

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第1404号

土木研究所資料

第1404号

多柱式基礎の設計法に関する調査

昭和55年8月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

ま え が き

本調査は、水中基礎形式の調査の一環として実施されたものである。

杭基礎を湖中や海中で建設する場合、締切などを用いずに水面上から杭を打設し、気中でフーチングを構築する工法が最近用いられている。この場合、杭が柱のような働きをすることから多柱式基礎と呼ばれている。

多柱式基礎は施工性には優れているが、水平外力に対する剛性が乏しいという欠点がある。特に従来の多柱式基礎は鉛直杭のみから構成されているため、柱の自由長が長くなるに従って水平変位量を許容変位量以下にするための杭本数が膨大なものとなってくる。

そこで、多柱式基礎に斜杭を併用することが考えられるが、斜杭を有する多柱式基礎は例がなく、その構造特性については不明な点が多い。

そこで、構造解析を実施することによって、斜杭を有する多柱式基礎の特性を明らかにし、その設計法について検討するものである。

昭和 55 年 8 月

構造橋梁部基礎研究室

塩	井	幸	武
光	家	康	夫
千	野	啓	次
清	水	孝	男

目 次

まえがき	
1. 調査目的	1
2. 調査方法	2
2.1 計算モデル	2
2.2 計算ケースの検討	2
2.3 解析上の仮定	3
2.4 断面諸量	5
3. 調査結果と解析	10
3.1 鉛直荷重に対する検討	10
3.2 水平荷重に対する検討	33
4. 設計手法の検討	62
4.1 設計を決定する要因の検討	62
4.2 鉛直荷重に対する設計	63
4.3 水平荷重に対する設計	71
4.4 概略設計手法	89
4.5 適用範囲	90
5. 結 論	91
あとがき	92

1. 調 査 目 的

多柱式基礎に斜杭を用いた場合、水平外力に対する剛性が高まり、設計上有利になることは容易に予想することができる。しかし、その有効性がどの程度のものであるかは、定量的には十分把握できていない。

そこで、本調査においては、まず多柱式基礎に関する静的な平面ラーメン解析を実施し、斜杭の有効性を明らかにすることとした。

さらに、斜杭の有効性に関する調査をもとに、実設計において斜杭の適用が非常に有効となる範囲、およびその場合の必要斜杭本数や角度を簡単に決定する手法について検討することとした。

2. 調査手法

2.1 計算モデル

多柱式基礎を、ばね支点を有する平面ラーメン構造にモデル化し、変形法理論による骨組構造解析プログラムにより、構造計算を実施した。本解析はすべて線形計算である。

図-2.11にモデルを示すが、杭本数が4本の場合と7本の場合について検討している。

計算においてパラメータとなる諸量の説明を次に示す。

L ; 杭間隔 (例 $L5$: 杭間隔 5 m)

I ; 頂版厚に対応する頂版の断面二次モーメント
(例 $I2.5$: 頂版厚 2.5 m の断面二次モーメント)

H ; 杭自由長 (突出長)
(例 $H30$: 30 m の自由長)

N ; 標準貫入試験 N 値に対応する横方向の地盤反力係数
(例 $N5$: N 値 5 の場合のバネ)

φ ; 杭の斜角 (Degree)
(例 $\varphi5$: 斜角 5°)

例えば、 $L5-H30-I2.5-N5$ という記号は、杭間隔 5 m、自由長 30 m、頂版厚 2.5 m に相当する頂版剛度、表層地盤 N 値 5 の計算ケースを示す。

2.2 計算ケースの検討

各パラメータを次の範囲で変化させて、計算を実施する。

L ; 3.75, 5.0, 6.25 m ただし、これらは、杭径の 1.5, 2.0, 2.5 倍に対応する。

I ; 頂版厚 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 10.0 m に相当する剛度

H ; 0.5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 m

N ; 3, 5, 7, 9, 30, 50, 5000 (無限大相当)

φ ; 0, 5, 10, 15°

ただし、これらをすべて組み合わせると膨大な計算ケースとなるので、特定のパラメータに着目して表-

2.2.1 ~ 2.2.3 に示すように組合せた。

表-2.2.1 杭と頂版の剛比に着目した計算ケース

L	I	H	N	φ	くい本数
3.75 (1.5 d)	2.0 (0.8 d)	30	5	0	4
	2.5 (1.0 d)			5	
5.0 (2.0 d)	3.0 (1.2 d)			10	7
	4.0 (1.6 d)			15	
6.25 (2.5 d)	10.0 (4.0 d)				

d : くい径 2.5 m

表-2.2.2 杭自由長に着目した計算ケース

L	I	H		N	φ	くい本数
5.0 (2.0 d)	2.5 (1.0 d)	0	5	5	0	4
		10	15		5	
		20	25		10	7
		30	35		15	

表-2.2.3 地盤の水平ばねに着目した計算ケース

L	I	H	N	φ	くい本数
5.0 (2.0 d)	2.5 (1.0 d)	30	3	0	4
			5		
			7	5	
			9		10
			30	15	
			50		
			5000		

2.3 解析上の仮定

以下に今回の平面骨組解析のための仮定条件をあげる。

- (1) 杭底面の鉛直ばね定数および横方向地盤反力係数は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編8章杭基礎の設計による。
- (2) 杭底面の回転ばね定数、水平（せん断）ばね定数は、下部構造編7章ケーソン基礎の設計に準ずる。
- (3) 杭の鉛直ばねは杭体の軸方向、水平ばねは杭体に直角方向に作用するものとする。また、斜杭の地表付近の横方向地盤反力係数すなわちばね水平の低減は考えない。（図-2.3.1参照）。

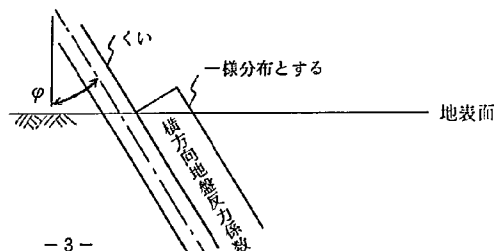


図-2.3.1

横方向地盤反力係数

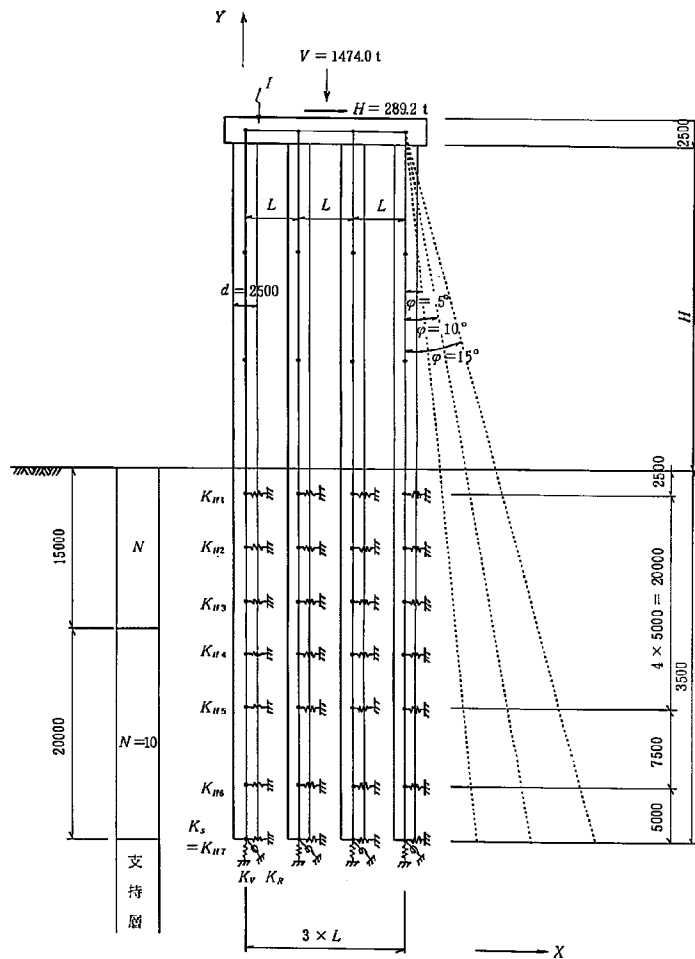


図-2.1.1(a) 計算モデル 4本杭の場合

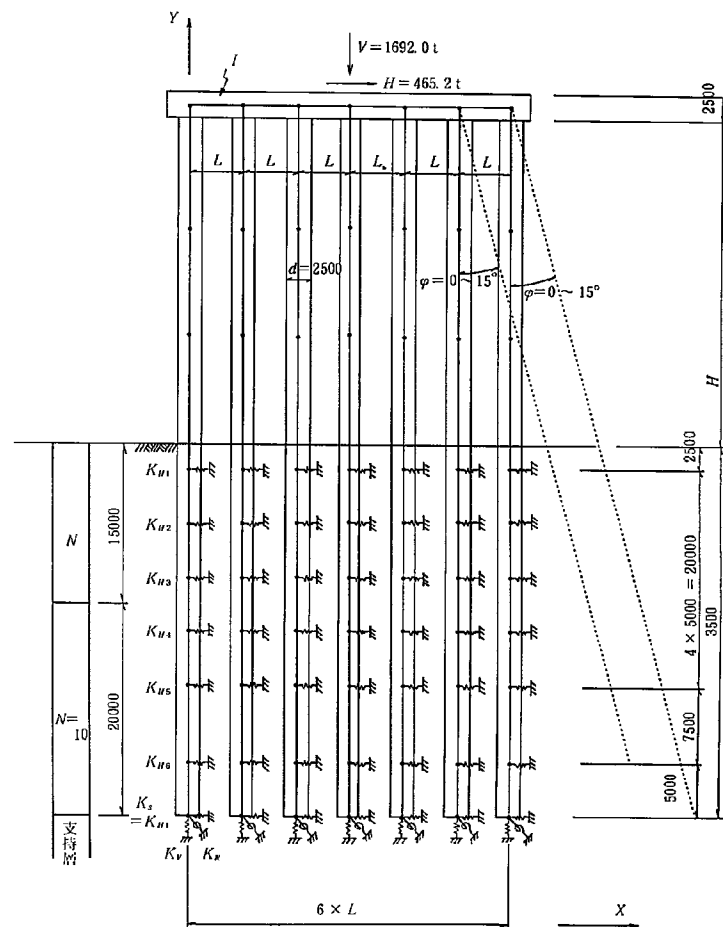


図-2.1.1(b) 計算モデル 7本杭の場合

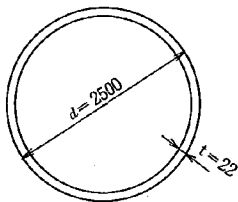
- (4) 頂版・杭の突出部・地中部とも完全な弾性体と考える。ただし、杭の鉛直ばね定数は杭の地表面位置での数値を杭底面に移したので、地中部の杭の軸方向変形は無視している。
- (5) 杭と頂版の結合条件は剛結とするが、隅角部に剛域は考えない。
- (6) 各種のばね定数（鉛直、水平、回転）は荷重によらず一定とする。すなわち線形ばねとし、非線形性は考えないものとする。また、軸方向ばね定数は押込み、引抜きとも同じばね定数とする。
- (7) 頂版の曲げ剛性は一定とし、せん断変形は無視する。
- (8) 群杭効果（水平ばね強度の低減等）の影響は無視する。

2.4 断面諸量

今回用いた計算モデルの断面諸量を次に示す。

2.4.1 部材断面定数

(1) 鋼管杭



$$\begin{aligned}
 E_s &= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 2.1 \times 10^7 \text{ ton/m}^2 \\
 d_1 &= d - 2t \\
 &= 2.500 - 2 \times 0.022 \\
 &= 2.456 \text{ m}
 \end{aligned}$$

図-2.4.1 鋼管杭

$$A = \frac{\pi (d^2 - d_1^2)}{4} = \frac{\pi (2.50^2 - 2.456^2)}{4} = 0.171 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{64} = \frac{\pi (2.50^4 - 2.456^4)}{64} = 0.131 \text{ m}^4$$

地中部杭の断面積を次のように仮定する。

$$A' = 17.1 \text{ m}^2 \quad (100A)$$

(2) 頂版

頂版厚 $D = 2.5 \text{ m}$ 、杭間隔 5.0 m の場合の有効幅を用いて、各々の頂版厚に相当する断面定数を計算する。

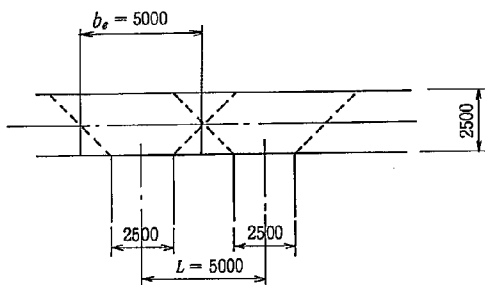


図-2.4.2 有効幅

有効幅

$$\begin{aligned}
 b_e &= d + 2 \times 1/2 \times D \\
 &= 2.50 + 2 \times 1/2 \times 2.50 \\
 &= 5.00 \text{ m} \leq L = 5.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

断面定数は鋼換算の値を用いる。

$$E_c = 2.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.7 \times 10^8 \text{ t/m}^2$$

表-2.4.1 各頂版厚に対する断面剛性

D	m	2.0 (I2)	2.5 (I2.5)	3.0 (I3)	4.0 (I4)	10.0 (I10)
$A = b_e \cdot D$	m ²	10.0	12.5	15.0	20.0	50.0
$A_s = E_c / E_s \cdot A$	m ²	1.29	1.61	1.93	2.57	6.43
$I = 1/12 \cdot b_e \cdot D^3$	m ⁴	3.33	6.51	11.3	26.7	417.0
$I_s = E_c / E_s \cdot I$	m ⁴	0.428	0.837	1.45	3.43	53.6

2.4.2 ばね定数の計算

(1) 地盤反力係数

(i) 横 方 向

$$E_0 = 28 \text{ N} ; \text{変形係数}$$

$$k_0 = \alpha E_0 D^{-3/4} = 0.2 E_0 \times 250^{-3/4} = 3.18 E_0 \times 10^{-3}$$

$$k = k_0 y^{-1/2} = k_0 \times 1.0^{-1/2} = k_0 ; \text{横方向地盤反力係数}$$

表-2.4.2 横方向地盤反力係数

	N 値	E_0 (kg/cm ²)	k (kg/cm ²)	k (t/m ²)
表 層	3	84	0.267	267
	5	140	0.445	445
	7	196	0.627	627
下 層	9	252	0.801	801
	10	280	0.891	891
全 層	30	840	2.677	2,670
	50	1,400	4.455	4,450
	5000	—	—	4.45×10^5

(ii) 鉛 直 方 向

$$k_0 = a \frac{E_p}{l} ; \text{軸方向地盤反力係数}$$

$$l/D > 10 \text{ より } D = 2.5 \text{ m}$$

$$a = 0.027 (l/D) + 0.2 , E_p = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

表-2.4.3 鉛直方向および底面せん断反力係数

	単位	$\varphi 0$	$\varphi 5$	$\varphi 10$	$\varphi 15$
$l = 35.0 / \cos \varphi$	m	35.000	35.134	35.540	36.235
l / D	—	14.0	14.05	14.22	14.49
α	—	0.578	0.579	0.584	0.591
k_v	t/m ²	3.47×10^5	3.46×10^5	3.45×10^5	3.43×10^5
$k_s = \lambda \cdot k_v$	t/m ²	8.68×10^4	8.65×10^4	8.63×10^4	8.58×10^4

(iii) 底面の水平方向（せん断）

$$k_s = \lambda k_v$$

$$\lambda = 1/4$$

k_s : せん断地盤反力係数（表2-6参照）

(2) ばね強度

(i) 横方向ばね定数

$$K_{Hi} = k \cdot d \cdot l \quad d = 2.5 \text{ m (杭径)}$$

$$K_{Hi}' = k \cdot d \cdot l / \cos \varphi \quad \varphi ; \text{斜角}$$

表-2.4.4(a) 横方向ばね定数

層	N	位置	k (t/m ²)	l (m)	KHi (t/m)			
					$\varphi 0$	$\varphi 5$	$\varphi 10$	$\varphi 15$
表層	3	K_{H1}	267	5.0	3.34×10^3	3.35×10^3	3.39×10^3	3.46×10^3
		K_{H2}	"	"	"	"	"	"
		K_{H3}	"	"	"	"	"	"
	5	K_{H1}	445	5.0	5.56×10^3	5.58×10^3	5.65×10^3	5.76×10^3
		K_{H2}	"	"	"	"	"	"
		K_{H3}	"	"	"	"	"	"
	7	K_{H1}	623	5.0	7.79×10^3	7.82×10^3	7.91×10^3	8.06×10^3
		K_{H2}	"	"	"	"	"	"
		K_{H3}	"	"	"	"	"	"
層	9	K_{H1}	801	5.0	1.00×10^4	1.01×10^4	1.02×10^4	1.04×10^4
		K_{H2}	"	"	"	"	"	"
		K_{H3}	"	"	"	"	"	"
	10	K_{H1}	891	5.0	1.11×10^4	1.12×10^4	1.13×10^4	1.15×10^4
		K_{H2}	"	"	"	"	"	"
		K_{H3}	"	10.0	2.23×10^4	2.24×10^4	2.26×10^4	2.31×10^4

表-2.4.4(b) 横方向ばね定数

N	位置	k (t/m ²)	l (m)	K _{Hi} (t/m)			
				φ 0	φ 5	φ 10	φ 15
30	K _{H1}	2670	5.0	3.34 × 10 ⁴	3.35 × 10 ⁴	3.39 × 10 ⁴	3.46 × 10 ⁴
	K _{H2}	"	"	"	"	"	"
	K _{H3}	"	"	"	"	"	"
	K _{H4}	"	"	"	"	"	"
	K _{H5}	"	"	"	"	"	"
	K _{H6}	"	10.0	6.68 × 10 ⁴	6.70 × 10 ⁴	6.78 × 10 ⁴	6.91 × 10 ⁴
50	K _{H1}	4450	5.0	5.56 × 10 ⁴	5.58 × 10 ⁴	5.65 × 10 ⁴	5.76 × 10 ⁴
	K _{H2}	"	"	"	"	"	"
	K _{H3}	"	"	"	"	"	"
	K _{H4}	"	"	"	"	"	"
	K _{H5}	"	"	"	"	"	"
	K _{H6}	"	10.0	1.11 × 10 ⁵	1.12 × 10 ⁵	1.13 × 10 ⁵	1.15 × 10 ⁵
100	K _{H1}	4.45 × 10 ⁶	5.0	5.56 × 10 ⁶	5.58 × 10 ⁶	5.65 × 10 ⁶	5.76 × 10 ⁶
	K _{H2}	"	"	"	"	"	"
	K _{H3}	"	"	"	"	"	"
	K _{H4}	"	"	"	"	"	"
	K _{H5}	"	"	"	"	"	"
	K _{H6}	"	10.0	1.11 × 10 ⁷	1.12 × 10 ⁷	1.13 × 10 ⁷	1.15 × 10 ⁷

(II) 杭底面ばね定数

(a) 軸 方 向

$$K_v = k_v \cdot A$$

$$A = \frac{\pi (2.50^2 - 2.456^2)}{4} = 0.1713 \text{ m}^2$$

(b) 回 転

$$K_R = k_v I$$

$$I = \frac{\pi (2.50^4 - 2.456^4)}{4} = 0.1315 \text{ m}^4$$

(c) せん断 (横方向)

$$K_m = k_s A \quad (= K_s)$$

表-2.4.5 杭底面の各種ばね定数

斜角	k_v (t/m ²)	k_s (t/m ²)	K_v (t/m)	K_R (tm/rad)	K_{H1} (t/m)
$\varphi 0$	3.47×10^5	8.68×10^4	5.94×10^4	4.56×10^4	1.49×10^4
$\varphi 5$	3.46×10^5	8.65×10^4	5.93×10^4	4.55×10^4	1.48×10^4
$\varphi 10$	3.45×10^5	8.63×10^4	5.91×10^4	4.54×10^4	1.48×10^4
$\varphi 15$	3.43×10^5	8.58×10^4	5.87×10^4	4.51×10^4	1.47×10^4

3. 調査結果と解析

本調査は線形計算であるため、多柱式基礎に作用する全荷重による応答諸量は、各荷重による応答諸量の重ね合せとして算定できる。そこで本調査では鉛直荷重のみ作用した場合および水平力のみ作用した場合について検討を実施した。

3.1 鉛直荷重に対する検討

鉛直荷重については、各杭の鉛直荷重分担が、各パラメータの変化に応じてどのように変化するかが問題となる。

各杭の鉛直方向荷重分担率を次式で定義する。

$$\left. \begin{aligned} \mu_i &= \frac{R_i}{\bar{R}} \\ \bar{R} &= \frac{\sum R_i}{n} \end{aligned} \right\} \quad (3.1.1)$$

ここに R_i ; 第 i 杭の鉛直方向杭反力

$\bar{R}$; 平均鉛直方向杭反力

n ; 杭 本 数

$\sum R_i$; 鉛 直 荷 重

3.1.1 計算結果

図-3.1.1(a)~(h)に頂版断面2次モーメント I と分担率 μ の関係、図-3.1.2(a)~(h)に杭自由長 H と分担率 μ の関係、図-3.1.3(a)~(h)に横方向地盤反力係数 K_H と分担率 μ の関係、図-3.1.4(a)~(f)に杭の斜角 φ と分担率 μ の関係を示す。

以上の図より次のことがわかる。

- (1) 鉛直荷重分担率は、頂版断面2次モーメント、杭間隔に大きく影響される。
- (2) 杭自由長および横方向地盤反力係数は、ほとんど分担率に影響しない。
- (3) 斜杭の斜角が大きくなるに従い分担率のばらつきが大きくなるが、斜角が 15° までの範囲ではその影響の程度はさほど大きくない。

3.1.2 結果の検討

3.1.1での検討より、鉛直荷重分担率はフーチング剛性に大きく影響されることがわかった。この関係をより一般性のある形で表現するために無次元量 Z を次式で定義し、この Z を用いて図-3.1.1~3.1.4の結果を再整理したものが図-3.1.5(a)~(e)および図-3.1.6(a)~(e)である。

$$Z = \frac{6EI}{K_v \cdot L^3} \quad (3.1.2)$$

ここに Z ; ばねの強度を考慮したフーチング剛性率

EI ; フーチングをはりとみなした場合の曲げ剛性 ($\text{ton} \cdot \text{m}^2$)

K_v : 杭頭位置での鉛直ばね定数 (ton / m)

L : 杭の中心間隔 (m)

同図よりの無次元パラメータを用いれば、頂版剛性 I や杭間隔 L の値にかかわらず、うまく一本の線の上にのることがわかる。また、図-3.1.5(e)、3.1.6(e)において、斜角 ϕ による誤差は非常に小さいことが確認できる。

以上の検討より、多柱式基礎の鉛直方向力に対する荷重分担率は、ラーメン構造としての柱以下の部分の影響が非常に小さいことがわかる。すなわち鉛直方向については、わざわざラーメン構造として解析する必要はなく、ばね支持された連続ばりとして解析すれば十分であることがわかる。

そこで、杭頭での鉛直ばね K_v に支持された連続ばりとして計算した荷重分担率を、ラーメンとしての計算結果である図-3.1.5、3.1.6と比較したのが、図-3.1.7、3.1.8である。この図より、鉛直荷重分担率については、杭をばね支承におきかえて連続ばりとして解いても、さしつかえないことが確認できた。

