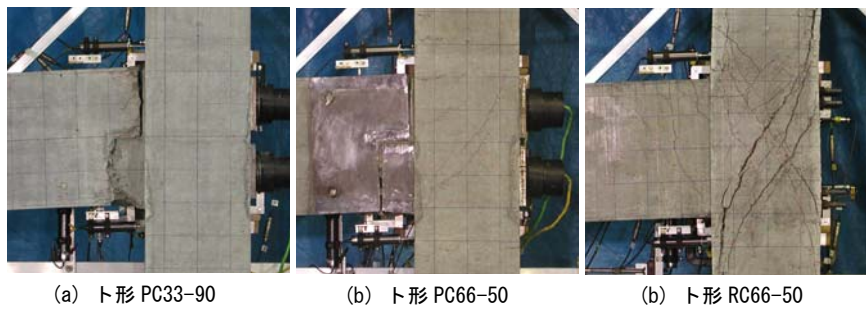


図-5 最終破壊状況(層間変形角 R=1/25rad.)

表-2 実験結果

No.	cal Q _{by} (kN)	cal Q _{BB} (kN)	cal Q _{JU} (kN)	ex Q _{max} (kN)	破壊 モード
1	87	93	203	114	BF
2	173	178	153	210	BF
3	166	-	182	185	JS

※ cal Q_{by}: 梁曲げ降伏時層せん断力計算値(曲げ略算式), cal Q_{BB}: 梁曲げ破壊強度時層せん断力(PC 規準)³⁾, cal Q_{JU}: 接合部せん断強度時層せん断力(RC 靱性指針)応力中心間距離は 7/8d と仮定, ex Q_{max}: 最大耐力時層せん断力実験値(絶対値), 破壊モード BF: 梁曲げ降伏, JS: 接合部せん断破壊

力が作用した時点で関節部が離間を開始した。その後は剛性が低下し、R=1/79rad.で PC 鋼より線の歪み度が弾性限界(PC 鋼より線の降伏耐力の 80%の点)に達し、Q=104kN で耐力が頭打ちになった。R=1/66rad.までは殆ど残留変形を生じず、その後も残留変形の最大値は 1/189rad.と非常に小さい、原点指向型の復元力特性であった。また R=1/25rad.においても接合部せん断ひび割れは見られなかった。

[JS type] 図-6 に JS type の接合部の各ループにおけるせん断ひび割れ幅のピーク時、および除荷時における総和 ΣW_{cr} の推移を示す。ト形 PC66-50 の初期の Q-R 関係はト形 PC33-90 と同様にほぼ直線となり、R=1/295rad.に接合部せん断ひび割れが発生し、その直後に目地部が離間し始めた。R=1/50rad.で PC 鋼より線が弾性限界に達し、最大せん断耐力(Q=178kN)を示した。その後、R=1/25rad.まで荷重をしたが、接合部せん断破壊には至らなかった。復元力特性は R=1/50rad.までは原点指向型の復元力特性を示し、その後は紡錘型の復元力特性となった。また 図-6 よりひび割れは除荷時には殆ど閉じていた。一方、ト形 RC66-50 は R=1/289rad.の時に接

合部せん断ひび割れが発生した。R=1/100rad.で梁曲げ降伏に達し、R=1/50rad.の時に最大層せん断力(Q=181kN)を示した。その後接合部せん断ひび割れが大きく口開き、梁曲げ降伏後、接合部せん断破壊に至った。PC 試験体と異なり、架構全体にひび割れが生じ、復元力特性は履歴幅の狭い紡錘型の復元力特性を示した。

以上より PC 試験体は関節部に損傷を制御でき、R=1/66rad までは残留変形が極めて小さい原点指向型の復元力特性であった。

3.2 関節部における回転性状

図-7 に関節部回転中心位置の推移、図-8 に関節部回転角が層間変形角に占める割合を示す。図-7 より PC 試験体の関節部回転中心は圧縮縁近傍に位置していることがわかる。また図-8 より層間変形角 R=1/100rad.以降では関節部回転角が層間変形角のほぼ 100%を占めていることがわかる。関節部回転角は引張側の PC 鋼より線の伸び出しによって生じていることから、架構の変形は PC 鋼より線の歪み度分布により評価できると考えられる。

