

高耐力継手を用いた大規模護岸構造物の 設計と挙動観測

DESIGN AND SITE MEASUREMENT OF LARGE-SCALE SEAWALL
USING STEEL PIPE SHEET PILE WITH HIGH STRENGTH JUNCTION

新原雄二¹・吉原知佳²・永嶋聡志³・村上武志⁴・野口孝俊⁵・宮田正史⁶
Yuji NIIHARA, Tomoyoshi YOSHIWARA, Satoshi NAGASHIMA, Takeshi MURAKAMI,
Takatoshi NOGUCHI and Masafumi MIYATA

¹正会員 工修 鹿島建設(株) 東京土木支店 (〒135-0064 東京都江東区青海2丁目中央防波堤外側埋立地)

²鹿島建設(株) 東京土木支店 (同上)

³正会員 工修 鹿島建設(株) 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

⁴正会員 工修 鹿島建設(株) 土木設計本部 (同上)

⁵正会員 国土交通省関東地方整備局東京空港整備事務所 (〒144-0041 東京都大田区羽田空港3-5-7)

⁶正会員 工修 国土交通省港湾局技術企画課 (〒100-8918 東京都千代田区霞が関2-1-3)

Steel pipe sheet-pile cellular seawall using high-strength pipe junction was adopted for the connecting area between the reclaimed land and piled-elevated platform of the D Runway of the Haneda Airport. The shear strength of the high-strength pipe junction was investigated by push-out tests using test model of the pipe junction for determination of the shear strength characteristics for designing. In actual construction work, the behavior of the seawall was measured by the field observation. Moreover, the shear strength of pipe junction of the real structure was identified using FEM analysis and it was confirmed that the high-strength pipe junction had adequate performance.

Key Words : Haneda Airport, steel pipe sheet-pile cellular seawall, high-strength junction, push out test, measurement

1. はじめに

埋立法と栈橋工法の組合せ構造により建設された羽田空港D滑走路(図-1)では, 埋立部と栈橋部をつなぐ埋立/栈橋接続部(以下, 接続部)に鋼管矢板井筒護岸が採用された。接続部の護岸は水深18mの軟弱粘性土地盤上に, 海面からの高さが約13mという超高盛土の大規模護岸構造物であるため, 埋立部からの土圧によって発生する護岸の水平変位が問題となった。護岸変位は, 護岸構造の安全性だけでなく, 護岸直近に打設される栈橋杭の施工や護岸上部に設置する伸縮装置の据付位置にも影響を及ぼすことから, 極力護岸変位を抑える方策が必要であった。そこで, 護岸変位抑制策の一つとして, 矩形セル状の鋼管矢板井筒の隔壁部分に, 継手ずれ変位に対するせん断抵抗力の大きい高耐力継手¹⁾を用いた鋼管矢板を適用した。

本工事では要求水準に規定された性能を満足することを照査する性能照査型設計が採用されており, 高耐力継手を適用するにあたっては, 押し抜きせん断試験を実施して想定される実構造物の挙動に対す

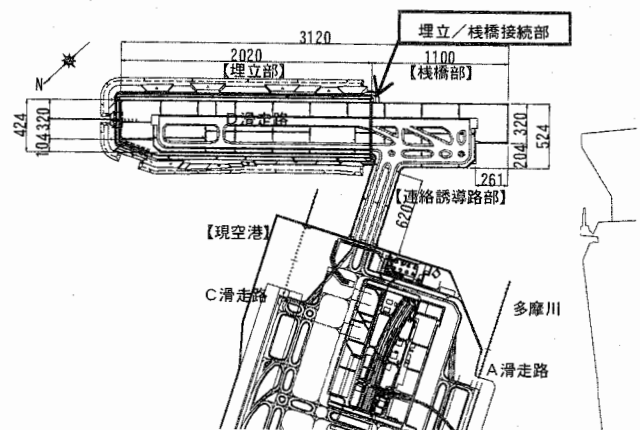


図-1 羽田空港D滑走路平面図

る継手の性能を評価した上で, それを護岸構造の設計に取り入れた。また, 実施工においては動態観測を行って護岸挙動を計測し, 実際の高耐力継手の性能について検討を行った。本論文は, 高耐力継手の試験・設計から, 実施工での挙動評価に至るまでの一連の検討結果について報告するものである。

