

ISSN 0386-5878³

土木研究所資料第3067号

土木研究所資料

多柱式基礎の設計法に関する 基礎的研究

平成4年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1992) by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

多柱式基礎の設計法に関する 基礎的研究

構造橋梁部 部長 塩井幸武*
基礎研究室 室長 岡原美知夫
主任研究員 福井次郎
研究員 光家康夫**

*現 東京湾横断道路株式会社 設計部長

**現 群馬県土木部道路建設課長

要旨

斜杭を含む多柱式基礎の合理的な設計法の確立を目的とし、構造解析を通じてその特性を明らかにするとともに多柱式基礎の弱点とされてきた水平荷重への対応策とねじりモーメントへの設計手法を提案した。また、振動解析、動的解析を通じて静的検討と動的検討の役割を明示し、新たに開発された構造解析法を含めて設計手順の中での各解析方法の位置づけを行った。

さらに、現場および室内における大型・小型実験を通じて多柱式基礎の力学的性状を調べることにより、構造解析結果や理論との対応、新しい解析方法との適用性、各構造部材の設計細目の検討などを行ったものである。

キーワード：多柱式基礎、偏心荷重、ねじり抵抗、斜杭、荷重分担、静的解析、動的解析、水平載荷試験、偏心水平載荷試験、頂版、複合構造解析、杭頭結合法、連成振動

目 次

1. 緒言	1
1.1 多柱式基礎の概要	1
1.2 多柱式基礎の設計手法	3
1.2.1 設計方法の変遷	3
1.2.2 設計方法の評価	10
1.2.3 多柱式基礎の設計上の課題	11
1.3 研究目的	13
2. 多柱式基礎に関する研究実績	14
2.1 過去の設計と現場での対応	14
2.2 多柱式基礎に関する研究実績	17
2.3 今後の課題	20
2.4 結言	22
3. 多柱式基礎の構造特性と斜杭の導入効果	23
3.1 鉛直荷重の荷重分担と斜杭の導入効果	23
3.2 水平荷重の荷重分担と斜杭の導入効果	39
3.3 ねじり抵抗と荷重分担	51
3.4 振動解析	59
3.5 結言	77
4. 載荷試験結果	79
4.1 現場模型試験	79
4.2 小型模型試験	105
4.3 大型模型試験	122
4.4 結言	150

5. 構造部材の検討	153
5.1 頂版の挙動	153
5.2 多柱頭部の結合	164
5.2.1 多柱頭部の押抜きせん断耐力	164
5.2.2 多柱頭部の曲げ耐力	180
5.3 多柱の補強と防食	195
5.4 結言	200
6. 多柱式基礎の設計方法と耐震性の評価	202
6.1 複合構造解析モデル	202
6.2 設計の流れと解析手法	213
6.3 全体系の動的解析と耐震性の評価	218
6.4 結言	233
7. 結論	235
参考文献	238

多柱式基礎の設計法に関する基礎的研究

1. 緒言

1.1 多柱式基礎の概要

多柱式基礎は水深の大きい海中や湖中に基礎を設置する場合に、仮締切などを用いずに水面上より杭を直杭か斜杭の併用で打設して杭頭を気中においてフーチング（頂版）で結合して基礎とする工法による杭基礎の一種である。（図-1.1.1）。

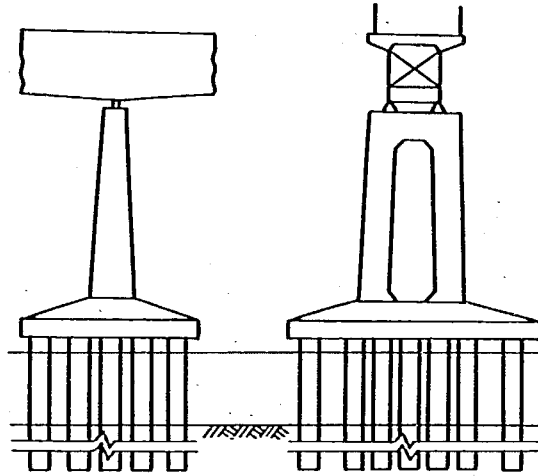


図-1.1.1 多柱式基礎

この工法は琵琶湖大橋¹⁾や大鳴門橋²⁾のように水面下に厚い軟弱な地層のある地点や水深が大きく海底地形が複雑で流れの激しい地点などでも施工可能であり、適用範囲の広い基礎工法である。

多柱式基礎は杭基礎の範疇に属するが、地盤面と頂版との間の空間に自由長を有することが特徴である。ここでいう自由長とはまわりが空中または水中で拘束のない状態の長さをいう。そのために多柱式基礎は施工が比較的容易であるが、水平荷重やモーメントに対して杭基礎よりも変形が大きいという弱点も有する。多柱式基礎の特色を要約すると以下のとおりである。³⁾

- (1) 大きな水深、速い流速の地点でも施工が可能である。
- (2) 基礎の規模に比べて小規模な機械器具や仮設備で施工できる。

- (3) 打込工法の外に中掘工法などの手段がとれるので適用地盤の範囲が広い。
- (4) 比較的工事期間が短く、工事中の安全も確保しやすい。
- (5) 個々の部材の耐力は比較的小さいが、構造系全体ではじん性が大きく、ねばり強い挙動を示す。
- (6) 突出長（自由長）の上に頂版を有するために水平荷重に対する変形量が大きくなり、振動しやすい。
- (7) 傾斜地盤上の単独基礎や偏心荷重の作用する基礎ではねじりなどの3次元の挙動を無視できないことがある。
- (8) 頂版と杭の結合部の応力、各杭の荷重分担など未解明な分野が残されている。
- (9) 支持層が浅い場合にあっても多柱基礎の機能を発揮できるだけの有効根入長を支持層の中に確保する必要がある。
- (10) 腐食、洗掘、漂流物、美観などへの留意が必要である。

一般に多柱式基礎は経済的であるが、その適用にあたって上記の特色を熟知した上で設置地点の諸条件に対して合理的な構造解析を行ない、十分な対応策を施す必要がある。

一方、多柱式基礎として小口径の多数の杭を使用するのではその利点が生かされないばかりでなく、杭自体の曲げ剛性が小さいという欠点は残されるので比較的大口径の少数の杭で構成されることが多くなっている。大型の多柱式基礎が可能になった背景には大規模構造物の増加とともに、大口径杭の施工技術の発達を支えた大口径厚肉長尺杭の製造技術、可搬式の大型杭打機械、大口径掘削機の出現、計測や自動制御などの技術の向上がある。また、設計面でも電子計算機が普及して複雑な計算や膨大な演算も可能になり、多質点系の振動解析、高次の不静定解析、有限要素法（FEM）解析、3次元解析などによって複雑な基礎の力学的挙動の中で未解明であった領域を次第に少なくすることができるようになってきている。

換言すれば、大型施工機械の発達によって、他の工法では施工が困難なところに多柱式基礎工法で基礎ができるようになってきているので、現場の複雑な状況に対して広い適用性と高い信頼性をもつ設計手法の樹立が求められている。そのために種々の構造解析を行って構造上の疑問点を実証的に解明していくことが必要で、その結果に立脚して現行の設計手法を発展させていくことが今後の課題となっている。

1.2 多柱式基礎の設計手法

1.2.1 設計方法の変遷

多柱式基礎の設計方法は歴史的には単純に個々の杭の集合として設計する方法から始まって複雑な構造系として設計する手法に次第に発展をしてきている。これまでの設計方法の概略をとりまとめると次のように要約できる。

(1) 鉛直力や回転モーメントに対しては慣用式で計算して水平力に対しては多柱をそれぞれ自由長（地盤などの拘束のない部分の長さ）のある単杭とみなして杭を弾性床上の梁¹⁾として解く方法。

（例 琵琶湖大橋 昭和37年－39年）²⁾

慣用法は次式で表される。

$$P_i = \frac{V_o}{n} + \frac{M_o}{\sum_{i=1}^n X_i^2} X_i \quad (\text{式1.2.1})$$

ここで

P_i : 杭頭反力 (tf/本)

V_o : 鉛直力 (tf)

n : 杭本数

M_o : 回転モーメント (tf・m)

X_i : 中心軸より杭までの距離 (m)

水平力と作用モーメントに対する杭の変位式は表-1.2.1に示すとおり、頂版の回転はないとして弾性床上の梁の理論を用いている。杭を弾性床上の梁と仮定する理論は多柱式基礎のその後の設計方法の基本となっている。

表-1.2.1 抗軸直角方向力と外力としてのモーメントに対する一般式

たわみ曲線の微分方程式		地上部分: $EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0$ 地中部分: $EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + p = 0$ $p = kDy_1$ H : 抗軸直角方向力 (kgf) M_1 : 抗頭の外力としてのモーメント (kgf・cm) D : 抗径 (cm) E : 抗の弾性係数 (kgf/cm ²) I : 抗の断面二次モーメント (cm ⁴)	k : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm ³) λ : H, M_1 の作用する地上高 (cm) $\beta = \sqrt{kD/4EI}$ (cm ⁻¹) $\lambda_s = \frac{M_1}{H}$ (cm)
抗の伏型	地上の突出している抗 ($\lambda > 0$)		
たわみ曲線図 曲げモーメント図	1) 基本系 	2) $M_1 = 0$ の場合 ($\lambda_s = 0$) 	3) 抗頭が回転しない場合
a たわみ曲線 y (cm)	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 (\lambda + \lambda_s) x^2 - 3\{1 + 2\beta(\lambda + \lambda_s)\} \beta x + 3\{1 + \beta(\lambda + \lambda_s)\} \}$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1 + \beta(\lambda + \lambda_s)) \cos \beta x - \beta(\lambda + \lambda_s) \sin \beta x \}$	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 \lambda x^2 - 3\{1 + 2\beta\lambda\} \beta x + 3\{1 + \beta\lambda\} \}$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1 + \beta\lambda) \cos \beta x - \beta\lambda \sin \beta x \}$	$y_1 = \frac{H}{12EI\beta^3} \{ 2\beta^3 x^3 - 3(1 - \beta\lambda)\beta^3 x^2 - 6\beta^3 \lambda x + 3(1 + \beta\lambda) \}$ $y_2 = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1 + \beta\lambda) \cos \beta x + (1 - \beta\lambda) \sin \beta x \}$
b 抗頭変位 δ (cm)	$\delta = \frac{(1 + \beta\lambda_s^2 + 1/2) H}{3EI\beta^3} + \frac{(1 + \beta\lambda_s^2)}{2EI\beta^3} M_1$	$\delta = \frac{(1 + \beta\lambda^2 + 1/2) H}{3EI\beta^3}$	$\delta = \frac{(1 + \beta\lambda)^2 + 2}{12EI\beta^3} H$
c 地表面変位 f (cm)	$f = \frac{1 + \beta(\lambda + \lambda_s)}{2EI\beta^3} H$	$f = \frac{1 + \beta\lambda}{2EI\beta^3} H$	$f = \frac{1 + \beta\lambda}{4EI\beta^3} H$
d 抗頭傾斜角 α (rad)	$\alpha = \frac{(1 + \beta\lambda_s^2)}{2EI\beta^3} H + \frac{1 + \beta\lambda_s}{EI\beta^3} M_1$	$\alpha = \frac{(1 + \beta\lambda^2)}{2EI\beta^3} H$	$\alpha = 0$
e 抗各部の曲げ モーメント M (kgf・cm)	$M_1 = -Hx + \lambda_s M_1 - M_1 = -Hx + \lambda_s M_1$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta(\lambda + \lambda_s) \cos \beta x + (1 + \beta(\lambda + \lambda_s)) \sin \beta x \}$	$M_1 = -H(x + \lambda)$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta\lambda \cos \beta x + (1 + \beta\lambda) \sin \beta x \}$	$M_1 = \frac{H}{2\beta} \{ -2\beta x + (1 - \beta\lambda) \}$ $M_2 = \frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} \{ (1 - \beta\lambda) \cos \beta x - (1 + \beta\lambda) \sin \beta x \}$
f 抗各部のせん断力 S (kgf)	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1 + 2\beta(\lambda + \lambda_s)) \sin \beta x \}$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1 + 2\beta\lambda) \sin \beta x \}$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - \beta\lambda \sin \beta x \}$
g 抗頭曲げモーメント M_0 (kg・cm)	$M_0 = -M_1 = -H\lambda_s$	$M_0 = 0$	$M_0 = \frac{1 + \beta\lambda}{2\beta} H$
h 地中深 l_n の点の 曲げモーメント M_n (kgf・cm)	$M_n = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta(\lambda + \lambda_s))^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l_n)$	$M_n = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{1 + 2\beta\lambda^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l_n)$	$M_n = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{1 + (\beta\lambda)^2} \cdot \exp(-\beta l_n)$
i l_n (cm)	$l_n = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta(\lambda + \lambda_s)}$	$l_n = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta\lambda}$	$l_n = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta\lambda}$
j 第一不動点の 深さ l (cm)	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta(\lambda + \lambda_s)}{\beta(\lambda + \lambda_s)}$	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta\lambda}{\beta\lambda}$	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta\lambda + 1}{\beta\lambda - 1} \right)$
k たわみ角 0 となる 深さ L_0 (cm)	$L_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1 + 2\beta(\lambda + \lambda_s)) \}$	$L_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1 + 2\beta\lambda) \}$	$L_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta\lambda)$

(2) 剛体と仮定した頂版で連結された自由長を有する杭基礎の作用力に対する挙動を弾性計算で解いて各杭の反力変位、断面力等を求める方法。

(例 青柳橋 昭和44年-46年)⁶⁾

この方法は変位法とも呼ばれ、道路橋示方書における杭基礎の標準的な計算方法を展開したものである。頂版の変位と作用力の関係は次式であらわされる。⁷⁾

$$\left. \begin{aligned} A_{xx}\delta_x + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha} \cdot \alpha &= H, \\ A_{yx}\delta_x + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha} \cdot \alpha &= V, \\ A_{\alpha x}\delta_x + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha} \cdot \alpha &= M. \end{aligned} \right\} \text{(式-1.2.2)}$$

ここで各係数は次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= \sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} &= A_{yx} = \sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \\ A_{x\alpha} &= A_{\alpha x} = \sum \{ (K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \\ A_{y\alpha} &= A_{\alpha y} = \sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \} \\ A_{\alpha\alpha} &= \sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 \\ &\quad + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned} \right\} \text{(式-1.2.3)}$$

ここに

H .: 頂版に作用する水平力 (tf)

V .: 頂版に作用する鉛直力 (tf)

M .: 頂版に作用する回転モーメント (tfm)

δ_x : 頂版中心の水平変位 (m)

δ_y : 頂版中心の鉛直変位 (m)

α : 頂版中心の回転角 (rad)

x_i : 頂版の中心軸から各杭までの距離 (m)

θ_i : 各杭の傾斜角 (度)

K_v : 杭の軸方向ばね係数 (tf/m)

K_1, K_2, K_3, K_4 : 杭頭のばね係数で表-1.2.2による。

なお、表中の記号は次のとおりである。

h : 杭の自由長 (m)

$E I$: 杭の曲げ剛性 (tfm)

β : 杭の特性値

$$\beta = (k D / 4 E I)^{1/4}$$

k : 杭の軸直角方向地盤反力係数 (tf/m³)

D : 杭径 (m)

上記の3元連立方程式を解いて求められた頂版中心の変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$) から各杭頭の杭軸方向力、 P_{vi} , 杭軸直角方向力 P_{hi} , 杭頭モーメント M_i は次式で求まる。

$$P_{vi} = K_v \delta'_{vi} \quad (\text{式-1.2.4})$$

$$P_{hi} = K_1 \delta'_{xi} - K_2 \alpha \quad (\text{式-1.2.5})$$

$$M_i = -K_3 \delta'_{xi} + K_4 \alpha \quad (\text{式-1.2.6})$$

$$\delta'_{xi} = \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha x_i) \sin \theta_i \quad (\text{式-1.2.7})$$

$$\delta'_{yi} = \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha x_i) \cos \theta_i \quad (\text{式-1.2.8})$$

ここで

δ'_{xi} : 各杭頭の軸直角方向変位 (m)

δ'_{yi} : 各杭頭の軸方向変位 (m)

同様の解法はフランスにもあるが²⁾、地表面の支点を固定しているために地盤との相互作用を評価できない。

表-1.2.2 杭の軸直角方向バネ定数

	杭 頭 剛 結 合		杭頭ヒンジ結合	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2, K_3	$\frac{6EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta^3$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

(3) 杭と頂版が剛結されて鉛直、水平、回転ばねで支えられた立体ラーメン構造となるが、計算は杭列に沿った平面ラーメンの格子に近似して立体的に解く方法

(例 大島大橋 昭和45年～51年)⁹⁾

この方法は通常、図-1.2.1に示すように頂版を平面格子骨組にモデル化して、この平面格子構造に杭の棒部材を結合させて立体ラーメン骨組構造として解く方法(立体ラーメン解析)である。上部工からの荷重は頂版の断面形状、柱や杭の位置を考慮したFEM解析などで荷重分布を算出して骨組線に作用させる。

部材座標系において図-1.2.2に示す部材ijの節点変位 $\{\delta\}$ と節点力 $\{F\}$ との間に次の関係が成立する。¹⁰⁾

$$\begin{Bmatrix} F_i \\ F_j \end{Bmatrix} = [k_{ij}] \cdot \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_i^P \\ F_j^P \end{Bmatrix} \quad (\text{式-1.2.9})$$

ここで $[k_{ij}]$ は部材の剛性マトリックスで(式-1.2.10)で表され、座標系は右手系に従う。 $\begin{Bmatrix} F_i \\ F_j \end{Bmatrix}$, $\begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \end{Bmatrix}$, $\{F_i^P\}$ は(式-1.2.10～14)のように定義される。

$[k_{ij}]$: 立体系の剛性マトリックス

$$[k_{ij}] = \begin{Bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{Bmatrix}$$

$$k_{ii} = \begin{bmatrix} EA_x/l & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12EI_z/l^3 & 0 & 0 & 0 & 6EI_z/l^2 \\ 0 & 0 & 12EI_y/l^3 & 0 & -6EI_y/l^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6EI_y/l^2 & 0 & 4EI_y/l & 0 \\ 0 & 6EI_z/l^2 & 0 & 0 & 0 & 4EI_z/l \end{bmatrix} \quad (\text{式-1.2.10})$$

$\{F_i\}$, $\{F_j\}$: 節点力

$$\{F_i\} = \{U_i, V_i, W_i, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi}\}^T \quad (\text{式-1.2.11})$$

$\{\delta_i\}$, $\{\delta_j\}$: 節点変位

$$\{\delta_i\} = \{u_i, v_i, w_i, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}\}^T \quad (\text{式-1.2.12})$$

$$l = (X_i - X_j)^2 + (Y_i - Y_j)^2 + (Z_i - Z_j)^2 \quad (\text{式-1.2.13})$$

$\{F_i^p\}$: 等価節点力

$$\{F_i^p\} = \{U_i^p, V_i^p, W_i^p, M_{xi}^p, M_{yi}^p, M_{zi}^p\}^T \quad (\text{式-1.2.14})$$

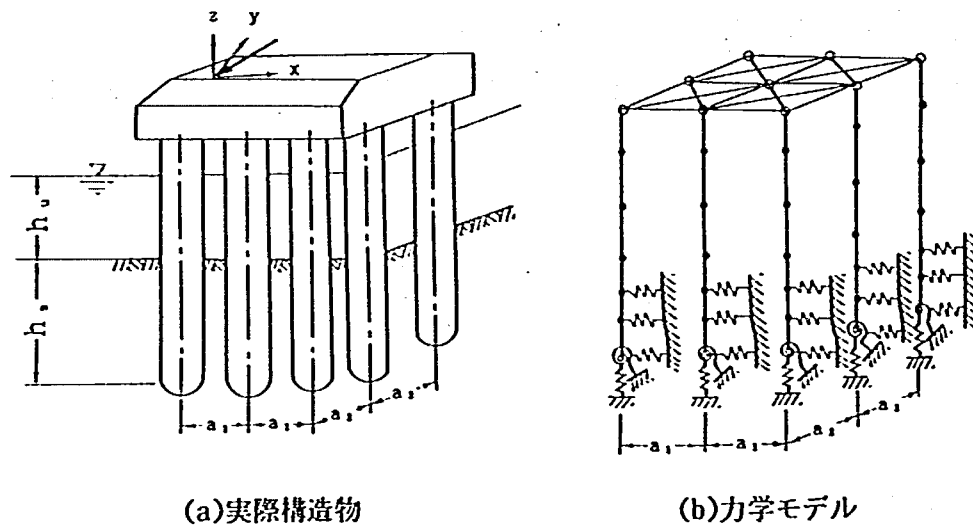


図-1.2.1 多柱基礎の立体モデル化

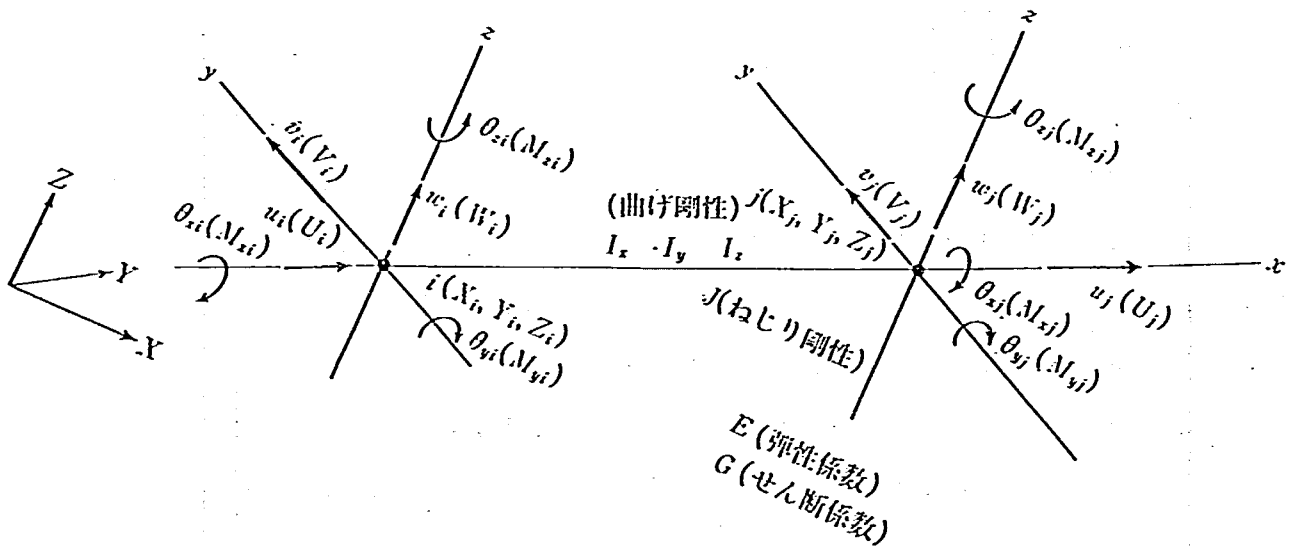


図-1.2.2 節点変位と節点力の関係

これらの外に、多柱式基礎の柱間に繫材をとる形式のトレススルを海中に設置する石油掘削用の足場（プラットフォーム）¹¹⁾の設計（図-1.2.3）について American Petroleum Institute（アメリカ石油連盟）や American Institute of Steel Construction（アメリカ鉄鋼建設協会）の設計マニュアルもあるが、基礎構造物ではないのでここでは取り扱わない。^{12), 13)}

また、大水深基礎として斜杭をアンカーとして利用する浮体式基礎の構想（図-1.2.4）もあるが¹⁴⁾、やはり特殊であるので検討の対象から除外する。

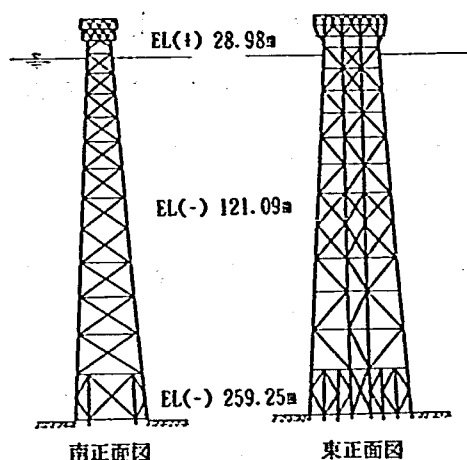


図-1.2.3 石油掘削用足場の例

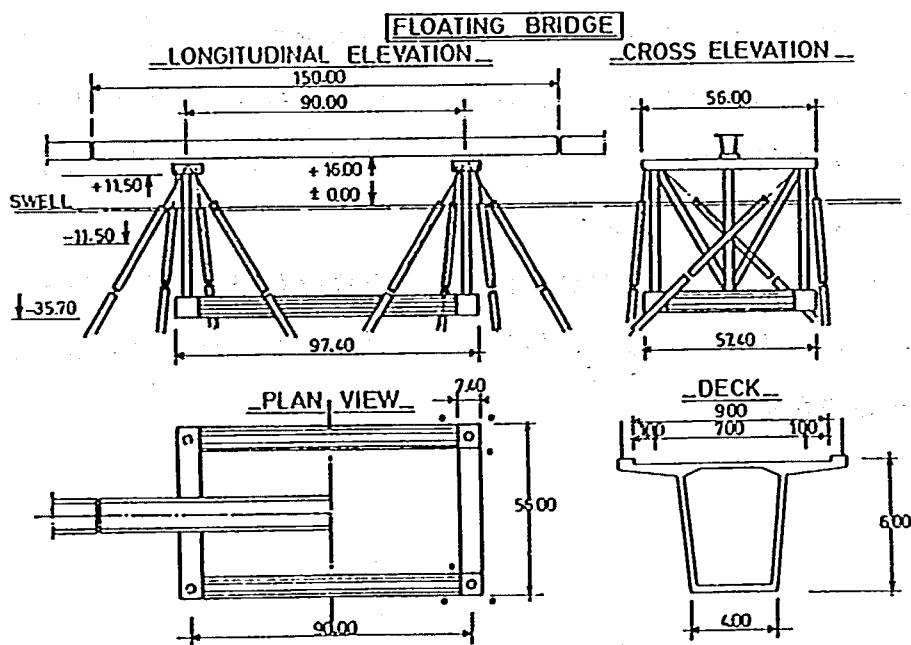


図-1.2.4 浮体式基礎の提案例

1.2.2 設計方法の評価

一般化されている多柱式基礎の設計法は上述のとおりであるが、さらに詳しい方法としては立体FEM解析がある。これは頂版ならびに杭を3次元のソリッド有限要素にモデル化して解析する方法である。¹⁶⁾ 解析結果は実際の応力分布状態を最もよく近似できると考えられている。しかし、モデルの作成が非常に煩雑で大容量の電子計算機が必要となる。また、境界条件や地盤材料の構成式などの設定の仕方によっては計算結果が大きく変動する恐れもある。

立体ラーメン解析は多くの多柱式基礎の設計に適用されている。しかし、頂版を格子モデルに分割するために頂版内の応力の複雑な分布状態を正確に把握することは困難である。分割の方法やモデルの設定の仕方によっては頂版内の応力の流れや杭の変形状や応力の伝達にも影響がでてくるが、杭の挙動はよく近似され、複雑な地表面の基礎にも適用できる。

変位法は自由長が短く、地表面の平坦な中小規模の基礎に適用でき、電卓で計算できる。計算上は頂版を剛体と仮定しているが、耐震設計のときに頂版を軽くする努力の結果、頂版が薄くなって剛体としての剛度を確保できないことなど設計条件が満足されない場合が多い。この他に仮定条件の半無限の杭長に相当する根入長を確保するために岩盤上でも必要な深さの掘削を必要とするなど、施工上の困難が生じることがある。

杭を弾性床上の梁として解く方法は多柱式基礎の初期に用いられた。この方法は水平力やモーメントに対して基礎全体の回転中心を頂版の重心におくために現実の挙動とは異なる解析となり、斜杭の効果も評価できない。また、変位法と同様の欠点も有する。しかし、単純に鉛直力のみ計算などには有効である。計算が容易で地層の層序の影響も計算に取り込みやすいという利点もある。

これらの計算方法には、それぞれ独特の仮定と簡略化が行われているため、多柱式基礎の力学的性状を把握する上ではその特色を十分に理解して解析の対象に応じて適切な解析方法を用いる必要がある。

1.2.3 多柱式基礎の設計上の課題

多柱式基礎は他の形式の基礎にはない優れた特性を多く有している一方、その特性にもとづく弱点も少なくない。また、比較的歴史も浅く、施工例も少ないにも拘わらず、必要にせまれ、比較的大型の基礎に採用されることが多い。そのために過去にも多くの検討がなされているが、現在もいくつかの課題が指摘されている。

設計上から課題とされているものには次のようなものがある。

(1) 構造解析法

何種類かある設計計算法は上述のとおり構造物の規模や特性、解析の対象に応じてその都度、任意に選択されている。これらの計算法を包括できる設計体系を確立するとともに適用範囲が広く計算が容易な設計法を提案し、設計基準の中に組み入れていくことが求められている。

(2) 耐震設計

多柱式基礎は多柱上の頂版や上部構造の質量が大きく、逆振子のようなモデルとなり、地震力が作用した場合は非常に揺れやすい形状となっている。そのために上部構造の応答加速度、変位量が大きくなり、許容値内で設計が困難になる。杭本数を増すことは頂版の断面も大きくなるので地震時の慣性力を増すことになり、効果が薄くなる。この悪循環の関係を解決する必要がある。

(3) ねじり剛性

多柱式基礎に衝突荷重のような偏心荷重が作用するとき、地表面の傾斜、凹凸などによる自由長が異なる場合や多柱間で地盤の物性が変化する場合に水平力などが作用するとき、ねじれが生じる。もともと、回転ねじりに対して剛性が低いのでねじりモーメントに対する挙動を調べ、所要の剛性を算定できるようにする必要がある。

(4) 多柱の間隔

杭基礎では杭間の最小間隔を $2.5D$ (D : 杭径) で規定しているが、大規模な多柱式基礎では杭径が大きいので杭径と上部工から定められる許容水平変位量 (一定の値となることが多い) との比が相対的に小さくなる。また、杭の剛性が高く、地震時の地表面の応答変位

量も比較的小さいので通常の杭径に対する最小間隔をそのまま適用するのは不合理である。

(5) 杭の荷重分担

基礎が大型化すると杭本数を増すか、杭径を大きくして本数を減すかの選択が求められる。その場合、杭頭を結ぶ頂版の剛性も検討の対象となる。頂版の軽量化のために剛性を下げた場合には頂版に弾性たわみ変形が生じて各杭の荷重分担に変化が生じる。そうしても頂版を軽くした方が有利な場合があるので合理的な選択ができるようにする必要がある。

(6) 頂版と杭の結合方法

頂版と杭の結合部には杭頭拘束モーメントと打抜きせん断力が作用する。これらの力は作用荷重によって大きく変動するので頂版および杭の剛性を考慮した合理的な構造細目を示す必要がある。

従来、多柱式基礎にかかわる課題は架橋地点の条件に応じて個々対処されてきたために、上述のように多柱式基礎全体に共通する普遍的な課題を系統的に究明して、その対応策を一般化するという試みは行われていない。汎用性の高い設計基準を確立するためには、これらの課題を実務的に解決していく必要がある。

1.3 研究目的

多柱式基礎は施工が比較的容易で、経済的かつ適用範囲の広い基礎工法でありながら、一般化された設計基準が整備されていないところから、採用された例が比較的少ないのが現状である。設計基準を整備するには、一般化された形で設計の体系を明示するとともに、設計上の諸問題を解明して具体的な設計手法を提示するなど、設計方法を合理化していく必要がある。

本研究は多柱式基礎の設計方法を合理化することを目的に次の点に主力をおいて試験、研究、解析を行い、その結果をとりまとめるものである。

- (1) 各種の作用荷重に対して多柱式基礎の力学的性状を調べ、その構造特性を明らかにする。
- (2) 解析手法の簡素化をはかり、新しい手法を提案する。
- (3) 水平方向荷重に対する剛性不足の補強に用いる斜杭の効果を調べる。
- (4) ねじりモーメントに対する設計方法を提示する。
- (5) これらの解析値を実験値と対比して各解析手法の適用性を検討する。
- (6) 頂版と杭の結合部分の細部構造の改良方法を提示し、その効果を検証する。
- (7) 斜杭を用いた多柱式基礎の耐震性を静的解析、動的解析を通して検証する。
- (8) 多柱式基礎の設計手順と各解析手法との関係を示す。

本研究の成果は、多柱式基礎の設計基準作成のときに基礎資料として利用することができよう。また、個々の成果は海峡横断道などにみられる大水深、速い潮流などの厳しい条件下での大規模橋梁の基礎の設計や多様な制約条件の下での多柱式基礎の設計などを容易にするとともに、地震時に液状化する地盤の杭基礎の安全性の照査などにも応用することも期待できる。

2. 多柱式基礎に関する研究実績

2.1 過去の設計と現場での対応

多柱式基礎は鉛直荷重を剛体の頂版（フーチング）と杭で支える水中基礎として古くから用いられていたが、本格的な橋梁基礎として鉛直力、水平力、回転モーメントの荷重3要素に対して設計されるようになったのは近年になってからである。大規模な橋梁ではそれぞれ試験、調査、解析などを行い、現場の地盤条件、橋の構造特性に応じた問題点の解決を図っており、それぞれ、優れた成果を挙げ、それ以降の設計に反映され、多柱式基礎の設計方法の発展に貢献している。以下にその概要を記す。

(1) 琵琶湖大橋¹⁶⁾

琵琶湖大橋では水深8m、へどろ層約10mという条件から多柱式基礎が採用されたが、設計の考え方は仮締切工を省略するための自由長をもつ杭基礎である。橋脚は26基であるが、最大のものは主航路のもので、径1500mm、厚さ9~13mm、長さ26~38mの鋼管杭16本を用いている。

設計、施工にあたり単杭の鉛直、水平載荷試験と振動試験が行なわれ、中埋コンクリートの施工、設計用地盤常数、設計震度などが決定されている。

(2) 青柳橋¹⁷⁾

青柳橋は飛騨川の今渡ダムの貯水池に建設されたものである。水深は約10m、地盤は表層の玉石まじり砂礫約2mの下が砂岩、泥岩の互層となっている。2基の橋脚については他の基礎工法と比較検討の結果、多柱式基礎が有利となり、径812.8mm、厚さ16~18mm、長さ17~20mの鋼管杭18本をプレボーリング孔に建込む工法が採用されている。

現場では単杭15本の水平載荷試験から、ばね係数の値を確かめるとともに完成後に2基の橋脚の水平引張試験を行なって試算値と実測値とがよい精度で一致していることを確認している。

(3) 大島大橋^{18) 19)}

大島大橋は山口県屋代島（通称周防大島）と本土の間の急潮流で名高い大島瀬戸に架かる3径間連続トラスで、うち3橋脚が多柱式基礎である。最大水深24m、最大潮流5m/secで海

底は花崗閃緑岩である。多柱の径はいずれも3.5mで内管（径3.0m）をセメントモルタルや水中コンクリートなどで充填されている。本数はそれぞれ9本、12本、12本で長さはそれぞれ平均21.1m、38.8m、34.8mである。

構造計算は立体ラーメン解析により、用いられた設計常数は現場で建込まれた実物大の実験杭3本の水平載荷試験の結果によった。実験の結果、合成断面の有効性、弾性床上の梁としての挙動の妥当性が明らかになった。

(4) 大鳴門橋^{20) 21)}

大鳴門橋は最大水深約90m、最大潮流約10ノット（約5m/sec）の海峡に架かる中央支間876mの吊橋である。主塔の位置は起伏の激しい岩礁の上であるが、設計上は水深6.5m、潮流3～4m/secを条件にしている。地盤は和泉層群の砂岩と頁岩の互層である。厳しい自然条件、施工条件から多柱式基礎が採用された。両主塔ともそれぞれの門型主塔の各柱の直下に多柱群が配され、径7mの柱とまわりの径4mの柱8本で構成された多柱群が、頂版で結合されている。各柱長は27mに揃えている。

本州四国連絡橋公団では明石海峡大橋の基礎として多柱式基礎の適用性を追求していたので数々の技術的検討がされており、大鳴門橋はそれらの成果を反映するものとなった。これらの技術的検討を通じて多柱式基礎の構造特性や振動性状が明らかにされた。同時に構造解析手法も長足の進歩を遂げ、立体ラーメン解析の他に立体FEM解析、動的応答解析などによる照査も実施できるようになった。

大鳴門橋では立体FEM、平面ラーメン解析などを併用しながら主に立体ラーメン解析を主体に構造解析が行なわれ、独特の多柱式基礎の寸法形状の妥当性を確認している。現場では多柱の掘削後、内部を空にして載荷試験を行ない、設計に用いた岩盤の数値との間に問題のないことを確認している。

(5) 内海大橋^{22) 23)}

内海大橋は広島県東部の田島に架かる渡海橋で中央の岩礁を利用するために主径間が2つになり、各々の橋脚に多柱式基礎が採用された。海峡は最大水深約50mで潮流は1.2～1.3ノット程度であるが、海底が古生代の粘板岩を主体として起伏に富み、橋脚位置でも3～4mの高低差がある。多柱は径2mの鋼管と鉄筋コンクリートの合成杭で長さは20～30m、本数は各橋脚間で9～20本と変化している。

自由長の異なる基礎の構造解析は立体ラーメン解析を採用しているが、頂版（フーチング）は剛体と仮定している。施工にあたり、自由長が長いものの中から差のある杭2本を選んで水平載荷試験を行ない、設計時の地盤反力係数と実測値との一致と鋼管と中詰鉄筋コンクリートの合成効果を確認している。

(6) 横浜港横断橋（ベイブリッジ）²⁴⁾

横浜港横断橋は横浜港の本牧埠頭と大黒埠頭を結ぶ中央支間460mのダブルデッキの斜張橋である。架橋地点は水深約14m、その下に30～50mの軟弱地盤が堆積している。支持層の土丹層は $N > 50$ 、一軸圧縮強度 $15 \sim 50 \text{ kg f/cm}^2$ で起伏があるために表面の風化層を除いて有効根入長を確保する必要がある。基礎形式は種々の検討結果、多柱式基礎が選定され、平面寸法 $34\text{m} \times 54\text{m}$ 、厚さ9～12mの頂版に直径10mの杭6～9本（49m～63m）の構成となっている。

解析は弾性立体骨組解析を主体に行っており、地盤反力の再配分を考慮するための地盤の弾塑性ばねを用いた平面骨組解析も用いられている。また、横浜市は関東大地震で大被害を受けているので耐震設計に力点がおかれ、応答スペクトル法を中心に上部構造を含めた橋軸方向、橋軸直角方向の応答解析と時刻歴応答解析による照査が行なわれて安定性および部材断面の安全性を確認している。

2.2 多柱式基礎に関する研究実績

多柱式基礎の設計に関する、これまでの調査研究は主として静的な構造解析、地震力のような動的荷重に対する振動解析を中心に進んできている。さらに、それにとまなう構造細目も検討されてきたが、これらの調査研究は構造解析、振動解析、構造細目の項目に大別できる。それぞれの内容を取りまとめると以下ようになる。

(1) 多柱式基礎の構造解析に関する研究

多柱式基礎の構造解析に関する研究は、鉛直荷重と水平荷重が同時に作用した場合の設計計算方法を開発する方向で進められている。これらの計算方法は模型実験や現場での水平載荷試験と照合することにより計算結果と実際の挙動とが一致するようになってきている。

琵琶湖大橋では自由長のある杭基礎としての設計方法が基本になっているが、単杭および完成後の橋脚において水平載荷試験および振動試験を行って、設計常数の妥当性、各質点系の固有振動数等を確認している。その後の青柳橋、大島大橋での現場試験などを通じて立体ラーメン解析に用いる設計常数が与えられるようになり、この方法が主流となってきている。これらの成果は大鳴門橋の計画設計に集約され、さらに立体FEM（有限要素法）モデルで照査が行なわれている。この段階で現在の多柱式基礎の厳密な構造解析のできる設計方法は概成している。

これらの流れとは別に渡辺らによる立体解析法などがある。²⁶⁾ 鉛直杭のみからなる多柱式基礎の構造特性は多田によって総合的に明らかにされて、耐震設計の手法も提示されているが、²⁶⁾ 地震力のような動的水平荷重についてはその後も振動解析を中心に研究が継続している。

(2) 多柱式基礎の振動解析に関する研究

多柱式基礎の弱点は水平荷重に対して変位が大きく、減衰性が少ないことにあり、そのために耐震性が最大の課題となっている。

この問題については琵琶湖大橋以来、種々の研究がなされている。琵琶湖大橋では石井らが現地における単杭および完成後の橋梁の振動試験から共振曲線を求めて、1質点系、多質点系の動的解析との対応を試みている。²⁷⁾ しかし、多柱式基礎の固有振動数は通常の

橋梁より長いことから応答を照査するのに適合する長周期成分を含む地震記録やスペクトラムが得られなかったので、震度法のみ reliant 耐震設計に限界のあることを指摘するにとどまっている。

その後、数橋の多柱式基礎が施工されたが、本格的な振動解析はほとんどみられず、研究の主体は本州四国連絡橋の有力な基礎形式としての多柱式基礎の研究に集約されていった。

本州四国連絡橋においては上部構造も含めた連成立体振動、平面振動の解析方法が多田、倉田らによって開発された。²⁸⁾ このうち、立体振動は頂版を剛体、柱を弾性体と仮定して並進、ロッキング、ねじれ振動について任意の方向の地震力に対しても計算できるというもので、海底地形の傾斜の影響、ケーブルや橋面の拘束効果も取り入れることもできる。この解析モデルは鉛直の多柱の基礎についてはほぼ完成した解析方法と評価される。しかし、この方法は数多くの数値（地震入力、地盤常数、ばね係数、減衰係数など）を各質点または断面毎に適切に設定しなければならず、また大容量の電子計算機を必要とするなどの課題も持っている。

以上の研究と平行して高田、小坪らは多柱式基礎の振動性状を実験と理論解析で検討している。高田はばね係数や減衰係数が振幅等の影響を受けること、1 質点系で評価することがむずかしいことなどを指摘し、²⁹⁾ 小坪は多柱式基礎の固有振動数と地盤の固有振動数が近接している場合は応答に及ぼす影響がきわめて大きいことを指摘している。³⁰⁾

横浜港横断橋（ベイブリッジ）の多柱式基礎は根入長の大部分が軟弱であるところから各基礎の地点毎に自然地盤の非線型応答解析を行なった上で多柱式基礎と地盤の連成モデルによる地震応答解析から耐震性の評価、相互作用の影響度についての検討を行なっている。³¹⁾ 最後に上部構造を含めた橋軸方向、橋軸直角方向の応答スペクトル、時刻歴応答による動的解析を行なっている。³²⁾

海外では石油掘削用足場に関する耐震設計、非線型解析などについての研究成果がみられるが、^{33)・34)} いずれも骨組解析で地盤との連成モデルとはなっていない。

(3) 構造細目に関する研究

多柱式基礎の構造細目としては頂版構造、柱構造、杭頭処理などがあげられる。これらの多くは現場における水平載荷試験などによる実証を通じて断面が定形化している。特に頂版構造は質量を減らすほど有利となるために相当の検討が必要である。大鳴門橋では F

E M解析、光弾性解析などを通じて頂版内の応力分布、応力集中を調べて対処している。

³⁶⁾ また日本道路公団でも頂版と柱の結合方法、頂版構造などについて模型試験、F E M解析、光弾性解析を行い、斜杭を含むS R C（鉄骨鉄筋コンクリート）構造の頂版の設計方法の提案を行っている。^{36)・37)}

2.3 今後の課題

前節で述べた既存の調査研究成果からさらに継続して研究していくべき課題として次のようなものがあげられる。

(1) 設計上の課題として取り上げた構造解析法については立体ラーメン解析、立体FEM解析で多柱式基礎の主要部材の構造解析はできるようになっている。しかし、頂版が薄くなった場合には剛体としての仮定が崩れるので頂版の変形を考慮した構造解析法が求められる。立体ラーメン解析でも頂版を格子骨組にモデル化できるが、版としての複雑な応力、変形を把握することができない。偏心荷重や斜抗の影響が入るとより複雑となる。立体FEM解析では頂版、杭を三次元ソリッド有限要素にモデル化されるが、実際の応力や変形を各部分毎に表現できるようにモデルを作成するのは非常に煩雑で、大容量の電子計算機を必要とするために解析作業には多大な労力、時間、費用を要するので実務的でない。これらの問題を解決するためには、新たに実用的な解析モデルが求められている。

(2) 多柱式基礎は水深が大きい箇所、軟弱地盤の厚い箇所、橋梁の規模や支間が大きい場合などには、水平荷重や地震力による水平変位、水平力による応力等で断面寸法が決まることが多い。これらの値が大きいと設計が実質的に不可能になり、多柱式基礎の長所が発揮されないことになる。このような問題に対する有効な手段を考案し、多柱式基礎の適用範囲を拡大することが必要である。また、多柱式基礎の水平方向の振動に対する固有周期は比較的長く、通常の構造物における応答の大きい短周期の領域からはずれる傾向にあるが、長周期であるがために応答変位量が大きくなる。そのために地震波の周期成分によっては応答変位量の点から上部工に悪影響を与える恐れがあるので、上部構造を含めた連成系モデルで振動解析が必要になることもある。従来の連成立体振動解析に加えて、この領域の解析およびモデルの簡素化などの研究が必要である。

(3) 多柱式基礎の場合、頂版の質量と剛性が設計上、最も大きな影響を与える。すなわち、頂版の剛性は大きいほど各柱は有効に機能して合理的な設計ができるが、そのために断面が大きくなり質量も増加する。地震力に対して水平変位量を制限し、断面応力を小さくするためには応答に最も大きな影響をもつ頂版の質量を減らすのが有効である。この二律反

則の関係の間で調和をとるために前述の構造解析、振動解析を駆使することになるが、それとともに、頂版と柱が一体として支障なく円滑に挙動できるように結合部等の細部構造を検討しておく必要がある。従来は頂版は剛体という仮定の下に設計が行なわれ、相応の厚さ、剛性があったので、これらの細部構造の設計は比較的容易であったが、頂版の剛性が低下すると柱と頂版の定着部、頂版のせん断抵抗など、新たな検討事項が生じ、これらについて実証的な試験研究が必要となってくる。

以上はこれまでの研究の延長上の、主として大きな水平力が作用する場合の課題であるが、他に、1.2.3で既述の設計上の課題と併せて検討していくことが求められている。

2.4 結言

過去に建設された多柱式基礎のほとんどは剛性の高い頂版と鉛直杭で構成されたものであり、琵琶湖大橋（1969年）から横浜港連絡橋（1989年）にいたるまで設計については数多くの現場調査、試験、模型実験、構造解析、振動解析などを通じて優れた研究がなされている。その内容はほぼ次のようにとりまとめることができる。

- (1) 従来の多柱式基礎については構造解析方法として立体ラーメン解析、立体FEM解析を用いればほとんどの構造の解析ができる。
- (2) 地震等の水平荷重に対しては、多柱式基礎は長周期構造物であるところから震度法による検討には限界があり、全体的な振動解析を必要とする。ただし、これに対応する解析方法として連成系の立体振動解析法は既に完成している。
- (3) 杭頭処理や杭の断面などに関する構造細目については標準化されておらず、各基礎毎に現場試験、実験、解析等を通じて断面を決定している。

このように鉛直杭のみで構成されるものについての設計法は完成の域に達しているが、自由長の大きい、大型の基礎の場合には水平変位量が大きくなりすぎて許容変位量を超え、部材応力などに余裕があっても設計が実質的に成立しなくなるという問題もある。この問題への対処方法を含めて今後に次のような研究課題が残されている。

- (1) 薄い頂版を持つ基礎の構造解析をより正確に、より簡便に実施できる解析方法の開発が必要である。特に偏心荷重や斜杭の影響を受ける頂版内の応力を詳しく調べる必要がある。
- (2) 長周期地震波動に対する動的挙動の解析手法の見なおしと上部工を含む全体系の3次元モデルによる解析方法およびそのモデルの簡素化の研究が必要となっている。
- (3) 頂版を薄くすることによる細部構造への影響を明らかにしてそれに対する具体的な構造細目を実証的に検討する必要がある。

3. 多柱式基礎の構造特性と斜杭の導入効果

3.1 鉛直荷重の荷重分担と斜杭の導入効果^{3.1)}

多柱式基礎に作用する鉛直荷重は頂版を介して杭（多柱）に伝達されるが、各杭の荷重分担率は頂版の剛性に影響される。多柱式基礎の鉛直荷重に対する力学特性と斜杭を導入した場合の影響を調べるために以下の解析を行った。

(1) 解析モデルと検討条件

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。計算は杭を先端支持杭としてすべて線形解析とした。

図-3.1.1に計算モデルを示す。計算の基本は頂版上の杭1列の分担幅を単位幅として、杭配列は偶数列として少なめの4列杭と、奇数列としては多めの7列杭をモデルとして荷重は中央に集中荷重を作用させた。

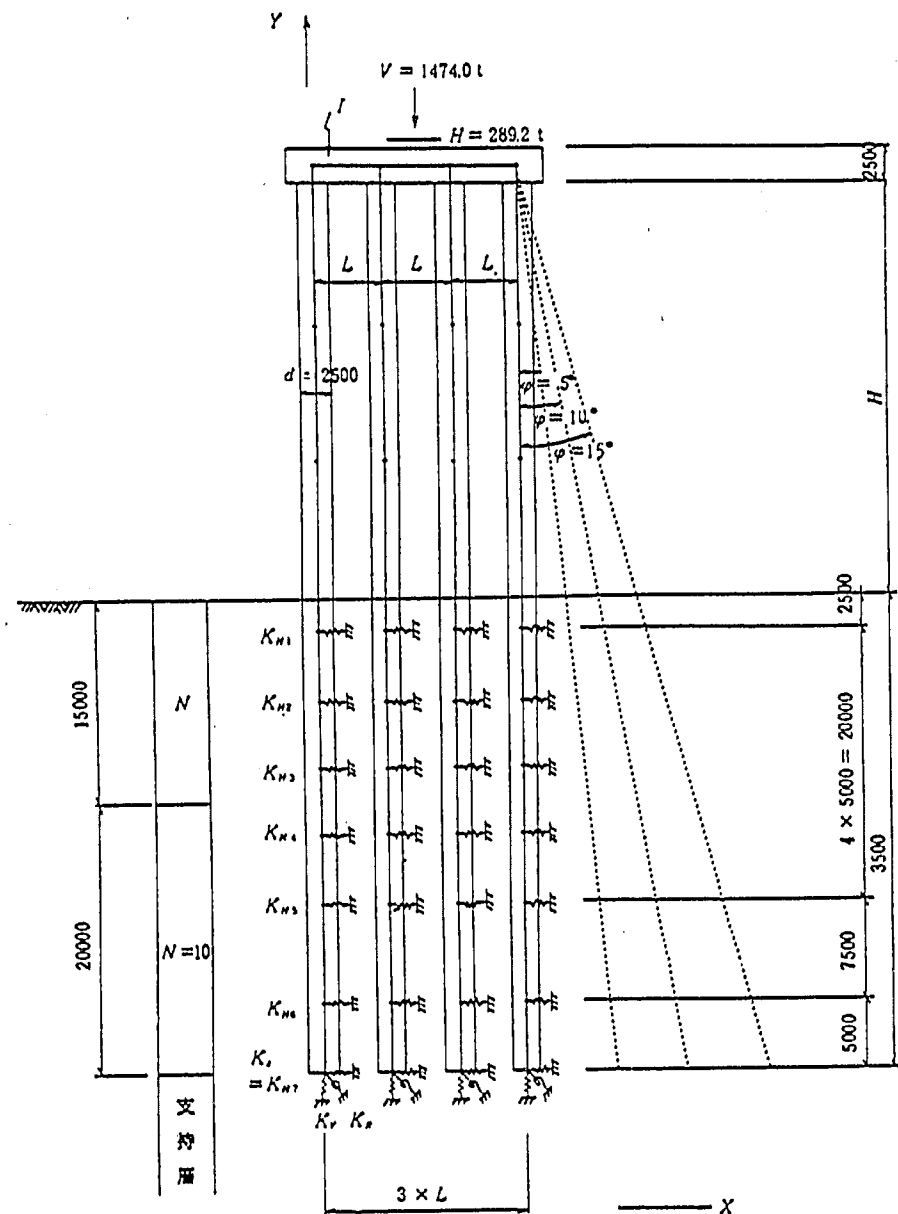
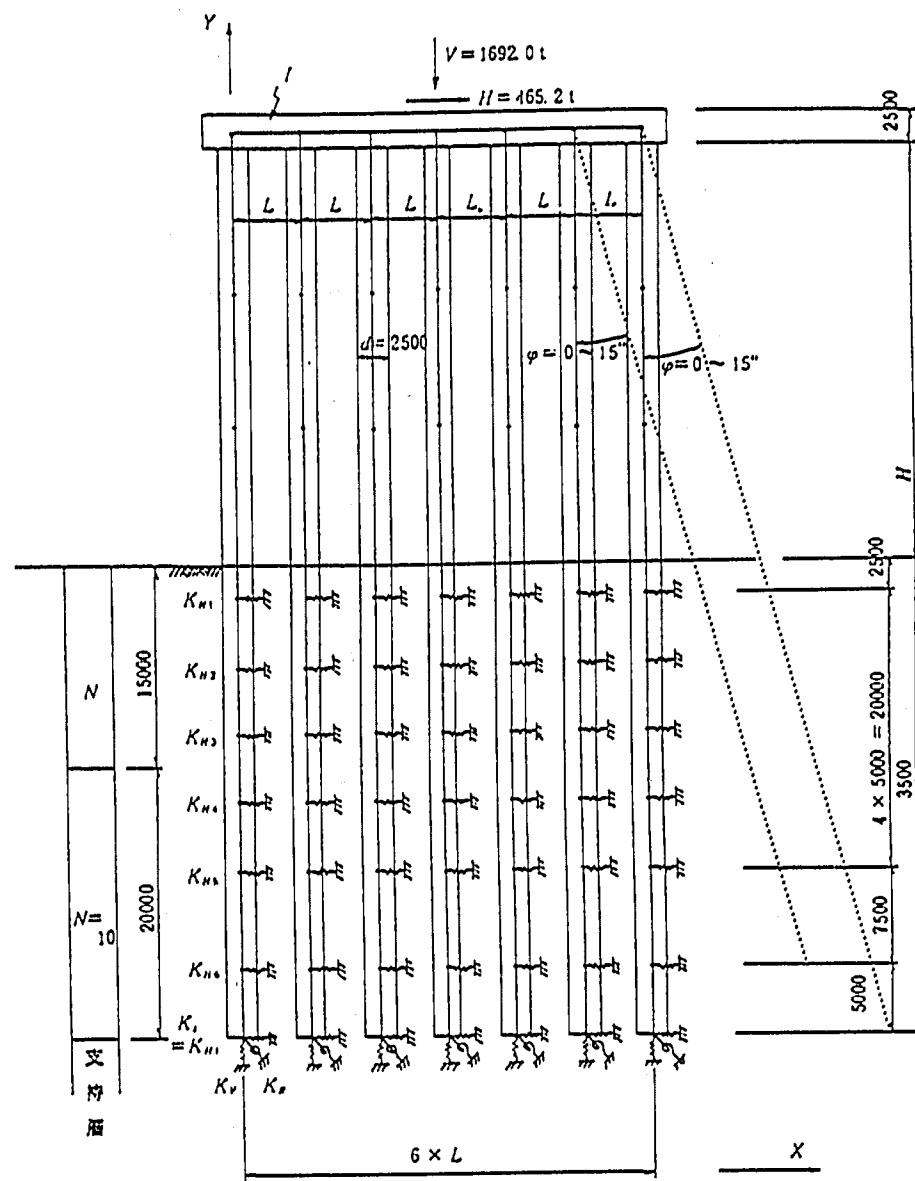


図-3.1.1(b) 計算モデル 7本杭の場合



計算における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5m)

I : 頂版厚に対応する頂版の断面2次モーメント (例 I2.5:頂版厚2.5mの断面2次モーメント)

H : 杭の自由長 (突出長) (例 H30:30m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 (例 $\phi 5$:斜角5°)

例えばL5-H30-I2.5-N5の記号は杭間隔5m、自由長30m、頂版厚2.5mの断面2次モーメント、表層のN値5の条件での計算事例を示す。

各杭の荷重分担に影響の大きい頂版の剛性を低下せしめたときの多柱式基礎の各諸元相互の関係を調べるために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)……杭間隔は杭径dを用いると1.5d, 2.0d, 2.5dに対応する。
2.5dは通常の杭基礎における最小間隔である。

I : 頂版厚2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 10.0(m)に対応する断面2次モーメント……ここで4.0mは4列杭で、10.0mは7列杭で頂版が剛体とみなせる厚さに対応する。

H : 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35(m)……鉛直荷重に対しては水深30mを想定して25, 30, 35(m)を用いる。

N : 3, 5, 7, 9, 30, 50, 5000 (無限大とみなす) ……表層地盤の硬軟をあらわす。

ϕ : 0°, 5°, 10°, 15° ……杭の施工性から斜角15°を上限とする。斜杭は効率を考慮して4列杭では両側各1列とし、7列杭では両側各2列とする。

各パラメータの組合わせは表-3.1.1~3.1.3に示す。

表-3.1.1 杭と頂版の剛比に着目した計算ケース

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

d : 杭径2.5m

表-3.1.2 杭自由長に着目した計算ケース

L	I	H		N	ϕ	杭本数
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-3.1.3 地盤の水平ばねに着目した計算ケース

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

平面骨組解析を行なうにあたり、設けた仮定条件は次のとおりである。

- i) 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 (昭和55年5月版) 8章 杭基礎の設計による。
- ii) 杭底面の回転ばね定数、水平せん断ばね定数は前記示方書 7章 ケーソン基礎の設計に準じる。
- iii) 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考え
る。また、斜杭の地表面付近の横方向地盤反力係数すなわち、水平ばねの低減は考
えない。(図-3.1.2参照)
- iv) 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。
- v) 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。
- vi) 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

ばねとして非線形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。

vii) 頂版の曲げ剛性は一定として、せん断変形は無視する。

viii) 群杭効果（水平ばねの低減等）の影響は無視する。

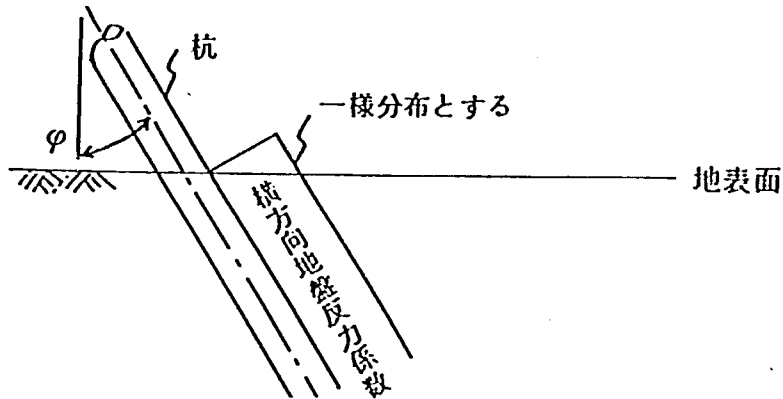


図-3.1.2 横方向地盤反力係数

計算に用いた諸定数は次のとおりである。

鋼管杭の部材断面（図-3.1.3 参照）は外径2500mm、肉厚22mmとして断面諸量は次のとおりとする。

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$$

$$A = 0.171 \text{ m}^2 \quad I = 0.131 \text{ m}^4$$

ここに E_s : 杭の弾性係数 (tf/m²)

A : 杭の断面積 (m²)

I : 杭の断面2次モーメント (m⁴)

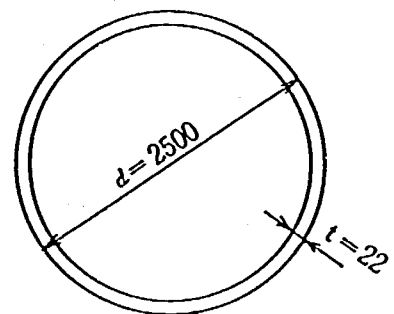


図-3.1.3 鋼管杭

頂版の有効幅は5mとして計算し、 E_c （コンクリートの弾性係数） $= 2.7 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 2.7 \times 10^6 \text{ tf/cm}^2$ として各頂版厚に対する断面剛性を表-3.1.4に示す。

水平方向の地盤反力係数については次式による。

$$E_s \text{ (変形係数)} = 28N$$

$$k_s \text{ (基準地盤反力係数)} = 0.2E_s \times (250)^{-3/4} = 3.18E_s \times 10^{-3}$$

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

ここに y : 杭の水平変位量 (cm) (通常は基準変位量 $y_0 = 1.0\text{cm}$ とする)
横方向地盤反力係数を表-3.1.5に示す。ここで、 $N \geq 30$ では全層均質とする。

表-3.1.4 各頂版厚に対する断面剛性

D	m	2.0 (12)	2.5 (12.5)	3.0 (13)	4.0 (14)	10.0 (110)
$A = b_s \cdot D$	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
$I = 1/12 \cdot b_s \cdot D^3$	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

表-3.1.5 横方向地盤反力係数

	N 値	E_s (kgf/cm ²)	k (kgf/cm ³)	k (tf/m ³)
表層	3	84	0.267	267
	5	140	0.445	445
	7	196	0.627	627
	9	252	0.801	801
下層	10	280	0.891	891
全層一層化	30	840	2.677	2,670
	50	1,400	4.455	4,450
	5000	—	—	4.45×10^5

杭の軸方向の地盤反力係数は次式から求める。

$$k_v (\text{軸方向地盤反力係数}) = a E_p / l$$

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

ここに E_p : 杭の弾性係数 (tf/m²)

l : 杭の長さ (m)

d : 杭の径 (m)

底面せん断方向の地盤反力係数は次式から求める。

$$k_s (\text{せん断地盤反力係数}) = \lambda k_v$$

$$\lambda = 1/4$$

中間層の杭の横方向ばね定数 K_{HI} は横方向地盤反力係数を用いて求める。

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

$$K'_{HI} \text{ (斜杭の軸直角方向バネ係数)} = k \cdot d \cdot l / \cos \phi \quad \phi : \text{斜角}$$

杭底面ばね定数は軸方向およびせん断地盤反力係数を用いて求める。

$$\text{軸方向ばね定数 } K_v = k_v A$$

$$\text{回転ばね定数 } K_R = k_R I$$

$$\text{横方向せん断ばね定数 } K_s = k_s A$$

(2) 解析結果

本解析はすべて線形計算で実施した。多柱式基礎の柱にあたる杭の鉛直分担に対して各パラメータの変化による影響を調べるために各杭の荷重分担率 μ_i を次の式で定義する。

$$\mu_i = R_i / \bar{R}$$

$$\bar{R} = \Sigma R_i / n$$

ここに R_i : i 番目の杭の鉛直方向の杭反力

$\bar{R}$: 平均鉛直方向の杭反力

n : 杭本数

ΣR_i : 鉛直荷重の合計

図-3.1.4(a), (b)に頂版断面2次モーメント I と鉛直荷重の分担率 μ_i の関係について4列杭を例にとり、杭間隔3.25m(1.5d), 5.0m(2d), 6.25m(2.5d)の場合の直杭のみのもの、斜杭(15°)併用のもの、それぞれに対して解析した結果を示す。断面2次モーメントが、3.0m⁴以上になると分担率は収束するが、それ以下では分担率は大きく変化する。この傾向は杭間隔が大きくなるほど助長される。この傾向は7列杭においても同様である。

図-3.1.5(a), (b)に杭の自由長 H と分担率 μ_i の関係について、自由長25~35mの間で杭間隔5.0m、頂版厚2.5m、表層地盤の N 値5の条件の下で、直杭のみの場合と斜杭併用の場合を比較して解析した結果を示す。いずれの場合も杭の自由長が鉛直荷重分担率に及ぼす影響の少ないことを示している。

図-3.1.6(a), (b)に N 値であらわされる横方向地盤ばね定数と分担率の関係について、直杭のみのものと斜杭併用のものに対して解析した結果を示す。杭の自由長の影響と同様

に鉛直荷重の分担に表層地盤の横方向地盤ばね定数の影響はみられない。

図-3.1.7(a), (b)に斜杭を併用した場合の斜角 ϕ と分担率 μ_1 の関係について頂版厚2.5m、杭間隔3.25m, 5.0m, 6.25mの条件の下で4列杭と7列杭に対して解析した結果を示す。分担率の変化は少ないが、杭列が少ないと斜杭の鉛直荷重に対する分担は斜角が大きくなるほど低下して、中心の直杭の負担が大きくなる傾向にある。杭列が大きくなるとこの傾向は顕著でなくなり、傾斜角の影響はほとんどなくなる。

これらの結果をとりまとめると次のようになる。

(a)鉛直荷重分担率 μ_1 は頂版断面2次モーメント I 、杭間隔 L に大きく影響される。

(b)杭の自由長 H および横方向地盤反力係数 K_{H1} はほとんど分担率 μ_1 に影響しない。

(c)斜杭の斜角 ϕ が大きくなるに従い、分担率 μ_1 のばらつきが大きくなるが、斜角 15° までの範囲ではその影響は小さい。

頂版の剛性、杭の間隔および杭頭の鉛直ばね定数に関する、無次元量 Z を定義し、鉛直荷重分担率 μ_1 との間の関係を4列杭についてみたものが図-3.1.8である。

$$Z=6EI/K_v L^3$$

ここに Z : 杭の鉛直ばねの強度を考慮した頂版の剛性率(頂版剛性率)

EI : 頂版をはりとみなした場合の曲げ剛性($\text{tf}\cdot\text{m}^2$)

K_v : 杭頭位置での鉛直ばね定数(tf/m)

L : 杭の中心間隔(m)

このように無次元量 Z を用いれば頂版剛性 I や杭間隔 L の値にかかわらず分担率 μ_1 は1本の線上にのることがわかる。図-3.1.9は両端の杭 R_1 の斜角 0° と 15° の場合の鉛直荷重の分担率を同様の方法で比較したものである。斜角 5° 、 10° の場合は両者の間に位置する。7列杭の場合も杭間隔、杭の自由長の変化は同一曲線上にのるので杭の斜角(両側各2列)による変動幅を図-3.1.10に示す。図-3.1.9および図-3.1.10において各杭列の鉛直荷重分担率に関しては斜杭の斜角 ϕ による影響の小さいことが再確認できる。

以上の結果より、多柱式基礎の鉛直方向力に対する荷重分担率には支持杭の杭頭ばねの値が等しいために頂版の剛性の影響が大きく、杭以下の部分の剛性の影響が小さいことがわかる。そこで計算を容易にするために頂版を杭頭の鉛直ばね K_v に支持された連続ばりとして計算した荷重分担率とラーメン構造として計算したものとを比較した結果を図-3.1.11, 図-3.1.12に示す。これら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た

連続ばりとして計算しても概ね近似できることが判明した。

一方、これらの図より多柱の列数が多くなると荷重の分担率の変化量が大きくなり、仮りに分担率の変化量を $\pm 10\%$ 以内におさめようとする $\rightarrow$ と4列杭の場合は頂版剛性率 $Z(=6EI/K \cdot L^3)$ を50程度、7列杭の場合は Z を800程度にする必要がある。すなわち、杭間隔5mとして上記の検討条件で 15° の斜杭を用いると4列杭で約3.7m、7列杭で約9.4mの頂版厚を必要とする。直杭のみの場合は4列杭で約2.8m、7列杭で約7.5mの頂版厚となる。このようにある限度を超えれば杭本数を増しても荷重の分配に効果が乏しく、載荷点付近の杭に荷重が集中する傾向にある。分担率の変化量を少なくしようとすれば頂版厚を列数の増加率以上の増加率で引き上げねばならず、それによって自重が大きくなり、更に杭を必要とする悪循環に陥ることになる。そのために多柱式基礎にあっては杭の列数の増加には自ら限界が生じ、大きな作用荷重に対しては杭径を大きくして列数を減らした方が有利となる。

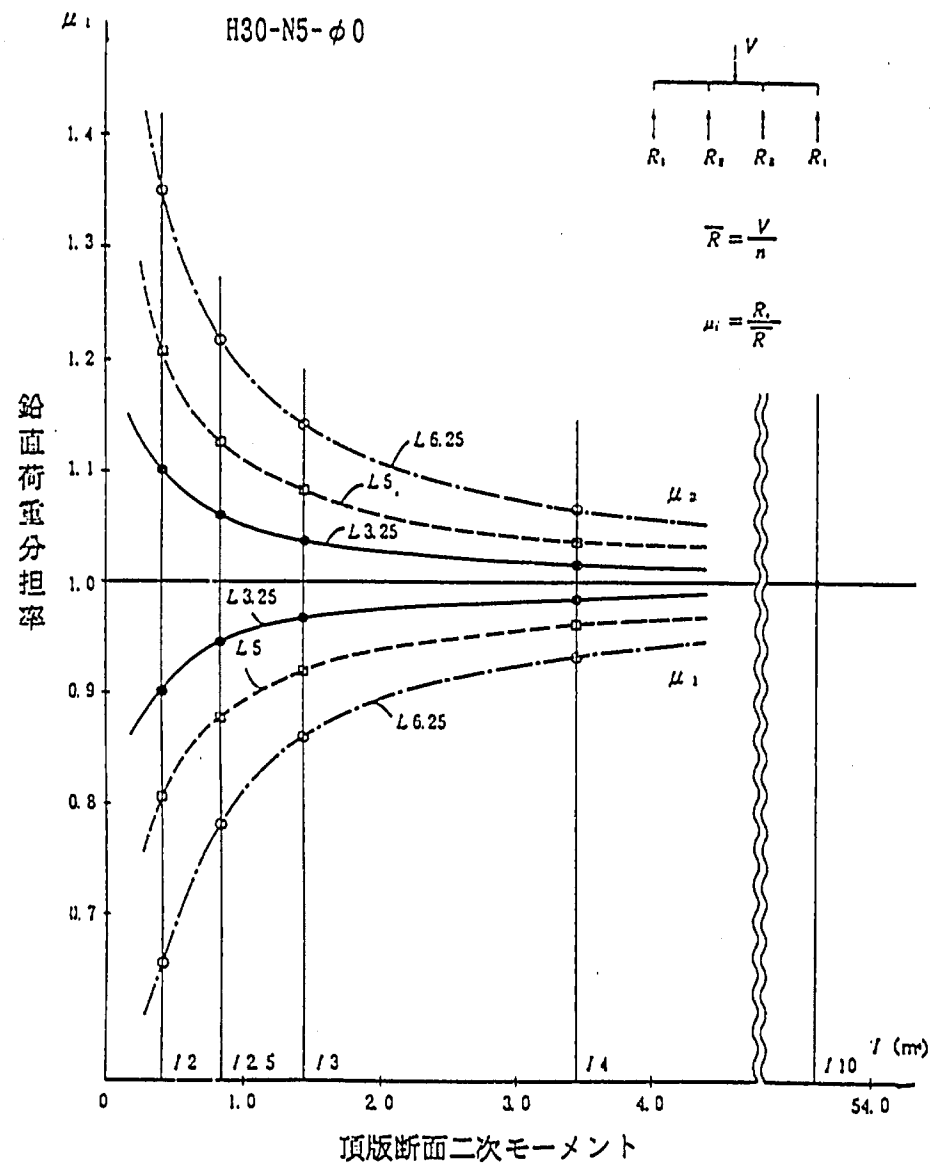


図-3.1.4(a) I-μ 関係

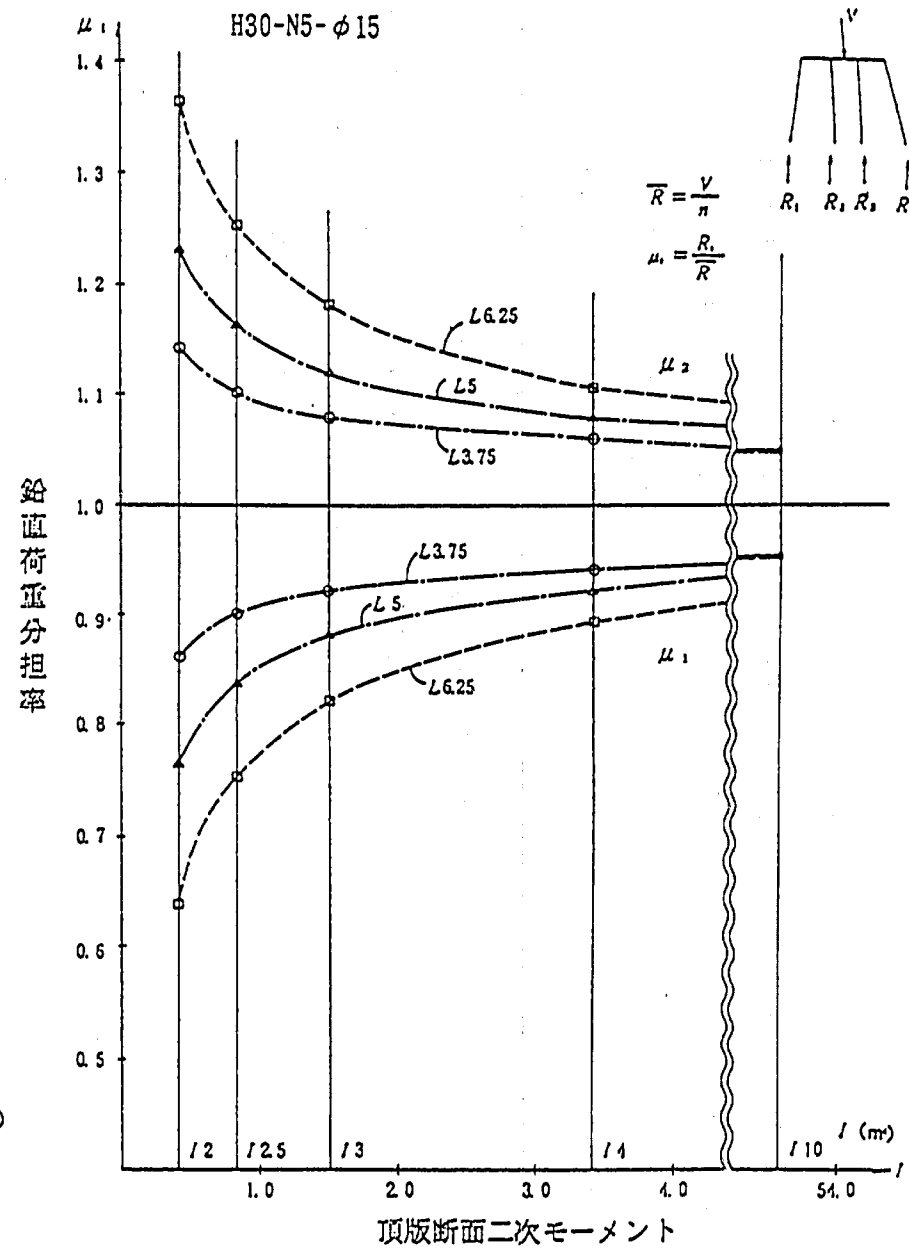


図-3.1.4(b) I-μ 関係

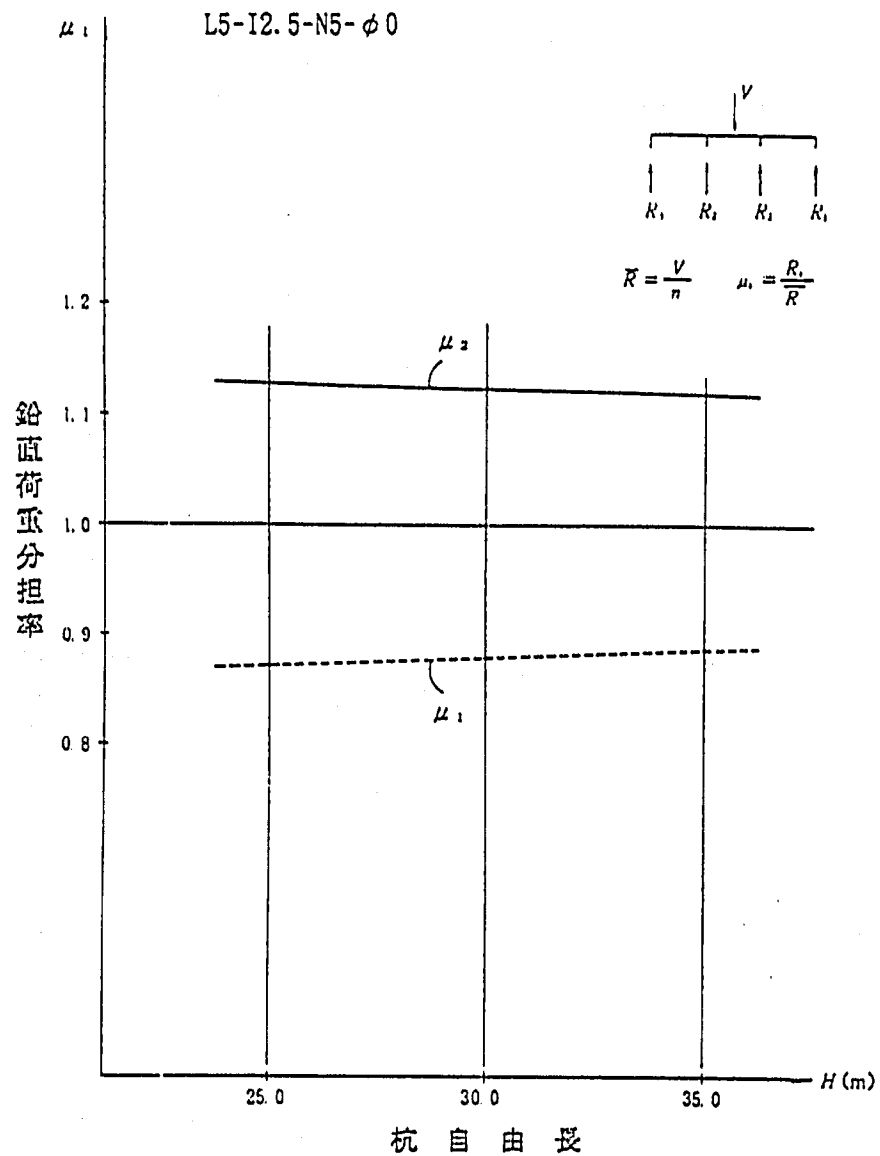


図-3.1.5(a) $H - \mu$ 関係 (直杭)

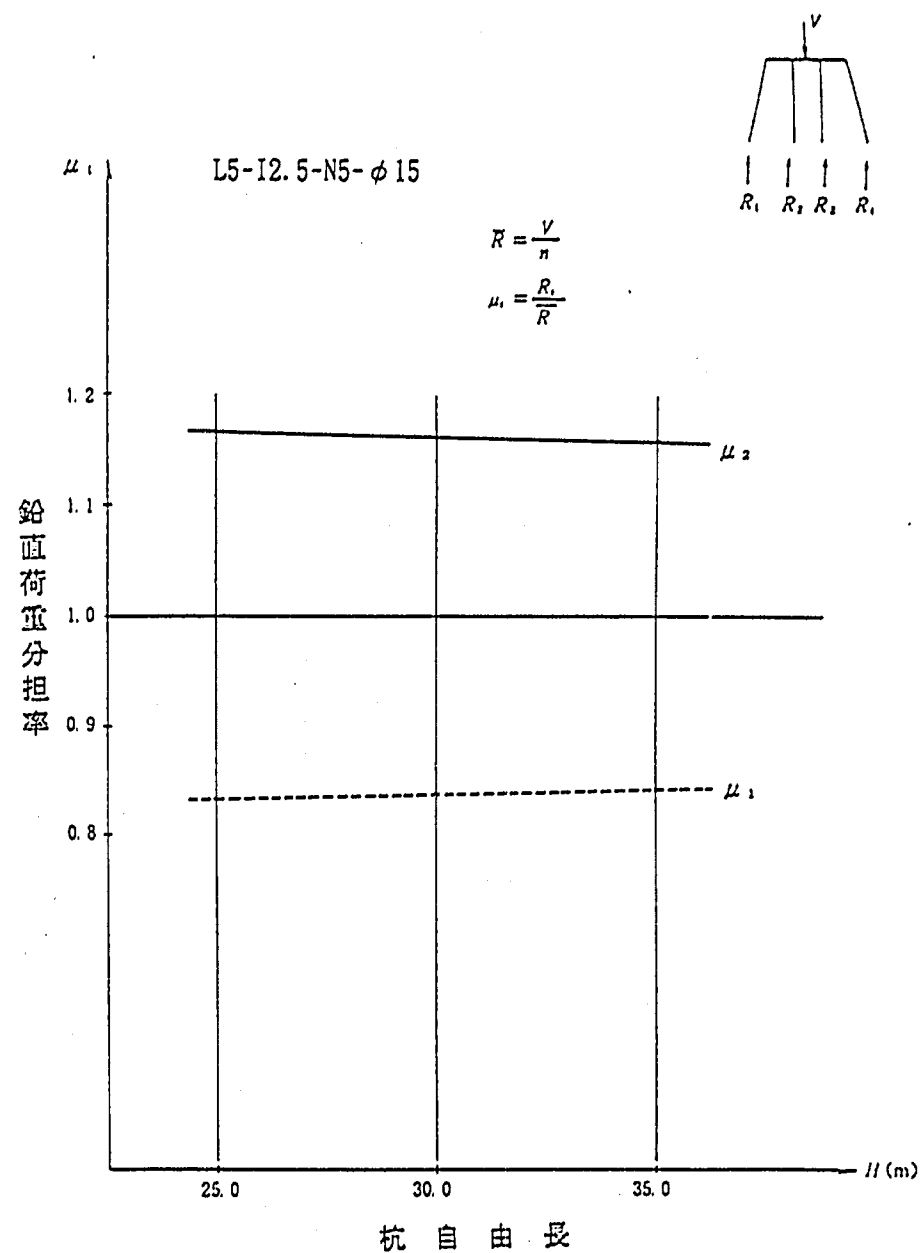


図-3.1.5(b) $H - \mu$ 関係 (斜杭)

