報告 カップラー接合具で連結したプレキャストコンクリート逆T型 擁壁の力学的挙動

森末 美紀子*1·長友 克寬*2·松山 哲也*3·下村 誠一*4

要旨:本報告では,まず,カップラー接合具によって鉛直壁下部を連結したプレキャスト コンクリート製逆T型擁壁の曲げ試験を実施し,その鉛直壁の曲げ耐力およびせん断耐力 が土木学会コンクリート標準示方書の規定式に基づく計算値以上であることを確認した。

次に,実験結果との比較を通して,接合具締め付け時,曲げひび割れ発生前および発生 後の3つの段階における鉄筋およびコンクリートの応力度の評価方法について考察した。 キーワード:プレキャストコンクリート,逆T型擁壁,カップラー接合具,設計法

1. はじめに

プレキャストコンクリート(以下PCaと略 記)製逆T型擁壁は,製作,運搬,設置という 施工上の制約から,その大半が高さが3m程度 以下の小型のものに限定されているのが現状で ある。もし,高さが4mを超える比較的大型の 擁壁のPCa化が容易に可能になれば,品質管 理の大幅な改善に加えて,施工時の工期短縮, 省力化,廃材の減量化,そしてこれらに伴うコ ストの低減が実現できる。

擁壁のPCa化に際して特に要となるのは, その接合方法である。何故ならば,擁壁の製作 および施工上,接合面は鉛直壁基部に近い位置 となるが,この接合面には非常に大きな曲げ モーメントとせん断力の両方が作用するためで ある。接合方法には,その簡便性に加えて,接 合面での確実な強度確保が求められることにな るのである。

このような状況の中で,近年,PCa部材の 接合方法として鋳鉄製カップラー接合具を用い た方法が開発され注目されている。この接合具 を用いたRCはりの実験によれば,一体型のは りと同等の曲げ耐力およびせん断耐力を得られ ることが確認されている¹⁾。 本報告は、鉛直壁下部の連結にこのカップ ラー接合具を採用した実物大のPCa擁壁を対 象とし、(1)その製作方法について種々の確 認・検討を加えること、(2)曲げ破壊試験を 行い、接合面を含めた鉛直壁の力学的性状を明 らかにすること、および(3)実験結果に基づ き鉛直壁の合理的設計方法を確立すること、の 3つを主目的として実施したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体の作製方法

試験体の形状・寸法を図-1に示す。試験体 は、高さ 4000 mm、底版幅 3500 mm、奥行き 1000 mmのPCa製逆T型擁壁である。

試験体は、高さ406 mm の鉛直壁部分をもつ 底版と、残りの鉛直壁部分とを別々に作製し、 コンクリート材令2週間にてカップラー接合具 (以下,接合具と略記)によって連結すること により組み立てた。接合面の形状を図-2に示 す。接合面のせん断耐力を確保するため、面に は1液性接着剤を塗布することに加えて、中央 部に幅 198 mm のせん断キーを設けるとともに 径32 mm のジョイントピンを3個配置した。さ らに、アンカー筋をスターラップで拘束した。

*1 高松工業高等専門学校専攻科 建設工学専攻 (正会員)
*2 高松工業高等専門学校 建設環境工学科 博士(工学)(正会員)
*3 日本興業(株) 開発部 (正会員)

*4 日本興業(株) 開発部



アンカー筋

せん断キー ジョイントピン 図ー 2 接合面(単位 mm)

なお,接着剤およびせん断キーには,接合面で の止水の役割も兼ねさせている。

接合具の概要を図-3に示す。接合具は,鉛 直壁前面に1カ所,背面に3カ所の計4カ所に 配置し,トルクレンチを用いて550N·mのトル クを導入した。トルクは,200,400,550N·m の3段階に分け,各段階毎にそれぞれのカップ ラーを締め付けた後,最終的に外付けロック ナットによって固定した。ナットの締め付け終 了後,無収縮早強モルタルを接合具周囲のコン クリート切り欠き部(以下,ポケットと略記) に充填し,その翌日に試験を実施した。

使用した鋼材およびコンクリートの力学特性 をそれぞれ表-1および表-2に示す。

2.2 載荷·測定方法

試験体は2体作製し,鉛直壁の基部からそれ

接合具雌ねじ部 接合具雄ねじ部 図ー 3 接合具

表-1	使用鋼材の性質
-----	---------

アンカー筋

使用鋼材	公称断面積 As (mm ²)	降伏強度 fy (MPa)	引張強さ fu (MPa)	弾性係数 Es (GPa)
主鉄筋 SD295A-D16	198.6	363.5	535.1	202.3
アンカー筋 SD295A-D25	506.7	328.0	526.1	195.6
カップラー 接合具	872.6	370.0		98.0

