

## 9 鉄道路線際の根切り工事における

### 振動および土圧

—渋谷住友信託ビル工事現場における実測—

山原 浩

#### § 1. 概 要

渋谷住友信託ビル工事現場は国鉄山手線の土手際に位置し、根切り工事における山留計画は列車の重量および振動を考慮し、相当の安全率をもって設計された。

しかし、実際にもし山留が不完全で、鉄道路線に支障を与えるようなことがあってはならないと下記三項目の測定を行ない、山留の安全を確認しながら作業を進めた

- (1) 山留の切梁に加わる土圧測定
- (2) 列車通過による切梁上の振動測定
- (3) 列車通過による切梁上の増加土圧測定

山留の切梁に加わる土圧測定は、二段梁について設定の日（4月17日）から撤去の日（6月23日）までの67日間毎朝8時30分に測定を行なった。

列車通過による振動および増加土圧の測定は5月10日に行ない、当時の根切り進行状況は三段梁下約30～50cmまでで、根切り底まで約2.5mをのこしている。

#### § 2. 山留の切梁に加わる土圧測定

##### (1) 地盤条件

同現場におけるボーリングの結果、柱状図と標準貫入試験の結果を図-1に示してある。

同地盤は深度6mから細砂—砂礫層と続き13m以深では土丹となっている。

地盤条件としては極めて堅く、シートパイル打込に甚だ苦勞したそうである。

サンプリングは、深度3.8～4.5mのローム質粘土によって3軸圧縮試験の結果、粘着力  $3.8\text{t/m}^2$  内部摩擦角  $12.5^\circ$  と報告されている

##### (2) 切梁架構および測定位置

切梁架構の概要を図-2に示す。切梁上の土圧測定は2段梁についてのみ行ない、図-2の平面図に●印で示された4点について行なった。その他の諸元については

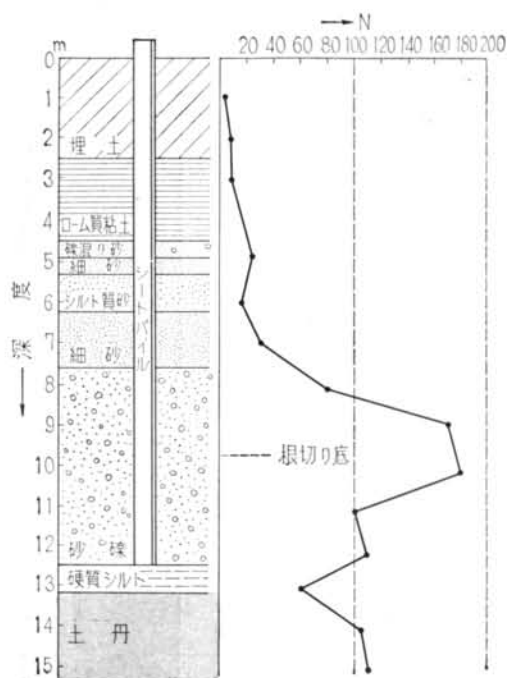


図-1

根切り深さ 9.750m  
 シートパイル 八幡Ⅳ号  
 同全長 13.000m  
 同根入深さ 3.000m  
 切梁 鋼製2C(250×90×9)  
 同架構段数 3 段  
 となっている。

(3) 測定結果

切梁の土圧測定に使用した計器は図-3に示すような構造になっている。すなわち切梁材に生じた土圧による微小歪を約5倍に拡大し、これを抵抗線歪計によって読み取り、較正試験結果に対照して圧力換算を行なうようになっている。

測定の結果は図-4に示した。中央の梁3には最大22.7tonの土圧が加わったが、他の梁には4~6tonと意

外に小さい。一般に同規模の根切り工事において、山留の切梁に働く土圧は20~30ton程度で、むしろ例外的に小さかったといえるこの理由は、

- 1.山留計画において切梁間隔をせまくしたこと。
- 2.根切り深さの割に曲げ剛度の高いシートパイル(八幡Ⅳ号)を使用し、十分な根入れを持たせたこと。
- 3.同地盤は極めて堅固で、地盤の自立性が高かったこと

