

# 北海道の軟弱地盤における橋梁基礎工の設計と施工のレビュー

高橋陽一\*・九里忠正\*\*

近年、橋梁の広幅員化が進み、地震時に基礎にかかる横方向力（水平力、転倒モーメント、振動）が橋梁の設計・管理上の大きな要素になっている。北海道の低平地や湾岸部のように上層部が脆弱な地盤における橋梁基礎形式の選定に当たってはまず横方向力への配慮が重要である。本論文は北海道の脆弱な地盤条件を考慮して先駆的に開発した、或いは改良を加えた橋梁基礎工法の設計・施工・実験等について述べる。

**Keywords :** bridge foundations, silty, peaty and soft ground.

## 1. まえがき

軟弱地盤における橋梁基礎形式の選定に際して、従来は鉛直支持力の確保に多大の注意が払われて来た。しかし最近では開発地域の拡大による地形条件・交通量による条件等から橋梁は長支間化、広幅員化が進み、地震時に基礎工にかかる横方向力（水平力、転倒モーメント、振動）が橋梁設計上の大きな要素になっている。特に北海道における平地部のように上層部が軟弱な地盤における基礎形式の選定に当たっては、先ず横方向力への対処工法について細心の検討がなされる必要がある。

本論文は、北海道の軟弱な地盤条件を考慮して先駆的に開発し、あるいは従来工法に改良を加えた2, 3の橋梁基礎工法について、その工法の設計法、施工法、現場実験についての検討結果を要約して示すものである。

ここに取り上げた各工法は、① 鋼管杭放射状斜め組杭工法、② 大型オープンケーソン基礎工の無載荷重沈設工法、③ 鋼管矢板井筒工法、④ 長大地中連続壁工を用いた海洋橋梁基礎工、等である。これらの内古いものは長年にわたって供用中の状況を観測して来ており、各工法に関して現段階での反省点或は改良すべきと考えられる点もあるのでここに併せて紹介するものである。

## 2. 北海道の土質特性<sup>1), 2)</sup>

### (1) 北海道の地形概要

北海道の地形および地質の概要は図-1に示すごとく南北に連続する日高山脈、手稲山地を脊梁として、その東側に十勝、根釧、西側に石狩、勇払等の各平野が広がっている。これらの平野部は粘性土や泥炭あるいは火山灰や緩い砂質土等が堆積した軟弱地盤を構成しており、土

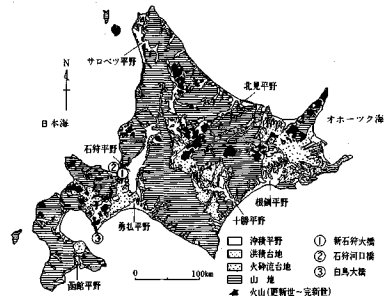


図-1 地形概要及び、架橋位置

木構造物の築造上困難な問題を生じやすい地域である。

一方、南西半島部は概して火山地帯が多く、海底下65 m付近の泥流性堆積物と推定される巨礫を混じえる火山灰質砂礫層の分布は特徴的である。

本報で報告する3橋の内、石狩河口橋、新石狩大橋は石狩川下流地域の軟弱な沖積地盤上に建設されたものであり、白鳥大橋は内浦湾の凝灰質の軟岩上に主塔基礎を置くものである。いずれも北海道においては土質工学的比較的問題の多い地盤上にある。以下に石狩川下流域と内浦湾地方の土質の特性を述べる。

### (2) 石狩川下流地域の土質<sup>3), 5)</sup>

石狩河口付近は海岸線から5~6 kmの範囲は砂丘の砂丘及び堤列平地堆積物が海岸線と平行して分布する。この砂丘の基部は約6,000年前に形成されたと考えられ、堆積物は内陸から運搬された土砂で構成されている。砂丘の層厚は15 m程度、N値は約10で緩い~中位の相対密度を示す。この砂丘の背後湿地は自然堤防と台地等との間に広範囲に形成され、石狩川下流地域の地盤の大きな特徴となっている。これらの背後湿地は篠津原野等、北海道の代表的な泥炭性軟弱地盤である。

軟弱層の層厚は最大で40 m以上に達し、特にその特色として上位に層厚2~6 mの泥炭が発達しており土質

\* 正会員 前北海道開発局 開発土木研究所  
(〒062 札幌市豊平区平岸1)

\*\* 正会員 北海道開発コンサルタント(株) 橋梁部

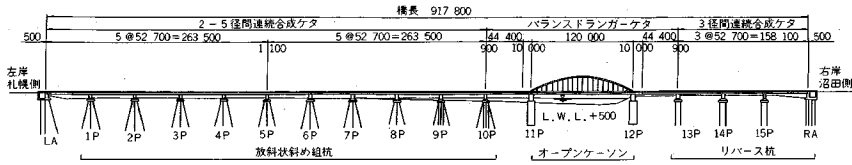


図-2 新石狩大橋側面図

工学上多くの問題を含んでいる。泥炭は未分解で繊維質のものが多く、含水比  $w=100\sim 1500\%$  で圧縮性が極めて高くせん断強度も  $C=0.5\sim 1.0 \text{ tf/m}^2$  の範囲が大部分を占めている。泥炭層より下位の沖積層は含水比の高い粘土、シルト、緩い砂等から構成されているがこれらが複雑に堆積している。特に粘性土層は自然含水比  $w_n$  が液性限界  $w_L$  よりも高いことが多く、全般的に鋭敏な土質であって施工上問題となることが多い。また、地下水位も高く被圧状態の所もあり、施工中の安全対策特に必要とする地盤である。

(3) 内浦湾地域の土質

内浦湾地域は主に海岸線や室蘭半島に分布する新第三紀の火山砕屑物岩類を主体とする基盤とこれを被覆して広く分布する第四紀の各種の火山岩類によって構成される。更新世初期から現代に至る間、この地域においては火山活動が活発で噴出物が一帯を覆ってきた。また、海岸に沿った低地等では、その後埋没した粘土、砂礫、火山灰からなる沖積層が発達してきている。湾内に堆積する土層も沖積のシルト・砂等であり、この下位に更新世の砂礫、新第三紀の凝灰質粗粒砂岩の基盤が分布する。

沖積層のシルトは  $N$  値 1~2 程度で軟弱なものであり砂は軽石、貝殻を多量に混入する  $N$  値 10 以下の緩いものである。基盤の室蘭層は集塊岩を主体としており、一部に泥岩や凝灰岩を介するため、基礎施工時には多大の困難が予想される。

3. 放射状斜め組杭基礎工の設計と施工 (新石狩大橋側径間)

