

福山臨海製鉄所の土地造成と地盤改良

北川典生*

1. ま え が き

福山製鉄所は昭和 37 年 4 月、瀬戸内工業ベルト地帯のほぼ中心に位置する福山市に一貫製鉄所の建設をめざして、720 万 m² の埋立工事に着手し、昭和 41 年 8 月に第一高炉の火入れを行なった。それ以来、今日まで、建設工事は休むことなく続けられ、昭和 46 年 6 月に完成予定である第 4 期工事をもって、世界で初めての単一工場、粗鋼年産 1200 万 t の巨大な臨海製鉄所が出現することになる。表-1 はこれら一連の建設工程で、最近の建設技術のめざましい進歩によって建設工程が驚異的に短縮されていることを示している。

そのなかで、初期の土地造成から工場建設の段階まで、終始して土木部門に課せられた問題は、支持地盤には恵まれているが、表層に堆積する 10 m 厚のシルトに対して、いかに技術的に対処するか、ということであった。

よって、本文では、埋立の施工法、地盤改良および基礎工事の設計、施工などについて、主としてシルトとの

関連において述べたい。

図-1 製鉄所全体配置図

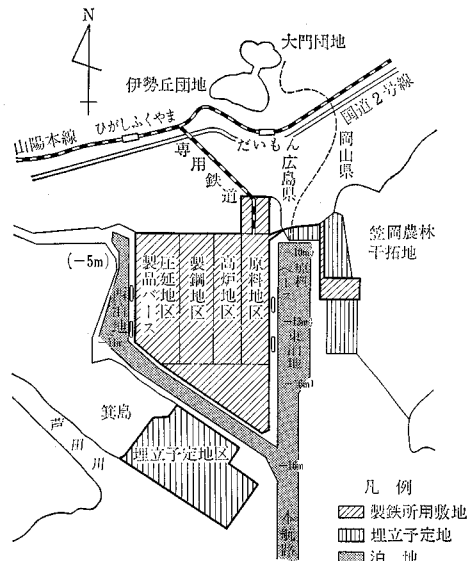
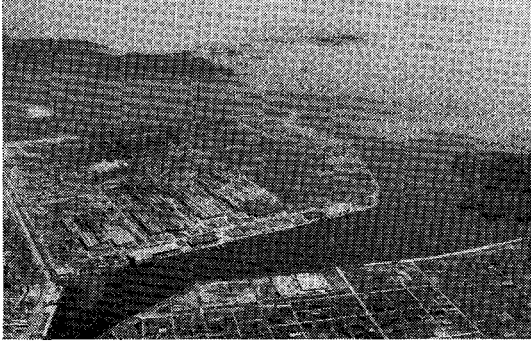


表-1 埋立建設工事実施工程表

項目	年 (昭和年)													
	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47
新製鉄所の計画立案		9	9											
実施調査			9	8										
埋立工事					4 (県施工)		3							
航路浚渫工事					10 (県施工)	8								
冷延先行工事						11	4							
第1期建設工事 (粗鋼生産 200万t)							3	8						
第2期建設工事 (粗鋼生産 450万t)								10						
第3期建設工事 (粗鋼生産 800万t)									2					
第4期建設工事 (粗鋼生産 1200万t)									6	2	3	7		
										置換				
											置換	3	4	
												12		