などが考えられる。

切梁に加わる土圧の平面分布をみると、中央部が大きく両端部が小さい。図-5はこの傾向を示したもので両端部は隣辺の矢板、復起しおよびその背面の地盤によって支えられるため、切梁に加わる土圧は小さくなると考えられる。

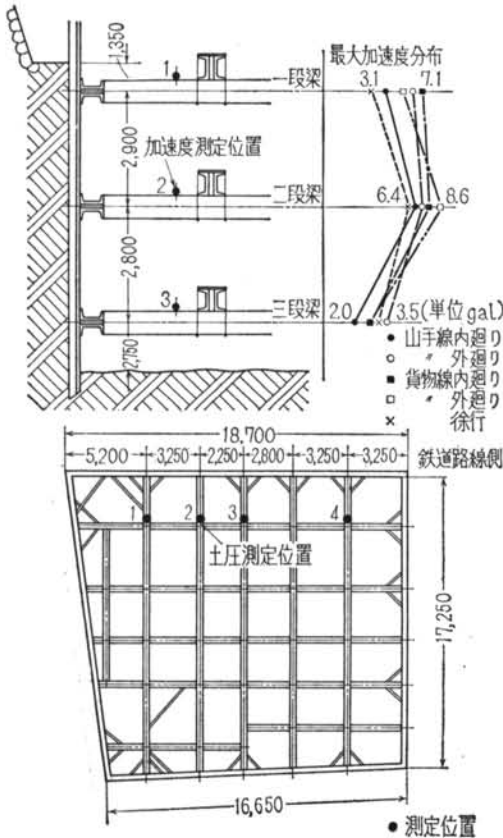


図-2

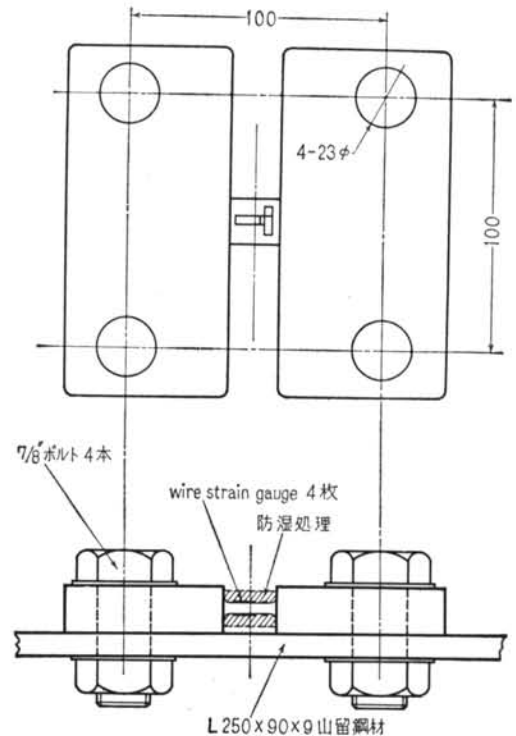


図-3

§ 3. 列車通過による  
切梁上の振動測定

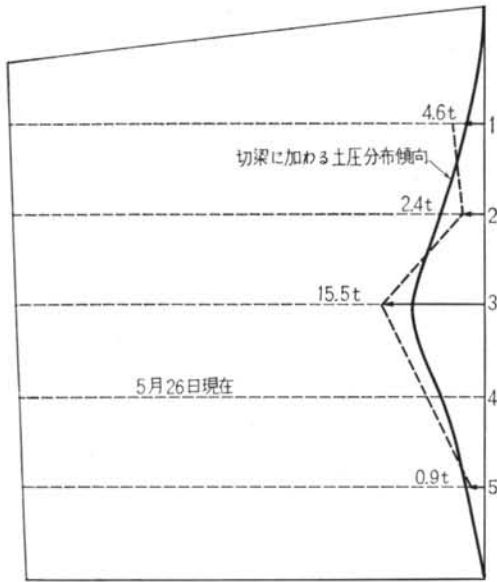


図-5

(1) 変位振幅測定

切梁上に変位振動計を置き、列車の通過ごとに振動をペン書きオシロに記録した。測定点は各段の中央梁上で、図-6に示す9点について測定した。図中矢印先端の数字は、山手線内廻り電車の通過による振幅を単位1/1,000mmにて示したものである。

