

106 年核電廠超越設計地震 之地震安全管理技術研究

受委託單位：財團法人成大研究發展基金會

研究主持人：洪李陵

協同主持人：盧煉元、蕭士俊、方中、侯琮欽、王雲哲、
洪崇展、朱世禹、鍾興陽

研究期程：中華民國 106 年 5 月至 106 年 12 月

研究經費：新臺幣 400 萬元

行政院原子能委員會 委託研究

中華民國 106 年 11 月

(本報告內容純係作者個人之觀點，不應引申為本機關之意見)

行政院原子能委員會
委託研究計畫研究報告

106 年核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究
Regulatory Technology Research on NPP
Seismic Design Safety Margin (2017)

計畫編號：NL1060534

受委託機關(構)：財團法人成大研究發展基金會

計畫主持人：洪李陵

聯絡電話：(06) 2757575 轉 63125

E-mail address：llhong@mail.ncku.edu.tw

協同主持人：盧煉元、蕭士俊、方中、侯琮欽、王雲哲、
洪崇展、朱世禹、鍾興陽

研究期程：中華民國 106 年 5 月至 106 年 12 月

研究經費：新臺幣 400 萬元

核研所聯絡人員：史名揚

報告日期：106 年 11 月 30 日

目 錄

目 錄.....	3
中文摘要.....	9
英文摘要.....	14
壹、計畫緣起與目的.....	19
貳、研究方法與過程.....	41
「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」	
一、地震目錄資料庫之檢測和分析.....	41
(一) 概述.....	41
(二) 餘震初步檢測.....	43
(三) 濾除餘震效應分析.....	44
1. 時間系列.....	44
2. 震源深度分佈.....	47
3. 震央分佈.....	51
(1) 卜桑過程(Poisson Process).....	55
(2) 二項過程(Binomial Process) (Gaetan, 2010).....	56
(3) 雙重隨機卜桑過程 (Cox Process).....	56
(4) 群聚過程(Cluster Process) (Dixon, 2002; Yau & Loh, 2012)	57
(5) 硬軟核過程(Hard-Core/Soft-Core Process) (Dixon, 2002).....	58

二、強地動資料庫和 GMPE 之分析	87
(一) 概述	87
(二) 調整後 I14 之適用性探討	88
三、PSHA 計算過程之檢視和分析	95
四、核能電廠 SPRA 的元件耐震度曲線	97
(一) 核電廠之地震風險評估簡介	97
1. 核電廠之地震風險評估方法	97
(1) 核電廠地震風險評估之緣起	97
(2) 耐震餘裕評估法(SMA)之特性	98
(3) 機率式地震風險評估(SPRA)之特性	99
2. 核電廠的 SMA 評估程序	100
(1) 選定評估基準地震力 (Selection of Seismic Margin Earthquake Level).....	100
(2) 組成耐震評估小組 (Selection of Assessment Team).....	103
(3) 耐震巡查準備 (Preparatory Work Prior to Walkdown)..	104
(4) 條列安全停機相關設備與構件(Systems and Elements Selection Walkdown).....	104
(5) 耐震餘裕巡查篩選 (Seismic Capability Walkdown).....	105
(6) 耐震餘裕巡查篩選 (Seismic Capability Walkdown).....	106
(7) 評估資料彙整 (Documentation).....	107

3. 核電廠 SPRA 與 SMA 之差異	108
(二) 保守定量式失效餘裕度方法	110
1. CDFM 之達成目標	110
2. 核電廠的 SMA 評估程序	111
3. 利用計算公式進行耐震餘裕度分析(Seismic Margin)	113
4. 利用試驗資料進行耐震餘裕度分析(Seismic Margin Capacities Based on Seismic Testing)	115
(三) 以 CDFM 計算構件 HCLPF 耐震容量值之應用案例	117
1. EPRI 結構構件範例—剪力牆	118
2. EPRI 設備範例—柴油控制機櫃	120
(1) 設備安裝於地表時之情況	120
(2) 設備安裝於樓板	124
3. 核能一廠所採用 SMA 範例—剪力牆	127
(二) 核保守定量式失效餘裕度方法(CDFM)與耐震度分析(FA) 之比較電廠之地震風險評估簡介	131
1. CDFM 與 FA 之方法比較	131
2. 由 SMA 反推平均耐震度曲線	133
3. CDFM 與 FA 之範例比較	133

「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」

一、緒論.....	150
二、核能一廠與二廠防海嘯牆之海底山崩引發海嘯數值模擬 ..	152
(一) 三維波傳模式	152
(二) 數值模擬結果	158
三、核能三廠防海嘯牆之海溝型海嘯數值模擬	170
(一) 二維海嘯數值模式	170
(二) 三維耦合模式	173
(三) 海嘯情境模擬	177
(四) 三維耦合模式之摩擦係數分析	178
(五) 防海嘯牆受力計算分析	180
(六) 小結.....	182
四、ASCE 7-16 與 FEMA P646 現行防海嘯牆規範比較與整理	196
(一) 載重組合.....	196
(二) 海嘯作用力.....	196
(三) ASCE7-16 結構設計流程.....	199
(四) ASCE7-16 基礎設計與防護.....	199

「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」

一、美日對核電廠地震襲擊的前置準備、規劃與近期作為	204
(一) 美日對核電廠地震襲擊的前置準備與規劃	204
(二) 美日對核電廠地震襲擊後的近期作為	204
二、美日對核電廠震後行動等級、檢測試驗、長期評估之比較	208
(一) 美日對 NPP 震後行動等級之比較	208
(二) 美日對 NPP 震後檢測試驗之比較	216
(三) 美日對 NPP 震後長期評估之比較	222
(四) 結論	230
三、核電廠地震停機準則探討之最新文獻案例	243
(一) 文獻簡介	243
(二) 東日本大地震對四座 NPP 之影響(Grant et al., 2017)	244
(三) 四座 NPP 於東日本大地震時之 DIP 資料(Grant et al., 2017)	245
(四) 美日 NPP 地震自動停機設定與規定之討論(Grant et al., 2017)	246
(五) 結論 (Grant et al., 2017)	249
四、核電廠耐震安全監測識別分析與評估	255
(一) 核二廠耐震安全監測識別分析與評估	255
(二) 核三廠耐震安全監測識別分析與評估	261
(三) 核三廠圍阻體結構分析模型與監測識別資料之比較	266

五、土壤結構互制效應	307
(一) 背景	307
(二) 土壤結構互制分析	309
(三)核電廠相關報告於土壤結構互制分析之探討	326
(四)綜合討論	332
參、主要發現與結論.....	347
肆、參考文獻.....	358

中文摘要

機率式地震危害度分析必須考慮震源特徵和地動特徵的不確定性，本計畫首先針對這兩種特徵的本土資料庫進行檢測分析。在本土地震目錄資料庫中，檢測分析的重點為濾除餘震與否的影響。依據柯司檢定的結果，濾除餘震有其效益，主震的時間系列比較接近穩態卜桑過程的假設。依據卡方檢定的結果，截尾常態分佈會比均勻分佈更適合描述震源深度的分佈。經由 K 函數分析的誤差比較，主震的震央分佈會比所有地震的震央分佈更接近均勻分佈。在本土強地動資料庫中，檢測分析的重點為地動預估方程式的適用性。所有週期 PSA 之調整後 I14 偏低，因此將低估地震危害度分析結果。除了 7.5 秒週期 PSA 之外，其餘週期 PSA 之調整後 I14 的標準差偏低，因此將低估較大 PSA 的危害度，高估較小 PSA 的危害度。

核電廠地震風險評估常用方法有二，即耐震餘裕分析(SMA)與機率式地震風險分析(SPRA)。其中，SPRA 須先進行耐震度分析(FA)以獲得核電廠構件之完整耐震度曲線；而 SMA 係直接以保守定量式失效餘裕度法(CDFM)推求構件之 HCLPF 耐震容量值，只要確保此容量值高於評估基準地震力(RLE)，即代表該構件於 RLE 地震力作用下具備足夠之耐震餘裕度。由於 SMA 僅需作定量式的計算，無須進行完整的危害度分析及機率式耐震度分析，因此工程界較為熟悉並較願意採用。本計畫收集 SMA 與 CDFM 相關文獻，並綜整其原理及方法。由於 CDFM 為 SMA 中決定構件耐震餘裕度之重要方法，其核心公式旨在推求構件耐震容量與地震力需求間之比值，此即代表該構件所具備之耐震餘裕度。因此，本計畫除對 SMA 流程進行介紹外，並詳細說明 CDFM 方法之關鍵公式與參數。最後，

本計畫以 EPRI NP-6041-SLR1 技術報告中之範例及台電公司核一廠耐震餘裕評估成果總結報告一剪力牆為例，說明如何使用 CDFM 法推求該剪力牆之 HCLPF 耐震容量值，再與利用 EPRI Report 3002000709 技術報告中所建議之 FA 機率參數所推求之 HCLPF 耐震容量值進行比較。

本研究使用三維紊流 Navier-Stokes 平均方程模式模擬海底山崩引發的海嘯波傳現象，主要針對運轉中的第一與第二核電廠，以探討設計海嘯+6 米對第一與第二核電廠針對海嘯威脅的設計適切性。海底山崩之崩塌土體視為可大變形物體，主要視為剪切增稠與反觸變的非牛頓流體。海底山崩引發海嘯傳播模擬的情境設定，分為兩部分：崩塌土體至於海底地形某斜面上，以及將海底地形某斜面挖空後，崩塌土體置於挖空處兩種。兩種情境設定小範圍的三維海嘯波傳模擬以及全域的三維海嘯波傳模擬已完成。

此外，本研究使用二維淺水波方程模式以及三維耦合模式模擬運轉中的第三核電廠於海溝型海嘯侵襲下的水體運動，探討設計海嘯+6 米所對應之震源條件造成的溢淹情形以及預計建置的防海嘯牆之水動力載重計算。為了得到更大的海嘯波，在不改變其他地震參數的情況下，利用增加滑移量的方式放大地震規模。本研究於相同地震規模條件下，探討摩擦係數對於防海嘯牆作用力計算的影響性。作用力分析的結果顯示，摩擦係數在近岸對海嘯波的影響較顯著。摩擦係數不只影響海嘯波作用力的大小，甚至造成最大作用力發生時間點的改變。

最後，本研究蒐集規範 ASCE7-16，其中新增海嘯作用力與效應一章節，歸納海嘯作用下需考量之作用力及相關載重組合，並與規

範 FEMA P646(2012)及防波堤の耐津波設計ガイドライン(譯：防波堤耐海嘯設計指南)(2013)進行比較，統整海嘯牆設計考量重點。

本研究結論為：

(1) 崩塌土體視為可大變形流變材料較適合真實海底山崩引發的滑移土體應力與變形的材料特性。

(2) 將海底地形某斜面挖空後，崩塌土體置於挖空處之模擬，較符合真實狀況。

(3)在能量等效原則下，崩塌土體視為可大變形流變材料所引發的海嘯波傳，在抵達第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速，均遠較將崩塌土體視為剛體所造成的波高與波速為大。

(4)當崩塌土體體積增大時，第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速顯著遞增。

(5)目前研究結果顯示，海底山崩引發的海嘯波傳現象對第一與第二核電廠之海嘯威脅，可堪與海底地震引發的海嘯威脅相擬。

(6)建議查驗是否滿足特定情境(例如：設計海嘯+6米)，可利用溢淹面積作為判斷的一種方式。

(7)受力分析所使用的流場或壓力之取樣頻率，需進行取樣頻率分析測試，避免低估作用力。目前結果顯示，取樣頻率至少需達 0.5 Hz 以上。

(8)本研究將 T02 放大 3.7 倍 ($M_w = 8.59$) 使得海嘯能在廠區達到 18.53 m 的溯升高。

(9)模擬其他文獻提供之馬尼拉海溝地震情境，顯示本研究設定的海嘯情境相對保守。

(10)FLOW-3D 淺水波模式之摩擦係數分析結果顯示，不同的摩

擦係數可能不僅影響海嘯牆受海嘯波作用力的大小，甚至造成作用力過程的變化。

(11)比較時序列的海嘯波作用力計算結果，發現以三維 Navier-Stokes 方程模式得到的作用力（以壓力計算），會小於以二維淺水波方程模式（以規範(FEMA P646, 2012)計算）的結果。

(12) ASCE7-16 與 FEMA P646 之各項海嘯作用力，無法評估何者較為保守，仍需視情況而定。

(13) ASCE 7-16 中結構物的海嘯設計流程，尚缺乏針對抗滑力、抗翻力與基礎承载力進行檢核，並且無額外考慮最大地震力之作用，因此，結構設計流程較為簡單。相對而言「105 年核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究」中所提出的設計流程於海嘯牆設計面仍較完整，唯第二階段之荷重組合可用 ASCE 7-16 提出之替代。

(14) ASCE 7-16 針對基礎設計和防護，已跟進防波堤の耐津波設計ガイドライン（譯：防波堤耐海嘯設計指南）(2013) 提出預防沖刷之對策，但仍非針對海嘯牆設計，使用時需予斟酌考量使用。

一旦地震超過運轉中核電廠之設計地震後，重啟動評估機制必須周全合理，在安全的前提下儘快重新啟動運轉，以避免影響電力供給及經濟損失。本年度計畫深入剖析日本 KKNPP 與美國 NAPS 核電廠重啟動各階段之詳細評估與管制技術經驗，並比較兩國重啟動評估導則之異同。其次，參考目前國內核電廠中小度地震之地震報告，評估分析模型之適切性，並蒐集相關研究文獻，以協助評估核電廠相關參數與數值模擬分析之假設，以滿足未來新的耐震需求下的行為預估。

關鍵字：機率式地震危害度分析、地震目錄、強地動資料、地動預估方程式、統計檢定、耐震餘裕分析、保守定量式失效餘裕度方法、耐震容量、耐震度、耐震度曲線、海嘯數值模式、流變材料、三維紊流 Navier-Stokes 方程式、耦合模式、Navier-Stokes 方程模式、溯上高度、海嘯作用力、NAPS 核能發電廠、柏崎刈羽核能發電廠、運轉基準地震、安全停機地震、累積絕對速度、分析模型、土壤結構互制、重啟動

英文摘要

The uncertainties in both the SSC and the GMC should be carefully considered in PSHA. This study investigates and analyzes the two local database associated with the SSC and the GMC. The effects of de-clustering on the probability models in PSHA are key points on analyzing the local earthquake catalog. According to the results of K-S test, the de-clustering is obviously helpful in accepting the assumption of stationary Poisson process on the mainshock time series. On the basis of chi-square test, the truncated normal distribution is more reasonable than the uniform distribution in describing the distribution of focal depth. Through the error analysis of K functions the epicenters of mainshocks only is distributed uniformly in seismic zones. The unbiasedness of GMPE on PSHA is the key point on analyzing the local strong-motion data. As a result, the adjusted I14 underestimates the PSA at all periods, and then will underestimate the results of PSHA. The adjusted I14 underestimates the standard deviation of GMPE at all periods except 7.5-sec period, and then will underestimate the hazard at large PSA, but will overestimate the hazard at small PSA.

Seismic margin assessment (SMA) and seismic probabilistic risk assessment (SPRA) are the two NPP seismic assessment methods recommended by the US Nuclear Regulatory Commission (USNRC) in the document NUREG-1407. In the SPRA method, seismic fragility analysis (FA) for critical NPP components or systems has to be conducted first in order to obtain complete seismic fragility curves for these components. On the other hand, in the SMA method, the HCLPF (high confidence and low probability failure) capacity of a component is computed deterministically according to the CDFM (Conservative

Deterministic Failure Margin) method, and the component is said to have sufficient seismic margin as long as the computed HCLPF capacity exceeds the seismic demand of the review level earthquake (RLE). Since the CDFM calculation is the core of the SMA, the methodology and key formulas of the CDFM are first reviewed in this report. Then, the seismic assessment of the shear-walls given in the technical report of EPRI NP-6041-SLR1 and TPC NPP-1 are used as the examples to explain the methodology of the CDFM. Finally, the computed HCLPF capacities of the shear-walls are compared with the HCLPF value predicted by the FA analysis using the values suggested in EPRI Report 3002000709 for the uncertainty parameters.

In the present study, the three-dimensional Navier-Stokes equation for turbulent flows (or Reynolds equations with k-e turbulence model) is applied to study the Tsunami propagation induced by large-scale avalanches under seawater and the corresponding threat to the first and second nuclear power plants in Taiwan, with the focus of the appropriateness of +6m of the tsunami water level in the design criterion. The avalanches are considered continuous materials with large deformation, specifically they are considered shear-thickening and anti-thixotropic rheological fluids. Two configurations of the onset of avalanches under seawater are proposed: (a) the avalanche material is placed on an inclined surface under seawater, (b) part of an inclined surface is removed, whose volume is filled by the avalanche material. The local and global wave propagations for these two configurations have been conducted.

In this research, a two-dimensional shallow water equations model and a three-dimensional coupling model were used to simulate the tsunami induced by the rupture of the trench. The tsunami scenario is

designed by which can cause the runup height up to the design value plus 6 meters for the Maanshan nuclear power plant in Taiwan. The inundation area and hydrodynamic loads on the tsunami wall which will be installed shortly are calculated. To generate a larger earthquake magnitude in the simulation, the slip increases with other parameters remain the same. The effect of the friction coefficient on the calculation of the anti-tsunami wall was studied under the same earthquake. The results of the force analysis show that the coefficient of friction has a significant effect on the tsunami waves in the nearshore region. The coefficient of friction not only affects the magnitude of the tsunami wave force but also the occurrence time of the maximum force.

This study reviewed the related literatures particularly specified in ASCE 7-16 and FEMA P646 regarding the loads and the combinations that should be properly considered when designing tsunami walls. Great East Japan Earthquake investigation reports were also studied and compared; specifically focusing on the design guideline of tsunami wall.

The conclusions are as follows: (1) The stress-deformation behavior of avalanche material in real circumstances can more appropriately be accounted for if the material is considered a rheological fluid. (2) The process of real avalanche under seawater can more appropriately be taken into account in the numerical simulations, if the avalanche material is placed on the cavity of an inclined surface under seawater. (3) In the context of energy equivalence and for the first and second nuclear power plants, the wave heights and speeds of the tsunamis induced by larger-scale underwater avalanches are significantly larger than those obtained by considering avalanches as rigid bodies. (4) Increasing the volumes of avalanches tends to enhance the wave heights and speeds of the tsunami waves. (5) Based on the

present study, the wave heights and speeds of the tsunami waves induced by underwater avalanches are comparable with those resulted from underwater earthquakes. (6) The inundation area can be used as an indicator to identify a scenario that satisfies a specified requirement. (7) The effect of sampling rate on the computed hydrodynamic loads should be considered. In this study, the sampling rate should be greater than or equal to 0.5 Hz. (8) The runup height equal to 18.53 m is observed in the scenario ($M_w = 8.59$), and the energy released by the earthquake is 3.7 times bigger than scenario-T02. (9) The scenario for Manila trench in this study is conservative since the scenario provided by the existing literature leads to smaller runup heights and inundation. (10) The analysis of the friction coefficient for the shallow water equation module in FLOW-3D shows that the coefficient not only changes the hydrodynamic loads on the onshore seawall but also results in a different process. (11) Based on the analysis of the time series tsunami wave force acting on the onshore seawall, the force computed by a three-dimensional Navier-Stokes equations model is smaller than the load calculated by a two-dimensional shallow water equations model with the code FEMA P646 (2012). (12) Tsunami forces of ASCE7-16 and FEMA P646 can not ensure which specifications is more conservative, it has to go through the entire calculations. (13) Structure design procedure of ASCE 7-16 dose not consist of checking resistance of sliding force, overturning force and bearing capacity; therefore, the tsunami wall design procedure still recommends using the procedure from “Regulatory Technology on Seismic Safety for NPP over Design Earthquake (2016).” (14) Foundation designs and protections of ASCE 7-16 has followed “防波堤の耐津波設計ガイドライン(2013)” about preventing tsunami scour and erosion; however, the former has less

detailed than the letter.

Once the OBE of an operating NPP is exceeded under earthquakes, it is necessary to have a reasonable and comprehensive evaluation plan to restart the operation. This project looks into the restart experiences of Japanese and American NPPs survived from 2007 and 2011 beyond SSE earthquakes, and compares their guidelines for restarting procedure. Furthermore, the earthquake report of the nuclear power plant under small or moderate earthquakes in Taiwan is evaluated, with an aim to assess the adequacy of lumped mass models. Relevant literatures are also collected for improving the accuracy of the computational model. The various assumptions for the numerical parameters are also evaluated in order to meet the requirement of accuracy when the model is employed to predict the behavior of power plant under future seismic events.

Key words: PSHA, Earthquake Catalog, Strong-Motion Data, GMPE, Statistical Test, Seismic Margin Assessment, Conservative Deterministic Failure Margin, Seismic Capacity, Fragility Curve, Seismic Fragility, Tsunami Numerical Model, Rheological Material, Three-Dimensional Navier-Stokes Equations for Turbulent Flows, Coupling Model, Navier-Stokes Equations Model, Inundation Depth, Tsunami Forces, NAPS (North Anna Power Station), KKNPP (Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant), OBE (Operating Basis Earthquake), SSE (Safe Shutdown Earthquake), CAV (Cumulative Absolute Velocity), Analytical Model, Soil-Structure Interaction, Restart

壹、計畫緣起與目的

地震造成地表和結構物的振動，振動幅度若以某一時段內的超越機率來描述，即是機率式地震危害度分析(PSHA)。PSHA 的分析技術日趨複雜，需佐以程序運作的適當規範，來保證分析結果的可信度，故台灣電力公司進行核電廠符合美國資深地震危害度分析委員會等級 3(SSHAC-3)之程序流程的 PSHA。PSHA 的基石為地動極值或結構物反應極值的地動預估方程式(GMPE)，再依其自變數的不確定性和預測誤差，衍生機率模型、分析和整合，產生危害度曲線。台灣電力公司核電廠執行符合 SSHAC-3 流程的 PSHA 再評估計畫已有兩年多，目前已召開四次正式工作會議和三次研討會，經由資源專家和倡議專家的協助，兩套主要的本土資料庫已趨近建置完成。第一套資料庫為重新校正的地震目錄，搜集 1900 年 1 月 1 日至 2015 年 6 月 30 日之間，發生在台灣的 649253 筆地震事件基本資料，如發生時間、震央位置、震源深度、地震規模、甚至主、餘震等參數和屬性，可評估各震區地震年平均發生率、地震規模分佈和其上限等 PSHA 所需的輸入資訊。第二套資料庫為各自由場測站強地動紀錄的相關資訊，在 1992 年 4 月 19 日至 2014 年 12 月 31 日之間，合計 37371 筆。自由場強地動資料庫內含事件資訊、測站資訊、以及距離和振動幅度等資訊，乃建立 GMPE 所需的本土地震振動數據資料庫。這兩套資料庫對 PSHA 非常重要，為了建立未來核電廠 SSHAC-3 的 PSHA 管制審查重點及基準等技術，本計畫擬針對這兩套資料庫先行檢視和分析。

一般假設 PSHA 與時間無關，即假設地震的發生為穩態卜桑

(Stationary Poisson)過程。穩態卜桑過程最主要的假設有二，一為兩個不重疊時段的地震發生次數是彼此統計獨立的隨機變數（卜桑過程），另一為地震的平均發生率是常數（穩態）。因為穩態之故，某一地動或結構物振動幅度的年超越機率（或回歸期）遂成為與時間無關的常數。因為統計獨立之故，卜桑過程無記憶性，一個地震的發生不會干擾或引致鄰近另一個地震的發生。換句話說，為了滿足卜桑過程的假設，一群地震系列只能採計主震一次，不計及前震和餘震的發生次數，因此重新校正的地震目錄資料庫需分別前震、主震和餘震。直覺上，前震和餘震與主震的相隔時間和距離可能與主震的規模，甚至與主震的機制、深度或走向有關。目前 PSHA 的執行單位以固定的相隔時間和距離來篩選餘震，這個議題值得研究。再者，強地動資料庫雖採用了本土地震數據，但也排除了 921 集集主震和餘震的測站紀錄，原因為 NGA-WEST2 的 5 條 GMPE 已採計之，故對 NGA-WEST2 的 5 條 GMPE 重新以本土地震數據估計部份參數時，不再重複採計。台灣本土地震紀錄在修改後 NGA-WEST2 GMPE 的偏差和變異程度值得探討。此外，地震危害度分析需將各種不確定性一一列入計算，某些變數有相關性，故相互的不確定性需按照先後順序代入計算。理論上，不同的地震危害度分析程式應該得到相同的危害度計算結果。如果有所差異，可能是變數離散化的精度不一，但比較擔心的是不確定性計算的順序有誤。因此，為了進一步完成核電廠 SSHAC-3 的 PSHA 管制審查重點和原則之建議，本計畫擬針對地震目錄資料庫、GMPE 的估計方式和結果、以及地震危害度分析的計算順序，進行研究分析和結果探討。

完整的地震機率風險分析(Seismic Probability Risk Assessment, SPRA)涵蓋結構系統的地震需求、耐震容量和其間的界面。地震需求可由 PSHA 獲得；耐震容量的機率分析比較多樣化，視結構系統的功能要求和複雜程度而異，例如建築物有可修復補強或不得倒塌等功能設定，核電廠有正常運作和安全停機等功能要求。核電廠之耐震設計通常以能夠承受一選定之保守地震力(通常稱為安全停機地震力或 SSE, Safe Shutdown Earthquake)作為其設計與建造之依據，並在設計、分析、檢核、建造等各階段皆保有一定之安全餘裕度(Safety Margin)。然而，地震出現之強度及頻率實難加以精確預測，前述核電廠耐震力標準常基於有限的觀測資料及社會可承受的地震危害機率加以估算，當有新的觀測資料或新事證出現時，前述耐震力標準即需重新檢討。此時，對於已建造完成之核電廠，即有必要透過標準的作業程序重新進行耐震能力評估，以評估其地震災害風險，同時找出核電廠抵抗地震災害的薄弱面，以作為核電廠耐震補強及改進其安全性之重要依據。職是之故，美國核能管制委員會(USNRC)於 1991 年發布 Supplement 4 to Generic Letter No. 88-20，要求各核電廠必須執行「個廠廠外事件檢視」(IPEEE, Individual Plant Examination of External Events)，同時提出 NUREG-1407 文件以訂定 IPEEE 之標準作業流程。該文件認定可行之 IPEEE 地震風險評估方法有二：耐震餘裕評估法(SMA, Seismic Margin Assessment)與機率式地震風險評估法(SPRA, Seismic Probabilistic Risk Assessment)。其中，SMA 屬於定性式分析方法；而 SPRA 則屬於機率式分析法，二者在本質上有所不同。

SMA 又稱保守定性量式失效餘裕度方法(CDFM, Conservative Deterministic Failure Margin method)。該法主要在推求使核電廠喪失安全停機能力之最小地震力(又稱超越地震力),所謂喪失安全停機能力可為爐心損毀(Core Damage)或大量早期洩漏(Large Early Release)等事件。目前常用的耐震餘裕度量指標為「高信心與低損壞機率」(HCLPF, High Confidence Low Probability Failure)。所謂 HCLPF 地震力係指在 95%信心水準下使核電廠發生損壞機率小於 5%之地震力稱之。由於 HCLPF 地震力是由保守的定量方法求得,故 SMA 之結果僅為單一的耐震評估值。有關 SMA 的執行美國 USNRC 有詳盡的準則規範 NUREG/CR-4334(1985)與 NUREG/ CR-4482(1986)。另則 EPRI 亦有完整的技術報告 EPRI NP-6041-SLR1(1991)可供參考。而另一方法 SPRA 屬於機率式分析方法,該法主要是利用構件耐震度分析資料(FA, Fragility Analysis),並以事件樹(Event Tree)與故障樹(Fault Tree)等方法統合求得整體系統的耐震度資料,再配合電廠場址的地震危害度分析(PSHA, Probabilistic Seismic Hazard Analysis)資料即可計算核電廠整廠一年內的地震破壞機率與風險(Annual Frequency of Unacceptable Performance)。有關 SMA 的執行美國 USNRC 有詳盡的準則規範,包括:NUREG/CR-2300(1983)。另 EPRI 亦有完整的技術報告 EPRI 3002000709 (2013)可供參考。

在 SPRA 評估法中,耐震度分析是極為重要的一環,FA 之目的主要在求得完整的耐震度曲線(Seismic Fragility Curve),該曲線之橫軸為地震力,縱軸則為特定構件之損壞機率。故該曲線意指在某一地震力作用下,標的構件發生損壞之機率。SFA 的耐震度

分析結果雖以機率呈現，但其與 SMA 評估結果可藉由 HCLPF 耐震容量之值加以聯結，如此兩者即可相容。本案將比較利用 SPRA 中之 FA 與利用 SMA 中之 HCLPF 分析核電廠耐震度時的差異。

海嘯(tsunami)為一複合字，由日文中的「津 (tsu)」與「波 (nami)」組成，意指海港的波浪。此外，根據美國海洋與大氣總署(NOAA)的定義，海嘯係指海洋受快速大尺度的擾動所產生的一系列傳播之長波(A series of very long waves generated by any rapid, large scale disturbance of the sea)。因核能電廠運轉需低溫熱源 (heat sink) 排放廢熱以完成動力循環，絕大多數核能電廠均選址於靠近海洋處，藉由海洋巨大的熱容量完成廢熱的排放，但同時亦面臨日常與極端氣候下海嘯可能之威脅。為抵抗此威脅，核能電廠依實際情況視需要建置防海嘯牆或防海嘯海堤(sea wall)。惟進行防海嘯牆評估與實際設計時，需評估海嘯溯上高度(run up/ inundation)與海嘯波速。此重要資訊，需參考核能電廠址周邊與海底地形、歷史海嘯紀錄與海嘯模擬模型獲得。

海嘯是一種長波及長週期波，引發原因為海水受到垂直方向的擾動。主要擾動原因可分為下列幾類：(1) 海底地震，(2) 海底山崩，(3) 海底火山爆發，(4) 大量陸體進入水域，和(5) 其他未確定原因等。目前研究顯示，對核能電廠影響至鉅之海嘯，主要由海底地震引發。當海底地震發生時，海床會產生破裂與錯位；當錯位方向為垂直向時，在該錯位上方的海水就會被帶離原有的均衡狀態；倘若錯位規模夠大，海嘯就會發生。此時，重力會驅使擾動水體朝向原本均衡狀態運動，引發海嘯的傳播。由於傳播最主要由重力驅動，因此海嘯波又被稱為重力波 (gravitational wave)。與一般風吹波浪相

較，海嘯的週期約為 15~30 分鐘；最長的甚至可以到 1 小時；海嘯波長與水深有關，在深海一般可超過 150 公里，而水面的抬昇一般小於 0.5 公尺。

海底地震引發之海嘯，其生成到侵襲內陸過程，可分為四個階段。當海底地震引發垂直地殼擾動，其上的海水亦隨之擾動；此為第一個階段（生成階段，Initiation stage）。引起之海面水量擾動，在地球重力場的影響下，波浪會從震源處向四周傳遞。在傳遞過程中，因能量耗散極小，故海嘯可將地震能量藉由海嘯波(tsunami waves)，由深水到淺水區橫跨長距離傳遞到遠岸，此為第二個階段（傳播階段，Split stage）。當海嘯波接近岸邊時，因水深變淺，海底床的效應造成海嘯波隨地形被抬起。同時，海嘯波傳速度也因水深變淺而減速，故海嘯越靠近岸邊其速度越慢。當後方行進較快的海嘯波趕上前方行進較慢的海嘯波，海嘯波會累積，造成整個海嘯波高的放大，此為第三個過程（放大階段，Amplification stage）。波高被放大的海嘯，對於近岸結構物的破壞力也隨其高度的增加而增強。海嘯進入陸地，造成結構體破壞與人員傷亡；海嘯能夠抵達陸地的最高處，稱為溯昇，此為第四階段（溯昇階段，Inundation stage）。進入內陸的海嘯以類似洪水方式前進，距離可達數公里。從海嘯進入內陸到其消退，時間可長達一小時。

因核能電廠運轉時需低溫熱源排放廢熱以完成動力循環，故絕大多數核能電廠均選址於靠近海洋或湖泊處，藉由湖泊或海洋巨大的熱容量完成廢熱的熱交換。目前台灣有三座運轉中核能電廠，以及封存的核能四廠。核能一廠，二廠與四廠均位於臺灣北端與東海臨接處，核能三廠則位於台灣南端與巴士海峽臨接處。因台灣位於

歐亞大陸板塊 (Eurasian plate) 與菲律賓海洋板塊 (Philippian sea plate) 交界處，周圍的馬尼拉海溝(Manila trench)與琉球海溝(Ryukyu trench)是可能的具威脅性的海底地震來源。一旦海底地震從此二處海溝產生，引發之海嘯會傳播並衝擊台灣的核能電廠。在大多數的情況下，海嘯由海溝深海往近岸處傳播的過程中，會先進入陸棚區(大陸與深海交界較為淺水區域，Continental shelf)。陸棚區的水深通常在一公里以內(多為 200 ~ 500 公尺)。在海水是不可壓縮流體的假設下，深海處的波浪進入淺海區時，波高開始放大。根據淺水波理論(Theory of Shallow Water Waves)，當水深變淺，波前進速度變慢，引發後浪騎在前浪上的波高放大現象。當波浪越過陸棚進入沿岸淺灘區，此波高放大效應更為明顯。且由於水深急遽變淺，除前述減速效應外，海底底床的摩擦阻力也更加明顯。這些效應造成海嘯到達近岸產生類似急速煞車的效應。更加加劇波高的揚升。進入到岸邊的海嘯波，若波高太高，部份就會碎掉成為湧潮(bore)。湧潮高度可以由數十公分到數十公尺。湧潮夾雜撞擊力強烈的碎石、樹幹，會首先對核能電廠結構體產生撞擊破壞，再對周圍基礎產生路基濤刷破壞，引發核能電廠運轉安全問題。

台灣現有運轉與封存之核能電廠均面洋，且基於排放廢熱之考量，場址高程與海平面高程差距不大，需考慮海嘯侵襲之危險。海嘯對核能電廠結構物的破壞衝擊作用，主要可分為海嘯波壓力(wave pressure)、淹沒(inundation)、海嘯靜壓力(static pressure)與動壓力(dynamic pressure)、殘骸漂流物衝擊力(debris impact force)及沈積物侵蝕及累積(sediment erosion and deposition)等。在現行核能電廠設計與興建規範中，防範海嘯衝擊的破壞除了圍阻體本身與

場址周邊阻水與排水設施外，主要依靠防海嘯牆與防海嘯堤等，其設計興建規範均已包含在各國核能電廠的設計規範中，且海嘯引起的近岸波高與波速預測亦有不同的海嘯模擬模型可供遵循。只是，2011年3月11日發生的日本福島核電災害顯示，傳統的海嘯波高模擬模型，與傳統防海嘯牆的設計興建規範，已無法預測在極端氣候影響下引發的海嘯衝擊。因此，海嘯機率波高模擬模型以及防海嘯牆的設計興建規範急需修正，以應付極端氣候下海嘯衝擊對核能電廠的威脅。

台灣歷史上曾經發生數次嚴重海嘯，其中多半伴隨嚴重地震。海嘯帶來大量水體侵襲內陸，造成嚴重財物與人員傷亡。且因地震伴隨發生，海嘯引發之災害為複合式災害。惜因早期科學紀錄並不完整，有記錄侵襲台灣之海嘯多半僅以文字敘述方式存於史料，缺乏科學量化數據。中央大學吳祚任教授參考歷史文件記錄，整理曾經侵襲台灣之海嘯與可能引發原因。台灣過去350年間遭受之11次海嘯侵襲，其中6次記錄可大略確定為海底地震引起之海嘯；3次可能為海底山崩海嘯；2次海嘯發生原因並不明確。此項結果顯示，針對台灣地區核能電廠之海嘯威脅，主要仍由海底地震(海溝型地震)引發，可能發生於台灣周邊的海底斷層上。但在紀錄上，由其他原因如海底山崩與不明原因引發之海嘯亦有紀錄，且比率約略與海底地震引發海嘯次數相當。故考慮台灣地區核能電廠遭受海嘯之威脅時，需廣泛考慮不同成因引起的海嘯。倘若單單考量海底地震引發之海嘯，從歷史紀錄來看，略顯不足。惟此項考慮須進行長期詳細的台灣週邊海底地形與地質調查。於此項研究結果尚未完成與揭露前，為提升現行運轉核能電廠抗海嘯能力，僅能先考慮海底地震引

發之海嘯，並提供必要資訊於防海嘯牆的規劃與設計。完整海嘯威脅之考慮，尚需不同成因引發海嘯之詳細調查與研究。

此外，原子能委員會鑑於日本福島核災造成嚴重之後果，啟動國內核能電廠現有安全防護機制全面體檢方案，並邀請國外核能電廠安全防護專家學者進行獨立審查。結論分別見於 2012 年 08 月完成之『國內核能電廠現有安全防護機制全面體檢方案總檢討報告』，及 2013 年 04 月『獨立審查意見』等兩份報告。報告中對台灣地區現有核能電廠的安全防護進行詳細的訪視、評估，並提出意見。報告中關於海嘯威脅的評估，整理如下：(1) 關於海嘯模型採用部分，建議採用不同之海嘯模型模擬海嘯溯上高度與波速。(2) 為更詳細掌握海嘯之威脅，建議台灣周邊詳細海底地形要納入考慮。(3) 建議詳細調查台灣周邊海底地形與地質資料，以釐清影響台灣之海嘯發生成因。報告中特別建議針對海底山崩與大規模陸體滑入海洋水體引發之海嘯進行評估。(4) 考量台灣的氣候狀況，報告建議評估海嘯與其它災害結合引起之複合災害狀況評估。需特別針對暴潮，海嘯與暴雨同時發生之複合災害引起廠區淹水狀況。

為進一步確保現有核能電廠之安全性，行政院原子能委員會於 2012 年 11 月 5 日函送台灣電力公司（會核字第 1010018156 號函之核能電廠管制追蹤案），指示依現行海嘯設計基準水位加 6 公尺築海堤或混凝土海嘯擋牆，以提升核能廠抗海嘯能力，其中 6 公尺之海嘯設計水為提升已包含暴潮考量。據此，各核能電廠之海嘯設計基準水位，由原先 FSAR 報告中之設計海嘯基準，提升至新的設計海嘯基準。更新之設計海嘯基準水位已超出各核能電廠場址設計高程；防海嘯牆的設計與建置已屬必要。惟此項『現行海嘯設計基準

水位加 6 公尺』要求係屬暫時性舉措，目的為提升台灣地區各核能電廠現有抗海嘯能力。此項要求是否足夠，抑或適合台灣地區實際狀況，尚需進一步的研究與探討。

防海嘯牆設計規劃前期最重要分析參數為海嘯進岸波高，海嘯溯升高度，海嘯湧潮速度等。以上參數須參考歷史海嘯紀錄，並經由海嘯模型模擬獲得。海嘯模擬過程可概分為三個階段：海嘯產生，深海區海嘯波傳播，與近岸海嘯溯上與溢淹範圍。目前已知海嘯成因可大略分為海底地震，海底山崩，海底火山爆發，與巨大物體撞擊海洋等。以台灣地區曾經發生之歷史海嘯紀錄觀之，較常發生之海嘯乃由淺層強震與海底山崩所引發。

關於海底地震發之海嘯，目前仍以 Okada (1985)提出之方法普遍被學界使用於推估因地震斷層錯動導致之海水面初始抬升與分布。隨後海嘯於深海區之傳播與近岸海嘯溯上與溢淹模擬高度，仍以二維非線性淺水波方程式為控制方程式，輔以數值計算模擬求解。目前國際間普遍採納之海嘯模擬模型可分為下列數種：(1) MOST (Method of Splitting Tsunami Model)。美國南加大 Vasily Totove 發展，USGS 及 NOAA 採用。(2) TUNAMI (Tohoku University Numerical Analysis for Investigation)。日本 Fumihiko Imamura 發展。十多個國家採用。(3) COMCOT (Cornell Multi-grid Coupled Tsunami Model)。美國康乃爾大學劉立方發展。國科會海嘯評估採用。(4) Anuga (Tsunami model developed by Australian National University (ANU) and Geoscience Australia (GA))。(5) GeoClaw of Clawpack (Conservation Laws Package)。(6) VOLNA (Dutykh et al., 2011)。(7) MIKE 21。

前三種模擬模型發展時間甚早，應用範圍與實例亦較多。惟其

對於非線形長波之傳播模擬，仍基於 1990 年代前之數值方法。以目前計算流體力學的新發展來看，有更新的可能性。後四種乃基於現代對非線性長波之嶄新模擬技術發展，亦可被用於模擬海嘯波傳播之模擬。

目前國際上眾多之海嘯模擬模型，仍針對海溝型地震引發之海嘯傳播為主，主要因為目前海溝地質斷層資料較為詳細。當斷層錯位方向，位移與角度得知後，併入海嘯模型作為輸入參數，即可求得海嘯傳播時間，海嘯近岸波高與波速等資訊。惟根據台灣歷史發生海嘯紀錄來看，海溝型地震引發之海嘯雖屬較大宗，但海底山崩引發之海嘯亦曾出現。欲完整模擬評估海嘯對台灣地需核能電廠之威脅，應針對海底山崩引發之海嘯傳播進行詳細調查與模擬，並發展對應之海嘯模型。

海底地質主要為砂質沉積物與其他固化熔岩等。當海底大規模山崩發生時，大量海底地質材料會經由海底地表地形滑落，引發海嘯發生之初始波序列。此初始波序列經由淺水波傳至近岸，引發海底山崩引起之海嘯。

為模擬此種海底山崩引發之海嘯，考慮海底地質材料為顆粒物質的一種。顆粒物質為大量固體顆粒集合體，固體顆粒間充滿流體。當顆粒物質開始運動，顆粒間的交互作用可分為兩大類：短程的顆粒間非彈性碰撞，與長程的顆粒間因摩擦引起的力鏈。此兩種交互作用會影響顆粒集合體在巨觀的力學行為。因此，顆粒物質可視為一種複雜得多長度尺度，多時間尺度，具微結構效應的流變物質。同時，亦因顆粒間的交互作用，顆粒物質運動時，其巨觀力學性質會有與時間與空間尺度相關的擾動震盪現象，類似於牛頓流體的紊

流現象。

目前，顆粒物質的各種理論已被應用於模擬陸上山崩過程。當崩塌的陸體材料其範圍與位置被確定後，透過簡化近似二維流動模型，整個山崩崩塌過程與最後沈積位置與範圍可以被模擬。由上所述，理論上存在可能性，可以將目前陸地上使用之山崩崩塌模型，移植至海底山脈地形。透過適當的模擬顆粒間的交互作用，與顆粒與海水間的交互作用，評估當海底山崩發生時，大量土體材料運動時引發之海面幾何高度變化的時間序列。此時間序列可被用於作為現行海嘯模型的初始波高數據，模擬海底山崩引發之海嘯傳至近岸處的海嘯波高與波速，已更佳地評估海嘯牆的設計規範。

日本 311 福島核災發生後，鑑於海嘯侵襲核能電廠的破壞狀況與影響，日本重新檢討關於海嘯對於核能電廠的破壞機制與狀況，整理出若干新的觀點，整理於「防波堤の耐津波設計ガイドライン(2013/09)」之報告中，茲分述如下：

1. 探討防波堤的耐海嘯設計時，必須考量海嘯的波浪與流動、其進浪與退浪反覆發生情況、第一波海嘯規模不一定是最大等特性，針對最可能危害防波堤安定性的海嘯條件進行適當設計。特別需注意海嘯之相關性，與海嘯水流對港區之影響。
2. 探討港灣抗海嘯設計時，應將海嘯劃分成「高發生頻率海嘯」及「最大級海嘯」兩個等級，並考量地域防災計畫與海岸保全基本計畫等，依後方構造物等的重要度，在「高發生頻率海嘯」到「最大級海嘯」之間，將海嘯外力設定為「設計海嘯」。
3. 關於「高發生頻率海嘯」：根據「港灣設施技術基準(2007年)」(「第3篇 第2章 第5點 海嘯」)，依據研究區域以往最大海嘯與近

年較多的海嘯資料，判斷適當海嘯與地震空白區域之假想地震所引起的海嘯。可參考日本國土交通省在 2011 年東北地區太平洋海域地震之後，於 2011 年 7 月 8 日所發布的「設計海嘯水位之設定方法」，透過海嘯侵襲後痕跡、歷史紀錄、文獻等調查過去曾經發生的海嘯，並視需要使用模擬數據，設定以一定頻率(數十年至一百數十年一次)發生之海嘯。

4. 關於「最大級海嘯」：盡可能正確回溯過去曾經發生的海嘯與地震，調查古文等歷史資料、海嘯堆積物以及以科學方式調查海岸地形等，並以港灣周邊防災觀點對調查結果進行整理與分析，將所有可能性列入考量。
5. 進行防波堤耐海嘯設計時，應以對「設計海嘯」達到維持防波堤應有功能，以及對規模超過「設計海嘯」的海嘯，盡可能維持防波堤應有功能、不易毀壞的「堅韌構造」為目標。
6. 影響海嘯作用之各種特性。因海嘯作用造成防波堤的損壞處、損壞程度、損壞型態等，皆大受海嘯與港灣特性影響，故必須針對以下特性確實檢視數值分析(海嘯模擬)與水理模型實驗等結果，再適當設定驗證防波堤性能時應考量的海嘯波力與流速等海嘯作用。海嘯特性：海嘯海嘯高度、流速、來襲方向、周期特性、時間變化特性、持續時間等。港灣特性：地形、水深、防波堤設施配置(開口部的位置、寬度等)與高度(有無溢流)等。
7. 考量海嘯作用時間變化特性。海嘯持續時間長、進浪退浪反覆發生，且海嘯來襲方向與周期特性會隨時間大幅變化，故驗證在海嘯波力影響下的防波堤穩定性及預防基床或海底地盤沖刷設計

時，必須確實考量海嘯最高高度、最大流速、時間變化特性與持續時間，對防波堤整體穩定性進行驗證。

簡而言之，鑑於日本福島嚴重核災之經驗，重新提出之海嘯評估重點有二：(一)將設計海嘯區分為最大級海嘯與高頻率海嘯兩種。前者係基於海嘯歷史紀錄回歸分析而得，可採用確定性海嘯模型評估；後者則以機率性海嘯模型評估獲得。防海嘯牆之設計規劃需針對此兩種不同之設計海嘯進行分析。(二)除原先考量之海嘯各種作用力外，新增考慮海嘯之「時變特性」，與其伴隨之海嘯水流對防海嘯牆側面與基礎之沖刷效果。惟此關於海嘯威脅評估的新趨勢，在日本尚在討論階段，並無最後結論。此項新趨勢的後續發展，值得繼續追蹤討論。

相較於日本與其他東南亞等國家，台灣發生海嘯的機率相對較低，根據有限之記錄顯示北部地區基隆沿海發生的機會較高，東部由於有較深的海溝阻隔，而西部沿岸則較淺且平滑，因此海嘯的風險相對較低。近年來由於氣候愈發極端，核電廠沿岸近海因地球板塊運動或颶風、颱風、龍捲風所引起之湧浪、巨型海浪或駐波之衝擊雖亦為核電廠必須考量之安全項目之一，然就災害等級而言，海嘯所造成之結果卻遠大於上述其他。2011年3月11日，日本東北太平洋近海處發生規模9.0之強震，造成日本東移數公尺，海岸線沈沒半公尺。這場大地震隨後並引發14公尺高之巨大海嘯，淹沒日本560平方公里，造成百萬棟建築毀損，15,000人喪生。此次大地震影響了日本境內11座反應爐，於地震當下，11座反應爐均全數啟動自動停機機制，除了福島核電廠以外的反應爐，地震並沒有對各核電廠造成重大的傷害，包括受到最強烈震波衝擊的女川核電廠。

地震發生時，福島第一核電廠的 1、2、3 號機組處於發電狀態，福島 4、5、6 機組則處於停機狀態。然而地震所引起的海嘯約 50 分過後，使得福島電廠發電機浸水，破壞了福島電廠所有電力系統，不僅造成福島第一核電廠喪失最後的散熱裝置，並且失去外部電力與發電機，因此，雖然核電廠已不再運轉，但是核燃料所散發之大量衰變熱，因缺乏流通水持續冷卻反應爐，使得溫度累積超過攝氏 1,000 度，造成燃料棒外殼與水蒸汽劇烈反應，產生大量的氫氣，造成地震過後三日內，不僅福島電廠三具反應爐陸續融燬，更造成氫氣爆炸，損毀屏蔽之建築物，使得輻射性氣體及水外洩，最終造成了福島核災。另一方面，距離震央更近的女川核電廠，不僅在地震後立即停止機組運轉，其 14 公尺高之防海嘯牆，安全保護了核電廠在 13.5 公尺高的海嘯衝擊作用，避免發生嚴重災情。鑑於防海嘯牆於核電廠之重要防護，日本近期研擬建造 400 公里長之鋼筋混凝土防海嘯牆，規劃之防海嘯牆最高達 12.5 公尺，預計總金額為 68 億美元。

華爾街日報結合世界核能協會及全球地質危害計畫資料，進行全球核電廠地質風險評分，評估結果指出全球共 34 座反應爐位於斷層高活動區，其中，台灣 4 座核電廠、8 座反應爐均於名單中。因此如何防範地震與隨之可能引起之海嘯，使得核電廠能於複合災害中安全無虞，為台灣核電廠所面臨之重要問題。民國 100 年學者專家針對引發日本 311 海嘯的海溝型大地震，模擬推估影響核四廠海岸的可能海嘯高度為 3.4 公尺，而核四廠址高程為 12.0 公尺。福島事件後，台電更依照原能會要求，規劃興建防海嘯牆，使得以抵擋約 14.5 公尺高之海嘯，並防止海水倒灌，其中，海嘯牆設計乃按照

最大海嘯溯上高度，再加上 6 公尺餘裕，進行施工。海嘯牆設計除了需考量海嘯衝擊力，亦需考量淹沒、海嘯靜水壓與動水壓、殘骸漂流物之撞擊力，以及沈積物之侵蝕與累積，值得注意的是，海嘯牆之相關設計迄今尚無明確法規得以遵循，因此本計畫將收集統整國內、日本、美國於防海嘯牆之相關設計準則，並建議防海嘯牆之設計方法與流程。具體而言，針對委託單位之要求，本計畫將詳細彙整美國最新 ASCE 7 及 FEMA P646 (2016) 之防海嘯牆規範。

2011 年 3 月 11 日，日本東北太平洋近海處發生規模 9.0 之強震，造成日本東移數公尺，此次大地震影響了日本境內 11 座反應爐，於地震當下，11 座反應爐均全數啟動自動停機機制，除了福島核電廠以外的反應爐，地震並沒有對各核電廠造成重大的傷害，包括受到最強烈震波衝擊的女川核電廠。值得注意的是，核電廠在經歷超越設計地震後之重啟動前檢核與修復措施，於國際間尚無明確法規得以遵循。

日本柏崎刈羽核能發電廠(Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant, KKNPP)位於日本新潟縣的柏崎市與刈羽村交界處，其業主為東京電力公司(Tokyo Electric Power Company, TEPCO)，柏崎刈羽核能發電廠的一號機在 1978 年 12 月動工、1985 年 9 月商業運轉，至 1997 年 7 月 2 日七號機商業運轉後，超越加拿大的布魯斯核能發電廠成為世界最大的核能發電廠。2007 年 7 月 16 日上午 10 點 13 分，在日本新潟縣發生芮氏規模 6.8 的新潟縣中越沖地震(Niigata-ken Chuetsu-oki Earthquake, NCO)，其震央位於新潟縣西南方 60 公里外海的海底活斷層，距離柏崎刈羽核電廠北方外海約 19 公里，深度約 17 公里，此地震在柏崎刈羽核電廠的強度為 6.5

級，一號機所佈設的加速度規偵測到達 0.69g (6.8m/s²)的東西向最大地表加速度(PGA=0.69g)，此 PGA 已超過柏崎刈羽核電廠安全停機的設計加速度值 0.46g (4.5m/s²)，亦遠高於柏崎刈羽核電廠所訂定的重要設施快速重啟動的加速度值 2.73m/s²，因此核電廠內的二、三、四、七號機因地震而自動安全停機，一、五、六號機在定期停機檢查中，因此廠內所有七部反應爐機組全部停機，三號機的汽機廠房甚至偵測到約 2.1g (20.58m/s²)的加速度，地震開始的兩分鐘後(上午 10 點 15 分)三號機汽機廠房外的變壓設施發生火災、冒出黑煙，消防隊於上午 10 點 27 分抵達滅火，並於當日中午 12 點 10 分撲滅火災，此次地震亦造成六號機反應爐廠房之用過燃料儲存池(spent fuel pool)與七號機房內排氣管線(exhaust pipe)洩漏少量輻射物質，而東京電力公司在偵測到輻射物質外洩後，分別在 7 月 16 日晚上 9 點 45 分和 7 月 17 日下午 4 點召開記者會，告知日本社會大眾。柏崎刈羽核電廠在 2007 年 7 月 16 日的中越沖地震過後，廠內七部反應爐機組全部停機，隨即展開全面性的停機檢查、修復、耐震能力補強與提升、測試、評估、分析與審查作業，總共花了 16 個月來提昇七部反應爐機組的耐震能力，日本經濟產業省(Ministry of Economy, Trade and Industry, METI)所屬之原子力安全保安院(Nuclear and Industrial Safety Agency, NISA)邀請國際原子能總署(International Atomic Energy Agency, IAEA)在此期間進行三次實地檢查，IAEA 第一次實地檢查在 2007 年 8 月 6 日至 10 日，發現核電廠在地震期間的安全措施處置良好，反應爐機組安全停機，對周遭環境的輻射傷害較預期為少且有限，並建議對核電廠的耐震安全進行重新評估，並且對核電廠廠

址附近進行更詳細的地質調查，IAEA 第二次實地檢查在 2008 年 1 月，確認核電廠內有關核能安全的設施並無重大損壞，且發現核電廠內大量高品質的檢測工作已經在進行，東京電力公司亦在 IAEA 2008 年 6 月的工作會議後決定對柏崎刈羽核電廠進行重大的耐震能力提升以面對未來可能發生的強震，IAEA 第三次實地檢查在 2008 年 12 月，確認柏崎刈羽核電廠在耐震能力提升後將可因應未來的強震。經過 16 個月對於七部反應爐機組之構件全面性耐震能力的評估與提升，柏崎刈羽核電廠的七號機在 2009 年 2 月 19 日獲得日本當時的最高管制單位原子力安全委員會(Nuclear Safety Commission, NSC)的重啟動許可，並於 2009 年 5 月 8 日獲得新潟縣、柏崎市與刈羽村等地方政府的同意重新啟動七號機，六號機於 2009 年 8 月 26 日重啟動，一號機於 2010 年 5 月 31 日重啟動，五號機於 2010 年 11 月 26 日並網發電。由於柏崎刈羽核電廠遭遇比設計地震 SSE 還大的地震而停機，且停機後再起動的事件，為世界核電歷史上的首次事件，在核電廠停機到重啟動的 16 個月中，業主東京電力公司(TEPCO)與日本原子力安全委員會(NSC)在柏崎刈羽核電廠經歷地震過後所進行全面性的停機檢查、修復、耐震能力補強與提升、測試、評估、分析、審查…等所有核電廠的重啟動作為，實在值得我國電力單位與核管單位做為借鏡。

日本於 2007 中越沖地震事件後，因應柏崎刈羽核能發電廠震後停機事件，於當年秋天已召集由電力公司、設備廠商、及相關專家學者，組成中越沖地震後原子爐機器之健全性評價委員會 (Structural Integrity Assessment for Nuclear Power Components

experienced Niigata-ken Chuetsu-oki Earthquake Committee , SANE), 對於核能電廠地震後重啟動相關之檢核評估標準、結構強度或耐震能力提升等, 進行整體安全性評估作業。相關的措施與導則, 陸續被國際原子能機構(International Atomic Energy Agency, IAEA)納入安全報告, USNRC 也將其納入地震後重啟動的相關規範當中, 並應用於 2011 年北安娜核能發電廠震後重啟動的作業流程。

為了提供國際各單位廣泛的交流, 於 2012 年 3 月, 日本一般社團法人原子力技術協會(Japan Nuclear Technology Institute, JANTI)將 SANE 所建立的相關文件彙集成冊, 出版「震後設備健全性評估導則 G1 及 G2」(Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Pre-Earthquake Plan and Post-Earthquake Inspections and Assessments], 文件編號 JANTI-SANE-G1 及 Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts], 文件編號 JANTI-SANE-G2), 後續日本境內所有核能電廠均陸續依此導則, 進行重啟動之評估。根據網路媒體的報導, 自關西電力公司的大飯核電廠 3、4 號機組(位於福井縣)由於定期檢修停止運轉以來, 時隔約 2 年, 於 2015 年 8 月 11 日, 九州電力公司重啟川內核電廠 1 號機組(位於鹿兒島縣薩摩川內市), 這是東日本大地震(2011 年 3 月 11 日)引發了東京電力公司福島核電廠事故後, 在日本「原子能規制委員會(Nuclear Regulation Authority, NRA)」的新標準下, 首個重啟的核電廠。而後, 關西電力公司(Kansai Electric Powe)高濱核電廠 3、4 號機組(位於福井縣高濱町), 經原子能規制委

員會的安全審查之後，原為通過新安全標準審查的第 2 例。但於 2015 年 4 月 14 日，經日本福井地方法院，對關西電力公司高濱核電廠 3、4 號機組不得重啟的申訴做出假處分，不准關西電力公司重啟。該電廠 4 號機組並於 2016 年 2 月 20 日下午發生輻射廢水外洩事件，重啟動的計畫也被迫暫停。

2011 年 8 月 23 日下午 1 點 51 分，位於美國維吉尼亞州米納勒爾(Mineral, Virginia)的北安娜核能發電廠(North Anna Power Station, NAPS)，短暫經歷了芮氏規模 5.8 的維吉尼亞地震(Virginia Earthquake)，其震央距離北安娜核能發電廠僅 18 公里，深度 6 公里，由於此地震之地表加速度已超過原設定安全停機地震(SSE)之值，在核電廠內基礎層佈設的加速度規甚至偵測到短暫達 0.26g 的南北向最大地表加速度(PGA=0.26g)，因此兩座正在運轉的壓水式反應爐機組隨即啟動安全停機作業，停止發電，四座柴油發電機亦自動啟動，以提供反應爐安全應變系統運作，北安娜核能發電廠所屬的道明尼資源公司(Dominion Resources)的相關人員迅速開設進駐技術支援中心(Technical Support Center)、行動支援中心(Operations Support Center)和當地緊急行動設施(Local Emergency Operations Facility)進行相關緊急處置作業與檢查，美國核能管理委員會(Nuclear Regulatory Commission, NRC)亦迅速開設其行動中心(Operations Center)和區域事件反應中心(Regional Incident Response Centers)，NRC 在北安娜核能發電廠的駐地檢查員於地震當時正在北安娜核能發電廠的控制室內，其餘 NRC 檢查員在地震過後亦迅速被派遣進入電廠處置，此事件發生後一週(8 月 30 日)，NRC 又派遣擴增檢查小組(Augmented Inspection Team, AIT)與道

明尼資源公司，展開一系列的停機檢查、評估、修復、測試、分析與審查作業，北安娜核能發電廠從 2011 年 8 月 23 日停機至 2011 年 11 月 11 日美國核能管理委員會 NRC 批准重啟動的 80 天內，業主道明尼資源公司與協力廠商投入超過 100,000 的工作人時與超過 21,000,000 美金的經費進行全面的檢查、評估、修復、測試、分析，發現北安娜核能發電廠的兩個反應爐機組與其安全系統無功能性的損壞，兩個反應爐機組在歷經維吉尼亞地震後可以重啟動，而美國核能管理委員會 NRC 所派遣的擴增檢查小組 AIT，在北安娜核能發電廠內獨立進行的檢測與評估亦獲致相同結論，在此短短 80 天內，業主道明尼資源公司(Dominion Resources)與美國核管單位(NRC)在北安娜核能發電廠經歷地震過後所進行全面的檢查、測試、分析、評估、審查...等所有核電廠的重啟動作為，以及北安娜核能發電廠重啟動後所進行的短期與長期作為，值得我國電力單位與核管單位做為借鏡。道明尼資源公司在北安娜核能發電廠的兩座反應爐因地震而自動安全停機後，所進行的核電廠重啟動作為主要是依據美國核能管理委員會 NRC 所認可的 RG 1.166 管理導則(1977)、RG 1.167 管理導則(1977)、EPRI NP-6695 (1989)三份文件來進行。

2011 年 10 月 3 日，美國核能管理委員會 NRC 舉行第二次公聽會討論擴增檢查小組 AIT 在北安娜核能發電廠的發現，並宣布派遣重啟動整備調查小組(Restart Readiness Inspection Team, RRIT)，以協助審查核能電廠重啟動的各項整備與檢查項目，於當年 11 月 1 日的第四次公聽會時，RRIT 公告說明各項重啟動整備項目均已達到安全無虞的標準。最後於當年 11 月 11 日由 NRC 宣

佈核准北安娜核能發電廠 NAPS 重啟動運作。

綜合以上的國外案例與管制現況，運轉中之核能電廠，經歷小規模無損壞性的地震事件時，如何界定是否超過運轉基準地震(OBE)的嚴謹分析標準是非常重要的，且當地震事件一旦超過設計地震後，一套周全合理的重啟動評估機制必須不斷地加以研修與精進，以提供檢視核能安全的準則，本計畫將將深入剖析日本 KKNPP 與美國 NAPS 核電廠重啟動各階段之詳細評估與管制技術經驗，並比較兩國重啟動評估導則之異同。此外，IAEA 曾邀請數個國際單位，使用不同分析軟體，針對柏崎刈羽電廠作地震安全分析，並彼此進行結果比較，以尋求合適之分析模型，能正確預測核電廠於地震作用下之行為，有鑑於此，本計畫將整理關鍵分析技術，評估核電廠相關分析參數與數值模擬分析之假設，以強化目前台灣核電廠於地震災後管制所需之安全分析數值模型，滿足未來新的耐震需求下的行為預估，計畫中將參考目前國內核電廠中小度地震之地震報告，評估分析模型之適用性。

貳、研究方法與過程

「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」

一、地震目錄資料庫之檢測和分析

(一) 概述

國家地震工程研究中心執行台灣電力公司四座核電廠 SSHAC-3 的 PSHA，委託台灣大學吳逸民教授重新整理台灣歷來之地震事件，構成地震目錄資料庫。地震目錄資料庫收錄了 1900 年 1 月 1 日至 2015 年 6 月 30 日之間的 649253 筆地震事件，震矩規模的範圍由 0 至 7.65。每筆事件含 60 個欄位，註明事件的各種參數和屬性，如編號、發震時間、原始震央位置、震源深度、芮氏規模、重定位後震央位置、震源深度、芮氏規模、和各種來源之震矩規模等。少數大地震列出不同方式震源機制解的 strike、dip 和 rake。主震的第 59 個欄位為 0；若是餘震，第 59 個欄位則標示主震編號。地震目錄資料庫的重要欄位簡列於表 1-1。

吳逸民教授使用 double-link cluster-analysis method 來篩選餘震，即利用各個事件在時間上與空間上的緊密關聯性作為劃分餘震群的標準，主要的門檻有二：發震時間相差 3 天之內和震源相距 5 公里之內；次要的條件亦有二：餘震規模需小於主震規模和只找主震規模大於 4 的餘震群。圖 1-1 為餘震篩選示意圖，圖中編號 1 的大星號為主震，實圓為 5 公里。主震發生後 3 天內在實圓內發生的地震視為餘震，以小星號標示，編號依序增加，其虛圓半徑亦為 5 公里，接著再由虛圓內和 3 天門檻陸續挑出其它餘震。圖 1-1 顯示有兩個餘震群，上方的地震系列有

2 個餘震，下方的地震系列有 5 個餘震，編號 7 的地震已在虛圓之外，視為另一地震系列的主震。

地震目錄資料庫有 1378 組餘震群，合計有 127179 筆餘震，規模由 0 至 6.5。649253 筆地震事件有 54 筆事件，中央氣象局的芮氏規模皆為 0.34，吳逸民教授的震矩規模建議為 0。不同規模以上的主震和餘震個數統計和比例關係列於表 1-2，顯示規模愈大，餘震的比例愈低，帶有餘震的主震比例愈高，此現象合理。在 1378 組餘震群中，主震規模由 4 至 7.65，餘震個數由 1 至 12514，地震目錄資料庫的餘震震央分佈如圖 1-2 所示。圖 1-1 和圖 1-2 均取自吳逸民教授的報告。921 集集大地震（編號 202738，震矩規模 7.65）有次多的 10138 個餘震。最多餘震的主震（編號 203035，震矩規模 6.42）發生在 921 集集大地震之後 4 小時，雖滿足 3 天時間門檻，但不滿足 5 公里距離門檻，故視 203035 號地震為一主震。在 921 集集大地震之後 3 天內，202738 和 203035 餘震群的分佈如圖 1-3 所示，圖中大圓半徑為 5 公里，明顯看出是兩個不同的餘震群。

地震目錄資料庫中，1378 組餘震群的餘震個數和主震規模散佈圖如圖 1-4 所示，圖中兩個紅點代表餘震個數最多的兩個餘震群。觀察圖 1-4，發現主震規模愈大，餘震個數愈多的預期行為並不明顯，原因可能為早期的測站不多，漏失諸多餘震紀錄，加上近期的測站密佈，紀錄門檻降低，多了許多小規模餘震。因此，只選擇 1973 年以後，統計餘震規模大於 4 的餘震個數，其和主震規模散佈圖如圖 1-5 所示，主震規模愈大，餘震個數愈多的現象比較明顯了。

篩選餘震的門檻除了 3 天時間和 5 公里距離之外，次要條件之一為餘震規模需小於主震規模，經由詳細檢視地震目錄資料庫，發現有 26 個餘震規模與主震規模相同，大部份為震矩規模小於 5 的餘震，但有 1 個是規模 6.08 的餘震。此外，編號 134685 的主震規模 4.09，在其 5 個餘震中，有 4 個餘震規模與主震規模相同；編號 180 的主震規模 5.48，在其 4 個餘震中，居然有 3 個餘震規模也是 5.48。

在 PSHA 中，餘震事件濾除與否將影響下列三種參數或方程式之估計：其一為濾除餘震將降低地震年平均發生率，進而降低地震危害度；其二為濾除餘震將降低地震規模分佈之 b 值，進而提高地震危害度；最後為濾除餘震將影響 GMPE 之估計，進而降低地震危害度。由於 PSHA 一般假設地震的發生為穩態卜桑過程，在估計地震年平均發生率和 b 值時，需濾除餘震。建立 GMPE 是否需考慮餘震的測站紀錄，則視主震和餘震的衰減行為而定。

(二) 餘震初步檢測

經由初步檢測地震目錄資料庫，在 1378 組餘震群中，發現有 6 筆地震是主震，又是餘震，明顯不合理，其相關編號列於表 1-3。

台灣電力公司核電廠的 PSHA 規模下限為 5.0，故再針對餘震規模大於 5.0 的餘震群，檢測群內主震和各餘震的發震時間差及震源相距是否各滿足 3 天及 5 公里的門檻。在規模大於 5 的 147 個餘震中，有 9 個不符合門檻標準，其中 4 個不符合 3 天門檻(主震 202738)，另外 5 個不符合 5 公里門檻(主震 451555)，

不符合餘震門檻的相關資訊列於表 1-4。主震 451555 及其所有餘震震央分佈示於圖 1-6，圖中餘震 451582 與主震震央的距離為 3.91 公里，但兩個地震震源的距離卻是 16.08 公里，已大於 5 公里。

(三) 濾除餘震效應分析

1. 時間系列

在時間系列上，PSHA 假設地震的發生為穩態卜桑過程，故需濾除餘震。如果能夠有效濾除餘震，純主震的時間系列需比所有地震的時間系列更接近穩態卜桑過程的假設。

當地震的發生遵循穩態濾除餘震過程時，發震時間的間隔遂成為指數分佈(Exponential Distribution)，其平均數為地震平均發生率的倒數，可由地震個數估計之。因此，對地震系列的相隔時間進行指數分佈的檢定，可以判定地震的時間系列為穩態卜桑過程的假設需接受或放棄。若餘震群的個數太少，餘震濾除與否的時間系列差異不大，難以判斷餘震濾除的有效程度。本計畫擬以 921 集集大地震的餘震群為主（有 10138 個餘震），對餘震濾除與否的時間系列進行穩態卜桑過程的檢定。

依據地震目錄資料庫，在 921 集集大地震的 10138 個餘震中，有 181 個餘震規模大於 4，32 個餘震規模大於 5，所有餘震和較大餘震的震央分佈分別示於圖 1.7 至圖 1.9。經由此三圖的比較可知：(1) 餘震不斷地向外延伸，最密集處反而離主震有一段距離。(2) 餘震群隨時間而擴大，但餘震規模不會隨時間而降低，乃因餘震篩選的次要條件為餘震規模需小於主震，而非小於前一次餘震。921 集集大地震的最後一個餘震發生於隔年的 8

月 4 日，各月份餘震發生次數示於圖 1.10，可以發現 921 餘震個數逐月減少至隔年 1 月，在隔年 2 月至 4 月，僅有零星餘震發生。然而在隔年 6 月，卻有另一波餘震高峰，乃因車籠埔斷層在隔年 6 月 10 日又發生了一起規模 6.45 的餘震(257096)之故。

對餘震濾除與否的時間系列進行穩態卜桑過程的檢定時，需選定地震系列的空間和時間範圍。在 PSHA 中，地震發生在不同地點對場址地震危害度的影響藉由分區計畫來執行，原則上可取某一分區的地震系列進行分析，然而餘震群常擴大至橫跨兩、三個不同分區。另一方面，1972 年以前的地震目錄有漏掉小規模餘震之虞。本計畫的濾除餘震效應針對餘震濾除後有否助於穩態卜桑過程的假設進行分析，故先選取小範圍、短時段、但多餘震、且有數個主震的區域，進行穩態卜桑過程的檢定，再擴大空間或時間範圍，並考慮餘震規模大小對檢定之影響。

表 1-5 列出震源距離 921 集集大地震的震源在 5 公里內的地震個數。觀察表 1-5，發現在離震源 5 公里之內，921 集集大地震發生以前 90 天，僅有一個主震發生，故往後只取 921 集集大地震發生以後的地震系列，比較檢定結果。

利用數據（在此為發震時距）對機率分佈模式（在此為指數分佈）進行密合度檢定(Goodness-of-Fit Test)，常用的檢定方法有卡方檢定(Chi-Square Test)和柯司檢定(Kolmogorov-Smirnov Test)。數據愈多，檢定結果愈可信。卡方檢定需對數據分組，分組方式對少量數據的檢定結果影響非常大，故在此選用柯司檢定，顯著水準(Level of Significance)訂為 5%。

以離 921 集集大地震的震源 5 公里之內，在震後 30 天至 180 天的地震系列，進行發震時距為指數分佈的柯司檢定，結果列於表 1-6，可以發現：(1) 隨著時間系列的增長，純主震系列的發震時距與理論指數分佈累積機率的^{最大}誤差遞減，但所有地震（即保留餘震）的發震時距之^{最大}誤差反而遞增。(2) 除了震後 30 天（僅有 3 個主震）的地震系列之外，主震系列的^{最大}機率誤差皆比保留餘震系列的^{最大}機率誤差低。(3) 主震系列的^{最大}機率誤差皆小於臨界值，代表在 5% 顯著水準下，可以接受主震的發震時距為指數分佈的假設，即主震系列遵循穩態卜桑過程；反之，保留餘震系列的^{最大}機率誤差皆大於臨界值，代表在 5% 顯著水準下，必須捨棄含餘震系列的發震時距為指數分佈的假設，即捨棄含餘震系列遵循穩態卜桑過程的假設。以震後 60 天為例，主震系列和含餘震系列發震時距的柯司檢定曲線分別示於圖 1-11 和圖 1-12。由於餘震發生與主震並非統計獨立，含餘震系列的^{最大}機率誤差很早就出現，表示地震發生有叢集現象，如圖 1-12 所示；反之，因主震發生接近統計獨立，圖 1-11 顯示主震系列的^{最大}機率誤差較晚出現，表示地震發生時距較為均勻。綜合言之，表 1-6 顯示就地震的時間系列為穩態卜桑過程的假設而言，濾除餘震有其必要性，也間接輔證餘震篩選門檻的有效性。

由於台灣電力公司核電廠的 PSHA 規模下限為 5.0，規模 5.0 以下的餘震將不列入考慮，故有必要訂定餘震的規模下限，來比較餘震濾除是否有助於穩態卜桑過程的假設。餘震的規模下限愈高，餘震的個數愈少，因此，地震系列的選取不再限制距

離 921 集集大地震的震源在 5 公里之內。在 921 集集大地震後 60 天內，分別以規模下限 4、5 和 6 選取地震系列，進行餘震濾除與否的發震時距為指數分佈的柯司檢定，結果列於表 1-7，可以發現：(1) 無論地震規模下限為何，純主震系列的發震時距與理論指數分佈累積機率的 χ^2 最大誤差都小於含餘震系列的最大誤差，何況純主震系列因地震個數較少，柯司檢定的臨界值（門檻上限）又較高。(2) 無論地震規模下限為何，含餘震系列的最大誤差皆大於臨界值，代表在 5%顯著水準下，必須捨棄含餘震系列的發震時距為指數分佈的假設，即捨棄含餘震系列遵循穩態 Poisson 過程的假設。(3) 當地震規模下限為 5 或 6 時，主震系列的最大機率誤差皆明顯小於臨界值，代表在 5%顯著水準下，可以接受主震的發震時距為指數分佈的假設，即主震系列遵循穩態卜桑過程。(4) 當地震規模下限為 4 時，主震系列的最大機率誤差明顯大於 5%顯著水準的臨界值；再者，此最大機率誤差反而高於地震規模下限為 5 的最大機率誤差，有可能因不限距離之故，地震規模下限為 4 的主震系列已包含兩套以上的地震時間系列，此時的發震時距需逐套時間系列計算。以地震規模下限取 5 為例，主震系列和含餘震系列發震時距的柯司檢定曲線分別示於圖 1-13 和圖 1-14。含餘震系列的最大機率誤差依然很早就出現，如圖 1-14 所示；而圖 1-13 顯示主震系列的最大機率誤差亦提早出現，顯示主震系列可能包含兩套以上的統計獨立時間系列。綜合言之，即令距離不設限，主震的時間系列也比較接近穩態卜桑過程的假設。

2. 震源深度分佈

依據地震目錄資料庫，繪出規模 5 以上的餘震震央及深度分佈圖，如圖 1-15 所示，由於淺層餘震佔絕大多數，本計畫只針對淺層震區（震源深度介於 0 至 35 公里之間）進行震源深度機率分佈模式的檢定。先前台灣電力公司核電廠進行 PSHA 時，淺層震區的劃分方式示於圖 1-16，圖中也顯示規模 5 以上的地震分佈，可知震區 BS03 和 BS17 的餘震最多。各淺層震區規模 5 以上地震個數統計列於表 1-8，發現震區 BS03 的餘震雖比震區 BS17 多 3 個，但震區 BS17 的餘震比例卻是最高。為了突顯濾除餘震與否在震源深度機率分佈模式的差異性，本計畫以震區 BS17 規模 5 以上的地震進行震源深度機率分佈模式的檢定。

當初台灣電力公司核電廠進行 PSHA 時，將淺層震區的震源深度假設為均勻分佈，目前台灣電力公司核電廠進行 SSHAC-3 的 PSHA 時，將淺層震區的震源深度假設為常態分佈。有了最新的地震目錄資料庫，可以利用震區 BS17 地震規模 5 以上的震源深度數據分別進行均勻分佈和常態分佈的統計檢定。若震源深度假設為均勻分佈，其下限為 0 公里，上限為 35 公里。震源深度假設為常態分佈時，需由震源深度的數據估計平均值和標準差，再依選定的上、下限，調整成雙邊皆截尾的常態分佈。截尾常態分佈的上、下限有兩種選擇，其一與均勻分佈的上、下限相同，另一則由震源深度數據的範圍決定之。以震區 BS17 地震規模 5 以上的震源深度數據而言，無論餘震濾除與否，最小震源深度接近 0，故截尾常態分佈的下限與均勻分佈的下限相同，取為 0 公里；餘震濾除前後的最大震源深度分別為 25.07 公里及 23.55 公里，故截尾常態分佈的上限分別取至

26 公里及 24 公里。

依據地震目錄資料庫，震區 BS17 規模 5 以上的地震數量統計示於圖 1-17，由此圖可知在 921 集集大地震發生後，震區 BS17 才有餘震群，但此震區 1999 年以後的主震數量太少，難以進行純主震震源深度機率分佈模式的檢定。地震目錄資料庫有一些早期地震的震源深度設為 0 公里，例如震區 BS17 就有 13 筆震源深度為 0 公里的主震，大部份發生於 1935 年之前，最晚 1 筆發生於 1952 年底。震源深度為 0 公里的數據最好捨棄不用，但將減少震源深度的數據個數，故依這些地震的保留與否，分別進行震源深度機率分佈模式的檢定。

進行震源深度機率分佈模式的檢定時，顯著水準仍然訂為 5%。若數據個數夠多，對機率分佈模式進行密合度檢定，可用卡方檢定和柯司檢定。柯司檢定的臨界值與數據個數有關，因純主震和所有地震（含餘震）的數據個數不同，兩種情況的柯司最大機率誤差難以直接比較。卡方檢定的臨界值與數據分組的組數有關，只要純主震和所有地震的分組組數一致，就可以經由兩者誤差的直接比較，判定濾除餘震後（即純主震）是否較接近假設的震源深度機率分佈模式，故在此選用卡方檢定。

以圖 1-17 觀之，震區 BS17 在 1933 年之後有較多主震，考慮 1936 年之後，台灣地區開始有計畫佈設強震儀，故取地震目錄資料庫最近 80 年發生在震區 BS17 的地震，進行震源深度機率分佈模式的卡方檢定。該區域地震數量統計列於表 1-9，在最近 80 年內，即自 1935 年 7 月至 2015 年 6 月為止，共發生 53 次地震，其中 32 次地震被歸類為餘震（比例佔 60%）。依據分

佈模式、震源深度的上限和震源深度為 0 公里的數據去除與否，共分為 4 種狀況，進行震源深度機率分佈模式的卡方檢定，如表 1-10 所列。

震區 BS17 的 4 種狀況震源深度機率分佈模式卡方檢定的詳情分別列於表 1-11 至表 1-14，並綜合整理結果於表 1-15。由表 1-15 可知：(1) 因截尾常態分佈需依據數據估計平均值和標準差，故截尾常態分佈卡方檢定的臨界值比均勻分佈低。(2) 在 5% 顯著水準下，就均勻分佈而言，若包含餘震，則必須捨棄震源深度為均勻分佈的假設；若濾除餘震，則可接受震源深度為均勻分佈的假設。(3) 在 5% 顯著水準下，就截尾常態分佈而言，無論濾除餘震與否，均可接受震源深度為截尾常態分佈的假設。(4) 就均勻分佈而言，去除震源深度為 0 公里的數據反而使卡方誤差變大，比較表 1-11 和表 1-12，乃因震源深度為 0 至 5 公里的數據減少之故。震源深度為 0 公里的地震極大可能真實的震源深度仍在為 0 至 5 公里的範圍，故在均勻分佈的卡方檢定中，並無捨棄的必要。然而在截尾常態分佈的卡方檢定中，由於需依據數據估計平均值和標準差，若不捨棄，將低估震源深度的平均值。(5) 就截尾常態分佈而言，濾除餘震後，卡方誤差反而變大，推測原因為主震個數太少之故。(6) 就截尾常態分佈的上、下限而言，縮短震源深度分佈的上限，卡方誤差會變大，尤其在濾除餘震後，卡方誤差會明顯變大，推測原因仍為主震個數太少之故。(7) 以表 1-11 至表 1-14 的實際震源深度分組數據 n_i 觀之，截尾常態分佈會比均勻分佈更適合描述震源深度的分佈，亦可由兩者卡方誤差的比較得悉。

3. 震央分佈

進行 PSHA 時，通常依據地體構造、地質狀況和地震分佈劃分場址附近的面震源震區，利用各震區為數眾多的地震資訊來估計地震震源特性參數。然後再切割小震區，將連續的距離變數離散化，方便於 GMPE 使用。各小震區的地震年平均發生率則以震央在所屬震區均勻分佈的假設估計之，亦即大震區的地震年平均發生率依據各小震區的面積分配出去。如果大震區是方形，二維均勻分佈的檢定可以分成兩個一維均勻分佈的檢定來進行。震區不一定劃分為方形，此時地震發生位置均勻分佈與否就需考慮二維的平面分析（震央）或三維的空間分析（震源），兩者常通稱為空間分析。

空間分析是指利用幾何條件、地理屬性等來研究空間事件分佈的一種分析方法，最早由測量學和地圖製作學發展而來，進而廣泛地運用在其它領域上，例如生態學、統計學、地理資訊系統等等。空間分析主要分為三類，分別為地理統計(Geostatistics)、空間格點模型(Spatial Lattice Model)、以及空間點型態(Spatial Point Pattern)，前兩者分別如圖 1-18 和圖 1-19 所示(Baddeley, 2008)。圖 1-18 為一等高線圖，是地理統計方法的其中一種，此種方法善於對連續、有關聯的資料進行分析。圖 1-19 為格點分析模型，將空間的點分佈記數於微小格點之中，圖中數字表示該格點所具有的點數，此方法計算速度較快，但所具備的精度並不高。本計畫將重點放在空間點型態分析上，因其最適合運用在地震分析上(Zimeras, 2008)。

運用統計分析方法，將指定區域內的點集合歸類出特定型

態，此過程稱之為空間點型態分析。實際分析步驟如下：首先針對該區域的資料進行初步觀察，計算點個數、單位密度、各點的最近鄰近點距離(Nearest Neighbor Distance)。接著以點位圖(Dot Map)繪出所有點在空間的實際位置，以觀察其分佈狀況。最後運用以上觀察的結果，對點分佈型態做初步的假設，即運用不同假設的點過程(Point Process)生成相對應的模型。

常見的點過程有完全空間隨機分佈(Complete Spatial Random, CSR)、卜桑過程(Poisson Process)、群聚過程(Cluster Process)、硬/軟核過程(Hard-Core/Soft-Core Process)。CSR 假設在指定區域的點分佈為均勻分佈，適用於震央分佈是否均勻分佈的分析和檢定。

在選定點過程的型態之後，隨機產生此模型，以進行適合度檢定，並與原始數據點比較及修正，直到確定型態及對應的參數之後，方算完成空間點型態分析的模型建置。常見的適合度檢定方法有很多，本計畫在空間域的分析著重在 Ripley (1977) 提出的 K 函數應用，因為 K 函數可以描繪多距離尺度下點與點之間的關係(Dixon, 2002; Ripley, 1977)。例如有些點型態會在近距離呈現群聚現象，而在中距離呈現分散現象，這種現象在 K 函數中很容易判別，而其它方法無法輕易做到。

K 函數計算空間點與點之間的距離，再以二次矩精簡化後得出結果，因其極為接近二階密度(Second-Order Intensity)，因此又可稱為簡化後的二次矩法(Reduced Second Moment Measure)(Cressie, 1933; Ripley, 1976; Ripley, 1977)。當初 Ripley (1976)並非直接定義 K 函數，而是定義函數 $\lambda^2 K$ 及 λK 如下：

$$\lambda^2 K(t) = E[\text{選定範圍內所含距離小於 } t \text{ 的點對數量}] \quad (1-1)$$

$$\lambda K(t) = E[\text{選定範圍內任選一點，距離該點 } t \text{ 內其餘點數}] \quad (1-2)$$

兩式中， λ 為點數目的單位密度； E 代表期望值運算。依照上述兩定義式，皆可以求得模型理論與實際的 K 函數，例如二維 CSR 模型的理論值為 $K(t) = \pi t^2$ ，亦即因假設點分佈為均勻之故， K 函數遂成為圓的面積。依據實際點位的數據，可估計其 K 函數如下：

$$\hat{K}(t) = \lambda^{-1} \sum_i \sum_{j \neq i} \frac{I(d_{ij} \leq t)}{N(A) - 1} \quad (1-3)$$

式中， d_{ij} 為兩相異點 i 和 j 的距離； $I(d_{ij} \leq t)$ 為指示函數（用以統計數量），當 $d_{ij} \leq t$ 成立，則 $I(d_{ij} \leq t) = 1$ ，其餘情況的 $I(d_{ij} \leq t) = 0$ ； $N(A)$ 為區域 A 中的所有實際點數，分母取為 $N(A) - 1$ ，遂使式(1-3)為 K 函數的不偏估計量。明顯地，式(1-3)僅適用於區域範圍無限大的情況。

在有限區域的情況下，靠近區域邊界的實際點位在某段指定距離 t 之後，將碰觸邊界，其指示函數 $I(d_{ij} \leq t)$ 無法周延，即無法計及邊界外的點分佈，故需進行加權修正。此時， K 函數的不偏估計量如下：

$$\hat{K}(t) = \lambda^{-1} \sum_i \sum_{j \neq i} \frac{I(d_{ij} \leq t)k(i, j)}{N(A) - 1} \quad (1-4)$$

式中， $k(i, j)$ 為用以修正邊界效應的權重函數。本計畫使用 Ripley 在 1996 年提出的方法計算權重函數 $k(i, j)$ ，取指定區域內任意震央當作 i 點，以 i 點為圓心、 d_{ij} 為半徑畫圓，令 $k(i, j)$ 為總周長 $2\pi d_{ij}$ 除以該圓在邊界以內的周長。

經由 $\hat{K}(t)$ 和 $K(t)$ 的比較，可以判定所假設的點型態適用與否。若 $\hat{K}(t) > K(t)$ ，則表示實際點位分佈較所假設的點型態群聚；相反地，若 $\hat{K}(t) < K(t)$ ，則表示實際點位分佈可能較為分散。為了方便觀察和檢定，通常引進函數 $L(t) = \sqrt{K(t)/\pi}$ 及 $\hat{L}(t) = \sqrt{\hat{K}(t)/\pi}$ 。當點過程假設為完全空間隨機分佈時， $L_{CSR}(t) = \sqrt{\pi t^2 / \pi} = t$ ，成一直線，有利觀察和比較，甚至逕取誤差函數為 $\hat{L}(t) - t$ ，更方便觀察和比較。

除了上述的理論值與實際值以外，完整的 K 函數分析還包含了誤差包絡線，包絡線經由點過程的多次模擬而產生，將點過程重複模擬 N_m 次所得到的最大、最小值定義為上、下包絡線 (Besag & Diggle, 1977)，重複的次數 N_m 則和包絡線的信心水準有關，信心水準為 $N_m / (N_m + 1) \times 100\%$ (Leemans, 1991)。另外， K 函數的距離最大值為 $t_{\max} = l_s / 2$ ，其中 l_s 為邊界中最短的邊長，在此長度之內， K 函數的誤差值比較不會偏差 (Besag & Diggle, 1977)，故距離 t 以此值為上限。

只要分析範圍為有限區域，皆需要考慮邊界效應，修正 K 函數邊界效應的方式，包含緩衝區法 (Buffer Zone)、環形邊緣校正法 (Toroidal Edge Correction)、權重函數修正法 (Edge Corrections by Weighting) 共三種方法 (Peter, 1995; Cressie, 1933)。

緩衝區法將分析區域均勻地向外延伸，使得範圍擴大到本身面積的四倍以上，如圖 1-20 所示，中間小方形為欲分析區域，將其各邊向外延伸 0.5 倍，而得大方形，以小方形和大方形兩個不同區域的點分佈，進行不用考慮邊界效應的 K 函數計算。此

方法的 K 函數如下：

$$\hat{K}(t) = \lambda^{-1} \sum_i \sum_{j \neq i} \frac{I(d_{ij} \leq t)}{N(A) - 1} \quad (1-5)$$

式中， i 代表小方形內的任一點，而 j 則為大方形內（含小方形）的每一點。緩衝區法可以最真實的反映出實際狀況，但缺點是能分析的範圍非常小，僅能分析一部份的已知點分佈，以圖 1-20 為例，僅能分析中間小區域，外部皆為分析所需用的素材，無法利用外部的點分佈併入 K 函數的計算，故本計畫不採用此方法進行分析。

環形邊緣校正法將分析區域複製成八份，並排列成九宮格，如圖 1-21 所示，中間小方形為欲分析的區域。與緩衝區法相同，在小方形內選定點 i ，而在整個九宮格內選擇點 j 以進行分析，此方法的 K 函數計算如同式(1-5)。環形邊緣校正法補足了緩衝區法分析範圍很小的缺陷，可以完整分析整個指定區域，但計算上較為複雜，且因九宮格乃複製產生，在靠近邊界處容易造成誤差，故本計畫不採用。

空間點型態的假設是空間點型態分析中極為重要的一環，以下將針對幾個常見的空間點型態分析進行介紹。

(1) 卜桑過程(Poisson Process)

卜桑過程為點過程的基礎，其分佈的機率只和位置有關，因此相對容易，可以做為一開始點型態的假設，之後以 K 函數判斷所分析對象的聚集程度，再進一步的修正及更改假設。在空間中，給定一個單位密度函數 $\lambda(x)$ ， x 為空間中的位置，卜桑過程就是以此密度，隨機產生一個符合該密度點分佈的過程，滿足以下式子(Kroese & Botev, 2013)：

$$E[N(A)] = \int_A \lambda(x) dx \quad (1-6)$$

式中， $N(A)$ 為在任一選定範圍 A 中所含的點數。若 $\lambda(x)$ 為一常數，不隨位置而變，則稱為均勻的空間卜桑過程(Homogeneous Spatial Poisson Process)，所得出的點分佈即為 CSR。CSR 的 $\hat{\lambda} = \hat{N}(A) / \nu(A)$ 為一常數，代表該區域的單位密度，其中， $\hat{N}(A)$ 為在選定區域 A 內所統計的點數，而 $\nu(A)$ 為該區域的面積或體積。圖 1-22 及圖 1-23 為非均勻及均勻卜桑分佈的示意圖，其中圖 1.23 為 CSR，圖 1-22 的 $\lambda(x_1, x_2) = 300(x_1^2 + x_2^2)$ ，此分佈在離原點越遠處，密度越大，由圖 1-22 亦可觀察出此現象。

(2) 二項過程(Binomial Process) (Gaetan, 2010)

二項過程與均勻卜桑過程皆為各種模式的基石，兩者之間唯一的差別在於選定空間的總點數是否固定。二項過程在空間中的總點數 N_{bi} 是固定的，由使用者直接給定，並在空間中產生 N_{bi} 個隨機分佈的點。均勻卜桑過程則是給定一個單位密度 λ ，再依照此密度，以卜桑過程隨機產生一個可變動的 N_{ho} ，作為卜桑過程的總點數，進而產生 N_{ho} 個隨機分佈的點。

(3) 雙重隨機卜桑過程 (Cox Process)

Cox 過程最早為英國統計學家 David Cox 於 1955 提出的點型態，又被稱為雙重隨機卜桑過程(Doubly Stochastic Poisson Process)或是複合卜桑過程(Mixed Poisson Process)，為兩個相同或不同密度 λ 的均勻卜桑分佈組合而成，因此該過程所形成的點分佈會較為群聚。廣義來說，下列所述的 Neyman-Scott 過程亦為 Cox 過程之一種，而 Cox 過程種類非常多，只要為兩種以上的卜桑分佈組成，即可歸為該類。

(4) 群聚過程(Cluster Process) (Dixon, 2002; Yau & Loh, 2012)

群聚過程又被稱為聚集過程(Agrassive Process)，有相當多的型式，不同的學者提出不同的定義方式，如表 1-16 所列。這些點過程的原理類似，先以特定型式產生出母群體或稱母集合 $C_p = \{c_1, c_2, \dots\}$ ，其下標 p 表示母群體(parent)，再分別以母群體中的各點 c_i 為中心，向外依照機率密度分佈模式拓展出新的點，這些子集合的總和，即為群聚過程的結果。這些點分佈相較於 CSR 群聚，所以其 K 函數會大於 CSR 的 πt^2 。

