

建設省東北地方建設局

正員 斎藤賢一

建設省北上川下流工事事務所

正員 大宮忠雄

日本技術開発株式会社

正員 〇松井謙二

1. はじめに 山岳部や河谷部にみられるように比較的浅いところに堅固な支持層があり、その支持層が急峻な勾配を有する場合、そこに設置される構造物のくい基礎はそれぞれ果った長さのくいにより構成される。ここに紹介する南沢川水門もこの例に属するがさらにその地質状況によりフーチングの一部が直接基礎となり、同一フーチング内にくい基礎と直接基礎が混在するいわゆる複合基礎型式となった。南沢川水門の設計ではこの構造系を反映しうる解析モデルを作成し、このモデルに基づき複合基礎の変位、応力について検討した。この結果構造物の地震時における安全性を高めることができた。ここではこれらの検討内容を報告し、このような状況下に構造物を計画する際の参考に供したい。

2. 南沢川水門の概要

南沢川水門は宮城県登米郡梁川町柳澤地内の新北上川と南沢川の合流点付近の高水敷に位置し、洪水時の北上川からの逆流防止を目的に老朽化した水門に隣接して新たに建設されるものである。

2.1 地質状況

当地域は古く北上川本流により河谷が形成され、そこに粘性土を主体とする土砂により次第に埋積されて現在に至ったものである。こうした埋積環境を反映して河谷部は急峻な地形を示し基礎岩である堅硬な中生代三畳紀の箱井層（砂岩、岩盤の変形係数 $E = 5000 \text{ kg/cm}^2$ 、粘着力 $C = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ ）が約 40° の急傾斜で深く河床に入り込んでいる。この基礎岩の上部1~3mは構造運動により破壊されて破砕岩となっている。基礎岩の上位は冲積世堆積物が北上川に近しい厚さを増して堆積しており、そのほとんどが粘土〜粘土質細砂〜中砂（ N 値 $= 5 \sim 25$ 、 k 値 $= 0.8 \text{ kg/cm}^2$ ）から成り基礎岩に近くなるほど礫および軽石混入となっている。

2.2 基礎構造

南沢川水門はゲート2門、3堰体より構成される総延長64mの可動堰である。このうち山側の1号堰が今回の検討の対象であり、その概要を図-1に示す。この1号堰付託の岩盤は平面的にみて堰軸方向にほぼ 45° の方向に $KP=5\text{m} \sim 15\text{m}$ に傾斜している。このため基礎岩を支持層とするくい基礎は口々に長さが異なる不等長ぐいとなり、しかもほとんどのぐいがその変形特性より短ぐいに分類される。またフーチングの一部は傾斜岩盤が露出するため直接基礎となり1号堰基礎全体としては複合基礎となる。くい型式は地質条件、施工性および経済性を比較検討の上、場所打ちぐい（ $\phi 1.5\text{m}$ ）とした。

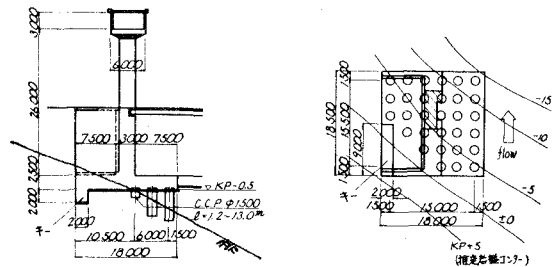
3. 複合基礎の検討

支持岩盤も含めた基礎構造系の「解析モデルの検討」と安定計算結果による「複合基礎の変位、応力の検討」に分けて説明する。図-2に主要な検討内容を示す。

3.1 解析モデル

①手法 この基礎構造の特長は平面的にはくい基礎と直接基礎の混在、また深さ方向には各くい長が異なることにある。このように本来的に3次元的に展開する構造系をここでは次の手法により平面骨組構造（図-5 参照）

