

論文 ハンチ筋を接合に用いる PCa-CFT 複合カルバートの耐荷・変形挙動

高橋 良輔*1・島 弘*2・松岡 智*3・水上 繁樹*4

要旨：側壁をプレキャスト（PCa）、頂版を矩形断面の CFT（Concrete Filled Tube）とし、ハンチ筋を接合面の引張補強筋として接合に用いる PCa-CFT 複合カルバートの正負交番載荷実験を行い、その耐荷・変形挙動を調べた。実験では RC 柱部材と同様にハンチ下端で側壁主筋が降伏し、塑性区間のかぶり剥落・主筋座屈で終局に至った。ハンチ下端の側壁断面を破壊断面とすると、コンクリート標準示方書の方法による降伏時のモーメント、回転角の計算値は概ね実験に一致する。終局時モーメントの計算結果は過大評価となり、終局時回転角の計算では、実験では全域が塑性区間となるハンチ部の変形を無視するために安全側に評価する。
キーワード：プレキャスト、CFT、カルバート、ハンチ筋、モーメント-回転角関係、正負交番載荷

1. はじめに

大型のプレキャスト（以下、PCa）カルバートは、運搬の制約等により一部を PCa 部材とする分割施工となる。この施工性をさらに向上させるため、矩形断面の CFT（Concrete Filled Tube）部材を頂版とする PCa-CFT 複合カルバート構造（以下、複合カルバート、図-1）を開発し、実用化への検討を進めている¹⁾²⁾。本構造は PCa 側壁上に角形鋼管床版橋として実用している角形鋼管³⁾を頂版として架設し、コンクリートを充填して結合する構造で、RC 頂版に比べ軽量となり、施工性の向上と死荷重の低減が期待できる。また、ハンチ筋を頂版と側壁の接合に利用することで、接合用に側壁主筋量を増加せず接合面での曲げ破壊防止を期待した構造である。

実物大接合部の正負交番載荷実験⁴⁾では、PCa 側壁の主筋のうち接合に不要な主筋を接合面近傍で半円フックにより定着すると、フックに沿ったひび割れにより隅角部の開き側と閉じ側で破壊断面が異なり、開き側の耐力が閉じ側に比べて大幅に減少した。PCa 側壁の全主筋を接合に用いて途中定着を無くすとハンチ下端が降伏断面となり開き側の耐力も増加する。しかし、頂版端部が鋼管に覆われておらず、閉じ側はハンチ下端からこの頂版端部にかけて生じるひび割れによって終局に至り、想定破壊モードとは異なった²⁾。これらはいずれも複雑な

破壊挙動を呈したが、これは半円フックによる途中定着や、CFT 頂版の端部のみが現場打ち RC であること等、その複雑な構造詳細に起因している。そこで本研究では、頂版を端部まで鋼管として完全な CFT 部材として複合カルバートの構造詳細を簡易化し、正負交番載荷実験を行って、その挙動を調べると共に設計に適用するための耐力および変位算定方法について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

今回実験を行った PCa-CFT 複合カルバート供試体の形状寸法を図-2 に示す。供試体は接合部を含む実寸大の L 型部材で、カルバートの軸方向寸法は CFT 頂版に用いる角形鋼管 1 本分の幅である。鋼管内に鉄筋は設けていない。側壁の全主筋とハンチ筋を頂版内にて機械式定着で定着し、頂版と側壁を結合した。破壊の進展によってハンチ筋が側壁側へ押し込まれ、ハンチに割裂ひび割れが生じるのを防ぐため¹⁾²⁾、ハンチ筋の曲げ部にはハンチ筋と直交するハンチ直交筋を設置した。供試体の製作と実験は、カルバート断面を床面と平行とするように寝かせた形で実施した。なお、特に断りのない限り、方向は図-2 の定義を用いる。

供試体の作製は、まず PCa 側壁を打設して蒸気養生を行い、次に角形鋼管を側壁に設置して主筋とハンチ筋端部に定着具を設置した後、鋼管内に打設した。鋼管上面に 675mm×100mm の打設口を 2 箇所、打設時に上面となる紙面手前側側の載荷端側に 1 箇所設け、同側面の主筋とハンチ筋位置には定着具設置作業と充填確認用の直径 50mm の孔を 6 箇所設けた。頂版と側壁の接合面には 30mm の隙間を設けて無収縮モルタルを充填した。材料諸元を表-1 に示す。全主筋とハンチ筋は縦リブが無