測定された最大振幅は、山手線内廻り電車が交叉した場合で、2-1点で19.5μであった。

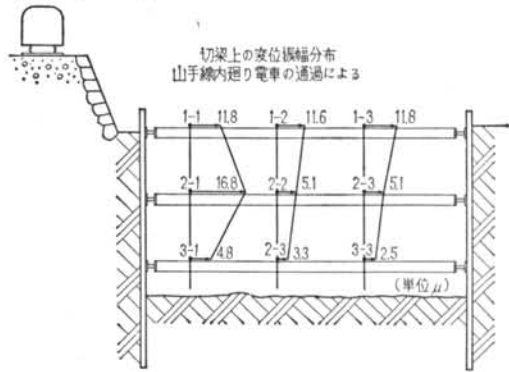


図-6

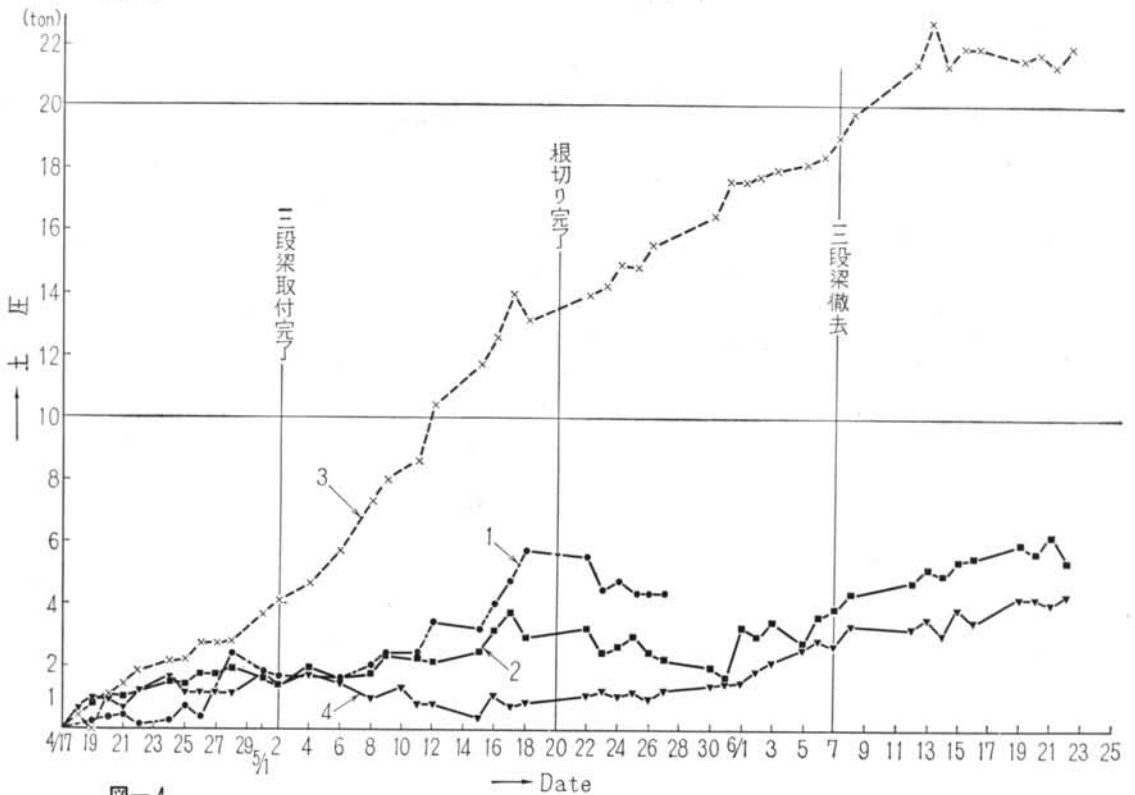


図-4

(2) 加速度振幅測定

図-2に示すように、各段の中央梁上に非接着抵抗線加速度計を取り付け Dynamic Strain Meter にて列車通過による切梁上の加速度を三点同時測定をした。

