

# 經濟的인 送電用鐵塔設計 (2)

李 在 淑\*  
(Chac Sook Lee)

## 4.0 部材強度

近來 鐵塔使用部材決定에 있어서 過去에 比하여 改善된 點은 (1) 部材許容應力度는 鋼材의 降伏點應力度를 基準으로하여 定하는 點, (2) 有效細長比의 採擇과 座屈應力度의 再策定 및 (3) 高張力鋼의 使用等이라할 수 있다.

鐵塔強度即安全率에 對한 過去의 觀念은 使用部材決定에 있어서 그 許容應力度를 部材破壞荷重의 1/2 以下로 定하였으므로 綜合最大荷量에 對한 鐵塔強度는 2 以上の 安全率을 가졌다고 斷定해 왔다. 그러나 鐵鋼材의 強度特性은 降伏點以內荷重에 對해서는 永久歪을 發生치 않으나, 降伏點應力度를 超過하는 荷重에 對해서는 永久歪을 誘發하여 荷重이 除去된 後에도 變形이 그대로 남아 究局에 가서는 鐵塔이 破損될 念慮가 있다. 따라서 部材破壞荷重을 基準하여 許容應力度를 決定한다는 것은 妥當性이 없으므로 近來 鐵塔設計에 있어서 그 使用部材의 許容應力度는 降伏點應力度에 基準을 두고 어떤 安全率을 定하여 決定하기에 이르렀다.

日本의 境遇, 送電用鐵塔設計規準 JEC-127 에 依하면 常時設計應力에 對한 構造用鋼材의 許容應力度는 降伏點應力度에 對하여 安全率 1.5, 異常時設計應力에 對한 同許容應力度는 降伏點應力度에 對하여 完全率 1.0 을 取하도록 되어 있다.

따라서 鐵塔設計에 있어서 異常時荷重下의 應力綜合值에 0.7(或은 0.67)을 乘하는 理由는 前記許容應力度規準에 따르는 設計의 便宜에 依한 것이라는 것을 알수 있다. 그리고 이러한 새로운 規準下에서 設計된 鐵塔의 強度는 降伏點應力度가 鋼材의 下限降伏點數值를 擇하고 있는 關係上大部分의 部材는 下限規格值를 大幅의 以上回하여 鐵塔破壞荷重은 常時設計荷重의 1.8~2.0 가 된다는 것이다.

構造用鋼材의 常時 또는 異常時設計應力에 對한 各種標準許容應力度는 아래와 같다.

	常時	異常時	備考
許容引張應力度	$\delta_y/1.5$	$\delta_y$	但 $0.7\delta_B \geq \delta_y$
許容壓縮應力度	$\delta_y/1.5$	$\delta_y$	

許容剪斷應力度  $\delta_y/1.5\sqrt{3}$   $\delta_y/\sqrt{3}$  但  $0.7\delta_B \geq \delta_y/\sqrt{3}$

許容支壓應力度  $1.1\delta_y$   $1.5 \times 1.1\delta_y$

許容座屈應力度 다음式에 依함 常時의 1.5 倍

$$0 < \lambda_k < \Lambda \quad \delta_{ka} = \frac{\delta_y}{1.5} \left[ K_0 - K_1 \left( \frac{\lambda_k}{\pi \sqrt{E/\delta_y}} \right) - K_2 \left( \frac{\lambda_k}{\pi \sqrt{E/\delta_y}} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (13)$$

$$\Lambda \leq \lambda_k \quad \delta_{ka} = \frac{1}{2.2} \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2} \dots \dots \dots (14)$$

$$\text{但 } \Lambda = \pi \sqrt{\frac{1.5E}{2.2K_0}}$$

- 여기서  $\delta_y$ ; 材料의 降伏點應力度 kg/cm<sup>2</sup>
- $\delta_B$ ; 材料의 引張強度 "
- $\delta_{ka}$ ; 許容座屈應力度 "
- $\lambda_k$ ; 有效細長比  $l_k/r$
- $l_k$ ; 部材의 座屈길이 cm
- $r$ ; 部材斷面의 回轉半徑 "
- $E$ ; 彈性係數  $2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>
- $A$ ;  $\lambda_k$ 의 境界值

$K, K_0, K_1, K_2$ ; 構造 및 部材斷面形狀에 依하여 決定되는 定數

本  $K, K_0, K_1, K_2$ 의 값은 다음 第13表와 같이 定해진다.

第13表

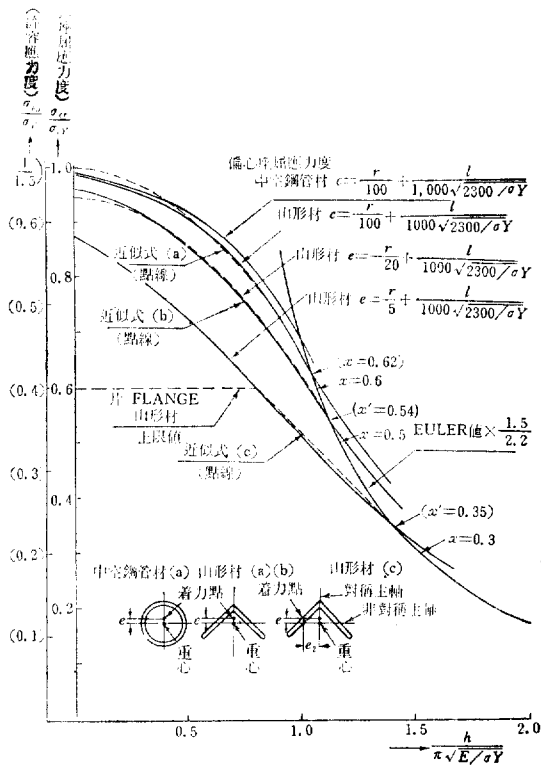
部材種類	係數			
	K	K <sub>0</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
(a) 偏심이 極小한것 (主柱材)	0.6	1	0	0.352
(b) 偏심이 작은것 (主柱材)	0.5	0.945	0.0123	0.316
(c) 偏심이 많은것 (斜材)	0.3	0.939	0.424	0

(a) 鋼管, □形, +形斷面  
(b) L形斷面  
(c)  $\delta_{ka} \leq \frac{0.6}{1.5} \delta_y$

即 許容座屈應力度는 3種의 偏心座屈應力度를 安全率 1.5로서 除하여 定한 것과 長柱에 關한  $E\mu/er$ 座屈應力度를 完全率 2.2로서 除하여 定한 것과의 兩者로서 制限하고 있다. (第13圖參照)

그리고, 壓縮材의 細長比( $\lambda$ )는 主柱材에 對해서는 200 以下, 主柱材以外에 壓縮材에 對해서는 220 以下, 壓縮

\*正會員 韓電技術役



第 13 圖 各種鐵塔部材의 座屈應力度曲線과 그 近似曲線

材를 補強키 爲하여 使用되는 補助材에 對해서는 250 以下로 制限하고 있다.

降伏點에 差異가 있는 各種構造材의 常時設計應力에 對한 許容應力度의 標準計算值를 表示하면 附表 4 附表 5 와 같으며 異常時設計應力에 對한 許容應力度는 이 數值에 1.5 倍하는 것은 勿論이다.

鐵塔材의 許容座屈應力度를 求할때 座屈길이  $l_k$ 는 部材支持點間距離  $l$ 를,  $l_k=0.9l$ 로 低減하여 定할 수 있다. 即 鐵塔材는 兩端이 支持되고 그 支持條件은 應力算出時 假定하는 바와 같이 完全한 pin 狀態가 아니므로 材端의 拘束效果에 依하여 座屈길이  $l_k$ 는 一般的으로  $l$ 보다 減少하여 兩端 pin의 單材의 境遇에 比하여 bolt 接合된 鐵塔材의 座屈耐力는 相當히 增大하는데 起因한다.

部材가 한 個의 bolt로 接合되어 있을 때는 2個以上の bolt로 接合되어 있는 境遇에 比하여 材端拘束의 效果가 低下하나 鐵塔에서 應力材에 한 個의 bolt가 使用되는 것은 小規模의 鐵塔에 限하는 것이 普通이며 이러한 鐵塔에서 實應力과 耐力間에는 相當한 餘裕가 있는 境遇가 많음을 考慮하여 鐵塔材에 對하여 一般的으로  $l_k=0.9l$ 로 할 수 있다고 定하였다는 것이다. 日本工業規格 JIS에 制定되어 있는 鐵塔에 普通使用되는 鋼材

SS41 및 SS50에 對하여 上記 JES에 依據하여 常時設計應力用 許容座屈應力度를  $\lambda_k$ 의 函數로서 圖示하면 附圖 1과 같다.

美國의 境遇, 近來의 鐵塔設計傾向은 1967年 4月號 IEEE 雜, Allegheny Power System Design of 500 KV Towers에 依하면 NESC 規程의 常時荷重과 50年에 한 번 있는 暴風 또는 冬季着氷의 不均律性에서 오는 不平均張力을 考慮하는 異常時荷重으로 區別하여 部材設計應力을 檢討하고, 常時設計應力에 對해서는 部材降伏點應力度에 對하여 NESC 規程安全率(第 12 表 OLF 參照), 異常時設計應力에 對해서는 部材降伏點應力度에 對하여 安全率 1.0~1.1을 採擇하고 있다.

