

行政院原子能委員會
委託研究計畫研究報告

111 年核電廠結構/設備受潛在地震
之安全影響及因應管制技術研究

**Safety Impact and Regulatory Technology Research for NPP
Structures/Components under Potential Earthquakes (2022)**

計畫編號：111B006

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

共同主持人：朱世禹、侯琮欽、王雲哲、鍾興陽

研究期程：中華民國 111 年 5 月至 111 年 12 月

研究經費：新臺幣 258 萬元

核研所聯絡人員：徐康耀

報告日期：111 年 12 月 6 日

111 年核電廠結構/設備受潛在地震 之安全影響及因應管制技術研究

垂直向對水平向反應譜比值管制技術之研究

核電廠新一代地動反應分析管制技術研究(III)

核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究(III)

核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究(III)

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

共同主持人：朱世禹、侯琮欽、洪崇展、王雲哲、鍾興陽

研究期程：中華民國 111 年 5 月至 111 年 12 月

研究經費：新臺幣 258 萬元

行政院原子能委員會 委託研究

中華民國 111 年 12 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)

目 錄

| | |
|-------------------------------|-----|
| 中文摘要 | 1 |
| Abstract | 3 |
| 英文簡寫說明 | 6 |
| 壹、計畫緣起與目的 | 9 |
| 貳、研究方法與過程 | 15 |
| 一、垂直向對水平向反應譜比值管制技術之研究 | 15 |
| 二、核電廠新一代地動反應分析管制技術研究 | 630 |
| 三、核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究 | 119 |
| 四、核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究 | 140 |
| 參、主要發現與結論 | 232 |
| 肆、參考文獻 | 248 |

中文摘要

基於潛在的地震威脅，台灣電力公司因應原子能委員會的核管案要求，執行核電廠 SSHAC-3 的 PSHA 再評估計畫，完成地震危害度分析輸入文件(HID)、震源特性(SSC)和地動特性(GMC)評估。PSHA 通常評估水平向的加速度反應譜，垂直向的加速度反應譜則由垂直向對水平向譜加速度的比值推估。本計畫首先將利用台灣的地動資料庫進行垂直向對水平向譜加速度比值的中值和對數標準差之審視，並探討其與震源型式、斷層型式、地震規模、場址距離和工址地盤條件的關係，最後提出垂直向對水平向譜加速度比值的中值和對數標準差隨振動週期變化的線性包絡線。

本計畫其次基於波傳理論，將大震度人造地震，輸入至地盤反應分析軟體 STRATA 進行分析，探討將大震度地震視為水平向地震事件下 PWR 電廠地盤之反應，同時比較地震輸入岩盤分類不同時之差異。接著將 PWR 電廠井下實際量測資料，進行 V/H 反應譜比的繪製，比較其峰值週期與垂直向頻率響應函數顯著週期的關聯性，並探討 V/H 反應譜比放大之原因。另外透過其他場址實測地震事件觀察，進一步與 PWR 電廠井下分析結果進行比較，觀察在不同地震事件下，V/H 反應譜比之峰值週期之趨勢。

本計畫再針對核電廠結構/設備受潛在地震之安全影響及因應管制技術進行分析，包含考慮核電廠結構受到不同大小地震力之影響、土壤結構互制效應之時域分析。本計畫分別採用 PWR (Pressurized Water Reactor)建廠時之舊土層以及近期新獲得之新土層資料進行地震地表反摺積處理，在 ABAQUS 分析時輸入 OBE、SSE 或 RLE 之反摺積，並討論結構物於不同高程位置以及土壤性質

差異等因素，對於土壤結構互制效應(SSI)結果之影響。本計畫特別將土壤結構互制效應之時域分析結果與往年 SASSI 之頻域分析結果比較，並探討兩種方法對於土壤結構互制效應之區別及準確性。

核電廠依據美國核能研究所(Nuclear Energy Institute)所出版的多樣式應變策略(NEI 12-06 Diverse and Flexible Coping Strategies, FLEX)，進行不同超越設計基礎外部事件(BDBEE)的災害侵襲下的減災策略評估分析，其中 Appendix H 依據地震強度大小，分成五個分析路徑，本計畫詳細推導的 $C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$ 計算流程，並與 CDFM 方法及易損性分析的 HCLPF 值對比評估，為核電廠的結構與設備提供更寬廣的安全性的計算方式，以供核能管制單位有效檢視核電廠關鍵結構與設備的 FLEX 耐震評估。

關鍵字：機率式地震危害度分析、垂直向反應譜、垂直向對水平向譜加速度比值、一維波傳理論、地盤反應分析、大震度人造地震、頻率響應函數、等值線性分析法、STRATA、土壤結構互制、反摺積、時域分析、有限元圍阻體模型、核能發電廠、多樣式應變策略、保守定性量式損壞餘裕法、高信心與低損壞機率

Abstract

On account of potential seismic threats, the TPC had executed PSHA SSHAC-3 plans for its NPPs in response to AEC's regulatory requirements. The HID, SSC, and GMC reports has been submitted. The PSHA always evaluates horizontal pseudo-acceleration response spectra, and multiplies them with V/H spectral ratios to offer the vertical pseudo-acceleration response spectra. This project uses Taiwan ground-motion database to evaluate the median and the logarithmic standard deviation of V/H response spectral ratios, investigates their relations with type of earthquake, type of faulting, earthquake magnitude, site distance to fault, and site condition, and finally provides linear envelopes for period-dependent median and logarithmic standard deviation of V/H response spectral ratios.

Based on the wave propagation theory, the artificial wide-band earthquakes with different magnitudes are applied to the site response analysis software STRATA as the horizontal excitations to investigate the linear/non-linear site responses of the PWR power plant. Two types of bedrock input locations are compared. Furthermore, the on-site measurements from earthquake events of the PWR power plant are used to evaluate the V/H response spectral ratio and to investigate the correlation between the peaks and the predominant periods of the vertical frequency response function. The amplification effect of the V/H response spectral ratio is also discussed. In addition, through the observations made from seismic events measured at other sites, the results are further compared with the downhole analysis results of the PWR power plant to illustrate the trend of the peaks of the V/H response spectral ratio.

This document reports cases for safety impact and regulatory

technology research for NPP structures/components under potential earthquakes, including the influences of different magnitudes of seismic on nuclear power plant structure and time-domain analysis of soil structure interaction effects. In this study, we used the old soil data and the new soil data for deconvolution processing. After processing, the deconvolution of OBE, SSE or RLE was input in ABAQUS to implement time-domain analysis. Elevation differences of structure and composition of the soil properties would produce significant impacts on the results of SSI analysis and should be discussed. The results of SSI analysis in time domain would be compared with the results of SASSI analysis in frequency domain. The distinction and accuracy of these two methods were investigated.

Nuclear power plants are analyzed with FLEX, which is published by Nuclear Energy Institute under the title NEI 12-06 Diverse and Flexible Coping Strategies. FLEX contains coping strategies for beyond-design-basis-external-event (BDBEE) hazards, and it recommends 5 different paths for mitigating seismic hazard in its Appendix H. In this study, the $C_{1\%}$ and $C_{10\%}$ calculation methods are derived. Its results are compared with CDFM and fragility analysis for HCLPF values, and reasonable agreements are obtained. This study provides nuclear energy control agencies to effectively review the FLEX procedures of nuclear power plants for evaluating their seismic capacities.

Key words: PSHA, Vertical Response Spectra, V/H Response Spectral Ratios, One-Dimensional Wave Propagation, Site Response Analysis, Artificial Wide-Band Earthquakes, Frequency Response Function,

Equivalent Linear Model, STRATA, Soil-Structure Interaction, Deconvolution, Time-Domain Analysis, FEM Containment Model, Nuclear Power Plant, FLEX, Conservative Deterministic Failure Margin Method, High-Confidence Low-Probability Failure

英文簡寫說明

| | |
|-------|---|
| ASCE | The American Society of Civil Engineers |
| BDBEE | Beyond Design Basis External Event |
| BE | Best Estimated |
| BNL | Brookhaven National Laboratory |
| CDF | Cumulative Distribution Function |
| CDFM | Conservative Deterministic Failure Margin |
| CDP | Concrete Damaged Plastic |
| CMS | Conditional Mean Spectrum |
| COV | Coefficient of Variation |
| DBE | Design Base Earthquake |
| DHA | Down-Hole A |
| DHB | Down-Hole B |
| ECCS | European Convention for Constructional Steelwork |
| EERA | Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis |
| EPRI | Electric Power Research Institute |
| EQL | Equivalent Linear |
| FLEX | Diverse and Flexible Coping Strategies |
| FRF | Frequency Response Function |
| GMC | Ground Motion Characterization |
| GMI | Ground Motion Incoherence |
| GMPE | Ground Motion Prediction Equation |
| GMRS | Ground Motion Response Spectrum |
| GWT | Ground Water Table |
| HCLPF | High-Confidence Low-Probability of Failure |
| HID | Hazard Input Document |
| LB | Lower Bound |
| LN | Linear |

| | |
|--------|---|
| MSSHI | Mitigating Strategies Seismic Hazard Information |
| NEHRP | National Earthquake Hazards Reduction Program |
| NEI | Nuclear Energy Institute |
| NEP | Non-Exceedance Probability |
| OBE | Operating Basis Earthquake |
| PA | Peak Acceleration |
| PDF | Probability Density Function |
| PGA | Peak Ground Acceleration |
| PSA | Pseudo-Spectral Acceleration |
| PSHA | Probabilistic Seismic Hazard Analysis |
| PWR | Pressurized Water Reactor |
| RE | Reference Earthquake |
| RLE | Review Level Earthquake |
| RotD50 | Period-Dependent-Rotation-Angle Component at 50 th Percentile |
| RRS | Required Response Spectrum |
| SEI | Structural Engineering Institute |
| SOV | Separation Of Variables |
| SRSS | Square Root of Sum of Squares |
| SSC | Seismic Source Characterization |
| SSE | Safe Shutdown Earthquake |
| SSI | Soil-Structure Interaction |
| TRS | Test Response Spectrum |
| UB | Upper Bound |
| UHRS | Uniform Hazard Response Spectra |
| UHS | Uniform Hazard Spectrum |
| USACE | United States Army Corps of Engineers |
| USNRC | U.S. Nuclear Regulatory Commission |

| | |
|-----------|--|
| VSV | Vertical Spatial Variation |
| V/H | Vertical to Horizontal |
| V/H Ratio | Vertical-to-Horizontal Response Spectral Ratio |

壹、計畫緣起與目的

原子能委員會要求台灣電力公司依據 NTTF 2.1: Seismic 的建議，對台灣的核能設施重新評估地震危害度以及檢核地震設計。台灣電力公司委託國家地震工程研究中心執行核能設施地震重新評估相關計畫，其中核能電廠執行符合 SSHAC 等級 3 流程(USNRC, 1997; USGS, 2009; USNRC, 2012)的機率式地震危害度分析(PSHA)再評估計畫，已將完成 PPRP 簽署的危害度輸入文件(Hazard Input Document, HID) (NCREE, 2019b)陳報原子能委員會。依據此 HID 和第三冊的地動特性(Ground Motion Characterization, GMC)技術報告(NCREE, 2019a)，PSHA 的 GMC 模型建立和分析結果以水平向的中值地動(RotD50)為主，垂直向的 GMC 不在考慮之列，即令 GMC 技術報告的 Appendix E 附了惟一的垂直向地動估計方程式(Ground Motion Prediction Equation, GMPE) Chao 模型。NCREE (2019a)以垂直向和水平向的 GMPE 推導垂直向與水平向反應譜比值 (V/H Response Spectral Ratio，簡稱為 V/H Ratio)。為了因應日後台灣電力公司 PSHA 再評估計畫實質審查之需，本計畫第一個工作項目擬審視垂直向與水平向反應譜比值之中值和對數標準差，並探討其與震源型式、斷層型式、地震規模、場址距離和工址地盤條件的關係。與 Chao 等人(2019)的步驟有所不同，本計畫擬逕以本土最新的地動資料庫進行 V/H Ratio 之計算，與台灣電力公司 SSHAC-3 PSHA 計畫相呼應。

如同水平向的地動評估，某一工址垂直向的地動亦可進行 PSHA。如果水平向和垂直向的地動分別建立 GMC 模型、GMPE 和 PSHA，地動參數（地震規模和工址距離等）對水平向和垂直向反應

譜的影響程度不會相同。一旦地震危害度成果進行拆解時，同一年超越機率（或回歸期）下，水平向和垂直向的地震危害度控制規模和距離將有所不同。後續場址結構物如需進行三向度地動輸入的反應歷時分析時，就無法以一致的控制規模和距離來產生三向度的基底加速度輸入歷時。若垂直向反應譜改由水平向反應譜乘上 V/H Ratio 而得，因水平向和垂直向的地震危害度控制規模和距離相同之故，則無此困擾。

垂直向與水平向反應譜比值可能是通用值或是函數值，通用值乃是一常數，一般規範的設計震譜會選擇通用值，選用 1/2、2/3 或 1，例如國內的「建築物耐震設計規範及解說」（內政部營建署，2022）；函數值與結構物振動週期、地震規模、斷層型式、場址距離和工址地盤條件有關，適用於等危害度反應譜(Uniform Hazard Spectrum, UHS)、案例演練反應譜(scenario spectrum)、條件平均反應譜(Conditional Mean Spectrum, CMS)等。建立 V/H Ratio 模型時，有三點需特別考量：(1)與水平向地表振動相比，垂直向地表振動的頻率內涵更偏向於短週期；另一方面，結構物垂直向的振動週期也比水平向短。因此，V/H Ratio 模型在短週期的分佈點必須足夠。(2)常數型 V/H Ratio 通常訂得保守，而與結構物振動週期相關的函數型 V/H Ratio 會比較合理。如果函數型 V/H Ratio 僅與結構物振動週期有關，代表垂直向和水平向的 PSHA 考慮了相同的隨機不確定性(aleatory uncertainty)，不過垂直向的 PSHA 多考慮了 V/H Ratio 這一項知識不確定性(epistemic uncertainty)。如果函數型 V/H Ratio 還與地震規模、斷層型式、場址距離和和工址地盤條件等地動參數有關，代表垂直向和水平向的 PSHA 考慮了不同的隨機不確

定性，亦即垂直向和水平向的地震危害度控制規模和距離將有所不同，難以進行結構物三向度地動輸入的反應歷時分析。(3) V/H Ratio 除了平均數或中值模型之外，可能有必要衡量其變異性，如建立標準差模型等。簡單的 V/H Ratio 平均數、中值和標準差模型僅與結構物振動週期相關，複雜的 V/H Ratio 平均數、中值和標準差模型還與地動參數有關。

如前所述，評估或制定 V/H Ratio 有三種方式：(1)規定制定的通用值，頂多隨地盤條件或反應週期而更動，例如國內的「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2022)、美國的 Regulatory Guide (RG) 1.60 (1973)和歐洲的 Eurocode 8 (2004) 等。(2)以強地動資料庫分別建立垂直向和水平向的 GMPE，所得的 V/H Ratio 直接與 GMPE 的地動參數相關，例如 Bragato and Slejko (2005) 和 NCREE (2019a)等。(3)直接以強地動資料庫的垂直向和水平向擬譜加速度(Pseudo-Spectral Acceleration, PSA)計算 V/H Ratio，並進行統計分析，判別重要的影響因子，例如 Gülerce and Abrahamson (2011) 和 Bommer 等人(2011)等。本計畫擬以第(3)種方式計算 V/H Ratio，所用強震資料取自本土最新的地動資料庫，除了 V/H Ratio 的平均數或中值外，也評估 V/H Ratio 的對數標準差，以及探討重要的影響因子。

台灣地區位處環太平洋火山地震帶，地震頻繁，鑒於目前 PWR 電廠井下量測到之地震歷時皆較小，使土壤反應較接近線彈性，因此利用寬頻之大震度人造地震探討在不同年超越頻率下水平方向上土壤之非線性反應。垂直向地表運動對工程結構物內之機械設施及管線震動反應影響顯著，尤其對核電廠等重要結構物而言，

垂直向地震頻率含量較高頻，與核電廠垂直向管線自然振動頻率較接近，過去通常依照耐震設計規範依場址所建議之垂直向對水平向設計譜加速度係數進行設計，但近年發現耐震設計規範不一定保守。例如台灣最近 2022 年 9 月 18 日 14 時 44 分 15 秒的臺東地區地震，根據中央氣象局地震測報中心所量測到之資料，該次地震在台東玉里測站(EYUL)所量測到之垂直向 PGA 幾乎與水平向 PGA 相同，其垂直向 PGA 高達 476(gal)，而南北向 PGA 為 500(gal)，二者相差無幾，若依照現行耐震設計規範進行設計很有可能低估垂直向地盤反應，因此對於核能電廠垂直向運動及其地盤反應做更深入的探討有其必要性。

然而大多數地表運動或地盤反應分析僅著重於探討水平向運動，關於垂直向的分析相當有限，因此本研究以 PWR 電廠實際地震事件之 V/H 反應譜比，初步探討地震波由地盤經土壤傳至地表之反應，同時與耐震設計規範規定在近斷層區域之垂直向對水平向設計譜加速度係數為 2/3 進行對比，並以其他場址之地震事件進行交互驗證。

台灣位於歐亞板塊及菲律賓海板塊交界帶，火山活動及地震發生頻繁，重大災害性地震如 1999 年 921 集集地震、2016 年美濃地震、2018 年花蓮地震及 2022 年 917 台東池上地震都對建築物造成嚴重損害甚至倒塌。若災害發生在核電廠其後果不堪設想，歷史上幾次著名的核災如 1979 年三哩島事件、1986 年車諾比事故、2011 年日本福島核災，不但衝擊人類的生活環境，也耗費許多資源與時間善後，因此核電廠之相關耐震設計都須格外嚴謹考量。

核電廠廠房結構耐震設計攸關核能安全，為確保各廠房結構之耐震能力，須依其功能性及重要性而賦予不同等級之分類。核電廠為耐震一級結構物，即依據美國核能管制委員會(US Nuclear Regulatory Commission, USNRC)所制訂之核能規章規定，凡與核能安全相關之廠房結構，在安全停機地震(Safety Shutdown Earthquake, SSE)發生時，仍需維持其正常功能，以確保電廠能執行安全停機並穩定維持在停機狀態，並防止輻射外洩而危及民眾。

自 1990 年代以來，SASSI 被廣泛使用於解決 SSI 頻域問題，美國核能管制委員會(USNRC)亦認可 SASSI 之分析結果，但僅限於線性分析(Kabandaa, Kwona and Kwonba, 2015)。而美國土木工程師學會(ASCE)認為在進行高危建築設施之設計基準地震分析時，應考慮非線性因素，包括國家核電站和非電力核能設施(Coleman, Jeremic and Whittaker, 2013)。然而，非線性 SSI 分析只能在時域內進行，而進行這些分析所需之程式及軟體是近年才開發出來的。本計畫採用有限元素分析軟體 ABAQUS，建立核三廠圍阻體模型及其下部土壤結構，並且考慮不同土壤性質差異，輸入 OBE、SSE 及 RLE 大小之地震地表反摺積，針對 PWR 圍阻體結構進行土壤結構互制效應之分析。

文獻 NEI 12-06, Rev 5 (2018) 為多樣式應變策略指引 (DIVERSE AND FLEXIBLE COPING STRATEGIES (FLEX) IMPLEMENTATION GUIDE)，簡稱 FLEX 指引，其中附錄 Appendix H 探討新地震危害資訊的減災策略評估。FLEX 指引隨著時間與新議題的出現，持續的有新版，目前最新版為 2018 的版本。2011 年 3 月 11 日本福島核電廠事故後，FLEX 依據美國核管會(USNRC)的相關文件，呼應短期任務小組(Near-Term Task Force, NTTF)的地震

災害相關建議事項，開發的出新地震危害資訊的減災策略評估，用以修改或是訂定新的減災策略，並闡明五個分析路徑，如圖 0-1 所示，依據地表震動反應譜(GMRS)的資訊，提出不同的減災策略評估。圖 0-2 顯示分析路徑之決定減災策略路徑所需的地震危害減災策略資訊(MSSHI)，例如地震危害度曲線(seismic hazard curve)、均勻危害反應譜(UHRS)、地表反應譜(GMRS)等。本計畫在此研究主題之目的為，深入研析與探討 FLEX 的 Appendix H Path 5 耐震評估程序於耐震力提升之可行性。

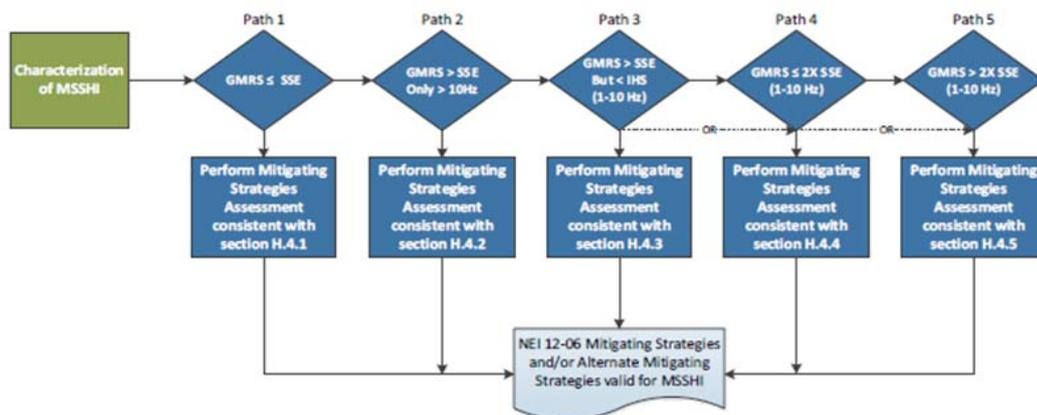


圖 0-1 減災策略的五個路徑(NEI 12-06, 2018)

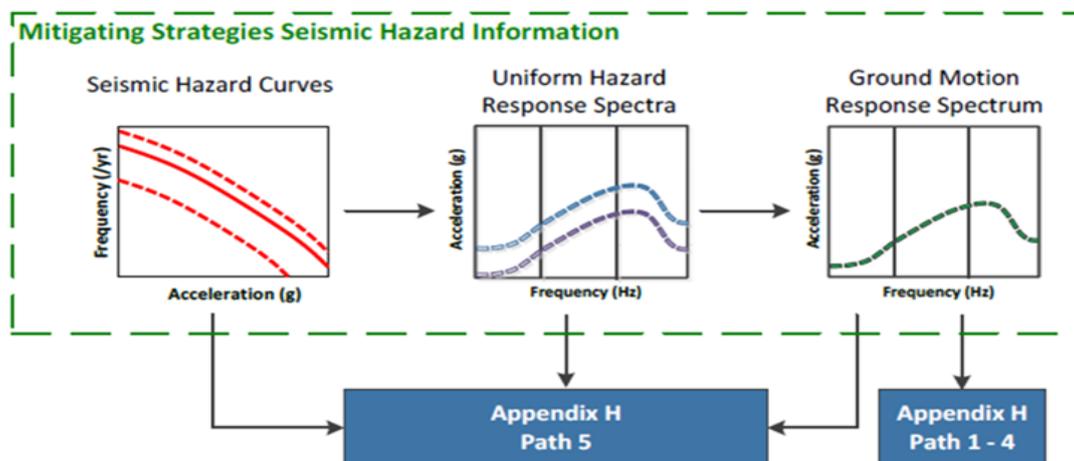


圖 0-2 決定減災策略路徑所需的 MSSHI 資訊 (NEI 12-06, 2018)

貳、研究方法與過程

一、垂直向對水平向反應譜比值管制技術之研究

(一) 文獻回顧

1. Rerulatory Guide 1.60

早期由於水平向地震紀錄的質和量遠比垂直向地震紀錄佳，且水平向地動對結構物的損壞較具殺傷力，因此集中於水平向反應譜的研究。在 1970 年代，Newmark 等人(1973)首先提出垂直向反應譜為水平向反應譜的 2/3，這個比值與結構物振動週期無關。國內「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2022)規定近斷層工址的垂直向反應譜為水平向反應譜的 2/3，其它工址則為 1/2。Rerulatory Guide 1.60 (1973)選用與結構物振動週期相關的垂直向對水平向反應譜比值(V/H Ratio)，結構物振動週期小於 0.2857 sec (振動頻率大於 3.5 Hz) 時，V/H Ratio 為 2/3；振動週期大於 4 sec (振動頻率小於 0.25 Hz) 時，V/H Ratio 為 1；若振動週期介於 0.2857 sec 和 4 sec 之間，V/H Ratio 則線性內插之。R. G. 1.60 的 V/H Ratio 設定如圖 1-1 所示，與震源效應(如規模)、路徑效應(如距離)和土層放大效應(如地盤條件)無關。

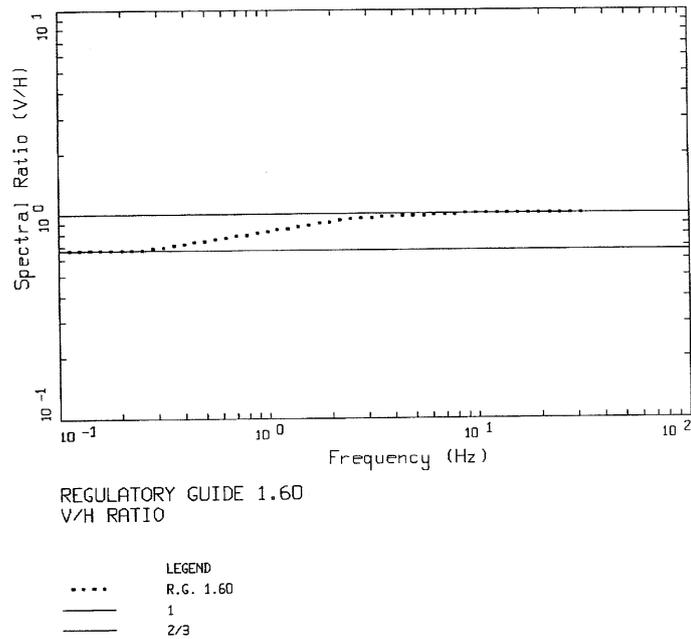


圖 1-1 R. G. 1.60 (1973)的 5%阻尼比 V/H Ratio

2. NUREG/CR-6728

NUREG/CR-6728 (2001)採取兩種方法來估計 V/H Ratio，第一種方法為經驗模式，分別利用垂直向和水平向的 GMPE 計算 V/H Ratio；第二種方法為數值模式，選用適當的模擬分析法，分別計算垂直向和水平向的地表振動。在 NUREG/CR-6728 (2001)的經驗模式中，垂直向 GMPE 來自於 Abrahamson and Silva (1997)，水平向 GMPE 有 Abrahamson and Silva (1997)和 Sadigh 等人(1997)兩種，因此在給定規模和距離下，可得兩種 5%阻尼比的 V/H Ratio，取其平均數。

以規模 6.5 為例，美國西部岩盤和土壤不同距離的 V/H Ratio 如圖 1-2 所示，圖中兩條水平線分別代表 V/H Ratio 為 2/3 和 1。圖 1-2 顯示：(1)土壤的 V/H Ratio 大於岩盤。(2)短週期的 V/H Ratio 大於 2/3，甚至超過 1，長週期的 V/H Ratio 小於 2/3。(3)在短週期或長週期時，V/H Ratio 隨週期增長而變大，但長週期的 V/H Ratio 增函數行為比較不顯著；中週期則反之。(4)在短、中週期時，距離愈短，V/H Ratio 愈大；長週期則反之。

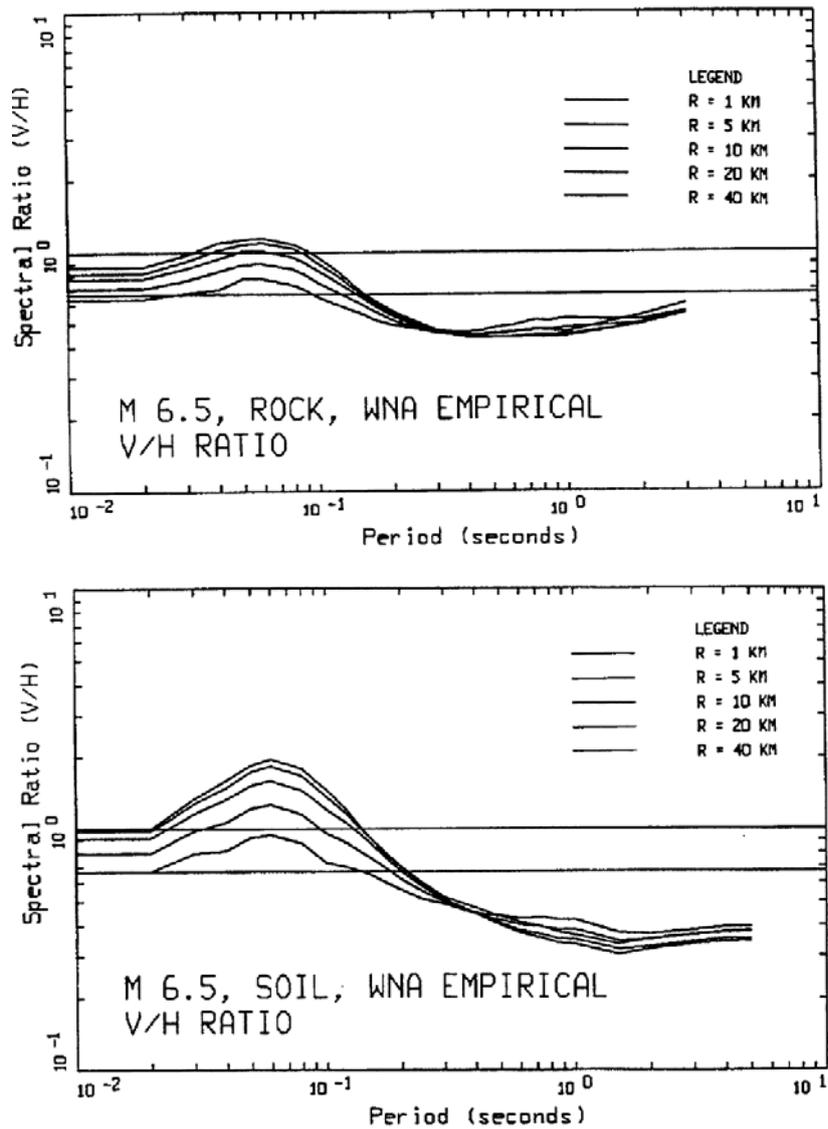


圖 1-2 NUREG/CR-6728 (2001)的 5%阻尼比 V/H Ratio (變化距離)

以距離 1 km 和 20 km 為例，岩盤和土壤不同規模的 V/H Ratio 如圖 1-3 所示。圖 1-3 顯示：(1)在短週期時，V/H Ratio 隨週期增長而變大，中週期之後則反之；但岩盤長週期之後的 V/H Ratio 有增大趨勢。(2)規模愈大，V/H Ratio 愈大。(3)短週期、近距離和大規模的 V/H Ratio 會超過 1。

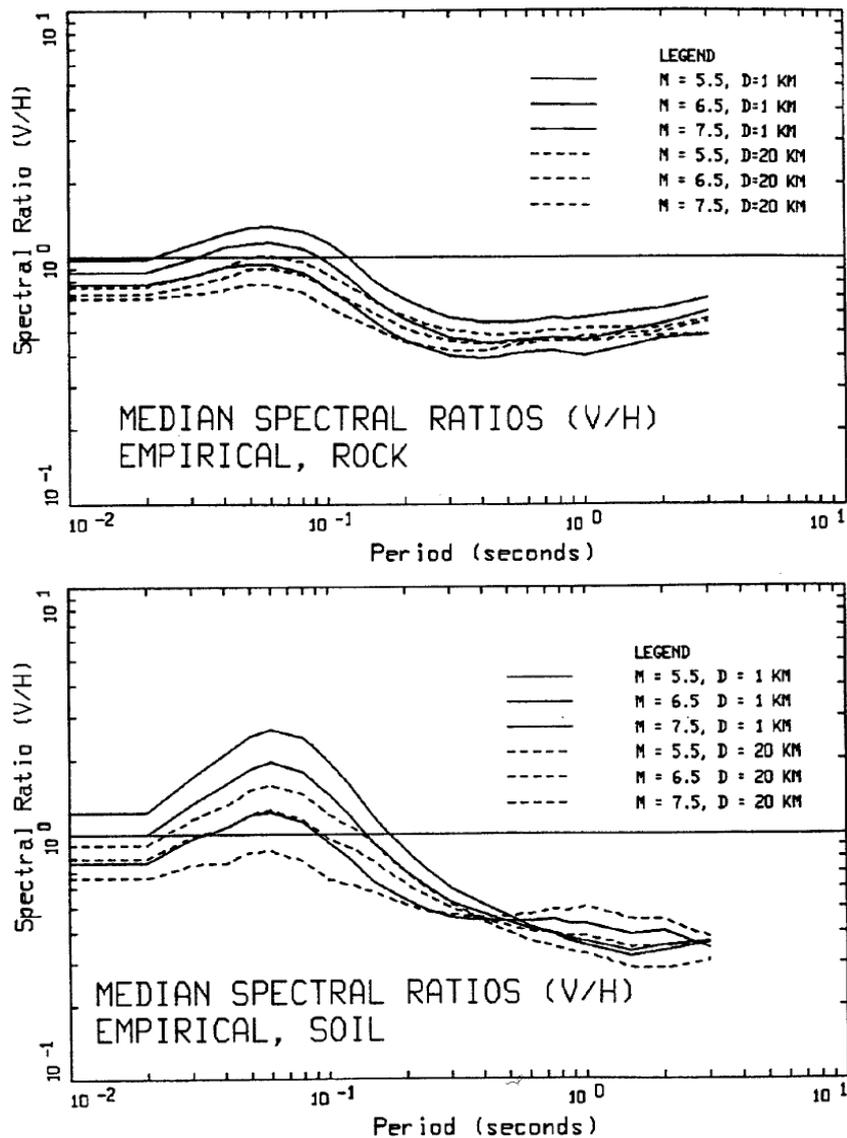


圖 1-3 NUREG/CR-6728 (2001)的 5%阻尼比 V/H Ratio (變化規模)

在 NUREG/CR-6728 (2001)的數值模式中，假設剪力波垂直傳遞，並以等值線性和隨機振動理論進行水平向的地表振動分析；垂直向的地表振動則假設傾斜 P-SV 波低應變傳遞，進行線性分析而得。數值模式的 V/H Ratio 分析結果與經驗模式比較，大小有所差異，但 V/H Ratio 隨週期、規模和距離的變化趨勢與經驗模式雷同，一如圖 1-2 和圖 1-3 所示。

3. NCREE GMC 的 Appendix E

NUREG/CR-6728 (2001)和 NCREE GMC (2019a)的 Appendix E 都以垂直向和水平向的 GMPE 推導 V/H Ratio，前者 GMPE 的數據為早期美國地動紀錄（分為美西和美中、東兩區），而後者 GMPE 的數據為近期台灣地動紀錄。以規模 6.5 和 $V_{S30} = 760$ m/s 為例，NCREE (2019a) 地殼震源平移斷層不同距離的 V/H Ratio 如圖 1-4 所示。比較圖 1-2 (岩盤) 和圖 1-4 相同距離 (10 km) 的 V/H Ratio，發現：(1)V/H Ratio 隨週期變化的趨勢雷同，在週期 0.2 秒前出現波峰，在週期 0.2 秒後有波谷。(2)在週期 0.2 秒前，距離愈短，V/H Ratio 愈大；在週期 0.2 秒後，距離愈短，V/H Ratio 愈小。(3)NCREE (2019a) 的 V/H Ratio 低於 NUREG/CR-6728 (2001)。

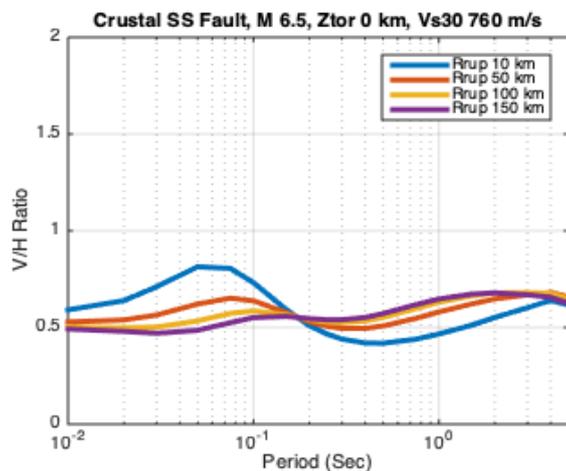


圖 1-4 NCREE (2019a)的 5%阻尼比 V/H Ratio (變化距離)

以 $R_{rup} = 10$ km 和 $V_{S30} = 760$ m/s 為例，NCREE (2019a)地殼震源平移斷層不同規模的 V/H Ratio 如圖 1-5 所示。比較圖 1-3 (岩盤) 和圖 1-5 相同距離 (10 km) 的 V/H Ratio，發現：(1)規模愈大，NUREG/CR-6728 (2001)的 V/H Ratio 愈高；NCREE (2019a)的 V/H Ratio 在短週期和長週期時，亦有此現象，但在中週期時，反而規模

愈大，V/H Ratio 愈低。(2)NCREE (2019a)的 V/H Ratio 低於 NUREG/CR-6728 (2001)。

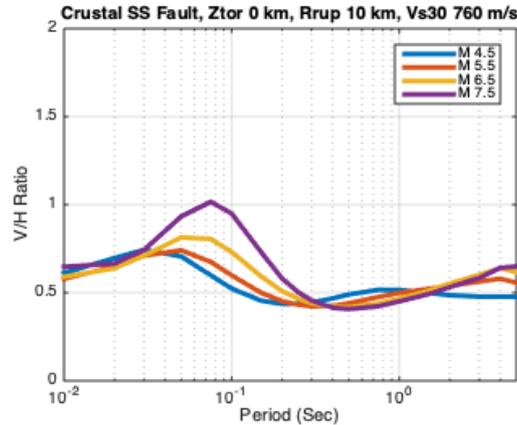


圖 1-5 NCREE (2019a)的 5%阻尼比 V/H Ratio (變化規模)

以規模 6.5 和 $R_{rup} = 10$ km 或 $R_{rup} = 100$ km 為例，NCREE (2019a) 地殼震源平移斷層不同 V_{s30} 的 V/H Ratio 如圖 1-6 所示。圖 1-6 顯示：
 (1)近距離時，短週期的 V/H Ratio 隨土層愈軟而愈高；長週期則反之。
 (2)遠距離時，V/H Ratio 隨土層愈硬而愈高。

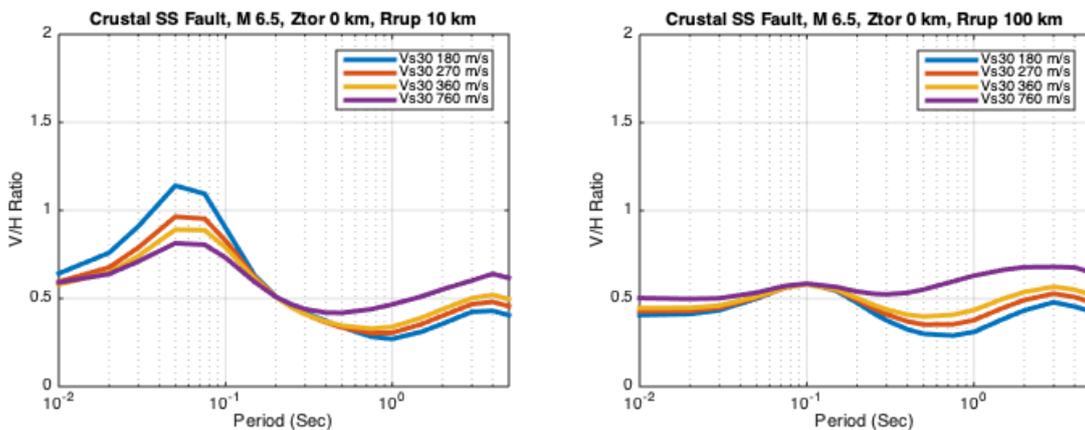


圖 1-6 NCREE (2019a)的 5%阻尼比 V/H Ratio (變化 V_{s30})

綜合以上文獻回顧，發現 V/H Ratio 與規模、距離和地盤條件有關。一般而言，V/H Ratio 在大地震規模、近斷層距離和短振動週期時，有機會大於 1，亦即垂直向譜加速度有可能高於水平向譜加速度。

(二) 台灣最新的地動資料庫

國家地震工程研究中心(NCREE)執行台灣電力公司符合SSHAC 等級 3 流程的機率式地震危害度分析再評估計畫，特別編制台灣附近的地動資料庫。台灣最新的地動資料庫第 10 版涵蓋 240 個地震事件，大多數是地殼震源，板塊內部和板塊介面震源佔少數，收集 44600 個自由場測站的許多週期譜加速度紀錄。資料庫的每一欄包含 4 種資訊或數據，即震源資訊、測站資訊、路徑資訊和地動數據。重要的震源資訊有發震時間、震源經緯度和深度、地震規模、斷層尺寸、斷層破裂面頂端深度(Z_{tor})、斷層走向角、斷層傾角、破裂滑移角、斷層機制和各種地震標記等。重要的測站資訊有測站經緯度和高程、 V_{S30} 和 $Z_{1.0}$ 等。重要的路徑資訊有震央距離、震源距離、 R_x 、 R_y 、 R_{rup} 、 R_{jb} 和上下盤指標等。重要的地動數據有水平向和垂直向最長可用週期、三方向原始紀錄的 PGA、修正後水平向中值 PGA (RotD50)、修正後垂直向 PGA、週期 0.01 秒至 20 秒水平向中值 PSA (RotD50) 和垂直向 PSA 等。

首先審視台灣地動資料庫的水平向和垂直向最長可用週期，發現有 35 個測站紀錄的垂直向最長可用週期為負值。NCREE 解釋這些紀錄在處理的時候，因為無法有很好的濾波頻段，最長可用週期被標註為負值，不建議使用，故先予剔除。

其次發現測站紀錄 43289 的水平向最長可用週期為 7.272727 秒，但水平向的 PSA 皆為 0。NCREE 推斷這紀錄是在計畫後期時，資料在進行匯入的時候出現異常，故亦予剔除。

接著對剩下的測站紀錄計算各個週期的 V/H Ratio、各個週期跨不同測站紀錄 V/H Ratio 的平均數、以及所有週期所有測站紀錄 V/H

Ratio 的平均數。各個週期跨不同測站紀錄的 V/H Ratio 最大值、最小值、各個週期跨不同測站紀錄 V/H Ratio 的平均數、以及所有週期所有測站紀錄 V/H Ratio 的平均數示於圖 1-7。圖 1-7 顯示一些不合理現象：(1)許多週期跨不同測站紀錄的 V/H Ratio 最小值低至 1/1000 以下。(2)各個週期跨不同測站紀錄的 V/H Ratio 最大值高至 1000 以上。(3)所有週期所有測站紀錄 V/H Ratio 的平均數高達 1.9，研判有許多個測站紀錄的 V/H Ratio 高達 1000 以上所致。

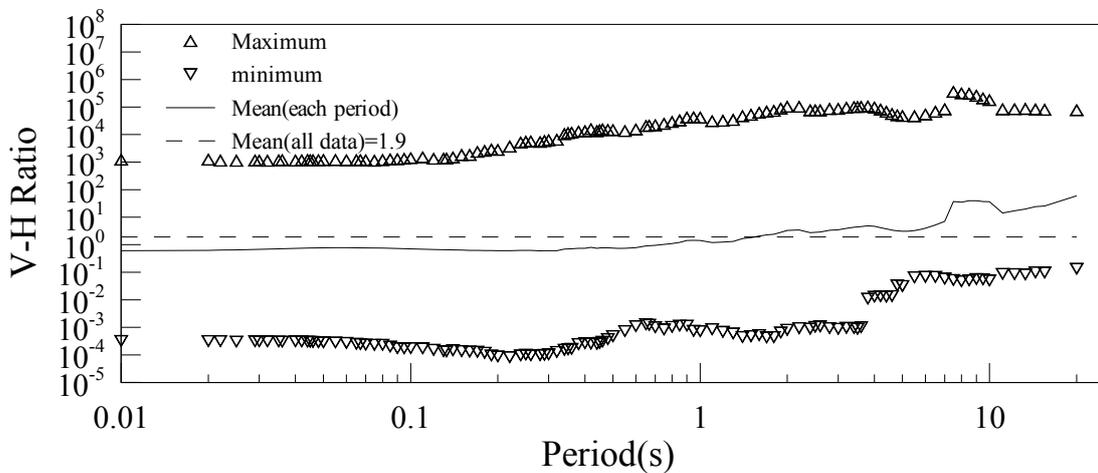


圖 1-7 台灣地動資料庫的 5%阻尼比 V/H Ratio 範圍

圖 1-7 的不合理現象顯示某些測站紀錄修正後的垂直向或水平向中數 PSA 有誤，導致 V/H Ratio 相當高或相當低。既然修正後的垂直向或水平向中數 PSA 有誤，修正後的垂直向或水平向中數 PGA 也會同步出錯，因此特別繪出圖 1-8，找出這些錯誤測站紀錄的共通點。圖 1-8 顯示原始紀錄 PGA 與測站紀錄修正後 PGA 的比值，其中橫軸為修正後水平向 PGA，縱軸為修正前後 PGA 的比值。在圖 1-8 中，修正前後垂直向 PGA 的比值和修正前後水平向 PGA 的比值以不同符號標示。在台灣地動資料庫中，修正後水平向 PGA 為中值 (RotD50)，但原始紀錄的水平向 PGA 僅分為南北向和東西向兩種，

未提供 RotD50 的 PGA，在此取南北向和東西向原始紀錄 PGA 的幾何平均數作為修正前水平向 PGA 的中值。

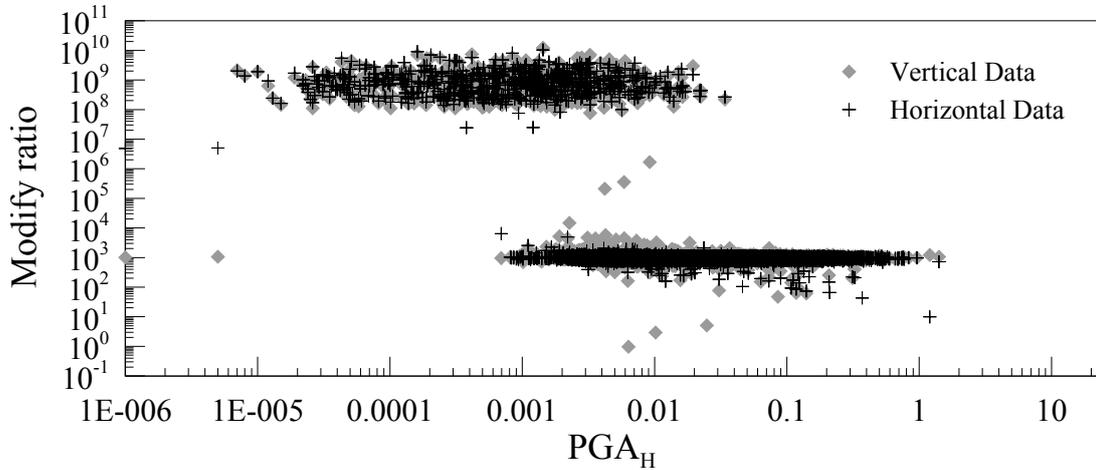


圖 1-8 台灣地動資料庫垂直向和水平向的修正前後 PGA 比值

在台灣地動資料庫中，原始紀錄三方向 PGA 的單位為 gal，測站紀錄修正後 PGA 和 PSA 的單位為 g。測站紀錄修正處理前後的 PGA 差異有限，故逕取台灣地動資料庫的數值，計算原始紀錄 PGA 與測站紀錄修正後 PGA 的比值應該落在 981 附近。觀察圖 1-8，發現：(1)在修正後水平向 $PGA=0.034g$ 之前，無論垂直向或水平向，有眾多修正前後 PGA 的比值高達 10 的 9 次方，遠高於預期的 981。(2)在修正後水平向 $PGA=0.0007g$ 之後，許多修正前後 PGA 的比值落於 1000 附近的合理範圍，其中修正前後水平向 PGA 的比值比修正前後垂直向 PGA 的比值穩定。(3)在修正後水平向 $PGA=0.001g$ 至 $1g$ 之間，亦有零星數個修正前後 PGA 的比值遠離 981。NCREE 解釋台灣地動資料庫的 PSA 來源有四處，分別為 NGA-sub、NGA-West2、PEER 以及台灣 (Sinotech, SSHAC 計畫資料處理團隊)，資料處理流程都是統一採用 PEER 的方法。但在資料的整併上，受限於計畫時程，來自國外團隊的資料庫原則上不另外處理，

僅進行檢視。圖 1-8 這些異常值的紀錄多來自於 NGA-sub，多為 BATs 測站紀錄。檢查時，因為發現異常，也回饋給 NGA-sub 團隊。NCREE 的 SSHAC-3 PSHA 再評估計畫中，GMC 發展團隊在使用上也避開了這些紀錄。因此，本計畫之後計算 V/H Ratio 時，亦剔除修正後水平向 PGA 小於 0.034g 的測站紀錄。

除此之外，測站紀錄 43110 的修正前後垂直向 PGA 比值高達 17，可用週期之內的垂直向與水平向 PSA 比值也多大於 10。NCREE 解釋由於資料處理採批次進行，且使用傅氏譜，無法全面檢核波形，在資料使用上，遇有異常峰值的紀錄，建議不使用。NCREE 並提供此紀錄濾波修正後的三方向地表加速度歷時，如圖 1-9 所示。圖 1-9 顯示修正後的垂直向地表加速度歷時異常，故測站紀錄 43110 亦予剔除。

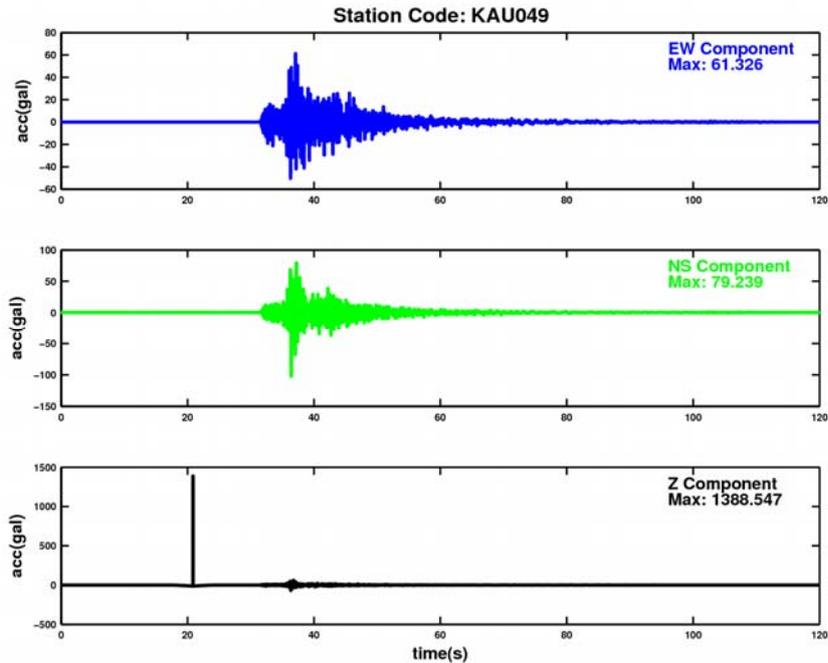


圖 1-9 測站紀錄 43110 修正後的三方向地表加速度歷時

最後，測站紀錄 41062 的垂直向與水平向 PGA 比值小於 10，但許多週期的垂直向與水平向 PSA 比值卻大於 50。NCREE 檢核此

紀錄的三方向歷時波形與反應譜，沒有發現任何問題，但由於其 V/H Ratio 大於 50，未被納入 GMC 模型發展中，故本計畫亦剔除測站紀錄 41062。

即令選取修正後水平向 PGA 大於 0.034g 的測站紀錄進行 V/H Ratio 計算和後續分析，觀察圖 1-8，可發現尚有一些測站紀錄修正前後的 PGA 比值偏低，連帶影響 V/H Ratio 計算值的可信度，但為數不多，而且無地動歷時波形可檢核，故本計畫不予剔除。

(三) V/H Ratio 計算和初步分析

首先在台灣的地動資料庫中，選取修正後水平向 PGA 大於 0.034g 的測站紀錄進行 V/H Ratio 計算和初步分析。由於水平向和垂直向最長可用週期的限制，長週期可用的 PSA 數據少於短週期，各週期計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目如圖 1-10 所示，最多是 0.01 秒週期的 6402 筆，最少是 20 秒週期的 585 筆。

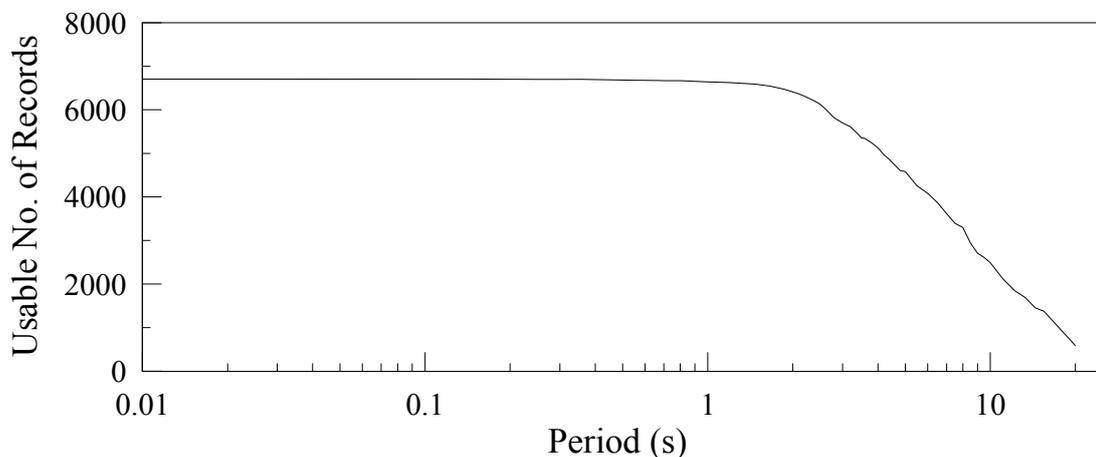


圖 1-10 計算 V/H Ratio 所用測站紀錄數目 (水平向 $PGA \geq 0.034g$)

利用各週期可用的測站紀錄計算 V/H Ratio，其上、下限和平均數如圖 1-11 所示，圖中水平虛線代表所有週期可用測站紀錄計算 V/H Ratio 的平均數，其值為 0.533。觀察圖 1-11，發現：(1)與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數為 0.533，低於 2/3。(2)隨週期而變的

V/H Ratio 平均數無一超過 1。(3)各週期 V/H Ratio 的最大值仍有高達 70 者，最小也值仍有低至 1/1000 者，推測仍有少數測站紀錄的 PSA 不合理。

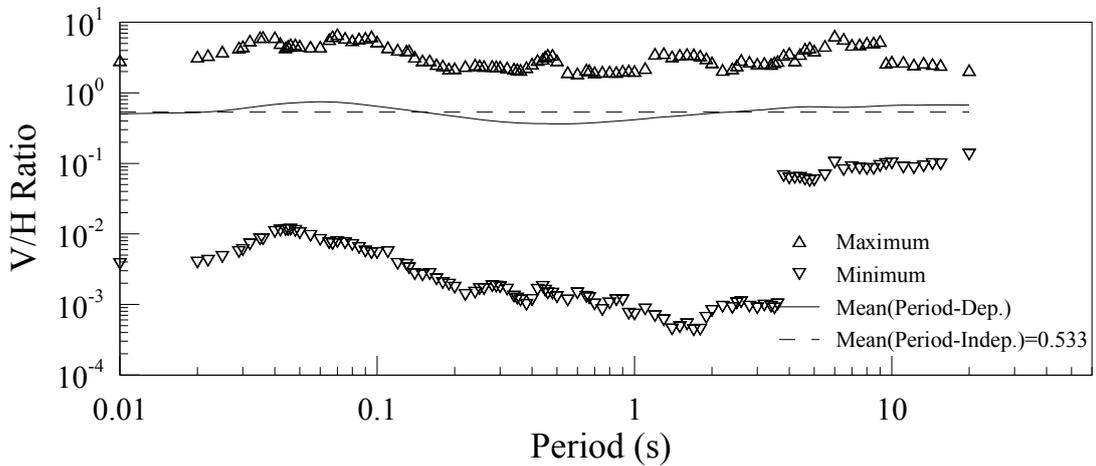


圖 1-11 各週期的 V/H Ratio 上下限和平均數 (水平向 $PGA \geq 0.034g$)

圖 1-11 的平均數為樣本平均數，即算術平均數。另以 V/H Ratio 數據直接估算中值，若數據數目為奇數，取最中間數據為中值；若數據數目為偶數，取最中間兩數據的平均數為中值，平均數與中值的比較如圖 1-12 所示。觀察圖 1-12，發現：(1)與週期無關的通用 V/H Ratio 中值為 458，低於平均數 0.533。(2)隨週期而變的 V/H Ratio 中值也皆低於平均數。(3)隨週期而變的 V/H Ratio 中值最高者約為 2/3。(4)與圖 1-2 至圖 1-6 作一比較，V-H Ratio 平均數或中值隨週期而變的升高-降低-升高趨勢雷同。

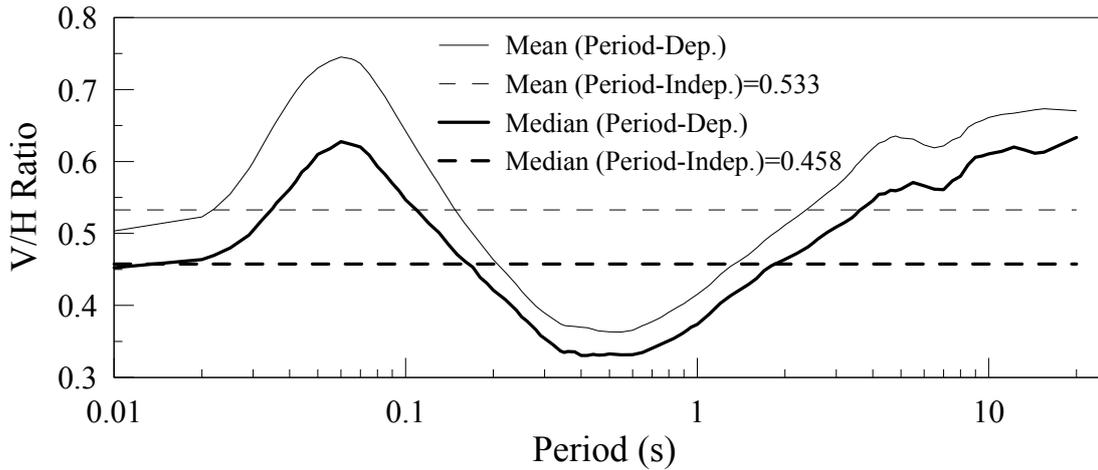


圖 1-12 V-H Ratio 直接統計之平均數與中值（水平向 PGA $\geq 0.034g$ ）

由於圖 1-12 的 V/H Ratio 中值都低於平均數，若 V/H Ratio 數據呈現單峰分佈，則屬於偏左側分佈，故嘗試以對數常態分佈模擬。假設 V/H Ratio 的 n 個數據分別為 r_1, r_2, \dots, r_n ，可以下式估計對數常態分佈的兩個參數，即對數平均數 λ 和對數標準差 ζ ：

$$\lambda = \sum_{i=1}^n \ln r_i / n, \quad \zeta = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\ln r_i - \lambda)^2 / (n-1)} \quad (1-1)$$

再由下式估計對數常態分佈的中值和平均數：

$$\text{Median} = e^{\lambda}, \quad \text{Mean} = e^{\lambda + \frac{1}{2}\zeta^2} \quad (1-2)$$

假設 V-H Ratio 為對數常態分佈，平均數與中值的估計如圖 1-13 所示。比較圖 1-12 和圖 1-13，可知：(1)與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數，無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，結果皆相同；中值亦復如此。(2)V-H Ratio 平均數或中值隨週期而變化時，無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，趨勢雷同，僅在長週期略微不同。

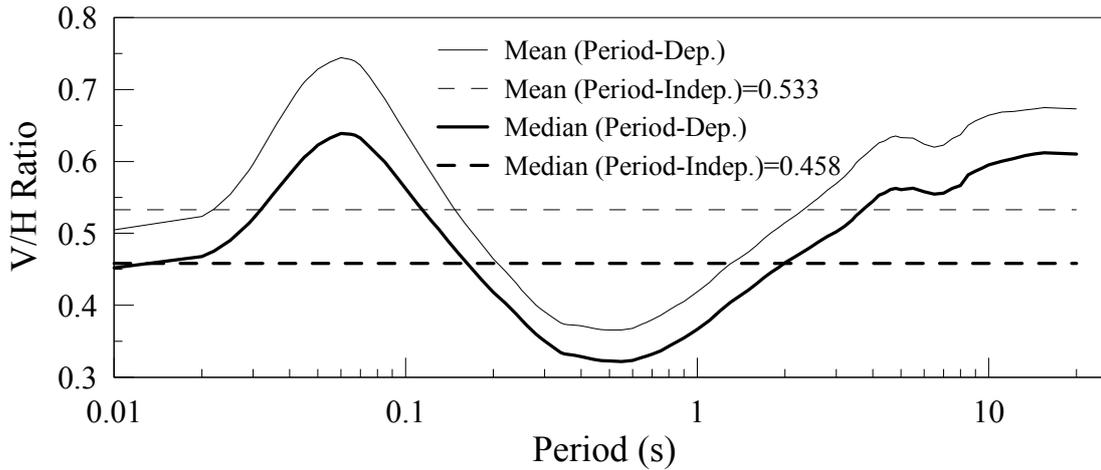


圖 1-13 V-H Ratio 對數常態分佈之平均數與中值
(水平向 $PGA \geq 0.034g$)

比較直接統計與對數常態分佈之平均數，如圖 1-14 所示；中值之比較，如圖 1-15 所示。觀察圖 1-14 和圖 1-15，可知：(1)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數或中值皆相同。(2)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，隨週期變化的 V/H Ratio 平均數幾乎相同。(3)隨週期變化的 V/H Ratio 中值依直接統計或是對數常態分佈估計，結果稍有差異。依據圖 1-14 和圖 1-15 之比較，以對數常態分佈模擬 V/H Ratio 是合理的選擇。

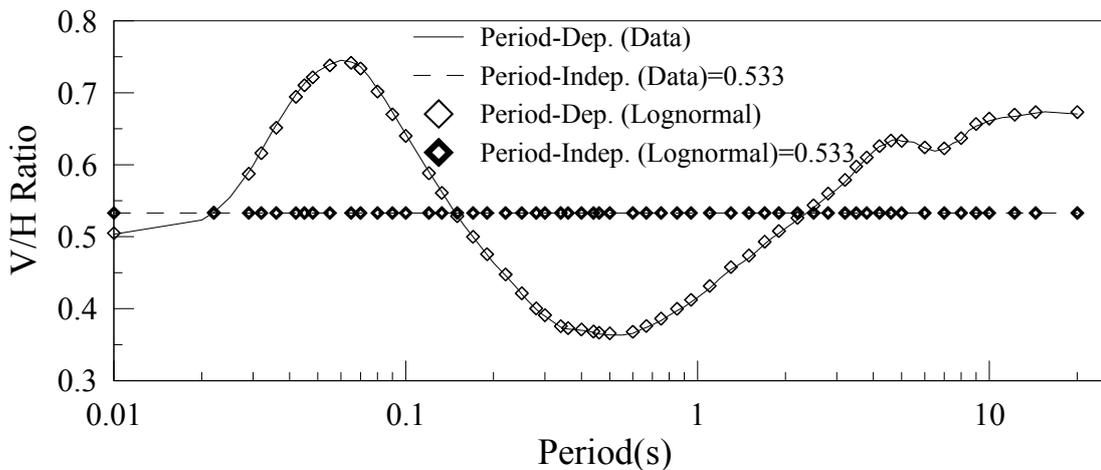


圖 1-14 直接統計與對數常態分佈之平均數比較
(水平向 $PGA \geq 0.034g$)

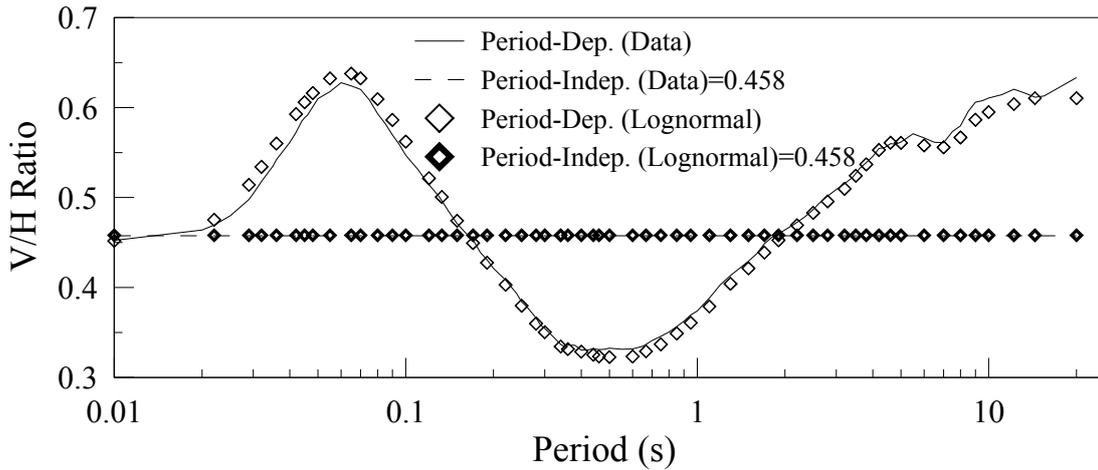


圖 1-15 直接統計與對數常態分佈之中值比較(水平向 $PGA \geq 0.034g$)

考慮將修正後水平向 PGA 的下限值 $0.034g$ 予以提高，採用台灣地動資料庫中，修正後水平向 PGA 大於等於 $0.1g$ 的測站紀錄進行 V/H Ratio 計算和分析。各週期計算 V/H Ratio 的可用測站紀錄數目如圖 1-16 所示，最多是 0.01 秒週期的 1600 筆，最少是 20 秒週期的 171 筆。

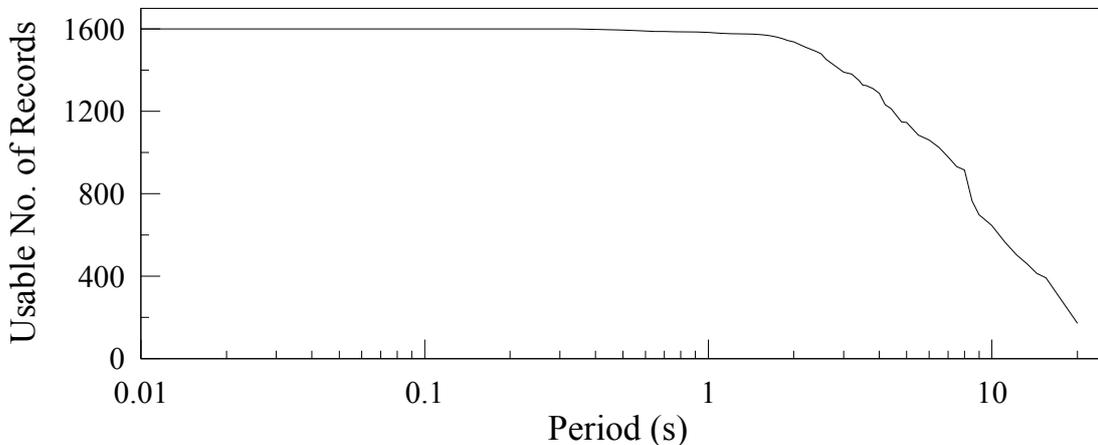


圖 1-16 計算 V/H Ratio 所用測站紀錄數目 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

利用修正後水平向 PGA 大於等於 $0.1g$ 的各週期可用測站紀錄進行 V/H Ratio 計算，其上、下限和平均數如圖 1-17 所示，圖中所有週期可用測站紀錄計算 V/H Ratio 的平均數為 0.522 。比較圖 1-11 和圖 1-17，發現：(1)提高修正後水平向 PGA 之後，各週期 V/H Ratio

的最大值略微下降，但最小值明顯上升。(2)提高修正後水平向 PGA 之後，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數由 0.533 稍微下降至 0.522。(3) V-H Ratio 平均數隨週期變化的趨勢雷同。

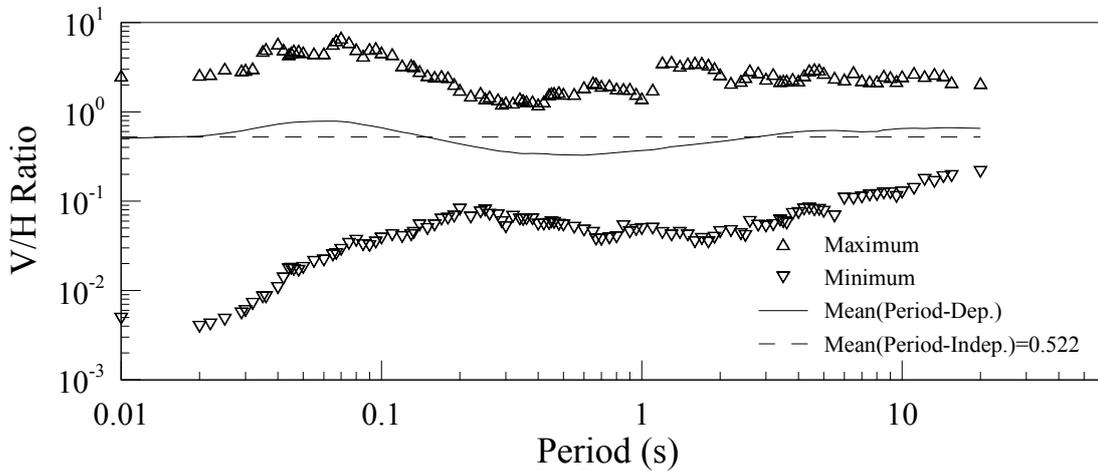


圖 1-17 各週期的 V/H Ratio 上下限和平均數 (水平向 PGA \geq 0.1g)

提高修正後水平向 PGA 至 0.1g 以上後，比較直接統計與對數常態分佈之 V/H Ratio 平均數，如圖 1-18 所示；中值之比較，如圖 1-19 所示。觀察圖 1-18 和圖 1-19，可知：(1)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數或中值差異甚小。(2)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，隨週期變化的 V/H Ratio 平均數或中值幾乎相同。(3)分別與圖 1-12 和圖 1-13 比較，在提高修正後水平向 PGA 之後，平均數或中值都稍微下降。依據圖 1-18 和圖 1-19 之比較，在提高修正後水平向 PGA 下限至 0.1g 後，以對數常態分佈模擬 V/H Ratio 還是合理的選擇。

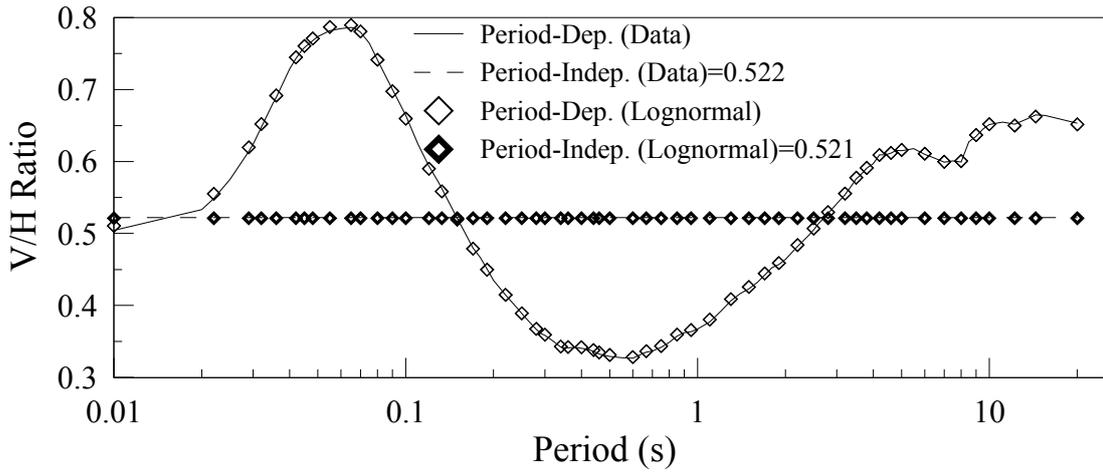


圖 1-18 直接統計與對數常態分佈之平均數比較(水平向 $PGA \geq 0.1g$)

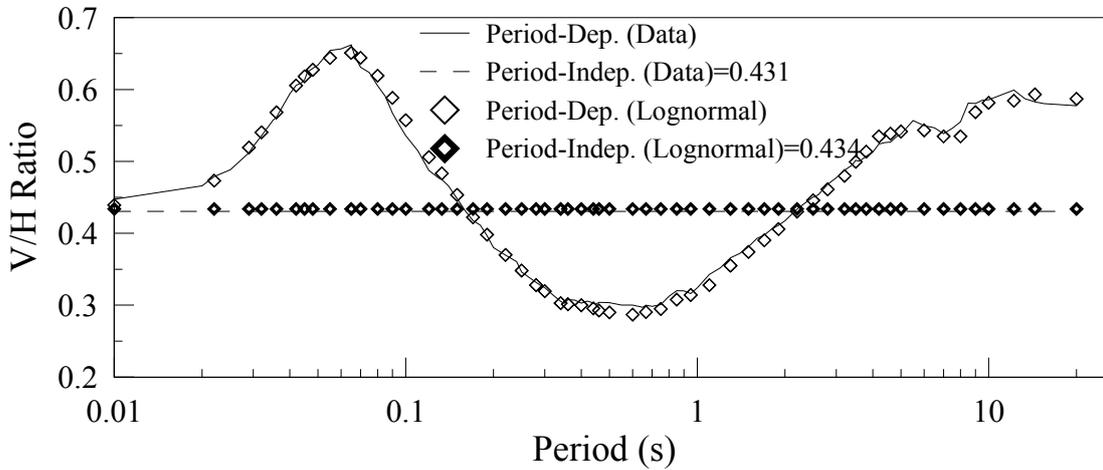


圖 1-19 直接統計與對數常態分佈之中值比較 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

再度嘗試提高修正後水平向 PGA 的下限值至 $0.2g$ ，以進行 V/H Ratio 計算和分析。各週期計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目如圖 1-20 所示，最多是 0.01 秒週期的 375 筆，最少是 20 秒週期的 41 筆。

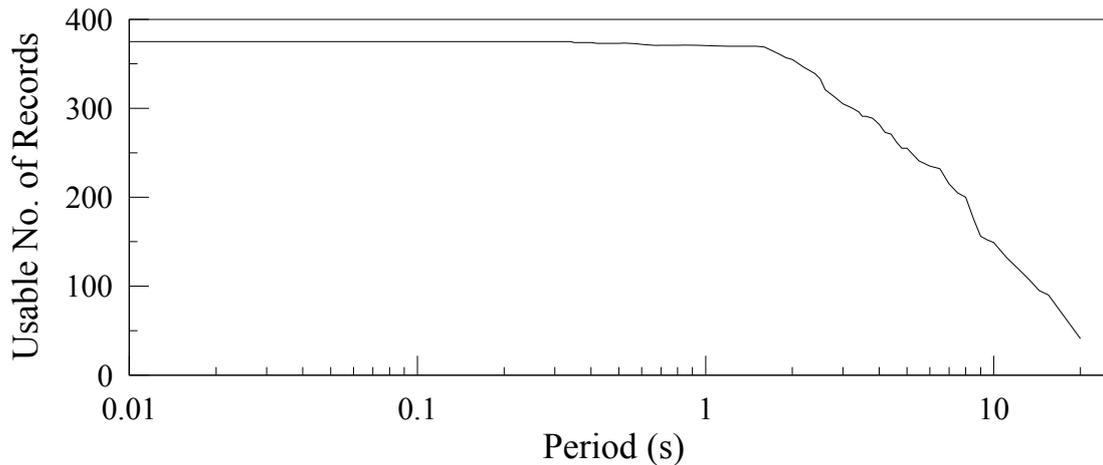


圖 1-20 計算 V/H Ratio 所用測站紀錄數目 (水平向 $PGA \geq 0.2g$)

利用修正後水平向 PGA 大於等於 $0.2g$ 的各週期可用測站紀錄再次計算 V/H Ratio，其上、下限和平均數如圖 1-21 所示。比較圖 1-11、圖 1-17 和圖 1-21，發現：(1)修正後水平向 PGA 下限由 $0.1g$ 提高至 $0.2g$ 後，各週期 V/H Ratio 之最大值與最小值的範圍收斂不明顯。(2)修正後水平向 PGA 下限由 $0.034g$ 、 $0.1g$ 變化至 $0.2g$ 時，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數由 0.533 、 0.522 變化至 0.527 ，無單調增加或減少的趨勢，而且差異很小。(3)修正後水平向 PGA 下限變化時，V-H Ratio 平均數隨週期變化的趨勢雷同。

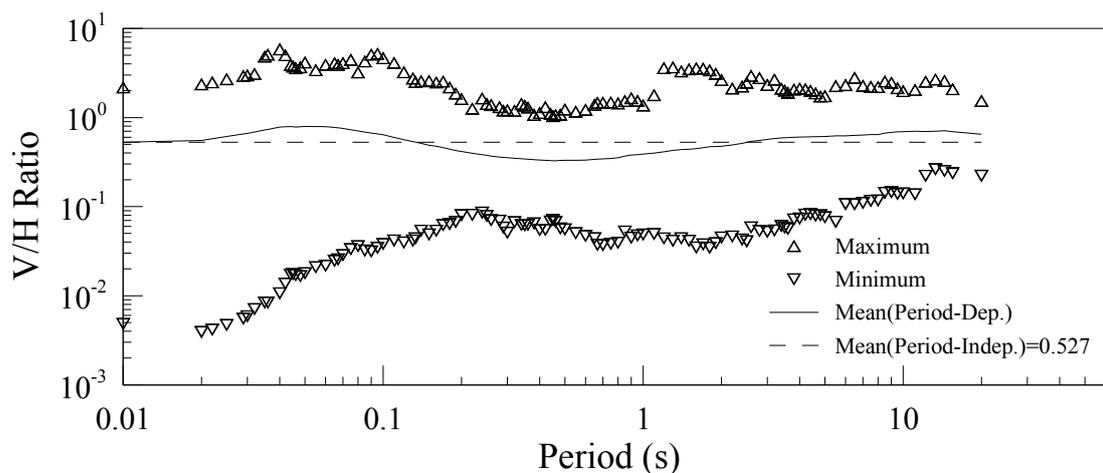


圖 1-21 各週期的 V/H Ratio 上下限和平均數 (水平向 $PGA \geq 0.2g$)

提高修正後水平向 PGA 下限至 0.2g 後，比較直接統計與對數常態分佈之 V/H Ratio 平均數，如圖 1-22 所示；中值之比較，如圖 1-23 所示。觀察圖 1-22 和圖 1-23，並分別與圖 1-14 和圖 1-15、以及圖 1-18 和圖 1-19 比較，可知：(1)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數或中值差異甚小。(2)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，隨週期變化的 V/H Ratio 平均數或中值幾乎相同。(3)修正後水平向 PGA 下限由 0.034g、0.1g 變化至 0.2g 時，與週期無關的通用 V/H Ratio 中值由 0.458、0.434 變化至 0.429，有逐漸減少的趨勢，但差異不大。依據圖 1-22 和圖 1-23 之比較，在提高修正後水平向 PGA 下限至 0.2g 後，以對數常態分佈模擬 V/H Ratio 仍是合理的選擇。

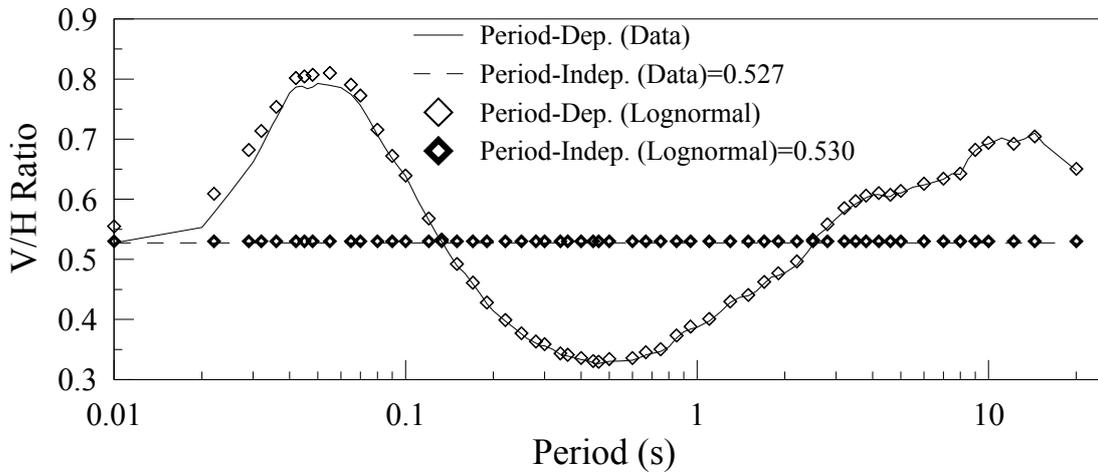


圖 1-22 直接統計與對數常態分佈之平均數比較(水平向 PGA \geq 0.2g)

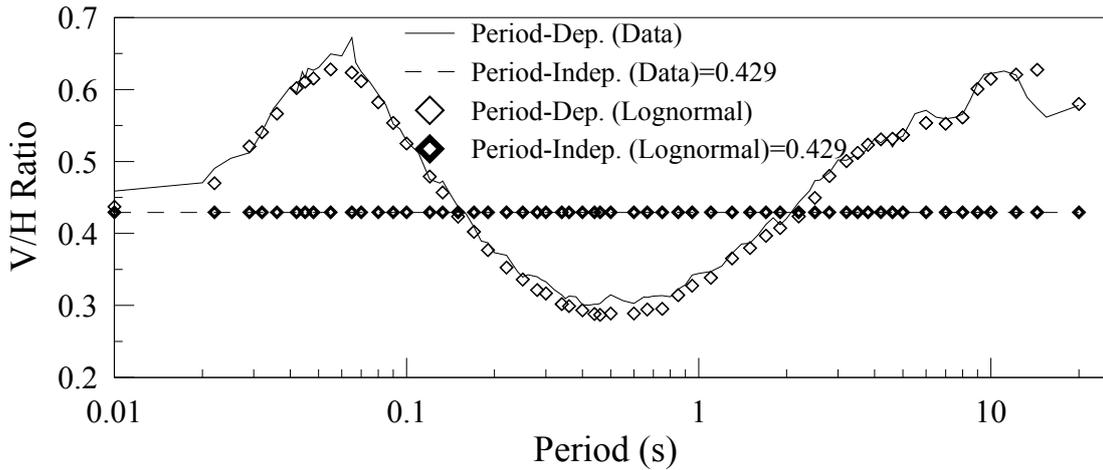


圖 1-23 直接統計與對數常態分佈之中值比較（水平向 $PGA \geq 0.2g$ ）

將修正後水平向 PGA 的下限值再提高至 $0.3g$ ，進行 V/H Ratio 計算和分析。各週期計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目如圖 1-24 所示，最多是 0.01 秒週期的 135 筆，最少是 20 秒週期的 17 筆。觀察圖 1-24，可知 10 秒週期以上的可用測站紀錄數目已不足以進行 V/H Ratio 的統計分析。

