

2.1. 地震強度階級

(1)JMA地震強度階級(Japan Meteorological Agency):

JMA為日本使用震度階,將地震震度分為7級。

(2)MM 麥氏震度階級(Modified Mercalli Scale)

分為12級,以人體感覺、房屋影響、地盤地水等為依據。

MM震度階與JMA的關係為

$$I_M = 0.5 + 1.5I_J$$

I_M : MM震度階

I_J : JMA震度階

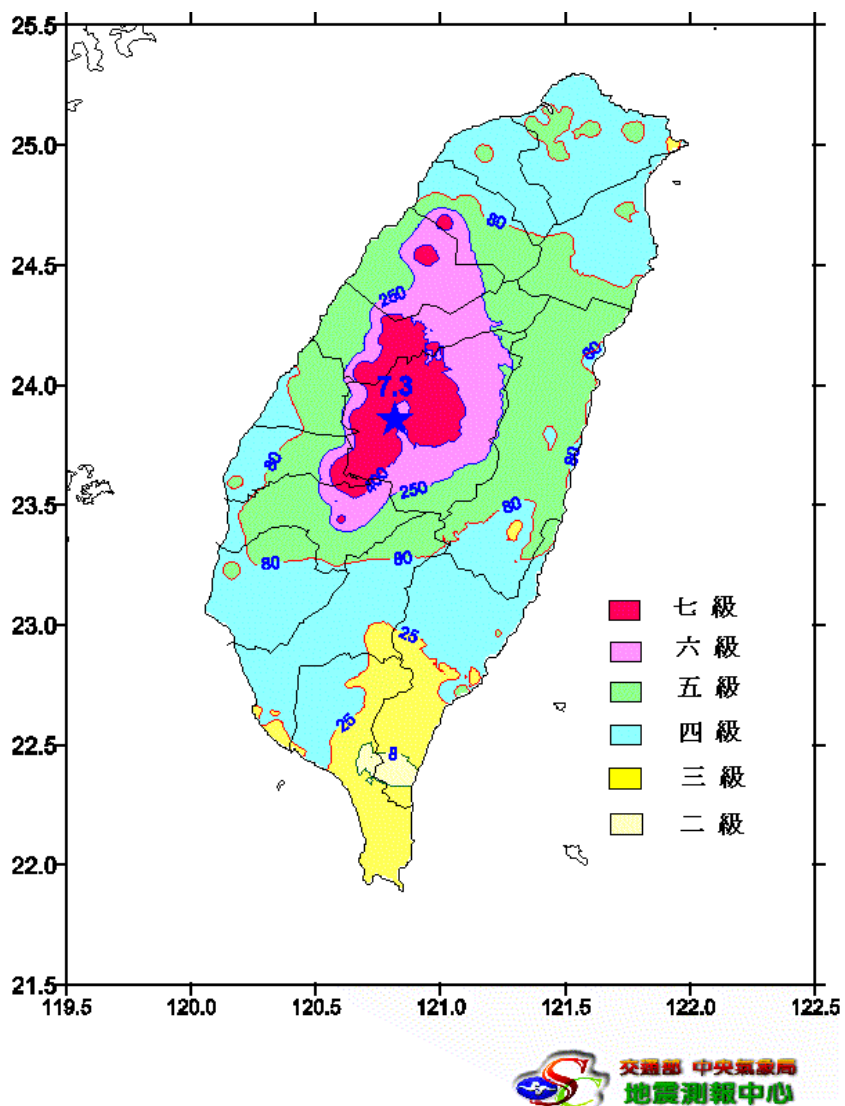
(3)我國震度階級

由上述知地震規模為位移震幅的函數，而地震震度則定義為地面尖峰加速度(PGA)的函數，我國中央氣象局現行將震度區分為七級如下(民國 89 年 8 月 1 日公告實施)：

