



# 岩見沢跨線橋について

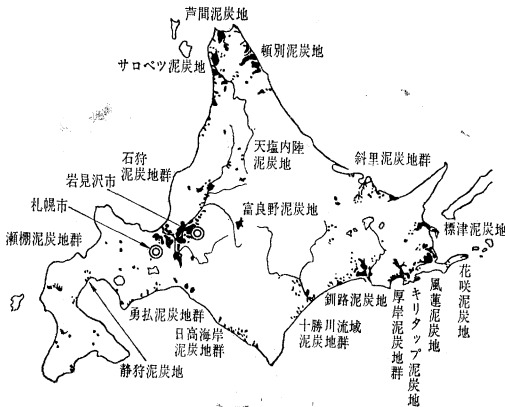
—泥炭地帯における基礎工法—

佐藤 幸 男\*

## 1. まえがき

北海道の主要河川流域に広く分布している泥炭地帯は、全道で約20万haにもおよび、平坦地面積の約1/4にも相当している。これら泥炭地の既存道路の多くは、開拓初期からの自然発生的な過程を経て、次第に交通種別の変遷に対応しながら現在のような、砂利道にまで改

図-1 北海道における泥炭地の分布



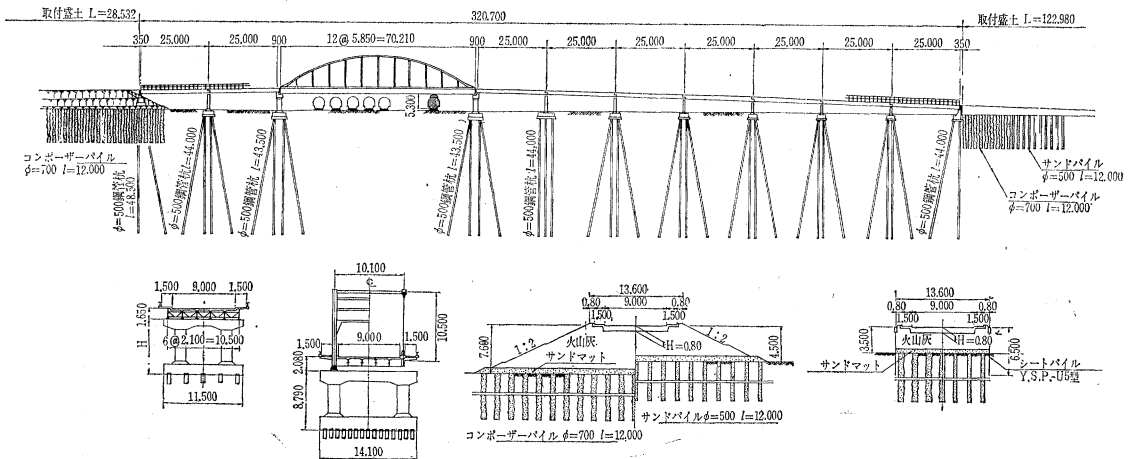
良を加えられてきたものであるが、一般に知られているように、泥炭地は低湿軟弱であって、構造物の基礎地盤としてはきわめて不安定なものであり、近年における急激な交通量の増加、および交通車両の重量化に対応する道路構造物の直接支承体として、そのままの状態を期待することは困難となってきている(図-1参照)。

特に大盛土などの荷重強度が大きい場合は、なんらかの地盤処理が必要となってくる。このような泥炭地帯における工事の一例として、現在施工中である岩見沢跨線橋の取付盛土、および橋架基礎工法について報告する。

## 2. 地質について

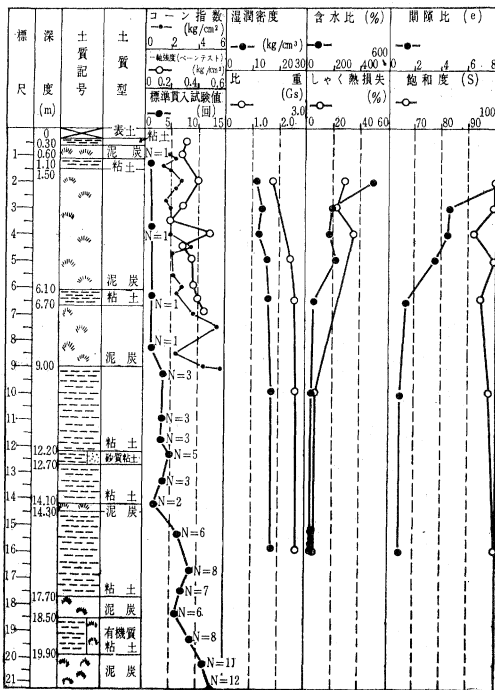
工事箇所の地盤は 図-3, 4 に示すとおりであり、大別すれば上部泥炭層、上部粘土層、および下部粘土層にわかれており、跨線橋基礎調査のためのボーリング3孔、計200mと、取付盛土の基礎としての土質調査のため、深さ20mのボーリング6孔を実施し、おのおのについて標準貫入試験、乱さない試料採取による各種物理試験、力学試験、さらにこのほかに原位置試験として、ベーンせん断試験、2重管コーン ペネトロ メーターによる

