

行政院所屬各機關因公出國人員出國報告書

(出國類別：實習)

## 地下變電所結構分析模式及深開挖施工技術

服務機關：台電輸變電工程處中區施工處

出國人職稱：十等土木工程監

姓名：吳世鴻

出國地點：日本

出國期間：91.12.1-91.12.14

報告日期：92.1.10

G3/  
C09105708

## 行政院及所屬各機關出國報告提要

出國報告名稱：地下變電所結構分析模式及深開挖施工技術

頁數：25 頁

出國計畫主辦機關：台灣電力公司

連絡人：

電話：(02)

出國人員姓名：吳世鴻、服務機關：台灣電力公司

出國人職稱：十等土木工程監、電話：(04)25211564

出國類別：實習

出國期間：91 年 12 月 1 日~91 年 12 月 14 日 出國地區：日本

報告日期：92 年 1 月 10 日

分類號/目：

關鍵詞：結構分析模式、土壤與結構互制、深開挖施工

內容摘要：

近年來因民眾抗爭、都市土地取得不易、土地有效利用及都市設計審議要求等因素，在都會區之變電所設計，趨向於地下化之設計，本公司之前並無地下變電所之設計及施工經驗，藉由赴日實習之機會，學習日本在地下變電所之結構分析模式及深開挖施工經驗，以提升公司在變電所之設計及施工之技術。

以往之結構分析係依建技規則及相關規範以強制變位法在二維情形下輸入地震力作分析。並未考慮結構物在地震力作用下與土壤間之互制關係，將其模式導入後，依資料分析結果由轉動效應所造成的側位移雖可控制，但所需之控制力將較固定基礎者為大，相對的將增加施工成本，惟基於電力設備係重要維生系統之考量，為求變電所之耐震及安全，所增之成本應是值得。

採逆打工法興建地下變電所，因可以雙工作面（向上及向下）同時展開施工，較傳統工法節省工期，惟工作開孔之留設及施工機具動線之規劃，因關係施工管理之成敗，需妥善處理，以收事半功倍之效，故施工團隊之實績及經驗則相對的更顯重要。

卵礫石層之地下開挖及擋土工法，因尚無更加適當之新技術得以引進，仍有待更進一步研習。

## 目錄

一、前言.....	1
二、分析模式.....	3
三、土壤與結構之互制.....	8
四、深開挖施工法.....	14
五、日本設計及開挖施工實例簡介.....	17
六、結論及建議.....	24

## 地下變電所結構分析模式及深開挖施工技術

### 一、前言

本公司在地下變電所之發展已進入設計及施工階段，但由於過去並無相關地下變電所之結構物設計和施工經驗。且因地下結構物在我國並無特定相關法規及設計準則以依循，故僅依建技規則及相關規範以強制變位法在二維情形下輸入地震力作結構分析。並未考慮結構物在地震力作用下與土壤間之互制關係，所作之力學行為模擬較不符現地實際狀況，急需參考其他國家在地下結構物結構分析模式之經驗，以為參考。因日本與我國同屬亞洲地震帶上，地質相近，赴日實習地下變電所結構分析模式及深開挖之施工技術，以建立未來本公司地下變電所結構規劃、分析及設計之方法，並蒐集深開挖之施工技術資料，有助於本公司在地下變電所結構分析模式及深開挖施工技術之提升。

此次參訪日本東京電力公司及關西電力公司，東京因地屬都會區，大廈林立建物比鄰，在寸土寸金的前提下，東京地區的變電所多趨向多目標使用的複合建築設計，將變電所建築於地下，其上則作為辦公室或商業大樓之用；關西地區變電所地下化的設計亦集中於關西的都會區，其他地區則仍為屋外式變電所之設計。

耐震設計的最主要目標在於大地震作用時，期使建築物不得崩塌，所謂大地震，對一般建築物而言，為回歸期 475 年之地震。對重要建築物而言，所對應的回歸期則需更長。大地震時若限制建築物須保持在彈性限度內並非十分合理且殊不經濟，較合理且經濟的做法是，容許建築

物在地震力作用時，能在一些特定的位置，例如樑的端部產生塑鉸，藉以消耗地震之能量，達降低建築物受地震力危害之程度。另為防止建築物在大震時突然崩塌，建築物產生的韌性比則控制使不超過容許韌性容量值。

耐震設計的另一個目標，在使建築物於中度地震時能保持在彈性限度內，使地震過後，建築物沒有任何損壞，以避免建築物須在中度地震後修補之麻煩。此一目標常控制高韌性容量建築物的耐震設計。

建築物之耐震分析可採靜力分析方法或動力分析方法。對於規則性建築物而言，依 UBC 規範規定，高度不超過 75 公尺者，可採用靜力分析方法。但因國內高度超過 50 公尺的建築物，大部分須經過結構外審，且大部分均需進行動力分析，因此將可進行靜力分析的高度限制降為 50 公尺以下。變電所之高度，一般都未超過 50 公尺，但因變電所屬於重要維生系統，其結構之分析模式，本公司都會要求以動力分析之模式做評估，以確保其耐震性。惟以往結構耐震控制通常假設結構物構築於固定基礎上，以尋求適用於結構物之控制理論及控制系統之設計，並未考慮土壤與結構的互制行為，考慮土壤與結構之互制效應，會使結構之振動頻率及阻尼比有所改變，進而影響結構之反應。期望於未來之設計分析中，能加入此互制之影響，以使結構分析之型態能更接近實際之受震行為，做出更佳之耐震設計。

## 二、 分析模式

### (一)、 靜力分析方法

最小設計水平總橫力

$$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W \quad (2.1)$$

其中

Z：震區水平加速度係數

I：用途係數

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數

$F_u$ ：結構系統地震力折減係數

R：結構系統韌性

避免中度地震降伏之設計地震力

為避免韌性較佳之建築物在地震時過早產生降伏，上式之地震設計  
最小總橫力不得低於  $V^*$ ：

$$V^* = \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W \quad (2.2)$$

地震力之豎向分配

最小總橫力依下述豎向分配於構造之各層及屋頂。構造物頂層外加之集中橫力  $F_t$  依下式計算：

$$F_t = 0.07TV$$

$F_t$  不必大於  $0.25V$ ；若基本震動週期  $T$  為  $0.7$  秒以下， $F_t$  可令為零。最小總橫力  $V$  扣除  $F_t$  後之剩餘部份，應依下式分配於構造物之屋頂（第  $n$  層）及其餘各層：