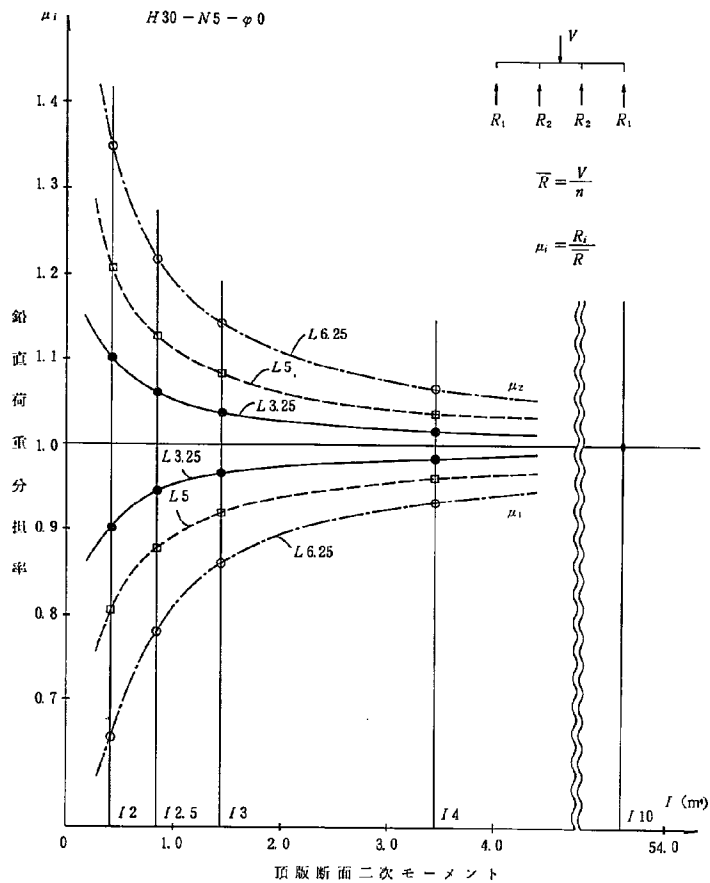


図-3.1.1(a) $I - \mu$ 関係

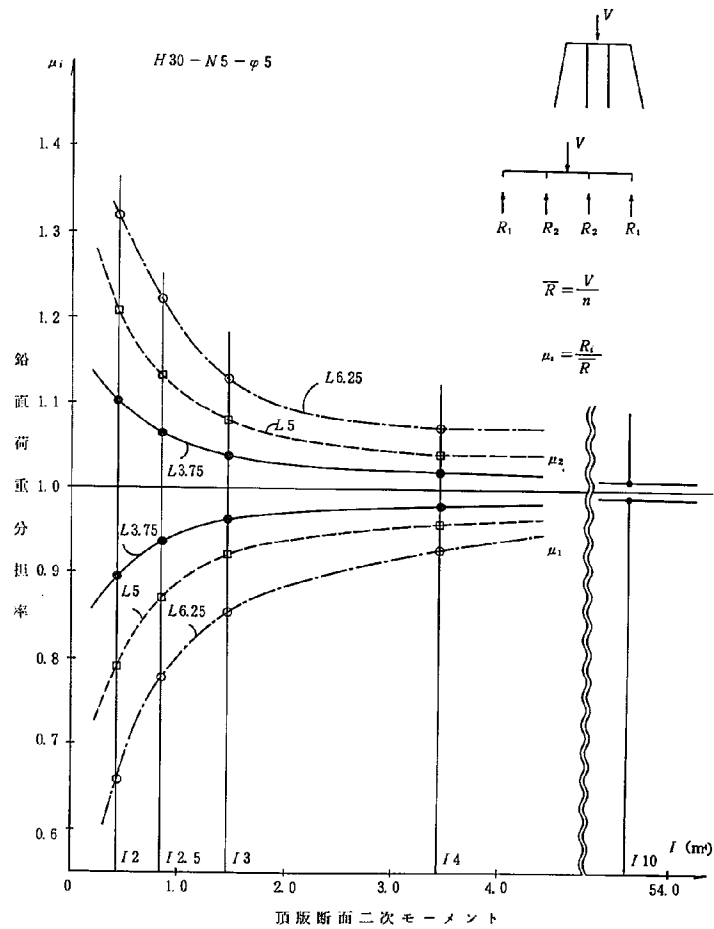


図-3.1.1(b) $I - \mu$ 関係

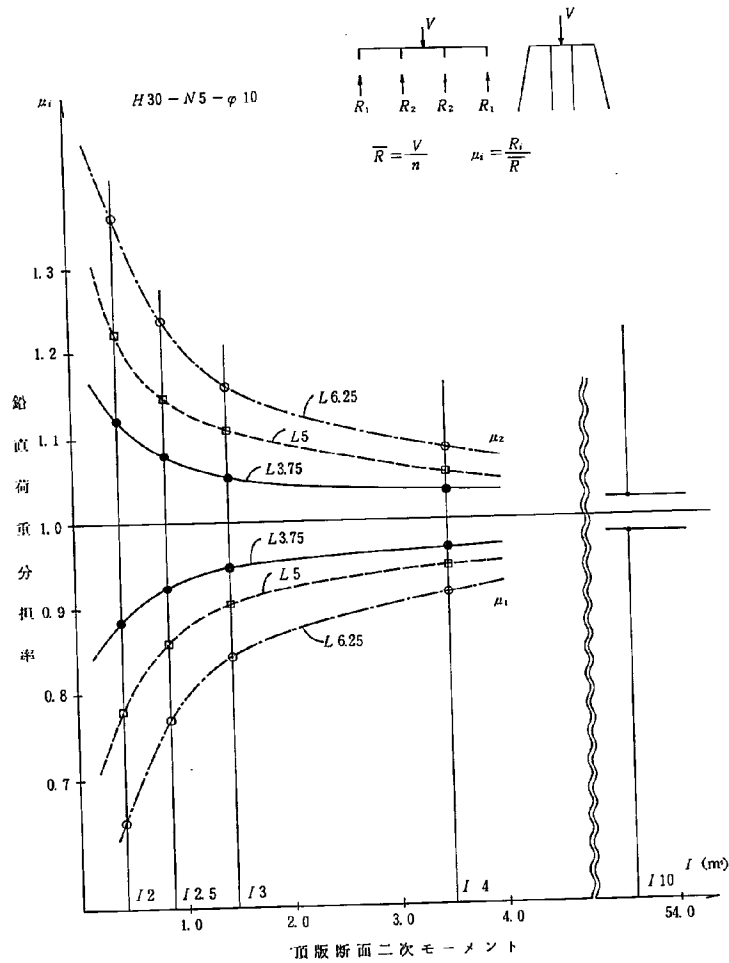


図-3.1.1(c) $I - \mu$ 関係

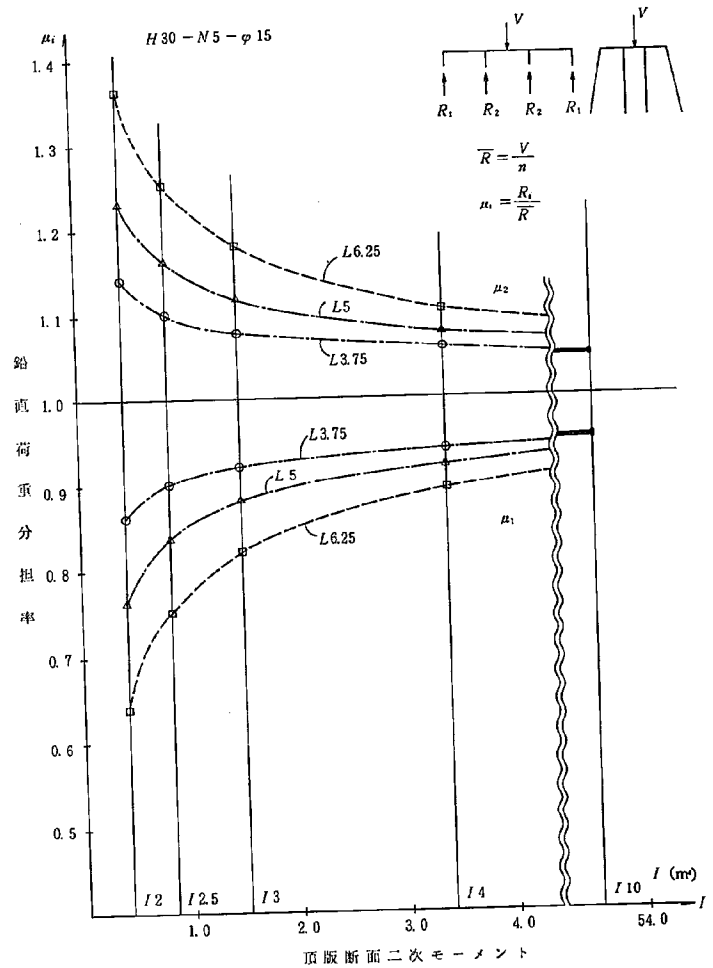


図-3.1.1(d) $I - \mu$ 関係

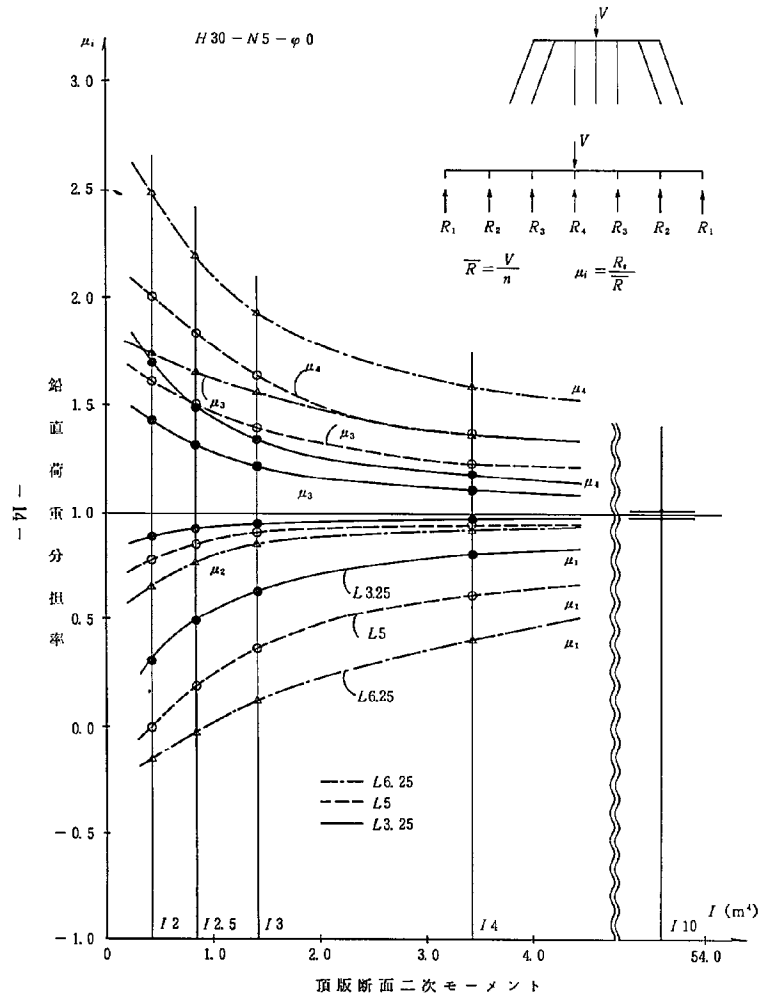


図-3.1.1(e) $I - \mu$ 関係

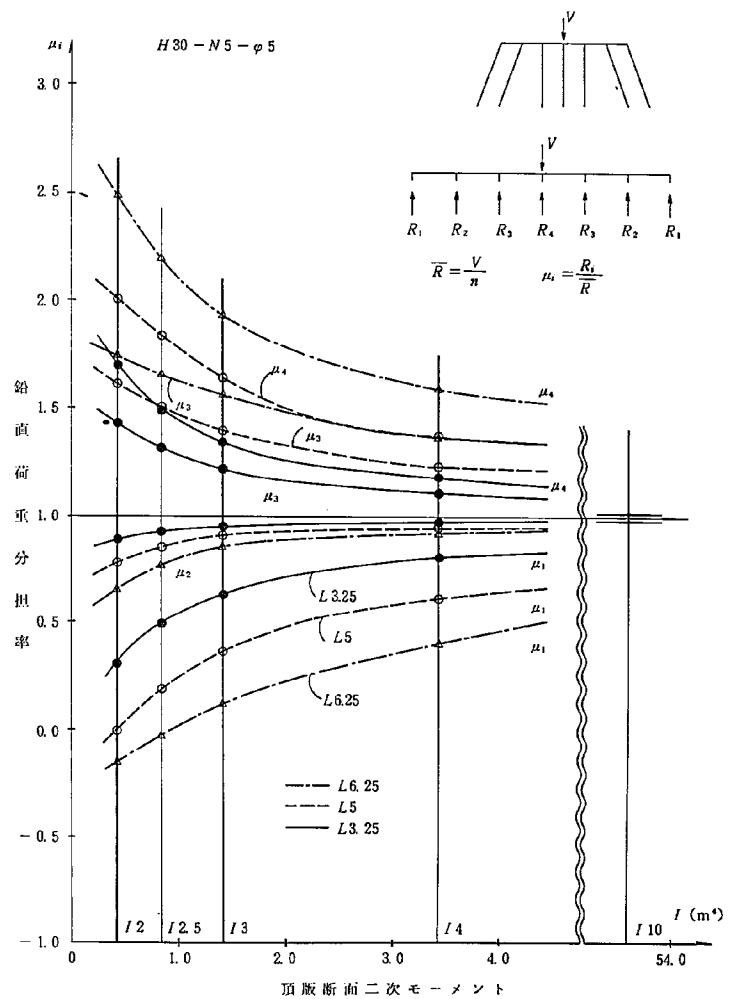


図-3.1.1(f) $I - \mu$ 関係

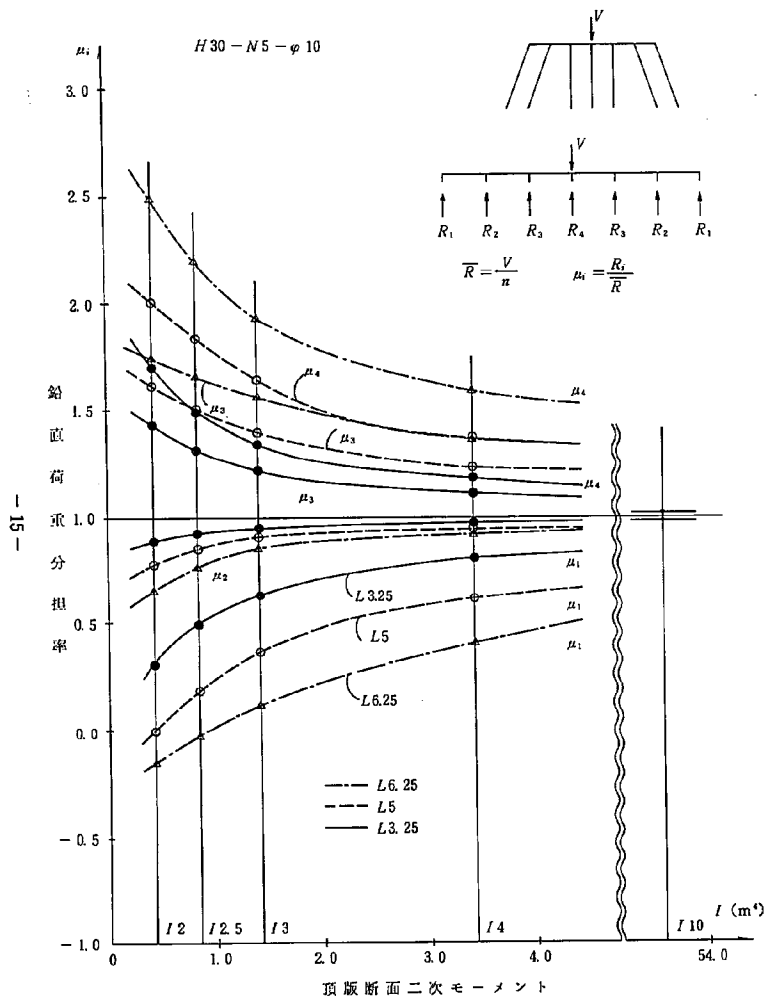


図-3.1.1(g) $I - \mu$ 関係

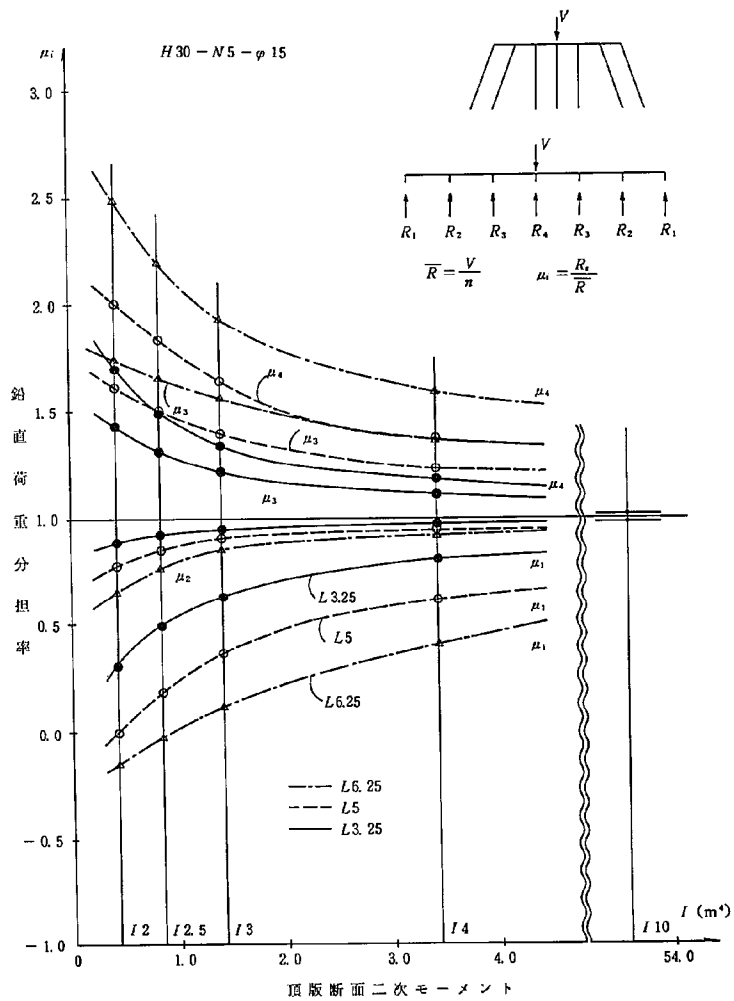


図-3.1.2(h) $I - \mu$ 関係

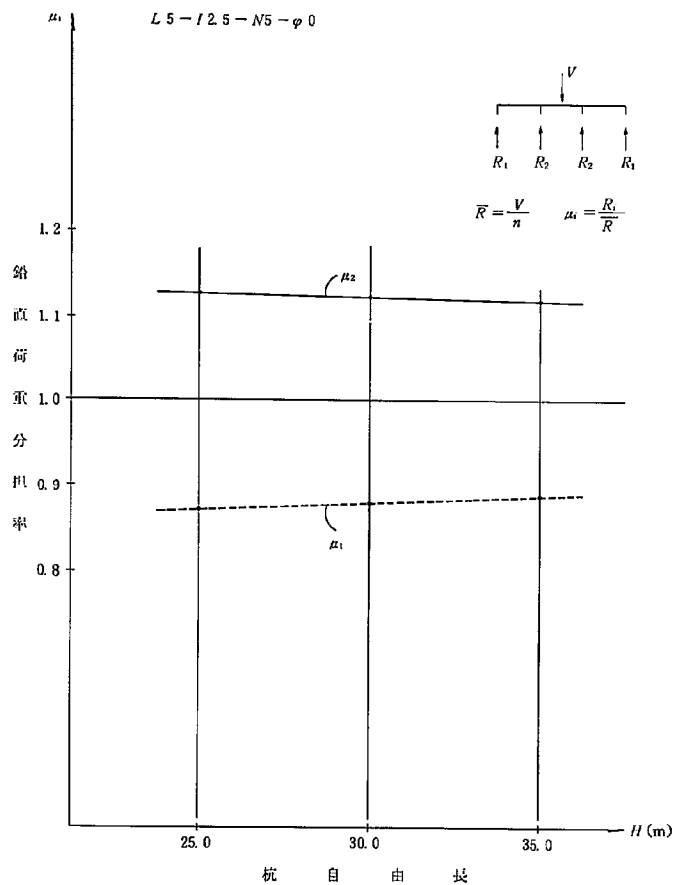


図-3.1.2(a) $H-\mu$ 関係

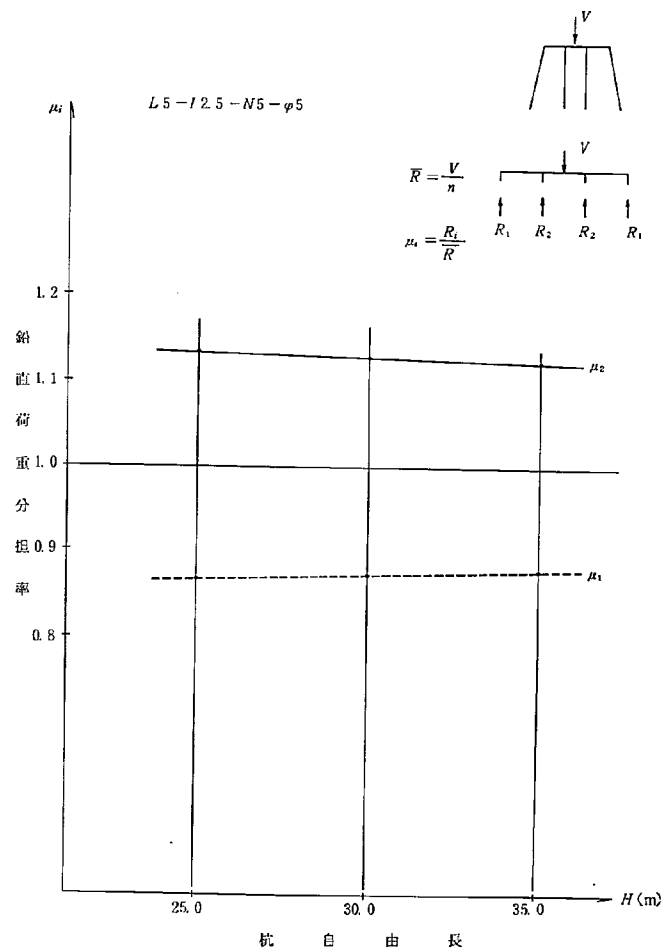


図-3.1.2(b) $H-\mu$ 関係

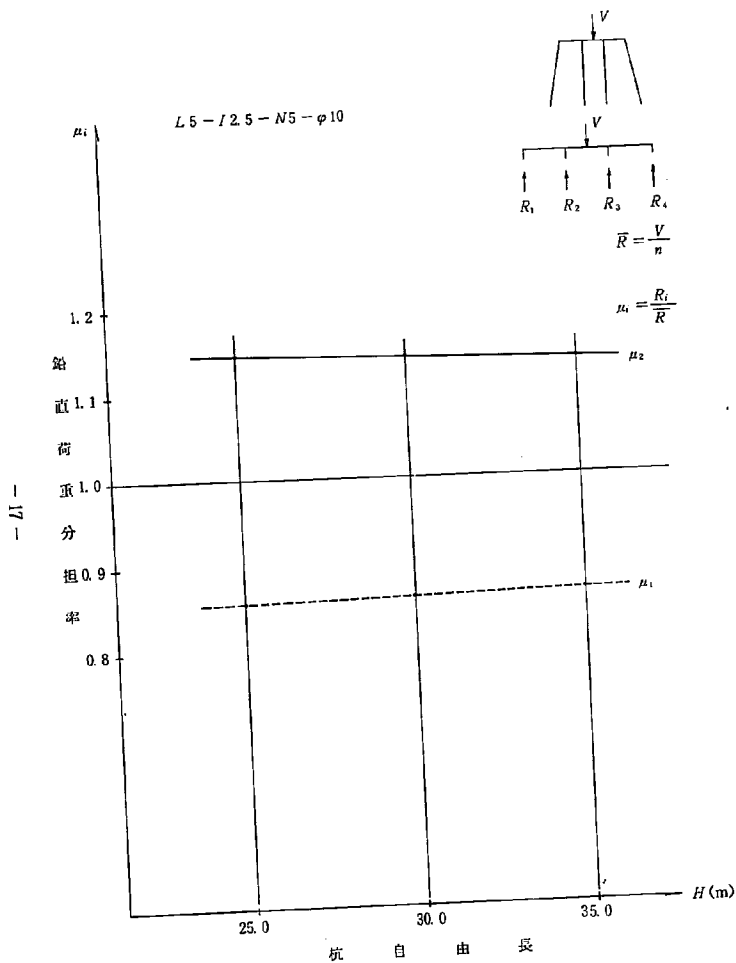


図-3.1.2(c) $H-\mu$ 関係

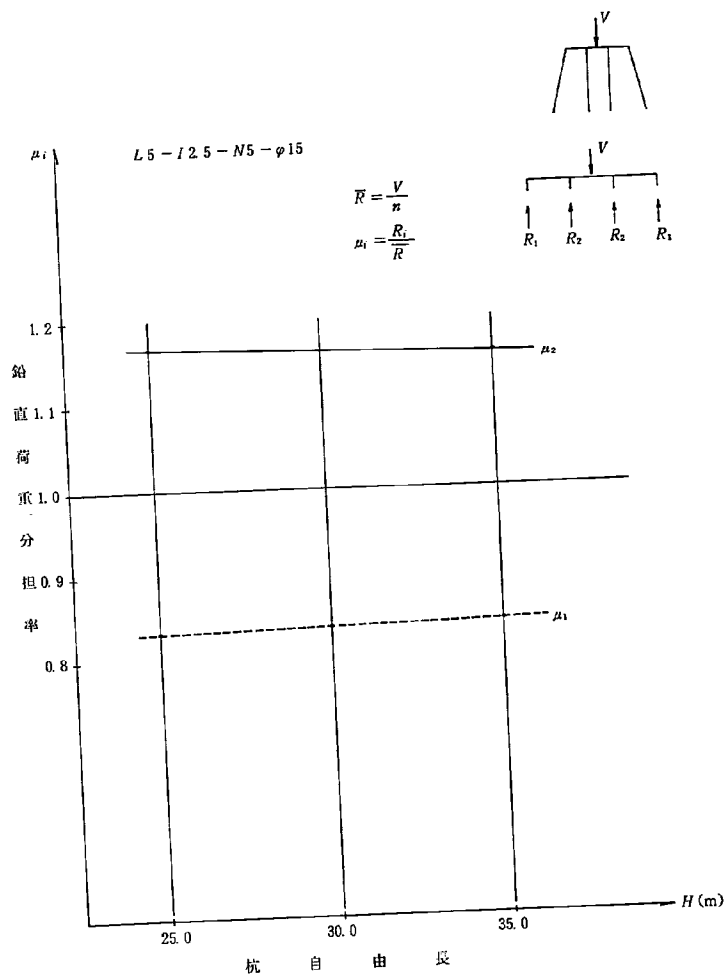


図-3.1.2(d) $H-\mu$ 関係

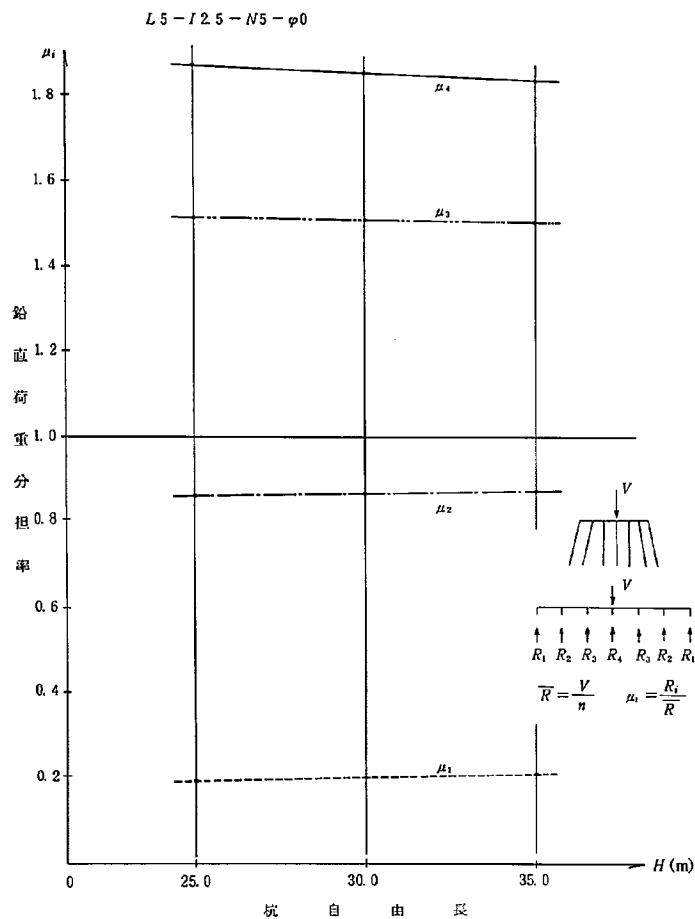


図-3.1.2(e) $H-\mu$ 関係

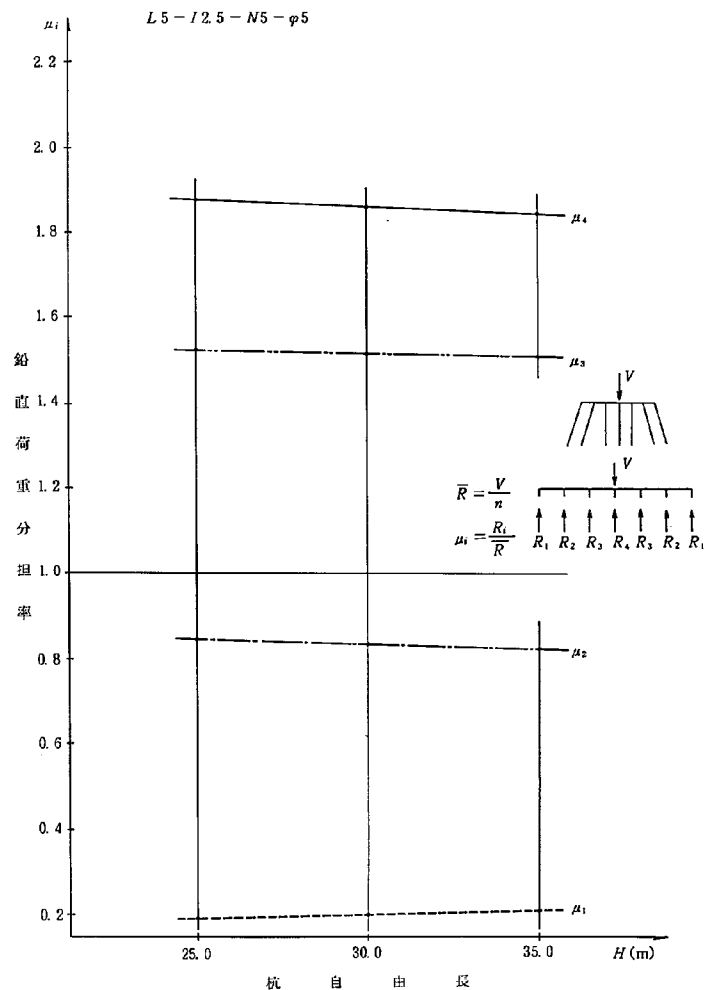


図-3.1.2(f) $H-\mu$ 関係

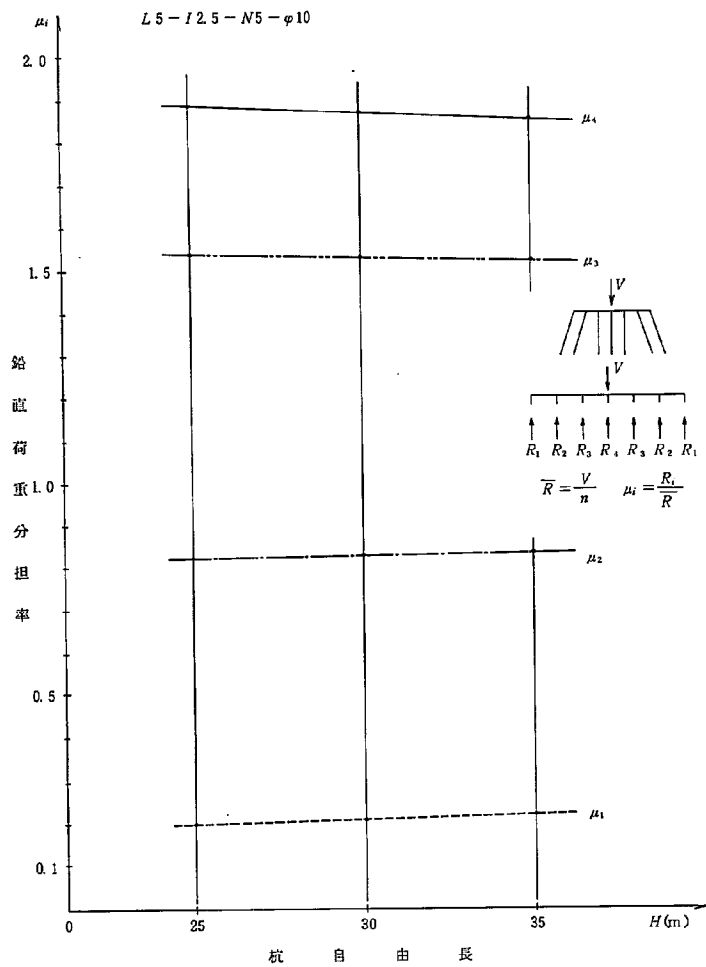


図-3.1.2(g) $H-\mu$ 関係

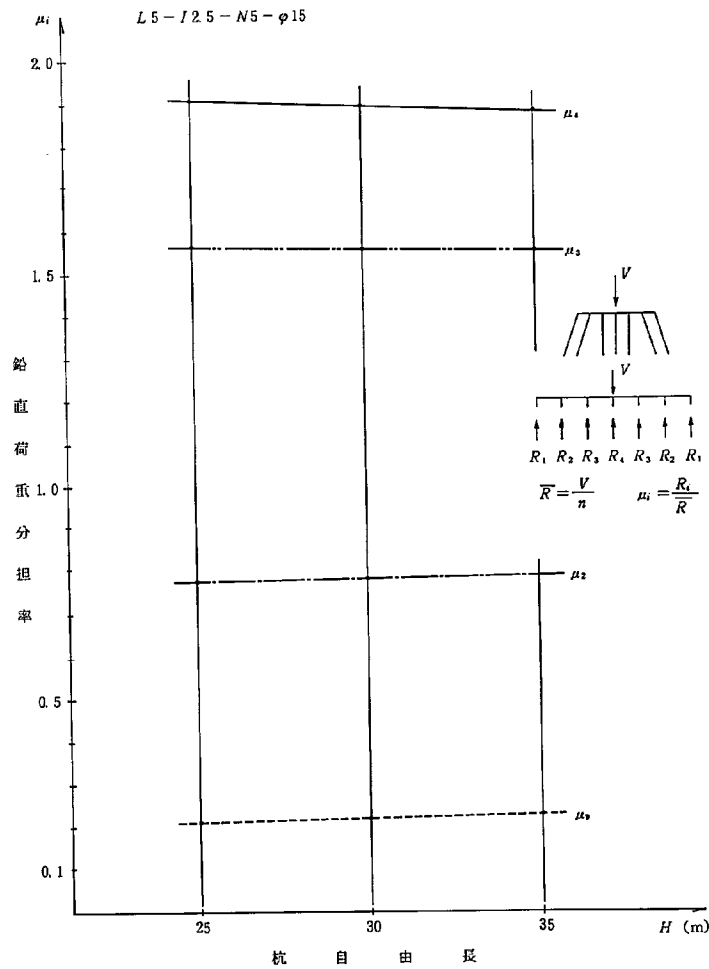


図-3.1.2(h) $H-\mu$ 関係

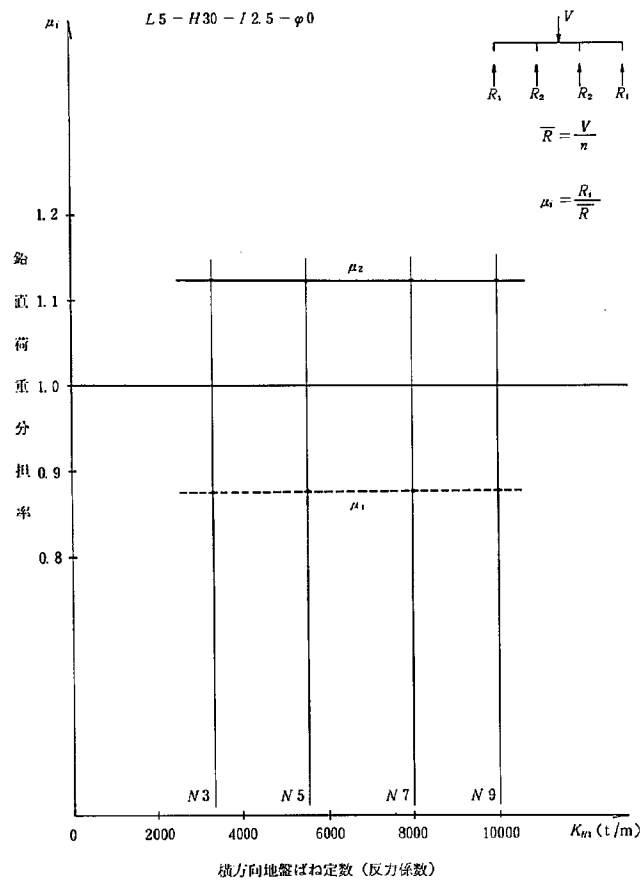


図-3.1.3(a) $K_{H1}-\mu$ 関係

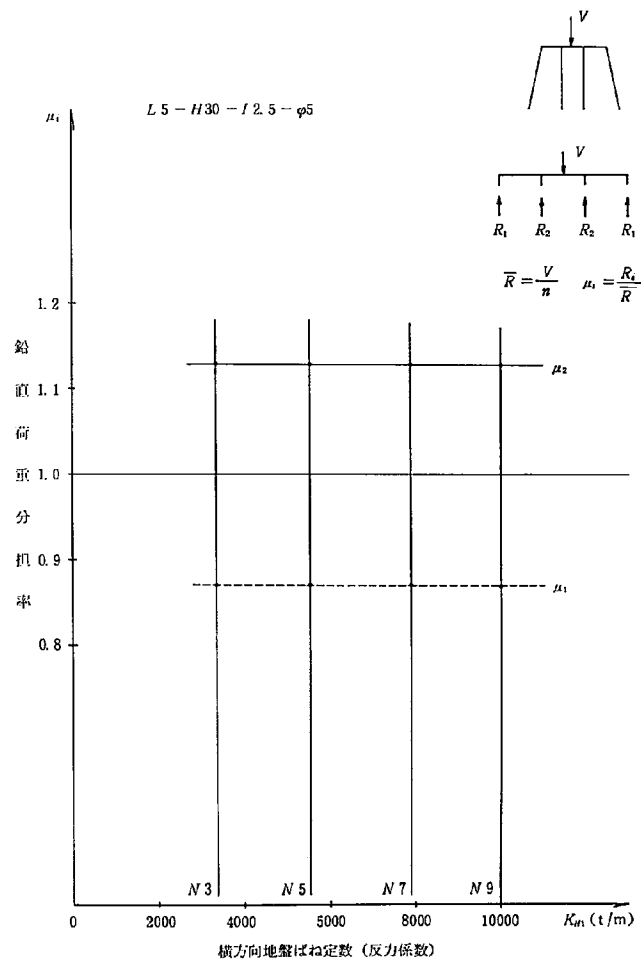


図-3.1.3(b) $K_{H1}-\mu$ 関係

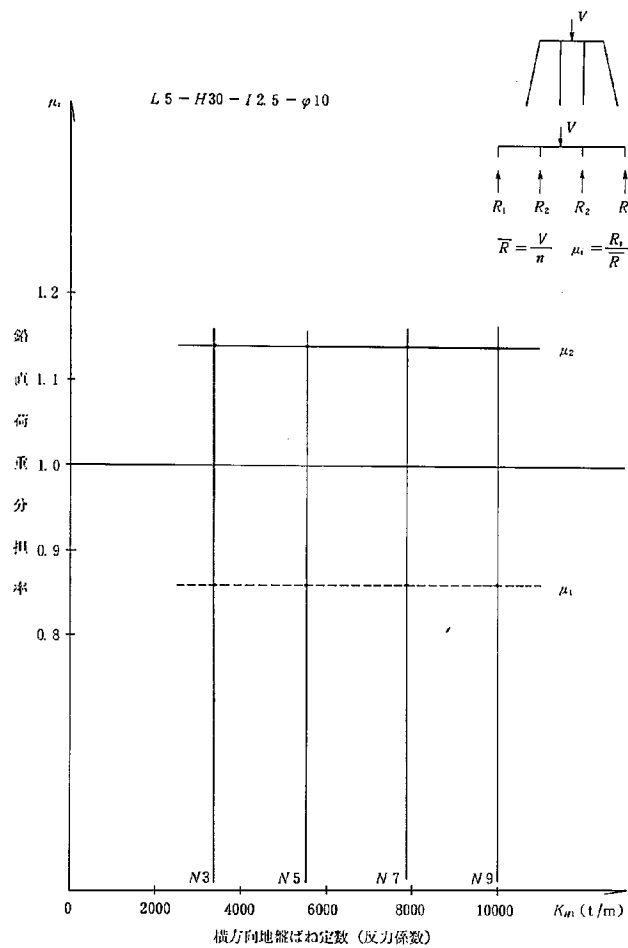


図-3.1.3(c) $K_m - \mu$ 関係

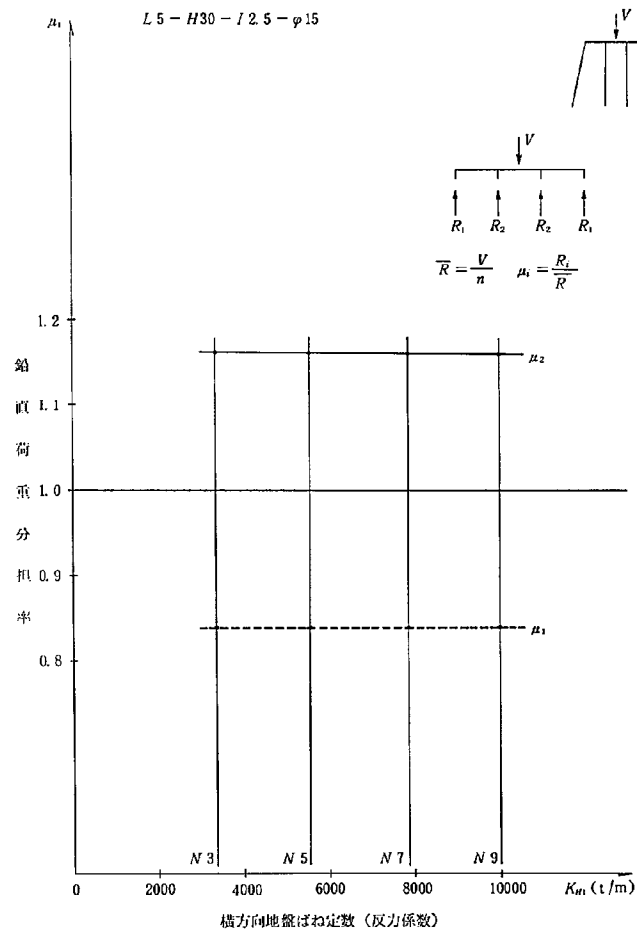


図-3.1.3(d) $K_m - \mu$ 関係

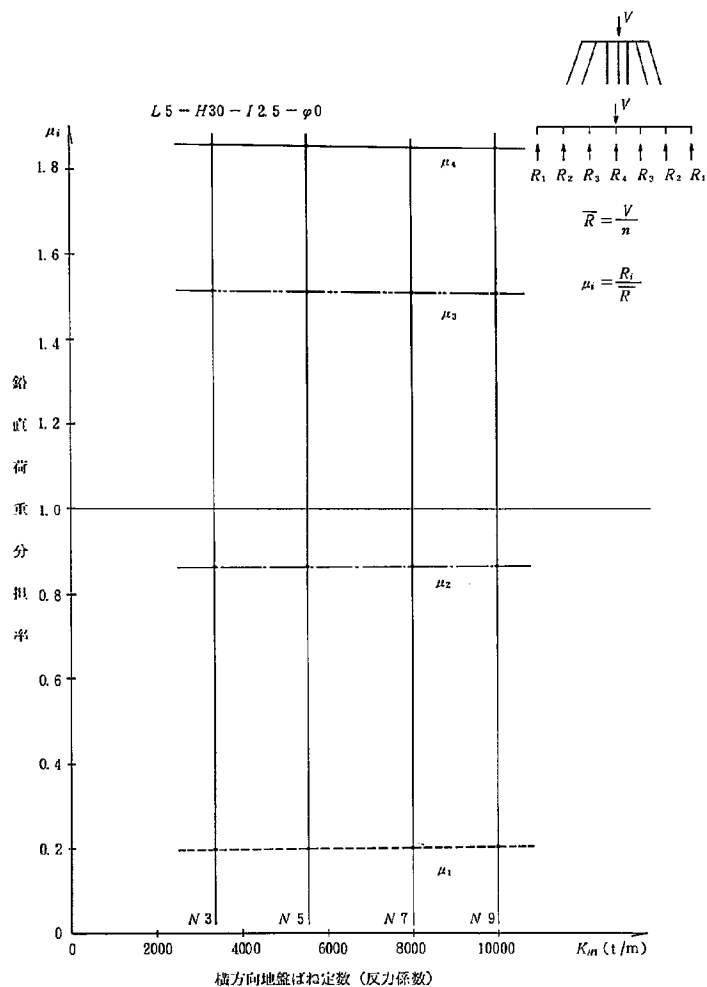


図-3.1.3(e) $K_{M1}-\mu$ 関係

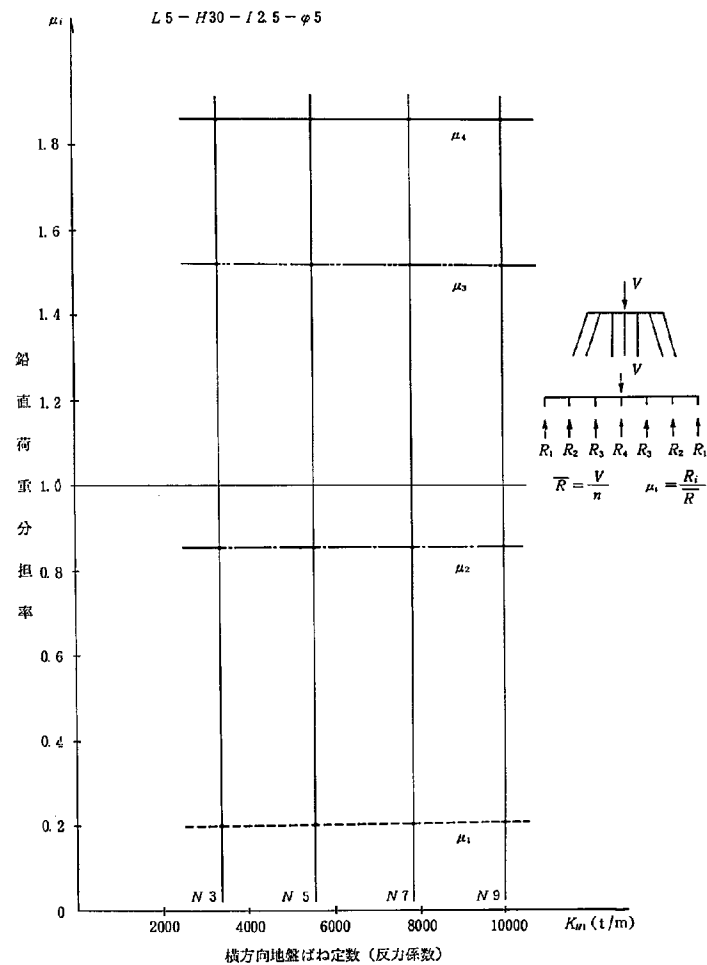


図-3.1.3(f) $K_{M1}-\mu$ 関係

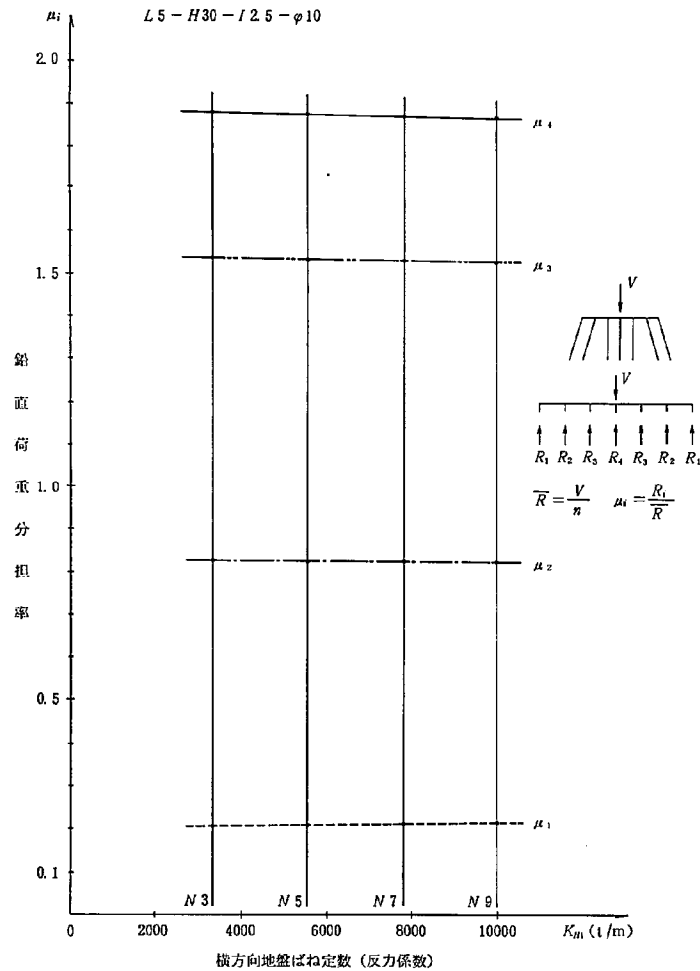


図-3.1.3(g) $K_m - \mu$ 関係

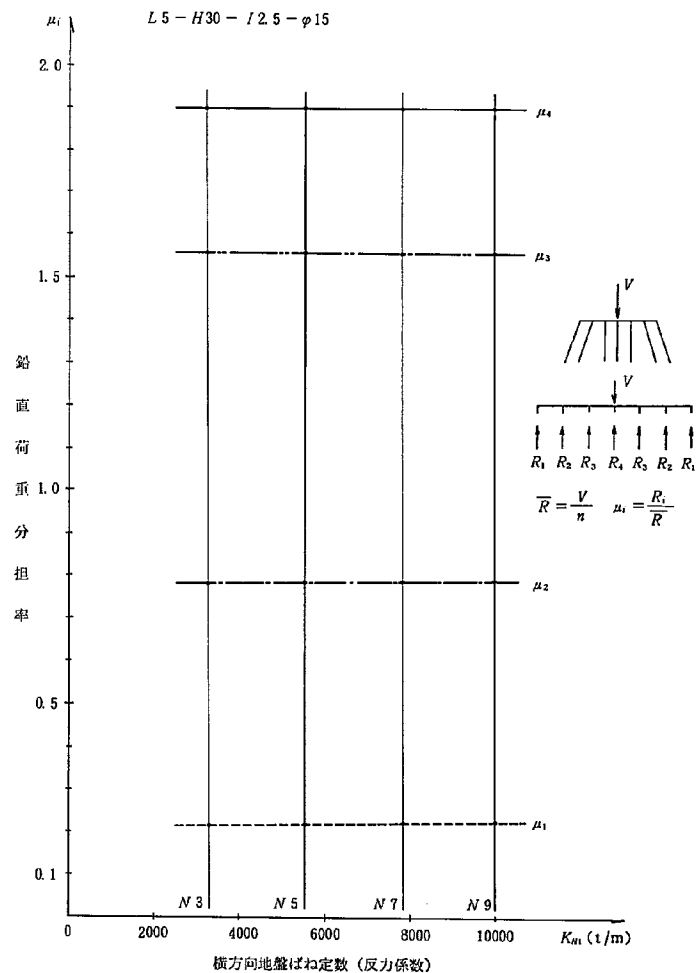


図-3.1.3(h) $K_m - \mu$ 関係

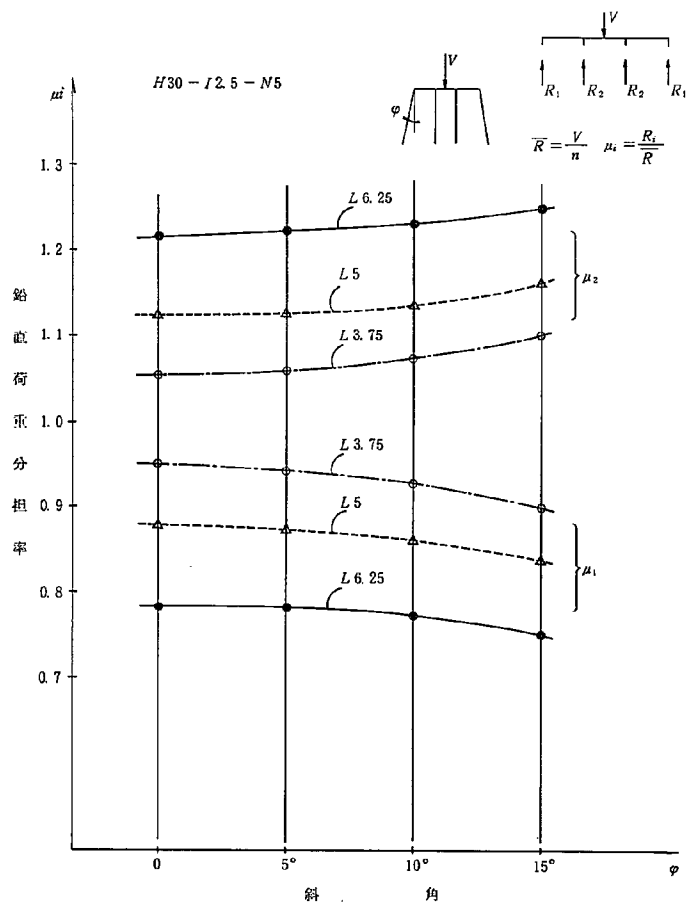


図-3.1.4(a) $\varphi - \mu$ 関係

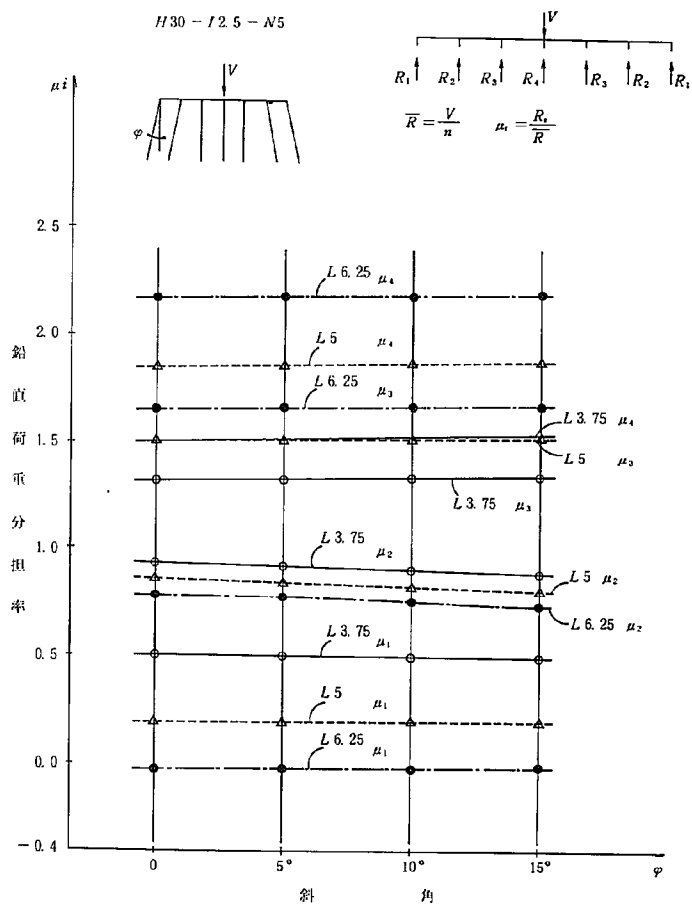


図-3.1.4(b) $\varphi - \mu$ 関係

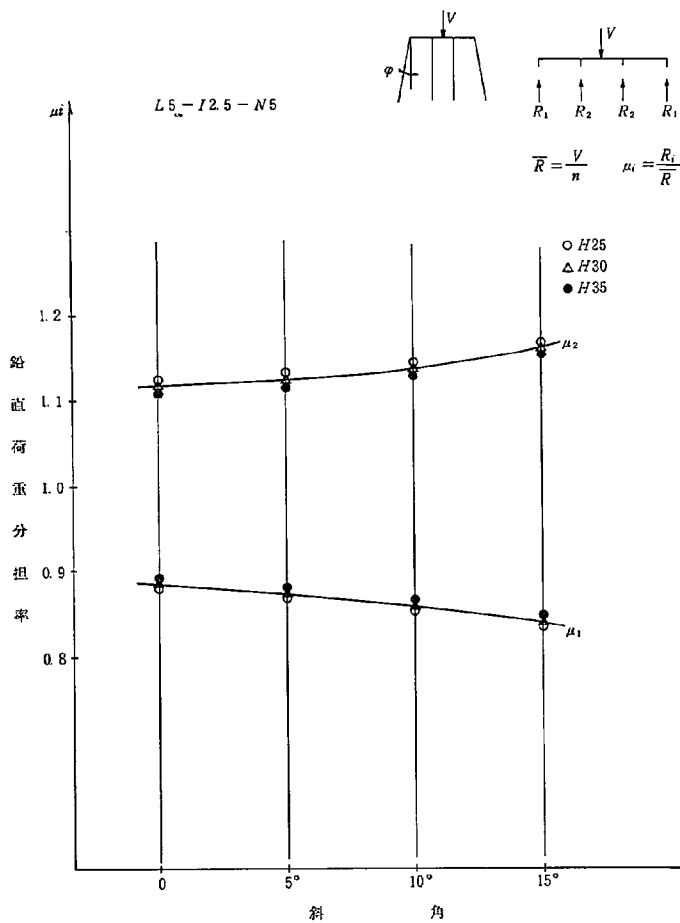


図-3.1.4(c) $\varphi - \mu$ 関係

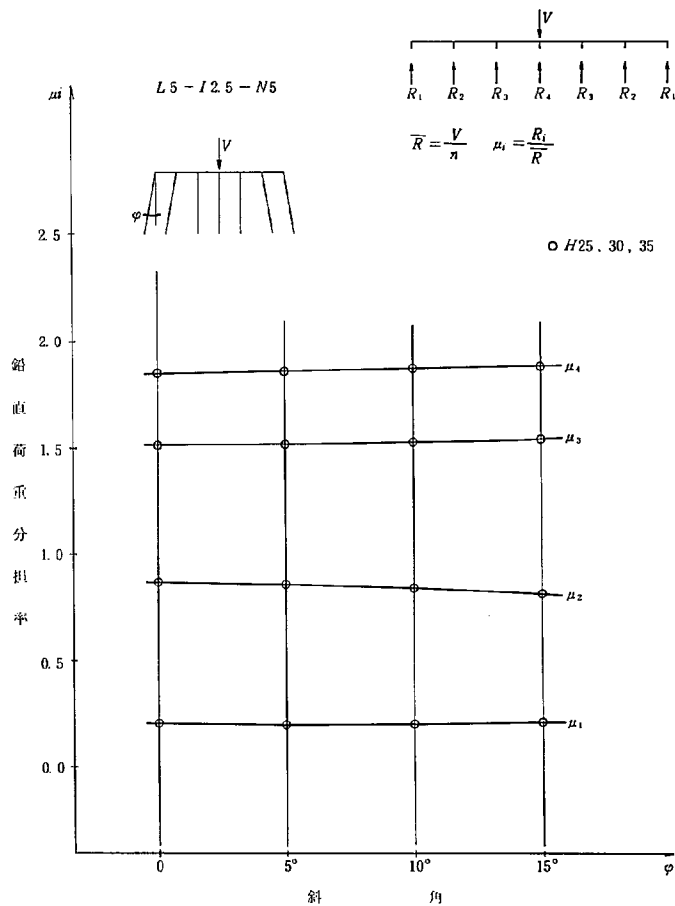


図-3.1.4(d) $\varphi - \mu$ 関係

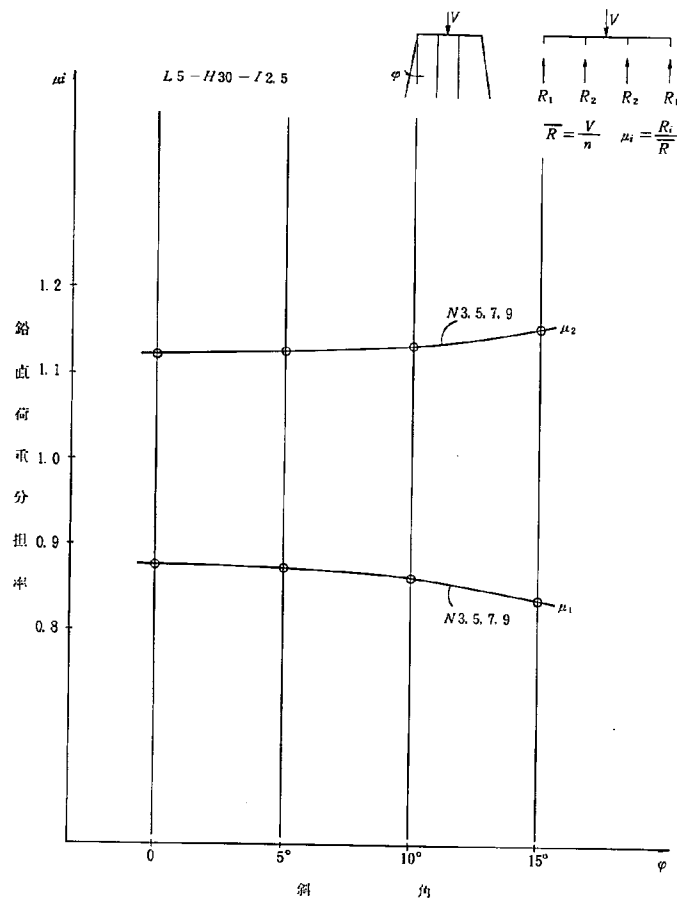


図-3.1.4(e) $\varphi - \mu$ 関係

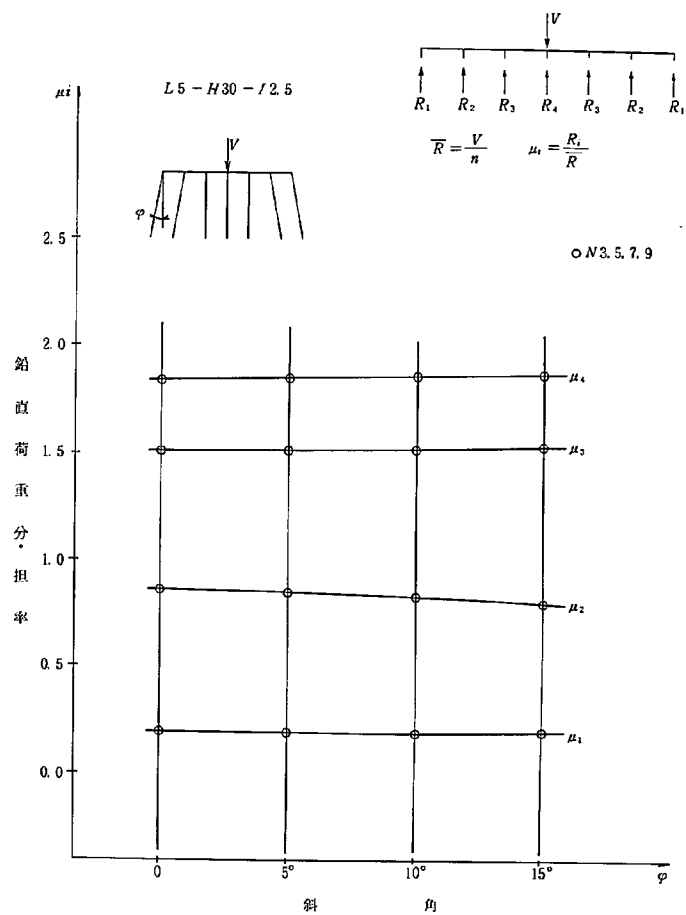


図-3.1.4(f) $\varphi - \mu$ 関係

