

柱列式原位置土攪拌工法による地下止水壁の施工 その2

Construction of Subterranean Cut-Off Wall by Soil Cement Mixing Method -Part2-

舛岡 慶一*
Keiichi Masuoka

田中 壯明*
Takenori Tanaka

杉村 正次**
Masatsugu Sugimura

西 保***
Tamotsu Nishi

要 約

本報告書は、VOL.20で紹介した「柱列式原位置土攪拌工法による地下止水壁の施工」の続編である。前回は確認工事として延長36.0mの工事であったが、今回は「その1工事」としてダム堤長1,088mのうち右岸側 約400mの区間で、最大施工深度も60mを越える施工となった。本報告では確認工事からの変更点と追加事項および施工実績について報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 作業床・ガイドウォールの改良
- § 4. 施工実績(調整杭と品質)
- § 5. 空洞処理工
- § 6. 西松式削孔支援システム
- § 7. おわりに

§ 1. はじめに

本工事は、沖縄県県営かんがい排水事業カンジン地区事業計画に基づき、地表湛水型地下ダムを建設する工事である。今回の施工は、前回報告の確認工事に引き続き「その1工事」として行われた。その1工事では、確認工事に比べ施工延長、深度ともに大幅に増加し、それに伴

い仮設等の変更や追加を行っている。また、地下30mに空洞が発見され、その処理を行った。

本報告では前回報告内容から変更・追加になったものと、施工実績について報告する。

§ 2. 工事概要

工 事 名：カンジン地区地表湛水型地下ダム建設工事
(その1)

企 業 先：沖縄県

工事場所：沖縄県島尻郡具志川村カンジン地区

工 期：平成8年10月14日～平成10年7月31日

工事内容：止水壁造成(原位置土攪拌工法)

施工延長:391.07m

締切面積:16,882m²

締切高さ:13.2m～57.3m平均43.2m

施工本数:413本

*九州（支）カンジン地下ダム（出）

**技術研究所機電課

***技術研究所土木技術課

§ 3. 作業床・ガイドウォールの改良

3-1 概要

当該地区は追加調査等により、粘土層（島尻マージ）が1m～5mと厚い箇所や、石灰岩層には風化が著しい箇所が見られることが判った。軟弱層がガイドウォール下部に残ると孔壁等の崩壊が懸念されるため、軟弱層の厚さにより作業床とガイドウォールの構造を決定した。

3-2 作業床・ガイドウォールの構造

ガイドウォールは、基本的に2次製品のL型擁壁を使用する。これは、施工性の向上と転用による経済性を向上させたものである。ただし、2次製品のL型擁壁は、市販品はH=2m程度で、それより大きくなると経済性が低下し且つ重量増によって施工性も低下すると判断した。

そこで、軟弱層厚 $t \leq 2\text{m}$ の区間ではL型擁壁を使用、軟弱層厚 $t > 2\text{m}$ の区間では、セメント改良を行うこととした。セメント改良の選定理由としては、施工性と耐水性があげられる。また、特に軟弱な地盤には、本体機の孔壁側キャタピラの下部に支持杭を施工し、本体機の荷重を受ける構造とした。図-1にL型擁壁を使用する場合、図-2にセメント改良を行う場合の各構造を示す。

①軟弱層がない場合

直接現場打のガイドウォールを施工する。形状は図-2と同様。

②軟弱層厚 $t \leq 2\text{m}$ の区間

L型擁壁の1mタイプ、1.5mタイプ、2.0mタイプを使用し、軟弱層を排除した上にガイドウォールを構築する。L型擁壁はそれぞれプレートにより連結し、その下部にはH型鋼の架台をダム軸に沿って配置する。