AISC에 依하면 常時設計應力에 對한 構造用鋼材의 許容應力度는 다음 各號에 依한 것을 標準으로 하고 있다

$$\text{許容引張應力度 } 0.6 \delta_y = \frac{1}{1.66} \delta_y$$

$$\text{許容壓縮應力度 } 0.6 \delta_y = \frac{1}{1.66} \delta_y$$

$$\text{許容彎曲應力度 } 0.66 \delta_y = \frac{1}{1.52} \delta_y$$

$$\text{許容剪斷應力度 } 0.40 \delta_y = \frac{1}{1.45 \sqrt{3}} \delta_y$$

$$\text{許容支壓應力度 } 0.90 \delta_y = \frac{1}{1.1} \delta_y$$

그리고 許容座屈應力度는 다음 諸公式에 依하여 算出된다.

$$\lambda_k \leq \Lambda$$

$$\delta_{kA} = \frac{1}{F.S.} \left( 1 - \frac{\lambda_k^2}{2\Lambda^2} \right) \delta_y \quad \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots (15)$$

여기서

F.S.=factor of safety; 安全率

$$= \frac{5}{3} + \frac{3\lambda_k}{8\Lambda} - \frac{\lambda_k^3}{8\Lambda^3}$$

$$\Lambda = \pi \sqrt{\frac{2E}{\delta_y}}$$

$$\lambda_k > \Lambda$$

$$\delta_{kA} = \frac{1}{2.0} \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2} \quad \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots (16)$$

여기서 E; 彈性係數  $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

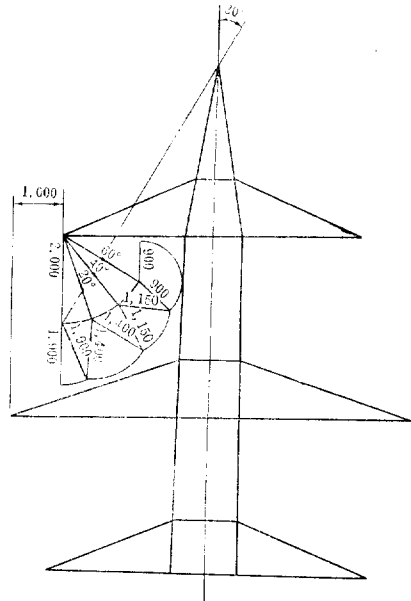
細長比( $\lambda'$ 의 最大值는 아래와 같이 制限하고 있다.

壓縮材에 對하여	200 以下
引張主柱材에 對하여	240 "
引張補助材에 對하여	300 "

美國에서 鐵塔部材로서 많이 使用되는 降伏點應力度 36 KST, 및 50 KSI 의 構造用鋼材에 對한 各種應力度를 表示하면 第 14 表와 같다.

第 14 表 鋼材許容應力度

	$\delta_s=2,520 \text{ kg/cm}^2$ (36,000 psi)	$\delta_s=3,500 \text{ kg/cm}^2$ (50,000 psi)
引張	1,510	2,100
壓縮	1,510	2,100
灣曲	1,660	2,310
剪斷	1,010	1,400
支壓	2,260	3,150
座屈	附圖 2 參照	



第 14 圖 Clearance Diagram (懸垂型)

風壓에 依한 懸垂碼子連의 傾斜角( $\eta$ )은 水平荷重과 垂直荷重에 依하여 計算할 수 있다. (第 15 圖參照)

5.0 電線配置

電線의 對地間隙은 電線이 靜止狀態에서는 標準絕緣間隙을 電線이 바람에 依하여 鐵塔에 接近하는 最惡狀態에서는 最小絕緣間隙을 維持하도록 定해진다. 이러한 標準 및 最小絕緣間隙은 系統의 基準絕緣 Level (Bil), 碼子에 鹽分付着量의 想定, 碼子裝置의 50% Flashover 電壓, 開閉 Surge 電壓의 倍率(開閉 Surge 電壓의 常時 對地電壓에 對한比; 普通 3~4)等에 依하여 定해지며, 日本 및 佛蘭西의 一例를 表示하면 아래와 같다.

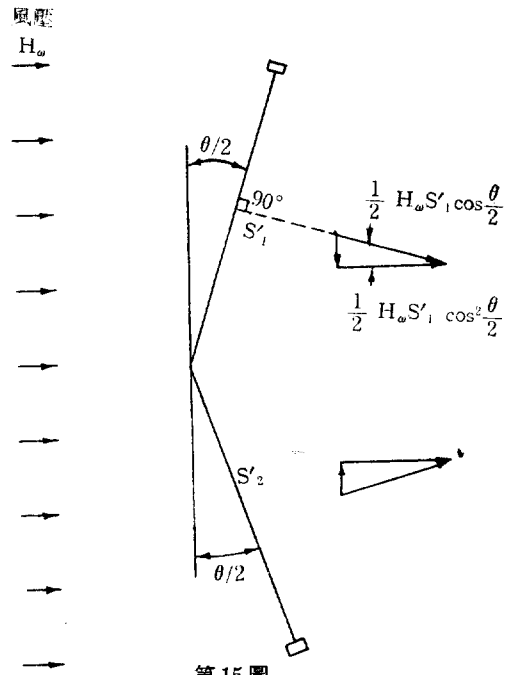
	公稱電壓 KV	標準碼子數	標準碼子連 길이(cm)	Jumper 길이(cm)	標準絕緣間隙(cm)	最小絕緣間隙(cm)
日本	154	9	180	160	140	90
佛國	150	9	—	—	125	90

第 15 表

徑間內的 水平線間距離는 自然風의 周波數分布差異에 依한 電線相互間의 接近을 考慮하고, 그 最惡狀態에 있어서 必要한 最小絕緣間隙을 維持하도록 最小水平線間距離를 檢討하여 定해야하며, 徑間內的 垂直線間距離는 着氷雪이 發生할 念慮가 있는 徑間에서는 氷雪의 脫落狀態를 考慮하여 決定해야 하나, 兩者共히 普通地域에서는 上中腕全間 off-set 1.0 m(154 KV 의 境遇)로 하여 電線取付點 Clearance Diagram 에서 決定되는 間隙으로서 充分하다.

第 14 圖는 最近에 建設된 우리나라 154 KV 懸垂型鐵塔에 對한 Clearance Diagram 이며 電線의 最大傾斜角은 60° 로 定하고 0°~20° 까지는 標準絕緣間隙 40° 에서는 標準絕緣間隙과 最小絕緣間隙과의 平均 60° 에서는 最小絕緣間隙을 半徑으로하는 圓弧를 그려서 作本하고 있다.

耐張의 境遇는 Jumper 付의 最大傾斜角이 40° 라고 假定하여 0°~15° 間은 標準絕緣間隙, 40° 에서는 最小絕緣間隙을 半徑으로 하여 作本한다.



第 15 圖

$$\tan \eta = \frac{H_c S_m \cos^2 \frac{\theta}{2} + 2 T \sin \frac{\theta}{2} + \frac{H_i}{2}}{W_c S_m + T \left( \frac{h_1}{S_1} + \frac{h_2}{S_2} \right) + \frac{W_i}{2}} \dots \dots \dots (17)$$

여기서  $H_c$ ; 電線風壓 kg/m  
 $H_i$ ; 碼子連風壓 kg

$h_1$ ; 鐵塔높이 差	m
$h_2$ ; 鐵塔높이 差	m
$S_1$ ; 徑間	m
$S_2$ ; 徑間	m
$S_m$ ; 平均徑間( $S_1+S_2$ )/2	m
$T$ ; 電線張力	kg
$W_c$ ; 電線重量	kg
$W_i$ ; 碼子重量	kg
$\theta$ ; 電線路의 水平角度	度

本式에 있어서 風速이 最大가 되는 最惡狀態를 取하여 計算하면  $\eta$ 는 大概  $60^\circ$  以上이 된다. 그러나 이러한 最惡狀態를 取하는 것은 異常電壓의 發生確率과 最大風速의 發生頻度로 보아 非經濟的이 된다. 따라서 日本에서는 年平均溫度時, 標準風速의 折半인  $20\text{ m/s}$  即  $25\text{ kg/m}^2$ 의 風壓을 採擇하여  $\eta$ 의 角度를 檢算하여 그 값이  $60^\circ \sim 50^\circ$  以內에서는 懸垂型 그 以上에는 耐張型의 碼子裝置를 採擇하고 있다.

水平角에 依한 懸垂碼子連의 常時傾斜 即 線路에  $5^\circ$  以下의 水平角이 있을時 懸垂型碼子連을 使用하게 되는데 이때의 無風常時傾斜角度( $\xi$ )는 亦是 水平荷重과 垂直荷重에 依하여 計算할 수 있다.

$$\tan \xi = \frac{2T \sin \frac{\theta}{2}}{W_c S_m + T \left( \frac{h_1}{S_1} + \frac{h_2}{S_2} \right) + \frac{W_i}{2}} \dots\dots\dots (18)$$

常時傾斜角은 普通  $15^\circ$  로 定하고 있다.

即  $\xi$ 의 값을 檢算하여  $15^\circ$  以內면, 懸垂型, 이 以上이던 耐張型으로 해야한다.

以上으로서 Clearance Diagram 中에 나타나있는 角度에 關하여 說明하였으며, 佛國은 最大傾斜角度를  $65^\circ$ , 美國은  $45^\circ$  를 取하고 있다.

Clearance Diagram 에서 決定되는 水平 또는 垂直線間距離로서 線間距離는 大略充分하다는 것은 前記하였으나, 長徑間에 對한 檢算方法은 아래와 같다.