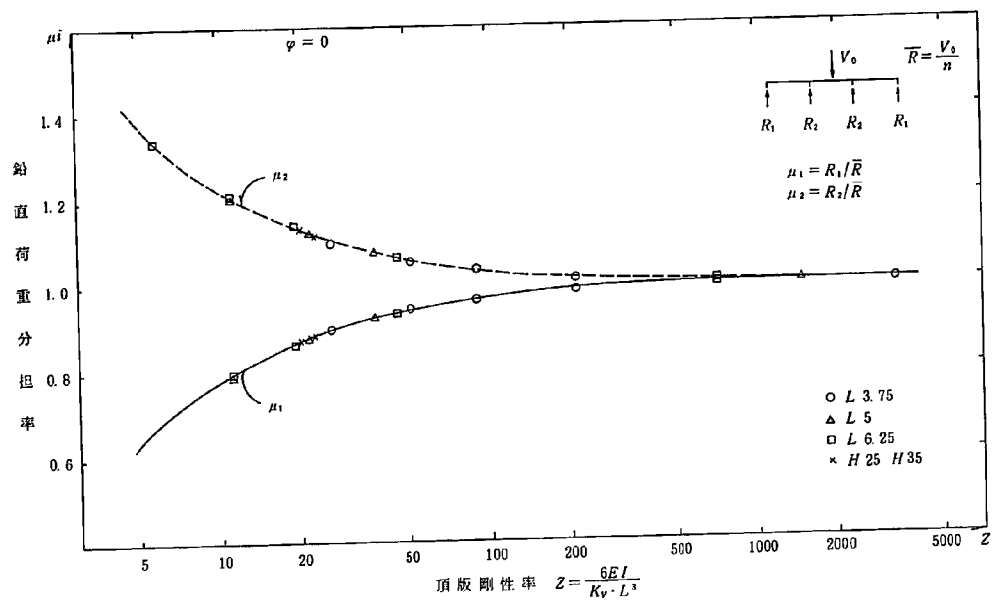


図-3.1.5(a) $Z-\mu$ 関係

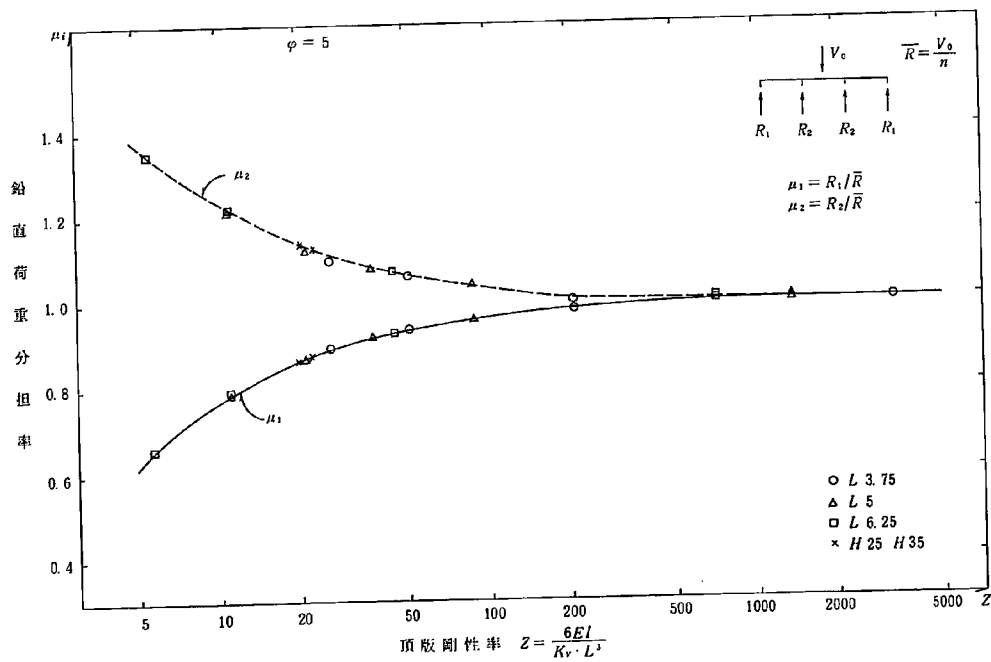


図-3.1.5(b) $Z-\mu$ 関係

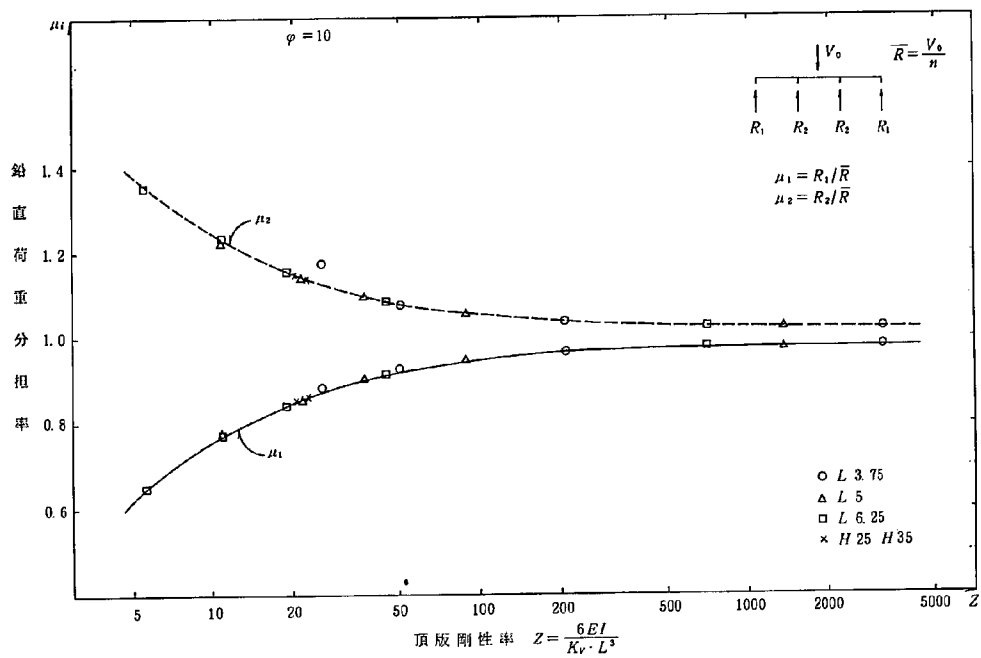


図-3.1.5(c) $Z-\mu$ 関係

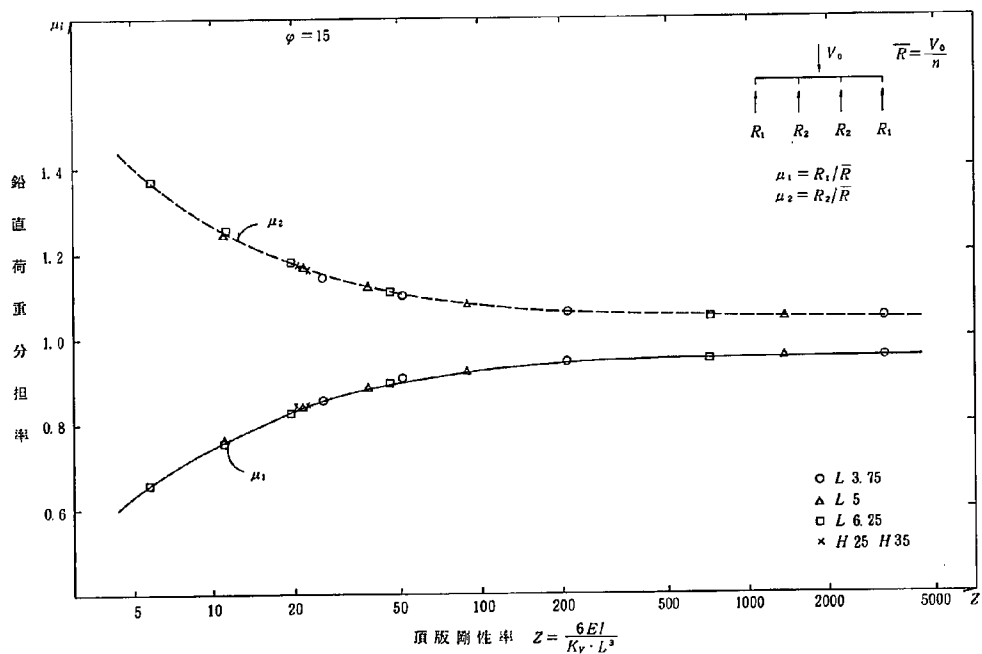


図-3.1.5(d) $Z-\mu$ 関係

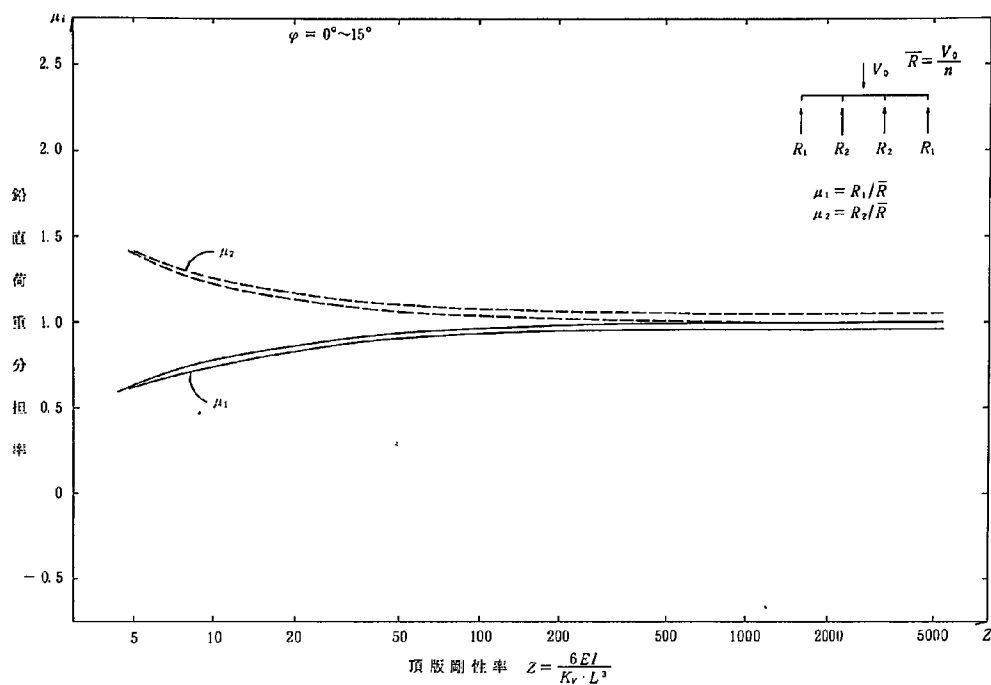


図-3.1.5(e) $Z-\mu$ 関係

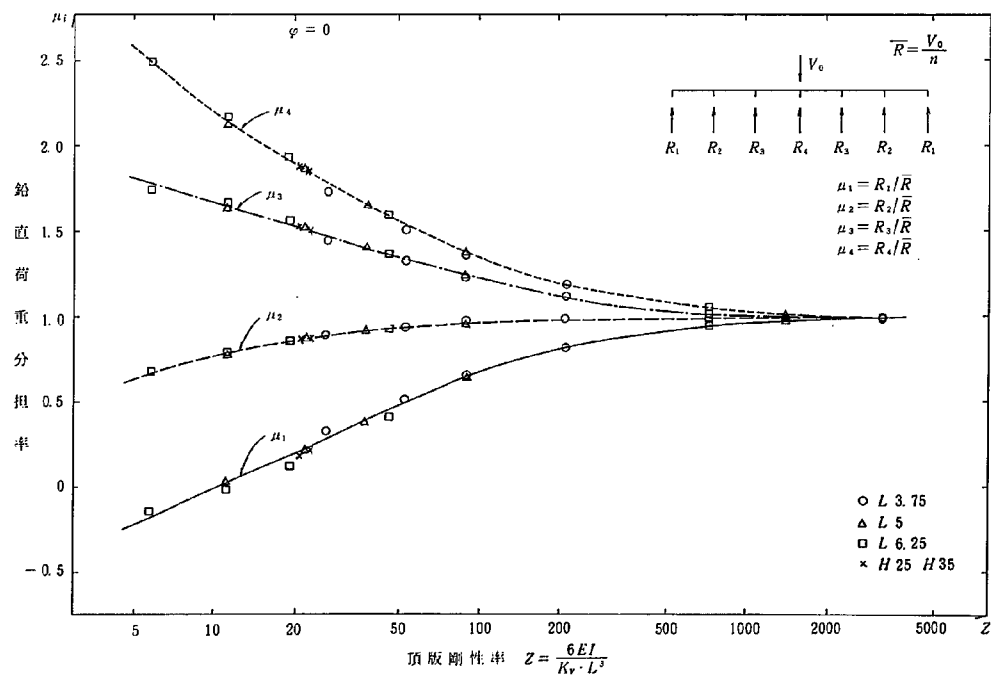


図-3.1.6(a) $Z-\mu$ 関係

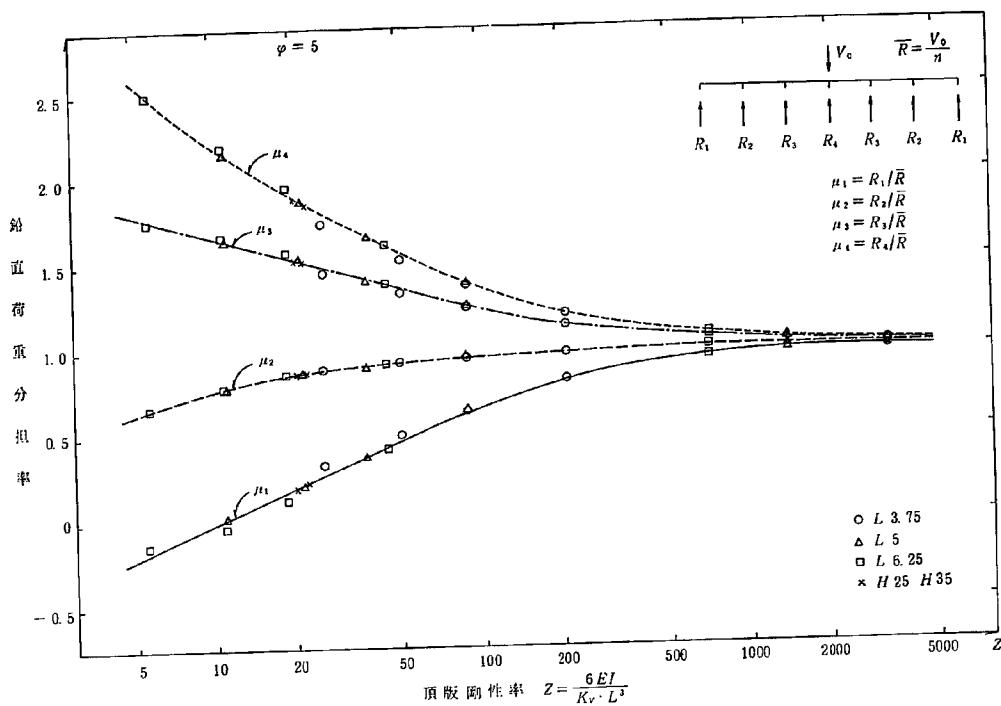


图-3.1.6(b) $Z-\mu$ 關係

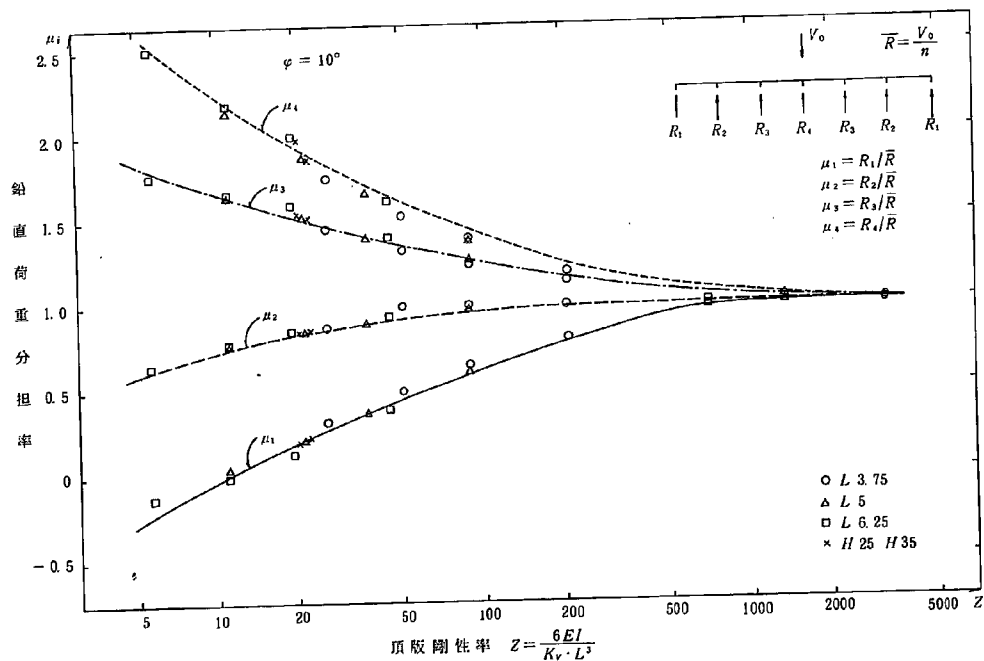


图-3.1.6(c) $Z-\mu$ 關係

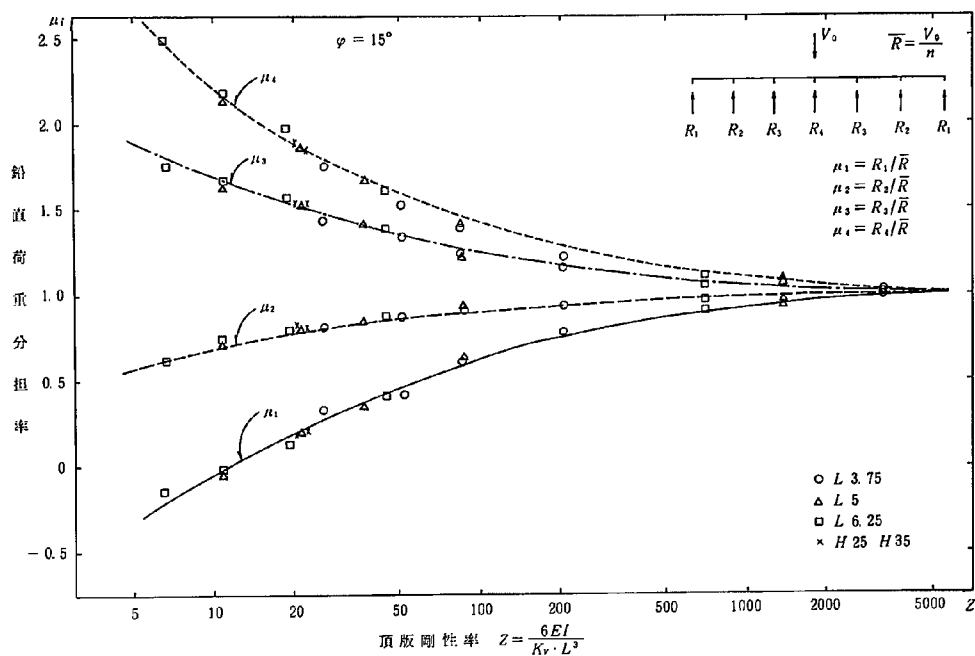


图-3.1.6(d) $Z-\mu$ 關係

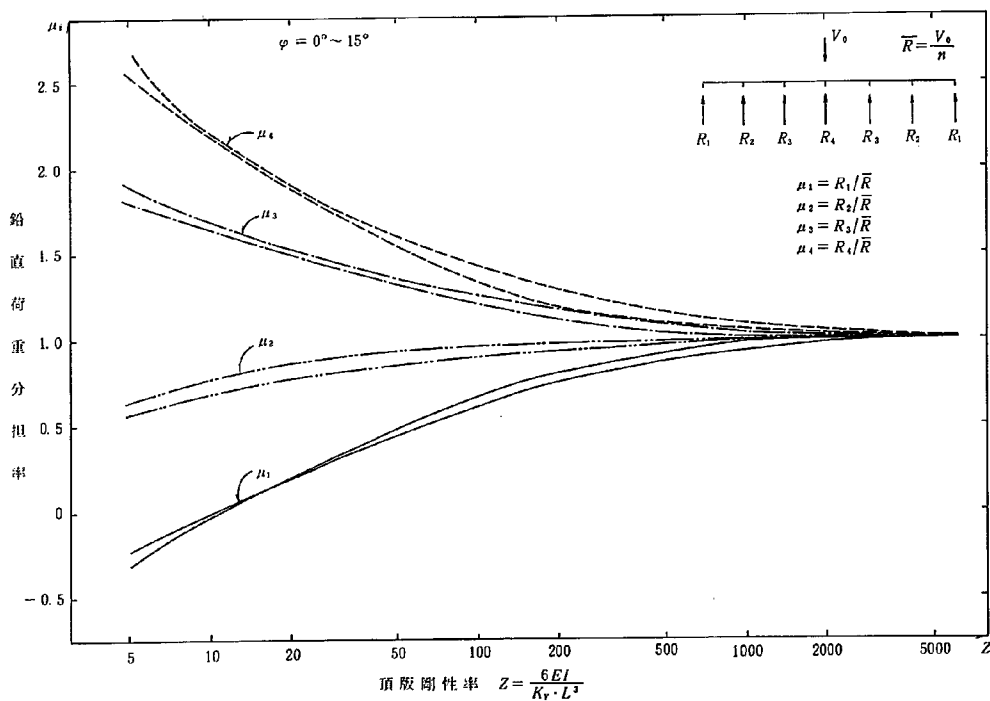


图-3.1.6(e) $Z-\mu$ 關係

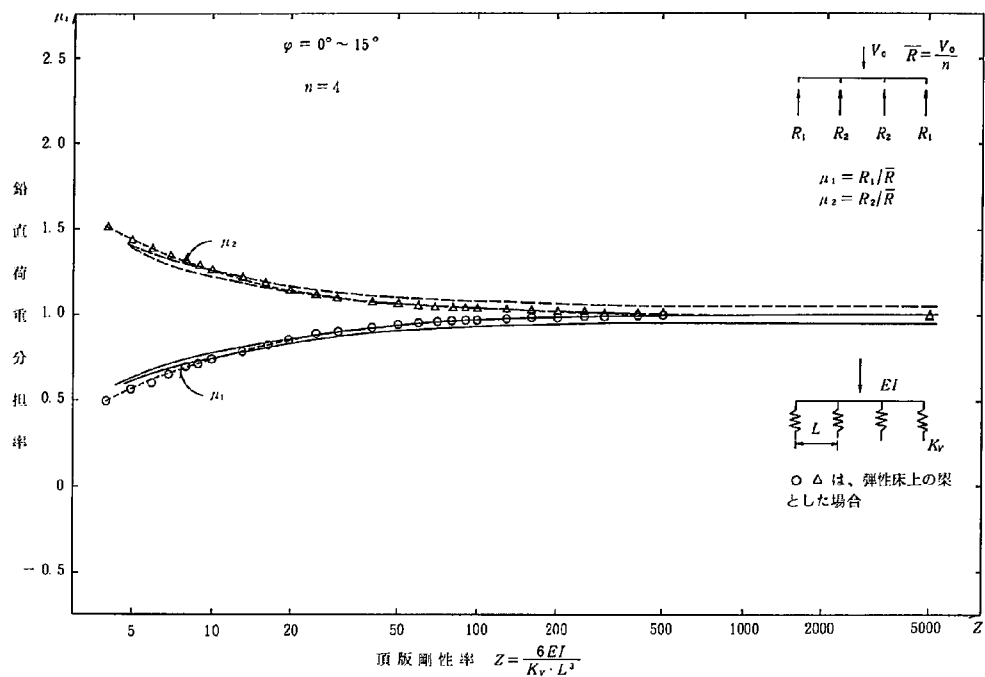


図-3.1.7 ラーメンとばね支承連続ばりの比較 ($n = 4$)

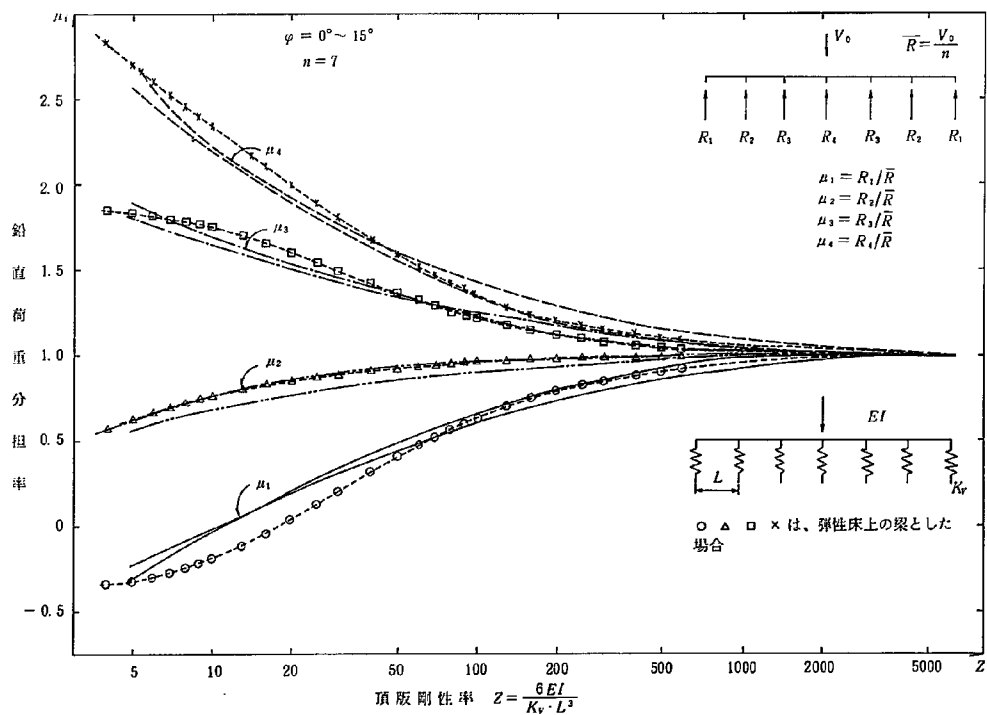


図-3.1.8 ラーメンとばね支承連続ばりの比較 ($n = 7$)

3.2 水平荷重に対する検討

3.2.1 水平力に対する荷重分担

図-3.2.1(a)~(h)に頂版断面2次モーメント I と水平荷重分担率 μ の関係、図-3.2.2(a)~(h)に杭自由長 H と μ の関係、図-3.2.3(a)~(h)に横方向地盤反力係数 K_{H1} と μ の関係、図-3.2.4(a)~(f)に杭の斜角 φ と μ の関係を示す。

図-3.2.1~図-3.2.4より次のことがわかる。

- (1) 直杭のみの場合、各杭の水平荷重の分担は均一であるが、斜杭を使用するに伴い、斜杭に荷重が集中する傾向にある。
- (2) 鉛直荷重分担率の時に非常に大きく影響した頂版剛度や杭間隔は、水平荷重分担においてはその影響は非常に小さい。
- (3) 杭の自由長や横方向地盤反力係数の影響は一般にそれほど大きくないが、斜角 φ が大きくなるに従って影響が表われてくる。

3.2.2 水平力による水平変位量

3.2.1においては、分担率という比率を問題にしたが、ここでは、いくらの変位量が生じているかという絶対量の大小について検討することとする。

図-3.2.5(a)~(h)に頂版剛度 I と頂版変位 δ 、地表面変位 δ_0 の関係、図-3.2.6(a), (b)に横方向地盤反力係数 K_{H1} と頂版変位 δ の関係、図-3.2.7(a), (b)に杭自由長 H と δ の関係、図-3.2.8(a), (b)に K_{H1} と地表面変位 δ_0 の関係、図-3.2.9(a), (b)に自由長 H と δ_0 の関係を示す。これらより次のことがわかる。

- (1) 頂版剛度 I は、水平変位量 δ 、 δ_0 にはほとんど影響しない。
- (2) 斜杭の使用により水平変位量は著しく減少する。
- (3) K_{H1} の増加により、水平変位量は δ 、 δ_0 ともに減少する。
- (4) H の増加により、水平変位量は δ 、 δ_0 ともに増加する。

3.2.3 水平力による曲げモーメント

図-3.2.10(a), (b)に K_{H1} と杭頭曲げモーメント M の関係、図-3.2.11(a), (b)に H と M の関係、図-3.2.12(a), (b)に K_{H1} と杭地中部最大曲げモーメント M_m の関係、図-3.2.13(a), (b)に H と M_m の関係、図-3.2.14に K_{H1} を頂版最大曲げモーメント M_0 の関係、図-3.2.15に H と M_0 の関係を示す。これらより次のことがわかる。

- (1) 曲げモーメントは、 M 、 M_m 、 M_0 にかかわらず、斜杭の使用により減少の傾向にある。
- (2) K_{H1} の増加により、曲げモーメント M 、 M_m 、 M_0 は若干増減するが、その影響は比較的小さい。
- (3) H の増加により、曲げモーメント M 、 M_m 、 M_0 は増加し、その影響は非常に大きい。