比較常見的例子為 Neyman-Scott 過程，該過程的母集合及子集合皆以均勻卜桑分佈作為機率分佈模型。先以密度為 ρ 的均勻卜桑過程產生母集合，每個母點 c_i 所具有的子點個數 N_i 則由一維卜桑過程決定。以母點 c_i 為中心， $\sigma^2 \mathbf{I}$ 為變異數矩陣，形成一個多變數的高斯分佈，依此結果所產生的 K 函數如下：

$$K(t) = \pi t^2 + \frac{1 - e^{-t^2/4\sigma^2}}{\rho} \quad (1-7)$$

式中， ρ 為母點密度，屬於母群體的參數； σ^2 為變異數，影響子群體與母體之間的距離，圖 1-24 為依據 Neyman-Scott 過程所繪製出的結果。式(1-7)的 K 函數大於 CSR 的 πt^2 ，代表具有群聚現象，群聚現象明顯程度與 ρ 和 σ^2 有關。在式(1-7)中，若 $\rho \rightarrow \infty$ ，即母群體極為眾多，Neyman-Scott 過程和 CSR 的 K 函數相同，此時子群體如何分佈已無法影響 K 函數。另一方面，若 $\sigma^2 \rightarrow \infty$ ，即子群體分佈已與子群體與母體之間的距離無關，而子集合還是均勻卜桑分佈，故其 K 函數等於 CSR 的 πt^2 。

(5) 硬軟核過程(Hard-Core/Soft-Core Process) (Dixon, 2002)

硬軟核過程為成對交互作用過程(Pairwise Interaction Process)的一種，利用點與點之間的相對作用形成點過程。常見的機率分佈密度可由下式表示：

$$f(\mathbf{x}) = \alpha \left[\prod_{i=1}^{n(\mathbf{x})} b(x_i) \right] \left[\prod_{j<i} c(x_i, x_j) \right] \quad (1-8)$$

式中， α 為一常數，用來調控整體的密度， b 用以表示各點不考慮交互作用下的機率， c 為二階項，用以表示點與點間的交互作用。

硬核過程在距離 i 點的某一長度 r 之內，不會產生任何其它點。當機率分佈的密度與位置無關時，亦即 $b(x_i) = \beta$ 為一常數時，硬核過程的二階項為

$$c(x_i, x_j) = \begin{cases} 1, & \|x_i - x_j\| > r \\ 0, & \|x_i - x_j\| \leq r \end{cases} \quad (1-9)$$

式中， x_i 和 x_j 為空間中的兩個位置， $\|x_i - x_j\|$ 則為兩個位置的距離。此時，機率密度函數可以簡化為

$$f(\mathbf{x}) = \begin{cases} \alpha \beta^{n(\mathbf{x})}, & \|x_i - x_j\| > r \\ 0, & \|x_i - x_j\| \leq r \end{cases} \quad (1-10)$$

軟核過程在距離 i 點的某一長度 r 之內，產生任何其它點的機率會下降，但機率還不致於為 0，又被稱為 Strauss 過程，其二階項可以表示成

$$c(x_i, x_j) = \begin{cases} 1, & \|x_i - x_j\| > r \\ \gamma, & \|x_i - x_j\| \leq r \end{cases} \quad (1-11)$$

因此，Strauss 過程的 K 函數為

$$K(t) = \begin{cases} \gamma\pi t^2, & 0 < t \leq r \\ \pi t^2 - (1-\gamma)\pi r^2, & t \geq r \end{cases} \quad (1-11)$$

當 $\gamma = 0$ 時，軟核過程即簡化為硬核過程。不管是硬核過程或軟核過程，空間點分佈的狀況皆會較 CSR 來得離散，而造成 K 函數值比 CSR 低的情況，其結果如圖 1-25 所示。

取大範圍區域的震央分佈來分析時，以東經 119 度至 123 度，北緯 21 度至 26 度為邊界，即圖 1-26 所示的整個區域。此區域共包含 1581 筆規模 5 以上的地震，其中有 121 筆為餘震，比例為 7.65%。分別對包含餘震與濾除餘震的震央點進行 K 函數分析，並與 19 次隨機模擬結果的包絡線進行比較，此時的信心水準為 95%。無論濾除餘震與否，可以發現實際值遠高於理論值，且超出包絡線非常多，代表廣大區域內的震央呈現嚴重的群聚分佈，因此需要進行區域劃分，以符合原先假設的 CSR。

小區域的震央分佈分析由兩方面著手，首先分析 921 餘震群周圍區域，直接針對餘震特別密集的地區進行探討，其次則根據淺層地震分區圖探討各區去除餘震前後 K 函數的差異。

圖 1-27 為 921 集集大地震前後各 5 年，即 1995/01/01 至 2004/12/31（簡稱前後十年間），所有規模 5 以上的淺層地震分佈圖。圖中的大方形區域（東經 120.5 度至 121.5 度，北緯 23.5 度至 24.5 度）有 8 個主震和 41 個餘震發生。圖 1-28 為 921 集集大地震前後各 10 年，即 1990/01/01 至 2009/12/31（簡稱前後廿年間），所有規模 5 以上的淺層地震分佈圖。圖中的大方形區域有 12 個主震和 42 個餘震發生。表 1-17 列出 921 餘震群周圍不同時段的地震數量統計。

針對兩種不同時段大方形區域的震央位置進行 K 函數分析，其誤差結果分別示於圖 1-29 和圖 1-30。無論前後十年間或前後廿年間，發現包含餘震的誤差總是大於 0 甚多，顯示餘震震央和主震震央的緊密性；但在濾除餘震後，誤差在 0 上下小幅起伏，代表主震震央分佈的均勻性。

接下來針對淺層震區的震央分佈進行均勻性分析，發震時段取最近廿年（1995 年 7 月至 2015 年 6 月）。圖 1-31 為最近廿年所有規模 5 以上的淺層地震分佈圖，最近廿年內發生 321 筆規模 5 以上的地震，其中主震有 266 筆，餘震有 55 筆，其中震區 BS17 就佔了 32 筆餘震（主震有 8 筆），其次就是震區 BS13 的 12 筆餘震（主震 16 筆）。由於 K 函數需要一定數量的地震才夠分析計算，故分析此兩震區的 K 函數和誤差，結果分別示於圖 1-32 和圖 1-33。由此兩圖發現濾除餘震後的誤差起伏總是小於包含餘震的誤差起伏，尤其震區 BS17 濾除餘震與否的誤差差異特別明顯，乃因餘震個數比例很高之故。

表 1-1 地震目錄資料庫的重要欄位

id	yr	mo	dy	hr	mi	sc	lon_c	lat_c	dep_c	ML_c	long_wu	lat_wu	dep_wu	ML_wu	Mw	flag
1	1900	5	15	12	10	0	120.5	21.5	0	6.6					6.7	0
202738	1999	9	20	17	47	15.85	120.8155	23.8525	8	7.3	120.8117	23.85533	6.96	7.3	7.65	0
202739	1999	9	20	17	49	40.07	120.8298	23.97717	19.74	6.07	120.8025	23.961	7.67	6.07	6.04	202738
202740	1999	9	20	17	51	35.38	121.0398	24.0925	6.16	5.97	121.0363	24.12533	10.81	5.97	5.86	202738
649523	2015	6	30	23	8	12.52	120.6782	23.62867	8.55	1.56	120.659	23.60483	7.92	1.34	1.27	0

表 1-2 地震個數統計和比例

個數(比例)	所有地震	$M_w \geq 4$	$M_w \geq 5$	$M_w \geq 6$
所有地震	649523 (100%)	14393 (100%)	2426 (100%)	264 (100%)
所有餘震	127179 (19.6%)	1903 (13.2%)	147 (6.1%)	14 (5.3%)
有餘震的主震	1378 (0.21%)	1378 (9.6%)	282 (11.6%)	45 (17.0%)

表 1-3 餘震兼主震及相關編號

主震	22729	22729	451555	451555	451555	451555
餘震 兼 主震	22835 (1978/12/24) (規模 4.35)	22925 (1978/12/24) (規模 4.50)	451582 (2009/08/17) (規模 5.69)	451637 (2009/08/18) (規模 4.26)	451641 (2009/08/18) (規模 5.08)	451701 (2009/08/19) (規模 4.26)
餘震	22738 22739 22744 22769 22796 22882 22945 22969 23056	22956 22965	451670	451681 451714	451601 451659 451671	451593

表 1-4 不符合餘震門檻的相關資訊

主震	餘震	日期	規模	不符合門檻理由
202738 (1999/09/20) (規模 7.65)	255428	2000/05/17	5.44	因 921 餘震 249964(2000/02/14) 與前一餘震 249419(2000/2/7) 相隔 7.51 天，不符合 3 天的門檻，故餘震 249964 之後的所有餘震都不能被歸類為 921 的餘震，左側僅列出規模大於 5 的餘震。
	255636	2000/05/18	5.31	
	257096	2000/06/10	6.45	
	258435	2000/06/19	5.28	
451555 (2009/08/17) (規模 6.69)	451581	2009/08/17	6.16	主震 451555 的所有餘震，離主震震源的距離皆大於 5 公里，該主震不會有餘震，左側僅列出規模大於 5 的餘震。
	451582	2009/08/17	5.69	
	451641	2009/08/18	5.08	
	451692	2009/08/18	5.10	
	451767	2009/08/20	5.20	

表 1-5 地震個數統計（不限規模，與 921 主震震源距離在 5 公里之內）

	前後 30 天	之後 30 天	前後 60 天	之後 60 天	前後 90 天	之後 90 天
含餘震	50	49	58	57	60	59
純主震	4	3	12	11	14	13

表 1-6 柯司檢定結果（不限規模，與 921 主震震源距離在 5 公里之內）

	震後 30 天		震後 60 天		震後 90 天		震後 180 天	
含餘震否	否	是	否	是	否	是	否	是
地震個數	3	49	11	57	13	59	21	67
最大誤差	0.3265	0.2873	0.1411	0.3055	0.1177	0.3537	0.0696	0.3993
臨界值	0.7852	0.1943	0.4101	0.1801	0.3772	0.1771	0.2968	0.1662

表 1-7 柯司檢定結果（不限距離，震後 60 天）

	規模 ≥ 4		規模 ≥ 5		規模 ≥ 6	
	否	是	否	是	否	是
含餘震否						
地震個數	112	472	10	48	2	9
最大誤差	0.3308	0.3974	0.1824	0.5214	0.4921	0.6359
臨界值	0.1285	0.0626	0.4301	0.1963	0.9617	0.4533

表 1-8 淺層震區規模 5 以上地震數量統計(115.5 年內)

震區	所有地震	主震	餘震	餘震比例(%)
BS01	8	8	0	0
BS02	103	95	8	7.8
BS03	288	253	35	12.2
BS04	52	51	1	1.9
BS05	203	196	7	3.4
BS06	152	145	7	4.6
BS07	48	46	2	4.2
BS08	78	75	3	3.8
BS09	64	64	0	0
BS10	21	21	0	0
BS11	17	15	2	11.8
BS12	46	38	8	17.4
BS13	72	60	12	16.7
BS14	2	2	0	0
BS15	15	15	0	0
BS16	8	8	0	0
BS17	65	33	32	49.2

表 1-9 震區 BS17 規模 5 以上淺層地震數量統計

80 年內	包含餘震	濾除餘震
含震源深度為 0 公里的地震	53	21
去除震源深度為 0 公里的地震	49	17

表 1-10 震區 BS17 的 4 種狀況

狀況	震源深度為 0 地震	分佈模式	震源深度上限
A	保留	均勻分佈	35 公里
B	去除	均勻分佈	35 公里
C	去除	常態分佈	35 公里
D	去除	常態分佈	26 / 24 公里

表 1-11 狀況 A 的卡方檢定詳情

震源深 度(km)	包含餘震				濾除餘震			
	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$
0~5	8	7.57	0.43	0.02	5	3.00	2.00	1.33
5~10	13	7.57	5.43	3.89	2	3.00	1.00	0.33
10~15	15	7.57	7.43	7.29	7	3.00	4.00	5.33
15~20	8	7.57	0.43	0.02	2	3.00	1.00	0.33
20~35	9	22.71	13.71	8.28	5	9.00	4.00	1.78
總和				19.51				9.11
臨界值				11.08				11.08

表 1-12 狀況 B 的卡方檢定詳情

震源深度(km)	包含餘震				濾除餘震			
	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$
0~5	4	7.57	3.57	1.68	1	3.00	2.00	1.33
5~10	13	7.57	5.43	3.89	2	3.00	1.00	0.33
10~15	15	7.57	7.43	7.29	7	3.00	4.00	5.33
15~20	8	7.57	0.43	0.02	2	3.00	1.00	0.33
20~35	9	22.71	13.71	8.28	5	9.00	4.00	1.78
總和				21.17				9.11
臨界值				11.08				11.08

表 1-13 狀況 C 的卡方檢定詳情

震源深度(km)	包含餘震				濾除餘震			
	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$
0~5	4	4.39	0.39	0.04	1	1.16	0.16	0.02
5~10	13	11.41	1.59	0.22	2	3.35	1.35	0.55
10~15	15	15.80	0.80	0.04	7	5.27	1.73	0.56
15~20	8	11.70	3.70	1.17	2	4.51	2.51	1.40
20~35	9	5.70	3.30	1.91	5	2.70	2.30	1.96
總和				3.37				4.49
臨界值				7.81				7.81

表 1-14 狀況 D 的卡方檢定詳情

震源深度(km)	包含餘震				震源深度(km)	濾除餘震			
	n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$		n_i	e_i	$n_i - e_i$	$\frac{(n_i - e_i)^2}{e_i}$
0~5	4	4.46	0.46	0.05	0~5	1	1.22	0.22	0.04
5~10	13	11.58	1.42	0.18	5~10	2	3.53	1.53	0.66
10~15	15	16.04	1.04	0.07	10~15	7	5.55	1.45	0.38
15~20	8	11.87	3.87	1.26	15~20	2	4.75	2.75	1.59
20~26	9	5.06	3.94	3.08	20~24	5	1.95	3.05	4.78
總和				4.63					7.46
臨界值				7.81					7.81

表 1-15 4 種狀況的卡方檢定結果

狀況	包含餘震		濾除餘震	
	卡方誤差	臨界值	卡方誤差	臨界值
A	19.51	11.08	9.11	11.08
B	21.17	11.08	9.11	11.08
C	3.37	7.81	4.49	7.81
D	4.63	7.81	7.46	7.81

表 1-16 常見的群聚過程

名稱	母集合	子集合
獨立群聚過程 (Independent Cluster Process)	不限	不限
卜桑群聚過程 (Poisson Cluster Process)	卜桑分布	不限
複合群聚過程 (Cox Cluster Process)	不限	卜桑分佈
內曼-史卡特過程 (Neyman-Scott Process)	卜桑分布	卜桑分布
Matern 群聚過程 (Matern Cluster Process)	均勻卜桑	均勻球狀卜桑分佈
修正的 Thomas 過程 (Modified Thomas Process)	均勻卜桑	卜桑、高斯分布

表 1-17 921 餘震群周圍不同時段的地震數統計

時段	總地震數	主震數	餘震數
十年： 1995/01/01~2004/12/31	49	8	41
二十年： 1990/01/01~2009/12/31	54	12	42

圖 1-1 篩選餘震示意圖

圖 1-2 地震目錄資料庫的餘震分佈

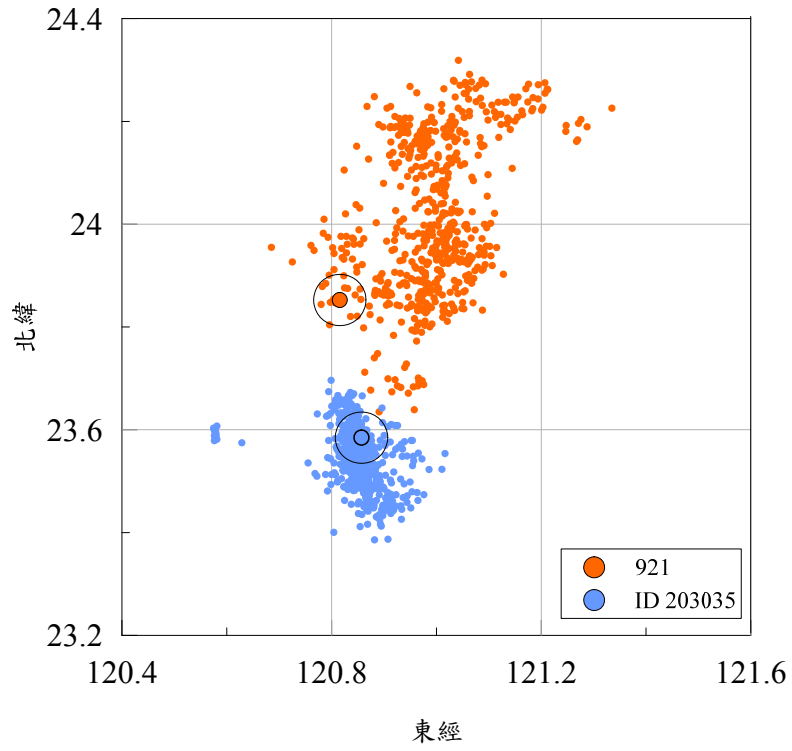


圖 1-3 921 主震後 3 天內餘震及 203035 餘震分佈圖

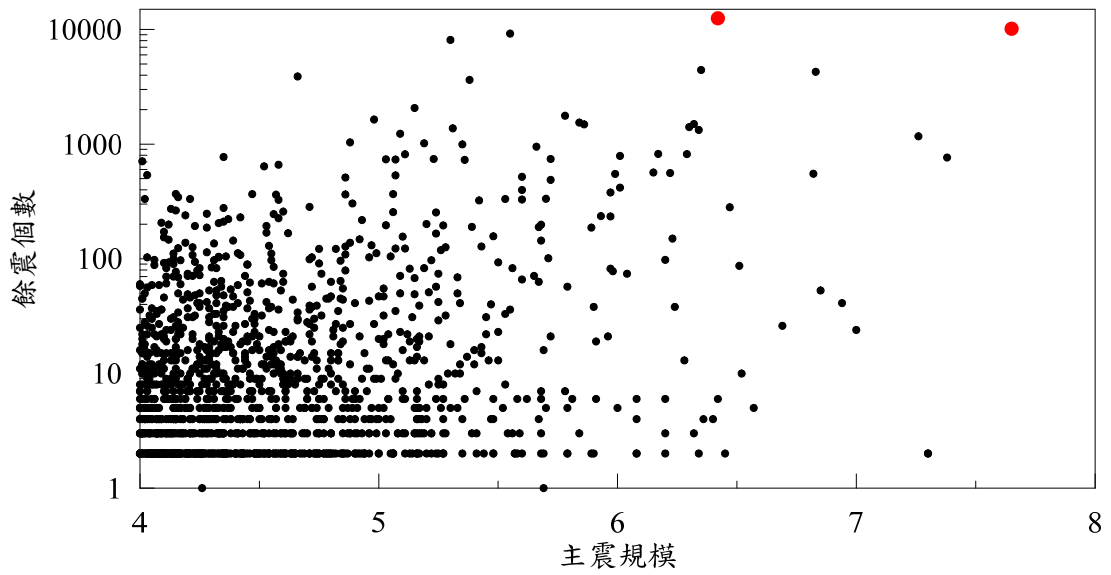


圖 1-4 所有餘震個數與主震規模散佈圖

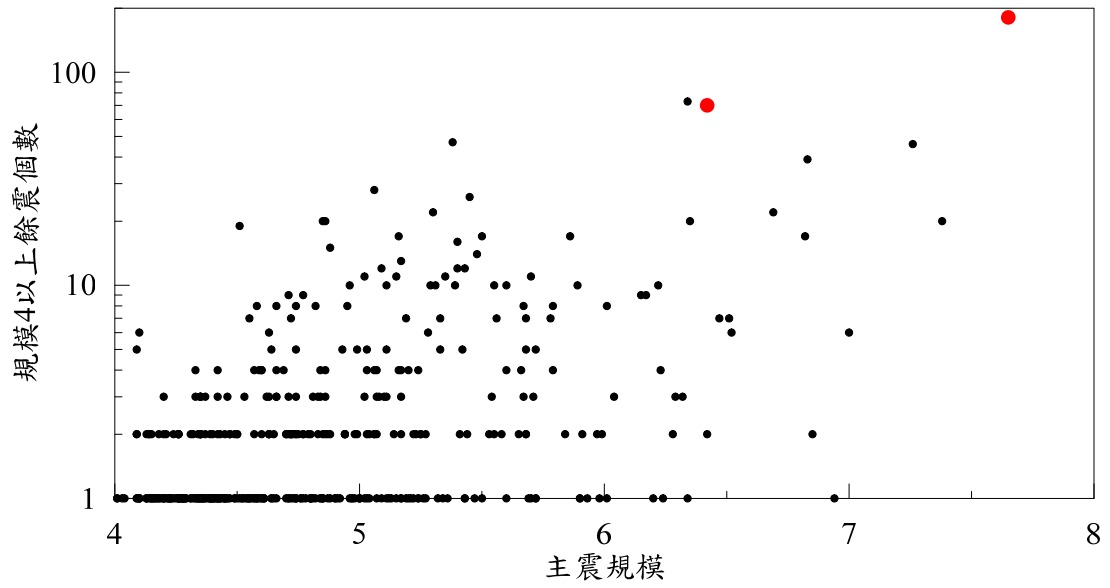


圖 1-5 1973 年後規模大於 4 的餘震個數與主震規模散佈圖

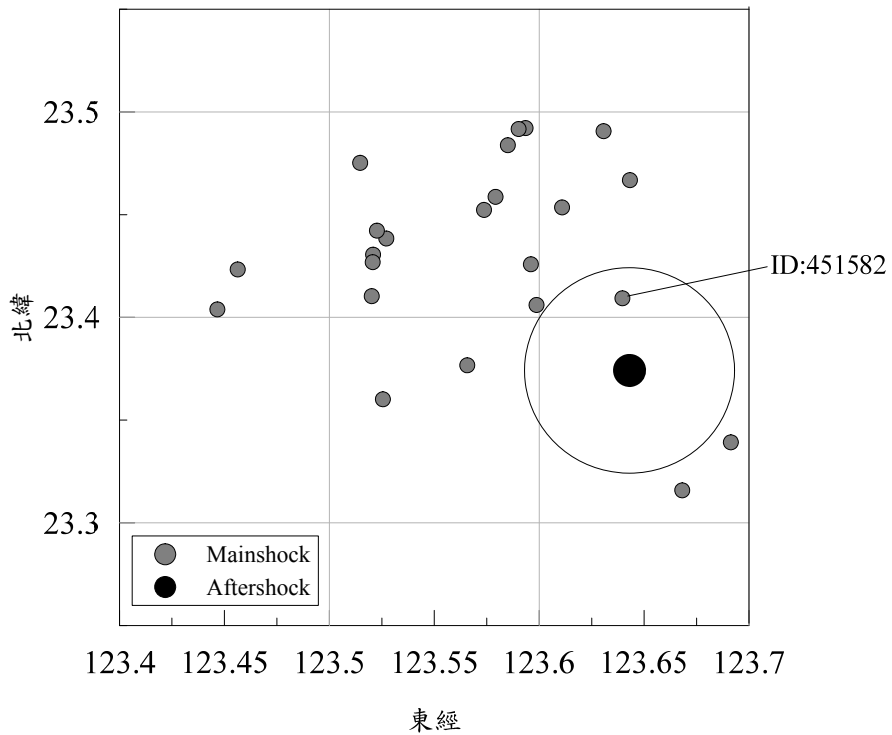


圖 1-6 主震 451555 及其所有餘震震央分佈圖

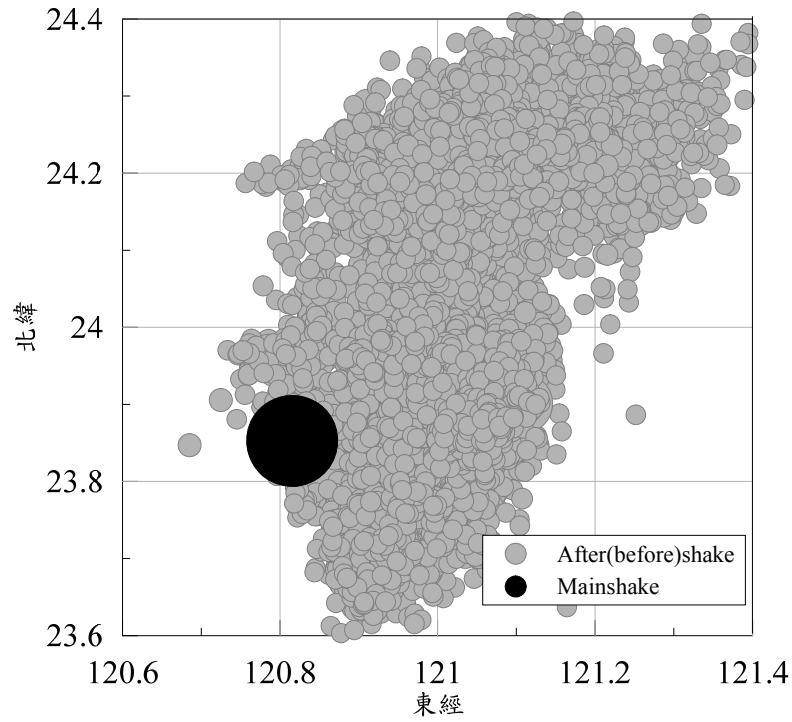


圖 1-7 921 集集大地震的餘震分佈

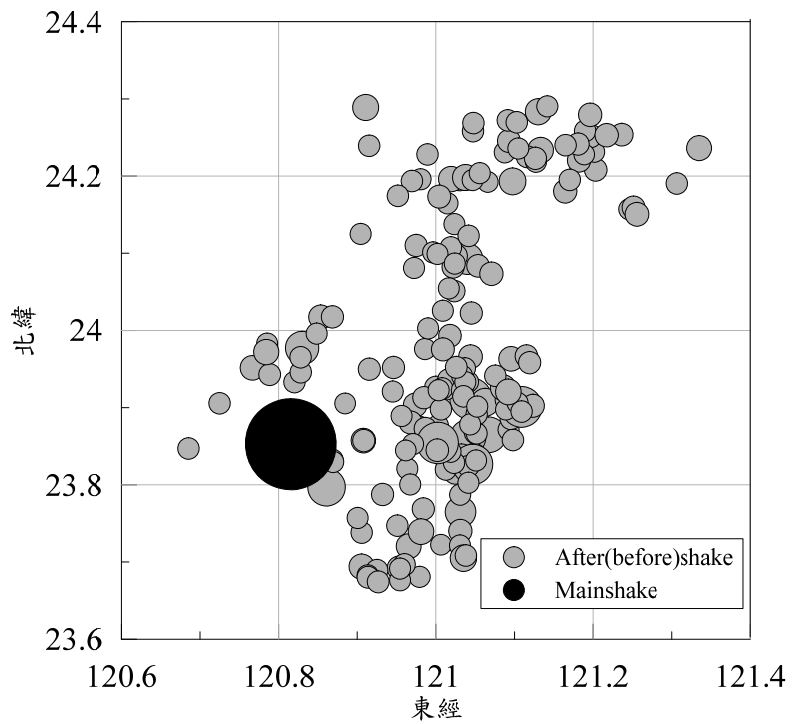


圖 1-8 921 集集大地震規模大於 4 的餘震分佈

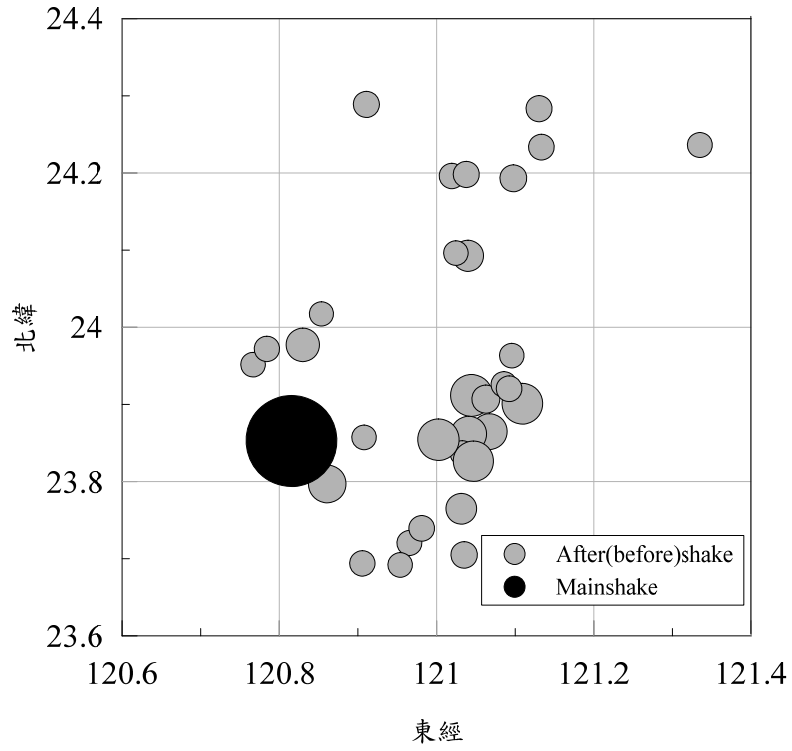


圖 1-9 921 集集大地震規模大於 5 的餘震分佈

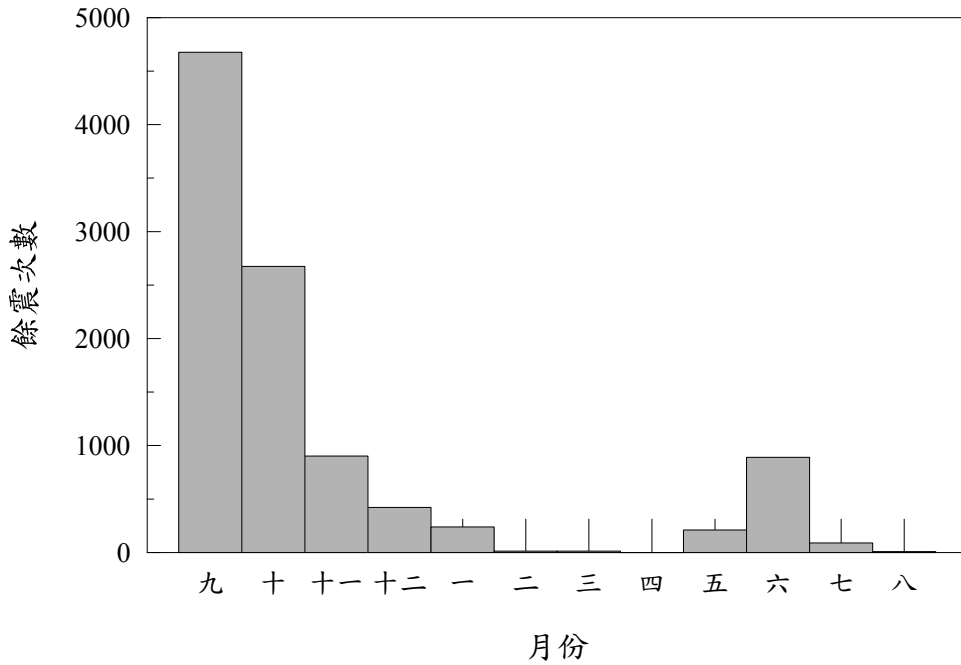


圖 1-10 921 集集大地震的各月份餘震發生次數

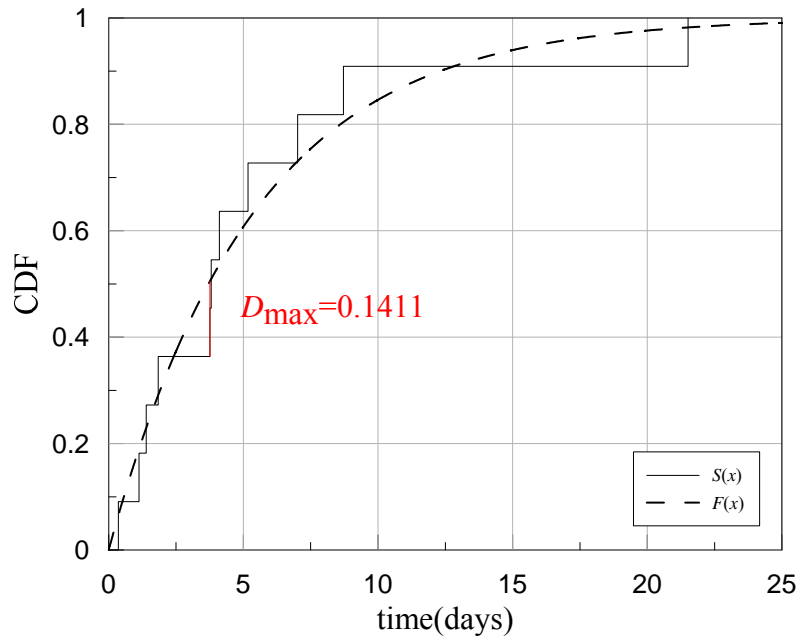


圖 1-11 主震系列的柯司檢定 (震後 60 天, 距離 5 公里, 規模不限)

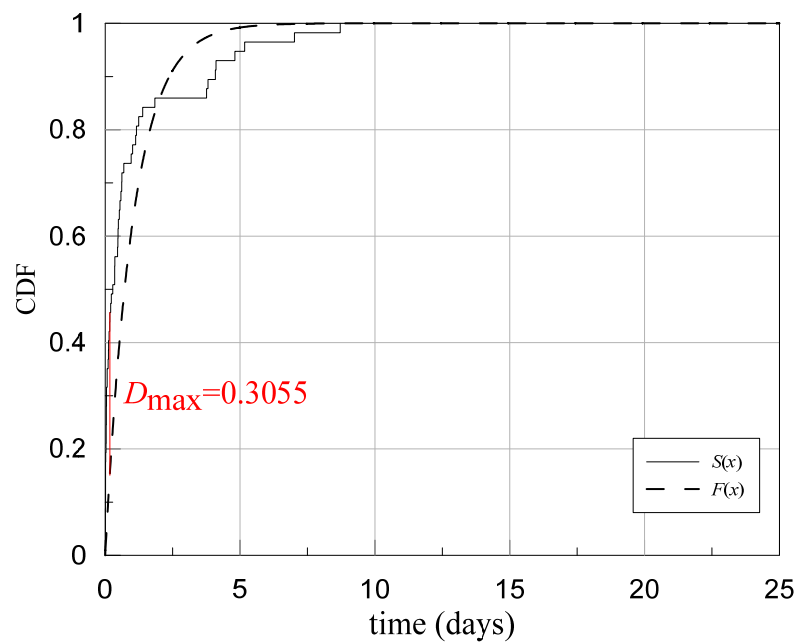


圖 1-12 含餘震的柯司檢定 (震後 60 天, 距離 5 公里, 規模不限)

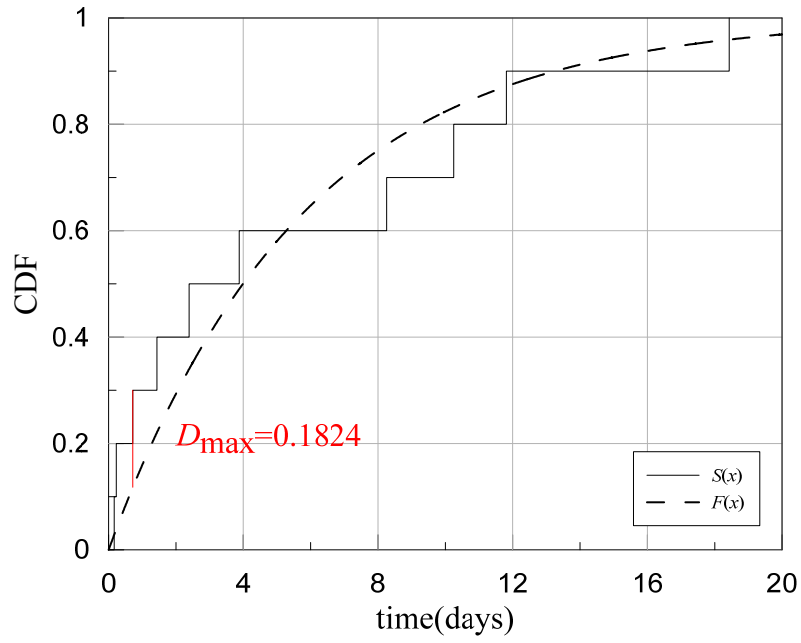


圖 1-13 主震系列的柯司檢定 (震後 60 天, 距離不限, 規模大於 5)

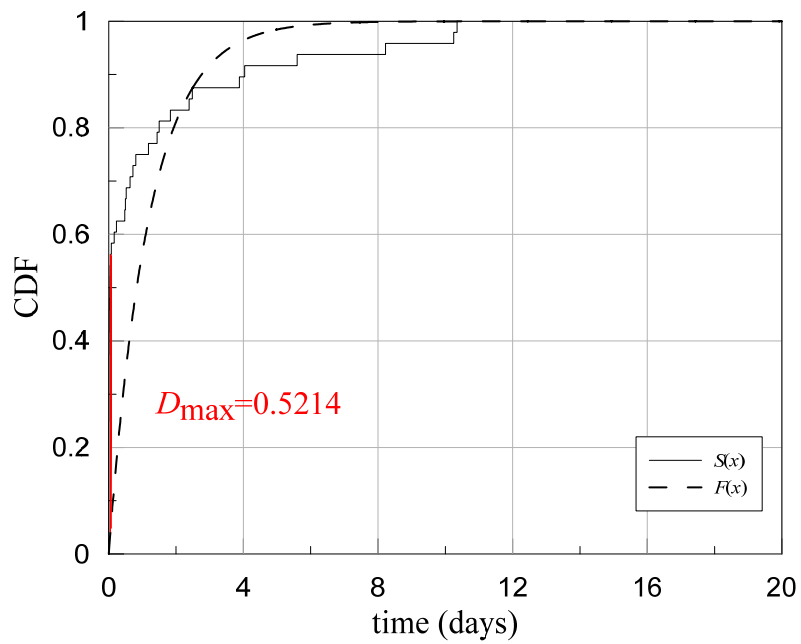


圖 1-14 含餘震的柯司檢定 (震後 60 天, 距離不限, 規模大於 5)

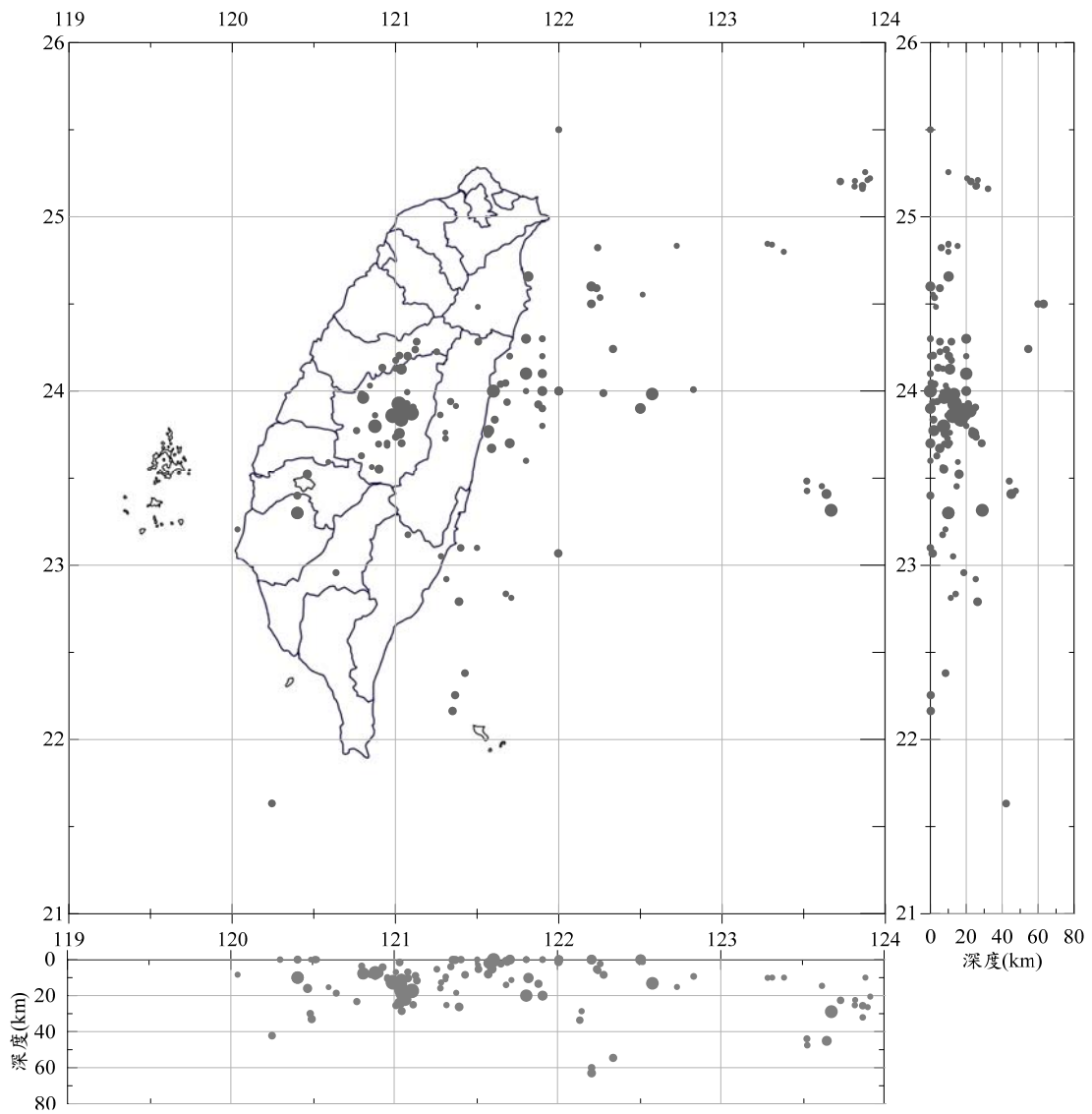


圖 1-15 規模 5 以上的餘震震央及深度分佈圖

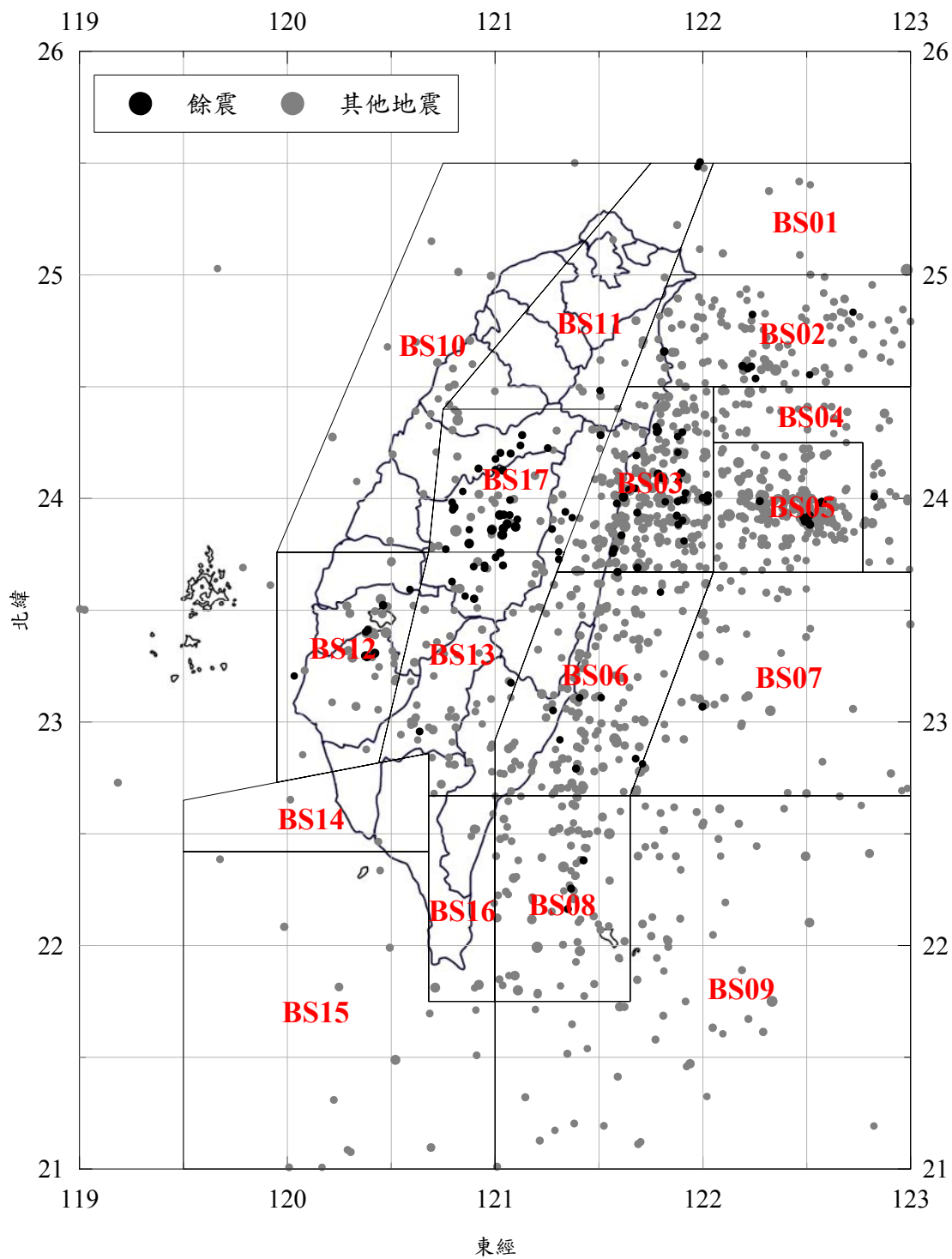


圖 1-16 規模 5 以上地震分佈及淺層震區劃分圖

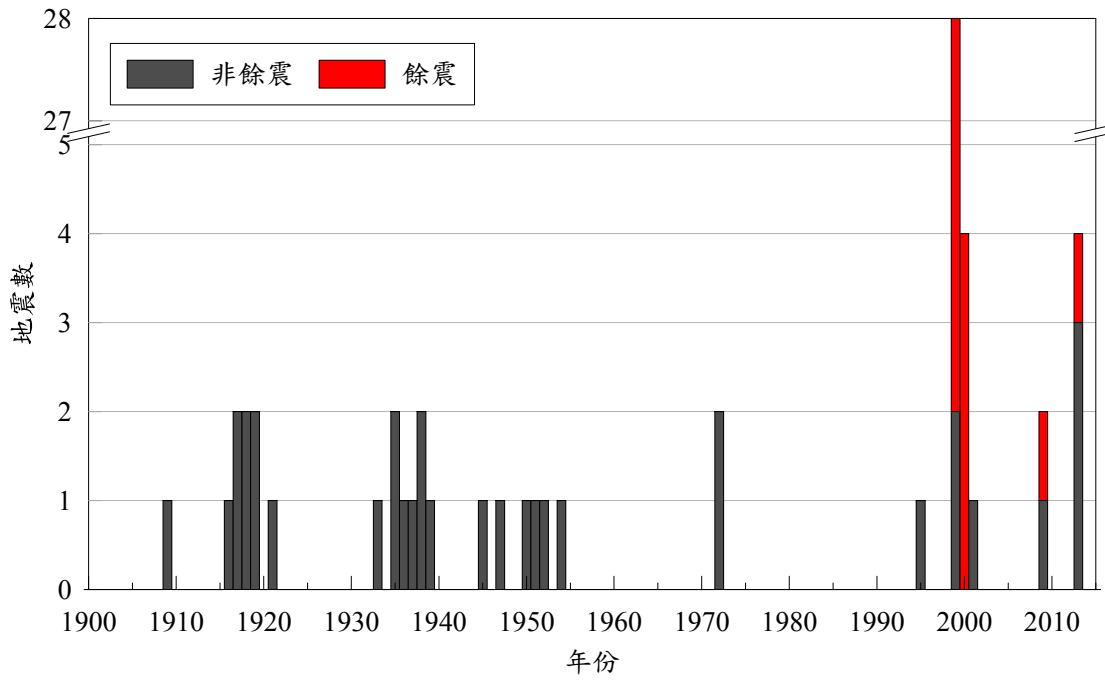


圖 1-17 BS17 各年地震數量

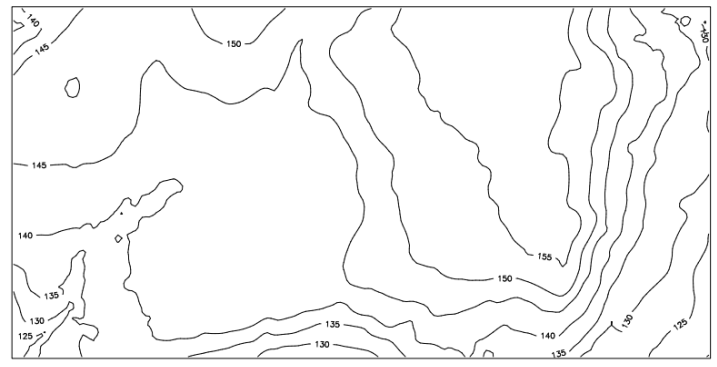


圖 1-18 地理系統分析示意圖 (Baddeley, 2008)

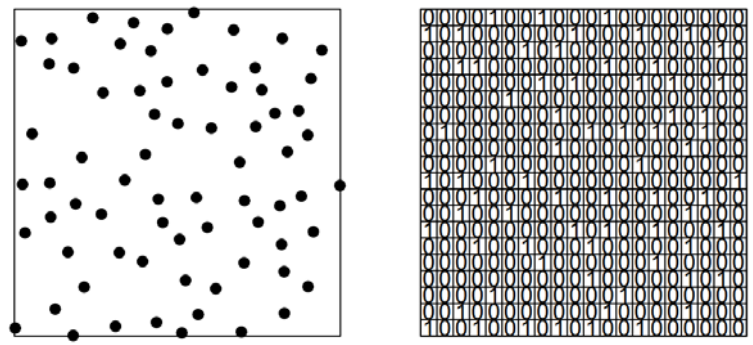


圖 1-19 格點分析模型示意圖 (Baddeley, 2008)

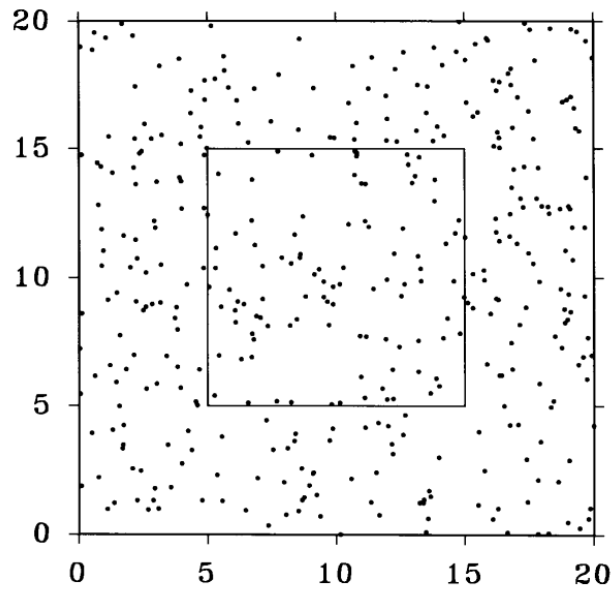


圖 1-20 緩衝區法 (Peter, 1995)

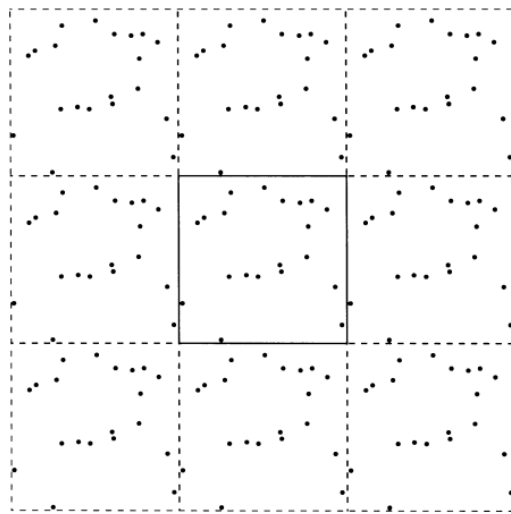


圖 1-21 環形邊緣校正法 (Peter, 1995)

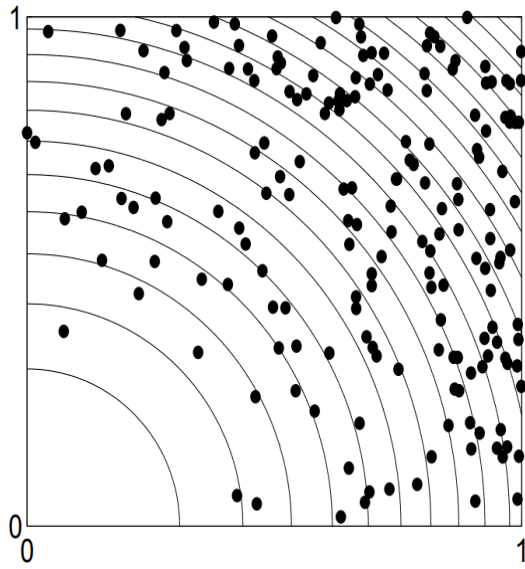


圖 1-22 非均勻卜桑分佈示意圖(Kroese & Botev, 2013)

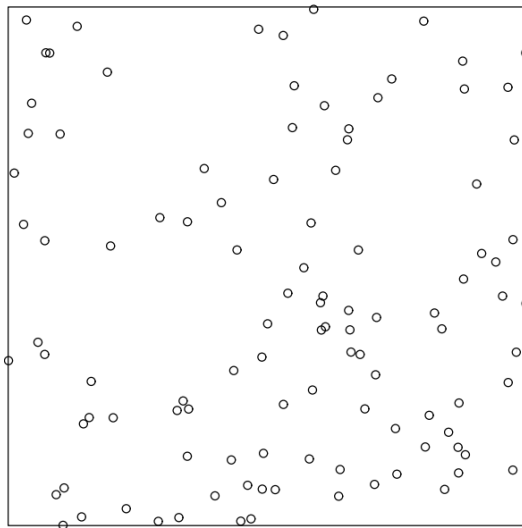


圖 1-23 均勻卜桑分佈示意圖(CSR) (Baddeley, 2008)

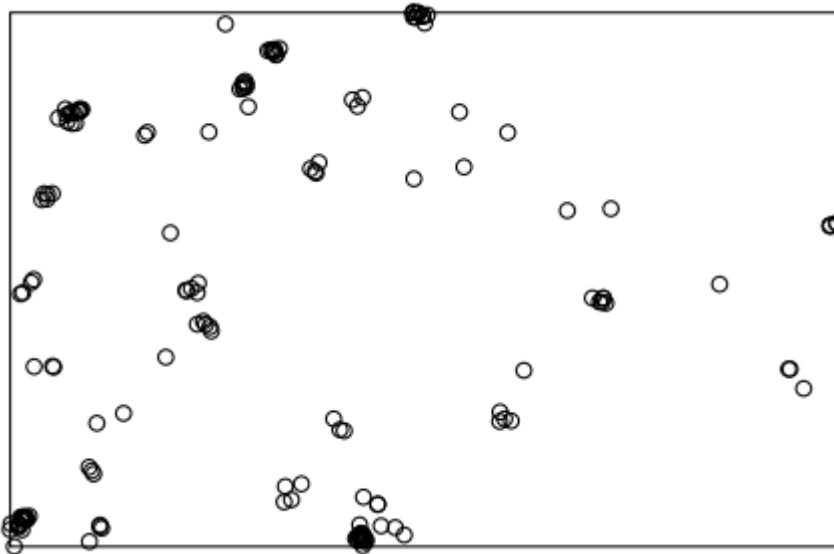


圖 1-24 Neyman-Scott 過程示意圖 (Yau & Loh, 2012)

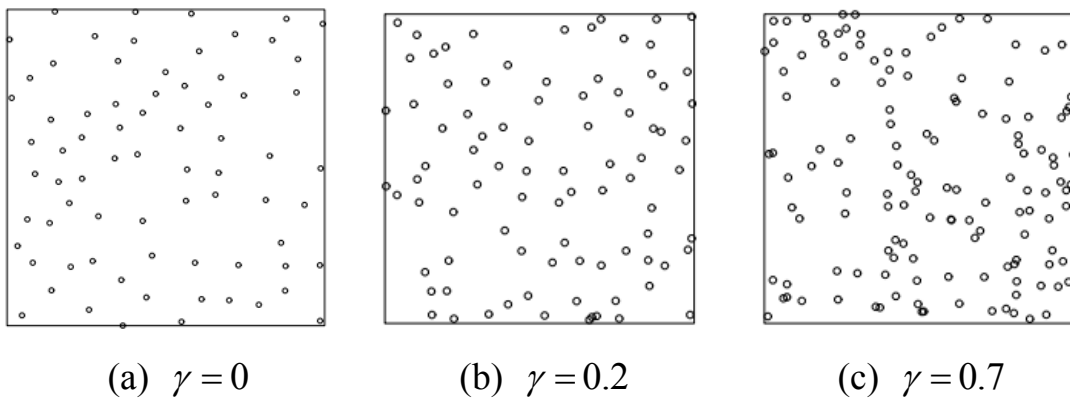


圖 1-25 Strauss 過程的結果比較 (Baddeley, 2008)

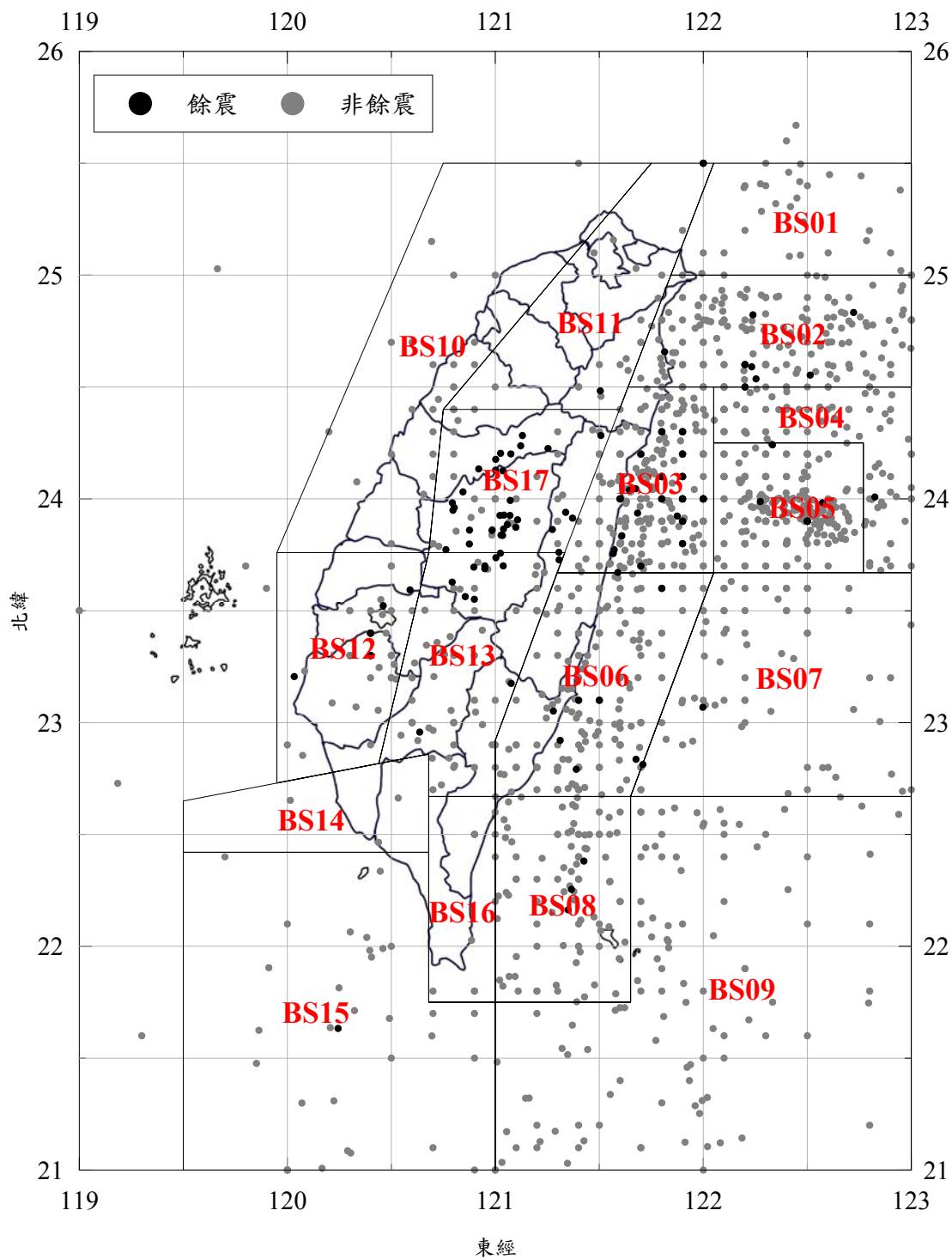


圖 1-26 淺層震區劃分圖及規模 5 以上地震分佈圖

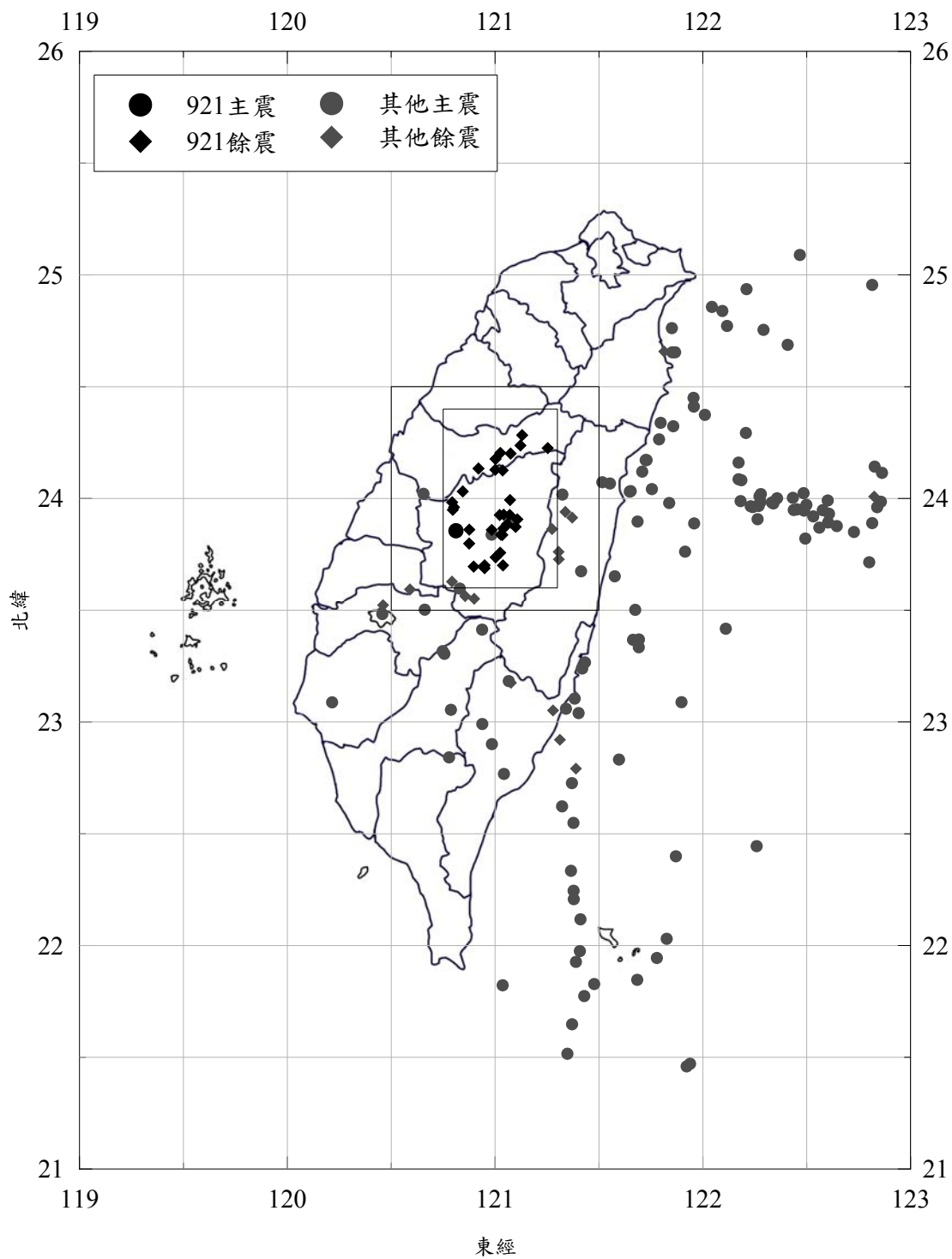


圖 1-27 921 集集地震前後十年間規模 5 以上淺層地震分佈圖

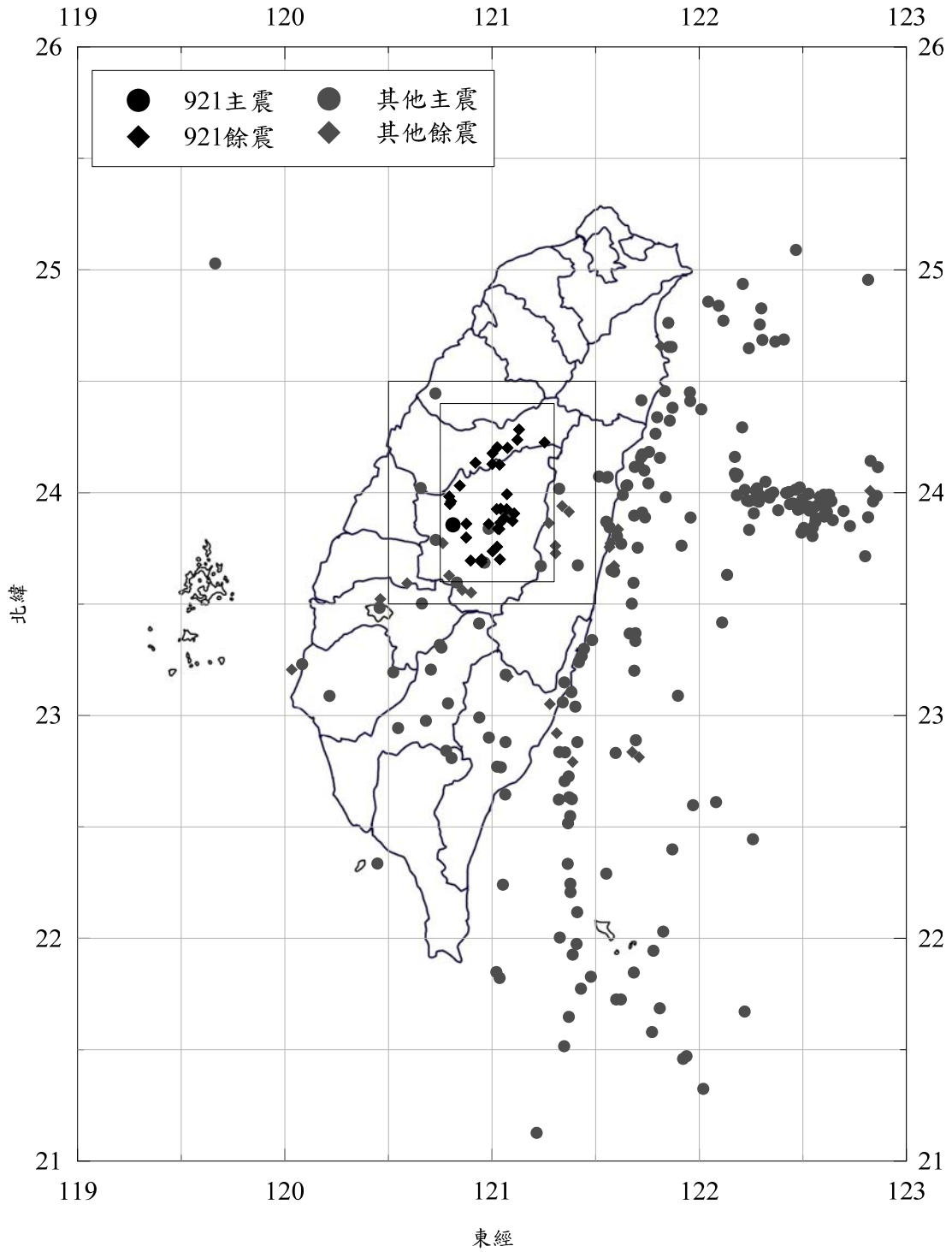
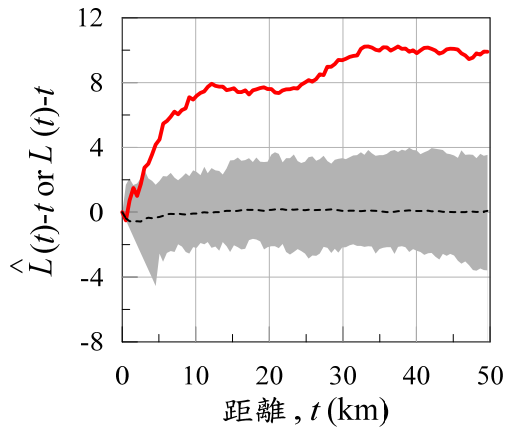
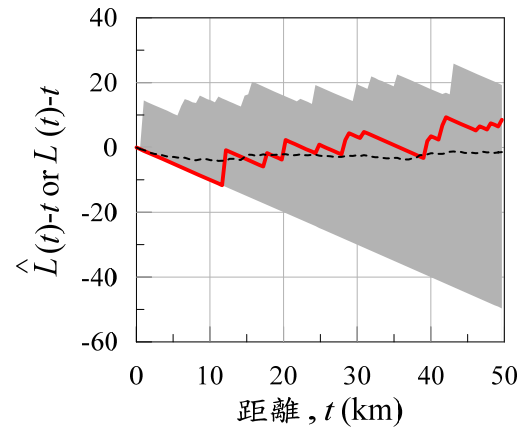


圖 1-28 921 集集地震前後廿年間規模 5 以上淺層地震分佈圖

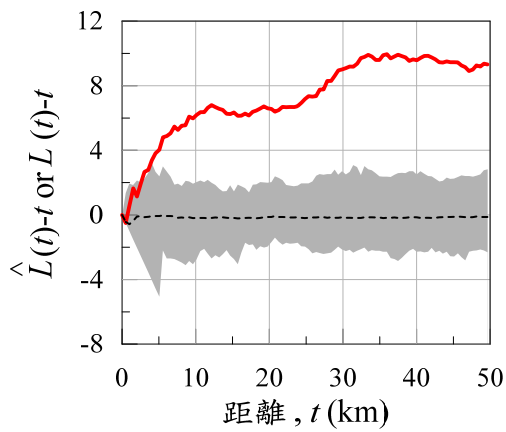


(a) 包含餘震

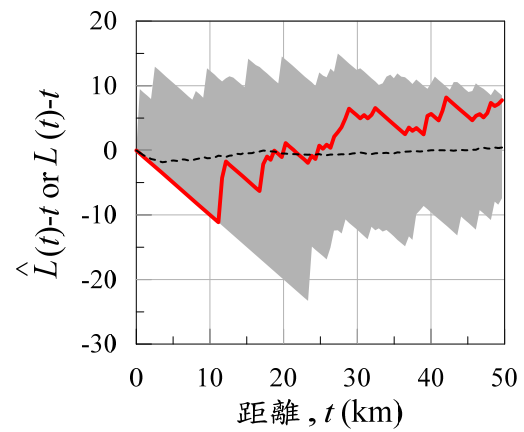


(b) 濾除餘震

圖 1-29 921 餘震區域前後十年的誤差函數



(a) 包含餘震



(b) 濾除餘震

圖 1-30 921 餘震區域前後廿年的誤差函數

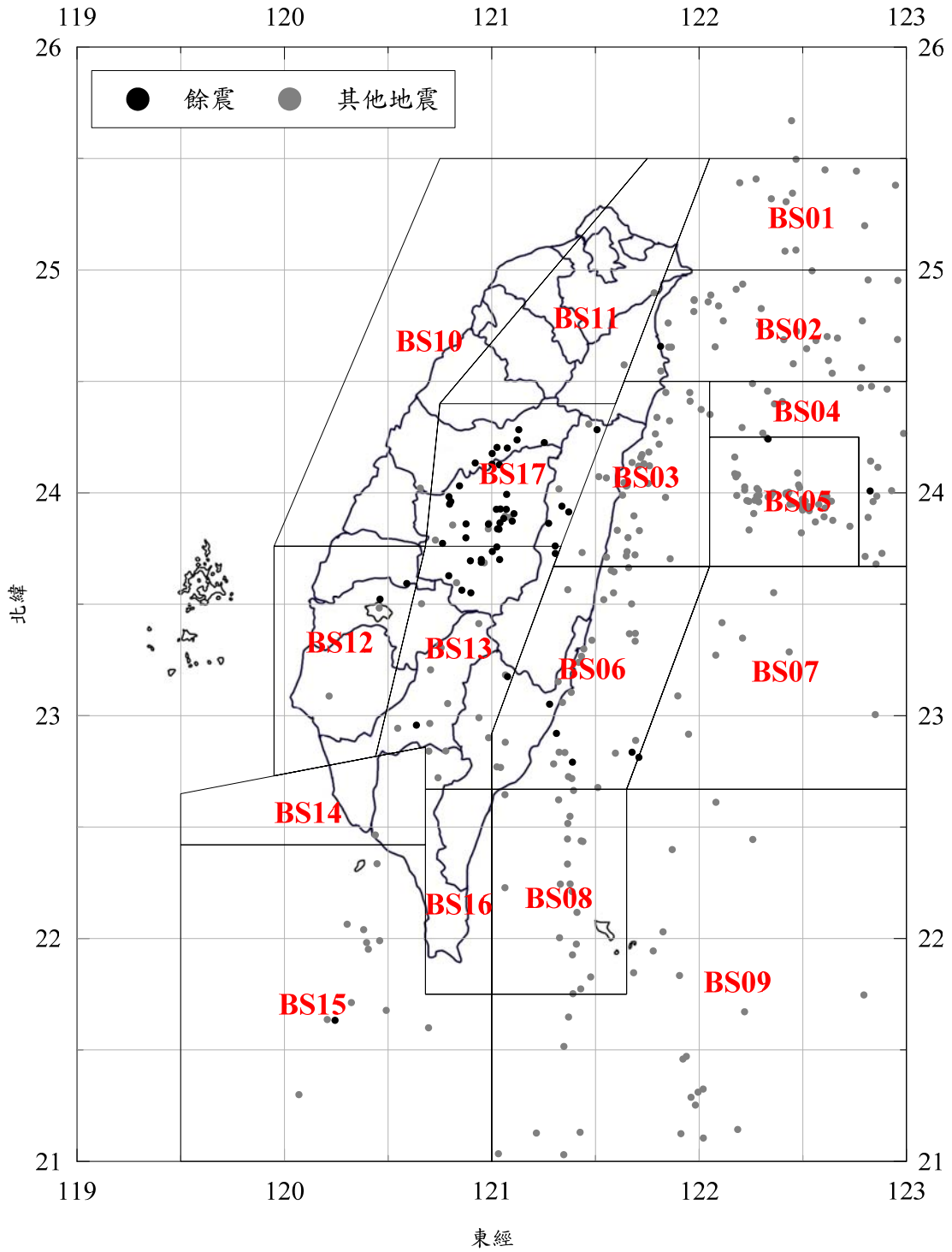
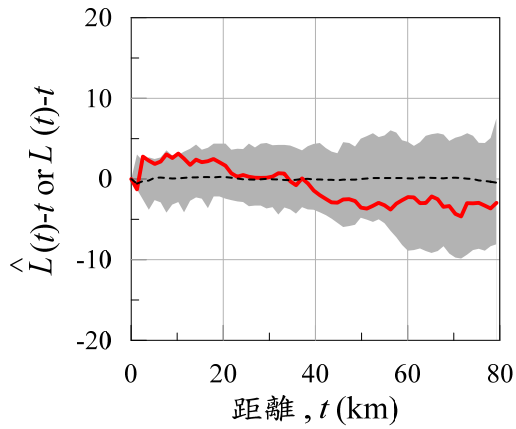
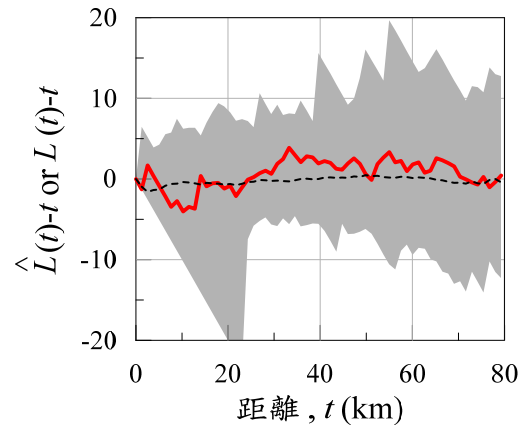


圖 1-31 淺層震區劃分圖及最近廿年規模 5 以上地震分佈圖

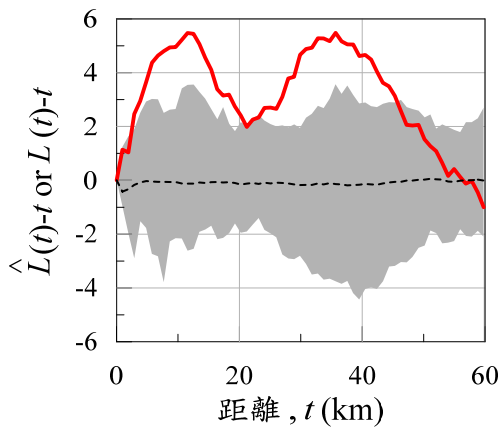


(a) 包含餘震

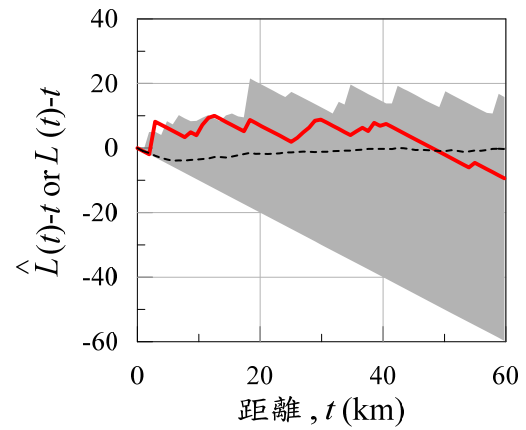


(b) 濾除餘震

圖 1-32 最近廿年震區 BS13 的誤差函數



(a) 包含餘震



(b) 濾除餘震

圖 1-33 最近廿年震區 BS17 的誤差函數

二、強地動資料庫和 GMPE 之分析

(一) 概述

目前台灣電力公司並未提供行政院原子能委員會執行核電廠 SSHAC-3 PSHA 的本土自由場測站強地動資料庫，本計畫所掌握的自由場測站強地動資料庫並非最終正式版本。此版本的自由場強地動資料庫收錄了 1992 年 4 月 19 日至 2014 年 12 月 31 日之間的 37371 筆自由場測站強地動資料，震矩規模 M_w 的範圍由 3.50 至 7.65，場址距斷層破裂面最短距離 R_{rup} 的範圍由 0.054 km 至 541.8 km，地表下 30 m 內之平均剪力波速 V_{S30} 的範圍由 121.5 m/sec 至 1538 m/sec。每筆自由場地動資料含 115 個欄位，前 5 個欄位是事件資訊，註明發震時間、震央位置、震源深度和芮氏規模；次 7 個欄位是斷層資訊，列出發震時間、各種角度、主餘震和斷層型態等；中間 15 個欄位是測站資訊，註明測站名稱、位置、 V_{S30} 、各種距離和可用週期上限等；最後 88 個欄位是振動幅度資訊，列出 PGA、PGV、PGD 和 0.01 秒至 20 秒週期的 PSA。

這套本土自由場強地動資料庫並未包含 921 集集大地震和餘震的測站強地動相關資訊，理由為該批強地動資訊已包含於 NGA-West2 Flatfile。在台灣電力公司核電廠 SSHAC-3 的 PSHA 中，將以這套自由場強地動資料庫建立本土化的 GMPE 以及調整 NGA-West2 的 5 條 GMPE。調整 NGA-West2 的 5 條 GMPE 時，僅以本土自由場強地動資料庫估計部份係數。由於目前的本土化 GMPE 以及 NGA-West2 的 5 條調整後 GMPE 皆非正式版，且相關說明也未完整，故本計畫僅以調整後的 I14 進行適用

性分析。

(二) 調整後 I14 之適用性探討

原始 I14 採用了 921 集集大地震餘震的測站強地動資料，但未採用主震的測站強地動資料，其採用強地動資料和本土自由場強地動資料庫的個數和屬性範圍列於表 2-1，而 M_w 與 R_{rup} 之散佈圖如圖 2-1 所示。觀察圖 2-1，與原始 I14 所採用的強地動資料相比，本土強地動資料庫比較缺乏 M_w 介於 7.2 至 7.6 的近距離強地動資料。

GMPE I14 的公式為：

$$\ln(PSA) = \alpha_1 + \alpha_2 M + \alpha_3 (8.5 - M)^2 - (\beta_1 + \beta_2 M) \ln(R_{rup} + 10) + \xi \ln(V_{s30}) + \gamma R_{rup} + \varphi F \quad (2-1)$$

式中， PSA 為 5% 阻尼比單自由度振動系統的擬譜加速度； M 為震矩規模； R_{rup} 為場址距斷層破裂面的最短距離，以 km 為單位； V_{s30} 為地表下 30 m 內之平均剪力波速，以 m/sec 為單位； F 為震源機制指示項， $F=1$ 代表逆斷層機制（含逆斷層、逆斜斷層和正斜斷層）， $F=0$ 代表平移斷層機制（含平移斷層和正斷層）；而 α_1 、 α_2 、 α_3 、 β_1 、 β_2 、 ξ 、 γ 和 φ 為利用強地動資料來估計的 8 個係數。利用本土自由場強地動資料庫調整 I14 時，不更動原始 I14 的 α_3 、 β_1 和 β_2 這 3 個係數，但重新估計其餘 5 個係數。由於本土自由場強地動資料庫比較缺乏大震近域 (Near Field Large Magnitude, NFLM) 的強地動資料，如圖 2-1 所示，而 I14 的規模尺度二次項係數 α_3 對大震比較敏感，距離飽和的幾何擴散項係數 β_1 和 β_2 容易受近域和大震影響，故相信原始 I14 利用 NGA-West2 Flatfile 對這 3 個係數的估計結果。

在前一年度計畫的殘值分析中，殘值 R 的定義如下：

$$R = \ln y_{\text{record}} - \ln y \quad (2-2)$$

式中， y_{record} 為強動量測值，如 PGA、PGV、PGD、和 PSA 等， y 為 GMPE 的預估值。由所有測站紀錄所得到的殘值 R_i ，可以計算其平均數和標準差。

殘值的平均數估計值如下：

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (2-3)$$

式中，下標 i 為第 i 筆測站紀錄， n 是採用的測站紀錄總個數。

殘值的標準差估計值如下：

$$\hat{\sigma}_R = \sqrt{\frac{1}{n - n_p} \sum_{i=1}^n R_i^2} \quad (2-4)$$

式中， n_p 為 GMPE 所採用的參數總個數。

如果各筆測站紀錄依 GMPE 所得到的預估值有不同的標準差，例如標準差與事件規模有關等，可將每筆測站紀錄的殘值分別除上各自的標準差，稱為標準化殘值，如下式所示：

$$R_s = \frac{\ln y_{\text{record}} - \ln y}{\hat{\sigma}_{\ln y}} \quad (2-5)$$

式中， $\hat{\sigma}_{\ln y}$ 為 GMPE 的標準差估計值。再者，如果將每筆測站紀錄的殘值分別除上各自的變異數 $\hat{\sigma}_{\ln y}^2$ ，稱為加權後殘值，如下式所示：

$$R_w = \frac{\ln y_{\text{record}} - \ln y}{\hat{\sigma}_{\ln y}^2} \quad (2-6)$$

加權後殘值的平均數估計如下：

$$\bar{R}_w = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (R_w)_i \quad (2-7)$$

式中，下標 i 為第 i 筆測站紀錄， n 是採用的測站紀錄總個數。

另一方面，標準化殘值的標準差估計如下：

$$\hat{\sigma}_{R_s} = \sqrt{\frac{1}{n - n_p} \sum_{i=1}^n (R_s)_i^2} \quad (2-8)$$

式中， n_p 為 GMPE 和其標準差所有參數的總個數。

由式(2-7)的加權後殘值的平均數可以檢討 GMPE 呈現整體偏高或是偏低的趨勢，若 $\bar{R}_w = 0$ ，代表 GMPE 預估值無偏差。若 $\bar{R}_w > 0$ ，代表 GMPE 預估值偏低，將低估地震危害度。若 $\bar{R}_w < 0$ ，代表 GMPE 預估值偏高，將高估地震危害度。

由式(2-8)的標準化殘值的標準差可以評估 GMPE 的標準差是高估或是低估，若 $\hat{\sigma}_{R_s} = 1$ ，代表 GMPE 標準差的估計值 $\hat{\sigma}_{ln,y}$ 不偏。若 $\hat{\sigma}_{R_s} > 1$ ，代表 GMPE 標準差的估計值 $\hat{\sigma}_{ln,y}$ 偏低，在地震危害度分析時，將低估較大 PSA 的危害度，而高估較小 PSA 的危害度。若 $\hat{\sigma}_{R_s} < 1$ ，代表 GMPE 的標準差 $\hat{\sigma}_{ln,y}$ 偏高，將高估較大 PSA 的危害度，而低估較小 PSA 的危害度。地震危害度分析通常在乎低年超越機率的結果，即 PSA 或 PGA 較大的結果，故若 $\hat{\sigma}_{R_s} < 1$ ，將高估地震危害度；而 $\hat{\sigma}_{R_s} > 1$ 時，將低估地震危害度。

台灣本土化的 GMPE 稱為 Taiwan Ground Motion Model (TGMM)，表 2-2 列出調整後 I14 的 PGA 和 0.01 週期 PSA 之部份係數和資訊，表中的 a1、a2、k、g 和 f 分別是採用本土自由場強地動資料庫重新估計的 I14 係數 α_1 、 α_2 、 ξ 、 γ 和 φ ，sig_e、sig_s 和 sig_r 分別是事件間、測站間和單一測站的標準差，猜測

N、S 和 E 分別是強地動紀錄、測站和事件的個數。此版本的 TGMM 資料並未明確說明如何篩選本土自由場強地動資料，來調整 I14 的係數。依據第三次工作會議(Working Meeting #3)的簡報資料，推測篩選條件為：(1) 每一事件的測站個數需大於 15，(2) $M_w \geq 3.5$ ，(3) $R_{rup} \leq 250$ km，(4) $V_{s30} \geq 450$ m/sec。

依據上述篩選條件，選取本土自由場強地動資料庫的數據，對調整後 I14 進行適用性分析，結果整理於表 2-3。調整後 I14 的數據個數 N (TGMM)和適用性分析的數據個數 N 之比較亦列於表 2-3，兩者存在差異，適用性分析的數據個數均小於調整後 I14 的數據個數。表 2-3 的 $\hat{\sigma}_R$ 為依據適用性分析篩選條件的數據和式(2-4)所估計的殘值總標準差，而調整後 I14 的總標準差實為表 2-2 的 sig_e、sig_s 和 sig_r 三值的平方和再開根號，此推算值亦列於表 2-3，即 $\hat{\sigma}_R$ (TGMM)。比較之下，除了 7.5 秒週期 PSA 之外， $\hat{\sigma}_R$ (TGMM)皆小於 $\hat{\sigma}_R$ 。

採用篩選條件下的數據，以式(2-2)計算殘值；但為了探討調整後 I14 的適用性，對殘值進行標準化和加權處理時，即式(2-5)和式(2-6)，皆以 $\hat{\sigma}_R$ (TGMM)為之。將數據分別代入式(2-7)和式(2-8)，所得加權後殘值的平均數 \bar{R}_w 和標準化殘值的標準差 $\hat{\sigma}_{R_s}$ 亦列於表 2-3。觀察表 2-3，可知：(1) 所有週期 PSA 之 \bar{R} 和 \bar{R}_w 均大於 0，代表調整後 I14 偏低，將低估地震危害度分析結果。(2) 除了 7.5 秒週期 PSA 之外，其餘週期 PSA 之 $\hat{\sigma}_{R_s}$ 均大於 1，代表調整後 I14 標準差的估計值 $\hat{\sigma}_R$ (TGMM)是低估，亦可由表 2-3 的 $\hat{\sigma}_R$ (TGMM)小於 $\hat{\sigma}_R$ 得悉，因此在地震危害度分析時，將低估較大 PSA 的危害度，高估較小 PSA 的危害度。

表 2-1 各強地動資料之屬性統計

Database	筆數	Mw		Rrup		Vs30	
		最小值	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值
I14 (All)	2342	4.50	7.90	0.210	175.000	450.000	1525.850
I14 (Taiwan)	674	5.90	6.30	6.200	174.300	451.370	1525.850
GMC Database	37371	3.50	7.65	0.054	541.830	121.449	1538.028

表 2-2 調整後 I14 之部份係數和資訊

Period	a1	a2	k	g	f	sig_e	sig_s	sig_r	Prd	N	S	E	Mh
0	2.500233	0.501421	-0.4187	-0.00283	0.20074	0.41761	0.318747	0.471069	0	8525	747	103	6.75
0.01	2.505583	0.500453	-0.41862	-0.00283	0.200813	0.417553	0.318759	0.470838	0.01	8525	747	103	6.75

表 2-3 調整後 I14 加權後殘值的平均數及標準化殘值的標準差

Period (sec)	N (TGMM)	$\hat{\sigma}_R$ (TGMM)	N	$\hat{\sigma}_R$	\bar{R}	$\hat{\sigma}_{R_s}$	\bar{R}_w
0.00	8525	0.70562	8352	0.75535	0.09440	1.07047	0.18959
0.01	8525	0.70544	8352	0.75548	0.09453	1.07093	0.18996
0.02	8525	0.70671	8352	0.75719	0.09733	1.07143	0.19488
0.03	8525	0.72407	8352	0.77372	0.09841	1.06858	0.18770
0.04	8525	0.74602	8352	0.80115	0.10019	1.07390	0.18002
0.05	8525	0.76691	8352	0.83063	0.10234	1.08309	0.17400
0.08	8525	0.79685	8352	0.87473	0.09664	1.09773	0.15219
0.10	8525	0.79637	8352	0.88148	0.09283	1.10687	0.14637
0.12	8525	0.78305	8352	0.86780	0.09536	1.10824	0.15553
0.15	8525	0.75705	8352	0.84028	0.09861	1.10993	0.17206
0.17	8524	0.74604	8352	0.81684	0.09376	1.09490	0.16846
0.20	8524	0.72980	8352	0.79000	0.08371	1.08250	0.15717
0.25	8522	0.71197	8350	0.77068	0.08829	1.08246	0.17418
0.30	8520	0.71286	8344	0.77847	0.09939	1.09203	0.19558
0.40	8516	0.72463	8338	0.77809	0.09577	1.07378	0.18239
0.50	8504	0.73457	8328	0.78276	0.09950	1.06561	0.18441
0.75	8487	0.75234	8289	0.80067	0.09434	1.06424	0.16668
1.00	8457	0.76231	8233	0.83585	0.10375	1.09648	0.17854
1.50	8379	0.76656	8050	0.85703	0.12351	1.11802	0.21020
2.00	8161	0.77348	7686	0.87955	0.11624	1.13713	0.19429
3.00	7204	0.77242	6266	0.83173	0.08139	1.07679	0.13641
4.00	6307	0.76569	5202	0.78712	0.08895	1.02798	0.15172
5.00	5537	0.74574	4421	0.76134	0.09157	1.02093	0.16467
7.50	4014	0.72846	3001	0.71860	0.13639	0.98646	0.25702
10.00	3035	0.66495	2205	0.71382	0.11068	1.07350	0.25031