図-2 岩見沢跨線橋一般図



\* 正会員 北海道開発局札幌開発建設部道路第1課長

図-3 盛土箇所の土性図



貫入試験を行なった。

この結果、上部泥炭層は約 8~10 m の間で、植物質繊維の泥炭土、および分解した有機物をふくむ腐植土からなり、その性質はきわめて不均一である。含水比は 100~200% で、部分的に 500%以上の値を示す。湿潤密度は 1.0~1.3 t/m<sup>3</sup>、自然間げき比は 3~5、また、圧密計算に用いる圧縮指数は 1.5~5.0 でかなりの幅がある。

上部粘土層は、泥炭層に挟まれて存在する粘土層で、均一な層もあるが、有機質、あるいは植物繊維を不均一にふくむ部分もあり、含水比は 30~50%、液性限界 40~60% 程度と比較的低い。湿潤密度 1.6 t/m<sup>3</sup> 前後、自然間げき比は 1~2.0 程度であり、圧縮指数 0.3~0.5 と圧縮性は概して低い。この層における強度は、2重管式コーン ペネトロ メーターによる貫入指数で 1~5 kg/cm<sup>2</sup>、ペーセン断強度で 0.1~0.5 kg/cm<sup>2</sup>、一軸圧縮強度は 0.1~0.5 kg/cm<sup>2</sup>、三軸試験による粘着力  $c$  は 0.06~0.02 kg/cm<sup>2</sup> である。

深度 8~10 m を境として、それから下は主として粘土層からなり、上部の軟弱な層と異なり割合均一で比較的明瞭に区別することができる。含水比は 30~50% で、深さが増すにつれて低下の傾向にあり、固結度も増す。

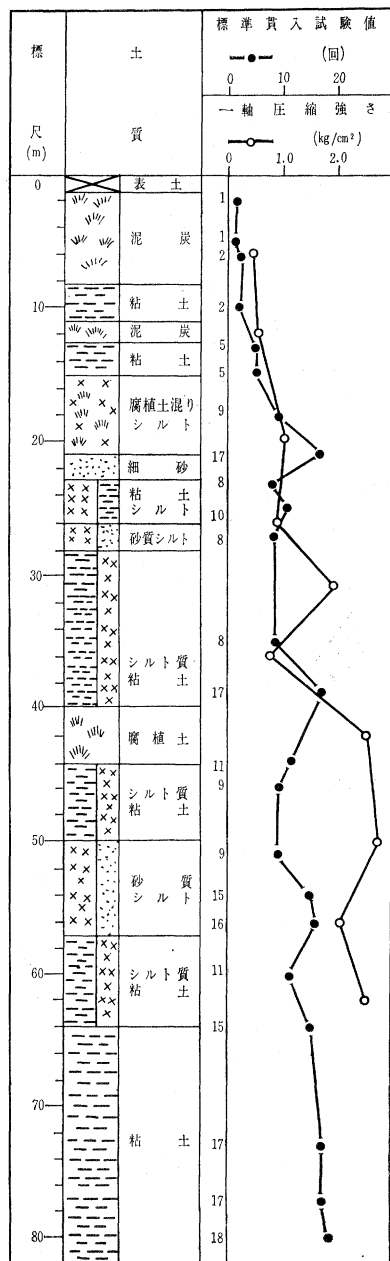
液性限界は 50%、あるいはそれ以下で、湿潤密度は 1.7~1.8 t/m<sup>3</sup> と大きく、密な構造を示し、圧縮指数はいちじるしく低いものが多い。この層における強度は、一軸圧縮強度で 0.5 kg/cm<sup>2</sup> 以上、三軸圧縮試験による