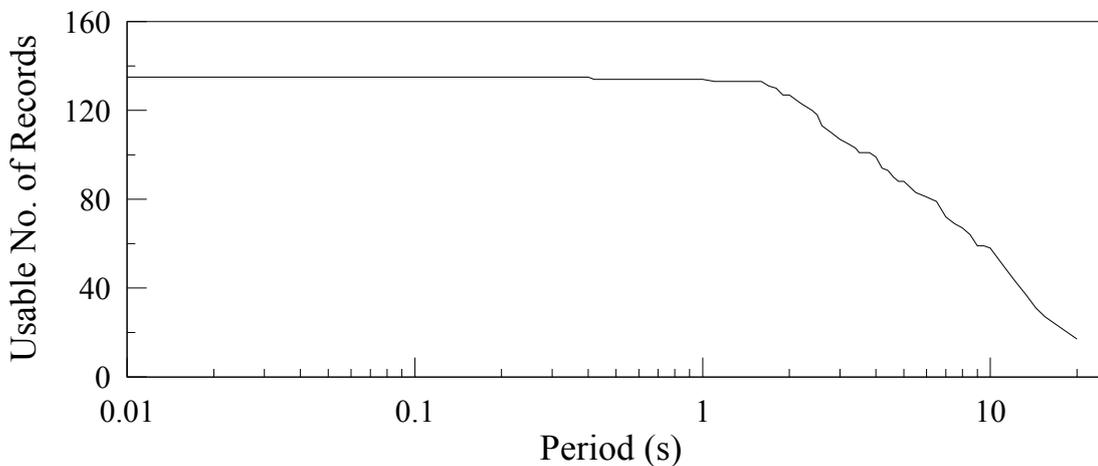


圖 1-24 計算 V/H Ratio 所用測站紀錄數目（水平向 $PGA \geq 0.3g$ ）

利用修正後水平向 PGA 大於等於 $0.3g$ 的各週期可用測站紀錄計算 V/H Ratio，比較直接統計與對數常態分佈之 V/H Ratio 平均數，如圖 1-25 所示；中值之比較，如圖 1-26 所示。觀察圖 1-25 和圖 1-26，並分別與圖 1-14 和圖 1-15、圖 1-18 和圖 1-19、以及圖 1-22

和圖 1-23 比較，可知：(1)在短週期處（小於 0.1 秒），依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 平均數比直接統計者高，但 V/H Ratio 中值則反之，此兩現象與圖 1-22 和圖 1-23（修正後水平向 PGA 大於等於 0.2g）相似，但高低差異比較明顯。(2)無論是直接統計或是依對數常態分佈估計，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數或中值有比較明顯的差異。(3)修正後水平向 PGA 下限由 0.034g、0.1g、0.2g 變化至 0.3g 時，與週期無關的通用 V/H Ratio 平均數由 0.533、0.522、0.527 變化至 0.559，後兩者的差異變大。(4)修正後水平向 PGA 下限由 0.034g、0.1g、0.2g 變化至 0.3g 時，與週期無關的通用 V/H Ratio 中值由 0.458、0.434、0.429 變化至 0.455，後兩者的差異變大。

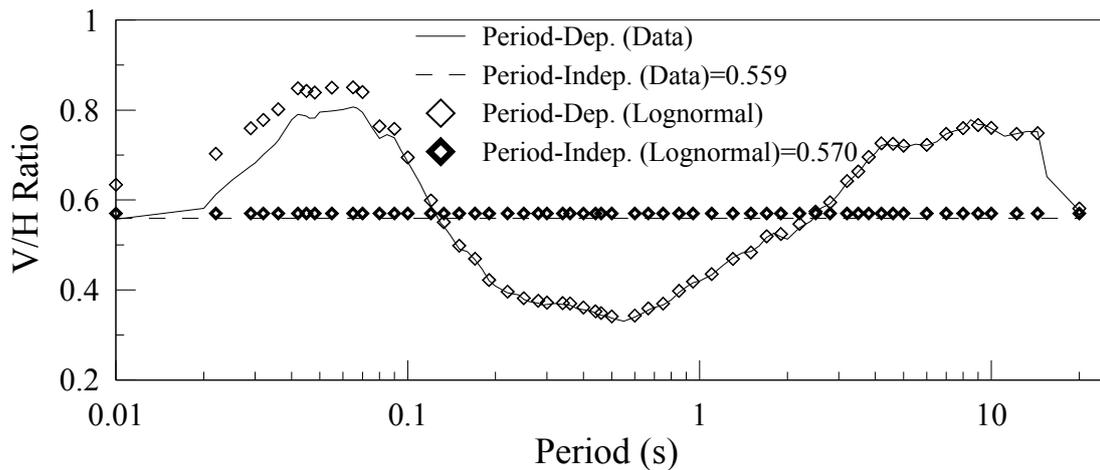


圖 1-25 直接統計與對數常態分佈之平均數比較(水平向 PGA \geq 0.3g)

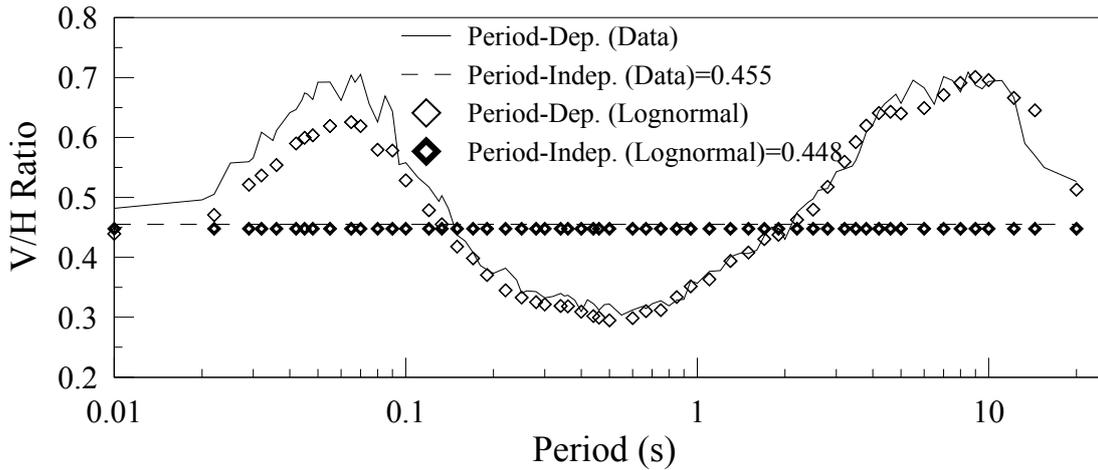


圖 1-26 直接統計與對數常態分佈之中值比較（水平向 $PGA \geq 0.3g$ ）

經由以上的比較和討論，可知當修正後水平向 PGA 下限調高至 $0.3g$ 後，利用測站紀錄計算 V/H Ratio，短週期的 V/H Ratio 比較不像對數常態分佈，可能是可用測站紀錄的數目降低所致。後續探討 V/H Ratio 的重要變數分析時，還要將可用測站紀錄分類來計算 V/H Ratio，因此修正後水平向 PGA 下限只調高至 $0.2g$ 來篩選測站紀錄。

若以對數常態分佈模擬 V/H Ratio，兩個參數的估計示於式 (1-1)，其中對數平均數 λ 可用以計算中值，如式 (1-2) 所示。因此， V/H Ratio 對數平均數 λ 隨週期起伏的變化趨勢如同中值。在對數常態分佈的假設下，欲求其它分位數（如 84% 或 95% 等），需知對數標準差 ζ 的大小。以修正後水平向 PGA 下限值 $0.1g$ 和 $0.2g$ 為例，各週期的 V/H Ratio 對數標準差 ζ 分別如圖 1-27 和圖 1-28 為例。分別比較圖 1-19 與圖 1-27，以及圖 1-23 與圖 1-28，發現在短週期處（小於 0.2 秒）， V/H Ratio 中值隨週期起伏變化的趨勢如同對數標準差 ζ 。

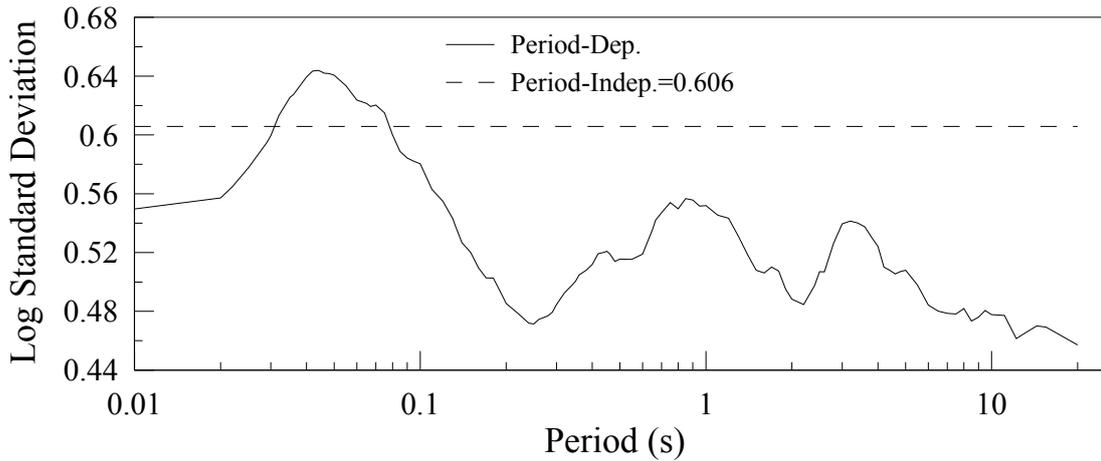


圖 1-27 各週期的 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

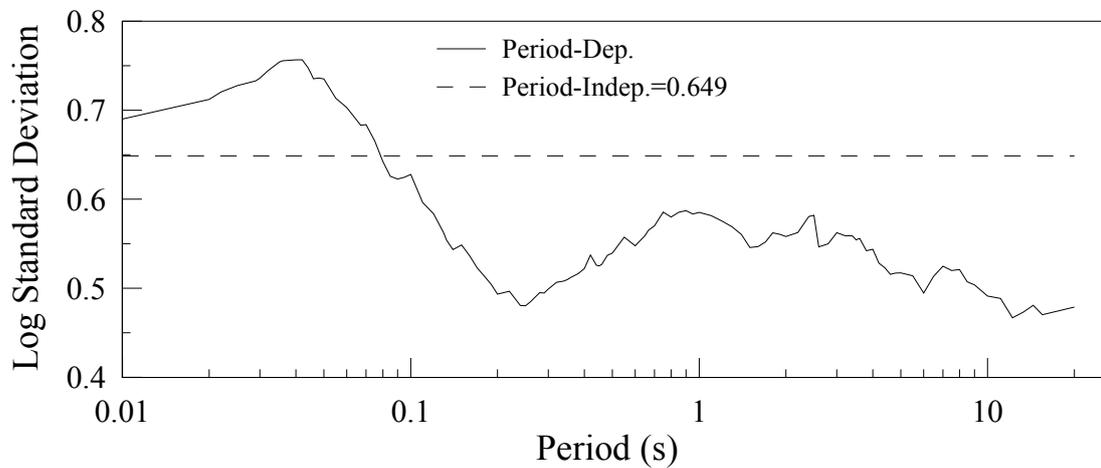


圖 1-28 各週期的 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.2g$)

綜合本節之 V/H Ratio 計算和初步分析，所得結論如下：(1)為簡便計，若選擇與週期無關的 V/H Ratio 通用值，其中值約在 0.43 至 0.46 之間，不但低於 $2/3$ ，也低於 $1/2$ 。V/H Ratio 通用值可用對數常態分佈描述隨機性，其對數標準差約在 0.6 至 0.65 之間，因此 84% V/H Ratio 通用值約在 0.78 至 0.88 之間，雖高於 $2/3$ ，但還低於 1。(2)V/H Ratio 隨結構物的振動週期變化非常明顯，在 0.06 秒週期附近有最高值，其中值約為 $2/3$ 。與週期相關的 V/H Ratio 亦可用對數常態分佈描述隨機性，在 0.05 秒週期附近的對數標準差最高，約在 0.65 至 0.75 之間，因此在 0.05 秒週期附近的 84% V/H Ratio 最高

可達 1.4。(3)無論 V/H Ratio 與週期相關與否，其值隨著選用數據的修正後水平向 PGA 下限稍微變化。

除了結構物的振動週期之外，還有其它重要變因影響 V/H Ratio 之大小變化。後續 V/H Ratio 變因分析考慮的變數有兩類，一為震源變數，與震源種類有關，如地震型式和斷層型式；另一為衰減變數，與地動估計方程式有關，如地震規模、場址距離和地盤軟硬等。

(四) V/H Ratio 變因分析_震源變數

在台灣的地動資料庫中，每欄測站紀錄將地震分為淺層地殼(Shallow Crustal)、深層地殼(Deep Crustal)、板塊介面(Subduction Interslab)、和板塊內部(Subduction Intraslab)四種型式，將斷層分為平移(Strike-Slip, SS)、正(Normal, NM)、逆(Reverse, RV)、正斜(Normal-Oblique, NO)、和逆斜(Reverse-Oblique, RO)五種型式。分別選取修正後水平向 PGA 大於 0.1g 和 0.2g 的測站紀錄，統計這些地震型式和斷層型式在長、短週期的最少和最多可用 PSA 數目，列於表 1-1 和表 1-2。比較表 1-1 和表 1-2，可知表 1-2 的板塊地震和正（正斜）斷層可用 PSA 數目過少，故選取修正後水平向 PGA 大於等於 0.1g 的測站紀錄進行 V/H Ratio 計算和後續變因分析。

表1-1 水平向PGA大於等於0.1g的PSA數目

| Type | Earthquake Type | | | | Fault Type | | | | |
|------|-----------------|----|-------|-------|------------|----|----|-----|-----|
| | SC | DC | Inter | Intra | SS | NM | NO | RV | RO |
| Min | 166 | 3 | 3 | 0 | 9 | 0 | 0 | 69 | 93 |
| Max | 1344 | 66 | 101 | 89 | 443 | 16 | 12 | 752 | 377 |

表1-2 水平向PGA大於等於0.2g的PSA數目

| Type | Earthquake Type | | | | | Fault Type | | | |
|------|-----------------|----|-------|-------|-----|------------|----|-----|----|
| | SC | DC | Inter | Intra | SS | NM | NO | RV | RO |
| Min | 40 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 14 | 27 |
| Max | 345 | 14 | 6 | 10 | 107 | 4 | 5 | 161 | 98 |

底下 V/H Ratio 變因分析的測站 PSA 選取原則為：(1)水平向 PGA 大於等於 0.1g。(2) PSA 數目小於 28 的週期不再分析。地震型式分為淺層地殼、深層地殼、淺層地殼結合深層地殼、板塊介面、板塊內部、和板塊介面結合板塊內部共 6 種。斷層型式分為平移、正結合正斜、和逆結合逆斜共 3 種。

首先比較淺層地殼和深層地殼地震的 V/H Ratio 差異，淺層地殼和深層地殼地震的 V/H Ratio 中值分別如圖 1-29 和圖 1-30 所示。比較圖 1-29 和圖 1-30，可知：(1)就與週期無關的通用 V/H Ratio 中值而言，淺層地殼和深層地殼地震的差異很小。(2)無論是與週期有關否，深層地殼地震直接統計和依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 中值差異比較明顯。(3)在週期大於 0.08 秒之後，淺層地殼和深層地殼地震隨週期變化的 V/H Ratio 中值差異相當明顯，推測乃因深層地殼地震的可用 V/H Ratio 數目愈來愈少之故。若將淺層地殼和深層地殼地震的 V/H Ratio 合併，地殼地震之 V/H Ratio 中值如圖 1-31 所示。比較圖 1-29 和圖 1-31 之 V/H Ratio 中值，兩者非常相似，乃因淺層地殼地震的可用 V/H Ratio 數量佔絕大多數之故。比較圖 1-19（全部地震）和圖 1-31（地殼地震）之 V/H Ratio 中值，兩者也非常相似，乃因地殼地震的可用 V/H Ratio 數目為板塊地震的 7 倍（表 1-1）之故。地殼地震之 V/H Ratio 對數標準差如圖 1-32 所示。比較圖 1-27

(全部地震) 和圖 1-32 (地殼地震) 之 V/H Ratio 對數標準差，兩者非常相似，也是地殼地震的可用 V/H Ratio 數目佔絕大多數之故。

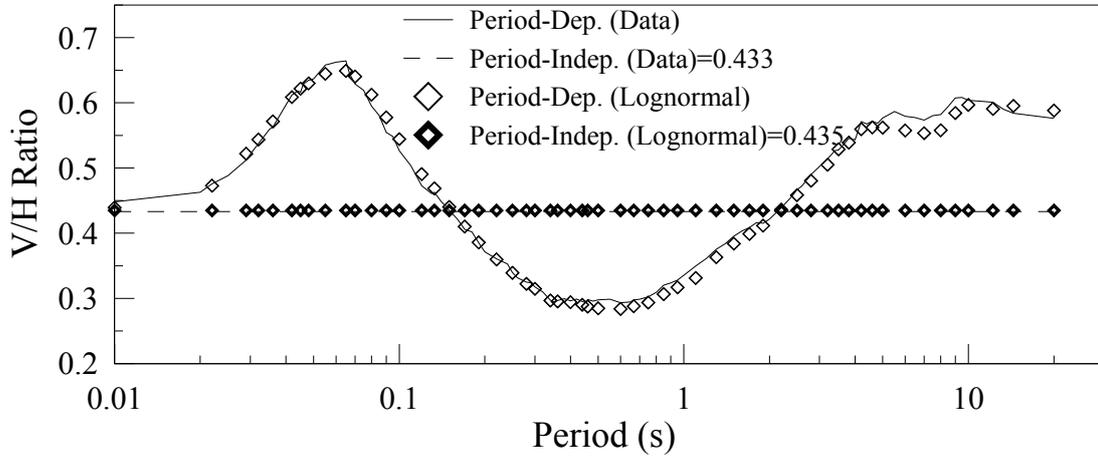


圖 1-29 淺層地殼地震之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

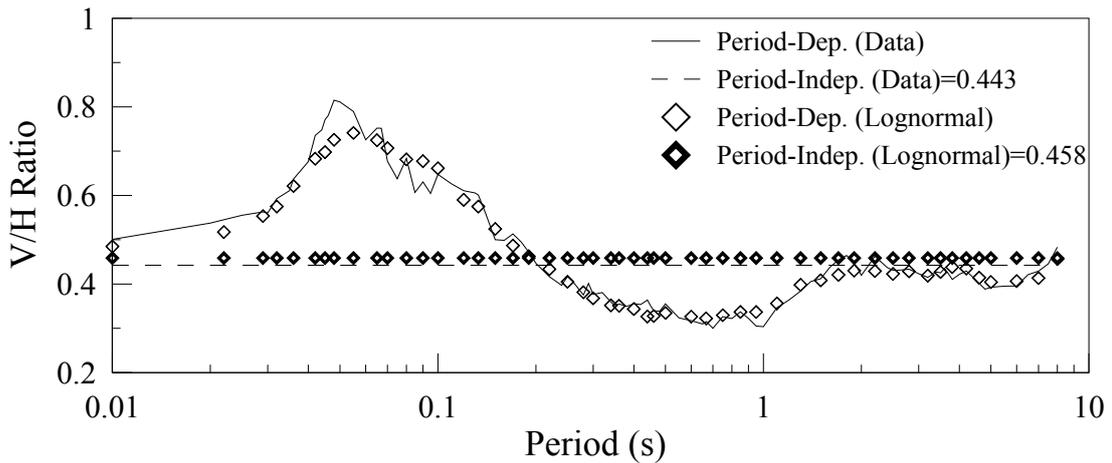


圖 1-30 深層地殼地震之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

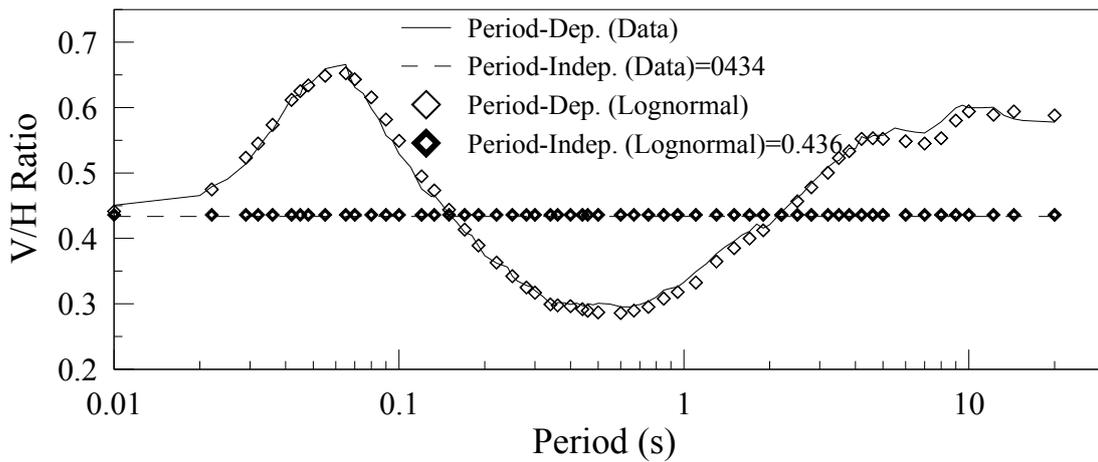


圖 1-31 地殼地震之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

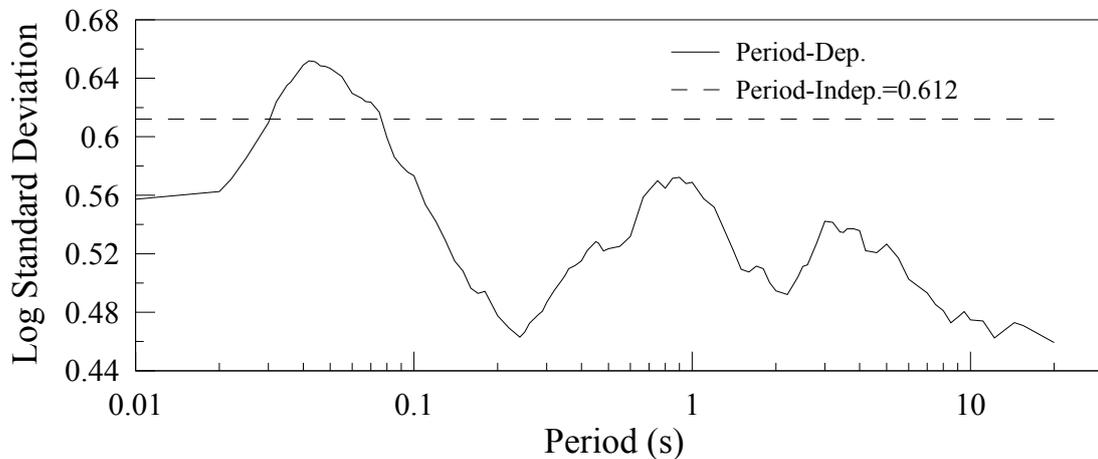


圖 1-32 地殼地震之 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

接著比較板塊介面和板塊內部地震的 V/H Ratio 差異，板塊介面和板塊內部地震的 V/H Ratio 中值分別如圖 1-33 和圖 1-34 所示。比較圖 1-33 和圖 1-34，可知：(1)就與週期無關的通用 V/H Ratio 中值而言，板塊內部地震的 V/H Ratio 中值明顯小於板塊介面地震，且板塊內部地震直接統計和依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 中值比較接近。(2) 板塊介面和板塊內部地震的 V/H Ratio 中值隨週期變化的趨勢不盡相同。若將板塊介面和板塊內部地震的 V/H Ratio 合併，隱沒帶地震地震之 V/H Ratio 中值如圖 1-35 所示。由於板塊介面和板塊內部地震的可用 V/H Ratio 數目相當 (表 1-1)，圖 1-35 的數值結

果落於圖 1-33 和圖 1-34 之間。比較圖 1-19 (全部地震) 和圖 1-35 (隱沒帶地震) 之 V/H Ratio 中值，差異明顯，乃因隱沒帶地震的可用 V/H Ratio 數目比較少之故 (表 1-1)。隱沒帶地震之 V/H Ratio 對數標準差如圖 1-36 所示。比較圖 1-27 (全部地震) 和圖 1-36 (隱沒帶地震) 之 V/H Ratio 對數標準差，兩者差異明顯，也是隱沒帶地震的可用 V/H Ratio 數目比較少之故。

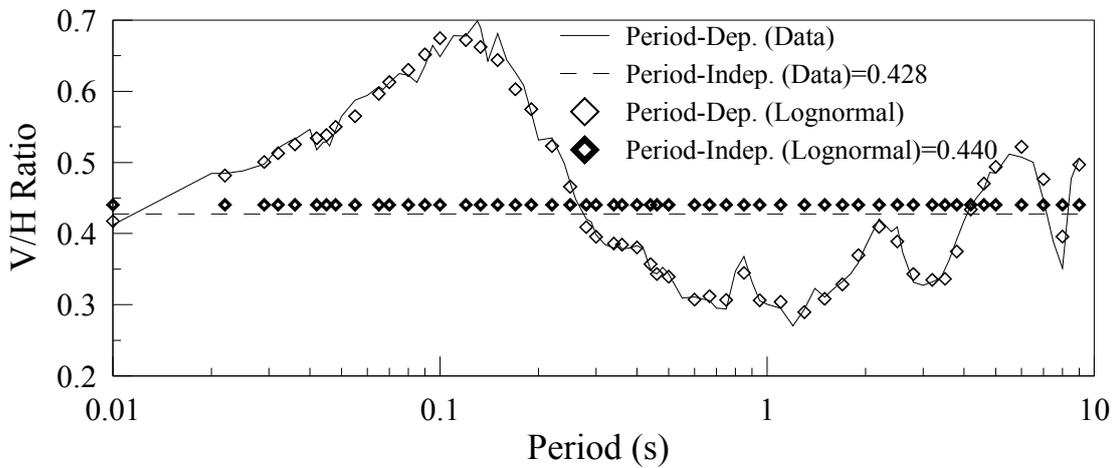


圖 1-33 板塊介面地震之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

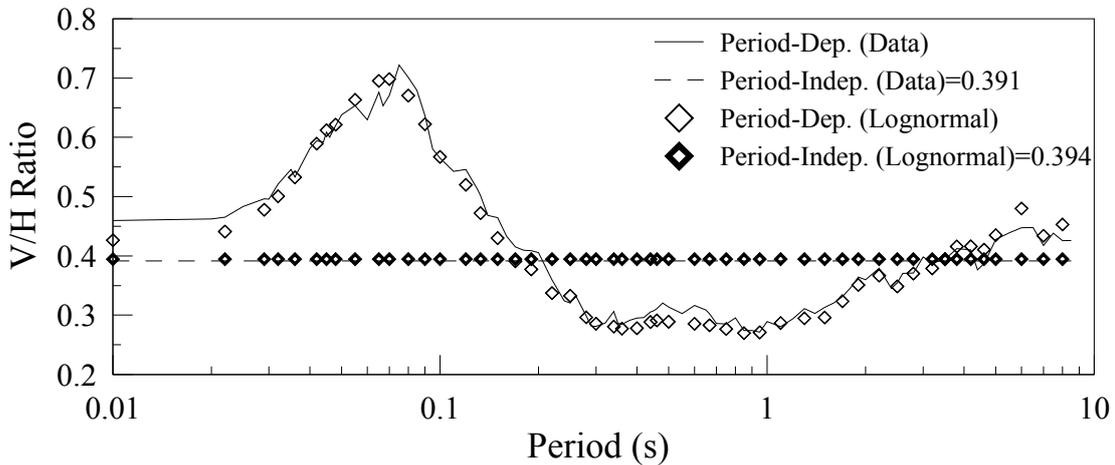


圖 1-34 板塊內部地震之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

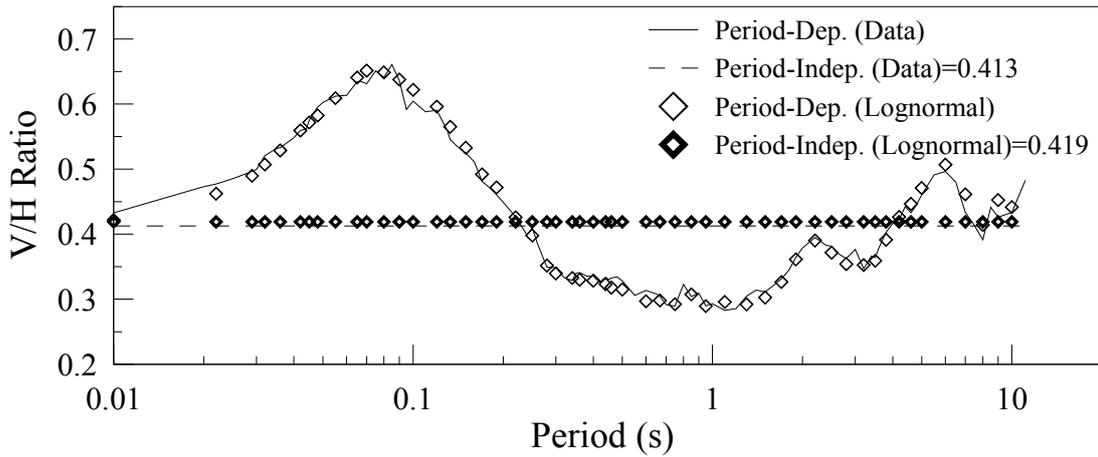


圖 1-35 隱沒帶地震之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

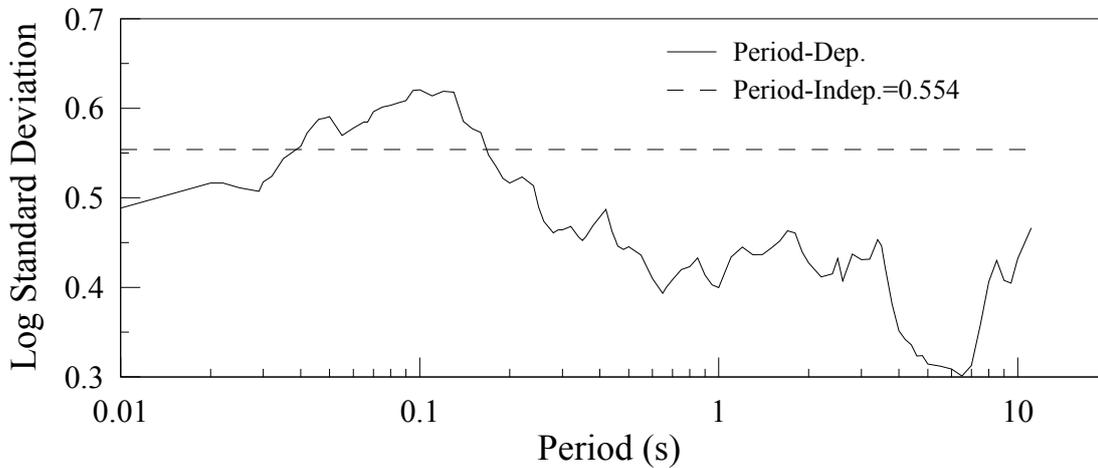


圖 1-36 隱沒帶地震之 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

最後比較斷層型式的 V/H Ratio 差異，平移、正結合正斜、和逆結合逆斜等 3 種斷層型式的 V/H Ratio 中值分別如圖 1-37 至圖 1-39 所示。比較圖 1-37 至圖 1-39，發現：(1) 正結合正斜斷層的 V/H Ratio 中值落於平移斷層和逆結合逆斜斷層之間。(2) 觀察直接統計和依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 中值，平移斷層和逆結合逆斜斷層的 V/H Ratio 可用對數常態分佈模擬，但正結合正斜斷層的 V/H Ratio 中值不似對數常態分佈，推測乃因正結合正斜斷層的可用 V/H Ratio 只有 28 筆之故 (表 1-1)。(3) 逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 中值雖略大於平移斷層之 V/H Ratio 中值，但兩者隨週期變化的趨勢非常相

似。比較圖 1-19 (全部地震)、圖 1-37 (平移斷層) 和圖 1-39 (逆結合逆斜斷層) 之 V/H Ratio 中值, 發現逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 中值比較接近全部地震之 V/H Ratio 中值, 乃因逆結合逆斜斷層的可用 V/H Ratio 數目為平移斷層兩倍以上之故 (表 1-1)。平移斷層和逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 對數標準差分別如圖 1-40 和圖 1-41 所示, 兩者在短週期的變化趨勢比較接近。與平移斷層相比, 逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 中值比較大, 但 V/H Ratio 對數標準差卻比較小。比較圖 1-27 (全部地震)、圖 1-40 (平移斷層) 和圖 1-41 (逆結合逆斜斷層) 之 V/H Ratio 對數標準差, 發現逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 對數標準差比較接近全部地震之 V/H Ratio 對數標準差, 也是因為逆結合逆斜斷層的可用 V/H Ratio 數目為平移斷層兩倍以上之故。

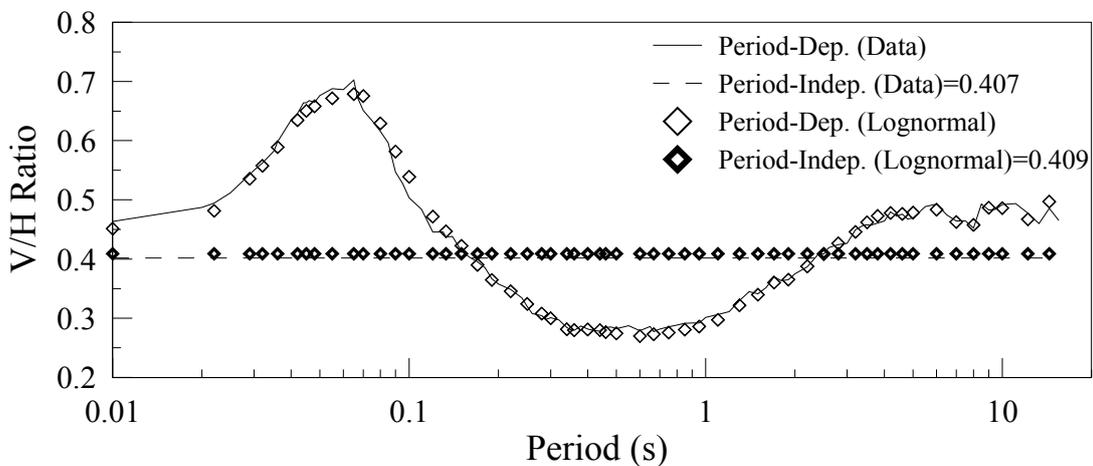


圖 1-37 平移斷層之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

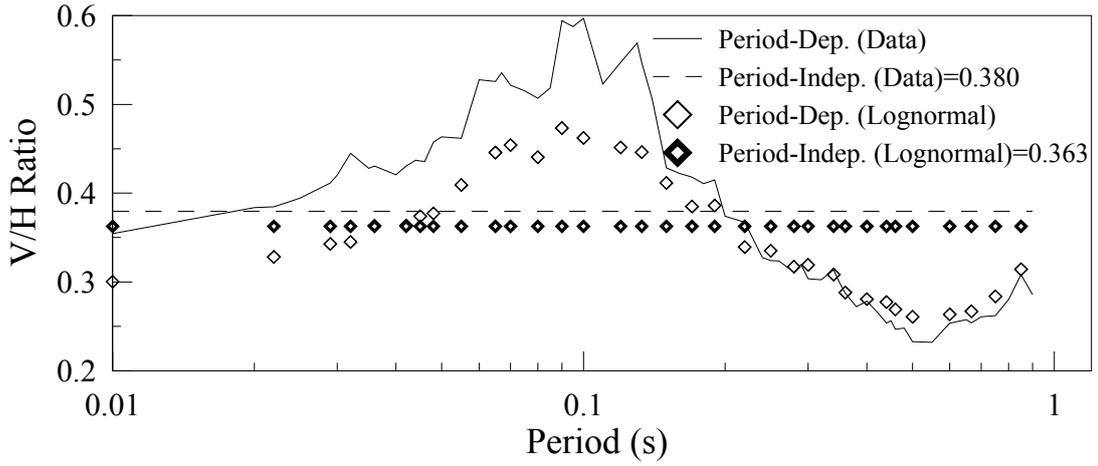


圖 1-38 正結合正斜斷層之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

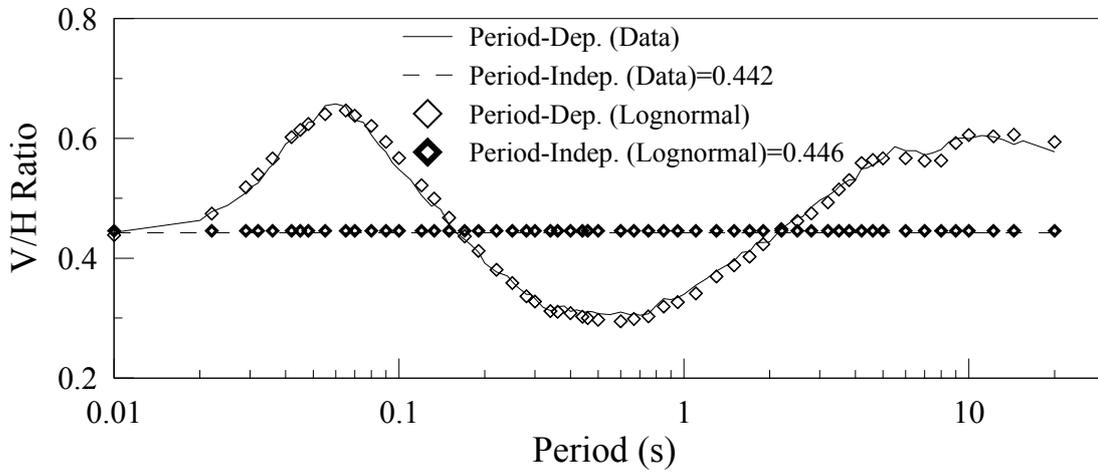


圖 1-39 逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

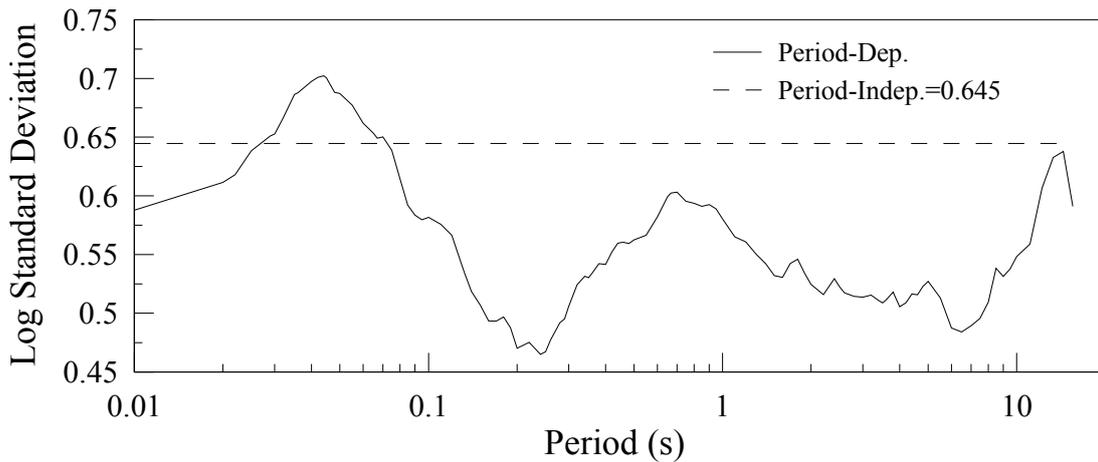


圖 1-40 平移斷層之 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$)

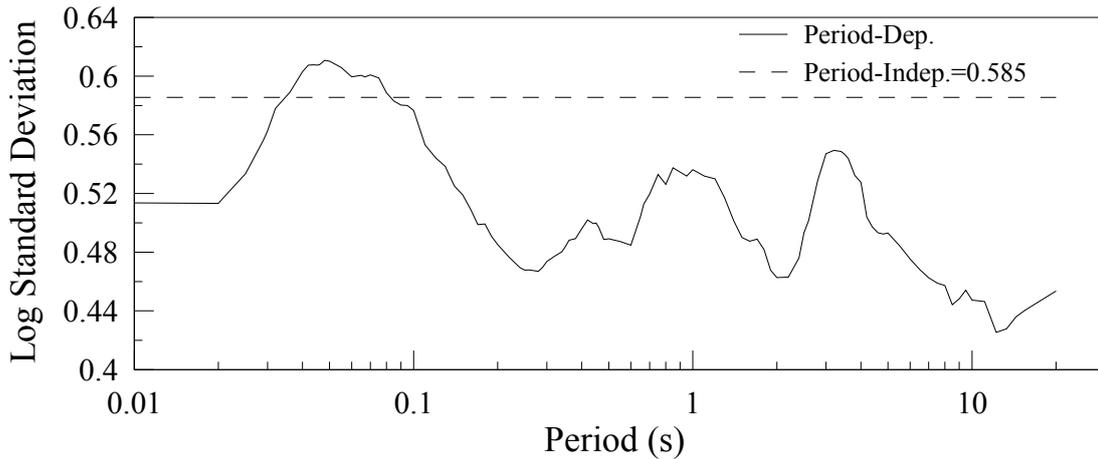


圖 1-41 逆結合逆斜斷層之 V/H Ratio 對數標準差
(水平向 $PGA \geq 0.1g$)

基於以上的比較分析，水平向 PGA 大於等於 $0.1g$ 的 V/H Ratio 中值和對數標準差由地殼地震或逆結合逆斜斷層主導，因其可用數據佔大多數之故，但 V/H Ratio 中值和對數標準差與其它地震型式或斷層型式的結果差異有限，因此建議 V/H Ratio 的中值和對數標準差不用依據地震型式或斷層型式再細分。因是之故，底下探討地震規模和距離對 V/H Ratio 中值和對數標準差的影響也不再細分各地震型式或斷層型式，當然另一原因乃惟恐 V/H Ratio 在地震型式、斷層型式、地震規模、和場址距離都要分類分組後，數量嚴重不足。

(五) V/H Ratio 變因分析_衰減變數

水平向和垂直向 PSA 的 GMPE 衰減行為主要受地震規模、場址距離和地盤軟硬影響。在臺灣的地動資料庫中，地震規模尺度已轉換為地震矩規模(M_w)，場址距離亦含一般 GMPE 所用的場址至斷層破裂面之最短距離(R_{rup})，地盤軟硬程度則以地表下 30 m 內之平均剪力波速 V_{S30} 為代表。以下將陸續分析和討論 M_w 、 R_{rup} 和 V_{S30} 這三項變數對 V/H Ratio 的影響。

選取修正後水平向 PGA 大於等於 0.1g 的測站紀錄，統計在四個地震規模區間下，短週期最多和長週期最少的可用 PSA 數目，列於表 1-3。觀察表 1-3，可知地震規模大於 6 的兩個區間有足夠的 PSA 紀錄進行各週期 V/H Ratio 的計算和統計分析。在地震規模小於 6 的兩個區間中，各週期計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目如圖 1-42 和圖 1-43 所示。觀察圖 1-42 和圖 1-43，可知週期大於 2 秒後，可用的測站紀錄數目快速減少。在地震規模小於 5 的區間中，週期大於 5 秒後，已不足以進行 V/H Ratio 的統計分析。在地震規模介於 5 和 6 的區間中，週期大於 15 秒後，已不足以進行 V/H Ratio 的統計分析。

表1-3 水平向PGA大於等於0.1g在各地震規模區間的PSA數目

| | $M_w \leq 5$ | $5 < M_w \leq 6$ | $6 < M_w \leq 7$ | $M_w > 7$ |
|-----|--------------|------------------|------------------|-----------|
| Min | 0 | 1 | 83 | 87 |
| Max | 99 | 518 | 770 | 213 |

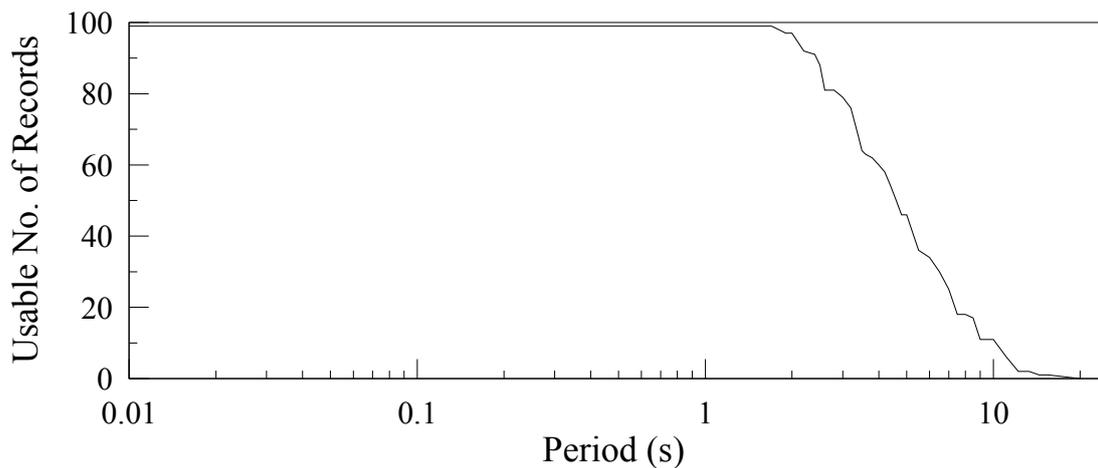


圖 1-42 計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w \leq 5$)

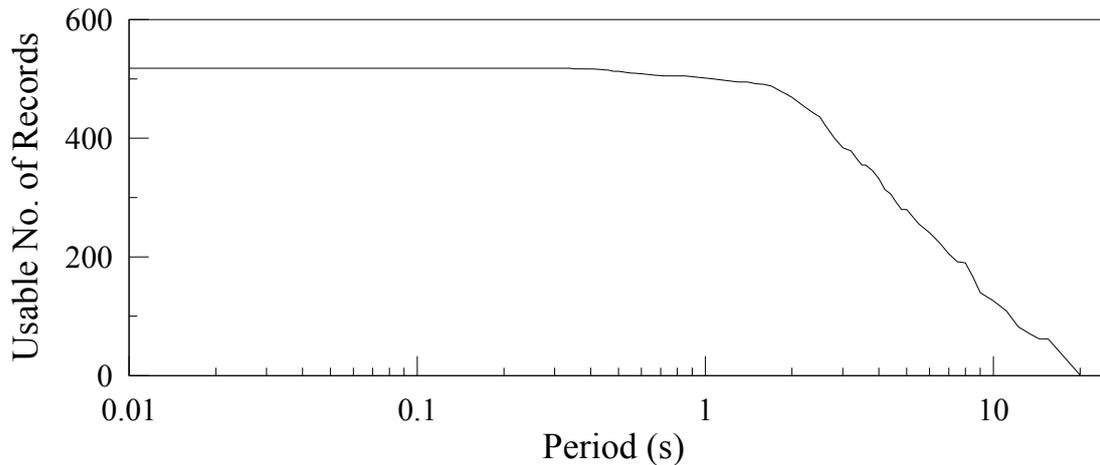


圖 1-43 計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $5 < M_w \leq 6$)

首先比較不同地震規模區間的 V/H Ratio 差異，四個地震規模區間的 V/H Ratio 中值分別如圖 1-44 至圖 1-47 所示。比較圖 1-44 至圖 1-47，發現：(1)隨著地震規模的增加，V/H Ratio 的中值亦增大，代表地震規模對垂直向 PSA 的增強比水平向明顯，此一現象約略可與圖 1-3 和圖 1-5 相當。(2)觀察直接統計和依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 中值，四個地震規模區間的 V/H Ratio 大概都可用對數常態分佈模擬。(3)與所有地震規模的 V/H Ratio 中值(圖 1-19)作一比較，圖 1-46 最接近圖 1-19，主要原因為地震規模區間 $6 < M_w \leq 7$ 的可用 V/H Ratio 數目最多(表 1-3)。(4)比較圖 1-47 ($M_w > 7$) 和圖 1-19 (全部地震)，發現前者 V/H Ratio 通用中值約高 17%。一般而言，拆解地震危害度分析結果後，貢獻最大的地震規模通常落在這一區間，若要進行下一步的境況模擬，如產生垂直向人工地表加速度等，需注意提高 V/H Ratio。

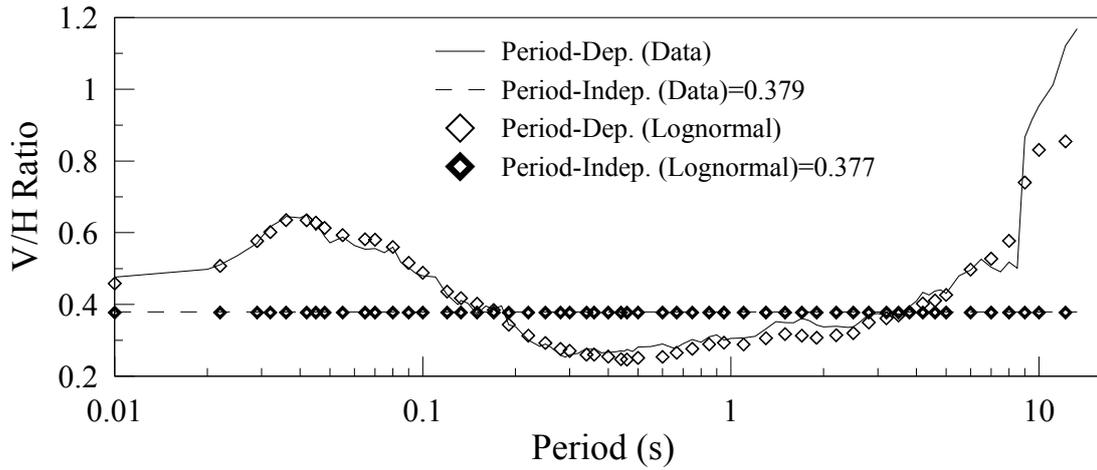


圖 1-44 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w \leq 5$)

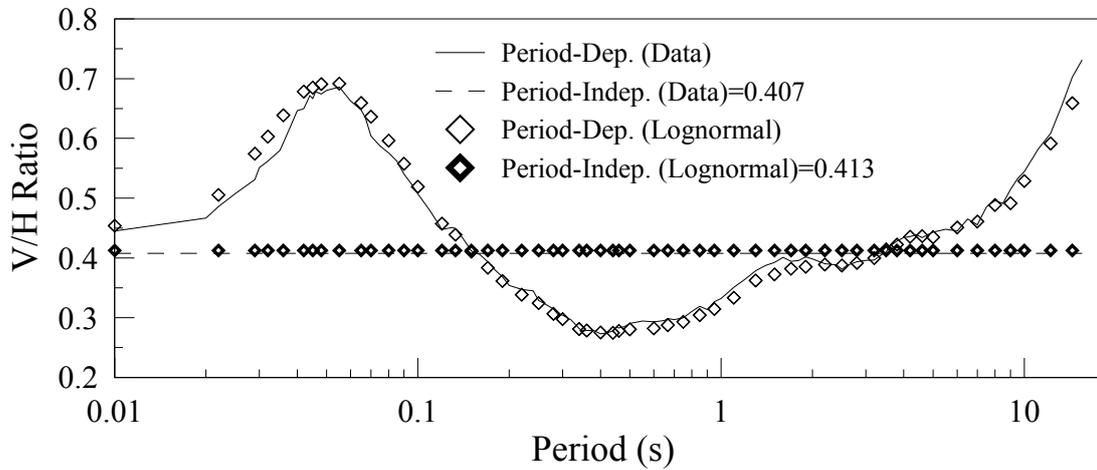


圖 1-45 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $5 < M_w \leq 6$)

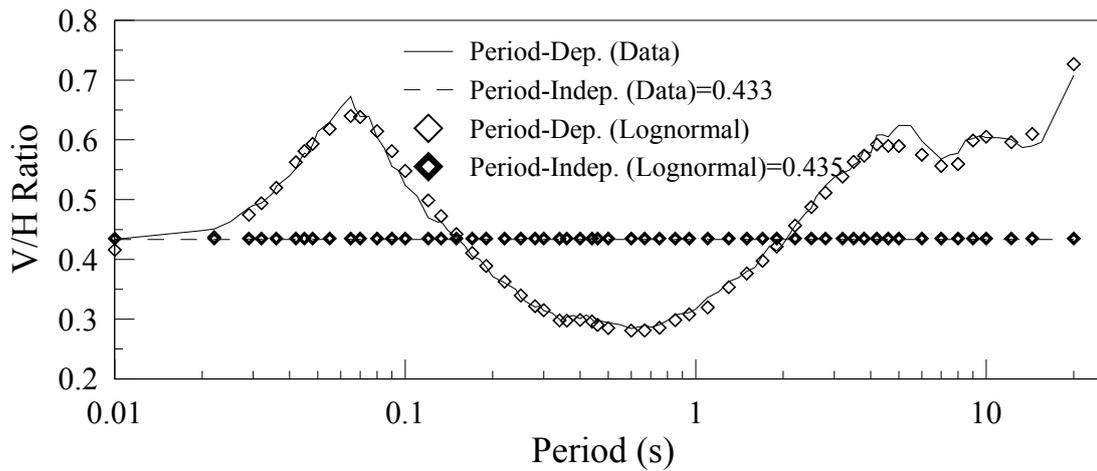


圖 1-46 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $6 < M_w \leq 7$)

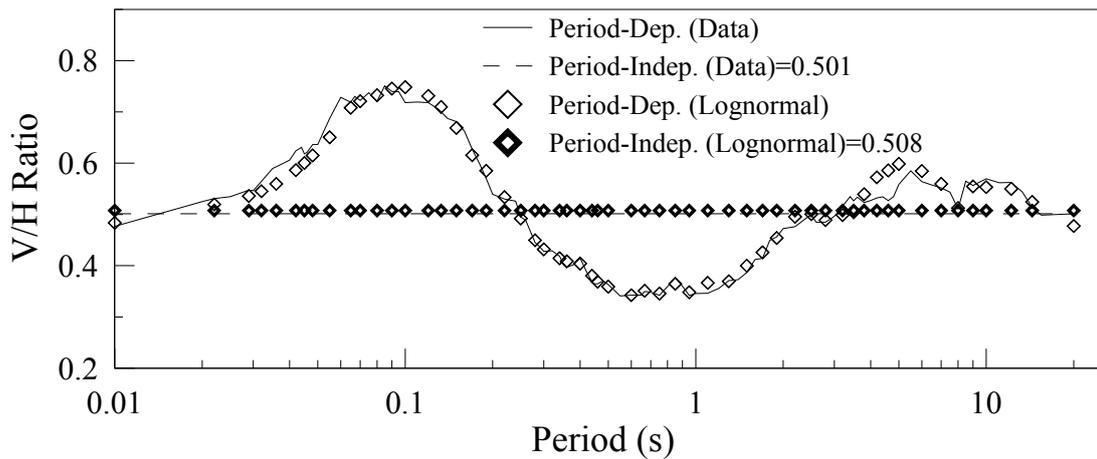


圖 1-47 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

接著比較不同距離區間對 V/H Ratio 的影響，同樣選取修正後水平向 PGA 大於等於 0.1g 的測站紀錄，統計在四個 R_{rup} (km) 區間下，短週期最多和長週期最少的可用 PSA 數目，列於表 1-4。觀察表 1-4，可知 $10 \text{ km} < R_{rup} \leq 50 \text{ km}$ 的距離區間有足夠的 PSA 紀錄進行 V/H Ratio 的統計分析；其餘三個距離區間在長週期的 V/H Ratio 統計分析結果比較不可信。以 $R_{rup} > 100 \text{ km}$ 的距離區間為例，各週期計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目如圖 1-48 所示。觀察圖 1-48，可知週期大於 2 秒後，可用的測站紀錄數目減少，已不足以進行 V/H Ratio 的統計分析。

表 1-4 水平向 PGA 大於等於 0.1g 在各距離 (km) 區間的 PSA 數目

| | $R_{rup} \leq 10$ | $10 < R_{rup} \leq 50$ | $50 < R_{rup} \leq 100$ | $R_{rup} > 100$ |
|-----|-------------------|------------------------|-------------------------|-----------------|
| Min | 24 | 109 | 31 | 7 |
| Max | 140 | 1060 | 365 | 35 |

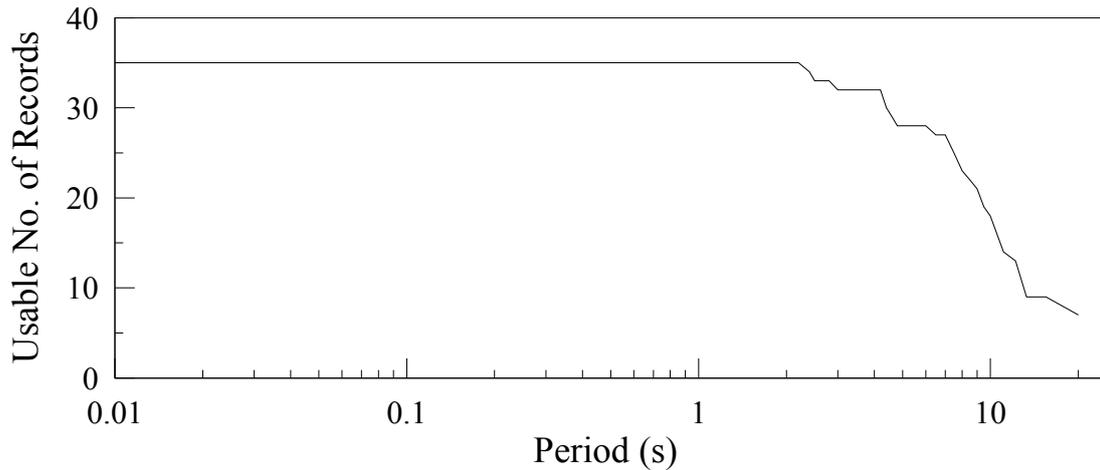


圖 1-48 計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} > 100 \text{ km}$)

再來比較不同距離區間的 V/H Ratio 差異，四個距離區間的 V/H Ratio 中值分別如圖 1-49 至圖 1-52 所示。比較圖 1-49 至圖 1-52，發現：(1)隨著場址距離的縮短，V/H Ratio 的中值增大，代表場址距離對垂直向 PSA 的衰減比水平向明顯，此一現象約略可與圖 1-2 和圖 1-4 相當。(2)觀察直接統計和依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 中值，前三個距離區間的 V/H Ratio 大概都可用對數常態分佈模擬，第四個距離區間 ($R_{rup} > 100 \text{ km}$) 因可用 V/H Ratio 數目減少甚多 (表 1-4) 之故，V/H Ratio 的統計分析結果比較不可信。(3)與所有場址距離的 V/H Ratio 中值 (圖 1-19) 作一比較，圖 1-50 最接近圖 1-19，主要原因為場址距離 $10 \text{ km} < R_{rup} \leq 50 \text{ km}$ 區間的可用 V/H Ratio 數目最多 (表 1-4)。(4)比較圖 1-49 ($R_{rup} \leq 10 \text{ km}$) 和圖 1-19 (全部地震)，發現前者 V/H Ratio 通用中值約高 24%。一般而言，拆解地震危害度分析結果後，貢獻最大的場址距離通常落在 $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ 和 $10 \text{ km} < R_{rup} \leq 50 \text{ km}$ 這兩個區間，若要進行下一步的境況模擬，如產生垂直向人工地表加速度等，需注意 $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ 這個距離區間 V/H Ratio 的提高。

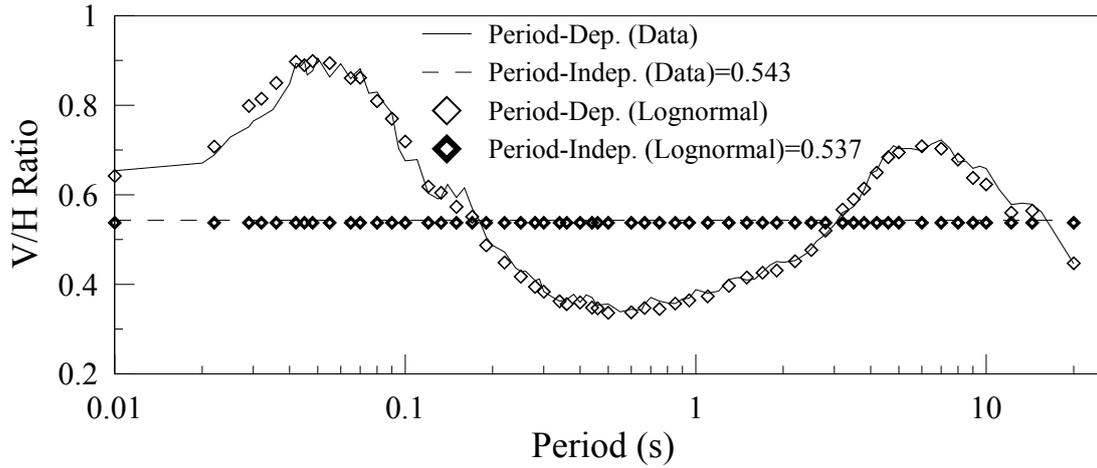


圖 1-49 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10$ km)

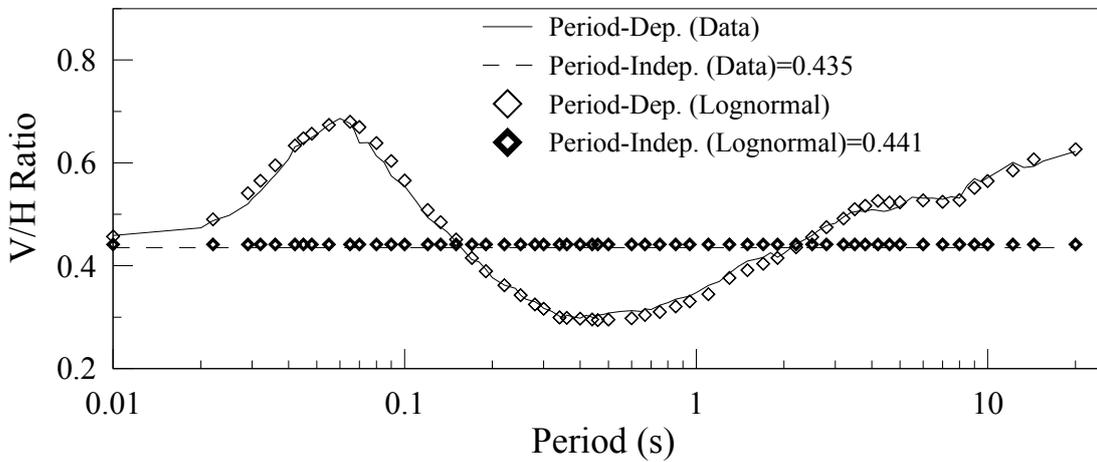


圖 1-50 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, 10 km $< R_{rup} \leq 50$ km)

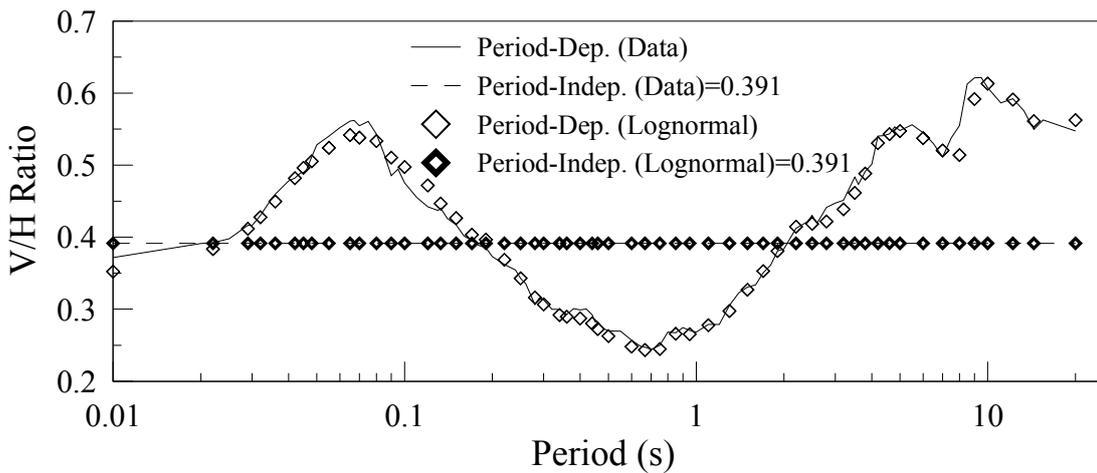


圖 1-51 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, 50 km $< R_{rup} \leq 100$ km)

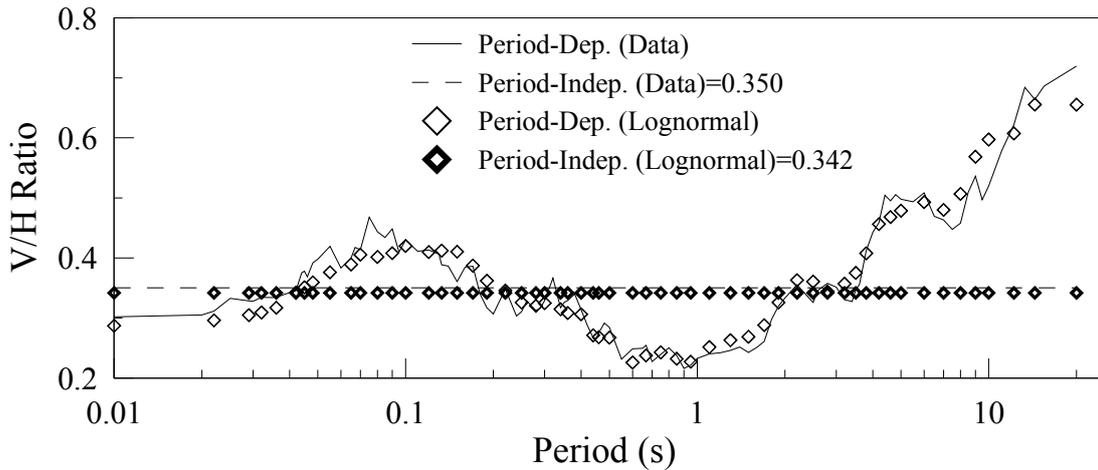


圖 1-52 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} > 100 \text{ km}$)

最後比較不同地盤軟硬程度對 V/H Ratio 的影響，同樣選取修正後水平向 PGA 大於等於 0.1g 的測站紀錄，統計在五個 V_{s30} (m/s) 區間下，短週期最多和長週期最少的可用 PSA 數目，列於表 1-5。觀察表 1-5，可知 $360 < V_{s30} \text{ (m/s)} \leq 760$ 這個區間才有足夠的 PSA 紀錄進行 V/H Ratio 的統計分析；其餘四個 V_{s30} 區間在長週期的 V/H Ratio 統計分析結果比較不可信。以 $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$ 這個區間為例，各週期計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目如圖 1-53 所示。觀察圖 1-53，可知週期大於 0.6 秒後，可用的測站紀錄數目減少，已不足以進行 V/H Ratio 的統計分析。

表1-5 水平向PGA大於等於0.1g在各 V_{s30} (m/s) 區間的PSA數目

| | $V_{s30} \leq 180$ | $180 < V_{s30} \leq 270$ | $270 < V_{s30} \leq 360$ | $360 < V_{s30} \leq 760$ | $V_{s30} > 760$ |
|-----|--------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------|
| Min | 2 | 39 | 16 | 110 | 4 |
| Max | 23 | 431 | 238 | 868 | 40 |

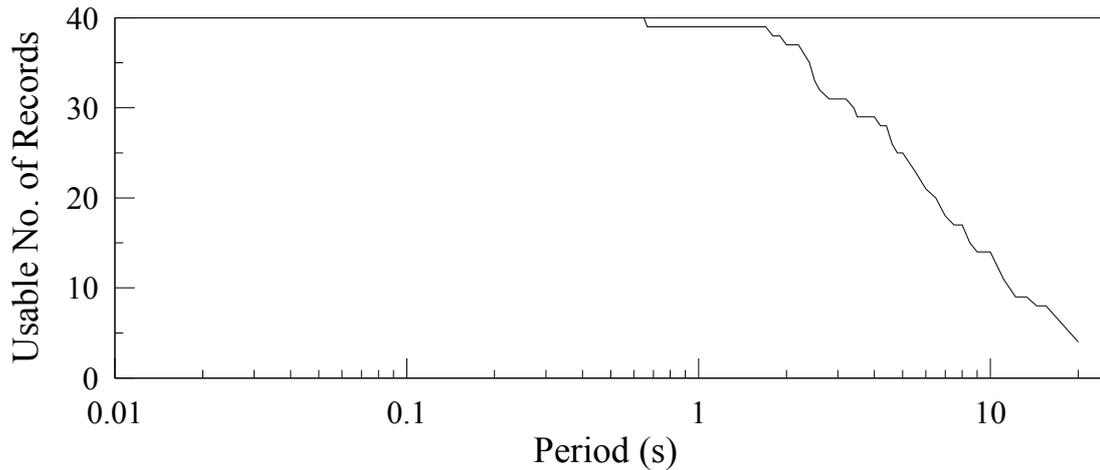


圖 1-53 計算 V/H Ratio 可用的測站紀錄數目
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760$ m/s)

最後比較不同 V_{s30} 區間的 V/H Ratio 差異，五個 V_{s30} 區間的 V/H Ratio 中值分別如圖 1-54 至圖 1-58 所示。比較圖 1-54 至圖 1-58，發現：(1)地盤愈硬，即 V_{s30} (m/s) 愈大，V/H Ratio 的中值亦愈大，代表垂直向 PSA 在軟土層的衰減比水平向明顯。(2)觀察直接統計和依對數常態分佈估計的 V/H Ratio 中值，中間三個 V_{s30} 區間的 V/H Ratio 大概都可用對數常態分佈模擬，最低和最高的 V_{s30} 區間因可用 V/H Ratio 數目減少甚多（表 1-5）之故，V/H Ratio 的統計分析結果比較不可信。(3)與所有地盤的 V/H Ratio 中值（圖 1-19）作一比較，圖 1-57 最接近圖 1-19，主要原因為 $360 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 760 \text{ m/s}$ 區間的可用 V/H Ratio 數目最多（表 1-5）。(4)比較圖 1-58 ($V_{s30} > 760$ m/s) 和圖 1-19（全部地震），發現前者 V/H Ratio 通用中值約高 14%。水平向地震危害度分析通常針對 $V_{s30} > 760$ m/s 的地盤，需注意 V/H Ratio 的提高。

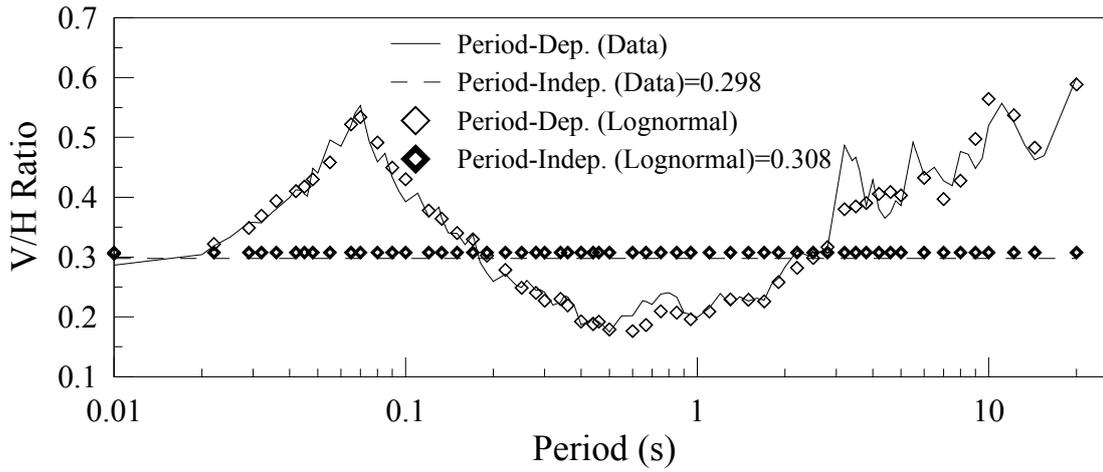


圖 1-54 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} \leq 180$ m/s)

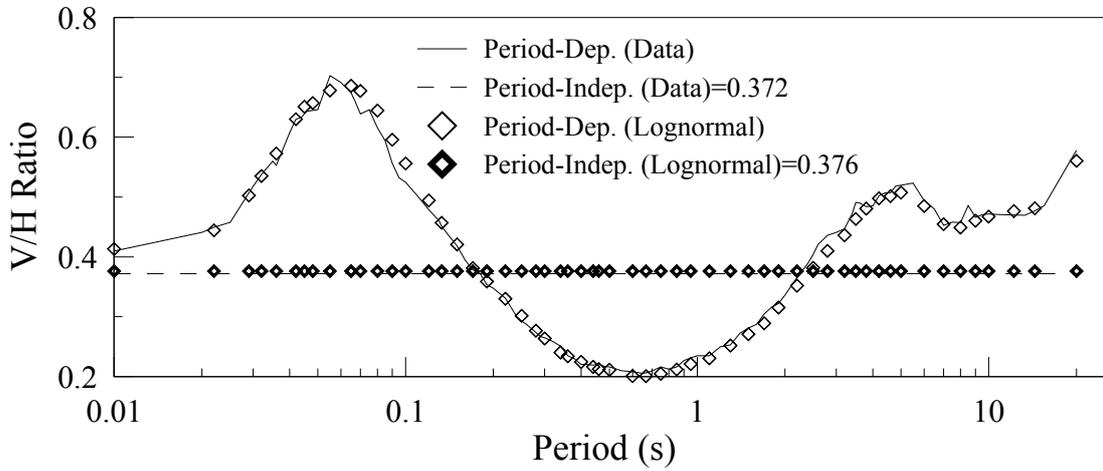


圖 1-55 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, 180 m/s $< V_{s30} \leq 270$ m/s)

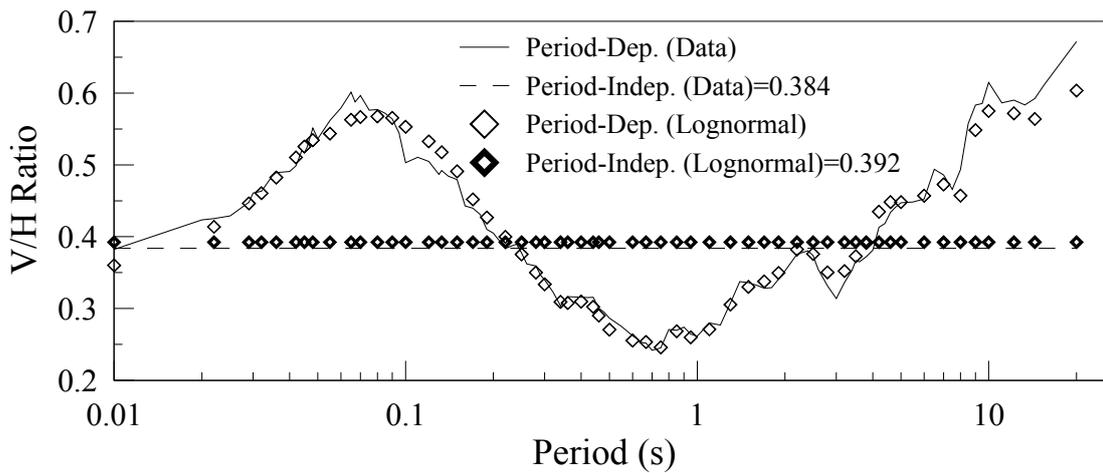


圖 1-56 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, 270 m/s $< V_{s30} \leq 360$ m/s)

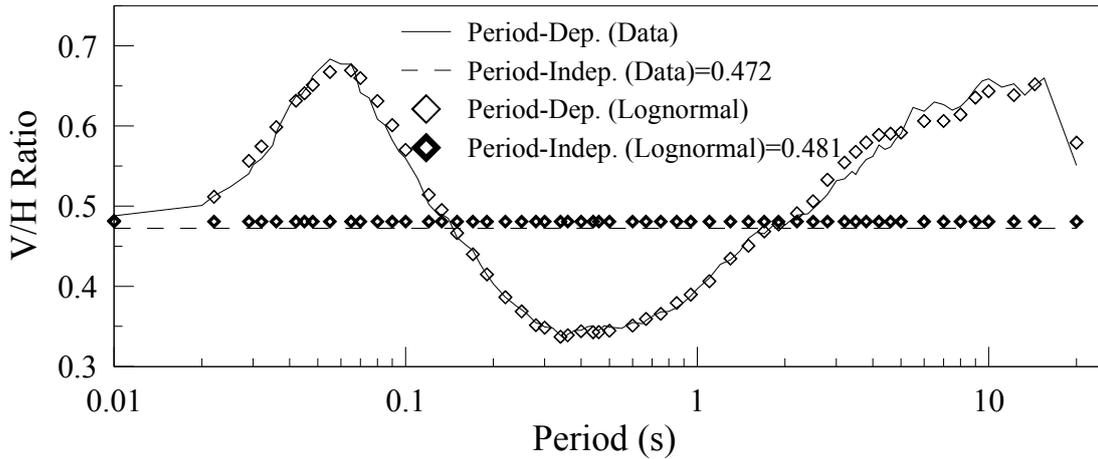


圖 1-57 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $360 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 760 \text{ m/s}$)

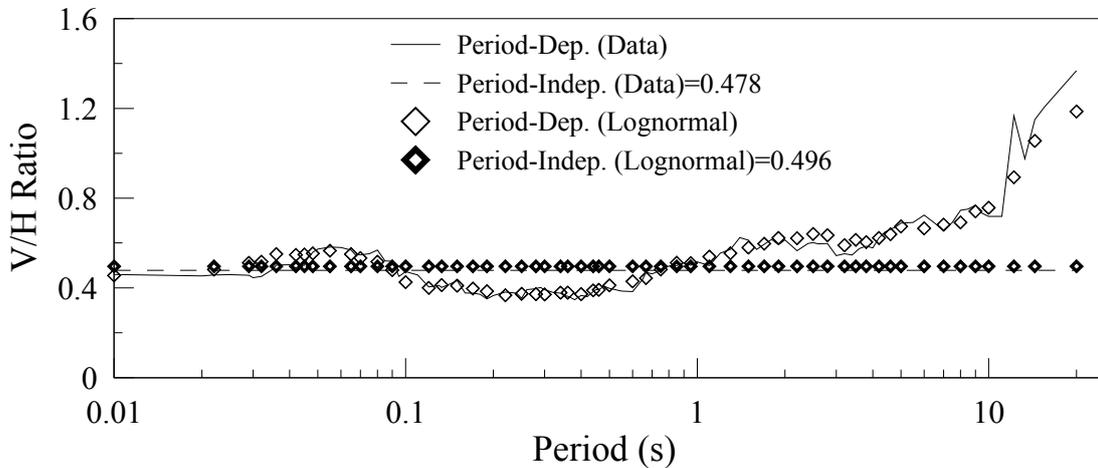


圖 1-58 V/H Ratio 中值 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$)

基於前一節 V/H Ratio 中值的變因分析，發現 V/H Ratio 中值和對數標準差在不同地震型式或斷層型式的差異有限。然而本節 V/H Ratio 中值的變因分析，發現在 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ 和 $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$ 時，明顯上升。此三種區間的 V/H Ratio 對數標準差分別如圖 1-59 至圖 1-61 所示，比較此三圖與圖 1-27 (全部地震的 V/H Ratio 對數標準差)，發現 $M_w > 7$ 之 V/H Ratio 的對數標準差通用值降低， $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ 之 V/H Ratio 的對數標準差通用值幾乎不變， $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$ 之 V/H Ratio 的對數標準差通用值降低。因此，V/H Ratio 的中值若變大，V/H Ratio 的對數標準差不一定也變大。

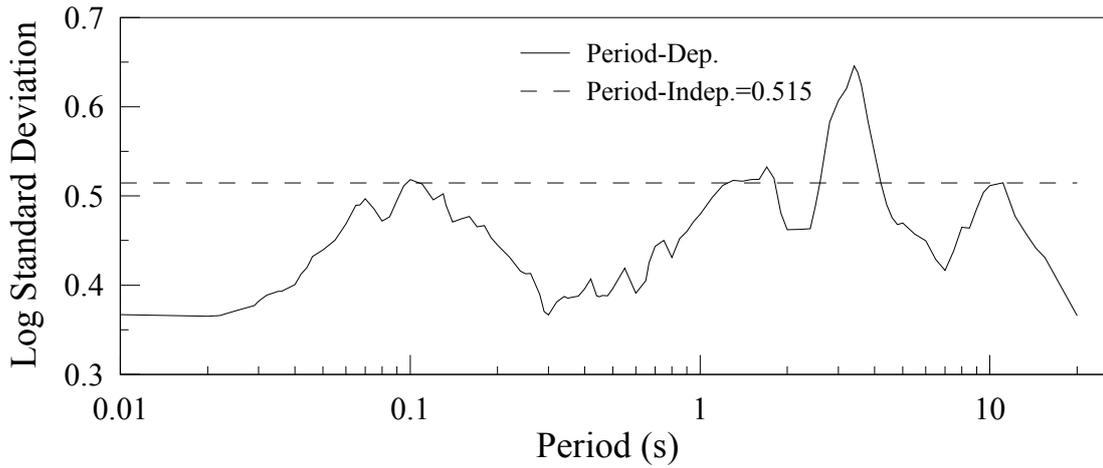


圖 1-59 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

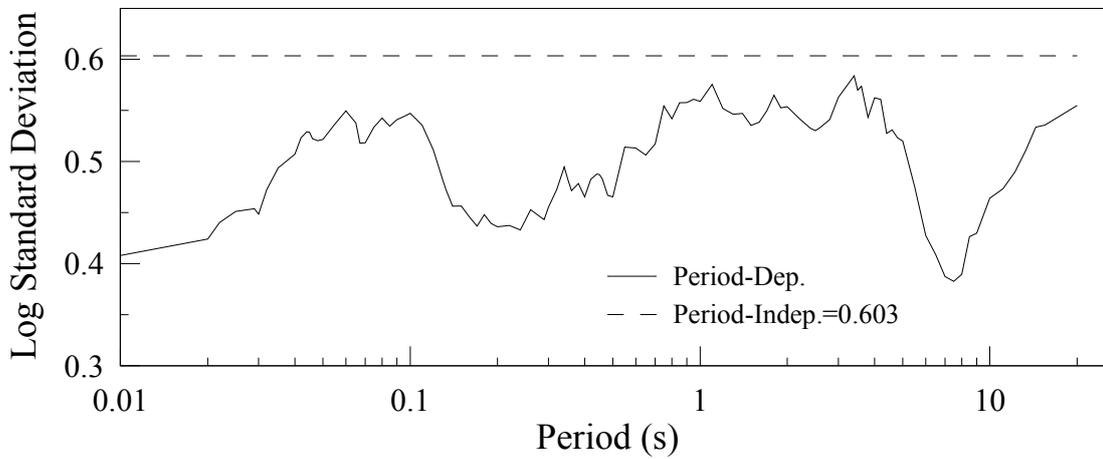


圖 1-60 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10$ km)