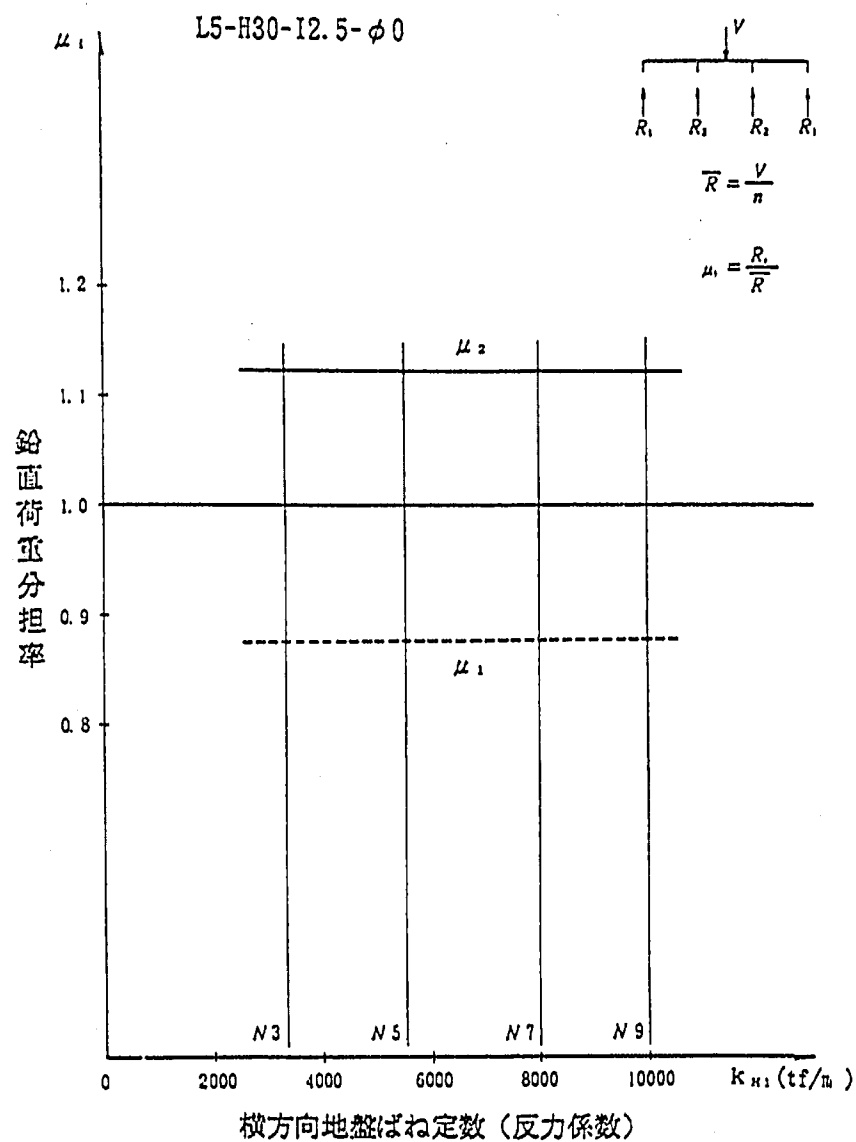


図-3.1.6(a) $k_{H1}-\mu$ 関係

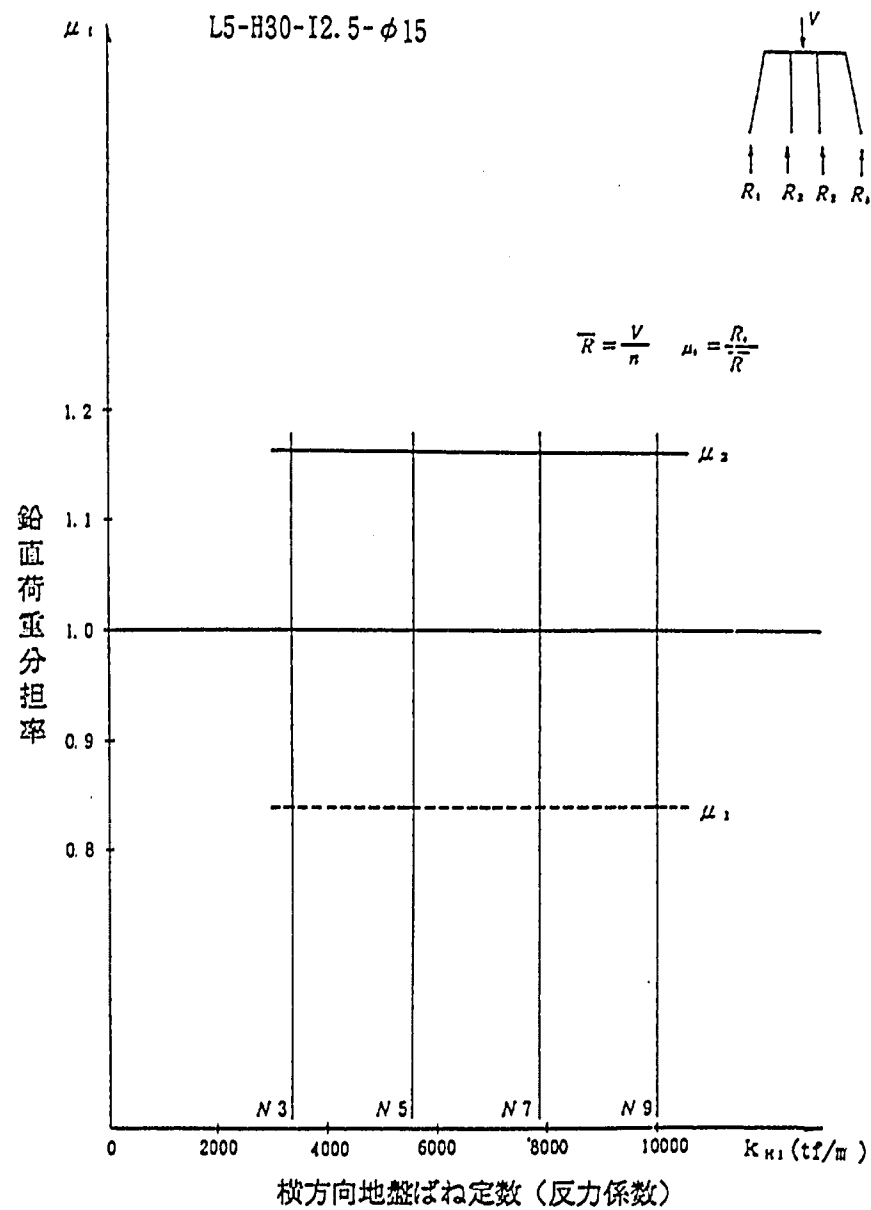


図-3.1.6(b) $k_{H1}-\mu$ 関係

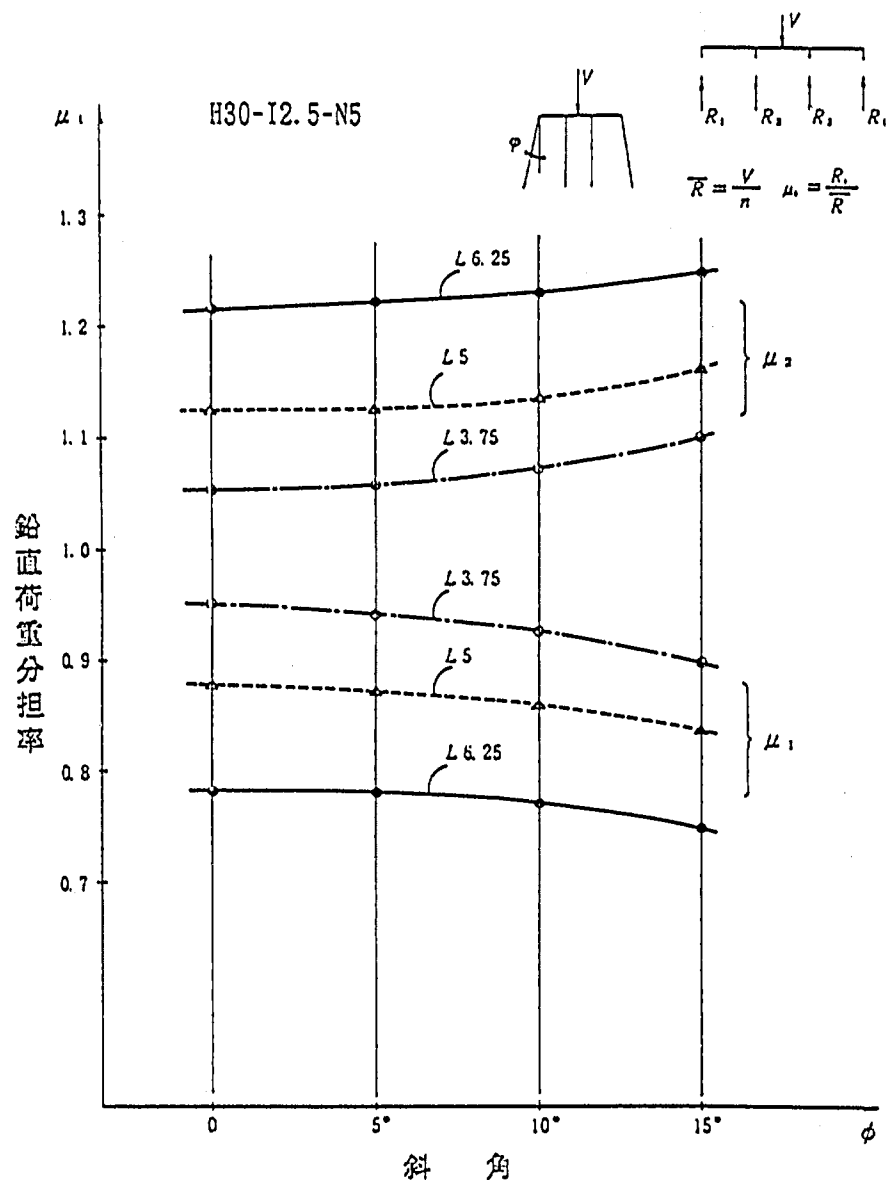


図-3.1.7(a) $\phi - \mu$ 関係

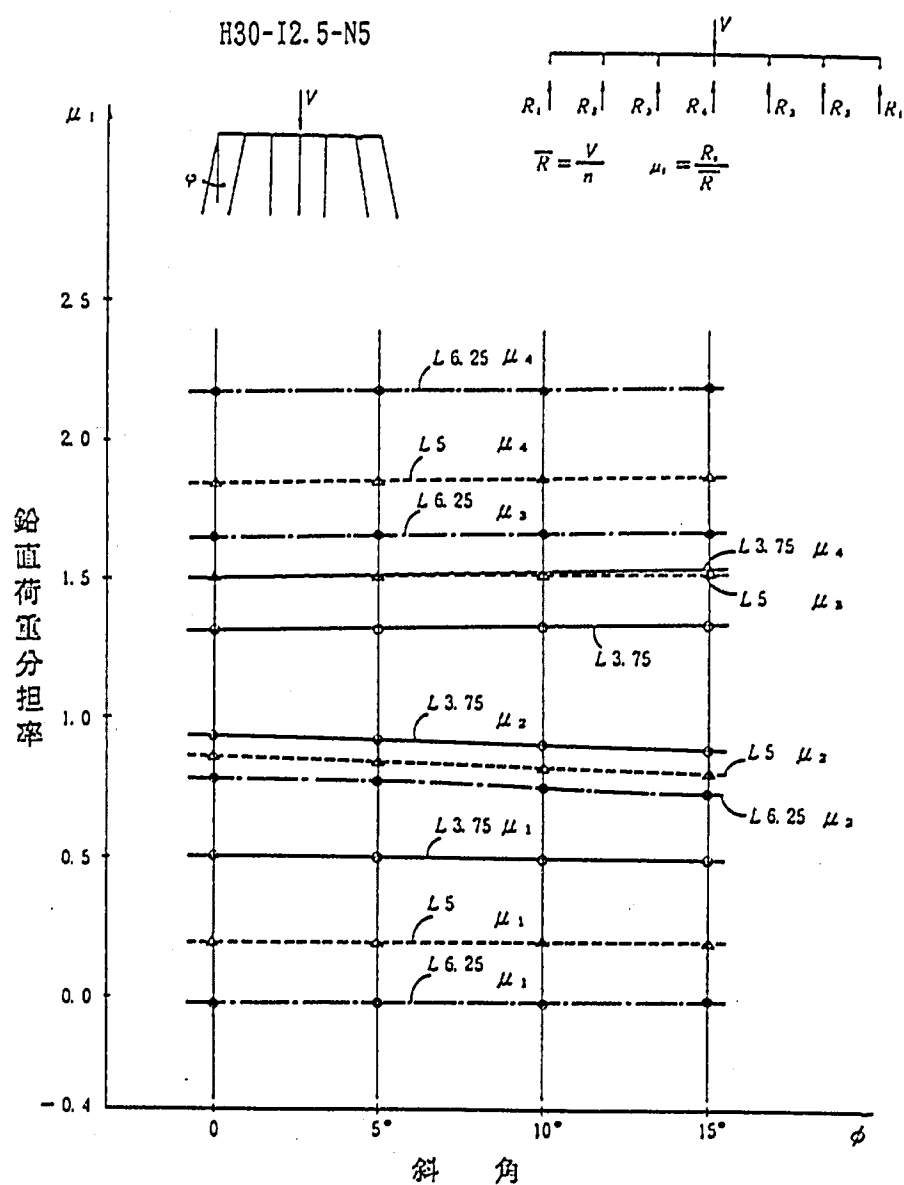


図-3.1.7(b) $\phi - \mu$ 関係

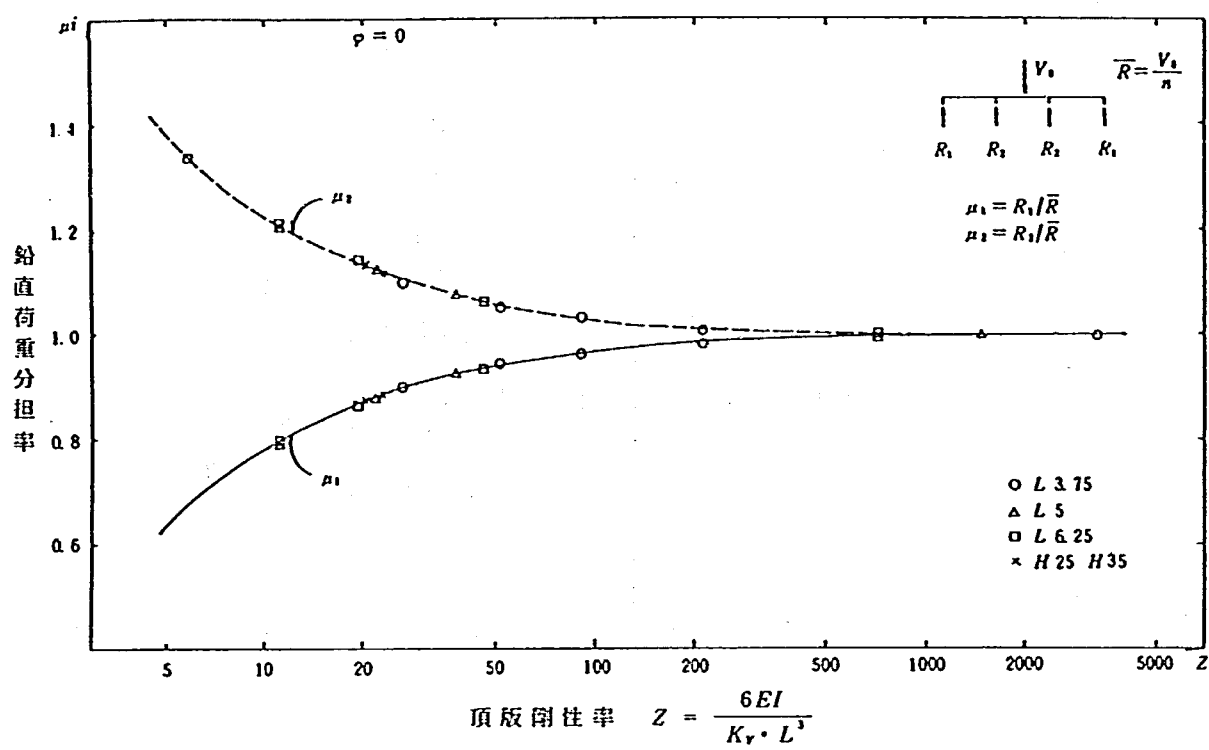


図 - 3.1.8 $Z - \mu$ 関係

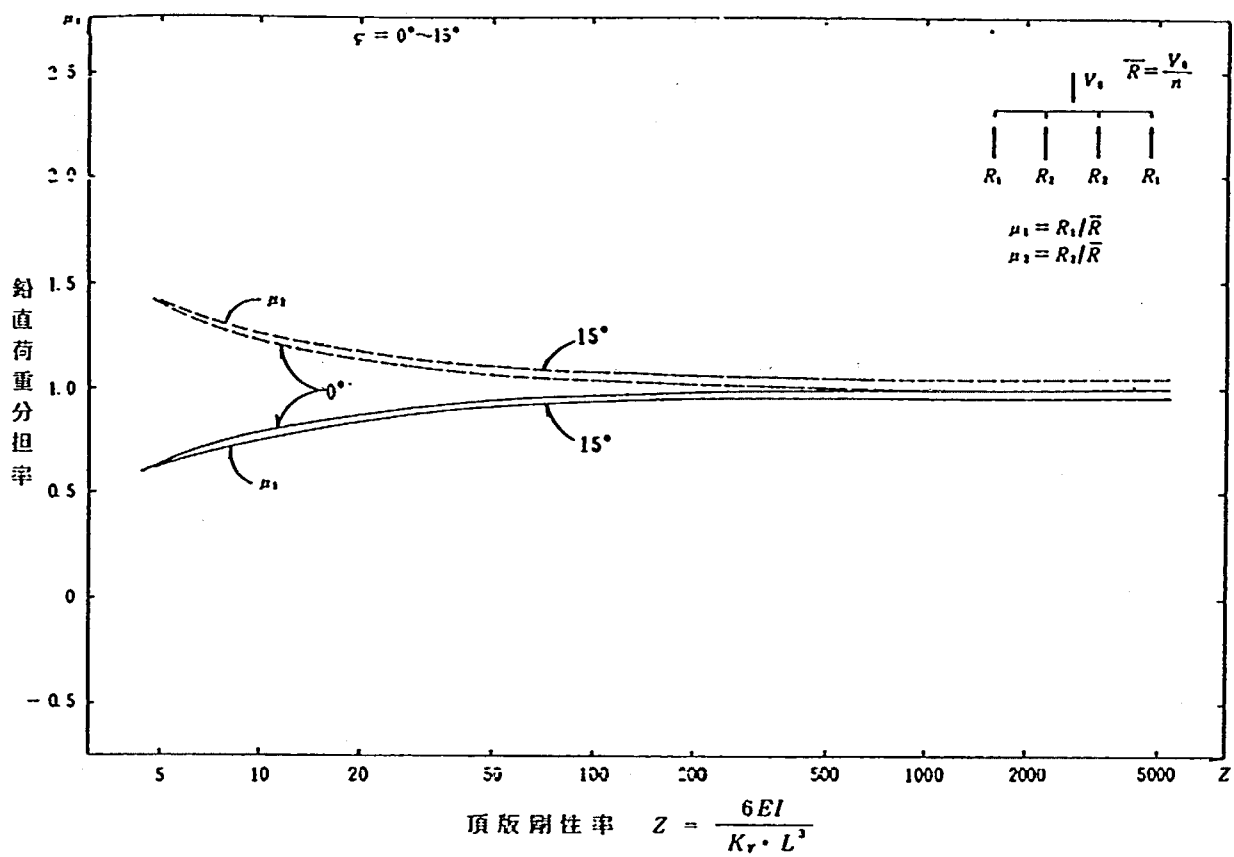


図-3.1.9 $Z-\mu$ 関係

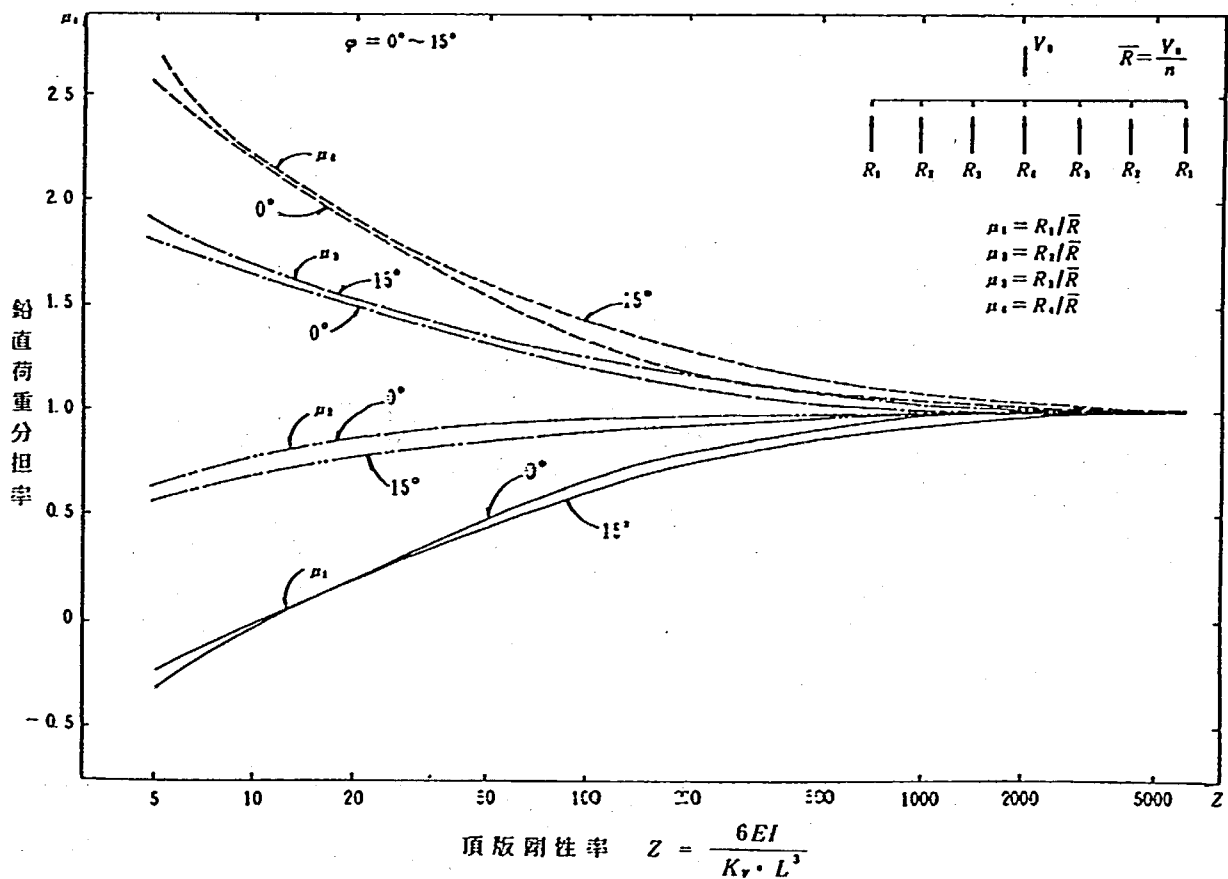


図-3.1.10 $Z-\mu$ 関係

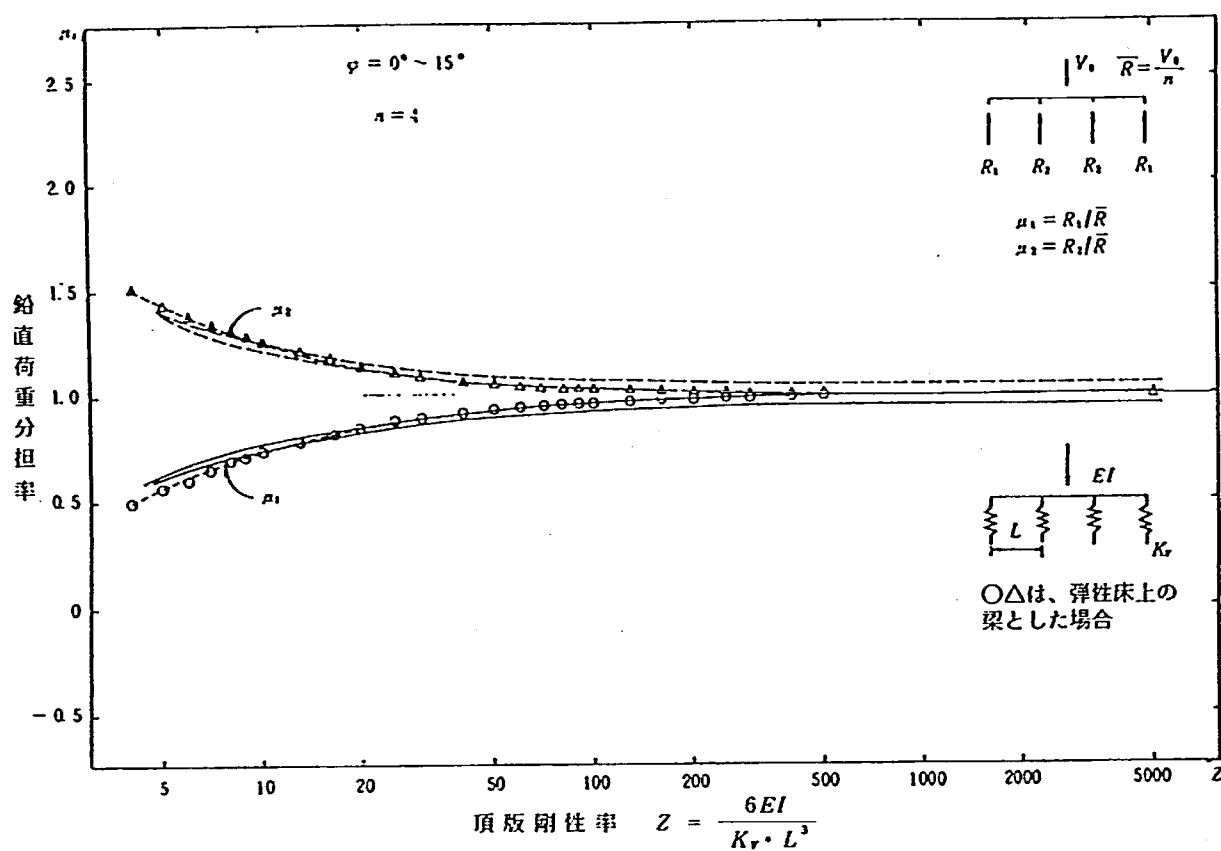


図-3.1.11 ラーメンとばね支承連続ばりの比較 ($n = 4$)

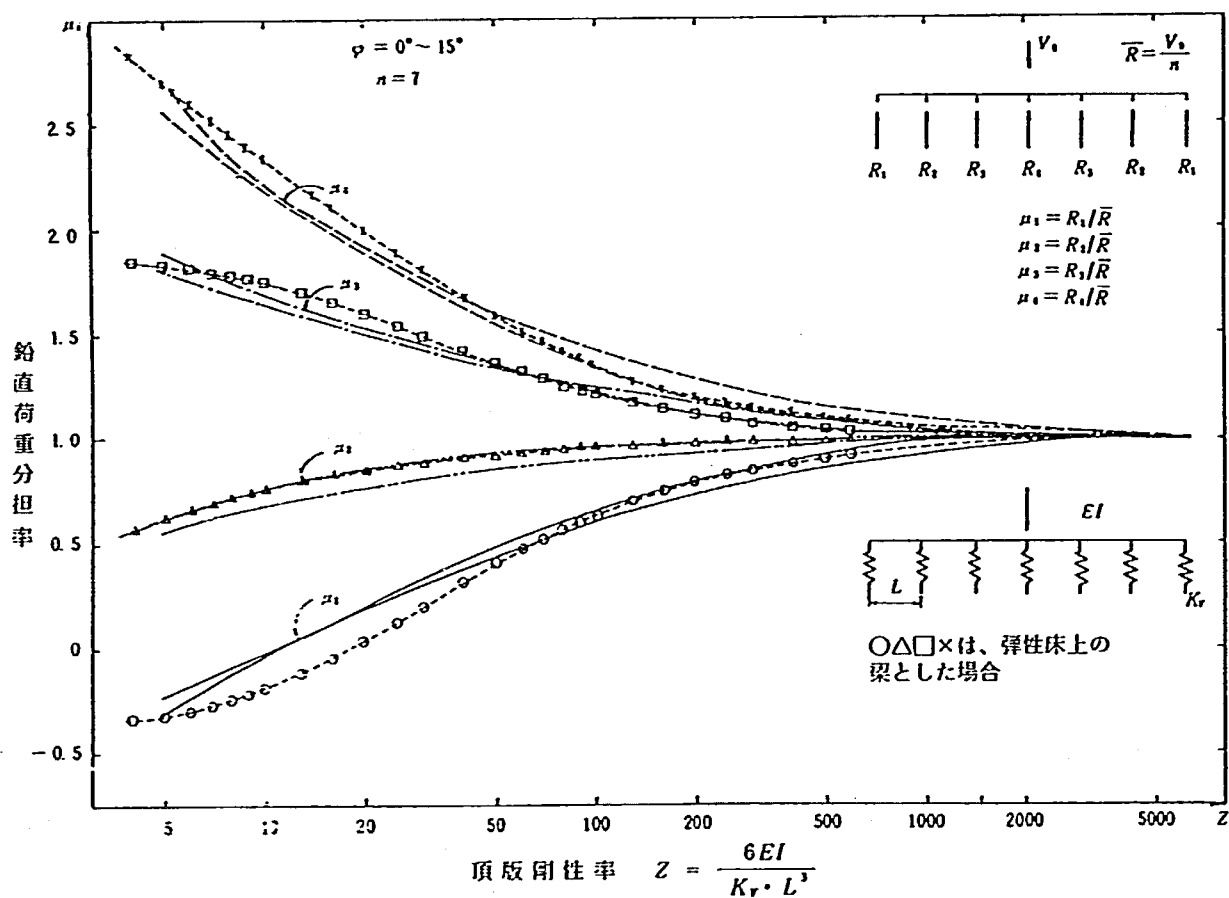


図-3.1.12 ラーメンとばね支承連続ばりの比較 ($n = 7$)

3.2 水平荷重の荷重分担と斜杭の導入効果^{3.2)}

前節と同じ解析モデルを用いて、水平荷重に対する構造特性と斜杭を導入した場合の影響を調べるために以下の解析をした。

(1) 解析モデルと検討条件

試算モデルおよび各パラメータの範囲、組合せは3.1と同様である。

(2) 解析結果

解析は骨組構造解析プログラムによる線形計算で実施して、水平荷重の作用による各杭の荷重分担、水平変位量、曲げモーメントに関する検討を行った。

(i) 水平荷重に対する荷重分担

鉛直荷重の場合と同様に水平荷重に対する各杭の荷重分担率 μ を定めて以下の解析を行った。

図-3.2.1(a)、(b)に頂版断面2次モーメント I と水平荷重の分担率 μ の関係について4列杭を例にとり、直杭のみのもものと斜杭(15°)併用のものに対して解析した結果を示す。直杭のみのもものは分担率の変動は僅少であるが、頂版が薄くなると変動する傾向がある。斜杭併用のものでは水平荷重の分担が斜杭に集中する傾向にあるが、分担率に及ぼす断面2次モーメントの影響は微少である。

図-3.2.2(a)、(b)に斜杭の角度と水平荷重の分担率の関係について杭間隔3.75m、5.0m、6.25mの間で4列杭と7列杭を対象に解析した結果を示す。斜角が大きくなるほど斜杭の荷重分担率は増加するが、7列杭の外側の斜杭の分担率は平均値1.0を中心に複雑に変化している。図-3.2.1とあわせて杭間隔の影響をみると、直杭のみのもので頂版の薄い場合は杭間隔の大きいものほど分担率が増加し、斜杭併用の4列杭では杭間隔の小さいものほど増加するが、それぞれの変動範囲は小さい。

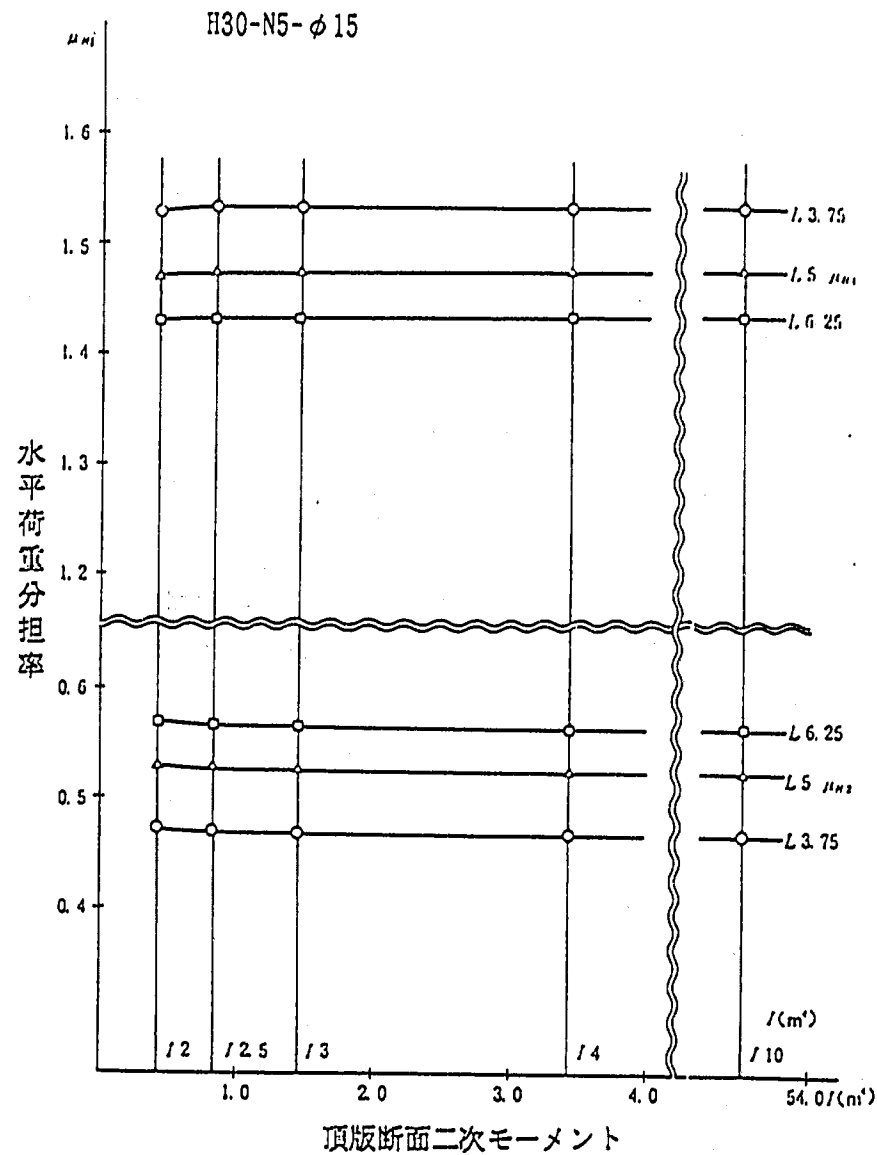
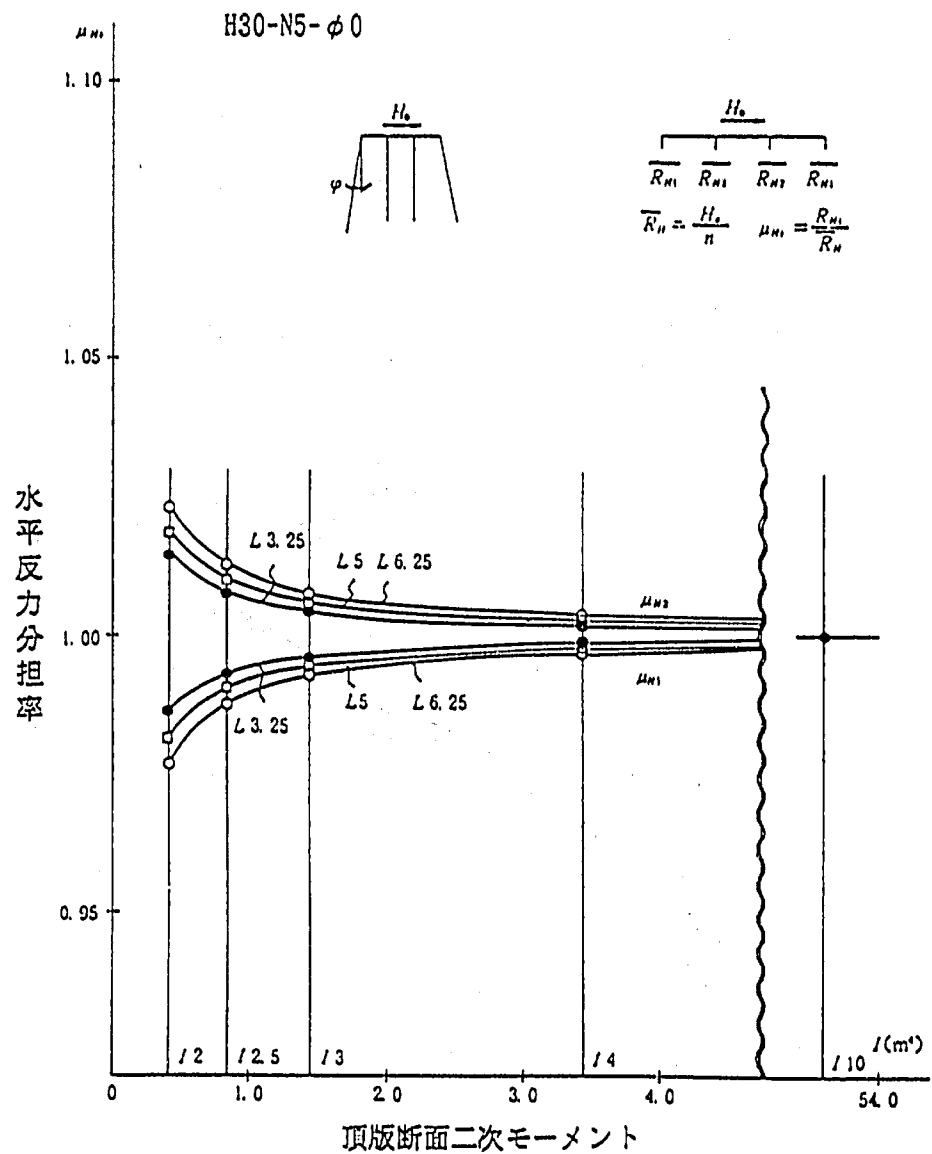
図-3.2.3に前記の解析を4列杭を対象に杭の自由長25~35mの間で行った結果を示す。斜角が大きくなるほど斜杭の荷重分担率が増加する傾向は同じで、杭の自由長が大きくなるほど、その傾向は強くなる。

図-3.2.4に同様の解析を表層地盤のN値3~9の間で行った結果を示す。斜杭の水平荷重の分担率に及ぼす影響は前記と同様で、N値が小さいほど、すなわち表層が軟らかい

ほどその傾向は強くなる。

これらの結果をとりまとめると次のようになる。

- (a) 直杭の場合、各杭の水平荷重の分担率は頂版の剛性の小さい場合を除いてほぼ等しいが、斜杭の角度に応じて、水平荷重は斜杭に集まる傾向にある。
- (b) 頂版の剛性や杭間隔の影響は水平荷重分担率に対しては小さくなっている。
- (c) 杭の自由長や横方向地盤反力係数の影響は比較的小さいが、斜角 ϕ の大きさによって拡大する傾向にある。



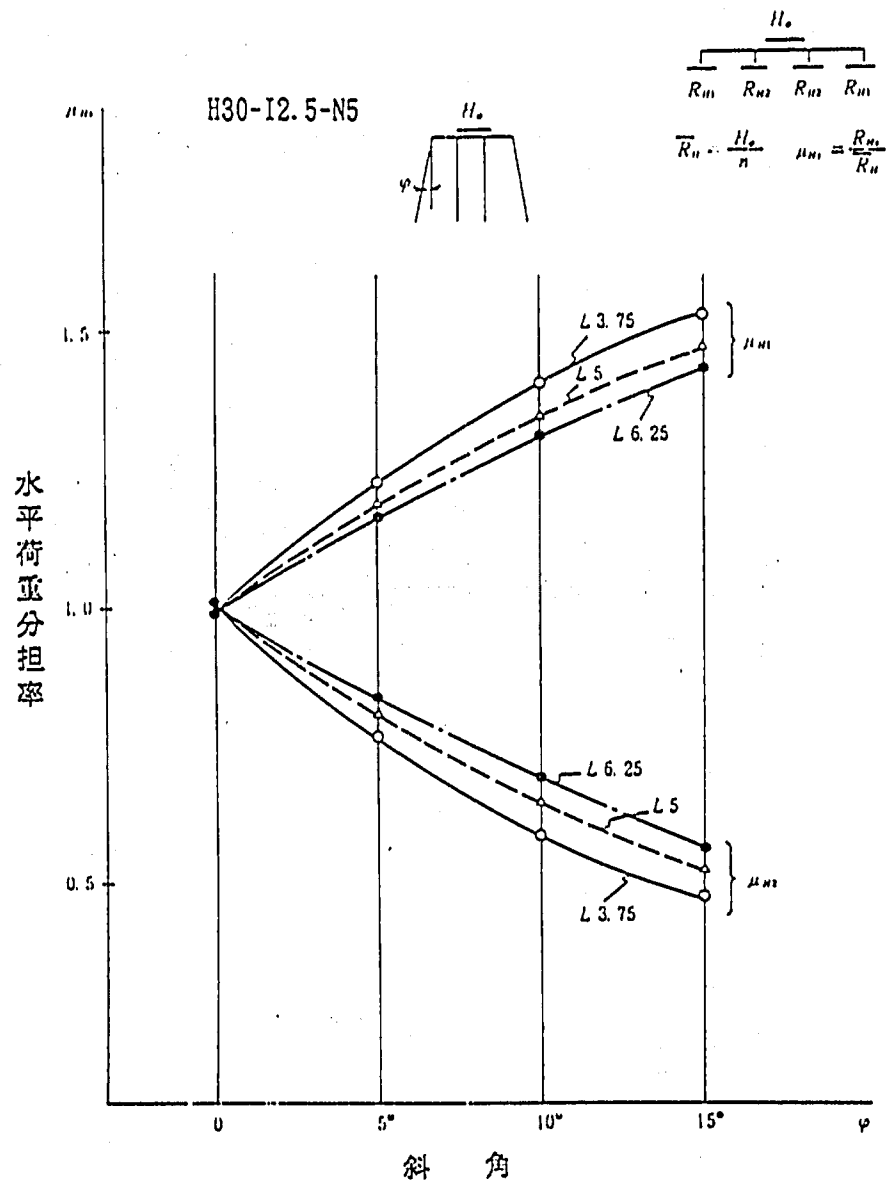


图-3.2.2(a) $\phi - \mu$ 關係

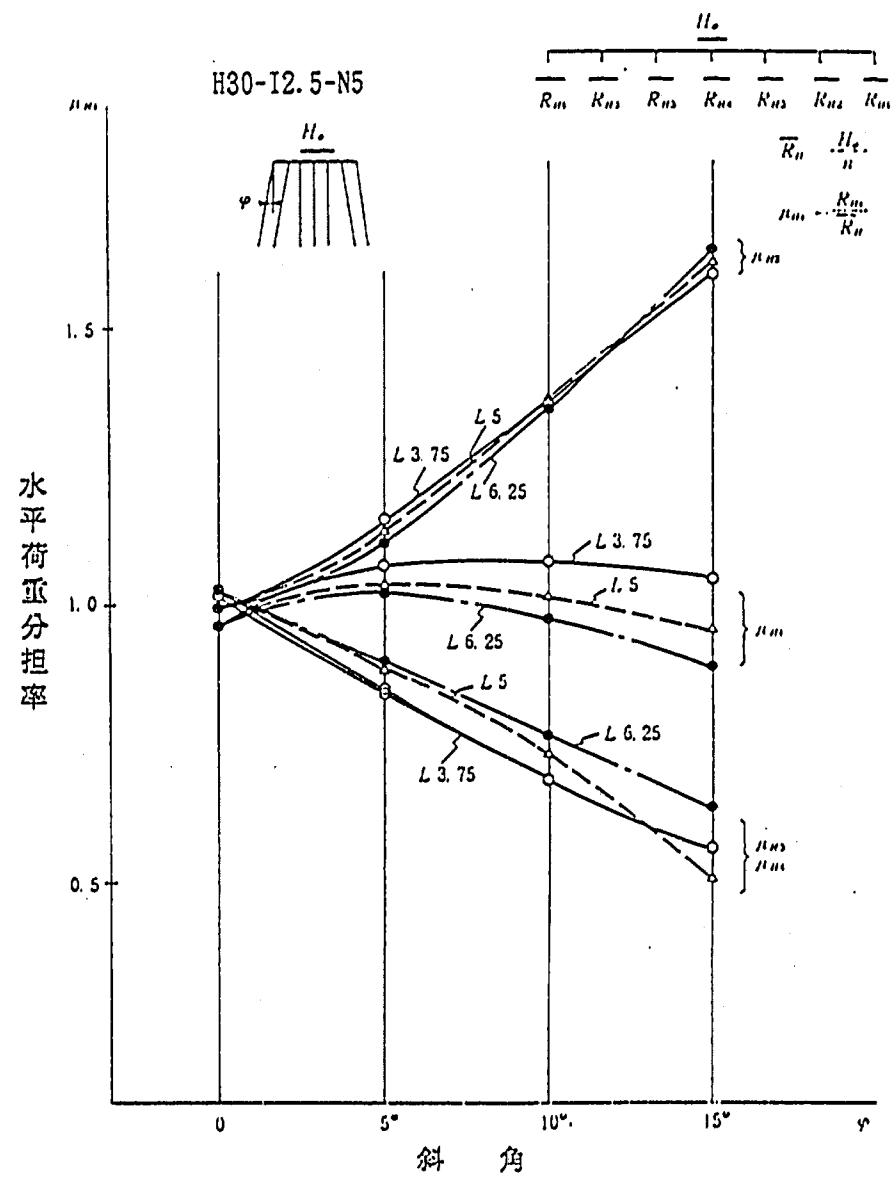


图-3.2.2(b) $\phi - \mu$ 關係

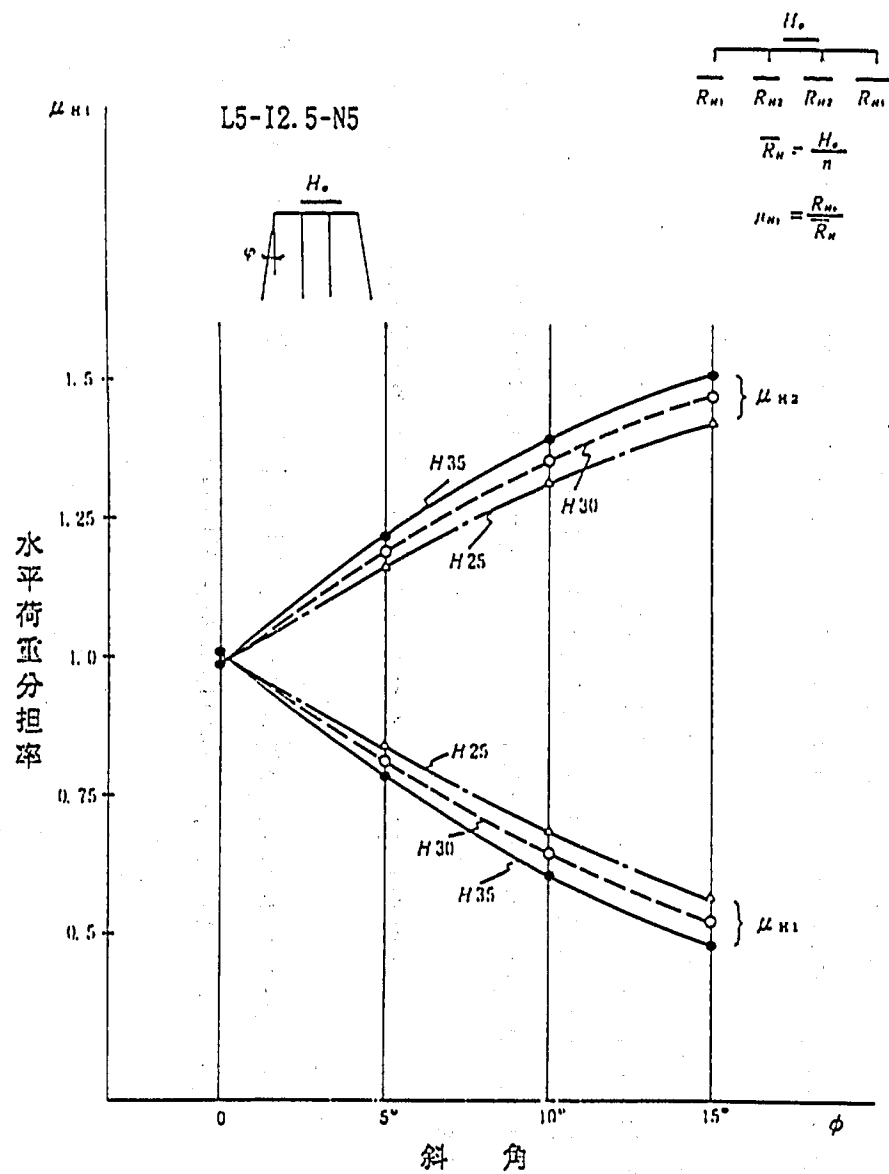


图-3.2.3 $\phi - \mu$ 関係

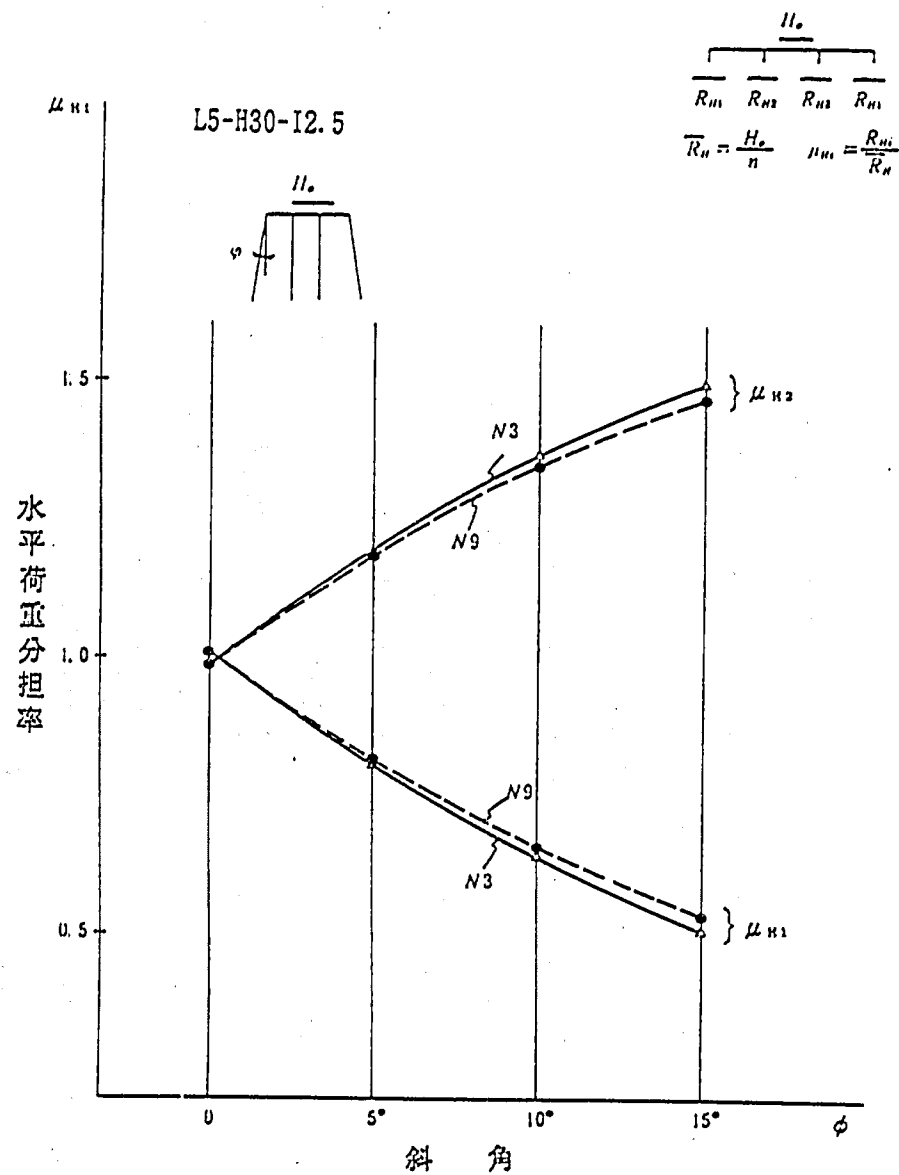


图-3.2.4 $\phi - \mu$ 関係

(ii) 水平荷重による水平変位量

多柱式基礎の場合、水平荷重による変位量が大きな値になると上部工からの許容値を超えることになる。そのために作用荷重に対して変位量をできるだけ小さくすることが求められる。ここでは水平力と変位量の関係について解析する。

図-3.2.5に水平変位と杭間隔の関係について間隔3.75m、5.0m、6.25mの間で直杭のみの場合および斜杭 ($5^{\circ} \sim 15^{\circ}$) 併用の場合の頂版の変位 δ 、地表面での変位 δ_s に対する解析の結果を示す。斜杭の角度に応じて水平変位量は著しく減少し、直杭のみの場合に対して斜杭 (15°) 併用の場合は頂版において変位量 δ は1/3以下に、地表面での杭の変位量 δ_s は約1/2に低下する。杭間隔の影響は比較的小さいが、直杭のみの場合には間隔が小さいほど杭群の2次モーメントが小さくなるために変位は大きくなり、斜杭を併用すると間隔が大きいほど回転角が小さくなるために変位が大きくなる傾向にある。

図-3.2.6は直杭のみのものと斜杭 ($5^{\circ} \sim 15^{\circ}$) 併用のものに対して、地表面における杭の水平変位 δ_s と横方向地盤反力係数の関係について解析した結果である。斜杭の影響は地盤が軟らかいほど変位の減少に顕著であるが、N値が50以上の硬い地盤ではその効果が目立たなくなり、頂版の変位 δ は杭の自由長の影響に支配されるようになる。

図-3.2.7は同様の解析を頂版における水平変位 δ と杭の自由長の関係について実施した結果である。変位の減少に対する斜杭の効果は杭の自由長が大きくなるほど顕著である。

これらの結果をとりまとめると次のようになる。

(a). 斜杭の使用により、頂版の水平変位量 δ は著しく減少する。

(b). 杭間隔 L は水平変位量 δ 、 δ_s に及ぼす影響は小さいが、杭間隔の影響は直杭のみのものと斜杭併用のものとでは逆になり、斜杭併用の場合は間隔が小さいほど変位は小さくなる。

(c). 斜杭の効果は自由長 H が大きくなるほど、横方向地盤反力係数 K_H が小さいほど顕著である。

(d). 横方向地盤反力係数 K_H の増加はN50程度まで水平変位量 δ 、 δ_s の減少に効果的である。それ以上では杭の自由長 H の影響が支配的となる。

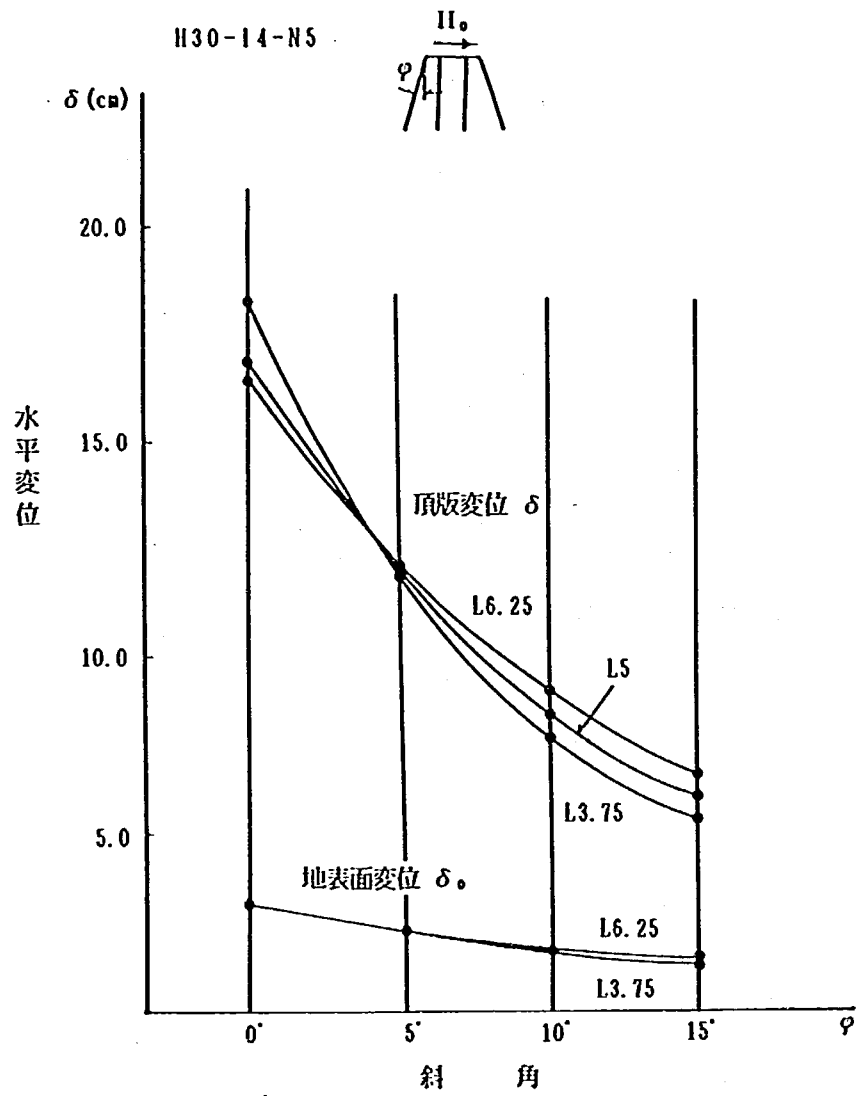


図-3.2.5 $\phi - \mu$ 関係

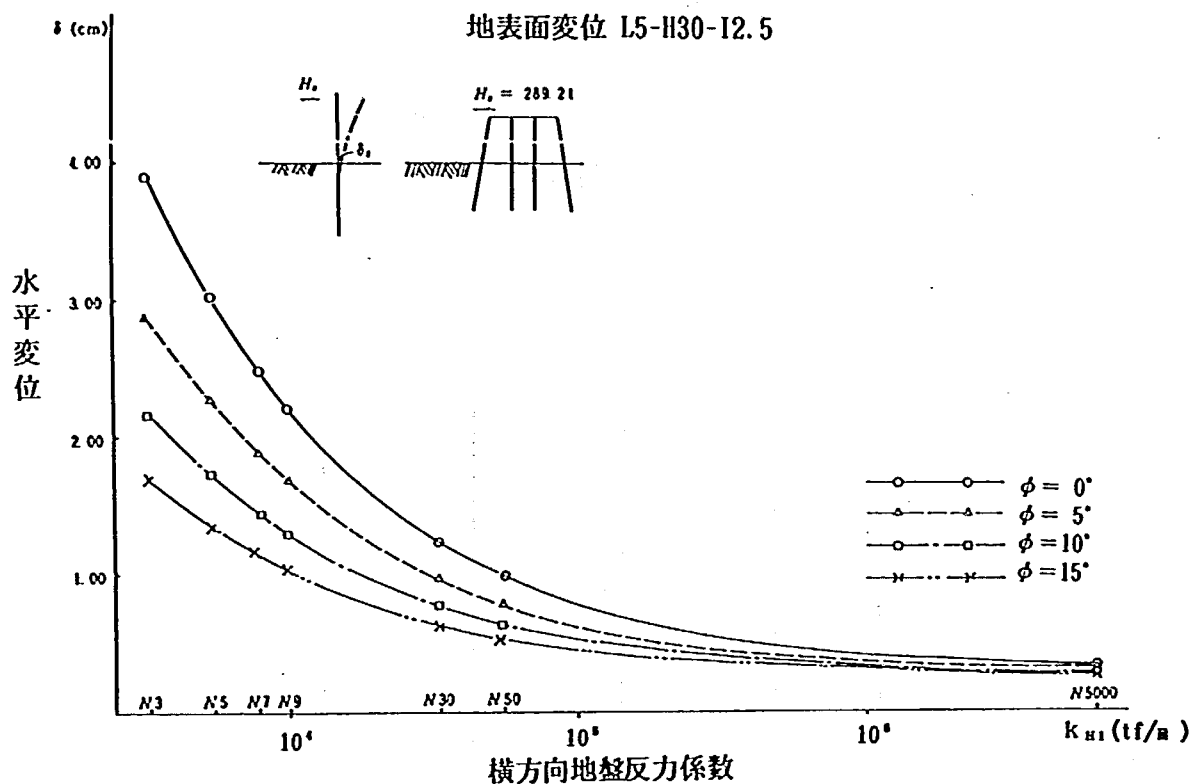


図-3.2.6 $k_{H1}-\delta$ 関係

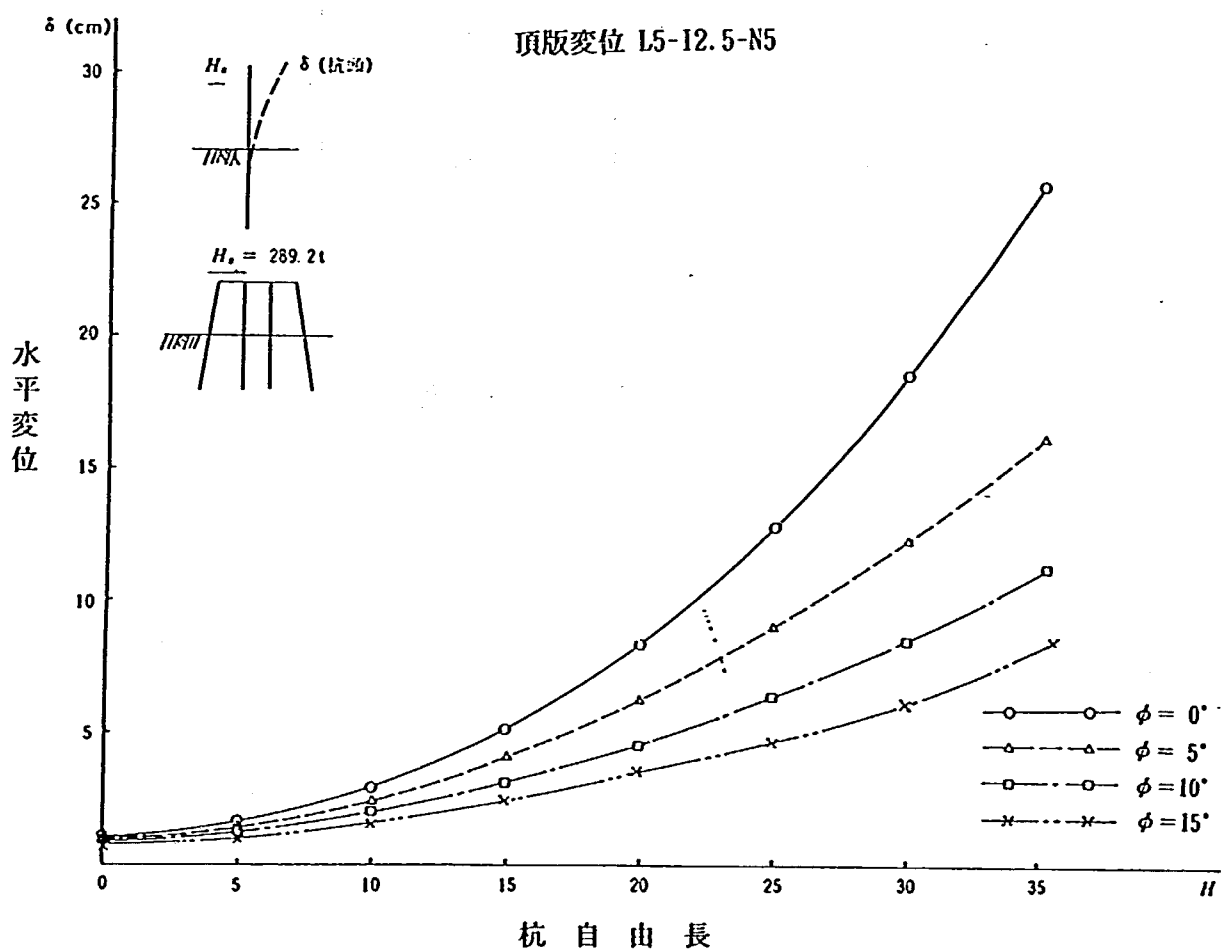


図-3.2.7 $H-\delta$ 関係

(iii) 水平荷重による曲げモーメント

多柱式基礎に水平荷重が作用すると杭頭、杭体、頂版それぞれに曲げモーメントが発生する。曲げモーメントは部材断面、細部構造の設計に大きな影響を与えるので具体的な検討が必要である。ここでは杭頭曲げモーメントと頂版の最大曲げモーメントを分離しやすい7列杭のモデルを対象に解析する。

図-3.2.8に横方向地盤反力係数と杭頭の曲げモーメント M の関係について、両側各2本の杭の斜角 $0^\circ \sim 15^\circ$ の間で解析した結果を示す。曲げモーメント M は斜角が大きくなるほど減少する。横方向地盤反力係数の増大によっても減少するが、その減少率は小さい。

図-3.2.9に杭の自由長と杭頭の曲げモーメント M の関係について両側各2本の杭の斜角 $0^\circ \sim 15^\circ$ の間で解析した結果を示す。曲げモーメント M は杭の自由長の大きさとともに増大するが斜角が大きいほど減少し、減少率は自由長が大きいほど顕著である。

図-3.2.10に横方向地盤反力係数と杭の地中部最大曲げモーメント M_m の関係について、図-3.2.8と同様の解析をした結果を示す。曲げモーメント M_m は斜角が大きくなるほど減少する。横方向地盤反力係数の増大によって増加の傾向にあるがその増加率は小さい。

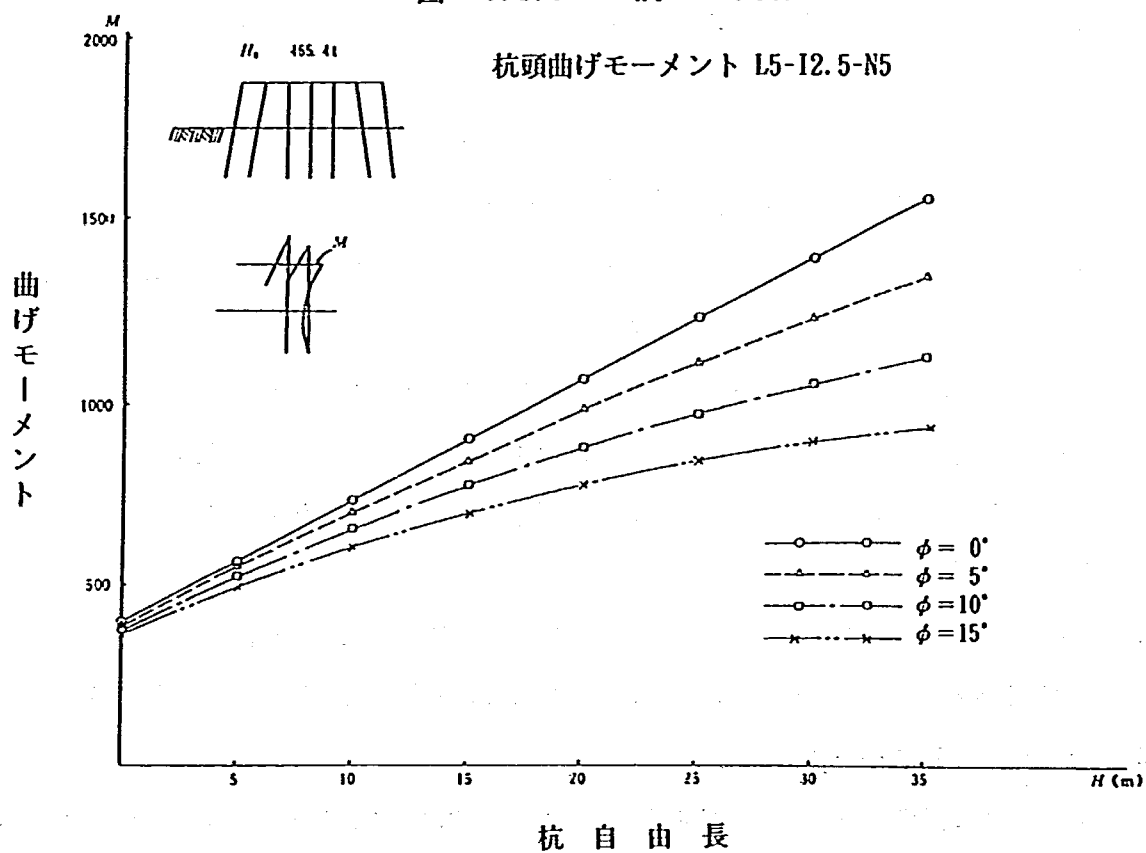
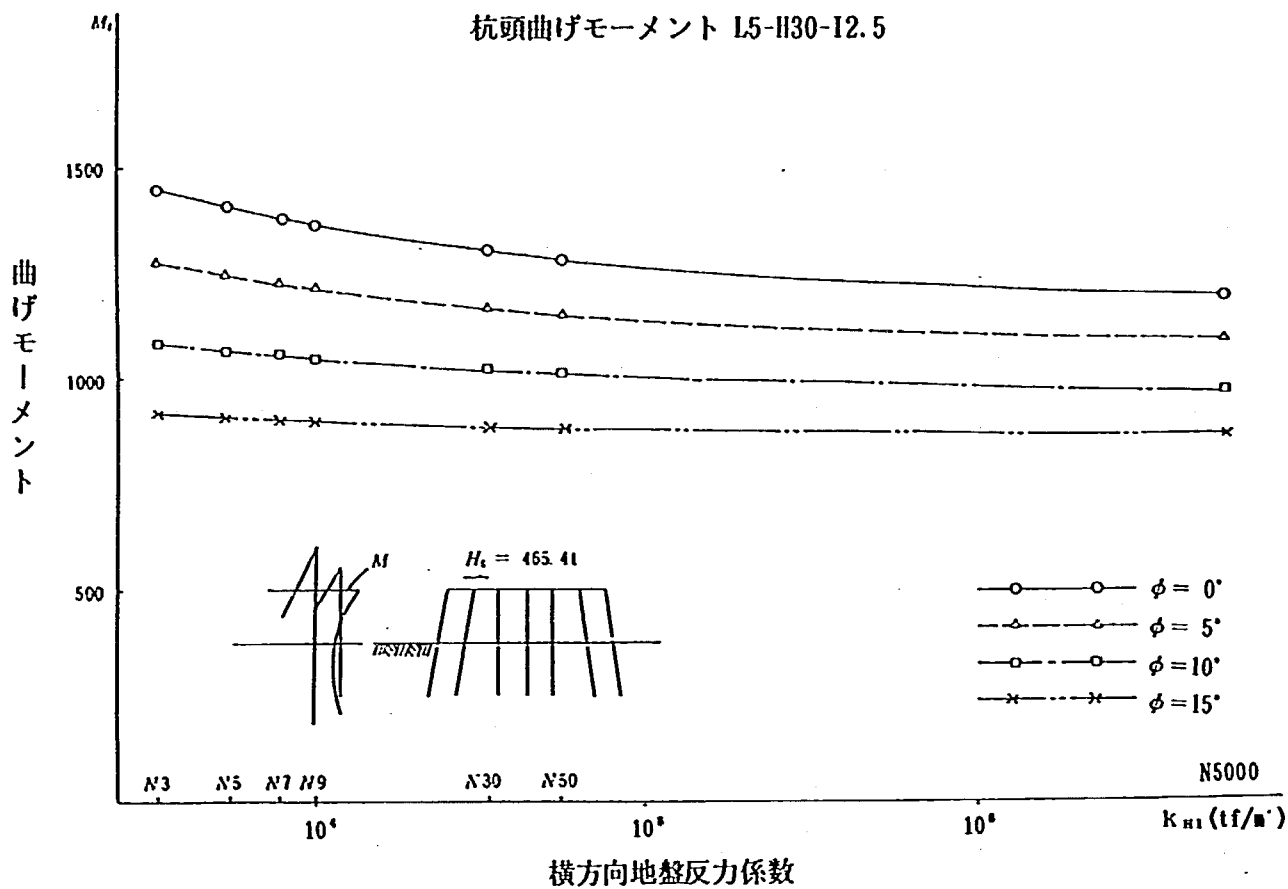
図-3.2.11に杭の自由長と杭の地中部最大曲げモーメント M_m の関係について、図-3.2.9と同様の解析をした結果を示す。曲げモーメント M_m は杭頭モーメント M と同様の傾向を有する。

図-3.2.12に横方向地盤反力係数と頂版の最大曲げモーメント M_o の関係について図-3.2.8と同様の解析をした結果を示す。曲げモーメント M_o は杭頭モーメント M と同様の傾向にあるが、斜角による減少率は小さくなっている。

図3.2.13に杭の自由長と頂版の最大曲げモーメント M_o の関係について図-3.2.9と同様の解析した結果を示す。曲げモーメント M_o は杭頭曲げモーメント M 、地中部最大曲げモーメント M_m と同様の傾向にあるが、斜角による減少率は小さくなっている。

これらの結果をとりまとめると次のようになる。

- (a). 曲げモーメントは斜杭の斜角の増大によって M , M_m , M_o とも著しく減少する。
- (b). 横方向地盤反力係数 K_{H1} の増加により M , M_o は減少の傾向、 M_m は増加の傾向にあるが、その増減率は小さい。
- (c). 杭の自由長 H の増加によって曲げモーメント M , M_m , M_o はほぼ比例関係で増加するが斜杭の導入によってかなり低減できる。



杭地中部曲げモーメント L5-H30-12.5

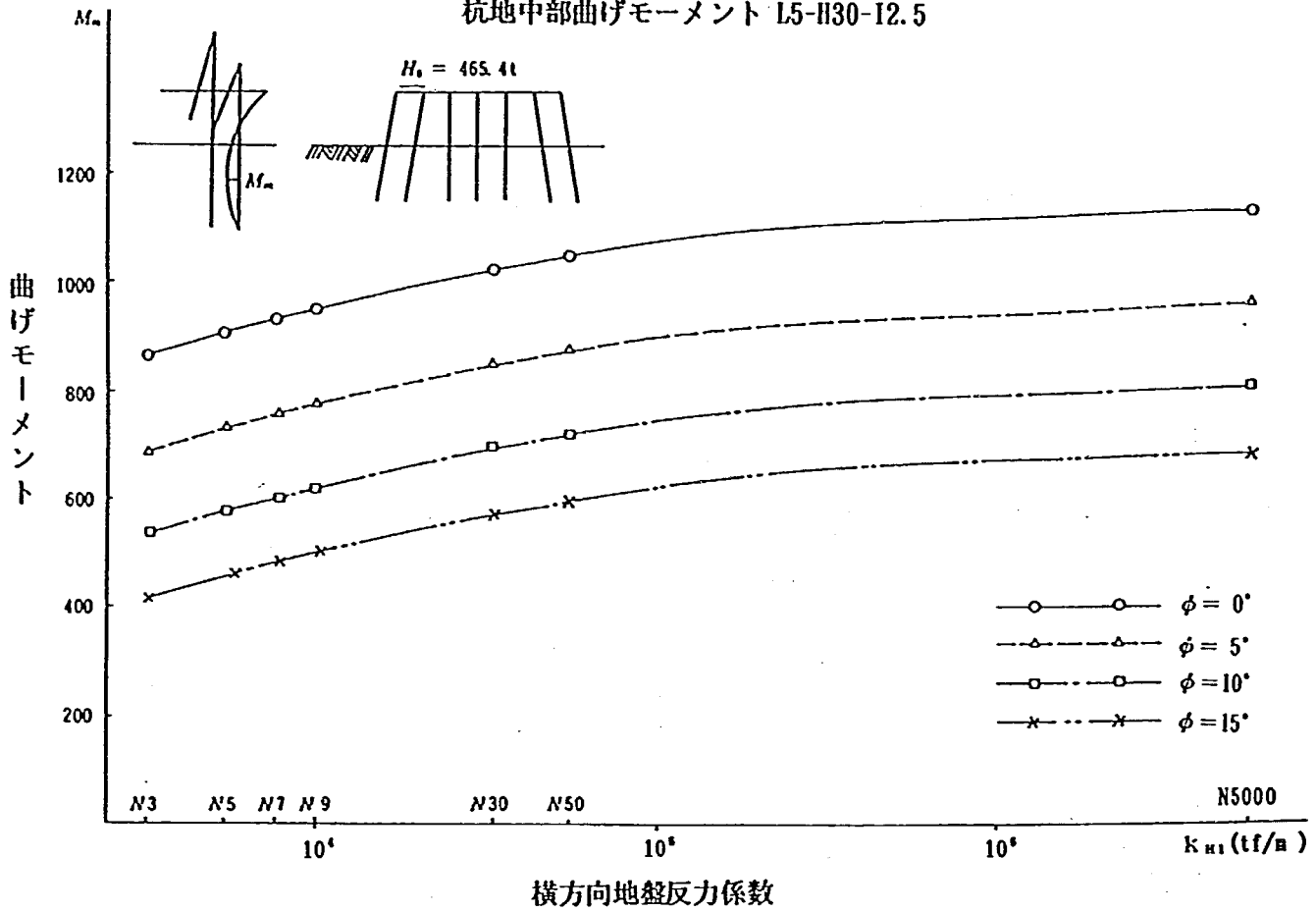


図-3.2.10 $k_{H1}-M_m$ 関係

杭地中部曲げモーメント L5-I2.5-N5

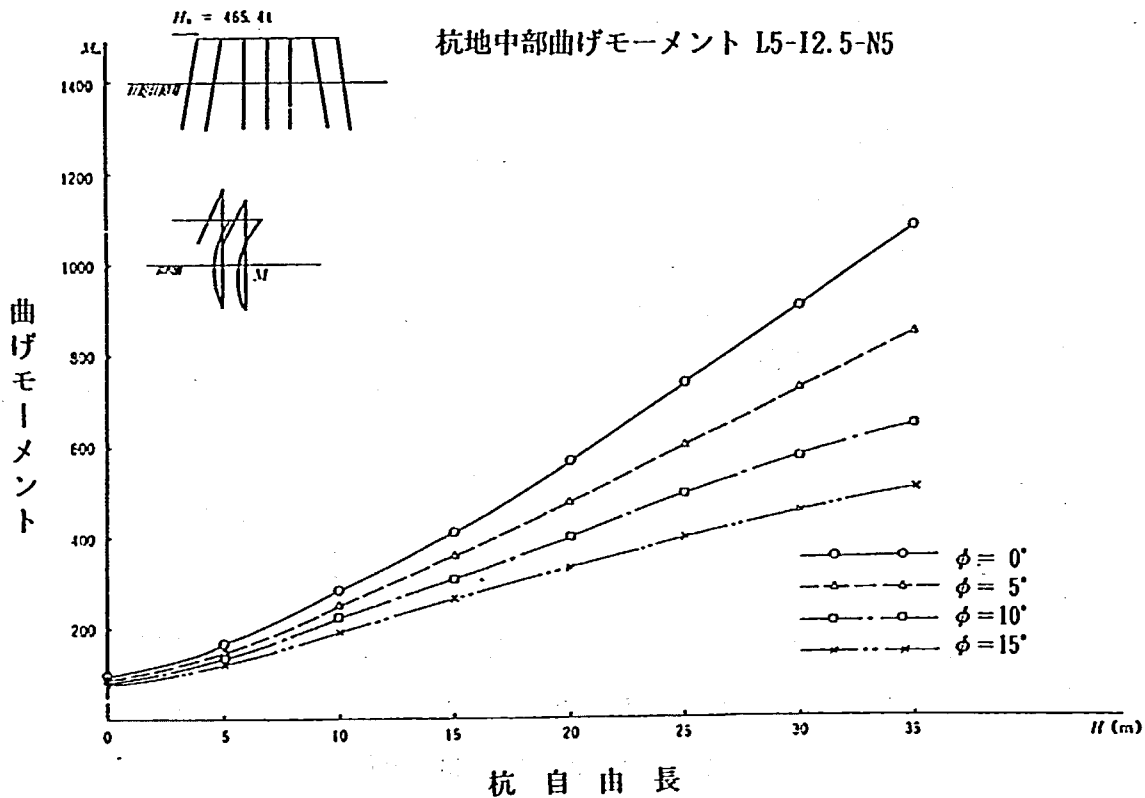


図-3.2.11 $H-M_m$ 関係

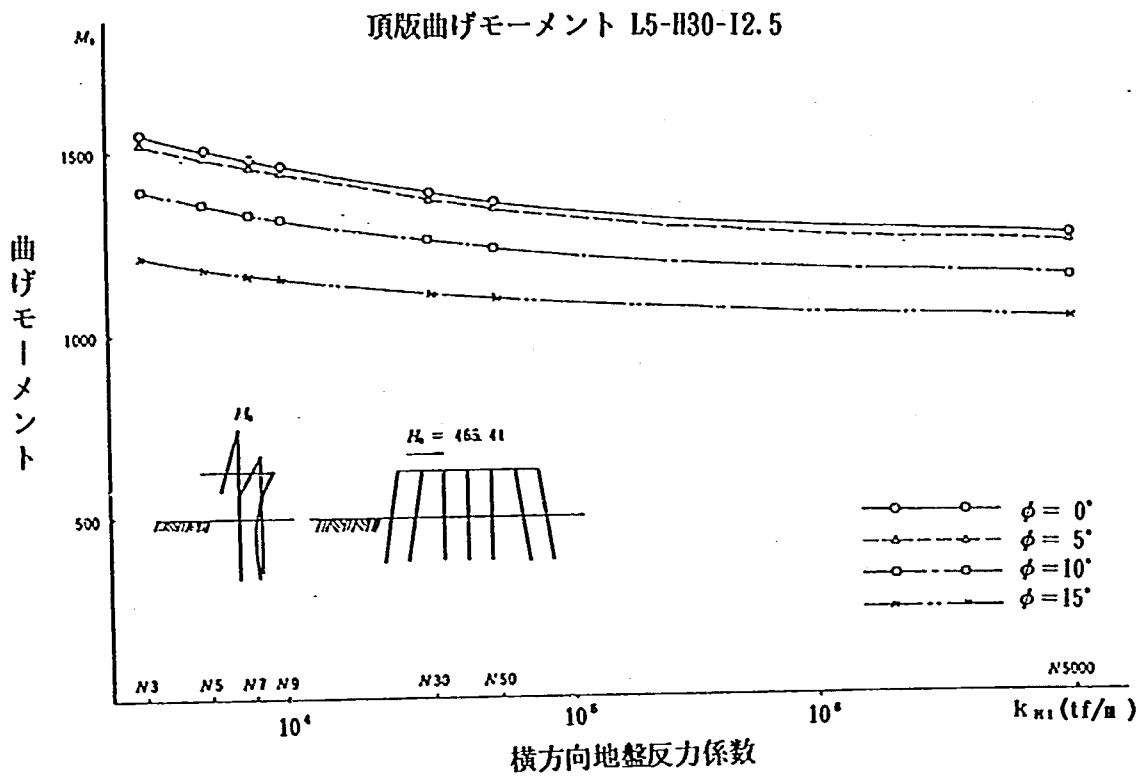


図-3.2.12 $k_{H1} - M_0$ 関係

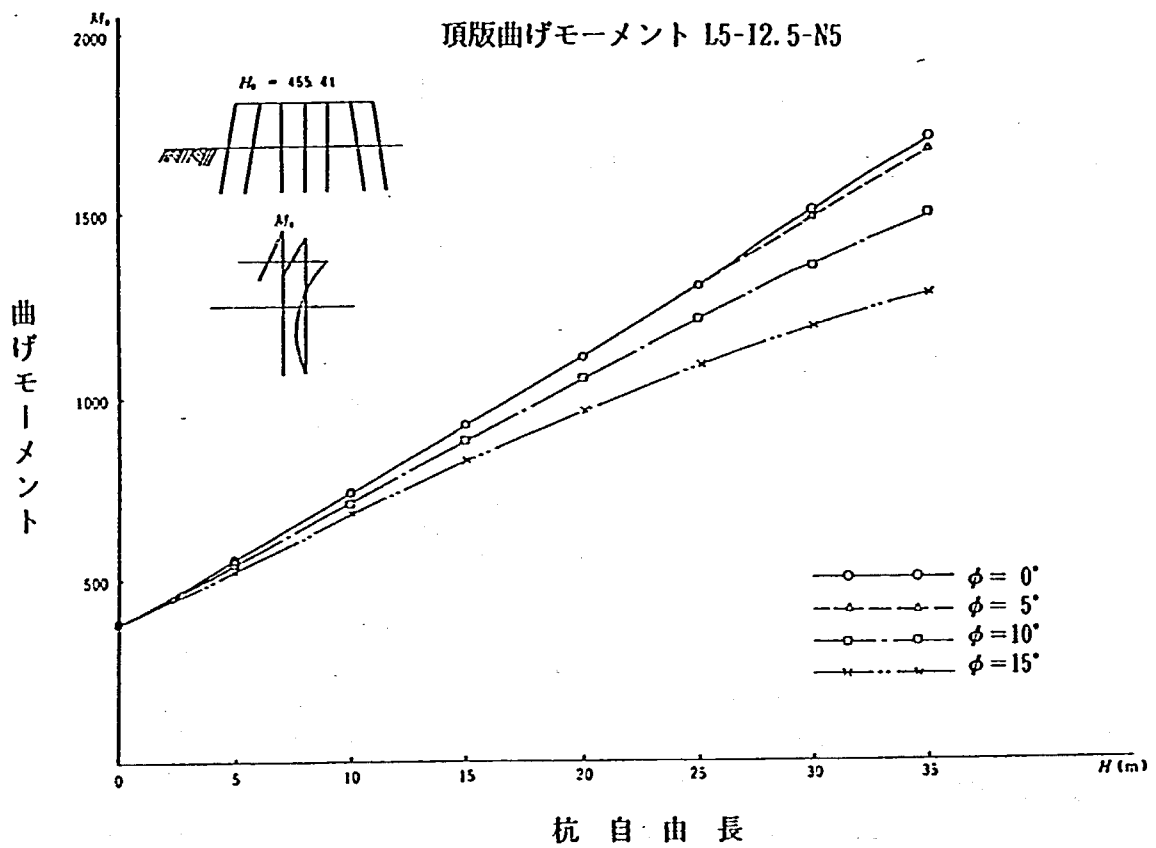


図-3.2.13 $H - M_0$ 関係

3.3 ねじり抵抗と荷重分担

多柱式基礎に偏心水平荷重が作用したり、斜面上の多柱式基礎に水平荷重が作用すると、基礎全体に回転ねじりが働く。一般に多柱式基礎は自由長があるために偏心荷重が作用した場合のねじり抵抗に懸念がもたれている。図-3.3.1は頂版に働く鉛直軸まわりの回転ねじりモーメントと頂版の回転角 ϕ および地表面における多柱群全体の回転角 ϕ' の関係を図示したもので、微小変位では頂版の回転ねじれと杭群のねじれがほぼ比例関係にあることを示している。

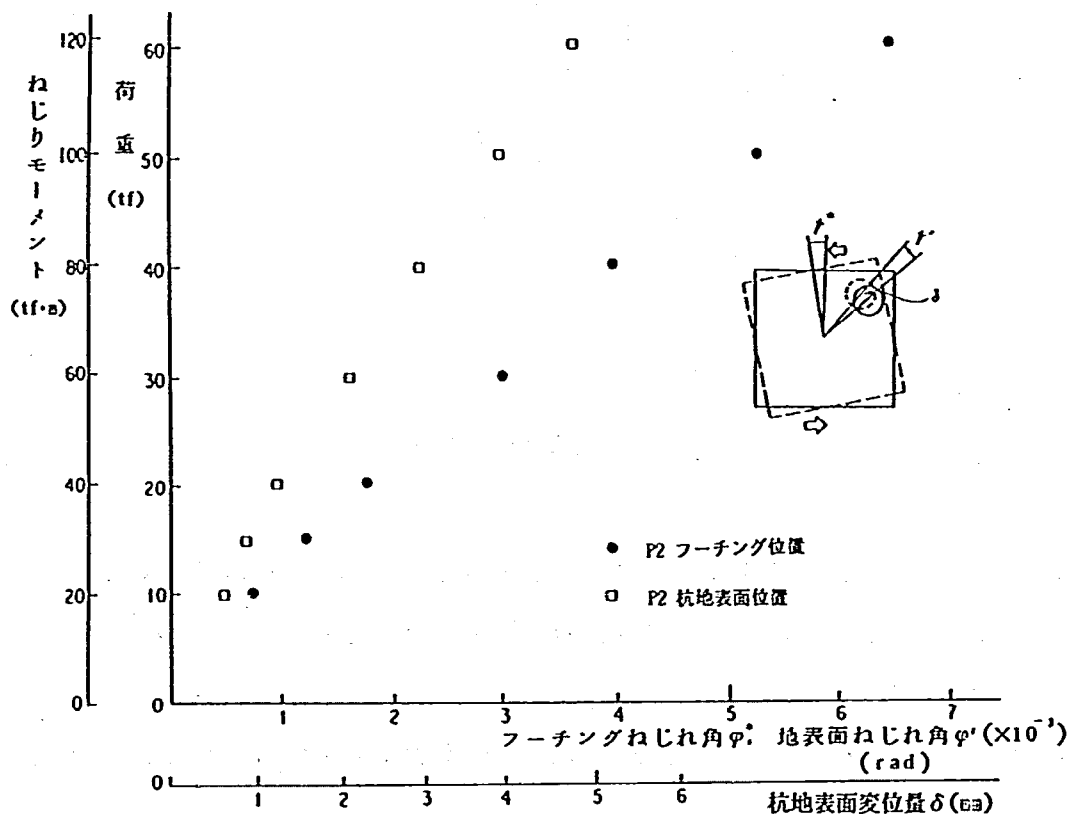


図-3.3.1 ねじり外力とねじれ変形

多柱式基礎のねじり抵抗は主として2つの抵抗モーメントからなると考えられる。ひとつは、杭本体のねじり抵抗による抵抗モーメント M_{P1} の和 ΣM_{P1} であり、もうひとつは杭頭での水平抵抗力 H_{R1} に頂版（フーチング）の中心からの距離 l_1 を乗じたものの和 $\Sigma H_{R1} l_1$ である。

ここではねじり抵抗および水平抵抗の理論解を求め、両者のねじりモーメントに対する分担率と杭表面と地盤の間のせん断反力係数の推定方法について検討を行う。³⁹⁾

(1) ねじり抵抗の理論解

自由長 h を有する杭が弾性地盤中に根入れされ、杭頭にねじりモーメント M_0 を受けた状態を考える。(図-3.3.2)

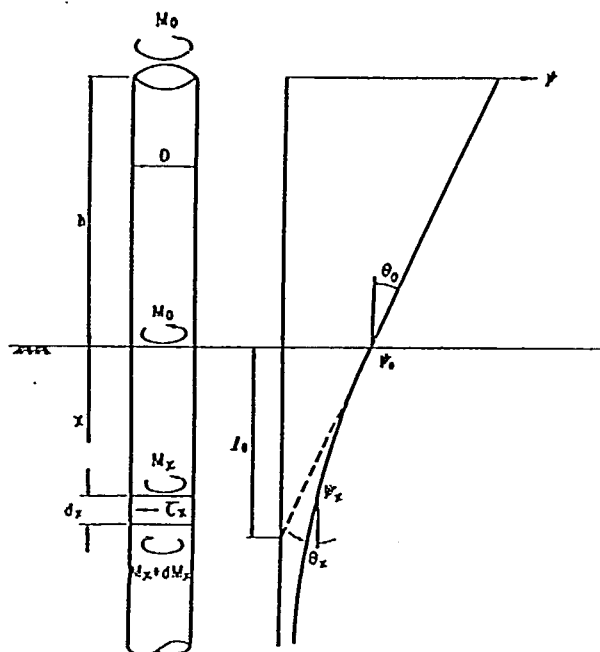


図-3.3.2 杭のねじり変形分布

深さ x における杭の回転角を ϕ_x とすると、その点での杭周面地盤と杭表面との間のせん断反力度 τ_x は同じくせん断反力係数 k_s の概念を用いると次式であらわされる。

$$\tau_x = D/2 \cdot \phi_x \cdot k_s \quad (\text{式-3.3.1})$$

ここで τ_x : 杭表面と地盤の間のせん断反力度 (tf/m²) (以下、地盤のせん断反力度という)

D : 杭の直径 (m)

k_s : 杭表面と地盤の間のせん断反力係数 (tf/m³) (以下、地盤のせん断反力係数という)

図-3.3.2において dx 部分のつりあいより次のようになる。

$$\frac{dM_x}{dx} = - \frac{\pi}{2} D^2 \cdot \tau_x \quad (\text{式-3.3.2})$$

ここで M_x : 深さ x におけるねじり抵抗モーメント (tf・m)

また、回転角 ϕ_x とねじり率 θ_x の関係より次式が求まる。

$$\frac{d\phi_x}{dx} = \theta_x = \frac{-M_x}{GIp} \quad (\text{式-3.3.3})$$

ここで G : 杭のせん断弾性係数 (tf/m²)

I_p : 杭の極モーメント (m⁴)

(式-3.3.1~3.3.3) より次の微分方程式が得られる。

$$\frac{d^2\phi_x}{dx^2} = \varepsilon^2 \phi_x \quad (\text{式-3.3.4})$$

$$\varepsilon = (\pi D^3 k_s / 4GIp)^{1/2} \quad (\text{式-3.3.5})$$

(式-3.3.4) を解いて次式が得られる。

$$\phi_x = \phi_0 \exp(-\varepsilon x) \quad (\text{式-3.3.6})$$

ここで ϕ_0 : 地表面での回転角

(式-3.3.6) を微分して $x = 0$ とおくと次式になる。

$$\theta_0 = -\varepsilon \phi_0 \quad (\text{式-3.3.7})$$

一方、杭頭の回転ねじりモーメント M_0 は次式で与えられる。ここで杭頭の回転ねじりモーメントは地表面での値と等しくなる。

$$M_0 = -\theta_0 GIp \quad (\text{式-3.3.8})$$

(式-3.3.7)、(式-3.3.8) より地表面での回転角 ϕ_0 は次のように求まる。

$$\phi_0 = \frac{M_0}{GIp} \cdot \frac{1}{\varepsilon} \quad (\text{式-3.3.9})$$

$1/\varepsilon$ を ℓ_0 とおくと (図-3.3.2参照)、 ℓ_0 はねじれに対する仮定の固定点の深さを表す。

以上より1本の杭のねじり抵抗 M_{pi} はフーチングの回転角 ϕ^* に対して次式のようにあらわされる。

$$M_{pi} = GIp \theta_0 = GIp \cdot \frac{\phi^*}{h + \ell_0} = GIp \cdot \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon h} \cdot \phi^* \quad (\text{式-3.3.10})$$

ここで h : 杭の自由長 (m)

(式-3.3.10) より自由長が大きくなると杭のねじり抵抗が小さくなることがわかる。斜杭の場合のこれらの式は斜角 θ の余弦分が有効となり、次のようにあらわされる。

$$M_{pi} = GIp \cdot \frac{\phi^*}{h + \ell_0} \cdot \cos^2 \theta + K_1 \phi^* \sin \theta \quad (\text{式-3.3.11})$$

ここで

K_4 : 杭の曲げモーメントに対する回転ばね係数 (tf・m/ラジアン)

$$K_4 = \frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3 + 0.5}{(1+\beta h)^3 + 2} \quad (\text{式-3.3.12})$$

$$\beta = (kD/4EI)^{1/4}$$

EI : 杭体の曲げ剛性 (tf・m)

h : 杭の自由長 (m)

k : 水平地盤反力係数 (tf/m³)

D : 杭の直径

(2) 水平抵抗の理論解

弾性地盤に根入れされた自由長 h を有する杭の杭頭での水平ばね定数は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編にも示されるように次式で表わされる。

$$K_1 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2} \quad (\text{式-3.3.13})$$

$$\beta = (kD/4EI)^{1/4}$$

ここで K_1 : 水平変位に対するばね係数 (tf/m)

EI : 杭体の曲げ剛性 (tf・m)

h : 杭の自由長 (m)

k : 水平地盤反力係数 (tf/m³)

D : 杭の直径 (m)

頂版の回転角 ϕ^* に対して杭頭水平力 H_i は次式で求められる。

$$H_i = K_1 \cdot \ell_i \cdot \phi^* \quad (\text{式-3.3.14})$$

ここで ℓ_i : 回転中心軸より杭 (i) までの距離 (m)

直杭のみの場合の水平抵抗力による抵抗モーメントは次式であらわされる。

$$\sum H_i \ell_i = \sum K_1 \ell_i^2 \phi^* \quad (\text{式-3.3.15})$$

斜杭の場合はねじりモーメントに対して斜杭の軸力が抵抗するので次式であらわされる。

この場合、ねじりモーメントによる水平面に対する頂版の傾斜角 β は無視する。

$$\begin{aligned} \sum H_i \ell_i &= \sum K_1 \ell_i^2 \phi^* (\cos^2 \theta \sin^2 \alpha_i + \cos^2 \alpha_i) \\ &\quad + \sum k_v \ell_i^2 \phi^* \sin^2 \theta \sin^2 \alpha_i \end{aligned} \quad (\text{式-3.3.16})$$

ここで K_v : 杭の軸方向ばね係数 (tf/m)

θ : 斜杭の傾斜角

α_1 : 斜杭の傾斜方向と頂版中心方向の角度 (図-3.3.3参照)

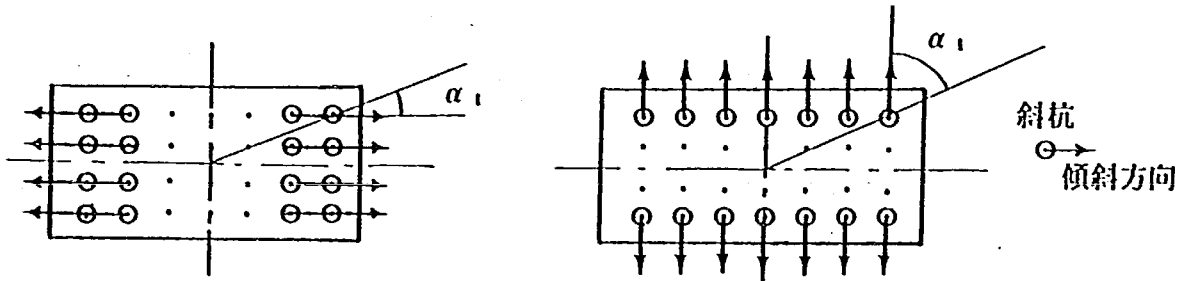


図-3.3.3 斜杭の傾斜方向と頂版の中心方向の角度

以上の式より K_1 は自由長 h が大きくなれば急速に小さくなり、足長の多柱式基礎はねじりモーメントにも弱いことを示す。しかし、斜杭が存在すると水平荷重の場合と同様に自由長が大きくなるほど斜杭の効果が発揮される。中でも (式-3.3.16) でみるとおり、回転ねじりモーメントに対して、隅角部または端部の斜杭が効果的で、中心部分の斜杭は回転ねじりモーメントに対して傾斜角の方向が有効でないので直杭と変わらぬ機能となる。

(3) 分担率

多柱式基礎に作用するねじりモーメントに対する抵抗力の分担を次のように定める。

$$\mu_H = \sum H_{p,i} l_i / M \quad (\text{式-3.3.17})$$

$$\mu_M = \sum M_{p,i} / M \quad (\text{式-3.3.18})$$

ここで μ_H : 杭の水平抵抗力による分担率

μ_M : 杭本体のねじり抵抗による分担率

$H_{p,i}$: 杭1本の水平抵抗

l_i : 頂版中心から杭頭までの距離

M : 多柱式基礎に作用するねじりモーメント

$M_{p,i}$: 杭1本のねじり抵抗

(式-3.3.17)、(式-3.3.18) に (式-3.3.10)、(式-3.3.13)、(式-3.3.15) の関係から ϕ^* を消去し、 $l_p = 2l$ 、 $M_{p,i} = \sum M_{p,i} / n$ の関係を取り入れて代入すると次式になる。これは直杭のみに適用される。‘0)

$$\mu_M = \Sigma M_{pi}/M = \frac{1}{1 + \frac{6 \Sigma (\ell_i/h)^2}{n} \cdot \frac{E}{G} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon h} + 1 \right) \frac{\beta^2 h^2}{(1 + \beta h)^2 + 2}}$$

$$= \frac{2n \cdot GI}{2n \cdot GI + \Sigma \ell_i^2 \left(h + \frac{1}{\varepsilon} \right) K_1} \quad (\text{式-3.3.19})$$

$$\mu_H = 1 - \mu_M = \frac{\Sigma \ell_i^2 (h + 1/\varepsilon) K_1}{2nGI + \Sigma \ell_i^2 (h + 1/\varepsilon) K_1} \quad (\text{式-3.3.20})$$

斜杭を用いると同様に（式-3.3.17）、（式-3.3.18）に（式-3.3.11）、（式-3.3.16）の関係から各分担率は次式になる。

$$\mu_M = 2nGI \cos^2 \theta + K_1 (h + 1/\varepsilon) \sin \theta \bigg/ [2nGI \cos^2 \theta + K_1 (h + 1/\varepsilon) \sin \theta + \Sigma \ell_i^2 (h + 1/\varepsilon) \{K_1 (\cos^2 \theta \sin^2 \alpha_i + \cos^2 \alpha_i) + K_v \sin^2 \theta \sin^2 \alpha_i\}] \quad (\text{式-3.3.21})$$

$$\mu_H = 1 - \mu_M = \Sigma \ell_i^2 (h + 1/\varepsilon) \{K_1 (\cos^2 \theta \sin^2 \alpha_i + \cos^2 \alpha_i) + K_v \sin^2 \theta \sin^2 \alpha_i\} \bigg/ [2nGI \cos^2 \theta + K_1 (h + 1/\varepsilon) \sin \theta + \Sigma \ell_i^2 (h + 1/\varepsilon) \{K_1 (\cos^2 \theta \sin^2 \alpha_i + \cos^2 \alpha_i) + K_v \sin^2 \theta \sin^2 \alpha_i\}] \quad (\text{式-3.3.22})$$

ここで ℓ_i : 頂版中心から杭までの距離(m)

h : 杭の自由長(m)

n : 杭の本数

E : 杭材料の弾性係数(tf/m²)

G : 杭材料のせん断弾性係数(tf/m²)

ε : 杭のねじりに対する特性値(t/m) (式-3.3.5参照)

β : 杭の曲げに関する特性値(1/m)

$$\beta = (kD/4EI)^{1/4}$$

k : 水平地盤反力係数

D : 杭の直径(m)

K_1 : 杭の軸直角方向ばね定数(tf/m)

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

K_v : 杭の軸方向ばね定数 (tf/m)

(式-3.3.23参照)

(式-3.3.17~20) は K_1, K_v, ε の値が定まると多柱式基礎の断面諸元からねじりモーメントの杭の水平抵抗力による分担と杭本体のねじり抵抗力による分担がわかることを示す。しかるに K_1, K_v, ε を定めるためには水平地盤反力係数 k と地盤のせん断反力係数 k_s の値が必要である。 k については道路橋示方書等で与えられている。 k_s についても同示方書で推定法が与えられているが、ねじりに関する分担を取扱う上ではさらに厳密な検討を行う方がよい。

(4) k_s の推定

図-3.3.4に示す関係より次の微分方程式が導かれる。

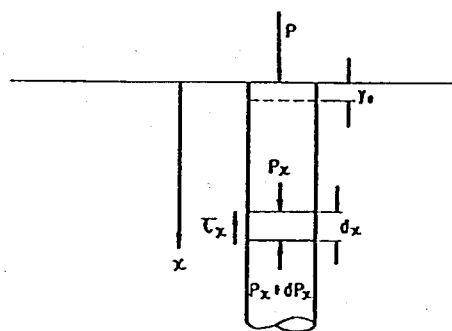


図-3.3.4 杭の鉛直載荷試験

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \zeta^2 y \quad (\text{式-3.3.21})$$

$$\zeta = \left(\frac{\pi D k_s}{EA} \right)^{1/2} \quad (\text{式-3.3.22})$$

ここに y : 杭の鉛直方向変位 (m)

A : 杭の断面積 (m²)

(式-3.3.21) を解いて $x=0$ とおけば

$$y_0 = \frac{P}{EA} \cdot \frac{1}{\zeta} = \frac{P}{K_v} \quad (\text{式-3.3.23})$$

ここに K_v : 杭の軸方向ばね定数 (tf/m)

$$K_v = EA \cdot \delta$$

すなわち、 K_v の値を適切に推定できればとから k_s の値が求まる。しかるに、ここで取扱われる K_v はねじりモーメントに対する軸方向の地盤のせん断反力係数 k_s に対応するものであるから通常の鉛直載荷試験による K_v よりは偏心載荷試験による K_v とするのが適切である。ここでは実際の偏心載荷試験から求まる k_s と鉛直荷重による k_s 、引拔荷重による k_s の関係を調べる。

図-3.3.5は千葉市の旧土木研究所敷地内の多柱式基礎の試験体で測定した、上記3種類の地盤のせん断反力係数を示す。図中の偏心載荷による k_s はねじりモーメントと回転角の関係から求めたもので鉛直載荷による K_v は軸中心に転倒モーメントを作用させたときの押込側と引抜側の軸力と沈下、抜上りの関係から求めたものである。同図よりねじりモーメントに対する k_s の値は押込試験における K_v から逆算した k_s に近く、引抜試験におけるものより大きな値となる。しかし、変位量が大きくなると、非線型性を示すところから変位量に対応する値を求める必要がある。変位量が大きくなると杭周面の非線型性ばかりでなく、杭先端の影響を含むものと k_s の値の評価についてはかなりの注意を要する。