$c$  は 0.3 kg/cm<sup>2</sup> 以上である。

なお、圧密試験結果にもとづく先行荷重は、明瞭にとらえがたいが、土の物理的な性状、標準貫入試験結果から推して、上部泥炭層、および粘土層は正規圧密とし、下部粘土層では先行圧密された層であると判断した。

深度 20 m より深い部分については、うすい腐植土をふくむシルト、または粘土の層が続き、 $N$  値は 7~17 の間を示し、深度 60 m におよぶ。60 m 以下は  $N$  値も 15 以上となり、均質な硬い粘土層となる。深度 35 m

図-4 橋梁箇所の土質柱状図



以下では粘着力  $0.3 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$ , 内部摩擦角  $4 \sim 24^\circ$  であり,  $40 \text{ m}$  以下では粘着力  $0.8 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ , 内部摩擦角  $20 \sim 26^\circ$  である。先行荷重は  $3.2 \sim 3.6 \text{ kg/cm}^2$  から  $5.7 \sim 10.2 \text{ kg/cm}^2$  と急増する。 $60 \text{ m}$  以下では, 標準貫入試験結果から見てさらに強いものと考えられることができる。

### 3. 盛土の検討

土質調査, および試験結果にもとづいて, 盛土の安定, 沈下の計算を行ない, 一応の実施計画を表-1のよう定めた。

表-1 当初の地盤改良計画

測点	~840 m	840~930 m	930~1020 m	1020~1038 m
盛高	~1.90 m	1.90~4.50 m	4.50~7.20 m	7.20~7.70 m
地盤改良工法	未改良地盤	サンドドレーン工法 $\phi 50 \text{ cm}$ , ピッチ $2.0 \text{ m}$ , $l=12 \text{ m}$	サンドドレーン工法 $\phi 50 \text{ cm}$ , ピッチ $1.8 \text{ m}$ , $l=12 \text{ m}$	コンポーザー工法 $\phi 70 \text{ cm}$ , ピッチ $1.8 \text{ m}$ , $l=12 \text{ m}$

#### (1) 試験盛土の目的

さらにこれらの計算の精度をチェックし, 計画の妥当性を検討するため, 現地において試験盛土を実施した。特にサンドコンパクションパイル(コンポーザーパイル)の泥炭地における施工例はほとんどなく, 定性的にはその機能は理解できても, 定量的に取り扱うことが困難であった。試験盛土より計画, および施工上の指針を得ようとする。おもな点はつぎのとおりである。

- ① 沈下量のチェック
- ② コンポーザーパイルの沈下阻止効果
- ③ コンポーザーパイルの荷重分担率

#### (2) 試験盛土結果による検討および考察

##### a) 沈下量について

自然地盤について, 盛土荷重 ( $P=rH=1.35 \text{ t/m}^2 \times 3.0 \text{ m} \approx 4 \text{ t/m}^2$ ) に対する  $m_v$  法による最終圧密沈下量(有効圧縮層  $12 \text{ m}$  と, 盛土後  $100$  日間の実測データから双曲線式によって推定した最終沈下量)とを比較すれば, 表-2のとおり未改良地盤, およびサンドドレーン

表-2 沈下量の比較

	双曲線式による最終沈下量	$m_v$ 法による最終沈下量
未改良地盤	0.81 m	0.82 m
サンドドレーン工法 ( $\phi 50 \text{ cm}$ , ピッチ $1.8 \text{ m}$ )	1.03	0.96
コンポーザー工法 ( $\phi 70 \text{ cm}$ , ピッチ $1.8 \text{ m}$ )	0.50	0.79

ン区間については, ほぼ一致するがコンポーザーの場合には計算値の  $63\%$  という値を示している。

##### b) コンポーザーパイルの沈下阻止効果について

コンポーザーパイルの実測値 ( $t=100$  日) と, 実測値から推定した最終沈下量については, 表-3のとおりで明らかな沈下阻止効果が見られる。

表-3 コンポーザーパイルの沈下減少

時間	計算沈下量 (cm)	実測および推定沈下量 (cm)	沈下減少量 (cm)
$t=100$ 日	45	33	12
$t=\infty$	79	50	29

##### c) コンポーザーパイルの荷重分担率

盛土載荷後, およそ  $100$  日経過時の砂柱上面と, 地盤上面での土圧は,

コンポーザー砂柱  $\sigma_p \approx 0.6 \text{ kg/cm}^2$  (中途約  $50$  日で故障)

