

橋脚の鋼管杭基礎の最適設計に関する一考察

An Optimal Design of Steel Pipe Pile Foundation of Pier

田中 孝昌^{*} 石川 信隆^{**} 田蔵 隆^{***} 香月 智^{****}

By Takayoshi TANAKA, Nobutaka ISHIKAWA, Takashi TAZOH and Satoshi KATSUKI

This paper presents a minimum cost design method for the steel pipe pile foundation of pier using nonlinear programming. Herein, the objective function is to minimize the total cost of the steel pipe piles and pier, while simultaneously satisfying the design constraints of vertical, horizontal bearing forces and pile stress under the service load and earthquake load, respectively. The optimal design variables, i.e., pile diameter, thickness and pile interval are determined by using the sequential linear programming (S.L.P.) method.

1. 緒 言

最近、大規模な構造物が次々と建設され、それに伴い下部構造物も巨大化の一途をたどっている。例えば、LNGタンクの杭基礎の場合、タンク一基につき約1000本近くの杭が使用されている例もある。また橋脚の杭基礎構造の設計においても、かなり多くの杭が用いられているが、これらの設計法は、一般に電算機を部分的に使用しているものの、設計基準に基づいて設計者が経験的に行っているのが現状である。従来、杭基礎構造を対象とした最適設計に関する研究はあまり行われた例がなく、僅かに松井、松島¹⁾による橋脚部分のみの最適設計に関する研究が見当るにすぎない。

本研究は、この杭基礎構造の設計を安全かつ合理的に行うための第一歩として、まず橋脚の鋼管杭基礎を対象として、現行の道路橋示方書の設計基準を制約条件としたうえで、新たに目的関数として橋脚および杭の総費用を選び、これを最小化するように最適化手法を用いて、杭の断面形状(杭径 D 、肉厚 t)および杭間隔 d を決定しようとするものである。

なお、本研究で用いた仮定は次のとおりである。

①橋梁基礎を取り扱い、上部工および橋梁の構造形式、鋼管杭基礎の構造形式、杭の配置および杭の本数は既定条件として与えられる。 ②杭の設計基準は道路橋示方書²⁾(以下、道示と呼ぶ)に従う。 ③各杭の

* 防衛大学校 理工学研究科 学生 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

** 工博 防衛大学校 教授 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

*** 工修 清水建設(株) 技術研究所 (〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

**** 防衛大学校 助手 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

形状はすべて等しいとし、杭配置は対称で鉛直杭とする。④地盤は標準貫入試験によるN値および地質の種類を用いて評価する。⑤杭間隔を杭径の2.5倍以上とし、群杭効果は考慮しない³⁾。

また、最適化手法としては逐次線形計画法⁴⁾を用いた。

2. 最適設計問題への定式化

(1) 目的関数

目的関数として杭基礎（杭および橋脚）の総費用を選ぶと次のように表わされる。

$$C_T = c_s (n \rho_s A_p L) + c_c (\rho_c V_f) \tag{1 a}$$

ここに、 c_s 、 c_c は鋼管杭および鉄筋コンクリート橋脚の施工費を含めた単位重量当りの費用、 ρ_s 、 ρ_c は鋼管杭および鉄筋コンクリートの単位体積当りの重量、 n は杭本数、 A_p は1本の杭の純断面積、 L は杭長、 V_f は橋脚の体積である。ここで、 V_f は図-1の5つの体積部分（□印で示した）を加算することにより次式のように定式化される。

$$V_f = V_{f1} + V_{f2} + V_{f3} + V_{f4} + V_{f5} \tag{1 b}$$

ここに、 $V_{f1} = H_{L1} H_{L2} h_d$ 、 $V_{f2} = H_{L1} \{ (D_p + H_{L2}) / 2 \} (h_c - h_d)$ 、 $V_{f3} = A_f H_p$ 、 $V_{f4} = [\{ (B_x - H_{L1}) / 2 \} (h_b - h_a) + H_{L1} (h_b - h_a)] B_y$ 、 $V_{f5} = B_x B_y h_a$ 。
ただし、 H_{L1} 、 H_{L2} ははり部の幅および長さ、 h_d 、 h_c ははり部の外側および内側高さ、 A_f は柱部の断面積、 D_p は柱部の幅、 H_p は柱部の高さ（ $= H - h_c - h_b$ ）、 H は橋脚の高さを示す。また、フーチング部の大きさ（図-1の底面 B_x 、 B_y および高さ h_a 、 h_b ）は道示（8. 3. 2）および（4. 5. 2）の条件を満足するように次のように求められる。

$$B_x = m_d d, \quad B_y = n_d d, \quad h_a \geq D, \quad h = (h_a + h_b) / 2 \geq B_x / 5$$