(1) 架橋地点の土質

本橋の架設地点は河口より 20 km 上流の石狩川下流域の低平地に位置し、地盤状況の大略は図-3 に示すごとくであり、大よそ次の 3 層に分類できる。

a) 上部砂質土層 (深度 0~18 m);  $N$  値=10 前後、地盤の弾性係数  $E_s=40 \text{ kgf/cm}^2$  前後の緩い沖積世堆積土 (シルト混り砂質土) で、土性は面的及び深度方向に不均一である。

b) 中間粘性土層 (-18~-32 m); この地域に広く分布しており、50% 程度の自然含水比を有し、 $N$  値=10 前後、 $E_s=100 \text{ kgf/cm}^2$  程度、液性限界 ( $w_L$ ) は自然含水比より大きい高塑性のものである。

c) 下部砂質土層 (深度 -32~-70 m);  $N$  値が 50

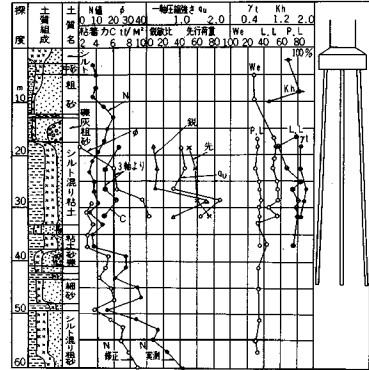


図-3 杭試験付近の土質柱状図

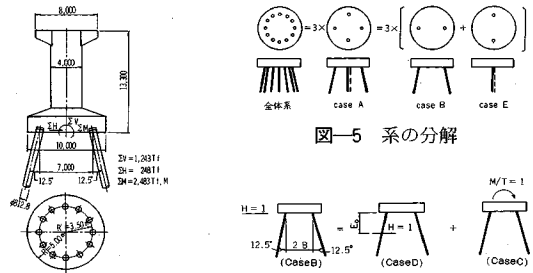


図-4 放射状斜め組杭

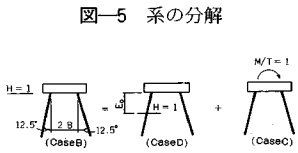


図-5 系の分解

以上、 $E_s=600 \text{ kgf/cm}^2$  以上の固結したシルト混り細砂で、重量構造物の基礎はこの層まで到達させる必要がある。

(2) 放射状斜め組杭の採用

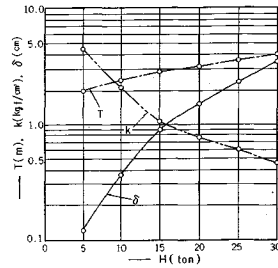
地盤の上層部が軟弱かつ支持層が深いため、特に基礎の横方向力に対する抵抗性を考慮して大口径の鋼管杭 ( $\phi 812.8$ ) を用いた放射状斜め組杭基礎工を採用することとした。これは、この工法が横方向力の一部を杭の軸力に転換できること、また、橋脚に働く外力の任意の方向に対し同一の支持性状を示すことに着目したものであり、本橋において初めて実施されたものである。支承部にはオイルダンパーを採用することによって各橋脚のパネ定数に応じた横方向力の分散が可能になり、耐震性と走行安定性を考慮して 5 径間連続合成桁 (1 支間長 52.7 m) を採用した。

(3) 放射状斜め組杭の解放<sup>1)</sup>

図-4 に示す 12 本の放射状斜め組杭の解析に当たって、円周上の杭配列による断面二次積は方向性に無関係であることに着目し、図-5、図-6 に示すごとく

表一 CASE D, C の計算

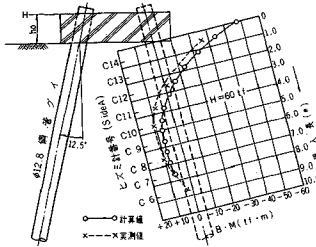
	CASE D (H=1 E=-E <sub>0</sub> )	CASE C (M/T=1)
$-V_1=V_2$	0	$\frac{1}{2} \cdot \frac{C}{\gamma}$
$H_1=-H_2$	$\frac{1}{2} C$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{S}{\gamma}$
$M_1/T=M_2/T$	$-\frac{1}{2} C \cdot \frac{\lambda h S + \mu h b}{q}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\beta}{\gamma}$
$\delta/T^2/EI$	$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon b}{q}$	$\frac{C}{2} \cdot \frac{\lambda m \beta - \lambda h S + \gamma S}{\gamma}$
$\phi/T^2/EI$	$-\frac{S}{2} \cdot \frac{\epsilon}{q}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\mu m \beta - \mu h \cdot S}{\gamma}$



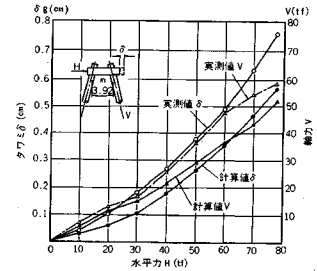
図一 水平荷重と諸数値

表二 設計計算結果

杭軸方向力	max V	232 tf
杭軸方向力	min V	-23 tf
杭頭曲げモーメント	B.M.	+6.3 tf.m
杭頭せん断力	H	+16 t
杭頭変位	delta	0.9 cm
橋脚頂部の変位	delta top	2.1 cm



図八 斜め組杭水平試験地中曲げモーメント



図九 斜め組杭のたわみと軸力

全体系 = 3 × (case E + case B)

$$= 3 \times (\text{case E} + \text{case D} + e_0 \cdot \text{case C}) \dots\dots (1)$$

の様に単純な系に分解し、これを合成しても反力に差がないと考えることが出来ることから、ここでは最小単位に単純化された基本系 (case B) の組杭即ち 2 本の斜め組杭を基本系として構造計算を行い、実橋の基礎杭を利用して詳細な載荷実験を実施し、その妥当性を確認することとした。ここに図-6 の case D は仮定の深度  $E_0 = e_0 \cdot T$  に作用する水平力による杭軸力 = 0 の仮想状態で case C は case D を補完する回転モーメントに対応するものである。組杭の解析法は、単杭の相対剛性係数  $T$  (Relativs Stiffness Factor, 次元は  $[L]$ ) を parameter として弾性論を重複して解く竹下の提案式を応用しこれに単杭の実験値から求めた土の弾塑性的性質を導入する解法に拡張した。この解析法の結果を表一に示す。