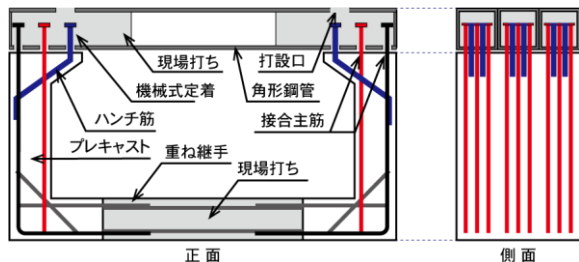


図-1 PCa - CFT 複合カルバート構造概略図

*1 北海学園大学 工学部教授 博（工）（正会員）

*2 高知工科大学 システム工学群教授 工博（正会員）

*3 共和コンクリート工業（株）技術顧問 博（工）（正会員）

*4 日鉄エンジニアリング（株）橋梁商品部マネージャー

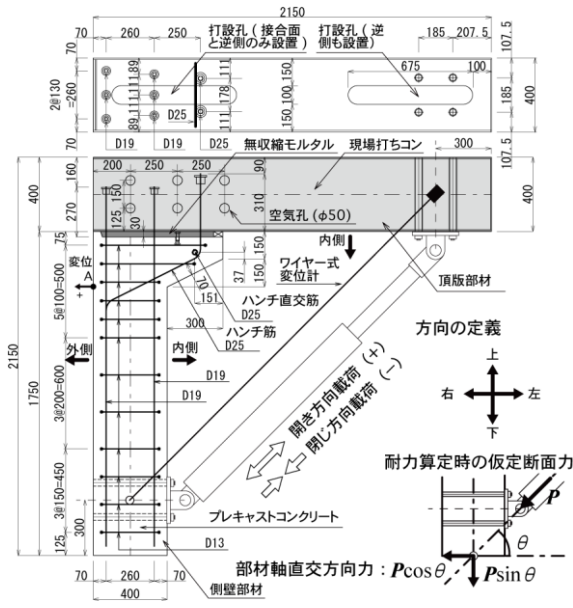


図-2 供試体形状寸法および荷重方法

く付着を妨げずにひずみゲージを貼付けできるネジふし鉄筋とした。機械式定着はナット端部に円形定着板が設けられた型で、定着強度がアンカー筋と同等であることが公的認定機関により認定されている。角形鋼管にはBCR295（降伏強度 332N/mm²、引張強さ 447N/mm²、ヤング係数 200kN/mm²）を用い、前述の打設孔に加え主筋とハンチ筋の貫通孔（φ80mm、6箇所）を設けた。

2.2 耐力の設計計算値

頂版、側壁およびそれらの接合面における降伏曲げ耐力と終局曲げ耐力の設計値を表-2に示す。頂版の鋼管の強度はBCR295の規格値、鉄筋の強度はSD345の規格値を用いた。コンクリートの設計基準強度は、PCa 側壁を 50N/mm²、CFT 頂版を 30N/mm²、無収縮モルタルを 60N/mm²とした。頂版の計算は打設孔による鋼管の断面欠損は無視し、側壁の計算はハンチ筋が無い断面のものである。終局曲げ耐力の計算は土木学会コンクリート標準示方書の仮定に従った。接合面は、接合面に接する側壁のRC断面に平面保持の仮定を用いて計算した。

側壁のせん断耐力は 362kN であり、せん断スパンを 1450mmとした時のモーメントは 525kN・m となり、終局曲げ耐力の 4 倍である。したがって、設計計算上は側壁が曲げ破壊することになる。

2.3 実験方法

図-2に荷重方法を示す。側壁と頂版の端部に鋼製ジグを介して油圧ジャッキをピンで接続し、L型供試体の開き方向（正）と閉じ方向（負）の交番荷重を行った。荷重は供試体を鋼床版上に寝かせた状態で実施し、床による摩擦拘束を防ぐため、供試体と鋼床版の間に2枚重ねのフッ素樹脂シートを敷設した。荷重履歴は、開き方向と閉じ方向での降伏変位を±δ_yとして、nδ_y（n=1, 2

表-1 材料諸元

鉄筋				コンクリート		
種類 (SD345)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	種類	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)
D13	394	570	185	PCa	70.5	33.6
D19	416	602	189	現場	54.4	29.0
D25	405	575	194			