コンポーザーパイル施工地盤  $\sigma_c \approx 0.326 \text{ kg/cm}^2$   
故障のため明確な分担率は得られなかった。

d) 試験盛土の過程において, 測定された砂柱, および地盤上に設置された沈下板の測定結果によると同一の沈下をしており, プレシオメータ試験によって得られる地盤変形特性値を応用することにより, 地盤が正規圧密土であるとして一つの理論解法を考えてみた。

砂柱に生ずる応力  $\sigma_p$  に対し, 砂柱の圧縮沈下量はつぎの式で得られる。

$$\Delta S = \frac{2(1+\mu) \{ \sigma_p \cdot \tan^2(45^\circ - \phi/2) - \sigma_0 \} \cdot l}{E - 2(1+\mu)(P_f - P_0)}$$

ただし

$E$ : 地盤のプレシオメータ測定による変形係数

$\mu$ : 地盤のポアソン比

$P_f$ : プレシオメータ測定の流れ動圧(擬似弾性限界圧)

$P_0$ : プレシオメータ測定の時地盤初期圧(静止土圧, 弾性限界圧)

$\phi$ : 砂の内部摩擦角

$V_0$ : 打設砂柱の初期体積

$\sigma_0$ : 地盤の弾性限界圧  $\approx P_0$

$l$ : 改良層厚

打設砂柱は周囲の地盤による, こうそく圧に対し常に限界状態にあると考えれば, 砂柱を介して実際上地盤に水平方向変位を生じせしめる有効横圧  $\Delta P$  は

$$\Delta P = \sigma_p \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - \sigma_0 \dots\dots\dots (1)$$

砂柱と地盤との応力関係は, プレシオメータ試験における応力状態に対応するので, 地盤に対しプレシオメータ理論がそのまま適用される。

$$E = 2(1+\mu)(V_0 + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{4P}{4V} = a \text{ とおく} \dots\dots\dots (3)$$

荷重の大きさは地盤の擬弾性領域内、すなわち、プレシオメータ試験の  $P$ - $V$  曲線の直線部 ( $P < P_f$ ) については適用されるので、式 (3) はプレシオメータ測定値  $P_0, P_f$  を満足する。ここに  $a$  は直線部の勾配でつぎのように書ける。

$$V - V_0 = (P_f - P_0) / a \dots\dots\dots (4)$$

式 (4) の  $V$  は、 $V_0 + V_m$  とひとしいとおけるから、式 (2), (4) から

$$E = 2(1 + \mu)(P_f - P_0) + 2(1 + \mu)V_0 \cdot a$$

$$\therefore a = \frac{E - 2(1 + \mu)(P_f - P_0)}{2(1 + \mu) \cdot V_0} \dots\dots\dots (5)$$

式 (5), (3) から

$$4V = \frac{2(1 + \mu) \cdot V_0}{E - 2(1 + \mu)(P_f - P_0)} \cdot 4P \dots\dots\dots (6)$$

ここで  $V_0$  を、砂柱の初期体積と考えることができ、式 (6) は、増加荷重  $\Delta P$  によって、水平方向に  $\Delta V$  の体積変化を生ずることを示す。

砂柱の沈下量  $\Delta S$  は、 $\Delta S = \Delta V / \pi R^2$  で示される。

したがって、

$$\Delta S = \frac{2(1 + \mu)l}{E - 2(1 + \mu)(P_f - P_0)} \Delta P \dots\dots\dots (7)$$

式 (7), (1) から沈下式が導入される。

$$\Delta S = \frac{2(1 + \mu) \{ \sigma_p \tan^2(45^\circ - \phi/2) - \sigma_0 \} \cdot l}{E - 2(1 + \mu)(P_f - P_0)}$$

つぎに、砂柱、および地盤の垂直応力、 $\sigma_p, \sigma_c$  は盛土荷重強度  $P$  についてつぎのようにして得られる。複合地盤に  $P$  の等分布荷重が載荷されたと考え、つぎの平衡式が成り立つ。

$$P = \eta \cdot \sigma_p + (1 - \eta) \cdot \sigma_c \dots\dots\dots (8)$$

$\eta$  は、砂の全面積に対する  $P$  を負担する複合地盤面積の比である。

地盤土性が正規圧密土である場合、増加荷重  $dp$  に対応する地盤の圧密沈下量、 $S$  は

$$S = \frac{H \cdot C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + dp}{P_0}$$