以上より、回転ねじりモーメントに対応する地盤のせん断反力係数は軸方向押込試験の値を用いても差支えないが、非線型性に留意することが必要であると結論づけられる。

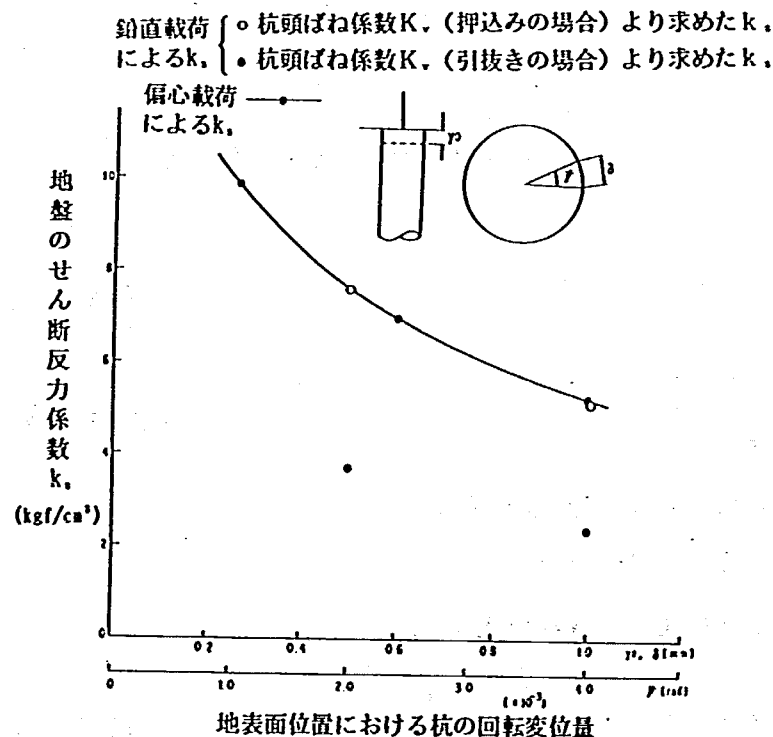


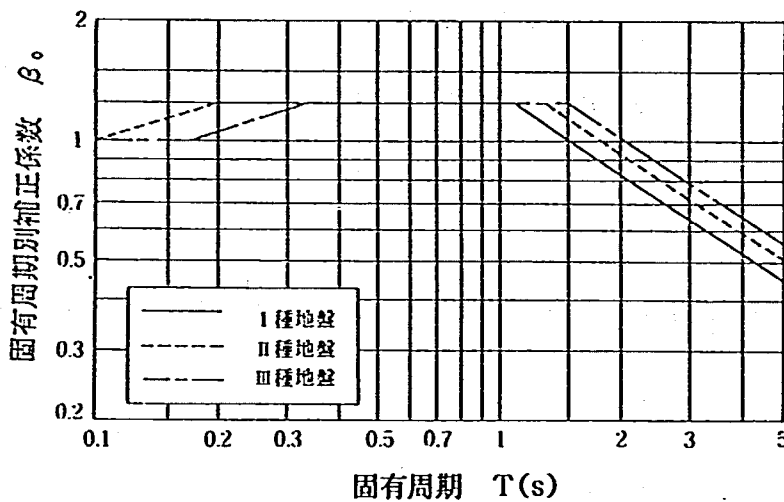
図-3.3.5 せん断地盤反力係数

3.4 振動解析

多柱式基礎は逆振子のようなモデルになり、地震力が作用した場合は非常に揺れやすい長周期構造物である。そのために震度法による静的解析だけでは不十分で動的解析が必要であるといわれている。ここでは静的解析と動的解析により多柱式基礎の挙動を調べる。

(1) 修正震度法における震度分布

多柱式基礎の耐震設計で地震力を静的荷重に置き換える場合は修正震度法で行なわれる。修正震度法に適用する設計震度 K_H は図-3.4.1に示すようなスペクトル図から求められる。



注)

I 種地盤 岩盤
II 種地盤 沖積層、洪積層
III 種地盤 沖積層の軟弱層

図-3.4.1 固有周期別補正係数

すなわち、構造物の固有周期、地盤種別に対する修正係数を次式のとおき基本震度に乗じて求める。基本震度は地域毎に定められる構造物の重要度を考慮した震度である。

$$K_H = \beta_0 \cdot K_{A0} \quad (\text{式-3.4.1})$$

ここで K_{A0} : 水平方向設計震度

β_0 : 補正係数

K_{A0} : 水平方向基本震度

また、構造物の固有周期は次式によることができる。

$$T = 2\pi (W_e / k \cdot g)^{1/2} \quad (\text{式-3.4.2})$$

ここで T : 多柱式基礎の固有周期(sec)

W_e : 振動重量(tf)

$$W_e = \sum_i (\delta_{vi} / \delta_0)^2 w_i \Delta l_i \quad (\text{式-3.4.3})$$

δ_{hi} : i 要素の水平方向変位(m)

δ_0 : 頂版における水平方向変位(m)

w_i : i 要素の単位長さ当りの重量(tf/m)

$\Delta \ell_i$: i 要素の分割長(m)

k : ばね係数(tf/m)

g : 重力加速度(m/sec²)

得られた設計震度 K_H を用いて頂版における震度 K_{HF} を次式で求める。

$$\begin{aligned} K_{HF} &= K_H D_i \\ &= K_H \cdot \frac{\sum_i (\delta_{hi} / \delta_0) w_i \Delta \ell_i}{\sum_i (\delta_{hi} / \delta_0)^2 w_i \Delta \ell_i} \end{aligned} \quad (\text{式-3.3.4})$$

ここで K_{HF} : 頂版における震度

D_i : 影響係数

K_{HF} が求まると、水平震度の鉛直方向分布を図-3.4.2のようにとるのが従来の設計手法である。

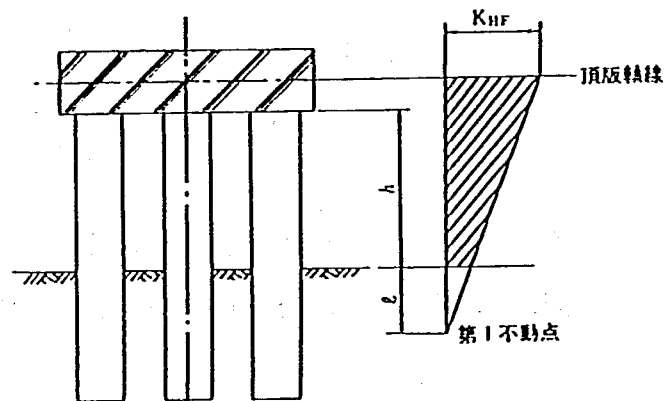


図-3.4.2 震度分布

図中の第1不動点までの深さ l は次式で与えられる。

$$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right) \quad (\text{m})$$

ここで l : 第1不動点までの深さ(m)

β : 杭と地盤の間の特性値(1/m)

$$\beta = \left(\frac{k_h D}{4EI} \right)^{1/4}$$

k_h : 水平方向地盤反力係数 (tf/m³)

D : 杭の直径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (tf・m²)

(2) 静的解析による挙動

多柱式基礎の耐震性を検討するために多柱式基礎の力学的特性を顕著に表現できるモデルとして頂版を鉄筋コンクリート (RC)、杭を鋼管杭と考える。それによって杭自重にかかる慣性力を無視して頂版に作用する慣性力のみを対象とすることができる。

解析方法としては平面ラーメン解析、立体ラーメン解析が望ましいが、計算が煩雑であるところから杭基礎の変位法による解析を採用した。『』平面ラーメン解析と変位法による解析の比較例を図-3.4.3および4に示す。図-3.4.3は頂版の水平変位と杭の自由長の関係を、図-3.4.4は各部分の曲げモーメントと杭間隔の関係を示したものである。これらより変位、曲げモーメントともに10%前後の差はあるもののほぼ平行の関係にあり、同じ傾向を示すことがわかる。これらの結果より多柱式基礎の地震時慣性力に対する挙動を静的に調べるには杭基礎の変位法による解析を用いても差し支えないものとする。

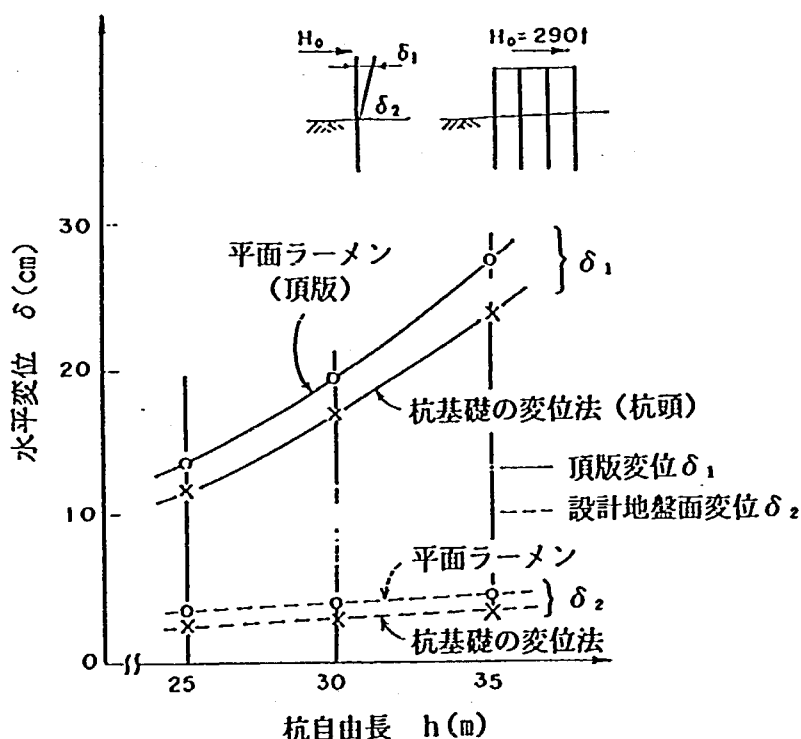


図-3.4.3 水平変位と杭自由長(L5-12.5-N5-00)

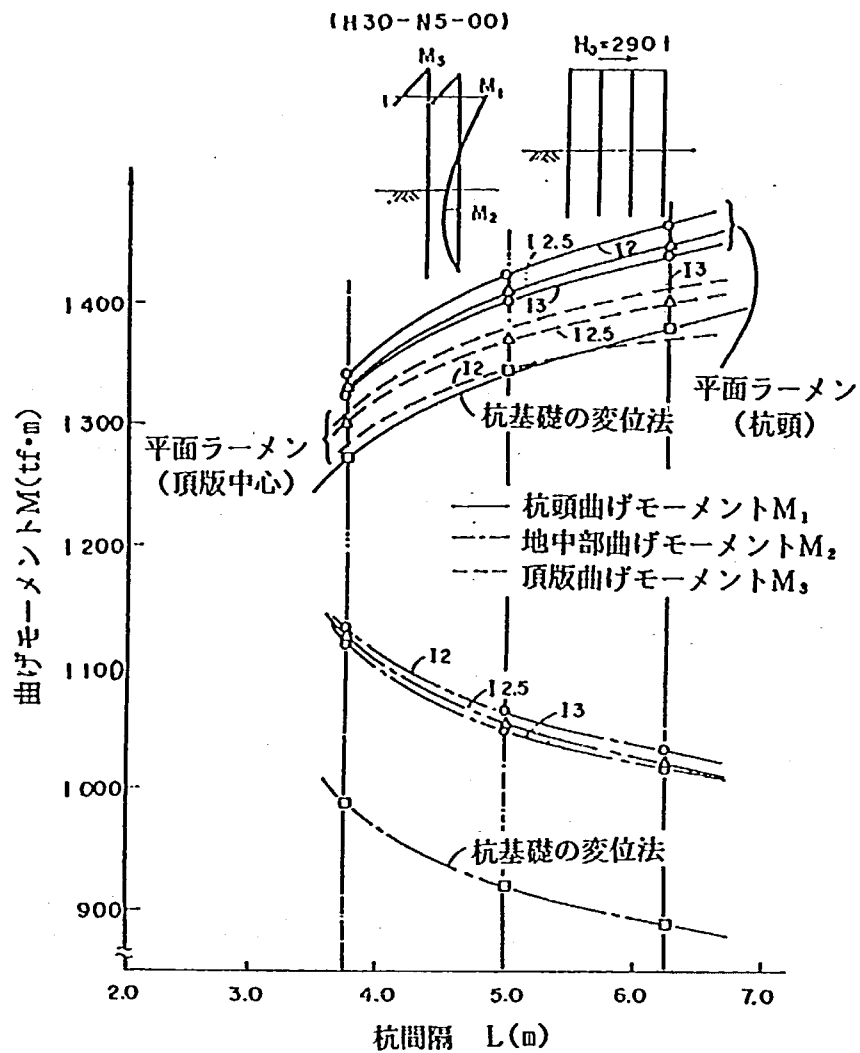


図-3.4.4 曲げモーメントと杭間隔(H30-N5-00)

モデルとしては図-3.4.5に示すもので仮定条件は以下のとおりである。

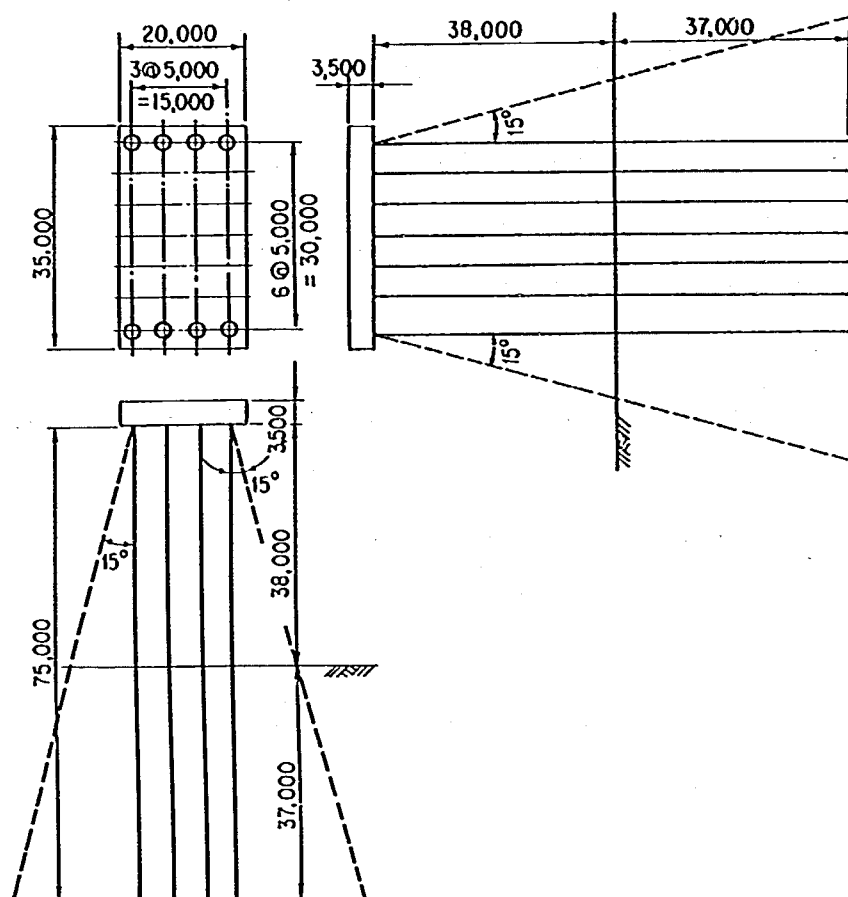


図-3.4.5 多柱式基礎のモデル(杭4行7列)

鋼管杭 径(D)=2.5m、肉厚(t)=0.04m、4行7列28本

断面2次モーメント(I)=0.234m⁴、面積(A)=0.309m²

自由長(h)=38m、根入長(Df)=37m

杭間隔5m(斜杭は最外列のみで斜角15°とする。)

頂版 長さ(L)20m、巾(B)=35m、厚さ(H)=3.5m

列当り断面2次モーメント(I)=17.9m⁴、列当り面積(A)=17.5m²

コンクリートの弾性係数(E_c)=2.7×10⁶tf/m²

コンクリートの単位体積重量(γ)=2.5tf/m³

地盤 中間層の変形係数E_o=10kgf/cm²

地盤反力係数k_o=αE_oD^{-3/4}=0.13(kgf/cm³)

=130(tf/m³)

$$\text{特性値 } \beta = (k_s D / 4EI)^{1/4} = 6.4 \times 10^{-2} \text{ (1/m)}$$

$$\beta h = 2.4, \lambda = h + 1/\beta = 53.6 \text{ (m)}$$

$$K_1 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2} = 374 \text{ (t/m)}$$

$$K_2 = K_3 = K_1 \cdot \lambda = 2.0 \times 10^4 \text{ (tfm/m, tf/7.277)}$$

$$K_4 = \frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2} = 3.6 \times 10^6 \text{ (tfm/7.277)}$$

$$\text{杭の軸方向ばね係数 } K_v = 3.9 \times 10^4 \text{ tf/m}$$

$$\text{水平荷重 (頂版の慣性力)} \quad 20^m \times 30^m \times 3.5^m \times 2.5^{tf/m^2} \times 0.3 = 1837.5 \text{ tf}$$

頂版の杭1列当りの荷重

$$\text{軸方向} \quad 1837.5 \text{ tf} / 7 = 263 \text{ tf}$$

$$\text{軸直角方向} \quad 1837.5 \text{ tf} / 4 = 459 \text{ tf}$$

7行4列の多柱式基礎に鉛直力、回転モーメントを除いて水平力のみを作用させると直杭のみの場合と最外列1列のみを斜杭とした場合ではその挙動は全く異なったものとなる。その計算結果を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 杭本数、斜杭の変位回転角への影響

	水平変位 (cm)	回転角 (ラジアン)	回転角 (分、秒)
4列杭 直杭のみ	55	7.0×10^{-3}	24' 05"
斜杭を含む	4	-4.7×10^{-4}	- 1' 37"
7列杭 直杭のみ	23	1.1×10^{-3}	3' 47"
斜杭を含む	6	-3.3×10^{-4}	- 1' 08"

表-3.4.1より斜杭を採用すると杭の軸方向のばねが水平力に効果的に抵抗するために変位量は急激に減り、回転角も逆転して微小な値となることがわかる。特に列杭全体に対する斜杭の割合の大きい4列杭ではその効果が著しい。一方、列杭の本数の多い7列杭では直杭だけの回転2次モーメントだけでも大きな値となるために回転角が小さくなり、変位量も少なくなるので斜杭の効果は4列杭と比べて小さくなる。

(3) 動的解析による挙動¹⁾

多柱式基礎の斜杭のある場合とない場合の地震時の構造特性を調べるために橋脚基礎の設計例を対象に実地震波入力による時刻歴応答計算を実施した。計算は図-3.4.6に示すように質点系のモデルにして斜杭の導入が応答変位、加速度、断面力に与える影響について検討した。多柱式基礎の諸元は以下のとおりである。

鋼管杭 径(D)=2.5m, 肉厚(t)=0.04m, 7行9列63本

断面2次モーメント(I)=0.234m⁴, 面積(A)=0.309m²

自由長(h)=38m, 根入長(Df)=37m

杭間隔5m (斜杭は最外側のみで斜角15°とする)

頂版 長さ(L)=35m, 巾(B)=45m, 厚さ(H)=3.5m

列当り軸方向断面2次モーメント(I₁)=20.7m⁴, 断面積(A₁)=20.3m²

列当り軸直角方向断面2次モーメント(I₂)=16.1m⁴, 断面積(A₂)=15.8m²

コンクリートの弾性係数E_c=2.7×10⁶tf/m²

橋脚 高さ(H)=22.8m

軸方向断面2次モーメント(I₃)=5.40m⁴, 断面積(A₃)=3.28m²

軸直角方向断面2次モーメント(I₄)=139m⁴, 断面積(A₄)=3.28m²

地盤 中間層の変形係数

上層(地表面~-10m) E₁=10kgf/cm³

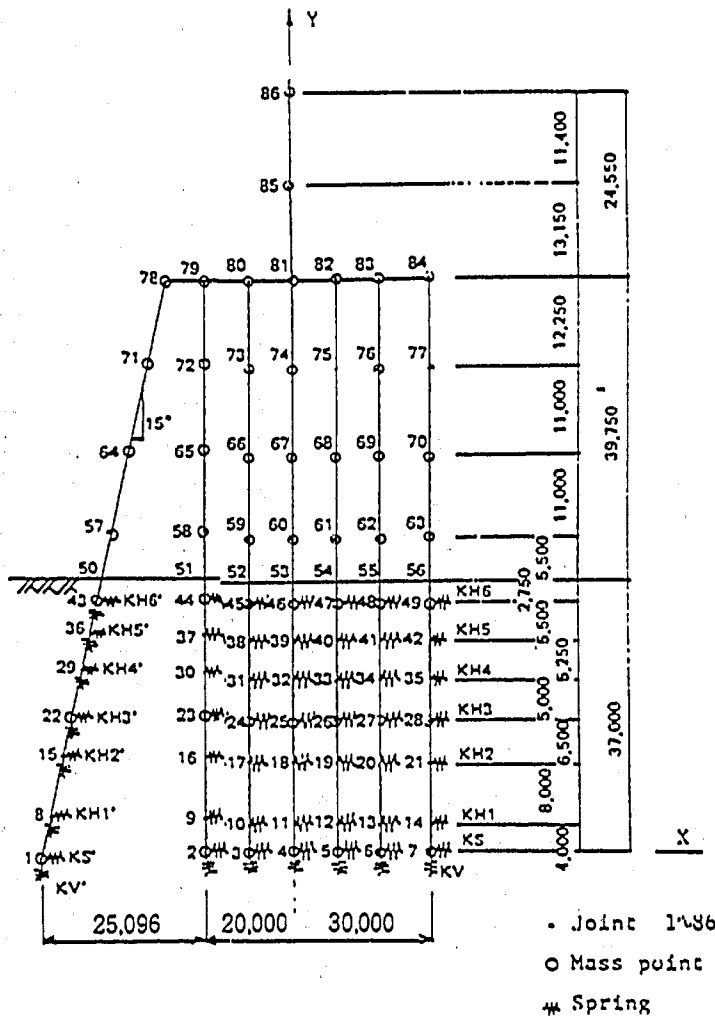
中層(-10m~-20m) E₂=50kgf/cm³

下層(-20m以下) E₃=100kgf/cm³

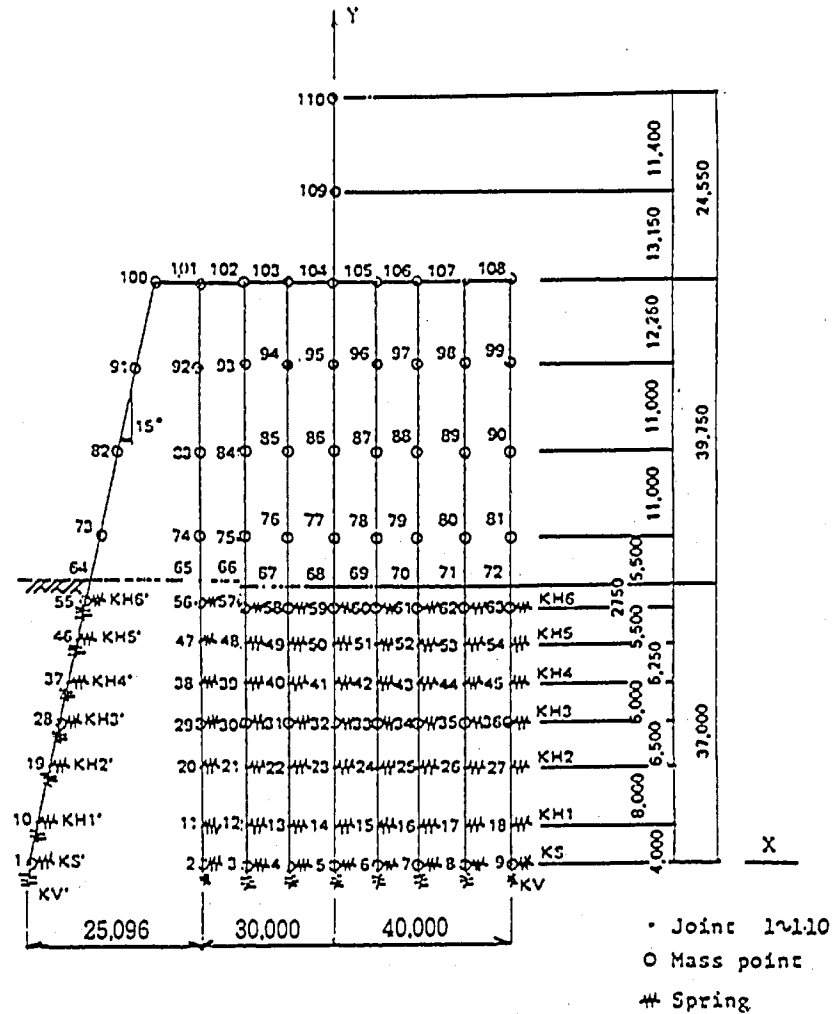
各変形係数より各点のばね係数K_H, K_Δ, K_Vの値を道路橋示方書 IV 下部構造編の杭基礎の方法で定めた。

入力地震波 川崎市浮島の地中地震計に記録された伊豆半島南岸地震(1974年5月)、八丈島東方沖地震(1972年12月)の深さ0m, -27m, -67mの加速度記録を用いる(図-3.4.7参照)。計算では0mにおける記録を地表面の節点に、-27mのものを-19mの節点に、-67mのものを-37mの節点に同時に入力する。地表面の加速度を100galになるように全体を調整し、0.02秒ピッチ、継続時間25~30秒として減衰定数は地中部の杭で10%、地表面上の杭、頂版、橋脚については2%とする。

以上の条件の下に計算した結果は以下のとおりである。



斜杭あり、直杭のみ（橋軸方向）



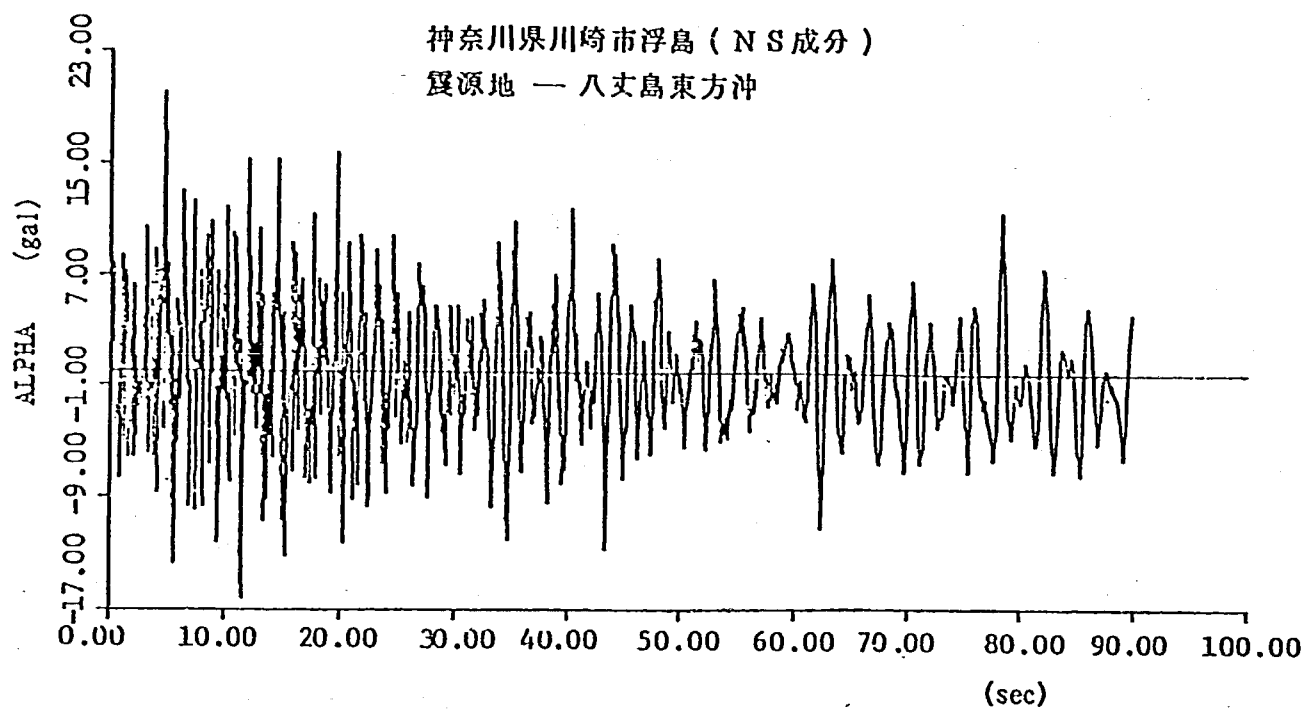
斜杭あり、直杭のみ（橋軸直角方向）

図-3.4.6 力学モデル

入力地震波形

神奈川県川崎市浮島 (N S 成分)

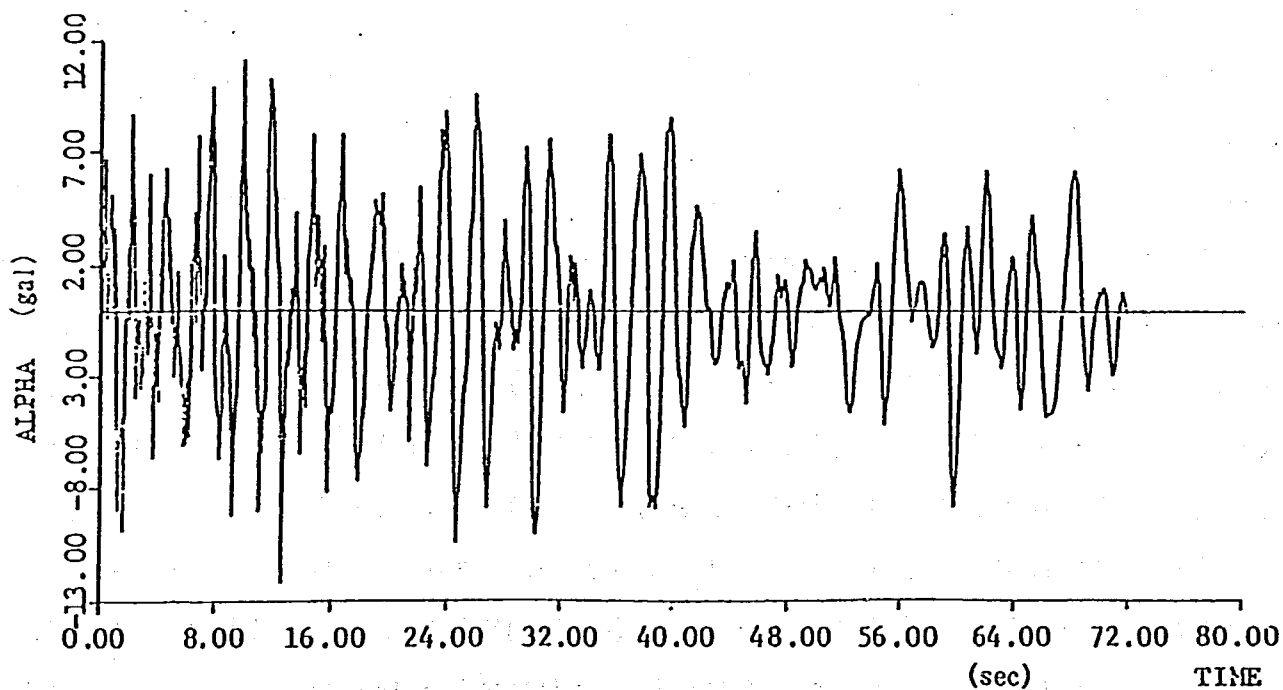
震源地 — 八丈島東方沖



(1) GR. UKISHIMA N-S

神奈川県川崎市浮島 (N S 成分)

震源地 — 伊豆半島南岸付近



(2) GR. UKISHIMA N-S

図-3.4.7 解析に用いた地震波 (地表面における加速度記録)

直杭のみの場合、斜杭のある場合の振動モードと固有周期の関係を表-3.4.2に示す。斜杭の影響は1次の周期とモードを大きく変化させることに現われ、2次のモード以上ではほとんど無視しうる程度となっている。1次と2次の振動モードを図-3.4.8~9に示す。図-3.4.8の頂版の回転方向が異なるのは斜杭の軸方向のばねが効いているためである。また、杭の本数によって固有周期およびモードの形状が異なってくる。斜杭の有無による2次以上の固有周期の差は極めて小さいが、斜杭の存在はモードの形状に大きな影響を与えている。

前述の2つの地震波毎に橋軸方向、橋軸直角方向に対する多柱式基礎の各位置の時刻歴応答変位量の最大値を直杭のみの場合、斜杭のある場合についてとりまとめたのが表-3.4.3である。頂版における地震応答変位の例として長周期成分を含む伊豆半島南岸地震の地震波を用いて橋軸直角方向に対して直杭のみの場合、斜杭のある場合について約30秒間の時刻歴応答解析を行った結果を図-3.4.10に示す。図-3.4.7の地震波は最大値が10数gal程度の記録であったが、計算を進める上で地表面加速度の最大値を100galとなるように調整している。これらの結果より直杭のみの場合は応答変位が収束せず漸増する傾向がみられるが、斜杭のある場合は、15秒付近から収束の傾向がみられ、最大変位量も約1/10になっている。原因は直杭のみの場合は1次の固有周期が長いために地震波の長周期成分と応答しやすいことによると推定される。表-3.4.3より最大変位を比較すると長周期成分の多い伊豆半島南岸地震では斜杭の効果が著しいが、短周期成分の多い八丈島東方沖地震では絶対値も小さく半分程度の効果となっている。

杭と頂版に発生する軸力の最大値を図-3.4.11および12に示す。図中の数字は上段が伊豆半島南岸地震、下段が八丈島東方沖地震の値である。伊豆半島南岸地震では図-3.4.12の斜杭の値は直杭に比べて大きな値となるが、図-3.4.11の直杭のみの場合の最大値より小さい。頂版の軸力は直杭のみの場合は中央で大きな値となるが、斜杭のある場合は両端で大きくなる。変位の小さい八丈島東方沖地震では斜杭の軸力は変位の大きい直杭のみの場合の直杭の値より大きくなり、曲げ変形を拘束する斜杭の軸力の負担をあらわしている。

多柱式基礎の各部材の最大曲げモーメントを図-3.4.13および14に示す。図-3.4.13の直杭のみの場合の各部材の曲げモーメントは伊豆半島南岸地震では著しく大きくなるが、図-3.4.14に示されるように斜杭の存在は両地震において杭や頂版の曲げモーメントのみならず橋脚の曲げモーメントの低減に大きな貢献をなしている。

表-3.4.2 各モード固有周期(秒)

モデル モード 次 数	直 杭 の み		斜 杭 有 り	
	橋 軸 方 向	橋軸直角方向	橋 軸 方 向	橋軸直角方向
1	2.44	2.38	1.40	1.40
2	0.90	0.39	0.90	0.39
3	0.38	0.38	0.39	0.39
4	0.37	0.37	0.38	0.38
5	0.36	0.36	0.36	0.37
6	0.36	0.36	0.36	0.36
7	0.36	0.36	0.36	0.36
8	0.36	0.36	0.36	0.36
9	0.33	0.36	0.32	0.36
10	0.19	0.36	0.18	0.35

表-3.4.3 最大変位量(cm)

		橋 軸 方 向		橋軸直角方向	
位 置	地震波	直杭のみ	斜杭あり	直杭のみ	斜杭あり
フーチング	八 丈 島	9.22	1.78	9.45	2.35
	伊豆半島南	61.22	6.74	89.33	8.90
杭地上部中間	八 丈 島	5.74	1.31	5.96	1.70
	伊豆半島南	38.51	4.92	56.89	7.00
杭地表面	八 丈 島	1.52	0.41	1.60	0.52
	伊豆半島南	10.28	1.45	15.31	1.87
杭地中部中間	八 丈 島	0.03	0.02	0.03	0.02
	伊豆半島南	0.15	0.04	0.24	0.05

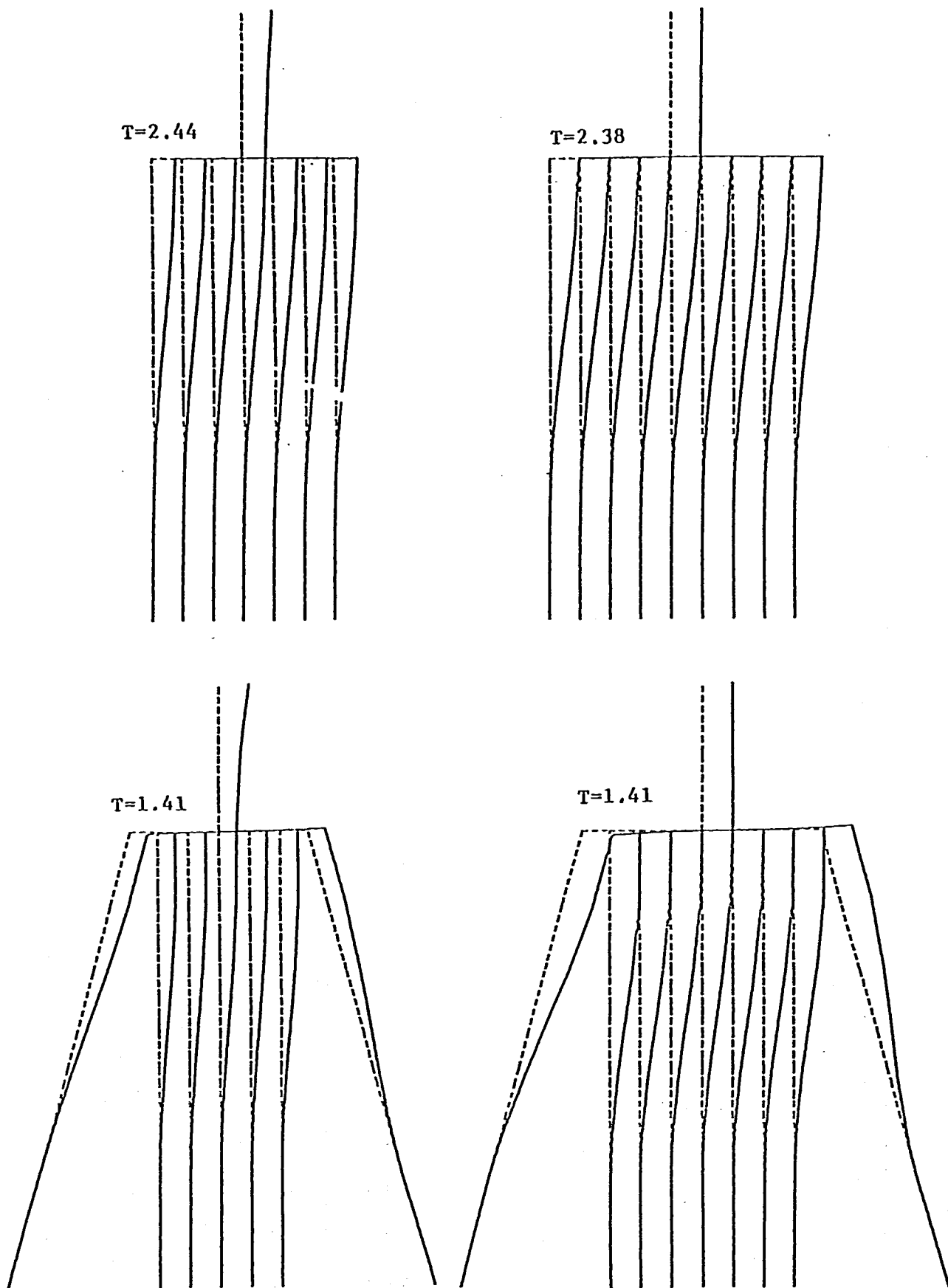
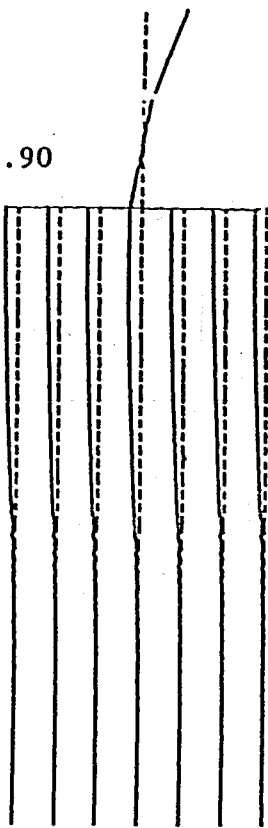
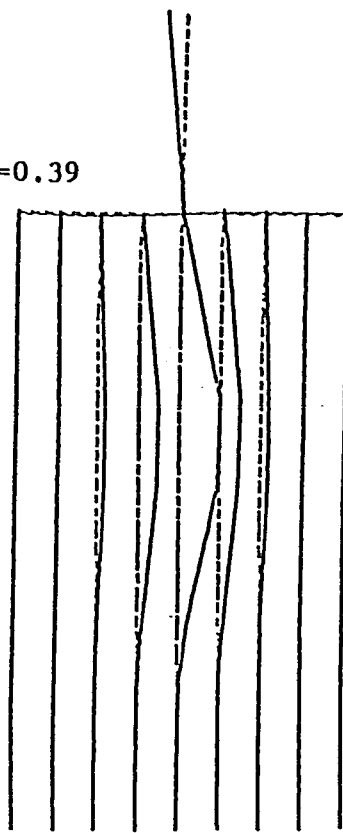


図-3.4.8 モード図(第1次)

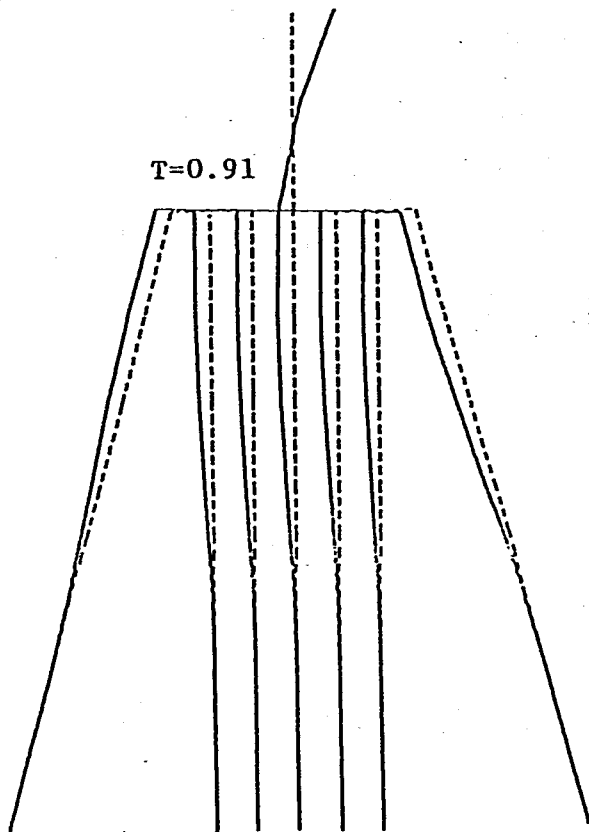
$T=0.90$



$T=0.39$



$T=0.91$



$T=0.40$

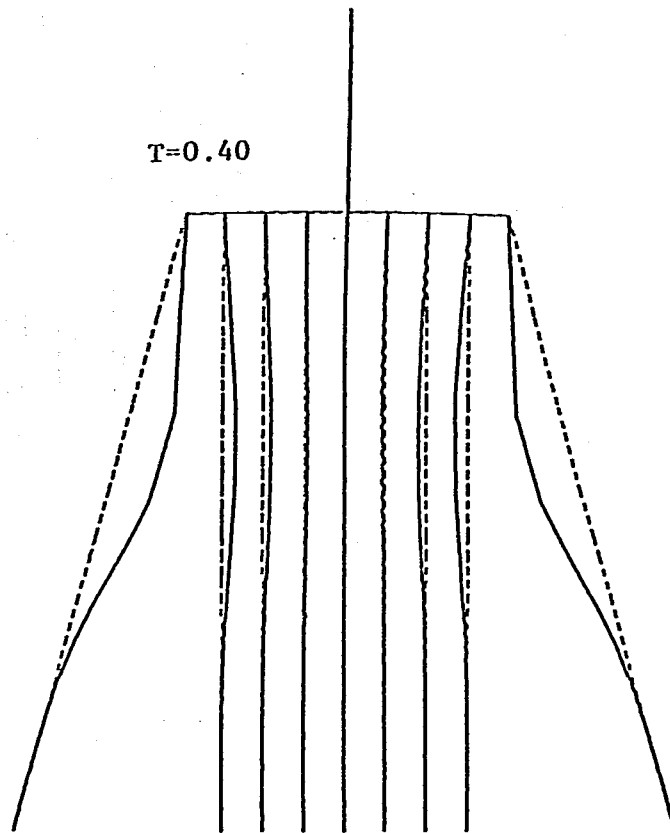
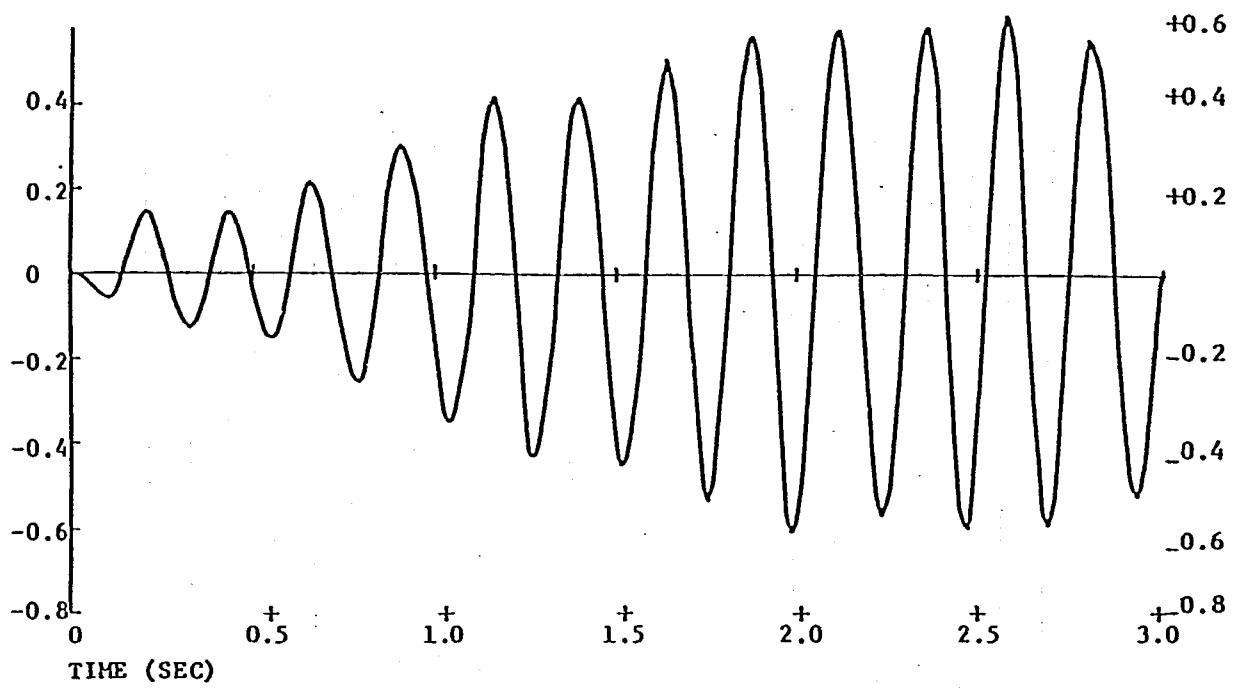
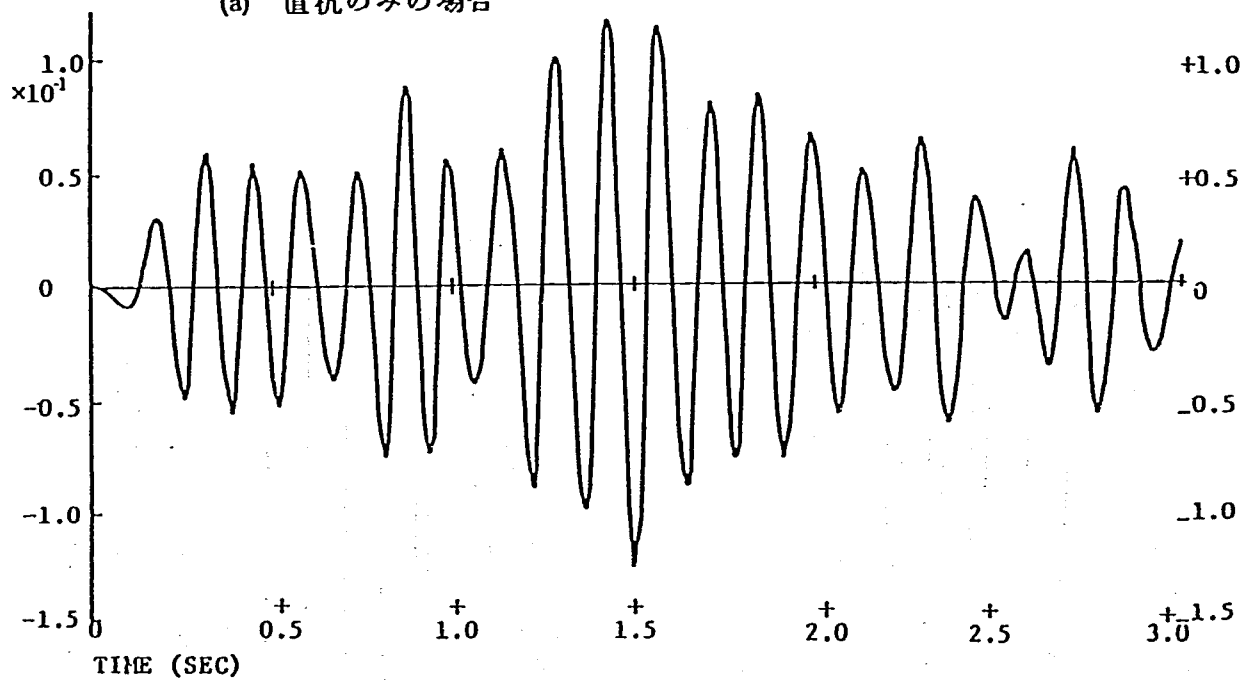


図-3.4.9 モード図 (第2次)



(a) 直杭のみの場合



(b) 斜杭を導入した場合

図-3.4.10 地震応答例（頂版部、軸直角方向、伊豆半島南岸）

橋軸直角方向直杭

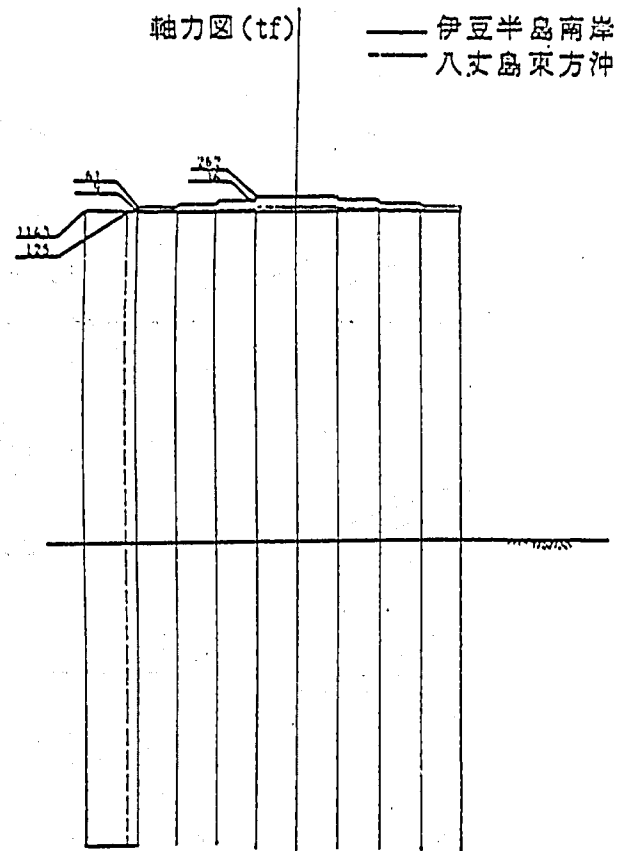


図-3.4.11 軸力分布図(直杭のみ)

橋軸直角方向斜杭

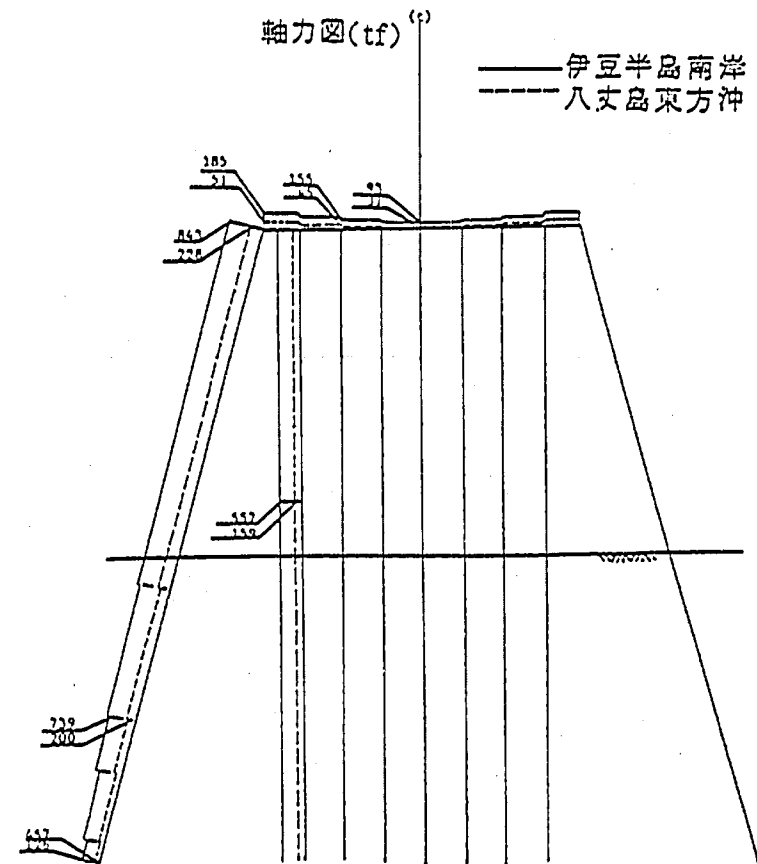


図-3.4.12 軸力分布図(斜杭有り)

橋軸直角方向直杭

曲げモーメント図 (tf·m)

—— 伊豆半島南岸
 ---- 八丈島東方沖

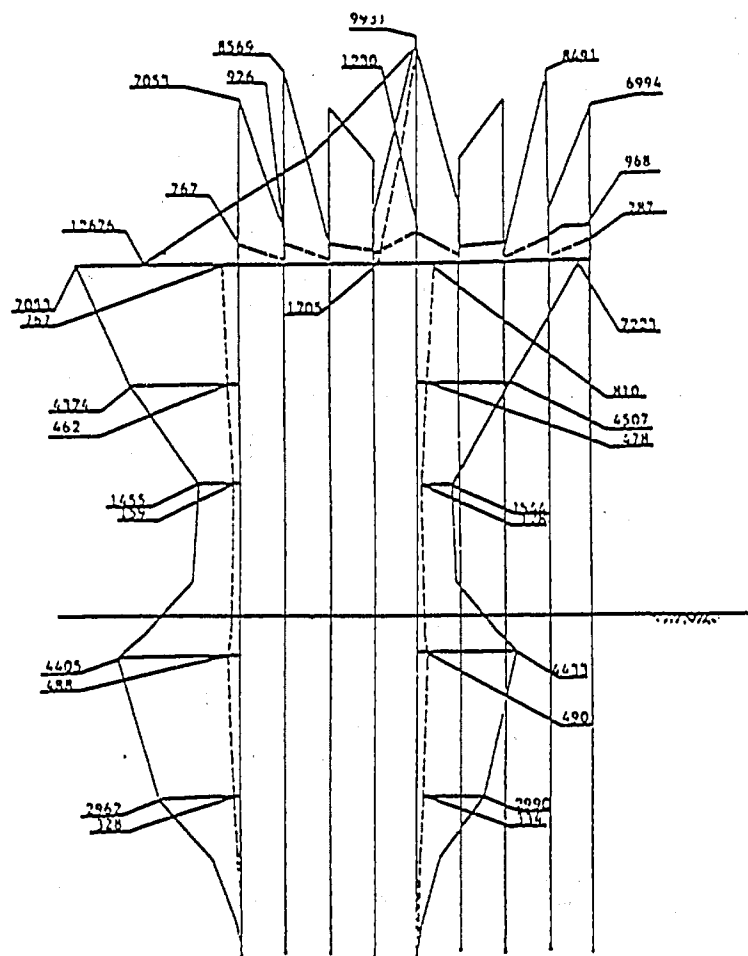


図-3.4.13 曲げモーメント分布図 (直杭のみ)

橋軸直角方向斜杭

曲げモーメント図 (tf·m)

—— 伊豆半島南岸
 ---- 八丈島東方沖

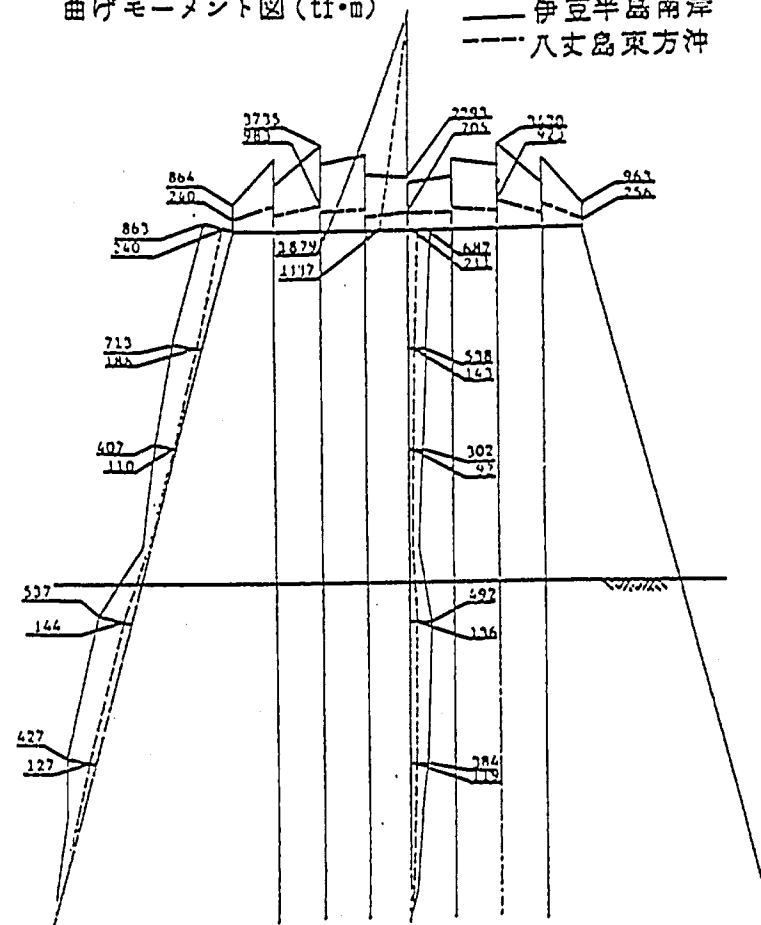


図-3.4.14 曲げモーメント分布図 (斜杭有り)

(4) 静的解析と動的解析の結果の比較⁴⁾

上述の動的解析より得られた変位、軸力、曲げモーメントに対し、静的解析による値と比較したものが表-3.4.4~7である。ここでは動的解析の入力と静的解析の震度を正しく対応させることはできないので、静的解析には大き目の震度0.3を用いた。

表-3.4.4は頂版における変位量を比較したものである。()内は応答加速度の最大値で、静的解析では震度を重力加速度で表している。短周期成分の多い八丈島東方沖地震では応答が小さいが、長周期成分を含む伊豆半島南岸地震では大きな応答をしている。

特に後者では変位、加速度ともに直杭のみの場合の応答が大きく、斜杭を導入することによって著しく減少する。

表-3.4.5は地表面における杭の変位量を比較したものである。頂版における挙動と傾向は似ているが応答値は小さくなっている。それでも直杭のみの場合の応答値は地盤の変形係数の線形範囲を超えているので厳密に言えば別途、非線型解析を必要とする値となっている。

表-3.4.6は表-3.4.4、表-3.4.5の直杭の変位を斜杭の変位で除したものである。斜杭の導入効果は一般に静的解析よりも動的解析で大きく表れており、長周期成分を含む地震波において著しい。

表-3.4.7は杭の軸力と曲げモーメントを比較したものである。一般的傾向は水平荷重に対する静的解析と同様であるが、動的解析の応答値は入力地震波によって大きく異なる。長周期成分を含む地震波に対する直杭のみの場合の応答値は静的解析による値を上回るが、斜杭を導入することによって応答値は著しく小さくなる。すなわち、長周期成分を含む地震波は変位量が大きくなるので斜杭の導入による頂版の逆回転運動(6.3(1)参照)のために変位量の小さい短周期成分を含む地震波におけるより効果が大きくなる。

多柱式基礎は直杭のみであると施工性、構造解析などの点で有利であるが、作用水平力が大きい場合や杭の自由長が大きい場合には変位量が大きくなり、不利となる。この弱点は斜杭を導入することによって相当の程度まで改善されることが以上の解析から判明した。

表-3.4.4 静的解析との変位量の比較（頂版部） (cm)

		橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
		直 杭	斜 杭	直 杭	斜 杭
静 的		(294gal) 46.3	(294gal) 13.7	(294gal) 44.9	(294gal) 15.3
動的	八丈島	(77gal) 9.2	(56gal) 1.8	(123gal) 9.5	(65gal) 2.4
	伊豆半島	(406gal) 61.2	(145gal) 6.7	(696gal) 89.3	(186gal) 8.9

表-3.4.5 静的解析との変位量の比較（地表面） (cm)

		橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
		直 杭	斜 杭	直 杭	斜 杭
静 的		8.1	3.2	8.0	3.3
動的	八丈島	1.5	0.4	1.6	0.5
	伊豆半島	10.3	1.5	15.3	1.9

表-3.4.6 斜杭の導入効果（変位について）

		頂 版 部		地 表 部	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
静 的		3.4	2.9	2.5	2.4
動的	八丈島	5.1	4.0	3.8	3.2
	伊豆半島	9.1	10.0	6.9	8.1

表-3.4.7 最大断面力の比較

		橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
		直 杭		斜 杭		直 杭		斜 杭	
		N (t)	M (t・m)	N	M	N	M	N	M
静的(kh=0.3)		-576	3,630	-1,612	1,837	-570	3,613	-1,819	2,001
動的 $\alpha_{\max}$ =100gal	八丈島	-143	762	-41	787	-127	810	-241	264
	伊豆半島	-941	4,880	-149	2,665	-1,140	7,224	-912	912

3.5 結言

多柱式基礎の構造特性の主なものとは作用荷重に対する頂版と杭の力学的挙動にある。頂版は作用荷重を杭に分配する役割を持つが、剛性が低いと杭の剛性や間隔等の影響を受けることになり、頂版と杭の間の力と変形のバランスの状態によって荷重の分配が変化する。さらに水平力に対する抵抗を高めるために斜杭を用いるとこれらの関係はより複雑になる。多柱式基礎のこれらの荷重成分に対する分担率を調べた結果は次のとおりである。

(1) 鉛直荷重に対する各杭列の荷重分担率については頂版の断面2次モーメント、杭間隔の影響が大きく、杭の自由長、横方向地盤反力係数の影響は小さく杭の斜角の大きさによってばらつきが大きくなる。

(2) 水平荷重に対する各杭列の荷重分担率については頂版の断面2次モーメント、杭間隔、杭の自由長、横方向地盤反力係数などの影響は小さい。斜杭を使用すると斜杭に水平荷重が集中する傾向にあり、それにとまって杭の自由長、横方向地盤反力係数の分担率に対する影響も拡大する。

水平力による頂版および地表面の水平変位量 (δ, δ_0)、杭頭部、杭中間部、頂版の各最大曲げモーメント (M, M_m, M_0) と各要件との関係は次のとおりである。

- (1) 斜杭の効果は δ の減少に著しく、自由長の大きいものほど、横方向地盤反力係数の小さい (軟弱地盤) ほど顕著である。
- (2) δ, δ_0 には頂版の断面2次モーメント、杭間隔の影響は小さく、横方向地盤反力係数の影響が大きい。地盤が固くなると δ には杭の自由長の影響が支配的になる。
- (3) 斜杭の効果は M, M_m, M_0 の減少に著しく、 M, M_m, M_0 は杭の自由長の増大とともに増加する傾向をもつのにに対して斜杭の存在によって増加率が顕著に低下する。
- (4) 横方向地盤反力係数の増加の影響は M, M_m に対しては減少の傾向に、 M_0 に対しては増加の傾向にあるが、その率は共に小さい。

これらの関係を取りまとめて表示したものが表-3.5.1である。

なお、鉛直荷重の分担率の検討の中で頂版の剛性率を定義することにより分担率を一義的に評価できること、杭をばね支承と仮定して頂版を連続ばりとするモデルでも分担率が評価できること、杭列数の増加には頂版厚を引上げる必要性があるのでその自重のために

さらに杭列数を増やすという悪循環の可能性から杭列数には自ら限界が生じることなどを明らかにできた。

偏心水平荷重によるねじりモーメントに対する多柱式基礎の抵抗モーメントは単杭のねじり抵抗の合計と杭の水平抵抗に頂版中心からの距離を乗じたモーメントの合計からなり、微小ねじり角と比例関係にある。これら2つの抵抗モーメントの理論解を導き、斜杭の影響も反映できるようにすることによって多柱式基礎のねじりに対する構造解析ができるようになった。その結果、多柱式基礎は自由長が大きくなるほどねじりモーメントに弱くなるが、斜杭を導入することによって補強できることが判明した。また、両抵抗モーメントの分担率の算出式、地盤のせん断反力係数の求め方を提示することができた。

多柱式基礎の耐震性を検討するために静的解析と動的解析を行ない、その結果を比較したところ、斜杭の導入効果は静的解析より動的解析で大きく効いている。特に長周期の波動成分に対しては1次の固有周期が直杭のみの場合より著しく短くなるために応答変位量、曲げモーメントの減少が顕著である。その他の構造特性は静的に検討した内容を裏付けるものであった。

表-3.5.1 平面ラーメン解析による設計諸量と基本諸量の関係

設計諸量 \ 基本諸量		頂版厚	杭間隔	杭自由長	横方向 バネ	軸方向 バネ	杭本数	杭斜角
荷重の集中度	鉛直方向	○	○	×	×	△	○	△
	水平方向	×	×	×	×	—	×	○
	鉛直方向	×	△	○	×	—	○	○
水平変位	頂版変位	×	△	○	○	—	△	○
	地表面変位	×	×	△	○	—	×	○
曲げモーメント	杭頭曲げモーメント	×	○	○	△	—	×	○
	地中部曲げモーメント	×	○	○	△	—	△	○
	頂版曲げモーメント	×	○	○	△	—	○	○

○：影響度大 △：影響度中 ×：影響度小
*は鉛直力 他は全て水平力を示す。

4. 載荷試験結果

4.1 現場模型試験

多柱式基礎の設計は既述のとおり頂版を剛体、柱を弾性体、地盤を等価線形の弾性体と仮定しているが、現実には頂版の剛性、群杭効果、地盤の非線形性などの影響で、回転量、変位量、変形状は骨組解析どおりになるとはかぎらない。そのために適切な規模の模型で載荷試験を行い、仮定条件の妥当性、適用領域などの検証も含めて解析結果との対比から設計に用いられている理論の信頼性を確認することが必要である。

(1) 昭和45年の試験⁴⁵⁾

千葉市穴川の旧土木研究所千葉支所構内に本州四国連絡橋の有力な基礎型式であった多柱式基礎の力学的性状を把握するため、昭和45年に図-4.1.1に示す頂版の厚さの異なる2つの模型を設置した。模型設置地盤の代表的な土質柱状図を図-4.1.2に示す。

試験は図-4.1.1のA A、B Bの各点でP₁、P₂模型をP C鋼棒で引張るものである。この試験は後に実施した大変形の水平方向押拵げ試験およびねじり試験と対応し、一連のものとして位置付けられる。試験の実施は昭和45年7月建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室によるものである。試験では図-4.1.3に示す変位の測定の外にストレインゲージ、モールドゲージによる各部材の歪の測定が行われている。

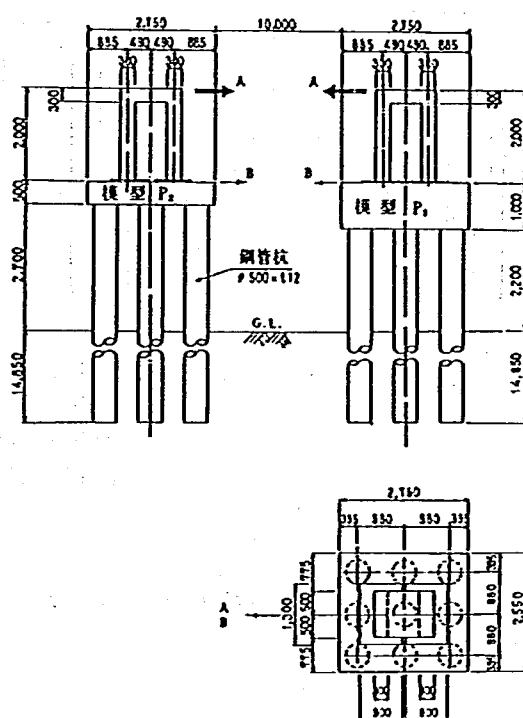


図-4.1.1 試験模型の形状寸法

深度 (m)	柱状図	土質	N 値	柱状 学的 状	地下 水位
0		ローム	3	$C=2.31\text{g/cm}^3$ $\phi=11^\circ$ $E=185\text{kg/cm}^2$	$\frac{V}{\div}$
5		粘土質細砂	13		
10		細砂	26		
15					
20					

図-4.1.2 地盤柱状図

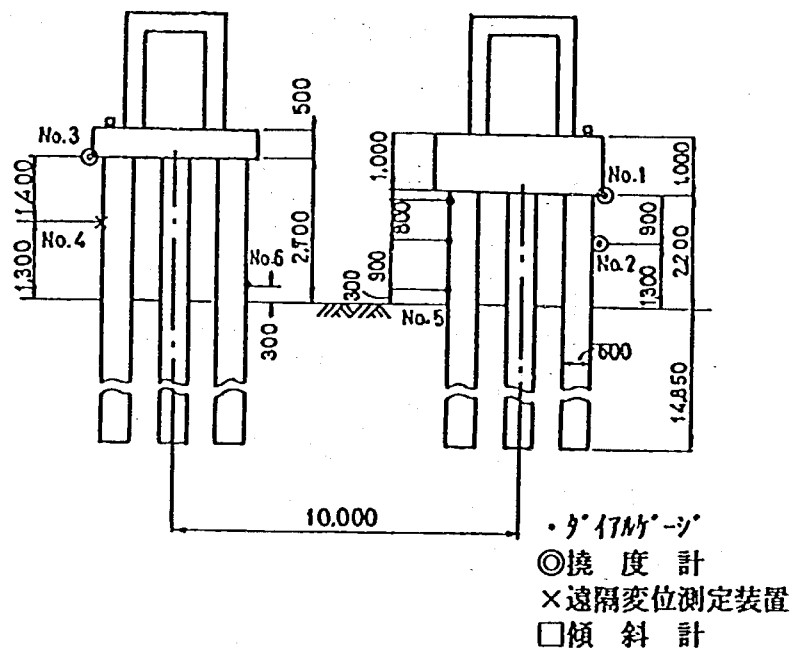


図-4.1.3 変位の測定位置

頂版の厚い模型 P_1 の頂版下面と地表面の杭の荷重—変位曲線を図—4.1.4、4.1.5に、頂版の薄い模型 P_2 の同じ曲線を図—4.1.6、4.1.7に示す。頂版の厚い P_1 においては、地表面の変位が小さく、頂版の変位が大きいところから回転変位の影響があらわれたものと推察される。頂版の薄い P_2 においては地表面の変位は P_1 と大差なく、頂版は残留変位を累積しながら変位するが、総変位量は P_1 より小さい。回転変位より水平変位が卓越したものと推定される。自由長の上下間での変位の差は P_1 で約23mm、 P_2 で約13mmである。

地表面での杭の逆算 K 値（水平変位と傾斜角から逆算した地盤反力係数 K 値の平均値）と変位の関係を図—4.1.8に示す。^(*) 図中に単杭の水平載荷試験から求めた逆算 K 値も記入した。多柱式基礎の逆算 K 値は単杭のものより小さいが、その差は小さく、通常の杭の水平力に対する基準変位量10mm程度までは同等とみなすことができる。タワー載荷時、頂版載荷時の逆算 K 値に差が生じている理由としては群杭効果の影響も考えられるが、大きさの異なる作用モーメントの影響と考えられる。タワー載荷時の逆算 K 値は荷重の増加とともに地盤の塑性化が進行して変位量が急増する関係を示しており、 K 値は変位の1/2乗にほぼ反比例している。

また、各杭頭の歪から逆算した水平力の分担比率を荷重方向の最前列の外側の杭を基準に P_1 、 P_2 について表示したものが図—4.1.9および10である。ばらつきはあるものの最後列の中央のものでも60%程度の分担であり、分担率の著しい低下はみられない。

これらの試験から次のようなことが判明した。

- i) 頂版の剛性の高い模型 P_1 では回転による変位量が大きく、剛性の低い P_2 では水平変位量が顕著で残留変位も生じている。
- ii) 水平方向地盤反力係数は変位量とともに漸減する。模型からの逆算した地盤反力係数は単杭のものより小さく、群杭効果がみられるが、その差は小さく変位量10mm程度のところでは無視できる。
- iii) 多柱の最前列の水平力の分担割合は大きく、中央列、最後列のそれぞれの値は最前列の60～70%まで下がる。側方の杭と中央の杭の比較では中央の杭は75～90%の値となっている。

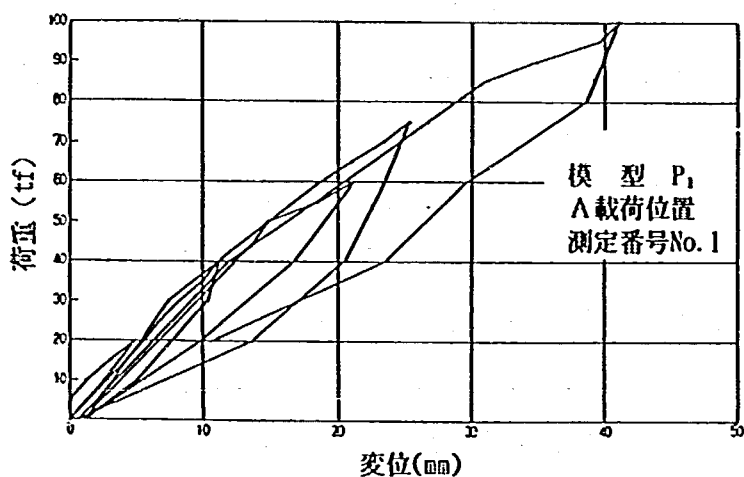


図-4.1.4 荷重-変位曲線
(模型P₁、A载荷位置、測定番号No. 1)

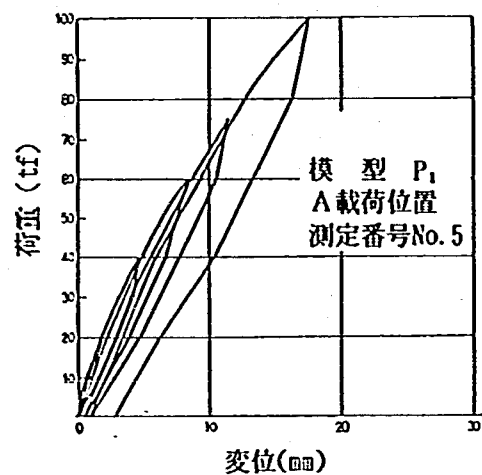


図-4.1.5 荷重-変位曲線
(模型P₁、A载荷位置、測定番号No. 5)

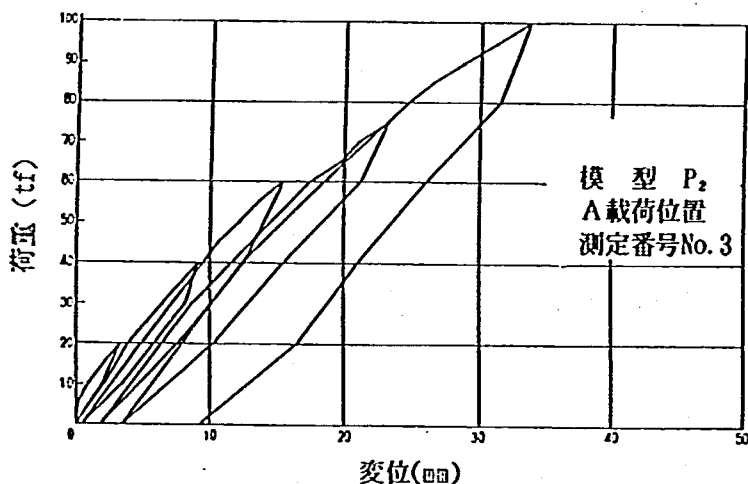


図-4.1.6 荷重-変位曲線
(模型P₂、A载荷位置、測定番号No. 3)

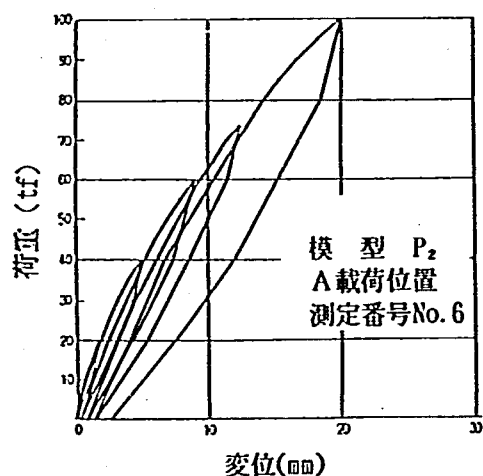


図-4.1.7 荷重-変位曲線
(模型P₂、A载荷位置、測定番号No. 6)

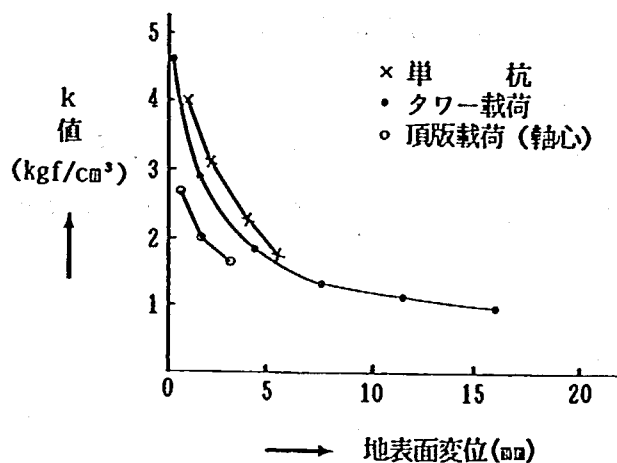


図-4.1.8 逆算k値と変位の関係

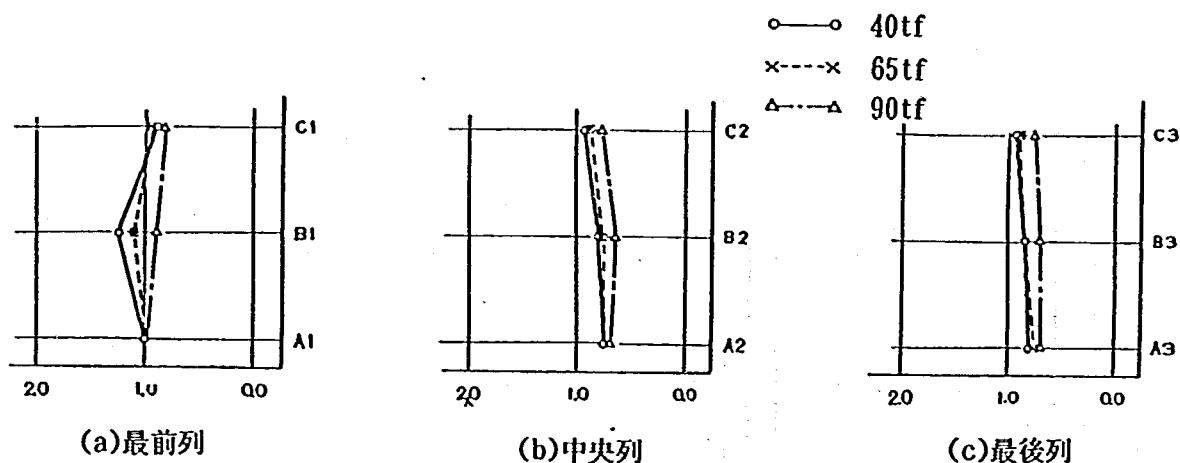


図-4.1.9 水平力の分担割合 (模型 P_1)

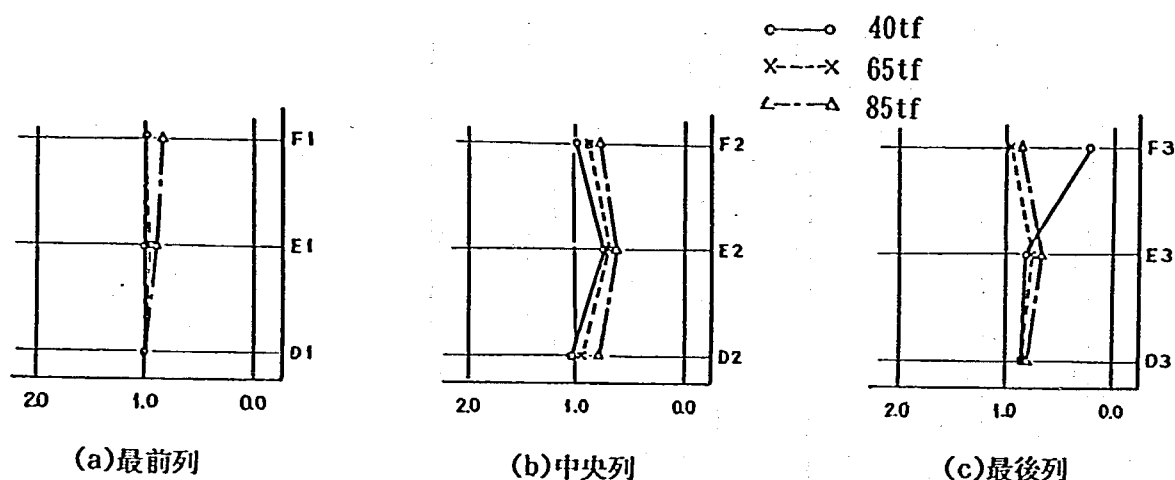


図-4.1.10 水平力の分担割合 (模型 P_2)

(2) 昭和54年の軸心載荷試験⁽¹⁾

多柱式基礎の現場での水平載荷試験は、(1)の例を含めて数例の事例があるが、いずれも弾性範囲内のものである。多柱式基礎は水平方向の荷重に対して変形が大きいという弱点を有するにかかわらず、その終局状態まで載荷した場合の挙動は必ずしも明確にされていない。終局状態に至るまでの過程、至ったときの挙動を明らかにしておくことは信頼できる設計方法を樹立する上で必要不可欠である。

そこで(1)での模型を用いて終局状態まで載荷して基礎の耐力その挙動、頂版のばね定数や地盤反力係数の減少の割合などを調べた。載荷試験方法は(1)の試験の影響を排除するために押拡げることとし、偏心載荷試験を安全かつ確実にを行うために図-4.1.11に示すような装置を採用した。載荷荷重サイクルを表-4.1.1に、変位計の取付位置を図-4.1.12に示す。ここで終局状態とみなせる荷重として杭材の降伏点 2400kgf/cm^2 における荷重が P_1 で約 146tf 、 P_2 で 173tf と算定できるところから最大荷重を 200tf としている。 P_2 には図-4.1.13に示すとおり歪ゲージを取付け、軸歪と主応力歪を測定できるようにした。

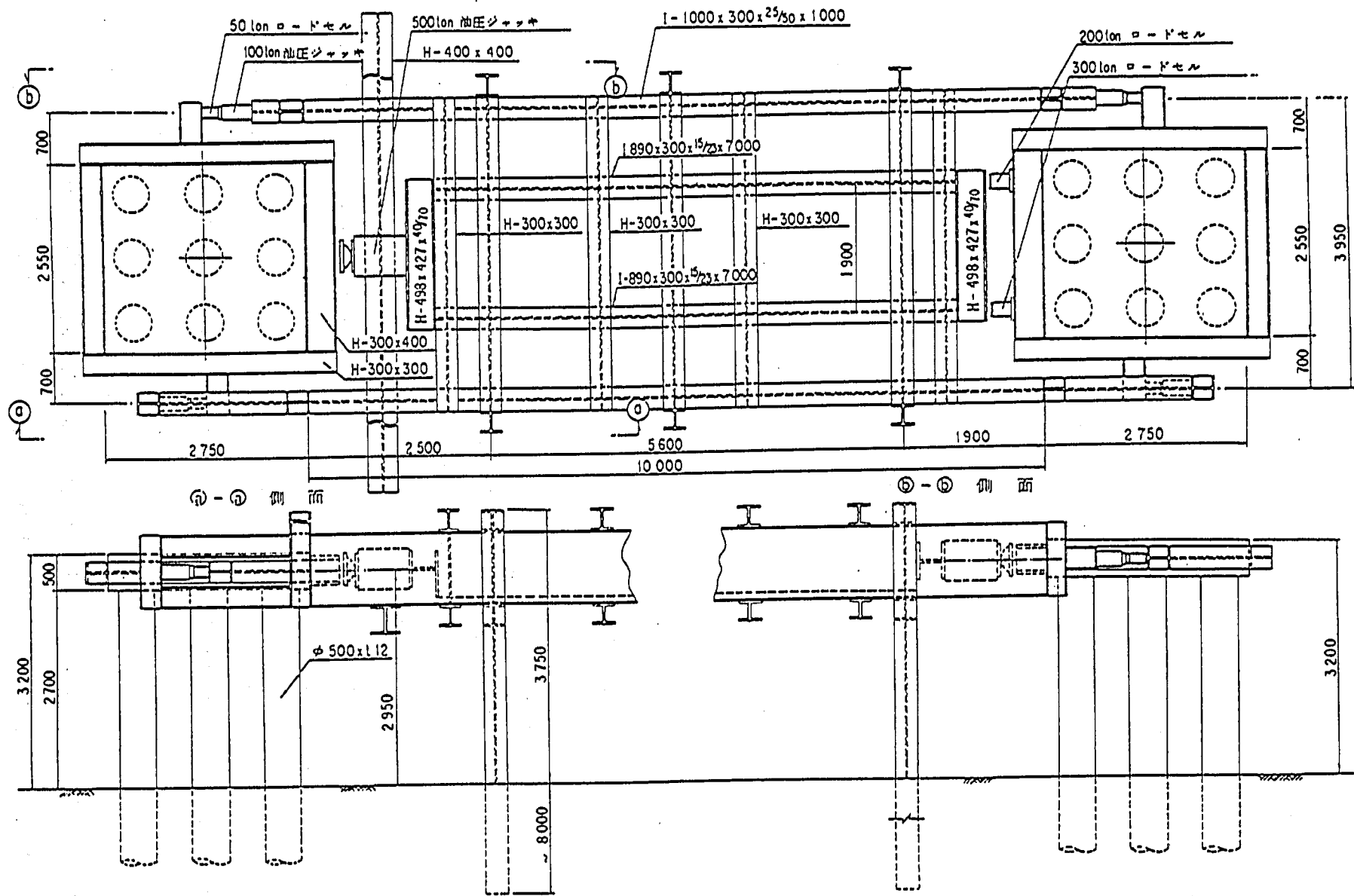


図-4.1.11 載荷試験装置

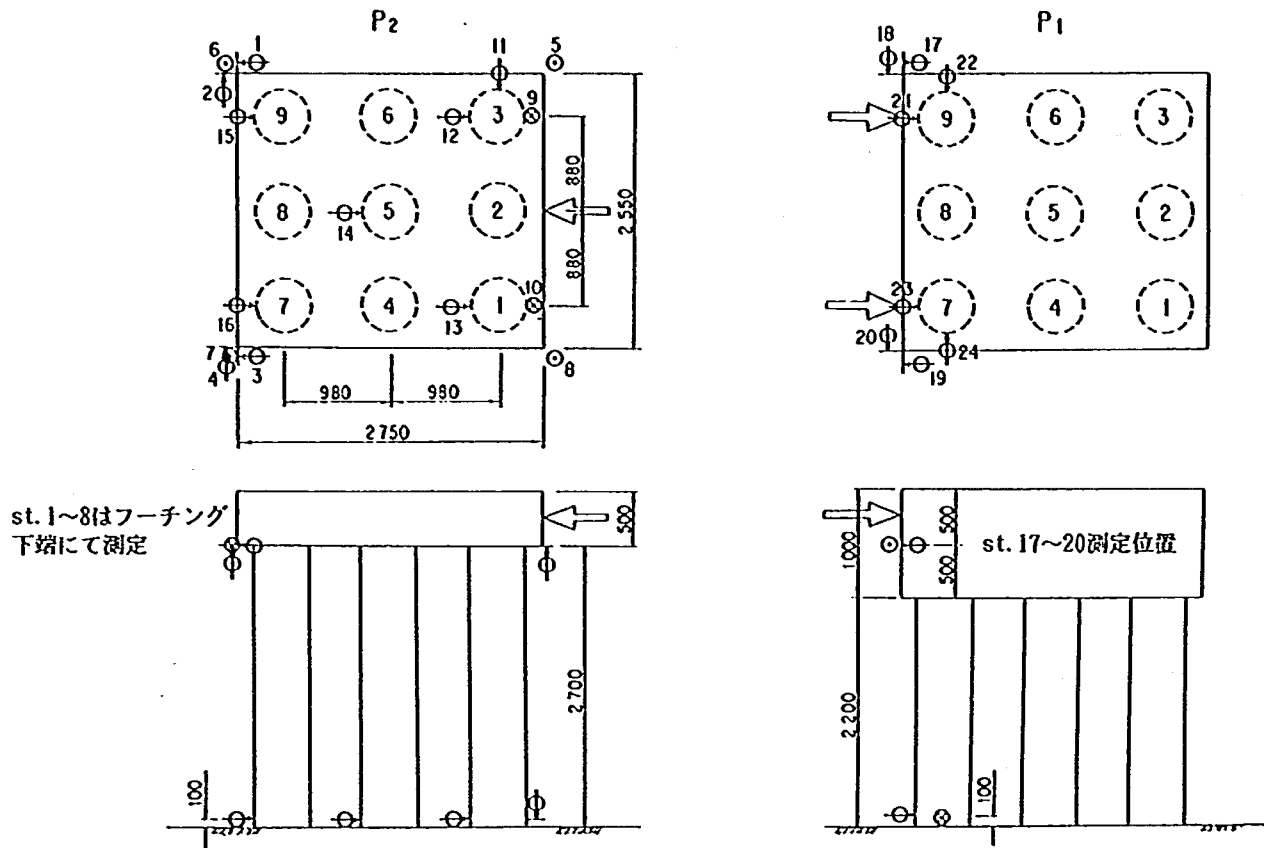


図-4.1.12 軸心載荷試験 変位計取付け位置と測定番号

表-4.1.1 載荷サイクル

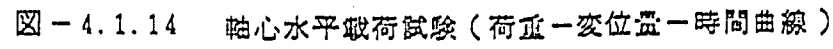
軸心載荷試験(I)

サイクル	荷 重 階 (ton)	- ; 指定荷重 () ; 定荷重維持時間(分)
1	0 - 10 - 20 - 10 - 0 (5') (20') (5') (20')	
2	0 - 20 - 30 - 40 - 20 - 0 (5') (40') (20') (5') (30')	
3	0 - 20 - 40 - 50 - 60 - 40 - 20 - 0 (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')	
4	0 - 20 - 40 - 60 - 70 - 80 - 60 - 30 - 0 (5') (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')	
5	0 - 40 - 60 - 80 - 90 - 100 - 80 - 40 - 0 (5') (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')	

軸心破壊試験(II)

サイクル	荷 重 階 (ton)	- ; 指定荷重 () ; 定荷重維持時間(分)
6	0 - 50 - 100 - 125 - 100 - 0 (5') (70') (180') (5') (40')	
7	0 - 100 - 125 - 150 - 125 - 0 (5') (5') (40') (5') (40')	
8	0 - 100 - 150 - 175 - 150 - 100 - 0 (5') (5') (40') (5') (5') (40')	
9	0 - 100 - 150 - 175 - 200 - 100 - 0 (5') (5') (5') (40') (5') (40')	

P_2 の頂版の荷重—水平変位量—時間曲線を図—4.1.14に示す。ここで変位量はダイヤル



ゲージ1と3の平均値であるが、両者はほぼ等しい値であった。杭体の降伏点応力以上となる200tfの最大荷重に対しても弾性的挙動を示し、残留変位も15mm程度である。水平荷重による押込み杭の沈み量と引抜杭の浮上り量から設計上、重要な杭の鉛直方向ばね定数を逆算できる。両者と水平荷重の関係を図-4.1.15に示す。押込み側の沈み量の乱れは、左右端の杭(変位計6,7)の周面摩擦力の効き方にアンバランスが生じたことなどのためとみられる。 P_2 の各杭列の地表面における水平変位量の平均値を図-4.1.16に示す。外側の杭列の剛性が幾分高いものの各杭列間で変位量に差の少ないことが注目される。

これらの試験データより、 P_2 、 P_1 の頂版(フーチング)、杭の地表面、多柱式基礎本体の各変位量、残留変位量と載荷荷重の関係を示したものが図-4.1.17および18である。ここで、基礎本体の変位量とは頂版の変位量から杭地表面変位量を差引いたもので、自由長の杭の傾斜の影響を含む変位量を意味する。これらの図より多柱式基礎の地表面変位が50mm程度に達しても非線形性は次第に強まるものの明確な降伏点を示さず、十分な耐力(剛性)を保有することがわかる。通常の杭基礎の設計が10~25mm程度の範囲で行われていることと最大荷重200tfは許容支持力の約3倍であることを考えるとねばり強い構造系であるといえることができる。また、頂版の変形量の非線形性の主体は地盤の非線形性によるところが大きいこともわかる。 P_1 、 P_2 間では微少変位量の範囲では両者に差は少ないが、大変位量になると頂版の剛性の低い P_2 の変位量が大きくなる。

これらの図から頂版の水平ばね定数と変位量の関係について算出した結果を図-4.1.19に示す。ばね定数が変位量の増加とともにかなり低減していること、変形量の大きい P_2 の定数の方が小さい値となることがわかる。同図に後述する地盤反力係数を記入すると同様の傾向を示すところから頂版のばね定数の非線型性も地盤の非線型性に支配されていることがわかる。

次に水平荷重による頂版の回転から生じる押込側と引抜側の杭頭の沈み量と浮上り量から杭の鉛直方向ばね定数を求めることができる。 P_2 の各杭の歪ゲージから測定された軸歪から軸力と自由長部分の弾性変形量を求め、頂版の変位量から弾性変形量を差引くことによって得られる。杭頭変位量で軸力を除すと軸方向鉛直ばね定数となる。押込み杭、引抜き杭の各データに対して算出された鉛直ばね定数は異なる値となるが、それらをプロットしたものが図-4.1.20である。荷重レベルの低いところでは測定誤差、データのばらつきなどで良好な値は得られないが、押込み側の定数の方が引抜き側のものよりやや大きな値となっている。しかし、変位の増加とともに水平ばね定数と同様に定数の低減傾向がみら

れ、荷重の高いレベル、すなわち大きい変位のところでは押込み側、引抜き側ともに同じような値となっている。この現象は通常の杭の鉛直載荷試験における本杭と控えの反力杭との関係でもみられる。押込み方向の本杭では周面摩擦力が地盤の方向に向かうので大きな値となり、引抜き方向の反力杭では周面摩擦力を受け止めるのは周面地盤の自重であるために小さな値となる。しかし、初期荷重の段階では浅い部分で発現した周面摩擦力が荷重とともに深い部分でも発現するようになると押込み、引込み両方の値は近づいてくる。