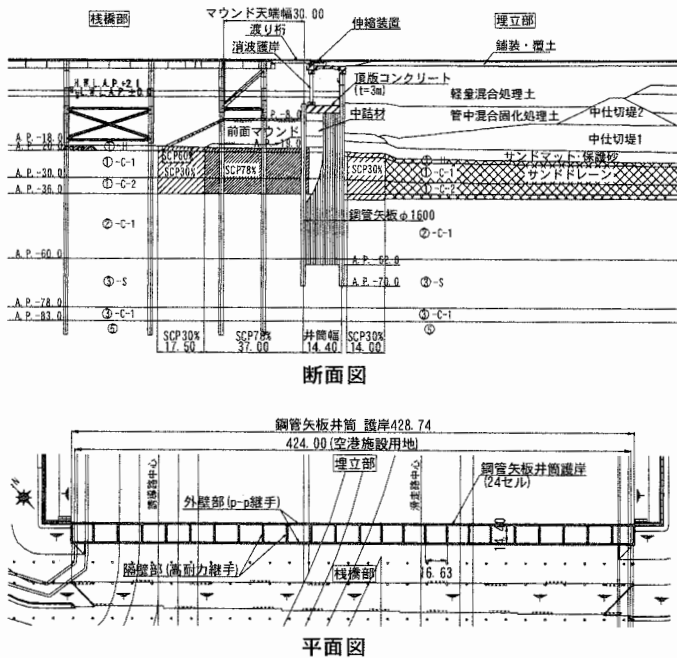


図-2 埋立/棧橋接続部の構造

2. 鋼管矢板井筒護岸の概要

(1) 鋼管矢板井筒護岸の構造

接続部の鋼管矢板井筒護岸を図-2 に示す。護岸の基礎は、鋼管矢板 ($\phi 1600$, 641 本) による 24 個の連続矩形セルである。護岸法線直角方向の鋼管矢板 (隔壁部) に高耐力継手を使用し、鋼管矢板頂部を厚さ 3m の頂版コンクリートで結合することによって井筒の剛性を高め護岸変位を抑制している。

(2) 高耐力継手の概要

高耐力継手と p-p 継手の断面形状を図-3 に示す。高耐力継手は L 型鋼を組み合わせ、継手部の内部土の掘削・洗浄が確実にできるような内空断面を $200\text{mm} \times 400\text{mm}$ と大きくしたもので、鋼管矢板に異形鉄筋を溶接して充填モルタルとの付着力を得ることによって、継手のずれに対するせん断抵抗力を高めている。鋼管矢板井筒護岸では、継手のせん断抵抗力が有効に作用する隔壁部に高耐力継手を使用し、せん断抵抗力を必要としない護岸法線方向の鋼管矢板 (外壁部) には p-p 継手を使用した。

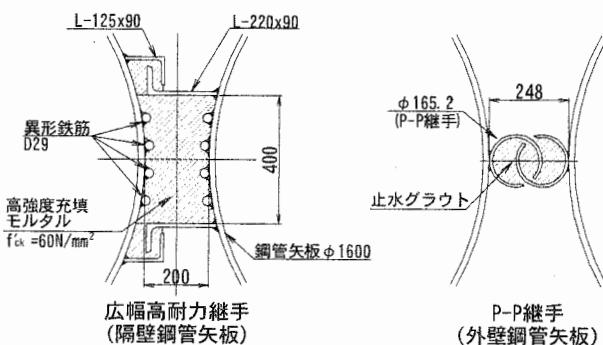


図-3 鋼管矢板の広幅高耐力継手断面図

3. 高耐力継手のせん断抵抗力の評価

(1) 押し抜きせん断試験の概要

継手のせん断抵抗力の特性及び設計に用いる特性値を設定するため、長さ 1m の供試体を用いた押し抜きせん断試験を実施した。試験体の諸元を図-4 に、試験ケースを表-1 に示す。荷重の載荷方法は、静的な荷重を一方方向に作用させる単調載荷試験 (除荷あり) と、地震時の繰返し作用を考慮した静的な交番載荷試験の 2 種類を実施した。単調載荷試験では、施工性実証試験¹⁾で造成した試験体 (WLJ-C, WLJ-D) も使用しており、これらは試験体左右の支持柱を床面で固定している (底面支持)。交番載荷試験 (WJ-C2) では、荷重載荷装置が 1 方向にしか荷重を載荷できないため、1 サイクルごとに供試体を上下反転させて鉛直荷重を載荷した。そのため、上下反転時に試験体の形状を保持する必要があることから、左右の支持柱を側面支持板で連結した (側面支持)。これらの支持方法の違いによる影響を把握するため、単調載荷試験では同一条件下で 2 つの支持方法による試験を行った (WJ-1, WJ-3)。また、本試験では護岸の大変形を想定しているため、継手ずれ量として最大 100mm まで試験した。