3.3 歪み度分布

表-3 に数式一覧、図-9 に PC 鋼より線の歪み

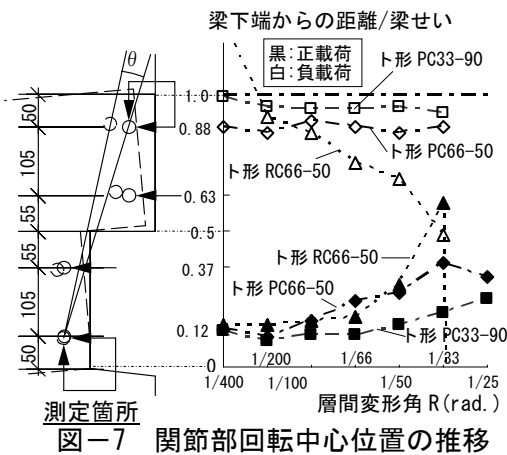


図-7 関節部回転中心位置の推移

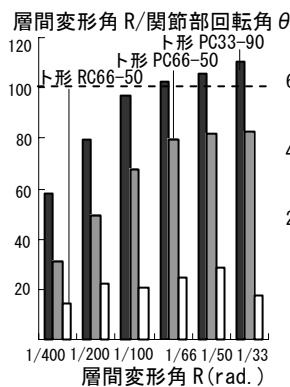


図-8 関節部回転角が層間変形角に占める割合

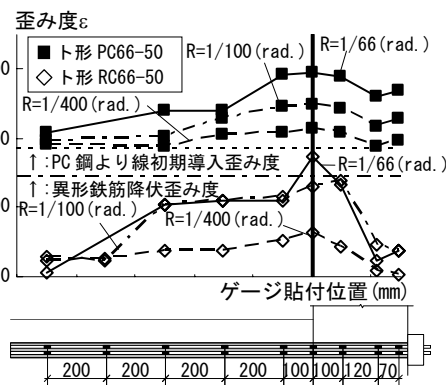


図-9 PC鋼より線の歪み度分布

度分布を示す。PC 鋼より線の歪み度の値は導入緊張力による歪み度と実験時増分歪み度を足し合わせたものを示している。図に示すように、PC 試験体では、歪み度分布が梁部分では緩やかな三角形分布に、接合部内では四角分布となり、全体で台形の分布であった。一方、RC 試験体は接合部内の歪み度の勾配が PC 試験体と比べ傾きが急激に減少しており、また式(1)より、PC 鋼より線の付着応力度は異形鉄筋と比べ小さいことが示された。

3.4 PC ト形部分架構における骨格曲線の提案

以上をふまえて PC ト形部分架構(BF type)における層せん断力 Q —層間変形角 R 関係のモデル化を提案する。骨格曲線は、第一折れ点は圧着部離間が生じる点、第二折れ点は引張側 PC 鋼より線の降伏する点としたトリリニア型とした。初期剛性は剛域を考慮して仮想仕事法によって算出した。関節部離間時の層せん断力 Q_1 は表中の式(2)によって表される。これは柱梁圧着面において引張側 PC 鋼より線と同等の引張力が作用するときの層せん断力を示している。引張側 PC 鋼より線の初期歪み度は実験開始直前に歪みゲージから得られた値 $\rho_{\epsilon ini} = 4416\mu$ を用いた。また、応力中心間距離 ($j = 295\text{mm}$) は圧縮側のコンクリートの応力度を考慮し、Popovics のコンクリートの応力度—歪み度関係を用い、断面解析により算出した。次に、骨格曲線の第二折れ点の層せん断力 Q_2 は引張側 PC 鋼より線が降伏歪み度 $\rho_{\epsilon y}$ に達する点として、式(2)における $\rho_{\epsilon ini}$ を $\rho_{\epsilon y}$ に置き換えることによって求める。 $\rho_{\epsilon y} = 2 \times \rho_{\epsilon ini} = 8832\mu$ である。第

表-3 数式一覧

$\tau = A_p \cdot E_p \cdot \Delta \epsilon_p / l_x / \psi$	(1)	$l_x = \Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_p / (\tau_b \cdot \psi)$	(5)
$Q_1 = \sum T \cdot j / h = \sum A_p \cdot E_p \cdot \rho_{\epsilon ini} \cdot j / h$	(2)	$\sum T = Q_b \cdot a / j$	(6)
$\theta = \delta / x$	(3)	$V_j = \sum T - Q_0$	(7)
$\delta = \Delta \epsilon_p \cdot (D_j + l_x / 2)$	(4)	$\tau_j = V_j / (\kappa \cdot \phi \cdot b_j \cdot D_j)$	(8)