測定結果は表-1および図-2に示してある。鉄道線路に近いところでは変位および加速度とも2段梁上がもっとも大きいことがわかる。

図-7は測定記録の一部を複写したものである。

測定点	山手線		貨物線		
	内廻	外廻	内廻	外廻	徐行
1-1	4.3	6.6	7.1	6.2	3.1
2-1	6.7	7.1	7.6	8.6	6.4
3-1	2.0	3.5	2.7	2.7	2.9

表-1 単位  $\text{cm/s}^2$  (gal)

を直接動的に記録した。

ペン書きオッシロ上には図-8に示すような記録が得られた。この結果

山手線外廻り電車の通過による増加土圧

2段梁-1 143kg

2段梁-3 156kg

振動による増加土圧振巾最大約 30 kg であることがわかった。

§ 4. 列車通過による切梁上の増加土圧測定

土圧測定のため切梁に取付けた土圧計を利用し、列車通過の重量および振動によって、切梁に加わる増加土圧

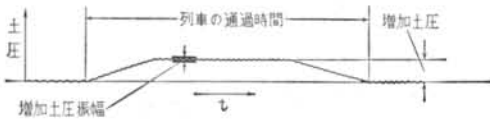


図-8

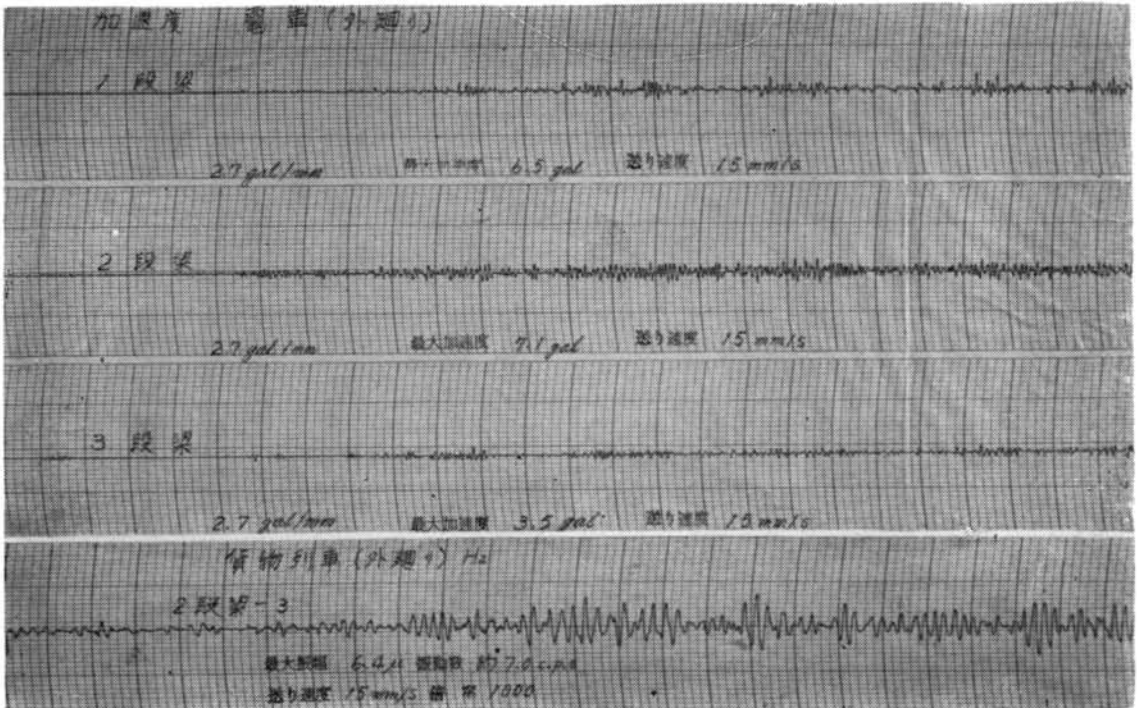


図-7

§ 5. 考 察

一般に山留計画を立てる場合の常用手段にもとづいて切梁に加わる土圧を計算してみよう。同地盤についてのサンプリングは深度3.8m~4.5mのローム質粘土についてしか行なっていない、その結果では粘着力 3.8t/m<sup>2</sup>、内部摩擦角 12.5° となっている。それより深い位置では非常に締った砂または砂礫層であるから、標準貫入試験のN値から内部摩擦角を推定し、粘着力は0と仮定する。

4.5m~7.5mの砂層について

Nave. ≒ 25

Dunham の式  $\phi = \sqrt{12N} + 20 = 37^\circ$

Peck の式  $\phi = 0.3N + 27 = 35^\circ$

大崎の式  $\phi = \sqrt{20N} + 15 = 37^\circ$

平均 36°

7.5m 以深の砂礫層について

Nave. ≒ 100

Dunham の式  $\phi = \sqrt{12N} + 22 = 55^\circ$

Peck の式  $\phi = 0.3N + 27 = 57^\circ$

大崎の式  $\phi = \sqrt{20N} + 15 = 60^\circ$

平均 57°

内部摩擦角が 57° といえ、剪断破壊面が水平面となす角を  $\theta_0$  とすると

$$\theta_0 = 45^\circ + 57^\circ / 2 = 73.5^\circ$$

となり、相当硬質な地盤といえる

鉄道路線上手の影響を厳密に理論計算することは甚だ困難であるから、基礎のフーチングの応力伝播角を一般に 30° として簡用される例にならって、略算してみよう