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.3)$$

作用在第  $x$  層之橫力  $F_x$  依該層質量之分佈，分配於該層平面。

其中

$W_x$  為第  $x$  層依據 2.1 式計算之建築物重量。

$h_x$  為第  $x$  層距基面之高度。

建築物地下部分設計水平地震力

建築物地下各層施加之設計水平地震力為該層靜載重乘以該層深度對應之水平震度  $K$ 。水平震度  $K$  依下式計算：

$$K \geq 0.25 \left( 1 - \frac{H}{40} \right) ZI \quad (2.4)$$

其中  $Z$  為震區水平加速度係數， $I$  為用途係數， $H$  為自地表面往下算之深度。 $H$  大於  $20$  公尺時以  $20$  公尺計。

工址正規化加速度反應譜係數  $C$  隨建築物基本震動週期  $T$  與地盤種類為而改變，分水平及垂直兩向考慮。地盤之分類除台北盆地區域

外，餘依工址地層周期  $TG$  決定之。 $TG \leq 0.2$  秒者為第一類地盤（堅實地盤）。 $0.2 \text{ 秒} \leq TG \leq 0.6$  秒者，為第二類地盤（普通地盤）。 $TG > 0.6$  秒者，為第三類地盤（軟弱地盤）。

## （二）、動力分析方法

凡有下述任一情況之建築物，須以動力分析方法設計：

- (1). 建築物高度等於或超過 50 公尺或十五層以上者。
- (2). 建築物超過七層或 21 公尺，其勁度、重量配置或立面幾何形狀具不規則性，或扭轉不規則性者。
- (3). 建築物超過七層或 21 公尺，非全高度具有同一種結構系統者。

### 設計地表加速度

需要進行動力分析之建築物，其設計地表水平加速度係數  $Z_d$  如下式所示：

$$Z_d = \frac{ZI}{1.4\alpha_y F_u} \quad (2.5)$$

為避免中度地震時建築物發生降伏，其設計地表水平加速度係數  $Z_d^*$  如下：

$$Z_d^* = \frac{ZI}{3.5\alpha_y} \quad (2.6)$$

分析時，應取  $Z_d$  與  $Z_d^*$  中之較大者。

修正之加速度反應譜係數與調整係數



動力分析採用修正之加速度反應譜係數 $\left(\frac{C}{F_u}\right)$ ，其定義與(2.1)式相同。設計地表加速度由(2.5)式控制時，動力分析之調整係數用 $\frac{ZI}{1.4\alpha}$ ；若由(2.6)式控制時，調整係數用 $\frac{ZIF_u}{3.5\alpha}$ 。

建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時，得依可信理論計算複合震態阻尼比。各類地盤及台北盆地阻尼比異於5%之正規化加速度反應譜係數，須另乘上阻尼修正係數 $C_D$ 。

$C_D$ 之計算式如下：

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi + 1} + 0.5 \quad (2.7)$$

其中 $\xi$ 為阻尼比。當週期 $T$ 小於0.03秒時， $C_D$ 取1.0。對第一類與第二類地盤而言，週期由0.03秒至0.15秒者；第三類地盤及台北盆地地區，週期由0.03秒至0.2秒者； $C_D$ 之計算應予線性內插。

#### 總橫力之調整

任一方向動力分析所得總橫力應依下列規定調整：

- (1). 不規則性建築物總橫力應調整至靜力分析所算得之最小設計水平總橫力。
- (2). 規則性建築物總橫力應調整至靜力分析所算得之最小設計水平總橫力90%。
- (3). 不規則性與規則性建築物動力分析所得總橫力若分別超過靜力分析或90%者，應採動力分析值。
- (4). 考慮基礎土壤互制阻尼比時，應先假設阻尼比仍為5%，依上述方法調整設計地表加速度後，再使用(2.7)式之阻尼修正係數。

### 結構動力分析模式

建築物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。所考慮之振態數目應使 x 向，y 向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物質量的 90%。

建築物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，一般可使用 SRSS 疊加法，惟若振態間之週期相似，應採 CQC 法則。

### 三、 土壤與結構之互制

結構耐震控制系統之設置，可有效地降低結構之振動反應，使結構同時滿足安全性及舒適性，因此結構控制遂成為近年來耐震研究之主要方向。以往之結構耐震控制通常假設結構物構築於固定基礎上，以尋求適用於大型土木結構物之控制理論及控制系統之設計，依據土壤與結構互制效應之研究發現，互制效應對結構的影響主要可分為二類：(1) 考慮土壤效應之結構物在受到地震力作用時，其自然震動頻率將低於固定基礎之結構物的自然震動頻率；(2) 結構物之部分震動能量以波傳方式消散至土壤中。考慮土壤與結構之互制效應，會使結構之振動頻率及阻尼比有所改變，進而影響結構之反應。

一般在探討互制效應對控制效果之影響，會以水平及旋轉彈簧及阻尼器模型來模擬土壤與結構之互制行為，並用來推演運動方程式。依下圖所示之系統模型，可建立其運動方程式如下：