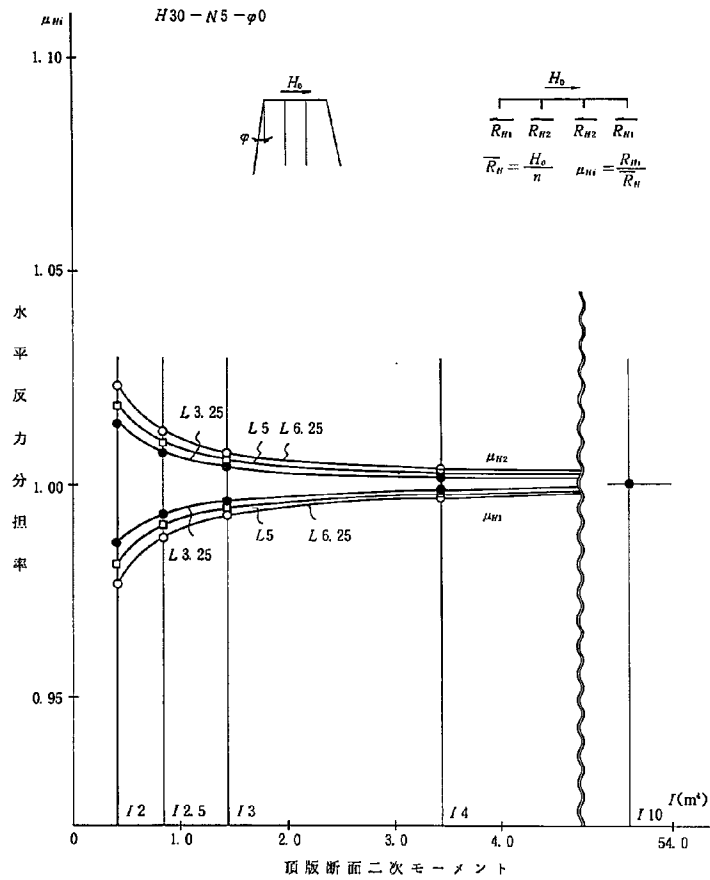


図-3.2.1(a) $I-\mu$ 関係

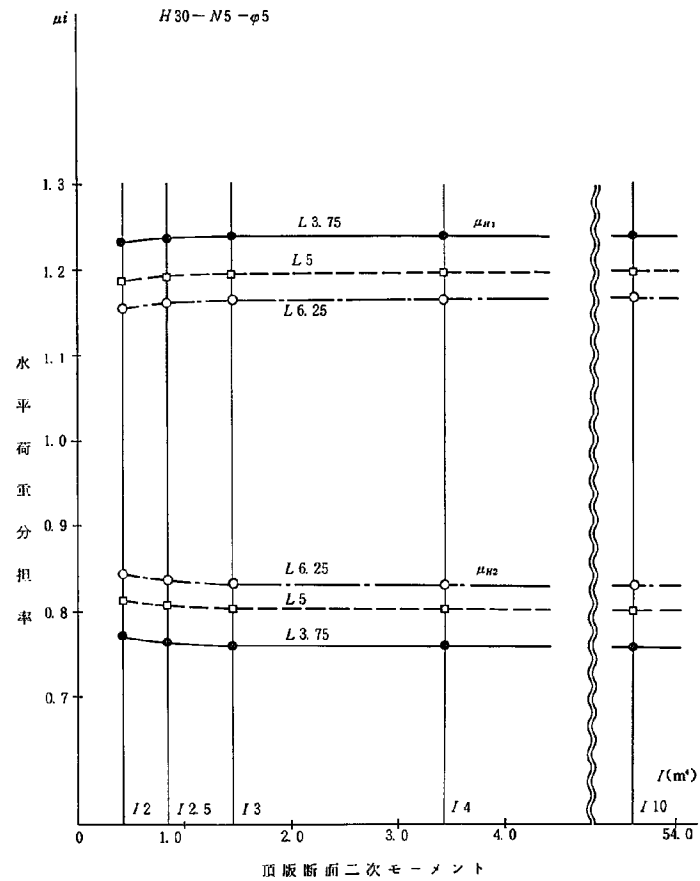


図-3.2.1(b) $I-\mu$ 関係

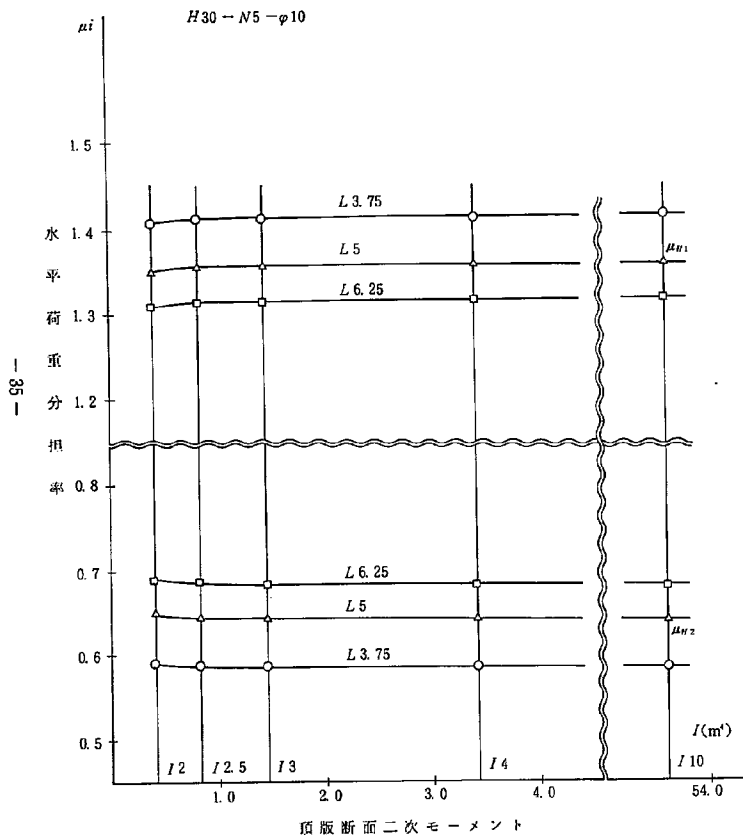


図-3.2.1(c) $I-\mu$ 関係

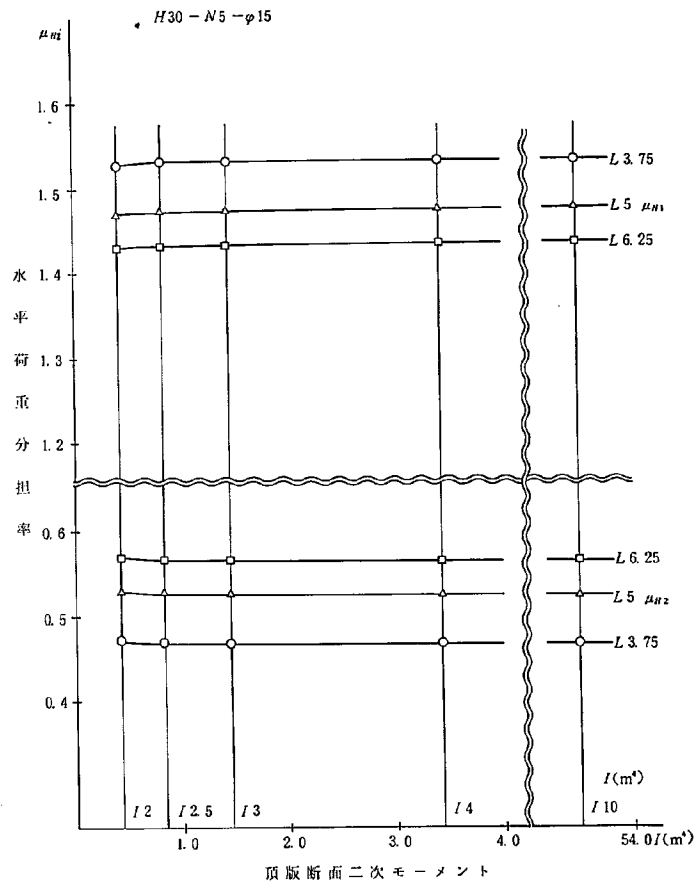


図-3.2.1(d) $I-\mu$ 関係

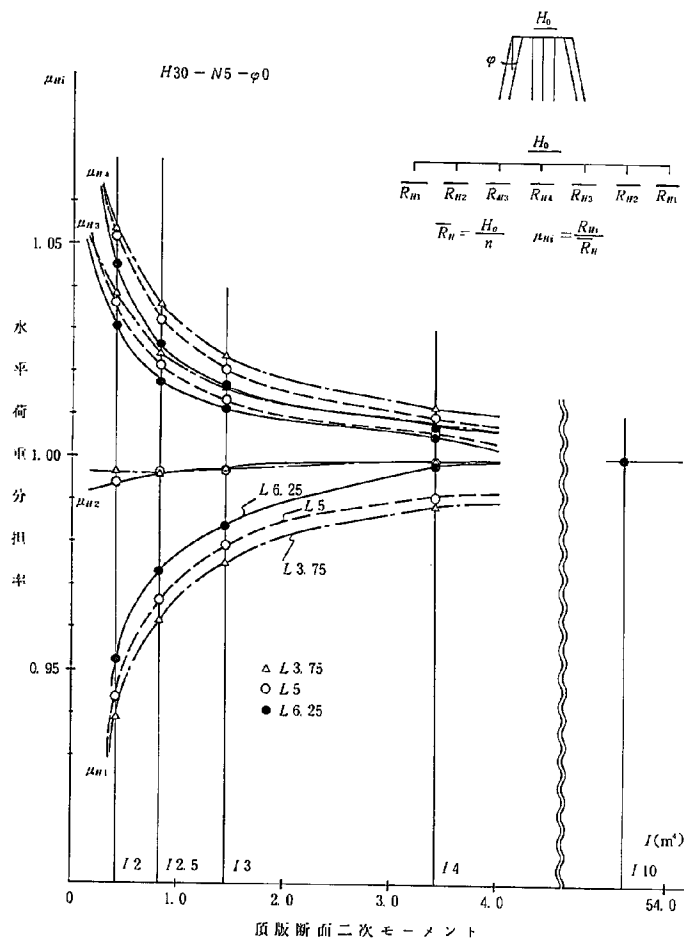


図-3.2.1(e) $I - \mu$ 関係

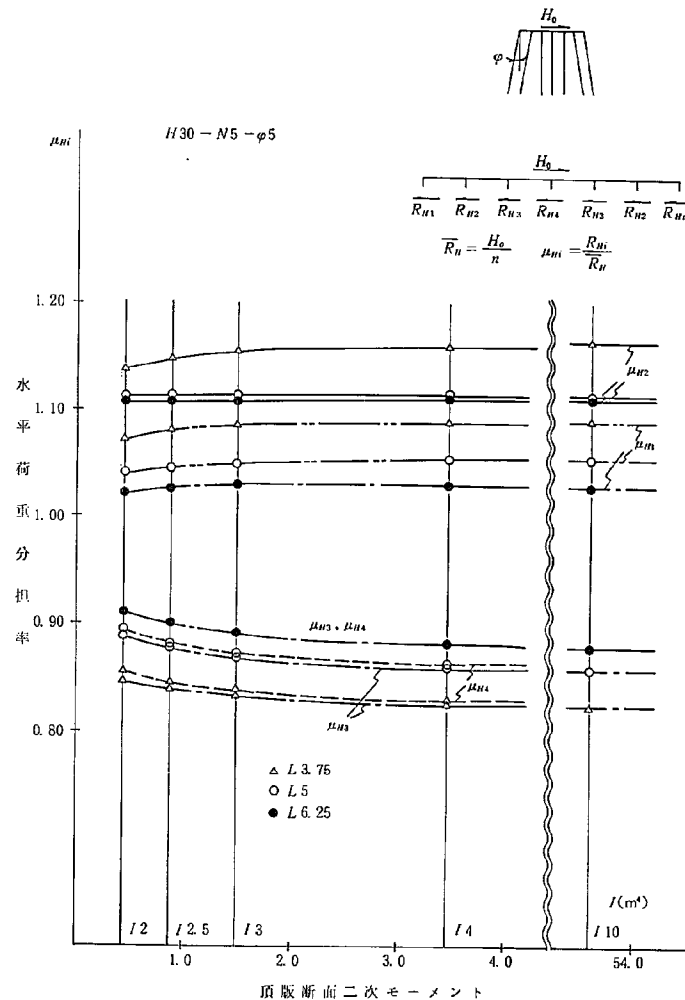


図-3.2.1(f) $I - \mu$ 関係

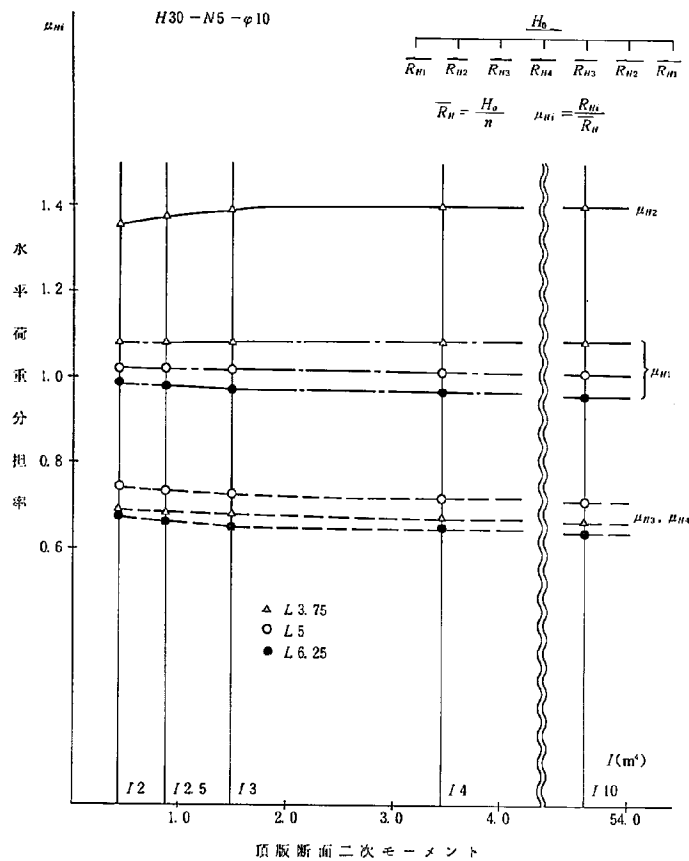
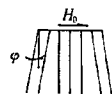


図-3.2.1(g) $I - \mu$ 関係

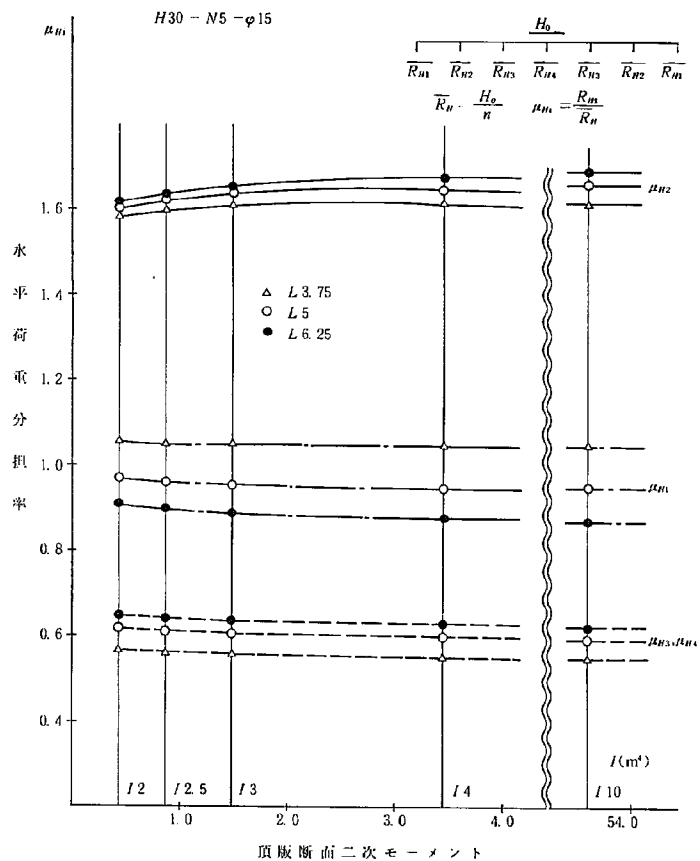
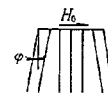