表-1 押し抜きせん断試験の試験ケース

試験種別	試験体	異形鉄筋	モルタル強度 (N/mm^2)	試験体支持方法	備考
単調載荷	WJ-1	D22 $\times$ 4本	68.2	底面支持	室内試験
	WJ-3	D22 $\times$ 4本	68.2	側面支持	
	WLJ-C	D22 $\times$ 4本	68.1	底面支持	現場施工による供試体
	WLJ-D	D22 $\times$ 4本	68.1	底面支持	
交番載荷	WJ-C2	D29 $\times$ 4本	60.0	側面支持	室内試験

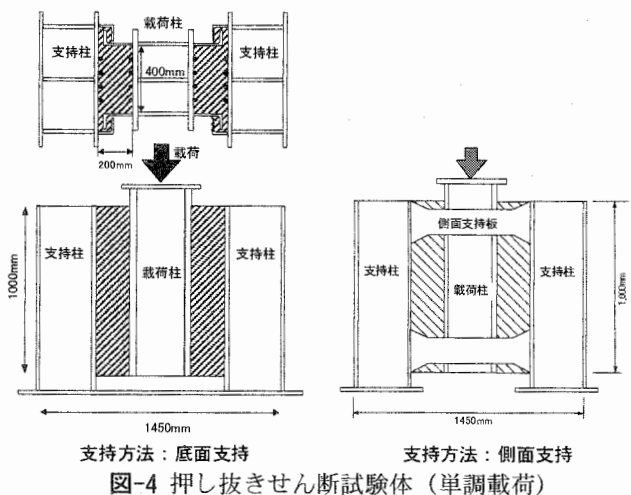


図-4 押し抜きせん断試験体 (単調載荷)

(2) 継手の相対ずれ量-せん断力特性

a) 単調載荷試験結果

単調載荷試験による継手の相対ずれ量とせん断力を図-5 に、また試験後の供試体 (WJ-3) を写真-1 に示す。継手のせん断力は、相対ずれ量 1~2mm 程度で最大耐力に達した後低下し、相対ずれ量 10mm

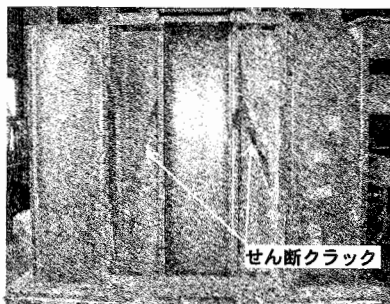


写真-1 荷重終了後の試験体 (WJ-3)

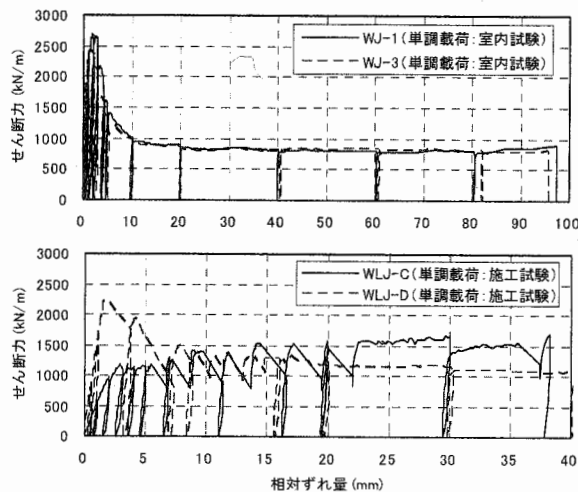


図-5 試験結果 (単調荷重)

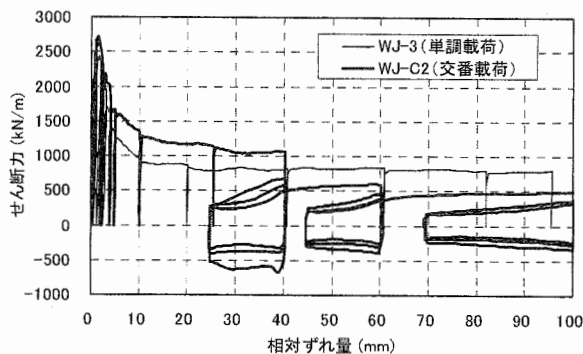


図-6 試験結果 (交番荷重)