* 正会員 日本鋼管(株)福山建設本部土建建設部長

写真-1 製鉄所全景

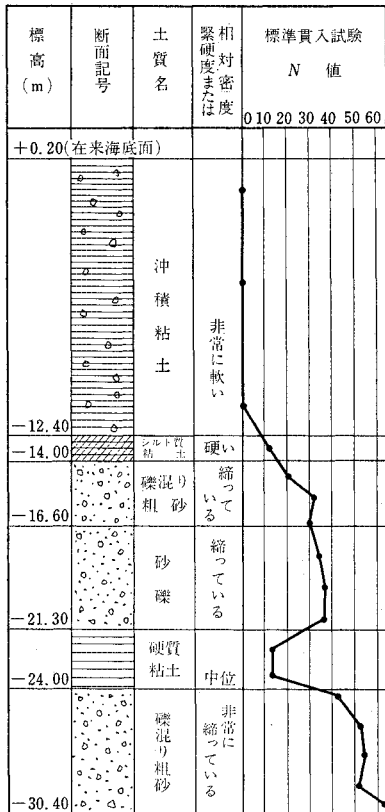


2. 埋立工事

(1) 土質

計画時の段階から今日までに、約 1200 ヶ所にのぼる土質調査を実施した。図-2 は埋立地の代表的な土質柱状図である。

図-2 土質柱状図
(埋立高 +5.10m+6.30m)



上層にきわめて軟弱な沖積粘土層があり、その下層は一部硬質粘土層をはさんだ強固な砂礫層から構成されており、埋立地全域にわたってほとんど均一で、ばらつきが少ない。

この粘土層は湾内堆積土で、粘土、シルトなどの微粒子が大半を占め、その物理、力学特性を表-2 に示す。

表-2 沖積粘土の物理力学特性表

物理	基本的性質	粒子比重 G	2.65~2.75
		単位重量 $r(t/m^3)$	1.40~1.45
		含水比 $W(\%)$	80~110
		間げき比 e_D	2.0~2.5
		飽和度 $S_r(\%)$	100
特性	粒度	砂 $S(\%)$	5~15
		シルト $M(\%)$	30~55
		粘土 $C(\%)$	35~45
		三角座標分類	粘土
		稠度	液性限界 $LW(\%)$
塑性限界 $PL(\%)$	35~60		
塑性指数 $IP(\%)$	30~85		
力学特性	せん断	一軸圧縮強さ $q_u(kg/cm^2)$	0.15~0.20
		炭敏比	—
圧密	圧密	圧縮指数 C_c	0.8~1.5
		圧密係数 $C_v(cm^2/sec)$	4.0×10^{-4}
		体積変化率 $m_v(cm^2/kg)$	$8 \sim 15 \times 10^{-2}$

自然含水比が液性限界に近く、せん断強度も小さく、自重による圧密を完了した程度の正規圧密粘土であり、流動性、圧縮性ともに大きい。カサグランデの分類では、塑性大の無機質粘土に属する（以下シルトと呼称する）。

(2) 埋立

新製鉄所の敷地は、すべて海面を新たに埋め立てることにより確保された。埋立の図形は、原料バースの東側から製品に至る過程を直線的に配置して、西側から製品を出荷するように決定され、小型船を対象とする西側泊地は、自然の地形（箕島）により被覆されるように位置づけられた。

埋立計画の大きな方針は、次のような点を考慮して決定された。

① 埋立土砂は、港湾施設（航路、泊地）のためのしゅんせつ土をそのまま充当し、不足分は団地造成などから発生する山土で補充する。

② 海底深部の良質な砂をより多く採取するため、泊地必要水深とは関係なく、しゅんせつ可能水深（-19.0 ~ -22.0 m）までしゅんせつする。

③ 第1期建設工事に必要な区域（246 万 m^2 ）のみ良質土をもって埋立て、その他の地区は吹込みシルトのままとする。第2期建設工以降は、その時期までの自然圧密乾燥を期待し、必要に応じて地盤改良、あるいは置換えを実施することとする。

④ 埋立護岸は急速施工に適した置換えによる捨石工

法とする。

⑤ 埋立内部の工区別の仮締切は原則として行なわない。

⑥ 埋立高さは +5.10~6.30 m (H.W.L.+3.840 m) として、工場排水勾配をとるために東西の中央部を高く造成する。

以上の方針にそって、昭和 37 年 4 月に着工し、40 年 3 月に第 1 期工事の完成をみた。

③項で述べたように、万遍なく埋立てることをしないで、必要に応じて埋立示様を変えた、いわゆる重点施工方式は、本埋立の大きな特長といえる。これは、第一に先行投資をできるだけ少なくすること、次に海底の良質土の絶対量不足による。