表-2 使用コンクリートの性質

試験体名	圧縮強度 fc'(MPa)	弾性係数 Ec(GPa)		
W12	36.8	22.6		
W16	44.6	25.0		

ぞれ高さ1200mm および 1600mm の位置に水平 力を加え,曲げせん断挙動を観察した。以下で は,この水平荷重の作用位置に対応させて,両 試験体をそれぞれW12およびW16と記す。な お,試験体W16は,鉛直壁のさらに高い擁壁を



想定したものである。試験体の水平変位は前方 底版前面に山形鋼を配置することにより,回転 は後方底版をH型鋼と4本の鋼棒とで鉛直方向 に締め付けることによってそれぞれ拘束した。

主な測定事項は,鉛直壁前面の水平変位とコ ンクリート圧縮歪み,鉛直壁基部側面の回転 角,鉛直壁背面のひび割れ幅とコンクリート歪 み,そしてアンカー筋,重ね鉄筋および中間鉄 筋の歪みである。

3. 実験結果の概要

3.1 ひび割れ状況

図-4に試験体W16の破壊時におけるひび割 れ状況を示す。まず,荷重P=66 kN付近で鉛 直壁基部に水平方向の曲げひび割れが発生し, それが壁幅全体に貫通後,接合面にひび割れが 発生した。その後,ポケット部上面を連ねるひ び割れおよび後方底版基部での鉛直方向へのひ び割れが発生した。鉛直壁の水平ひび割れは上 記の3本に限定された。最終的に,鉛直壁と底 版との接合部に斜めひび割れが進展した。

試験体の最大荷重は、2体とも後方底版基部 の曲げ引張破壊によって決まった。従って、鉛 直壁基部の曲げ耐力およびせん断耐力の実験値 は不明であったが、例えばW12では336.6kN・m および280.5kN以上であり、コンクリート示方 書規定式による計算耐力223.3kN・mおよび 245.1kNを上回り安全側となった。接合面のせ ん断耐力は、解析的な評価が難しいが、示方書 のせん断補強筋をもたないRCはりに対する計 算耐力以上を有することを実験的に確認した。

3.2 変形挙動

図-5に荷重P-載荷点水平変位δp 関係を 示す。P≒150kN付近での接合部のひび割れ発



生を契機として変形剛性は小さくなったが,急 激な荷重低下は生じずに大変形域に至った。

図-6に試験体W16について,ひび割れ発生 前のP=50 kN時およびひび割れ発生後のP= 150 kN時における鉛直壁前面の水平変位分布を 示す。変位は,接合面より上部で急激に増加し た。また,接着剤層の大きな圧縮変形に伴い連 結された上部鉛直壁部分が回転し,上部鉛直壁 の接合部下面の方が下部鉛直壁の接合部上面よ りも後方に入り込み,変位は不連続となった。

4. 接合具締め付け時の鉛直壁の力学性状

4.1 アンカー筋応力度分布

位置 x におけるコンクリート中の鉄筋のすべ り S x は, コンクリート歪み ϵ cx を小さいもの として無視すると, 次式で表される。

$$\frac{\mathrm{dSx}}{\mathrm{dx}} = \mathcal{E}\mathrm{sx} - \mathcal{E}\mathrm{cx} \approx \mathcal{E}\mathrm{sx} = \frac{\sigma\mathrm{sx}}{\mathrm{Es}} \tag{1}$$

鉄筋応力度 σ sx と付着応力度 τ x との関係式 は,鉄筋の弾性係数をEs,周長を ϕ ,断面積を As,直径をDとすると,

$$\frac{\mathrm{d}\sigma_{\mathrm{Sx}}}{\mathrm{dx}} = \frac{\phi}{\mathrm{As}} \cdot \tau_{\mathrm{X}} = \frac{4}{\mathrm{D}} \cdot \tau_{\mathrm{X}} \tag{2}$$

式(1)と式(2)より付着の基礎微分方程式が次のように導かれる。

$$\frac{d^2Sx}{dx^2} = \frac{4}{Es \cdot D} \cdot \tau x \tag{3}$$

いま,任意の位置 x における rx とSx との 関係が次式で表されるものと仮定する。

$$\tau \mathbf{x} = \mathbf{k}_{\mathbf{b}} \cdot \mathbf{S} \mathbf{x} \tag{4}$$

$$\frac{\mathrm{dSx}}{\mathrm{dx}} = \frac{\sigma_{\mathrm{Sx}}}{\mathrm{Es}} = \alpha \cdot (\mathrm{A}e^{\alpha x} - \mathrm{B}e^{-\alpha x}) \tag{5}$$

$$Sx = Ae^{\alpha x} + Be^{-\alpha x}$$
 (6)