③軟弱層厚 $3.5\text{m} > t > 2\text{m}$ の区間

セメントにより、軟弱層を改良する。1m毎の施工とし、攪拌はバックホーで行う。ガイドウォールは、 $H=0.5\text{m}$ とし、現場打ちで施工する。

④軟弱層厚 $t > 3.5\text{m}$ の区間

セメント改良に加えて、支持杭（H-400×400×13×21）を1.5mピッチで打設する。

3-3 施工結果

軟弱層が3.5mまでの区間では一部に孔壁の肌落ちが見られた程度で、ほぼ問題なく施工できたが、軟弱層厚 $t > 3.5\text{m}$ の区間で、一部に孔壁の大きな崩壊が見られた。崩壊はまず、改良部の直下の肌落ちから始まり、その後、

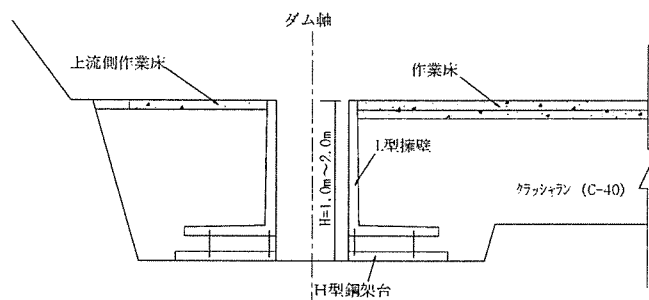


図-1 ガイドウォール・作業床構造図1

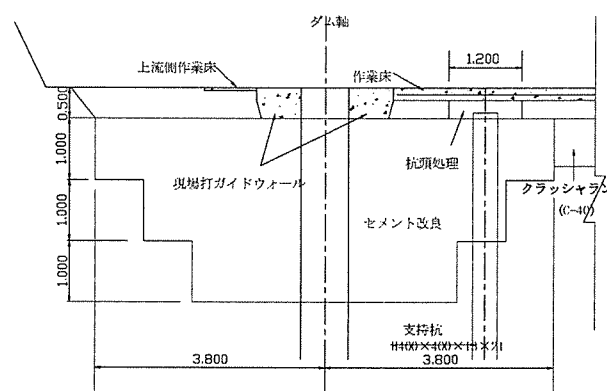


図-2 ガイドウォール・作業床構造図2



写真-1 ガイドウォール崩壊状況

改良部下部から順次天端まで崩壊したと考えられる。ダム軸上流側は天端まで崩壊したが、下流側は支持杭の効果で作業床までは崩壊せず、重大災害を防止することができた。写真-1に崩壊状況を示す。

3-4 崩壊の原因と今後の対策

孔壁崩壊の原因は、錐の洗浄水や降雨がガイドウォール内へ流入することにより孔壁強度が低下したためと思われる。崩壊状況は、まず軟弱部が崩壊した後、その周辺が崩壊するという具合に連鎖的に進行している。

対策として、ケーシング削孔後の先行削孔までの放置期間を短くする方法をとった。

通常の施工方法では、ケーシング削孔（深度20m）を第1日目に4本施工した後、第2、3日目に先行削孔を2本ずつ施工する。この手順では、約2日間の放置期間が発生する。これに対し軟弱な土質区間では、ケーシング削孔後の放置期間を短縮するため、ケーシング削孔の後に続けて先行削孔を実施する方法をとった。

前者の施工能率は4本/3日=1.3本/日、後者は1日当たり1本の施工能率となり、工事の進捗率は低下するがこの方法で孔壁の崩壊を減少できた。

今後、ケーシング削孔中に崩壊してしまう場合には、安定液（例えば、先行削孔の削孔液）を使用したり、ケーシング上部から排土するといった方法も検討する必要がある。

§ 4. 施工実績(調整杭と品質)

4-1 施工区間概要

本工事は施工区間を作業床の標高によって3つのブロックに分割して施工した。

6BL（標高29.9m）の特徴は、削孔深度が最大62mと長くなっている。また、起点側の一部の区間では、粘土層が厚いため、地盤改良と作業床下部に支持杭を施工している。