表-3 埋立護岸延長および埋立土数量表

埋立護岸 (m)	埋立土量 (m ³)		
本護岸 (A型)	2 924	軟質土 32 400 000 (66%)	最盛期ポンプ船 11隻稼働 全能力 43 700 IP 排砂量 1 500 000 m ³ /月
本護岸 (B型)	4 355	硬質土 14 910 000 (30%)	
本護岸 (C型)	1 131	山土 1 910 000 (4%)	
計		49 220 000	

埋立成層；良質な砂質土を在来シルト層上に吹込むことは局部的なめり込み、すべりの現象などがあって、かなり成層が乱れた。一応これらの現象を防ぐために、排砂管の配列を細かくし、漏らし吹きなども行なったが、完全なる均一の成層を期待するには、排砂口に砂撤船などを仕立てスイングしながら撤布する以外にないことがわかった。

シルトの見掛け膨張と埋立歩どまり；鋭敏比の高いシルトであるのでポンプ吹込みによる体積変化は吹込み後 2 ヶ月で約 150%，1 ヶ年で 120% に膨張した。歩どまりは普通 65~75% 程度といわれているが、本例では 90~95% に算定された。その理由は埋立面積が広大であるため、埋立規模の大小が歩どまり決定の重要な要素となることを示す。

埋立後の自然圧密沈下量；計算値より少なく、その 60~65% の値しか示していない。

3. 第 2 期以降の土地造成 (置換工法)

(1) 置換工法の採用

前述したように、第 1 期建設予定地区以外はすべてシルトで埋立てられており、加えて第 2 期以降の建設工程が予期した以上に早められたため自然圧密乾燥をまつ期間もなく、なんらかの手入れ改良を必要とした。この急速施工の必要性から表層シルトを山土で置換えるいわゆる置換工法の採用にふみきった。

この工法を採用した理由、および利点は次のとおりで

ある。

- ① 工場背面の丘陵地より大量の山土が採取できる。
- ② 圧密による改良より早く、安く、確実である。
- ③ 工場設備レイアウトに対応して、きめ細かい造成ができる (2 期以降は工場の設備配置が決定したのち土地造成着工)。
- ④ 深い工場基礎の床掘削が容易である。
- ⑤ シルトの塑性流動が抑制できる。所要敷地周辺部の置換え厚さを深くすることにより、地盤のシルトに対する拘束性が強化される (山土厚さがランダムであることが、かえって利点となる)。

(2) 置換工法の施工

シルト地盤へ単純にダンプトラックで山土を巻出すと、シルトと山土との単重の差によるシルトの流動、すべりがおこり、山土がめり込んだ分だけシルトが山土で置換えられる。置換えられる厚さは 5~10 m で、非常にランダムな成層となる。

通常、投入した山土と同量だけ周辺のシルト面は高くなり、それに伴って、山土巻出しと併行して近接場所でシルトを撤去する。シルトの撤去方法は、クラムシェルとダンプ改良車との組合せ、スクリー掘削機とコンベヤーとの組合せなどによった。

置換えの山土厚さの平均は、シルトの粘着力に左右されるはずであるが、習熟すると山土投入とシルト撤去を調整することで、任意の平均厚さが、えられるようになる。これらは「学」ではなく「術」といってよい。

第 2 期以降の置換面積とこれに要した山土およびシルト撤去量は表-4 に示すとおりで、膨大な数字になった。

山土投入のピーク 160 万 m³/月 が可能であったことは、採取山が最寄りであったこと、宅地開発などと併行できたことに幸いしている。

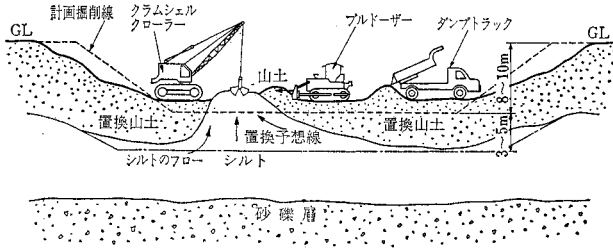
表-4 置換工法工事数量

建設工期	造成面積 (m ²)	投入山土量 (m ³)	撤去シルト量 (m ³)
第 2 期	625 000	3 570 000	1 110 000
第 3 期	1 510 000	11 070 000	7 740 000
第 4 期	1 580 000	13 300 000	11 340 000
計	3 715 000	27 940 000	20 190 000