級數		人的感受	屋內情形	屋外情形	PGA 值
0	無感	人無感覺。			0.8gal 以下
1	微震	人靜止時可感覺微小搖晃。			0.8~2.5gal
2	輕震	大多數的人可感到搖晃，睡眠中的人有部份會醒來。	電燈等懸掛物有小搖晃。	靜止的汽車輕輕搖晃，類似卡車經過，但歷時很短。	2.5~8gal
3	弱震	幾乎所有的人都感覺搖晃，有的人會有恐懼感。	房屋震動，碗盤門窗發出聲音，懸掛物搖擺	靜止的汽車明顯搖動，電線略有搖晃。	8~25gal
4	中震	有相當程度的恐懼感，部分的人會尋求躲避的地方，睡眠中的人幾乎都會驚醒。	房屋搖動甚烈，底座不穩物品傾倒，較重傢俱移動，可能有輕微災害。	汽車駕駛人略微有感，電線明顯搖晃，步行中的人也感到搖晃。	25~80gal
5	強震	大多數人會感到驚嚇恐慌。	部分牆壁產生裂痕，重傢俱可能翻倒。	汽車駕駛人明顯感覺地震，有些牌坊煙囪傾倒。	80~250gal
6	烈震	搖晃劇烈以致站立困難。	部分建築物受損，重傢俱翻	汽車駕駛人開車困難，出現噴沙噴泥	250~400gal

			倒，門窗扭曲變形。	現象。	
7	劇震	搖晃劇烈以致無法依意志行動。	部分建築物受損嚴重或倒塌，幾乎所有傢俱都大幅移位或摔落地面。	山崩地裂，鐵軌彎曲，地下管線破壞。	400gal 以上

1gal = 1cm/sec²



2.2。工程上之地震強度

1.以加速度為基礎的地震強度:

(1).工程上常以最大加速度表示地震強度,但不適用的例子愈來愈多。

(2).水平地震係數 $k_h = \alpha_h / g$, 垂直地震係數 $k_v = \alpha_v / g$

(3)以墓碑決定水平震力係數 $k_h = b/h$

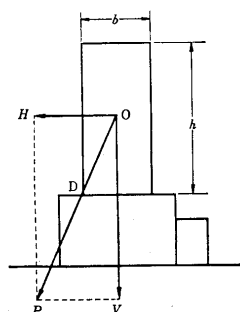


圖. 2.1 典型日式墓碑, 由一方形石柱置於平頂之石座上
 H : 因地震而起之水平加速度
 V : 因重力及地震而起之垂直加速度
 P : 合成加速度

$$\frac{k_h g}{g} = \frac{b}{h}$$

所以

$$k_h = \frac{b}{h}$$

(4)地震震度與最大加速度(PGA)的比照表列於表2.1(P.P.33),但PGA可能發生PGA與地震損壞無直接關係的案例。

2.以速度為基礎的地震強度:

(1)F.Neumann研究指出速度與損壞程度直接相關。

(2)波譜強度的意義

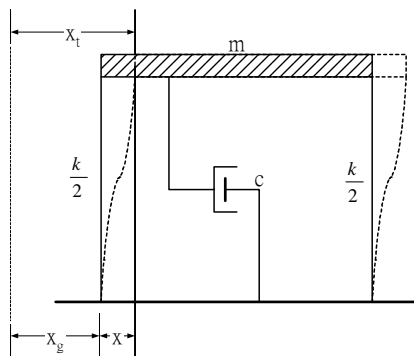
每一建築物的結構種類、特性各有不同,結構體的自由度(Degree of freedom)亦有差異,但為便於表示地震對於一般性建築物的危害度,波譜強度(SI)的定義是以單自由度振動模型為基準的。如圖一、所示的結構模型,當其受基地振動加速度時,其運動方程式可表示為。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_t \quad (1)$$

式中 m 為結構體之總質量, k 為側向勁度, c 為粘滯阻尼, \ddot{x} 、 \dot{x} 及 x 分別表示相對加速度、速度及位移量。上式可將兩邊各除以質量 m 而正規化為下式

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{x}_g \quad (2)$$

式中 $\omega = \sqrt{k/m}$ 為結構物振動的角頻率, \ddot{x}_g 則代表地表振動加速度, ξ 為臨界阻尼比.