ここに、 $C = \cos\theta$ ,  $S = \sin\theta$ ,  $\mu_h, \mu_m$ ; 水平力, 回転モーメントによるたわみ角の杭頭及び地盤条件による定数で水平地盤反力係数  $k$  が深さ方向に一定で杭頭 free の時各々 1.0,  $\sqrt{2}$ ,  $\lambda_h, \lambda_m$ ; 水平力および回転モーメントによるたわみの杭頭および地盤条件による定数で水平地盤反力係数  $k$  が深さ方向に一定で杭頭 free の時各々  $\sqrt{2}$ , 1.0,  $E$ ; 杭材の弾性係数,  $I$ ; 杭材の断面二次モーメント

$$b = B/T \text{ (杭間隔 } 2B), q = \lambda_m \cdot S + \mu_m \cdot b$$

$$\gamma = 2(b + \beta), \epsilon = \lambda_h \cdot \mu_m - \mu_h \cdot \lambda_m$$

$$\beta = \frac{\mu_h \cdot b \cdot S + \lambda_h \cdot S^2 + \gamma \cdot C^2}{q}$$

$$e_0 = \frac{1}{C} \left( b \cdot S + \frac{\lambda_h \cdot S + \mu_h \cdot b}{q} \right)$$

また、相対剛性係数は次式で表される。

$$T = \sqrt[3]{\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{E \cdot I}{k_h}} \dots\dots (2)$$

杭基礎の設計に当たって特に重要な要素は、杭の鉛直力及び横方向に対するバネ定数 ( $k_v, k_h$ ) を確定することであるが、 $k_v, k_h$  は共に土の弾塑性的性質の為に荷重 ( $V, H$ ) 及びたわみ ( $\delta$ ) に関して非線形となるが、筆者らは載荷実験結果より単杭のバネ定数を求める近似式として次式のような指数関数を提案した。

$$k_v = \frac{V}{\delta_v} = 335.86 \delta_v^\alpha \text{ (tf/cm)} \dots\dots (3)$$

ここに、 $\alpha = -0.323$ ,  $V$ : 軸力 (tf),  $\delta_v$ : 沈下量 (cm)

また、斜め単杭の水平バネ定数  $k_h$  は、厳密にはたわみに対する相対剛性係数  $T$  ごとに

$$k_h = \frac{E \cdot I}{T^2 (\lambda_h \cdot T + \lambda_m \cdot \sec\theta \cdot h_0)} \dots\dots (4)$$

となるが、ここでは実杭の水平試験結果から簡略式として次式を提案した。

$$k_h = \frac{H}{\delta_h} = 15.96 \delta_h^\omega \text{ (tf/cm)} \dots\dots (5)$$

ここに、 $\omega = -0.462$ ,  $H$ : 水平力 (tf),  $\delta_h$ : 水平変位量 (cm),  $h_0$ : 載荷点の高さ,  $\theta$ : 杭の斜角 (12.5°)

斜単杭の水平載荷試験から得られる諸数値の相互関係を図-7 に示す。図中  $k$  は杭幅 812.8 mm に対する水平地盤反力係数である。  $T$  は、式 (2) に示すごとく水平力  $H$  とそれに応じた水平バネ定数  $k_h$  の逆数の立方根の

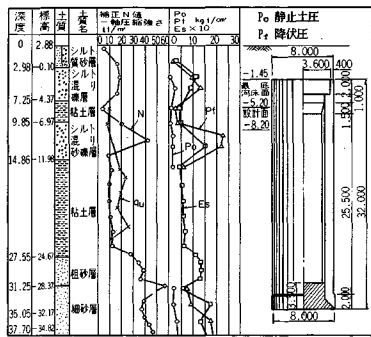


図-10 土質柱状図及び井筒一般図 (12P)

形で表される。前述の理由で  $T$  値もまた水平力に対して非線型となるが、水平力に対する近似式として次式を提案した。

$$T(m) = 0.08H(\text{ton}) + 1.60 \dots \dots \dots (6)$$

図-4の全体系に対する杭頭反力(軸力  $V$ , せん断力  $H$ , 曲げモーメント  $M$ , たわみ  $\delta$ )の解析結果を表-2に示す。

(4) 載荷試験結果との照合

載荷試験の結果を図-8(地中部曲げモーメント) 図-9(水平たわみ, 杭軸力)に示す<sup>6)</sup>。

これらの図より明らかなように、2本の斜め組杭を基本系として解析した計算値は載荷試験結果とほとんど一致しており、本解法の妥当性が確認された。なお地中部曲げモーメント測定値はひずみ値より求めた。

(5) 本工法の反省点

本工法の設計, 施工上以下の問題があった。

- 1) 杭頭とフーチングとの結合方法に工夫を要する。
- 2) 土と杭の複合パネ定数の確定のために原位置試験結果からの基本数値の簡略式が望まれる。

4. 無載荷重沈設工法による深いオープンケーソン基礎工の支持力確認方法(新石狩大橋主径間部)

本工法計画地点の土質条件は大よそ3.(1)と同一個所であるが、工法の特徴を考慮してより詳細な土質試験を行った。その結果を図-10に示す。

(1) 圧搾空気, 水噴射兼用壁面摩擦軽減工法の選択

ケーソン工法はブローアップによる人身事故など施工上の難点がある他, 上載荷重の載荷・除去による作業工程の複雑さ, 先端地盤の支持力確認の困難さ, また, 掘削深度の深いオープンケーソン工法による基礎工事は, 沈下の信頼性に乏しいが, 最近では圧入ケーソン工法など沈設精度を重視した工法も採用されるようになってい。石狩川下流部に架設された新石狩大橋の主径間部バランスドラムギヤ(主径間 120.0m)の基礎の場合, 流速が大きく長期的に基礎周辺の洗掘量が無視出来ない

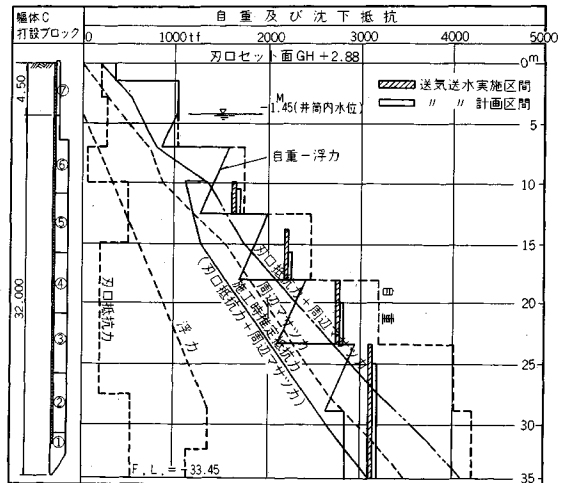


図-11 橋脚井筒沈設計画図

こと等の観点から, 洗掘進行後においても上部工の地震時の水平変位が出来るだけ小さい基礎工としてオープンケーソン工法を採用した。安定的な支持地盤は水面下 35mと深く, これに対してケーソンの長さは 32m(掘削深 36m)とこの種の形式としては現在でも道内では最大の規模を有するものである(図-10)。ケーソンの沈設施工の安全上, 水面レベル以下での人力作業を一切行わず, 掘削は地上から掘削機械のみによって行うこととした。このため, 沈設に当たってはケーソン躯体の壁面を厚く ( $t=1.20\text{m}$ ) しその自重によって周辺土のせん断抵抗力を減少させることを図り, 周辺摩擦力が「自重+刃先抵抗」を超過する部分については土質に応じて圧搾空気または水噴射によるフリクションカット工法を採用することとした(最終段階のみ上載荷重使用)。この際コンクリート壁面と土との間の周辺摩擦力の評価が重要であり, ここでは詳細な室内試験のほか現位置試験による土の諸係数の測定, 沈設時の壁面にかかる土圧と水圧変化の測定や2重管コーン試験による粘性土層の粘着力測定等を実施し, 先ず詳細な沈設計画図-11を立案し施工した。