8BL（標高28.0m）は施工長が最も短くなっているが、地質的には一番厳しい区間である。本来はグラウト区間であったが、試験的に当初設計から設計深度を深くしたこともあり、石灰岩層と基盤層の中に安山岩の転石を含んでいる。

7BL（標高31.0m）は6BL、8BLの中間的な特徴を持ち、施工中においても特に問題は発生していない。

4-2 施工標準

注入液配合表と標準注入量一覧表を表-1、2に、施工計画に定めた標準削孔速度一覧表を表-3に示す。

注入液の配合と注入量は工種毎に定められている。配合については確認工事において配合試験を実施し、当該地区への適応を確認している。先行削孔の配合については、削孔抵抗の低減と孔壁の安定が主たる目的のため、若干の変更が可能である。そこで、本工事では試験的に貧配合のI液を使用した。

表-1 注入液配合表

工 種	水 (ℓ)	スラグ (kg)	フライアッシュ (kg)	ベントナイト (kg)	W/(F+S) (%)
先行削孔I液1	905	172	55	27	400
先行削孔I液2	925	140	45	28	500
三軸削孔I'液	900	217	40	15	350

工 種	水 (ℓ)	セメント (kg)	ベントナイ (kg)	増粘材 (kg)	膨張材 (kg)	W/(C+A) (%)
三軸削孔II液	751	692	23	2.3	58	100

表-2 標準注入量一覧表

工 種	施工状態	液の種類	注入量 (ℓ/m)
先行削孔	削孔時	I 液	150
	引上時	I 液	30
三軸削孔	削孔時	I' 液	532
	引上時(低部5m)	II 液	396
	引上時(低部5m以浅)	II 液	167

表-3 標準削孔速度一覧表

工 種			削孔速度 (min/m)	引上速度 (min/m)
先行削孔工	ケーシング削孔		4.0	0.25
	先行削孔	GL-40mまで	3.3	0.8
		GL-40m以深	4.1	
	三軸削孔工		2.4	0.5
		GL-40m以深	3.4	

表-4 削孔速度実績

工 種			削孔速度(min/m)		
			6BL	7BL	8BL
先行削孔工	ケーシング削孔		3.22	3.73	4.56
	先行削孔	GL-40mまで	3.73	4.52	15.33
		GL-40m以深	5.88	5.88	—
三軸削孔工	GL-40mまで		4.07	2.71	2.86
	GL-40m以深		5.41	4.41	—

表-5 注入量の実績

工 種	種 別	細 目	設計との比較(実績/設計量×100)		
			6BL (%)	7BL (%)	8BL (%)
先行削孔	I 液	注入量	145	146	296
		材料量	119	120	242
三軸削孔	I' 液	注入量	105	105	107
		II 液 注入量	114	114	113

表-6 施工長別調整杭発生率一覧表

施工長	6BL		7BL		8BL		計	
	発生区間数	発生率	発生区間数	発生率	発生区間数	発生率	発生区間数	発生率
	発生/全体	%	発生/全体	%	発生/全体	%	発生/全体	%
40m未満	0/ 0	0.0	0/0	0.0	0/99	0.0	0/99	0.0
40m～50m	0/ 0	0.0	7/58	12.1	4/18	22.2	11/76	14.5
50m～60m	34/163	20.9	7/52	13.5	0/0	0.0	41/215	19.1
60m以上	7/ 23	30.4	0/0	0.0	0/0	0.0	7/23	30.4
計	41/186	22.0	14/110	12.7	4/117	3.4	59/413	14.3

表-7 止水壁の管理基準

項目	規定値	備考
圧縮強度	10kgf/cm ² 以上	4週強度
透水係数	1×10 ⁻⁶ cm/s 以下	

標準削孔速度については確認工事の実績と過去の同種工事の実績から定めたものである。

4-3 施工実績

削孔速度と注入量の実績を表-4, 5に示す。削孔速度では、各ブロックで特徴的な値を示している。6BLでは標準削孔速度に比べてケーシング削孔では速く、先行および三軸削孔では遅くなっている。ケーシング削孔が速くなった原因は、地盤が軟弱であったことが考えられる。