ここで、 $h_a = D$ とすると $h_b = 2 B_x / 5 - D$ となる。ただし、 m_d は杭の列数、 n_d は1列の本数、 D は杭径、 d は杭間隔を示す。よって、式（1 b）の橋脚全体の体積 V_f は杭径 D および杭間隔 d の関数となっており、これらの値に応じて V_f も変化することがわかる。

式（1 a）の両辺を c_s で割り、目的関数を新たに換算杭重量 W とすれば式（1 a）は次のように表わすことができる。

$$W = n \rho_s A_p L + c \rho_c V_f \tag{1 c}$$

ここに、 $c = c_c / c_s$ である。式（1 a）と式（1 c）は、最適化手法における目的関数としては、全く等価であり、いずれを用いても同じ設計結果を得られるが、式（1 c）の方が、数値のオーダーが他の制約条件とそろうことになり問題全体としての収束性が高まること、また結果が既往の最小重量設計と比較しやすい

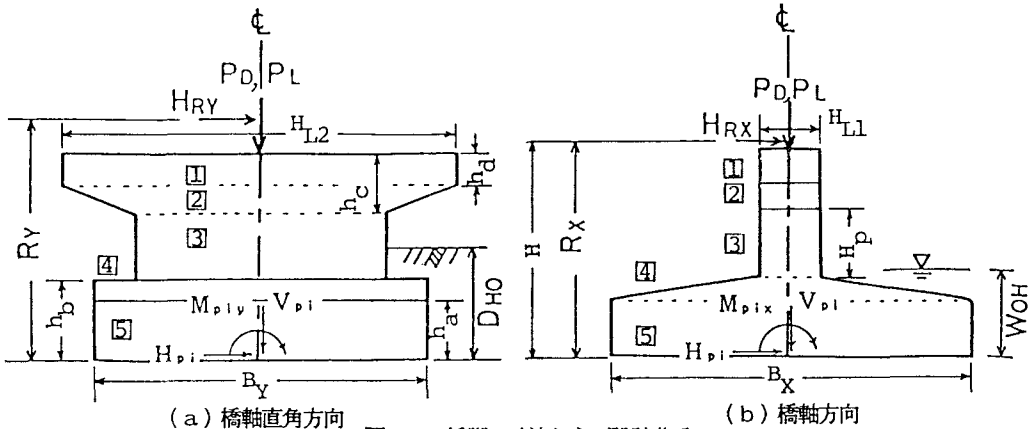


図-1 橋脚の寸法および設計荷重

いことから以後、式(1c)を使って定式化する。

(2) 制約条件

a. 杭の鉛直支持力に関する制約

各杭頭の鉛直反力 $V_i^{(1)}$ 、 $V_i^{(2)}$ 、 $V_i^{(3)}$ はそれぞれ常時、地震時橋軸方向、地震時橋軸直角方向の荷重に対し、地盤から決まる杭の軸方向押込み許容支持力 R_a と杭材から決まる杭の軸方向押込み許容支持力 R_a' のいずれか小さい方の値 V_a を越えてはならない。すなわち、

$$V_{i(D,d)}^{(1)} \leq V_a^{(1)} \quad (2a), \quad V_{i(D,t,d)}^{(2)} \leq V_a^{(2)} \quad (2b), \quad V_{i(D,t,d)}^{(3)} \leq V_a^{(3)} \quad (2c)$$

