

土 木 研 究 所 資 料

第 289 号

橋台基礎ぐいに作用する偏土圧に関する計算

昭和 42 年 7 月

建設省土木研究所

橋台基礎ぐいに作用する偏土圧に関する計算

駒 田 敬 一

1. まえがき

橋台は、一般に片側に盛土を有しているので、橋脚より設計上の取り扱いがむづかしい。特に軟弱地盤上に作られたくい基礎を有する橋台では、片側の盛土荷重によつて生ずる地中の水平土圧のために、基礎ぐいは有害な曲げ応力を受けるものと予想される。

しかしながら、いまのところこの問題は理論的にも実験的にもまだ十分に研究されておらず、設計において考慮されることは少ない。

そこでこの問題に数値的な見当をつけるため、10分割した反力載荷法によつて、大胆な仮定のもとに、ぐいの曲げ応力と変位の計算を行なつてみた。

本計算は、弾性計算によつてある一例について行なつたにすぎず、計算結果から一般を律することはできない。軟弱地盤中のぐいの曲げの問題は、このような弾性体の釣り合いとしてでなく、土の強度論、クリープ論からも併せて論すべきであるので、今後その方向からの研究を行ないたいと考えている。

対象橋梁としては、静岡県道における3径間、橋長55.6m、幅員6m、荷重T-14、L-14の橋梁を選定した。計算の対象橋台は、左岸の固定橋台である。

なお本文の計算は、設計条件および諸元を借用し、実際の設計計算とは独立に行なつたものである。

2. 地盤条件

左岸の高水敷におけるボーリング結果から、地盤の構成を次のように述べることができる。すなわち表土は、厚さ約2m火山灰質の砂で、その下は、-1.0~-1.5mに介在するN値15~20程度の砂層を除いて、-4.0m附近までN=2~6程度のシルト層である。-4.2m附近よりN=30前後の砂礫層となり、-5.5mでN=50の礫層に達する。基礎ぐいはこの礫層にまで打ち込まれている。図-1に左岸のボーリング柱状図を示す。

3. 本計算の計算条件

(I) 基礎ぐい

φ508.0mm×9.5mm×55.0m（ただし、腐蝕代は減じてある）、直ぐい10本。

(II) フーチングおよびぐいの配置

フーチングの底面寸法は、5.0 m×7.0 4 m、

くい中心間隔は、橋軸直角方向に 1.4 m、橋軸
方向に 3.2 m とする（図-2 および図-3）。

橋台高さは 7.0 m とする。

(側) フーチング底面の作用力（地震時）

$$M=580.37 \text{ tm}$$

$$V=317.14 \text{ t} \quad (1 \text{ 本当り最大反力} \\ 680 \text{ t})$$

$$H=252.3 \text{ t} \quad (1 \text{ 本当り} 25.2 \text{ t})$$

(Ⅳ) 盛土荷重の仮定

図-2 に示すように、作用盛土荷重を簡単化し、
橋台中心線より 7.0 m 距つた L N の外側 10.0 m
の範囲内の盛土を荷重の対象と考えた。また盛土
の横断方向については、敷幅と天端幅との平均幅
を有する矩形断面を考えた。盛土高さは 7.0 m、
盛土の単位体積重量は、 1.8 t/m^3 とする。