8BLでは他のブロックに比べ大きな値となっている。これは、前述のとおり安山岩等の硬い地盤が影響している。先行削孔においては15 min/mと標準削孔速度に比べて約5倍となっている。三軸削孔では施工長が短いことや固い地盤を先行削孔ですでに破碎していたために比較的速い速度となっている。

7BLにおいては、ほぼ中間的な値を示している。深度別の削孔速度では、全ての場合において深度の深いほうが高い値となっている。これは地盤の差異はもちろんであるが、錐長が長くなったことにより曲がり等により抵抗値が増加していることが考えられる。

注入量においては、注入量が1m当りの量で示されているにもかかわらず、大幅な増加が見られる。これは、施工中に削孔速度にあわせて注入量を増減させるが、施工上注入液の最低吐出量が制限されるために、削孔時間の増加が注入量に影響を与えている。

I液の注入量と材料量の値が異なっているのは、貧配合のI液で施工したためで、25%程度材料のロスを減らすことができた。ベントナイトの配合は3%に固定したことにより孔壁を安定させることができ、施工上の問題は発生していない（材料量はフライアッシュとスラグの値で、ベントナイトは3%固定のため注入量と同程度の増加となっている）。

4-4 調整杭

SMW工法による施工では、基本的に孔曲りを修正することができない。三軸削孔終了後に出来形を測定し、不連続部分には再度三軸削孔「調整杭」を行う。表-6に調整杭の実績を示す。

施工長別に発生率を見ると、深くなるにつれて増加していることが判る。特に $d=60\text{m}$ 以上の場合には30%となり、急激に増加している。設計の想定値が $d=40\text{m}$ 以上で15%以内であったが、 $d>50\text{m}$ では、発生率が15%を超えた。また、実績は調整杭が必要となった区間数を示しており、施工本数では同一区間で最大5本施工している場合もある。その区間は6BLであり、そのことから施工長が調整杭の発生に密接に関係していることが分かる。

4-5 管理基準

止水壁の管理基準値を表-7に示す。透水係数については特に養生期間の規定はない。圧縮試験は、現場での未硬化ソイルモルタルから採取したサンプリング試料によるものとコアボーリング試料によるものの2種類で実施した。透水試験は圧縮試験と同様の試料で室内試験を行い、それ以外にボーリング孔で現場透水試験を行った。現場サンプリング試料は、施工完了後の止水壁から、採取器を用いて地下20mのセメントミルクを採取するもので、ボーリング試料は、養生完了後の止水壁からボーリングにより試料を採取するものである。ボーリング試料は、主に不良の箇所をピックアップしている。

4-6 圧縮試験

(1) 現場サンプリング試料

現場サンプリングによる試料の圧縮試験では、養生期間を1週と4週でそれぞれ行った。1週強度では、平均 8kgf/cm^2 (78.4N/cm^2) で、ほとんどが 10kgf/cm^2 (98N/cm^2) 未満であった。4週強度では平均 24.7kgf/cm^2 (242N/cm^2) となり、最低でも 11.7kgf/cm^2 (114.7N/cm^2) と管理基準値を満足した。

(2) ボーリングコア試料

ボーリングコアによる圧縮試験は、圧縮強度の平均が 22.3kgf/cm^2 (218.5N/cm^2) と満足な結果が得られた。図-3に「深度-圧縮強度相関図」を示す。深度の浅いところにデータが多いのは、目視で不良な区間が、浅いところに多かったことを示している。