ここに、肩字①、②、③は、それぞれ常時、地震時橋軸方向、地震時橋軸直角方向の荷重を受けるときの値を示し、上記の記号は次のような内容となる。

$$V_i^{(1)} = \frac{V_0^{(1)}}{n}, \quad V_a^{(1)} = \min(R_{a(D)}^{(1)}, R_{a'(D,t)}^{(1)})$$

$$R_a^{(1)} = \frac{1}{n} (q_d A_s + U \sum l_k f_k), \quad R_{a'}^{(1)} = \sigma_{sa} A_p,$$

$$V_i^{(2)} = \frac{V_0^{(2)}}{n} + \frac{M_0^{(2)} + \frac{1}{2} \frac{1}{\beta} H_0^{(2)}}{\sum x_i^2 + \frac{n}{K_v^{(2)}} \left(K_4^{(2)} - \frac{(K_2^{(2)})^2}{K_1^{(2)}} \right)} x_i,$$

$$V_a^{(2)} = \min(R_{a(D)}^{(2)}, R_{a'(D,t)}^{(2)}),$$

$$R_a^{(2)} = \frac{1}{n} (q_d A_s + U \sum l_k f_k), \quad R_{a'}^{(2)} = \sigma_v A_p,$$

$$V_i^{(3)} = \frac{V_0^{(3)}}{n} + \frac{M_0^{(3)} + \frac{1}{2} \frac{1}{\beta} H_0^{(3)}}{\sum y_i^2 + \frac{n}{K_v^{(3)}} \left(K_4^{(3)} - \frac{(K_2^{(3)})^2}{K_1^{(3)}} \right)} y_i,$$

$$V_a^{(3)} = \min(R_{a(D)}^{(3)}, R_{a'(D,t)}^{(3)}),$$

$$R_a^{(3)} = \frac{1}{n} (q_d A_s + U \sum l_k f_k), \quad R_{a'}^{(3)} = \sigma_v A_p$$

ただし、 V_0 、 H_0 、 M_0 はそれぞれフーチング底面の中央に作用する鉛直荷重、水平荷重、モーメント荷重、 n は安全率、 q_d は杭先端で支持する単位面積当り極限支持力度、 A_s は杭先端面積、 U は杭の周長、 l_k は周面摩擦力を考慮する層の層厚、 f_k は周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度、 σ_{sa} は杭の許容応力度、 σ_v は杭の降伏応力、 $\beta (=4\sqrt{kD/4EI})$ は杭およびケーソンの特性値であり、 k は杭の横方向地盤反力係数、 E は鋼材のヤング率、 I は杭の断面2次モーメント、 x_i 、 y_i はそれぞれ杭の橋軸方向、橋軸直角方向のフーチングの中心からの距離、 K_v は杭の軸方向バネ定数、 K_1 、 K_2 、 K_4 は杭の軸直角方向バネ定数を示す。

b. 杭の水平支持力に関する制約

杭頭の水平反力 $H^{(2)}$ 、 $H^{(3)}$ はそれぞれ地震時橋軸方向、地震時橋軸直角方向の荷重に対し、杭の軸直角方向許容支持力 H_a を越えてはならない。すなわち、

$$H_{(D,d)}^{(2)} \leq H_{a(D,t)}^{(2)} \quad (2d), \quad H_{(D,d)}^{(3)} \leq H_{a(D,t)}^{(3)} \quad (2e)$$

ここに、

$$H^{(2)} = \frac{H_0^{(2)}}{n}, \quad H_a^{(2)} = \frac{kD\delta_a}{\beta}, \quad H^{(3)} = \frac{H_0^{(3)}}{n}, \quad H_a^{(3)} = \frac{kD\delta_a}{\beta}$$

ただし、 δ_a は基準変位量を示す。

c. 杭の内部応力度の制約

最大曲げモーメントを生じる位置における杭の内部応力度 $\sigma_i^{(2)}$ 、 $\sigma_i^{(3)}$ はそれぞれ地震時橋軸方向、地震時橋軸直角方向の荷重に対し、杭の許容応力度 σ_{sa} を越えてはならない（ここで、杭の許容応力度は地震時であるので降伏応力度 σ_y である）。すなわち、

$$\sigma_{i(D,t,d)}^{(2)} \leq \sigma_y \quad (2f), \quad \sigma_{i(D,t,d)}^{(3)} \leq \sigma_y \quad (2g)$$

