

## I-8 ブラストフェンス設計

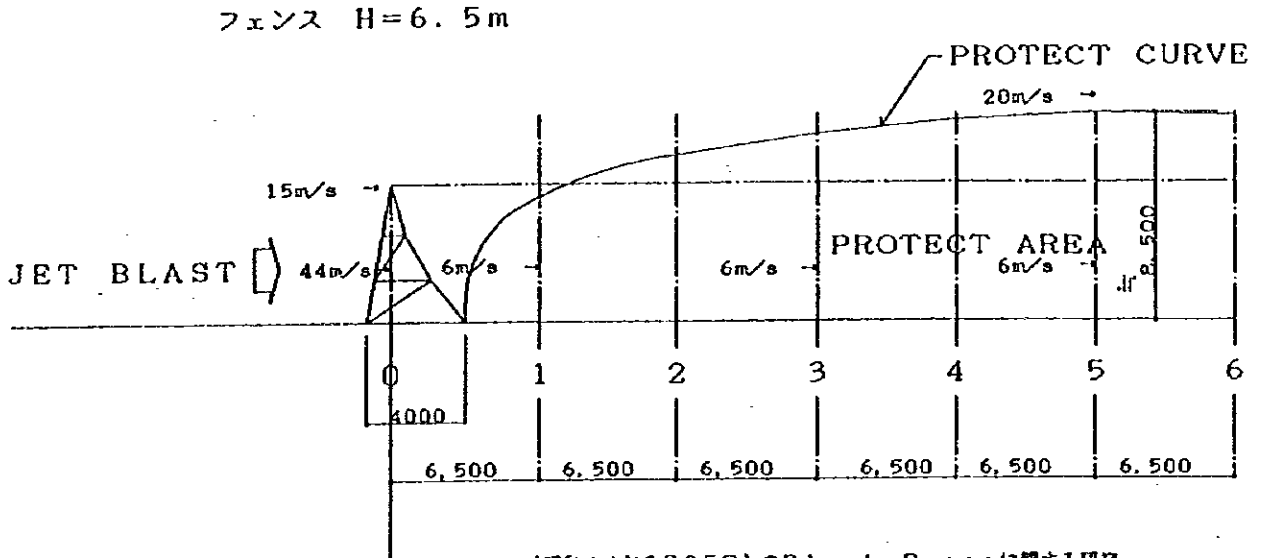


(銅製ブラストフェンス)

図-2

[フェンス後方風速分布図]

No. 2



注) 上図の分布図は京都大学防災研究所年報第29号A(昭和44年3月25日)のBlast Fenceに関する研究を参考に作成したものです。

上図の様にブラストフェンス後方では、保護範囲内で6m/s、地上8.5m以上の位置で、約20m/sの風速が分布する。図に示す範囲から遠方の風速分布は、上記の風速以下に減速し、拡散するものと予測できる。

## 1. 構造計算

従来ほとんどの空港におけるブラストフェンスの設計においては、建築関連基準を引用しているため今回もこれに準ずる。

## 1. 2 設計条件

## 1) 設計規準

- ① 鋼構造設計規準 1973 改定版 日本建築学会
- ② 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説  
1988 改定版 日本建築学会
- ③ 建築基礎構造設計指針 1988 改定版 日本建築学会
- ④ 建築基準法施工令
- ⑤ 空港土木施設設計基準

## 2) 対象機種とブラストフェンス高さ

B767-300  
A300-600  
フェンス高さ 6.5m

許容ブラスト強度 15m/sec

ブラストフェンスの軸部は鋼構造、フェンス面はエキスパンドメタルで構成する。

## 3) 荷重

## (a) ブラストによる風圧荷重 (長期荷重, 水平に作用)

$$P = \frac{1}{2} C \rho V^2 = 34.65 \text{ kg/m}^2$$

ただし、P: 風圧荷重 (kg/m<sup>2</sup>)

C: 抗力係数 0.7

石崎、光田、桂: Blast Fence に関する研究(1)、  
京大防災研究所年報 9号、昭和41.3による

$\rho$ : 空気密度 0.110 kg·sec<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> (50~60°C)

V: 風速 = 30 (m/sec)

(B-767-300 末端から水平に9mの位置での高さ  
6mの平均)

## (b) 暴風による風圧荷重 (短期荷重, 水平に作用)

同上の式による。

ただし、 $\rho = 0.123 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^3$  (20°C)

$$\text{速度圧} \quad \frac{1}{2} \rho V^2 = 300 \text{ kg/m}^2 \quad (V = 70 \text{ m/sec})$$

1. 2 設計荷重の決定

No. 4

1) プラスト荷重 (長期)

H (m)	機種	水平荷重(kgf)	転倒モーメント(kgfm)
6.5	B-767	450	1,464
	-300		
	A-300	450	1,464
	-600		

2) 暴風時荷重 (短期)

風速  $V=70\text{m/s}$       風圧力  $w = 0.70 \times 900 = 210 \text{ kgf/m}^2$

1ユニット 2.0m 幅当り

水平荷重  $H_v = 210 \times 2.00 \times 6.50 = 2,730 \text{ kgf}$

転倒モーメント

$M_v = 210 \times 2.00 \times 6.50^2 / 2 = 8,873 \text{ kgfm}$

水平荷重、転倒モーメントのいずれも、プラスト時の約6倍程度であるので、暴風時を設計荷重とする。

3) 地震力 (短期)

フェンス自重  $= 2,000\text{kgf}/2\text{m}$

水平震度  $= 0.08$

作用位置  $= H / 2 = 3.25\text{m}$

地震時水平荷重  $H_k = 2,000 \times 0.08 = 160\text{kgf}$

地震時転倒モーメント  $M_k = 160 \times 3.25 = 520 \text{ kgfm}$

水平荷重、転倒モーメントのいずれも、暴風時の約1/17程度であるので、地震時の検討を省く。

(c) 地震荷重 (短期荷重)

水平震度  $k_h = 0.08$

(d) 死荷重 (長期荷重)

鋼材 7.85 t/m<sup>3</sup>  
鉄筋コンクリート 2.4 t/m<sup>3</sup> (規準 ② 7条)

4) 許容値及び安全率

(a) 鋼材

長期応力に対する許容値 (短期は50%増し)

種類	許容引張 応力度 $f_t$	許容せん断 応力度 $f_s$	使用箇所	規 準
SS400	1600 kg/m <sup>2</sup>	900 kg/m <sup>2</sup>	骨 組	① 5, 1
SR235	"	"	アンカーボルト	② 6 条
SD295	2000 kg/m <sup>2</sup>		基 礎	"
M16		1.81 t/1面	骨組連結部	① 付 3

溶接の許容応力度はSS400鋼材に同じただし、骨組のSS400材については、  
下記のように繰返し応力の影響を考慮して、許容応力度を60%に低減する。

規準①の7.1

7.1 疲れ係数と許容応力度

- (1) 繰返し数が  $1 \times 10^4$  以下の場合、繰返し応力の効果を考える必要はない。
- (2)  $1 \times 10^4$  回をこえる繰返し応力をうける部材および接合材に対しては、応力の繰返し数に応じて(7.1)式によって検討する。ただし、応力振幅の上限値および下限値は使用鋼材および使用接合材に応じて5章および6章に定められた許容応力度をこえることはできない。

$$\gamma \cdot \sigma_1 \leq f$$

表7.1 疲れ係数 $\gamma$ と許容応力度 $f$

応力の繰返し数	$\gamma$	$f$ (t/cm <sup>2</sup> )
$10^4$ 以下	$1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	鋼種・応力種別・接合材種別に応じ、5章および6章に与えられる許容応力度。
$10^4$ をこえ $2 \times 10^4$ 以下	$1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	鋼材、溶接継目に対してはSS400に対して与えられる許容応力度、リベットに対してはSV330、SV400に対して与えられる許容応力度。
$2 \times 10^4$ をこ えるとき	$\frac{3}{2} \left( 1 - \frac{3}{4} \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)$	鋼材、溶接継目に対してはSS400に対して与えられる許容応力度、リベットに対してはSV330、SV400に対して与えられる許容応力度。

- 【注】 1) 応力振幅の上下限において応力度の絶対値の大きいほうの値を $\sigma_1$ (t/cm<sup>2</sup>)、  
応力度の絶対値の小さいほうの値を $\sigma_2$ (t/cm<sup>2</sup>)とし、 $\sigma_2/\sigma_1$ は $\sigma_1$ と $\sigma_2$ が  
同符号のとき正、異符号のとき負とする。  
2)  $f$ に対しては5.6による許容応力度の割増しを行うことはできない。

表7. 1において、安全を見込んで、 $2 \times 10^4$  超を考慮すると（ジェットプラストの乱れを見込む。）

$$\gamma = \frac{3}{2} \left( 1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_1} \right) = \frac{3}{2} \quad (\sigma_2 = 0 \text{ より})$$

$$\gamma \cdot \sigma_1 \leq f \quad \text{より}$$

$$\sigma_1 \leq \frac{f}{\gamma} = \frac{2}{3} f = 0.67 f \rightarrow 0.6 f \text{ とする。}$$

したがって、

$$f_L = 1600 \times 0.6 = 960 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 900 \times 0.6 = 540 \text{ kg/cm}^2$$

(b) コンクリート（基礎）

- ・設計基準強度  $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ・許容圧縮応力度  $f_c = F_c / 3 = 70 \text{ kg/cm}^2$ （規準②6条）
- ・許容剪断応力度  $f_c = F_c / 30 = 7 \text{ kg/cm}^2$ （規準②6条）
- ・アンカーボルト（丸鋼）の許容付着応力度  
 $f_b = 4 F_c / 100 = 8.4 \text{ kg/cm}^2$ （規準②6条）
- ・基礎配筋（異形鉄筋）の許容付着応力度  
 $f_b = F_c / 15 = 14.0 \text{ kg/cm}^2$ （規準②6条）

短期の場合  $f_c$  は2倍、 $f_s$ 、 $f_b$  は1.5倍

(c) 基礎ならびに地盤

項目	安全率		設計値	規準
	長期	短期		
地耐力	3	1.5	長期 $6 \text{ t/m}^2$ 短期 $12 \text{ t/m}^2$	③ 4.2
すべり	1.5	1.2	摩擦係数 0.45	③ 8.2 ③ 表 8.2.1
転倒	1.5	1.2	—	③ 8.2

## 5) その他

- (a) 圧縮材の最大細長比  
 規準① 11. 2より、  
 右図 A、Bは200以下(柱材)  
 その他、圧縮材は250以下

規準①より

11. 2 圧縮材の最大細長比  
 圧縮材の細長比は、250以下とする。ただし、柱材では200以下とする。

- (b) アンカーボルト (SR235) の埋込長

規準② 17条より  
 フック付きで、25d以上 (d:直径)

規準②より

表10 定着・継手の最小限長さ

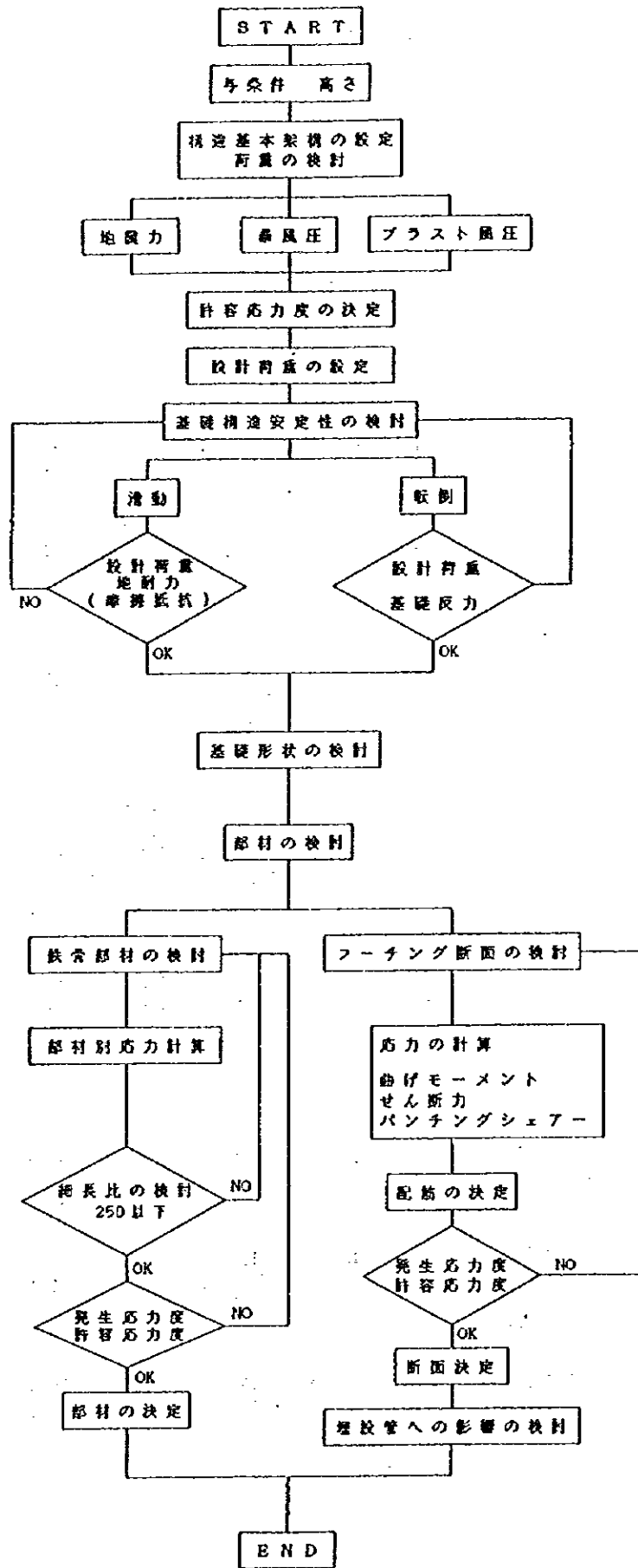
コンクリートの 設計基礎 強度		250 kg/cm <sup>2</sup> 以下		250 kg/cm <sup>2</sup> を 超えるもの	
		フック なし	フック 付き	フック なし	フック 付き
鉄筋	丸	SR235			
	鋼	SR235	25d		20d
	丸	SR295			
	鋼	SR295	30d		25d

## 6) 地耐力

基礎底面深度 = GL -1.0m

長期許容支持力度 = 5.0 t/m<sup>2</sup> (仮定)短期許容支持力度 = 長期許容支持力度 × 2.0 = 10.0 t/m<sup>2</sup>

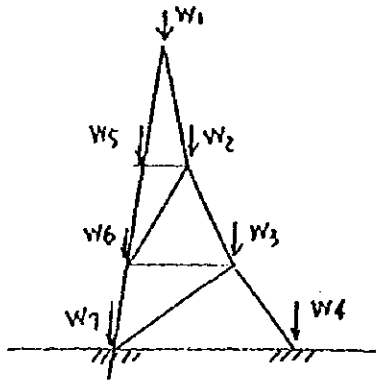




# 1.3 構造計算

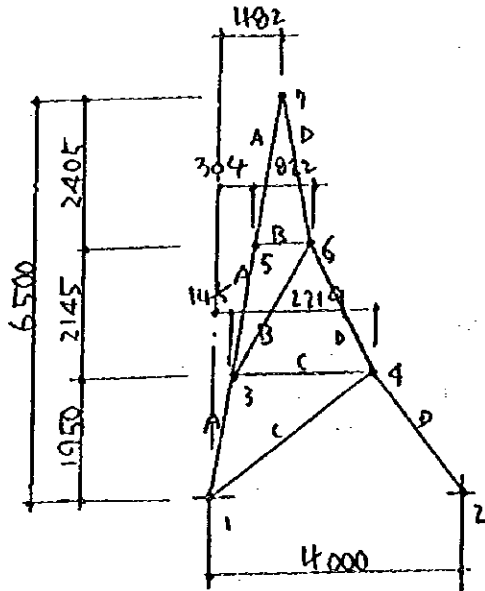
## 1) 鉛直荷重時

No. 9



W1	[-150×75×6.5×10	18.6 × 2.490 × 1.00 = 46.3	
	[-150×75×6.5×10	18.6 × 2.000 × 1.00 = 37.2	
	H-150×150×7×10	31.5 × 2.400 × 0.50 = 37.8	
	CT-150×150×6.5×9	18.4 × 2.490 × 0.50 = 22.9	
	イキスノトノボロ XG13	24.90 × 1.245 × 2.00 = 62.0	
	ブーテ、キノト etc.	41.2	247.5 kgf
W2	[-150×75×6.5×10	18.6 × 4.967 × 1.00 = 92.4	
	[-150×75×6.5×10	18.6 × 2.000 × 1.00 = 37.2	
	CT-150×150×6.5×9	18.4 × 4.967 × 0.50 = 45.7	
	φ76.3×3.2	5.8 × 3.200 × 0.50 = 9.2	
	イキスノトノボロ XG13	24.90 × 2.484 × 2.00 = 123.7	
	ブーテ、キノト etc.	61.6	369.8 kgf
W3	[-150×75×6.5×10	18.6 × 5.022 × 1.00 = 93.4	
	[-150×75×6.5×10	18.6 × 2.000 × 1.00 = 37.2	
	CT-150×150×6.5×9	18.4 × 5.022 × 0.50 = 46.2	
	φ89.1×3.2	6.8 × 5.250 × 0.50 = 17.8	
	イキスノトノボロ XG13	24.90 × 2.511 × 2.00 = 125.0	
	ブーテ、キノト etc.	63.9	383.6 kgf
W4	[-150×75×6.5×10	18.6 × 2.545 × 1.00 = 47.3	
	[-150×75×6.5×10	18.6 × 2.000 × 1.00 = 37.2	
	CT-150×150×6.5×9	18.4 × 2.545 × 0.50 = 23.4	
	φ89.1×3.2	6.8 × 3.800 × 0.50 = 12.9	
	イキスノトノボロ XG13	24.90 × 1.273 × 2.00 = 63.4	
	ブーテ、キノト etc.	36.8	221.0 kgf
W5	H-150×150×7×10	31.5 × 4.550 × 0.50 = 71.7	
	φ76.3×3.2	5.8 × 2.400 × 1.00 = 13.8	
	ブーテ、キノト etc.	17.1	102.6 kgf
W6	H-150×150×7×10	31.5 × 4.100 × 0.50 = 64.6	
	φ76.3×3.2	5.8 × 3.200 × 1.00 = 18.5	
	φ89.1×3.2	6.8 × 2.250 × 0.50 = 7.6	
	ブーテ、キノト etc.	18.1	108.8 kgf
W7	H-150×150×7×10	31.5 × 1.950 × 0.50 = 30.7	
	φ89.1×3.2	5.8 × 6.800 × 0.50 = 19.6	
	ブーテ、キノト etc.	10.1	60.4 kgf
			1493.7 kgf

2) インプットデータ

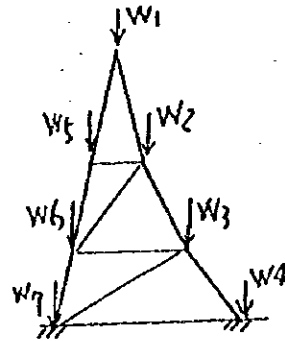


部材

- A : H-150×150×7×10  
A = 40.14 cm<sup>2</sup>  
I = 1,640 cm<sup>4</sup>
- B : φ76.3×3.2  
A = 7.35 cm<sup>2</sup>  
I = 49.20 cm<sup>4</sup>
- C : φ89.1×3.2  
A = 8.64 cm<sup>2</sup>  
I = 79.80 cm<sup>4</sup>
- D : 2[-150×75×6.5×10  
A = 47.42 cm<sup>2</sup>  
I = 1,722 cm<sup>4</sup>

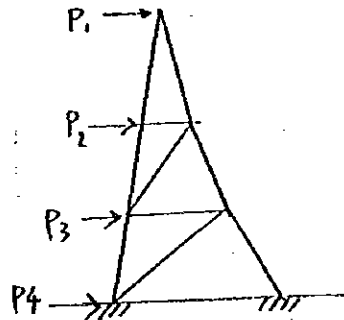
CASE-1 鉛直荷重時 (長期)

- W1 = 0.247 tf
- W2 = 0.370 tf
- W3 = 0.384 tf
- W4 = 0.221 tf
- W5 = 0.103 tf
- W6 = 0.109 tf
- W7 = 0.060 tf



CASE-2 暴風時

- P1 = 0.51 tf
- P2 = 0.96 tf
- P3 = 0.86 tf
- P4 = 0.41 tf



```

*****
*                                     *
*          ** FAP-2 **               *
*                                     *
*    PLANE FRAME STRESS ANALYSIS PROGRAM   *
*                                     *
*          Version 3.01:02 (Oct.1991)      *
*                                     *
*****
    
```

[B.5] 部材端応力

N (軸力) : t  
 Q (せん断力) : t  
 M (モーメント) : tm

【荷重ケース】

		No. 1						
I - J	Ni	Qi	Mi	Nj	Qj	Mj	Mc	
1 3	0.63C	-0.00	0.00	-0.63C	0.00	-0.00	-0.00	
1 4	0.34C	0.00	0.00	-0.34C	0.00	0.00	0.00	
2 4	0.49C	0.00	0.00	-0.49C	0.00	0.00	0.00	
3 4	-0.07T	0.00	0.00	0.07T	0.00	0.00	0.00	
3 5	0.31C	-0.00	0.00	-0.31C	0.00	-0.00	-0.00	
3 6	0.23C	-0.00	0.00	-0.23C	0.00	0.00	0.00	
4 6	0.24C	0.00	0.00	-0.24C	-0.00	0.00	0.00	
5 6	0.01C	0.00	0.00	-0.01C	0.00	0.00	0.00	
5 7	0.20C	0.00	0.00	-0.20C	-0.00	-0.00	-0.00	
6 7	0.05C	-0.00	0.00	-0.05C	0.00	0.00	0.00	

【荷重ケース】

		No. 2						
I - J	Ni	Qi	Mi	Nj	Qj	Mj	Mc	
1 3	-1.98T	0.00	0.00	1.98T	-0.00	0.00	0.00	
1 4	-0.40T	0.00	0.00	0.40T	0.00	0.00	0.00	
2 4	2.91C	0.00	0.00	-2.91C	0.00	0.00	0.00	
3 4	1.04C	0.00	0.00	-1.04C	0.00	0.00	0.00	
3 5	-1.50T	-0.00	-0.00	1.50T	0.00	-0.00	0.00	
3 6	-0.53T	0.00	0.00	0.53T	-0.00	0.00	0.00	
4 6	2.28C	0.00	0.00	-2.28C	-0.00	0.00	0.00	
5 6	0.96C	0.00	0.00	-0.96C	0.00	0.00	0.00	
5 7	-1.50T	0.00	0.00	1.50T	-0.00	-0.00	-0.00	
6 7	1.54C	0.00	0.00	-1.54C	0.00	0.00	0.00	