表-2 設計計算値

	ひび割れ耐力 (kN・m)	降伏曲げ耐力 (kN・m)	終局曲げ耐力 (kN・m)
頂版	95.3	545	696
側壁	67.8	90.3	130
接合面(開き方向)	-	207	263
接合面(閉じ方向)	-	197	261

…)の変位振幅を3回ずつ与えた。降伏変位は、ハンチ下端の側壁主筋ひずみが降伏ひずみに達した時における各方向の荷重点間の変位で、閉じ方向は1回目の開き方向荷重による残留変位を差し引いた変位とした。

荷重点間の変位として、各荷重位置の断面高さ中央の2点間の変位をワイヤー式変位計で計測した。変位計は回転可能な治具により供試体に設置した。鉄筋ひずみは、側壁主筋、ハンチ筋、ハンチ直交筋で計測し、1箇所につき相対する2点のひずみを計測した。ひずみゲージは、付着に影響しないようにリブの無い面に貼り付けて防水処理もその面に収め、軸ひずみ計測値への曲げの影響を極力減らすようカルバート断面側に設置した。他に、側壁と頂版の変位分布と頂版外側の鋼管ひずみを計測した。

3. 実験結果

3.1 コンクリートの応力-ひずみ関係

本研究のボックスカルバートは側壁がPCaでコンクリートが高強度となる。耐力や変形の計算においてはコンクリートの応力-ひずみ関係が重要となる。ここでは、軟化域が高強度コンクリートにも適用できると言われるHognestad⁴⁾の式を用いることとし、実験結果に曲線が合うように圧縮強度時ひずみε₀を3620μに設定した。

3.2 ひび割れ性状

図-3に接合面から500mm程度の範囲のひび割れ状況を示す。+1δ_yでは、曲げひび割れの他に側壁内側と外側の主筋に沿ったひび割れがハンチ下端位置から発生する。このうち開き荷重で引張側となる内側の主筋に沿ったひび割れは、+2δ_yまでに接合面に達する。その後、+3δ_yでハンチ筋に沿った斜めのひび割れが、また-3δ_yで側壁内側のハンチ下端から側壁外側に至る斜めのひび割れが発生する。+5δ_yから外側主筋に沿ったひび割れが大きく開口し始め、+6δ_yの2回目でこのひび割れから圧縮縁側が側壁外側にはらみ出した。その後、図中、紫色で示したハンチ内の領域がカルバート断面となる紙面手前側にはらみ出し、+6δ_yの3回目がかぶりの剥落に至った。な

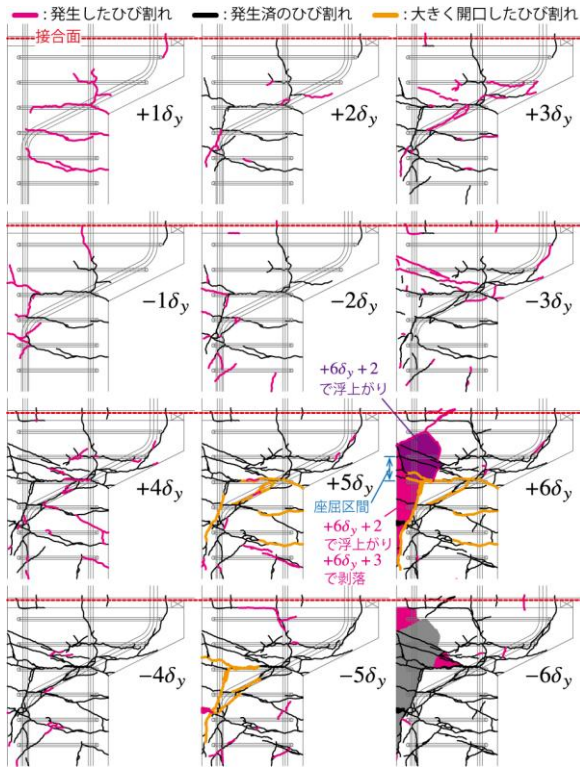


図-3 ひび割れ発生状況の推移

お、図-3 に示すように、外側主筋がハンチ下端とハンチ内のせん断補強筋の間で座屈を生じている事を目視で確認した。以上より、塑性区間はハンチ下端からハンチ内に至っていることがわかる。

