

奈井江火力発電所ポンプ室仮締切工事について

正員 ○宗 像 治 郎*

正員 高 橋 睦 雄*

1. は し が き

1-1 火力発電所のポンプ室

火力発電所に於ける土木工事のうち、主なるものとして復水器冷却用水施設があります。復水とは高温高圧の、タービンを通過してきた蒸気を冷却してもとの純水に復帰させるという意味で、ポンプ圧送の冷水をコンデンサーに循環させて、その目的を達することになります。

施設の一部であるポンプ室には1機2台の立軸斜流式ポンプが有り、冷水を圧送させうる機能を持ち、いわゆる冷却施設の心臓部とも言えるものです。

一面このポンプ室を土木屋的に見ますと、大きな釜場とみなすことが出来ます。すなわち海や河などの給水源から取水し、これをポンプ室に引水して、ポンプアップする形は、我々の水替方法の考え方によく似ているからです。またポンプ室の大きさは発電所の発電機の数、出力などによって平面的に拡張されますが、深度は普通、地表より12～13mの深さであり、取水位と地表とに大きな高低差がある場合更にその深度は大となります。

その例を記すと、

滝川火力発電所の場合	G.L. より約16m 下り
新江別火力発電所の場合	G.L. より約13m 下り
奈井江火力発電所の場合	G.L. より約12m 下り

となっています。

1-2 工 事 概 要

当工事は空知郡奈井江町より道々15号沿いに約4kmの奈井江大橋の下流部に位置し、石狩川中流部のいわゆる蛇行の多い沖積層上に計画された地下構造物であります。地下の状態は砂、小砂利交りの砂層でN値も10～30と中程度の締りであり、地下水位はかつて石狩川蛇行変遷で造成されたため、石狩川の涵養をうけて伏流し最高13.5mに達しており湧水量もかなりのものが予想されておりました。

従って施工順序としては、E.L. 15.50mよりE.L. 13mまで素掘し、それより下部水中部分は鋼矢板(III型 L=14.5mで締切り深さ9.5mを掘削して、構造物を築造するもので、主要工事数量は表-1のとおりであります。

表-1

工 事 名 称	仕 様	称 呼	数 量
切 取	E.L. 12.0 m 以上	m ³	4,427
〃	E.L. 12.0 m 以下	〃	8,074
埋 戻 盛 土		〃	6,297
型 枠 工		m ²	5,466
鉄 筋 工		t	314
コンクリート工	セメント 250 kg/m ³ 使い	m ³	3,376
鋼 矢 板 工	III 型 L=14.50 m	t	313
内 部 支 保 工	H鋼	t	268
水 替 工 地	Q=12 t/min	式	1

2. 土質および地下水の状況

2-1 土 質

当地点は前述の通り、石狩川蛇行堆積によって形成された小砂利交り砂層の成層台地で、一部にシルト質粘土の混入も認められますが、大略砂礫層から成り、礫の含有量も30～40%と、砂分が多くなっております。また礫の最大径は10～30m/m、有効径0.05m/m、均等係数は40～100の値を示し、N値も上部砂層では10以下とゆるく、深部になるに従い高くなる砂礫特有の傾向を有しておりますが、深度8m付近でN=4と相対密度の小さい値を示しているのは、過去における河川氾濫堆積物がレンズ状に介在するため全般的な傾向としては基礎面付近で、20～30以上期待できる良好な基礎を与えております。

2-2 予想水量並びに地下の状況

当地点の地下水は約150m離れた、石狩川の水位に追従し、W.L. 11.00～13.50m位の間で常時変動している事が、事前調査の結果確認されておりました(図-3参照)。

従って地下工事の仮締切工事を施工する時期としては地下水位の低い冬期渇水期を利用する事が賢明で、遮水工法として鋼矢板仮締切を計画し、湧水量の算定にあたっては底面より流入のある井戸公式を用い(透水係数は調査工事で求めた。水平方向の平均値 4×10^{-1} cm/sec に対し垂直方向透水係数はこの1/10とした)、更に鋼矢板ジョイント

