

某建設工事現場における山留崩壊災害調査報告

土木課

前 郁 夫

1. 工事概況および災害発生状況

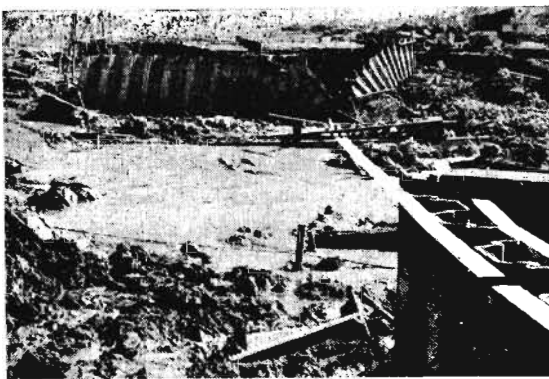
本工事は地下構造物を構築するため、長さ 80 m、幅 17.5m ~ 21m、深さ 7.3 m の範囲にわたる土砂掘削を行うもので、周囲に鋼矢板を打ち込み、オープンカット（切り開き）工法により行われていた。

1.1. 土 質

現場は新しい埋立地であり、その大部分は海底土砂で細砂または粗砂が不均一に堆積しており、水を大量に含んだ土で、いわゆるヘドロと称されるものである。施工前に行つた土質試験の結果の主なるものは表 1 のとおりである。

表 1

深 さ	2.00m ~ 2.90m	3.70m ~ 5.42m	6.35m ~ 7.30m
自然含水比 w %	114.2	108.0	85.1
真 比 重 G_s	2.7	2.68	2.67
湿潤単位体積重量 γ_t t/m ³	1.42	1.40	1.46
乾燥 // // γ_d //	0.664	0.678	0.789
間 隙 比 e	3.06	2.98	2.38
飽 和 度 S	100	97.3	95.5
液 性 限 界 $L.L$ %	114	110	109
塑 性 限 界 $P.L$	49	45	43
収 縮 限 界 $P.I$	65	65	66
# 200 フルイ通過 %	86	75	79
A C 分 類	MH	MH	CH
一軸圧縮強度 q_u kg/cm ²	0.154	0.127	0.305



写 真 1



写 真 2

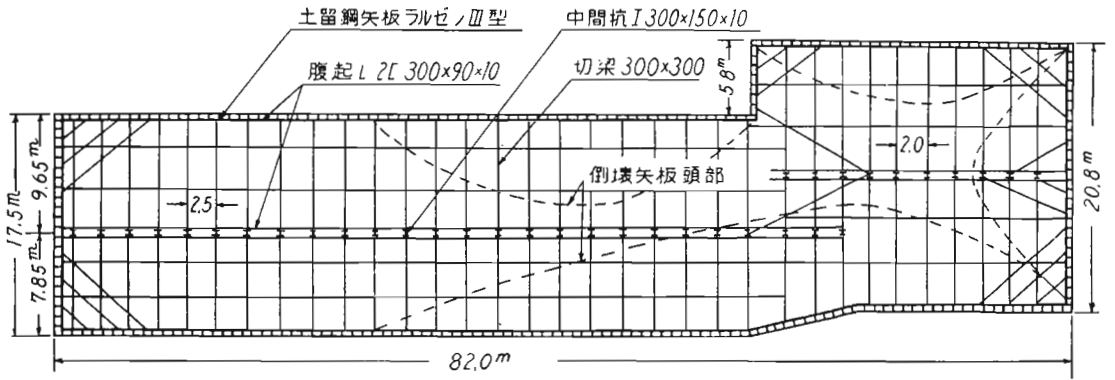


図 1 - (a)

