

動的荷重に対する泥水掘削中の地中壁の安定性について

齋藤 二郎 後藤 洋三
佐藤 寛

Stability of Pit Wall against Dynamic Loads during Slurry Excavation

Jiro Saito Yozo Goto
Hiroshi Sato

Abstract

Using the slurry excavation method developed by the company (OWS-SOLETANCHE Method), a continuous wall foundation was constructed nearby a railway line on which freight trains run frequently throughout the day. The distance from the wall to the track center was only 3.8 m and the soil layers of the site were very soft. Therefore, collapse of the pit walls due to dynamic loads was of concern.

The test pit was excavated and various dynamic measurements were made to study the intensity of the traffic load and the stability mechanism of the wall, and the results of these tests confirmed the reliability of this excavation method. This paper reports a summary of the measurement process and analyses of the measurements.

概 要

当社の地中連続壁工法 (OWS-SOLETANCHE工法) を採用して荷物列車が頻繁に走行している国鉄線の至近距離 (軌条中心と掘削孔中心の間隔は3.8m) で延長約180mの地中壁基礎工事が行われた。現場の土質は軟弱な埋土と砂質シルトからなり、列車の動的な荷重によってこれらの層が掘削中崩壊することが危惧された。しかし、列車走行時の動的な荷重の性質とそれによる地中の応力変形状態ならびに泥水掘削中の壁面の安定化機構については未知の要素が多い。そこで安全性を確認するための試験掘削を行い、列車走行時の地中振動と間隙水圧の測定ならびに掘削壁の変形調査を行った。その結果、地中に発生する加速度の特性と掘削の進行によるその変化ならびに動的な間隙水圧の特性等を明らかにすることができ、さらにそれらを検討することによって本工事における安全性が確認された。本報告はその測定と解析の概要を述べるものである。

1. まえがき

当社の地中連続壁工法 (OWS-SOLETANCHE 工法) は既設の構造物に近接して新たな構造物の基礎工事を行う場合にしばしば採用され多くの実績をあげている。昭和46年12月、この工法を適用し荷物列車が頻繁に走行している国鉄線の至近距離 (軌条中心と掘削孔中心の間隔は3.8m, 図-1 参照) で延長約180mの地中壁基礎工事が行われた。現場の土質はG. L. -6.5 mまでがゆるい埋土と砂質シルト (図-2 参照) であり、列車の動的な荷重によってこれらの層が掘削中に崩壊することが危惧された。そのため深さ3mの土留杭と7mのCCP柱列グラウトによる保護工 (図-1

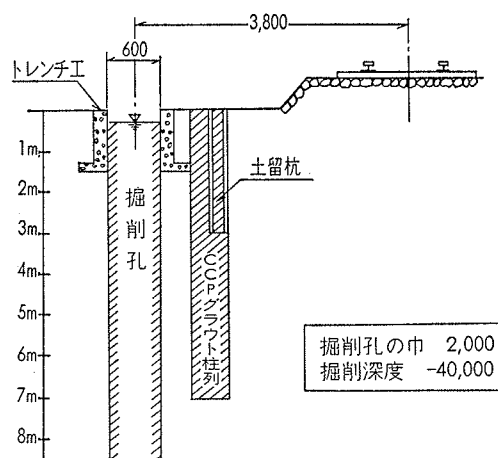


図-1 試験掘削断面

参照)が行われた。しかし、列車走行時の動的な荷重の性質とそれによる地中の応力変形状態ならびに泥水掘削中の壁面の安定化機構については未知の要素が多い。そこで本工事に先立って現位置の試験掘削を行ない安全性の確認を行なった。