4. くいに加わる水平土圧の算定

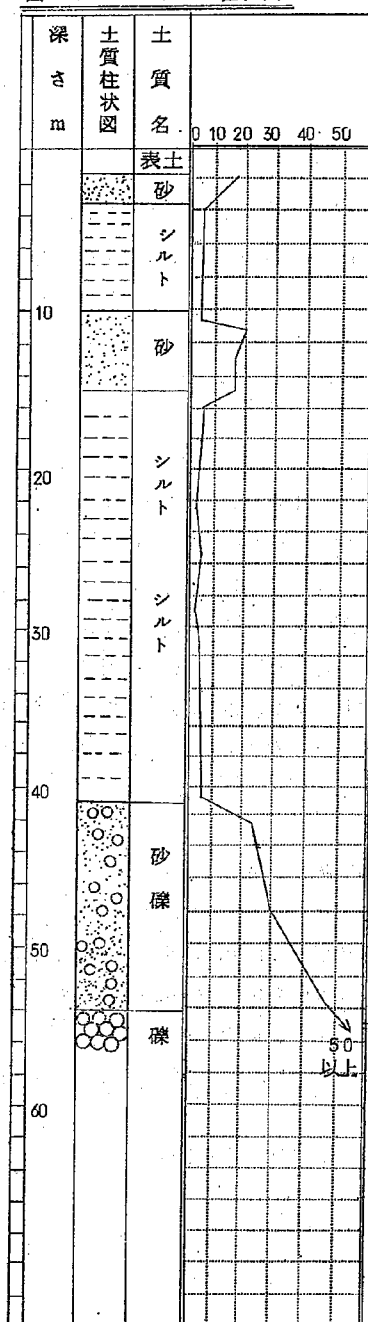
くいに加わる水平土圧は、くい列前面中央ぐいの
位置において、Boussinesq の応力解によつて得
られる鉛直応力に、0.4 の土圧係数を掛けて算出し
た。またくい一本当りの作用力は、最大でぐい径の
3 倍の範囲の水平土圧が全部くいに加わるとして算
定した。この場合くい中心間隔の 1.4 m をとつた。

鉛直応力の計算は、次式を図化した大崎氏の計算
(2) 図によつて行なつた。

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{mn}{m^2+n^2+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{(m^2+1)(n^2+1)} + \right. \\ \left. \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2+1)(n^2+1)}} \right] \\ = q \cdot f_s(m, n)$$

こゝに σ_z : くい位置における深さ z の鉛直応力
(t/m^2)

図-1 ボーリング柱状図



q : 等分布荷重 (t/m^2)