P_2 の各杭に取付けた軸歪ゲージから算定した曲げモーメントを図-4.1.21(a)~(c)に示す。杭頭変位が等しいために各杭の杭頭曲げモーメントは同程度の値となっているが、 $M=0$ の位置は外側の杭で高くなっている。最大ひずみは鋼材の降伏点とみなされる 2400kgf/cm^2 に対応する 1150μ を超過しており、モーメントが最大値となる頂版とのつけ根では降伏している可能性もある。杭材の降伏点に近い 200tf 載荷時の測定値はばらつきが大きいのでモーメントの算出には 150tf までの測定値を用いた。モーメントの平均的な勾配はせん断力となる。

これらの値を用いて各杭列の地盤反力係数を算出したものが図-4.1.22である。係数は頂版の変位量、杭の地表面変位量からそれぞれ逆算できるが、両者の間にはほとんど差がないので、頂版の変位量からの推定値を採用した。各列の値は同じ傾向を示すが、外側の列ほど大きな値となっており、群杭効果の影響がみられる。 P_2 の地盤反力係数の平均値は図-4.1.19に示すとおりである。この非線型性と道路橋示方書で与えている推定式との対応は図-4.1.22のとおりである。道路橋示方書の推定式が大変位量の領域まで対応しえたことは多柱式基礎のねばり強い構造特性によるとみられる。また、図-4.1.8における地盤反力係数と地表面変位の関係もほぼ同じ曲線の上にあることもわかった。

地盤反力係数における群杭効果の影響は微小変位量では小さいが、変位量の増大とともに拡大し、大変位量になると再び縮小の傾向にある。一般に1列目、2列目の値は3列目の値の $0.6\sim 0.7$ 倍となっている。3列目の杭の地盤反力係数の値が大きいことは各杭の曲げモーメント図のうち、3列目の杭のモーメントが零となる位置が高いことから推定できる。

各杭列の水平力の荷重分担を図示したのが図-4.1.23で、図-4.1.21の曲げモーメントの勾配をせん断力としてプロットしている。同図において各列の荷重分担は大きな荷重に対しても比較的均一であることがわかる。このことは地盤反力係数の大小の関係と矛盾しているようであるが、頂版と杭の剛比が7で剛体とみなせる剛比8に不足するところから

杭頭拘束が特に3列目で不足するためにモーメントが小さくなって3列目の杭列は大きな地盤反力係数にかかわらず水平力の分担が小さくなったものと考えられる。また、同列杭の中でも中間の杭はやはり群杭効果のために荷重分担が小さくなる傾向がみられるが、減少量は20%程度とみられる。

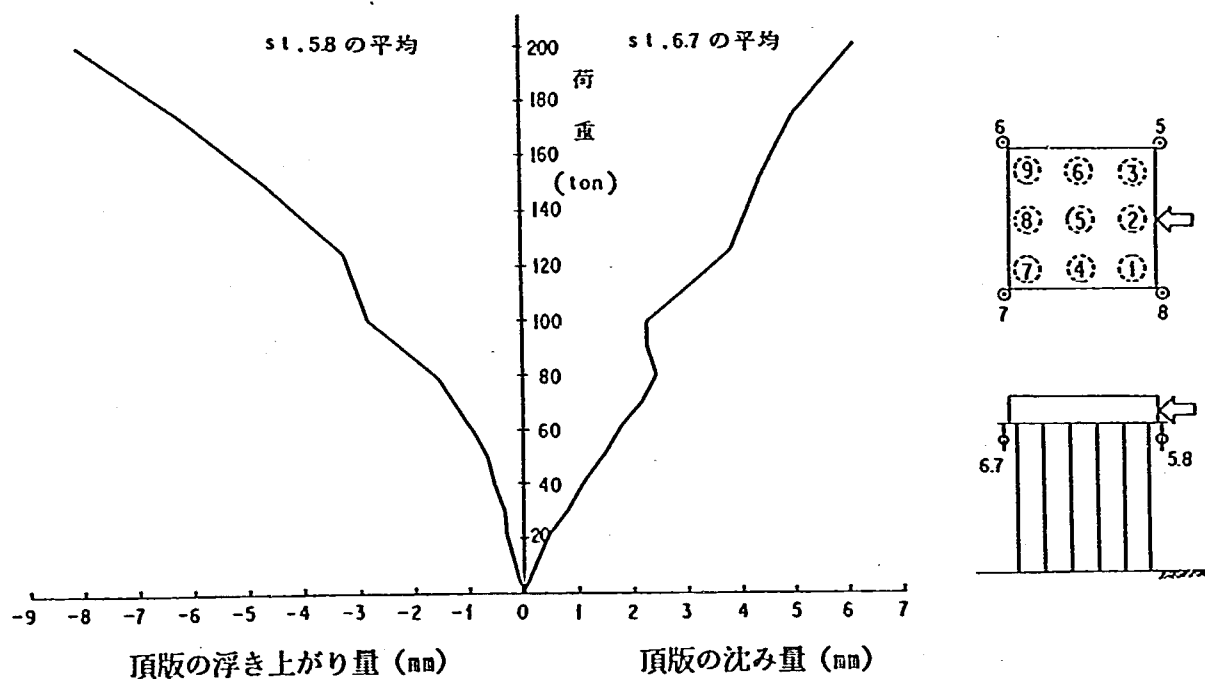


図-4.1.15 荷重-頂版の平均鉛直変位（時間待ち最終時）

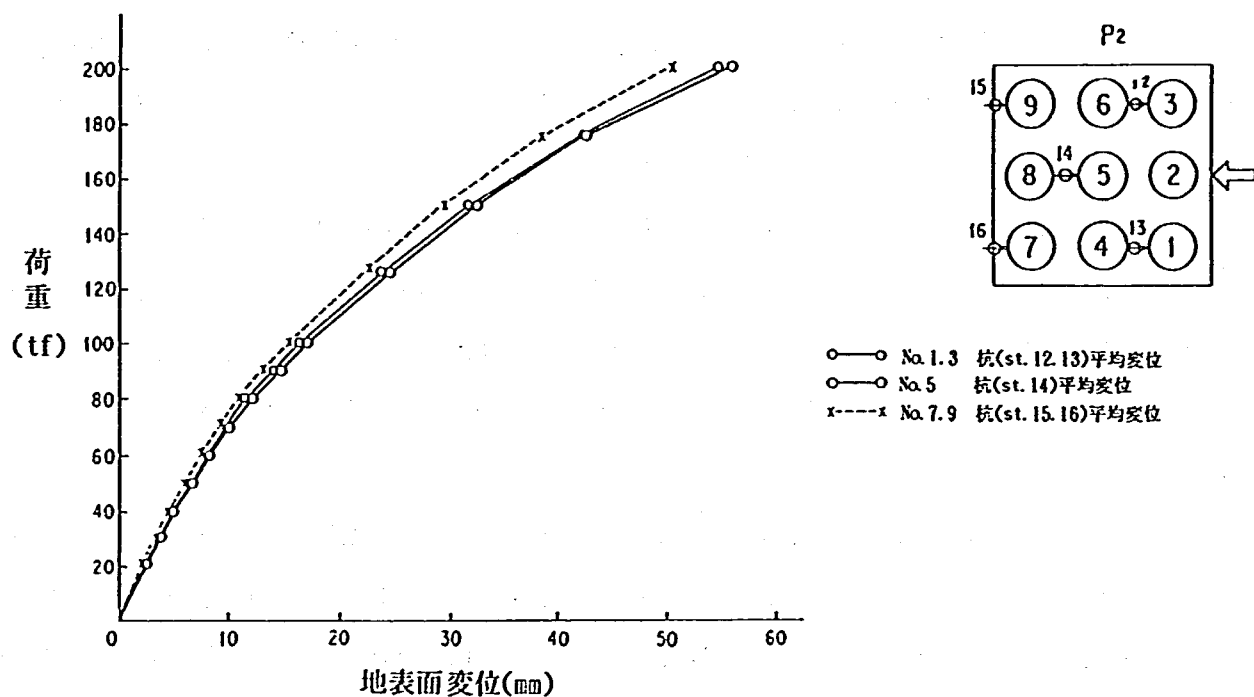


図-4.1.16 荷重-平均杭地表面変位（時間待ち最終時変位）

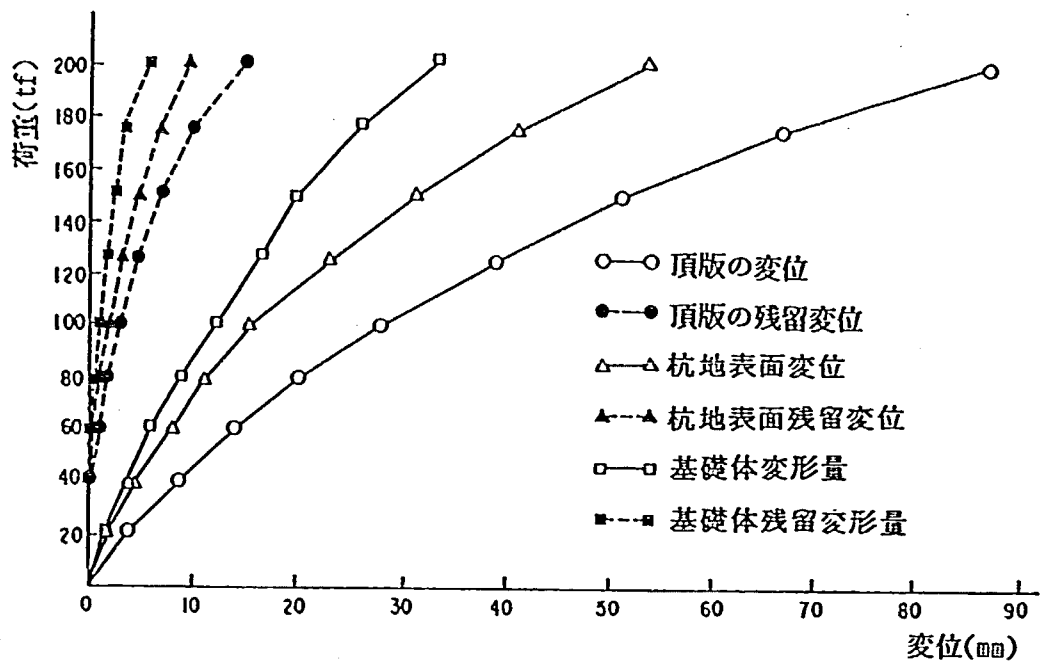


図 - 4.1.17 P₂ 試験体変位量

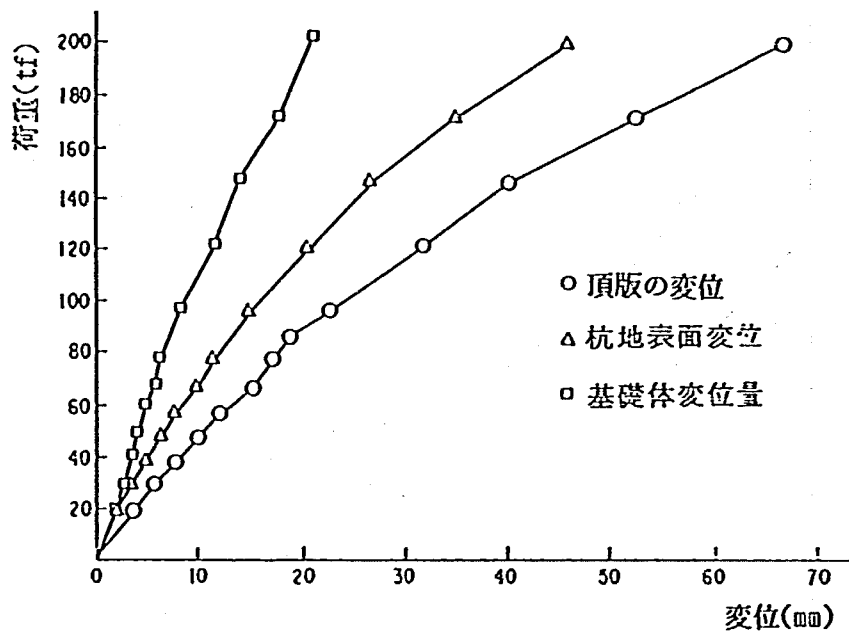


図 - 4.1.18 P₁ 試験体変位量

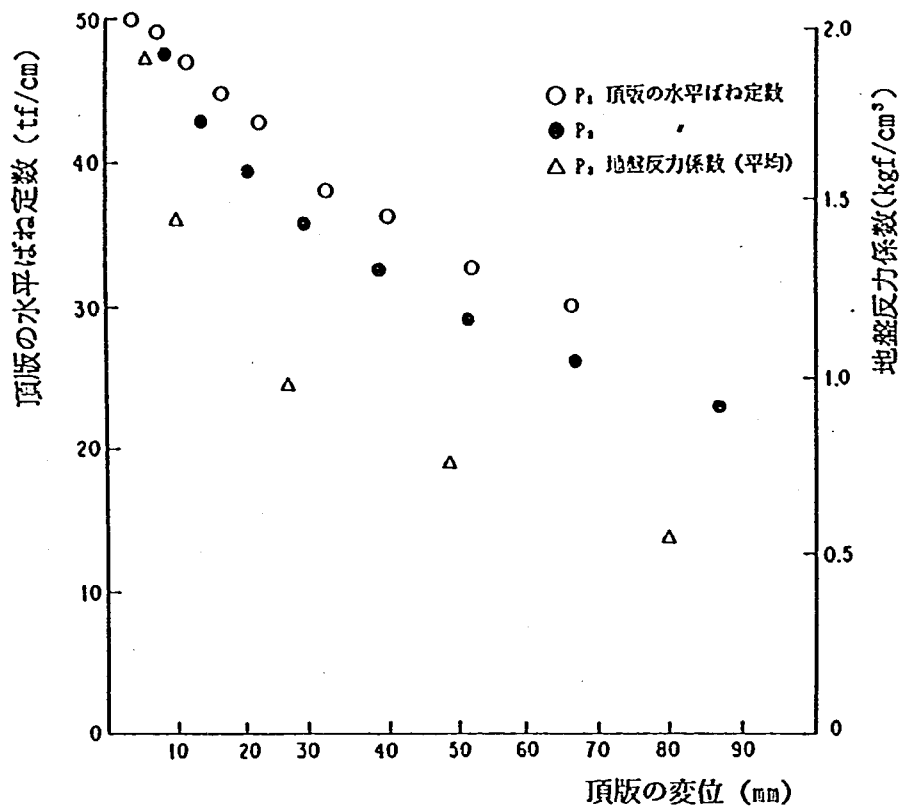


図-4.1.19 頂版の水平ばね定数と地盤反力係数

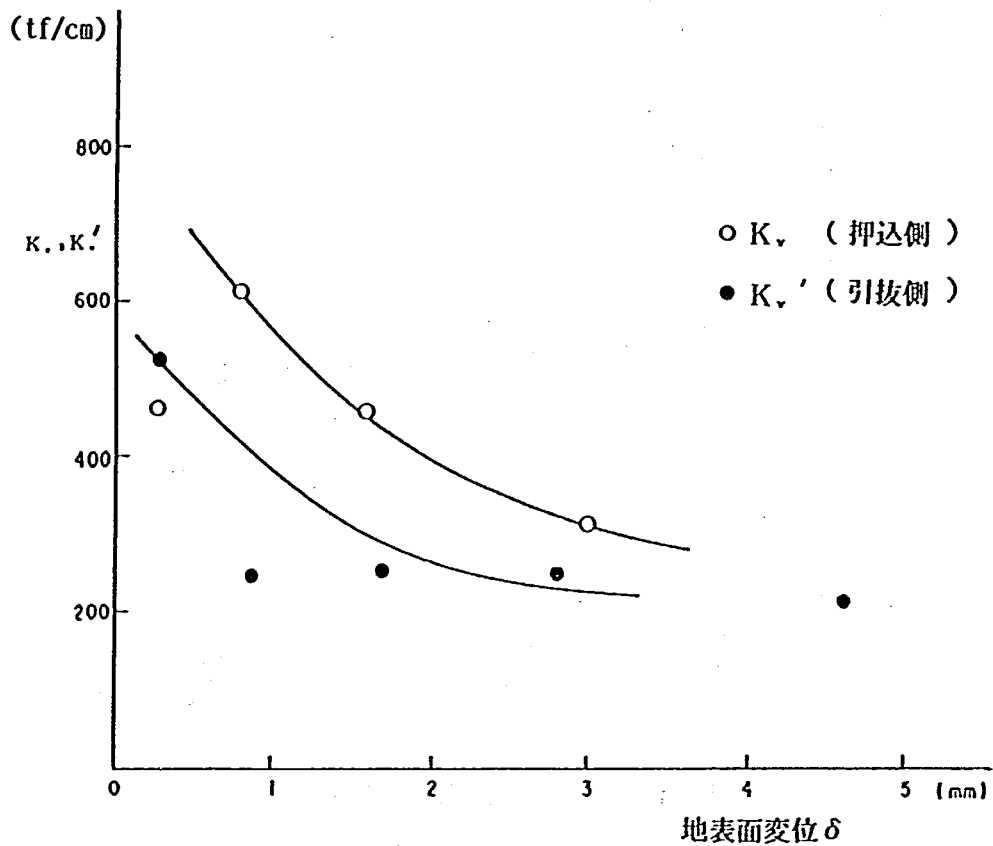


図-4.1.20 杭の鉛直ばね定数

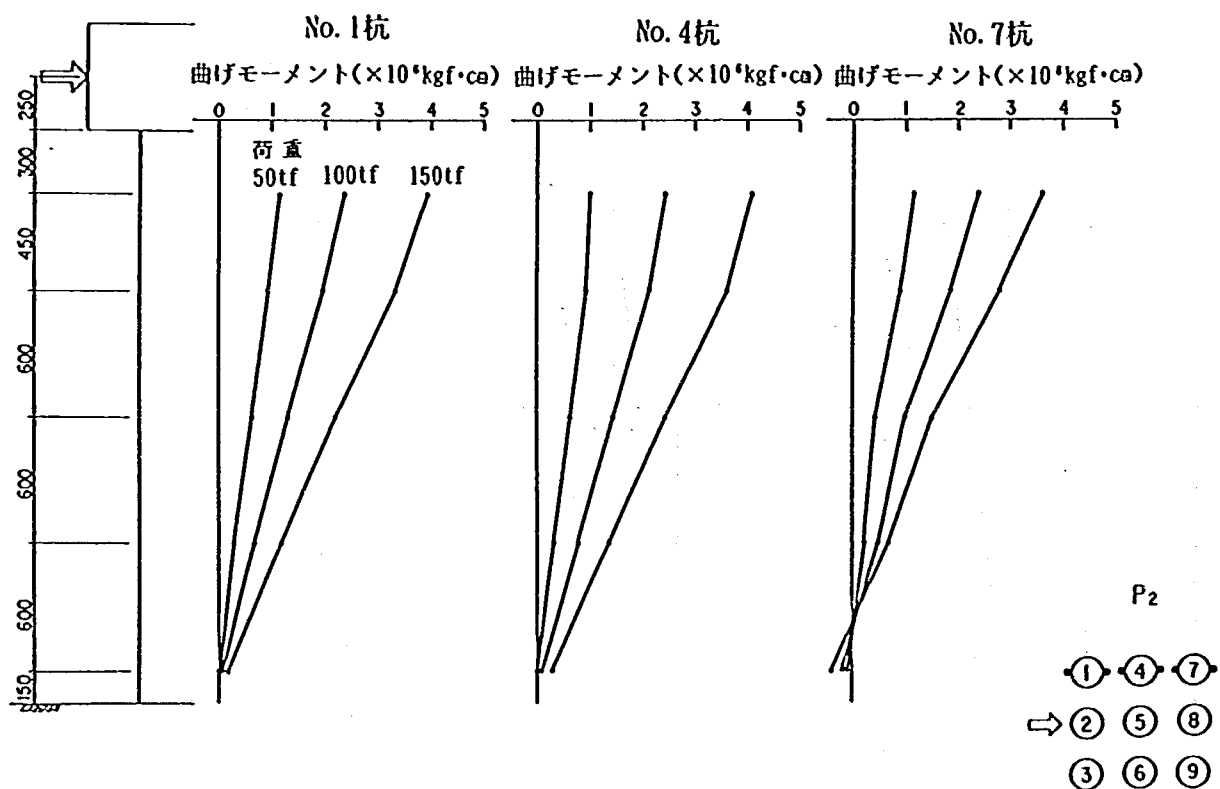


図 - 4.1.21 ひずみより求めた曲げモーメント (a)

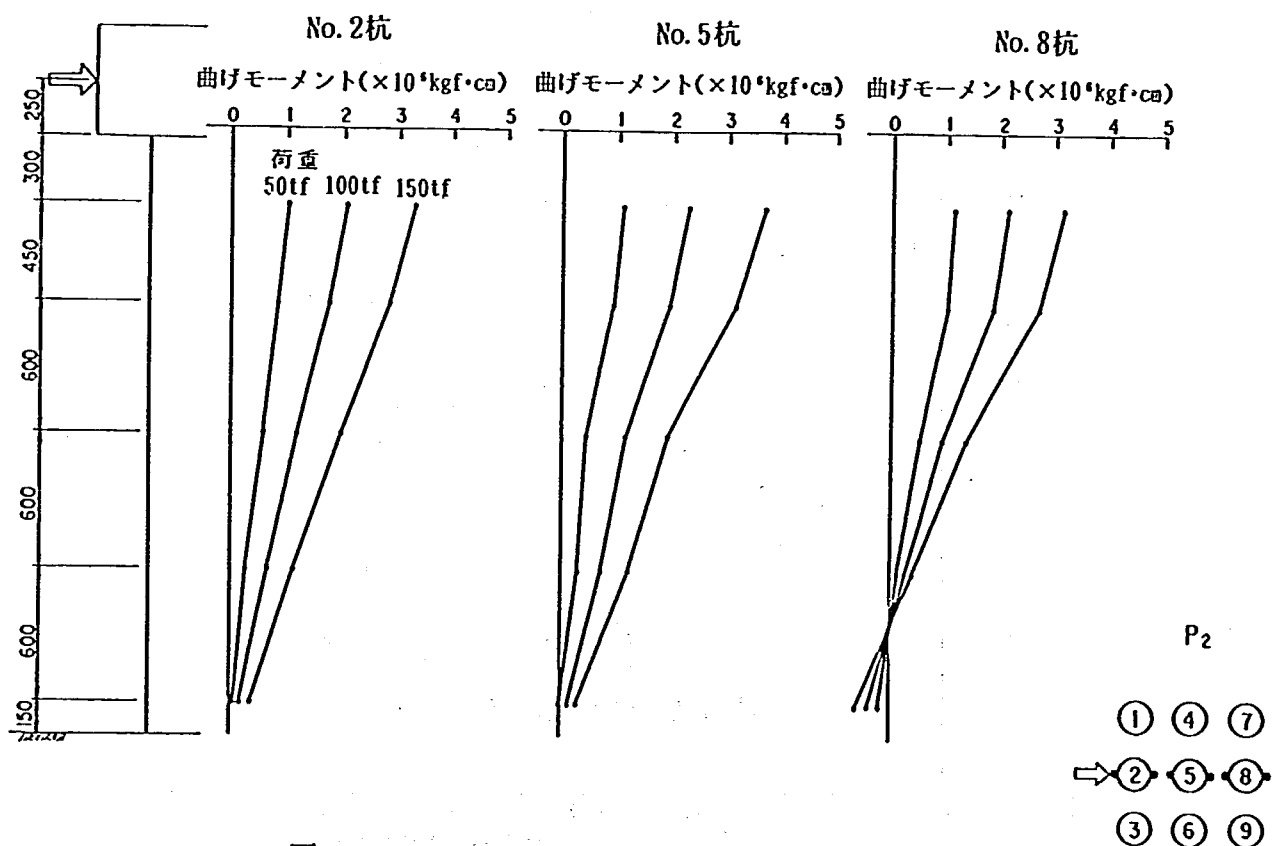


図 - 4.1.21 ひずみより求めた曲げモーメント (b)

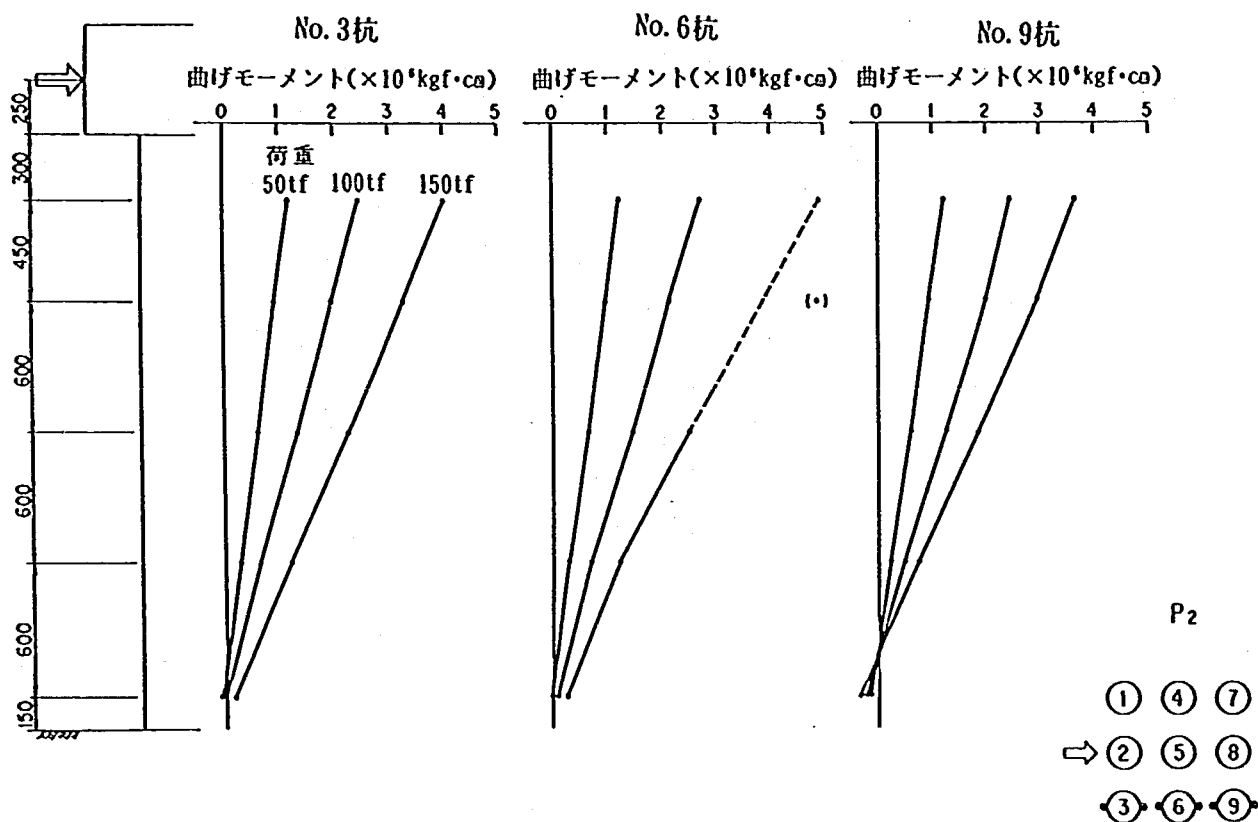


図-4.1.21 ひずみより求めた曲げモーメント (c)

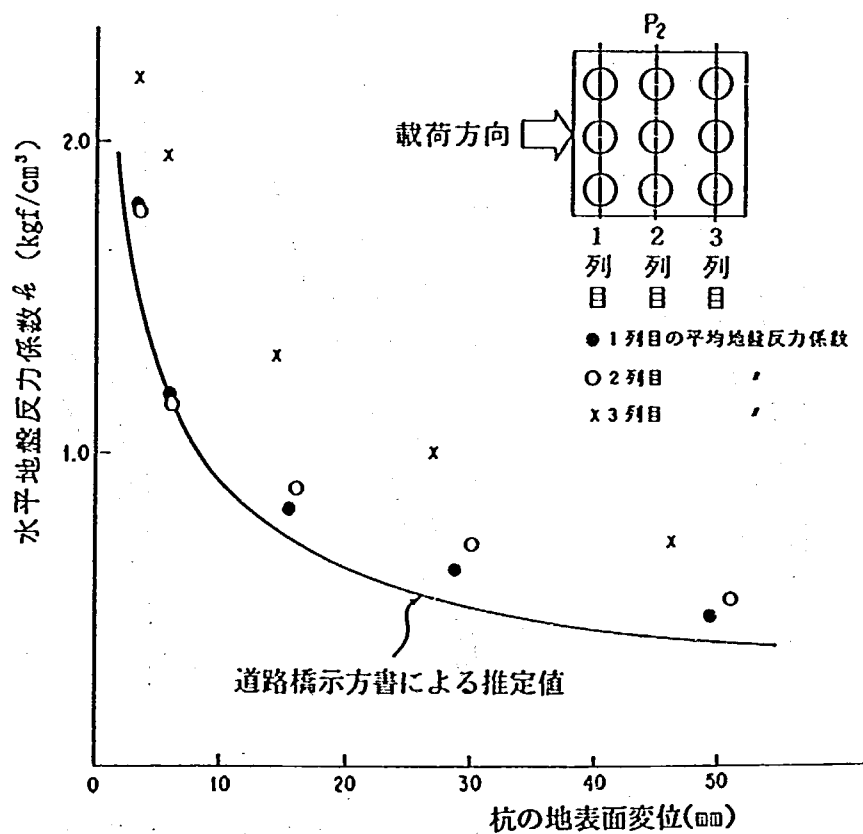


図-4.1.22 地盤反力係数

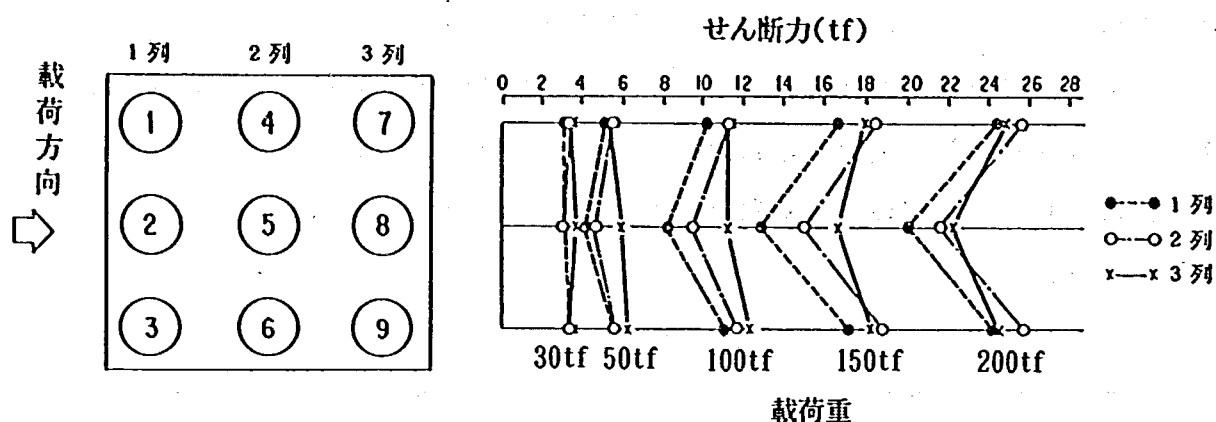


図-4.1.23 杭列間の荷重分担 P_2

以上の結果をまとめると次のようになる。

- i) 多柱式基礎に通常の設計における許容水平支持力の3倍近い大きな荷重を加えた結果、地盤の塑性化や杭材料の降伏が観測されたが、基礎は急激な破壊をすることなく、十分な耐力を保持することが確認された。
- ii) 荷重の増加にともない、頂版の水平ばね定数が低減することが判明した。この低減傾向は地盤反力係数の低減傾向とよく対応し、頂版ばねの非線型性が主に地盤反力の非線型性に依存することも判明した。
- iii) 水平荷重による頂版の回転の結果、測定される押込み杭と引抜杭の軸方向ばね定数は異なる値となるが、変位依存性、概略の数値をみる上では利用できる。
- iv) 地盤反力係数は地盤変位量の増大とともに減少するが、大きな変位量に対しても道路橋示方書の地盤反力係数低減式で近似しうることが判明した。また、地盤反力係数は群杭効果の影響を受けるが微小変形では影響が小さい。
- v) 基礎の許容水平支持力の3倍近い大きな荷重に対しても各杭は比較的均一に水平荷重を分担する傾向がわかった。

(3) 昭和54年の偏心載荷試験^{47)・48)}

多柱式基礎はねじりモーメントに弱い構造系であるといわれる。しかし、3.3の解析によるとねじりモーメントに対しては自由長 h の影響を受けるものの、水平ばね係数 K_1 や地盤のせん断反力係数 K_s に依存するところが大きく、粘り強い構造系といえることができる。

そこでねじり外力が作用した場合の基礎の挙動、応力分布、荷重分担等を調査するため

に前述の(1)、(2)での模型を用いて偏心載荷試験を実施した。試験は(2)で述べた図-4.1.11の装置を用いてできるだけ純ねじりモーメントだけが作用するように工夫した。荷重は引き続き実施された軸心載荷試験に悪影響を与えないように配慮して表-4.1.2に示すように最大60tfとした。測定の主な対象は模型P₂で、図-4.1.24に示す変位計と図-4.1.13に示す歪ゲージによった。

表-4.1.2 偏心載荷試験(各々の荷重は油圧ジャッキ2台の合計荷重を示す)

サイクル	— ; 指定荷重 () ; 定荷重維持時間(分)
1	0 - 5 - 10 - 5 - 0 (20') (20') (5') (20')
2	0 - 10 - 15 - 20 - 10 - 0 (5') (30') (40') (5') (20')
3	0 - 10 - 20 - 30 - 40 - 20 - 0 (5') (5') (40') (40') (5') (30')
4	0 - 10 - 20 - 40 - 50 - 60 - 40 - 20 - 0 (5') (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')

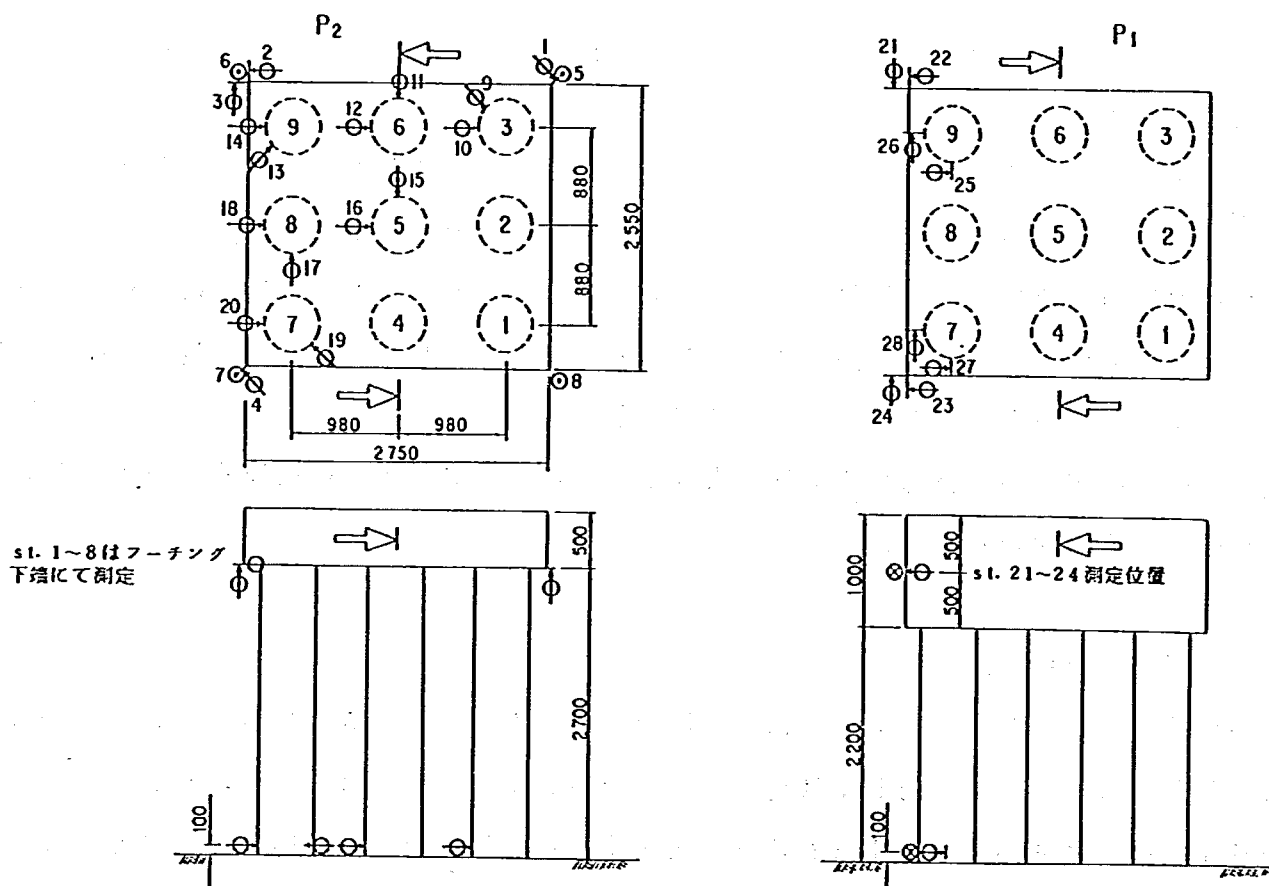


図-4.1.24 偏心載荷試験 変位計取付け位置と測定番号

試験結果は以下の通りである。

P₂の頂版のねじり荷重による荷重一回転変位置—時間曲線を図-4.1.25に示す。ここで

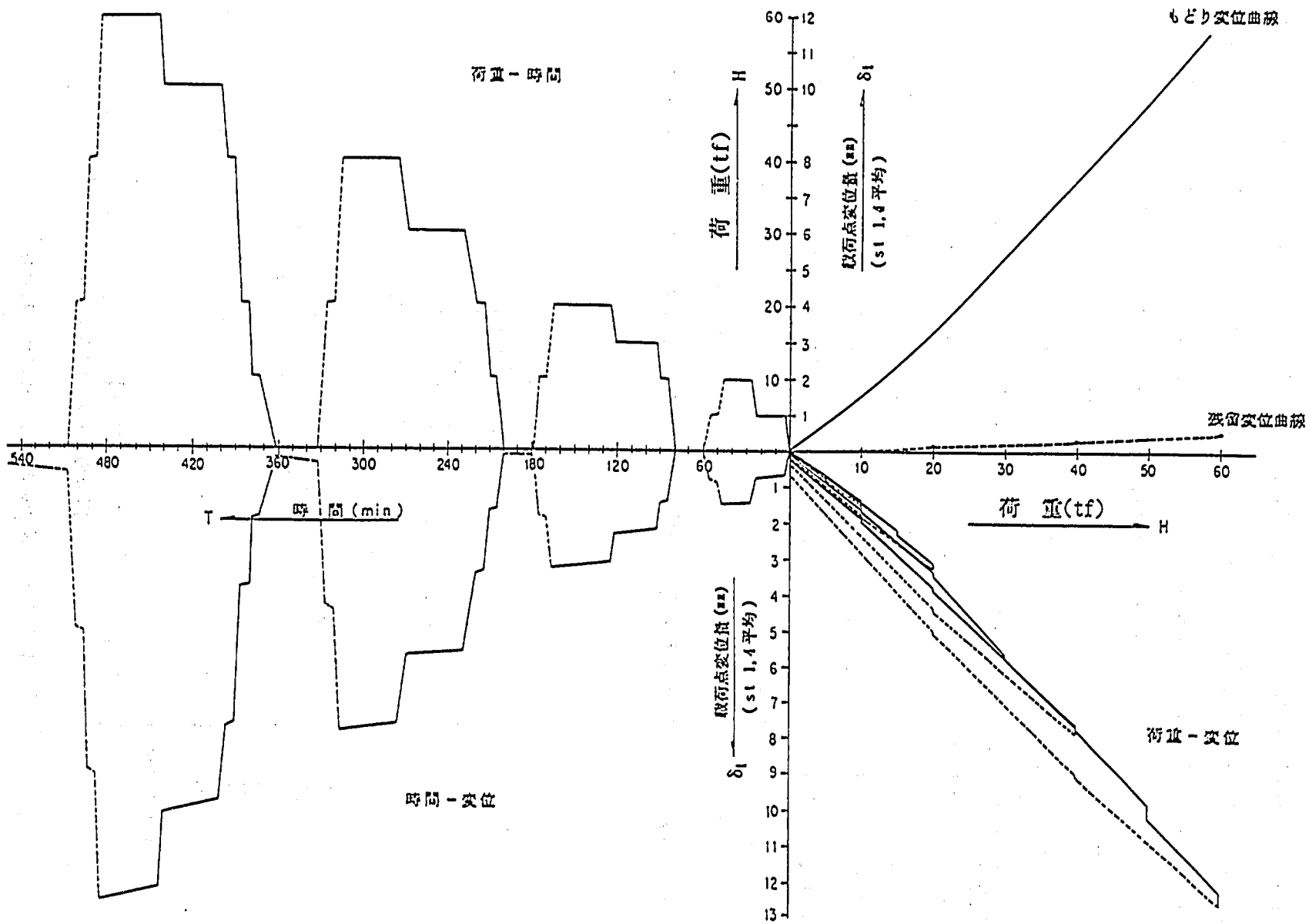


図-4.1.25 偏心水平載荷試験(荷重-変位置-時間曲線)

変位量は対角線上の2つのダイヤルゲージ(1,4)による円周方向の水平変位量の平均値であるが、両者はほぼ等しい値であった。この際、基礎の中心のNo.5杭の水平変位量は最大0.2mmに留まっていたことから水平荷重はほぼ純ねじりモーメントとして作用したとみられる。

図-4.1.25より変位はほぼ直線的に変化し、残留変位量も小さいところから荷重60tfの範囲内ではP₂の動きは弾性範囲にあるとみなせる。模型P₂にあっては、許容水平支持力69tfに対応する60tfの荷重が作用したが、地表面変位量は軸心載荷試験時の約8mmに対して最大の隅角部の杭でも約5mmであった。その差は杭本体のねじり抵抗が有効に働いて杭に作用する水平荷重を減少せしめたことによるとみられる。

次に変位量を頂版中心から測定点までの距離で除してねじれ角 ϕ^* とし、同様に杭の地表面変位量を頂版中心と杭中心の距離で除して回転角 ϕ' とする。載荷荷重によるねじりモーメントとねじれ角 ϕ^* 、回転角 ϕ' の関係をとると図-3.3.1になる。図よりねじれ角 ϕ^* に対する回転角 ϕ' が約6割であることから、頂版のねじれ回転は杭の地表面の水平変位を強制することになり、地盤の水平抵抗はねじり抵抗モーメントとして働くことになる。

P₁とP₂のねじりモーメントに対するそれぞれのねじれ角 ϕ^* の関係を図-4.1.26に示す。ねじりばね定数を(ねじりモーメント/ねじれ角)と定義するとねじりばね定数はねじれ角が大きくなるにしたがって漸減する。しかし、その減少量は小さく、ねじれ角のかなり広い範囲にわたってねじりばね定数を一定の数値で代表させることができることを示している。

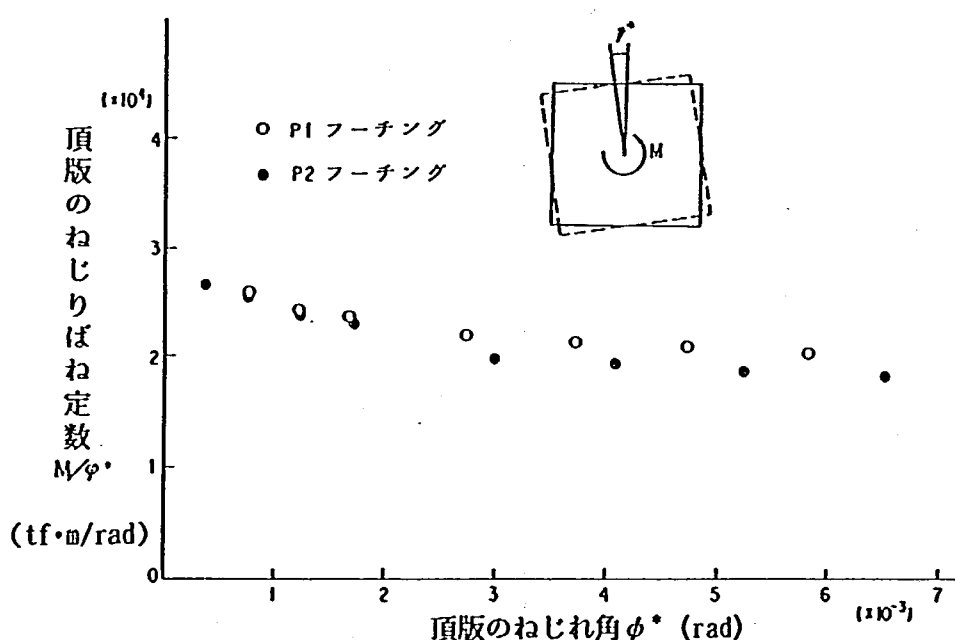


図-4.1.26 頂版のねじりばね定数-ねじれ角

P₂の杭体の軸方向ひずみ分布を図-4.1.27(a)~(c)に、中心杭No.5と隅角部杭No.7に取付けたロゼットゲージによる主応力度 σ_1 、 σ_2 と水平方向せん断力 τ_x を図-4.1.28および29に示す。

図-4.1.27の軸ひずみの分布はほぼ直線で曲げモーメントの存在を示し、軸心载荷試験と共通する結果となっている。(図-4.1.21参照)ただし、No.2杭、No.8杭にあってはストレインゲージの位置が荷重の方向と直角であるために歪は検出されていない。

図-4.1.28~29の主応力分布はNo.5杭では圧縮応力が主体、No.7杭では引張応力が主体で対象的な結果となっている。ただし、No.7杭の地表面付近は圧縮応力の方が大きく、主応力方向もNo.5杭に近い挙動を示している。これらの結果より、No.7杭の挙動にはアーム(基礎中心と杭の間の距離)が大きく影響しているものと考えられる。

図-4.1.28~29に示した杭体の水平方向のせん断応力度 τ_x から杭本体のねじり抵抗モーメントを求め、表-4.1.3に示す。

表-4.1.3 抵抗モーメントの分担率

載荷重 (tf)	ねじり荷重 (tf·m)	杭のねじり抵抗モーメント ($\Sigma M_{r,i}$)			杭の水平抵抗モーメント ($H_{r,i} \cdot l_i$)										
		*1本当りの抵抗モーメント (tf·m)	全ねじり抵抗モーメント (tf·m)	分担率 μ_w (%)	** 各杭の水平抵抗モーメント (tf·m)									全水平抵抗モーメント (tf·m)	分担率 μ_w (%)
					1	2	3	4	5	6	7	8	9		
20	39.5	2.554	22.99	61.5	2.09	1.32	2.87	0.91	0	1.19	1.79	1.32	2.93	14.42	38.5
40	79	5.552	49.97	62.8	4.99	2.73	4.95	2.18	0	2.23	4.47	2.73	5.33	29.61	37.2
60	118.5	8.282	74.54	62.6	7.42	4.09	7.82	3.15	0	3.26	6.78	4.09	7.96	44.57	37.4

注) * No.2,5,7,8,9 杭の平均値

** No.2,8 杭の値は、他の杭から求めた平均値

次に図-4.1.27の軸ひずみ分布から換算した杭体の曲げモーメント分布を図-4.1.30(a),(b)に示す。この曲げモーメントの勾配から杭体に作用するせん断力を求められる。これを杭頭水平力 H_i とにおいて基礎中心と杭の距離 l_i を乗じた $H_i \cdot l_i$ を各杭について計算した結果を表-4.1.3に示す。No.2杭とNo.8杭の値は頂版のねじりモーメントから杭本体のねじり抵抗モーメントと両杭を除く他の杭の $\Sigma H_i \cdot l_i$ を差し引いて残ったモーメントを配分したものである。

表-4.1.3から杭本体のねじり抵抗の分担率が約6割となり、荷重の増加とともに微増し

ている。その理由はねじりの影響が次第に杭の下方に及ぶとともに地中の水平抵抗により、杭表面のせん断抵抗が増加することによるものと推定される。

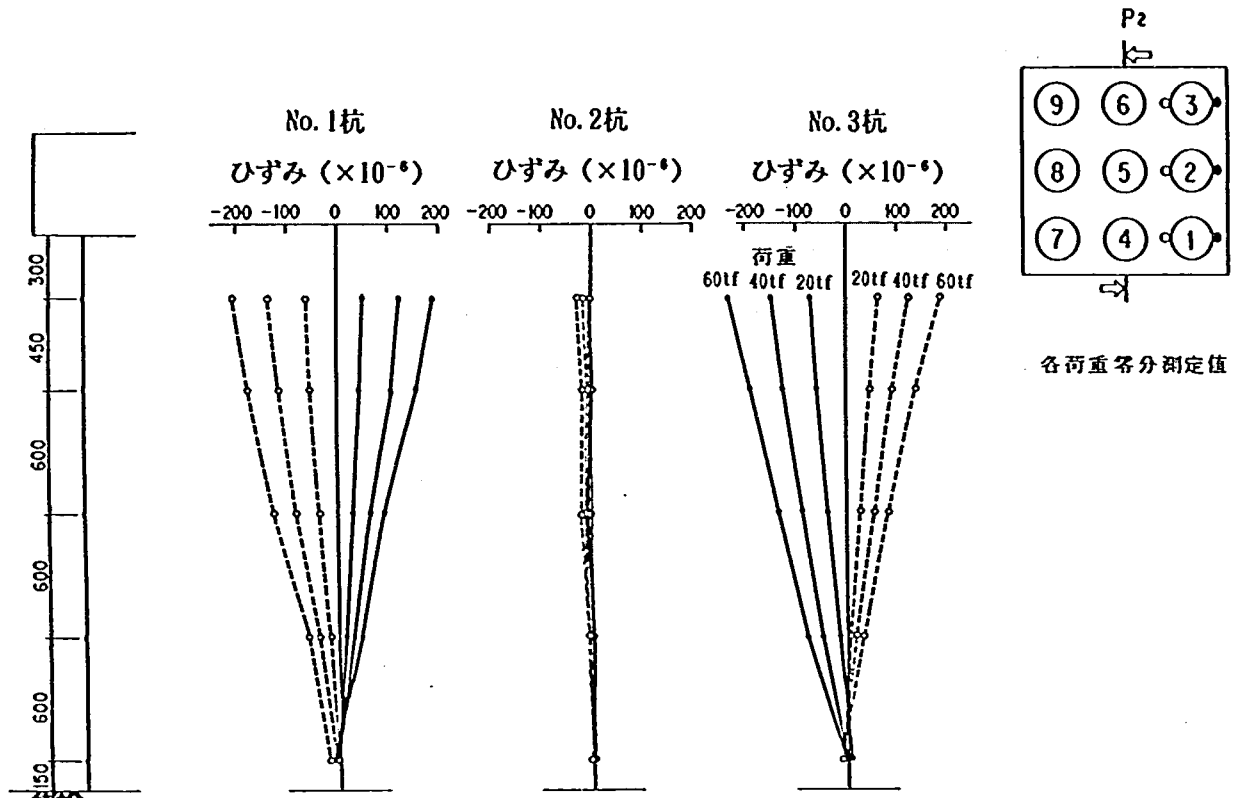


図-4.1.27(a) 杭体の軸方向ひずみ分布 (No. 1, 2, 3 杭)

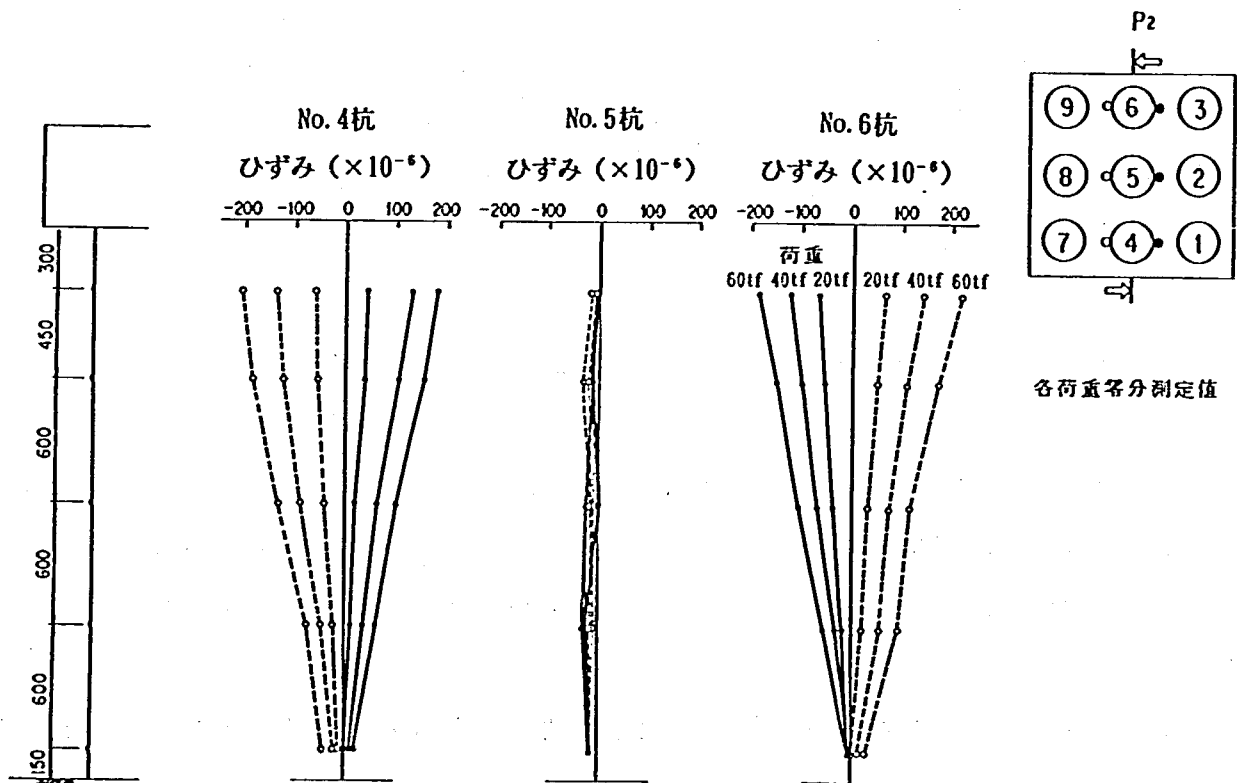


図-4.1.27(b) 杭体の軸方向ひずみ分布 (No. 4, 5, 6 杭)

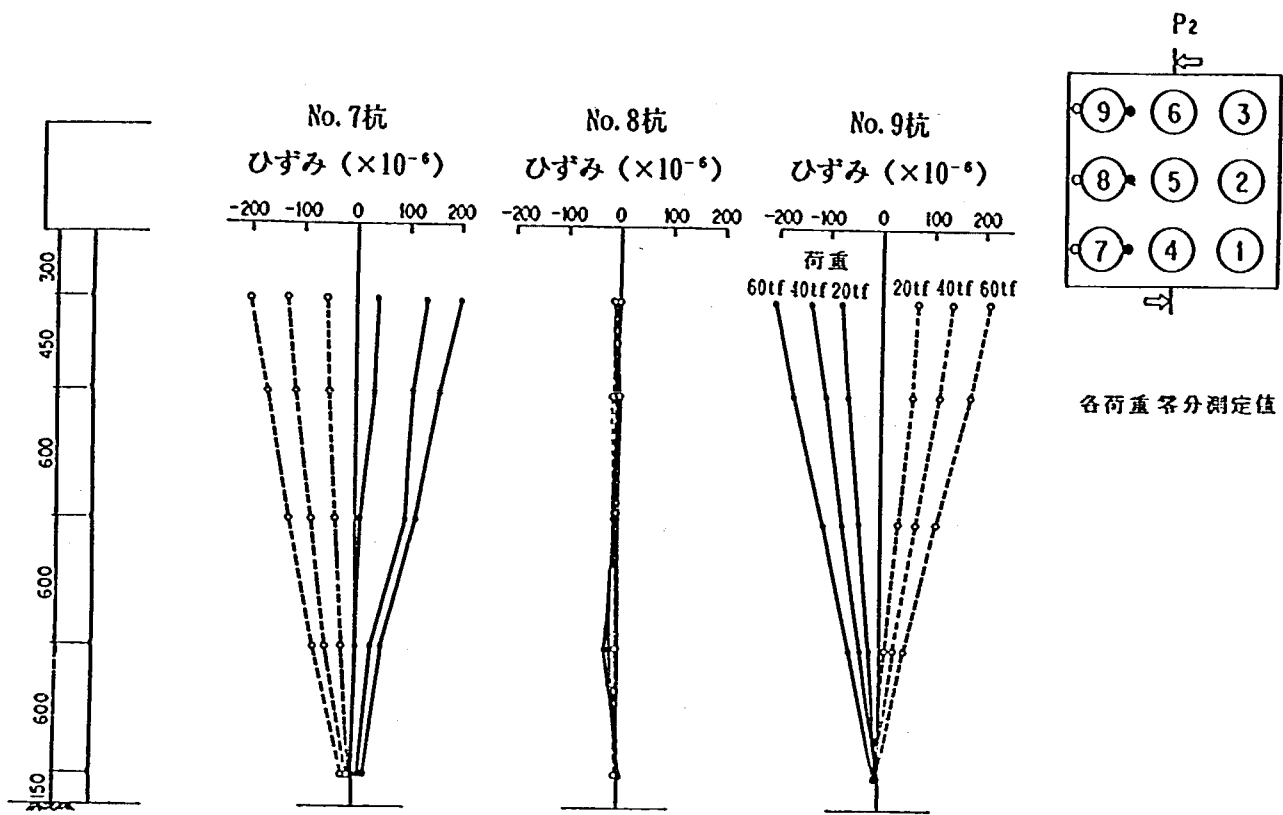


図-4.1.27(c) 杭体の軸方向ひずみ分布 (No. 7, 8, 9 杭)

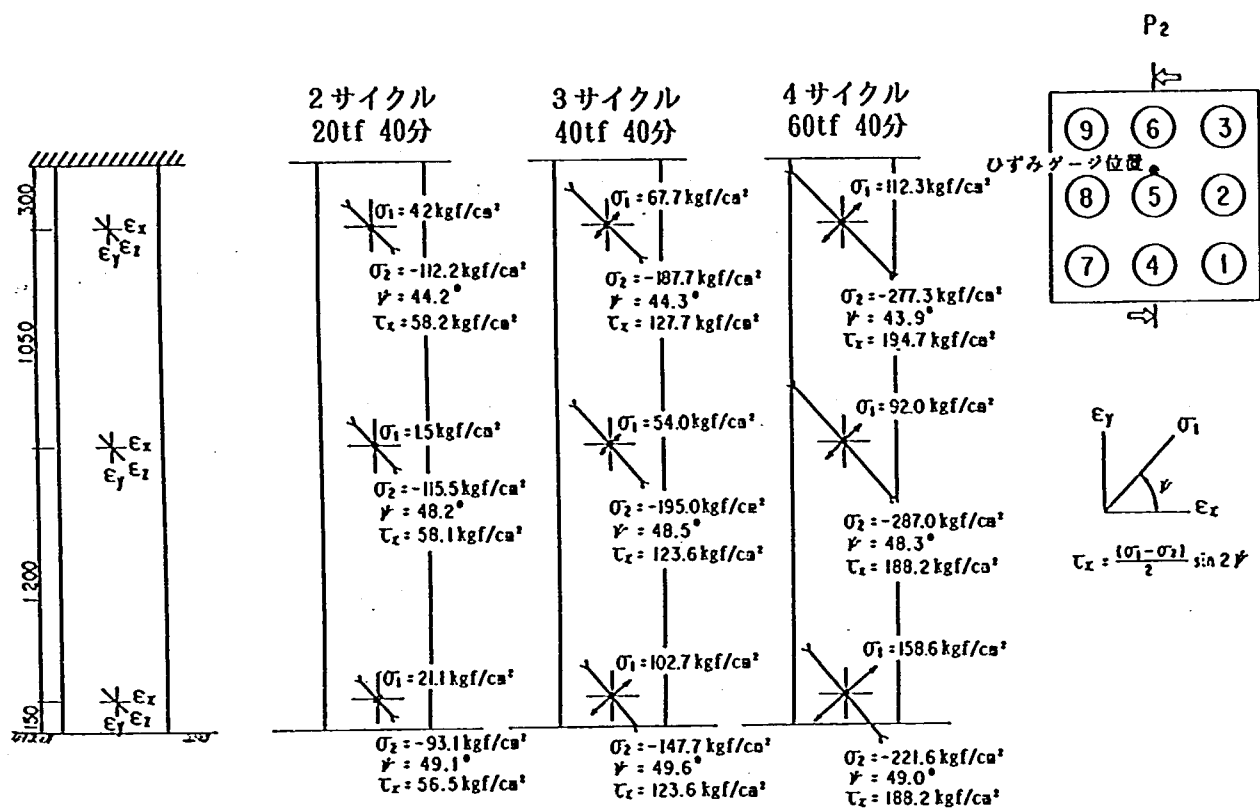


図 - 4. 1. 28 主応力度分布 (No 5 杭)

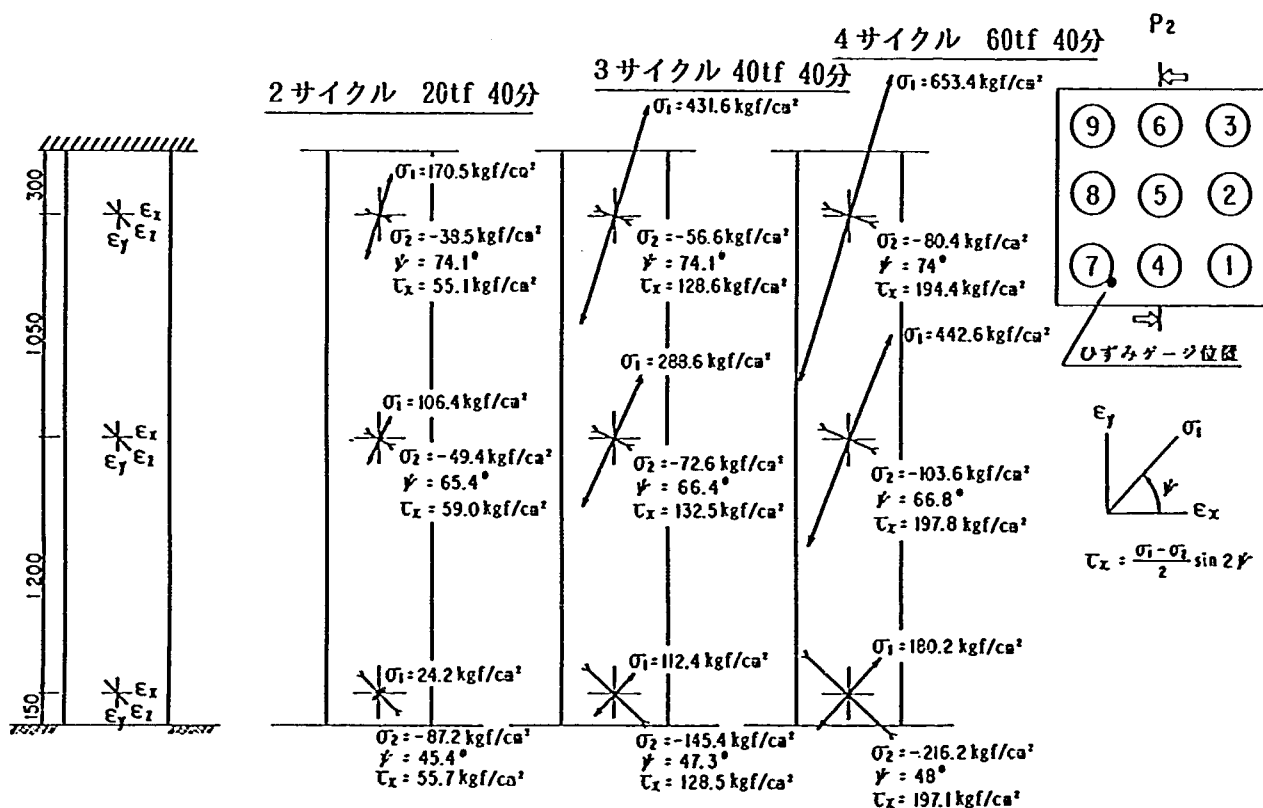


図 - 4. 1. 29 主応力度分布 (No 7 杭)

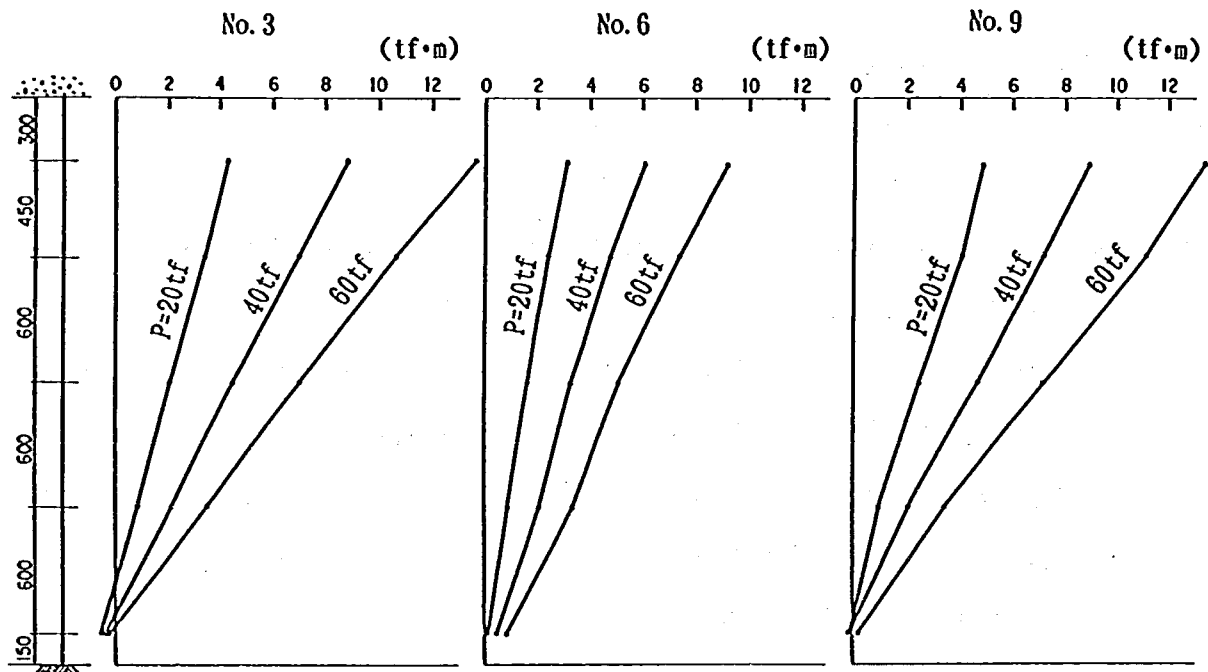


図 - 4.1.30 曲げモーメント分布(1)

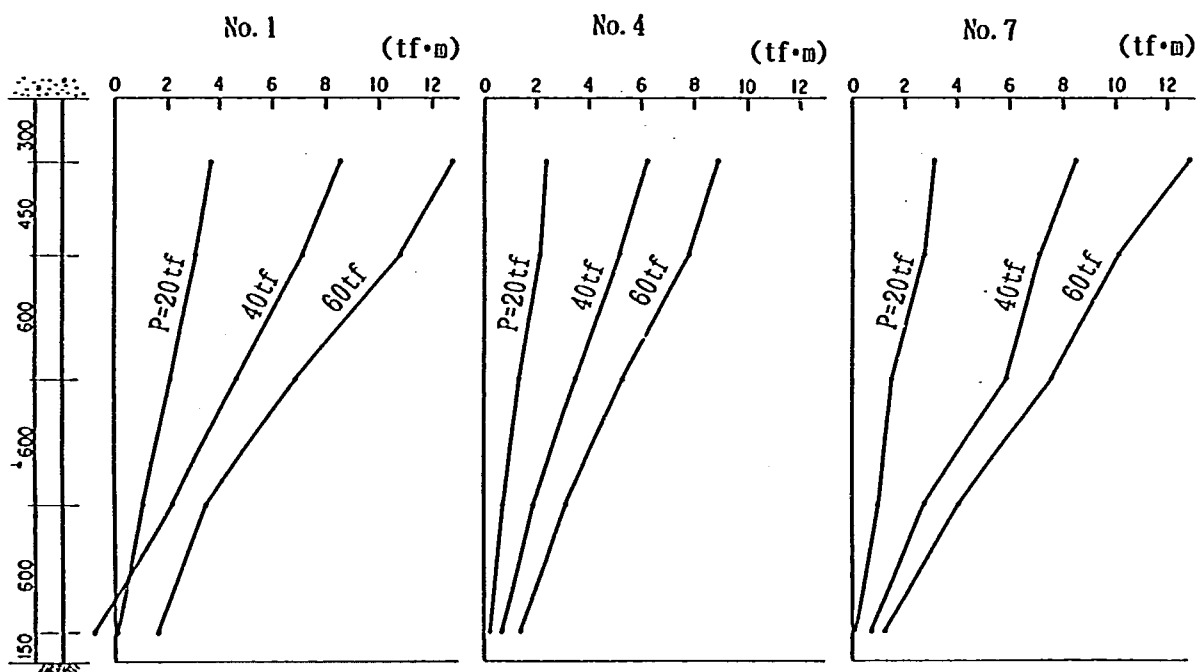
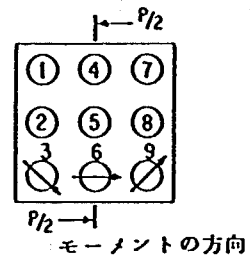
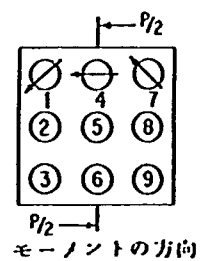


図 - 4.1.30 曲げモーメント分布(2)



以上の結果をまとめると次のようになる。

- i) 模型 P₁ においては許容水平支持力に近い 60tf の荷重に対する変位挙動は弾性範囲にあり、地表面変位量も軸心載荷試験の値よりも小さい。
- ii) 杭本体のねじり抵抗は模型全体のねじりモーメントの約 6 割で上記変位量の減少にも効いている。荷重の増大に対して微増するもののその量は小さい。
- iii) 頂版の回転は地表面変位とほぼ比例関係にあり、そのねじりばね定数はねじれ角の増大に対する感度は鈍く、一定の数値で代表させることも可能である。
- iv) 中央の杭と周辺の杭では主応力が圧縮と引張の差となり、方向も異なったものとなるが、周辺の杭の地表面付近は中央杭と同様の傾向をもつ。周辺杭は回転モーメントのために引張が生じたものと考えられる。
- v) 軸ひずみの分布は曲げモーメントが作用していることを示し、軸心載荷試験の結果と似ている。
- vi) これらの結果から多柱式基礎は偏心荷重に対しても良好な挙動を示し、ねばり強い構造系であることが判明した。また、杭径が大きいほど杭本体のねじり抵抗が大きくなり、自由長が短いほど回転変位量が小さくなることも推察できる。

4.2 小型模型試験^{(9), (11)}

(1) 実験の概要

多柱式基礎の載荷試験のほとんどが直杭のみのモデルを対象としてきた。斜杭を有する多柱式基礎の実例は本研究を実施中に着工された石川県の能登島大橋の側径間だけである。⁽⁹⁾しかし、同橋は設計計算でその挙動を検討したが、現場での載荷試験は行われていない。

そこで斜杭を有する多柱式基礎の構造特性を調べることに、後述する複合構造解析モデルによる計算値の妥当性を調べることを目的に直杭のみのモデル1体と斜杭を有するモデル2体について載荷試験を行った。

模型はいずれも4行7列の28本の多柱式基礎を対象に図-4.2.1に示す3種類のモデルとした。

モデル1 鉛直杭のみで構成された多柱式基礎

モデル2 橋軸（短辺）方向のみ斜杭を有する多柱式基礎

モデル3 橋軸直角（長辺）方向のみ斜杭を有する多柱式基礎

供試体（モデル）には製作が容易で均質のものになりやすいアクリル樹脂を使用した。しかし、アクリル樹脂は所定の物理定数に材質を調整するのは困難であるところから製作されたモデルと同じアクリル樹脂の供試体に2軸ゲージを取り付けて実際の物理定数を測定するための引張試験を行った。その結果、弾性係数 $E = 290 \text{ N/cm}^2$ ならびにポアソン比 0.356 の物理定数が求まり、応力と歪の線型の関係も確認された。

計算上、弾性体と仮定している地盤をアクリル樹脂の杭モデルに適合するように作成することは困難であることから、想定地盤の杭の特性値 $\beta (= (kD/4EI)^{1/4})$ とアクリル樹脂の杭のたわみ剛性との間で変位量（たわみ）や傾斜角（たわみ角）が実際とほぼ等しくなるように杭の地中部に相当する部分のアクリル樹脂の径を調節することとした。検討の結果、自由長の杭径30mmに対して地中部の杭径50mmとなった。モデルの地中部杭下端は固定とした。

寸法形状については想定される実物の1/100を考えた。相似則については種々の検討を行ったが、アクリル材と実物との間では無理であることが判明したので構造特性を把握することに焦点をあわせた。

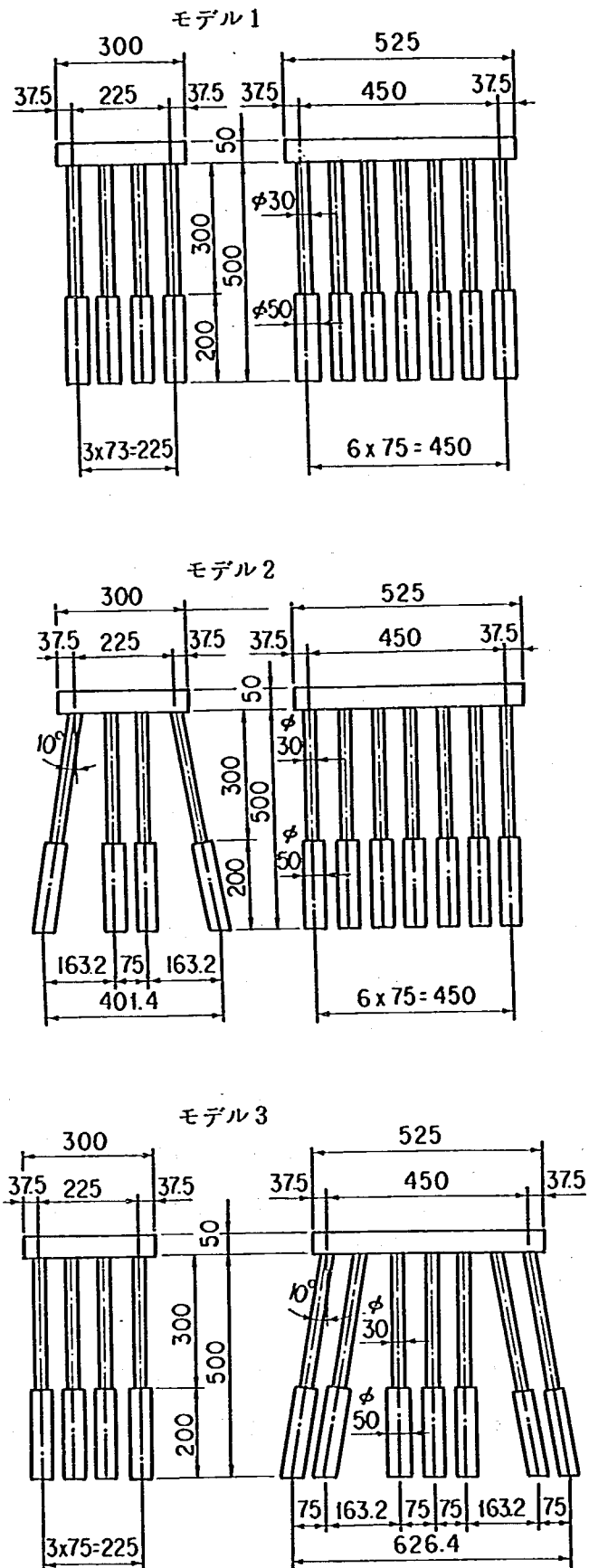


図 - 4.2.1 模型一般図

荷重の載荷は次のように実施した。（図－4.2.2参照）

i) 鉛直載荷

- (i) 中央載荷（頂版中心） V1
- (ii) 橋軸方向偏心載荷 V2
- (iii) 橋軸直角方向載荷 V3

ii) 水平載荷

- (i) 橋軸方向軸心載荷 H1
- (ii) 橋軸方向偏心載荷 H2
- (iii) 橋軸直角方向軸心載荷 H3
- (iv) 橋軸直角方向偏心載荷 H4

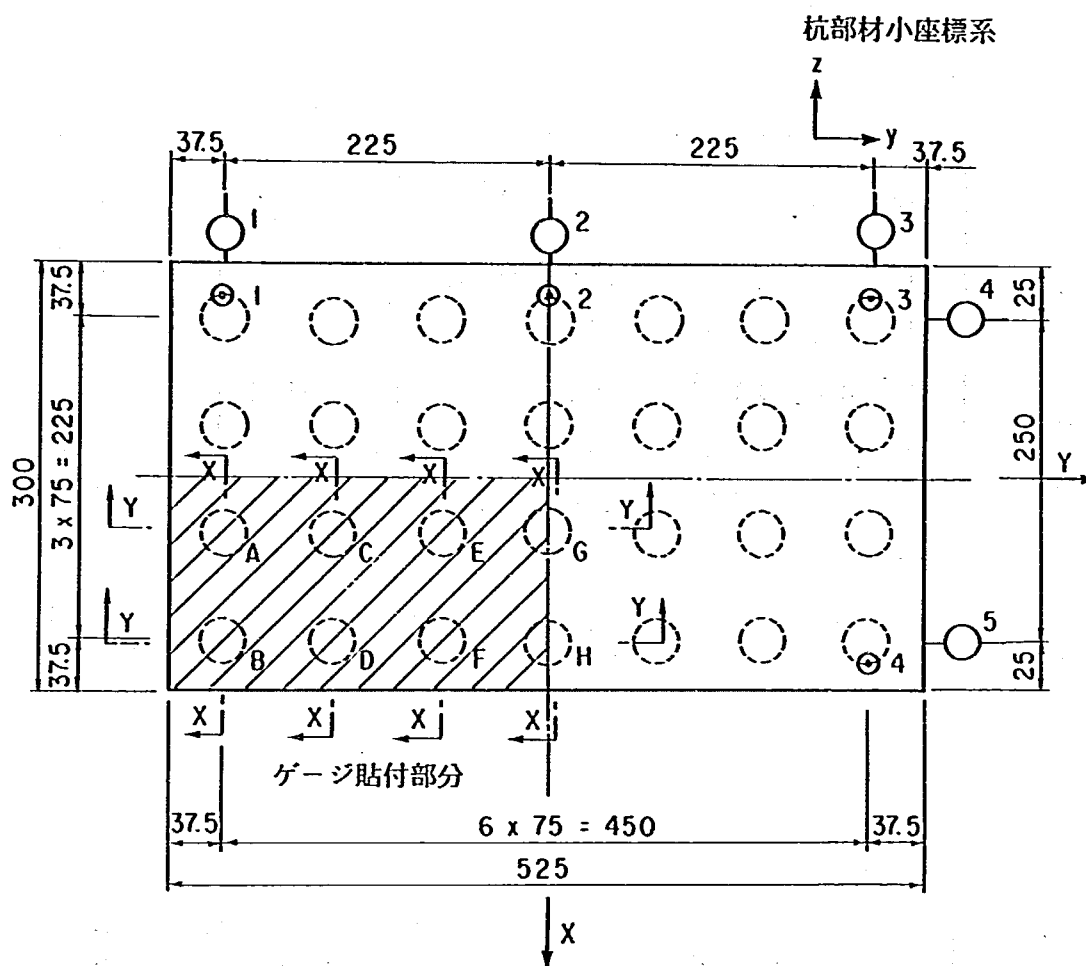
iii) 2方向載荷（鉛直＋水平同時載荷）

- (i) 鉛直中央＋橋軸方向軸心載荷 H5
- (ii) 鉛直中央＋橋軸直角方向軸心載荷 H6

3種類のモデルにこれらの載荷を行うと荷重ステップ数は90ステップ以上となる。

計測は頂版の面積のうち、橋軸方向と橋軸直角方向の軸心で仕切られる4つの矩形のうちの1つの矩形部分（面積1/4）で集中的に行った。変位の計測には図－4.2.3に示すように水平変位計5点（X方向3、Y方向2）、鉛直変位計4点（外縁2辺）を用いた。また、歪の測定では図－4.2.3に示すように杭（柱）に一軸ゲージ64枚（上端3×8、中間2×8、下端3×8）を、図－4.2.4に示すように頂版にロゼットゲージ40枚（上面20、下面20）を貼付した。荷重の測定には荷重変換器2台（水平、鉛直）を用いた。試験では各荷重ステップ毎に総計、195点の記録をとった。（図－4.2.3、図－4.2.4、参照）

なお、温度補正にはダミーゲージを使用した。

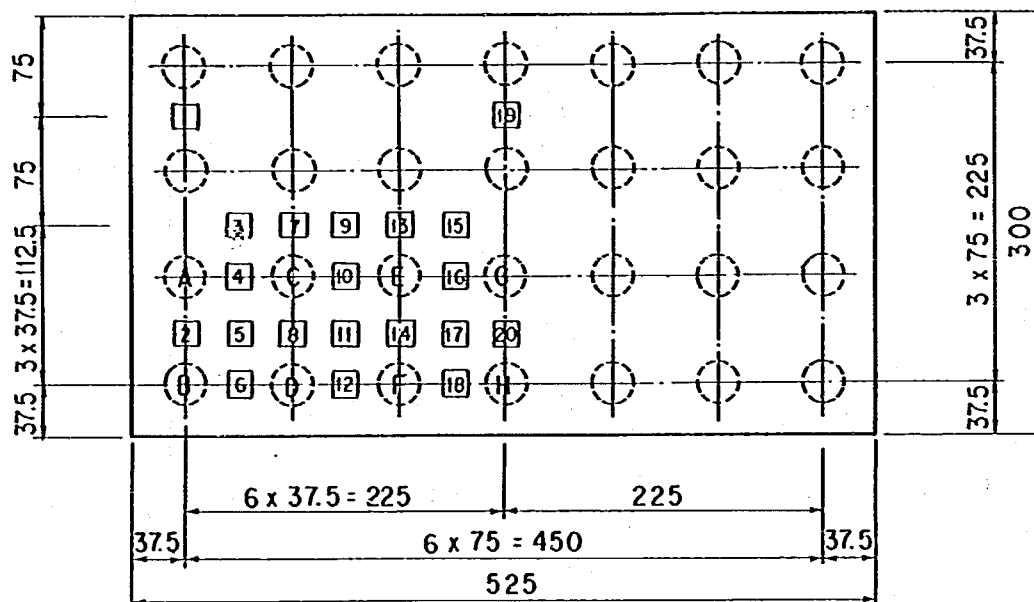


杭のストレインゲージの位置と番号

	ゲージ位置	杭のストレインゲージの位置と番号		
		上端	中間	下端
水平変位計	A	1	9	17
	B	2	10	18
	C	3	11	19
鉛直変位計	D	4	12	20
	E	5	13	21
	F	6	14	22
	G	7	15	23
	H	8	16	24

図-4.2.3 頂版の変位、杭の歪測定位置

(a) 頂版上面



(b) 頂版下面

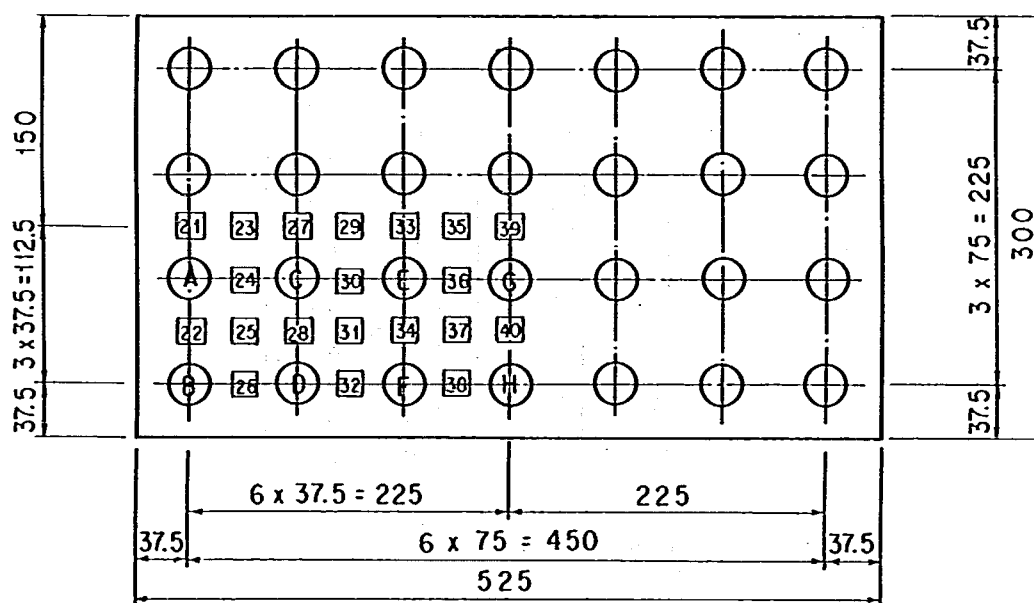


図-4.2.4 3軸ゲージ貼付位置 (モデル1,2,3共通)

(2) 試験結果

試験は3種類のモデルに対して9シリーズの载荷が計画されたが、必ずしもすべての組合せで実施はしていない。それでも载荷回数は膨大な数となっているので、ここでは課題となっている水平荷重に焦点をあわせて検討することとする。試験結果は水平荷重のうち橋軸方向（X方向）の载荷試験を中心に図示して、他は標準となる荷重レベルでの測定値を一覧表としてとりまとめた。

試験結果と解析計算との比較を行うために、解析手法として次の4方法を採用した。

複合構造モデル（SHELL）

6.1で説明する頂版をシェルとして杭を立体はり要素とする構造解析モデル

立体ラーメンモデル（3FRAME）

頂版を平面格子骨組にモデル化し、格子交点に杭の棒部材を結合させる立体ラーメン構造解析モデル

平面ラーメンモデル（2FRAME）

頂版と杭の組合わせをX軸、Y軸毎に分解して平面のラーメン骨組構造で解析するモデル

概略計算モデル（GAISAN）

水平方向荷重に対しては、杭基礎の変位法により計算するモデルで、平面ラーメンモデルの頂版の剛性を無限大とするもの。鉛直方向荷重に対しては杭を弾性支承として頂版を弾性支承上の梁として計算するモデル

頂版の橋軸方向（X方向）の軸心水平载荷による変位を図-4.2.5に示す。図の左側は各モデル毎の荷重と水平変位の関係を各測点について図示している。図中の直線は前述の4つの解析手法による計算値である。右側は実験値と解析値の比を示すものでSHELLの解析法を1.00としている。実測値が1.00の直線から離れるほど解析値との誤差の大きいことを示す。荷重は頂版のX軸に载荷されたが、ほぼ弾性計算どおりの挙動となっている。

X方向およびY方向の水平荷重 $H=400\text{kgf}$ のときの頂版の水平変位を表-4.2.1に示す。

表-4.2.1 H=400kgfによる頂版水平変位

単位: mm

方 向	位 置	種 別	モデル1	モデル2	モデル3
X方向	軸心	実験値	6.2	3.0	6.2
		解析値	5.81	2.99	6.02
Y方向	軸心	実験値	6.8	6.8	3.5
		解析値	5.72	5.90	3.33

注: 解析値はSHELLの値を示す。

実験値は平均的な値を図-4.2.5および同じように作成したY方向の軸心水平载荷による変位図から実測値の間を補間して読み取ったものである。解析値はSHELLによる。このときのX方向、Y方向の荷重による頂版の浮き上りと沈み込みの鉛直変位の測定値を図-4.2.6に示す。解析値はGAISANのみが微小な差をもつが、他のほとんどは一致している。

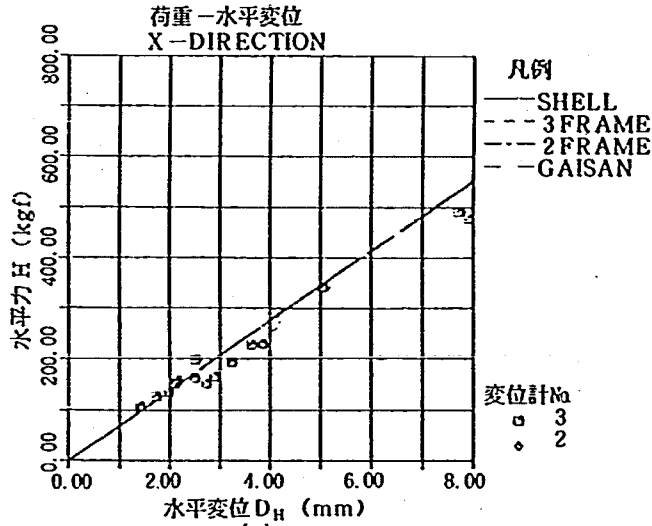
頂版の橋軸方向(X方向)で220mm偏心させた水平荷重による水平変位とねじり角を図-4.2.7、図-4.2.8に示す。図-4.2.7は3つのモデルの頂版の中心軸(X軸)上の変位を示す。解析にはねじり現象を計算できるSHELLと3FRAMEの手法を採用し、SHELLを標準とした。図-4.2.8は3つのモデルの頂版のねじり角をラジアンで表わしたものである。X方向、Y方向の200kgfの水平偏心载荷のときの水平変位とねじり角を表-4.2.2にとりまとめた。H=200kgfで測定値が2つあるものは平均値をとり、Y方向の変位も変位計4と5の平均値とした。

表-4.2.2 水平偏心荷重H=200kgfによる頂版の変形

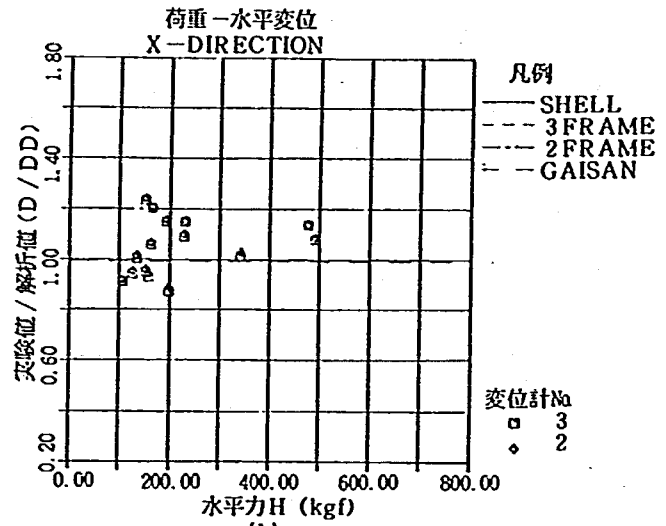
	方 向	位 置	種 別	モデル1	モデル2	モデル3
軸心水平変位 (mm)	X方向	偏心 220mm	実験値	3.2	1.4	3.2
			解析値	2.90	1.49	3.00
	Y方向	偏心 110mm	実験値	3.2	3.3	1.8
			解析値	2.86	2.95	1.58
ねじり角 $\times 10^{-3}$ (rad)	X方向	偏心 220mm	実験値	1.60	0.90	1.25
			解析値	1.66	0.91	1.38
	Y方向	偏心 110mm	実験値	0.65	0.50	0.50
			解析値	0.83	0.45	0.69

注: 解析値はSHELLの値を示す。

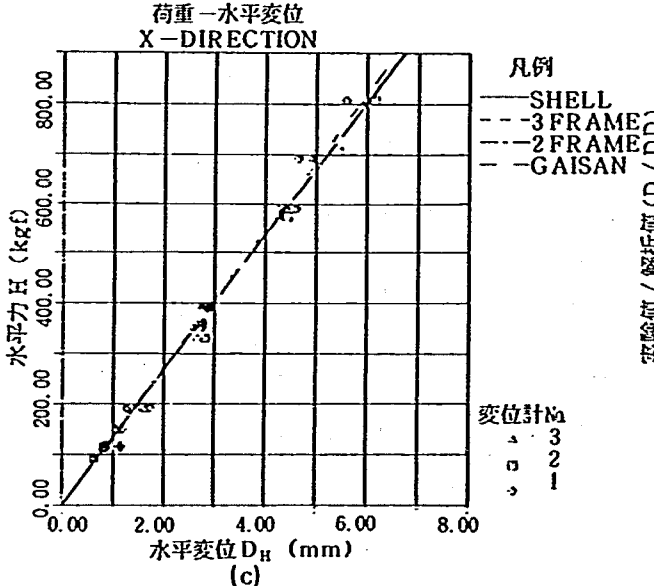
* MODEL 1 X 水平軸心



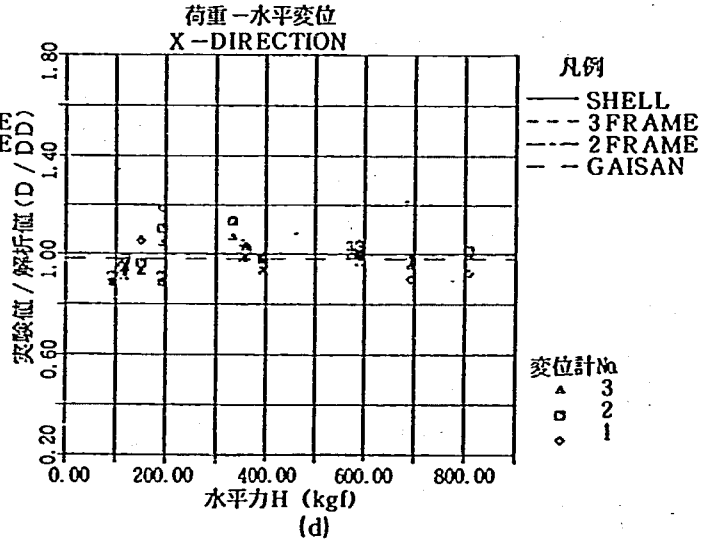
* MODEL 1 X 水平軸心



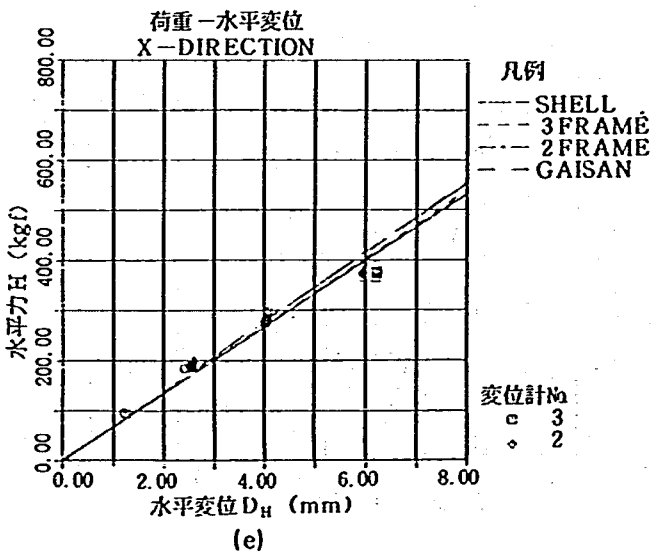
* MODEL 2 X 水平軸心



* MODEL 2 X 水平軸心



* MODEL 3 X 水平軸心



* MODEL 3 X 水平軸心

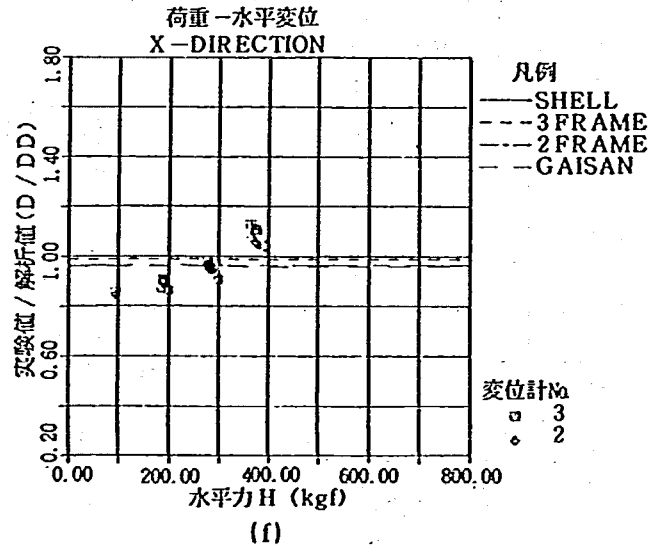
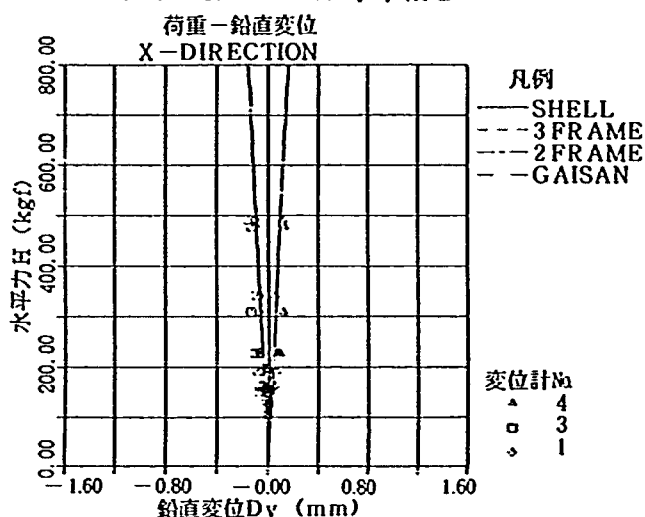