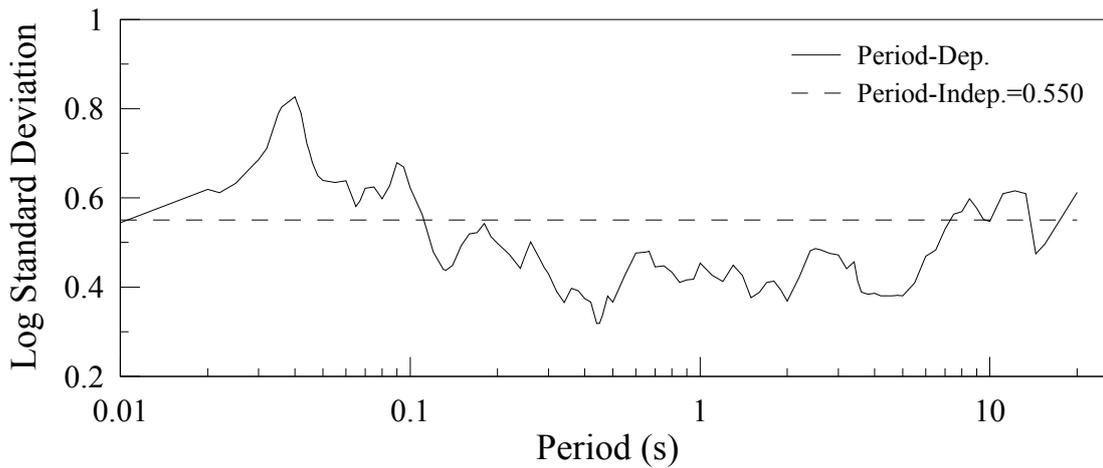


圖 1-61 V/H Ratio 對數標準差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760$ m/s)

接著，直接分別比較變因區間為 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10$ km 和 $V_{s30} > 760$ m/s 與全部地震的 V/H Ratio 中值，如圖 1-62 至圖 1-64 所示。觀察圖 1-62 至圖 1-64，發現：(1)這三個區間與週期無關的 V/H Ratio 中值通用值都比全部地震高。(2)與週期有關的 V/H Ratio 中值在 $M_w > 7$ 和 $R_{rup} \leq 10$ km 這兩個區間大致上都比全部地震高；但 $V_{s30} > 760$ m/s 的 V/H Ratio 中值在 0.2 秒週期前比全部地震低，在 0.2 秒週期後才高於全部地震。

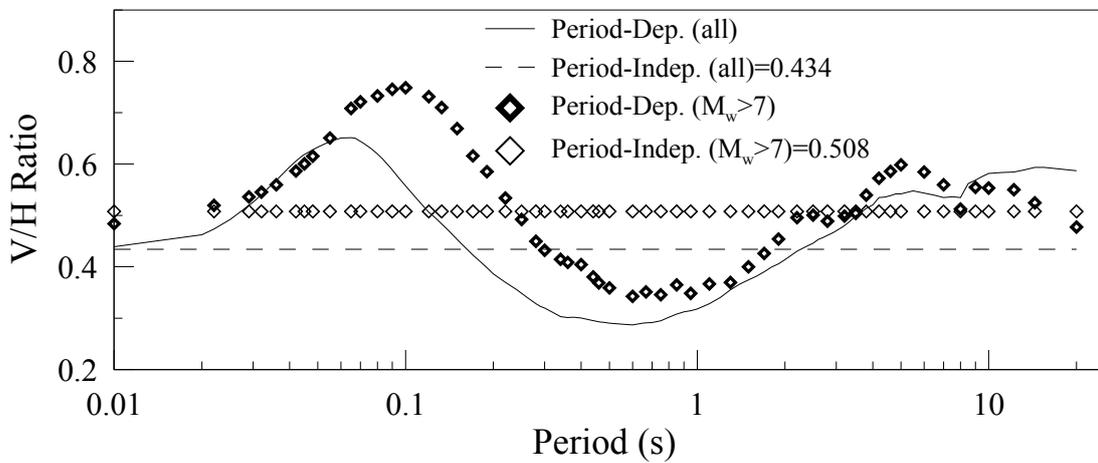


圖 1-62 V/H Ratio 中值比較 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

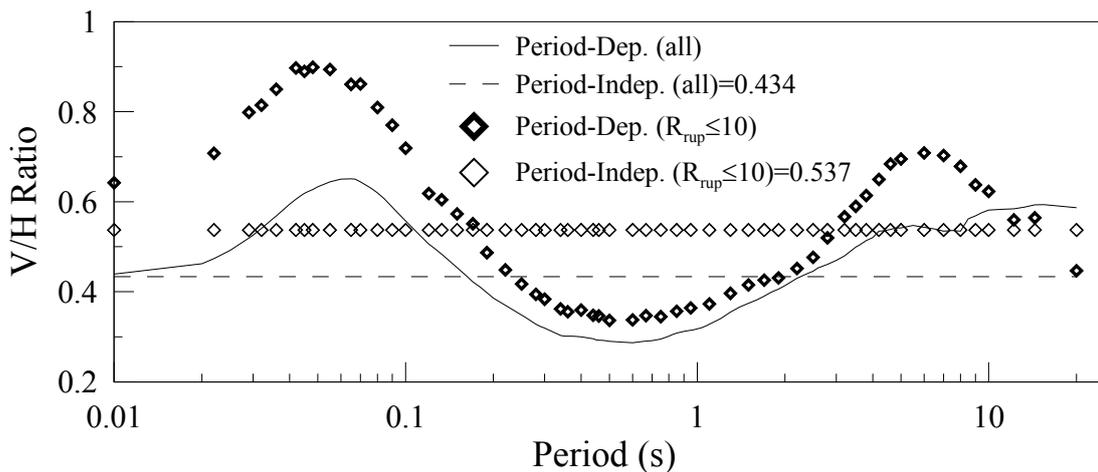


圖 1-63 V/H Ratio 中值比較 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10$ km)

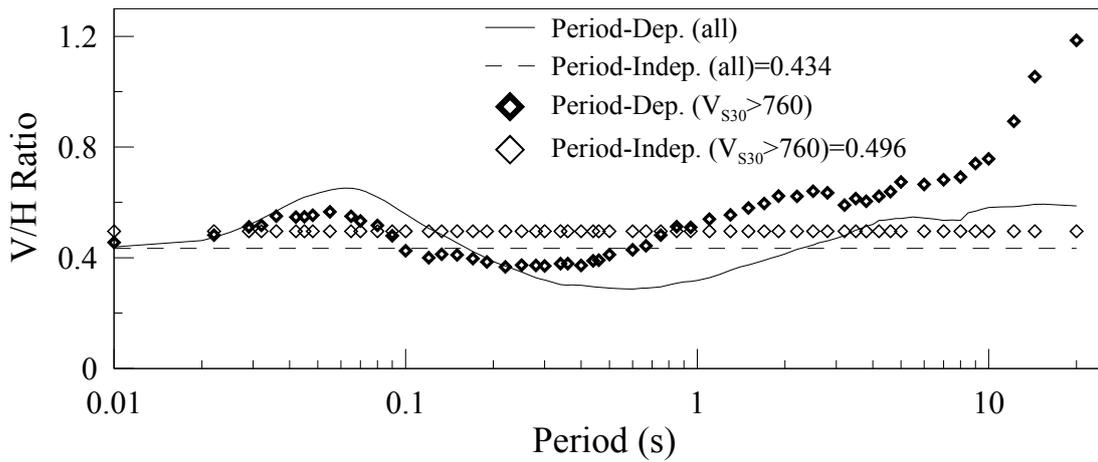


圖 1-64 V/H Ratio 中值比較 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760$ m/s)

其次，直接分別比較變因區間為 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10$ km 和 $V_{s30} > 760$ m/s 與全部地震的 V/H Ratio 對數標準差，如圖 1-65 至圖 1-67 所示。觀察圖 1-65 至圖 1-67，發現：(1)就 V/H Ratio 與週期無關的對數標準差通用值而言，在 $M_w > 7$ 和 $V_{s30} > 760$ m/s 這兩個區間都比全部地震低；但 $R_{rup} \leq 10$ km 的 V/H Ratio 對數標準差通用值與全部地震非常接近。(2)就 V/H Ratio 與週期有關的對數標準差而言，在 $M_w > 7$ 和 $R_{rup} \leq 10$ km 這兩個區間大致上都比全部地震低，尤其在短週期段；但 $V_{s30} > 760$ m/s 的 V/H Ratio 對數標準差與全部地震互有高低，反而在短週期段高於全部地震。

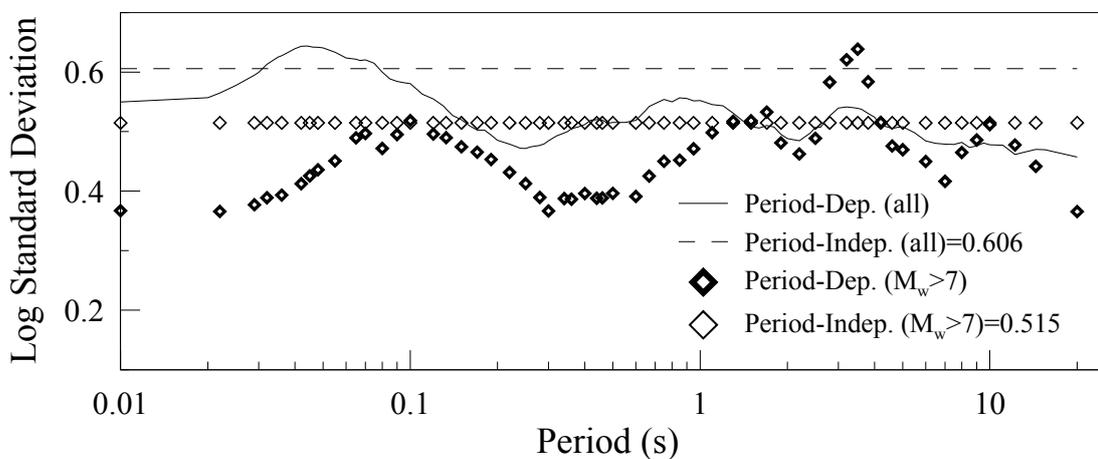


圖 1-65 V/H Ratio 對數標準差比較 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

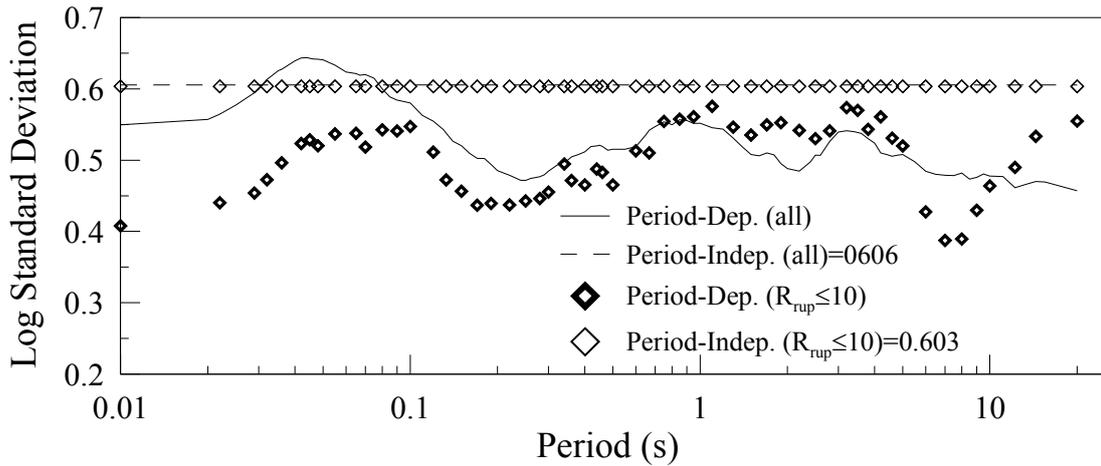


圖 1-66 V/H Ratio 對數標準差比較(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10$ km)

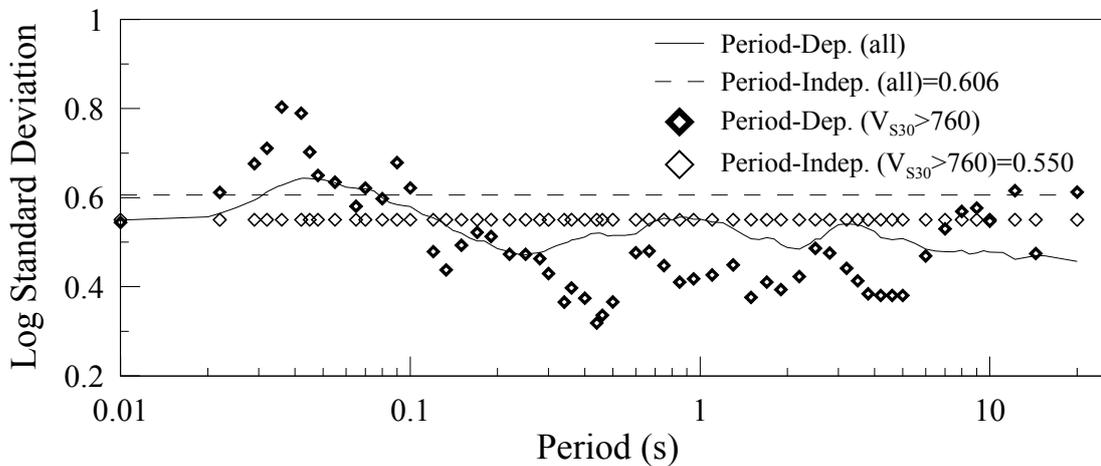


圖 1-67 V/H Ratio 對數標準差比較(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760$ m/s)

最後，分別比較變因區間為 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10$ km 和 $V_{s30} > 760$ m/s 與全部地震的 V/H Ratio 中值和對數標準差的相對誤差，如圖 1-68 至圖 1-73 所示。觀察圖 1-68 至圖 1-70，發現：(1)這三個區間與週期無關的 V/H Ratio 中值通用值分別為全部地震的 1.17、1.24 和 1.14 倍。(2)區間 $M_w > 7$ 的 V/H Ratio 中值在 0.1 秒至 0.2 秒週期之間為全部地震的 1.45 倍以上。(3)區間 $R_{rup} \leq 10$ km 的 V/H Ratio 中值在 0.02 秒至 0.03 秒週期之間為全部地震的 1.5 倍以上。(4)區間 $V_{s30} > 760$ m/s 的 V/H Ratio 中值在 0.8 秒週期附近為全部地震的 1.7 倍以上。觀察圖 1-71 至圖 1-73，發現：(1)就 V/H Ratio 與週期

無關的對數標準差通用值而言，區間 $M_w > 7$ 的相對誤差最高，區間 $R_{rup} \leq 10$ km 的相對誤差最低。(2)就 V/H Ratio 與週期有關的對數標準差而言，在 $M_w > 7$ 和 $R_{rup} \leq 10$ km 這兩個區間，對數標準差的相對誤差有隨著週期增加而變大的趨勢；而區間 $V_{s30} > 760$ m/s 的對數標準差相對誤差在短週期和長週期比較大。

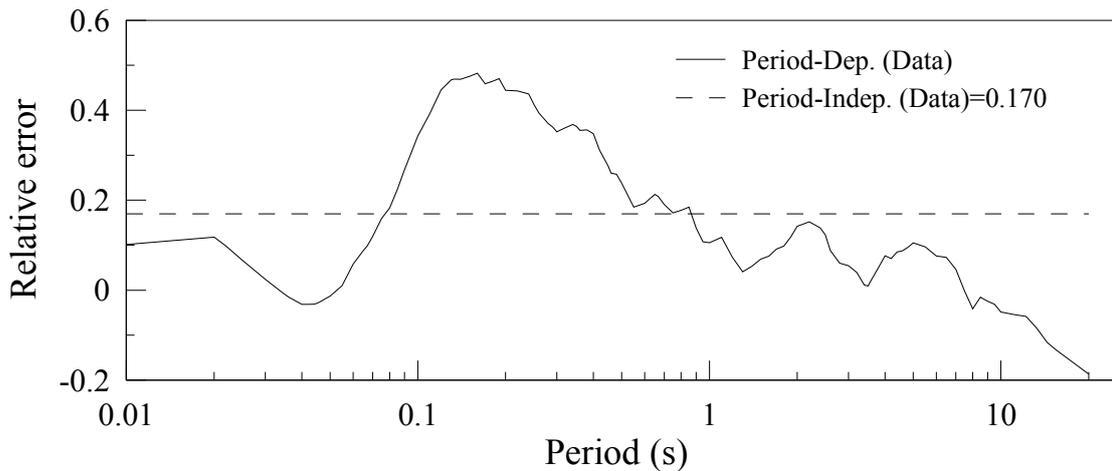


圖 1-68 V/H Ratio 中值的相對誤差 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

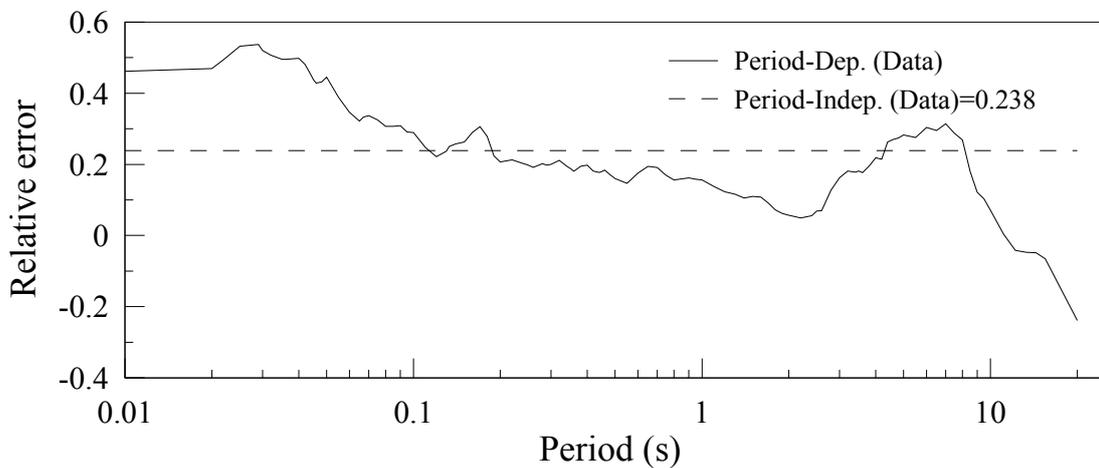


圖 1-69 V/H Ratio 中值的相對誤差(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10$ km)

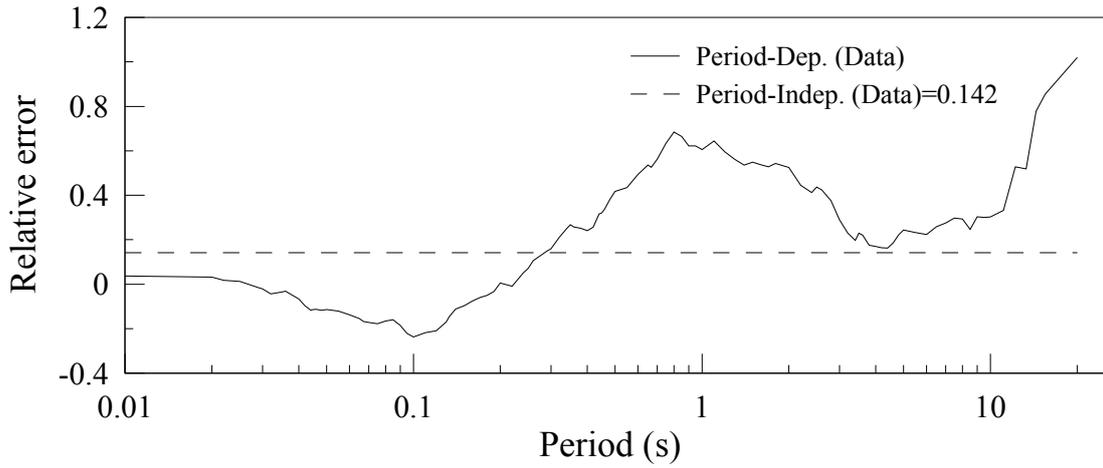


圖 1-70 V/H Ratio 中值的相對誤差(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$)

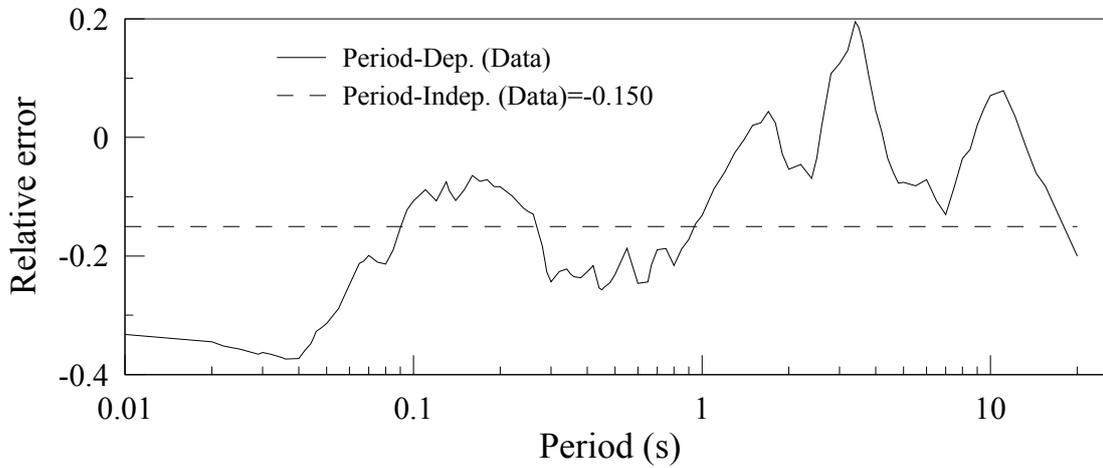


圖 1-71 V/H Ratio 對數標準差的相對誤差
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

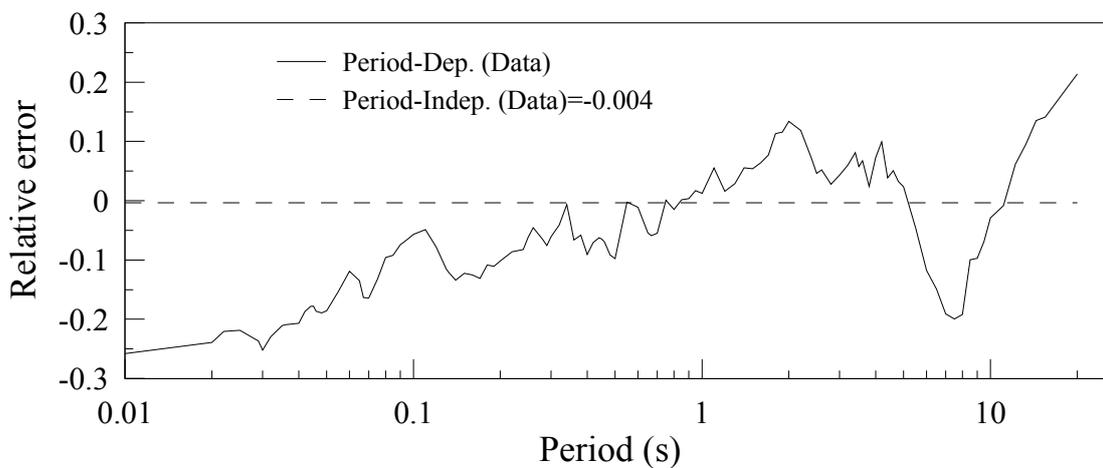


圖 1-72 V/H Ratio 對數標準差的相對誤差
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$)

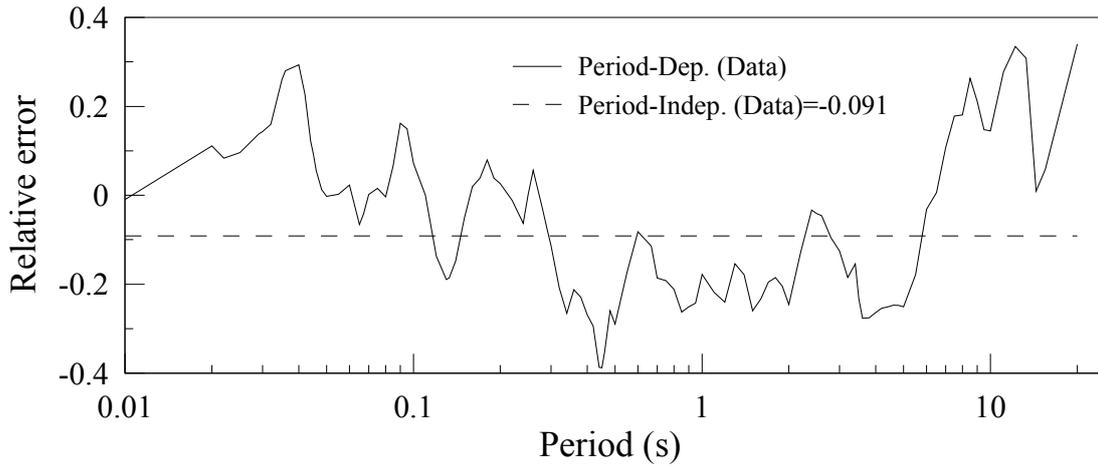


圖 1-73 V/H Ratio 對數標準差的相對誤差
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760$ m/s)

(六) V/H Ratio 與週期之函數關係

一如前幾節所述，V/H Ratio 的主要影響變因為地震規模、場址距離和地盤軟硬，水平向 PGA 的大小、地震型式和斷層型式影響 V/H Ratio 相對不顯著。由於 V/H Ratio 隨週期變化的行為非常明顯，本節試圖分別建立 V/H Ratio 的中值和對數標準差隨週期變化的經驗公式。經驗公式的建立以簡單折線並包絡 V/H Ratio 的中值和對數標準差曲線為原則，欲包絡的 V/H Ratio 中值和對數標準差曲線有全部地震、 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10$ km、和 $V_{s30} > 760$ m/s 等四組。

V/H Ratio 的中值隨週期的變化相對單純，故包絡線僅選用四條折線，其公式如下：

$$\text{Median} = \begin{cases} a_1 \log(T / T_1) + b_1 & T_1 \leq T \leq T_2 \\ a_2 \log(T / T_2) + b_2 & T_2 \leq T \leq T_3 \\ a_3 \log(T / T_3) + b_3 & T_3 \leq T \leq T_4 \\ a_4 \log(T / T_4) + b_4 & T_4 \leq T \leq 20\text{sec} \end{cases} \quad (1-3)$$

式(1-3)中，有 4 個週期分界點 T_i 、4 個折線斜率 a_i 和 4 個週期分界點的中值 b_i ，總共 12 個係數尚待決定。全部地震、 $M_w > 7$ 、

$R_{rup} \leq 10$ km、和 $V_{s30} > 760$ m/s 等四組 V/H Ratio 中值隨週期變化的包絡線係數列於表 1-6。基本上，初始週期 T_1 為台灣地動資料庫 PSA 的最小週期 0.01 秒。表 1-6 的 a_1 和 a_3 皆為正數，代表第一段和第三段週期區間的 V/H Ratio 中值隨週期遞增。表 1-6 的 a_2 皆為負數，代表在第二段週期區間 $T_2 \leq T \leq T_3$ ，V/H Ratio 中值隨週期遞減。表 1-6 的前三個 a_4 皆為零，代第四段週期區間的 V/H Ratio 中值則與無關，均為常數 b_4 。

表 1-6 V/H Ratio 中值隨週期變化的包絡線係數

| 係數 | 全部地震 | $M_w > 7$ | $R_{rup} \leq 10$ km | $V_{s30} > 760$ m/s | |
|---------------|-------|-----------|----------------------|---------------------|--------|
| <i>a</i> | a_1 | 0.120 | 0.124 | 0.179 | 0.074 |
| | a_2 | -0.212 | -0.189 | -0.203 | -0.166 |
| | a_3 | 0.095 | 0.138 | 0.194 | 0.105 |
| | a_4 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.351 |
| <i>b</i> | b_1 | 0.439 | 0.484 | 0.642 | 0.455 |
| | b_2 | 0.664 | 0.769 | 0.931 | 0.588 |
| | b_3 | 0.301 | 0.365 | 0.357 | 0.388 |
| | b_4 | 0.596 | 0.551 | 0.551 | 0.551 |
| <i>T(sec)</i> | T_1 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 |
| | T_2 | 0.065 | 0.100 | 0.050 | 0.060 |
| | T_3 | 0.360 | 0.850 | 0.850 | 0.200 |
| | T_4 | 8.000 | 5.000 | 5.500 | 5.500 |

全部地震、 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10$ km、和 $V_{s30} > 760$ m/s 等四組 V/H Ratio 的中值隨週期變化的曲線（實線）和包絡線（虛線）分別如圖 1-74 至圖 1-77 所示。觀察此四圖，可以確認包絡線的保守性。

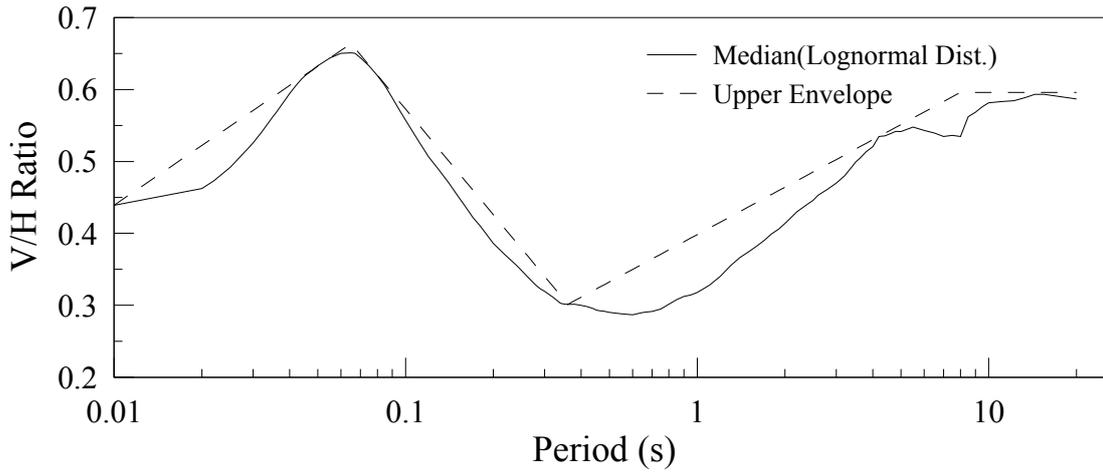


圖 1-74 V/H Ratio 中值的曲線和包絡線
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, 全部地震)

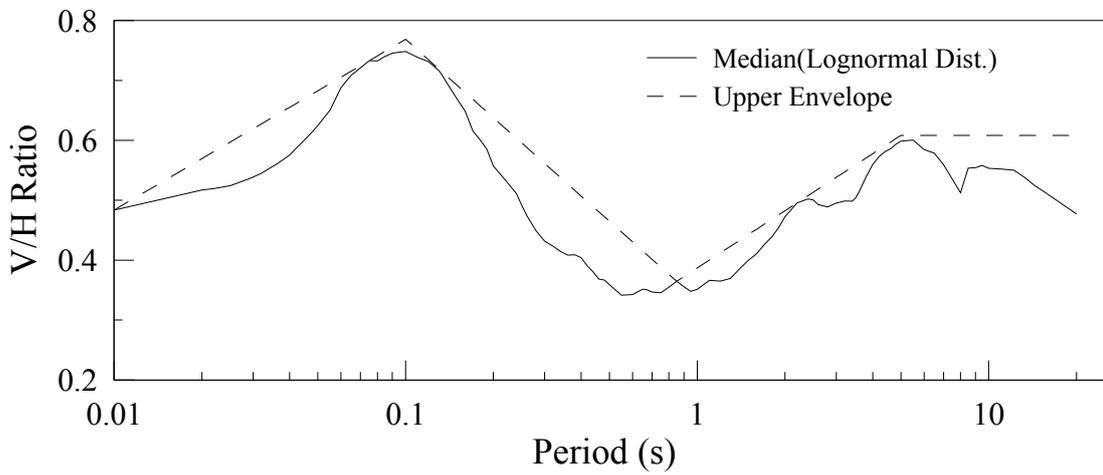


圖 1-75 V/H Ratio 中值的曲線和包絡線(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

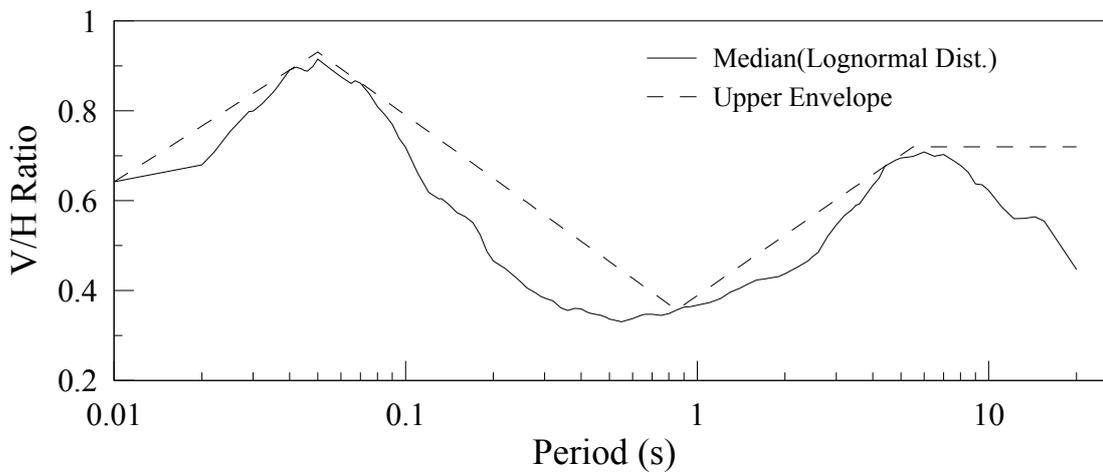


圖 1-76 V/H Ratio 中值的曲線和包絡線
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$)

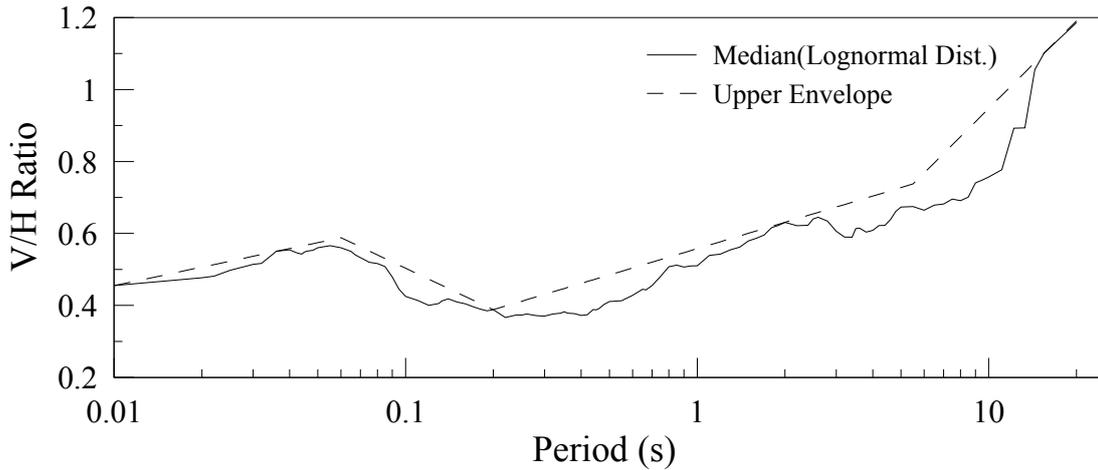


圖 1-77 V/H Ratio 中值的曲線和包絡線
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$)

V/H Ratio 的對數標準差 ζ 隨週期的起伏變化比較多段，故包絡線選用 5 或 6 條折線，其公式如下：

$$\zeta = \begin{cases} a_5 \log(T / T_5) + b_5 & T_5 \leq T \leq T_6 \\ a_6 \log(T / T_6) + b_6 & T_6 \leq T \leq T_7 \\ a_7 \log(T / T_7) + b_7 & T_7 \leq T \leq T_8 \\ a_8 \log(T / T_8) + b_8 & T_8 \leq T \leq T_9 \\ a_9 \log(T / T_9) + b_9 & T_9 \leq T \leq T_{10} \\ a_{10} \log(T / T_{10}) + b_{10} & T_{10} \leq T \leq 20\text{sec} \end{cases} \quad (1-4)$$

式(1-4)中，最多有 6 個週期分界點 T_i 、6 個折線斜率 a_i 和 6 個週期分界點的對數標準差 b_i ，總共 18 個係數尚待決定。全部地震、 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ 、和 $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$ 等四組 V/H Ratio 的對數標準差隨週期變化的包絡線係數列於表 1-7。基本上，初始週期 T_1 為台灣地動資料庫 PSA 的最小週期 0.01 秒。V/H Ratio 的對數標準差在第二段週期區間下降，在第四段週期區間也可能下降，在其餘週期區間上升或持平。

表1-7 V/H Ratio對數標準差隨週期變化的包絡線係數

| 係數 | 全部地震 | $M_w > 7$ | $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ | $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$ | |
|---------------|----------|-----------|------------------------------|-----------------------------|--------|
| <i>a</i> | a_5 | 0.065 | 0.067 | 0.082 | 0.204 |
| | a_6 | -0.151 | -0.140 | -0.297 | -0.174 |
| | a_7 | 0.052 | 0.112 | 0.061 | -0.007 |
| | a_8 | -0.105 | -0.369 | -0.565 | 0.091 |
| | a_9 | 0.063 | 0.121 | 0.121 | 0.000 |
| | a_{10} | 0.000 | 0.000 | --- | --- |
| <i>b</i> | b_5 | 0.550 | 0.367 | 0.408 | 0.544 |
| | b_6 | 0.667 | 0.533 | 0.592 | 0.827 |
| | b_7 | 0.485 | 0.387 | 0.456 | 0.501 |
| | b_8 | 0.569 | 0.649 | 0.657 | 0.486 |
| | b_9 | 0.507 | 0.450 | 0.427 | 0.622 |
| | b_{10} | 0.544 | 0.524 | --- | --- |
| <i>T(sec)</i> | T_5 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.010 |
| | T_6 | 0.060 | 0.120 | 0.095 | 0.040 |
| | T_7 | 0.200 | 0.340 | 0.150 | 0.260 |
| | T_8 | 1.000 | 3.500 | 4.000 | 2.500 |
| | T_9 | 1.800 | 6.000 | 6.000 | 11.100 |
| | T_{10} | 3.200 | 11.100 | --- | --- |

全部地震、 $M_w > 7$ 、 $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$ 、和 $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$ 等四組 V/H Ratio 的對數標準差 ζ 隨週期變化的曲線（實線）和包絡線（虛線）分別如圖 1-78 至圖 1-81 所示。觀察此四圖，可以確認包絡線的保守性。

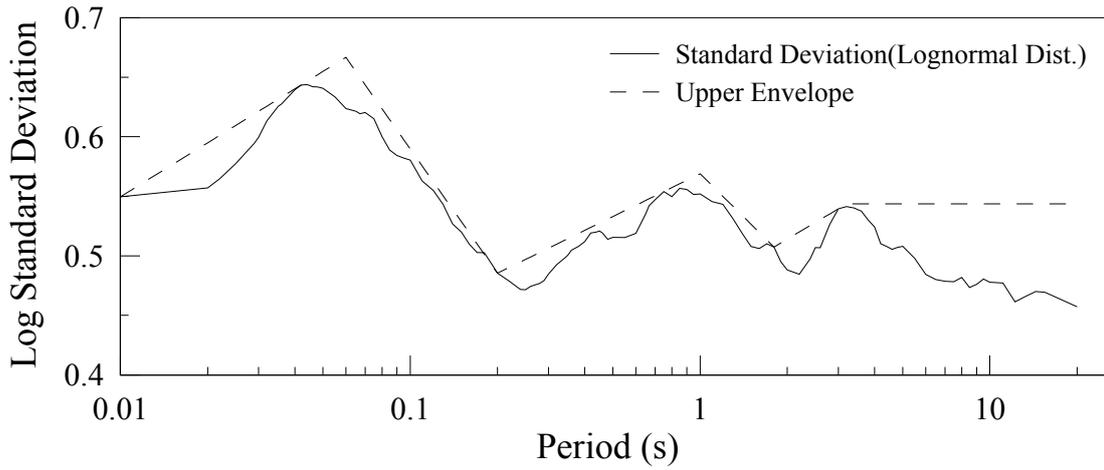


圖 1-78 V/H Ratio 對數標準差的曲線和包絡線
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, 全部地震)

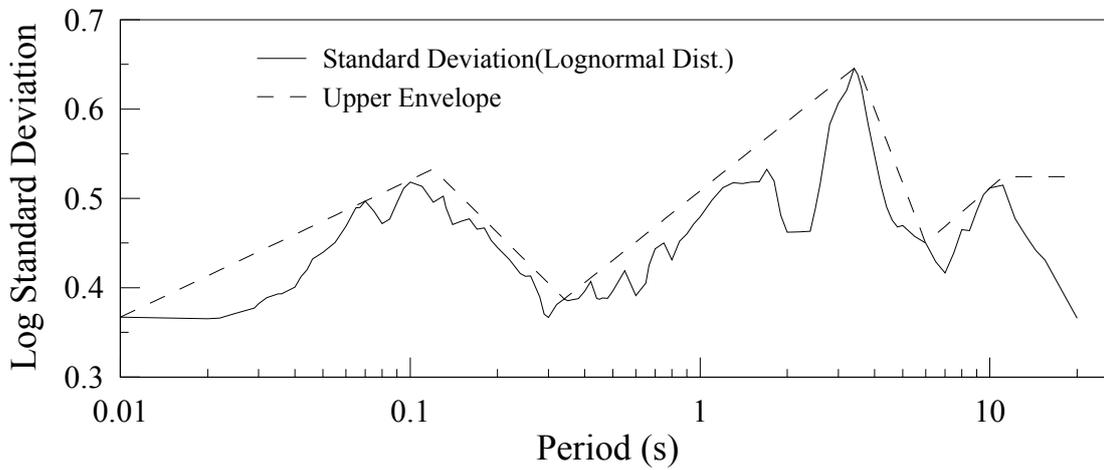


圖 1-79 V/H Ratio 對數標準差的曲線和包絡線
(水平向 $PGA \geq 0.1g$, $M_w > 7$)

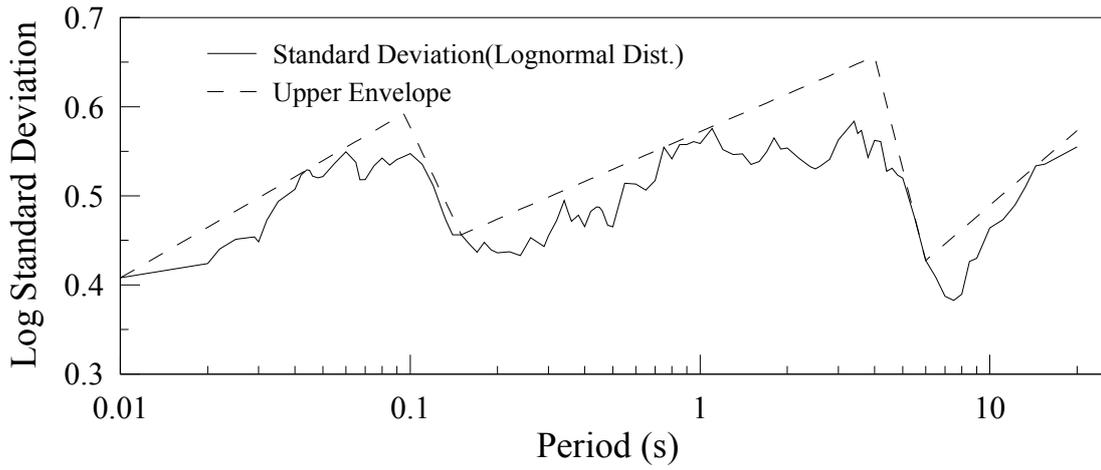


圖 1-80 V/H Ratio 對數標準差的曲線和包絡線
 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $R_{rup} \leq 10 \text{ km}$)

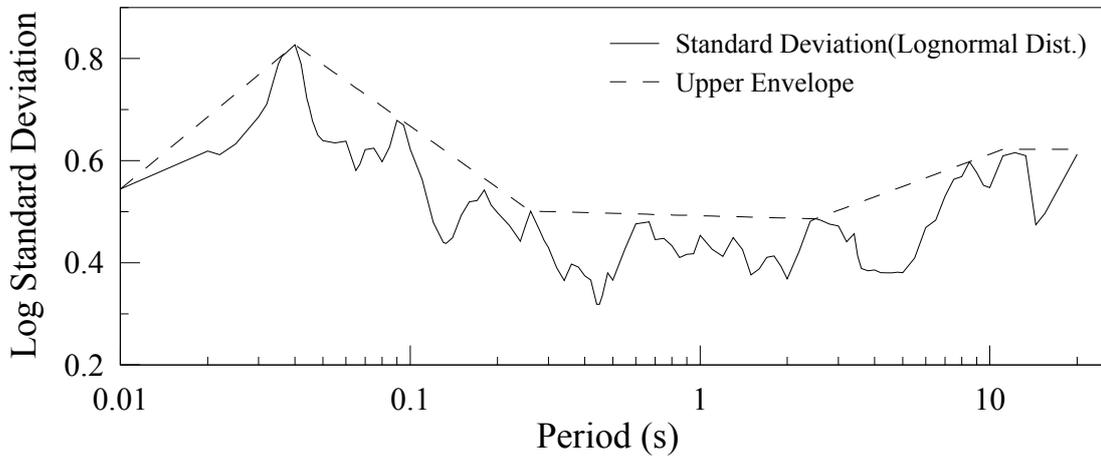


圖 1-81 V/H Ratio 對數標準差的曲線和包絡線
 (水平向 $PGA \geq 0.1g$, $V_{s30} > 760 \text{ m/s}$)

二、核電廠新一代地動反應分析管制技術研究

(一)大震度人造地震之地盤反應分析

設定 STRATA 輸入為井下 150m 之 Within 及地表露頭 Outcrop 兩類，兩種輸入對應的地表 0m 地表反應輸出為 Outcrop，如圖 2-1 所示，探討在不同模型下自由地表 0m 高程之反應。本研究人造地震共分為四筆歷時，依序為 Case1 至 Case4，皆為總長 50 秒，取樣頻率為 200Hz 之加速度歷時，最大加速度(Peak Acceleration, PA)分別為 0.005g、0.848g(年超越頻率約 10^{-3})、1.846g(年超越頻率約 10^{-4})、3.649g(年超越頻率約 10^{-5})，圖 2-2 及圖 2-3 為此四筆地震之加速度歷時與傅氏圖，其頻率含量皆為寬頻地震波。

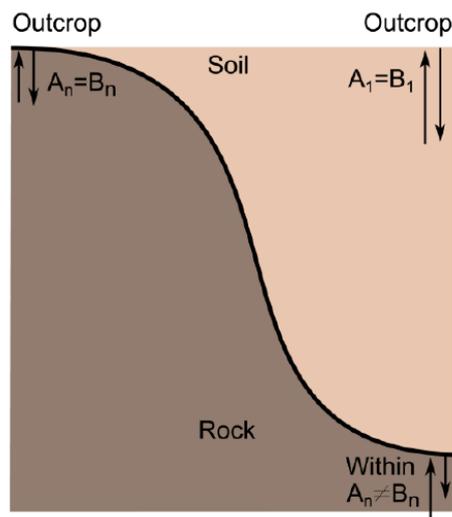
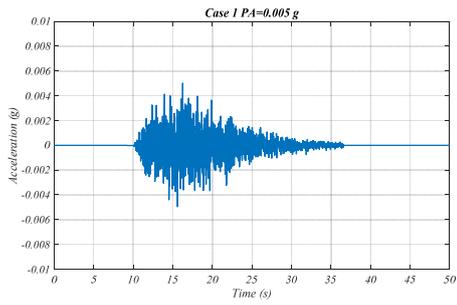
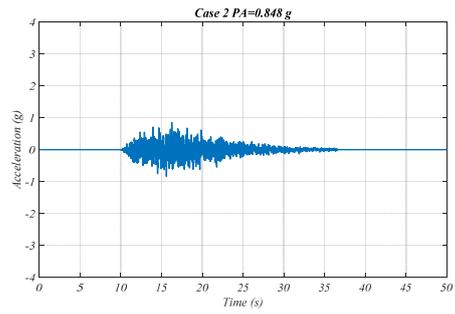


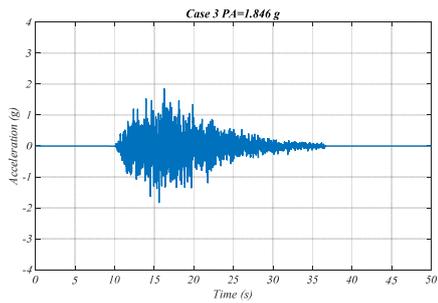
圖 2-1 地表露頭、地下岩盤與自由地表示意圖



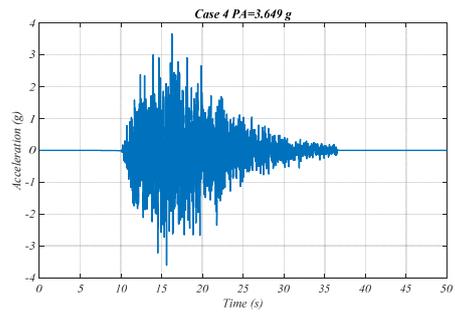
(a) Case 1



(b) Case 2

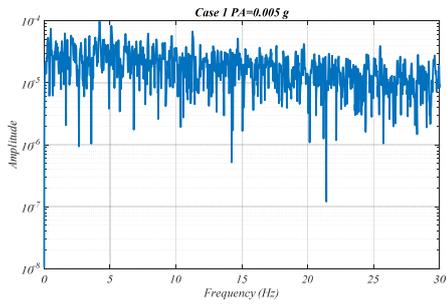


(c) Case 3

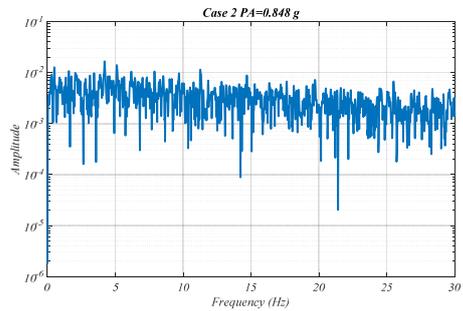


(d) Case 4

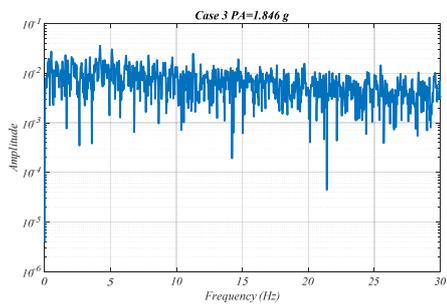
圖 2-2 井下 150m 輸入之人造地震加速度歷時圖



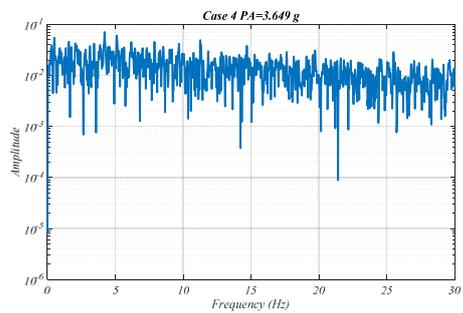
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

圖 2-3 井下 150m 輸入之人造地震加速度 FAS

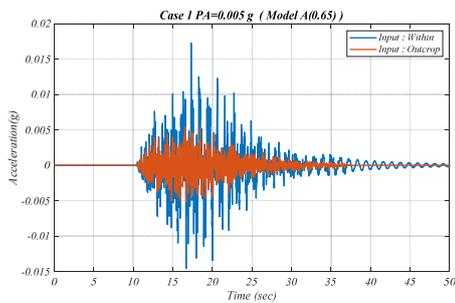
參考台電於民國 110 年 5 月提供之「地震危害與篩選報告-PWR 核能發電廠」(台灣電力股份有限公司，2021)內之 PWR 電廠地盤剪力波速與阻尼比曲線，採用之分析模型分別定義為 Model A、Model B 與 Model C，其中 Model A 剪力波速與阻尼剖面皆採用中值(BE)、Model B 則採用上值(UB)，對二者進行等值線性分析(以下稱 EQL)，Model C 剪力波速採用上值(UB)，並假設其阻尼比在 0~35 公尺為固定值 4%、35~150 公尺為固定值 3%，對其進行線彈性分析(以下稱 LN)，並將人造地震歷時輸入 STRATA 分析軟體進行分析。圖 2-4 至圖 2-6 為在各個模型輸入點位置不同情況下自由地表 0m 之加速度歷時，表 2-1 及表 2-2 為對應之最大地表加速度(PGA)。當輸入為 Outcrop 時，地震波會經由地表露頭(Outcrop)傳至地下岩盤(Within)之後，再經由土壤傳至地表，其路徑相較輸入為 Within 時來的長，因此會產生較大之能量衰減，而在 Model C 線彈性分析的部分，因阻尼比皆為定值，當輸入之 PA 越大時，則地表 PGA 會大較於其他模型。

表2-1 四種Case地表0m在各種不同模型下之
PGA(I/O:Within/Outcrop)

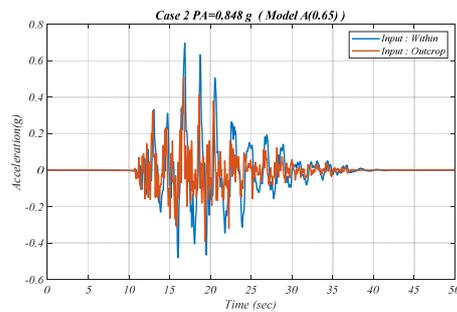
| PGA(g) | Model A | Model B | Model C |
|------------------|---------|---------|---------|
| Case1(PA=0.005g) | 0.017 | 0.013 | 0.009 |
| Case2(PA=0.848g) | 0.698 | 0.842 | 1.591 |
| Case3(PA=1.846g) | 1.330 | 1.670 | 3.463 |
| Case4(PA=3.649g) | 1.350 | 2.544 | 6.844 |

表2-2 四種Case地表0m在各種不同模型下之
PGA(I/O:Outcrop/Outcrop)

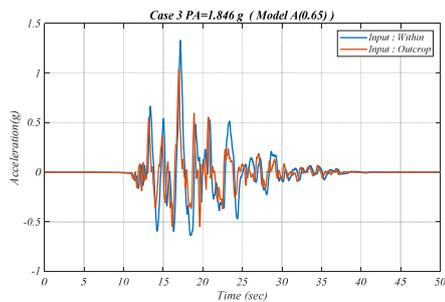
| PGA(g) | Model A | Model B | Model C |
|------------------|---------|---------|---------|
| Case1(PA=0.005g) | 0.005 | 0.006 | 0.005 |
| Case2(PA=0.848g) | 0.512 | 0.570 | 0.820 |
| Case3(PA=1.846g) | 1.039 | 1.109 | 1.785 |
| Case4(PA=3.649g) | 1.231 | 2.134 | 3.529 |



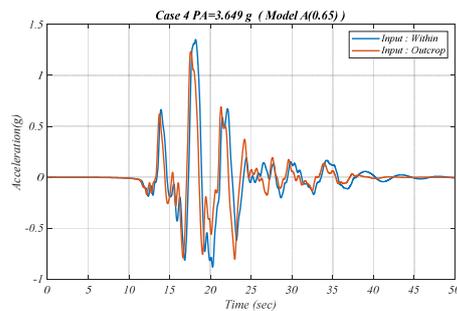
(a) Case 1



(b) Case 2

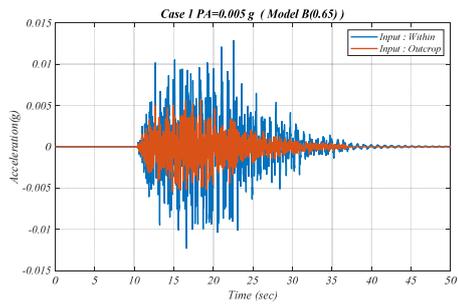


(c) Case 3

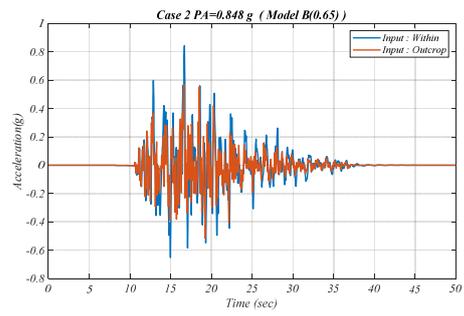


(d) Case 4

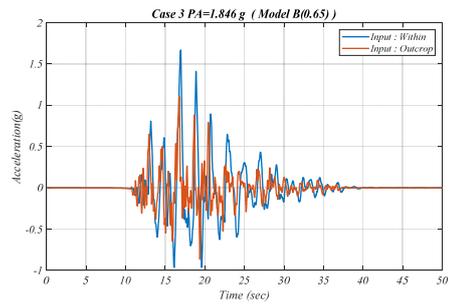
圖 2-4 Model A 在輸入點位不同情況下時地表 0m 加速度



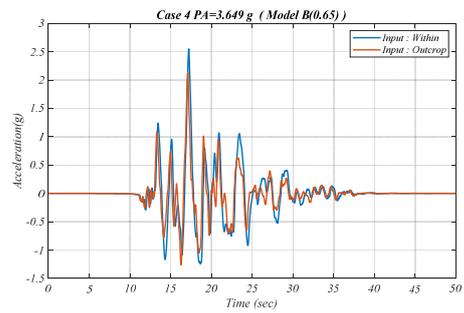
(a) Case 1



(b) Case 2

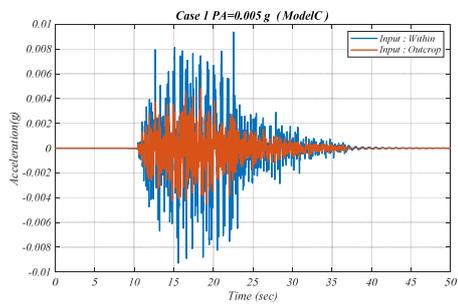


(c) Case 3

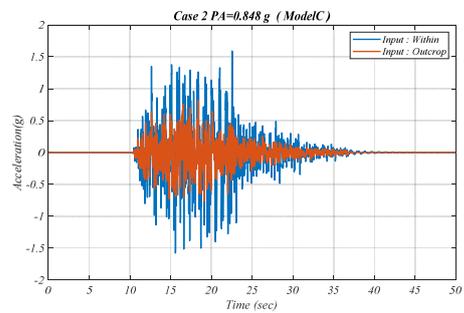


(d) Case 4

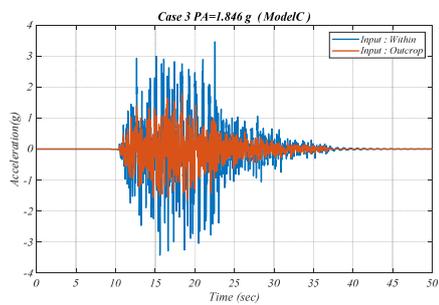
圖 2-5 Model B 在輸入點位不同情況下時地表 0m 加速度



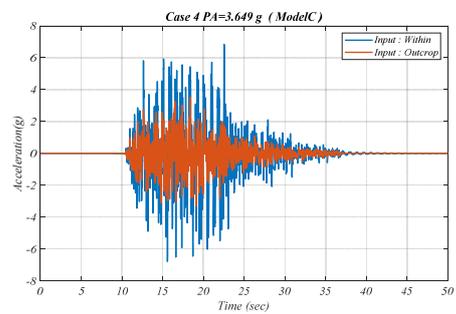
(a) Case 1



(b) Case 2



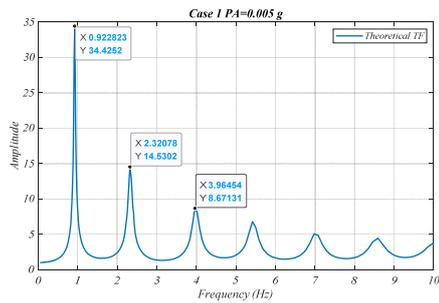
(c) Case 3



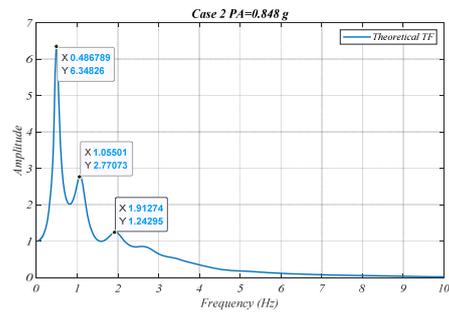
(d) Case 4

圖 2-6 Model C 在輸入點位不同情況下時地表 0m 加速度之疊圖

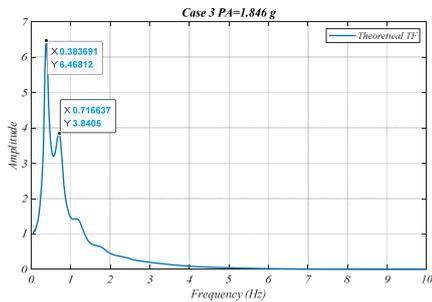
圖 2-7 至圖 2-9 為 Case1~Case4 不同事件下之理論土層轉換函數，以輸入為 Within 為例，進行 EQL 分析時(Model A 及 Model B)，地震事件 PA 越大，會使土層理論轉換函數顯著頻率越小，而進行 LN 分析時(Model C)，因假設為線彈性，所以，輸入岩盤人造地震 PA 震度提高，土層理論轉換函數顯著頻率皆不變。



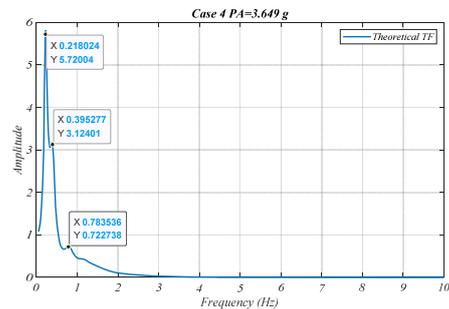
(a) Case 1



(b) Case 2

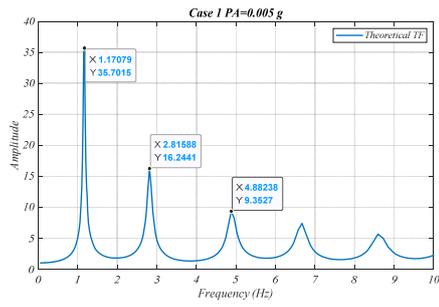


(c) Case 3

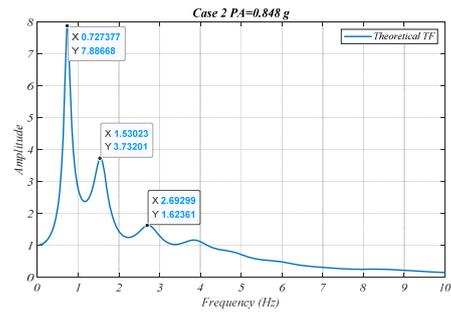


(d) Case 4

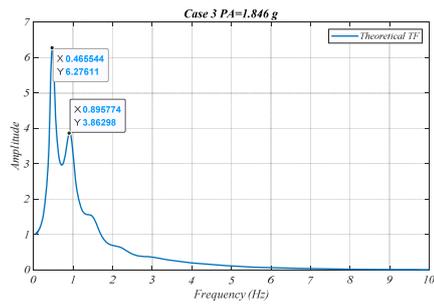
圖 2-7 Model A 在四個不同事件下之理論土層轉換函數 (I/O: Within/Outcrop)



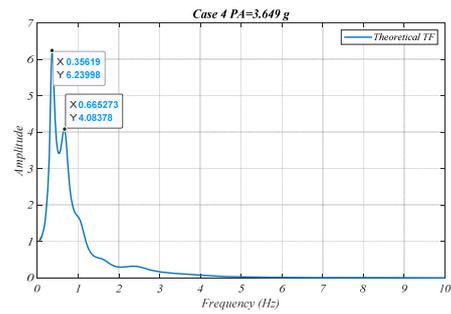
(a) Case 1



(b) Case 2

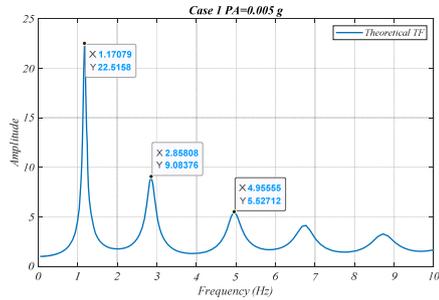


(c) Case 3

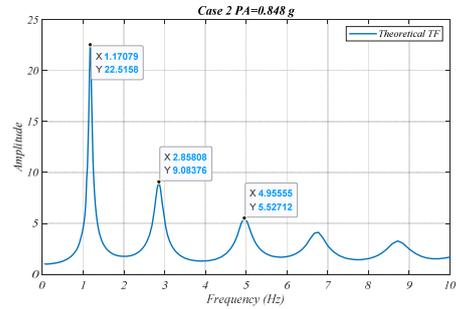


(d) Case 4

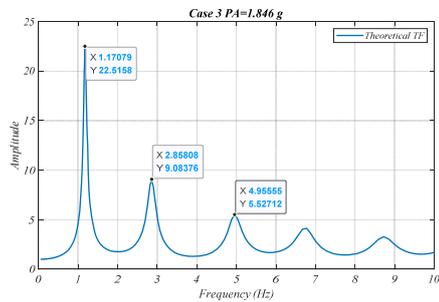
圖 2-8 Model B 在四個不同事件下之理論土層轉換函數 (I/O: Within/Outcrop)



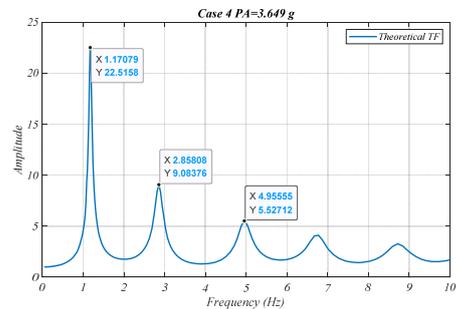
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

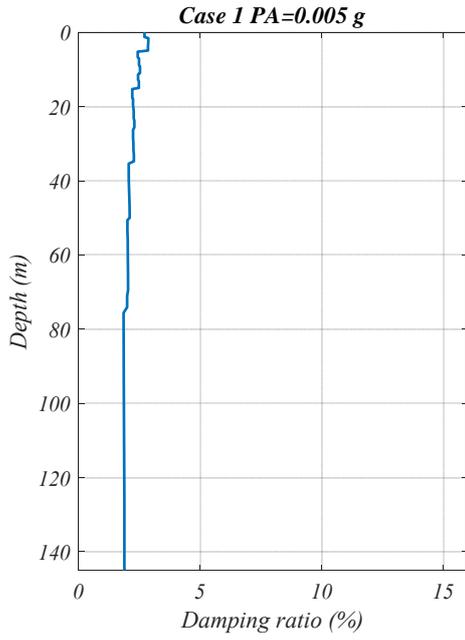


(d) Case 4

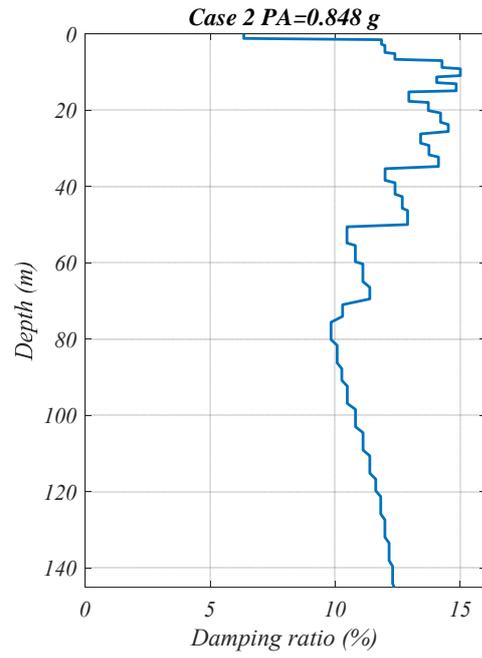
圖 2-9 Model C 在四個不同事件下之理論土層轉換函數 (I/O: Within/Outcrop)

圖 2-10 至圖 2-12 為不同地震事件下之地盤阻尼比曲線，同樣以輸入為 Within 為例，進行 EQL 分析時(Model A 及 Model B)，阻尼剖面會依據前一年度使用之 Darendeli Model 非線性曲線逐步反覆運算，PWR 電廠阻尼比在土壤應變最大時設定為 15%。當 PA 越大時(由 Case 1 逐漸增大至 Case 4)，根據圖 2-10(b)及圖 2-11(b)，土層愈接近地表之應變越大，此時阻尼比曲線會逐漸趨近 15%的上限值；於 Case 3 (年超越頻率約 10^{-4})及 Case 4 (年超越頻率約 10^{-5})的地震事件時，根據圖 2-10(c)及圖 2-11(c)，Model A 及 Model B 從地下 40m 深度至地表已幾乎貼著 15%的上限。而且，根據圖 2-10(d)，在 Case 4 (年超越頻率約 10^{-5})的地震事件作用下，Model A 從地下 150m 深度至地下 100m 深度，阻尼比曲線也逐漸貼近 15%的上限。另外在進行 LN 分析時(Model C)，因假設土層參數及地盤反應為線彈性，無論地震事件 PA 的放大，根據圖 2-12(a)至圖 2-12 (d)，地盤阻尼比曲線皆與原始設定相同，與預期的結果相符。

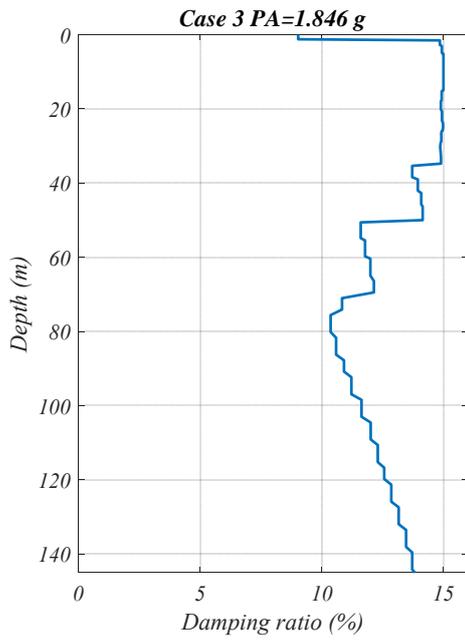
圖 2-13 及圖 2-14 為不同岩盤輸入條件時，不同震度人造地震輸入時地表 0m 輸出之地表加速度反應(圖 2-4 至圖 2-6)之傅氏譜，從傅氏譜的趨勢可發現，當輸入地震之 PA 越大時，以 EQL 分析(Model A 及 Model B)之結果在高頻段會產生衰減。而且，當設定輸入為 Within 時在高頻段之衰減較設定輸入為 Outcrop 時更明顯。圖 2-15 及圖 2-16 為不同岩盤輸入條件時，不同震度人造地震輸入時地表 0m 輸出之地表加速度反應(圖 2-4 至圖 2-6)之反應譜，其於反應譜放大及對應的週期區間與前述傅氏譜的趨勢亦吻合。



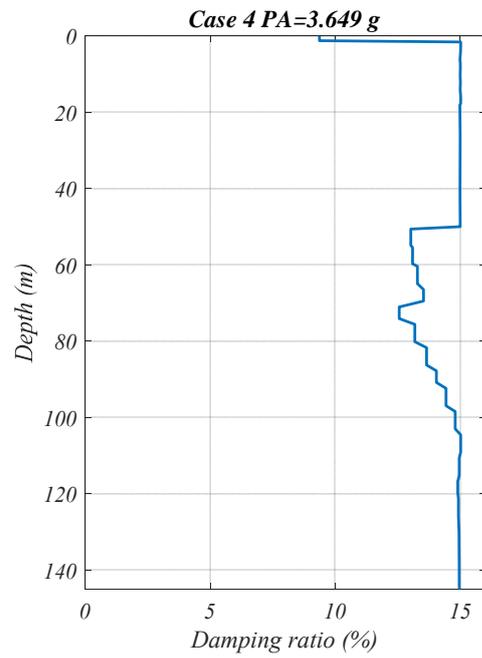
(a) Case 1



(b) Case 2

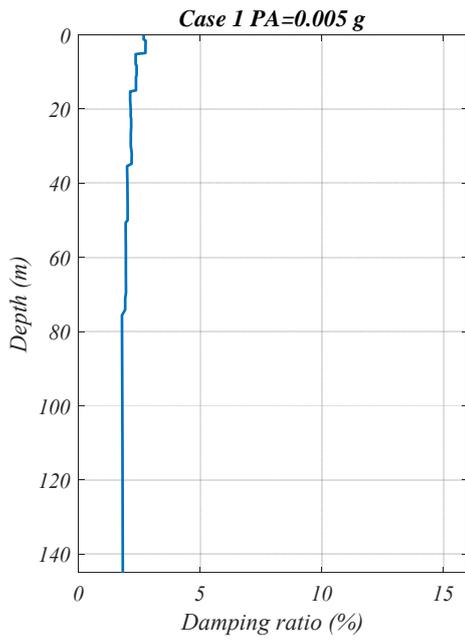


(c) Case 3

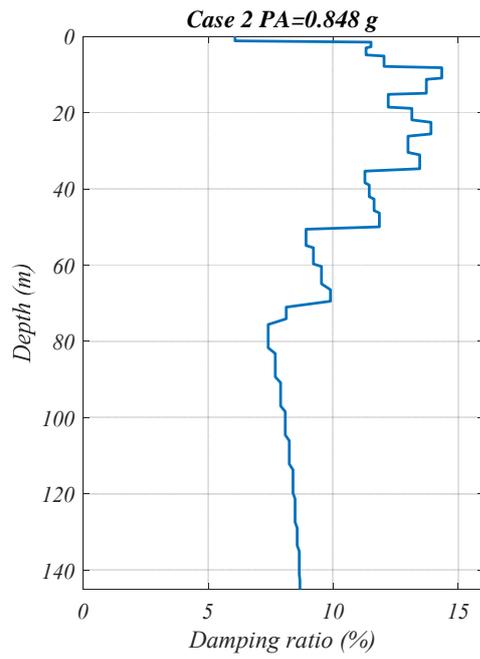


(d) Case 4

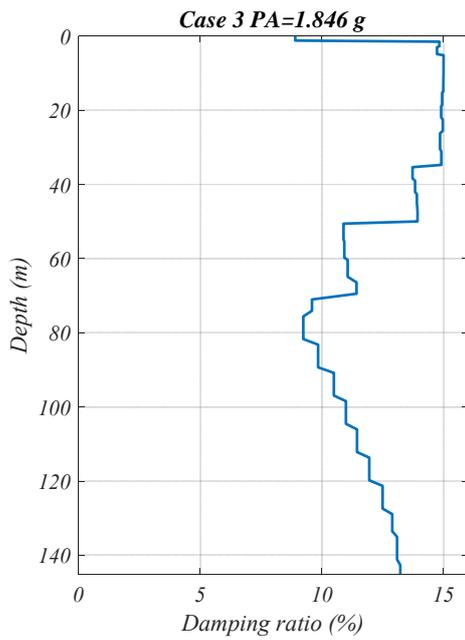
圖 2-10 Model A 在不同事件下之阻尼比曲線(I/O:Within/Outcrop)



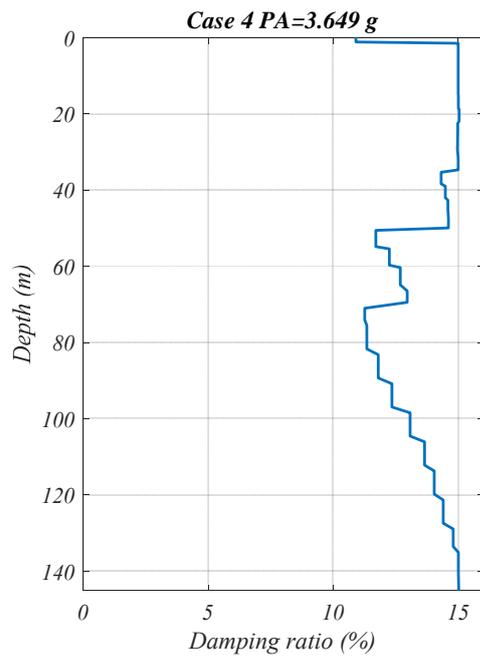
(a) Case 1



(b) Case 2

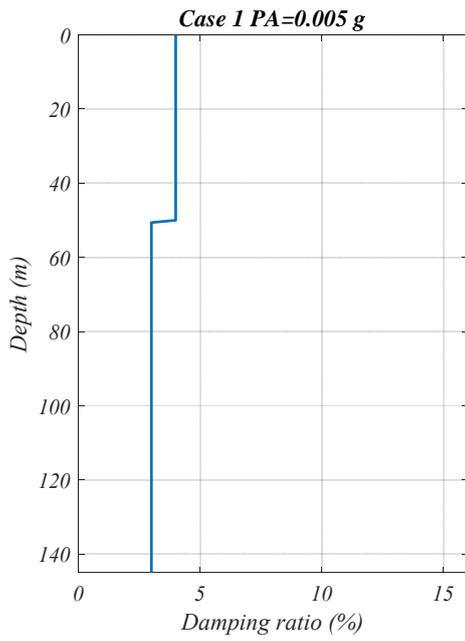


(c) Case 3

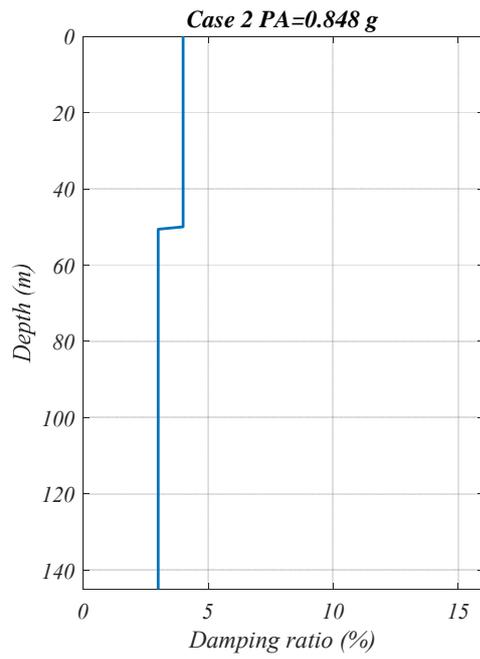


(d) Case 4

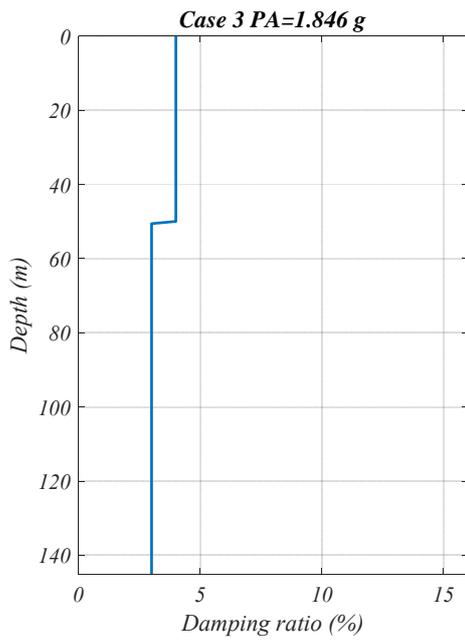
圖 2-11 Model B 在不同事件下之阻尼比曲線(I/O:Within/Outcrop)



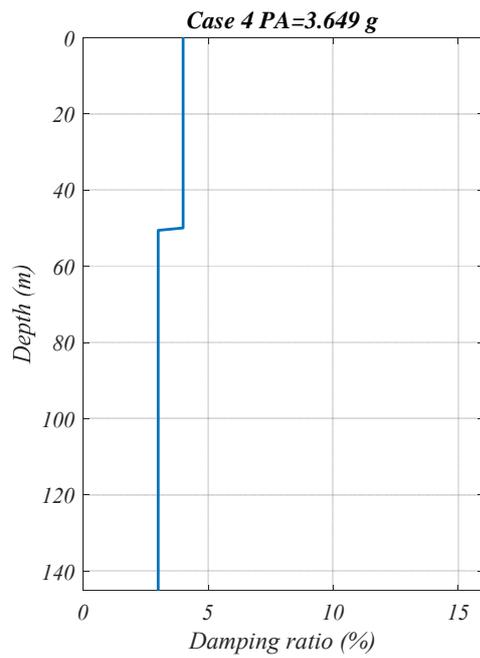
(a) Case 1



(b) Case 2

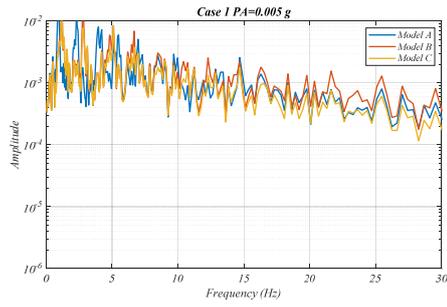


(c) Case 3

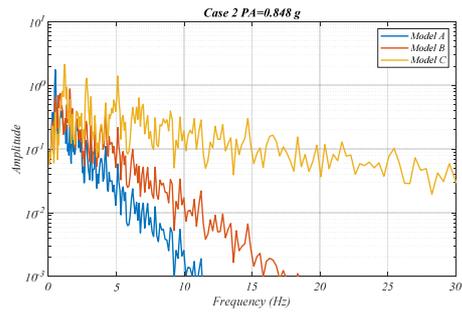


(d) Case 4

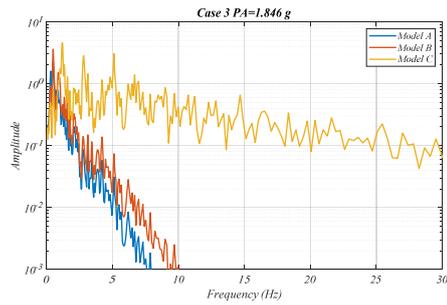
圖 2-12 Model C 在不同事件下之阻尼比曲線(I/O:Within/Outcrop)