A_p : PC 鋼より線の一つのあたりの断面積 (mm^2)、ヤング係数 (N/mm^2)、 ψ : PC 鋼より線の付着周長 (mm)、 $\rho_{\epsilon ini}$: 引張側 PC 鋼より線の初期導入歪み (μ)、 j : 応力中心間距離 (mm)、 x : 中立軸位置から引張側 PC 鋼より線までの距離 (mm) [簡便のため圧縮縁で回転すると仮定し、梁有効せいとした]、 δ : PC 鋼より線の抜け出し量、 $\Delta \epsilon_p$: 定着導入時から降伏歪みまでの増分歪み (μ) [$\Delta \epsilon_p = \rho_{\epsilon y} - \rho_{\epsilon ini}$]、 l_x : 付着長さ (mm)、 τ_b : PC 鋼より線とグラウト材の付着応力度 (N/mm^2)、 Q_b : 梁せん断力 (kN)、 a : 梁せん断スパン (mm)、 κ : 0.7、 ϕ : 0.85、 b_j : 接合部有効幅 (mm)、 D_j : 柱せい (mm)、 h : 柱高さ (mm)

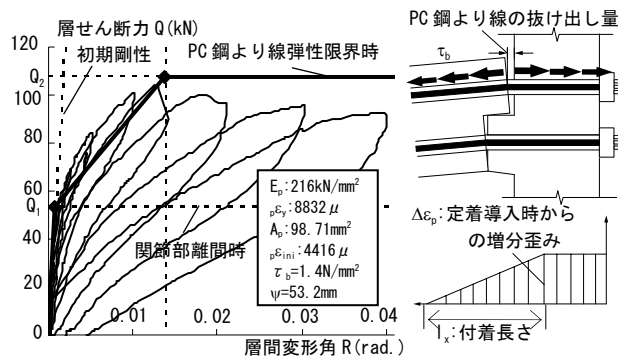


図-10 ト形 PC33-90 の骨格曲線

二折れ点の層間変形角は式(3)~式(5)によって求めた。 δ は PC 鋼より線の歪み度分布の積分値であると仮定し、3.3 節より図-10 のように台形分布でモデル化できることから、式(4)によって求めた。付着長さ l_x は式(5)で定義し、付着応力度 τ_b は $R = 1/66\text{rad}$. 時の PC 鋼より線の平均付着応力度より $\tau_b = 1.4 (\text{N}/\text{mm}^2)$ とした。

以上より求めた骨格曲線を図-10 に示す。実験結果と概ね適合性があることがわかる。

3.5 接合部せん断耐力

図-11 に接合部せん断耐力の計算値と実験値の比較を示す。実験値の接合部せん断応力度 τ_j は表-3 の式(6)~(8)を用いて算出した。なお接合

部せん断力は、図-12 に示す接合部での水平力の釣合いから、式(7)より算出した。また図中の計算値 $_{cal}F_j$ は靱性指針に示された接合部せん断強度基準値($_{cal}F_j=0.8\sigma_B^{0.7}$)により算出した。図-11 より PC 試験体の実験値は既往の評価式による最大せん断応力度を大きく上回り、実験値/計算値が 1.37 倍となった。これは PC 試験体における式(6)の応力中心間距離 j の評価が正確ではないなどの原因が考えられる。