図-3.2.1(h) $I - \mu$ 関係

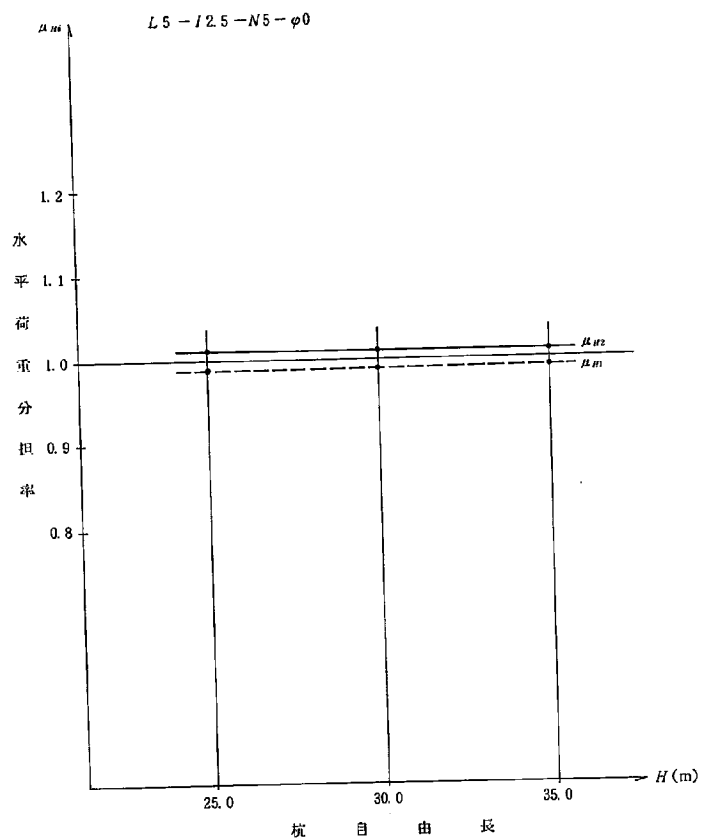


図-3.2.2(a) $H-\mu$ 関係

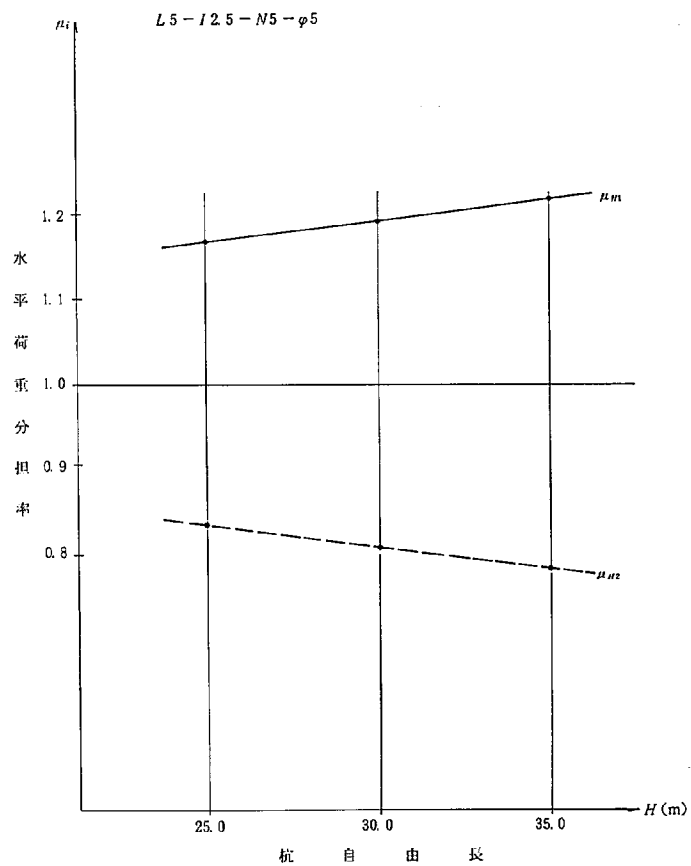


図-3.2.2(b) $H-\mu$ 関係

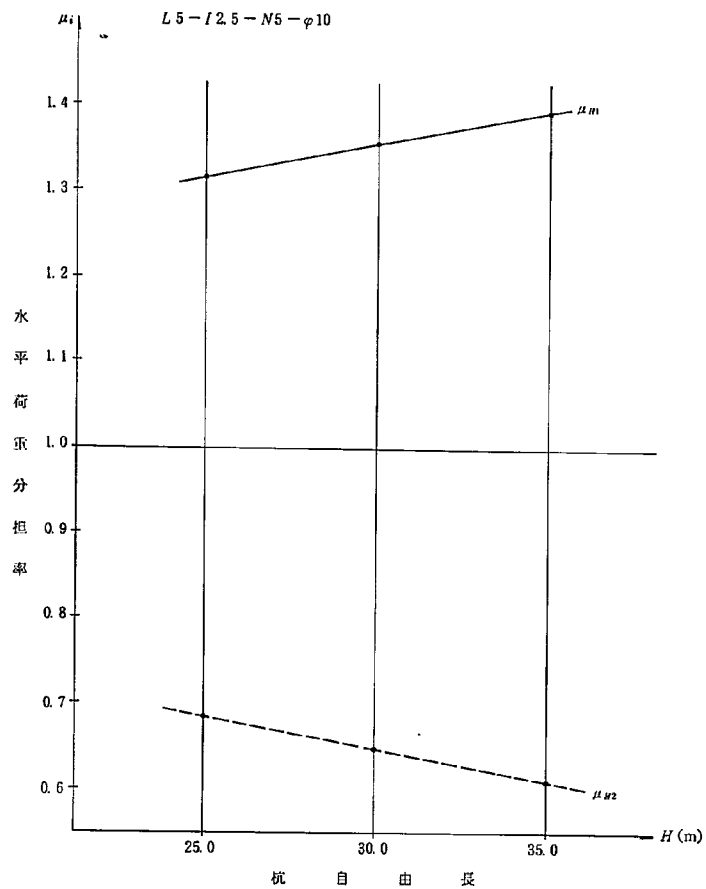


図-3.2.2(c) $H-\mu$ 関係

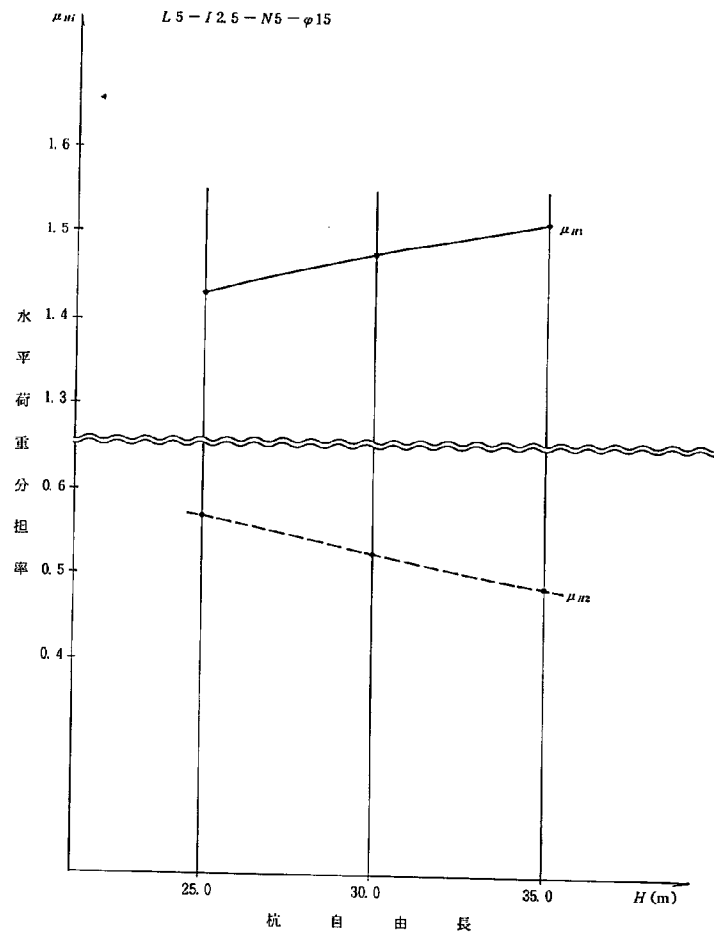


図-3.2.2(d) $H-\mu$ 関係

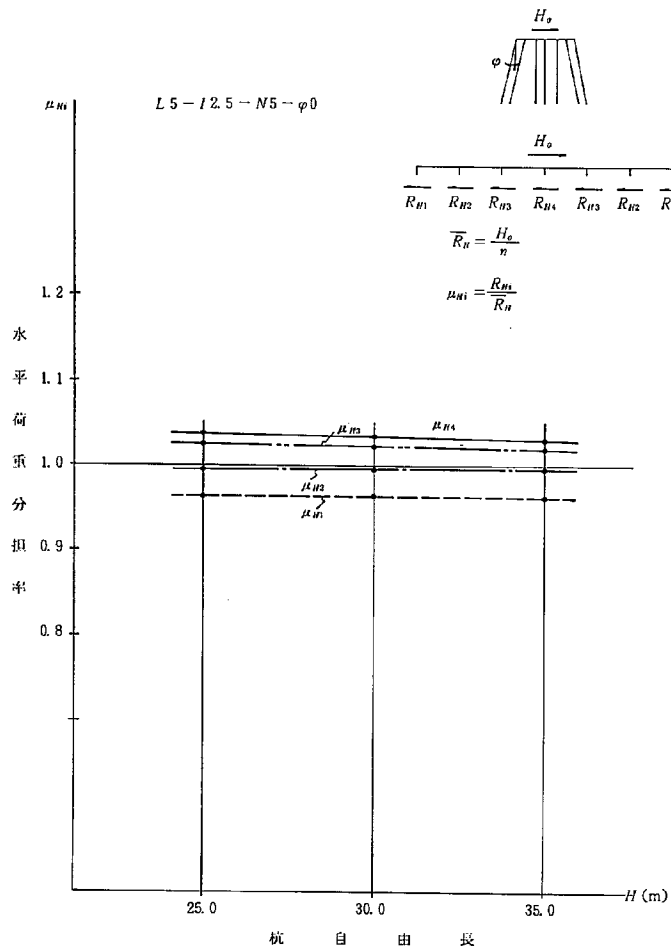


図-3.2.2(e) $H-\mu$ 関係

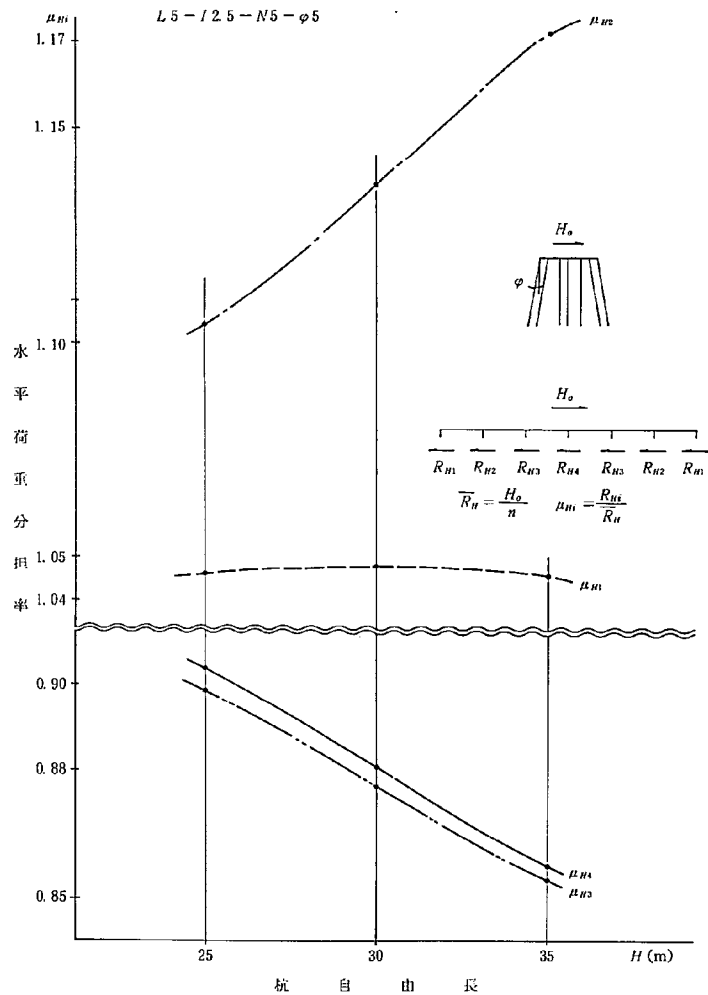


図-3.2.2(f) $H-\mu$ 関係

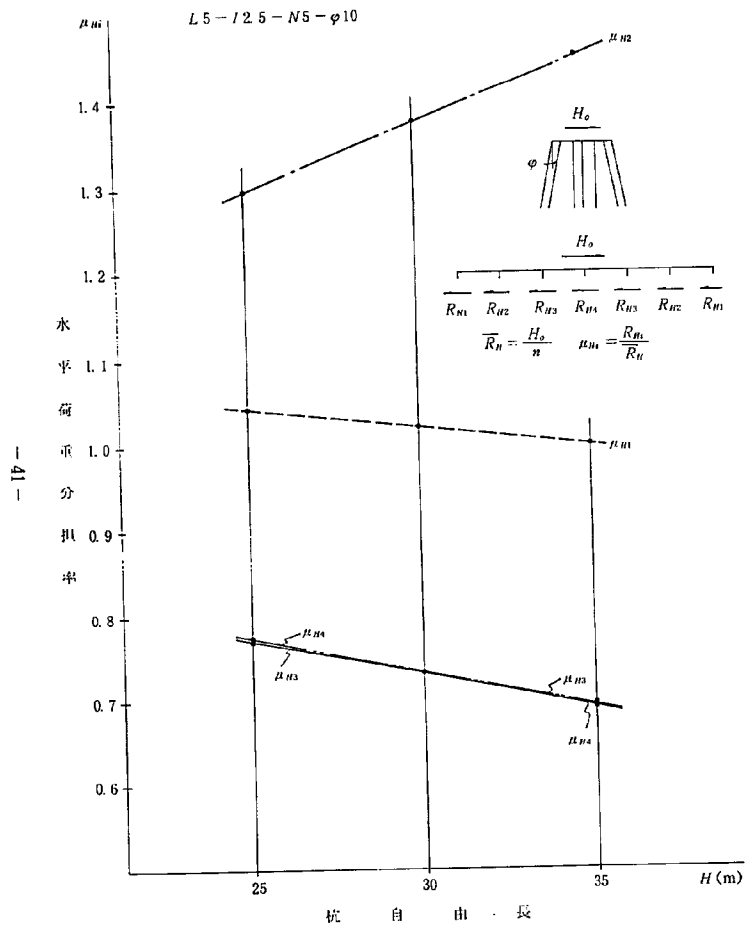


図-3.2.2(g) $H-\mu$ 関係

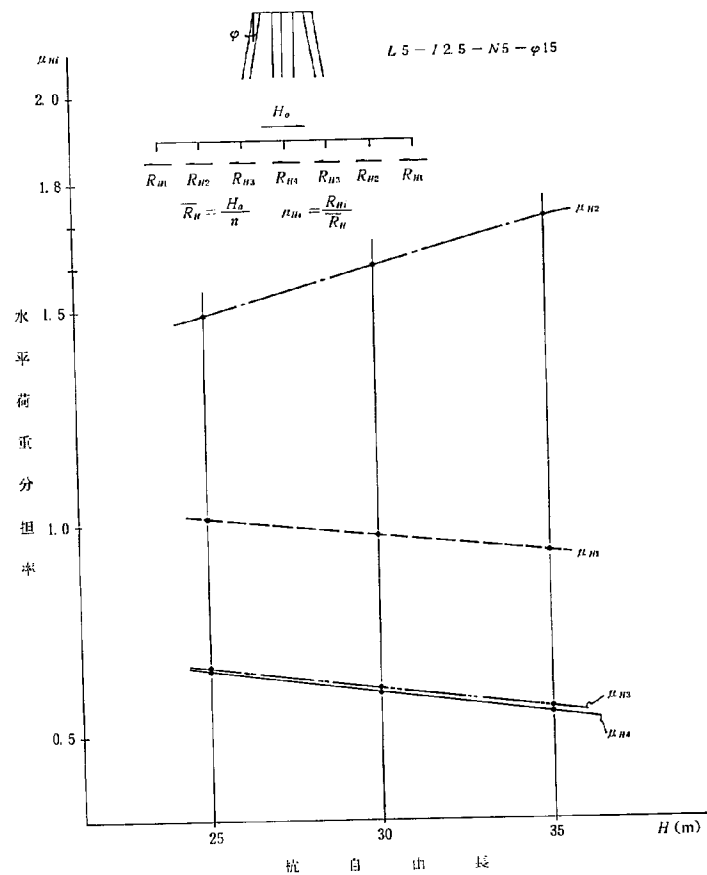


図-3.2.2(h) $H-\mu$ 関係

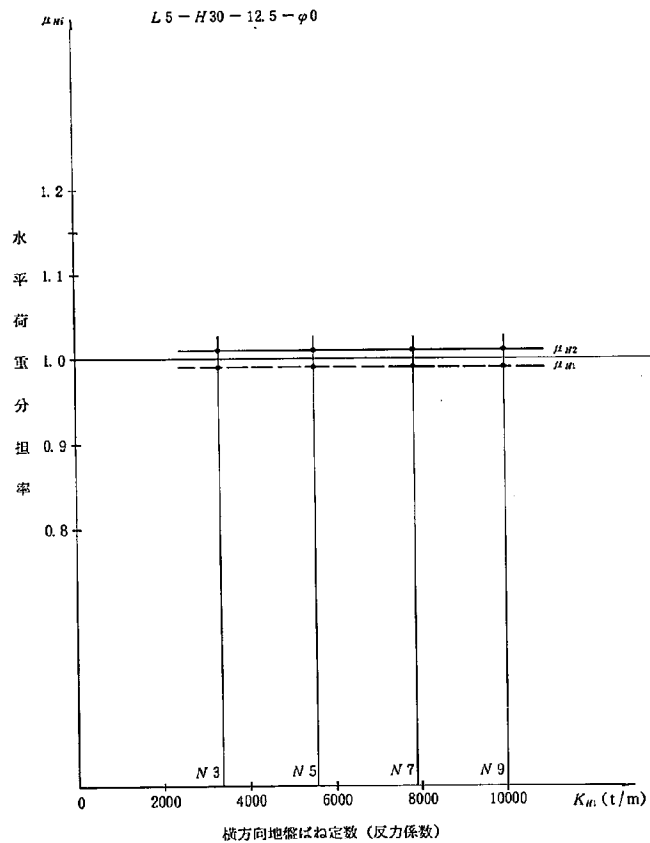


図-3.2.3(a) $K_{H1} - \mu$ 関係

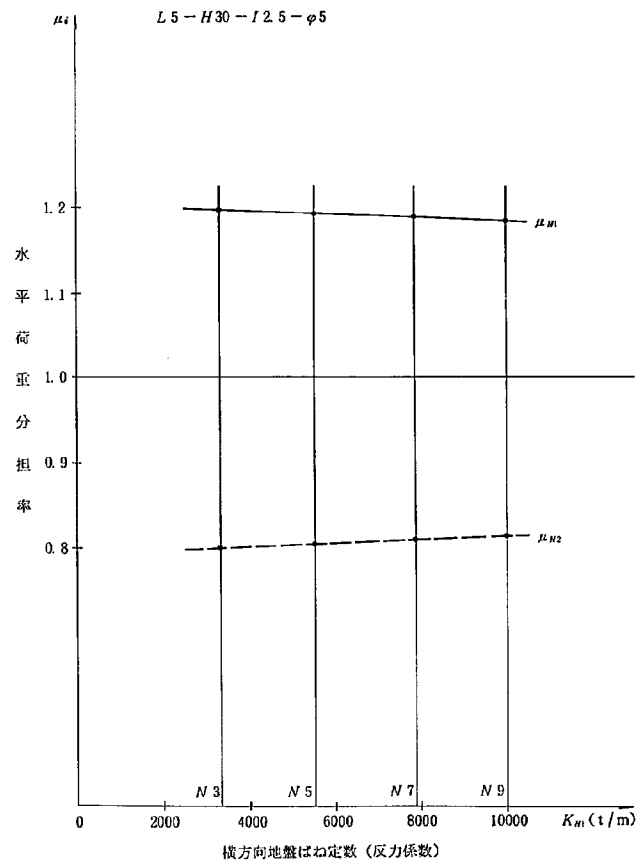


図-3.2.3(b) $K_{H1} - \mu$ 関係

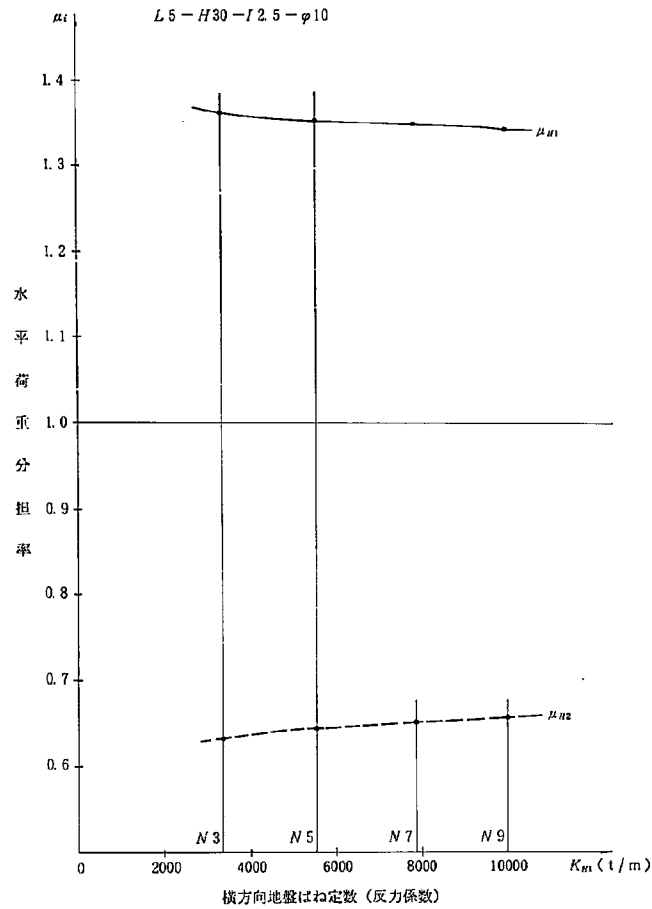


図-3.2.3(c) $K_M - \mu$ 関係

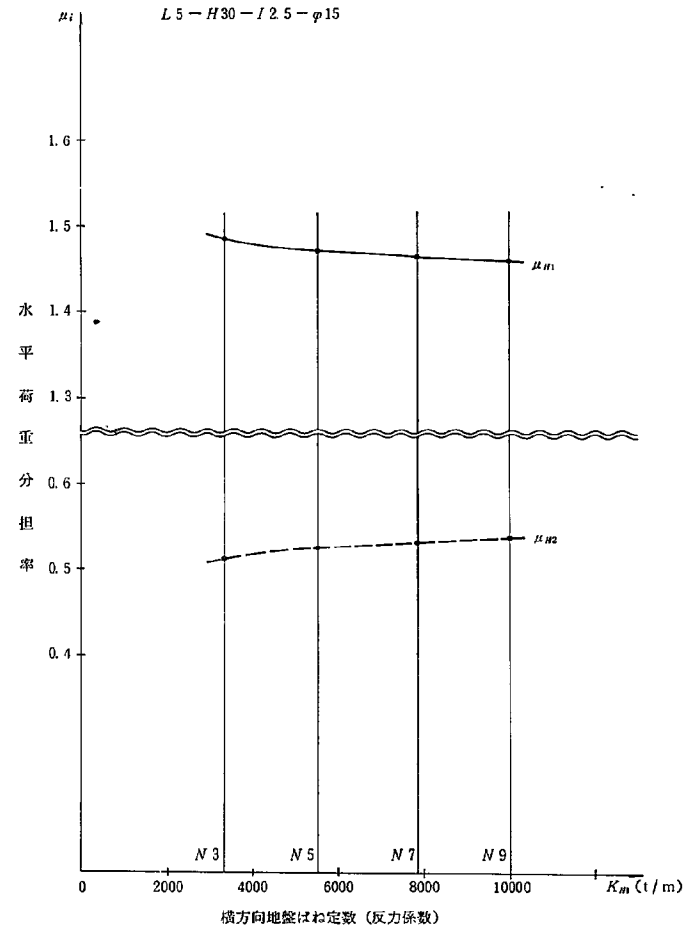


図-3.2.3(d) $K_M - \mu$ 関係

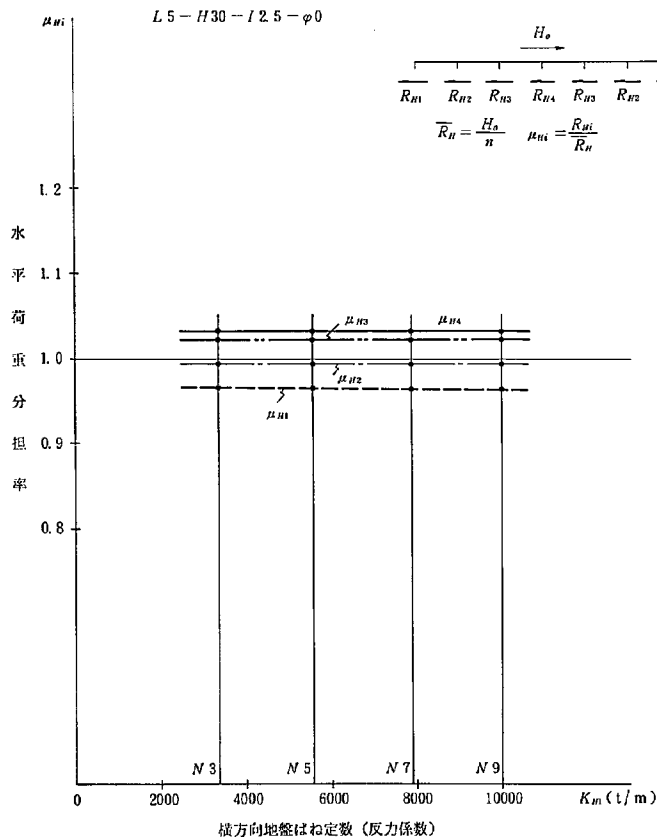


図-3.2.3(e) $K_m - \mu$ 関係

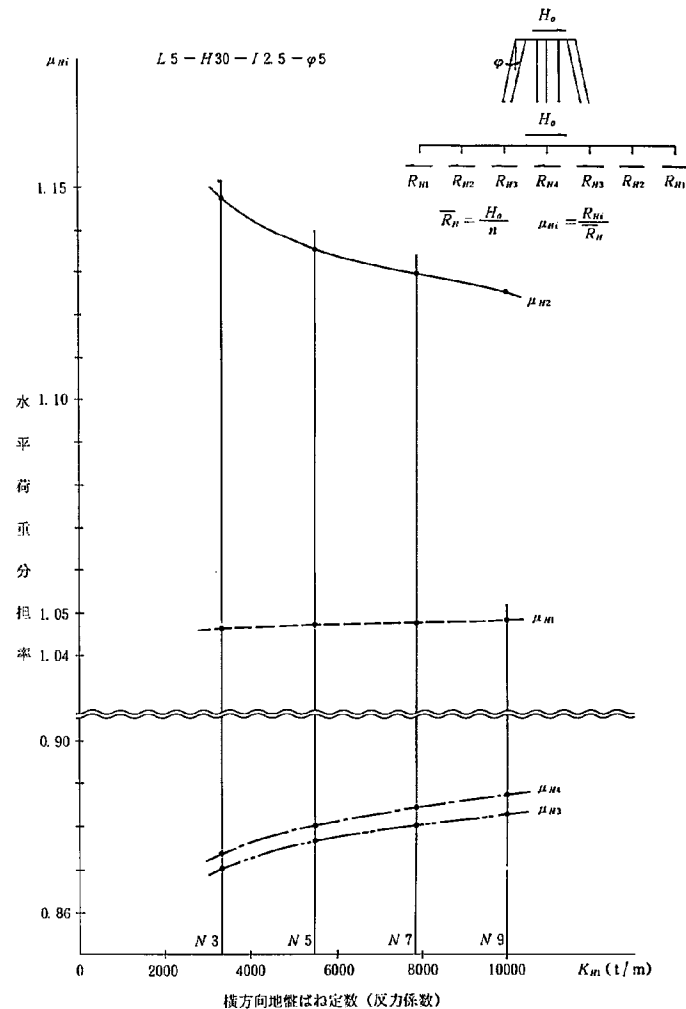


図-3.2.3(f) $K_{H1} - \mu$ 関係

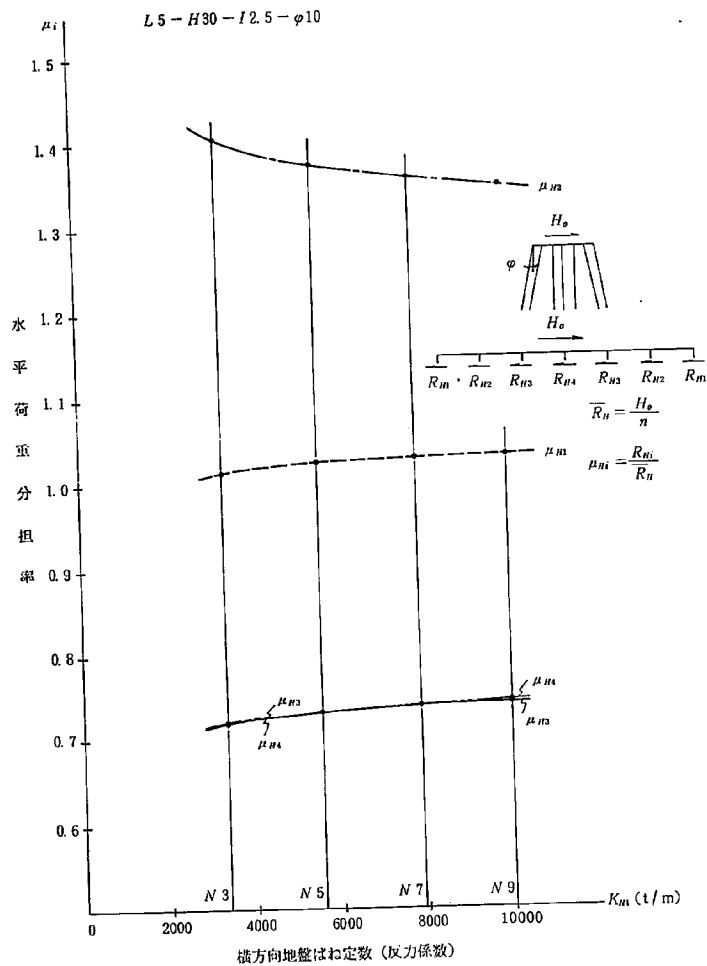


図-3.2.3(g) $K_{H1} - \mu$ 関係

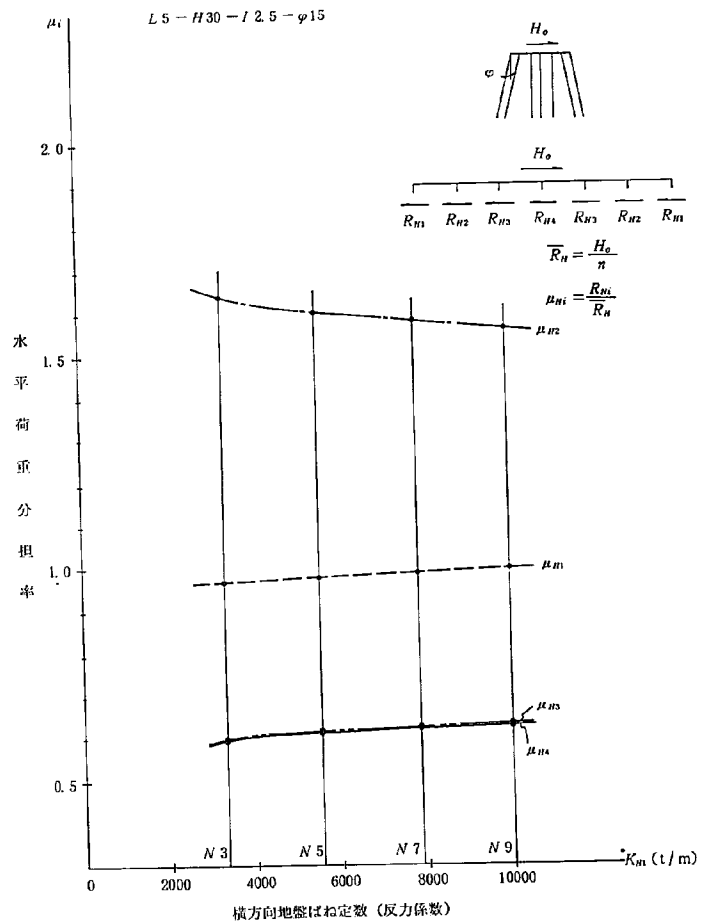


図-3.2.3(h) $K_{H1} - \mu$ 関係

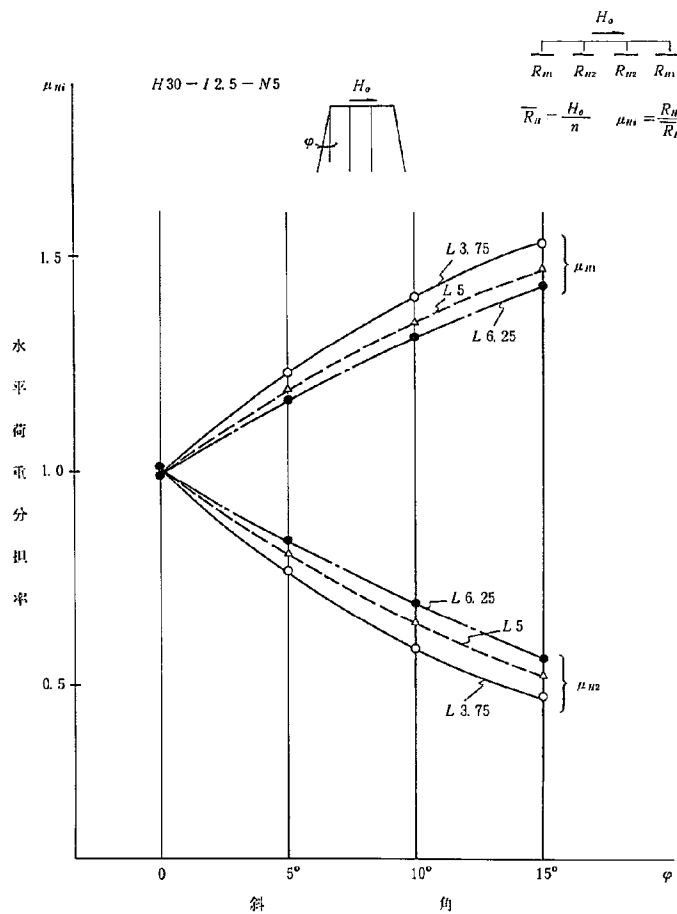


图-3.2.4(a) $\varphi - \mu$ 關係

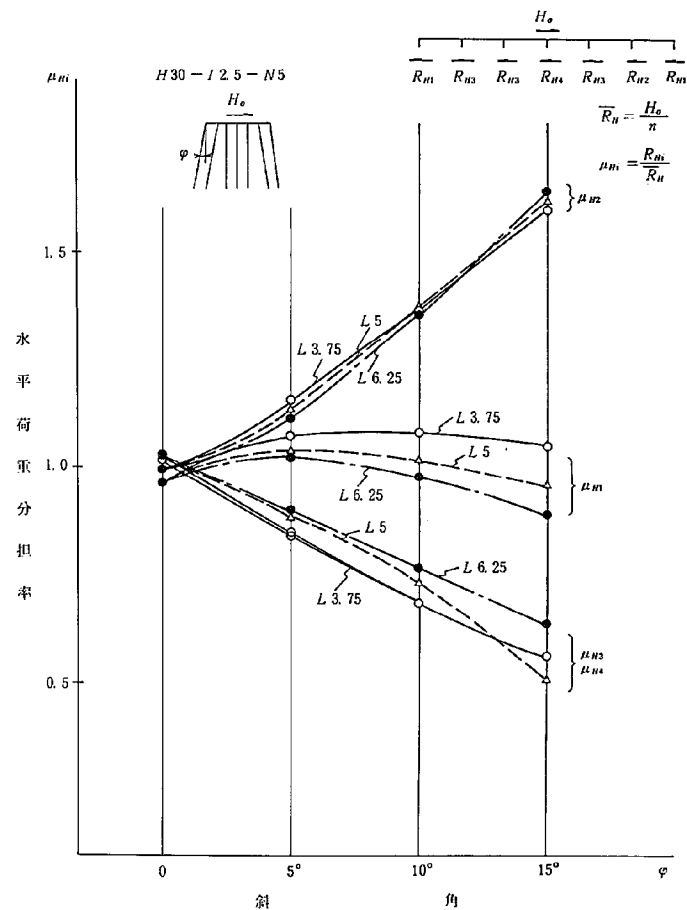


图-3.2.4(b) $\varphi - \mu$ 關係

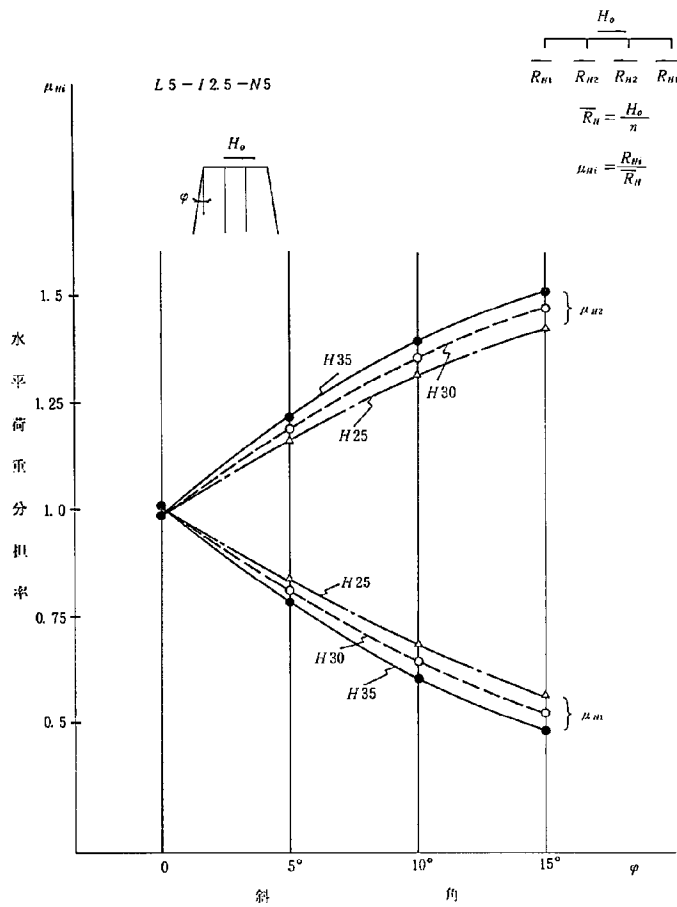


図-3.2.4(c) $\varphi - \mu$ 関係

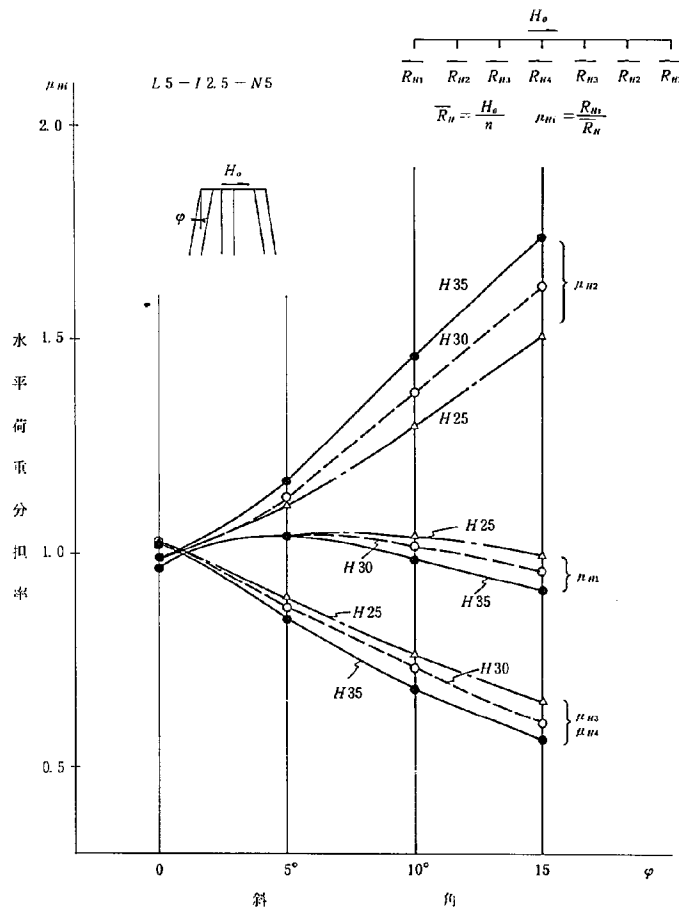


図-3.2.4(d) $\varphi - \mu$ 関係

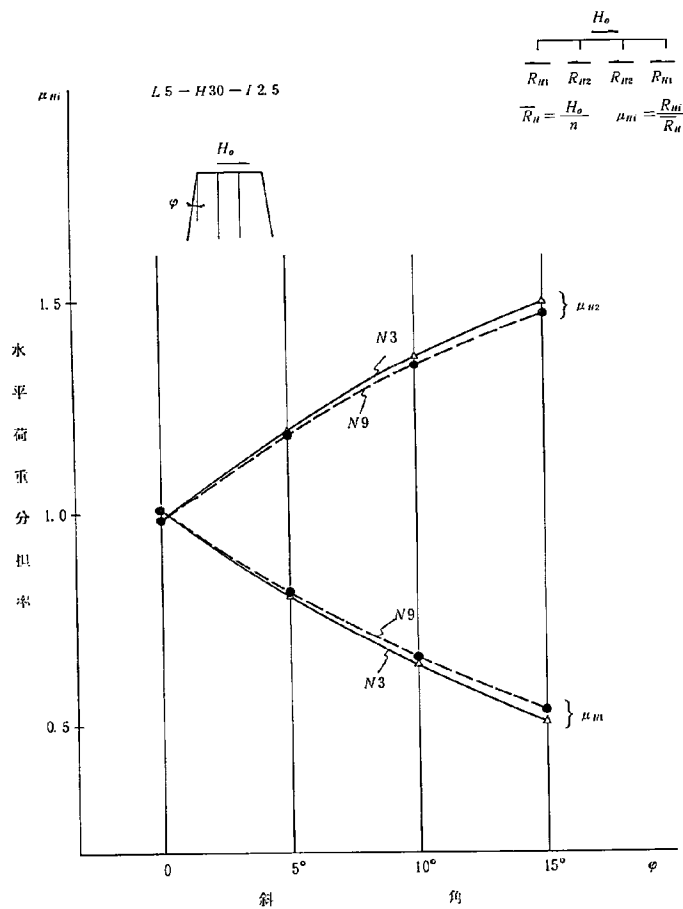


图-3.2.4(e) $\varphi - \mu$ 關係

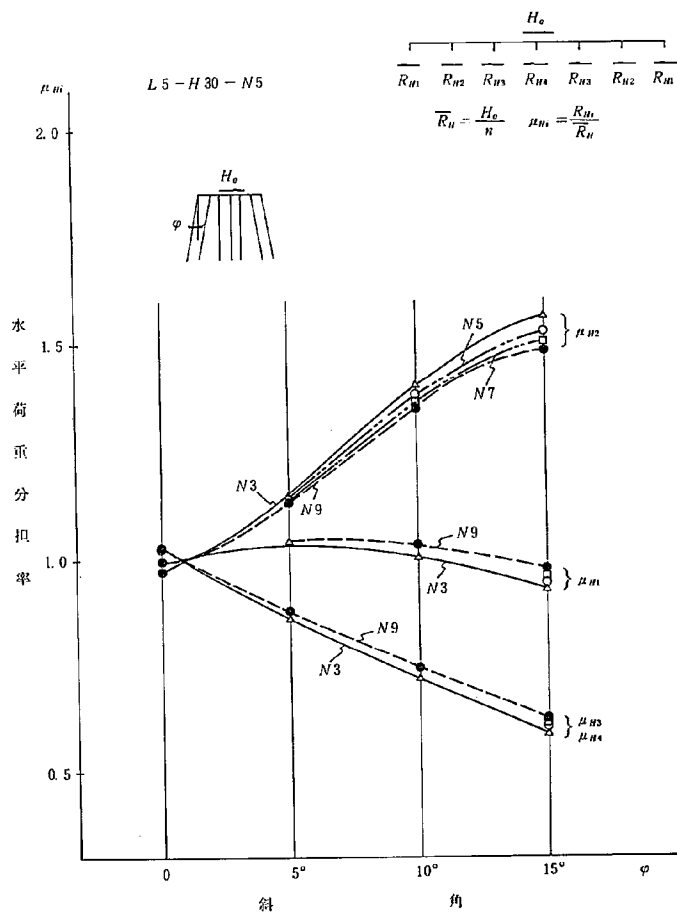


图-3.2.4(f) $\varphi - \mu$ 關係

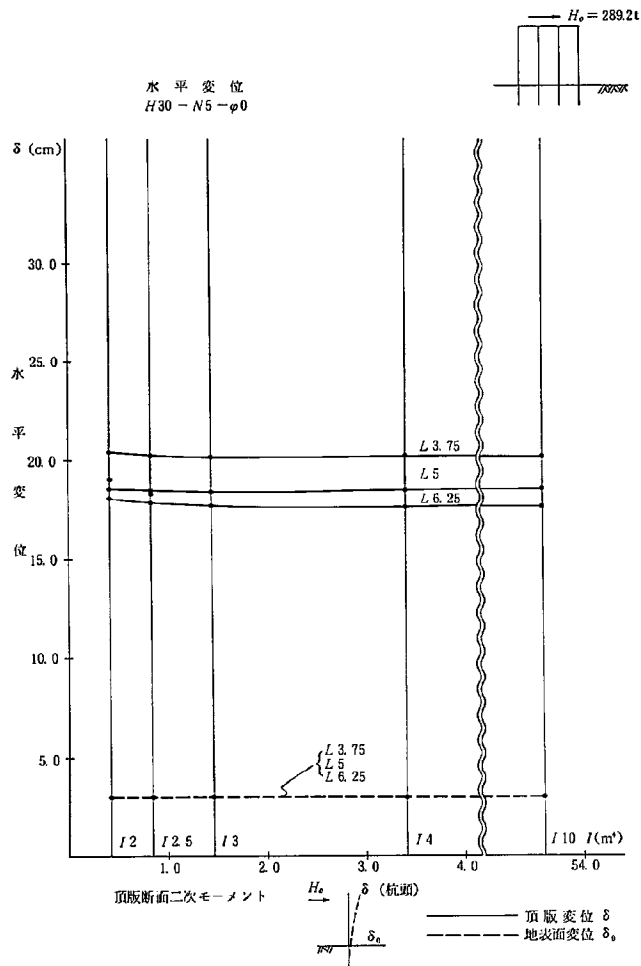


図-3.2.5(a) $I - \delta, \delta_0$ 関係

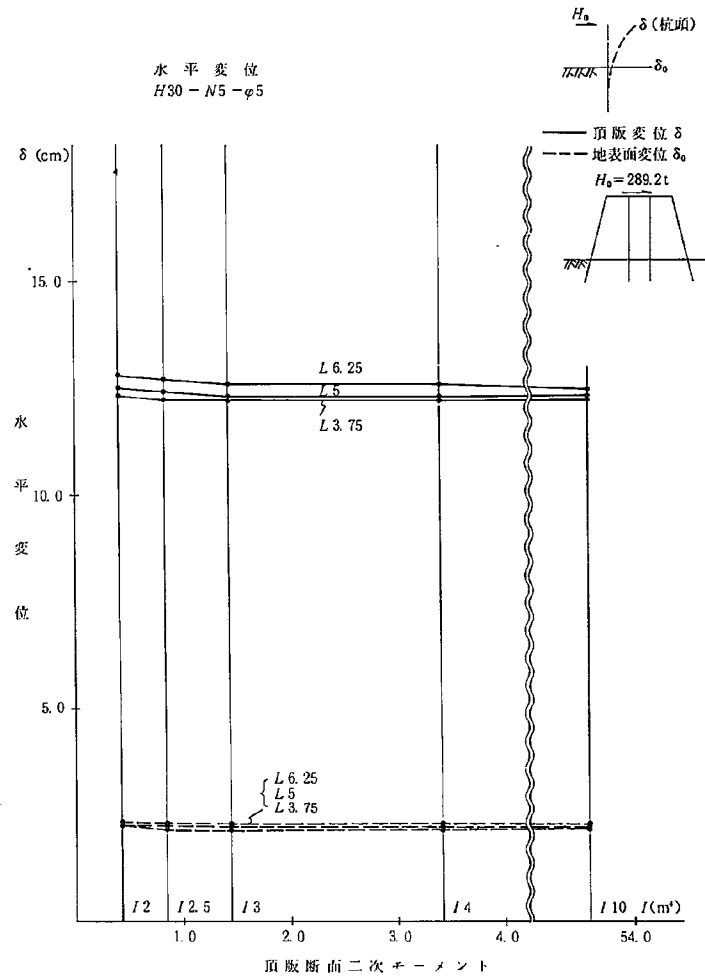


図-3.2.5(b) $I - \delta, \delta_0$ 関係

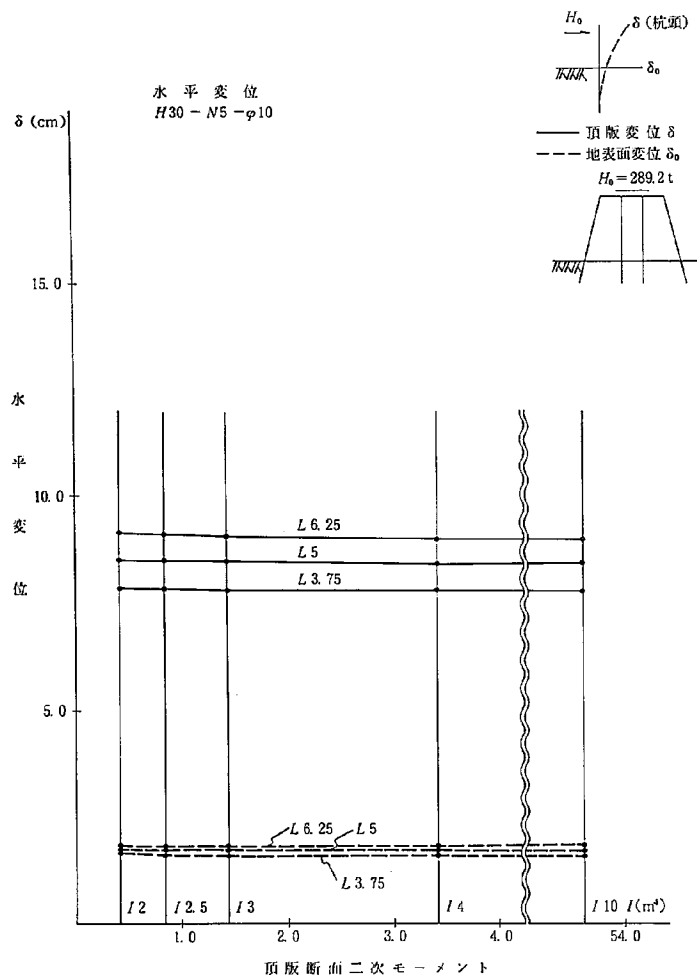


図-3.2.5(c) $I - \delta, \delta_0$ 関係

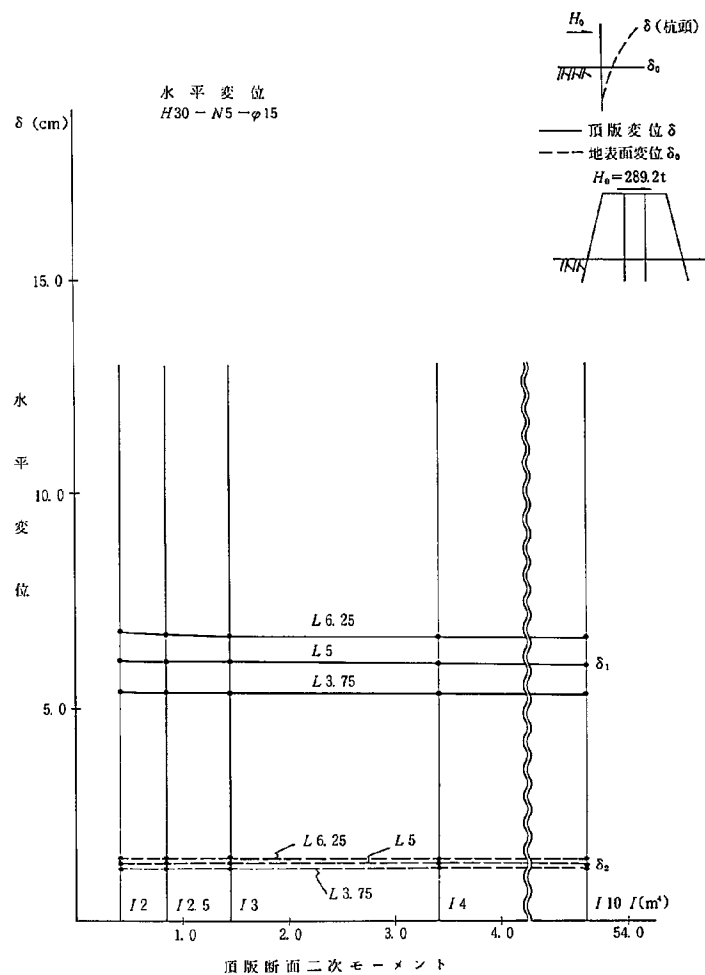


図-3.2.5(d) $I - \delta, \delta_0$ 関係

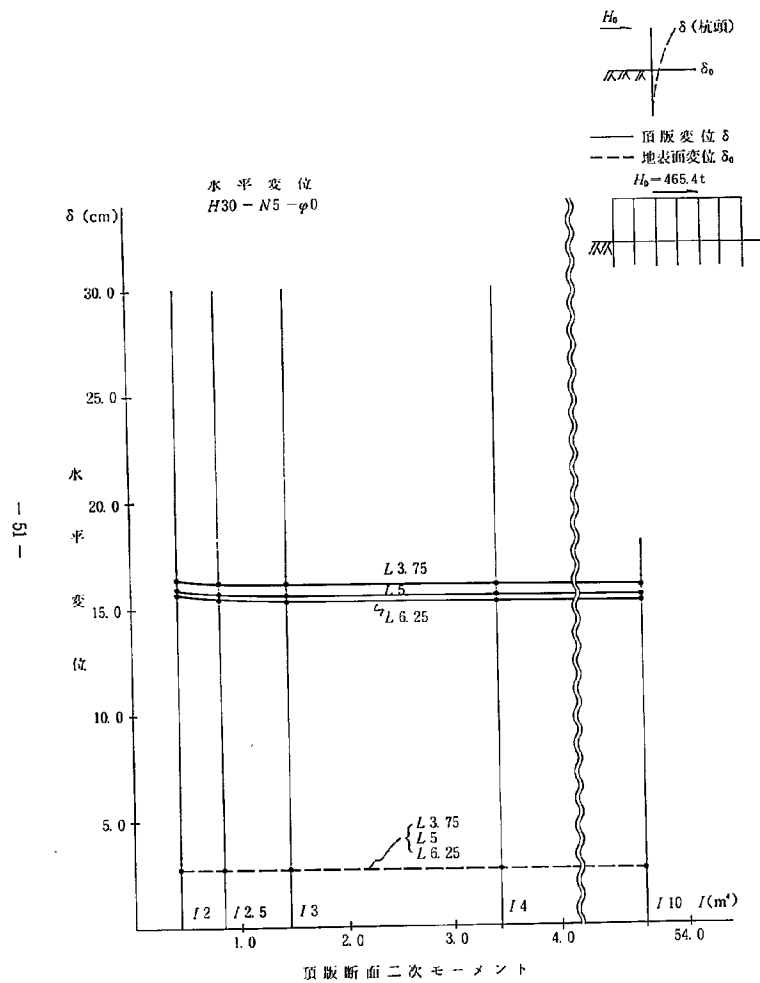


図-3.2.5(e) $I - \delta, \delta_0$ 関係

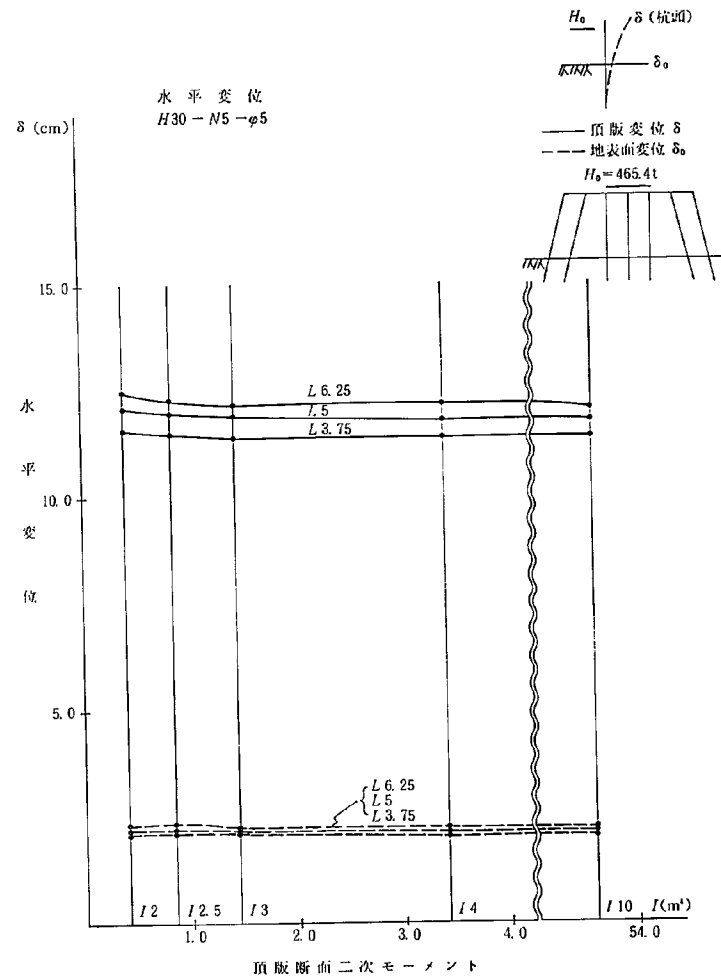


図-3.2.5(f) $I - \delta, \delta_0$ 関係

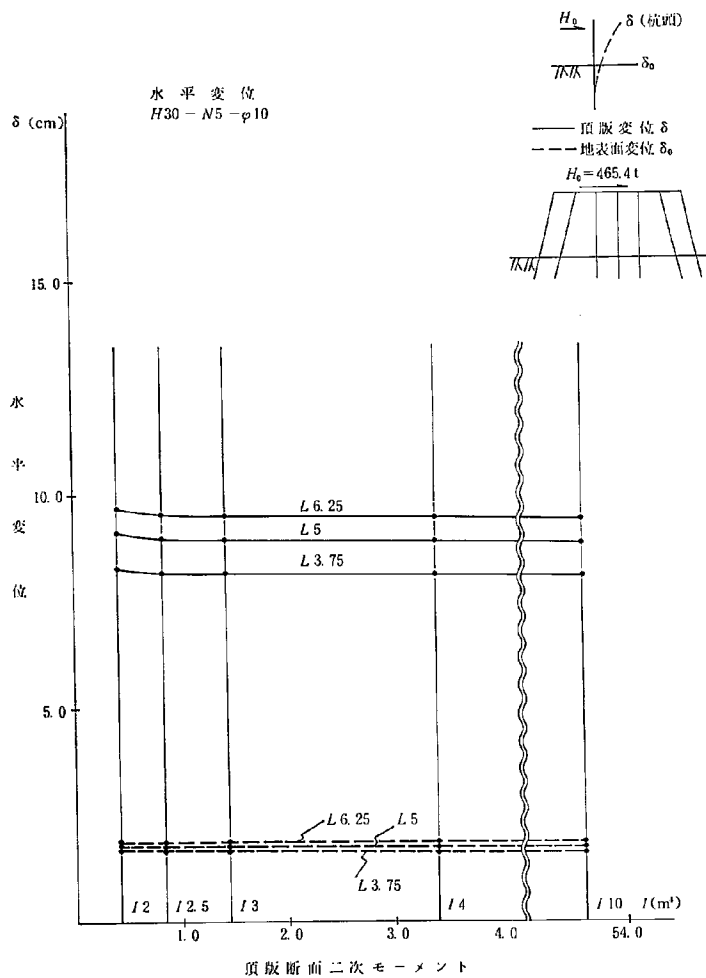


図-3.2.5(g) I-δ, δ₀ 関係

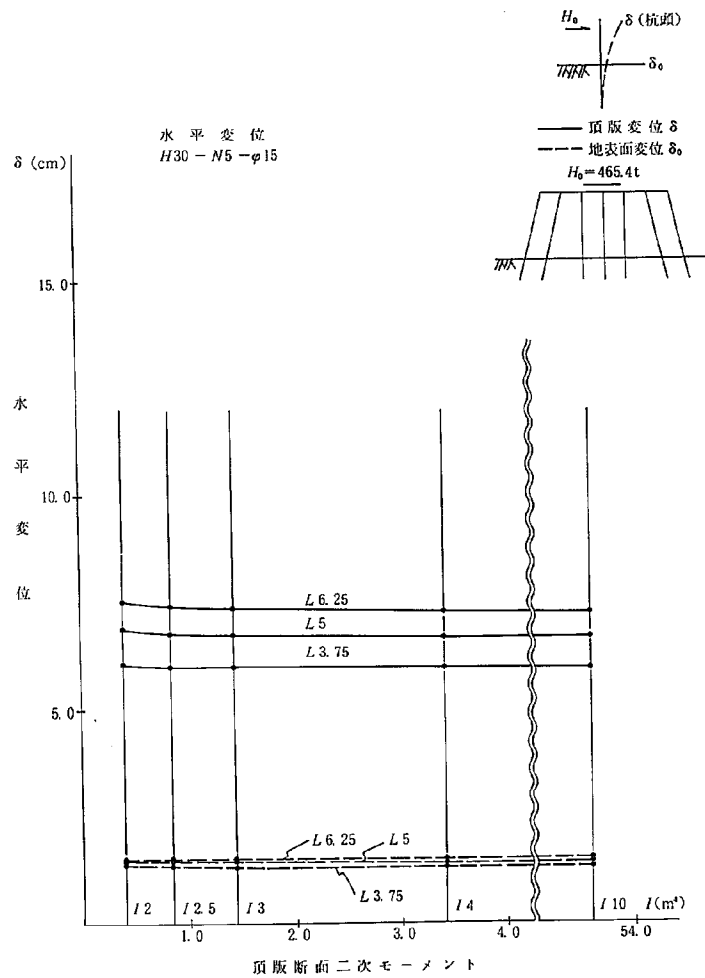


図-3.2.5(h) I-δ, δ₀ 関係

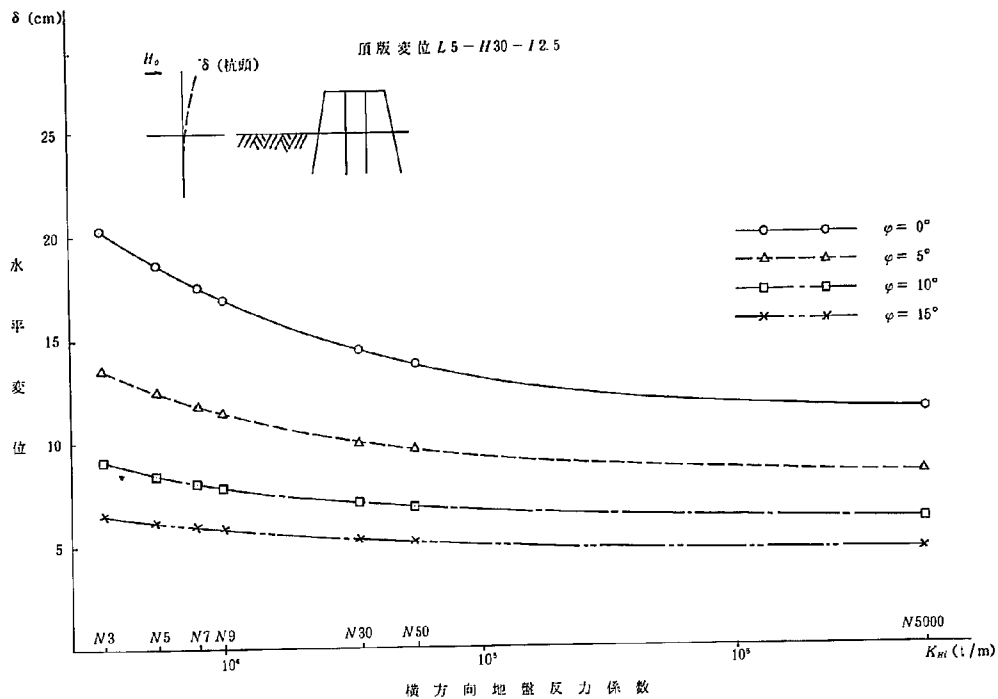