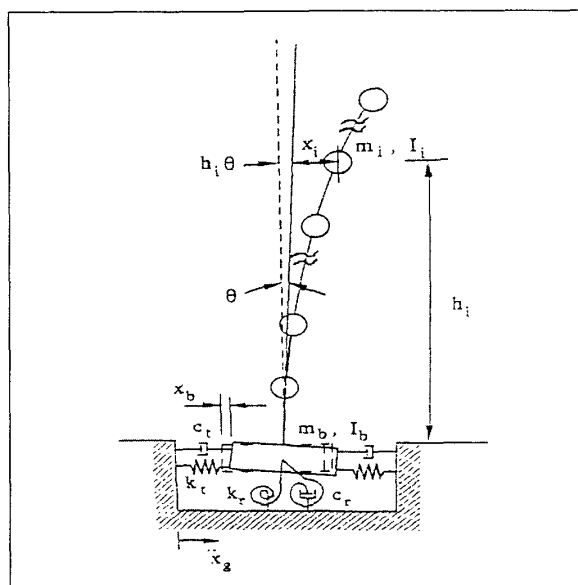


圖 3.1

$$[M]_x \{X\} + [C]_x \{X\} + [K]_x [X]_x = -\{M\}_x X_g \quad (3.1)$$

其中

$$[X]_X = \begin{Bmatrix} \theta \\ X_b \\ \dots \\ \{X_s\}_t \end{Bmatrix}_{(n+2) \times 1}$$

$$[M]_X = \begin{bmatrix} I_t & : \\ m_b & : \dots \\ \dots & \dots : [M_s] \end{bmatrix}_{(n+2) \times (n+2)}$$

$$[C]_X = \begin{bmatrix} c_r + \{h\}^T [C_s] \{h\} & \{1\}^T [C_s] \{h\} & : \\ \{1\}^T [C_s] \{h\} & c_t + \{1\}^T [C_s] \{1\} & : \dots \\ \dots & \dots & : [M_s] \\ -[C_s] \{h\} & -[C_s] \{1\} & : [C_s] \end{bmatrix}_{(n+2) \times (n+2)}$$

$$[K]_X = \begin{bmatrix} k_r + \{h\}^T [K_s] \{h\} & \{1\}^T [K_s] \{h\} & : -\{h\}^T [K_s] \\ \{1\}^T [K_s] \{h\} & c_t + \{1\}^T [K_s] \{1\} & : -\{1\}^T [K_s] \\ \dots & \dots & : \dots \\ -[K_s] \{h\} & -[K_s] \{1\} & : [K_s] \end{bmatrix}_{(n+2) \times (n+2)}$$

$$\{X_s\} = \{X_s\} + \{1\}X_b + \{h\}\theta$$

$\{X_s\}$  : 互制系統各樓層與地表之相對位移向量

$X_b$  : 基礎之滑動 (translation) 位移

$\theta$  : 基礎之轉動角度

$m_b$  : 基礎之質量

$\{1\}$  :  $[h_1, \dots, h_n]^T$ ,  $h_i$  為各樓層之高度

$\{M\}_X$  :  $[0, m_b, m_1, \dots, m_n]^T$

$I_X$  :  $I_b + \sum_{i=1}^n I_i$ , 基礎與各樓層質量慣性矩總和

式中  $k_r$ 、 $k_t$ 、 $c_r$  及  $c_t$  通常是與外力頻率有關，所以使得該式之分析

過程更複雜，簡化之剛性圓形基礎靜態阻抗函數 (Impedance Function)，  
即

$$K_{t,st} = \frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} G_r$$

$$K_{r,st} = \frac{8}{3(1-\nu)} G_r^3$$

$$G = \rho V_s^2$$

其中  $\nu$  為泊松比， $G$  為剪力模數， $r$  為基礎半徑， $V_s$  為剪力波速，  
 $\rho$  為土壤單位重。另阻抗函數

$$k_t = k_1 K_{t,st}$$

$$k_r = k_2 K_{r,st}$$

其中  $k_t$ 、 $k_r$  為無因次勁度係數，而土壤之阻尼則為

$$c_t = 2 \zeta_t \sqrt{k_t m_t}$$

$$c_r = 2 \zeta_r \sqrt{k_r I_o}$$

其中

$\zeta_t$ ：土壤滑動 (translation) 阻尼比

$\zeta_r$ ：土壤轉動 (rocking) 阻尼比

$$m_t = m_b + m_1 + \dots + m_n$$

$$I_o = I_b + \sum_{i=1}^N (I_i + m_i h_i)$$

上述各參數皆與下列無因次頻率  $a_o$  有關：

$$a_o = \frac{\omega r}{V_s}$$

其中  $\omega$  為外力頻率。雖然， $k_t$ 、 $k_r$ 、 $c_t$  及  $c_r$  之值與  $a_o$  有關，但是對於  $a_o$  在 0~1.5 之範圍中，其值幾乎為定值，而大部分結構物之幾個較低頻模態的頻率皆落在該範圍，使用這些定值描述土壤特性可簡化土壤與結構互制系統之分析過程。

阻尼比之推求

在以模態分析中，由於阻尼矩陣  $[C_x]$  不是比例阻尼之型式 (proportional damping)，因此無法以正規模態法 (normal mode method) 對  $[C_x]$  進行非耦合 (uncouple) 之工作。可以複數特徵值法及能量法來進行分析。

(1) 複數特徵值法

複數特徵值法係採用阻尼模態 (damping mode) 來進行非耦合之工作，將 (3.1) 式轉換為：

$$\begin{Bmatrix} \{\dot{X}\}_x \\ \{\ddot{X}\}_x \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M]^{-1}[K]_x & -[M]^{-1}[C]_x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{X\}_x \\ \{\dot{X}\}_x \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} [0] \\ [M]^{-1}\{M\}_x \end{Bmatrix} \ddot{X}_g \quad (3.2)$$

亦即

$$\{\dot{Z}\} = [A]\{Z\} + \{W\}\ddot{X}_g$$

式中並未考慮控制力，可化為

$$\begin{Bmatrix} \dot{v} \\ v \end{Bmatrix} = [A]\{v\} + [\Gamma]^{-1}\{W\}\ddot{X}_g \quad (3.3)$$