以上ではほぼ一定の値 ($\approx 800 \sim 1000 \text{ kN/m}$) となっている。このせん断力の低下は、写真-1 からわかるように、長さ 1 m の供試体のモルタル部分に斜め方向のせん断クラックが発生し、異形鉄筋の付着力が有効に伝達される範囲 (以下、せん断伝達長と呼ぶ) が減少したことによると考えられる。

b) 交番荷重試験結果

交番荷重試験 (WJ-C2) の試験結果を図-6 に示す。この試験体ではせん断抵抗力を高めるため異形鉄筋を D29 にした。単調荷重試験と同様に、相対ずれ量 1.4 mm で最大せん断力に達した後、せん断クラックが発生してせん断力が低下した。相対ずれ量 40 mm において試験体を上下反転させて逆方向に荷重させた際、さらにせん断力が低下した。これは試験体を反転させた際に、試験体の上下端のモルタルの一部が欠落してしまい、せん断力伝達長が少なくなったことが原因と考えられ、試験手法上の問題である。

鋼管矢板井筒護岸の高耐力継手の長さ 54 m の連続したモルタルであるが、押し抜きせん断試験では長さ 1 m の試験体を用いているため、モルタル端部が自由端となってしまう実構造物のような連続性を再現できていない。そのため、交番荷重試験では端部が剥落してしまい、せん断力を過小評価している可能性がある。実構造物においては、せん断クラック発生後にどの程度のせん断伝達長が確保されるかがせん断耐力を決める要因になると考えられる。

(3) 高耐力継手のせん断耐力に関する考察

a) 継手のせん断力のメカニズム

高耐力継手のせん断力のメカニズムについては文献 1) に述べられている。相対ずれ量が大きく、せん断力が一定となっている領域では、モルタルに形成された凹凸と鉄筋の節の噛み合わせによる支圧抵抗が寄与しているものと考えられる。そこで、試験結果からモルタルと鉄筋の節によるせん断伝達応力度を算出し、高耐力継手の実強度について検討を行った。

b) せん断伝達応力度の推定

継手せん断耐力 P はモルタルと鉄筋のせん断伝達面積 (付着面積) に比例すると考えられる (図-7)。

$$\text{せん断耐力 } P = \tau \cdot U \cdot L \cdot n \quad (1)$$

τ : せん断伝達応力度 (N/mm^2)

U : せん断伝達周長 (mm)

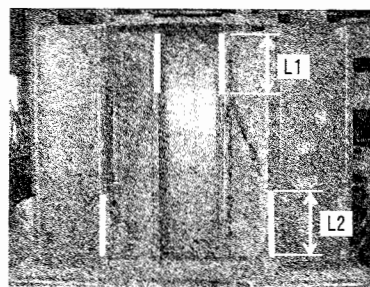
L : せん断伝達長 (mm)

n : 鉄筋本数 ($n=4$)

$$\text{せん断伝達周長 } U = \alpha \cdot \pi \cdot D \quad (2)$$

α : 鉄筋周長係数

D : 鉄筋径 (mm)



せん断伝達長 $L = L1 + L2$ (試験体から観察)

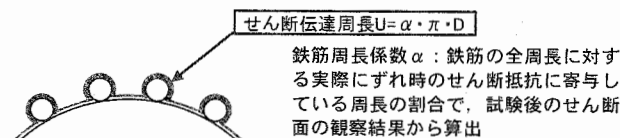


図-7 せん断伝達長とせん断伝達周長

各試験結果から推定したせん断伝達応力度を表-2 に示す。モルタルと鉄筋のせん断伝達応力度は平均的に 8 N/mm^2 程度であることがわかる。そこで、交番荷重試験体 WJ-C2 を対象に、モルタル欠落前後 (相対ずれ量 40 mm) のせん断耐力を推定すると、試験体の観察から、モルタル欠落前は $L \approx 500 \text{ mm}$ 、モルタル欠落後は $L \approx 200 \text{ mm}$ であったことから、式

表-2 せん断伝達応力度の推定結果

試験体	せん断耐力 (試験値) P (kN/m)	鉄筋 周長 係数 α	鉄筋径 D (mm)	せん断 伝達長 L (cm)	本数 n	せん断伝達 応力度 τ (N/mm ²)
WLJ-C	1500	2/3	22	100	4	8.1
WLJ-D	1050	2/3	22	70	4	8.2
WJ-1	800	2/3	22	55	4	7.9
WJ-3	800	2/3	22	55	4	7.9
WJ-C2	1050	2/3	29	50	4	8.6