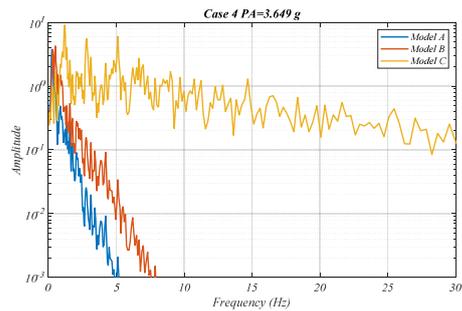
(a) Case 1



(b) Case 2

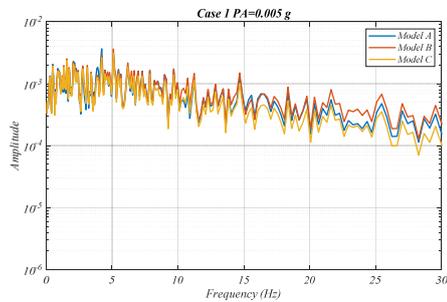


(c) Case 3

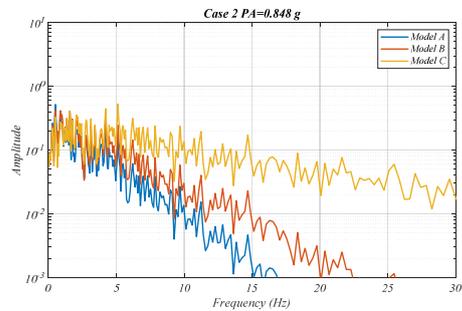


(d) Case 4

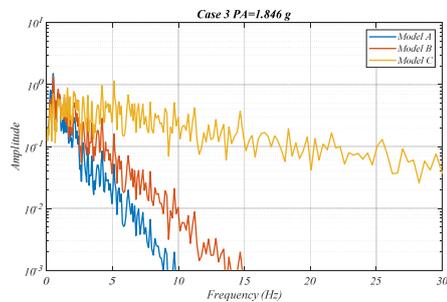
圖 2-13 三個 Model 於地表 0m 輸出之傅氏譜(I/O:Within/Outcrop)



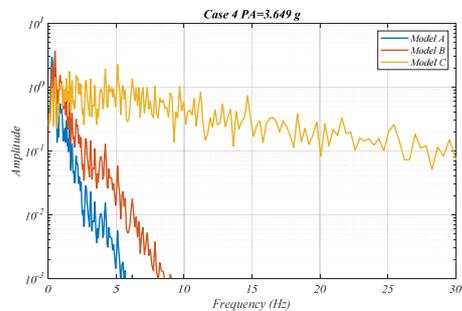
(a) Case 1



(b) Case 2

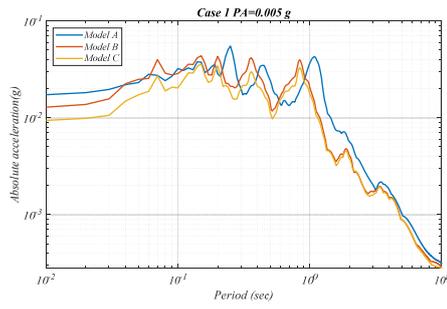


(c) Case 3

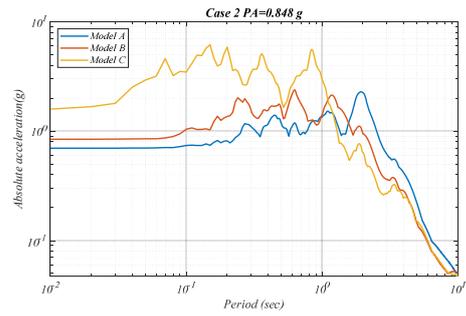


(d) Case 4

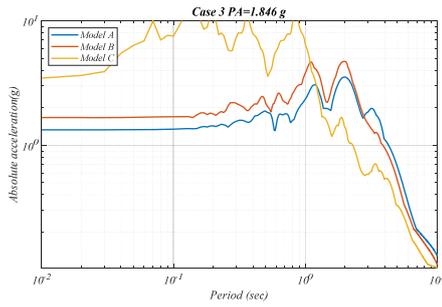
圖 2-14 三個 Model 於地表 0m 輸出之傅氏譜(I/O:Outcrop/Outcrop)



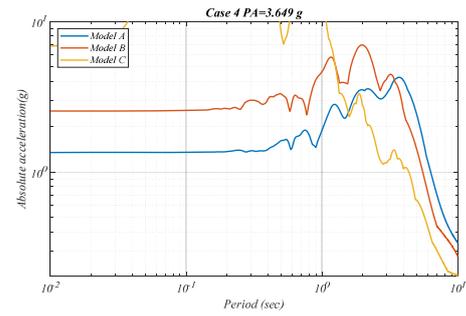
(a) Case 1



(b) Case 2

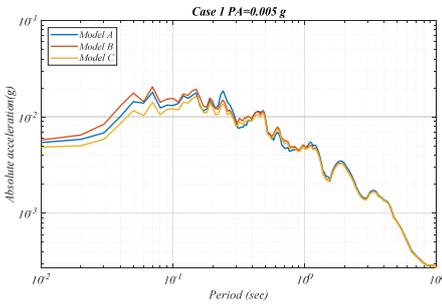


(c) Case 3

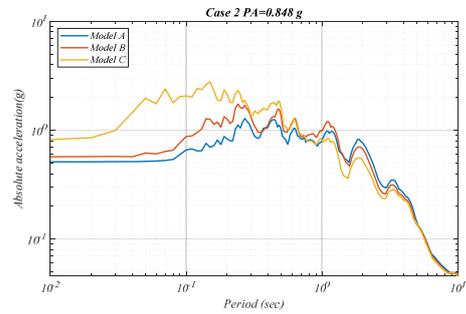


(d) Case 4

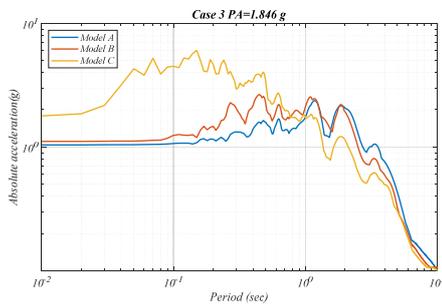
圖 2-15 地表 0m 輸出之三個 Model 反應譜疊圖(I/O:Within/Outcrop)



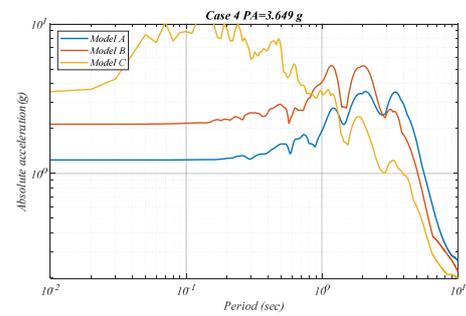
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

圖 2-16 地表 0m 輸出之三個 Model 反應譜疊圖 (I/O:Outcrop/Outcrop)

(二)V/H 反應譜比

本研究繪製 8 筆由 PWR 電廠量測到之井下資料(DHA/DHB)的單站反應譜比如圖 2-18 至圖 2-33，各筆地震事件於地表各方向的 PGA 如表 2-3 所示。單站反應譜區間為 0.01 秒至 4 秒，間隔為 0.01 秒，圖中 $\frac{2}{3}$ 水平線為「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2022)規定之 V/H 反應譜比，其中水平向反應譜繪製方法有兩種:第一種方法：參考謝宏灝等人(2001)提出的訊號處理流程，流程如圖 2-17 所示，因文中並未強調如何處理使用之訊號，所以在進行分析前，本研究先進行零平均訊號(zero-mean signal)處理，繪製完三個方向的反應譜之後，將南北及東西向反應譜作均方根以獲得水平向反應譜，最後再繪製成垂直與水平向反應譜比，但不進行平滑化，並將此流程定義為 Type 1；第二種方法：將南北及東西向歷時訊號做幾何平均，當成水平向訊號，並對每筆訊號進行零平均訊號(zero-mean signal)處理及反應譜計算，再繪製成垂直向與水平向反應譜比，並將此流程定義為 Type 2。

另外補充說明前一章垂直向對水平向反應譜比值管制技術研究之分析，是直接根據台電公司提供之 PSA 的結果，並沒有實際的地震歷時，而決定水平向訊號的方法是進行 RotD50 所獲得的水平向訊號(所謂 RotD50 是將東西向及南北向訊號以每 10 度為分割，共 36 組訊號，找出 PSA 的中值，採用該方向為水平向訊號)，依據的 PSA 圖也未進行平滑化。

表2-3 PWR電廠各地震事件PGA

| 地震事件 /PGA(gal) | 南北向 (DHA/DHB) | 東西向 (DHA/DHB) | 垂直向 (DHA/DHB) |
|-------------------|------------------|------------------|------------------|
| 2019/1/22 | 3.83/3.24 | 5.88/6.62 | 2.25/2.46 |
| 2019/1/30 | 7.59/6.21 | 6.94/7.82 | 4.55/4.69 |
| 2019/3/8 | 6.58/4.36 | 7.00/7.45 | 4.62/3.10 |
| 2019/4/3 | 3.56/4.21 | 3.03/3.98 | 2.75/3.46 |
| 2019/4/4 | 2.04/2.55 | 2.37/3.16 | 2.16/2.04 |
| 2019/6/4 | 3.43/4.65 | 3.20/2.72 | 1.37/2.21 |
| 2020/9/29 | 3.20/3.33 | 6.09/8.43 | 10.76/8.30 |
| 2021/3/2 | 39.92/34.13 | 46.21/45.92 | 13.06/17.90 |

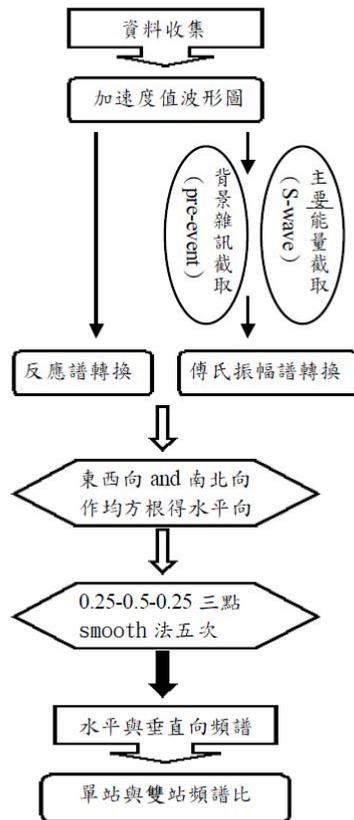


圖 2-17 頻譜比法分析流程(取自謝宏灝論文)

藉由觀察錯誤! 找不到參照來源。至錯誤! 找不到參照來源。 , 可發現水平向反應譜繪製方法會影響 V/H 反應譜比的線型及振幅, Type 1 的繪製方法會使比值放大對應之週期區間較不明顯, Type 2 的繪製方法則會將 V/H 反應譜比值放大對應之週期區間較清楚地呈現, 更易判讀放大峰值的位置。因 2019/04/03 及 2019/04/04 兩筆地震事件之水平與垂直向 PGA 較接近, 因此根據圖 2-24 至圖 2-27 可以發現在週期 0.01 至 0.1 秒區間, 比值會大於 $\frac{2}{3}$; 而 2020/09/29 地震事件之垂直向 PGA 已大於水平向, 因此亦可由圖 2-30 及圖 2-31 呈現比值一定大於 $\frac{2}{3}$; 其餘地震事件包括 2021/03/02 較大震度地震事件, 亦可發現有一峰值發生於 0.5 秒的位置(圖 2-20、圖 2-21、圖 2-25 及圖 2-33), 且部分地震事件在 1 秒或在 1 到 10 秒區間, 亦有峰值出現。意即利用 Type 1 繪製 V/H 反應譜比亦可, 因其與 Type 2 的顯著週期差距不大, 但不建議進行平滑化, 若峰值與周圍其他值差距較大, 平滑化會使該峰值迅速衰減; 另外根據 V/H 反應譜比與垂直向 FRF(Frequency Response Function)的比較結果, 其中 FRF 的輸入為井下 150m, 輸出為地表 0m, FRF 曲線為將所有地震事件納入分析之結果, 預估在垂直向 FRF 的顯著週期(亦約 0.5 秒)附近, V/H 反應譜比會產生明顯的放大, 而在水平向 FRF 的顯著週期附近 V/H 反應譜比應會衰減, 這是因為 V/H 反應譜比的特性是由垂直向反應譜主控, 從圖中亦可發現 DHB 之 FRF 峰值較為明顯, 因此後續將以 DHB 為例進行探討。

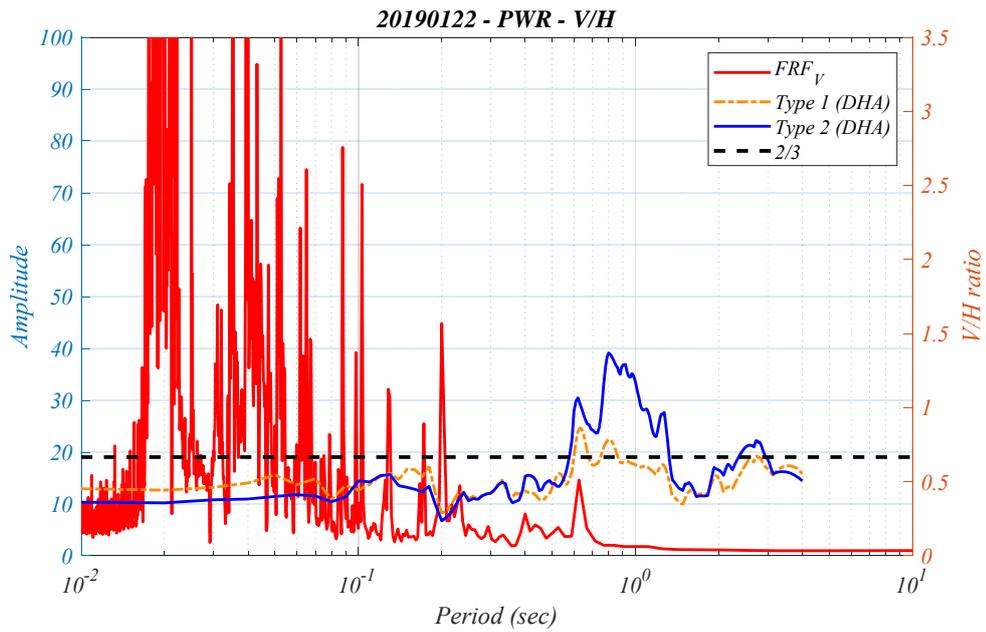


圖 2-18 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 1 月 22 日)

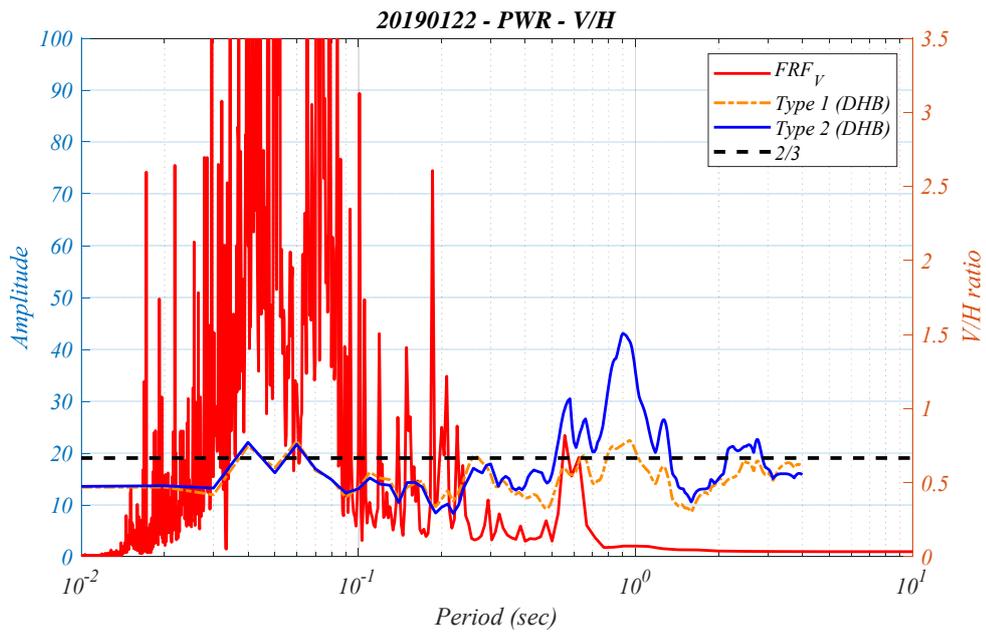


圖 2-19 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 1 月 22 日)

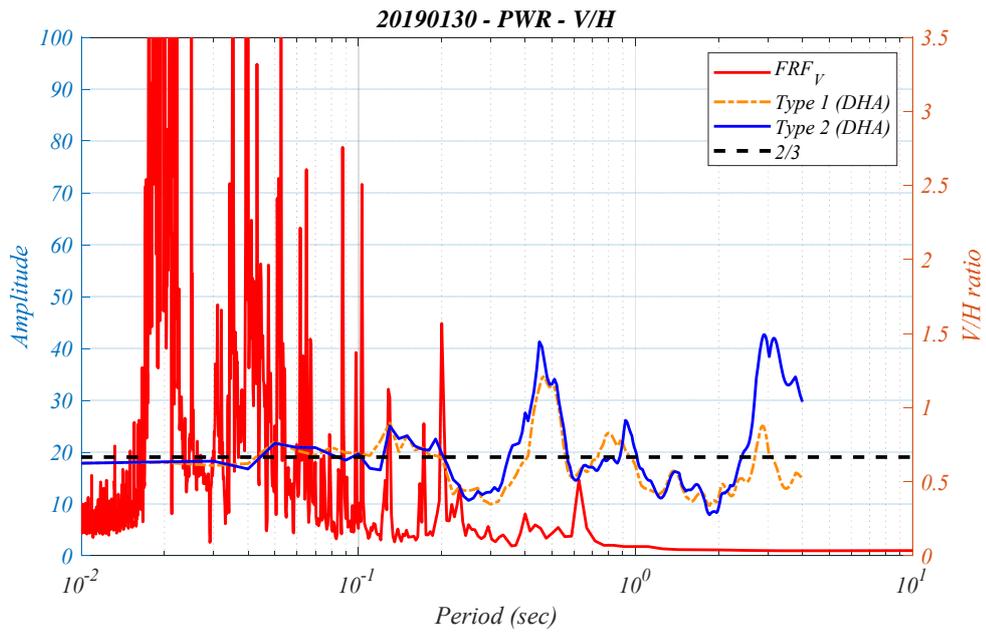


圖 2-20 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 1 月 30 日)

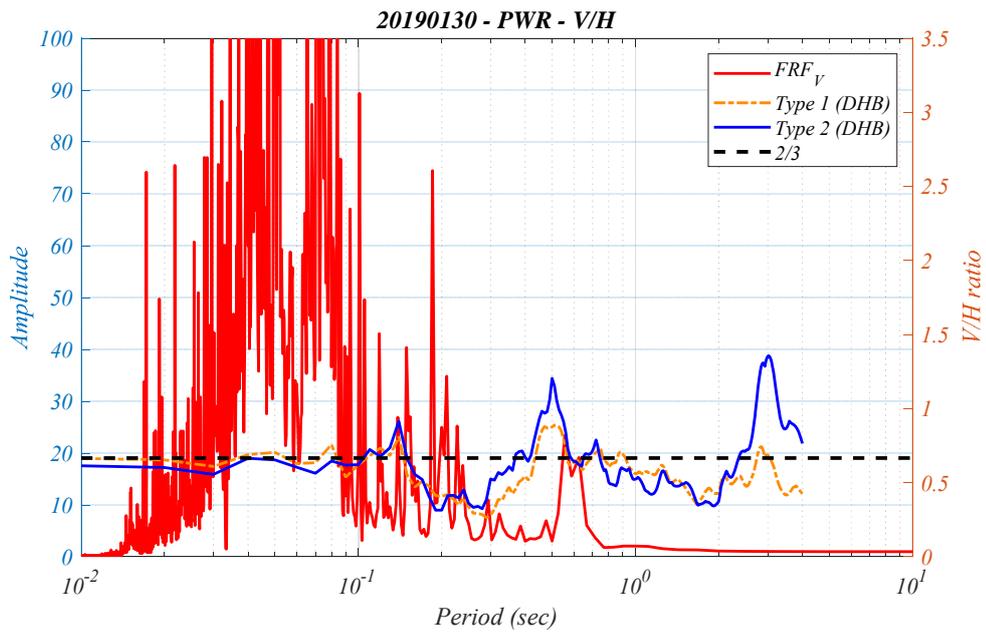


圖 2-21 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 1 月 30 日)

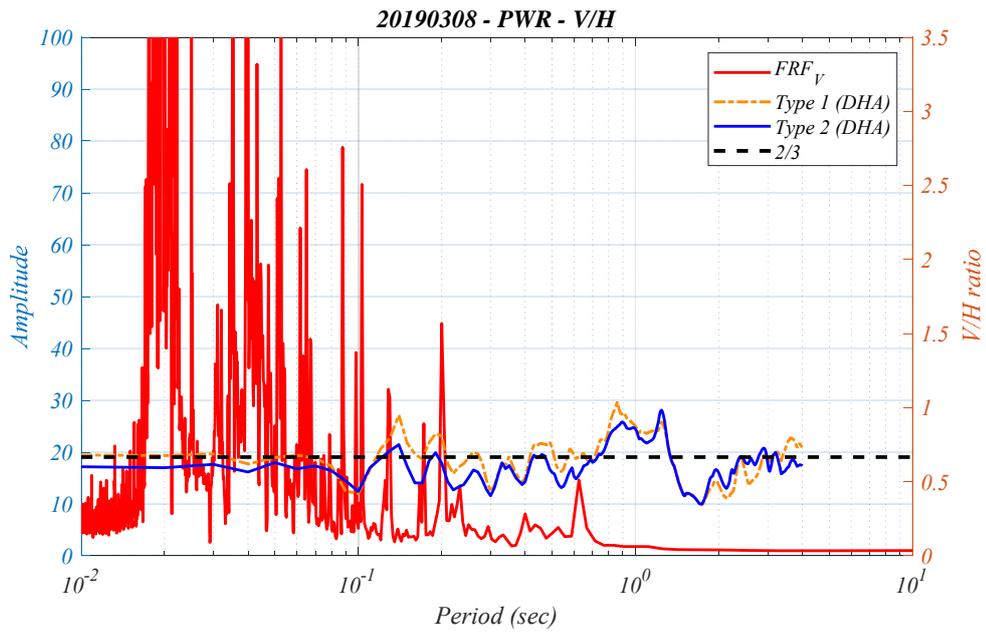


圖 2-22 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 3 月 8 日)

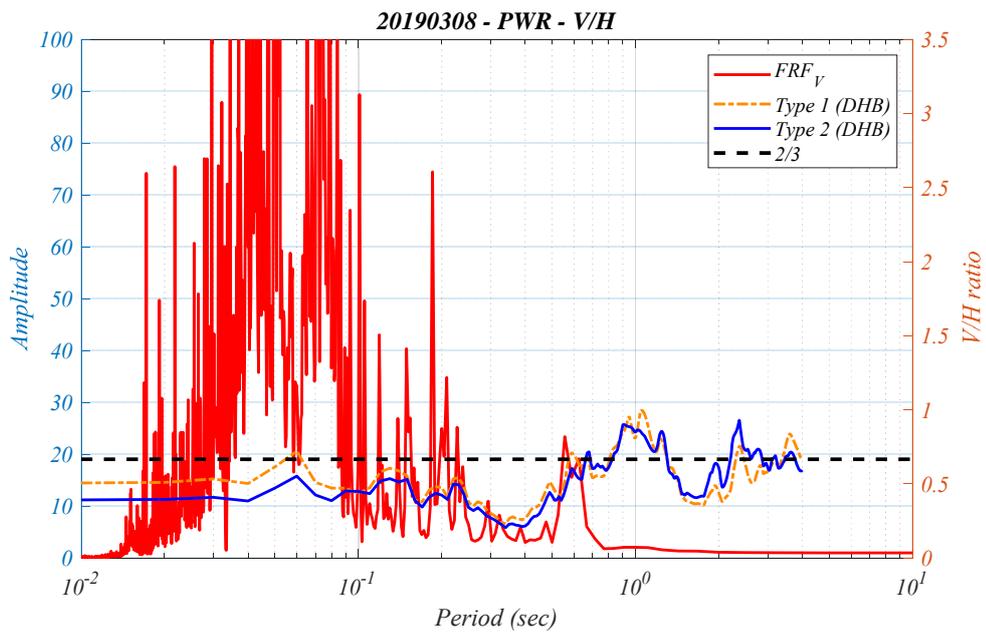


圖 2-23 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 3 月 8 日)

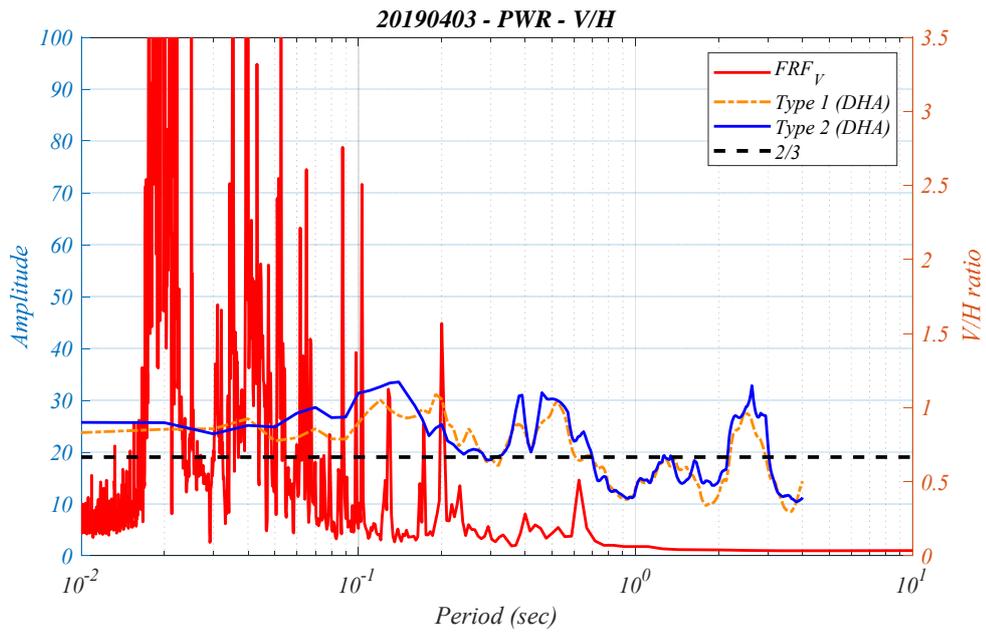


圖 2-24 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 4 月 3 日)

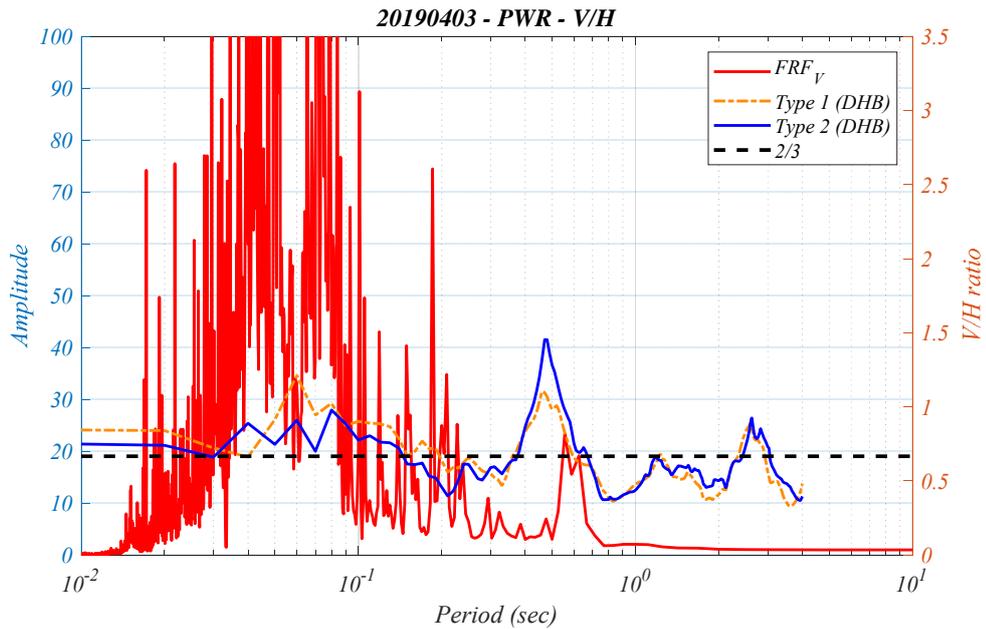


圖 2-25 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 4 月 3 日)

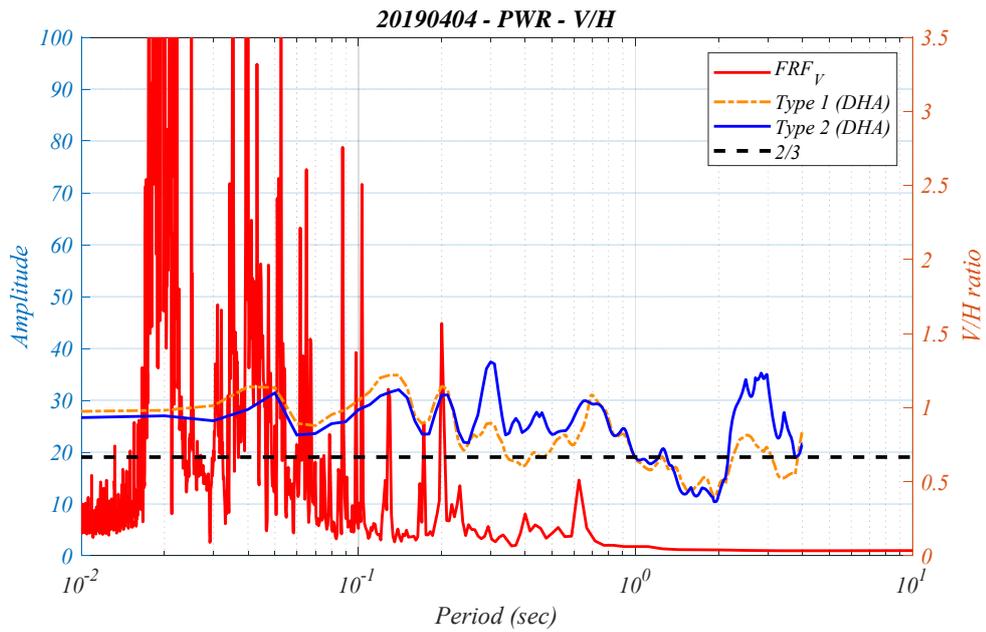


圖 2-26 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 4 月 4 日)

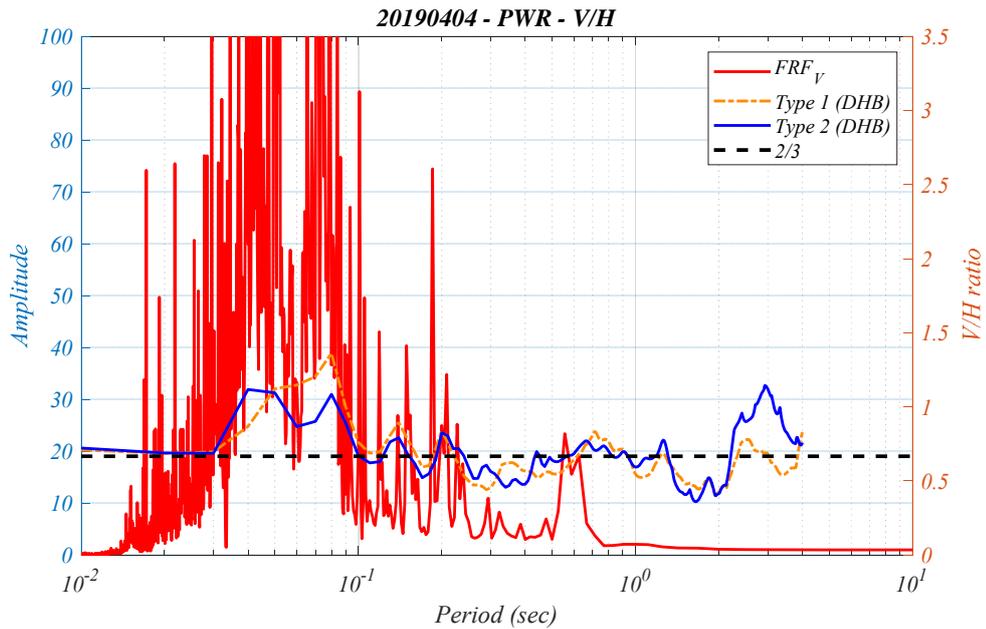


圖 2-27 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 4 月 4 日)

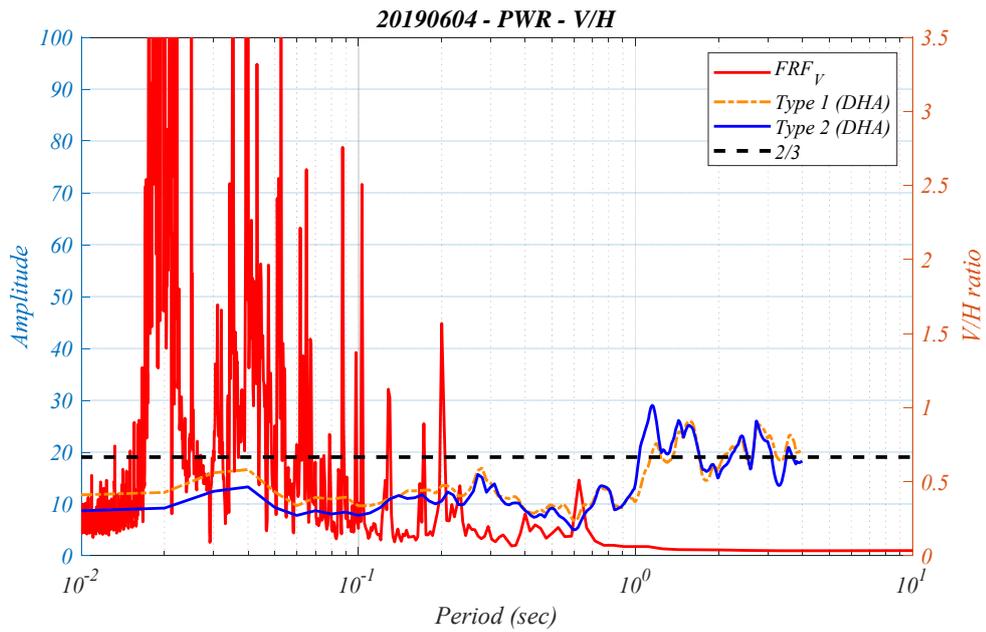


圖 2-28 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 6 月 4 日)

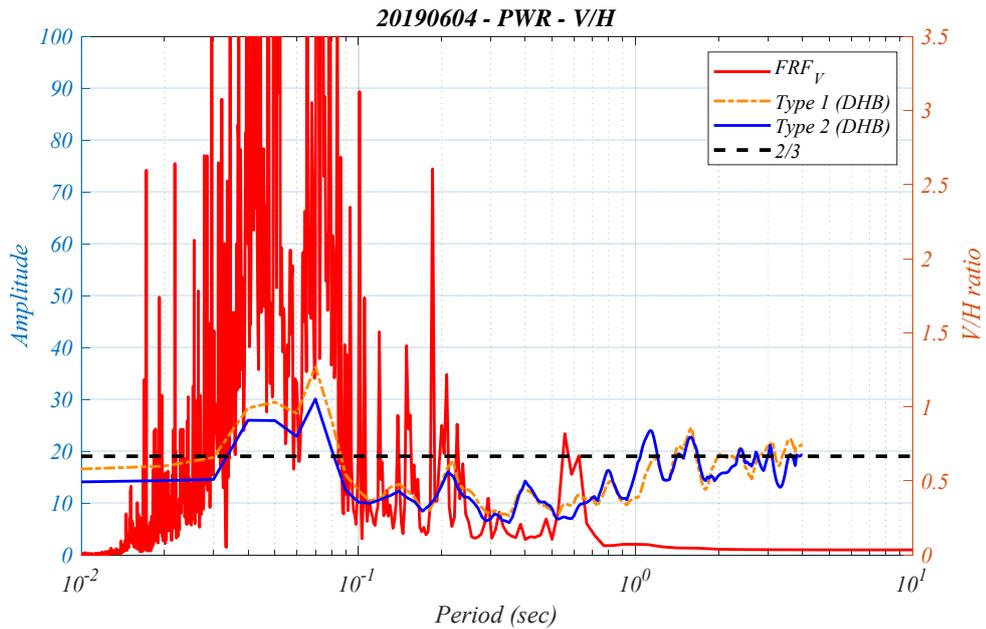


圖 2-29 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2019 年 6 月 4 日)

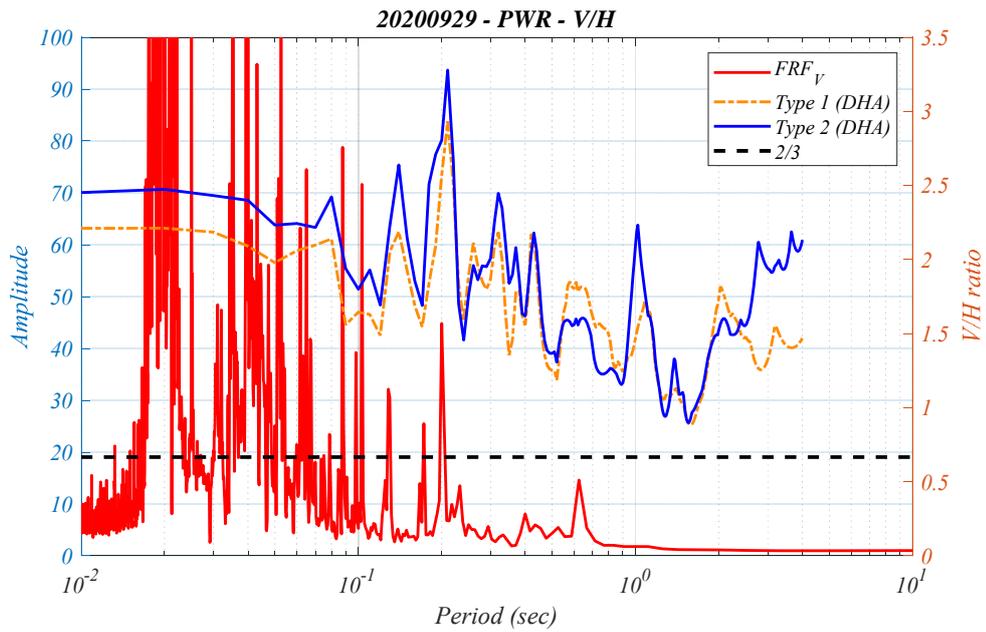


圖 2-30 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2020 年 9 月 29 日)

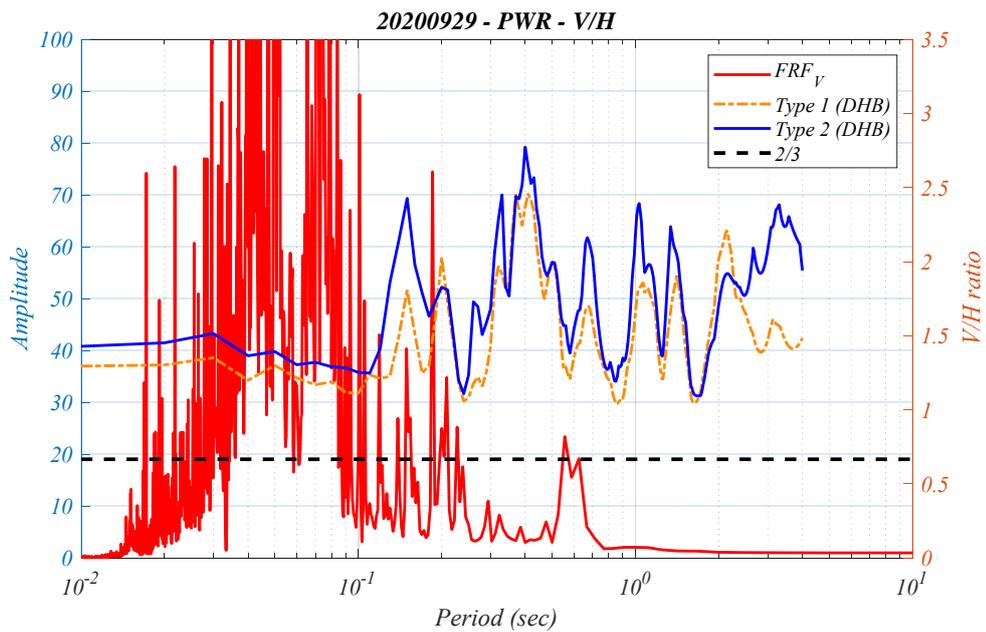


圖 2-31 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2020 年 9 月 29 日)

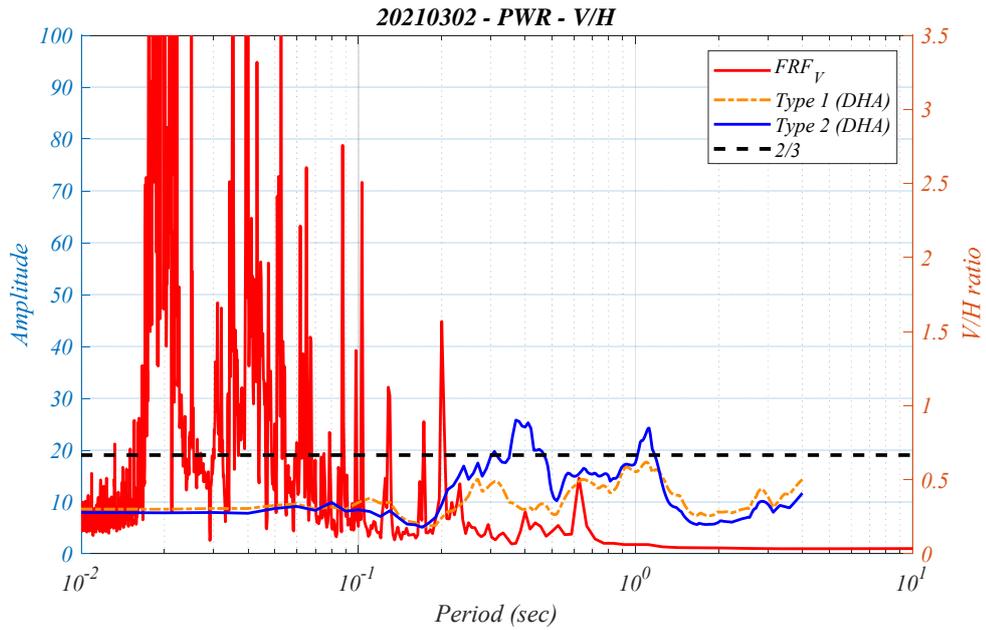


圖 2-32 PWR 電廠 DHA 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2021 年 3 月 2 日)

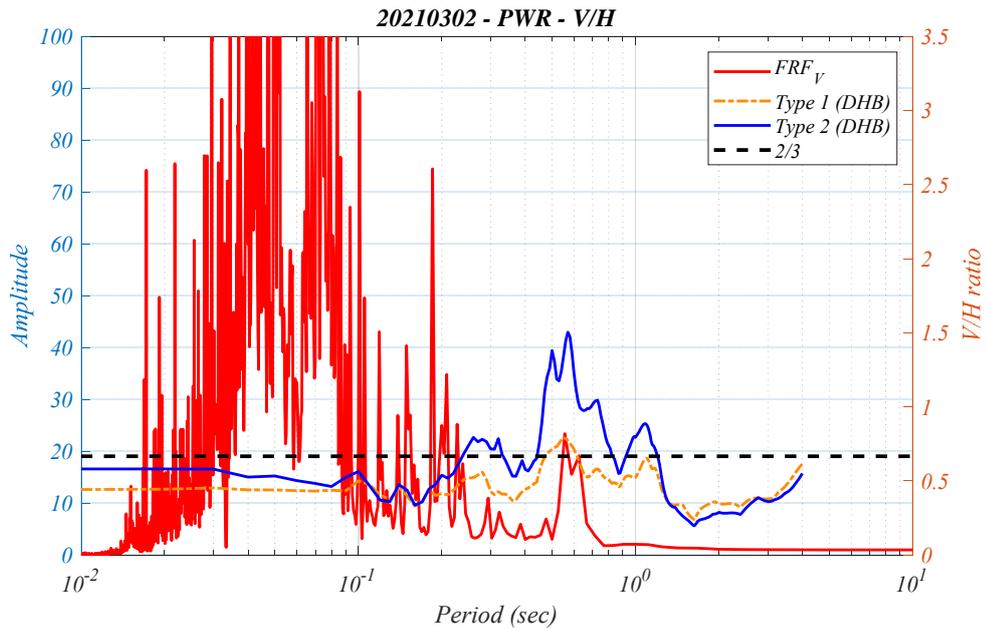


圖 2-33 PWR 電廠 DHB 井下 0m 不同繪製方法反應譜比
(地震事件:2021 年 3 月 2 日)

圖 2-34 至圖 2-41 為 PWR 電廠井下測站 DHB 水平向、垂直向反應譜與 V/H 反應譜比之疊圖，從圖中可觀察出 V/H 反應譜比在 1 秒附近或 1 秒之後會產生明顯放大的原因，為水平向反應譜值在

長週期會衰減的比垂直向反應譜值來的快，導致 V/H 反應譜比產生明顯放大。週期 0.5 秒附近的峰值亦同時出現在水平向與垂直向的反應譜，且垂直向主導(圖 2-40)及較大震度(圖 2-41)之地震事件更為明顯。接下來利用 V/H 反應譜比與水平及垂直向 FRF 進行說明，如圖 2-42 至圖 2-49 所示，其中水平向 FRF 的繪製方法為先將南北及東西向訊號做幾何平均之後再進行 FRF 的計算，採取跟水平向反應譜相同計算方法，並將所有地震事件納入分析，與垂直向 FRF 計算方式相同，從圖中可觀察部分地震事件垂直向 FRF 顯著週期附近 V/H 反應譜比有明顯峰值，而部分地震事件則有 V/H 峰值週期與水平向 FRF 的顯著週期接近；另外，如觀察 2020/9/29 地震事件(圖 2-48)，可明顯看出 V/H 反應譜比皆超過 $\frac{2}{3}$ 水平線，原因為該筆地震事件垂直向 PGA 比水平向 PGA 高(參考表 2-3 之數值)。

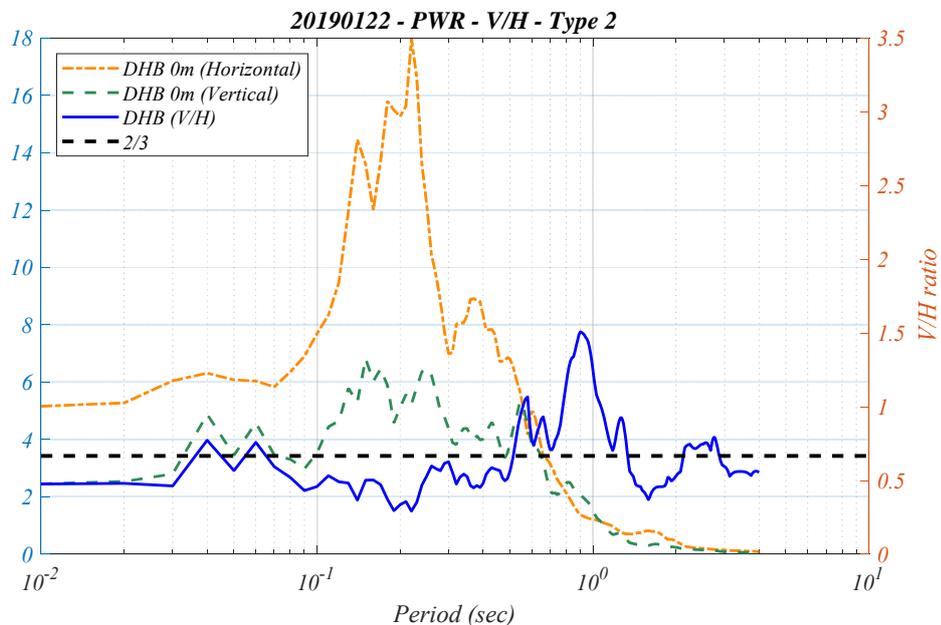


圖 2-34 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2019 年 1 月 22 日)

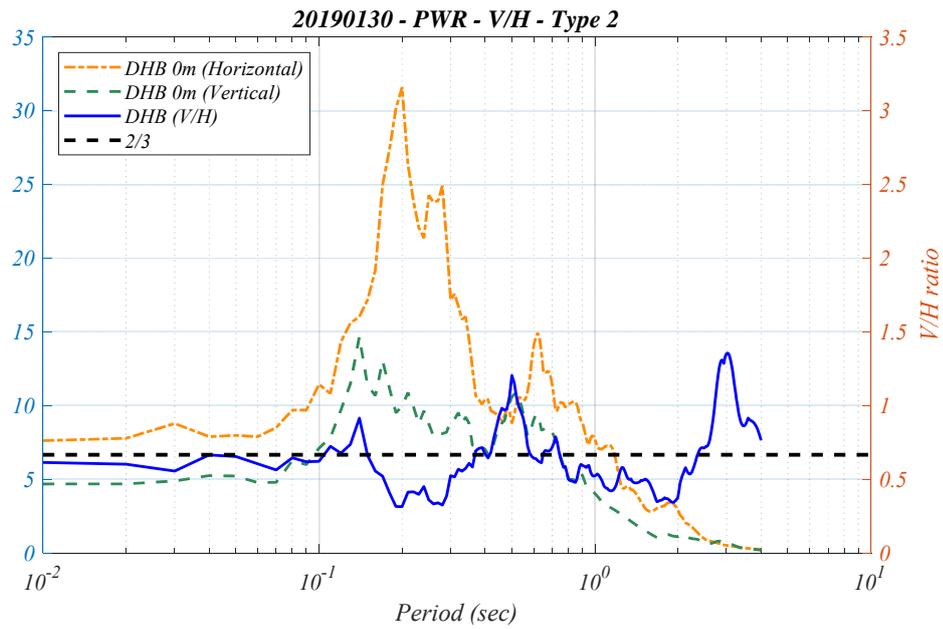


圖 2-35 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2019 年 1 月 30 日)

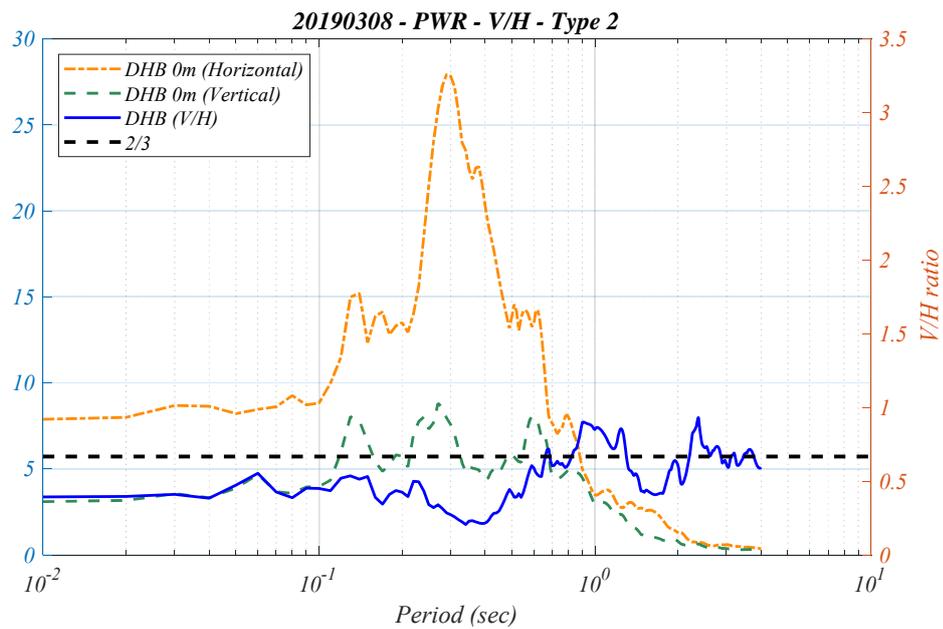


圖 2-36 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2019 年 3 月 8 日)

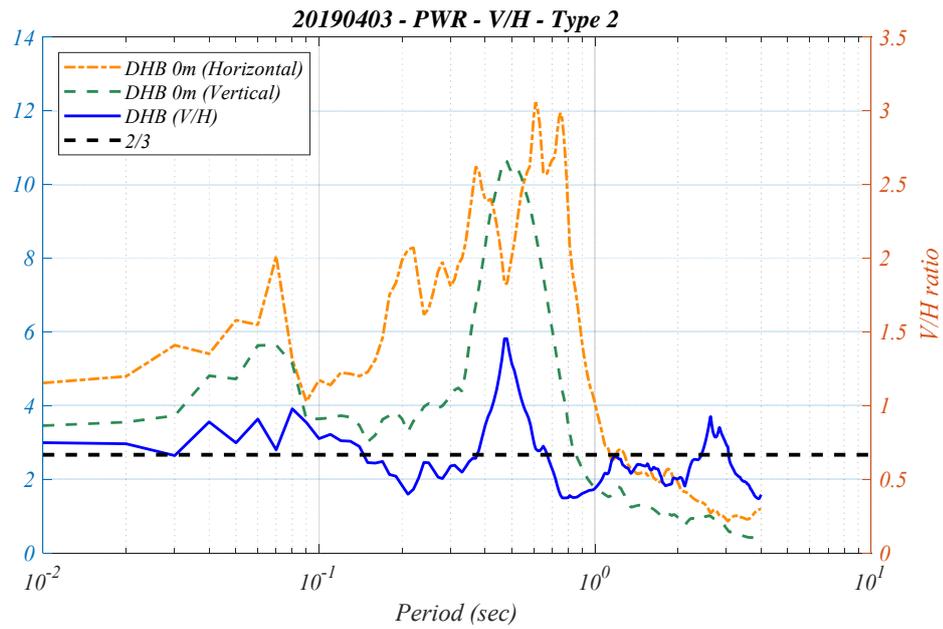


圖 2-37 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2019 年 4 月 3 日)

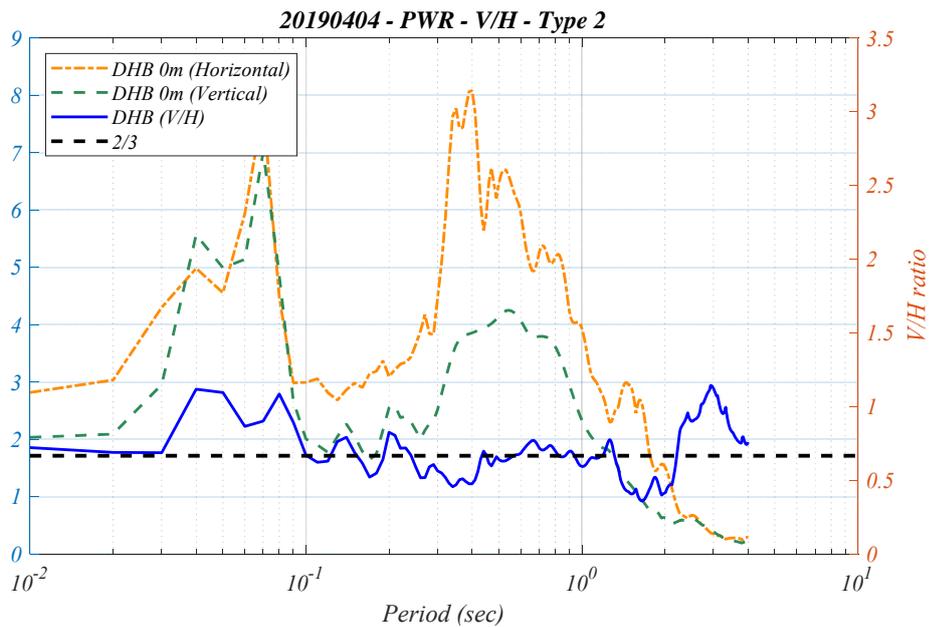


圖 2-38 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2019 年 4 月 4 日)

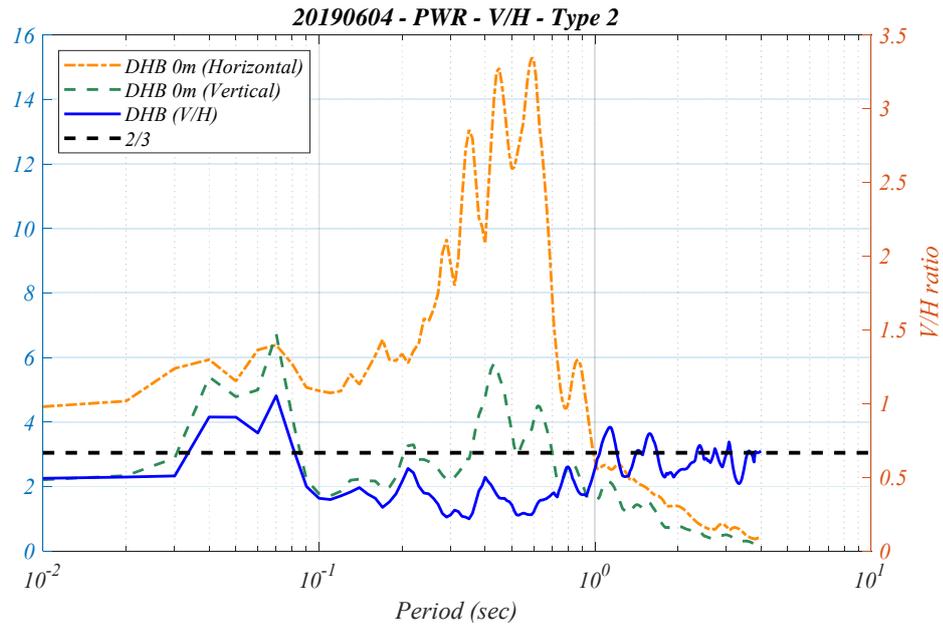


圖 2-39 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2019 年 6 月 4 日)

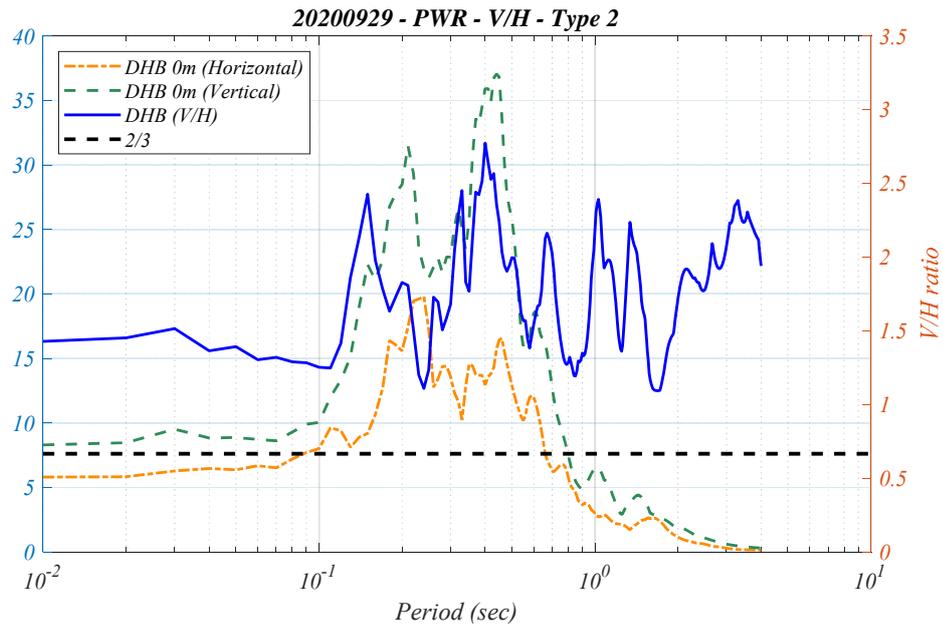


圖 2-40 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2020 年 9 月 29 日)

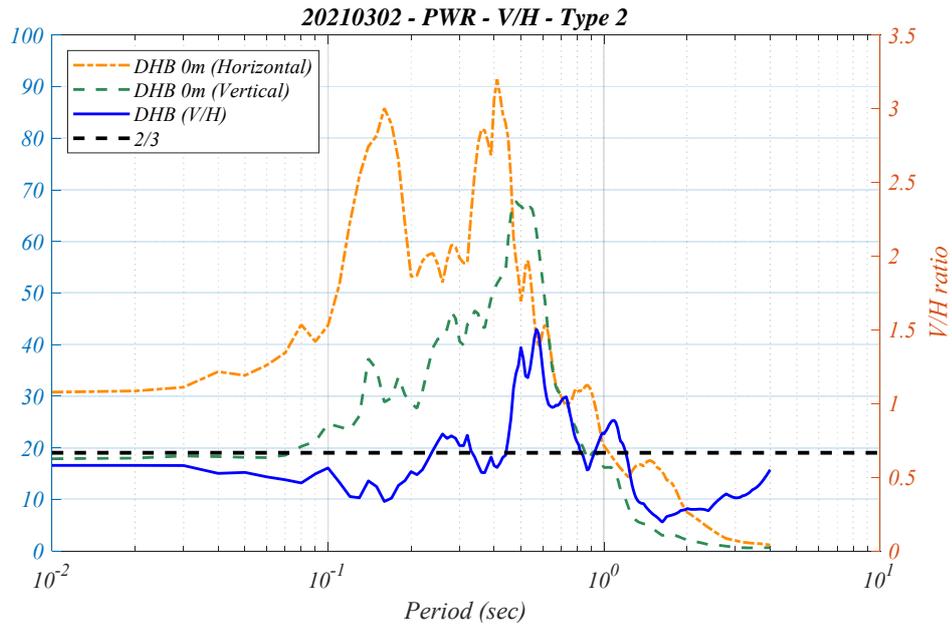


圖 2-41 PWR 電廠井下 0m 水平向、垂直向及反應譜比疊圖(DHB)
(地震事件:2021 年 3 月 2 日)

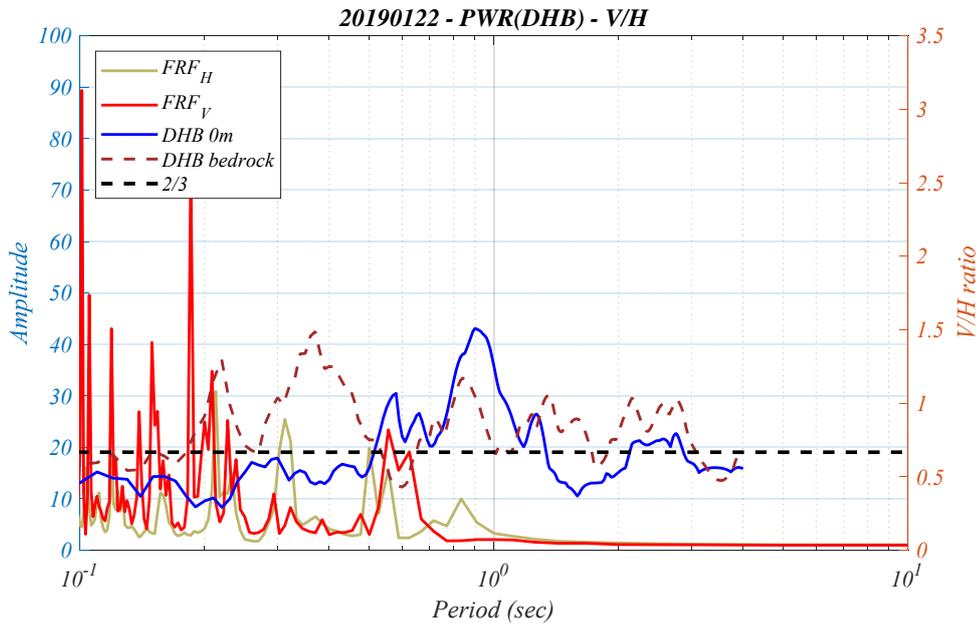


圖 2-42 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2019 年 1 月 22 日)

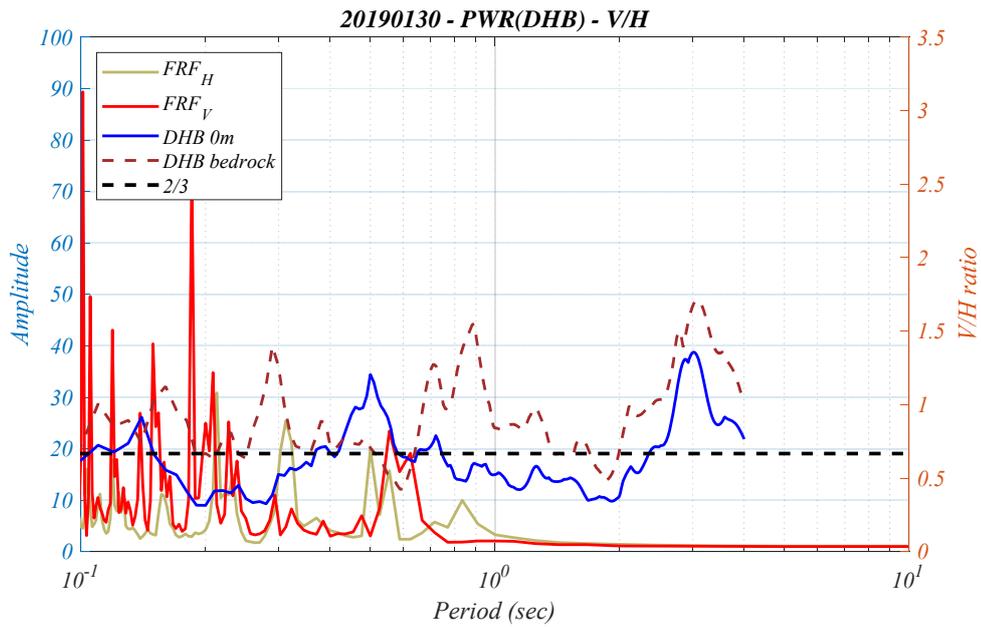


圖 2-43 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2019 年 1 月 30 日)

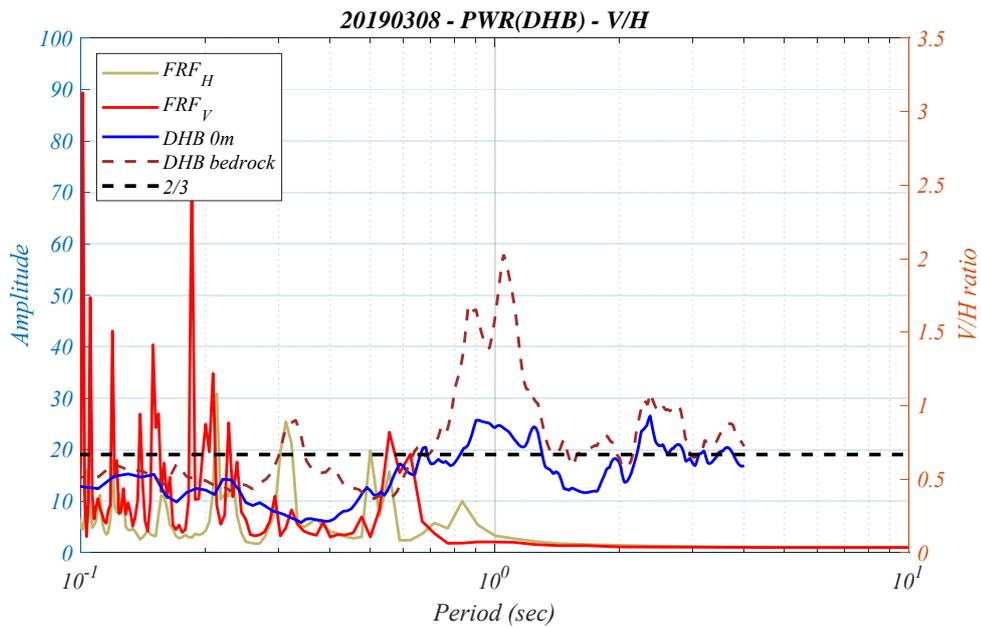


圖 2-44 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2019 年 3 月 8 日)

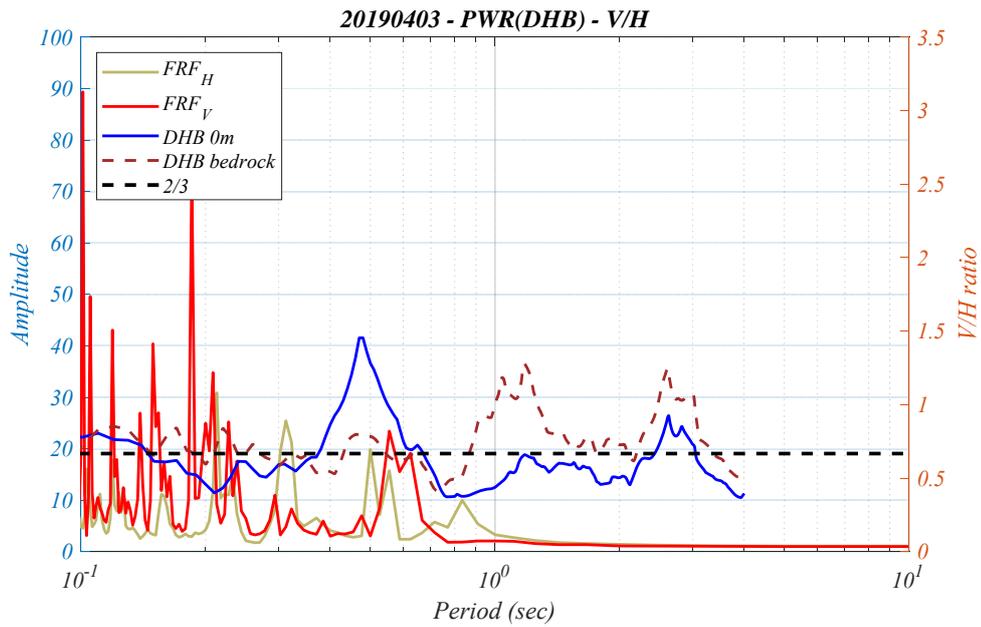


圖 2-45 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2019 年 4 月 3 日)

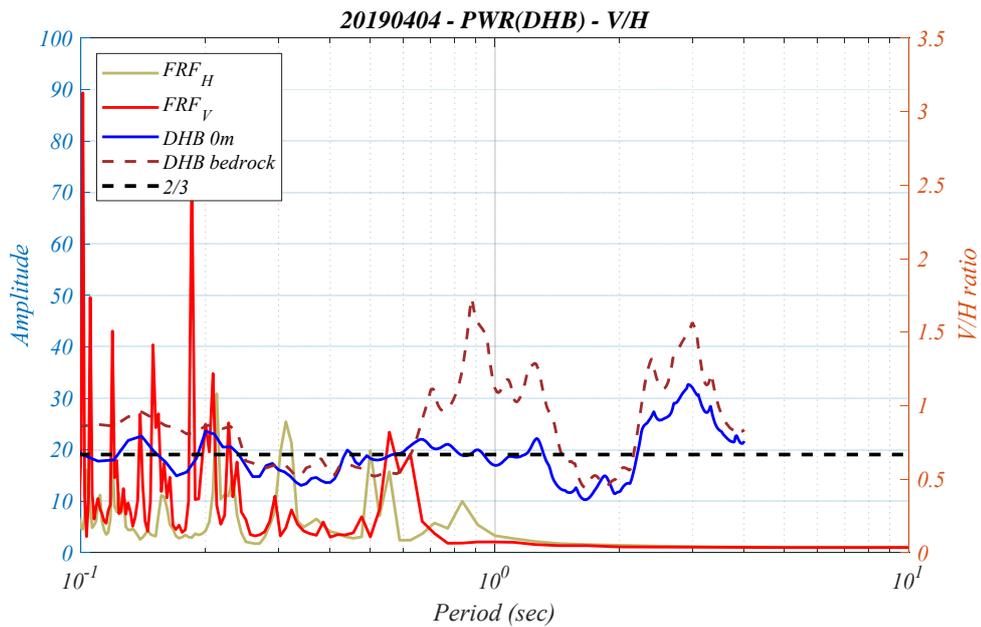


圖 2-46 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2019 年 4 月 4 日)

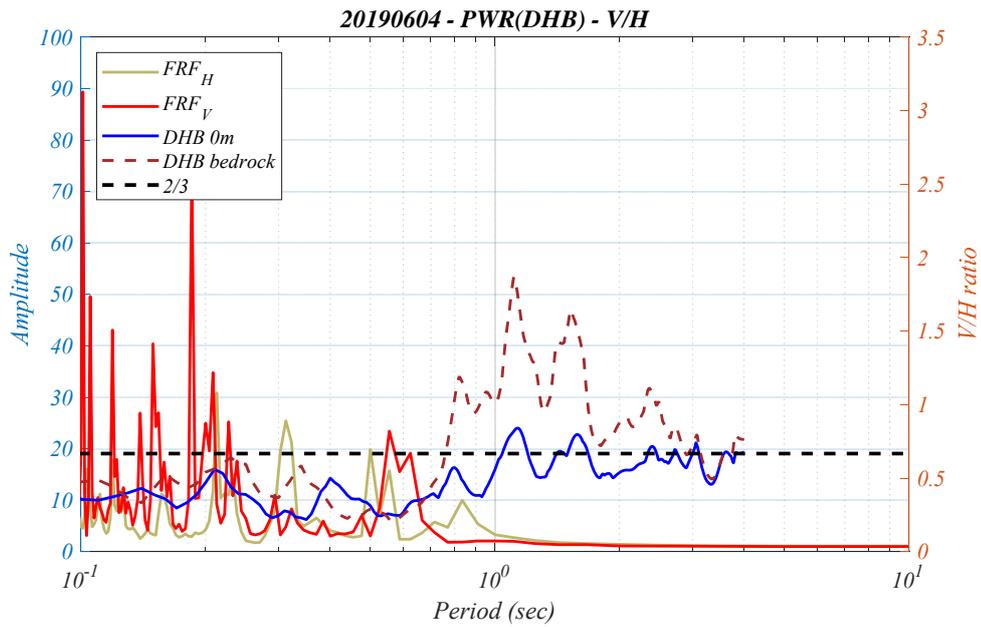


圖 2-47 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2019 年 6 月 4 日)

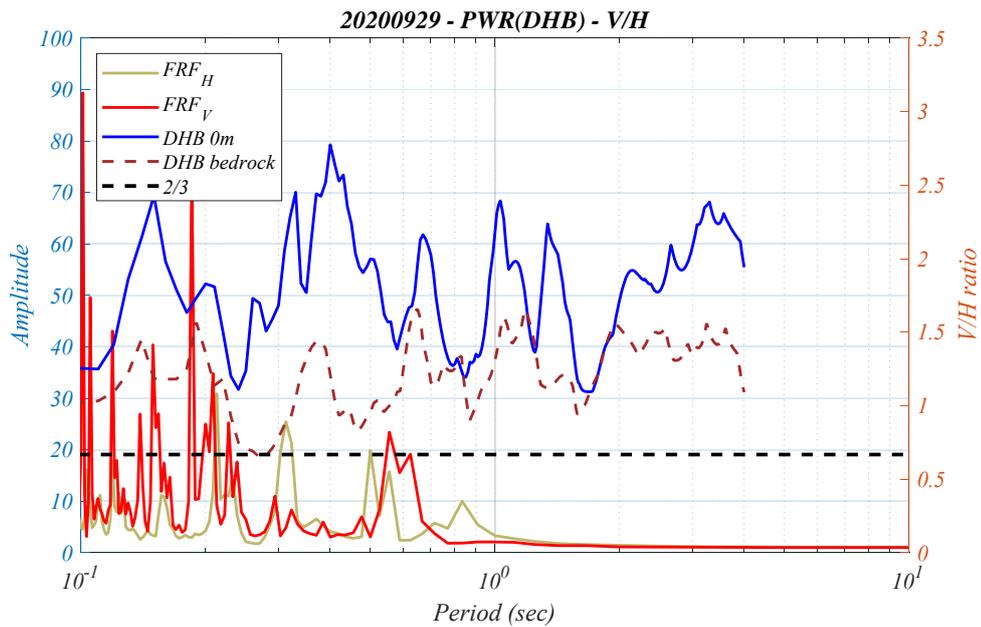


圖 2-48 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2020 年 9 月 29 日)

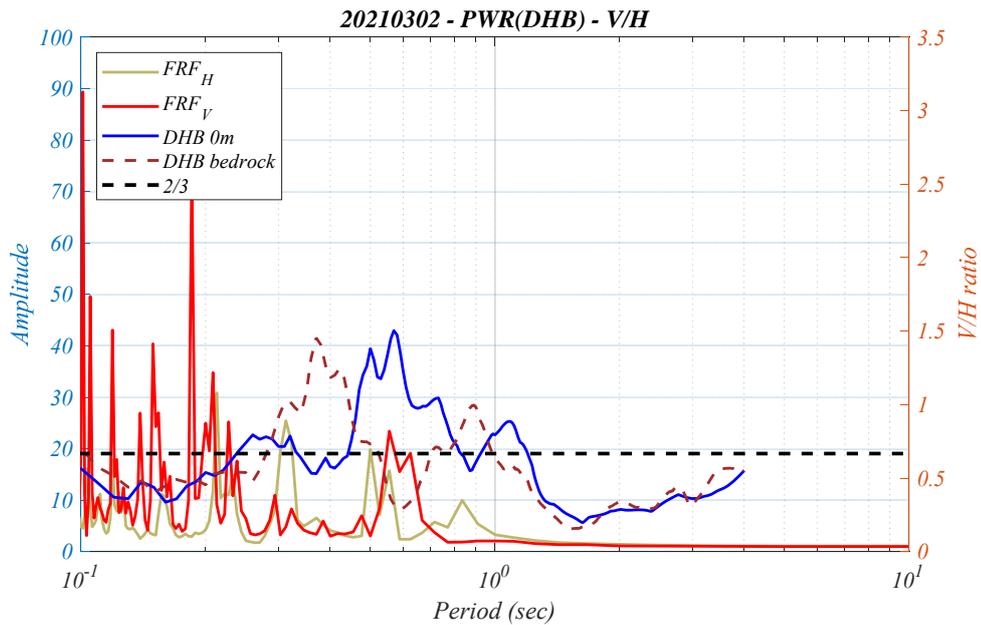


圖 2-49 PWR 電廠井下 0m 與 150m 反應譜比與 FRF 比較圖(DHB)
(地震事件:2021 年 3 月 2 日)

圖 2-50 至圖 2-57 為井下各地震事件不同深度量測值之反應譜比，可以觀察出地震波從岩盤傳至地表，在部分土壤垂直向顯著週期會產生放大，且大部分集中於 0.1 至 1 秒區間，其餘週期區間各深度反應譜比之振幅會隨著越接近地表產生逐漸衰減的現象。

另外蔡祈欽等人(2019)提出影響 V/H 反應譜比的因數有五個，分別為地下水位(GWT)、土層厚度、剪力波速、土壤種類、地震強度，依照 PWR 電廠 DHA、DHB 的狀況來看，不同地震事件除了地震強度及 GWT 可能改變之外，其餘皆相同，但地震強度尚不致造成垂直向土層非線性行為時，其與 GWT 應只會影響 V/H 反應譜比的振幅，不會影響顯著週期的位置。

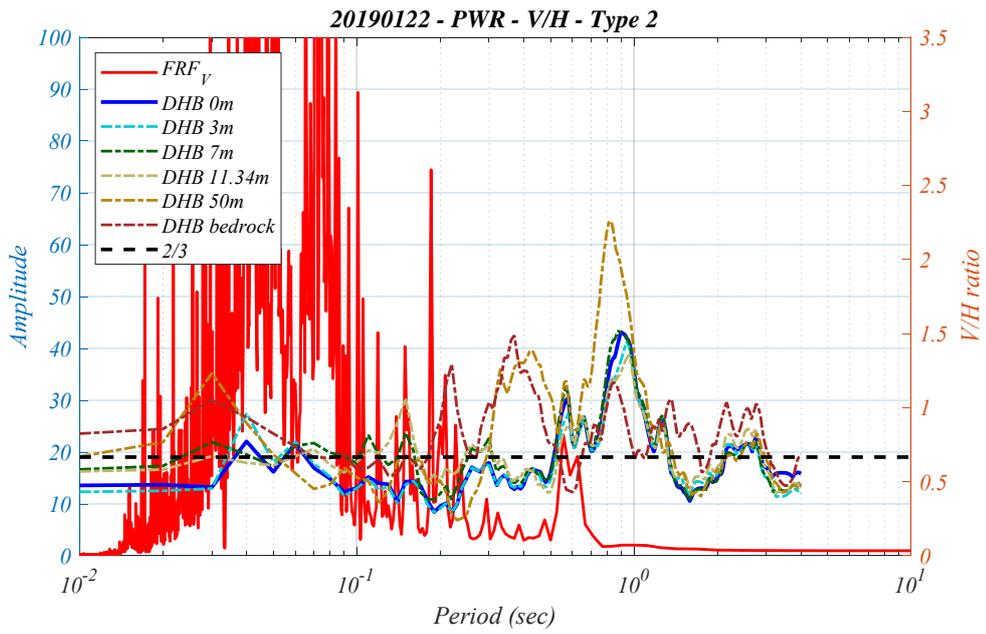


圖 2-50 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2019 年 1 月 22 日)

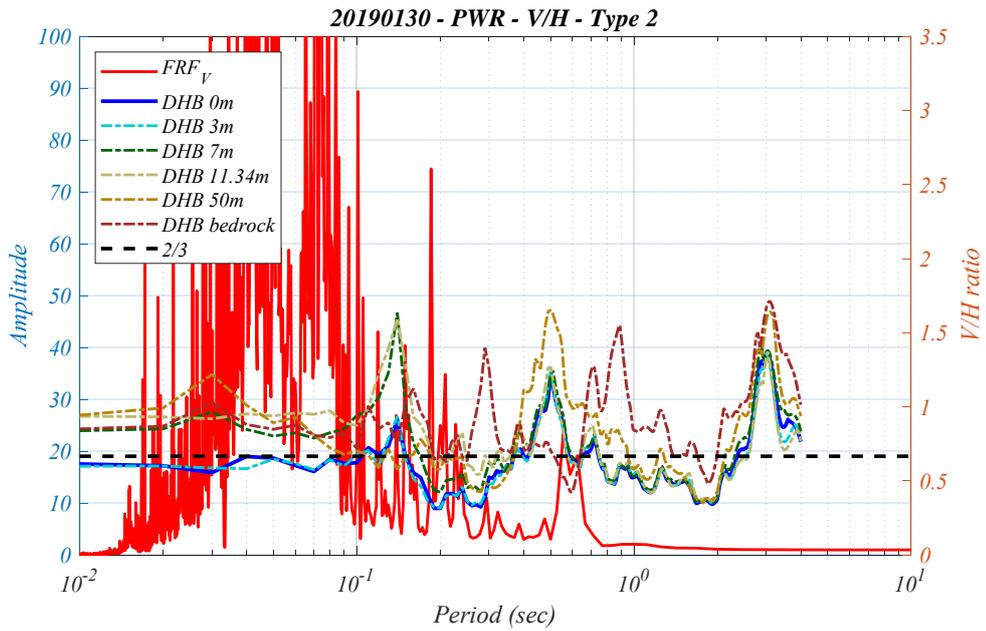


圖 2-51 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2019 年 1 月 30 日)