圖-3.2.6(a) $K_H - \delta$ 關係

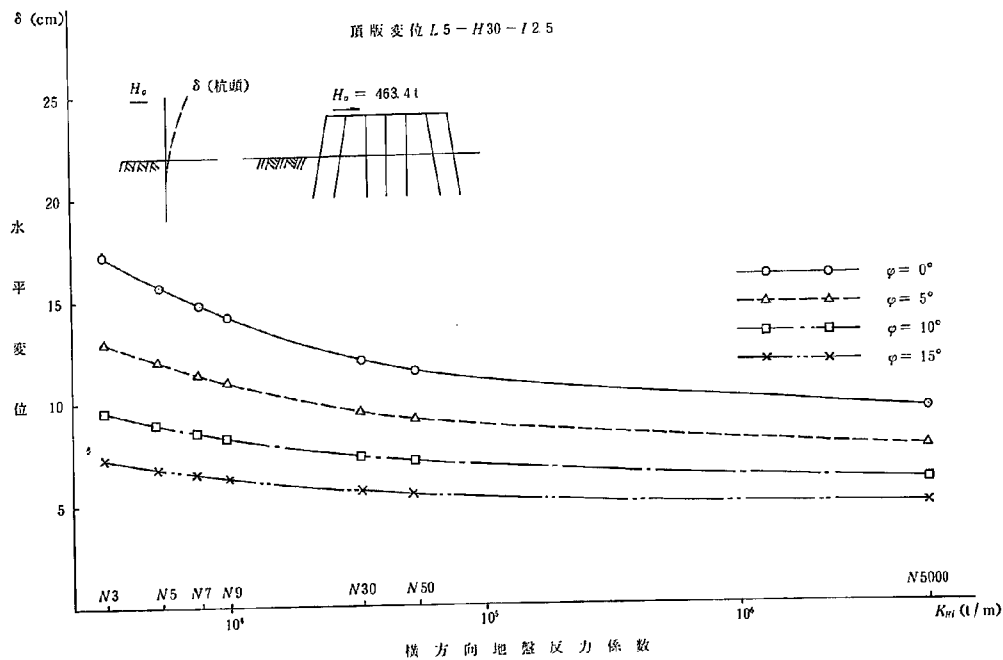
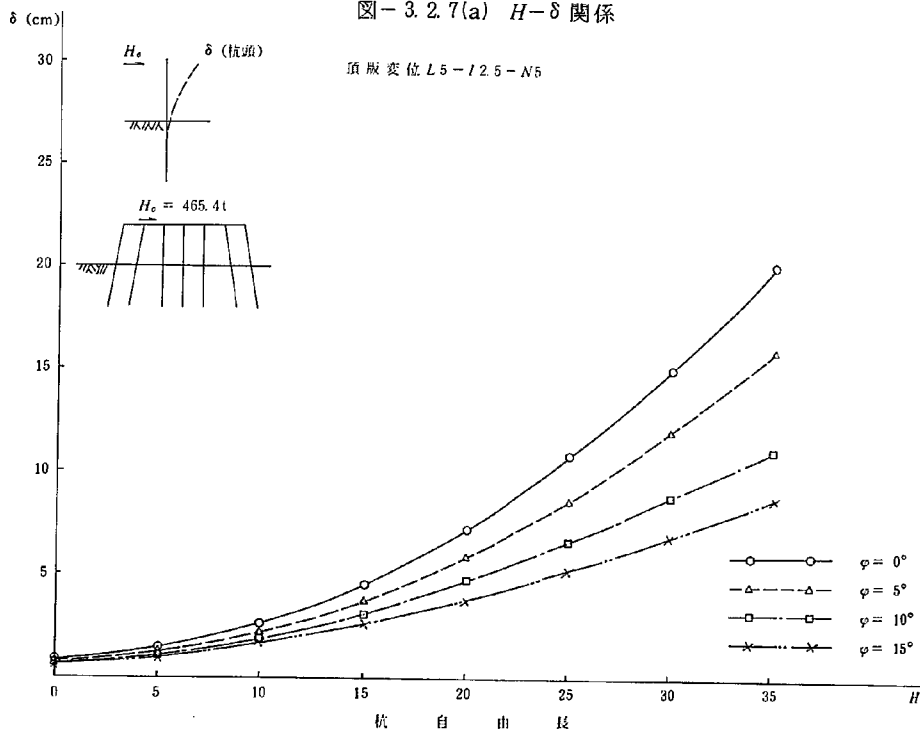
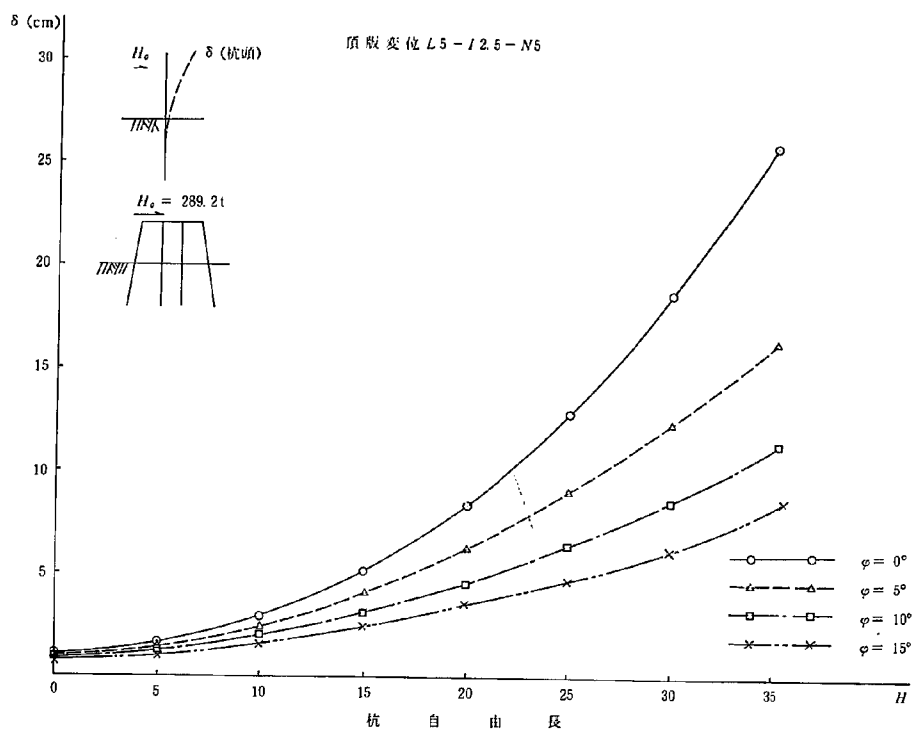


圖-3.2.6(b) $K_H - \delta$ 關係



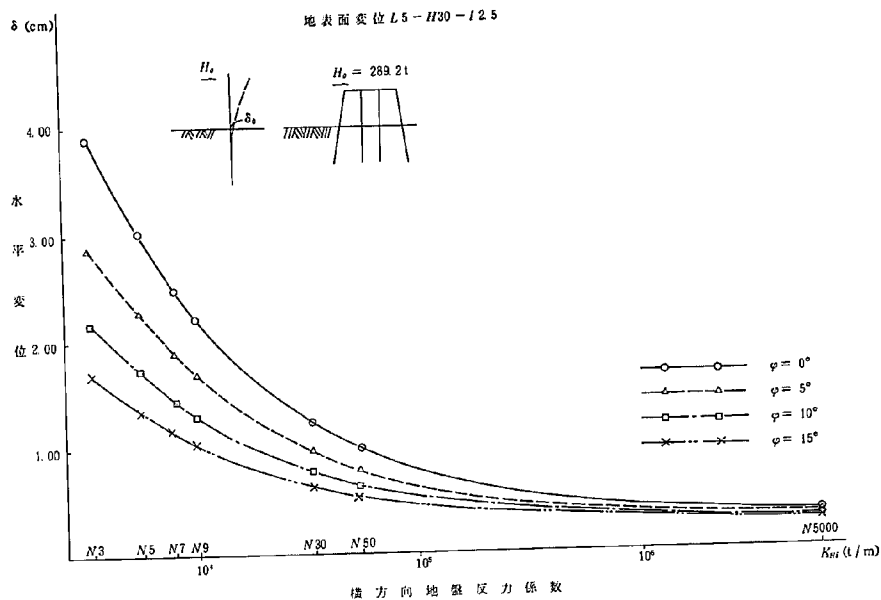


図-3.2.8(a) $K_{H1}-\delta_0$ 関係

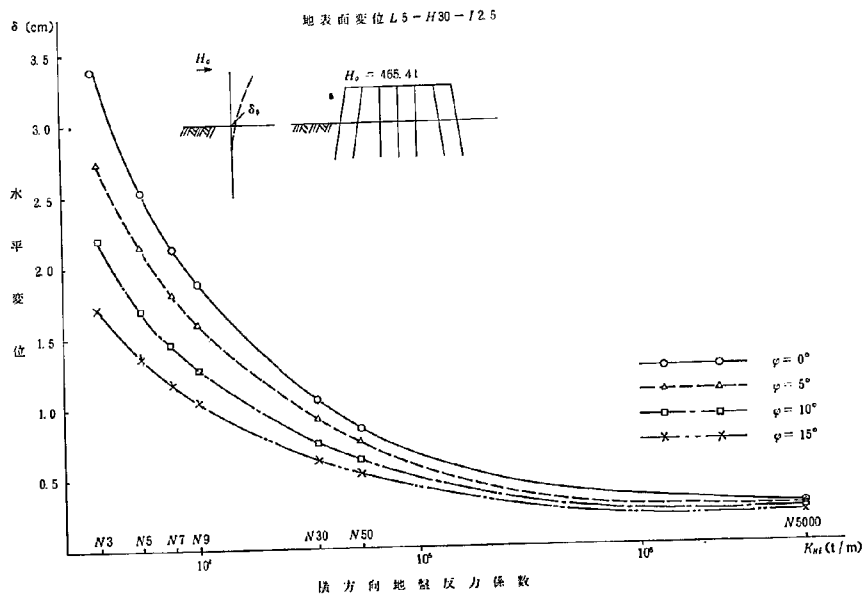


図-3.2.8(b) $K_{H1}-\delta_0$ 関係

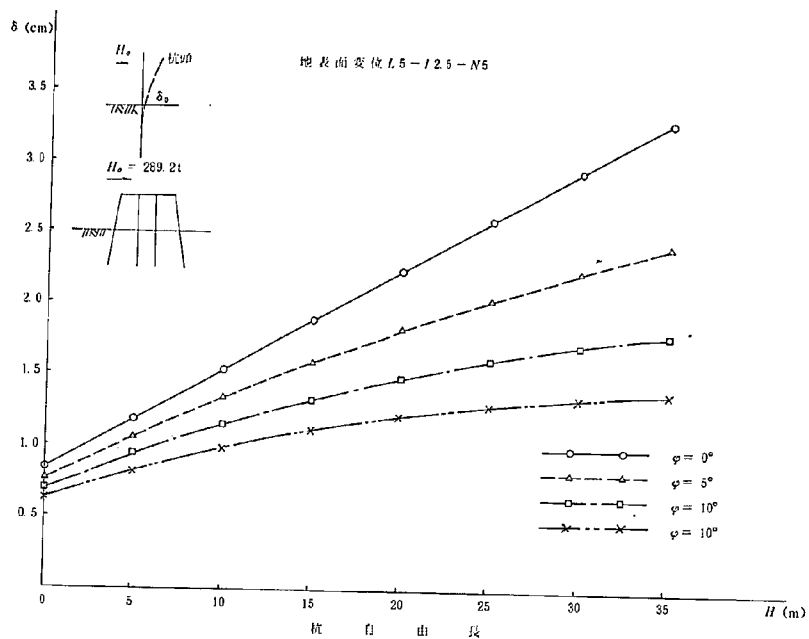


図-3.2.9(a) $H-\delta_0$ 関係

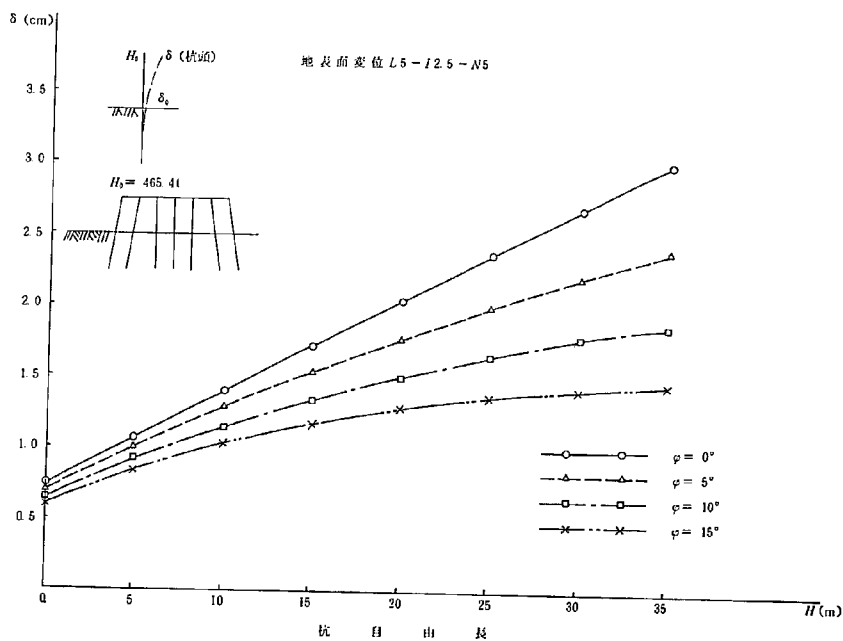
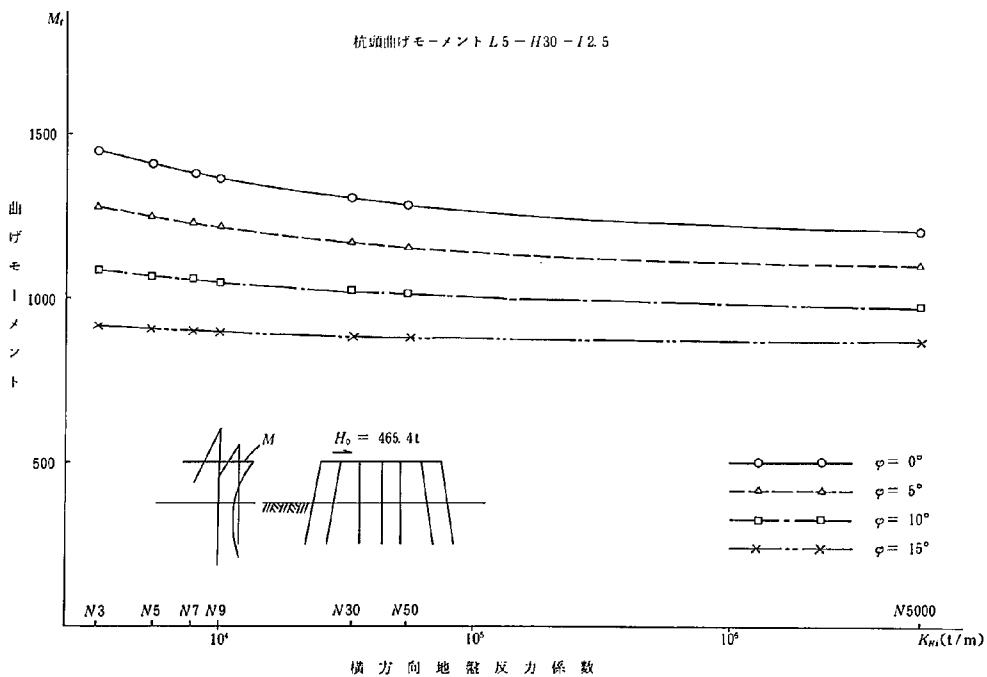
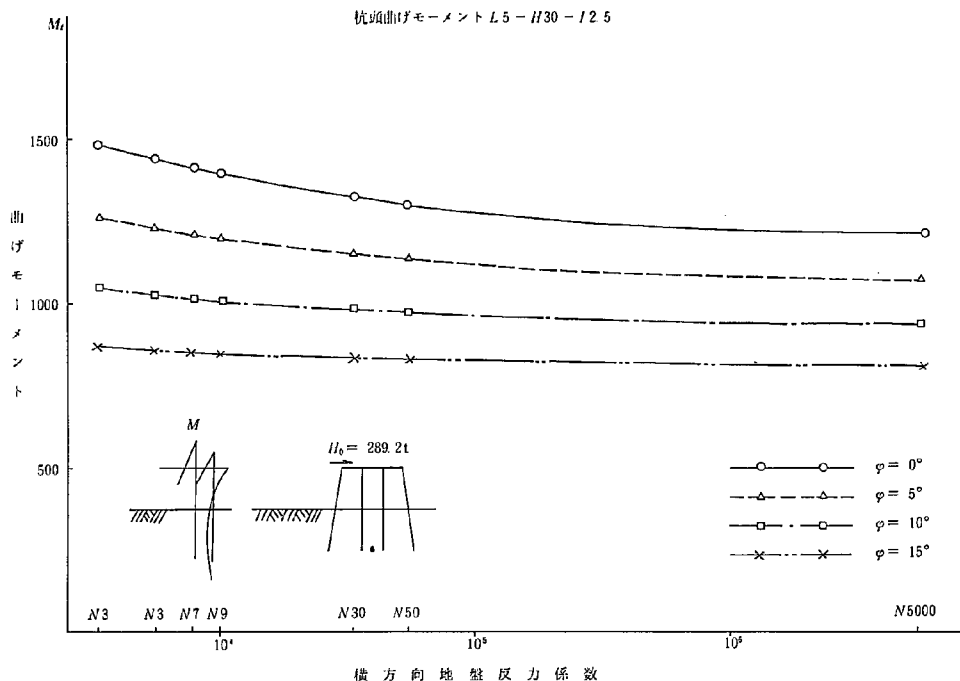


図-3.2.9(b) $H-\delta_0$ 関係



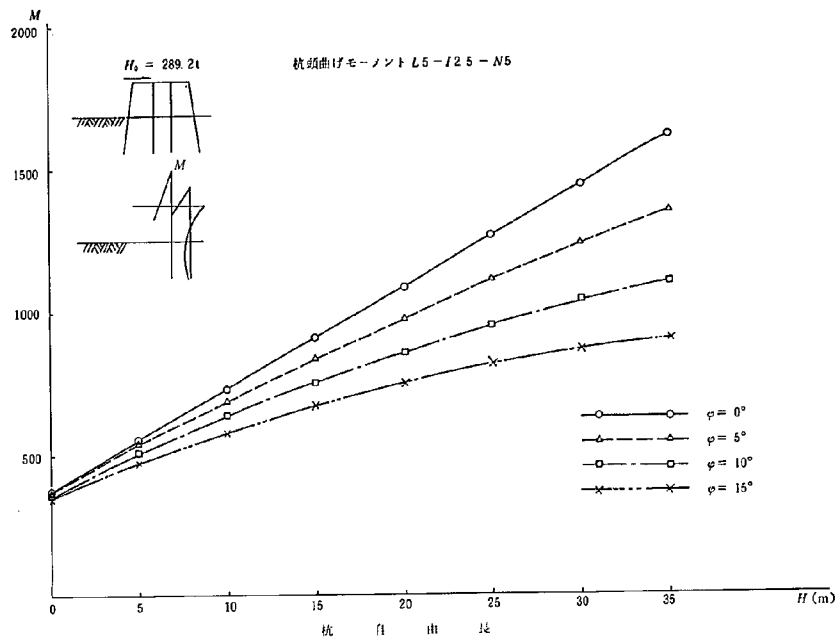


図-3.2.11(a) $H-M$ 関係

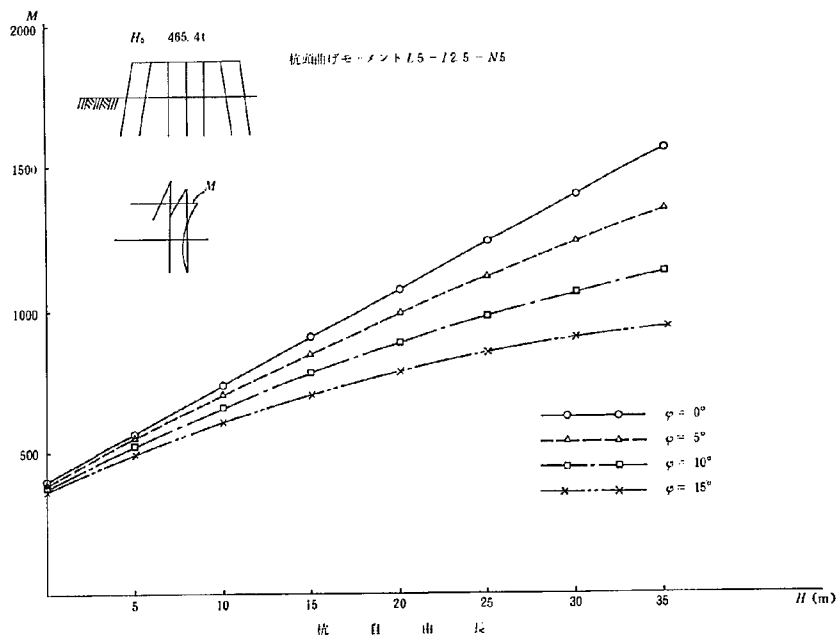


図-3.2.11(b) $H-M$ 関係

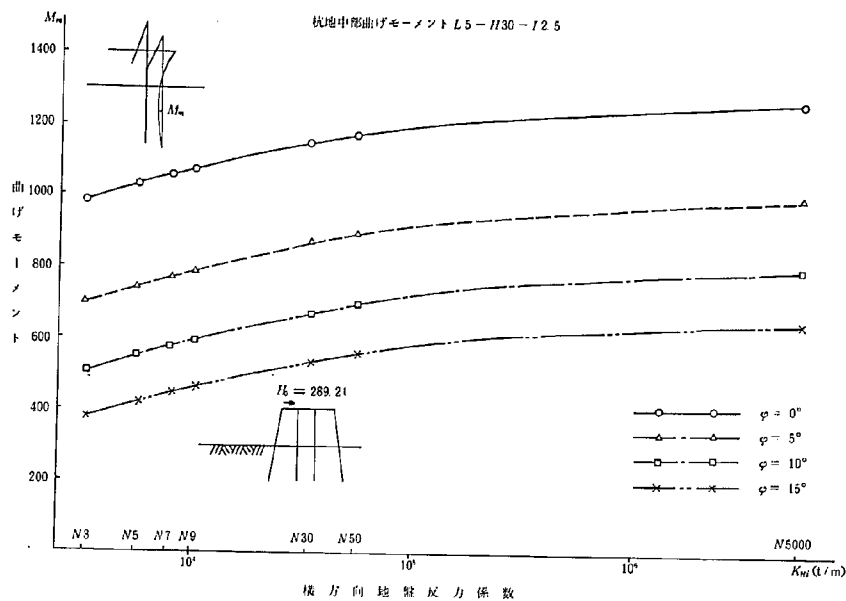


図-3.212(a) K_H-M_m 関係

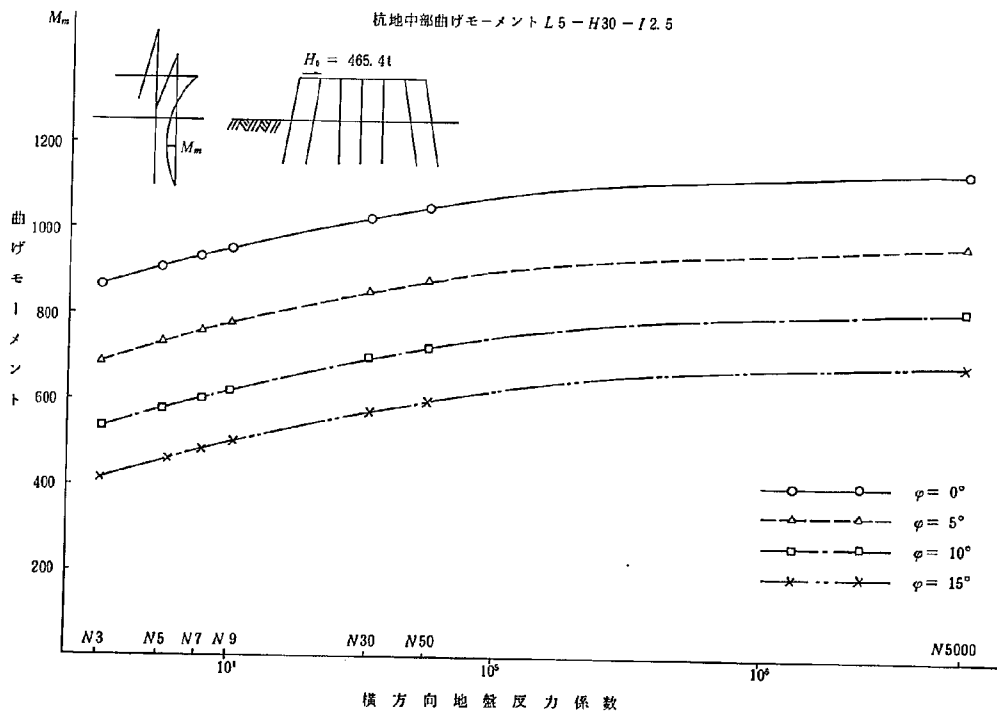


図-3.212(b) K_H-M_m 関係

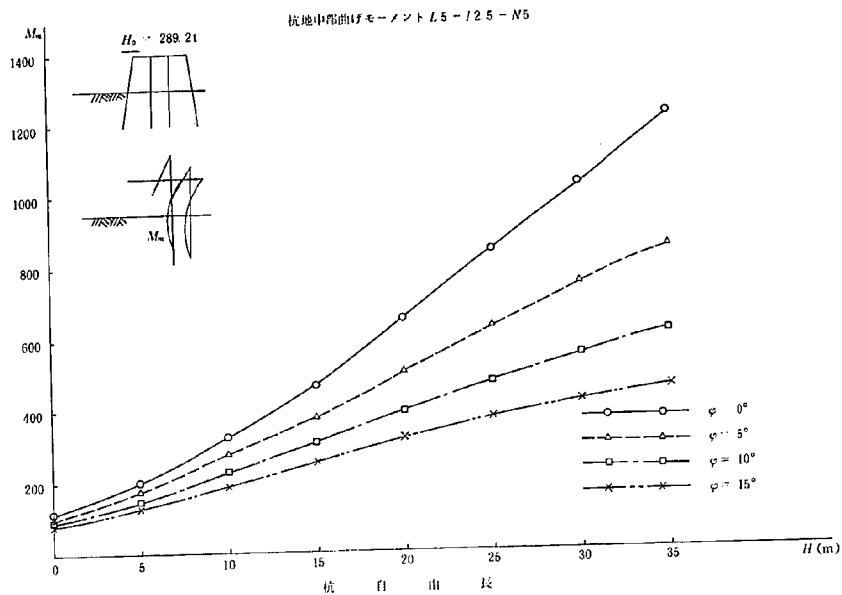


図-3.2.13(a) $H-M_m$ 関係

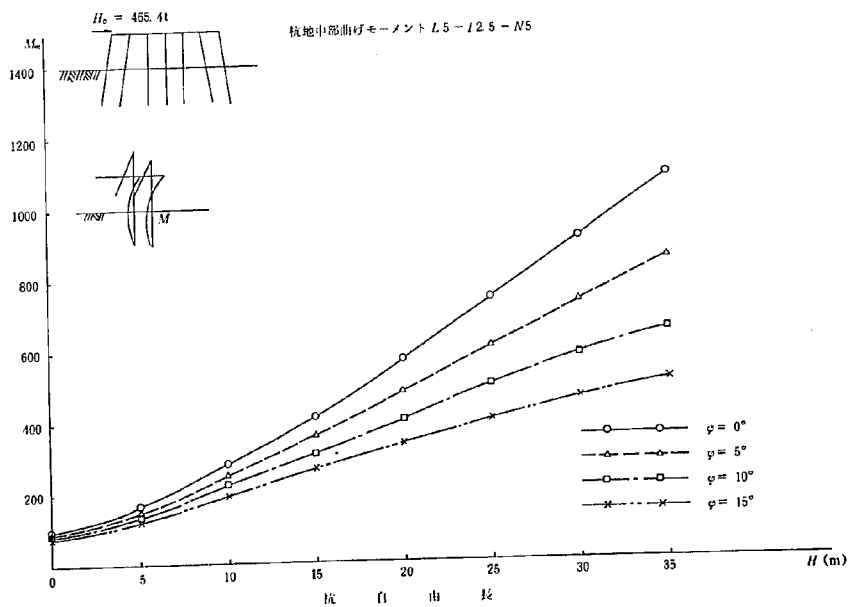


図-3.2.13(b) $H-M_m$ 関係

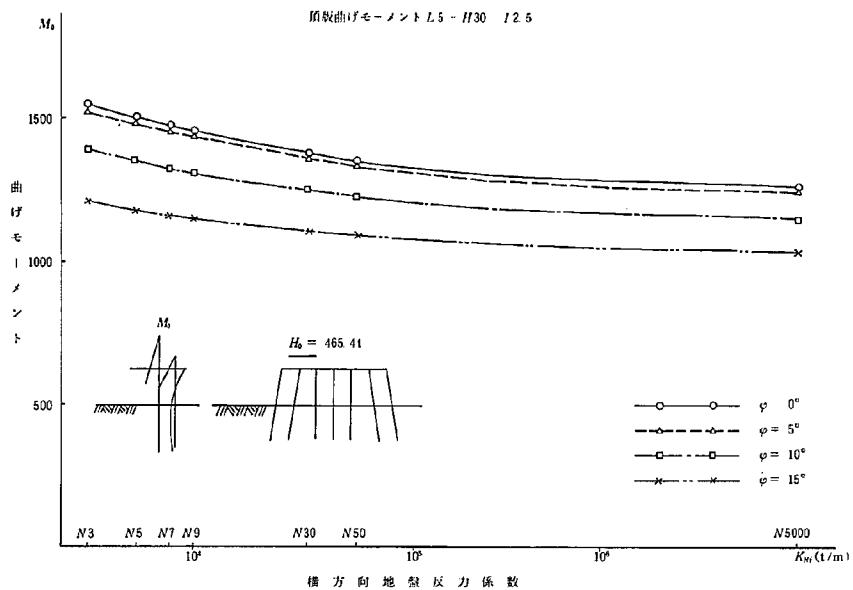


図-3.2.14 $K_{H1} - M_0$ 関係

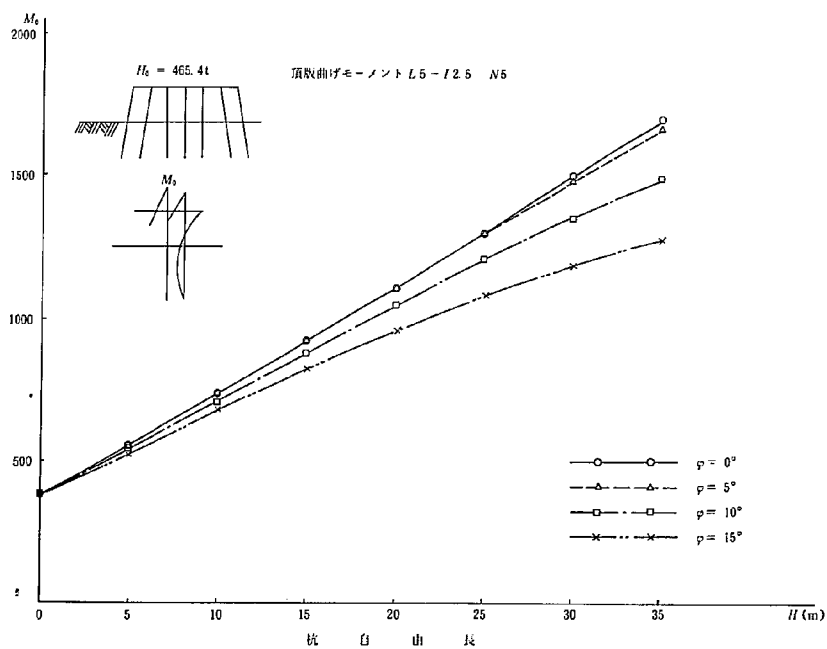


図-3.2.15 $H - M_0$ 関係

4. 設計手法の検討

ここでは、3.調査結果と解析の成果をもとに、斜杭を有する多柱式基礎を合理的に設計する手法について、検討するものとする。

4.1 設計を決定する要因の検討

多柱式基礎は基本的には杭基礎の一種であるが、杭の自由長が長くなるに伴って杭基礎とは異なる次の特徴を有する。

- (1) 杭の自由長が長くなるに伴って、基礎全体としての水平力に対する剛性が低下する。このため通常の杭基礎では、杭の水平支持力の他に鉛直支持力等によっても設計が決定される場合が多いが、多柱式基礎においては、多くの場合水平変位量の制約によって設計が決定される。
- (2) 上記の水平変位量を減らすために、フーチング重量をできるだけ減少させ地震時慣性力を減らす配慮がなされる。この結果フーチングの剛性が減少し、フーチングを有限剛性とした解析が必要となる。このことはフーチングを剛体として設計する一般の杭基礎と異なる。

すなわち、多柱式基礎の設計は概ね次のように決定される。

水平荷重に対しては、水平変位量を所定の許容値以内に収めるために、フーチングを薄くして荷重を減らしたり、斜杭を用いて剛性を高めることにより対処する。この場合、3.2の検討でもわかるように、頂版の剛性の低下は各杭の荷重分担にあまり影響しない。また、斜杭を用いると斜杭に荷重が集中するが、多柱式基礎においては杭の支持力には余裕があることが多く、設計上大きな問題とはならない。

鉛直荷重に対しては、水平荷重の制約によって決まる有限な頂版剛性によって、杭の鉛直荷重分担にどの程度の偏りが生じるかを検討する。

以上の考え方をもとに、多柱式基礎の概略寸法形状を決定する設計手法を図示すれば、図-4.1.1のようになる。図中で5が水平力に関する検討、6が鉛直力に関する検討である。

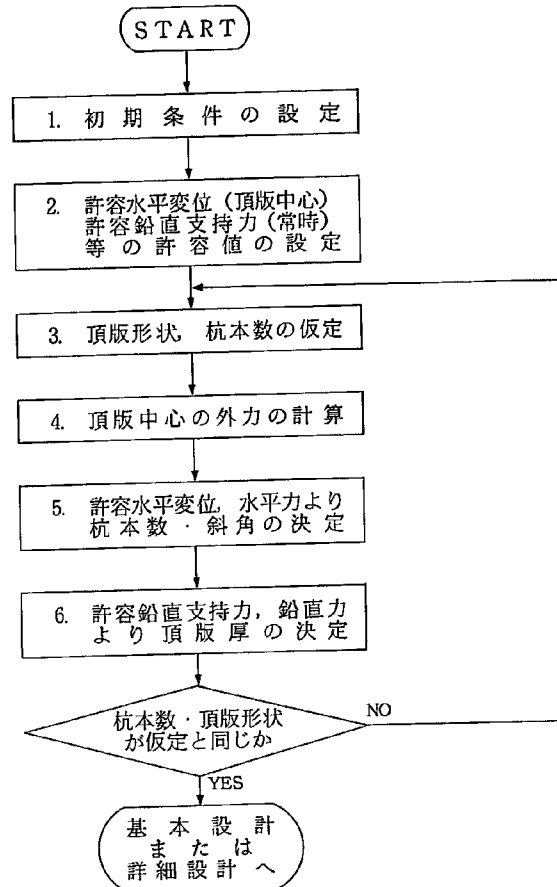


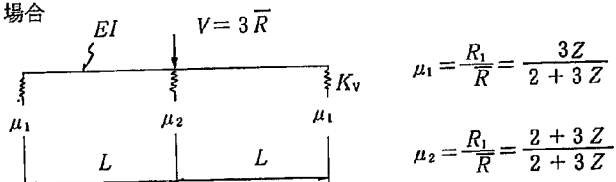
図-4.1.1. 概略設計のフローチャート

4.2 鉛直荷重に対する設計

鉛直荷重に対する荷重分担率の検討は、水平荷重の検討により決定された頂版厚で、鉛直荷重分担に不都合が生じないかの照査を行うものであるから、杭に生じる最大、最小反力が容易に求められる手法について検討すればよい。

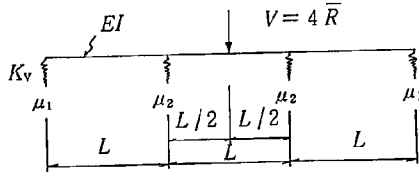
3.1の検討において、ラーメン解析の結果とばね支承による連続ばりによる解析結果が、非常によく一致することが確認できた。そこで杭本数が3～9本の場合の鉛直荷重分担率をばね支承による連続ばりによって求めると次のようになる。