本報告は試験掘削時に行った地中振動と間隙水圧の測定ならびに掘削壁の変形の測定について述べ、その結果を考察するものである。

2. 地中振動の測定結果とその考察

振動測定は次の項目に着目して行った。

(1)列車走行により掘削孔近くの地中に発生する振動加速度の最大値、周期特性、および地中における距離減衰

(2)掘削の進行とコンクリート地中壁の完成が上記(1)の各項目に与える影響

(3)掘削機の歯先の衝撃により発生する振動の特性現場での計器配置は図-3の通りである。使用した振動計はすべて加速度計であり、 $H_1V_1H_2V_2$ は歪型で最大5G、 $V_2'H_3V_3H_4V_4$ は動コイル帰環型で最大0.2Gである。 V_2' と V_2 は同一地点に設置しタイプの異なる計器の検証に使用した。測定結果はビデグラフによって感光紙上に記録した。

2.1. 列車走行時の振動について

貨物列車走行時の測定は掘削前から開始し、掘削中と掘削後のコンクリート地中壁完成までの各段階で合計30回の記録を取った。代表的な記録の一例を図-4に示す。各計器について30回の測定記録を通し最大の値を拾い出してみると表-1を得る。これらの値は列車走行により発生する地中加速度的上限値推定の目安となる(掘削の進行による条件の変化は無視されている)。

次に、振動の距離減衰傾向を調べるため各加速度記録の最大値について水平と鉛直の相乗平均値を取って比較した。図-5は代表的な測定記録の $\sqrt{H_iV_i}/\sqrt{H_1V_1}$ ($i=2\sim 4$)の値を示したものである。この各値は各条件下でそれぞれ2個以上の値の平均値であるがバラツキが大きい。しかし H_1V_1 から H_3V_3 までの距離減衰傾向は明瞭である。 H_3V_3 から H_4V_4 への距離減衰はみられない。これは H_3V_3 が硬い土丹層中の記録であり、 H_4V_4 が揺れやすいシルト層中の記録であることによっている。

さて、測定された振動の周期特性を調べるため各記録をデジタル化して計算機で処理しフーリエスペクトルを作成した。図-6、図-7は H_1 と V_1 の結果で、道床から地盤に入力される振動の特性を現わしている。

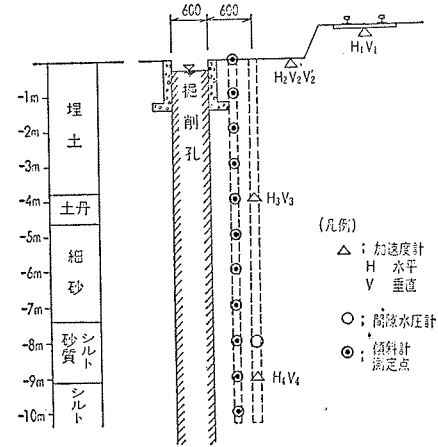


図-2 柱状図

図-3 計器配置

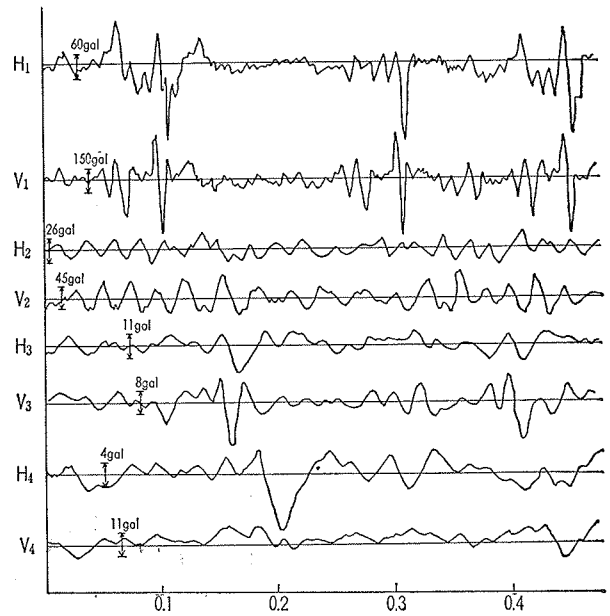


図-4 列車走行時の振動測定結果(-40m掘削時)

測点	測定加速度最大値
H_1	527.0gal
V_1	822.0gal
H_2	103.0gal
V_2	397.3gal
H_3	40.0gal
V_3	59.0gal
H_4	80.0gal
V_4	30.6gal