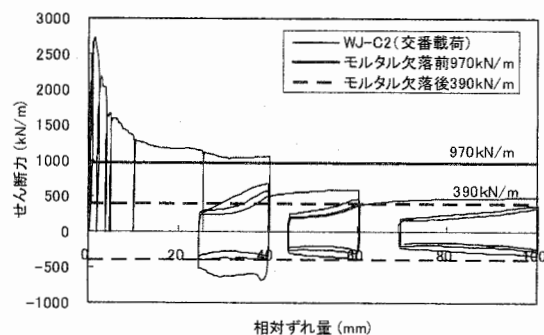


図-8 せん断伝達応力度から推定した交番载荷試験体のせん断耐力

(1) によるせん断耐力はそれぞれ 970kN/m, 390kN/m となり、ほぼ試験結果と一致している (図-8)。

c) 高耐力継手のせん断耐力の推定

継手にせん断クラックが発生せずに、モルタルの支圧抵抗が全長に渡って有効に作用したとすると、式 (1) において $L=1000\text{mm}$ とすることにより、

$$\begin{aligned}
 P &= \tau \cdot \alpha \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot n \\
 &= 8.0 \times 2/3 \times \pi \times 29 \times 1000 \times 4 \\
 &= 1940\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

となる。実構造物において仮にせん断クラックが発生せずに、継手全長に渡ってせん断力が有効に伝達されたとした場合、継手のせん断耐力としては最大 1900kN/m 程度が期待できる。実構造物でのせん断クラックの発生間隔を推定することはできないが、施工中に動態観測によって護岸挙動を計測し、それをもとに継手の実挙動を評価する必要がある。

(4) 設計に用いる継手の特性値

鋼管矢板井筒護岸の設計では、常時の地盤変位の影響に対しては弾粘塑性 FEM 解析、地震時の地盤変位の影響については非線形有効応力解析 (FLIP) を用いて設計した。常時、地震時とも 50cm 超の変位が発生することから、継手のせん断抵抗力については耐力を超える非線形挙動までを考慮し、FEM 解析によって護岸変位や継手ずれ量などを評価して、護岸及び基礎としての要求性能を満足することを照査する設計とした。

高耐力継手のせん断耐力は 1900kN/m 程度まで期待できると考えられるものの、実構造物におけるせん断伝達長が設計段階では評価できないこと、また、空港の滑走路という重要性を考慮して、FEM 解析に用いるせん断耐力は、安全側の判断とするため押し抜きせん断試験による残留せん断耐力を基に設定す

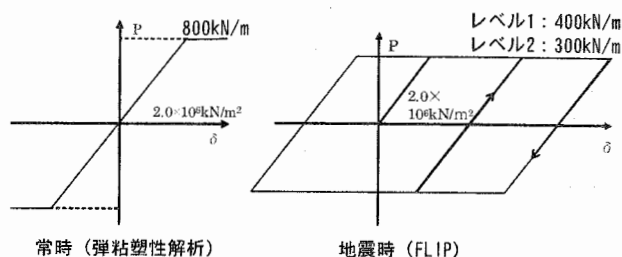


図-9 FEM解析に用いる継手のモデル化

ることとした。せん断耐力の設計値としては、常時では単調载荷試験での残留せん断耐力から 800kN/m、また地震時では交番载荷試験結果から、レベル1地震に対し 400kN/m (ずれ量 60mm を想定)、レベル2地震に対し 300kN/m (ずれ量 100mm を想定) とし、図-9 に示す完全弾塑性型の非線形モデルとした。

4. 広幅高耐力継手の施工

(1) 継手内部の掘削・洗浄、モルタル注入

鋼管矢板の打設が完了し、井筒の内部及び前背面に捨石を投入して鋼管矢板を安定させた後、高耐力継手の施工に着手した。継手の掘削・洗浄には、鋼管矢板天端に敷設されたレール上を移動することができる自走式台車を使用した (写真-2)。高耐力継手は異形鉄筋と高強度モルタルとの付着力によってせん断抵抗力を得るものであるため、鉄筋に付着した土べらを確実に洗浄しなければならない。そのため高圧ジェット水による洗浄とエアリフトによる排土を併用した専用の掘削洗浄機を製作し、水深 60m までを掘削した。掘削洗浄後の継手内部の状況を水中カメラで撮影して、土べらが確実に洗浄されていることを確認した。