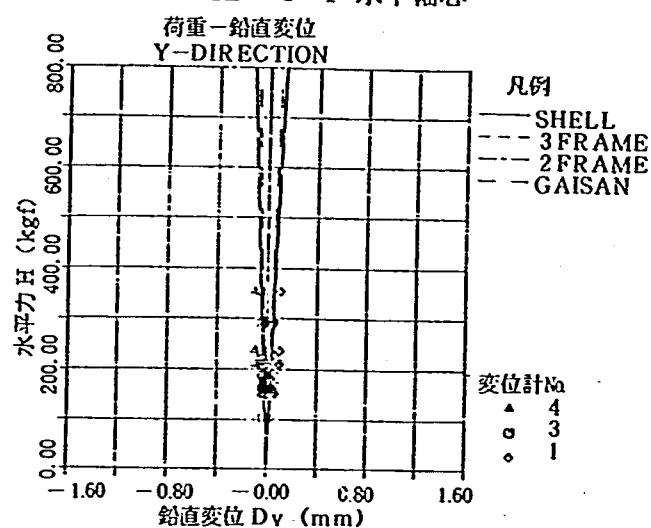
図-4.2.5 水平軸心荷重による頂版の水平変位 (X方向)

* MODEL 1 X 水平軸心



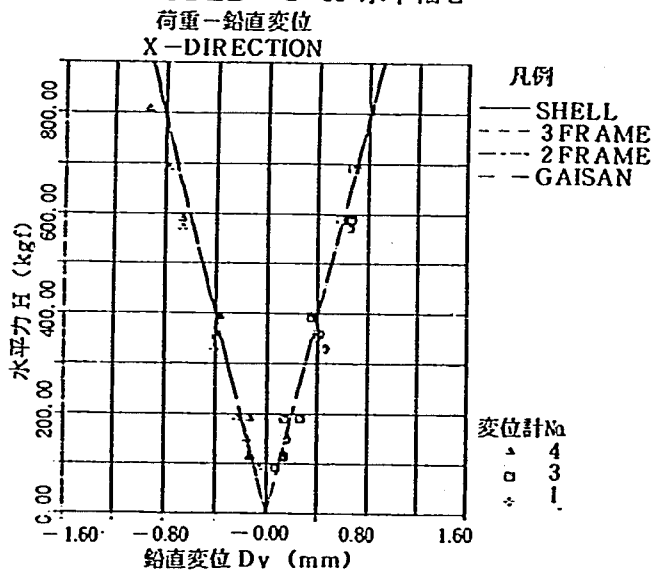
(a)

* MODEL 1 Y 水平軸心



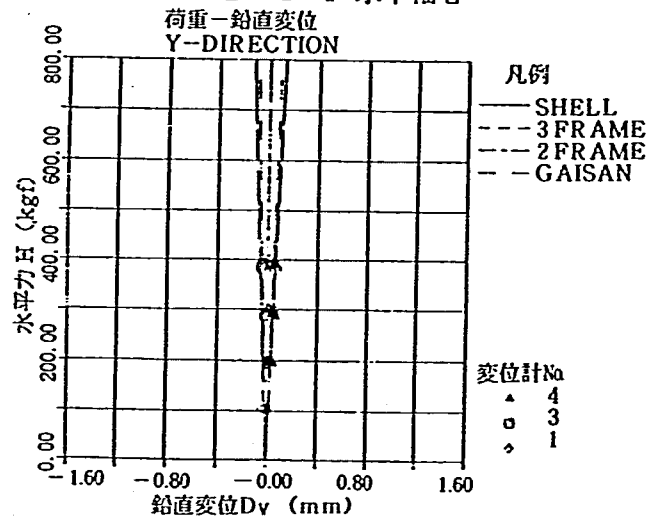
(b)

* MODEL 2 X 水平軸心



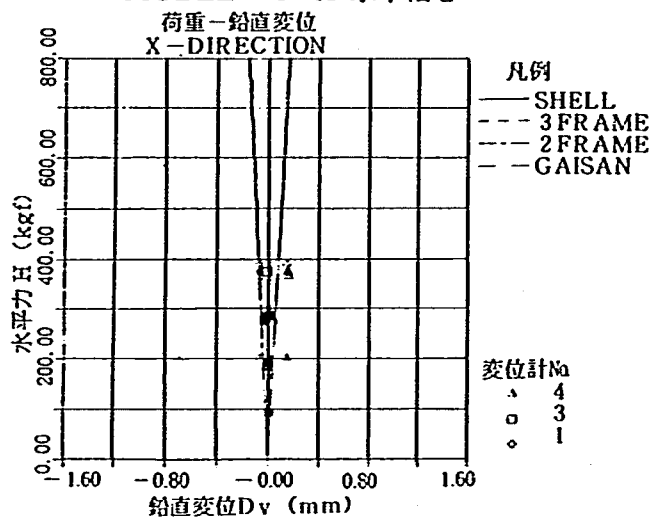
(c)

* MODEL 2 Y 水平軸心



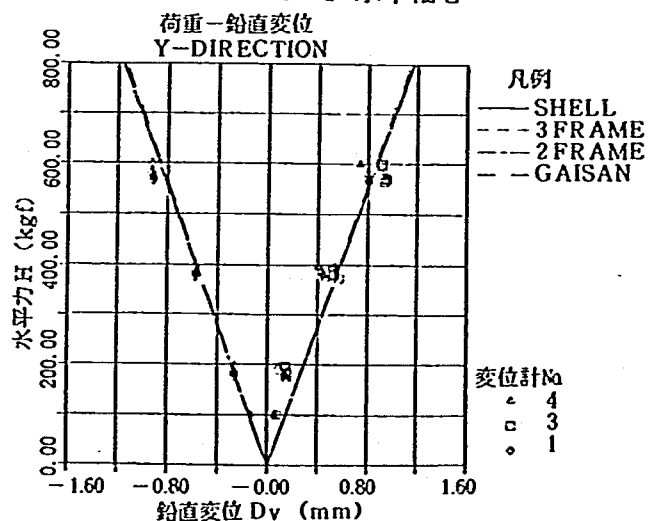
(d)

* MODEL 3 X 水平軸心



(e)

* MODEL 3 Y 水平軸心



(f)

図-4.2.6 水平軸心荷重による鉛直変位

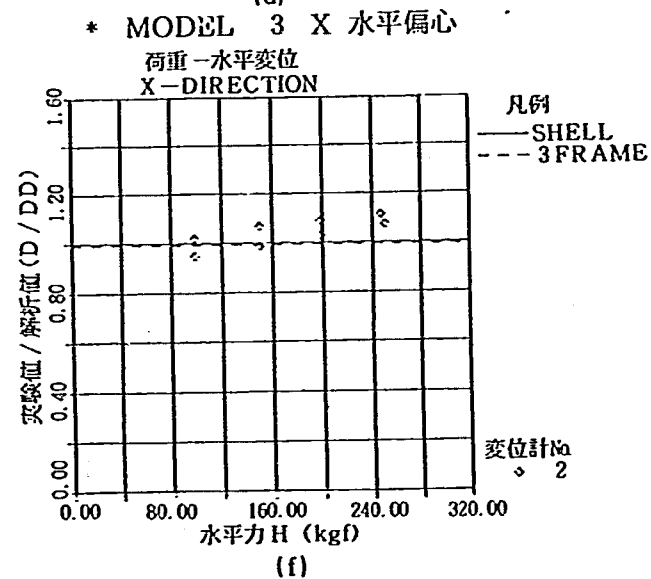
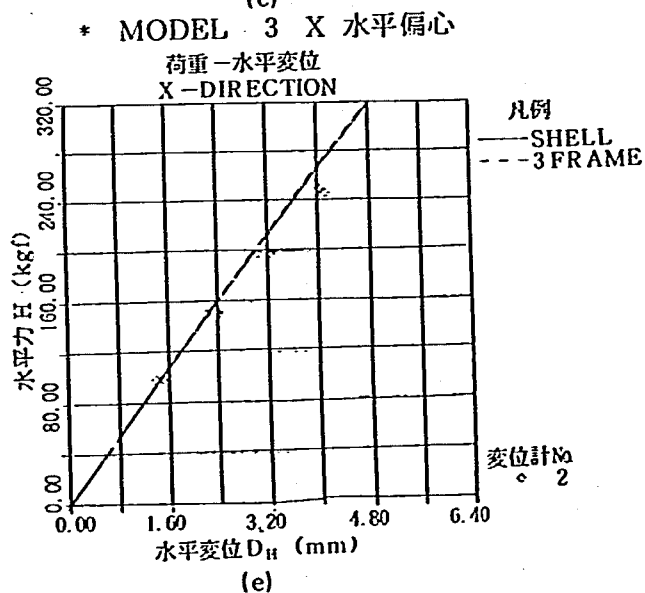
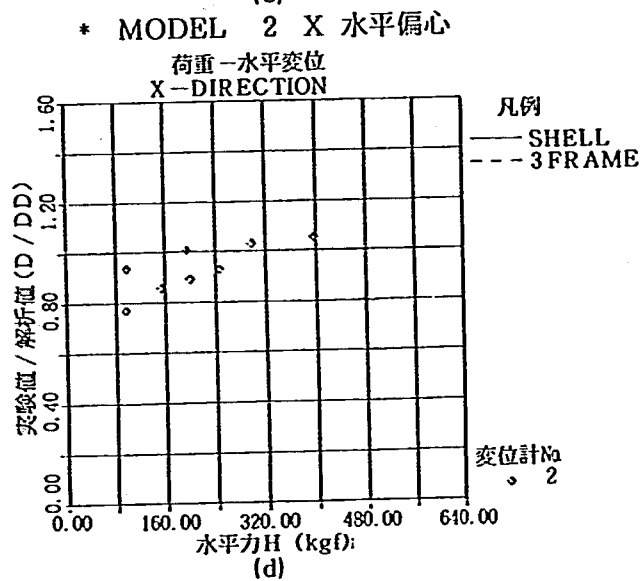
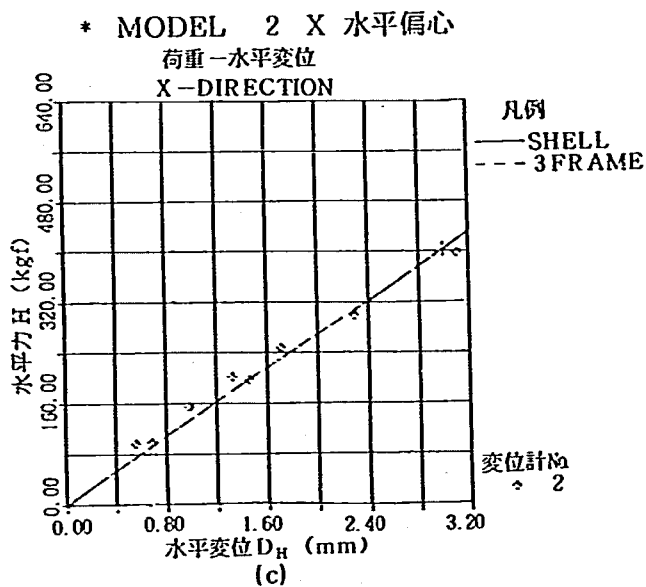
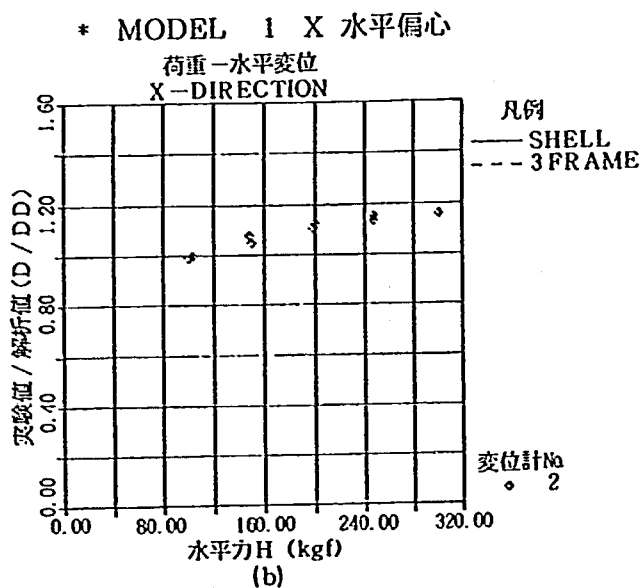
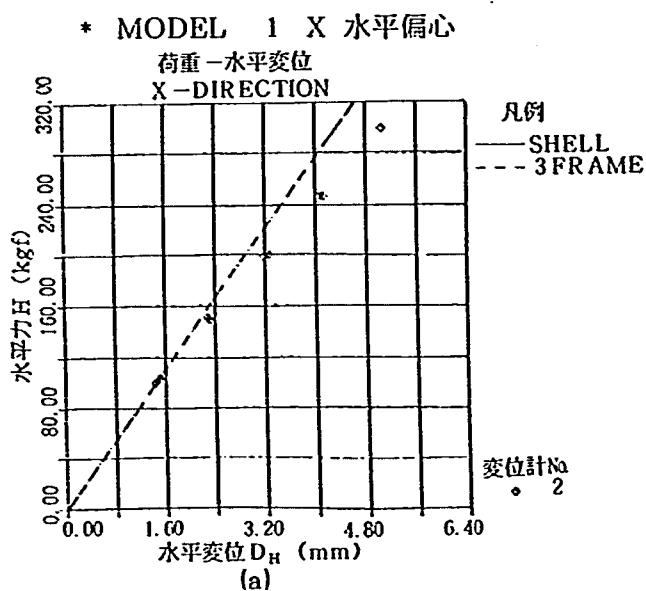


図-4.2.7 水平偏心荷重による頂版の水平変位 (X方向)

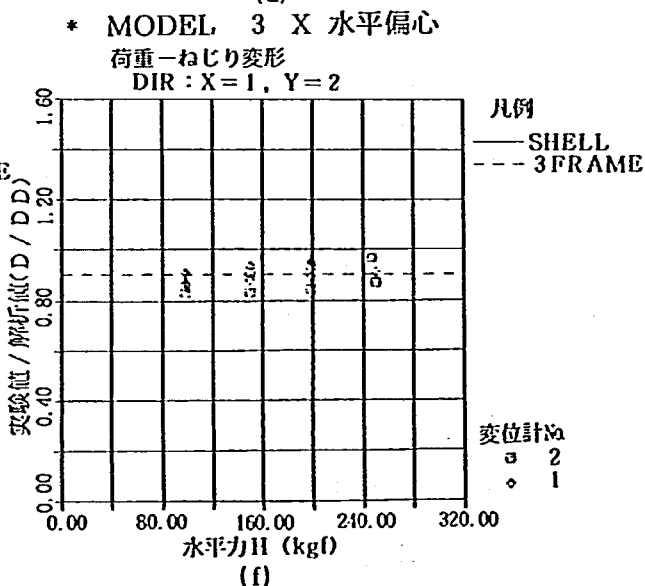
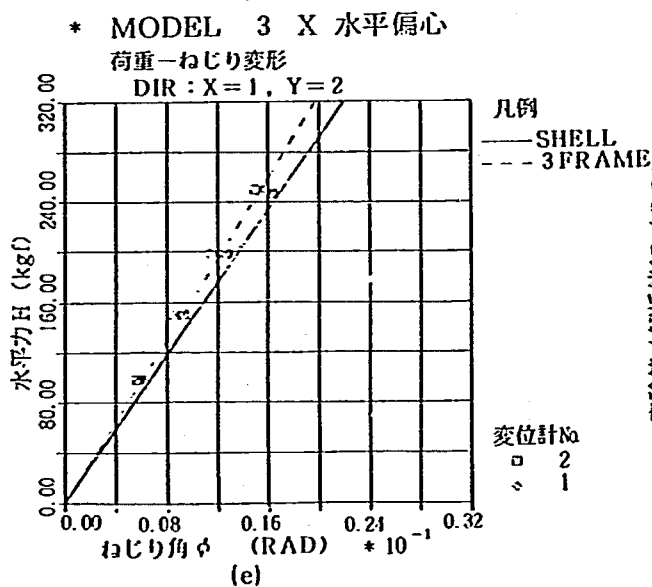
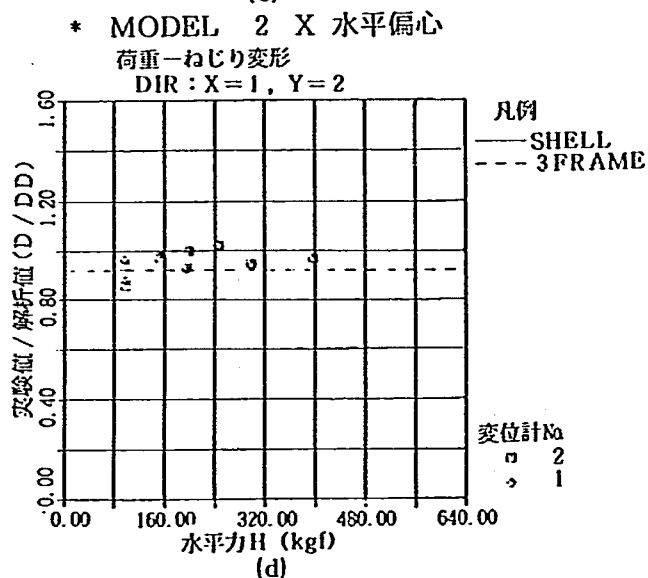
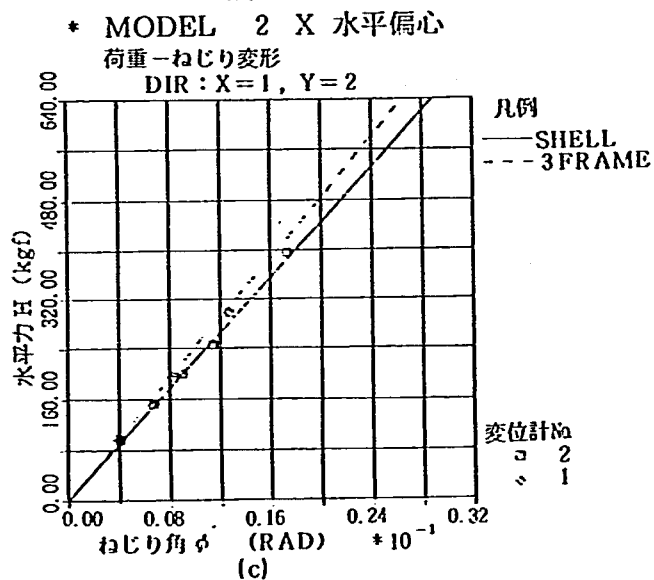
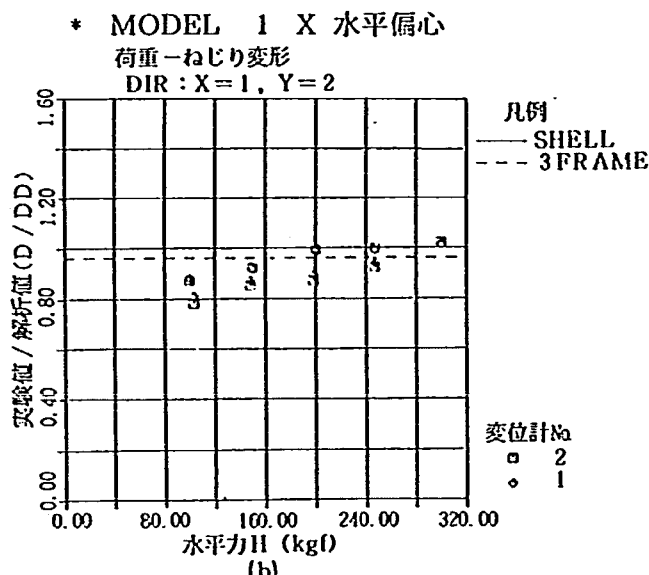
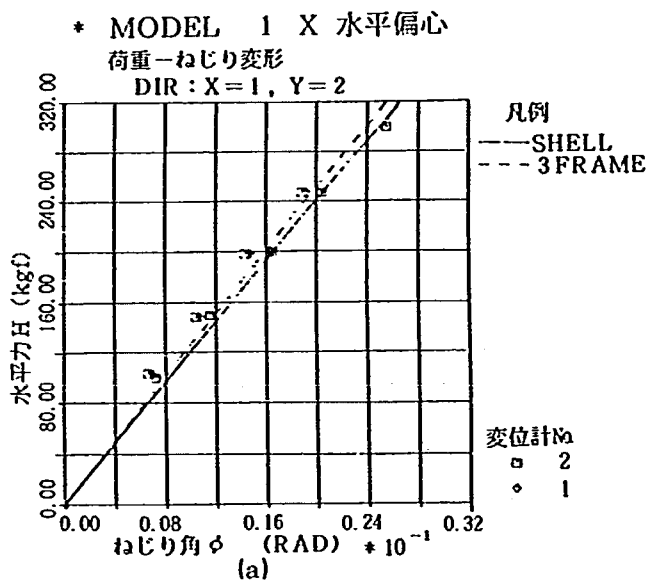


図-4.2.8 水平偏心荷重による頂版のねじり変形 (X方向)

水平軸心荷重による杭の断面力をひずみゲージから算定した結果と解析値の比較を表－4.2.3に示す。代表的な杭について荷重H=400kgfのときの曲げモーメントと軸力の値を示している。荷重H=200kgfでの水平偏心荷重による杭の断面力を表－4.2.4に示す。表中の杭は表－4.2.3に対応する。水平偏心荷重による杭の断面力から同じ荷重の水平軸心荷重による断面力を差引いて得られるねじりモーメントによる推定断面力を表－4.2.5に示す。

表－4.2.3 水平軸心荷重H=400kgfによる杭断面力

	方向	位置	種 別		モデル1		モデル2		モデル3	
曲 げ モ ー メ ン ト (kgf・cm)	X	軸心	①	実験値		-140		-110		-150
				解析値	杭G 〈A〉	-163	杭G 〈A〉	-121	杭G 杭A	-172 -162
			②	実験値		-140		-120		-160
				解析値	杭H 〈B〉	-165	杭H 〈B〉	-119	杭H 杭B	-170 -157
	Y	軸心	①	実験値		-145		-190		-140
				解析値	杭A	-162	杭A	-168	杭A	-117
			②	実験値		-145		-190		-140
				解析値	杭B	-161	杭B	-156	杭B	-116
軸 力 (kgf)	X	軸心	①	実験値		50		55		50
				解析値	杭B	40.9	杭B	59.9	杭B	40.7
			②	実験値		50		55		50
				解析値	杭F	42.2	杭F	60.8	杭F	43.2
	Y	軸心	①	実験値		28		52		15
				解析値	杭B	32.1	杭A 杭B	35.1 31.7	杭B	1.7
			②	実験値		—		25		90
				解析値	杭D	8.9	杭C 杭D	11.4 8.8	杭D	97.5

注；解析値はSHELLの値を示す。
杭記号は図－4.2.3参照

表-4.2.4 水平偏心荷重H=200kgfによる杭断面力

	方向	位 置	杭		種 別	モデル1	モデル2	モデル3
曲 げ モー メント (kgf・cm)	X	偏心 220mm	A	My	実験値	-185	-128	-171
					解析値	-191	-138	-165
				Mz*	実験値	-19	-26	-13
					解析値	-18	-8	-17
			B	My	実験値	-169	-141	-173
					解析値	-189	-133	-161
				Mz*	実験値	-48	-49	-57
					解析値	-55	-31	-50
	Y	偏心 110mm	A	Mz	実験値	-89	-96	-70
					解析値	-90	-87	-67
				My*	実験値	-34	-26	-32
					解析値	-54	-39	-42
			B	Mz	実験値	-98	-113	-91
					解析値	-109	-95	-84
				My*	実験値	-34	-39	-28
					解析値	-53	-39	-41
軸 力 (kgf)	X	偏心 220mm	B		実験値	-36	-79	-
					解析値	-33.3	-104.6	-0.8
			F		実験値	-11	-37	-71
					解析値	-27.9	-49.9	-68.1
	Y	偏心 110mm	B <Λ>		実験値	- <24>	- <31>	17
					解析値	9.6 <15.7>	-21.7 <37.0>	12.4
			D		実験値	-	-	69
					解析値	-1.4	-17.3	73.9

注：解析値はSHELLの値を示す。

*印曲げモーメントは荷重直角方向を示す。

表-4.2.5 ねじりモーメントによる推定杭断面力

	方向	位 置	杭		種 別	モデル1	モデル2	モデル3
曲 げ モ ー メ ン ト (kgf・cm)	X	偏心 220mm	A	My	実験値	-115	-73	-96
					解析値	-109	-78	-84
				Mz*	実験値	-19	-26	-13
					解析値	-18	-8	-17
			B	My	実験値	-99	-81	-93
					解析値	-108	-74	-83
				Mz*	実験値	-48	-49	-57
					解析値	-55	-31	-50
	Y	偏心 110mm	A	Mz	実験値	-17	-1	0
					解析値	-9	-3	-9
				My*	実験値	-34	-26	-32
					解析値	-54	-39	-42
			B	Mz	実験値	-26	-18	-21
					解析値	-28	-17	-26
				My*	実験値	-34	-39	-28
					解析値	-53	-39	-41
軸 力 (kgf)	X	偏心 220mm	B		実験値	11	52	—
					解析値	12.9	74.6	-19.6
			F		実験値	-14	10	46
					解析値	6.8	19.5	46.5
	Y	偏心 110mm	B		実験値	—	—	10
					解析値	-6.5	-37.6	10.0
			D		実験値	—	—	24
					解析値	-5.9	-21.7	25.2

注；解析値はSHELLの値を示す。

*印曲げモーメントは荷重直角方向を示す。

(3) 考察

図-4.2.5からX方向の頂版の変位は荷重の増加と比例関係にあり、モデルとしては適切であったことが判明した。また、解析値との対応もよく、ばらつきもほとんどが20%以内で最大でも30%程度である。同図には載荷シリーズH1, H5とH3, H6の結果を記入しているが、鉛直荷重の影響は少ない。しかし、水平荷重による頂版の鉛直変位は斜杭の影響を顕著にあらわしている。図-4.2.6で模型は杭先端を固定しているために頂版の傾斜角は小さくなっているが、斜杭が存在すると頂版の傾斜角が反転することとその値が他の模型のものより大きいことが注目される。表-4.2.1では同一荷重に対して斜杭が有効な方向では変位が約半分となっており、斜角が面外方向の場合は鉛直杭のみのものと差がなく解析値とも一致する。

図-4.2.7、4.2.8の両図からX方向の頂版の水平変位、ねじり変形はともに荷重の増加と比例関係にあることがわかる。実験値と解析値のばらつきはY方向のねじり角を除き、20%以内で比較的よい対応をしている。

表-4.2.2では偏心載荷による頂版の中心の水平変位は軸心水平載荷の場合と同様の結果となっている。荷重が半分であるために変位はちょうど半分の値となっている。ここでいう水平変位は前節のねじりモーメントに対する杭の水平変位とは異なるものであることに注意を要する。Y方向のねじりモーメントはX方向の半分にあたるが、モデル2の斜杭はねじり角から判断するとX方向、Y方向両方のねじりモーメントによく抵抗している。ねじり中心から斜杭の方向へのアームの長さの効果と考えられる。モデル3の斜杭はY方向の偏心載荷に有効であるが、X方向のものにはそれほど効いていない。

以上の結果から、水平方向の偏心荷重に対しては水平方向軸心載荷とねじりモーメントに分解して取り扱うことができることがわかる。

これらの関係を杭の断面力からみたものが表-4.2.3、4.2.4、4.2.5である。模型の杭については上下端の固定状態が必ずしも完全とはいいがたく、測定値にばらつきのあるものになっているために固定条件の等しい杭の測定値の平均をとり、荷重と対応する値には平均値の間を補間した値を用いている。解析値はSHELLによる。杭の曲げモーメント、軸力は模型の杭に貼布したストレインゲージの測定値から逆算したものである。表-4.2.3の曲げモーメントの①はY軸よりの杭、②は外側の杭の値を、軸力の①はX軸に対する外側の杭、②は内側の杭の値を示す。

曲げモーメントは荷重方向に斜杭のあるものは直杭に比べて30~40%小さな値となって

いる。水平変位量に比べて減少率が少ないのは回転角がモーメントを増加させる方向に働くためである。ただし、荷重の方向と直角方向の斜杭の曲げモーメントは直杭のものと変わらない。一方、軸力で実験値と解析値の間の相違が大きいのは杭の上下端の固定が不完全であったためと考えられる。しかし、定性的には同様の傾向を示しており、荷重方向の斜杭の荷重分担の大きいこと、2列の斜杭では内側の斜杭の負担が外側のものより相対的に大きくなることなどがわかる。

表-4.2.4では水平偏心荷重によるねじりの影響を杭断面についてみたものである。実験値と解析値の間に差はみられるが、定性的には同様の傾向を示している。X方向のねじりモーメントはY方向の2倍である。曲げモーメントはX方向で斜杭のある場合（面内）は20～30%低下するが、荷重直角方向（面外）の斜杭でも解析上は10%程度の低下が得られる。Y方向はX方向ほど顕著ではないが、モデル3において10～20%の低下がみられる。X、Y方向共に荷重直角方向の曲げモーメントが働いており、頂版に作用するねじりモーメントへの抵抗力となっている。軸力の実験値には正常な値の得られないものもみられるが、実験値と解析値との差は相対的に小さく、斜杭における軸力が著しく大きくなることを示している。

表-4.2.5は表-4.2.4の値から表-4.2.3の値の半分($400\text{kg} \times 0.5$)を差引いたものでねじりモーメントの影響とみなすことができる。実験値と解析値とは比較的よい対応を示している。曲げモーメントについてX方向の載荷では荷重方向の斜杭の効果のみられるものの、Y方向の載荷では荷重方向の斜杭の効果は不明確で荷重直角方向の斜杭の抵抗との差も明らかでない。ただし、直杭のみものものと比較すると値が小さく、ねじりモーメントに対して荷重方向、荷重直角方向双方の斜杭の効果はあると推定される。

軸力については引張（引抜）力の働くものの計測ができなかったが、圧縮（押込）力の測定値は解析値とよい対応を示し、斜杭の存在のために荷重方向の手前の杭が圧縮となっている。

4.3 大型模型試験^{*)}

(1) 実験の概要

多柱式基礎は巨大化した場合、寸法、地盤条件、施工条件などからの制約で、十分な断面形状をとれないこともある。特に構造上の弱点となりやすい頂版と柱の接合部を中心に多柱式基礎の挙動を調べる目的で大型模型試験を計画した。具体的には全体構造の安全性の検証、応力分布、変位性状、破壊性状、2方向曲げの作用時の挙動、縁端距離の影響、頂版のプレストレスの効果、ハンチの効果、柱鉄筋の定着長を短縮した時の挙動、定着補強筋の効果などである。

供試体としては全体的挙動すなわち3次元の挙動をみるために図-4.3.1に示すような立体模型(Aシリーズ)と接合部の詳細な挙動を調べるために図-4.3.2に示すような平面模型(Bシリーズ)を計画した。供試体の種類と具備する条件の関係を表-4.3.1に示す。表中のPRCとはRC(鉄筋コンクリート)部材の中にPC鋼材が配置され、プレストレス(緊張力)が導入された構造をいう。

表-4.3.1 供試体種類

		基礎柱断面構造		フーチング断面構造		縁 端 距 離		ハ ン チ		接合部補強筋		備 考
		RC	PRC	RC	PRC	0.2φ	0.5φ	無	有	無	有	
立体模型	A-1		○		○	○		○		○		フーチングの中央に載荷
	A-2		○		○	○		○		○		フーチングの隅部に載荷
平面模型	B-1		○		○	○		○		○		基本供試体 概略設計に相似
	B-2		○	○		○		○		○		フーチングがRC構造
	B-3		○		○		○	○		○		縁端距離0.5φ
	B-4		○		○	○			○	○		ハンチの効果
	B-5		○		○	○		○			○	補強筋の効果

注) ここにいうPRCとはPC鋼材が配置され、緊張力(軸方向力)が導入されている構造のことである。

試験は立体模型については頂版の中心軸と隅角部に片側繰返し荷重を、平面模型については脚部に交番荷重を作用させる。測定項目は鉄筋コンクリート等のひずみ、変位、ひびわれ幅等である。

(2) 立体模型による試験結果

立体模型による試験は軸方向水平載荷試験(A-1)と2方向荷重を想定した45°方向からの隅角部への水平載荷試験(A-2)である。軸方向水平載荷試験の供試体(A₁)の鉄筋応力分布を図-4.3.3に示す。図中でL柱すなわち引張側の柱と頂版(フーチング)では計算値よりも実測値の方が小さいが、R柱すなわち圧縮側の柱では実測値の方が大きくなっている。しかし、その値は弾性限界の中にあり、引張側の値との間には大きな隔りがある。この傾向はA-2においても同様であった。

(A-1)、(A-2)における荷重と変位の関係を図-4.3.4に示す。支承のピンに遊びがあるために1mmの修正が必要である。(A-2)の方がわずかながら大きな耐荷力を示すが、終局時には急激に破壊している。

(A-1)の終局時のひびわれ状態、はくり状態を図-4.3.5に示す。24tf付近からひびわれが発生し、次第に柱の下の方へ拡がり、圧縮側のコンクリートのかぶりのはくりが生じている。このときの(A-1)、(A-2)の終局耐力を表-4.3.2に示す。ここで降伏荷重は載荷側の柱(L柱)の鉄筋ひずみが急増しはじめたときの荷重である。

表-4.3.2 終局耐力

	設計荷重 (tf)	測 定 値		計算値	測/計 終局耐力
		降伏荷重(tf)	終局耐力(tf)	終局耐力	
A-1	25.4	46.0	60.5	57.9	1.04
A-2		50.0	61.5	66.6	0.92

これらの試験結果に対応する計算値として図-4.3.6に柱の断面力と耐力の関係を示す。L柱(載荷側の柱)の降伏(図中では破壊)までは不静定構造の弾性計算で、その後はL柱の耐力を一定としてC柱(中央の2本の隅角部の柱)の降伏まで進む。また、その後はL柱、C柱の耐力を一定としてR柱(載荷側の反対側の柱)の降伏となり、その時の値をもって終局耐力とする。

試験(A-1)、(A-2)における柱のせん断耐力を柱径をはり高とする長方形中空断面に置換し、コンクリートの設計基準強度300kgf/cm²として道路橋示方書Ⅲコンクリート編の条項2.3.3により計算した値を図-4.3.7に示す。縦軸の荷重は図-4.3.6で算出された荷重Pである。L柱が曲げ耐力に達すると残りの柱で増加荷重を負担する計算である。

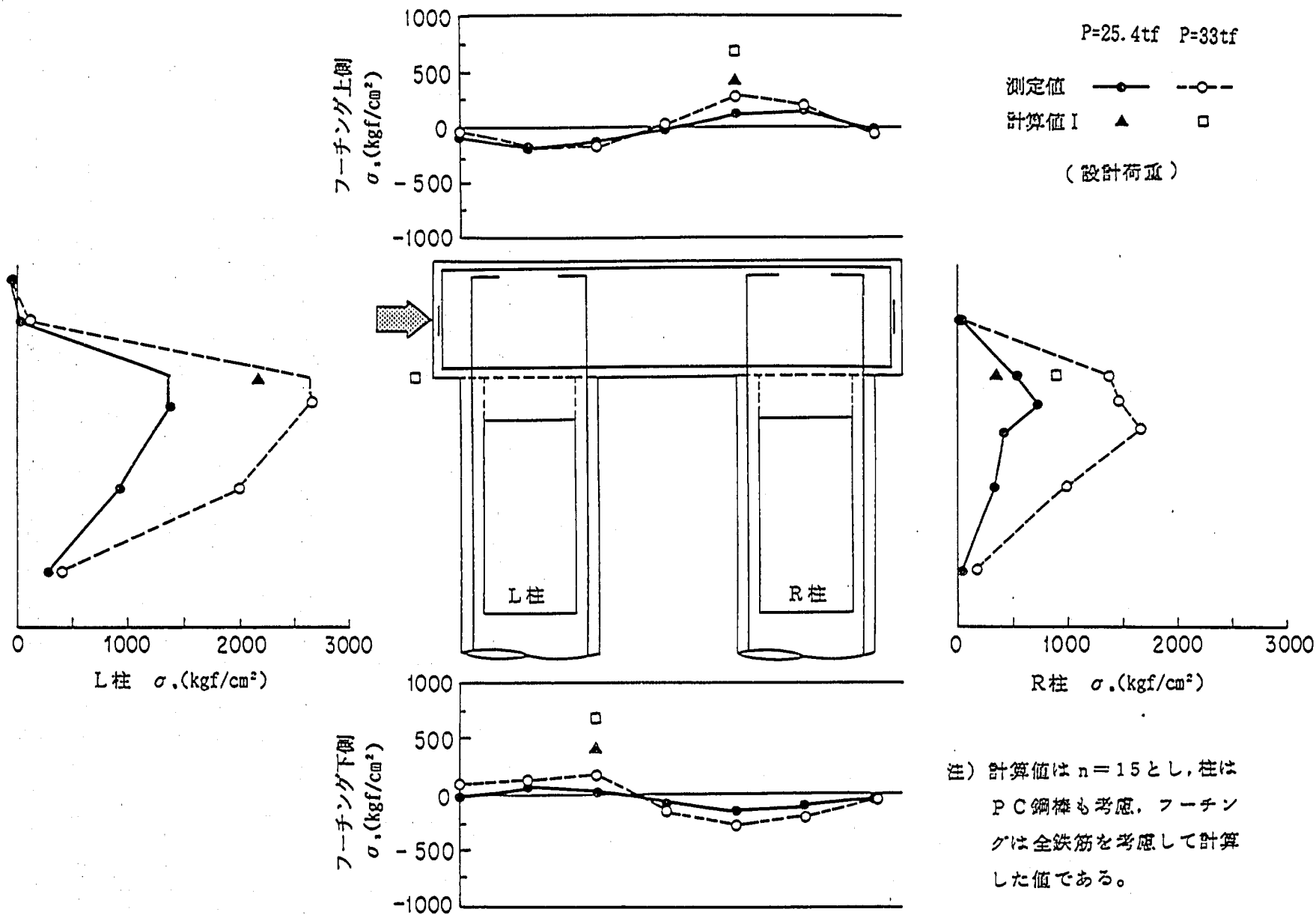


図-4.3.3 A-1 供試体の鉄筋応力分布

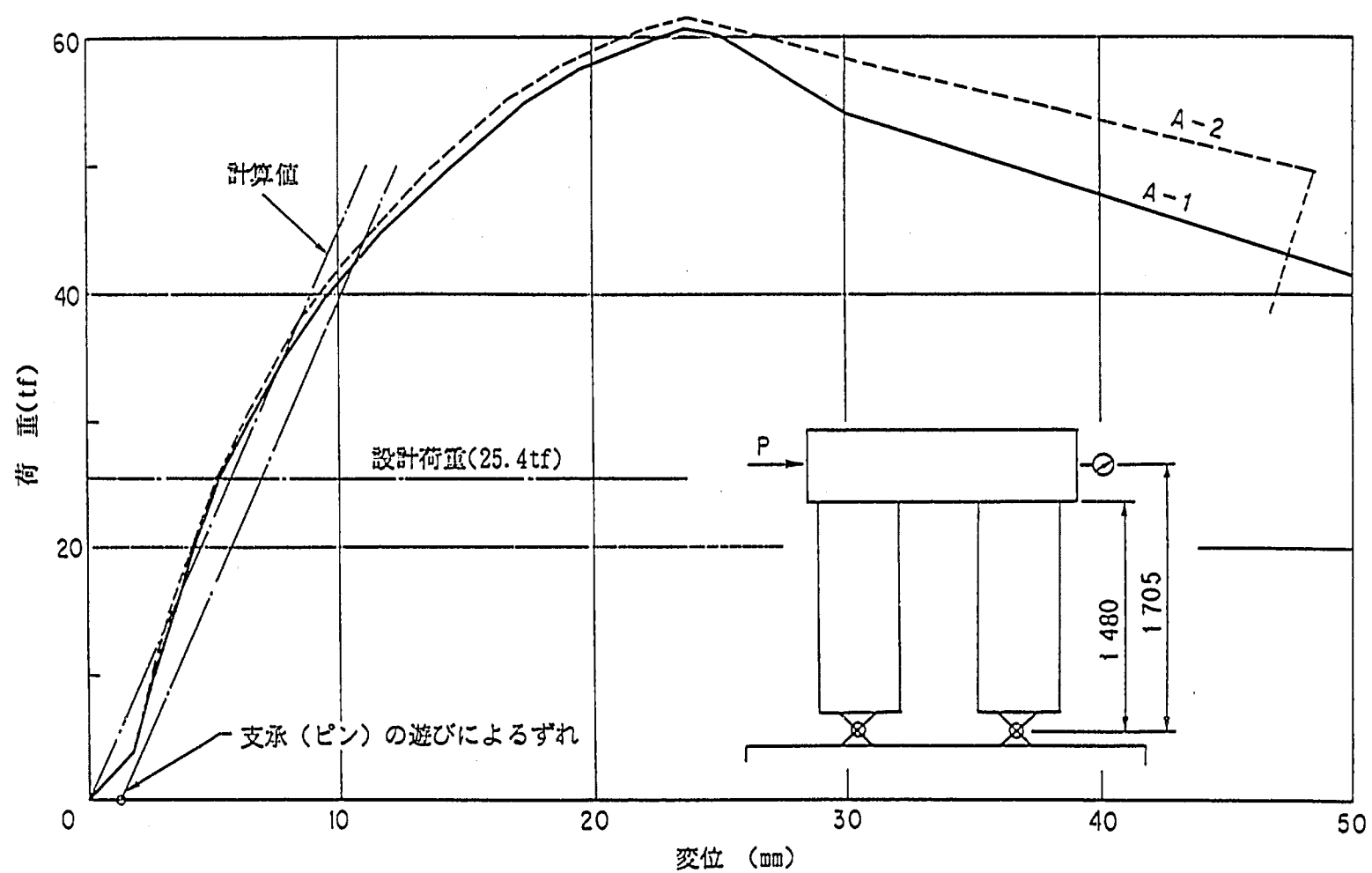
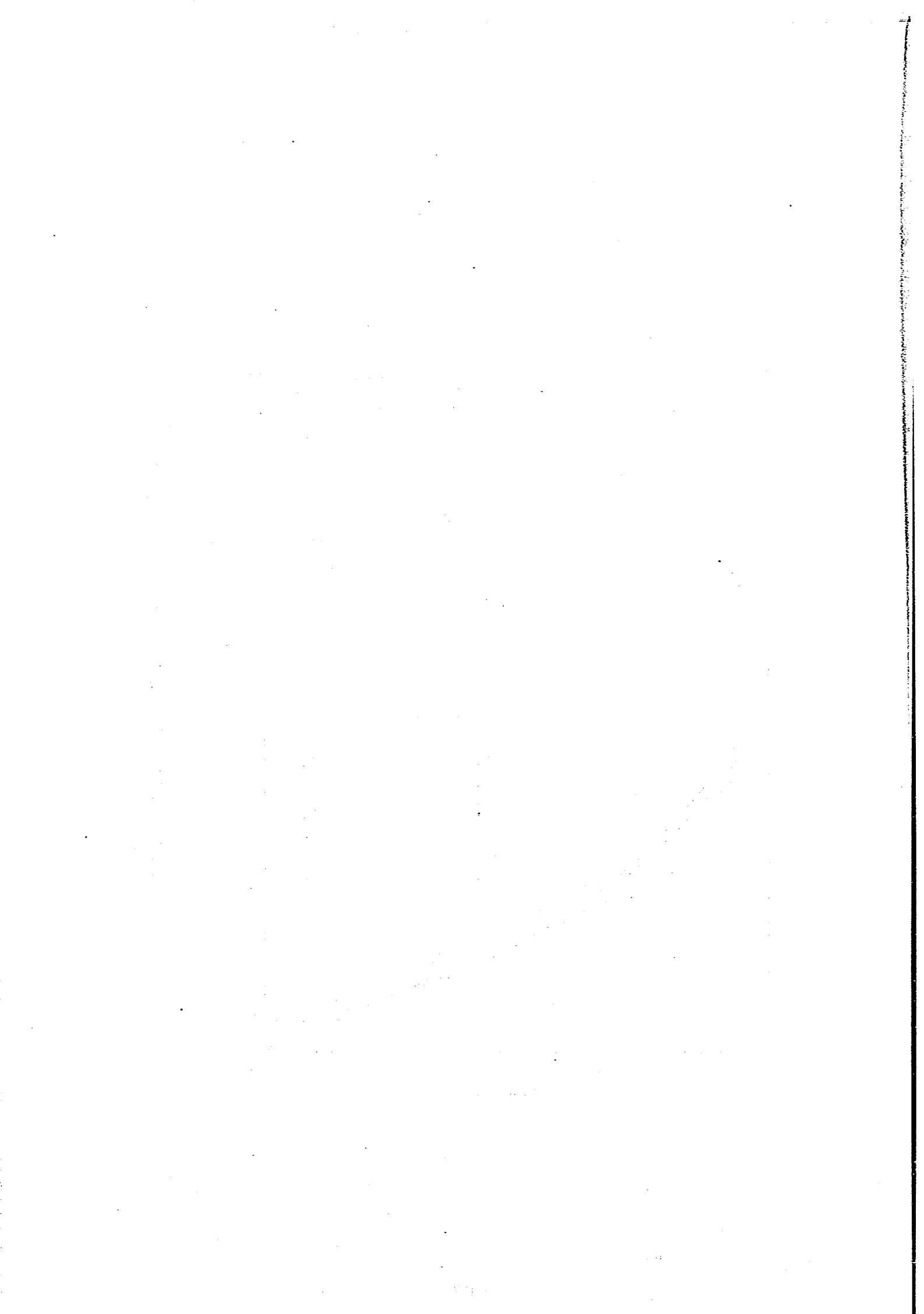


図-4.3.4 立体模型の荷重-変位（フーチング中央）の包絡線



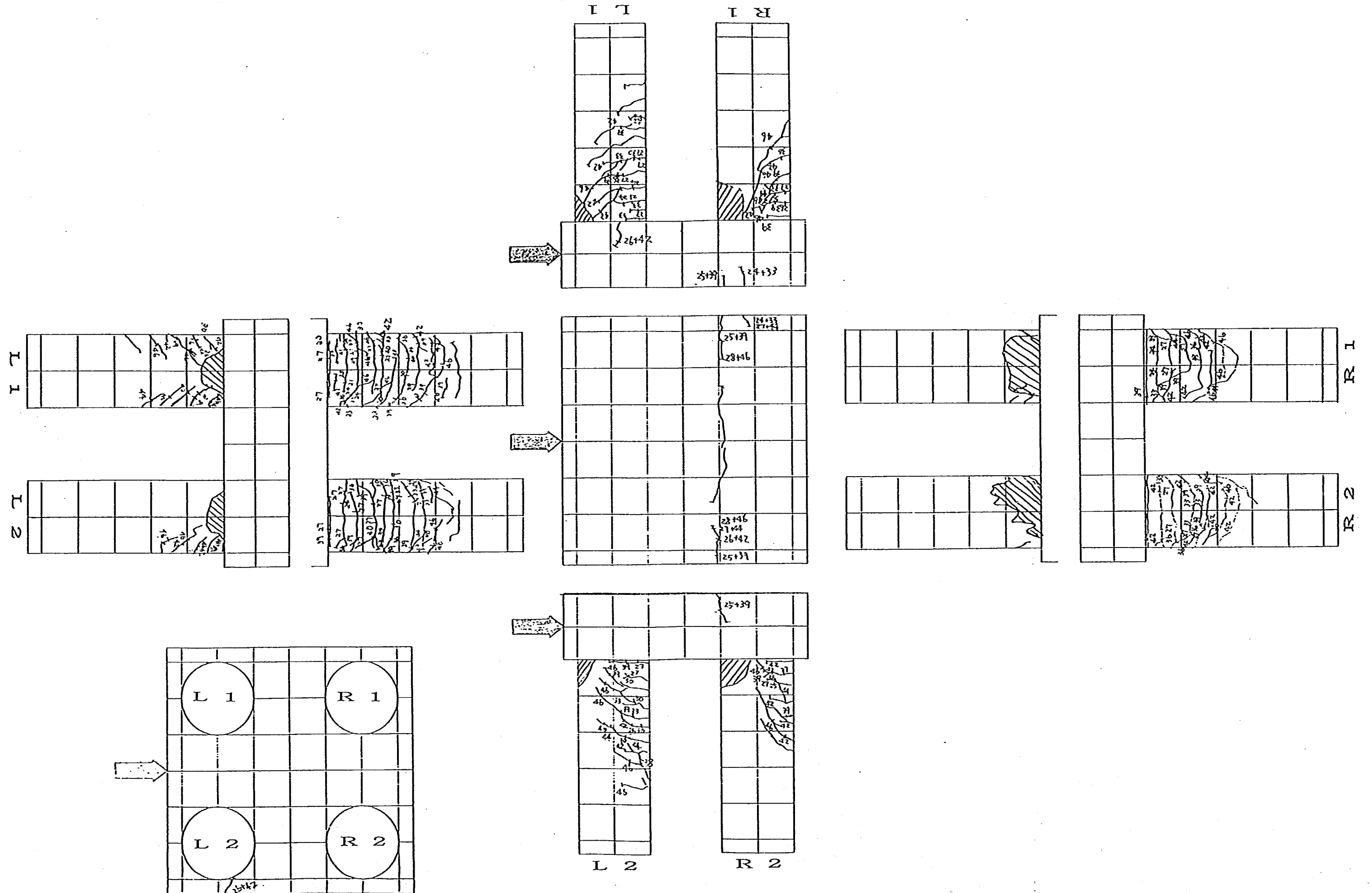


図-4.3.5 ひび割れ状況図 供試体(A-1)

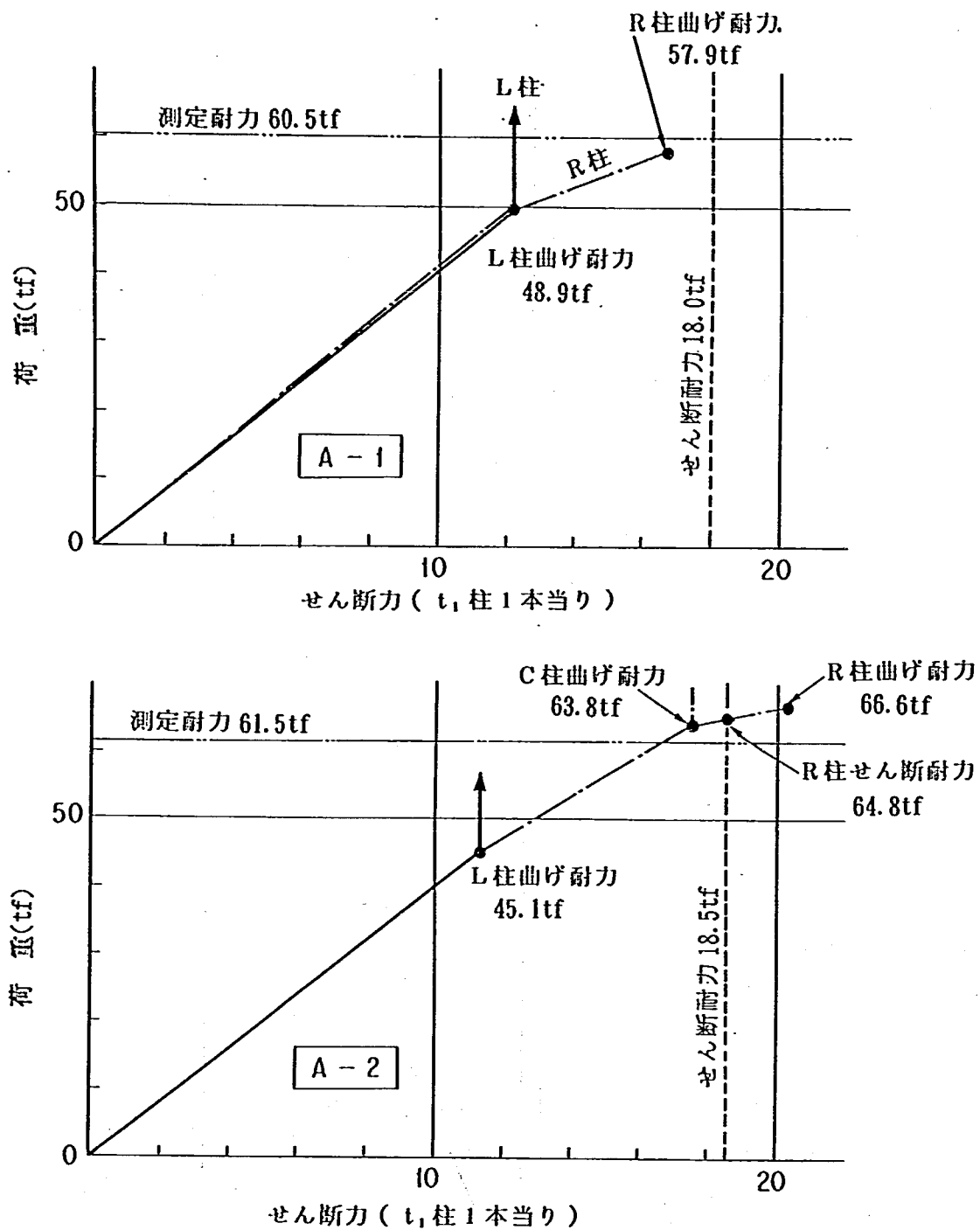


図- 4.3.7 立体模型柱の曲げ耐力とせん断耐力の関係

これらの図を通じて次のことが推測できる。

- i) 図-4.3.3において設計荷重(25.4tf)作用時のL柱の鉄筋応力度 1400kgf/cm^2 は計算値 2200kgf/cm^2 の65%程度であるが、荷重33tfでは 2650kgf/cm^2 で、計算値 3600kgf/cm^2 の75%程度となり、ひびわれによるコンクリート自体の引張強度の減少で実測値と計算値の差が小さくなっている。
- ii) 図-4.3.3のL柱とR柱の鉄筋応力度の実測値と計算値の関係の逆転は門型の中心軸線に即したラーメン解析による曲げモーメントの配分になっていない。頂版の断面2次モーメントが柱のものよりはるかに大きいために頂版のディープビーム効果等によって頂版に発生すべきモーメントも柱自体の頭部モーメントで負担されるために相対的にR柱の鉄筋応力度が大きくなっている。
- iii) 頂版の鉄筋応力度は測定値で約 100kgf/cm^2 で計算値約 400kgf/cm^2 の約25%であることはディープビーム効果やコンクリートの引張強度などの影響のためと考えられ、頂版が曲げ部材として有効に働いていないことも示している。一方、柱中央部の計算値は約 1300kgf/cm^2 となるはずであるが、 150kgf/cm^2 程度であるから計算で仮定している不静定の軸線の曲げモーメント分布にはなっていない。
- iv) 変位は(A-1)、(A-2)の間で大差がなく、ほぼ類似の挙動と考えることができる。また、設計荷重時の実測変位は支承の遊びによるずれを考慮した計算値の70%程度でコンクリートの引張強度の影響がみられる。構造物のねばり強さを表すじん性率(降伏荷重時の変位と終局荷重時の変位の比)は1.9であるから許容じん性率は $1.9/3=0.6$ となり、塑性率(降伏変位と応答変位の比)の0.2に対して十分な余裕を有する。
- v) 図-4.3.5、表-4.3.2より終局耐力は計算値と実測値との間でかなりよい対応がみられる。ここで計算上コンクリートの終局ひずみは0.35%としている。破壊は柱上端部の鉄筋がL柱から降伏していき、最終的にコンクリートが圧壊している。柱のひびわれは曲げせん断破壊を示す斜めひびわれとなっている。この関係は図-4.3.7のとおりで図中の曲げ耐力、せん断耐力は計算によるものである。
- vi) 以上より、頂版の剛性が柱より十分に高い場合には水平変位、終局耐力は柱の本数、剛性で決まる。

(3) 平面模型による試験結果

平面模型による試験は頂版（フーチング）と柱の接合部を中心に頂版のRC構造とPRC構造の差、縁端距離の影響、ハンチの効果、補強鉄筋の効果などを調べるために5体の試験体によった。B-1～B-5の試験体はそれぞれ頂版、柱にプレストレスト（PS）を導入したもの（B-1）、頂版は鉄筋コンクリート（RC）のみのもの（B-2）、頂版の張出長を支間の0.5と大きくしたもの（B-3）、柱と頂版の境にハンチをつけたもの（B-4）、柱の主鉄筋の2/3を頂版の厚さの1/3の位置で定着したもの（B-5）である。

各試験体の設計荷重作用時の柱および頂版の鉄筋の応力度の分布を図-4.3.8に示す。図中の設計計算値はPC鋼材を引張に対して無視して計算した値で、計算値IはPC鋼材を引張に対して有効として計算した値である。設計断面4は頂版と柱の境界線で断面6はそれより20cm下の断面である。各試験体で値にばらつきがあるもののいずれも弾性範囲内で同じような傾向を示している。

柱の断面4における鉄筋の応力度と荷重の関係を図-4.3.9に示す。ハンチのあるB-4を除いた平均値とB-4の間では大きな差を生じている。設計荷重の範囲内では鉄筋の最大応力度が 1700kgf/cm^2 となっている。ここで鉄筋応力度の0点が圧縮側になっているのは柱に導入されているプレストレストによる影響である。

設計荷重39.1tfと最大荷重60tfに対する上記の平均値を断面4、断面6についてとりまとめたのが表-4.3.3である。また、断面6における荷重40tfのときの杭コンクリートの応力度の測定値と計算値の比較を表-4.3.4に示す。

表-4.3.3 柱鉄筋の応力度

(単位: kgf/cm^2)

荷 重	断 面 4			断 面 6		
	測 定 値	設計計算値	計算値I	測 定 値	設計計算値	計算値I
39.1 ^{tf}	1380	3030 (0.46)	2270 (0.61)	1640	2580 (0.64)	1920 (2.85)
60.0 ^{tf}	3400	5700 [*] (0.6)	4430 [*] (0.76)	3480	5000 [*] (0.70)	3830 (0.90)

注) () 内は測定値/計算値を表す。

* 鉄筋の降伏強度は 3600kgf/cm^2 であるが測定値と比較するために計算上は降伏しないものとした。

表-4.3.4 柱コンクリートの応力度 (断面⑥)

	設計荷重 (tf)	測 定 値		計 算 値	測/計
		降伏荷重(tf)	終局耐力(tf)	終局耐力	終局耐力
A-1	25.4	46.0	60.5	57.9	1.04
A-2		50.0	61.5	66.6	0.92

以上より、設計荷重作用時の柱鉄筋の応力度は断面4では計算値よりかなり小さいが、断面6の値は断面4より大きく、計算値Iに近い。これは柱頭部の中埋コンクリートとコンクリートの引張強度の影響とみられる。60tfの載荷時には鉄筋の応力は降伏値3600kgf/cm²近辺となり、コンクリートにひびわれが生じて共に降伏値に近い値となっている。設計荷重作用時の断面6のコンクリートの応力度は160kgf/cm²で圧縮強度326kgf/cm²の約半分にあたる。

頂版（フーチング）の鉄筋応力度、コンクリート応力度を荷重（40tf）の作用方向別に測定値と計算値を比較したものが表-4.3.5である。このときの閉込み方向の荷重に対する2つの応力度の測定値と計算値の関係を図-4.3.10に示す。ここで設計計算値は頂版の有効幅を柱としたもの、計算値IIは頂版の全幅を有効としたものである。

表-4.3.5 フーチング鉄筋応力度とコンクリートの応力度

(単位: kgf/cm²)

	σ_s			σ_c			
	測定値	設計計算値	計算値II	測定値	設計計算値	計算値II	FEM
+40tf	360	2850 (0.13)	1320 (0.27)	49	118 (0.41)	63 (0.78)	45 (1.09)
-40tf	700	3790 (0.18)	1850 (0.38)	40	112 (0.36)	62 (0.65)	43 (0.93)

注) () 内は測定値/計算値
測定値はB-1とB-3の平均値

頂版の鉄筋応力度は設計荷重作用時は最大700kgf/cm²であるからほとんどひびわれ発生以前の弾性領域にあり、門型の軸線ラーメンによる計算値とかけはなれたものとなっている。FEM計算値とはよい対応を示すところから頂版のディープビーム効果の影響とみなすことができる。FEM計算では巾員形状の差は断面2次モーメントで換算している。

コンクリート製の柱のせん断応力度を照査するのに円管断面で厳密に計算するのは煩雑である。そこで断面を矩型に換算して平均せん断応力度で照査することを考え、測定値と円管断面の平均せん断応力度、最大せん断応力度と比較したものが図-4.3.11である。測定値は柱に取付けたロゼットゲージから得られたものである。矩型換算による平均せん断応力度と円管断面の最大せん断応力度は近い関係にあることがわかる。

ロゼットゲージで測定されたコンクリートの主応力度はひびわれ発生以前は円管断面を矩型断面に換算して求めた平均せん断応力度より小さく、平均せん断応力度の照査は換算矩型断面によると安全側となる。ただし、曲げせん断が卓越し、斜引張応力が発生すると、スターラップなどのせん断補強筋を必要とする。

押拵げ荷重（一載荷）と閉込み荷重（十載荷）のときの荷重と変位の関係を図-4.3.12に示す。図中のFEM値は全断面有効として計算したもので、図中の計算値は設計計算で仮定したようにコンクリートの引張強度を無視して柱幅で計算したものである。

柱下端の変位もひびわれ発生前はFEMによる計算値と一致する。設計荷重作用時にはひびわれが発生して差を生じるが、コンクリートの引張抵抗を無視して算出した値に対しては1/3程度である。終局変位は荷重の方向で異なり、押拵げる方向は閉込み方向の2倍以上となり、じん性も大きい。

柱および頂版（フーチング）におけるひびわれの分布を図-4.3.13に示す。頂版のひびわれは柱と柱の間に集まっている。実線は押拵げ方向荷重（一載荷）、点線は閉込み方向荷重（十載荷）によるものである。初期ひびわれ発生荷重を表-4.3.6に計算値とともに示す。

ひびわれ発生荷重と計算値との対応は比較的よい。柱のひびわれは荷重が大きくなると斜めひびわれが顕著となり、最終的にはコンクリートの圧壊で終局状態を迎えている。頂版のひびわれは柱と柱の間に発生しており、両端の張出部（縁端部）には発生していない。また、柱と頂版の剛比関係にもよるが、柱頭部付近の頂版に斜めひびわれの発生がみられない。このような場合は柱鉄筋の十分な定着長を確保しておけば張出長を杭基礎でいう柱の半径以上という縁端距離に拘束されなくてもよいと考えられる。ただし、鉄筋の定着長の短い試験体(B-5)にあっては頂版下面の縁端部に圧壊によるとみられるコンクリートのはくりがみられた。

各試験体の降伏荷重、最大耐力を両方向荷重に対してとりまとめたのが表-4.3.7である。計算値Ⅲは終局時でも導入プレストレスが有効であるとしたものである。破壊は柱の曲げ降伏破壊で柱のコンクリートの圧壊によるものである（図-4.3.13参照）

各試験体の最大耐力はハンチを有する(B-4)を除いて大差がない。いずれも柱のコンクリートの曲げによる圧壊で決まっており、有為な差とはなっていない。コンクリートに生じる応力度は設計荷重(39.1tf)作用時で 160kgf/cm^2 となっており、多柱をコンクリートで計画する場合には鉛直荷重の影響も大きいところから留意点となろう。また、プレストレス

が終局時まで有効とした計算値との対応は比較的よいのでコンクリートが塑性状態でも弾性計算上はプレストレスを有効と考えた方が現実的である。図-4.3.10には頂版の有効幅を全幅として計算した値が、図示されているが測定値との関係から全幅を有効とする仮定の方が現実的である。(B-4)は降伏荷重、最大耐力も最大でじん性も最も大きく、ハンチの効果の大きいことを示している。

表-4.3.6 平面模型初期ひびわれ荷重

(単位: tf)

	供試体	実 測	計算Ⅰ	計算Ⅱ	実/計Ⅰ	実/計Ⅱ
柱	B-1	33	25	29	1.32	1.14
	B-2	28	25	29	1.12	1.00
	B-3	36	25	29	1.44	1.24
	B-4	31	26	30	1.19	1.03
	B-5	36	25	29	1.44	1.24
フーチング+載荷	B-1	37	40	56	0.93	0.66
	B-2	36	33	49	1.09	0.73
	B-3	36	40	56	0.90	0.64
	B-4	36	40	56	0.90	0.64
	B-5	31	40	56	0.78	0.55
フーチング-載荷	B-1	40	33	50	1.21	0.80
	B-2	30	29	44	1.03	0.68
	B-3	30	33	50	0.91	0.60
	B-4	35	33	50	1.06	0.70
	B-5	30	33	50	0.91	0.60

注) 計算値Ⅰ: 割裂引張強度を用いた初期ひびわれ荷重
 計算値Ⅱ: 曲げ引張強度を用いた初期ひびわれ荷重
 計算位置

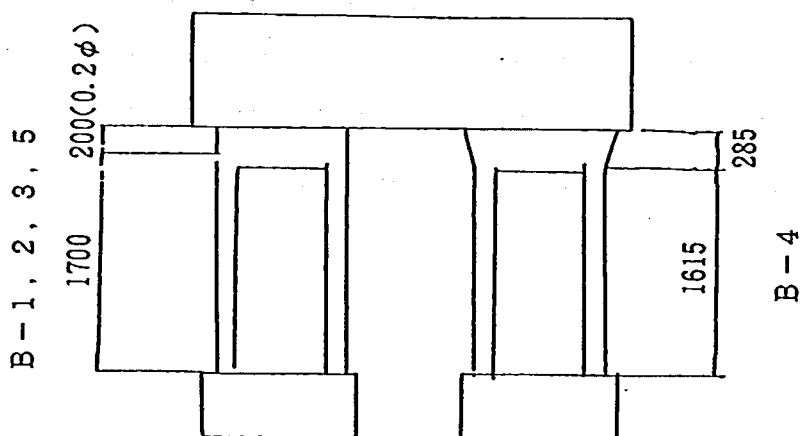


表-4.3.7 降伏荷重および耐力

	測定値			計算値				
	降伏	耐力		P_{max}/P_{α}	設計計算		計算値Ⅲ	
		+	-		荷重	測/計	荷重	測/計
B-1	75	91.8	-92.0	2.35	65.3	1.41	77.3	1.19
B-2	75	92.0	-83.0	2.12	65.3	1.27	77.3	1.19
B-3	75	86.9	-85.0	2.17	65.3	1.33	77.3	1.10
B-4	95	99.9以上	-107.9以上	2.55以上	70.9	1.41以上	113.6	0.88以上
B-5	75	92.1	-81.5	2.08	65.3	1.25	77.3	1.05

柱にハンチのある試験体(B-4)のコンクリートの応力度の測定値とFEMによる解析値との比較、ハンチのない(B-1)の解析値との比較を図-4.1.14に示す。また、全断面有効とした計算値も図示した。

ハンチのある試験体(B-4)の柱の断面4における鉄筋応力度は他の試験体と比べてなめらかに低減している。ハンチ部のコンクリートの応力度はFEM解析の値とよい対応を示し、ハンチのない試験体の頂版直下の柱のコンクリートの応力集中を緩和していることがわかる。以上からハンチは柱の頭部の設計に大きく貢献する。また、変位や耐力でも他の試験体より有利であることは既述のとおりである。

柱鉄筋の定着長を変化させた試験体(B-5)の鉄筋の応力度と付着応力度の関係を図-4.3.15に示す。長鉄筋と短鉄筋のストレインゲージの値を示している。短鉄筋は2点のみのデータであるが、長鉄筋とほぼ等しい値となっている。

試験体(B-5)にあっては定着長の長い鉄筋も短いものも一体となって挙動するが、他の試験体と比べて伸びが大きく、曲げたわみが大きくなっていることが推測される。終局耐力がコンクリートの圧壊で決まったために定着長の差が明確にあらわれなかったが、このような場合すなわち曲げモーメントによる鉄筋の応力に余裕のある場合には鉄筋の定着長を節減できることが判明した。

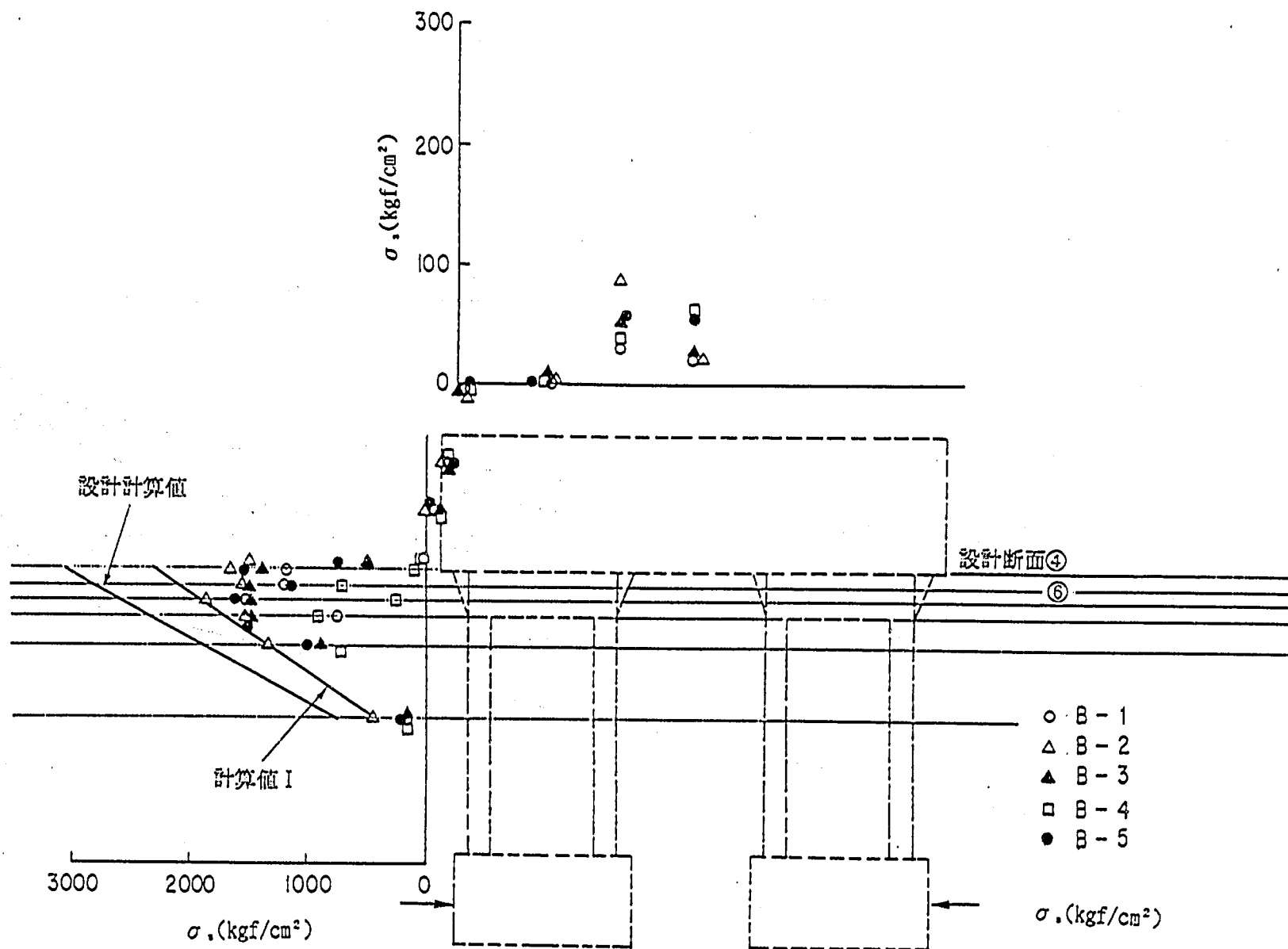


図-4.3.8 鉄筋応力度の分布 (40L 時+載荷)

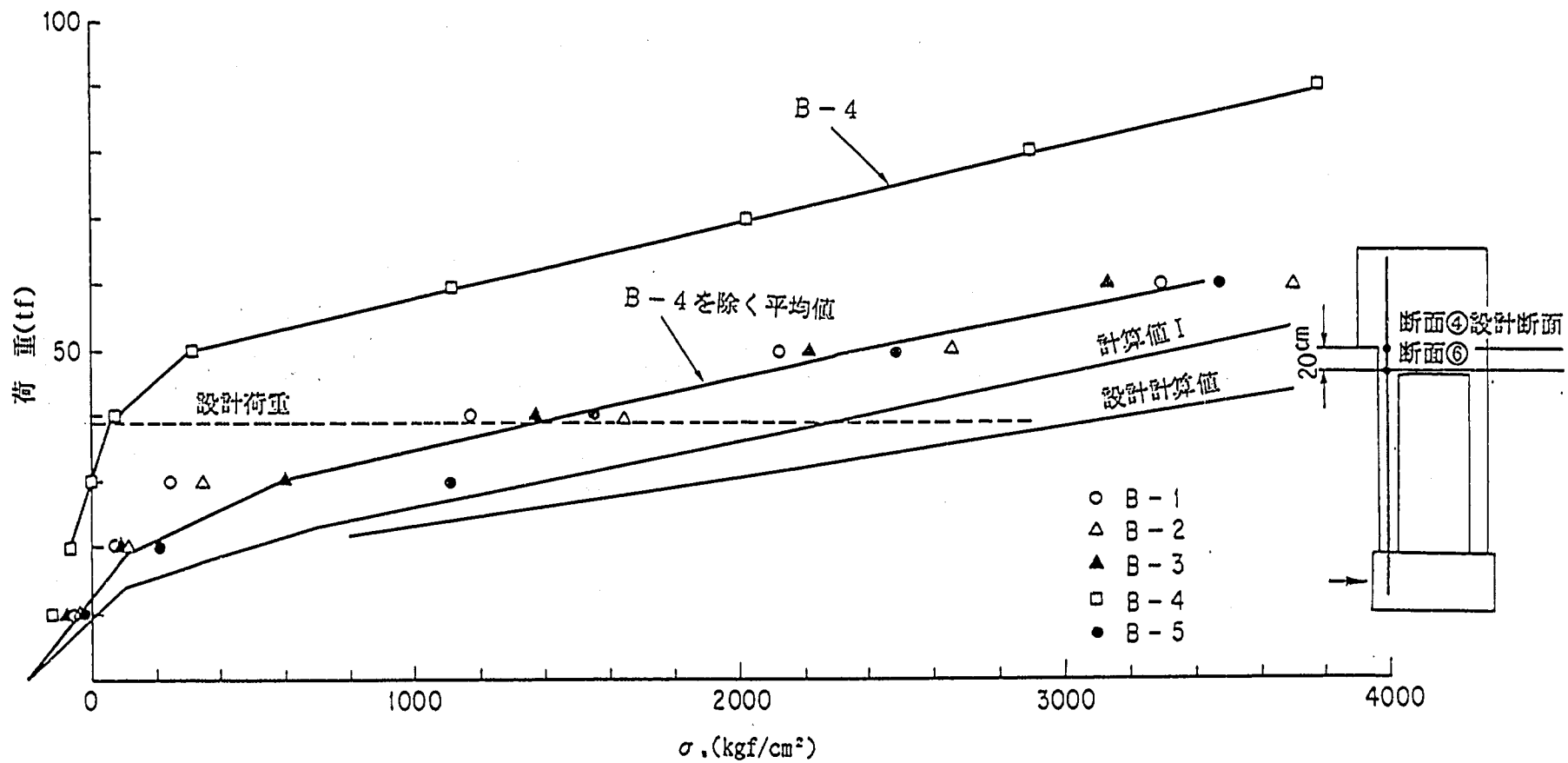


図-4.3.9 柱設計断面④における鉄筋応力度

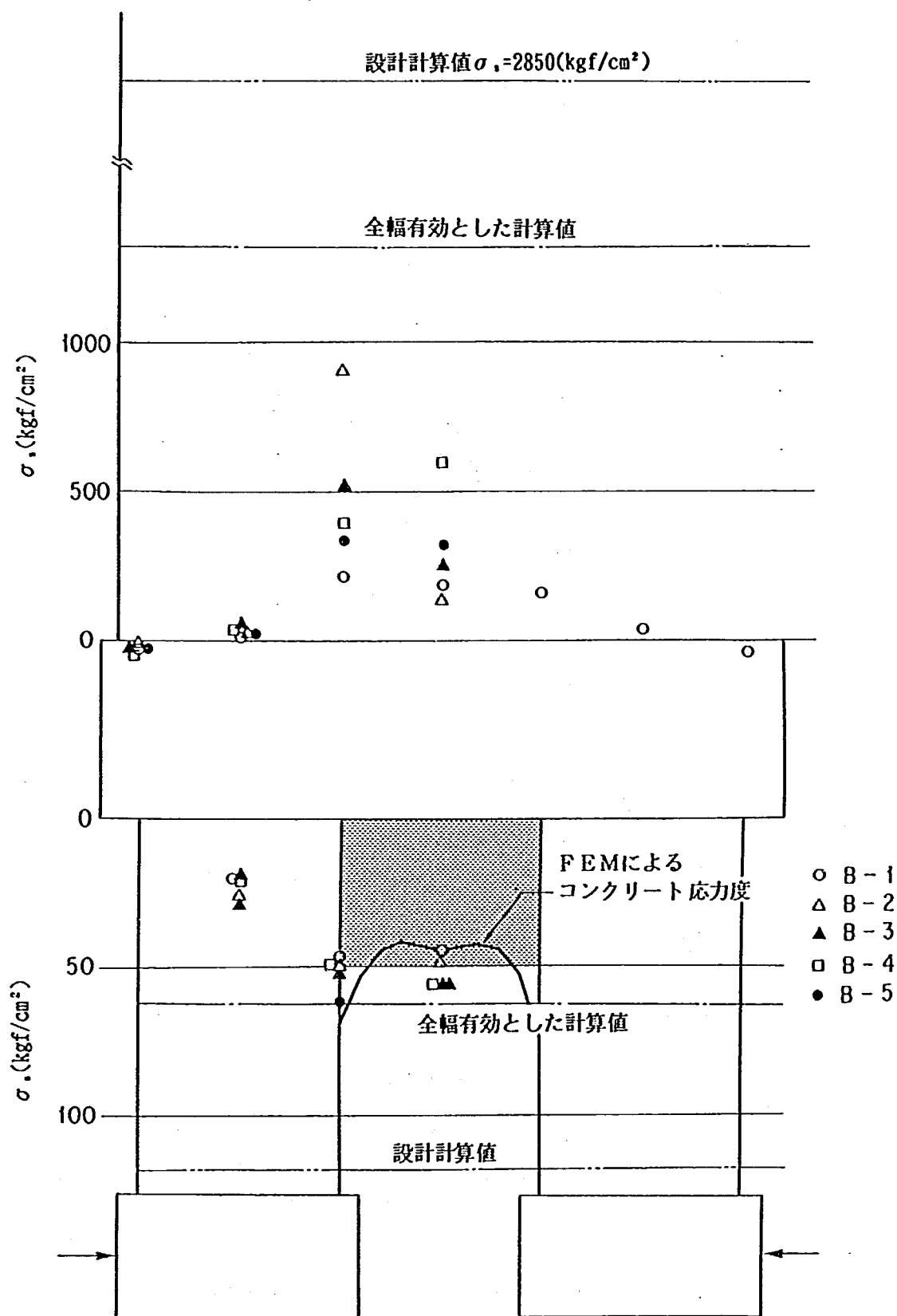


図-4.3.10 フーチングの応力分布 (+40tf)

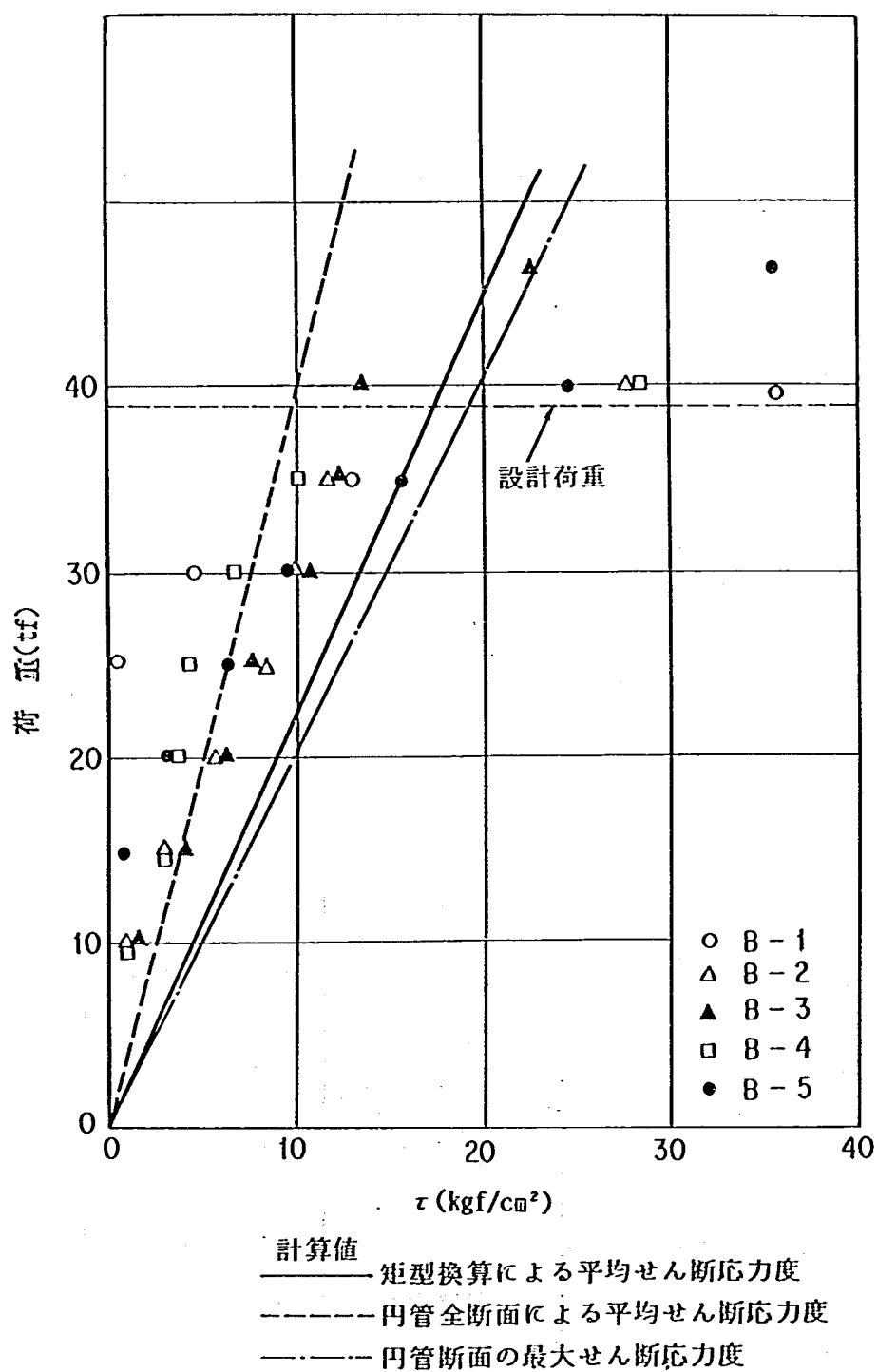


図- 4.3.11 荷重とせん断応力度の関係 (柱)

注

- 1) F E M 値は全断面有効
- 2) 計算値はコンクリートの引張を無視し、使用した材料の弾性係数を用いた Inertia により求めたもの

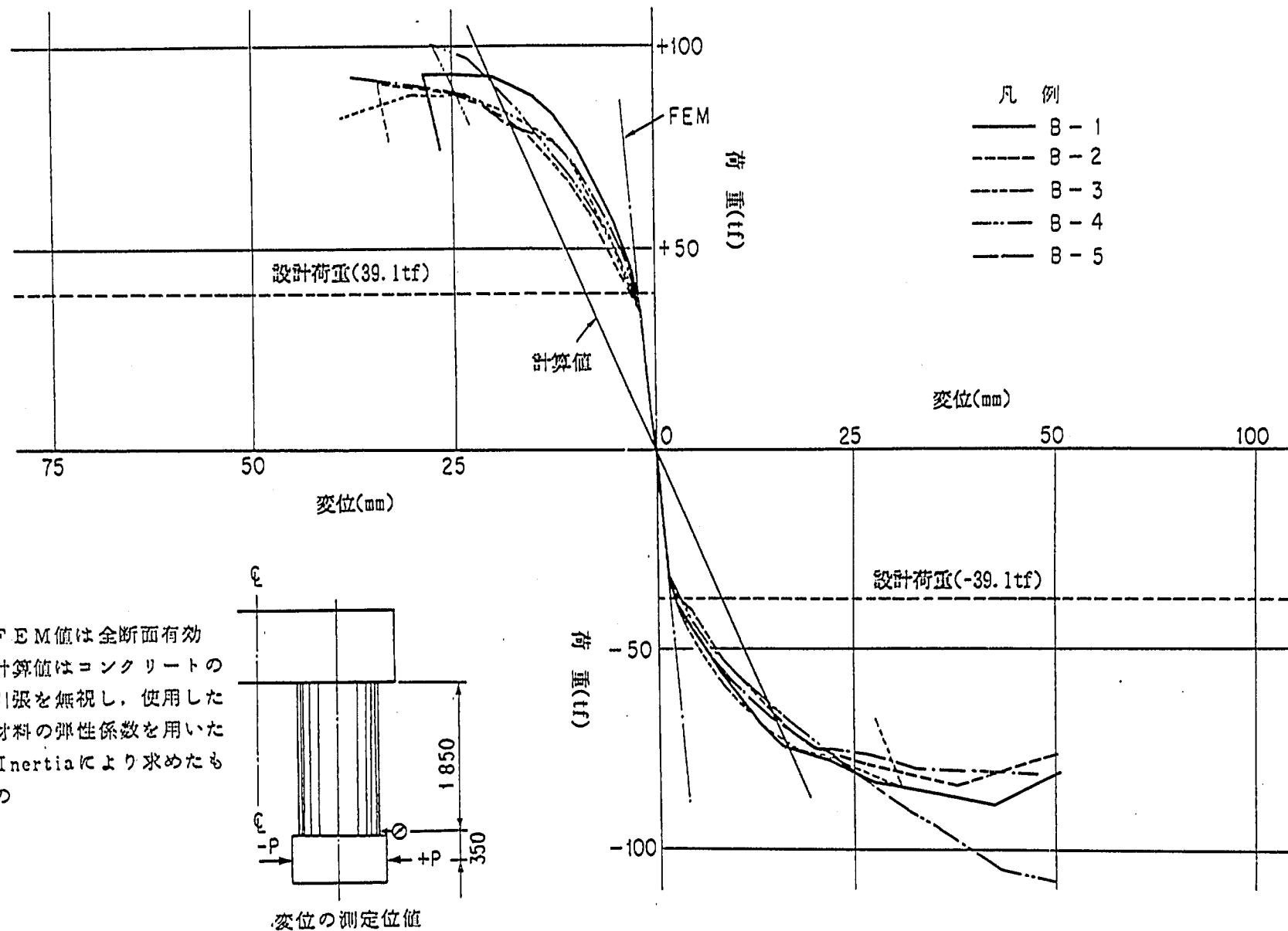
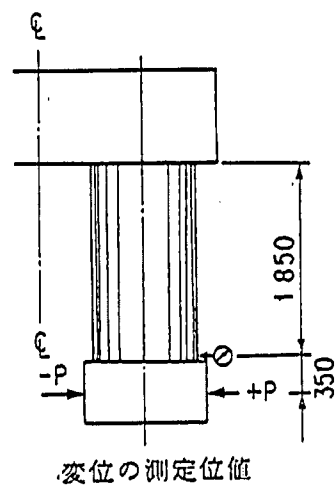