3.3 荷重-変位関係

(1) 履歴曲線形状

対角荷重-対角変位関係の履歴曲線を図-4 に示す。ここでは開き方向の荷重と変位を正とした。開き方向の変位が 50mm (+6δ_y) の 3 回目のループで荷重が低下しているが、それまでは紡錘形の安定したループ形状となっている。開き方向と閉じ方向で荷重が異なるのは軸力の影響である。

(2) ハンチ筋の曲げ抵抗力に対する効果

ハンチ下端における側壁内側主筋のひずみとその主筋との交差部におけるハンチ筋のひずみとの関係を図-5 に示す。ハンチ筋のひずみは主筋軸方向ベクトルに対するハンチ筋方向成分となっていることが確認できた。このことから、ハンチ筋の曲げ抵抗力に対する効果は、ハンチ筋の引張力に sinθ を乗じた部材軸方向成分となる。すなわち、平面保持の仮定を用いた計算では、維ひずみからハンチ筋のひずみを算出して引張力を計算し、その引張力の部材軸方向成分を曲げに対する抵抗力とした。

(3) 降伏荷重

側壁の主筋が降伏する断面は、作用曲げモーメントと鉄筋降伏時断面抵抗モーメントとの大小関係で決まるが、本接合方法ではハンチおよびハンチ筋を設置するた

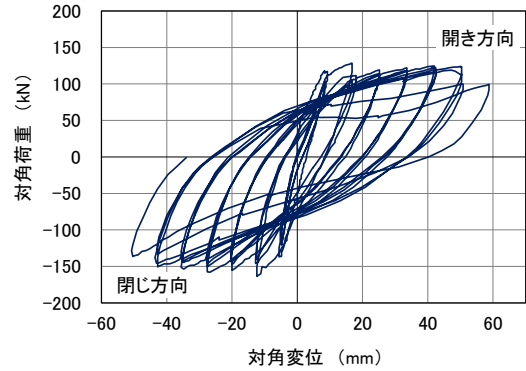


図-4 荷重-変位履歴曲線

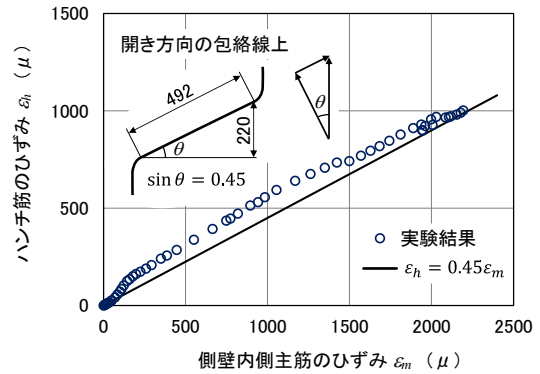


図-5 ハンチ筋による側壁の曲げに対する効果

めに、鉄筋が最初に降伏する断面の位置はハンチおよびハンチ筋の形状寸法によって異なる。側壁内側が引張となる開き方向では、ハンチ筋が引張力を負担するために降伏断面はハンチ下端よりも下方となる。

平面保持を仮定して求めた側壁の各位置の断面降伏モーメントにその位置の断面モーメントが達する時の荷重(降伏荷重)の計算結果を図-6 に示す。初期降伏断面はハンチ筋が外側主筋に達する点(ハンチ下端から 87mm 下)の少し上(ハンチ下端から 67mm 下)となり、降伏荷重の計算値は 99.5kN となった。一方、ハンチ下端が降伏する時の計算値は 105kN である。側壁外側が引張となる閉じ方向ではハンチ下端が降伏断面となり、降伏荷重の計算値は -118kN となった。

実験結果は、開き方向では荷重-変位曲線の勾配が低下する荷重は 118kN (変位 8.4mm) であり、計算結果よりも大きくなった。なお、この時点でハンチ下端のひずみは降伏ひずみに達していない。閉じ方向ではハンチ下端のひずみが降伏ひずみに達する時点と荷重-変位曲線の勾配が低下する時点が同じである。その時の荷重は -131kN (変位 -4.8mm) であり、閉じ方向でも実験結果は計算結果よりも大きくなった。

(4) 最大荷重

履歴曲線上の最大荷重は、図-4 に見られるように 2δ_y のループの 1 回目に現れた。これは、ボックスカルバートの壁のような断面高さに対してかぶり大きい場合に顕著となる⁵⁾。+2δ_y の 1 回目の荷重の実験値は 182