* 大成建設 KK 札幌支店

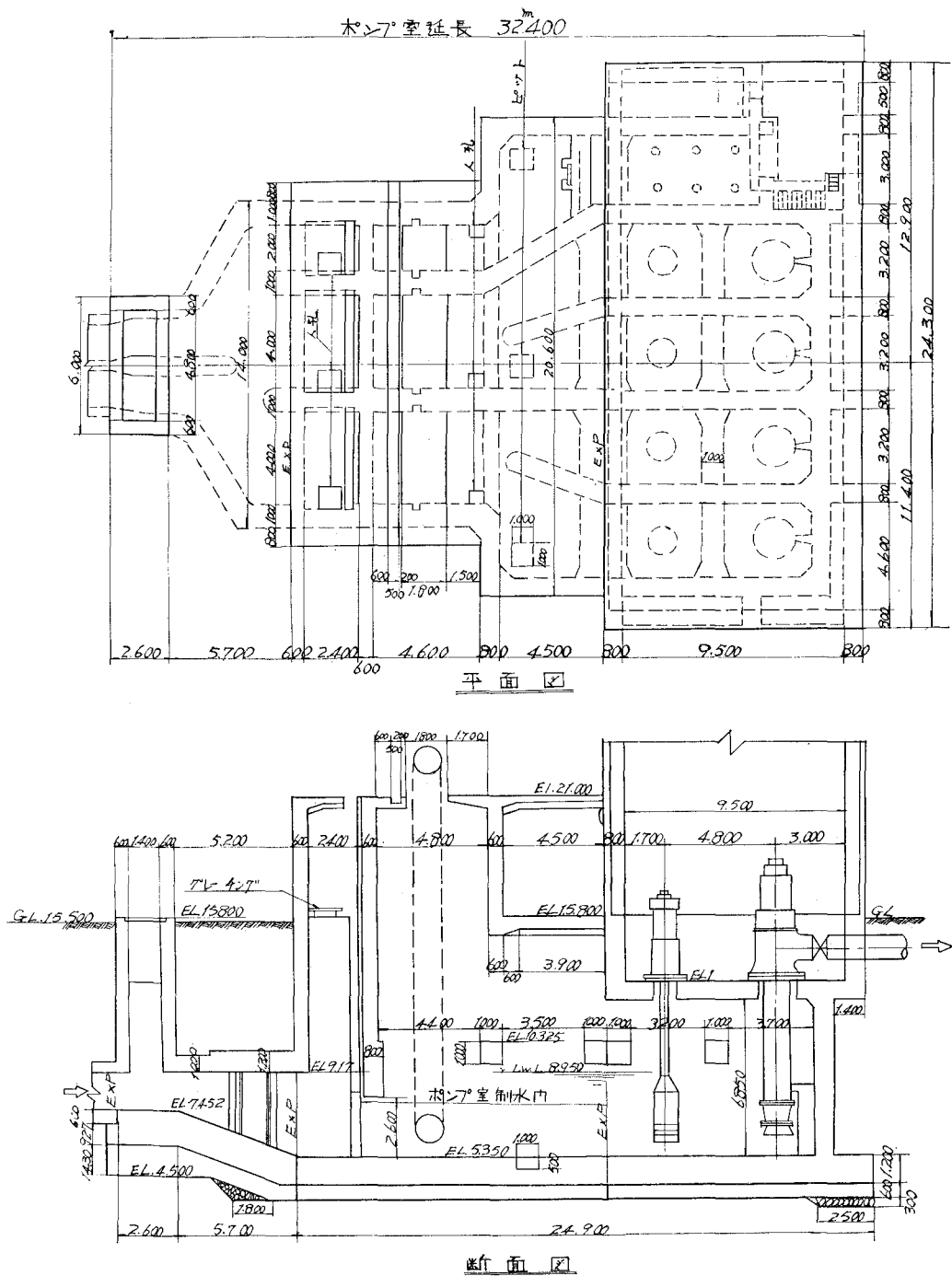


図-1 ポンプ室構造図

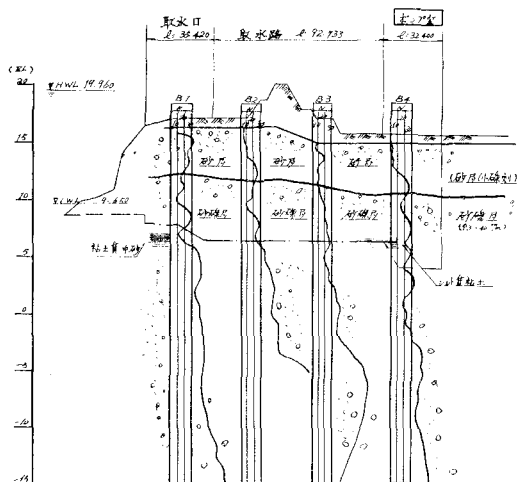


図-2 土質及び N 値図面

よりの漏水量を事前の試験工事から想定し、最大 12 t/min と決定しました。施工の結果実際の湧水量は表-2 に示す通りで略々妥当なものでありましたが、床付近のボーリング現象により最大量は多少これを上まわったようであります。

表-2

標 高	湧 水 量 (t/min)	摘 要
E.L. 13.00~9.50 m	1.8	
E.L. 9.50~8.00	4.0	
E.L. 8.00~6.25	6.0~7.0	
E.L. 6.25~3.40	13	ボーリング現象により 約 13 t/min に増加