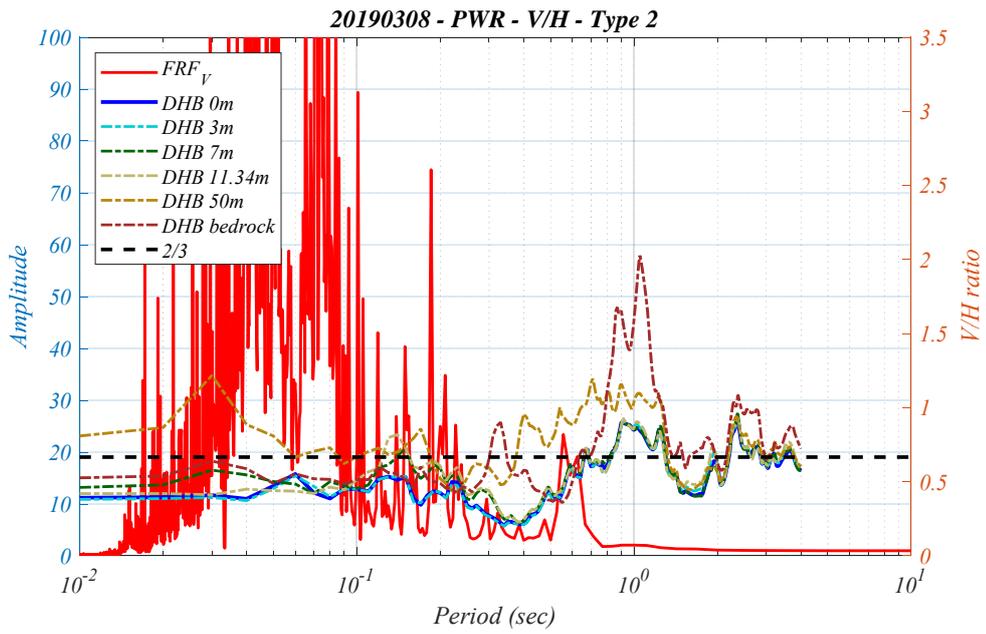


圖 2-52 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2019 年 3 月 8 日)

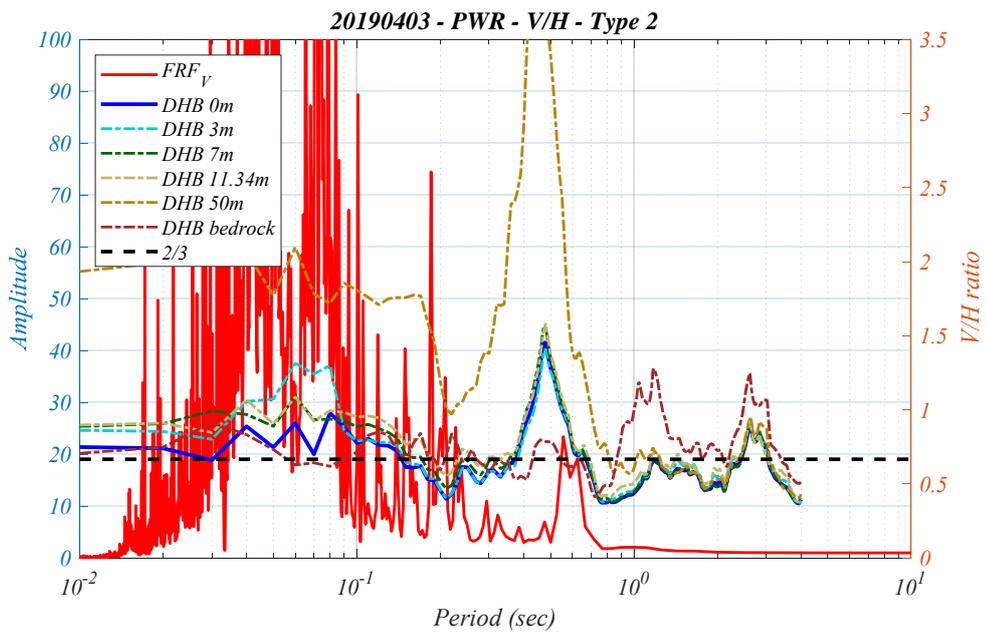


圖 2-53 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2019 年 4 月 3 日)

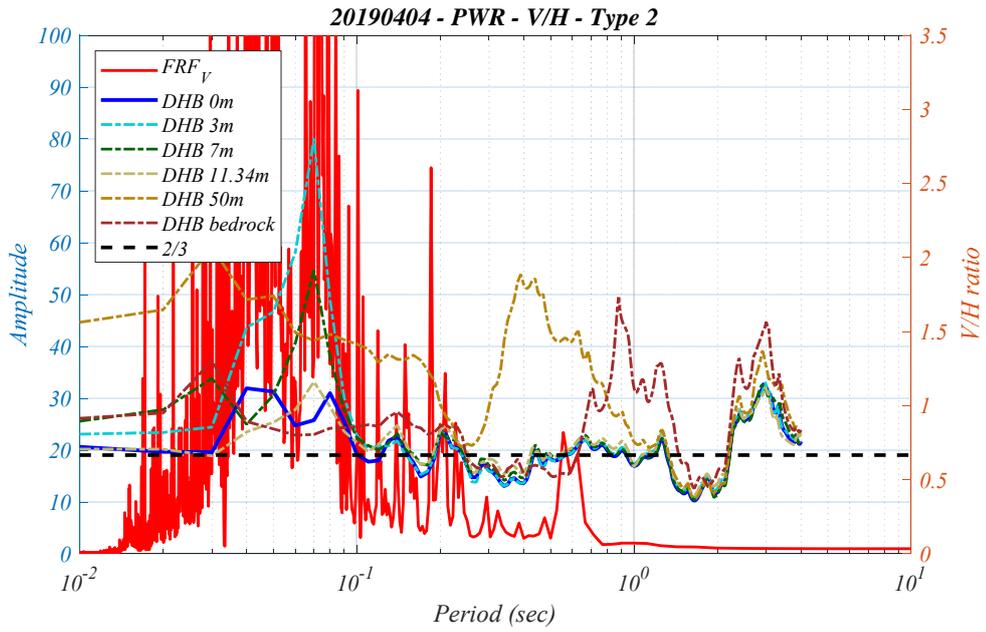


圖 2-54 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2019 年 4 月 4 日)

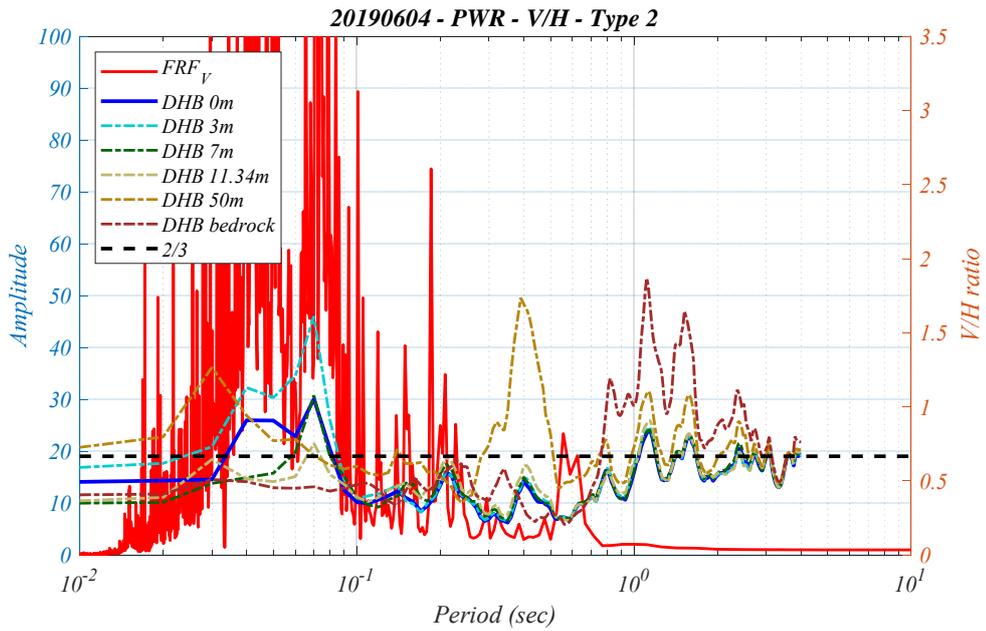


圖 2-55 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2019 年 6 月 4 日)

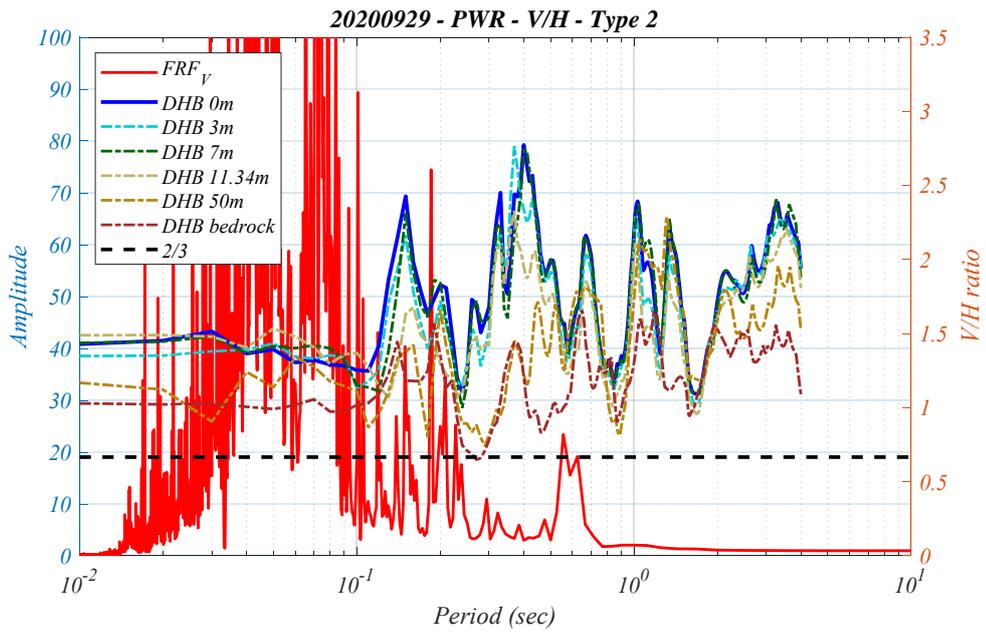


圖 2-56 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2020 年 9 月 29 日)

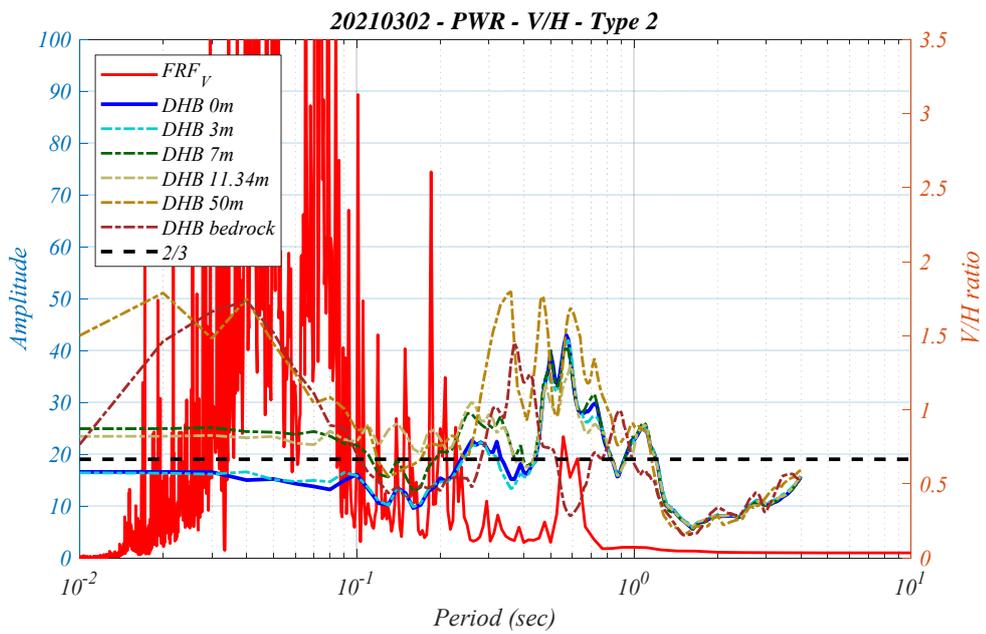


圖 2-57 PWR 電廠井下各深度反應譜比(DHB)
(地震事件:2021 年 3 月 2 日)

(三)其它場址地震事件觀察驗證

本研究另外採用慈濟醫院基礎與中興土環大樓自由場絕對加速度訊號，以前一節訊號處理方式，分別為 Type 1 & Type 2，繪製垂直對水平向反應譜比，比較與 PWR 電廠井下 0m 的趨勢之異同。慈濟醫院所採用訊號為角隅端的加速度量測；訊號篩選方式為先剔除訊號有誤及垂直向 PGA 為零之事件，再篩選出若干整體反應均較大、垂直向反應較明顯及 PGA 較小之地震事件，繪製 V/H 反應譜比，進而比較其中之差異，篩選之地震事件如表 2-4 及表 2-5 所示。

表2-4 慈濟醫院各地震事件基礎最大絕對加速度

| 地震事件/基礎 最大絕對加速度(gal) | X 向 PA (東南向) | Y 向 PA (西南向) | Z 向 PA (垂直向) |
|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 2005/04/30 14.48 | 105.01 | 88.68 | 53.68 |
| 2006/04/28 | 33.61 | 22.89 | 43.90 |
| 2008/08/01 | 61.58 | 32.75 | 38.35 |
| 2009/12/19 | 116.12 | 93.48 | 61.53 |
| 2011/02/07 | 16.67 | 13.98 | 19.42 |
| 2012/06/09 | 12.32 | 10.74 | 9.58 |

表2-5 中興土環大樓各地震事件自由場最大絕對加速度

| 地震事件/自由場 最大絕對加速度(gal) | X 向 PGA (東向) | Y 向 PGA (北向) | Z 向 PGA (垂直向) |
|--------------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| 1999.0920.1747 | 352.65 | 258.14 | 176.39 |
| 1999.0920.1757 | 49.10 | 33.73 | 32.66 |
| 1999.0920.1758 | 26.40 | 14.22 | 19.43 |
| 1999.0925.2352 | 88.03 | 65.42 | 88.16 |
| 2003.0610.0840 | 16.02 | 24.07 | 7.52 |
| 2010.1121.1231 | 13.00 | 19.75 | 3.46 |

另外本研究引用美國 NEHRP(National Earthquake Hazards Reduction Program, 2020)對於垂直向反應譜在 3.4.2 節的敘述，目的為比較其趨勢是否與本研究之結果相同，2020 NEHRP 引用 ASCE/SEI 7-22 (The American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute)第 11.9 節，因 ASCE/SEI 7-22 相較於 ASCE 7-16 對於繪製垂直向反應譜有些微修正，鑒於目前尚未取得 ASCE/SEI 7-22 相關規範，因此採用 2020 NEHRP 內引用 ASCE/SEI 7-22 之公式，同時以加州爾灣的一處場址為例，進行垂直向反應譜的繪製(相關之參數如圖 2-58 所示，圖 2-59 為 S_{aMv} 及 S_{aM} 實際的線型)，最後再將垂直向除上水平向反應譜，即可獲得垂直對水平向的反應譜比 (S_{aMv} / S_{aM})，其中 F_{md} 為 S_{aMv} 內之一參數，其為 ASCE/SEI 7-22 新加入之係數。

Table 3-2. Example Calculation of S_{aMv} from S_{aM} for Site Class D Site in Irvine, CA. $S_{MS} = 1.63$ and $C_v = 1.426$ (interpolated value from ASCE/SEI 7-22 Table 11.9-1). F_{md} is from ASCE/SEI 7-22 Equations 11.9-6, 11.9-7, and 11.9-8

| Period (seconds) | S_{aM} (g) | F_{md} | S_{aMv} (g) | ASCE/SEI 7-22 Equation # for S_{aMv} | Applicable Period Band for S_{aMv} Equation |
|------------------|--------------|----------|---------------|--|---|
| 0.00 | 0.708 | 1.20 | 0.547 | 11.9-1 | $T_v \leq 0.025$ sec [Note: 0.025 sec is not included in the standard 22 periods for S_{aM} ; the $S_{aM} = 0.722$ was obtained by linear interpolation.] |
| 0.01 | 0.713 | 1.20 | 0.550 | | |
| 0.02 | 0.714 | 1.20 | 0.552 | | |
| 0.025 | 0.722 | 1.20 | 0.558 | | |
| 0.03 | 0.729 | 1.20 | 0.632 | 11.9-2 | $0.025 < T_v \leq 0.05$ sec |
| 0.05 | 0.828 | 1.20 | 1.033 | | |
| 0.075 | 1.037 | 1.20 | 1.294 | 11.9-3 | $0.05 < T_v \leq 0.10$ sec |
| 0.10 | 1.238 | 1.20 | 1.544 | | |
| 0.15 | 1.507 | 1.20 | 1.535 | 11.9-4 | $0.10 < T_v \leq 2.0$ sec |
| 0.20 | 1.663 | 1.20 | 1.467 | | |
| 0.25 | 1.758 | 1.203 | 1.383 | | |
| 0.30 | 1.812 | 1.206 | 1.298 | | |
| 0.40 | 1.783 | 1.213 | 1.101 | | |
| 0.50 | 1.696 | 1.219 | 0.932 | | |
| 0.75 | 1.366 | 1.234 | 0.605 | | |
| 1.0 | 1.123 | 1.250 | 0.425 | | |
| 1.5 | 0.784 | 1.253 | 0.242 | | |
| 2.0 | 0.583 | 1.256 | 0.155 | | |
| 3.0 | 0.370 | 1.261 | 0.147 | 11.9-5 | $T_v > 2.0$ sec |
| 4.0 | 0.258 | 1.267 | 0.102 | | |
| 5.0 | 0.193 | 1.272 | 0.076 | | |
| 7.5 | 0.116 | 1.286 | 0.045 | | |
| 10 | 0.078 | 1.300 | 0.030 | | |

圖 2-58 引用自 2020 NEHRP

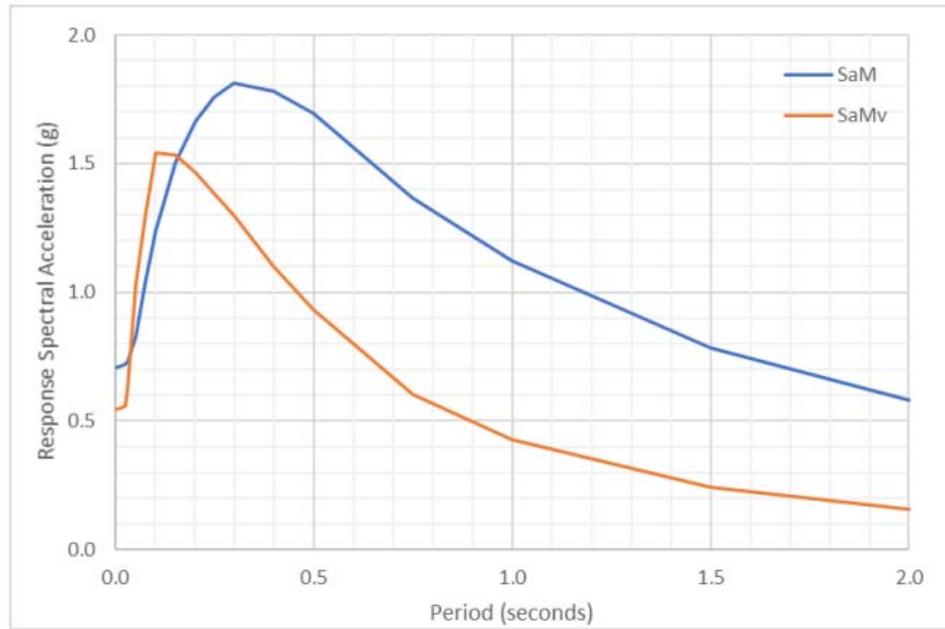


Figure 3-17. Horizontal (S_{aM}) and Vertical (S_{aMv}) MCE_r Response Spectra for Example Site in Irvine, CA (Site Class D)

圖 2-59 引用自 2020 NEHRP

透過與台灣不同場址的 V/H 反應譜比之疊圖比較，如圖 2-60 至圖 2-71 所示，地震波從地下岩盤傳至地表，其地盤顯著週期由場址之土壤特性決定，因此每個場址的顯著週期不一定介於相同範圍，且在中小震度地震不至引致地盤非線性行為時，也不會因為反應譜比繪製方法或是地震事件的大小，使顯著週期位置產生明顯改變，在垂直向相對水平向 PGA 較大時(圖 2-61、圖 2-64 及圖 2-69)，V/H 反應譜比在單一地震事件下，短週期區間比值產生明顯放大的現象，同時觀察此二場址與 ASCE 7-22 的 V/H 反應譜比，發現二者趨勢相同，V/H 反應譜比在週期 0.05 秒至 0.1 秒區間明顯放大，在長週期的部分則會產生衰減。

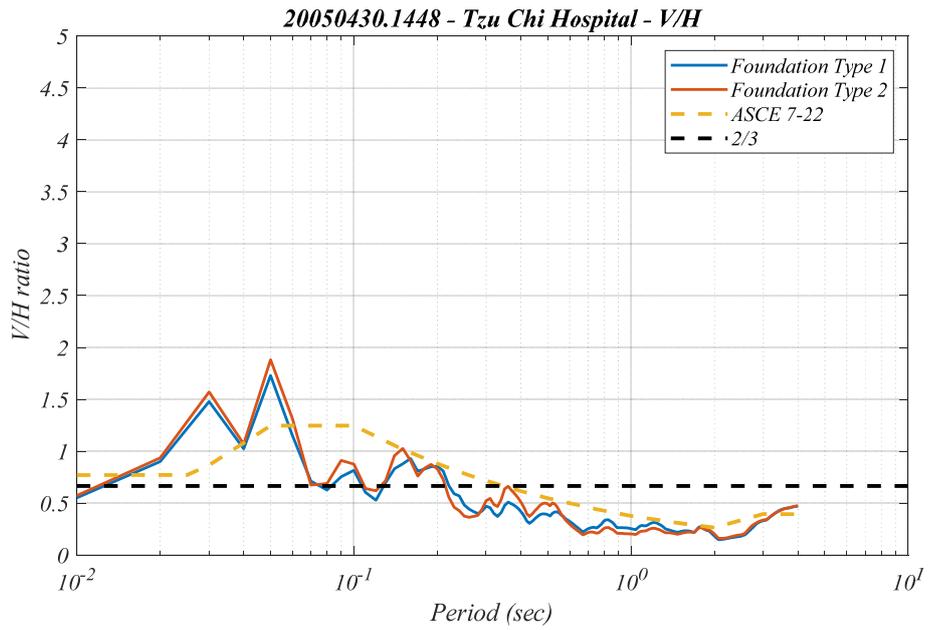


圖 2-60 慈濟醫院基礎加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2005 年 4 月 30 日 14 點 48 分)

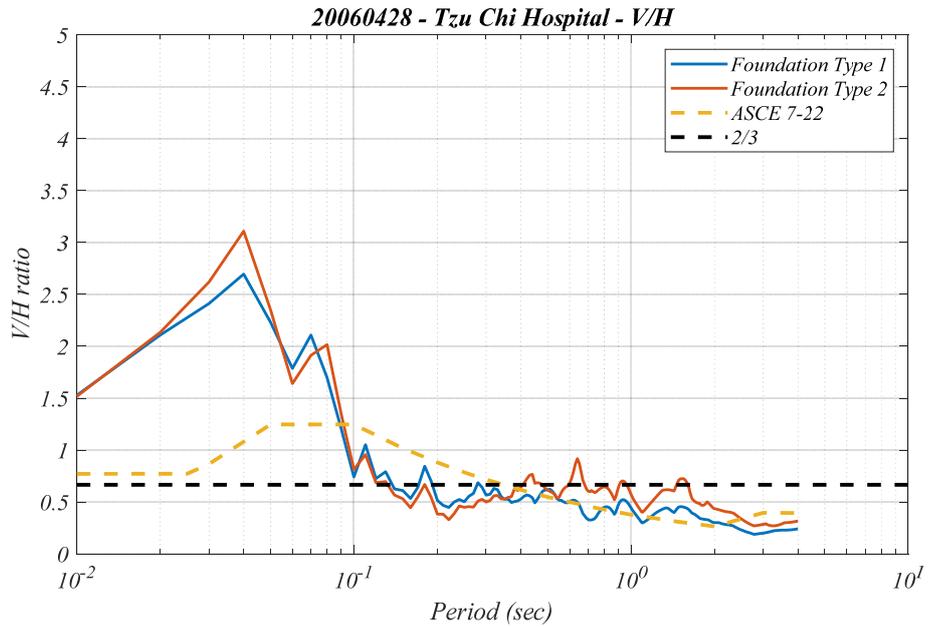


圖 2-61 慈濟醫院基礎加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2006 年 4 月 28 日)

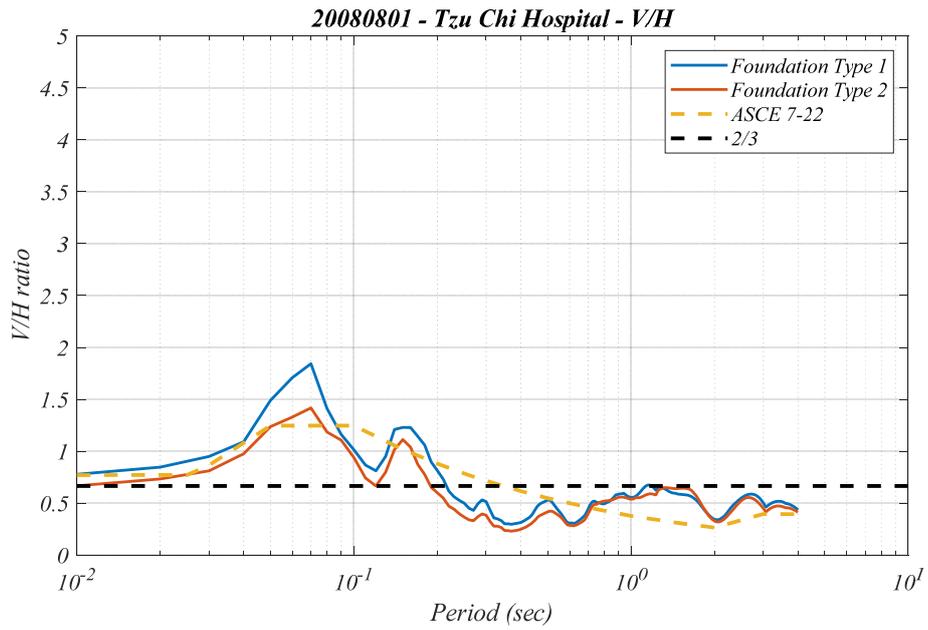


圖 2-62 慈濟醫院基礎加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2008 年 8 月 1 日)

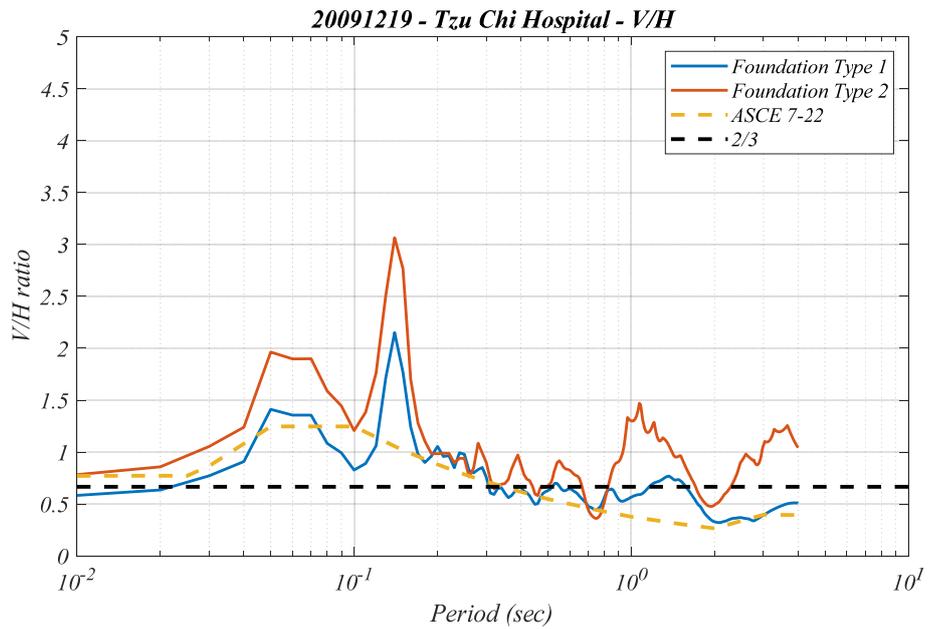


圖 2-63 慈濟醫院基礎加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2009 年 12 月 19 日)

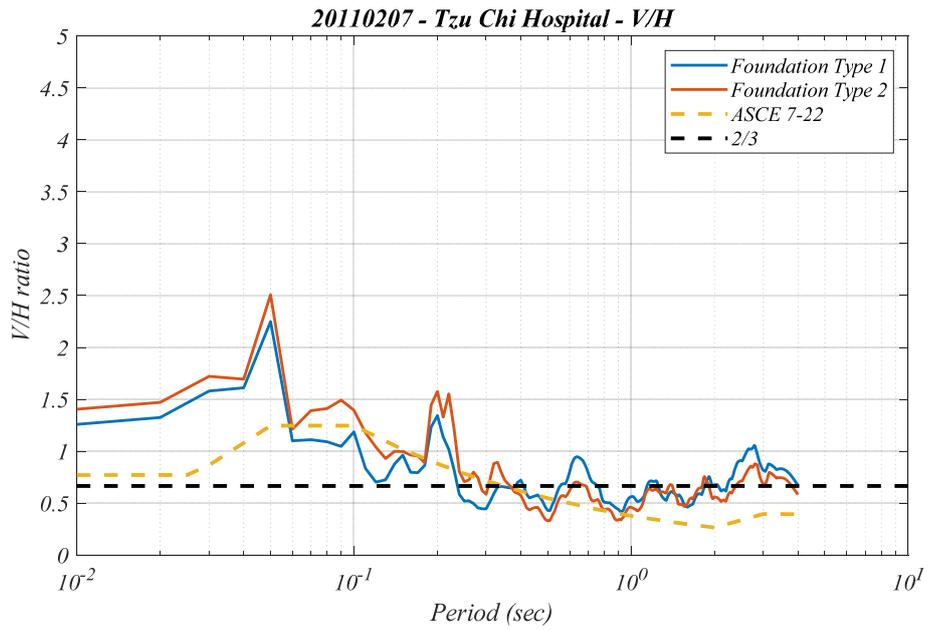


圖 2-64 慈濟醫院基礎加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2011年2月7日)

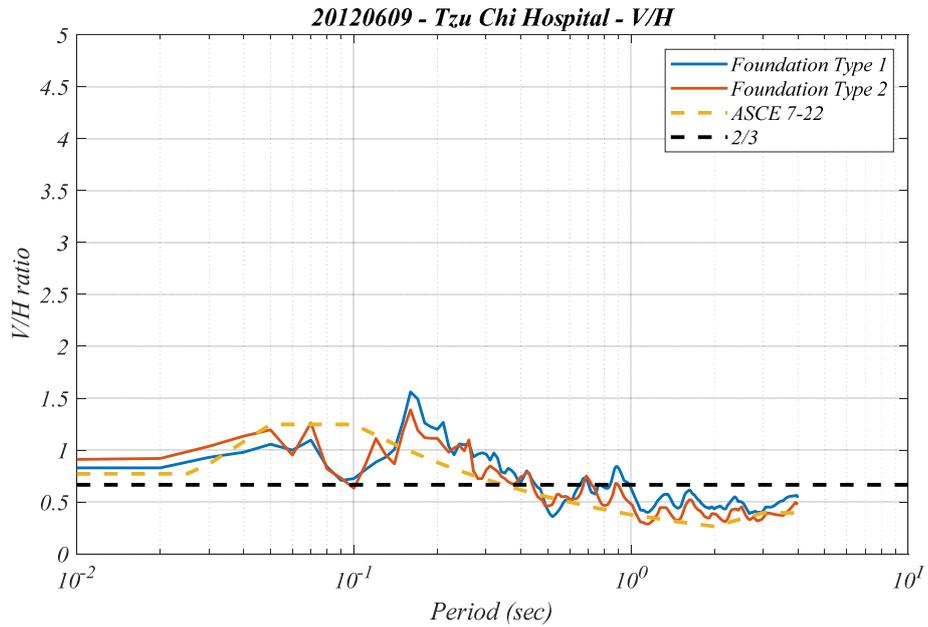


圖 2-65 慈濟醫院基礎加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2012年6月9日)

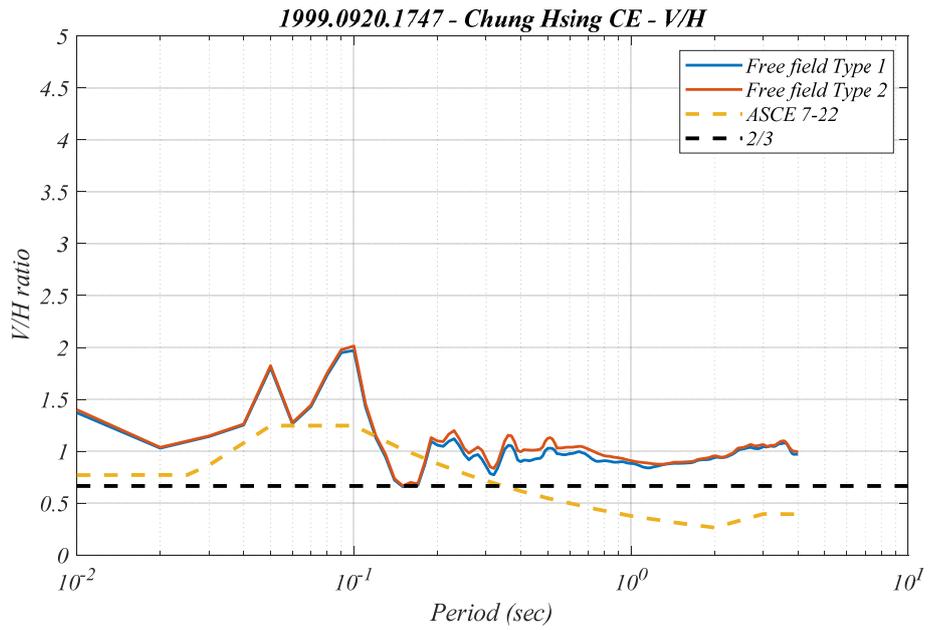


圖 2-66 中興土環大樓自由場加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件: 1999 年 9 月 20 日 17 點 47 分)

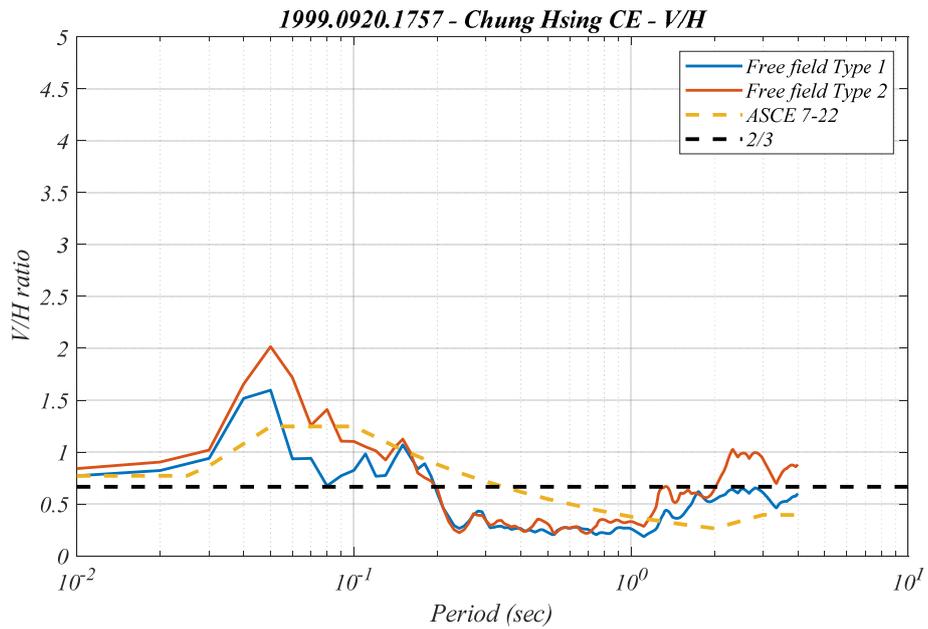


圖 2-67 中興土環大樓自由場加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件: 1999 年 9 月 20 日 17 點 57 分)

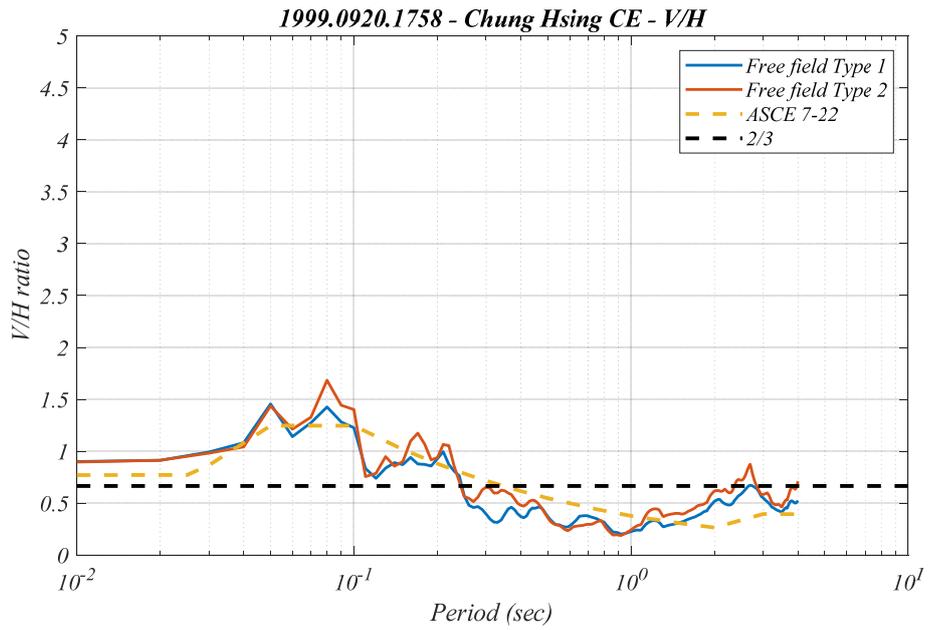


圖 2-68 中興土環大樓自由場加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件: 1999 年 9 月 20 日 17 點 58 分)

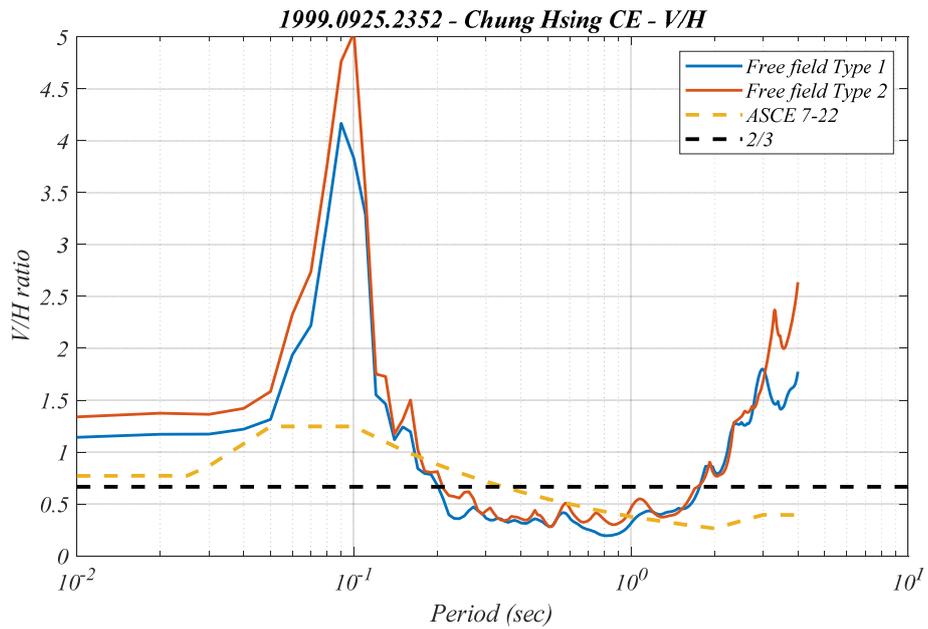


圖 2-69 中興土環大樓自由場加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件: 1999 年 9 月 25 日 23 點 52 分)

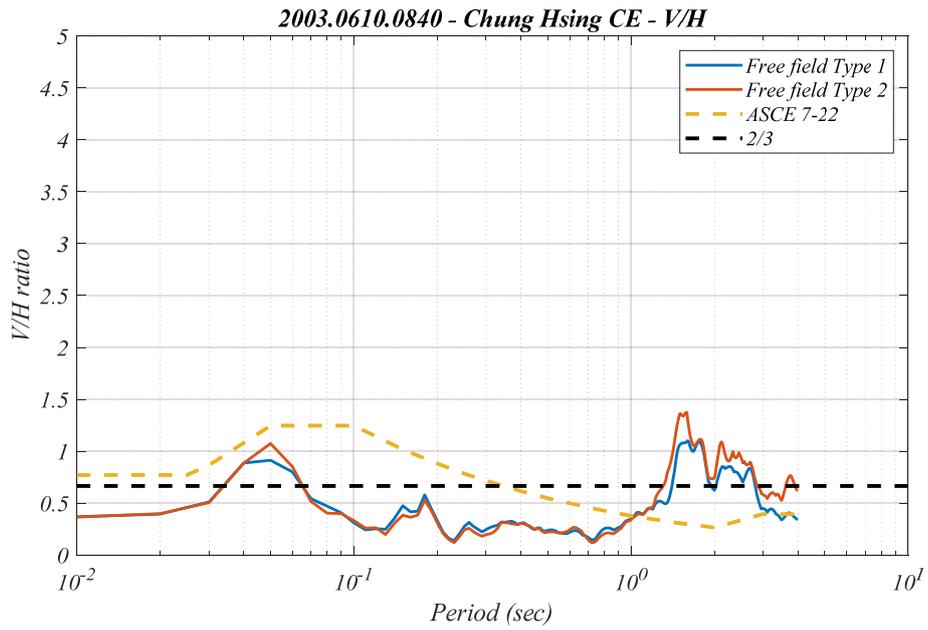


圖 2-70 中興土環大樓自由場加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2003 年 6 月 10 日 8 點 40 分)

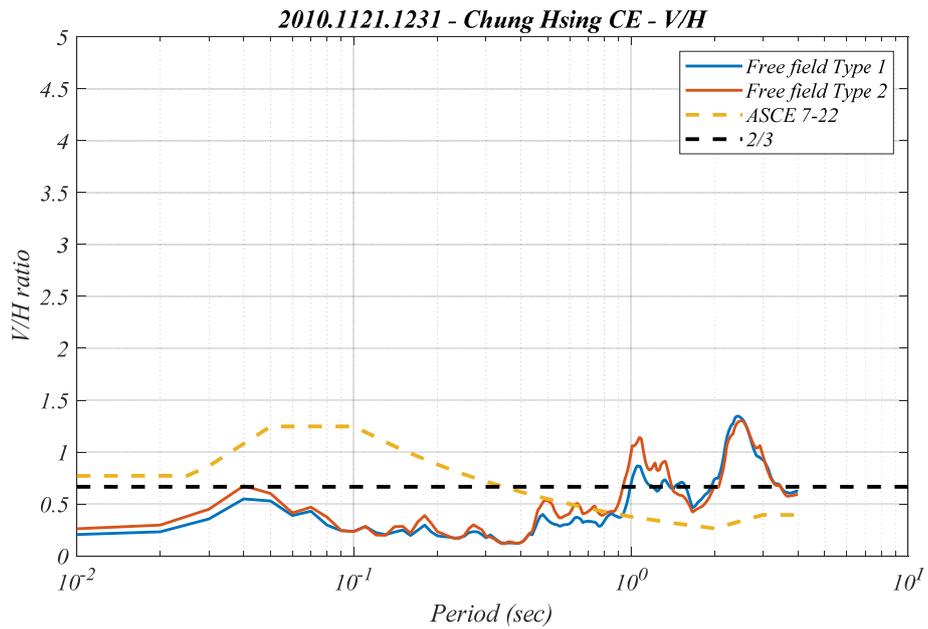


圖 2-71 中興土環大樓自由場加速度垂直與水平向反應譜比
(地震事件:2010 年 11 月 21 日 12 點 31 分)

三、核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究

(一)研究步驟

為達成研究目的，本研究參考 ASCE 4-16(2017)之建議流程，首先須建構模型及設定輸入地震力。模型以 ABAQUS 軟體建構 PWR 圍阻體及土壤之有限元素模型，並將結構部分埋入下部土壤之中，接續設定分析使用之材料性質參數，而地震加速度歷時則需先經過反摺積處理後再輸入，使用模態疊加法進行土壤結構互制效應之運算。最後提取 SSI 分析完成後之加速度歷時，經過快速傅立葉計算轉為頻譜，與往年使用 SASSI 之分析結果比較差異。

計畫執行過程詳述如下：

1. 人工設計地震加速度歷時以 OBE、SSE 及 RLE 各別進行地震地表反摺積，其中土層設定分別以新土層與舊土層參數輸入，並針對以上三種地震進行分析。
2. 使用 ABAQUS 軟體建立核三廠圍阻體之有限元素模型，並各別輸入人工設計地震之 OBE、SSE 及 RLE，探討三種地震力對於圍阻體結構之影響。
3. 加入土壤模型，將上部結構部分埋入，並各別輸入 OBE、SSE 及 RLE 經過反摺積處理程序之加速度歷時。
4. 以模態疊加法進行 SSI 分析，提取分析完成後之加速度歷時進行快速傅立葉轉換，針對圍阻體上部結構之不同高程各點，與 SASSI 之頻域分析結果相互驗證。

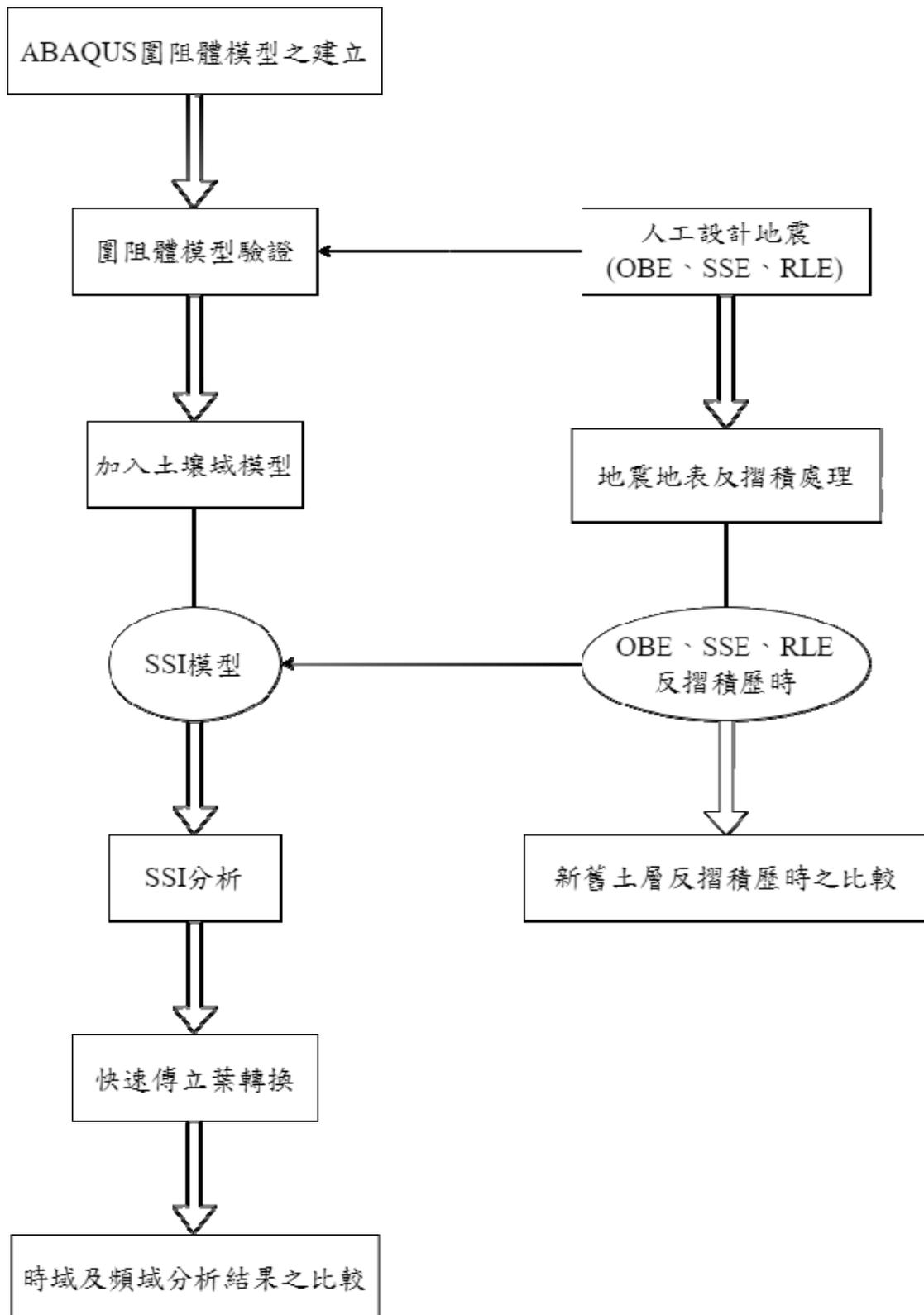


圖 3-1 分析流程圖

(二)輸入地震

PWR 之設計基準地震需考慮操作基準地震(OBE) (最大地表加速度為 0.2g)及安全關機地震(SSE)(最大地表加速度為 0.4g)，而根據核能三廠耐震安全餘裕評估計畫(行政院原子能委員會核能管制處，2014)敘述，現階段之評估基準地震(RLE) 採用 $1.67 \times \text{SSE}$ /新事證定值法地震危害度分析結果加一保守度之大值進行評估篩選，核三廠則取 $1.67 \times \text{SSE}$ 再線性放大 7.5% 之頻譜，故目前核三廠採用之 RLE 最大地表加速度為 0.72g。本文使用人工設計地震之 OBE、SSE 及 RLE 水平地震加速度歷時如圖 3-2 至圖 3-7 所示。

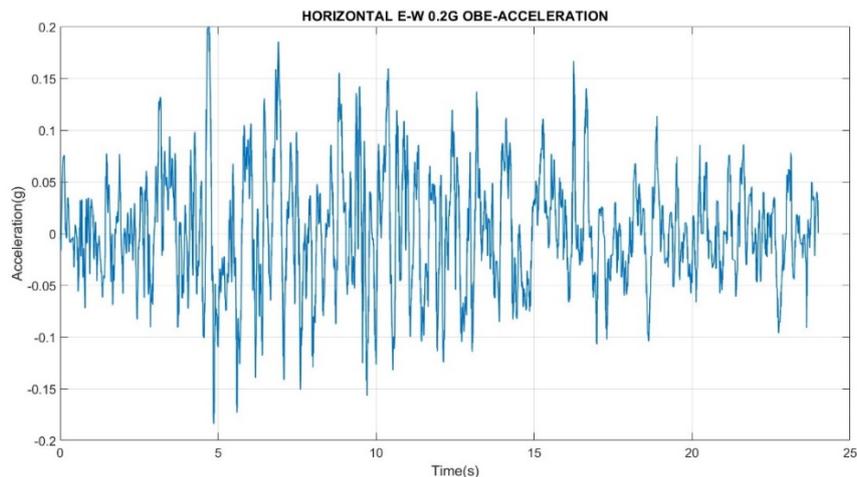


圖 3-2 OBE 之 EW 方向地震加速度歷時

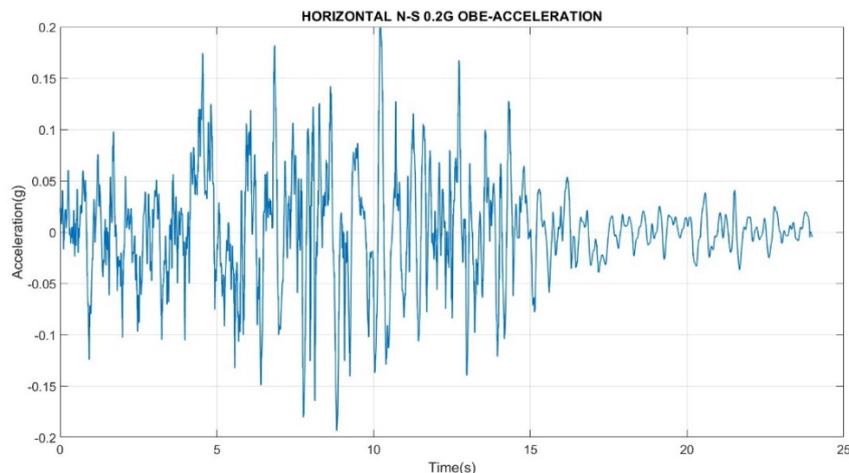


圖 3-3 OBE 之 NS 方向地震加速度歷時

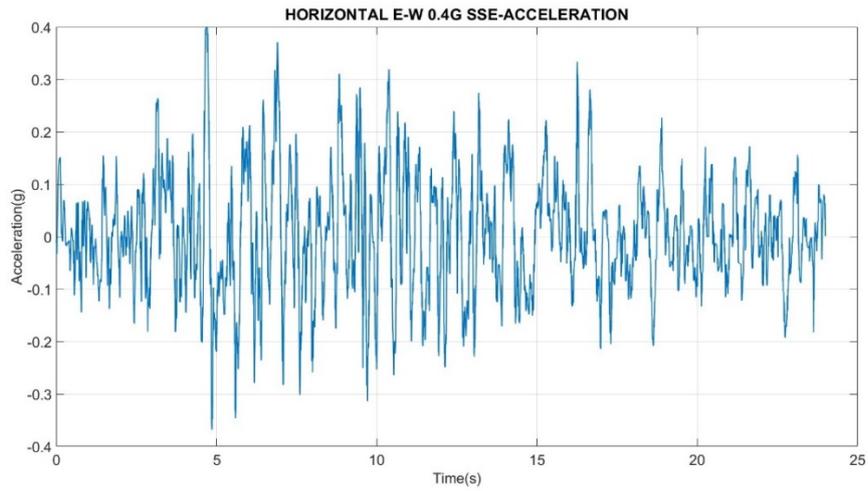


圖 3-4 SSE 之 EW 方向地震加速度歷時

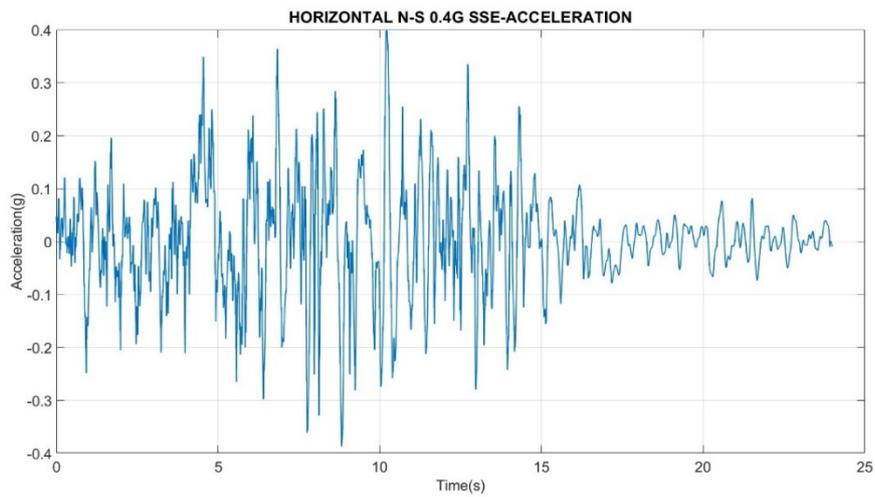


圖 3-5 SSE 之 NS 方向地震加速度歷時

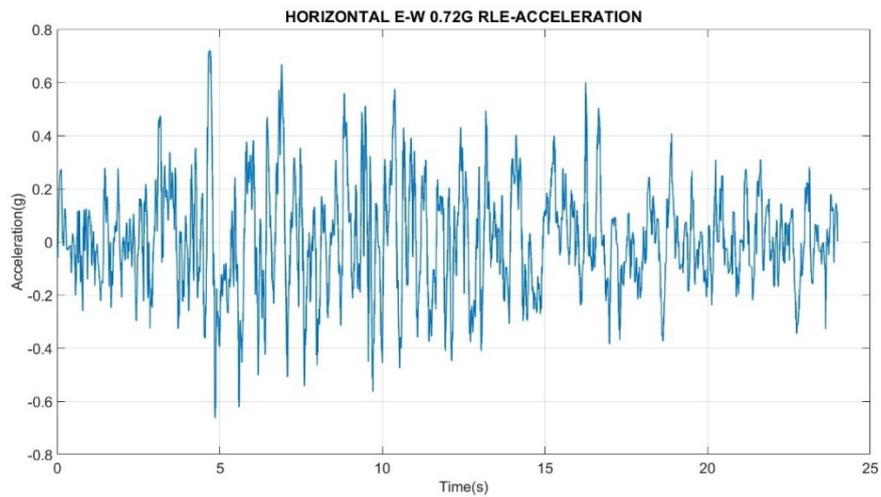


圖 3-6 RLE 之 EW 方向地震加速度歷時

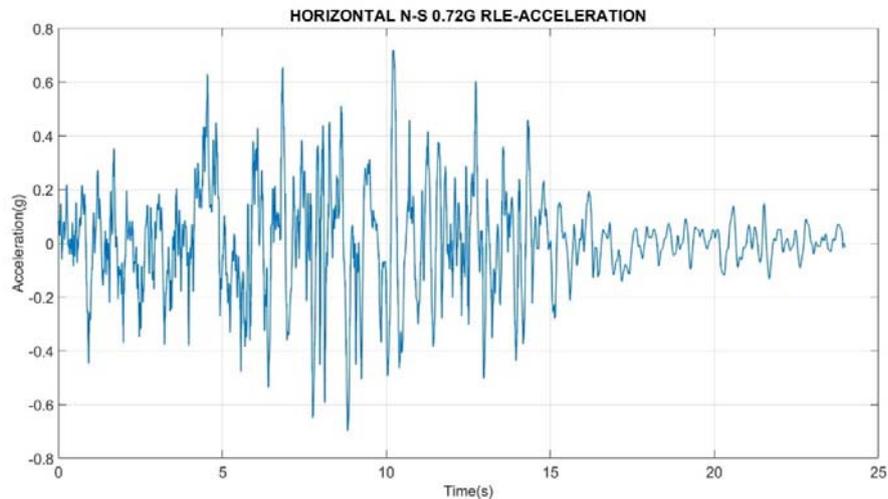


圖 3-7 RLE 之 NS 方向地震加速度歷時

(三) 土層設定與反摺積處理程序

在進行土壤結構互制動力分析時，應將加速度由土壤底部輸入，使地震力由土壤底部傳遞至結構物方符合真實的運動情形，因此需先將地震由地表反摺積(Deconvolution)至岩盤位置，得到位於岩盤處之加速度歷時才得以進行後續的分析。為決定核三廠反摺積後相符於圍阻體廠房基底之輸入地震加速度歷時，此部分之分析使用 EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis) 程式進行反摺積。考慮土層性質之不確定性，美國 NRC SRP 3.7.2 節規定須考慮 Best-Estimate (BE)、Lower-Bound (LB) 及 Upper-Bound (UB) 等土層性質，本計畫僅就 BE 土層性質加以探討。

最早之岩土地震分析軟體為 SHAKE(Schnabel et al., 1972)，其假設土壤為水平層狀且無限延伸如圖 3-8，受到瞬時且垂直傳遞的剪力波，各土層分別定義其剪力模數(G)、阻尼比(ξ)及單位重(ρ)等參數，並假設循環動態行為得以等效線性的土壤進行模擬。SHAKE 軟體亦經過多次修改，如 SHAKE91 (Idriss and Sun, 1992) 即針對其頻率及等效應變等設定進行修正。美國南加州大學(University of Southern

California)於 1998 年開發 EERA 分析程式，同樣以 SHAKE 為基礎開發，亦將土壤假設為等效線性模型，在使用上較 SHAKE91 便捷。

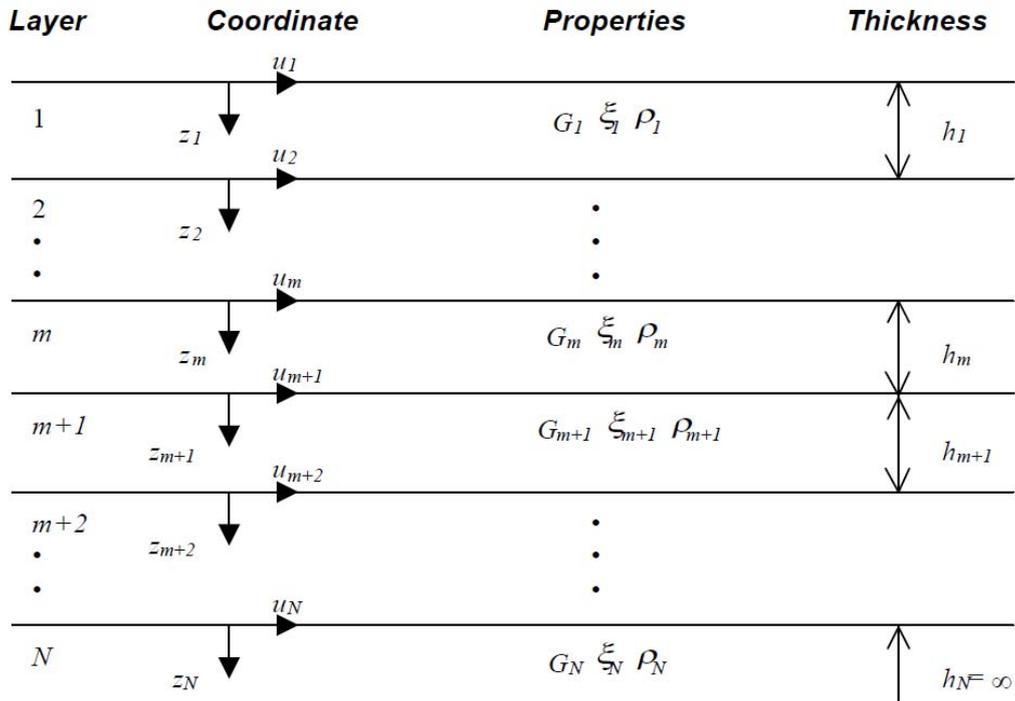


圖 3-8 土壤分層示意圖(Bardet, Ichii and Lin, 2000)

本研究分別使用 PWR 建廠時之舊土層以及近期新獲得之新土層資料如表 3-1 及表 3-2 所示。首先於 EERA 內輸入人工設計地震加速度歷時，並定義土層性質剖面，其土層厚度、單位重、阻尼比及剪力波速，並選擇土壤型態為基岩，基岩之土壤剪力模數及阻尼比與剪應變之關係如圖 3-9，應變提高將使阻尼比提高，但剪力模數相對下降。最後設定程序計算中之迭代次數(Iterations)以及有效剪應變比值 R (Ratio of Effective and Maximum Shear Strain)，迭代次數設定為 10 (廖克弘，2016)，有效剪應變比值則根據 EERA 操作手冊 (Bardet, Ichii and Lin, 2000)建議如式(3-1)計算，其中 M 為地震震度大小。

$$R = \frac{M-1}{10} \quad (3-1)$$

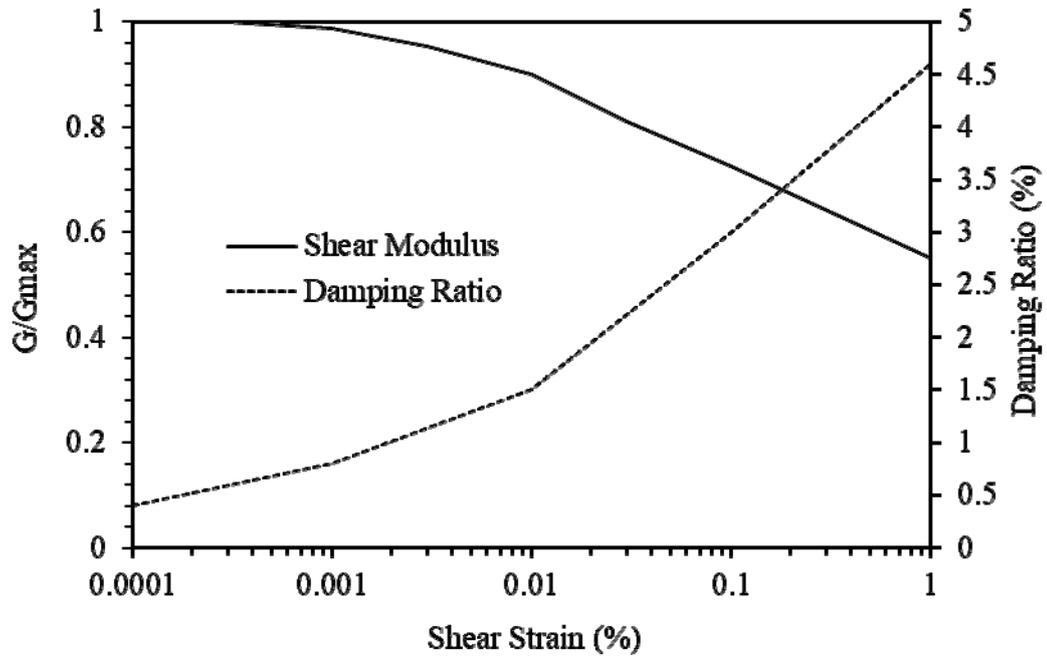


圖 3-9 基岩之土壤剪力模數及阻尼比與剪應變關係圖
(Bardet, Ichii and Lin, 2000)

表3-1 舊土層性質剖面參數(BE)

| N | H | W | VS | VP | DS | DP |
|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 6 | 0.125 | 1850.000 | 4531.556 | 0.0060 | 0.0060 |
| 2 | 6 | 0.125 | 1839.355 | 4505.481 | 0.0080 | 0.0080 |
| 3 | 7 | 0.125 | 1822.840 | 4465.028 | 0.0100 | 0.0100 |
| 4 | 4.5 | 0.125 | 1809.435 | 4432.192 | 0.0110 | 0.0110 |
| 5 | 4.5 | 0.125 | 1801.280 | 4412.217 | 0.0120 | 0.0120 |
| 6 | 5.5 | 0.125 | 1794.560 | 4395.756 | 0.0120 | 0.0120 |
| 7 | 5.5 | 0.125 | 1787.125 | 4377.544 | 0.0130 | 0.0130 |
| 8 | 11 | 0.125 | 1778.765 | 4357.067 | 0.0130 | 0.0130 |
| 9 | 10 | 0.125 | 1770.265 | 4336.246 | 0.0140 | 0.0140 |
| 10 | 10 | 0.125 | 1763.360 | 4319.332 | 0.0140 | 0.0140 |
| 11 | 10 | 0.125 | 1757.560 | 4305.125 | 0.0150 | 0.0150 |
| 12 | 10 | 0.125 | 1750.415 | 4287.624 | 0.0155 | 0.0155 |
| 13 | 10 | 0.125 | 1742.425 | 4268.052 | 0.0160 | 0.0160 |
| 14 | 10 | 0.125 | 1735.715 | 4251.616 | 0.0165 | 0.0165 |
| 15 | 10 | 0.125 | 1730.315 | 4238.389 | 0.0170 | 0.0170 |
| 16 | 10 | 0.125 | 1726.240 | 4228.407 | 0.0175 | 0.0175 |
| 17 | 10 | 0.125 | 1723.485 | 4221.659 | 0.0175 | 0.0175 |
| 18 | 10 | 0.125 | 1721.875 | 4217.715 | 0.0175 | 0.0175 |
| 19 | 10 | 0.125 | 1721.325 | 4216.368 | 0.0175 | 0.0175 |
| 20 | 10 | 0.125 | 1721.645 | 4217.152 | 0.0175 | 0.0175 |
| 21 | 10 | 0.125 | 1722.625 | 4219.552 | 0.0175 | 0.0175 |
| 22 | 10 | 0.125 | 1722.895 | 4220.214 | 0.0175 | 0.0175 |
| 23 | 10 | 0.125 | 1722.320 | 4218.805 | 0.0175 | 0.0175 |
| 24 | 10 | 0.125 | 1719.930 | 4212.951 | 0.0175 | 0.0175 |
| 25 | 10 | 0.125 | 1717.845 | 4207.844 | 0.0180 | 0.0180 |
| 26 | 10 | 0.125 | 1716.155 | 4203.704 | 0.0185 | 0.0185 |

| | | | | | | |
|-----------|----|-------|----------|----------|--------|--------|
| 27 | 10 | 0.125 | 1714.685 | 4200.103 | 0.0185 | 0.0185 |
| 28 | 10 | 0.125 | 1713.315 | 4196.748 | 0.0185 | 0.0185 |
| 29 | 9 | 0.125 | 1712.185 | 4193.98 | 0.0185 | 0.0185 |
| 30 | 8 | 0.125 | 1711.390 | 4192.032 | 0.0185 | 0.0185 |
| 31 | 8 | 0.125 | 1710.825 | 4190.648 | 0.0185 | 0.0185 |

表3-2 新土層性質剖面參數(BE)

| N | H | W | VS | VP | DS | DP |
|-----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 6 | 0.146 | 1434.260 | 5905.500 | 0.0189 | 0.0025 |
| 2 | 6 | 0.146 | 1416.150 | 5905.500 | 0.0228 | 0.0025 |
| 3 | 7 | 0.146 | 1404.790 | 5905.410 | 0.0261 | 0.0025 |
| 4 | 4.5 | 0.146 | 1395.820 | 5905.340 | 0.0290 | 0.0025 |
| 5 | 4.5 | 0.146 | 1387.800 | 5905.290 | 0.0314 | 0.0025 |
| 6 | 5.5 | 0.146 | 1379.740 | 5905.250 | 0.0337 | 0.0025 |
| 7 | 5.5 | 0.146 | 1373.030 | 5905.210 | 0.0357 | 0.0026 |
| 8 | 11 | 0.146 | 1368.090 | 5905.130 | 0.0370 | 0.0026 |
| 9 | 10 | 0.146 | 1361.710 | 5905.050 | 0.0386 | 0.0026 |
| 10 | 10 | 0.146 | 1357.060 | 5904.960 | 0.0401 | 0.0027 |
| 11 | 10 | 0.146 | 1351.830 | 5904.880 | 0.0412 | 0.0027 |
| 12 | 10 | 0.146 | 1346.830 | 5904.790 | 0.0422 | 0.0028 |
| 13 | 10 | 0.146 | 1342.500 | 5904.640 | 0.0431 | 0.0028 |
| 14 | 10 | 0.146 | 1338.730 | 5904.480 | 0.0439 | 0.0028 |
| 15 | 10 | 0.146 | 1335.410 | 5904.320 | 0.0446 | 0.0028 |
| 16 | 10 | 0.146 | 1332.470 | 5904.170 | 0.0452 | 0.0029 |
| 17 | 10 | 0.146 | 1329.830 | 5904.100 | 0.0458 | 0.0029 |
| 18 | 10 | 0.146 | 1327.410 | 5904.030 | 0.0463 | 0.0029 |
| 19 | 10 | 0.146 | 1325.230 | 5903.940 | 0.0467 | 0.0029 |
| 20 | 10 | 0.146 | 1323.260 | 5903.850 | 0.0472 | 0.0029 |

| | | | | | | |
|----|----|-------|----------|----------|--------|--------|
| 21 | 10 | 0.146 | 1321.520 | 5903.780 | 0.0475 | 0.0029 |
| 22 | 10 | 0.146 | 1319.980 | 5903.700 | 0.0478 | 0.0029 |
| 23 | 10 | 0.146 | 1318.440 | 5903.630 | 0.0481 | 0.0029 |
| 24 | 10 | 0.146 | 1316.830 | 5903.570 | 0.0484 | 0.0029 |
| 25 | 10 | 0.146 | 1315.350 | 5903.510 | 0.0487 | 0.0029 |
| 26 | 10 | 0.146 | 1313.980 | 5903.460 | 0.0489 | 0.0029 |
| 27 | 10 | 0.146 | 1312.730 | 5903.400 | 0.0491 | 0.0029 |
| 28 | 10 | 0.146 | 1311.580 | 5903.340 | 0.0493 | 0.0029 |
| 29 | 9 | 0.146 | 1310.560 | 5903.290 | 0.0495 | 0.0029 |
| 30 | 8 | 0.146 | 1309.680 | 5903.240 | 0.0497 | 0.0029 |
| 31 | 8 | 0.146 | 1308.930 | 5903.180 | 0.0498 | 0.0029 |

(四)圍阻體模型

1. 混凝土損傷塑性模型(Concrete Damaged Plastic, CDP)

ABAQUS 提供之混凝土損傷塑性模型(CDP 模型)是依據 Lubliner, Lee 和 Fenves (1998)提出之損傷塑性模型所建立。塑性損傷模型假定混凝土的破壞形式是拉伸開裂和壓縮破碎，混凝土進入塑性後的損傷分為受拉和受壓損傷，分別用損傷參數 d 和勁度恢復係數 W 來模擬由損傷引起的彈性剛度退化，通過對混凝土的受拉和受壓彈性剛度加以折減，來模擬混凝土的卸載剛度隨損傷的增大而降低的特性。

如圖 3-1010 所示，混凝土進入塑性後的損傷分為壓力損傷參數 d_c 及拉力損傷參數 d_t ，定義為混凝土彈性卸載時的彈性模數相對於初始切線彈性模數的折減。受拉卸載的損傷參數 d_t 和受壓卸載的損傷參數 d_c 可分別定義，計算公式如下：

$$E = (1 - d)E_0 \quad (3-2)$$

式中， E 為混凝土彈性卸載時的彈性模數， E_0 為混凝土初始切線彈性模數， $d=0$ 表示無損傷，即混凝土的卸載彈性模數與初始切線彈性模數完全相同， $d=1$ 表示完全損傷，即混凝土的卸載彈性模數為零。

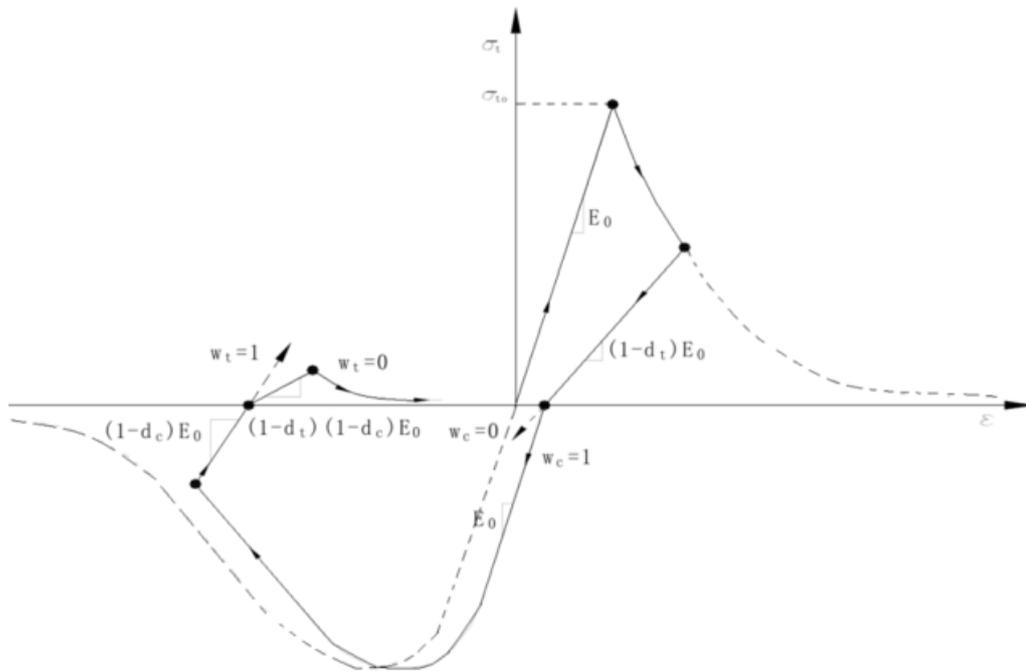


圖 3-10 CDP 單軸循環載重行為(Lee and Fenves, 1998)

若混凝土於受拉情況下產生裂縫，再由拉力轉為壓力的加載情況下，由於壓力使裂縫閉合將產生勁度恢復效應， W 表示剛度恢復係數，分為受拉剛度恢復係數 W_t 以及受壓剛度恢復係數 W_c 。分別表示混凝土應力-應變曲線從受拉區過渡到受壓區和從受壓區過渡到受拉區時，彈性模數的變化程度。 $W_c=1$ 表示混凝土從受拉區進入受壓區時，彈性模數可完全恢復至上一次受壓卸載時的彈性模量， $W_c=0$ 表示混凝土彈性模數不能恢復。 $W_t=1$ 表示混凝土從受壓區進入受拉區時，彈性模數可完全恢復至上一次受壓卸載時的彈性模量， $W_t=0$ 表示混凝土彈性模數不能恢復。

2. 材料參數

圍阻體廠房結構體為預力混凝土結構，主要由混凝土、鋼筋、預力鋼鍵以及內襯鋼板所組成。圍阻體結構混凝土之柏松比為0.20，密度為 2400 kg/m^3 ，彈性模數 E 為 26.4 GPa ，強度為 34.5 MPa ；鋼筋彈性模數 E 為 200 GPa ，柏松比為0.3，密度為 7850 kg/m^3 ，強度為 414 MPa ；預力鋼鍵彈性模數 E 為 190 GPa ，柏松比為0.3，密度為 7850 kg/m^3 ；內襯鋼板彈性模數 E 為 200 GPa ，柏松比為0.3，密度為 7850 kg/m^3 ，強度為 165 MPa 。

3. 圍阻體簡化模型

參考 Hu 和 Lin (2016)時域分析所使用的簡圖。如圖 3- 111 所示，PWR 預力混凝土圍阻體由圓形底板、圓柱體和半圓拱頂所組成。結構幾何假設為軸對稱，且圍阻體的底板是嵌入土壤中。

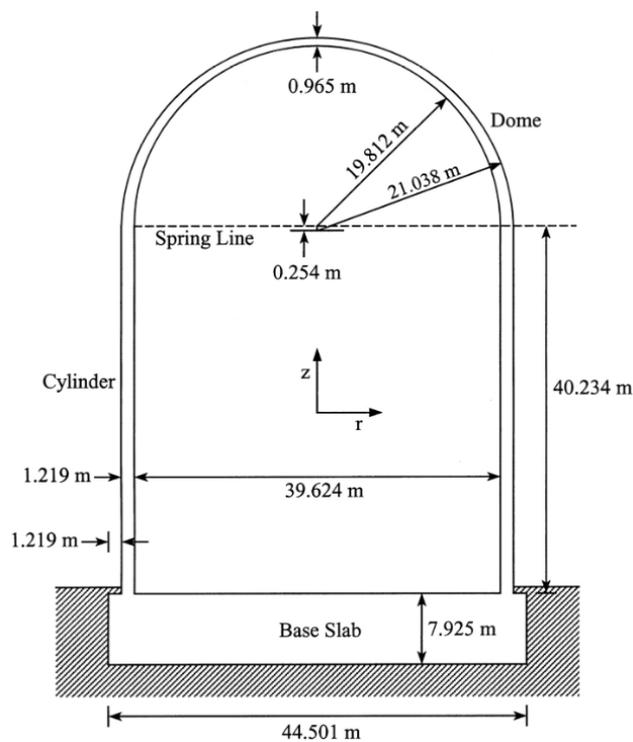


圖 3- 11 圍阻體幾何尺寸簡圖(Hu and Lin, 2016)

4. 圍阻體所採用之有限元素

CDP 模型所使用梁(Beams)、桿(Trusses)、殼(Shells)以及實體元素(Solids)等有限元素，混凝土圍阻體外殼部分採用 C3D8I 實體元素；各方向鋼筋、預力鋼鍵採用 Truss 元素之 T3D2 建置，再以 *EMBEDDED ELEMENT 指令將鋼筋及預力鋼鍵埋入混凝土內，內襯鋼板則使用 Shell 殼元素之 SC8R 建置。

(五)土壤模型

1. 土壤模型尺寸

根據美國陸軍工兵部隊(United States Army Corps of Engineers, USACE)所建議，土壤尺寸至少需達圍阻體直徑尺寸的 7 倍以上，建立土壤模型為方形土壤長寬 500m x 500m，土壤模型建立分為兩部份，一部份為有限域土壤尺寸長寬為 250m x 250m，另一部份為無限域土壤尺寸長寬為 500m x 500m，如圖 3-12 所示，深度方面則建立至岩盤所在位置地表下 83.82 公尺。

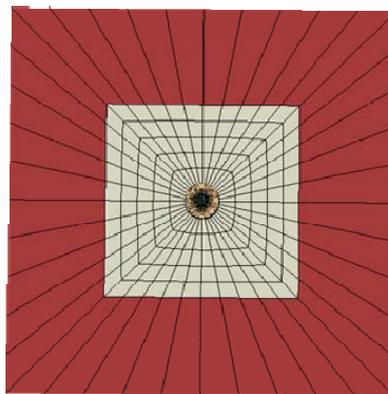


圖 3-12 ABAQUS 土壤模型

2. 土壤所採用之有限元素

土壤模型建立分為兩部份，一部份為有限域土壤以 C3D8I 實體元素所建立，另一部份為無限域土壤以 CIN3D8 無限元素(Infinite Element)所建立，無限元素吸收邊界波傳能量，避免邊界反射波能