其中

$$[A] = \begin{bmatrix} \mu_1 & \Omega_1 & & \\ -\Omega_1 & \mu_1 & & \\ & & \mu_{n+1} & \Omega_{n+2} \\ & & -\Omega_{n+2} & \mu_{n+2} \end{bmatrix}$$

$$[\Gamma] = [\{a\}_1, \{b\}_2, \dots, \{a\}_{n+2}, \{b\}_{n+2}]$$

$\mu_j \pm i\Omega_j = [A]$  之特徵值，

$\{a\}_j \pm \{b\}_j$  對應之特徵向量， $j=1, \dots, n+2$

(3.3) 式中，包含了  $n+2$  組一階聯立微分方程式，而各組一階聯立微分方程式之間具非耦合之關係，每對共軛複數特徵值的虛部代表該模態之阻尼振動頻率(damped frequency)，而該模態之阻尼比為：

$$\xi_j = \frac{-\mu_j}{\sqrt{(\mu_j)^2 + (\Omega_j)^2}}, \quad j=1, \dots, n+2 \quad (3.4)$$

## (2) 能量法

考慮如下圖所示之土壤與結構互制系統之第  $j$  個振動模態，對該模態而言，阻尼力  $P_{damp}$  於一振動週期  $T = 2\pi / \omega_j$  ( $\omega_j$  為該模態之自然振動頻率) 所做的功為：

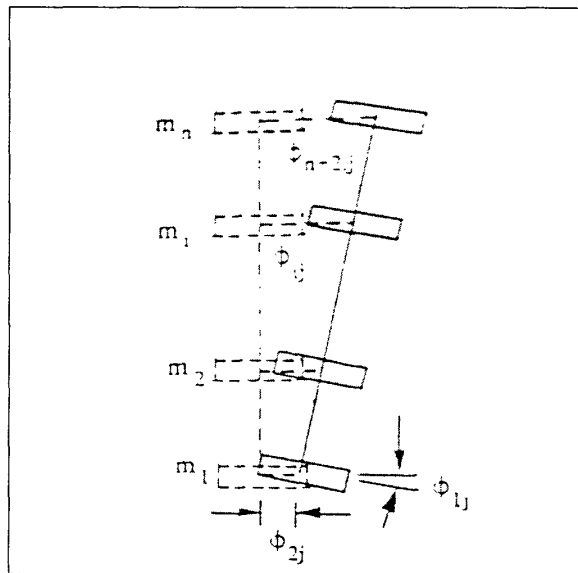


圖 3.2

$$W = \int_0^T P_{damp}(\dot{\delta}) d\delta(t) \quad (3.5)$$

其中  $\delta$  為阻尼器之有效位移路徑，對基礎而言， $\delta$  即為基礎之位移，對結構物而言， $\delta_j = x_j - x_{j-1}$ 。整個系統之最大應變能可用最大動能來表示，即：

$$L = \frac{1}{2} \omega_j^2 \left[ \sum_{i=1}^{n+1} (m_j \phi_{i+1,j}^2) + (I_j \phi_{1,j}^2) \right] \quad (3.6)$$

其中  $\phi_{ij}$  ( $i,j=1, \dots, n+2$ ) 為第  $j$  模態於第  $i$  分量之模態位移，因此第  $j$  模態之阻尼比可定義為：

$$\zeta_j = W / 4 \pi L \quad (3.7)$$

因為第  $j$  模態之阻尼比來自於結構本身及土壤，所以可分別求出二者之影響後再求其總合。

## 互制效應之影響因素

### (一)、土壤剪力模數

土壤的剪力模數值愈小則互制效應愈明顯，系統之振動頻率愈小。同時，由能量法所求得之阻尼比較複數特徵法所得者為大，所以，能量法分析互制行為將高估系統之阻尼，但對於一般柔性結構物而言，土壤與結構互制行為則並不明顯。

### (二)、基礎阻尼比之影響

不論是  $\zeta_t$  (土壤滑動阻尼比) 或是  $\zeta_r$  (土壤轉動阻尼比) 之值的漸增，皆會增加結構各模態阻尼比，亦即結構物各樓層間之阻尼將增加，相鄰樓層之相對位移有漸小之趨勢。

### (三)、基礎勁度之影響



基礎勁度值漸增系統之振動頻率亦隨漸增，而趨近於固定基礎之振動頻率。

#### 四、 深開挖施工法

構築地下結構物時，開挖之型式一般可分為：全開挖法、島區式開挖法及壕溝式開挖法。以下表作一比較：

	優點	缺點
全開挖法	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 不需擋土用的支撐設施，僅依開挖的規模及斜面角度，故較為經濟。</li> <li>● 無支撐設施，省去架設及撤除之時間，能以機械開挖故較省時</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ 需要廣闊的基地以便於建構外部斜坡。</li> <li>◆ 不適用於軟弱地層。</li> <li>◆ 地下水位高及雨季易造成坡面崩塌。</li> <li>◆ 需要大量之回填土。</li> </ul>
島區式開挖法	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 建築物可構築至整個基地。</li> <li>● 使用較少之支撐材料。</li> <li>● 在廣闊面積開挖，因支撐材較短，支撐材之鬆弛及收縮現象較少。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ 不適用於軟弱地層。</li> <li>◆ 工程分二期進行，較費時及複雜。</li> <li>◆ 周圍部份之施工，作業空間狹小。</li> <li>◆ 挖深愈深，中央可供先行施工之範圍則愈小。</li> <li>◆ 地下結構體形成水平接縫需另處理。</li> </ul>
壕溝式開挖法	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 適用於軟弱地層。</li> <li>● 在廣闊面積開挖，支撐材之鬆弛及收縮現象較</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ 工程分二期進行，較費時及複雜。</li> <li>◆ 基地面積小時，作業性</li> </ul>

	<p>少。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 能建構至整個基地</li> <li>● 利用中央部份作為作業空間。</li> </ul>	<p>不良。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ 擋土壁為二重構築，較不經濟。</li> <li>◆ 地下結構體形成水平接縫需另處理。</li> </ul>
--	---	---

為防止開挖過程中造成周圍地層之移動或變形，必須配合相關的擋土工法，其種類大致如下：

1. 擋土壁自承式工法

係在開挖外圍設置擋土壁，僅利用擋土壁入土部份的土壤側向壓力及擋土壁之彎曲抵抗力支持，而不使用支撐設施之擋土工法。

2. 水平支撐工法（或稱內撐工法）

此種工法所架設之橫擋、支撐等材料係呈水平狀，以構成平面支撐，此方法因受地區條件、地盤條件及開挖深度等之限制較少，故施工上的實例最多，本公司的配電變電所新建工程，也多採此擋土工法。