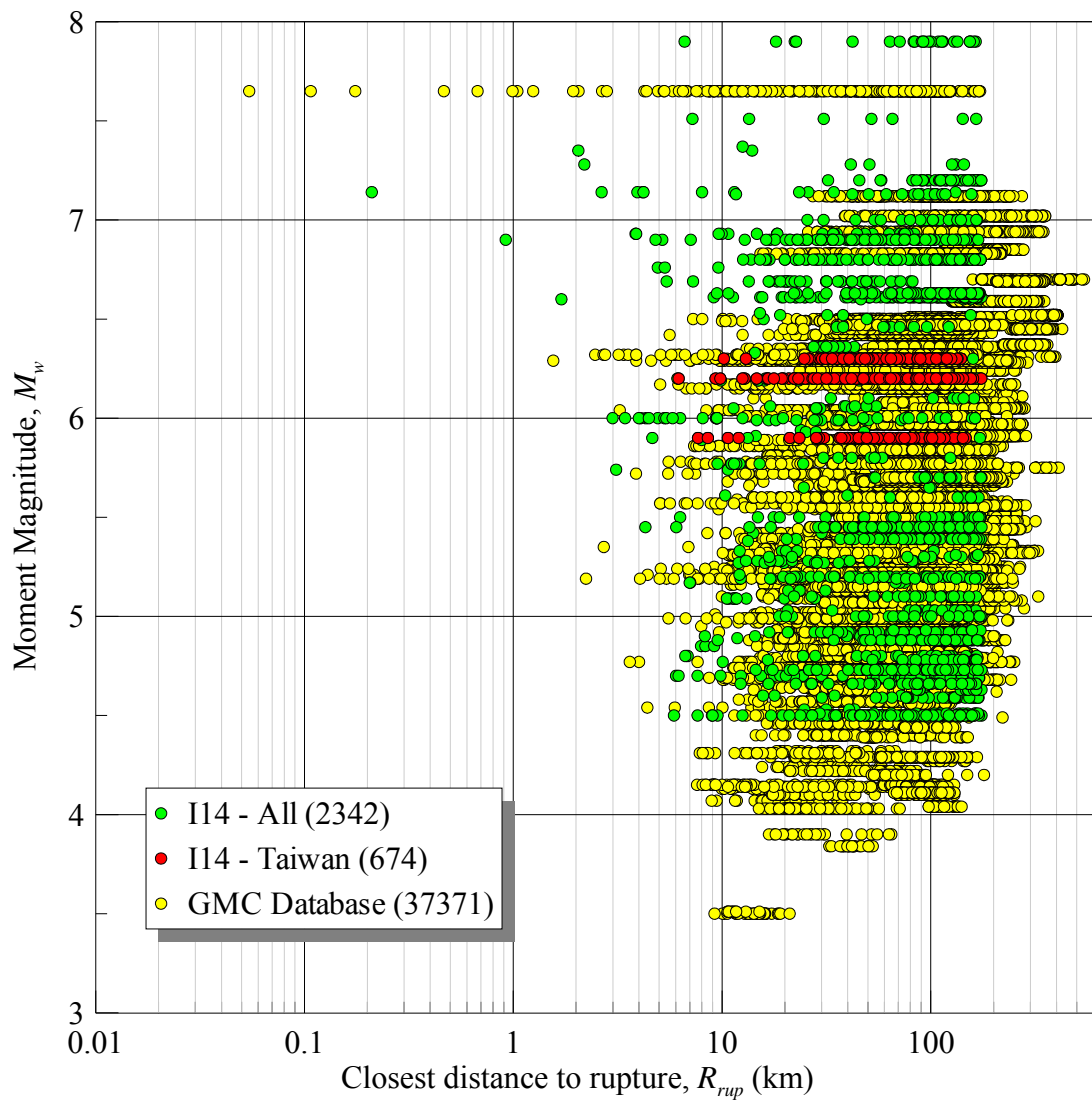


圖 2-1 各強地動資料 M_w 與 R_{rup} 之散佈圖 (圖例的括號為資料筆數)

三、PSHA 計算過程之檢視和分析

機率式地震危害度分析的基本架構源自於 Cornell (1968) 以及 Kiureghian 和 Ang (1977)，涉及地震發生（如地震規模和次數等）、震波傳遞（如各種距離和方向等）和土層放大效應（如地盤軟硬等）等等隨機不確定性的組合。基本上，PSHA 的計算結果為一多重積分式，由於列入考量的隨機變數並非全部統計獨立，因此多重積分式的積分順序非常重要。在 Kiureghian 和 Ang (1977) 的論文中，先考慮發震次數的不確定性，最後才考慮 GMPE 的不確定性，將其置於此多重積分式的最外層。這種處理方式意謂地震發生後，每一次震波傳遞的不確定性行為完全一致，顯然不合常理。正確的作法在每發生一次地震時，需及時考慮震波傳遞的不確定性，即 GMPE 的不確定性，因此發震次數的不確定性需最後考量，亦即置於此多重積分式的最外層。

台灣電力公司執行 SSHAC-3 PSHA 的團隊曾以圖 3-1 回覆程式 Haz45 執行 PSHA 的計算流程，此分析流程圖雖然正確，但來源並非程式 Haz45 的技術手冊，而是執行團隊自行繪製。如何驗證此分析流程圖與程式 Haz45 的運算流程一致，或許在管制審查時需列入考慮。

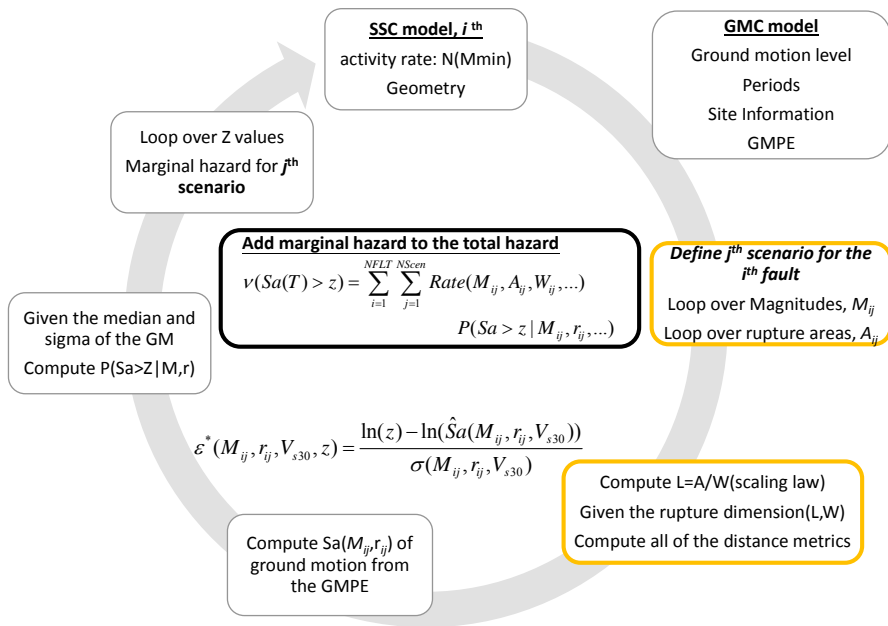


圖 3-1 程式 Haz45 執行地震危害度分析計算流程圖

四、核能電廠 SPRA 的元件耐震度曲線

(一) 核電廠之地震風險評估簡介

1. 核電廠之地震風險評估方法

(1) 核電廠地震風險評估之緣起

2011 年 3 月 11 日日本東海發生福島大地震，為日本有觀測記錄以來規模最大的地震，並引發海嘯，造成福島第一核電廠嚴重的核洩漏事故，因此外部天然災害對於核能電廠(NPP, Nuclear Power Plant)的安全性影響受到更多的關注。針對此一議題，利用核電廠耐震風險評估技術，即可系統性的檢討既有核電廠的耐震性能是否足夠保守，並可藉以找出核電廠面對震災時的薄弱處再加以補強，如此即可降低震災之風險。亦因此目前世界各國主要地震頻仍國家皆非常重視核電廠之耐震風險評估。

通常核電廠於建造之初，以能夠承受一選定之保守地震力-即安全停機地震力(SSE, Safe Shutdown Earthquake)作為其建造設計之依據，並在設計、分析、檢核、建造等各階段皆保有一定餘裕度(margin)。然而，地震出現之強度及頻率實難以精確預估，不過隨著科技之進步及新的地震觀測事件的增加，吾人對於地震危害度之掌握度亦雖之增加，新事證的加入有可能造成依據原先保守的 SSE 地震力設計的廠電廠其保守餘裕度變的不足。此時，已建造完成之既有核電廠，即必須透過核電廠的耐震評估技術，以重新檢討核電廠耐震餘裕度是否足夠，並找出核電廠的耐震薄弱處，作為改進核電廠安全性之依據。職是之故，美國核能管制委員會(USNRC)於 1991 年發布 Supplement 4 to

Generic Letter No. 88-20 (USNRC, 1991a), 要求各核電廠執行「個廠廠外事件檢視」(IPEEE, Individual Plant Examination of External Events), 同時提出 NUREG-1407 文件 (USNRC, 1991b) 作為 IPEEE 作業流程之標準指針。該文件認定可行之 IPEEE 地震風險評估方法有二：耐震餘裕評估法(SMA, Seismic Margin Assessment) 與 機率式地震風險評估法 (SPRA, Seismic Probabilistic Risk Assessment)。以下說明此二種方法之特性及主要差異。

(2) 耐震餘裕評估法(SMA)之特性

SMA 屬於確定性分析方法(deterministic analysis method), 可用以確保核電廠有足夠之餘裕度可承受大於安全停機地震力(Safe Shutdown Earthquake, SSE), 並辨識出電廠較弱之系統與構件, 方便日後進行補強及修繕, 並計算安全停機成功路徑上各關鍵構件的耐震容量, 而路徑上最弱構件之耐震容量即為整座電廠的耐震容量。所謂整座電廠的耐震容量係指使 NPP 失去安全停機能力(或稱破壞)時之超越地震力(最小地震力)。此處所謂失去安全停機能力一般可指爐心熔毀或早期大量輻射洩漏事件。目前較為通用的耐震餘裕度指標為「高信心與低損壞機率」(HCLPF, High Confidence Low Probability Failure)容量。於機率觀點, HCLPF 容量代表在 95%以上信心水準使 NPP 或其構件破壞機率小於 5%時之地震力, 該地震力可為尖峰地表加速度(PGA, Peak Ground Acceleration)或 NPP 基本振動週期下之譜加速度值。由於在 SMA 方法中, HCLPF 容量是以較保守的定量式(conservative deterministic)方法求得, 故 SMA 之結果僅為單

一的評估值。Budnitz 等人 (USNRC, 1985)、Prassinos 等人 (USNRC, 1986)與 Reed 等人(EPRI, 1991a)皆曾提出執行 SMA 之作業流程，相關文獻並已收錄於 USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission)與美國電力研究所(EPRI, Electric Power Research Institute)之技術報告中(EPRI 1991a)。

(3) 機率式地震風險評估(SPRA)之特性

電廠本身系統複雜，且地震難以預測具有極高不確定性，因此儘管 SMA 能算出保守的單一 HCLPF 耐震度值，卻無法用以評估地震使 NPP 喪失功能的年平均風險，亦無法用以量化造成 NPP 主要地震風險來源之關鍵構件與地震力。這些 SMA 所無法達成的風險評估目標，皆可利用 SPRA 法加以達成。

SPRA 屬於機率式分析方法(probabilistic analysis method)，SPRA 最終評估結果一般係以地震引致之「無法接受之性能年平均超越頻率」(annual frequency of unacceptable performance)加以呈現。而所謂「無法接受之性能」係指如：爐心熔毀頻率(CDF, Core Damage Frequency)與早期大量洩漏頻率(LERF, Large Early Release Frequency)等事件。該法首先必須進行 NPP 場址之地震危害度分析(SHA, Seismic Hazard Analysis)與 NPP 各構件與系統之耐震度分析(FA, Fragility Analysis) (EPRI 1994, 2002, 2009)，接著再以含有發生機率的事件樹(event tree)與故障樹(fault tree)等事故序列計算 NPP 整廠發生無法接受性能之機率，最後再結合前述地震危害度分析資料統合計算整廠發生「無法接受之性能年平均超越頻率」。由於 SPRA 係以機率方法完整考量了 NPP 之地震危害度、結構反應與性質、電廠構件容量之不確定性，

其結果亦能用於計算電廠之耐震餘裕度。

針對 SPRA 的執行流程，EPRI 於 2013 年以 Zion 方法為架構提出了一份技術報告 EPRI Report 3002000709 (EPRI, 2013)作為執行 SPRA 之指引，圖 4-1 為該報告對 SPRA 之流程建議。該流程建議完整的地震機率風險分析應涵蓋以下四個分析步驟(task)：(1)地震危害度分析(seismic hazard analysis)、(2)構件耐震度分析(seismic fragility analysis)、(3)事故序列與系統分析(accident sequence and system analysis)、(4)致災風險評估(consequence (risk) evaluation)。

2. 核電廠的 SMA 評估程序

針對核電廠 SMA 的評估程序，EPRI 於 1991 年提出了一份完整的技術報告 EPRI NP-6041-SLR1 (EPRI 1991a)作為 SMA 之指引，其後與 SMA 相關文獻及 NPP 評估報告皆依照該技術報告所建議之流程進行。該技術報告建議完整的耐震餘裕評估流程應涵蓋以下七個分析步驟(task)：(1)選定評估基準地震力(Selection of seismic margin earthquake level)、(2)組成耐震評估小組(Selection of seismic margin assessment team)、(3)耐震巡查準備(Preparatory work prior to walkdown)、(4)條列安全停機相關設備與構件(Systems and elements selection walkdown)、(5)耐震餘裕巡查(Seismic capability walkdown)、(6)進行耐震餘裕評估(Seismic margin assessment work)、(7)評估資料的彙整(Documentation)。SMA 的一般流程圖可參考圖 4-2，下面就各評估步驟略作介紹。

(1) 選定評估基準地震力 (Selection of Seismic Margin Earthquake Level)

耐震餘裕度分析(SMA)首先必須選定一個大於核電廠安全

停機地震力(SSE)的尖峰地表加速度(PGA)作為評估的基準，此地震力常稱為評估基準地震力(RLE, Review Level Earthquake)，有時又稱為耐震餘裕地震力(SME, Seismic Margin Earthquake)。根據 EPRI (1991a)文獻，用於 SMA 評估之地表反應譜需符合其保守性為 84%的未超越機率(Non-exceedance probability, NEP)。評估基準地震力 RLE 的選定須考慮到核能電廠的工址位置及土壤特性，由於 RLE 地震力的大小會影響到耐震餘裕評估結果，所以一般係由業主與政府主管機關(例如 USNRC)共同協商。EPRI (1991a)第二章建議了四種訂定核電廠 RLE 反應譜的方法：

第一種方法為直接選定一水平尖峰地表加速度 PGA (例如：0.3g) 作為耐震餘裕評估之基準，將已選定多筆地震歷時之 PGA 調整至該評估基準，並乘上 84%未超越機率反應譜放大係數，有關放大係數的選定可以參考 USNRC(1978)，如表 4-1 所示。此選定方法的優點是較為簡易，直接選定一尖峰地表加速度為評估基準即可，但缺點是經由此方法所得到的地表反應譜並非等危害度反應譜(uniform hazard response spectrum)。

第二種選擇 RLE 之方法是經由危害度曲線來決定，當完成不同週期下的危害度曲線後，選擇一地震力年平均超越機率(其倒數即為地震力回歸期)，可求得等危害度反應譜(Uniform Hazard Spectrum)，再將反應譜之 PGA 調整至耐震餘裕評估基準，即可得到評估用反應譜。當完成 SMA 之評估流程後，得到整座電廠的 HCLPF 容量值，該容量值 PGA，可以視為等危害度反應譜之橫軸(譜加速度或 PGA)，進一步反推核能電廠發生超越

該 HCLPF 水準地震之年平均超越機率。

第三種選擇 RLE 之方法與方法一類似，先挑選一組地震歷時，該歷時可以是真實的或是模擬的，但此方法的地震歷時選擇是有條件的，例如：地震強度必須在特定的範圍內，還需考慮到地震震央與 NPP 場址之間的距離等。此地震強度範圍反應特定場址地震量測的不確定性。圖 4-3 是利用方法三所得到的特定場址評估用反應譜範例，該圖所採用之地震強度在芮氏規模 5.8 到 6.8 間，廠址距離震央 25 公里。

第四種選定 RLE 反應譜的方法是透過電廠業主與主管機關共同協商。EPRI (1991a)建議可採用 NUREG/CR-0098 文件 (USNRC, 1978)之中值岩盤反應譜作為評估反應譜，認為該反應譜之譜形可代表多數等危害度反應譜之譜形。最後將該反應譜之 PGA 調整至評估基準地震力(RLE)，即完成評估用反應譜之選定。利用本方法訂定評估用反應譜可不必透過完整的地震危害度分析，故較為便利。但需要注意的是，該反應譜之譜形可能不是每個場址皆適合。

總結來說，「選定評估基準地震力」之步驟最主要的目的是在決定等危害度反應譜的譜形、84%未超越機率的放大係數與耐震餘裕評估基準 PGA，以上四種方法的差異在於等危害度反應譜譜形如何決定；84%未超越機率的放大係數可以由參考文獻得知；耐震餘裕評估基準 PGA 係透過電廠業主與管轄機關共同協商。這三者之中，評估基準 PGA 的大小會影響耐震餘裕評估的結果，若評估基準取得過低，可能會造成在安全停機成功路徑上所有的系統與構件皆通過評估標準，無法辨識出核能電廠

耐震能力較弱的部分，這樣的結果並不符合耐震餘裕評估的精神。根據 EPRI 的建議，若核電廠係座落於地震發生較不頻繁的地區，耐震餘裕評估基準 PGA 可直接選定為 0.3g，以減少繁瑣複雜的程序來決定評估基準，也能夠辨識出電廠需要進行補強的構件。但因為台灣地區地震發生較為頻繁，故電力公司耐震餘裕評估報告中之 RLE 選定方式常採用第四種方法(台灣電力公司, 2013)。

(2) 組成耐震評估小組 (Selection of Assessment Team)

SMA 耐震評估小組(SRT, Seismic Review Team)的成員一般包括：電廠操作人員、系統工程師與耐震容量工程師等。電廠操作人員對電廠正常操作程序有較完整的了解，當異常情況發生時必須能按照緊急操作程序應對。系統工程師的主要任務是找出安全停機的成功路徑，若發生異常情況安全停機路徑能使核能電廠處於穩定的狀態（熱停機或冷停機），並維持至少 72 小時。同時，他們必須能確認構成第一線(frontline)和支援(support)系統的所有構件，這些構件與達成安全停機成功路徑上之步驟有關。系統工程師選擇出一條安全停機成功路徑與替代路徑時，即可列出達成安全停機步驟之相關系統與構件清單，再依照 EPRI (1991a) 提供之耐震評估篩選準則(Seismic Capacity Screening Guidelines)，刪除耐震容量足夠的系統與構件。耐震容量工程師負責對未通過篩選準則的系統與構件進行耐震餘裕評估(SMA work)，並計算其 HCLPF 容量值。由於評估項目包含核電廠之廠房結構與系統設備等，耐震容量工程師可由熟悉地震工程之土木、結構、機械與電機工程師來擔任。

(3) 耐震巡查準備 (Preparatory Work Prior to Walkdown)

由於 NPP 之構件或系統雖極為複雜，且並非所有的構件或系統皆易在地震中受損，因此耐震巡查之目的即在排除 (screen-out) 地震中不易受損或非關鍵之構件，同時篩選出 (screen-in) 易受損之關鍵構件或系統，並了解其可能的損壞模式 (failure modes)。於耐震巡查開始前，耐震評估小組 (SRT) 將初步審查核電廠之設計文獻資料，了解電廠的設計與系統，熟悉電廠安全停機項目，並嘗試製作成功路徑邏輯圖 (SPLD, success path logic diagram)，列出與安全停機項目有關的系統與構件清單。當安全停機成功路徑與替代路徑選定完成後，系統工程師將選出的系統與構件，依照成功路徑步驟所需要達成之目的，分配到對應的步驟上。有關此步驟之詳細準則可參考 EPRI (1991a) 第三章與附錄 B。耐震容量工程師需收集與耐震巡查 (walkdown) 有關之系統與構件的文獻資料，包含核電廠的安全總結分析報告書 (FSAR, final safety analysis report)、設備規格說明書、產生樓板反應譜所需之資料等，以利後續利用保守定量式失效餘裕度方法 (CDFM) 計算構件 HCLPF 容量值時使用。

(4) 條列安全停機相關設備與構件 (Systems and Elements Selection Walkdown)

此步驟的目的在於條列出與安全停機有關的設備或構件清單。EPRI (1991a) 第三章說明成功路徑邏輯圖 (SPLD，如圖 4-4) 須包含一個主要路徑與一個替代路徑，當發生 RLE 地震時，成功路徑之目的是確保 NPP 能維持熱停機或冷停機 72 小時。要達成安全停機並維持穩定狀態，則須包含以下四項安全功能：反應性控制 (Reactivity Control)、反應爐冷卻系統壓力控制 (Reactor

Coolant System Pressure Control)、反應爐冷卻系統水量控制(Reactor Coolant System Inventory Control)、餘熱移除(Residual Heat Removal)等，以選擇安全停機成功路徑。如圖 4-4 所示，成功路徑邏輯圖須包含成功路徑選擇、成功路徑介紹及選定系統或組件。SMA 流程中也有使用事件樹(event tree)與失敗樹(fault tree)來描述安全停機成功路徑，如圖 4-5 與圖 4-6，只是不使用機率加以量化。耐震評估小組根據安全停機成功路徑之步驟，條列出達成安全停機所需之相關系統與構件，建立地震設備清單。

(5) 耐震餘裕巡查篩選 (Seismic Capability Walkdown)

耐震餘裕巡查中之焦點在於前一步驟中與安全停機成功路徑相關之系統與構件。巡查需由對系統與構件有一定了解的系統工程師和電廠運轉人員來進行。另外，耐震評估小組亦必須對設置有次系統之區域(如管線、電纜、設備等)進行巡查，以了解設備是否會因空間配置關係於地震中產生相互之影響情形(seismic spatial systems interaction, SI)。地震交互影響係構件因地震影響而碰觸到結構物或是其他設備，評估人員需特別檢核周遭環境對成功路徑構件所造成之危害，此種巡查稱為「walk by」。若該構件經巡查後有此情況，則評估人員需於巡查清單中加以註記。評估人員在巡查過程中，對耐震能力有疑慮之情形皆需予以紀錄，例如：設備管理不佳、未錨定之設備、支撐不足之儲水槽或燃料儲存槽、易受損之管線等等。評估人員經由核電廠設備資料與現場耐震巡查結果，對完整的地震設備清單進行篩檢。篩檢時可參考 EPRI (1991a)中第二章表 2-3 與表

2-4、第五章與附錄 A 的耐震容量篩選準則，同時再根據評估小組的判斷及以往的地震經驗，排除清單中耐震容量足夠的構件，最後對於保留於清單中的系統與組件進行下一步驟的耐震餘裕度計算。巡查完成後，評估人員可以將巡查之結果與細節紀錄於篩選評估清單(SEWS, screening and evaluation sheet)，該清單之範本可參照 EPRI (1991a)附錄 F 所示。

(6) 耐震餘裕巡查篩選 (Seismic Capability Walkdown)

在完成耐震餘裕巡查後，耐震評估小組(SRT)即可篩選出耐震力較弱的系統與構件以進行 SMA 耐震餘裕度評估。耐震餘裕度的評估計算一般可分為，構件地震力需求與容量計算等二個部份。因此評估人員對於未通過篩選準則之構件需先決定其在 RLE 下之地震力需求，但因有些設備是安置於樓板上，此時則需先求得該設備所在樓層之樓板反應譜(in structure response spectra)。產生樓板反應譜可藉由調整(scaling)先前設計反應譜而得，或是進行樓層反應分析，有關產生樓板反應譜之準則可參考 EPRI (1991a)第四章。

在決定地震需求後，評估人員接著對未通過篩選準則之構件或設備進行耐震容量計算。有關 NPP 結構構件之耐震容量計算一般可採用設計規範公式；但對於非結構構件(如電子設備等)一般並無設計公式可供參考，則常透過實驗資料求得，或是透過已知的設備破壞模式耐震度曲線資料求得。有關構件耐震容量之計算可以參考 EPRI (1991a)第六章的規定。完成地震需求與構件容量之計算後，評估人員即可利用保守定量式失效餘裕度方法 (Conservative Deterministic Failure Margin, CDFM) 計算構

件之 HCLPF 耐震容量值，該容量值將用以評估該構件是否具有足夠耐震餘裕度之依據。所謂 HCLPF 容量係指高信心水準與低損壞機率下(High Confidence Low Probability Failure)構件之耐震力，該容量值常以 PGA 表示，其物理意義代表在 95%以上信心水準使該構件破壞機率小於 5%時之地震力。EPRI (1991a) 第六章所訂之 CDFM 評估準則，可使用於結構構件或設備等非結構構件。

(7) 評估資料彙整 (Documentation)

最後，SMA 評估資料的彙整應包含以下項目：

1. 紀錄選定作為耐震餘裕分析之地表反應譜與零週期下對應之譜加速度值。
2. 紀錄達成安全停機 72 小時之成功路徑邏輯圖，應包含一條成功路徑與一條替代路徑，需詳細紀錄這些路徑的作業流程與目標。為了使整個 SMA 評估流程更有效率，耐震評估小組選定最終成功路徑相關系統、結構與設備後需詳加記錄，但其他替代路徑則可省略。
3. 於耐震餘裕巡查篩選紀錄中，評估小組對於篩選出未通過耐震餘裕篩選準則之系統與構件，應註記未通過篩選準則之原因與該構件可能之破壞模式，如錨定強度不足、電驛顫振(relay chatter)、地震交互影響等。若有相關構件圖說與巡查圖片，亦可補充說明於耐震餘裕巡查

結果紀錄中。

4. 評估人員需完整地紀錄耐震餘裕評估(SMA)之過程與結果，包含如何求得地震需求與構件容量，以及是否有足夠之 HCLPF 容量值。此處地震需求著重於如何產生樓板反應譜，評估人員需詳細說明所採用的方法產生及其結果。構件容量計算若使用規範所提供之設計公式，需註明該規範之來源與使用的設計公式，並附上構件容量計算書；若是利用試驗資料求得構件容量，需註明其試驗資料來源。完成構件的耐震餘裕度評估後，即可求得系統或構件之 HCLPF 容量值，並標註耐震餘裕度不足之構件與其可能破壞的模式，以利進行後續的補強與修繕。

3. 核電廠 SPRA 與 SMA 之差異

就所採用的方法屬性方面，SMA 屬於確定性分析方法(deterministic analysis method)，主要係以定量的方式計算 NPP 各關鍵構件的耐震餘裕度與整座電廠的耐震容量。而 SPRA 屬於機率式分析方法(probabilistic analysis method)，該法係以機率方式進行 NPP 場址地震危害度分析(SHA)與關鍵構件之耐震度分析(FA)，再以機率式的事件樹(event tree)與故障樹(fault tree)統合計算 NPP 發生整廠失效時之「年平均超越頻率」。上述地震危害度分析、構件耐震度分析及事件樹與故障樹等皆涉及大量統計參數資料之準備。

在地震力的決定方面，SMA 須先決定評估用之基準地震力 (RLE)，其地震力需求反應譜譜形可使用既有參考文獻來決定，再考慮核能電廠的工址位置及土壤特性進行調整與縮放，因此無須透過地震危害度分析得到等危害度反應譜。反觀 SPRA 則必須求得核能廠所在場址之完整危害度曲線。

在事故發生的判定邏輯方面，SPRA 使用事件樹與失敗樹描述構件與系統之間的關聯性，事件樹與失敗樹需標明該構件與系統之破壞機率，進而計算 NPP 整廠的事故風險機率；反觀 SMA 僅需決定地震發生時之安全停機成功路徑，並計算該成功路徑之 HCLPF 耐震力即可，計算過程並不涉及機率之計算。

在耐震評估巡查(walkdown)方面，根據 EPRI(2013)之建議，在進行 SPRA 評估前，評估人員亦需進行 NPP 耐震巡查(seismic plant walkdown)以篩選出(screen-in)易受損之關鍵構件或系統，並了解其可能的損壞模式(failure modes)。因此，巡查的工作內容同樣包括：建立地震設備清單(SEL, seismic equipment list)、篩選關鍵構件以及記錄關鍵構件可能損壞模式等。故由此可知 SRPA 與 SMA 應是運用相同的方式進行耐震巡查，以減少評估的複雜性。

就兩者之評估結果比較，SPRA 利用構件耐震度分析與危害度分析之結合，最終評估結果一般係以地震引致之「無法接受之性能年平均超越頻率」加以呈現。而 SMA 利用保守定量式失效餘裕度方法(CDFM)計算各構件與系統耐震力，其結構係以構件之 HCLPF 耐震容量值加以呈現，可用以判定構件與系統是否具有足夠之耐震餘裕度，是否需要進行後續補強。

(二) 保守定量式失效餘裕度方法

1. CDFM 之達成目標

耐震評估小組經由核電廠的設備資料與現場耐震巡查，對完整的地震設備清單進行了篩選，再藉由評估小組的判斷，排除了耐震容量足夠的構件，最後將對保留於清單中的系統與構件以 CDFM 法進行耐震評估，以計算構件的 HCLPF 容量值。EPRI (1991a)中提供了以下準則，只要計算方式滿足 CDFM 的保守性及以下準則，則計算方法容許有不同形式，可不必完全按照該報告書之公式：

- 評估構件地震力需求所採用的反應譜須滿足 84%未超越機率(non-exceedance probability, NEP)之值。
- 計算構件的容量時須採用 98%的超越機率。當構件之破壞模式屬於脆性破壞(brittle failure mode)，如焊接處破壞(weld failure)與電驛顫振(relay chatter)，因無法考慮到非彈性消能，故保守性須提高至 99%之超越機率。
- 構件非彈性變形可允許之破壞機率为 5%。非彈性能量吸收因子(Inelastic energy absorption factor) F_{μ} 的選定須滿足 84%的非超越機率。 F_{μ} 係用以考量結構因韌性行為所產生之額外消能能力，類似我國耐震設計規範中之地震力韌性折減係數。
- 地震需求與構件容量之比值須滿足以下關係：

$$\text{地震需求/構件容量} \leq F_{\mu} \quad \text{或} \quad \text{地震需求}/F_{\mu} \leq \text{構件容量} \quad (4.1)$$

2. 核電廠的 SMA 評估程序

進行構件 HCLPF 容量值之計算前，吾人需選定所需之參數，參數之綜整如表 4-2 所式。以下就本案說明之範例中有使用到的部分進行說明。

Load Combination(載重組合)

在 CDFM 方法中，構件之載重組合應包含構件之呆載重(dead load)、活載重(live load)、評估基準地震力，其權重皆取為 1。反應爐外圍的圍阻體(containment)為核能電廠之重要設施，除了考慮到上述的載重，還需要考慮意外事件發生時所造成的壓力(accident pressure, P_a)，例如：冷卻水流失事故(LOCA)。構件之載重組合可以參考 EPRI (1991a)第六章。

Material Strength(材料強度)

由於材料的實際強度可能會低於耐震評估時所採用之強度，故須確保 CDFM 方法擁有足夠的保守性。若可以取得材料試驗資料(test data)，其強度必須滿足 95%之超越機率。例如，假設為了求得混凝土之抗壓強度，進行了 100 次混凝土抗壓試驗，將試驗資料由大到小排列，取第 95 即為滿足 95%超越機率之材料強度。若使用規範提供之材料強度則必須選用最小值。對於鋼結構來說，EPRI 報告書認為美國鋼結構學會(American Institute of Steel Construction, AISC)所提供之規範強度視為保守且可以採用。

對於鋼筋混凝土結構來說，鋼筋之降伏強度可以使用其標稱強度，例如 Grade 60 之鋼筋其標稱強度為 60 ksi。若有鋼筋降

伏強度之試驗資料，其平均強度大於標稱強度的百分之十五或是變異係數(coefficient of variation, COV)小於 0.08(當平均強度/標稱強度=1.15，則 COV=0.08)，則需要進行強度的修正。若有混凝土抗壓強度試驗資料，可選擇 28 天後或是 60 天後之混凝土強度，EPRI (1991a)中有提供公式可以計算求得 CDFM 混凝土抗壓強度(f'_{cCDFM})，根據不同的 COV 其標準差也有不同，計算公式如下

當 $COV \leq 0.10$ ：

$$\begin{aligned} f'_{cCDFM} &= 1.2e^{-1.65(0.14)} \bar{f}'_{c28} = 0.95 \bar{f}'_{c28} \\ f'_{cCDFM} &= 1.1e^{-1.65(0.12)} \bar{f}'_{c60} = 0.90 \bar{f}'_{c60} \end{aligned} \quad (4.2)$$

此公式假設混凝土抗壓強度為對數常態分佈，28 天之標準差為 0.14，混凝土抗壓強度中值(median)為平均抗壓強度的 1.2 倍；60 天之標準差為 0.12，混凝土抗壓強度中值(median)為平均抗壓強度的 1.1 倍。

當 $COV = 0.14$ ：

$$\begin{aligned} f'_{cCDFM} &= 1.2e^{-1.65(0.17)} \bar{f}'_{c28} = 0.90 \bar{f}'_{c28} \\ f'_{cCDFM} &= 1.1e^{-1.65(0.16)} \bar{f}'_{c60} = 0.85 \bar{f}'_{c60} \end{aligned} \quad (4.3)$$

其中 28 天之標準差為 0.17；60 天之標準差為 0.16。運用以上公式計算出之 CDFM 混凝土抗壓強度即可滿足 95%的超越機率。混凝土結構之強度會因為長時間的積水、鹽分與曝露於高輻射環境下而有所衰減。當評估人員發現混凝土剝落、破裂等情況

發生時，其強度可能已不如預期，則需予以適當的折減。

Static Capacity (靜力容量)

構件靜力容量計算公式(強度公式)可以參考美國混凝土學會(American Concrete Institute, ACI)、美國鋼結構學會(AISC)與美國機械工程學會(American Society of Mechanical Engineers, ASME)之規範。有些案例中，靜力容量計算式中參數包含了CDFM 材料強度(95%的超越機率)，EPRI(1991a)認為此計算方法擁有足夠的保守性並且符合CDFM之以下準則：「計算構件的容量須滿足98%的超越機率」。若靜力容量之計算是藉由試驗資料而來，須確保該計算式能夠包含該構件所有的破壞模式，即是選擇最保守之破壞模式。而EPRI (1991a)建議，靜力容量之計算不應引入過多的保守性，因為還需考慮到材料強度與非彈性能量吸收因子所提供之保守性。

Inelastic Energy Absorption(非彈性消能因子, F_{μ})

一般結構構件幾乎皆具備韌性容量，若容許構件進入非彈性，會增加構件耐震餘裕度。非彈性消能因子 F_{μ} 之物理意義為使系統達其韌性容量 μ 之SME(或RLE)地震力與達到降伏地震力之比值。EPRI (1991a)建議，構件若屬非脆性破壞時 F_{μ} 可取1.25，若屬脆性破壞 F_{μ} 可取1。非彈性能量吸收因子可以參考EPRI (1991a)第六章。

3. 利用計算公式進行耐震餘裕度分析(Seismic Margin)

利用前述CDFM原則以計算構件耐震容量之方法有二，分別為：利用計算公式進行耐震餘裕度分析，與利用試驗資料進行耐震餘裕度分析。前者適用於構件耐震容量(強度)有公式可推

估時之情況(例如：結構構件之強度一般皆有設計公式可加以計算)；而後者適用無公式可推估構件強度時之情況(例如：設備等非結構構件之強度一般均無公式可加以計算)。以下先說明利用計算公式進行耐震餘裕度分析時之方法；在下一小節中，再說明利用試驗資料進行耐震餘裕度分析之方法。

根據 EPRI (1991a)第二章所述，CDFM 方法首先定義如下之彈性調整因子 $(FS)_E$

$$(FS)_E = \frac{C - D_{NS}}{D_S + \Delta C_S} \quad (4.4)$$

其中 C 為根據前述 CDFM 準則所計算之構件容量； D_S 為 RLE 作用下之構件地震力需求； D_{NS} 為非地震力所引致之外力載重(如風載重)； ΔC_S 為因同步地震力(如垂直地震力)所引致之容量折減，其中同步地震力之強度與 RLE 之強度相同。由以上之符號定義，吾人可知，基本上彈性調整因子 $(FS)_E$ 代表了構件耐震容量與 RLE 地震力需求間之比值。為進一步說明 $(FS)_E$ 之意涵，可將(4.4)式移項，並重新整理後可得下式

$$C - (FS)_E(\Delta C_S) = (FS)_E(D_S) + D_{NS} \quad (4.5)$$

上式為(4.4)式之原始來源式，其基本意涵為構件容量須等於外力需求。其中等號右側代表了構件外力需求之總和，其值等於 RLE 地震力需求 D_S 經彈性調整因子 $(FS)_E$ 放大後，再加上非地震力所引致之外力載重 D_{NS} ；而等號左側代表構件之總耐震容量，其值等於構件原始耐震容量 C 減去容量折減 $(FS)_E(\Delta C_S)$ ，由於 ΔC_S 為 RLE 作用下所對應之同步地震力折減因子，故必須經由 $(FS)_E$ 加以放大。注意，上式中僅有與地震力相關之項目須乘上

$(FS)_E$ 調整因子，其目的在於求得滿足(4.5)式之調整因子 $(FS)_E$ 。

若構件具有韌性，則可考慮加入構件之非彈性能量吸收因子(inelastic energy absorption) F_μ ，而可得非彈性調整因子如下

$$(FS)_I = (FS)_E F_\mu \quad (4.6)$$

經由以上公式求得非彈性調整因子 $(FS)_I$ 後，可進一步求得構件之 HCLPF 容量值如下式

$$HCLPF \text{ 容量值} = (FS)_I (RLE) \quad (4.7)$$

4. 利用試驗資料進行耐震餘裕度分析(Seismic Margin Capacities Based on Seismic Testing)

前面一節說明之耐震餘裕度計算方法較常用於具有強度估算公式之結構構件，對於不易由計算公式求得之非結構構件(如電子設備等)，由於一般並無耐震設計公式可用以計算其極限強度，則常採用試驗資料以進行 CDFM 之計算與分析。不過，在評估設備等非結構構件時，評估人員首先須檢核其螺栓錨定容量或焊接容量是否足夠(有關螺栓錨定容量或焊接容量之計算可分別參考 EPRI (1991a)之附錄 O 與附錄 P)，當確保錨定或焊接容量足夠後，評估人員方可檢核設備之功能性(functionality)。以下說明係假設錨定容量足夠情況下，僅針對設備之功能性進行 CDFM 之計算與檢核方法。

當評估人員取得設備試驗資料後，根據此資料得到 CDFM 試驗反應譜(TRS_C , test response spectrum)，此反應譜需滿足 99% 的超越機率(破壞機率小於 1%)，試驗反應譜大多是寬頻內涵且為多軸向激動(multi-axis excitation)，倘若設備無明顯損壞，此時可將 CDFM 試驗反應譜視為受測設備(非結構構件)之容量。另

一方面，評估人員須根據 RLE 求得 CDFM 之需求反應譜(required response spectrum, RRS_C)， TRS_C 和 RRS_C 需採用相同的阻尼比 (EPRI 建議 2%~5%)。接著，即可計算調整因子如下

$$(FS)_I = \text{lowest} \frac{TRS_C}{RRS_C} \quad (4.8)$$

其意義為在相同之頻率下，將 TRS_C 與 RRS_C 兩者譜加速度值相除後(容量/需求)，取其最小值作為調整因子。

截斷係數(Clipping factor, C_C)之計算：

為避免反應譜過於保守，EPRI (1991a) 附錄 Q 建議需求反應譜需考慮一截斷係數(clipping factor, C_C)，截斷係數與反應譜之頻寬(bandwidth)有關。吾人可利用以下頻寬比值 B 來判定反應譜頻寬的大小

$$B = \frac{\Delta f_{0.8}}{f_c} \quad (4.9)$$

其中， $\Delta f_{0.8}$ 表示譜加速度值超過整體譜加速度峰值 80% 之頻率區間，如錯誤! 找不到參照來源。所示； f_c 為反應譜峰值所對應之頻率。接著，截斷係數(C_C)可以利用以下公式進行計算

$$\begin{aligned} C_C &= 0.55 & B &\leq 0.2 \\ C_C &= 0.4 + 0.75B & 0.2 &\leq B \leq 0.8 \\ C_C &= 1.0 & B &\geq 0.8 \end{aligned} \quad (4.10)$$

當需求反應譜(RRS)之截斷係數決定後，可將需求反應譜之峰值乘上 C_C 後可以得到 CDFM 計算時之需求反應譜(RRS_C)峰值如下

$$\text{Peak } RRS_C = C_C \text{ Peak } RRS \quad (4.11)$$

圖 4-7 與 4-8 比較窄頻與寬頻(RRS)反應譜調整前後之譜形。上

述(RRS_C)值即可用於(4.8)式之調整因子(FS_I)計算中。

有效機櫃放大係數(Effective cabinet amplification factor), AF_C ：

當受評估之設備係置於機櫃上時，則耐震餘裕度評估須考慮該設備(如繼電器)所在位置之需求反應譜。惟在一般情況下評估時若缺少此反應譜，評估人員可以利用該設備外機櫃底部之需求反應譜(RRS_B)，以下列公式推求設備所在位置之需求反應譜(RRS_C)

$$Peak RRS_C = AF_C Peak RRS_B \quad (4.12)$$

其中， AF_C 為有效機櫃放大因子，其建議值如表 4-3 所示。

CDFM 試驗反應譜(TRS_C)：

當採用振動台實驗測試資料以決定設備之耐震容量時，試驗輸入之反應譜(TRS)可藉由兩個修正因子之調整，求得滿足 99%超越機率之 CDFM 試驗反應譜(TRS_C)，其式如下

$$TRS_C = \left(\frac{F_{MS}}{F_K}\right)(TRS) \quad (4.13)$$

其中， F_K 為試驗反應譜折減因子(TRS knockdown factor)，EPRI(1991)有提供建議值，如表 4-4； F_{MS} 則為多軸至單軸修正因子(multi-axis to single-axis correction factor)，其意義為當設備進行振動台試驗時大多採用多軸向激振(multi-axis excitation)，而一般需求反應譜係考慮單軸向激振，二者不一致，因此需透過 F_{MS} 因子將試驗反應譜調整為單軸向。由於多軸試驗所得之設備容量較單軸試驗所得者低，故 EPRI (1991a)附錄 Q 建議 F_{MS} 可選取 1.2。

(三) 以 CDFM 計算構件 HCLPF 耐震容量值之應用案例

1. EPRI 結構構件範例—剪力牆

剪力牆構件特性：

假設一核電廠坐落於堅硬地盤，其破壞模式由剪力牆所主導，該剪力牆長(h_w)120 英尺(feets)、高(l_w)55 英尺(feets)、厚度(t_w)24 英吋(inchs)。剪力牆水平方向配置#6 號鋼筋，其間距為 9 英吋；垂直方向配置相同號數鋼筋，間距為 12 英寸。

決定材料強度：

鋼筋之降伏強度為 60 *ksi* (Grade 60)，剪力牆之垂直筋皆有適當的發展長度。本牆體之 28 天混凝土抗壓強度最小值為 5000 *psi*，混凝土 28 天平均抗壓強度為 5670 *psi* 並選定其變異係數 (coefficient of variation, COV) 小於 0.1。根據 EPRI (1991a) 第二章 (2-2) 式可得 $f'_{cCDFM} = 1.2e^{-1.65(0.14)} \bar{f}'_{c28} = 0.95 \bar{f}'_{c28}$ ，可以求得 CDFM 混凝土抗壓強度為 5390 *psi*。

推估構件地震力需求 D ：

本案評估用之反應譜可參考 USNRC (1978) 之中值岩盤反應譜，其 PGA=0.3g (RLE)。本牆體在中間高度之 CDFM 剪力強度需求(V_{MS})為 4900 *kips*、牆體底部(V_{BS})為 5500 *kips*；牆體中間高度之 CDFM 正向呆載重(N_{MDL})為 8500 *kips*、牆體底部(N_{BDL})為 10900 *kips*。牆體中間高度之垂直地震力載重(N_{MS})為 3200 *kips*、牆體底部(N_{BS})為 4100 *kips*。

計算剪力牆剪力極限容量 C ：

根據 EPRI (1991a) 附錄 L 之建議公式 L-4 (該公式來源為 ACI-318-89)，剪力牆之剪應力容量可利用下式計算

$$v_u = 6.8\sqrt{f'_c} - 2.8\sqrt{f'_c} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + \frac{N_A}{4l_w t_n} + \rho_{se} f_y \quad (4.14)$$

其中剪力牆高度與長度之比值為 $\frac{h_w}{l_w} = \frac{55\text{ft}}{120\text{ft}} = 0.458$ ； t_n 為剪力牆之厚度； f'_c 為混凝土抗壓強度，本範例代入 CDFM 混凝土抗壓強度 (f'_{cCDFM})； N_A 為剪力牆呆載重；鋼筋比 $\rho_{se} = 0.00307$ 。將各項參數代入上式可得該剪力牆中央位置之剪應力容量如下

$$v_u = 6.8\sqrt{5390\text{psi}} - 2.8\sqrt{5390\text{psi}}(0.458 - 0.5) + \frac{8500\text{kips}(1000\text{lbs/kip})}{4(120\text{ft})(12\text{in/ft})(24\text{in/ft})} + 0.00307(60000\text{psi}) = 753\text{psi} \quad (4.15)$$

根據 EPRI (1991a) 附錄 L 之建議公式 L-5，剪力牆之剪力強度可將上述剪應力乘上該剪力牆之有效面積，可得

$$C = V_u = v_u d \cdot t_n = \frac{753\text{psi}}{1000\text{lbs/kip}} (0.6)(120\text{ft})(24\text{in})(12\text{in/ft}) = 15600\text{kips} \quad (4.16)$$

式中， d 為剪力牆有效長度 ($0.6l_w$)。容量折減 (ΔC_s) 之計算可考慮 40% 之垂直地震力 (主要方向採用 100%，而其他兩方向採用 40%)，計算如下

$$\Delta V_u = \frac{(0.4)(N_{MS})}{(4)(l_w)(t_n)} = \frac{0.4(3200\text{kips})(1000\text{lbs/kip})}{4(120\text{ft})(12\text{in/ft})(24\text{in})} = 9\text{psi} \quad (4.17)$$

$$\Delta C_s = \frac{\Delta V_u}{V_u} C = \frac{9\text{psi}}{753\text{psi}} \cdot 15600\text{kips} = 200\text{kips} \quad (4.18)$$

計算調整因子 $(FS)_I$ 與 HCLPF 容量：

當各項參數計算完成，彈性調整因子即可計算如下

$$(FS)_E = \frac{C - D_{NS}}{D_s + \Delta C_s} = \frac{15600\text{kips} - 0}{4900\text{kips} + 200\text{kips}} = 3.06 \quad (4.19)$$

上式中已忽略非地震力所引致之外力載重影響 ($D_{NS} = 0$)。該剪力牆之破壞模式為韌性破壞模式 (ductile failure mode)，保守之非彈

性能量消能因子可取為 $F_{\mu} = 1.25$ ，因此非彈性調整因子為 $(FS)_I = (FS)_E F_{\mu} = (3.06)(1.25) = 3.82$ ，接著即可計算該剪力牆之 HCLPF 容量值如下

$$HCLPF = (FS)_I RLE = 3.82(0.3g) = 1.15g \quad (4.20)$$

考慮構件其他可能之破壞模式：

剪力牆除了對角剪力破壞模式外，需考慮是否有其他破壞模式 (shear-friction failure, concrete web compression, flexural capacity)，選擇較保守的破壞模式。例如，若考慮剪力摩擦破壞模式時，需檢核 $7\sqrt{f'_c}$ 值。由於 $7\sqrt{f'_c} = 541\text{psi}$ ，考慮對角剪力破壞模式之 $v_u = 753\text{psi}$ 大於 $7\sqrt{f'_c}$ ，故不需考慮到剪力摩擦破壞模式。

2. EPRI 設備範例—柴油控制機櫃

(1) 設備安裝於地表時之情況

範例設備說明：

本範例為 EPRI (1991a) 附錄 Q 之假設範例。構件名稱為柴油控制機櫃 (diesel control panel cabinet)，此機櫃假設安裝於堅硬地盤的地面。評估此機櫃之反應譜可參考 USNRC (1978) 之中值岩盤反應譜，其評估基準地震力 (RLE) 為 0.3g。機櫃頂部與底部皆有錨定，此機櫃進行現地試驗後，可得機櫃兩水平方向與垂直方向之頻率分別為 19、14 與 22 Hz。本節將考慮各種設備耐震評估條件，包括：設備安裝之位置、功能維持性、是否包含繼面器等，綜整如表 4-5。

耐震巡查結果：

經由耐震巡查後的結果，發現該機櫃內有兩個關鍵繼電器

(Westinghouse ARD 440)安裝於繼電器安裝面板上，該面板長 24 英寸寬 30 英寸，繼電器距離機櫃底部 30 英寸，面板係利用角落 4 顆 1/4 英寸的螺栓固定。耐震評估小組量測出繼電器安裝面板之頻率為 13 Hz。然而，進一步的巡查發現，經由振動台試驗所得到之試驗反應譜，其試驗項目不包含繼電器與其安裝面板。故利用此試驗反應譜求得之 HCLPF 容量值，其評估範圍不包含繼電器與其安裝面板。

決定需求反應譜 (RRS_c):

需求反應譜採用 USNRC (1978)建議之中值岩盤反應譜，零週期(zero period acceleration, ZPA)對應之譜加速度值為 0.3g，尖峰譜加速度值為 0.74g。由於需求反應譜為寬頻內涵，故求得 CDFM 需求反應譜(RRS_c)不需要修正。需求反應譜採用之阻尼比與試驗反應譜相同。

決定試驗反應譜 (TRS_c):

根據機櫃供應商所提供的資料，柴油控制面板與機櫃輸入振動台試驗之試驗反應譜(TRS)為多軸激動且為寬頻內涵，反應譜阻尼比為 3%，試驗後設備外觀無明顯損傷(no anomalies)。試驗反應譜(TRS)於 1.8 Hz 至 20 Hz 間為反應譜平台區段，譜加速度值為 2.8g，零週期(ZPA)所對應之譜加速度值為 1.2g。

利用(4. 13)式可得 CDFM 之試驗反應譜 (TRS_c)，由該式可知設備測試時所採用之試驗反應譜需經由兩個修正因子加以調整，分別為試驗反應譜折減因子 F_k 與多軸至單軸修正因子 F_{MS} ，而本範例試驗反應譜不考慮 F_{MS} 。接著，利用 3.4 節公式計算調整因子 $(FS)_I$ ，本範例僅比較尖峰譜加速度值與週期為零對應之

譜加速度值(ZPA)，並將計算結果分成二個情況：設備於地震中需要維持功能(function during)與設備於地震後維持功能(function after)。此兩種情況之差異在於 F_k 應選取之值(請參考表 4-4)，因此該項設備可得到兩個 HCLPF 容量值。

計算 HCLPF 耐震容量值(function during)

當所評估之設備需在地震發生時維持其功能性，則此情況稱為「function during」。若本案設備係以試驗方式得到試驗反應譜時， F_k 可選取 1.2 (參考表 4-4)。上述廠商所提供之資料，並利用(4.13)式可得(TRS_c)於尖峰與 ZPA 之譜加速度值如下

$$3\% \text{ damped Peak } TRS_c = \left(\frac{1}{1.2}\right)(2.8g) = 2.33g \quad (4.21)$$

$$ZPA TRS_c = \left(\frac{1}{1.2}\right)(1.2g) = 1.0g \quad (4.22)$$

接著可計算尖峰與 ZPA 之譜加速度所對應之調整因子(FS)_{*i*}

$$(FS)_{ip} = \frac{Peak TRS_c}{Peak RRS_c} = \frac{2.33g}{0.74g} = 3.15 \quad (4.23)$$

$$(FS)_{iz} = \frac{ZPA TRS_c}{ZPA RRS_c} = \frac{1.0g}{0.3g} = 3.33 \quad (4.24)$$

比較以上二式後取其最小值，可得調整因子(FS)_{*i*} = 3.15。再將調整因子乘上評估基準地震力(RLE)，即可以求得此柴油控制機櫃於地震發生時維持其功能性條件下之 HCLPF 容量值如下

$$HCLPF = (FS)_i = (3.15)(0.30)g = 0.95g \quad (4.25)$$

計算 HCLPF 耐震容量值(function after)：

若評估之設備僅需於地震發生後維持其功能性，當地震發生時為保護該構件而暫時讓設備失去功能性以防止損壞，則此

情況稱為「function after」。假設該設備進行振動台試驗後外觀無明顯損傷(no anomalies)，則由表 4-4 可知 F_k 可取為 1.0。因此，($TRSC$)於尖峰與 ZPA 之譜加速度值可計算如下

$$3\% \text{ damped Peak } TRS_C = \left(\frac{1}{1.0}\right)(2.8g) = 2.8g \quad (4.26)$$

$$ZPA TRS_C = \left(\frac{1}{1.0}\right)(1.2g) = 1.2g \quad (4.27)$$

尖峰與 ZPA 之譜加速度所對應之調整因子 $(FS)_I$ 可利用(4.8)式求得

$$(FS)_{I_p} = \frac{\text{Peak } TRS_C}{\text{Peak } RRS_C} = \frac{2.8g}{0.74g} = 3.78 \quad (4.28)$$

$$(FS)_{I_z} = \frac{\text{ZPA } TRS_C}{\text{ZPA } RRS_C} = \frac{1.2g}{0.3g} = 4.0 \quad (4.29)$$

藉由尖峰譜加速度值與 ZPA，我們可以得到兩個調整因子，比較兩者後取小值，故可得調整因子 $(FS)_I = 3.78$ 。將調整因子乘上評估基準地震力(RLE)，即可以求得柴油控制機櫃於地震發生後維持其功能性此評估條件下之 HCLPF 容量值為 1.13g，如下所示

$$HCLPF = (FS)_I = 3.78(0.30)g = 1.13g \quad (4.30)$$

計算 HCLPF 耐震容量值(function during)且包含繼電器：

由耐震巡查之結果可知，本範例定義之試驗反應譜並未包含繼電器，若需評估含有繼電器之設備，EPRI (1991a)建議可參考 EPRI (1991b)之「設備通用堅實反應譜」(generic equipment ruggedness spectrum, GERS)，該試驗反應譜之尖峰譜加速度值為 10g。由於 GERS 為多軸向激振而需求反應譜為單軸向激振，故

為將 GERS 調整至單軸向， F_{MS} 應取為 1.2。另外，因包含繼電器，故參考表 4-4， F_k 應取為 1.5。最後計算 CDFM 之試驗反應譜結果如下

$$TRSC = \left(\frac{F_{MS}}{F_k}\right)(TRS) = \left(\frac{1.2}{1.5}\right)(10g) = 8.0g \quad (4.31)$$

另一方面，由於上述 GERS 之阻尼比為 5%，因此需求反應譜之阻尼比也需採用 5%，其 ZPA 為 0.3g，尖峰譜加速度值為 0.64g。繼電器安裝於機櫃內高 30 英吋之位置，需引入一有效機櫃放大係數(AF_c)，可參考表 4-3，根據此設備合適之放大係數應為 4.5。故 CDFM 需求反應譜(RRS_c)可利用(4.12)式求得如下

$$5\% \text{ Peak } RRS_c = (AF_c)(RRS_B) = (4.5)(0.64g) = 2.88g \quad (4.32)$$

最後，由上述資料，本案柴油控制機櫃於地震中維持其功能並包含繼電器條件下之 HCFPL 容量值可計算如下

$$(FS)_I = \frac{\text{Peak } TRS_c}{\text{Peak } RRS_c} = \frac{8.0g}{2.88g} = 2.78 \quad (4.33)$$

$$HCLPF = (FS)_I = (2.78)(0.30)g = 0.83g \quad (4.34)$$

(2) 設備安裝於樓板

本小節之案例與前一節不同處在於安裝的位置不同且評估基準地震 RLE 選定為 0.18g，同樣採用 USNRC(1978)之中值岩盤反應譜。吾人將柴油控制機櫃安裝於一建物之樓板上，該建物基本振動週期為 7.2 Hz，故需求反應譜應(RRS_c)採用樓板反應譜進行評估，該樓板反應譜如圖 4-9 所示，其中尖峰譜加速度值對應之頻率為建物基本振動週期。

決定需求反應譜：

由於需求反應譜(樓板反應譜)為窄頻內涵，故須利用(4.9)

式計算反應譜之 B 值為 0.19，代入(4. 10)式得到截斷係數 C_c 為 0.55，藉由圖 4-9 可得阻尼比 3% 之需求反應譜尖峰譜加速度為 3.0g，將尖峰值乘上截斷係數即可得 RRS_c 之峰值如下

$$3\% \text{ Damped Peak } RRS_c = (0.55)(3.0g) = 1.65g \quad (4.35)$$

決定試驗反應譜：

本案之試驗反應譜與前一小節相同，評估條件為地震發生時維持其功能性(function during)與地震發生後維持其功能性(function after)，可分別參考(4. 21)式與(4. 26)式，可得 TRS_c 分別為 2.33 g 與 2.80 g。

計算 HCLPF 耐震容量值(function during)：

當地震時設備需維持其功能， TRS_c 為 2.33g，調整因子 $(FS)_I$ 可利用()式求得如下

$$(FS)_{Ip} = \frac{\text{Peak } TRS_c}{\text{Peak } RRS_c} = \frac{2.33g}{1.65g} = 1.41 \quad (4.36)$$

由於本範例僅考慮尖峰譜加速度值，故調整因子 $(FS)_I = 1.41$ 。將調整因子乘上評估基準地震力(RLE) 0.18g，即可求得此柴油控制機櫃於地震發生時維持其功能性條件下之 HCLPF 容量值如下

$$HCLPF = (FS)_I (RLE) = (1.41)(0.18g) = 0.25g \quad (4.37)$$

計算 HCLPF 耐震容量值(function after)：

當設備僅需於地震後維持其功能， TRS_c 為 2.80g，可得調整因子 $(FS)_I$ 為

$$(FS)_{Ip} = \frac{\text{Peak } TRS_c}{\text{Peak } RRS_c} = \frac{2.8g}{1.65g} = 1.70 \quad (4.38)$$

由於本範例僅考慮尖峰譜加速度值，故調整因子 $(FS)_I = 1.70$ 。將

調整因子乘上評估基準地震力(RLE) 0.18g，即可以求得此柴油控制機櫃於地震發生後維持其功能條件下之 HCLPF 容量值為如下

$$HCLPF = (FS)_I (RLE) = (1.70)(0.18g) \quad (4.39)$$

計算 HCLPF 耐震容量值(function during)且包含繼電器：

若採用之評估條件包含繼電器，由於繼電器安裝於機櫃內高 30 英吋之位置，需引入一有效機櫃放大係數(AF_c)，可參考表 4-3，根據此設備合適之放大係數應為 4.5。另一方面，由於上述 GERS 之阻尼比為 5%，因此需求反應譜之阻尼比也需採用 5%，其尖峰譜加速度值為 2.25g。首先計算機櫃底部需求反應譜(RRS_B)可利用(4.12)式與截斷係數 $C_c=0.55$ 如下

$$5\% \text{ Peak } RRS_B = (0.55)(2.25g) = 1.24g \quad (4.40)$$

接著，再乘上放大係數 $AF_c=4.5$ (見(4.12)式)，結果如下

$$5\% \text{ Peak } RRS_C = (4.5)(1.24g) = 5.58g \quad (4.41)$$

再利用 TRS_C 與 RRS_C 計算調整因子 $(FS)_I$ 計算結果如下

$$(FS)_{I_p} = \frac{\text{Peak } TRS_C}{\text{Peak } RRS_C} = \frac{8.0g}{5.58g} = 1.43 \quad (4.42)$$

其中， TRS_C 取自前述 GERS 資料。因本範例僅考慮尖峰譜加速度值，故調整因子取 $(FS)_I = 1.43$ 。最後計算柴油控制機櫃地震中維持其功能並包含繼電器條件下之 HCLPF 容量值，如下

$$HCLPF = (FS)_I (RLE) = (1.43)(0.18g) \quad (4.43)$$

本節範例之全部結果統整於表 4-8，評估條件之差異比較可參考表 4-5。

3. 核能一廠所採用 SMA 範例—剪力牆

根據台電核能一廠報告書(2013)，耐震餘裕評估中有針對聯合結構廠房(combination structure)進行 HCLPF 容量值計算，該報告書 RLE 設定為 0.5g。表 4-6 為反應器廠房外牆(reactor area external wall)與核廢料廠房外牆(radwaste area external wall)對應之設計剪力與設計容量，該資料來源為核能一廠總結安全分析報告(final safety analysis report, FSAR)(台電，1996)，該報告書包含：核電廠設計基準、分析結果、SSE 下之樓板反應譜等等眾多原始分析資料。表中每一列代表剪力牆體不同高程處對應之剪力容量與設計剪力(地震力需求)，表 4-6 中的 IR 值稱為交互作用比值(interaction ratio)，代表設計剪力與剪力容量間之比值，亦即(需求/容量)，如下

$$IR = \frac{D_{TW}}{C_{TW}} \quad (4.44)$$

其中，下標 TW 代表台電 FSAR 所提供之剪力牆地震需求(D_{TC})與構件容量(C_{TC})值。因此，由物理意義而言， IR 為 CDFM 中調整因子(FS)之倒數，即 $IR = 1/(FS)$ 。故為保守起見，表 4-6 中剪力牆選擇 IR 值較大之高程區域進行評估。經過耐震巡查之結果，該報告書中認為聯合結構廠房之破壞主要位於反應器廠房外部剪力牆，其高程為 EL+56.83' 至 67.83' 區域(表 4-6 紅框處)，又雖然反應器廠房剪力牆位於高程 EL+110' 至 137.5' 區域之 $IR=1.0$ 較高，但經由台電公司評估其設計剪力需求可能比核能一廠總結安全分析報告(FSAR)所述為低。

台電核能一廠報告書中(台電，2013)，用以計算 HCLPF 容量之公式如下

$$HCLPF = \frac{(S_{SSE})}{(S_{RLE})(IR)} (RLE) \quad (4.45)$$

式中， S_{SSE} 與 S_{RLE} 分別代表 SSE 與 RLE 地震力作用下廠房基本振動週期所對應之譜加速度值。本案聯合結構廠房之基本振動週期位於反應譜平台段，其對應之 $S_{SSE} = 0.75g$ (阻尼比 5%)、 $S_{RLE} = 0.95g$ (阻尼比 7%)，如圖 4-10 所示。

台電報告書公式與 EPRI(1991a)公式之關係：

上述台電報告書公式看似與 EPRI(1991a)所建議之 HCLPF 容量計算公式極為不同，但實則代表相同的物理意涵。為證明此點，可將上式進一步改寫如下

$$HCLPF = \left(\frac{S_{SSE}}{S_{RLE}}\right) \left(\frac{1}{IR_{SSE}}\right) (RLE) \quad (4.46)$$

式中， IR_{SSE} 代表採用 SSE 作為地震需求(D_{SSE})時之 IR 值；同理，下式中 IR_{RLE} 代表採用 RLE 作為地震需求(D_{RLE})時之 IR 值，亦即

$$IR_{SSE} = \frac{D_{SSE}}{C} \quad , \quad IR_{RLE} = \frac{D_{RLE}}{C} \quad (4.47)$$

另則，根據 EPRI (1991a)第四章公式(4-2)之原理，不同地震力作用下，核能廠各構件之地震力需求可利用下式換算

$$P_{i,j RLE} = P_{i,j SSE} \left(\frac{Sa_{j,RLE}}{Sa_{j,SSE}}\right) \quad (4.48)$$

其中， $P_{i,j RLE}$ 與 $P_{i,j SSE}$ 為構件 i 在第 j 模態 RLE 與 SSE 地震力下之地震反應； $S_{j,RLE}$ 與 $S_{j,SSE}$ 分別為第 j 模態 RLE 與 SSE 地震力之譜加速度值。由上式之關係，吾人可知構件之地震力需求實則與譜加速度值呈比例關係，因此可推得

$$\frac{D_{RLE}}{D_{SSE}} = \frac{S_{RLE}}{S_{SSE}} \quad (4.49)$$

接著，吾人即可利用(4.46)式與(4.49)式建立 IR_{RLE} 與 IR_{SSE} 之關係如下

$$IR_{RLE} = \frac{D_{RLE}}{C} = \left(\frac{S_{RLE}}{S_{SSE}}\right)\left(\frac{D_{SSE}}{C}\right) = \left(\frac{S_{RLE}}{S_{SSE}}\right)(IR_{SSE}) \quad (4.50)$$

將(4.50)式代入(4.46)可得

$$HCLPF = \left(\frac{1}{IR_{RLE}}\right)(RLE) \quad (4.51)$$

由於 IR 值之意義為(需求/容量)，與調整因子 (FS) 互為倒數關係如下式

$$IR_{RLE} = \frac{D_{RLE}}{C} = \frac{1}{(FS)} \quad (4.52)$$

再將(4.52)式代入(4.51)式，即可得與 EPRI (1991a)相同的 HCLPF 計算式，如下

$$HCLPF = \frac{1}{(IR_{RLE})}(RLE) = (FS)(RLE) \quad (4.53)$$

由以上計算結果得知，台電公司使用(4.45)式計算聯合結構廠房之 HCLPF 耐震容量值，其公式意義與 EPRI (1991a)均為(容量/需求)。上式中，(FS)未標示下標之原因為，下標應為 I 或 E(彈性或非彈性)取決於 IR 值是否考慮非彈性消能因子 F_{μ} 。

計算構件容量：

根據 ACI 318-89，剪力牆剪應力計算可採用以下公式：

$$v_u = 6.8\sqrt{f'_c} - 2.8\sqrt{f'_c}\left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5\right) + \frac{N_A}{4l_w t_n} + \rho_{se}f_y \quad (4.54)$$

混凝土抗壓強度 $f'_c = 4000 \text{ psi}$ ，鋼筋降伏強度為 $f_y = 40 \text{ ksi}$ ，垂直

地震力 N_A 假設為零，剪力牆高度 $h_w = 11 \text{ ft}$ ，長度 $l_w = 144 \text{ ft}$ ，鋼

筋比 $\rho_{se} = \frac{1.56}{(36)(12)} = 0.0036$ ，代入上述公式可得

$$v_u = 6.8\sqrt{4000} - 2.8\sqrt{4000}\left(\frac{11}{144} - 0.5\right) + 0.0036 \times 40000 = 649 \text{ psi} \quad (4.55)$$

由 EPRI (1991a) 附錄 L 可知，因 $v_u > 7\sqrt{f'_c}$ ($V_u = 649 \text{ psi}$ ， $7\sqrt{f'_c} = 443 \text{ psi}$)，故評估時不需考慮剪力摩擦破壞模式 (shear friction failure mode)。

IR 值之調整：

由於上式由 ACI 公式所求得之剪力容量 (649 psi) 大於表 4-6 中之報告書之原始容量值 (419 psi)，故 IR 值可予以調整。再者，由於該剪力牆之破壞模式屬韌性破壞模式 (ductile failure mode)，故可考慮其韌性消能能力，因此非彈性能量消能因子可選擇為 $F_\mu = 1.25$ 。

$$IR_m = \left(\frac{1}{F_\mu}\right) \left(\frac{D_{TW}}{C_{ACI}}\right) = \left(\frac{1}{1.25}\right) \left(\frac{402}{649}\right) = 0.50 \quad (4.56)$$

其中， IR_m 之下標 m 代表調整後之 IR 值。

計算剪力牆之 HCLPF 容量值

最後，將 IR_m 值與圖 4-10 所查得之 $S_{SSE} = 0.75g$ (阻尼比 5%) 與 $S_{RLE} = 0.95g$ (阻尼比 7%) 代入下式中，即可得聯合結構廠房剪力牆之 HCLPF 容量值

$$\text{HCLPF} = \frac{S_{SSE}}{S_{RLE}(IR_m)} (RLE) = \frac{(0.75g)}{(0.95g)(0.5)} (0.5g) = 0.79g \quad (4.57)$$

(二) 核保守定量式失效餘裕度方法(CDFM)與耐震度分析(FA) 之比較電廠之地震風險評估簡介

1. CDFM 與 FA 之方法比較

在美國核能工業界，定性式的地震餘裕度分析(SMA)為眾多核能電廠所採用作為核電廠耐震安全評估之方法，所謂地震餘裕度係指使核能廠能安全停機之 HCLPF 耐震容量。藉由保守定性式失效餘裕度方法(CDFM)，評估人員計算篩選出評估構件與系統之容量(capacity)，與選定該構件所在位置之地震需求(demand)，將容量/需求可得一調整因子(FS)，再將調整因子(FS)乘上評估基準地震，如下式

$$HCLPF \text{ 耐震容量} = (FS) RLE \quad (4.58)$$

評估基準地震經調整因子(FS)縮放後，即為完成 SMA 後得到的 HCLPF 容量值。然而核能電廠本身系統複雜，且地震難以預測具有極高不確定性，因此儘管 SMA 能算出保守的單一耐震度值，卻無法用以評估地震使 NPP 喪失功能的年平均風險，亦無法用以評估造成 NPP 主要地震風險來源之關鍵構件與地震力，故現代核能電廠大多採行 SRPA 進行評估。

以 FA 計算 HCLPF 容量值之公式：

而在 SRPA 之程序中，吾人首先必須進行地震危害度分析(PSHA)及構件耐震度分析(FA)，再將 PSHA 與 FA 加以整合，最後得到整廠之年損壞超越機率。其中，耐震度分析係以下列公式建立各關鍵構件的耐震度曲線

$$A = A_m e^{\Phi^{-1}(P)\beta_r} e^{\Phi^{-1}(Q)\beta_u} \quad (4.59)$$

式中， A_m 為該構件耐震容量的中值； β_r 代表耐震容量隨機不

確定性的對數常態分佈的標準差； β_u 代表耐震容量知識不確定性的對數常態分佈的標準差； Q 為信心度； P 為破壞機率。由上式即可繪製耐震度曲線，如圖 4-11，圖中各曲線代表不同信心度 Q 下之破壞機率 P 。而所謂 HCLPF 耐震容量即是於上式中，令信心度為 $Q = 95\%$ 且破壞機率為 $P = 5\%$ ，如此即可將上式改寫成

$$\text{HCLPF 耐震容量} = A_m \cdot e^{-1.65(\beta_r + \beta_u)} \quad (4.60)$$

平均耐震度曲線：

在某些耐震度分析應用案例中(例如：爐心熔毀)，一般使用信心度平均值作為估計較為恰當。此時可採用平均耐震度曲線，將隨機與知識不確定性整合成單一的複合對數標準差 β_c 如下

$$\beta_c = (\beta_r^2 + \beta_u^2)^{1/2} \quad (4.61)$$

其中， β_c 稱為複合(composite)對數標準差。此時，(4.59)式之耐震度公式可簡化如下

$$A = A_m e^{\Phi^{-1}(P_{mean})\beta_c} \quad (4.62)$$

其中， P_{mean} 代表平均破壞機率。上式中之複合耐震度曲線可僅由中值 A_m 與單一對數標準差 β_c 兩參數定義。由上述公式可知，當 $P = 5\%$ 且 $Q = 95\%$ 時，對應之地表加速度 PGA 值(即 HCLPF 容量)即等同於複合耐震度曲線中 $P_{mean} = 1\%$ 所對應之 PGA 值。亦即，若要計算 HCLPF 容量，吾人可將破壞條件機率設為 $P_{mean} = 1\%$ ，並代入(4.62)式中可得：

$$HCLPF \text{ 耐震容量} = A_m \cdot e^{-2.33\beta_c} \quad (4.63)$$

2. 由 SMA 反推平均耐震度曲線

(4.63)式之耐震度曲線之參數 A_m 與 β_c 亦可利用定量的地震餘裕度(SMA)分析中之HCLPF容量加以推求，其法如下。首先，以經驗或下述原則判斷該設備/構件之對數標準差 β_c 。若該構件屬於結構或機械之被動構件且安裝於地面或低層之結構內，則 β_c 可取0.3至0.5之間；反之若為主動構件且安裝於結構之較高樓層處，則 β_c 應取0.4至0.6之間；若不確定， β_c 建議使用0.4以作為保守之推估值。在決定了 β_c 之值後，吾人可由SMA所求得之HCLPF容量後，即可利用式(4.63)式反算構件容量之中位數 A_m 。如此，由於構件容量之中位數 A_m 與標準差 β_c 皆已求得，故可用以繪製該構件之平均耐震度曲線，如圖4-11中粉紅色之曲線所示。

3. CDFM 與 FA 之範例比較

根據前一章之範例可知，EPRI範例中之剪力牆經CDFM方法計算而得之HCLPF耐震容量值為0.79g；台電公司以CDFM計算核能一廠聯合結構廠房(Combination structure)之HCLPF耐震容量值為0.79g。另一方面，吾人亦可利用EPRI(2013)技術報告中之附錄H，查尋 A_m 、 β_r 與 β_u 之建議值。由於台電公司核能一廠聯合結構廠房之震害主要由反應器廠房之剪力牆所主導，參考EPRI(2013)附錄H中之表H-1，選擇SSC為反應器大樓(reactor building)，可查得到不同參考文獻所建議之耐震度中值與標準差。吾人將這些耐震度參數代入(4.60)式，即可得聯合結構廠房透過耐震度分析(FA)所得之HCLPF耐震容量值，結果

綜整如表 4-7 所示。表中之 1983 BWR Mark II SRPA 與 2010 BWR Mark I SPRA 為某地區核能電廠經由 SPRA 後所得之耐震度資料，雖然兩者評估之 SSC 皆為反應器大樓，但表中並無明確說明破壞模式為何，因此所得結果與台電範例之差異較大；NUREG/CR-4832 & -4550 分別為 LaSalle BWR Mark II plant 與 Peach Bottom BWR Mark I plant 這兩座核能電廠之耐震度資料；2010 EPRI Surry SPRA 為 EPRI 對 Surry plant (PWR)核能電廠進行 SPRA 後得到之耐震度資料，這些文獻為個別核能電廠進行耐震度分析後所得之建議值。不過，NUREG/CR-4832 & -4550 這兩篇文獻有註明該反應器大樓之破壞模式為剪力破壞；而 2010 EPRI Surry SPRA 則未特別說明破壞模式，故 NUREG/CR-4832 & -4550 之計算結果與台電報告書之結果最為相近。另則，NUREG/CR-4334 為學者專家收集分析多個核能電廠進行 SPRA 後所得之耐震度資料，該資料提供美國核管處 (USNRC)進行耐震餘裕分析(SMA)使用，同時亦提供多個破壞模式的耐震中值與標準差可以選擇，如：撓曲破壞(flexure)、剪力破壞(shear)、土層破壞(soil failure)等，該文獻之建議值解析度較細，故本文選擇剪力破壞之震中值與標準差進行計算，其結果與台電公司相近。而表 4-7 最後一列為 EPRI (2013)之建議值，為統計上述文獻之經驗值所得之結果，該建議值所考慮之破壞模式為「structural failure」，表示皆考慮結構物之樓板、牆或是天花板等等之破壞。由於該建議值考慮多個參考文獻與破壞模式，反應了不同核能電廠進行 SPRA 耐震度分析之結果，而台電報告書中僅呈現聯合結構廠房進行耐震餘裕評估之結果，因

此結果會有所差異。

EPRI (1991a) 與台電公司剪力牆計算範例之比較：

由於 EPRI (1991a) 與台電公司的計算範例，兩者皆使用 CDFM 方法推估剪力牆的 HCLPF 容量值，且計算構件的容量時皆採 ACI 的剪力牆剪力強度公式，故可加以略作比較。如表 4-7 所示，台電公司使用的 RLE 為 0.5g，非彈性調整因子 $(FS)_I = (FS)_E F_\mu$ 為 1.58，HCLPF 容量值為 0.79g；而 EPRI (1991a) 使用的 RLE 為 0.3g，非彈性調整因子 $(FS)_I$ 為 3.83，HCLPF 容量值為 1.15g。若欲了解二者之餘裕度，可比較其非彈性調整因子 $(FS)_I$ ，因其代表構件容量超越地震力需求之倍數。EPRI 範例之 $(FS)_I = 3.83$ ，亦即餘裕度約為 3.8 倍，而台電公司因 RLE 訂的較高，故餘裕度僅有 1.58 倍。

再者，造成台電案例之 HCLPF 容量較低的原因，吾人推測有以下三種可能來源：(1) 剪力牆評估時採用的材料強度及尺寸不同：台電案例之混凝土及鋼筋強度分別為 $f'_c = 4000$ (psi) 與 $f_y = 40$ (ksi)；而 EPRI 案例為 $f'_c = 5390$ (psi) 與 $f_y = 60$ (ksi)，亦即後者之材料強度約為前者之 1.3 與 1.5 倍。(2) 考慮的容量折減因子不同：二者計算剪力牆靜力容量所使用的公式雖然皆為 ACI 公式，但台電公司並未考慮剪力牆正向軸力與容量折減因子，故吾人將 EPRI 範例中之剪力牆正向軸力與容量折減因子略去後，不過重新計算其 $(FS)_I$ 後發現，差異幅度極小。(3) 地震力需求的計算方式不同：在台電案例中，剪力牆所在位置之 RLE 地震力反應需求係由 SSE 設計地震力需求加以放大後求得，而該設計地震力係基於該核電廠之 FSAR 總結報告而得，具有特定性。

反觀 EPRI (1991a) 案例中，剪力牆 RLE 地震力需求係基於 USNRC (1978) 所建議之中值岩盤反應譜求得，但在計算剪力牆所在位置之地震力反應需求時並未明確說明如何求得。吾人推測若在 EPRI (1991a) 案例中 RLE 地震力需求推估結果偏小，則 $(FS)_l$ 與 HCLPF 容量值即可能偏大。

非結構構件—柴油控制機櫃

本文以 EPRI (1991a) 附錄 Q 中提供的範例，來說明如何以 CDFM 計算設備之 HCLPF 容量值，其主要原理為利用試驗用反應譜來推求設備之地震容量及調整因子 $(FS)_l$ 。文末並嘗試將 CDFM 計算之 HCLPF 容量結果與由 FA 計算之結果作一比對，不過由於 EPRI (2013) 附錄 H 提供的 FA 耐震度參數建議值中，無法查尋到與 EPRI (1991a) 相對應之設備範例。因此，吾人改以 EPRI (1994) 第十章中之設備 FA 計算範例與本文 EPRI (1991a) 中之設備 CDFM 計算範例進行比較，這兩個範例評估之設備均為柴油控制機櫃，且採用之試驗反應譜與需求反應譜亦皆相同，僅採手的方法不同，故比較上較為客觀。EPRI (1991a) 中使用之參數 EPRI (1994) 皆有考慮，還額外考慮了其他因子(例如：結構反應因子 F_D)，並且每個因子皆有其中值與標準差，最後將中值與標準差加以組合後即可求得該設備之 HCLPF 容量值。兩者方法比較結果綜整於表 4-8，發現兩者所得之 HCLPF 容量值皆十分接近，可能原因為兩者所使用之 TRS_C 與 RRS_C 皆相同，只是以 FA 計算時需考慮到參數之不確定性。

另外，表 4-8 中亦比較了三種不同的評估條件，分別為：設備安裝位置(地表或樓板)、地震中是否需要維持功能、評估時是

否考慮繼電器(易產生顫振現象)等。比較結果發現：(1)設備位於樓板時之 HCLPF 耐震容量約為放置於地表時之 1/4 倍左右，顯見結構動態效應對設備耐震力之影響十分顯著。(2)地震中是否需要維持功能可分為兩種狀況：「function during」與「function after」，前者代表地震發生當中設備需持續維持其功能性正常；後者為設備僅需於地震發生後回復並維持其功能性即可。由於前者要求的耐震條件較為嚴格，故所推得之 HCLPF 容量值較前者之值低。(3)以本案而言，評估時是否考慮繼電器顫振現象，對 HCLPF 評估結果影響十分有限。

表 4-1 不同阻尼比對應之反應譜放大係數(USNRC 1978)

阻尼 比(%)	84.1%未超越機率			50%未超越機率(中值)		
	A	V	D	A	V	D
0.5	5.10	3.84	3.04	3.68	2.59	2.01
1	4.38	3.38	2.73	3.21	2.31	1.82
2	3.66	2.92	2.42	2.74	2.03	1.63
3	3.24	2.64	2.24	2.46	1.86	1.52
5	2.71	2.30	2.01	2.12	1.65	1.39
7	2.36	2.08	1.85	1.89	1.51	1.29
10	1.99	1.84	1.69	1.64	1.37	1.20
20	1.26	1.37	1.38	1.17	1.08	1.01

表 4-2 CDFM 方法考量之因子綜整

載重組合 (Load Combination)	將活載重、呆載重、意外載重與 RLE 地震力等構件可能之受力情形，以乘上不同放大係數的方式加以組合，計算該構件之載重需求。每種構件有其載重組合之規範，可參考 EPRI NP-6041-SL 第六章。
地表震動反應譜 (Ground Response Spectrum)	地表震動反應譜之選定，需滿足耐震餘裕評估步驟一之準則，滿足 84% 未超越機率。
結構模型 (Structural Model)	結構物模型設定時，需考慮結構週期量測之不確定性
阻尼比 (Damping)	阻尼比之選定具爭議性，需採用保守估計之中值阻尼(median damping)。根據 EPRI NP-6041-SL，有關結構阻尼比之選定可以參考 NUREG/CR0098；而不同的構件阻尼比可以參考 EPRI NP-6041-SL(1991)第二章、第四章及附錄 G。
土壤結構互制效應(SSJ) (Soil-Structure-Interaction)	考慮參數之不確定性
樓板反應譜 (In-Structure (Floor) Spectra Generation)	若設備位於樓板上，需產生樓板反應譜。 需考慮結構物週期量測之不確定性。
材料強度 (Material Strength)	<ol style="list-style-type: none"> 1. 採用規範所規定最保守的強度。 2. 如果有試驗資料，採用 95% 的超越機率。
靜力容量計算式 (Static Capacity Equation)	<ol style="list-style-type: none"> 1. 採用規範提供的公式計算構件的容量(ACI, AISC)。 2. 若試驗資料的保守性超越規範，則選擇 84% 超越機率。
非彈性消能因子, F_{μ} (Inelastic Energy Absorption)	<ol style="list-style-type: none"> 1. 對於非脆性破壞模式的構件，其韌性須滿足 95% 的超越機率。 2. 依照 EPRI (1991a) 建議，非脆性破壞 F_{μ} 可取 1.25，脆性破壞 F_{μ} 取 1。

表 4-3 有效機櫃放大係數之建議值 (EPRI 1991a)

構件名稱	AF_c (5% 阻尼比)
馬達控制中心 (Motor control center)	3.6
開關設備 (Switchgear (Flexible panels))	7.2
控制室配電盤與控制面板 Control Room Electrical Benchboards and panels	4.5

表 4-4 試驗反應譜折減因子之建議值 (EPRI 1991a)

資料來源	評估條件	F_k
EPRI (1991b)	採用 GERS(包含繼電器)	1.5
	採用 GERS(不含繼電器)	1.2
設備品質試驗 (Component Specific Qualification Test)		
EPRI (1991a)	設備於地震中維持功能性 Function During	1.2
	設備僅地震後維持功能性 且試驗時外觀無損傷 Function After (No Anomalies)	1.0
	設備僅地震後維持功能性 試驗時外觀有損傷 Function After (Anomalies)	1.1 ~ 1.6

表 4-5 柴油控制機櫃採用評估條件之差異

評估條件			差異處
安裝位置	功能維持性	是否包含繼電器	
地表	地震中需維持功能 (function during)	否	折減因子 $F_K = 1.2$
地表	僅地震後維持功能 (function after)	否	折減因子 $F_K = 1.0$
地表	地震中需維持功能 (function during)	是	採用繼電器 GERS 考慮有效機櫃放大係數(AF_C)
樓板	地震中維持功能 (function during)	否	折減因子 $F_K = 1.2$
樓板	僅地震後維持功能 (function after)	否	折減因子 $F_K = 1.0$
樓板	地震中需維持功能 (function during)	是	採用繼電器 GERS 考慮有效機櫃放大係數(AF_C)

表 4-6 反應器廠房與核廢料廠房外牆之 IR 值(台電公司 2013)

Reactor Area External Wall			
Wall Elevations	Shear Capacity (psi)	Design Shear (psi)	IR
-0.83 to 39.83	350	323	0.92
39.83 to 56.83	319	257	0.81
56.83 to 67.83	419	402	0.96
67.83 to 95.00	481	440	0.91
95.00 to 110.0	497	359	0.72
110.0 to 137.5	360	359	1.00

Radwaste Area External Wall			
Wall Elevations	Shear Capacity (psi)	Design Shear (psi)	IR
-0.83 to 39.83	357	322	0.90
39.83 to 56.83	319	257	0.81
56.83 to 73.83	425	402	0.95
73.83 to 95.00	497	443	0.89

表 4-7 以 CDFM 與 FA 計算 HCLPF 值之結果比較(剪力牆)

保守定量式失效餘裕度(CDFM)					
資料來源	參數			HCLPF 值	備註
	RLE	$(FS)_E$	F_μ		
EPRI 計算範例 —剪力牆	0.3g	3.06	1.25	1.15g	Diagonal shear failure
台電公司報告書 —剪力牆	0.5g	1.26	1.25	0.79 g	$HCLPF = (FS)_E F_\mu (RLE)$
耐震度分析(FA)					
資料來源	A_m	β_r	β_u	HCLPF 值 ((4.59) 式)	備註
1983BWR Mark II SRPA	1.05 g	0.34	0.28	0.37 g	Reactor and control buildings. Lower capacity failure modes were assessed also but judges not to lead to collapse of the structure pse of the structure
NUREG/CR-48 32 & -4550	1.60 g	0.16	0.27	0.78 g	NUREG-4550 PBAPS Reactor bldg. Shear wall
2010 EPRI Surry SPRA	1.51 g	0.23	0.22	0.72 g	Safeguards bldg. Service/Contorl building Screened at > 1g HCLPF
2010 BWR Mark I SPRA	1.30 g	0.14	0.33	0.60 g	Reactor Bldg
NUREG/CR-43 34	1.80 g	0.31	0.26	0.70 g	Reactor Bldg(shear)
Recommended Range of Representative Fragility (EPRI 2013)	1.50 g	0.30	0.35	0.51 g	Structural failure

表 4-8 以 CDFM 與 FA 計算 HCLPF 值之結果比較(柴油控制機櫃)

安裝位置	功能性	是否包含 繼電器	保守定量式餘裕度 (CDFM)	耐震度分析 (FA)
地表	地震中需維持功能 (function during)	否	0.95 g	0.94 g
地表	僅地震後維持功能 (function after)	否	1.13 g	1.20 g
地表	地震中需維持功能 (function during)	是	0.83 g	0.92 g
樓板	地震中維持功能 (function during)	否	0.25 g	0.23 g
樓板	僅地震後維持功能 (function after)	否	0.31 g	0.30 g
樓板	地震中需維持功能 (function during)	是	0.26 g	0.27 g

備註：

(1)CDFM 採用 EPRI NP-6041SL (1991)之方法

(2)FA 採用 EPRI TR-103959 (1994)之方法

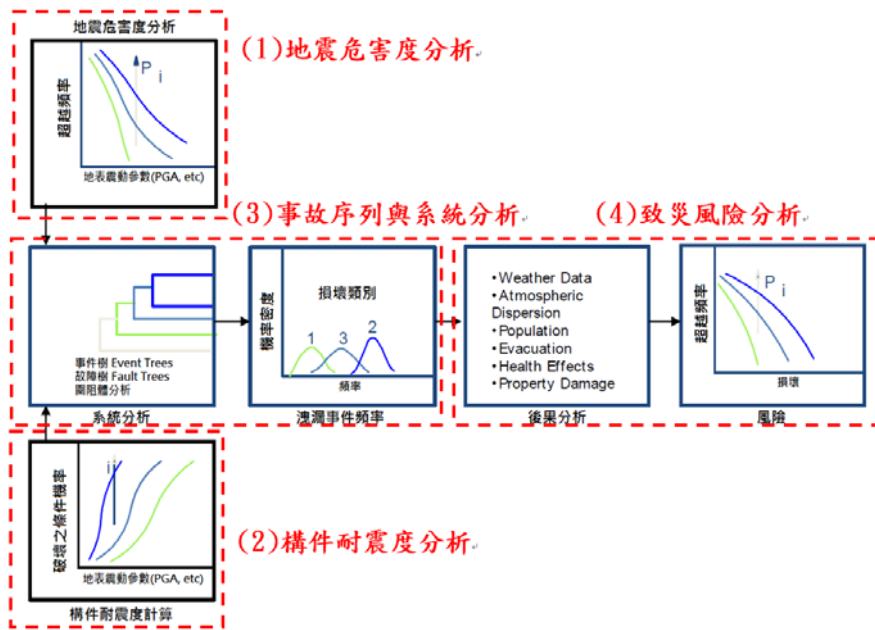


圖 4-1 SPRA 之一般分析流程圖(EPRI, 2013)

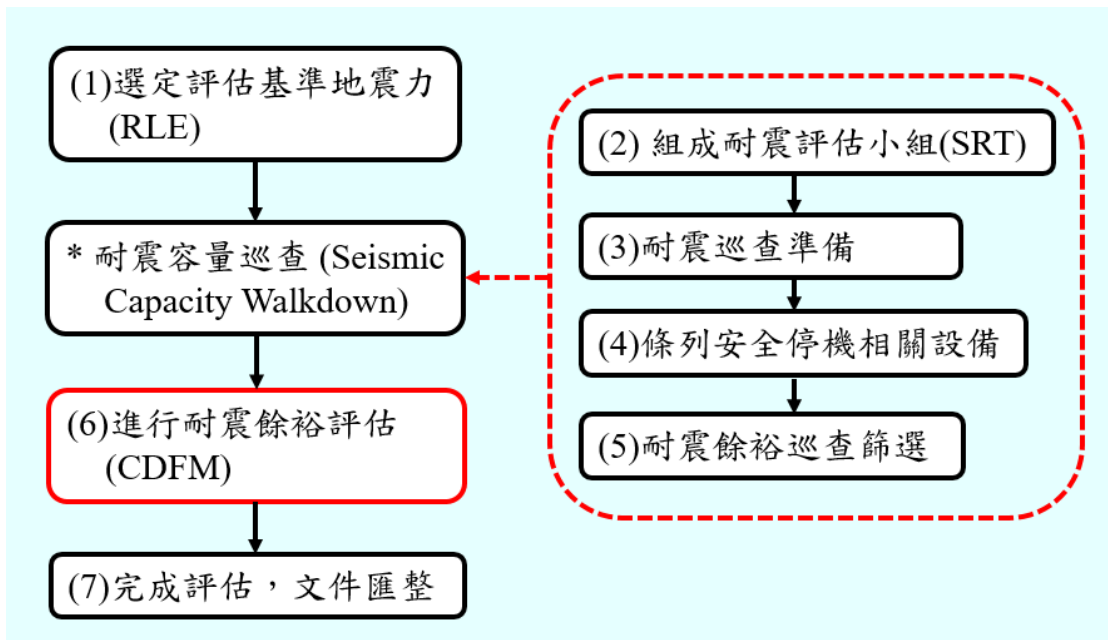


圖 4-2 SMA 流程圖

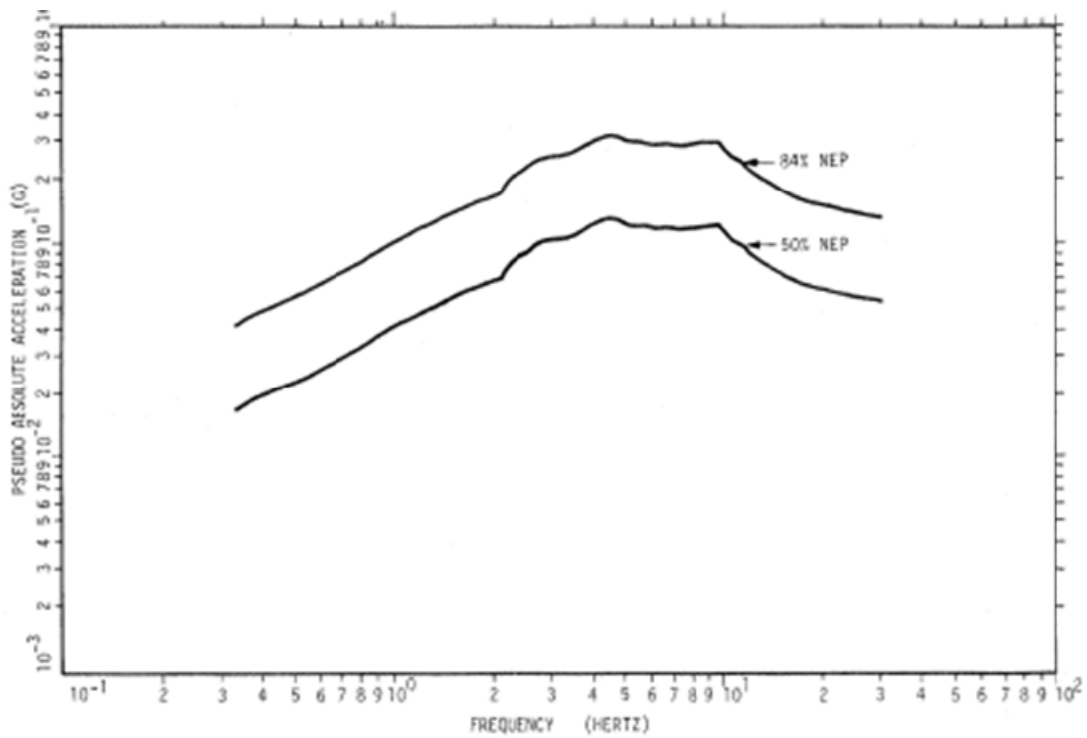
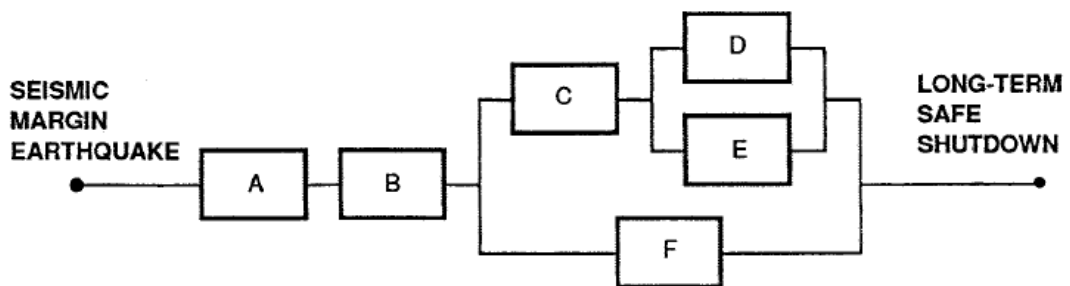


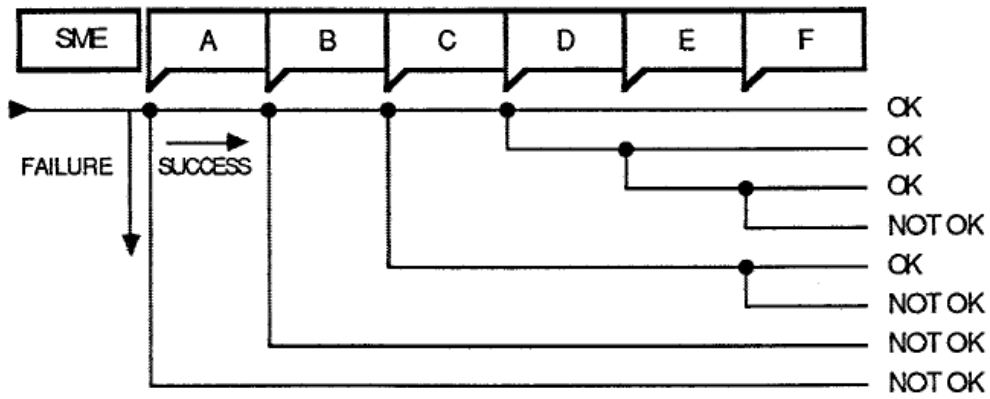
Figure 2-2. Example Site Specific Spectrum for $5.8 \leq M_L \leq 6.8$ Earthquake.