量傳回近域土壤中。

3. 土壤與結構介面

考量圍阻體的底板是嵌入土壤中，圍阻體基礎為筏式基礎，結構與土壤間較不會產生相對滑移情形，使用 ABAQUS 內之*Tie 指令定義土壤結構介面，使土壤與結構間不會產生相對滑動。

(六)模態疊加法(Modal Superposition Method)

模態分析，即振態疊合分析，是研究結構動力特性的一種近代方法，在工程振動領域中應用的一套系統辨別方法。模態是結構的固有振動特性，每一個模態具有特定的固有頻率、阻尼比和模態振型。結構和系統的振動特性決定了結構和系統對於其他各種動力載荷的響應情況。模態分析的定義是將線性常微分方程組的物理座標變換為模態座標，使方程組解耦，成為一組以模態座標及模態參數描述的獨立方程，以便求出系統的模態反應。坐標變換的變換矩陣為模態矩陣，其每列為模態振型。模態疊加法相關理論推導如下：

假設結構的運動方程用矩陣形式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}(t) \quad (3-3)$$

式中， \mathbf{M} 為系統質量矩陣、 \mathbf{C} 為阻尼矩陣、 \mathbf{K} 為勁度矩陣、 $\mathbf{f}(t)$ 為外力向量、 \mathbf{u} 為位移反應向量。

使用有限元素法對物理問題進行離散化，得到矩陣形式。模態疊加的前提是計算特徵頻率和對應的振型。使用特徵值方程對無阻尼問題執行計算，無阻尼模態分析理論為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (3-4)$$

假設結構的簡諧運動為：

$$\mathbf{u} = \boldsymbol{\phi}_i \sin(\omega_i t + \theta_i) \quad (3-5)$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = -\omega_i^2 \boldsymbol{\phi}_i \sin(\omega_i t + \theta_i) \quad (3-6)$$

將此兩式結構運動的位移和加速度，代入控制方程中，可得其自振頻率 ω_i 和模態 $\boldsymbol{\phi}_i$ ，即：

$$(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi}_i = \mathbf{0} \quad (3-7)$$

$$\det(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (3-8)$$

根據系統特徵方程式(3-8)，求解出 n 個方程的根 $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ ，為方程式(3-7)的特徵值，對應著一群特徵向量 $(\boldsymbol{\phi}_1, \boldsymbol{\phi}_2, \dots, \boldsymbol{\phi}_n)$ ，可用來求解結構之自振頻率及有效參與質量。

採用下式計算結構之自振頻率：

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (3-9)$$

參與係數為單一模態每個方向質量運動的總和，即在特定方向上單一振型參與振動的程度，採用下式計算結構之參與係數：

$$\gamma_i = \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{D} \quad (3-10)$$

\mathbf{D} 為總體笛卡爾坐標系中，三個位移和三個轉動的單位向量。

參與結構振動的模態有效質量與參與係數平方成正比，採用下式計算有效參與質量：

$$M_{eff,i} = \frac{\gamma_i^2}{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i} \quad (3-11)$$

模態分析時，若模態振型已對質量矩陣進行正規化，則有效參與質量可簡化成下式：

$$M_{eff,i} = \frac{\gamma_i^2}{\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i} = \gamma_i^2 \quad (3-12)$$

(七) 土壤結構互制之案例研析

1. 案例一：PWR 電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)

本案例以等線性法修改 SASSI 程式，建立 PWR 電廠圍阻體廠房在設計地震下之土壤非線性分析模型，包含土壤近域及遠域之非線性效應，完成「PWR 電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」分析研究。

本案例之土壤結構互制分析，共有 6 個分析例，由不同分析參數排列組合而成，分為 CASE-00 至 CASE-05。CASE-00 至 CASE-04，分別於時域及頻域分析 PWR 電廠之土壤結構互制效應，CASE-05 則考慮含土壤近域非線性效應。

為建構 PWR 電廠圍阻體廠房互制之 SAP2000 Model 與 SASSI Model 進行核電廠土壤結構互制分析，並比較 SAP2000 Model 與 SASSI Model 地震反應之差異性及合理性之檢討。SASSI 使用部份結構法之柔性體積法，在頻域求解土壤結構互制問題，部份結構法或複式反應法因使用線性疊加，理論上僅可做線性分析，土壤受剪力作用的動態材料性質由實驗得知與頻率無關，但卻是剪應變的函數。因此，若僅考慮土壤材料非線性，則可使用等效線性法處理土壤之非線性行為。以 SAP2000 程式於時域進行土壤結構互制分析，僅能使用剛性邊界法，剛性邊界法乃將土壤與結構之邊界視為剛性。

PWR 電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 ft 地上 200.5 ft 之預力混凝土結構，包含一高 132 ft，半徑 73 ft 之圓桶結構（厚度 4.25 ft）與高 68.5 ft

之圓形屋頂結構（厚度從 4.25 ft 至 2.5 ft）。圍阻體內部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)及環形天車(Polar Crane)。圖 3-13 為除了環形天車以外之內部設備之平面配置示意圖，環形天車則位於圍阻體結構高程 223 ft 之拖架上，圍阻體內部結構尚有生物屏蔽牆，此牆包含了 115 ft、138 ft、148 ft、160 ft 及 178 ft 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。

分析結果顯示 SASSI Model 及 SAP2000 Fixed Model 除少數節點高頻反應略為不同外，其餘節點的反應幾乎全面吻合，因此，證明 SASSI Model 頻域分析複數反應法之正確性。少數節點高頻反應略為不同，主要原因乃 SASSI Model 使用材料阻尼，而 SAP2000 Fixed Model 使用模態阻尼或雷利阻尼，後者之阻尼濾掉高頻反應。

考慮土壤近域非線性效應與否，水平向反應皆相同；垂直向分析因無法使用等效線性法直接迭代，僅能利用水平向迭代分析收斂後之土層性質，視柏松比為常數，間接求得 P 波波速再進行分析。垂直向分析會有兩組土層性質，一組來自於 NS 向，另一組來自於 EW 向，而 UD 向加速度反應譜乃兩組反應譜平均之結果。因此，考慮土壤近域非線性效應與否之垂直向反應有所不同，結果顯示少數節點於高頻處有些微差距。

土壤近域非線性效應又稱二次非線性效應或次要非線性效應，由本節的分析結果得知，無論水平向或垂直向分析，若土壤的土質夠堅硬，如核電廠基岩，土壤近域非線性效應果真是次要非線性效應。

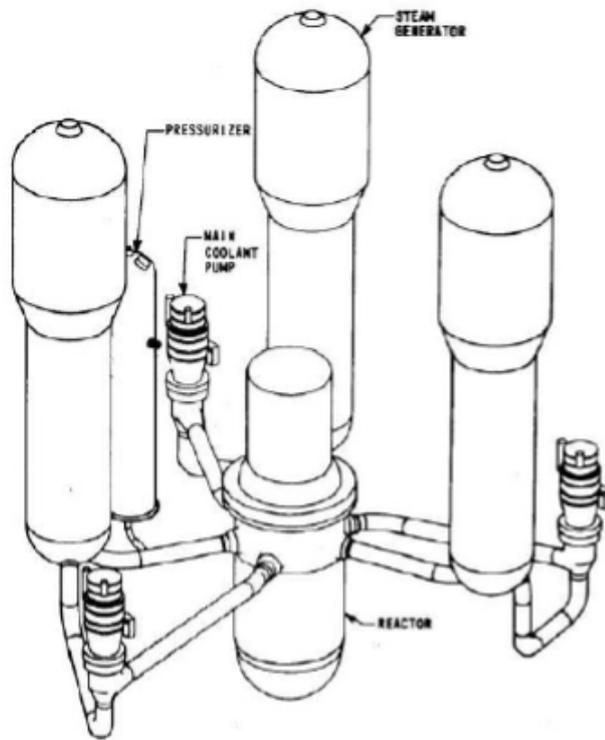


圖 3-13 圍阻體內部設備(廖克弘，2016)

2. 案例二：馬鞍山核電廠圍阻體土壤結構互制之動力分析

(許皓程，2018)

本案例利用有限元素分析軟體 ABAQUS，對 PWR 電廠的圍阻體進行土壤結構互制分析，比較剛性地盤假設及實際考慮現地土壤的受震差異性。

PWR 電廠的圍阻體為一穹頂式結構物，地下室及底板的部份構造較為複雜，為提高分析模型計算速度及收斂性，本文將圍阻體模型簡化，建入有限元素分析軟體 ABAQUS 內。圍阻體底板為直徑 44.501 公尺，深度為 7.925 公尺之筏式基礎；圍阻體腹板厚度 1.219 公尺；穹頂部份則為變斷面，弧形建構之外徑以 Spring Line 下方

0.254 公尺處為圓心，半徑 21.038 公尺，內徑則以 Spring Line 上為圓心，半徑 19.812 公尺。再以 Embedded Element 指令將各方向之鋼筋及預力鋼鍵嵌入混凝土中，最後模型如圖 3-14 所示。

由於國內對於核電廠設計並無完整之相關法規，故在核電廠結構設計時均參考美國核能管制委員會(USNRC)之規定，台灣位於地震帶上，且核電廠運轉安全與否對於全民生命財產攸關甚大，因此對於核電廠相關結構之耐震設計均需格外嚴格審視。

核電廠結構物可依其對於電廠安全影響程度分為以下四級：

耐震一級：結構物必須在發生安全停機地震(Safe Shutdown Earthquake, SSE)時，能維持運轉功能，以安全地關閉核能反應器，避免引發核能事故；在發生 Operating Earthquake (OBE)時，結構物仍須維持在彈性範圍內。

耐震二 A 級：結構物必須在承受 SSE 級地震時不致倒塌，避免影響耐震一級結構物功能。

耐震二 B 級：結構物必須在承受 OBE 級地震時，仍能保持完整，以保障儲存核廢料安全。

耐震二 C 級：除耐震一、二 A、二 B 級結構物外，皆歸類於耐震二 C 級結構物。

本案例所分析重點為核能反應器圍阻體(Containment)，為耐震一級結構物，根據美國核能管制委員會所規定，耐震一級結構物皆需考慮土壤結構互制效應(Soil Structure Interaction)之影響，並以動力分析進行。由於過去有關核電廠之研究均著重於圍阻體承壓分析，尚未涉及圍阻體 SSI 動力分析，因此本文將以 ABAQUS 建立 PWR 核電廠圍阻體之土壤結構互制模型，並施加 SSE 地震以檢核其

安全性。

本案例將上部結構、基礎、及四周圍土壤以有限元素模擬如圖 3-15 所示，由於過去電腦分析軟體尚未具有無限元素(Infinite Element)之功能，四周土壤寬度及深度需建置達基礎寬度一定倍數以上，來減少地震波在邊界元素反射之影響，否則將因波的反射影響分析精度，由於電腦分析程式的進步，本文將近域土壤採用有限元素，遠域土壤則採用無限元素相連接，進行 SSI 分析，以更真實模擬地震行為。

本案例結果顯示以模態疊加法(Modal Dynamic)分析土壤結構互制模型時，應適當選取模態個數，才可得正確結果。因 SSI 包含上部結構及土壤，若模態選取之個數不恰當，則將造成結構反應受土壤影響居多，結果誤差大。以本文為例，需選至 300 個模態以上，其疊加結果才較為準確。

於強震作用下，圍阻體將部份進入塑性，使得材料提供塑性消能而降低加速度反應。結果顯示考慮土壤或是材料之塑性行為皆將降低系統整體勁度，因此若單純假設剛性基底分析圍阻體時，所得之系統自振頻率應做適當的折減，較為恰當。此外，在強震作用下，圍阻體於腹板底部將可能產生拉力破壞，若需做耐震補強，此區域即應多加考量，提高其抗拉能力或是適當加裝阻尼器。



圖 3-144 馬鞍山核電廠圍阻體有限元素模型(許皓程，2018)

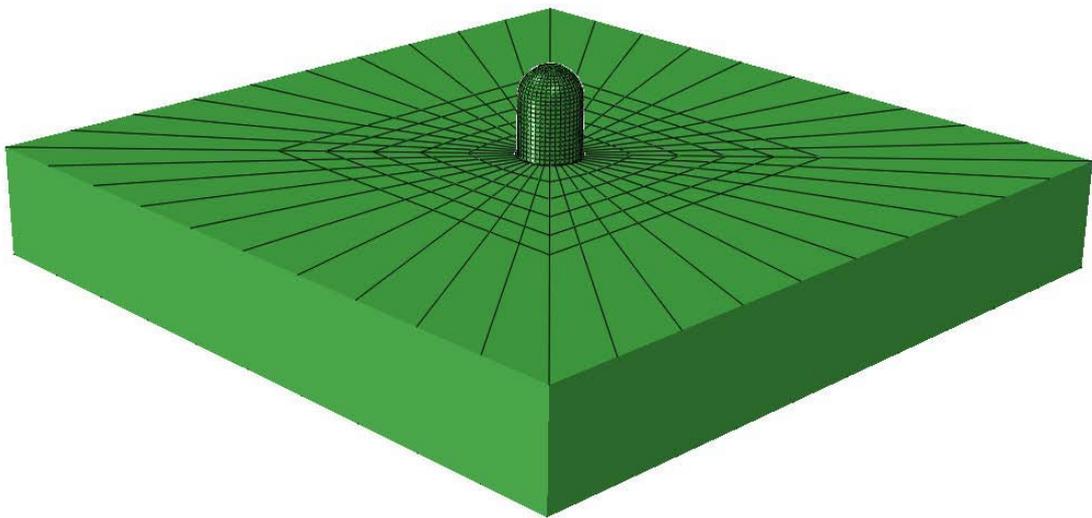


圖 3-155 圍阻體有限元素法示意圖(許皓程，2018)

四、核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究

(一) 以保守決定論失敗餘裕法(CDFM)計算 HCLPF 值

首先簡述以保守決定論失敗餘裕法(Conservative Deterministic Failure Margin)計算 HCLPF (High Confidence Low Probability of Failure)的過程。

(1) 利用組件之耐震容量與需求公式計算 HCLPF 值(方法一)

此方法適用於結構組件，主要是利用結構組件的耐震容量(Capacity)和耐震需求(Demand)建立容量-需求比之計算公式以求取該組件的 HCLPF 值，其計算步驟如下：

1. 建立結構和組件的彈性地震反應譜。
2. 使用 EPRI 1019200 報告中之 Table A.1(如表 2-1)中所述的組件容量(Component Capacities)來建立強度餘裕因子。
3. 根據 ASCE/SEI 43-0 或在 95%超越機率的延展性水準上建立非彈性能量吸收因子(Inelastic Energy Absorption Factor)。
4. CDFM 的 HCLPF 值計算公式為：

$$HCLPF_{CDFM} = FS_I \cdot RLE$$

$$FS_I = FS_E \cdot F_\mu$$

$$FS_E = (C - D_{NS}) / (D_S + \Delta C_S)$$

$$F_\mu = 1/K_\mu$$

其中：

FS_I =考慮非彈性的容量需求比;

FS_E =彈性的容量需求比;

F_μ =彈性能量吸收因子;

C=構件之耐震容量;

D_S=構件之線彈性耐震需求;

D_{NS}=非地震力之需求;

ΔC_S=因地震力引致之折減容量;

K_μ=延性(韌性)折減因子;

RLE=審查基準地震(Review Level Earthquake)，通常以 PGA 表示

表4-1 保守確定式破壞餘裕法(CDFM)之概要

| TECHNICAL ISSUE | RECOMMENDED METHOD |
|---|--|
| Load Combination | Normal + SME. |
| Ground Response Spectrum | Anchor CDFM Capacity to defined response spectrum shape without consideration of spectral shape variability. |
| Seismic Demand | Perform seismic demand analysis in accordance with latest version of American Society of Civil Engineers (ASCE) 4. |
| Damping | Conservative estimate of median damping. |
| Structural Model | Best Estimate (Median) + Uncertainty Variation in Frequency. |
| Soil Structure Interaction | Best Estimate (Median) + Parameter Variation. |
| In-Structure (Floor) Spectra Generation | Use frequency shifting rather than peak broadening to account for uncertainty plus use conservative estimate of median damping. |
| Material Strength | Code specified minimum strength or 95% exceedance actual strength if test data are available. |
| Static Strength Equations | Code ultimate strength (ACI), maximum strength (AISC), Service Level D (ASME), or functional limits. If test data are available to demonstrate excessive conservatism of code equation then use 84% exceedance of test data for strength equation. |
| Inelastic Energy Absorption | For non-brittle failure modes and linear analysis, use appropriate inelastic energy absorption factor from ASCE/SEI 43-05 to account for ductility benefits, or perform nonlinear analysis and go to 95% exceedance ductility levels. |

(2) 利用耐震試驗資料求取 HCLPF 值(方法二)

本方法適用於非結構組件，由於非結構組件(如：電子設備)並無設計公式用以計算組件的耐震容量與需求，故可利用該組件於實

際振動台試驗資料來評估其 HCLPF 值，其計算步驟如下：

1. 必須先檢核其螺栓錨定容量或銲接容量是否足夠，當確保錨定容量或銲接容量足夠後，才可檢核設備耐震之功能性。
2. 取得設備耐震試驗資料後，根據此資料得到 CDFM 試驗反應譜 $TRSc$ ，此 $TRSc$ 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振 (Multi-Axis Excitation)，倘若設備無明顯損壞，此時可將 $TRSc$ 視為受測設備 (非結構組件) 之容量。
3. 根據 RLE 求得 CDFM 之需求反應譜 ($RRSc$)， $TRSc$ 和 $RRSc$ 需採用相同的阻尼比 (EPRI 的建議：2% ~ 5%)。
4. CDFM 的 HCLPF 值計算公式為：

$$HCLPF_{CDFM} = FS_I \cdot RLE$$

$$FS_I = \text{lowest} (TRSc/RRSc)$$

以上公式之意義為在相同之頻率下，將 $TRSc$ 與 $RRSc$ 兩者譜加速度之比值，取其比值中最小者作為非彈性的容量需求比 FS_I 。

5. 有關 $TRSc$ 與 $RRSc$ 的詳細計算方法可參考 EPRI NP-6041-SLR1 報告之 Appendix Q。

(二) 安全停機路徑之關鍵組件之案例研究

本節展示 4 個算例，探討 $C_{1\%}$ 、 $C_{10\%}$ 和 HCLPF 的計算值。

(1) 算例 1：建築剪力牆

這案例展示 RC 剪力牆的易損性計算，其計算建立在變量分離 (SOV) 易損性方法。下圖顯示這個案例分析的剪力牆標高，圖中的牆為四個主要的剪力牆之一，在三層樓高的建築抵抗南北方向的側向力。

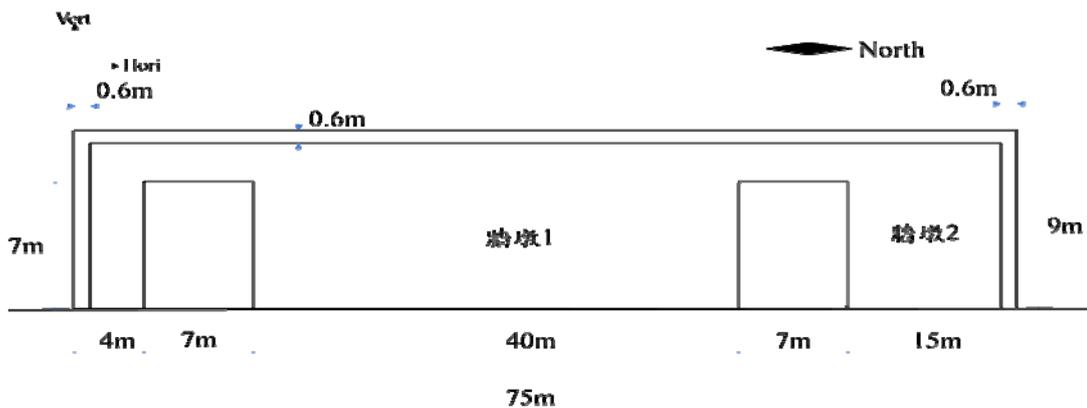


圖 4-1 用於案例分析的剪力牆截面的立面圖

圖中所示的牆有兩個開口，將其分離成兩個墩。在案例中只對 1 號墩和 2 號墩進行分析，以抵抗地震剪力、彎矩和軸向載重。下表給出了分析所需的 1 號和 2 號牆墩屬性的摘要。

表4-2 牆墩的屬性

| 屬性 | 牆墩 1 | 牆墩 2 |
|-----------------------------|---------------------|--------------------|
| 墩高, h_w | 7 m | 7 m |
| 墩長, l_w | 40 m | 15 m |
| 墩寬, t_n | 0.6 m | 0.6 m |
| 牆墩面積, A_p | 24 m ² | 9 m ² |
| 牆墩剪力面積, A_v | 20 m ² | 7.5 m ² |
| 牆墩慣性矩, I | 2987 m ⁴ | 158 m ⁴ |
| 垂直配筋比, ρ_v | 0.007 | 0.007 |
| 水平配筋比, ρ_h | 0.007 | 0.007 |
| 中間高度重力作用下的 軸向力, N_{DL} | 15000 kN | 5600 kN |
| 地板到地板的高度, H_f | 9 m | |
| 牆墩間的距離, L_p | 7 m | |

本例分析的易損性使用水平 $PGA_{RE}=0.5g$ 作為參考地面運動參數，剪力結構的結構頻率為 7.5 Hz。

地震需求和結構反應係數之中值

為了簡化計算，假設牆的需求已知。整面牆的地震剪力之中值為：

$$D_s = 58000 \text{ kN}$$

由於平行於牆的水平地震分量，1 號和 2 號牆墩的軸向力之中值對兩個牆墩來說是相同的。

水平地震引起的牆墩 1、2 的地震軸向力之中值：

$$N_{SH1} = N_{SH2} = 8900 \text{ kN}$$

垂直地震引起的牆墩 1、2 的地震軸向力之中值：

$$N_{SV1} = 5500 \text{ kN}$$

$$N_{SV2} = 2100 \text{ kN}$$

地震力的確定遵循關於中值中心分析的建議，因此，結構反應係數之中值 $F_{RSm} = 1.0$ 。

安全係數之中值

使用了以下材料屬性。混凝土抗壓強度之中值：

$$f'_{cm} = 42 \text{ MPa}$$

鋼筋降伏強度之中值：

$$f_{ym} = 330 \text{ MPa}$$

對兩個牆墩的易損性分析考慮對角剪力開裂與彎曲所引起的失敗的可能性，由以下計算得到強度：

•對角剪力強度

對角剪力強度是根據 ASCE 43-05 Barza 方程式計算的。一半高度處對角剪力模式的剪力能力中值為：

$$v_{um} = 0.69\sqrt{f'_{cm}} - 0.28\sqrt{f_{cm}} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + \frac{N_a}{4l_w t_n} + \rho_{se} f_{ym}$$

1 號牆墩

$$v_{um1} = 0.69\sqrt{42} - 0.28\sqrt{42}(0.175 - 0.5) + \frac{15000/1000}{4 \times 40 \times 0.6} + 0.007 \times 330 = 7.5 \text{ MPa}$$

2 號牆墩

$$v_{um2} = 0.69\sqrt{42} - 0.28\sqrt{42}(0.467 - 0.5) + \frac{5600/1000}{4 \times 15 \times 0.6} + 0.007 \times 330 = 7.0 \text{ MPa}$$

接下來算每個牆墩的極限剪力能力之中值：

$$V_{um} = v_{um} \times 0.6 \times l_w \times t_n$$

1 號牆墩

$$V_{um1} = 7.5 \times 1000 \times 0.6 \times 40 \times 0.6 = 108395 \text{ kN}$$

2 號牆墩

$$V_{um1} = 7.0 \times 1000 \times 0.6 \times 15 \times 0.6 = 25750 \text{ kN}$$

採用 100-40-40 方法進行地震構件組合時，由於垂直地震造成的減少量為：

$$\Delta v_u = 0.4 \times \frac{N_{SV}}{4 \times l_w \times t_n}$$

1 號牆墩

$$\Delta v_{u1} = 0.4 \times \frac{5500}{4 \times 40 \times 0.6} = 0.023 \text{ MPa}$$

2 號牆墩

$$\Delta v_{u1} = 0.4 \times \frac{2100}{4 \times 15 \times 0.6} = 0.023 \text{ MPa}$$

垂直地震引起的能力變化 ΔV_u ：

$$\Delta V_u = V_{um} \times \frac{\Delta v_u}{v_{um}}$$

1 號牆墩

$$\Delta V_{u1} = 108395 \times \frac{0.023}{7.5} = 330 \text{ kN}$$

2 號牆墩

$$\Delta V_{u2} = 37763 \times \frac{0.023}{7.0} = 126 \text{ kN}$$

對角線剪力破壞的安全係數之中值計算如下：

$$F_{Sm} = \frac{V_{um} - V_{NS}}{D_s + \Delta V_u}$$

牆的非地震剪力需求 V_{NS} 為零。

$$F_{Sm} = \frac{108395 + 37763 - 0}{58000 + 330 + 126} = 2.5$$

• 彎曲

使用按對角剪力開裂能力之中值縮放的 RE ($F_{Sm}=2.5$)，檢查每個牆墩的彎矩能力。首先計算每個牆墩的軸向力，反應水平和垂直地震成分的影響。

對角剪力破壞強度係數之中值時的總軸向力：

$$N_a = N_{DL} - F_s \times (0.4N_{SV} \pm N_{SH})$$

1 號牆墩

$$N_{a1} = 15000 - 2.5 \times (0.4 \times 5500 \pm 8900) = 31750(+), -12750(-) \text{ kN}$$

2 號牆墩

$$N_{a2} = 5600 - 2.5 \times (0.4 \times 2100 \pm 8900) = -18750(+), 25750(-) \text{ kN}$$

(+) 對應的是向左的地震，(-) 對應的是向右的地震。

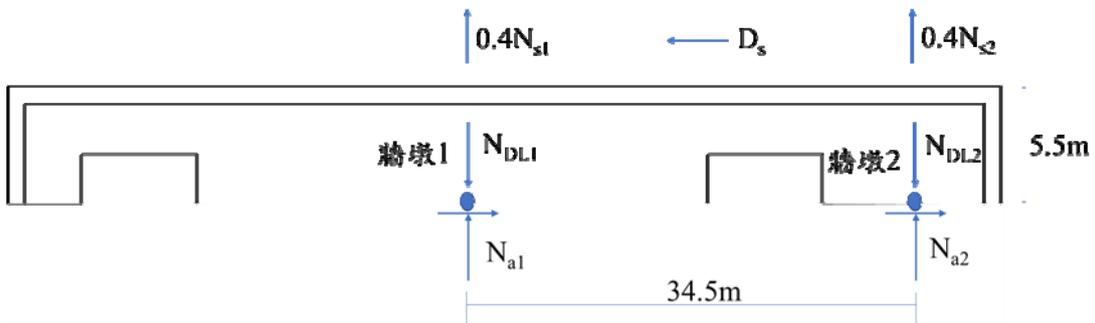


圖 4-2 彎曲點上方牆截面的自由體示意圖

接下來找每個牆墩的壓縮區域的中間長度， a_m ，以及從極端受壓到拉伸鋼筋中心的中間距離， d_m 。

$$a_m = \frac{l_w \times t_n \times \rho_v \times f_{ym} + N_a}{0.85 \times f'_{cm} \times t_n + 2 \times t_n \times \rho_v \times f_{ym}}$$

$$d_m = \frac{l_w}{2} + a_m$$

1 號牆墩

$$a_{m1} = \frac{40 \times 0.6 \times 0.007 \times 330 \times 1000 + N_{a1}}{0.85 \times 42 \times 1000 \times 0.6 + 2 \times 0.6 \times 0.007 \times 330 \times 1000} = 3.6(+), 1.8(-) \text{ m}$$

$$d_{m1} = \frac{40}{2} + a_{m1} = 23.6(+), 21.8(-) \text{ m}$$

2 號牆墩

$$a_{m2} = \frac{15 \times 0.6 \times 0.007 \times 330 \times 1000 + N_{a2}}{0.85 \times 42 \times 1000 \times 0.6 + 2 \times 0.6 \times 0.007 \times 330 \times 1000} = 0.1(+), 1.9(-) \text{ m}$$

$$d_{m2} = \frac{15}{2} + a_{m2} = 7.6(+), 9.4(-) \text{ m}$$

接下來計算每個牆墩的彎矩能力，用這個彎矩能力除以一半的牆墩高度，就可以得到等效的剪力能力：

$$A_{s,m} = t_n \times (l_w - 2 \times a_m)$$

$$M_{cap,m} = A_{s,m} \times f_{ym} \times (d_m - \frac{a_m}{2}) + N_a \times (\frac{l_w}{2} - \frac{a_m}{2})$$

$$V_{cap,m} = \frac{M_{cap,m}}{h_w / 2}$$

1 號牆墩

$$A_{s,m1} = 19.7(+), 21.9(-) \text{ m}^2$$

$$M_{cap,m1} = 15.6 \times 10^5(+), 8.0 \times 10^5(-) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{cap,m1} = 445946(+), 40172(-) \text{ kN}$$

2 號牆墩

$$A_{s,m2} = 8.9(+), 6.7(-) \text{ m}^2$$

$$M_{cap,m2} = 0.14 \times 10^5(+), 3.0 \times 10^5(-) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{cap,m2} = 3992(+), 39749(-) \text{ kN}$$

由於 N_a 的增量變化（定義為 ΔN_{aH} ）導致的對角線剪力開裂能力之中值的變化，在水平地震作用下由以下公式給出：

$$\Delta C_{DIAG}^{HOR} = \pm \frac{\Delta N_{aH}}{4} \times 0.6 = \pm \frac{F_s \times N_{SH}}{4} \times 0.6$$

$$\Delta C_{DIAG}^{HOR} = \pm \frac{2.5 \times 8900}{4} \times 0.6$$

$$\Delta C_{DIAG}^{HOR} = \pm 3338 \text{ kN}$$

接下來，垂直地震作用引起的變化也是類似的計算而且總是負的，但兩個牆墩的振幅是不同的。

$$\Delta C_{DIAG}^{VERT} = -\frac{F_s \times N_{SV}}{4} \times 0.6 \times 0.4$$

1 號牆墩

$$\Delta C_{DIAG}^{VERT} = -\frac{2.5 \times 5500}{4} \times 0.6 \times 0.4 = -825 \text{ kN}$$

2 號牆墩

$$\Delta C_{DIAG}^{VERT} = -\frac{2.5 \times 2100}{4} \times 0.6 \times 0.4 = -315 \text{ kN}$$

安全係數之中值總結

表 4-3 總結了兩個牆墩的對角線剪力開裂能力和彎矩能力的比較。考慮了兩種地震方向的情況：地震往左和地震向右，注意到對於最壞的情況，彎矩能力控制在 2 號墩，這使兩個牆墩的能力都使對角剪力開裂控制的假設無效。因此，上面確定的安全係數 2.5 太高了，必須用 2 號墩的彎矩能力和往左的地震方向來重新計算。

表4-3 2.5倍地震的剪力能力比較

| 地震方向 | 破壞模態 | | 剪力能力(kN) | | |
|------|------|----|----------|-------|--------|
| | | | 牆墩 1 | 牆墩 2 | 組合 |
| 往左 | 對角剪力 | 基底 | 108395 | 37763 | |
| | | | 3338 | -3338 | |
| | | | -825 | -315 | |
| | | 組合 | 110908 | 34110 | 114900 |
| | 彎曲 | | 445946 | 3992 | |
| 往右 | 對角剪力 | 基底 | 108395 | 37763 | |
| | | | -3338 | 3338 | |
| | | | -825 | -315 | |
| | | 組合 | 104232 | 40786 | 145018 |
| | 彎曲 | | 229554 | 85176 | |

修訂後的比例係數($F_{Sm'}$)可按下表給出的方法迭代求解，每個項目的值都來自上面的計算。

獲得修訂後的安全係數之中值的公式如下：

$$F_{Sm'} = \frac{V_{um} - V_{NS}}{D_S - \Delta C_S}$$

$$F_{Sm'} = \frac{108395 + V_{cap,m2} - 0}{58000 - \frac{3338}{2.5} + \frac{315}{2.5}}$$

$$F_{Sm} = 2.107$$

表4-4 安全係數的計算，其中2號墩由彎曲控制

| 2 號墩參數 | 初始 F_{Sm} | | |
|-------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | 2.50 | 1.97 | 2.107 |
| N_{a2} | -18750 kN | -13588 kN | -14922 kN |
| a_{m2} | 0.1 m | 0.3 m | 0.2 m |
| d_{m2} | 7.6 m | 7.8 m | 7.7 m |
| A_{SVm2} | 8.9 m ² | 8.6 m ² | 8.7 m ² |
| $M_{cap,m2}$ | 0.1x10 ⁵ kN-m | 0.5x10 ⁵ kN-m | 0.4x10 ⁵ kN-m |
| $V_{cap,m2}$ | 3992 kN | 14746 kN | 12000 kN |
| Revised F_{Sm}' | 1.97 | 2.15 | 2.107 |
| $V_{cap,m1}$ | 110907 kN | 110375 kN | 110512 kN |

兩個牆墩都達到其極限能力，發現將 RE 要求提高到牆體的極限強度所需的中值安全係數 F_{Sm}' 為 2.107。

彈性能量吸收係數之中值

在這個案例中，有效頻率/有效阻尼方法被用來估計非彈性能量吸收係數之中值，首先是計算系統延性的中值。

$$\mu = \frac{\sum W_i \delta_{Ti}}{\sum W_i \delta_{ei}}$$

其中

W_i =每層樓重量

δ_{Ti} =每層最大撓度之中值

δ_{ei} =每層彈性撓度之中值，按比例達關鍵層的降伏

由於牆墩 1 的承载力是由剪力決定的。下圖示意性地顯示了建築物在降伏和極限能力時的偏轉形狀，以及每層的相對重量。系統延性中值的計算方法如下：

$$\mu = \frac{100 \times +80 \times 2.21 + 50 \times 4.924}{100 \times 0.138 + 80 \times 0.248 + 50 \times 0.413} = 11.19$$

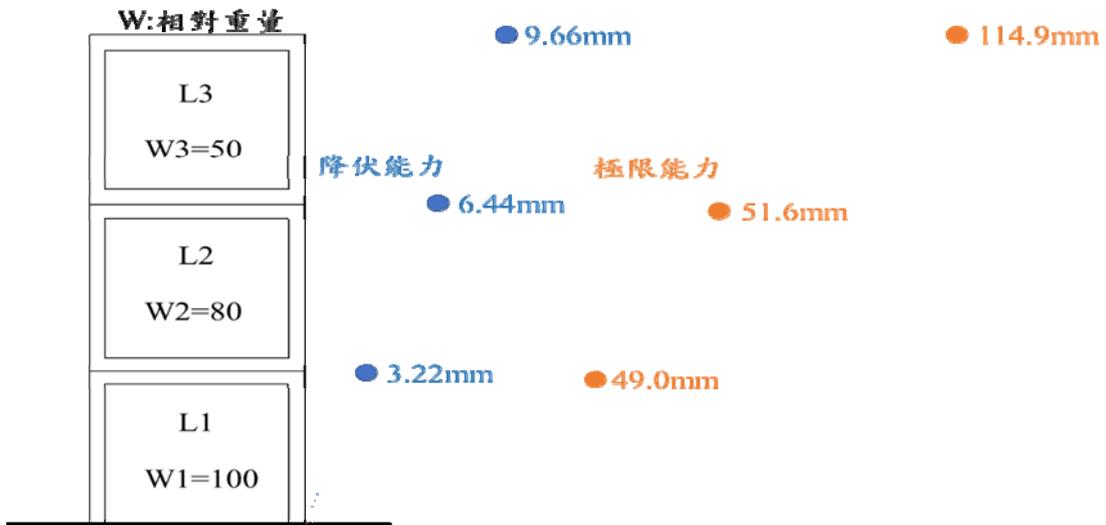


圖 4-3 建築變位形狀和相對樓層重

牆墩 1 的混凝土能力計算如下：

$$V_{cy1} = V_{cap,m1} - \rho_{se} f_{ym} t_{n1} (0.6 l_{w1})$$

$$V_{cy1} = 110512 - 0.007 \times 330 \times 1000 \times 0.6 \times (0.6 \times 40) = 77248 \text{ kN}$$

下圖顯示了牆墩 1、2 號墩和第一層的力-撓度關係。

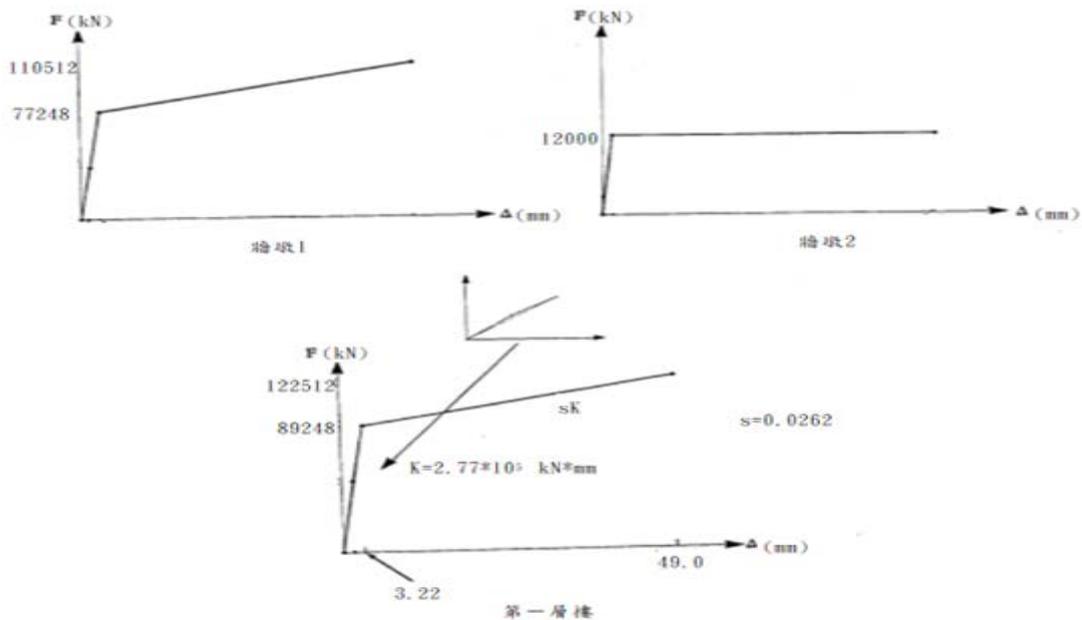


圖 4-4 牆墩 1、2 號墩和第一層牆的受力撓度圖

力-撓度關係用於計算正切與彈性頻率比，如下所示：

$$\frac{f_s}{f} = \sqrt{\frac{K_s}{K}} = \sqrt{\frac{1+s(\mu-1)}{\mu}}$$

$$\frac{f_s}{f} = \sqrt{\frac{1+0.0262(11.19-1)}{11.19}} = 0.337$$

有效頻率與彈性頻率的比率為 f_e/f ，假設有一個長時間的運動：

$$A_f = 2.3\left(1 - \frac{f_s}{f}\right) \leq 0.85$$

$$A_f = 1.53 > 0.85 \Rightarrow A_f = 0.85$$

$$\frac{f_e}{f} = (1 - A_f) + A_f\left(\frac{f_s}{f}\right) = 0.436$$

因此有效頻率為：

$$f_e = 0.436 \times 7.5 \text{ Hz} = 3.27 \text{ Hz}$$

遲滯阻尼比：

$$\xi_h = 0.11\left(1 - \frac{f_s}{f}\right) = 0.073$$

相對應的有效阻尼比，(彈性結構阻尼比為 7%)：

$$\xi_e = \left(\frac{f_s/f}{f_e/f}\right)^2 (\xi + \xi_h) = 0.085$$

在彈性頻率和阻尼下的頻譜加速度，以及在有效頻率和阻尼下的頻譜加速度都可以從 RE 反應譜中得到：

$$S_a(f, \xi) = S_a(7.5 \text{ Hz}, 0.07) = 0.94 \text{ g}$$

$$S_a(f_e, \xi_e) = S_a(3.27 \text{ Hz}, 0.085) = 0.88 \text{ g}$$

最後得到非彈性能量吸收係數之中值：

$$F_{\mu m} = \left(\frac{f_e / f}{f_s / f} \right)^2 \frac{S_a(f, \xi)}{S_a(f_e, \xi_e)} = 1.80$$

能力係數之中值總結

能力係數之中值計算如下：

$$F_{Cm} = (F_{Sm'}) \times F_{\mu m}$$

$$F_{Cm} = 2.107 \times 1.80 = 3.79$$

對數標準差

表 4-4 給出了改變需求變量的結果，對於每一個參數值的變化，通過下面的公式可以找到相應的 β 值。

$$\beta = \frac{1}{Z} \ln \left[\frac{F_{Cm}}{F_{Cm, Z\sigma}} \right]$$

在這個方程式中，能力係數之中值除以相應的正 Z 標準差能力係數，這個比率的對數除以標準差的數量 Z ，就可以得到由於基本需求變量的變化而導致的能力的對數標準差。

結構反應變異數

表 4-5 總結了結構反應變量的中值和對數標準偏差。每個結構反應變量將在下面的小節中討論。

表4-5 結構反應變量的對數標準差

| 變量 | | 中值 | β_R | β_U |
|-----------|---------|-----|-----------|-----------|
| 地表運動 | 反應譜形狀 | 1.0 | | |
| | 水平隨機變異性 | 1.0 | 0.18 | |
| | 垂直隨機變異性 | 1.0 | | |
| 結構阻尼 | | 1.0 | | 0.05 |
| 建模 | 結構頻率 | 1.0 | | 0.10 |
| | 模型保真度 | 1.0 | | 0.15 |
| | 扭轉耦合 | 1.0 | | |
| 結構反應相位 | | 1.0 | 0.10 | |
| 基礎-結構相互作用 | | 1.0 | | |
| 地震構件組合 | | 1.0 | 0.02 | |
| 全部 | | 1.0 | 0.21 | 0.19 |

在計算結構反應變異數中，以下變量需要重新計算能力係數，因為它們同時影響地震需求和非彈性能量吸收，計算過程在下方各反應變量中提及：

- 結構阻尼
- 結構頻率
- 地震構件組合

而以下變量對 F_μ 值影響很小或沒有影響，只需要 F_S 的變化。

- 地面運動
- 模型保真度
- 扭力耦合
- 結構反應相位
- 地基結構相互作用

地面運動

地震反應譜形狀

地震力是針對特定場地的危險而確定的，反應譜形狀變量的中值數是 1.0，沒有隨機性或不確定性的變化。

水平隨機變異性

水平 RE 地表運動選擇正交水平方向的反應譜的幾何平均值。建議對水平反應的隨機性採用 0.18 的對數標準偏差，即圍繞該幾何平均的隨機性。因此表 4-5 中的中值係數和變異性分別為 1.0 和 0.18。

垂直隨機變異性

牆體能力是由水平反應主導的，因此隨機性導致的結構反應係數的變化是可以忽略不計的。

結構阻尼

僅計算結構阻尼值從 7% 變為 5%，重新對整個剪力牆進行分析，得到的能力係數為 3.71。因此：

$$\beta_{\delta_s} = \frac{1}{1} \ln \left[\frac{3.89}{3.71} \right] = 0.05$$

結構建模

結構頻率

根據剪力牆試驗頻率的對數標準偏差約為 0.15 以考慮建築材料和連接。通過分析傳遞負一標準偏差的結構勁度，可以得到 3.52 的能力係數。因此：

$$\beta_{f_s, U} = \frac{1}{1} \ln \left[\frac{3.89}{3.52} \right] = 0.10$$

模型保真度

剪力牆由中值中心的有限元模型計算出來的，因此模型保真度

的中值係數為 1.0。根據模型中包含的細節水平，判斷不確定性的對數標準偏差為 0.15。

扭轉耦合

用於計算剪力牆的有限元模型明確考慮了結構的扭轉反應，因此扭轉耦合的中值係數為 1.0。

結構反應相位

地震剪力是通過反應譜分析得到的。結構的地震反應由幾個重要的模式主導，判斷隨機性對數標準差為 0.10 是合理的。

基礎-結構相互作用

固定基礎分析被認為可以真實地計算地震時的結構反應。因此對這兩種影響都沒有指定變異性。

地震構件組合

計算 100%的水平 和 100%的垂直地震同時加載，結果能力係數為 3.75。因此：

$$\beta_{ECCs,R} = \frac{1}{2.3} \ln\left[\frac{3.89}{3.75}\right] = 0.02$$

結構能力變異數

表 4-6 總結了由於變量的變化而導致的對數標準偏差。

表4-6 結構-5能力係數對數標準差

| 變數 | 負一標準差的能力變量 | | | β_R | β_U |
|--------------------|------------|---------|-------|-----------|-----------|
| | F_S | F_μ | F_C | | |
| 混凝土抗壓強度 | 2.071 | 1.825 | 3.78 | | 0.03 |
| 鋼鐵降伏強度 | 2.042 | 1.835 | 3.75 | | 0.04 |
| 剪力強度方程 | 1.862 | 1.90 | 3.54 | | 0.09 |
| 彎曲強度方程 | 2.101 | 1.829 | 3.84 | | 0.01 |
| 極限樓層位移 的隨機性 | 2.126 | 1.785 | 3.79 | 0.03 | |
| 極限樓層位移 的不確定性 | 2.126 | 1.742 | 3.70 | | 0.05 |
| 非彈性能量吸收模型 的不確定性 | | | | | 0.08 |
| 非彈性需求減少 的隨機性 | | | | 0.03 | |
| 全部 | | | | 0.04 | 0.14 |

安全係數

安全係數的變化是由於材料強度和強度方程式的不確定性造成的。案例中的剪力牆能力受到以下不確定性的影響。

- 混凝土抗壓強度
- 鋼筋降伏強度
- 對角剪力強度方程
- 彎曲強度方程

將負一標準差的材料參數帶入安全(F_S)和非彈性能量吸收(F_μ)係數重新計算，所得的能力係數列於上列表格中。

非彈性能量吸收

非彈性能量吸收係數有以下隨機性和不確定性與之相關：

- 剪力牆位移的隨機性和不確定性
- 非彈性能量吸收模型的不確定性
- 需求減少的隨機性

減少的極限樓層位移通過非彈性能量吸收計算進行傳遞，以獲得表 4-6 中列出的負一標準偏差能力係數。

非彈性能量吸收模型的不確定性和需求減少的隨機性直接適用於非彈性能量吸收係數，因此不需要通過能力分析進行傳遞。計算如下：

$$\beta_{\mu,U} = 0.1 \times (F_{\mu m} - 1) = 0.08$$

$$\beta_{\mu,R} = 0.4 \times (0.06 + 0.03 \times (F_{\mu m} - 1)) = 0.03$$

HCLPF 值計算

結合反應與容量的對數標準差，得到最終的易損性參數值如下：

$$F_{RSm} = 1.0$$

$$F_{Cm} = 3.79$$

$$PGA_{RE} = 0.5 \text{ g}$$

計算易損性參數：

$$A_m = F_{RSm} \times F_{Cm} \times PGA_{RE} = 1.90 \text{ g}$$

$$\beta_R = \sqrt{0.21^2 + 0.04^2} = 0.21 \quad (\text{表 4-5 和表 4-6})$$

$$\beta_U = \sqrt{0.19^2 + 0.14^2} = 0.24 \quad (\text{表 4-5 和表 4-6})$$

最後得到 HCLPF 值：

$$HCLPF = A_m \times e^{[-1.65 \times (\beta_U + \beta_R)]} = 0.90 \text{ g}$$

$C_{1\%}$ 與 $C_{10\%}$

經由研究方法的推導，我們得知設備的破壞機率可以表示為：

$$P_F = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{a}{A_m} \right)}{\beta_C} \right]$$

在這節的易損性 HCLPF 計算中，已算出地震能力之中值 A_m 以及知識不確定性 β_U 與隨機不確定性 β_R 的數值，得到 β_C 為 0.32，而地表加速度 a 值即為 $C_{1\%}$ 所求的容許加速度值，為求破壞機率為 1% 的設備容許值，帶入以下計算：

$$\Phi^{-1}(1\%) = -2.33 = \frac{\ln \left(\frac{a_{C_{1\%}}}{A_m} \right)}{\beta_C}$$

在 $P'_F = 0.01$ 下，其標準常態變數 Z 為 -2.33。經由公式推導可以得到如先前 HCLPF 的計算：

$$a_{C_{1\%}} = A_m \times e^{[-2.33 \times \beta_C]} = 1.90g \times e^{[-2.33 \times 0.32]} = 0.90g$$

同樣的， $C_{10\%}$ 為求破壞機率為 10% 的設備容許值，帶入以下計算：

$$\Phi^{-1}(10\%) = -1.28 = \frac{\ln \left(\frac{a_{C_{10\%}}}{A_m} \right)}{\beta_C}$$

在 $P'_F = 0.1$ 下，其標準常態變數 Z 為 -1.28。經由公式推導可以得到下列計算：

$$a_{C_{10\%}} = A_m \times e^{[-1.28 \times \beta_C]} = 1.9g \times e^{[-1.28 \times 0.32]} = 1.26g$$

(2) 算例 2：液體儲存槽

這案例展示金屬平底立式液體儲存槽的計算，本計算採用

CDFM 與易損性方法做安全性評估與比較。圖 4-5 顯示儲存槽的尺寸大小與水位標高，並用 8 個螺栓錨定在地面上，而圖 4-6 提供儲存槽的水平反應譜。

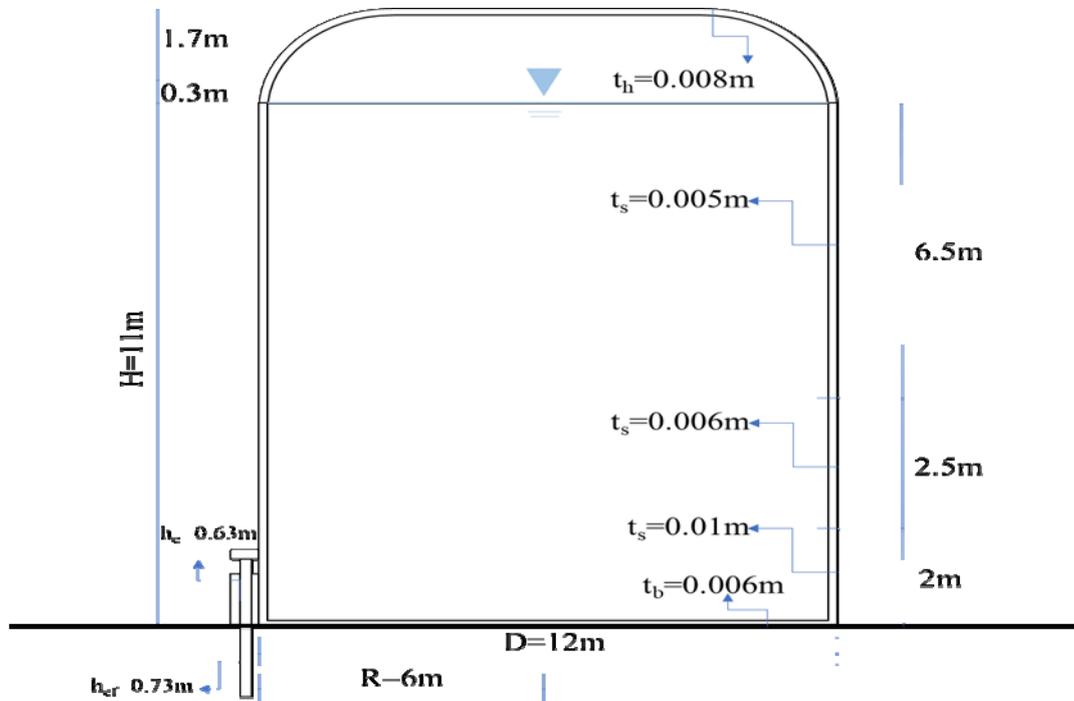


圖 4-5 用於案例分析的儲存槽示意圖

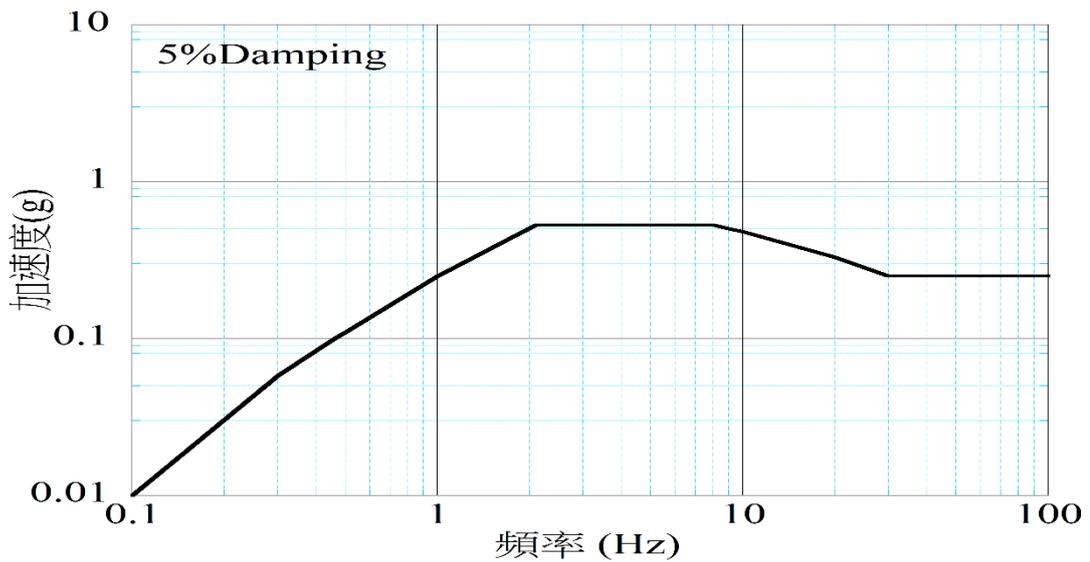


圖 4-6 水平反應譜

表 4-7 和表 4-8 分別列出圖 4-5 儲存槽的重量、重心高度和計算

中會使用的設計參數。

表4-7 儲存槽重量與重心高度

| 部件 | 重量 | kN | 重心高度 | m |
|----|-------|------|-------|------|
| 殼 | W_s | 200 | X_s | 5 |
| 頂部 | W_r | 17.2 | X_r | 12.8 |

表4-8 儲存槽設計參數

| | |
|-----------------------|--|
| 儲存槽直徑(D) | 12 m |
| 儲存槽半徑(R) | 6 m |
| 水高度(H) | 11 m |
| 水重量(W_T) | 13000 kN |
| 最小槽殼厚(t_{s_min}) | 0.005 m |
| 平均槽殼厚(t_{s_avg}) | 0.006 m |
| 鋼單位重(γ_s) | 7850 kg/m ³ |
| 鋼密度(ρ_s) | 7.85 kN-sec ² /m ⁴ |
| 鋼楊氏模數(E_s) | 200 GPa |
| 水單位重(γ_w) | 1000 kg/m ³ |
| 水密度(ρ_f) | 1 kN-sec ² /m ⁴ |
| 水體積模數(K_f) | 22000 MPa |
| 最大峰值加速度(PGA) | 0.25 g |

CDFM 計算

作用力

儲存槽的地震反應分析考慮兩個水平的流體模態與一個垂直的流體模態。

衝擊流體模態

因為 D/H 大於 $4/3$ ，依據 ASCE/SEI 4-16 計算衝擊流體的重量與高度。

流體衝力與流體重比：

$$\frac{W_I}{W_T} = 1 - 0.218 \frac{D}{H}$$

$$\frac{W_I}{W_T} = 1 - 0.218 \frac{12}{6} = 0.762$$

衝擊流體有效高度與高度比：

$$\frac{X_I}{H} = 0.5 - 0.095 \frac{D}{H}$$

$$\frac{X_I}{H} = 0.5 - 0.095 \times \frac{12}{6} = 0.396$$

衝擊流體重：

$$W_I = \left(\frac{W_I}{W_T}\right)W_T$$

$$W_I = (0.762) \times 13000 = 9908 \text{ kN}$$

衝擊流體高度：

$$X_I = \left(\frac{X_I}{H}\right)H$$

$$X_I = (0.396) \times 11 = 4.36 \text{ m}$$

同時計算儲存槽殼的等校均勻厚度：

$$t_{se} = \frac{t_{s-\min} + t_{s-\text{avg}}}{2} = \frac{0.005 + 0.006}{2} = 0.0056 \text{ m}$$

經由上列得到 $H/R=1.85$ ， $tse/R=0.000871$ ，根據 ASCE 石油和天然氣管道系統抗震設計指南，透過查詢表 4-9 確立衝擊流體模態頻率係數計算衝擊模態頻率。

表4-9 含水儲存槽的衝力模式頻率係數， C_w

| H/R | C_w | |
|-------|----------------|---------------|
| | $t_s/R=0.0005$ | $t_s/R=0.001$ |
| 0.3 | 0.0421 | 0.0601 |
| 0.4 | 0.0468 | 0.0667 |
| 0.5 | 0.0506 | 0.0719 |
| 0.6 | 0.0538 | 0.0763 |
| 0.7 | 0.0564 | 0.0799 |
| 0.8 | 0.0587 | 0.0829 |
| 0.9 | 0.0605 | 0.0854 |
| 1.0 | 0.0620 | 0.0875 |
| 1.2 | 0.0641 | 0.0903 |
| 1.4 | 0.0650 | 0.0915 |
| 1.6 | 0.0651 | 0.0917 |
| 1.8 | 0.0646 | 0.0909 |
| 2.0 | 0.0637 | 0.0896 |
| 2.2 | 0.0625 | 0.0879 |
| 2.4 | 0.0611 | 0.0859 |
| 2.6 | 0.0596 | 0.0838 |
| 2.8 | 0.0580 | 0.0815 |
| 3.0 | 0.0563 | 0.0792 |

水的衝擊流體模態頻率係數：

$$C_w = 0.0906 \times \sqrt{\frac{0.000928}{0.001}} = 0.0874$$

則衝擊模態頻率：

$$f_I = \frac{C_w}{2\pi H} \sqrt{\frac{E_s}{\rho_s}}$$

$$f_I = \frac{0.0874}{2\pi \times 11} \sqrt{\frac{200 \times 10^6}{7.85}} = 6.38 \text{ Hz}$$

透過查詢儲存槽的水平反應譜得到衝擊模態的譜加速度 S_{aI} 為 0.53g，可以得到衝擊流體模態對儲存槽基底的作用力影響。衝擊流體模態引起的基底剪力：

$$V_I = [W_I + W_s + W_r] S_{aI}$$

$$V_I = [9908 + 200 + 75] \times 0.53 = 5397 \text{ kN}$$

衝擊流體模態引起的基底力矩：

$$M_I = [W_I X_I + W_s X_s + W_r X_r] S_{aI}$$

$$M_I = [(9908)(4.36) + (200)(5) + (75)(12.8)] \times 0.53 = 23935 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

衝擊流體模態引起的基底流體壓力：

$$P_I = \frac{W_I X_I S_{aI}}{0.68 D H^2}$$

$$P_I = \frac{9908 \times 4.36 \times 0.53}{0.68 \times 12 \times 11^2} = 0.023 \text{ MPa}$$

震盪流體模態

同樣依據 ASCE/SEI 4-16 計算震盪流體的重量與高度以及頻率。震盪流體與總流體重比：

$$\frac{W_C}{W_T} = 0.230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3.67}{D/H}\right) = 0.251$$

震盪流體有效高度與總流體高度比：

$$\frac{X_C}{H} = 1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67}{D/H}\right) - 1}{\left(\frac{3.67}{D/H}\right) \sinh\left(\frac{3.67}{D/H}\right)} = 0.723$$

震盪流體重：

$$W_C = \left(\frac{W_C}{W_T}\right)W_T$$

$$W_C = (0.251) \times 13000 = 3257 \text{ kN}$$

震盪流體有效高度：

$$X_C = \left(\frac{X_C}{H}\right)H$$

$$X_C = (0.723) \times 11 = 7.9 \text{ m}$$

震盪流體頻率：

$$f_C = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3.67g}{D} \tanh\left(\frac{3.67}{D/H}\right)} = 0.275 \text{ Hz}$$

透過查詢儲存槽的水平反應譜得到衝擊模態的譜加速度 S_{aC} 為 0.078g，可以得到震盪流體模態對儲存槽基底的作用力影響。震盪流體模態引起的基底剪力：

$$V_C = W_C S_{aC}$$

$$V_C = 3257 \times 0.078 = 254 \text{ kN}$$

震盪流體模態引起的基底力矩：

$$M_C = W_C X_C S_{aC}$$

$$M_C = 3257 \times 7.9 \times 0.078 = 2020 \text{ kN-m}$$

震盪流體模態引起的基底流體壓力：

$$P_C = \frac{0.533}{DH} \frac{W_T S_{aC}}{\cosh\left(\frac{3.68}{D/H}\right)} = 0 \text{ kN}$$

同時可以從 ASCE 估算震盪引起的流體高度：

$$d_s = 0.837R \frac{S_{aC}}{g}$$

$$d_s = 0.837 \times 6 \times 0.078 = 0.39 \text{ m}$$

垂直流體模態

垂直流體的頻率可以由 ASCE/SEI 4-16 的計算直接給出：

$$f_v = \frac{1}{4H} \left[\rho_f \left(\frac{D}{t_s E_s} + \frac{1}{K_f} \right) \right]^{-1/2}$$

$$f_v = \frac{1}{4 \times 11} \left[1.0 \times \left(\frac{12}{0.0056 \times 200 \times 10^6} + \frac{1}{22 \times 10^6} \right) \right]^{-1/2} = 6.92 \text{ Hz}$$

透過查詢儲存槽的水平反應譜得到衝擊模態的譜加速度，在垂直向可視為水平向 2/3 的值，得到 S_{av} 為 0.35g，可以求得垂直流體模態對儲存槽基底的作用力影響，垂直流體僅引起基底的壓力。

垂直流體模態引起的基底流體壓力：

$$P_v = 0.8 \gamma_w H S_{av}$$

$$P_v = 0.8 \times \frac{1000}{1000} \times 11 \times 0.35 \times \frac{1}{1000} = 0.03 \text{ MPa}$$

之後經由試誤法，給定作用力的安全係數 SF_r 為 0.92，表 4-10 列出各流體模態經由安全係數調整後的作用力值。

表4-10 安全係數調整下的流體模態作用力

| | |
|---------------------------|------------|
| 衝擊流體引起的基底剪力 (V_{I_s}) | 4965 kN |
| 衝擊流體引起的基底彎矩 (M_{I_s}) | 21524 kN-m |
| 衝擊流體引起的基底壓力 (P_{I_s}) | 0.021 MPa |
| 震盪流體引起的基底剪力 (V_{C_s}) | 234 kN |
| 震盪流體引起的基底彎矩 (M_{C_s}) | 1858 kN-m |
| 震盪流體引起的基底壓力 (P_{C_s}) | 0 MPa |
| 震盪流體高度(d_{sc}) | 0.36 m |
| 垂直流體引起的基底壓力 (P_{V_s}) | 0.028 MPa |

根據 EPRI 2018 Technical Report 給出，在 CDFM 方法中軸對稱 SSCs 在穩固地基上的水平向峰值譜係數 F_{HDPR} 為 1.21，因此下方使用 SRSS 組合規則計算流體模態對基底的總作用力。

總基底剪力：

$$V_R = F_{HDPR} \sqrt{V_I^2 + V_C^2}$$
$$V_R = 1.21 \sqrt{5397^2 + 254^2} = 6015 \text{ kN}$$

總基底彎矩：

$$M_R = 1.21 \sqrt{21524^2 + 1858^2} = 26141 \text{ kN-m}$$

水平地震引起的總流體壓力：

$$P_H = F_{HDPR} \sqrt{P_I^2 + P_C^2}$$
$$P_H = 1.21 \sqrt{0.02^2 + 0^2} = 0.026 \text{ MPa}$$

基底靜水壓力：

$$P_{st} = \gamma_w H$$
$$P_{st} = \frac{1000}{1000} \times 11 \times \frac{1}{1000} = 0.108 \text{ MPa}$$

接著計算傾覆儲存槽趾的流體壓力，最大流體壓力(受壓)：

$$P_{c+} = P_{st} + P_H + 0.4P_{V-s}$$
$$P_{c+} = 0.108 + 0.026 + 0.4(0.028) = 0.145 \text{ MPa}$$

傾覆槽趾的最小流體壓力(受壓)：

$$P_{c-} = P_{st} + P_H - 0.4P_{V-s}$$
$$P_{c-} = 0.108 + 0.026 - 0.4(0.028) = 0.123 \text{ MPa}$$

傾覆槽趾的最大流體壓力(受拉)：

$$P_{T+} = P_{st} - P_H + 0.4P_{V-s}$$
$$P_{T+} = 0.108 - 0.026 + 0.4(0.028) = 0.093 \text{ MPa}$$

傾覆槽趾的最小流體壓力(受拉)：

$$P_{T-} = P_{st} - 0.4P_{V-s}$$
$$P_{T-} = 0.108 - 0.026 - 0.4(0.028) = 0.071 \text{ MPa}$$

槽底平均流體壓力的預期最小值：

$$P_{avg} = P_{st} - 0.4P_{V_s}$$

$$P_{avg} = 0.108 - 0.4(0.028) = 0.097 \text{ MPa}$$

另外水平地震所引起的總流體晃動高度可以表示為：

$$d_{sR} = F_{H DPR} d_{sc}$$

$$d_{sR} = 1.21 \times 0.36 = 0.436 \text{ m}$$

儲存槽容量

在 ECCS 方法中定義了結構的不完整係數，用於沒有內部壓力的軸向壓縮情況，對於 $R/t_s \geq 212$ 計算如下：

$$\alpha_{A0} = \frac{0.7}{[0.1 + 0.01(R/t_{sb})]^{1/2}}$$

$$\alpha_{A0} = \frac{0.7}{[0.1 + 0.01(600)]^{1/2}} = 0.283$$

接著估計沒有內部壓力的彎矩瑕疵係數，以考慮到彎曲下增加的挫屈能力，對於 $R/t_s \leq 1500$ 計算如下：

$$\alpha_{B0} = 0.1887 + 0.8113\alpha_{A0}$$

$$\alpha_{B0} = 0.1887 + 0.8113(0.283) = 0.419$$

對於有內部壓力的彎曲瑕疵係數，由以下公式給出。壓力下彎曲瑕疵係數：

$$\alpha_p = \frac{F_p + 0.007\alpha_{\beta 0}}{F_p + 0.007}$$

其中

$$F_p = \frac{P_C}{E_{ss}} \left(\frac{R}{t_{sb}} \right)^{1.5}$$

$$F_p = \frac{0.123}{200 \times 10^3} (600)^{1.5} = 0.009$$

可以得到

$$\alpha_p = \frac{0.009 + 0.007(0.419)}{0.009 + 0.007} = 0.746$$

經由試誤法推算能力和有效極限應力之間之試驗值比 R'_a 為 0.7，而在 CDFM 方法中儲存槽殼的降伏強度 σ_y 為 210 MPa。

首先計算槽底典型殼挫屈強度：

$$\sigma_{CL} = \frac{0.605E_{ss}}{R/t_{sb}}$$

$$\sigma_{CL} = \frac{0.605 \times 200 \times 10^3}{600} = 202 \text{ MPa}$$

得到

$$\sigma_p = \left(\frac{\alpha_p}{R_a} \right) \sigma_{CL}$$

$$\sigma_p = \left(\frac{0.746}{0.7} \right) \times 202 = 215 \text{ MPa}$$

接著計算有效極限應力 σ_{eu} ：

$$\lambda_p^2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_p}$$

$$\lambda_p^2 = \frac{210}{215} = 0.98$$

因為 $\lambda_p^2 < 2$ ，有效極限應力的計算為：

$$\sigma_{eu} = \sigma_y (1 - 0.25\lambda_p^2)$$

$$\sigma_{eu} = 210 \times (1 - 0.25 \times 0.98^2) = 159 \text{ MPa}$$

環向應力：

$$\sigma_h = P_c \left(\frac{R}{t_{sb}} \right)$$

$$\sigma_h = 0.123 \times 600 = 74 \text{ MPa}$$

極限軸應力：

$$\sigma_{au} = \sqrt{\sigma_{eu}^2 - 0.75\sigma_h^2} - 0.5\sigma_h$$

$$\sigma_{au} = \sqrt{159^2 - 0.75(74)^2} - 0.5(74) = 109 \text{ MPa}$$

最後驗證極限軸壓力和有效壓力計算比 $R_a=0.68 \div R'_a=0.7$ 。

接著評估儲存槽殼的抗壓挫屈強度，ECCS 的方法中指出在 CDFM 計算中建議將槽殼的抗壓挫屈強度估計為中值的 0.9 倍。

$$C_{BK} = 0.9\sigma_{au}t_{sb}$$

$$C_{BK} = 0.9 \times 109 \times 0.006 = 977 \text{ kN/m}$$

螺栓強度

表 4-11 列出螺栓強度計算用到的參數，以這些參數計算螺栓受拉下的降伏強度及極限強度，判斷控制的破壞強度。

表4-11 螺栓基本參數

| | |
|-------------------------|-----------------------|
| 錨定螺栓鋼降伏強度 (f_y) | 250 MPa |
| 錨定螺栓鋼極限強度 (f_u) | 400 MPa |
| 錨定螺栓直徑 (d_a) | 0.05 m |
| 錨定螺栓截面積 (A_g) | 0.0020 m ² |
| 錨定螺栓應力面積 (A_s) | 0.0016 m ² |
| 拉力降伏強度折減係數 (ϕ_y) | 0.9 |
| 拉力斷裂強度折減係數 (ϕ_u) | 0.75 |

錨定螺栓拉力降伏強度：

$$T_{by} = \phi_y f_y A_g$$

$$T_{by} = 0.9 \times 250 \times 0.0020 = 441.8 \text{ kN}$$

錨定螺栓拉力極限強度：

$$T_{bu} = \phi_u f_u A_s$$

$$T_{bu} = 0.75 \times 400 \times 0.0016 = 480 \text{ kN}$$

錨定螺栓拉力整合強度：

$$T_{bs} = \min(T_{by}, T_{bu}) = 441.8 \text{ kN}$$

根據儲存槽及其錨定設計，錨定的埋入深度 h_{ef} 為 0.73m，而錨定螺栓椅高度 h_c 為 0.63m，則錨定螺栓拉伸長度 h_e 可以計算為 $h_{ef}+h_c=1.36\text{m}$ ，在 CDFM 方法中允許槽上浮高度 δ_o 為 $0.01h_e=0.0136\text{m}$ 。

接著考量流體壓力對槽底傾覆強度的影響，按照 BNL 52361 提出的方法考量，對於給定的隆起長度 L 計算得到的數值列在表 4-12。

表4-12 槽底上浮高度對流體束制力的影響

| L (m) | F | M_f/P (m ²) | M_+/P (m ²) | F_H/P (m) | T_{fs}/P (m) | $E_s I_b \delta/P$ (m ⁴) |
|---------|--------|---------------------------|---------------------------|-------------|----------------|--------------------------------------|
| 0.18 | 5.320 | 0.01 | 0.00 | 0.10 | 0.13 | 0.000001 |
| 0.20 | 5.937 | 0.01 | 0.00 | 0.10 | 0.14 | 0.000011 |
| 0.23 | 6.554 | 0.01 | 0.00 | 0.11 | 0.16 | 0.000026 |
| 0.25 | 7.171 | 0.01 | 0.00 | 0.12 | 0.17 | 0.000047 |
| 0.28 | 7.788 | 0.01 | 0.00 | 0.13 | 0.19 | 0.000077 |
| 0.30 | 8.405 | 0.02 | 0.01 | 0.14 | 0.20 | 0.000116 |
| 0.33 | 9.022 | 0.02 | 0.01 | 0.15 | 0.22 | 0.000166 |
| 0.36 | 9.639 | 0.02 | 0.01 | 0.17 | 0.24 | 0.000229 |
| 0.38 | 10.256 | 0.02 | 0.01 | 0.18 | 0.25 | 0.000308 |
| 0.41 | 10.873 | 0.03 | 0.01 | 0.20 | 0.27 | 0.000403 |
| 0.43 | 11.491 | 0.03 | 0.01 | 0.21 | 0.29 | 0.000519 |
| 0.46 | 12.108 | 0.03 | 0.01 | 0.23 | 0.30 | 0.000656 |
| 0.48 | 12.725 | 0.04 | 0.01 | 0.25 | 0.32 | 0.000817 |
| 0.51 | 13.342 | 0.04 | 0.01 | 0.27 | 0.33 | 0.001006 |
| 0.53 | 13.959 | 0.05 | 0.02 | 0.29 | 0.35 | 0.001225 |
| 0.56 | 14.576 | 0.05 | 0.02 | 0.32 | 0.37 | 0.001476 |
| 0.58 | 15.193 | 0.05 | 0.02 | 0.34 | 0.39 | 0.001764 |
| 0.61 | 15.810 | 0.06 | 0.02 | 0.37 | 0.40 | 0.002091 |
| 0.64 | 16.427 | 0.06 | 0.02 | 0.39 | 0.42 | 0.002460 |
| 0.66 | 17.044 | 0.07 | 0.03 | 0.42 | 0.44 | 0.002876 |
| 0.69 | 17.661 | 0.07 | 0.03 | 0.45 | 0.45 | 0.003341 |
| 0.71 | 18.279 | 0.08 | 0.03 | 0.48 | 0.47 | 0.003860 |
| 0.74 | 18.896 | 0.09 | 0.03 | 0.51 | 0.49 | 0.004436 |
| 0.76 | 19.513 | 0.09 | 0.03 | 0.54 | 0.50 | 0.005074 |
| 0.79 | 20.130 | 0.10 | 0.04 | 0.58 | 0.52 | 0.005778 |
| 0.81 | 20.747 | 0.11 | 0.04 | 0.61 | 0.54 | 0.006552 |

依據 Flugge 中 M_f 和 α 之間的關係得到：

$$M_f = K_s \alpha + M_{fx}$$

其中

$$K_s = \frac{2K\kappa}{R}$$

$$\frac{M_{fx}}{P} = \frac{Rt_s}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left(1 - \frac{R}{H\kappa}\right)$$

$$K = \frac{E_s t_s^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\kappa = \left[\left(\frac{R}{t_s} \sqrt{3(1-\nu^2)} \right) \right]^{1/2}$$

並與底板的 α 、 δ 、 T_{fs} 做推算得到：

$$F = 1 + \frac{K_s L}{2E_s I_b}$$

$$\frac{M_f}{p} = \frac{1}{F} \left(\frac{K_s L^3}{12E_s I_b} + \frac{M_{fx}}{P} \right)$$

$$\frac{M_+}{p} = \frac{L^2}{8} - \frac{(M_f / P)}{2} + \frac{(M_f / P)^2}{2L^2}$$

$$\left(\frac{F_H}{P} \right) = \left(\frac{M_f}{P} \right) \frac{\kappa}{R} + \frac{t_s \kappa}{\sqrt{12(1-\nu^2)}}$$

$$\frac{T_{fs}}{p} = \frac{L}{2} + \frac{1}{F} \left(\frac{K_s L^2}{12E_s I_b} + \frac{M_{fx}}{PL} \right)$$

$$\frac{E_s I_b \delta}{p} = \frac{L^4}{24} - \frac{1}{F} \left(\frac{K_s L^5}{72E_s I_b} + \frac{M_{fx} L^2}{P} \frac{1}{6} \right)$$

其中

$$I_b = \frac{t_b^3}{12(1-\nu^2)}$$

接著考量上浮高度與流體壓力隨與角度的變化，如下：

$$\delta_\theta = \delta_o \left(\frac{\cos \theta - \cos \theta_n}{1 - \cos \theta_n} \right)$$

$$P_{\theta} = (P_{cb} - P_{tb}) \left(\frac{1 - \cos \theta}{2} \right) + P_{tb}$$

其中 θ_n 是與中性軸的方位角，經由迭代得到 $\theta_n = 147^\circ$ 。最後依計算出來的 $E_s I_b \delta / P^*$ 與上表中的 $E_s I_b \delta / P$ 做線性內插得到 T_{fs} / P^* 、 T_{fs} / P 、 M_+ / P^* 、 T_{fs} 、 M_f 、 M_+ 等數值，列在表 4-13。

表4-13 槽上浮0.0136m的流體束制力計算

| θ | δ (m) | P^* (MPa) | $E_s I_b \delta / P^*$ (m ⁴) | T_{fs} / P^* (m) | M_f / P^* (m ²) | M_+ / P^* (m ²) | T_{fs} (k N/m) | M_f (kN -m/m) | M_+ (kN -m/m) |
|----------|-----------------|----------------|---|-----------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| 0 | 0.0136 | 0.07 | 0.000732 | 0.31 | 0.04 | 0.01 | 21.97 | 2.50 | 0.90 |
| 6 | 0.0136 | 0.07 | 0.000728 | 0.31 | 0.04 | 0.01 | 21.99 | 2.50 | 0.90 |
| 12 | 0.0134 | 0.07 | 0.000717 | 0.31 | 0.03 | 0.01 | 22.04 | 2.49 | 0.90 |
| 18 | 0.0132 | 0.07 | 0.000700 | 0.31 | 0.03 | 0.01 | 22.12 | 2.49 | 0.90 |
| 24 | 0.0130 | 0.07 | 0.000676 | 0.30 | 0.03 | 0.01 | 22.24 | 2.48 | 0.90 |
| 30 | 0.0126 | 0.07 | 0.000647 | 0.30 | 0.03 | 0.01 | 22.39 | 2.47 | 0.89 |
| 36 | 0.0122 | 0.08 | 0.000613 | 0.30 | 0.03 | 0.01 | 22.57 | 2.46 | 0.89 |
| 42 | 0.0117 | 0.08 | 0.000576 | 0.29 | 0.03 | 0.01 | 22.67 | 2.44 | 0.88 |
| 48 | 0.0112 | 0.08 | 0.000536 | 0.29 | 0.03 | 0.01 | 22.84 | 2.41 | 0.87 |
| 54 | 0.0106 | 0.08 | 0.000494 | 0.28 | 0.03 | 0.01 | 23.03 | 2.39 | 0.86 |
| 60 | 0.0099 | 0.08 | 0.000451 | 0.28 | 0.03 | 0.01 | 23.11 | 2.35 | 0.84 |
| 66 | 0.0092 | 0.09 | 0.000408 | 0.27 | 0.03 | 0.01 | 23.24 | 2.31 | 0.82 |
| 72 | 0.0085 | 0.09 | 0.000365 | 0.26 | 0.03 | 0.01 | 23.38 | 2.27 | 0.80 |
| 78 | 0.0077 | 0.09 | 0.000323 | 0.26 | 0.02 | 0.01 | 23.32 | 2.20 | 0.77 |
| 84 | 0.0070 | 0.09 | 0.000283 | 0.25 | 0.02 | 0.01 | 23.35 | 2.14 | 0.75 |
| 90 | 0.0062 | 0.10 | 0.000245 | 0.24 | 0.02 | 0.01 | 23.17 | 2.06 | 0.71 |
| 96 | 0.0054 | 0.10 | 0.000208 | 0.23 | 0.02 | 0.01 | 23.06 | 1.99 | 0.68 |
| 102 | 0.0047 | 0.10 | 0.000174 | 0.22 | 0.02 | 0.01 | 22.70 | 1.89 | 0.63 |
| 108 | 0.0039 | 0.10 | 0.000143 | 0.21 | 0.02 | 0.01 | 22.29 | 1.79 | 0.59 |
| 114 | 0.0032 | 0.11 | 0.000114 | 0.20 | 0.02 | 0.01 | 21.84 | 1.68 | 0.54 |
| 120 | 0.0025 | 0.11 | 0.000087 | 0.19 | 0.01 | 0.00 | 21.14 | 1.56 | 0.48 |
| 126 | 0.0019 | 0.11 | 0.000063 | 0.18 | 0.01 | 0.00 | 20.33 | 1.43 | 0.42 |
| 132 | 0.0013 | 0.11 | 0.000042 | 0.17 | 0.01 | 0.00 | 19.45 | 1.30 | 0.35 |
| 138 | 0.0007 | 0.12 | 0.000023 | 0.16 | 0.01 | 0.00 | 18.18 | 1.15 | 0.27 |
| 144 | 0.0002 | 0.12 | 0.000007 | 0.14 | 0.01 | 0.00 | 16.58 | 0.98 | 0.18 |
| 147 | 0.0000 | 0.12 | 0.000000 | 0.13 | 0.01 | 0.00 | 15.39 | 0.88 | 0.11 |

確認與中性軸的方位角後，可以將 T_f 與 $\cos(\theta)$ 的變化建立一個最佳的線性關係，計算如下，並做成上浮的束制力圖：

$$T_f = T_{fi} + T_{fm} \cos \theta$$

其中 T_{fi} 的最佳擬合值為 21.315， T_{fm} 的最佳擬合值為 2.0964。

槽跟的流體束制力($\theta=0$)：

$$T_{fo} = T_{fi} + T_{fm} \cos(0)$$

$$T_{fo} = 21.315 + 2.0964(1) = 23.411 \text{ kN / m}$$

中性軸的流體束制力($\theta=\theta_n$)：

$$T_{fn} = T_{fi} + T_{fm} \cos(\theta_n)$$

$$T_{fn} = 21.314 + 2.0964 \cos(147) = 19.557 \text{ kN / m}$$

且

$$\Delta T_f = T_{fo} - T_{fn}$$

$$\Delta T_f = 23.411 - 19.577 = 3.855 \text{ kN / m}$$

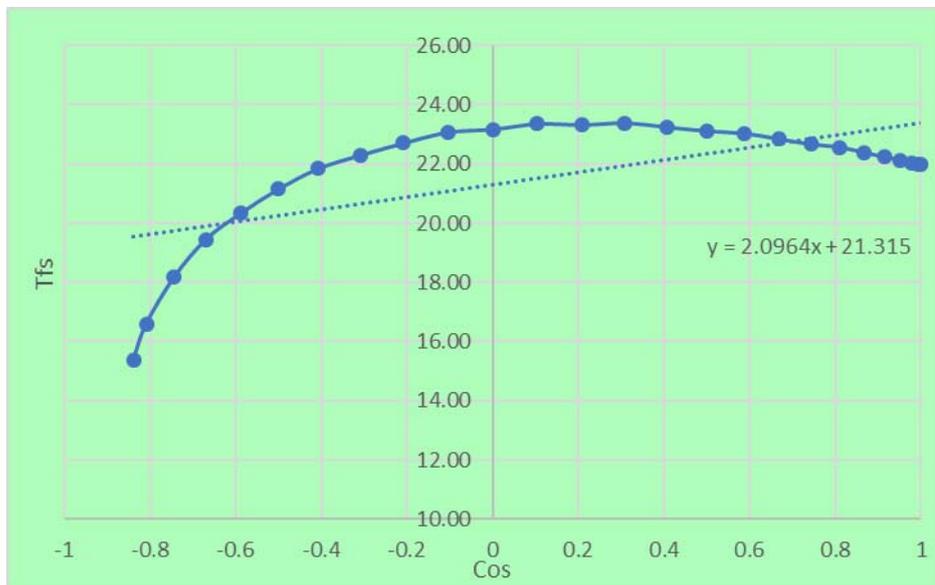


圖 4-7 槽上浮 0.0136m 的流體束制力圖

錨定螺栓束制力：

首先計算錨定螺栓的勁度：

$$K_b = \frac{\delta_o A_b E_b}{h_e}$$

$$K_b = \frac{0.0136 \times 0.002 \times 200 \times 10^6}{1.36} = 3927 \text{ kN}$$