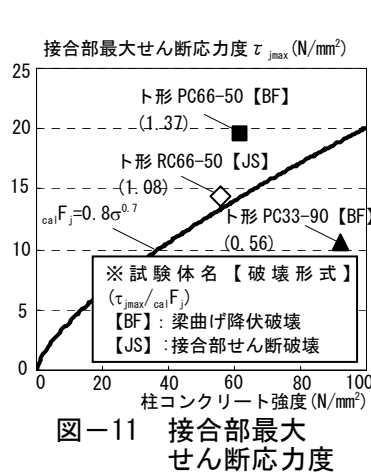


図-11 接合部最大せん断応力度

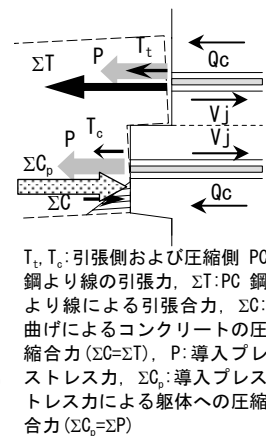


図-12 接合部での水平力の釣合い

4. 2次元有限要素法による解析

4.1 解析概要

接合部応力状態を解明するために、JS シリーズのト形 PC66-50 試験体、ト形 RC66-50 試験体について 2次元有限要素解析を行なった。解析には非線形有限要素解析ソフト”FINAL ver9.9”を用いた。解析モデルを図-13 に示す。部材寸法は試験体と同一とし、PC 試験体の解析モデルにおいて PCaPC の柱・梁部材のポストテンション後のグラウト注入する圧着接合は、PC 鋼より線に初期導入緊張力を与える際の接合要素のせん断剛性を 0 とし、PC 鋼より線への初期歪みを導入後に剛性を持たせることで表現した。また離間面には、梁コンクリートと目地モルタルの要素間に界面要素を挿入して圧着接合をモデル化した。解析は柱に軸力を導入した後に梁反曲点に鉛直方向の強制変位による単調荷重を行った。支持条件を図-13 に示す通りとした。

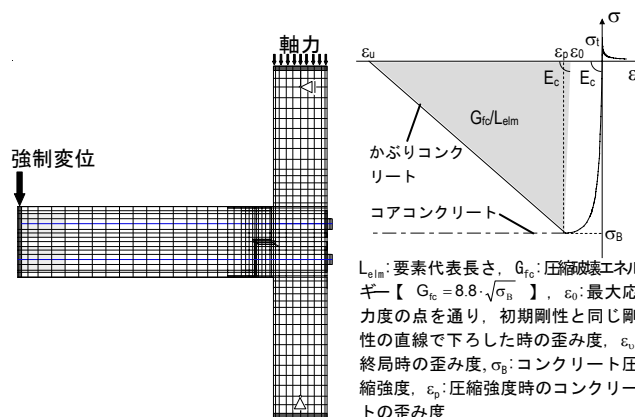


図-13 要素分割

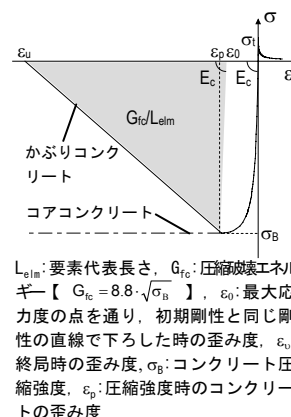


図-14 コンクリートのσ-ε関係のモデル

4.2 構成則

コンクリート及び端部に用いた鋼板には 4 節点平面応力要素を用い、必要な物性値は材料試験結果を用いた。図-14 に示すようにコンクリートのσ-ε関係において圧縮側の応力上昇域は修正 Armad⁴⁾モデルを用いた。下降域はせん断補強筋に囲まれているコアコンクリートは応力低下無しとし、かぶりコンクリートには中村ら⁵⁾の圧縮破壊エネルギー G_{fc} から定義した直線モデルを用いた。引張側応力上昇域は引張強度点まで弾性、下降域は出雲らの提案する tension stiffening 効果⁶⁾を表した式を用いた。破壊条件

には Kupfer らの 2 軸破壊基準を用いた。鉄筋には 2 節点トラス要素を使用し、PC 鋼より線のσ-ε関係は材料試験より得られたデータを多点折線で表現し、柱主筋・RC 試験体梁主筋はとした。せん断補強筋はコンクリート要素中に均したモデルとした。鉄筋とコンクリートの間の付着には 4 節点アイソパラメトリック接合要素を使用し、PC 鋼より線には最大付着応力度以降も付着力が劣化しない bi-linear とし、その他の鉄筋の付着には Elmorsi らのモデルを使用した。圧着接合面の界面要素は圧縮力に対して剛、引張力に対しては微小耐力到達後に剛性が 0 となるモデルとした。また圧着接合面の摩擦係数を 0.7 とし、圧着接合面への作用圧縮応力を考慮したせん断伝達特性をするモデルとした。