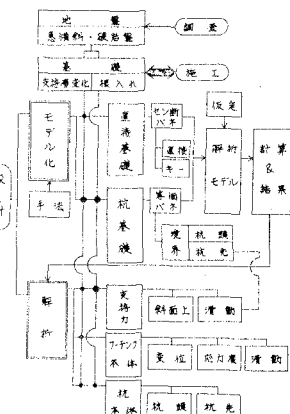
図-1 1号堰の概要図



②不等長かいの取扱い 解析モデルは平面骨組構造であるから格梁の弾性支承は式(1)により求め、くいの頭部における変形率性と等価なばね定数 $K_H(\text{kg})$ を代表させる。

$$K_H = \frac{H^*}{\delta_0} \quad \text{----- 式 (1)}$$

圖-2 (→)
檢討表九四



くいの変形特性は地盤とくいの相対的剛性やくいの頭および先端の境界条件によって左右され、その程度は③に示す。この算例に定数 K_H は弾性床上のばりとして求め、その解法は「還元法」(伝達マトリクス法)によった。連続ばりを層法で解く場合の基本式を式(2)に示す。

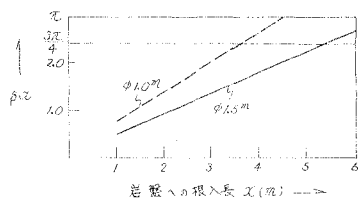
$$y_{n+1}(0) = U_n \cdot F_n \cdot U_{n-1} \cdot F_{n-1} \cdot \cdots \cdot U_2 \cdot F_2 \cdot U_1 \cdot F_1 \cdot y_1(0) \quad \text{-----式(2)}$$

The diagram shows a horizontal chain of masses and springs. A fixed wall is on the left. A horizontal line represents the equilibrium position. Masses are labeled 1, 2, ..., n-1, n. Springs are labeled U₁, U₂, ..., U_{n-1}, U_n. The displacement of mass n is labeled y_{n+1}(t). The forces F₁, F₂, ..., F_{n-1}, F_n are applied to the masses. The displacement of the first mass is labeled y₁(t).

岩盤への掘入長を L とすると、 L の先端に於ける条件式は式 (3) で表
わされるものとする。

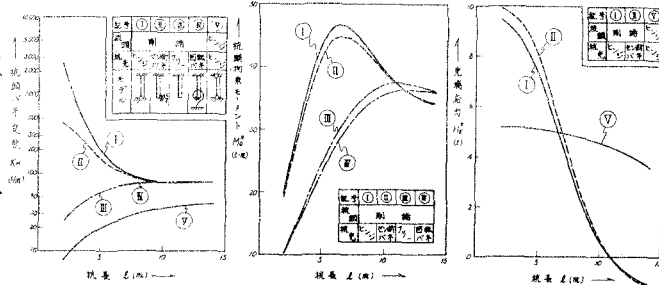
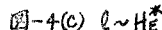
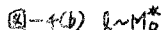
$$\beta x \leq \pi = 3.0 \quad \text{--- 式(3)}$$

$\beta = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 E I}} \quad (\text{m}^{-1}), D = 1.5 (10^3) \text{m}, E = 2.7 \times 10^6 \text{kg/m}^2$
 $I = 2.48 \times 10^4 (4.91 \times 10^3) \text{m}^4$, 岩盤の剛性係、道路橋設計
 列求る。剛性係 $k = f(x, d, E)$ 図-4(a) $k \sim k_H$



圖一-3 根入度 $\alpha \sim \beta$ の關係圖

掘入長は 3^m 以下とし、かつ 3.2.4) に述べ
る斜面上の支持力やシヤオ抵抗と満足しう
る長さとした。図-4(a)に還元法により計算
した等価バネ定数とくい長の関係を各種境界
条件をパラメータとして示す。二の表から
いへ、 l はくい長さ $l \leq 3^m$ でよくい頭のバネ



④直接基礎の取扱い 直接基礎は岩盤のせん断剛性により荷重を負担することから、その剛性と等価なくとも想定する。この仮想ぐいのバネ定数 $K_b(\text{kg/cm})$ は道路橋指針³⁾より、下記の順で求める。

二、 K_v , K_s (1/m³) ; 鉛直、地盤断力係数 (土圧 $K_s = \frac{K_v}{3.5}$) ; K'_s (1/m) ; 直接基礎中心断力定数, n (本) ; 振振 (1/本)

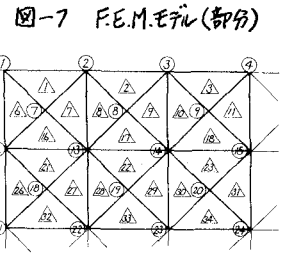
211

$$M_{0\max} = 337 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (\text{い番号 } 20, 25, 33) < M_r = 370 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (N=300 \text{ t のとき}) \quad \text{-----式(4)}$$