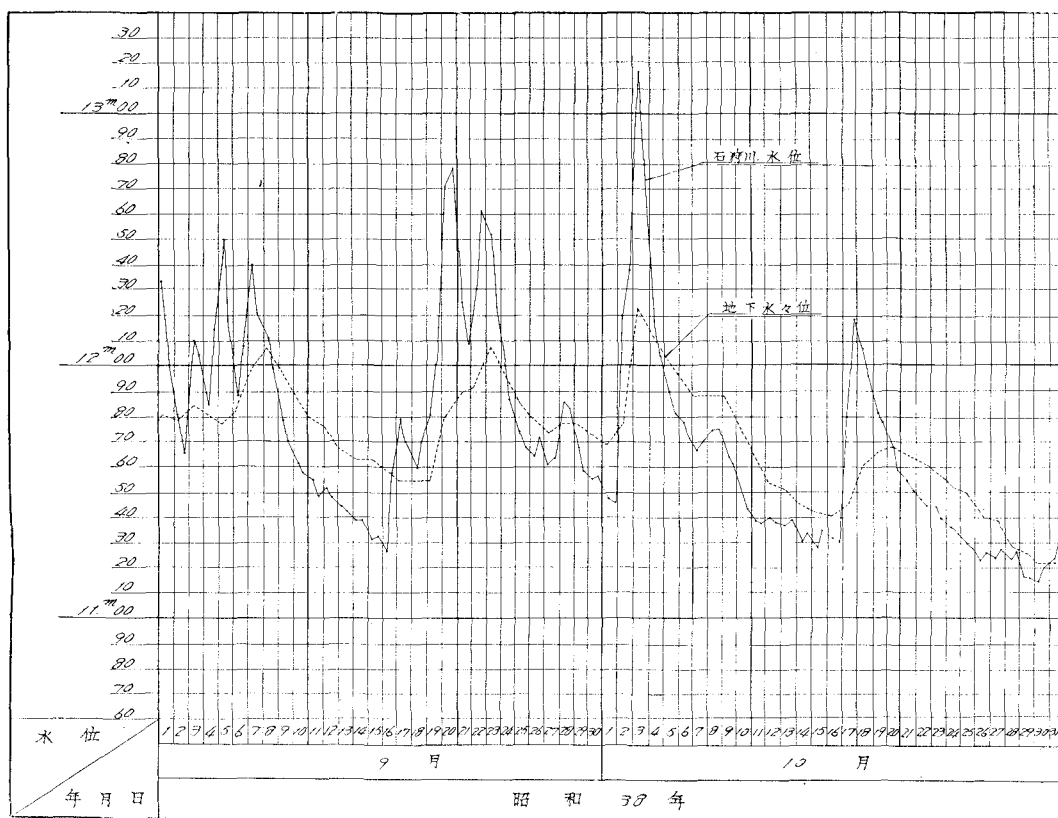


図-3 石狩川及び地下水位観測図

3. 鋼矢板工法に対する検討事項

3-1 鋼矢板及び締切形状寸法の決定

3-1-a 鋼矢板締切天端高および根入長の決定

鋼矢板締切天端高は、施工時期の平均地下水位を EL 12 m と考え融雪期の河川水位の上昇に対し安全をみて EL 13

m と決定しました。矢板の根入長に対しては当工法に於いて、最も重要な事項の1つでありますので、予想され得る3項目、即ち、ヒーピング、パイピング、水圧土圧に対する力学的条件等を検討の結果、矢板長を 14.50 m、III 型と決定しました。

即ち、ヒーピング現象ですが、当地点の如き砂礫質土に

対しては、その剪断強度から発生をみないことがほぼ明らかです。パイピング現象は、難解な土質力学的要素を多く含んでおり安全率についても相当量とすることが推奨されているため不透水層が存在するならば、その位置の確認を含め、パイピングに対する限界動水勾配検討のため試験工事を実施し、計算検討との相対性を確めました。一般に言われている様に、鋼矢板先端部における過剰水圧を水頭の1/2とする次式がほぼ妥当な結果を与えることを確認した次第です。

$$F_s = \frac{D \cdot \frac{G-1}{1+e}}{\frac{H}{2}} \tag{1}$$

ここに、

- F_s : 安全率
- G : 土の比重
- e : 土の間隙比
- D : 矢板根入長
- H : 水頭差
- B : パイピング発生領域
- h_0 : 過剰水圧

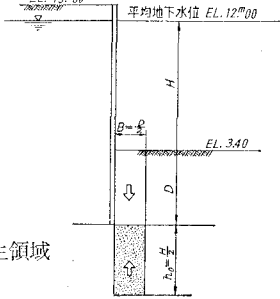


図-4 締切寸法平面図

ここで、 $F_s=1$ の場合の D を計算しますと (1) 式に

$$H = 8.60, \quad e = 0.75, \quad G = 2.65$$

を代入して根入長 $D=4.56 \text{ m}$ を得ます。

さらに次項で述べますが土圧水圧に対する検討などからマーケットサイズにあわせ全矢板長 (L) を $L=9.60+4.90=14.50 \text{ m}$ と決定し、型は試験工事における打込性能をも

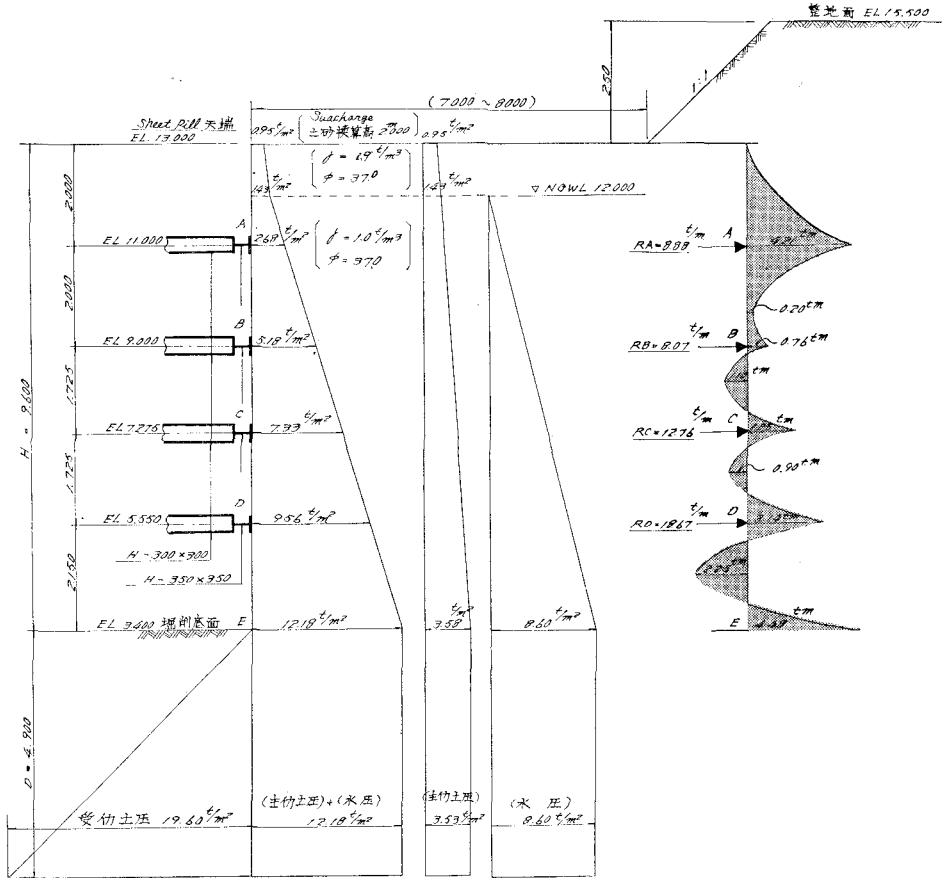
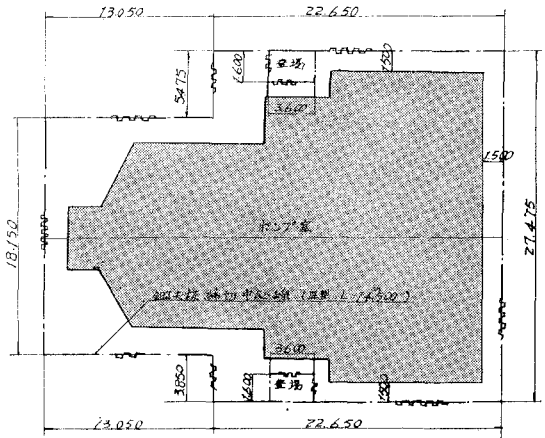