土手が半無限状に続くものとして、土手の重量が側圧に影響する深さ  $h_0$  は

$$h_0 = 1.85 \cot 30^\circ = 3.2m$$

となる。この深さにおける矢板背面の主働土圧  $p_a$  は

$$p_a = 1.6(3.5 + 3.2) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{12.5^\circ}{2} \right) - 2 \times 3.8 \tan \left( 45^\circ - \frac{12.5^\circ}{2} \right) = 0.9 \text{ t/m}^2$$

深度 4.5m において

$$p_a = 1.6 \times 8.0 \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{12.5^\circ}{2} \right) - 2 \times 3.8 \tan \left( 45^\circ - \frac{12.5^\circ}{2} \right) = 2.3 \text{ t/m}^2$$

深度 4.5~7.5m の砂層に対し、深度 4.5m では

$$p_a = 1.6 \times 8.0 \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{36^\circ}{2} \right) = 3.3 \text{ t/m}^2$$

深度 7.5m において

$$p_a = 1.6 \times 11 \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{36^\circ}{2} \right) = 4.6 \text{ t/m}^2$$

深度 7.5m 以深の砂礫層に対し、7.5m では

$$p_a = 1.6 \times 11 \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{57^\circ}{2} \right) = 1.7 \text{ t/m}^2$$

深度 12.5m において

$$p_a = 1.6 \times 16 \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{57^\circ}{2} \right) = 2.5 \text{ t/m}^2$$

矢板前面の受働土圧は根切り底において、 $c=0$  と仮定したから作用しない。

深度 12.5m においては

$$p_p = 1.6 \times (12.5 - 9.75) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{57^\circ}{2} \right) = 53.8 \text{ t/m}^2$$