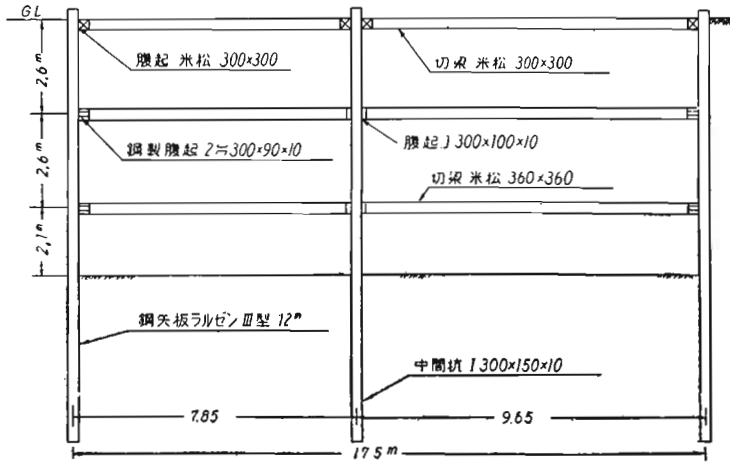


図 1 - (b)

1.2 支保工

鋼矢板はラルゼンⅢ型で長さ 12 m、根入れ長さは約 4.2 m である。切梁は 3 段にわたり施し、第 1 段、第 2 段は尺角松材、第 4 段は尺 2 寸角松材、腹起し材は第 1 段尺角、第 2、3 段は溝型鋼 (300×90×10) 2 丁。また断面中央部に中間杭を打ち込み、切梁材はこれを介して各段とも 2 部材よりなる。中間杭は I 型鋼 (300×150×10) で長さ 12 m、根入れ長さは 4.2 m である。

図 1 (a), (b) 参照。

1.3 掘削方法および順序

掘削はドレッジ (ラダーエクスカーベータ) によるものと人力によるものとの併用であり、掘削土は前者はシュートにより、後者はデリックにより排出されていた。掘削順序は掘削部分を平面的に 3 つのブロックに分け、第 1 ブロックの第 1 段切梁挿入後、第 2、第 3 ブロックと進み。つぎに第 1 ブロックの 2 段切梁が入るまで掘削し 2 段切梁が入った後、第 2、第 3 ブロックへの掘

削を行う、同様に第 3 段切梁を第 1 ブロックから入れて行き全部の掘削を完了した。

1.4 災害発生状況

災害発生時には既に掘削をほとんど完了、第 1 ブロックでは、構造物底部のコンクリート打設終了。第 2 ブロックでは基礎杭打ち込み作業 (真矢打)、第 3 ブロックでは底部の整地作業中であつた。このとき突然山留が崩壊しはじめ、順次破壊が進行し、周囲の土砂が流入した。逃げ遅れた者、支保工より転落した者等がそのために死傷し、死亡者 2 名重軽傷者 4 名の被災者を出すにいたつた。

2. 災害の原因

災害発生後の現場状況は、周囲の鋼矢板壁は一部を除き倒壊し、土砂が流入し完全に埋没しているために災害原因を完全に把握することは困難であつたが、推定し得る原因として次のものが挙げられる。

(a) 軟弱地盤掘削のための Heaving(底部膨れ上り)の発生。

- (b) 支保工構造の欠かん, 支保工材の強度不足
- (c) 支保工施工の不良
- (d) その他特殊条件の附加

2.1 Heavi g に対する検討

2.1.1 根入れを考慮しない場合

図 2 参照。

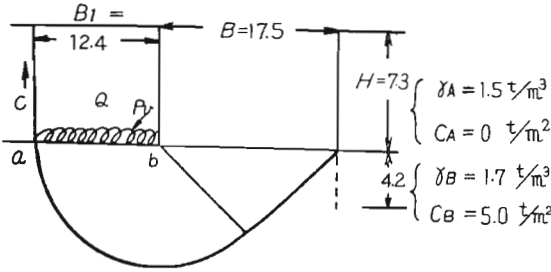


図 2

Q : ab面に働く土の重量による荷重

C : 粘着力

γ : 土の単位体積重量

$$Q = \gamma \cdot B \cdot H - CH$$

$\gamma_A = 1.5 \text{ t/m}^3$, $C_A = 0$, $B = 12.4 \text{ m}$, $H = 7.3 \text{ m}$. $C_B = 5 \text{ t/m}^2$ のとき