図- 4.3.12 平面模型柱の荷重-変位包絡線

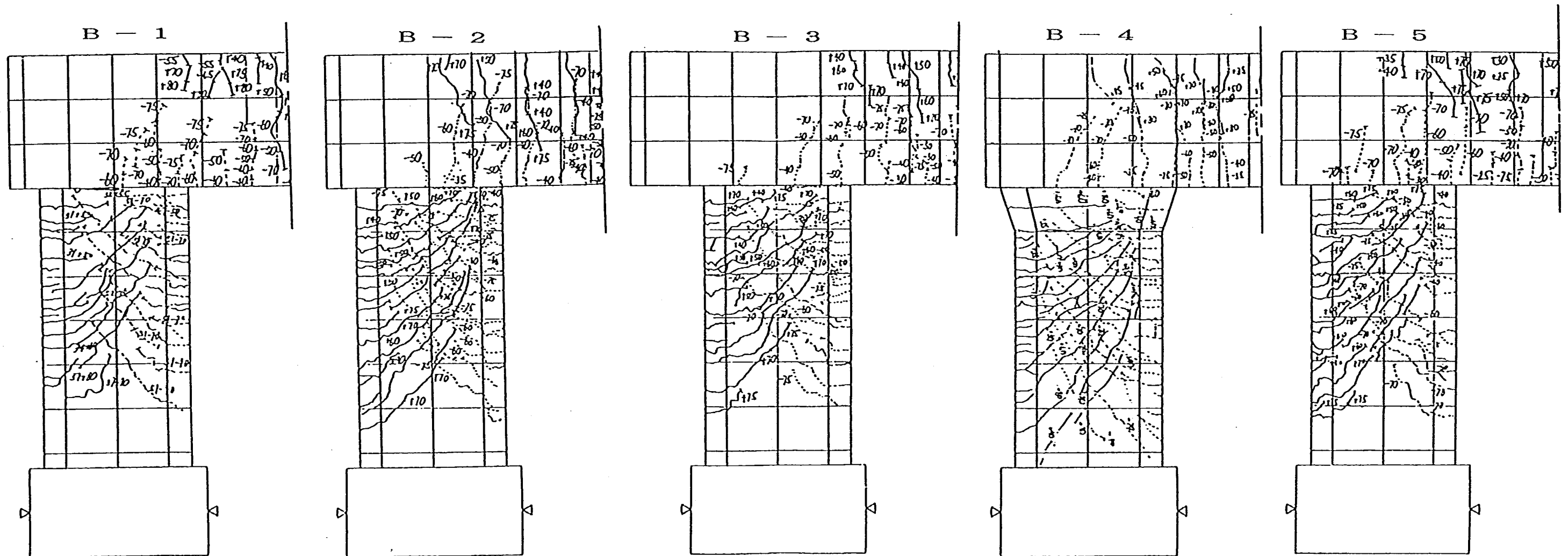


図-4.3.13 柱ひび割れ分布

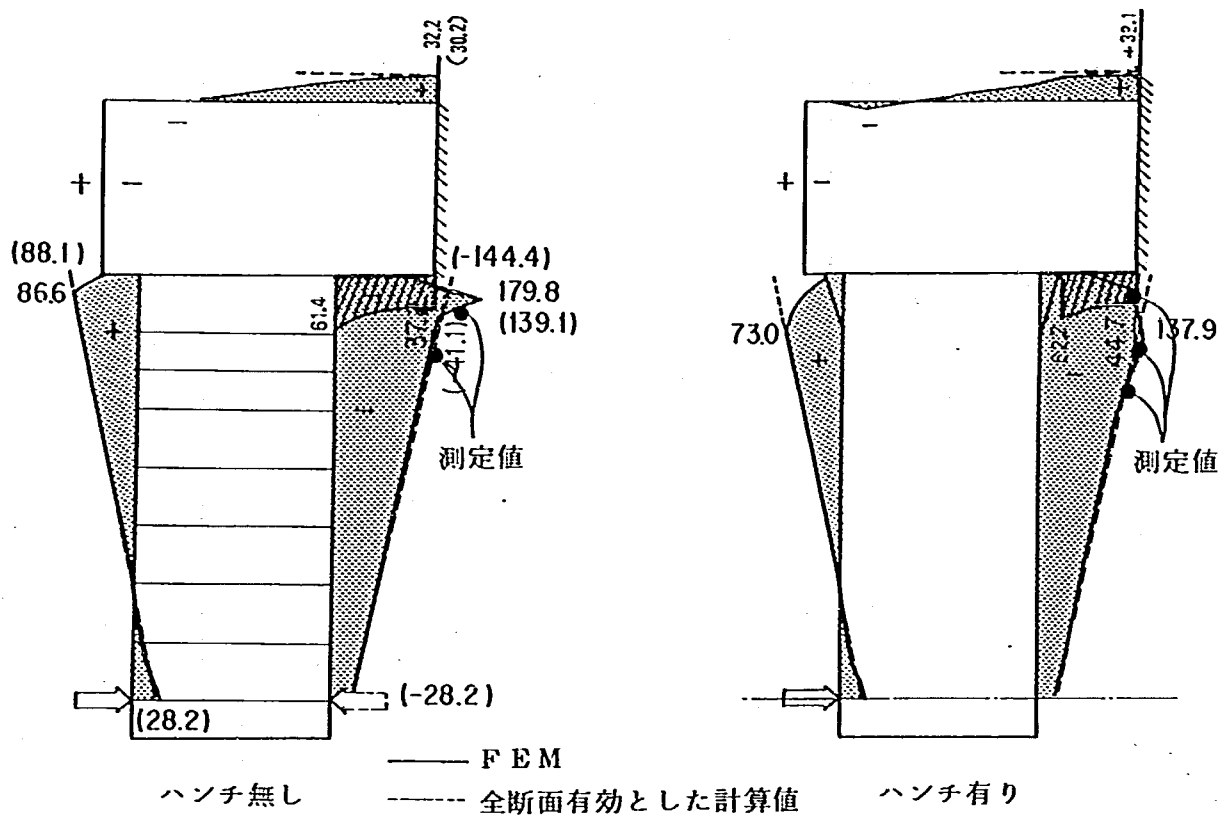
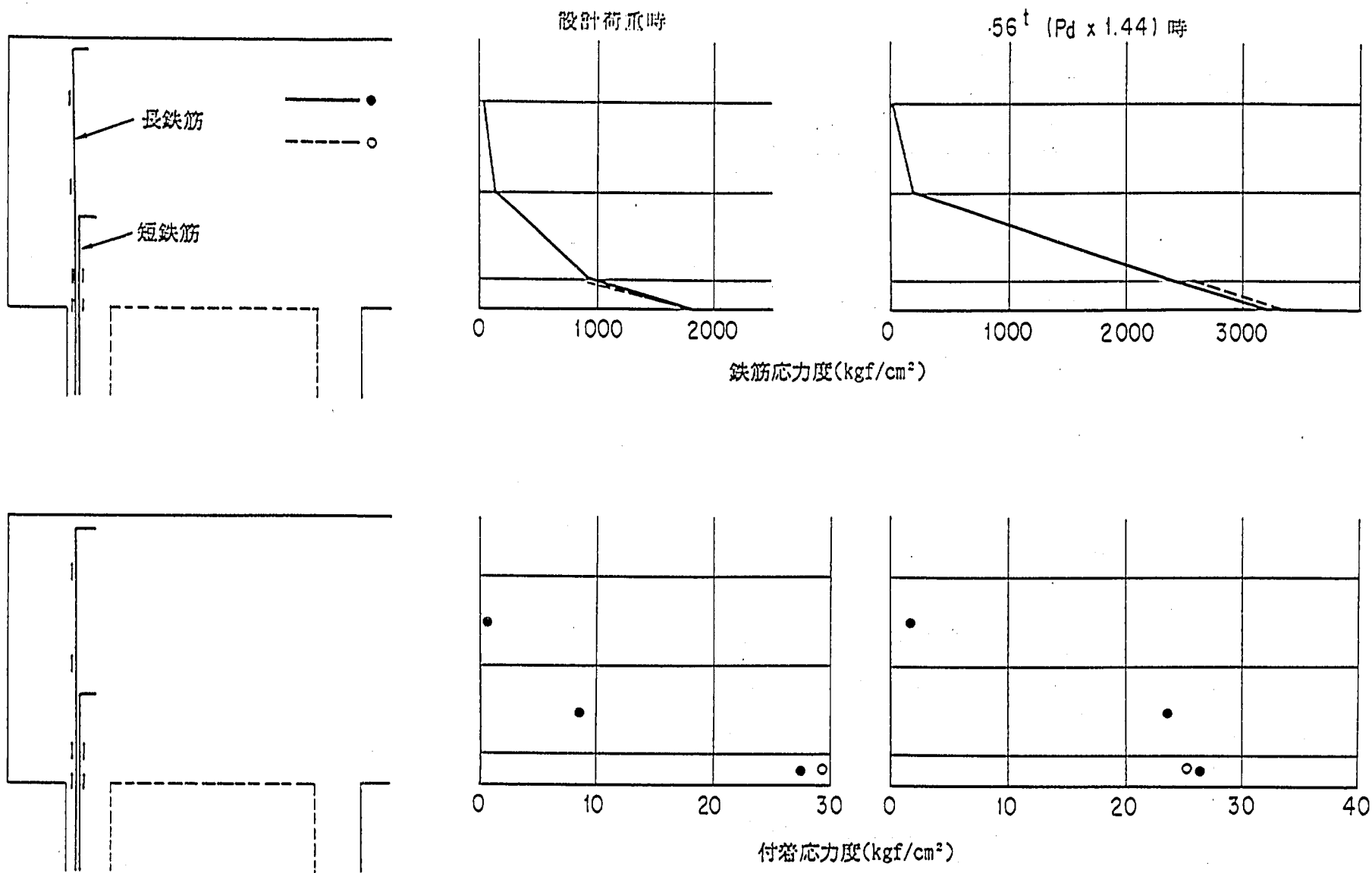


図-4.3.14 FEMによる柱のコンクリートの応力度



図－4.3.15 柱筋の定着長を短くした場合の鉄筋応力度と付着応力度

以上をまとめると次のようになる。

- i) 柱に比べて頂版の剛性が大きいので降伏荷重、終局耐力は柱の断面で決まった。
- ii) 柱、頂版に発生するコンクリート応力度および変位の測定値は、ひびわれ発生前は軸線骨組の解析よりFEM解析による値との対応がよい。
- iii) 頂版の有効幅は柱間隔をとってもよいと推測される。
- iv) せん断応力度の照査は換算矩型断面で行っても差し支えない。
- v) ひびわれ発生荷重と計算値の対応はよいが、発生後の挙動と計算値は一致しがたい。
- vi) 作用荷重が大きくなると柱に斜めひびわれが生じ、コンクリートの圧壊で終局耐力となっている。
- vii) 頂版のひびわれは柱間に発生し、縁端部がないことから柱の鉄筋の定着が十分であれば縁端部張出長は柱径の20%程度でも差し支えない。
- viii) 頂版へのプレストレスの導入はひびわれの発生、ひびわれ幅等には有効であるが、全体挙動に及ぼす影響は小さい。
- ix) 耐力推定の計算などでは終局時までプレストレスは有効としてよい。
- x) ハンチは柱頭部の応力集中の緩和には極めて有効である。また、変位や耐力の上でも効果的である。
- xi) 柱鉄筋の定着長はコンクリートの応力度との関係で調節することができる。

4.4 結言

前章では理論解析および各種の試算によって多柱式基礎の構造特性と斜杭の導入効果を明らかにしたが、これらの結果を実物または模型によって実証する必要がある。

旧土木研究所千葉支所内に設置された径500mmの鋼管杭による多柱式基礎の現場実験、つくば市の土木研究所の土質共同実験棟におけるアクリル樹脂で作成した小型模型試験、同じく土木研究所の基礎格納庫における鉄筋コンクリート製の大型模型試験を通じてそれぞれ独自の観点から直杭のみの多柱式基礎と斜杭を併用した多柱式基礎の構造特性を調べた。

旧千葉支所における実験からは次のような点が明らかになった。

- (1) 多柱式基礎は杭基礎の考え方による許容水平支持力の3倍の荷重に対しても局部的な塑性化がみられるものの急激に破壊することなく十分な靱性を有する。
- (2) 頂版の水平ばね定数は地盤反力係数の特性に影響されるところが大きく、変位依存性を有する。地盤反力係数は道路橋示方書の算定式で近似しうることがわかった。また、微小変位では群杭効果の影響は小さく、単杭の値を用いることも可能である。
- (3) 各杭の水平荷重の分担は許容支持力の3倍の荷重に対しても比較的均等で杭間で極端な差はみられない。
- (4) 水平荷重による頂版の回転から推算される杭の軸方向ばね定数はばらつきがみられるものの変位依存性を有し、道路橋示方書の算定式による値に近いものとなっている。
- (5) 多柱式基礎はねじりに対してもねばり強い構造特性を有する。
- (6) 基礎全体のねじり抵抗に占める杭単体のねじり抵抗の割合は杭の水平抵抗による回転抵抗モーメントと対等である。このことから杭径の大きいもの、自由長の短いものほどねじり抵抗が大きいことになる。
- (7) ねじりばね定数はねじれ角の増大に対して漸減の程度が小さいので一定の数値で代表させることが可能である。
- (8) 回転モーメント作用時の外側の杭の自由長（突出長）部分では引張応力が卓越し、中心杭と外側の杭の地表面付近以下では圧縮応力が卓越する。同時に外側の杭には曲げモーメントが生じ、絶対値は小さいが、軸心水平載荷時の曲げモーメントと同様の傾向をもつものとなっている。

アクリル模型による小型模型試験からは次のような点が明らかになった。

- (1) 水平軸心載荷試験における頂版の水平変位の実測値は解析値とほぼ一致し、そのときの鉛直荷重の有無の影響は小さい。

- (2) 斜杭を併用すると水平変位量は半減するが、荷重の作用方向が斜杭の傾斜の面外（直角）方向の場合は直杭のみの場合と変わらない。
- (3) 水平荷重による頂版の傾きについては直杭のみの場合と斜杭を併用する場合とでは傾斜方向が逆になる。実験では杭の沈下がないために頂版の傾斜角も後者が大きくあらわれる。
- (4) 水平偏心載荷試験においては水平変位（中心軸の変位）とねじり変位（水平回転角）は荷重と線型の関係にあり、解析値ともほぼ一致する。
- (5) 偏心載荷荷重は水平力とねじりモーメントに分解して取扱うことができる。その場合の水平変位（頂版の中心軸の変位）は水平軸心載荷試験の値と一致する。
- (6) 斜杭はねじりモーメントにも有効に抵抗する。中心軸からのアーム長が大きいものほど有効である。
- (7) 杭のひずみゲージから逆算した断面力においても斜杭の存在によって杭全体の曲げモーメントは低減するが、頂版の傾斜に起因する曲げモーメントが付加されるので低減率は水平変位量より小さい。
- (8) 水平荷重により斜杭の軸力は増加する。特に内側の列の斜杭の軸力増加が著しい。
- (9) 水平偏心荷重により直杭、斜杭ともに荷重の作用方向と直角方向にも曲げモーメントが発生し、ねじり抵抗となっている。

大型模型により頂版と杭の関係を中心に実施した載荷試験からは次のことが判明した。
試験に用いた供試体はP R C構造である。

- (1) 頂版の剛性と杭の剛性に差が大きいと部材の中心軸線からなる骨組構造に対する不静定のラーメン解析は適用しがたい。ひびわれ発生までの荷重に対してはF E M解析が有効である。ひびわれ発生荷重以上の設計荷重作用時の鉄筋応力の実測値はラーメン解析による計算値に近くなる。
- (2) 頂版の剛性が相対的に大きすぎると、曲げモーメントは杭頭に集中して頂版内の応力は小さいものとなる。水平変位も杭の剛性と本数で決まる。立体模型での破壊は鉄筋の降伏、コンクリートの圧壊という過程をとっているが、じん性率は大きく、ねばり強い構造であることを示している。
- (3) 頂版の有効幅は柱間隔をとってもよく、杭の鉄筋の定着長を十分にとれば頂版縁端部と杭表面との最小距離（張出長）は杭径の0.2倍程度でも差支えない。
- (4) 杭頭部にはハンチをつけた方が鉄筋応力、コンクリートの応力集中の低減緩和、基礎

全体の変位縮小、耐力向上の観点から大きな効果が得られる。

(5) 頂版へのプレストレスの導入はひびわれの発生防止、ひびわれ幅の縮小などに効果があり、プレストレスは終局時まで有効とみられるが、基礎全体の挙動に及ぼす影響は小さい。

(6) 杭頭鉄筋の頂版内への定着長はコンクリートの応力度との関係で調節することもできる。

以上の3系統の試験を通じて多柱式基礎の荷重と変形の関係は計算値とよい対応を示していること、斜杭の導入が水平荷重、ねじりモーメントに対しても極めて有効であることなどが判明した。

5. 構造部材の検討

5.1 頂版の挙動^{6,4)}

(1) 概要

多柱式基礎においては地震時の水平荷重による変位への対策が大きな問題である。斜杭を導入して剛性の増大を図る方法もあるが、頂版の厚さを減らして慣性力を低減する方法も考えられる。頂版を薄くした場合、頂版を剛体と仮定することはできず、杭基礎の変位法の計算法も適用できなくなる。それとともに頂版の中の応力の流れ及び曲げモーメントを明確に算定できるようにすることが多柱式基礎の支持力機構を解明する上で重要となる。

頂版は上部構造、橋脚からの荷重を多柱に伝達し、多柱間の連結、荷重分配、橋脚と多柱間の一体的な結び付けなどの役割を果たす。これらの機能は、頂版の曲げ剛性、せん断剛性（せん断強度）によって保たれるので、頂版は曲げモーメントや、せん断力に対して十分に安全であることを必要とする。これまでの、頂版と多柱の通常の解析は、頂版が剛体で、多柱が弾性体と仮定したために、構造体としての曲げモーメント、せん断力の照査は多柱を中心に行われた。ここで頂版の剛性を低下させると両者の剛性が近いものになるので互いにその影響を与えあうことになる。一方、多柱式基礎には頂版における杭間隔に比べて多柱の自由長が長すぎるという特徴があり、頂版自体も多柱全体との関係においては曲げ剛性の小さい平板であるが、個々の杭間隔と自体の板厚との関係においてはディープビームのような状態にあるという側面もある。

頂版を薄くすることによってこのような課題が生じてくるが、鉛直方向荷重との関係については、3章で明らかにされているとおり、現実の構造物では橋脚本体が頂版の剛性を補強しているので、単なるプレート上の点荷重による鉛直載荷に対して頂版の力学的挙動を検討しても実務的には意味が薄いものとなる。

ここでは、斜杭の影響力の大きい水平力が作用した場合の杭の影響を受ける頂版の挙動を中心に検討を進めることとする。

(2) 頂版の応力の流れ

頂版に発生する応力は表面上で測定することになるので、後述する複合構造モデルで推定するのが適切であろう。立体ラーメン、平面ラーメン等の計算法は骨組構造に対する計

法であるために、所定の点を含む骨組線上の断面内応力を与えることになるので、頂版内の応力の流れを評価するには不十分である。

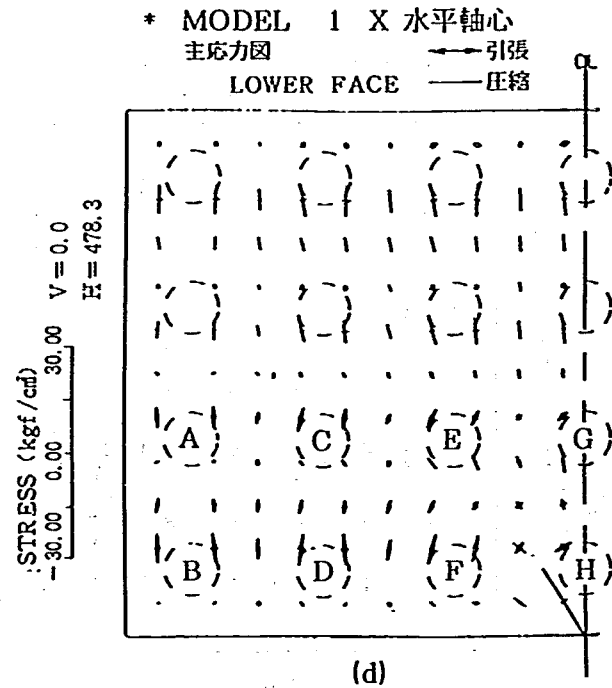
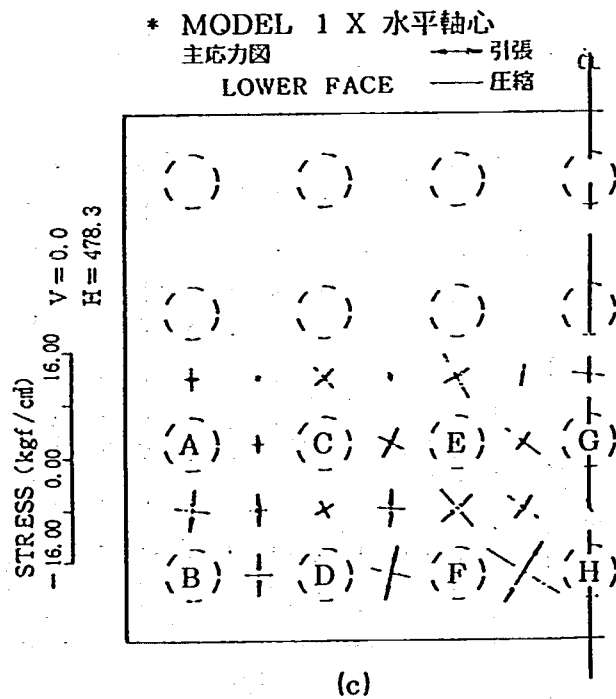
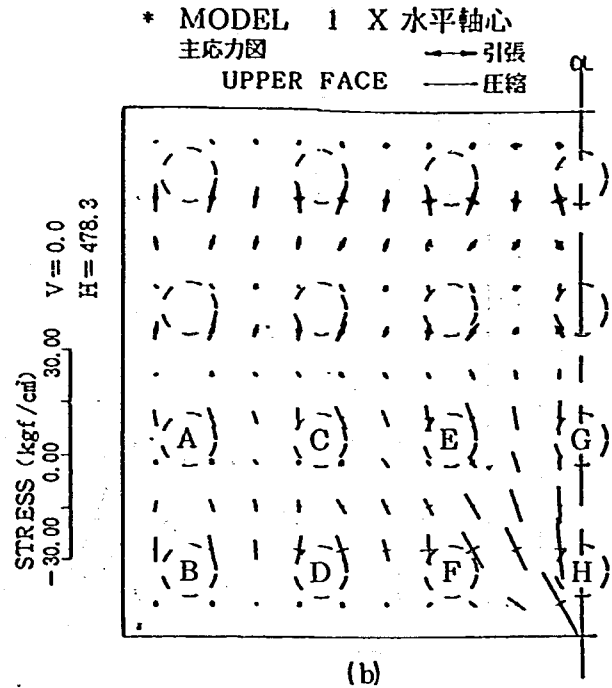
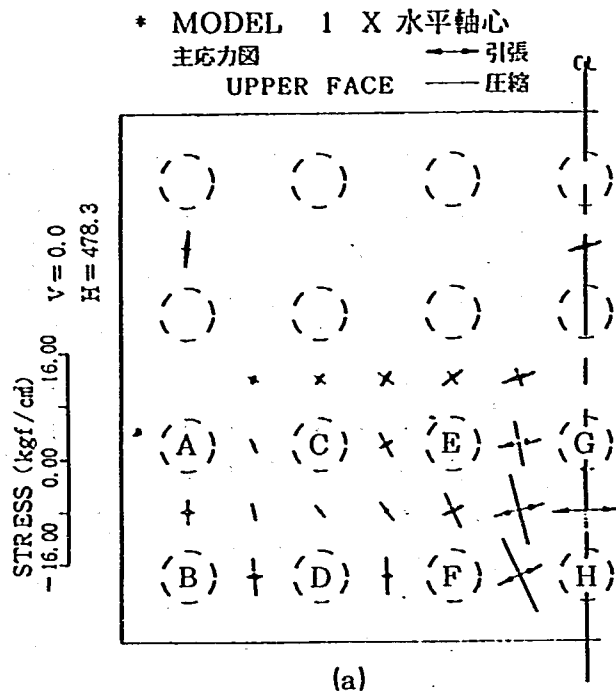
頂版に発生する応力は、4.2の亚克力模型の小型模型試験で計測されている。計測は図-4.2.4に示すように頂版の上下面で行われた。水平軸心載荷試験における頂版の主応力の実験値と複合構造モデルによる解析値の対比をモデル1、2、3について図-5.1.1~5.1.3に示す。実験値、解析値ともに杭の反力による曲げモーメントおよび載荷点付近の応力集中を除くと荷重の方向の応力が卓越する傾向にあり、斜杭によるモーメントの変動（モデル2）の影響を受けて微妙な変化をしている。

図-5.1.4~5.1.6は水平偏心載荷試験におけるモデル1~3の頂版の上面、下面の主応力の実験値と解析値を示したものである。モデル1では荷重の方向に上面で圧縮力、下面では引張力が実測され、その絶対値は他のモデルと比べると全般的に小さい。これに対して斜杭のあるモデル2、モデル3では最大（引張り）と最小（圧縮力最大）の主応力がほぼ等しい純せん断状態になっており、その絶対値も全般的に大きい。また、モデル2とモデル3では主応力の方向が逆転しており、斜杭の傾斜角度の方向と配置によって同じねじりモーメントに対して応力分布が異なることを示している。一方、頂版の上面と下面においても主応力の方向が逆転しており、作用するねじりモーメントの方向とそれに対する杭群の抵抗モーメントの方向とが逆であることを主応力分布は示している。

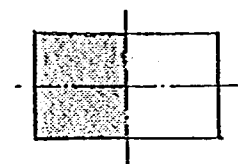
これらの関係は解析でも同様の傾向を示しており、全般的に実験値と解析値の対応はよい。解析による応力の絶対値は実験値よりも小さいものの引張応力はコンクリートの許容応力度をはるかに越えるものであるところから、十分な配筋が必要である。また、斜杭のある場合には斜杭の軸力の水平成分、杭そのもののねじり剛性からなるねじり抵抗が頂版へせん断抵抗として伝達され、直杭のみの場合より大きなせん断変形が頂版に発生する。そのために直杭のみの場合より、多くのせん断補強筋を配置する必要がある。すなわち、X、Y方向の2方向に等断面の鉄筋量を網の目のように配置するとともに、形状によっては外側の垂直鉄筋とその配筋筋も検討する必要がある。

実 験 値

解 析 値



位 置 図



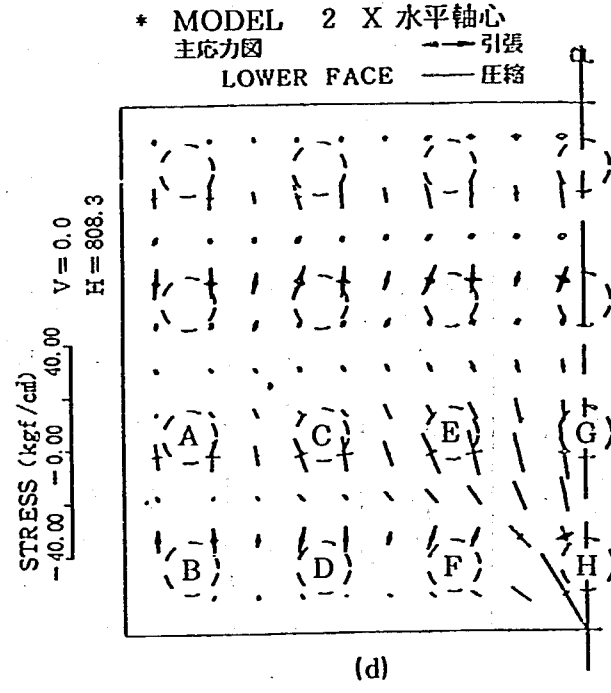
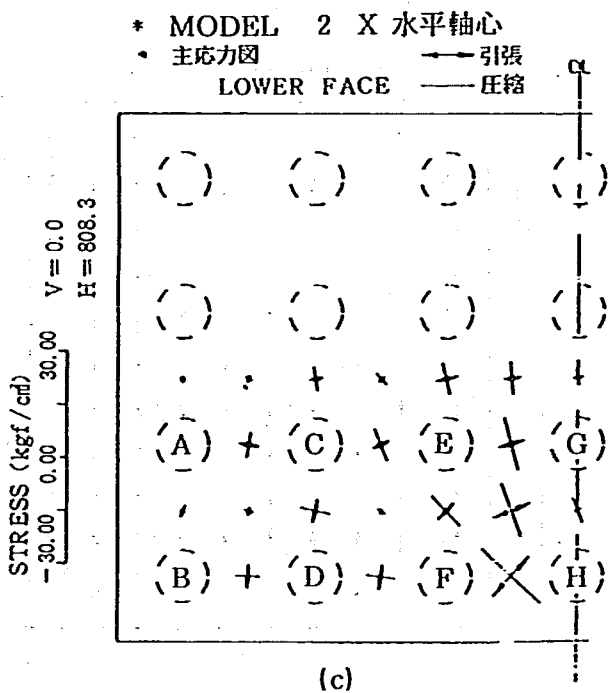
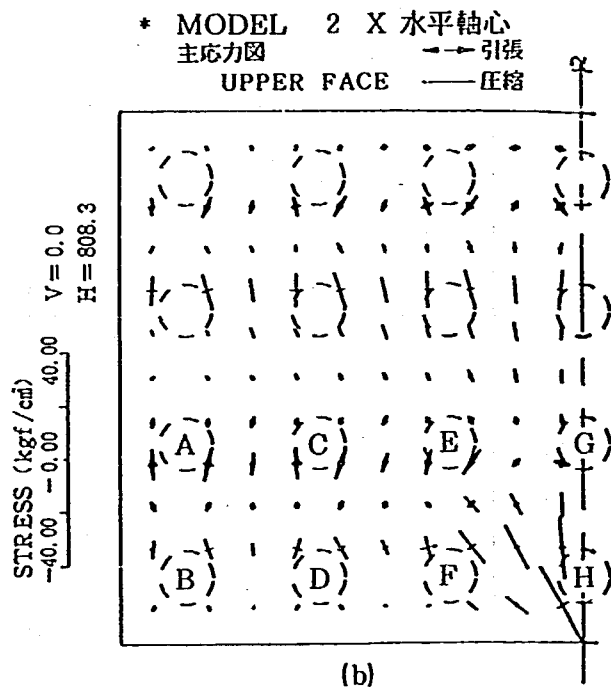
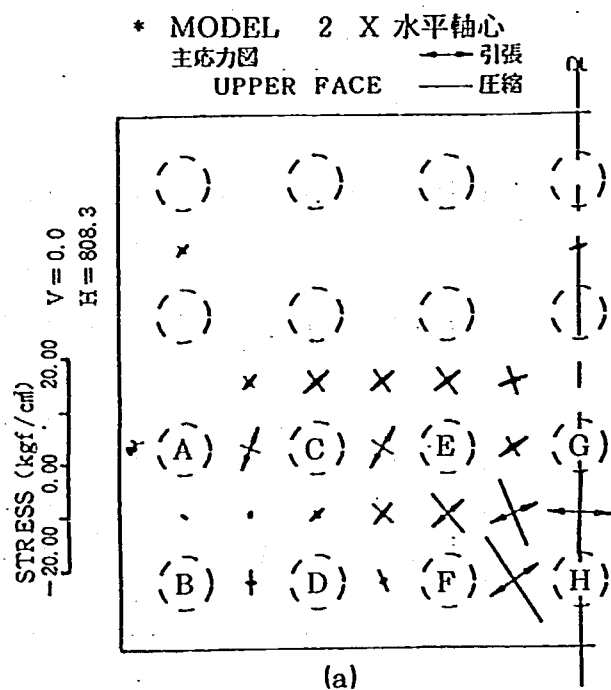
注：薄色部は作図範囲を示す。

H = 478.3 kgf

図-5.1.1 水平軸心荷重による頂版上下面の主応力 (モデル1)

実 験 値

解 析 値



位 置 図

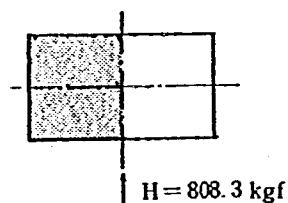
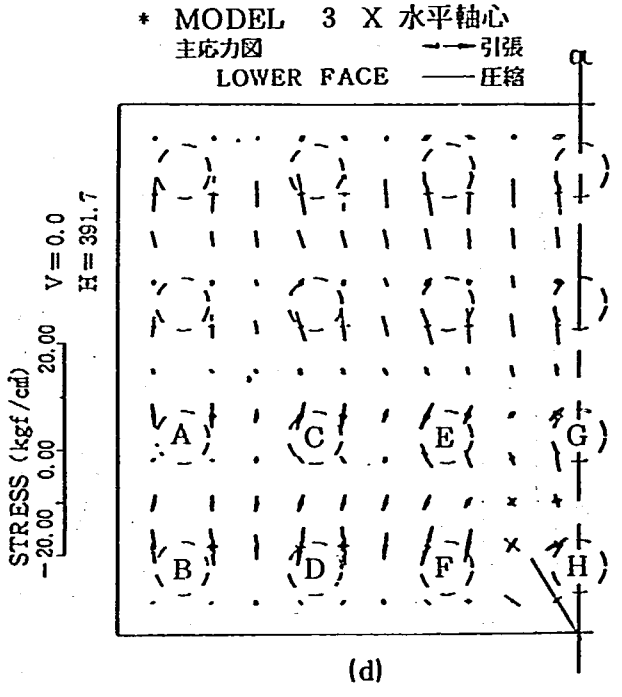
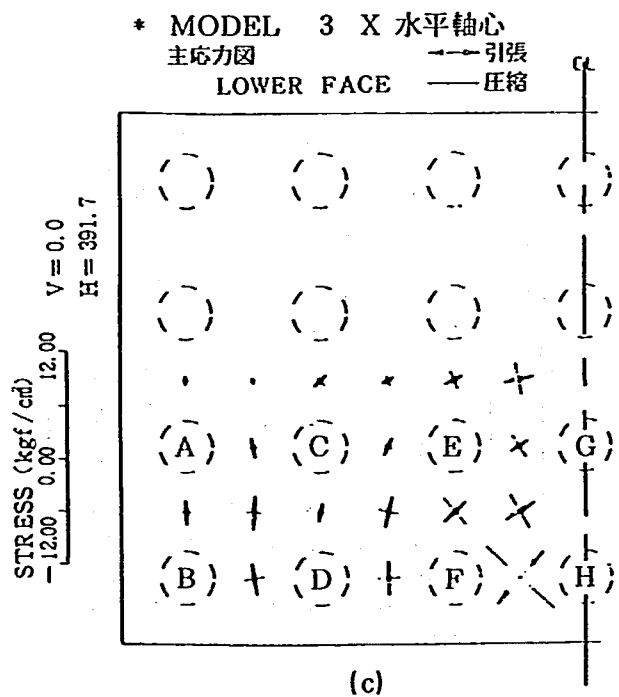
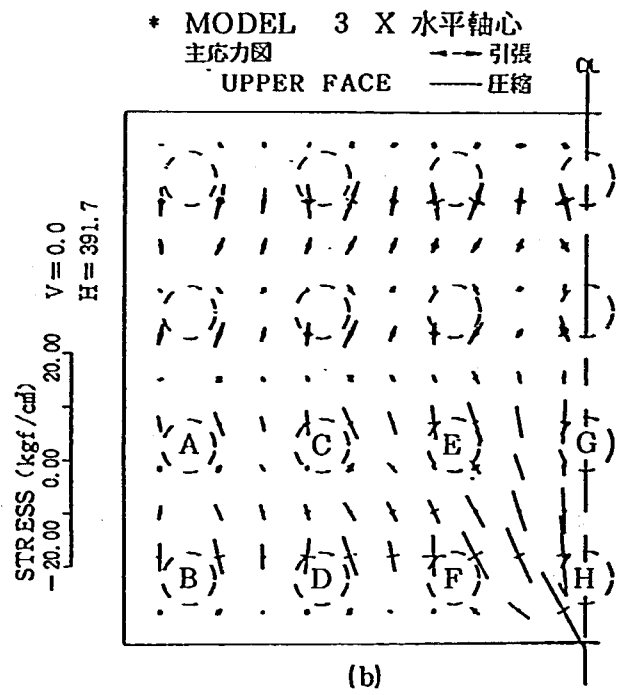
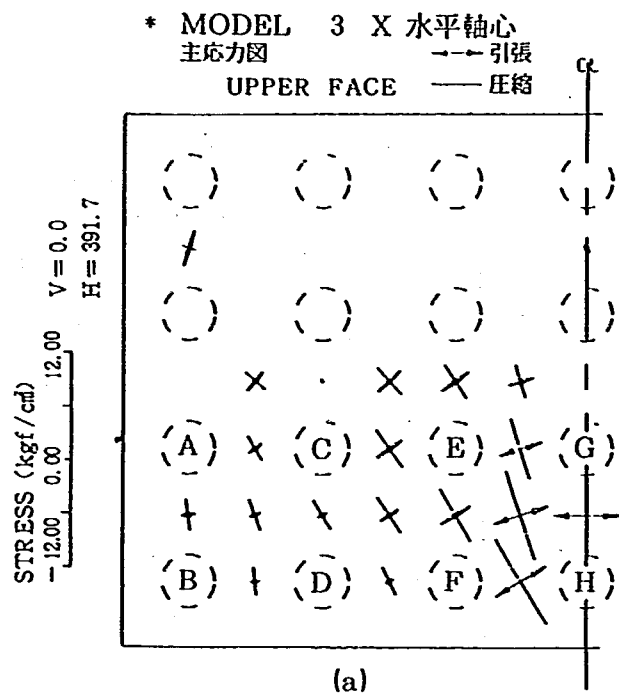


図-5.1.2 水平軸心荷重による頂版上下面の主応力 (モデル2)

実 験 値

解 析 値



位 置 図

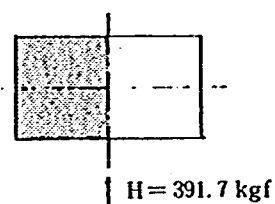
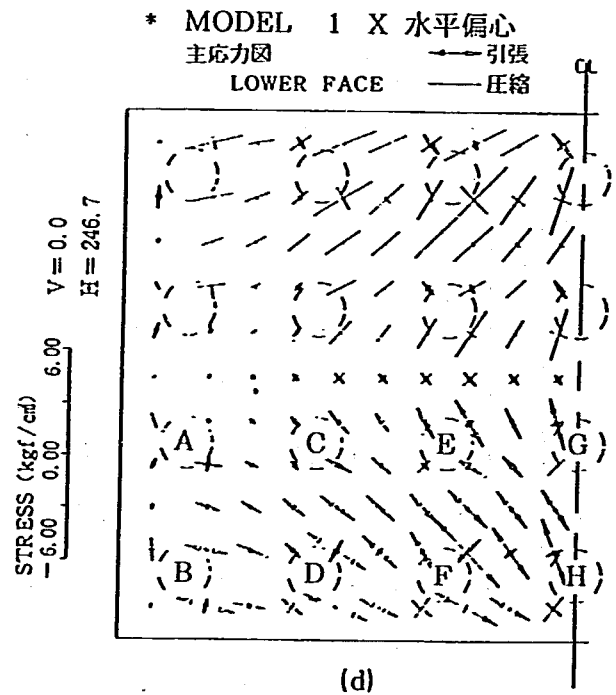
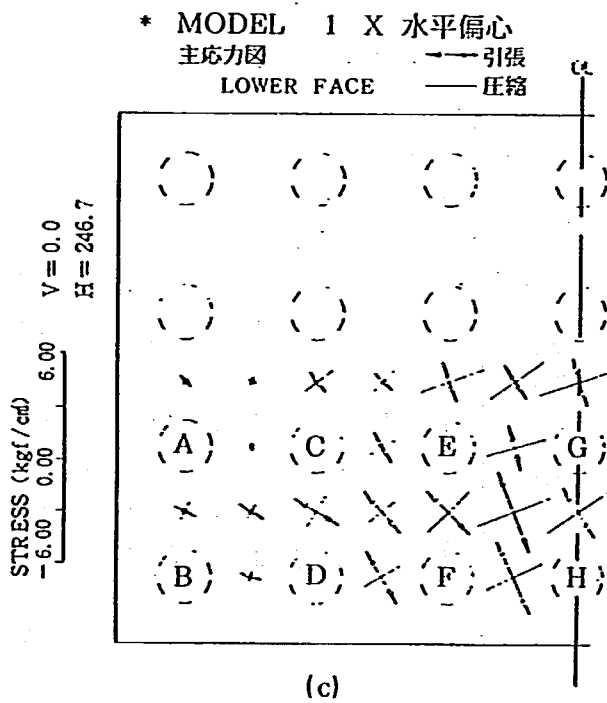
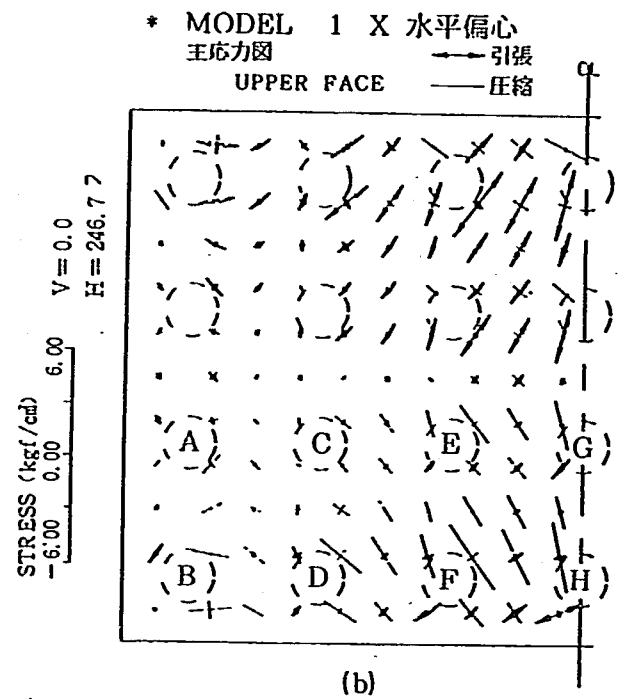
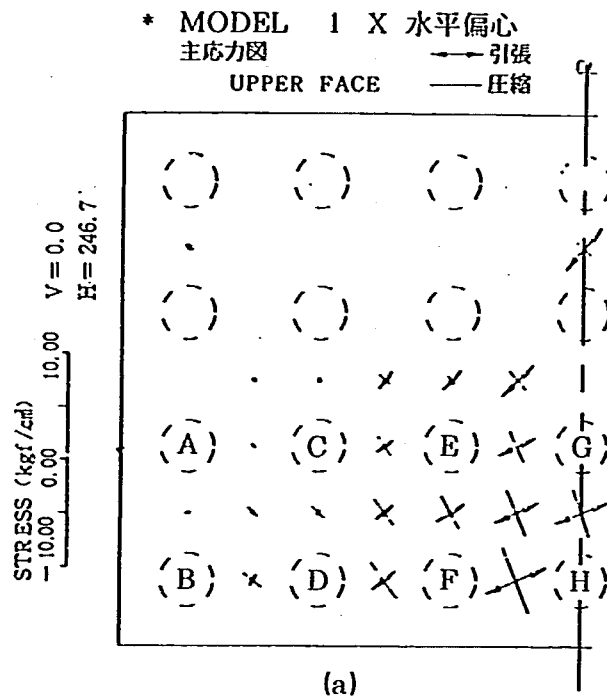


図-5.1.3 水平軸心荷重による頂版上下面の主応力 (モデル3)

実 験 値

解 析 値



位 置 図

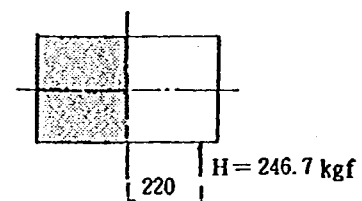
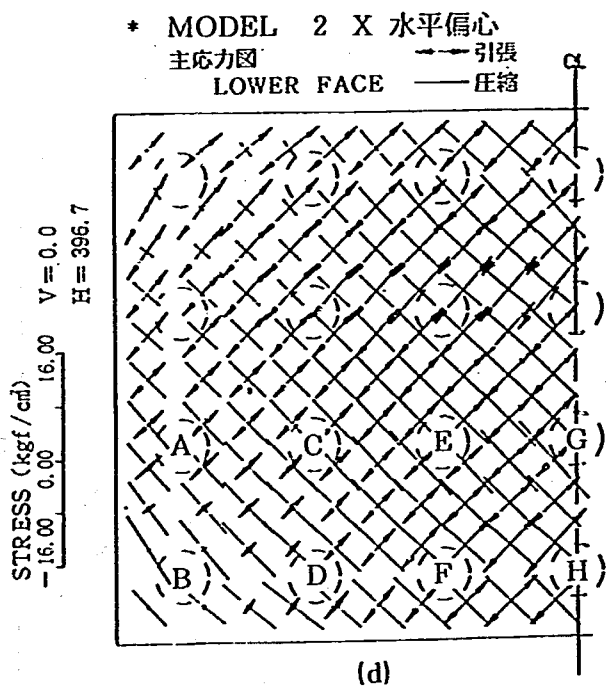
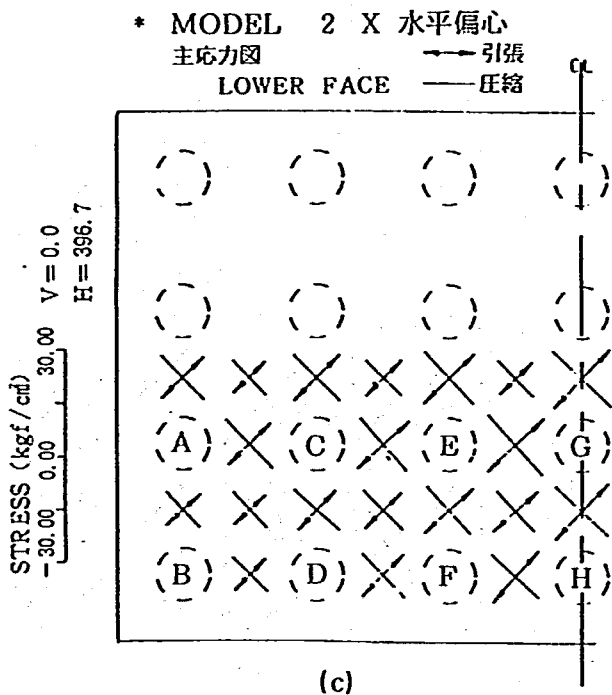
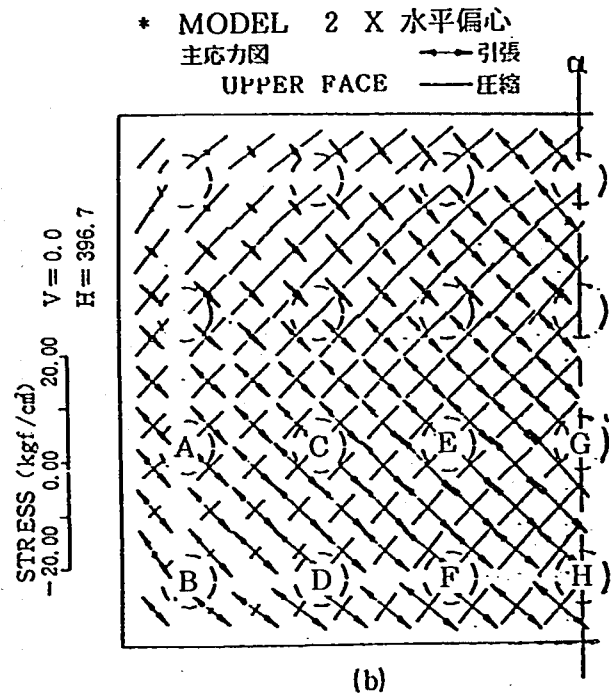
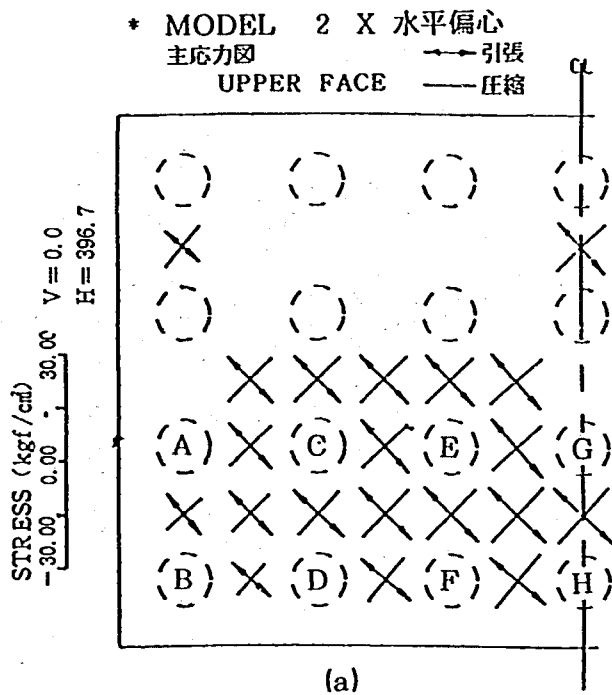


図-5.1.4 水平偏心荷重による頂版上下面の主応力 (モデル1)

実 験 値

解 析 値



位 置 図

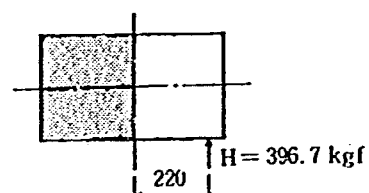
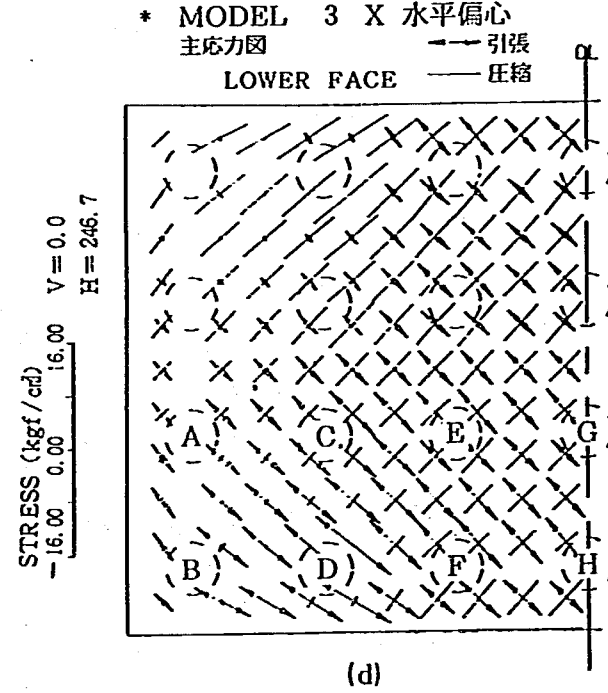
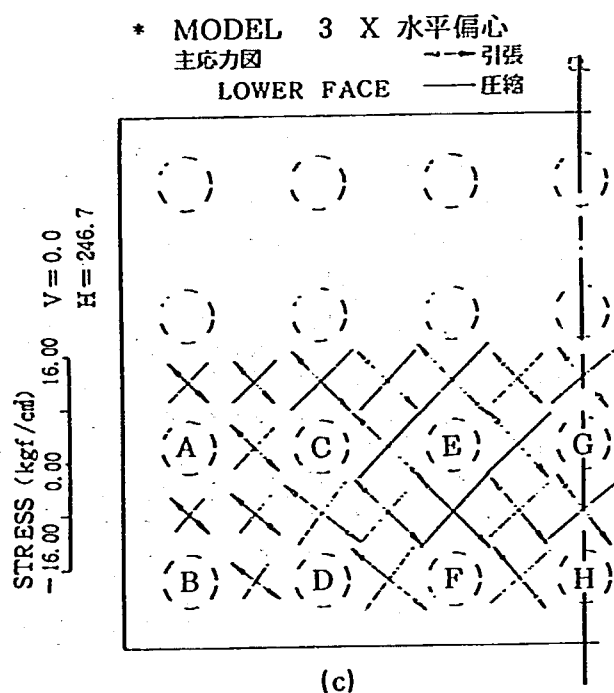
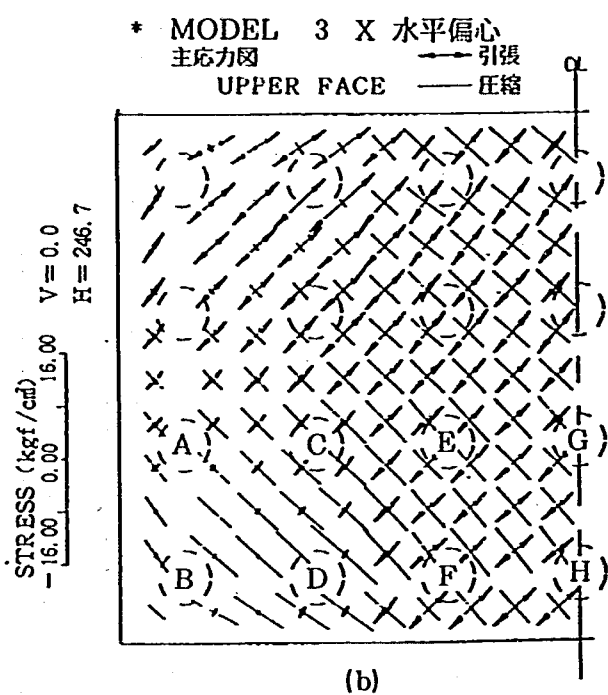
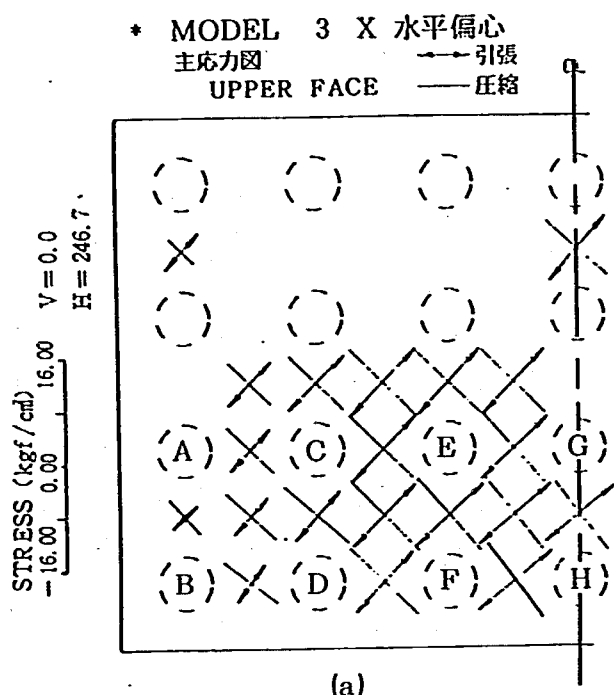


図-5.1.5 水平偏心荷重による頂版上下面の主応力 (モデル2)

実 験 値

解 析 値



位 置 図

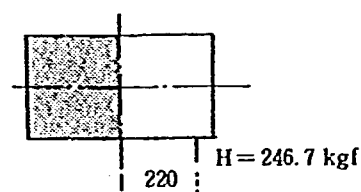


図-5.1.6 水平偏心荷重による頂版上下面の主応力 (モデル3)

(3) 頂版の応力と曲げモーメント

多柱式基礎において斜杭の採用は杭の曲げモーメントを低減するだけでなく、頂版の曲げモーメントも低減する。図-3.2.13でも多柱の自由長が長くなるほど頂版の曲げモーメントが大きくなるが、斜杭の角度が大きくなるほど、曲げモーメントの増加率が少なくなることを既述している。

図-5.1.7は模型試験において、X方向の水平軸心荷重を作用させたときの頂版の上面のX方向の応力度を示している。1点は1列杭と2列杭の間で大きな曲げモーメントが生じやすい点である。直杭のみのモデル1と斜杭の傾斜が荷重直角方向のモデル3は水平荷重の増加とともに大きな応力度を示すが、荷重方向の傾斜をもつ斜杭のモデル2では他のモデルの約60%の応力度となっている。ディープビームなので平面保持の原理にもとずく曲げモーメントは真の換算にはならないが、曲げモーメントの相対的な指標とすることができる。これらから斜杭の存在が頂版の曲げモーメントを低減させることがわかる。

水平力によって頂版に発生する曲げモーメントの算定はむずかしいので、平面保持の原理が適用できると仮定して前述の模型試験で得られた応力、曲げ応力を曲げモーメントに変換して頂版の挙動を検討する。

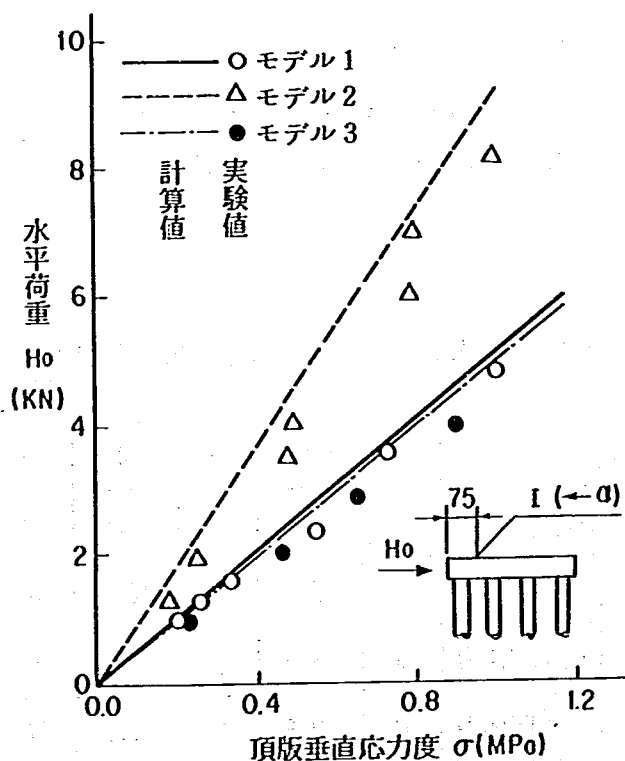


図-5.1.7 水平軸心荷重による頂版応力度

X方向水平軸心載荷試験における換算曲げ応力、曲げモーメントをモデル1について図-5.1.8に示す。曲げ応力、曲げモーメントは載荷点付近の応力集中の影響も含まれるが、相当のばらつきのあるものとなっている。その中でも載荷点に近いものは複合構造モデル(SHELL)に近く、載荷点に遠いものは骨組解析(3FRAME)に近い傾向がみられる。モデル2、モデル3についてはばらつきが多少大きくなるが、同様の傾向を示すので割愛する。

水平偏心荷重の載荷試験の実測結果は、さらにばらつきが大きくなり、解析値との対応も必ずしもよくない。表-5.1.1にX方向とY方向の水平偏心荷重200kgのときのモデル1～3の頂版の上下面の曲げ応力とせん断応力の実測値の最大値を示す。X方向の載荷ではねじりモーメントが大きかったので比較的よい値が得られている。荷重方向の斜杭を有するモデル2では、曲げ応力の低減とせん断応力の増加がみられる。いずれのモデルもねじり抵抗モーメントのアームの短いX軸の中心付近にせん断応力の最大値が集中している。

偏心荷重に対して全般的に言えることは斜杭を用いた場合は、せん断応力が大きくなること、X軸付近の中心部の応力が大きくなること、載荷点付近の応力集中の影響は無視できないことなどである。

なお、頂版応力の実測値のばらつきの原因としては次のようなものが考えられる。

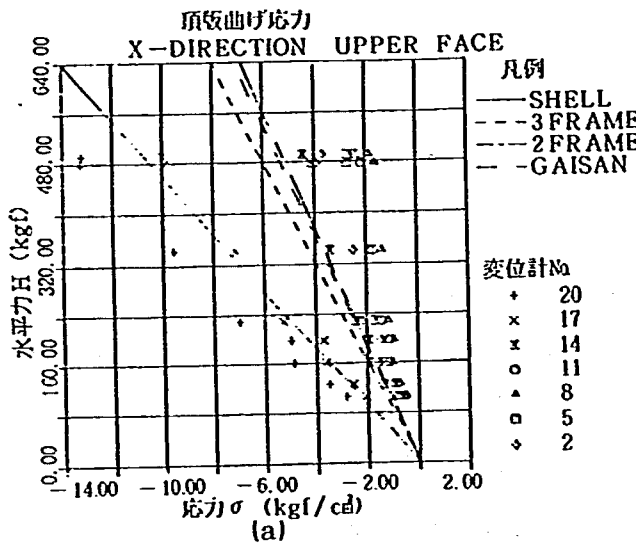
- ① 模型の杭の上下端の固定の不完全
- ② ディープビームと平面保持の原理との差
- ③ ストレインゲージのゲージ長の影響とゲージの誤差
- ④ 載荷点付近の応力集中と近傍の斜杭への直接的荷重伝達
- ⑤ 杭のねじり剛性

表-5.1.1 偏心水平荷重H=200kgfによる頂版応力度(実測値)
単位: kgf/cm²

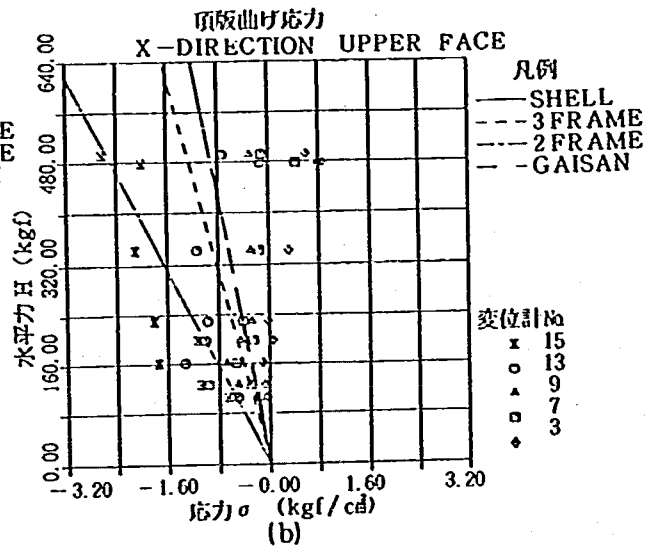
荷重方向	種 類	モデル1		モデル2		モデル3	
X	曲げ応力	㊦	-2.5	㊸	1.0	㊦	-2.6
	せん断応力	㊿	2.6	㊦	10.0	㊦	-11.4
Y	曲げ応力	㊸	-8.6	㊸	17.0	㊸	-9.0
	せん断応力	㊦	2.5	㊸	6.8	㊦	-4.2

注: ○は計測点番号を示す。

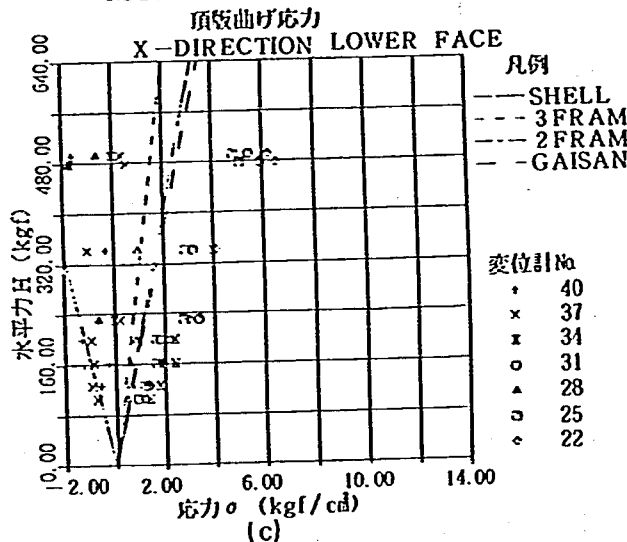
* MODEL 1 X 水平軸心



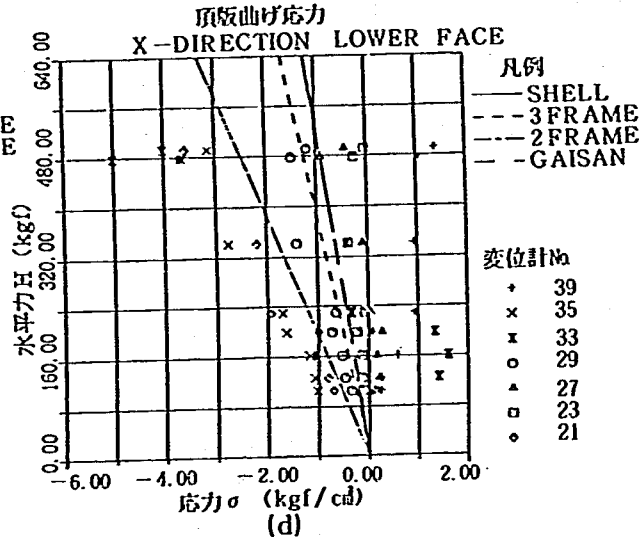
* MODEL 1 X 水平軸心



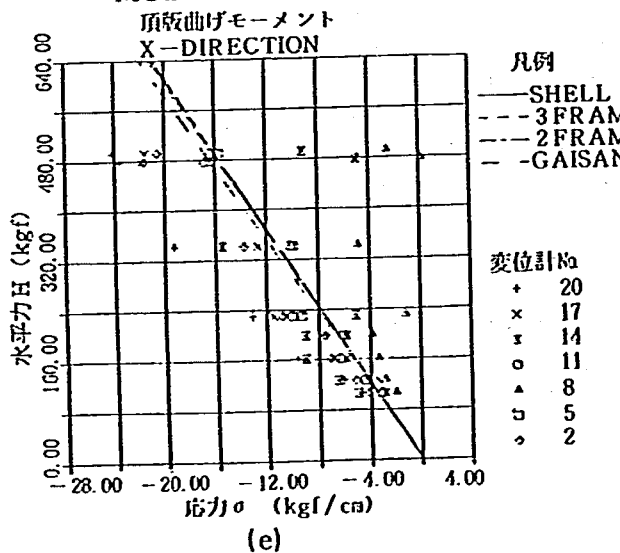
* MODEL 1 X 水平軸心



* MODEL 1 X 水平軸心



* MODEL 1 X 水平軸心



* MODEL 1 X 水平軸心

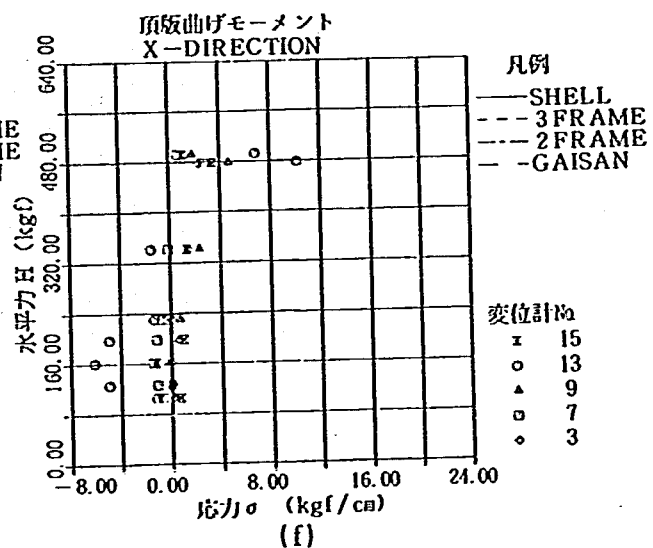


図-5.1.8 水平軸心荷重 (X軸) による頂版の応力断面力 (モデル1)

5.2 多柱頭部の結合

5.2.1 多柱頭部の押抜きせん断耐力

(1) 試験の概要

多柱式基礎の頂版の厚さを減らすことは地震時の慣性力を小さくする上で有効であるが、そのためには頂版自体の曲げ耐力とせん断耐力とともに杭と頂版の結合部の曲げ耐力とせん断耐力の確保が不可欠である。特に頂版を薄くする影響は押抜きせん断耐力に大きな影響を与えることになるのでその点を重点的に検討する。

頂版は厚さを制限して曲げモーメントやせん断力に対して剛性を確保するには鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）構造とせざるを得ない。また、杭施工時の定規枠（テンプレート）の役割、現場での組立、運搬を省力化するためのプレハブ化の要求に応えるためにもSRC構造は優れている。このSRC構造の中に杭を定着させ、押抜きせん断耐力に対応するのにどのような構造がよいかを調べるために、図-5.2.1に示す杭頭結合法の異なる3種類の試験体を製作した。

各試験体の特徴は以下のとおりである。使用材料は表-5.2.1に示す。

表-5.2.1 押抜きせん断試験用供試体用の使用材料

種 類	使 用 材 料
7-777 コンクリート	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$, 骨材最大径20mm
鋼 管	STK41: $\phi=406.4\text{mm}$, $t=6.4\text{mm}$
軽 鋼 梁	SSC41: $350^H \times 100^B \times 4.5^t\text{mm}$
鋼 板	SS41: $t=4.5\text{mm}$
鉄 筋	SD30: D25, D13

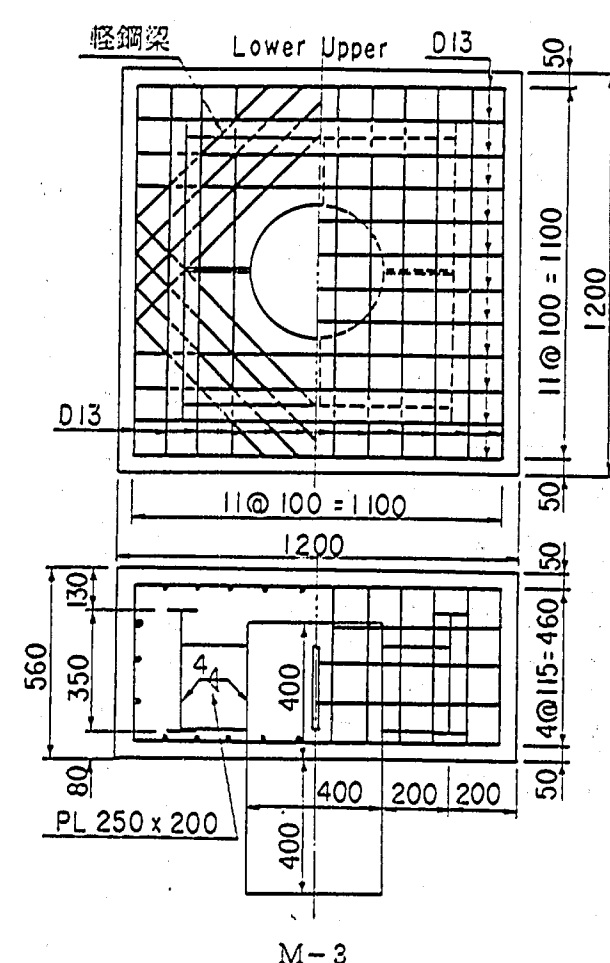
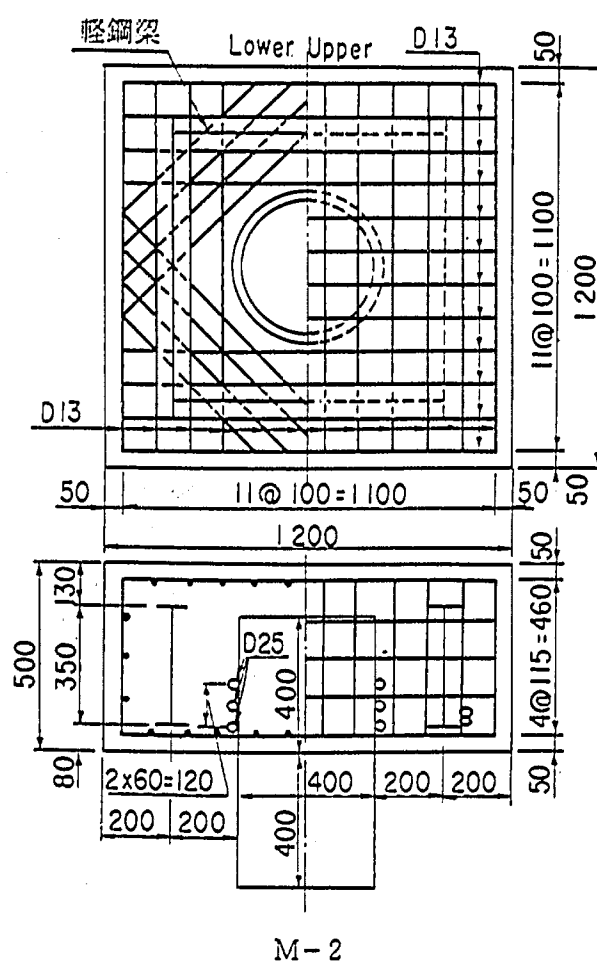
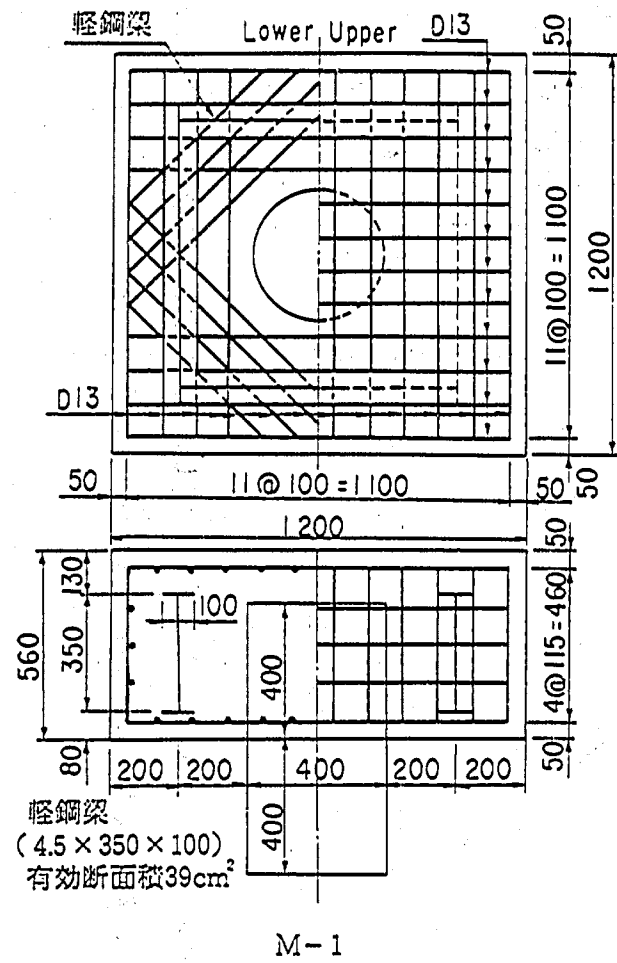


図 - 5.2.1 押抜きせん断試験用試験体の形状

M-1 : 頂版の鋼管の埋込み位置は鉄骨枠組の中心位置とし、道路橋示方書（昭和55年5月）に規定されているA方法に準じて杭径だけを埋め込んだもの。

ただし、天ぶたは用いず、他の補強も行っていない。

M-2 : M-1 に対して、鋼管からの頂版への応力伝達の向上を目的としたフープジベル（ $\phi 25$ ）を鋼管の円周方向に溶接したもの

M-3 : M-1 に対して、鋼管と鉄骨との間にブラケットを溶接することにより連結したもの

試験は、図-5.2.2の枠内に示すように試験体の上下を逆にして頂版を4辺単純支持した状態で鋼管上端に鉛直荷重を加え、頂版のたわみ量、杭体の頂版へのめり込み量、杭体のひずみ量、ブラケットのひずみ量、頂版コンクリートの支圧ひずみ量、頂版のひびわれ発生状況を測定した。

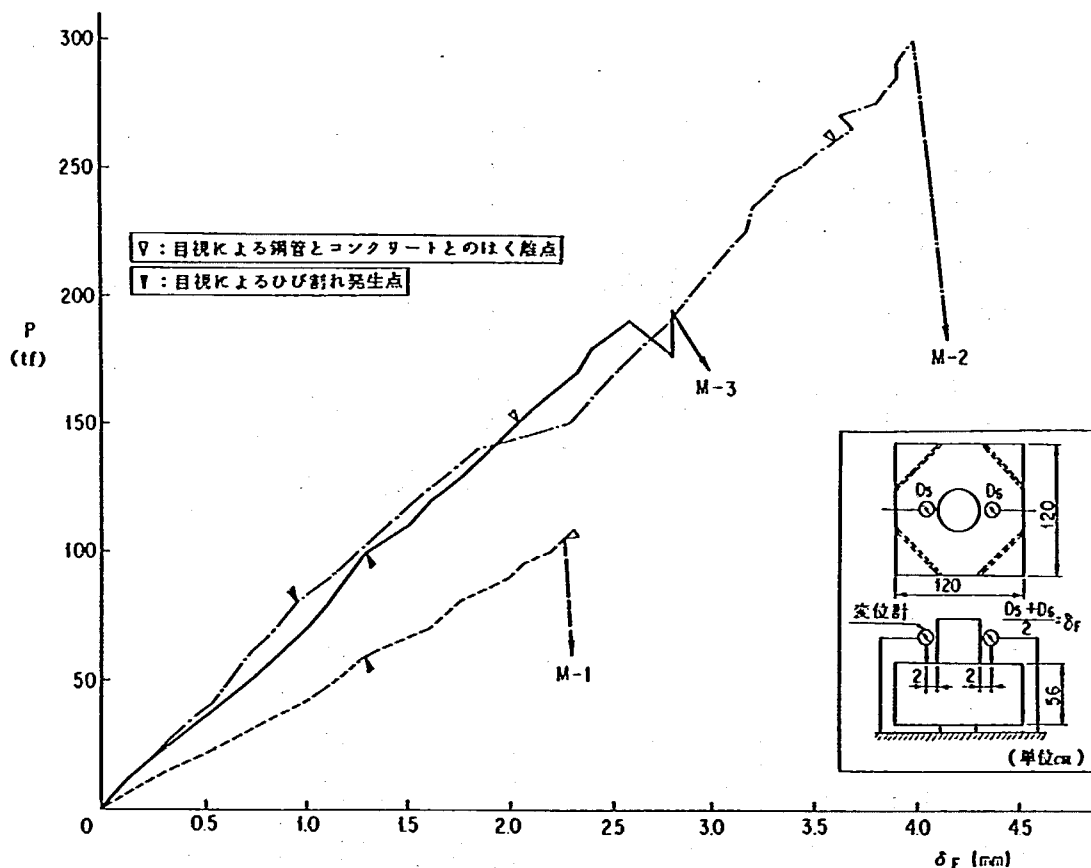


図-5.2.2 荷重と頂版のたわみ

これらの試験を通じて、押抜きせん断力に関し、薄い頂版の杭頭結合部の応力伝達機構、荷重-変形関係、耐力などが明らかにした。

(2) 試験結果

試験の結果、各試験体のひびわれ発生荷重、鋼管とコンクリートのはく離時の荷重、最大荷重は表-5.2.2のとおりとなった。このときの荷重と頂版（フーチング）のたわみの関係を図-5.2.2に示す。頂版のたわみは2点（D₁、D₂）の変位計の値の平均である。M-1とM-2、M-3の挙動は異なりM-1はたわみも大きく、鋼管とコンクリートのはく離の発生とともに急激に荷重が小さくなっている。M-2、M-3は荷重190tfまでは類似の挙動を示す。M-3はその後、耐荷力は下るが、再び195tfのピークまで回復している。M-2は300tfまで耐えた後、破壊している。M-2、M-3は鋼管とコンクリートのはく離の発生後も、耐荷力が増加している。ひびわれ発生時のたわみと最大荷重時のたわみの比はM-2で約4倍、M-3で2倍強、M-1で2倍弱であった。

表-5.2.2 押抜きせん断に関する耐力一覧表

供試体	目視によるひび割れ発生荷重 (tf)	目視による鋼管とコンクリートのはく離荷重 (tf)	最大荷重 (tf)
M-1	60	105	105
M-2	80	260	302
M-3	100	150	195

このときのM-2、M-3のひびわれ発生状況を展開して図示したものが図-5.2.3、図-5.2.4である。図中の数字はひびわれの発生時の荷重の値である。M-2とM-3のひびわれの発生の過程が異なるのが注目される。M-1のひびわれ発生状況はM-3に近いので省略する。

一方、鋼管の頂版（フーチング）コンクリートへのめり込み量と荷重の関係を図-5.2.5に示す。ここでもM-1、M-2、M-3の差が大きくあらわれている。コンクリートのひびわれはめり込み量0.5mm以内で発生し、弾性挙動の一つの限界とみなすことができる。M-1、M-2は最大荷重の後は一方向的なめり込みとなるが、M-3は一度ピークを経た後に再び最大荷重を迎えており、2つのピークは異なる支持機構の存在を示している。

この時の頂版内の鋼管の埋込長の直下8cmの断面の支圧分布を荷重段階毎に例示したものが図-5.2.6、5.2.7である。荷重の増加とともに支圧応力が圧縮から引張へ移行するのがわ

かる。また、分布も大きく乱れているのは、図-5.2.3~4にみるとおり、ひびわれの発生によると考えらる。

次に各荷重段階毎の各モデルの鋼管杭の軸方向面内応力の分布を図-5.2.8, 5.2.9に例示する。M-2の3段目にはフープジベルがあるためにゲージの貼付はない。荷重の増大とともに上方のゲージの値が大きくなり、下方のゲージの値は引張側へ移行する。頂版の曲げたわみの影響を強く受けているためと考えられる。鋼管の圧縮応力は大きな値となっているが、M-2における最大荷重300tfは鋼管杭応力 $\sigma_{\text{p}} = 3730 \text{ kgf/cm}^2$ に相当する。これに対応する円周方向面内応力の分布は、いずれのゲージ位置でも 500 kgf/cm^2 以下であるはずのものが、M-2の $P = 250 \text{ tf}$ 、 300 tf のときの表面に最も近いゲージで -1000 kgf/cm^2 、 -1500 kgf/cm^2 の値が計測された。軸方向の管壁の面外曲げ応力は最大 -1000 kgf/cm^2 以下であった。

また、SRCの鉄骨すなわち鋼梁の腹板に生じた応力をM-2、M-3について示したものが図-5.2.10である。長手方向の引張応力が卓越し、最小主応力は腹板の内側では圧縮、外側では引張となっている。

M-3におけるブラケットの応力を図-5.2.11に示す。荷重190tfでブラケットの腹板の歪がすでに塑性領域に入っており、荷重と頂版（フーチング）のたわみの関係が変化しているのが分かる。

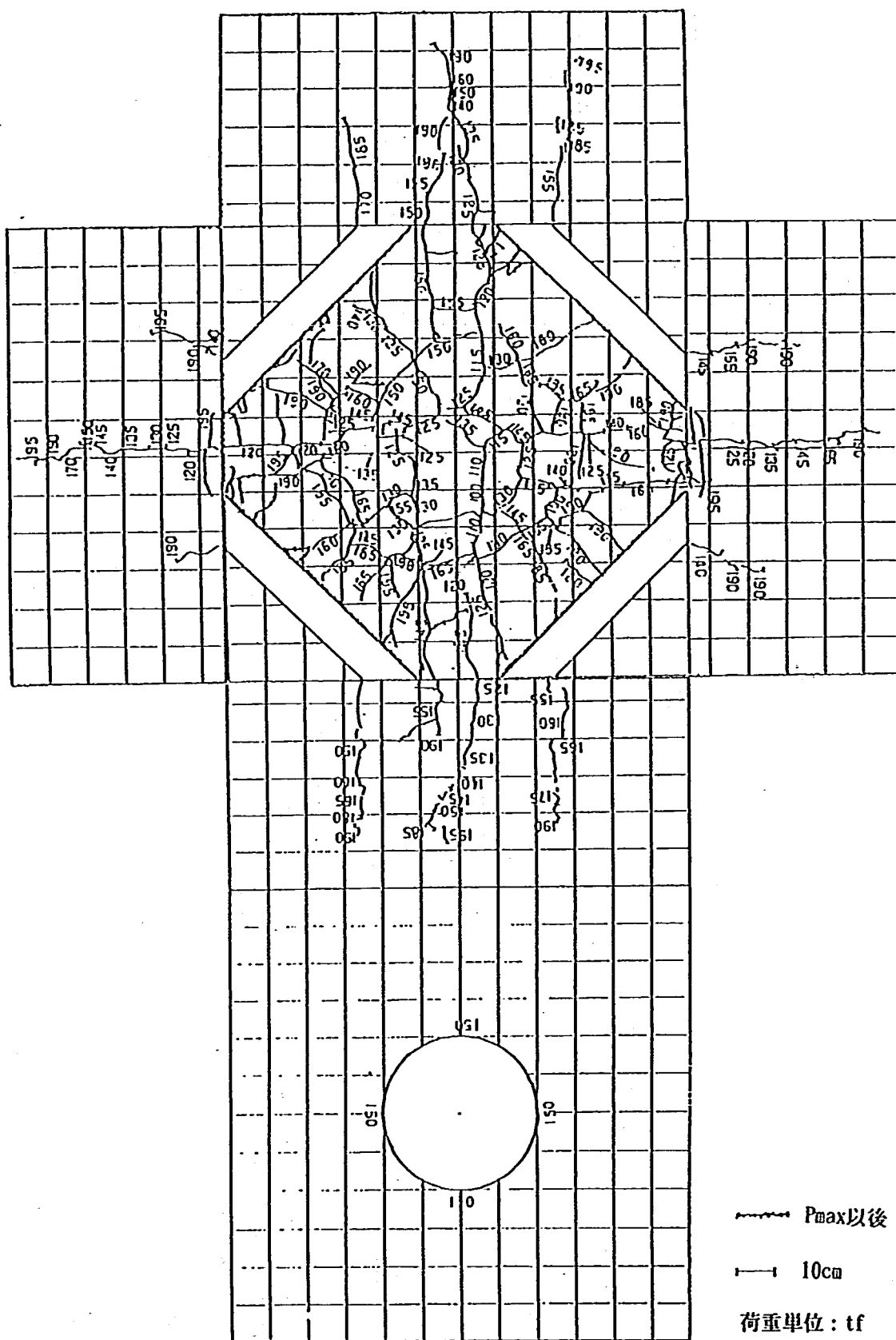


図-5.2.4 ひび割れ発生状況 (M-3)

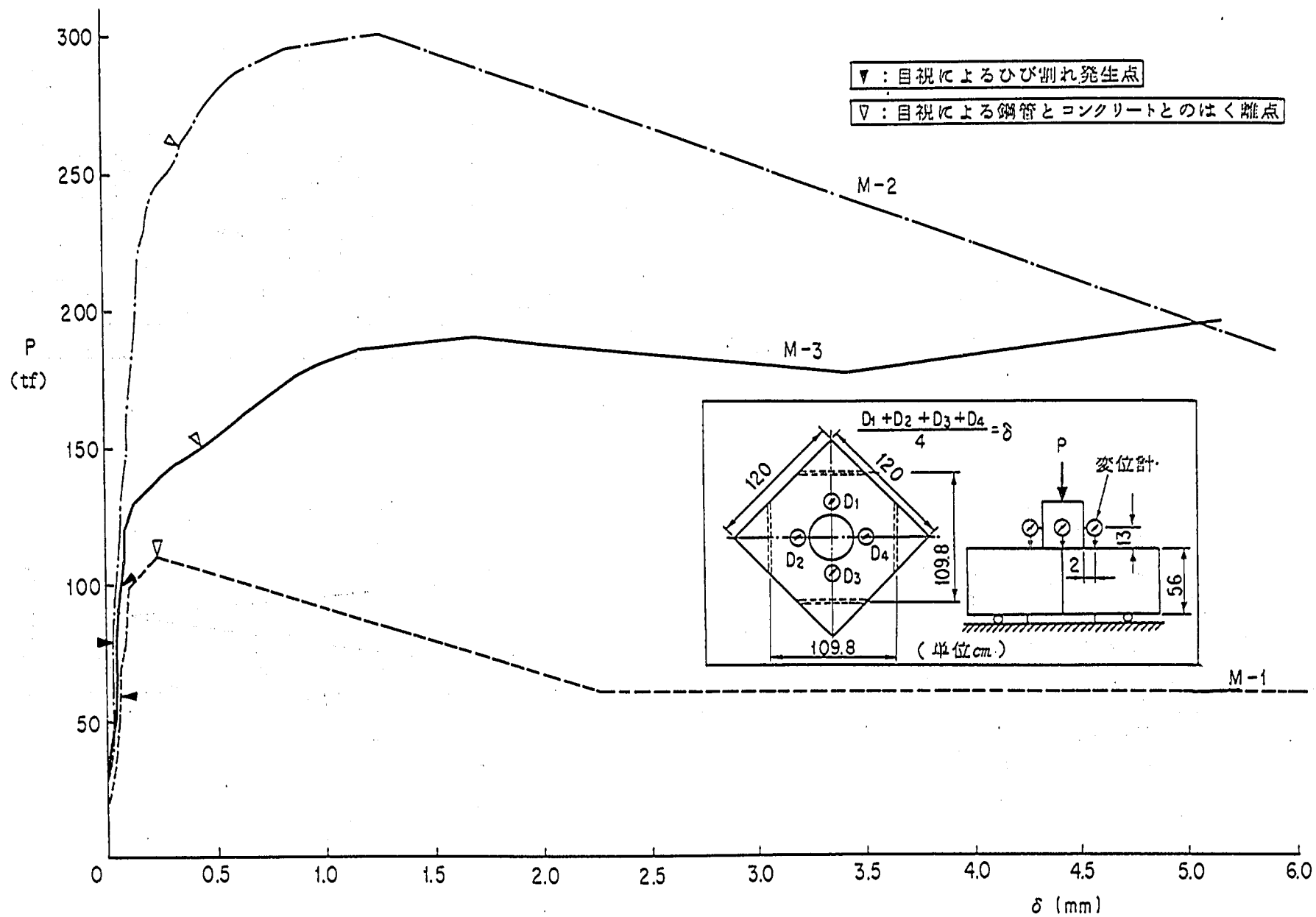
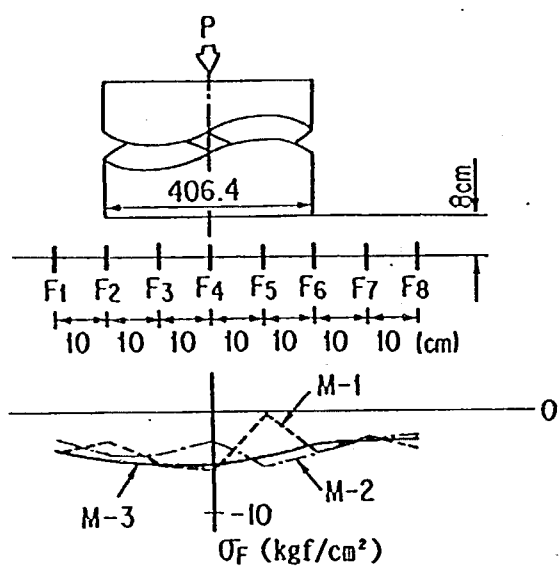
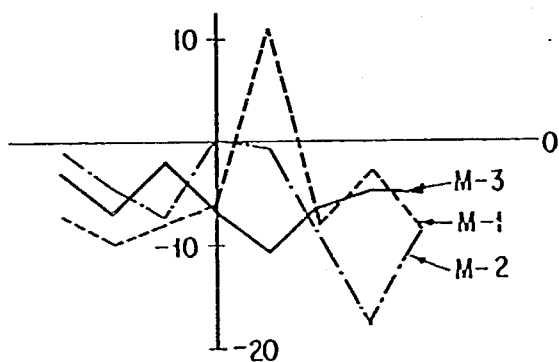


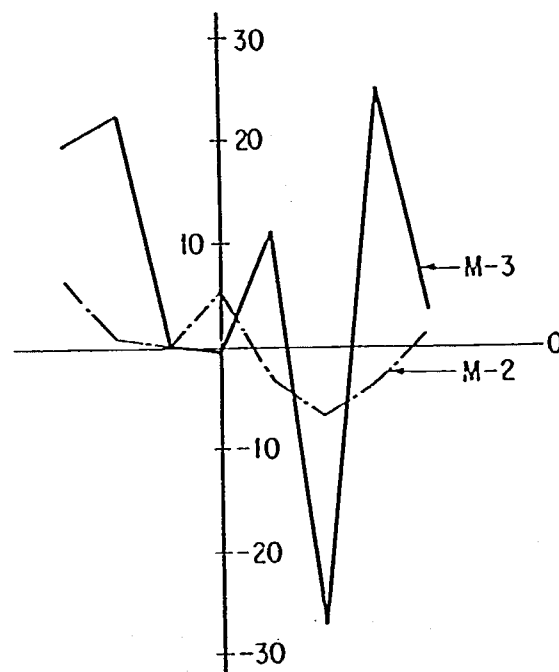
図-5.2.5 荷重と鋼管の頂版へのめり込み



$P = 50 \text{ tf}$
 $\sigma_{sp} = 622 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$



$P = 100 \text{ tf}$
 $\sigma_{sp} = 1243 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$



$P = 150 \text{ tf}$
 $\sigma_{sp} = 1865 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

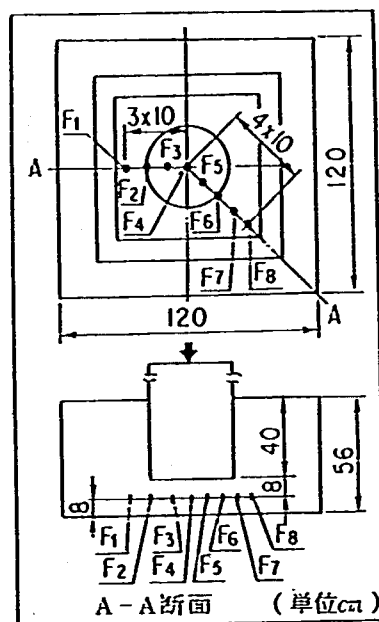
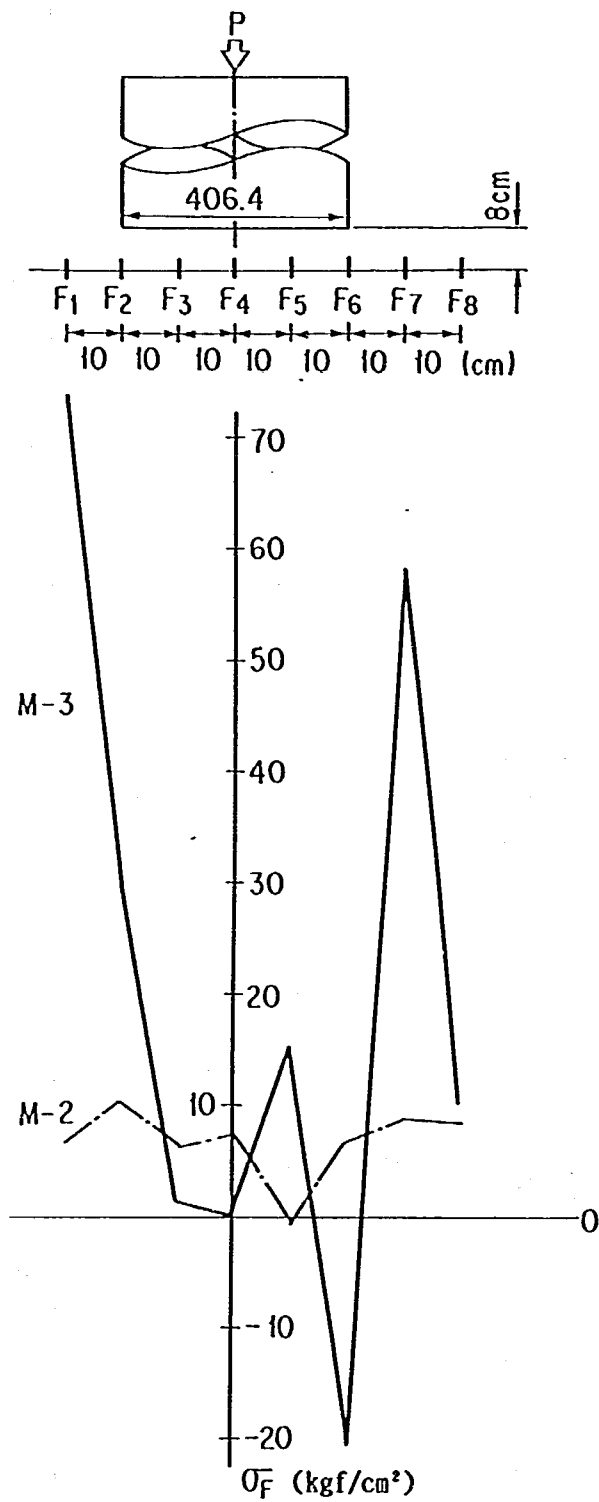


図-5.2.6 頂版の支圧応力分布(a)



$P = 190 \text{ tf}$
 $\bar{\sigma}_{sp} = -2333 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

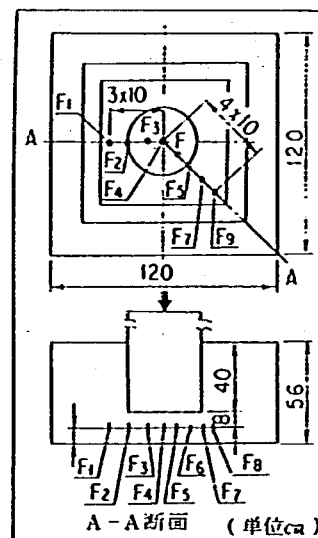


図-5.2.7 頂版の支圧応力分布(b)