で得られる。

同一地盤では、任意の荷重  $dp$  について  $\frac{H \cdot C_c}{1 + e_0}$  は一定であり、これを  $K$  とおけば、複合地盤の沈下量は、地盤の鉛直応力  $\sigma_c$  について

$$S = K \cdot \log \frac{P_0 + \sigma_c}{P_0} \dots\dots\dots (9)$$

ここで得られる式 (9)、砂柱の圧縮沈下量とひとしいとおいた場合の  $\sigma_p, \sigma_c$  を満足するはずである。

すなわち

$$S = K \cdot \log \frac{P_0 + \sigma_c}{P_0}$$

$$= \frac{2(1 + \mu) \{ \sigma_p \cdot \tan^2(45^\circ - \phi/2) - \sigma_0 \} \cdot l}{E - 2(1 + \mu)(P_f - P_0)} \dots\dots\dots (10)$$

$\sigma_p, \sigma_c$  は、式 (10) と、式 (8) を解くことによって得られる。すなわち、砂柱と地盤との応力分担比、圧密計算による沈下量、およびプレシオメータ試験による地盤の変形特性を利用してコンポージャーパイルによる複合地盤の沈下量が理論的に求められた。

この理論式によって求めたコンポージャーパイル施工地盤の沈下量は

$$P_0 = 0.33 \text{ kg/cm}^2 \quad P = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_f = 1.23 \text{ kg/cm}^2 \quad H = 12.00 \text{ m}$$

$$E = 7.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \gamma_t = 1.55 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = 0.5$$

$$\phi = 30^\circ$$

の数値から計算すれば

$$\sigma_c = 0.297 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = 1.140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = \sigma_p / \sigma_c = 3.84$$

$$S = 50.3 \text{ cm}$$

$$\Delta S = 79.0 - 50.3 = 29 \text{ cm}$$

となり、実測沈下量から計算した沈下減少量に一致する。また、土圧計による応力分担比の実測値とは相当の相違があり（計測途中の低温に起因すると思われる故障により中止したので不完全ではあったが）、確認することができなかった。

さらにこの理論式から考えられることは、コンポージャーパイルのピッチを一定とすると、盛土荷重の増加につれて、 $\sigma_p / \sigma_c$  が減少することである。このような砂柱のパイル効果については、いくつかの施工例にもその傾向が認められており、理論的にも説明することが可能のようである。

e) そのほか複合地盤の支持力特性として、盛土荷重載荷後の強度をペーンセン断試験などにより調査した結果は、未改良地盤に比較して、約 50% 増加しており、このことから、複合地盤の改良効果は相当期待できようである。

### (3) 盛土設計の条件

盛土設計にあたって、前項までの土質調査、および試験盛土の結果によって、つぎの条件を取り入れた。

- ① 1次盛土高は 4 m とし、1次盛土後 300 日において 2次盛土を開始するものとし、盛土施工工期各盛土とも 60 日とする。
- ② 盛土材料は火山灰とする ( $\gamma_t = 1.35 \text{ t/m}^3, C = 0, \phi = 35^\circ$ )。
- ③ 盛土断面は、地盤沈下に見合う余盛りを見込むものとする。
- ④ 盛土開始後 600 日の残留沈下量は 5 cm 程度とする。

⑤ コンポーザー パイル施工地盤については、打設砂柱による沈下量の減少を考慮し、サンドドレーンパイルと同様にドレーン解析を適用する。

⑥ コンポーザー パイル施工地盤については、打設砂柱のすべりに対するせん断抵抗を考えるが、サンドドレーンパイルについてはこれを無視する。

⑦ 安定計算の安全率は、1次盛土、および断面完成時とも、 $F_s > 1.3$  を標準とする。

#### (4) 盛土設計の検討

① 検討断面は表-4の5断面とする。

表-4 盛土検討断面

測点	全計画盛土高(m)	1次計画盛土高(m)	2次計画盛土高(m)	前回検討した地盤改良工法
900	3.70	2.90	0.80	サンドドレーン工法(φ50cm, ピッチ2.0m)
960	5.40	4.00	1.40	" (φ50cm, ピッチ1.8m)
1000	6.60	4.00	2.60	" (φ50cm, ピッチ1.8m)
1020	7.20	4.00	3.20	コンポーザー工法(φ70cm, ピッチ1.8m)
1038	7.70	4.00	3.70	" "