ここに,A,B:未知の積分定数,そして

$$\alpha = \sqrt{\frac{4 \cdot k_{\rm b}}{\rm Es \cdot D}} \tag{7}$$

次に,接合面よりも上側および下側のアン カー筋に対して,それぞれ x = 0の位置を端 部切断位置および折曲げ位置として,以下の境 界条件を仮定する。

$$\mathbf{x} = 0$$
 : $\boldsymbol{\sigma}_{so} = 0$, $\mathbf{x} = l$: $\boldsymbol{\sigma}_{sl} = \boldsymbol{\sigma}_{sl}$ (8)

$$\mathbf{x} = 0$$
 : So ≈ 0 , $\mathbf{x} = l$: $\boldsymbol{\sigma} \mathbf{s} l = \boldsymbol{\sigma} \mathbf{s} l$ (9)

この条件のもとで積分定数 A, B を求めると, 式(8), 式(9)に対してそれぞれ次式を得る。

$$Sx = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{D}{\text{Es-kb}}} \frac{e^{\alpha x} - e^{-\alpha x}}{e^{\alpha l} - e^{-\alpha l}} \sigma_{Sl}$$
(10)

$$Sx = \frac{e^{\alpha l} \cdot (e^{\alpha x} - e^{-\alpha x})}{Es \cdot \alpha \cdot (1 + e^{2\alpha l})} \cdot \sigma s l$$
(11)

著者等²⁾は、鉄筋周囲のコンクリートかぶり が大きく割裂ひび割れの発生しない場合の1/3 付着強度時における無次元化付着応力 τ ni と無 次元化すべり Sni について、位置 X に依存しな い次の実験式を提案している。

$$\tau_{\text{ni}} = \frac{\tau_{\text{x}}}{\sqrt{\text{fc'}}} = \frac{1}{3} \cdot \left\{ 0.51 \cdot \left(\frac{\text{C}}{\text{D}} - 2.5\right) + 1.38 \right\} (12)$$

$$Sni = \frac{Sx}{D} = 0.0035 \frac{C}{D}, \quad C : n : n : (13)$$

式(4), (12), (13)より,初期すべり剛性kb=13.9



N/m³ (W12) および 15.3 N/m³ (W16) を得る。

一方,藤井等³⁾は、付着割裂破壊時の r - S 関係の中で kb = 98.1 N/m³を提案している。

図-7は、この2つの初期すべり剛性kbを用 い、接合面の上側および下側のアンカー筋の引 張応力度分布を計算し、実験値と比較したもの である。積分定数A、Bの決定に際しては、osl として接合面に最も近い歪みゲージの読みより 実験的に求めた応力度を与えた。実験における アンカー筋の引張応力度分布は、2種類の剛性 kb を用いた計算値の中間にあり、式(12)~(13) で求められるkbを用いることにより、安全側で かつ良好な推定が可能であると考えられる。

4.2 重ね鉄筋,中間鉄筋およびコンク リートの応力度分布

接合具締め付け時の重ね鉄筋および中間鉄筋 の圧縮応力度は、両者とも接合面近傍で約 3.5 MPaであり、上側アンカー筋については端部 に、下側アンカー筋については折り曲げ位置に 向かうに従ってほぼ直線的にゼロに近づいた。 一方,接合面上・下部位置でのコンクリート 圧縮応力度の実験値は、鉛直壁前面と背面とで 大きな差は無く、その平均値は約 1.3 MPa で あった。弾性理論による評価を試みたところ、 鉛直壁前面におけるコンクリート圧縮応力度の

これらの応力度の解析的評価については,今 後の検討課題である。

計算値がかなり小さなものになった。

5. ひび割れ発生前の鉛直壁の力学性状

5.1 鉄筋の応力度増分分布

以下では議論を簡明にするため、水平荷重に よる応力度の増分量のみを扱う。本章では、ひ び割れ発生前の荷重 P=50 kN 時を対象とする。

図-8はアンカー筋の引張応力度増分の実験 値と計算値との比較を示している。計算値は, 無ひび割れ断面にアンカー筋のみを配置した場 合と全鉄筋を配置した場合の2つの場合につい て,弾性理論に基づいて求めた。同図より,実 験値は後者の計算値にほぼ一致している。