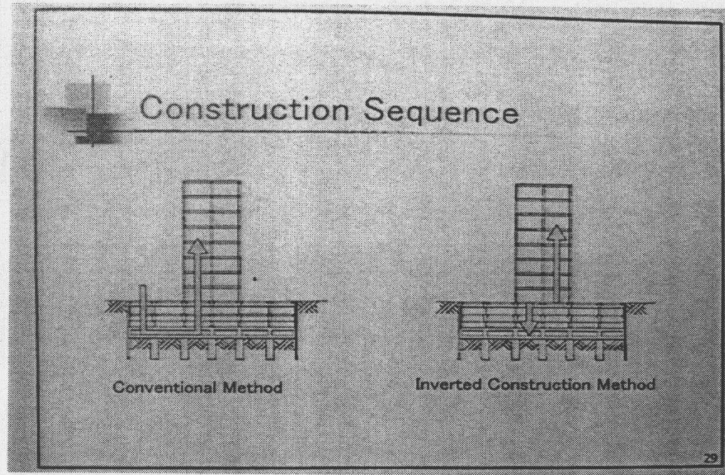
3. 地錨工法

在擋土壁支撐設施工法上，由於支撐設施之存在，形成開挖機械作業上之障礙而影響到工程之進度，因此而有在開挖周圍之地盤內設置地錨，以承受地層側壓來代替支撐設施之有效工法，此種工法稱為錨碇工法。此種工法可分為斜拉式及平拉式兩種。前者稱為地錨工法，後者稱為繫桿錨碇工法。

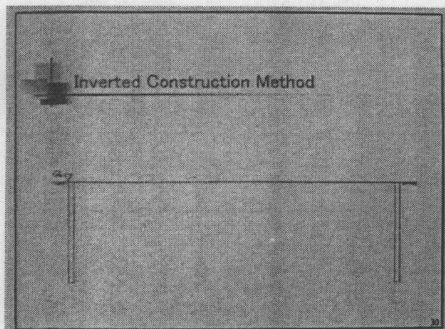
4. 逆打工法

所謂逆打工法係先於建築物構築擋土壁，其次著手施設地下結

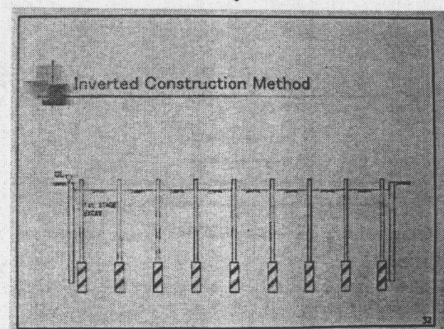
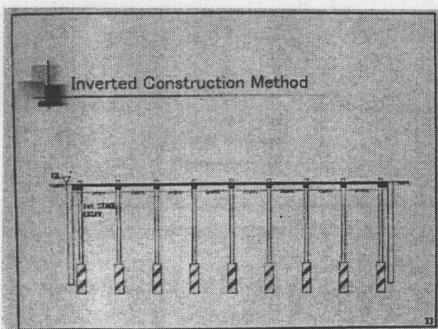
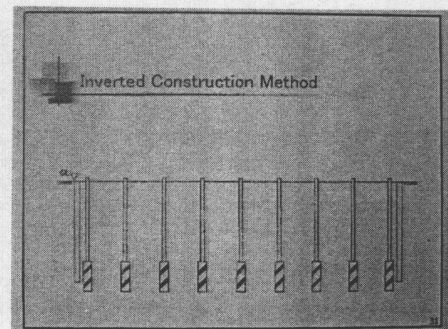
構體之鋼骨柱或假設支撐柱，而後再行開挖，地下結構體由第一層樓之樑版向下順序構築，並以此結構體作為支撐架構而進行下一階段之開挖，因其施工方式與一般工法順序相反，故得此名。施工順序如下：



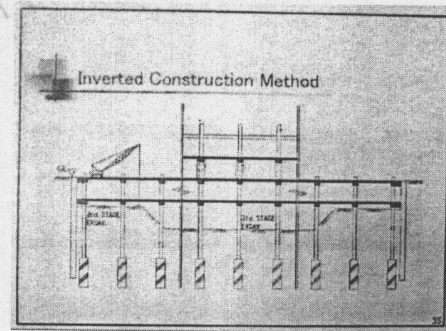
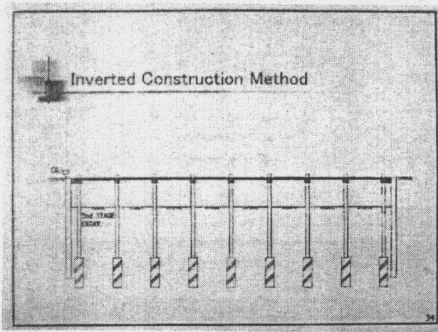
基地擋土壁施工



第一階開挖及一樓樓版澆置



## 二階開挖及二樓版澆置



### 5. 沉箱式工法

沉箱式工法係指一面於地上建造欲構築在地下部分之構造物，一方面於內部進行挖土作業，而促使構造物逐次沉陷到預定深度的工法。沉箱工法有兩種型式：(1)壓氣式沉箱(2)開氣式沉箱。