ここに、

$$\sigma_i^{(2)} = \left| \frac{V_i^{(2)}}{A_p} \pm \frac{\max(|M_m^{(2)}|, |M_{ti}^{(2)}|)}{Z} \right|$$

$$\sigma_i^{(3)} = \left| \frac{V_i^{(3)}}{A_p} \pm \frac{\max(|M_m^{(3)}|, |M_{ti}^{(3)}|)}{Z} \right|$$

ただし、 M_m は杭頭をヒンジとした地中部の最大曲げモーメント、 M_{ti} は杭頭を剛結とした拘束モーメント、 Z は杭の断面係数を示す。

d. 杭を弾性体基礎とみなすための条件

基礎形式の力学的観点から、次のような杭を弾性体基礎とみなすための条件が必要である。

$$1 \leq L\beta_{(D,t)} \quad (2h)$$

e. 杭間隔に関する条件

杭間隔 d は、群杭効果を考慮しないために杭径 D の2.5倍以上離す必要がある。

$$2.5D \leq d \quad (2i)$$

f. 杭の断面寸法の幾何学的関係に関する条件

杭径 D は杭の断面寸法の幾何学的関係から肉厚 t の2倍以上が必要である。

$$2t \leq D \quad (2j)$$

g. 設計変数の上下限に関する条件

設計変数 D 、 t 、 d はそれぞれ工学的観点から上下限値を設ける必要がある。

$$D^L \leq D \leq D^U \quad (2k)$$

$$t^L \leq t \leq t^U \quad (2l)$$

$$d^L \leq d \leq d^U \quad (2m)$$

ただし、肩字 L 、 U は、それぞれ下限値、上限値を示す。

(3) 設計荷重の算定

設計荷重 V_0 、 H_0 、 M_0 は図-1を参照して上部工および橋脚の構造形式から次のように算定される。

$$V_0^{(1)} = V_{pi} + P_D + P_L + D_{ON} - H_{UN} \quad (3a)$$

$$V_0^{(2)} = V_0^{(3)} = V_{pi} + P_D + D_{ON} - H_{UN} \quad (3b)$$

$$H_0^{(2)} = H_{pi} + H_{RX} \quad (3c), \quad H_0^{(3)} = H_{pi} + H_{RY} \quad (3d)$$

$$M_0^{(2)} = M_{piX} + H_{RX}R_X \quad (3e), \quad M_0^{(3)} = M_{piY} + H_{RY}R_Y \quad (3f)$$

ここに、式(3a)は橋脚による鉛直荷重 V_{pi} と上部工の死荷重 P_D 、活荷重 P_L および上載土砂による外力 D_{ON} から浮力 H_{UN} を差し引いたものがフーチングの中央部に作用する常時鉛直荷重 $V_a^{(1)}$ であることを示し、式(3b)は橋脚による鉛直荷重 V_{pi} と上部工の死荷重 P_D および上載土砂による外力 D_{ON} から浮力 H_{UN} を差し引いたものがフーチングの中央部に作用する地震時鉛直荷重 $V_a^{(2)}$ 、 $V_a^{(3)}$ であることを示す。また、式(3c)は橋脚による水平力 H_{pi} と上部工橋軸方向の水平力 H_{RX} との和が地震時橋軸方向水平荷重 $H_a^{(2)}$ であることを示し、同様に式(3d)は橋脚による水平力 H_{pi} と上部工橋軸直角方向の水平力 H_{RY} との和が地震時橋軸直角方向水平荷重 $H_a^{(3)}$ であることを示す。さらに、式(3e)は橋脚による橋軸方向のモーメント M_{pix} と上部工橋軸方向のモーメント $H_{RX} \times R_X$ { R_X : 橋軸方向の上部工水平力作用長さ(アーム長さ)}との和が地震時橋軸方向モーメント荷重 $M_a^{(2)}$ であることを示し、同様に式(3f)は橋脚による橋軸直角方向のモーメント M_{piy} と上部工直角橋軸方向のモーメント $H_{RY} \times R_Y$ { R_Y : 橋軸直角方向の上部工水平力作用長さ(アーム長さ)}との和が地震時橋軸方向モーメント荷重 $M_a^{(3)}$ であることを示している。