図-9は重ね鉄筋の引張応力度増分の実験値 と計算値との比較を示している。アンカー筋か ら引張応力度が伝達されることによって,接合 面から離れた位置の重ね鉄筋の応力度は計算値 よりも若干危険側になっている。それに対応し て,アンカー筋の応力度の方は,図-8に見ら れるように計算値よりも安全側になっている。

なお,アンカー筋の間に配置した中間鉄筋の 応力度増分については,その大きさ,分布形状 ともに重ね鉄筋とほぼ同じであった。

重ね鉄筋,中間鉄筋ともに接合面で切断され ているにも関わらず,接合面から200mm 程度 の定着域を除外すれば,鉛直壁全体にわたって アンカー筋とほぼ同等の引張力負担をしてお り,効率的な設計法確立の面から注目される。

5.2 コンクリートの応力度増分分布

図-10は鉛直壁前面におけるコンクリート の圧縮応力度増分の実験値と計算値との比較を 示している。鉛直壁上部では両者はほぽ一致し ているが,接合面に近づくにつれて計算値に比 べて実験値は大きな値を示す。接合面から離れ ると実験値は再び計算値に近づく。

6. ひび割れ発生後の鉛直壁の力学性状

6.1 鉄筋およびコンクリートの応力度 増分分布

本章では、ひび割れ発生後のP=150kN時を 対象として議論を行う。図-11はアンカー筋 の引張応力度増分の実験値と計算値との比較を 示している。計算値は、全鉄筋を配置した無ひ び割れ断面とひび割れ断面の2つの場合につい て、弾性理論に基づき求めた。ポケット部より も上部での実験値は、無ひび割れ断面に対する 計算値と良く一致し、下部に行くに従ってひび 割れ断面に対する計算値に近づく。これは、 3.1のひび割れの発生状況に対応している。



一方,重ね鉄筋および中間鉄筋の引張応力度 増分は,ひび割れ発生前と同様その大きさ,分 布形状ともにアンカー筋とほぼ同じであった。

以上より,アンカー筋は単なる連結材として ではなく主鉄筋として機能すること,接合面で 切断されている重ね鉄筋および中間鉄筋は,接 合面近傍 200 mm 程度の定着域を除外すれば, 近似的に連続鉄筋とした評価が可能であるこ と,その際の応力度算定にはひび割れ断面を用 いると安全側の評価となること,が分かった。

図-12はコンクリートの圧縮応力度増分の 実験値と計算値との比較を示している。鉄筋の 場合と同様に,ポケット部よりも上部での実験 値は無ひび割れ断面の計算値と良く一致し,こ れよりも下部に行くに従ってひび割れ断面の計 算値に近づく。接合面近傍域で局部的に応力度 が大きくなっているのは,接合面ではたわみ角 が不連続な角折れの変形状態となり,応力度が 集中するためである。設計においては,接合面 近傍のコンクリート応力度に対する安全係数を 若干大きめに取る必要があると考えられる。

6.2 変位

いま,鉛直壁基部,接合面およびポケット上 面の3断面におけるアンカー筋のすべりSi(i=1 ~3)を式(10)および式(11)を用いて評価し,こ れを各断面の内力アーム長 zi = di/1.15で除し たものを各断面の回転角 θ i と近似する。そし て,ひび割れ後の変位 δ hを,弾性変形量にこの θ i による付加変形量を加えた値で評価する。 計算結果を図-6中に▲印の点線で示すが,計 算値は実験値と良く一致した。その際の接合面 のひび割れ幅も,計算値が 0.13mmに対して実 験値が0.15 mmとなり,両者はほぼ一致した。

7. 結論

本報告では,カップラー接合具で連結した P Ca製逆 T型擁壁の曲げ試験を実施した。

得られた結果を以下に要約する。

(1) 鉛直壁基部および接合面の曲げ耐力およ



びせん断耐力の実験値は,土木学会コンク リート標準示方書の規定式より算定される 計算値を上回ることが確認できた。

(2)接合具締め付け時,曲げひび割れ発生前 および発生後における鉄筋およびコンクリ ートの応力度について,安全側の評価を得 るための算定方法について検討した。

参考文献

- 1) 栖原健太郎ほか:鋳鉄製カップラーで接合 したRCはりの力学的性状,コンクリート 工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 637-642, 1998
- 2)長友克寛:異形鉄筋とコンクリート間の付着特性とそのモデル化に関する基礎的研究:豊橋技術科学大学学位論文,1994.3
- 3)藤井 栄ほか:割裂付着破壊時の局部付着 応力-すべり曲線,日建築学会大会学術講 演梗概集,pp. 1723 - 1724, 1980.9

-894-