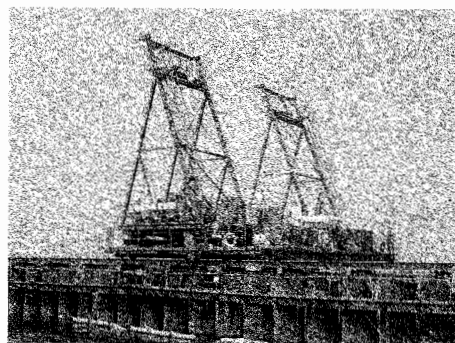
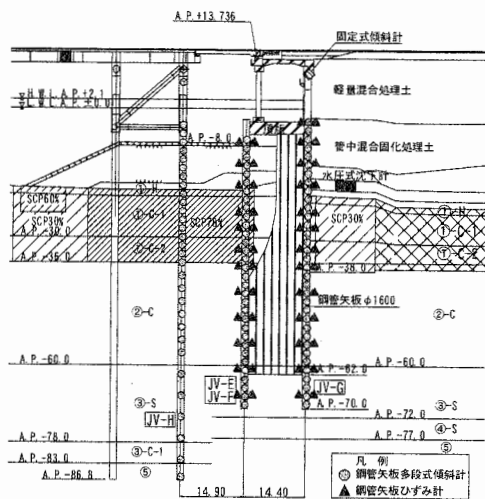


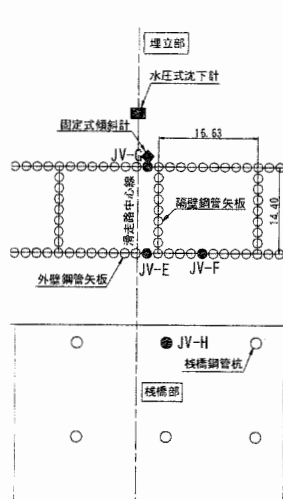
写真-2 継手の掘削洗浄・モルタル注入用自走式台車

表-3 採取したコアの圧縮強度と水中低減率

番号	採取位置	採取コアの平均強度 (N/mm ²)	標準供試体圧縮強度 σ_{91} (N/mm ²)	σ_{91} に対する水中低減率
①	AP-5.4m	91.1	111	0.82
②	AP-4.4m	91.9	102	0.90
③	AP-4.4m	95.3	100	0.95
④	AP-5.0m	106.0	111	0.95
⑤	AP-4.4m	93.2	98	0.95
平均値		95.5	平均値	0.92



断面図
図-10 接続部護岸（滑走路部）の計測機器配置



平面図 (●が計測杭)

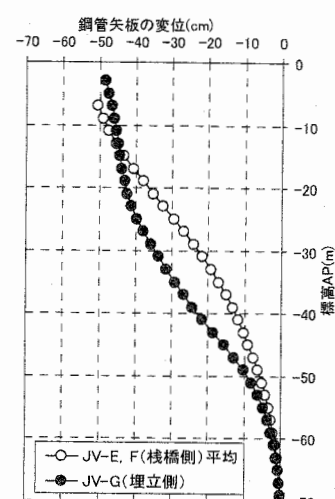


図-11 鋼管矢板の変形
(2010年2月時点の実測結果)

広幅高耐力継手に注入するモルタルは設計基準強度 60N/mm^2 であり、事前に実施した施工性実証試験による水中低減率 0.86 から呼び強度を 70N/mm^2 とした。モルタル練混ぜ時に製造した標準供試体による圧縮強度は、平均値 $\sigma_{91} = 106\text{N/mm}^2$ (試験数 125, 標準偏差 7.4N/mm^2) であった。

(2) コア採取によるモルタル強度の確認

施工後に、継手の一部からモルタルコアを採取して圧縮試験を行った。採取したコアの圧縮強度と水中低減率を表-3 に示す。5体の採取コアの圧縮強度の平均値は 95.5N/mm^2 であり、所定の強度が得られていることを確認した。採取箇所に打設したモルタルの標準供試体の圧縮強度に対して算出した水中低減率は、平均で 0.92 であった。