オープンケーソンの沈設に水中掘削工法を採用した場合, これまでは先端地盤の支持力の確認が困難であった本橋においてはプレシオメーターによって地盤の弾性係数を測定し間接的に支持力を測定する方法(図-12)をとった。これは別途ケーソン上端からの直接平板載荷試験を行ってその妥当性の確認を行っている。

(2) 井筒基礎の支持力と沈下量の計算

周辺地盤のすべり変形を考慮した井筒基礎の支持力と沈下量はプレシオメータによる測定値を導入して以下のとおり計算した。

仮定1 周辺地盤のせん断抵抗  $\tau$  と変形量  $\delta$  との関係

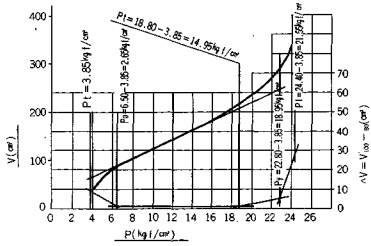


図-12 プレシオメーターの測定結果

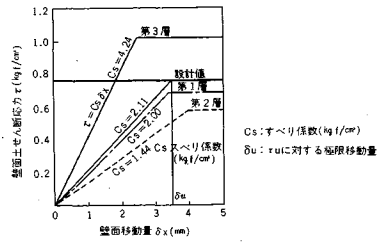


図-13 壁面土層のせん断応力と変形

は図-13に示すごとく弾塑性の性質を有する。

仮定2 周辺地盤の摩擦抵抗力の降伏現象は周辺地盤のせん断抵抗  $\tau$  が極限值  $\tau_u$  に達したときに生じる。

仮定3 沈設完了後は、水ガラスを主剤とする薬液注入により周辺摩擦力の回復を図り支持力算定に考慮する。

計算上の地表面より  $x$  なる位置における断面力  $P_x$  は上載荷重  $P_0$ 、地中長さ  $L$ 、井筒周長を  $U$  とすれば、

$$P_x = P_0 - \int_x^L U \cdot \tau_x \cdot dx \text{ より}$$

$$\frac{dP_x}{dx} = -U \cdot \tau_x \dots\dots\dots (7)$$

となる。また  $x$  点における井筒の沈下量  $\delta_x$  は井筒躯体の純断面積を  $A_p$ 、弾性係数を  $E_c$ 、先端地盤への貫入量を  $\delta_L$  とすれば次のように表される。

$$\delta_x = \delta_L + \frac{1}{A_p \cdot E_c} \int_x^L P_x \cdot dx \dots\dots\dots (8)$$

式(7)及び(8)から  $\tau_x = C_s \cdot \delta_x$  ( $C_s$ :土のスベリ係数)とけば次式が得られる。

$$\frac{d^2 \delta_x}{dx^2} - \alpha^2 \cdot \tau_x = 0 \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $\alpha^2 = \frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}$

式(9)を解いて次式を得る。

$$\delta_x = A \cdot e^{\alpha x} + B \cdot e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (10)$$

$A, B$  は定数で、境界条件  $x=0$  のとき  $\delta_x = \delta_0$ 、 $x=L$  のとき  $\delta_x = \delta_L$  において、次式を得る。

$$A = \frac{\delta_0 \cdot e^{-\beta} - \delta_L}{2 \sinh \beta}, B = \frac{\delta_0 \cdot e^{\beta} - \delta_L}{2 \sinh \beta} \dots\dots\dots (11)$$

周辺摩擦力の塑性領域が、地表面から  $x$  だけ進行したものとすれば、 $x/L = \mu_m$  において、この時の井筒頭部の最大支持荷重  $P_0$ 、及び垂直変位  $\delta_0$  は結果のみを示せば、次式の様になる。

$$\delta_0 = \frac{\tau_u}{C_s} \left[ 1 + \frac{(\beta \cdot \mu_m)^2}{2} + \beta \cdot \mu_m \cdot \frac{\beta \tanh \bar{\beta} + \gamma}{\gamma \tanh \bar{\beta} + \beta} \right]$$

$$P_0 = U \cdot L \cdot \tau_u \left[ \mu_m + \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\beta \tanh \bar{\beta} + \gamma}{\gamma \tanh \bar{\beta} + \beta} \right] \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 $\gamma = \frac{K_v \cdot A_L \cdot L}{A_p \cdot E_c}$ 、 $\bar{\beta} = (1 - \mu_m) \beta$

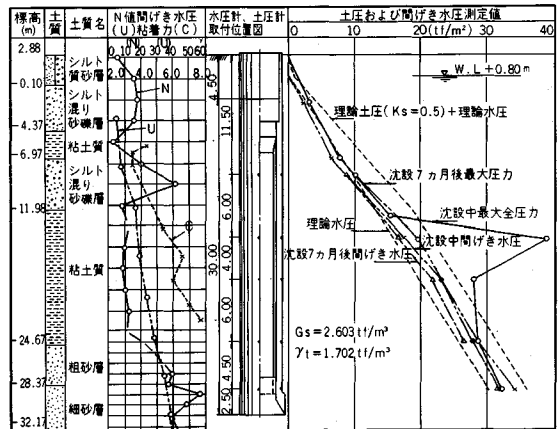


図-14 土圧と間隙水圧測定値 (12P)

ここに、 $K_v$ :先端地盤の鉛直地盤反力係数  
 $A_L$ :井筒の先端総面積

(3) 数値計算

すべり係数は、プレシオメータによるせん断弾性係数の計測値にすべり係数の完全弾塑性を仮定して求めた(図-13)。降伏支持力とケーソンの沈下量は結果のみ示せば次のとおりである。

①  $\mu_m = 0$  すなわち井筒上端部周囲のせん断力が  $\tau_u$  に達する第一次降伏時、 $P_{01} = 5,007$  tf、沈下量  $\delta_{01} = 0.53$  cm。

②  $\mu_m = 1$  すなわち周辺地盤のせん断力の塑性域が井筒全長にわたる時第二次降伏時、 $P_{02} = 6,170$  tf、沈下量  $\delta_{02} = 0.63$  cm。