図-5 土圧及び水圧計算結果図

とに経済性をも考慮して III 型を採用することに決定しました。

3-1-b 縮切形状寸法

大きな外圧に対して安全なよう（図-5）のように計画し、構造物からは排水溝の条件などを考慮して1.5mの最小クリヤンスを取り寸法を決めました。

3-2 鋼矢板強度の検討

土留壁に作用する土圧の分布は土留壁の剛性に左右され一概に決定する事は難しく、特にランキンの土圧分布は、壁体とその下端を中心に外側に傾くか、鉛直を保持したまま水平に移動する場合にのみ生ずることは周知の通りであります。多くの実験で壁高の1/1000の水平移動によってもその土圧が三角形分布になる事が確められていることからランキンの土圧値を採用しました。

計算条件

$N = 23.2$ (平均 N 値)

$$\phi = 37^\circ$$

主動土圧強度 $P_a = K_a \cdot r \cdot h$ (t/m²)

受動土圧強度 $P_p = K_p \cdot r \cdot h$ (t/m²)

ここに、

K_a : 主働土圧係数 $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$

K_p : 受働土圧係数 $\tan^2 (45^\circ + \phi/2)$

γ : 土の単位容積重量 (t/m³)

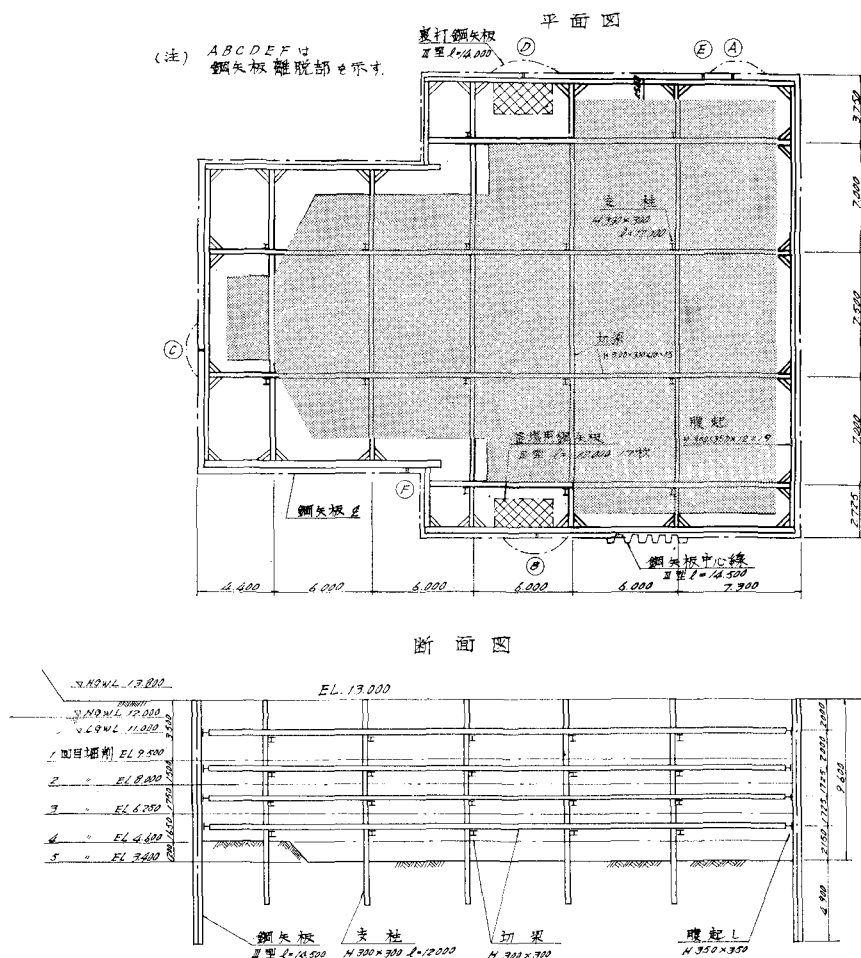
$$h: \text{高} \quad \text{m}$$

以上の条件に従って土圧および水圧を計算し、その結果を図示したのが (図-5) であります。

なお鋼矢板の安定性に就いて主動土圧および水圧による転倒モーメントと抵抗土圧による抵抗モーメントを計算しますと、転倒モーメント=297 t-m, 抵抗モーメント=355 t-m となり、転倒モーメント<抵抗モーメントで $F_s=1.2$ を得、ほぼ安全であることが確認されます。