$$Q = 135.8 \text{ t}$$

$$P_v = \frac{Q}{B_1} = 10.95 \text{ t/m}^2$$

一方, ab面の極限支持力 q_D は, Terzaghi により $q_D = 5.7C$ とされており, したがって

$$q_D = 5.7C_B = 28.5 \text{ t/m}^2$$

安全率は $F_c = q_D / P_v = 2.6$ となる。

2.1.2 根入れ深さを考慮する場合

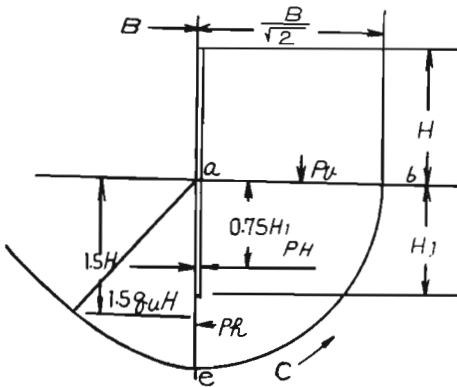


図 3

図3 参照。

ae面に均一に水平力 P_h が作用するものとする。土塊 aeb を考え, a 点のモーメントの釣合から

$$P_h = P_v - \pi C$$

$$P_H = (P_v - \pi C) \frac{\sqrt{2}}{2} B$$

$H < \frac{2}{3}ea$ であるため, $\frac{\sqrt{2}}{2}B$ の代りに $1.5H$

をとる。

$$P_H = (P_v - \pi C) 1.5H$$

この P_H は ae より左側部の土の圧縮強度 q_u により抵抗され, したがって矢板は背面より

$$P = P_H - 1.5q_u H_1$$

の力をうける。

$q_u = 3 \text{ t/m}^2$ ($C = 1.5 \text{ t/m}^2$) とすると (土質試験の結果より)

$$P = 40.2 - 19.4 = 20.8 \text{ t}$$

矢板 a 点における曲げモーメント M_a は

$$M_a = P \frac{1.5}{2} H_1 = 65.5 \text{ t-m}$$

矢板の断面係数 $Z = 1,363 \text{ cm}^3$

$$\text{矢板の a 点の応力 } \sigma = \frac{M}{Z} = 4,000 \text{ kg/cm}^2 > 1,200$$

以上の結果から矢板応力は曲げ許容強さを超過しており矢板破壊の可能性も考えられる。しかし 2.1.1 で用いた $C = 5 \text{ t/m}^2$ の値をとれば, 破壊のおそれはない。このように, 粘着力 C の値如何により, Heaving の危険性が左右されるものである。なお災害発生後の状況から判断すると Heaving の現象は起らなかったようにも思考される。

2.2 支保工に対する検討

2.2.1 支保工に作用する土圧

矢板周壁には土圧が作用することは勿論, 軟弱地盤であるため, かつ地下水位もほとんど G.L に近く, 100% 飽和しているものと考えられるので水圧も考慮せねばならない。

土圧分布の形態としては, 一般的に知られている Tschebotariouff 教授の提唱した軟弱粘土の土圧分布を考える。

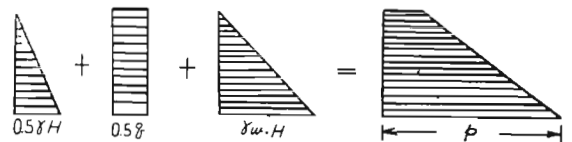


図 4

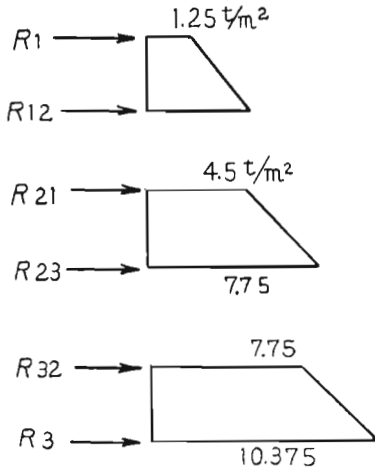
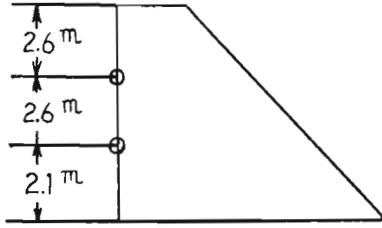