m, n : 分布荷重の広がり ($m \times n$) を示す係数

フーチング底面より 5.5 m 間隔に求めた前面中央ぐいの地中の水平土圧強度およびぐいに作用する土圧強度は表-1 の通りである。

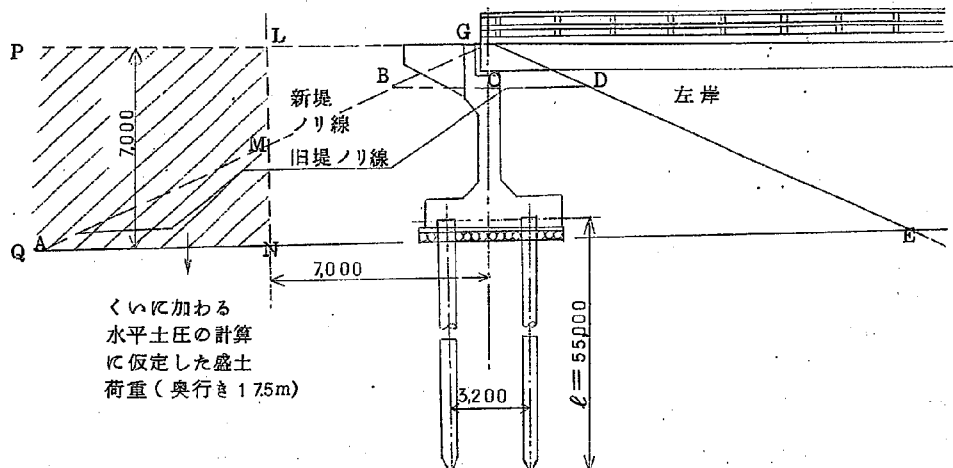


図-2 橋台側面図と盛土の仮定

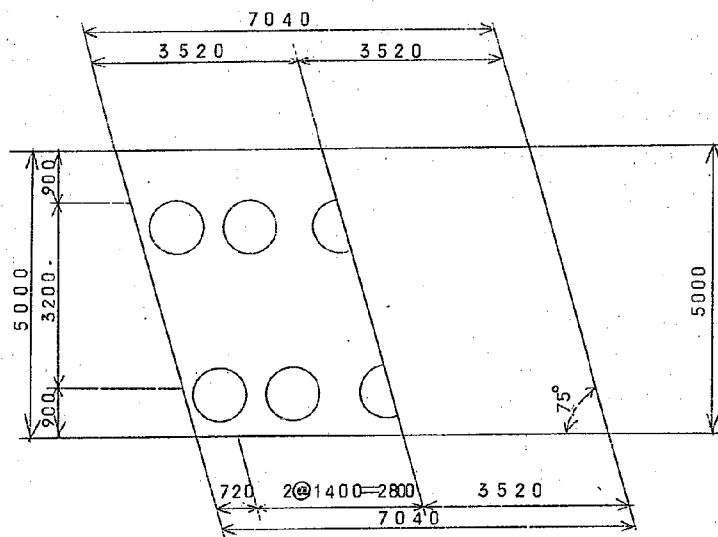


図-3 フーチングとぐいの配置

深 さ (m)	5.5	11.0	16.5	22.0	27.5	33.0	38.5	44.0	49.5	55.0
水平土圧強度 σ_h (t/m ²)	0.427	0.776	0.917	0.931	0.804	0.790	0.734	0.649	0.592	0.578
くいに加わる 土圧 PH (t/m)	0.598	10.86	1.284	1.303	1.126	1.106	1.028	0.909	0.829	0.809

表一 1 くいに加わる土圧分布

5. 地盤反力係数の算定

地盤反力係数は、N値より推定した地盤の変形
(3)係数を用いて、算定した。すなわち、変形係数は、

$$E = 7N$$

によつた。ここに、

E : 地盤の変形係数 (Kg/cm²)

N : N値 たゞし、水中のシルトによる補正およびロッドの長さによる補正済みのもの

また、地盤反力係数は、メナールの実験値を修正して求めた計算図 (E/k ~ ϕ) を用い $\phi=508.0$ に対して E/k = 30 とした。

たゞし N 値の補正は次の方法によつた。

(i) ロッドの長さによる補正

$$N' = N(1 - \alpha/200)$$

ここに

N' : 補正 N 値

N : 測定 N 値

α : 測定深さ (m)

(ii) 水中のシルトによる補正

$$N'' = 1.5 + \frac{1}{2}(N' - 1.5)$$

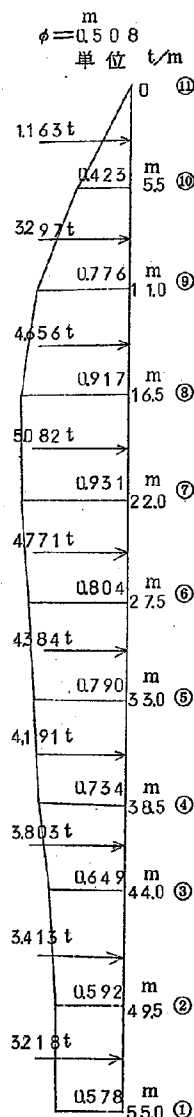
ここに

N'' : 補正 N 値

N' : ロッド長さによる補正 N 値

図一 4

くいに作用する水平土圧 (分布および換算集中荷重)



表一2は、5.5mごとの各深度における地盤反力係数 k 値と $\phi=50.8\text{mm}$ のくいに對する kD 値をまとめたものである。

6. 反力載荷法の誘導

図一5に示す単位幅のはり AB が、弾性床上に支持されており、はり上に集中荷重 W_i と曲げモーメント M_i が作用しているとする。いまこのはりを n 等分に分割し、分割点における地盤反力係数を $k_1, k_2, \dots, k_{n+1}$ とし、各分割点の間では、 k は連続的に変化しているものと仮定する。

はり AB の地盤反力分布を $p-p$ で近似させ、各分割点における地盤反力を $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n, p_{n+1}$ で表わす。

(1) ここで、地盤は弾性的で、沈下は地盤反力に比例する、(2) 地盤反力係数は、圧縮と引張に對して等しい、と仮定し、沈下は下向きに正、モーメントは時計まわりに正ととるよう約束する。