3-3 内部支保工の計画

最下段の内部支保工に加わる外圧は 18.9 t/m と非常に大きな値になりますので、この荷重に耐え得るしかも掘削並びに内部構築作業にできる作業空間を得るためには、鋼材が鉄筋コンクリート部材の耐圧部材によらなければな



图—6 内部支保工形状图

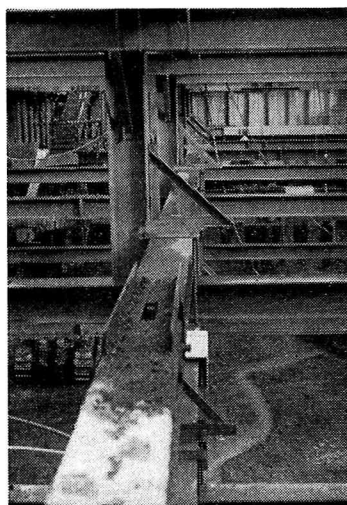


写真-1

らず、従来使用されてきた木材ではとうてい無理とされますので、作業性を考慮しマーケットサイズの H 鋼支保工材を使用することになりました。

(図-6) に示すように切梁間隔を約 6 m に保ち、坐屈強度を上げるため切梁を短柱化するよう H 鋼の支柱材を打込み、各段の内部支保工の上下から山形鋼で製作したブラケットを支柱材に溶接して固定しました(写真-1)。

又腹起材には鋼矢板の反力に抗して所定の作業空間が得られるよう一段大型の H 鋼を用い鋼矢板とのスムーズな接触を計るため、小空間に木製のパッキンを、大空間および切梁、燧の接触個所には下方より枠材をあて、貧配合コンクリート(セメント使用量 210 kg/m³)を打設して修正しました。

主要内部支保工材料は表-3 の通り。なお側壁立ち上りコンクリート打設の時は切梁材は埋殺となります。

表-3

名 称	形 状 寸 法	称 呼	数 量
切 梁 材	H-300×300×10×15	t	157
腹 起 材	H-350×350×12×19	t	74
支 柱 材	H-300×300×10×15	t	18
補 強 材	山型・溝型・厚板他	t	19

4. 施工に当って生じた諸問題

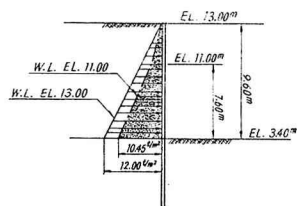
4-1 施工期間の選択

2-2 で記したように、地下水位の低い時期に施工する方が、冬期施工による作構工事の出費増を考慮しても、なお確実性、安全性に富むとの判断の下に融雪前に地下水位上まで立ち上る事に方針を決め当初の計画を変更して、寒中

施工に踏みきりました。

すなわち右図のように融雪期の上昇水位 (WL 13 m) の場合と冬期の WL 11.00 m の場合の土圧を比較しますと、58 t/m に対して 44 t/m で約 76%

となり、鋼矢板の完全施工の困難性に対して充分安全を保證してくれることになります。



4-2 鋼矢板の離脱

鋼矢板による締切工事に於いて、最も困難を来す接手箇所の外れが 7 箇所も生じ切取作業の進捗に大きな障害となりました。その原因に就いては次の事項が考えられます。

1. 埋木 (φ 90~100 cm の埋木が現れている) 他地下障害物による鋼矢板の変形による外れ。(最大打込回数 3,000 回/枚以上)

2. 鋼矢板打込施工の不良, すなわち鋼矢板が打込方向に傾斜した場合, 真直ぐに無理に修正しようとしたときなど。

3. 鋼矢板自体の断面性能が, その地点の局部的に大きい N 値に対して弱かったと思われること。

4. 打込用機械の不良, 不適の場合。(デーゼルハンマー 12 型) で「びようぶ打をする」(写真-2)。

以上のうち 1 と 3 が最も大きな原因であろうと思います。2 と 4 は施工中に気がつけば改良できますが, 1 と 3 は掘削してみなければ結果が判明しない場合が多く, 特に矢板工法のむずかしい点と考えられます。従って当地点のように旧河床砂礫層又は氾濫堆積物が予想される地盤には 1 ランク大型サイズの製品を使用する事が, 工事の安全推進を計る意味から無難と考えられます。

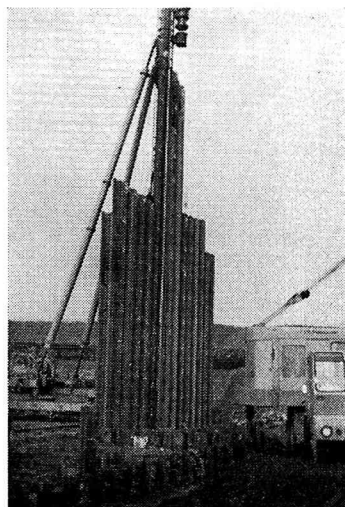
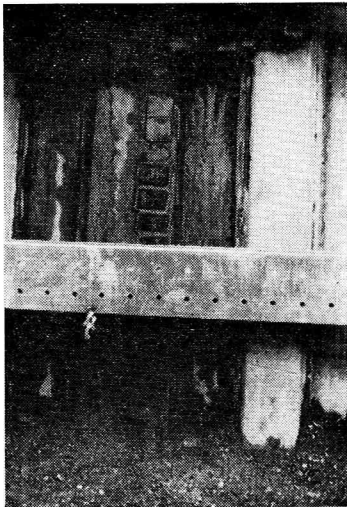