[B.6] 支点反力

X (X方向支点反力) : t  
 Y (Y方向支点反力) : t  
 M (回転反力) : tm

【荷重ケース】

		No. 1		
NO	X	Y	M	
1	0.3130	0.9059	0.0000	
2	-0.3130	0.5941	0.0000	

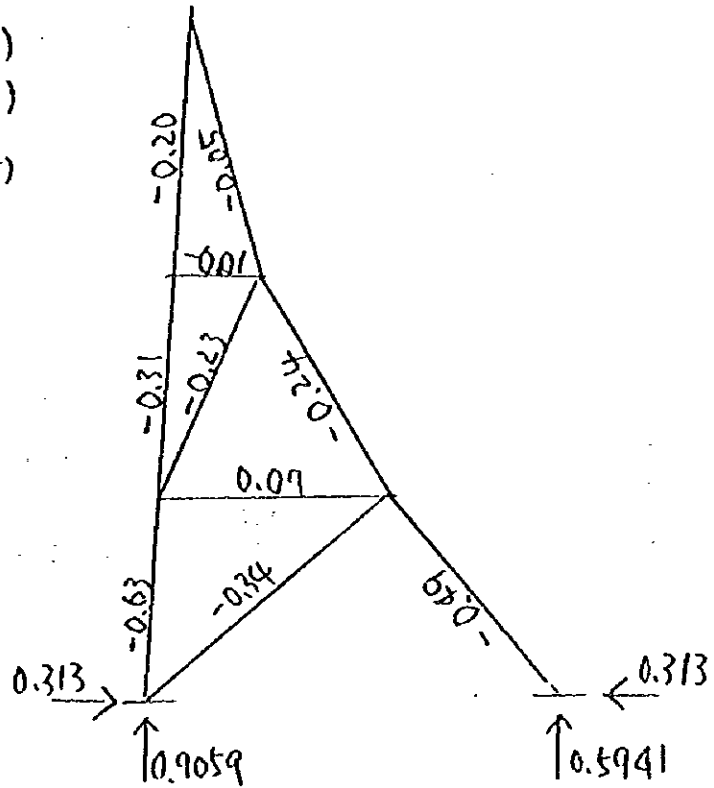
【荷重ケース】

		No. 2		
NO	X	Y	M	
1	-0.6634	-2.2308	0.0000	
2	-2.0766	2.2308	0.0000	

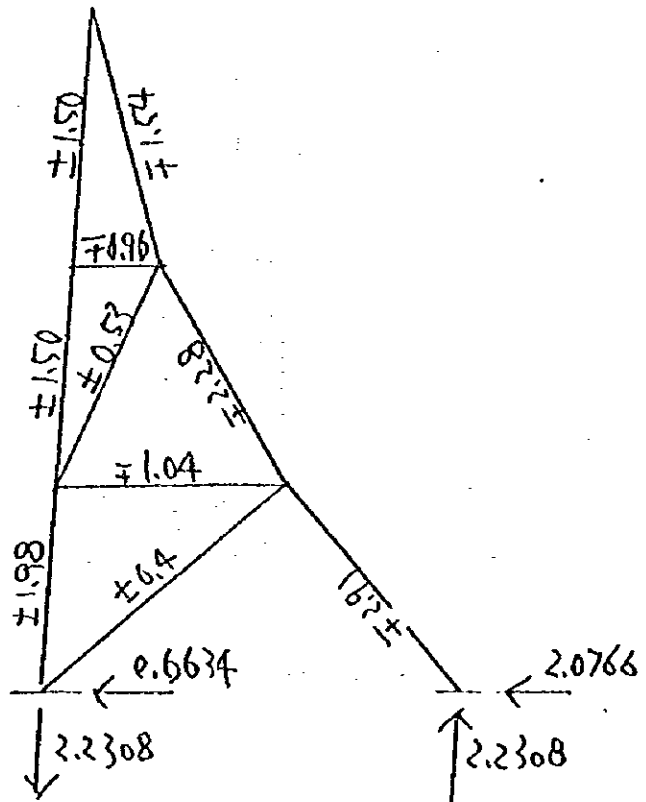
3) 応力解析結果

CASE-1 鉛直荷重 (長期)

圧縮(-)  
引張(+)  
(+)



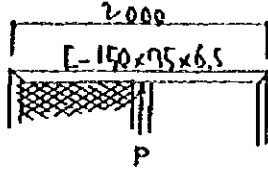
CASE-2 暴風時



4) 部材断面の検討

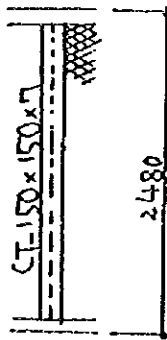
No. 13

- a) パネル横棧 [-150×75×6.5×10       $\lambda^*y = 2.00$  m 中央1点集中荷重  
 最大風圧荷重  $W = 210 \text{ kgf/m}^2$  (暴風時: 短期)  
 集中荷重  $P = 210 \times 1.00 \times 1.00 = 210 \text{ kgf}$   
 曲げモーメント  $M = 210 \times 2.00 \times 1/4 = 105 \text{ kgfm}$



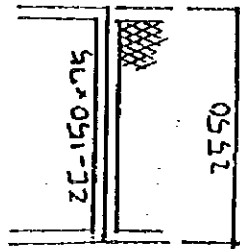
断面係数  $Z = 115 \text{ cm}^3$   
 応力度  $\sigma = M/Z = 10.500 / 115 = 91.30 \text{ kgf/cm}^2 < 2,400 \text{ kgf/cm}^2 \text{ OK.}$

- b) パネル中央縦棧 CT-150×150×7×10       $\lambda^*y = 2.48$  m 等分布荷重  
 最大風圧荷重  $W = 210 \text{ kgf/m}^2$  (暴風時: 短期)  
 等分布荷重  $q = 210 \times 1.00 = 210.00 \text{ kgf/m}$   
 曲げモーメント  $M = 210 \times 2.48 \times 2.48 \times 1/8 = 161.45 \text{ kgfm}$



断面係数  $Z = 40.00 \text{ cm}^3$   
 応力度  $\sigma = M/Z = 161.45 / 40.00 = 404 \text{ kgf/cm}^2 < 2,400 \text{ kgf/cm}^2 \text{ OK.}$

- c) パネル外枠 縦材 2[-150×75×6.5×10      軸力  $N = 0.49 + 2.91 = 3.40$  (f(圧縮))  
 暴風時      モーメント  $M = 161.45 \text{ kgfm}$



2[-150×75×6.5×10      断面係数  $Z = 230 \text{ cm}^3$       断面積  $A = 47.42 \text{ cm}^2$   
 断面二次半径  $ly = 2.22 \text{ cm}$   
 座屈長さ  $lkv = 255 \text{ cm}$       細長比  $\lambda y = 255 / 2.22 = 114.86 < 200 \text{ OK.}$

座屈係数  $\omega = 2.20$

暴風時応力度  $\sigma = M/Z + \omega N/A = 70 + 158 = 228 \text{ kgf/cm}^2 < 2,400 \text{ kgf/cm}^2 \text{ OK.}$

d) 支保工H形鋼

H-150×150×7×10  
 暴風時圧縮力  $N = 0.63 + 1.98 = 2.61 \text{ tf}$   
 断面積  $A = 40.14 \text{ cm}^2$  断面二次半径  $i = 3.75 \text{ cm}$   
 座屈長さ  $L_k = 195 \text{ cm}$   
 細長比  $\lambda = 195 / 3.75 = 52 \rightarrow f_c = 2049 \text{ kgf/cm}^2$   
 圧縮応力度  $\sigma = 2.610 / 40.14 = 65 \text{ kgf/cm}^2$   
 判定  $\sigma/f = 65 / 2,049 = 0.03 < 1.00 \text{ OK.}$

e) 支保工パイプ

斜材 (3-6材)  
 $\phi 76.3 \times 3.2$   
 座屈長さ  $L_k = 240 \text{ cm}$   
 細長比  $\lambda = 240 / 2.59 = 93 \rightarrow f_c = 1445 \text{ kgf/cm}^2$   
 圧縮応力度  $\sigma = 760 / 7.35 = 103 \text{ kgf/cm}^2$   
 判定  $\sigma/f = 103 / 1,445 = 0.07 < 1.00 \text{ OK.}$

斜材 (1-4材)  
 $\phi 76.3 \times 3.2$   
 座屈長さ  $L_k = 300 \text{ cm}$   
 細長比  $\lambda = 300 / 2.59 = 116 \rightarrow f_c = 1065 \text{ kgf/cm}^2$   
 圧縮応力度  $\sigma = 740 / 7.35 = 101 \text{ kgf/cm}^2$   
 判定  $\sigma/f = 101 / 1,065 = 0.09 < 1.00 \text{ OK.}$

取付ボルト, ガセットプレート

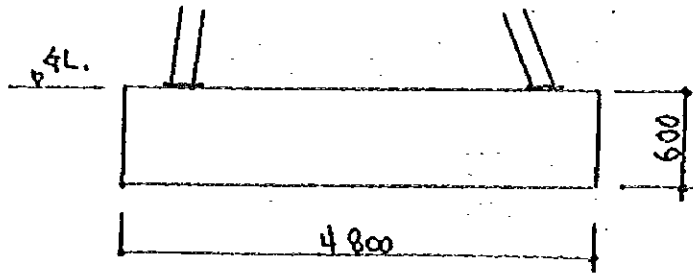
支保工の最大軸力  $N_{max} = 3.40 \text{ tf}$  (暴風時: 短期)

ガセットプレート PL-9, ボルト 2-M16 (SS400)

暴風時 耐力  $T_a = 2 \times 1.81 \times 1.50 = 5.43 \text{ tf} > N_{max} \text{ OK.}$

5) 基礎の設計

No. 15



支点反力

暴風時 (短期)

HA, HB: 水平方向支点反力  
 RA, RB: 鉛直方向支点反力

HA= 0.66 tf  
 RA= 0.91 ± 2.23 = 3.14 or -1.32 tf  
 HB= 2.08 tf  
 RB= 0.59 ± 2.23 = -1.64 or 2.82 tf

暴風時 水平力H= 2.74 tf 鉛直力V= 1.50 tf

基礎自重  $F_w = 2.00 \times 0.60 \times 4.80 \times 2.40 = 13.82 \text{ tf}$   
 合計鉛直荷重  $W = 1.50 + 13.82 = 15.32 \text{ tf}$   
 底版面の転倒モーメント  $M = 2.23 \times 4.00 + 2.74 \times 1.00 = 11.66 \text{ tfm}$

地反力の検討 偏心  $e = M/W = 0.76 \text{ m}$   $e/b = 0.159 < 1/6$   
 割増係数  $\alpha = 1 + 6e/b = 1.95$   
 地反力  $\text{max.} = \alpha \cdot N/Af = 1.95 \times 15.32 / 4.80 = 6.23 \text{ tf/m}^2 < 10.0 \text{ tf/m}^2 \text{ OK.}$

滑動の検討 滑動力  $HA = 2.74 \text{ tf}$   
 抵抗力  $Hr = 15.32 \times 0.45 = 6.90 \text{ tf}$   
 安全率  $FS = 6.90 / 2.74 = 2.52 > 1.5 \text{ OK.}$

b) アンカーボルト

暴風時 引抜力  $T = -1.64 \text{ tf}$

4-22φ  $a = 4 \times 3.80 = 15.21 \text{ cm}^2$   
 引張応力度  $\sigma_t = T/a = 1.637 / 15.21 = 108 \text{ kgf/cm}^2$   
 判定  $\sigma/f_t = 108 / 1,800 = 0.06 < 1.00 \text{ OK.}$



1. Design Condition:

1) used standard

The standards of architectural structure are adopted.

⊙The load standards of architectural structure (GBG9-87)

⊙The structural design standards of concrete (GBJ10-89)

⊙The foundation design standards of architectural structure(GBJ7-89)

2)The used model of aircraft and the height of blastfence

used model of aircraft: B767-300, A300-600

height of blastfence: 6.5m

allowable velocity: 15m/s

type of structure: reinforced concrete(appendix I 《 the selection of blastfence 》)

3) load

⊙ blast of aircraft

$$V=30\text{m/s}, C=0.7, \rho=0.110\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$$

$$W=C\rho V^2/2=34.65 \text{ kgf/m}^2=350 \text{ N/m}^2$$

⊙ load of storm

$$V=70\text{m/s}, C=0.7, \rho=0.125\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$$

$$W=C\rho V^2/2=214.4 \text{ kgf/m}^2=2144 \text{ N/m}^2$$

⊙ dead load

$$\gamma=24.5 \text{ KN/m}^3$$

2. design load

1) blast of aircraft (long-term)

h (m)	model	H (N/m)	M (Nm/m)	note
6.5	B-767-300	2252	7319	
	A-300-600	2252	7319	

2) load of storm

$$H_s = 2144 \times 6.5 = 13936 \text{ N/m}$$

$$M_s = 2144 \times 6.5^2 / 2 = 45292 \text{ Nm/m}$$

Because the loads of storm are much larger than these of blast, the loads of storm are used as the design load.

3) load of earthquake

$$\text{weight of blastfence: } G = (1896 + 1128) \times 24.5 \div 1196 = 61.9 \text{ KN/m}$$

$$\text{horizontal seismic coefficient: } q = 0.08$$

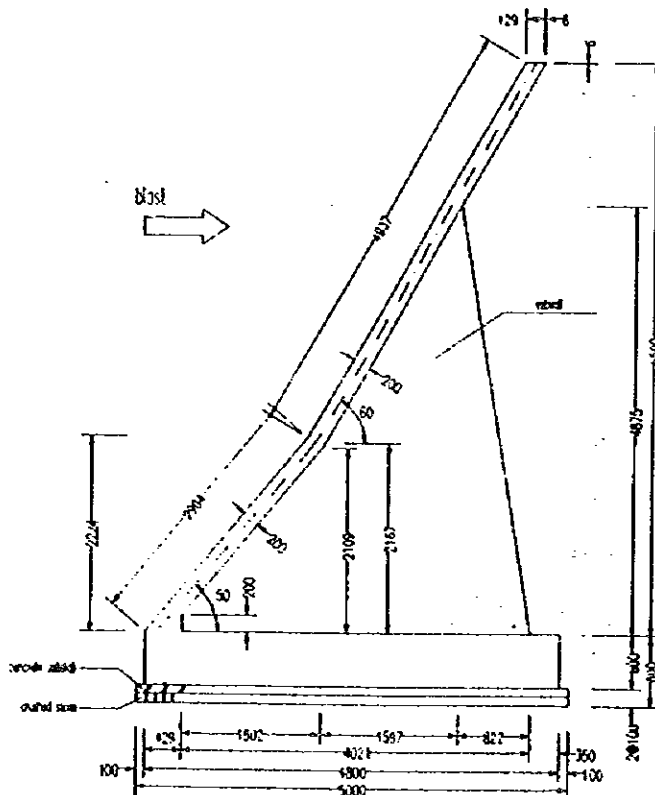
$$\text{height of action: } h_1 \cong h/3 = 2.167 \text{ m}$$

$$H_k = 61.9 \times 0.08 = 5.0 \text{ KN/m}$$

$$M_k = H_k \times h = 5.0 \times 2.167 = 10.8 \text{ Knm/m}$$

The loads of earthquake are not considered in design, because they are smaller than 1/2 of these of storm.

2. Size of section



### 3. strength and safety factor of materials

#### ① reinforcement

Grade II:  $f_y=310$  MPa (2.2.3 of ②)  $\Rightarrow [\sigma]_s=185$  MPa

$$E_s=2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

#### ② concrete

C25:  $f_c=13.5$  MPa (2.1.4 of ②)  $\Rightarrow [\sigma]_c=9.0$  MPa

$$E_c=2.80 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$q=2.45 \text{ t/m}^3=24.5 \text{ KN/m}^3$$

#### ③ soil:

bearing strength:  $f=50$  KPa(long-term)

$$f'=100 \text{ KPa(short-term)}$$

friction factor:  $\mu=0.45$

overturning safety factor: 2.0

### 4. strength's check of section

The section at the top of web wall is considered as the dangerest of all.

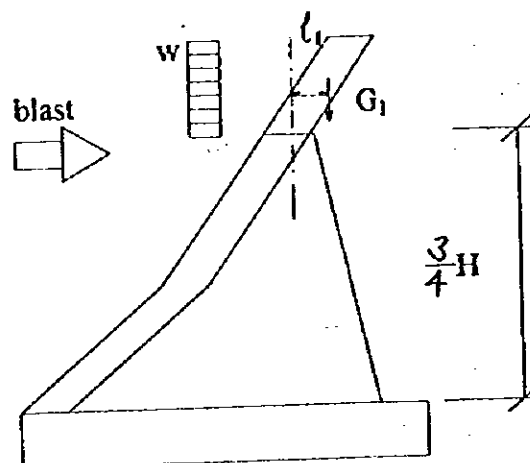
#### ① force of section (1 m)

location:  $3/4$  of height of blastfence

$$H=H_s/4=13.936/4=3.48 \text{ KN/m}$$

$$M=H \cdot l/2 + G_1 \times l_1=3.48 \times 1.625/2 + 9.1 \times 0.469$$

$$=7.1 \text{ KNm/m}$$



② stress of section

$$b=1.0 \text{ m}, h=0.2 \text{ m}, h_0=0.10 \text{ m}, a_s=a'_s=0.05 \text{ m}$$

$$A_c=0.2 \text{ m}^2, A_g=A'_g=7.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2, n=7,$$

$$\text{neutral axis: } x = \frac{nA_g}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh_0}{nA_g}} - 1 \right)$$

$$= \frac{7 \times 1.54 \times 10^{-3}}{1.0} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1.0 \times 0.1}{7 \times 1.54 \times 10^{-3}}} - 1 \right)$$

$$= 0.037 \text{ m}$$

$$z = h_0 - x/3 = 0.1 - 0.037/3 = 0.088 \text{ m}$$

stress of concrete:

$$\sigma_c = 2M/(bxz) = 2 \times 7.1 / (1.0 \times 0.037 \times 0.088) = 4361 \text{ KPa}$$

$$= 4.36 \text{ MPa} < [\sigma]_c = 9.0 \text{ MPa}$$

stress of reinforcement:

$$\sigma_{gs} = M/(A_g z) = 7.1 / (1.54 \times 10^{-3} \times 0.088) = 52391 \text{ KPa}$$

$$= 52.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = \sigma_{gc} (h - a_s - x) / (h_0 - x) = 52.4 \times (0.2 - 0.05 - 0.037) / (0.1 - 0.037)$$

$$= 94.0 \text{ MPa} < [\sigma]_s = 185 \text{ MPa}$$

5. check of sliding and overturning

① weight of blast fence

$$G = 5.40 \times 24.5 = 132.3 \text{ KN/m}$$

② load (storm)

at the top of foundation:

$$H_w = 13.65 \text{ KN/m},$$

$$M_w = 44.4 \text{ KNm/m}$$

①check of sliding

sliding force at the bottom of foundation:

$$H_s = H_w / (B \cdot l) = 13.65 / (4.8 \times 1.0) = 2.84 \text{ (KN/m}^2\text{)}/\text{m}$$

resisting force of soil:

$$H_r = G \cdot \mu = 132.3 \times 0.45 = 59.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{safety : } F_s = 59.5 / 2.84 = 21 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

①check of overturning:

overturning moment

$$M_t = M_w + H_w \times h_f = 44.4 + 13.65 \times 0.6 = 52.6 \text{ KNm/m}$$

stabilizing moment

$$M_s = G \times B/2 = 132.3 \times 4.8/2 = 317 \text{ KNm/m} > M_t \quad \text{Ok}$$

6. check of reaction of soil

$$e = M_t / G = 52.6 / 132.3 = 0.398 \text{ m}$$

$$e/B = 0.398 / 4.8 = 0.083 < 1/6$$

$$\alpha = 1 + 6 \times (e/B) = 1 + 6 \times 0.083 = 1.498$$

reaction stress of soil:

$$\sigma_{\max} = \alpha G / A_f = 1.498 \times 132.3 / 4.8$$

$$= 41.3 \text{ KN/m}^2 < \Gamma = 100 \text{ KPa}$$

## Appendix I

### Selection of blastfence: reinforced concrete or metal

#### cost comparison of blastfence (1196m)

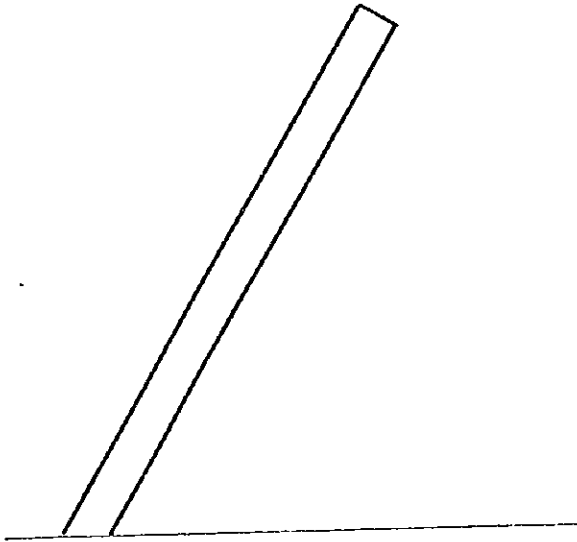
item		metal	reinforced concrete	note
material	steel	938t( ¥ 4000/t)	534t( ¥ 2500/t)	
	concrete	3460 m <sup>3</sup>	6468 m <sup>3</sup>	¥ 375/m <sup>3</sup>
labour		less	more	
making period		short	long	
maintenance		necessary	unnecessary.	
sense of beauty		attractive	unattractive	

¥ 4.222/m

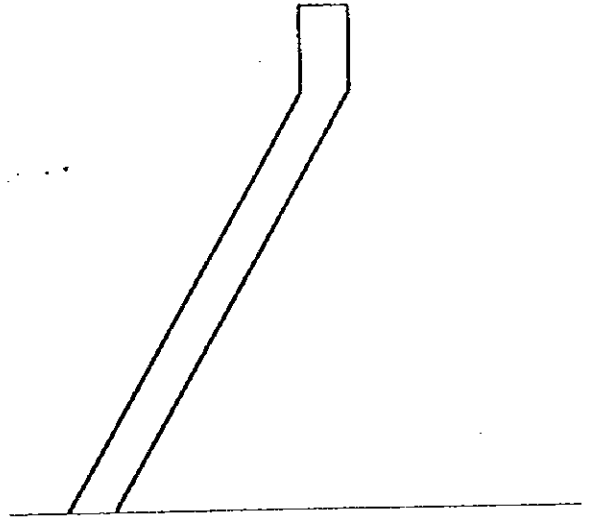
¥ 3.144/m

From these comparisons, it is clear that the cost of reinforced concrete is less excessive than that of metal. Therefore, we have selected the reinforced concrete blastfence in airside works of Pudong International Airport.