矢板前面の受働土圧は矢板背面の土圧に釣合うだけの圧力しか与えない。この平均土圧を  $\bar{p}_p$ 、1, 2, 3 段梁に加わる土圧を 1m 巾当り  $P_{1m}$ ,  $P_{2m}$ ,  $P_{3m}$  とすると

$$P_{1m} + P_{2m} + P_{3m} + \int \bar{p}_p dh = \int p_a dh$$

となる。ここで

$$\int p_a dh = 1.6 \times 1.3 + 3.45 \times 3 + 2.1 \times 5 = 22.9 \text{ t}$$

$P_{1m}$ ,  $P_{2m}$ ,  $P_{3m}$ ,  $\bar{p}_p$  は不静定なるが故に、幾何学的釣合いから求めることはできない。そこで常用手段として F 点 (3 段梁) を支点とした F I 間のモーメントの釣合いを考えると

$$\vec{M} = 4.5 \times 0.45 \times 0.23 + 2.1 \times 5 \times 2.95 = 31.4 \text{ t} \cdot m$$

$$\overleftarrow{M} = \bar{p}_p \times 2.75 \times 4.08 = 11.2 \bar{p}_p$$

下部地盤の回込みに対する平衡条件から

$$\bar{p}_p = 2.8 \text{ t/m}^2$$

矢板前面の平均受働土圧は

$$(\bar{p}_p)_{max} = 53.8 / 2 = 26.9 > 2.8 \text{ t/m}^2$$

であるから地盤の回込みに対して安定である。

$$\int \bar{p}_p dh = 2.8 \times 2.75 = 7.7 \text{ t}$$

であるから

$$P_{1m} + P_{2m} + P_{3m} = 22.9 - 7.7 = 15.2 \text{ t}$$

次に F 点を支点とした F B 間のモーメントの釣合いを考えると

$$\vec{M} = 5.7 P_{1m} + 2.8 P_{2m}$$

$$\overleftarrow{M} = 3.9 \times 2.55 \times 1.28 + 1.6 \times 1.3 \times 3.2 = 18.9 \text{ t} \cdot m$$

∴  $5.7P_{1m} + 2.8P_{2m} = 18.9$

C点を支点としたDB間のモーメントの釣合いから

$\vec{M} = 2.9P_{1m}$

$\overleftarrow{M} = 1.6 \times 1.05 \times 0.53 = 0.9 \text{ t} \cdot \text{m}$

∴  $P_{1m} = 0.31 \text{ t}$

$P_{2m} = (18.9 - 5.7P_{1m}) / 2.8 = 6.1 \text{ t}$

$P_{3m} = 15.2 - 0.9 - 6.1 = 8.2 \text{ t}$

切梁の架構間隔は平均 2.8m であるから、各段に加わる土圧は

$P_1 = 2.5 \text{ t}$

$P_2 = 17.1 \text{ t}$

$P_3 = 22.9 \text{ t}$

となる。

もし3段梁を撤去すれば、D点を支点としたDI間のモーメントの釣合いから、

$\vec{M} = 2.3 \times 0.25 \times 0.13 + 3.5 \times 3 \times 1.75 + 2.1 \times 5 \times 5.75 = 78.9 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\overleftarrow{M} = \bar{p}_p \times 2.75 \times 6.88 = 18.9 \bar{p}_p$

∴  $\bar{p}_p = 4.2 \text{ t/m}^2$

$\int \bar{p}_p dh = 4.2 \times 2.75 = 11.5 \text{ t}$

よって

$P_{1m} + P_{2m} = 22.9 - 11.5 = 11.4 \text{ t}$

$P_{1m}$  は不変であるから

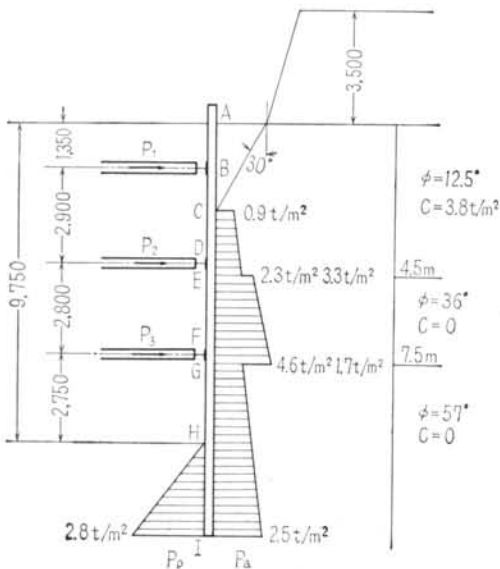


図-9

2段 梁位置	3段梁架構		3段梁撤去	
	計算値	実測値 (5/26)	計算値	実測値 (6/21)
1		4.6		...
2		2.4		6.3
3	17.1	15.5	29.4	21.3
5		0.9		4.0