以上によつて

(i) 両端の点 A, B の沈下による点 i の地下量は、はり AB が剛体のごとく作用するとして、次式を得る。

$$y_i(y_1, y_{n+1}) = \frac{i-1}{n} \cdot y_{n+1} + \frac{n-(i-1)}{n} \cdot y_1 \quad \dots \dots (1)$$

ここに

$y_i(y_1, y_{n+1})$: 両端の点 A, B の沈下による沈下量

$y_1, y_2, \dots, y_i$: 点 $1, 2, \dots, i$ の沈下量

$k_1, k_2, \dots, k_i$: 点 $1, 2, \dots, i$ の地盤反力係数

$p_1, p_2, \dots, p_i$: 点 $1, 2, \dots, i$ における地盤反力

i : 分割点の番号

n : はりの分割数

k 値 深度 (m)	k 値 kg/cm^2	$\phi \times 0.508$ kD 値 (t/m^2)
00	$k_{11} = 1.4$	700
550	$k_{10} = 1.4$	700
1100	$k_9 = 1.3$	650
1650	$k_8 = 2.8$	1400
2200	$k_7 = 0.8$	400
2750	$k_6 = 0.8$	400
3300	$k_5 = 0.7$	350
3850	$k_4 = 0.7$	350
4400	$k_3 = 1.5$	750
4950	$k_2 = 3.2$	1600
5500	$k_1 = 5.5$	2750

表一2 地盤反力係数

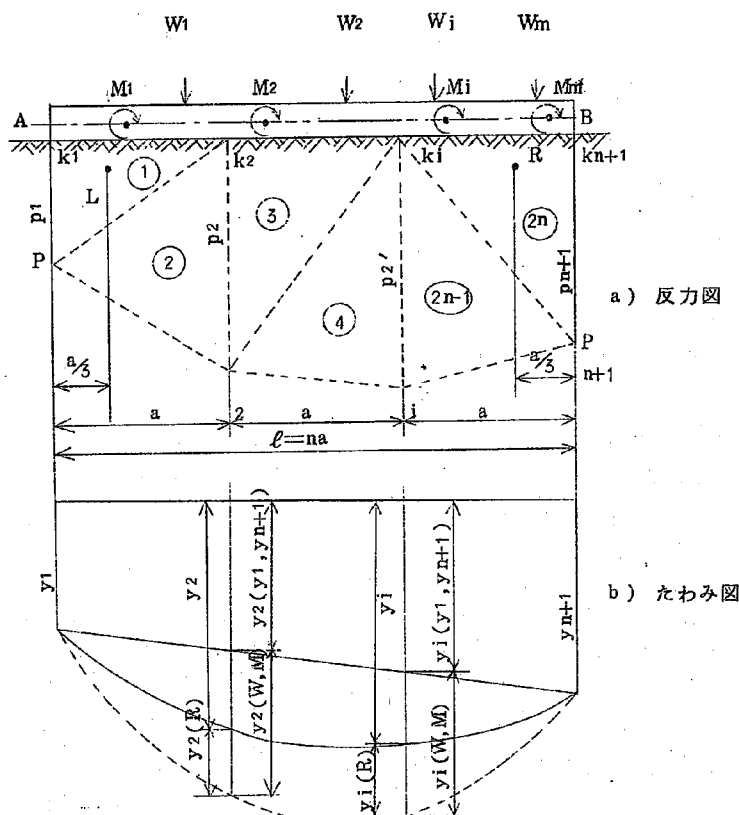


図-5 反力載荷法の説明図

(ii) はり AB を単純ばりと考えて、集中荷重とモーメントによる点 i の沈下量は、

$$y_i(W, M) = \sum_{j=1}^m y_i(W_j) + \sum_{j=1}^m y_i(M_j) \quad (2)$$

で表わされる。

ここに $y_i(W, M)$: 集中荷重とモーメントによる点 i の沈下量

$y_i(W_j)$: j 番目の集中荷重による点 i の沈下量

$y_i(M_j)$: j 番目のモーメントによる点 i の沈下量

(iii) 地盤反力によるはり AB の負のたわみを計算するために、地盤反力図を $2n$ 個の三角形分布荷重に置き換える。そうすれば三角分布荷重①, ②, ③, ……②n による点 i における負の沈下量は、それぞれ、