写真-2

4-3 鋼矢板離脱による悪影響

殊更述べるまでもなく、前記の諸条件により矢板の継手が外れた場合、

- 1. 掘削進行と共に水と砂、砂礫が流入し、深さが増すにつれてその勢が増々激しくなり、土砂処理量が増える。
- 2. 鋼矢板背面の土砂が陥没し、内部支保工に力学的変動をきたし、山留全体が不安定になる。
- 3. 漏水量が増加し、揚水設備の追加を行わなければならない。
- 4. これらの処理のため、雑作業が増え工程が延び工費が嵩む。

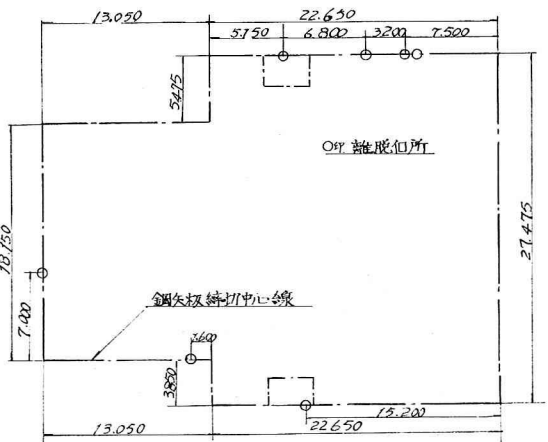


写真—3

などがあげられ、その外的間接的悪影響も大なるものがあります。

4-4 離脱に対する処理

離脱は、図-7 の位置に発生し、離脱個所の高さは表-4 の通りであります。



図—7 離脱個所平面図

表—4

	離 脱 高 (EL) (m)	裏打鋼矢板枚数 (枚)
A	8.00	11
B	7.40	11
C	10.00	11
D	3.80	13
E	4.50	0
F	3.00	0

これに対処し、遮水が不完全であっても土砂の流入を極力阻止する方針のもとに、地下水の浅い処では鉄板を溶接しながら、切取作業の進行を計りましたが(写真-3)、外圧の増加につれてこの方法も不可能となり、最終的には鋼矢板を裏打し、注入効果増増のため復水して二重矢板の内側に珪酸ソーダーを主剤とする、不安定水ガラス工法によるグラウトを施工しました。しかしこのグラウトは、粘性抵抗のため粗粒子間を若干填充したにすぎず、目的を達成するにはいたりませんでした。したがって、第二グラウトを計画し、硬化時間が早く、粘性が低く、比較的砂質にも有効と考えられる、薬液注入を検討し、アクリルアミドを主剤とする、スミソイル工法により、注入された薬液が重合反応によって不溶性の強固なゲルを形成することによって遮水および地盤の固結安定化を計画し、施工の結果ほぼ満足し得る効果がありました。

これら一次、二次グラウトの配合は、下表の通り。

第一次グラウト工配合表

珪 酸 ソーダー (ℓ)	水 (ℓ)	セメント (kg)	ベン ト ナ イ (kg)	ゲルタイム (分)
10	100	3.5	6	30~60

第二次グラウト工配合表 (スミソイル工法)

名 称	水 (ℓ)	ス ミ ソ イ ル (ℓ)	助 剤 (g)	促 進 剤 (g)	開 始 剤 (g)	ゲ ル タ イ ム (分)
A 液	80	20	320	5		
B 液	100				400	5~6

セミソイル工法の配合表のうち、スミソイルは、主として合成樹脂の原料であるアクリルアミドであり、以下助剤はアスコンビン酸ソーダー ($C_6H_7O_6Na$) 促進剤は硫酸第一鉄 ($FeSO_4 \cdot 7H_2O$) 開始剤は過硫酸アンモン ($(NH_4)_2S_2O_8$) そしてゲルタイムを調整する抑制剤としてトリエタノールアミン ($HOCH_2 \cdot CH_2)_3N$ 等であります。

以上のグラウト工に併行して水替を行いながら締切内部に 図-8 のように離脱個所の地山を乱さず周囲を軽量鋼矢



鋼矢板離脱の処置による所要日数を参考までに示します
と図-9の通りで太線の日数だけ遅延したと考えられます。

图—9

4-5-1 切梁材の問題

鋼矢板の接手離脱個所の処置として、グラウトによることは前述の通りですが、注入個所の流水をとめて完全施工を計るため一時水替ポンプの運転を中止して復水し、グラウト完了後、再び揚水しましたが、この時に支保工部材の接手部分が折曲して、最大 40 mm 程のずれが生じまし