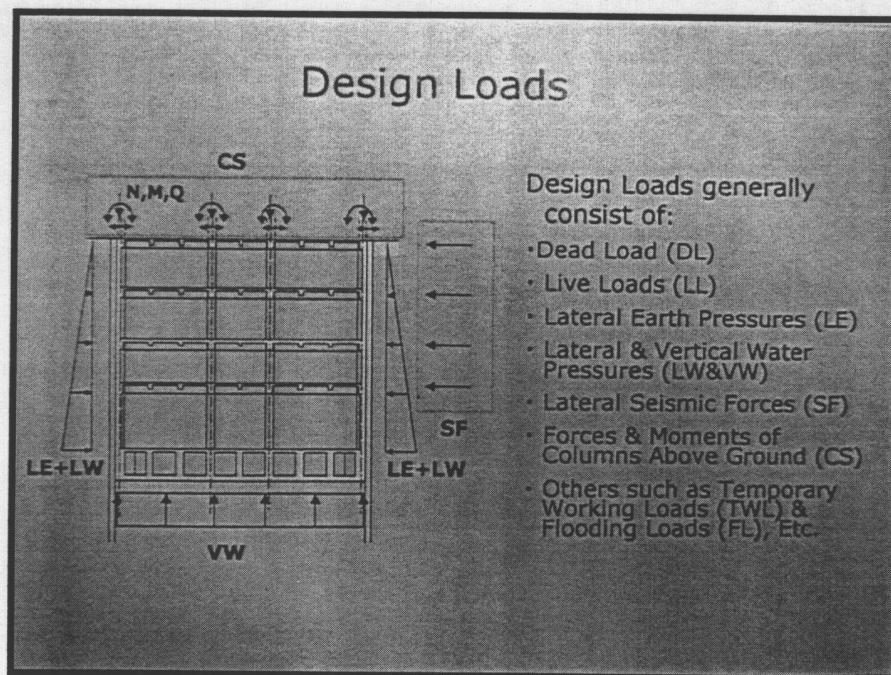
### 五、 日本設計及施工實例簡介

設計容許應力值：容許應力分兩種情況討論，一為長期型，另一為短期型，長期所考慮的是小至中規模之地震，短期則考慮大震之效應。(表中"share"為"shear"之誤植)

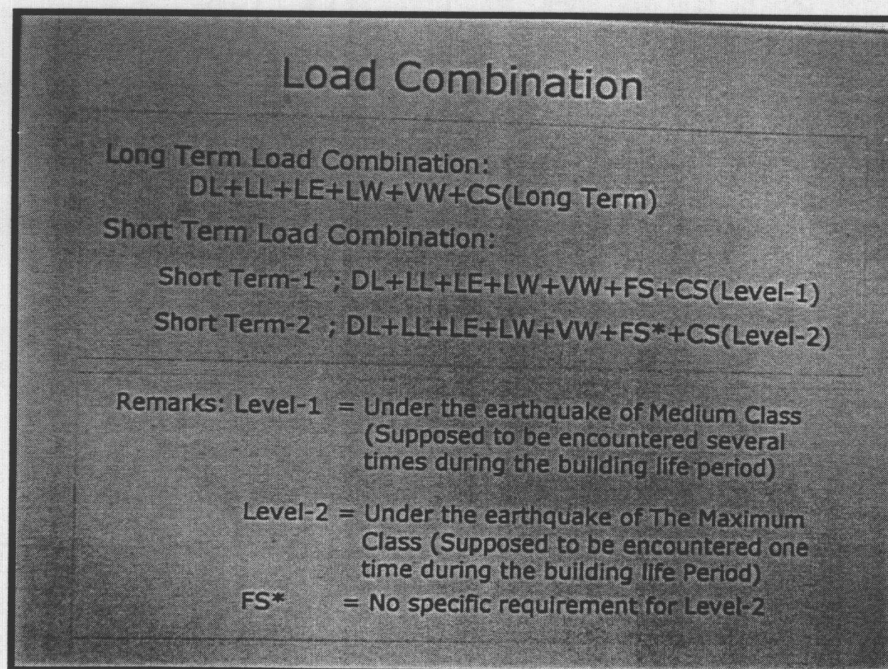
Items		Long Term	Short Term
Concrete	Compression	$1/3 F_c$	2 times of Long Term
	Share	$1/30 F_c$ and $\leq (0.5 + F_c/100)$	1.5 times of Long Term
Re-Bar	Tension & Compression	SD294 200N/mm <sup>2</sup> SD345 220N/mm <sup>2</sup>	SD294 295N/mm <sup>2</sup> SD345 345N/mm <sup>2</sup>
	Share	SD294 200N/mm <sup>2</sup> SD345 200N/mm <sup>2</sup>	SD294 295N/mm <sup>2</sup> SD345 345N/mm <sup>2</sup>
Structural Steel	Tension & Compression	$1/1.5 F$	1.5 times of Long Term
	Share	$F/(1.5\sqrt{3})$	1.5 times of Long Term

$F_c$  : Design Standard Strength of Concrete  
 $F$  : Standard Value of Steel for determination of Allowable Stresses

設計載重：一般包刮靜載重、活載重、側向土壓力、靜水壓力、地震水平力、柱軸力及彎矩、其他之工作載重及泛水載重等。



載重組合：



地震力分析模式:分為地上及地下，分採彈塑性之設計。

### Static Seismic Lateral Forces

Seismic Shear Factor (k)\*1

$k = 0.1(1-H/40)Z$

20m

$k = 0.05Z$

Seismic Lateral Force (Fs)

$P_i = k_i \times W_i$

$P_i(\text{total}) = \sum(P_1 \sim P_i)$

Remarks: \*1) Corresponding to Level-1 basis (Elastic Design) & No Requirement for Level-2 basis

	Building Above Ground	Building Below Ground	Remarks
Level-1	Elastic Design	Elastic Design	
Level-2	Elasto-Plastic Design	Elastic Design	

### Dynamic Earthquake Response Analysis Method

Lumpd-Mass Model With Ground -Building Interaction

Above Ground  
Under-ground

**Earthquake Waves Used for Analysis:**

- El Centro (NS) • Taft (EW)
- Hachinohe (NS) • Kobe (NS)
- Waves Recorded at Site
- Artificial Waves • Etc.