ここで、フーチングの大きさが変化すると設計荷重も変わるので、式(3)中の V_{pi} 、 H_{pi} 、 M_{pix} 、 M_{piy} 、 D_{ON} 、 H_{UN} も設計変数 d 、 D の関数となっている。

なお、フーチングは道示(8.5.3)の剛体の条件を満足するものとし、フーチングの応力度照査は行わない。また、橋脚の転倒の照査も道示(5.3)にしたがい、杭基礎の深い基礎であるゆえ行わなくてもよいものとする。

(4) 設計基本式

以上をまとめると鋼管杭基礎の最適設計問題は表-1のように定式化することができる。ここに、インプット・データにおける N は N 値、 H_p は橋脚の柱部の高さ、 k_H は設計震度、 D_{H0} は上載土砂高さ、 W_{OH} は浮力水位高さ、 L_s は支持層への換算根入れ深さ、 t_0 は腐食見込み厚、 ρ_t は土の単位体積当りの重量を示す。なお、表-1に示す設計基本式の解法に当っては、ADSプログラム⁴⁾の中のSLPを用いた。

表-1 設計基本式

既知数	$N, H_0, h_a, h_b, k_H, D_{H0}, W_{OH}, m_0, n_0, L_s, t_0, \rho_t, n, \rho_s, \rho_c, c, L, n', \ell_k, f_k, \sigma_{sa}, \sigma_y, E, \delta_a, P_D, P_L, H_{RX}, H_{RY}, R_X, R_Y$
未知数	D, t, d
目的関数	$W_{(D,t,d)} = n \rho_s A L + c \rho_c V_f \rightarrow \min \quad (1c)$
制約条件	$V_{i(D,t,d)} - V_{a(D,t)} \leq 0 \quad (2a)$
	$V_{i(D,t,d)}^{(2)} - V_{a(D,t)}^{(2)} \leq 0 \quad (2b)$
	$V_{i(D,t,d)}^{(3)} - V_{a(D,t)}^{(3)} \leq 0 \quad (2c)$
	$H_{(D,t,d)}^{(2)} - H_{a(D,t)}^{(2)} \leq 0 \quad (2d)$
	$H_{(D,t,d)}^{(3)} - H_{a(D,t)}^{(3)} \leq 0 \quad (2e)$
	$\sigma_{i(D,t,d)}^{(2)} - \sigma_y \leq 0 \quad (2f)$
	$\sigma_{i(D,t,d)}^{(3)} - \sigma_y \leq 0 \quad (2g)$
	$1 - L\beta_{(D,t)} \leq 0 \quad (2h)$
	$2.5D - d \leq 0 \quad (2i)$
	$2t \leq D \quad (2j)$
	$D^L \leq D \leq D^U \quad (2k)$
	$t^L \leq t \leq t^U \quad (2l)$
	$d^L \leq d \leq d^U \quad (2m)$

3. 数値計算例

(1) 数値計算例1

本法の妥当性を検証するために図-2に示す従来の方法(設計者が経験的に設計する方法)による計算結果が示されている円柱式橋脚^{5,6)}を例にして本法による計算を行った。上部工荷重として表-2の値を用い、地盤条件として図-3の土質柱状図を用いた。また、式(1)の c の値は $c_s = 173000 \text{円}/t$ 、 $c_c = 16000 \text{円}/t$ として $c = 0.092$ を用いた。