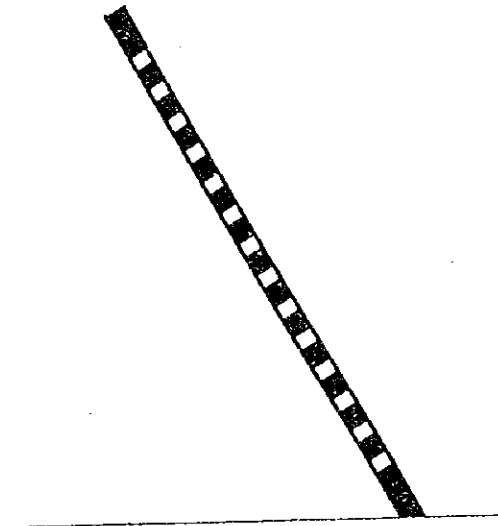
(風向風速シミュレーション)



【ケース1】



【ケース2】



【ケース3】



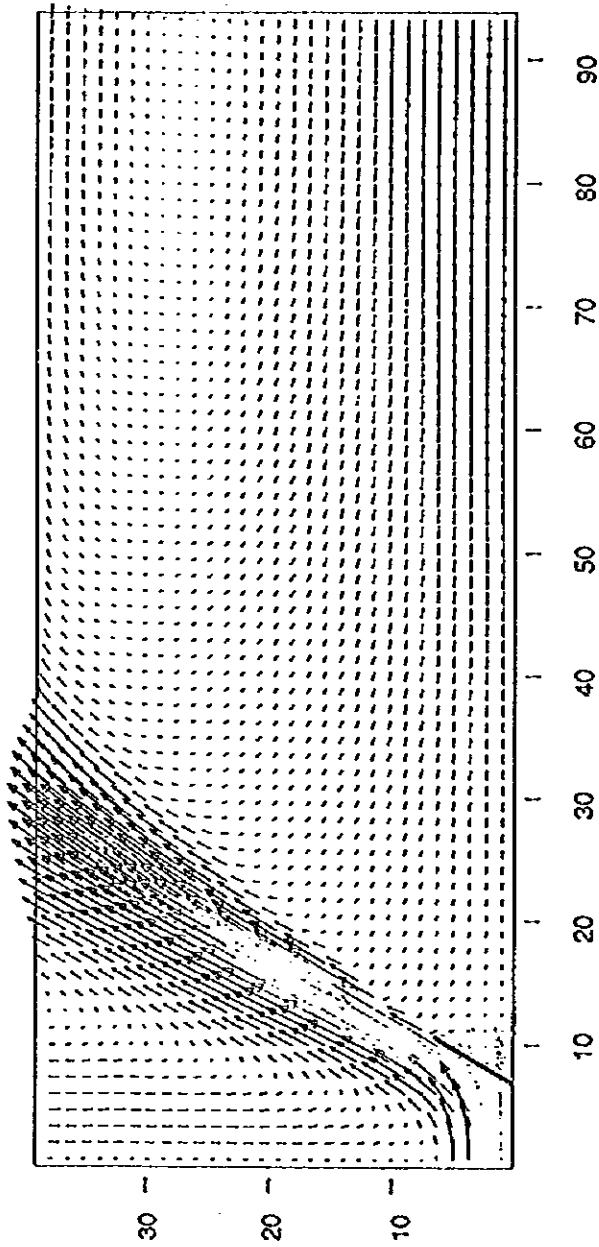
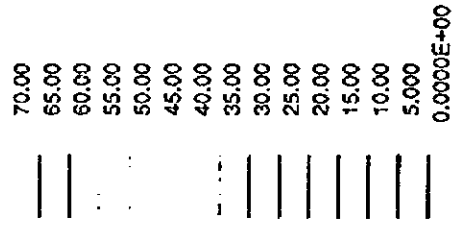


CASE-1  
風向風速シミュレーション結果



PROSTAR 2.30

VELOCITY MAGNITUDE  
M/S  
LOCAL MX= 64.46  
LOCAL MIN= 0.6008E-02  
\*PRESENTATION GRID\*



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-1

全体の風向・風速図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN



PROSTAR 2.30

VELOCITY MAGNITUDE

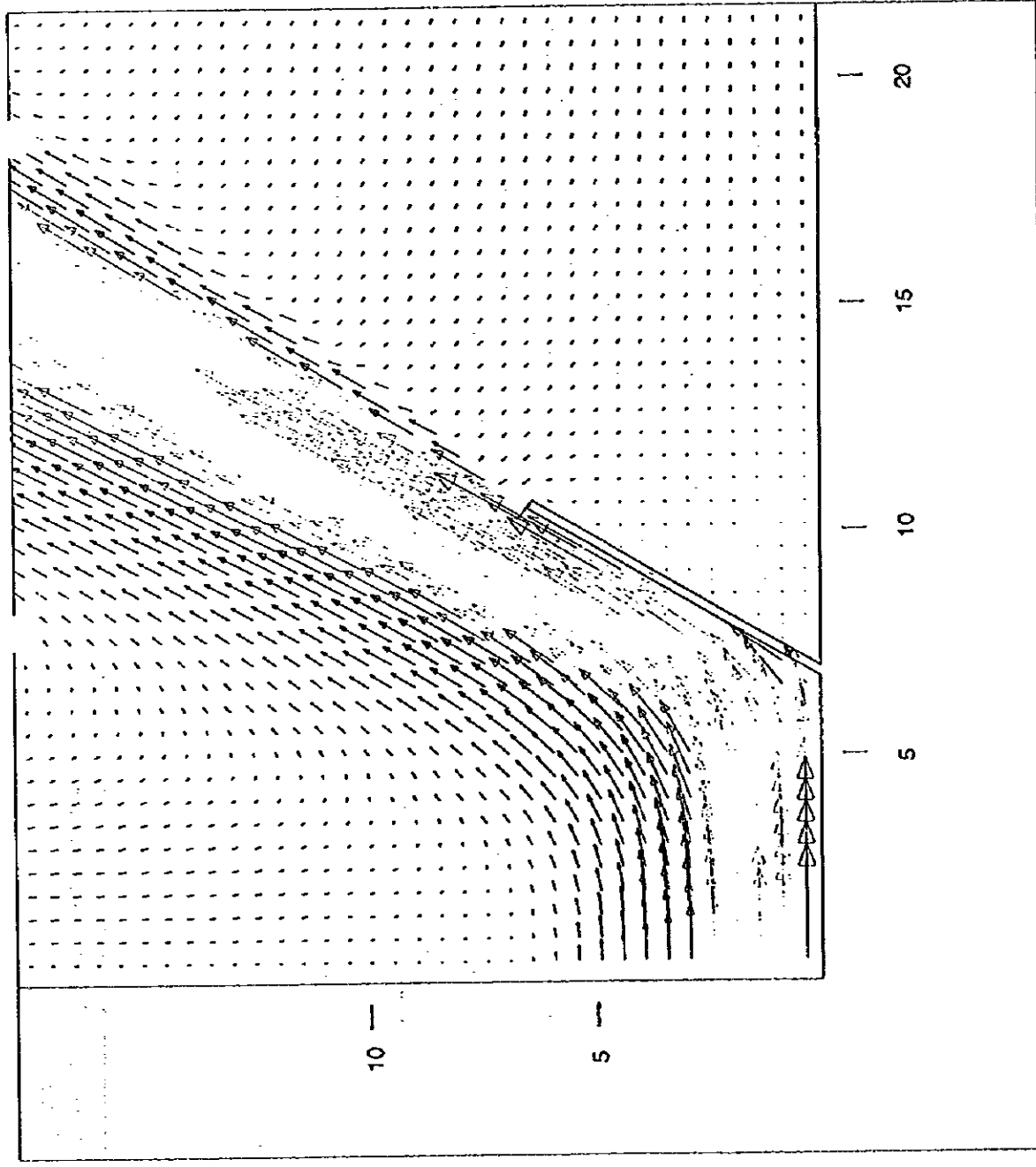
M/S

LOCAL MX= 64.46

LOCAL MN= 0.6008E-02

\*PRESENTATION GRID\*

- 70.00
- 65.00
- 60.00
- 55.00
- 50.00
- 45.00
- 40.00
- 35.00
- 30.00
- 25.00
- 20.00
- 15.00
- 10.00
- 5.000
- 0.0000E+00



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-1

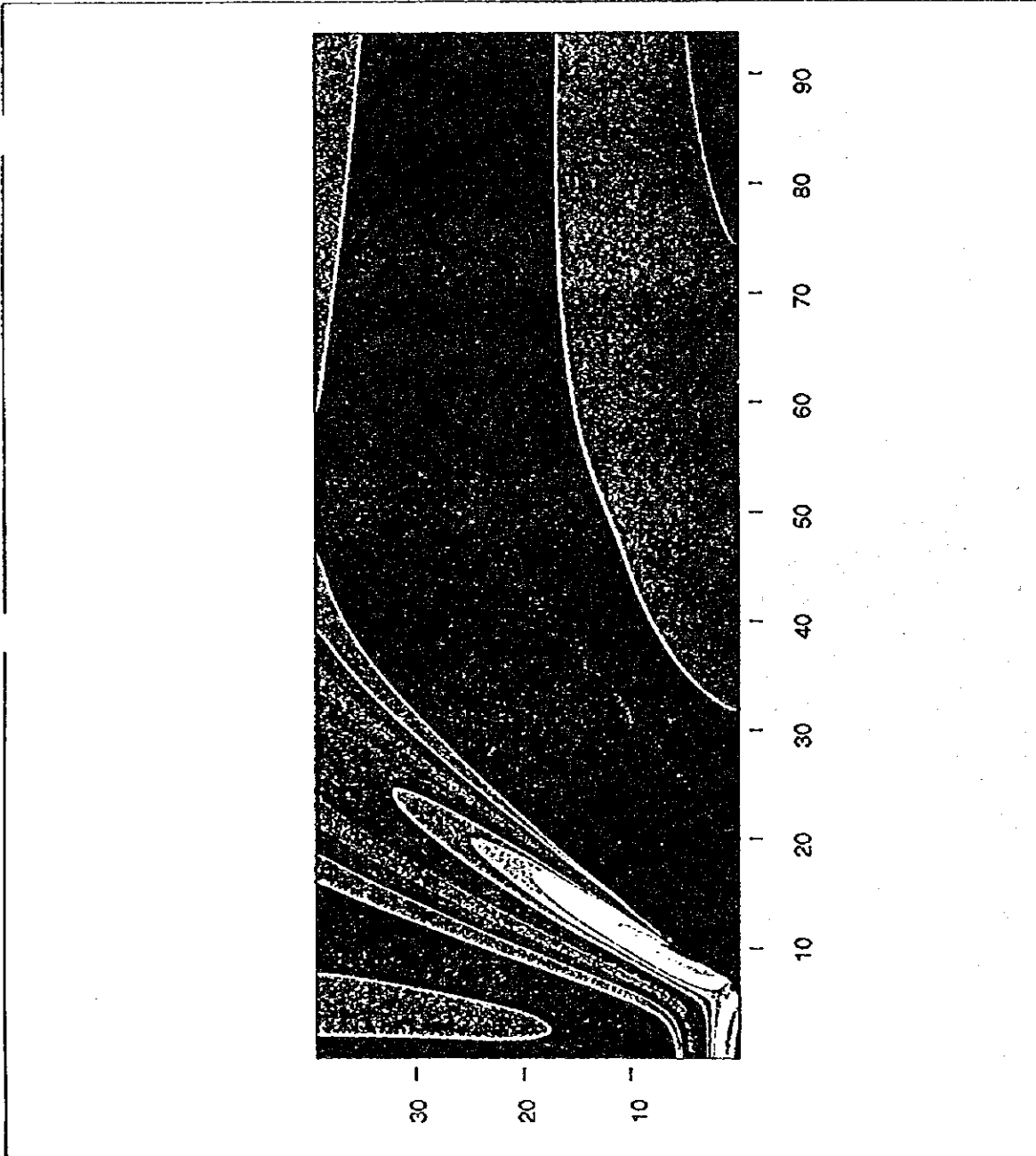
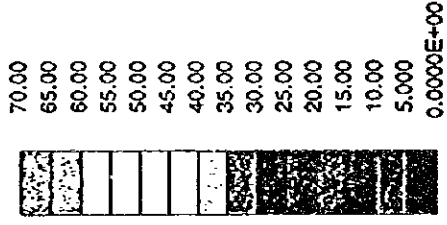
風向・風速フェンス部拡大図

ANALYSIS BY CD-INDU/PCO JAPAN



PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 64.46  
LOCAL MN= 0.6731E-02



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-1

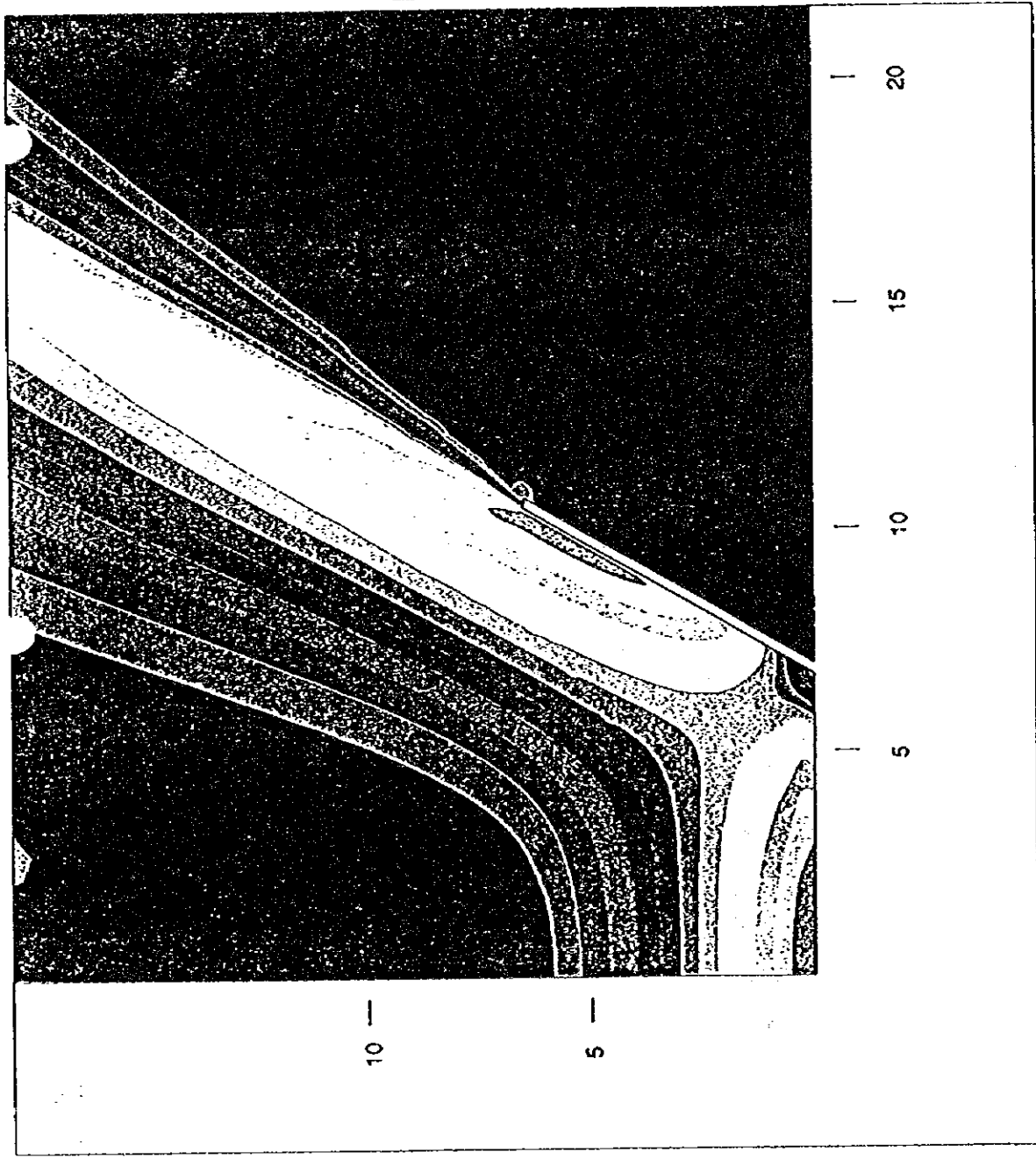
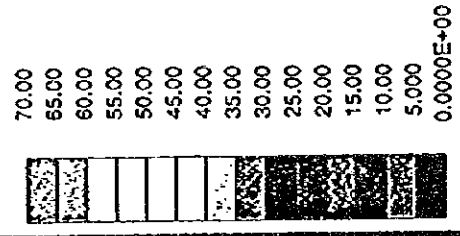
風速分布全体図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN

STAR  
**D**

PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 64.46  
LOCAL MN= 0.6731E-02



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-1

風速分布フェンス部拡大図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN



PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 64.46  
LOCAL MN= 0.6731E-02



30.00  
15.00  
0.0000E+00



風速15m/s以上の分布範囲：赤色  
風速15m/s以下の分布範囲：青色

prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-1

風速分布全体図

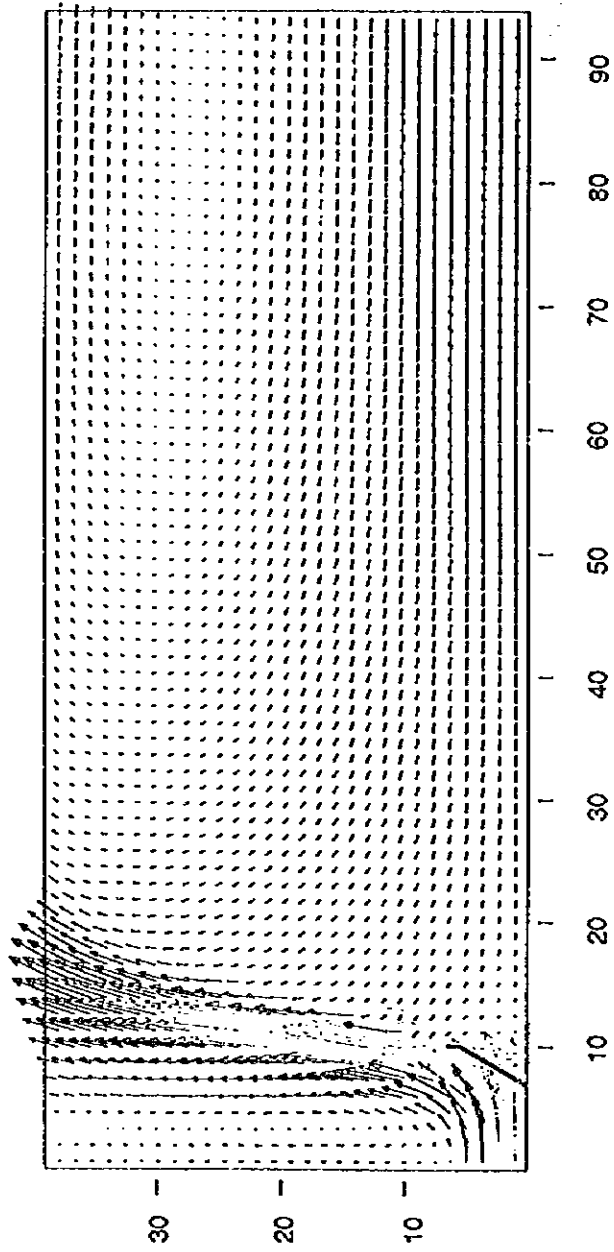
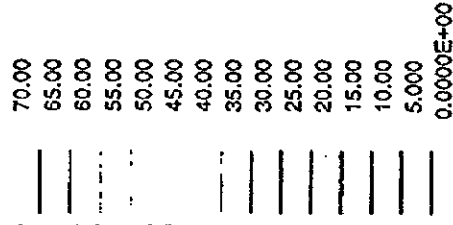
ANALYSIS BY CD-nihnpco JAPAN

CASE-2  
風向風速シミュレーション結果



PROSTAR 2.30

VELOCITY MAGNITUDE  
M/S  
LOCAL MX= 64.61  
LOCAL MN= 0.1838E-02  
\*PRESENTATION GRID\*



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-2

全体の風向・風速図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN

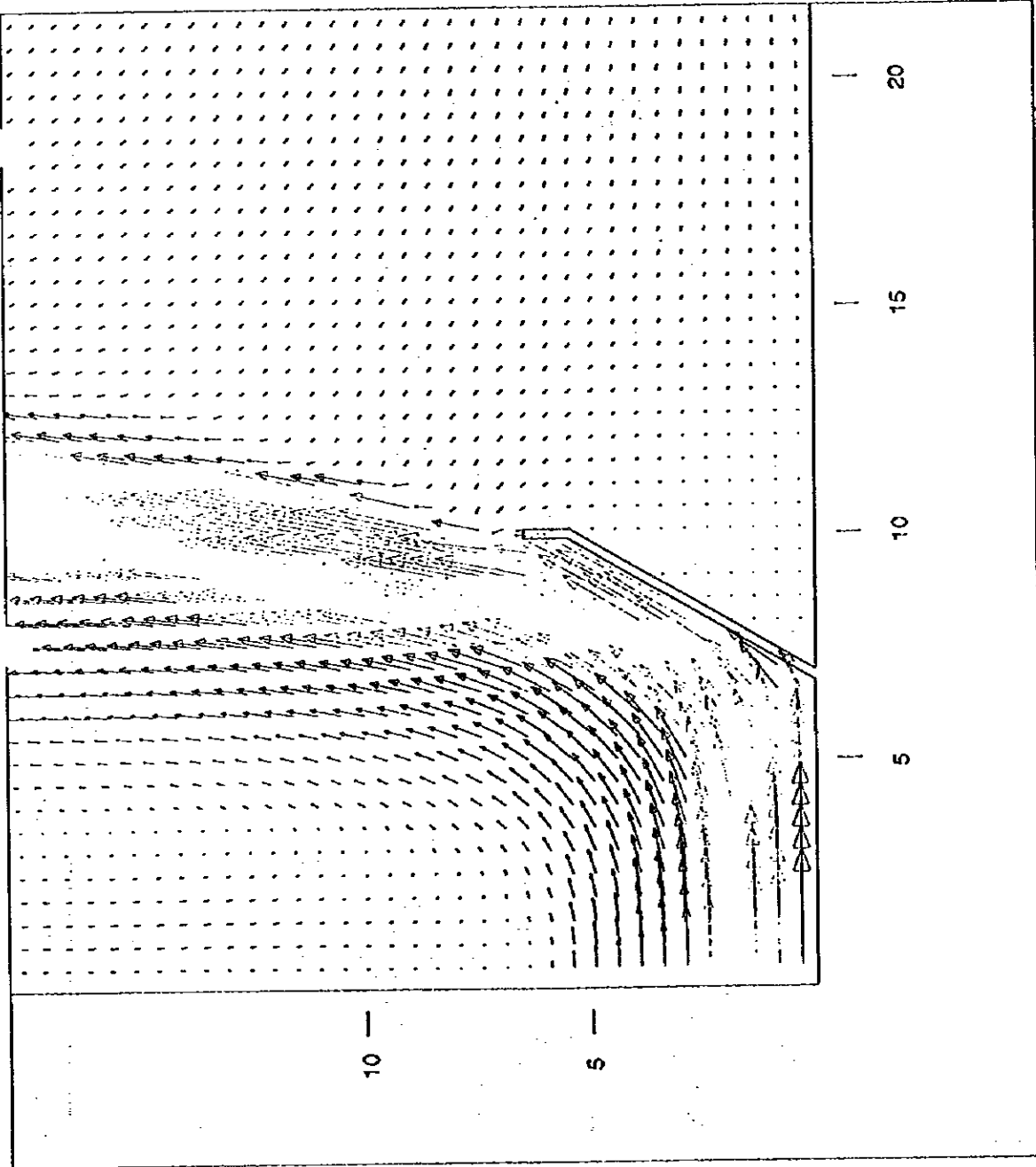




PROSTAR 2.30

VELOCITY MAGNITUDE  
M/S  
LOCAL MX= 64.61  
LOCAL MN= 0.1838E-02  
\*PRESENTATION GRID\*

- 70.00
- 65.00
- 60.00
- 55.00
- 50.00
- 45.00
- 40.00
- 35.00
- 30.00
- 25.00
- 20.00
- 15.00
- 10.00
- 5.000
- 0.0000E+00



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-2

風向・風速フェンス部拡大図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN

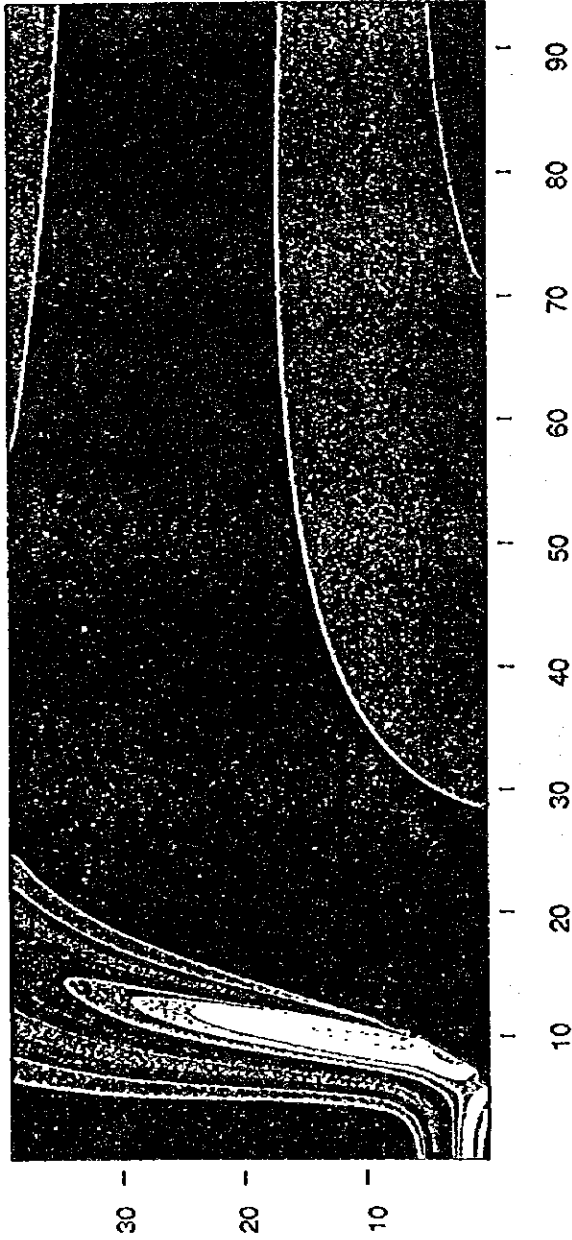
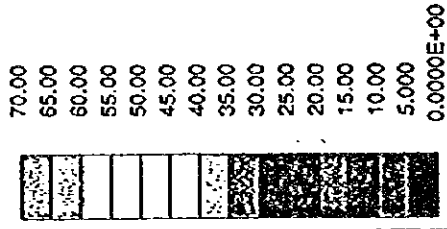


PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S

LOCAL MX= 64.61

LOCAL MN= 0.7270E-02



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-2

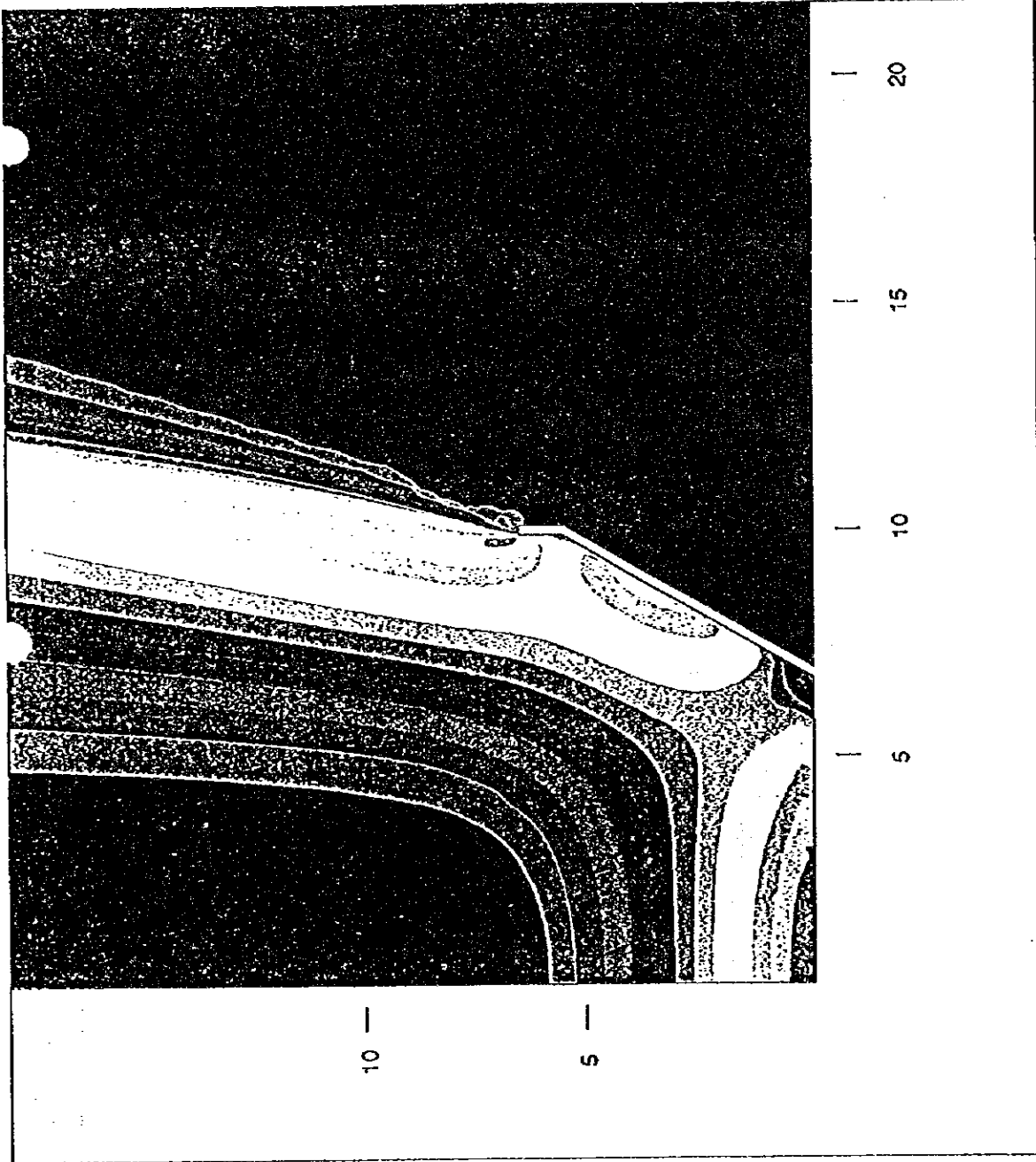
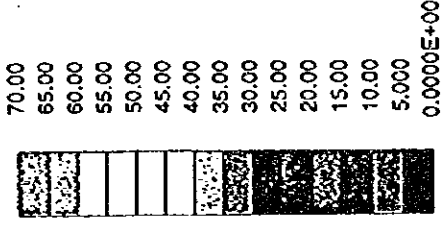
風速分布全体図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN

STAR  
**D**

PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 64.61  
LOCAL MN= 0.7270E-02



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-2

風速分布フェンス部拡大図

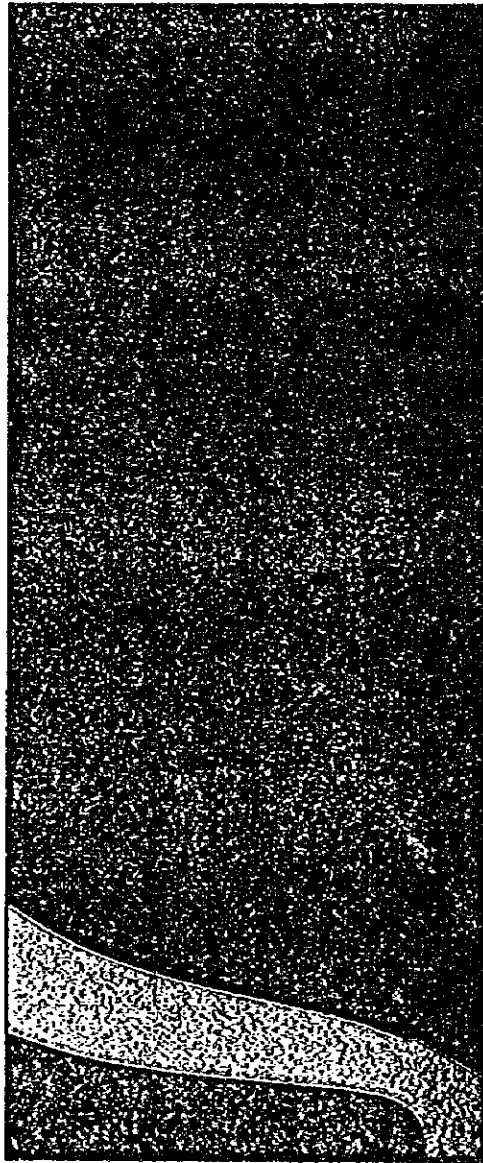
ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN



PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 64.61  
LOCAL MN= 0.7270E-02

30.00  
15.00  
0.0000E+00



30 -  
20 -  
10 -

10 20 30 40 50 60 70 80 90

風速15m/s以上の分布範囲：赤色  
風速15m/s以下の分布範囲：青色

prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-2

風速分布全体図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN

CASE-3  
風向風速シミュレーション結果



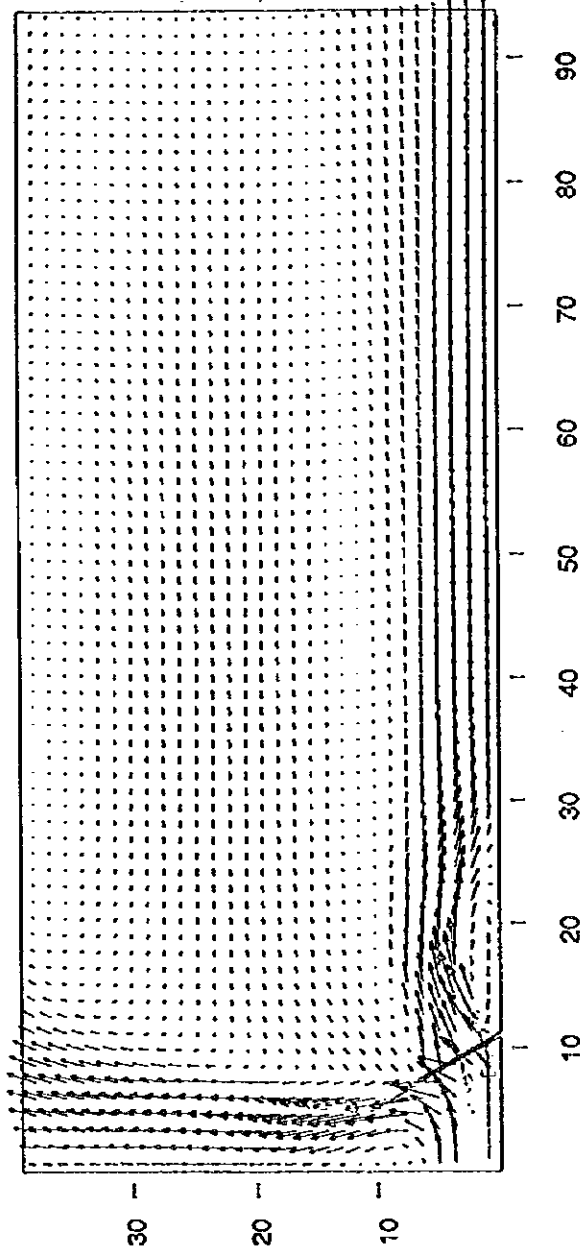
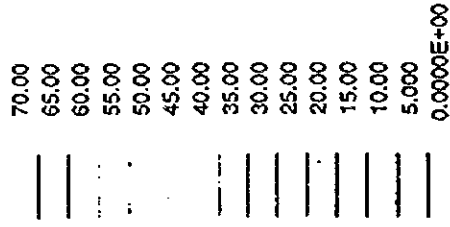
PROSTAR 2.30

VELOCITY MAGNITUDE  
M/S

LOCAL MX= 65.39

LOCAL MN= 0.5032E-01

\*PRESENTATION GRID\*



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-3

全体の風向・風速図

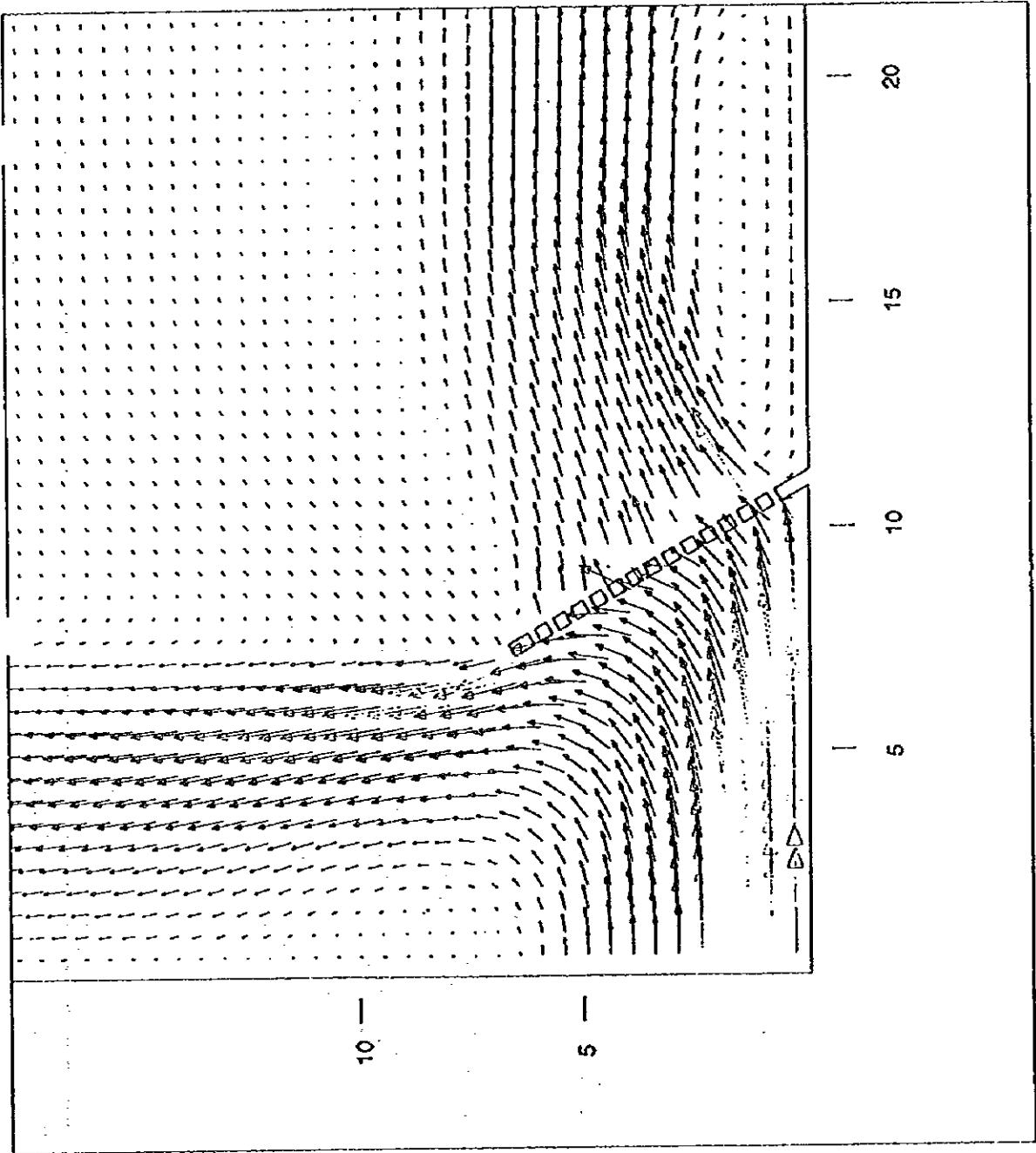
ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN



PROSTAR 2.30

VELOCITY MAGNITUDE  
M/S  
LOCAL MX= 65.39  
LOCAL MN= 0.5032E-01  
\*PRESENTATION GRID\*

- 70.00
- 65.00
- 60.00
- 55.00
- 50.00
- 45.00
- 40.00
- 35.00
- 30.00
- 25.00
- 20.00
- 15.00
- 10.00
- 5.000
- 0.0000E+00



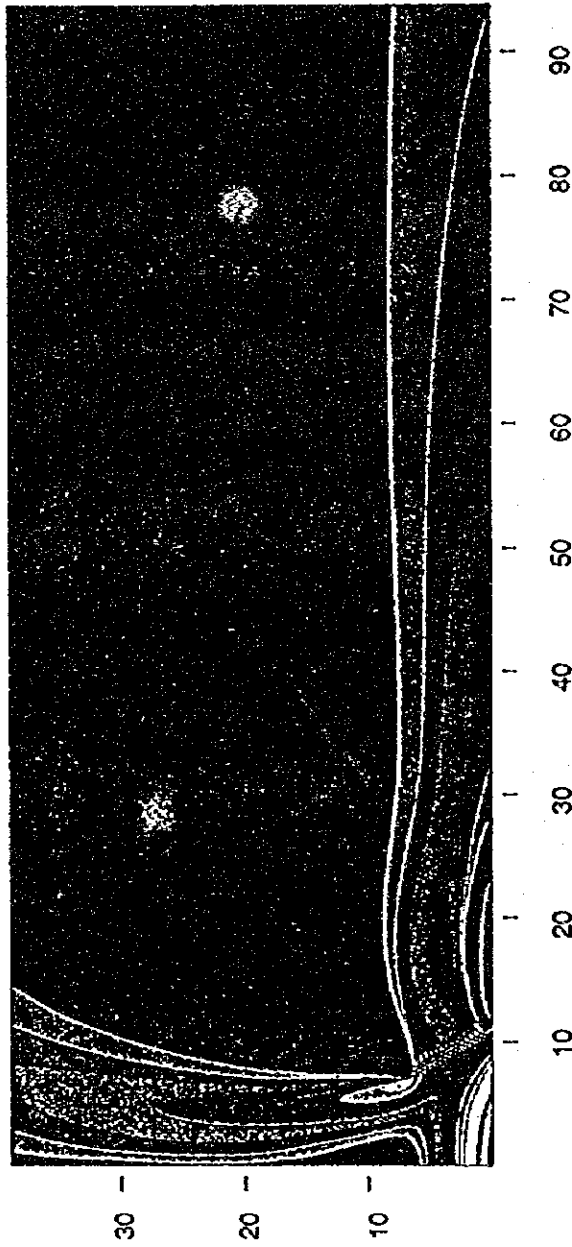
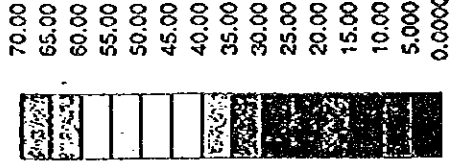
prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-3

風向・風速フェンス部拡大図



PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 65.39  
LOCAL MN= 0.1751



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-3

風速分布全体図

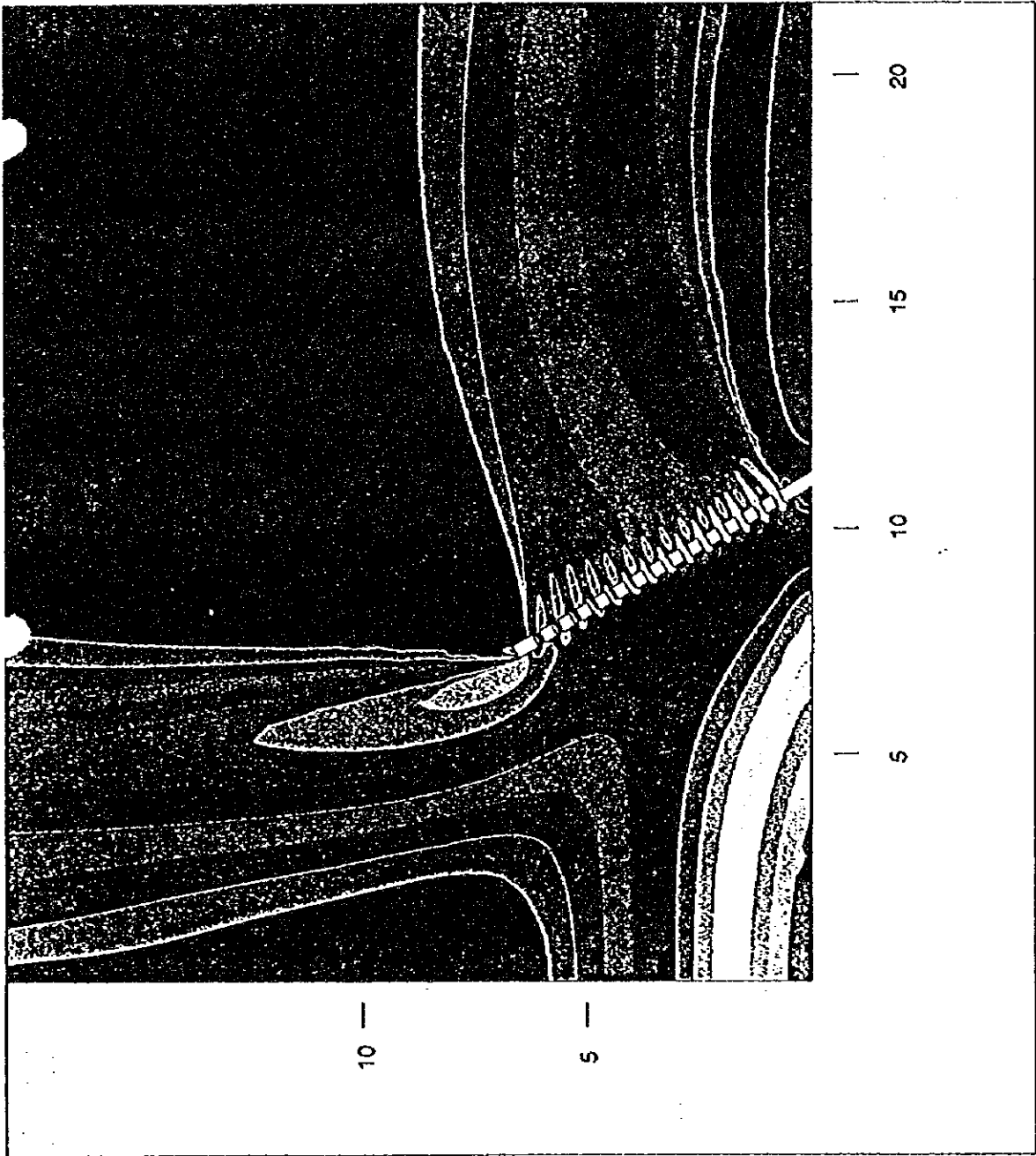
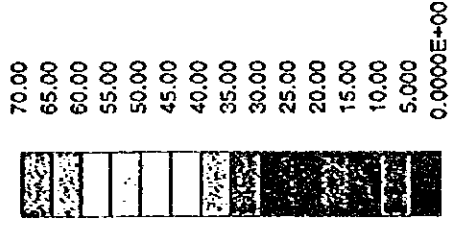
ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN





PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S  
LOCAL MX= 65.39  
LOCAL MN= 0.1751



prediction of flow in BRAAST FENCE  
CASE-3

風速分布フエンス部拡大図

ANALYSIS BY CD-artappco JAPAN



PROSTAR 2.30

MAGNITUDE VELOCITY

M/S

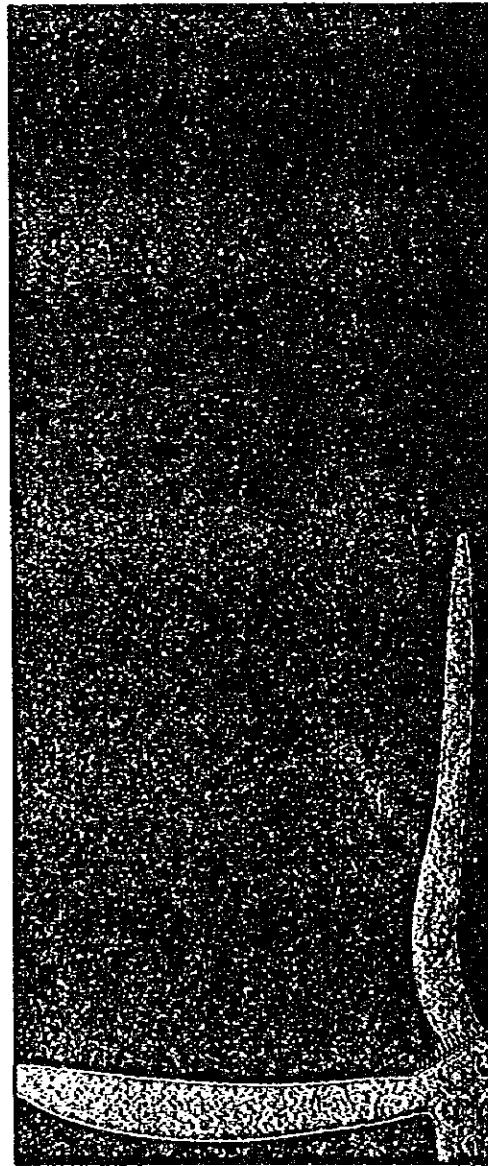
LOCAL MX= 65.39

LOCAL MN= 0.1751

30.00

15.00

0.0000E+00



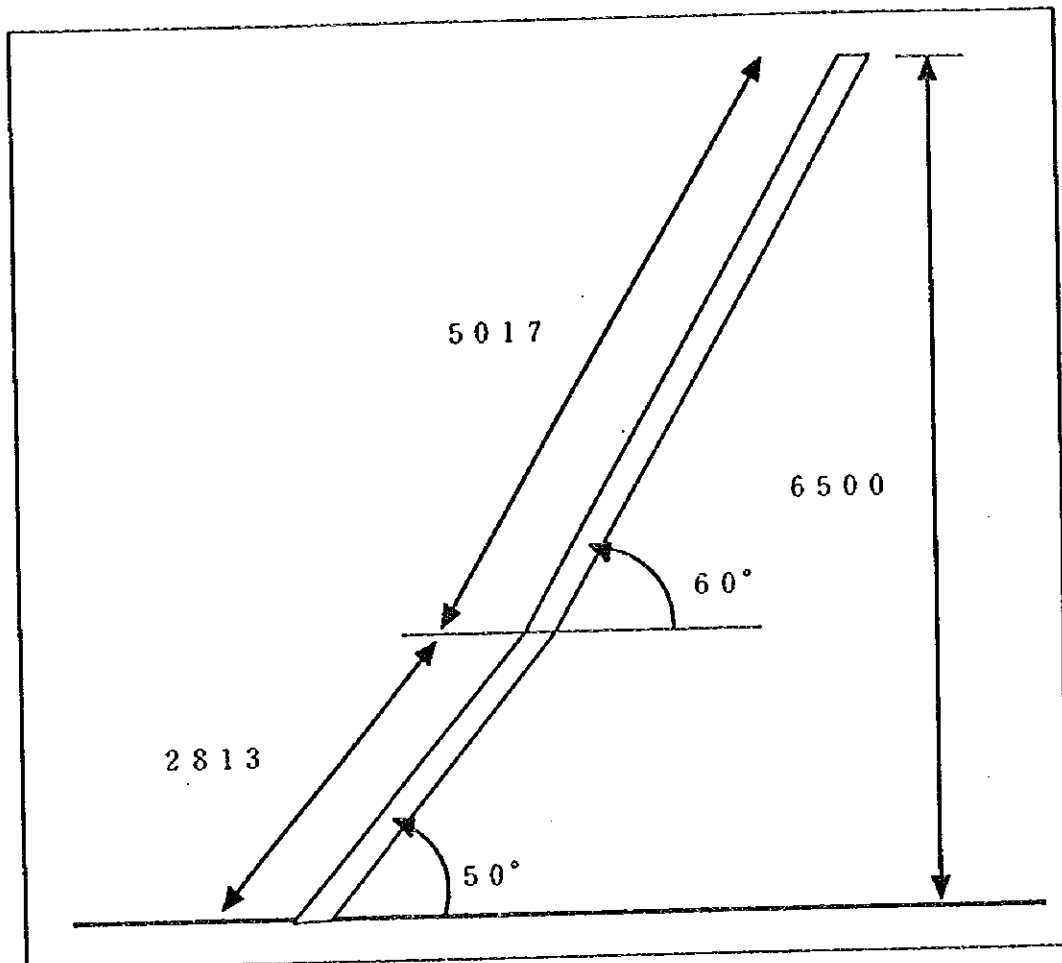
風速15m/s以上の分布範囲：赤色

風速15m/s以下の分布範囲：青色

prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-3

風速分布全体図

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN



(採用案)