**Analysis is performed for two states:**

Level 1: Medium Scale Earthquake  
Max. Amplitude (25m/s)

Level 2: Large Scale Earthquake  
Max. Amplitude (50m/s)

**Output of Analysis:**

- Natural Periods, Modes & Incentive Factors
- Response Acceleration, Velocity & Displacement
- Response Diag. of Shear Force, Overturning Moment & Displacement and Others

外牆及上浮力設計檢核:

### Check of Buoyancy

**Check of Total Buoyancy**  
 Total Water Pressures  $\leq$  Dead Load-1 + Dead Load-2  
 Dead Load-2 may include : Weight of RC Earth Retaining Wall and RC Piles

---

**Check of Partial Buoyancy**  
 Countermeasures:  
 -To Resist with Flexible Rigidity of Foundation  
 -To Increase Weight  
 -To Apply Ground Anchor

### Design of Exterior Wall

**Type -1**

**Design Loads :**

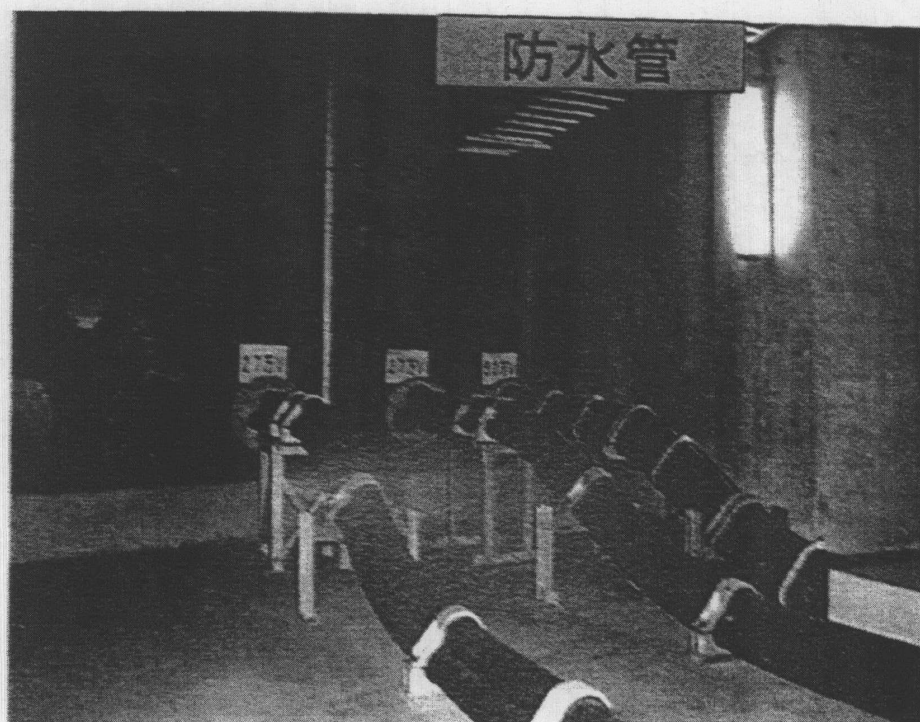
- Retaining Wall - Temporary Lateral Pressure, Permanent Earth Pressure
- Exterior Wall - Permanent Water Pressure & Seismic Shear Force

**Type -2**

**Design Loads :**

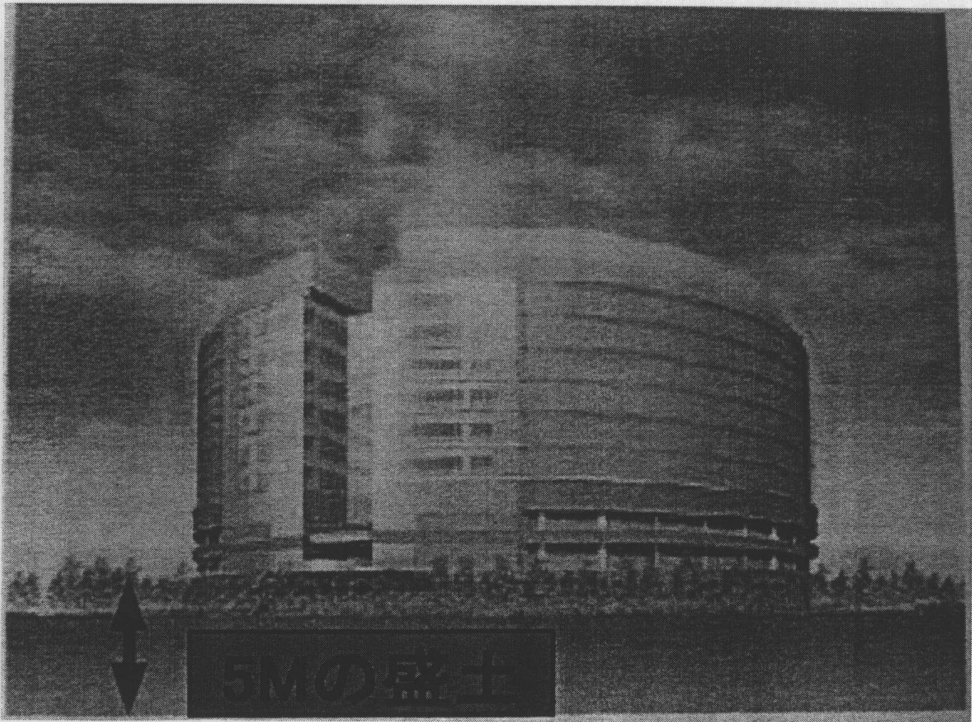
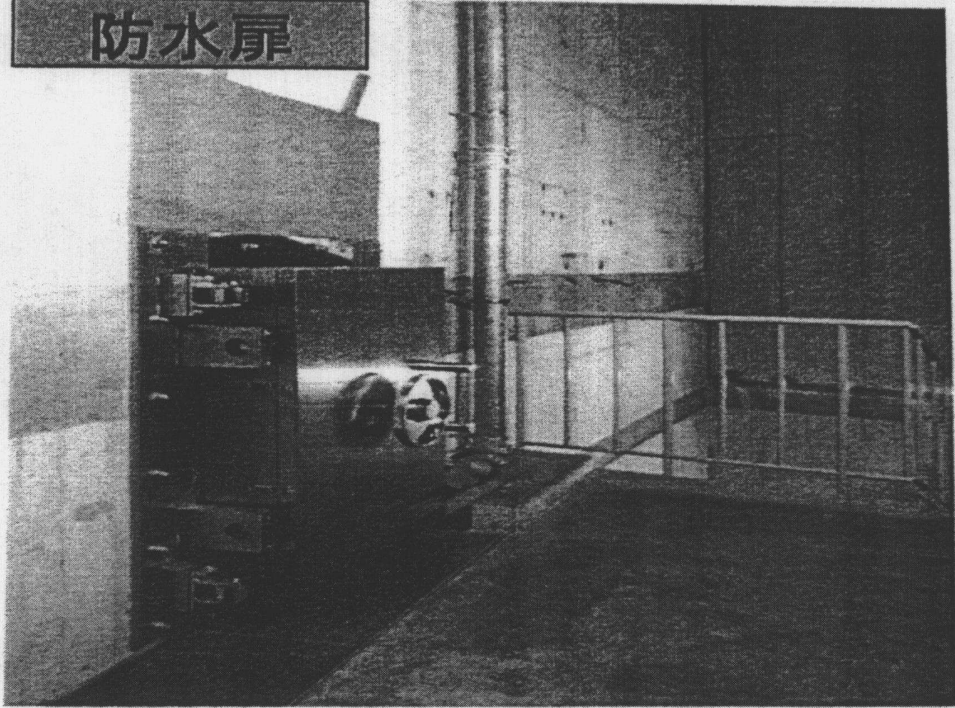
- Retaining Wall - Temporary Lateral Pressure
- Retaining Wall + Exterior Wall - Permanent Earth & Water Pressure, & Seismic Shear Force