表-1

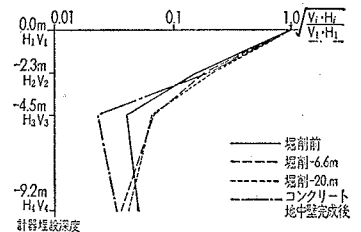


図-5 振動の距離減衰

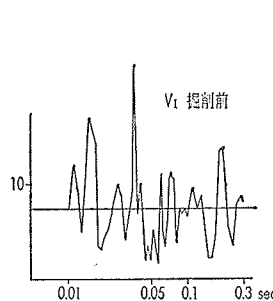


図-6 スペクトル図

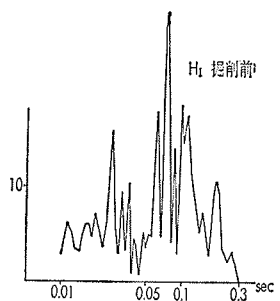
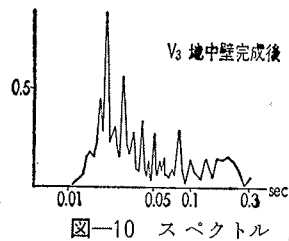
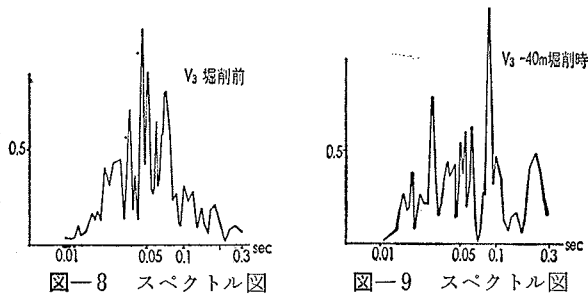


図-7 スペクトル図

V_1 の周期成分は 0.01 秒から 0.3 秒の間に分布しており、平滑化してみればホワイトノイズに近い。しかし、0.01 秒以下と 0.3 秒以上の成分は測定計器の特性とデータ処理上の制約からあらかじめ切除されているので、実際の周期分布はさらに広い範囲にわたっていると考えられる。 H_1 の周期分布は 0.08~0.1 秒で多くのピークを持っている。これは H_2 においても現る傾向で、地盤の固有周期の影響と考えられる。

図-8, 9, 10 は V_3 に関する結果である。図-8 と図-9 の比較から掘削の影響のため比較的長周期 (0.1 秒近く) の振動成分が卓越することがわかる。また図-10 からはコンクリート地中壁の完成によって短周期の振動成分が卓越することが示される。

次に、掘削が地中加速度の強度におよぼす影響を調べるため、代表的な記録について H_3 と V_3 のスペクトル図の平均高さを求めこれを対応する H_1 と V_1 のスペクトル図の平均高さで除して比較した。表-2 がその結果で掘削の進行にともなって加速度レベルは増加し、コンクリート壁完成後に逆に減少することがわかる。同じ傾向は図-5 にも見られ、両者の結果から掘削坑



	スペクトル 平均値		
	$\sqrt{H_1 V_1}$	$\sqrt{H_3 V_3}$	$\frac{\sqrt{H_3 V_3}}{\sqrt{H_1 V_1}}$
掘削前	7.8	0.39	0.050
掘削-3 m	6.0	0.28	0.047
掘削-8 m	5.3	0.34	0.064
掘削-40 m	5.5	0.34	0.062
地中壁完成後	7.0	0.16	0.023