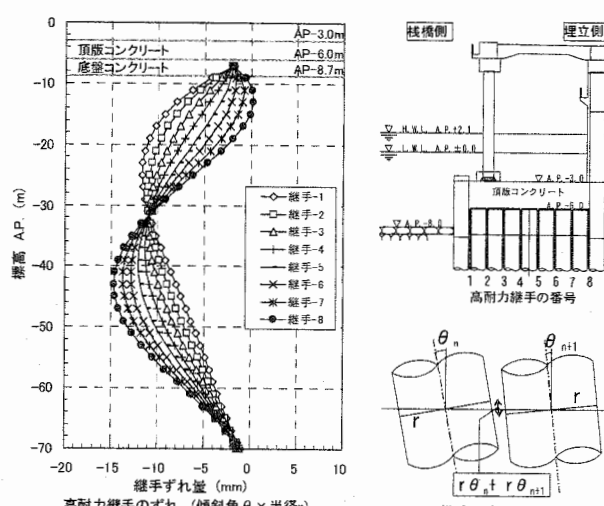


図-12 実測結果から推定した高耐力継手のずれ量

5. 動態観測による継手耐力の推定

(1) 施工中の動態観測による護岸挙動

a) 動態観測の概要

鋼管矢板井筒護岸では護岸挙動の予測を目的として、鋼管矢板や栈橋杭の変形、護岸背面の埋立部の沈下などの動態観測を施工期間中から実施した²⁾。護岸全長に対し滑走路部を主計測断面として計測機器を重点的に配置し、鋼管矢板打設が完了した2008年8月から傾斜計とひずみ計による計測を行った。計測機器の配置を図-10に示す。

b) 鋼管矢板の変形の実測結果

滑走路部の鋼管矢板の変形を図-11に示す。2010年2月時点の矢板天端変位(頂版コンクリート直下)は約50cmとなっている。埋立側の鋼管矢板(JV-G杭)では①-C層のAP-24m付近で曲率が大きく、栈橋側の鋼管矢板(JV-E杭, JV-F杭)ではSCP改良下端のAP-36m付近と頂版コンクリート直下のAP-7m付近で曲率が大きく、埋立側と栈橋側の鋼管矢板で変形モードに違いが見られる。

c) 隔壁鋼管矢板の高耐力継手のずれ量の推定

隔壁鋼管矢板には傾斜計を設置しておらず、変形を直接計測することができないため、外壁鋼管矢板の変形の実測値から隔壁鋼管矢板の変形を推定し、高耐力継手のずれ量を算出した。外壁鋼管矢板の傾斜角の実測値を多項式近似し、隔壁鋼管矢板の変形モードが埋立側と栈橋側の鋼管矢板の間で一樣に変化すると仮定して、外壁鋼管矢板の傾斜角を線形補間して隔壁鋼管矢板の傾斜角を算出した。その傾斜角に鋼管矢板の半径を乗じることにより継手部の変位量を求め、それらの相対差から継手のずれ量を算出した。計測結果から推定した継手ずれ量を図-12に示す。埋立側の継手-8ではAP-43m付近で最大15mm、栈橋側の継手-1ではAP-24m付近で最大12mmのずれ量と推定される。ほぼ継手全長でずれ量が1mmを超えており、継手のせん断抵抗力は非線形域に達していると考えられる。