圖 4-3 考慮特定地震強度之評估反應譜(EPRI 1991a)



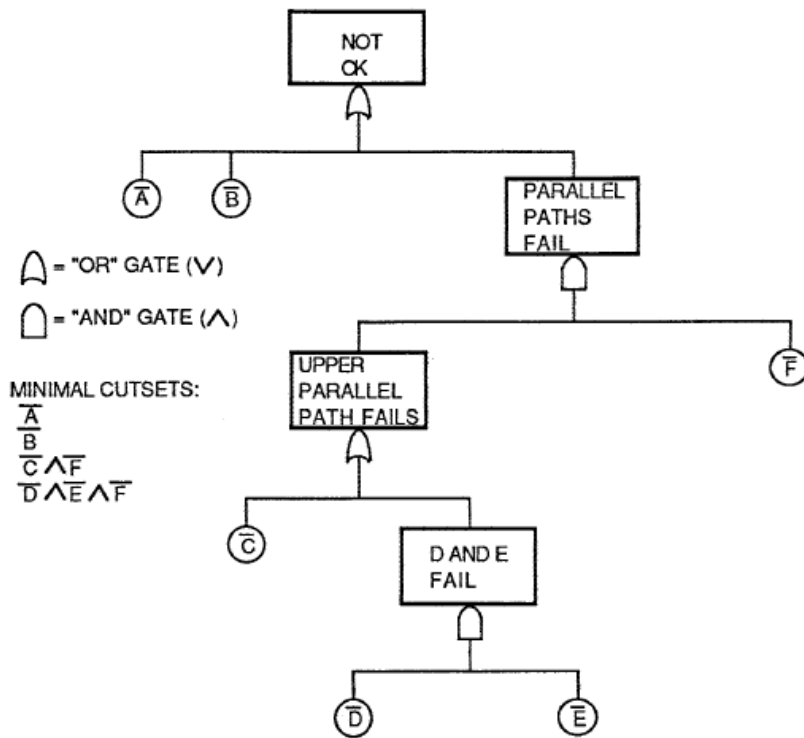
(a) SUCCESS PATH LOGIC DIAGRAM.

圖 4-4 成功路徑邏輯圖(EPRI 1991a)



(b) EVENT TREE.

圖 4-5 事件樹 event tree 範例(EPRI 1991a)



(c) FAULT TREE.

圖 4-6 故障樹 fault tree 範例(EPRI 1991a)

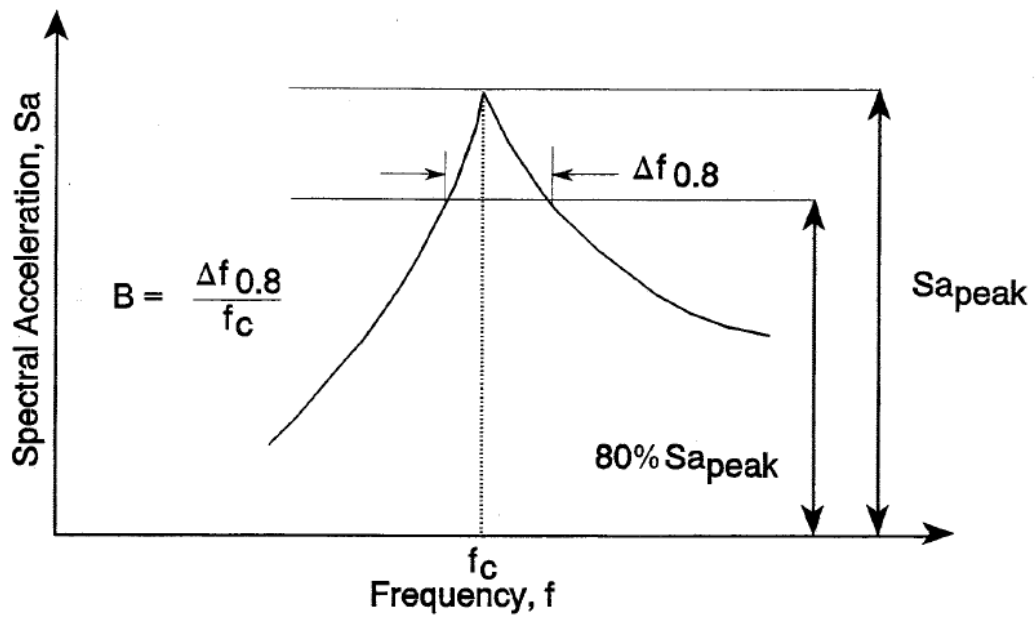


圖 4-6 反應譜 B 值與 f_c 值 (EPRI 1994)

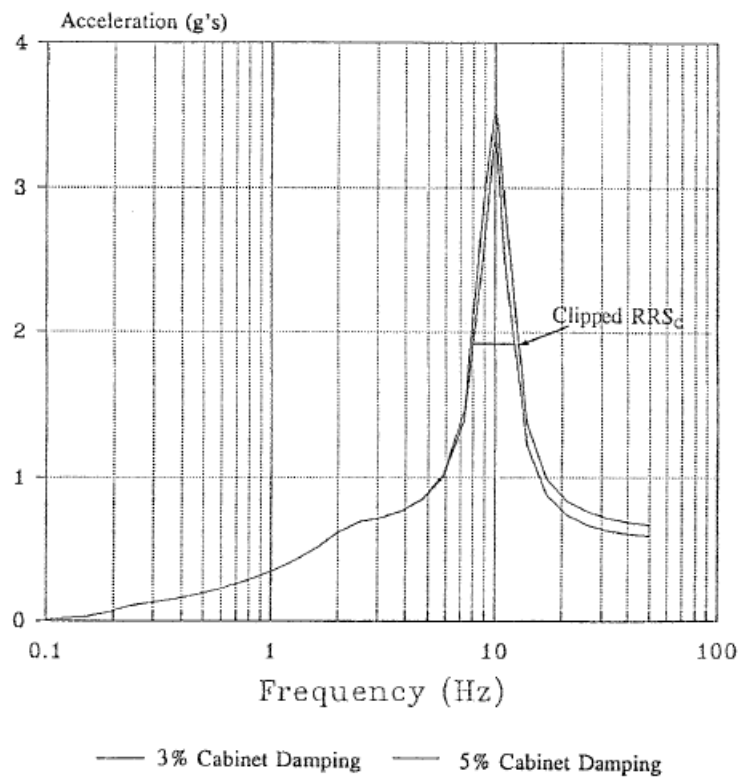


圖 4-7 窄頻反應譜 (EPRI 1991a)

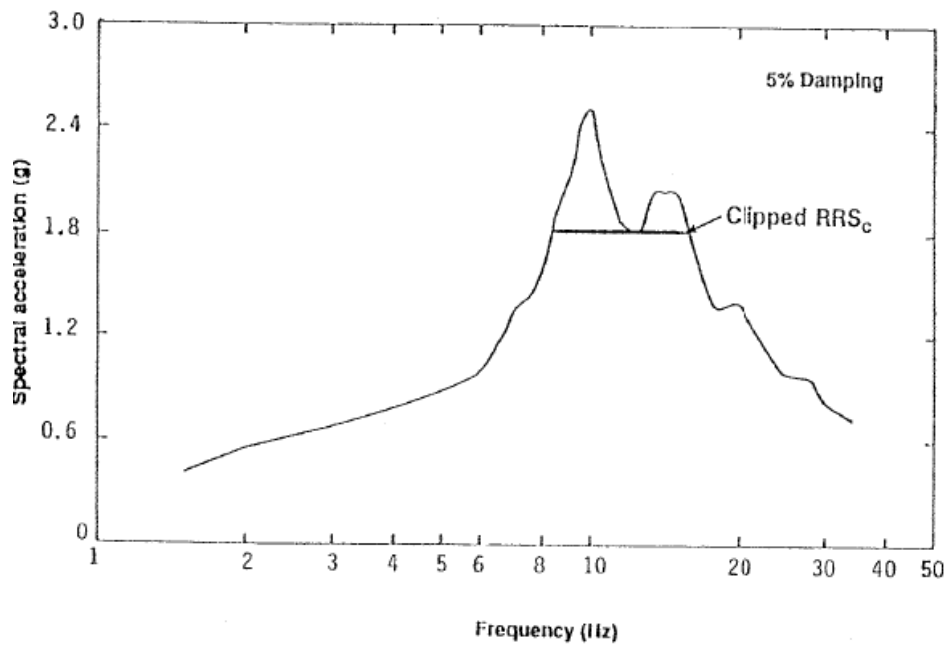


圖 4-8 寬頻反應譜 (EPR1 1991a)

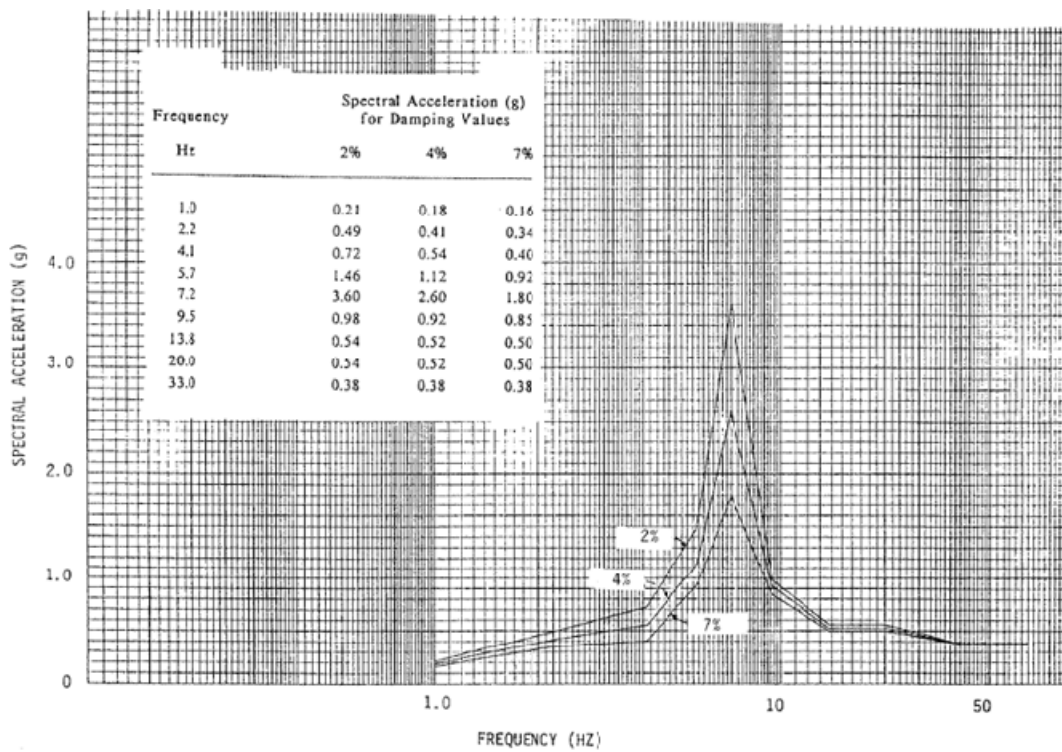


圖 4-9 水平向不同阻尼比之樓板反應譜

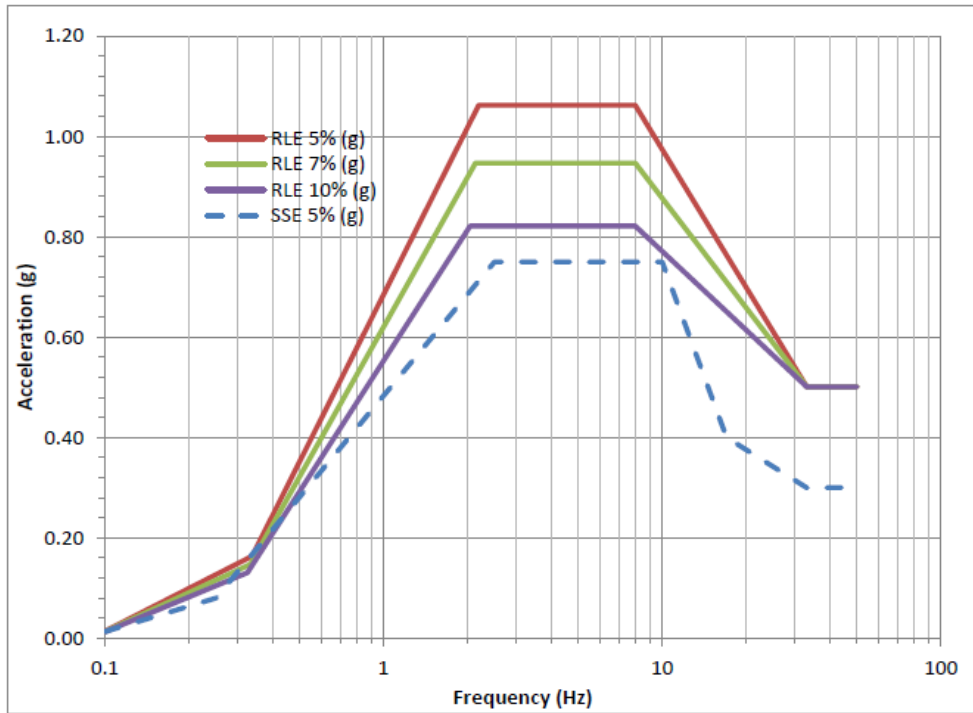


圖 4-10 SSE 與不同阻尼比 RLE 之反應譜(台電公司 2013)

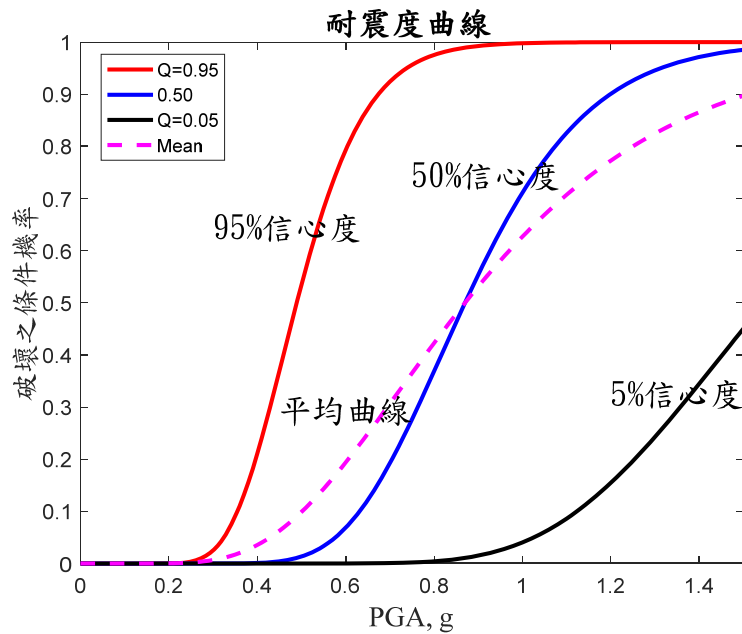


圖 4-11 不同信心水準耐震度曲線與平均耐震度曲線比較

「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」

一、緒論

為進行大規模海底山崩或土體滑移引發之海嘯傳播與近岸溯升溢淹之數值模擬，本研究計畫使用三維數值模式(FLOW-3D)作為模擬環境。其中，海底山崩或土體滑移運動過程，在本計畫執行範圍下，被視為可大變形連續體，並以剪切增稠與反觸變的非牛頓流體特性模擬崩塌土體的應力變形關係。為簡化分析過程。考慮崩塌土體於海底米山坡平面處釋放，分析崩落土體與周圍海水間的雙向耦合作用，以及由此引起的連續海嘯初始波時間與空間分佈序列。將此序列作為三維紊流 Navier-Stokes 方程式的初始條件，求解在核一與核二廠週邊海域由崩塌地開始至核一與核二廠區完整的三維波傳運動。計算評估海嘯抵達廠區的海嘯波高，抵達時間與陸岸溢淹範圍等在海嘯災害評估上重要的資訊。藉由改變崩塌規模（崩塌土體體積及密度），反推可達成海嘯設計基準+6 公尺對應的崩塌規模，並評估此設計基準的合適性。

為進行海底地震海嘯源數值模擬，本研究計畫使用 COMCOT (Cornell Multigrid COupled Tsunami model)海嘯數值模式模擬海溝型海嘯源導致之海嘯的水體運動，並以三維數值模式(FLOW-3D)計算核電廠區附近較為複雜的流況。COMCOT 是由美國康乃爾大學土木與環境工程學系劉立方教授研究團隊所研發，以 COMCOT 為研究工具在文獻上已相當具能見度，廣受國內外學界採用。無論是 1960 年

的智利海嘯(Liu et al., 1995)或是 2004 年的南亞大海嘯(Wang and Liu, 2007)的模擬結果與潮位及衛星影像資料相比，在海嘯波高、抵達時間、溢淹範圍等方面，都有相當高的準確性。FLOW-3D 是一套發展超過 30 年的商業計算流體力學軟體，在計算波浪與結構物交互作用的相關議題上，已有相當多成功的應用案例 (例如: Chen and Hsiao, 2016)。

常見海嘯成因包含海底地震、山崩、與火山爆發，其發生機率極小，然其所產生之災害規模卻非常大。當海嘯接近近海時，依其夾帶能量之不同，浪高可能小由數十公分，大至數十米。世界上的核能電廠因反應爐散熱需求，多數沿海岸線而建築，因此當海底板塊作用而產生地震或海嘯時，防海嘯牆必須發揮阻隔海嘯能量之功能，否則核電廠主建物將遭受到巨大衝擊，如日本福島事件之大型核電廠災害將會一再重演。近年來由於氣候愈發極端，核電廠沿岸近海因地球板塊運動或颶風、颱風、龍捲風所引起之湧浪、巨型海浪或駐波之衝擊雖亦為核電廠必須考量之安全項目之一，然就災害等級而言，海嘯所造成之可能災情將遠大於上述其他，本計畫針對 ASCE7-16、FEMA P646 進行文獻蒐集與比較，整合防海嘯牆設計重點。

二、核能一廠與二廠防海嘯牆之海底山崩引發海嘯數值模擬

本研究針對核一與核二廠可能將建置的防海嘯牆為標的，模擬大規模海底山崩或土體滑移引發之海嘯傳播與近岸溯升溢淹。在本計畫範圍內，為簡化分析過程，海底山崩體或土體滑移體被考慮為可大變形剪切增稠與反觸變的非牛頓流體。流體運動過程中與周圍海水的雙向耦合交互作用予以考慮，以及由此引起的連續海嘯初始波時間與空間分佈序列。將此序列作為三維紊流 Navier-Stokes 方程式的初始條件，求解在核一與核二廠週邊海域由崩塌地開始至核一與核二廠區完整的三維波傳運動。計算評估海嘯抵達廠區的海嘯波高，抵達時間與陸岸溢淹範圍等資訊。藉由改變崩塌規模，反推可達成海嘯設計基準+6 公尺對應的崩塌規模，並評估此設計基準的合適性。

(一) 三維波傳模式

海嘯是一種長週期波，引發原因為海水受到垂直方向的擾動。主要擾動原因可分為下列幾類(Dietrich, Kalle, Krauss and Siedler, (2004), Satoh (2004), Cullen (2006), Karato (2008), Mei (1983), Lamb (1985))：

1. 海底地震，
2. 海底山崩，
3. 海底火山爆發，
4. 大量陸體進入水域，
5. 其他未確定原因等。

目前研究顯示，對核能電廠影響至鉅之海嘯，主要由海底地震引發。關於海底地震發之海嘯，目前仍以 Okada (1985)(FEMA

P646(2008))提出之方法普遍被學界使用於推估因地震斷層錯動導致之海水面初始抬升與分布。隨後海嘯於深海區之傳播與近岸海嘯溯上與溢淹模擬高度，仍以二維非線性淺水波方程式為統御方程式，輔以數值計算模擬求解。目前國際間普遍採納之海底地震引發海嘯模擬模型有數種(NOAA OAR PMEL-137, (2007), Imamura F, Ahmet Cevdet Yalciner and Ozyurt (2006), COMCOT User Manual. (2007), Nielsen, Roberts, Gray, McPherson & Hitchman (2005), Gonzalez, LeVeque, Chamberlain, Hirai, Varkovitzky & George (2011))。

綜觀目前海嘯模擬模型，仍針對海溝型地震引發之海嘯傳播為主，主要因為目前海溝地質斷層資料較為詳細。當斷層錯位方向，位移與角度得知後，併入海嘯模型作為輸入參數，即可求得海嘯傳播時間，海嘯近岸波高與波速等資訊。惟根據台灣歷史發生海嘯紀錄來看(Dutykh, Poncet & Dias(2011))，海溝型地震引發之海嘯雖屬較大宗，但海底山崩引發之海嘯亦曾出現，且主要發生在北台灣海岸。欲完整模擬評估海嘯對台灣地區核能電廠之威脅，應針對海底山崩引發之海嘯傳播進行詳細調查與模擬，並發展對應之海嘯模型波浪理論。

惟海底山崩或土體滑移引發之海嘯，主要發生於近岸地區。考量到近岸處複雜之海底地形，目前使用之二維非線性淺水波方程並無法適切地處理近岸處之海嘯傳播問題。此外，海底山崩或土體滑移引發之海嘯，係完整三維波傳現象，無法參照目前文獻中海嘯模型之處理方式，簡化為模型的單純輸入資料。既然近岸海底山崩或土體滑移引發之海嘯，無論在海嘯初始引發期間，抑或是之後的波傳過程均為三維水體流動，本計畫將以完整的三維紊流

Navier-Stokes 理論，模擬此波傳過程，以期能完整評估近岸海底山崩或土體滑移引發之海嘯對核能電廠的威脅。

1. 統域方程式

考慮近岸海水體受到海底山崩或土體滑移產生擾動。此時，海水運動需滿足基本物理守恆定律。在等溫條件考量下，質量守恆 (conservation of mass) 與線動量守恆 (conservation of linear momentum) 須被滿足。若考慮海水體材料為不可壓縮牛頓流體且黏性為常數時 (incompressible Newtonian fluids with constant viscosity)，需滿足之線動量守恆可簡化為 Navier-Stokes 理論。海嘯波在近岸處傳遞時，因地形限制以及海底摩擦的影響，其運動呈現紊流狀態 (turbulent flow)。鑑於紊流狀態解的不確定與非單一性，需要對所有場量 (field quantity) 進行平均，分解為平均值與擾動值。本計畫採用雷諾平均法則 (Reynolds-filter process) 處理此過程。經過雷諾平均法則處理過之平均值場量統御方程式之指標表現式為：

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0, \quad (2-1)$$

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\overline{u'_i u'_j} \right) \quad (2-2)$$

其中(2-1)式為質量守恆，(2-2) 式為線動量守恆 (Navier-Stokes 方程式)；上槓代表此物理量的雷諾平均值，且 u_i 為 i 方向之速度分量， f_i 為 i 方向之體力 (body force) 分量， P 為壓力， ρ 為密度， ν 為運動黏性 (kinematic viscosity)。上列兩式並未考慮科氏力及地球曲面的效應，主要原因後續段落會說明。此外，耦合的雷諾平均擾動效應 (如第二式第三項，稱為雷諾應力)，將以常使用的 k-e 模式加以

封閉。

2. 海底地形與數值計算域設定

在計算海嘯波於近岸之傳播時，海底地形採用科技部海洋學門建立之精度 200 公尺之數值地形，以台灣北海岸地形為主（針對核能一廠與核能二廠），如圖 2-1 所示。因海底山崩或土體滑移引發之海嘯主要發生在近岸處，且歷史紀錄顯示此種海嘯源曾經發生於基隆嶼處，故本計畫主要評估基隆嶼處海底發生大規模山崩時，引發之海嘯對核一廠及核二廠之衝擊。為節省計算時間，將基隆嶼與核一廠及核二廠間之海域以人工方式選取為計算區域。此區域大小之選取以試誤法決定，主要考量計算時間與波傳物理現象捕捉之間的平衡。此外，考量到基隆嶼與核一廠及核二廠直線距離與地球曲率半徑相較過於微小（圖 2-2），故不考慮科氏力及地球曲面的效應。

3. 計算域邊界與陸地移動邊界及多重網格設定

為節省計算時間，將圖 2-2 所示選取之計算海域先以均分粗網格描述。在海底山崩發生處（基隆嶼）以及核一廠及核二廠臨岸處海域，輔以均分巢狀網格加密，以精確分析海底山崩引發之海嘯初始波的時間與空間序列，以及核一廠及核二廠處之海嘯波高與侵襲陸地時的溯上高度及溢淹範圍，如圖 2-3 所示。共有三層網格，編號 I 區為最密網格，主要模擬基隆嶼周邊之波傳過程。編號 III 區為較疏網格，用以計算大規模範圍內的三維波傳過程（但核一廠及核二廠臨岸處海域有局部加密）。編號 II 區為漸進區，主要由編號 I 區的網格向編號 III 區的網格過度，以捕捉基隆嶼周邊之波生與波傳過程。圖 2-3 所示之計算區域，海際部分之邊界均設定為自由邊界，此邊界允許海嘯波傳至此處時，在滿足物理定律要求下，可繼續波傳至計算邊界外，較滿足實際物理現象。在陸地區域之邊界，採用

移動邊界法處理，以評估海嘯抵達時之溯上高度及溢淹範圍。

4. 初始海嘯波之生成

海底地質主要為砂質沉積物與其他固化熔岩等。當海底大規模山崩發生時，大量海底地質材料會經由海底地表地形滑落，引發海嘯發生之初始波序列。此初始波序列經由淺水波傳至近岸，引發海底山崩引起之海嘯。

為模擬此種海底山崩引發之海嘯，考慮海底地質材料為顆粒物質的一種(Aranson & Tsimring (2009), Pöschel & Brilliantov (2013))。顆粒物質為大量固體顆粒集合體，固體顆粒間充滿流體。當顆粒物質開始運動，顆粒間的交互作用可分為兩大類：短程的顆粒間非彈性碰撞，與長程的顆粒間因摩擦引起的力鏈。此兩種交互作用會影響顆粒集合體在巨觀的力學行為。因此，顆粒物質可視為一種複雜得多長度尺度，多時間尺度，具微結構效應的流變物質。同時，亦因顆粒間的交互作用，顆粒物質運動時，其巨觀力學性質會有與時間與空間尺度相關的擾動震盪現象，類似於牛頓流體的紊流現象(Rao & Nott (2008), Fang & Wu (2014), Fang (2016))。

目前，顆粒物質的各種理論已被應用於模擬陸上山崩過程，如圖 2-4 所示。當崩塌的陸體材料其範圍與位置被確定後，透過簡化近似二維流動模型，整個山崩崩塌過程與最後沈積位置與範圍可以被模擬。由上所述，理論上存在可能性，可以將目前陸地上使用之山崩崩塌模型，移植至海底山脈地形(Pudasaini & Hutter (2007))。透過適當的模擬顆粒間的交互作用，與顆粒與海水間的交互作用，評估當海底山崩發生時，大量土體材料運動時引發之海面幾何高度變化的時間序列。此時間序列可被用於作為現行海嘯模型的初始波高數據，模擬海底山崩引發之海嘯傳至近岸處的海嘯波高與波速，已

更佳地評估海嘯牆的設計規範。

5. 數值高程資料之建置

模擬海底山崩或土體滑移引發之海嘯所需要的資料，除了上述的三維紊流波傳模型與土體移動之規模指定外，還需要相關的數值地形資料。本計畫在海嘯源處（基隆嶼）採用行政院國家科學委員會海洋學門資料庫的 200 公尺精度地形資料（圖 2-1）並且在核一廠與核二廠周圍海陸域局部加密網格。為了能更直覺瞭解廠區附近海嘯的溯升及溢淹情形，網格建置將盡量將網格點設於核一廠與核二廠廠區海岸線上。

6. 海底山崩情境模擬設定

為計算海底山崩或土體滑移引發之海嘯傳播與在陸地區海嘯造成之溯升和溢淹模擬，本計畫先將海底山崩或土體滑移之狀況，考慮為一可大變形的流變流體，如圖 2-5 所示。將此流變流體置於基隆嶼海底周邊某一坡面上，並讓其在重力作用下，於海底地形表面進行重力驅動運動。崩塌位置為東經 121.785，北緯 25.195 附近，而體積則先行設定為基隆嶼海平面以上體積的四十分之一。運動時，考慮流變流體與周邊海水間的雙向耦合作用，並改變崩落流變流體的體積設定，反推欲達到核一與核二廠區海嘯設計基準+6 公尺對應的流變流體體積，並與彭佳嶼海底周邊地形可能崩塌範圍相較，以評估海嘯設計基準+6 公尺之合適性。模擬海嘯時，會以紊流與層流兩種流動狀況進行，並比較兩者之間的模擬差異。此外基隆嶼海底周邊某一坡面之情境設定有兩種：一種為完整坡面，另一種為挖除坡面部分體積，並將流變流體置於挖除的空間，以更逼近真實崩塌現象，如圖 2-5 所示。

(二) 數值模擬結果

模擬時座標系統設定為海水深度方向為 z 方向，而海水面則為 $x-y$ 方向。

圖 2-6 為基隆嶼海底周邊產生土體崩塌時，崩塌土體視為可大變形流變流體的局部變形運動與時間序列圖。與海底地震引發之海嘯相異者為，當崩塌流變流體在海底地形表面受重力驅動向下滾動時，其產生之擾動會形成一系列的海嘯初始波。

此海嘯初始波時間與空間序列在全域三維紊流 Navier-Stokes 理論處理下，會形成一波一波的波傳現象，由基隆嶼為中心向周圍傳遞，如圖 2-7 所示。在波傳過程中，會波高疊加與波高抵銷的現象可以被模擬。此外，當波傳至陸岸時，會發生反射與繞射的物理現象，特別在核二廠區右側突出地形處可明顯觀察到。

在目前的模擬設定中，核二廠第一波海嘯的波高較大，主要是因為核二廠周邊陸地地形形成類封閉環境，入射的海嘯波會在此環境下形成反射疊加產生較大的第一波海嘯波高。到達核一廠的海嘯，會受到北海岸地形的影響。海嘯波在海岸處會被反射。此反射波會較慢的被傳遞到核一廠處，造成核一廠第二波海嘯的波高較大。

由於在此模擬中，右側邊界之反射波會影響到模擬結果。而本研究計畫求解三維紊流雷諾平均方程式，因此計算邊界擴大，會嚴重影響計算所需時間。目前設定係以評估並完成海底山崩引發海嘯傳播的整體模擬環境的建立，因此先設定較小的計算邊界，以較快的評估模擬設定的可行性。待合適的模擬環境設定完成後，可以放大右側計算邊界，以減少邊界反射波的影響。

圖 2-8 與圖 2-9 分別為核一與核二廠局部地形放大下，海嘯在

岸際區波高，波速與時間的序列圖，共在岸際區取十一個點觀察。

而每一個觀察點則有 100 筆資料數，此資料數是可以增加的，但因每增加一個點的資料數，會加大模擬之計算量，造成模擬時間大大地增加，因此在本次研究中先各訂每一點的資料數為 100 筆，未來如果設備與時間可以允許，即可增加每一點的資料數。而在圖中顯示，當崩塌體積設定為基隆嶼海平面以上體積的四十分之一時，產生至核一廠與核二廠岸際處的海嘯波高可達兩公尺多左右。近一步的分析將增加崩塌體積設定，預期當所有設定崩塌體積的模擬完成後，或可得到關於海嘯波高與崩塌體積的關聯性，並以簡單數學方程式表示，以反推欲達到核一與核二廠區海嘯設計基準+6 公尺對應的流變流體體積。

因為模擬精度的緣故，模擬中僅將廠區的陸地幾何地形併入，並未將廠區建築物的幾何高程模型併入，主要在探討所建立的模擬模型是否可捕捉海嘯陸地溢淹。由模擬結果可知，當海嘯到達核一與核二廠時，海嘯在廠區陸上地形的溢淹範圍可經由本計畫所建立的數值模型予以捕捉。可以看到第一波侵襲廠區的海嘯波高與侵襲時間，以及隨後而來的連續海嘯波。這個結果與海嘯實際觀察到的現象類似。此外，在本計畫的範圍內，層流與紊流的模擬結果並無顯著差異。

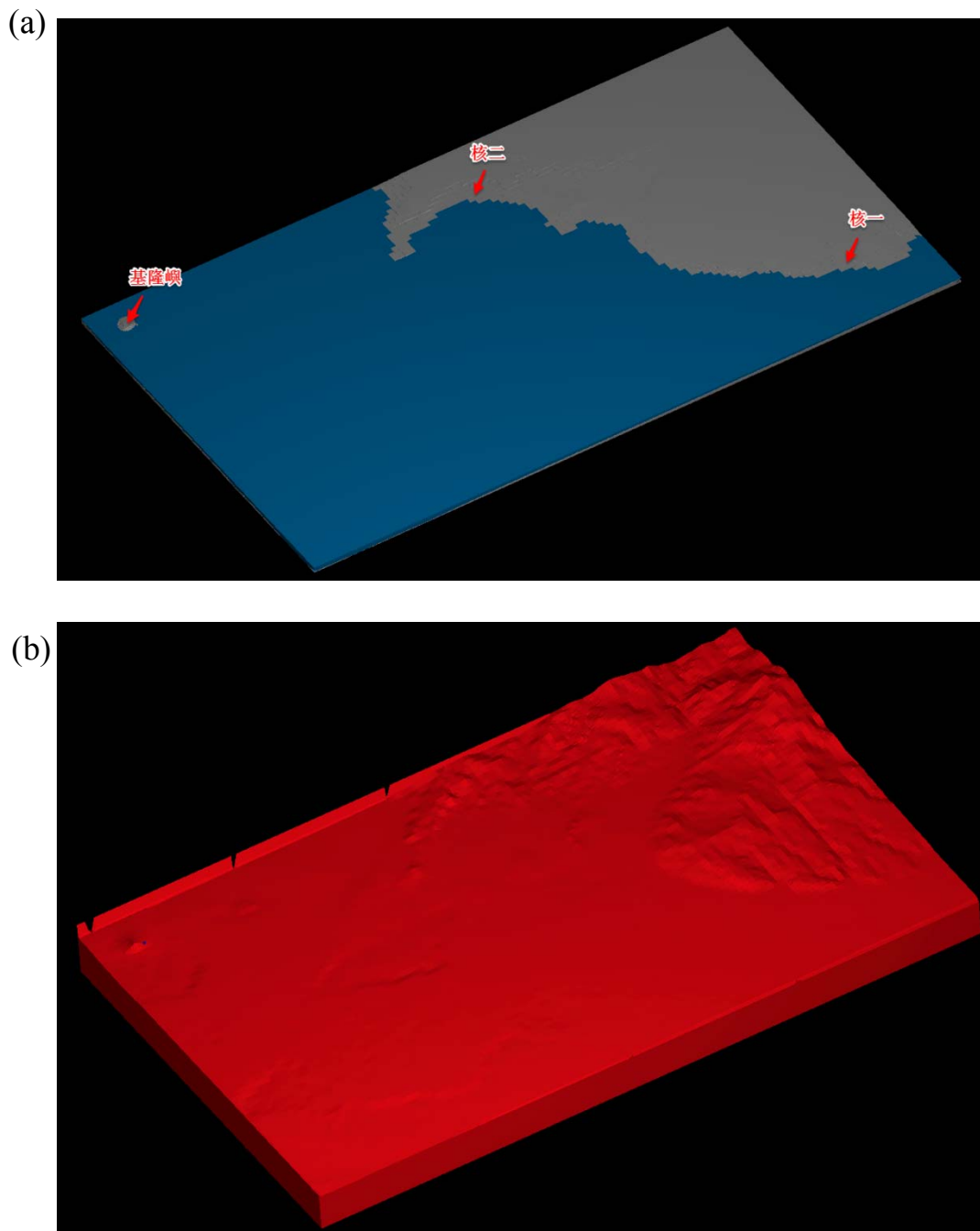
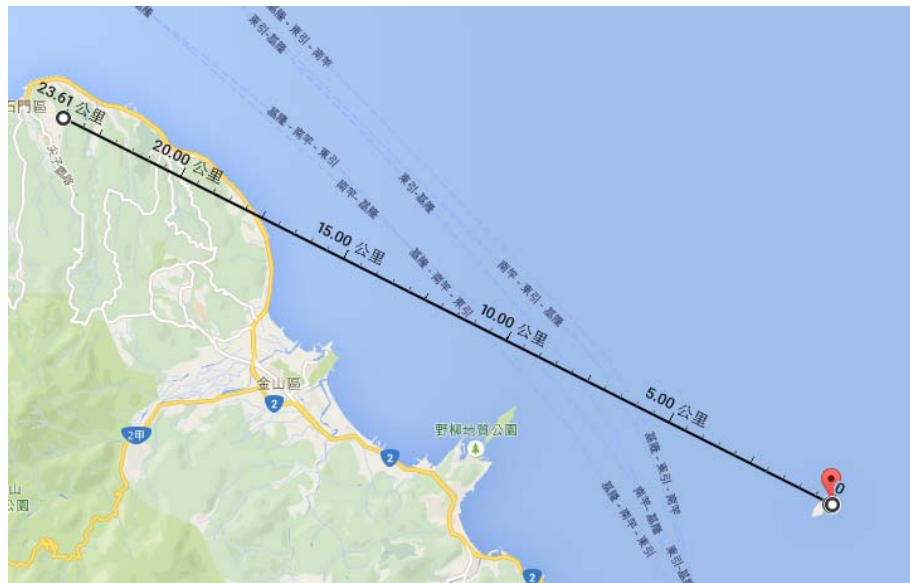


圖 2-1 核能一廠，核能二廠與基隆嶼周邊海底地形圖與海平面圖

(a) 海底地形圖；(b) 海平面圖

(資料來源：科技部海洋學門 200 公尺精度海底地形圖)

(a)



(b)

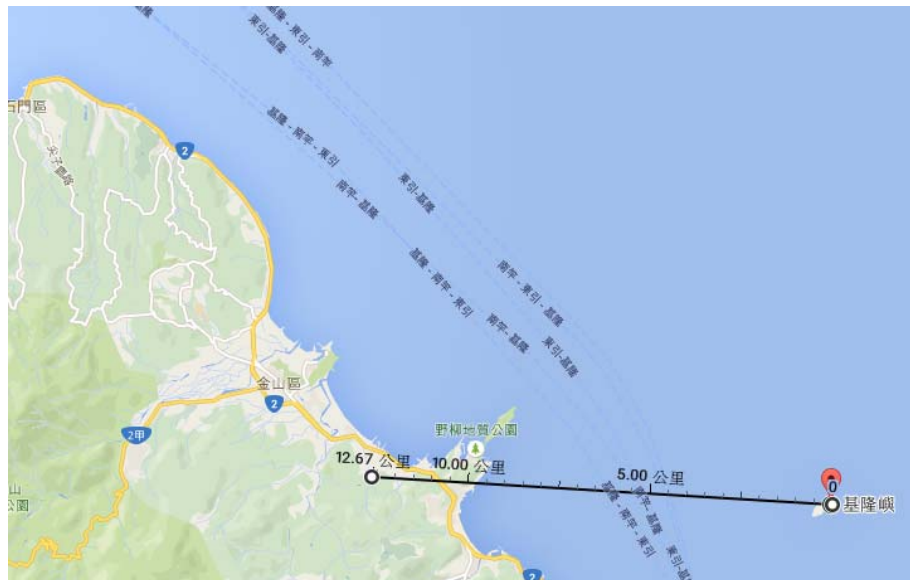


圖 2-2 基隆嶼至核能一廠與核能二廠之直線距離

(a) 基隆嶼至核能一廠直線距離；(b) 基隆嶼至核能二廠直線距離

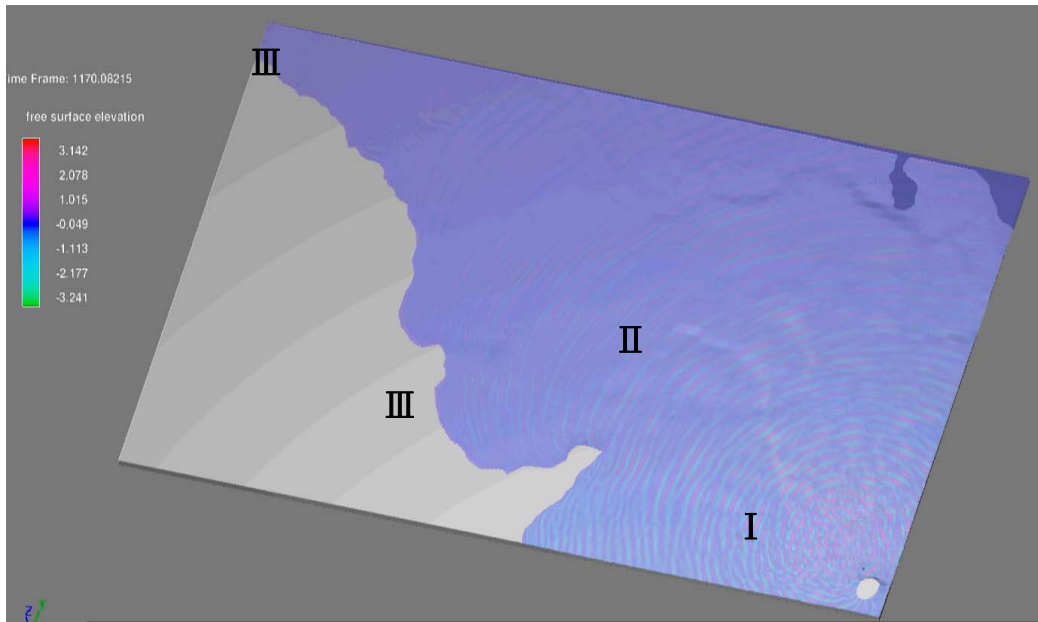


圖 2-3 網格劃分示意圖，採均分網格

I 區為最密網格區；II 區為漸進網格區；III 區為較疏網格區

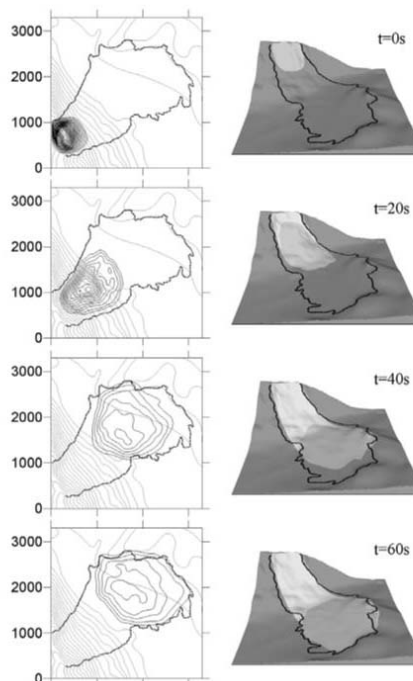
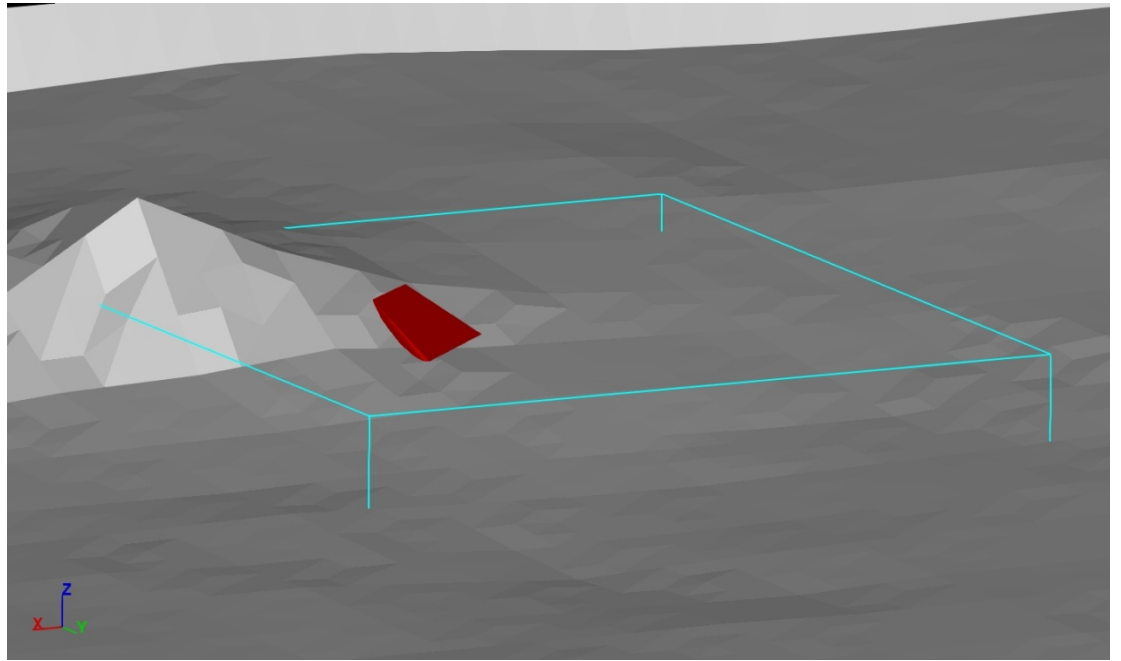


圖 2-4 陸上土體材料崩塌歷程模擬 (Pudasaini, Hutter, 2007)

(a)



(b)

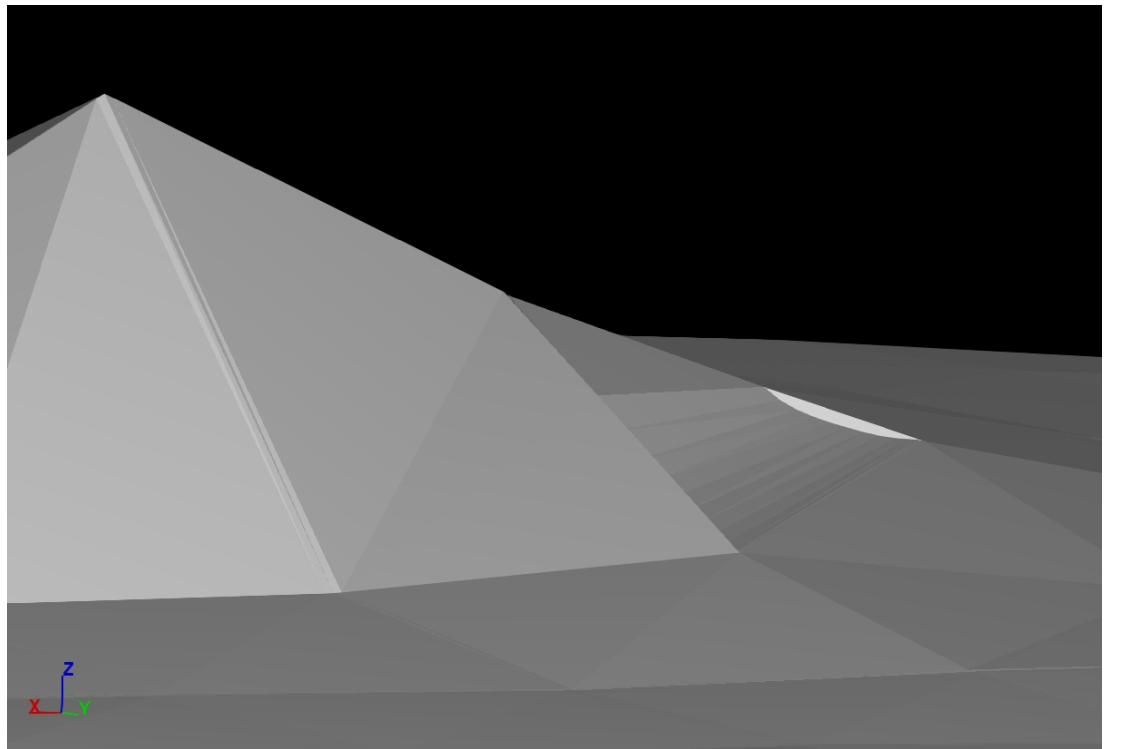


圖 2-5 海底崩塌體視為可大變形流變流體，並至於基隆嶼海底表面

(a) 海底坡面未挖除；(b) 海底坡面挖除

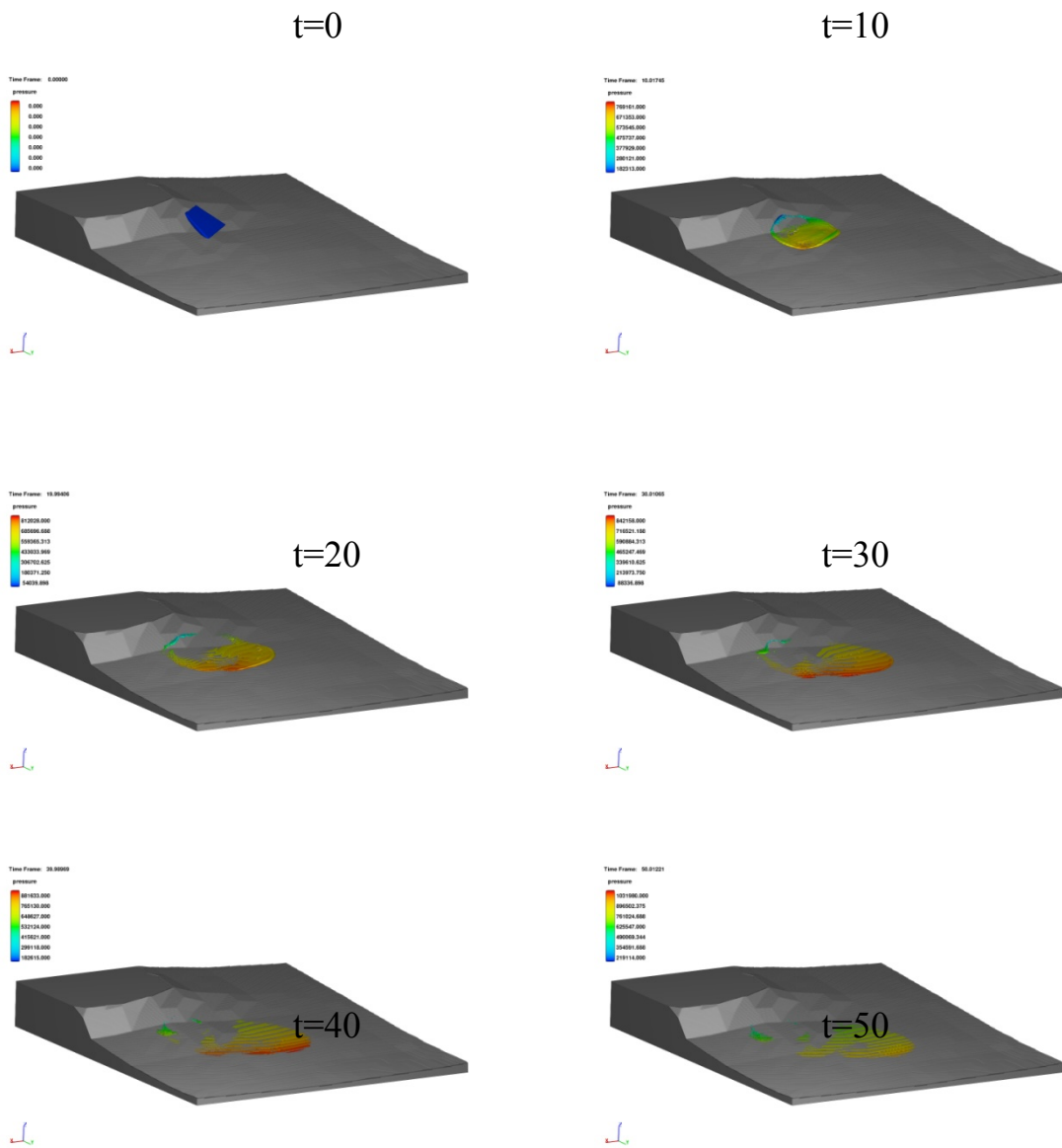


圖 2-6 基隆嶼海底周邊產生土體崩塌時，土體不同時間的局部
域變形時間序列圖

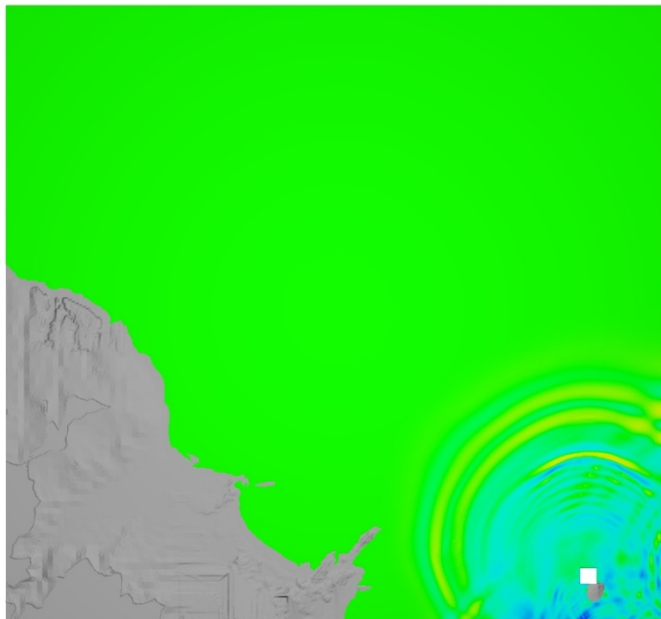
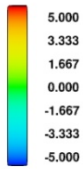
t=0

Time Frame: 0.00000
free surface elevation



t=240

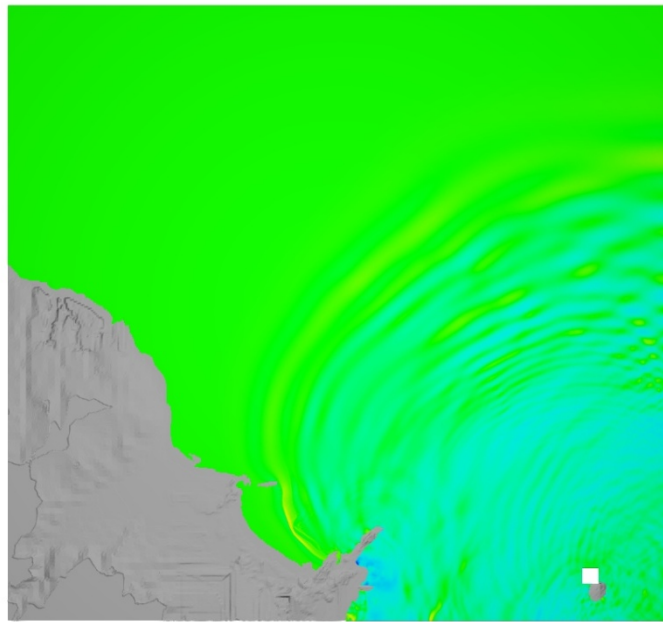
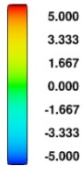
Time Frame: 240.00797
free surface elevation



t=480

Time Frame: 480.12073

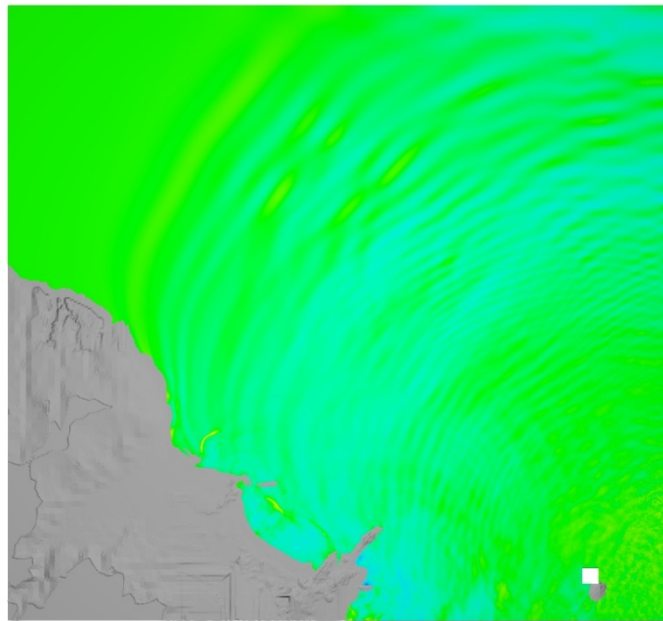
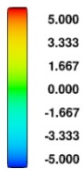
free surface elevation



t=720

Time Frame: 720.26001

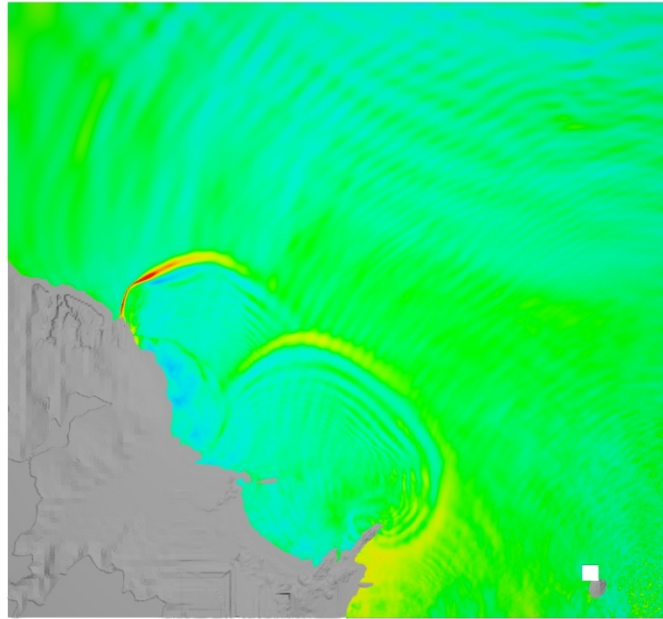
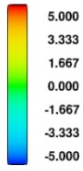
free surface elevation



t=960

Time Frame: 960.08844

free surface elevation



t=1200

Time Frame: 1200.21790

free surface elevation

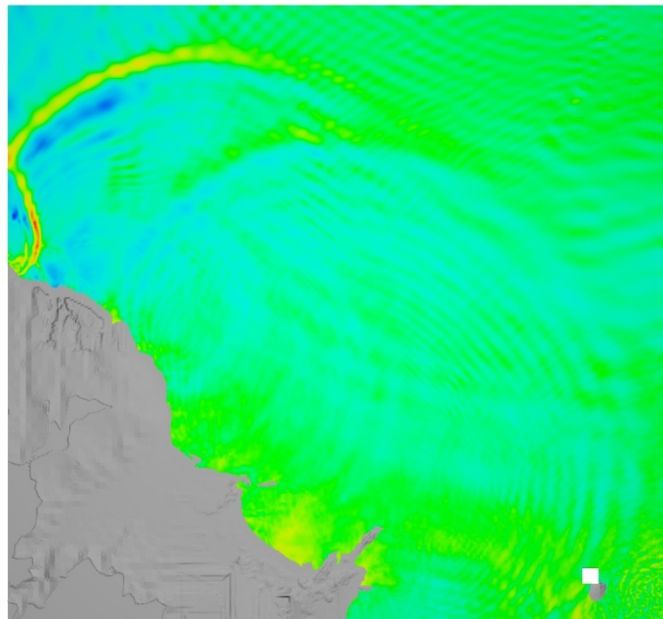
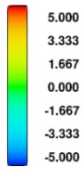
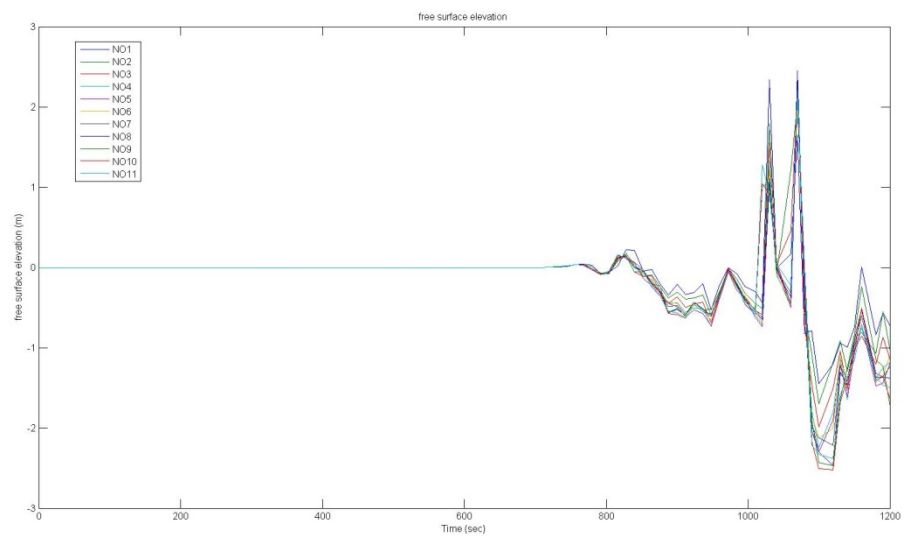


圖 2-7 全域波傳現象時間序列圖

(a)



(b)

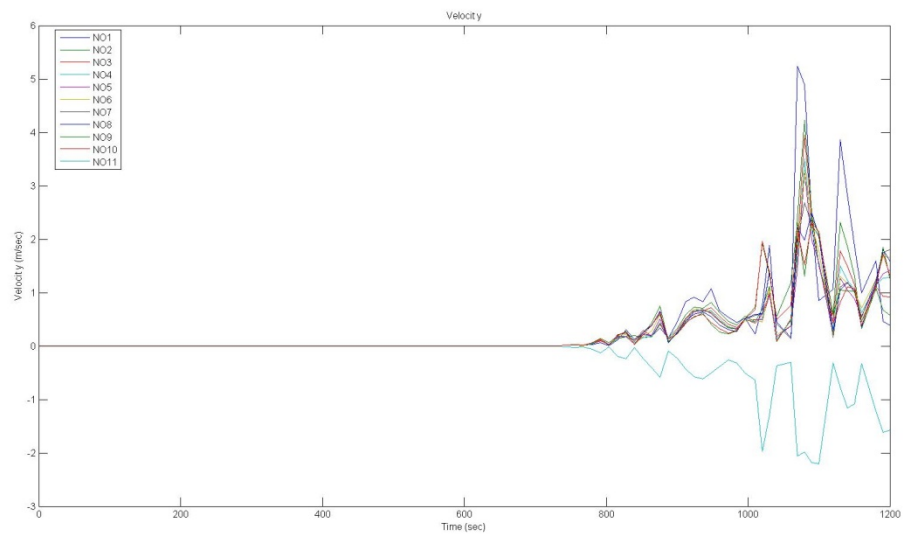
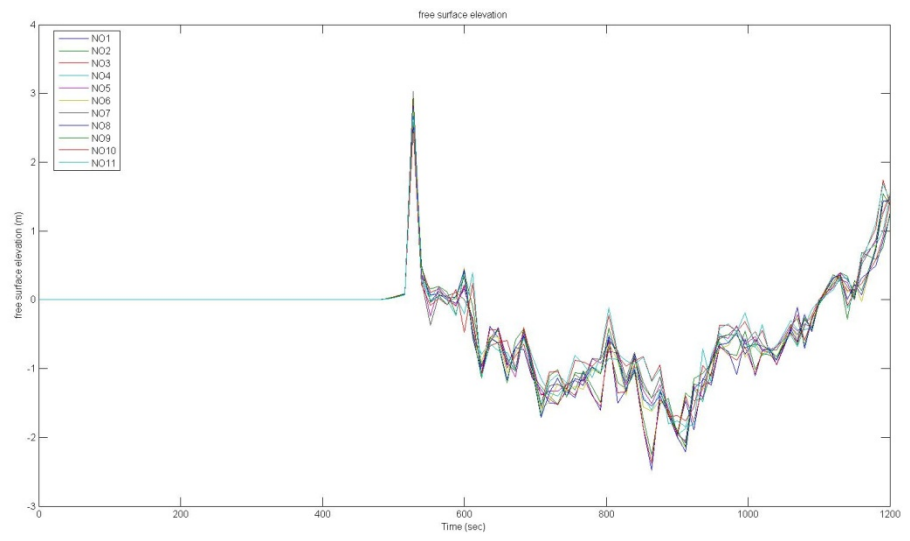


圖 2-8 核一廠案際區海嘯波高，波速之時間序列圖

(a) 波高圖；(b) 波速圖

(a)



(b)

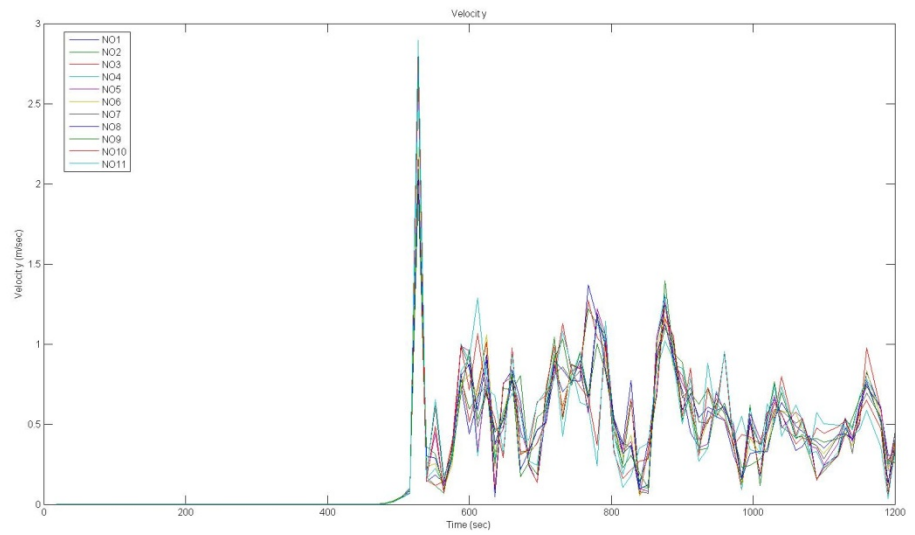


圖 2-9 核一廠案際區海嘯波高，波速之時間序列圖

(a) 波高圖；(b) 波速圖

三、 核能三廠防海嘯牆之海溝型海嘯數值模擬

本研究針對核三廠可能將建置的防海嘯牆為標的，分別以海嘯作用力計算規範 FEMA P646 (Heintz and Mahoney, 2012) 和三維 Navier-Stokes 方程模式計算防海嘯牆於特定情境的海溝型海嘯條件下之水動力載重。首先以二維海嘯模式找出滿足設計需求之海溝型海嘯之震源條件，再以三維 Navier-Stokes 模式進一步計算廠區附近的流場，並檢視不同方式得到的水動力載重。

(一) 二維海嘯數值模式

波浪理論定義無因次化參數 kh ，作為判定波浪特性的重要參數之一。其中， k 為波數（即 $2\pi/L$ ， L 為波浪長度）， h 為水深。當 $kh < \pi/10$ 為淺水波， $kh > \pi$ 為深水波，而 $\pi/10 \leq kh \leq \pi$ 則為中間性波。由於海嘯波的波長遠大於海水深度，可視為一淺水長波。因此，淺水長波理論相當適合用於描述海嘯的運動情形。本計畫採用的 COMCOT 模式，即是一個求解淺水長波方程的數值模式。然而，海嘯是一個從大洋傳播至近岸的演變過程，其中仍有淺水長波方程無法完整描述的物理現象，例如：頻散性效應。為了克服此問題，COMCOT 透過數值方法模擬實際的波浪頻散性，並藉由線性淺水波方程和非線性淺水波方程的雙向耦合計算，同時兼顧計算的精度以及效率。

1. 統域方程式

海嘯波在深海傳遞時，海嘯振幅相對於水深相當的小，此時波浪的非線性和底床摩擦力的影響較小，故可將其忽略。相對的，須考慮到科氏力及地球曲面的效應，因此一般採用球座標做計算，其線性淺水波方程可表示為：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \left\{ \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} \right\} = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{P^2}{H} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{PQ}{H} \right\} + gH \frac{\partial \eta}{\partial x} + \tau_x = 0 \quad (3-2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{PQ}{H} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{Q^2}{H} \right\} + gH \frac{\partial \eta}{\partial y} + \tau_y = 0 \quad (3-3)$$

$$\tau_x = \frac{gn^2}{H^{7/3}} P(P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (3-4)$$

$$\tau_y = \frac{gn^2}{H^{7/3}} Q(P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (3-5)$$

其中為 η 波高， P 、 Q 為 x 、 y 方向的體積通量（ $P = Hu$ ， $Q = Hv$ ）， u 、 v 分別為 x 、 y 方向的水深平均速度， h 為靜水深， g 為重力加速度， τ_x 和 τ_y 為底部摩擦力， n 為曼寧粗糙係數，由底床粗糙度決定，是一經驗常數。

2. 多重巢狀網格

在計算海嘯波於深海中傳播時，因波形變化不大，為節省計算時間，以粗網格描述即可。當海嘯波逐漸傳遞至近岸，為了解析海嘯波侵襲陸地時的溯上高度及溢淹範圍，須採用較細的網格加以描述，以便得到更精確的結果，如圖 3-10。

3. 移動邊界

為闡述移動邊界法處理的過程，以一維階梯代表真實地形來描述移動邊界條件的運算(圖 3-11)，圖中 MWL 為平均海水面， H_f 代表洪氾高度。當格點位在陸地上，水深 h 為正值，定義為平均海水面到陸地的高度，在乾陸地的網格中，總水深 $H = h + \xi$ 是為負值，而在有水淹溢的溼陸地網格中，總水深為正值，位於乾網格與溼網格之間的交界處則定義為海岸線。波由外海計算到近陸地區，當

$H_i > 0$ 及 $H_{i+1} \leq 0$ 的條件成立時，則開始使用移動邊界計算，以計算新的海岸線。

圖 3-11 (a) 中，第 i 個網格為溼陸地，其總水深為正值，第 $i+1$ 個網格為乾陸地，其總水深為負值且體積通量為零，海岸線位於 i 與 $i+1$ 之間，而給予第 $i+1/2$ 個網格點的體積通量為零。但在波高較高的例子中，如圖 3-11 (b) 所示，此時第 $i+1/2$ 個網格點的體積通量不為零，海岸線也往陸地方向移動一個網格點，而總水深則是利用連續方程式更新。以下說明海岸線是否該移動的判斷方式，其先決條件是需先滿足 $H_i > 0$ ：

- (1) 當 $H_{i+1} \leq 0$ 且 $h_{i+1} + \zeta_i \leq 0$ ，則海岸線仍位於第 i 與 $i+1$ 個格點之間，體積通量 $P_{i+1/2}$ 仍為零。
- (2) 當 $H_{i+1} \leq 0$ 且 $h_{i+1} + \zeta_i > 0$ ，則海岸線會移到第 $i+1$ 與 $i+2$ 個格點之間，體積通量 $P_{i+1/2}$ 此處不等於零， $P_{i+3/2}$ 值於零，洪氾高度為 $H_f = h_{i+1} + \zeta_i$ 。
- (3) 當 $H_{i+1} > 0$ ，則海岸線會移到第 $i+1$ 與 $i+2$ 個格點之間，體積通量 $P_{i+1/2}$ 此處不等於零，而 $P_{i+3/2}$ 值於零，洪氾高度為 $H_f = \max(h_{i+1} + \zeta_i, h_{i+1} + \zeta_{i+1})$ 。

4. 海嘯波之生成

地震引發的海嘯是透過 Okada (1985) 的理論模型計算海底位移量，再計算海水面變化以求得海嘯波的初始波形，此方法已被廣泛應用在不同的海嘯模式之中。地震參數(表 3-1 和圖 3-12)一般是透過地質調查所得的資料，例如：USGS (United States Geological Survey, 美國地質調查局) 或由專家學者提出。

- (1) 震央(Epicenter; Longitude, Latitude)：地震發生時，地震震源

向上垂直投影至地面的位置(經度，緯度)，即地面距震源最近的地方。

- (2) 破裂深度(Focal depth, h)：震央至震源的垂直距離。
- (3) 斷層長度(Length of Fault Plane, L)：平行於走向角的斷層長度。
- (4) 斷層寬度(Width of Fault Plane, W)：垂直於走向角的斷層長度。
- (5) 滑移量(Dislocation, D)：斷層的滑移量。
- (6) 走向角(Strike direction, θ)：斷層走向（沿海溝破裂為主）與北方的順時針夾角。
- (7) 傾角(Dip angle, δ)：地球表面與斷層面的夾角。
- (8) 滑移角(Rake angle, λ)：滑移方向與斷層走向的夾角。

5. 數值高程資料之建置

模擬一場海溝型地震海嘯需要的資料，除了上述的地震參數外，還需要相關的數值地形資料。本計畫在海嘯源處採用美國國家海洋暨大氣總署(NOAA)開放的 1 分精度地形資料(圖 3-13)、於台灣近岸使用行政院國家科學委員會海洋學門資料庫的 200 公尺精度地形資料(圖 3-14)，並且在核三廠周圍海陸域採用原能會提供之 10 公尺高精度陸域和海域地形資料，如圖 3-15 所示。其中，核三廠包含廠房建築資料。為了能更直覺瞭解廠區附近海嘯的溯升及溢淹情形，皆以 TWD97 二度分帶座標呈現，並將其位移，提供簡潔的資訊。位移量如下：往西移動 222.9 公里，向南移動 2427.3 公里。

(二) 三維耦合模式

雖然 COMCOT 能夠有效率的模擬海嘯由海洋遠域傳播至近

域。但是當海嘯波傳遞至近岸區時，若要考慮更詳細的溯升點位置、碎波情況、紊流效應、結構物受力和特殊地形(例如：陡峭斜坡和低窪地形)影響時，則需要更為完整的流場來分析。此時，可經由求解完整的三維 Navier-Stokes 方程模式來獲得更詳細的流場資訊，進一步分析更複雜的海嘯相關問題。然而，求解 Navier-Stokes 方程相較於二維的水深積分模式需要更多的計算時間及硬體容量。

Kim et al. (2013) 耦合美國普林斯頓大學海洋模式(POM)和 FLOW-3D 計算日本 311 海嘯，日本海域附近的三維流場變化，發現使用更高精度的三維模式可得到與實際波高資料更為吻合的結果。然而，受限於目前 FLOW-3D 與外部資料銜接的方式，Kim et al. (2013) 簡化了 FLOW-3D 的邊界流場資訊，將 POM 得到的時序列空間資料做空間平均的處理，造成同一平面的計算域邊界，流體的速度和水面在邊界上失去了空間變化。蕭 (2014) 結合 COMCOT 和 FLOW-3D 建立一耦合模式，並進一步保留海嘯波傳遞至 FLOW-3D 計算域邊界的空間變化，使得海嘯波之波浪特性能更為完整的在三維模式之中重現。

除此之外，FLOW-3D 本身已開發一耦合模組-結合淺水和三維流模式(Hybrid Shallow Water/3D Flow model)，流場資料在淺水波模式和三維模式之間會互相傳遞模擬資料，有助於提升模式的穩定性及結果的準確度，屬於雙向耦合。儘管如此，FLOW-3D 的淺水波模式缺少對於碎波的考量、波浪頻散性的改良以及初始海嘯波的生成。

雖然 FLOW-3D 的淺水波模式目前不能直接用來模擬海嘯波的生成、傳遞和溯升，卻可扮演二維海嘯模式(COMCOT)傳遞至三維模式(FLOW-3D 的 Navier-Stokes 方程模式)的橋樑，即 COMCOT 的

資料以單向耦合的方式進入 FLOW-3D 的淺水波模式，再透過 FLOW-3D 內部的結合淺水和三維模式計算。

1. 統域方程式

FLOW-3D 是一套商業的計算流體力學軟體，控制方程式為三維的連續方程式和 Navier-Stokes 方程，如式(3-6)~(3-9)所示。動量方程式的離散式，如式(3-10)~(3-12)所示。在結構物的邊界上，以 FAVOR (Fractional Area/Volume Obstacle Representation)法區分出結構物和流體；在自由液面上，以流體體積法區分出液體和氣體。

$$\frac{\partial}{\partial x}(uA_x) + \frac{\partial}{\partial y}(vA_y) + \frac{\partial}{\partial z}(wA_z) = 0 \quad (3-6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(uA_x \frac{\partial u}{\partial x} + vA_y \frac{\partial u}{\partial y} + wA_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x \quad (3-7)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(uA_x \frac{\partial v}{\partial x} + vA_y \frac{\partial v}{\partial y} + wA_z \frac{\partial v}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + G_y \quad (3-8)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(uA_x \frac{\partial w}{\partial x} + vA_y \frac{\partial w}{\partial y} + wA_z \frac{\partial w}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z \quad (3-9)$$

其中， ρ 代表流體密度， u, v, w 代表流體速度， G_x, G_y, G_z 為重力項， f_x, f_y, f_z 為黏滯項， V_f, A_x, A_y, A_z 是 FAVOR 中的參數，分別代表流體可自由通過的體積及面積分率。

$$u_{i,j,k}^{n+1} = u_{i,j,k}^n + \delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i+1,j,k}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta x)_{i+1/2,j,k}} + G_x - FUX - FUY - FUZ \right] \quad (3-10)$$

$$v_{i,j,k}^{n+1} = v_{i,j,k}^n + \delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i,j,k+1}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta y)_{i,j,k+1/2}} + G_y - FUX - FUY - FUZ \right] \quad (3-11)$$

$$\delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i,j+1,k}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta y)_{i,j+1/2,k}^n} + G_y - FVX - FVY - FVZ - \right.$$

$$w_{i,j,k}^{n+1} = w_{i,j,k}^n +$$

$$\delta t^{n+1} \left[-\frac{p_{i,j,k+1}^{n+1} - p_{i,j,k}^{n+1}}{(\rho \delta x)_{i,j,k+1/2}^n} + G_z - FWX - FWY - FWZ \right. \quad (3-12)$$

其中，FUX、FUY 和 FUZ 為 x, y, z 方向的對流項；VISX、VISY 和 VISZ 為 x, y, z 方向的黏滯項。上述這幾項會依據不同的數值方法而有不同的離散型態，在此不予闡述。

在數值上，要直接以 Navier-Stokes 方程求解紊流場，需要相當龐大的計算量。因此一般會採用紊流模式，以避免直接求解 Navier-Stokes 方程。FLOW-3D 共有五種不同的紊流模式，較廣泛使用的有三種，分別為 $k-\varepsilon$ ，RNG (Renormalization Group) 和 LES (Large Eddy Simulation)。為獲得更為精確的流場資訊，本計畫採用 LES 紊流模式。

而非線性淺水波方程如下：

$$\frac{\partial V_F F}{\partial t} + \frac{\partial u A_x F}{\partial x} + \frac{\partial v A_y F}{\partial y} = 0 \quad (3-13)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y \frac{\partial v}{\partial y} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\tau_{b,x}}{\rho d} \quad (3-14)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y \frac{\partial u}{\partial y} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\tau_{b,y}}{\rho d} \quad (3-15)$$

$$\tau_{b,x} = -\rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3-16)$$

$$\tau_{b,y} = -\rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3-17)$$

其中 d 為總水深， p 為總壓力， $\tau_{b,x}$ 和 $\tau_{b,y}$ 是在 x 和 y 方向上的底床摩擦力、 c_f 為摩擦係數。

由於 FLOW-3D 的淺水波模式由於缺少對於碎波的考量、波浪頻散性的數值處理、海嘯初始波型的生成和線性淺水波方程式，目前較不適合直接用來模擬一場完整的海嘯，但可扮演二維海嘯模式 (COMCOT) 傳遞至三維模式 (FLOW-3D 的 Navier-Stokes 方程模式) 的橋樑，即 COMCOT 的資料以單向耦合的方式進入 FLOW-3D 的淺水波模式，再透過 FLOW-3D 內部的耦合模式（結合淺水波和三維 Navier-Stokes 方程模式）計算。而水動力載重計算可透過計算結構物上的總壓力 (p) 積分：

$$\vec{F} = -\int p\vec{n} dA \quad (3-18)$$

\vec{n} 為壓力作用於物體表面元素的物體表面法向量。

2. 海嘯牆數值高程資料之建置

延續二維海嘯模式建置的廠區數值高程，參考中興工程的研究報告，建置長 525 m 的海嘯牆，如圖 3-16。

(三) 海嘯情境模擬

為了得到更大地震矩規模情境的地震參數，延續本計畫於 105 年計畫探討的地震規模放大方式之成果，本研究試以馬尼拉海溝 T02 段(吳, 2011)作為核三廠海嘯危害的來源，再利用 Hanks and Kanamori (1979) 提出地震矩規模公式增大地震能量，直到造成核三廠區溯升高達設計海嘯+6 米。

透過 Hanks and Kanamori (1979) 的地震矩規模公式將吳 (2011) 的 T02 規模 ($M_w = 8.21$) 分別放大 3.6 倍 ($M_w = 8.58$)、3.7 倍 ($M_w = 8.59$) 和 3.9 倍 ($M_w = 8.60$)，再以 Aki (1966) 的地震矩公式，計算對

應該地震矩規模於含地栓及未含地栓區域的滑移量大小。COMCOT 計算得到的海嘯溯升溢淹情形如圖 3-17 所示，當 $M_w = 8.59$ 時，溯升溢淹之模擬結果可滿足設計海嘯+6 米之溯升高度（圖中的黑色實線）。此外， $M_w = 8.59$ 時的廠區溢淹面積為 84%，大於 $M_w = 8.58$ 的 80%，而 $M_w = 8.60$ 時的海嘯情境則已超出本研究的設計情境，故選用 $M_w = 8.59$ 作為本研究設計海嘯+6 米之情境海嘯。

另一方面，本計畫蒐集其他針對馬尼拉海溝造成之海嘯文獻資料。Wang and Liu (2006) 模擬地震矩規模 $M_w = 8.10$ 的情境，在此條件下台灣南部的最大波高大約 1 m。黃 (2008) 則用了相當大的地震矩規模 $M_w = 9.35$ ，模擬結果顯示台灣南部地區會有 5 m 的波高。圖 3-是本計畫模擬上述文獻地震條件的溯升溢淹結果，可以看到 Wang and Liu (2006) 提出的情境條件對於廠區的危害十分之小，而在黃 (2008) 的情境下，靠近海岸的幾個廠房設施有受損的威脅。即便如此，海嘯溯升既無法入侵到反應爐所在的廠區，亦無法抵達海嘯牆預計建置的位置。從這兩個的模擬結果可知，本研究所假想的海嘯情境應是相對保守。

（四）三維耦合模式之摩擦係數分析

本研究於 COMCOT 中採用的曼寧摩擦係數(n)為 0.025 (Kotani et al., 1998; Koshimura et al., 2009; Liu et al., 2009)，而在 FLOW-3D 中以淺水波方程計算時，FLOW-3D 採用的是摩擦係數(c_f)。由於兩係數之間的比值與水深有關，故在係數為一個固定常數的情況下，無法使兩者的摩擦力項達到一致。因此，為了確認 c_f 的敏感度，故對此參數的敏感度進行測試分析。

為了避免網格大小、控制方程造成的差異，故 COMCOT 與

FLOW-3D 在廠區皆使用非線性淺水波方程，並採用 10 m 大小的網格。圖 3-19 是核三廠附近的地形資料以及數值波高計的位置，其中的 8 支波高計離廠區較遠(編號 1, 2, 6, 7, 11, 12, 16, 17)，其餘 12 支則在廠區的防波堤附近，其中的編號 3, 4, 5 和 10 則為於陸地上。

圖 3-20 是 FLOW-3D (淺水波模型) 與 COMCOT 波高計水位變化的比較，FLOW-3D 的 C_f 測試從 0.0026 ~ 0.050，在此呈現 $C_f = 0.0026, 0.010, 0.017$ 和 0.020 的結果。發現到，當水深較深、離岸較遠時， C_f 對於波型的影響較小。反之， C_f 在廠區附近的影響則十分顯著，不止造成單一振幅大小的改變，甚至影響了整個海嘯波的演化過程。舉例來說，當 C_f 較小時，海嘯波的第一個波型較大(發生在 $t = 22$ min)；隨著摩擦係數的增加，第一個海嘯波的振幅降低，而第二個(發生在約 $t = 46$ min) 波的振幅則反之增加。然而，當 C_f 超過 0.020 時， $t = 46$ min 之前的水位為零，顯示海嘯波因為摩擦力較大的關係，無法傳遞到廠區。

圖 3-21 是以 FLOW-3D 淺水波方程模組分別以 $C_f = 0.0026$ 和 $C_f = 0.017$ 計算得到的溢淹範圍。當 $C_f = 0.0026$ 時，溢淹範圍較大，而在 C_f 增至 0.017 時，溢淹範圍則較小。顯示摩擦力越大，海嘯波的溯升高和溢淹範圍越小。

整體而言， $C_f = 0.017$ 的結果在廠區附近的海嘯波傳遞情形與 COMCOT 的模擬結果較為相似，而 $C_f = 0.0026$ 的結果則是溢淹範圍與 COMCOT 較為相似。另一方面，日本土木工程學會(Japan Society of Civil Engineers, JSCE)整理文獻上採用的摩擦係數：深水區為 0.0026、淺水區為 0.005-0.01、溢淹區為 0.01-0.5 (Tsunami Evaluation Subcommittee, JSCE, 2002)。因此，在廠區使用 $C_f = 0.017$

與 COMCOT 使用 $n = 0.025$ 的結果相近，應為合理的結果。然而，為了能瞭解 C_f 對於海嘯牆受力的影響性，故除了使用 $C_f = 0.017$ 之外，亦同時分析 $C_f = 0.0026$ 的結果。

接著開啟 FLOW-3D 中的雙向耦合模式，以三維 Navier-Stokes 方程模式描述廠區附近的水動力行為，並將廠區的網格加密至 2.5 m。

此時的 FLOW-3D 模擬採用三層巢狀網格，第一層使用非線性淺水波方程模式計算，模擬範圍為 5.0 km*8.0 km，網格大小為 10 m，共 40 萬個網格；第二層使用三維 Navier-Stokes 方程模式，模擬範圍為 2.3 km*2.3 km (5 m 的均勻網格)，以及水深方向 60 m (2.5 m 的均勻網格)，約 508 萬個網格；第三層同樣使用三維 Navier-Stokes 方程模式，模擬範圍為 1.3 km*1.3 km (2.5 m 的均勻網格)，以及水深方向 60 m (2.5 m 的均勻網格)，約 650 萬個網格。圖 3-22 為 $C_f = 0.0026$ 和 0.017 的模擬結果，顯示廠區的溢淹範圍雖與僅有淺水波方程的情況下略有不同，但整體趨勢一致。

(五) 防海嘯牆受力計算分析

FEMA P646 (Heintz and Mahoney, 2012) 的海嘯作用於建物上的計算方法可以分為：靜水壓力、動水壓力、潮湧力、浮力和漂流殘骸衝擊力。其中靜水壓力 (F_h) 和動水壓力 (F_d) 的計算方式如下：

$$F_h = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{\max}^2 \quad (3-19)$$

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (h u^2)_{\max} \quad (3-20)$$

其中 ρ_s 為砂水的密度 (1100 kg/m³)， g 為重力加速度 (9.81 m/s²)， b 為結構物的寬度， h_{\max} 為最大的水深， C_d 為阻力係數， B

為海嘯波動量作用力(hu^2 投影至結構物上的寬度， h 為水深， u 為海嘯波速度。

上述的流場資料需要透過數值模擬計算求得，而 $(hu^2)_{\max}$ 的理論解可表示為：

$$(hu^2)_{\max} = gR^2 \left(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right) \quad (3-21)$$

其中 z 為結構物的地形高程， R 為設計的海嘯設計溯升高，可採用模擬的 1.3 倍最大溯升高。

在進行海嘯牆的受力分析前，為確保分析資料的取樣頻率足以描述作用力的變化，故以不同的取樣頻率進行測試研究。最短的取樣頻率為 10 s 一筆 (0.1 Hz)，最高的則為 1 s 兩筆 (2 Hz)。依照 FEMA P646 (2012) 的靜水壓力和動水壓力計算規範得到的防海嘯牆作用力的時序列變化，**圖 3-23** 是不同取樣頻率於最大合力（靜水壓力加上動水壓力）發生時的結果，以此可以判斷取樣頻率至少要達到 0.5 Hz 以上，才不會發生低估最大合力的大小，以及發生的時刻。

圖 3-24 是靜水壓力、動水壓力和合力的時序列變化，其作用力主要發生在海嘯生成後的第 22 min 以及第 46 min 處，此外第二波的海嘯作用力（約 3.6 萬 kN）大於第一次的海嘯作用力（約 2.8 萬 kN）。**圖 3-25** 是 c_f 為 0.0026 和 0.017 時，耦合模式的防海嘯牆以壓力計算受力的分析結果。當 $c_f = 0.0026$ 時，防海嘯牆的受力主要集中在第 22 min 處，約 3.9 萬 kN，而第 46 min 的受力則非常的小。另一方面， $c_f = 0.017$ 時，防海嘯牆的受力情形與 COMCOT 則較為一致，都是在第 22 min 和第 46 min 有較大的受力情形，且第二波的受力較大。然而，受力的大小卻幾乎是 COMCOT 的 1/10 倍。

為了確認是否為求解三維 Navier-Stokes 方程造成的差異，故進一步以 FLOW-3D 的淺水波模組的資料進行受力分析，如圖 3-26 所示。以淺水波計算得到的海嘯波載重與三維 Navier-Stokes 方程模式相比，淺水波搭配規範得到的載重明顯較大。以最大值來說， $c_f = 0.0026$ 時，淺水波方程計算結果約為 Navier-Stokes 方程的 2 倍； $c_f = 0.017$ 時，則約為 7 倍。從這個比較可以知道，廠區內部採用三維 Navier-Stokes 方程模式作計算時，海嘯波於防海嘯牆上的作用力相較於僅採用非線性淺水波方程計算時，要來得小。

(六) 小結

本研究以二維海嘯數值模式以及三維耦合模式進行防海嘯牆的海嘯波水動力載重計算，分析比較不同模式的海嘯波載重變化。

在同樣以非線性淺水波方程處理近岸溯升溢淹的情況下，發現當 FLOW-3D 的摩擦係數較小時 ($c_f = 0.0026$)，防海嘯牆在第 22 分鐘處出現較大的海嘯波作用力，且高於 COMCOT 的最大作用力。此外，防海嘯牆整體的受力過程與 COMCOT 存在明顯的差異。反之，當 FLOW-3D 的摩擦係數較大時 ($c_f = 0.017$)，防海嘯牆的海嘯波載重時序列變化與 COMCOT 的較為相似。防海嘯牆載重在第 22 分鐘和第 46 分鐘出現兩次較大的作用力，且第二次的作用力大於第一次的作用力。

使用耦合模式計算時，本研究比較了僅使用非線性淺水波方程模式求解和於廠區附近使用三維 Navier-Stokes 方程模式計算的結果，發現兩者在防海嘯牆作用力的時間變化過程相當一致。然而，以三維 Navier-Stokes 計算受力的結果會小於淺水波以規範計算結果。

從 FLOW-3D 以淺水波方程模式計算，以及以結合淺水和三維流模式計算的結果可知，以 FEMA P646 計算的結果較為保守。另一方面，FLOW-3D 與 COMCOT 兩者的受力分析結果存在較多的差異，可能是由於兩者在處理摩擦力的方式有所差異或是其他數值處理方式的不同（例如：水深地形），導致近岸的溯升溢淹有所差異，進一步使得計算出來的防海嘯牆上之載重有所不同。

表 3-1 彈性斷層模型參數

參數	單位
震央(經度、緯度)	度
破裂深度(h)	公尺
斷層長度(L)	公尺
斷層寬度(W)	公尺
滑移量(D)	公尺
走向角(θ)	度
傾角(δ)	度
滑移角(λ)	度

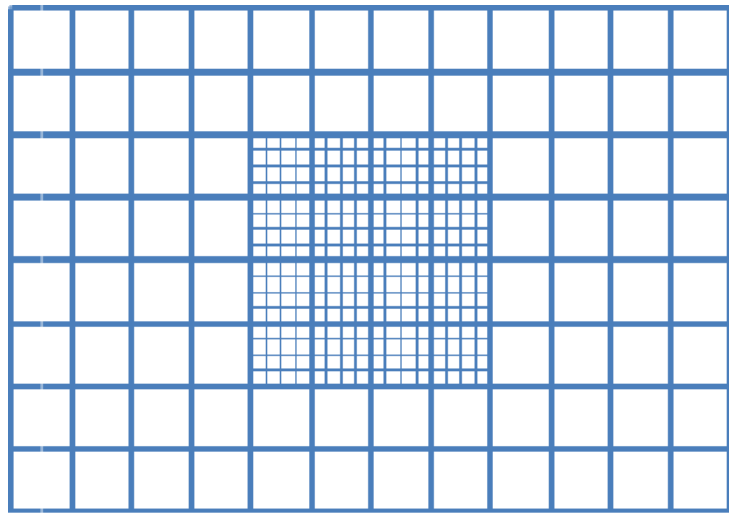


圖 3-10 巢狀網格示意圖

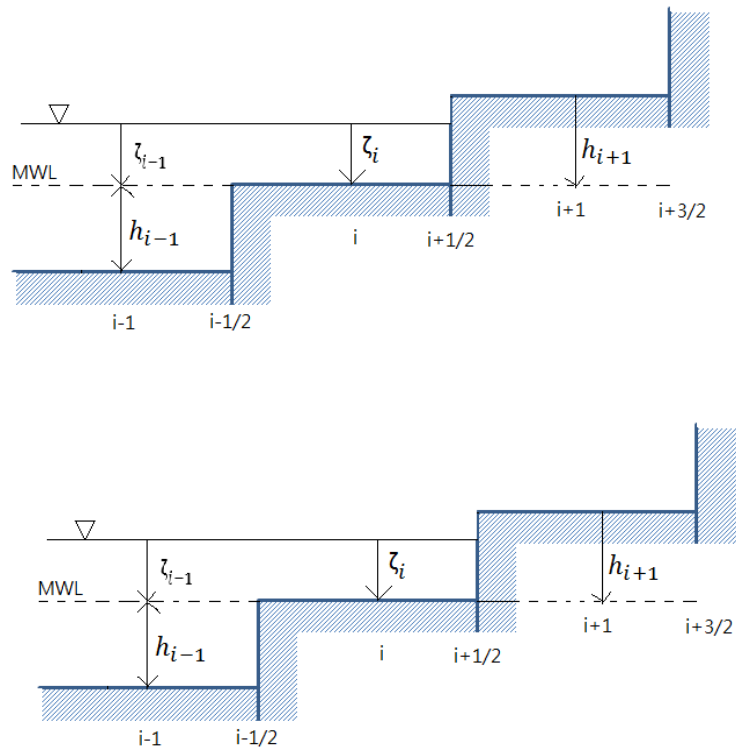


圖 3-11 移動邊界示意圖

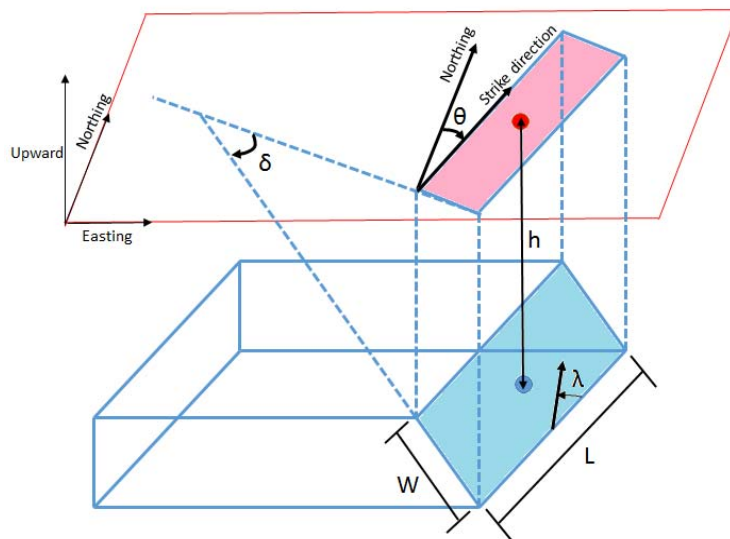


圖 3-12 斷層參數示意圖

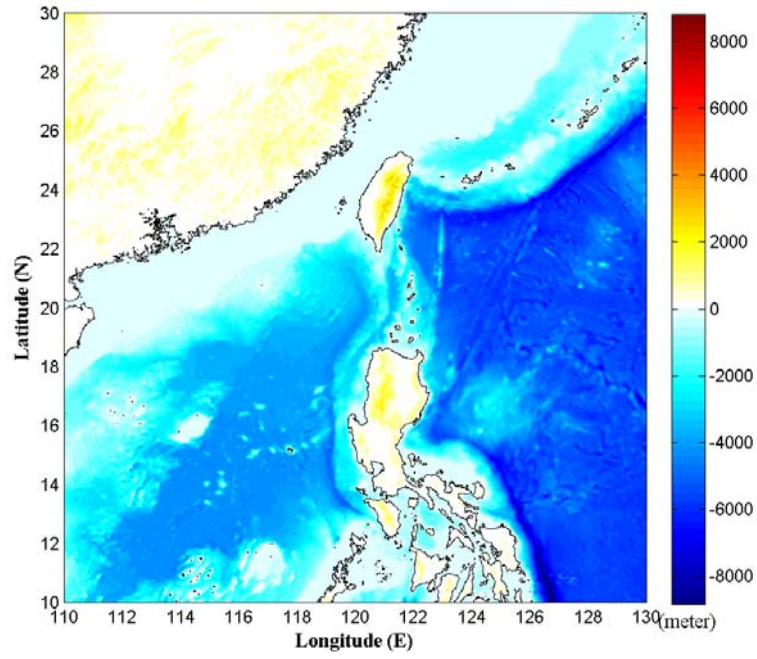


圖 3-13 陸域和海域數值高程資料(精度 1 分)

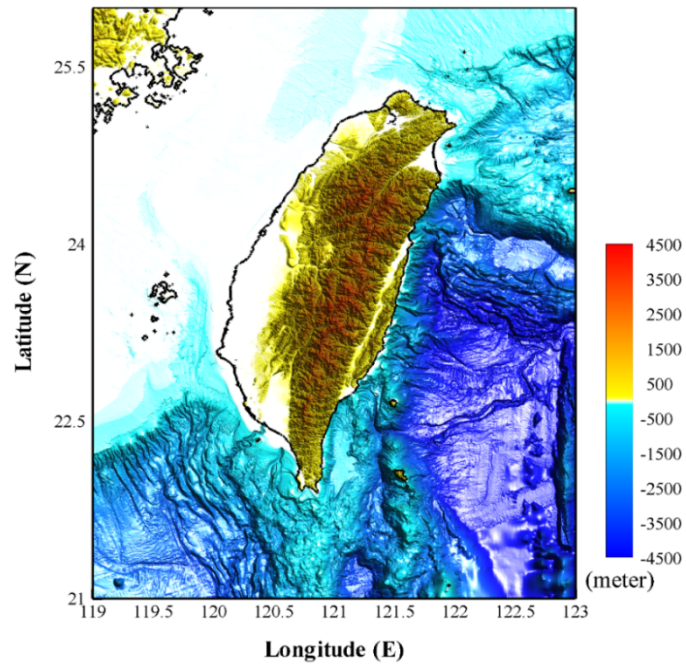


圖 3-14 陸域和海域數值高程資料(精度 200 公尺)

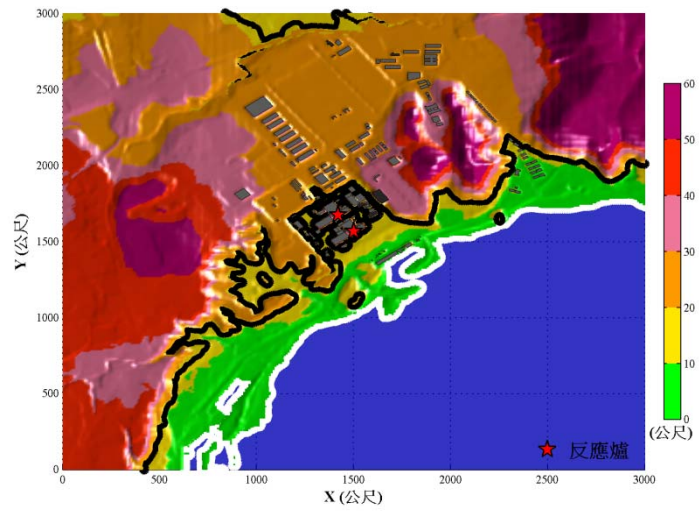


圖 3-15 核三廠周圍海域、陸域及廠區建物(地形精度 10 公尺，
黑色實線：設計海嘯+6 米，白色實線：陸域高程為零)

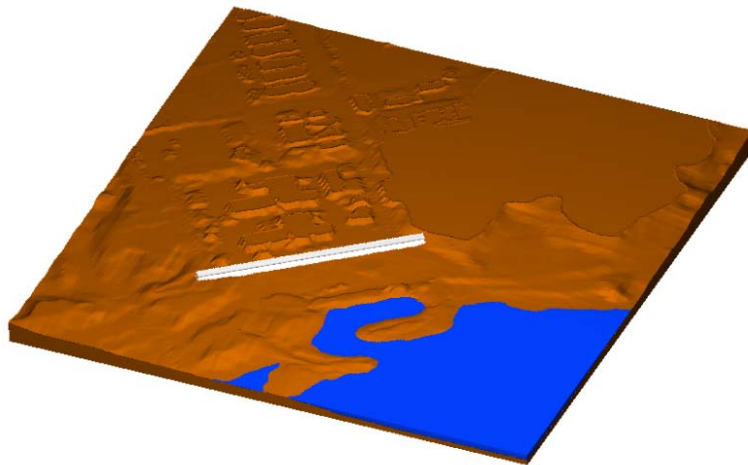
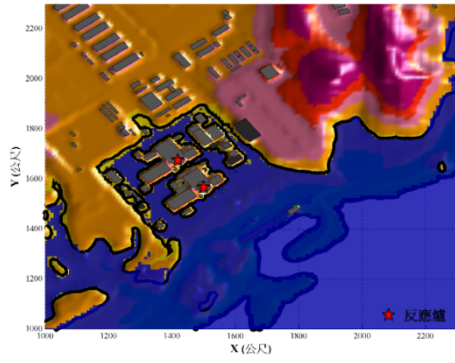
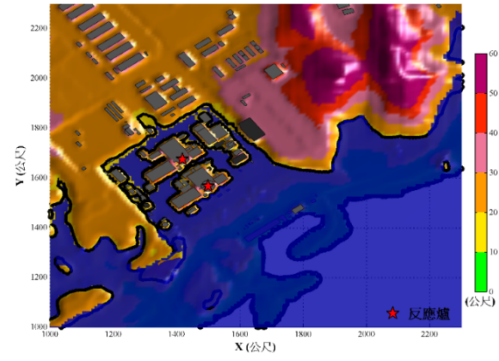


圖 3-16 核三廠海嘯牆（白色區塊）於三維數值模式之建置

(a) Mw = 8.58



(b) Mw = 8.59



(c) Mw = 8.60

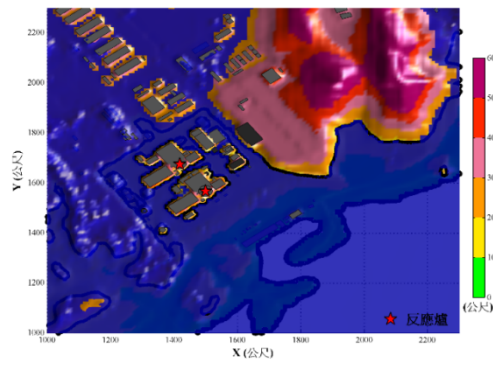


圖 3-17 不同的海溝型海嘯情境於核三廠造成之溢淹溯升
(地震條件修改自吳 (2011)之 T02 情境)

(a) Wang and Liu (2006)

(b) 黃 (2008).