表-2

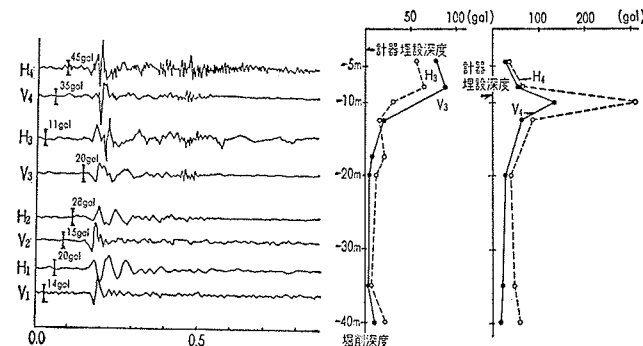


図-11 掘削機の衝撃による加速度 図-12 掘削深度と加速度 (-12m 掘削時)

から 60cm の地中加速度は掘削前の 1.5 倍となり、コンクリート地中壁完成後は $1/2$ となると推定される。

2.2. 掘削機の衝撃による振動について

掘削時に歯先 (チゼル) から地盤へ衝撃が加えられ地中に振動が発生する。その代表的な測定例を図-11 に示す。測定された加速度は掘削深度 (衝撃点の深度) により変化する。図-12 はその様子を示したもので、計器埋設深度のやや下を掘削する時に最大加速度が発生する。その値は $H_3 V_3$ で約 90gal, $H_4 V_4$ で約 310gal であり列車走行時の値より大きい。また主要な周期成分は 0.025 秒である。

2.3. 振動により地中に発生する歪について

複雑な振動が作用する場合の歪を推定することは困難なので簡略化のため進行方向に直角の面内で一様なせん断波が単一の波長でもって作用すると考える。この場合は歪 ϵ と加速度 α の関係は次式で与られる。

$$\epsilon = \frac{\alpha T}{2\pi V_s} \quad \text{ただし} \begin{cases} T; \text{波の周期} \\ V_s; \text{地盤のせん断波速度} \end{cases}$$

列車走行の場合を検討する。 H_3 と H_4 のスペクトル図から主要な波の周期は 0.1 秒と判断される。 V_s は実測値から 131m/sec である。さらに α として表-1 の値を用ると、 H_3 地点で $\epsilon = 5.0 \times 10^{-5}$, H_4 地点で $\epsilon = 1.0 \times 10^{-4}$ を得る。このレベルの歪は土の動弾性的な降伏歪¹⁾²⁾以下であり、また砂質土の液状化の限界³⁾以下でもある。

掘削機の衝撃による場合は $T = 0.025$ 秒とすると、 H_3 地点で $\epsilon = 2.7 \times 10^{-5}$, H_4 地点で $\epsilon = 9.4 \times 10^{-4}$ となる。この場合も上記限界以下である。

3. 間隙水圧の測定とその考察

間隙水圧の測定は次の項目に着目して行った。

- (1) 地盤の振動と間隙水圧の動的な変化の関係
- (2) 地盤の塑性的な変形と間隙水圧の増加の関係

地中の動的な間隙水圧測定には、計器の性能、埋設方法、土の透水性係数が小さい場合の追随性等に解決困難な問題点が残っている。今回の測定においても 2カ所提設した内良好な記録が取れたのは 1カ所であった (図-3 参照)。動的な記録は 2. の加速度測定と同時に行い、静的な測定は試験掘削の全工程を通じて行った。

まず、列車走行時の代表的な記録を図-13 に示す。間隙水圧は列車通過前から増加しはじめ振動を共ないながら最大値に達するが、振動成分は全振巾で 0.01 kg/cm² 程度であり比較的小さい。これは振動による歪そのものが 2.3. で述べたように微少であることと、短

周期の圧力変動に対しては間隙水圧計の追従性が悪くなることによると考えられる。最大値は 0.05 kg/cm^2 程度である。KS-18 の列車荷重が静的に作用した際に同一地点に生じる土圧が 0.076 kg/cm^2 (ウェスターガードの式による) と計算されることから考えて (間隙水圧係数 0.66), この測定最大値は信頼できる。

次に、掘削機の衝撃により発生する間隙水圧を測定し掘削深度毎にその最大値を求めた結果を図-14に示す。衝撃点 (掘削深度) が計器埋設点に近い程大きな値を示し、最大値は 0.056 kg/cm^2 となる。