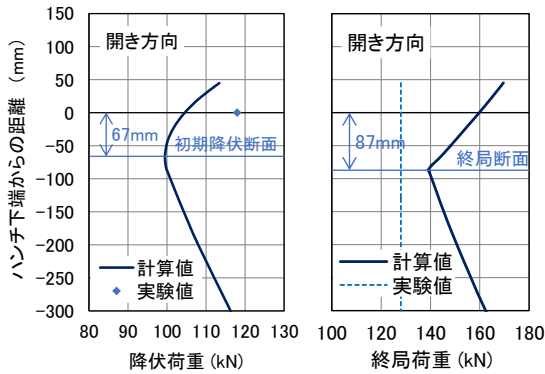


図-6 位置の違いによる降伏・終局荷重の変化

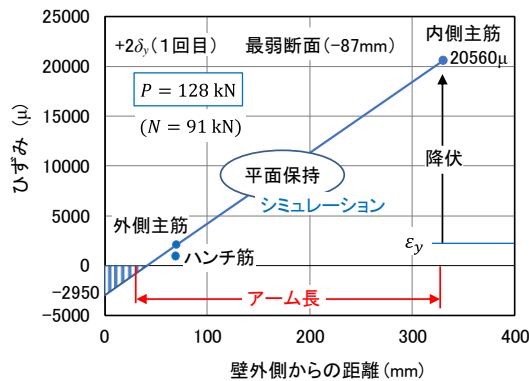


図-7 $+2\delta_y$ の1回目の断面内ひずみ分布仮定値とアーム長のシミュレーション結果

kN であり、その時の開き方向の終局時最弱断面（ハンチ下端から 87mm 下）における平面保持を仮定した断面内ひずみ分布の仮定を図-7 に示す。プロット点は各鉄筋ひずみの計算値である。この分布に基づき断面分割法により求めたコンクリートの圧縮合力位置は圧縮縁から 13mm である。なお、コンクリート応力-ひずみ関係は 3.1 の Hognestad 式によるものを、鉄筋の応力-ひずみ関係は加藤の鋼材の応力-ひずみ履歴モデル⁹⁾を用いた。軸力のため具体的な値の算定は困難だが、後述のように $+2\delta_y$ の2回目でアーム長がほぼ主鉄筋間距離だと考えると、そのモーメント差からアーム長は図中に示すように比較的有効高さに近いと考えられる。また、 $-2\delta_y$ の1回目においても、その最弱断面であるハンチ下端では外側主筋が大きく降伏している。一方、内側主筋のひずみは 177μ と引張側となり、圧縮合力位置は圧縮縁に近く、アーム長は正側と同様に有効高さに近いことを確認した。

$+2\delta_y$ の2回目のハンチ下端断面での鉄筋応力の実験結果を図-8 に示す。 $-2\delta_y$ の1回目で大きく降伏した外側主筋が 5100μ まで圧縮されている。加藤の鋼材の応力-ひずみ履歴モデル⁹⁾を用いた応力は -360N/mm^2 で、断面圧縮力の約 82% を外側主筋が負担しており、アーム長が1回目のループから短くなり抵抗モーメントが低下したと考えられる。 $-2\delta_y$ の2回目の荷重低下も同様である。

その後の荷重は、上述のアーム長が外側鉄筋と内側鉄

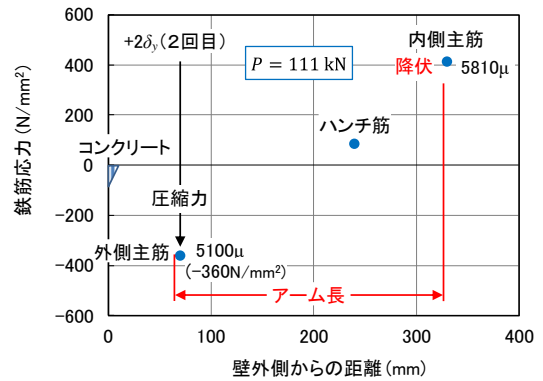


図-8 $+2\delta_y$ の2回目のハンチ下端における鉄筋応力

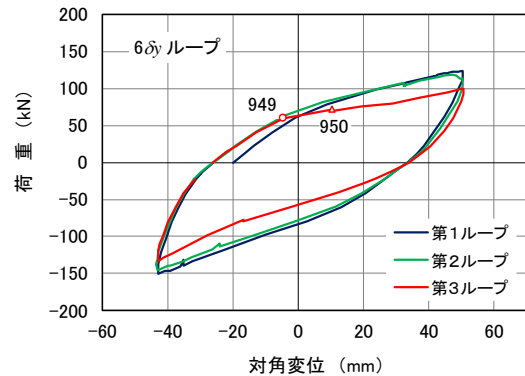


図-9 $6\delta_y$ の荷重-変位履歴ループ

筋との距離に近くなることから決まると考えられる。 $2\delta_y$ の2回目の後に荷重がやや大きくなっているが、これは変位の増加とともに鉄筋の応力がひずみ硬化域に至るからであると推察される。