こに い頭の筋筋 ; $H_s = D32-60^\circ (2\text{段}) (ctc125) = 477 \text{ cm}^2$, $\delta_{sa} = 2700 \text{ kg/cm}^2$, $\delta_{ca} = 120 \text{ kg/cm}^2$, $n=15$

④ いの支持力の検討 前記した地質状況により $\text{いの傾斜岩盤上の支持力問題およびい先端の水平滑動の検討を要する}$ 。前者は高重直路調査会の提案式によりその安定性を確認した。後者については一般に い が短い場合、その い は剛体的挙動を示し い頭 に作用する水平応力の大部分は花巻に伝達される (表-2②参照)。この先端応力即ち滑動に対しての抵抗力は い底面 における い の抵抗と支持岩盤の い埋入部 における い の抵抗の和として計算した結果、滑動安全率 $F_s = 1.8 > F_{sa} = 1.2$ を得た。

⑤ フーチング本体の応力度の検討 本来 い板構造 である $\text{フーチングを平面骨組構造に置換してその変位およびいの荷重分担割合を求める}$ とは フーチングの剛性が大きい とは厳密な解と大差ないが、実際の検討に用いるには無理がある。そこで応力集中が考えられる $\text{直接基礎周囲の応力照査に F.E.M. 解析を行った}$ 。フーチングのポアソン比は $\nu = 0.15$ とし、その他の条件は い と同一とした。図-7 にモデル、表-3 に計算結果の一部を示す。この結果、要素番号 Δ, Δ において最大主応力 (引張) σ_1 が許容値 (地震時 $\sigma_a = 4.5 \text{ kg/cm}^2$) を超過するため式(5)に示すように $\text{い軸垂直方向に } \text{い}$ により い配筋した 。



$$\sigma_{1\max} (= \sigma_1 \Delta) = 59.6 \text{ t/m}^2 \quad \text{----- 式(5)}$$

$$\therefore \text{単位巾あたりの引張力 } T = \sigma_{1\max} \cdot h = 59.6 \times 2.5 = 149.0 \text{ t/m}$$

$$\therefore \text{必要鉄筋量 } A_s = T / \delta_{ca} = 149.0 \times 10^3 / 2700 = 55.2 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s = D19 \text{ ctc } 100 \left(\frac{\text{上面}}{\text{下面}} \right) = 57.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4. おまけ

表-3 F.E.M.による計算結果 (部分)

$\text{傾斜岩盤上における複合基礎の安定に} \text{い}$ 以上の検討によりその安定性を高めることができた。しかし静的設計において い 水平滑動 い 効果や地震時 い 直

単位: T/M^2

要素	A	B	C	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_1	σ_2	$\tau_{\max}$	$\theta_x (\text{度})$
1	1	7	2	41.1	-65.5	2.6	41.1	-65.5	53.3	-1.4
2	2	8	3	55.4	-22.1	-18.4	59.6	-26.3	42.9	192.7
3	3	9	4	44.8	-37.0	-33.3	56.6	-48.9	52.7	199.6

の取扱いなど い 定まらない事項もある。近年 い 構造物の動的解析の研究がされつつあり、このほか い 地盤と構造物の動的相互作用や砂地盤の「 い 中り込み現象」の現象が報告されている。こに示した い 地質状況では い 地盤変位が鉛直方向のみならず、水平方向にも発生する い が予想される。

このように い 基礎構造物の耐震性 い 不確定要素 い 少なく、加えて い 複合基礎では い 岩盤岩の变形特性や い 基礎と直接基礎との荷重分担も明確とはいえない。今後、複合基礎の解析の手法が確立され、実物載荷試験や模型実験等により構造物の安全性の検証がなされることが望まれる。最後にこの検討にあたり適切な い 指導をいただいた建設省土木研究所基礎研究室の皆様に、この紙上でお借りして感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 伊藤孝(訳); 構造力学における置換法, 技報堂
- 2) 日本道路協会; 道路橋指針, い ソン基礎の設計篇
- 3) 日本道路協会; 道路橋指針, 直接基礎の設計篇
- 4) 高重直路調査会; 基礎構造に関する調査研究, 昭和47年度・報告書