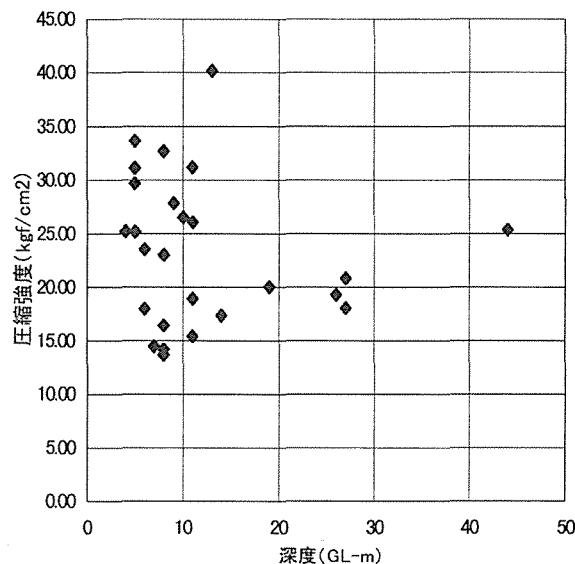


図-3 圧縮強度-深度相関図 (ボーリングコア)

4-7 透水試験

(1) 現場サンプリング試料

現場サンプリングの結果では、1週養生時の透水係数の平均が $3.22 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ 、4週養生時の平均が $4.22 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ 、13週においては $1.3 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ となった。各データでは、4週養生時に1つだけ規定値を下回るものがあつたが、13週養生時では規定をクリアした。

(2) ボーリングコア試料

ボーリングコアでの試験では、平均 $6.31 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ と規定値を満足した。図-4に深度-透水係数相関図を示す。グラフから、均一な透水係数が得られていることがわかる。

(3) 現場透水試験

現場透水試験では、ボーリング孔を利用して行われた。当初はパッカー法と変水位法を併用した。これは、パッカー法では透水係数が $1 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ まで小さくなると適正に評価できない可能性があるため、試験的に変水位法を実施し、適否の判断を行った。その結果、変水位法の結果が室内試験と近い値を示すことから、変水位法を実施することになった。その後、定水位法も比較する必要があるために、両方の試験を平行して実施した。定水位法は、当初思ったとおりの値が得られなかったが、試験方法の改良により、変水位法と同等か、それ以上の結果をだすことが可能となった。試験方法の違いから、変水位法では測定地点から上部の全ての透水係数を示すのに対し、定水位法では測定区間のみの透水係数を示すことから、現場透水試験は定水位法のほうが室内試験と比較する上で有効である。試験結果は変水位法による透水係数の平均値が $3.12 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ 、定水位法による透水係数の平均値が $1.94 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ となり、室内試験による透水係数の平均値 $2.83 \times 10^{-8}\text{cm/s}$ と比較しても、変水位法よりも定水位法のほうが室内試験に近い値を示している。

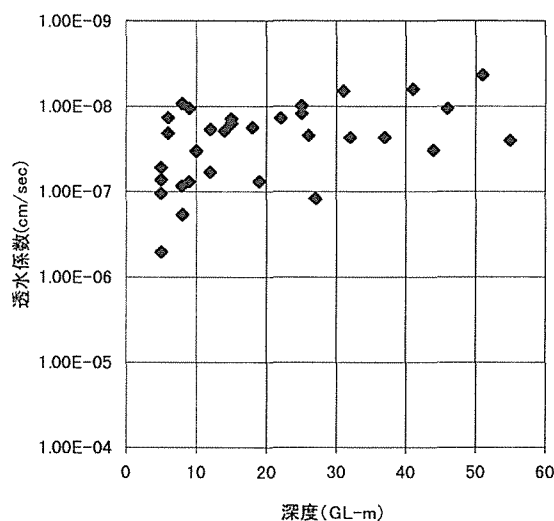


図-4 透水係数-深度相関図 (ボーリングコア)

4-8 考察

以上の圧縮試験と透水試験の結果により、一部に規定値以下のデータが見られたが問題ないレベルであった。ただ、止水壁上部の品質が低いのは粘土層に起因すると考えられる。次期工事では粘土層がさらに深くなるために対策を講じる必要がある。対策としては、