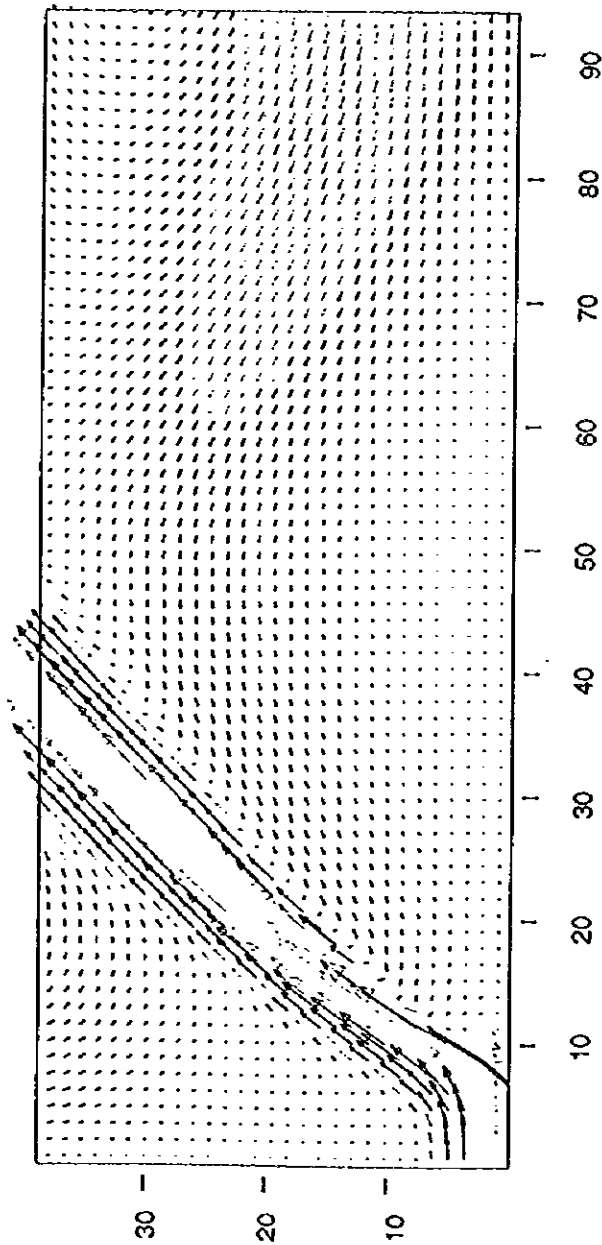
PROSTAR 3.00

VELOCITY MAGNITUDE  
M/S

LOCAL MX= 69.14

LOCAL MN= 0.1134E-02  
"PRESENTATION GRID"

70.00
65.00
60.00
55.00
50.00
45.00
40.00
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.000
0.0000E+00



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-5 ( 保固室 )

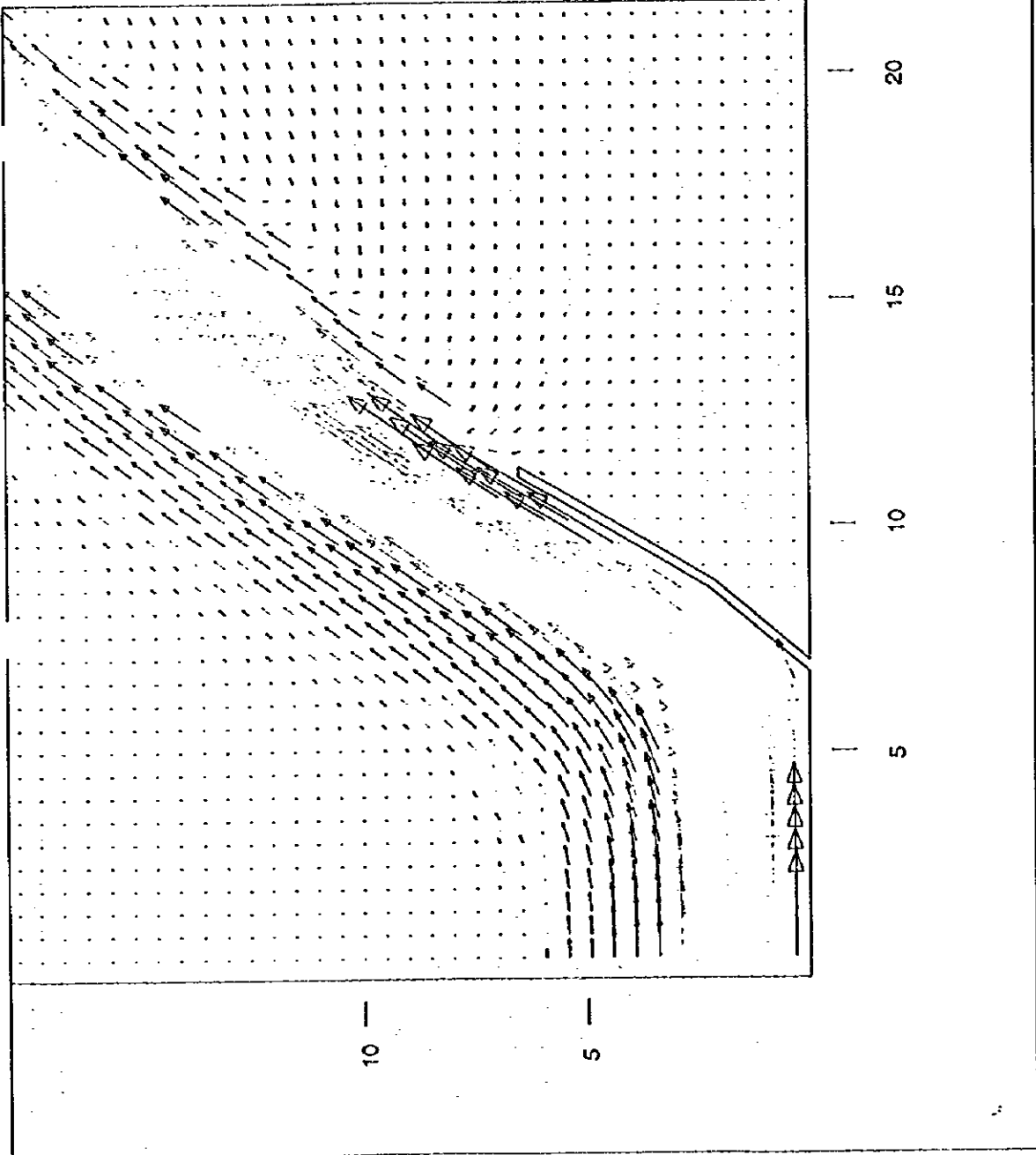
ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN



VELOCITY MAGNITUDE  
M/S

LOCAL MX= 69.14  
LOCAL MN= 0.1134E-02  
\*PRESENTATION GRID\*

70.00
65.00
60.00
55.00
50.00
45.00
40.00
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.000
0.0000E+00



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-5 (採用型)

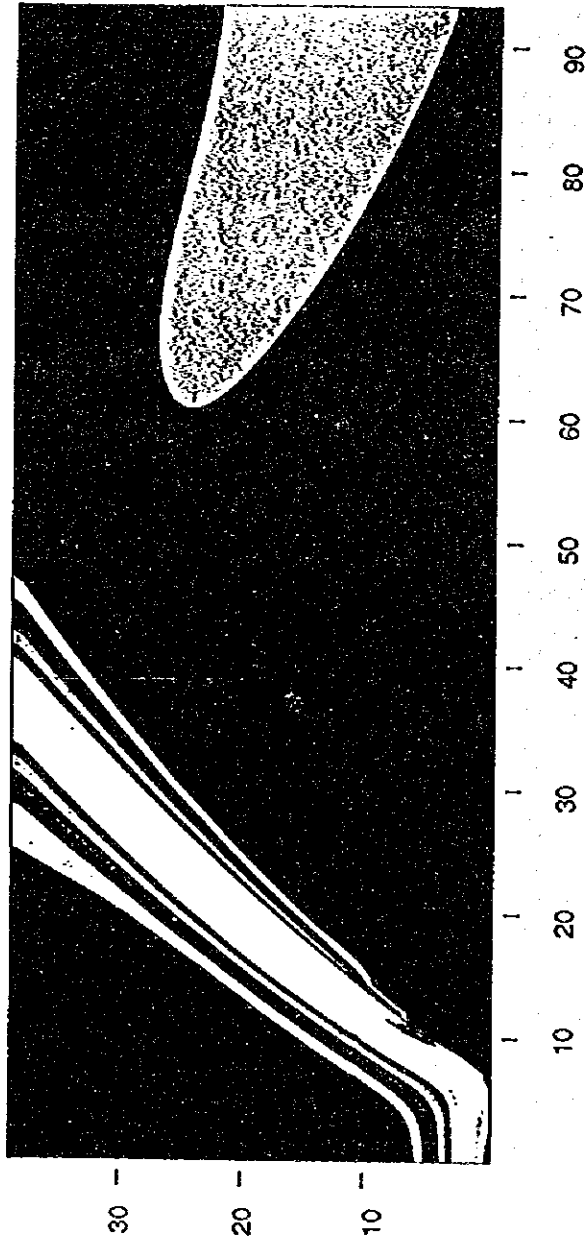
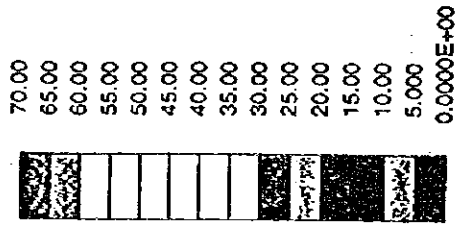


PROSTAR 3.00

MAGNITUDE VELOCITY  
M/S

LOCAL MX= 67.99

LOCAL MN= 0.1474E-02

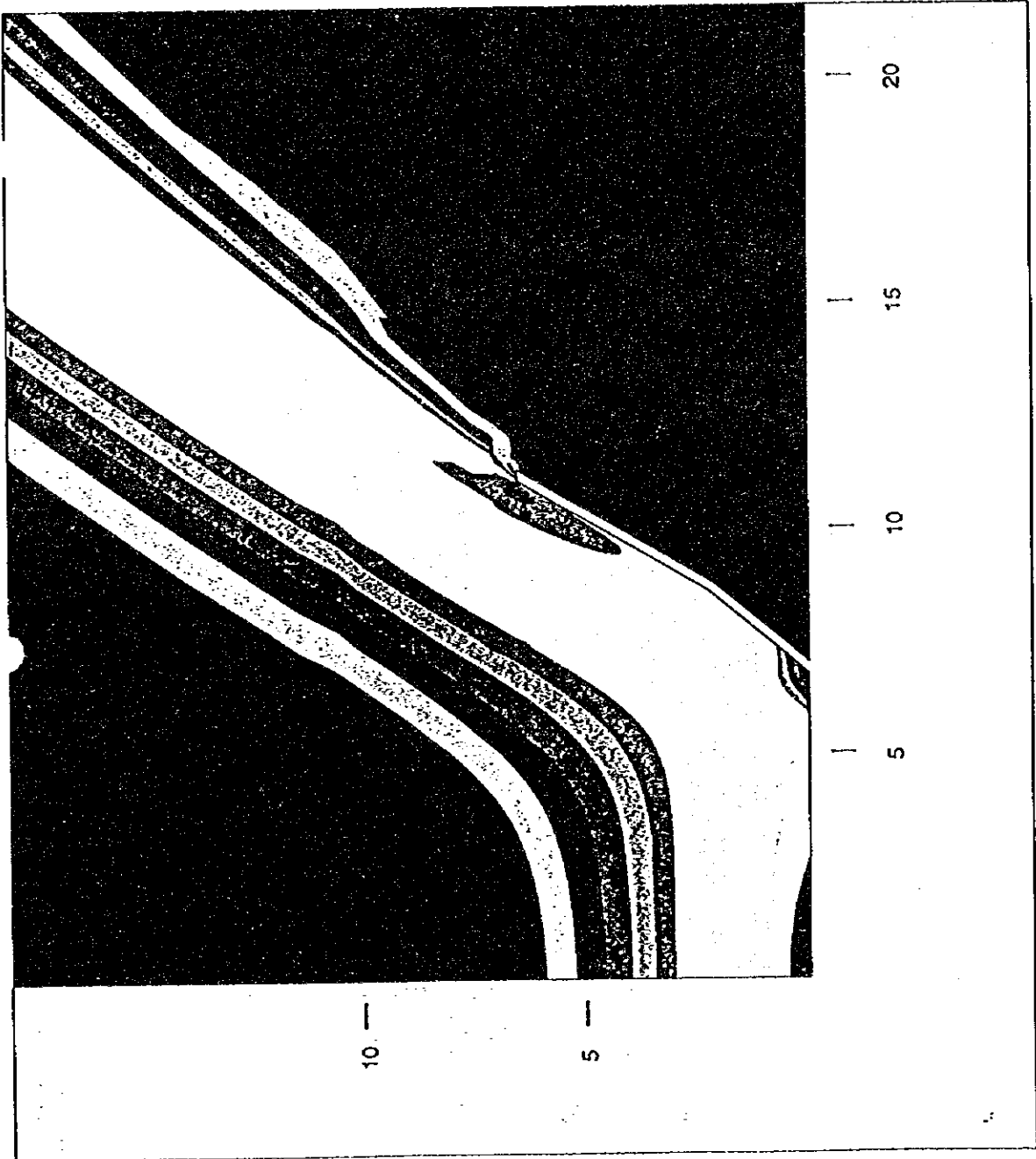
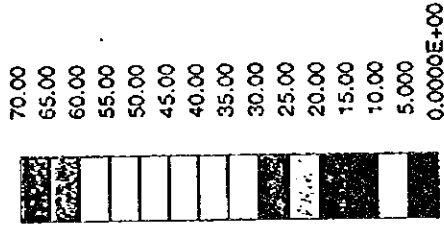


prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-5 (模型等)

ANALYSIS BY CD-adapco JAPAN

STAR  
**D**  
 PROSTAR 3.00

MAGNITUDE VELOCITY  
 M/S  
 LOCAL MX= 67.99  
 LOCAL MN= 0.1474E-02



prediction of flow in BRAST FENCE  
 CASE-5 (採用案)



PROSTAR 3.00

MAGNITUDE VELOCITY

M/S

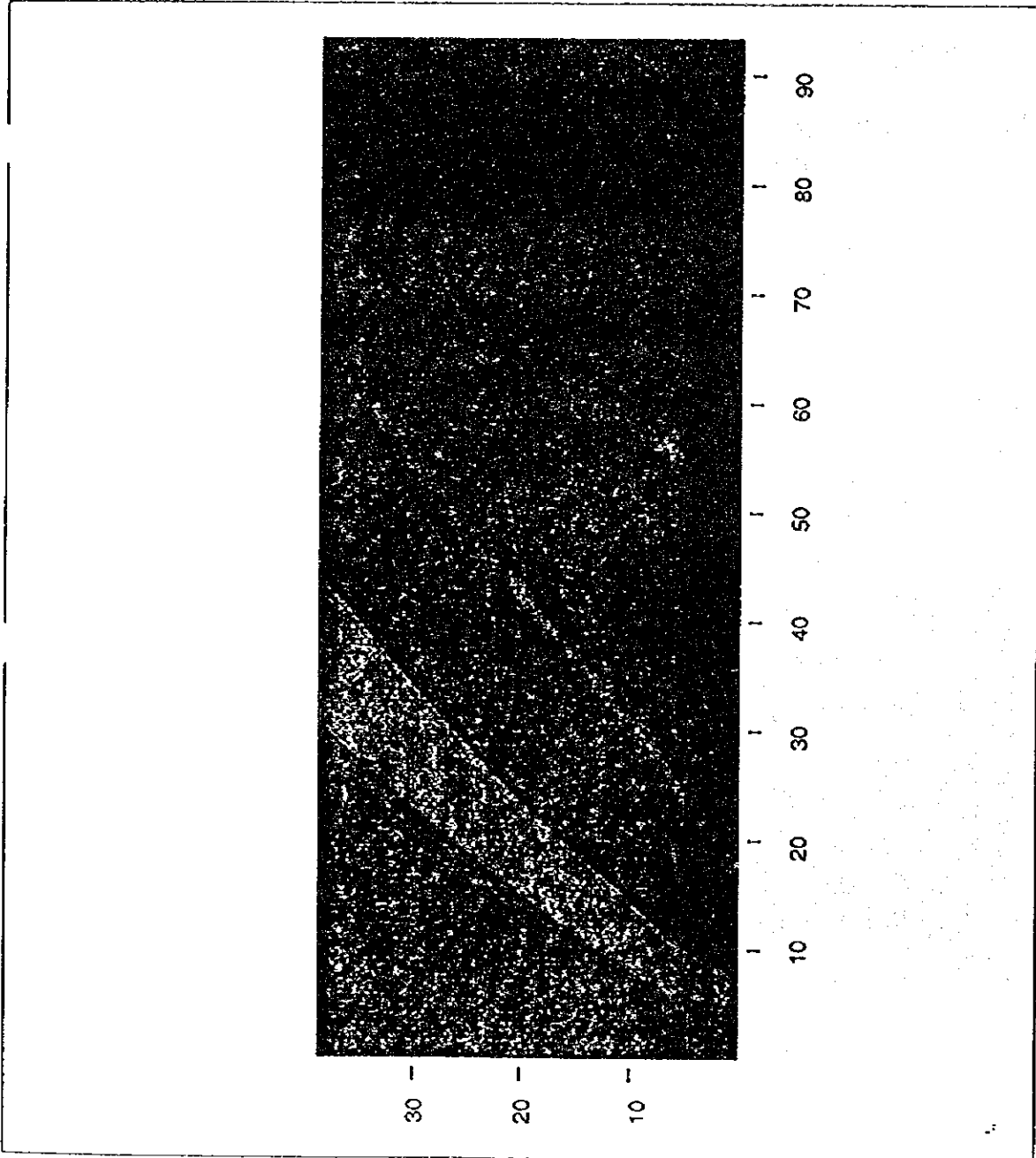
LOCAL MX= 67.99

LOCAL MN= 0.1474E-02

30.00

15.00

0.0000E+00



prediction of flow in BRAST FENCE  
CASE-5 ( 1 号機 )

ANALYSIS BY CD-ndnpco JAPAN



## I-9 エプロン照明灯基礎設計



(基本設計)

1 基本条件

- 上部工形式 照明灯鋼製支柱 (φ=400)
- 下部工形式 鉄筋コンクリート基礎
- 基礎工形式 杭基礎 (既成杭 500 mm × 500 mm)
- 設計水平震度 KH = 0.08

2 設計荷重

- 単位体積重量 鉄筋コンクリート 2.50 t/m<sup>3</sup>  
上積土砂 1.80 t/m<sup>3</sup>

3 荷重の組み合わせによる安全率及び許容応力度の割り増し係数

		安全率	割増係数
(1)	死荷重 + 活荷重	3.00	1.00
(2)	死荷重 + 風荷重	3.00	1.25
(3)	死荷重 + 地震荷重	3.00	1.50

4 杭の許容鉛直支持力及び、許容引き抜き力、許容水平変位量

項目	単位	常時	風時	地震時
許容支持力	t/本	92	92	92
許容引抜き力	t/本	0	-29	-29
許容変位量	cm	1.50	1.50	1.50

5 使用材料の許容応力度

基礎コンクリート		$E_c =$	255,000	(kg/cm)
設計基準強度		$\sigma_{ck} =$	160	(kg/cm)
許容曲げ圧縮応力度		$\sigma_{ca} =$	53.0	(kg/cm)
許容軸圧縮応力度		$\sigma_{ta} =$	41.0	(kg/cm)
許容せん断応力度		$\tau_{al} =$	2.7	(kg/cm)
許容付着応力度 (異形棒鋼)		$\tau_{oa} =$	10.6	(kg/cm)
許容押抜きせん断応力度		$\tau_{a3} =$	2.7	(kg/cm)
鉄筋 (Ⅱ級異形鋼棒)				
許容引っ張り応力度 (一般の部材)		$\sigma_{sy} =$	3,350	(kg/cm)
許容引っ張り応力度 (地下水位以下)		$\sigma_{sa} =$	1,800	(kg/cm)
許容引っ張り応力度 (地下水位以下)		$\sigma_{sa} =$	1,600	(kg/cm)
許容引っ張り応力度の基本値		$\sigma_{sa} =$	1,800	(kg/cm)
鉄筋継ぎ手長, 定着長算出用		$\sigma_{sa} =$	1,800	(kg/cm)
許容圧縮応力度		$\sigma_{sa} =$	1,800	(kg/cm)
既成コンクリート杭 (プレキャスト部材)				
		$E_c =$	255,000	(kg/cm)
設計基準強度		$\sigma_{ck} =$	250	(kg/cm)
許容曲げ圧縮応力度		$\sigma_{ca} =$	83.0	(kg/cm)
許容軸圧縮応力度		$\sigma_{ta} =$	68.0	(kg/cm)
許容平均せん断応力度		$\tau_{al} =$	4.0	(kg/cm)
許容付着応力度 (異形棒鋼)		$\tau_{oa} =$	16.3	(kg/cm)