一方、先端地盤の極限支持力は、原位置試験の結果を導入して式(13)で表せる。

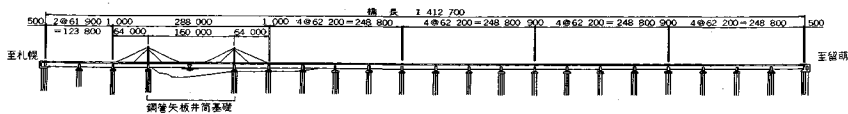
$$q_u = K(P_f - P_0) + P_0 \dots\dots\dots (13)$$

$$P_f = \sqrt[3]{P_{f1} \cdot P_{f2} \cdot P_{f3}}, P_0 = \sqrt[3]{P_{01} \cdot P_{02} \cdot P_{03}} \dots\dots\dots (14)$$

ここに

$P_{fi}, P_{0i}$ :井筒底面より上方  $B$  ( $i=1$ )、 $O$  ( $i=2$ )、下方  $2B$  ( $i=3$ ) の位置の流動圧、初期値  
 $K$ :深く、広幅基礎の破壊抵抗係数で

$$K = 2.9 \left( 1 + \frac{2.3 \cdot B}{2.9 \cdot L} \right) = 3.91 \text{ となる。}$$



図—15 石狩河口橋側面図

B, L: 井筒底面の幅, 長さ

計算結果は常時で  $q_u = 337.6 \text{ tf/m}^2$ , 地震時で  $q_u = 219.1 \text{ tf/m}^2$  (水平震度 0.2 換算) となる。

周辺摩擦力が塑性化し, 先端地盤が降伏化する時の最大支持力  $P_{ou}$  は次式で表される。

$$P_{ou} = P_{o2} + q_u A_L \dots \dots \dots (15)$$

計算結果は, 常時で  $P_{ou} = 51.467 \text{ tf}$ , 地震時で  $P_{ou} = 34.498 \text{ tf}$  である。これに対して上載荷重  $V_0 = 8.454 \text{ tf}$  (自重含) であるので十分安全性を確保している。

(4) 直接載荷試験

間接測定による支持力計算結果を確認するため, 井筒上端から長さ 35.0 m の鋼管杭を介して直接載荷試験を行った。その結果,  $q_u = 90 \text{ tf/m}^2$  程度であり, 間接測定による支持力よりかなり小さい。これは掘削土砂堆積による影響と考えられ, 底板コンクリート打設前に入念にスライム除去を行った。

井筒先端地盤の降伏時沈下量は,

$$\delta_u = \frac{P_{ou} - P_{o2}}{K_v \cdot A_L} = 2.89 \text{ cm}$$

であり上部構造に支障がないと判断した。

(5) 圧搾空気及び水噴圧力の設定

圧搾空気は壁面に埋設したパイプの噴射口 ( $\phi 5$ ) から壁体外部に逸出して土中を上昇する際に圧力変化によって膨張するため, 壁面との土粒子の間の絶縁面積を拡大する効果の大きい粘性土に適する。また水噴射は噴流水の作用によって地盤が局部的に崩壊させやすい砂質土に適する。いずれの場合もある深度における噴射力  $p$  は次式を満足しなければならない。

$$p > (p_s + p_w + f)(1 - \alpha) \dots \dots \dots (16)$$

ここに,  $p_s$ ; 噴射口位置での土圧,  $p_w$ ; 水圧,  $f$ ; 付着力,  $\alpha$ ; 対圧力損失割増係数

本橋の場合噴射孔は 44 孔  $\times$  18 段とし, その噴射圧力  $p$  は深度 (m) に応じて

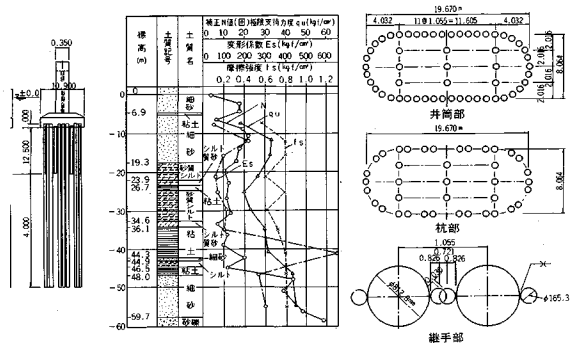
$$p = (\text{深度} - 10) \times (0.1 \sim 0.15) \text{ kgf/cm}^2$$

を標準とし, 土質に応じて同一孔から空気又は水を噴射した。これにより計画どおり殆ど載荷重なしで沈設を完了させた。

(6) 本工法の反省点

施工の結果さらに以下の点の再検討が必要である。

- a) 水中掘削の場合, 先端地盤の攪乱の修正が支持力確保の上で極めて重要である。
- b) 空気・水噴射施工後の周辺地盤の復元に確実簡略



図—16 土質状況及び井筒一般図

な工法の開発が必要である (ここでは送気・水用パイプを利用して水ガラスを注入した)。

5. 鋼管矢板井筒基礎工の設計と施工 (石狩河口橋)

(1) 架橋地点の土質概要

当該箇所は石狩川河口から上流約 5 km の沖積性平地に位置する。その地盤は図—16 に示すように 3 層に大別できる。

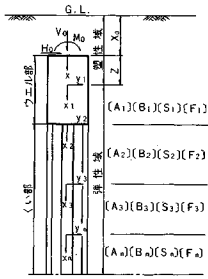
1) 表層シルト層 (深度 0~6.0 m): 泥炭等繊維質を含む河川堆積層で  $N$  値は 0~3, 地盤の弾性係数  $E_s$  は  $50 \text{ kgf/cm}^2$  以下で細砂を含有し, 水平抵抗が極めて小さい。

2) 中間粘土層 (深度 6~44 m): この層の上部は貝殻, シルト等が混合する臨海性三角州の特徴を持っている。 $N$  値は 6~20,  $E_s$  は 80~150 程度で下方に向かって締まっているが, 圧密降伏応力が小さく基礎に負の摩擦力が働く可能性があるので長期的に荷重のかかる構造物基礎設計上とくに配慮が必要な土層である。

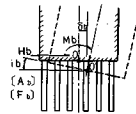
3) 下部砂質土層 (深度 44 m~): 砂礫層を挟む極めて強固な地層である。 $N$  値は 30 以上, 地盤の弾性係数  $E_s$  は約  $400 \text{ kgf/cm}^2$  で, 深層載荷試験による圧縮強度  $q_u$  は約  $100 \text{ kgf/cm}^2$  と支持力は大きい。重量構造物の基礎はこの層まで到達させる必要がある。

(2) 鋼管矢板井筒基礎工の選定<sup>6),7)</sup>

本橋のごとく軟弱で, 特に横方向支持力の小さい厚い堆積層の下に堅固な支持層が存在する地盤における大支間橋梁の基礎工には, 従来はケーソン工法や組杭基礎工が積極的に採用されてきた。しかしケーソン工法は, 長い工期と設備の大規模化, 特殊技能者不足等の難点があ