圖一、單自由度(S.D.O.F)振動模型.

式 (2) 可使用杜氏積分(Duhamel integral)求解, 其解答表示為

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3)$$

上式中 $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$. 一般結構物阻尼比 ξ 均小於 20%, 假設 $\xi < 0.2$ 則 $\omega_D \approx \omega$, 所以(3) 式可簡寫為

$$x(t) = \frac{1}{\omega} X(t) \quad (4)$$

其中

$$X(t) = -\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (5)$$

式(5)的最大值定義為譜速度 S_v , 即 $S_v = |V(t)|_{\max}$, 或以數學式示為

$$S_v(\xi, \omega) = \left[\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (6)$$

因為 S_v 代表結構物受到表加速度時的速度反應, 所以 S_v 通稱為速度反應譜。

由式(6)可看出反應譜為地表加速度的函數, 而且與結構物的阻尼及結構物的自然頻率有關。當有一地震加速度曲線, 假定已知結構物的臨界阻尼比 ξ , 則可依(6)式求得速度譜與頻率的關係曲線。

取振動的絕對最大位移則稱為譜位移(Spectral displacement) S_d ，其定義為：

$$S_d = |v(t)|_{\max} = \frac{1}{\omega} |V(t)|_{\max} = \frac{1}{\omega} S_v. \quad (7)$$

譜位移代表所有週期結構物的最大位移，但對某一特定結構物而言，其總有一特定頻率、即自然振動頻率，而且實用上的結構物其自然振動頻率雖有不同，但仍有一定範圍，所以取一適當範圍來表示地震的危害度可能更具實用性。Housner 於 1952 建議取 0.1 到 2.5 秒間的譜速度與橫軸所涵蓋的範圍來表示地震波的危害度，稱為 波譜強度 [7]，其定義為

$$SI(\xi, T) = \int_{0.1}^{2.5} S_v(\xi, T) dT \quad (8)$$

(8)式定義與積分週期範圍有關，如果考慮結構物的週期範圍與前述不同，則其 SI 值將難以比較，若將(8)式除以其積分週期範圍則可將其正規化，而可用於不同週期範圍的 SI 作比較，所以(8)式可再正規化為

$$SI(\xi, T) = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(\xi, T) dT \quad (9)$$

以上兩種波譜強度的定義均有其一定的支持者，但(9)式已正規化，其適用範圍較廣，本文採用(9)式為主要討論定義。

(3)G.W.Housner提議以波譜強度SI來表示地震強度

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v dT$$

$SI > 50 \text{ cm/sec} \equiv \text{V 級強震, 損壞發生。}$

$SI > 20 \text{ cm/sec} \equiv \text{IV 級強震上限。}$

$SI < 10 \text{ cm/sec}$,無損壞。

2.相關研究[2003.11.修改]

現行設計規範的主要依據仍然是原始地震特性的參數，例如尖峰加速度(PGA)、尖峰速度(PGV)、波譜強度(SI)等，分析其主要原因是在於考量參數的簡潔及與規範要求的設計譜相關性兩者中取其折衷。

Housner(1952)[5]年建議波譜強度是作為一個地震危險度指標，其定義是地震反應譜的譜擬速度曲線在周期為 0.1 秒到 2.5 秒間的曲線涵蓋面積。

$$SI(\xi, T) = \int_{0.1}^{2.5} S_v(\xi, T) dT \quad (5.1)$$

(5.1)式定義與積分週期範圍有關，如果考慮結構物的週期範圍與前述不同，則其 SI 值將難以比較，若將(5.1)式除以其積分週期範圍則可將其正規化，而可用於不同週期範圍的 SI 作比較，所以波譜強度的另一定義將(5.1)式可再正規化為

$$SI(\xi, T) = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(\xi, T) dT \quad (5.2)$$