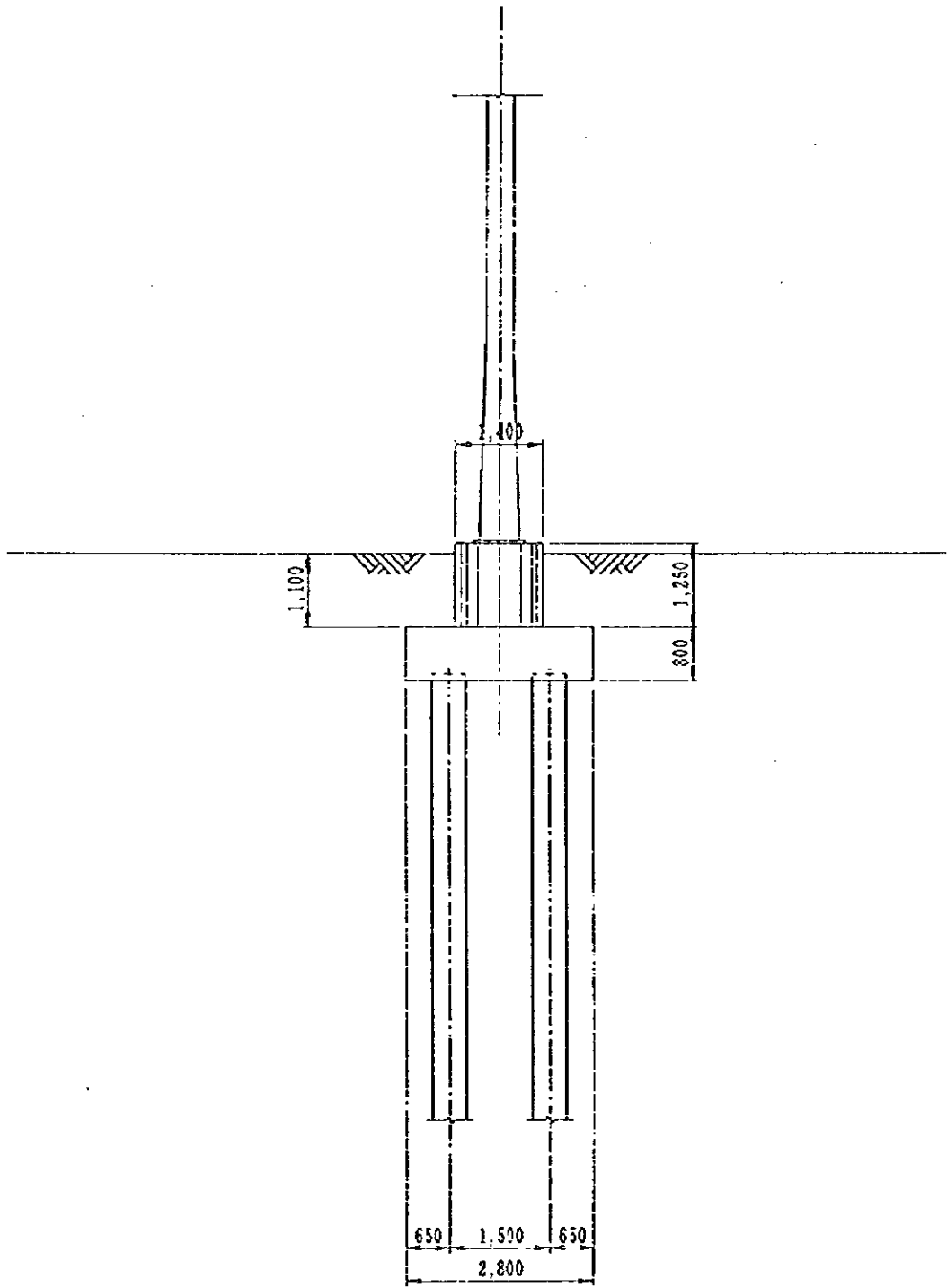
6 配筋思想

項目	躯体	フーチング	既成コンクリート杭
最大鉄筋量	D32 etc 150 1.0 段	D32 etc 150 1.0 段	C 種
最小鉄筋量	D12 etc 300 1.0 段	D12 etc 300 1.0 段	A 種
継手長	35 · $\phi$	35 · $\phi$	
定尺長	$L_{max} = 12.000$ m	$L_{max} = 12.000$ m	

7 照明灯支柱反力

	鉛直反力 (t)	水平反力 (t)	回転反力 (t)
常 時	4.60	0	0
風 時	4.60	5.00	92.00
地 震 時	4.60	0.37	8.92

照明灯基础构造一般图



照明灯支柱基礎の安定計算結果の集計

90° 方向の荷重作用時における安定度の集計

	常 時	風 時	地震荷重
M (tm)	-----	102.25	10.77
N (t)	39.08	39.08	39.08
H (t)	-----	5.00	2.07
$\delta z$ (cm)	-----	0.17141	0.02082
$\delta y$ (cm)	0.03304	0.03304	0.03304
$\theta x$ (rad)	-----	0.00121	0.00014
RNmax (t)	9.77	36.63	12.81
RNmin (t)	9.77	-17.09	6.73
PH (t)	-----	1.25	0.52
Mt (tm)	-----	5.42	0.42
Mm (tm)	-----	5.70	0.64
Lm (m)	-----	0.500	1.000
Ra (t)	92.00	92.00	92.00
Pa (t)	-----	-29.00	-29.00
$\delta a$ (cm)	1.50	1.50	1.50

45° 方向の荷重作用時における安定度の集計

	常 時	風 時	地震荷重
M (tm)	-----	102.25	10.77
N (t)	39.08	39.08	39.08
H (t)	-----	5.00	2.07
$\delta x$ (cm)	-----	0.17134	0.02081
$\delta y$ (cm)	0.03304	0.03304	0.03304
$\theta z$ (rad)	-----	0.00121	0.00014
RNmax (t)	9.77	47.75	14.06
RNmin (t)	9.77	-28.21	5.48
PH (t)	-----	1.25	0.52
MT (tm)	-----	5.41	0.42
Mm (tm)	-----	5.70	0.64
Lm (m)	-----	0.500	1.000
Ra (t)	92.00	92.00	92.00
Pa (t)	-----	-29.00	-29.00
$\delta a$ (cm)	1.50	1.50	1.50

橋脚躯体の応力度集計表

		柱下端位置	柱下端位置	柱下端位置		
M	(tm)	0.00	98.25	9.63		
N	(t)	9.60	9.60	9.60		
S	(t)	-0.03	4.24	1.65		
配筋	D - n	D25- 26.0	D25- 26.0	D25- 26.0		
	As	131.74	131.74	131.74		
[ c.t.c ]		[150]	[150]	[150]		
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )		1	59	6		
$\sigma_s$ (//)		-1	1,946	118		
$\tau_m$ (//)		0.00	0.42	0.06		
$\sigma_{ca}$ (//)		( 53)	( 66)	( 79)		
$\sigma_{sa}$ (//)		(1,600)	(2,000)	(2,700)		
$\tau_{al}$ (//)		( 2.70)	( 3.38)	( 4.05)		
荷重名称		常 時	風 時	地震時		

注) \*\* 印の配筋状態は、保有水平耐力の照査により概略配筋図の様に変更する。

注) \* 印の配筋状態は、最少鉄筋量の規定により概略配筋図の様に変更する。



フーチングの応力度集計表

		橋軸方向下面	橋軸方向上面	直角方向下面	直角方向上面
M	(tm)	9.80	10.61	省略	省略
N	(t)	0.00	0.00	—	—
S	(t)	65.67	0.00	—	—
配筋	D - n	D16- 8.0	D16- 4.0	D16- 8.0	D16- 4.0
	As	15.89	7.94	15.89	7.94
[ c.t.c ]		[300]	[300]	[300]	[300]
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )		13	25	—	—
$\sigma_s$ (//)		990	1,991	—	—
$\tau_m$ (//)		4.17	2.66	—	—
$\sigma_{ca}$ (//)		( 66)	( 66)	—	—
$\sigma_{sa}$ (//)		(2,000)	(2,000)	—	—
$\tau_{al}$ (//)		( 6.76)	( 6.76)	—	—
荷重名称		風 時	風 時	—	—

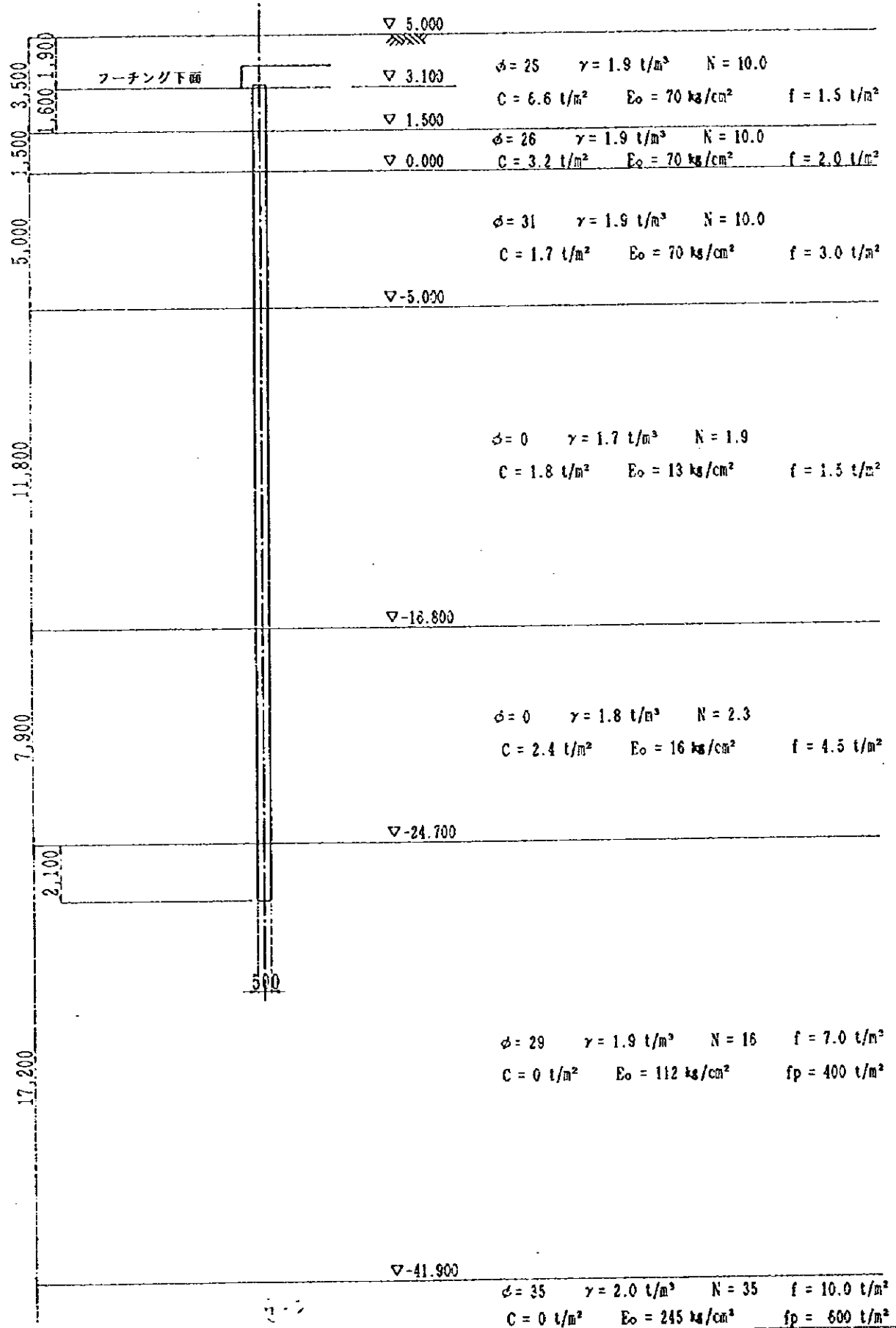
注) \* 印の配筋状態は、最少鉄筋量の規定により概略配筋図の様に変更する。

既成杭の応力度集計表

		Nmax	Nmin			
M	(tm)	5.70	5.70			
N	(t)	36.63	-17.09			
S	(t)	1.25	1.25			
杭種	杭 径	D= 500 mm	D= 500 mm			
	PHC杭					
$\sigma_c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	37	24			
$\sigma_s$	(//)	142	1,974			
$\tau_m$	(//)	0.56	0.56			
$\sigma_{ca}$	(//)	( 83)	( 83)			
$\sigma_{sa}$	(//)	(2,000)	(2,000)			
$\tau_{al}$	(//)	( 4.00)	( 4.00)			
荷重名称		風 時	風 時			

注) \* 印の配筋状態は、最少鉄筋量の規定により概略配筋図の様に変更する。

杭 500 × 500 L = 30,000 m



杭の許容支持力の計算

杭種および施工方法

杭の種類 ----- 摩擦杭  
 施工方法 ----- 打ち込み既成杭

杭の諸元

杭 幅 B = 0.500 (m)  
 杭 長 L = 29.900 (m)  
 地盤の層数 N = 6 (層)

土層条件

層数	土 性	層 厚	N 値	粘着力度
		L (m)		C (t/m <sup>2</sup> )
1	粘性土	1.600	10.0	6.600
2	粘性土	1.500	10.0	3.200
3	砂質土	5.000	10.0	1.700
4	粘性土	11.800	1.9	1.800
5	粘性土	7.900	2.3	2.400
6	砂質土	2.100	16.0	-----

1本の杭の軸方向押し込み力に対する許容支持力

$$\begin{aligned} \text{杭の断面積 } A &= B * B \\ &= 0.500 * 0.500 &= 0.250 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{杭の周長 } U &= B * 4 \\ &= 0.500 * 4 &= 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

周面摩擦力度の計算

層数	L	N 値	$\gamma'$	C	f	L · f
	(m)		(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m)
1	1.600	10.0	1.00	6.60	1.50	2.40
2	1.500	10.0	1.00	3.20	2.00	3.00
3	5.000	10.0	1.00	1.70	3.00	15.00
4	11.800	1.9	0.80	1.80	1.50	17.70
5	7.900	2.3	0.90	2.40	4.50	35.55
6	2.100	16.0	1.00	—	7.00	14.70
合計	29.900					88.35

先端地盤の極限支持力度  $q_d = 400.00 \text{ (t/m}^2\text{)}$

杭の極限支持力

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \sum L_i \cdot f_i \\ &= 400.00 * 0.250 + 2.000 * 88.35 &= 276.70 \text{ (t)} \end{aligned}$$

杭の軸方向許容支持力

$$\begin{aligned} R_a &= 1/n \cdot R_u \\ &= 1/3 * 276.70 &= 92.23 \text{ (t)} \end{aligned}$$

1本の杭の軸方向引き抜き力に対する許容引き抜き力

$$\begin{aligned} \text{杭の断面積 } A &= B * B \\ &= 0.500 * 0.500 &= 0.250 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{杭の周長 } U &= B * 4 \\ &= 0.500 * 4 &= 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

地盤から決まる杭の極限引き抜き力

層数	L	N 値	C	f	L · f
	(m)		(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m)
1	1.600	10.0	6.60	1.50	2.40
2	1.500	10.0	3.20	2.00	3.00
3	5.000	10.0	1.70	3.00	15.00
4	11.800	1.9	1.80	1.50	17.70
5	7.900	2.3	2.40	4.50	35.55
6	2.100	16.0	—	7.00	14.70
合計	29.900				88.35

杭の軸方向許容引き抜き力

$$\begin{aligned} Pa &= 1/n * U * \sum Li * fi \\ &= 1/6 * 2.000 * 88.35 &= 29.45 \text{ (t)} \end{aligned}$$

## 負の周辺摩擦力及び群杭効果について

軟弱地盤を貫通し、基礎地盤に支持された完全支持杭においては、将来的な圧密沈下等を伴う地盤沈下によって引きずり下ろすような力が作用する場合があります、これは負の周辺摩擦力(ネガティブフリクション)といわれる現象である。今回の検討では、杭は摩擦杭と考え、杭長は杭の軸方向許容引抜き力(杭周辺の摩擦力で決まる)で算定された。その結果、杭先端の支持が期待できる⑦-1層まで杭長が達し、杭の押込み許容支持力は92tであるのに対し、実応力は47.75tと44.25tの許容値に対する余裕が生じた。この余裕値があるため、支持力に関するネガティブフリクションは考慮する必要はないと判断できる。

また、群杭効果は、杭の配置間隔がある程度以上接近した場合に杭と杭間の土が一体化し、あたかも最外側の杭で囲まれた仮想ケーソンとして挙動し、支持力が低下する現象をいうが、道路橋示方書では杭中心間隔が2.5D以下の場合に群杭効果により支持力の低下があるとされている。上海市基準では垂直方向の群杭効果は考えないこと、また、今回の杭配置間隔は2.5D以上と計画ため、群杭効果は考慮しないものとした。

従って、1本の杭の許容支持力を採用するものとした。

水平方向地盤反力係数及び杭頭剛性係数の計算

\* 杭頭および杭先端の支持条件

杭頭支持条件 ----- (固定)

杭先端支持条件 ----- (ピン)

\* 地盤および杭の基本条件

地盤の層数  $n = 6$  (ソウ)

杭の突出長  $h = 0.000$  (m)

杭の幅  $B = 0.500$  (m)

杭の弾性係数  $E_p = 2,550,000$  (t/m<sup>2</sup>)

断面二次モーメント  $I_p = 0.00521$  (m<sup>4</sup>)

\* 地盤の層厚および水平地盤係数

層数	常 時		地 震 時		層 厚 H (m)
	Eoa (kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha a$	Eoe (kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha e$	
1	70.00	4	70.00	8	1.600
2	70.00	4	70.00	8	1.500
3	70.00	4	70.00	8	5.000
4	13.00	4	13.00	8	11.800
5	16.00	4	16.00	8	7.900
6	112.00	4	112.00	8	2.100

\* 常時の  $1/\beta$  の範囲の平均水平地盤係数および換算載荷幅

$BH = 1.0807$  (m)

$1/\beta = 2.3358$  (m)

$\beta = 0.4281$  (1/m)

$KH = 3,569$  (t/m<sup>3</sup>)



\* 各層の水平方向地震反力係数

層数	常 時		地 震 時		層 厚 H (m)
	Kho (kg/cm <sup>2</sup> )	KHa (t/m <sup>3</sup> )	Kho (kg/cm <sup>2</sup> )	KHe (t/m <sup>3</sup> )	
1	9.33	3,569	18.67	7,139	1.600
2	9.33	3,569	18.67	7,139	1.500
3	9.33	3,569	18.67	7,139	5.000
4	1.73	663	3.47	1,326	11.800
5	2.13	816	4.27	1,632	7.900
6	14.93	5,711	29.87	11,422	2.100

\* 抗頭合成係数

K i	常 時	地 震
K1 (t/m)	4,163	7,009
K2 (t/rad)	4,861	6,883
K3 (tm/m)	4,861	6,883
K4 (tm/rad)	11,361	13,519

杭の軸方向バネ定数

\* 杭種および施工方法

施工方法 -----打ち込み既成杭

\* 杭の諸元

杭 幅	D =	0.500 (m)
杭 長	L =	29.900 (m)
杭の弾性係数	Ep =	2,550,000 (t/m <sup>2</sup> )
杭の純断面積	Ap =	0.250 (m <sup>2</sup> )

\* 一般式

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} \text{ (t/m)}$$

$$a = 0.013 \cdot (L / D) + 0.61$$

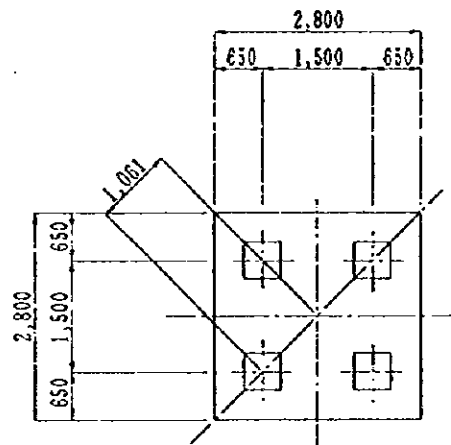
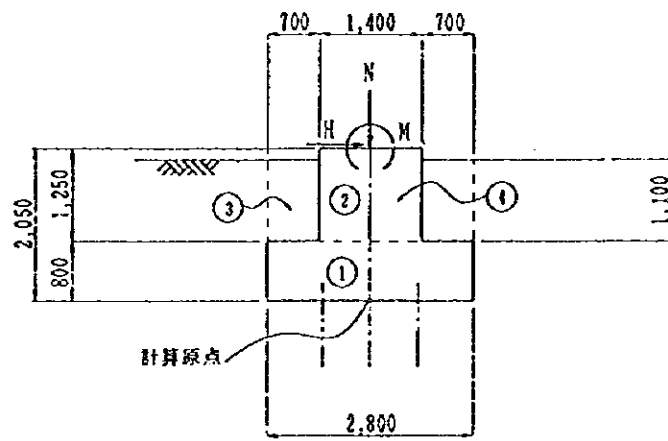
但し  $L / D > 10$  とする。

\* 杭の軸方向バネ定数の計算

$$a = 0.013 \cdot (29.900 / 0.500) + 0.61 = 1.387$$

$$K_v = 1.387 \cdot \frac{0.250 \cdot 2,550,000}{29.900} = 29,572 \text{ (t/m)}$$

荷重区分図



$$V_2 = \pi / 4 \times 1.400^2 \times 1.250 = 1.92 \text{ m}^3$$

$$V_4 = \pi / 4 \times 1.400^2 \times 1.100 = 1.69 \text{ m}^3$$

自重,および上載土荷重の計算

\* 自重, 載土の分割各部の部分重量計算

$$\begin{array}{rcl}
 N 1 & = & 2.800 * 2.800 * 0.800 * 2.600 = 16.31 (t) \\
 N 2 & = & 1.92 * 2.600 = 4.99 (t) \\
 N 3 & = & 2.800 * 2.800 * 1.100 * 1.900 = 16.39 (t) \\
 N 4 & = & 1.69 * -1.900 = -3.21 (t)
 \end{array}$$

\* 自重の分割各部の地震時慣性力の計算

$$\begin{array}{rcl}
 H 1 & = & 16.31 * 0.080 = 1.30 (t) \\
 H 2 & = & 4.99 * 0.080 = 0.40 (t)
 \end{array}$$

\* 自重及び上載土荷重による断面力の集計

区分	N (t)	e (m)	N·e (tm)	H (t)	y (m)	H·y (tm)
1	16.31	0.000	0.00	1.30	0.400	0.52
2	4.99	0.000	0.00	0.40	1.425	0.57
3	16.39	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00
4	-3.21	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00
合計	34.48		0.00	1.70		1.09

$$\Sigma M = 0.00 \pm 1.09 = 1.09 ( -1.09 ) (tm)$$

※ 上部工反力の集計

照明灯下端位置における支柱断面力の集計

荷重名	N (t)	H (t)	M (tm)	y (m)	H·y (tm)	ΣM (tm)
常時	4.60	0.00	0.00	2.050	0.00	0.00
風時	4.60	5.00	92.00	2.050	10.25	102.25
地震時	4.60	0.37	8.92	2.050	0.76	9.68

荷重の組み合わせ及び割り増し係数

(i)	荷重名称	浮力	過載荷重	灯柱反力	地震方向	安全率 $\alpha$
1	常時	-----	-----	1 / 3	-----	3.00
2	風荷重時	-----	-----	2 / 3	-----	3.00
3	地震荷重	-----	-----	3 / 3	+ Z	3.00

杭の基本条件

杭頭 支持条件 ----- ( 固定 )

杭先端支持条件 ----- ( ヒンジ )

地盤の層数  $N_s = 6$

90° 方向の杭列数  $N_z = 2$

45° 方向の杭列数  $N_x = 3$

杭の諸元

杭径  $D = 0.500$  (m)

杭の全長  $L = 29.900$  (m)

杭の突出長  $h = 0.000$  (m)

杭の弾性係数  $E_p = 2,550,000$  (t/m<sup>2</sup>)

杭の断面二次モーメント  $I_p = 0.0052$  (m<sup>4</sup>)

杭の鉛直バネ定数  $K_v = 29,572$  (t/m)

水平方向地盤係数

i	KH (t/m <sup>3</sup> )	KH' (t/m <sup>3</sup> )	L (m)
1	3,569	7,139	1.600
2	3,569	7,139	1.500
3	3,569	7,139	5.000
4	663	1,326	11.800
5	816	1,632	7.900
6	5,711	11,422	2.100

90° 方向の杭配列及び座標

i	z (m)	n (ホン)	R (°)
1	0.750	2	0.000
2	-0.750	2	0.000

45° 方向の杭配列及び座標

i	x (m)	n (ホン)	R (°)
1	1.061	1	0.000
2	0.000	2	0.000
3	-1.061	1	0.000

90° 方向の作用荷重に対する 杭反力および変位量の計算

CASE 1 [常時]

	M (tm)	N (t)	H (t)
自重載土	0.00	34.48	-----
浮力荷重	-----	-----	-----
路面荷重	-----	-----	-----
支柱反力	0.00	4.60	0.00
合計	0.00	39.08	0.00

基礎中央点での合成作用力

$$\begin{aligned}
 M_o &= 39.08 * 0.000 + 0.00 = 0.00 \text{ (tm)} \\
 N_o &= 39.08 \text{ (t)} \\
 H_o &= 0.00 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

杭頭合成係数

$$\begin{aligned}
 K1 &= 4,161 \text{ (t/m)} & K2 &= 4,857 \text{ (t/rad)} \\
 K3 &= 4,857 \text{ (tm/m)} & K4 &= 11,347 \text{ (tm/rad)}
 \end{aligned}$$

