

住友金属工業 正員 井上 肇

住友金属工業 正員 山川 純雄

住友金属工業 正員 ○三好 博嗣

1 ま え が き

海中・護岸構造物における鋼管柱と鋼管杭の継手構造の1型式として柱と杭をオーバーラップさせ、そのすき間にコンクリートを充填した継手が考えられる。この継手部には構造物の自重・上部載荷荷重・波力・風力・土圧などの外力により圧縮力・引張力・曲げが作用する。継手構造上、引張・圧縮いずれにもほぼ同様な挙動を示すものと考えられるので、ここでは最も重要な圧縮力に対する継手の変形特性・耐荷力等について実験的に検討した結果を報告する。

2 実験方法

供試体結合部の概要を図1, 2に示す。なお、充填コンクリートは一般に水中コンクリートとなるので、低強度品を用いた ($\sigma_{28} = 20.8 \text{ ㏫}$, $E_{28} = 2.45 \times 10^5 \text{ ㏫}$, $\nu_c = 0.19$)。使用鋼管はコンクリートのせん断破壊強度を生じせしめるため、通常の鋼管より D/t の小さいものを使用 (外管: $508 \phi \times 16 \text{ t}$, 内管: $406.4 \phi \times 16 \text{ t}$)。

供試体は、内外管の壁面付着強度向上のため、図1, 2に示すように、異形鉄筋を軸方向に溶接 ($D13$, $12 \text{ 本 } 30^\circ$ ピッチ) したSS型とスパイラル鉄筋を溶接 ($D13$, ピッチ 10 cm) したHH型の2種を用いた。なお、継手の重ね長 ℓ は $1D$ と $2D$ ($D \div$ 内管外径) の2条件とした (紙面の都合で $2D$ の図は省略した)。

外管にはフープ応力の補強の目的で補強バンド (幅 10 cm , 厚さ 16 mm) を溶接した。

また、荷重は能力 300 トン の載荷装置を用いた。

3 結果と考察

3.1 耐 荷 力 : 図3に載荷荷重 P と、内管のすべり量 δ_s との関係を示す。SS型重ね長 $1D$ のときのすべり荷重は $P_u \div 213 \text{ t}$ で、これは鉄筋 (公称径 d) の有効付着面積 A_e , 有効継手長 ℓ , 使用本数 n , 鉄筋の付着強度を τ_u とすると

$$P_u = n A_e \ell \tau_u = n \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) d \ell \tau_u \quad (1)$$

この τ_u は周囲の拘束下ではコンクリートのせん断強度 $\tau_c = 10.3 \text{ ㏫}$ と大略等しい。この値を使用すると P_s の計算値は 184 t となり実験値とほぼ一致する。

他方、HH型はラセン状に溶接された鉄筋溶接部のせん断強度が十分な限りコンクリートのせん断強度によって決まると考えられるから、このすべり荷重は次式で与えられる。

$$P_u = \pi (D_i + 2d) (n-1) \lambda \tau_u \quad (2)$$

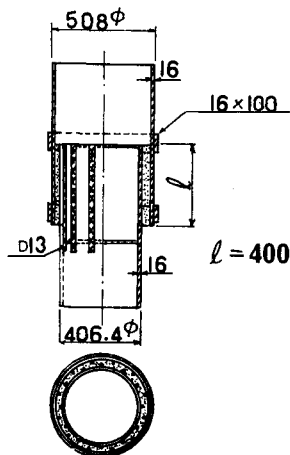


図1 供試体 (SS-1D)

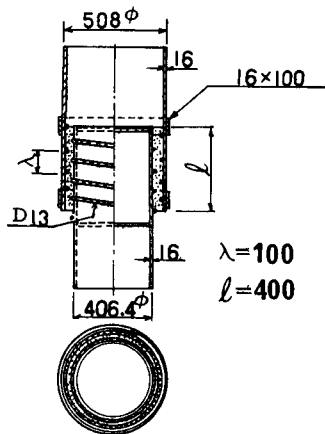


図2 供試体 (HH-1D)

表1 すべり荷重 P_u (t)