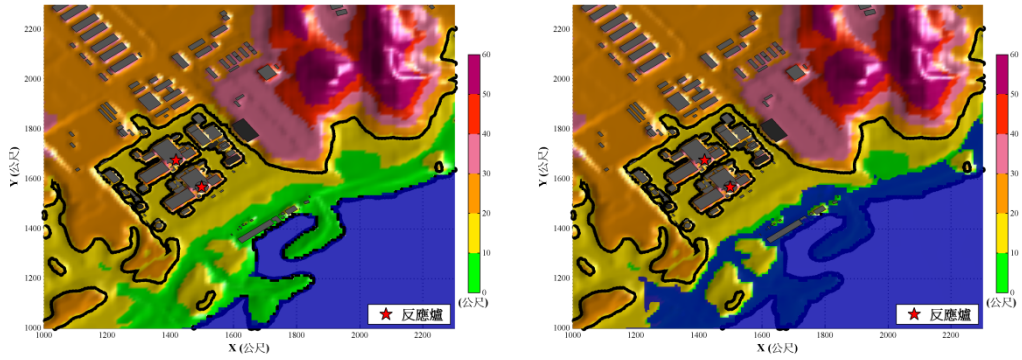


圖 3-18 不同的海溝型海嘯情境於核三廠造成之溢淹溯升

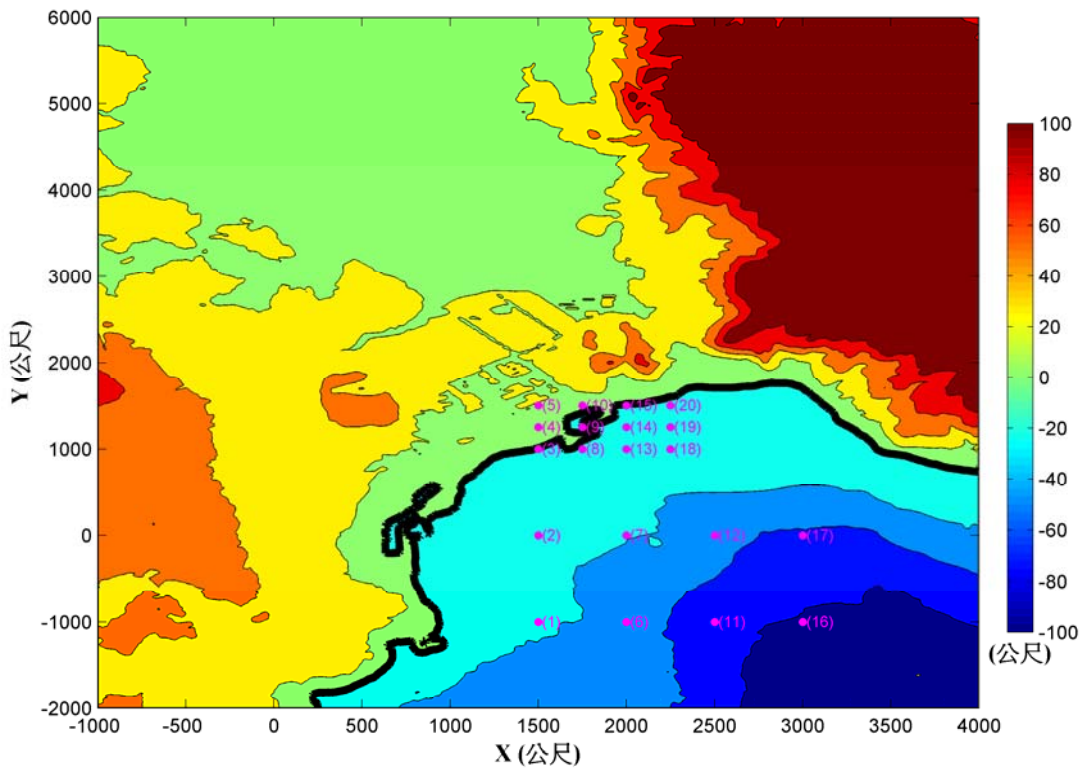


圖 3-19 核三廠附近的數值波高計位置

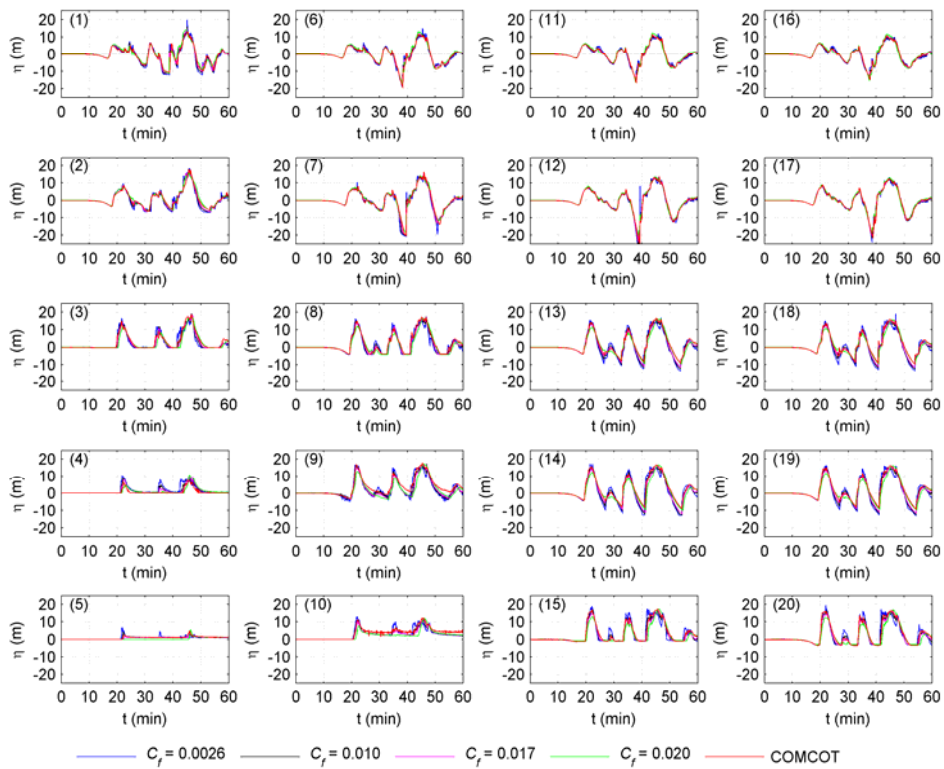


圖 3-20 核三廠附近不同位置的水位變化

(a) $c_f = 0.0026$

(b) $c_f = 0.017$

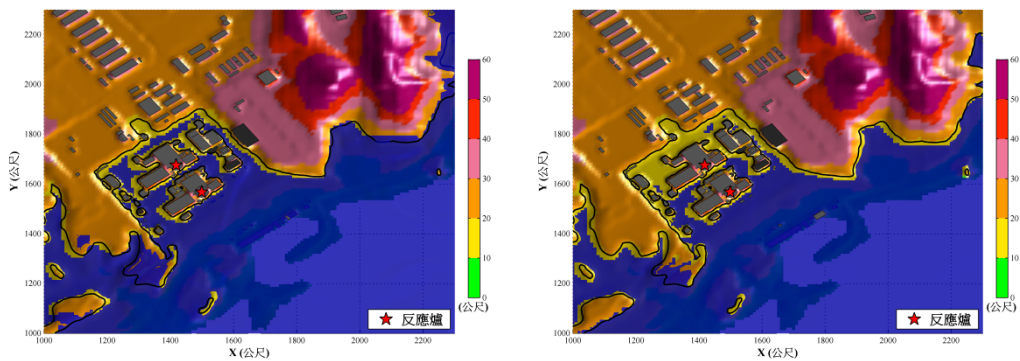


圖 3-21 $M_w = 8.59$ 海嘯溢淹溯升情形

(FLOW-3D, 淺水波方程模式)

(a) $c_f = 0.0026$

(b) $c_f = 0.017$

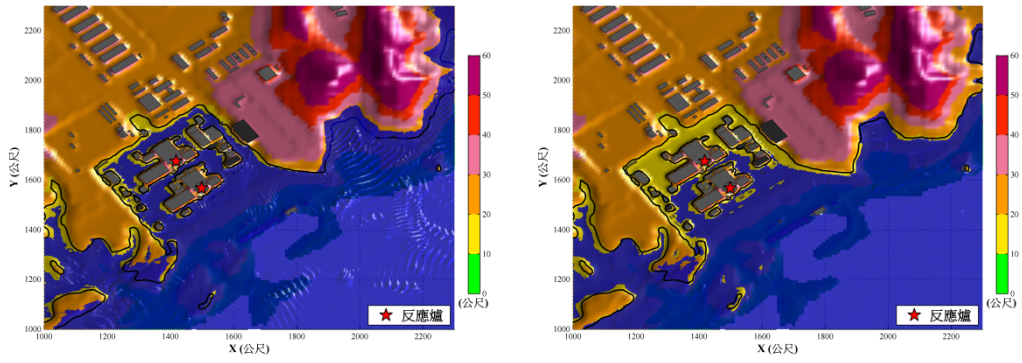


圖 3-22 $M_w = 8.59$ 海嘯溢淹溯升情形
(FLOW-3D, Navier-Stokes 方程模式)

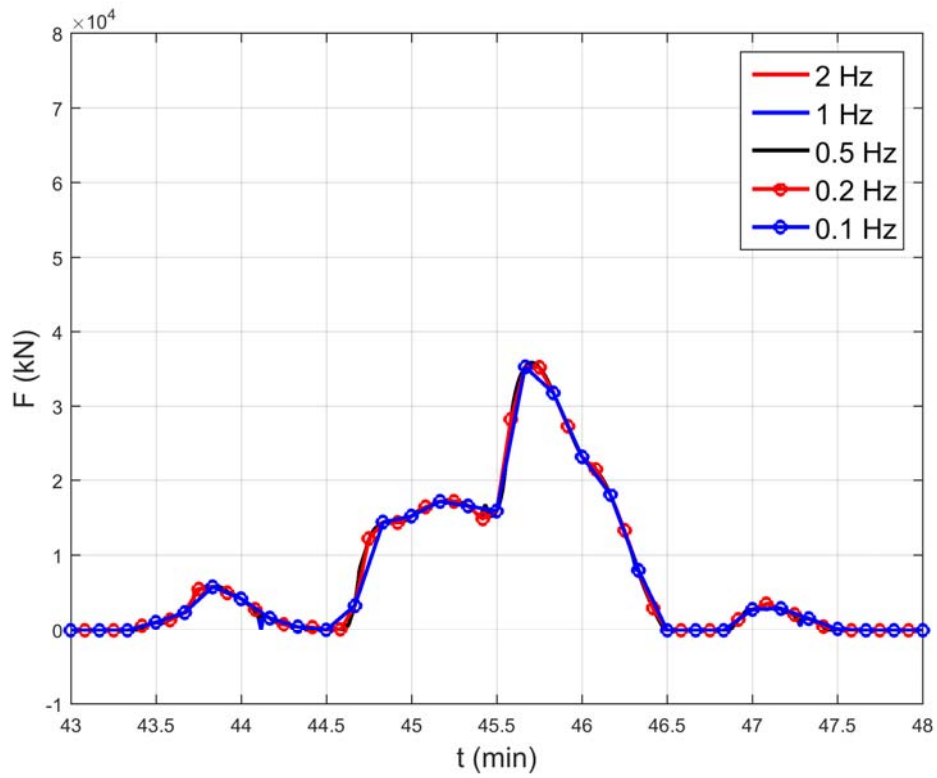


圖 3-23 $M_w = 8.59$ 時於不同取樣頻率的資料下之防海嘯牆水動力載重 (COMCOT)

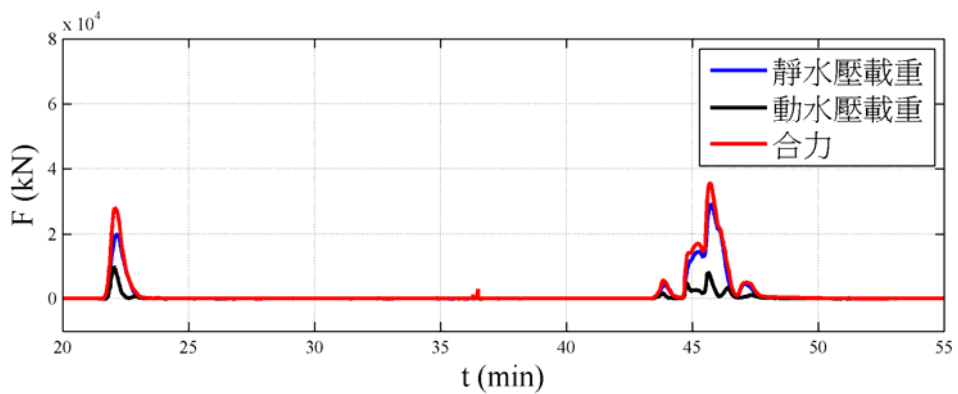
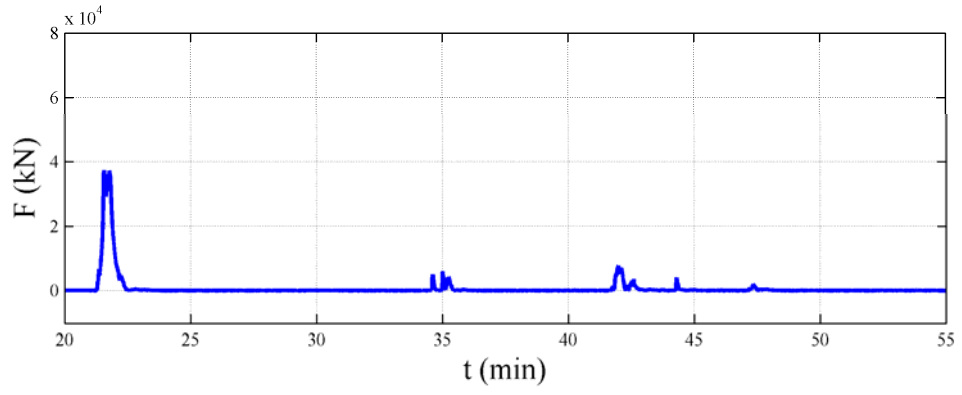


圖 3-24 $M_w = 8.59$ 時的防海嘯牆受力情形 (COMCOT)

(a) $c_f = 0.0026$



(b) $c_f = 0.017$

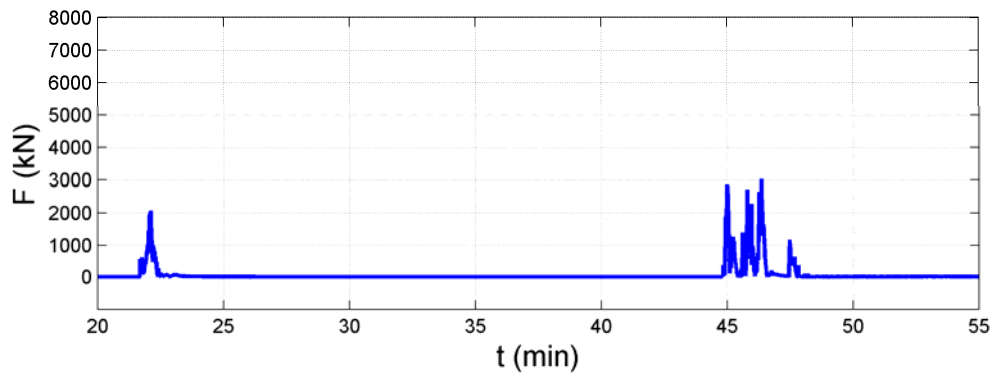
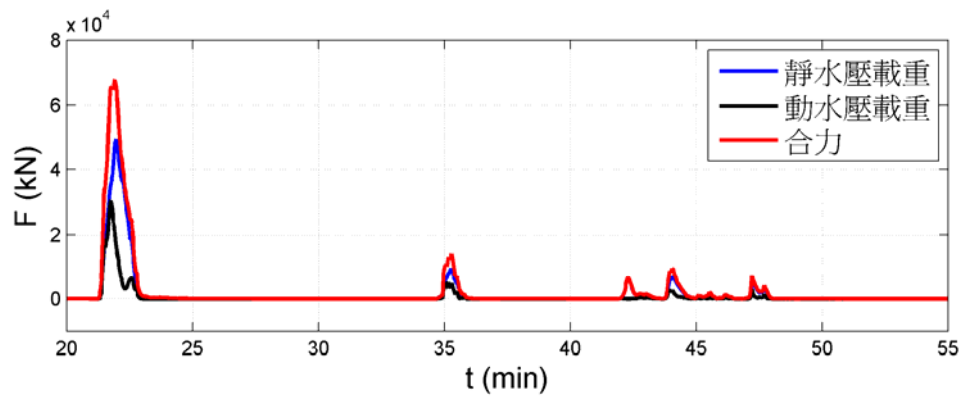


圖 3-25 $M_w = 8.59$ 時的防海嘯牆受力(合力)情形
(FLOW-3D, Navier-Stokes 方程模式)

(a) $c_f = 0.0026$



(b) $c_f = 0.017$

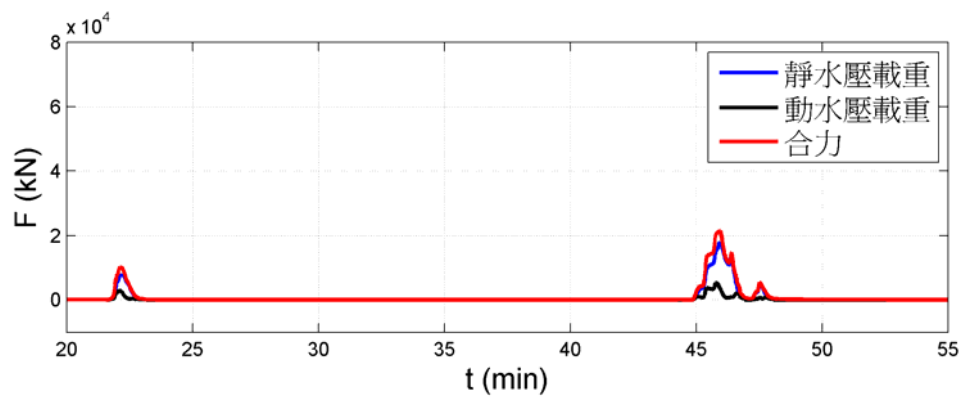


圖 3-26 $M_w = 8.59$ 時的防海嘯牆受力情形
(FLOW-3D, 淺水波方程模式)

四、 ASCE 7-16 與 FEMA P646 現行防海嘯牆規範比較與整理

現行規範並無針對海嘯牆設計準則做一套明確設計方針，本團隊統整 ASCE7-16、FEMA P646 兩規範並比較，且額外參考防波堤耐海嘯設計指南、日本福島第一-福島第二原子力發電所津波対策，制定海嘯牆規劃階段設計流程。

ASCE7-16(2016)版本，新增第六章—海嘯作用力及效應 (Tsunami Loads and Effects)。位於海嘯設計區內之建築物和其他結構物，設計時需考慮最大考量海嘯之效應(如圖 4-1)，其中包含靜水壓、動水壓、漂流殘骸衝擊力及沖刷侵蝕之作用。

(一) 載重組合

參照 ASCE7-16 中之 6.8 章，含有海嘯作用力之載重組合為：

1. $0.9D + F_{TSU} + H_{TSU}$
2. $1.2D + F_{TSU} + 0.5L + 0.2S + H_{TSU}$

其中，

F_{TSU} ：海嘯作用力（海嘯前進方向）

H_{TSU} ：海嘯淹沒基礎造成之側向壓力，若是與海嘯作用力方向相反，則係數變為 0.9

(二) 海嘯作用力

參照 ASCE7-16 中之 6.9 章、6.10 章與 6.11 章，整合海嘯靜水壓與、動水壓與漂流殘骸衝擊力。

1. 靜水壓 (Hydrostatic Loads)

(1) F_v — 浮力 (Buoyancy Force)

$$F_v = \gamma_s V_w$$

(4-1)

γ_s : 最小設計靜水壓之流體比重

其中, $\gamma_s = k_s \gamma_{sw} = k_s \rho_{sw} g$

k_s : 流體密度因子 = 1.1

γ_{sw} : 海水比重 = 10 kN/m^3

ρ_{sw} : 海水密度 = 1025 kg/m^3

g : 重力加速度

V_w : 結構物被水淹沒之體積

(2) F_h — 側向靜水壓 (Lateral Hydrostatic Force)

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma_s b h_{\max}^2 \quad (4-2)$$

γ_s : 最小設計靜水壓之流體比重

b : 結構物承受力之寬度

h_{\max} : 最大溢淹高度

2. F_{dx} — 動水壓/拖曳力 (Hydrodynamic Loads/ Drag Force)

$$F_{dx} = \frac{1}{2} \rho_s I_{tsu} C_d C_{cx} B (hu^2) \quad (4-3)$$

ρ_s : 最小設計動水壓之流體密度

I_{tsu} : 海嘯力重要因子, 為求保守 = 1.25, 但可以根據結構物使用性能的重要程度更換成 1.0 (詳如表 4-1)

C_d : 拖曳係數 (詳如表 4-2)

C_{cx} : 結構封閉係數比例, 其中 $C_{cx} = \frac{\sum (A_{col} + A_{wall}) + 1.5A_{beam}}{Bh_{sx}}$, 介在

0.5~1.0 之間

A_{cl} ：結構物垂直於流向之柱面積

A_{wall} ：結構物垂直於流向之牆面積

A_{beam} ：結構物垂直於流向之梁版面積

h_{sx} ：結構物平均樓高

B ：結構物垂直於流向之投影寬度

h ：海嘯潮湧高度

u ：海嘯潮湧之前端流速

3. 漂流殘骸衝擊力 (Debris Impact Loads)

當最小溢淹深度大於等於 0.914m，需考慮漂流殘骸衝擊力，而且漂流殘骸衝擊力不需與其他海嘯引致之作用力組合在一起。漂流殘骸可分類成原木實木、車輛和貨櫃，亦或是直接簡化成靜定力。

(1) 簡化漂流殘骸衝擊力為靜定力

用以代替車輛、原木、實木或貨櫃之最大靜定力

$$F_i = 1470 C_o I_{tsu} [kN] \quad (4-4)$$

其中， C_o 為漂流殘骸物之方向導數 = 0.65

(2) 車輛

$$F_i = 130 I_{tsu} [kN] \quad (4-5)$$

(3) 原木或實木或貨櫃

$$F_i = I_{tsu} C_o u_{\max} \sqrt{km_d} \quad (4-6)$$

I_{tsu} ：海嘯力重要因子

C_o ：漂流殘骸物之方向導數 = 0.65

u_{\max} ：海嘯挾帶殘骸之最大流速

k ：殘骸的等效勁度（詳如表 4-3）

m_d ：殘骸質量（詳如表 4-3）

（三）ASCE7-16 結構設計流程

ASCE7-16 6.8 章針對結構物、構件和基礎的設計，須滿足各種作用力與效應之需求。

首先，收集海域及陸域之地形資料，初步研判結構物位置。接著進行海嘯溯上模擬分析，可利用能量級線法或場址海嘯危害機率分析，推估海嘯流速及溢淹高度。並且參照 ASCE7-16 6.9 章~6.11 章計算海嘯作用力，檢核 6.8 章之載重組合是否符合安全需求。最後，不斷修正結構物之設計，直到符合安全要求。

綜合上述，可歸納海嘯牆之設計流程如圖 4-2。

（四）ASCE7-16 基礎設計與防護

ASCE7-16 6.12 章是針對結構基礎和防波堤之設計。結構基礎和防波堤要提供足夠的強度，用以抵抗海嘯之靜水壓、動水壓與漂流殘骸衝擊力造成之上抬與翻覆；除此之外，需考慮海嘯侵蝕、沖刷造成之土壤強度流失的效應，並且提供防護基礎的方法。

在基礎穩定分析中，基礎所能提供之承载力、側向壓力與邊坡穩定等作用，其折減係數 $\phi = 0.67$ 。

海嘯造成基礎強度流失的原因有三種：

1. 上抬力、滲流力：海嘯造成土壤液化，產生上抬力和孔隙壓力，使基礎強度喪失、承载力下降。
2. 一般侵蝕：土壤的孔隙壓力降低，使基礎剪力強度下降。
3. 沖刷：海嘯持續流動會沖刷基礎，設計時需考慮沖刷高度以免基礎被淘空。沖刷高度與溢淹高度有關（詳如表 4-4）

為抵抗海嘯對基礎造成之侵蝕、沖刷，提出五種方法防護基礎：

1. 結構填補(Fill)：結構填補設計需穩固基礎以抵抗溢淹及侵蝕沖刷(詳細設計於 ASCE 24-05)。
2. 保護地面版(Protective slab on grade)：地面板設計需提供足夠剪力強度與上抬力，並且能夠抵抗滲流、侵蝕與沖刷……等海嘯作用力。
3. 土工織物和土壤加勁 (Geotextiles and reinforced earth systems)：使用土工砂腸袋、土工格網加勁土壤、蜂巢格網加勁……等方法，以抵抗侵蝕與沖刷。
4. 覆面系統(Facing systems)：生態植被、混凝土被覆、土工織物濾層、石堆覆蓋……等方法，以抵抗上抬力和溢淹造成之位移。
5. 地質改良(Ground improvement)：使用泥-土混合漿體（將體至少提供 0.69MPa 的平均無圍壓縮強度），以抵抗侵蝕、沖刷。

另外，ASCE7-16 6.13 章針對海嘯作用力提供結構性減災對策：對於開放結構與防波堤的位置安排有所限制，用以抵抗海嘯作用；ASCE7-16 6.14 章針對海嘯垂直避難所之結構設計、強度設計提出要求，並且需要相關的建置文件。但是，上述兩章與海嘯牆設計較無關聯，因此不多著墨。

表 4-1 ASCE7-16 海嘯力重要因子參考值

結構物分類	海嘯力重要因子 I_{tsu}
破壞時對人類危害較小之建築物和其他結構物	1.0
破壞時對人類造成重大危害之建築物和其他結構物，例如：發電廠、水處理設施、廢水處理設施等大眾使用設施	1.25
被指定為重要設施，且毀壞會對社區造成大量危害之建築物和其他結構物，例如：海嘯垂直疏散避難所	1.25

表 4-2 ASCE7-16 拖曳係數參考值

註：寬深比指防海嘯牆在海嘯行進方向之投影面寬度與水深之比

寬深比(B/h_{sx})	拖曳係數 C_d
<12	1.25
16	1.3
26	1.4
36	1.5
60	1.75
100	1.8
≥ 120	2.0

表 4-3 ASCE7-16 常用的水中殘骸質量與殘骸勁度

木料或實木或貨櫃的質量和勁度		
漂流殘骸種類	質量(m_d) kg	等效勁度(k) kN/m
木料或實木	≥ 454	≥ 61300
20 英尺標準貨櫃(縱向)	空：2270 載重：13150	42900
40 英尺標準貨櫃(縱向)	空：3810 載重：17240	29800

表 4-4 ASCE7-16 基礎設計沖刷高度

溢淹高度(h)	沖刷高度(D)
$< 3.05\text{m}$	1.2h
$\geq 3.05\text{m}$	3.66m

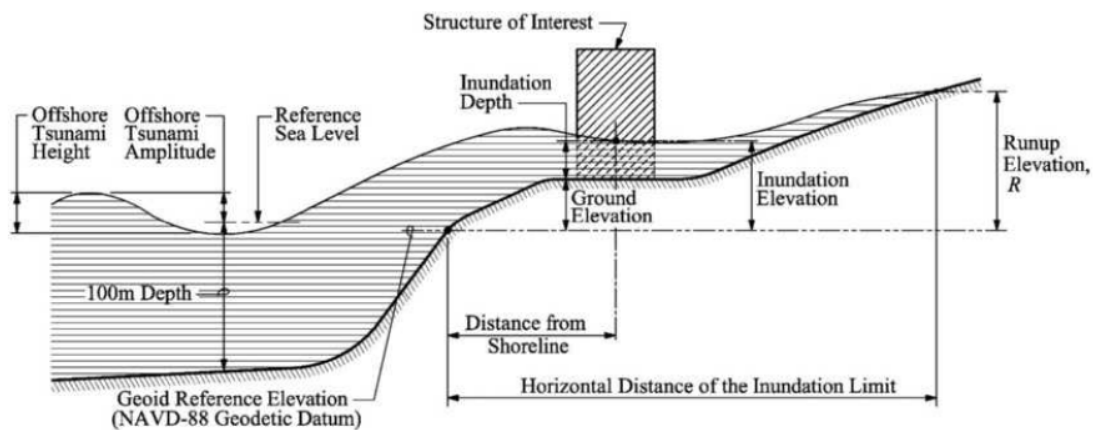


圖 4-27 ASCE7-16 依最大考量海嘯劃分之海嘯設計區

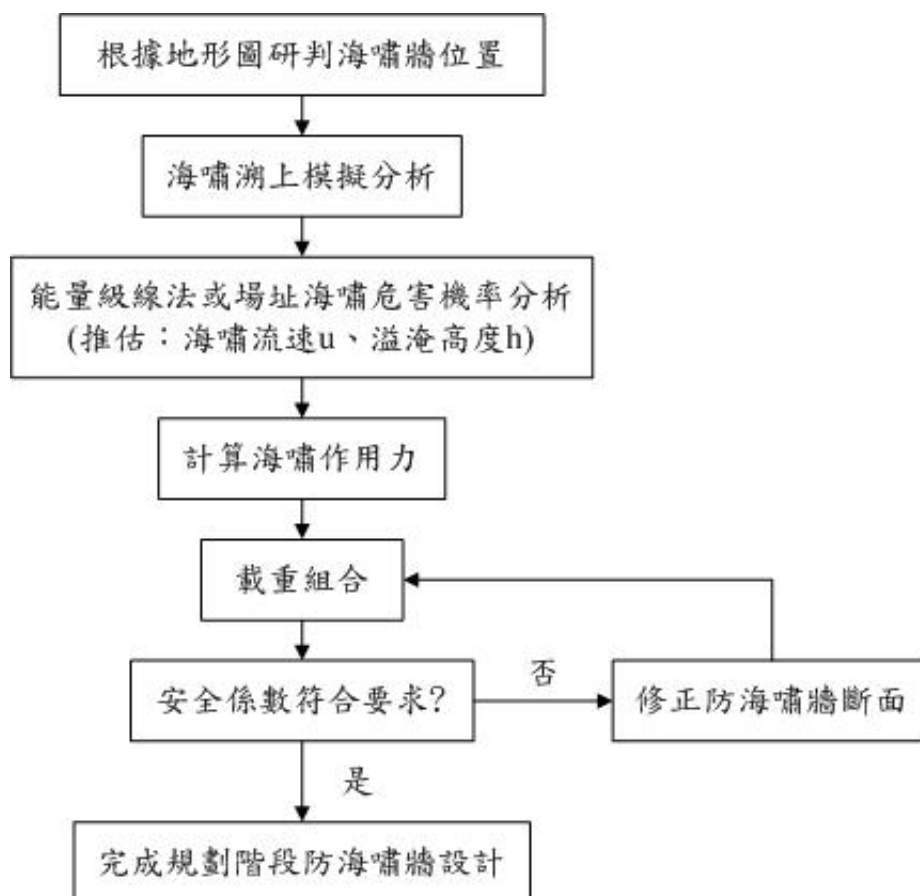


圖 4-2 ASCE7-16 結構設計流程

「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」

一、美日對核電廠地震襲擊的前置準備、規劃與近期作為

本節將針對美國電力研究院(Electric Power Research Institute, 簡稱 EPRI) 2015 年版的技術報告“Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake”, 即:「核電廠地震應對準則」, 與日本一般社團法人原子力技術協會(Japan Nuclear Technology Institute, JANTI)之「震後設備健全性評估導則 G1 及 G2」(Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Pre-Earthquake Plan and Post-Earthquake Inspections and Assessments], 文件編號 JANTI-SANE-G1 及 Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts], 文件編號 JANTI-SANE-G2), 針對地震襲擊前的準備、規劃與近期作為, 進行分析比較。

(一) 美日對核電廠地震襲擊的前置準備與規劃

美國與日本的規範, 在前置作業與規劃上, 皆有類似的指針, 包含地震量測儀器、SSC 相關設備的評估等, 地震前之準備與規劃包含硬體與軟體上的前置準備, 以及對 SSCs 的基線檢視。硬體包含地震監測記錄儀器的建置, 軟體則包含於四小時內計算出 CAV 等的軟體能力建置。

(二) 美日對核電廠地震襲擊後的近期作為

針對地震後的近期作為, 美國 EPRI (2015)的近期作為如圖 1-1 所示, 日本的規範則含入其整體流程圖之中。美國與

日本的規範皆有包括操作員的巡視等。

至於超越地震的定義，美國使用 OBE (Operating Basis Earthquake) 與 SSE (Safe Shutdown Earthquake) 地震反應譜，以及 CAV 門檻值 0.16 g-sec，雙重檢驗，以判斷 OBE 或 SSE 是否發生。

日本 JANTI 規範則使用 Sd 和 Ss 指標描述地震大小，其中 Sd 為，在此設計地震下，重要安全相關的結構系統組件不允許非彈性變形。Ss 為在此設計地震下，允許重要安全相關的結構系統組件產生非彈性變形，但仍可執行既定功能。Ss 一定大於 Sd。日本指針先定出設計地震 Ss，再乘以一折減係數以決定 Sd。日本的地表震動等級乃根據觀測地震強度大小分類為：

- EL 1:小於或等於 elastically dynamic design earthquake ground motion (EDGM)。
- EL 2:介於(EDGM)至 design basis earthquake ground motion Ss (DBGM)。
- EL 3:震度超越 Ss，並根據地震頻率內涵，細分為 a、b、c。
 - (a) 僅週期小於 0.1 秒時超過設計地震。
 - (b) 僅週期介於 0.1~0.5 秒時超過設計地震。
 - (c) 僅週期大於 0.5 秒時超過設計地震。

總的來說，Sd 約略等價於 OBE，Ss 約略等價於 SSE。Sd/Ss 對地震的頻率內涵有量化的定義，而 OBE/SSE 提及需要特別注意 low-frequency (<2Hz) and high-frequency (>10Hz) 對

SSC 的影響。JANTI 雖提及 CAV，但沒有特別量化之；EPRI 2015 定義為 0.16 g-sec。

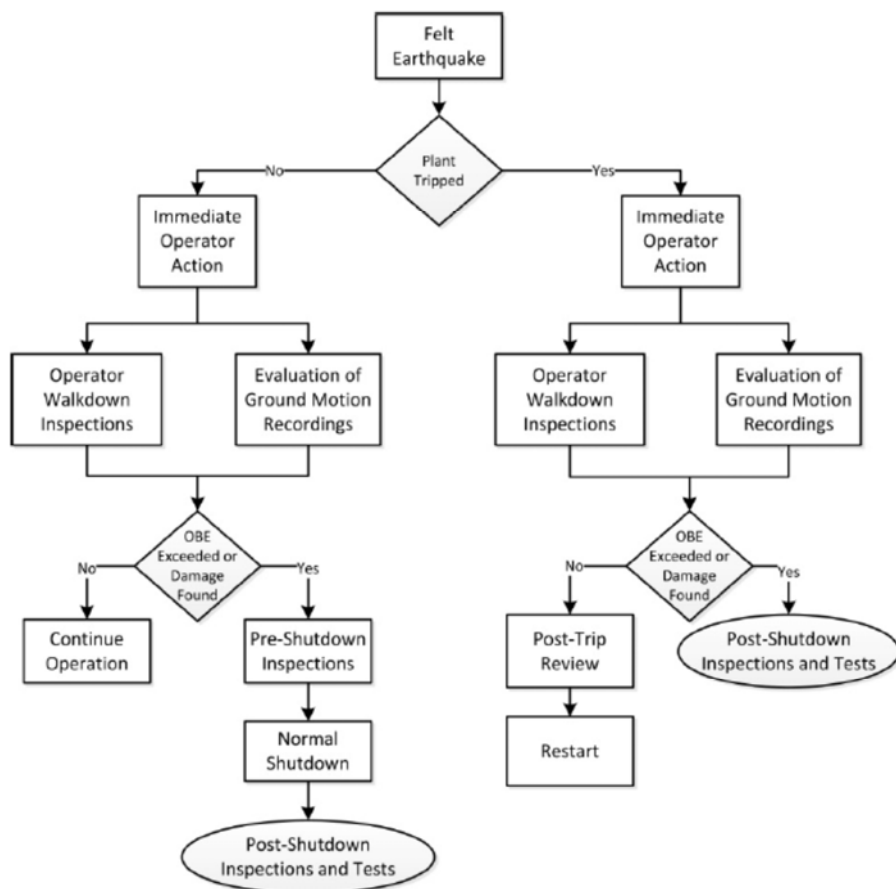


圖 1-1 近期作為流程圖 (EPRI 2015)

二、美日對核電廠震後行動等級、檢測試驗、長期評估之比較

本節將針對美國電力研究院(Electric Power Research Institute, 簡稱 EPRI) 2015 年版的技術報告“Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake”, 即:「核電廠地震應對準則」, 與日本一般社團法人原子力技術協會(Japan Nuclear Technology Institute, JANTI)之「震後設備健全性評估導則 G1 及 G2」(Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Pre-Earthquake Plan and Post-Earthquake Inspections and Assessments], 文件編號 JANTI-SANE-G1 及 Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts], 文件編號 JANTI-SANE-G2), 針對相對應之行動等級、檢測試驗及長期評估進行比較。

(一) 美日對 NPP 震後行動等級之比較

美國 EPRI 出版的「核電廠地震應對準則」技術報告(EPRI, 2015)中, 對核電廠受到地震停機後所要進行的檢查、測試、評估…等作為, 分成 6 個行動等級(Action Levels), 而此 6 個行動等級將依照核電廠在實際地震中受到的 5 個損害等級(Damage Levels, DL)與 3 個地震等級(Earthquake Levels, EL)所構成的矩陣組合表, 來決定執行其所對應的行動等級。日本 JANTI 之「震後設備健全性評估導則 G1 及 G2」中, 則分成 9 個事件等級(Action Cases), 並依照核電廠在實際地震中受到的 4 個地震損害等級(Earthquake Damage Levels, EDL)與 3 個地震強度等級

(Earthquake Motion Levels, EML)所構成的矩陣組合表格，來決定執行其所對應的行動等級。

1. EPRI 之損害等級(Damage Levels)與 JANTI 之地震損害等級(Earthquake Damage Level)

EPRI 之損害等級(DL)分為 5 種損害程度，由輕微到嚴重依序編號為 DL0、DL1、DL2、DL3、DL4，其定義如表 2-1 所述，JANTI 之地震損害等級(EDL) 則分為 4 種損害程度，由輕微到嚴重依序編號為 Level I、Level II、Level III、Level IV，其定義如表 2-2 所述。

比較後可發現 EPRI 之損害等級(DL)分級為 0-4 級，並以 5 種設備分類損害情形來進行分級，分別為 SR SSCs、較不堅固的 SR SSCs、堅固的工業型 non-SR SSCs、與電廠安全運作相關的 non-SR SSCs、non-SR SSCs；而 JANTI 之地震損害等級(EDL) 分級為 I-IV，並以 3 種設備分類損害情形來進行分級，分別為設計標準分類至 S 之設備(圍阻體、控制棒、緊急爐心冷卻系統等)、B 與 C 類發電設備(其餘非核電安全設施)、其他設備。JANTI 對於設備分類之詳細定義可參照 JANTI-SANE-G1 之 Table 4-5，而 EPRI 對設備之分類較無清楚之定義。

2. EPRI 之地震等級(Earthquake Levels)與 JANTI 之地震強度等級(Earthquake Motion Level)

EPRI 之地震等級(EL)係依照在核電廠所量測到的地震強度與核能電廠運轉基準地震 OBE (Operating Basis Earthquake)和安全停機地震 SSE(Safety Shutdown Earthquake)

的關係來分級，3種地震等級由輕微到嚴重依序編號為 EL1、EL2、EL3，其定義如表 2-3 所述，JANTI 之地震強度等級(EML)則依照在核電廠所量測到的地震強度與設計地震 S_s (此設計地震下，允許重要安全相關的結構系統組件產生非彈性變形，但仍可執行既定功能)和設計地震 S_d (在此設計地震下，重要安全相關的結構系統組件不允許非彈性變形)的關係來分級，3種地震等級由輕微到嚴重依序編號為 Level 1、Level 2、Level 3，並在地震等級 Level 3 再根據地震頻率內涵，細分為(a) 僅週期小於 0.1 秒時超過設計地震、(b) 僅週期介於 0.1~0.5 秒時超過設計地震以及(c) 僅週期大於 0.5 秒時超過設計地震，其定義如表 2-4 所述。

3. EPRI 之行動等級(Action Levels)與 JANTI 之行動事件(Action Cases)

EPRI 所建議的停機後行動係根據損害等級 DL 和地震等級 EL，做進一步分級檢查、測試和分析。6 個行動等級(ALs)，將依照表 2-5 中損害等級 DL 與地震等級 EL 所組合而成的行動等級矩陣表處理。EPRI 報告(2015)中 6 個行動等級(ALs)所需進行的事項之摘要如下：

Action Level 1

- [1] 依據 EPRI 報告(2015)之第 5.1 節，進行聚焦檢測和試驗。
- [2] 依據 EPRI 報告(2015)之第 5.2 節，進行擴展檢測和試驗。
- [3] 重新評估損害等級 DL。
- [4] 若地震等級 EL 大於 SSE，且觀察到的損害等級 DL 超

過 DL1，則按照表 2-2-5 中的 AL5 或 AL6，進行地震的重新評估來取得所需之短期和長期補救措施，以符合電廠的發照許可需求。

[5] 如果地震大於 SSE，須制定與實施耐震評估及驗證計畫。

Action Level 2

[1] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.1 節，進行聚焦檢測和試驗。

[2] 重新評估損害等級 DL，若 DL 改變，根據新的 DL 與 EL，對照表 2-5，進行相關的 AL。

Action Level 3

[1] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.1 節，進行聚焦檢測和試驗。

[2] 對 SR SSCs 或 non-SR SSCs 的任何損壞，進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent of condition)評估。

[3] 修理和更換任何損壞的 SR SSCs 或 non-SR SSC。

[4] 重新評估損害等級 DL，若 DL 改變，根據新的 DL 與 EL，對照表 2-5，進行相關的 AL，若非如此，核電廠可被視為完成重啟動準備。

Action Level 4

[1] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.1 節，進行聚焦檢測和試驗。

- [2] 對 SR SSCs 或 non-SR SSCs 的任何損壞，進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent of condition)評估。
- [3] 制定矯正及改善計畫(Corrective Action Plan)。
- [4] 修理和更換任何損壞的 SR SSCs 或 non-SR SSC。
- [5] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.5 節進行偵測試驗 (surveillance tests)。
- [6] 打開反應器壓力槽(reactor vessel)及檢查其內部和燃料。
- [7] 如需要，進行整體圍阻體洩漏率測試。
- [8] 重新評估損害等級 DL，如果 DL 改變，利用新的 DL 與 EL，並對照表 2-5，進行相關的 AL，當 AL 成功完成，核電廠可被視為完成重啟動準備。
- [9] 如果狀態的根本原因和範圍(root cause/extent of condition)評估確認某些案例需要透過矯正及改善計畫(Corrective Action Plan)來升級或修改，而其原因來自於所觀測或計算的地震力超過原設計地震力，為這些案例制定和實施長期的耐震評估和驗證計畫。

Action Level 5

- [1] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.1 節，進行聚焦檢測和試驗。

- [2] 對 SR SSCs 或 non-SR SSCs 的任何損壞，進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent of condition)評估。
- [3] 修理和更換任何損壞的 SR SSCs 或 non-SR SSC，其對電廠安全運作具有重要性。
- [4] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.5 節進行偵測試驗 (surveillance tests)。
- [5] 如果在地震期間或地震過後發生異常事件(例如：中子通量擾動、燃料外洩、控制棒異常...等)，打開反應器壓力槽(reactor vessel)及檢查其內部和燃料。
- [6] 根據上述檢查和測試，重新評估損害等級 DL，若重新評估的損害等級為 DL3 或更輕微的等級，核電廠可被視為完成重啟動準備，進行下列步驟[7]，若重新評估的損害等級大於 DL3，直接實施 Action Level 6 (AL6)的行動等級。
- [7] 進行長期評估。
- [8] 重新評估核電廠的地震危害度(seismic hazard)，且評估核電廠的安全基於重新修改的地震危害度。
- [9] 制定耐震評估和驗證計畫。

- [10] 當重新被評估的地震危害度代表危害度有顯著的增加時，考慮更新耐震餘裕評估(Seismic Margin Assessment)或機率式耐震安全度評估(Seismic PSA)之需要。

Action Level 6

- [1] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.1 節，進行聚焦檢測和試驗。
- [2] 對 SR SSCs 或 non-SR SSCs 的任何損壞，進行狀態的根本原因和範圍(root cause/extent of condition)評估。
- [3] 修理和更換任何損壞的 SR SSCs 或 non-SR SSC，其對電廠安全運作具有重要性。
- [4] 根據 EPRI 報告(2015)之第 5.5 節進行偵測試驗 (surveillance tests)。
- [5] 打開反應器壓力槽(reactor vessel)及檢查其內部和燃料。
- [6] 進行整體圍阻體洩漏率測試。
- [7] 進行長期評估。
- [8] 進行長期評估。
- [9] 制定耐震評估和驗證計畫。
- [10] 重新評估核電廠的地震危害度(seismic hazard)，且評估核電廠的安全基於重新修改的地震危害度。

[11] 以上步驟完整執行且成功，核電廠可被視為完成重啟動準備。

[12] 制定耐震評估和驗證計畫。

[13] 當重新被評估的地震危害度代表危害度有顯著的增加時，考慮更新耐震餘裕評估(Seismic Margin Assessment)或機率式耐震安全度評估(Seismic PSA)之需要。

JANTI的停機後行動則根據地震損害等級EDL和地震強度等級EML，做進一步分級檢查、測試和分析。9個行動事件(ACs)，依照表 2-6 中地震損害等級 EDL 與地震強度等級 EML 所組合而成的行動事件矩陣表，並配合圖 2-1、2-2、2-3、2-4 及 2-5 分別為整體震後檢查與評估流程圖與階段 A、B、C、D 之流程圖處理。

比較後可發現 EPRI 及 JANTI 兩者皆依據損害等級與地震等級並以矩陣方式來分級行動等級，其中 EPRI 之地震後行動等級分為 Level 1~6，並根據損害等級 DL 和地震等級 EL 決定行動等級後即可決定其行動內容，而 JANTI 之地震後行動事件則分為 Case0~8，其行動內容須由階段 A-D 之流程圖決定。

4. 美國 EPRI 及日本 JANTI 對核能電廠震後行動等級之比較結果

(1) EPRI 之損害等級(DL)分級為 0-4 級，並以 5 種設備分類損害情形來進行分級；而 JANTI 之地震損害等級(EDL) 分

級為 I-IV，並以 3 種設備分類損害情形來進行分級。JANTI 對於設備分類之詳細定義可參照 JANTI-SANE-G1 之 Table 4-5，而 EPRI 對設備之分類較無清楚之定義。

(2) EPRI 及 JANTI 兩者皆依據損害等級與地震等級並以矩陣方式來分級行動等級，其中 EPRI 之地震後行動等級分為 Level 1~6，並根據損害等級 DL 和地震等級 EL 決定行動等級後即可決定其行動內容，而 JANTI 之地震後行動事件則分為 Case0~8，其行動內容須由階段 A-D 之流程圖決定。

(二)美日對 NPP 震後檢測試驗之比較

1. 美國 EPRI 對核能電廠地震應對停機後之檢查及測試

EPRI 報告(2015)在第五節說明核電廠因地震而關閉後，在重啟動前所需對核電廠設備及結構進行的檢查與測試如下：

(1) 聚焦檢測及試驗 (Focused Inspections and Tests)

聚焦檢測及試驗為一對預先選擇好具有代表性的結構與儀器進行詳細的目視檢測與試驗，於聚焦檢測中包含的結構與儀器有：各種的 SR SSCs、對電廠安全運作重要的 non-SR SSCs、對地震搖晃所造成的損害最沒抵抗能力的結構與儀器、低耐震能力的 non-SR SSCs。聚焦檢測及試驗之目的有二：(1)決定擴展檢測和試驗(Expanded Inspections and Tests)的需求；(2)提供建立地震等級(DL)的數據。

(2) 擴展檢測及試驗 (Expanded Inspections and Tests)

若在停機後的聚焦檢測中，所選擇之 SR SSCs 或重要非 SR SSCs 中發現嚴重的物理或功能上的損壞，則行動等級表(ALs)建議進行擴展檢測和試驗。擴展檢測應包括所有易於靠近的 SR 設備和結構以及對電廠安全運行有重要影響的非 SR 設備，擴展檢測至少應包括以下內容：

- 不包含在聚焦檢測樣本中之所有可以接近的 SR 設備及其附屬設施。
- 所有可接近的 SR 輸送系統(即：管線和管道)及其附屬設施。
- 對電廠安全操作重要的非 SR 設備。
- 耐震等級第一級(Seismic Category I)的建築物和結構。
- 圍阻體，包含貫穿圍阻體的設備。
- 進氣結構管道，管線和其他最終散熱所需的設備。
- 水壩/水庫
- 位於建築物與構件可接近之交界處的埋管。

(3) 反應堆冷卻系統(RCS)之檢測及試驗

當達到行動等級 AL 4 或更高層級時，建議對 RCS 構件、管線及其附屬設施進行目視檢測，或是行動等級雖然在 AL 2 和 AL 3，但仍有疑慮時，亦應進行檢測。進行此種檢測前應先權衡所需耗費的時間和打開圍阻體所需耗費之成本。根據行動等級在 AL 5 和 AL 6 時之建議，應使用在役檢測

(in-service inspection)的方法打開反應器壓力槽，並對反應器壓力槽內部和燃料進行檢測。

(4) 目視檢測及可運作性測試準則

EPRI 2015 報告中提供了停機後檢查項目表(聚焦檢查和擴展檢查)，內容包含 SSCs 目視檢查的一般準則，並列出了對各類設備或結構檢查的建議。一般來說，檢查包括：

- 目視觀察設備及其錨定的狀況
- 目視觀察所連接的管道和導管的狀況
- 檢查功能性的損傷

(5) 偵測試驗 (Surveillance Tests)

本準則建議在行動等級達 AL 4、AL 5 和 AL 6 時，將偵測試驗作為地震後試驗之一部分。偵測試驗應與已受損的設備和系統有關係並能提供此受損設備和系統評估時的數據，或者應為操作者和地震工程師考慮設備或系統可運作性之實驗對象。在偵測試驗期間，應仔細監測旋轉設備的振動(如：風扇、幫浦)。

(6) 高頻敏感設備

核電廠中頻率超過 10 Hz 的 SR 繼電器及高頻敏感裝置可能會受到地震超過 10 Hz 頻率時的顯著能量內涵之影響，導致系統及警報器不必要的驅動，也可能使得系統與元件產生電路跳脫(trip)。在某些情況下需要重新設定已跳脫的電路，因此，核電廠的反應程序之準則應提供給 1) 在地震期間和地震後值勤的電廠操作員以便使其作好準備，並且紀錄任何異常的、意

外的驅動和電路跳脫。2) 負責驗證電廠完成重啟動準備和確認重要繼電器、接觸器、振動監視儀器功能之電廠操作員和工程師，並確認跳脫電路已重設為重啟動的一部分。

2. 日本 JANTI 對核能電廠地震應對停機後之檢查及測試

JANTI 規範提供核電廠受到地震後，根據觀測到的地震動與地震損害程度執行檢查評估的準則。反應爐重啟動之流程按照程序內容分為階段 A、B、C、D(如圖 2-1)，相應於各階段採取對應之檢查(階段 B、階段 C)及評估流程(階段 C、階段 D)，符合後方進行重啟動。

(1) 初步重點檢查(階段 B)

階段 B 流程如圖 2-3 所示，反應爐於冷關機之狀態下，進行初步重點檢查，初步重點檢查之目的為評估地震是否具有對 SSCs 造成損害，其中，須選擇具代表性之 SSCs，以更精確地檢查設備健全性，並以此結果重新修正出新的地震損害等級。此外，須比較不同量測點(基礎版與其他層樓板)所獲得之地震紀錄進一步修正地表震動等級，且由於損壞程度並非單由最大地表加速度決定，仍須考量地震動特徵。此外，若代表性之 SSCs 處無法直接評估地震所造成之損害，可採用具有相似特性建築物之地表與樓板之量測記錄進行分析。之後，評估是否需進行階段 C 內擴大檢查之必要性，若沒有顯著結構損害或功能故障，則可進行設備與系統之功能測試，進行重啟動流程。

(2) 擴大檢查(階段 C)

為了確認設備損壞、損傷程度以及造成之原因，須擴大檢查 SSCs，並由具有專業知識之工程師進行檢查。擴大檢查項目包括基本檢查與額外檢查，除初步重點檢查之外，如果在對 SSCs 實施基本檢查的過程中發現異常，或是根據觀察到之地震動判斷該設備需要地震反應分析，則需要進行額外檢查，並對所有檢測結果所得之損壞評估，根據需要進行維修。

基本檢查或額外檢查之進行乃根據損壞形式或每個 SSC 的損壞預測結果。基本檢查包含目視檢查、啟動測試、以及滲漏測試，其中，目視檢查為確認損壞與異常；啟動測試是經由設備操作驗證功能，包括振動測量和比較；滲漏測試則是確認邊界是否有洩漏。額外檢查的部分將根據基本檢查及地震反應分析結果，執行拆卸檢查、非破壞檢測以及塑性應變測量等。如檢查項目存在相同設備，可考量地震反應之相似性，選擇部份須進行檢查之 SSCs。另一方面，如果存在相似設備（例如管道系統），則可由設計餘裕（計算值和允許值的餘裕）、規範、和地震使用條件，選擇須進行檢查的 SSCs。

當執行設備之基本檢查有困難時，可檢查相對應之設備來替代基本檢查，或由地震反應分析結果來替代基本檢查，且如

果在擴大檢查中發現有新的設備損壞，則須修改地震損壞層級。

3. 美國 EPRI 及日本 JANTI 對核能電廠地震應對停機後檢查及測試之比較結果

(1) JANTI 之初步重點檢查相當於 EPRI 之聚焦檢測及試驗，其目的皆為決定損害等級與評估擴大檢查之需求，而其中之檢查項目則略有不同。

(2) JANTI 於階段 C 中之擴大檢查相當於 EPRI 之擴展檢測及試驗，兩者皆基於先期檢查出之設備損害情形而定出之行動等級決定是否進行，而其中檢查項目及範圍則略有不同。

(3) 於 EPRI 中特別針對「反應堆冷卻系統之檢測及試驗」、「高頻敏感設備之電路跳脫問題」及「偵測試驗」進行說明，而在 JANTI 中則無特別列出說明。

(4) 整體而言，EPRI 對於核能電廠地震應對停機後之檢查及測試提出較概略性的流程，意即僅說明須檢測的項目及注意事項，而 JANTI 則是除了說明須檢測的項目及注意事項外，亦說明了檢測的方法、步驟及判斷的方法。

(三)美日對 NPP 震後長期評估之比較

為了確定地震對 SSCs 的長期完整性和功能性的影響，EPRI(美)與 JANTI(日)報告中皆提出了相關之評估建議，其內容如下：

1. 美國 EPRI 對核能電廠地震應對之長期評估

EPRI 報告(2015)針對較高行動等級(AL4、AL5、AL6)於第六章提供評估 SSCs 的準則，建議的長期評估以及相關行動主要包含下列五點：觀察與設計地震力之比較分析、特殊 RCS 管線及內部之重新評估分析、廠區地震危害度之重新評估、SMA/SPSA 分析之更新、耐震評估和驗證計畫之建立等，圖 2-6 為 EPRI 報告(2015)所建議之長期評估流程圖。其各項詳細內容如下：

(1) 觀察與設計地震力之比較分析

I. 地震力計算：

根據實際的地震運動記錄以建立電廠中各重要樓層與高程之內部結構地震反應譜(ISRS)。

II. 實際與設計地震力比較：

比較由實際地震記錄量測或計算所得之 ISRS 和設計之 SSE ISRS。若任一樓層的計算 ISRS 數值小於設計 SSE ISRS 數值，表示固定在地面上的設備和管線的設計基準未被超過，設備和管線在該樓層的耐震不需要考慮重新評估；反之，則固定在地面上的設備、管線和結構體本身則需要重新進行耐震評估。

III. 耐震能力之重新評估：

若由實際地震記錄計算的地震力確定超過 SSE 設計地震力，則應以實際地震載重條件重新評估地面上的設備、管線和結構體。重新評估項目的注意事項如下：

- [1] 選擇計算地震力在自然頻率內超過 SSE 的項目。
- [2] 依先前應力分析結果選擇具最高計算應力的項目。
- [3] 這些計算 ISRS 超過設計 ISRS 的項目，如設備、管道和子結構，應選擇具有代表性的項目，這些項目各自的載重應使用最新的分析方法，並且和最初的地震設計載重進行比較。

IV. 檢驗合格之標準(Acceptance Standards)：

以分析來判定設備及結構是否合格

- [1] 若從實際地震載重條件計算的應力小於可允許的緊急情況(例如 ASME Code, Section III, Level C)或原始設計基礎，則該項目合格。
- [2] 若計算的應力大於可允許的緊急情況(例如 ASME Code, Section III, Level D)，但小於可允許的故障條件，則該項目是否為合格的，應根據以下幾點作考慮：
 - 詳細的目視檢查結果
 - 評估應力對此項目功能性的影響
 - (已啟動的設備)可操作性測試
- [3] 若計算的應力大於可允許的故障條件，則該項目是否合格，應根據以下幾點作考慮：
 - 詳細的目視檢查結果

- 評估應力對此項目功能性的影響
- (已啟動的設備)可操作性測試
- 額外的非破壞性檢查結果
- 修理或更換可能受損區域內之項目

V. 以其他方法來進行設備合格判定：

[1] 原始測試反應譜(TRS)的譜線涵蓋整個實際地震記錄計算或測量的反應譜，則此設備合格。

[2] 測試機構和供應商提供的 TRS 譜線涵蓋整個實際地震記錄計算或測量的反應譜。

[3] 設備的 GERS (Generic Equipment Ruggedness Spectra) 除以折減因子 1.3 後，涵蓋整個實際地震記錄計算或測量的反應譜。這些 GERS 數據可用於評估未通過上述條件 1 和 2 的設備。

[4] 根據過去數據決定該設備是否進行操作。可參考「Generic Implementation Procedure」共計有二十種核電廠機電設備的地震性能數據；以及「Senior Seismic Review and Advisory Panel Report」界限頻譜(Bounding spectra)數據。

經檢測後，不合格的設備必須根據核電廠的矯正計畫(Corrective Action Program)進行處理。

(2) 特殊 RCS 管線及內部之重新評估分析

許多核電廠一般會對反應器壓力槽(Reactor Vessel)及冷卻管道(RCS)已知或假定的缺陷進行特殊分析以評估缺陷擴大的可能性及穩定性。然而在 AL5 和 AL6，以及超過 SSE 的設計

地震載重的情況下，則需再次審查這些分析的假設和結果，以驗證原來得出的重要結果不會因為施加比原始分析中更高的地震載重而改變。

(3) 廠區地震危害度之重新評估

若地震超過電廠的 SSE，並發現 SR 或堅固的工業型非 SR SSC 有損毀，應考慮使用最新的方法和數據重新評估廠區的地震風險；此時應評估電廠是否足以應對增加的地震風險。

(4) SMA/SPSA 分析之更新

如果現場之地震危害度在重新評估後有顯著地增加(20%至 25%)，則已有現存 SMA 或 SPSA 評估的電廠，應對於增加的地震危害度更新其評估。

(5) 耐震評估和驗證計畫之建立

在地震超過 SSE 的情況下，應制定和實施耐震評估和驗證計畫，並規定如何使用這些測量所得的反應譜以及現有的基準設計反應譜，以利於未來電廠之增建和改建。

除非能夠證明涉及地震安全的 SR SSCs 不會有顯著的地震風險，否則驗證計畫應規定新增的 SR SSCs 以及替換後的 SR SSCs，在耐震能力上須符合發照之規範基礎設計反應譜和量測所得測量得之反應譜。

2. 日本 JANTI 對核能電廠地震應對之長期評估

JANTI 報告(2012)中亦有提出與 EPRI 報告類似之長期評估，主要可分為三點：健全性分析評估(Integrity Analysis

Assessment)、整體設備健全性評估(Overall Assessment of Equipment Integrity)、地震安全評估(Seismic Safety Assessment)等,由圖 2-1 之流程圖(依照事件等級-Action Cases 決定流程圖步驟)可看出上述各項評估屬於重啟動的 C 階段與 D 階段中,其各項詳細內容如下:

(1) 健全性分析評估

健全性分析評估之對象為設計等級 S 的建築、結構、以及設備與其支撐結構,或某設備之損壞會影響設計等級 S 設備的功能性,則該設備也需進行評估;評估可以分為建築、結構健全性分析評估與設備健全性分析評估,另外,當有相同的設備時,可根據該裝置樓層之樓層反應,挑選具代表性之設備分析,而具有相似性質之設備,可根據設計餘裕、規格、以及地震使用條件,挑選設備分析。

A. 建築、結構健全性分析評估:

圖 2-7 所示為建築和結構之健全性評估流程,流程時首先需建立地震反應分析模型,並使用基礎版或岩盤之地震觀測記錄為輸入反應,根據分析結果,觀察模型反應與實際量測之反應是否相符,如不相符,則須修改分析模型,並重複直到其相符;另一方面,如相符合,則計算各樓層之剪應力或剪應變,判斷設計剪應力能否承受地震所造成之剪應力,或剪應變是否小於設計值,如果合格,則完成健全性評估;若不合格,則需另執行詳細調查評估,評估結果可視為該建築或結構之健全性評估。

B. 設備健全性分析評估：

圖 2-8 為設備之健全性評估流程所示，一開始須評估是否考慮土壤互制效應，若需要則建立互制模型以進行地震反應分析，計算地震造成之影響(加速度、剪力、彎矩、以及軸力)。使用 response power method 進行簡易評估後，比較計算值與評估標準值，若計算值小於評估標準值則可執行後續整體設備健全性評估，若較大則改使用 spectrum model analysis method 分析結果與評估標準值比較，若計算值較小，則可執行整體設備健全性評估，若較大則進行詳細評估。進行詳細評估時，需要考慮操作狀態與機械特性等真實狀況，若計算值小於評估標準值，則可執行整體設備健全性評估，若較大則比較計算值和實際損壞之評估標準值，完成後則實施整體設備健全性評估。

另一方面，若不需要考慮結構土壤互制效應，則可建立一般結構模型，進行地震反應分析，計算樓層反應譜，判斷設備之樓層反應譜是否小於設計 S_d ，如符合，則可實施整體設備健全性評估，如不符合，則需進行簡易評估，其餘流程和互制模型之評估順序相同。

(2) 整體設備健全性評估

當擴大檢查時發現異常，將對設備進行修復、替換，以及調查其損害造成之影響；而當擴大檢查未發現異常，且設備檢查結果良好並與健全性分析評估相符，則代表其滿足設備健全性，然而如果檢查結果良好，但與健全性分析評估不符，則需要進行小樣測試和合理的結構強度分析。

另一方面，未進行健全性分析評估之機械設備，如滿足以下一個或多個條件：1.詳細的目視檢查結果；2.確認機械的功能；3.其它非破壞檢測結果；即可視為完成健全性分析評估。

(3) 地震安全評估

地震安全評估目的為驗證 SR 設備在受到超過設計基準地震 Ss 後是否有足夠耐震餘裕來抵抗未來發生的地震，地震安全評估會針對 SR 設備進行必要之修復與升級。對於 Action Case 8，該評估於一般情形下需於反應爐重新啟動前執行，表 2-7 為重要事件等級相對應之地震安全評估。

而 JANTI 報告中提出兩種可能的分析評估方法：確定性方法(deterministic method)與機率性方法(probabilistic method)；前者為重新建立地震資料再經由地震反應計算來評估與耐震安全相關設施的耐震餘裕；而後者則是根據 IAEA 國際原子能總署之安全標準與日本原子力學會標準所提之地震 PSAs 法與 SMA(Seismic Margin Assessment)法。確定性方法流程如圖 2-5 所示。

而圖 2-5 亦為 D 階段之流程圖，其流程首先建立進行地震安全分析之評估基準地震，針對設計等級 S 之建築、結構、機械、管線系統以及可能對設計等級 S 之設備造成間接損壞之等

級 B 和 C 之設備進行評估，分析時可區分建築和結構、以及機械和管線系統兩部分。

建築和結構之評估首先需建立分析模型，使用評估基準地震，分析所需之剪力與應變，再與評估標準值比較，最後實施整體核電廠之功能測試。

機械和管線系統則先挑選評估項目，當有相同規格或設計的設備，選以有代表性的設備進行，而有相似的設備時，按規格和使用條件分組，評估有代表性的設備，之後，建立分析模型，以進行結構健全性評估和動態功能維護評估，完成後則實施整體核電廠之功能測試。

3. 美國 EPRI 與日本 JANTI 之長期評估比較結果

- (1) 兩者皆根據地震觀測紀錄計算各樓層反應譜，並且針對 SSCs 及設備進行長期的功能性、安全性、耐震性之評估，藉由比較觀察與設計地震力來判定合格與否，而分析方法則不相同。
- (2) 兩者除了評估 SSCs 之耐震能力外，面對到地震影響較嚴重之情況下，皆進一步考量廠區地震危害度之評估，以重新評估電廠之耐震餘裕是否足以應對未來可能增加的地震風險。
- (3) 在超過 SSE 的設計地震載重的情況下，EPRI 另外針對特殊 RCS 管線及內部之重新評估分析，再次審查已知或假定的缺陷是否會因為施加比原始分析中更高的地震載重而改變。

- (4) 在地震超過 SSE 的情況下，EPRI 建議制定和實施耐震評估和驗證計畫，並規定如何使用這些測量所得的反應譜以及現有的基準設計反應譜，以利於未來電廠之增建和改建。

(四)結論

1. EPRI 之損害等級(DL)分級為 0-4 級，並以 5 種設備分類損害情形來進行分級；而 JANTI 之地震損害等級(EDL) 分級為 I-IV，並以 3 種設備分類損害情形來進行分級。JANTI 對於設備分類之詳細定義可參照 JANTI-SANE-G1 之 Table 4-5，而 EPRI 對設備之分類較無清楚之定義。
2. EPRI 及 JANTI 兩者皆依據損害等級與地震等級並以矩陣方式來分級行動等級，其中 EPRI 之地震後行動等級分為 Level 1~6，並根據損害等級 DL 和地震等級 EL 決定行動等級後即可決定其行動內容，而 JANTI 之地震後行動事件則分為 Case0~8，其行動內容須由階段 A-D 之流程圖決定。
3. JANTI 之初步重點檢查相當於 EPRI 之聚焦檢測及試驗，其目的皆為決定損害等級與評估擴大檢查之需求，而其中之檢查項目則略有不同。
4. JANTI 於階段 C 中之擴大檢查相當於 EPRI 之擴展檢測及試驗，兩者皆基於先期檢查出之設備損害情形而定出之行動等級決定是否進行，而檢查項目及範圍則不相同。
5. 整體而言，EPRI 對於核能電廠地震應對停機後之檢查及測試提出較概略性的流程，說明須檢測的項目及注意事項，而 JANTI 除了說明須檢測的項目及注意事項外，亦包含檢測的方

法、步驟及判斷的方法。

6. EPRI 及 JANTI 兩者皆根據地震觀測紀錄計算各樓層反應譜，並且針對 SSCs 及設備進行長期的功能性、安全性、耐震性之評估，藉由比較觀察與設計地震力來判定合格與否，而分析方法則不相同。

7. 在超過 SSE 的設計地震載重的情況下，EPRI 另外針對特殊 RCS 管線及內部之重新評估分析，再次審查已知或假定的缺陷是否會因為施加比原始分析中更高的地震載重而改變。

8. 在地震超過 SSE 的情況下，EPRI 建議制定和實施耐震評估和驗證計畫，並規定如何使用這些測量所得的反應譜以及現有的基準設計反應譜，以利於未來電廠之增建和改建。

表 2-1 EPRI 之損害等級表(Damage Levels)

代號	定義
DL0	SR SCCs 以及與電廠安全運作相關的 non-SR SCCs 無損害。僅限於造成 non-SR SCCs 的損害，且對電廠運作無明顯之影響，此類損害通常發生於住宅、辦公大樓等。
DL1	SR SCCs 與堅固的工業型 non-SR SSCs 無損害；電廠安全運作相關的 non-SR SCCs 有損害。
DL2	SR SCCs 無損害；堅固的工業型 non-SR SSC 有損害；電廠安全運作相關的 non-SR SSCs 有損害。
DL3	許多 non-SR SSCs 有損害；較不堅固的 SR SSCs 有輕微或獨立的損害，但不影響其功能性。
DL4	SR SCCs 以及 non-SR SCCs 皆有損害。

表 2-2 JANTI 之地震損害等級表(Earthquake Damage Levels)

代號	定義
Level I	核電廠之系統、建築、以及設備無顯著傷害。
Level II	設計標準分類至 S 以及 B 與 C 類發電設備無顯著傷害，但對其他設備造成損害。
Level III	設計標準分類至 S 無顯著傷害，但 B 與 C 類設備已經造成損壞。
Level IV	設計標準分類至 S 之設備產生嚴重破壞。

表 2-3 EPRI 之地震等級表(Earthquake Levels)

代號	定義
EL1	測量的地震強度 \leq OBE
EL2	OBE < 測量的地震強度 \leq SSE
EL3	SSE < 測量的地震強度

表 2-4 JANTI 之地震強度等級表(Earthquake Motion Levels)

代號	定義
Level 1	測量的地震強度 $\leq S_d$
Level 2	$S_d <$ 測量的地震強度 $\leq S_s$
Level 3	$S_s <$ 測量的地震強度 並根據地震頻率內涵，細分為 a、b、以及 c (a) 僅週期小於 0.1 秒時超過設計地震 (b) 僅週期介於 0.1~0.5 秒時超過設計地震 (c) 僅週期大於 0.5 秒時超過設計地震

表 2-5 EPRI 之行動等級(Action Levels)矩陣表

Action Level Matrix

DAMAGE LEVEL	EARTHQUAKE LEVEL		
	EL 1: < or = OBE	EL 2: >OBE, <or = SSE	EL 3: > SSE
DL 0: No damage to safety-related (SR) SSCs or non-SR SSCs important to safe plant operation. Damage limited to non-SR, Damage Indicators that have no significant impact on plant operation, and typically found in residences, office buildings, etc.	No Actions Recommended	Action Level 1	Action Level 1
DL 1: No damage to SR SSCs; no damage to rugged industrial type non-SR SSCs. Damage to non-SR SSCs not important to safe plant operation.	Action Level 1	Action Level 1	Action Level 1
DL 2: No damage to SR SSCs; damage to rugged industrial type non-SR SSCs. Damage to non-SR SSCs important to safe plant operation.	Action Level 2	Action Level 2	Action Level 5
DL 3: Damage to many non-SR SSCs; Slight/isolated damage to less rugged SR SSCs that does not affect equipment functionality	Note 1	Action Level 3	Action Level 5
DL 4: Damage to SR and non-SR SSCs	Note 1	Action Level 4	Action Level 6

Notes:

1. These combinations of DL and EL are highly unlikely; if they should occur, it suggests more significant problems than are addressed in the scope of this report.
2. In addition to the cases covered in this table, attention should be given to earthquake scenarios involving high-frequency and low-frequency exceedances of SSE design spectra. See Section 4.3, above.