$$y_{1,i} = c_{1,i} \frac{a^3}{EI} k_1 y_1, y_{2,i} = c_{2,i} \frac{a^3}{EI} k_2 y_2 \dots$$

$$y_{j,i} = c_{j,i} \frac{a^4}{EI} k_i y_i, \dots\dots$$

で表わされる。したがって点 i における負の全沈下量は、次式で与えられる。

$$y_i(R) = \sum_{j=1}^{2n} c_{j,i} \frac{a^4}{EI} k_i y_i \dots\dots\dots (3)$$

ここに

$y_i(R)$: 地盤反力による点 i における負のたわみ

$c_{j,i}$: j 番目の三角形分布荷重による点 i のたわみの係数

a : 分割したはりのスパン長

EI : はりの曲げ剛度

以上の結果を用いて、結局点 i におけるたわみは、

$$y_i = y_i(A, B) + y_i(W_i, M_i) - y_i(R) \dots\dots\dots (4)$$

で求められる。(4)式は $n+1$ 個の未知数 $y_1, y_2, \dots\dots y_n, y_{n+1}$ を含む一次方程式になる。

(4)式により、点 2 から点 n まで $(n-1)$ 点について $(n-1)$ 個の一次方程式を得ることができる。

つぎに、任意の 2 点、例えば点 L および R のまわりのモーメントのつり合いを考えればさらに 2 個の y_i を含む方程式を得る。したがって、この問題は $(n+1)$ 個の未知数を含む $(n+1)$ 元の一次連立方程式を解く問題に帰する。

7. くのたわみと応力計算

水平土圧によるくいの変位と曲げ応力の値を相対的に比較するため、くい頭に地震時の設計荷重が作用した場合のくい頭変位（作用方向は川表向き）およびくいに生ずる最大曲げモーメントをもあわせて計算した。計算は、 によって十分割した計算式によって行なった。計算式は、表一三に示す。また当該計算に用いた荷重項および N_i の値は表一四および表一五に示す。

計算は電算を用いて行なった。表一六は地中の水平土圧のみによるくいのたわみおよびくい頭に設計水平力の作用するときのくいのたわみを示している。また表一七はそれぞれの場合の曲げモーメントの値を示す。

$$\phi = \frac{m}{0.508}$$

											水平土圧	くい頭 水平力
P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀	P ₁₁	荷重項	荷重項
561-9N ₁ /10	3,160+N ₂	5,520	6,930	7,500	7,350	6,600	5,370	3,780	1,950	329-N ₁₁ /10	$1,200EIy_2(W,M)/a^4$	0
952-8N ₁ /10	5,520	10,090+N ₃	13,020	14,280	14,100	12,720	10,380	7,320	3,780	638-2N ₁₁ /10	$1,200EIy_3(W,M)/a^4$	0
1,183-7N ₁ /10	6,930	13,020	17,440+N ₄	19,620	19,650	17,880	14,670	10,380	5,370	907-3N ₁₁ /10	$1,200EIy_4(W,M)/a^4$	0
1,274-6N ₁ /10	7,500	14,280	19,620	22,810+N ₅	23,400	21,600	17,880	12,720	6,600	1,116-4N ₁₁ /10	$1,200EIy_5(W,M)/a^4$	0
1,245-N ₁ /2	7,350	14,100	19,650	23,400	24,760+N ₆	23,400	19,650	14,100	7,350	1,245-5N ₁₁ /10	$1,200EIy_6(W,M)/a^4$	0
1,116-4N ₁ /10	6,600	12,720	17,880	21,600	23,400	22,810+N ₇	19,620	14,280	7,500	1,274-6N ₁₁ /10	$1,200EIy_7(W,M)/a^4$	0
907-3N ₁ /10	5,370	10,380	14,670	17,880	19,650	19,620	17,440+N ₈	13,020	6,930	1,883-7N ₁₁ /10	$1,200EIy_8(W,M)/a^4$	0
638-2N ₁ /10	3,780	7,320	10,380	12,720	14,100	14,280	13,020	10,090+N ₉	5,520	952-8N ₁₁ /10	$1,200EIy_9(W,M)/a^4$	0
329-N ₁ /10	1,950	3,780	5,370	6,600	7,350	7,500	6,930	5,520	3,160+N ₁₀	561-9N ₁₁ /10	$1,200EIy_{10}(W,M)/a^4$	0
14	26	23	20	17	14	11	8	5	2	0	$-3MR/a^2$	$-3MR/a^2$
0	2	5	8	11	14	17	20	23	26	14	$+3ML/a^2$	$+3ML/a^2$