	実験	計算
SS-1D	213	184
SS-2D	—	369
HH-1D	—	420
HH-2D	—	979

ここに D_i = 内管の外径, n' = 鉄筋の巻数, λ = レセンジベル鉄筋ピッチ。

すべり荷重の実験値と計算値を表1にとりまとめしめす。

3.2 伸 縮 剛 性 : 接合部の圧縮力に対する剛性を評価する1つのメジャーとして内管の継手なしの場合の伸縮剛性を K_o , 中詰コンクリートのせん断剛性を K_c とすると,

$$K_o = (E_s \pi D_i t) / \ell \quad (3)$$

$$K_c = E_c \pi (D + e) / \{2(1 + \nu_c) e\} \quad (4)$$

ここに, E_s , E_c は鋼およびコンクリートの弾性係数 ν_c = コンクリートのポアソン比, ℓ = 継手有効長, e = 内外管のクリアランス

この計算値を図3に示す。これより実験値はマクロな降伏が発生するまでの $P \leq 200$ t では K_c と K_o の中間にあり, むしろ, K_o に近い。このように継手の実際の剛性がコンクリートのせん断剛性よりかなり低下する原因は, ①鉄筋付着部のミクロな圧壊, ②ブリージングの影響, ③HH型の場合にはスパイラルフープ溶接部の変形などが考えられる。

3.3 継手部の応力状態 : 図4に継手の長さ方向中央断面におけるフープ応力の測定値を示す。これより明らかとなり, 継手が1Dの供試体では $P \approx 80$ t からフープ応力の発生が顕著となる(ミクロな降伏と考えられる)。これは, この荷重域から以上は局部的にコンクリートが弾塑性域に達し, ポアソン比が大きくなるためと考えられるが更に検討の余地がある。HH-1Dは大荷重領域でSS-1Dよりもフープ応力の増加率が大きい。この理由は今後の課題であるが, HH-1Dの方がSS-1Dよりも耐荷力が優れていることと関連するものと考えられる。

次に, 外管継手部の軸力分布を図5に示す。これより軸応力分布の勾配が高いのは外管継手端Aから約0.2Dと中央部からBへ向う0.5~0.7Dである。

すなわち, この部分にせん断力が集中していることがわかる。なお, HH-1DとSS-1Dを較べると, HH型の方が軸力変化が著しい。

4. む す び

以上, ここではコンクリートを充填した異径鋼管重ね継手の圧縮試験により耐荷特性を明らかにしたが, 曲げに対する静的および低サイクル疲労挙動も検討中である。これらについては別の機会に報告する。

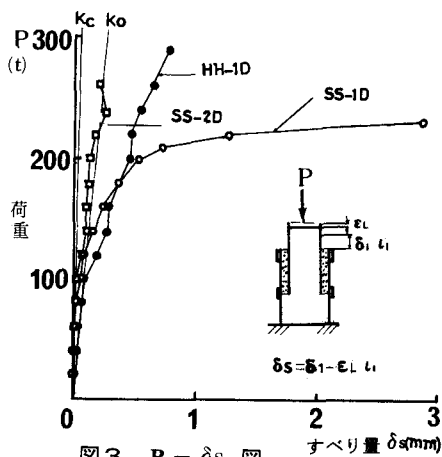


図3 P - δ 図

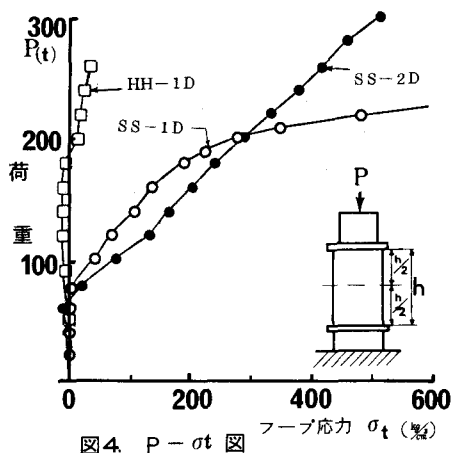


図4 P - σ_t 図

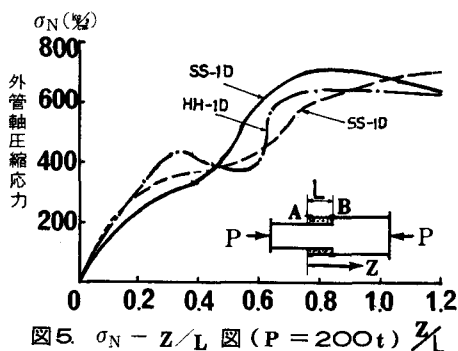


図5 $\sigma_N - Z/L$ 図 ($P = 200$ t)