表 2-6 JANTI 之行動事件(Action Cases)矩陣表

		Earthquake motion level				
		1 Observed earthquake motion <Sd	2 Sd<Observed earthquake motion<Ss	3 <Observed earthquake motion		
				3a*1	3b	3c*2
Earthquake damage level	I No significant damage for any equipment	Action case 0	Action case 1	Action case 5		
	II Significant damage to B & C class equipment not required for operation (no significant damage to other equipment)		Action case 2	Action case 6a	Action case 6b	Action case 6c
	III Significant damage to B & C class equipment required for operation (no significant damage to S-class equipment)	Action case 3		Action case 7a	Action case 7b	Action case 7c
	IV Significant damage to S-class equipment	Action case 4		Action case 8		

*1: If natural period exceeds Ss on the hard side of 0.1 seconds

*2: If natural period exceeds Ss on the soft side of 0.5 seconds

表 2-7 事件等級相對應之地震安全評估(JANTI 2012, Table D-1)

事件等級 (Action case)	地震安全評估實施期 (Seismic safety assessment implementation period)
6a, 7a	根據需求於重啟動前重新評估地震危害度，根據重新評估來選擇確定受影響的安全相關設施，以評估地震安全性。
6b, 7b	於重啟動前/後重新評估地震危害度，根據重新評估來選擇確定受影響的安全相關設施，以評估地震安全性。 在重啟動前以評估基準地震對重要設備進行地震安全評估。
6c, 7c	於重啟動前/後重新評估地震危害度，根據重新評估來選擇確定受影響的安全相關設施，以評估地震安全性。
8	於重啟動前重新評估地震危害度，評估電廠之建築、結構、機械與管線系統是否足以應對增加的地震風險。

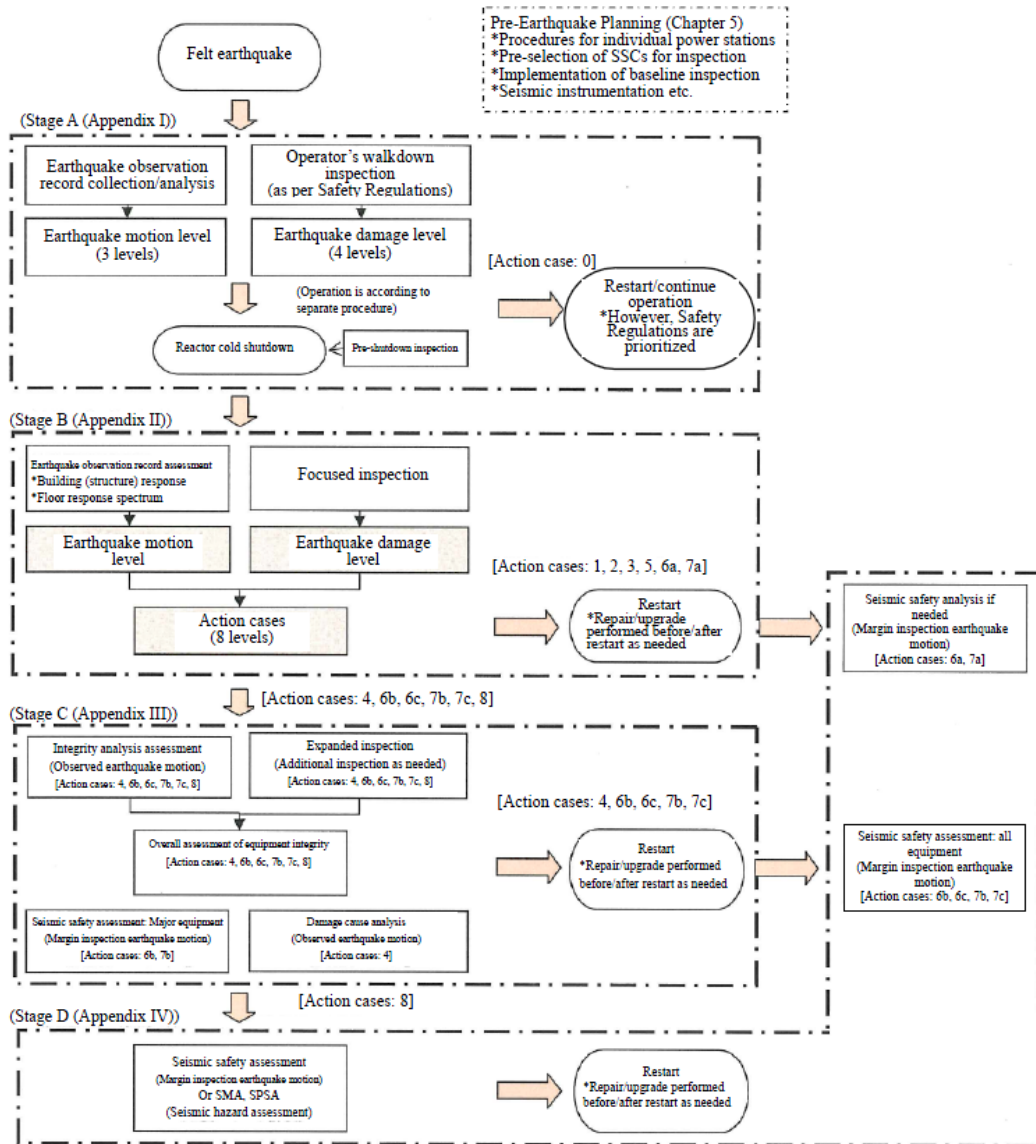


圖 2-1 震後檢查與評估流程圖(JANTI, 2012-2)

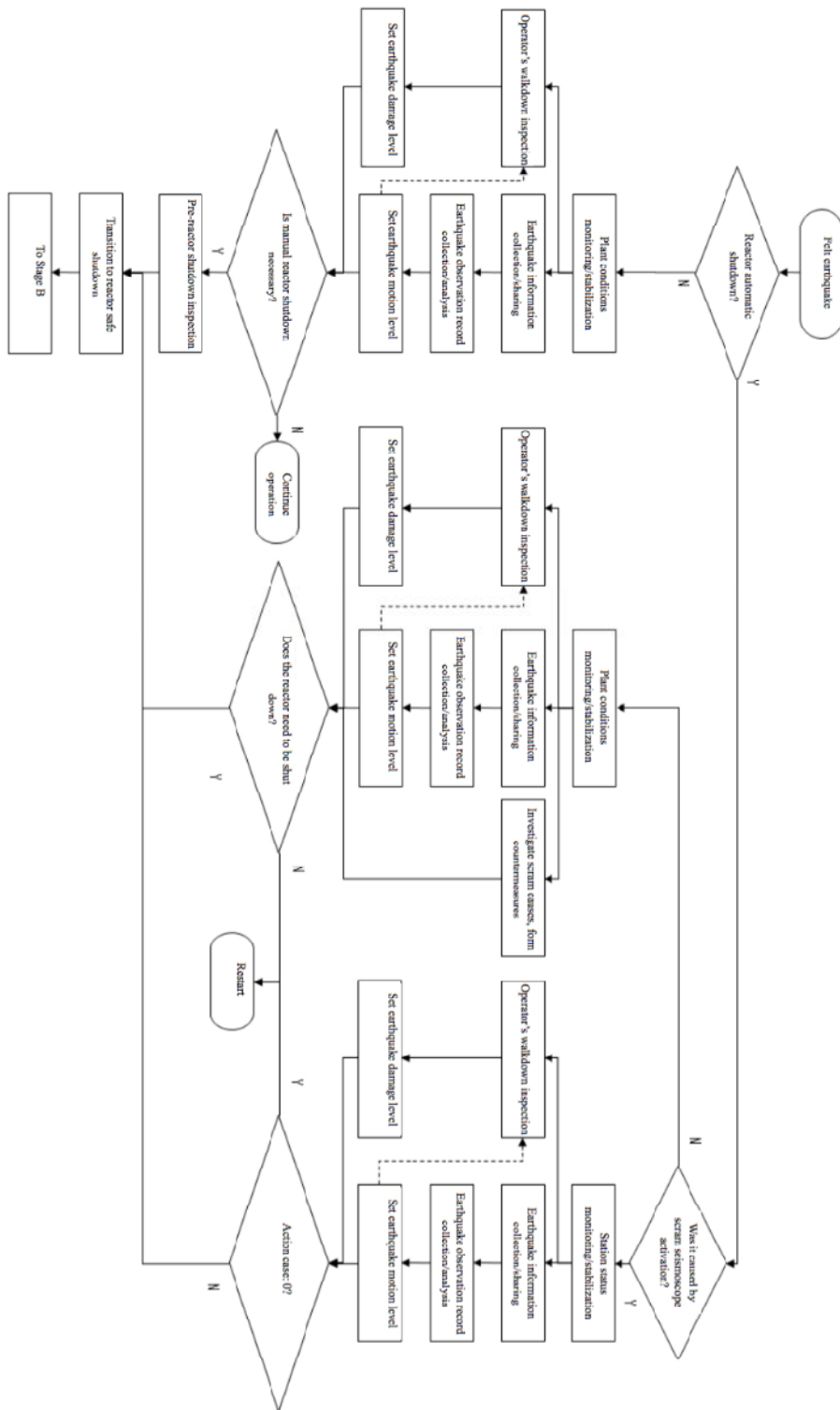


圖 2-2 階段 A 之流程圖(JANTI, 2012-2)

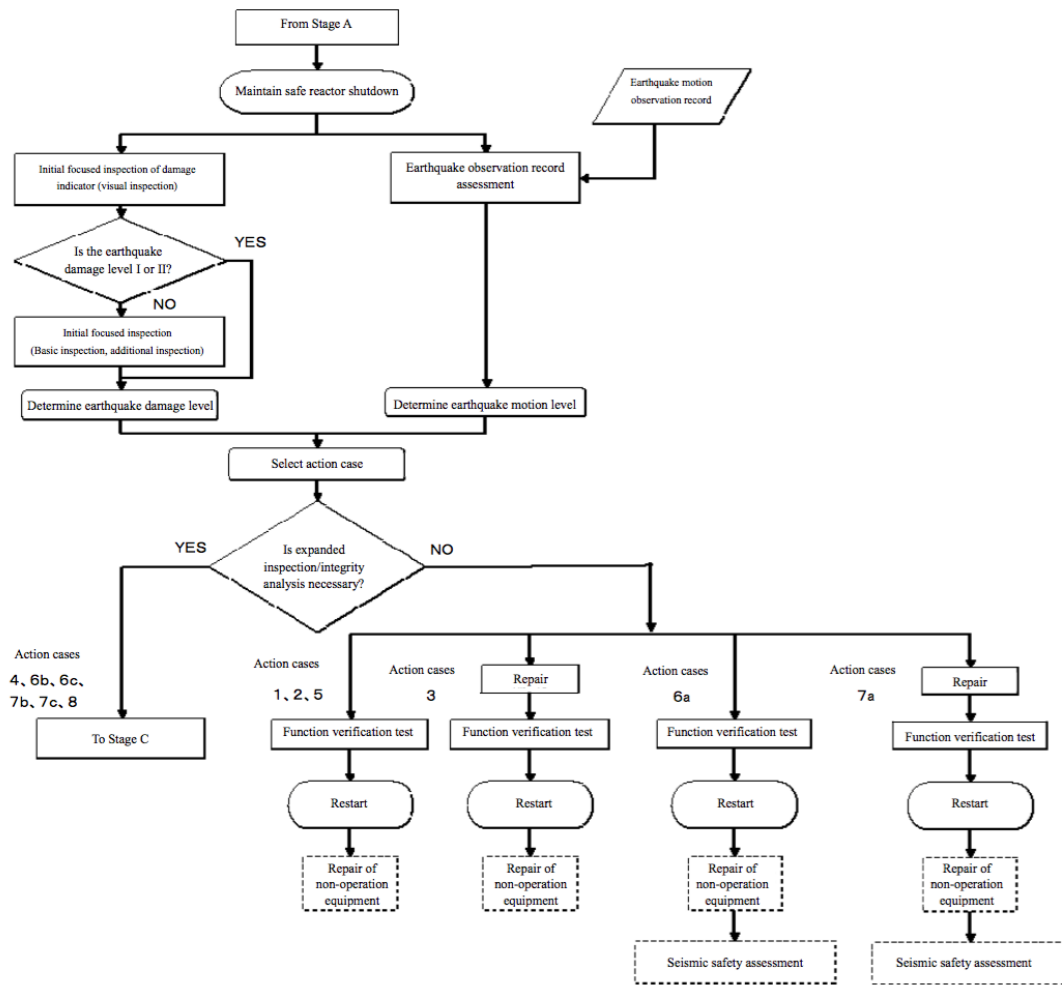


圖 2-3 階段 B 之流程圖(JANTI, 2012-2)

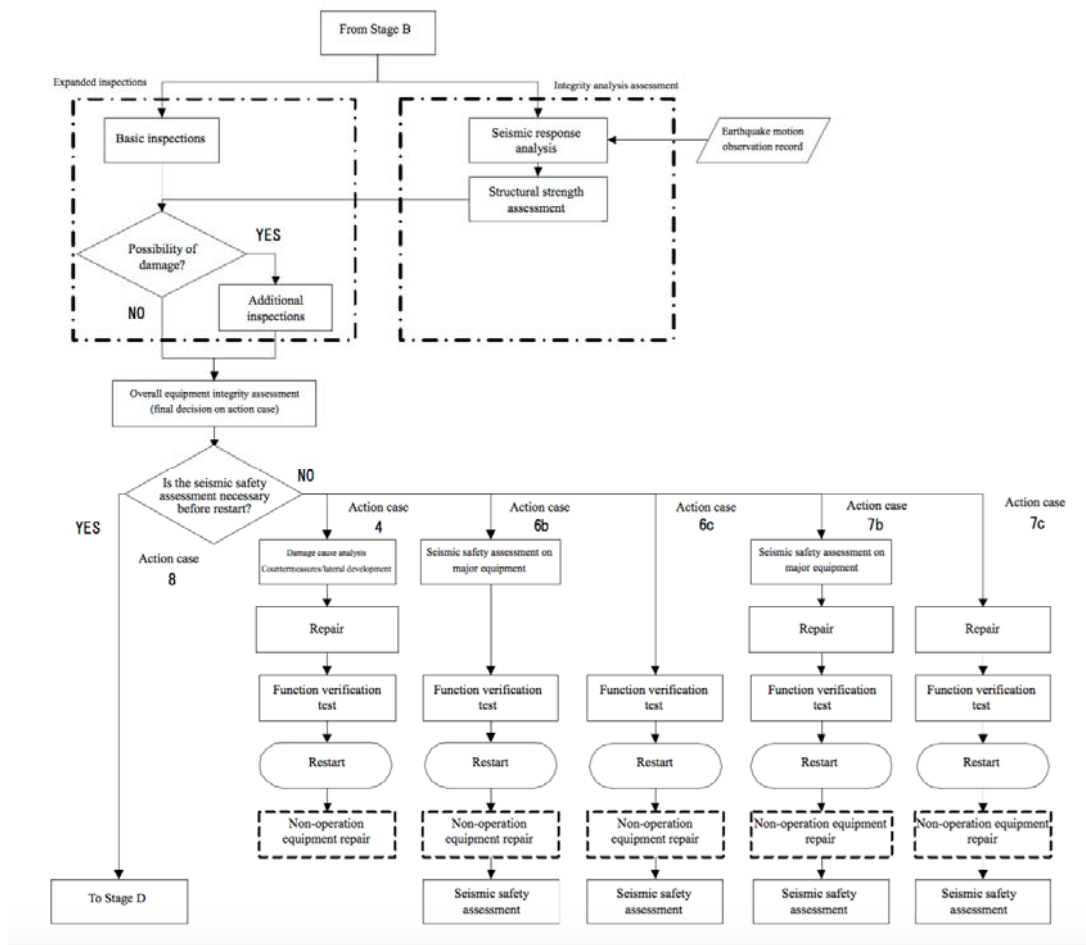


圖 2-4 階段 C 之流程圖(JANTI, 2012-2)

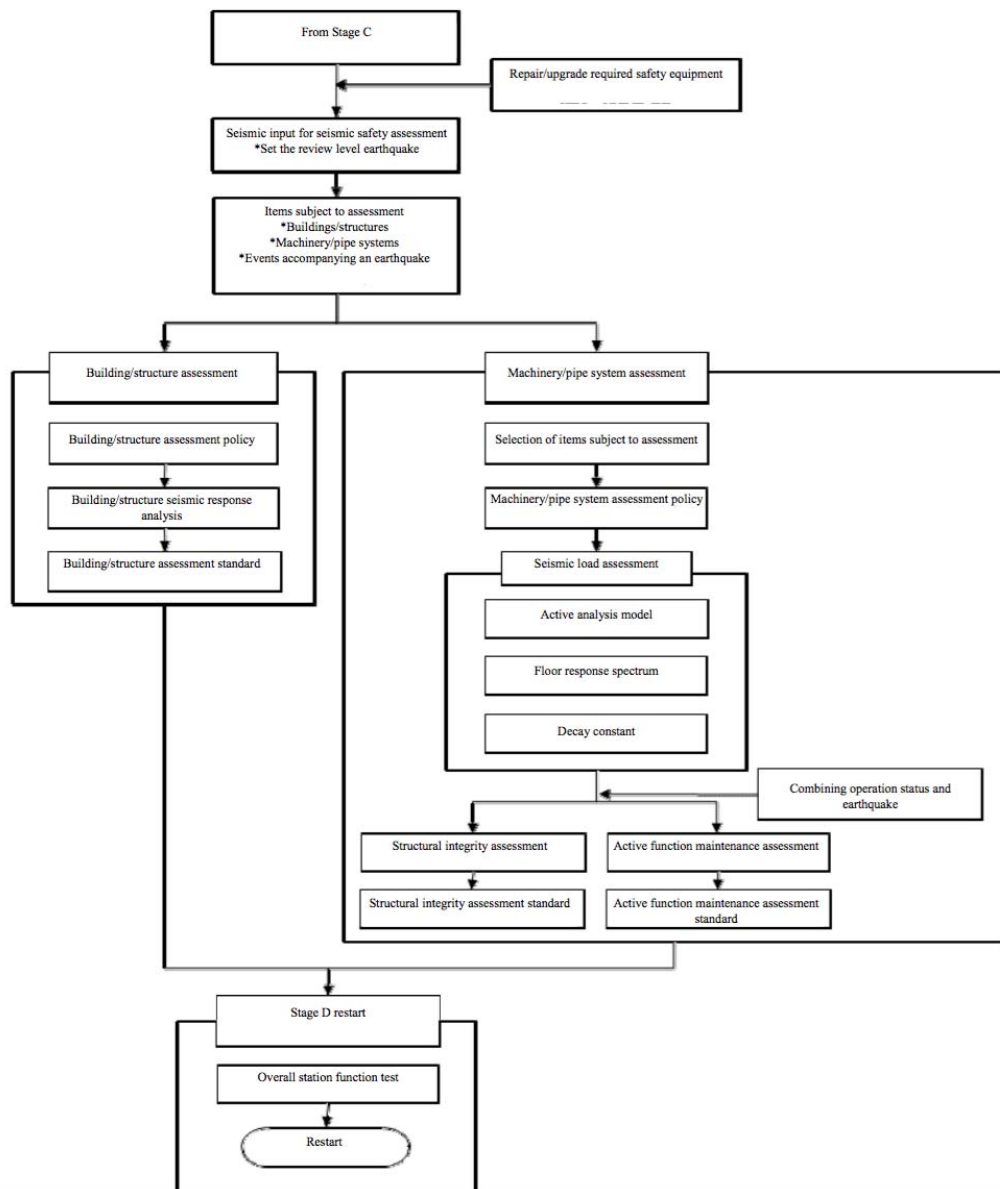


圖 2-5 階段 D 之流程圖(JANTI, 2012-2)

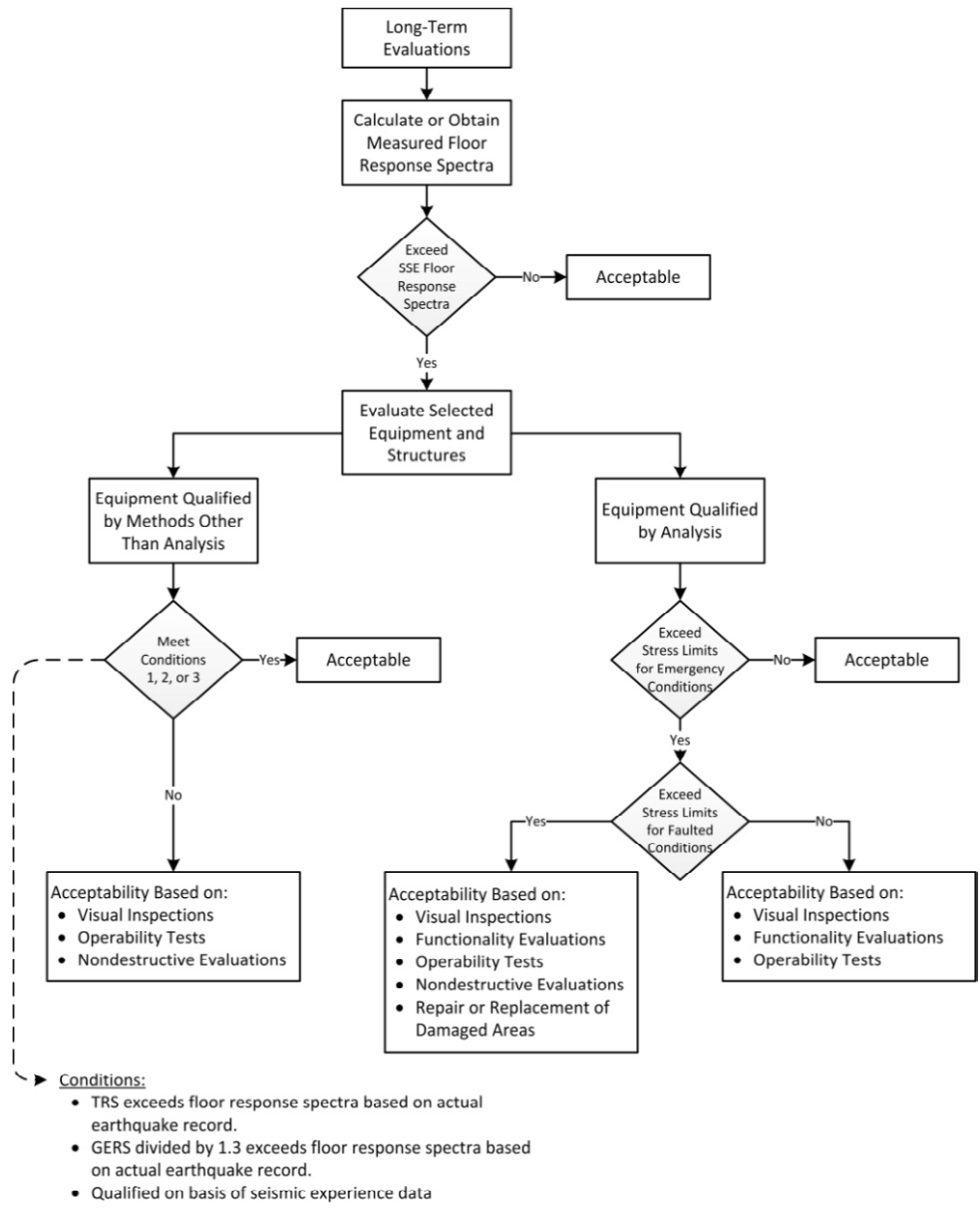


圖 2-6 長期評估及接受準則之流程圖

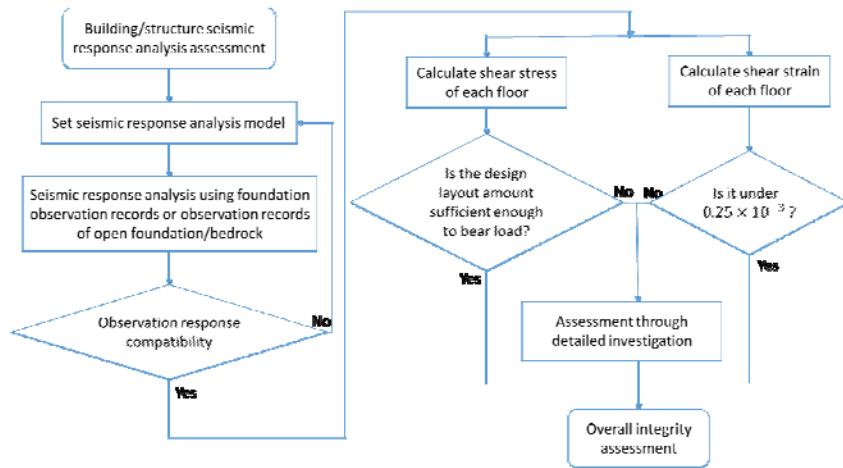


圖 2-7 建築和結構之健全性評估流程(JANTI, 2012-2)

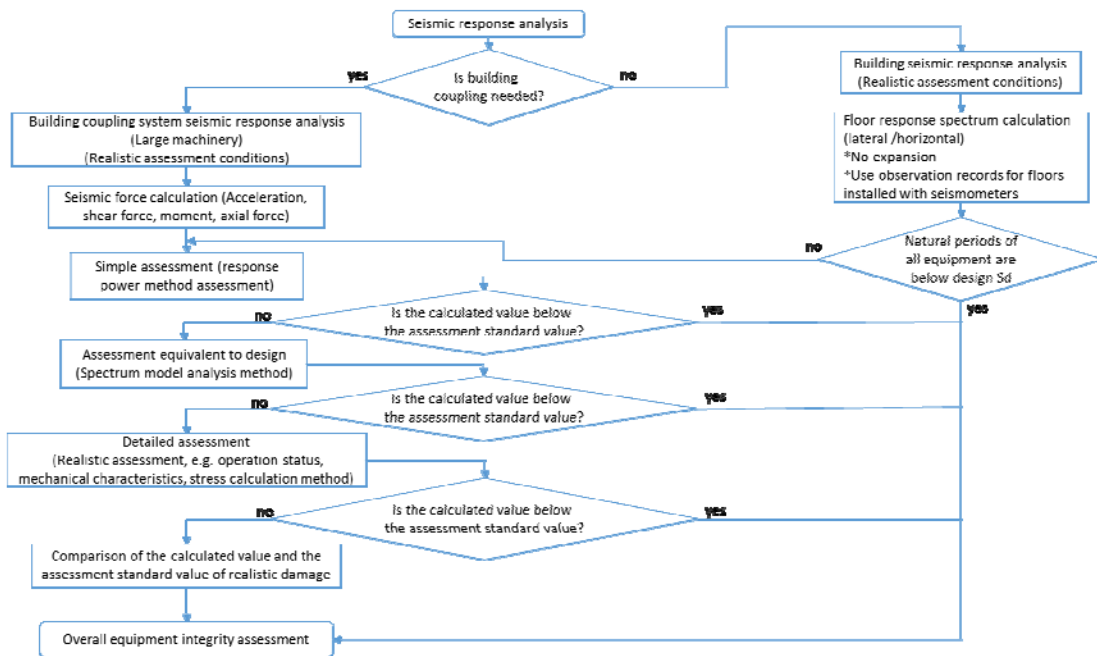


圖 2-8 設備之健全性評估流程(JANTI, 2012-2)

三、核電廠地震停機準則探討之最新文獻案例

(一) 文獻簡介

2017年二月Grant、Tang、Hardy和Kassawara等學者於Earthquake Spectra國際期刊發表一篇有關2011年東日本大地震對離震央最近的四座日本核電廠(即：女川、福島第一、福島第二、東海第二核電廠)所觀測計算而得之「地震損害指示參數(Damage Indicating Parameters, 簡稱DIP)」對未來核電廠自動停機標準討論的重要文獻(Grant et al., 2017), 文中發現四座日本核電廠所觀測計算而得之地震損害指示參數DIP, 遠超過日前美國與日本對核電廠遭遇地震而停機的門檻值, 然而地表震動僅對四座日本核電廠造成極微小的損傷, 這些現象顯示提高目前地震停機門檻值的可能性, 且不會對核電廠引入任何顯著的地震風險。

這篇文獻(Grant et al., 2017)亦在第一章簡單介紹美國USNRC採用眾多地震損害指示參數DIP之其中一個標準化的參數 CAV_{STD} (Standardized Cumulative Absolute Velocity)做為停機判定參數的緣由(EPRI, 1988 & EPRI, 1991), 美國EPRI的TR-100082研究報告(EPRI, 1991)提出以 $0.16g\cdot s$ 做為用來判定核電廠潛在損傷的CAV門檻值, 即 $CAV_{STD}=0.16g\cdot s$, 而USNRC亦在RG1.166 (USNRC, 1997)採用 $CAV_{STD}=0.16g\cdot s$ 與反應譜檢查做為核電廠停機的判定標準。

事實上, 文獻(Grant et al., 2017)亦提到EPRI的研究報告發現日本多個核電廠已經經歷許多次地震, 且其所量測到的 CAV_{STD} 值皆大於USNRC的 CAV_{STD} 門檻值10倍~20倍, 而這

些核電廠皆能保持運作(EPRI, 2009)，這個結果顯示門檻值過於保守，而Campbell和Bozorgnia兩位學者(2012)特別針對CAVSTD門檻值保守的現象進行進一步的研究，亦獲得此CAVSTD門檻值可以適度提高的結論。

我國Ting Chow、Yuan Chieh Wu和Yun Chau Gau等學者(2009)以2006年恆春地震對馬鞍山核電廠之影響為例，檢視USNRC的自動停機規定，亦認為0.16 g-s的CAV門檻值過於保守，並指出0.2g RG1.60反應譜的CAV值約為0.6~0.7g-s。

本章節將針對Grant等學者的這篇文獻(Grant et al., 2017)節錄重要部分進行簡要的介紹與說明。

(二) 東日本大地震對四座 NPP 之影響(Grant et al., 2017)

本文獻(Grant et al., 2017)亦簡單介紹2011年東日本大地震對四座離震央最近的核電廠的影響，此四座核電廠即：女川核電廠(代號：O)、福島第一核電廠(代號：1F)、福島第二核電廠(代號：2F)、東海第二核電廠(代號：T2)，如圖2-3-1所示，四座核電廠內機組在大地震發生前、發生後、海嘯後的狀態如表3-1所示：

2011年東日本大地震對四座核電廠址的地震強度，依據日本氣象廳(JMA)的分級為 5-Upper ~ 6-Upper，IAEA依照MMI分級估計為VII~VIII，四座核電廠在此強烈大地震的搖晃震動下，安全相關的SCCs仍然可以保持運作，直到主震發生30~40分鐘後海嘯波的到來。女川核電廠(O)的結構構件皆未受損，福島第一核電廠(1F)的所有安全相關SCCs在地震發生後至海

嘯來臨前，皆如設計的要求運作，福島第二核電廠(2F)和東海第二核電廠(T2)所受到的地表震動並未超過設計值，所有安全相關的SCCs皆未受到震損。

(三) 四座 NPP 於東日本大地震時之 DIP 資料(Grant et al., 2017)

Grant等學者(2017)蒐集2011年東日本大地震之主震發生時，四座核電廠(女川、福島第一、福島第二、東海第二)內部共141個地震儀所記錄的加速度歷時資料，表3-2依照地震儀所在核電廠與廠內位置列出文獻(Grant et al., 2017)所分析的地震儀水平運動分量資料數目，Grant等學者(2017)發現這些東日本大地震主震的加速度歷時資料有三個特徵：第一、加速度幅度非常高(福島第一核電廠之C02地震儀量測到東西向PGA=1.1g)；第二、搖晃持續時間長(福島第二核電廠之G1地震儀量測到東西向有效持續時間為70.8秒)；第三、與日本過去所發生的地震(如：2007年中越沖地震對KKNPP的影響)相比較，東日本大地震之主震在高頻區(超過10Hz)有較強的頻譜內容(spectral content)。

Grant 等學者(2017)將上述所蒐集到的每筆加速度歷時資料，皆計算出其 5%阻尼的地震反映譜、傅立葉振幅頻譜、功率頻譜密度、以及多種 DIPs，這些 DIPs 包括：CAV_{STD}、有效區間之 RMS 加速度、ZPA、Arias 強度、JMA 強度...等參數。圖 3-2 為假設 CAV_{STD}、RMS 加速度、ZPA、Arias 強度為對數常態分佈時，其在四座核電廠各位置的中位數值與正負一個標

標準的區間值，圖 3-2 顯示：

- (1) 各項 DIPs 由反應爐建築底板(RB basemat)到反應爐操作平台(RB operating deck)皆有放大現象。
- (2) 反應爐操作平台(RB operating deck)的各項 DIP 有較大的變動，其原因為此處的結構反應較複雜。
- (3) 各項 DIPs 由地下鑽孔處(borehole)到地表面亦皆有放大現象，顯示出土層對各場址的放大效應。
- (4) 女川核電廠的反應爐建築 RB 建在岩盤上(剪力波速 $V_s=1000-1500$ m/s)，其餘三座核電廠的反應爐建築 RB 皆建在軟岩上(剪力波速 $V_s \leq 500$ m/s)，因此，土壤-結構互制的效應並不顯著到會造成反應爐建築底板(RB basemat)與反應爐建築外同樣高程之地下鑽孔處(borehole)的 DIPs 有大的差異。

(四) 美日 NPP 地震自動停機設定與規定之討論(Grant et al., 2017)

1. 東日本大地震於日本自動停機設定超標之討論

根據 JAPC (2011)、TEPCO (2011)、Tohoku-EPCO (2011) 的規定，日本核電廠之發電機組的自動停機設定係由反應爐建築(RB)各樓層的水平與垂直加速度限值來決定，其單位為 gal (cm/s^2)。

2011 年東日本大地震時，四座核電廠所記錄到的反應爐建築樓層加速度，除了東海第二核電廠的反應爐建築底板的水平尖峰樓層加速度 225 gal 小於其停機設定加速度限值 250 gal

之外，其餘四座核電廠反應爐建築各樓層所記錄到的加速度值皆超過其自動停機設定的限值，圖 3-3 顯示出四座核電廠內各反應爐建築中所記錄到最大的樓層尖峰加速度與其所對應的自動停機設定的限值。

2. 東日本大地震於美國 USNRC 規定自動停機門檻值超標之討論

美國 USNRC 現行的自動停機規定主要是依照 CAV_{STD} 門檻值與所記錄的自由域地表震動的反應譜檢核來決定(USNRC, 1997)。

CAV_{STD} 門檻值為 0.16 g-s，只要地震儀所記錄到三個方向加速度歷時的其中之一，所計算出的 $CAV_{STD}=0.16$ g-s，即達到 CAV_{STD} 門檻值。

反應譜檢核主要是檢查 OBE 反應譜是否被超過，檢查三個方向其中任何一個方向的 5% 阻尼反應譜是否大於：

- 其所對應的設計反應譜加速度值(如果 OBE 反應譜用於設計，否則採用 1/3 的 SSE)或 0.2g，以上取其大者，若頻率在 2 Hz ~ 10 Hz。
- 其所對應的設計反應譜速度值(如果 OBE 反應譜用於設計，否則採用 1/3 的 SSE)或頻譜速度 6 in/s (15.24 cm/s)，以上取其大者，若頻率在 1 Hz ~ 2 Hz。

如果 CAV_{STD} 的門檻值和反應譜檢核皆超過以上規定，則 OBE 超標將被啟動，且核電廠需要停機。

Campbell 和 Bozorgnia (2011) 結合 USNRC 的 CAV_{STD} 門檻

值和反應譜檢核兩項規定，定義出 CAV_{DP} 值，其定義如下：

- 若滿足 USNRC 的 OBE 超標規定， CAV_{DP} 值等於三個方向之中最大的 CAV_{STD} 值。
- 若未滿足 USNRC 的 OBE 超標規定， CAV_{DP} 值等於 0。

需要注意的是：在 OBE 超標檢核時，採用保守的頻譜加速度 0.2g 與頻譜速度 6 in/s (15.24 cm/s) 做為判定標準值。

Grant 等學者(2017)為了檢核 USNRC 的現行停機準則，在計算日本四座核電廠在東日本大地震時的 CAV_{DP} 值時，僅採用表 3-2 中的地表自由域(free-field at grade)紀錄資料，並採用保守的頻譜加速度 0.2g 用來做 OBE 反應譜檢核，結果顯示：四座核電廠的所有自由域地表運動紀錄皆超過 0.2g 至少 5 倍(在 2 Hz ~ 10 Hz)，且所有地表自由域(free-field at grade)紀錄資料所獲得的最大 CAV_{STD} 值(即 CAV_{DP} 值)，皆大於 0.16 g-s 的門檻值。在東日本大地震時四座日本核電廠(福島一、福島二、女川、東海二)地震儀在地表自由域(free-field at grade)所紀錄的資料所計算出的 CAV_{DP} 值與 USNRC 現行 CAV_{STD} 門檻值的比較，如表 3-3 所示，表 3-3 的重要發現如下：

- 四座日本核電廠(福島一、福島二、女川、東海二)地震儀於東日本大地震在地表自由域(free-field at grade)所得資料計算出的 CAV_{DP} 值皆明顯超出 USNRC 的現行 CAV_{STD} 門檻值 0.16 g-s 甚多。
- 表中四座日本核電廠的 CAV_{DP} 值亦超過 0.77 g-s 的 CAV_{STD} 值，此值為 EPRI 於 1979 年美國加州 Imperial Valley 地震所發現造成 El Centro 火力發電廠輕微損傷所計算出的 CAV_{STD}

值(EPRI, 1991)。

- 表中的 CAV_{DP} 的中位數值皆超過 USNRC 的現行 CAV_{STD} 門檻值的 34 倍到 52 倍，這幾乎是 EPRI TR-100082 報告(EPRI, 1991)所估計保守餘額的 10 倍。

Grant 等學者(2017)探討以上的結果，發現 USNRC 現行 CAV_{STD} 門檻值是保守地依照商業與工業設施在 MMI 地震強度分級 VII 級或更高級的地表運動量測所訂定，MMI 分級的 VII 級被視為對「良好設計與施工的建築」造成潛在損傷的一個地震強度門檻值(EPRI, 1988)，而 USGS 所定義的「良好設計與施工的建築」係指此種建築有合理的地震保護措施，但不一定需要由工程師來設計，此外，MMI 地震強度分級主要是給一般建築來使用，而這些建築的耐震與堅固程度不如核電廠建築，因此將 MMI 分級的 VII 級應用於核電廠建築是明顯的過於保守。

(五) 結論 (Grant et al., 2017)

1. 基於過去的歷史地震資料 EPRI 建立了一個給傳統建築而非核電廠建築使用的 CAV_{STD} 門檻值(即 0.16 g-s)，然而，USNRC 以此保守的 CAV_{STD} 門檻值與 OBE 反應譜檢核為無損於核電廠 SSC 的地震事件，訂定一個不需要停機的核電廠的停機準則。
2. 在 2011 年東日本大地震，女川核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 7.9 g-s ~ 8.3 g-s，福島第一核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 5.0 g-s ~ 12.2 g-s，福島第二核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 3.9 g-s ~ 7.1

g-s，東海第二核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 5.4 g-s ~ 5.6 g-s；此外，東日本大地震在四座核電廠反應爐底板(RB basemat)震動所量到的最大水平 CAV_{STD} 值為 4.7 g-s，最大垂直 CAV_{STD} 值為 4.1 g-s，然而，這四座核電廠的安全相關 SSC 皆未受到地震引致的損害。

3. 表 3-3 的結果顯示 USNRC 現行的 CAV_{STD} 門檻值(即 0.16 g-s) 可能過於保守超過 10 倍以上，這個結果亦指出：對美國的核電廠而言，提高現行 CAV_{STD} 門檻值而不會引入任何多餘地震風險的可能性，縮小停機準則的保守度可以避免因鄰近小地震或遠方大地震對核電廠所造成的昂貴且不必要的停機事件，經過適當的評估，USNRC 的 CAV_{STD} 門檻值亦適用於美國以外的核電廠。
4. 現行 USNRC 所監管的核電廠對地震反應門檻值僅考慮地表震動，日本福島第一核電廠的毀滅性後果顯示：未來核電廠的停機準則研究應考慮地震引致的第二災害。
5. 我國 Ting Chow、Yuan Chieh Wu 和 Yun Chau Gau 等學者(2009)以 2006 年恆春地震對馬鞍山核電廠之影響為例，檢視 USNRC 的自動停機規定，亦認為 0.16 g-s 的 CAV 門檻值過於保守，並指出 0.2g RG1.60 反應譜的 CAV 值約為 0.6~0.7g-s。
6. 建議未來若有新的地震資料，可再針對 CAV 門檻值的設定，進行更深入的研究，降低不必要的停機導致的經濟損失。

表3-1 2011年東日本大地震影響四座核電廠機組之狀態
(IAEA, 2011)

Unit	Before earthquake	After earthquake	After tsunami
1F1	Operating	Automatic scram ¹	Loss of cooling ²
1F2	Operating	Automatic scram	Loss of cooling
1F3	Operating	Automatic scram	Loss of cooling
1F4	Outage	Cold shutdown ³	Loss of SFP cooling ⁴
1F5	Outage	Cold shutdown	Cold shutdown
1F6	Outage	Cold shutdown	Cold shutdown
2F1	Operating	Automatic scram	Cold shutdown
2F2	Operating	Automatic scram	Cold shutdown
2F3	Operating	Automatic scram	Cold shutdown
2F4	Operating	Automatic scram	Cold shutdown
O1	Operating	Automatic scram	Cold shutdown
O2	Reactor Start	Automatic scram	Cold shutdown
O3	Operating	Automatic scram	Cold shutdown
T2	Operating	Automatic scram	Cold shutdown

¹ “Scram” is used to designate the shutdown of the nuclear reactor fission process by insertion of control rods.

² Loss of cooling function for reactor fuels.

³ A reactor coolant system at atmospheric pressure and at a temperature below 200°F following a reactor cooldown.

⁴ Loss of cooling function to external heat exchangers for the spent fuel pool (SFP).

表3-2 四座核電廠之地震儀水平運動分量資料數目
(Grant et al., 2017)

Location category	1F NPP	2F NPP	O NPP	T2 NPP
Free-field at grade	42	6	2	2
Borehole (RB basemat level)	4	5	2	2
Other depths in borehole	18	7	4	4
RB basemat	16	12	10	10
RB mid-height	2	10	6	2
RB operating deck	4	4	10	2
Other locations in RB	2	4	6	2
Turbine Building	4	24	0	0
Total	92	72	40	24

表3-3 四座核電廠地表自由域(free-field at grade)紀錄所得之 CAV_{DP} 值(單位: g-s) (Grant et al., 2017)

Plant	Raw data			Lognormal distribution		Conservatism factor	
	Count	Min.	Max.	Median	σ	Median/0.16	Median/0.77
1F	21	5.09	12.15	7.91	1.11	49	10
2F	3	4.20	7.09	5.36	1.12	34	7
O	1	8.33	8.33	8.33	–	52	11
T2	1	5.58	5.58	5.58	–	35	7

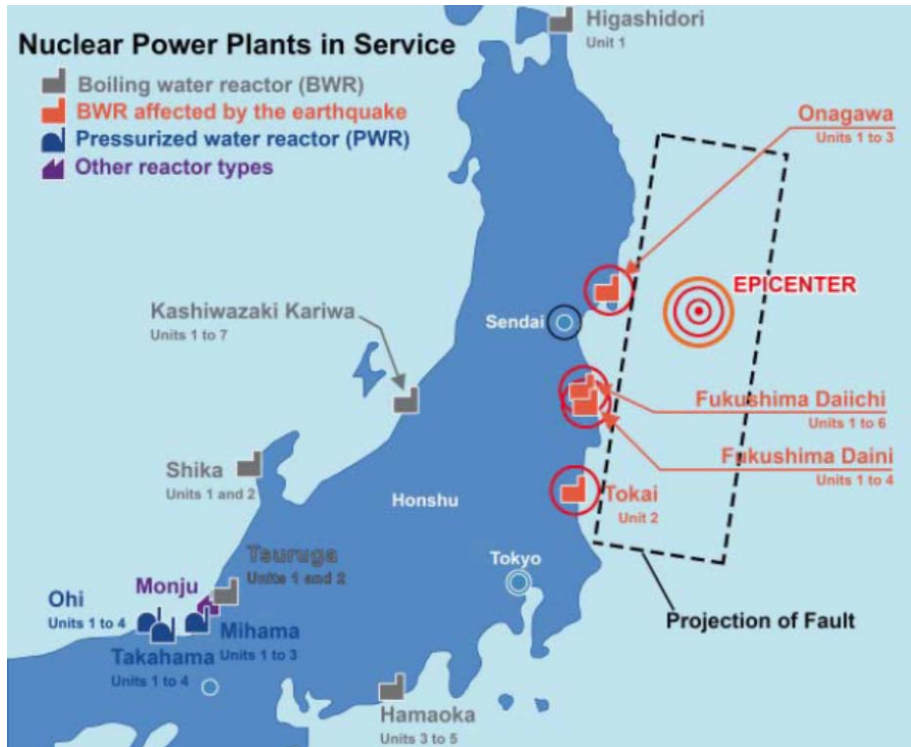


圖3-1 2011年東日本大地震之震央與受影響之核電廠示意圖 (Yokota et al., 2011)

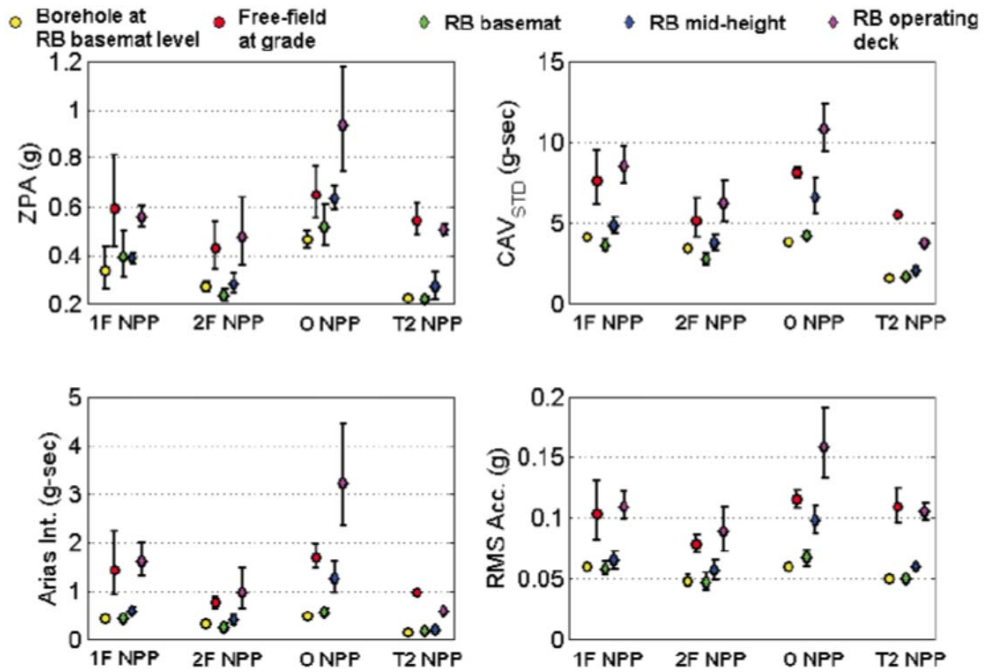


圖 3-2 四座核電廠之各位置的水平加速度分量所得之各種 DIPs

(Grant et al., 2017)

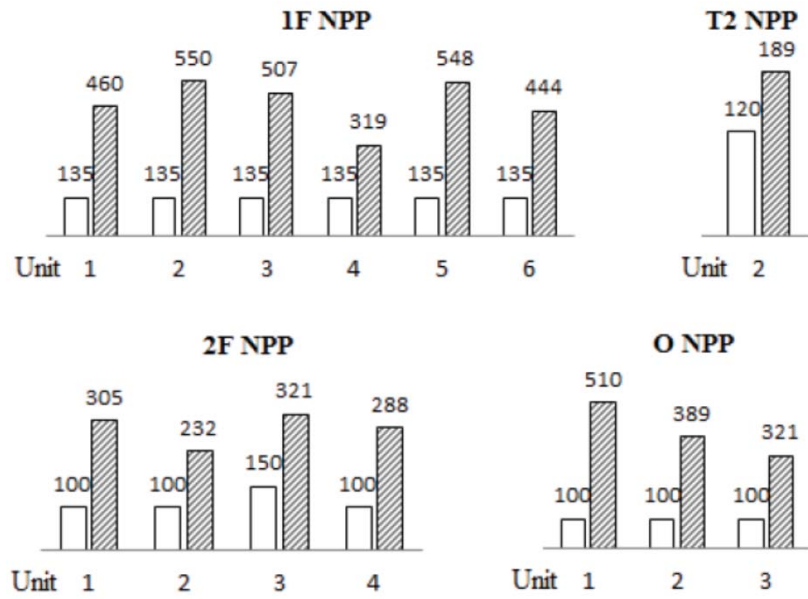


圖3-3 四座核電廠所記錄的尖峰樓層加速度值與相對應的日本核電廠自動停機設定限值之比較 (Grant et al., 2017)

四、核電廠耐震安全監測識別分析與評估

(一) 核二廠耐震安全監測識別分析與評估

1. 監測與識別系統

核二廠於 1981 年開始於廠區內安裝地震監測系統，並於 2005 年更新為數值式觀測系統，包含八部強震儀（OSG-XE-101~108）及一部弱震儀（OSG-XE-109），圖 4-1 為核二廠地震儀設置示意圖。表 4-1 為核二廠地震監測、地震識別、強震急停系統之感測器、集錄裝置/控制機箱等型式，表 4-2 為安裝位置。

核二廠區內之地震監測系統，主要功能是用來監測各位置之地振動。一旦地動值強度超過一定標準，則電廠必須進行相關作業程序。其中包含四個警報標準，弱震儀觸發（L1）、強震儀觸發（L2）、OBE 警報限值（L3）及 SSE 警報限值（L4）。當地震動值超過地震儀觸發標準，地震儀即開始紀錄；而當最大加速度值超過 OBE 或 SSE 限值，電廠即需依規定程序進行強震停機檢查、測試及機組再啟動評估，進行必要之設備功能檢查。各地震儀之觸發、OBE 和 SSE 標準因設置位置及向量不同而有不同設定，系統設定參照表 4-1。OBE 警報標準除了加速度限值，還包括超越 DBRS（Design Basis Response Spectra）兩種，任一種超越即需進入停機檢查程序。

2. 系統識別方法

進行結構物之震後安全評估，往往利用結構物之量測反

應資料，然後藉助訊號處理與系統識別方法，分析結構物之動態特性，進而評估結構物之安全性。訊號處理往往利用結構物的地震輸出反應（Output）資料，進行分析與評估。至於應用系統識別方法估測系統能譜，則必須首先決定結構系統的數學模式，並配合結構物的地震輸出反應（Output）及地震輸入擾動（Input）估測模式的參數值，然後將估測模式參數值代入理論值之 PSD 能譜（Power Spectrum）表示式進而評估系統之特性。第三次十年整體安全評估報告中，利用建立配合結構物的地震輸出反應及地震輸入擾動的時變性 ARX 模式的瞬時能譜（Changing Spectrum）方法進行識別，建立時間-頻率-能量的瞬時能譜，以掌握結構在地震作用下的動態特性。亦採用遞迴性最小平方法（Recursive Least Square）配合常數跡（Constant Trace）技巧進行驗證與比較。

3. 地震資料之識別分析

(1). 舊監測系統之識別分析

本報告選取 84 年 6 月 25 日及 88 年 9 月 21 日兩次較大地震之東西向紀錄進行識別成果說明，其中廠址與震源位置示意圖見於圖 4-2。有關兩次地震記錄之加速度歷時圖及富氏頻譜分別見於圖 4-3 及圖 4-4。比較圖 4-3 及圖 4-4 之富氏譜，清楚發現兩次地震記錄之頻率有相當的差異存在。另外，由於自由場之地震資料未能被記錄到，因此以地震儀 XE102(位於包封容器底座，CH.A)之地震資料作為結構物的輸入訊號，而分別以測點 XE103 (CH.B)，XE105 (CH.D)，XE106 (CH.E) 量測之東西向訊號為系

統輸出。

A. 瞬時能譜 (ARX 模式) 之識別分析

採用 ARX 模式之瞬時能譜方法進行分析。圖 4-5 與圖 4-6 分別為 84 年 6 月 25 日及 88 年 9 月 21 日地震所識別出時間—頻率—振幅漸變圖。從比較圖 4-5 與圖 4-6，可以觀察到測點 XE103 與 XE105 所識別出之主要頻率在兩次地震紀錄均維持在 3.5Hz，而測點 XE106 也維持在 5.5Hz 左右。此外，各測站在兩次不同地震紀錄所識別出極點位置相當接近。換言之，結構物的系統特性在兩次地震中均維持不變。

若假設結構系統的阻尼比例於質量與勁度，亦即假設為比例阻尼，則可以更進一步識別出系統的振頻與阻尼比。根據兩次地震紀錄所識別出系統的主要振頻及其阻尼比之時變性。可以觀察到各測點在兩次不同地震所估測的振頻相當符合，至於阻尼比則不容易看出具體成果。

B. 遞迴性最小平方法配合常數跡之識別分析

基於上一小節之分析結果，本章節採用線性過濾 (Linear Filter) 理論進行比較、驗證前面的識別結果。以遞迴性最小平方法配合常數跡進行分析。圖 4-7 與圖 4-8 分別為 84 年 6 月 25 日及 88 年 9 月 21 日地震，以常數跡技巧所識別出時間—頻率—振幅之漸變圖。從圖 4-7 與圖 4-8 中，測點 XE103 與 XE105 之主要頻率在二次不同地震中均維持在 3.5Hz，而測點 XE106 均在 5.5Hz 左右。而且各測站在兩次不同地震所識別出極點位置相當接近。

比較常數跡與瞬時能譜方法所識別出極點分佈位置，發現兩者的識別結果相當符合。此外，常數跡方法為一線性迴歸模式，能符合系統阻尼為比例阻尼之假設。可以發現各測點在兩次不同地震所估測之振頻相當接近。

(2). 新監測系統之識別分析

本節分析核二廠更新完成後之二個監測系統在地震下之動態行為，選取 95 年 7 月 28 日地震紀錄來進行識別，此外，為了與舊系統之識別結果相比對，設定測點 XE102 為輸入擾動，而定義另三個量測點為輸出反應，以求兩測點間之轉換函數。新增設之 OS-216 系統，則是以 XE126 為輸入擾動，其他測點為輸出，可以發現測點 XE103 與測點 XE105 在水平方向的主頻均在 3~4Hz。然而測點 XE106 在水平方向的主頻為 5Hz，但此結果與舊系統相符。其次，可以發現各測點在水平方向的主頻皆為 3.5Hz。

A. 瞬時能譜 (ARX 模式) 之識別分析

本報告首先以測點 XE102 (CH. A) 量測之東西向訊號為系統輸入，而分別以測點 XE103(CH. B), XE105(CH. D), XE106(CH. E)東西向為系統輸出。其次以測點 XE126 (CH. N1) 量測之東西向訊號為系統輸入，並以測點 XE127 (CH. N2), XE129 (CH. N4), XE131 (CH. N6), XE132 (CH. N7) 量測之東西向訊號為系統輸出。採用 ARX 模式之瞬時能譜方法，進行分析 95 年 7 月 28 日核二廠地震紀錄。可以觀察到測點 XE103 與 XE105 所識別出之主要頻率均維持在 3.5Hz 左右，而測點 XE106 也維持

在 5.5Hz 左右。至於測點 XE127, XE129, XE131, XE132 所識別出之主要頻率維持在 3.4Hz 左右。若假設結構系統的阻尼比例於質量與勁度，即假設為比例阻尼則可以更進一步識別出系統的振頻與阻尼比。

B. 遞迴性最小平方法配合常數跡之識別分析

同樣地，以測點 XE102 (CH. A) 量測之東西向訊號為系統輸入，而分別以測點 XE103 (CH. B), XE105 (CH. D), XE106 (CH. E) 東西向為系統輸出。其次以測點 XE126 (CH. N1) 量測之東西向訊號為系統輸入，並以測點 XE127 (CH. N2), XE129 (CH. N4), XE131 (CH. N6), XE132 (CH. N7) 量測之東西向訊號為系統輸出。本報告以遞迴性最小平方法配合常數跡進行分析，進行識別 95 年 7 月 28 日核二廠地震紀錄。從以常數跡技巧所識別出時間—頻率—振幅之漸變圖中，可以觀察到測點 XE103 與 XE105 所識別出之主要頻率 (First Mode) 均維持在 3.5Hz 左右，而測點 XE106 也維持在 5.5Hz 左右。至於，測點 XE127, XE129, XE131, XE132 所識別出之主要頻率維持在 3.4Hz 左右。比較常數跡方法與瞬時能譜方法所識別出極點分佈位置，發現兩者的識別結果相當符合。此外，常數跡方法為一線性迴歸模式，能符合系統阻尼為比例阻尼之假設。可以發現常數跡方法與瞬時能譜方法所識別各測點之振頻與阻尼比相當接近。

3. 小結

本報告評估建立 ARX 模式瞬時能譜識別方法，能夠有

效地偵測結構物之動態特性如系統極點及振態頻率並採用遞迴性最小平方法配合常數跡技巧進行比較與驗證。瞬時能譜和常數跡兩種方法所識別之主要振頻相當接近，測點 XE103 與 XE105 所識別出之主要頻率 (First Mode) 均維持在 3.5Hz 左右，而測點 XE106 也維持在 5.5Hz 左右。

由於核二廠第三次十年安全評估，尚有新監測系統配置與感測器編號之缺漏，故無法得知新監測系統之感測器之確切位置，但由資料尚可得新監測系統資料識別的結果。測點 XE127, XE129, XE131, XE132 所識別出之主要頻率維持在 3.4Hz 左右。至於阻尼比，兩種方法識別結果也有相當的一致性。

核二廠地震觀測系統更新後之第一個地震記錄，雖然振動值不大，仍利用此地震記錄進行系統識別工作，並可與舊系統之系統識別結果相比較。表 4-3 列出新系統 CH. B(XE103)、D(XE105)及 E(XE106)點之主要振頻結果；同時，表中亦列出地震觀測系統更新前利用 84 年 6 月 25 日地震及 88 年 9 月 21 日地震之主要振頻結果，兩系統均獲得一致之結果。

核電廠圍阻體上三組地震儀 (CH. B、D、E) 由瞬時能譜和常數跡方法所識別之水平向主要振頻與核電廠水平向之設計反應譜，如圖 2-4-9，峰值有相當程度的符合。此外，表 4-4 為核二廠耐震一級結構之原始設計設計頻率，本報告系統識別工作針對 XE103 與 XE105 所識別出之主要頻率 (First Mode) 在 3.3~3.5Hz 左右，測點 XE127、XE129、

XE131、XE132 所識別出之主要頻率維持在 3.4Hz，與反應爐圍組體結構之水平向第一模態主頻 3.35Hz 一致；位於輔機間樓板之 XE106 則約在 5.5Hz 左右，略高於 4.96Hz 之結構設計頻率。透過系統識別結果與原始設計反應譜和自然頻率之比較，顯示電廠結構之振動特性仍符合原始設計模式。

(二) 核三廠耐震安全監測識別分析與評估

1. 監測系統

核三廠自 1991 年起於廠區內安裝數位式地震監測系統，地震儀編號及放置地點詳見表 4-5 及圖 4-10。從 2003 年下半年起，為避免加速度計受到輻射、機具操作之干擾，將部分的加速度計 Ch：A、B、F 及 E 分別遷移至新址（表 4-6 及圖 4-11）；系統之八組加速度計包含六組安裝於第一號機內之圍阻體基座、圍阻體頂樓板、輔機間底板、RHR 熱交換支撐架、圍阻體中間層樓板和控制室，以及保護區圍牆外之兩組自由場（一組為弱震儀）。

核三廠內之地震監測系統，主要功能是用來監測各位置之地震動，弱/強震儀一旦受地震觸發後，在控制室內的主要記錄系統便開始運作，因此各強震儀可同時開始記錄。一旦最大加速度值強度超過一定標準，則電廠必須進行相關作業程序，其中包含四個警報標準，弱震儀觸發（L1）、強震儀觸發（L2）、OBE 警報限值（L3）及 SSE 警報限值（L4）。當地震動值超過地震儀觸發標準，地震儀即開始記錄；而當最大加速度值超過 OBE 或 SSE 限值，電廠即需依規定程序進行強震停機檢查、測試及機組再啟動評估，進行必要之設

備功能檢查。

2. 識別系統

結構物系統識別工作乃考量地震波由結構底部往上傳遞，利用各高程監測儀器位置與底部監測儀器位置之地震紀錄，進行資料分析，計算各高程監測儀器位置之動態反應。分析結果可得目前結構系統之動態參數，如頻率與阻尼係數，此參數即可作為未來分析比對之基礎，使系統識別成為核三廠耐震安全監測之重要工具。未來有較大地震發生時，再透過分析，識別出震後結構系統之動態參數，作為結構健康診斷之依據，提供電廠地震監測及震後檢核之功能。

核三廠地震識別系統於 2010 年開始進行地震觀測運作，當地震動超過系統觸發 (Trigger) 設定動作點時觸發系統記錄，而當地震大於 0.02g 時在第一時間提送地震資料進行地震識別系統分析檢核。此系統不與核三廠舊有之地震監測系統有連動關係，亦不提供警報和急停等功能，所記錄地震資料單純作為電廠結構系統識別分析之用。

七組加速度型地震感測器中，四組 (SG-YT-045~048) 是新設置於一號機組圍阻體外牆，考慮圍阻體之對稱性，分別設置於方位角 48 度 (SG-YT-045 和 047) 及 326 度 (SG-YT-046 和 048) 的兩個高程之牆體上。另三組感測器乃將舊有地震監測系統中設置於圍阻體內不同高程樓板之三組感測器 (SG-YT-002、018、003) 信號連結至 JP-025 櫃，也就是地震識別系統與監測系統共用此三組感測器。如圖 4-12 所示，位置及高程參考表 4-7。

3. 系統識別方法

在系統識別分析，同上述核二廠之識別方法。利用時變性 ARX 模式的瞬時能譜（Changing Spectrum）方法進行識別，建立時間-頻率-能量的瞬時能譜，並採用遞迴性最小平方方法（Recursive Least Square）配合常數跡（Constant Trace）技巧進行驗證與比較。

4. 地震資料之識別分析

核三廠地震識別系統之七個地震感測器，有關測站編碼詳細位置請參閱圖 4-12，其對應之水平向設計反應譜分別在 2.5 到 3.5Hz 以及 5.5 到 9.0Hz 有兩個明顯的峰值。本報告選取 2010 年 11 月 12 日及 2011 年 8 月 31 日兩次較大的地震紀錄來進行識別分析，而由於有多數地震的圍阻體內地動加速度值小於自由場的加速度值，不適合以自由場量測訊號作為輸入訊號，本分析以測站 A 之量測東西向訊號為系統輸入，而分別以測站 B、測站 F、測站 I 及測站 K 之量測東西向為系統輸出，利用互相關能譜與自相關能譜間關係，可以求得各測站的轉換函數，可以觀察到 2010 年 11 月 12 日地震各測站轉換函數在 3.0 Hz 附近及 7.0 Hz 有共同的峰值，至於 2011 年 8 月 31 日地震則在 3.0 Hz 附近及 8.0 Hz 有共同的峰值。另外 7.0 至 9.0 Hz 頻率內涵較為複雜，可能由於地震紀錄相當小加上電廠的背景雜訊可達 1.5 gal 以上所影響。

(1) 瞬時能譜（ARX 模式）之識別分析

採用 ARX 模式之瞬時能譜方法進行分析。圖 4-13 及

圖 4-14 分別為 2010 年 11 月 12 日及 2011 年 8 月 31 日地震所識別出的時間-頻率-振幅及極點位置漸變圖，清楚看出極點之位置從頭到尾都沒有改變，亦即系統極點不會隨著時間而有所改變；此外，各測點在兩次不同地震紀錄所識別出極點位置相當接近。換言之，結構物的系統特性在兩次地震中均維持不變。若假設結構系統的阻尼比例於質量與勁度，亦即假設為比例阻尼，則可以更進一步識別出系統的振頻，與阻尼比。根據所識別出系統的主要振頻及其阻尼比之時變圖，可以觀察到各測點在兩次不同地震所估測的振頻有相當程度的符合，在 3.0 Hz 附近及 7.0 至 9.0 Hz 有峰值。測站 I 及測站 K 在 1.3Hz 附近有峰值，可能是由測站周遭環境所影響。另外，識別的阻尼比則起伏較大，在 1 至 7% 之間變化，但多數則分佈在 2 至 5% 之間，比較大的阻尼比變化可能是由於兩次地震紀錄相當小，只有部份測站的地震紀錄有略大於 10 gal，加上電廠的背景雜訊可達 1.5 gal 以上所影響，造成系統阻尼比不易識別。

(2) 遞迴性最小平方法配合常數跡之識別分析

圖 4-15 及圖 4-16 分別為 2010 年 11 月 12 日及 2011 年 8 月 31 日地震所識別出時間-頻率-振幅及極點位置漸變圖。比較圖 4-15 及圖 4-16 兩次不同地震紀錄所識別振態極點在 Z 平面中之時變圖。從兩圖中，可以看出極點位置從時間開始到結束都沒有發生改變；而且各測點在兩次不同地震所識別出極點位置相當接近。比較常數跡與瞬時能譜方法所識別出極點分佈位置，發現兩者的識別結果相當

符合。若假設結構系統的阻尼比例於質量與勁度，亦即假設為比例阻尼，則可以更進一步識別出系統的振頻與阻尼比。根據兩次地震紀錄所識別出系統的主要振頻及其阻尼比之時變圖，可以觀察到各測點在兩次不同地震所估測的振頻有相當程度的符合，在 3.0 Hz 附近及 8.0 Hz 附近有峰值。測站 I 及測站 K 則同樣可能是受周遭環境影響在較低頻帶之 2.0Hz 附近有峰值；而此方法識別出的阻尼比也同樣因訊號雜訊比較低，造成系統阻尼比不易識別，起伏變化大。

然而，將兩次地震各測站所識別的振頻、阻尼比取平均，分別列於表 4-8 與表 4-9 中，並與核電廠圍阻體的設計自然頻率，表 2-4-10。比較可以發現，2010 年 11 月 12 日地震所識別出在 3.0 Hz、7.0 Hz 附近的振頻接近圍阻體東西方向的自然頻率 3.03 及 7.04Hz 的振頻，而 2011 年 8 月 31 日地震所識別出在 3.0 Hz、8.0 Hz 附近的振頻則接近圍阻體的自然頻率 3.03 及 7.92Hz 的振頻。

5. 小結

由兩種分析結果包括時間-頻率-振幅漸變圖、極點位置時變圖及系統振頻和阻尼比時變圖，核三廠地震識別系統地震資料所識別主要振頻有相當的一致性，各測站在兩次不同地震所估測的振頻有相當程度的符合，在 3.0 Hz 附近及 7.0 至 9.0 Hz 有峰值，識別出之主要振頻與核三廠圍阻體之結構自然頻率及水平向設計反應譜峰值有相當程度的符合。唯識別出的阻尼比起伏較大，可能由於兩次地震紀錄相當小且電

廠的背景雜訊可達 1.5 gal 以上所影響，造成系統阻尼比不易識別。

(三) 核三廠圍阻體結構分析模型與監測識別資料之比較

1. 圍阻體有限元素之模型建立

(1).核三廠圍阻體

核三廠圍阻體結構可分為外部圍阻體結構與內部結構與設備。圍阻體外部結構為一地下 37 呎地上 200.5 呎之預力混凝土結構，包含一高 132 呎半徑 73 呎之圓桶結構(厚度 4.25 呎)與高 68.5 呎之圓形屋頂結構(厚度從 4.25 呎至 2.5 呎)。

圍阻體內部則包含設備與生物屏蔽。主要設備包括反應器(RPV)、蒸汽產生器(Steam Generator)、反應爐冷卻水泵(Coolant Pump)、調壓槽(Pressurizer)及極式天車(Polar Crane)。圍阻體內部結構則包含了生物屏蔽牆，此牆包含了 115 呎、138 呎、148 呎、160 呎及 178 呎等不同高度，生物屏蔽牆的目的在於防止輻射外洩保護人員不受到輻射的危害並且提供設備支撐。

(2).分析模型

圍阻體結構主要可分為三個系統組合，包括外殼結構、內部結構（操作樓板、中間隔牆）、設備系統（Westinghouse NSSS Model）。各系統結構模型圖詳圖 4-17 至圖 4-19。在 SAP2000 結構分析模型，座標系統分別為 X 向(指向南)、Y 向(指向東)、Z 向(垂直向)，其中一共有 10072 個自由度(D.O.F.)、2051 個節點(Joint)和 2276

個薄板構架(Shell, Frame)，結構分析採用特徵值模態分析(Eigenvalue analysis)，得到的前 10 個模態(Mode)頻率，並計算複合振態阻尼比 CMD(Composite Modal Damping Ratio)後如表 4-11，再由各振態輸入各複合振態阻尼比，執行歷時動力分析時，輸入 FSAR 提供之歷時加速度進行分析。

2. 圍阻體結構歷時分析

(1).分析之地震歷時

動力分析採用之地震歷時資料，包括 1976 年設計所用之 SSE 合成地震歷時加速度與既有地震紀錄。採用 1976 年設計所用之地震歷時加速度的目的在於，將分析結果與 FSAR 比較，以證明分析模式與設計符合。既有地震紀錄的採用，乃在於將分析模式，與地震量測儀所紀錄資料驗證

A. SSE 合成地震加速度

本計畫輸入之地表歷時加速度之一為根據建廠當初 FSAR 所定義安全停機地表加速度(Safety Shutdown Earthquake, SSE)，所人工合成之地表加速度歷時，並乘以適當係數以模擬安全停機地表加速度(SSE - PGA 0.4g)與運轉基準地震(Operating Basis Earthquake, OBE - PGA 0.2g)。圖 4-20 為正規化之南北向地表加速度(H1)、圖 4-21 為正規化之東西向地表加速度(H2)，圖 4-22 為正規化垂直地表加速度(V1)

B. 既有地震紀錄 -- 恆春地震

民國 95 年 12 月 26 日晚上八點二十六分、三十四分，恆春地區發生地震，地震最大震度五級，震央位於恆春地震站西偏南 22.8 公里處，地震深度 21.9 公里。由於八點三十四分的地震紀錄較八點二十六分紀錄強烈，因此，八點三十四分的地震紀錄將用作驗證地震之用。有關恆春地震資料的驗證部分，輸入的地震加速度將採用高程 100 呎的地震儀所記錄的加速度。高程 100 呎(基礎)地震儀所測之各方向地震歷時及最大加速度如圖 4-23 至圖 4-25 所示。

(2).動力歷時分析

A. FSAR 歷時分析

歷時反應分別執行三個方向(水平 X 向、水平 Y 向、垂直 Z 向)，不同方向產生之反應譜需以 SRSS(Square Root of Sum of Squares)均方根方式進行疊加。在 OBE 地震力下，SAP2000 模型中取外殼阻尼比為 2%，內部結構物阻尼比為 4%，該報告使用 SAP2000 計算各樓層反應譜，如圖 4-26 至圖 4-30，其分別對應核三廠識別系統之點位 A、F、B、I、K。上方之樓層反應譜圖中，包括 1%，2%，3%，及 4% 阻尼比反應值，南北向。下方是節錄自 1987 年動力分析計算書中，包含 FSAR 樓層反應譜之結果。其相關反應譜 PGA 值之比較如表 4-12。

B. 恆春地震歷時分析成果比較

根據恆春地震提供圍阻體之歷時加速度進行分析，其樓板反應譜如圖 4-31 至圖 4-33，其分別對應核三廠識別

系統之點位 A、F、B，上方之樓層反應譜圖中，包括 1%，2%，3%，及 4% 阻尼比反應值，南北向。下方是節錄自 1987 年動力分析計算書中，包含 FSAR 樓層反應譜之結果。恆春地震與 FSAR 反應譜 PGA 值比較詳表 4-13，觀察各層結果 PGA 值遠小於 FSAR，故未對廠裡結構物造成損傷。表 4-14 為數值模型分析資料與恆春測點反應譜 PGA 值比較表。

(3) 歷時分析結果與識別資料之比較

圖 4-26 至圖 4-30 下方之 FSAR 反應譜，其與核三廠識別系統對應點位之樓層反應譜相擬合。又由其上方的 SAP2000 模型 FSAR 歷時分析結果，可知其反應譜之趨勢與峰值皆與下方動力分析計算書中 FSAR 反應譜相似，因此，此模型的分析結果是可信賴的。由上章節核三廠識別系統各點位之識別資料中，其識別出之頻率皆於 FSAR 歷時分析之反應譜的峰值上，故其識別之結果應為準確的。

表 4-1 核二廠區強震儀資料 (原能會核二 2012)

監測位置	加速計 (監測範圍)	記錄器控道 0SG-XR-146	觸發 設定值	OBE 設定值	SSE 設定值	反應 頻譜
自由場 (在主警衛室 前花園)	0SG-XE-101 (±2G)	X 軸向 CH-1	H : 0.01G	NA	NA	NA
		Y 軸向 CH-2	H : 0.01G	NA	NA	NA
		Z 軸向 CH-3	V : 0.01G	NA	NA	NA
包封容器 底座 EL(-)40'0"	0SG-XE-102 (±2G)	X 軸向 CH-4	H : 0.012G	H : 0.24G	H : 0.48G	有
		Y 軸向 CH-5	H : 0.012G	H : 0.24G	H : 0.48G	有
		Z 軸向 CH-6	V : 0.01G	V : 0.20G	V : 0.39G	有
包封容器 結構體 EL(+)106'2 1/4"	0SG-XE-103 (±2G)	X 軸向 CH-7	H : 0.02G	NA	NA	有
		Y 軸向 CH-8	H : 0.02G	NA	NA	有
		Z 軸向 CH-9	V : 0.015G	NA	NA	有
乾井外側結構體 EL (+)3'0"	0SG-XE-104 (±2G)	X 軸向 CH-10	NA	NA	NA	有
		Y 軸向 CH-11	NA	NA	NA	有
		Z 軸向 CH-12	NA	NA	NA	有
反應爐基座 EL(-)9'4"	0SG-XE-105 (±2G)	X 軸向 CH-13	NA	H:0.26G	H:0.50G	有
		Y 軸向 CH-14	NA	H:0.26G	H : 0.50G	有
		Z 軸向 CH-15	NA	V : 0.16G	V : 0.33G	有
輔機間 頂樓板 EL(+) 76'3"	0SG-XE-106 (±2G)	X 軸向 CH-16	NA	NA	NA	有
		Y 軸向 CH-17	NA	NA	NA	有
		Z 軸向 CH-18	NA	NA	NA	有
主控制室 EL(+)30'0"	0SG-XE-107 (±2G)	X 軸向 CH-19	NA	NA	NA	有
		Y 軸向 CH-20	NA	NA	NA	有
		Z 軸向 CH-21	NA	NA	NA	有
輔機間底板 EL(-)40'0"	0SG-XE-108 (±2G)	X 軸向 CH-22	NA	H : 0.21G	H : 0.42G	有
		Y 軸向 CH-23	NA	H : 0.21G	H : 0.42G	有
		Z 軸向 CH-24	NA	V : 0.22G	V : 0.40G	有
包封容器 底座 EL(-)40'0"	0SG-XE-109 (LOW RANGE) (±0.25G)	X 軸向 CH-25	H : 0.0015G	NA	NA	有
		Y 軸向 CH-26	H : 0.0015G	NA	NA	有
		Z 軸向 CH-27	H : 0.0015G	NA	NA	有

表 4-2 核二廠區強震儀資料(原能會核二 2012)

地震儀	位置	高程
0SG-XE-102 / CH. A	Containment Base	EL.-40'
0SG-XE-103 / CH. B	Containment Spring Line	EL.106'-2.25"
0SG-XE-104 / CH. C	HPCS Line(註)	EL.17'-5"
0SG-XE-105 / CH. D	Reactor Pedestal structure	EL.-9'-4"
0SG-XE-106 / CH. E	Auxiliary Building	EL.76'-3"
0SG-XE-107 / CH. F	Main Control Room	EL.-30'
0SG-XE-108 / CH. G	Auxiliary Building	EL.-40'
0SG-XE-109 / CH. H	Containment Base	EL.-40'
0SG-XE-101 / CH. I	自由場	

註:此地震儀自 1EOC-21 大修後已移位至 Drywell structure outside 260° EL 3'-0"

表 4-3 CH. B (XE103)、CH. D(XE105)及 CH. E(XE106)點之主要識別振頻(原能會核二 2012)

地震	識別法	CH. B	CH. D	CH. E	Note
84/6/25	瞬時能譜法	3.52	3.28	5.51	舊系統
	常數跡法	3.50	3.29	5.56	
88/9/21	瞬時能譜法	3.52	3.38	5.50	舊系統
	常數跡法	3.51	3.27	5.47	
95/7/28	瞬時能譜法	3.51	3.43	5.61	新系統
	常數跡法	3.53	3.45	5.62	

表 4-4 核二廠耐震一級結構物原始設計自然頻率
(原能會核二 2012)

SUMMARY OF SIGNIFICANT FREQUENCIES
FOR SEISMIC CATEGORY I STRUCTURES

Frequencies (cps)	Reactor (c) Building	Control Building	
F _{H1} (a)	3.35	6.01	
F _{H2}	4.98	15.76	
F _{H3}	5.14	27.12	
F _{H4}	6.68	32.07	
F _{H5}	7.95	35.96	
F _{V1} (b)	6.92	10.34	
F _{V2}	15.60	28.62	
F _{V3}	22.85	47.60	
Frequencies (cps) (d)	Reactor Auxiliary Building	Fuel Storage Building	Radwaste Building
F1	4.96	4.46	4.81
F2	5.16	5.60	5.00
F3	7.26	6.52	6.78
F4	9.38	7.81	8.29
F5	12.03	8.63	12.34
F6	12.75	9.00	12.90
F7	17.65	9.88	19.40
F8	19.25	10.22	22.20
F9	21.04	12.12	24.77
F10	23.48	13.68	28.15

a. H = Horizontal

b. V = Vertical

c. Based on coupled model with RPV

d. The frequencies were obtained from a three-dimensional coupled model and are significant structural undamped frequencies.

表 4-5 2003 年 9 月以前核三廠地震感測器裝置位置(原能會核三
2012)

地震感測器編號	位置	高程 (英尺)
A	Containment base	100
B	Containment operating floor	148
C	Auxiliary building base slab	74
D	Auxiliary building RHR Heat exch.	100
E	Free field	100
F	Reactor equipment support	100
G	Control building structure	126
H	Free field(弱震儀)	100

表 4-6 2003 年 9 月以後核三廠地震感測器裝置位置(原能會核三
2012)

地震感測器編號	位置	高程 (英尺)
YT002 (A)	Containment base	100
YT003 (B)	Containment operating floor	148
YT-004 (C)	Auxiliary building base slab	74
YT005 (D)	Auxiliary building RHR Heat exch.	101
YT-006 (E)	Free field	126
YT018 (F)	Reactor equipment support	125
YT019 (G)	Control building structure	126
YT022 (H)	Free field(弱震儀)	126

表 4-7 核三廠地震識別系統地震儀位置(原能會核三 2012)

感測器	編號	位置	高程
YT-045	I	輔機廠房 100 呎東穿越室，圍阻體外牆 48 度	105 呎 6 吋
YT-046	J	輔機廠房 100 呎西穿越室，圍阻體外牆 326 度	105 呎 6 吋
YT-047	K	輔機廠房 126 呎東穿越室，圍阻體外牆 48 度	131 呎 6 吋
YT-048	L	輔機廠房 126 呎西穿越室，圍阻體外牆 326 度	131 呎 6 吋
YT-002	A	圍阻體基礎	100 呎
YT-018	F	圍阻體中間層樓板	125 呎
YT-003	B	圍阻體頂層樓板	148 呎

表 4-8 2010 年 11 月 12 日地震之系統識別分析結果(原能會核三
2012)

測站 B (YT-003)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	3.02	1.93	2.98	4.60
Mode: 2	7.09	1.15	7.16	1.66
Mode: 3	8.55	1.16	8.47	1.99
Mode: 4	9.16	1.01	9.14	3.74

測站 F (YT-018)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	2.88	2.29	2.99	4.36
Mode: 2	7.05	0.89	7.14	2.71
Mode: 3	8.39	1.20	8.58	3.08
Mode: 4	9.24	1.25	9.19	1.94

測站 I (YT-045)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	1.31	7.10	1.44	6.55
Mode: 2	2.89	2.01	2.81	2.74
Mode: 3	4.88	1.67	4.50	2.26
Mode: 4	6.69	2.16	6.87	2.70
Mode: 5	9.25	0.73	8.43	0.76

測站 K (YT-047)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	1.33	6.21	1.30	5.88
Mode: 2	2.90	2.30	3.12	4.42
Mode: 3	4.47	2.30	4.45	3.83
Mode: 4	7.08	2.38	6.98	3.91
Mode: 5	9.24	0.69	8.75	0.98

表 4-9 2011 年 8 月 31 日地震之系統識別分析結果(原能會核三
2012)

測站 B (YT-003)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	3.05	1.78	3.02	1.01
Mode: 2	4.59	1.46	4.71	1.90
Mode: 3	8.15	1.51	8.18	1.66
Mode: 4	8.86	0.65	9.14	1.40

測站 F (YT-018)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	3.07	1.80	3.06	0.95
Mode: 2	4.76	4.07	4.90	2.14
Mode: 3	7.91	0.84	7.89	1.00
Mode: 4	8.92	1.83	8.97	3.50

測站 I (YT-045)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	1.99	3.24	2.09	4.87
Mode: 2	3.12	1.92	3.03	1.82
Mode: 3	4.00	2.06	3.90	1.88
Mode: 4	5.83	1.01	5.90	2.26
Mode: 5	7.95	0.65	7.97	0.75

測站 K (YT-047)	瞬時能譜法		遞迴性最小平方法	
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
Mode: 1	2.03	3.64	2.15	4.52
Mode: 2	2.88	2.33	3.06	1.14
Mode: 3	4.27	1.56	4.21	1.69
Mode: 4	5.86	0.89	5.92	1.78
Mode: 5	7.92	0.94	7.88	5.56

表 4-10 核三廠圍阻體原始設計之結構自然頻率(原能會核三 2012)

	Mode	Frequency (Hz)
Horizontal (N-S)	1	3.03
	2	6.76
	3	7.42
	4	7.93
	5	9.13
	6	10.06
	7	11.45
	8	12.46
	9	13.10
	10	13.16
	11	14.89
	12	17.34
Horizontal (E-W)	1	3.03
	2	7.04
	3	7.28
	4	7.92
	5	10.33
	6	11.95
	7	12.14
	8	12.20
Vertical	1	5.46
	2	14.90
	3	15.76

表 4-11 圍阻體結構與 1984 模態頻率與 CMD 比較(泰興 2013)

Mode	1984 Analysis			2013 Analysis		
	頻率 (Freq.)	方向 (Dir.)	CMD (%)	頻率 (Freq.)	方向 (Dir.)	CMD (%)
1	3.03	ΘY	13.15	3.09	ΘY	13.80
2	3.03	ΘY	13.12	3.12	ΘX	13.87
3	5.46	Z	85.23	4.79	Z	82.23
4	6.76	X	22.21	6.15	X	7.89
5	7.04	Y	23.53	6.31	X	19.26
6	7.04	Y	4.55	6.39	Y	25.4
7	7.28	ΘY	5.76	7.14	ΘZ	2.88
8	7.42	ΘY	6.12	7.30	X	4.09
9	7.92	ΘY	2.53	7.32	ΘZ	6.83
10	7.93	ΘY	2.54	7.45	ΘZ	5.23

表 4-12 圍阻體結構與 FSAR 反應譜 PGA 值比較表(泰興 2013)

位置	水平向-PGA(G)			垂直向-PGA(G)		
	1984	2013	誤差率	1984	2013	誤差率
基底版@EL+100'	0.29	0.31	6.90%	0.24	0.23	-4.17%
反應器支撐 @EL+119'-0"	0.28	0.32	14.29%	0.24	0.23	-4.17%
EL+125'-0"	0.29	0.34	17.24%	0.25	0.25	0.00%
電氣及機械貫入 處@EL+117'-6" TO EL+135'-0"	0.30	0.31	3.33%	0.27	0.27	0.00%
Steam Generator 下部側向支撐 @EL+125'-0"	0.28	0.34	21.43%	0.24	0.24	0.00%
Steam Generator 上部側向支撐 @EL+148'-0"	0.31	0.38	22.58%	0.25	0.24	-4.00%
Pressurizer支撐 @EL148'-0"	0.30	0.35	16.67%	0.25	0.24	-4.00%
操作樓版 @EL+148'-0"	0.31	0.38	22.58%	0.26	0.25	-3.85%
閘門設備 @EL+165'-6"	0.33	0.34	3.03%	0.28	0.28	0.00%
環狀天車托架 @EL+212'-6"	0.45	0.47	4.44%	0.30	0.29	-3.33%
圍阻體防護殼 @EL+100'-0" TO 117'-6"	0.28	0.30	7.14%	0.27	0.26	-3.70%
防護殼圓頂	0.68	0.70	2.94%	0.30	0.29	-3.33%

表 4-13 恆春與 FSAR 反應譜 PGA 值比較表(泰興 2013)

位置	水平向-PGA(G)		垂直向-PGA(G)	
	FSAR	恆春	FSAR	恆春
基底版@EL+100'	0.29	0.14	0.24	0.15
EL+125'-0"	0.29	0.15	0.25	0.16
操作樓版 @EL+148'-0"	0.31	0.16	0.26	0.16

表 4-14 數值模型分析資料與恆春測點反應譜 PGA 值比較表(泰興 2013)

位置	南北向-PGA(G)			東西向-PGA(G)			垂直向-PGA(G)		
	恆春	2013	誤差率	恆春	2013	誤差率	恆春	2013	誤差率
EL+125'-0"	0.14	0.15	8.52%	0.09	0.09	0%	0.09	0.15	58.66%
操作樓版 @EL+148'-0"	0.17	0.16	-4.43%	0.10	0.10	0%	0.09	0.16	71.64%

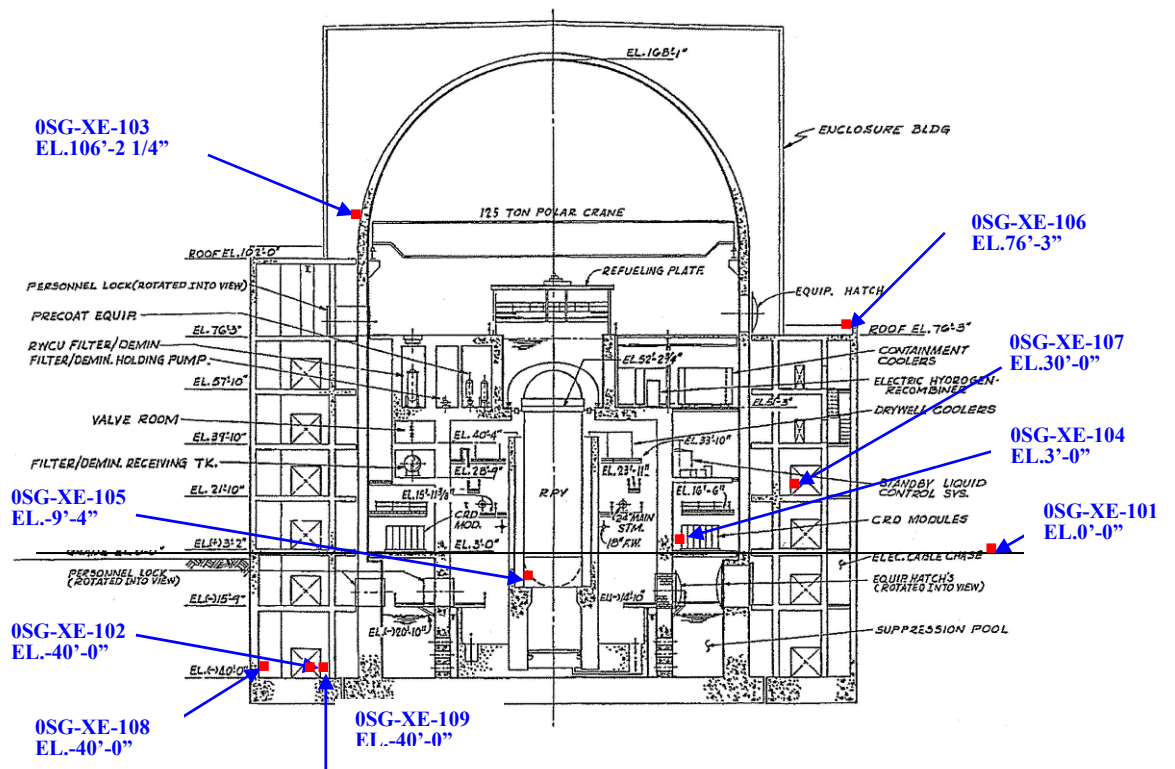


圖 4-1 核二廠地震儀設置示意圖(原能會核二 2012)

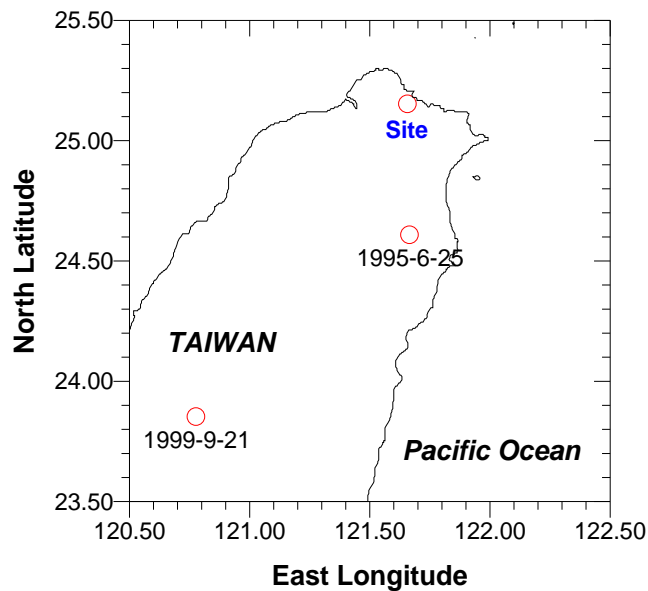


圖 4-2 核二廠址與震源位置示意圖(原能會核二 2012)

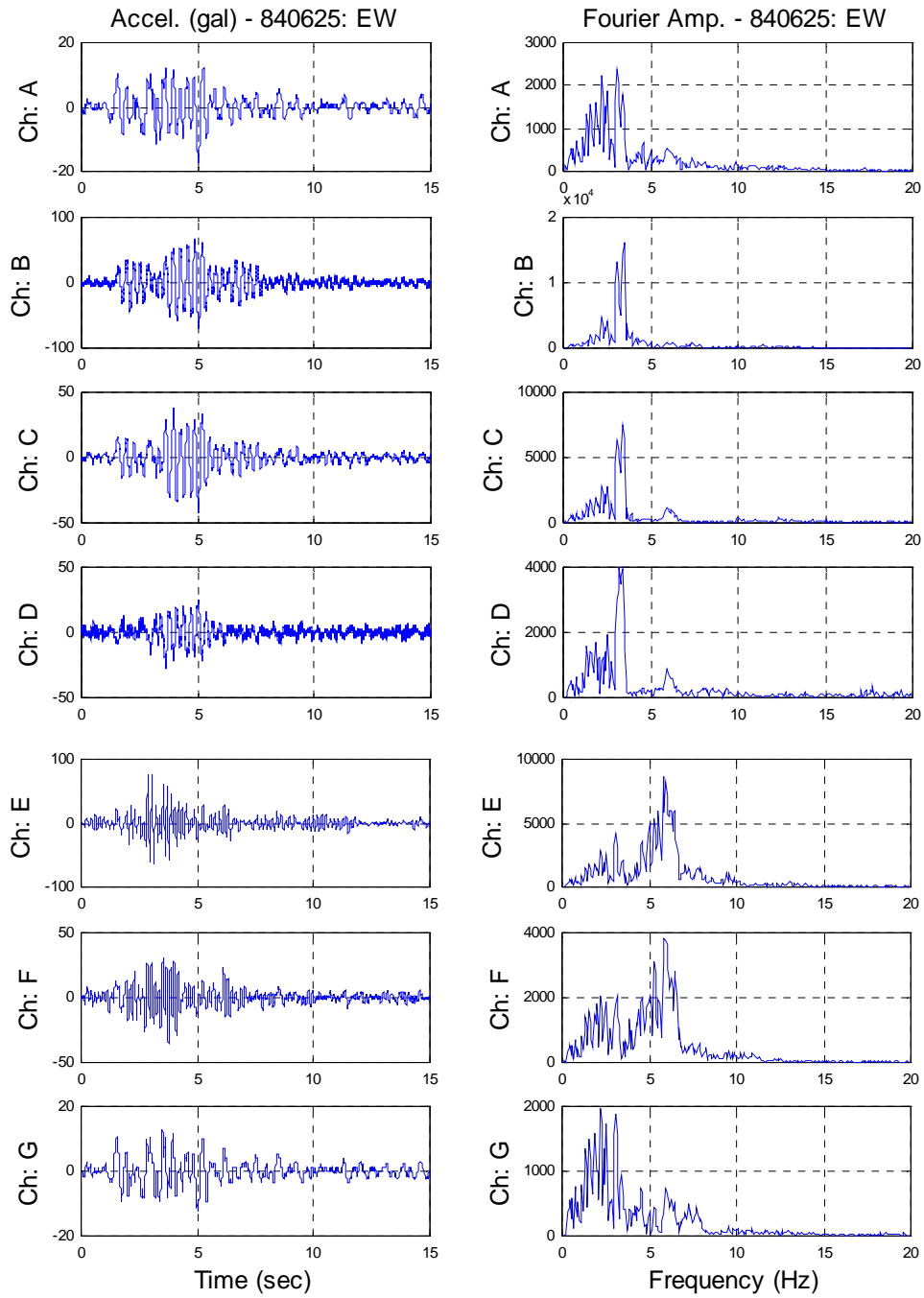


圖 4-3 84 年 6 月 25 日地震之加速度歷時圖及其富氏譜
(原能會核二 2012)

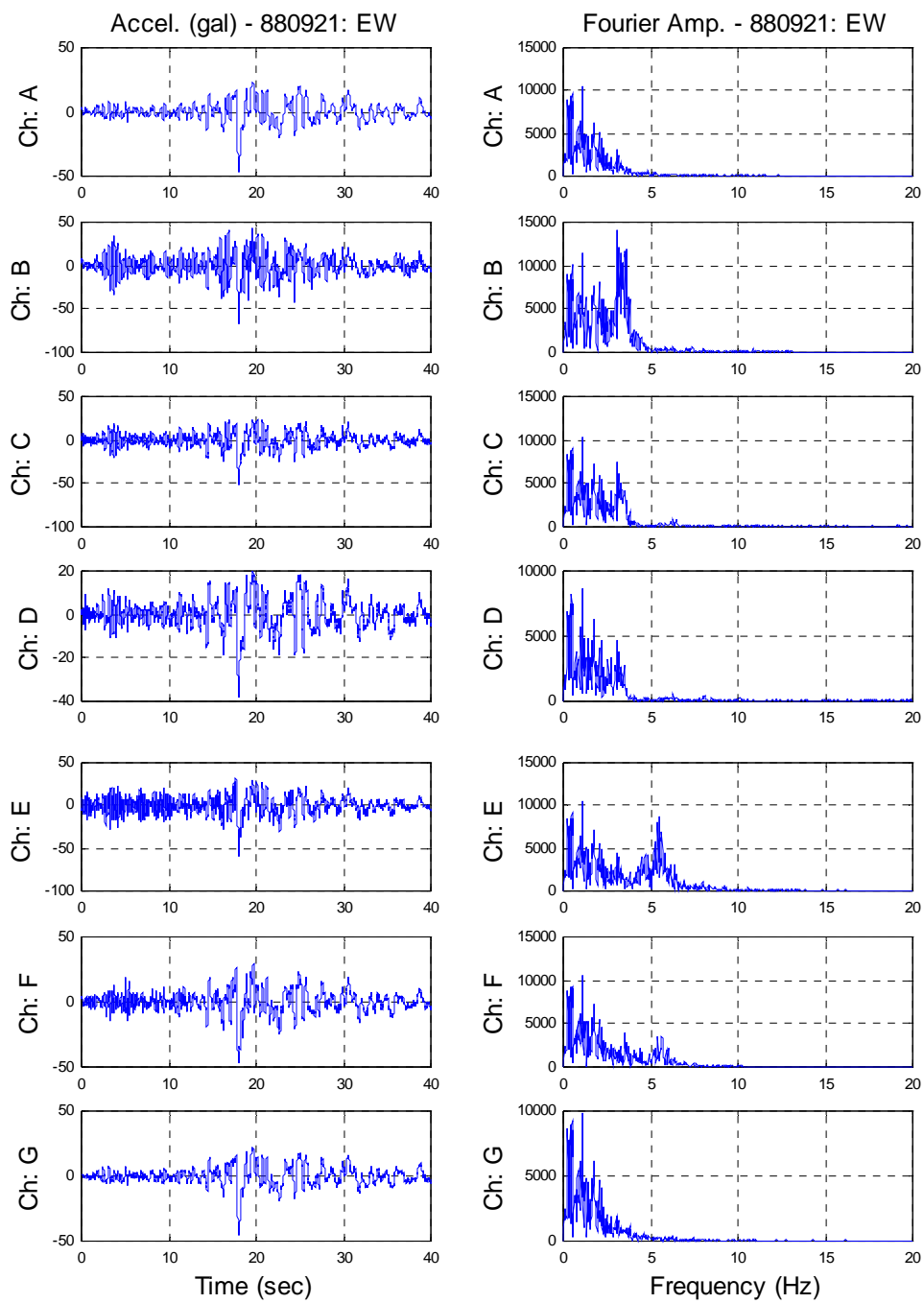


圖 4-4 88 年 9 月 21 日地震之加速度歷時圖及其富氏譜
(原能會核二 2012)

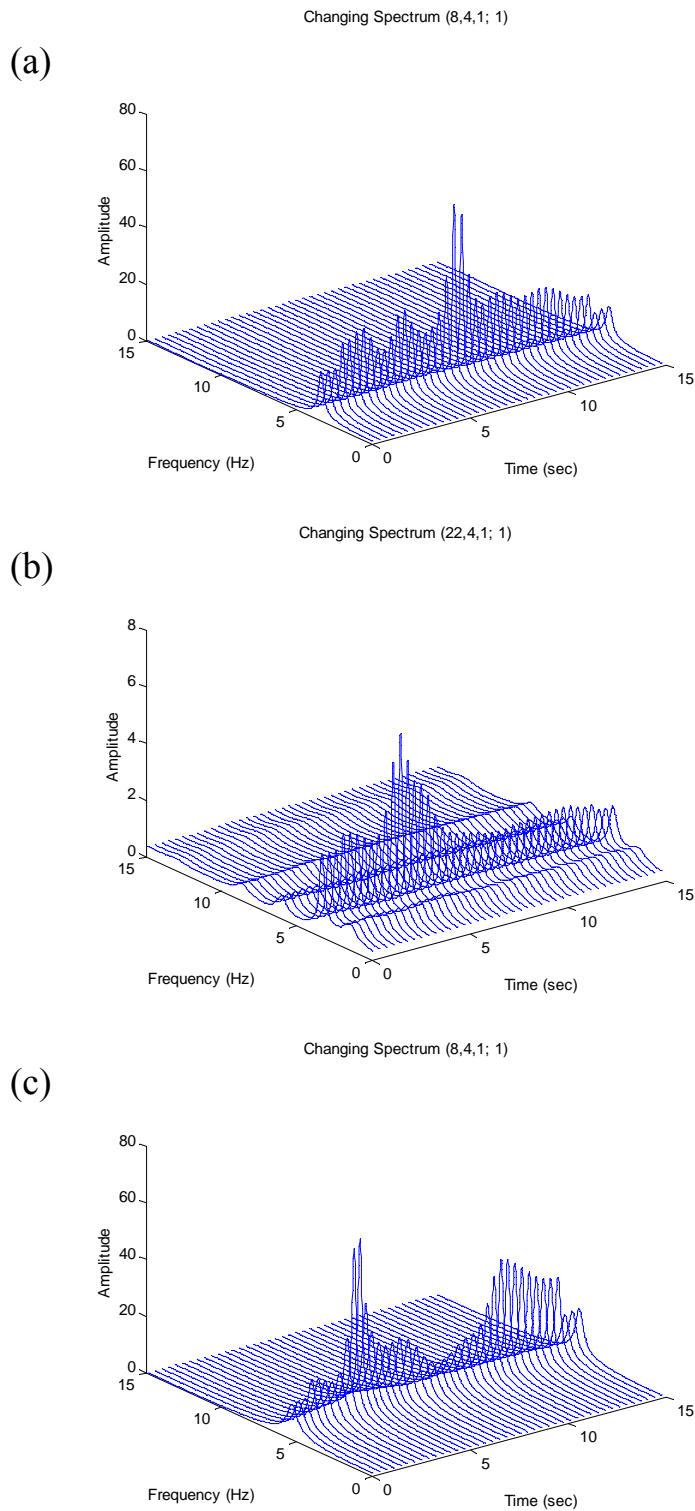


圖 4-5 84 年 6 月 25 日地震，瞬時能譜方法所識別之時間—頻率—振幅之漸變圖以 CH. A (EW) 為輸入訊號，而分別考慮輸出訊號為 (a) CH. B(EW)，(b) CH. D(EW)，(c) CH. E(EW)(原能會核二 2012)