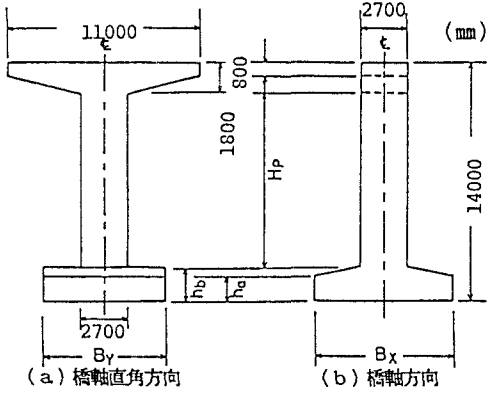


図-2 円柱式橋脚

計算結果を従来の方法、本法、および本法の結果に基づいて鋼管杭の規格表から安全側において最も経済的な値を選んだ断面による設計（以下、修正設計と呼ぶ）の順にまとめると表-3のようになる。また、これらの結果をもとに図-4はフーチングの大きさを、図-5は橋脚の大きさを比較したものである。表-3および図-4、図-5から本法は従来の方法に比べフーチングの大きさ（底面および高さ）が約12%減少していることが認められた。このことは直接フーチング部の費用を減少させるだけでなく、フーチング重量から生ずる荷重を軽減させることにより間接的に鋼管杭にかかる荷重を減少させるため、鋼管杭の断面積の減少にも寄与したものと考えられる。よって、表-3に示すように本法は従来の方法に比べ杭の重量が約12%、橋脚の重量（鉄筋コンクリート部分）が約27%減少し、その結果総費用（換算杭重量）が約18%減少していることが認められた。

表-2 上部工荷重

	方 向	鉛直力 P (t)	水平力 H (t)	アーム長 R (m)
常時	橋 軸	483.6	0.0	14.13
	橋軸直角	483.6	0.0	15.48
地震時	橋 軸	369.4	101.6	14.13
	橋軸直角	369.4	73.9	15.48

表-3 計算結果

目 的 関 数 (t)		従来の方法	本法	修正設計
設計変数	杭 径 D (cm)	110.6	90.2	91.3
	肉 厚 t (cm)	80.0	70.2	71.12
	杭 間 隔 d (cm)	0.9	* 0.9	* 0.9
体 積	杭 間 隔 d (cm)	200.0	175.5	177.8
	杭 脚 V _r (m³)	8.3	7.3	7.4
重 量	杭 W _p (t)	196.7	142.9	144.5
	橋 脚 W _r (t)	65.4	57.3	58.0
c W _r (t)	W _r (t)	491.6	357.2	361.3
	c W _r (t)	45.2	32.9	33.3
フーチングの大きさ (cm)		800×600	702×526	711×533
制 約 条 件	鉛直支持力	常 時	0.38	0.37
		地震時橋軸	0.58	0.65
		地震時橋軸直角	0.49	0.54
	水支平力	常 時	0.49	0.54
		地震時橋軸	0.65	0.69
		地震時橋軸直角	0.57	0.59
	応 力 度	軸 方 向 最 大	0.90	0.98
		橋 軸	0.26	0.32
		橋軸直角	0.76	0.82
		軸 方 向 最 小	0.21	0.25
		橋 軸	0.19	0.12
		橋軸直角	0.45	0.55
弾 性 体 基 礎	橋 軸	0.24	0.18	0.19
	橋軸直角	0.31	0.39	0.38
	弾 性 体 基 礎	0.10	0.09	0.09
杭 間 隔		1.00	* 1.00	* 1.00