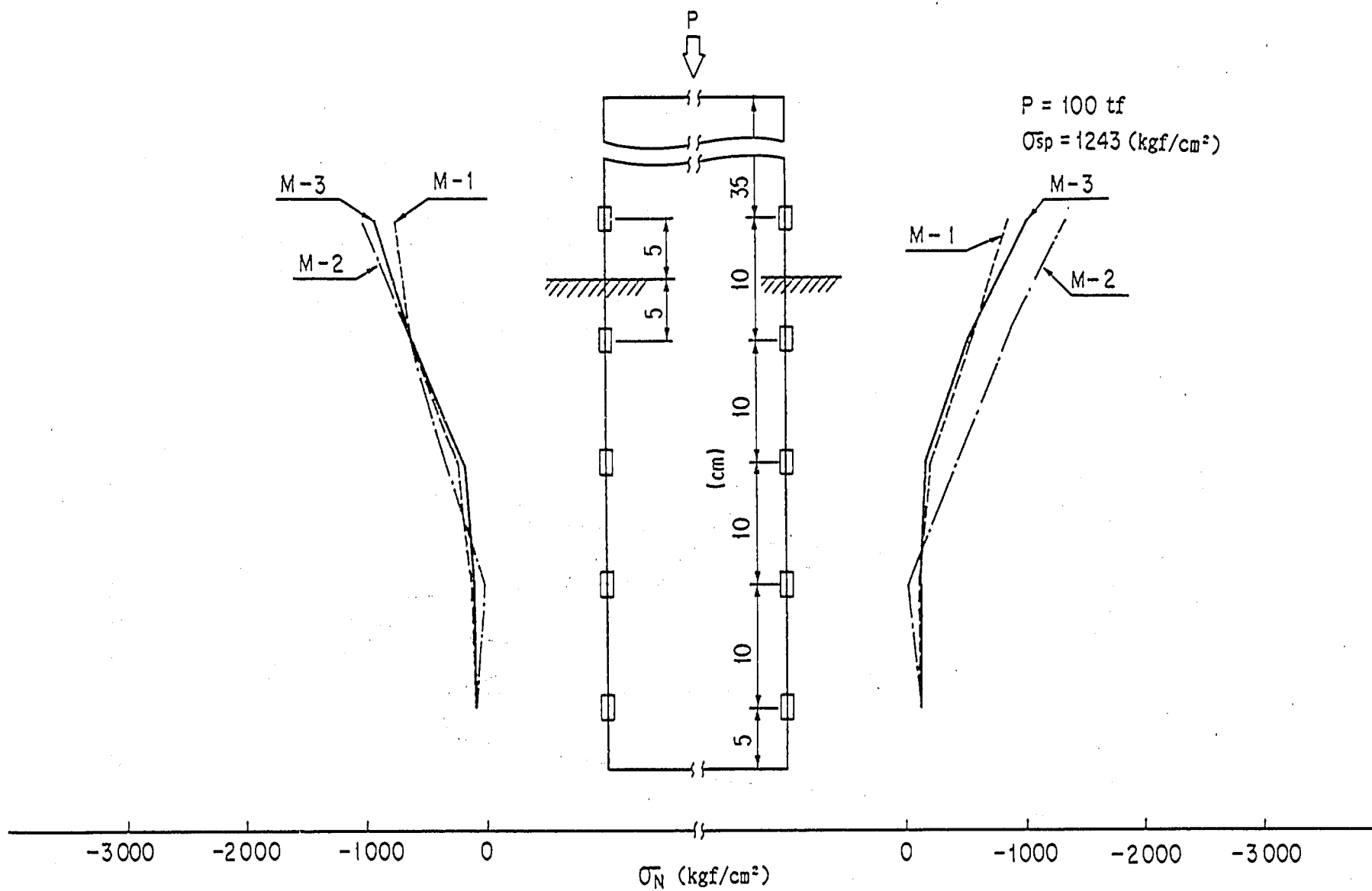


図 - 5.2.8 鋼管の軸方向面内応力分布

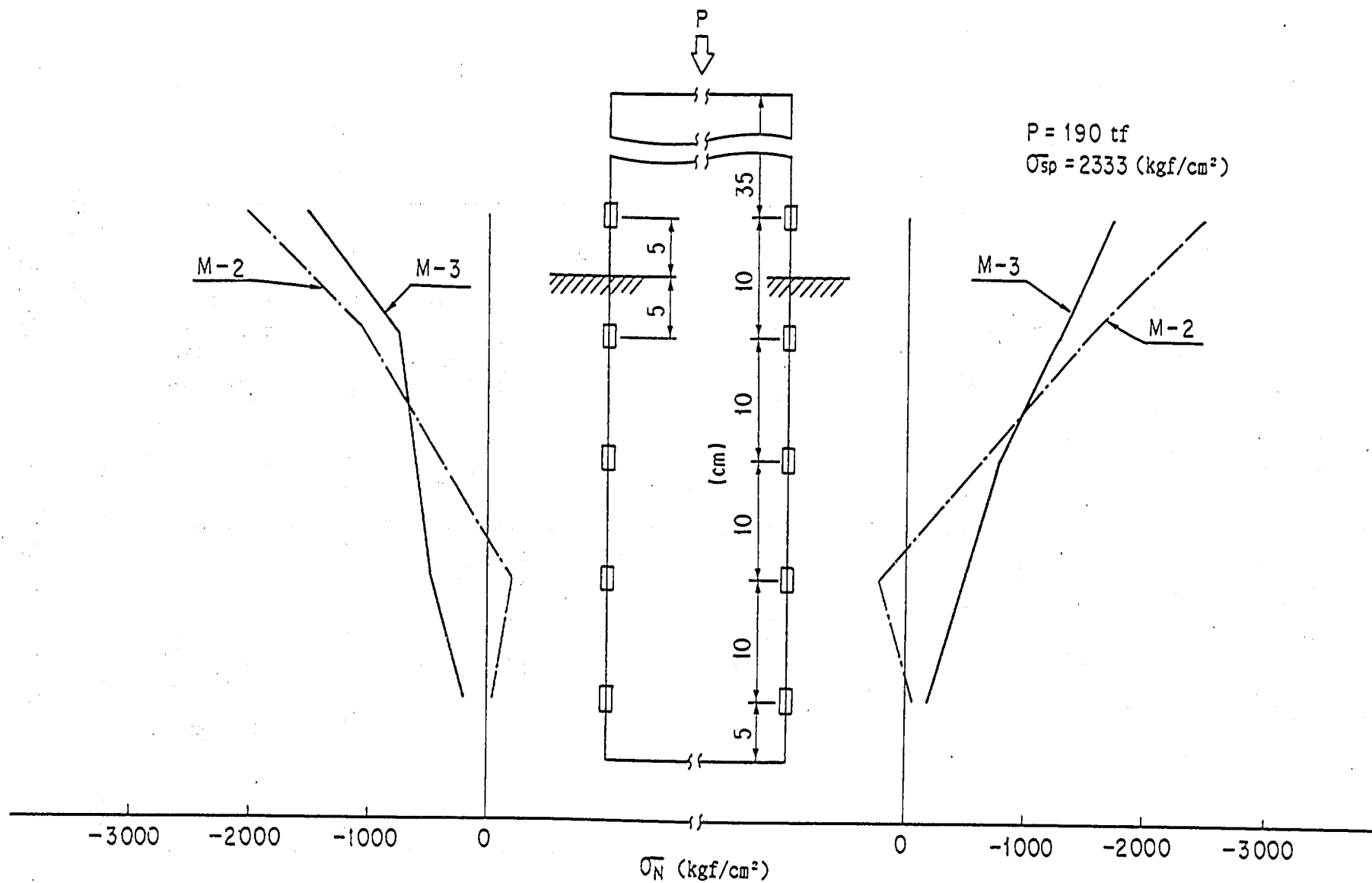


図 - 5.2.9 鋼管の軸方向面内応力分布

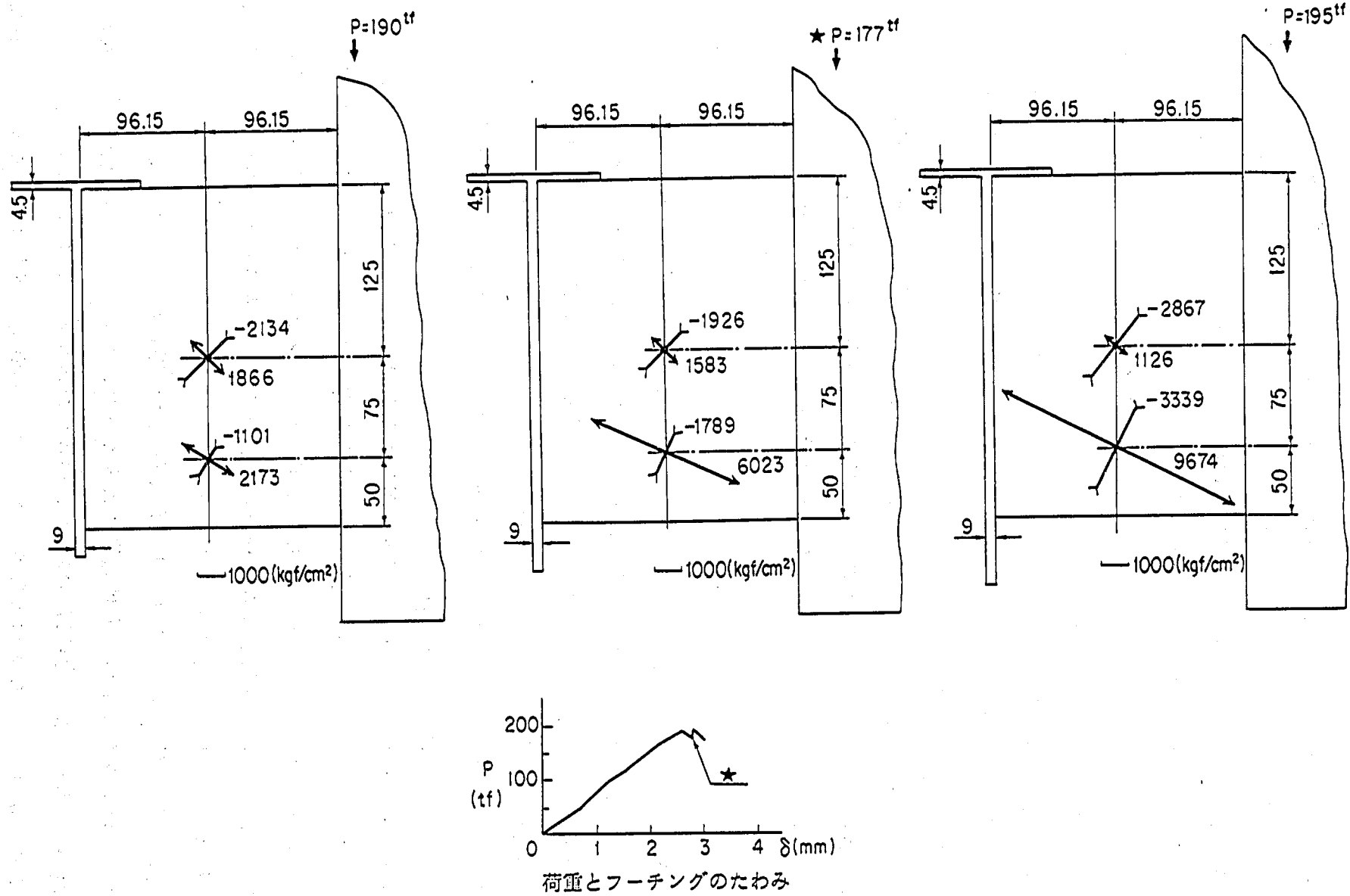


図 - 5.2.11 M-3 におけるブラケットの主応力分布

(3) 考察

M-1は、従来、杭頭結合法Aといわれるものをモデル化したものである。M-3は鉄骨構造の一部に杭を組み込む方法をモデル化したものである。M-2はSRC構造の中に杭を定着させるときの現場での施工誤差にも配慮してM-1の弱点を補強し、M-3の欠点を回避するために考案されたモデルである。

耐力はM-2、M-3、M-1の順にちょうど3:2:1の関係となった。コンクリートにひびわれが観測されるまでの荷重は4:5:3の関係にあり、鋼管のまわりの付着が切れはじめたときの荷重は5:3:2の関係にある。すなわち、M-1のタイプはひびわれから最終荷重までの耐力は小さく、鋼管とコンクリートの付着の喪失が最終耐力につながり、ねばりのない構造ということができる。

M-2は80tfでひびわれが発生した後に150tf付近で鋼管の外側20cm、すなわち外径80~90cmのひびわれが生じている。このひびわれはM-3の鋼管とコンクリートの剥離のときのひびわれと対応している。その後、260tfで鋼管のまわりにひびわれが生じ、302tfが最終耐力となっている。

M-3は、ひびわれの発生までブラケットとコンクリートの合成効果が働いている。鋼管のまわりのひびわれの発生以降はブラケットの耐力が荷重を支え、ねばり強い構造となっているが、最終耐力は195tfで、ブラケットのたわみ剛性で決まっている。

これらの試験において各モデルともひびわれ発生前すなわち50tfまではM-1のめり込み量を除いてほとんど同じ挙動を示している。この時点では鋼管の直下のコンクリートも支圧状態で、コンクリート中の鋼管の軸方向応力や、鋼梁の応力状態にも差がみられず、応力の流れは鋼梁で囲まれた内部にとどまっている。

ひびわれ発生後もM-2のフープジベルが効きだしはしたものの100tfまでは3つのモデル間でばらつきが大きくなるが、定性的には大きな変化はみられない。その中でM-1は急激にひびわれが発達して、最終耐力に達している。コンクリートの支圧応力は圧縮のままであることから版の曲げ状態になる前であり、せん断破壊が卓越したものと推定され、M-1はねばりの少ない構造であるといえよう。

150tf付近で載荷面側のコンクリート表面や試験体側面にひび割れが生じているが、この時点でM-3のブラケットの応力は急激に大きくなり、コンクリートの支圧応力も大きく乱れて全体の応力が引張応力の方へ移行し、曲げの卓越する状態になっている。

190tfでM-3は一旦、極大値となり、コンクリートの支圧応力はさらに大きく乱れてい

るが、鋼管の軸方向応力、鋼梁の腹板の応力もM-2と同じような傾向を示し、鋼梁が有効に働きだしたことを示している。この時点でM-2とM-3の試験体内部のコンクリートの亀裂状態も同様と推測される。M-3では鋼管からの荷重は一旦亀裂の入ったコンクリートを介して鋼梁に伝達され、それによりブラケットの負担が一時的に軽減しているとみられる。M-3は190tfでたわみ量やめり込み量が増加して荷重も低下するが、めり込み量の増大とともにブラケットの剛性が効きだし、最大値195tfの荷重まで耐えている。この時点でブラケットのひずみは塑性領域に入っており、これ以上の荷重に耐えることはできない。

M-2はそれ以上の荷重にも耐えているが、荷重のほとんどはフープジベルでコンクリートに伝えられている。しかし、フープジベルより下の鋼管の部分は鉛直荷重の伝達に貢献せず、試験体のたわみの影響で引張応力を出している。コンクリートの支圧応力も乱れはあるもののマイナスすなわち引張応力となり、頂版の下面は引張状態にある。260tfで鋼管とコンクリートの間のひびわれが観測されている。このことはフープジベルが試験体の中でのめり込み（約0.35mm）によって鋼管とコンクリートの付着が切れたことを示すが、一方、円周方向の応力は約1000kgf/cm²の圧縮応力で観測され、このポアソン効果によって鋼管とコンクリートのせん断力が確保されているとみられ、その後の増加荷重にも耐えている。

M-2は300tfでたわみ量やめり込み量との関係においても最大耐力となっている。この時点で鋼管の圧縮応力度は3730kgf/cm²となり、破壊応力度に近い値となっている。また、局部的には8585kgf/cm²に対応するひずみも測定された。頂版のたわみ量は4mm、めり込み量は1.25mmで最大値となり、めり込みが急速に進行する中で荷重は減少している。このときでも鋼梁の応力が弾性範囲内にあって健全であることから、フープジベル付の鋼管は試験体の中でコンクリートを割裂しながらめり込んでいると推定される。

以上よりM-2もかなりねばり強い構造ということが出来るが、そのためには堅固な鉄骨枠（鋼梁枠）とフープジベルの溶接強度の確保が必要である。

5.2.2 多柱頭部の曲げ耐力

(1) 試験の概要

多柱式基礎の頂版の厚さを減らした場合、多柱と頂版の結合部ではせん断耐力とともに曲げ耐力を確保することが不可欠である。5.2.1で頂版の厚さを減らすためにSRC構造が有利であること、杭と頂版の間のせん断耐力のためにフープジベルやブラケットの溶接が有効であることを述べた。

ここではSRC構造の頂版の対象に杭からの曲げモーメントを頂版に伝達するのに各構造間でどのような差異があるかを調べるために図-5.2.12に示す4種類の試験体を製作した。各試験体の特徴は次のとおりである。使用材料は表-5.2.3に示す。

表-5.2.3 曲げ試験用供試体の使用材料

種 類	使 用 材 料
フープジベルコンクリート	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$, 骨材最大径20mm
鋼 管	STK41: $\phi=267.4\text{mm}$, $t=9.3\text{mm}$
H 形 鋼	SS41: $200^H \times 100^B \times 4.5^{I1} \times 7^{I2}\text{mm}$
鋼 板	SS41: $t=3.2\text{mm}$
鉄 筋	SD30: D16

M-1: 頂版はH形鋼を用いたSRC構造とし、鋼管は道路橋示方書（昭和55年5月）に規定されているA方法に準じて杭径だけを埋め込んだもの
ただし、天ぶたは用いず、他の補強も行っていない。

M-2: M-1に対して鋼管から頂版コンクリートへの応力伝達の向上を目的として、鋼管の円周方向に鉄筋（R16）を溶接し、フープジベルとしたもの

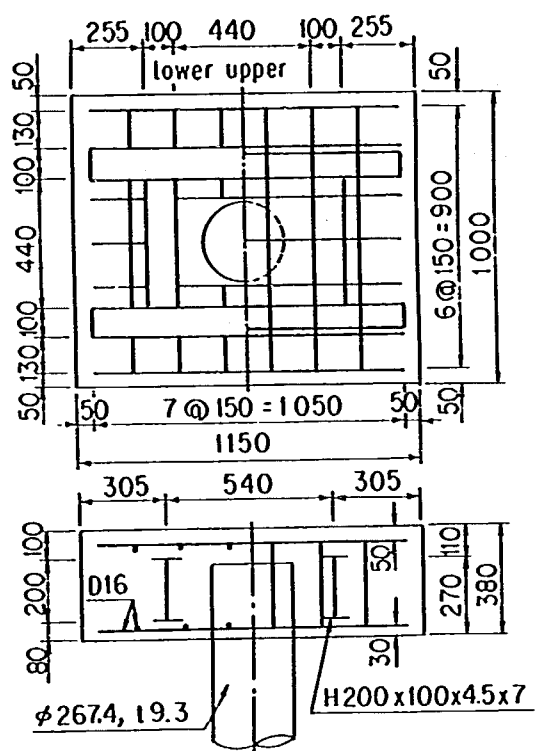
M-3: M-1に対して鋼管と鉄骨との間にブラケットを溶接することにより連結したもの

M-4: M-1に対して鉄骨を取り除き、頂版を鉄筋コンクリート（RC）構造としたもの。ただし、頂版厚は上記3体と等しい。

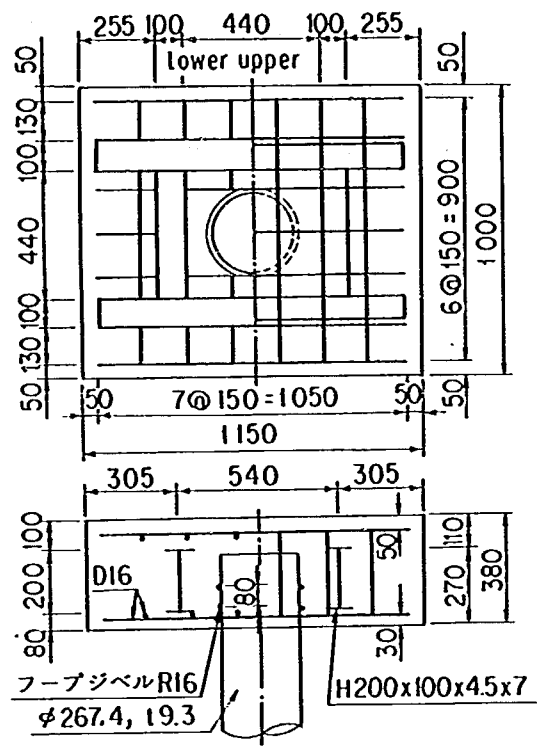
試験は図-5.2.13の枠内に示すように試験体の上下を逆にして、頂版を4ヶ所の線支承

で支持した状態で鋼管の上端に水平載荷を行ない、杭体と頂版の変位の関係、頂版表面のひずみ量、杭体のひずみ量、ブラケットのひずみ量、頂版のひびわれ分布などを測定した。

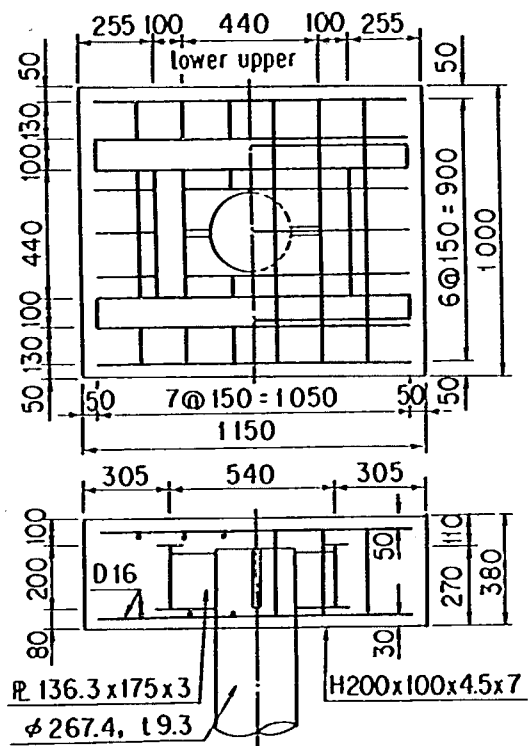
これらの試験を通じて、曲げ耐力に関する薄い頂版の杭頭結合部の構造特性、耐力などを明らかにした。



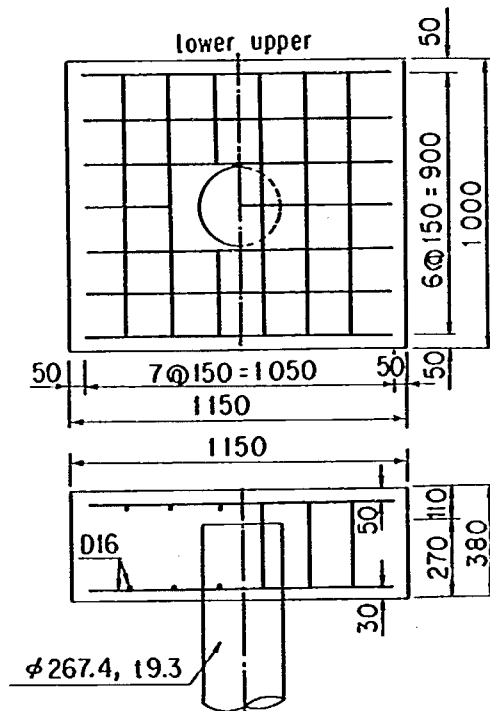
M-1 (標準型)



M-2 (フープジベル型)



M-3 (溶接型)



M-4 (RC型)

図 - 5. 2.12 曲げ試験用試験体の形状

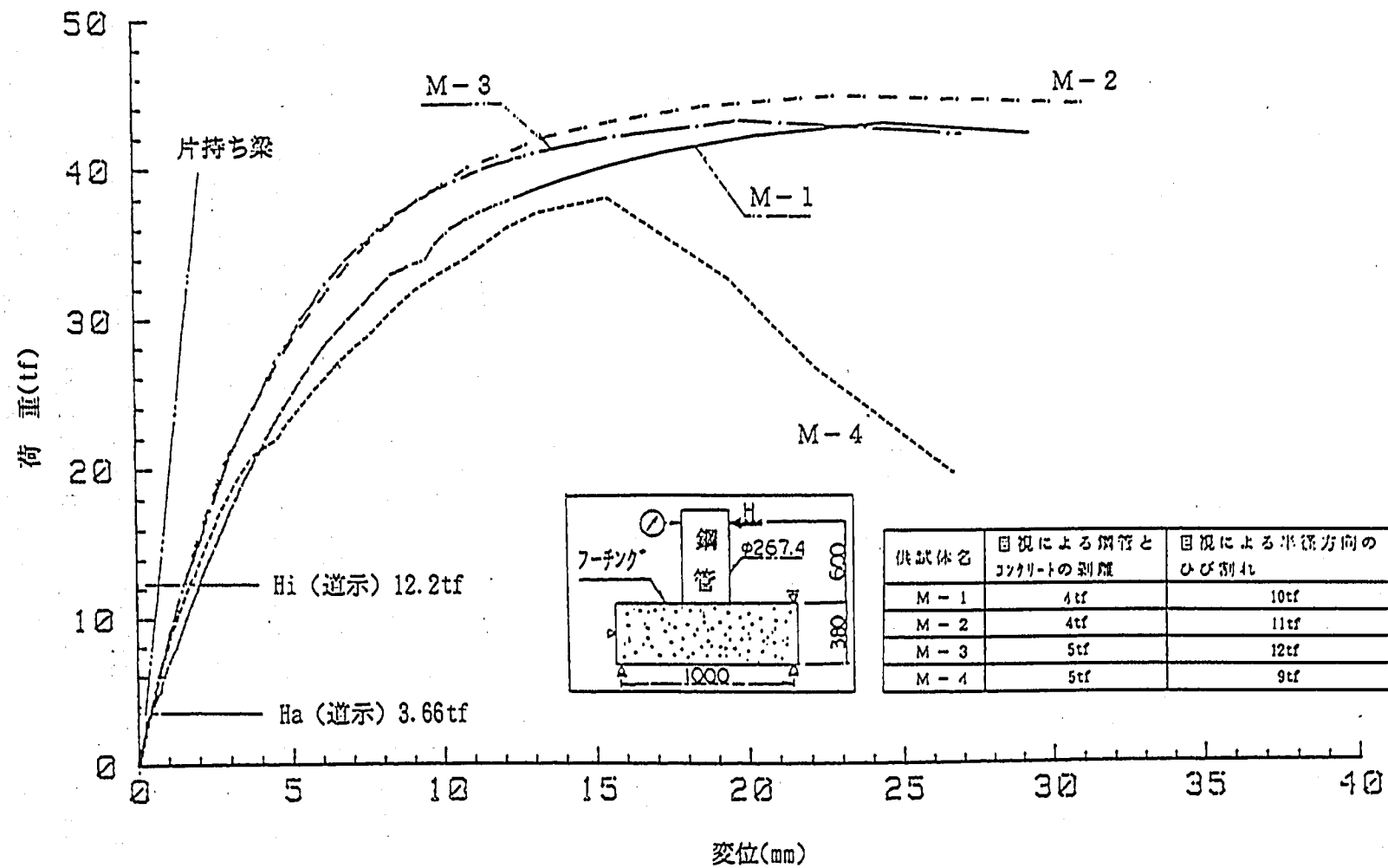


図-5.2.13 荷重と鋼管載荷点のたわみ

(2) 試験結果

試験の結果、各試験体における鋼管とコンクリートの剥離時の荷重、半径方向のひびわれ発生時の荷重、最大荷重は表-5.2.4のとおりである。このときの荷重と鋼管載荷点のたわみの関係は図-5.2.13のとおりである。M-1～M-3は鋼管の座屈で、M-4はコンクリート頂版の前面のひびわれで最終耐力を迎えたためにM-4の最大荷重のたわみは小さい。図中の表に鋼管とコンクリートのはくり発生時および半径方向のコンクリートのひびわれ発生時の荷重を示した。左側の片持ち梁と記載された直線は弾性計算によるたわみ量、 H_a と H_f は道路橋示方書Ⅳ 下部構造編（昭和55年5月）に示される計算式で算出された許容水平力、極限水平力の値である。

表-5.2.4 曲げに関する耐力一覧表

供試体	目視による鋼管と コンクリートの はく離 (tf)	目視による半径 方向のひび割れ (tf)	最大荷重 (tf)
M-1	4	10	43.1
M-2	4	11	44.6
M-3	5	12	43.0
M-4	5	9	38.0

各試験体のコンクリート表面のひびわれの展開図のうち、M-2、M-3のものを図-5.2.14～15に示す。M-1、M-4のひびわれの形態はM-2に近く、M-3についてはブラケットが有効に働き、ひびわれの発生が少ない。

曲げを受ける鋼管の軸方向面内応力の分布をM-2について示したものが図-5.2.16である。コンクリート中の鋼管の応力は浅いほど大きく、引張応力が先行している。気中の鋼管（突出部）の応力は引張応力と圧縮応力が平衡しているが、最後はP9の位置で鋼管が座屈している。

これに対応する鉄骨のI形鋼の上下フランジの3つの断面のうちa断面の平均応力は図-5.2.17のとおりとなっている。 σ_{FR} は引張および圧縮の応力の絶対値の平均を示すものである。ただし、下フランジ側はまわりのコンクリートは圧縮状態にもかかわらず、荷重が大きくなると引張りに変化しているのが観測され、I型鋼全体が引張りの状態で曲げモ

ーメントを負担していると考えられる。その場合でも曲げ応力は弾性限界 (2400kgf/cm^2) の中にある。

M-3 のブラケットに40tf载荷時に生じる主応力を図-5.2.18に示す。圧縮側の最小主応力は荷重の増加とともに圧縮から引張への変化がみられたが、その後の各応力の関係は変わらず、値だけが大きくなっている。

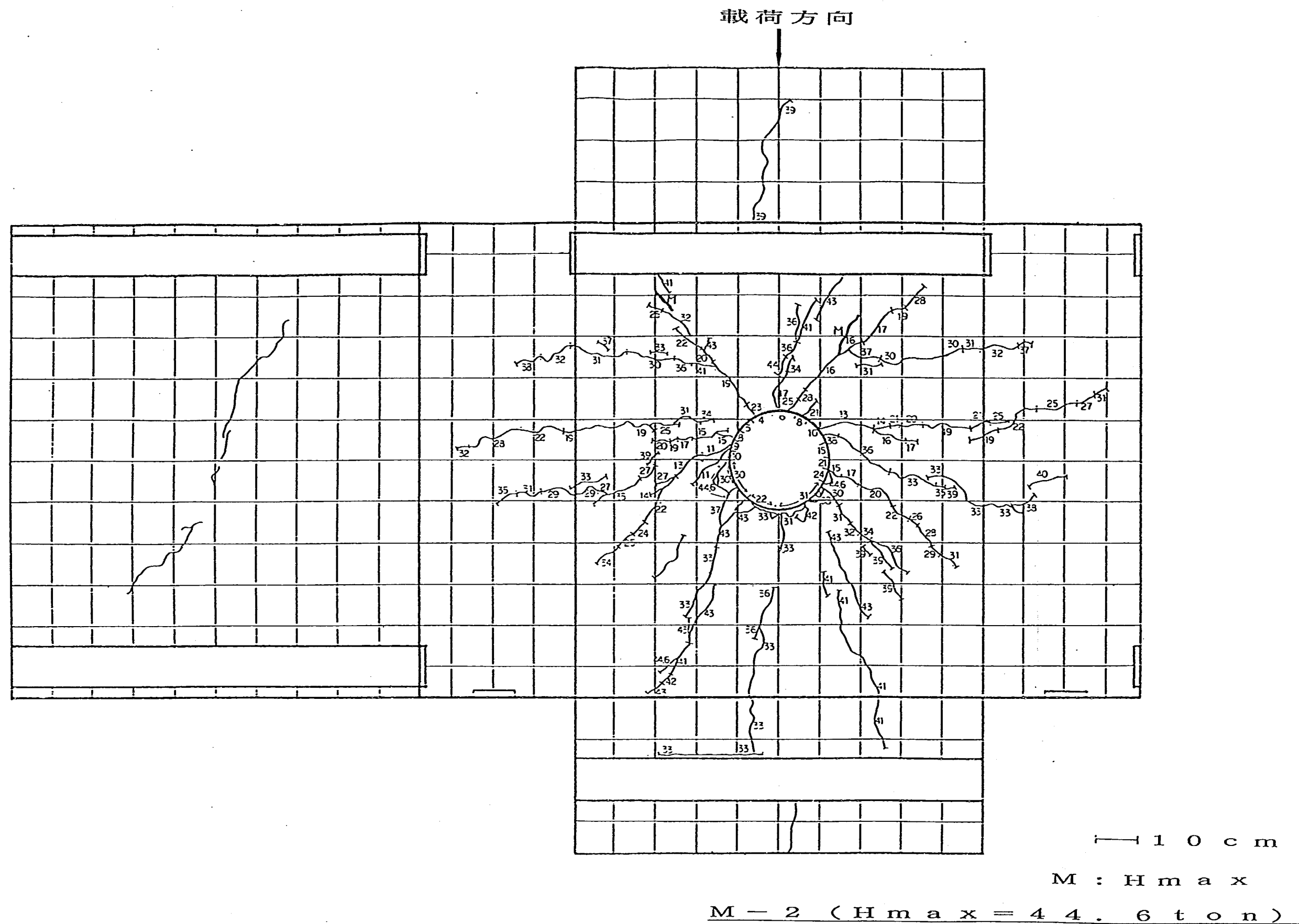


図-5.2.14 頂版のひび割れ発生状況 (M-2)

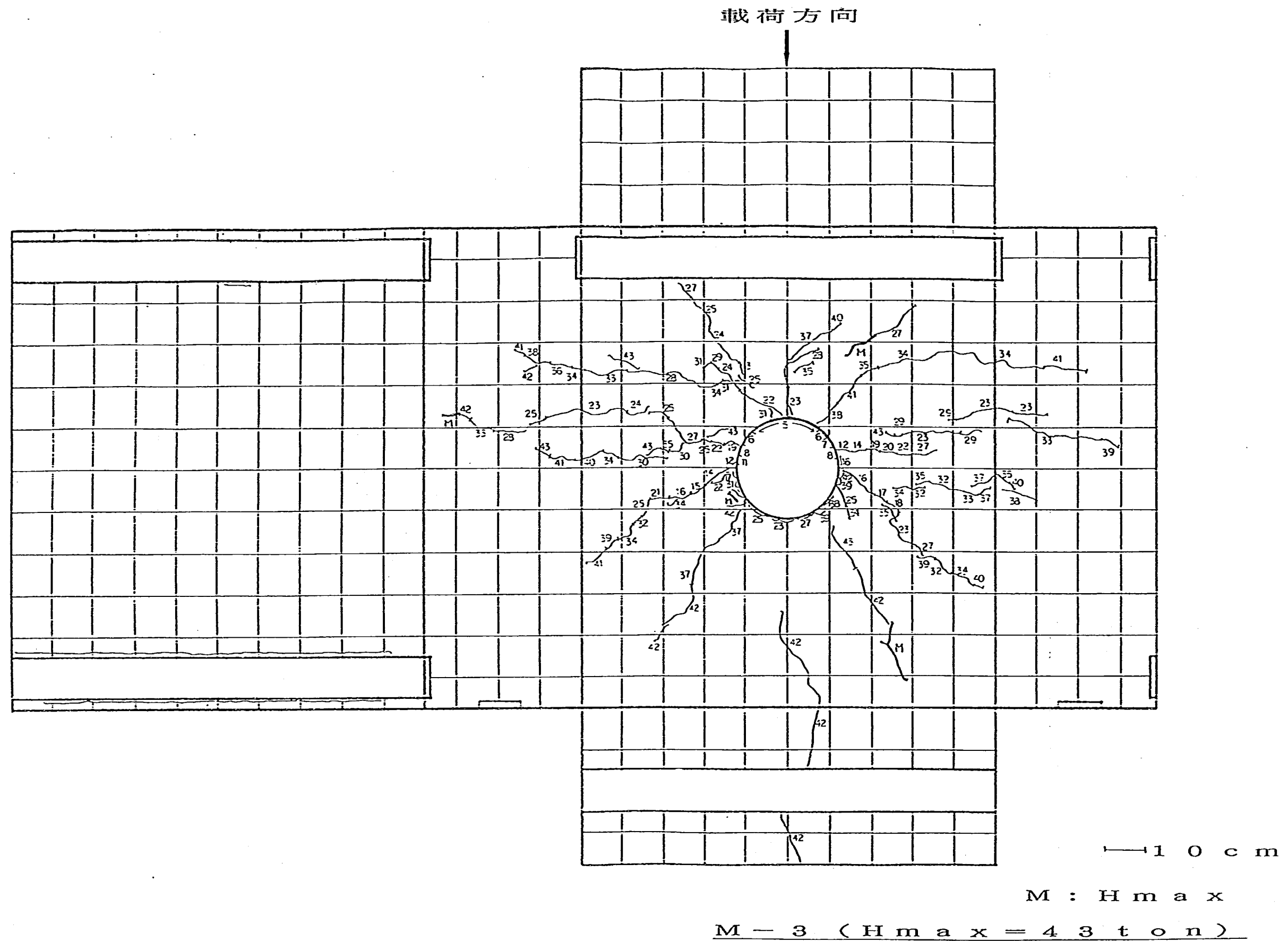


図-5.2.15 頂版のひび割れ発生状況 (M-3)

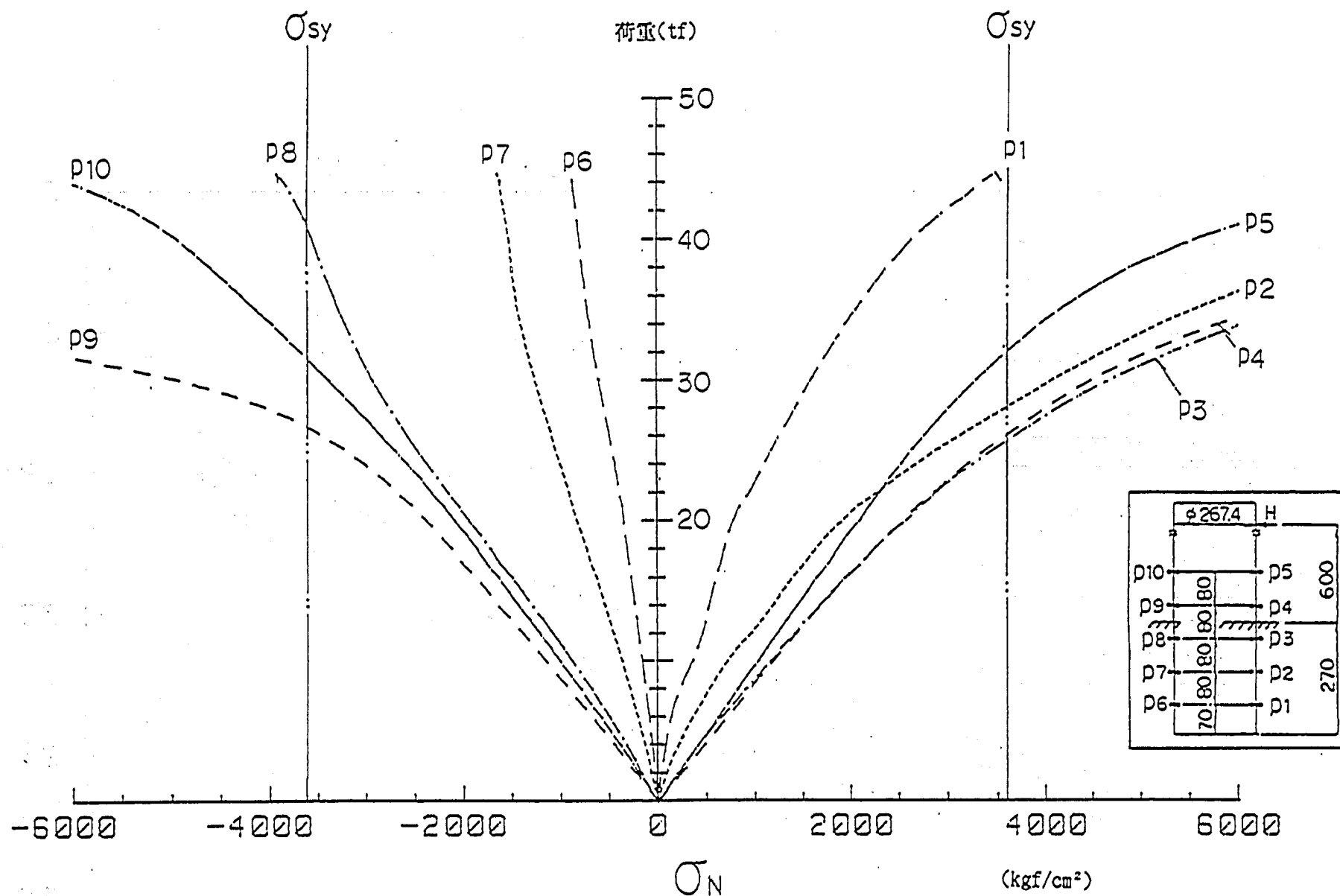


図 - 5.2.16 荷重と鋼管の軸方向面内応力 (M-2)

(M-2)

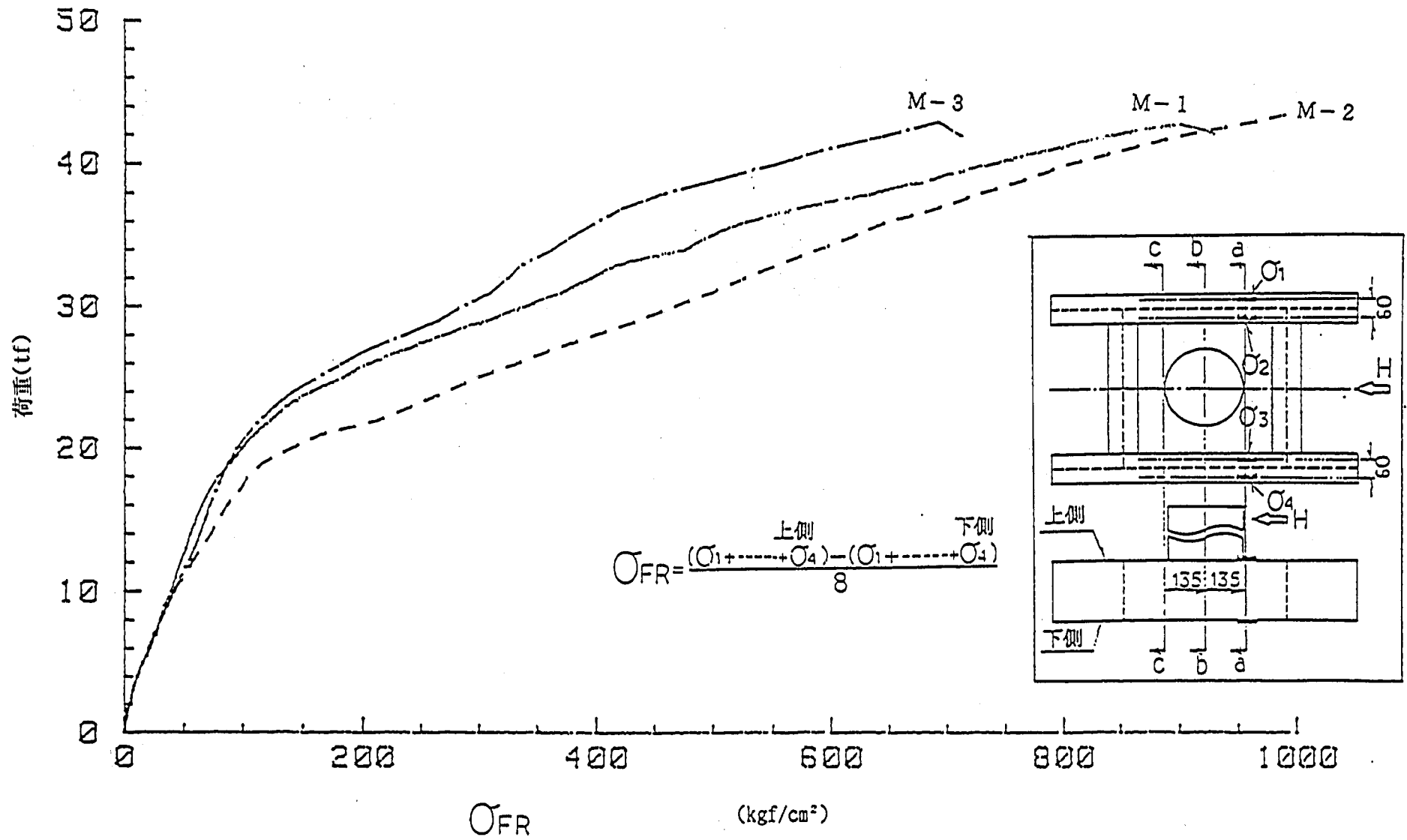
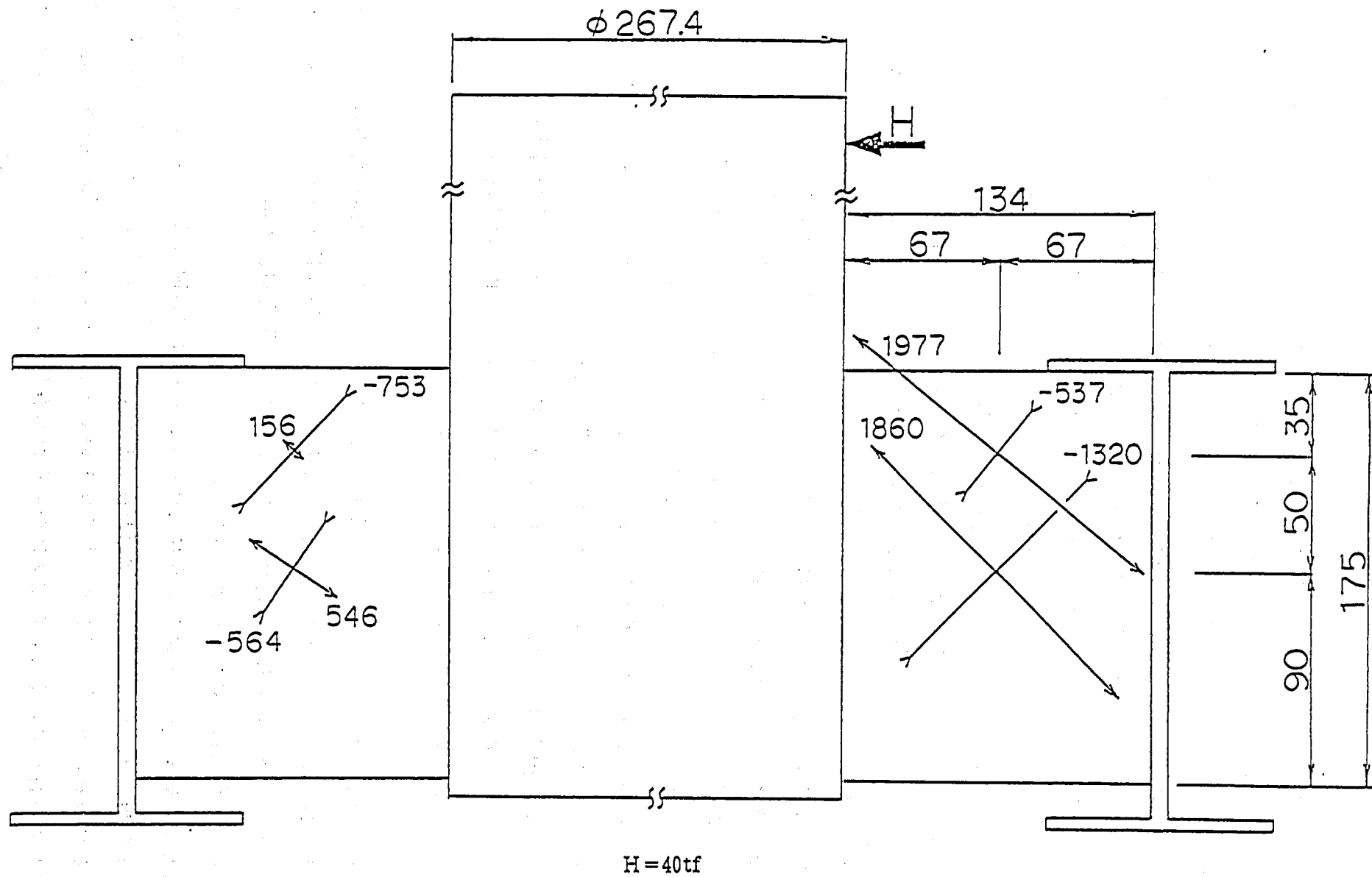


図-5.2.17 荷重と鉄骨の部材軸方向曲げ応力(a断面)



$H=40tf$

図-5.2.18 ブラケットの主応力分布(M-3)

300(kgf/cm²)

(3) 考察

M-1～M-3は押抜きせん断耐力の試験と同じ考え方にもとづくモデルで、M-4のはSRC構造とRC構造を比較するものである。

最終耐力はM-4のみが38tfで、他は43tf付近となっている。M-4の終局状態は前面のコンクリートの割れによるもので、他は鋼管の座屈によるが、これらの最終耐力の間に大差はなく、M-4の側面の補強鉄筋の量または縁端距離が長ければ他と同じ状態をとる可能性もある。しかし、M-1、M-4の荷重たわみ曲線の勾配はM-2、M-3より低く80%程度となっている。また、頂版の弾性変形による回転ばねの軟化のためにM-2、M-3のたわみは鋼管を片持ち梁として計算したたわみの2.5倍程度となり、モーメントによる応力は計算値より緩和されるが、変形は大きくなる。また、同様の計算式とコンクリートの許容支圧応力度や圧縮強度から逆算した許容水平力や極限水平力よりは、はるかに大きな耐荷力を有することも判明した。(図-5.2.13参照)

鋼管杭の剛性は水平方向のひびわれが発生するまではモデル間で差は小さい。発生後はひびわれの発達によって鋼管の剛性は低下し、前面のコンクリートの圧壊、側面へのひびわれの延伸で破壊につながる。この中でM-1、M-4の載荷側のコンクリートのひびわれの発生が遅れる現象がみられたが、原因は不明である。M-3についてはブラケットが有効に効き、ひびわれの発生が少ない。また、鋼管とコンクリートの剥離の発生後はM-2、M-3とM-1、M-4の挙動に大きな差が生じている。

鋼管の軸方向面内応力分布はモデル間で大きな差はみられない。荷重の増大に従って、引張側の応力が圧縮側の応力に先行するが、最終的には鋼管のP9の位置の塑性化で耐力が決まる。また、応力の降伏応力度を越える荷重付近が荷重たわみ曲線の上限を示す変化点と一致している。

SRC構造のM-1、M-2、M-3のI形鋼の上下のフランジの曲げ応力の平均値からはM-1、M-2とM-3の挙動に差があらわれている。原因はブラケットの影響とみられる。ブラケットの応力は最大荷重時(40tf)でも弾性限界以内であるために鋼管に座屈が生じるまで有効に働いたものとみられる。

曲げ耐力についてはモデル間に大きな差はなく、杭径程度の埋込長が確保されていれば、計算値以上の耐力が発揮することが判明した。しかし、杭とコンクリートの間の剥離や半径方向のひびわれは小さな荷重段階で発生するのでスタッドジベル、円周へのかご筋、配力鉄筋などで補強しておくことが耐久性の観点から有効であろう。

5.3 多柱の補強と防食

(1) 一般

杭頭部とともに杭の地中部も曲げモーメントとせん断力に耐えなければならない。一般に、杭の気中部や地中部には上部からの荷重の他に船舶等の衝突、係船、流水圧などの荷重の作用や腐食などの問題もある。そのために杭の断面決定には上部からの荷重による応力のみならず、これらの不測の荷重に対する剛性、じん性および耐腐食のためのさび代や防食対策としての断面増強などを配慮しなければならない。

しかし、断面の決定にあたり、基本になるのは上部からの荷重による曲げモーメントやせん断力である。鉛直荷重については杭の支持力が確保されていれば問題になることはない。水平荷重については3.2で検討したように杭の自由長、斜杭の角度によって、各杭の曲げモーメントは大きく変化する。また、水平荷重の分担率においても、斜杭の本数、角度による影響が大きく、それによって本来は影響の少なかった杭の自由長、杭間隔による影響も拡大している。（図-3.2.2～3.2.3参照）

これらの影響を考慮して断面の決定、杭先端の処理などがなされ、さらに衝撃や腐食などに対する防護措置がとられる。衝撃に対しては場所により防衛工の設置、杭の目隠しをかねた防護板の取付、杭の肉厚の増加などの方法がとられている。

(2) 柱構造^{55) 56)}

多柱式基礎の多柱部分の構造の代表的なものを表-5.3.1に示す。単管の場合はさび代を除いた鋼管肉厚が設計の対象となる。小規模な構造物、自然条件のおだやかな所などに用いられる。（例 あけぼの橋等）

コンクリート中詰の場合は内部のコンクリートは単なる充填材とみなすもの（例 琵琶湖大橋杭下端部等）、内部のコンクリートに鉄筋を配置して両者の剛性を加算するもの（例 片上大橋等）、外側の鋼管は無視して、内部の鉄筋コンクリートのみを有効とするもの（例 大鳴門橋等）がある。後者になるほど構造物の規模が大きくなる。

二重鋼管構造はジャケット足場で施工する場合に多くみられる。この型式のものでは内管の剛性のみを設計の対象とするもの（例 能登島大橋等）、内部のコンクリートの剛性も考慮するもの（例 大島大橋等）がある。すなわち、外管はさや管として腐食して消失するとしているものが大半である。

これらの構造について現地試験または模型試験等でその挙動を調べたものとしては、琵琶湖大橋、青柳橋、大鳴門橋、内海大橋、横浜港連絡橋（ベイブリッジ）等がある。

多柱式基礎の施工例の一部を表-5.3.2に示す。これらの形式の他には鉄筋コンクリート円筒柱として計画、設計されたもの（横浜港連絡橋）⁶⁷⁾、リバーサーキュレーション工法による場所打ち鉄筋コンクリート杭で多柱式基礎を構築するもの（ケニアのキリフィ橋）⁶⁸⁾などがあらわれている。これらの工法のほとんどは直杭として施工されており、斜杭を有する多柱式基礎は能登島大橋の側径間橋梁の基礎に採用されている他は小規模橋梁のバイルベント基礎としてみられる程度である。今後、斜杭を有する多柱式基礎が増加すると柱構造についても施工性を考慮した新しい構造も求められよう。

表-5.3.1 柱断面の種類

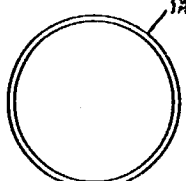
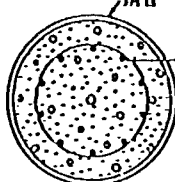
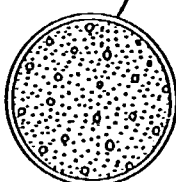
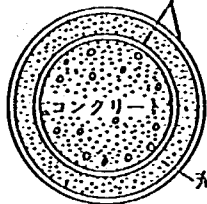
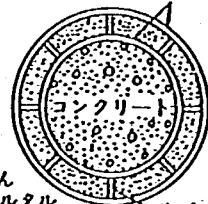
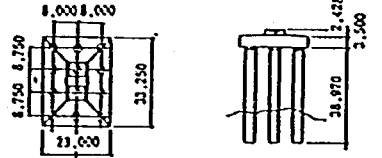
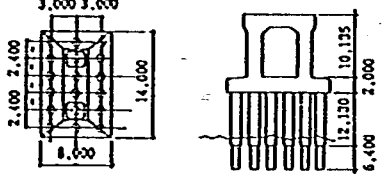
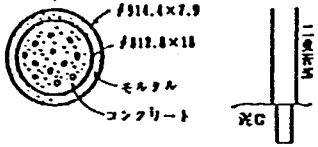
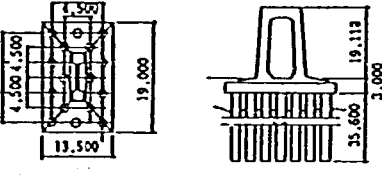
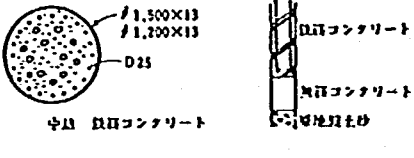
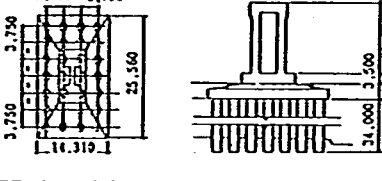
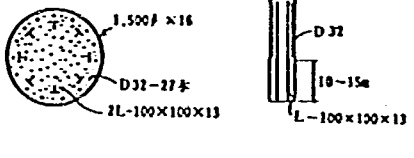
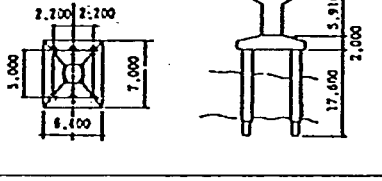
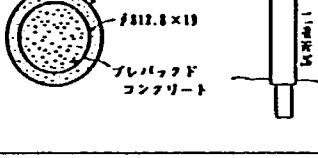
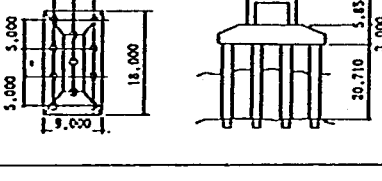
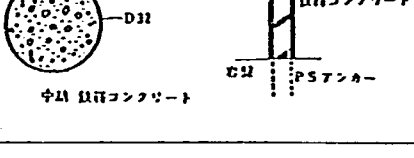
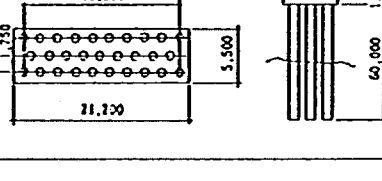
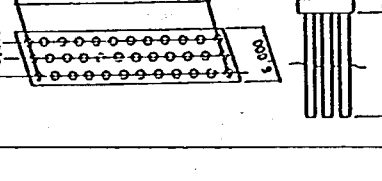
種 類	断 面 形 状 と 特 徴
単 管	 (1) 鋼管だけ
コンクリート 中 詰 め	  (1) 鉄筋コンクリート詰め (2) 鉄筋コンクリート詰め
二 重 鋼 管	  (1) モルタル充てん (2) リブ付き

表-5.3.2 多柱の断面の施工例

橋梁名称	下部構造	多柱基礎数	各基礎の鉄筋数	枕構造
大島大橋		3基 P ₁ P ₂ P ₃	P ₁ 9本 P ₂ 12本 P ₃ 12本	内管φ3.10と外管φ3.50を縦リブおよびスペースで溶接接合した二重管構造である。さらに内外管の間に格子状の鉄筋を配置して、内管の腐食を防止するために注入するモルタルを充填してある。
青柳橋		2基 P ₁ P ₂	P ₁ 18本 P ₂ 18本	
琵琶湖大橋		4基 P ₁ P ₂ P ₃ P ₄ P ₅ P ₆	P ₁ 8本 P ₂ 16本 P ₃ 16本 P ₄ 16本 P ₅ 8本 P ₆ 8本	
片上大橋		3基 P ₁ P ₂ P ₃	P ₁ 28本 P ₂ 28本 P ₃ 24本	φ1,500×16の縦管枕に鉄筋鉄筋コンクリートの中筋 
篠平大橋		1基 P ₁	P ₁ 6本	
須島大橋		2基 P ₁ P ₂	P ₁ 11本 P ₂ 11本	
あけぼの橋		2基 P ₁ P ₂	P ₁ 29本 P ₂ 29本	縦管のみ 肉厚を変化させている。
坂戸橋		2基 P ₁ P ₂	P ₁ 36本 P ₂ 36本	縦管のみ 肉厚を変化させている。

(3) 防食

多柱部分は基本的には作用力で断面が決定されるが、多柱式基礎の設置される場所が大きな水深、速い流速などの設計施工条件の厳しい地点になることが多いために、部材の腐食、摩耗などの影響を受けやすい。特に、海中部、海岸部にあっては干満帯、飛沫帯などでの乾湿の繰返しによる塩分濃度、塩素イオンの上昇、波による腐食の促進、海生生物による腐食、漂砂や波と砂による摩耗、紫外線による劣化促進など通常的环境に比べると過酷な条件下にあり、点検、補修も行い難いところが多い。一方、多柱式基礎は剛性体基礎に比べて断面が小さく、長い形状にあるために断面あたりの暴露面積が大きく風化による断面欠損を生じやすい構造となっている。そのために、多柱式基礎の耐久性を確保する上で防食は重要な因子となっている。表-5.3.1に示す柱断面の種類多くは作用荷重に対する断面性能の確保というよりは風化から所要の断面をいかに護るかに主眼がおかれている。上記の環境に弱い鋼管杭の場合は大きめのさび代、2重管、コンクリートの巻立（例 内海大橋）などの手段がとられている。鋼管杭の防食方法の代表的なものとして表-5.3.3のようなものがあり⁵⁹⁾、これらの被覆材料については研究が進行中であるところから、表-5.3.1以外の方法による防食方法の可能性も残されている。⁶⁰⁾

表-5.3.3 代表的な防食法の特徴 (9)

防 食 系	代 表 的 な 仕 様 例			長 所	短 所
	防 食 材 料	被膜厚さ mm	施 工 法		
塗 装	厚膜型無機シンクリッチベ イント+クールエポキシ	0.70	塗 装	○施工が容易で、補修し やすい。 ○美装効果が大きい (エ ポキシ)。 ○防食効果の割に経済的 である。 ○実績が多い。	○長期の防食は期待でき ない。 ○衝撃に弱い (クロスの 併用により改善される)。
	厚膜型無機シンクリッチベ イント+エポキシ	0.45			
	厚膜型有機シンクリッチベ イント+クールエポキシ	0.70			
	厚膜型有機シンクリッチベ イント+エポキシ	0.45			
有機質ラ イニング	エポキシ系レジンモルタル	5	塗 装	○耐久性、耐衝撃性に富 む。 ○施工が比較的容易であ る。	○施工管理に注意を要す る。
	ポリエチレン	5	押 出 し	○工業的に大量生産可能 で、安価である。	○管以外への適用は、む ずかしい。 ○黒色に限定される。
無機質ラ イニング	セメントモルタル	100	型 枠	○使用実績が多い。	○現地施工以外はむずか しい。 ○衝撃に弱い。
	鋼製型枠+セメントモルタル	型枠10 セメント モルタル200	型 枠 (二重管)	○特に耐久性がすぐれて いる。	○現地施工に限られる。 ○高価である。
金属溶射	アルミニウム溶射+封孔処理	0.15	溶 射	○防食効果の割に経済的 である。	○施工管理に注意を要す る。 ○干渉帯での使用には注 意を要する。
低合金系 耐海水鋼 及び犠牲 鉄板	低合金系耐海水鋼	—	構造物と して使用	○耐用年数に応じた設計 が可能である。 ○衝撃に弱い。	○適用が限定される。
	犠 牲 鉄 板	12	巻きつけ		
耐食性金 属材料	チ ク ン	0.5	クラッド	○耐食性が特にすぐれて いる。	○高価である。 ○適用が限定される。 ○異種金属接触腐食に注 意を要する。
	モ ネ ル	2	巻きつけ		
	ステンレス (耐海水性)	4			

5.4 結言

多柱式基礎は頂版と杭で構成される。その設計上の隘路である地震時の水平力に対する変形を小さくするためには頂版の断面を縮小して、その慣性力を小さくすることが考えられる。その場合には頂版に発生する応力、頂版と杭の結合部における力の伝達を調べるとともに、杭自体が伝達される曲げモーメントやせん断力に対して長期にわたって安全である必要がある。

頂版の応力について検討した結果、次のことが明らかになった。

- (1) 4.2小型模型試験で測定された頂版の応力をみると水平軸心載荷試験では頂版内の応力は荷重の分散方向に主応力が卓越し、杭の反力による曲げモーメントの影響を受けて変化する。
- (2) 水平偏心載荷試験ではモデル1（直杭のみ）の頂版の上面で圧縮応力、下面で引張応力が荷重方向で卓越したが、その絶対値は他のモデルより小さい。
- (3) モデル2（長辺の両端1列が斜杭）、モデル3（短辺の両端2列が斜杭）では値のほぼ等しい引張応力と圧縮応力が荷重方向に45°の角度で直交しており、ほぼ純せん断状態となっている。引張応力、圧縮応力の方向は頂版の上下面で逆転している。また、モデル2とモデル3で主応力の方向が逆転していることは斜杭の傾斜方向の影響と考えられる。
- (4) 斜杭の存在は直杭のみのものより、頂版の曲げモーメントを低減せしめるが、せん断応力を増加せしめるので十分なせん断補強をする必要がある。
- (5) 偏心荷重によるねじりモーメントは多柱全体のねじり抵抗で負担され、頂版の上下面には逆方向の主応力となってあらわれる。せん断応力は頂版の中心付近で大きくなる傾向がみられる。
- (6) 以上の関係は複合構造モデルなどによる解析でも同様の傾向を示している。算出される引張応力は実測値よりも小さいもののコンクリートの許容引張応力度よりはるかに大きいので十分な配筋が必要である。
- (7) 複合構造モデルによる解析は杭の反力の影響を忠実に反映できる。

頂版を薄くして施工することを考えると鉄骨をテンプレート（定規枠）を兼ねたSRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造が有利である。その施工性も考慮して頂版と杭の結合方法を載荷試験を通じて検討して結果、次のことが明らかになった。

- (1) 頂版と杭の結合を道路橋示方書（昭和55年5月）でいうA方法によるモデル（M-1）、

鋼管のまわりにフープジベルのみを装着したモデル（M-2）、鋼管と鉄骨をブラケットを介して溶接したモデル（M-3）について押抜きせん断試験を実施したところ、耐力はM-1 : M-2 : M-3 = 1 : 3 : 2 の関係となった。

特にM-1は耐力が小さい上に、ひびわれから終局までの変形が小さく、もろい構造であることがわかった。破壊の形態はせん断破壊である。

M-2はひびわれ発生後にフープジベルが効きはじめ、鋼管の頂版内へのめり込みとともに耐力が増加して、M-1の3倍の荷重で最大値となり、その後はめり込み量とともに耐力が低下している。破壊の形態は曲げせん断破壊である。

M-3は、ひびわれの発生とともにブラケットの荷重負担が大きくなり、M-1の2倍弱の荷重でピークを迎えたが、その後はほぼその荷重レベルを保ちながら変形（たわみおよびめり込み）している。破壊の形態は曲げ破壊である。

以上の結果より、施工性、耐荷力などの観点からM-2の構造が推奨できる。

- (2) 前記のモデルM-1、M-2、M-3にM-1から鉄骨を除いてRC（鉄筋コンクリート）構造にしたモデル（M-4）を追加して曲げ試験を実施したところ、M-4が頂版コンクリートの割れで耐力が決まった他は、鋼管の圧縮側の局部座屈で耐力が決まっている。各モデルの耐力の値の差は小さく、M-4も縁端距離や鉄筋補強が十分であれば鋼管の局部座屈が生じると推定されるので、杭径程度の埋込長があれば曲げ耐力は確保されると考えてよい。このときの耐力は計算値の3.5倍、杭のたわみ量は計算値の2.5倍となり、頂版コンクリートの弾性変形を考慮した回転ばねの軟化の影響を大きく受けている。中でもM-3ではブラケットの応力が弾性限界内にとどまり、コンクリートの亀裂も少ないところから曲げモーメントにブラケットが有効に抵抗しているとみられる。

杭とコンクリートとの間の剥離や杭のまわりの半径方向のひびわれの発生をスタッドジベル、円周方向の鉄筋、配力筋などで防止することは耐久性の観点から有効である。

多柱式基礎の柱にあたる杭の補強方法については既設の多柱式基礎でいくつかの試験研究がなされているので、その成果を利用することができる。斜杭を有する多柱式基礎についてはスペーサー等を利用すれば直杭と同様の工法が採用できようが、施工例が増加すればさらに多種多様な条件への対策を考えていく必要がある。

柱の防食については決定的な方法が確立しているとはいいがたいので、さび代、2重管、コンクリートの巻立等の既存の手段によって対応せざるをえない。

6. 多柱式基礎の設計方法と耐震性の評価

6.1 複合構造解析モデル^{8,1)}

(1) 複合構造解析モデルの位置付け

多柱式基礎の水平方向力に対する変位量や部材応力を少なくするには頂版の質量の減少、斜杭の導入の効果が高いことは既述のとおりである。頂版の質量を下げるためには頂版の厚さを減らすことになり、剛性が著しく低下する。また、斜杭の導入は水平方向力に対する抵抗力としては極めて有効であるが、それによって各杭の荷重分担率が変化する。

これらの措置を取った場合の多柱式基礎の挙動を解析する各手法については1.2.2で述べたとおりである。それぞれ長所もあるが、欠点もあり、多柱式基礎のように可撓性の立体構造の各部分の解析に十分な精度を有するとはいえない。

これらの欠点を補うためには立体FEM解析が考えられる。この方法は頂版並びに杭を三次元ソリッド有限要素にモデル化して解析する手法で、その解析結果は実際の応力分布状態を最もよく近似していると考えられている。しかし、モデルの作成が非常に煩雑で大容量の電子計算機が必要となり、解析のための演算時間も長い。そのためにこれまでは部分構造モデルによる応力照査用として使用されている。

そこで数多くの解析を行うために立体FEM解析ほどの精度はないが、立体ラーメン解析よりは実際の挙動を正確に知ることのできる解析手法として複合構造解析モデル（以下、複合構造モデルという）を提案する。多柱式基礎は版構造である頂版と棒構造である杭が立体的に結合した構造物である。すなわち、頂版は平板曲げに軸方向力が生じる曲率を無限大としたシェル部材と考えることができ、杭は立体の梁として取り扱うことができる。これから頂版をシェル要素、杭を立体梁要素とした2種類の要素を有するモデルとして有限要素法で解析できることになる。

なお、複合構造モデルの作成に際しては次のような理由で図-6.1.1に示すような仮想の立体梁要素をシェルの面上に設けている。すなわち、立体梁要素の節点自由度は部材座標軸方向と座標軸回りの回転方向を合わせて6自由度である。一方、シェル要素を構成する節点の自由度は、要素座標系の面外座標軸回りの回転を定義していないので、5自由度となっている。このために杭のねじり角とねじりモーメントが頂版のシェルに伝達されないことになる。この問題を解決するためにシェル要素と同一面内に杭間を結ぶ剛性の非常に

小さな仮想の立体梁要素を設けてシェルと梁の間でねじりの伝達ができるようにした。

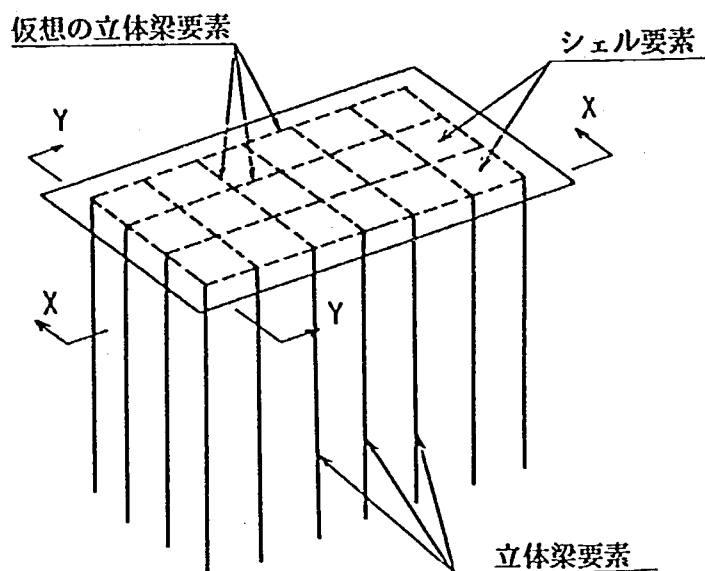


図-6.1.1 複合構造モデル

(2) 理論の概要

全体座標系、部材座標系を右手座標系で (X, Y, Z) および (x, y, z) とすれば、任意の立体梁要素について力と変形の関係は部材座標系で次のように表される。(図-6.1.2 参照) ^{6.2)}

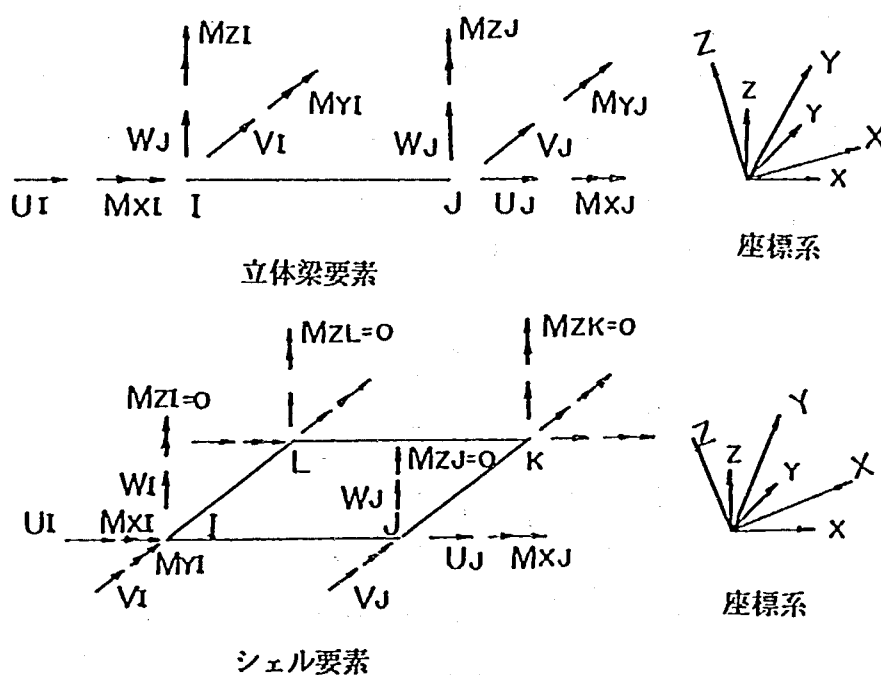


図-6.1.2 要素断面力

$$\begin{Bmatrix} \overline{F}_i \\ \overline{F}_j \\ \overline{F}_k \\ \overline{F}_l \end{Bmatrix} = [k_B] \begin{Bmatrix} \overline{\delta}_i \\ \overline{\delta}_j \\ \overline{\delta}_k \\ \overline{\delta}_l \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \overline{F}^P_i \\ \overline{F}^P_j \\ \overline{F}^P_k \\ \overline{F}^P_l \end{Bmatrix} \quad (\text{式-6.1.1})$$

ここで $\overline{F}_i$: 要素の節点力 $\{U_i, V_i, W_i, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi}\}^T$

$[k_B]$: 立体梁の剛性マトリックス

$\overline{\delta}_i$: 節点変位 $\{u_i, v_i, w_i, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}\}^T$

$\overline{F}^P$: 等価節点力 $\{u^P_i, v^P_i, w^P_i, M^P_{xi}, M^P_{yi}, M^P_{zi}\}^T$

一方、シェル要素では平面応力と平面曲げとは連成しないと約束すると、力と変形の関係はそれらの合成で表すことができ、任意のシェル要素の部材座標系で立体梁要素と同様の表現がとれる。しかし、図-6.1.2に見るとおりシェル要素のZ軸回りの回転に対する自由度はみてないので M_z, θ_z, M^P_z は零となる

$$\begin{Bmatrix} \overline{F}_i \\ \overline{F}_j \\ \overline{F}_k \\ \overline{F}_l \end{Bmatrix} = [k_{sh}] \begin{Bmatrix} \overline{\delta}_i \\ \overline{\delta}_j \\ \overline{\delta}_k \\ \overline{\delta}_l \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \overline{F}^P_i \\ \overline{F}^P_j \\ \overline{F}^P_k \\ \overline{F}^P_l \end{Bmatrix} \quad (\text{式-6.1.2})$$

ここで $\overline{F}_i, \overline{\delta}_i, \overline{F}^P_i$ は式-6.1.1に準じる。

$[k_{sh}]$: シェル要素の剛性マトリックス

部材座標系で得られた力と変位の関係(式-6.1.1, 6.1.2)を各々の部材座標系と全体座標系の関係から、全体座標系での力と変形の関係に変換する。全体座標系での力と変位を $\overline{F}'$, $\overline{\delta}'$ とすると両者の関係は次のように表される。

$$\begin{Bmatrix} \overline{F}'_i \\ \overline{F}'_j \\ \overline{F}'_k \\ \overline{F}'_l \end{Bmatrix} = [k'_B] \begin{Bmatrix} \overline{\delta}'_i \\ \overline{\delta}'_j \\ \overline{\delta}'_k \\ \overline{\delta}'_l \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \overline{F}^{P'}_i \\ \overline{F}^{P'}_j \\ \overline{F}^{P'}_k \\ \overline{F}^{P'}_l \end{Bmatrix} \quad (\text{式-6.1.3})$$

$$\begin{Bmatrix} \overline{F}'_i \\ \overline{F}'_j \\ \overline{F}'_k \\ \overline{F}'_l \end{Bmatrix} = [k'_{sh}] \begin{Bmatrix} \overline{\delta}'_i \\ \overline{\delta}'_j \\ \overline{\delta}'_k \\ \overline{\delta}'_l \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \overline{F}^{P'}_i \\ \overline{F}^{P'}_j \\ \overline{F}^{P'}_k \\ \overline{F}^{P'}_l \end{Bmatrix} \quad (\text{式-6.1.4})$$

ここで $[k'_B]$: 全体座標系での立体梁要素の剛性マトリックス

$[k'_{sh}]$: 全体座標系でのシェル要素の剛性マトリックス

このような力と変位の関係式において、変位の適合条件と力の平衡条件を満たせば解が得られる。まず、変位の適合条件は、節点変位を関係のすべての要素について並べ、構造物全体の変位系 $\{\bar{\delta}'\}$ をつくと自動的に満足される。

次に力の平衡条件は各要素内では既に満足されているので構造物全体の各節点における平衡条件を満たせばよい。要素に作用する分布荷重は等価節点力に置換して取り扱われているので、他に構造物全体の節点荷重系 $\{\bar{R}'\}$ を考えればよい。そして各節点の力の平衡条件を全節点について考えると全方程式は次式のように表現できる。

$$[K'] \cdot \{\bar{\delta}'\} = \{\bar{R}'\} - \{\bar{F}'\} \quad (\text{式-6.1.5})$$

ここで $[K']$: 構造物全体の剛性マトリックス

$\{\bar{F}'\}$: 構造物全体の等価節点力

(式-6.1.5) で $[K']$, $\{\bar{R}'\}$, $\{\bar{F}'\}$ は既知であるので $\{\bar{\delta}'\}$ を求めることができ、解が得られる。

(3) 解析の結果

複合構造モデルによる数値解析を 3.1 , 3.2 で取り扱われたモデルを対象に実施して、荷重の載荷位置、方向の変化による荷重分担率への影響を調べた。あわせて同じモデルに対する立体ラーメン、平面ラーメンとしての解析も実施した。

計算の対象としたモデルを図-6.1.3に示す。鉛直荷重は頂版の中心と橋軸方向、橋軸直角方向の頂版端部に載荷し、水平荷重は頂版中心において橋軸方向と橋軸直角方向それぞれの方向に載荷した。

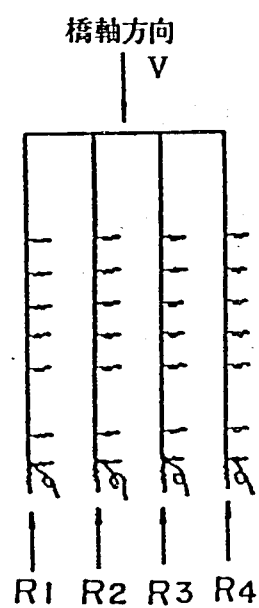
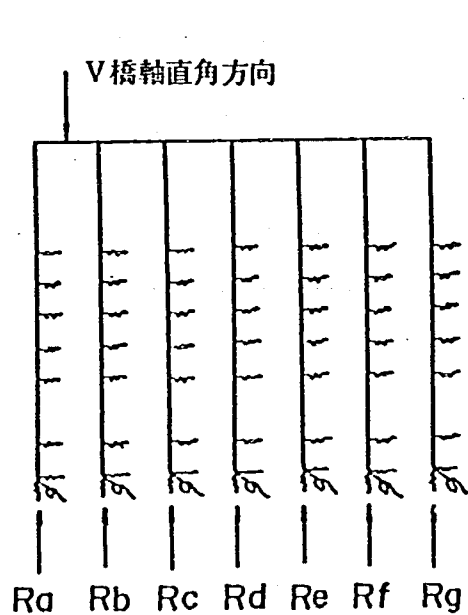
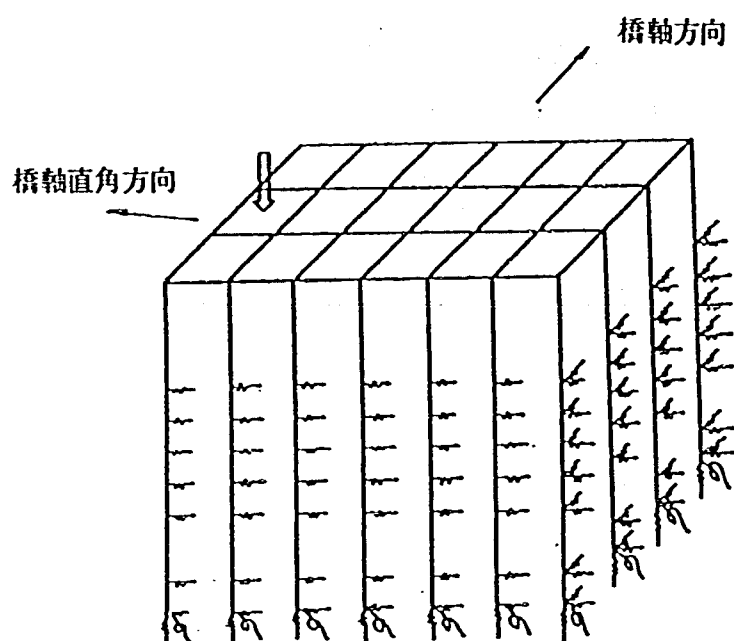


図-6.1.3 鉛直荷重算出用 解析モデル

複合構造モデルと立体ラーメンによる解析では軸対称荷重となるためにねじりの影響はあらわれていない。平面ラーメンの解析における荷重分配では、はじめに橋軸方向または橋軸直角方向の平面ラーメン解析を行い、各杭列に分配される鉛直荷重を求めた。次にその鉛直荷重を異なる方向すなわち橋軸直角方向または橋軸方向それぞれの平面ラーメンに載荷して各杭の反力を求めた。

以上の計算結果の一部を図-6.1.4(a)～(b)および図-6.1.5に示す。これらより、平面ラーメン解析は3種類の解析モデルの中でも最も簡単なモデルであるにもかかわらず、最も実物に近いとみられる複合構造モデルによる解析結果との差はわずかである。また、立体ラーメン解析は偏心載荷で両者と若干の差がみられるが中央載荷では一致している。これらの関係から 3.1および 3.2において荷重分担を平面ラーメンのモデルで計算した結果は十分な精度を有すると考えられる。

複合構造モデルによる計算結果と模型試験結果との関係は 4.2にみるとおりである。各解析方法と実験結果の関係を調べるために解析のしにくい偏心載荷試験の結果のうちから水平荷重による頂版のねじり変形、鉛直荷重による杭の曲げモーメントについて例示したものが図-4.2.8、図-6.1.6である。頂版のねじりの計算は複合構造モデルでは立体ラーメンと比べると不利とみられるが、荷重の増加にしたがって適合率（実測値／計算値）はよくなる。鉛直偏心荷重による杭の曲げモーメントは計算しにくいものであるが、複合構造モデルによる計算値は立体ラーメンと比べて実測値により近いことを示しており、鉛直偏心荷重による頂版の上下面の応力が算出できることも他のモデルにはない特色である。

このように頂版の上面、下面の応力を実務的に必要な精度で算出できることは複合構造モデルの最大の利点である。

図-5.1.4～6は水平偏心荷重をモデル1～3に作用させたときの頂版の上面と下面に発生する主応力の分布を実験値と解析値とを対比させて示したものである。部分的には多少の相違はあるものの、全体的には良い対応を示しており、実用に耐えるものであることがわかる。鉛直偏心荷重をモデル1に作用させたときの頂版の上面と下面に発生する主応力の分布を同様に図-6.1.7に示す。モデル2、モデル3については同様の結果であるので割愛する。縮尺をあわせても実験値の方が解析値を上回っているが、全体的な傾向は一致している。このように鉛直荷重により頂版に発生する応力を計算できるのも複合構造モデルの有力な特徴である。

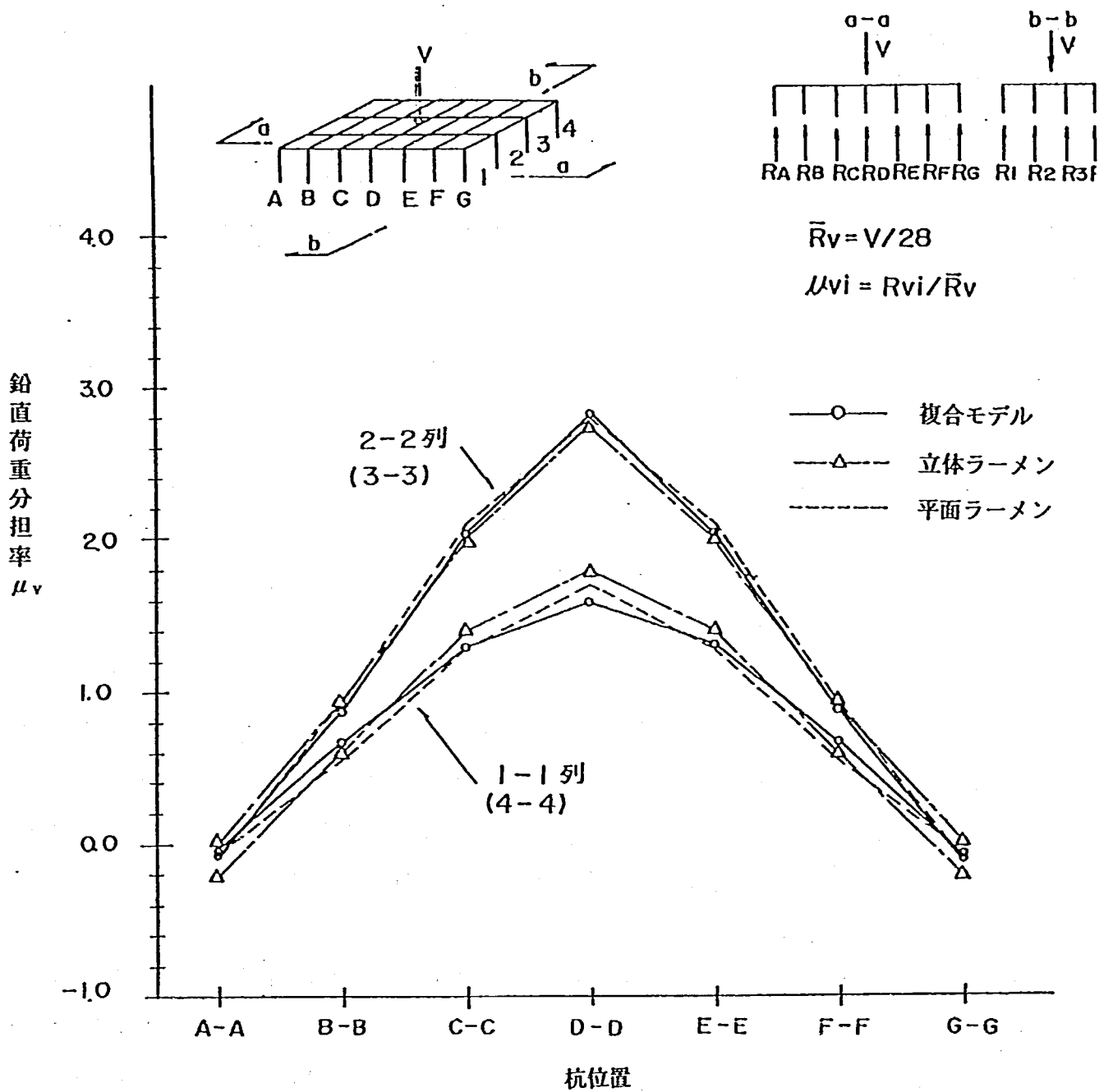


図-6.1.4(a) 鉛直荷重分担率 μ_v

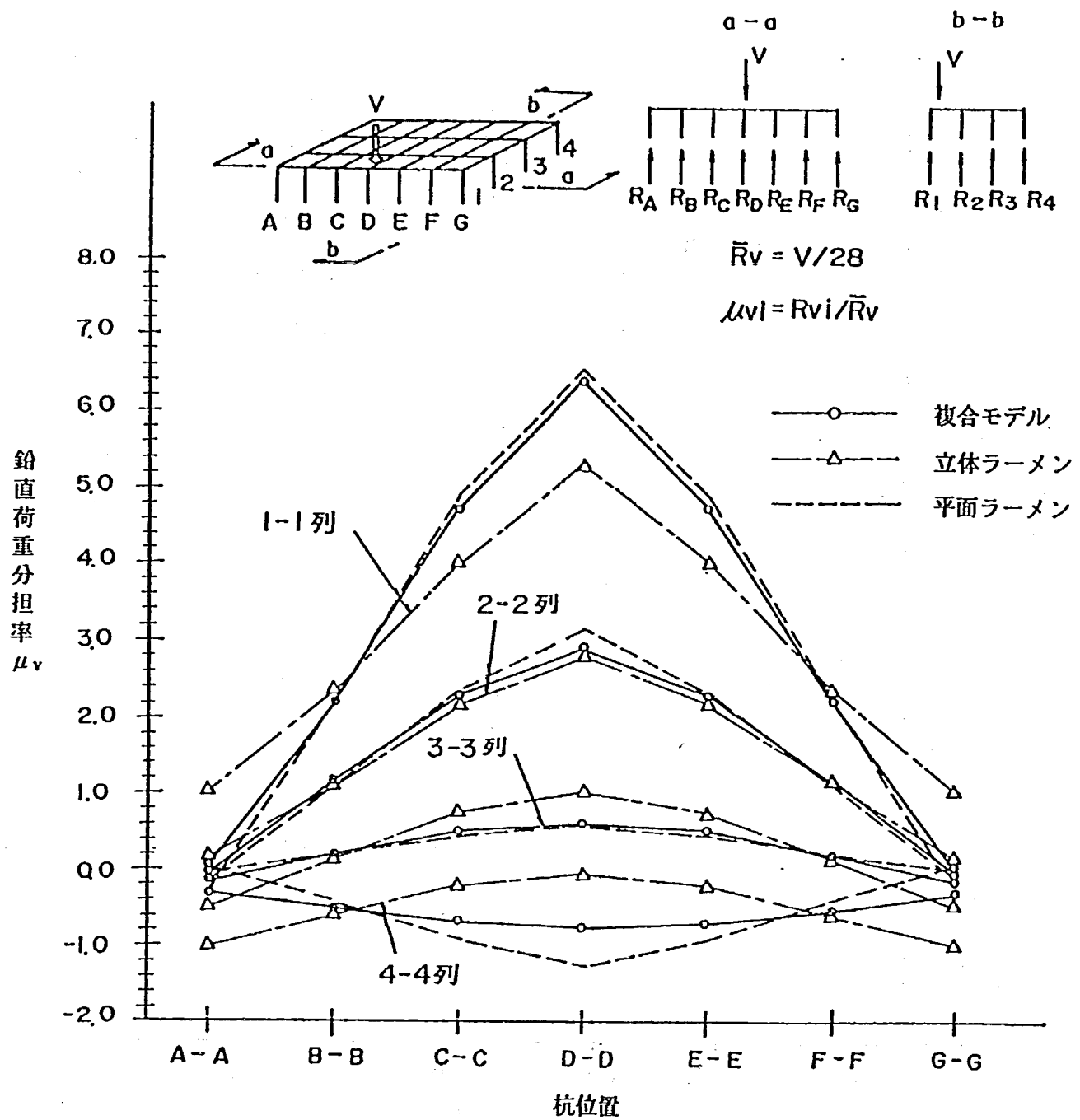


図-6.1.4(b) 鉛直荷重分担率 μ_v

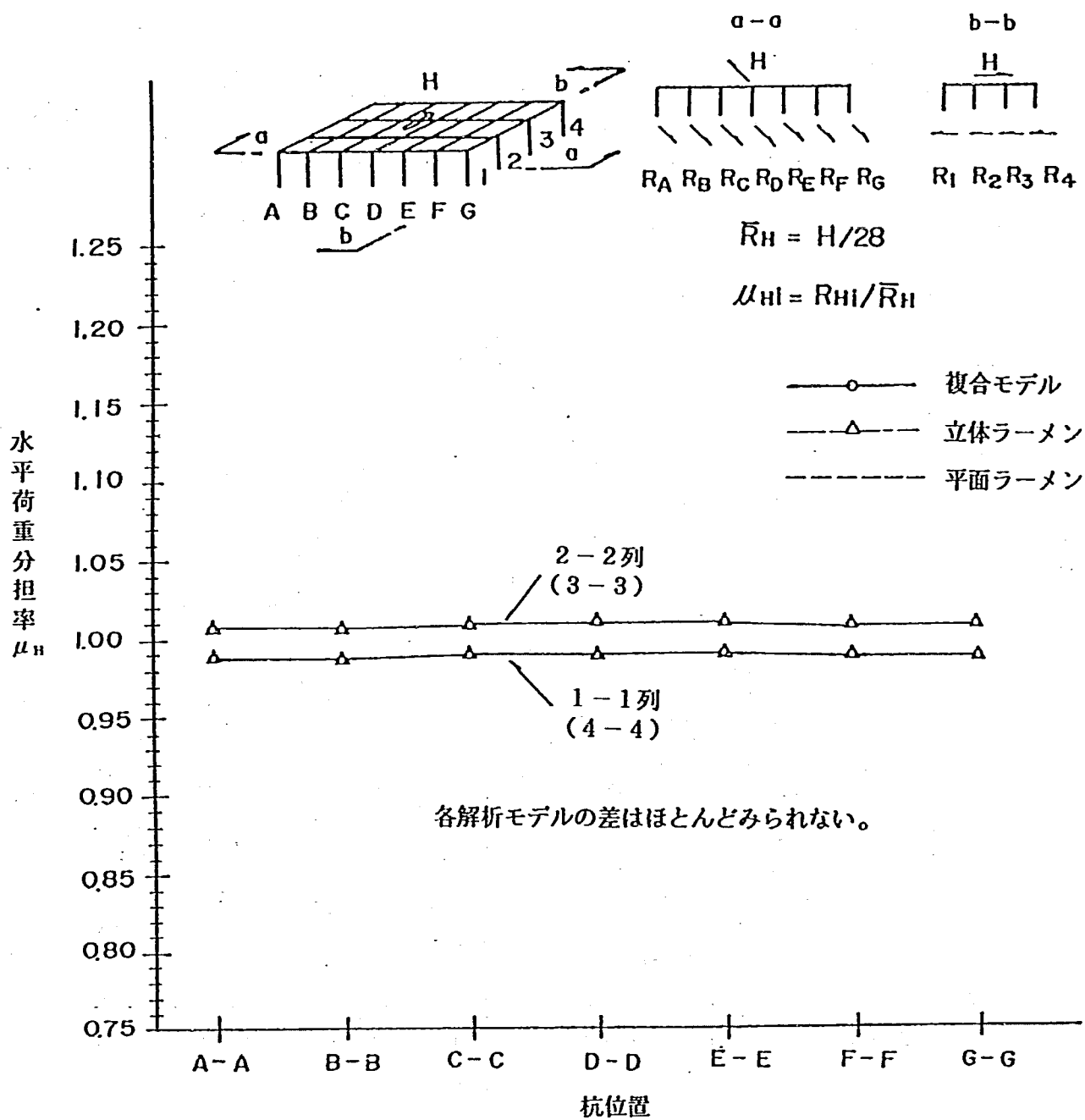


図-6.1.5 水平荷重分担率 μ_H

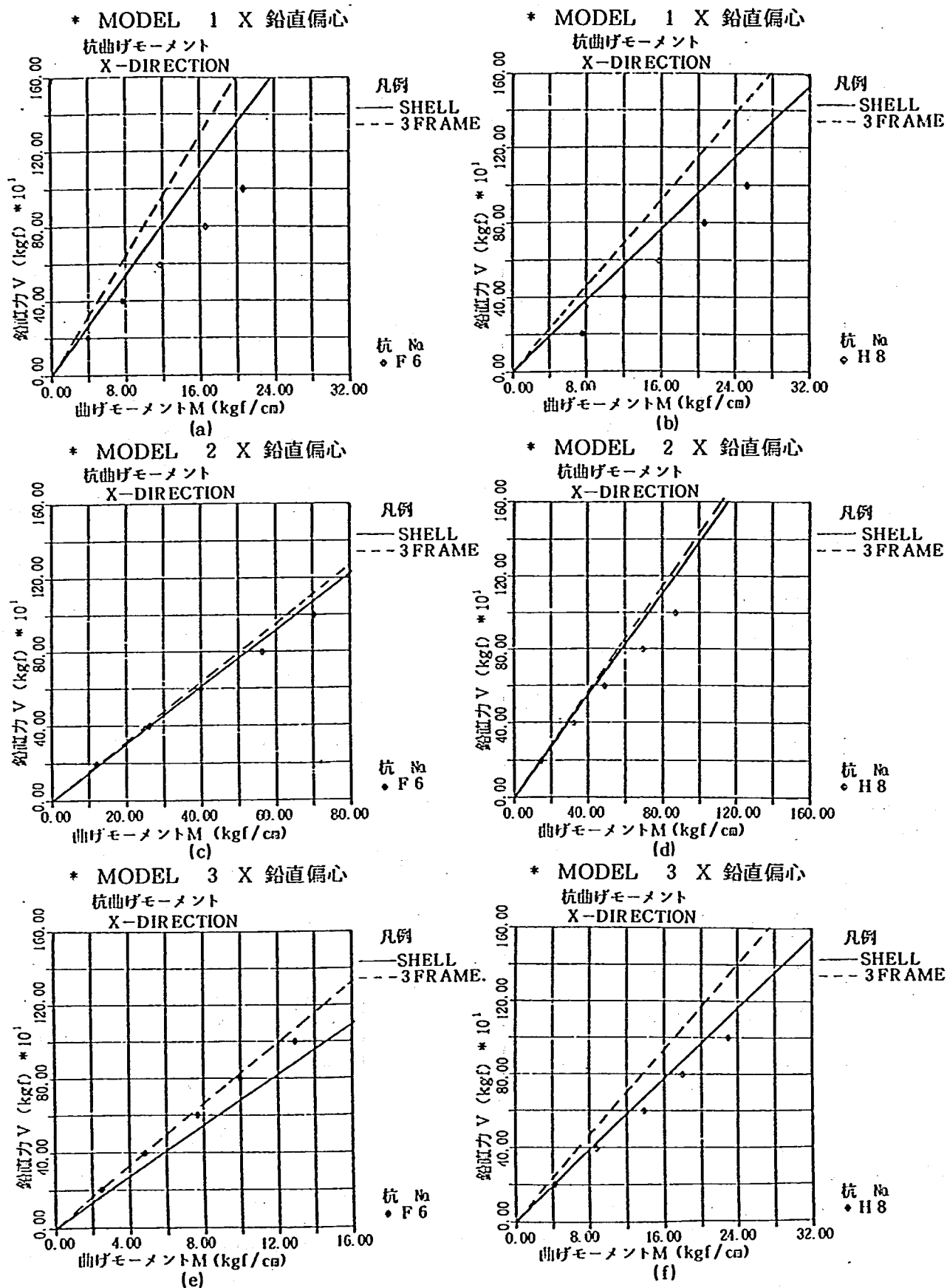
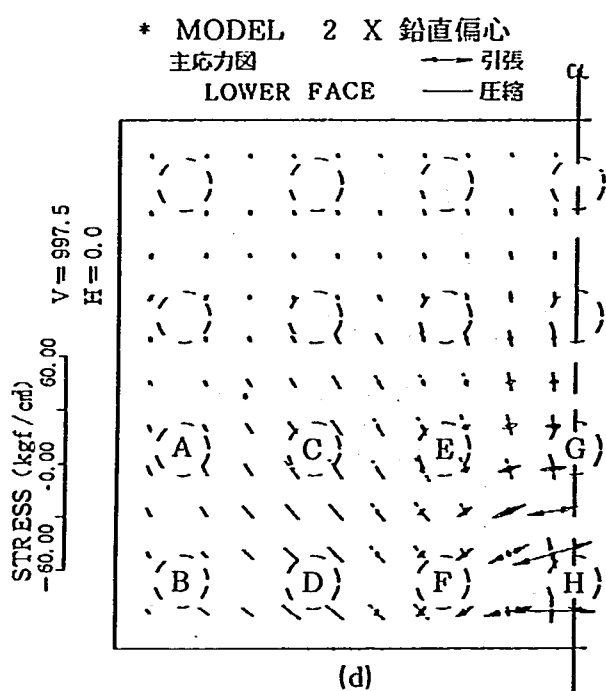
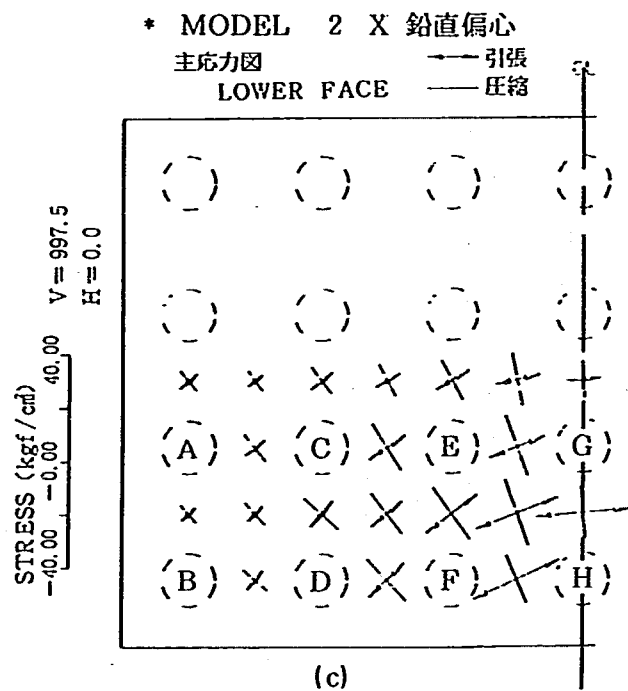
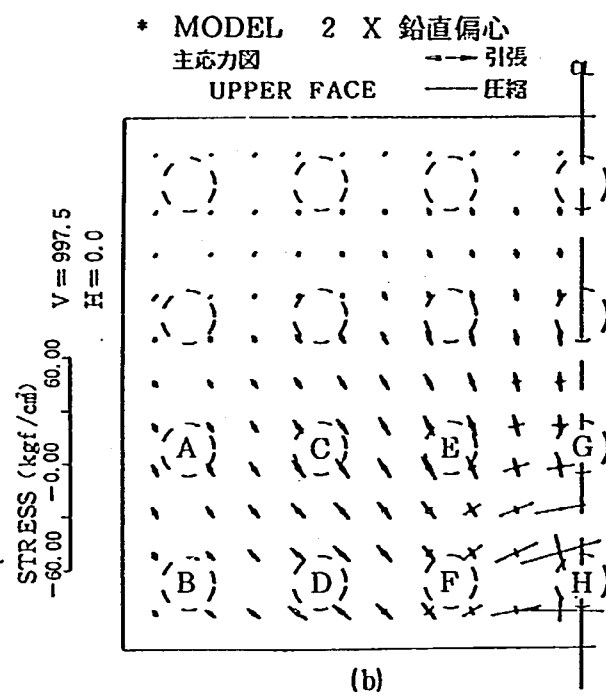
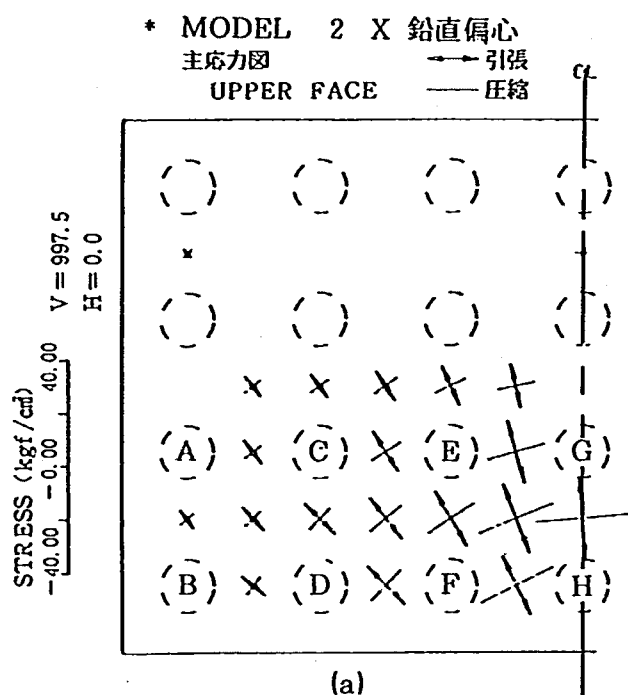