表-2

単位 ton

$P_{1m} = 0.9 \text{ t}$      $P_{2m} = 10.5 \text{ t}$

切梁の架構間隔を平均 2.8m として

$P_1 = 2.5 \text{ t}$

$P_2 = 29.4 \text{ t}$

となる。

さらに2、3段梁を撤去すれば、静定問題であるから図-10の土圧条件における $P_1$ を直接に求めることができる。B点を支点としたBI間のモーメントの釣合いから

$\vec{M} = 1.6 \times 1.3 \times 2.5 + 4 \times 3 \times 4.65 + 2.1 \times 5 \times 8.65 = 151.8 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\overleftarrow{M} = \bar{p}_p \times 2.75 \times 9.8 = 26.9 \bar{p}_p$

∴  $\bar{p}_p = 5.6 \text{ t/m}^2$

$\int \bar{p}_p dh = 5.6 \times 2.75 = 15.4 \text{ t}$

よって

$P_{1m} = 22.9 - 15.4 = 7.5 \text{ t}$

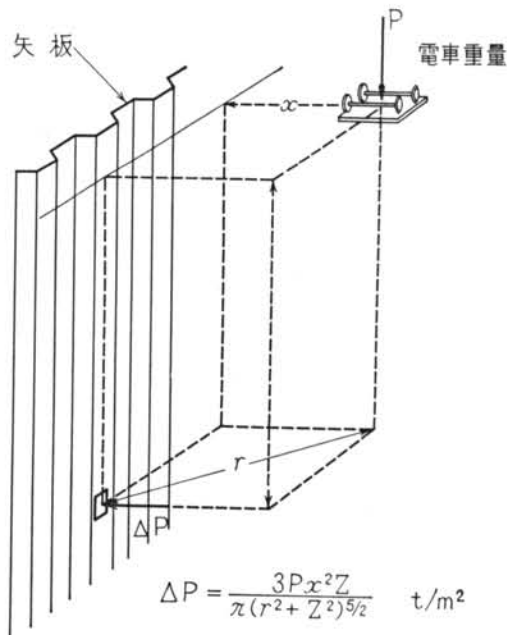


図-10

切梁の架構間隔を平均2.8mとして

$$P_1=21.0 \text{ t}$$

となる。

表-2 はこれらの計算値と実測値を比較したものである。

次に山手線外廻り電車の重量による2段梁における土圧の増加は、150kg程度で意外に小さかった。

これを基礎構造設計規準第15条にもとづいて計算してみよう。

図-10に示すように地表面に集中荷重Pが加わる場合の増加側圧は

$$\Delta p = \frac{3Px^2z}{\pi(\gamma^2+x^2)^{5/2}}$$

で与えられる。この式は Boussinesq によって理論的に導かれたものであるが、規準にも採用されている。

電車の重量を 50ton (荷重便覧によるとモハ80で46.7 ton) とすると、各台車で受ける重量が25tonである。

$\gamma=x$  の時  $\Delta p$  は最大になり、 $x=\gamma=6.2\text{m}$

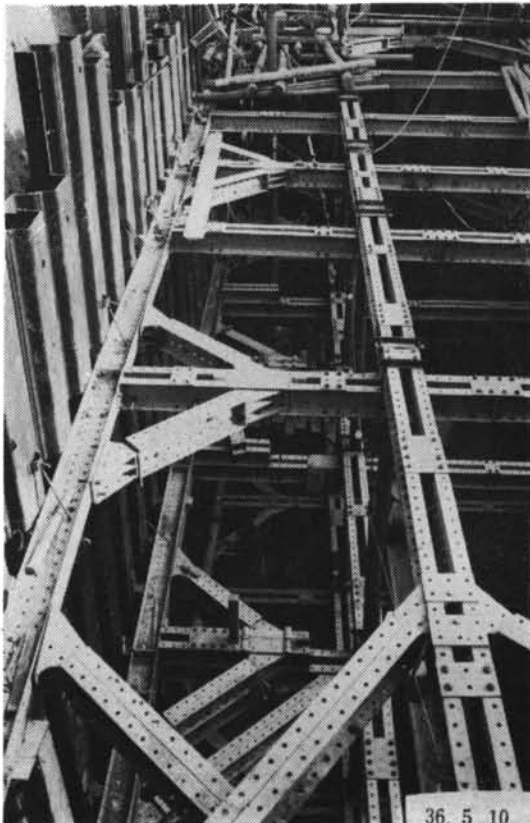
$P=25\text{ton}$   $z=9.7\text{m}$  を代入すると