水平線間距離( $C_h$ ) 佛蘭西에서는 獨自의公式없이)  $150\text{ KV}$  弛度  $37\text{ m}$ 의 長徑間까지도  $7\text{ m}$ 로 充分한 것으로 되어있으나, 其他參考式은 아래와 같은 것이 있다.

$$C_h = k \frac{d}{S} + 0.003V + 0.5Li \quad (k=50 \sim 70)\text{ m}$$

$$C_h = 0.75 \sqrt{d} + \frac{V}{150} \quad \text{m}$$

여기서  $d$ ; 弛度  $m$ ;  $S$ ; 徑間  $m$   $Li$ ; 碼子連길이  $m$

$V$ ; 公稱電壓  $\text{KV}$

垂直線間距離( $C_v$ ), 水平線間距離의  $75 \sim 100\%$  程度로 定하면 可하나 參考式은 아래와 같은 것이 있다.

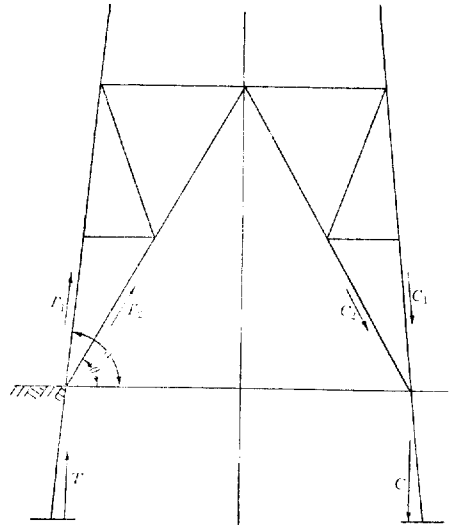
$$C_v = 0.75 \sqrt{d} + \frac{V^2}{20,000} \quad \text{m}$$

$$C_v = 0.1 \sqrt{d} + 0.004S \quad \text{m}$$

그리고  $154\text{ KV}$  線路架空式線의 遮蔽角은 日本과 佛蘭西는 鐵塔에서  $30^\circ$ , 徑間中間에서는  $19^\circ$ 로, 美國은 鐵塔에서  $0^\circ$ 에서  $45^\circ$ 까지 廣範圍하게 變化하나 우리나라는 過去 鐵塔에서  $45^\circ$ 였으나, 近來  $30^\circ$ (過去落雷事故統計에 依하면 本遮蔽角으로서 充分하다고 봄) 또는  $20^\circ$ 로 改善하였으며, 徑間中間의 遮蔽角은 本數值보다 낮도록 架線地線의 弛度를 調整하고 있다.

### 6.0 基礎計算

山地等比較的良質인 地盤에 對하여 우리나라가 現在까지 採擇해온 基礎種類는 Concrete 基礎와 鋼材基礎의 두 種類였다. 鐵塔基礎計算은 土質이 廣範圍하게 變化하며 基礎種類에 따라 大端히 複雜하므로 여기에서는 前記山地等良質인 地盤에 施工되는 Concrete 基礎에 關하여 比較하고자 한다.



基礎應力分布

第 16 圖

第 16 圖에 있어서 基礎에 加해지는 縮力( $C$ ), 引揚力( $U_p$ ) 및 橫壓力( $S_h$ )는 鐵塔應力計算에서 아래와 같이 求할 수 있다.

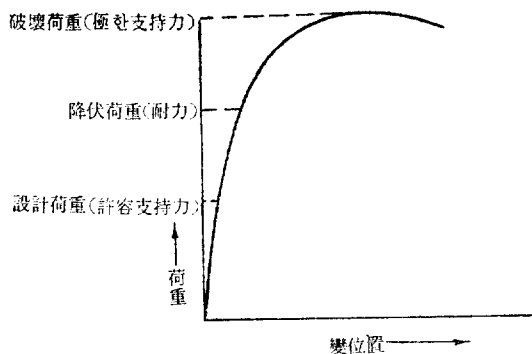
$$C = C_1 \sin \alpha + C_2 \sin \theta$$

$$U_p = T_1 \sin \alpha + T_2 \sin \theta$$

$$S_h = C_1 \cos \alpha + C_2 \cos \theta$$

壓縮力( $C$ )에 對하여 基礎가 表示하는 最大持力을 極限支持力이라고 말하고 極限支持力은 地盤에 큰 變位를 일으킨 다음의 支持力이므로, 基礎의 耐力으로서는 地中に 破壞를 일으키지 않은 降伏支持力을 對象으로 하고 그 값은 破壞強度의  $1/1.5$ 로 假定하여 求한다. 따라서 基礎의 許容支持力은 基礎耐力으로 생각한 上記의 降伏支持力을 安全率로 除하여 求하게 된다. 그리고 安全率은 常時想定荷重에 있어서는  $2$ , 異常時荷重에 있어서는  $2/1.5$ 로 JEC-127는 規定하고 있다. (第 17 圖 參照)

引揚力( $U_p$ )에 對해서는 基礎床板上部の 흙 및 Concrete 基礎自重이 引揚耐力으로서 作用하게 된다.



第 17 圖 基礎 荷重—變位曲線

基礎計算에 使用되는 흙의 諸元은 아래表와 같다.

第 16 表 各種地盤의 諸元

地盤의 種類	甲種	乙種	丙種	丁種
引張力에 抵抗하는 흙의 有效角度 $\theta$	30°	20°	10°	0°
흙의 等價單位體積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	1.6	1.5	1.4	1.3
壓縮耐力度(降伏點) $\delta$ (t/m <sup>2</sup> )	60	40	20	10

地盤의 適用

- 甲種……地下水位가 낮고, 抵抗力이 큰 地盤. 山地, 단단한 田畠 平野
- 乙種……多小湧水는 있으나, 抵抗力이 큰 地盤. 무른 田等
- 丙種……地下水位가 높고, 抵抗力이 작은 地盤. 大概 水田
- 丁種……地下水位가 大端히 높고, 抵抗力이 없는 地盤. 말뚝을 박을 必要가 있는 地帶

基礎計算에 使用되는 公式은 壓縮力을 받은 基礎는 다음式에 依한다.

$$\frac{\delta}{F \cdot S} \geq \frac{C + W_F W_e}{A} \quad \dots\dots\dots(19)$$

여기서

- $\delta$  ; 第 16 表에 依한 地盤의 壓縮耐力度 (t/m<sup>2</sup>)
- $F \cdot S$  ; 安全率
- $C$  ; 鐵塔上部로부터의 壓縮力 (t)
- $W_F$  ; Concrete 基礎體의 重量 (t)
- $W_e$  ; 基礎床板直上의 흙의 重量 (t)
- $A$  ; 基礎底面積 (m<sup>2</sup>)

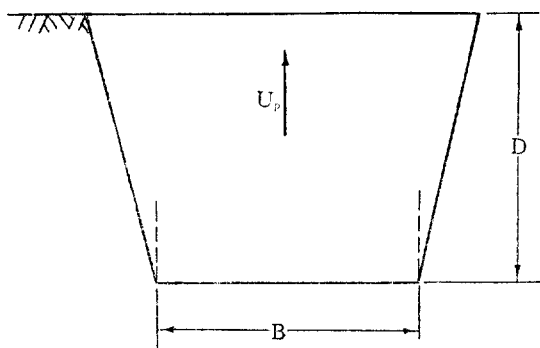
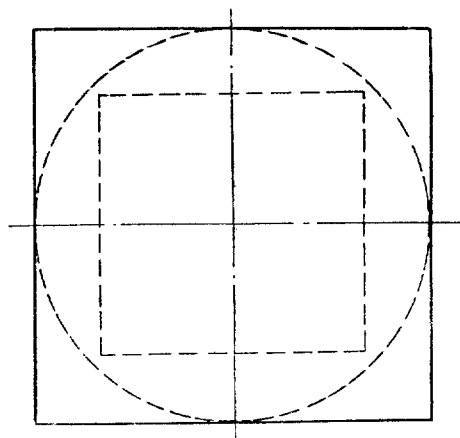
引揚力을 받은 基礎는 다음 式에 依한다.

$$\frac{\gamma(V_e - V_c) + W_F}{F \cdot S} \geq U_p \quad \dots\dots\dots(20)$$

여기서

- $U_p$  ; 鐵塔上部로부터의 引揚力 (t)
- $\gamma$  ; 第 16 表에 依한 흙의 等價單位體積重量 (t/m<sup>3</sup>)
- $V_e$  ; 第 16 表에 依한 흙의 有效角度에서 算定되는 基礎底面上의 倒立截頭角錐 또는 圓錐體의 體積

第 18 圖 參照) (m<sup>3</sup>)



第 18 圖

角錐의 體積

$$V_e = D(B^2 + 2BD \tan \theta + \frac{4}{3} D^2 \tan^2 \theta)$$

圓錐의 體積

$$V_c = \frac{\pi}{4} D(B^2 + 2BD \tan \theta + \frac{4}{3} D \tan^2 \theta)$$

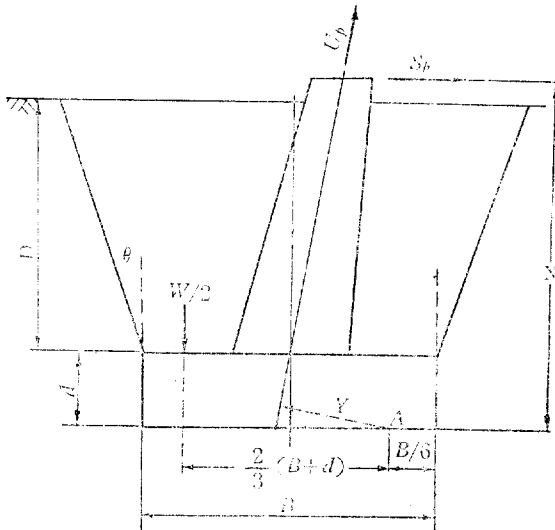
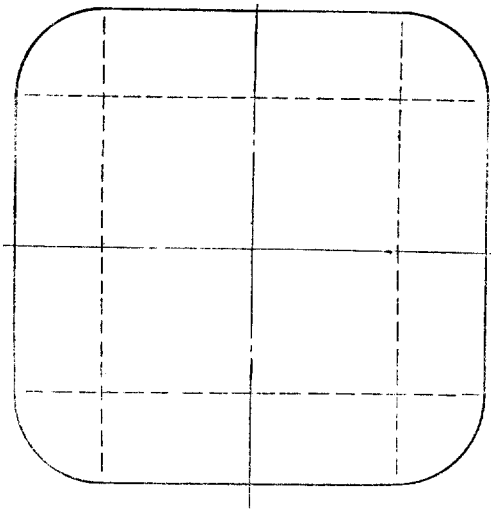
$\theta$  ; 第 16 表에 依한 引揚力에 對抗하는 흙의 有效 角度

$V_F$  ; 地表面下의 基礎體의 體積 (m<sup>3</sup>)

水平力耐力에 對해서는 壓縮側基礎에서는 基礎底面의 摩擦力이 抵抗하므로 問題가 안되나, 引揚側基礎에서는 基礎體側面의 地盤耐力으로서 水平力에 견뎌야 한다. 地盤의 水平方向의 耐力은 各種條件에 依하여 差異가 있으나, 基礎底面의 地盤의 壓縮耐力度의 1/3~2/3을 取하는 것이 通例이다.