図-6.1.6 鉛直偏心荷重による杭の曲げモーメント

実 験 値

解 析 値



位 置 図

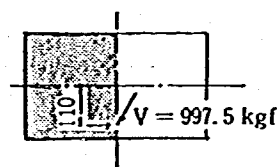


図 - 6.1.7 鉛直偏心荷重 (X軸) による頂版上下面の主応力 (モデル1)

6.2 設計の流れと解析手法

(1) 設計の流れ

多柱式基礎は広義の分類では自由長を有する杭基礎の一種である。杭の自由長が伸びるほど基礎全体の水平力に対する剛性が低下し、一般の杭基礎のように鉛直支持力で必要な杭本数が決定される場合が少なくなる。すなわち、地盤や上部構造の水平変位量の制約から基礎の大きさが決められる場合が多くなる。そこで水平変位量を減らすために、頂版を薄くして地震時慣性力を小さくすることが必要となる。このような場合、基礎の挙動に影響を与えるパラメータの数が多くなり、基礎の最適規模を決定することが難しくなる。そのために手順を追って設計諸元をしぼり込んでいくことが求められる。

通常的大型構造物の設計が決まるまでは図-6.2.1に示されるような手順が踏まれる。はじめに、荷重条件、設計条件、地形地盤条件、環境および施工条件などの基本条件を定める必要がある。荷重条件では、常時、異常時（地震時、台風時など）、施工時などにおける鉛直荷重、水平荷重、回転モーメントが設定される。設計条件とは安全率、許容応力度、許容変位量、使用材料の定数、制限値（かぶり厚、最小、最大鉄筋径、板厚など）、設計基準値などである。地形地質条件とは地形の傾斜、地盤構成、地盤の定数などである。環境および施工条件とは、水深、流速、環境基準、作業に関する制約、気象の状況などである。

これらの条件が定まると概略設計へ移行する。概略設計のフローチャートを図-6.2.2に示す。⁶³⁾ 諸条件から多柱式基礎が選定されても水深が大きければ自由長が長くなり、水平変位量が許容値に入らなくなる。変位量を減らすために杭を増したり、杭径を大きくすると頂版の面積、厚さが増加して地震時慣性力が大きくなり、更に杭の追加が必要になる。単に頂版を薄くすると荷重分配が中心部の杭に集中して許容支持力の方から制約される。そこで斜杭を導入したり、頂版の変形を考慮した検討が必要となる。これらの繰り返し計算によって概略設計ができあがる。基礎の概略の規模が得られると施工方法も考慮して予備設計を行う。上部構造、下部工躯体の形状と調和する頂版の形状、使用する杭の種類、径、長さ、本数などが設置地点の環境条件、施工条件などから数案にしぼり込まれる。それぞれの案について工事費、工期、工事中のリスクなどの観点から比較検討を行い、最良案が選定される。この時点で設計施工に対する考え方も固められる。

選定された案についていわゆる本設計に入る。本設計は便宜的に基本設計と詳細設計に

分ける。基本設計は主要部材の寸法、形状を定めるための作業で、作用荷重を精度よく算出し、現場条件の中で設計条件を満たすように頂版、杭などの寸法形状が決められる。

主要部材の寸法形状が定まると配筋、ハンチ、杭頭、杭先端の詳細、防食方法などの細部構造が決められる。さらに最終断面についてより精度の高い計算法で照査を行い、局部的な欠陥が生じないことを確認して設計計算は終了する。計算の結果は図面に移され、詳細図が作成される。

以上のような経過をたどって設計は固められるが、中小規模の構造物の場合は概略設計と予備設計を合わせて実施することが多く、比較設計と呼ぶこともある。本設計は基本設計、詳細設計と分けずに同時に行うことが多い。

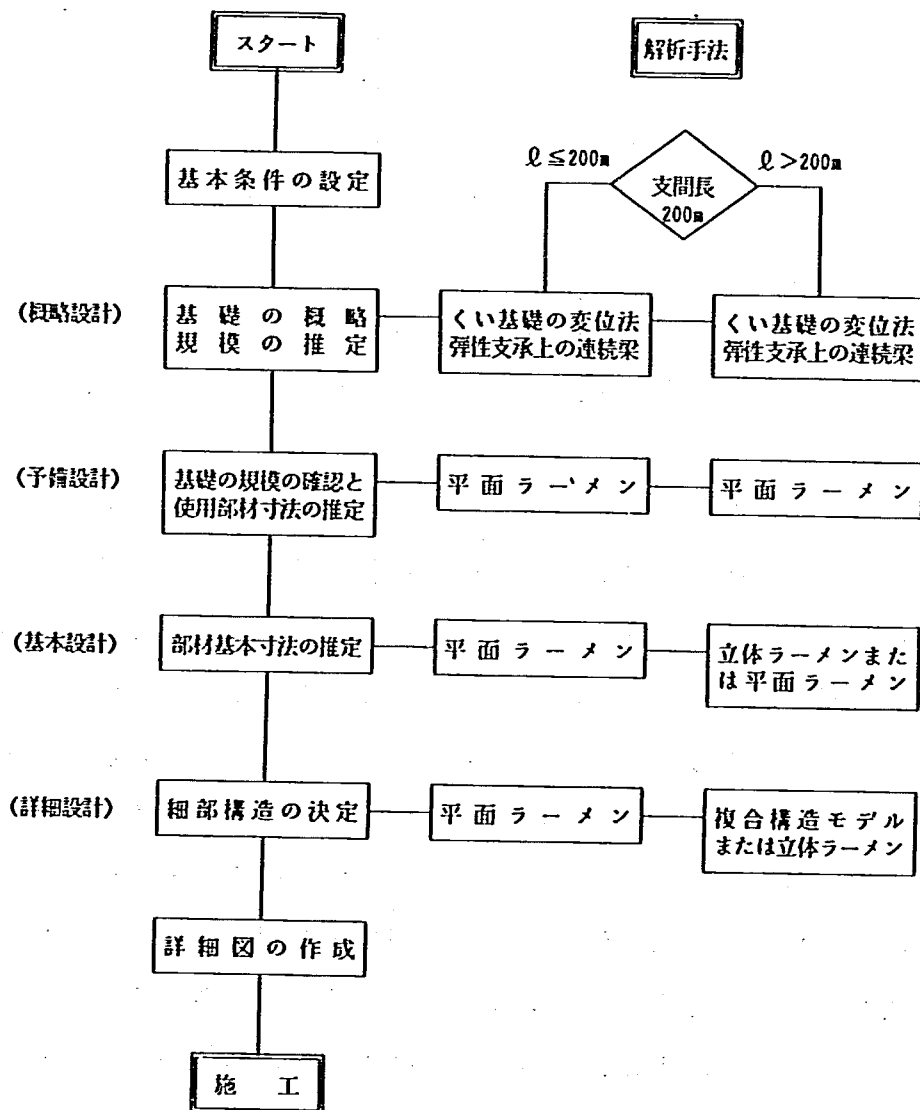


図-6.2.1 解析手法の位置づけ

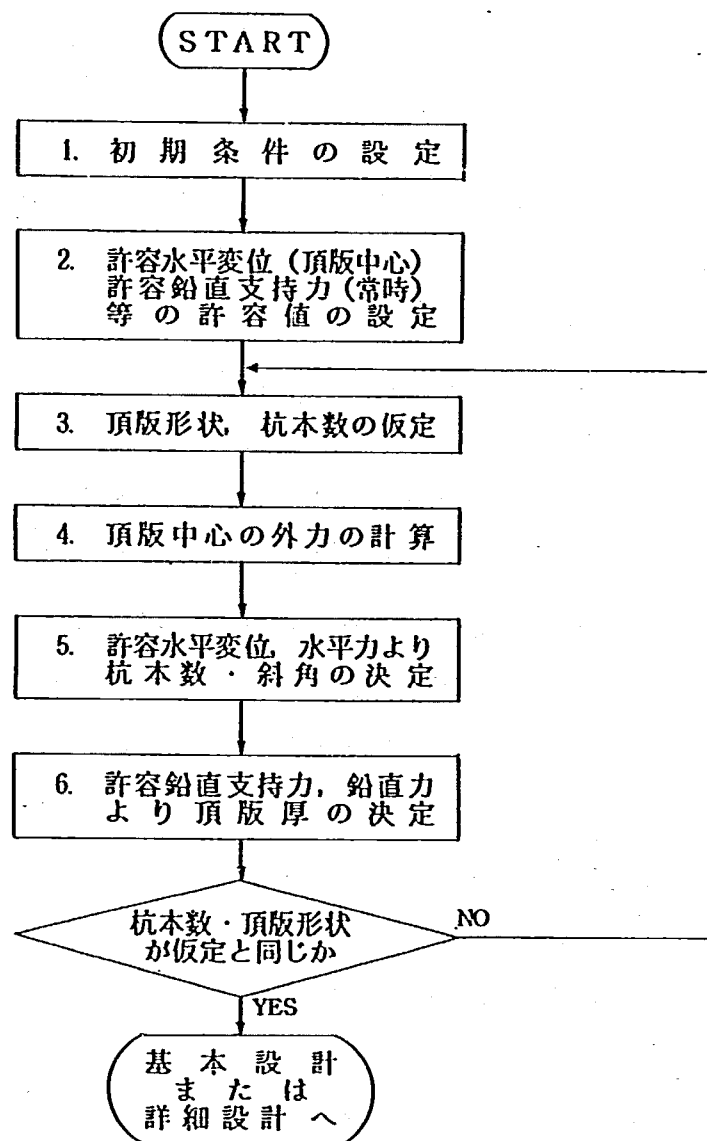


図-6.2.2 概略設計のフローチャート

(2) 解析手法の位置付け

多柱式基礎の設計の流れの中で本論文で取り扱った解析手法と解析結果は重要な役割を果たすこととなる。

概略設計では多柱式基礎の特徴に基づいて多柱式基礎とする設計の合理性の検証、基礎の寸法形状の概略諸元の決定がされる。この時点では、繰り返し計算により最適な基礎形状を求める必要があることから、多少の誤差が生じるとしても簡単な解析手法が望ましい。3.1 で述べたように鉛直荷重に対しては頂版を弾性支承上の梁とした計算法を採用できる。水平荷重に対しては 6.1 で述べたとおり頂版の剛性の影響が小さいので、頂版を剛体と仮定した杭基礎の変位法による概略計算で対応することができる。頂版の剛性が大きければ鉛直荷重に対しても変位法による概略計算法を適用させることができる。

予備設計では、施工方法も考慮して最適な多柱式基礎の部材寸法が決められる。この時点では杭の軸力、曲げモーメント、頂版の曲げモーメント、せん断力などの値にある程度の精度が要求されるので 3.1 および 3.2 で述べたとおり鉛直荷重、水平荷重を同時にかけて解析のできる平面ラーメンによる解析が適切であろう。この方法によって斜杭の効果、杭と頂版の相互作用の結果も算出することもでき、常数を入れ換えることによって施工の影響や補修方法や工法間の相違も明らかにすることができる。また、ねじりや偏心荷重の影響も 3.3 で述べた方法によって荷重を各杭に荷重分配することができるので、基礎の寸法、形状をほぼ決めることができる。

本設計における基本設計では、想定される荷重の組み合わせに対して主要部材の断面応力を算出し、必要に応じて板厚、鉄筋量などの調整を行う。この時点では正確な解析が必要で条件や重要度に応じて動的解析が求められることがある。地形が平坦で、荷重も中心軸に作用する場合は平面ラーメンによる解析でよいことが多いが、地形が複雑で杭長が異なる場合、偏心荷重が作用する場合などには立体ラーメン解析が必要である。動的解析も同様であるが、立体ラーメンモデルの場合は質点数が多くなり、計算が収束しにくく計算時間、費用がかさむところから主として平面ラーメンモデルで解析される。この場合でも、多柱の本数が多い場合は数本ずつまとめて一本の杭としてモデル化して質点の節減をはかることも多い。

詳細設計においても規模が小さく、地形が平坦で中心軸に荷重が作用するような場合は平面ラーメンによる解析で詳細設計を行うことができる。しかし、重要構造物や大規模橋梁および地形や構造が複雑な場合には、より正確な複合構造モデルまたは立体モデルで解

析するのがよい。また、頂版の応力や曲げを詳細に検討する場合は 5.1 および 6.1 で述べたとおり複合構造モデルが最適である。これらの解析を通じて斜杭の効果も立証され、偏心荷重や地形の変化にともなう長さの異なる多柱の影響なども適正に計算される。特に鉛直荷重の偏心載荷に対しても解析できることは大きな強みである。算出された軸力、曲げモーメント、せん断力に応じて断面設計がなされるが、局所的な応力集中などの問題については F E M 解析のような手法で検討される。特に杭頭部のハンチの効果の検討については F E M 解析が有効である。また、重要なものについては立体 F E M 解析を行うことがある。^{64, 65)}

6.3 全体系の動的解析と耐震性の評価

(1) 頂版上の橋脚躯体の存在の影響

本論文で検討している多柱式基礎では頂版の上の橋脚の剛性を無視して橋脚と上部構造は点荷重として取り扱っている。換言すれば多柱で支えられる頂版すなわちプラットフォームの上に作用するあらゆる荷重に対し、基礎全体の挙動を解析できることを示した。

しかし、現実の頂版の上には橋脚の躯体が存在するので上部構造からの荷重は橋脚を介して頂版に作用する。そのために本論文では一点集中荷重として取り扱われた鉛直荷重は橋脚躯体の断面全体の分布荷重として頂版に伝達されるために3.1の解析や4.2の試験の場合より各杭に対する荷重の分配は幅広く行われる。また、現実の頂版では上面に勾配をつけていることが多いために荷重は端部の杭へ行きわたりやすくなる。

一方、水平荷重は橋脚躯体が存在しても頂版の上に水平方向力と回転モーメントの形をとって作用することになる。通常の鉛直杭のみの多柱式基礎の場合は図-6.3.1(a)に示すように水平荷重の方向に水平変位と頂版の傾きが生じ、橋脚天端の変位は大きな値となる。それに対して斜杭を用いた多柱式基礎の場合は図-6.3.1(b)に示すように水平荷重の方向に水平変位が生じるが、頂版の傾きは逆方向となるために、橋脚天端における変位は極めて小さなものとなる。さらに表-3.4.1にみるとおり直杭のみのものと斜杭併用のものの水平変位と回転角の値を比較すると斜杭併用のものは直杭のみのものよりひと桁小さくなっている。これらより斜杭併用のものは地震力のような水平荷重に対して橋脚天端の変位量を制約する上で優れた特性を有することがわかる。(図-6.3.2参照)

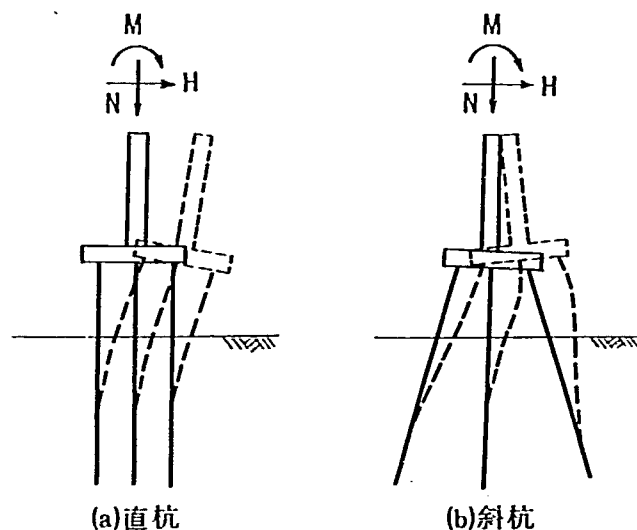


図-6.3.1 多柱式基礎と橋脚の挙動

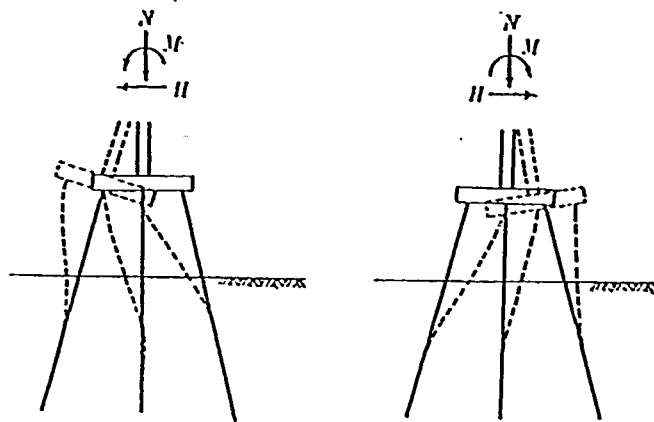


図-6.3.2 斜杭をもつ多柱基礎の挙動

以上の結果は静的な解析によるものである。現実には橋脚の存在による回転モーメント、橋脚のたわみ、橋脚と多柱式基礎の間の位相差などの影響がある。その他に橋脚と地盤の相互作用の影響などがあるために多柱式基礎を有する橋脚の実際の耐震性を評価するには橋脚単独系または橋全体系の動的解析を行う必要がある。特に長周期の固有周期を有する多柱式基礎の耐震性には静的解析では説明できない問題も含まれているので注意する必要がある。

以下に、多柱式基礎の動的解析について東京湾横断道路に関する検討委員会における活動を通じて得られた知見を加えて論じることとする。

(2) 動的解析

多柱式基礎の3.4における動的解析は、地中部の杭に地中地震計によって記録された地震波形を作用させて時刻歴応答計算を行ない、多柱式基礎の直杭のみのものと斜杭併用のものの振動性状の相違を調べたものである。しかし、入力波は小さな記録波形を拡大したものであるため現実的な動的解析とはいえない。

橋脚または橋梁自体の耐震性を検討するためには構造物と地盤の相互作用の観点から検討する必要がある。すなわち構造物の振動と地盤の振動が一致すると構造物の振動は大きく増幅する。構造物の固有周期と地盤の卓越周期が異なると構造物の振動は増幅せず独自のものとなる。

これらの関係を図-6.3.3のような地盤と構造物からなる2自由度系の簡単な力学モデルで検討した結果が図-6.3.4である。地盤と構造物の固有振動数が近づくに従って応答スベ

クトル法による最大変位と時刻歴応答法（1968年十勝沖地震の八戸における地震波（N-S）で検討）による最大変位の比は急に大きくなる。この検討は図-6.3.3の m_1 （地盤を想定）を m_2 （構造物を想定）の10倍、100倍、1000倍と変化させていく過程の結果で m_1 を無限大にすると構造物の周期と地盤の周期が一致することを意味する。このような条件では、入力地震波に両者の周期に近い波動成分が含まれていると大きな振動が生じることになるので、構造物の寸法形状を変えて固有周期が地盤のものと離れるようにすべきである。

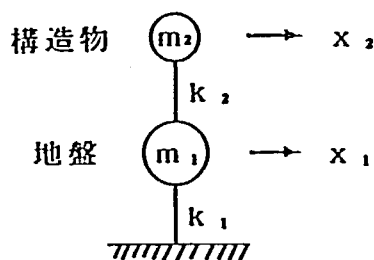


図-6.3.3 2自由度系力学モデル

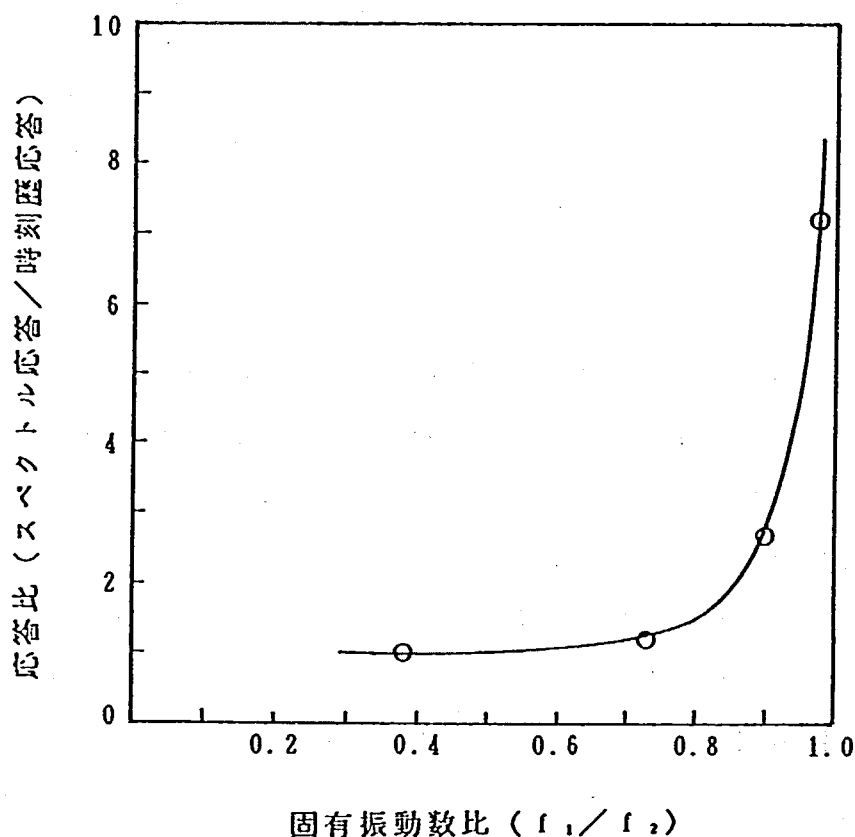


図-6.3.4 2自由度系モデルの固有振動数比と応答比（スペクトル応答/時刻歴応答）との関係
注) f_1 :地盤の固有振動数、 f_2 :構造物の固有振動数

この現象を検討するために、図-6.3.5に示すように地盤を多層に分割し、それぞれの地層のせん断弾性係数 (G_s) を設定するとともに質量を 5倍, 10倍, 100倍, 1000倍と変化させた場合の固有周期、変位量の計算結果が図-6.3.6, 6.3.7である。このモデルの地層のせん断弾性係数を10倍にして計算した結果が図-6.3.8, 6.3.9である。地盤が固くなることによって長周期振動としては1次振動のみとなった。応答スペクトル法による応答値は図-6.3.7において地盤の質量の増加とともに時刻歴応答法の値よりも大きくなることから、図-6.3.4にみるように構造物と地盤の周期が近いことを示している。図-6.3.9においては応答スペクトル法の応答値は地盤の質量の増加の影響が小さいことからほぼ構造物の独自の振動とみなすことができる。

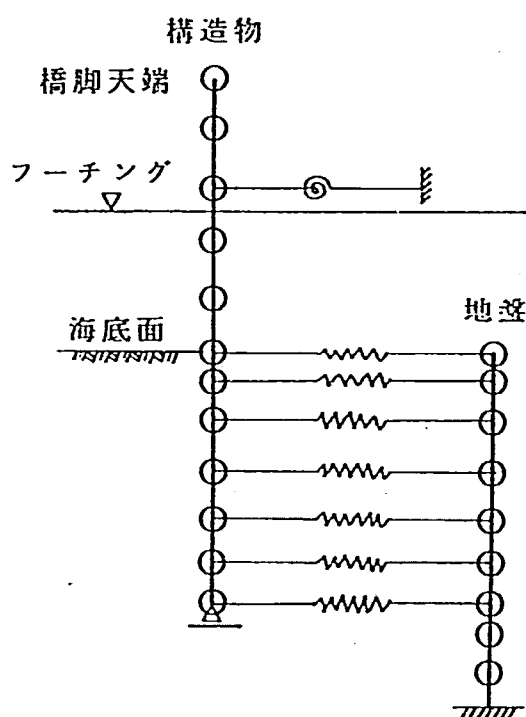


図-6.3.5 多質点系力学モデル

通常、動的解析は地盤の各点の応答波を構造物の質点系に直接入力して構造物の振動をみるものと、上記のモデルのように入力地震波を基盤に入力して構造物と地盤の連成振動をみるものとに大別できる。前者は図-6.3.10におけるモデルで3.4の振動解析もこれにあたる。バネマスモデルによる地盤応答計算の代わりにFEM (SHAKEなど) により計算されることもある。後者は図-6.3.5におけるモデルで、構造物と地盤の連成振動をみれる特徴を有するが、モデルの設定には十分な配慮が必要である。

一般論として、地盤が良好で卓越周期の短い場合は構造物独自の振動となるために前者の方法によることができる。しかし、卓越周期に長周期成分を含む沖積地盤などでは基礎と地盤の相互作用が大きな影響をもってくるために後者の方法による検討が必要となる。外国でも構造形式は異なるが、石油採掘用足場の耐震設計について動的解析、特に時刻歴応答解析の重要性を指摘する意見がみられる。⁶⁶⁾

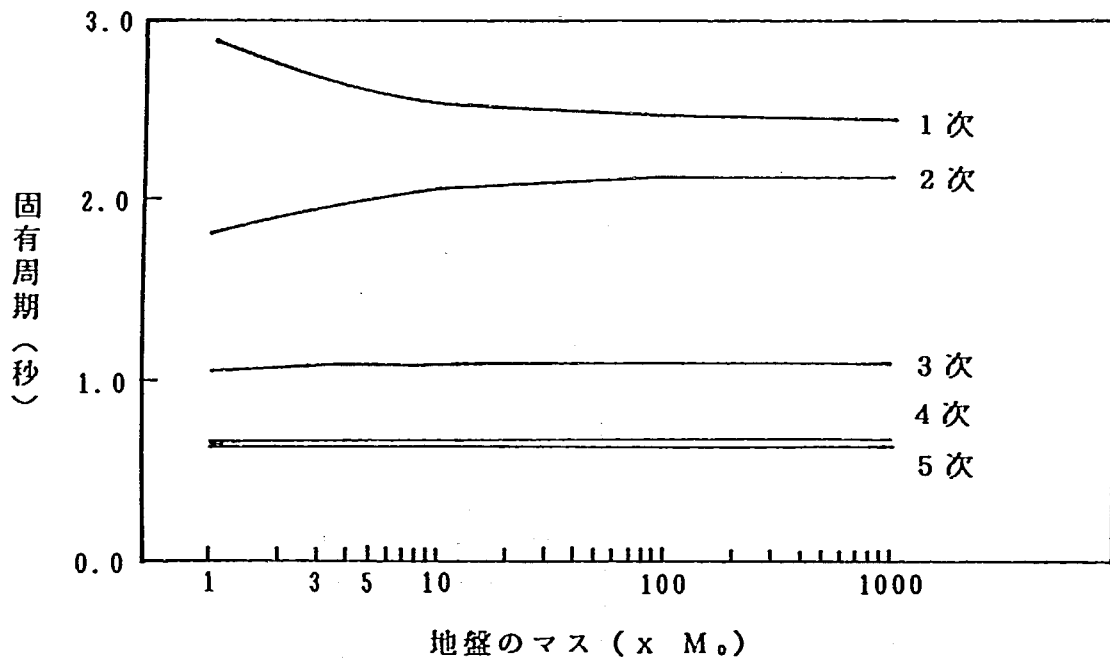


図-6.3.6 ケース-1における地盤のマスと固有周期との関係 ($G=G_0$)

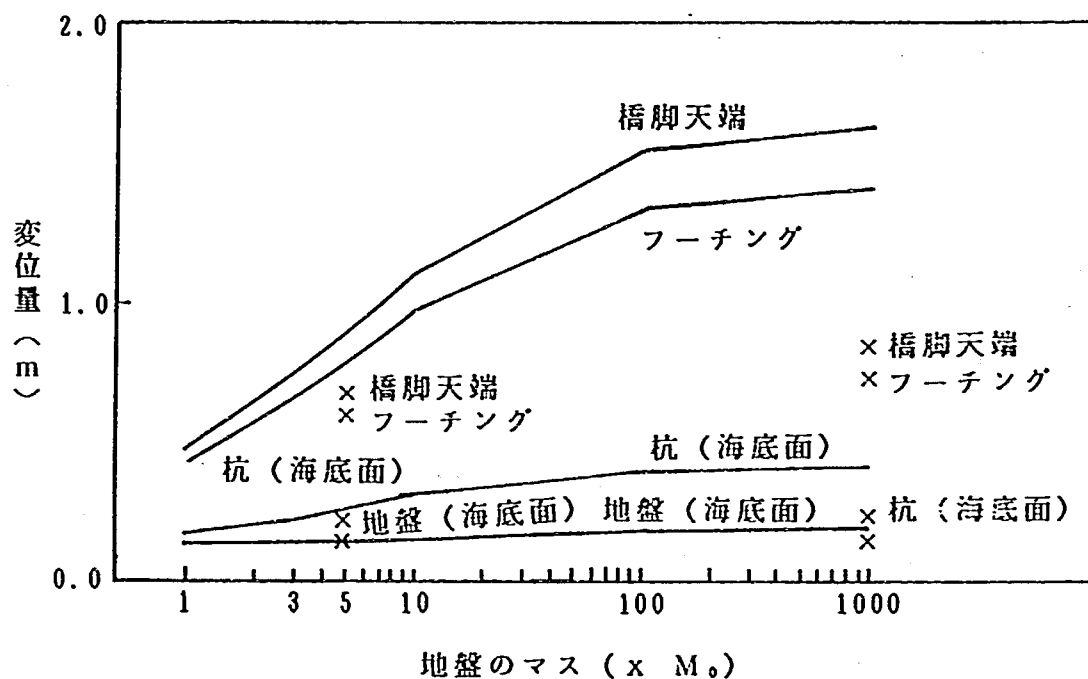


図-6.3.7 ケース-1における地盤のマスと応答値との関係 ($G=G_0$)

注) G ; 地盤のせん断弾性係数 $\left\{ \begin{array}{l} \text{—} ; \text{応答スペクトル法} \\ \times ; \text{時刻歴応答法} \end{array} \right.$

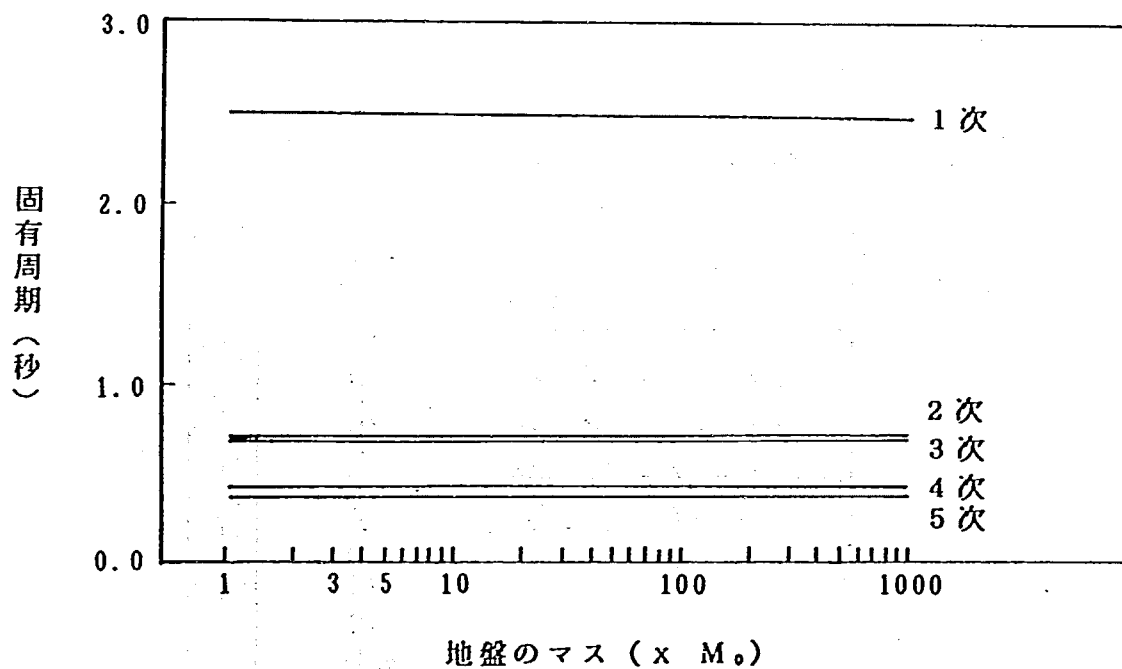


図-6.3.8 ケース-2における地盤のマスと固有周期との関係 ($G=10G_0$)

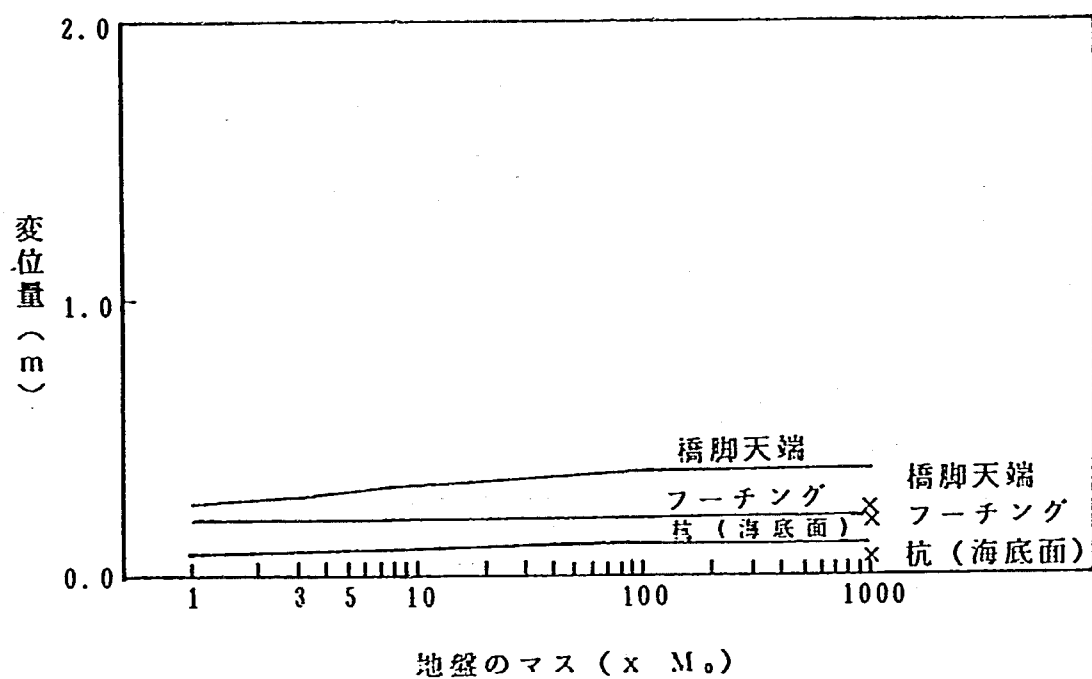


図-6.3.9 ケース-1における地盤のマスと応答値との関係($G=10G_0$)

注) G ; 地盤のせん断弾性係数 $\left\{ \begin{array}{l} \text{—} ; \text{応答スペクトル法} \\ \times ; \text{時刻歴応答法} \end{array} \right.$

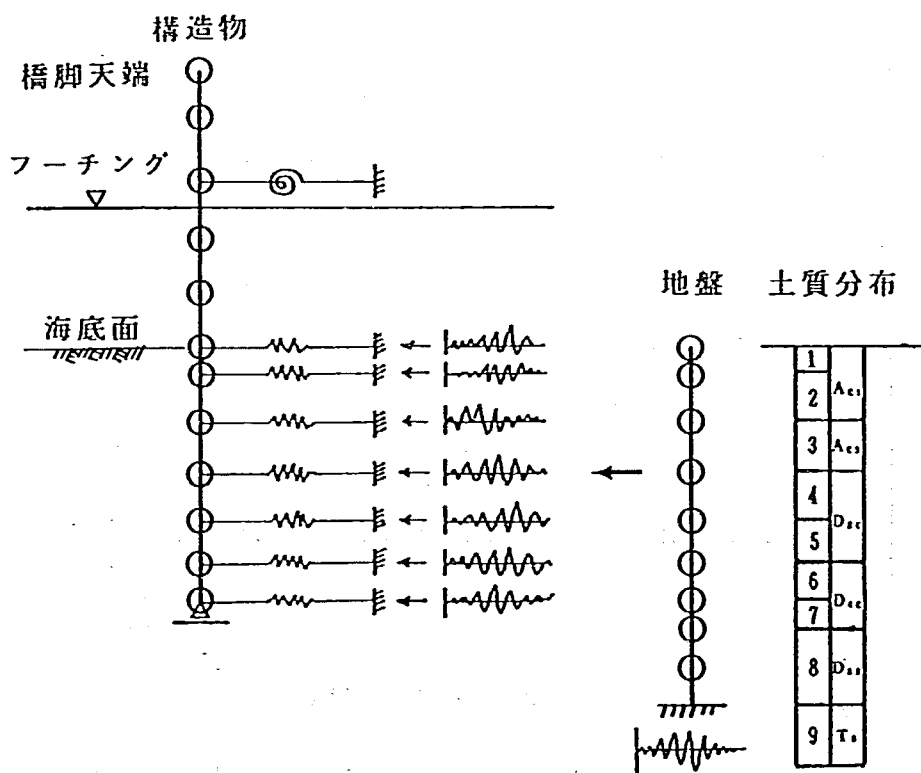


図-6.3.10 モデルの概略

(3) 橋脚単独系と橋梁全体系の動的解析

前述の連成振動に対する動的解析を行なうにあたり、多柱式基礎の上部工が単純支持のものであれば、上部工荷重を橋脚天端に載荷して橋脚単独系で取り扱うことができる。しかし、連続桁のように連続支持のものであれば隣接の橋脚の影響を受けるところから全体系での照査が求められる場合がある。特に多柱式基礎は他の基礎形式と比べて柔軟性に富んでいるので、多点ヒンジ支承の連続桁や連続トラスとする事が可能である。一方、斜杭を用いた多柱式基礎は、直杭のみのもものと比べて抵抗力があり、独自の变形性能を有するので隣接橋脚へ及ぼす影響は大きくなると考えられる。

橋脚単独系の多柱式基礎のモデル化を図-6.3.11に示す。左右対称であるところから表示は半分である。前述の八戸における地震波の記録の最大加速度を100galに調整して時刻歴応答法により応答を求め、その振動モードの例を示したものが図-6.3.12である。各モードの右側の図は地盤の変位を示している。この応答では1次および3次モードが卓越しているのがわかる。変位のモードは図-6.3.1に示すとおりのものである。橋脚のたわみも変位を減らす方向に生じており、橋脚の動きと頂版とは反対方向であるところから位相差があると推定される。

橋梁全体系の応答計算のために支点上ヒンジの4径間連続橋を対象として簡略化した計算モデルを図-6.3.13に示す。計算時の質点数を減らすために橋軸方向では、直角方向の斜杭の2列を1本の杭に、直杭3列を1本にそれぞれまとめて3本の杭としてモデル化した。橋軸直角方向では橋軸方向の斜杭2列を1本、直杭3列を1本にまとめて3本の杭としてモデル化した。地盤については右側に示すように橋軸方向、橋軸直角方向共通で各地層毎にバネマスモデルにしている。

解析は同じ八戸波を用いた時刻歴応答法によっており、橋軸方向の各振動モードを図-6.3.14に示す。各モードの右側の図は図-6.3.12と同様に地盤の変位を示している。3次、9次のモードが卓越しており、橋脚単独系のもと同様に地盤の変形に拘束された振動が中心となっている。橋梁全体の挙動も橋脚天端では地盤より変位が小さく、全体として地盤とともに動くので上部工に及ぼす影響はきわめて小さいと考えられる。

橋軸直角（面外）方向の各振動モードを図-6.3.15に示す。各モードの右側の図は地盤の変位である。1次、8次のモードが卓越し、その挙動は橋脚単独系のもものと共通するものである。すなわち、橋軸直角方向にも斜杭を併用した方が有利であることを示している。

なお、橋軸方向の全体系の解析の中で設計水平震度 $K_h=0.3$ とした静的解析と上記の動的

解析による応答変位の分布を比較した例を図-6.3.16 に示す。両者は類似の傾向を示しているが、基盤からの入力に対する応答と頂版に慣性力を載荷したものの差がみられ、ここでは慣性力を載荷したものの方が大きな変位量を与えている。しかし、全般的には動的解析の応答分布が連成振動全体をよくあらわしている。

以上に示すように多柱式基礎の固有周期と地盤の卓越周期の関係が近接するような沖積地盤上の基礎や大型で重要な基礎については基礎と地盤の連成振動の動的応答解析を橋脚単独系または全体系のモデルで実施することが求められる。

多柱式基礎
(鋼管杭)

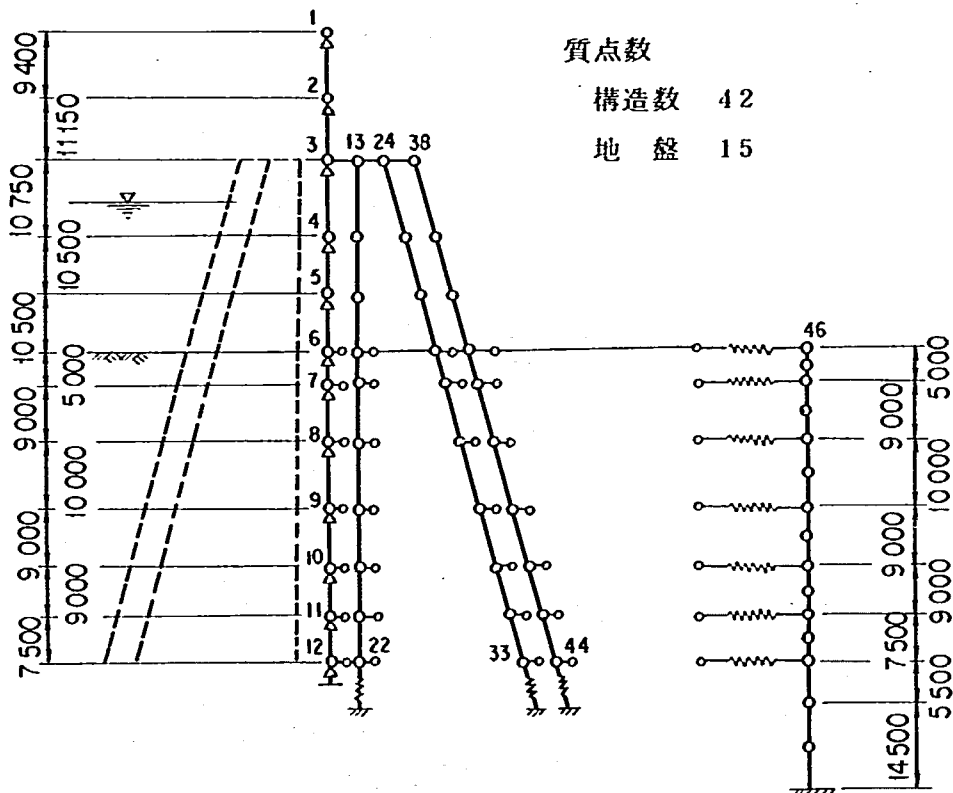
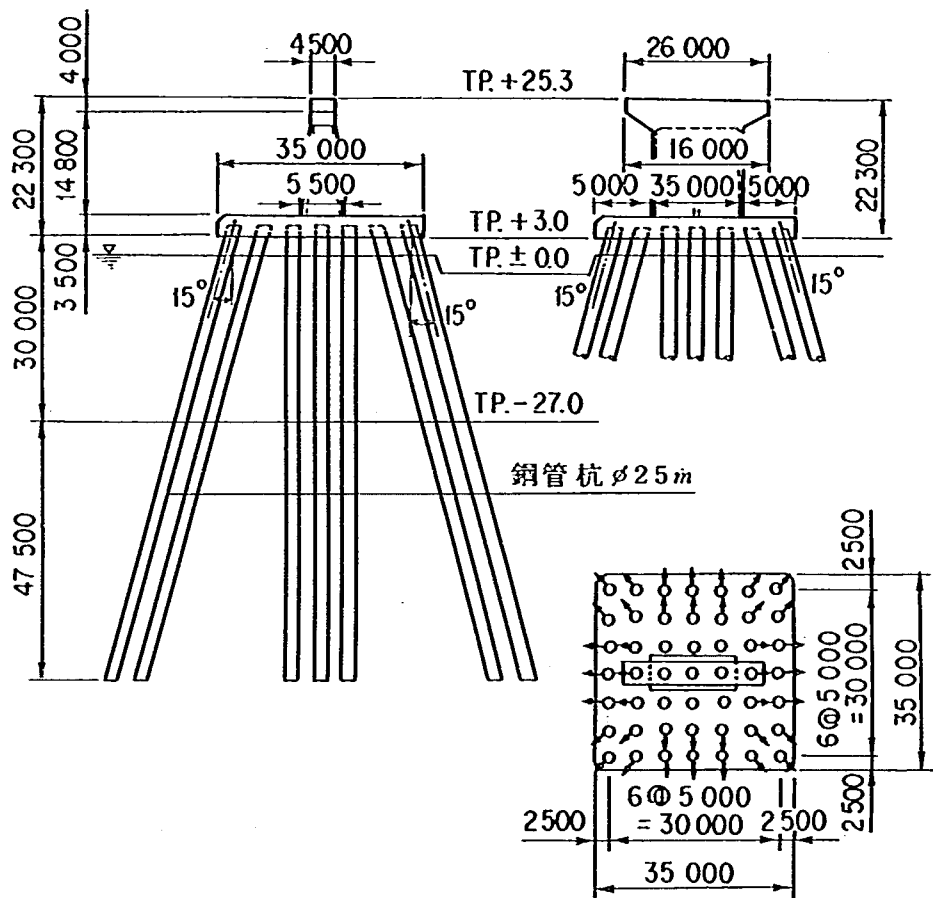


図-6.3.11 橋梁単独系の構造とモデル

MODE NO.=1
T=2.122 F=0.413

MODE NO.=2
T=1.681 F=0.000

MODE NO.=3
T=1.054 F=0.243

MODE NO.=4
T=0.640 F=0.000

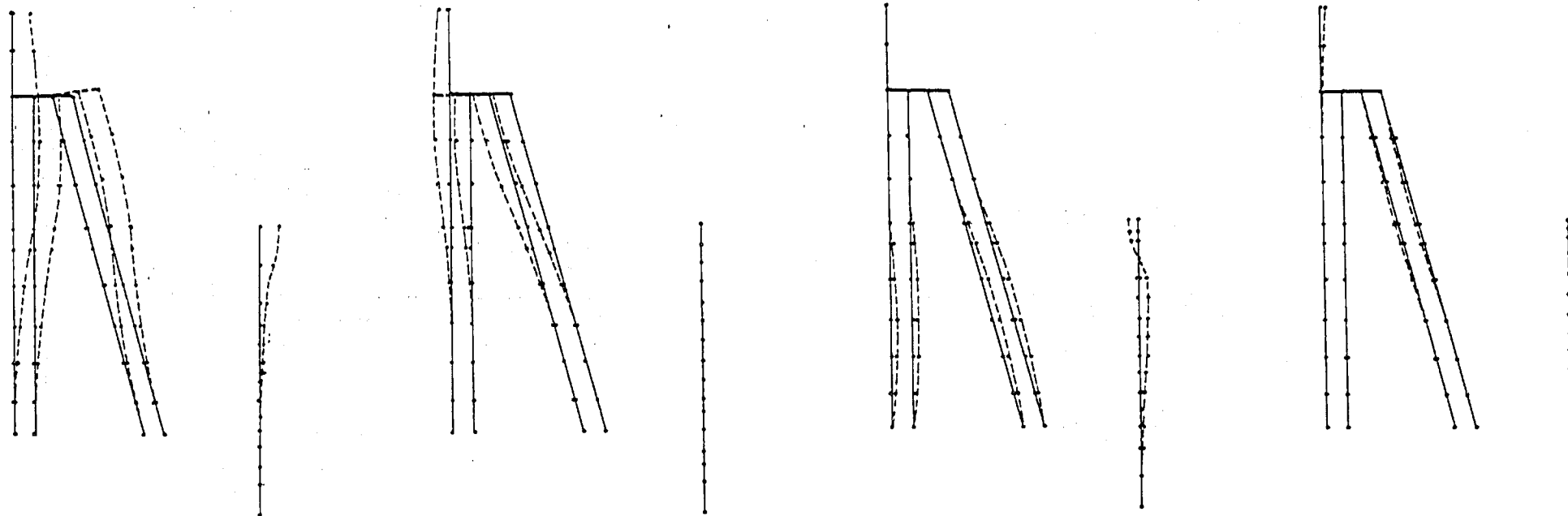
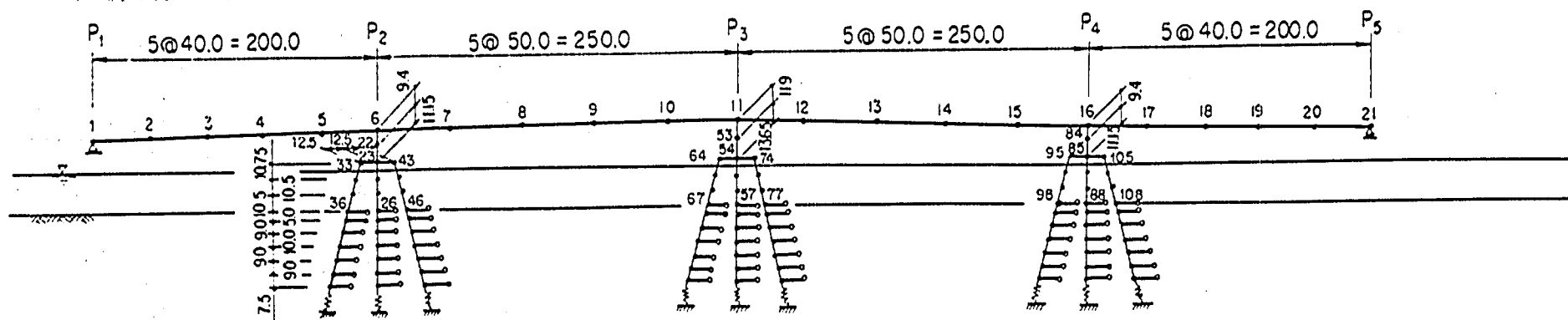
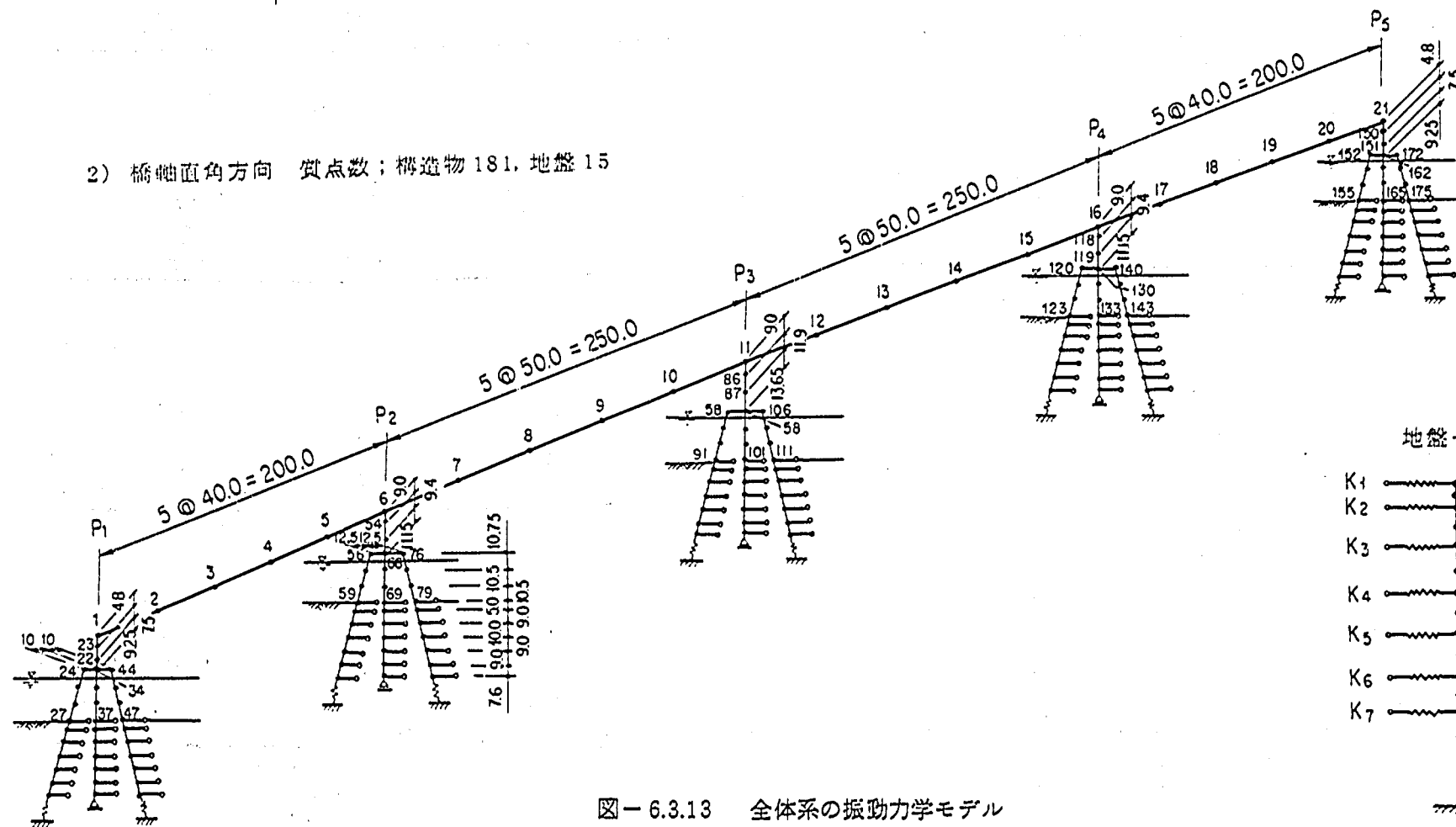


図-6.3.12 多柱式基礎（鋼管杭）の変位モード図

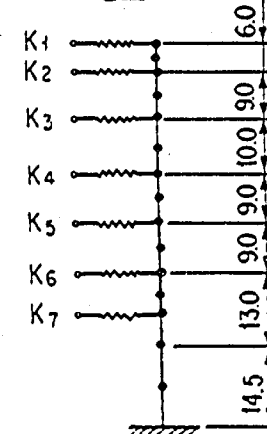
1) 橋軸方向 質点数: 構造物 114, 地盤 15



2) 橋軸直角方向 質点数: 構造物 181, 地盤 15



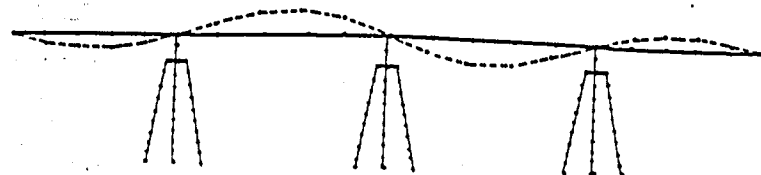
地盤モデル



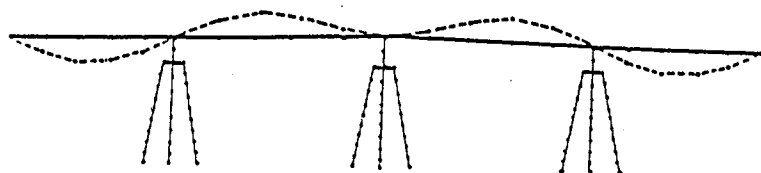
A_{c1}
A_{c2}
D_{5c}
D_{4c}
D_{3s}
T_s

図-6.3.13 全体系の振動力学モデル

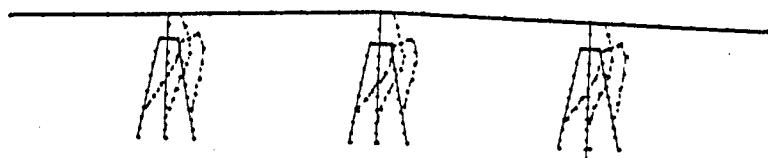
MODE NO.:1
T=3.029 F=0.000



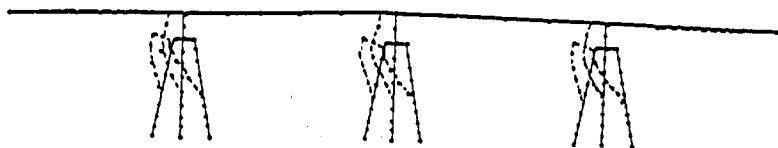
MODE NO.:2
T=2.161 F=0.000



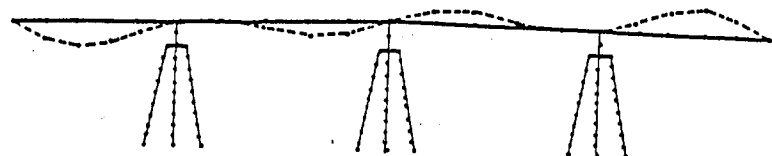
MODE NO.:3
T=2.122 F=0.413



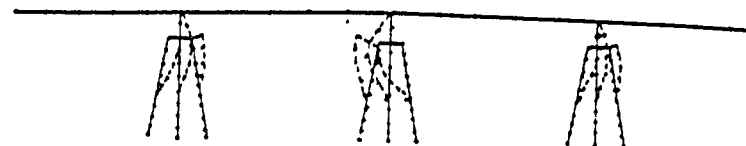
MODE NO.:4
T=1.706 F=0.000



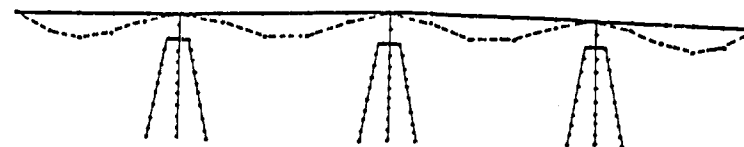
MODE NO.:5
T=1.557 F=0.000



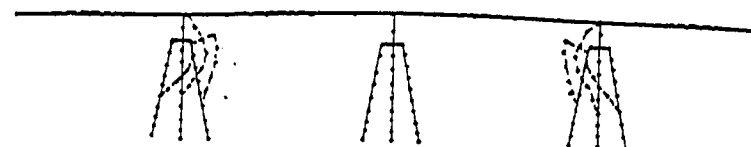
MODE NO.:6
T=1.383 F=0.000



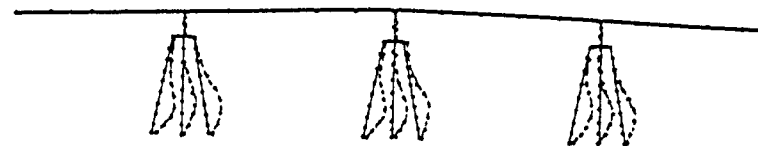
MODE NO.:7
T=1.332 F=0.000



MODE NO.:8
T=1.312 F=0.000



MODE NO.:9
T=1.054 F=0.243



MODE NO.:10
T=0.763 F=0.000

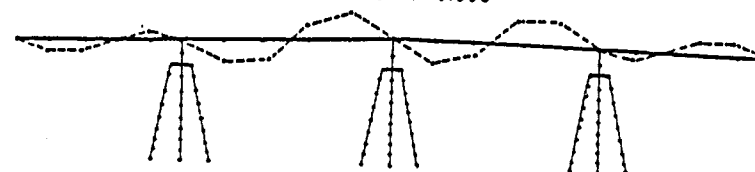


図-6.3.14 全体系橋軸方向のモード図

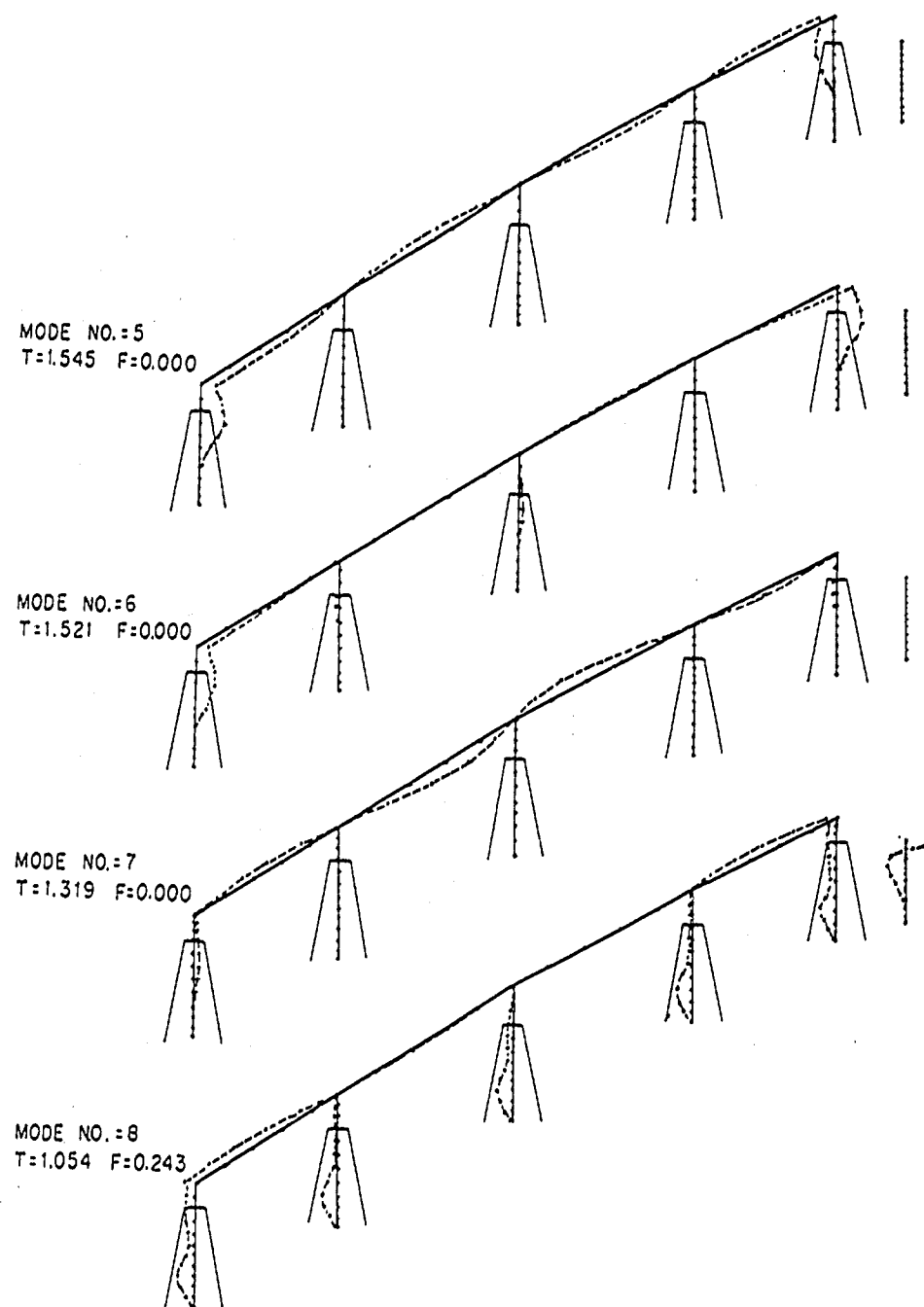
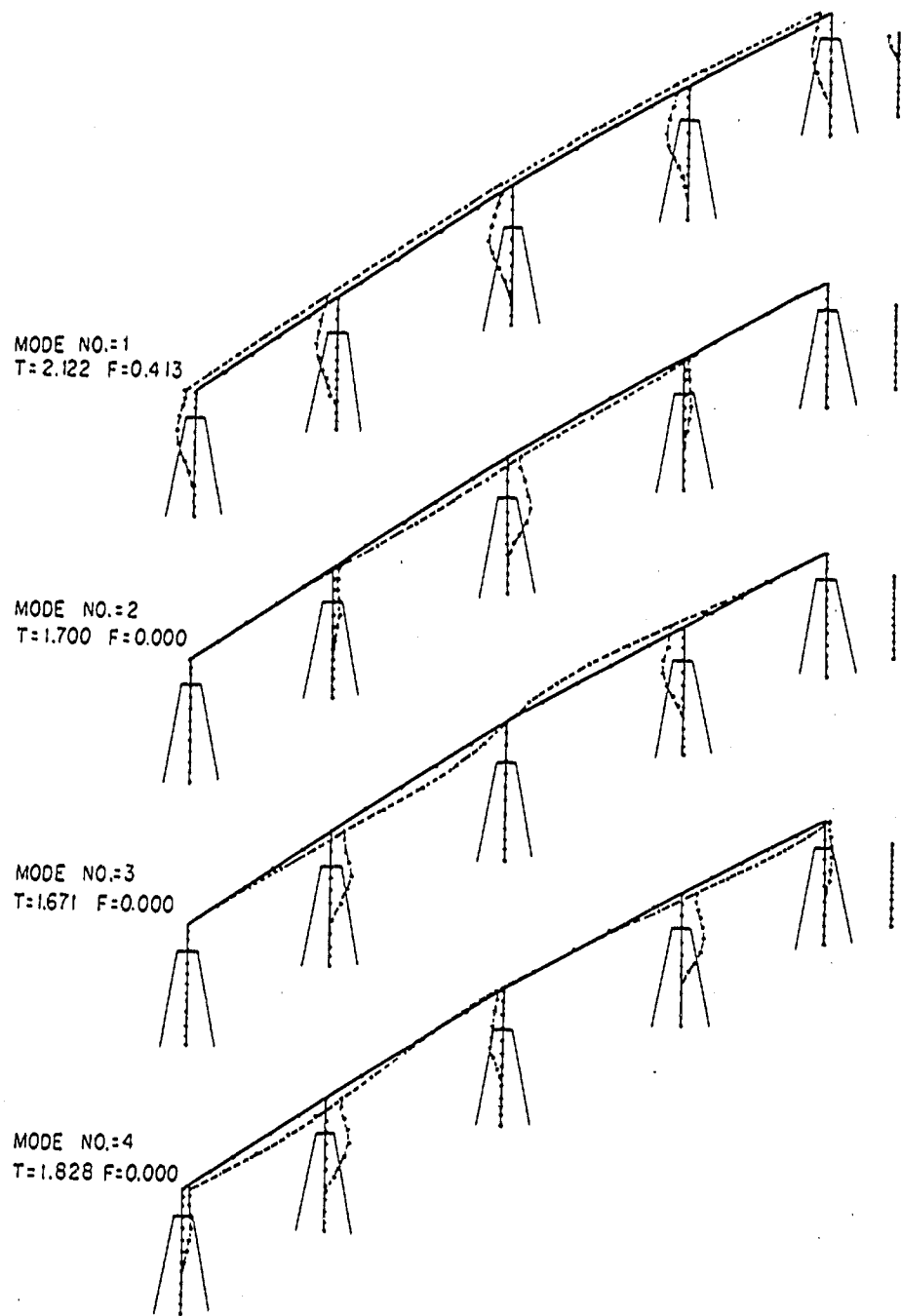


図-6.3.15 全体系橋軸直角方向のモード図

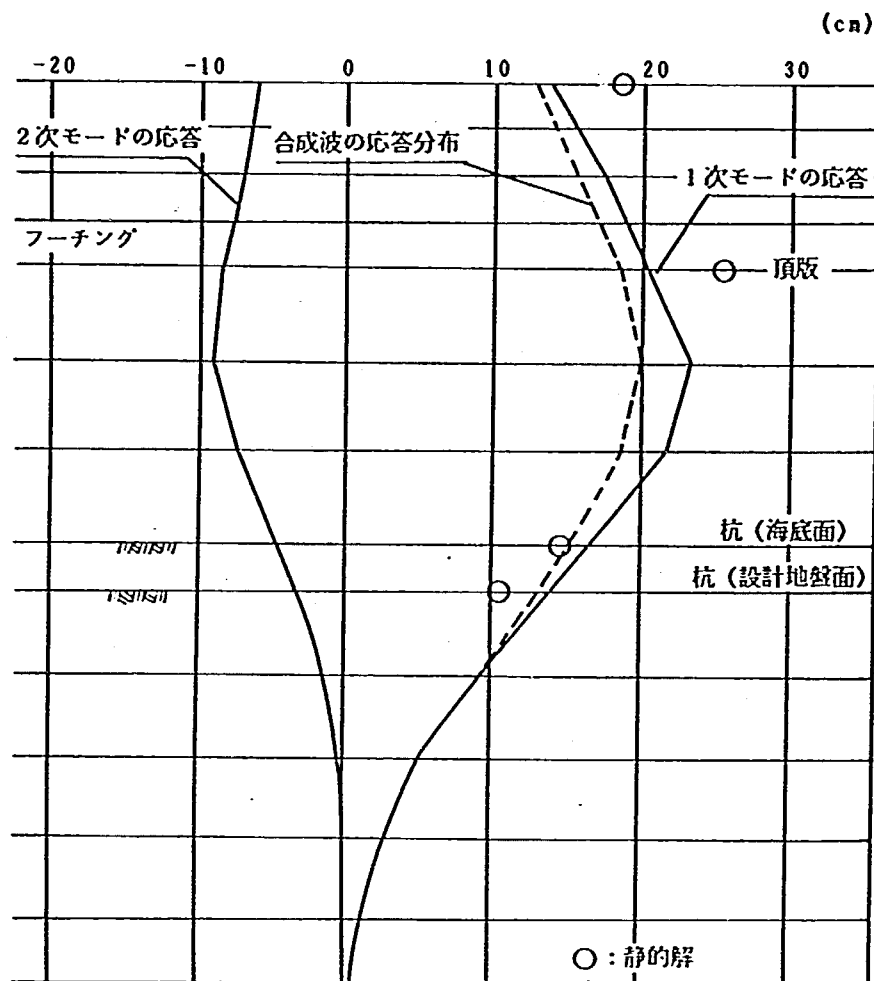


図-6.3.16 静的解と応答分布との比較(変位)
(橋軸方向全体系P, 橋脚を対象)

6.4 結言

(1) 多柱式基礎の設計方法は頂版を剛体と仮定できると比較的簡単な計算で対応することができる。しかし、頂版が薄くなり杭との相互作用によって頂版が変形するということになると従来の計算方法では頂版の変形、応力、杭の変形、応力、頂版の変位、回転角、ねじり角などを正確に算出することがむずかしくなる。膨大な計算プログラム、大容量の電子計算機、長時間の演算時間などを受け入れれば立体FEM解析が可能となるが、そのための労力、費用、時間などを節減してそれに近い精度を有する計算方法として複合構造解析モデルを開発した。

モデルは頂版をシェル要素とし、杭を立体梁要素として、シェルの中に仮想の立体梁要素を取込んだ有限要素法解析である。本モデルを用いて軸心載荷荷重について立体ラーメン解析、平面ラーメン解析と比較した結果ではほとんど差がなく、単純な載荷状態では3つの解析がすりつくことがわかった。本モデルの解析結果と模型実験結果を比較すると本モデルの弱点であるねじり荷重に対しても適合性がよく、全般的に立体ラーメン解析による結果より実測値に近いことが判明した。

本モデルの他の解析方法に対する利点としては頂版の上下面の応力が算出できるのでより実際のせん断力の流れと頂版の局所的な曲げ変形を出すことができる。特に鉛直偏心荷重による頂版の上下面の応力が算出できるのが特色である。これらの検討を通じて本モデルによる解析は実用に十分に耐えられることを明らかにした。

(2) 多柱式基礎を設計する手順に応じて各種の解析手法の位置付けを検討した結果、概略設計には杭基礎の変位法や弾性支承上の連続梁の計算法が、予備設計には平面ラーメン解析法が、基本設計には立体ラーメン解析法または平面ラーメン解析法が、詳細設計には複合構造モデルによる解析法または立体ラーメン解析法、平面ラーメン解析法が適用できることを明らかにした。各解析法の選択は上部構造の重要性、規模、地形地質の複雑性などの勘案して決定すべきであるが、一応の判断として支間長200mを目安に解析法の位置付けを図-6.2.1に示した。この他に細部構造の検討には有限要素法(FEM)や立体有限要素法などを用いるとよい。

(3) 多柱式基礎の設計は一般に静的に行なわれるが、構造全体が逆振子のようなモデルとなるために地震時の水平変位が大きくなりやすいという傾向を有する。すなわち、構造物の固有周期と地盤の卓越周期の組合せによっては基礎の応答が増幅することもある。基礎の1次のモード主体の限定された応答になることもある。固有振動数と卓越振動数の比が0.8以上になると応答は急激に大きくなるが、この現象は静的設計では処理できないので、深い軟弱地盤のように地震の卓越周期が長い場合は動的解析で応答を照査する必要がある。周期が一致または近い場合は基礎の剛性を高めたり、斜杭の効用を利用したり、上部構造に工夫したりすることになるが、それでも処理できない場合は基礎形式の変更ということにもなる。一般に応答スペクトル法によるより長周期成分を含む地震波で時刻歴応答法により検討する方が現実的である。

動的解析のモデルはばねマスモデルが一般的で、上部工が単純支持の場合や、幅員の狭い長支間の連続桁の橋軸直角方向の場合などには橋脚単独系で作成できるが、連続桁の橋軸方向や相対的に幅員の広い連続桁の橋軸直角方向では橋梁全体系で作成する方がよい。これらの場合に質点数が多くなり、計算に費用や時間がかかりすぎるときには杭本数をまとめてモデル化することもできる。

動的解析の結果は3章と同様に斜杭の効果が顕著に表われ、橋脚天端の変位は頂版の変位よりも小さくなるという利点も明らかになった。

7. 結論

本論文は多柱式基礎の設計方法を合理化するための基礎資料とするべく著者が実施してきた調査、構造解析、振動解析、各種載荷試験等を通じて得られた成果をとりまとめたものである。すなわち過去が多柱式基礎における研究実績を調査し、その構造解析を通じて構造特性を明らかにするとともに弱点とされてきた水平荷重への対応策、ねじりモーメントへの設計手法を提案することができた。また、振動解析、動的解析を通じて静的検討と動的検討の役割を明示し、新たに開発された構造解析法を含めて設計手順の中での各解析方法を位置付けることができた。

さらに現場試験、大型、小型模型試験等を通じて多柱式基礎の力学的性状を調べ、構造解析結果や理論との対応、新解析方法の適用性、各構造部材の設計細目の検討などで実務的な知見を数多く得ることができた。これらの成果は多柱式基礎の設計基準を編纂するときに基礎資料となるばかりでなく、多柱式基礎の適用範囲を大きく広げるものとなることが期待できる。

本研究から得られた成果の詳細は各章にまとめてあるのでここでは総合的な結論を示すことにする。

- (1) 多柱式基礎は水中基礎として多くの優れた利点を有する。剛体の頂版と鉛直杭で構成されるものについては実績も多く、設計方法も完成の域に達しているが、自由長の大きい大型基礎の場合は水平荷重による変位量が大きくなりすぎて実質的に設計が不可能になることがあるので具体的な対応策が必要である。
- (2) 基礎の杭の荷重分担は鉛直荷重に対しては頂版の剛性、水平荷重に対しては斜杭の存在が大きな影響要因である。斜杭の存在は頂版や地表面における水平変位量、頂版や杭の曲げモーメントの低減に効果的であり、ねじりモーメント、地震荷重に対する抵抗力を著しく高める。
- (3) 多柱式基礎のねじり抵抗は各杭のねじり抵抗の合計と各杭の水平抵抗のモーメントの合計からなることが明らかとなり、斜杭を含めて基礎全体のねじり抵抗の理論式を導き、構造解析をできるようにした。

(4) 各種の模型試験から多柱式基礎は水平荷重やねじりモーメントに対してほぼ理論解析または従来の設計手法どおりの挙動を示し、靱性も大きい。特にねじりに対する杭単体のねじり抵抗は弾性的で抵抗全体に占める割合も大きく、多柱式基礎がねじりモーメントに弱いという先入観を打消す根拠にもなっている。

微小変位では水平抵抗、ねじり抵抗とも群杭の影響は小さいので単杭の設計値を採用できる。

(5) 大型模型実験によれば頂版の剛性が相対的に大きいと、部材の中心軸で構成されるラーメン解析は部材応力の算定に適用しがたく、局部応力に対してはFEM解析が有用である。

(6) 頂版を薄くした場合の水平荷重による頂版応力を解析と小型模型実験で検討した結果、中心軸載荷に対しては荷重の分散方向に主応力が卓越し、杭の反力による曲げモーメントの影響を受けて変化する。偏心載荷でねじりモーメントが作用すると頂版の上下面の主応力が圧縮と引張の別々となる。斜杭があると純せん断状態となり、この場合も上下面で圧縮、引張の方向が逆となり、頂版に大きな曲げが作用していることを示している。

(7) 頂版と杭の結合方法としては施工性も考慮すると杭頭埋込方式が望ましく、比較試験の結果、フープジベルによる方法が押抜きせん断力に対して最もよい挙動を示している。曲げモーメントに対しては工法間で明確な差はみられず、耐力、たわみは計算値の2.5～3.5倍となった。これは頂版コンクリートと杭の各弾性変形による回転ばねの軟化の影響とみられ、限界状態を検討する場合には考慮する必要がある。

(8) 頂版を薄くした場合も含めて、多柱式基礎の力学的挙動を実務的に解析する手法として複合構造解析モデルを開発した。頂版の応力をはじめ各構造部材の応力、変形を通常のFEM計算に準じる労力、費用、計算時間で算出することができる。計算結果は実験値と良い対応を示し、実用に耐えることが判明した。これによって、立体ラーメン解析などで計算できない空白領域を埋めることができる。

(9) 多柱式基礎は振れやすい構造であるので深い軟弱層のような長周期の卓越周期を持つ

地盤上では地震時の応答が増幅する恐れがあるために、動的解析で耐震性を照査する必要がある。単純支持の橋などでは橋脚単独系で、連続桁などの橋では全体系でモデル化するのがよい。質点数が多い場合は簡略化することもできる。この現象は静的解析では解明できないので多柱式基礎の設計の盲点となりやすい点である。振れやすい場合でも斜杭を採用すると全体の変位が縮小する上に橋脚天端の変位は頂版の変位よりも小さくなるという利点を得られる。

(10) 多柱式基礎の設計手法はいくつか提案されているが、それぞれの特色にもとづき、設計の各段階、橋の規模、重要性などに応じて使い分けるのが望ましい。その選択は基礎の条件を総合的に勘案して決定すべきであるが、一応、設計手順の中での各解析方法の位置付けを試みた。

参 考 文 献

1 章

- 1) 石橋信之 (1969), 琵琶湖大橋基礎構造の設計と施工, 橋梁 Vol.4, No.1
- 2) 野村直茂 (1979), 大鳴門橋多柱基礎の設計, 基礎工 Vol.7, No.1
- 3) 杭基礎の設計法とその解説、土質工学会、1985年、P.680
- 4) Y.L.Chang, Discussion on "Lateral Pile-Loading Test" by L.B.Feagin, Trans. ASCE Vol.102, P.272-278, 1921
- 5) 1)と同じ
- 6) 川島忠男、西田修次 (1970), 青柳橋多柱式基礎の施工, 橋梁と基礎 Vol.4, No.12, P.128
- 7) 道路橋示方書 IV 下部構造編, 日本道路協会 1990年2月, P.297
- 8) Paul Derampe, La Re'solution des Problemes de Fondations Tome II Chapitre VII, Moniteur de Travaux Publics, P.364-373, 1969
- 9) 沼田耕一、岡留紘、木崎修 (1974), 大島大橋多柱式基礎の設計, 土木施工 Vol.7, No.8
- 10) 吉識雅夫監訳, マトリックス有限要素法, 培風館, 1970年3月
- 11) M.L.Delflache, M.S.Glasscock, D.A.Hayes, W.J.Ruez and A.W.Wildenstain, Design of the Hondo Platform for 850 Feet Water Depth in Santa Barbara Channel, 1977 Offshore Technology Conference Proceedings, OTC 2960
- 12) American Petroleum Institute, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing 10th Edition, 1979
- 13) American Institute of Steel Construction, Inc, Manual of Steel Construction, 1979
- 14) R.Lacroix, P.Saintier et J.Fauchart, Projet de Pont sur Appuis Flottants pour la Traverses de Detroit de Gibraltar, Final Report of 12th Congress of IABSE, P.325-330, Vancouver, 1984
- 15) 塩井幸武、福井次郎、中西新之助、野山浩善 (1987), 多柱式基礎の設計法に関する研究, 土木学会論文集 第382号/III-7, P.102

- 16) 1)と同じ
- 17) 6)と同じ
- 18) 沼田耕一、近藤健雄 (1974), 大島大橋の多柱基礎実験工事 (上), 橋梁と基礎
Vol. 8, No. 2
- 19) 沼田耕一、近藤健雄 (1974), 大島大橋の多柱基礎実験工事 (下), 橋梁と基礎
Vol. 8, No. 3
- 20) 2)と同じ
- 21) 栗野純孝 (1981), 多柱基礎の設計について, 基礎工 Vol. 9, No. 8
- 22) 永井晋也、石田英太郎 (1983), 内海大橋の例—長さの異なる多柱基礎, 基礎工
Vol. 11, No. 8
- 23) 加藤一明、檜垣忠良、井上徳宜 (1986), 内海大橋下部工の設計と施工, 橋梁
Vol. 21, No. 10
- 24) 和田克哉、小笠原政文 (1988), 横浜港横断橋下部構造の設計と施工, 橋梁と基礎
Vol. 22, No. 10
- 25) 渡辺昇、三浦登、宮本裕 (1973), 多柱基礎の荷重分配性状について, 土木学会講演
集 1973.10, I-6
- 26) 多田浩彦 (1972), 多柱基礎の構造特性, 橋梁と基礎 Vol. 6, No. 9
- 27) 石井靖丸、石川二郎 (1966), 琵琶湖大橋橋脚の振動について, 橋梁 Vol. 1, No. 1
- 28) 多田浩彦、進藤泰男、倉田宗章 (1971), 塔と多柱基礎の連成立体振動, 土木学会論
文集第194号
- 29) 高田孝信 (1972), 多柱基礎の振動実験, 土と基礎 Vol. 20, No. 7
- 30) 小坪清真、荒巻軍治、弘埜剛 (1972), 多柱基礎の振動特性について, 土木学会講演
会 I-206
- 31) 24)に同じ
- 32) 例えば前田邦夫、和田克哉 (1990), 横浜ベイブリッジの耐震設計, 橋梁と基礎
Vol. 24, No. 7

- 33) D. Nair, Aseismic Design of Offshore Platform, Proc. of ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. II, P. 660-694, 1973年6月19-21日, Pasadena, CA.
- 34) M. J. K. Craig, Inelastic Earthquake Analyses of An Offshore, 1980 Offshore Technology Conference Proceedings, OTC 3822.
- 35) 21)に同じ
- 36) 石井孝男、森博人、鈴木幾雄(1982), 多柱式基礎の光弾性実験, 日本道路公団試験所報告昭和57年度 P. 86~102、
- 37) 石橋忠、樫山好幸、藤原博(1985), SRCフーチングにおけるせん断耐力に関する模型、前述 昭和59年度 p. 105~122

3 章

- 38) 塩井幸武、光家康夫、千野啓次、清水孝男(1980), 多柱式基礎の設計法に関する調査, 土木研究所資料第1404号、昭和55年8月
- 39) 浅間達雄、塩井幸武、光家康夫、千野啓次(1980), 多柱式基礎模型載荷試験, 土木研究所資料第1607号、P. 23~30
- 40) 塩井幸武、光家康夫、千野啓次(1980), 多柱式基礎模型のねじり載荷試験, 第18回土質工学研究発表会 249
- 41) 道路橋示方書 V 耐震設計編, 日本道路協会, 1990年2月
- 42) 塩井幸武、光家康夫、千野啓次(1979), 多柱式基礎の構造解析, 土木技術資料 Vol. 21, No. 11
- 43) 浅間達雄、塩井幸武、浅沼秀弥、光家康夫(1980), 斜杭を有する多柱式基礎の地震時の振動性状, 日米天然会議耐風耐震構造専門部会第12回合同部会
- 44) 塩井幸武、光家康夫、千野啓次、植田経広(1979), 多柱式基礎の動的解析, 第14回土質工学研究発表会 354

- 45) 足立義雄 (1974), くい基礎の静的水平抵抗に関する実験研究, 土木研究所
第146号の3
- 46) 浅間達雄、足立義雄、山川朝生、宮島信雄、山田運一郎、儀賀俊成 (1971), 多柱基礎の性状について, 土質工学会講演集 148、1971年
- 47) 浅間達雄、塩井幸武、光家康夫、千野啓次 (1980), 多柱式基礎模型載荷試験, 土木研究所資料第1607号
- 48) 40)と同じ
- 49) 15)と同じ
- 50) 山本洋司、浅沼秀弥、福井次郎 (1982), 多柱式基礎への斜ぐいの導入効果, 第37回土木学会学術講演会 III-261
- 51) 福井次郎、平野晶己 (1982), 多柱式基礎における群杭の振り剛性について, 第37回土木学会学術講演会 III-240
- 52) 例えば山田隆、松瀬一允 (1981), 石川県能登島大橋の計画と施工, 土木施工 Vol. 22, No. 6
- 53) 福井次郎、伊藤一義 (1981), 多柱基礎柱頭部の強度比較試験, 第14回道路会議論文集638

- 54) 15)と同じ
- 55) 3)と同じ
- 56) 矢作樞、岡原美知夫、千野啓次、山本洋司 (1976), 多柱式基礎およびパイルベント基礎の施工例, 土木研究所資料 1160号
- 57) 24)と同じ
- 58) 小宮正久、斎藤基文、北田邦夫 (1989), キリフィ橋の設計と施工, 土木学会年次学術講演会第6部
- 59) 鋼管杭—その設計と施工, 鋼管杭協会, 1981年, P. 614
- 60) 同上, 同上, 1990年, P. 492~496

61) 15)と同じ

62) 10)と同じ

63) 38)と同じ

64) 21)と同じ

65) 3)と同じ

66) D.Nair, J.B.Valdivieso and C.M.Johnson, Comparison of Spectrum and Time
History Techniques in Seismic Design of Platform, 1980 Offshore Technology
Conference Proceedings, OTC 3823

多柱式基礎の設計法に関する基礎的研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3067号
平成4年3月 (1992)

構造橋梁部 部長 塩井 幸武
基礎研究室 室長 岡原 美知夫
主任研究員 福井 次郎
研究員 光家 康夫

要 旨 斜杭を含む多柱式基礎の合理的な設計法の確立を目的とし、構造解析を通じてその特性を明らかにするとともに多柱式基礎の弱点とされてきた水平荷重への対応策とねじりモーメントへの設計手法を提案した。また、振動解析、動的解析を通じて静的検討と動的検討の役割を明示し、新たに開発された構造解析法を含めて設計手順の中での各解析方法の位置づけを行った。
さらに、現場および室内における大型・小型実験を通じて多柱式基礎の力学的性状を調べることにより、構造解析結果や理論との対応、新しい解析方法との適用性各構造部材の設計細目の検討などを行ったものである。

キーワード：多柱式基礎、偏心荷重、ねじり抵抗、斜杭、荷重分担、静的解析、動的解析、水平載荷試験、偏心水平載荷試験、頂版、複合構造解析、杭頭結合法、連成振動

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室

御中

No 3

No 3

配布先氏名

配布先住所



土木研究所 第3067号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