② 全断面についてサンドドレーンパイル工法が適用されるとして、検討すれば表-5のごとき結果となる。

表-5 サンドドレーンパイルによる盛土の検討

測点	計画盛土高(m)	必要盛土高(m)	全沈下量(m)	600日経過時の残留沈下量(cm)	すべり安定計算による安全率	
					1次盛土	2次盛土
900	3.70	5.15	1.54	8.8	>1.23	>1.48
960	5.40	7.35	2.08	11.3	1.23	>1.48
1000	6.60	3.90	2.48	20.5	1.23	1.48
1020	7.20	9.10	2.33	45.5	—	—
1038	7.70	9.65	2.42	47.3	—	—

③ コンポーザーパイルについては、 $P=1000$  m, 1020 m, 1038 m の3断面について検討した結果は、表-6のとおりである。

表-6 コンポーザーパイルによる盛土の検討

測点(m)	パイルピッチ(m)	計画盛土高(m)	必要盛土高(m)	全沈下量(m)	600日経過時の残留沈下量(cm)	すべり安定計算による安全率	
						1次盛土	2次盛土
1000	1.8	6.60	8.59	2.06	6.5	—	—
1020	1.8	7.20	8.94	1.76	2.6	1.30	1.56
			8.98	2.00	22.8	1.27	1.46
1038	1.8	7.70	9.55	1.87	2.6	1.30	1.51
			9.57	2.07	19.9	1.27	1.38

④ サンドドレーンパイルとして検討した結果によれば、1次盛土で安全率1.23~1.27, 2次盛土で1.21~1.48以上となっており、計画盛土がすべることは、一

応ないと考えられるが、600日後の残留沈下は、計画盛土高が大となるにしたがって大きくなり、 $P=1000\sim 1038$  mの間では、20~47 cmの計算となる。

1000~1038 mにコンポーザーパイルの打設を計画する場合は、1次盛土の安全率1.27~1.30, 2次盛土については1.38~1.56と大きくなり、かつ、残留沈下量もサンドパイル地盤に比較して小さい計算値となる。1020~1038 mの高盛土部では、パイルピッチにより残留沈下量に相当の開きがでてくる。

以上のごとき検討を行なった結果、前回の計画に多少の修正を加え、表-7のごとき実施計画を定めて現在施工中である。

表-7 地盤改良計画

測点	~840 m	840~930 m	930~980 m	980~1010 m	1010~1038 m
盛高	~1.90 m	1.90~4.50 m	4.50~6.00 m	6.00~6.90 m	6.90~7.00 m
地盤改良工法	未改良地盤	サンドドレーン工法, φ50cm, ピッチ2.0m	サンドドレーン工法, φ50cm, ピッチ1.8m	コンポーザー工法, φ70cm, ピッチ1.8m	コンポーザー工法, φ70cm, ピッチ1.5m

#### 4. 橋梁基礎の検討

##### (1) 基礎工法の選定

土質調査の結果によると、橋梁地点の土質は泥炭性軟弱地盤であり、強固で明確な支持層が深いため、検討の結果、鋼管ぐい基礎とすることとした。鋼管ぐいの適用にあたって問題となることの一つに、土壌による鋼管ぐいの腐食がある。特に泥炭性軟弱地盤では一般に地下水面が高く、極端な湿地帯であることが多いので、腐食性が高く、また、地層は複雑な互層を形成しているため、土質の差によるマクロセルが形成されるほか、有機質分、およびバクテリアの活動などによって電気化学的復極作用がいちじるしく左右されることである。橋梁地点におけるコロージョンサウンディングの結果は0.023~0.015 mm/年と中位にあるが、特に深度3.0 m付近に局部的な腐食の傾向がある。アメリカN.B.S.のデータによると約6倍といわれており、最大腐食度は0.138~0.09 mm/年となることが推定される。

pHコンパレーターによるpH測定では、深度3~5 m付近がやや酸性で、腐食が促進される傾向にある。くいの対地電位を真空管電圧計と飽和甘汞電極を使用して測定した結果は、平均-560 mVであり、現状としては電食傾向にないが、線路に接近する鋼管ぐいには、将来の電化によって相当強い腐食が予想される。幸い橋梁地点は電源も近いので、外部電源方式による電気防食法を検討中である。