基礎床板깊이는 外氣溫度에 依하여 흙의 體積變化를 일으키지 않은 깊이 까지 내려가야 하며 日本에서는 1.2 m 程度로 생각되고 있으나, 最小깊이는 1.8 m 程度로 할 것을 推薦하고 있다.

基礎體設計에서는 壓縮力, 引揚力以外에 剪斷力과 剪斷力에 依한 Moment가 作用하므로 床板斷面等은 이것을 考慮하여 定해야 한다.



第 19 圖

Concrete 의 許容應力度, 型鋼과의 許容付着應力度 및 鋼과 Concrete 의 彈性係數( $n$ )는 다음 第17表와 같다.

第 17 表 Concrete 許容應力度

應力種別 設計強度 kg/cm <sup>2</sup>	壓縮	引張	剪斷	型鋼 付着	$n$
4 週壓縮強度 $F_c=135$	45	4.5	4.5	2.7	20
" =180	60	6.0	6.0	3.6	16
" =225	75	7.5	7.5	4.5	14

$n$ : 鋼과 Concrete 의 彈性係數比

美國의 Concrete 基礎設計에 關한 文獻으로서는 U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation 發刊 Transmission Structure Design Standard 第10號를 參照하였다.

本書基礎設計에 關한 序頭에 骨組를 달리 함으로써 基礎變位에 미치는 差異, 土質의 廣範圍한 變化, 基礎의 質地的인 移動의 把握困難함을 들어 記載內容은 基礎設計者에 便宜를 提供하는데 不遇할 것이라고 말하고 있다.

壓縮力에 對한 흙의 許容耐力度는 第18表와 같으며, 異常時荷重에 對해서는 本壓縮耐力度를 25%增加할 수 있으며 常時荷重에 對해서는 2.0 以上の 安全率을 가져야 한다는 것이다.

引揚力에 抵抗하는 힘은 亦是 基礎木板 위의 흙 重量과 Concrete 基礎重量이며 흙이 粘着力을 가졌을 때는 倒立錐體의 有效角度는 30°를 取하고 粘着力이 없을 때는 20°를 取하도록 되어 있다. 그리고 體種類는 第19圖와 같은 倒立截頭半圓錐體(그 容積  $V_c = D \left( \frac{\pi}{3} D^2 \tan \theta + B^2 + 2BD \tan \theta \right)$ )를 採擇하고 흙의 重量은 100 lbs/cu.ft(約 1,600 kg/m<sup>3</sup>)로 看做하고 있다.

引揚力에 對한 安全率은 有效角度 30°時 1.5를 採擇하며 水平力은 無視한다. 그러나 引揚力과 水平力의 合力에서 오는 倒壞程度 (Overturning Stability)는 檢討해야 하며 그 安全率은 亦是 1.5 以上이러야 한다. 本倒壞 安程度를 檢討하는데는 次式이 使用된다. (第19圖參照)

$$\frac{W}{2} \geq \frac{U_p Y + S'_k \times -\frac{1}{3} B W_F}{\frac{2}{3}(B+d)} \dots\dots(21)$$

여기서

$W$ ; 倒立圓錐內의 흙重量

第 18 表 容許地盤壓力

地盤의 種類		(N) blows-ft 沈下抵抗	許容平均 地盤壓力 kg/m <sup>2</sup>	許容端 部壓力 kg/m <sup>2</sup>
砂 質 土	大端히 단단한 砂礫	—	98,000	122,000
	단단한 砂礫	—	39,100	49,000
	軟弱한 砂礫	—	29,300	34,300
	단단한 粗大砂	40	29,000	34,000
	軟弱한 粗大砂	20	24,300	29,300
	단단한 細砂	10	9,800	12,200
粘 性 土	단단한 粘土	>30	29,300	34,300
	中位 粘土	20	19,600	24,300
	軟弱한 粘土	6	4,900	4,900
	大端히 軟弱한 粘土	<6	—	—

$U_p$ ; 引揚力

$S_h$ ; 水平力(本施 2 圖에서는  $H_T$  및  $H_L$  의 合成值)

$W_p$ ; Concrete 基礎體重量

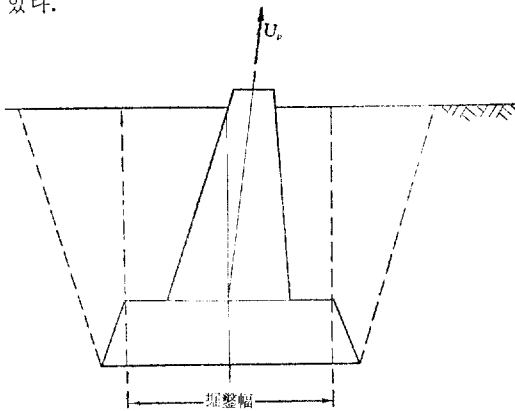
$X$ ; 基礎깊이

$Y$ ; A 點까지의 길이

$A$ ; 回轉基點(假定)

土質에 따라서는 第20圖와 같이 Concrete 床板端을 掘整幅보다 넓게 施工하는 것이 흙의 附着力을 充分히 利用할 수 있어 引揚力에 對하여 在來式보다 2 倍以上 抵抗效果가 있다는 것이다. 基礎깊이는 大地의 凍結깊이보다 깊으게 들어가야 하며 美國에 凍結깊이는 地域에 따라 다르며 그 內容은 附圖 3 과 같다.

佛國의 境遇, 基礎設計의 一例를 들으면 基礎安全率은 常時荷重에 對해서는 1.5 로 着水 또는 斷線의 異常時荷重에 對해서는 1.0 로 規定하고 있으며 大地의 壓縮力에 對한 降伏點耐力最大值는  $25 \text{ ton/m}^2$  로 看做하고 있으며 引揚力에 對하여 有效角度는  $30^\circ$ , 흙의 重量은  $1,600 \text{ kg/m}^3$  이며 Concrete 重量은  $2,200 \text{ kg/m}^3$  를 取하고 있다.



第 20 圖

7.0 風壓에 關한 近者의 研究

超高壓送電線의 急激한 新增設에 隨伴하여 近來 鐵塔 風壓에 關한 研究結果中 刮目할만한 것은 斜風에 對한 檢討, 上空風速의 遞增率 및 突風의 影響이라 할 수 있다.

鐵塔에 作用하는 總荷重中 鐵塔風壓力의 比重이 큰 鐵塔에서는 斜方向으로 바람을 받는 境遇가 危險한 條件이 될수 있으므로 鐵塔構造에 따라서는 斜方向의 風壓荷重에 對하여 檢討할 必要가 있다.

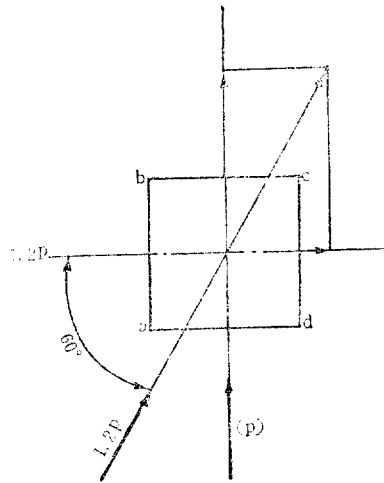
JEC-127에 依하면 超高壓用 A 型標準鐵塔設計에 있어 常時荷重에 限해서  $60^\circ$ 의 斜風에 對한 主柱材應力增加를 檢討하도록 되어있다.

即 4 角鐵塔의 境遇 風向이  $60^\circ$ 일時는 腕金架設線을 除外한 鐵塔主體風壓荷重이  $90^\circ$ 의 風向時보다 約 1.2

倍 增加함을 究明하였다.

이러한 增加한 風壓荷重을 鐵塔兩面으로 分析하여 腹材 및 主柱材應力을 檢討하면 前者는 增加치 않으나 後者는 約 1.6 倍(即  $1.2[\sin 60 + \cos 60]$  倍)增加한다. (第 21 圖參照)

그러나, 風洞試驗에 依하면 腕金部와 架涉線에 對한 斜風影響은 反對現象을 나타내고 있다. 即  $60^\circ$ 斜風時 腕金部風壓荷重은  $0^\circ$ 時에 比하여 0.5 倍, 架涉線風壓荷重은  $90^\circ$ 時에 比하여 0.75 倍로 減少하여 前記 增加率을 相殺하고 있으므로, 前記한 바와 같이 特種構造의 鐵塔以外는 考慮할 必要가 없다는 것이다.