防水施工技術實例：防水鋁、防水閘門、防水管塞及基地高程回填。



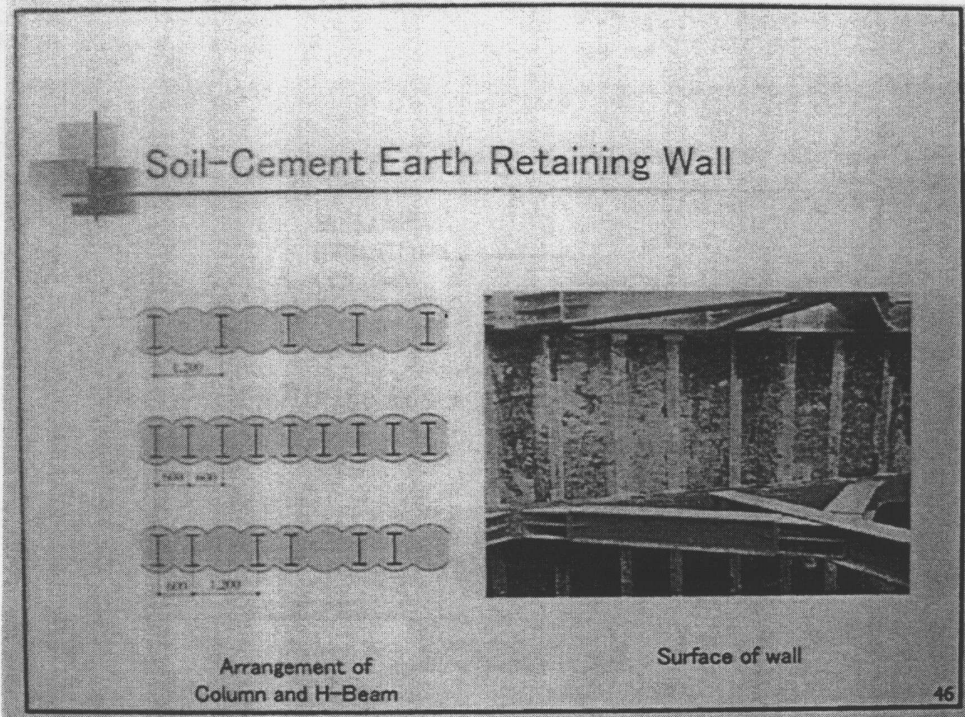


防水扉



擋土施工技術實例：SMW 工法

係於基礎上以鑽掘機具於地層中，製造土壤與灌漿液混合之柱狀物體，再插入 H 型鋼，組合加工成柱狀或板狀之構造體以形成地下擋土壁。



## 六、 結論及建議

1. 在日本及本國並未針對地下結構物，訂定專則之規範，仍依循建築技術規則及耐震規範。
2. 考慮土壤與結構互制效應後，由轉動效應所造成的側位移雖可控制，但所需之控制力將較固定基礎者為大，即意味著所需的工程費用將隨之增加，但基於變電所係維生重要系統之考量，所增之費用應有其價值。
3. 往後本公司之變電所結構分析可將土壤與結構互制之影響納入考慮，並將與固定基礎之分析模式結果做一比較，取一最適確的設計，待變電所完工後，擇變電所擷取地震作用時之結構物振態資料，以複核當初設計分析之參數，在實際地震力作用下之真確性，進而作為往後變電所設計時參數修正之之依據，並且嘗試建立本公司在不同區域設計變電所時所須之標準結構分析模式。
4. 本次所參訪的日本地下變電所的深開挖方式，因為土層大部分為黏土及粉砂層，故大多採用壕溝式開挖法，配合地下連續壁及擋土牆工法進行開挖工程，配合適當的全天型計測系統監測變形量，故都能安全如期的施作完竣。
5. 逆打工法因於地下一樓開挖後，隨即施作一樓之樓板，兼具工作平台及擋土支撐之功能，俟後以向上及向下雙工作面同時展開，可有效縮短工期，惟本工法之工作開孔留設及施工機具工作動線需妥善規劃，方能收事半功倍之效，故施工團隊之實績及經驗則相對的更顯重要。
6. 此次參訪日本東京電力公司，提供了一種 SMW(soil-cement earth retaining wall)擋土工法，適用於黏土及粉砂土層，快速而安全，惟不適用於台灣中部地區之卵礫石地層。對於卵礫石層兼具高地

下水之地下開挖擋土工法，目前以日本地區之施工技術而言，尚無法提供更佳工法，建議可前往地層同為卵礫石層地質之先進國家，進行研習，以吸收更先進之知識及技術，提升國內在卵礫石地層之地下開挖施工技術。