(3) 置換工法と基礎工事

ある程度広い範囲にわたって、深い掘削 (8~10 m) を必要とする工場設備基礎に対しては、置換えと併行して地盤高さを、所定の掘削面まで下げて造成することができる。すなわち、巻出す山土でシルトを包囲しながら、内部のシルト撤去と、山土投入を量的に調整することにより所定の掘削を行なうもので、その概略施工要領を図-3 に示す。この方法は、軟弱地盤における深い掘削を

図-3 掘削をかねた置換施工図



容易にするとともに、基礎掘削土量の低減と建設工期の短縮に大いに役立った。これは、置換工法の予期しない効用であるので特記しておきたい。

初期の建設工事では、シルトのすべり、流動に対し神経質にまで慎重に対処したのに比べ、第2期工事以降は、このシルトの軟弱性を逆に利用することによって、大胆に工事をすすめたことが特徴といえる。

4. 地盤改良

(1) 目的および実績

前述した埋立および置換えにより造成された地盤は、一般に使用するには、なんら問題はない。ただ、製鉄所における特殊条件から、ある限られた区域のみ地盤改良の必要が生じた。

その目的は次のように大別できる。

① 地盤の支持力増加：原料ヤード(載荷重 10~25 t/m²)、製品ヤード(載荷重 8~15 t/m²)などの広い敷地に重量載荷を必要とする地盤の改良(工法は各種)。溶

表-5 地盤改良工事施工数量(実績)

施工時期	工 法	対象面積 (m ²)	施工延長 (m)
1 期 工 事	サンドドレーン	193 600	986 750
	ペーパードレーン	81 000	1 025 960
	サンドコンパクション	59 700	290 350
2 期 工 事	サンドドレーン	62 000	226 800
	サンドコンパクション	133 400	544 500
3 期 工 事	サンドドレーン	77 400	366 260
	ペーパードレーン	48 000	1 237 400
	サンドコンパクション	119 800	561 100
4 期 工 事	サンドドレーン	96 200	354 000
	ペーパードレーン	44 400	657 450
	サンドコンパクション	156 600	912 210
計		1 072 100	7 162 780

表-6 地盤改良工事仕様(実績)

区 分	ドレーン柱長さ (m)	ドレーン柱仕様	ドレーンピッチ (m)	載 荷 重	改良後地耐力 (t/m ²)
サンドドレーン工法	12~18	φ=40 cm	△1.8~△2.4	盛土 2.0~4.0 m 3~7 カ月	6~15
ペーパードレーン工法	14~18.5	幅 100 mm, 厚さ 3 mm	△0.8~△1.4	盛土 3.0 m 4~6 カ月	6~10
ペーパードレーン大気圧工法	7~8	幅 100 mm, 厚さ 3 mm	△0.7~△0.8	真空 450~500 mmHg 40~55 日	5
サンドコンパクション工法	9~20	砂量 0.5~0.6 m ³ /m	□1.7~□2.3	盛土なし~盛土 4.0 m 3~6 カ月	10~25

鉄車などの重量車両が走行する軌条用路盤の改良(工法はサンドコンパクション)。

② 構造物基礎の安定化：重量構造物基礎の耐震性、振動機械基礎の防振用として地中の土質を安定、強化する(工法はサンドドレーン、サンドコンパクション)。

③ 表層部シルトの改良：近接構造物との関係から、置換工法の採用しにくい地区に置換えにかわるものとして、表層部のシルトを改良する(工法はペーパードレーン)。

表-5, 6 は以上の実績数量と仕様概要である。

(2) 各種工法について

被改良シルトのなかでも、特に埋立直後の吹込みシルトの改良について、次のような難問題を経験した。

① 吹込みシルトと在来シルトでは明確な相違がみられ、吹込みシルトは、そのかく乱、膨張の影響から、現行の計算法が適用しにくい。すなわち、その圧密特性が理論計算に従うことが少ない(土質諸数値を正確に把握することすら困難な場合が多い)。