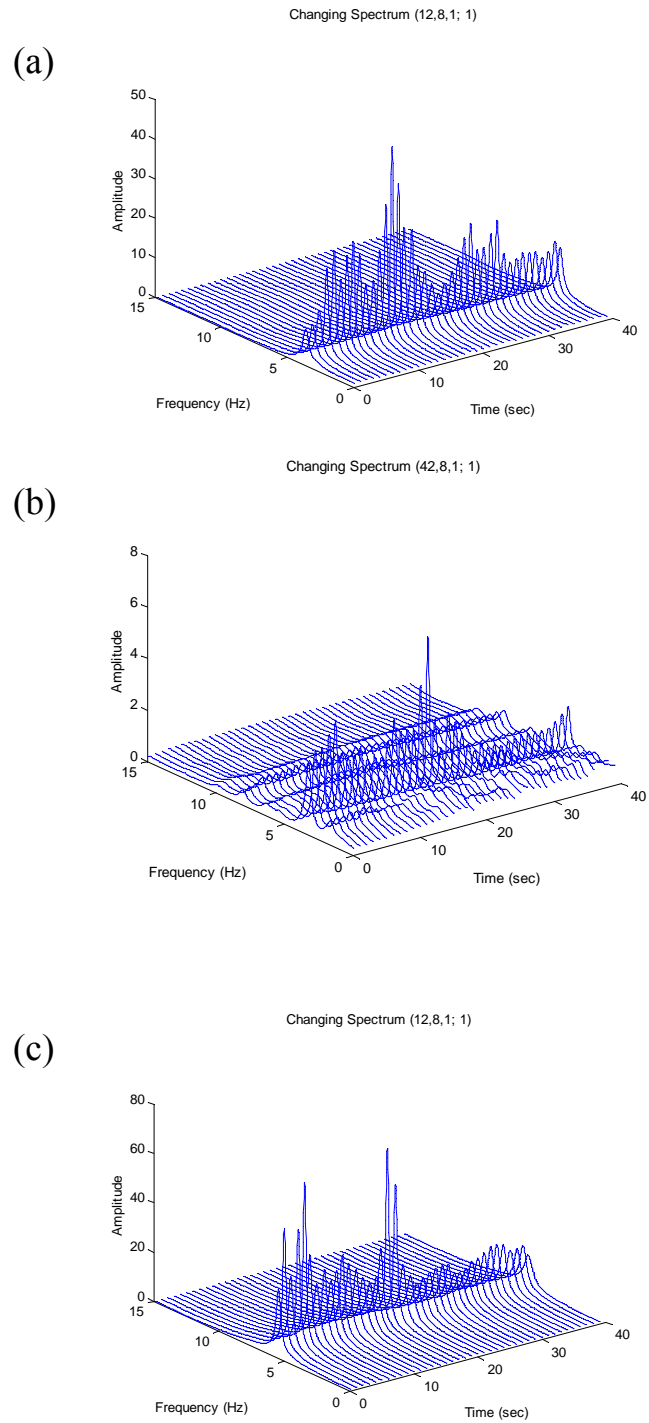


圖 4-6 88 年 9 月 21 日地震，瞬時能譜方法所識別之時間—頻率—振幅之漸變圖以 CH. A (EW) 為輸入訊號，而分別考慮輸出訊號為 (a) CH. B(EW)，(b) CH. D(EW)，(c) CH. E(EW)(原能會核二 2012)

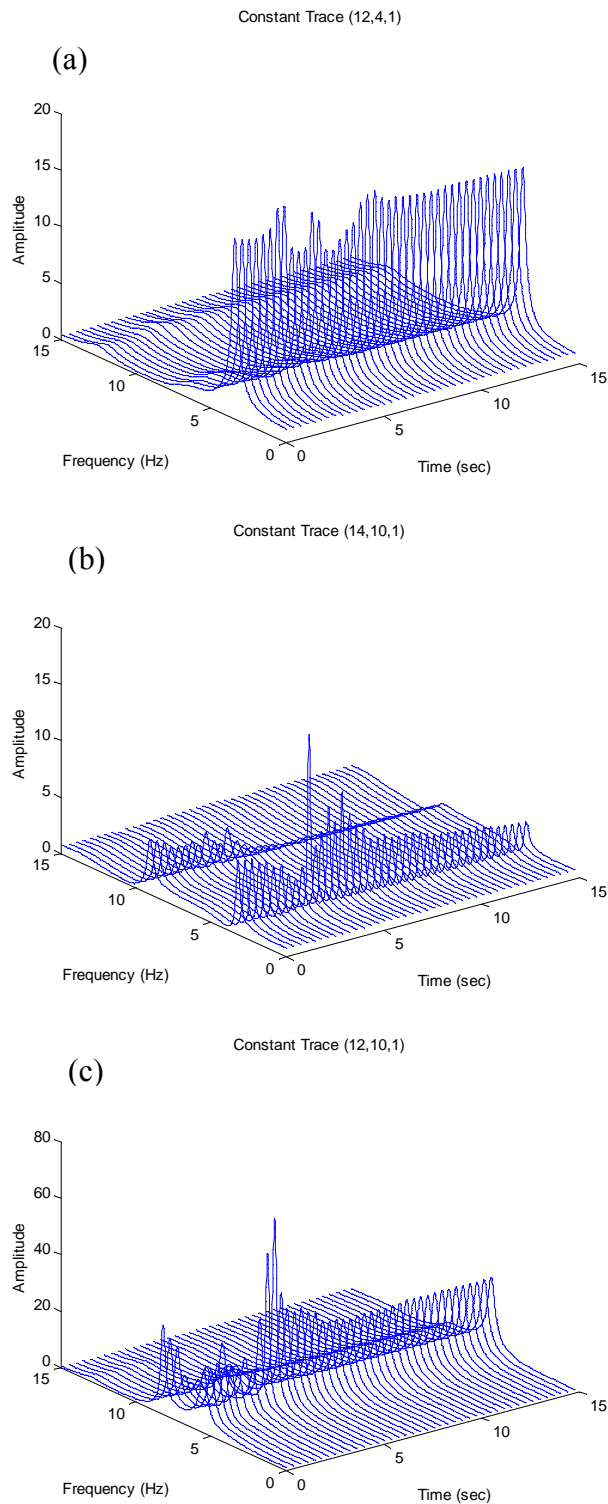


圖 4-7 84 年 6 月 25 日地震，常數跡方法所識別之時間—頻率—振幅之漸變圖，以 CH. A(EW) 為輸入訊號，而分別考慮輸出訊號為 (a)CH. B(EW) (b)CH. D(EW) (c)CH. E(EW) (原能會核二 2012)

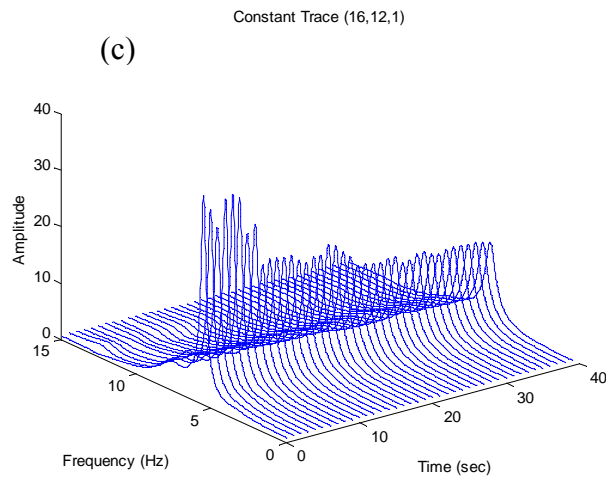
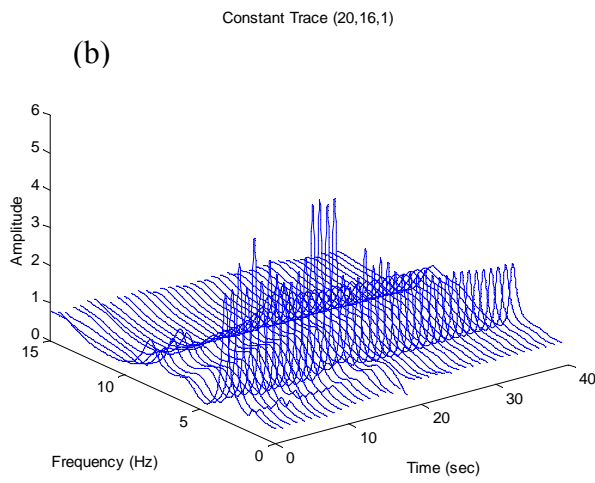
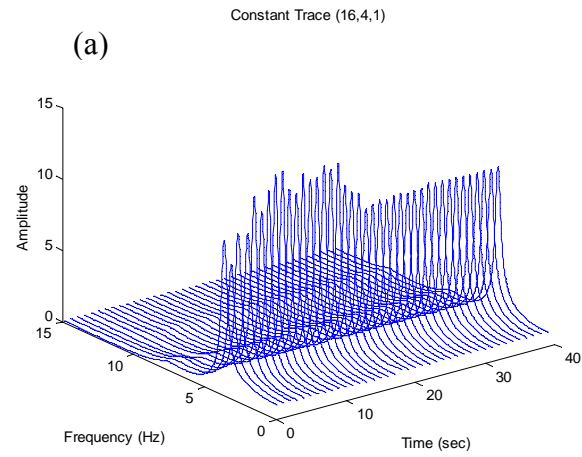
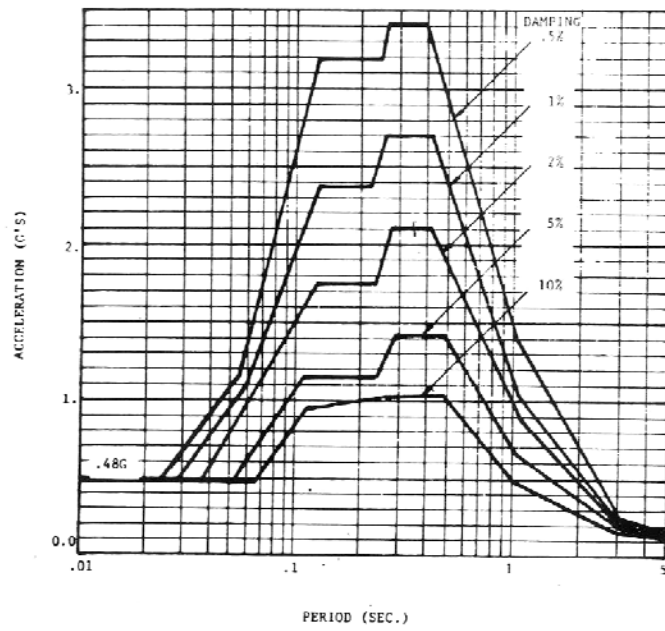
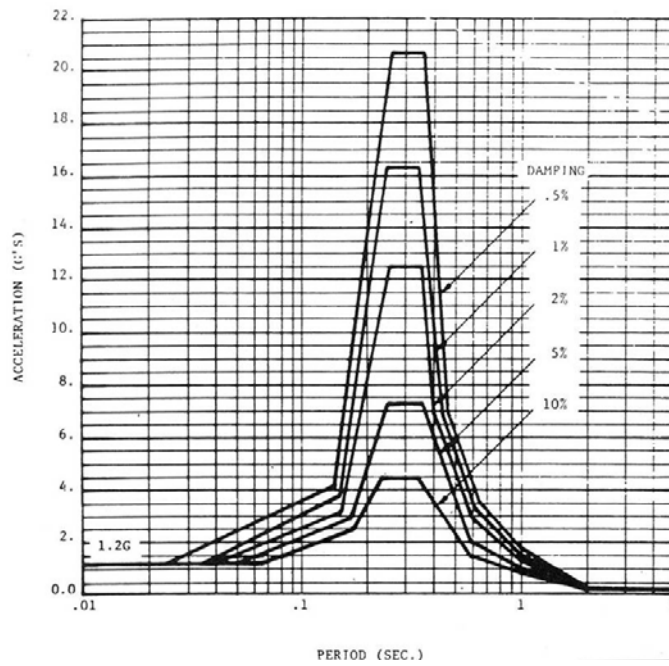


圖 4-8 88 年 9 月 21 日地震，常數跡方法所識別之時間—頻率—振幅之漸變圖，以 CH. A(EW)為輸入訊號，而分別考慮輸出訊號為 (a)CH. B(EW) (b)CH. D(EW) (c)CH. E(EW) (原能會核二 2012)

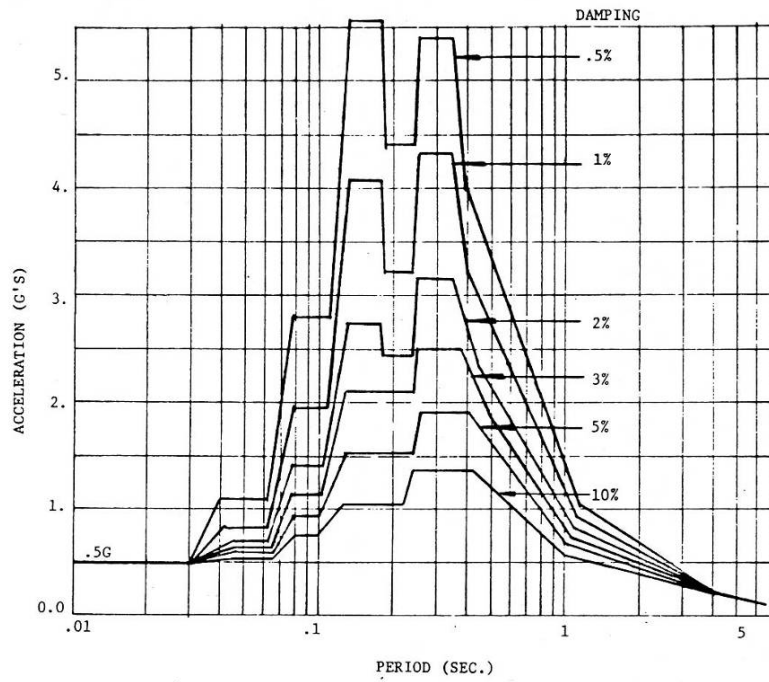
(a)



(b)



(c)



(d)

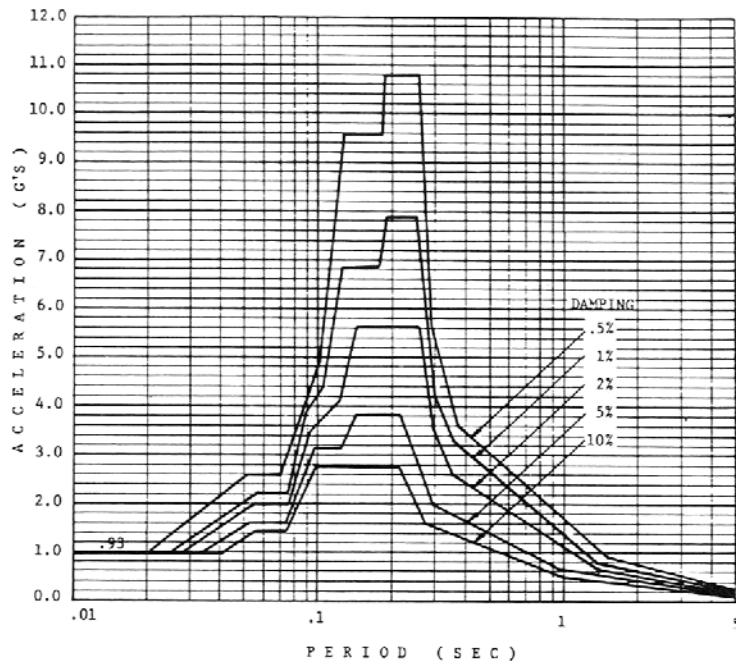


圖 4-9 (a) CH. A (OSG-XE-102) 水平向之設計反應譜
(b) CH. B (OSG-XE-103) 水平向之設計反應譜
(c) CH. D (OSG-XE-105) 水平向之設計反應譜
(d) CH. E (OSG-XE-106) 水平向之設計反應譜

(原能會核二 2012)

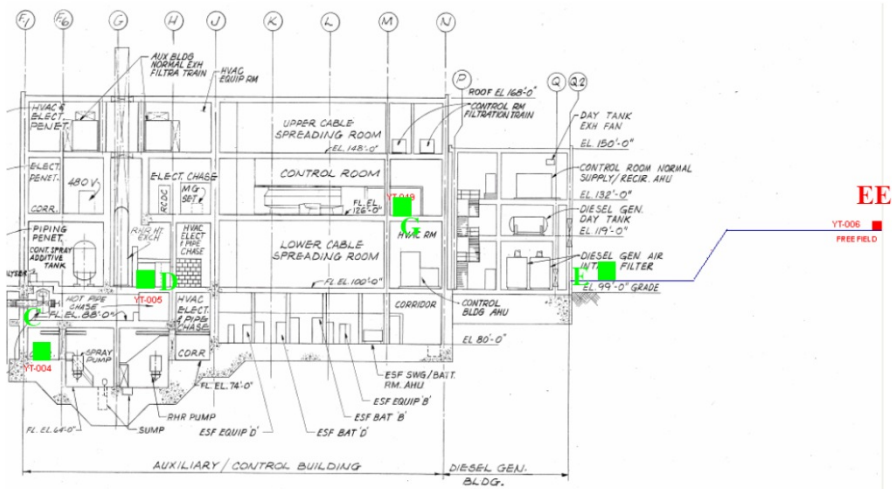
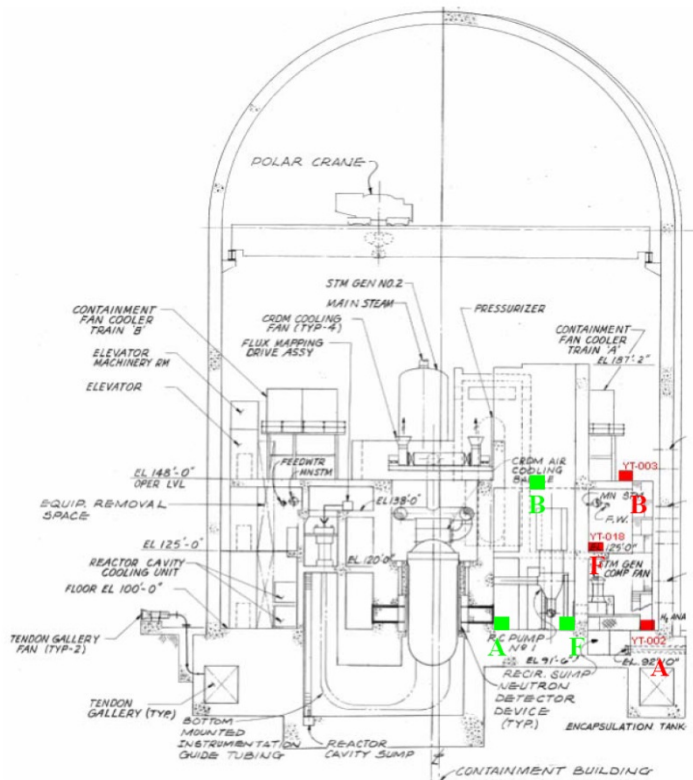


圖 4-10 核三廠地震監測系統於 2008 年以前之地震感測器位置變遷圖 (綠色標示為原始位置，紅色標示為 2003 年下半年起，部分加速度計遷移後之位置) (原能會核三 2012)

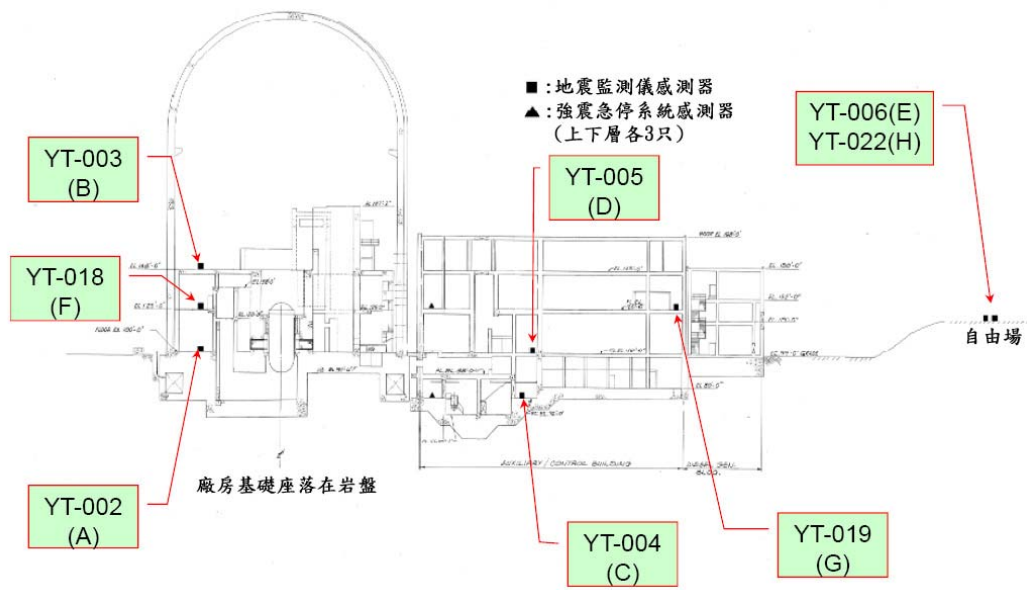


圖 4-11 核三廠現行地震監測系統及強震急停系統感測器位置圖(原能會核三 2012)

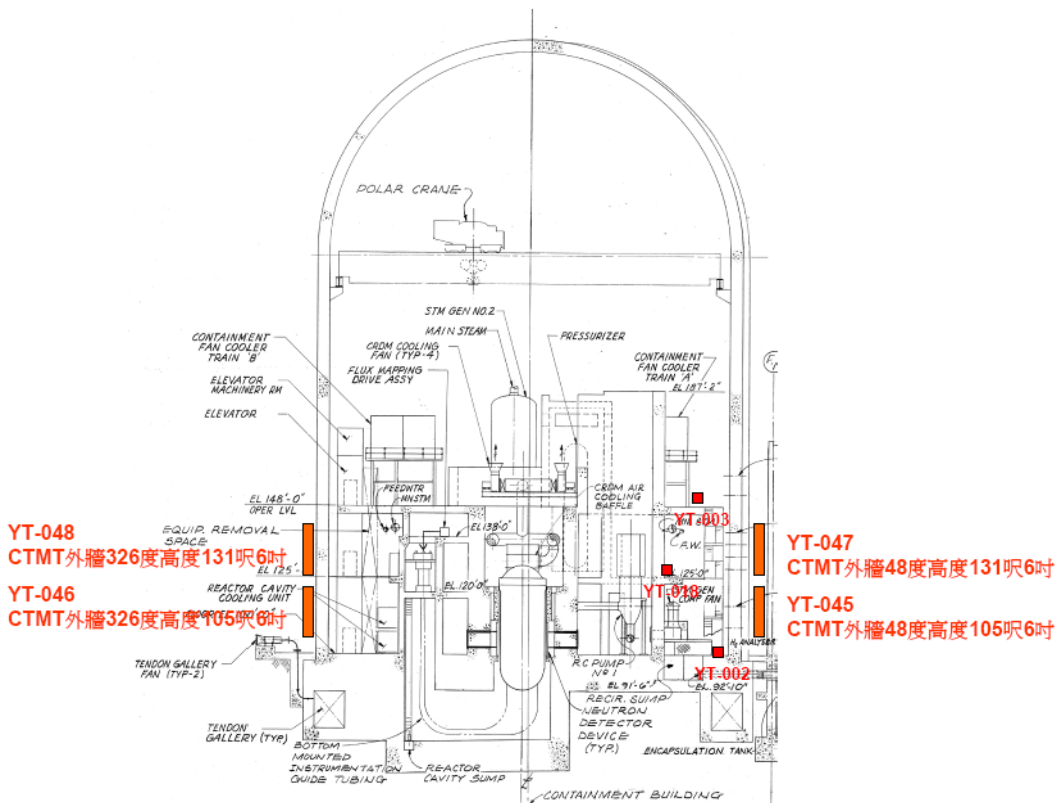


圖 4-12 核三廠一號機地震識別系統感測器位置圖(原能會核三 2012)

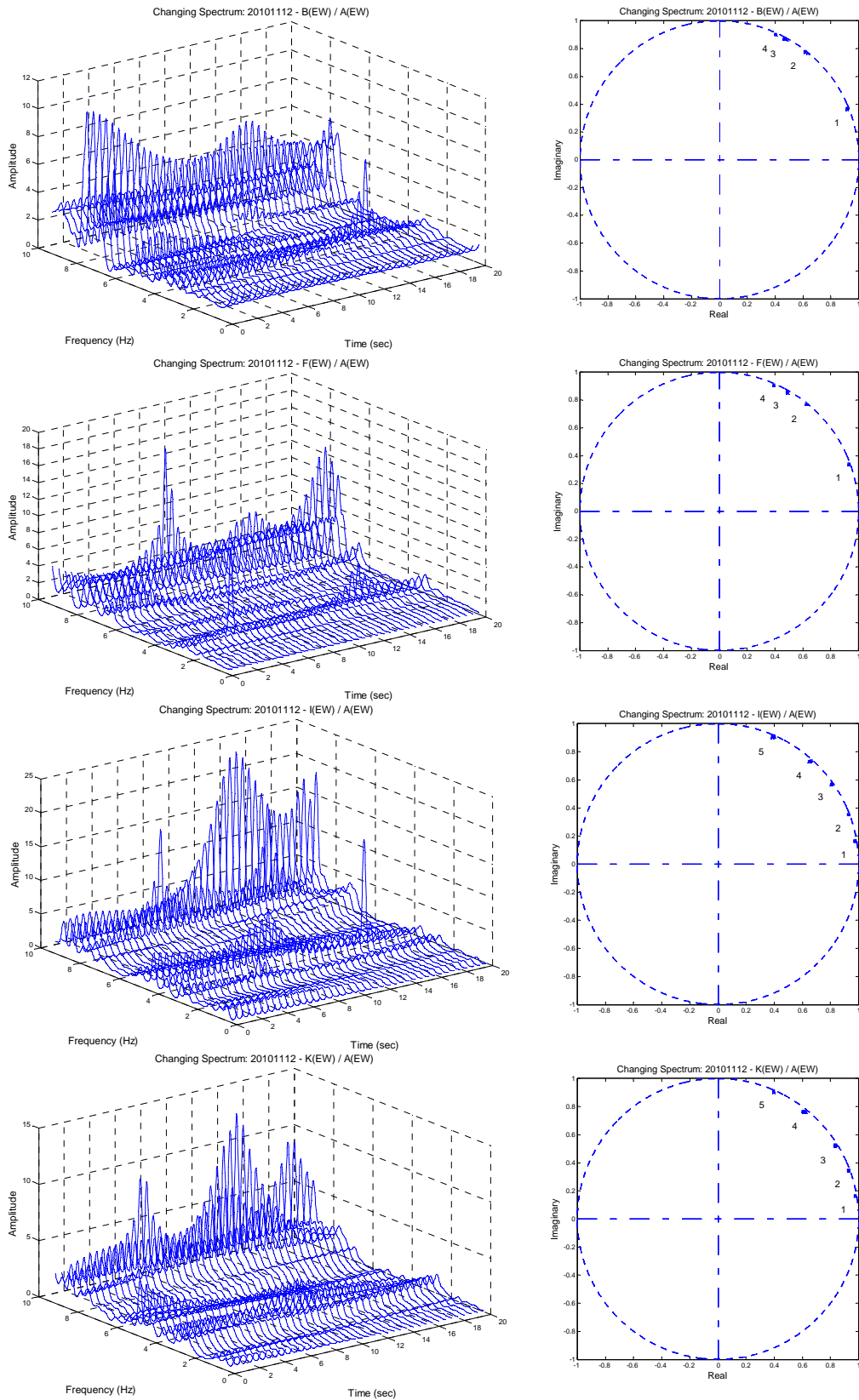


圖 4-13 2010 年 11 月 12 日地震，瞬時能譜法所識別之各測站的時間- 頻率-振幅及極點位置漸變圖(原能會核三 2012)

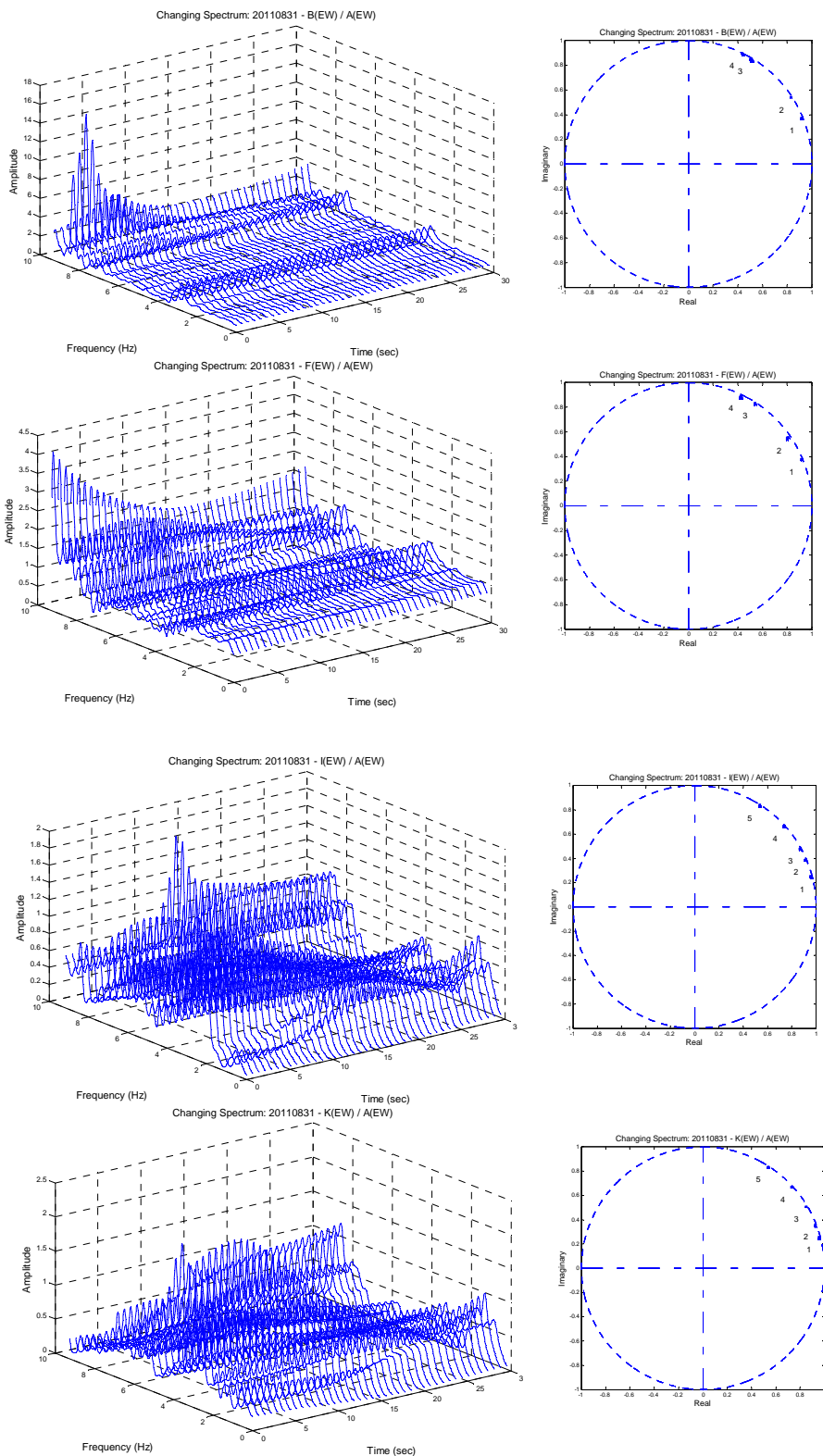


圖 4-14 2011 年 8 月 31 日地震，瞬時能譜法所識別之各測站的時間-頻率-振幅及極點位置漸變圖(原能會核三 2012)

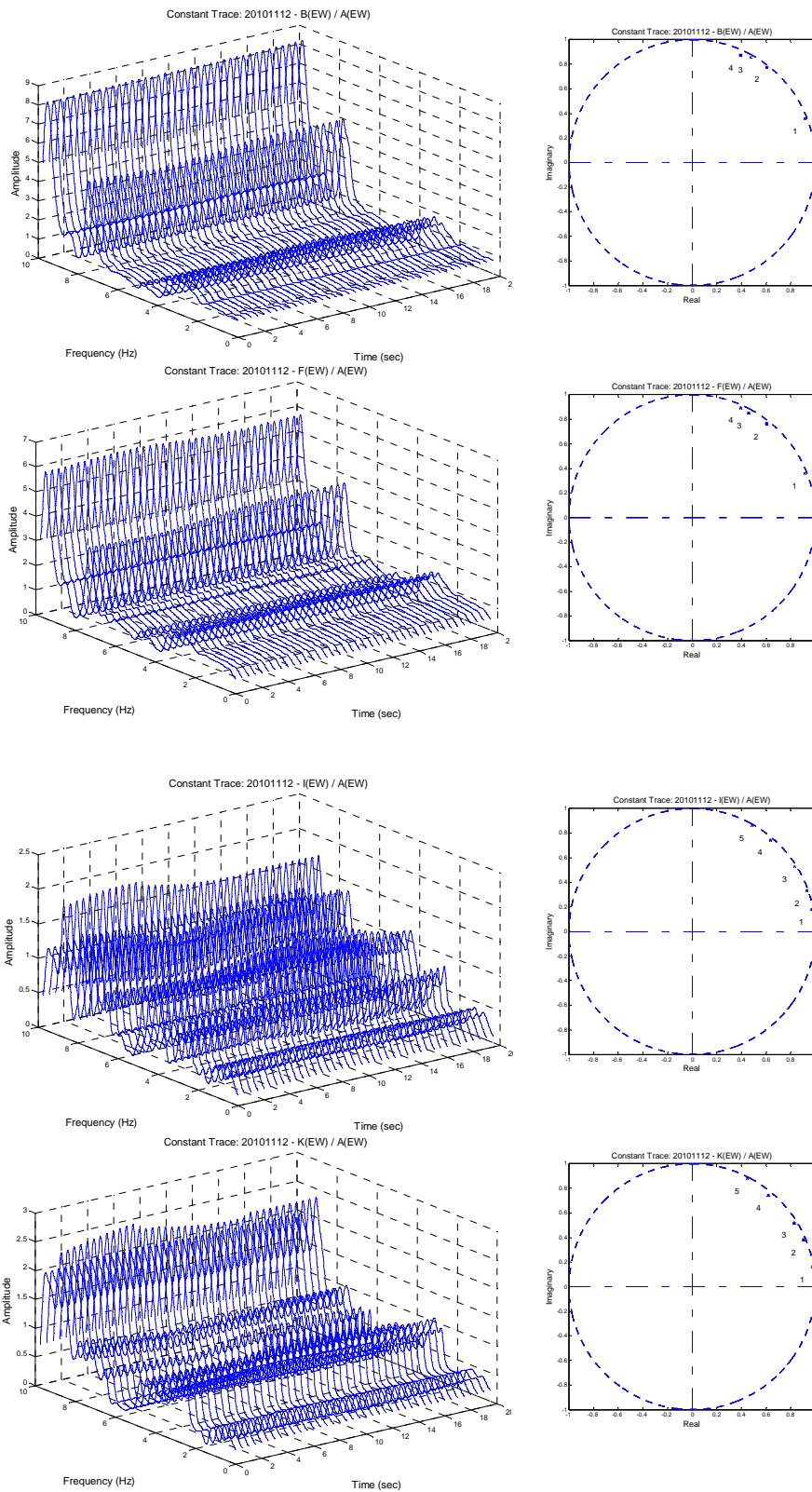


圖 4-15 2010 年 11 月 12 日地震，遞迴性最小平方法所識別之各測站的時間-頻率-振幅及極點位置漸變圖(原能會核三 2012)

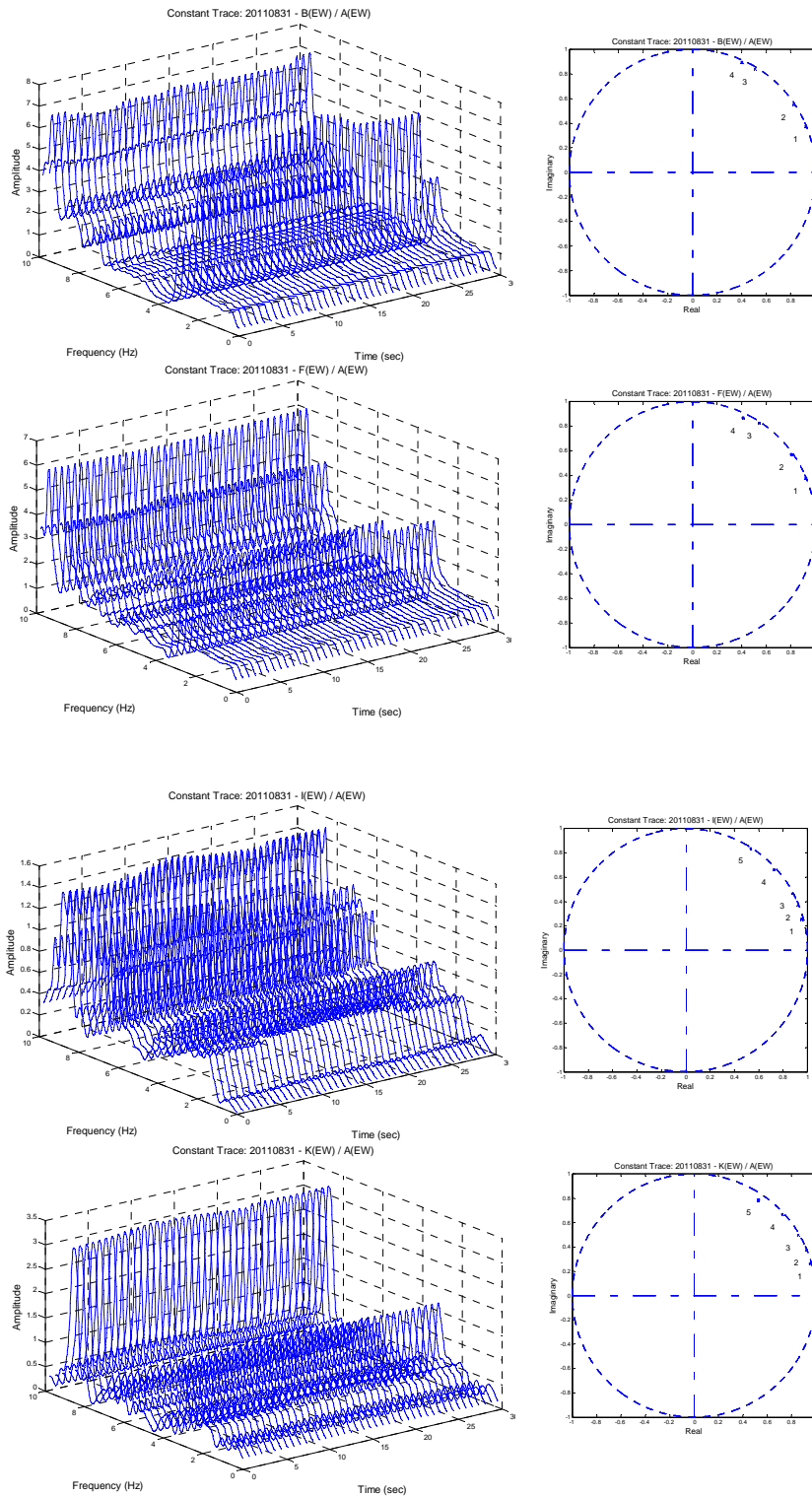


圖 4-16 2011 年 8 月 31 日地震，遞迴性最小平方法所識別之各測站的時間-頻率-振幅及極點位置漸變圖(原能會核三 2012)

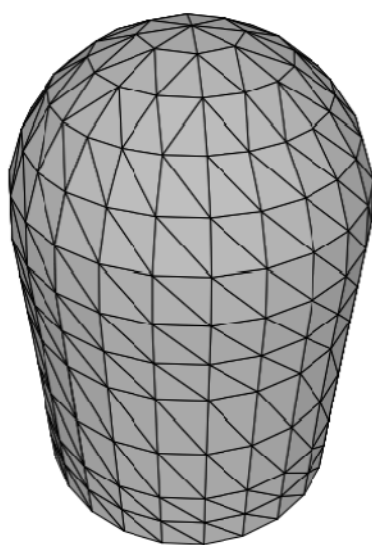


圖 4-17 圍阻體外殼結構(Shell and Dome) (泰興 2013)

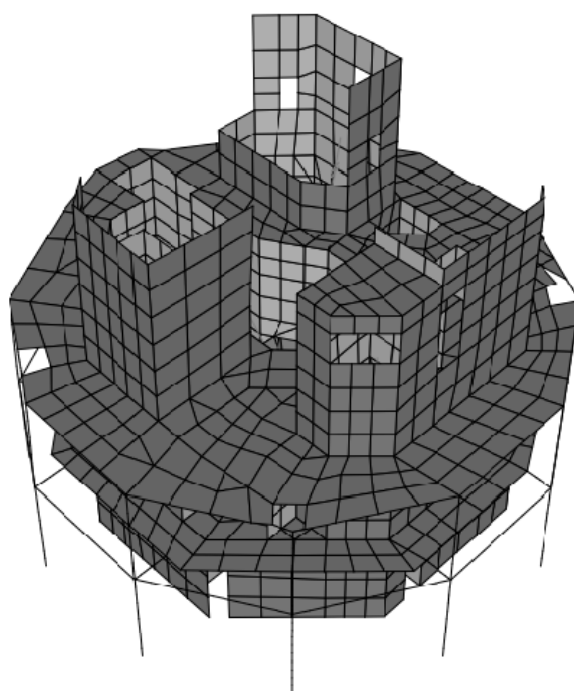


圖 4-18 圍阻體內部結構(Interior Structure) (泰興 2013)

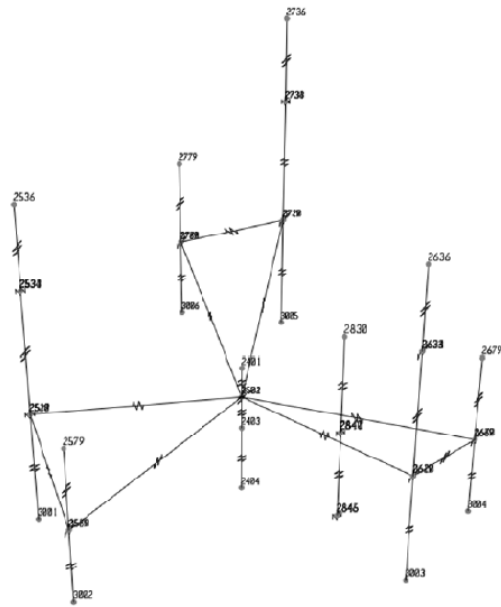


圖 4-19 圍阻體設備系統(Westinghouse NSSS Model) (泰興 2013)

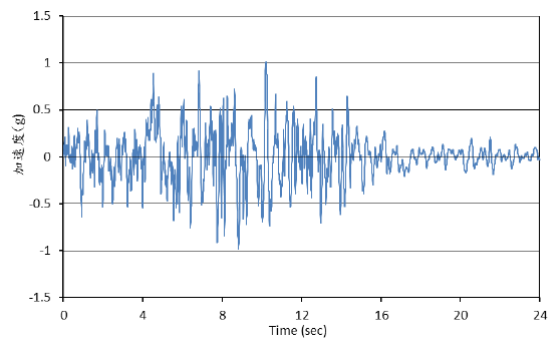


圖 4-20 正規化水平地表加速度(南北向) (泰興 2013)

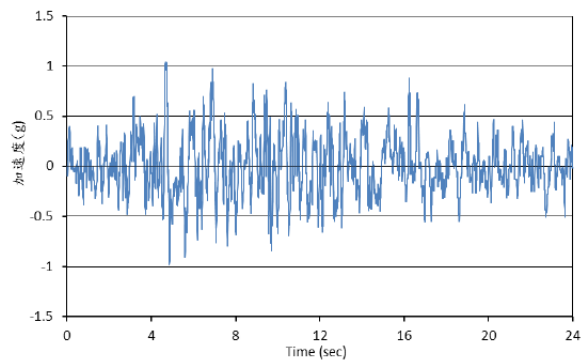


圖 4-21 正規化水平地表加速度(東西向) (泰興 2013)

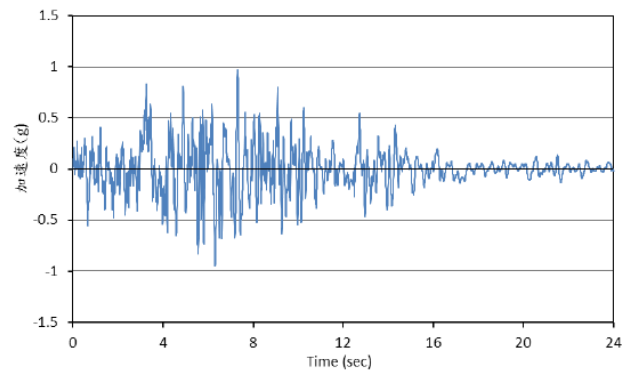


圖 4-22 正規化垂直地表加速度(泰興 2013)

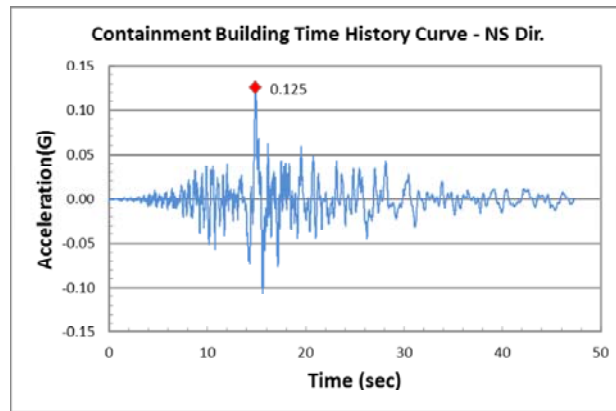


圖 4-23 恆春地震水平地表加速度(南北向)(泰興 2013)

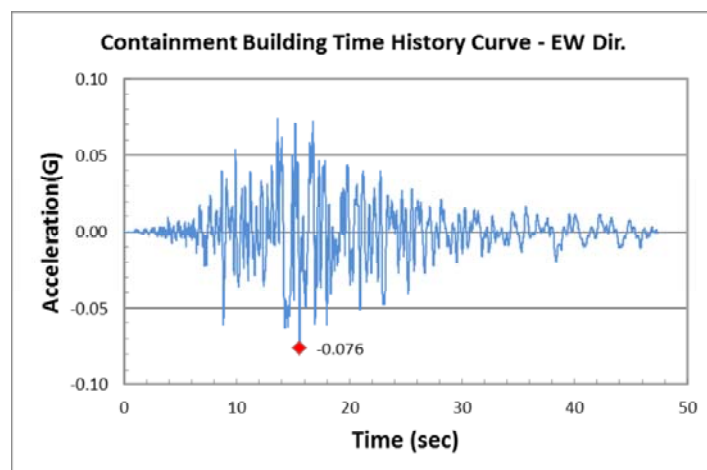


圖 4-24 恆春地震水平地表加速度(東西向)(泰興 2013)

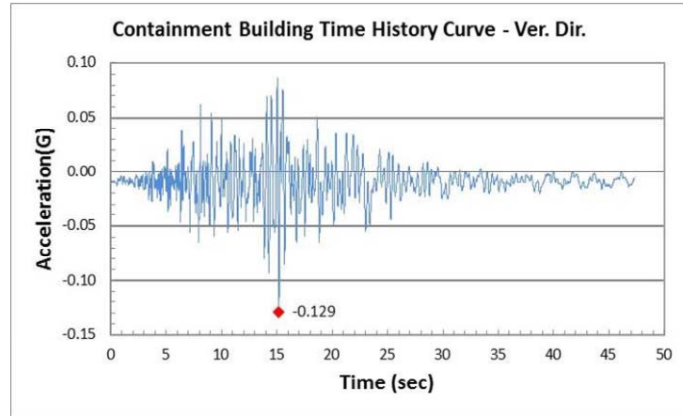


圖 4-25 恆春地震垂直地表加速度(泰興 2013)

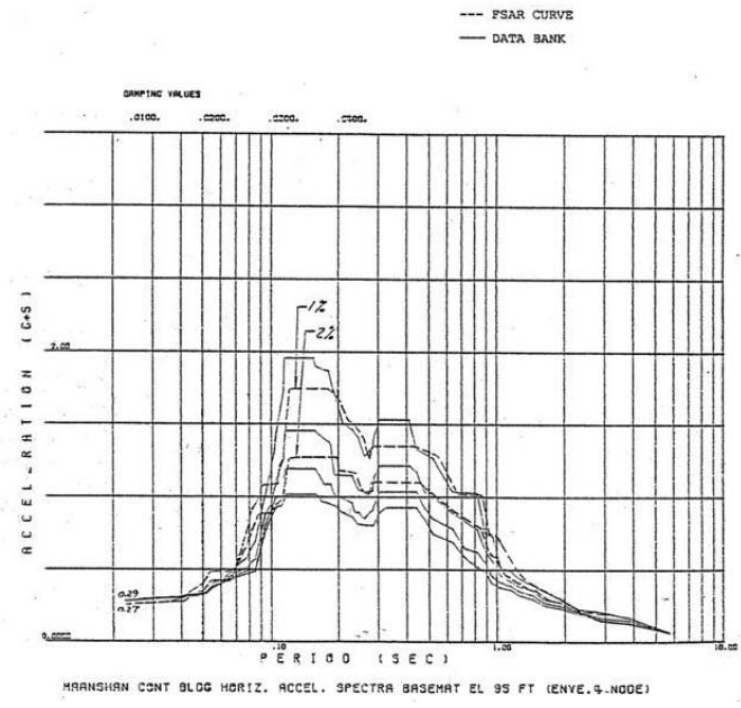
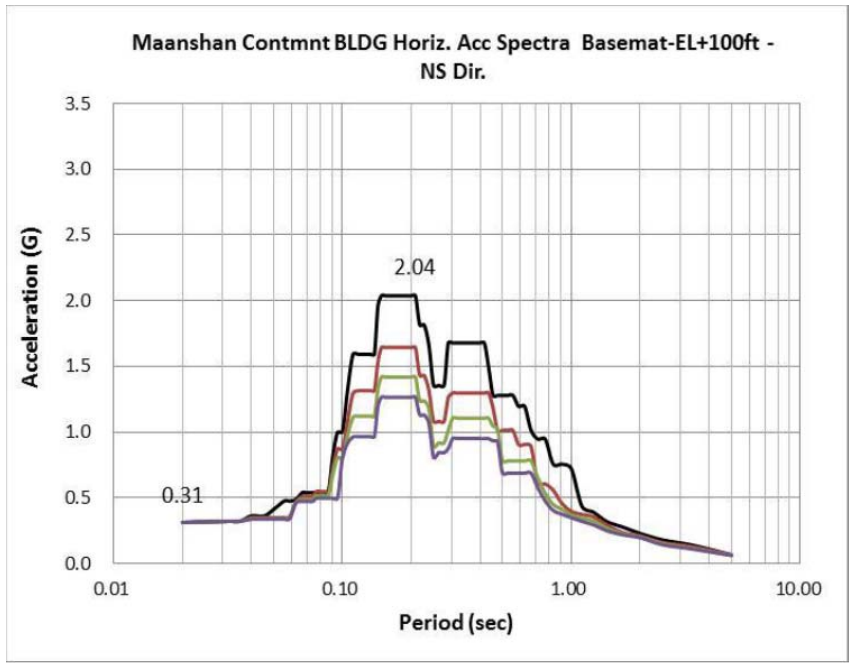


圖 4-26 OBE 水平地震力下，筏基底部 EL+100.0ft 樓層反應譜(泰興 2013)

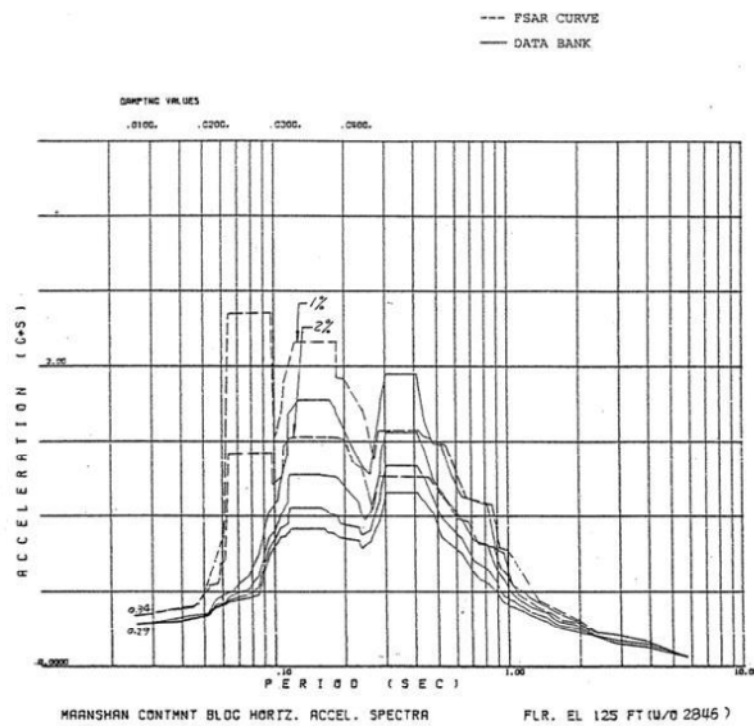
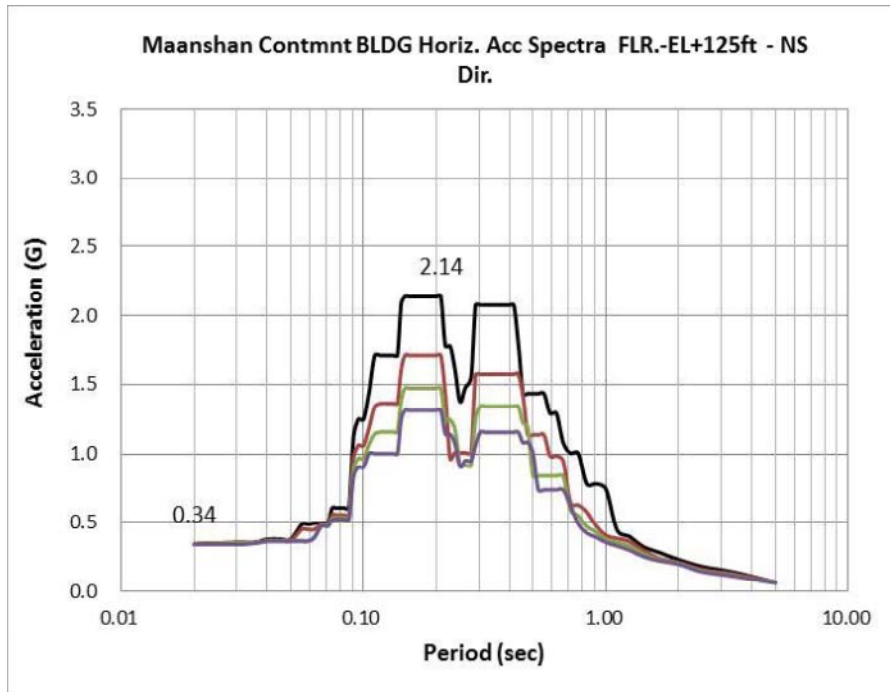


圖 4-27 OBE 水平地震力下，樓板高度 EL+125.0ft 樓層反應譜(泰興 2013)

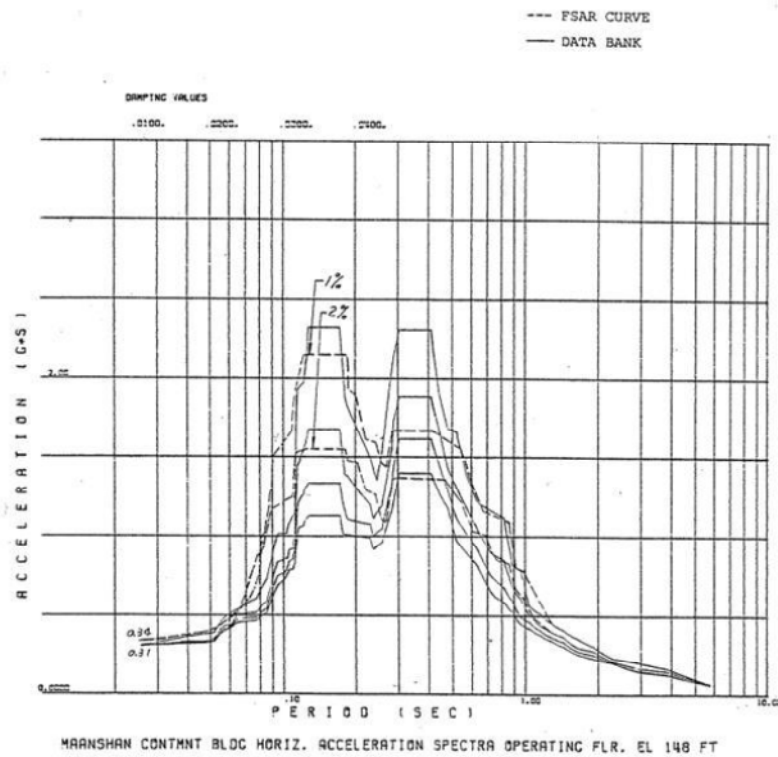
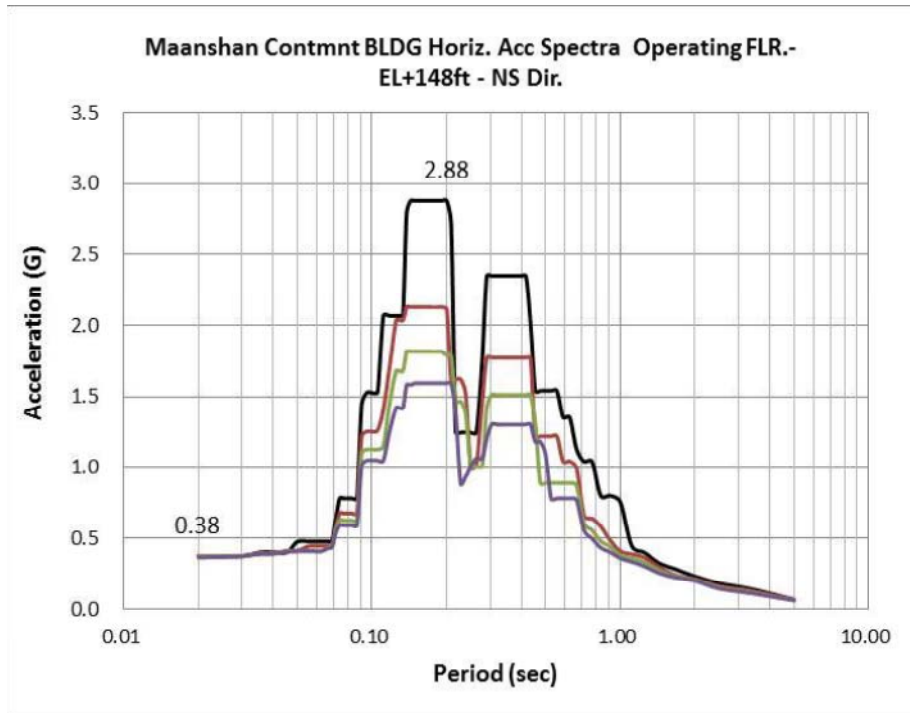


圖 4-28 OBE 水平地震力，操作樓板層 EL+148ft 樓層反應譜(泰興 2013)

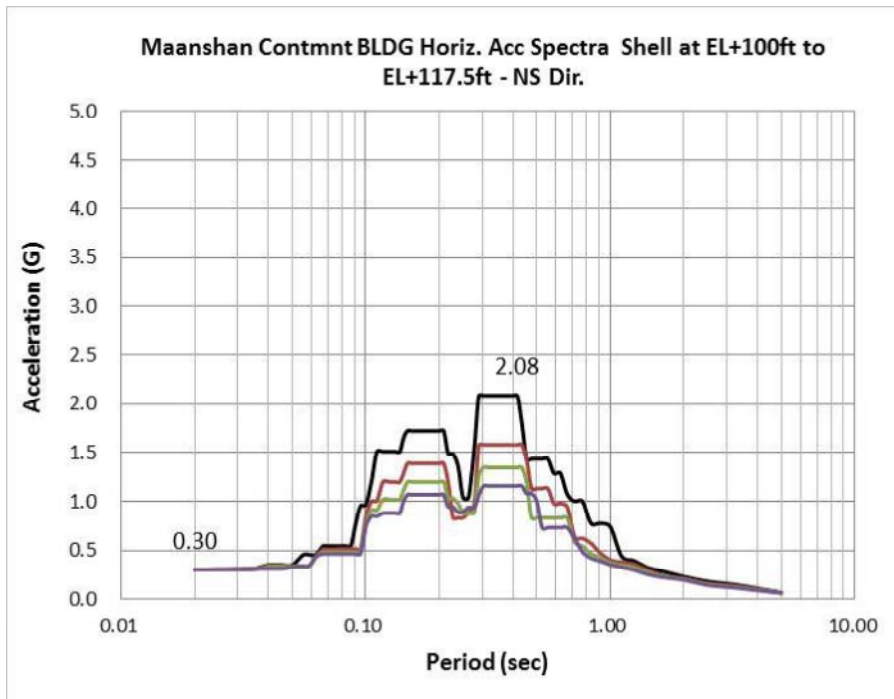


圖 4-29 OBE 水平地震力下，圍阻體高度 EL+ 100~117.5ft 樓層反應譜(泰興 2013)

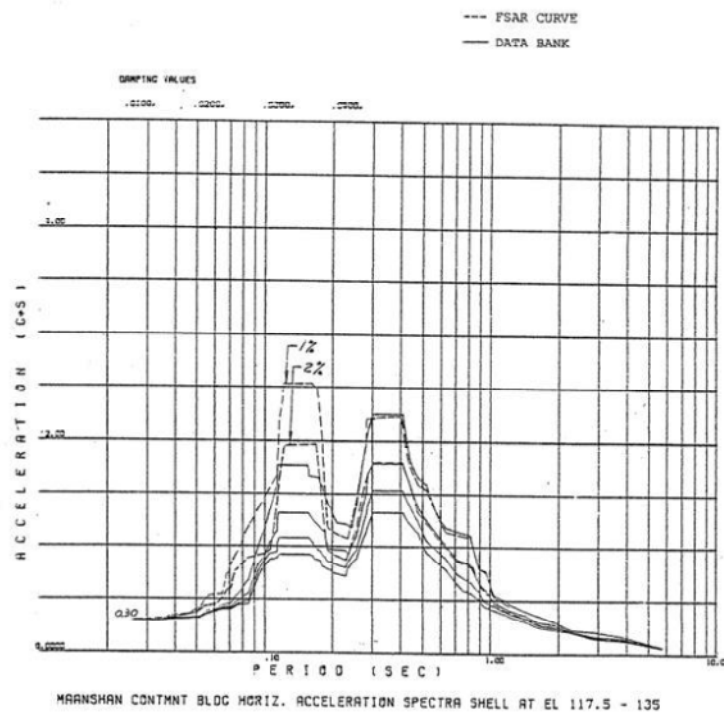
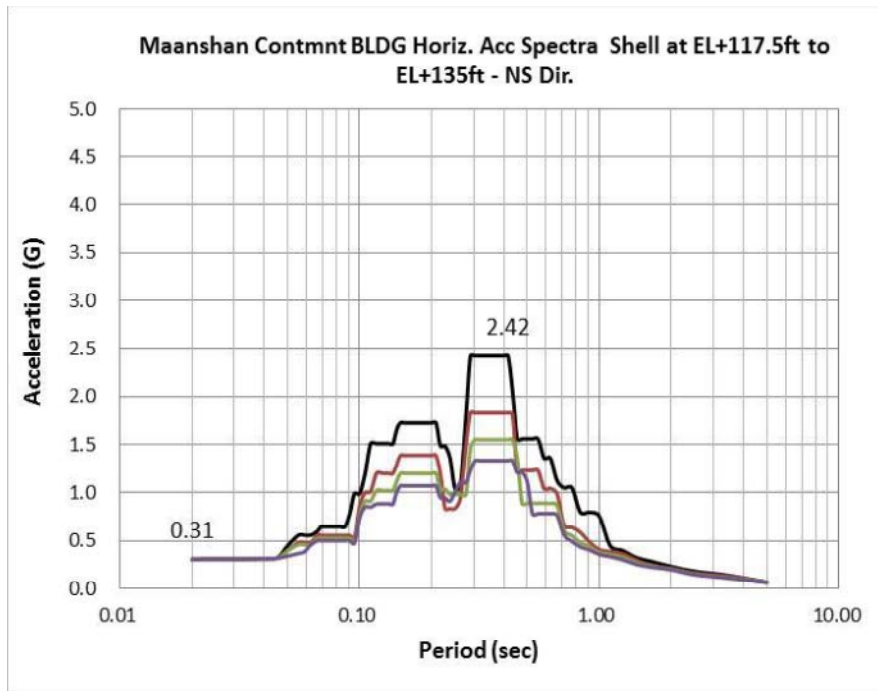


圖 4-30 OBE 水平地震力下，圍阻體高度 EL+ 117.5~135ft 樓層反應譜(泰興 2013)

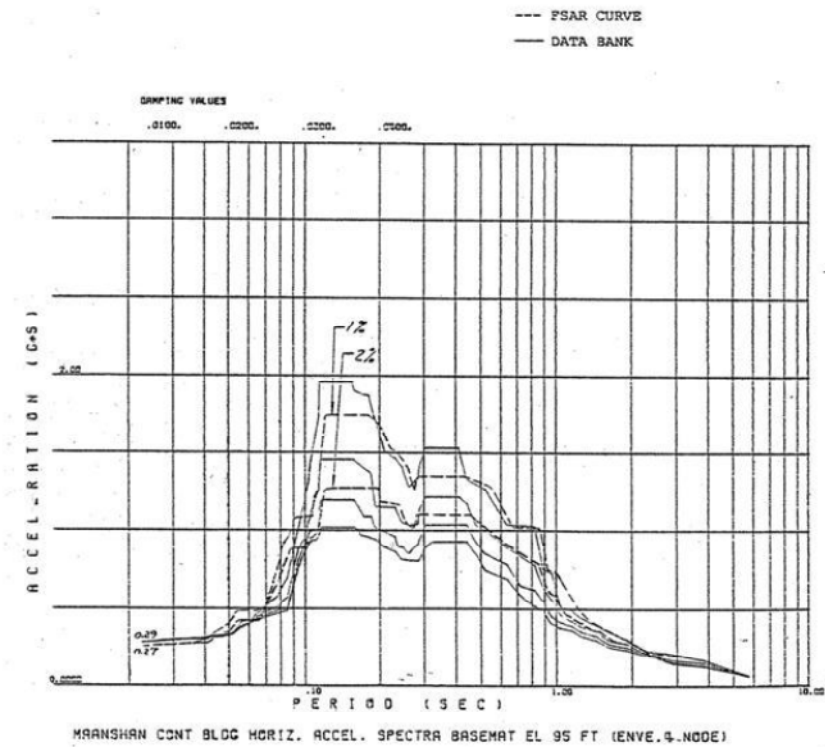
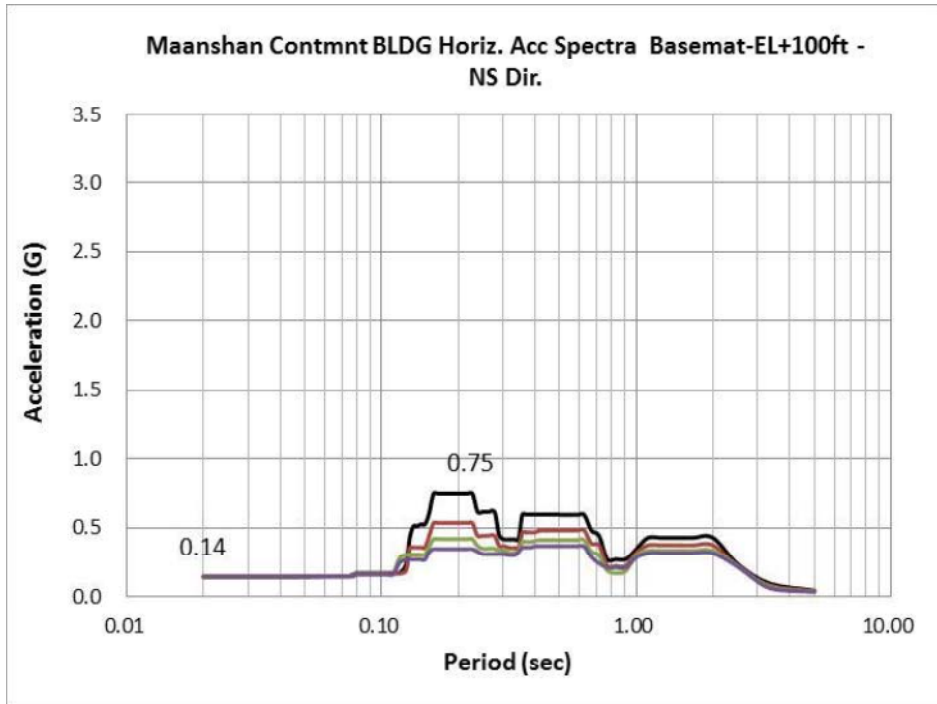


圖 4-31 恆春水平地震力，筏基底部 EL+100.0ft，南北樓層反應譜(泰興 2013)

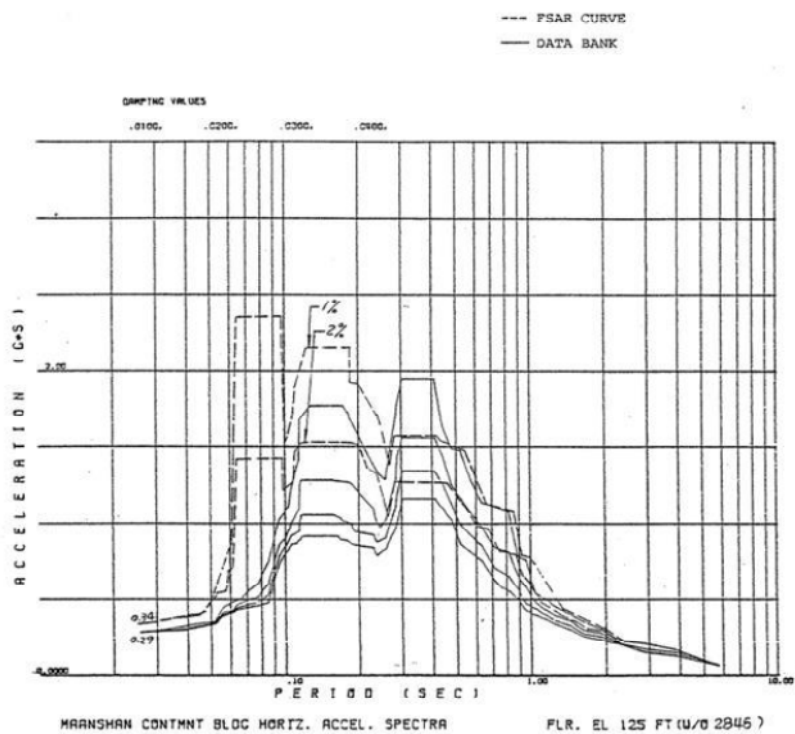
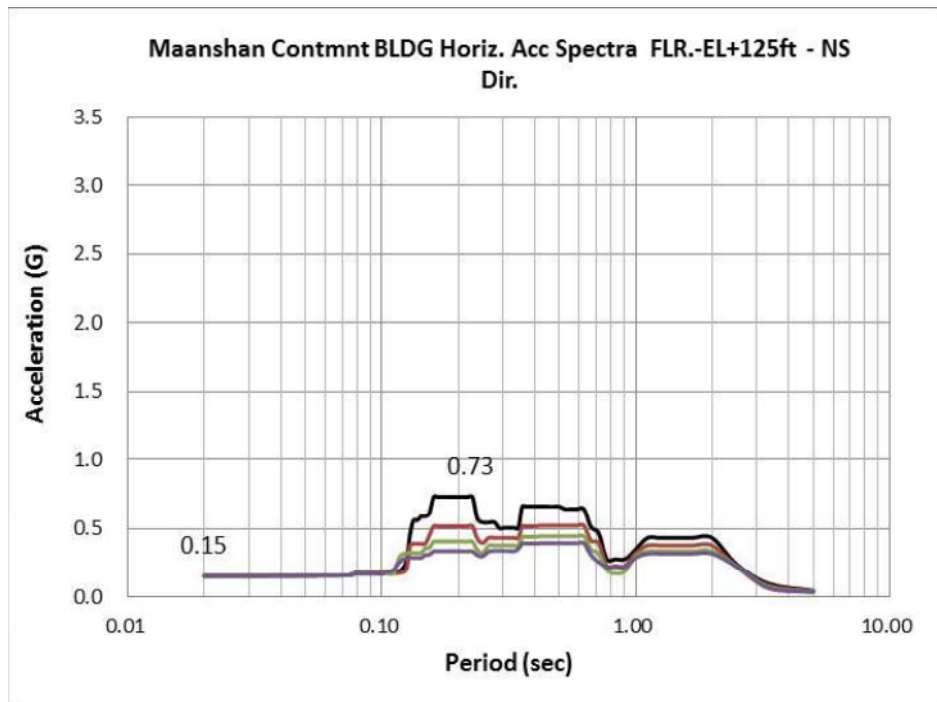


圖 4-32 恆春水平地震力，樓板高度 EL+125ft，南北樓層反應譜(泰興 2013)

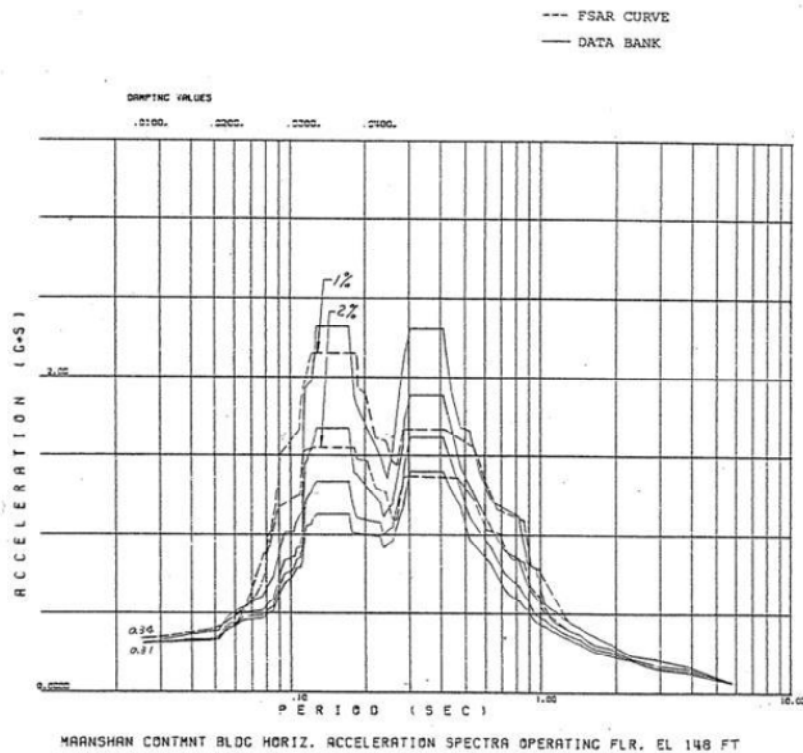
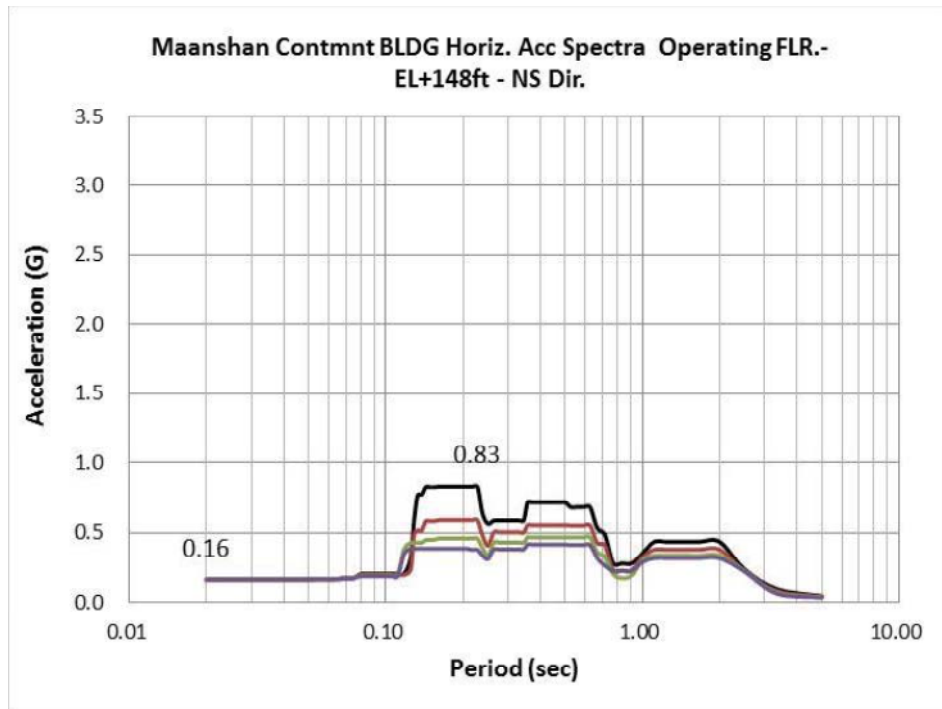


圖 4-33 恆春水平地震力，操作樓板層 EL+148ft，南北樓層反應譜
(泰興 2013)

五、土壤結構互制效應

(一) 背景

多數土木工程結構物與地表有直接接觸，當地震波經由土層向上傳遞與產生放大效應，不同深度位置會得到不同的振動反應行為，且結構物會受土壤影響而得振動反應，稱為土壤結構互制作用(Soil-Structure Interaction, SSI)。一般結構設計方法忽略土壤結構互制作用，在堅硬土壤上質量相對較輕的建築結構，此忽略影響不大，但若是在軟弱土層上質量相對較重的結構物，如核能發電廠、高樓大廈等，其受外力作用時之振動反應受地盤變形性之影響很大，此外，對於核能廠而言，正確之土壤結構互制評估不僅關係結構體地震力大小評估之正確性，同時亦為管線、設備與其他附屬結構設計所需之輸入運動，因此土壤結構互制效應為核能發電廠耐震安全評估與設計時之重要考量項目。

核能發電在台灣有三十幾年的歷史，而美國為全世界最大核能發電國，台灣的核能法規和核能廠設計、施工與運轉主要參考美國法規體系，進行核能廠結構之地震分析時，應以法規指引及標準審查計畫為主要依據，其中在美國原子能委員會(U.S. NRC Review Plan 2007)的標準審核計畫(Standard Review

Plan，簡稱SRP)3.7.2中，考量核電廠質量大、勁度高、且基礎埋入深，結構與土壤間彼此之反應有嚴重之互制效應，因此要求美國法規指引(Regulatory Guides，簡稱RG)1.29[21]中，影響核電廠安全停機性能的耐震一級(Seismic Category I)系統、結構與元件於地震反應分析時，需執行動力分析，並適當考慮土壤結構互制效應，方可正確評估結構物於地震作用下之行為，以保障核能廠之安全。圖5-1為侯志剛等人(2012)所整理之核電廠耐震一級結構之動力分析流程，首先須設計地震反應譜，蒐集工址小應變土層資料，並建立結構分析模型，接著進行場址受震反應分析，得到大應變土層資料再進行土壤結構互制分析，最後依需求取得反應譜進行分析設計。

另外，美國各類工程師協會依照不同領域分別訂定安全分析程序，如美國機械師工程學會(ASME)、電子及電氣工程師學會(IEEE)等，而進行核電廠動力分析時，可參考美國土木工程師協會(The American Society of Civil Engineers, ASCE)發行的ASCE 4(1986與1998)中，與土木核能結構相關的動力分析程序。由於核能電廠之安全攸關至鉅，台灣本島及鄰近海域又為地震頻繁之地區，因此必須特別重視核電廠之耐震安全設計與評估，而耐震分析中的土壤結構互制分析具複雜且繁瑣之程

序，須同時考慮結構物之慣性效應、土壤之變形性、以及半無限域對地震波之消散效應。雖然目前已有多種土壤結構互制分析方法與相關程式，惟各方法皆有其發展背景與應用性，其分析結果具有相當之差異性，因此本報告將收集並探討相關資料，探討文獻中不同土壤結構互制分析方法之優劣，之後並借鏡日本KKNPP事件之檢討經驗，探討國內核電廠受震安全評估分析。

(二) 土壤結構互制分析

土壤結構互制分析流程，可由地震輸入運動分析模式與結構分析模式所組成，前者包含製作與設計反應譜相符合之人造地震，並調查場址之土壤性質，之後進行地盤受震反應分析，以求得土壤結構互制作用分析之基礎輸入運動；後者則使用適當程式或軟體分析結構物之振動模態與顯著頻率，並建立基礎側壁與底部土壤彈簧與阻尼係數。一般而言，完整的地震輸入運動分析模式須考慮到三個效應，如圖5-2所示，並說明如下。

1. 地震輸入運動分析模式

(1) 地盤受震反應

「自由場」指尚未建築之結構物工址現地土壤，自

由場運動十分複雜，與震波種類、土壤性質、波傳方向等因素有關，正確之土壤結構互制分析應能考量自由場中土層隨著時間和深度改變之動態運動，另外，須考慮土壤剪力模數與材料阻尼受土壤剪應變控制之非線性行為。其中，在地震力作用下，土壤具有之非線性行為機制可分為基本非線性與二次非線性。基本非線性為自由場在地震下產生的大範圍土壤非線性，可透過場址受震反應分析(Site Response Analysis)考慮；而二次非線性為土壤結構互制效應造成鄰近基礎部分的局部土壤具有非線性行為。

(2) 基礎散射

當地震波遇到基礎時，基礎之束制作用將使地震波產生散射現象，使得真正傳入結構物基礎之輸入運動與自由場地盤之地震運動不一致，如圖5-2所示，此為土壤結構互制作用分析所必須考慮之問題。

(3) 基礎阻抗

基礎阻抗(foundation impedance)為基礎與其周圍土壤抵抗外來振動於扭轉方向、垂直方向、水平方向或翻轉方向之能力，亦為基礎任一點受到外部振動力時，基

礎及其周圍土壤同時產生振動變形時，所須加於基礎上之振動力。考量基礎阻抗效應時須考慮彈性波在半無限域傳播之特性，可運用連體力學或數值分析法進行探討，其中，現有理論解僅包括圓形剛性基礎放置於均勻半無限空間表面，以及半球型剛性基礎埋置於均勻半無限空間內，至於其它形式之基礎、柔性基礎，或土壤為層狀或不規則形狀時，目前均無適當之理論解可應用，必須倚賴其他近似方法或數值分析法進行探討。

(4) SHAKE程式

地震輸入分析模式中，土壤之力學行為隨所在處之應力狀態而改變，在動力作用下之反應也有別於靜態行為，土壤強度隨應變增加而減少，因此分析時須考慮應力應變之非線性行為。SHAKE程式為最廣泛被使用分析水平地層等值線性震動反應之程式，其假設地層為均質且黏彈性土壤，能計算在半無限空間水平土壤受垂直剪力波之地層動力反應，合理分析地盤受震反應，如圖5-3所示。

SHAKE程式為常被使用進行地盤受震反應分析軟體，可以分析出重要的地層動力參數隨著剪應變的增加

而變化，重要的地層動力參數為剪力波速(Shear Velocity)、剪切模數(Shear Modulus)和阻尼比(Damping Ratio)。其分析過程假設地層由水平層狀土壤組成，而地震波為一垂直向上傳遞之水平剪力波，利用單向度波傳之理論，並配合線性迭代分析，求出地震力作用下，土壤於大應變行為之等值線性土壤性質。

SHAKE程式模擬地層非線性行為時，採頻率域進行分析，利用傅立葉轉換法，並結合線性疊加原理，之後採用疊代法，反覆設定及輸入地層動力參數求解數值直到計算解收斂。透過此疊代流程，可藉由土層於小應變下之地層動力參數，求出土層於大應變下前述之重要地層動力參數，並得地震波作用之下，地層動力參數與等值剪應變關係曲線(例:當土層剪應變增加時，動力剪力模數會降低，阻尼比會增加，如圖5-4所示)，此結果可於土壤結構互制分析後續步驟中，作為土壤結構互制分析之輸入參數，其分析流程如圖5-5所示。

2. 土壤結構互制反應分析方法

綜合前述地盤受震反應分析所求得之自由場地盤運動、基礎阻抗問題分析所得之基礎阻抗矩陣、以及考量散射作用後之基礎輸入運動，最後進行土壤結構互制作

用之分析。文獻中常用的土壤結構互制分析包含以下幾種。

(1) 土壤彈簧法

土壤彈簧法是工程上常見之簡化分析方法，將結構物周圍之土壤簡化成相互獨立彈簧與阻尼盤，用以模擬土壤結構互制作用。土壤彈簧法源自溫克基礎(Winkler foundation)之觀念，將半無限空間表面剛性基礎之阻抗函數(6個自由度)簡化成相互獨立彈簧與阻尼盤(Richart 等人 1970)，表示為 $S_{ii}(\omega) = K_{ii} + i\omega C_{ii}$, $i=1,2,\dots,6$ ，其中 K_{ii} 代表結構物基礎在 i 方向之勁度、 C_{ii} 代表結構物基礎在 i 方向之輻射阻尼。模擬時將土壤彈簧的一端連接於結構物基礎，依照各層的土壤性質，將土壤彈簧適當分成許多小區域的集中彈簧，而土壤彈簧另一端設定為固定邊界，如圖5-6所示。上述土壤彈簧與阻尼盤之推導原本係針對半無限空間表面剛性基礎所發展，後來為考慮基礎之埋置效應或層狀土層之效應，亦有相關研究(Kausel 等人 1975, Apsel 1979)針對各種情況提出修正係數，目前已有許多經驗公式可供引用，增加土壤彈簧法之應用性。

土壤彈簧法之優點為分析模式簡單、易於計算，而其重點在於如何選定適用之土壤彈簧及阻尼係數，目前已有許多經驗公式可資引用，一旦有了模擬土壤基礎之土壤彈簧及阻尼係數，使用一般具有動力分析能力之程式即可進行土壤結構互制分析。值得注意的是土壤彈簧法較適用於模擬均勻半無限空間上表面承載之剛性基礎，而其缺點則在於無法考慮基礎之散射作用，且雖有修正係數考慮埋置效應，但應用於埋置基礎之效果仍較差。

Bechtel(1974)進行美國核能發電廠結構物受震分析，建議依基礎形狀(圓形基礎和矩形基礎)與方向(水平向、翻轉向、垂直向和扭轉向)，設定土壤彈簧之等值勁度和阻尼如表5-1與表5-2所示。表5-1為圓形基礎之土壤彈簧勁度與阻尼公式，其中 ν 為基礎中央的柏松比(Poisson's ratio of foundation medium)， G 為基礎中央的剪力模數(shear modulus of foundation medium)， R 為圓形基礎半徑(radius of the circular basement)， I_0 為對於基礎翻轉軸的總質量慣性矩(total mass moment of inertia of structure and base mat about the rocking axis at the

base) , I_t 為總質量極慣性矩(polar mass moment of inertia of structure and base mat) , B_ψ 定義如(5-1)。

$$B_\psi = \frac{3(1-\nu)I_o}{8\rho R^5} \quad (5-1)$$

表5-2為矩形基礎之土壤彈簧勁度與阻尼公式，其中， B 為基礎寬， L 為基礎長， β_x ， β_ψ ， β_z 為尺寸因數，關係見圖5-7，矩形基礎的尺寸為B形基，其等值半徑 R 為 R_x ， R_ψ ， R_z 之最小值，其定義如(5-2)至(5-3)。

$$R_x = \frac{(1+\nu)(7-8\nu)\beta_x \sqrt{BL}}{16(1-\nu)} \quad (5-2)$$

$$R_\psi = \sqrt[3]{3\beta_\psi B^2 L / 8} \quad (5-3)$$

$$R_z = \beta_z \sqrt{BL} / 4 \quad (5-4)$$

此外，陳正興(2004)進行土壤結構互制地震分析時，建議將土壤彈簧區分為側向土壤彈簧與阻尼盤、以及基礎底部土壤彈簧與阻尼盤，並分別設定如下：

A.側向土壤彈簧與阻尼盤

Novak(1978) 根據黏彈性介質中之波動方程式，以平面應變之假設推導出在水平振動下土壤單位長度之複數水平向勁度值 k_u ，如(5-5)。

$$k_u = G[S_{u1}(a_0, \nu, D) + iS_{u2}(a_0, \nu, D)] \quad (5-5)$$

其中 G 為土壤剪力模數， a_0 為無因次頻率參數，如(5-6)。(ω表振動頻率、 r_0 表基礎等值半徑、 C_s 為土壤剪力波速)。

$$a_0 = \omega r_0 / C_s \quad (5-7)$$

ν 為土壤柏松比(Poisson's ratio)， D 為在剪力波作用下材料之遲滯阻尼(hysteretic damping)。(δ為相位損失角)

$$D = \tan \delta \quad (5-7)$$

由式中可知 S_{u1} 代表土壤勁度之部份， S_{u2} 則代表土壤阻尼之部份，兩者隨著 a_0 、 ν 、 D 參數之變化可由圖5-8查得。

在(式5-5)中，虛部數值 G 、 S_{u2} 為土壤單位長度下之遲滯阻尼力，若要以結構分析常用之黏滯阻尼(viscous damping)來進行分析，必須經由下列關係式將阻尼力轉換為以黏滯阻尼盤(dashpot)表示之

型態

$$C = G \cdot S_{u2} / \omega \quad (5-8)$$

其中，C為黏滯阻尼係數， ω 為振動頻率。

根據(5-5)與(3-8)，代入SHAKE程式分析後，所得之土壤剪力模數G值，可計算在考慮土層非線性動力性質下之等值側向土壤彈簧 K_i 以及等值側向阻尼盤 D_i 如

$$K_i = G_i \cdot S_{u1i} \cdot \bar{L}_i \quad (5-9)$$

$$D_i = \frac{G_i \cdot S_{u2i}}{\omega} \cdot \bar{L}_i \quad (5-10)$$

其中，i為節點標號， ω 為振動頻率， \bar{L}_i 為第i個節點處等值側壁長度(L_{i-1} 、 L_i 表接鄰第i個節點之上下兩個元素長度)，如(5-11)。

$$\bar{L}_i = (L_{i-1} + L_i) / 2 \quad (5-11)$$

B. 基礎底部土壤彈簧與阻尼盤

Veletsos與Wei (1971)建議考量彈性半空間上無質量剛性表面基礎阻抗時，可將土壤阻抗表示為(5-12)。

$$\begin{Bmatrix} F_H \\ M \end{Bmatrix} = G r_0 \begin{bmatrix} \frac{8}{(2-\nu)} K_{HH} & \frac{8}{(2-\nu)} K_{HM} \\ \frac{8}{(2-\nu)} K_{MH} & \frac{8r_0}{3(1-\nu)} K_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_H \\ r_0 \theta \end{Bmatrix} \quad (5-12)$$