図一17 計算系



図一18 境界部の連続

る。一方組杭基礎工は地震時の大きな横方向力に対する安定性に問題がある。石狩河口橋の主径間部(斜張橋, 主径間 160.0 m)において, 橋梁基礎としては我が国で最初に鋼管矢板井筒工法を採用し, 特に横方向に対する土の弾塑性の性質を考慮した設計計算法を開発した。これを模型実験及び大口径鋼管杭(φ1200)の水平載荷試験により計算の妥当性を確認した。

(3) 基本式の誘導

a) 基本仮定

基本座標系は外力 ( $H_0, V_0, M_0$ ) に対して図一17のように定め, 解析に当たって次の基本仮定をおいた。

仮定1 ウェル部も杭部と同様に有限の剛度を持った弾性床土上の梁としての挙動を示す。ただし, フーチング下面直下では, 地盤は杭のたわみに応じて受動土圧を極限反力状態とする弾塑性的反力を生ずるものとする。

仮定2 杭の横方向反力係数, 土の受動土圧係数及び構造物の剛度は深さ方向に任意に変化するものとする。

仮定3 杭長は有限とする。

解析に当たっては相対剛性係数 ( $T$ ) を導入して数値解析を容易にした。

b) 基本式

任意の各層における諸数値を次のようにマトリクス表示することとする。

① 剛度に関するマトリクス

$$[F_i] = [L_i, B_i, E \cdot I_i, T_i]$$

② 土の諸定数に関するマトリクス

$$[A_i] = [\gamma_i, k_{Hi}, k_{Vi}, k_{Qi}, C_{Pi}]$$

③ 部材応力および変形に関するマトリクス

$$[S_i] = [Q_i, M_i, \delta_i, i_i]$$

④ 外力および地盤反力に関するマトリクス

$$[B_i] = [q_i, w_i]$$

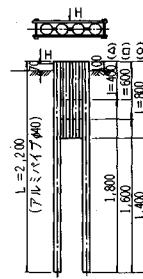
ここに ( $i$ ; 任意の区間における)

$L$ : 区間長 (m)

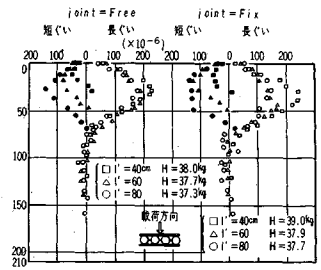
$B$ : 基礎 (ウェル部または杭) の抵抗幅 (m)

$E \cdot I$ : 基礎 (ウェル部または杭) の剛性 (tfm)

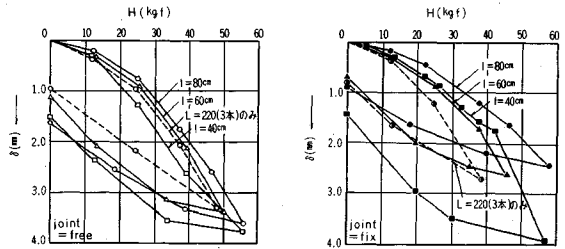
$T$ : 相対剛性係数 (m)



a) 鋼管矢板壁模型



b) 鋼管矢板壁模型実験(H-ひずみ)



c) 水平力-水平変位試験

図一19 鋼管矢板壁水平載荷試験結果

- $\gamma$ : 土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- $k_H$ : 土の横方向バネ定数 (tf/m<sup>2</sup>/m)
- $k_V$ : 土の縦方向バネ定数 (tf/m<sup>2</sup>/m)
- $k_Q$ : 土のせん断バネ定数 (tf/m<sup>2</sup>/m)
- $C_P$ : 土の受動土圧係数
- $Q$ : 杭頭に発生するせん断力 (tf)
- $M$ : 杭頭に発生する曲げモーメント (tf・m)
- $\delta$ : 杭頭のたわみ (m)
- $i$ : 杭頭のたわみ角 (rad)
- $q$ : 土の反力による荷重強度 (tf/m<sup>2</sup>)
- $w$ : 基礎 (ウェル部または杭) の地震時水平反力 (tf/m)

これらの諸数値の内, 土に関するものは原則として原位置試験によった。各区間における微分方程式は次のとおりである。

I) 非弾性区間

$$EI_i \frac{d^4 y}{dx^4} = -C_P \cdot \gamma \cdot B(x+x_0) + w \dots \dots \dots (17)$$

II) 弾性区間

$$EI_i \frac{d^4 y_i}{dx_i^4} = -k_{Hi} \cdot B_i \cdot y_i + w_i \dots \dots \dots (18)$$

ここで,  $x = T \cdot z, x_i = T \cdot z_i$  なる変数  $z$  を導入した式(17), (18)の無次元化を行い数値解析を容易にした。

c) 応力及び変形のマトリクス表示

各地層  $i$  における応力 (せん断力, 曲げモーメント) 及び変形 (たわみ, たわみ角) の関係式をマトリクス表示すれば式 (19) のようになる (添字を省略)。

表-3 設計計算結果

杭軸方向力	max V	313.2	tf/本
	min V	-76.9	tf/本
杭頭曲げモーメント	B. M	25.5	tf・m/本
杭頭せん断力	H	4.3	tf/本
フーチング傾斜角	$\theta$	$2.2 \times 10^{-3}$	rad
フーチング変位	$\delta$	2.7	cm
橋脚頂部の変位	$\delta_{top}$	6.7	cm

$$[S] = \begin{Bmatrix} Q \\ M \\ \theta \\ \delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -E \cdot I \frac{d^3 y}{dx^3} \\ -E \cdot I \frac{d^2 y}{dx^2} \\ \frac{dy}{dx} \\ y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{E \cdot I}{T^3} \frac{d^3 y}{dz^3} \\ \frac{E \cdot I}{T^2} \frac{d^2 y}{dz^2} \\ \frac{1}{T} \frac{dy}{dz} \\ y \end{Bmatrix} \dots (19)$$

応力マトリクス [S] と式 (19) は、境界線において連続条件を満たすものとして、

$$[S]_{xi} = [S]_{xi+1}$$

が成立する。この形式の基礎工はウエル部底面が杭部から弾性的反力を受けるところが一般の井筒と異なるところである。この部分の連続条件はウエル底面における横方向力を  $H_b$ 、モーメントを  $M_b$  とすればたわみとたわみ角に対して次式のようになる。

$$\delta_b = \frac{T_b^3}{n \cdot E_b \cdot I_b} \left[ \lambda_n - \lambda_m \frac{\mu_h}{\mu_m} + \frac{\mu_h}{\mu_m} \frac{\lambda_m}{1+j \cdot \mu_m} \cdot H_b + \frac{\lambda_m}{1+j \cdot \mu_m} \frac{H_b}{T_b} \right] \dots (20)$$

$$i_b = \frac{T_b^2}{n \cdot E_b \cdot I_b} \left[ \frac{\mu_h}{\mu_m} \frac{\lambda_m}{1+j \cdot \mu_m} \cdot H_b + \frac{\mu_m}{1+j \cdot \mu_m} \frac{H_b}{T_b} \right] \dots (21)$$