図 5

土の単位体積重量 $\gamma_t = 1.5 \text{ t/m}^3$
 水中における // $\gamma_t' = 0.5 \text{ t/m}^3$
 掘削深さ $H = 7.3 \text{ m}$
 上載荷重 $q = 2.5 \text{ t/m}$ とすると
 深さ H における土圧強度 $P_s = 0.5\gamma_t' \cdot H = 1.825 \text{ t/m}^2$
 // // 上載荷重による圧力強度 $P_q = 0.5q = 1.25 \text{ t/m}^2$
 // // 水圧強度 $P_w = \gamma_w H = 7.3 \text{ t/m}^2$
 したがって深さにおける全圧力強度 P は
 $P = P_s + P_q + P_w = 10.375 \text{ t/m}^2$

鋼矢板にかかる土圧分布図は、図 4 の通りである。
 支保工の計算に際しては簡単のため腹起しの位置に、
 ヒンジがあるものとして次のごとく計算を行う。

図 5 参照。

$$R_1 = 3.033 \text{ t/m} \quad R_{12} = 4.44 \text{ t/m}$$

$$R_{21} = 17.285 \text{ t/m} \quad R_{23} = 8.666 \text{ t/m}$$

$$R_{32} = 9.057 \text{ t/m} \quad R_3 = 9.966 \text{ t/m}$$

以上から腹起し位置の土圧合力は

$$\text{第 1 段} \quad R_1 = 3.033 \text{ t/m}$$

$$\text{第 2 段} \quad \Sigma R_2 = R_{12} + R_{21} = 11.699 \text{ t/m}$$

$$\text{第 3 段} \quad \Sigma R_3 = R_{23} + R_{32} = 17.723 \text{ t/m}$$

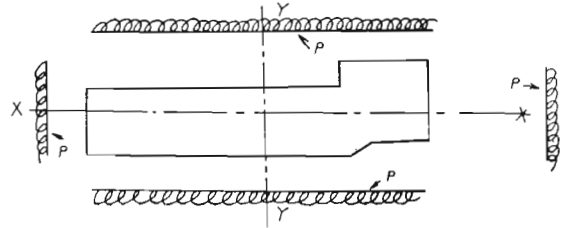


図 6

2.2.2 腹起し部材

切梁に支えられる区間について、曲げ応力を計算すると、第 1 段尺角、第 2、3 段溝型鋼、いずれも許容応力範囲内にあり、曲げ破壊の発生は考えられない。(計算詳細は省略)

2.2.3 切梁部材

切梁材については挫屈が問題となる。2.2.1 で計算された土圧により挫屈応力を計算すると、第 1 段尺角、第 2 段 3 段尺 2 寸角材いずれも、許容挫屈強度内にあり、部材の材質的欠かんがなければ、切梁材は挫屈を起きなかつたことが検証された。(計算詳細は省略)

2.2.4 支保工骨組に対する力学的考察

(1) 鋼矢板周壁に働く全圧力の平衡

鋼矢板にかかる圧力は、いかなる点においても 2.2.1 で述べた分布状態であるとするれば、この鋼矢板に囲まれた山梁架構に作用する外力は、図 6 に示す、X-X 方向 Y-Y 方向のいずれも平衡状態にあるものと考えられる。