波譜強度(SI)的定義主要考量在於考慮結構物的自然振動週期，由於地震波周期與結構物周期相差甚大的地震波對結構物的危害度不大，所以取常見的結構物自然振動周期範圍的最大振動速度平均值來定義波譜強度。F.Neuman 曾經根據美國 100gal 以下之地震數據推導地震記錄與地震損壞間之詳細關係。結果發現週期較短者損壞程度即不若週期較長者。但假如速度值相同時，不論週期長短，損壞程度均相同，例如使房屋牆壁龜裂之大地震速度約為 4.7cm/sec。G.W.Housner(1952)[5]提議以 Spectrum Intensity:SI(波譜強度)的大小來表示地震的危害度。日本的經驗則顯示，當 SI 大於 50cm/sec 時損壞就會發生，此相當於 JMA 的 V 級強震。當 SI 小於 10cm/sec 以下時就不致於有損壞發生了。

式(5.2)的週期範圍幾乎涵蓋了全部建築結構物的週期範圍，Hidago and Clough(1974)[6]研究鋼筋混凝土剛架結構物的合理週期範圍，考慮對於小振幅振動其週期上限只在 1 秒以下，所以建議將式(5.2)的上限改為 1 秒。

Nau and Hall(1984)[7]應用 12 個地震記錄計算彈性系統及雙線性 S.D.O.F. 系統的譜速度以估算地震記錄的有效危害度折算方法，其獲致結論將設計譜分為高頻、中頻及低頻三個段，此三個區段分別為加速度控制區段、速度控制區段及位移控制區段。若以週期表示則可列式如下：

$$\overline{SI}_a = \frac{1}{0.157} \int_{0.028}^{0.185} SV(T, \xi) dT \quad T \in [0.0118; 0.500] \text{sec } s \quad (5.3.1)$$

$$\overline{SI}_v = \frac{1}{1.715} \int_{0.285}^{2.000} SV(T, \xi) dT \quad T \in [0.500; 5.000] \text{sec } s \quad (5.3.2)$$

$$\overline{SI}_d = \frac{1}{8.333} \int_{4.167}^{12.500} SV(T, \xi) dT \quad T \in [5.000; 14.085] \text{sec } s \quad (5.3.3)$$

式中 \overline{SI}_a 為加速度控制區的波譜強度， \overline{SI}_v 為速度控制區的波譜強度， \overline{SI}_d 為位移

控制區的波譜強度。

Kappos(1990)[8]建議修正 Housner 的波譜強度計算式為 SI_m ，定義為

$$SI_m = \int_{T_n - t_1}^{T_n + t_2} SV(T, \xi) dT \quad (5.4)$$

上式中 T_n 為結構物的自然振動頻率， t_1 、 t_2 為以 T_n 為中心的週期增量。 t_1 、 t_2 建議的值為 $0.2T_n$ 。

Matsumura(1992)[9]研究建議修正波譜強度為

$$\overline{SI}_M = \frac{1}{T_y} \int_{T_y}^{2T_y} SV(T, \xi) dT \quad (5.5)$$

式中 T_y 為 S.D.O.F. 的彈性自然振動週期，Matsumura(1995)建議的譜速度積分範圍為 $[T_y; 2T_y]$ 。

Martinez-Rueda(1996)[10]以 4 個地震記錄分析波譜強度，研究建議修正波譜強度為

$$\overline{SI}_{yh} = \frac{1}{T_h - T_y} \int_{T_y}^{T_h} SV(T, \xi) dT \quad (5.6)$$

式中 T_h 是結構桿件產生應變硬化時的正割勁度所求得的結構自然振動週期。本計算式是假設造成結構破壞的地振動週期範圍在 $[T_y; T_h]$ 之間。

Martinez-Rueda(1998)[11]以波譜強度與結構物的設計需求韌性 μ 的比值為評估基準，研究前人所提各種波譜強度的適用性，其結果歸納如表 5.1，表中使用單自由度雙線性(bilinear)結構模型， T_y 為結構物彈性自然振動週期 C_y 為屈服側向力與結構物自重比 $C_y = F_y/W$ ， α 為結構物屈服後與屈服前之勁度比 $\alpha = K_h/K_y$ ， \overline{SI}_H 為與式(5.2)定義相同。