Hognestad 式を用いた曲げ耐力は、図-6 に示すように、開き方向ではハンチ筋が外側鉄筋に達するハンチ下端より 87mm 下が最弱断面となり 139kN で、 $+2\delta_y$ の1回目の実験値 128kN よりも大きくなる。閉じ方向では、最弱断面はハンチ下端で、曲げ耐力は 174kN となり、 $-2\delta_y$ の1回目の実験値 164kN よりも大きい。なお、土木学会コンクリート標準示方書の高強度コンクリートに対応した曲げ耐力式では、開き方向で 126kN、閉じ方向で 161kN となり、Hognestad 式を用いたものよりも小さくなる。

(5) 破壊モードおよび終局変位の実験値

$5\delta_y$ までの荷重-変位履歴のループ形状は、図-4 に見られるように、繰り返しの影響は少なく安定している。しかし、 $6\delta_y$ のループ形状は、図-9 に見られるように、載荷ステップ 949 から 950 にかけて荷重の増加が小さくなり、それまでの履歴形状から離れ始め、変位が3回目の $6\delta_y$ にかけて荷重が大きく低下している。

このループにおけるハンチ下端の側壁外側側面（図-2 の A 点、側壁断面外側方向を正）の変位の変化を図-10 に示す。面変位は2回目の $+6\delta_y$ に向かう時から元に戻らなくなり、2回目の $+6\delta_y$ の直前で、本来であれば変位は負側に向かうところ、荷重の減少と共に変位が正方

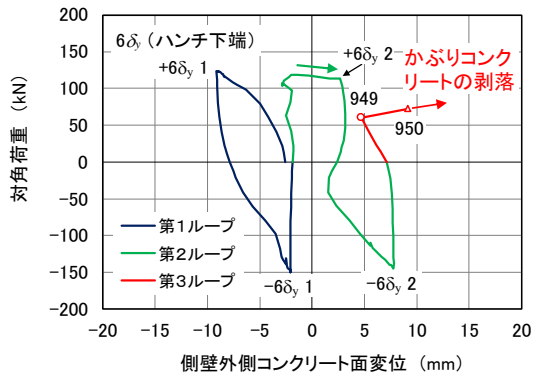


図-10 6δ_yのループにおける側壁外側側面の変位

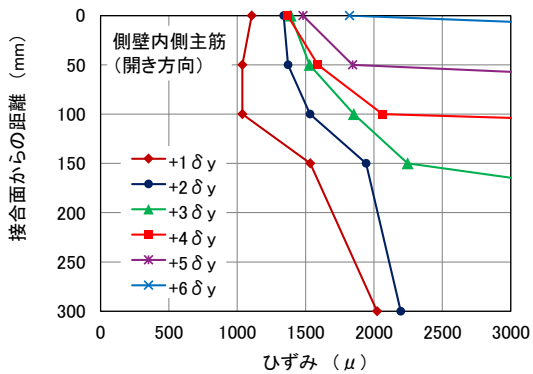


図-11 ハンチ部内の側壁外側主筋のひずみ分布

向に増加している。これは、かぶりコンクリートがはらみだしていることを示している。その後、図中に示す載荷ステップ 949 から 950 にかけて一気に増加しかぶりコンクリートが剥落した。

すなわち、圧縮側のかぶりコンクリートが剥落すると共に圧縮側の主筋が座屈して圧縮力を負担しなくなり、圧縮合力位置が圧縮側主筋よりもさらに内側となって耐力が大きく低下したものと考えられる。この事象が生じると、変位の繰り返しによって圧縮合力位置は内側に進行し、耐力が繰り返しとともに低下することになる。したがって、本実験では荷重が低下する載荷ループの直前の最大変位である+6δ_yを終局変位と判断する。