② 高い間げき水圧、流動性のため砂柱(紙柱)の成形が乱れる懸念がある(砂柱の断面不足と切断、あるいはペーパーの浮上がりなど)。

③ シルトが液状化しているため、砂杭、ペーパーなどの目づまり現象がうかがわれる。

④ 盛土載荷に際しても、シルトの側方移動があって砂柱(紙柱)の成形が乱される傾向がみられる。

以上は主として施工法の問題であるが、改良効果の解析を、ますます複雑なものにした。埋立後 2.0~2.5 年経過すれば、自然圧密により、かく乱の影響が除去され、ある程度安定した状態になって、初めて理論値に近い改良効果を示した。

以下、施工例を通じて各工法の特徴について述べる。

a) サンドドレーン工法

載荷重 8~10 t/m² 程度の比較的小さな支持力を必要とする地盤の改良に使用した(ほとんど、4. (1) ① の目的)。

b) サンドコンパクションパイル工法

かく乱の影響を受けた吹込みシルトでは、従来のサンドドレーン的なものでは、砂杭の成形がむずかしいことから、より多く、より確実に地中に砂を投入できるように

との判断から、この工法を導入した。はじめは確実な砂杭の成形を期待して使用したが、各種の観測、実測の結果、ドレーン効果のほかに砂柱としての支持杭効果もあわせ期待できることが判明し、原料ヤード(載荷重 25 t/m²)のように、大きな地盤支持力を必要とする地盤に大規模に採用した。その結果、現場の観測で次のような点が明らかにされた。

④ 荷重分担比および沈下阻止率; 砂柱への応力集中により、支持杭としての効果と、それに伴う沈下阻止機能が観測された。砂柱とシルト中へ差動トランス式土圧計を数多く設置し、長期間にわたって観測した結果、砂柱とシルト中の土圧の比は約4程度になっており、その深さ方向の変化、経時変化ともわずかであった。これらの実測結果を図-4に示す。また、沈下阻止機能の実例として、同じ条件でペーパードレーンと比較した 図-5

図-4 土圧測定結果の一例
(原料ヤード地区)