α	C_y	$T_y \leq 0.60$	$0.60 < T_y \leq 1.60$	$T_y > 1.60$
$\alpha \leq 0.10$	$C_y \leq 0.10$	\overline{SI}_H	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_{yh}

	$0.10 < C_y \leq 0.30$	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_H	\overline{SI}_M
	$C_y > 0.30$	\overline{SI}_M	\overline{SI}_H	\overline{SI}_M
$0.10 \leq \alpha \leq 0.30$	$C_y \leq 0.10$	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_{yh}
	$0.10 < C_y \leq 0.30$	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_H	\overline{SI}_M
	$C_y > 0.30$	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_H	\overline{SI}_M
$\alpha > 0.30$	$C_y \leq 0.10$	\overline{SI}_M	\overline{SI}_M	\overline{SI}_M
	$0.10 < C_y \leq 0.30$	\overline{SI}_M	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_{yh}
	$C_y > 0.30$	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_{yh}	\overline{SI}_{yh}

表 5.1. 各種波譜強度適用範圍(Martinez-Rueda(1998)[11])

2.3.地震規模(Earthquake Magnitude)

1.地震規模:

(1)規模依有感地震半徑分爲

半徑 > 300km 顯著地震

300km > 半徑 > 200km 顯著地震

200km > 半徑 > 100km 小區域地震

100km > 半徑 局發地震

(1.1)1897年印度阿薩姆地震有感範圍達2000km。

(2)地震強度(PGA)衰減率受震度、震源深 影響不大。

(3)芮氏地震規模(C. F. Richter,1935):距震央100km水平震幅的對數值爲地震規模

震幅以Wood-Anderson地震儀,放大倍率2800,自然周期0.8s, 阻尼比0.8,以Microns爲單位。

$$M = \log_{10} A$$

若地震儀距震央可能並非恰好爲100km, 所以地震規模定義可改寫爲

$$M = \log_{10}\left(\frac{A}{T}\right) + q(\Delta, h) + a \quad (2.1.1)$$

式中

M =Magnitude

A =maximum amplitude, unit in 10^{-6} metres

T =地震波週期(seconds)

q =衰減函數, Δ =地震儀至震央的角度($^{\circ}$), h 為震源深。

a =經驗常數

(4)地震規模的其他定義

表面波地震規模(M_s):淺震($h < 50\text{km}$, $20^{\circ} < \Delta < 160^{\circ}$)

$$M_s = \log_{10}\left(\frac{A}{T}\right)_{\max} + 1.66 \log_{10} \Delta + 3.3 \quad (2.1.2)$$