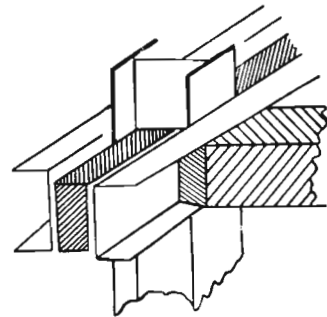


図 7 中間抗腹起し切梁接合部を示す。

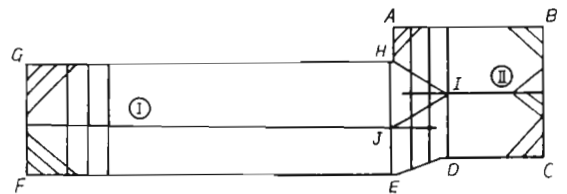


図 8

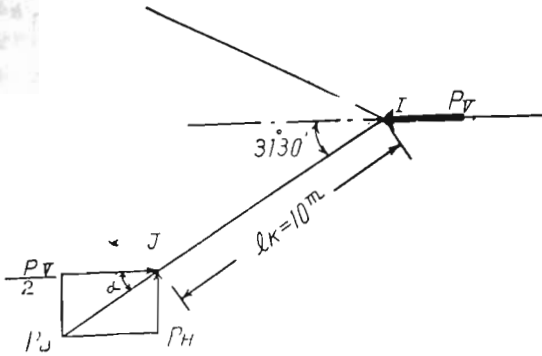


図 9

(2) 中間杭群列に働く X-X 方向の力

中間杭は I 部は 2.5 m 間隔, II 部では 2.0 m 間隔であり, 中間杭に取付けられた腹起し材は, 第 1 段尺角, 第 2, 第 3 段は溝型鋼で, 図 7 のごとく取付けられ, X-X 方向に連続していないが, 杭と杭の間に角材を入れて力の伝達がなされる構造であり, 群列の終端部は鋼矢板壁に接している. また BC 面からとられたひうち材による反力もこの杭群列に働く構造となっており, BC 面に働く圧力の一部はこの杭群列に働く.

図 7, 図 8 参照.

この力を各段について算出すると, 第 1 段 $V_1=22.5t$ 第 2 段 $V_2=87.5t$, 第 3 段 $V_3=132.7t$ となる. 構造上これらの力は, Bracing J I 材により支えられるものとする(杭の地盤反力は無視する)

(3) Bracing J I 材の軸圧縮力および点に作用する力
第 3 段の J I 材について考えてみる.

図 9 参照.

P_V : 中間杭から伝達される力

P_B : J I 材の軸力

$$P_V = 132.75t$$

$$P_B = \frac{P_V \sec \alpha}{2} = 77.5t$$

I J 材の許容挫屈応力

l_K : I J 材挫屈長さ 10m σ_a = 許容挫屈応力

i 回転半径 σ_c = // 圧縮応力

a 部材断面辺長 36cm

λ 細長比

$$\lambda = \frac{l_K}{i} = \frac{100}{0.289 \times 36} = 96 < 100$$

$$\sigma_a = \sigma_c (1 - 0.07 \times \lambda) = 120 (1 - 0.07 \times 96)$$

$$39.36 \text{kg/cm}^2$$

I J 材軸圧縮力

$$\sigma = \frac{P_B}{A} = \frac{77,500}{36^2} = 59.73 \text{kg/cm}^2 >$$

$$39.36 \text{kg/cm}^2$$

この結果によると, J I 部材の圧縮応力は許容挫屈応力をはるかに超えて居り, J I 部材の挫屈破壊が問題となる.

J 点に作用する力は, 図 9 に示すごとく, P_B とその反力 $\frac{P_V}{2}$, P_{BH} である.

$$\frac{P_V}{2} = \frac{132.75t}{2} = 66.4t$$

$$P_{BH} = P_B \tan \alpha = 77.5 \times \tan 31^\circ 31' = 47.5t$$

J 点が釣合いを保つためには上記二つの力が作用しなければならない.

(5) 受働土圧発生による支保工の不安定

前項において論証したごとく, J 点には J I 材の反力として, かなり大きな力が作用し, これが切梁材, 腹起しを介して矢板壁に作用する. この場合, 中間杭を連ねる腹起しは弾性梁と考えられ, また一方, 矢板壁も弾性壁体であり, その反力分布の解析は難しい問題である.

しかし, その反力分布の正確な状態は不明であるとしても, ある範囲の矢板壁脊面には J I 材の反力と釣合うため, この反力がないときに矢板壁背面に存在する主働土圧よりも大きな受働土圧を発生させねばならない.

この受働土圧を発生させるためには矢板壁が外方に変位し, 脊面の土を押し出すことが必要条件である. この場合周囲の土質が軟弱であつたことから当然矢板壁の変位が生ずるものと考えられる. また Bracing I H 材の反力を考えてみると, J I 材の場合と同様に H 点附近の矢板壁の変位することも推定される.