原点変位量

$$D_z = 0.0000 \text{ (cm)} \quad D_y = 0.0330 \text{ (cm)} \quad S_i = 0.00000 \text{ (rad)}$$

杭反力および変位量の集計

i	RN (t)	PH (t)	MT (tm)	$\delta z$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\theta x$ (rad)
1	9.77	0.00	0.00	0.00000	0.03304	0.00000
2	9.77	0.00	0.00	0.00000	0.03304	0.00000

CASE 2 {風時}

	M (tm)	N (t)	H (t)
自重載土	0.00	34.48	-----
浮力荷重	-----	-----	-----
路面荷重	-----	-----	-----
支柱反力	102.25	4.60	5.00
合計	102.25	39.08	5.00

基礎中央点での合成作用力

$$\begin{aligned}
 M_o &= 39.08 * 0.000 + 102.25 = 102.25 \text{ (tm)} \\
 N_o &= 39.08 \text{ (t)} \\
 H_o &= 5.00 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

杭頭合成係数

$$\begin{aligned}
 K_1 &= 4,161 \text{ (t/m)} & K_2 &= 4,857 \text{ (t/rad)} \\
 K_3 &= 4,857 \text{ (tm/m)} & K_4 &= 11,347 \text{ (tm/rad)}
 \end{aligned}$$

原点変位量

$$D_z = 0.1714 \text{ (cm)} \quad D_y = 0.0330 \text{ (cm)} \quad S_i = 0.00121 \text{ (rad)}$$

杭反力および変位量の集計

i	RN (t)	PH (t)	MT (tm)	$\delta z$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\theta x$ (rad)
1	36.63	1.25	5.42	0.17141	0.12387	0.00121
2	-17.09	1.25	5.42	0.17141	-0.05779	0.00121



CASE 3 [地震時]

	M (tm)	N (t)	H (t)
自重載土	1.09	34.48	1.70
浮力荷重	-----	-----	-----
路面荷重	-----	-----	-----
支柱反力	9.68	4.60	0.37
合計	10.77	39.08	2.07

基礎中央点での合成作用力

$$\begin{aligned}
 M_0 &= 39.08 * 0.000 + 10.77 = 10.77 \text{ (tm)} \\
 N_0 &= 39.08 \text{ (t)} \\
 H_0 &= 2.07 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

杭頭合成係数

$$\begin{aligned}
 K1 &= 7,007 \text{ (t/m)} & K2 &= 6,877 \text{ (t/rad)} \\
 K3 &= 6,877 \text{ (tm/m)} & K4 &= 13,503 \text{ (tm/rad)}
 \end{aligned}$$

原点変位量

$$Dz = 0.0208 \text{ (cm)} \quad Dy = 0.0330 \text{ (cm)} \quad Si = 0.00014 \text{ (rad)}$$

杭反力および変位量の集計

i	RN (t)	PH (t)	MT (tm)	$\delta z$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\theta x$ (rad)
1	12.81	0.52	0.42	0.02082	0.04330	-0.00014
2	6.73	0.52	0.42	0.02082	0.02277	0.00014

45° 方向の作用荷重に対する 抗反力および変位量の計算

CASE 1 [常時]

	M (tm)	N (t)	H (t)
自重載土	-1.09	34.48	-1.70
浮力荷重	-----	-----	-----
路面荷重	-----	-----	-----
支柱反力	0.00	4.60	0.00
合計	0.00	39.08	0.00

基礎中央点での合成作用力

$$\begin{aligned}
 M_o &= 39.08 * 0.000 + 0.00 = 0.00 \text{ (tm)} \\
 N_o &= 39.08 \text{ (t)} \\
 H_o &= 0.00 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

杭頭合成係数

$$\begin{aligned}
 K1 &= 4161 \text{ (t/m)} & K2 &= 4857 \text{ (t/rad)} \\
 K3 &= 4857 \text{ (tm/m)} & K4 &= 11347 \text{ (tm/rad)}
 \end{aligned}$$

原点変位量

$$\begin{aligned}
 D_x &= 0.0000 \text{ (cm)} & D_y &= 0.0330 \text{ (cm)} & S_i &= 0.00000 \text{ (rad)}
 \end{aligned}$$

抗反力および変位量の集計

i	RN (t)	PH (t)	MT (tm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\theta z$ (rad)
1	9.77	0.00	0.00	0.00000	0.03304	0.00000
2	9.77	0.00	0.00	0.00000	0.03304	0.00000
3	9.77	0.00	0.00	0.00000	0.03304	0.00000

CASE 2 [風時]

	M (tm)	N (t)	H (t)
自重載土	1.09	34.48	1.70
浮力荷重	-----	-----	-----
路面荷重	-----	-----	-----
支柱反力	102.25	4.60	5.00
合計	102.25	39.08	5.00

基礎中央点での合成作用力

$$\begin{aligned}
 M_o &= 39.08 * 0.000 + 102.25 = 102.25 \text{ (tm)} \\
 N_o &= 39.08 \text{ (t)} \\
 H_o &= 5.00 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

杭頭合成係数

$$\begin{aligned}
 K1 &= 4161 \text{ (t/m)} & K2 &= 4857 \text{ (t/rad)} \\
 K3 &= 4857 \text{ (tm/m)} & K4 &= 11347 \text{ (tm/rad)}
 \end{aligned}$$

原点変位量

$$\begin{aligned}
 D_x &= 0.1713 \text{ (cm)} & D_y &= 0.0330 \text{ (cm)} & S_i &= 0.00121 \text{ (rad)}
 \end{aligned}$$

杭反力および変位量の集計

i	RN (t)	PH (t)	MT (tm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\theta z$ (rad)
1	47.75	1.25	5.41	0.17134	0.16147	0.00121
2	9.77	1.25	5.41	0.17134	0.03304	0.00121
3	-28.21	1.25	5.41	0.17134	-0.09540	0.00121

CASE 3 [地震時]

	M (tm)	N (t)	H (t)
自重載土	1.09	34.48	1.70
浮力荷重	-----	-----	-----
路面荷重	-----	-----	-----
支柱反力	9.68	4.60	0.37
合計	10.77	39.08	2.07

基礎中央点での合成作用力

$$\begin{aligned}
 M_o &= 39.08 * 0.000 + 10.77 = 10.77 \text{ (tm)} \\
 N_o &= 39.08 \text{ (t)} \\
 H_o &= 2.07 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

杭頭合成係数

$$\begin{aligned}
 K1 &= 7007 \text{ (t/m)} & K2 &= 6877 \text{ (t/rad)} \\
 K3 &= 6877 \text{ (tm/m)} & K4 &= 13503 \text{ (tm/rad)}
 \end{aligned}$$

原点変位量

$$\begin{aligned}
 D_x &= 0.0208 \text{ (cm)} & D_y &= 0.0330 \text{ (cm)} & S_i &= 0.00014 \text{ (rad)}
 \end{aligned}$$

杭反力および変位量の集計

i	RN (t)	PH (t)	MT (tm)	$\delta x$ (cm)	$\delta y$ (cm)	$\theta z$ (rad)
1	14.06	0.52	0.42	0.02081	0.04755	0.00014
2	9.77	0.52	0.42	0.02081	0.03304	0.00014
3	5.48	0.52	0.42	0.02081	0.01852	0.00014

90° 方向の作用荷重に対する中間点の杭断面力の計算

CASE 1 [常時]

y (m)	杭頭固定		杭頭自由	
	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.500	0.00	0.00	0.00	0.00
1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
1.500	0.00	0.00	0.00	0.00
2.000	0.00	0.00	0.00	0.00
2.500	0.00	0.00	0.00	0.00
3.000	0.00	0.00	0.00	0.00
3.500	0.00	0.00	0.00	0.00
4.000	0.00	0.00	0.00	0.00
4.500	0.00	0.00	0.00	0.00
5.000	0.00	0.00	0.00	0.00
6.000	0.00	0.00	0.00	0.00
7.000	0.00	0.00	0.00	0.00
8.000	0.00	0.00	0.00	0.00
9.000	0.00	0.00	0.00	0.00
10.000	0.00	0.00	0.00	0.00
11.000	0.00	0.00	0.00	0.00
12.000	0.00	0.00	0.00	0.00
13.000	0.00	0.00	0.00	0.00
14.000	0.00	0.00	0.00	0.00
15.000	0.00	0.00	0.00	0.00
18.000	0.00	0.00	0.00	0.00
21.000	0.00	0.00	0.00	0.00
24.000	0.00	0.00	0.00	0.00
27.000	0.00	0.00	0.00	0.00
29.900	0.00	0.00	0.00	0.00

y (m)	杭頭固定		杭頭自由	
	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)
0.000	-5.42	-1.25	0.00	-1.25
0.500	-5.70	0.02	-0.50	-0.77
1.000	-5.47	0.85	-0.79	-0.40
1.500	-4.91	1.33	-0.92	-0.13
2.000	-4.18	1.54	-0.94	0.05
2.500	-3.40	1.57	-0.88	0.17
3.000	-2.63	1.47	-0.77	0.24
3.500	-1.94	1.29	-0.65	0.26
4.000	-1.35	1.08	-0.52	0.26
4.500	-0.86	0.86	-0.39	0.24
5.000	-0.48	0.66	-0.28	0.20
6.000	-0.00	0.32	-0.12	0.13
7.000	0.19	0.09	-0.02	0.06
8.000	0.22	-0.03	0.02	0.01
9.000	0.18	-0.04	0.02	0.00
10.000	0.13	-0.04	0.02	-0.00
11.000	0.09	-0.04	0.02	-0.00
12.000	0.06	-0.03	0.02	-0.00
13.000	0.03	-0.02	0.01	-0.00
14.000	0.01	-0.02	0.01	-0.00
15.000	0.00	-0.01	0.01	-0.00
18.000	-0.01	0.00	-0.00	-0.00
21.000	-0.01	0.00	-0.00	0.00
24.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00
27.000	0.00	0.00	-0.00	0.00
29.900	-0.00	-0.00	0.00	-0.00

CASE 3 [地震時]

y (m)	杭頭固定		杭頭自由	
	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)
0.000	-0.42	-0.52	0.00	-0.52
0.500	-0.59	-0.20	-0.20	-0.29
1.000	-0.64	0.00	-0.30	-0.12
1.500	-0.60	0.13	-0.33	-0.01
2.000	-0.52	0.19	-0.31	0.06
2.500	-0.42	0.21	-0.27	0.10
3.000	-0.31	0.20	-0.22	0.11
3.500	-0.22	0.17	-0.17	0.10
4.000	-0.14	0.14	-0.12	0.09
4.500	-0.08	0.11	-0.08	0.07
5.000	-0.04	0.07	-0.04	0.06
6.000	0.01	0.03	-0.00	0.03
7.000	0.03	0.00	0.01	0.01
8.000	0.02	-0.01	0.01	-0.00
9.000	0.02	-0.01	0.01	-0.00
10.000	0.01	-0.01	0.01	-0.00
11.000	0.01	-0.00	0.00	-0.00
12.000	0.00	-0.00	0.00	-0.00
13.000	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
14.000	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
15.000	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
18.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00
21.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00
24.000	0.00	0.00	0.00	0.00
27.000	0.00	-0.00	0.00	-0.00
29.900	0.00	-0.00	0.00	-0.00

45° 方向の作用荷重に対する中間点の杭断面力の計算

CASE 1 [常時]

y (m)	杭頭固定		杭頭自由	
	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
0.500	0.00	0.00	0.00	0.00
1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
1.500	0.00	0.00	0.00	0.00
2.000	0.00	0.00	0.00	0.00
2.500	0.00	0.00	0.00	0.00
3.000	0.00	0.00	0.00	0.00
3.500	0.00	0.00	0.00	0.00
4.000	0.00	0.00	0.00	0.00
4.500	0.00	0.00	0.00	0.00
5.000	0.00	0.00	0.00	0.00
6.000	0.00	0.00	0.00	0.00
7.000	0.00	0.00	0.00	0.00
8.000	0.00	0.00	0.00	0.00
9.000	0.00	0.00	0.00	0.00
10.000	0.00	0.00	0.00	0.00
11.000	0.00	0.00	0.00	0.00
12.000	0.00	0.00	0.00	0.00
13.000	0.00	0.00	0.00	0.00
14.000	0.00	0.00	0.00	0.00
15.000	0.00	0.00	0.00	0.00
18.000	0.00	0.00	0.00	0.00
21.000	0.00	0.00	0.00	0.00
24.000	0.00	0.00	0.00	0.00
27.000	0.00	0.00	0.00	0.00
29.900	0.00	0.00	0.00	0.00



CASE 2 [風時]

y (m)	抗頭固定		抗頭自由	
	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)
0.000	-5.41	-1.25	0.00	-1.25
0.500	-5.70	0.02	-0.50	-0.77
1.000	-5.46	0.85	-0.79	-0.40
1.500	-4.91	1.33	-0.92	-0.13
2.000	-4.18	1.54	-0.94	0.05
2.500	-3.39	1.57	-0.88	0.17
3.000	-2.63	1.47	-0.77	0.24
3.500	-1.94	1.29	-0.65	0.26
4.000	-1.35	1.08	-0.52	0.26
4.500	-0.86	0.86	-0.39	0.24
5.000	-0.48	0.66	-0.28	0.20
6.000	-0.00	0.32	-0.12	0.13
7.000	0.19	0.09	-0.02	0.06
8.000	0.22	-0.03	0.02	0.01
9.000	0.18	-0.04	0.02	0.00
10.000	0.13	-0.04	0.02	-0.00
11.000	0.09	-0.04	0.02	-0.00
12.000	0.06	-0.03	0.02	-0.00
13.000	0.03	-0.02	0.01	-0.00
14.000	0.01	-0.02	0.01	-0.00
15.000	0.00	-0.01	0.01	-0.00
18.000	-0.01	0.00	-0.00	-0.00
21.000	-0.01	0.00	-0.00	0.00
24.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00
27.000	0.00	0.00	-0.00	0.00
29.900	-0.00	-0.00	0.00	-0.00

CASE 3 [地震時]

y (m)	杭頭固定		杭頭自由	
	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)
0.000	-0.42	-0.52	0.00	-0.52
0.500	-0.59	-0.20	-0.20	-0.29
1.000	-0.64	0.00	-0.30	-0.12
1.500	-0.60	0.13	-0.33	-0.01
2.000	-0.52	0.19	-0.31	0.06
2.500	-0.42	0.21	-0.27	0.10
3.000	-0.31	0.20	-0.22	0.11
3.500	-0.22	0.17	-0.17	0.10
4.000	-0.14	0.14	-0.12	0.09
4.500	-0.08	0.11	-0.08	0.07
5.000	-0.04	0.07	-0.04	0.06
6.000	0.01	0.03	-0.00	0.03
7.000	0.03	0.00	0.01	0.01
8.000	0.02	-0.01	0.01	-0.00
9.000	0.02	-0.01	0.01	-0.00
10.000	0.01	-0.01	0.01	-0.00
11.000	0.01	-0.00	0.00	-0.00
12.000	0.00	-0.00	0.00	-0.00
13.000	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
14.000	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
15.000	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
18.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00
21.000	-0.00	0.00	-0.00	0.00
24.000	0.00	0.00	0.00	0.00
27.000	0.00	-0.00	0.00	-0.00
29.900	0.00	-0.00	0.00	-0.00

橋軸方向柱の計算

躯体形式 鉄筋コンクリート円形断面柱  
 鉄筋コンクリートの単位重量  $\gamma_c = 2.60 \text{ (t/m}^3\text{)}$   
 積荷土砂の単位重量  $\gamma_s = 1.90 \text{ (t/m}^3\text{)}$   
 設計水平震度  $KH = 0.08$

柱部材の平面形状寸法及び着目高さ

区分	D (m)	A (m <sup>2</sup> )	y (m)	形状
1	1.400	( 1.54)	0.000	円形
2	1.400	( 1.54)	1.250	円形

着目高さ y の原点は、基礎天端位置とする。

上部工反力の集計

荷重名	主桁	鉛直反力	水平反力	曲げ モーメント	偏心距離	作用高さ
		RD (t)	RH (t)	RM (tm)	x (m)	y (m)
常時	1	4.60	0.00	0.00	0.000	1.250
	合計	4.60	0.00	0.00		
風時	1	4.60	5.00	92.00	0.000	1.250
	合計	4.60	5.00	92.00		
地震時	1	4.60	0.37	8.92	0.000	1.250
	合計	4.60	0.37	8.92		

柱部材の単位高さ当たりの重量

$$Wd 1 = 1.539 * 2.60 = 4.00 \text{ (t/m) } [y = 0.000 \text{ m}]$$

$$Wd 2 = 1.539 * 2.60 = 4.00 \text{ (t/m) } [y = 1.250 \text{ m}]$$

柱部材の単位高さ当たりの地震時慣性力

$$Wh 1 = 4.00 * 0.08 = 0.32 \text{ (t/m) } [y = 0.000 \text{ m}]$$

$$Wh 2 = 4.00 * 0.08 = 0.32 \text{ (t/m) } [y = 1.250 \text{ m}]$$

SECTION [1 - 1] (基礎天端位置より y = 0.000 m)

CASE 1 [常 時]

分布荷重の分割各部の重量および慣性力の計算

$$WN 1 = 1/2 * ( 4.00 + 4.00 ) * 1.250 = 5.00 (t)$$

断面力の算出及び集計

	N (t)	H (t)	x (m)	y (m)	N·x (tm)	H·y (tm)
分布荷重	5.00	————	——	0.625	————	————
動水圧	————	————	——	——	————	————
橋脚反力	4.60	0.00	0.000	1.250	0.00	0.00
					[ 0.00 ]	
合 計	9.60	-0.03			6.72 (	0.00)

合計項の ( ) 内のモーメントは水平荷重によるモーメントに対してのみ直線分布として求めた規定値である

橋脚反力項の [ ] 内のモーメントは、偏心モーメントである

SECTION [1 - 1] (基礎天端位置より y = 0.000 m)

CASE . 2 [風 時]

分布荷重の分割各部の重量および慣性力の計算

$$WN_1 = 1/2 * (4.00 + 4.00) * 1.250 = 5.00 (t)$$

断面力の算出及び集計

	N (t)	H (t)	x (m)	y (m)	N·x (tm)	H·y (tm)
分布荷重	5.00	—	—	0.625	—	—
動水圧	—	—	—	—	—	—
橋脚反力	4.60	5.00	0.000	1.250	0.00	6.25
					[ 92.00 ]	
合計	9.60	4.24			104.97	( 98.25 )

合計項の ( ) 内のモーメントは水平荷重によるモーメントに対してのみ直線分布として求めた規定値である  
 橋脚反力項の [ ] 内のモーメントは、偏心モーメントである

SECTION [1 - 1] ( 基礎天端位置より y = 0.000 m )

CASE 3 [地震時]

分布荷重の分割各部の重量および慣性力の計算

$$WN 1 = 1/2 * ( 4.00 + 4.00 ) * 1.250 = 5.00 (t)$$

$$WH 1 = 1/2 * ( 0.32 + 0.32 ) * 1.250 = 0.40 (t)$$

断面力の算出及び集計

	N (t)	H (t)	x (m)	y (m)	N·x (tm)	H·y (tm)
分布荷重	5.00	0.40	—	0.625	—	0.25
動水圧	—	—	—	—	—	—
橋脚反力	4.60	0.37	0.000	1.250	0.00	0.46
					[ 8.92 ]	
合計	9.60	1.65			16.35 (	9.63)

合計項の ( ) 内のモーメントは水平荷重によるモーメントに対してのみ直線分布として求めた規定値である

橋脚反力項の [ ] 内のモーメントは、偏心モーメントである

## SECTION [1 - 1] (基礎天端位置より y = 0.000 m)

	常 時	風 時	地震荷重	
M (tm)	0.00	98.25	9.63	
N (t)	9.60	9.60	9.60	
S (t)	-0.03	4.24	1.65	
r (cm)	70.00	70.00	70.00	
f (cm)	10.00	10.00	10.00	
rs (cm)	60.00	60.00	60.00	
fmin (cm)	10.00	10.00	10.00	
As (cm <sup>2</sup> )	D25- 26 127.63	D25- 26 127.63	D25- 26 127.63	
e (m)	0.000	10.233	1.003	
M' (tm)	6.721	104.971	16.351	
$\alpha$	0.857	0.857	0.857	
$\beta$	1.433	1.433	1.433	
p	3.0299	1.1399	1.3405	
[ C ]	0.4491	1.9368	1.1715	
[ S ]	4.2401	4.2401	4.2401	
[ Z ]	0.4888	0.4141	0.3628	
x (m)	-18.9703	0.5938	0.9243	
$\sigma_c$	1	59	6	
$\sigma_s$	-1	1,946	118	
$\tau_m$	0.00	0.42	0.06	
$\sigma_{ca}$	53	66	79	
$\sigma_{sa}$	1,600	2,000	2,700	
$\tau_{a1}$	2.70	3.38	4.05	

$\theta = 90^\circ$  方向のフーチングの計算

フーチング断面計算の基本条件

フーチングの計算方向幅	B =	2.800	(m)
フーチングの直角方向幅	L =	2.800	(m)
鉄筋コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c =$	2.600	(t/m <sup>3</sup> )
左側基礎上載土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	1.900	(t/m <sup>3</sup> )
右側基礎上載土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	1.900	(t/m <sup>3</sup> )

フーチングの形状寸法，土被り高さ (m)

	左 側	右 側
フーチング張り出し長	0.840	0.840
フーチング先端部材厚	0.800	0.800
フーチング付根部材厚	0.800	0.800
基礎天端よりの土被り	1.100	1.100

抗反力の集計

CASE	荷重名称	R 1	R 2
1	常 時	9.77	9.77
2	風 時	36.63	-17.09
3	地 震	12.81	6.73



曲げモーメントに対するフーチングの照査

照査位置 [ 1 - 1 ] ( 基礎左端位置より  $x = 0.840 \text{ m}$  )

CASE 1 [ 常 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.840 * 2.800 * 2.60 &= 4.89 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.840 * 2.800 * 1.90 &= 4.92 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 M_c &= 4.89 * 0.420 &= 2.05 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 4.92 * 0.420 &= 2.07 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 (1) \quad 9.77 * 2 \text{ (ホン)} &= 19.54 * 0.190 \text{ (m)} &= 3.71 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} \quad \quad \quad S &= 19.54 \text{ (t)} & \quad \quad M = 3.71 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメント および せん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	2.05	4.89
載土荷重	2.07	4.92
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	-3.71	-19.54
特殊荷重	—	—
合 計	0.41	-9.73

照査位置 [ 1 - 1 ] ( 基礎左端位置より  $x = 0.840 \text{ m}$  )

CASE 2 [ 風 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメントの計算

$$S_c = 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.840 * 2.800 * 2.60 = 4.89 \text{ (t)}$$

$$S_r = 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.840 * 2.800 * 1.90 = 4.92 \text{ (t)}$$

$$x_c = (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.840 / 3 = 0.420 \text{ (m)}$$

$$x_r = (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.840 / 3 = 0.420 \text{ (m)}$$

$$M_c = 4.89 * 0.420 = 2.05 \text{ (tm)}$$

$$M_r = 4.92 * 0.420 = 2.07 \text{ (tm)}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメントの計算

$$(1) \quad 36.63 * 2 \text{ (ホン)} = 73.26 * 0.190 \text{ (m)} = 13.92 \text{ (tm)}$$

---


$$\text{Total} \quad S = 73.26 \text{ (t)} \quad M = 13.92 \text{ (tm)}$$

\* 合成曲げモーメント および せん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	2.05	4.89
載土荷重	2.07	4.92
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	-13.92	-73.26
特殊荷重	—	—
合計	-9.80	-63.45

照査位置 [ 1 - 1 ] ( 基礎左端位置より x = 0.840 m )

CASE 3 [ 地震時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.840 * 2.800 * 2.60 &= 4.89 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.840 * 2.800 * 1.90 &= 4.92 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 M_c &= 4.89 * 0.420 &= 2.05 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 4.92 * 0.420 &= 2.07 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 (1) \quad 12.81 * 2 \text{ (ホン)} &= 25.62 * 0.190 \text{ (m)} &= 4.87 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} \quad \quad \quad S &= 25.62 \text{ (t)} &M = 4.87 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメント および せん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	2.05	4.89
載土荷重	2.07	4.92
浮力荷重	---	---
過載荷重	---	---
杭頭反力	-4.87	-25.62
特殊荷重	---	---
合計	-0.75	-15.81