第 21 圖

上空風速의 遞增, 風速은 高度가 높아짐에 따라 增加하는 것은 從前부터 認定되어 왔으며, 地表面의 狀態, 大氣의 溫度風速의 大小에 依하여 變化한다.

過去 風速의 遞增에 關한 式이 많이 發表되었으나 近來에 와서는 美國 및 日本에서 次式을 基準하고 있다.

$$V_h = V_o(h/h_o)^{1/7} \dots \dots \dots (23)$$

여기서  $V_h$ ; 地上高  $h$ 에 있어서 風速  $m/s$

$V_o$ ; 基準風速  $m/s$

$h$ ; 任意의 地上高  $m$

$h_o$ ; 基準地上高  $m$  (美國 30 ft / 日本 15 m)

鐵塔充實率과 式에 根據를 둔 JEC-127의 風壓上昇值는 鐵塔높이 40 m 以下는  $290 \text{ kg/m}^2$ , 60 m 以下는  $310 \text{ kg/m}^2$ , 60 m 以下는  $330 \text{ kg/m}^2$  를 採擇하고 있다.

突風(gust), 普通風速值는 5 分間平均值(美國) 또는 10 分間平均值(韓國 및 日本)로 表現되어 왔으나, 近來 氣象臺에서는 瞬間風速值를 上記外에 測定하기에 이르렀으며, 우리나라도 1965 年度부터 實施하고 있다. 瞬間風速은 2, 5 또는 10 秒라는 短時間의 平均值를 말하

는 것이며 5分 또는 10分間平均値보다 相當히 큰 數値 即 1.5 倍까지 達한다는 것이다.

瞬間風速値로서 實測되는 바람이 所謂突風に 屬하며 突風の 上部突進面높이는 270~455 M에 達하고, 上部 速度에 比하여 下部速度는 地上部와의 摩擦로 因해서 低下하여, 上部突進面에서 下部突進面까지의 移行速度는 12 m/s 이다. 따라서 2~4 秒內에 普通鐵塔은 突風に 돌러싸이므로 鐵塔強度計算은 突風크기를 判明하여 施行해야 한다는 것이다.

架涉線에 對해서도 突風을 對象으로 하여 風壓荷重을 算出해야 하나, 突風이 한 徑間全體를 同時에 來襲할 수 없으므로 架涉線風壓荷重은 突風이 架涉線에 一律의으로 加해졌다고 假定한 荷重値보다 相當히 低下한다는 것이다.

突風に 對한 研究結果從來의 鐵塔에 對한 風壓値는 增加해야 하나, 架涉線風壓은 0.6 倍까지 減少시킬 수 있다는 點이라 하겠다.

8.0 우리나라 送電線路의 設計改善點

美佛日等の 送電用鐵塔設計에 關한 規程標準慣例 및 最近의 動向을 比較檢討한 結果, 우리나라의 鐵塔및 線路設計面에 있어 改善한 點이 있다는 것을 指摘하고자 한다. 從來 아무런 檢討없이 踏襲해온 過去의 慣例 또는 安全側이다 하여 無條件使用하고 있는 外國의 標準을 韓國의 氣象條件에 알맞도록 改善함으로써

- 鐵塔의 重量節減,
- 碍子의 數量減少,
- 工期의 短縮,

等面에서 큰 效果가 있으며, 改善할 수 있는 分野는 아래와 같다.

1. 設計風速의 地域別調整

우리나라 規程에 依하면, 鐵塔設計基準風速으로서, 高溫季에 對하여 35 m/s, 低溫季에 對하여 25 m/s, 를 採擇하고 있으나 過去 40 餘年間의 風速, 降雪 및 外氣 溫度에 關한 觀象室統計, 過去의 線路事故統計 및 外國의 設計傾向等を 檢討하면, 海岸地帶를 除外한 內陸地方의 設計風速은 高溫季에 對하여 35 m/s에서 25 m/s로, 低溫季에 對하여, 25 m/s에서 20 m/s로 各各 減少할 수 있다. 따라서 이러한 風速値의 減少로 因한 標準 風壓의 變更値는 아래와 같다.

		從 前 kg/m <sup>2</sup>	改 定 kg/m <sup>2</sup>
鐵塔風壓值	高溫季	220	110
	低溫季	110	70
架涉線風壓值	高溫季	78	39
	低溫季	39	25

改定標準風壓을 採擇할 수 있는 地域範圍는 東側은 太白山脈안側, 西南側은 海岸線에서 山勢를 勘案한 一定한 距離以內의 即 서울, 秋風嶺, 大邱, 全州等地를 包含한 內陸地方이다.

本改定標準風壓에 依據하여 設計한 鐵塔의 重量은 從前것에 比較하여 平均 15%程度 가볍다.

2. E型標準鐵塔의 活用

5種類의 標準鐵塔中 E型은 C型鐵塔과 그 強度面에서 大同小異하므로 過去 E型鐵塔은 別途로 設計할 必要가 없어서 實地使用하는 標準鐵塔은 4種類였으나 A型和 B型의 中間強度를 가진 標準鐵塔한 種類를 더 追加함으로써 送電線路의 全體鐵塔重量을 節減할 수 있다. 따라서 標準鐵塔種類와 設計條件은 아래와 같다.

- 直線鐵塔(A型) 標準徑間, 水平角度 3°
- 輕角度鐵塔(B型) 標準徑間, 水平角度 20°以下
- 重角度鐵塔(C型) 標準徑間, 水平角度 30°以下, 線路補強兼用
- 引留鐵塔(D型) 標準徑間, 全線路引留
- 耐張鐵塔(E型) 標準徑間, 水平角度 8°以下

B,C, 및 E型鐵塔의 水平角度의 經濟的인 決定方法은 該當送電線路의 測量이 끝난後, 全體鐵塔의 平均水平徑間과 水平角度를 圖表上에 記入하여 決定해야 한다.

3. 高張力鋼材의 使用

高張力鋼材는 그 強度가 높음에 比하여 그 價格은 普通鋼材치와 大同小異하므로 高張力鋼材를 可能限 多量으로 使用하는 것이 鐵塔重量을 減少할 수 있다.

따라서 鐵塔支柱幅은 基礎部의 經濟性을 勘案하여 可能限從前보다 狹小해야 한다.

4. Clearance Diagram 傾斜角의 上限値

懸垂碍子連裝置의 傾斜角上限置를 60°로 하고 있으나, 이것은 風速이 높은 外國의 標準値이므로, 風速이 낮은 우리나라는 本數値를 50°로 낮추므로써 腕金걸이를 쉽게 할수있어 結果의으로 鐵塔重量을 減少할 수 있다.

本文 17式을 使用하여 154 KV 線路의 懸垂碍子連의 最大傾斜角度를 求하면 41°20' 이었다. (本計算使用數値, 電線 A.C.S.R 37/3.2 mm, 徑間; 水平, 垂直共 300m, 水平角度; 30, 風壓荷重; 84/4=21 kg/m<sup>2</sup>, 最大使用張力, 3,700 kg, 碍子連風壓; 30 kg, 碍子連重量; 128kg)

5. 懸垂型碍子裝置의 採擇

過去 水平角度 3°까지는 懸垂型碍子裝置를 採擇하여 왔으나 水平角度가 5°되는 個所도 本文 17 및 18式을 使用하여 最大傾斜角度가 50°未滿이고, 또 常時傾斜角



도가 15°未滿이면, 懸垂碍子裝置를 採擇할 수 있다. 이러한 懸垂碍子裝置의 增加는 懸垂碍子數를 節減하고, 工期短縮에 效果가 있다.

6. 架涉線風壓의 有効度

現在 鐵塔設計에 必要한 架涉線風壓荷重은 架涉線投影面積에 對하여 標準風壓이 一律의으로 加해지는 것으로, 假定하여 算出해 왔으나, 歐羅巴 및 캐나다에서 實施한 現場試驗에 依하면 風速이 31~45 m/s 일時 架涉線風壓荷重은 前記 算出數值보다 40%以上 적다는 것이다.

鐵塔風壓倍數가 他國의 1.5~1.6 보다 크게 2.0으로 看做하고 있는 佛蘭西에서는 弛度計算을 除外한 鐵塔設計에 限해서 이미 이 結果를 反映시키 架涉線風壓值를 從前보다 0.6 배로 작게 取하고 있다. 따라서 우리나라 도 여기에 追從하는 것이 可한지 與否인데 이것은 突風에 對한 研究와 觀象索의 瞬時風速의 더 많은 測定結果를 보고 決定해야 하겠다.

7. 其 他

現行工作物規程의 架涉線風壓은 그 直徑의 크기에 關係없이 78kg/m<sup>2</sup>로 改正해야 하며 斷線條件도 直線 및 角度鐵塔에 對하여 4回線以下에서는 任意의 1條切斷을 想定하고 5回線以上에서는 任意의 2條가 切斷하는 것으로 緩和해야 하겠다.

結 言

第二次電源開發의 進捗에 따르는 發電所單位容量의 增大化에 따라 將次 345 KV 級送電線路를 建設해야할 現實에 直面하여 鐵塔設計改善에 關係되는 우리나라 氣象條件, 外國의 技術研究 最近의 設計傾向等에 關하여 調査하였다.