ここに、

$T_b$  : 杭の相対剛性係数

$n$  : 杭部本数

$\lambda_n$  : 単位の杭軸直角方向力による杭軸方向変位係数

$\lambda_m$  : 単位の曲げモーメントを杭頭に与えた場合の杭軸直角方向変位係数

$\mu_h$  : 単位の杭軸直角方向力による杭頭たわみ角係数

$\mu_m$  : 単位の曲げモーメントを杭頭に与えた場合の杭頭たわみ角係数

d) 継手部の剛性効果と模型載荷試験

鋼管杭 TK 41  $\phi$  812.8 ( $t=9.5 \sim 16$ ,  $l=42.00$  m) に接合杭 TK 41  $\phi$  165.2 ( $t=5.11$ ) を溶接した鋼管矢板部材の打設後の閉合ウエル部の曲げと振動に対する剛性効果を評価するためにアルミパイプ ( $\phi$  40 及び  $\phi$  8) を用いた模型実験を行った。継手接合杭の長さと同結合度(自由, 剛結)による影響は図-19 に示すごとくであった。その結果

- ① 曲げ剛性効果は各杭の剛結による曲げ剛性の

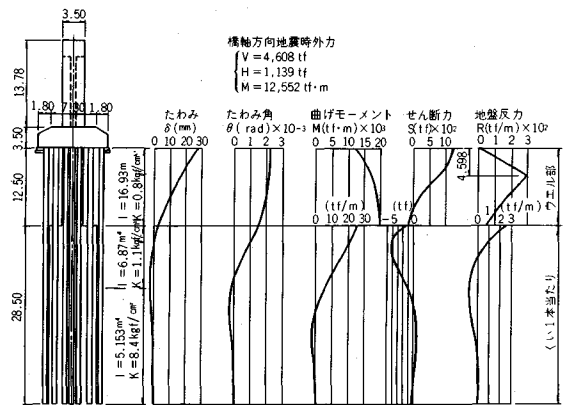


図-20 設計計算結果 (3P)

65% と評価してよい。

- ② 接合杭の長さの全体の剛度への影響は小さい。ことを提言した。

e) 計算結果 (底版下面における)

外力  $V_0 = 4608$  tf,  $H_0 = 1139$  tf,  $BM_0 = 12552$  tf・m に対し、解析の結果を表-3、図-20 に示す。

(4) 本工法の反省点

本工法の施工に関し以下の反省点がある。

- 1) 本工法は仮締切り兼用型への新たな発展をみたが、フーチングと基礎部との結合法を開発する必要がある。
- 2) 施工機械として各鋼管矢板の立て込み、打ち込み兼用の特殊パイロハンマーを新たに開発したが、建て込みの鉛直性の確保にはさらに工夫を要する。

6. 地中連続壁を利用した吊橋主塔基礎 (白鳥大橋)<sup>8)</sup>

(1) 地質条件と主塔基礎構造の選定

架橋地点は太平洋に繋がる内海であり、その地質は軟弱なシルト混り沖積層の下に新第三紀の火山性の凝灰質軟岩盤が分布している。岩盤の深度は橋の両端で TP-10~20 m, 中央部で TP-100 m 程度と谷状になっている。特に橋脚計画地点の岩盤は約 65 m と深く地層も複雑である。また、中間層の洪積層の一部に砂礫層があり径が 1 m 前後の巨礫が混在している。このような地質条件に対し施工可能な工法を比較検討した結果、海中の 3P, 4P とともに橋脚基礎工として地中連続壁併用逆巻き基礎を採用することとした(図-22)。本工法は以下のような設計、施工面の利点がある。

- ① 壁内掘削にあたっては玉石等の対策が容易である。
- ② 水中掘削工法に比べ、全体工期が短い。
- ③ ケーソン基礎に比べ周辺地盤の乱れが少ない。

地中連続壁の設計上の取扱いは仮設構造物とし、鉛直支



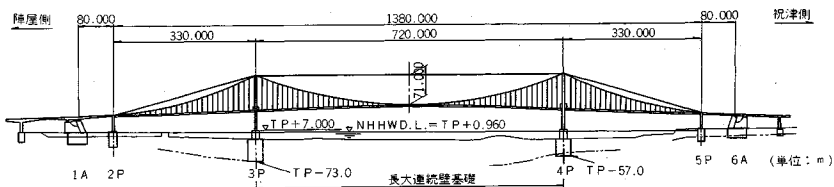


図-21 白鳥大橋側面図

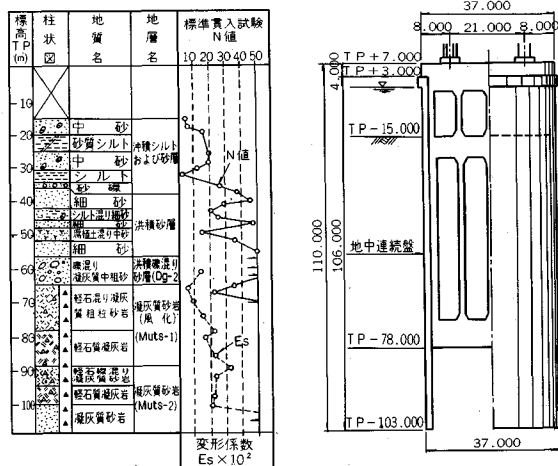


図-22 主塔基礎 (3P) 構造図と地質柱状図

表-4 地盤定数表

	CASE D (H=1 E=-E <sub>0</sub> )	CASE C (M/T=1)
$-V_1 = V_2$	0	$\frac{1}{2} \cdot \frac{C}{\gamma}$
$H_1 = -H_2$	$\frac{1}{2C}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{S}{\gamma}$
$M_1/T = M_2/T$	$-\frac{1}{2C} \cdot \frac{\lambda h S + \mu h b}{a}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\beta}{\gamma}$
$\delta/T^3/EI$	$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\varepsilon b}{a^3}$	$\frac{C}{2} \cdot \frac{\lambda m \beta - \lambda h S + \gamma S}{\gamma}$
$\phi/T^3/EI$	$-\frac{S}{2C} \cdot \frac{\varepsilon}{a}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\mu m \beta - \mu h \cdot S}{\gamma}$