照査位置 [ 2 - 2 ] ( 基礎左端位置より x = 1.960 m )

CASE 1 [ 常 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメントの計算

$$S_c = 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.840 * 2.800 * 2.60 = 4.89 (t)$$

$$S_r = 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.840 * 2.800 * 1.90 = 4.92 (t)$$

$$x_c = (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.840 / 3 = 0.420 (m)$$

$$x_r = (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.840 / 3 = 0.420 (m)$$

$$M_c = 4.89 * 0.420 = 2.05 (tm)$$

$$M_r = 4.92 * 0.420 = 2.07 (tm)$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメントの計算

$$(2) \quad 9.77 * 2 (\text{ホン}) = 19.54 * 0.190 (m) = 3.71 (tm)$$

---


$$\text{Total} \quad S = 19.54 (t) \quad M = 3.71 (tm)$$

\* 合成曲げモーメント および せん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	2.05	4.89
載土荷重	2.07	4.92
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	-3.71	-19.54
特殊荷重	—	—
合計	0.41	-9.73

照査位置 [ 2 - 2 ] ( 基礎左端位置より  $x = 1.960 \text{ m}$  )

CASE 2 [ 風 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.840 * 2.800 * 2.60 &= 4.89 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.840 * 2.800 * 1.90 &= 4.92 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 M_c &= 4.89 * 0.420 &= 2.05 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 4.92 * 0.420 &= 2.07 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 (2) \quad -17.09 * 2 \text{ (ホン)} &= -34.18 * 0.190 \text{ (m)} &= -6.49 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} \quad \quad \quad S &= -34.18 \text{ (t)} & \quad \quad M = -6.49 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメント および せん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	2.05	4.89
載土荷重	2.07	4.92
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	6.49	34.18
特殊荷重	—	—
合計	10.61	43.99

照査位置 [ 2 - 2 ] ( 基礎左端位置より  $x = 1.960 \text{ m}$  )

CASE 3 [ 地震時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.840 * 2.800 * 2.60 &= 4.89 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.840 * 2.800 * 1.90 &= 4.92 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.840 / 3 &= 0.420 \text{ (m)} \\
 M_c &= 4.89 * 0.420 &= 2.05 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 4.92 * 0.420 &= 2.07 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 (2) \quad 6.73 * 2 \text{ (ホン)} &= 13.46 * 0.190 \text{ (m)} &= 2.56 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} \quad S &= 13.46 \text{ (t)} &M = 2.56 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメント および せん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	2.05	4.89
載土荷重	2.07	4.92
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	-2.56	-13.46
特殊荷重	—	—
合計	1.56	-3.65

曲げ応力度計算 (θ = 90° 方向)

照査位置 [ 1 - 1 ] (基礎左端位置より x = 0.840 m)

	常 時	風荷重時	地震荷重			
M (tm)	0.41	-9.80	-0.75			
N (t)	—	—	—			
S (t)	—	—	—			
b (cm)	112.00	242.00	242.00			
h (cm)	80.00	80.00	80.00			
d (cm)	70.00	65.00	65.00			
f (cm)	10.00	15.00	15.00			
d' (cm)	—	—	—			
As (cm <sup>2</sup> )	D16- 4.0 8.04	D16- 8.0 16.09	D16- 8.0 16.09			
As' (cm <sup>2</sup> )	— —	— —	— —			
x (cm)	11.25	10.43	10.43			
{ C }	13.15	13.17	13.17			
[ S ]	68.65	68.87	68.87			
[ Z ]	—	—	—			
σ <sub>c</sub>	1	13	1			
σ <sub>s</sub>	77	990	76			
τ <sub>m</sub>	—	—	—			
σ <sub>ca</sub>	53	66	79			
σ <sub>sa</sub>	1,600	2,000	2,700			
τ <sub>a1</sub>	2.70	3.38	4.05			
照査鉄筋	上側鉄筋	下側鉄筋	下側鉄筋			

照査位置 [ 2 - 2 ] ( 基礎左端位置より  $x = 1.960 \text{ m}$  )

	常 時	風荷重時	地震荷重			
M (tm)	0.41	10.61	1.56			
N (t)	—	—	—			
S (t)	—	—	—			
b (cm)	112.00	112.00	112.00			
h (cm)	80.00	80.00	80.00			
d (cm)	70.00	70.00	70.00			
f (cm)	10.00	10.00	10.00			
d' (cm)	—	—	—			
As (cm <sup>2</sup> )	D16- 4.0 8.04	D16- 4.0 8.04	D16- 4.0 8.04			
As' (cm <sup>2</sup> )	— —	— —	— —			
x (cm)	11.25	11.25	11.25			
[ C ]	13.15	13.15	13.15			
[ S ]	68.65	68.65	68.65			
[ Z ]	—	—	—			
$\sigma_c$	1	25	4			
$\sigma_s$	77	1,991	293			
$\tau_m$	—	—	—			
$\sigma_{ca}$	53	66	79			
$\sigma_{sa}$	1,600	2,000	2,700			
$\tau_{a1}$	2.70	3.38	4.05			
照査鉄筋	上側鉄筋	上側鉄筋	上側鉄筋			



せん断力に対するフーチングの照査

照査位置 [ 3 - 3 ] ( 基礎左端位置より x = 0.650 m )

CASE 1 [ 常 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.650 * 2.800 * 2.60 &= 3.79 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.650 * 2.800 * 1.90 &= 3.80 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 M_c &= 3.79 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 3.80 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 (1) \quad 9.77 * 2 \text{ (ホン)} &= 19.54 * 0.000 \text{ (m)} &= 0.00 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} &= 19.54 \text{ (t)} &= 0.00 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメントおよびせん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	1.23	3.79
被土荷重	1.23	3.80
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	—	-19.54
特殊荷重	—	—
合計	2.46	-11.95

照査位置 [ 3 - 3 ] ( 基礎左端位置より x = 0.650 m )

CASE 2 [ 風 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメント, せん断力の計算

$$S_c = 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.650 * 2.800 * 2.60 = 3.79 (t)$$

$$S_r = 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.650 * 2.800 * 1.90 = 3.80 (t)$$

$$x_c = (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.650 / 3 = 0.325 (m)$$

$$x_r = (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.650 / 3 = 0.325 (m)$$

$$M_c = 3.79 * 0.325 = 1.23 (tm)$$

$$M_r = 3.80 * 0.325 = 1.23 (tm)$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメント, せん断力の計算

$$(1) \quad 36.63 * 2 (\text{ホン}) = 73.26 * 0.000 (m) = 0.00 (tm)$$

---


$$\text{Total} = 73.26 (t) = 0.00 (tm)$$

\* 合成曲げモーメントおよびせん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	1.23	3.79
載土荷重	1.23	3.80
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	—	-73.26
特殊荷重	—	—
合計	2.46	-65.67

照査位置 [ 3 - 3 ] ( 基礎左端位置より  $x = 0.650 \text{ m}$  )

CASE 3 [ 地震時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.650 * 2.800 * 2.60 &= 3.79 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.650 * 2.800 * 1.90 &= 3.80 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 M_c &= 3.79 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 3.80 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 (1) \quad 12.81 * 2 \text{ (ホン)} &= 25.62 * 0.000 \text{ (m)} &= 0.00 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} &= 25.62 \text{ (t)} &= 0.00 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメントおよびせん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	1.23	3.79
被土荷重	1.23	3.80
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	—	-25.62
特殊荷重	—	—
合計	2.46	-18.03

照査位置 [ 4 - 4 ] ( 基礎左端位置より x = 2.150 m )

CASE 1 [ 常 時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 Sc &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.650 * 2.800 * 2.60 &= 3.79 \text{ (t)} \\
 Sr &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.650 * 2.800 * 1.90 &= 3.80 \text{ (t)} \\
 xc &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 xr &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 Mc &= 3.79 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)} \\
 Mr &= 3.80 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 (2) \quad 9.77 * 2 \text{ (ホン)} &= 19.54 * 0.000 \text{ (m)} &= 0.00 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} &= 19.54 \text{ (t)} &= 0.00 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメントおよびせん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	1.23	3.79
載土荷重	1.23	3.80
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	—	-19.54
特殊荷重	—	—
合計	2.46	-11.95

照査位置 [ 4 - 4 ] ( 基礎左端位置より x = 2.150 m )

CASE 2 [ 風 時 ]

\* 自重、上載土による曲げモーメント、せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.650 * 2.800 * 2.60 &= 3.79 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.650 * 2.800 * 1.90 &= 3.80 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 M_c &= 3.79 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 3.80 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメント、せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 (2) \quad -17.09 * 2 \text{ (ホン)} &= -34.18 * 0.000 \text{ (m)} &= 0.00 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} &= -34.18 \text{ (t)} &= 0.00 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメントおよびせん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	1.23	3.79
載土荷重	1.23	3.80
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	—	34.18
特殊荷重	—	—
合計	2.46	41.77

照査位置 [ 4 - 4 ] ( 基礎左端位置より x = 2.150 m )

CASE 3 [ 地震時 ]

\* 自重, 上載土による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 S_c &= 1/2 * (0.800 + 0.800) * 0.650 * 2.800 * 2.60 &= 3.79 \text{ (t)} \\
 S_r &= 1/2 * (1.100 + 1.100) * 0.650 * 2.800 * 1.90 &= 3.80 \text{ (t)} \\
 x_c &= (2 * 0.800 + 0.800) / (0.800 + 0.800) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 x_r &= (2 * 1.100 + 1.100) / (1.100 + 1.100) * 0.650 / 3 &= 0.325 \text{ (m)} \\
 M_c &= 3.79 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)} \\
 M_r &= 3.80 * 0.325 &= 1.23 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 杭反力荷重による曲げモーメント, せん断力の計算

$$\begin{aligned}
 (2) \quad 6.73 * 2 \text{ (本)} &= 13.46 * 0.000 \text{ (m)} &= 0.00 \text{ (tm)} \\
 \hline
 \text{Total} &= 13.46 \text{ (t)} &= 0.00 \text{ (tm)}
 \end{aligned}$$

\* 合成曲げモーメントおよびせん断力の集計

	M (tm)	S (t)
基礎自重	1.23	3.79
載土荷重	1.23	3.80
浮力荷重	—	—
過載荷重	—	—
杭頭反力	—	-13.46
特殊荷重	—	—
合計	2.46	-5.87

せん断応力度計算 ( $\theta = 90^\circ$  方向)

照査位置 [ 3 - 3 ] (基礎左端位置より  $x = 0.650$  m)

$$S_H = S - \frac{M}{d} \cdot \tan \theta \text{ ----- (t)}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \alpha \cdot \tau_{al} \text{ ----- (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 3 - \frac{a}{d_o} \leq 2.0$$

	常 時	風荷重時	地震荷重			
M (tm)	2.46	2.46	2.46			
N (t)						
S (t)	-11.95	-65.67	-18.03			
b (cm)	242.00	242.00	242.00			
h (cm)	80.00	80.00	80.00			
f (cm)	15.00	15.00	15.00			
d (cm)	65.00	65.00	65.00			
$\theta$	0.00	0.00	0.00			
Sh (t)	11.95	65.67	18.03			
$\tau_m$	0.76	4.17	1.15			
a1 (cm)	44.00	44.00	44.00			
a2 (cm)	19.00	19.00	19.00			
d <sub>o</sub> (cm)	65.00	65.00	65.00			
$\alpha$	2.000	2.000	2.000			
$\tau_{al}$	2.70	3.38	4.05			
$\alpha \cdot \tau_{al}$	5.40	6.76	8.10			

ここに  $\tau_m$  : コンクリートの平均せん断応力度

$S_h$  : 部材断面の有効高を考慮したせん断力

$\alpha$  : コンクリートの許容せん断応力度の割増係数

$\tau_{al} \cdot \alpha$  : 割増を考慮した許容せん断応力度

照査位置 [ 4 - 4 ] ( 基礎左端位置より  $x = 2.150 \text{ m}$  )

$$SH = S - \frac{M}{d} \cdot \tan \theta \quad \text{----- (t)}$$

$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d} \leq \alpha \cdot \tau_{al} \quad \text{----- (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 3 - \frac{a}{d_o} \leq 2.0$$

	常 時	風荷重時	地震荷重			
M (tm)	2.46	2.46	2.46			
N (t)						
S (t)	-11.95	41.77	-5.87			
b (cm)	242.00	242.00	242.00			
h (cm)	80.00	80.00	80.00			
f (cm)	15.00	15.00	15.00			
d (cm)	65.00	65.00	65.00			
$\theta$	0.00	0.00	0.00			
Sh (t)	11.95	41.77	5.87			
$\tau_m$	0.76	2.66	0.37			
a1 (cm)	44.00	44.00	44.00			
a2 (cm)	19.00	19.00	19.00			
d <sub>o</sub> (cm)	65.00	65.00	65.00			
$\alpha$	2.000	2.000	2.000			
$\tau_{al}$	2.70	3.38	4.05			
$\alpha \cdot \tau_{al}$	5.40	6.76	8.10			

ここに  $\tau_m$  : コンクリートの平均照断応力度

Sh : 部材断面の有効高を考慮した照断力

$\alpha$  : コンクリートの許容照断応力度の割増係数

$\tau_{al} \cdot \alpha$  : 割増を考慮した許容照断応力度



照明灯支柱基礎の安定計算結果の集計

90° 方向の荷重作用時における安定度の集計

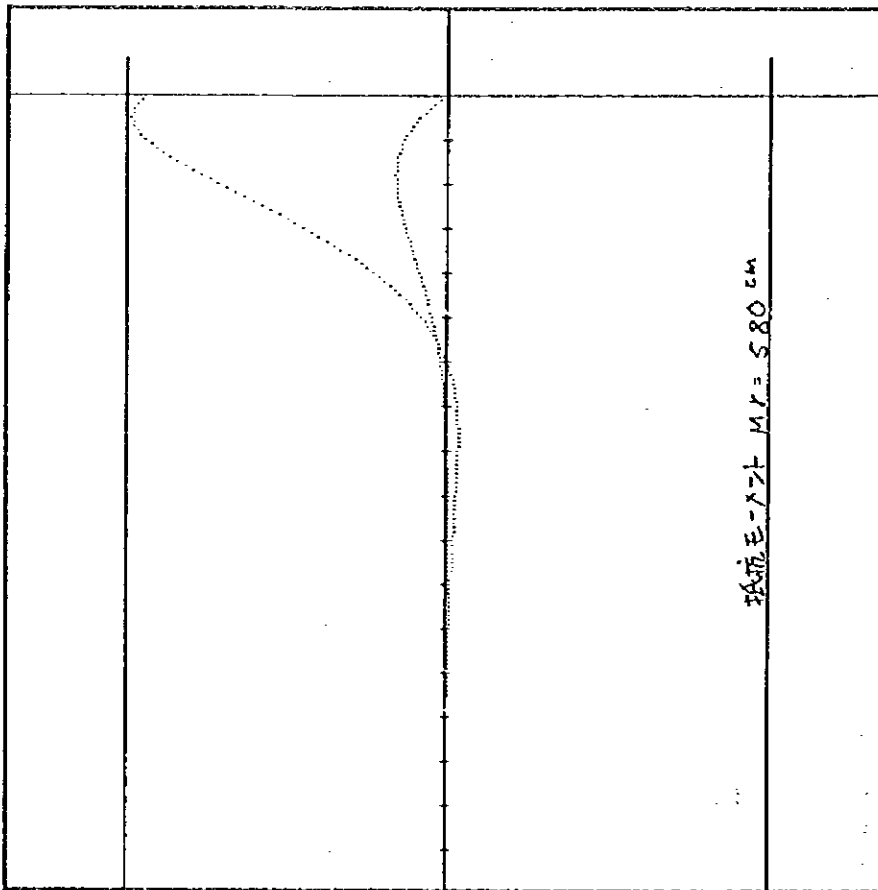
	常 時	風 時	地震荷重
M (tm)	-----	102.25	10.77
N (t)	39.08	39.08	39.08
H (t)	-----	5.00	2.07
$\delta z$ (cm)	-----	0.17141	0.02082
$\delta y$ (cm)	0.03304	0.03304	0.03304
$\theta x$ (rad)	-----	0.00121	0.00014
RNmax (t)	9.77	36.63	12.81
RNmin (t)	9.77	-17.09	6.73
PH (t)	-----	1.25	0.52
Mt (tm)	-----	5.42	0.42
Mm (tm)	-----	5.70	0.64
Lm (m)	-----	0.500	1.000
Ra (t)	92.00	92.00	92.00
Pa (t)	-----	-29.00	-29.00
$\delta a$ (cm)	1.50	1.50	1.50

45° 方向の荷重作用時における安定度の集計

	常 時	風 時	地震荷重
M (tm)	-----	102.25	10.77
N (t)	39.08	39.08	39.08
H (t)	-----	5.00	2.07
$\delta x$ (cm)	-----	0.17134	0.02081
$\delta y$ (cm)	0.03304	0.03304	0.03304
$\theta z$ (rad)	-----	0.00121	0.00014
RNmax (t)	9.77	47.75	14.06
RNmin (t)	9.77	-28.21	5.48
PH (t)	-----	1.25	0.52
MT (tm)	-----	5.41	0.42
Mm (tm)	-----	5.70	0.64
Lm (m)	-----	0.500	1.000
Ra (t)	92.00	92.00	92.00
Pa (t)	-----	-29.00	-29.00
$\delta a$ (cm)	1.50	1.50	1.50

杭断面変化位置の検討 [風 時]

杭頭断面力	Mt = 5.42 (tm)	PH = 1.25 (t)
Mmax の位置	Mm = 5.71 (tm)	Lm = 0.490 (m)
Mmax · 1/2 ≥ M の位置	Mm' = 2.85 (tm)	Lm' = 2.856 (m)
杭頭部定着長	D22 * 35 + 100	= 870 (mm)
断面変化位置定着長	D22 * 40	= 880 (mm)
断面変化位置鉄筋長	L1 = 870 + 2,856 + 880	= 4,606 (mm)



抵抗モーメント Mr1 = 5.80 (tm) --- [ D22 \* 3 = 11.40 (cm<sup>2</sup>) etc 200 ]

最少鉄筋量 As min = π/4 \* 50.0<sup>2</sup> \* 0.004 = 7.85 (cm<sup>2</sup>)

曲げ応力度計算 [ 杭本体の応力度計算、抵抗モーメント ]

	風 時	風 時	抵抗モーメント
M (tm)	5.70	5.70	5.80
N (t)	36.63	-17.09	-17.09
S (t)	1.25	1.25	0.00
b (cm)	50.00	50.00	50.00
h (cm)	50.00	50.00	50.00
f (cm)	5.00	5.00	5.00
f' (cm)	5.00	5.00	5.00
d (cm)	45.00	45.00	45.00
As (cm <sup>2</sup> )	D22- 3.0 11.40	D22- 3.0 11.40	D22- 3.0 11.40
As' (cm <sup>2</sup> )	D22- 3.0 11.40	D22- 3.0 11.40	D22- 3.0 11.40
k	0.7949	0.1555	0.1576
x (cm)	35.77	7.00	7.09
[ C ]	2.8549	10.7521	10.5753
[ S ]	0.7365	58.3958	56.5458
[ Z ]	0.5844	1.0889	1.0894
σ <sub>c</sub>	37	24	25
σ <sub>s</sub>	142	1,974	1,995
τ <sub>m</sub>	0.56	0.56	0.00
σ <sub>ck</sub>	250	250	250
σ <sub>ca</sub>	83	83	83
σ <sub>sa</sub>	2,000	2,000	2,000
τ <sub>a1</sub>	4.00	4.00	4.00
Mc	10.49	6.02	6.02
4/3 · M	7.60	7.60	7.73
As min	4.50	4.50	4.50

$$As \text{ min} = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ -----(cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Zc ( \sigma_{ck}' + N / Ac ) \text{ -----(tm)}$$

判別式  $4/3 \cdot M \leq Mc$  又は  $As \text{ min} \leq As$  より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

杭とフーチングの結合部の計算

PHC杭 (B)       $\phi = 0.564$  (m)      換算杭径       $\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot D^2}{\pi}}$

CASE 1    [ 常 時 ]

\* フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi \cdot 1/4 \cdot D^2} \leq \sigma_{ba} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cv} = \frac{9.77 \cdot 1000}{\pi \cdot 1/4 \cdot 56^2} = 3.9 < 80 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D + h) h} \leq \tau_{a3} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_v = \frac{9.77 \cdot 1000}{\pi (56 + 70) \cdot 70} = 0.4 < 2.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot l} \leq \sigma_{ba} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ch} = \frac{0.00 \cdot 1000}{56 \cdot 10} = 0.0 < 48 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h' (2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_h = \frac{0.00 \cdot 1000}{40 \cdot (2 \cdot 10 + 56 + 2 \cdot 40)} = 0.00 < 2.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

CASE 2 [ 風 時 ]

\* フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi \cdot 1/4 \cdot D^2} \leq \sigma_{ba} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cv} = \frac{47.75 \cdot 1000}{\pi \cdot 1/4 \cdot 56^2} = 19.1 < 100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D + h) h} \leq \tau_{a3} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_v = \frac{47.75 \cdot 1000}{\pi (56 + 70) \cdot 70} = 1.7 < 2.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot l} \leq \sigma_{ba} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ch} = \frac{1.25 \cdot 1000}{56 \cdot 10} = 2.2 < 60 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h' (2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_h = \frac{1.25 \cdot 1000}{40 \cdot (2 \cdot 10 + 56 + 2 \cdot 40)} = 0.20 < 2.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

CASE 3 [橋軸地震時]

\* フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi \cdot 1/4 \cdot D^2} \leq \sigma_{ba} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cv} = \frac{14.06 \cdot 1000}{\pi \cdot 1/4 \cdot 56^2} = 5.6 < 120 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D + h) h} \leq \tau_{a3} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_v = \frac{14.06 \cdot 1000}{\pi (56 + 70) \cdot 70} = 0.5 < 2.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot l} \leq \sigma_{ba} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ch} = \frac{0.52 \cdot 1000}{56 \cdot 10} = 0.9 < 72 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

\* フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h' (2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_h = \frac{0.52 \cdot 1000}{40 \cdot (2 \cdot 10 + 56 + 2 \cdot 40)} = 0.08 < 2.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(詳細設計)

上海浦东国际机场站坪机务照明高杆灯基础  
钢筋混凝土预制桩径更改计算

1. 概要

项目	初步设计	施工设计	备注
1. 承台			未作改动
2. 预制方桩			
1) 尺寸	□500 × 500	□450 × 450	
2) 安全系数 K	K=3	K=2	上海市标准《地基基础设计规范》(DBJ08-11-89)6.2.4

2. 桩的垂直容许承载力:

2. 桩的垂直容许承载力:  $N_d = (U_p \sum f_i + f_p A_p) / K$  (上海市标准《地基基础设计规范》(DBJ08-11-89)6.2.3)

$U_p = 0.45 \times 4 = 1.8m, A_p = 0.45 \times 0.45 = 0.2m^2$

土层序号	土层名称	厚度 $l_i$ m	预制桩		摩阻力 $U_{pi}$ KN	摩阻力 $f_{pA_p}$
			桩周土极限摩阻力 $f_i$ KPa	桩端土极限摩阻力 $f_p$ KPa		
1	填土	0.0				
2-1	褐黄色粉质粘土	0.67	15		18.1	
2-2	灰黄色粉质粘土	1.24	15		33.5	
2-3	灰色粘质、沙质粉土	3.01	15		81.3	
3-1	灰色淤泥质粉质粘土	1.54	20		55.4	
3-2	灰色砂质粉土	2.74	40		197.3	
3-3	灰色淤泥质粉质粘土	0.93	25		41.8	
4	灰色淤泥质粘土	9.41	25		423.5	
5-1	灰色粘土	4.70	40	1000	338.4	200
5-2	灰色粉质粘土					
				合 计	1189.3	

垂直容许承载力:  $N_d = (U_p \sum f_i + f_p A_p) / K = (1189.3 + 200) / 2 = 1389.3 KN / 2 = 695 KN$

容许抗拔力:  $N_p = U_p \sum f_i / K = 1189.3 / 2 = 595 KN$