$$\Delta p=0.044 \text{ t/m}^2$$

となる、2段梁の1本が2.8×2.8mの土圧を受けるとすれば、電車重量による2段切梁上の増加土圧  $\Delta p$  は

$$\Delta p=0.044 \times 2.8^2=0.34 \text{ t}$$

すなわち340kgで実測値の約2倍強になっている。



36. 5. 10



36. 5. 10



§ 6. 結 論

同現場は地盤条件が著しく良かったため、切梁に加わる土圧は意外に小さかった。

根切り深さの割に必要な以上の大型のシートパイルを使用し、多くの切梁を使用したことになる。鉄道路線の安全を守るため極めて安全側に計画したためであろうが、実際には鉄道の影響は予想したより遙かに小さかった。

同現場の山留計画を立てる当初において、土の内部摩擦角  $\phi=30^\circ$  とし2段梁には約 60ton の土圧が加わることを予想していた。

実際に約 20ton 前後であったことは、内部摩擦角の想定に安全側ではあるが誤算があったといえる。§5で計算したように、砂礫層について  $\phi=57^\circ$  と常識外に大きな内部摩擦角を与えて、実測値に近い土圧分布が得られている。しかし実際の山留計画に当って、N値からの換算によってこれほど大きな内部摩擦角を想定する勇氣は持てないであろう。せいぜい規程で解説されている標準値の最大  $35^\circ \sim 40^\circ$  までであろう。

一般に主働土圧計算式として

$$p_a = (\gamma z + q) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

が使われている。この式はクーロンの仮定と平面応力理論とを組み合わせ導いた純粹理論式であり、地盤が  $45^\circ + \phi/2$  の傾斜角で剪断破壊を起こす時の重力圧と側圧との平衡状態を意味している。言いかえれば、重力圧  $\gamma z$

+q の時  $p_a$  以上の側圧を与えなければ地盤は崩壊することを意味している。この式を導く前提は、現在の土質力学を支配している基本原則となっていて、現在のところ異論の余地はない。

ただし比較的不明確な因子である、内部摩擦角  $\phi$  と粘着力  $c$  の関数として表わされている。この両値の選定に適切性を欠くと甚だ矛盾した結果が導かれる。工事の安全を前提とするため  $\phi$  および  $c$  を実際より小さく見積って土圧計算を行なう傾向が強い。このため実際の土圧は計算値の  $1/2 \sim 1/4$  程度である場合が多い。また実際の土を採集し土質試験によって  $\phi$  および  $c$  を求め、これを土圧計算に適用する例も多い。しかしこの方法も微量の資料によって巨視的な地盤の諸性質を代表させる点、とかく誤算を招きやすい。

§5で計算したように、基礎構造設計規程に解説されている Dunham, Peck, 大崎の式によって、N値から内部摩擦角を推定し、粘着力は砂地盤に対して  $c=0$  と仮定して土圧計算を行なった結果、比較の実測値に近い値が算出された。

こうした方法による土圧の計算方法が一般的に通用するか、今後多くの地盤条件において実測してみなければ断定はできない。

地盤の力学的諸性質も未だ不可解な点が多いうえに、最近地下水圧による山留の事故が多く、共に今後の重要研究課題として残されている。

最後に、この実験には渋谷住友信託ビル現場の津田千義氏の協力があったことを附記しておく。