①注入液の配合を変える。

②三軸削孔前に骨材を増加する。

といったことが考えられるが、実際に試験施工を行い慎重に決定する必要がある。

§ 5. 空洞処理工

5-1 空洞の規模

琉球石灰岩は、風化したものから硬質なものまでかなり幅広い特性を持ち、また大きな空洞やドリーネが多数存在している。本工事においては、施工中に地下30mの深い位置に高さ7m、幅10mの大断面の空洞が発見された。

5-2 空洞処理の必要性

本工事は、原位置土攪拌工法により連続地中壁を造成し、地下水流を遮断し湛水させることを目的とする。また、本工事は、周辺地盤と止水壁を一体化させる構造となっていることから、壁自体の設計強度は 10kgf/cm^2 (98N/cm^2)と低く、強度よりも止水性に重点を置いた特性を持っている。これらのことから地盤に空洞や軟弱地盤（空洞内堆積粘土等）がある場合には、骨材率が低下する、水圧によるせん断破壊が生じる危険性がある、等により、地下ダム工事にとって空洞処理は重要なものとなっている。

5-3 空洞調査

(1)ボーリング調査

空洞調査として、まず、ボーリング調査を実施した。その結果、分かったことは、

- ①空洞は堆積粘土がある。

- ②空洞上下部は風化した石灰岩が見られる。

- ③空洞は地下水位下にある。

しかし、ボーリング調査では空洞全体を確実にとらえることができないため、適切な空洞調査を検討した。

(2)調査方法の検討

空洞全体を把握するための調査として、各探査法を検討した。その結果、微重力探査が、50cmメッシュまでの精密調査ができることや、空洞探査の実績があること等により今回の調査に最も適していると考えられた。施主と協議した結果、沖縄県の琉球石灰岩では実績が少ないため試験的に実施し、ボーリング調査の結果と照合することで、精度の確認をすることになった。

(3)微重力探査の原理

地球上の重力は、詳細な測定を行うと場所ごとに微小な変化があり、この微小な重力変化の要因は、地下の密度分布が不均一なことによる。このことから、詳細な重力分布を調べて地下の密度分布を推定する重力探査法が発案された。微重力探査法は、重力探査法と同じ原理に基づく探査法であるが、重力計の感度向上によって、従来はノイズとして処理されてきた微小な重力変化まで測定、解析する。

(4)調査結果

ボーリング結果との照合ではかなりの整合性が見られた。図-5に微重力探査結果を示す。

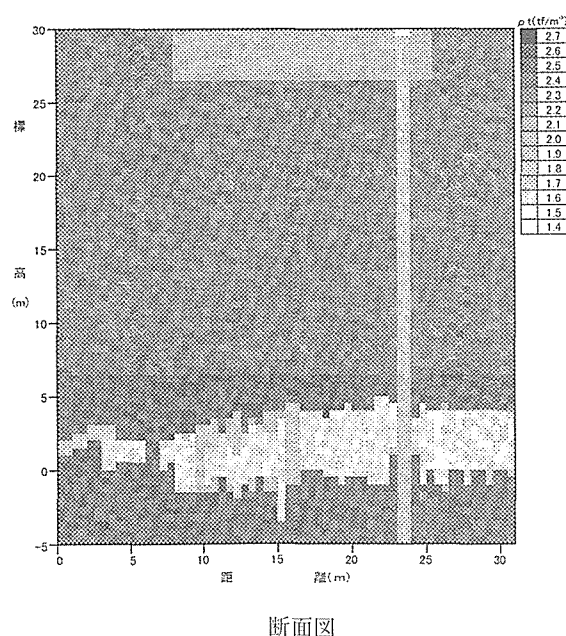
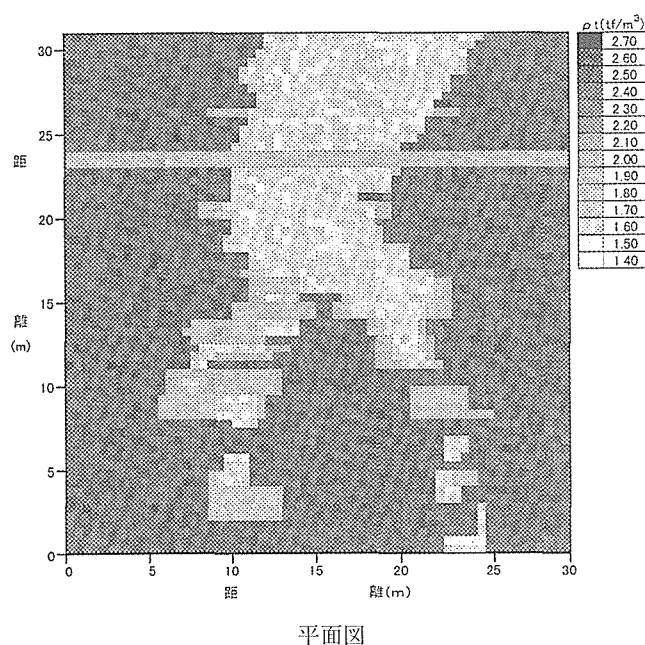