接著計算錨定螺栓位置與拉力的關係並製作成表 4-14，計算如下：

$$T_{bi} = T_{bp} + K_b \left(\frac{\cos \theta - \cos \theta_n}{1 - \cos \theta_n} \right) \leq T_{bs}$$

其中 T_{bp} = 螺栓預拉力 = 0。

表4-14 槽上浮0.00136m的螺栓束制力

| θ | T_{bi} |
|----------|----------|
| 0 | 441.8 |
| 45 | 441.8 |
| 90 | 441.8 |
| 135 | 218.0 |
| 180 | 0 |
| 225 | 218.0 |
| 270 | 441.8 |
| 315 | 441.8 |

則錨定螺栓力總和：

$$\sum T_{bi} = 5 \times 441.8 + 2 \times 218.0 = 2771 \text{ kN}$$

最後以以下公式計算儲存槽的彎矩強度：

$$M_c = C'_m C_2 R^2 + \sum_{i=1}^{N_A} (T_{bi} R \cos \theta_i) + T_{fn} R^2 (2 \sin \theta_n) + \Delta T_f C_4 R^2$$

其中

$$C_1 = \frac{1 + \cos \theta_n}{\sin \theta_n + (\pi - \theta_n) \cos \theta_n} = 2.62$$

$$C_2 = \frac{\sin \theta_n \cos \theta_n + \pi - \theta_n}{1 + \cos \theta_n} = 0.74$$

$$C_3 = \frac{\sin \theta_n - \theta_n \cos \theta_n}{\sin \theta_n + (\pi - \theta_n) \cos \theta_n} \left(\frac{1 + \cos \theta_n}{1 - \cos \theta_n} \right) = 3.84$$

$$C_4 = \frac{\theta_n - \sin \theta_n \cos \theta_n}{1 - \cos \theta_n} = 1.64$$

槽殼垂直反應譜加速度：

$$Sa_{TV} = SF_r \left(\frac{2}{3} \right) (0.25g) = 0.15 g$$

有效空槽重：

$$W_{TE} = (W_s + W_r)(1 - 0.4Sa_{TV}) / g = 258 kN$$

最大槽殼壓力：

$$C'_m = \left(\frac{W_{TE} + \sum_{i=1}^{N_A} T_{bi}}{2R} + T_{fn} \theta_n \right) C_1 + \Delta T_f C_3 = 807 kN / m$$

得到儲存槽的彎矩強度為 26141 kN-m，因此需求容量比為：

$$\frac{D}{C_{ot}} = \frac{26141}{26481} = 0.99$$

另外還需計算槽滑動的需求容量比：

$$W_E = W_{TE} + P_{avg} (\pi R^2) = 11205 kN$$

$$V_{sc} = \phi_u \mu_f (W_E + \sum T_{bi}) = 7337 kN$$

其中 μ_f 為摩擦係數=0.7。則：

$$\frac{D}{C_{vs}} = \frac{V_R}{V_{sc}} = \frac{6015}{7337} = 0.82$$

以及容許自由空間的需求容量比：

$$H_F = H_s + \frac{H_r}{4} - H = 0.725 m$$

其中 H_r 為槽頂高=1.7m， H_s 為槽殼高=11.3m。則：

$$\frac{D}{C_f} = \frac{d_{sR}}{H_F} = \frac{0.436}{0.725} = 0.60$$

HCLPF 值計算

最後可以得到 HCLPF 值：

$$HCLPF = F_s F_\mu (PGA)$$

$$HCLPF = (0.92)(1.0)(0.25g) = 0.23 g$$

易損性計算

作用力

在易損性計算中，各流體模態的作用力計算方式與 CDFM 相同，都採用中值計算，因此將前一節計算的各作用力列在表 4-15 中。

表4-15 流體模態力之中值統整

| | |
|---------------------------------|------------|
| 衝擊模態頻率之中值 (f_I) | 6.36 Hz |
| 衝擊模態譜加速度需求之中值 (Sa_{Im}) | 0.53 g |
| 衝擊流體模態引起的基底剪力之中值 (V_{Im}) | 5397 kN |
| 衝擊流體模態引起的基底力矩之中值 (M_{Im}) | 23935 kN-m |
| 衝擊流體模態引起的基底流體壓力之中 (P_{Im}) | 0.023 MPa |
| 震盪流體模態引起的基底剪力之中值 (V_{Cm}) | 254 kN |
| 震盪流體模態引起的基底力矩之中值 (M_{Cm}) | 2020 kN-m |
| 震盪流體模態引起的基底流體壓力之中值 (P_{Cm}) | 0 MPa |
| 震盪流體高度之中值 (d_{sm}) | 0.39 m |
| 垂直流體模態頻率 (f_V) | 6.92 Hz |
| 垂直流體模態譜加速度需求之中值 (Sa_{Vm}) | 0.35 g |
| 垂直流體模態引起的基底流體壓力之中值 (P_{Vm}) | 0.030 MPa |

並經由試誤法，給定作用力的安全係數 $SF_r=1.28$ ，表 4-16 列出各流體模態經由安全係數調整後的作用力值。

表4-16 安全係數調整下的中值流體模態作用力

| | |
|--------------------------------|------------|
| 彈性譜放大係數之中值 (SF_{rm}) | 1.28 |
| 衝擊流體引起的基底剪力之中值 (V_{I_sm}) | 6908 kN |
| 衝擊流體引起的基底彎矩之中值 (M_{I_sm}) | 30637 kN-m |
| 衝擊流體引起的基底壓力之中值 (P_{I_sm}) | 0.030 Mpa |
| 震盪流體引起的基底剪力之中值 (V_{C_sm}) | 325 kN |
| 震盪流體引起的基底彎矩之中值 (M_{C_sm}) | 2585 kN-m |
| 震盪流體引起的基底壓力之中值 (P_{C_sm}) | 0 MPa |
| 震盪流體高度之中值 (d_{scm}) | 0.50 m |
| 垂直流體引起的基底壓力之中值 (P_{V_sm}) | 0.039 MPa |

同樣根據 EPRI 2018 Technical Report 給出，在易損性方法中軸對稱 SSCs 在穩固地基上的水平向峰值譜係數 F_{HDPR} 為 1.13，因此下方使用 SRSS 組合規則計算流體模態對基底的總作用力。

總基底剪力之中值：

$$V_{Rm} = F_{HDPRm} \sqrt{V_{I_sm}^2 + V_{C_sm}^2}$$

$$V_{Rm} = 1.13 \sqrt{6908^2 + 325^2} = 7815 \text{ kN}$$

總基底彎矩之中值：

$$M_{Rm} = F_{HDPRm} \sqrt{M_{I_sm}^2 + M_{C_sm}^2}$$

$$M_{Rm} = 1.13 \sqrt{32637^2 + 2585^2} = 34743 \text{ kN-m}$$

水平地震引起的總流體壓力之中值：

$$P_{Hm} = F_{HDPRm} \sqrt{P_{I_sm}^2 + P_{C_sm}^2}$$

$$P_{Hm} = 1.13 \sqrt{0.030^2 + 0^2} = 0.034 \text{ MPa}$$

基底靜水壓力 P_{st} 與 CDFM 方法中計算相同為 0.108MPa。

接著計算傾覆儲存槽趾的流體壓力之中值。

傾覆槽趾的最大流體壓力之中值(受壓)：

$$P_{Cm+} = P_{stm} + P_{Hm} + 0.4P_{V_sm}$$

$$P_{Cm+} = 0.108 + 0.034 + 0.4(0.040) = 0.157 \text{ MPa}$$

傾覆槽趾的最小流體壓力之中值(受壓)：

$$P_{Cm-} = P_{stm} + P_{Hm} - 0.4P_{V_sm}$$

$$P_{Cm-} = 0.108 + 0.034 - 0.4(0.040) = 0.126 \text{ MPa}$$

傾覆槽趾的最大流體壓力之中值(受拉)：

$$P_{Tm+} = P_{stm} - P_{Hm} + 0.4P_{V_sm}$$

$$P_{Tm+} = 0.108 - 0.034 + 0.4(0.040) = 0.090 \text{ MPa}$$

傾覆槽趾的最小流體壓力之中值(受拉)：

$$P_{Tm-} = P_{stm} - P_{Hm} - 0.4P_{V_sm}$$

$$P_{Tm-} = 0.108 - 0.034 - 0.4(0.040) = 0.059 \text{ MPa}$$

槽底平均流體壓力之中值的預期最小值：

$$P_{\text{avg,m}} = P_{st} - 0.4P_{V_sm}$$

$$P_{\text{avg,m}} = 0.108 - 0.4(0.040) = 0.092 \text{ MPa}$$

水平地震引起的總流體晃動高度之中值：

$$d_{sRm} = F_{HDP Rm} d_{sm}$$

$$d_{sRm} = 1.13 \times 0.50 = 0.567 \text{ m}$$

儲存槽容量

接著計算儲存槽作用的瑕疵係數，經由前一節得到無內部壓力的彎曲彎矩瑕疵係數 α_{B0} 為 0.419，槽半徑與槽殼底部厚度比 R/t_{sb} 一樣為 600，因此，壓力下彎曲瑕疵係數之中值：

$$\alpha_{pm} = \frac{F_{pm} + 0.007\alpha_{B0}}{F_{pm} + 0.007}$$

其中

$$F_{pm} = \frac{P_{Cm}}{E_{ss}} \left(\frac{R}{t_{sb}} \right)^{1.5}$$

$$F_{pm} = \frac{0.126}{200 \times 10^3} (600)^{1.5} = 0.0093$$

則

$$\alpha_{pm} = \frac{0.0093 + 0.007 \times 0.419}{0.0093 + 0.007} = 0.75$$

經由試誤法推算能力和有效極限應力之間之試驗值比 $R'_a=0.7$ ，槽底典型殼挫屈強度一樣為 202 MPa，而在易損性方法中儲存槽殼的降伏強度 σ_y 為 255 MPa。得到：

$$\sigma_p = \left(\frac{\alpha_p}{R'_{am}} \right) \sigma_{CL}$$

$$\sigma_p = \left(\frac{0.75}{0.7} \right) \times 202 = 216 \text{ MPa}$$

接著計算有效極限應力之中值 σ_{eum} ：

$$\lambda_{pm}^2 = \frac{\sigma_{ym}}{\sigma_{pm}}$$

$$\lambda_{pm}^2 = \frac{255}{216} = 1.18$$

因為 $\lambda_p^2 < 2$ ，有效極限應力之中值的計算為：

$$\sigma_{eum} = \sigma_{ym} (1 - 0.25 \lambda_{pm}^2)$$

$$\sigma_{eum} = 255 \times (1 - 0.25 \times 1.18^2) = 180 \text{ MPa}$$

環向應力之中值：

$$\sigma_{hm} = P_{Cm} \left(\frac{R}{t_{sb}} \right)$$

$$\sigma_{hm} = 0.127(600) = 76 \text{ MPa}$$

極限軸應力之中值：

$$\sigma_{au} = \sqrt{\sigma_{eum}^2 - 0.75 \sigma_{hm}^2} - 0.5 \sigma_{hm}$$

$$\sigma_{aum} = \sqrt{180^2 - 0.75(76)^2} - 0.5(76) = 130 \text{ MPa}$$

最後驗證極限軸壓力和有效壓力計算比 $R_a=0.72 \doteq R'_a=0.7$ 。接著評估儲存槽殼的抗壓挫屈強度之中值：

$$C_{BKm} = \sigma_{aum} t_{sb}$$

$$C_{BKm} = 130 \times 0.010 = 1296 \text{ kN / m}$$

螺栓強度

表 4-17 列出螺栓強度計算用到的參數，以這些參數計算螺栓受拉下的降伏強度及極限強度，判斷控制的破壞強度。

表4-17 中值螺栓基本參數

| | |
|---------------------------|-----------------------|
| 錨定螺栓鋼降伏強度之中值 (f_{ym}) | 300 MPa |
| 錨定螺栓鋼極限強度之中值 (f_{hm}) | 450 MPa |
| 錨定螺栓截面積 (A_g) | 0.0020 m ² |
| 錨定螺栓應力面積 (A_s) | 0.0016 m ² |

錨定螺栓拉力降伏強度之中值：

$$T_{bym} = f_{ym} A_g$$

$$T_{bym} = 300 \times 0.0020 = 589 \text{ kN}$$

錨定螺栓拉力極限強度之中值：

$$T_{bum} = f_u A_s$$

$$T_{bum} = 450 \times 0.0016 = 720 \text{ kN}$$

錨定螺栓拉力整合強度之中值：

$$T_{bsm} = \min(T_{bym}, T_{bum}) = 589 \text{ kN}$$

根據儲存槽及其錨定設計，錨定螺栓拉伸長度 h_e 可以計算為 $h_{ef}+h_c=1.36\text{m}$ ，在易損性方法中允許槽上浮高度 δ_o 為 $0.03h_e=0.0408\text{m}$ ，槽底上浮高度對流體束制力的影響依照 CDFM 中

計算方式求得，接著將依前面計算方式簡化過後得到的 $E_s I_b \delta / P^*$ 與 CDFM 法中製作的表格之 $E_s I_b \delta / P$ 做線性內插得到 T_{fs} / P^* 、 T_{fs} / P 、 M_+ / P^* 、 T_{fs} 、 M_f 、 M_+ 等數值，在表 4-18 中呈現。

表4-18 槽上浮0.0408m的流體束制力之中值計算

| θ | δ (m) | P^* (MPa) | $E_s I_b \delta / P^*$ (m ⁴) | T_{fs} / P^* (m) | M_f / P^* (m ²) | M_+ / P^* (m ²) | T_{fs} (kN/m) | M_f (kN-m/m) | M_+ (kN-m/m) |
|----------|--------------|----------------|---|-----------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 0 | 0.04 | 0.06 | 0.002645 | 0.43 | 0.07 | 0.02 | 25.09 | 3.92 | 1.43 |
| 30 | 0.04 | 0.06 | 0.002281 | 0.41 | 0.06 | 0.02 | 26.02 | 3.91 | 1.43 |
| 60 | 0.03 | 0.08 | 0.001507 | 0.37 | 0.05 | 0.02 | 28.01 | 3.80 | 1.39 |
| 90 | 0.02 | 0.09 | 0.000782 | 0.31 | 0.04 | 0.01 | 29.09 | 3.36 | 1.22 |
| 120 | 0.01 | 0.11 | 0.000280 | 0.25 | 0.02 | 0.01 | 26.93 | 2.46 | 0.86 |
| 150 | 0.00 | 0.12 | 0.000000 | 0.13 | 0.01 | 0.00 | 15.67 | 0.90 | 0.11 |

經由迭代得到 $\theta_n = 150^\circ$ 。

確認與中性軸的方位角後可以將 T_{fm} 與 $\cos(\theta)$ 的變化建立一個最佳的線性關係，計算如下並做成上浮造成的流體束制力圖：

$$T_{fm} = T_{fim} + T_{fmm} \cos \theta$$

其中 T_{fim} 的最佳擬合值為 24.58， T_{fmm} 的最佳擬合值為 3.3373。

槽跟的流體束制力之中值($\theta=0$)：

$$T_{fom} = T_{fim} + T_{fmm} \cos(0)$$

$$T_{fom} = 24.58 + 3.33373(1) = 27.92 \text{ kN / ft}$$

中性軸的流體束制力之中值($\theta=\theta_n$)：

$$T_{fnn} = T_{fim} + T_{fmm} \cos(\theta_n)$$

$$T_{fnn} = 24.58 + 3.3373 \cos(150) = 21.69 \text{ kN / ft}$$

且

$$\Delta T_{fm} = T_{fom} - T_{fnn}$$

$$\Delta T_{fm} = 27.92 - 21.69 = 6.23 \text{ kN / m}$$

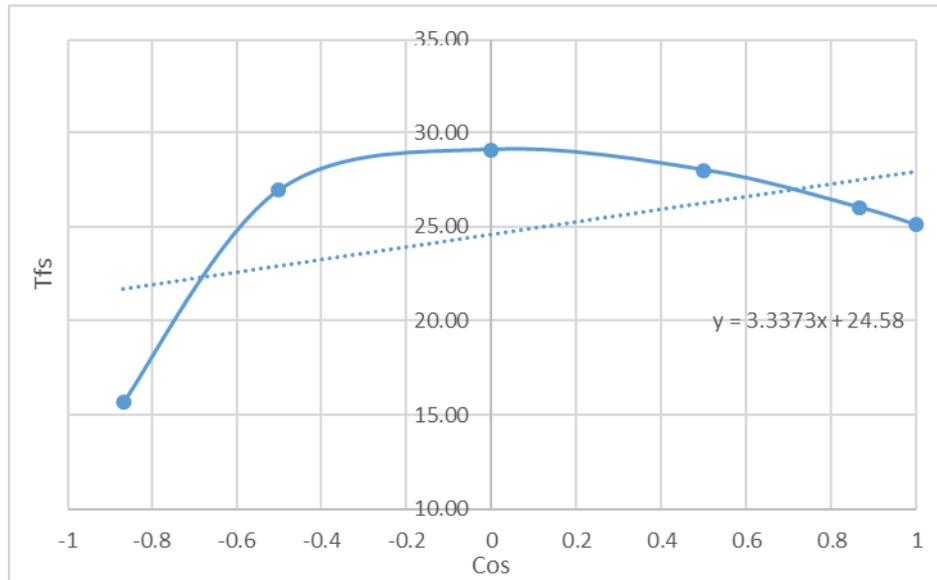


圖 4-8 槽上浮 0.0408m 的流體束制力計算

錨定螺栓束制力

首先計算錨定螺栓勁度之中值：

$$K_{bm} = \frac{\delta_{om} A_b E_s}{h_e}$$

$$K_{bm} = \frac{0.0408 \times 0.0016 \times 200 \times 10^6}{1.36} = 11781 \text{ kN}$$

接著計算錨定螺栓位置與拉力的關係並製作成表格，計算如下：

$$T_{bi} = T_{bp} + K_b \left(\frac{\cos \theta - \cos \theta_n}{1 - \cos \theta_n} \right) \leq T_{bs}$$

其中 T_{bp} = 螺栓預拉力 = 0。

表4-19 槽上浮0.0408m的螺栓束制力

| 錨定螺栓位置 θ (deg) | 拉力(kN) |
|-----------------------|--------|
| 0 | 589 |
| 45 | 589 |
| 90 | 589 |
| 135 | 589 |
| 180 | 0 |
| 225 | 589 |
| 270 | 589 |
| 315 | 589 |

則錨栓力總和之中值：

$$\sum T_{bim} = 7 \times 589 = 4123 \text{ kN}$$

最後以以下公式計算儲存槽的彎矩強度：

$$M_c = C'_m C_2 R^2 + \sum_{i=1}^{N_d} (T_{bi} R \cos \theta_i) + T_{fi} R^2 (2 \sin \theta_n) + \Delta T_f C_4 R^2$$

其中 $C_1=2.88$ ， $C_2=0.68$ ， $C_3=4.27$ ， $C_4=1.64$ 。

槽殼的垂直反應譜加速度之中值：

$$Sa_{TVm} = SF_{rm} \left(\frac{2}{3}\right) (0.25g)$$

$$Sa_{TVm} = (1.28) \left(\frac{2}{3}\right) (0.25g) = 0.21 \text{ g}$$

有效空槽重之中值：

$$W_{TEm} = (W_s + W_r)(1 - 0.4Sa_{TVm}) / g$$

$$W_{TEm} = (200 + 75)(1 - 0.4(0.21)) = 252 \text{ kN}$$

最大槽殼壓力之中值：

$$C'_m = \left(\frac{W_{TE} + \sum_{i=1}^{N_A} T_{bi}}{2R} + T_n \theta_n \right) C_1 + \Delta T_f C_3 = 1239 \text{ kN/m}$$

得到儲存槽的彎矩強度為 34847 kN-m，因此需求容量比為：

$$\frac{D}{C_{ot}} = \frac{34743}{34847} = 1.00$$

另外還需計算槽滑動的需求容量比之中值：

$$W_{Em} = W_{TEm} + P_{avg,m} (\pi R^2) = 10706 \text{ kN}$$

$$V_{scm} = \mu_{fm} (W_{Em} + \sum T_{bim}) = 10381 \text{ kN}$$

則：

$$\frac{D}{C_{vs}} = \frac{V_{Rm}}{V_{scm}} = \frac{7815}{10381} = 0.57$$

容許自由空間的需求容量比=0.78 與 CDFM 方法相同。可以得出與 M_{Rm} 對應的水平反應譜加速度之中值：

$$Sa_{Rm} = SF_{rm} F_{HDP Rm} Sa_{Im}$$

$$Sa_{Rm} = (1.28)(1.13)(0.53g) = 0.78 g$$

與 M_{Cm} 對應的槽中心處的彈性橫向滑動量之中值可計算為：

$$\delta_{em} = \frac{Sa_{Rm}}{(2\pi f_l)^2} \frac{M_{cm}}{M_{Rm}} = 0.0047 \text{ m}$$

其中 f_l 採用中值衝擊模態頻率=6.36Hz。

因槽上浮引起的在槽中心的側向位移：

$$\delta_l = \frac{H_{cg}}{2R} \delta_{om} = 0.0148 \text{ m}$$

其中 H_{cg} 為儲存槽重心=4.36m。因此儲存槽的系統延性計算為：

$$\mu = 1 + \frac{\delta_l}{\delta_{em}} = 1 + \frac{0.0148}{0.0047} = 4.14$$

槽正切頻率 f_s 與彈性頻率 f 的比值：

$$\frac{f_s}{f} = \mu^{-0.5} = 0.481$$

槽有效頻率 f_e 與彈性頻率 f 的比值：

$$\frac{f_e}{f} = 1 - A_f + A_f \frac{f_s}{f} = 0.568$$

其中

$$f = f_l = 6.36 \text{ Hz}$$

$$A_f = \min[C_F(1 - \frac{f_s}{f}), 0.85] = 0.85$$

C_F 為強烈的運動持續時間因素，可近似為 2.3。則槽有效頻率：

$$f_e = f(\frac{f_e}{f}) = 3.61 \text{ Hz}$$

彈性阻尼比 ζ 為 0.05，以下計算有效阻尼比。

遲滯阻尼比：

$$\zeta_h = 0.11(1 - \frac{f_s}{f}) = 0.056$$

則有效阻尼比為：

$$\zeta_e = (\frac{f_s/f}{f_e/f})^2 (\zeta + \zeta_h) = 0.079$$

經由水平反應譜查詢頻率為 f_e 的 5% 阻尼水平頻譜加速度為 0.53g，接著計算頻率為 f_e 的 ζ_e 阻尼水平頻譜加速度。

ζ_e 阻尼比時的頻譜放大係數之中值：

$$AF_{\zeta_e} = 3.21 - 0.68 \ln \zeta_e = 1.8$$

則頻率為 f_e 的 ζ_e 阻尼水平頻譜加速度為：

$$Sa(f_e, \zeta_e) = (\frac{AF_{\zeta_e}}{AF_{5\%}}) Sa(f_e, 5\%) = 0.45 \text{ g}$$

其中 $AF_{5\%}$ 為 5% 阻尼時的頻譜放大係數之中值 = 2.12。可計算出中值非彈性能量吸收係數：

$$F_{\mu m} = \left(\frac{f_e / f}{f_s / f} \right)^2 \left(\frac{Sa(f, \xi)}{Sa(f_e, \xi_e)} \right) = 1.57$$

可計算出儲存槽的地震能力之中值：

$$A_m = F_{sm} F_{\mu m} (0.25g) = 0.50 g$$

變異性

分別考量並計算作用力以及地震能力的變異性，作用力的變量影響地震運動、儲存槽阻尼比、儲存槽頻率、儲存槽的模槽保真度、模態組合、地震構件組合、水位高度等，統整於表 4-20；而能力的變量影響儲存槽殼的挫屈強度、螺栓束制強度、流體壓力、容許的儲存槽上浮高度、傾倒力矩強度的公式、非彈性能量吸收係數等，統整於表 4-24。

儲存槽作用力變量

地面運動

根據 EPRI 2018 Technical Report，對稱性案例變量的隨機性對數標準差可取為 0.13，而地震不確定性包括在現代 SPRA 的地震災害分析中，因此不需要在地震脆弱性中考慮，其知識性對數標準差視為 0。因此，

$$\beta_{GM,R} = 0.13$$

$$\beta_{GM,U} = 0$$

儲存槽阻尼比

槽體阻尼的知識不確定性是通過比較阻尼中值(5%)的頻譜加速度和阻尼中值負一標準差的頻譜加速度(3%)來計算，計算公式如下：

$$\beta_{\delta e,U} = \ln \left(\frac{AF_{3\%}}{AF_{5\%}} \right) = 0.15$$

其中 $AF_{5\%}=2.12$ ， $AF_{3\%}=2.46$ 。儲存槽阻尼比沒有隨機性，因此，

$$\beta_{\delta e,R} = 0$$

儲存槽頻率

依先前計算中值衝擊流體模態的譜加速度需求為 0.53 g，將頻率改變，對數標準差不改變最大譜加速度需求，因此不存在隨機性，也沒有知識不確定性。因此，

$$\beta_{fe,R} = 0$$

$$\beta_{fe,U} = 0$$

儲存槽的模型保真度

此處使用的儲存槽反應分析方法被認為是相當準確的，隨機性的對數標準差被認為在 0.05 和 0.10 之間，因此採用 0.07。而模型沒有中值的不確定性，因此，

$$\beta_{Me,R} = 0$$

$$\beta_{Me,U} = 0.07$$

模態組合

模態組合隨機性的對數標準差是通過比較 SRSS 和絕對值相加兩種組合規則的作用力來計算，由於有兩種模態的反應使用不同組合，將有兩個標準差。模態組合沒有知識不確定性，因此，

$$M_{R_abs} = F_{HDPRm} (M_{I_sm} + M_{C_sm}) = 29150 \text{ kip-ft}$$

$$\beta_{MCe,R} = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{M_{R_abs}}{M_{Rm}} \right) = 0.04$$

$$\beta_{MCe,U} = 0$$

地震構件組合

儲存槽的垂直反應作用於流體壓力，影響傾覆需求非常小，隨機性對數標準差取為 0.05。地震構件組合沒有知識不確定性，因此，

$$\beta_{ECCe,R} = 0.05$$

$$\beta_{ECCe,U} = 0$$

流體高度

因為針對滿槽設計進行計算，流體高度不會變動，不確定性可以忽略，因此，

$$\beta_{WH,R} = 0$$

$$\beta_{WH,U} = 0$$

表4-20 儲存槽作用力變量統整

| 變量 | β_R | β_U |
|--------|-----------|-----------|
| 地震運動 | 0.13 | 0 |
| 槽阻尼 | 0 | 0.15 |
| 槽頻率 | 0 | 0 |
| 槽模型保真度 | 0 | 0.07 |
| 模態組合 | 0.04 | 0 |
| 地震構件組合 | 0.05 | 0 |
| 槽流體高度 | 0 | 0 |
| 全部 | 0.14 | 0.17 |

儲存槽能力變量

儲存槽能力的變異性使用一系列的參數變化進行計算，總結各變量的參數變化的計算結果於表 4-21，其中 β 計算的公式如下：

$$\beta_i = \ln \left(\frac{M_{cm} F_{\mu m}}{M_{u,i} F_{\mu,i}} \right) \frac{1}{X_i}$$

表4-21 變量案例研究

| | P_C | P_T | CBK | T_{bs} | δ_o | θ_n | M_c | F_μ | β |
|--------------------------------|-------|-------|-------|----------|------------|------------|-------|---------|---------|
| 中值 | 0.13 | 0.06 | 1296 | 589 | 1.6 | 150 | 34959 | 1.57 | - |
| CBK (-1β) | - | - | 1126 | - | - | 145 | 34467 | 1.57 | 0.01 |
| T_{bs} (-1β) | - | - | - | 514 | - | | 31262 | 1.57 | 0.11 |
| 流體壓力 (-1β) | 0.11 | 0.07 | - | - | - | 152 | 34191 | 1.57 | 0.02 |
| δ_o (-1.65β) | - | - | - | - | 0.53 | 153 | 33414 | 1.4 | 0.10 |

槽殼的挫屈強度

槽殼挫屈強度的不確定性來自方程式的不確定性和材料的不確定性，首先考慮與 CDFM 方法方程式相關的不確定性。

槽殼降伏強度方程式相關的不確定性：

$$\beta_{bk_eq,U} = \left(\frac{1}{1.65} \right) \ln \left(\frac{1}{0.9} \right) = 0.06$$

而槽殼降伏強度的不確定性由以下得出。負一標準差的槽殼降伏強度：

$$\sigma_{y,-1\beta} = \sigma_{ym} \exp(-\beta_u) = 255 \exp(-0.13) = 224 \text{ MPa}$$

其中 $\beta_u=0.13$ 。

將負一標準差的槽殼降伏強度帶入先前的計算，計算出槽殼的挫屈強度，代入下列式子計算。材料強度不確定性的對數標準偏差：

$$\beta_{bk_mat,U} = \ln \left(\frac{C_{BK}}{C_{bk}} \right) = \ln \left(\frac{1296}{1144} \right) = 0.12$$

所以槽殼挫屈強度的總知識對數標準偏差為：

$$\beta_{bk,U} = \sqrt{\beta_{bk_eq,U}^2 + \beta_{bk_mat,U}^2} = 0.14$$

得到負一標準差的槽殼挫屈強度：

$$C_{BK,-1\beta} = C_{BKm} \exp(-\beta_{bk,U}) = 1126 \text{ kN} / m$$

帶回先前計算，可以得到彎矩能力，其知識對數標準偏差取為 0.01，但無隨機性，故

$$\beta_{BK,R} = 0$$

$$\beta_{BK,U} = 0.01$$

螺栓束制強度

螺栓束制強度計算與槽殼挫屈強度類似，知識不確定性來自於方程式和材料，因此其對數標準偏差由以下公式得出。

螺栓鋼降伏強度相關的知識對數標準偏差：

$$\beta_{ab_mat,U} = 0.12$$

錨定螺栓束制強度的方程式知識對數標準差：

$$\beta_{ab_eq,U} = \left(\frac{1}{1.65} \right) \ln \left(\frac{1}{0.9} \right) = 0.06$$

與螺栓束制強度相關的總知識對數標準差：

$$\beta_{ab,U} = \sqrt{\beta_{ab_eq,U}^2 + \beta_{ab_mat,U}^2} = 0.13$$

螺栓束制強度的中位數減去一個標準偏差值：

$$T_{bs,-1\beta} = T_{bsm} \exp(-\beta_{ab,U}) = 514 \text{ kN}$$

帶回先前計算可以得到彎矩能力，如表 4-21 所示，其知識對數標準偏差取為 0.11，但無隨機性，故

$$\beta_{AB,R} = 0$$

$$\beta_{AB,U} = 0.11$$

流體壓力

用於計算 P_{C-} 和 P_{T-} 的公式如下，以更好地反應變異性：

$$P_{C-} = P_{st} + F_{HFP} P_{Hm} - F_{ECCe} F_{VFP} P_{Vsm}$$

$$P_{T-} = P_{st} - F_{HFP} P_{Hm} - F_{ECCe} F_{VFP} P_{Vsm}$$

表 4-22 列出與 F_{HFP} 相關的變量，作用力變量已計算過，而表 4-23 列出與 F_{VFP} 相關的變量，在垂直地震運動中，取 0.25 作為隨機性對數標準差，而垂直方向不進行模態組合，因此不考慮此變量。

表4-22 F_{HFP} 變量

| 變量 | β_R | β_U | β_C |
|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 地震運動(水平) | 0.13 | 0 | 0.13 |
| 槽阻尼(衝擊模態) | 0 | 0.15 | 0.15 |
| 槽頻率(衝擊模態) | 0 | 0 | 0 |
| 槽模型保真度 | 0 | 0.07 | 0.07 |
| 模態組合 | 0.04 | 0 | 0.04 |
| 槽水高度 | 0 | 0 | 0 |
| 全部 | 0.14 | 0.17 | 0.22 |

表4-23 F_{VFP} 變量

| 變量 | β_R | β_U | β_C |
|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 地震運動(垂直) | 0.25 | 0 | 0.25 |
| 槽阻尼(垂直模態) | 0 | 0.15 | 0.15 |
| 槽頻率(垂直模態) | 0 | 0 | 0 |
| 槽模型保真度 | 0 | 0.07 | 0.07 |
| 槽水高度 | 0 | 0 | 0 |
| 全部 | 0.25 | 0.17 | 0.22 |

最後將改變的 P_C 和 P_T 帶入計算中，呈現出表 4-21 的對數標準差，且流體壓力沒有知識不確定性，故

$$\beta_{FP,R} = 0.02$$

$$\beta_{FP,U} = 0$$

容許儲存槽上浮高度

在易損性分析中，容許上浮高度為 $0.03h_e$ ，因此將容許上浮高度降為 $0.01 h_e$ 進行變異性計算，得出 β 值為 0.1，此處的 β 為知識性和隨機性對數標準差的 SRSS，可認為大部份由知識不確定性造成，判斷其對數標準差為隨機性的兩倍，因此，

$$\beta_{\delta o,U} = 0.09$$

$$\beta_{\delta o,R} = 0.04$$

傾倒力矩強度的公式

傾倒力矩強度公式的知識對數標準差判斷為 0.10，且無隨機性，因此，

$$\beta_{ot,R} = 0$$

$$\beta_{ot,U} = 0.10$$

非彈性能量吸收係數

按照以下公式計算與非彈性能量吸收係數有關的對數標準差：

$$\beta_{\mu,c} = \frac{1}{Z} \ln\left(\frac{F_{\mu m}}{F_{\mu z}}\right)$$

其中

$$F_{\mu z} = \frac{F_{\mu m} - 1}{e^{1.65 \times 0.3}} + 1$$

得到：

$$\beta_{\mu,c} = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{1.57}{1.35}\right) = 0.09$$

接著計算變量的隨機對數標準差：

$$\beta_{\mu,R} = 0.4[0.06 + 0.03(F_{\mu m} - 1)] = 0.03$$

則變量的知識對數標準差為：

$$\beta_{\mu,U} = \sqrt{\beta_{\mu,C}^2 - \beta_{\mu,R}^2} = 0.09$$

表4-24 儲存槽容量變量統整

| 變量 | β_R | β_U |
|-----------|-------------|-------------|
| 槽殼挫曲強度 | 0 | 0.01 |
| 螺栓束制強度 | 0 | 0.11 |
| 流體壓力 | 0.02 | 0 |
| 容許槽上浮高度 | 0.04 | 0.09 |
| 傾倒力矩強度公式 | 0 | 0.10 |
| 非彈性能量吸收係數 | 0.03 | 0.09 |
| 總和 | 0.06 | 0.19 |

HCFPF 值計算

最後將作用力以及地震能力的 β 綜合於下：

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{TR,R}^2 + \beta_{TC,R}^2} = 0.16$$

$$\beta_U = \sqrt{\beta_{TC,U}^2 + \beta_{TC,U}^2} = 0.26$$

可得到 HCLPF 值：

$$HCLPF = A_m \exp[-1.65(\beta_R + \beta_U)]$$

$$HCLPF = 0.50g \times \exp[-1.65(0.16 + 0.26)] = 0.26g$$

C_{1%}與 C_{10%}

經由研究方法的推導，我們得知設備的破壞機率可以表示為：

$$P_F = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{a}{A_m} \right)}{\beta_C} \right]$$

在這節的易損性 HCLPF 計算中，已算出中值地震能力 A_m 以及知識不確定性 β_U 與隨機不確定性 β_R 的數值，得到 β_C 為 0.31，而地表加速度 a 值即為 $C_{1\%}$ 所求的容許加速度值，為求破壞機率為 1% 的設備容許值，帶入以下計算：

$$\Phi^{-1}(1\%) = -2.33 = \frac{\ln \left(\frac{a_{C_{1\%}}}{A_m} \right)}{\beta_C}$$

在 $P'_F = 0.01$ 下，其標準常態變數 Z 為 -2.33。經由公式推導，可以得到如先前 HCLPF 的計算：

$$a_{C_{1\%}} = A_m \times e^{[-2.33 \times \beta_C]} = 0.5g \times e^{[-2.33 \times 0.31]} = 0.25g$$

同樣的， $C_{10\%}$ 為破壞機率 10% 的設備容許值，帶入以下計算：

$$\Phi^{-1}(10\%) = -1.28 = \frac{\ln \left(\frac{a_{C_{10\%}}}{A_m} \right)}{\beta_C}$$

在 $P'_F = 0.1$ 下，其標準常態變數 Z 為 -1.28。經由公式推導，可以得到下列計算結果：

$$a_{C_{10\%}} = A_m \times e^{[-1.28 \times \beta_C]} = 0.5g \times e^{[-1.28 \times 0.31]} = 0.34g$$

(3) 算例 3：服務性水泵

設備的描述

該服務性水泵是一個長柱立式泵，通過膨脹螺栓錨定在泵結構的混凝土上。膨脹螺栓通常不用於錨定旋轉型設備，因此對錨定進行了進一步調查。該分析是針對設計基礎地震(DBE)進行的，DBE的最大地表加速度為 0.2 g。



圖 4-9 服務性水泵示意圖

(出處：[KSB is First Reactor Coolant Pump Manufacturer to Be Certified for Modern Nuclear Power Plants in China • Fluid Handling Pro](#))

強度係數

計算出彎矩應力和軸向應力之和約為 55 MPa。材料是 A-36，規定降伏強度為 250 MPa。低碳鋼的降伏強度中值是根據表 4-25 中的數值判斷，大約為 300 MPa。相對於降服的安全係數中值是：

$$FS = 300/55 = 5.5$$

表4-25 常見材料之材料強度

| 材料 | 強度 (ksi) | | | | | |
|---------------|--------------------|----|-----------|--------------------|--------------|-----------|
| | 降伏強度(σ_y) | | | 極限強度(σ_u) | | |
| | 標稱 | 中值 | β_y | 標稱 | 中值 | β_u |
| A-36 鋼 | 36 | 44 | 0.12 | 58 | 64 | 0.06 |
| A-307 | 36 | 44 | 0.12 | 60 | 66 | 0.06 |
| A-325 螺栓 | | | | 120 | 142 | 0.05 |
| A-490 螺栓 | | | | 150 | 165 | 0.04 |
| 鋁材 | | | | * F_{BXX} | $1.1F_{2XX}$ | 0.05 |
| 304 不銹鋼 SA240 | | 37 | 0.13 | | 84 | 0.07 |

假設馬達支架任何明顯的塑性都會導致馬達和泵軸之間的錯位，並會損壞馬達和泵組件之間的聯接，從而導致功能的喪失。薄管段的塑性鉸形狀係數為 $4/\pi$ 。然而，在一個確保旋轉部件校準的支撐組件中，一個完整的塑料鉸很可能超出了中值的強度。判斷破壞發生在超出降伏係數 1.25。由此得出的強度係數為：

$$F_c = 1.25(5.5) = 6.875$$

強度係數有兩個不確定的來源：材料的降伏強度和超過降伏的強度。規定的降伏是一個 95% 的可信度，所以降伏強度的知識對數標準差是：

$$\beta_{QM,y} = (1/1.65)\ln(44/36) = 0.12$$

失敗閾值(Threshold)的不確定性是根據降伏點為 98% 可信度的判斷來估計。由此產生的知識對數標準差（在這種情況下類似於強度方

程式的不確定性) 為：

$$\beta_{EQNAU} = (1/2)\ln(1.25) = 0.11$$

通過平方根之和(SRSS)進行組合，得出強度總知識對數標準差為：

$$\beta_U = (0.12^2 + 0.11^2)^{\frac{1}{2}} = 0.165$$

設備反應係數

設備反應變量在表 4-26 中列出，含資格審查方法(Qualification Method)、阻尼、建模、設備模型組合和地震分量組合。

表4-26 通過分析評估設備脆弱性的設備響應變量

| Equipment Response Category | Equipment Response Variable | 變數符號 | Variability | |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-------------|-----------|
| | | | β_R | β_U |
| 資格審查方法 | 資格審查方法 | F_{QM} | | ✓ |
| | 設備結構反應譜形 | F_{SS} | ✓ | ✓ |
| 設備阻尼 | 設備阻尼 | F_{DR} | | ✓ |
| 設備建模 | 頻率 | F_{FE} | | ✓ |
| | 模型保真度 | F_{MF} | | ✓ |
| 設備模型組合 | 模型組合 | F_{MC} | ✓ | |
| 地震分量組合 | 地震分量組合 | F_{ECC} | ✓ | |

1. 資格審查方法

根據反應譜進行有限元素分析，被認為無偏差。馬達支架反應的模態頻率計算值為 4 Hz，其中馬達支架建模為比實際的幾何形狀更具彈性。模型中的慣性矩和從現場尺寸計算出的慣性矩比較，相對勁度在弱軸上大約放大 7 倍，所以馬達支架的實際頻率為：

$$f = 4 \times \sqrt{7} = 10.58 \text{ Hz}$$

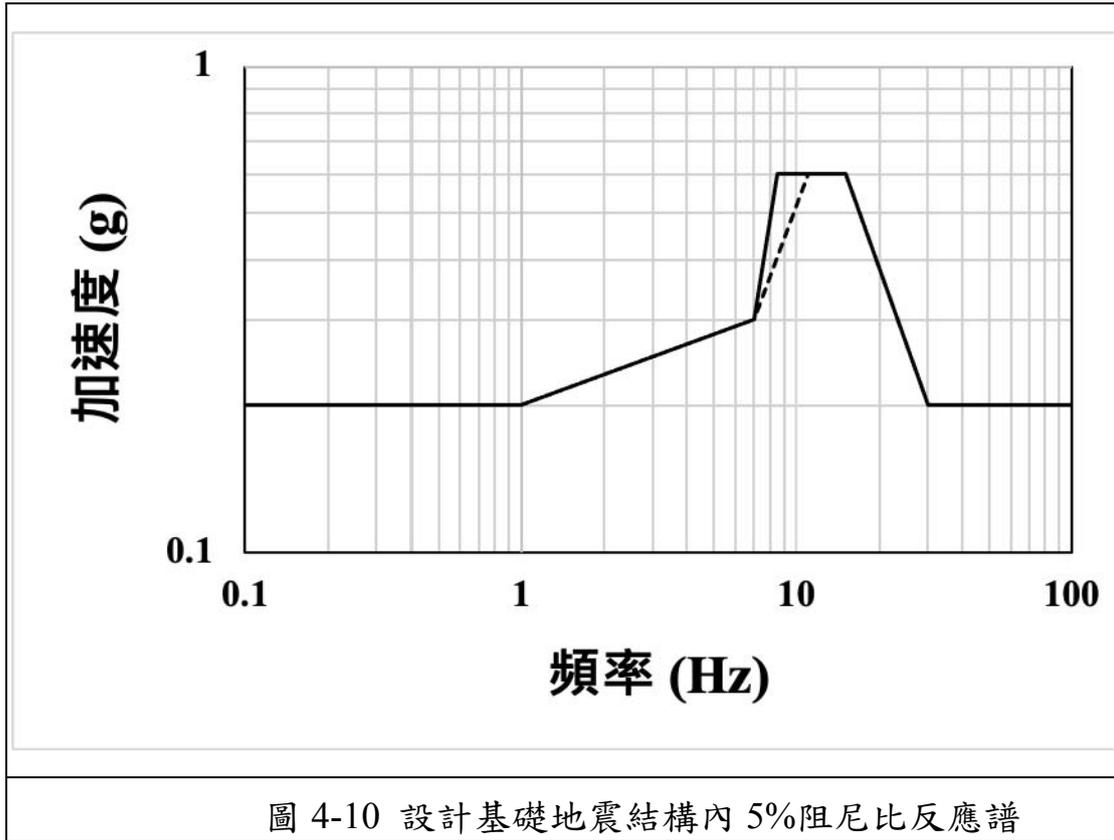
這個頻率位於圖 4-10 的放大設計震譜的峰值。

設計分析使用的頻譜加速度需求是 0.45 g，阻尼比定義為 2%。如表 4-27 所示，5%的阻尼比被認為是機械設備的阻尼比中值。圖 4-10 顯示放大的 5%阻尼設計震譜，如果 5%阻尼設計震譜峰值不放大，且頻率的最佳估計值為 10 Hz，則反應譜加速度需求約為 0.56g。包括阻尼在內的鑑定方法係數是 4 Hz 時 2%的阻尼頻譜加速度與 10Hz 時 5%的阻尼頻譜加速度的比率。

$$F_{QM} = (0.45/0.56) = 0.8$$

與設計基礎反應譜未加寬相關的不確定性可以從 10 Hz 處放大的反應譜加速度與未放大的反應譜加速度之比來估計。由於放大反應譜的峰值 0.6 g 是一個上限（至少是 1%的超越概率），所以鑑定方法的知識對數標準差為：

$$\beta_{QM,U} = (1/2.33)\ln(0.6/0.56) = 0.0296$$



2. 阻尼

計算出馬達支架的主要頻率約為 4 Hz，分析中使用 2% 阻尼比反應譜加速度為 0.45 g。5% 的阻尼比是中位數，當計算阻尼係數及其反應的不確定性時，首先應校正頻率以反映實際的馬達支架尺寸。在這種情況下，阻尼係數被納入鑑定方法係數中。10 Hz 的反應在圖 4-10 的反應譜峰值附近。在放大的反應區域，不同阻尼比的反應譜加速度比值可以近似為阻尼比的平方根。依照表 4-27，機械設備的阻尼比中值為 5%，負一對數標準偏差後為 3.5%。阻尼係數和阻尼比的知識對數標準差為：

$$F_{\delta_e} = 1.0$$

$$\beta_{\delta_e, U} = \ln(\sqrt{5/3.5}) = 0.178$$

表4-27 設備阻尼值

| 設備種類 | 中值阻尼 | 84% EP 阻尼 |
|---------------------------|------|-----------|
| 電氣櫃、機械設備 (包括臥式水箱和熱交換器) | 5% | 3.5% |
| 大量的低應力組件 | 3% | 2% |
| 儀器架 | 3% | 2% |
| 金屬平底罐 (脈沖模式) | 5% | 3% |
| 管道 | 5% | 3.5% |
| 電纜橋架 | 15% | 10% |
| 導管 | | |
| 銲接 | 4% | 3% |
| 同伴角 | 7% | 5% |
| 口袋鎖 | 10% | 7% |

3. 建模

頻率

在估計馬達支架 10 Hz 的彈性頻率下，圖 4-10 中未放大的反應譜非常陡峭，所以頻率的小誤差會導致反應譜加速度的大變化。鑑定方法係數中，已經考慮了放大反應的保守性。

當反應超過線性區域時，有效頻率就會降低，考慮需求反應譜的陡峭坡度和修正後的泵馬達支架頻率，反應可能會明顯降低。通過假設理想化的非柔性邊界條件，稍微高估勁度很常見。依據判斷，有效反應譜加速度的合理估計大約是 5% 阻尼比峰值 0.6 g 和谷值 0.3 g 的一半，即大約 0.45 g。在制定鑑定方法係數時，使用的彈性反應譜加速度是 0.56 g。因此，設備頻率係數可以計算為：

$$F_{fe} = (0.56/0.45) = 1.24$$

判斷從峰值到谷值的反應範圍代表正負 2.33 個對數標準偏差，

因此，設備頻率的知識對數標準差為：

$$\beta_{fe,U} = [1/\{2(2.33)\}]\ln(0.6/0.3) = 0.149$$

設備模型的保真度

馬達支架被理想化為一個導向懸臂梁，由於一些底板的柔性和馬達支架的簡易棍子，弱軸上的實際變形形狀可能不同。反應主要是單一模態，簡單模態主導之模態形狀的知識對數標準差估計不超過 0.1，因此，

$$\beta_{Me,U} = 0.1$$

模態組合

以多模態動態分析進行，第一個模態主要是泵柱，第二個模態是泵馬達和支架，接下來的模態頻率在 13 Hz 以上，對泵支架的反應沒有特別大的影響。模態按照法規指南進行組合，判斷模態組合方法沒有偏差，所以設備模態組合係數是統一的，因此，

$$F_{Mce} = 1.0$$

當反應以一種模態為主時，模態組合的隨機性對數標準差估計為：

$$\beta_{Mce,R} = 0.05$$

地震分量組合

按照許可標準進行分析，其中最小的水平方向反應與垂直反應以絕對值之和進行組合。中心反應中值可以通過 100-40-40 規則，以三個方向的反應組合來估計。臨界反應主要是由於水平外力引起的弱軸彎矩，設計報告沒有包含任何關於強軸彎矩的應力和垂直地震應力的訊息，這些應力相對較小。100-40 水平向量反應是單一方向反應的 1.08 倍，由此產生的水平向量加速度可以弱軸彎矩應力最大化的方式排列。因此，地震分量組合係數為：

$$F_{ECCe} = 1/1.08 = 0.93$$

兩個水平分量同相作用，會產生一個 $\sqrt{2}$ 倍的向量加速度，判斷這種情況發生的機率為 1/100 (1%)，故地震分量組合的 β_R 為：

$$\beta_{ECCe,R} = (1/2.33)\ln(\sqrt{2}/1.08) = 0.12$$

設備反應係數

設備反應係數為：

$$F_{ER} = F_{QM}(F_{\delta e})(F_{fe} \cdot F_{Me})(F_{MCe})(F_{ECCe})$$

$$F_{ER} = 0.8(1)(1.24 \cdot 1)(1)(0.926) = 0.919$$

對數標準差通過 SRSS 進行組合，得：

$$\beta_{ER,R} = \sqrt{0.05^2 + 0.116^2} = 0.126$$

$$\beta_{ER,U} = \sqrt{0.0296^2 + 0.178^2 + 0.149^2 + 0.1^2 + 0 + 0} = 0.254$$

表 4-28 設備反應係數計算結果

| Structure Response Category | Structure Response Variable | Variable Symbol | β_R | β_U |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------|-----------|-----------|
| 資格審查方法 | 資格審查方法 | 0.8 | | 0.0296 |
| 設備阻尼 | 設備阻尼 | 1.0 | | 0.178 |
| 建模 | 頻率 | 1.24 | | 0.149 |
| | 模型保真度 | 1.0 | | 0.1 |
| 設備模式組合 | 模式組合 | 1.0 | 0.05 | |
| 地震分量組合 | 地震分量組合 | 0.926 | 0.116 | |
| 總和 | | 0.926 | 0.126 | 0.254 |

結構反應係數

泵結構建立在岩石上，基本頻率約為 10 Hz。根據 Regulatory Guide 1.61 的規定，設計阻尼比選 4%，可用於一半降伏內的結構。

泵的結構很簡單，扭轉效應也很小。設計震譜基於一個固定基座的二維（水平加垂直）模型，設計標準採用單一水平方向與垂直方向的絕對值之和，乃最嚴格的組合。在地震機率風險評估中，沒有構建新的結構模型，因此，有必要對原有結構反應進行縮放。

表 4-29 總結了需要考慮的變量，含地面運動、阻尼、建模、結構反應相位、基礎-結構交互作用和非彈性結構反應。

表4-29 設備易損性評估的結構反應變數

| 結構反應類型 | 結構反應變數 | 變數符號 | 變異性 | |
|-----------|-------------|----------------|-----------|-----------|
| | | | β_R | β_V |
| 地表運動 | 反應譜形狀 | F_{SA} | ✓ | |
| | 水平向最大反應變數 | F_{HDPR} | ✓ | |
| | 垂直向相對水平向之變數 | F_V | ✓ | |
| 阻尼 | 阻尼 | F_{δ_s} | | ✓ |
| 建模 | 頻率 | F_{fs} | | ✓ |
| | 模型保真度 | F_{Ms} | | ✓ |
| | 扭轉耦合 | F_{TC} | | ✓ |
| 結構反應相位 | 歷時 | F_{TH} | ✓ | ✓ |
| | 模型組合 | F_{MCS} | ✓ | |
| 基礎-結構交互作用 | 地表運動不連貫性 | F_{GMI} | | ✓ |
| | 土壤-結構互制分析 | F_{SSI} | | ✓ |
| | 地表運動的垂直空間變化 | F_{VSV} | ✓ | ✓ |
| 非彈性結構反應 | 非彈性結構反應 | F_{IR} | ✓ | ✓ |

地表運動

參考地震(RE)對應於 1E-4 UHRS 的平均值，它比 DBE 在 10 Hz 頻率下的反應譜值高出 30%。因此，地面運動頻譜形狀係數為：

$$F_{SA} = 1/1.30 = 0.77$$

DBE 和 UHRS 這兩個反應譜在 10 Hz 附近相對平坦，起伏變化很小。合適的隨機對數標準差為 0.05，即：

$$\beta_{SA,U} = 0.05$$

RE 取為兩個水平分量的平均值，某一方向的峰值反應將控制二維模型的結構反應。因此，選擇下列係數：

$$F_{HDPR} = 1.0$$

$$\beta_{HDP,R} = 0.18$$

具控制性的破壞模式對垂直地震分量相對不敏感。因此，垂直向相關的變異性可以忽略不計，而且垂直地面運動因子具惟一性。阻尼

設計阻尼比取為 4%。廠用水泵結構的應力不高，反應級別 1 的鋼筋混凝土結構阻尼比中值為 4%。4% 阻尼比的 UHRS 作為確定反應譜形狀因子的要素，故

$$F_{SS} = 1.0$$

負一對數標準偏差後，阻尼比約為 2.8%，對應的平均 UHRS 不需量化。在 10 Hz 時，3% 阻尼比的 S_a 是 0.48 g，而 4% 阻尼的 S_a 是 0.44 g。取對數進行線性外插，2.8% 阻尼比的 10 Hz 譜加速度為 0.5 g。由此得出阻尼比隨機對數標準差為：

$$\beta_{SS,U} = \ln(0.5/0.44) = 0.128$$

建模

頻率

模型很簡單，底部固定，主要反應在一個單一模態，其計算頻率視為中數，故

$$F_{fs} = 1.0$$

如前所述，UHRs 在 10 Hz 頻率附近相對平坦，因此與結構頻率相關的不確定性對結構反應的影響很小。頻率隨機對數標準差的標稱值為 0.05，故

$$\beta_{fs,U} = 0.05$$

結構模型保真度

短的剛性固定底座結構的反應不會因建模參數的變化而有明顯變化，故

$$\beta_{Ms,U} = 0.05$$

扭轉耦合

如前所述，結構很簡單，扭轉效應可以忽略不計。因此，扭轉耦合係數具惟一性，可變性為零。

歷時相位

如果使用單一的時間歷程來定義需求，那麼時間歷程相位係數的中值和相關對數標準差為：

$$F_{TH} = 1.0$$

$$\beta_{TH,R} = 0.15$$

$$\beta_{TH,U} = 0.15$$

基礎結構交互作用

基礎結構交互作用考慮的變量有地表運動不連貫性(GMI)、土壤-結構互制效應(SSi)分析和地表運動的垂直空間變化(VSV)。

地表運動不連貫性

GMI 可以在 SSI 分析中進行評估，對於佔地較大的結構而言，GMI 在較高頻率下最為明顯。SW 泵結構建立在岩石上，GMI 相對

較小。儘管可以計算岩石上結構的 GMI 效應，但必須使用具有 GMI 分析能力的 SSI 計算程式來確定反應的降低。因為沒有對 SW 泵結構進行新的分析，GMI 不能被明確量化，保守地認定 GMI 的結構反應係數是惟一的，沒有相關的不確定性。

土壤-結構互制效應

該地址是硬岩，沒有進行 SSI 分析，所以 SSI 的結構反應係數是惟一的，沒有相關的不確定性。

地表運動的垂直空間變化

地表運動變量的 VSV 考慮了輸入運動隨著基礎嵌入深度的變化。SW 泵結構建立在堅硬的岩石上，UHRS 定義在岩石表面，所以不需要考慮地表運動的垂直空間變化。垂直空間變化的結構反應係數是惟一的，沒有相關的變化性。

結合基礎結構交互作用的中值和不確定性如下所示：

$$F_{GMI} = F_{SSI} = F_{VSV} = 1.0$$
$$\beta_{GMI,U} = \beta_{SSI,U} = \beta_{VSV,U} = 0$$

非彈性結構反應

相對於 SW 泵的強度，結構比較堅固，所以不存在結構非彈性反應的影響，中值和不確定性如下所示：

$$F_{IR} = 1.0$$
$$\beta_{IR,R} = 0$$
$$\beta_{IR,U} = 0$$

結構反應係數

由此得出的結構反應係數為：

$$F_{RS} = (F_{SA} \cdot F_{HDPR} \cdot F_V) \cdot F_{\delta_s} \cdot (F_{fs} \cdot F_{Ms} \cdot F_{TC}) \cdot F_{TH} \\ \cdot (F_{GMI} \cdot F_{SSI} \cdot F_{VSV}) \cdot F_{IR}$$

$$F_{RS} = (0.77 \cdot 1 \cdot 1)(1)(1 \cdot 1 \cdot 1)(1)(1 \cdot 1 \cdot 1)(1) = 0.77$$

$$\beta_{RS,R} = \sqrt{0.18^2 + 0.15^2} = 0.234$$

$$\beta_{RS,U} = \sqrt{0.05^2 + 0.128^2 + 0.05^2 + 0.05^2 + 0.15^2} = 0.215$$

表4-30 結構反應係數計算結果

| 結構反應類型 | 結構反應變數 | 變數符號 | β_R | β_U |
|-----------|-------------|------|-----------|-----------|
| 地表運動 | 反應譜形狀 | 0.77 | | 0.05 |
| | 水平向最大反應變異數 | 1.0 | 0.18 | |
| 阻尼 | 阻尼 | 1.0 | | 0.128 |
| 建模 | 頻率 | 1.0 | | 0.05 |
| | 模型保真度 | 1.0 | | 0.05 |
| | 扭轉耦合 | 1.0 | | 0 |
| 結構反應相位 | 歷時 | 1.0 | 0.15 | 0.15 |
| | 模式組合 | 1.0 | | |
| 基礎-結構交互作用 | 地表運動不連貫性 | 1.0 | | 0 |
| | 土壤-結構互制效應分析 | 1.0 | | 0 |
| | 地表運動的垂直空間變化 | 1.0 | 0 | 0 |
| 非彈性結構反應 | 非彈性結構反應 | 1.0 | 0 | 0 |
| 總和 | | 0.77 | 0.234 | 0.215 |

廠用性水泵之易損性

PGA 強度中值是強度係數、設備反應係數、結構反應係數和 RE

PGA 的乘積。RE 是 1E-4 UHRS 的平均值，其 PGA 與 DBE 大致相同，為 0.2 g。

$$A_m = 6.875(0.919)(0.77)(0.2 \text{ g}) = 0.98 \text{ g}$$

$$\beta_R = \sqrt{0.126^2 + 0.234^2} = 0.266$$

$$\beta_U = \sqrt{0.165^2 + 0.255^2 + 0.215^2} = 0.372$$

$$\text{HCLPF} = 0.98 \text{ g} \times e^{-1.65(0.266+0.372)} = 0.352 \text{ g}$$

廠用水泵之 $C_{1\%}$ 計算

根據上述的計算，可得以下數值：

$$A_m = 0.98 \text{ g}$$

$$\beta_R = 0.266$$

$$\beta_U = 0.372$$

$$\beta_C = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} = 0.457$$

設備的破壞機率公式如下：

$$\Phi^{-1}(1\%) = -2.33 = \frac{\ln\left(\frac{a_{C1\%}}{A_m}\right)}{\beta_C}$$

經過公式推導可得加速度為：

$$a_{C1\%} = A_m \cdot e^{-2.33 \times \beta_C} = 0.98 \cdot e^{-2.33 \times 0.457} = 0.338 \text{ g}$$

廠用水泵之 $C_{10\%}$ 計算

根據上述的計算可得以下數值：

$$A_m = 0.98 \text{ g}$$

$$\beta_R = 0.266$$

$$\beta_U = 0.372$$

$$\beta_c = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} = 0.457$$

設備的破壞機率公式如下：

$$\Phi^{-1}(10\%) = -1.28 = \frac{\ln\left(\frac{a_{c10\%}}{A_m}\right)}{\beta_c}$$

經過公式推導，可得加速度為：

$$a_{c10\%} = A_m \times e^{-1.28 \times \beta_c} = 0.98 \times e^{-1.28 \times 0.457} = 0.545 g$$

(4) 算例 4：熱交換器

案例展示熱交換器的易損性分析。熱交換器的功能為將核能發電產生的高溫工作液體進行冷卻，共分為三個部份：熱交換器主體、錨栓、鞍座支撐，主體利用三個鞍座支撐撐住，再利用六個錨栓將支撐及主體鎖在地上。表 4-31 為熱交換器的屬性。

表4-31 熱交換器的屬性

| Heat Exchange Tank (主體) | |
|-------------------------|---------|
| 直徑(d_o) | 3500 mm |
| 長度(L) | 8500 mm |
| 重量(W) | 500 kN |
| 厚度(T_t) | 15 mm |
| 地板到熱交換器的距離(h_t) | 600 mm |
| Saddle Supports (鞍座支撐) | |
| 底板厚度(t_b) | 15 mm |
| 錨定螺栓孔直徑(d_{ah}) | 25 mm |
| 鞍座板到底板間距離(l_b) | 164 mm |
| 鞍座底板外部螺栓之間的距離(S_b) | 1500 mm |
| 焊腳尺寸(t) | 8 mm |
| 加勁板寬度(l_s) | 360 mm |
| 加勁板外側高度(h_1) | 700 mm |
| 加勁板內側高度(h_2) | 300 mm |
| 加勁板厚度(t_{st}) | 20 mm |
| 重心高度(H_{cg}) | 2500 mm |
| 支撐個數(NS) | 3 |
| 支撐間的間距(S_s) | 5000 mm |

| Anchor Bolts (錨栓) | |
|------------------------------|--------------------------|
| 螺栓面積(A_g) | 506.7087 mm ² |
| 螺紋面積(A_{eff}) | 390.7734 mm ² |
| 嵌入深度(h_{ef}) | 200 mm |
| 螺栓頭直徑(d_h) | 35 mm |
| 錨定螺栓中心線到垂直鞍座底板 偏心距(e) | 85 mm |
| 每個鞍座上的錨定螺栓位置數 (NL) | 3 |
| 每個位置上的錨定螺栓數量(NB) | 2 |
| 鋼材彈性模數(E) | 199.948 GPa |
| 鋼材剪切彈性模數(G) | 77.221 GPa |



圖 4-11 熱交換器示意圖

(出處：https://www.thtco.com.tw/products_detail/70)

計算三個地震方向上的基本振動頻率：

$$I_{yy}(\text{鞍座底板慣性矩}) = 2 \times \frac{t_{st} \times l_s^2}{12} = 155520000 \text{ mm}^3$$

$$A_{stif}(\text{加勁板面積}) = 2 \times t_{st} \times l_s = 14400 \text{ mm}^2$$

$$K_{s1}(\text{外部加勁板剛度}) = \frac{1}{\frac{h_1^3}{3EI_{yy}} + \frac{h_1}{A_{stif}G}} = 232.3 \text{ kN/mm}$$

$$K_{s2}(\text{內部加勁板剛度}) = \frac{1}{\frac{h_2^3}{3EI_{yy}} + \frac{h_2}{A_{stif}G}} = 1788.2 \text{ kN/mm}$$

$$K_{sad}(\text{加勁板總剛度}) = K_{s1} + K_{s2} = 2020.4 \text{ kN/mm}$$

$$f_{long}(\text{縱向基本頻率}) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{sad}g}{W}} = 31.69 \text{ Hz}$$

$$k_{bolt}(\text{螺栓勁度}) = \frac{A_g \times E}{h_{ef}} = 506.6 \text{ kN/mm}$$

$$\begin{aligned} k_{\theta}(\text{扭轉勁度}) &= NS \times NB \times k_{bolt} \times \left[s_b + \left(\frac{s_b}{2} \right)^2 \right] \\ &= 8548487231 \text{ kN-mm} \end{aligned}$$

$$I_{\theta}(\text{轉動慣量}) = W \times \left(H_{cg}^2 + \frac{s_b^2}{4} + \frac{d_0^2}{8} \right) = 4171875000 \text{ kN-mm}^2$$

$$f_{tran}(\text{橫向基本頻率}) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{\theta}g}{I_{\theta}}} = 22.56 \text{ Hz}$$

再利用水平向地表反應譜查出譜加速度，可得縱向譜加速度 λ_y 為 0.298 g，橫向譜加速度 λ_x 為 0.395 g，如圖 4-12 所示。

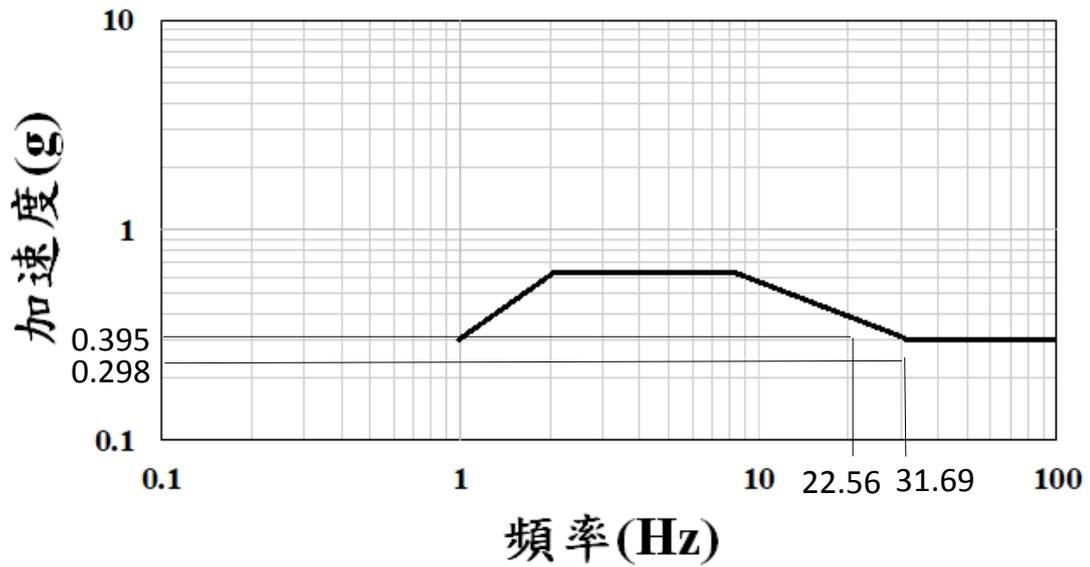


圖 4-12 水平向地表反應譜

圖 4-12 的水平向 PGA 為 0.3 g，而垂直向 PGA (λ_v) 取為水平向 PGA 的 2/3 倍，即 0.2 g，垂直向振動頻率則設定為水平向 PGA 的對應頻率，即 33 Hz，如圖 4-13 所示。

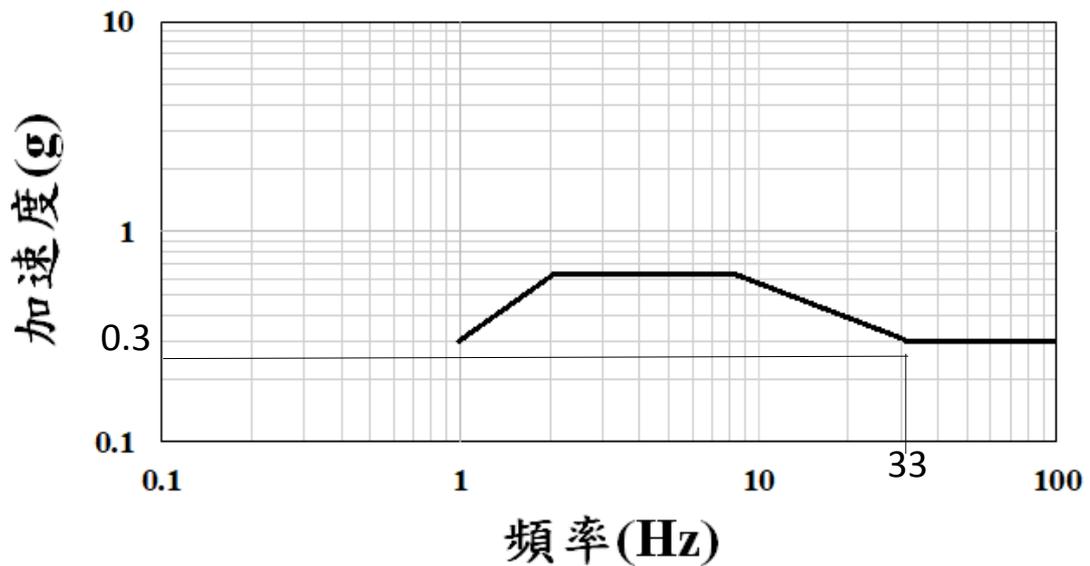


圖 4-13 垂直向振動頻率之設定

表 4-32 為三個方向的振動頻率及對應的反應譜加速度。

表4-32 三個方向之振動頻率和反應譜加速度

| 方向 | 頻率(Hz) | 譜加速度(g) |
|-----|--------|---------|
| 縱向 | 31.69 | 0.298 |
| 橫向 | 22.56 | 0.395 |
| 垂直向 | 33 | 0.2 |

計算拉力和剪力需求：

以下是計算拉力需求(P)和剪力需求(V)的過程，下標 l 表示縱向，下標 t 表示橫向，下標 v 表示垂直向， P_{DL} 表示自重產生的壓力。

$$P_l = \frac{\lambda_l \times W \times H_{cg}}{NL \times NB \times (2S_s + S_s/2)} = 4.967 \text{ kN}$$

$$P_t = \frac{\lambda_t \times W \times H_{cg}}{NS \times NB \times (2S_b + S_b/4)} = 43.889 \text{ kN}$$

$$P_v = \frac{\lambda_v \times W}{NL \times NB \times NS} = 5.556 \text{ kN}$$

$$V_l = \frac{\lambda_l \times W}{NL \times NB} = 24.833 \text{ kN}$$

$$V_t = \frac{\lambda_t \times W}{NL \times NB \times NS} = 10.972 \text{ kN}$$

$$P_{DL} = \frac{-W}{NL \times NB \times NS} (\text{自重, 壓力}) = -27.778 \text{ kN}$$

將各方向的拉力和剪力進行組合，分為假設縱向控制以及橫向控制，因此有兩組答案。

如果縱向控制：

$$P_{long} = P_l + 0.4P_t + 0.4P_v = 24.744 \text{ kN}$$

$$V_{\text{long}} = \sqrt{V_1^2 + (0.4V_t)^2} = 25.218 \text{ kN}$$

如果橫向控制：

$$P_{\text{tran}} = P_t + 0.4P_l + 0.4P_v = 48.098 \text{ kN}$$

$$V_{\text{long}} = \sqrt{V_t^2 + (0.4V_l)^2} = 14.8 \text{ kN}$$

以四種破壞模式計算中值抗拉能力(P_m)與中值抗剪能力(V_m)：

假設四種破壞模式：錨定螺栓破壞、混凝土拉拔破壞、支撐底板彎曲破壞、以及焊接破壞。

錨定螺栓破壞

$$P_{\text{um}} = 0.9\sigma_{\text{um}}A_{\text{eff}} = 155.191 \text{ kN}$$

$$V_{\text{um}} = 0.62\sigma_{\text{um}}A_{\text{eff}} = 106.909 \text{ kN}$$

混凝土拉拔破壞

$$P_{\text{cm}} = \Phi k_c \sqrt{f'_c} \text{hef}^{1.5} = 23.24 \text{ kN}$$

$$\text{單個錨定螺栓抗拉拔能力} = \frac{23.24}{2} = 11.62 \text{ kN}$$

支撐底板彎曲破壞

$$\gamma = 1 - \frac{d_{\text{ah}} + 50.8 \text{ mm}}{l_b} = 0.538$$

$$P_{\text{plate}} = \sqrt{1 + \gamma} \frac{l_b}{e} \sigma_y t_b^2 = 163.316 \text{ kN}$$

焊接破壞

$$P_w = 2 \times 1.26 \times 0.707te \times 1.1F_{\text{Exx}} = 551.31 \text{ kN}$$

表 4-33 為中值抗拉能力(P_m)與中值抗剪能力(V_m)的計算結果=。

表4-33 四種破壞的中值抗拉與抗剪能力計算結果

| 破壞模式 | 剪力(kN) | 拉力(kN) |
|----------|---------|---------|
| 錨定螺栓破壞 | 106.909 | 155.191 |
| 混凝土破壞 | N.A. | 11.62 |
| 支撐底板彎曲破壞 | N.A. | 163.316 |
| 焊接破壞 | N.A. | 551.31 |

計算耐震容量中值 A_m ：

將組合的拉力和剪力、以及中值抗拉和中值抗剪能力代入拉力剪力交互方程式，組合的拉力和剪力分別代入縱向控制與橫向控制的結果，中值抗拉與中值抗剪能力分別代入四種破壞模式的結果。經過計算後，可得知錨栓破壞且縱向控制由試誤法所求得的 FS 最小 (3.9)。

$$FS = 3.9$$

$$\left(\frac{FS \times P_{long} + P_{DL}}{P_{um}}\right)^2 + \left(\frac{FS \times V_{long}}{V_{um}}\right)^2 = 1.04 \approx 1.0$$

將 FS 乘上水平向 PGA 可得 A_m 如下：

$$A_m = FS \times PGA = 3.9 \times 0.3g = 1.17g$$

隨機對數標準差 β_R 與知識對數標準差 β_U ：

表 4-34 列出各種變數之 β_R 和 β_U ，將各個變數的 β_R 和 β_U 以 SRSS 組合，可得總合 β_R 為 0.15，總合 β_U 為 0.18。

表4-34 各種變數之 β_R 和 β_U

| 變數 | | β_R | β_U |
|----------|--------------|-----------|-----------|
| 地表 運動 | 水平方向 峰值反應 | 0.15 | |
| | 垂直方向 反應 | 0.02 | |
| 設備 反應 | 頻率 | | 0.01 |
| | 阻尼 | | 0.15 |
| | 保真度 | | 0.02 |
| | 反應相位 | 0.02 | |
| | 方向組合 | 0.02 | |
| 容量 | | | 0.09 |
| 全部 | | 0.15 | 0.18 |

$$\beta_C(\text{複合對數標準差}) = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} = \sqrt{0.15^2 + 0.18^2} = 0.23$$

計算 HCLPF 值：

將前述的 A_m 、 β_R 和 β_U 代入下式，可求得 HCLPF 值：

$$\text{HCLPF} = A_m \times e^{-1.65(\beta_R + \beta_U)} = 1.17g \times e^{-1.65 \times (0.15 + 0.18)} = 0.678g$$

計算 C1%與 C10%：

經由研究方法的推導，設備的破壞機率可以表示為：

$$P_F = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{a}{A_m} \right)}{\beta_C} \right]$$

在 HCLPF 的計算中，已得出中值地震能力 A_m 、知識對數標準差 β_U 與隨機對數標準差 β_R 等數值，由後兩者得到 β_C 為 0.23，上式地表加速度 a 即為破壞機率 P_F 所對應的需求加速度。需求加速度 C1%對應於

破壞機率 1%，其標準常態變數 Z 為 -2.33，關係如下：

$$\Phi^{-1}(1\%) = -2.33 = \frac{\ln\left(\frac{a_{C1\%}}{A_m}\right)}{\beta_C}$$

因此，

$$a_{C1\%} = A_m \times e^{[-2.33 \times \beta_C]} = 1.17g \times e^{[-2.33 \times 0.23]} = 0.679g$$

同樣地，需求加速度 $C_{10\%}$ 對應於破壞機率 10%，其標準常態變數 Z 為 -1.28，關係如下：

$$\Phi^{-1}(10\%) = -1.28 = \frac{\ln\left(\frac{a_{C10\%}}{A_m}\right)}{\beta_C}$$

因此，

$$a_{C10\%} = A_m \times e^{[-1.28 \times \beta_C]} = 1.17g \times e^{[-1.28 \times 0.23]} = 0.867g$$

(5) 易損性相關公式

本節探討 HLCPF、 $C_{1\%}$ 或 $C_{10\%}$ 等計算式的理論推導，其機率分佈模式與常態分佈和對數常態分佈有關。常態分佈之機率密度函數為：

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2} \quad -\infty < x < \infty$$

式中，兩個參數分別為平均數和標準差。常態分佈之累積分佈函數如下：

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(\xi) d\xi$$

平均數為 0 和標準差為 1 的常態分佈稱為標準常態分佈，其機率密度函數如下：

$$f_U(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad -\infty < u < \infty$$

而累積分佈函數如下：

$$\Phi(u) \equiv F_U(u) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\xi^2} d\xi$$

因此，任一常態分佈的累積分佈函數可以表達如下：

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X}\right)$$

令 X 為一常態分佈隨機變數，若隨機變數 Y 與 X 滿足下列關係：

$$X = \ln Y \quad \text{或} \quad Y = e^X$$

則 Y 成為對數常態分佈，其機率密度函數如下：

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\sigma_X\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln y - \mu_X}{\sigma_X}\right)^2} \quad y > 0$$

而累積分佈函數可以表達如下：

$$F_Y(y) = \Phi\left(\frac{\ln y - \mu_X}{\sigma_X}\right)$$

對數常態分佈的兩個參數分別為對數平均數 μ_X 與對數標準差 σ_X ，具有下列關係：

$$\mu_X = \mu_{\ln Y} = E(\ln Y) = \ln(A_m)$$

$$\sigma_X = \sigma_{\ln Y} = \sqrt{\text{Var}(\ln Y)} = \beta$$

其中 E 和 Var 分別為平均數與變異數運算子，本文使用符號 A_m 為 Y 之中值， β 為 Y 之對數標準差。中值之定義如下：

$$P(Y \leq A_m) = F_Y(A_m) = 0.5$$

對數常態分佈之機率密度函數若改以中值 A_m 與對數標準差 β 表達，如下所示：

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\beta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(y/A_m)}{\beta}\right]^2} \quad y > 0$$

而累積分布函數則為：

$$F_Y(y) = \Phi\left(\frac{\ln(y/A_m)}{\beta}\right)$$

多個常態分佈隨機變數相加後，仍是常態分佈；多個對數常態分佈隨機變數相乘後，仍是對數常態分佈。以 $Y_3 = Y_1 \times Y_2$ 為例，相乘後，新的中值 A_{m3} 與對數標準差 β_3 如下所示：

$$A_{m3} = A_{m1} \times A_{m2}, \quad \beta_3 = \sqrt{\beta_1^2 + \beta_2^2}$$

以上第二式的前提是 Y_1 和 Y_2 為統計獨立的對數常態分佈隨機變數。

當沒有知識不確定性時，在需求地表加速度 a 的作用下，設備失效機率可由地表加速度容量之中值 A_m 與隨機對數標準差 β_R 計算如下：

$$P_F = \Phi\left(\frac{\ln(a/A_m)}{\beta_R}\right)$$

上式依據需求地表加速度 a 之變化，所得曲線稱為易損性曲線。

若考慮知識不確定性，在信心水準 Q 下，設備失效機率改為：

$$P'_F = \Phi\left(\frac{\ln(a/A_m) + \beta_U \Phi^{-1}(Q)}{\beta_R}\right)$$

式中， β_U 為知識不確定性導致之對數標準差，簡稱知識對數標準差，實質意義為中值 A_m 不確定性之考量。中值 A_m 實為信心水準 50% 之估計值，變化信心水準可得中值 A_m 的不同估計值 $(A_m)_Q$ 如下：

$$(A_m)_Q = A_m e^{\beta_U \Phi^{-1}(Q)}$$

依據 P_F 之公式所得的易損性曲線即為信心水準 50% 之易損性曲

線；在不同信心水準下，依據 P'_F 之公式可得一系列易損性曲線，在信心水準 50% 之易損性曲線左右移動。高信心低失效機率值(HCLPF) 即為 $Q=95\%$ 且 $P'_F = 5\%$ 的需求地表加速度 a 值。

吾人亦可使用複合對數標準差計算平均易損性曲線如下：

$$(P_F)_{\text{Mean}} = \Phi\left(\frac{\ln(a/A_m)}{\beta_C}\right) = \Phi\left(\frac{\ln(a/A_m)}{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}}\right)$$

平均易損性曲線 $(P_F)_{\text{Mean}}$ 與信心水準 50% 之易損性曲線 P_F 相交於 $(P_F)_{\text{Mean}} = P_F = 50\%$ ，但因前者之對數標準差較大，故平均易損性曲線之斜率比信心水準 50% 之易損性曲線小，即變化比較平緩。由平均易損性曲線可估算各種設計值 $a = C_q$ ，對應之 $(P_F)_{\text{Mean}} = q$ 。常見的設計值有 $C_{1\%}$ 和 $C_{10\%}$ ，其中 $C_{1\%}$ 稍微比 HCLPF 保守。

信心水準 Q 考量了中值之知識不確定性，不同信心水準之易損性曲線如圖 4-14 所示，呈現平移現象。易損性曲線機率值的高低變化顯示隨機不確定性的作用和大小，易損性曲線機率值的左右平移顯示知識不確定性的作用和大小，如圖 4-15 所示。

圖 4-16 顯示 PDF 和 CDF 的變化，PDF 為 CDF 的斜率，CDF 為 PDF 的累積面積，而機率由 PDF 的面積求得，或由 CDF 的縱軸得悉。

圖 4-17 顯示不同信心水準之易損性曲線和平均易損性曲線，隨著需求地表加速度的增加，設備失效的可能性愈高。另一方面，隨著信心水準愈高，設備能承受的需求地表加速度愈保守。

圖 4-18 顯示不同隨機不確定性的 95% 信心水準易損性曲線，可以發現當隨機不確定性增加時，易損性曲線的坡度會減緩，意味著造成設備失效的需求地表加速度分佈較廣，此時若採用低失效機率

進行設計，則設備能承受的需求地表加速度愈保守。

圖 4-19 顯示知識不確定性對易損性曲線左右平移的影響，當知識不確定性愈高時，易損性曲線往左移動，設備能承受的需求地表加速度愈保守。

圖 4-20 顯示不同中值的平均易損性曲線和 95%信心水準易損性曲線，當中值提高時，易損性曲線往右移動，設備能承受更大的地表加速度需求。

圖 4-21 顯示 $C_{1\%}$ 與 HCLPF 的比值對應於知識對數標準差與隨機對數標準差比值 γ 之關係，在知識對數標準差與隨機對數標準差相等時， $C_{1\%}$ 趨近於 HCLPF 值；一旦 γ 愈遠離 1， $C_{1\%}$ 愈低於 HCLPF 值，且隨機對數標準差愈高， $C_{1\%}$ 低估 HCLPF 愈嚴重。因此， $C_{1\%}$ 為 HCLPF 的下限值，僅在知識對數標準差與隨機對數標準差相當時， $C_{1\%}$ 為可以取代 HCLPF。