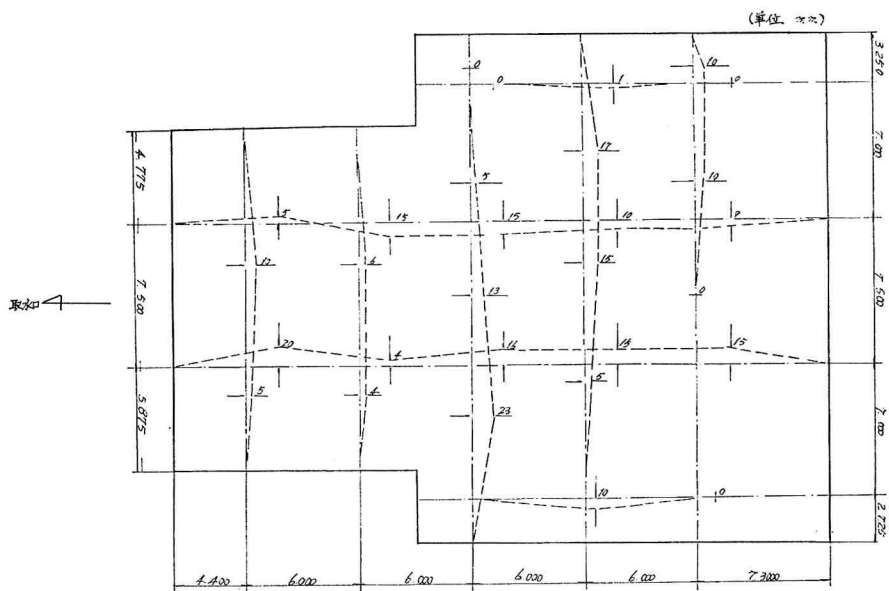


図-10 内部支保工切梁変形実測平面図

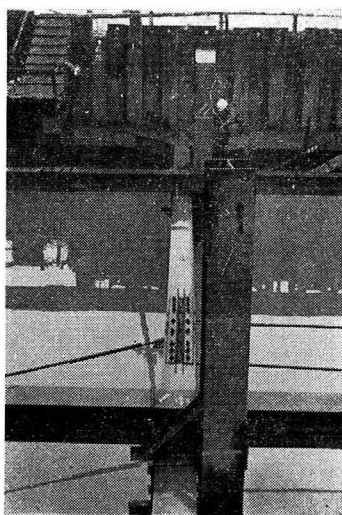


写真-5

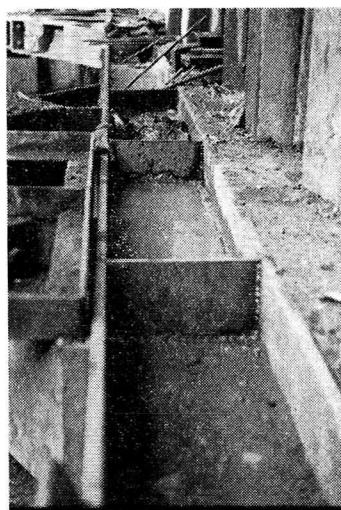


写真-6

た。この現象は上下より、左右の平面的方向に多く生じたため揚水を徐々に行ないながら、切丸太、鋼材などで元の位置に復帰させたわけですが、原因としては切梁材の両端に取付けてあるエンドプレートとの軸方向に対する直角精度が悪かったためと考えられます。

私共の思慮の不足から来した事ですが、鋼材発注の際普通のマーケットサイズに頼らずに、精度条件をつけるべきであったことが痛情されます。

4-5-2 腹起材の問題

鋼矢板の腹起材は、機械堀削を前提として切梁のスパンをできるだけ大きく計画するため (6 m とする) H-350×350×19×12 を用いました。設計に当り単純梁とするか、

連続梁とするか、又は半固定として計算するか、経済上の問題が生じますが、一応状態としては、半固定の感じであります。しかし「改正労働安全衛生規則の解説」では単純梁として扱うように唱っており、種々の設計例にも同様のことが記載されて居ります。かなり安全側に入り不経済と考えますが、少なくとも荷重の大きな部材は、仮設構造であるところから、施工精度を考え単純梁としえ設計すべきでありましょう。特に最下段は排水側溝など設置の必要上荷重の増加される恐れがあり、又パイピング、ボイリングなどにより根入部が不安定になることもあります。

又簾梁の取付けられる腹起材の部分には局部坐屈を防止するため、ウェブ間に反力に耐えるようなダイヤフラムを

取り付けの必要があり、腹起材の接手はできるだけ燧梁と切梁との間に設けるように設計すべきであります。

5. 中央釜場のボイリング現象

水替用の鋼矢板製釜場は、図-11に示すように締切内の両側に設けましたが、床付完了迄は、中央部の径4.46 mの試験工事の孔をも釜場として使用しながら堀削しました。

堀削がほぼ完成し、基礎面の湧水をこの中央釜場に集水するため、ポンプを増設し(6吋水中ポンプ6台 40 k 水中サンドポンプ1台、計7台) 釜場内の水位を EL 3.10 mまで低下させたとき激しいボイリング現象が発生しました。

発生箇所が堀削面の中央部に浸透流のエネルギー減衰が最も大きい所であり、原因が鋼矢板の離脱に直接関係があったか、常時揚水のため成層面透水係数が特に大きくなったかは、究明できませんでしたが、ボイリング発生の事実は鋼矢板の根入の状態にも問題があったのかも知れません。

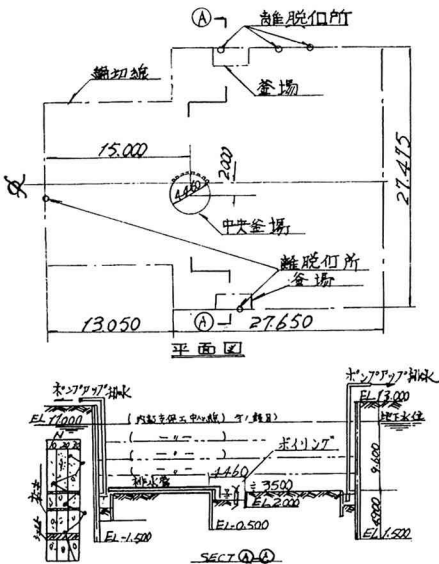


図-11 中央釜場ボイリング図

この激しいボイリングによって、床付付近での湧水量が13 t/min程度に増加し、砂礫の噴出が激しいため直に水位を水深50 cmまで復水して割栗石を投入し、山留工の安全を計る等の措置を講じましたが、床付には困難を極めました。しかし最終的に、基礎グラウト用の有効管を縦横に並べ栗石を張り、捨コンクリートを打設して、一応の処理を完了した次第です。