## (2) くい現場試験

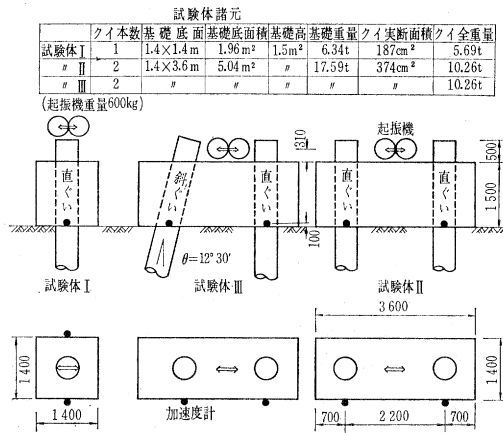
くい基礎の設計に当って、鉛直方向の支持力もさることながら、地震などによる水平力に対しての横抵抗力をどの程度とるかということは、常に問題となることである。特に泥炭性軟弱地におけるくいの動的挙動についてはほとんど知られていない。

このたび、橋梁地点において、打込試験、鉛直荷重試験、水平荷重試験、強制振動試験と一連の現場試験を行なった。ここでは、39年9月中旬～10月初旬にかけて行なった強制振動試験について述べる。この試験では、基礎系の振動荷重に対する固有振動数と、変位を測定し、基礎系の動的、および静的荷重に対する特性の比較検討を試みることを目的とした。

試験に用いた基礎系はつぎの3種である。

試験体Ⅰ（単ぐい）、試験体Ⅱ（直組ぐい）、試験体Ⅲ（斜直組ぐい）、なお詳細については図-5に示した。

図-5 試験体配置図



基礎の振動は起振機によっておこさせた。試験方法は、3試験体について、偏心モーメントを242.1 kg-cm, 692.3 kg-cm, 891.1 kg-cm, 1190.0 kg-cmの4種類とし、回転数は2.5～10 c/sの範囲について0.25 c/s stepに上昇させた。この場合、作用力は回転数の2乗に比例するので、作用力一定ではないので上記のほかに作用力一定で、回転数を変化させた試験も行なった。

図-6は作用力一定の場合の3試験体の共振曲線である。図-6からわかるように、試験体Ⅰ（単ぐい）では4.5 c/s、試験体Ⅱ（直組ぐい）5.5 c/s、試験体Ⅲ（斜直組ぐい）では6.5 c/s付近で振幅のピークがあらわれ、当然のことであるが、基礎の剛度によって固有振動数が変化することがうかがわれる。

また、共振点付近における振幅は、試験体Ⅰのそれと比較するとⅡでは約1/8.6、Ⅲでは約1/11.2となっており、こうした振動荷重に対しても静荷重試

験で得られた結果と同様、斜ぐいを使った基礎の方が有効に働くことが推定されよう。

さて、図-7に各試験体について、静荷重試験から得られた水平ばね定数( $k_H$ )と、荷重( $H$ )の関係を示

図-6 各試験体の共振曲線  
( $p = \text{const}$ )

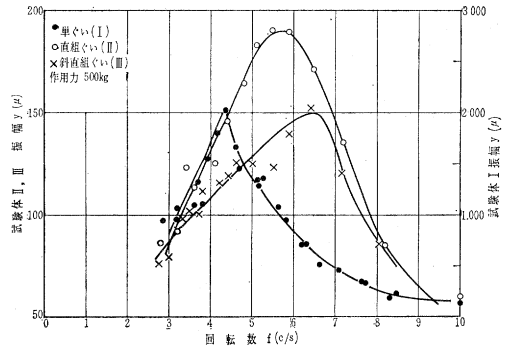


図-7 水平ばね定数( $k_H$ )と荷重の関係

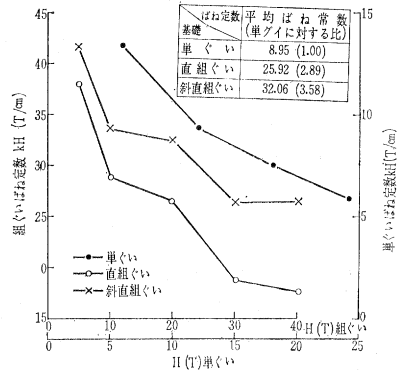


図-8 動的ばね定数と作用力の関係

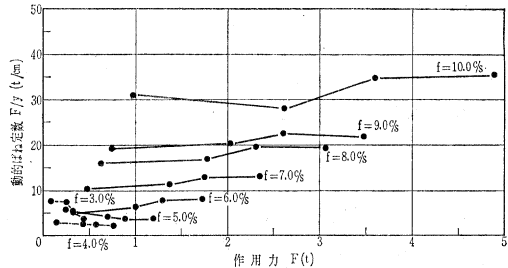
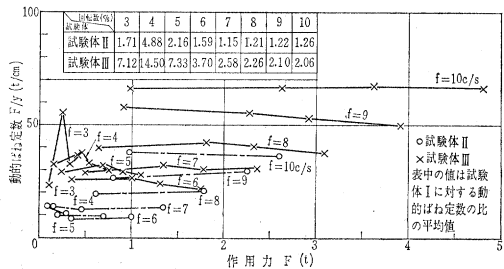