其中， F_H 、 M 為剛性基礎所受之動態水平力與彎矩， G 為土壤剪力模數， r_0 為基礎等值半徑， K_{HH} 、 K_{MM} 為土壤正規化水平阻抗與搖擺阻抗， K_{HM} (K_{MH})為土壤水平與搖擺運動之正規化耦合阻抗。

上述這些正規化土壤阻抗函數可寫成

$$K_{mn} = k_{mn} + ia_0 c_{mn} \quad (m, n = H, M, V) \quad (5-13)$$

實部數值表正規化土壤勁度係數，虛部數值為正規化土壤阻尼係數，而這些數值則與無因次頻率參數 a_0 有關，可由圖5-8查得。

需注意的是由(5-12)、(5-13)所計算得出之土壤搖擺阻抗，乃是根據剛性表面基礎形式所推導求出，因此若直接將由(5-13)所求出之土壤阻抗帶入分析模型進行模態分析，將因未考慮埋制深度效應而低估基礎底部的土壤阻抗值。因此，若要求出基礎底部之有效等值土壤搖擺阻抗 K'_M 與土壤水平阻抗 K'_H ，則必須由(5-13)所求出之土壤阻抗再進行埋

置效應修正。Roesset(1980)建議可用下列關係式考

慮土壤阻抗之埋置效應：

$$K'_H = K_H \left(1 + \frac{2E}{3R}\right) \left(1 + \frac{5E}{4H}\right) = \alpha K_H \quad (5-14)$$

$$K'_M = K_M \left(1 + 2\frac{E}{R}\right) \left(1 + 0.7\frac{E}{H}\right) = \beta K_M \quad (5-15)$$

其中， K_M 為剛性表面基礎模式所得之土壤搖擺阻抗， K_H 為剛性表面基礎模式所得之土壤水平阻抗， E 為基礎埋置深度， R 為基礎有效半徑；若為處理有限空間中土壤阻抗問題，則 R 表示該有限土層之深度。

(2) 連體力學法

連體力學法 (Continuum Linear Analysis for Soil-Structure Interaction，可簡稱CLASSI)最早由Wong與Luco(1976)所發展，其理念為將結構物基礎下方之半無限空間以連體力學法來模擬。分析時先將基礎與土壤接觸面積劃分為小區域，利用連體力學法計算其間曳引力與位移之關係，並使用彈性動力學之基本解以組成基礎阻抗矩陣。對於入射地震波遇到基礎之散射效應時，亦使

用連體力學或邊界積分法求出有效基礎輸入運動，地震所引致土壤與結構間的互制作用力則以基礎的阻抗矩陣乘上基礎輸入運動求得，隨後將所求得之互制作用力輸入於結構分析模型中，求得結構物的動態反應。本方法最大的優點在於對遠域土壤阻抗問題之處理，可以有效地模擬半無限域之幅射阻尼效應，但僅有簡單之基礎形式具有理論解可供應用，同時並不適用於模擬結構物附近土壤材料性質的複雜變化。CLASSI可以考慮層狀土層、粘彈性土壤或基礎埋置效應，但此法之分析步驟較麻煩，且程式之使用性較差，流通性亦不佳，不易使用為其主要缺點。

(3) 有限元素分析法

土壤結構互制分析可採用有限元素法，以有限元素直接模擬整體土壤結構系統，如圖5-9所示。利用有限元素法的高度操作彈性以模擬之土壤結構系統為此法之優點。而其缺點為處理半無限延伸之遠域土壤時，由於有限元素無法無限延伸，往外的散射波觸及元素邊界，導致產生不該有之反射波，因此無法有效模擬幅射阻尼效應。為了解決幅射阻尼效應之問題，Wass(1972)與

Kausel(1974)等人發展非反射傳導邊界元素，加到有限元素網的邊界上，用以有效地模擬幅射阻尼效應。FLUSH為工程上最常用之土壤結構互制分析程式之一，其理念基於二維平面應變有限元素分析法，利用傳導邊界模擬水平向無限土壤之波傳效應，且在第三方向應用黏滯阻尼盤，作近似三維之模擬，相對地縮減分析域到很小。於分析求解過程時，FLUSH利用擬線性疊代運算之技巧，考慮土壤之非線性效應，可獲得合理之分析結果，故常為工程界採用。但該程式在工程應用上所受之限制為須有一剛性基盤作為其底部邊界，且結構必須簡化為平面之結構系統。

(4) SASSI

SASSI分析程式(System for Analysis of Soil-Structure Interaction)為一具有三維度分析能力的有限元素土壤結構互制分析程式。其結合有限元素法與「柔性體積」子結構分析法(或稱部分結構法，如圖5-10所示)，將土壤結構系統分成如圖5-11所示之三個子結構，其中(b)圖為挖去之土壤，結構與土壤之介面則取於(b)圖或(a)圖之所有節點。首先由(a)圖求取各節點之力與位移關係，並組成

阻抗矩陣，再按有限元素法之觀念結合三子結構以求解。SASSI於頻率域中進行分析，可吸收外傳震波避免能量反射現象，大幅減少分析模式之元素數目，此法之優點在於結構與土壤介面為一柔性體積，可適用於幾何條件複雜之基礎形式，又可同時考慮基礎之柔性，避免土壤結構互制分析之基礎散射問題。在羅東大比例尺圍阻體地震試驗計劃之總結報告中，美國貝泰公司曾將各種土壤結構互制分析程式之分析結果與試驗結果作比較，顯示利用SASSI程式之結果較令人滿意，是目前所有程式中功能最完整、且分析結果最合理之分析程式。

SASSI程式可建立接近實際情況之理論分析模式，而不必藉由粘滯邊界將二維分析模式模擬至三維。利用SASSI程式可以求得結構物於地震力作用之下，經土壤結構互制作用後各樓層之反應譜，作為日後相關設備設計之參考依據。其土壤假設由水平層狀分布之黏彈性材料組成，但實際上土壤並非完全水平層狀分布，結構物若置於土壤上會有不同程度之土壤結構互制反應，現階段大地工程之經驗公式或分析大部分假設均值土層或理想化土層，結構分析工具再精密若無法準確模擬土壤，則其靜動態反應與實際情形依舊會有明顯的差距。

SASSI分析軟體之主要工程用途如下。

- A. 鋪面系統、地下結構物、鑽油平台靜動態分析。
- B. 靜動力荷重工業設備基礎分析、靜動力基樁分析。
- C. 爆炸力及衝擊力遠距反應之模擬。
- D. 基礎阻抗分析，決定土壤彈簧勁度與阻尼。
- E. 基礎散射分析，決定自由場震波至基礎反應。
- F. 利用基礎阻抗分析、基礎散射分析結果及其他高階結構分析軟體可進行非線性歷時分析。

SASSI程式包含以下八個模組子程式，彼此之間以資料檔案相互連結，使用者可依需求選擇使用模組。

A. SITE

此模組透過輸入場址大變形下之土壤動力性質、以及管控運動的波場組成與控制點位置，可計算得到自由場振態形狀，與傳輸邊界供另一階段地震力分析及阻抗分析使用。

B. POINT2/POINT3

利用SITE分析所得之傳輸邊界資料，以及依據使用者所訂定之分析頻率，可計算土壤結構互制點之自由度的柔度矩陣資料。

C. HOUSE

提供數種有限元素類型，作為結構及土壤模擬之使用。此外，於模型建置完畢後，程式將讀入所選取之有限元素資料，用以計算結構或開挖區土壤質量矩陣及頻率不相依的元素勁度矩陣。

D. ANALYS

由MATRIX、LOAD及SOLVE三個子模組所組成。主要是針對使用者所訂定之每一個分析頻率，分析阻抗矩陣與力向量，且同時計算修正後之複數勁度矩陣，進而分析求得所有相關節點之位移幅度。

E. MOTOR：

此模組主要計算作用於結構之外力，求得相關之力向量。

F. COMBIN：

此模組可允許使用者增加分析頻率範圍，也可刪除不要的分析頻率，並將所得資料彙整成一可供使用之資料庫。

G. MOTION :

此模組為後處理程式之一。於執行前，須輸入管控運動之歷時資料，以快速傅立葉轉換獲得頻率域資料，並依據使用者所選定之節點位置，讀取選擇頻率點處ANALYS分析所得之傳遞函數，再以內插法求得所有快速傅立葉轉換頻率點之結果。之後，針對管控運動頻率域資料進行摺積計算，再進行反向快速傅立葉轉換，以獲得時間域之反應值。除此之外，此模組也可依據使用者需求，輸出所選定節點之加速度歷時、速度歷時、位移歷時、反應譜以及傳遞函數等。

H. STRESS :

此模組為後處理程式之一。主要用以求得結構及土壤之應力或應變值。

SASSI程式分析流程如圖5-12所示。

以下為SASSI程式所能輸出之項目。

- A. 土壤阻抗矩陣 (Soil Impedance Matrix)
- B. 傳遞函數 (Transfer Function)
- C. 加速度歷時資料及關係曲線 (Acceleration Time History)

D. 反應譜資料及關係曲線 (Response Spectrum)

E. 結構或土壤元素之應力及應變 (Stress and Strain of Structure and soil Elements)

(5) 混合模式法

近年來有許多混合模式分析法之發展，有直接應用邊界元素法來縮小分析域，或採用其他方法以推導遠域阻抗矩陣者，如HASSI之遠域阻抗矩陣係由系統識別法推得，又如LAYSSI程式之遠域阻抗矩陣係由間接邊界元素法推得，具有模擬層狀土壤覆於半無限空間之能力，為一相當有效之分析法。混合模式法之優點是以有限元素法模擬近域複雜之結構形狀及土壤性質之多變性等，而以連體力學法模擬遠域土壤之波動特性。

(三)核電廠相關報告於土壤結構互制分析之探討

1. 104年技術報告”以SAP2000程式建立核一廠聯合廠房三維結構模型及樓板反應譜驗證”/105年技術報告”以SAP2000建立核能電廠聯合廠房結構模型及樓版反應譜計算”(孫昌政 2015與2016)

此報告中以SAP2000建立核能電廠聯合廠房結構分析模型，進行該電廠結構動力特性之參數分析，並計算各樓層的樓版反應譜。分析時考慮了土壤結構互制效應下，結構基礎之邊界條件設定，分別以土壤彈簧法與土壤固體元素模擬土壤效應，之後再比較三維有限元素模型(圖5-13)與集中質量模型(圖5-14)之分析樓層反應譜結果。其中，集中質量分析模型和彈簧勁度值皆採用該電廠之終期安全分析報告中之建議數值。另外，考慮第1-4模態之阻尼消能機制時，報告建議必須考量土壤之高阻尼特性，不得直接以鋼筋混凝土結構的5%阻尼比作為振態阻尼比。基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比，可考慮土壤材料阻尼與輻射阻尼並依可信理論計算，再依下式計算複合振態阻尼：

$$\xi_J = \frac{\sum_{i=1}^n \{\phi_J\}_i^T [k]_i \{\phi_J\}_i \xi_i}{\{\phi_J\}^T [K] \{\phi_J\}} \quad (5-16)$$

其中， ξ_J 為第J個振態之複合振態阻尼比， $[K]$ 為整個系統之勁度矩陣， $[k]_i$ 為第i個構材之勁度矩陣， $\{\phi_J\}$ 為第J個振態之振態形狀向量， $\{\phi_J\}_i$ 為第i個構材在第J個振態所對應自由度之振態形狀向量， ξ_i 為第i個構材之阻尼比。

土壤之阻尼比實際上相當高，NUREG-0800 3.7.2(2007)指出運用複合阻尼分析系統反應時，容易導致不保守的結果，使用複合阻尼法時，建議複合阻尼比不能超過20%，因此報告中第1-4模態之複合振態阻尼比皆取20%。

報告結果發現三維結構模型之各振態振動頻率皆低於質量集中模型之相應振態振動頻率，其原因為建立三維結構模型時，設定之位移自由度多於質量集中模型，而較多的自由度使結構模型整體勁度較低，導致各振態振動頻率也隨之降低，且二維質量集中模型缺乏所有的扭轉振態，導致執行振態疊加法計算結構物反應時，可能低估了結構物之受震反應。另外，模態阻尼比無法有效模擬土壤結構互制之阻尼行為，因土壤之阻尼型式屬非古典阻尼，無法使用各振態阻尼比及振態之疊加方法進行動力歷時分析。若使用SAP2000做計算，較佳策略為以集中土壤彈簧作為聯合廠房結構之邊界條件，並於基礎底放置等效的集中阻尼盤，以有效地模擬土壤結構互制之阻尼行為。此外，由於報告中已具有土壤性質之剪力波速 V_s 、波松比 ν 、剪力模數 G 、彈性模數 E 值，故建議亦可以SHAKE程式進行地盤受震分析，求得土壤結構互制

作用分析之基礎輸入運動，再使用SASSI分析軟體，進行土壤結構互制分析結果，藉以比較各分析方法之差異。

2. 核二廠、核三廠第三次十年整體安全評估報告(2012)

核二與核三評估報告於第六章耐震安全評估中，對土壤結構互制效應未多著墨，不過其在第六章第四節的地震危害評估中，調查了地震由筏基至地表之放大效應，使用SHAKE進行地盤受震分析，將符合核電廠SSE之設計地震歷時，輸入其地層速度構造(剪力波速 V_s 、波松比 ν 和單位重等)，如圖5-15(以核二廠為例)所示，分別由地表位置計算筏基高程之加速度值，以及由筏基高程計算地表位置之加速度值，以便正確判斷斷層對核電廠之影響，並取得不同土層中剪力模數和阻尼比之變化(如圖5-16(以核二廠為例)所示)與筏基和自由場地表最大加速度之關聯。本報告進一步建議可利用地盤受震分析之結果，使用土壤結構互制分析軟體，如SASSI程式，針對一級結構進一步考慮土壤結構互制效應，以取得更準確之動力分析結果。此外，第六章第七節的核電廠二級結構(汽機廠房及海水泵室)耐震能力再評估中，雖然核電廠耐震設計相關規定允許忽略二級結構之土壤結構互制作用，但建議仍可利用報告中已建立好之集中質量模型，針對重要性較高之二

級結構與設備，使用相對容易的集中質量結合土壤彈簧法分析模式，進行土壤結構互制分析，提升結構耐震評估之正確性。

3. 105年，核研所委託研究計劃期末報告，”核三廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性SSI分析研究-土壤近域及遠域非線性效應”(廖克弘 2016)

大多數土壤結構互制分析僅考慮遠域(主要)非線性效應，而未考慮近域(次要)非線性效應，尤其是較軟弱之工址，土壤結構互制效應影響可能更加顯著，本報告探討近域非線性效應對土壤結構互制分析之必要性，先建立核三廠圍阻體廠房在設計地震下的土壤非線性分析模型，之後再進一步進行土壤結構互制分析。報告中使用SHAKE程式分析遠域非線性效應，也以等線性法修改SASSI程式中之SITE模組，使其有類似SHAKE程式的功能，能進行遠域非線性效應之動態土壤性質迭代，和修改SASSI程式中之HOUSE模組及撰寫Strain模組，利用有效應變、土壤動態性質曲線及等線性法重新計算土壤元素之材料性質。

報告結果指出SASSI程式具備分析土壤近域非線性效應之能力，FLUSH擬三維分析並無法準確計算地表以上結構反

應之高頻部份，但SASSI程式與FLUSH程式求得之反應，於地面下差距有限。另外，由計畫的分析結果得知，無論水平向或垂直向，若土壤的土質夠堅硬(如核電廠基岩)，土壤近域非線性效應可視為次要非線性效應。文獻中提及，使用SASSI模擬土壤非線性行為時，假設土壤P波和S波具有相同阻尼比，亦即假設土壤柏松比為實數而非複數，建議可以後續研究可探討此假設對於分析結果之影響。

4. 102年，核研所委託研究計劃期末報告，”台電核三廠圍阻體結構分析模型建立及其地震資料驗證計畫”(泰興 2013)

此報告藉由核三廠圍阻體原耐震設計資料，重建廠區土壤特性與結構動力之分析模式，並建立各樓層地震反應譜，做為設備與系統耐震設計之依據。土壤結構互制分析方面先以SHAKE程式進行地盤受震分析，求得核三廠地層在大應變下之地層動力參數，與FSAR的結果比較結果顯示SHAKE能適切模擬土壤之動力。之後使用SASSI程式建立圍阻體有限元素分析模型，找出土壤之阻抗勁度和阻尼比，並將基礎之土壤阻抗矩陣修正至阻抗中心，以及修正完全埋置至部分埋置基礎，將得到修正後的土壤阻抗(勁度和阻尼)予SAP2000上部結構模型，並使用六根不同桿件來模擬土壤與結構互制之彈

簧六個自由度(3個正向勁度($\frac{EA}{L}$)及3個旋轉勁度($\frac{GJ}{L}$)),進行動力歷時分析,得到樓層反應譜。值得一提的是此報告僅運用SASSI程式計算土壤之勁度和阻尼比,並未使用其完整之土壤結構互制分析功能,而使用SAP2000進行土壤結構互制動力歷時分析,求得樓層加速度反應譜。因此本報告建議可同時使用SASSI程式進行土壤結構動力分析,並與原分析方法進行比較探討。

(四)綜合討論

土壤結構互制分析中,多假設土層為均勻水平土層或理想化土層,以方便以SHAKE一維波傳程式求解工址之非線性反應及收斂後之土層性質。廖克弘(2013)考慮土壤不規則區凹形褶皺之工址效應,無論水平向或垂直向反應土壤特性皆會被放大,尤其是高頻區。於日本KKNPP地震分析經驗中,發現地震量測之最大地動加速度遠大於設計地震(PGA),且地理位置相近的兩反應爐(KK1、KK5)量測到之PGA卻大不相同,如圖5-17所示。分析結果證明以上現象與真實土層分布為非水平均勻狀有關,而均勻水平土層之假設將低估土層的振動放大效應,放大係數可大至1.6,如圖5-18,圖5-19所示,如此亦將進一步導致後續土壤結構互制反應之差異性。另外,

KKNPP震後之反應譜分析中，模擬值與量測值有諸多現象不符，例如：水平方向之趨勢不同、垂直方向模擬值產生一峰值，而實際量測值卻無，如圖5-20所示。日本於KKNPP震後之相關評估結果建議應建立3D有限元素模型，並考慮建築物的柔性(樓板、基礎版之面外應變)、廠址周圍土壤與結構的互制效應以及汽機廠房對反應爐之影響，以固體元素有限元素模型進行分析，與實際觀測的結果亦較吻合，如圖5-21，圖5-22所示。

表5-1 圓形基礎之土壤彈簧勁度與阻尼 (Bechtel 1974)

(1) 圓形基礎 (Circular Base)		
運動方向 (Motion)	等值彈簧勁度 (Equivalent Spring Constant)	等值阻尼係數 (Equivalent Damping Coefficient)
水平(Horizontal)	$k_x = \frac{32(1 - \nu)GR}{7 - 8\nu}$	$c_x = 0.576k_x R \sqrt{\rho/G}$
翻轉向(Rocking)	$k_\psi = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu)}$	$c_\psi = \frac{0.3}{1 + B_\psi} k_\psi R \sqrt{\rho/G}$
垂直向(Vertical)	$k_z = \frac{4GR}{1 - \nu}$	$c_z = 0.85k_z R \sqrt{\rho/G}$
扭轉向(Torsion)	$k_t = \frac{16GR^3}{3}$	$c_t = \frac{\sqrt{k_t I_t}}{1 + 2I_t/\rho R^5}$

表5-2 矩形基礎之土壤彈簧勁度與阻尼 (Bechtel 1974)

(2) 矩形基礎 (Rectangular Base)		
運動方向 (Motion)	等值彈簧勁度 (Equivalent Spring Constant)	等值阻尼係數 (Equivalent Damping Coefficient)
水平(Horizontal)	$k_x = 2(1 + \nu)G\beta_x\sqrt{BL}$	$c_x = 0.576k_xR\sqrt{\rho/G}$
翻轉向(Rocking)	$k_\psi = \frac{G}{1 - \nu}\beta_\psi B^2L$	$c_\psi = \frac{0.3}{1 + B_\psi}k_\psi R\sqrt{\rho/G}$
垂直向(Vertical)	$k_z = \frac{G}{1 - \nu}\beta_z\sqrt{BL}$	$c_z = 0.85k_zR\sqrt{\rho/G}$
扭轉向(Torsion)	$k_t = \frac{16GR^3}{3}$	$c_t = \frac{\sqrt{k_t I_t}}{1 + 2I_t/\rho R^5}$
	for $R = \sqrt[4]{BL(B^2 + L^2)}$	

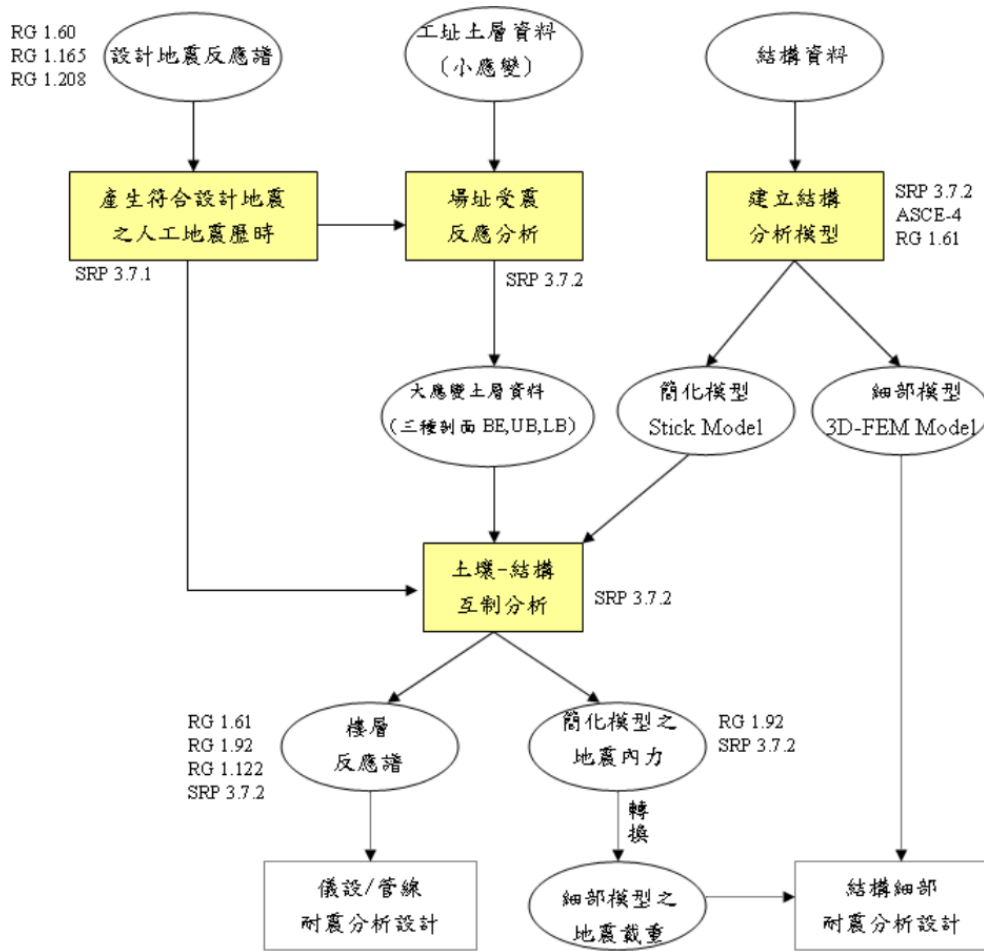


圖5-1 核電廠耐震一級結構之動力分析流程 (侯志剛等人 2012)

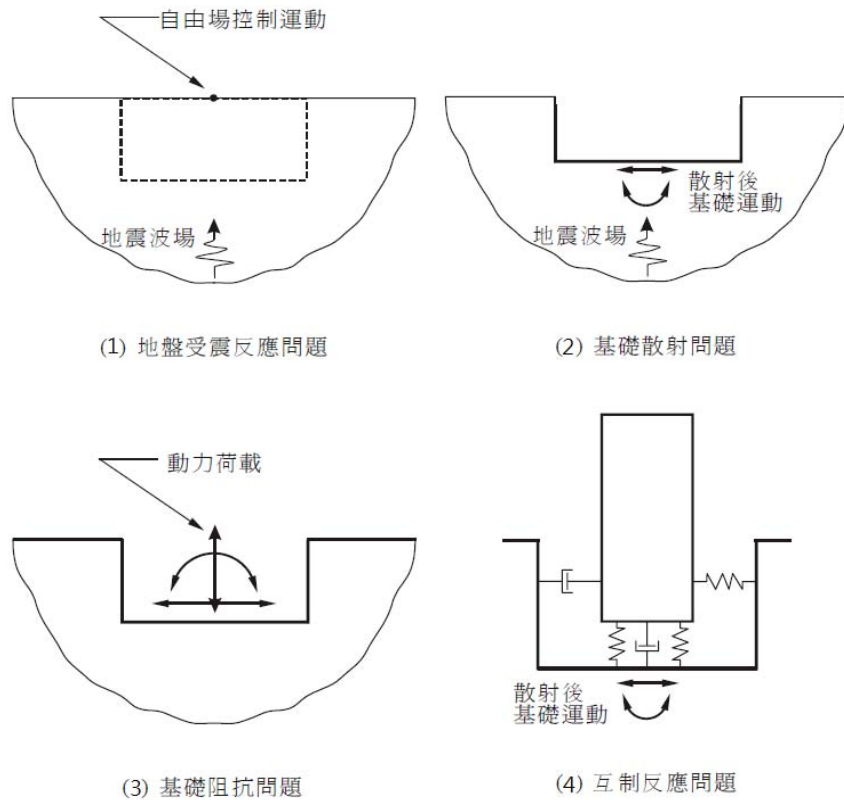


圖5-2 土壤結構互制分析考量要點(陳正興 2004)

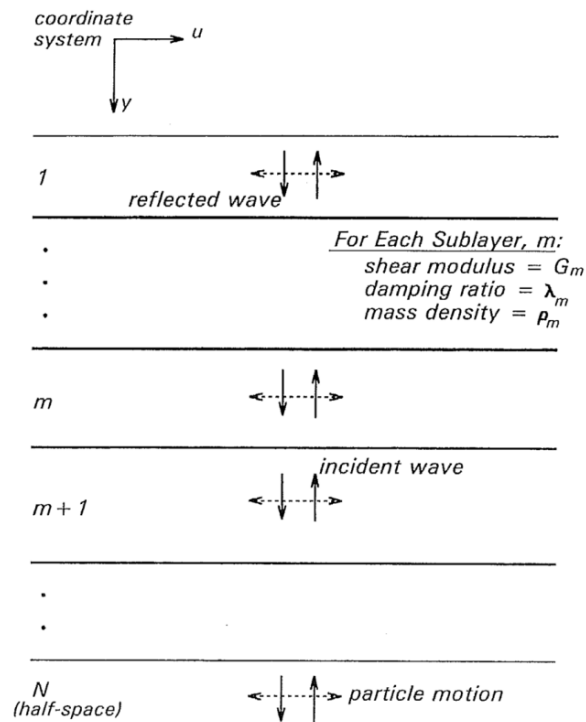


圖5-3 SHAKE典型分析模式

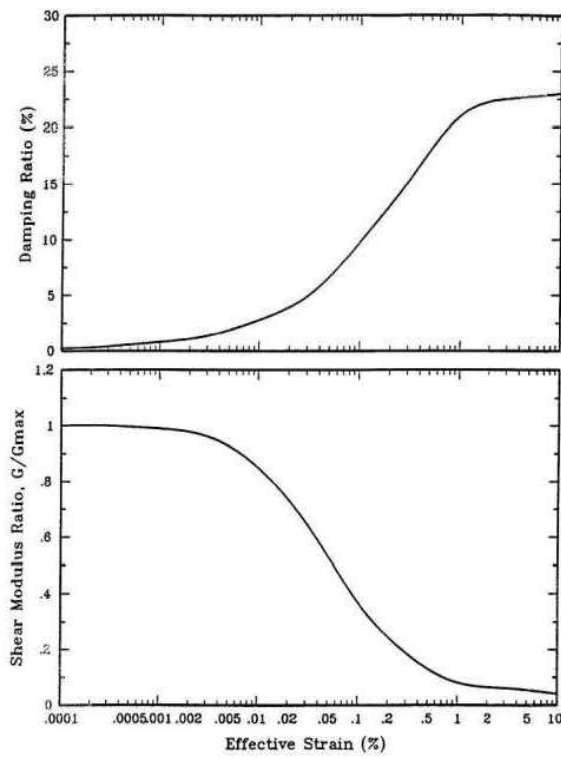


圖5-4 土壤剪力模數及阻尼比與剪應變之關係 (Seed與Idriss 1970)

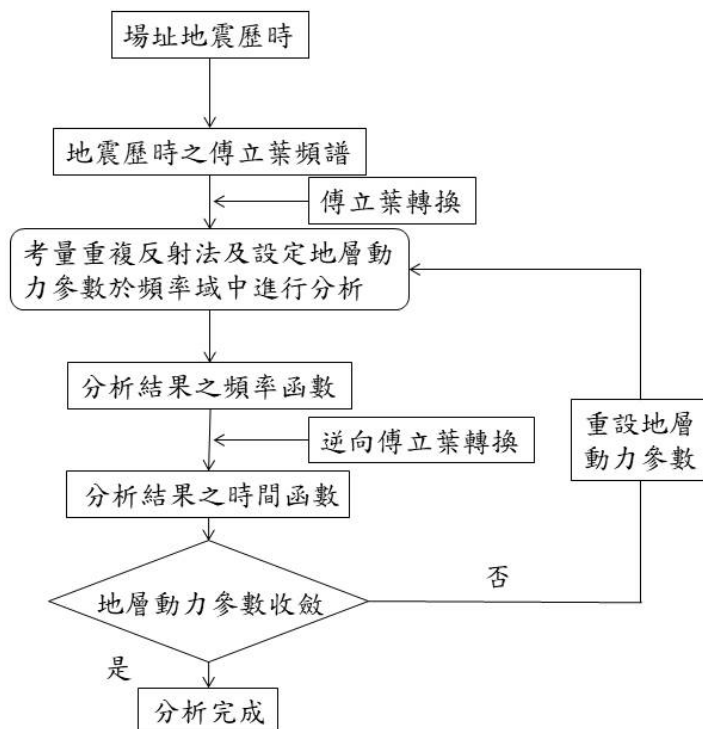


圖5-5 SHAKE分析流程

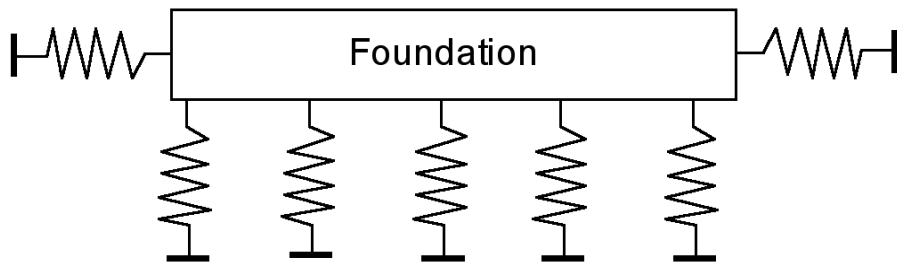


圖5-6 土壤彈簧法示意圖

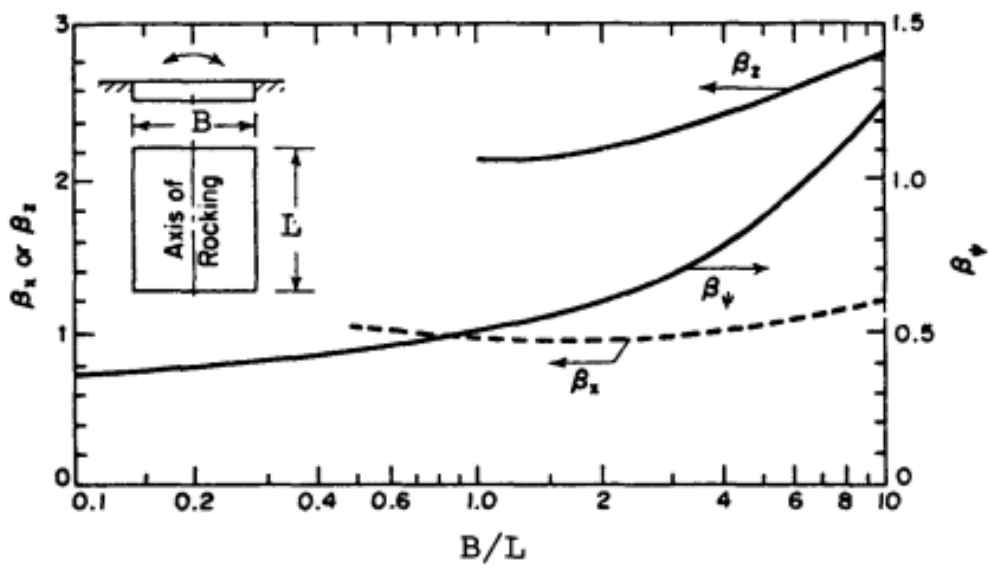


圖5-7 矩形基礎之 β_x , β_ψ , β_z (Bechtel 1974)

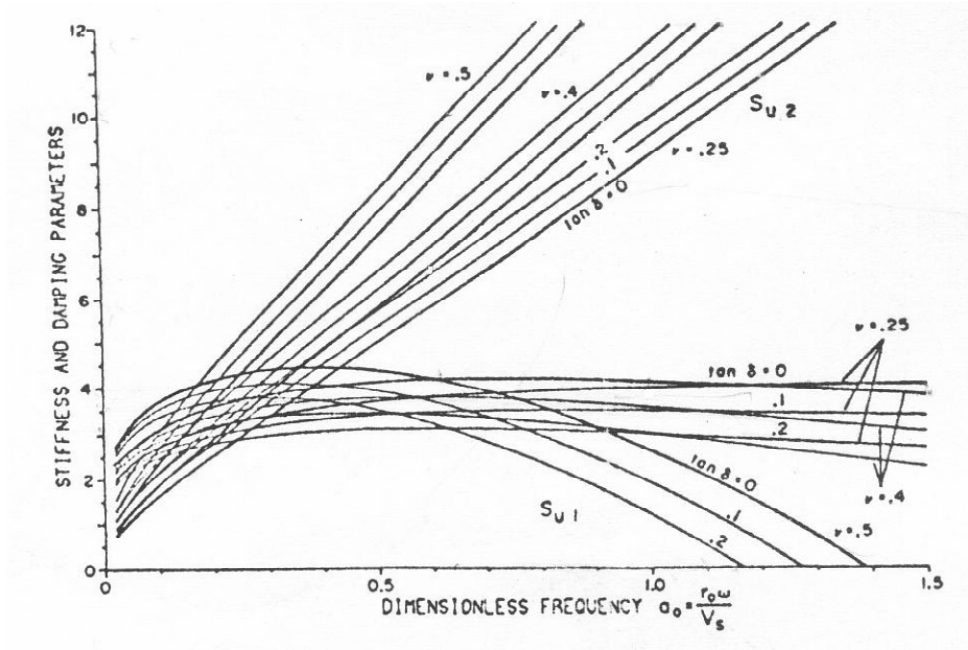


圖5-8 水平向勁度與阻尼參數 S_u (Veletsos與Wei 1971)

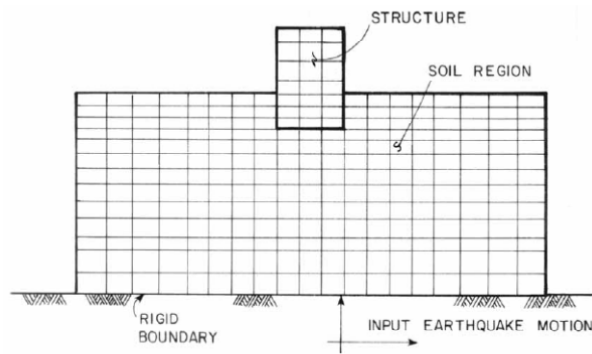


圖5-9 有限元素法分析法

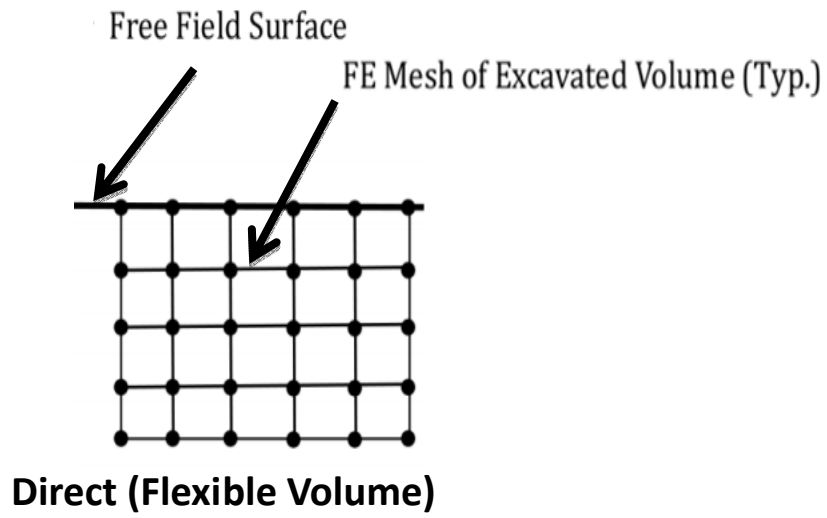


圖5-10 柔性體積法

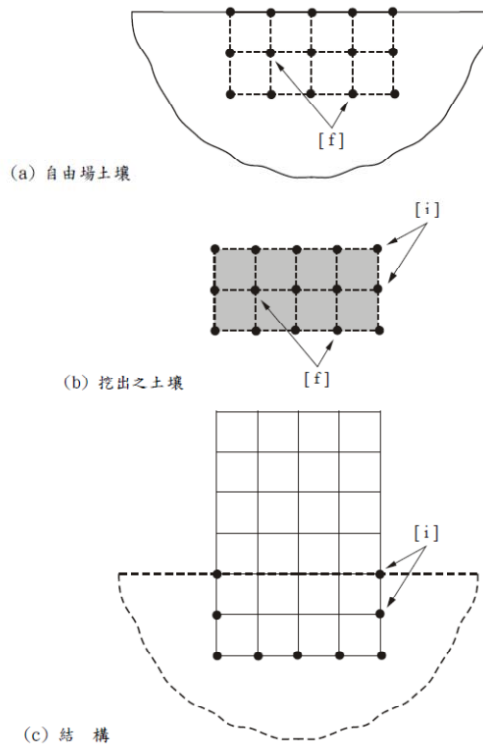


圖5-11 SASSI 之「柔性體積」子結構

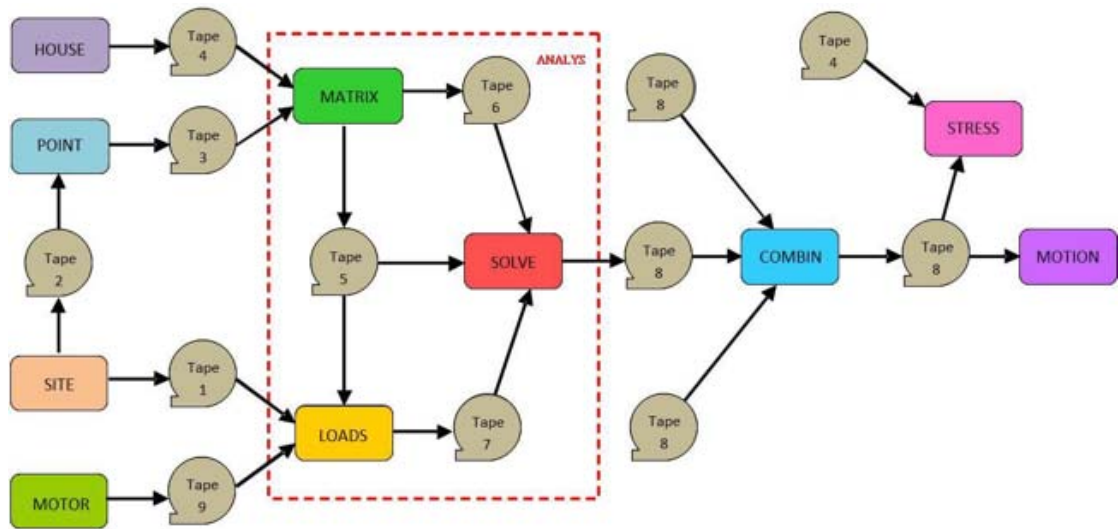


圖5-12 SASSI分析流程 (泰興工程顧問股份有限公司 2013)

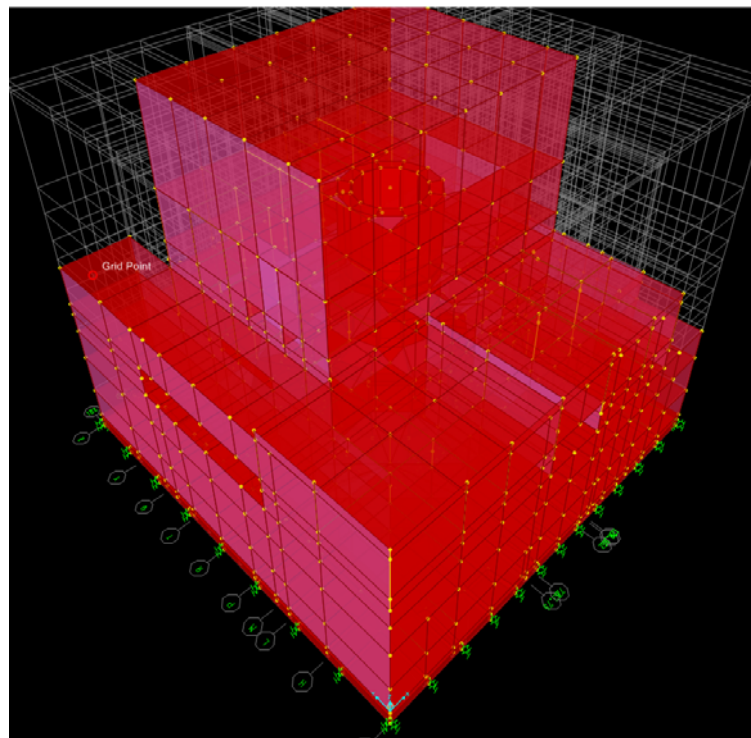


圖5-13 三維有限元素模型(孫昌政 2015)

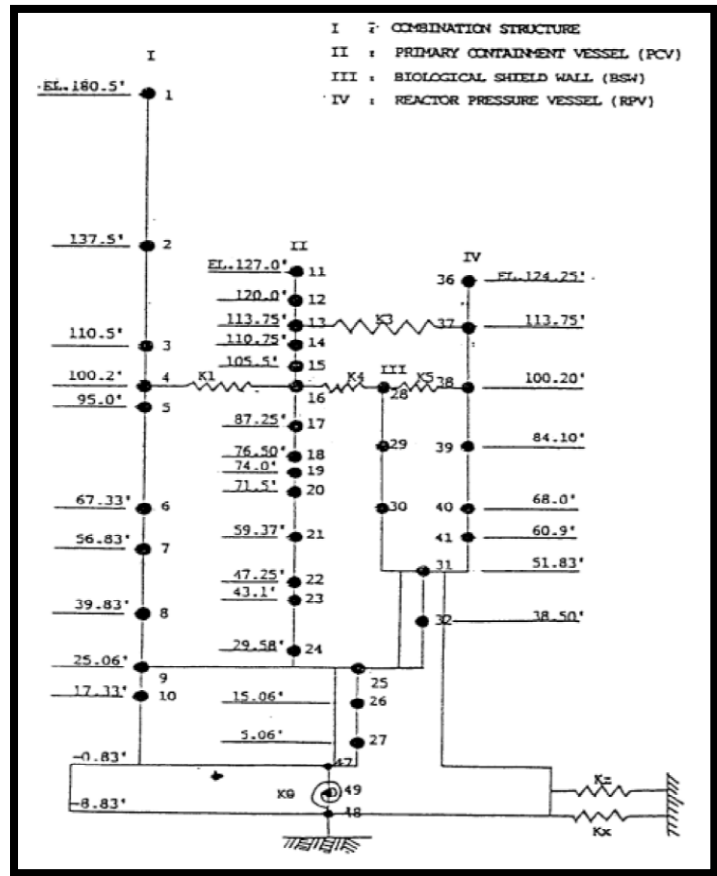


圖5-14 核能廠Stick model中土壤彈簧之配置

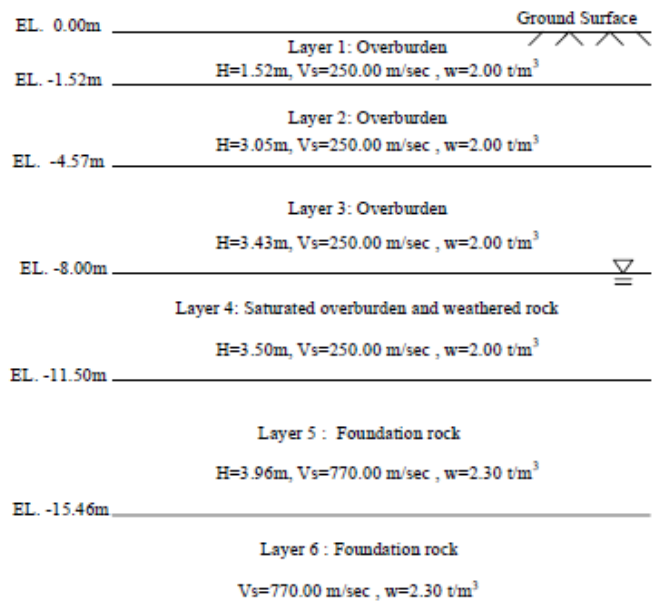
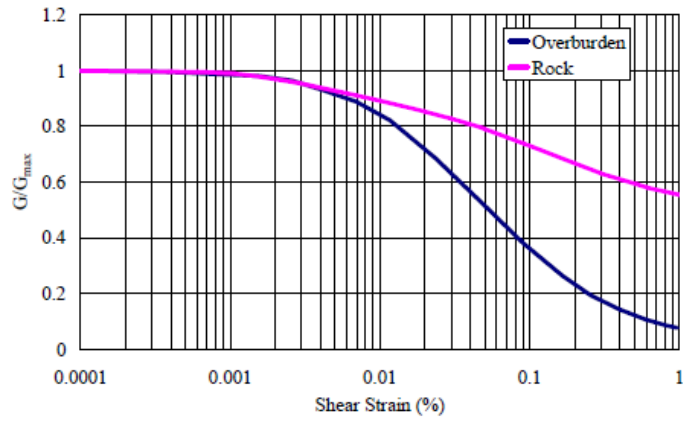
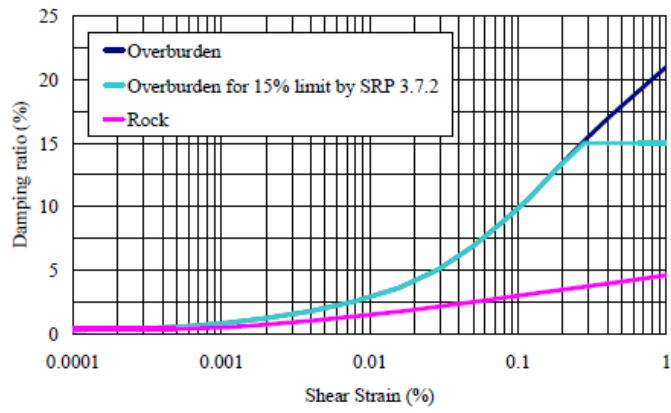


圖5-15 核二廠UNITS No.1場區之SHAKE分析地盤模型



(a) 剪力模數比



(b) 阻尼比

圖5-16 核二廠SHAKE分析之土壤非線性性質曲線

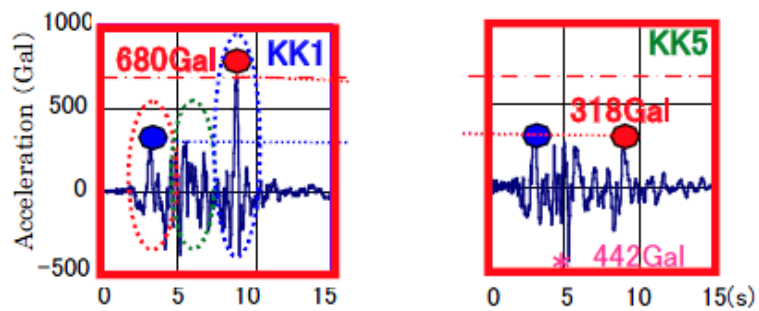
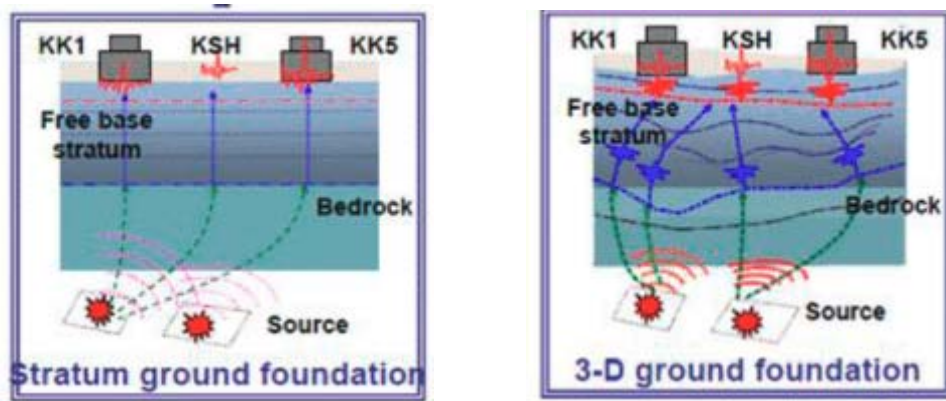


圖5-17 相近兩反應爐之地震歷時 (JNES 2008)



(a) 均勻土層

(b) 不均勻土層

圖5-18 地震波經土層放大效應至場址 (JNES 2008)

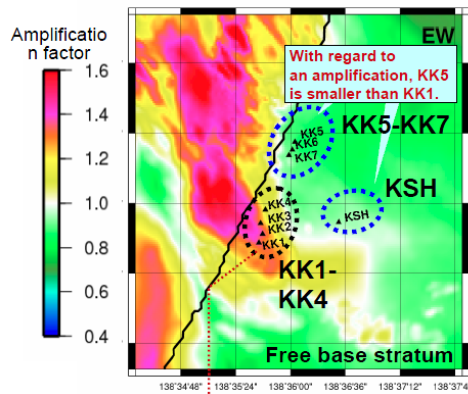


圖5-19 不規則土層結構對地震波場址放大效應之影響

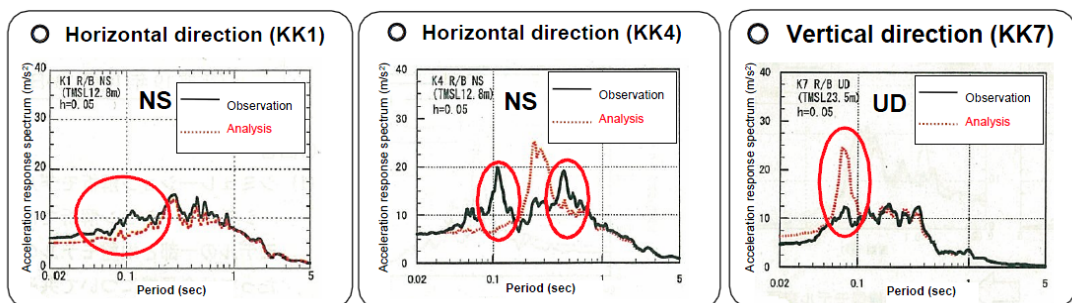


圖5-20 KKNPP反應譜之分析與實際反應 (JNES 2008)

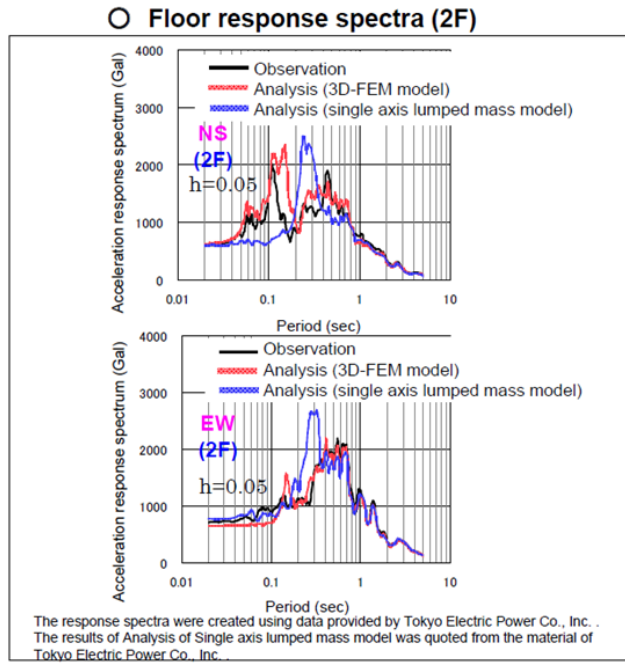
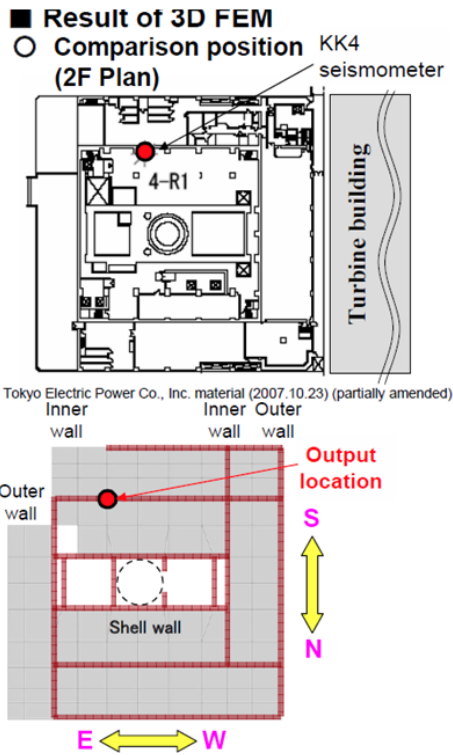


圖5-21 3D-FEM模型與集中質量模型反應譜比較-水平方向

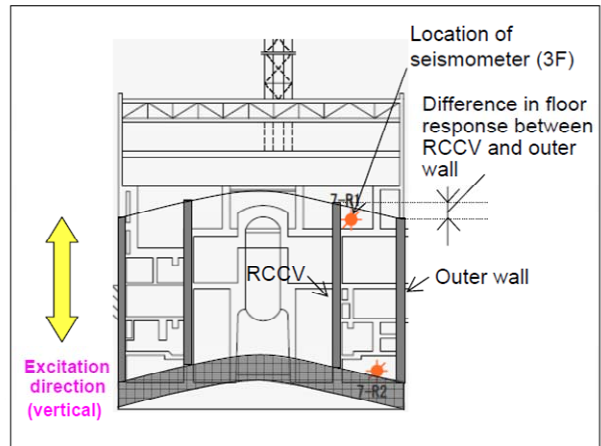
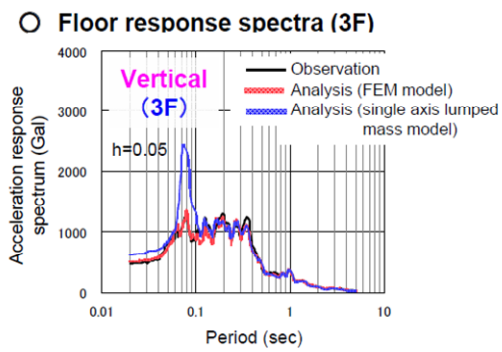


圖5-22 3D-FEM模型與集中質量模型反應譜比較-垂直方向

參、主要發現與結論

本計畫第一主題為「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3) 審查技術研究」，首先依據本土的地震目錄資料庫和強地動資料庫，進行檢測和分析。其次，本計畫旨在了解核電廠 SMA 與 SPRA 評估流程之主要差異，由於 SMA 耐震評估流程最重要的一環係以保守定量式失效餘裕度法(CDFM)估算核電廠各關鍵構件的 HCLPF 耐震容量值，故本計畫特就 CDFM 方法與原理詳加說明。有關 CDFM 於結構構件耐震餘裕度評估之應用，本文以二個剪力牆作為範例，說明利用 CDFM 計算剪力牆 HCLPF 耐震容量之方法，該剪力牆範例分別取自 EPRI 之技術報告 EPRI NP-6041-SLR1 (1991)與台電公司核一廠之 SMA 報告書(2013)。另則，有關 CDFM 於設備等非結構構件之應用，本文以一柴油控制機櫃作為說明案例，該範例亦取自 EPRI (1991a) 技術報告。最後，並比較 CDFM 與耐震度分析(FA)所求得之 HCLPF 耐震容量，其中 FA 所採用之機率參數(中值與標準差)係取自 EPRI 之技術報告 EPRI 3002000709 (2013) 與 EPRI TR-103959 (1994)。藉由本計畫的分析與結果比較，主要發現與結論敘述如下：

- 一、經由初步檢測地震目錄資料庫，在 1378 組餘震群中，發現有 6 筆地震是主震，又是餘震。
- 二、經由初步檢測地震目錄資料庫，在規模大於 5 的 147 個餘震中，有 9 個不符合餘震篩選標準，其中 4 個不符合 3 天時間門檻，另外 5 個不符合 5 公里距離門檻。
- 三、依據柯司檢定的結果，濾除餘震有其效益，主震的時間系列比較接近穩態卜桑過程的假設。

- 四、依據卡方檢定的結果，截尾常態分佈會比均勻分佈更適合描述震源深度的分佈。
- 五、經由 K 函數分析的誤差比較，主震的震央分佈會比所有地震的震央分佈更接近均勻分佈，尤其在餘震個數比例很高的區域特別明顯。
- 六、依據本計畫的篩選條件對本土自由場強地動資料擷取數據，探討調整後 I14 的適用性，發現所有週期 PSA 之調整後 I14 偏低，將低估地震危害度分析結果。
- 七、依據本計畫的篩選條件對本土自由場強地動資料擷取數據，探討調整後 I14 的適用性，發現除了 7.5 秒週期 PSA 之外，其餘週期 PSA 之調整後 I14 的標準差偏低，因此在地震危害度分析時，將低估較大 PSA 的危害度，高估較小 PSA 的危害度。
- 八、SMA 與 SPRA 方法與執行流程在 EPRI 於 1991 年與 2013 年提出的技術報告中具有完整的說明。SMA 屬於定量式分析方法(Deterministic Analysis Method)，主要利用保守定量式失效餘裕度方法(CDFM)計算核電廠各關鍵構件的耐震餘裕度與整座電廠的 HCLPF 耐震容量值，可用以判定構件與系統是否具有足夠之耐震餘裕度，是否需要進行後續補強。SPRA 屬於機率式分析方法(Probabilistic Analysis Method)，該法係以機率方式進行核電廠場址地震危害度分析與關鍵構件之耐震度分析(FA)，再以機率式的事件樹(Event Tree)與故障樹(Fault Tree)統合計算核電廠整廠的事故風險機率，最終評估結果一般係以地震引致之「無法接受之性能年平均超越頻率」加以呈現。
- 九、CDFM 為 SMA 評估程序中用以決定構件 HCLPF 耐震容量值

的方法。該法之主要原理為：首先估算待評估構件之耐震容量，再計算構件於 RLE 地震作用下所在位置之地震力需求，將容量除以需求，即可得一調整因子，接著將調整因子乘上評估基準地震，即可得該構件之 HCLPF 耐震容量值，該容量值一般以 PGA 表示。前述 HCLPF 耐震容量值可藉由公式計算求得或是由試驗資料求得，前者適用於具有設計公式的結構構件，後者適用於無設計公式之設備等非結構構件（如電子設備等）之評估。

十、在剪力牆的 CDFM 計算案例比較中，雖然台電(2013)與 EPRI(1991)的二個案例在計算剪力牆的耐震容量時，皆採 ACI 的剪力牆剪力強度公式，但所得之 HCLPF 耐震容量值有顯著差異，探究其可能差異來源有三：(1)採用的材料強度及尺寸不同造成容量的估算不同、(2)考慮的容量折減因子不同、(3)計算地震力需求的計算方式不同。其中，二者材料強度相差 1.3-1.5 倍應為主要的差異原因。

十一、在 CDFM 及 FA 評估剪力牆的比較案例中，本計畫利用 EPRI 3002000709(2013)附錄 H 所建議的 FA 機率參數(中值與標準差)計算 HCLPF 耐震容量，並與 CDFM 求得之剪力牆 HCLPF 耐震容量比較。藉由先前的經驗，EPRI 技術報告提供許多組的耐震度參數建議值，而每組參數由於資料來源的不同及應用案例的差異，所得之 FA-HCLPF 值差異頗大。在眾多的建議值中，以 NUREG/CR-4334 文獻所建議的 FA 機率參數所得 HCLPF 耐震容量最為接近台電案例的剪力牆以 CDFM 推估之 HCLPF 耐震容量。該文獻為收集與分析多個核電廠進行 SPRA

後，所得之耐震度資料，該文獻針對單一構件提供多個破壞模式下的耐震度機率參數以供選擇。該文獻針對剪力牆提供剪力破壞模式之選擇，與台電案例所假設之剪力破壞模式一致，故根據該文獻機率參數所估算之 HCLPF 值最接近台電案例以 CDFM 所推估之值。

十二、在設備的評估案例比較中，本計畫採用 EPRI NP-6041-SLR1 (1991)與 EPRI TR-103959 (1994)技術報告中所共用之柴油控制機櫃作為說明範例，以比較採用 CDFM 與 FA 計算設備 HCLPF 耐震容量之差異。比較結果後，發現由於兩種方法在評估時所採用之試驗反應譜與需求反應譜皆相同，故兩者所估算之 HCLPF 耐震容量相當接近。同時，評估時考慮以下三種不同的評估條件：設備安裝位置（地表或樓板）、地震中是否需要維持功能、評估時是否考慮繼電器（易產生顫振現象）。在上述三種評估因子中，設備安裝位置對 HCLPF 值之影響最大，設備安置於樓板之 HCLPF 耐震容量約僅為放置於地表之 1/4。另一方面，設備在地震中若需維持功能，則可能使 HCLPF 耐震容量值略為下降。

本計畫第二主題為「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」，經由分析與比較結果，所得主要發現與結論敘述如下：

- 一、崩塌土體視為可大變形流變材料較適合真實海底山崩引發的滑移土體應力與變形的材料特性。
- 二、將海底地形某斜面挖空後，崩塌土體置於挖空處之模擬，較符合真實狀況。
- 三、在能量等效原則下，並與前一年度的計畫結果比較後發現，崩

塌土體視為可大變形流變材料所引發的海嘯波傳，在抵達第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速，均遠較將崩塌土體視為剛體所造成的波高與波速為大。

- 四、 當崩塌土體體積增大時，第一與第二核電廠岸際處所具有的波高與波速顯著遞增。
- 五、 目前研究結果顯示，海底山崩引發的海嘯波傳現象對第一與第二核電廠之海嘯威脅，可堪與海底地震引發的海嘯威脅相擬。
- 六、 本研究建議查驗是否滿足特定情境（例如：設計海嘯+6 米），可利用溢淹面積作為判斷的一種方式。
- 七、 受力分析所使用的流場或壓力之取樣頻率，需進行取樣頻率分析測試，避免低估作用力。目前結果顯示，取樣頻率至少需達 0.5 Hz 以上。
- 八、 本研究將 T02 放大 3.7 倍 ($M_w = 8.59$) 使得海嘯能在廠區達到 18.53 m 的溯升高。
- 九、 模擬其他文獻提供之馬尼拉海溝地震情境，顯示本研究設定的海嘯情境相對保守。
- 十、 FLOW-3D 淺水波模式之摩擦係數分析結果顯示，不同的摩擦係數可能不僅影響海嘯牆受海嘯波作用力的大小，甚至造成作用力過程的變化。
- 十一、 比較時序列海嘯波作用力的計算結果，發現以三維 Navier-Stokes 方程模式得到的作用力（以壓力計算），會小於以二維淺水波方程模式（以規範(FEMA P646, 2012)計算）的結果。
- 十二、 ASCE7-16 與 FEMA P646 之各項海嘯作用力，無法評估何者

較為保守，仍需視情況而定。

十三、 ASCE 7-16 中結構物的海嘯設計流程，尚缺乏針對抗滑力、抗翻力與基礎承载力進行檢核，並且無額外考慮最大地震力之作用，因此，結構設計流程較為簡單。相對而言「105 年核電廠超越設計地震之地震安全管制技術研究」中所提出的設計流程於海嘯牆設計面仍較完整，唯第二階段之荷重組合可用 ASCE 7-16 提出之替代。

十四、 ASCE 7-16 針對基礎設計和防護，已跟進防波堤の耐津波設計ガイドライン（譯：防波堤耐海嘯設計指南）（2013）提出預防沖刷之對策，但仍非針對海嘯牆設計，使用時需予斟酌考量使用。

本計畫第三主題為「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」，經由探討與比較結果，所得主要發現與結論分別敘述如下：

一、美日對核電廠地震襲擊的前置準備、規劃與近期作為之主要發現與結論

1. 針對前置作業與規劃，美國與日本的規範，在前置作業與規劃上面皆有類似的指針，包含地震量測儀器、SSC 相關設備的評估等。
2. 針對地震後的近期作為，包括操作員的巡視與超越地震的定義，雖然使用不同的文字，但內涵上美國與日本的規範對近期作為的指針近似，在超越地震 PGA 定義的數字略有不同，但對地震頻率內涵的分類是一致的。
3. 日本規範並沒有使用 CAV 值，判斷地震是否超過設計地震。

二、美日對核電廠震後行動等級、檢測試驗、長期評估比較之主要發現與結論

1. 針對前置作業與規劃，美國與日本的規範，在前置作業與規劃上面皆有類似的指針，包含地震量測儀器、SSC 相關設備的評估等。
2. 針對地震後的近期作為，包括操作員的巡視與超越地震的定義，雖然使用不同的文字，但內涵上美國與日本的規範對近期作為的指針近似。
3. EPRI 之損害等級(DL)分級為 0-4 級，並以 5 種設備分類損害情形來進行分級；而 JANTI 之地震損害等級(EDL) 分級為 I-IV，並以 3 種設備分類損害情形來進行分級。JANTI 對於設備分類之詳細定義可參照 JANTI-SANE-G1 之 Table 4-5，而 EPRI 對設備之分類較無清楚之定義。
4. EPRI 及 JANTI 兩者皆依據損害等級與地震等級並以矩陣方式來分級行動等級，其中 EPRI 之地震後行動等級分為 Level 1~6，並根據損害等級 DL 和地震等級 EL 決定行動等級後即可決定其行動內容，而 JANTI 之地震後行動事件則分為 Case0~8，其行動內容須由階段 A-D 之流程圖決定。
5. JANTI 之初步重點檢查相當於 EPRI 之聚焦檢測及試驗，其目的皆為決定損害等級與評估擴大檢查之需求，而其中之檢查項目則略有不同。
6. JANTI 於階段 C 中之擴大檢查相當於 EPRI 之擴展檢測及試驗，兩者皆基於先期檢查出之設備損害情形而定出之行動等級決定是否進行，而檢查項目及範圍則不相同。

7. EPRI 對於核能電廠地震應對停機後之檢查及測試提出較概略性的流程，意即僅說明須檢測的項目及注意事項，而 JANTI 則是除了說明須檢測的項目及注意事項外，亦說明了檢測的方法、步驟及判斷的方法。
8. EPRI 及 JANTI 兩者皆根據地震觀測紀錄計算各樓層反應譜，並且針對 SSCs 及設備進行長期的功能性、安全性、耐震性之評估，藉由比較觀察與設計地震力來判定合格與否，而分析方法則不相同。
9. 在超過 SSE 的設計地震載重的情況下，EPRI 另外針對特殊 RCS 管線及內部之重新評估分析，再次審查已知或假定的缺陷是否會因為施加比原始分析中更高的地震載重而改變。
10. 在地震超過 SSE 的情況下，EPRI 建議制定和實施耐震評估和驗證計畫，並規定如何使用這些測量所得的反應譜以及現有的基準設計反應譜，以利於未來電廠之增建和改建。

三、核電廠地震停機準則探討之最新文獻案例之主要發現與結論 (Grant et al., 2017)

1. 基於過去的歷史地震資料 EPRI 建立了一個給傳統建築而非核電廠建築使用的 CAV_{STD} 門檻值(即 0.16 g-s)，然而，USNRC 以此保守的 CAV_{STD} 門檻值與 OBE 反應譜檢核為無損於核電廠 SSC 的地震事件，訂定一個不需要停機的核電廠的停機準則。
2. 在 2011 年東日本大地震，女川核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 7.9 g-s ~ 8.3 g-s，福島第一核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 5.0 g-s ~ 12.2 g-s，福島第二核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 3.9 g-s ~ 7.1 g-s，東

海第二核電廠所量得之水平地表自由域 CAV_{STD} 值為 5.4 g-s ~ 5.6 g-s；此外，東日本大地震在四座核電廠反應爐底板(RB basemat)震動所量到的最大水平 CAV_{STD} 值為 4.7 g-s，最大垂直 CAV_{STD} 值為 4.1 g-s，然而，這四座核電廠的安全相關 SCC 皆未受到地震引致的損害。

3. 表 3-3 的結果顯示 USNRC 現行的 CAV_{STD} 門檻值(即 0.16 g-s) 可能過於保守超過 10 倍以上，這個結果亦指出：對美國的核電廠而言，提高現行 CAV_{STD} 門檻值而不會引入任何多餘地震風險的可能性，縮小停機準則的保守度可以避免因鄰近小地震或遠方大地震對核電廠所造成的昂貴且不必要的停機事件，經過適當的評估，USNRC 的 CAV_{STD} 門檻值亦適用於美國以外的核電廠。
4. 現行 USNRC 所監管的核電廠對地震反應門檻值僅考慮地表震動，日本福島第一核電廠的毀滅性後果顯示：未來核電廠的停機準則研究應考慮地震引致的第二災害。
5. 我國 Ting Chow、Yuan Chieh Wu 和 Yun Chau Gau 等學者(2009) 以 2006 年恆春地震對馬鞍山核電廠之影響為例，檢視 USNRC 的自動停機規定，亦認為 0.16 g-s 的 CAV 門檻值過於保守，並指出 0.2g RG1.60 反應譜的 CAV 值約為 0.6~0.7g-s。
6. 建議未來若有新的地震資料，可再針對 CAV 門檻值的設定，進行更深入的研究，降低不必要的停機導致的經濟損失。

四、核電廠耐震安全監測識別分析與評估之主要發現與結論

1. 由核二廠識別之結果，得知 ARX 模式瞬時能譜識別方法，能

夠有效地偵測結構物之動態特性並採用遞迴性最小平方法配合常數跡技巧進行比較與驗證。而各測點所識別出之主要頻率如下，XE103 與 XE105 均在 3.5Hz 左右，測點 XE106 在 5.5Hz 左右，測點 XE127, XE129, XE131, XE132 所識別出之主要頻率維持在 3.4Hz 左右。由於核二廠第三次十年安全評估報告，尚有新監測系統配置與感測器編號之誤植與缺漏，故無法得知新監測系統之感測器之確切位置，建議做修正，以利新舊系統之比較與驗證。

2. 核三廠各測站在兩次不同地震所估測的振頻有相當程度的符合，2010 年 11 月 12 日地震所識別在 3.0 Hz、7.0 Hz 附近的振頻接近圍阻體原始設計的自然頻率 3.03 及 7.04Hz，而 2011 年 8 月 31 日地震識別出在 3.0 Hz、8.0 Hz 附近的振頻則接近圍阻體原始設計的自然頻率 3.03 及 7.92Hz 的振頻。識別出之主要振頻皆與核三廠圍阻體之結構自然頻率及水平向設計反應譜峰值有相當程度的符合。
3. 由泰興工程核三廠圍阻體結構分析模型建立之報告與核三廠第三次十年安全評估做比較與驗證，核三廠識別系統所識別之資料皆與泰興工程圍阻體結構分析之結果相吻合。故精進模型之建立為可行且可信的。泰興工程建立之分析報告，尚利用 2006 年恆春地震進行動力歷時分析，而核三廠之系統識別系統建立於 2010 年，尚無較大地震之紀錄，建議可利用監測系統所紀錄之資料進行恆春地震之識別與驗證。

五、土壤結構互制分析文獻探討之主要發現與結論

1. 目前土壤結構互制分析之高階技術，乃採用 SHAKE 程式進

行地盤受震分析後，求得土壤結構互制作用分析之基礎輸入運動，再使用 SASSI 或其他高階有限元素分析軟體進行土壤結構互制分析。

2. 日本 KKNPP 重啟動事件後檢討發現，地震量測之最大地動加速度遠大於設計地震(PGA)，且地理位置相近的兩反應爐(KK1、KK5)量測到之 PGA 有約 1.5 倍差異，研判後者現象乃因真實土層分布為非水平均勻狀有關，而均勻水平土層之假設將低估土層的振動放大效應。因此將進一步導致後續土壤結構互制反應之差異性。
3. KKNPP 震後之反應譜分析中，模擬值與量測值有諸多現象不符，後續檢討建議應建立 3D 有限元素模型，並考慮建築物的柔性(樓板、基礎版之面外應變)、廠址周圍土壤與結構的互制效應以及汽機廠房對反應爐之影響，以固體元素有限元素模型進行分析。

肆、參考文獻

「地震危害度高階分析(PSHA SSHAC-3)審查技術研究」

1. Ang, A. H-S. & Tang, W. H. (1975), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. 1: Basic Principles*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
2. ANSI/ANS 58.21 (2003) “External Events in PRA Methodology.” American Nuclear Society, La Grange Park, IL.
3. Baddeley, A. J., Moyeed R. A., Howard, C. V. & Boyde, A. (1993), Analysis of a Three-Dimensional Point Pattern with Replication, *Journal of the Royal Statistical Society, Series C (Applied Statistics)*, Vol. 42, No. 4, pp. 641-668.
4. Baddeley, A. J. (2008), *Analysing Spatial Point Patterns in R*, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation (CSIRO), Australia
5. Besag, J. & Diggle, P. J. (1977), Simple Monte Carlo Tests for Spatial Pattern, *Journal of the Royal Statistical Society, Series C (Applied Statistics)*, Vol. 26, No. 3, pp. 327-333.
6. Cornell, C. A. (1968), Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, pp. 1583-1606.
7. Cressie, N. A. C. (1933), *Statistics for Spatial Data*, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc., Newyork.
8. Diggle, P. J. (1979), On Parameter Estimation and Goodness-of-Fit Testing for Spatial Point Patterns, *Biometrics (Perspectives in Biometry)*, Vol. 35, No. 1, pp. 87-101.
9. Dixon, P. M. (2002), Ripley’s K Function, *Encyclopedia of Environmetrics*, Vol. 3, pp. 1796-1803.

10. EPRI (1991a) “A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin (Revision 1).” EPRI Report NP-6041-SLR1.
11. EPRI (1991b) “Seismic Ruggedness of Relays.” EPRI Report NP-7147.
12. EPRI (1994) “Methodology for Developing Seismic Fragilities.” EPRI TR-103959.
13. EPRI (2002) “Seismic Fragility Applications Guide.” EPRI Report 1002988.
14. EPRI (2009) “Seismic Fragility Applications Guide Update.” EPRI Report 1019200.
15. EPRI (2010) “Surry Seismic Probabilistic Risk Assessment Pilot Plant Review” EPRI Report 1020756.
16. EPRI (2013) “Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide.” EPRI Report 3002000709.
17. Gaetan, C. (2010), *Spatial Statistics and Modeling*, Springer Science Business Media.
18. Idriss, I. M. (2013), *NGA-West2 Model for Estimating Average Horizontal Values of Pseudo-Absolute Spectral Accelerations Generated by Crustal Earthquakes*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2013/08, University of California, Berkeley.
19. Kennedy, R.P., Campbell, R. D., Kassawara, R. P. (1988) “A Seismic Margin Assessment Procedure.” *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 107, 61-75.
20. Kiureghian, A. D. & Ang, A. H-S., (1977), A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 67 (4), pp. 1173–1194.

21. Kroese, D. P. & Botev, Z. I. (2013), *Spatial Process Generation*, Australian Research Council, Australia.
22. Leemans, R. (1991), Canopy Gaps and Establishment Patterns of Spruce (*Picea abies* (L.) Karst.) in Two Old-Growth Coniferous Forests in Central Sweden, *Vegetatio* 93, pp157-165.
23. LLNL(1993), “Analysis of the LaSalle Unit 2 Nuclear Power Plant: Risk Methods Integation and Evaluation Program (RMIEP), Volume 8-Seismic Analysis”
24. Peter, H. (1995), Spatial Pattern Analysis in Ecology Based on Ripley’s K-function: Introduction and Methods of Edge Correction, *Journal of Vegetation Science* 6, pp. 575-582.
25. Ripley, B. D. (1976), The Second-orderd Analysis of Stationary Point Process, (Printed in Israel), *J. Appl. Prob.*, Vol. 13, pp. 255-266.
26. Ripley, B. D. (1977), *Modelling Spatial Pattern*, Imperial College, London.
27. USNRC (1973) “Damping Values for Seismic Design of Nuclear Power Plants.” Regulatory Guide 1.61.
28. USNRC (1978) “Development of Criteria for Seismic Review of Selected Nuclear Power Plants.” NUREG/CR-0098., Washington, DC.
29. USNRC (1981) “Seismic Safety Margins Research Program: Phase 1 Final Report.” NUREG/CR-2015, Washington, DC.
30. USNRC (1983) “PRA Procedures Guide: A Guide to the Performance of Probabilistic Risk Assessments for Nuclear Power Plants.” NUREG/CR-2300, Washington, DC.

31. USNRC (1985) “An Approach to the Quantification of Seismic Margins in Nuclear Power Plants.” NUREG/CR-4334, Washington, DC.
32. USNRC (1986) “Recommendations to the Nuclear Regulatory Commission on Trial Guidelines for Seismic Margin Reviews of Nuclear Power Plants.” NUREG/CR-4482., Washington, DC.
33. USNRC (1990a) “Procedures for the External Event CDF Analyses for NUREG-1150.” NUREG/CR-4840.
34. USNRC (1990b) “Analysis of Core Damage Frequency: Peach Bottom, Unit 2 External Events.” NUREG/CR-4550. Volume 4, Revision 1, Part 3. Washington, DC.
35. USNRC (1991a) “Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities.” Generic Letter No. 88-20, Supplement 4., Washington, DC.
36. USNRC (1991b) “Procedural and Submittal Guidance for IPEEE for Severe Accident Vulnerabilities.” NUREG-1407.
37. Yau, C. Y. & Loh, J. M. (2012), A Generalization of the Neyman-Scott Process, *Statistica Sinica* 22, Vol. 22, No. 4, pp. 1717-1736.
38. Zimeras, S. (2008), Exploratory Point Pattern Analysis for Modeling Earthquake Data, *1st WSEAS International Conference on Environmental and Geological Science and Engineering (EG'08)*, Malta, pp. 11-13.
39. 台電 (2013), 「營運中核能一廠耐震安全餘裕評估計畫成果總結報告」, 台灣電力公司, 2013 年 12 月。

40. 台電 (1996), 「核能一廠終期安全分析報告(final safety analysis report, FSAR) 」, 台灣電力公司, 1996 年。
41. 洪李陵、盧煉元、蕭士俊、方中、侯琮欽、王雲哲、洪崇展、朱世禹、鍾興陽 (2016), 「106 年核電廠超越設計地震之地震安全管理技術研究」, 行政院原子能委員會委託計畫成果報告。

「不同海嘯源模擬分析管制驗證模式建立」

1. Aki, K. (1966), Generation and Propagation of G Waves from the Niigata Earthquake of June 16, 1964: Part 1. A Statistical Analysis.
2. Aranson, I.S., Tsimring, L.S.: Granular Patterns. Oxford University Press, Oxford (2009).
3. ASCE 7-16 (2016), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
4. Chen, Y. L. & Hsiao, S. C. (2016), Generation of 3D Water Waves Using Mass Source Wavemaker Applied to Navier-Stokes Model, *Coastal Engineering*, Vol. 109, pp. 76-95.
5. *COMCOT User Manual* (2007), Cornell University.
6. Cullen, M. (2006) A Mathematical Theory of Large-Scale Atmospheric/Ocean Flow. Imperial College Press, London.
7. Dietrich, G., Kalle, K., Krauss, W., Siedler, G. (2004) Allgemeine Meereskunde: Eine Einfuehrung in die Ozeanographie. 3rd ed., Springer-Verlag, Heidelberg.
8. Dutykh D (LAMA), Poncet R (CMLA), Dias F (CMLA) (2011) The VOLNA code for the numerical modelling of tsunami waves: generation, propagation and inundation. (DOI: 10.1016/j.euromechflu.2011.05.005).
9. Fang, C., Wu, W.: On the weak turbulent motions of an isothermal dry granular dense flow with incompressible grains: part I. Equilibrium

- turbulence closure models. *Acta Geotech.* 9(5), 725–737 (2014).
10. Fang, C., Wu, W.: On the weak turbulent motions of an isothermal dry granular dense flow with incompressible grains: part II. Complete closure models and numerical simulations. *Acta Geotech.* 9(5), 739–752 (2014).
 11. Fang C.: A k - ϵ turbulent closure model of an isothermal dry granular dense matter, *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, (in press, DOI: 10.1007/s00161-015-0454-1) (2016).
 12. Fang C.: On the turbulent boundary layer of a dry granular avalanche down an incline. I. Thermodynamic analysis. *Journal of Theoretical and Applied mechanics* (in press) (2016).
 13. Fang C.: On the turbulent boundary layer of a dry granular avalanche down an incline. II. Closure model and numerical simulations. *Journal of Theoretical and Applied mechanics* (in press) (2016).
 14. Gonzalez FI, LeVeque RJ, Chamberlain P, Hirai B, Varkovitzky J, George DL (2011) Validation of the GeoClaw model.
 15. Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation of Tsunamis. NOAA FEMA P646. 2008.
 16. Hanks, T. C. & Kanamori, H. (1979), A Moment Magnitude Scale, *Journal of Geophysical Research B*, Vol. 84(B5), pp. 2348-2350.
 17. Heintz, J. A., & Mahoney, M. (2012). Guidelines for design of structures for vertical evacuation from tsunamis. FEMA.
 18. Imamura F, Ahmet Cevdet Yalciner AC, Ozyurt G. TUNAMI MODELLING MANUAL. (2006).
 19. Karato, S.I. (2008) *Deformation of Earth Materials: An Introduction to the Rheology of Solid Earth*. Cambridge University Press, Cambridge.
 20. Kim, K. O., Choi, B. H., Pelinovsky E. & Jung, K.T. (2013),

- Three-Dimensional Simulation of 2011 East Japan-off Pacific Coast Earthquake Tsunami Induced Vortex Flows in the Oarai Port, *Journal of Coastal Research*, pp. 284-289.
21. Koshimura, S., Oie, T., Yanagisawa, H. & Imamura, F. (2009), Developing Fragility Functions for Tsunami Damage Estimation Using Numerical Model and Post-Tsunami Data from Banda Aceh, Indonesia, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 51(3), pp. 243-273.
22. Kotani, M., Imamura, F. & Shuto, N. (1998), Tsunami Run-up Simulation and Damage Estimation by Using GIS, *Proceedings of Coastal Engineering, JSCE*, pp. 356-360.
23. Lamb, H. (1985) *Hydrodynamics*. Cambridge University Press, Cambridge.
24. Liu, P. L. F., Cho, Y. S., Yoon, S. B. & Seo, S. N. (1995), Numerical Simulations of the 1960 Chilean Tsunami Propagation and Inundation at Hilo, Hawaii, In *Tsunami: Progress in Prediction, Disaster Prevention and Warning* (pp. 99-115), Springer Netherlands.
25. Liu, Y., Shi, Y., Yuen, D. A., Sevre, E. O., Yuan, X. & Xing, H. L. (2009), Comparison of Linear and Nonlinear Shallow Wave Water Equations Applied to Tsunami Waves over the China Sea, *Acta Geotechnica*, Vol. 4(2), pp. 129-137.
26. Mei, C.C. (1983) *The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves*. MIT Press. Cambridge.
27. Modeling Tsunami Inundation from a Cascadia Subduction Zone Earthquake for Long Beach and Ocean Shores, Washington. NOAA OAR PMEL-137, 2007.
28. Nielsen, O., Roberts, S., Gray, D., McPherson, A. & Hitchman, A. (2005) Hydrodynamic modelling of coastal inundation, MODSIM 2005 International Congress on Modelling and Simulation,

- Modelling and Simulation Society of Australia & New Zealand,
518-523
29. Okada, Y. (1985), Surface Deformation due to Shear and Tensile Faults in a Half-Space, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75(4), pp. 1135-1154.
 30. Pöschel, T., Brilliantov, N.V.: Granular gas dynamics. In: Lecture Notes in Physics, vol. 624. Springer, New York (2013).
 31. Pudasaini S., Hutter K., 2007, *Avalanche Dynamics*, Springer Verlag, Berlin Heidelberg
 32. Rao, K.K., Nott, P.R.: Introduction to Granular Flows. Cambridge University Press, London (2008).
 33. Satoh, M. (2004) Atmospheric Circulation Dynamics and General Circulation Models. Springer-Verlag, Heidelberg.
 34. Tsunami Evaluation Subcommittee, Nuclear Civil Engineering Committee, Japan Society of Civil Engineers (2002), Tsunami Assessment Method for Nuclear Power Plants in Japan, Japan Society of Civil Engineers.
 35. Wang, X., & Liu, P. L. F. (2006), Preliminary study of possible tsunami hazards in Taiwan region. *Cornell University*.
 36. Wang, X. & Liu, P. L. F. (2007), Numerical Simulations of the 2004 Indian Ocean Tsunamis - Coastal Effects, *Journal of Earthquake and Tsunami*, Vol. 1(03), pp. 273-297.
 37. 日本福島第一、福島第二原子力発電所津波対策。
 38. 吳祚任 (2011), 「台灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」, 行政院災防應用科技方案, 行政院國家科學委員會。
 39. 防波堤の耐津波設計ガイドライン (2013/09), 日本國土交通省港灣局。

40. 黃惠絹 (2008), 「馬尼拉海溝地震引發海嘯的潛勢分析」, 中央大學水文與海洋科學研究所學位論文, 1-124。
41. 網址 : <http://tsunami.ihs.ncu.edu.tw/tsunami/history.htm>. 訪問時間 : 2015/10/25.
42. 網址 : <http://nctr.pmel.noaa.gov/time/background/models.html>. 訪問時間 : 2015/10/25.
43. 網址 : <https://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-21>。訪問時間 : 2015/10/25
44. 蕭士俊 (2014), 「海嘯浪高波傳機率模型之建置研究」, 行政院原子能委員會。

「核電廠超過設計地震重啟動之地震安全分析技術研究」

1. Campbell, K.W., Bozorgnia, Y., “Cumulative Absolute Velocity (CAV) and Seismic Intensity Based on the PEER-NGA Database,” *Earthquake Spectra*, Vol. 28, 457-485, 2012.
2. Electric Power Research Institute (EPRI), *A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake*, Report NP-5930, Palo Alto, CA., 1988.
3. Electric Power Research Institute (EPRI), *Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake*, Report NP-6695, Palo Alto, CA, 1989.
4. Electric Power Research Institute (EPRI), *Standardization of the Cumulative Absolute Velocity*, Report TR-100082, Palo Alto, CA., 1991.
5. Electric Power Research Institute (EPRI), *Guidelines for Nuclear Plant Response to an Earthquake*, Report 30020007220, Palo Alto, CA, October, 2013.

6. Electric Power Research Institute (EPRI), *Guidelines for Nuclear Power Plant Response to an Earthquake, Report 3002005284*, Palo Alto, CA, October, 2015.
7. Grant, F.F., Tang, Y., Hardy, G.S. and Kassawara, R., “Seismic Damage Indicating Parameters at Nuclear Power Plants Affected by the 2011 Tohoku-Oki Earthquake and Plant Shutdown Criteria,” *Earthquake Spectra*, Vol. 33, 109-121, 2017.
8. International Atomic Energy Agency (IAEA), IAEA International Fact Finding Expert Mission of the Fukushima Dai-ichi NPP Accident Following the Great East Japan Earthquake and Tsunami, Mission Report, Vienna, Austria, 2011.
9. JANTI, *Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Inspection Method: Pipes, Foundation Bolts]*, 2012-1.
10. JANTI, *Post-Earthquake Equipment Integrity Assessment Guideline [Pre-Earthquake Plan and Post-Earthquake Inspections and Assessments]*, 2012-2.
11. Japan Atomic Power Company (JAPC), Analysis of Earthquake Records and Surveying of Tsunami at Tokai Dai-ni Nuclear Power Station Caused by the 2011 Tohoku Earthquake (Abstract), Tokyo, Japan (in Japanese), 2011.
12. Tokyo Electric Power Company (TEPCO), Earthquake Records at the Fukushima Dai-ichi and Dai-ni Power Stations (Interim), Tokyo, Japan (in Japanese), 2011.
13. Tohoku Electric Power Corporation (Tohoku-EPCO), Analysis of Earthquake Records and Surveying of Tsunami at Onagawa Nuclear Power Station Caused by the 2011 Tohoku Earthquake (Abstract), Sendai, Japan (in Japanese), 2011.
14. USNRC, Pre-earthquake Planning and Immediate Nuclear Power

- Plant Operator Post-earthquake Actions, Office of Nuclear Regulatory Research, Regulatory Guide RG 1.166, 1997.
15. Yokota, Y., Koketsu, K., Fujii, Y., Satake, K., Sakai, S., Shinohara, M., and Kanazawa, T., “Joint Inversion of Strong Motion, Teleseismic, Geodetic, and Tsunami Data Sets for the Rupture Process of the 2011 Tohoku Earthquake,” *Geophysical Research Letters*, 38, L00G21, doi:10.1029/2011GL050098, 2011.
 16. 核二廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告，政院原子能委員會核能管制處，2012
 17. 核三廠一、二號機第三次十年整體安全評估審查報告，政院原子能委員會核能管制處，2012
 18. 台電核三廠圍阻體結構分析模型建立及其地震資料驗證計畫【期末報告(1版)】，泰興工程顧問股份有限公司，2013
 19. Nuclear Regulatory Commission. Standard review plan for the review of safety analysis reports for nuclear power plants (No. NUREG--0800). Nuclear Regulatory Commission ,1984.
 20. USNRC, “Seismic System Analysis, Rev.3”, NRC Standard Review Plan 3.7.2 ,2007.
 21. USNRC, “Seismic Design Classification”, Regulatory Guides 1.29, Rev. 4 ,2007.
 22. ASCE, “Standard for Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures,” ASCE 4-86 ,1986.
 23. ASCE, “Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary,” ASCE 4-98 ,1998.
 24. SHAKE Manual, “A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontal Layered Soil Deposits”, I. M IDRIS JOSEPH I. SUN, August 1992.

25. "Seismic Analysis of Structure and Equipment for Nuclear Power Plants", Bechtel Power Corporation San Francisco, California, November 1974.
26. Veletsos, A.S. and Y.T. Wei, "Lateral and Rocking Vibration of Footings", Report No. 8, C.E. Dept., Rice University, Houston, Texas, U.S.A, 1971.
27. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", 1973.
28. 陳正興，「土壤結構互制地震分析之獨立運跑」，行政院原子能委員會委託中華民國大地工程學會研究計劃研究報告，2004。
29. 侯志剛，林自勤，黃金城，吳元傑，陳昱志，「核能電廠耐震一級結構之地震分析法規初探」，核能研究所，2012。
30. 孫昌政，104 年技術報告，「以 SAP2000 程式建立核一廠聯合廠房三維結構模型及樓板反應譜驗證」，行政院原子能委員會核能安全管制研究中心試運組技術報告，2015。
31. 孫昌政，105 年技術報告，「以 SAP2000 程式建立核一廠聯合廠房三維結構模型及樓板反應譜計算」，行政院原子能委員會核能安全管制研究中心試運組技術報告，2016。
32. 廖克弘，「核三廠圍阻體廠房在設計地震下之非線性 SSI 分析研究-土壤近域及遠域非線性效應」，行政院原子能委員會核能研究所委託研究計畫報告，2016。
33. JNES, Evaluation on Seismic Safety of Kashiwazaki-Kariwa NPP against the 2007 Niigata-Chuetsu-Oki earthquake 簡報，2008。
34. 廖克弘，行政院原子能委員會委託研究計畫研究期末報告，「以套裝軟體進行進步型核電廠圍阻體結構樓板地震反應分析之地震

輸入研究(2/2)」，2013。

35. Chow, T., Wu, Y.C. and Gau, Y.C., “Seismic Safety under Scrutiny in Taiwan,” Nuclear Engineering International, May 29, 2009.