(2) 弾粘塑性 FEM 解析による護岸の長期挙動予測と高耐力継手のせん断耐力の推定

鋼管矢板の変形や埋立部の沈下などの観測結果を基に地盤物性の評価を行い、弾粘塑性 FEM 解析 (以

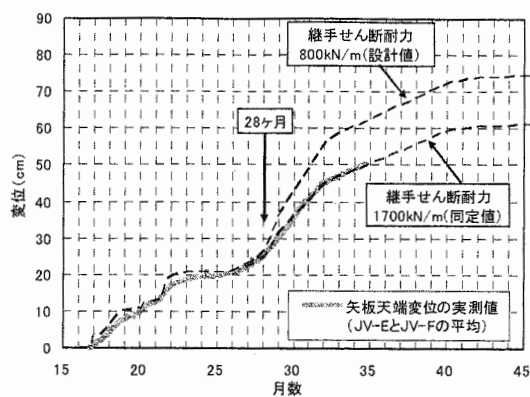


図-13 鋼管矢板天端変位の経時変化

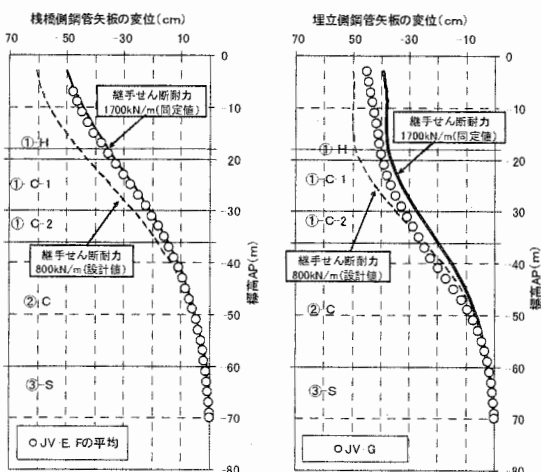


図-14 鋼管矢板の変形のフィッティング

下、自重解析)による長期挙動予測を行った。自重解析による鋼管矢板天端の変位の経時変化を図-13に示す。護岸変位に対して影響の大きいパラメータは、粘性土の有効内部摩擦角 ϕ' と高耐力継手のせん断耐力 P である。それぞれの寄与は、高耐力継手の挙動が弾性範囲にある間は ϕ' の方が大きく、継手がせん断耐力を超え非線形域に達すると P の寄与が大きくなる。解析の結果、継手が非線形域に達する時期は、護岸変位が急増する28ヶ月頃(現場施工では背面の軽量混合処理土が水中施工から気中施工に変わった時期)であったことから、28ヶ月以前の変位に対して ϕ' を推定した後、28ヶ月以降の変位に対して P を推定した。28ヶ月以降では P によって護岸変位に顕著な差が見られる。 P を設計値の800kN/mとしたケースでは解析値が計測値を上回っており、継手せん断耐力を過小評価している。そこで P をパラメータとして護岸変位をフィッティングした結果、 $P=1700\text{kN/m}$ とした時に最もよく整合した。このときの横橋側と埋立側の鋼管矢板の変形モードを図-14に示す。図-14から、横橋側、埋立側ともに鋼管矢板の変形モードは解析で再現出来ていることが確認できる。また、自重解析における継手のずれ量を図-15に示す。実測値から推定したずれ量(図-12)と概ね一致しており、自重解析の妥当性が示されていると言える。

以上の検討結果から、護岸の実挙動から推定され

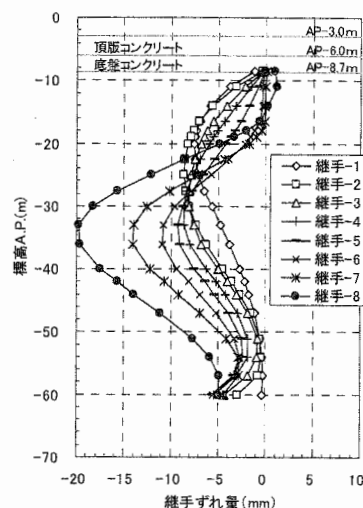


図-15 自重解析による高耐力継手のずれ量

る高耐力継手のせん断耐力は設計値の約2倍の1700kN/m程度であり、式(1)で求めた継手せん断耐力の上限値1900kN/mに近い値であった。継手のせん断耐力が設計値を上回った理由としては、押し抜きせん断試験では試験体端部の境界条件が実構造物と一致しないため、せん断クラックの発生によるせん断伝達長の損失が大きくせん断耐力を過小に評価していること、実構造物では有効なせん断伝達長が押し抜きせん断試験よりも大きい可能性があること、さらには実際に施工された継手モルタルの発現強度が大きかったことなどが考えられる。

6. おわりに

本論文では、大規模護岸構造物の土圧による水平変位を抑えるために適用した鋼管矢板の広幅高耐力継手について、その性能を押し抜きせん断試験及び実構造物の動態観測により評価した。その結果、高耐力継手は護岸変位を抑える上で、十分な効果を発揮したと考えられる。

羽田空港D滑走路は2010年8月竣工、同年10月に供用開始の予定であり、供用後も接続部護岸の動態観測を継続してモニタリングを行う計画である。

謝辞：弾粘塑性FEM解析による護岸の長期挙動予測解析では、中央大学太田秀樹教授と神戸大学飯塚敦教授にご指導をいただきました。この場を借りて謝意を表します。

参考文献

- 1) 青柳孝義, 秋山義信, 永嶋聡志, 山下久男, 西海健二, 石濱吉郎: 鋼管矢板基礎に用いる高耐力継手の開発, 海洋開発論文集, Vol. 23, pp. 303~308, 2007年7月.
- 2) 新原雄二, 吉原知佳, 村上武志, 大野進太郎, 吉田輝, 村上栄基: 羽田空港D滑走路埋立/横橋接続部の鋼管矢板井筒護岸の挙動予測—その1 施工中の護岸挙動の計測—, 第45回地盤工学研究発表会, 2010年8月.