このような状態が起るとき, この支保工は構造上圧縮力に抵抗するのみで平衡を保つ構造であり, 一旦接合部に引張力や擦れが生ずれば, これに抵抗することはでき

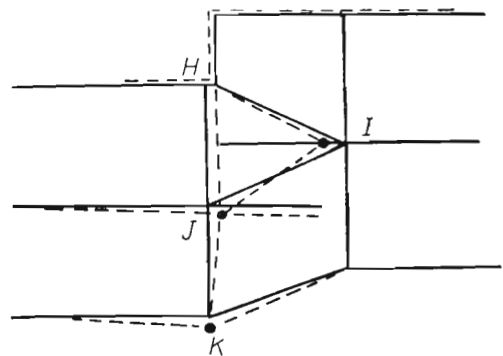


図 10

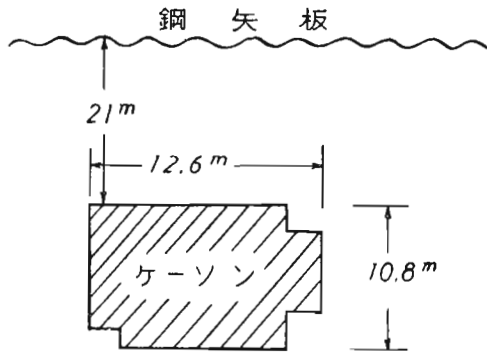


図 11

ず崩壊する危険性を内蔵している。今度の場合は、図 10 に示すとき変位が生じ、JH材には引張力が働いたものと推測される。

2.3 その他

2.3.1 近接ケーソン工事の影響

本工事の隣接工区において圧気潜函工法による基礎工事が行われていた。図 11 参照。

ケーソンの沈降に伴い近接鋼矢板に対する土圧増加の影響は判然としませんが、ケーソン工事の性質上、また、20 m の距離があることから大した影響はなかつたものと思われる。ケーソン刃口より漏洩する圧気の周囲地盤に与える影響についても若干の問題が残るが決定的な因子ではないと判断される。なお、災害発生時におけるケーソン内の気圧は $0.6\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度とのことである。

2.3.2 その他

以上述べてきたもののほか、考えられるものとしては支保工補強作業中に支保工の盛替えを行うようなことがなかつたか、支保工材に不良材がなかつたか、支保工施工上不備な点はなかつたか、等の問題があるがこれらについては、崩壊後の現場からは確証を得ることは困難でありしたがつていづれも単なる推測の域にとどまるものである。

3. 対策

2.において、今回の災害の原因と考えられるものをいくつか挙げ、それについて考察を試みたわけであるがその中で特に問題となるのは、2.2.4 (3),(4) であろう。

すなわち、BC面土圧を中間杭を介し、水平斜材IJ材、IH材でその反力を矢板壁にとらせる支保工構造としたことから、JI材、IH材に挫屈破壊の可能性を生じ、また、挫屈破壊が生じなかつたとしても、矢板壁に受働土圧を生ぜしめ、その結果支保工の不均衡を招き支保工崩壊の因となつたものと思われる。これを防止する

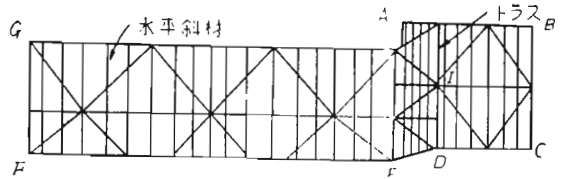


図 12

対策としては、

1) 支保工構造の変更

すでに述べたように矢板壁BC面土圧反力により、他の矢板壁に受働土圧を生ぜしめないように支保工を設けねばならない。このためには、図 12 に示すように、EH間には1本の切梁を通して挿入し、これを弦材とする架構を組みBC面土圧反力をそのトラス内の部材に作用させ、他の矢板壁に変位を与えないようにすることが必要である。

2) 水平斜材による補強

図 6 におけるY-Y方向の土圧は対辺と同様と考えられ、一応圧縮切梁材で平衡を保つものと考えて差支えないが、予測されない。土圧の不均衡、未知外力の附加を考慮して、水平斜材を配置することが望まれる。

3) 切梁材、水平斜材の鋼製化

2.2.4 (3)で述べたごとく、部材によつては許容応力を超えるものがあり、強度不足を解決するためには従来のものでは不適当な場合も起り得るから、built up の鋼製梁を取入れることも必要であろう。