注) 1. 制約条件の項の値は、応答値と許容値の比を表わす。
2. *印はアクティブな制約条件を表わす。

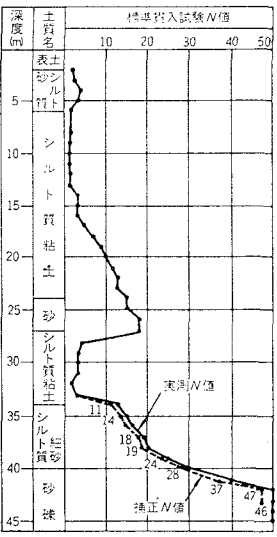


図-3 土質柱状図

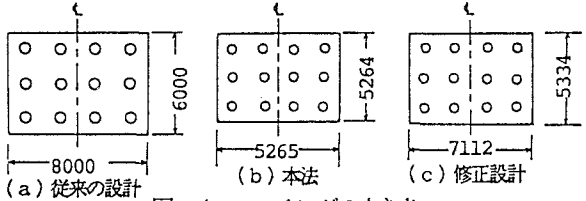


図-4 フーチングの大きさ

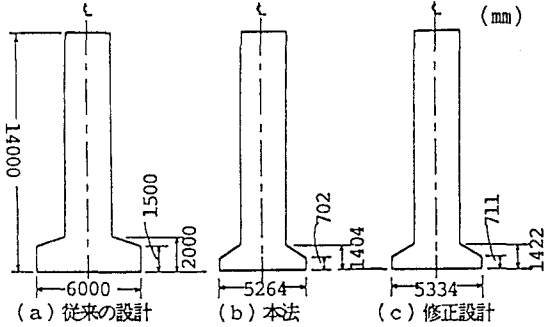


図-5 橋脚の大きさ

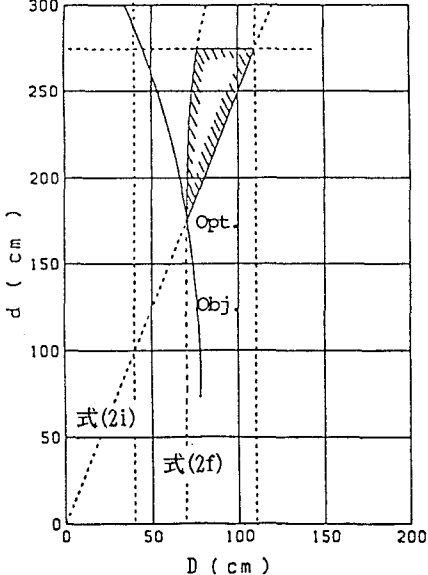


図-6 設計領域 (t=0.9 cm)

圖-7 P₁橋脚

图一8 土質柱状図

修正設計は、本法の設計結果を鋼管杭の規格表に照査し $D = 71.12\text{cm}$, $t = 0.9\text{cm}$ とし、さらにフーチング

表-4 上部工荷重

	方 向	鉛直力 P (t)	水平力 H (t)	アーム長 R (m)
常時	橋 軸	739.9	0.0	6.7
	橋軸直角	739.9	0.0	8.5
地震時	橋 軸	580.9	428.6	6.7
	橋軸直角	580.9	139.4	8.5

の大きさを修正したものであるが、この設計においても従来の設計より総費用（換算杭重量）で約17%改良されている。

ところで、アクティブな制約条件は、表-3からもわかるように①杭の内部応力度（杭軸方向最大杭頭反力時における橋軸方向の応力度）に関する条件（式(2f)）、②杭間隔に関する条件（式(2i)）、③杭の肉厚の下限値に関する条件（式(2g)）であった。それを確認するために、図-6に示すように $t=0.9$ cm における設計領域を図示した上で最適解を求めると最適解は $D=70.2$ cm, $d=175.5$ cm となっており、本法の数値計算上の妥当性が確かめられた。

(2) 数值计算例 2

実構造物の応用例として図-7に示すような首都高にあるI橋のP橋脚について設計を行った。上部工荷重としては表-4の値を用い、地盤条件として図-8の土質柱状図を用いた。なお、式(1)の c の値は数値計算例1と同様に $c=0.092$ とした。

計算結果を従来の方法、本法、および修正設計の順にまとめると表-5のようになる。また、図-9は3つの場合のフーチングの大きさを、図-10は橋脚の大きさを示したものである。表-5および図-9、図-10から本例も数値計算例1と同様に、本法による設計結果は従来の方法に比べて

表-5 計算結果

				従来の方法	本法	修正設計
目	的	関	数 (t)	426.0	247.1	262.3
設計変数	抗肉厚	D (cm)	60.0	47.5	50.0	
			1.2	* 0.9	* 0.9	
体積	抗間隔	d (cm)	150.0	118.8	125.0	
			V_r (m ³)	45.1	25.0	26.3
重量	橋脚	V_r (m ³)	322.7	225.6	241.7	
			W_r (t)	353.8	196.2	206.7
	橋脚	W_r (t)	806.8	553.9	604.3	
			cW_r (t)	74.2	51.0	55.6
フーチングの大きさ (cm)				900×1200	713×950	750×1000
制約条件	鉛直支持力	常時	0.28	0.31	0.24	
			地震時橋軸	0.41	0.54	0.41
	水平抵抗力	地震時橋軸直角	0.32	0.40	0.31	
			地震時橋軸	0.82	* 1.00	0.75
	応力	地震時橋軸直角	0.43	0.49	0.37	
			軸方向最大力	0.61	* 1.00	0.95
	橋軸	橋軸直角	0.25	0.35	0.34	
			0.36	0.54	0.53	
	橋軸	橋軸直角	0.08	0.06	0.07	
			0.40	0.56	0.55	
	橋軸	橋軸直角	0.46	0.78	0.74	
			0.23	0.28	0.28	
	橋軸	橋軸直角	0.21	0.33	0.31	
			0.08	0.06	0.06	
	弾性基礎	橋軸	1.00	* 1.00	* 1.00	
			0.08	0.06	0.06	

注) 1. 制約条件の項の値は、応答値と許容値の比を表わす.