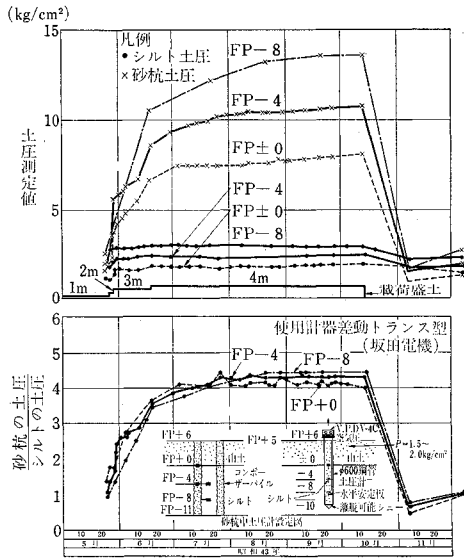


図-5 製品ヤード地区沈下測定結果

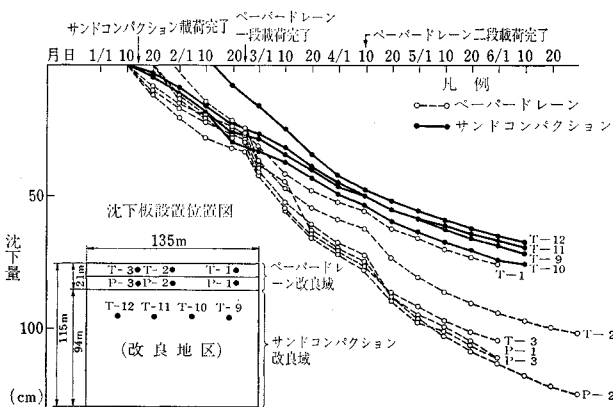
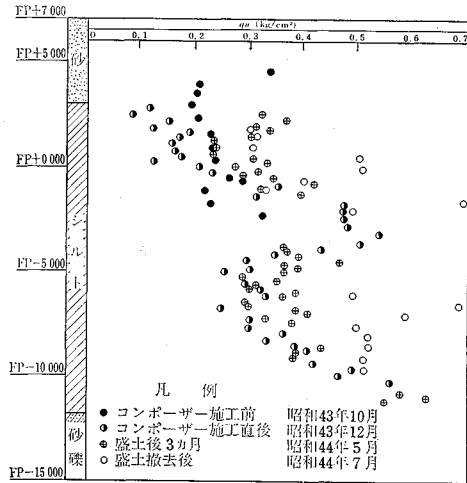


図-6 サンドコンパクションパイル打設によるせん断強度の変化
(製品ヤード地区)



に示す結果が観測されている。

⑤ 砂杭の成形; 砂杭 (0.4~0.7 m²/m) の成形は確実であるが、砂杭の打設により、近くのシルトが側方へ移動し、打設ずみの砂杭を切断するおそれも考えられた。この影響を多少でも緩和するため段階施工、いわゆるステージコンパクションを実施した。この方法は、最初の打設間隔を2倍にして、ある時間を経過後、最初打設した砂杭と砂杭の間へ2回目の砂杭を打設することにより、シルト中の急激な体積変化を避けたものである。従来の同時施工に比べ、砂杭の成形が確実であり改良効果もよい場合が多い。

⑥ シルトの改良効果; 砂杭の打設により、リモールドの影響で一時的にシルトのせん断強度が低下することは避けられないが、通常の載荷期間内で回復し、さらに増加するであろうことは 図-6 から推定できる。一般的には、リモールドを受けて低下した強度が元に回復するまでの期間は、設計時に想定する改良期間から除いておくべきである。ここでは、その期間が約1~1.5 ヶ月を要した。

c) ペーパードレーン工法

原理的にはサンドドレーン工法と全く同じであるが、簡易なペーパー打設機により、ペーパーの打設ができることから、地耐力がほとんどない軟弱地盤でも改良することができる。本地区では、シルトで埋立てた地盤に、置換工法にかわるものとして、大気圧工法と組み合わせることにより、表層シルトの改良に効果を発揮した。大気圧は、その65~70% が圧密荷重として有効に作用していることが判明した。盛土荷重のように、地中における応力の増減がないので地盤の変形、すべりなど

の心配がなく、段階載荷の必要がない。また、ペーパードレーンは打設時の振動がなく、地中における体積変化も少ないことから、振動や変位が問題となる構造物に近接した場所の改良に適している。この実施例として、沈下量、含水比、せん断強度などの関係を 図-7, 8 に示す。