圖 4-22 再加入 $C_{10\%}$ 與 HCLPF 的比值進行比較， $C_{10\%}$ 當然高於 $C_{1\%}$ 。由圖 4-22 可知 $C_{10\%}$ 高估 HCLPF，且 γ 愈接近 1，高估 HCLPF 愈嚴重。因此，當知識對數標準差與隨機對數標準差相當時，HCLPF 可用 $C_{1\%}$ 取代；當知識對數標準差與隨機對數標準差相差很大時，HCLPF 可用 $C_{10\%}$ 保守取代。

將本子計畫的各案例以本節的相關公式計算對應於不同需求地表加速度的預期破壞機率，如圖 4-23 所示。由圖 4-23 可知：(1) 剪力牆的耐震承受能力最強，而儲存槽的耐震承受能力最弱。(2) 廠用水泵與熱交換器的耐震承受能力互有高低，乃因熱交換器的中值 A_m 比較高，但複合對數標準差 β_c 比較低之故。

如表 4-35 所示，在輸入與 NEI 12-06 Appendix H 之 Table H.1 相

同的隨機與知識對數標準差時，以本節相關公式求得的複合對數標準差、 $C_{50\%}$ 與 $C_{1\%}$ 比值、以及 $C_{10\%}$ 與 $C_{1\%}$ 比值這三種結果跟 Table H.1 的數值相當接近，可以認定驗證無誤。

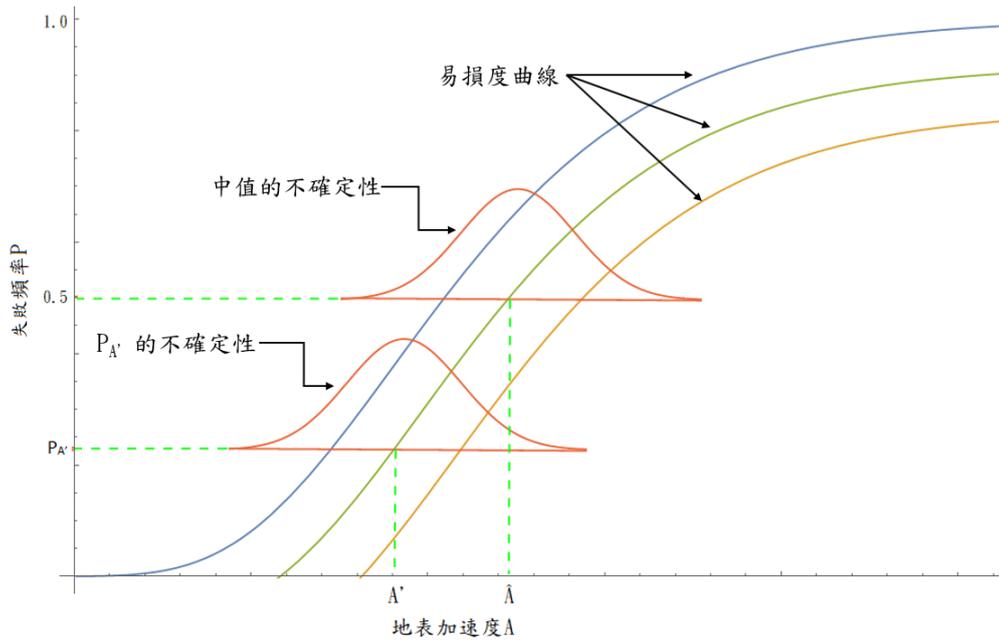


圖 4-14 易損性曲線與知識不確定性之示意圖

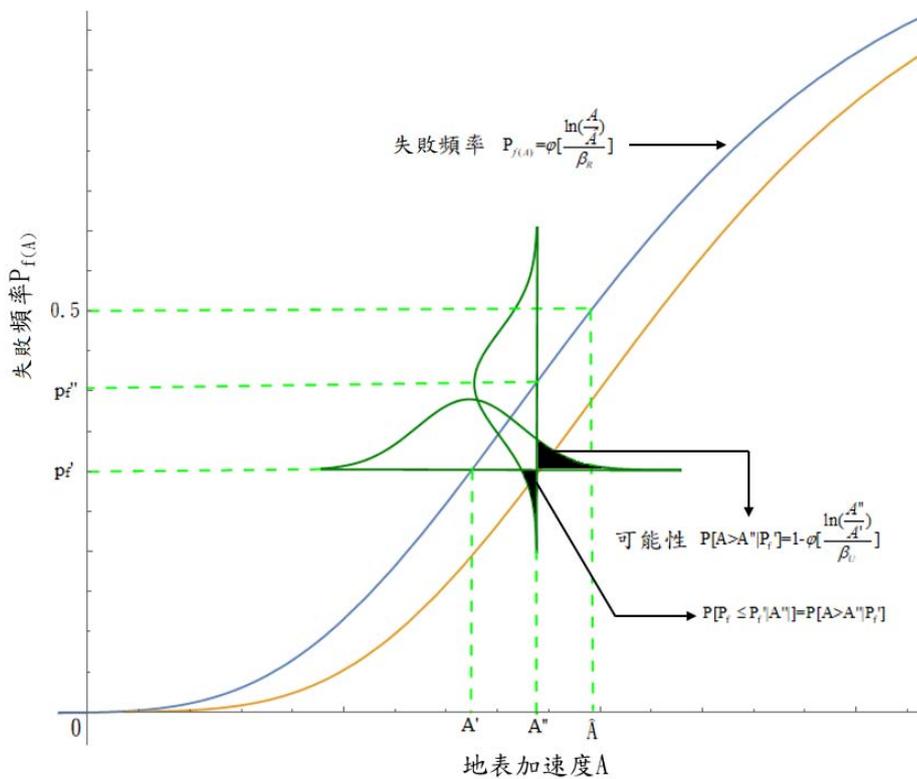


圖 4-15 易損性曲線與隨機和知識不確定性之示意圖

Lognormal Distribution with median = 1 and logarithmic standard deviation = 1

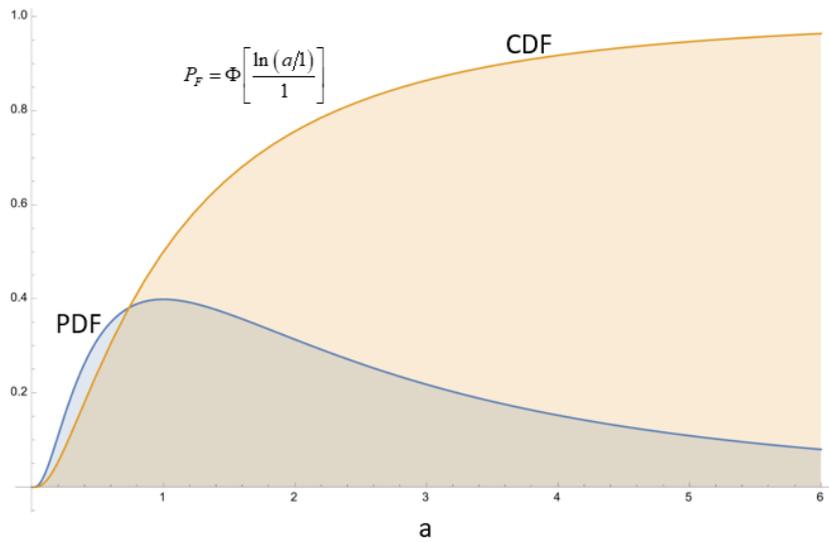


圖 4-16 PDF 與 CDF 曲線圖

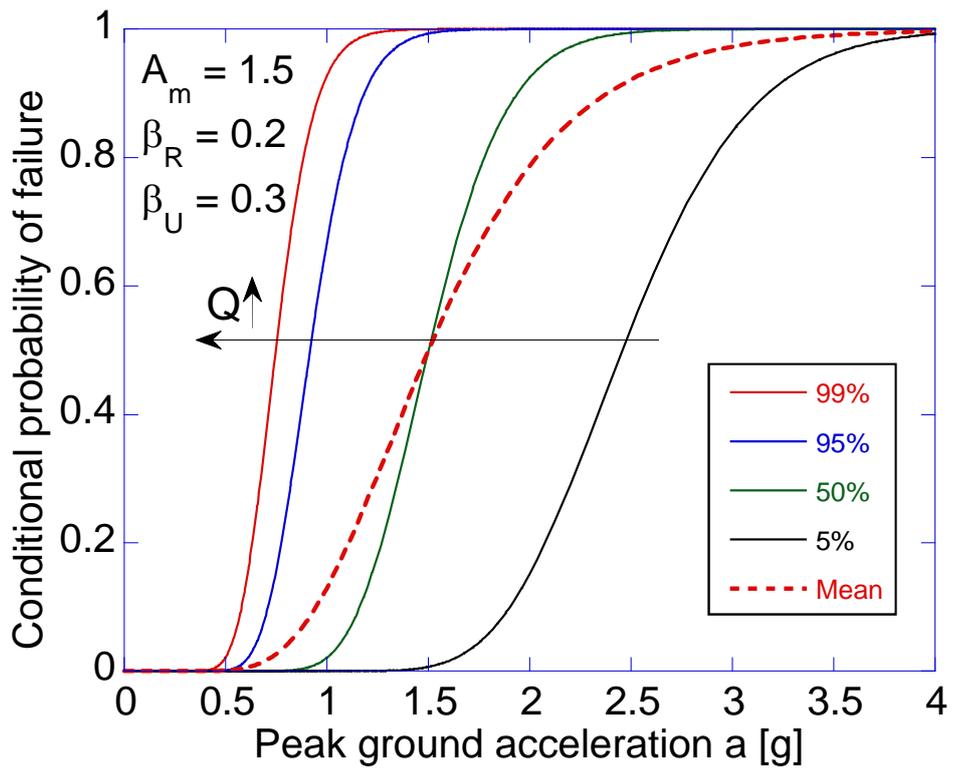


圖 4-17 易損性曲線隨信心水準(Q)增加往左移動

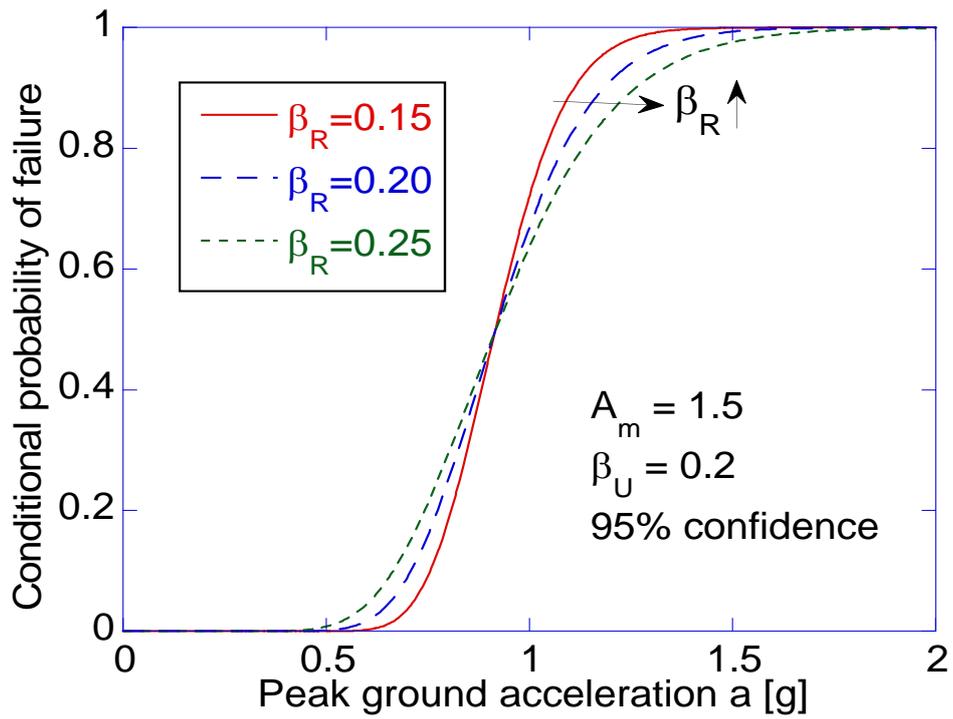


圖 4-18 易損性曲線因隨機對數標準差增加而坡度減緩

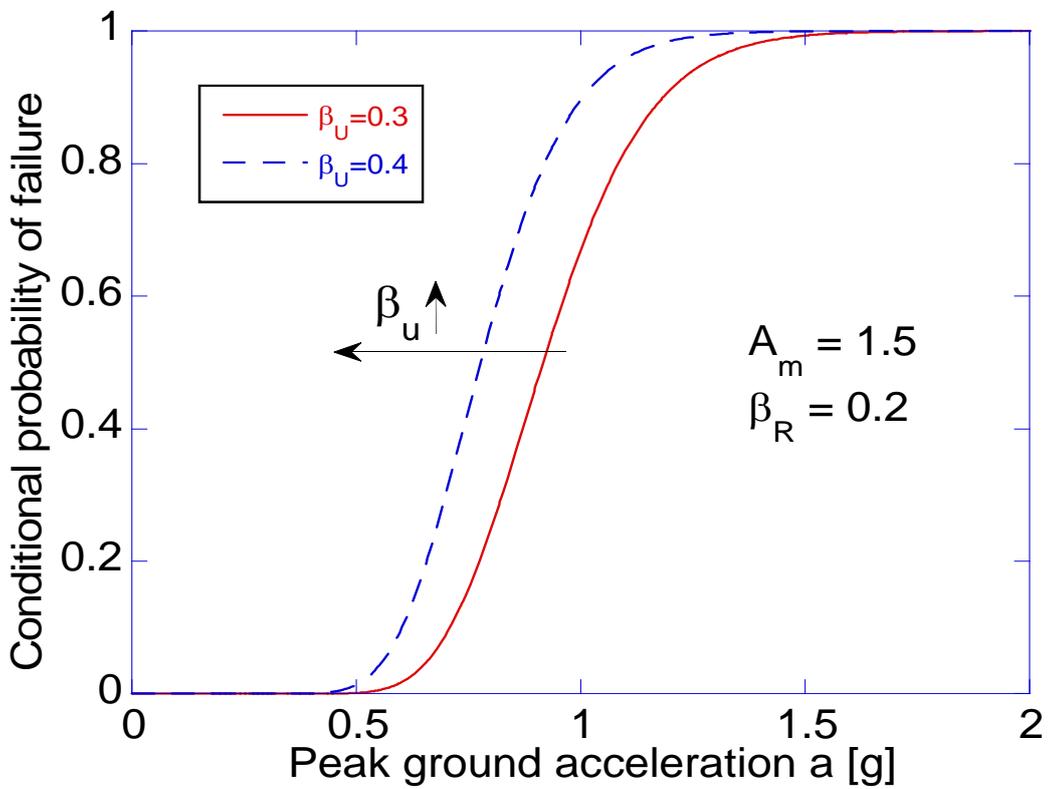


圖 4-19 易損性曲線隨知識對數標準差增加往左移動

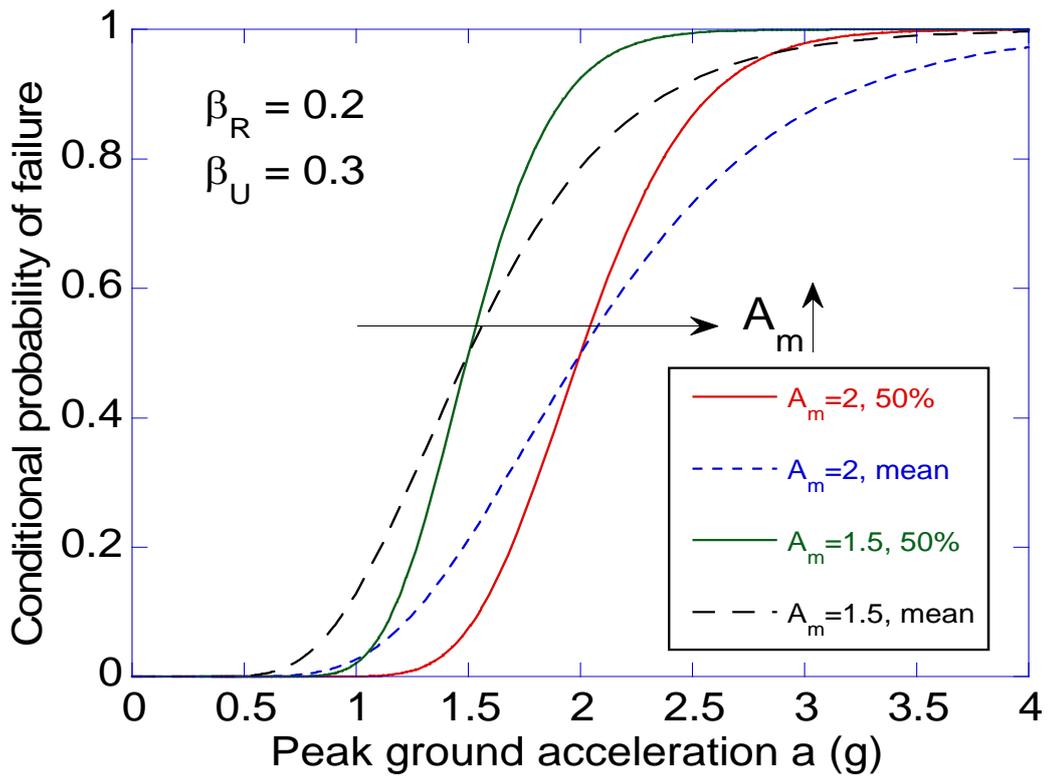


圖 4-20 易損性曲線隨中值增加往右移動

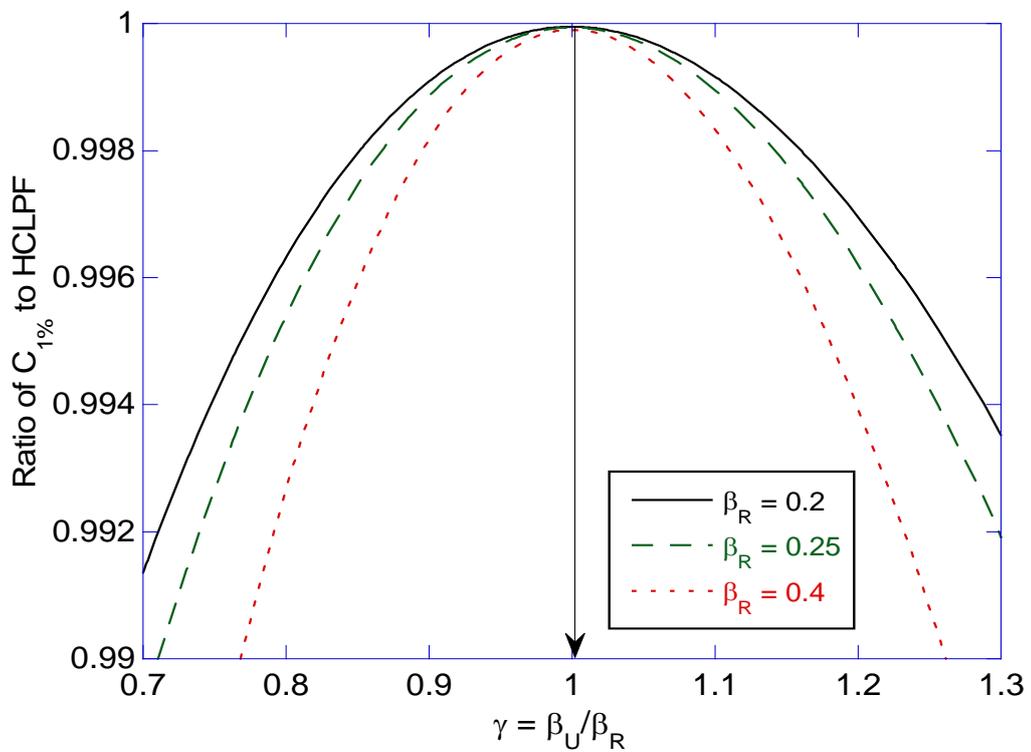


圖 4-21 $C_{1\%}$ 對 HCLPF 之比值

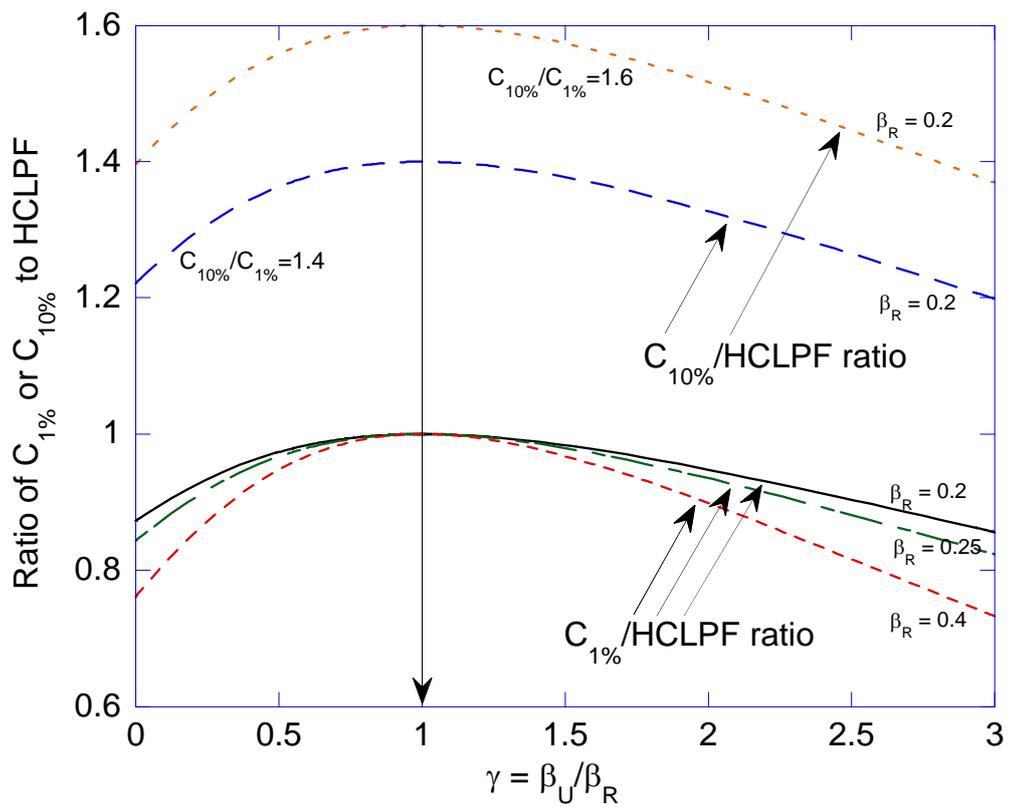


圖 4-22 $C_{1\%}$ 和 $C_{10\%}$ 對 HCLPF 之比值

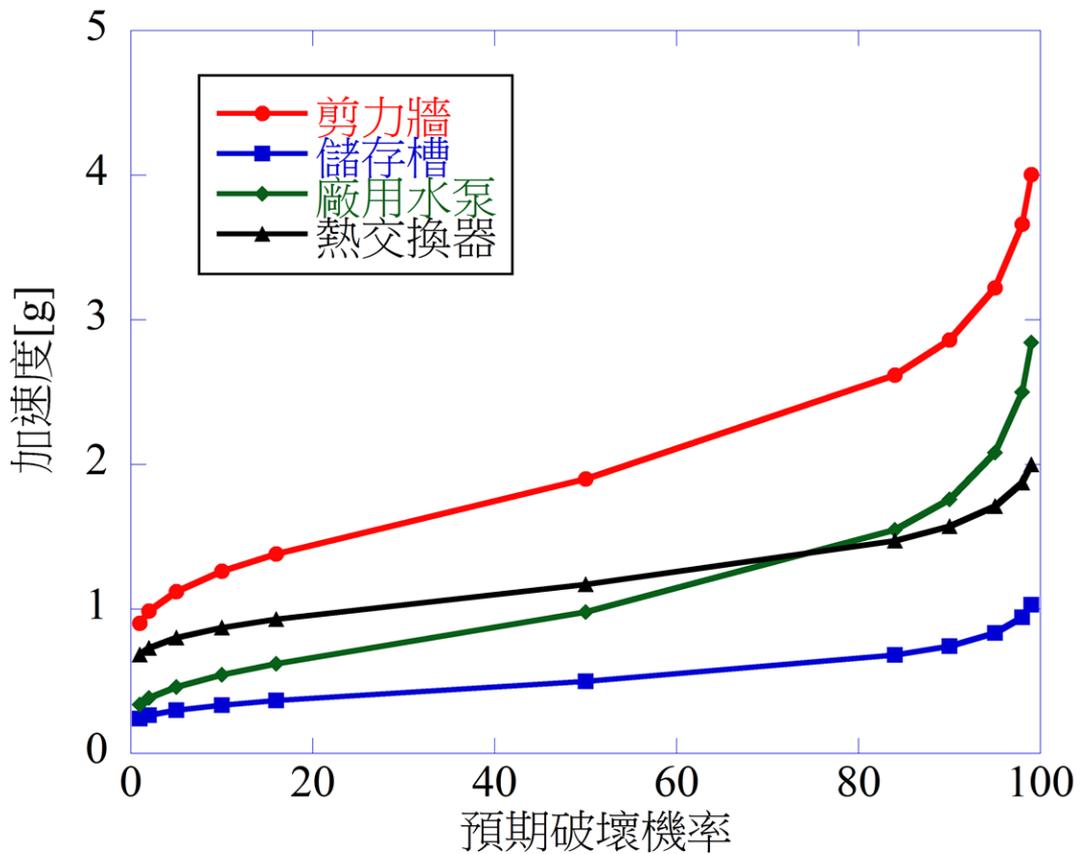


圖 4-23 各案例之預期破壞機率與可承受之地震加速度

表4-35 NEI 12-06 Appendix H之Table H.1的參數驗證，
紅字為本文結果

| Type SSC | Composite β_C | Random β_R | Uncertainty β_U | $C_{50\%}/C_{1\%}$ | $C_{10\%}/C_{1\%}$ |
|--|---------------------|------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|
| Structures & Major Passive Mechanical Components Mounted on Ground or at Low Elevation Within Structures | 0.35 | 0.24 | 0.26 | 2.26 | 1.44 |
| | 0.353836 | | | 2.27765 | 1.44728 |
| Active Components Mounted at High Elevation in Structures | 0.45 | 0.24 | 0.38 | 2.85 | 1.60 |
| | 0.449444 | | | 2.84500 | 1.59932 |
| Realistic Lower Bound Case ²⁴ | 0.30 | 0.24 | 0.18 | 2.00 | 1.36 |
| | 0.300000 | | | 2.00954 | 1.36812 |
| Other SSCs | 0.40 | 0.24 | 0.32 | 2.54 | 1.52 |
| | 0.400000 | | | 2.53588 | 1.51880 |

參、主要發現與結論

本計畫第一主題為「垂直向對水平向反應譜比值管制技術之研究」，藉由台灣地動資料庫的 PSA 直接計算 V/H Ratio，再進行變因分析，主要發現與結論敘述如下：

- 一、無論與振動週期相關與否，對數常態分佈適合描述 V/H Ratio 的隨機性，所需參數為中值和對數標準差。
- 二、提昇地動資料的修正後水平向 PGA 下限對 V/H Ratio 的中值和對數標準差的影響不太。
- 三、V/H Ratio 的中值和對數標準差在不同地震型式的差異有限。
- 四、V/H Ratio 的中值和對數標準差在不同斷層型式的差異有限。
- 五、V/H Ratio 的中值在不同地震規模的差異明顯，規模愈大，V/H Ratio 中值愈高，但 V/H Ratio 的對數標準差卻降低。
- 六、V/H Ratio 的中值在不同場址距離的差異明顯，距離愈短，V/H Ratio 中值愈高，但 V/H Ratio 的對數標準差幾乎不變。
- 七、V/H Ratio 的中值在不同軟硬地盤的差異明顯，地盤愈硬，V/H Ratio 中值愈高，但 V/H Ratio 的對數標準差卻降低。
- 八、與振動週期無關的 V/H Ratio 通用值，其中值為 0.434，對數標準差為 0.606。
- 九、與振動週期無關的 V/H Ratio 通用值，若用於 $M_w > 7$ 時，其中值為 0.508，對數標準差為 0.515。
- 十、與振動週期無關的 V/H Ratio 通用值，若用於 $R_{rup} \leq 10$ km 時，其中值為 0.537，對數標準差為 0.603。
- 十一、與振動週期無關的 V/H Ratio 通用值，若用於 $V_{s30} > 760$ m/s 時，其中值為 0.496，對數標準差為 0.550。

十二、以簡單折線包絡 V/H Ratio 中值隨振動週期變化的曲線，其公式為式(3)，相關係數列於表 1-6。

十三、以簡單折線包絡 V/H Ratio 對數標準差隨振動週期變化的曲線，其公式為式(4)，相關係數列於表 1-7。

本計畫第二主題為「核電廠新一代地動反應分析管制技術研究」，主要發現與結論敘述如下：

- 一、不同岩盤輸入條件時，當輸入地震之震度越大時，以 EQL 分析之結果在高頻段會產生衰減。而且，當設定輸入為 Within 時在高頻段之衰減較設定輸入為 Outcrop 時更明顯。
- 二、對於不同震度人造地震輸入時之地表加速度，其於反應譜放大及對應的週期區間與傅氏譜的趨勢亦吻合。
- 三、V/H 反應譜比繪製方法無論是 Type 1 或 Type 2，尖峰週期差異不大，因此皆可使用，惟不能進行平滑化，但仍建議以 Type 2 方法繪製。
- 四、V/H 反應譜比峰值週期與垂直向 FRF 顯著週期及水平向 FRF 顯著週期有部分關聯，宜再深入探討。
- 五、V/H 反應譜比在週期接近 1 秒大於 1 秒之後產生放大的原因為水平向反應譜衰減得比垂直向快。
- 六、根據台灣其他場址地震事件與 PWR 電廠分析的結果，V/H 反應譜比尖峰週期不會因為水平向及垂直向 PGA 大小或反應譜比繪製方法產生太大的差異。
- 七、台灣其它場址地震事件的分析結果與 ASCE 相關規範吻合，在短週期(0.05 秒~0.1 秒)有明顯放大的現象，PWR 電廠井下測站 DHB 在地震事件的垂直向接近水平向 PGA 時亦有相同趨勢。

本計畫第三主題為「核電廠新一代土壤-結構互制分析管制技術研究」，目前針對 PWR 電廠圍阻體，使用模態疊加法之時域方法，進行土壤結構互制分析，並與往年 SASSI 之頻域分析比較結果。主要分為兩部份，第一部份為不同設計地震於舊土層及新土層之反摺積，第二部份則分為剛性基底之圍阻體無 SSI 效應，以及考慮土壤結構互制效應。主要發現與結論敘述如下：

- 一、本計畫分別使用 PWR 電廠建廠時之舊土層以及近期獲得之新土層資料，並考慮不同設計地震，比較其差異。將人工設計地震加速度歷時分別以 OBE、SSE 及 RLE 大小輸入 EERA 中，各以舊土層及新土層參數設定進行地震地表反摺積，其結果如圖至圖所示。從 OBE 反摺積歷時圖可知新土層之加速度較舊土層小，且抵達峰值之時間也略延遲，代表新土層之土壤硬度相較舊土層軟，SSE 及 RLE 之反摺積結果亦可得相同結論。比較 OBE、SSE 及 RLE 之反摺積加速度歷時，三者之間並非線性放大關係，此結果亦符合土壤非線性之假設。
- 二、本計畫使用剛性基底且不考慮土壤結構互制效應之 ABAQUS 模態疊加分析模型，藉以消除下構土壤之影響，並與廖克弘 (2016) SAP2000 Model 驗證 ABAQUS Model 之正確性。結果如圖及圖所示，無論頻率或加速度峰值結果相似，唯在中高頻區 (>10 Hz)，比較有差異。
- 三、本計畫考慮土壤結構互制效應進行分析，於 OBE、SSE 以及 RLE 下，分別時域分析和頻域分析，進行反應譜比較。結果如圖至圖所示，在兩水平方向，不論舊或新土層，時域分析出現峰值之頻率位置較頻域分析向右偏移，且加速度反應較頻域分

析大，表示整體系統勁度較頻域分析高，需適當修正模型設定如建議所示。

四、本研究考慮 ABAQUS 直接積分法之分析模型對土壤結構互制效應進行分析，於 OBE 下，使用舊土層設定分析，進行反應譜比較，結果如圖 5- 所示。在兩水平方向，時域分析和頻域分析出現峰值之頻率位置與加速度反應幾乎吻合，原因為直接積分法考慮材料進入塑性，使系統整體勁度下降。因此，考慮土壤或是材料之塑性行為皆將降低系統整體勁度。

建議

土壤與結構介面處的幾何非線性行為，例如間隙(gapping)和滑動(sliding)等，在超過運轉基準地震(OBE)中發揮重要作用。由於本研究之土壤結構介面使用 ABAQUS 內之*Tie 元素定義，用此元素做為土壤與結構介面可大幅減少分析時間，且使得土壤與結構間不會產生相對滑動，但根據 Colemana 等人(2016) 之建議，土壤結構介面應使用下列指令進行設定較為適當：

1. 有限元代碼*Contact Pair 元素設定。
2. 非線性彈簧和阻尼器連接於拉伸強度為零的土壤與地基節點之間，並模擬剪切運動中的摩擦行為。
3. 拉伸強度為零的非線性遲滯土壤薄層，並用峰值剪切強度模擬摩擦行為。

初步使用有限元代碼*Contact Pair 元素設定與土壤彈簧法，更改土壤與結構介面，進行修正，以得到更準確的結果。由於計算涉及大量的非線性與辨識點位，增加計算時間，將於下階段進行土壤與結構介面修正等相關內容。

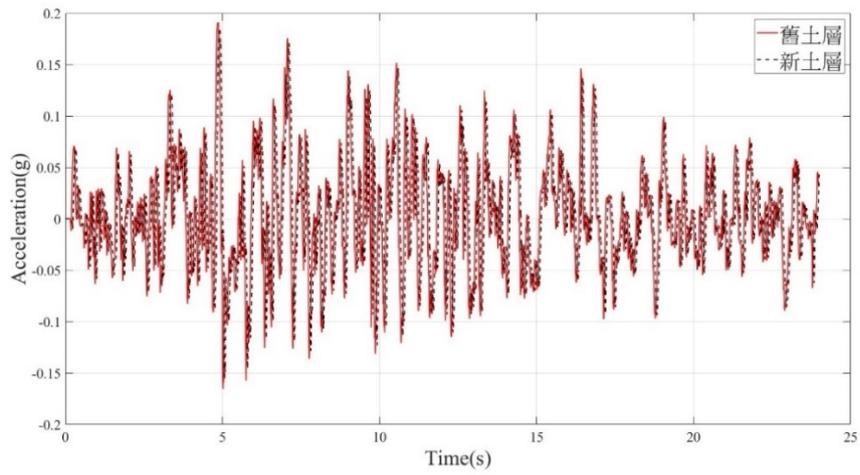


圖 5-1 OBE 之 EW 方向反摺積歷時

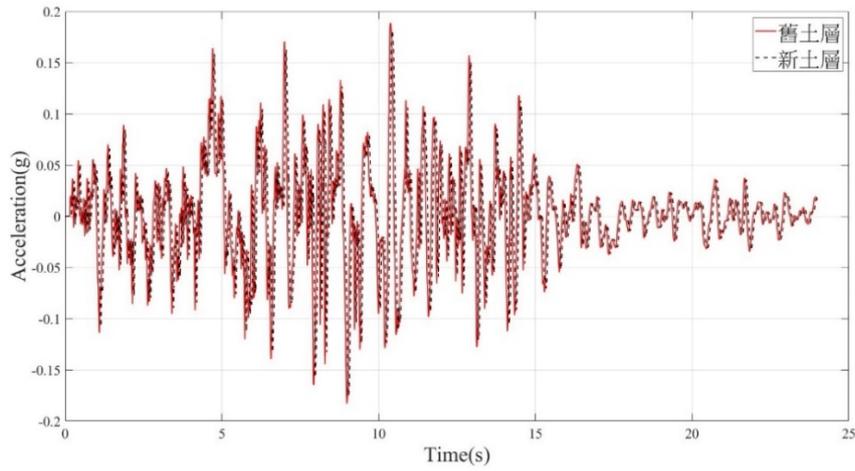


圖 5-2 OBE 之 NS 方向反摺積歷時

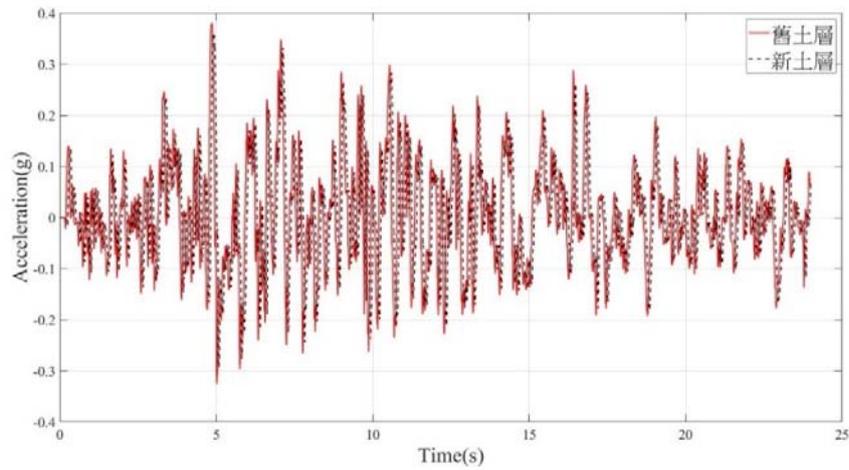


圖 5-3 SSE 之 EW 方向反摺積歷時

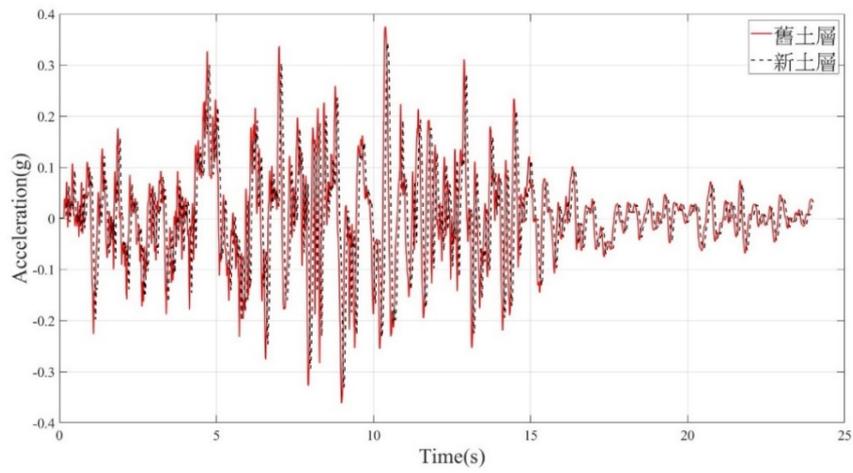


圖 5-4 SSE 之 NS 方向反摺積歷時

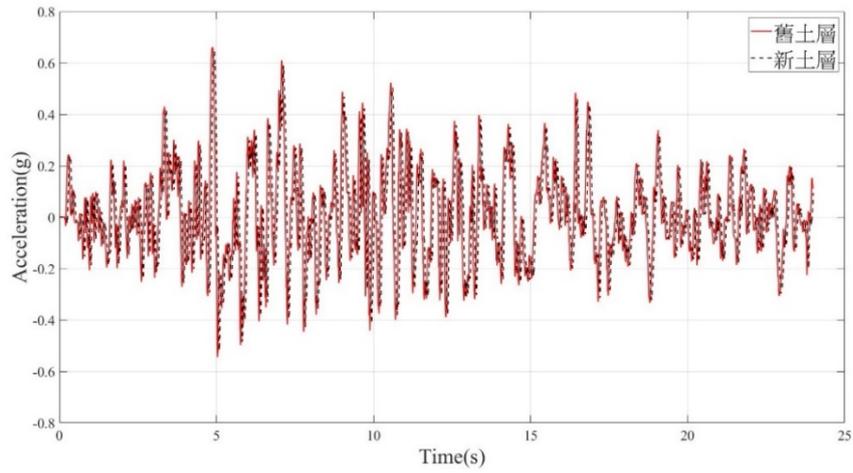


圖 5-5 RLE 之 EW 方向反摺積歷時

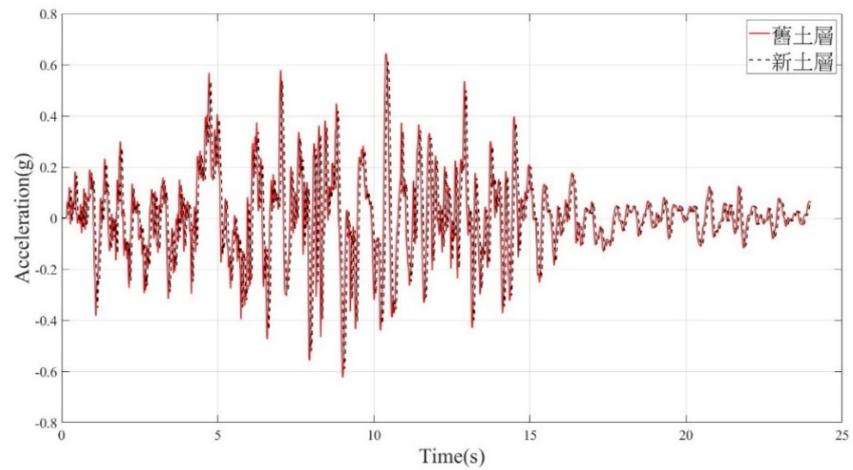


圖 5-6 RLE 之 NS 方向反摺積歷時

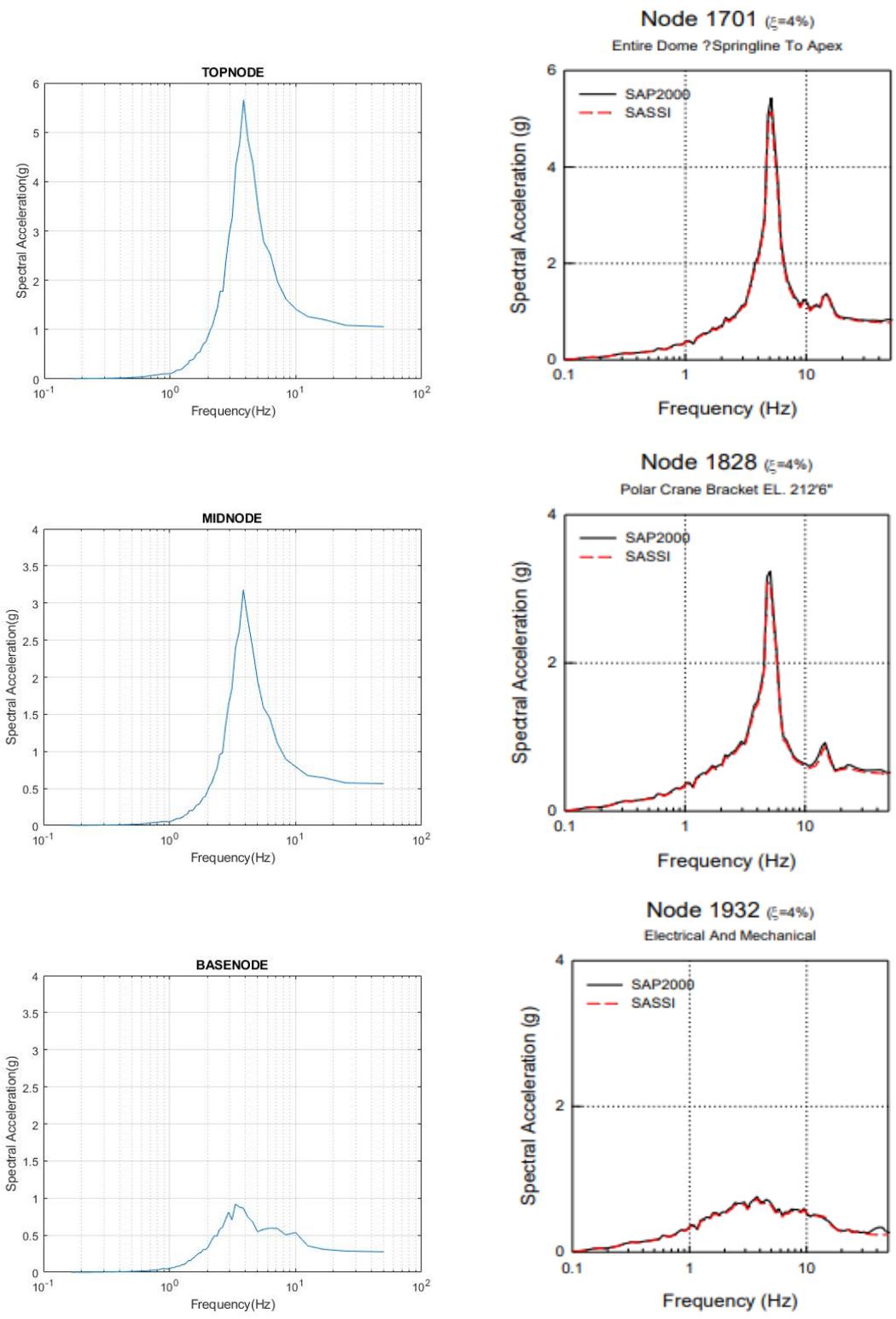


圖 5-7 EW 向時域(左)與頻域(右)(廖克弘，2016)反應譜

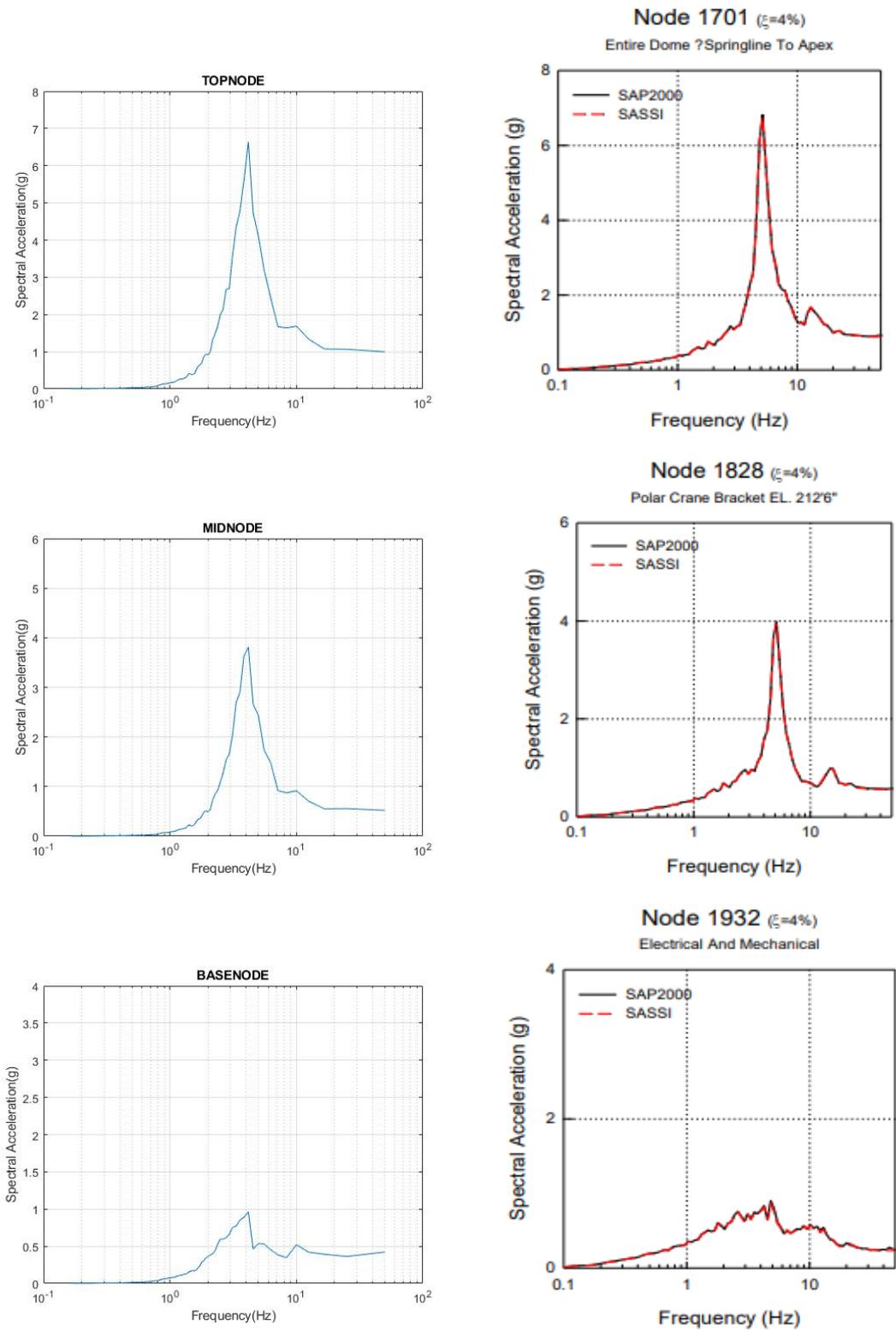


圖 5-8 NS 向時域(左)與頻域(右)(廖克弘，2016)反應譜

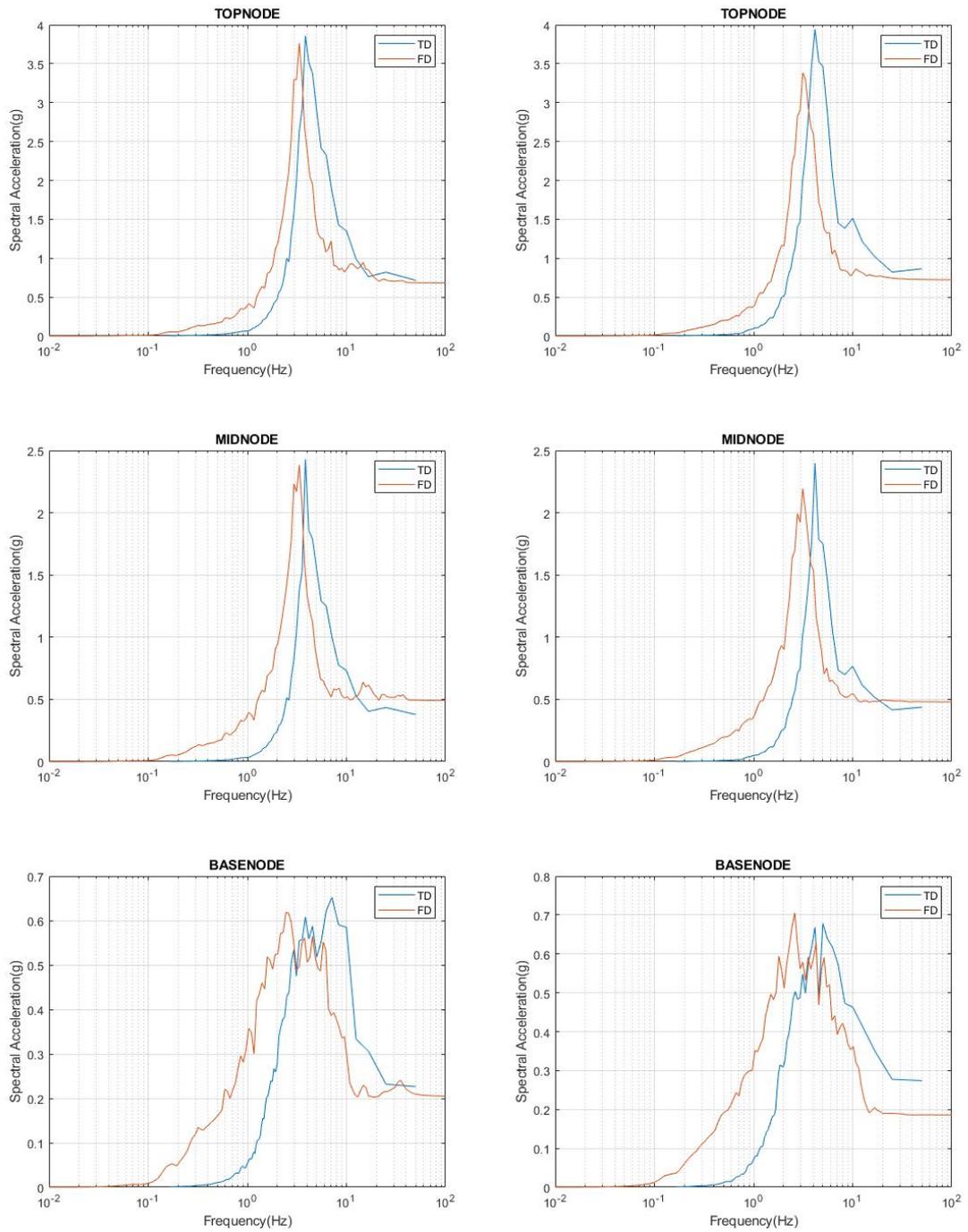


圖 5-9 舊土層 OBE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

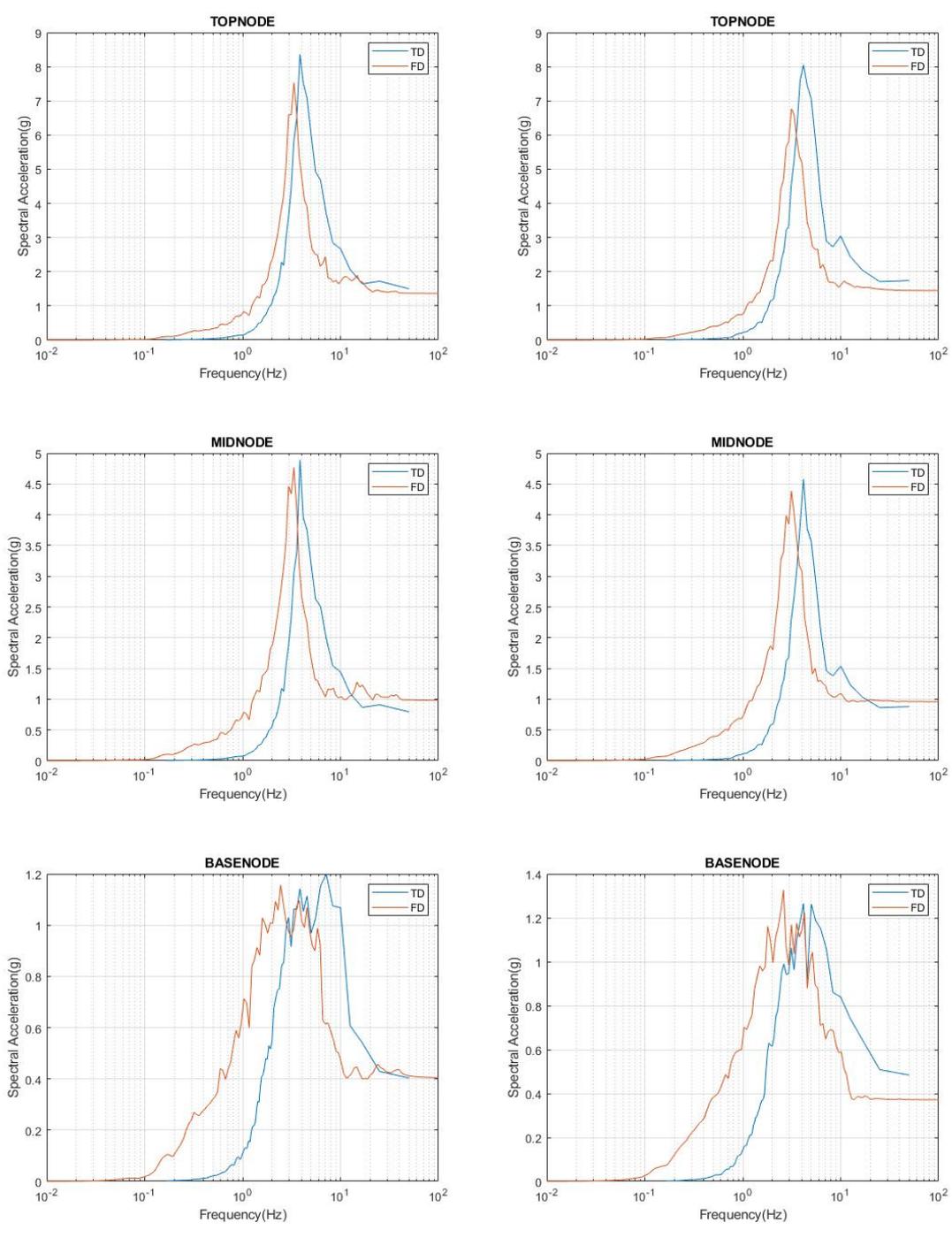


圖 5-10 舊土層 SSE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

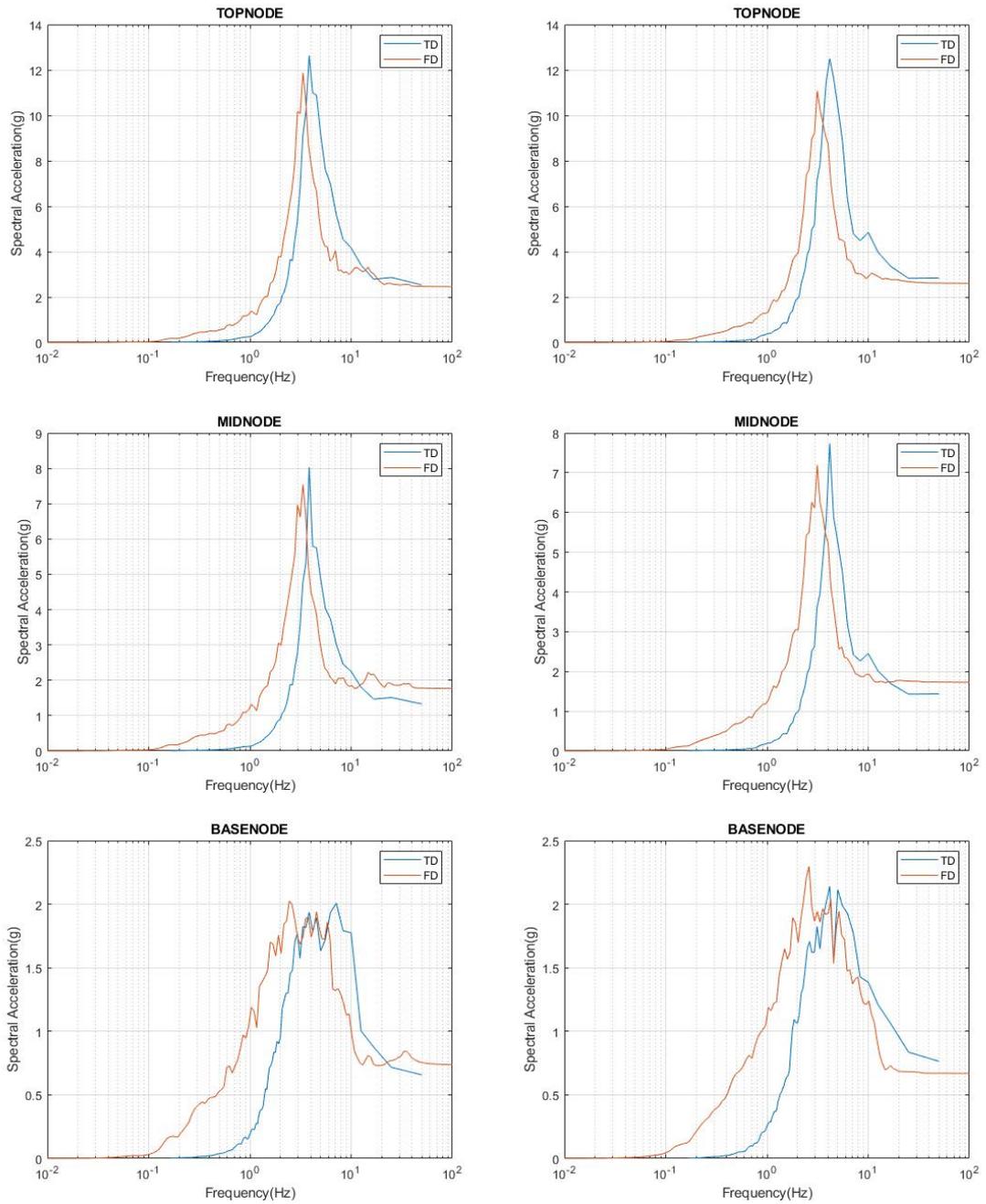


圖 5-11 舊土層 RLE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

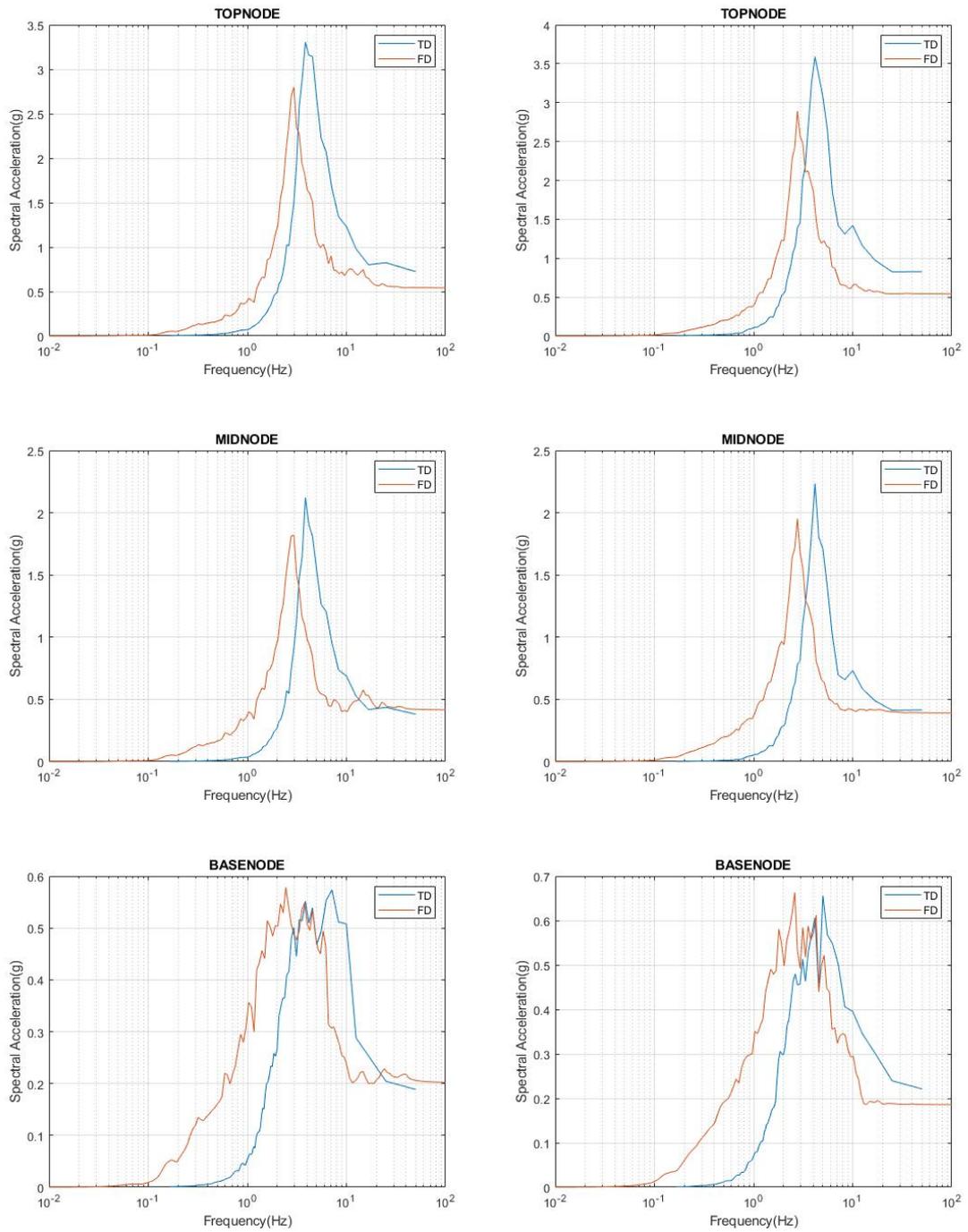


圖 5-12 新土層 OBE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

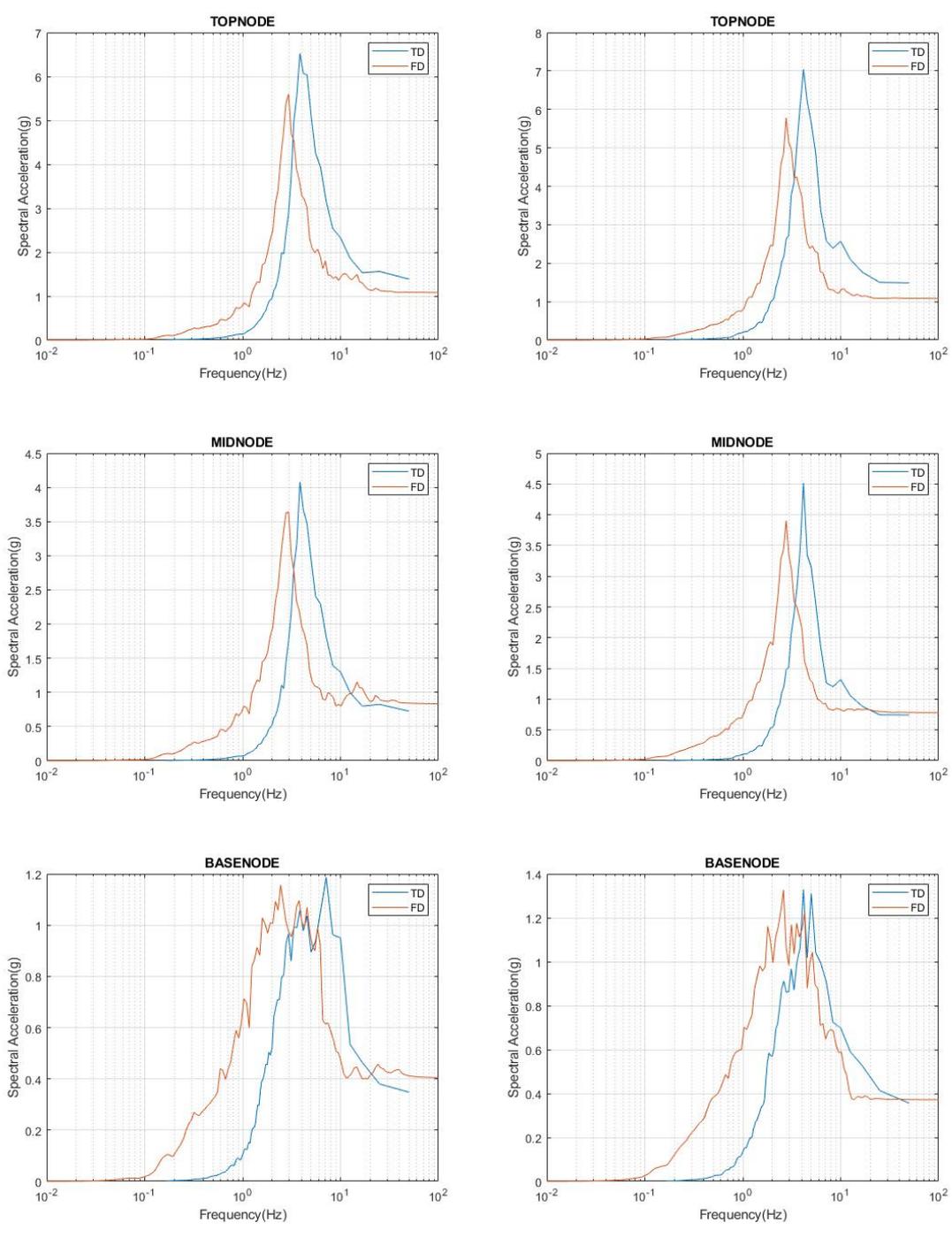


圖 5-13 新土層 SSE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

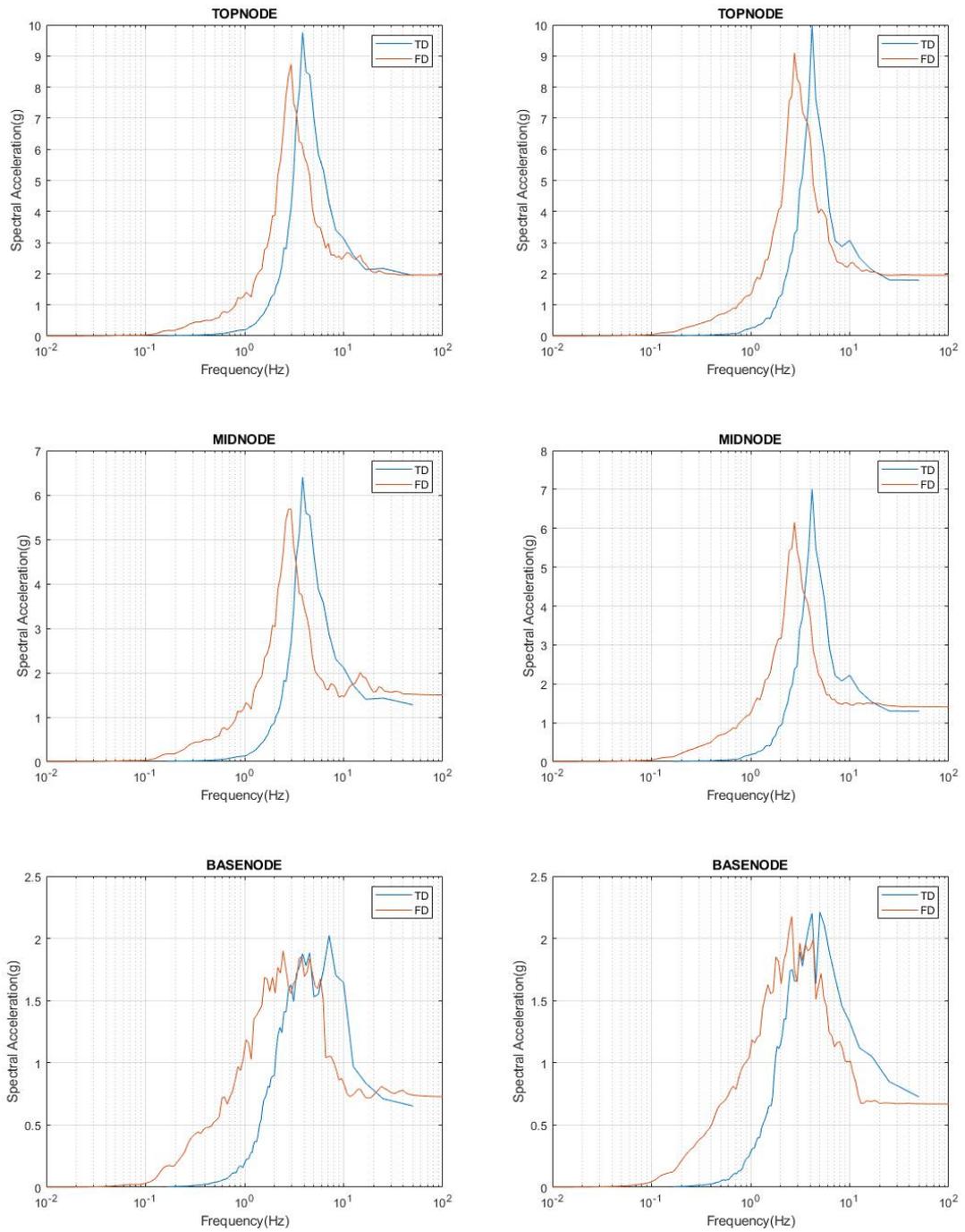


圖 5-14 新土層 RLE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

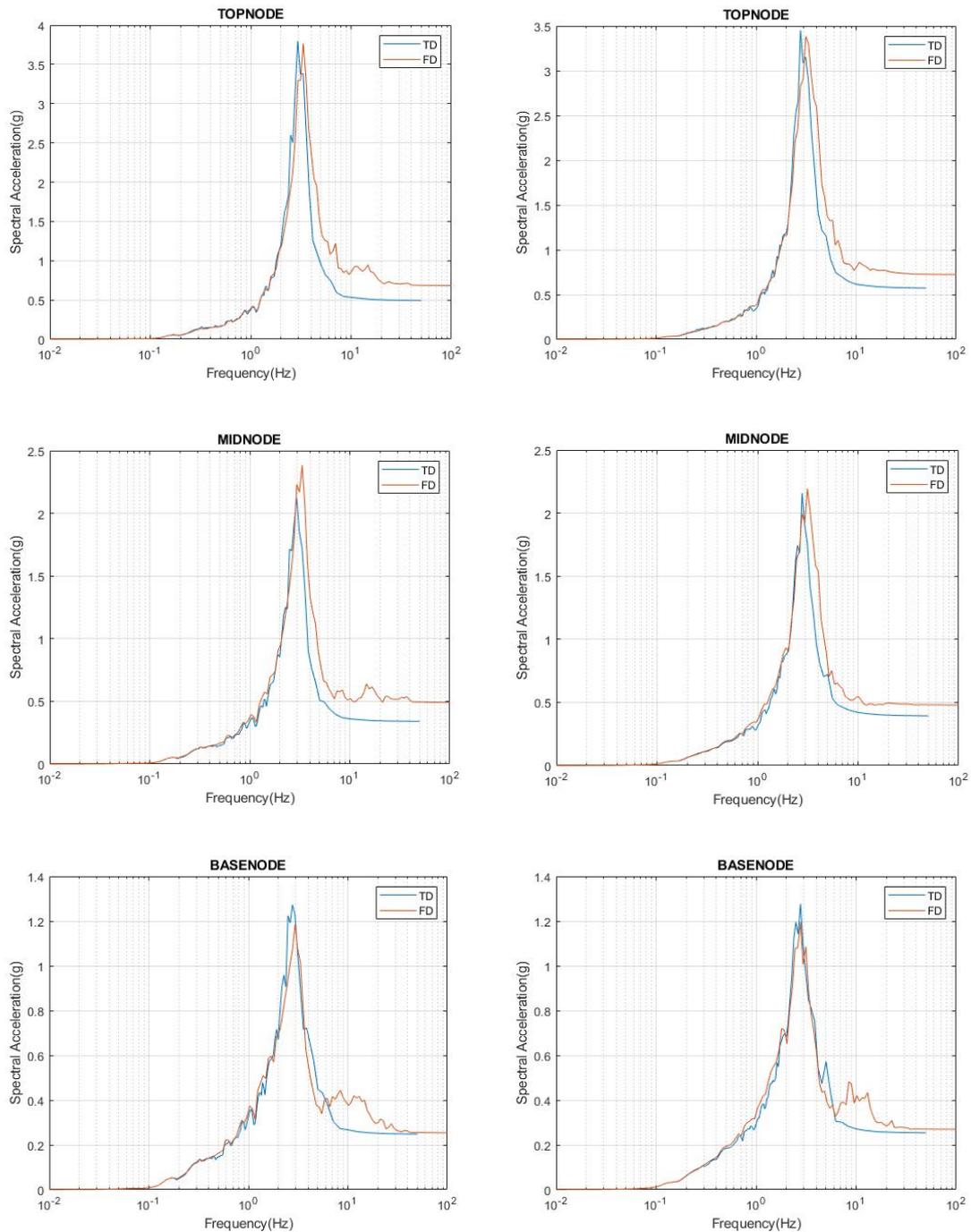


圖 5-15 舊土層 OBE 之 EW 向(左)與 NS 向(右)反應譜

本計畫第四主題為「核電廠結構/設備耐震分析管制技術研究」，主要發現與結論敘述如下：

- 一、執行成果將持續支援原子能會委員會精進核安管制技術，並掌握國際核能界管制技術，確保核安管制品質，增進民眾對核能

- 應用之信心，俾有助於政府「確保核安」政策之推行。
- 二、研究成果將有助於國內核能電廠於地震災前之安全評估與補強。
 - 三、研究成果將有助於原子能會委員會了解地震危害度高階分析之審查重點，加強核能安全之管制。
 - 四、研究成果將有助於原子能會委員會建立多樣式應變策略(FLEX)中 NEI 12-06 Appendix H 之耐震評估的關鍵結構/設備耐震分析之審查重點。
 - 五、計畫參與人員可藉由相關文獻收集與整理、地震反應譜製作、V/H Ratio 計算、數據統計和相關性分析，學習和掌握核能電廠 PSHA 相關技術，培養我國潛在核能耐震安全管理人才。
 - 六、計畫參與人員可學習到多樣式應變策略(FLEX)中 NEI 12-06 Appendix H 之耐震評估程序的分析方法及其技術內涵。
 - 七、本報告對 HCLPF 與 C1%、C10%的理論進行研究推導並驗證其合理性，透過改變對數常態分佈的變異數觀察地震加速度與破壞機率的關係以探討其安全性，確認 FLEX 的 Appendix H Path 5 耐震評估程序於耐震力提升之可行性。
 - 八、本報告中提出 4 個在核電廠中作為地震安全分析的結構與設備計算案例，對其做計算展示易損性分析的計算流程以求取 HCLPF 耐震容量值，為核電廠內部結構與設備提供技術審查。
 - 九、在計算案例中將研究推導的 C1%與 C10%加入計算流程，與 CDFM 方法及易損性分析的 HCLPF 值作為對比評估，為核電廠的結構與設備提供更寬廣的安全性的計算方式。

肆、參考文獻

1. Abrahamson, N. A. and W. J. Silva (1997), “Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 68(1), 94-127.
2. ASCE 4-16 (2017), *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures*, <https://doi.org/10.1061/9780784413937>.
3. Bardet, J. P., K. Ichii, and C. H. Lin (2000), *EERA, A Computer Program for Equivalent-Linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits*, University of Southern California.
4. Bommer, J. J., S. Akkar, and Ö. Kale (2011), “A Model for Vertical-to-Horizontal Response Spectral Ratios for Europe and the Middle East”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(4), 1783–1806, doi: 10.1785/0120100285.
5. Bragato, P. L. and D. Slejko (2005), “Empirical Ground-Motion Relations for the Eastern Alps in the Magnitude Range 2.5–6.3”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(1), 252–272.
6. Chao, S. H., B. Chiou, C. C. Hsu, and P. S. Lin (2019), *Development of Horizontal and Vertical GMPEs for Crustal and Subduction Earthquakes in Taiwan*, NCREE Report, No. NCREE-19-003, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
7. Coleman, J., A. Whittaker, and B. Jeremić (2013), “Nonlinear Time Domain Seismic Soil Structure Interaction (SSI) Analysis for Nuclear Facilities and Draft Appendix B of ASCE 4”, *Transactions, SMiRT-22, Division III*, San Francisco, California.
8. Coleman, J. L., C. Bolisetti, and A. S. Whittaker (2016), “Time-Domain Soil-Structure Interaction Analysis of Nuclear Facilities”, *Nuclear Engineering and Design*, 298, 264–270.

9. EPRI (2013), *Seismic Evaluation Guidance, Augmented Approach for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1 – Seismic*, EPRI Report 3002000704.
10. Eurocode 8 (2004), *Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions, and Rules for Buildings, EN 1998-1*, European Committee for Standardization (CEN), <http://www.cen.eu/cenorm/homepage.htm>.
11. Gülerce, Z. and N. A. Abrahamson (2011), “Site-Specific Spectra for Vertical Ground Motion”, *Earthquake Spectra*, 27(4), 1023-1047, <https://doi.org/10.1193%2F1.3651317>.
12. Hu, H-T. and J-X. Lin (2016), “Ultimate Analysis of PWR Prestressed Concrete Containment under Long-Term Prestressing Loss”, *Annals of Nuclear Energy*, 87, 500-510.
13. Kabandaa J., O-S. Kwona, and G. Kwonba (2015), “Time and Frequency Domain Analyses of the Hualien Large-Scale Seismic Test”, *Nuclear Engineering and Design*, 295, 261–275.
14. Kottke, A. R. and E. M. Rathje (2008), *Technical Manual for Strata*, University of California, Berkeley.
15. Kottke, A. R. and E. M. Rathje (2009), *Technical Manual for Strata*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
16. Kottke, A. R. (2010), *A Comparison of Seismic Site Response Methods*, PhD Dissertation, The University of Texas at Austin.
17. Kottke, A. R., X. Wang , and E. M. Rathje (2013), *Technical Manual for Strata*, Geotechnical Engineering Center, University of Texas.
18. Lee J. and G. L. Fenves (1998), “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892-900.

19. NCREE (2019a), *Development of the Hazard Input Document for Taiwan Using SSHAC Level 3 Methodology-Volume 3: GMC Technical Report*, Taipei.
20. NCREE (2019b), *Development of the Hazard Input Document for Taiwan Using SSHAC Level 3 Methodology-Volume 4: Hazard Input Document*, Taipei.
21. NEI 12-06 (2018), *Diverse and Flexible Coping Strategies (FLEX) Implementation Guide*, Rev. 5.
22. Newmark, N. M., W. J. Hall, and B. Mohraz (1973), *A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra Probabilistic Seismic Hazard Analysis*, Directorate of Licensing, U.S. Atomic Energy Commission, Report WASH-1255.
23. Regulatory Guide 1.60 (1973), *Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants*, U.S. Atomic Energy Commission, Directorate of Regulatory Standards.
24. Sadigh, K., C.-Y. Chang, J. A. Egan, F. Makdisi, and R. R. Youngs (1997), "Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 68(1), 180-189.
25. United States Atomic Energy Commission (1973), *Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants, Regulatory Guide RG 1.60*, Atomic Energy Commission, Washington, D.C.
26. USGS (2009), *Implementation of the Guidelines for Level 3 and 4 PSHAs-Experience Gained from Actual Applications*, Menlo Park, CA, U.S. Geological Survey Open-File Report 2009-1093.
27. USNRC (1997) , *Recommendation for Probabilistic Seismic Hazard Analysis: Guidance on Uncertainty and Use of Experts*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report,

- NUREG/CR-6372.
28. USNRC (2001), *Technical Basis for Revision of Regulatory Guidance on Design Ground Motions: Hazard- and Risk-consistent Ground Motion Spectra Guidelines*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG/CR-6728.
 29. USNRC (2012), *Practical Implementation Guidelines for SSHAC Level 3 and 4 Hazard Studies*, Washington, D.C., U.S. Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG-2117, Rev. 1.
 30. 內政部營建署(2011)，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，台北市。
 31. 內政部營建署(2022)，「建築物耐震設計規範及解說」。
 32. 台灣電力股份有限公司(2021)，「地震危害與篩選報告-PWR 核能發電廠」。
 33. 謝宏灝(2001)，「利用井下地震儀陣列探討單站頻譜比法之應用」，碩士論文，國立中央大學地球物理研究所，桃園。
 34. 蔡祈欽、劉星炆、劉柏鈞(2019)，「垂直震波之場址效應與地盤反應分析(第3年)」，科技補補助專題研究計畫成果報告(編號: MOST 105-2628-E-005-002-MY3)。
 35. 行政院原子能委員會核能管制處(2014)，「核能三廠耐震安全餘裕評估計畫成果總結報告」。
 36. 廖克弘(2016)，「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。
 37. 許皓程(2018)，「馬鞍山核電廠圍阻體土壤結構互制之動力分析」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文。