3.4 ハンチ部における塑性域の進展

ハンチ部における側壁外側主筋のひずみ分布の開き方向載荷時の履歴を図-11 に示す。接合面から 300mm 下のハンチ下端で+2δ_yの 2 回目の直前に降伏し、供試体の変形が進むと共に塑性域がハンチ下端から内部に進展している。+6δ_yではハンチ部のほぼ全域が塑性化している。

4. 側壁部材のモーメント-回転角関係の計算

4.1 構造モデル

頂版の剛域を格点からハンチ端までの 500mm、側壁の剛域を格点から部材接合面までの 200mm とする。この時、側壁部材のモーメントは接合面におけるもので、回転角は変位計測点におけるたわみ（対角変位の部材軸

表-3 断面抵抗モーメントおよび部材軸直角荷重

	降伏時		終局時	
	開き方向	閉じ方向	開き方向	閉じ方向
最弱位置 (mm)	-67	0	-87	0
モーメント (kN・m)	97.3	-121	134	-179
部材軸直角荷重 (kN)	70.4	-83.4	98.1	-123

直角方向成分) を変位計測点から接合面までの距離で除したものとした。また、部材の力学モデルは原点と部材降伏点、終局時点を直線で結ぶバイリニアモデルとする。

4.2 部材軸直角荷重

前章における最弱断面での降伏時の荷重および Hognestad 式を用いた曲げ耐力の計算結果を終局時荷重として用いる。断面抵抗モーメント、その時の部材軸直角荷重および材端モーメントは表-3 のようになる。

4.3 変位

(1) CFT 頂版

CFT 頂版は完全合成断面でコンクリートは全断面有効とし、コンクリートの初期ヤング係数を用いた。CFT 頂版の変位計測点でのたわみは、降伏時の開き方向で 0.37mm、閉じ方向で-0.44mm、終局時の開き方向で 0.52mm、閉じ方向で-0.65mm となった。

(2) 側壁部材降伏点変位

コンクリートのヤング係数には実測値を用い、曲げ剛性は引張剛性を無視したひび割れ断面のものを用いた。ハンチ部の影響を簡便に考慮するために、ハンチ部の剛域を部材接合面からハンチ高の 1/2 までとして側壁の剛域に加え、それ以外はハンチの無い断面部材として計算した。その結果、変位計測点でのたわみは開き方向で 5.5mm、閉じ方向で 6.6mm となった。なお、接合面の回転による付加変位は考慮していない。

(3) 側壁部材終局変位

ハンチ部以外の変形による部材変位として塑性ヒンジがハンチ下端の下に生じるとし、以下の土木学会コンクリート標準示方書の最大耐力点の塑性ヒンジ部の回転角 θ_{mp} の算定式を用いて、塑性ヒンジの曲げ変形による変位計測点のたわみを求めると 40.6mm となる。

$$\theta_{mp} = \frac{0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013}{0.79p_t + 0.153} \quad (1)$$

ここに、 k_{w0} ：帯鉄筋強度を考慮する係数であり、ここでは SD345 の 1.0、 p_w ：帯鉄筋比 (%) で 0.63、 p_t ：引張鉄筋比 (%) で 0.65、である。

さらに、塑性ヒンジから下の弾性変形によるたわみは開き方向で 3.0mm、閉じ方向で 3.7mm となった。

また、部材接合面の回転による変位として接合面からの鉄筋の伸び出し変位を考慮する。表-3 の終局時の部材軸直角荷重を用いて計算される接合面位置において、開き方向では終局時の引張側鉄筋となるハンチ筋のひず

表-4 材端モーメントおよび回転角

	降伏時		終局時	
	開き方向	閉じ方向	開き方向	閉じ方向
モーメント (kN・m)	123	-146	171	-215
回転角	0.00383	0.00454	0.0306	0.0309