(3) 地盤改良後の考察

各種地盤改良を実施してきた過程で、特に配慮すべきこと、明らかにされた点などを、次のように要約することができる。

① 埋立地盤は、自然堆積層と異なり、その成層状態

図-7 ペーパードレーン大気圧工法各ブロック沈下量比較図

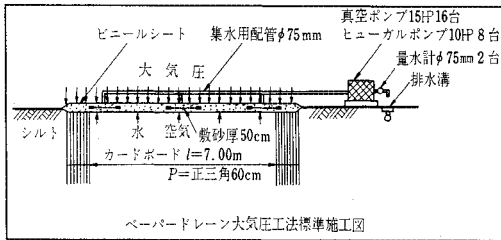
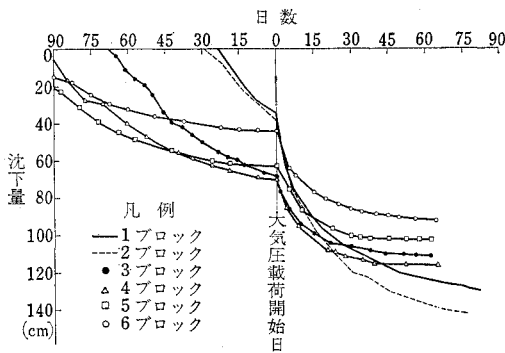
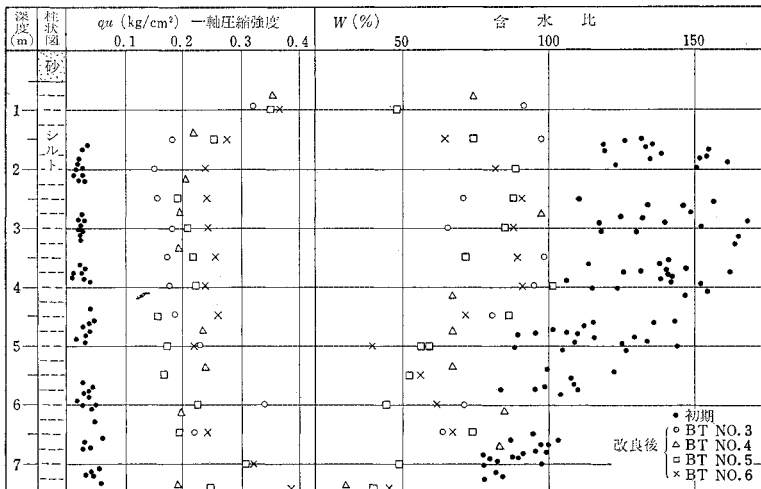


図-8 ペーパードレーン大気圧工法改良結果



が複雑であり、仮定断面、土質諸数値の選定は、きめ細かく配慮する。

② 改良効果の判定は、長期にわたる沈下量、間引き水圧の観測、土質諸数値の変化を確認し、最初の仮定条件を、そのつど補正する態度が必要である。

③ 圧密計算は Barron の理論に基づいて行なったが、多くの観測例では、強度増加の割合が圧密の進行よりやや遅れる傾向があり、特に深層部において、その傾向が顕著であった。

④ 改良面積が広くなると (たとえば、100 m×600 m)、敷砂の水頭損失が大きくなり、地下水位が盛土中まで上昇し相対的に圧密荷重を低下させ、圧密の促進を阻害した例がある。この対策として、敷砂中に適当な間隔にめくら暗きよを設置したり、ウエルポイントをかけて、敷砂中の排水をよくし、改良効果をあげた。

⑤ 地盤支持力の決定は、支持力公式および円弧すべり計算で行なったが、上部に砂質土をもつ二層系地盤では、砂質土の支持力に寄与する効果に不明な点があり、特に砂質土が厚いと、円弧すべり計算を適用することに疑問がある。

このように、あまりにも多くの要因が複雑にからみ合っており、その解析を困難にしたが、さいわいにも、すべり破壊に至るような大きな事故も起きていない。

5. 二層系地盤における設備基礎

前述したように、はっきりした二層系の、しかも造成後年数もあまり経過していない地盤上に製鉄所設備を建設するにあたり、設計、施工上多くの問題を提起し、そのなかには、学問的にも明確な定説が確立されていないものも含まれていた。これらの問題に対しては、次に述

べるような大規模な現場実験を行なって、理論的な不備を補足し、事実を確認したうえで設計や施工をおしすすめるようにした。それらの主要な問題について、以下簡単に説明する。

(1) 杭に作用する負の摩擦力

この種の地盤では、シルト層の圧密に伴って発生する杭に作用する負の摩擦力の大きさが問題となる。一般の単一土層における摩擦力と、二層系の上部に砂質土をもつ場合とでは、その大きさが異なる。現場実験を行

図-9 長期無載荷試験沈下曲線
(負の摩擦力の測定)