2. *印はアクティブな制約条件を表わす.

図-9 フーチングの大きさ

ーチングの大きさの減少が著しく、その影響で式(3c)、式(3d)で得られる水平荷重が従来の方法に比べ橋軸方向で約10%、橋軸直角方向で約18%軽減されている。その結果、杭径および肉厚を減少させ、杭重量で約45%、橋脚の重量で約31%減少でき、ひいて

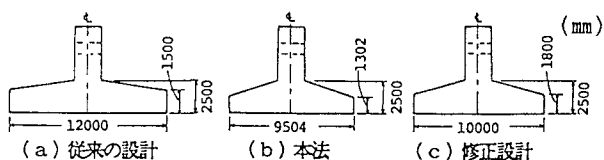


図-10 橋脚の大きさ

は総費用(換算杭重量)が約42%節約できることが認められた。さらに、アクティブな制約条件は、表-5に示すように①地震時橋軸方向の水平支持力に関する条件(式(2b))、②杭の内部応力度(杭軸方向最大杭頭反力時における橋軸方向の応力度)に関する条件(式(2f))、③杭間隔に関する条件(式(2i))、④杭の肉厚の下限値に関する条件(式(2l))であった。土質柱状図から本計算例は、地表面近くが弱い地盤であると判断され、従来の設計において水平支持力に関する条件を重視しなくてはならないと言う著者らが行ったパラメトリック・スタディー⁷⁾の結果ともよく一致することから、妥当な設計結果およびアクティブな制約条件であると思われる。

なお、修正設計は本法の結果を目安として実際に選択できる設計の一つと考えられ、従来の設計よりも総費用(換算杭重量)で約38%改良された設計となっている。

4. 結 言

本研究は、橋脚の鋼管杭基礎の最適設計法の一つの考え方を提示したもので、得られた成果を要約すると以下のようになる。

- ①杭径、肉厚、杭間隔を設計変数とした最適設計法を表-1のように定式化することができた。
- ②計算例により本法の妥当性をほぼ検証することができ、また修正設計においてもかなり経済的に設計できる(2つの計算例で約17%、約38%の総費用の節約が可能)ことが認められた。
- ③本法は、鋼管杭基礎に対する安全かつ経済的な設計の一つの目安となる基礎的資料を与えることができ、現場の設計者にとって極めて有用と考えられる。

なお、現在杭本数を未知数とする場合も検討中である。

参考文献

- 1) Matsui, K. and Matsushima, M. ; "OPTIMUM DESIGN OF FOUNDATION STRUCTURES", The 1st Japan-Thai Civil Engineering Conference, Bangkok, Thai-land, March 14, 15, 1985
- 2) 日本道路協会；「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編Ⅳ下部構造編」，昭和55年5月
- 3) 鋼管杭協会；「鋼管杭」，pp. 197～199，1986. 10
- 4) Vanderplaats, G. N. and Sugimoto, H. ; "A General-Purpose Optimization Program for Engineering Design, Journal of Computers and Structures, pp. 13～21, Vol. 24, No. 1, 1986.
- 5) 岩松幸雄，工藤真之助，山口允朗；「橋台及び橋脚の設計と考え方」，pp. 200～207，鹿島出版社，昭和52年10月，
- 6) 鋼管杭協会；「鋼管杭」，pp. 342～351，1986. 10
- 7) 田中孝昌，川嶋幾夫，石川信隆；「モデル化した柱状図を用いた鋼管杭基礎の最適設計」，pp. 542～543，土木学会第42回年次学術講演会概要集Ⅰ，昭和62年9月

(1987年10月16日受付)