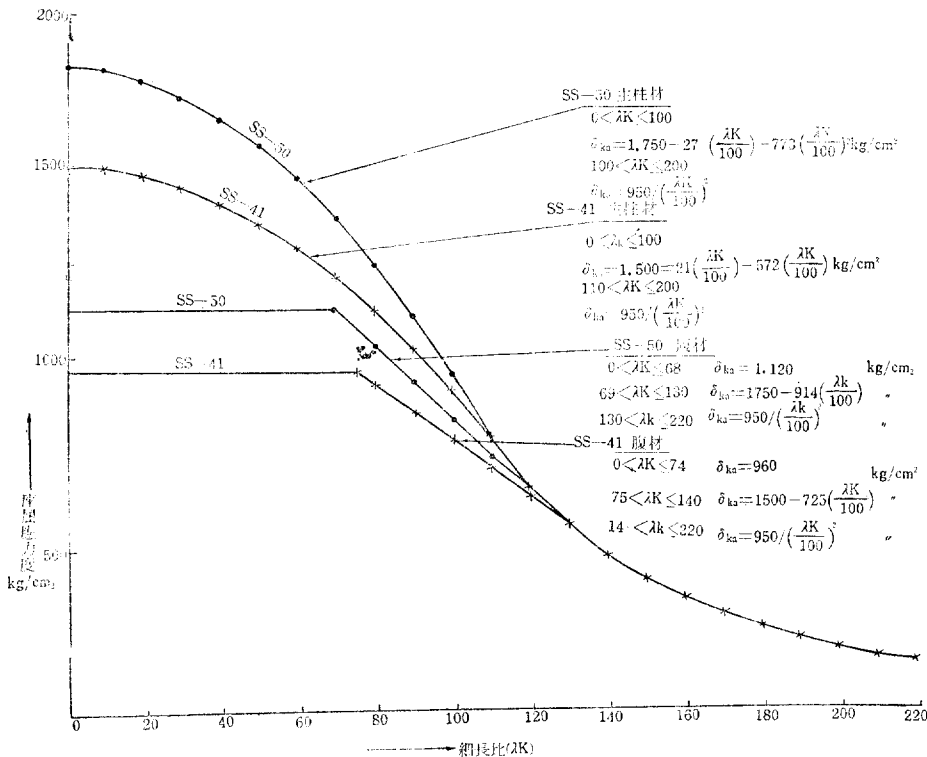
그리고, 우리나라 送電用鐵塔設計基準를 美國, 佛蘭西 및 日本의 그것과 比較檢討해 본 結果 設計風速의 地域別調整, E型標準鐵塔의 活用, 高張力鋼材의 使用, Clearance Diagram 傾斜角의 上限值等面에서 改善할 餘地가 많다는 것을 究明하였다.

따라서 將次 建設될 鐵塔設計面에 이러한 改善할 수 있는 點을 反映시키므로써 內陸地方의 鐵塔重量은 2割程度, 其他地域의 鐵塔重量은 1割程度 輕減할 수 있을 을 指摘하면서 本文을 끝마치고자 한다.

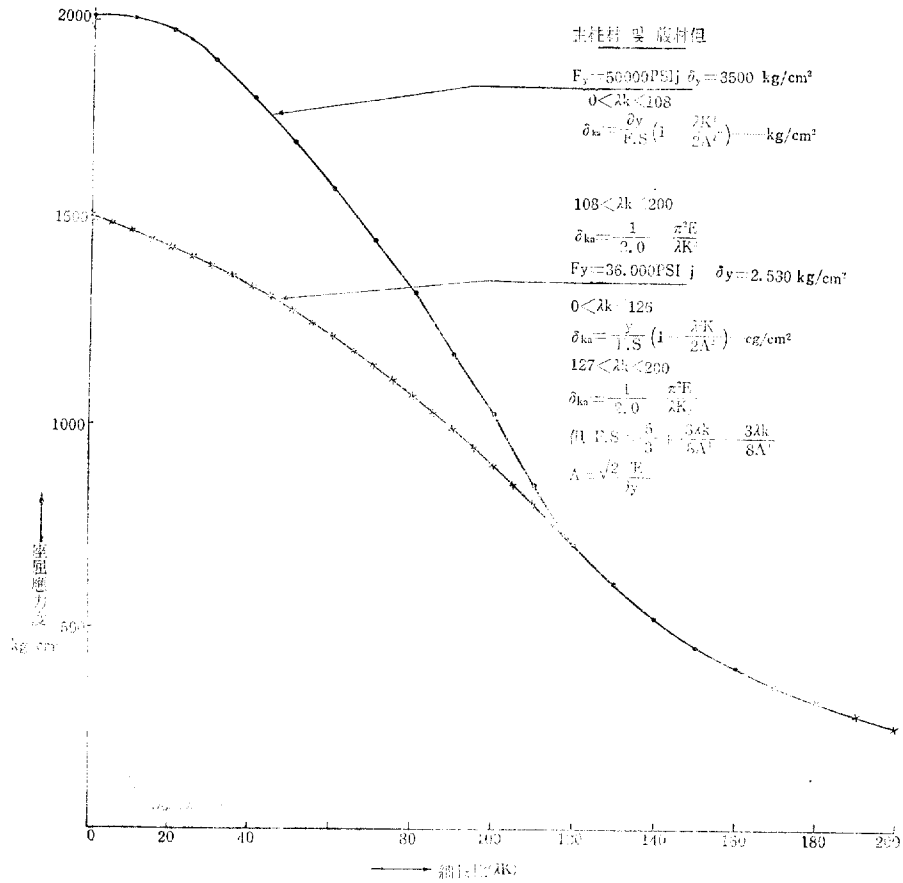
1967年 11月 29日

參 考 文 獻

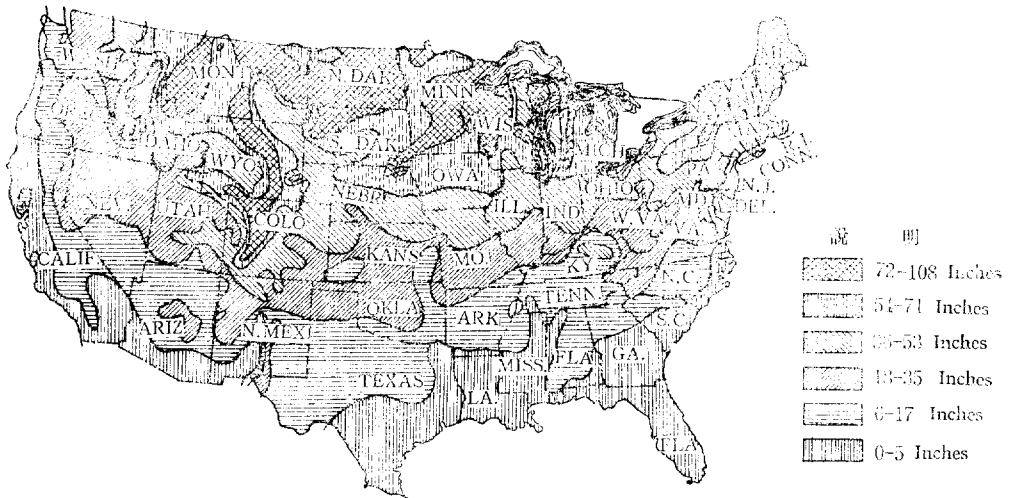
1. 韓國電氣工作物規程 (1962)
2. 送電用鐵塔設計標準 JEC-127 (1965)
3. 送電用鐵塔·鐵柱의 設計 堀貞治著
4. 架空送電線의 弛度 竹下英世著
5. 日本電氣工作物規程 (1954)
6. Transmission Towers', American Bridge Company



附圖 1. 座屈應力圖(JEC-127)



附圖 2. 座屈應力圖(AISC 1964)



附圖 3. 凍結 最大 深度

- (1925)
- 7. Manual of Steel Construction(AISC) 6 th Edition
- (1964)
- 8. Transmission Structures Design Standard No. 10
- (1965)
- 9. National Electrical Safety Code (1961)
- 10. IEEE Transaction November 1964 & April 1967
- 11. Installations électricques tome 3 (1959)
- 12. C.I.G.R Rapport 225, 230 4231
- 13. 其他各國設計圖

佐世保	24.5	24.5	23.3
佐賀	32.9	32.9	20.7
福岡	36.3	36.3	24.5
飯塚	26.9	26.5	21.4
日田	24.8	24.8	20.5
大分	26.8	26.8	18.1
下關	33.2	32.8	28.6
萩	32.2	31.8	27.0
宇和島	36.5	35.7	30.9
防府	38.1	37.1	27.2
潮岬	35.3	35.5	25.9
檀原	24.8	—	—
京都	27.2	27.2	17.4
舞鶴	37.3	36.1	27.5
彦根	29.7	29.6	19.6
伊吹山	60.0	60.0	48.3
尾鷲	28.6	28.6	20.3
津	35.8	35.8	23.9
上野	27.8	27.1	19.5
龜山	30.3	29.8	29.4
名古屋	35.4	35.4	19.1
岐阜	33.2	32.7	27.3
高山	23.7	22.6	18.8
伊賀	46.9	46.9	26.0
浜松	35.6	33.7	27.0
御前崎	39.7	39.5	28.7
靜岡	24.9	24.9	28.7
富士山	75.4	75.4	67.0
三島	31.3	31.3	24.1
網代	35.5	34.3	34.0
伏木	29.1	28.6	20.2
富山	29.3	28.6	24.5
高田	22.1	21.7	19.5
相模川	32.9	31.3	29.5
新潟	31.2	30.4	25.6
小名浜	27.0	26.0	34.2
白河	24.4	24.2	24.0
猪苗代	25.5	21.3	24.1
福島	21.4	20.3	20.3
仙台	23.6	21.3	23.6
石卷	30.2	29.6	28.1
水澤	28.7	26.1	29.0
宮古	23.1	22.3	20.5
盛岡	23.5	22.0	22.7
岩手	48.5	47.3	45.1
山形	21.0	20.2	20.4
酒田	34.1	30.6	34.1
秋田	30.8	30.5	29.3
深浦	35.0	32.7	34.6
八戸	35.0	34.1	33.3