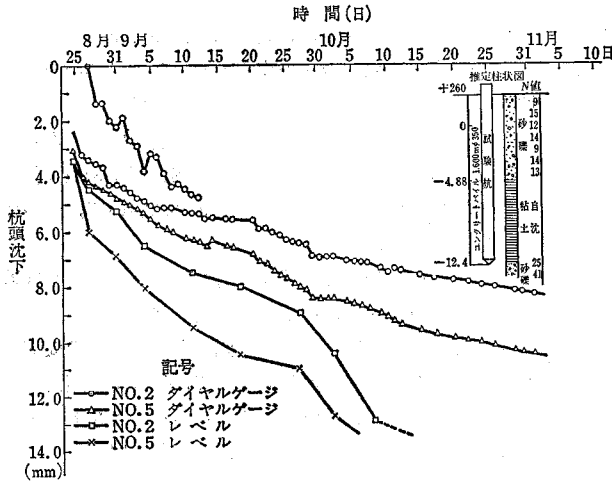


表-7 周面摩擦力測定結果

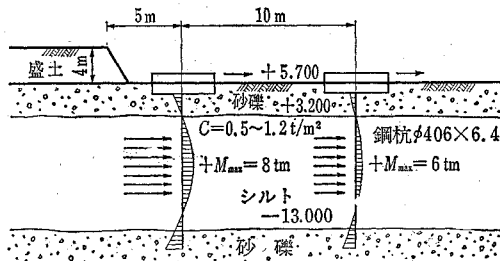
土 層	降伏周面摩擦力 (t/m ²)	備 考
埋立砂層	2.5	平均標準貫入試験値 6
粘土層	1.0	粘着力 C=0.6~2 t/m ²

なった結果、砂質土およびシルト中のそれぞれの大きさは表-7に示す値が実測された。したがって、砂質土層が厚くなると、無視しえないほど大きな荷重となって杭に作用するので、杭の許容耐力の決定には、この負の摩擦力のある程度長期的荷重として考慮した。図-9は無載荷の長期載荷試験結果の一例を示す。

(2) シルトの塑性流動

掘削、埋戻しなどによる上部荷重（埋立土も含む）の平衡条件をくずすと、シルトの側方への流動がおき、地

図-10 シルトの塑性流動と杭の挙動



盤の変形や近接構造物へ過大な土圧となって影響をおよぼす。これらの関係を定量的に把握するために現場実験を行ない、その後の工事に反映させた。図-10は、実物大の鋼杭基礎を設置して、それに近接した場所に段階的に盛土を行ない、シルトを流動させて鋼杭の変位、応力などを測定したものである。その結果、杭はシルト層の中央付近で最大の横方向圧力を受けたような曲げモーメント分布を示した。また、掘削用矢板の応力測定もあわせ行なったが、シルトの土圧は液圧と土圧の中間に近い数値を示した。

(3) 基礎の耐震性

二層地盤上における地震時の振動特性には不明の点が多く、基礎の設計に実状に合う設計法が確立されていない。振動実験を行なった結果では、構造物周辺の土の拘束性が非常に大きく、基礎が深くなるほど、振動特性が著しく低減することがわかった。したがって、一応、震度法に基づいて水平力を算定し、できるだけフーチングの根入れを深くし、周辺部を良質土で埋戻して受働土圧で抵抗させるようにした。また、特に大きな水平力の作用する重要な構造物基礎では、周辺の地盤改良を行なって、基礎の拘束性を増加させるようにした。

6. あとがき

以上、埋立および改良工事の経過の概要を述べてきたが、あまりにも短期間に膨大な工事を消化してきたため、各種データが未整理で、それぞれの工事概要を記述するのにとどまった。埋立工事では、当初の計画を大幅に変更した置換工法を採用して、建設工程の繰上げに対処してきたが、完成した地盤としては、問題のないものになった。

地盤改良も、いわゆる若い地盤であることから、現場の現象が計画どおりすすむことが少なく、不明確な点も数多くみられた。しかし、その後、各設備とも順調な操業を続けており、地盤に起因する問題は、なんら発生していない。

最後に、当初の埋立工事の設計、施工は広島県により実施されたものであることを付記し、深く謝意を表す次第である。

(1970.9.2・受付)