4) 部材節点施工上の注意

切梁材の腹起し材への取付、斜材の他部材との接合等部材節点の施工は支保工構造のカギとなるものである。

この施工に際して注意すべき点を2.3述べると。

イ) 切梁材と腹起し材は必ず直交させる。

ロ) キャンパー(楔)を入れるときは、二枚用いるようにし、片キャンパーとしないこと。

ハ) 斜材は、補強材として狭貨を入れるか、または切欠きを作り取付ける。

ニ) 各部材の軸力はそれぞれ部材の断面中心に働くように取付け偏心荷重とならぬよう注意する。

ホ) 支保工材に物を載せることもあり、このために切梁等が落下することがないように受金具とか吊索で補強をする。

5) 支保工の点検

支保工に働く土圧は2.2.1で述べた通りであるが、土圧分布の形は、実際にはあのような整然とした形をとると云うことは疑問視され、従つて各部に働く土圧の大きさも、計算された値がそのまま働いているということ

も、実測を行っていないから断言できない。また、土圧分布の形も、掘削が全部終了した最終的な段階においてあのような形をとると云うことであり、掘削途中では、各段の切梁の入るか入らないかによっても、土圧の大きさは変化することは当然である。山留支保工にかかる土圧の実測例が二、三紹介されているが、これによると、掘削途中よりも掘削後ある日時を経てから土圧が増加する傾向があると云われている。また土圧は山留架構の剛性にも影響されるから部材の変形も問題となるし、この他上載荷重の変化（掘削土の周辺堆積とか、施工機械の据付等）、周辺の移動荷重（トラック等）の振動のえいきょう等があつて、これが支保に対して与える効果も少くない。このことから、支保工に対する監視点検は絶対にゆるがせにできない大きな問題である。

点検は、個々の作業員も常に心掛けねばならないが、やはり、定められた点検責任者によつてなされるべきであろう。支保工の異状の有無を確認し、支保工異状の早期発見に努め、もし異状を認めたならば直ちに応急補強を行うなり、正常な状態に直すことが災害発生を未然に防ぐ上で重要なことである。

む す び

以上、調査の結果に基づき、本災害の原因と考えられる諸点を抽出し、若干の考察を試み、その対策について言及したが、本工事のごとき土砂掘削工事においては土質工学上未解決な問題も含み、未知の因子も多く、したがつて未だ経験とかカンに頼る部分が相当残されている現状である。しかし未知の因子が多ければ、それだけに慎重な計画と、細心綿密な注意により設計、施工を行うことが要求される。この種の工事において一度、事故発生をみると、その被害は非常に大きく、工期の延滞等はずまぬがれない。安全第一の鉄則は、いかなる場合にも守らねばならない。

The Failure of the Earth Supporting in the Excavation Job Site

By I. Mae

This paper is the investigation report on the accident occurred at the site of drainage cannal construction under the ground.

The scale of the open cut was 80 meters in length, 17.5~21 meters in width and 7.3 meters in depth, and excavated soil was loose sands whose water content was 85~115 percent.

The continuous sheet piling was employed in making excavation, and the horizontal wales and struts were installed at intervals of 2.6 meters in the vertical direction.

The accident occurred when the excavating work was almost finished.

Suddenly the bracing system was broken, sheet piles fell inside and then surrounding muds flowed into the excavated pit. Consequently two men were killed and two men were injured.

The causes of the accident were conjectured as following.

- a) the heaving phenomena at the bottom of the excavated pit.
- b) the structural defects of the bracing system.
- c) the executive faults of the bracing system.
- d) lack of strength of the bracing materials.

Above mentioned causes were investigated in some aspects.

Consequently it seemed that this accident was due to the unstability of the supporting system and lack of the strength of the bracing members.

In order to prevent this sort of accident, it is important for an engineer to try to design pertinently, to execute the plan carefully and to inspect frequently even if it is temporary work such as excavation.

On the Points of Safety Practices in Oil-Extraction Plants.

By N. Taguchi
M. Mishiro

Oil-extraction industry is one of the chemical industries that especially have the high explosion hazard. From 1949 to 1959, 30 explosions occurred. In these exploions, 43 persons were killed and 89 were injured, and the damage amounted approximately to ¥ 380,000,000.

These explosions were mostly caused by the solvents that leak out by the accident or beak-down of extractor or distiller.

Most of Ignition sources were fires or electrical faults in the oil-extraction department or its neighborhood.