持力および躯体の応力計算上は無視するが、水平外力に対する横抵抗幅および地盤と壁間の側面せん断抵抗力計算上はこれを考慮した。

(2) 基礎本体の支持力の検討

各種の岩盤が不均一に混在し地盤の破壊機構が複雑なので、基礎底盤の支持力の解析手法は、二次元有限要素法によることとし、その岩盤モデル及び物性値を図-23、表-4に示す。岩盤は弾塑性の性質を有するが、破壊後は要素の剛性が1/10に下がるとする bi-linear な応力~歪関係をもつものとし、各要素の破壊基準はモール・クーロンの方法に従うものとした。最大荷重時の各要素の安全係数の分布を図-24に示す。計算による総沈下量  $\delta=16.5$  cm で、このうち約2/3は基礎自重によるもので、上部工架設時には沈下は完了するものと考えられる。上部工にとって最も危険な状態と予想される不等沈下量は残留分の約5.5 cm と考えられ、これは上部工応

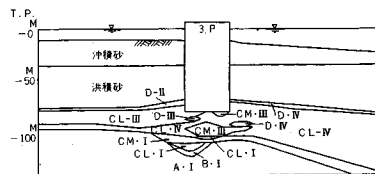


図-23 地盤解析モデル

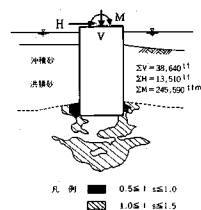


図-24 要素安全係数分布図

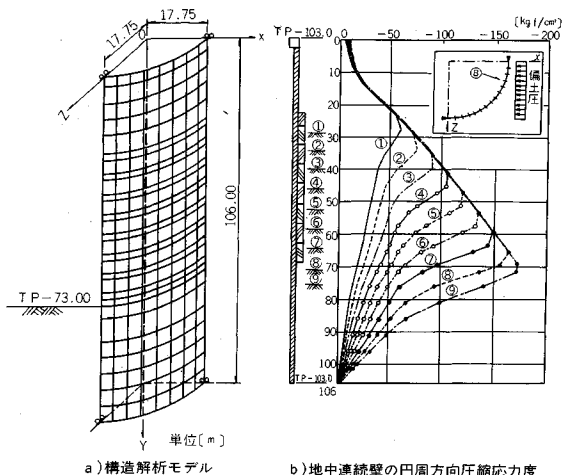


図-25 地中連続壁にかかる施工時応力度

力の1.7%の増加と推定される。極限支持力は  $q_u=724$  tf/m<sup>2</sup> で、これに対し、地震時の底面最大地盤反力は254 tf/m<sup>2</sup> である。

(3) 地中連続壁の設計

a) 解析手法

地中連続壁は仮設構造物として取り扱うが、内部掘削等の施工期間が長期にわたること、ドライ状態で相当な深さまで人や機械で作業を進めることから、施工時の安全確保には特段の配慮が必要である。このため、地中連

続壁の設計に当たっては壁内の掘削段階に応じて支保工兼用の逆巻壁の施工過程に応じた安定解析を行った。解析モデルは図-25(a)に示すような、応力の3次元の伝達を解析できる有限要素法モデルを用いた。

構造解析は順次追加される逆巻壁を各段階毎にモデル化し、これに各掘削段階で生じる荷重を考慮し、常時荷重により発生する応力は逐次累加するが、地震荷重により発生する応力は累加しないこととした。また、地中連続壁と逆巻壁の完全な合成効果は期待できないため、これらの重ね梁として解析した。

**b) 荷重条件**

本橋脚の施工上地中連続壁にかかる荷重条件を次の様に仮定した。

- ① 常時土圧;水圧, 静止土圧とする。
- ② 常時偏土圧;常時土圧の20%が両押しで作用する。
- ③ 地震時偏土圧;地震時主動土圧と常時主動土圧の差を両押しで作用する。

**c) 連壁コンクリートの円周方向圧縮応力度 (図-25(b))**

コンクリートの円周方向圧縮応力度に及ぼす各荷重の内訳を見ると水圧が支配的であり、常時、地震時とも全体の約60%を占めている。また、等圧分(水圧, 土圧)の合計では常時9割強, 地震時でも8割強を占めている。コンクリート応力の最大値は最終掘削段階の深さ73m付近で、地震時に約190 kgf/cm<sup>2</sup>となる。この値は原位置において採集したコアの強度試験値に比べて安全である。

**8. あとがき**

ここに述べた4種類の基礎工法はそれぞれ北海道における最近の基礎工法の源流をなすものである。ここに紹介した各工法の構造解析に当たっては、基本的に土の受動土圧を弾性限度とする弾塑性の性質を考慮した計算法を取り入れているが、実橋の挙動をこの解析値に正確に反映させるためには、詳細な原位置試験や載荷試験を行い土質特性に応じた諸値を計算に導入することが大切である。上記の例では実測値と計算結果とはよく近似しており、ここに紹介する計算式の妥当性を証明することが出来たところである。

**参 考 文 献**

- 1) 土岐祥介: 北海道の開発と土質工学, 土と基礎, Vol. 37, No. 9, pp. 1~2, 1989. 9.
- 2) 三田地利之: 北海道地方の地盤特性, 基礎工, Vol. 19, No. 2, pp. 2~8, 1991. 2.
- 3) 高橋陽一: 新石狩大橋の基礎工一特に大口径鋼管斜め杭の載荷試験について, 土と基礎, Vol. 13, No. 8, pp. 11~19, 1965. 8.
- 4) 能登繁幸, 神谷光彦: 北海道の泥炭地盤, 土と基礎, Vol. 37, No. 29, pp. 2~23, 1989. 9.
- 5) 高橋陽一: 橋脚基礎に用いた鋼管矢板ウエル工法について, 土木学会第26回年次学術講演会論文集, pp. 227~228, 1971. 10.
- 6) 野坂隆一他: 白鳥大橋(主として下部工について), 土と基礎, Vol. 37, No. 9, pp. 110~114, 1989. 9.

(1991. 6. 14 受付)

**THE REVIEW OF THE ANALYSIS AND EXCURTION METHOD OF BRIDGE-FOUNDATIONS ON SOFT GROUND IN HOKKAIDO**

Yoichi TAKAHASHI and Tadamasu KUNORI

The determination of the type of bridge-foundations which is most suitable to the condition of soil has important effect not only for the total cost of construction, but the term of the construction works, and also for insuring the safety at field excursion. In HOKKAIDO, the lowlands belong to the big rivers are characterized with the silty, peaty and water contented clay. These grounds are spread over this island everywhere. In this paper we described the typical bridge-foundations that we developed or improved on these grounds. (1) Radically obliquely combined steel piles-foundation : Analysis and field experimentation. (2) Open caison : Sinking excursion works without any weights. (3) Open caison enclosed with joined steel pipe piles : Analysis and laboratory model test. (4) Open caison enclosed with field executed, extremely deep concrete wall : Analysis and excursion.