図-9 動的ばね定数と作用力の関係



し、図-8, 9 では振動試験結果から得られた動的ばね定数 ( $F/y$ ) と、作用力 ( $F$ ) の関係を示した。これらによると水平ばね定数 ( $k_H$ ) は、荷重の増加にともなって漸次減少する傾向を示しているが、動的ばね定数 ( $F/y$ ) は低振動数を除いて、作用力に対してほぼ一定値を示し、むしろ振動数によって大きく変化するようである。

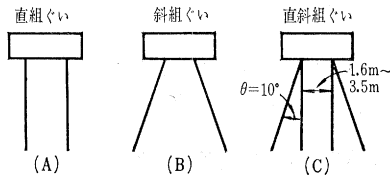
つぎに、静荷重試験から得られた  $k_H$  について、各試験体の比較を行なうと、図-7 の表中の値となる。( ) 内は試験体 I に対する比を表わしている。振動試験についても  $F/y$  に対して同じような比較を行なうと、図-8 の表中の値となる。これらによると、試験体 II は、概して静荷重試験における値より小さく表われ、試験体 III では、振動数が 3~5 c/s の範囲においては大きく、振動数がそれ以上になると小さくなるような傾向にある。これらは今後検討を要する問題と思われる。

これらから、基礎完成時の振動特性について言及することはできないが、振動試験から得られた結果はおおむね静荷重試験で得られたものと似かよった傾向を示した。

### (3) 組ぐいの形式

橋脚ぐいの形式は図-10 (A), (B) に示す 2 形式について主として組ぐい間隔を変化させることにより、それぞれの支持力特性を検討した。

図-10 組ぐいの形式



なお、組ぐいの計算方法は、弾性基礎内に埋設されたラーメンとする竹下 淳氏の「組ぐい計算法」によって行なった。この検討の結果を要約すると、

- ① 直組ぐい、斜組ぐいとも、くい間隔の増加につれてくい頭作用力、変位、および回転角は減少の傾向にある。
- ② 一般に斜組ぐいをを用いた方が、くい頭作用力、変位、回転角とも少ない傾向にある。
- ③ くい間隔が小さい場合は、曲げ応力度が支配的に

なり、くい間隔の増加につれて押込力が支配的となる。この変化点の間隔は、橋脚高に比例して増加する。

したがって、この変化点より多少広いくい間隔を採用することとし、組ぐいの形式は、群ぐいとしての支持力の低減、および地盤の圧密沈下によるくい荷重の増加などを考慮して、図-10(C)に示す直斜組ぐいとすることが適当であると判断され、この形式にもとづいて所要本数を決定した。

側径間橋脚の一例では直斜組ぐいとしたときは、1 基当り 12 本 (2×6 組) となるが、これを直組ぐいとしたときは、15 本 (3×5 組) となり、斜直組ぐいの有利であることを示している。

## 5. むすび

岩見沢跨線橋の取付盛土、および橋梁基礎について、実施計画にいたるまでの、調査、試験、および検討についてのべたが、調査、試験の項目が多いため、その資料もぼう大な数に上っており、本報告ではそれぞれの結果を抜すいしたに止まった。これらの計画にもとづいて、39 年 6 月から本工事に着工、昭和 41 年の秋には舗装を除いて完成させたいと考えている。

写真-1



終りにのぞみ、この調査計画を担当した札幌開発建設部、栗沢道路改良事業所、および現場調査にご協力いただいた土木試験所、土質研究室、基礎地盤コンサルタントの各位に厚く感謝の意を表する。

(1964.11.7・東京文化会館にて講演)

## CIVIL ENGINEERING IN JAPAN 頒布

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1961

A 4 判 80 頁 定価 700 円 (千共)

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1962~1963

A 4 判 125 頁 定価 700 円 (千共)

CIVIL ENGINEERING IN JAPAN, 1964

A 4 判 160 頁 定価 1000 円 (千共)