(1) $n=3$ の場合



ただし $Z = \frac{6EI}{K_V \cdot L^3}$

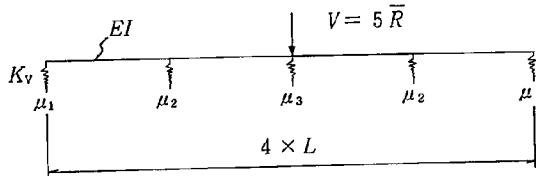
(2) $n = 4$ の場合



$$\mu_1 = \frac{R_1}{R} = \frac{-3 + 4Z}{10 + 4Z}$$

$$\mu_2 = \frac{R_2}{R} = \frac{23 + 4Z}{10 + 4Z}$$

(3) $n = 5$ の場合

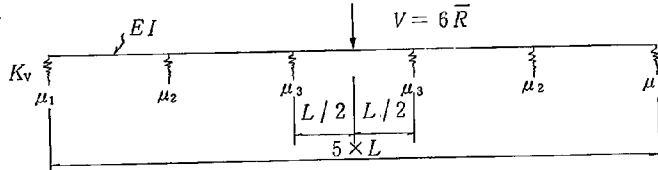


$$\mu_1 = \frac{-15Z + 5Z^2}{7 + 34Z + 5Z^2}$$

$$\mu_2 = \frac{55Z + 5Z^2}{7 + 34Z + 5Z^2}$$

$$\mu_3 = \frac{35 + 90Z + 5Z^2}{7 + 34Z + 5Z^2}$$

(4) $n = 6$ の場合

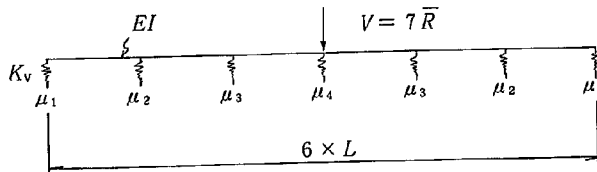


$$\mu_1 = \frac{9 - 99Z + 12Z^2}{76 + 176Z + 12Z^2}$$

$$\mu_2 = \frac{-54 + 204Z + 12Z^2}{76 + 176Z + 12Z^2}$$

$$\mu_3 = \frac{273 + 423Z + 12Z^2}{76 + 176Z + 12Z^2}$$

(5) $n = 7$ の場合



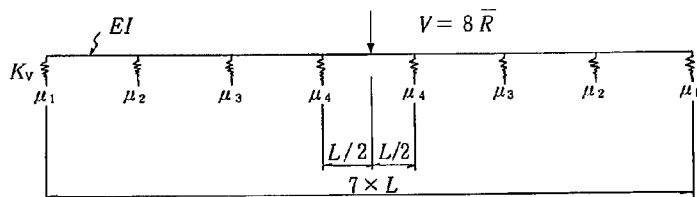
$$\mu_1 = \frac{21Z - 126Z^2 + 7Z^3}{26 + 193Z + 196Z^2 + 7Z^3}$$

$$\mu_3 = \frac{322Z + 399Z^2 + 7Z^3}{26 + 193Z + 196Z^2 + 7Z^3}$$

$$\mu_2 = \frac{-126Z + 161Z^2 + 7Z^3}{26 + 193Z + 196Z^2 + 7Z^3}$$

$$\mu_4 = \frac{182 + 917Z + 504Z^2 + 7Z^3}{26 + 193Z + 196Z^2 + 7Z^3}$$

(6) $n = 8$ の場合



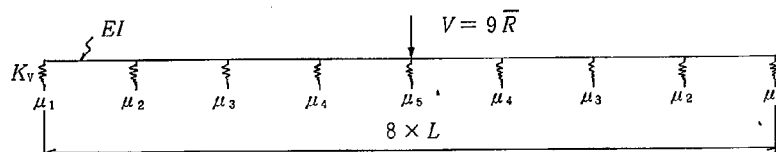
$$\mu_1 = \frac{-3 + 57Z - 138Z^2 + 4Z^3}{71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3}$$

$$\mu_3 = \frac{-72 + 199Z + 330Z^2 + 4Z^3}{71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3}$$

$$\mu_2 = \frac{18 - 231Z + 110Z^2 + 4Z^3}{71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3}$$

$$\mu_4 = \frac{341 + 1295Z + 474Z^2 + 4Z^3}{71 + 330Z + 194Z^2 + 4Z^3}$$

(7) $n = 9$ の場合



$$\mu_1 = \frac{-27Z + 378Z^2 - 540Z^3 + 9Z^4}{97 + 954Z + 2061Z^2 + 708Z^3 + 9Z^4}$$

$$\mu_4 = \frac{1557Z + 5310Z^2 + 1566Z^3 + 9Z^4}{97 + 954Z + 2061Z^2 + 708Z^3 + 9Z^4}$$

$$\mu_2 = \frac{162Z - 1269Z^2 + 261Z^3 + 9Z^4}{97 + 954Z + 2061Z^2 + 708Z^3 + 9Z^4}$$

$$\mu_5 = \frac{873 + 6498Z + 9585Z^2 + 1800Z^3 + 9Z^4}{97 + 954Z + 2061Z^2 + 708Z^3 + 9Z^4}$$

$$\mu_3 = \frac{-648Z + 63Z^2 + 999Z^3 + 9Z^4}{97 + 954Z + 2061Z^2 + 708Z^3 + 9Z^4}$$

以上の関係を図示すれば、図-4.2.1(a)~(g)のようになる。

さらに図-4.2.1をもとに、最大杭反力および最小杭反力を求めれば図-4.2.2, 4.2.3となる。実設計においては、図-4.2.2, 4.2.3を用いて検討すれば十分である。

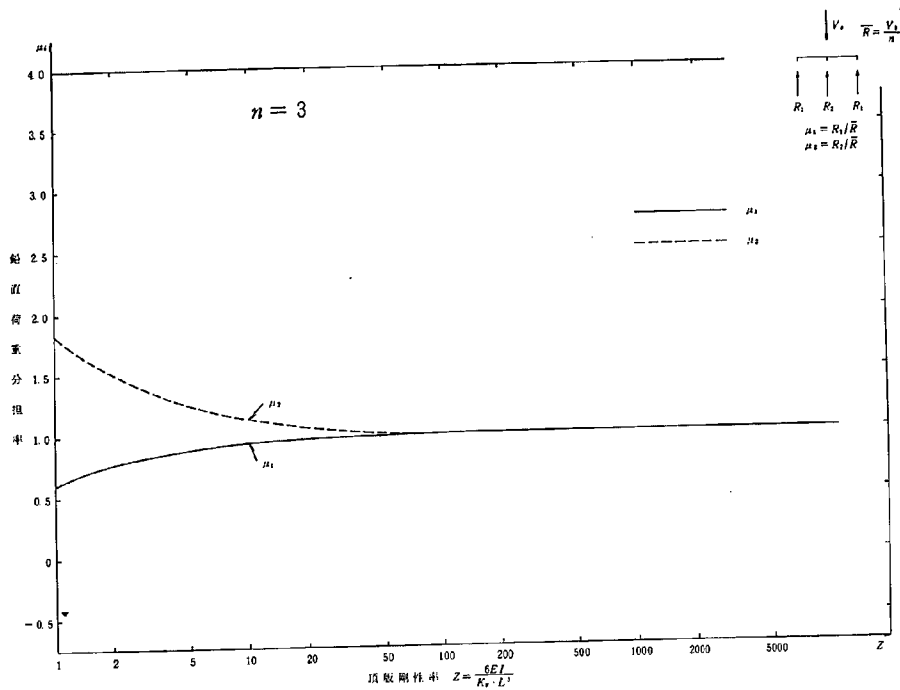


図-4.2.1(a) $Z - \mu$ 関係

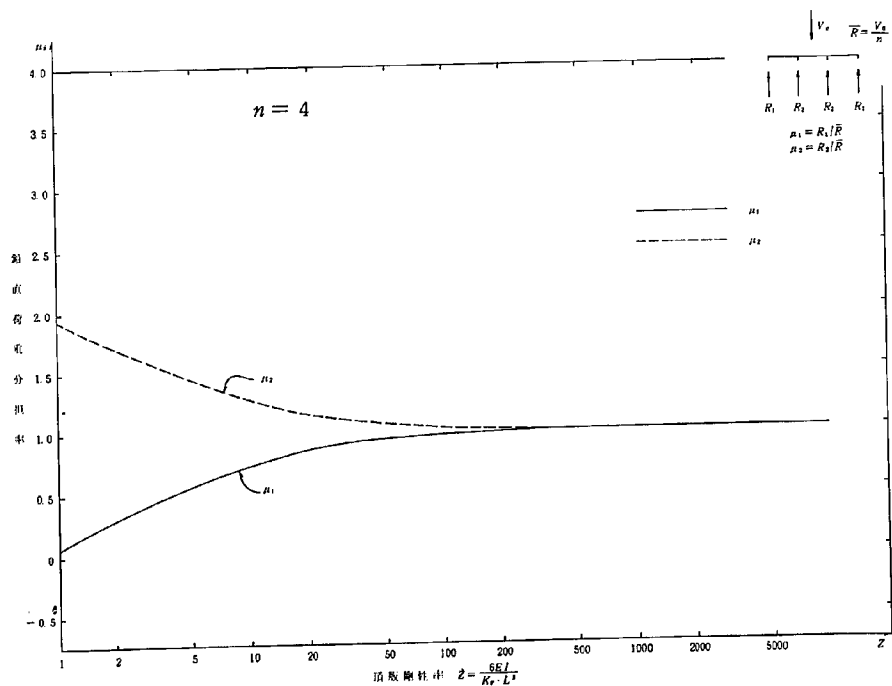


図-4.2.1(b) $Z - \mu$ 関係

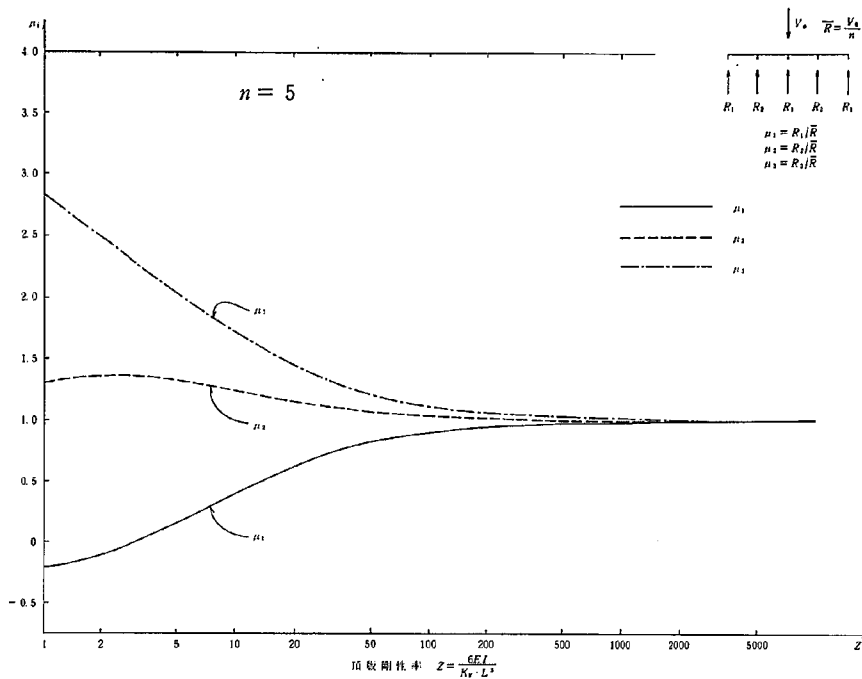


図-4.2.1(c) $Z - \mu$ 関係

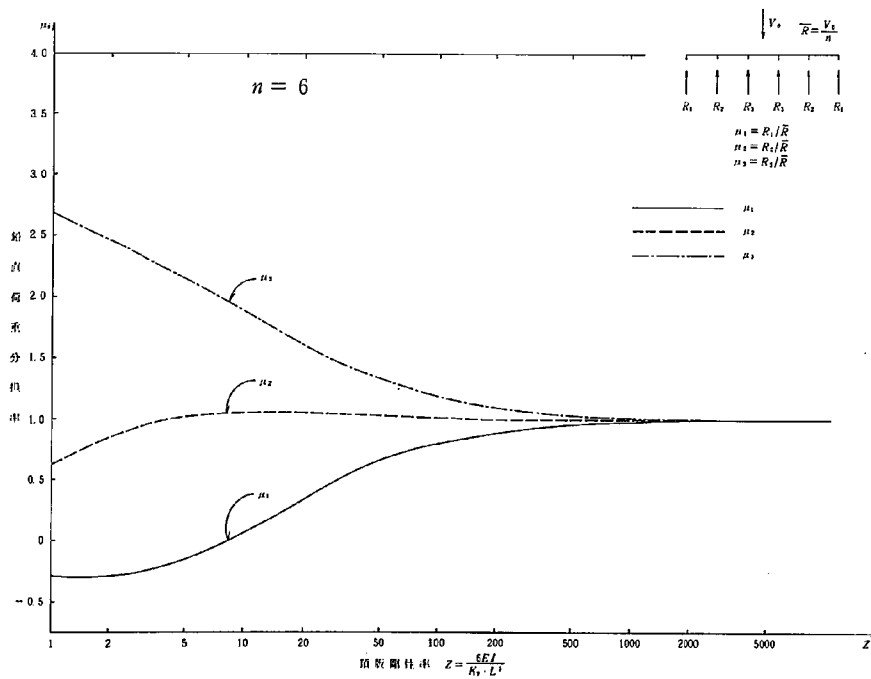


図-4.2.1(d) $Z - \mu$ 関係

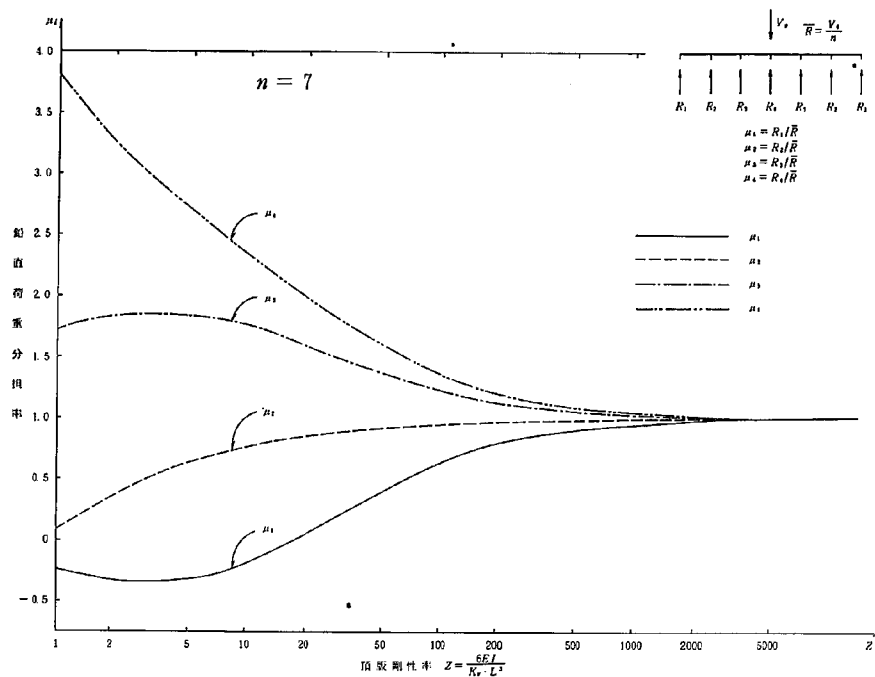


図-4.2.1(e) $Z - \mu$ 関係

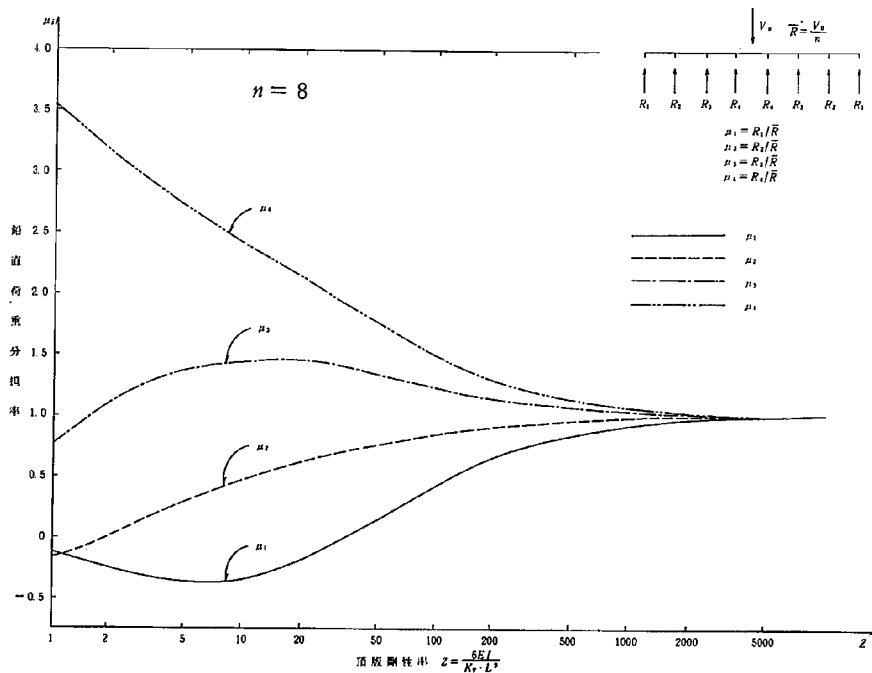


図-4.2.1(f) $Z - \mu$ 関係

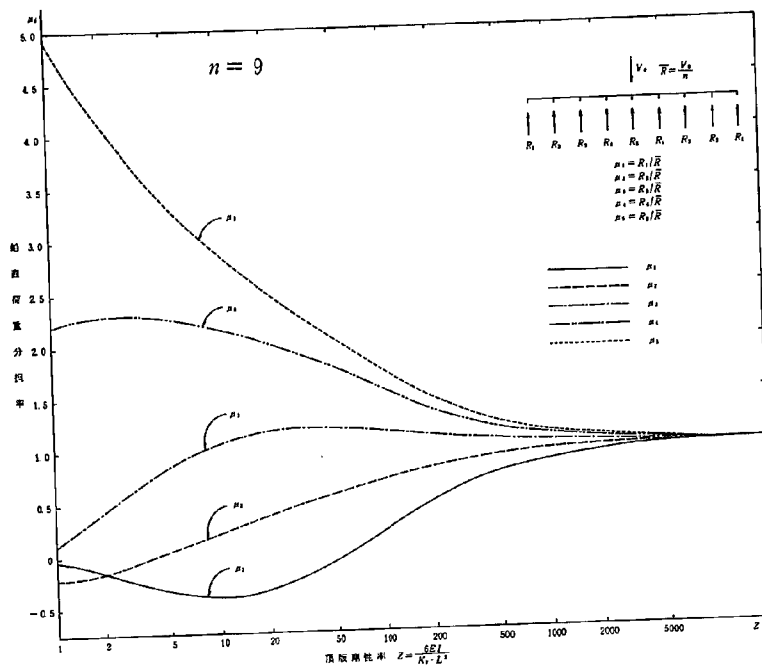


図-4.2.1(g) $Z-\mu$ 関係

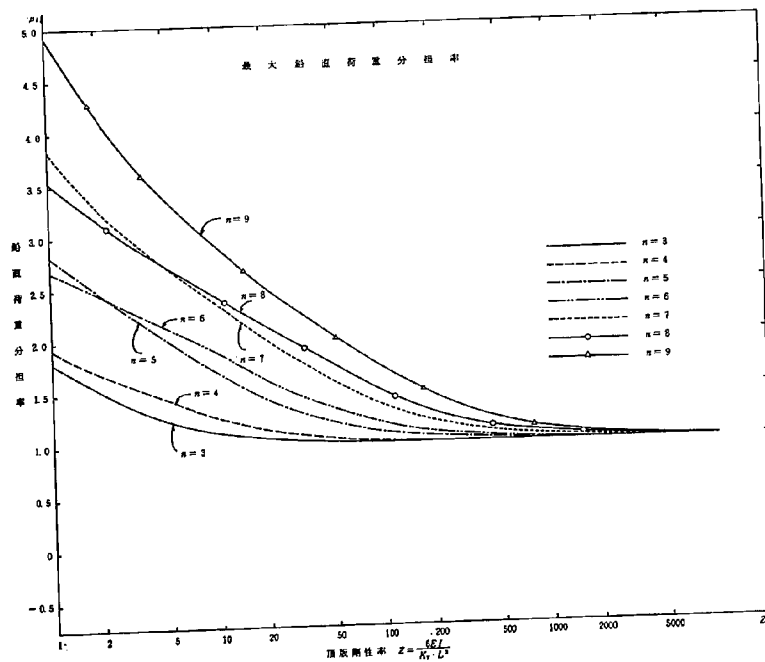


図-4.2.2 最大杭反力の荷重分担率

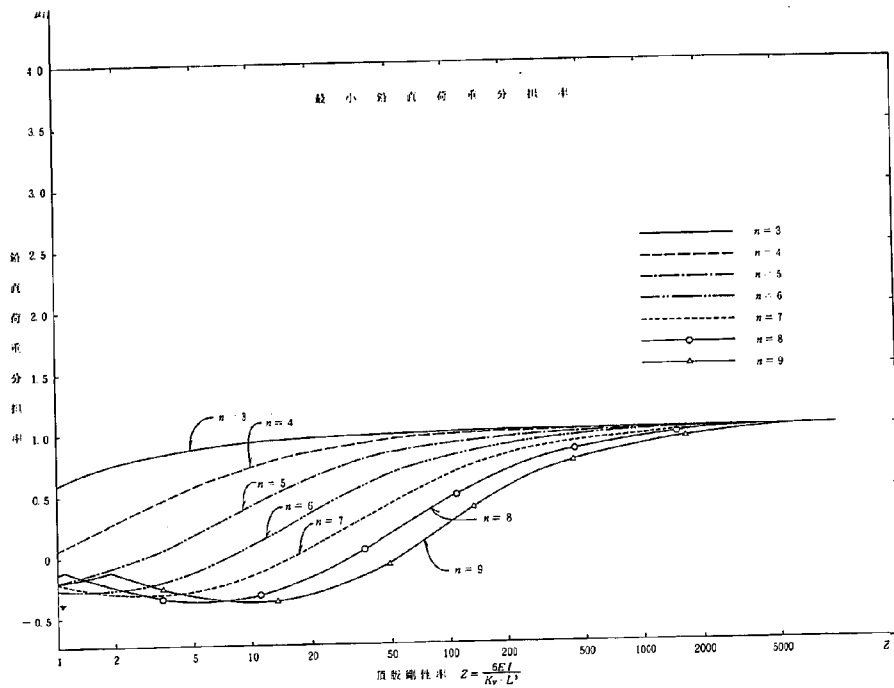


図-4.2.3 最小杭反力の荷重分担

4.3 水平荷重に対する設計

ここでは、フーチング位置における水平荷重と許容変位量とが与えられた場合に、必要杭本数、角度等を合理的に定める手法について検討する。

4.3.1 設計手順

頂版のつりあいに関する一般式は次のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} \cdot \delta + A_{x\alpha} \cdot \alpha &= H \\ A_{x\alpha} \cdot \delta + A_{\alpha\alpha} \cdot \alpha &= M \end{aligned} \right\} \quad (4.3.1)$$

ここに H ; 頂版に作用する水平力 (ton)

M ; 頂版に作用するモーメント (ton・m)

δ ; 頂版の水平変位 (m)

α ; 頂版の回転変位 (rad)

A_{xx} , $A_{x\alpha}$, $A_{\alpha\alpha}$; 変位量から反力を計算する係数

(4.3.1) 式を変位 δ , α について解けば次式が求まる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{H}{K_{HH}} + \frac{M}{K_{HM}} &= \delta \\ \frac{H}{K_{HM}} + \frac{M}{K_{MM}} &= \alpha \end{aligned} \right\} \quad (4.3.2)$$

ここに K_{HH} , K_{HM} , K_{MM} ; 荷重から変位を求める係数で次の関係がある。

$$\begin{pmatrix} \frac{1}{K_{HH}} & \frac{1}{K_{HM}} \\ \frac{1}{K_{HM}} & \frac{1}{K_{MM}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A_{xx} & A_{x\alpha} \\ A_{x\alpha} & A_{\alpha\alpha} \end{pmatrix}^{-1} \quad (4.3.3)$$

(4.3.2) 式を用いれば、水平荷重と許容変位量から必要剛性 K_{HH} を求めることができる。

しかし、 K_{HH} は杭配置等から直接求めることは困難であり、 A_{xx} , $A_{x\alpha}$, $A_{\alpha\alpha}$ から、(4.3.3) 式より求める次式を用いて算定する必要がある。

$$K_{HH} = \frac{A_{xx} \cdot A_{\alpha\alpha} - A_{x\alpha}^2}{A_{\alpha\alpha}} \quad (4.3.4)$$

そして必要な K_{HH} を満足するように A_{xx} , $A_{x\alpha}$, $A_{\alpha\alpha}$ を定めればよいことになる。

以上の設計手順をフローチャートにまとめれば、図-4.3.1 のようになる。

同図において、 K_{HH} から A_{xx} 等が、 A_{xx} 等から杭配置等が容易に求まる様に見える。しかし、逆の方向へは一義的に数値が定まり簡単であるが、同図の方向に求めることは、多くの組合わせが存在し、その最適解の決定は非常に難しい。

そこで、ここではあくまで諸量の目安を求めるものとし、大胆な仮定を用いて設計手法を作成するものとする。

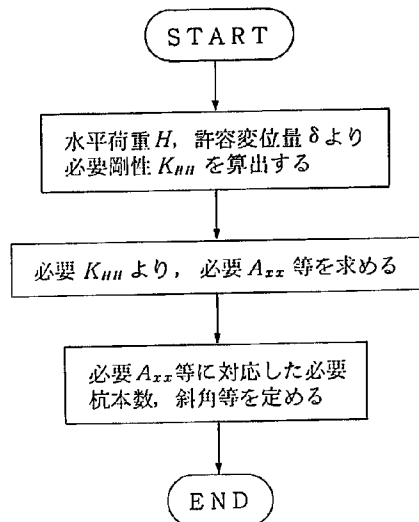


図-4.3.1 杭本数, 斜角等の決定

4.3.2 頂版の剛性について

A_{xx} , A_{xa} , A_{aa} は, 頂版が弾性体の場合は, たとえ杭配置等が定まったとしても求めることが難しい。頂版が剛体として取扱える場合は, 杭配置が決まれば道路橋示方書の規定を用いて次式で容易に算定することができる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= \sum \{ (K_{vi} \sin^2 \theta_i + K_{1i} \cos^2 \theta_i) \\ A_{xa} &= \sum \{ (K_{vi} - K_{1i}) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_{2i} \cos \theta_i \} \\ A_{aa} &= \sum \{ (K_{vi} \cos^2 \theta_i + K_{1i} \sin^2 \theta_i) x_i^2 + 2 K_{2i} x_i \sin \theta_i + K_{4i} \} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.5)$$

ここに θ_i ; 杭の斜角 φ

x_i ; フーチング中心より杭までの距離

$K_{1i} \sim K_{4i}$; 杭頭剛性係数

K_{vi} ; 杭頭鉛直ばね係数

3.2における検討において, 頂版の水平変位量には頂版剛度 I は, 殆んど影響しないことが示唆された。そこで図-3.2.5で示した結果を, 頂版と杭の相対剛比を用いて, より一般化した形で整理し, 頂版剛性が有限の場合の変位と頂版が完全に剛体の場合の変位の比率で表わしたのが, 図-4.3.2(a), (b)である。同図において

$$h = H + \frac{1}{\beta} \quad (4.3.6)$$

ここに H ; 杭の自由長

β ; 杭の特性値

である。

同図より頂版剛度が低減するに伴い, 頂版を剛体と仮定した解に比して誤差が大きくなるが, その誤差は本検討の範囲内では非常に小さいことがわかり, 頂版を剛体と仮定して A_{xx} 等の検討を行っても, さしつかえないことがわかる。

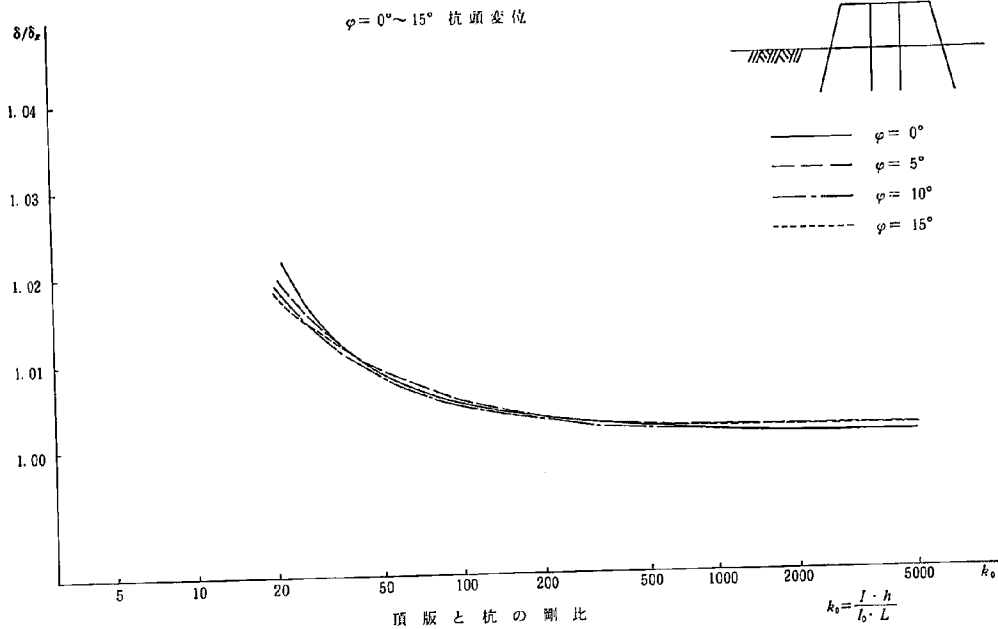


図-4.3.2(a) $k_0 - \delta/\delta_R$ 関係

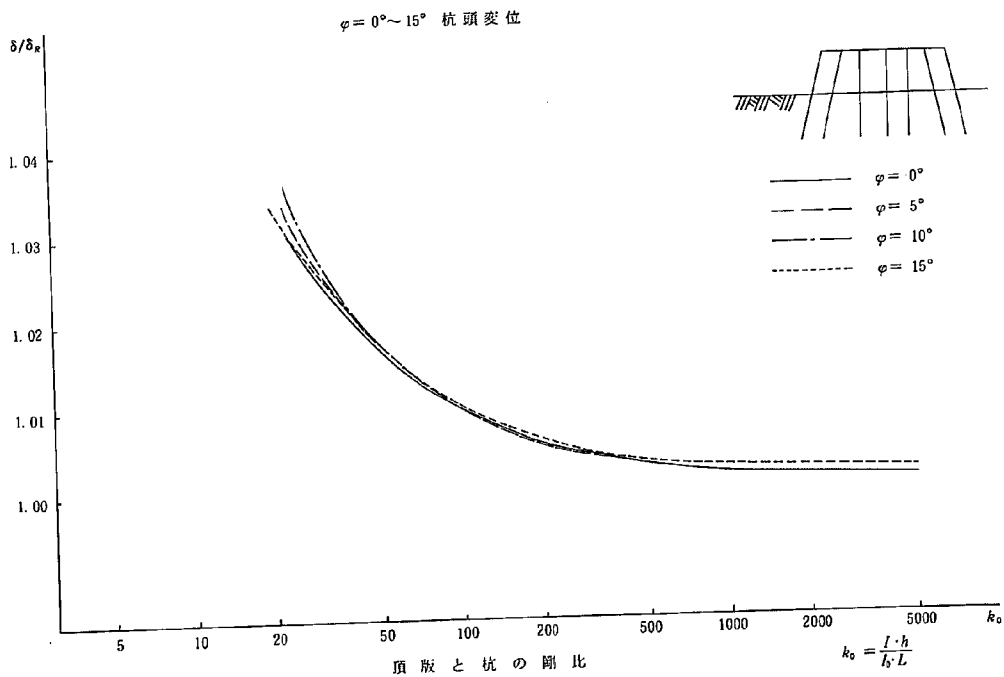


図-4.3.2(b) $k_0 - \delta/\delta_R$ 関係

4.3.3 K_{HH} から A_{xx} を定める方法

(4.3.4.) 式を参照すれば A_{xx} が微小であれば K_{HH} は A_{xx} とほぼ等しい。すなわち K_{HH} は A_{xx} によって、ほぼその値が決定されることがわかる。

そこで

$$K_{HH} = A_{xx} / r \quad (4.3.6)$$

なる形で表わせる r をうまく定めることができれば、非常に容易に必要な A_{xx} を定めることができる。

r を定めるために、杭本数 n 、杭の斜角 φ 、杭頭鉛直ばね定数 K_v 、杭間隔 L 、杭の特性値 β 、杭の自由長 H を以下のように変化させ、 r の算定を行った。

$$4.0 \times 10^4 < K_v < 5.0 \times 10^4 \text{ (t/m)}$$

$$3.75 < L < 6.25 \text{ (m)}$$

$$0.05 < \beta < 2.0 \text{ (1/m)}$$

$$0 < H < 35 \text{ (m)}$$

$$4 < n < 9 \text{ (本)}$$

$$0 < \varphi < 15 \text{ (°)}$$

この結果を無次元量 K_v/K_1 を用いて算定した一例を $n=4$ について図-4.3.3(a)~(d)に示す。図-4.3.3における安全側の包絡線をまとめたのが図-4.3.4(a)であり、 $n=4$ 以外について図-4.3.4(b)~(f)にまとめた。同図を用いれば、 K_v/K_1 、 n 、 φ から r を容易に定めることができる。