全工程を通じて行った静的な間隙水圧の測定結果は5%の増減でばらついており明瞭な傾向はない。これは真の間隙水圧の変動が長期にわたる測定で大きくなった測定誤差の範囲内であったことを示している。

4. 掘削坑周辺地盤の変形測定について

測定の目的は変形量と掘削の進行の関係を明らかにし安全性の確認を行うことにあった。そのため、フレキシブルなパイプを掘削孔近くに埋設し (図-3参照), 挿入型傾斜計を用いて傾斜角を測定し積分操作をへて変位量を求める方法を取った。しかし、この方法は精度が悪く地中変位で約20mm以上の誤差が生じる。今回の試験掘削では誤差の範囲以上の大変形は生じなかった。そのため、掘削坑周辺地盤の変形と掘削の関係を明らかにすることはできなかった。

5. 結論

- (1) 列車走行により地中に発生する加速度は深度によって変化するが、 $-4\text{m} \sim -8\text{m}$ の軟弱層中で最大約80galであった。また、その周期分布は広範囲にわたっているが0.1秒近くに比較的集中する。
- (2) 掘削坑近く (60cm) の地盤加速度は坑が設けられることにより約1.5倍となる。また坑中のコンクリート壁が完成すると逆に $1/2$ になる。この現象はコンクリート地中壁の制振効果によるものであるが、防振壁としての可能性は入力周期特性とも関連するため一概に言えない。
- (3) 掘削機の衝撃による加速度は坑近く (60cm) で最大310galとなり、列車走行時よりも大きくなる。
- (4) 列車走行時の振動により地盤に発生する歪と掘削機の衝撃により発生する歪とはほぼ同じ大きさを最大 1.0×10^{-4} と推定される。この値は軟弱土の動的降伏値以下であり、また砂質土の液状化限界以下である。
- (5) 列車走行時に測定された間隙水圧の上昇は 0.05

kg/cm^2 間隙水圧係数は0.66である。掘削機の衝撃による間隙水圧上昇はやや大きく 0.056 kg/cm^2 であった。

- (6) 以上(1)~(5)の結論、ならびに周辺地盤の変形が小さいこと、等から本工事の安全性は充分に確認された。
- (7) 掘削機の衝撃による影響の方が大きいため -4m 以下の泥水壁の安定性について通常交通荷重による動的な影響を考慮する必要はないと考えられる。

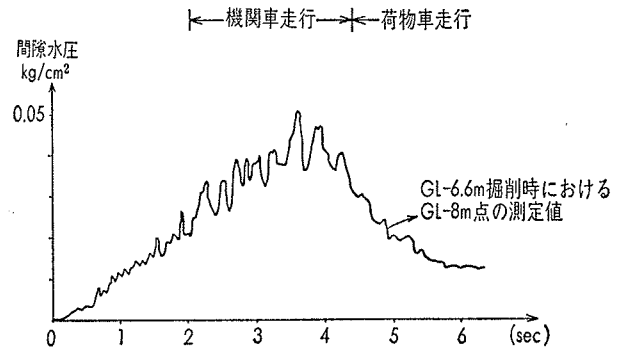


図-13 列車走行時の間げき水圧

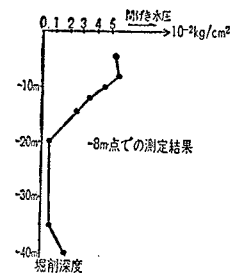


図-14 掘削時の間げき水圧

謝辞

本研究の試験工事については当社横浜西口 (土木) 工事事務所の協力を得た。本報告中の土質力学的な解析は当研究所平間職員によるところが大きい。

参考文献

- 1) 柴田, 石黒; 土の動的せん断弾性係数について 土木学会第26回年次学術講演会講演集
- 2) 斎藤, 後藤; 土の動弾性係数の測定について 第7回土質工学研究発表会
- 3) Lee, K. L. &; "Factors affecting the cyclic Fitton, J. A. loading strength of soil", Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM STP. 450, 1969.