図-5 微重力探査結果

5-4 処理工法

各種工法を検討した結果、堆積した粘土を除去し、空洞をコンクリートで充填する工法に決定した。図-6に施工手順を示す。粘土を除去については、CJG工法で水のみを使用し、泥水化した後に大型サンドポンプで排出する工法を採用した。ポンプ挿入立坑については、全旋回工法($\phi 2.0\text{m}$)にて構築した。粘土除去後は流動化コンクリートをトレミー管にて打設し、養生後に通常の止水壁を施工した。

5-5 施工実績

CJG工法による粘土の攪拌が最も心配されたが、予定通りの成果が得られた。空洞内天端の崩落や、削孔液の塊が空洞内に存在していたために一時予定を変更してハンマーグラブにて掘削したこともあるが、概ね予定通りの施工であった。写真-2に空洞内の写真を示す。

§6. 西松式削孔支援システム

6-1 システムの概要

地下ダム建設において、止水壁の①施工精度および②不透水基盤への確実な根入れの確保が止水性能確保の為の要件とされているが、

①については、既に実用化されたシステムがあり、基本的には既存システムで測定した。しかし、既存システムでは、孔曲り測定は可能であるが修正は、視野に入れていない。これに対し、孔曲り修正を将来、視野に入れた独自の機構を開発した。

②については、前回報告で説明した新しい発案の機構を開発した

今回、上記2つの機構を中心に、従来から測定している③削孔深度、削孔荷重、削孔液注入量、削孔用モータ電流値などの測定値を一括してリアルタイムに処理・加工・表示できる新しい削孔支援システムを開発し、既存システムと並行して試験的に使用したので、その概要を述べる。

図-7は、システム概念図である。①の傾斜計は継錐一本毎(約10m)に一個設置、②の加速度計は先端錐に一個設置し、これを錐の中空軸の中で、ケーブルで接続して地上の送信させる。各センサはIC基盤付きで、これにデータの一次処理および通信制御をもたせた。③の施工情報については従来システムでの測定システムから信号を制御ボックスで受信した。これらの信号を一括無線送信し、制御室で処理・加工した。