附表 1 最大平均風速(m/s)

韓國中央觀象臺

地名	高溫季	低溫季	發生月日
中江鎮	—	15.8	11/28/1941
城津	—	34.3	12/ 5/1949
新義州	—	20.2	12/12/1931
元山	26.0	—	7/19/1930
平壤	—	16.8	4/20/1926
江陵	20.0	36.7	1/15/1958
서울	25.0	18.7	4/19/1954
仁川	35.0	26.3	8/26/1954
蔚陵島	45.0	33.3	9/14/1954
秋風嶺	21.5	17.7	4/18/1946
浦項	39.8	23.0	10/14/1951
大邱	25.3	20.0	9/17/1959
全州	19.0	12.7	8/ 3/1945
蔚山	31.7	21.3	9/19/1959
光州	29.0	26.7	6/1963
釜山	34.7	29.0	9/17/1959
木浦	39.5	33.3	7/23/1940
麗水	35.5	29.4	9/17/1959
濟州	36.1	21.0	8/ 3/1933

附表 2 最大平均風速(m/s)

日本

地名	全年	高溫季 (4—11月)	低溫季 (12—3月)
枕崎	48.8	48.8	28.5
鹿兒島	39.1	39.1	26.4
都城	43.8	43.8	20.9
宮崎	33.4	33.4	19.7
阿久根	34.0	34.0	28.9
人吉	33.4	33.4	17.9
熊本	27.3	27.3	16.9
阿蘇山	30.8	30.8	26.0
溫泉	52.4	52.4	42.4
長崎	35.1	35.1	23.9

經濟的送電用鐵塔設計 (2)

宿毛	43.3	42.9	29.8	熊谷	21.6	21.3	19.6
足摺	32.1	31.5	26.4	秩父	20.3	19.8	17.6
高知	38.0	38.0	19.6	船津	33.4	32.4	27.2
室戶	41.5	41.5	26.7	甲府	30.4	29.3	19.5
德島	37.1	37.1	22.5	輕井澤	25.9	25.4	23.3
高松	26.4	26.4	20.4	諏訪	23.3	22.7	18.8
多度	33.5	32.9	29.4	長野	19.8	19.6	18.3
劍山	59.0	59.0	—	松本	27.2	27.2	18.6
松山	25.2	25.2	26.4	飯田	23.0	23.0	17.5
廣島	34.0	34.0	20.9	敦賀	29.8	29.3	26.8
吳	32.0	29.3	29.7	福井	30.7	28.9	22.2
松永	21.9	21.7	17.9	金澤	30.6	29.9	27.7
岡山	27.5	27.4	20.0	輪島	28.1	27.5	23.1
津山	34.7	34.2	27.0	青森	25.8	25.4	24.4
浜田	30.9	29.4	30.7	田名	27.8	27.1	25.2
松江	27.8	27.1	25.3	函館	28.9	26.5	28.9
境	27.2	27.2	20.1	江森	40.1	39.3	36.3
米子	26.5	26.3	19.9	森	32.8	31.4	30.6
鳥取	29.1	28.6	27.2	室蘭	37.6	35.5	31.9
豐岡	29.7	29.2	27.2	苫小牧	35.4	35.1	32.0
姫路	24.5	24.5	19.1	浦河	40.5	38.2	40.5
洲本	41.6	41.7	25.4	帶廣	22.0	21.9	19.8
神戶	30.2	29.9	27.5	釧路	24.8	23.4	23.7
大阪	29.8	29.8	19.4	壽都	49.9	48.9	41.1
長山	37.2	36.8	25.6	俱知安	38.0	27.1	34.3
橫濱	49.5	49.0	32.8	小樽	32.0	31.2	28.0
東京	36.1	35.9	28.9	札幌	22.6	21.5	22.5
富崎	27.3	27.0	21.4	岩見澤	32.0	31.8	24.3
勝浦	49.9	49.4	35.2	旭川	19.5	17.3	27.2
銚子	43.3	43.4	33.5	留萌	40.0	38.8	40.4
銚子	45.8	44.6	40.3	羽幌	30.4	27.8	30.4
筑波	43.1	43.1	37.3	稚內	30.0	27.5	28.6
水戸	30.2	29.8	23.3	北見	28.7	27.8	27.1
宇都宮	27.5	27.0	24.0	雄武	39.0	36.7	36.3
中宮	24.1	22.0	23.1	網走	32.8	31.1	29.5
足尾	28.7	27.1	26.9	根室	31.3	27.5	31.3
前橋	25.9	25.3	24.3				

附表 3 最大平均風速 與 氣溫 附表

U. S. A

Station	Maximum Velocity for a period of 5 Minutes Miles per Hour	Date	TEMPERATURE Degrees Fahr.	
			Maximum	Minimum
Albany, N. Y.	70	10/23/1878	+105	-24
Altus, Okla.	—	—	+111	- 3
Amarillo, Tex.	84	6/15/1895	+106	-16
Atlanta, Ga.	66	3/24/1909	+100	- 8
Baker, Ore.	50	12/21/1900	+102	-24
Baltimore, Md.	70	7/20/1902	+105	- 6
Binghamton, N. Y.	46	April, 1909	+ 98	-28

Birmingham, Ala.	58	8/13/1907	+104	-10
Bismarck, N. Dak.	74	4/18/1878	+108	-45
Block Island, R. I.	90	11/27/1898	+ 92	- 4
Boise, Idaho	55	6/13/1900	+111	-28
Buffalo, N. Y.	72	3/ 9/1877	+104	-14
Buffalo, N. Y.	96	12/23/1920	+ 95	-14
Burlington, Vt.	70	3/26/1908	+100	-28
Cape May, N. J.	54	4/10/1918	+100	- 3
Cheyenne, Whyo.	78	1/ 8/1917	+100	-38
Chicago, Ill.	84	2/12/1894	+103	-23
Chincinnati, O.	52	3/ 7/1916	+105	-17
Cleveland, O.	73	11/26/1895	+100	-16
Columbia, No.	64	3/25/1920	+111	-26
Columbia, S. C.	63	1/11/1918	+106	- 2
Columbus, O.	78	7/31/1916	+104	-20
Concordia, Kan.	60	4/ 1/1892	+110	-25
Corpus Christi, Tex.	80	5/28/1888	+100	-11
Dallas, Tex.	62	6/ 8/1917	+104	+ 3
Devenport, Iowa	72	9/ 7/1872	+106	-27
Des Moines, Iowa	64	4/ 1/1892	+110	-30
Detroit, Mich.	87	11/29/1919	+104	-24
Dodge City, Kan.	76	1/15/1877	+108	-26
Duluth, Minn.	78	9/16/1881	+ 99	-41
Durango, Colo.	--	--	--	--
Eastport, Me.	78	1/30/1894	+ 93	-23
Elkins, W. Va.	54	3/10/1918	+ 99	-28
El Paso, Tex.	78	4/15/1895	+105	- 2
Eureka, Cal.	59	1/25/1914	+ 85	+20
Flagstaff, Ariz.	--	--	--	--
Fort Smith, Ark.	74	6/ 4/1904	+108	-15
Fresno, Cal.	52	1/27/1916	+115	+17
Galveston, Tex.	--	--	--	--
Grand Forks, N. Dak.	75	8/ 4/1916	+106	-43
Grand Junction, Colo.	56	9/22/1913	+104	-20
Grand Rapids, Mich.	66	11/21/1906	+103	-24
Greenville, Me.	--	--	+ 94	-36
Hannibal, Mo.	60	4/11/1893	+108	-25
Hartford, Conn.	58	Des., 1915	+100	-18
Hatteras, N. C.	105	8/17/1899	+ 93	+ 8
Helena, Mont.	70	11/22/1912	+103	-42
Honolulu, T. H.	55	12/31/1906	+ 90	+52
Houston, Tex.	42	12/ 5/1909	+108	+ 6
Huron, S. Dak.	69	7/30/1909	+108	-43
Independence, Cal	75	1/25/1903	+105	- 2
Indianapolis, Ind.	71	2/25/1903	+105	- 2
Jacksonville, Fla.	75	2/16/1903	+104	+10
Kali8pell, Mont.	45	7/ 7/1916	+ 99	-34
Kansas City, Mo.	74	1/29/1909	+108	-20
Knoxville, Tenn.	84	3/25/1873	+100	-16
Lander, Wyo.	74	11/13/1914	+ 99	-36

經濟的送電用鐵塔設計 (2)