4.3 接合部内応力状態

図-15 にト形 RC66-50 試験体の解析結果における最大耐力時、同層せん断力が作用時のト形

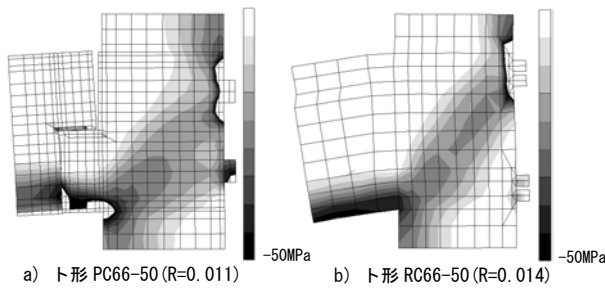


図-15 最小主応力度分布及び変形状態

PC66-50 試験体の接合部近傍の最小主応力度分布及び変形状態を示す。図に示すように RC 試験体の接合部では梁の圧縮側と引張側梁主筋を定着している鋼板を結ぶ、狭い対角状の主応力度分布が大きくなっている。一方ト形 PC 試験体では梁の圧縮側から PC 鋼より線を定着している引張側・圧縮側のアンカーに向かって広く分布している。これは PC 鋼より線と異形鉄筋の付着性状の違いのためと考えられる。図-16 に接合部内の最大せん断応力度分布を示す。RC 試験体のせん断応力度は、引張側の梁主筋定着鋼板から圧縮側コンクリートを結ぶ対角状に分布している。PC 試験体においては引張側 PC 鋼より線から圧縮側コンクリートを結ぶ対角状に分布する傾向は見られるが、下段 PC 鋼より線とコンクリートの圧縮縁の間の領域においてもせん断応力度が大きい傾向が見られた。図-17 に最大主歪み度分布を示す。PC 試験体では目地モルタルのみ極端に大きな引張歪みが生じ、接合部内ではプレストレス力による拘束の影響から、RC 試験体と比較して極めて小さい歪み度分布となっている。これらが実験で観察された接合部におけるひび割れ状態に対応していると考えられる。

5. まとめ

PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構実験を行い以下の知見を得た。

- 1) ト形架構においても関節部に弾性回転を生じさせ、損傷を制御することは可能である。そして、その復元力特性は原点指向型の非線形弾性の復元力特性であった。
- 2) PC 鋼より線の付着性状を把握することでト形部分架構の骨格曲線を得ることができる。

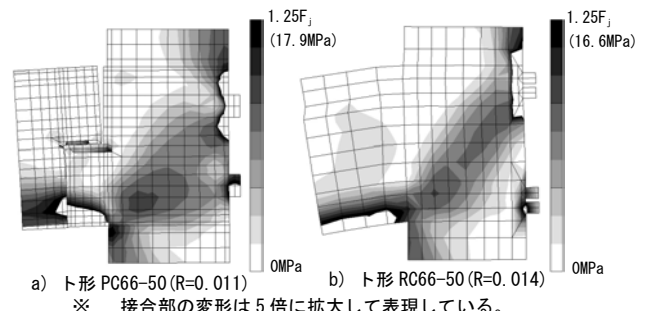


図-16 接合部内の最大せん断応力度分布

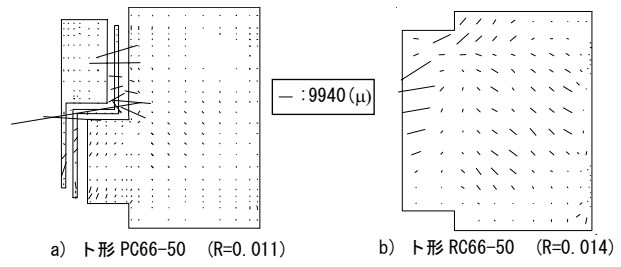


図-17 最大主歪み度分布

3) 接合部のせん断耐力を、靱性保証型耐震設計指針接合部せん断強度式を用いて評価した場合、安全側に評価できる。

4) PC 試験体の最小主応力分布は RC 試験体と比べコンクリートの圧縮側から定着側に向かって広く分布しており、また最大主歪み度分布は極めて小さいものであった。

付記

本研究は KTB 協会に設立された KTB 圧着技術研究所(所長:中野清司)の委員会:日本大学 秋山教授, 千葉大学 小谷俊介教授, 東北大学 山田大彦教授, 独立行政法人建築研究所 山之内泰之理事長, 東京建築研究所 町田重美社長, 東京理科大学 松崎育弘教授, 東京工業大学 和田章教授, KTB 協会 田邊恵三技師長のもとで行われたものである。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, AIJ, 1998.4
- 2) 坂田他:PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究,AIJ 構造系論文集,第 588 号,141-147,2005.2
- 3) プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説,AIJ,1998,11
- 4) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリート応力-歪み関係, AIJ 構造系論文集,第 474 号, pp163-170, 1995.8
- 5) Hikaru Nakamura, Takeshi Higai: Compressive Failure Energy and Failure Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp259-272, 1999.10
- 6) 出雲淳一ほか:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論分, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9