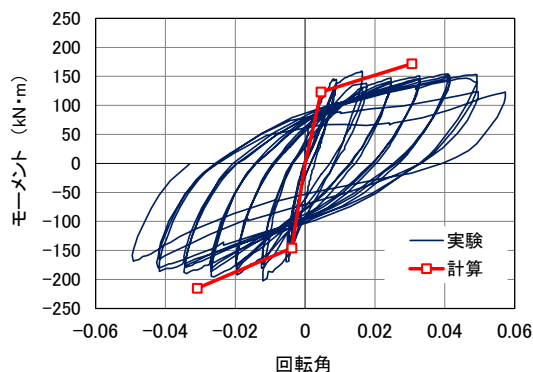


図-12 側壁部材のモーメント-回転角関係

みは 1570μ となり、閉じ方向では引張側鉄筋となる側壁外側主筋のひずみは 1535μ となる。これらのひずみを土木学会コンクリート標準示方書の定着鉄筋の伸び出し量算定式に代入すると、伸び出し量はハンチ筋が 0.27mm 、外側主筋で 0.20mm となる。接合面の回転角は、接合面の回転中心が圧縮縁と仮定して、伸び出し量を鉄筋から圧縮縁までの距離で除して求めた。計測点たわみは、回転角に変位計測点までの距離を乗じて、開き方向で 0.72mm 、閉じ方向で 0.50mm となる。

以上より、変位計測点でのたわみの合計は、開き方法で 44.3mm 、閉じ方向で 44.9mm となる。

4.4 モーメント-回転角関係

軸直角荷重に載荷点から剛域までの距離を乗じて求めた材端モーメント、およびそれぞれの変位計測点たわみを計測点から剛域までの距離で除して求めた回転角の計算値を表-4 に示す。

モーメント-回転角関係の実験値と計算値を図-12 に示す。実験の回転角には CFT 頂版の変形も含まれるが、その変位は極めて小さいので無視した。材端モーメントは、降伏時では計算値と実験値がほぼ一致しているが、終局時では実験値が計算値よりも小さくなっている。このことは、前章で述べたように、カルバートの側壁のような有効高さに対してかぶりが相対的に大きい断面では終局時のアーム長が計算よりも短くなるという検討結果と一致している。回転角の大きさは、当然のことながら、設計においてハンチ部の変形を無視した場合、エネルギー吸収量を確保する観点では安全側となることが分かる。壁部材の終局荷重とハンチ部の変形については今後の検討課題としたい。

5. 結論

本研究で明らかとなったことを以下にまとめる。

- (1) ハンチ下端近傍におけるハンチ筋のひずみは主筋軸方向ベクトルに対するハンチ筋方向成分となっていることが確認できた。
- (2) 側壁部材で最初に主筋が降伏するのは、閉じ方向ではハンチ下端であるが、開き方向ではハンチ筋の影響でハンチ下端よりも下方の断面となる。
- (3) 有効高さに対してかぶりが相対的に大きい壁部材では、 $2\delta_y$ の 1 回目のループで最大荷重となり、それ以降はアーム長が短くなって荷重は小さくなる。
- (4) 壁部材においても圧縮側のかぶりコンクリートが剥落するとともに圧縮側の主筋が座屈することで終局状態となることが確認できた。
- (5) 終局時はハンチ部のほぼ全域が塑性化していることがハンチ部内の主筋のひずみ分布から分かった。
- (6) 側壁部材のモーメント-回転角関係の計算において、ハンチ部の変形を無視し、塑性ヒンジ部の変形として土木学会コンクリート標準示方書の最大耐荷力点の塑性ヒンジ部の回転角の式を用いることで終局時の回転角を、エネルギー吸収能力を確保する観点では安全側に評価できる。

参考文献

- 1) 高橋良輔, 島弘, 松岡智, 水上繁樹: 途中定着を有する PCa-CFT 複合カルバートの接合部挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.715-720, July.2022
- 2) 高橋良輔, 島弘, 松岡智, 水上繁樹: ハンチに直交筋を有する PCa-CFT 複合カルバートの接合部挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, pp.709-714, July.2023
- 3) 高木優任, 上醉尾義明, 篠原義則, 古木善直, 川村修, 荻野謙一: 小沢田橋の設計・施工-角形鋼管を用いた新形式床版橋-, 橋梁と基礎, Vol.39, No.9, pp.14-21, Sep.2005
- 4) Hognestad E., N.W.Hanson and McHenry D.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, Vol.52, No.12, pp.455-480, Dec.1955
- 5) 田頭颯樹, 中村慎, 牧剛史: かぶりが大きい RC 柱の正負交番荷重試験, 土木学会第 71 回年次学術講演概要集, V-194, pp.387-388, Sep. 2017
- 6) 加藤 勉, 秋山 宏, 山内泰之: 鋼材の応力-ひずみ履歴曲線に関する実験則, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973 年 10 月
- 7) 伊藤圭一, 島弘: 繰返し荷重を受ける RC 橋脚における耐力の低下に関する解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.275-280, Jul.1989