Lansing, Mich.	—	—	+102	-26
Lewiston, Idaho	75	6/30/1912	+110	-23
Lincoln, Neb.	78	8/21/1900	+110	-29
Little Rock, Ark.	62	6/22/1915	+106	-12
Los Angeles, Cal.	48	1/ 8/1882	+109	+28
Louisville, Ky.	74	5/25/1915	+107	-20
Lynchbur, Va.	55	3/ 1/1914	+102	- 7
Macon, Ga.	59	3/28/1920	+104	+ 4
Madison, Wis.	46	Jan., 1918	+104	-29
Memphis, Tenn.	75	3/ 9/1901	+104	- 9
Meridian, Miss.	48	7/ 6/1916	+104	- 6
Miami, Fla.	46	9/91/1919	+ 96	+27
Miles Gity, Mont.	60	7/17/1897	+111	-49
Modena, Utah	74	1/27/1916	+ 99	—
Nantucket, Mass.	86	3/ 1/1914	+ 92	- 6
Nashville, Tenn.	75	7/10/1886	+104	-13
New Haven, Conn.	62	10/21/1904	+100	-14
New Orleans, La.	86	9/29/1915	+102	+ 7
New York, N.Y.	96	2/22/1912	+102	-13
Norfolk, Va.	75	6/21/1916	+105	+ 2
North Platte, Neb.	96	4/17/1878	+107	-35
North Yakima, Wash.	—	—	—	—
Oklahoma City, Okla.	74	6/24/1925	+108	-17
Omaha, Neb.	66	1/28/1909	+110	-32
Parkersburg, W. Va.	57	6/22/1914	+106	-27
Pensacola, Fla.	120	10/18/1916	+103	+ 7
Peoria, Ill.	58	8/ 6/1907	+106	-27
Philadelphia, Pa.	75	10/23/1878	+106	- 6
Phoenix, Ariz.	49	8/23/1919	+117	+16
Pittsburgh, Pa.	72	3/ 4/1923	+103	-20
Port Arthur, Tex.	55	4/ 5/1918	+100	+12
Portland, Me.	61	2/ 1/1908	+103	-21
Portland, Ore.	55	3/25/1897	+102	- 2
Rapid City, S. Dak.	66	3/23/1911	+106	-34
Red Bluff, Cal.	60	1/ 9/1880	+114	+18
Reno, Nev.	58	1/16/1906	+102	-19
Richmond, Va.	61	1/ 3/1913	+107	- 3
Rochester, N. Y.	60	1/13/1890	+101	-14
Roseburg, Ore.	48	12/ 9/1878	+106	- 6
Sacramento, Cal.	65	3/10/1904	+110	+19
St. Joseph, Mo.	60	8/30/1918	+109	-24
St. Louis, Mo.	80	5/27/1896	+107	-22
St. Paul, Minn.	102	8/20/1904	+104	-41
Salt Lake City, Utah	66	11/15/1906	+102	-20
San Antonio, Tex.	70	5/ 7/1900	+107	+ 4
San Diego, Cal	45	2/20/1914	+110	+25
Sam Francisco, Cal	64	11/30/1906	+101	+29
Sandusky, O.	69	7/11/1879	+105	-16
Santa Fe, N. M.	53	10/21/1906	+ 97	-13
Savannah, Ga.	88	8/28/1911	+105	+ 8

Seattle, Wash.	80	12/17/1912	+ 96	+ 3
Springfield, Ill.	50	3/ 9/1918	+107	-24
Springfield, Mo.	67	8/ 4/1903	+106	-29
Spokane, Wash.	52	7/15/1902	+104	-30
Tampa, Fla.	49	9/ 1/1914	+ 98	+91
Taylor, Tex.	56	5/ 8/1913	+109	+ 5
Terre Haute, Ind.	54	3/28/1920	+104	-18
Toledo, O.	84	3/21/1913	+103	-16
Tonopah, Nev.	56	4/ 3/1910	+ 96	- 7
Topeka, Kan.	96	3/27/1890	+109	-25
Valentine, Neb.	76	5/21/1903	+107	-38
Walla Walla, Wash.	65	6/14/1888	+113	-29
Washington, D. C.	68	7/30/1913	+106	-15
Wichita, Kan.	88	3/15/1919	+107	-22
Williston, N. Dak.	72	2/ 4/1890	+ 17	-49
Wilmington, N. C.	68	8/18/1879	+103	+ 5
Winnemucca, Nev.	75	11/29/1899	+104	-28
Yellowstone Park, Wyo.	54	3/14/1921	+ 96	-41

附表 4 許容應力度標準值(常時)

(單位 : kg/cm<sup>2</sup>)

or * (kg/mm <sup>2</sup> )	引張	壓縮	灣曲	剪 斷		支 壓
				鋼材	$b_0 H^{**}$	
24	1,600	1,600	1,600	900	(SS 41) 1,100	2,600
25	1,650	1,650	1,650	950		2,750
26	1,700	1,700	1,700	1,000		2,850
27	1,800	1,800	1,800	1,000		2,930
28	1,850	1,850	1,850	1,050	(SS 50) 1,300	3,050
29	1,900	1,900	1,900	1,100		3,150
30	2,000	2,000	2,000	1,150		3,300
31	2,050	2,050	2,050	1,150		3,400
32	2,100	2,100	2,100	1,200		3,500
33	2,200	2,200	2,200	1,250		3,600
34	2,250	2,250	2,250	1,300		3,700
35	2,300	2,300	2,300	1,300		3,850
36	2,400	2,400	2,450	1,350		3,950
37	2,450	2,450	2,450	1,400		4,050
38	2,500	2,500	2,500	1,450		4,150
39	2,600	2,600	2,600	1,500		4,250
40	2,650	2,650	2,650	1,500		4,400
41	2,700	2,700	27,00	1,550		4,500
42	2,800	2,800	2,800	1,600		4,600
43	2,850	2,850	2,850	1,650		4,700
44	2,900	2,900	2,900	1,650		4,800
45	3,000	3,000	3,000	1,770		4,950

\* 引張 및 剪斷應力度에 對해서는  $\delta_y$ ,  $0.7\delta_B$  中 작은 것을 壓縮, 灣曲, 支壓에 對해서는  $\delta_y$  그 自體를 基準으로함.

\*\* SS 41, SS 50 材以外의 bolt 에 對해서는, 鋼材와 같은 값으로 함것.

附表 5 許容座屈應力度(常時)

(a) 偏心이 極히 작은 構造材 鋼管 箱形·十字形鐵塔 材等

$\delta$ (kg/mm <sup>2</sup> )	A	$\delta_{k_{ao}}$	$k_1$	$k_2$
24	100	1,600	0	650
25	100	1,650	0	700
26	95	1,700	0	717
27	95	1,800	0	828
28	90	1,850	0	836
29	90	1,900	0	898
30	90	2,000	0	1,210
31	85	2,050	0	1,017
32	85	2,100	0	1,087
33	85	2,200	0	1,225
34	85	2,250	0	1,294
35	80	2,300	0	1,274
36	80	2,400	0	1,431
37	80	2,450	0	1,509
38	80	2,500	0	1,587
39	80	2,600	0	1,743
40	75	2,650	0	1,709
41	75	2,700	0	1,798
42	75	2,800	0	1,975
43	75	2,850	0	2,064
44	75	2,900	0	2,153
45	70	3,000	0	2,166

經濟的인 送電用鐵塔設計 (2)

(b) 偏心이 比較的 작은 構造材 單一山形鋼鐵塔主柱  
材 ((c)材除外)

(c) 偏心이 많은 構造材  
片 Flange 接合山形鋼腹材

$\delta_y$ (kg/mm <sup>2</sup> )	A	$\delta_{k_{ao}}$	$k_1$	$k_2$
24	110	1,500	21	572
25	105	1,550	23	602
26	105	1,600	24	647
27	100	1,700	25	725
28	100	1,750	27	773
29	100	1,800	28	822
30	95	1,850	30	852
31	95	1,950	31	962
32	95	2,000	33	1,015
33	90	2,050	34	1,045
34	90	2,100	36	1,105
35	90	2,200	37	1,227
36	90	2,250	39	1,286
37	85	2,300	41	1,315
38	85	2,350	42	1,333
39	85	2,450	44	1,520
40	85	2,500	46	1,586
41	85	2,550	41	1,654
42	80	2,600	49	1,682
43	80	2,700	51	1,836
44	80	2,750	53	1,911
45	80	2,800	54	1,988

$\delta_y$ (kg/mm <sup>2</sup> )	A	$\delta_{k_{ao}}$	$k_1$	$k_2$	$\sigma_{ba}$ 上限値
24	140	1,500	725	0	960
25	135	1,550	762	0	1,000
26	135	1,600	799	0	1,040
27	130	1,650	831	0	1,080
28	130	1,750	914	0	1,120
29	130	1,800	952	0	1,160
30	125	1,850	994	0	1,200
31	125	1,900	1,034	0	1,240
32	120	2,000	1,117	0	1,280
33	120	2,050	1,159	0	1,320
34	120	2,100	1,200	0	1,360
35	115	2,150	1,245	0	1,400
36	115	2,250	1,832	0	1,440
37	115	2,300	1,375	0	1,480
38	110	2,350	1,423	0	1,520
39	110	2,400	1,468	0	1,560
40	110	2,500	1,559	0	1,600
41	105	2,550	1,608	0	1,640
42	105	2,600	1,650	0	1,680
43	105	2,650	1,703	0	1,700
44	105	2,750	1,798	0	1,760
45	100	2,800	1,850	0	1,800

許容座屈應力度

$$0 < \lambda_k < \Lambda \quad \delta_{k_{ao}} = \delta_{k_{ao}} - k_1 \left( \frac{\lambda_k}{100} \right) - k_2 \left( \frac{\lambda_k}{100} \right)^2$$

$$\lambda_k \geq \Lambda \quad \delta_{k_{ao}} = 950 \left( \lambda_k / 100 \right)^2$$

여기서

- $\delta_{k_{ao}}$  ; 許容座屈應力度 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\lambda_k$  ; 有効細長比
- $l_k$  ; 部材座屈 길이 cm
- $\delta_{k_{ao}}$  ;  $\lambda_k = 0$  의境遇의 許容座屈應力度 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $k_1, k_2$  ; 材質, 斷面形態 構造에 依하여 定해지는 係數
- $\Lambda$  ;  $\lambda_k$  의 限界値