粘土除去前



粘土除去後

写真-2 空洞内写真

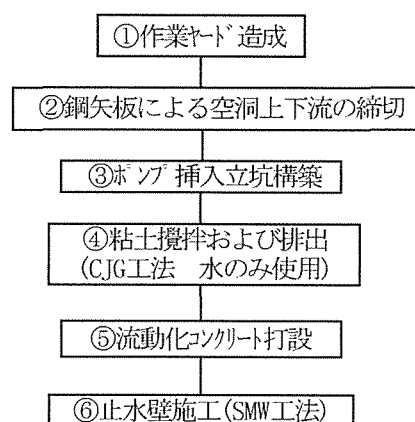


図-6 空洞処理施工手順

6-2 実験結果

傾斜計と加速度計の信号については、注入液中での安定送信に問題が発生した。原因は、コネクタやIC基盤に注入液が進入したことによって信号の不安定、供給電力の不足、マイクロチップの動作不良等であった。これに対し種々の改良を加え、通信の安定を図る(q_u : 約 $1,000\text{kgf/cm}^2$ (9800N/cm^2)) の切削に伴う錐の振動(数 1000m/s^2)が大きく、厳しい環境下での通信成功は意義が大きかった。図-8は、本システムのモニタ画面のイメージである。今回の実験では、通信確保が主課題となったが、将来は、本モニタで、孔曲り、根入れ岩盤の判定、その他の施工情報を確認しながら削孔できることになる。

§7. おわりに

本工事では、安山岩混じりの琉球石灰岩という厳しい地盤条件下で最大深度62mという大深度柱列壁施工であった。しかも、途中、琉球石灰岩層特有の鍾乳洞に遭遇するなどの障害を克服しながらの施工になった。また、柱列壁の鉛直性確保、壁体の品質確保、空洞探査などの高度の技術管理も要求された。

この様な状況下で、本社一般土木委員会を中心に、土木設計部、機材部、技術研究所のご指導・ご支援をいただいた。そのかいあって無事、完了の運びとなった。また現在、その2工事を準備中で、本工事で得た技術ノウハウを最大限活用していきたい。最後に、企業先各位をはじめとするご指導、ご鞭撻をいただいた多くの方々に感謝の意を表して筆を置く。

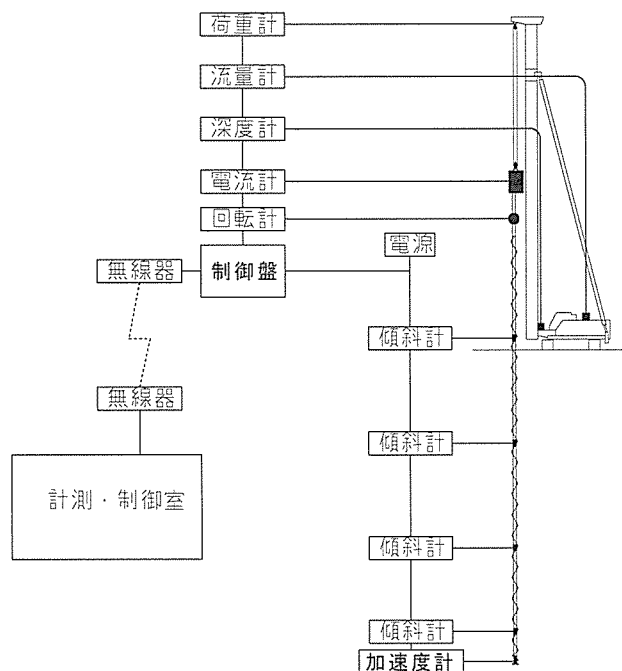


図-7 システム概念図

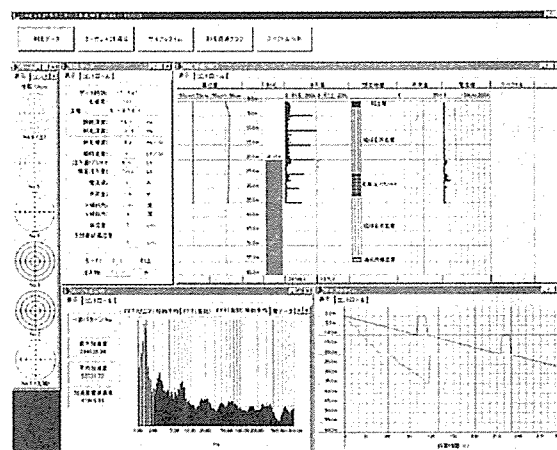


図-8 モニタ画面イメージ