當震源深大於50km可使用下式修正地震規模

$$M_{s(\text{correct})} = M_s + \delta M_s(h) \quad (2.1.3)$$

震源深大於90km規模校正值

當震央距大於20°可使用下式修正地震規模

$$M_{s(\text{correct})} = M_s + \delta M_s(\Delta) \quad (2.1.4)$$

規模校正值約在0.6~0.1之間

體波地震規模(m_b):深震產生表面波較少,使用體波表示地震規模定義為

$$m_b = \log_{10}\left(\frac{A}{12}\right) + 0.01\Delta + 5.9 \quad (2.1.5)$$

而最常用的計算地震規模數學式為Gutenberg-Richter(1956)年校正公式

$$m_b = \log_{10}\left(\frac{A}{T}\right) + q(\Delta, h) \quad (2.1.6)$$

(5)地震規模 m_b 、 M_s 關係式,一般地震為

$$m_b = 2.94 + 0.55M_s \quad (2.1.7)$$

(6) 河角博士提出JMA地震規模與Richter地震規模的關係式

$$M = 4.85 + 0.5M_K$$

2.地震最大位移與波動周期

(1) 河角博士提出地震震度與地震規模的關係

$$I_J = M_K - 0.00183(\Delta - 100) - 4.605 \log_{10} \frac{\Delta}{100}$$

I_J : JMA震度階

Δ :震央距離,km

(2)當M增加1,最大位移增加10倍,震央距離加倍,最大位移乘0.308。

(3)SI與地震規模的關係

$$\log_{10} SI = 0.759M - 0.867 \log_{10} \Delta - 2.498$$

(4)最大位移的周期震規模的關係式

$$\log_{10} T_m = -\alpha + \beta M$$

α, β 值見p.p.38。

3.地震動的能量

(1)地震能量與地震規模的經驗式

$$\log_{10} E = 11.8 + 1.5M$$

(2)M增加0.2,能量即增加一倍, M增加1,能量即增加32倍

(3)以大地震能量 $E=5 \times 10^{25}$ erg代入得最大地震規模 $M=9.2$ 。

2.4. 地震延時(Duration)與震央距離的關係

(1)一般而言，地震規模愈大地震延時愈長。

(2)Hanks & McGuire(1981)研究地震機制模型獲得結論為地震延時約與地震矩(Seismic Moment)的三次方根成比例。即

$$T_d \propto \sqrt[3]{M_0} \quad (4.1)$$

(3)Bolt(1969)定義的地震延時為地震記錄中加速度開始大於 0.05g 到小於 0.05g 的時間差為地震延時，稱為 Bracketed Duration。

(4)地震加速度基準值採用加速度為 0.05g，換算為常用單位約為 49gal，這數值約等於目前中央象局的震度分級中的 4 級地震的中值(四級震度定義為 25gal 到 80gal)。

(5)考慮在工程應用上 Bracketed Duration 與影響結構物的地震時間及可能造成損害的程度較為有關，因此 Bracketed Duration 的地震延時定義方式應用最為廣泛。

(6) Trifunac and Brady(1975)定義震延時為所記錄的釋放的震動加速度達最大值的 5%開始到 95%的時間段地震延時。

(7)Boore(1983)定義地震延時為震譜的轉角周期(corner period，為 corner frequency 倒數)的時間差為地震延時。McCann & Shah(1979)以 RMS(root-mean-square)計算累積能量，使用累積能量曲線的轉折點來定義地震延時。

(8)Vanmarcke & Lai (1977)應用能量譜(Power Spectrum density)的觀念來定義其地震延時。

(9)Chang & Krinitzsky(1977)曾估計在近震央 10km 以內的岩石盤與土壤地盤的地震延時，以地動加速度 0.05g 為基準，計算 Bracketed Duration 得其結果如下[4]

地震規模	地震延時(秒)	
	岩石地盤	土壤地盤
5.0	4	8
5.5	6	12
6.0	8	16
6.5	11	23
7.0	16	32
7.5	22	45
8.0	31	62
8.5	43	86

表 4.1.距離震央 10km 以內之典型地震延時[4]

(10)利用中央氣象局的強震站記錄，本文對發生在 2002 年花蓮 331 地震、1999 年嘉義 1022 地震、1999 年集集地震的地震延時特性作分析，花蓮 331 地震記錄總計 430 個測站，扣除異常的測站 CHY114、ILA008 的記錄後有效記錄數有 428 筆，嘉義 1022 地震記錄總計 385 個測站，扣除異常的測站 TCU032 的記錄後有效記錄數有 384 筆，1999 年集集 921 地震有效震紀錄 448 筆。地震延時計算採用 Bracketed Duration，起始值(Threshold)取為 0.05g。各地震記錄均有垂直向、南北向與東西向三個分量，地震延時的計算方式以三個分量中有任一分量大於 0.05g 時起計，至三個分量均不再大於 0.05g 為止。

地震別	有效測站數	值	地震延時 (sec)	震央距離 (KM)
花蓮331地震	428	最大值	25.2600	90.0000
		最小值	22.0060	0.0000
		平均值	24.0925	3.7656
嘉義1022地震	384	最大值	48.0200	227.0117
		最小值	0.0000	2.5254
		平均值	1.9392	100.2450
集集921地震	448	最大值	69.0700	215.5660
		最小值	0.0000	5.4115
		平均值	14.1570	101.2171

表 4.1.地震延時統計表