又大きなボイリング発生にもかかわらず湧水増だけで、締切に変化のなかったのは、入急に内部支保工したおかげと考えて居ります。

6. 掘削後の湧水処理と埋戻し工

掘削後の湧水処理には、コンクリート基面の砂礫の移動

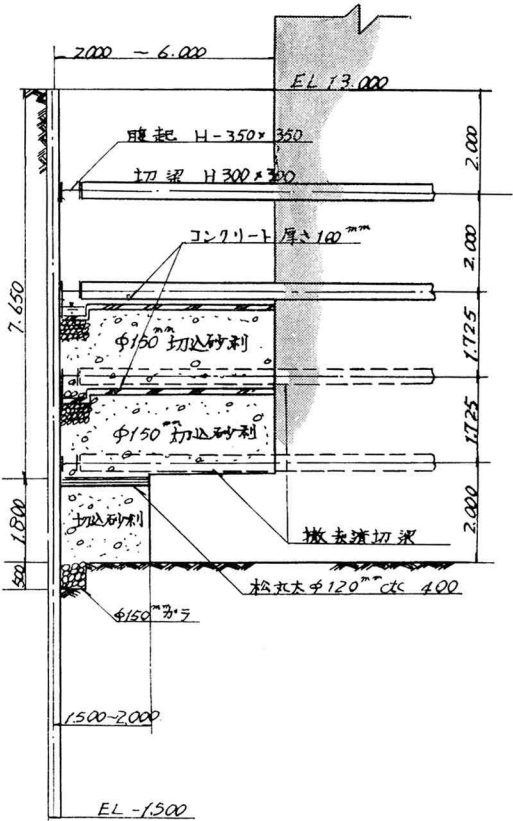


図-12 埋戻し工施工断面図

を防ぐため、軽量鉄矢板、木製厚板を横に並べて排水溝を作り(図-12 参照)更に2箇所鋼矢板製の釜場の周囲には80 cm位の厚さに玉石を敷き目潰砂利を入れて厚さ15 cmの無筋コンクリートを打設し、排水溝よりの水を集水ポンプアップしました。

このコンクリートはH鋼切梁の盛替用として考えたものですが、平滑な作業面積が得られ材料などの仮置場としても有効で、木材による盛替に比較し、作業性能を併せ考えますとより経済的であったと言えます。

埋戻し工は構造物のコンクリート強度と、内部支保工撤

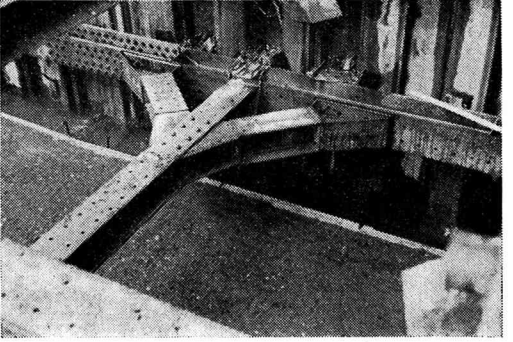


写真-7

去に関連があるため、一応 EL 11.80 m 迄のコンクリートを打設してから始めました。切梁の撤去に際しては締切矢板と、構造物とのクリアランスが、

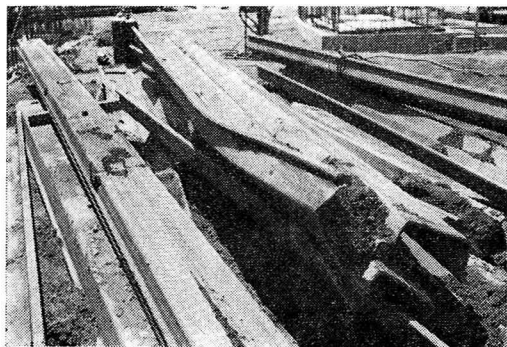
1. 1.50 m 以下の場合には (図-12) のように $\phi=12$ cm の松丸太で盛替え、切込砂利を填充しました。

2. 1.50 m 以上の場合には、最大径 120 mm 位の「ガラ石」を埋戻しに用い、その天端に厚さ 10 cm のコンクリートを打設しました。

以上の方法で、大きな外圧にもかかわらず、切梁の撤去による鋼矢板の変形を防止することができましたが、勿論この場合、鋼矢板とコンクリートとの間にはビニール布で縁切しました。この方法を各段くり返し、湧水処理、切梁材の撤去、埋戻し工を安全確実に施工することができました。

7. 鋼矢板の損耗

使用鋼矢板は、仮締切用 274 t と接手離脱箇所裏打用 39 t



写真—8

総計 313 t であります。構造物がほぼ完成し EL 13.0 m まで埋戻した後、バイブロハンマー (引抜用 22 k) で引抜きましたが、引抜不能のもの 70 t、曲りその他で再使用不能のもの 49 t、計 119 t 発生しました。

む す び

工事完成の後を振り返って見ますと、当工事のように外圧の大きな締切工事は、ささいな事にも充分な検討と施工が大切である事を痛感した次第です。最濁水時に施工しても、種々のトラブルが発生して労務、機械等のアンバランスをきたし、その結果工程が遅延し、更に安全上の不安感を招くなど工事管理者として大きな心労をともしました。工事は幸い無災害で完成しましたが、若し一步誤ればと考えますと寒心に耐えない場面も多々あった訳ですが、現場監督諸氏の適切な御指導により克服できました事は喜びに耐えない所であります。

むすびにあたり、企業者北海道電力 KK の温かい御配慮と工事関係者の不断の努力に対し、改めて感謝の意を表わすと共に、本誌作成に当り数々の調査ならびに設計資料を引用させていただきました事に厚くお礼申し上げます。

なおこの資料は、新しい工法、新技術の紹介ではなく、従来の鋼矢板工法の工事記録であり、皆様の意に添えない事をお詫びいたします。