ただし $N_i = \frac{1,200EI}{a^4 \cdot k_i} (i = 1, 2, \dots, 11)$

M_L, M_R は図-5の点LおよびRのまわりに作用する外力によるモーメント

$y_i(W, M)$ は、(2)式を参照

表-3 反力載荷法による計算式(10分割の場合)

	水平土圧	くい頭水平力 (H=1t)
1	37,526,980	0
2	71,161,305	0
3	97,706,283	0
4	114,753,298	0
5	120,765,119	0
6	115,139,335	0
7	98,273,650	0
8	71,636,442	0
9	37,750,835	0
10	999,516	⊖ 0.181
11	934,160	5.273

表一4 荷重項の値

深さ (m)	水平土圧による モーメント (t m)	くい頭水平力による モーメント (H=25.2t)
0	0.0000	-7.1906
5.5	-0.4838	1.8166
11.0	-0.5779	-0.2523
16.5	-1.8433	-0.1413
22.0	-0.6023	-0.1766
27.5	-0.2511	-0.3028
33.0	-0.2972	0.0000
38.5	-0.1848	0.0000
44.0	-0.8527	0.0000
49.5	-0.8947	0.0000
55.0	0.0000	0.0000

表一7 分割点における曲げモーメント

N1	4.61
N2	7.92
N3	16.89
N4	36.19
N5	36.19
N6	31.67
N7	31.67
N8	9.05
N9	19.49
N10	18.10
N11	18.10

表一5 Niの値

深さ (m)	水平土圧による (m)	くい頭水平力による (H=25.2t)(m)
0	0.0000	0.0207
5.5	0.0007	0.0040
11.0	0.0010	0.0003
16.5	0.0008	0.0000
22.0	0.0019	0.0000
27.5	0.0022	0.0000
33.0	0.0022	0.0000
38.5	0.0020	0.0000
44.0	0.0009	0.0000
49.5	0.0004	0.0000
55.0	0.0002	0.0000

表一6 分割点におけるたわみ

8 結果の考察

くい頭を自由と仮定して水平力 25.2 t を作用させたときのくいの最大曲げモーメントは、くい頭下 5.5 m 位置に生じ 7.2 tm であり、くい頭のたわみは 2.1 cm となつた。これに対して盛土の水平土圧による最大曲げモーメントは、くい頭下 2.2 m に生じ、 1.8 tm であつた。水平土圧による最大たわみは、くい頭下 3.0 m 付近に生じ、 2 mm であつた。

したがつて今回の計算例では、くいに加わる水平土圧の影響は設計上考慮するほどの大きさでないことが知られた。たゞ、本例では、地盤が必ずしもそう軟弱でなかつたこと、計算上の仮定につき検討すべきことが多い点などで、この計算は単なる数字的見当づけの程度のものであると考えている。

参 考 文 献

- (1) 建設省土木研究所、偶土圧を考慮した橋台基礎杭の安定解析、昭和41年12月
- (2) 日本建築学会、建築基礎構造設計基準、昭和35年
- (3) 建設省土木研究所、土木試験基準(案)第9章
- (4) Zusse Levington "Elastic Foundation Analyzed by the Method of Redundant Reactions. Trans. of ASCE, Vol 173, 1947