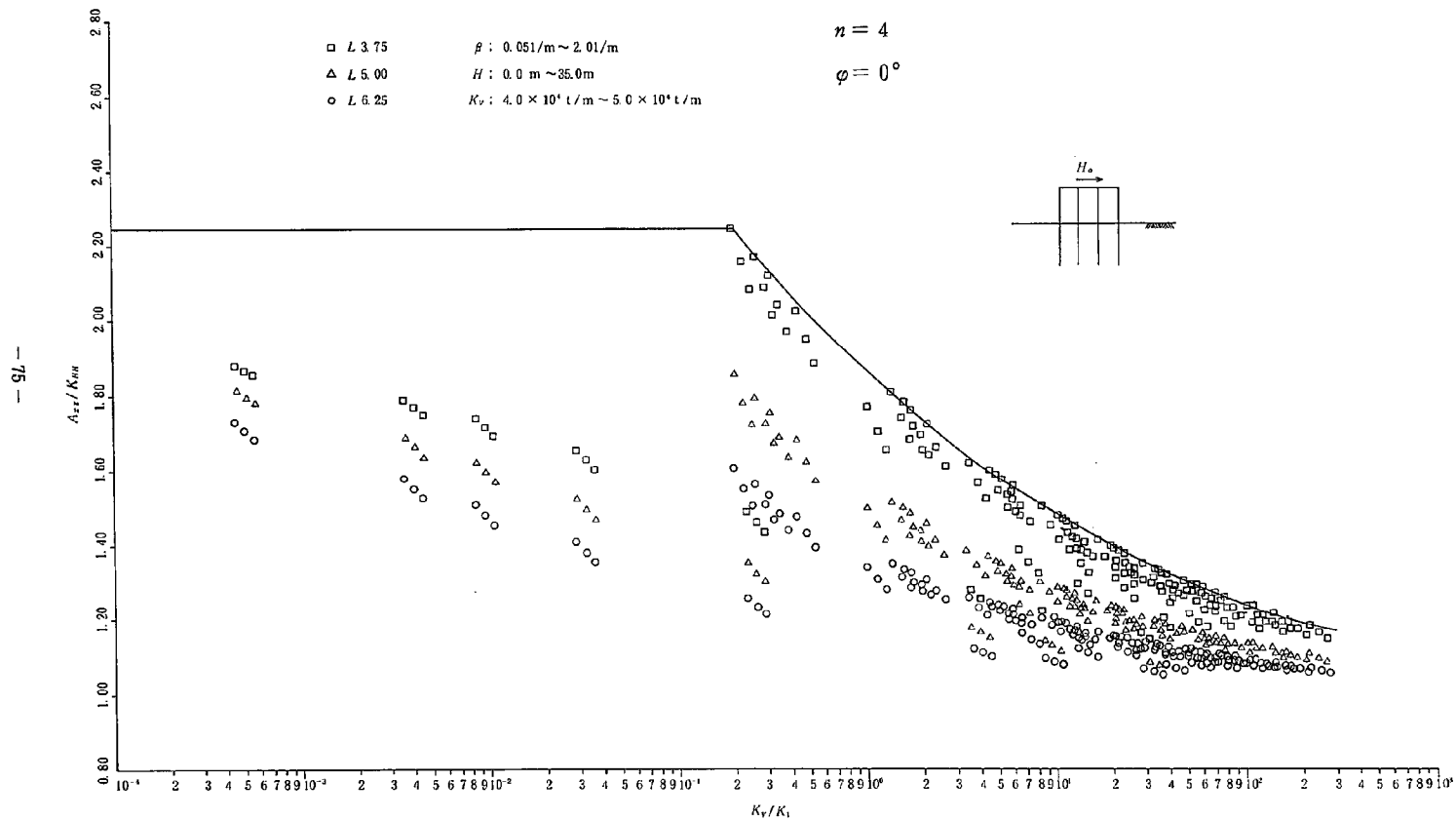


図-4.3.3(a) r の算定図

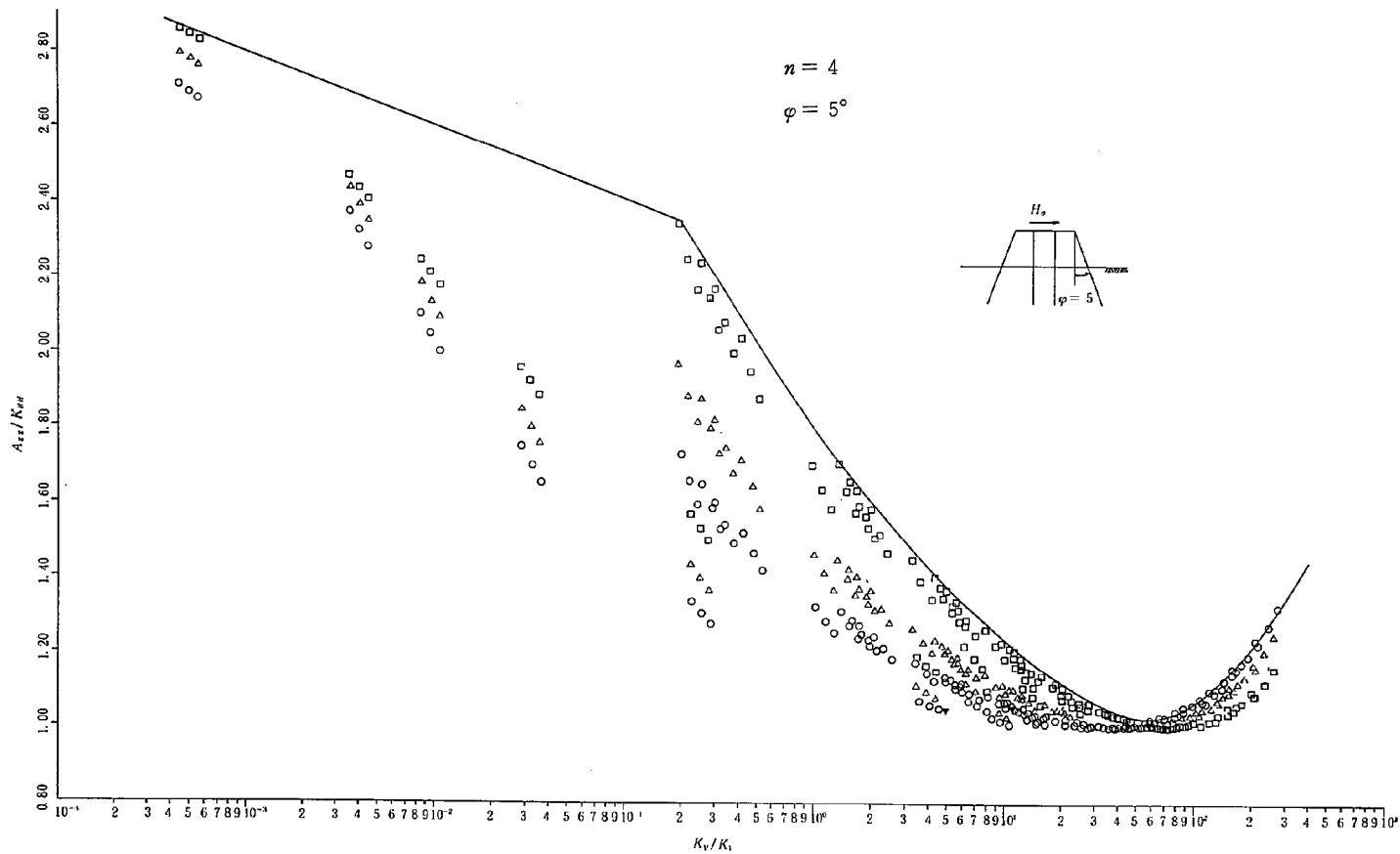


図-4.3.3(b) r の算定図

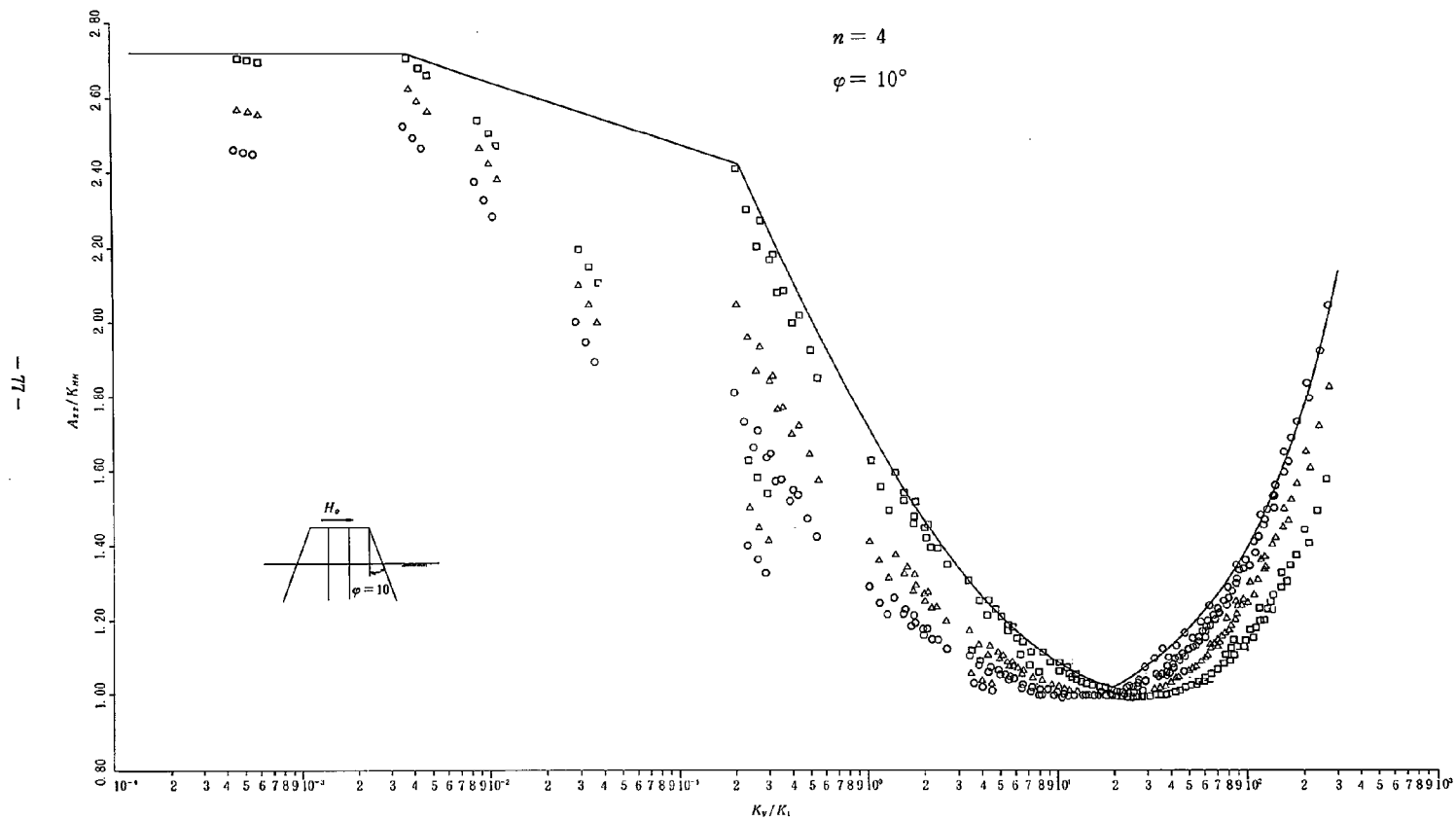


図-4.3.3(c) γ の算定図

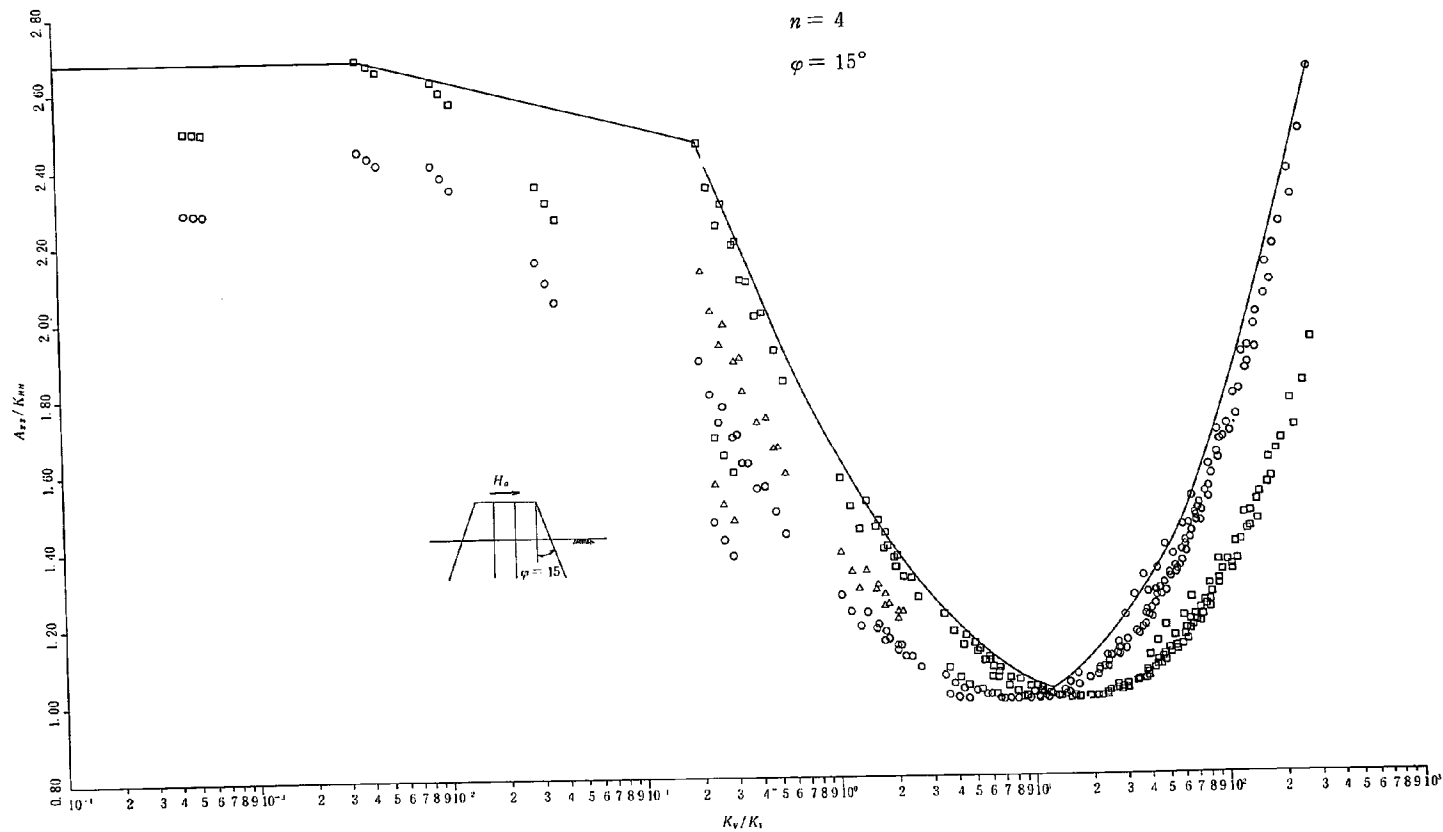


図-4.3.3(d) τ の算定図

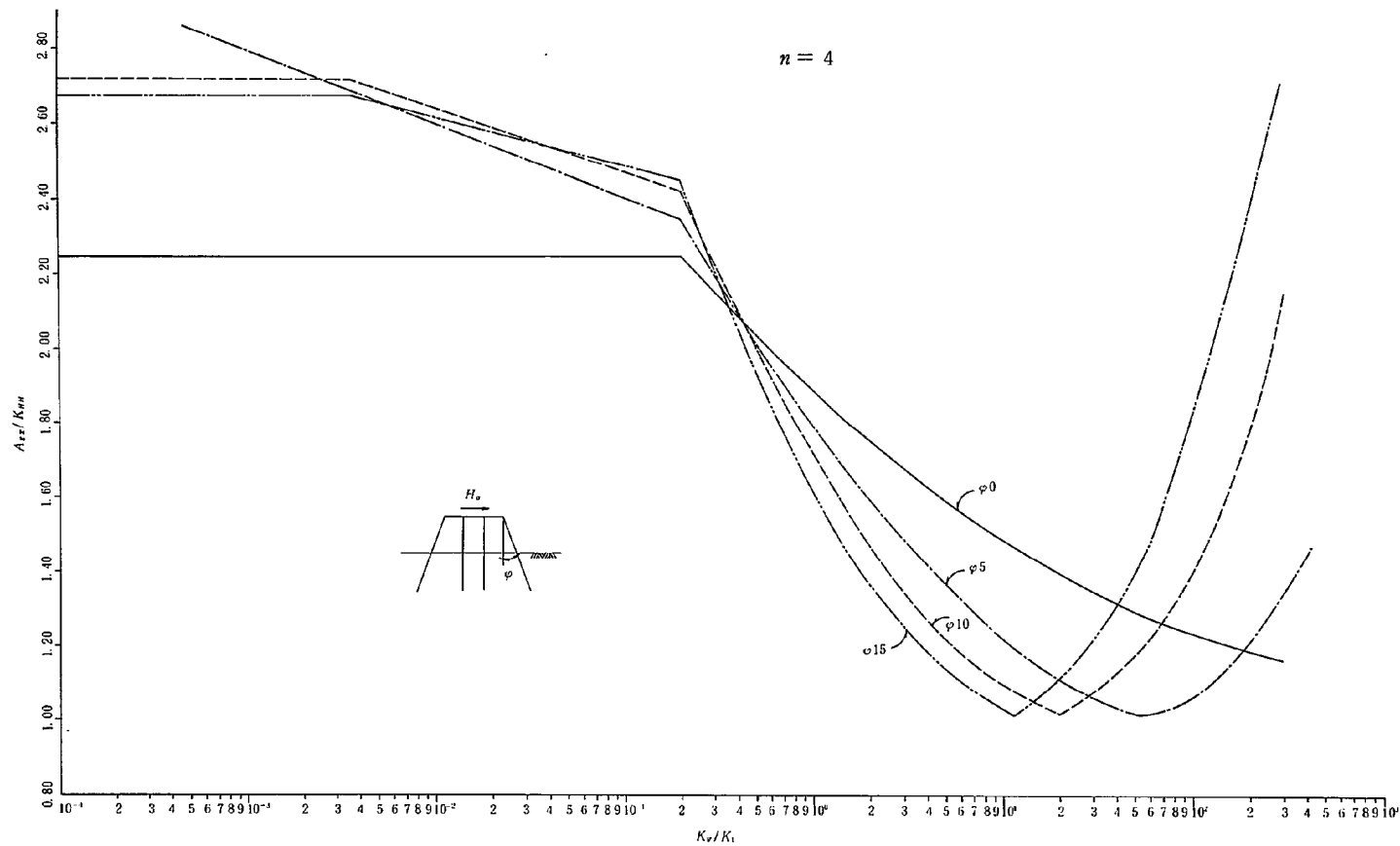


図-4.3.4(a) r の算定図

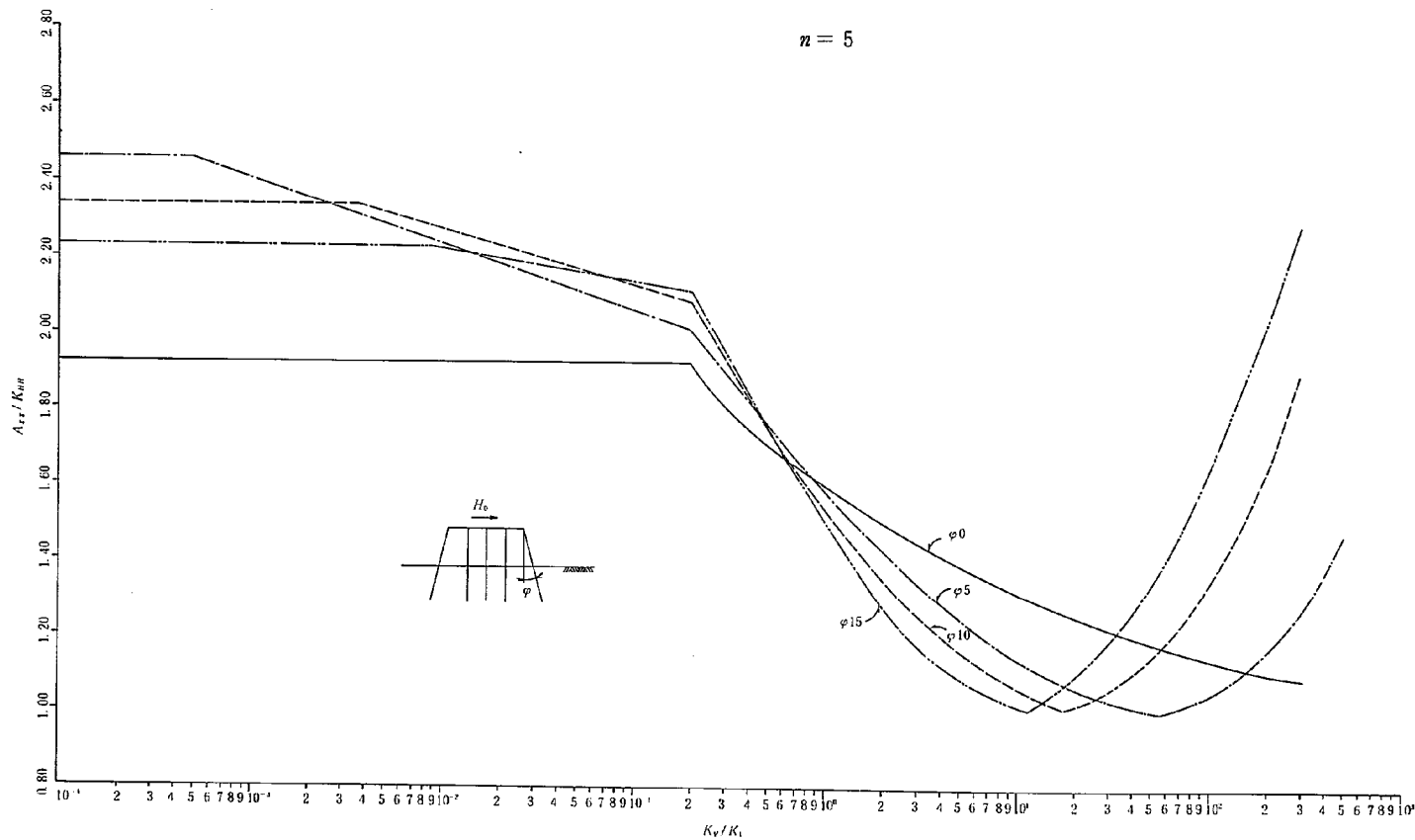


図-4.3.4(b) r の算定図

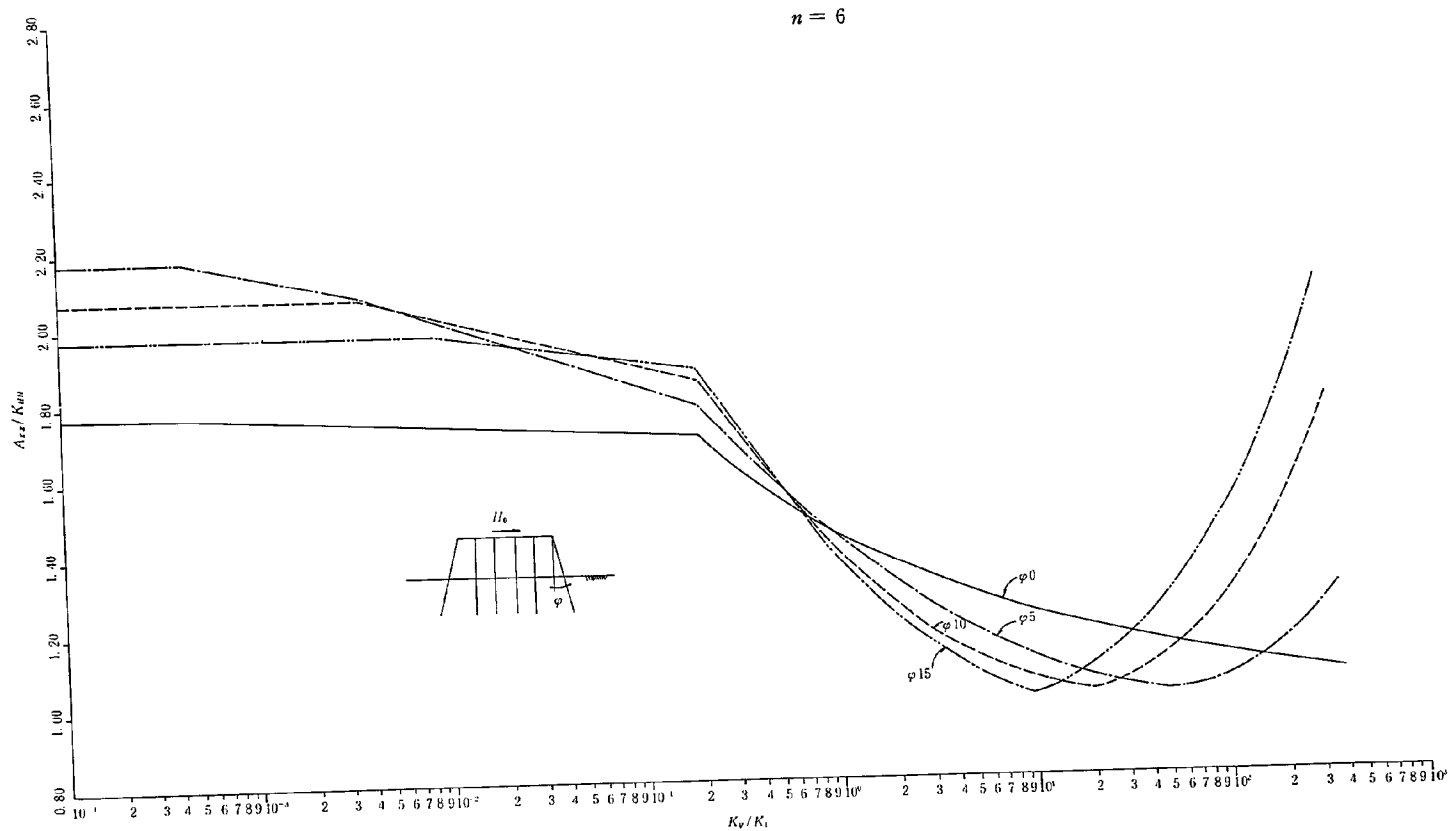


図-4.3.4(c) τ の算定図

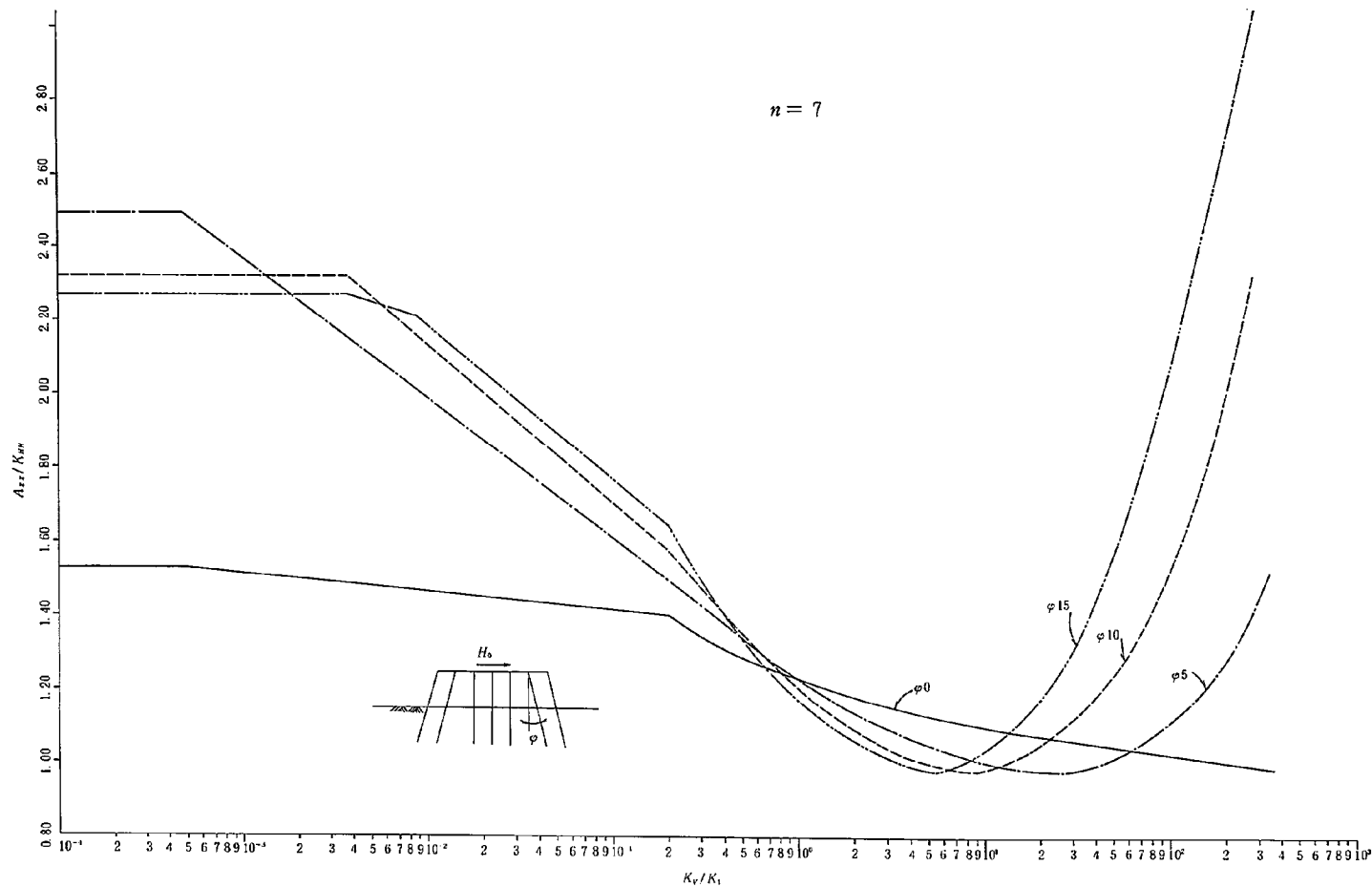


図-4.3.4(d) r の算定図

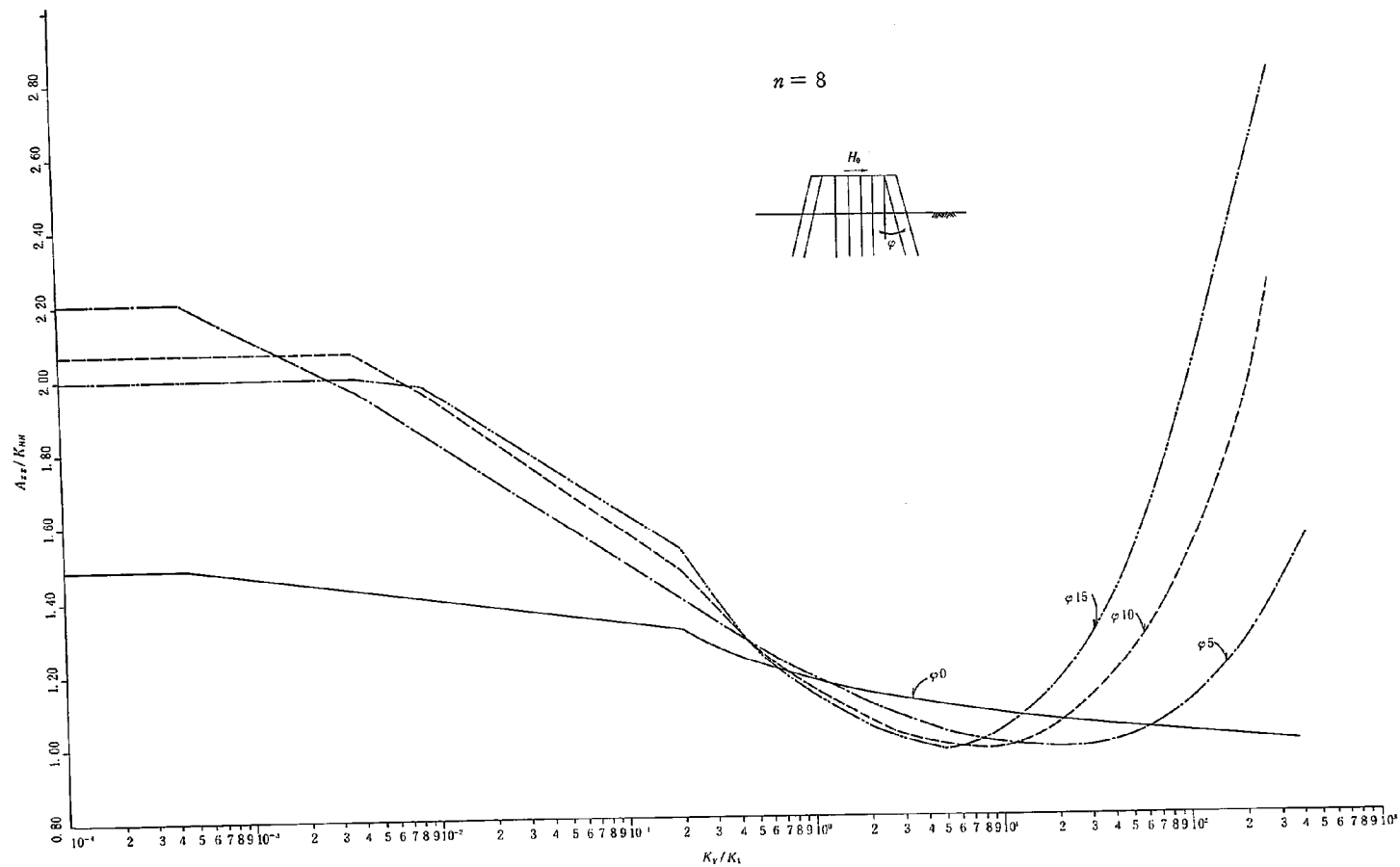


図-4.3.4(e) γ の算定数

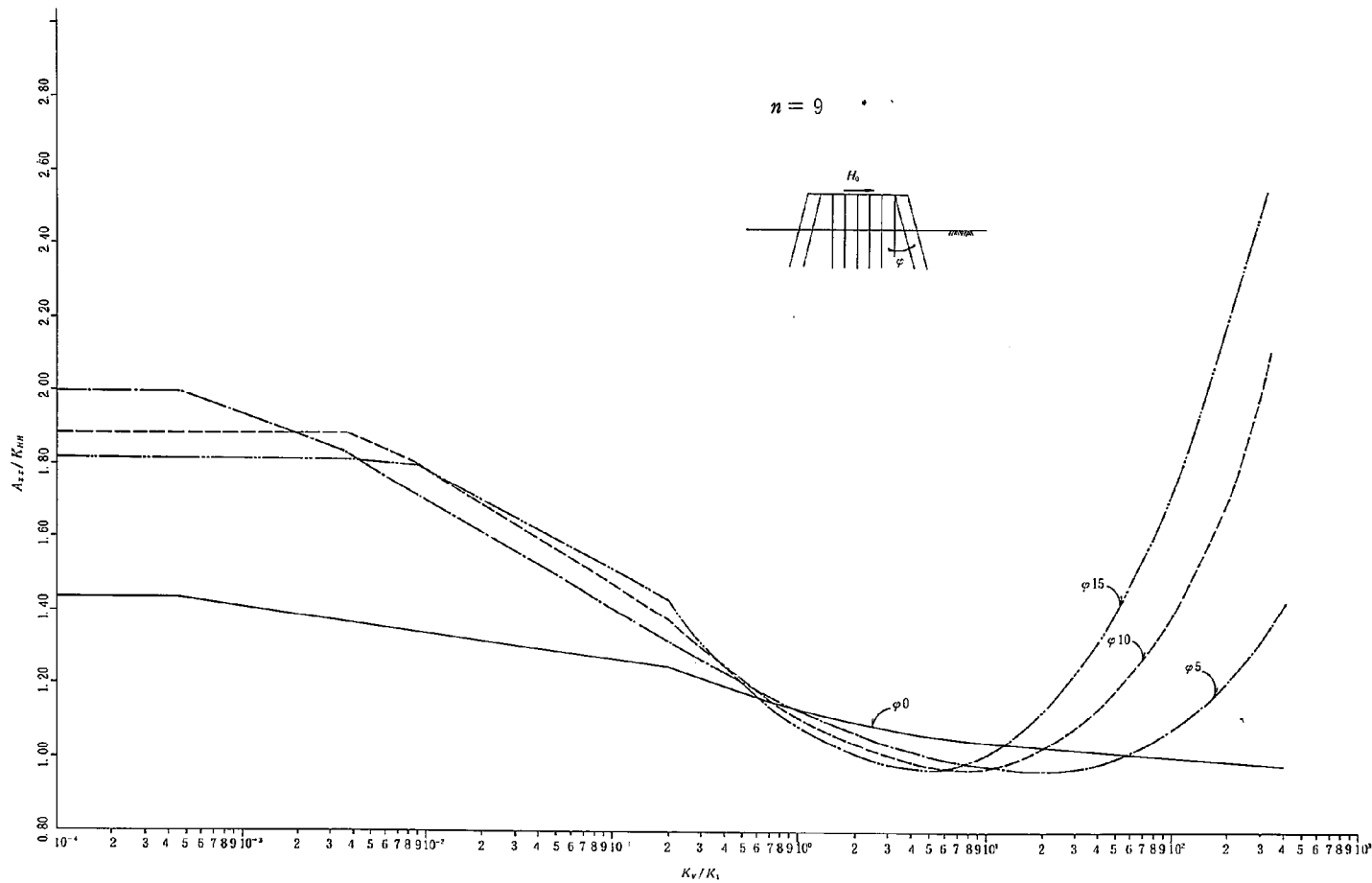
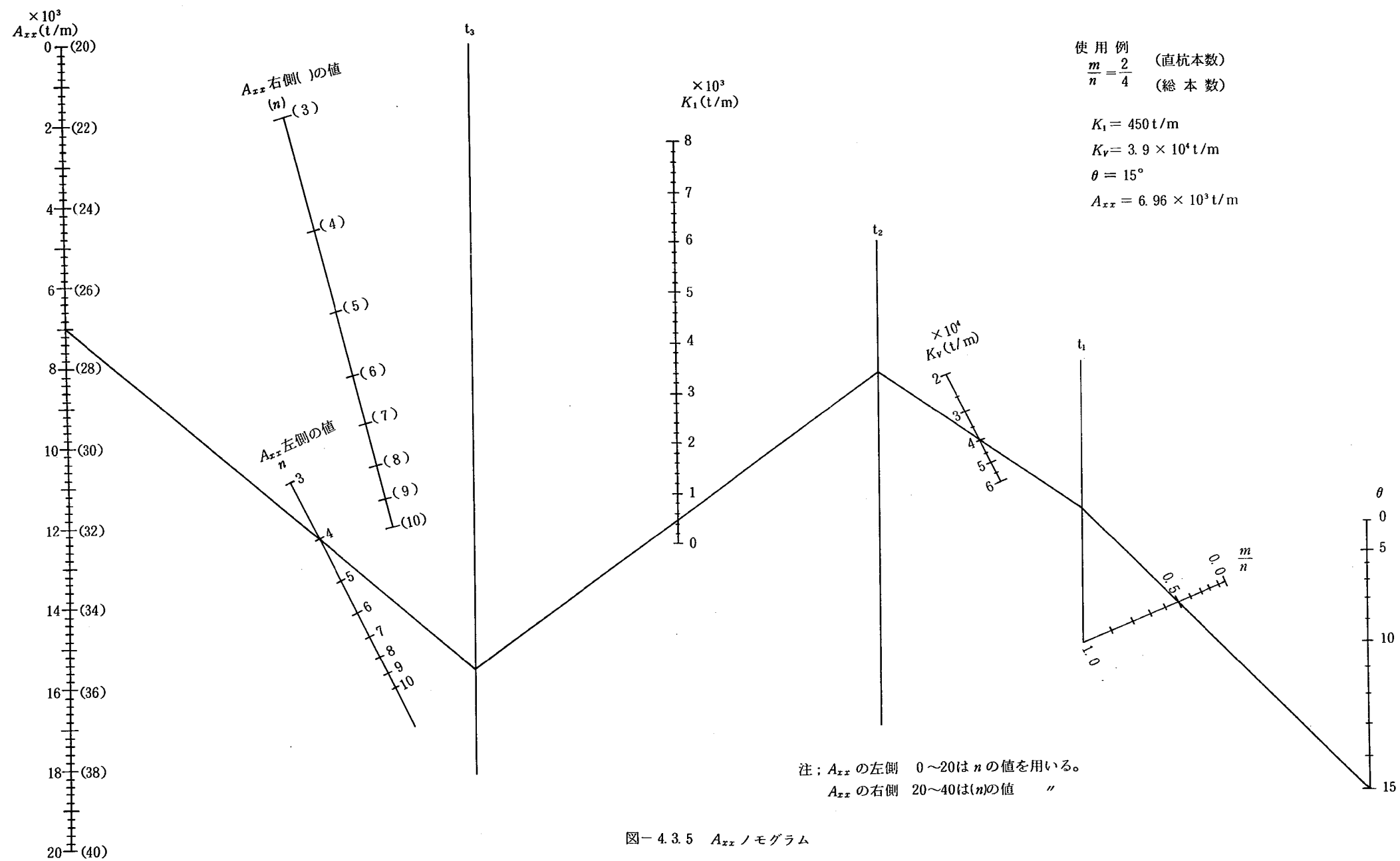


図-4.3.4(f) r の算定図

4.3.4. A_{xx} から杭本数, 斜角を定める方法

K_{HH} から r を用いて必要 A_{xx} が定まった場合に, 必要 A_{xx} を満たす杭本数, 斜角を決定する手法について検討する。

(4.3.5) 式を用いることにより, 必要杭本数, 斜角を求めるノモグラムを図-4.3.5のように作成した。この図を用いれば, 必要 A_{xx} , 杭の K_v , K_i を定数として与えれば, 杭本数 n , 斜杭の割合 m/n , 斜角 φ を組合わせとして決定することができる。例として $n=4$, $m/n=1/2$ とした時に斜角 15° が必要であることが算出されている。



4.4 概略設計手法

以上述べてきた設計手法をまとめ、全体の設計フロー（図-4.1.1 参照）に沿って、概略設計の手順を確認する。

(1) 初期条件の設定

- ・上部工反力の計算
- ・橋脚躯体形状の決定
- ・設計水平震度の計算
- ・基礎及び地盤条件等の決定

くいの断面諸係数 A, I_0, E, D

くい突出長 H （頂版中心までの高さ）

くいの横方向地盤反力係数 k

くいの軸方向ばね定数 K_v （くい頭）

以上よりくい特性値 β , くい頭剛性係数 $K_1, K_2(K_3), K_4$ を計算する。

$$\beta = 4\sqrt{\frac{kD}{4EI_0}}$$

$$K_1 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$$

$$K_2 = \frac{6EI\beta^2}{(1+\beta h)^3+2} (1+\beta h) \quad (=K_3)$$

$$K_4 = \frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$$

(2) 許容値の設定

- ・常時の許容鉛直押込力 Ra
- ・地震時の頂版中心での許容水平変位 δ_a
（あるいは地表面の許容水平変位 δ_{ao} ）

(3) 頂版形状、杭本数の仮定

- ・頂版形状は、杭自由長 H , 杭径 D , 上部構造寸法等を考慮して仮定する。
- ・杭については、杭径 D , 斜杭本数, 斜角などを仮定する。この場合斜杭本数, 斜角などは施工性からその使用限度が概ね定められる。

これらの値は、(4)～(6)の検討をへて修正される。

(4) 頂版中心外力の計算

- ・頂版中心（ラーメン骨組線）に作用する外力 V_0, H_0 の計算
- ・作用水平力 H_0 と許容水平変位 δ_a より必要全体ばね定数 K_{HH} の計算

$$K_{HH} = \frac{H}{\delta a}$$

(5) 杭本数の斜角の決定

- 杭本数と斜角から図-4.3.4を用いて r を決定し、 K_{HH} から必要 A_{xx} を求める。
- A_{xx} から杭本数、斜角、斜杭本数の組合せを決定し(図-4.3.5参照)、杭本数、斜角、斜杭本数、フーチング形状の変更を行う。

(6) 頂版厚 I の決定

- 頂版剛度から決まる鉛直荷重分担率 $\mu_{\max}$ 、 $\mu_{\min}$ (図-4.2.1.参照)と鉛直荷重から杭頭鉛直力を求めこの値が許容値以内であることを確認する。
- 許容値を超える場合は頂版厚の変更を行う。

以上の検討を繰り返し行うことにより、概略の多柱式基礎の形状寸法を決定することができる。

4.5 適用範囲

本検討はすべて弾性範囲で実施しているために、調査結果を無次元化して考えれば他の杭寸法に対してもそのまま適用できる。そこで本調査の範囲をもとに、提案した概略設計法の適用範囲を、無次元量として示せば次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} 0 < \frac{1+\beta H}{\beta L} < 13 \\ \text{かつ } 10^{-4} < K_1/K_v < 10^3 \\ \text{かつ } 0 < \beta \cdot H < 70 \\ \text{かつ } 0.1875 < \beta \cdot L < 12.5 \end{array} \right\} \quad (4.5.1)$$

ここに β ; 杭の特性値 (1/m)

H ; 杭自由長 (m)

L ; 杭間隔 (m)

K_1 ; 杭頭の水平力に対するばね定数 (ton/m)

K_v ; 杭頭の鉛直ばね定数 (ton/m)

5. 結 論

斜杭を有する多柱式基礎の構造特性について検討した結果、次の事項を確認できた。

- (1) 鉛直荷重の各杭の分担率については、杭の自由長や斜角の影響は比較的小さく、杭をばねに置きかえて連続ばりとして求めた分担率で、十分な精度を有することが確認できた。
- (2) 水平変位量は、斜杭の使用により著しく減少することがわかり、斜杭の有効性が確認できた。この場合、鉛直荷重の分担で大きく影響した頂版剛度は、水平変位量にはほとんど影響せず、水平荷重に対する設計には、頂版を剛体として仮定しても誤差は5%以内であることが確認できた。

以上の検討結果をもとに、多柱式基礎の概略設計手法を作成した。その概略は次のとおりである。

- (1) 全体のフローとしては、まず水平荷重に対する設計によって杭本数、斜角等を決定し、その後に鉛直荷重に対する設計で、頂版の剛度が十分であることを確認するものである。
- (2) 水平荷重に対する設計において、許容変位量 δ と水平荷重 H から求まる必要剛性 K_{HH} を定義し、この K_{HH} から通常の杭の設計で用いる剛性 A_{xx} を算定する図表を作成した。
- (3) さらに A_{xx} から必要杭本数、斜角等を決定することのできるノモグラムを作成した。
- (4) 鉛直荷重に対する検討においては、頂版と杭の相対剛度から、杭の最大、最小荷重分担率を算定することのできる計算図表を作成した。
- (5) 本設計法を使用できる適用範囲を明確にした。

あ と が き

斜杭を有する多柱式基礎の動的特性については、次の報告があるので参考にされたい。

斜杭を有する多柱式基礎の地震時の振動特性；浅間 他

日米天然会議（UJNR）、耐風耐震構造専門部会

第12回合同部会

最後に本調査を実施するにあたり、御協力いただいた、㈱総合技術コンサルタント 久保田，中西，野山の諸氏に感謝の意を表します。