

核能一廠乾式貯存設施結構 地震之安全審查與確認分析

期末報告

業務委託單位：行政院原子能委員會放射性物料管理局

計畫編號：952006FCMA008

受委託機構：財團法人國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

計畫主持人：陳正興

研究人員：柯永彥 許尚逸

中華民國 95 年 12 月 19 日

核能一廠乾式貯存設施結構地震之安全審查與確認分析

Safety Investigation and Confirmation Analysis on the Structural Seismic Behavior of Dry Storage Facilities at the 1st NPP

計畫期限：95年06月15日至95年12月31日

計畫編號：952006FCMA008

委託單位：行政院原子能委員會放射性物料管理局

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

計畫主持人：陳正興（國立台灣大學土木系教授）

研究人員：柯永彥（國家地震工程研究中心專案副研究員）

許尚逸（國家地震工程研究中心專案副研究員）

摘 要

核能一廠內之用過核子燃料池空間即將不足，而供長期貯存核廢料之最終處置場場址又尚未確定，故中期乾式貯存設施之建立實有迫切需要。由於大部分的乾式貯存系統為自立結構，在地震發生時，可能會產生滑動或傾覆等穩定性問題，因此，針對將設置於核能一廠內之用過核子燃料乾式貯存設施，台電公司委託核研所進行之安全分析報告中便包括受震行為之評估。行政院原子能委員會放射性物料管理局為負責放射性廢棄物處理之單位，為了作進一步的安全性確認，故委託國家地震工程研究中心進行本研究計畫，協助審查台電公司提出之分析報告，並進行獨立分析作為驗證之用。本研究採有限元素分析軟體 ABAQUS/Explicit，建立考慮界面摩擦行為之貯存護箱～基座～土壤互制模型，進行時間域顯性分析。分析時採用兩個模擬地震案例，包含符合核一廠設計地震反應譜之人工地震，以及利用集集地震金山地區測得之實際歷時記錄，經地盤反應分析而得之強震參考案例。針對兩個模擬地震案例分別進行擬靜態分析與動態分析，擬靜態分析之結果顯示，在地震作用下，貯存護箱與基座間會發生相對滑動現象，但不至於發生傾覆；而動態分析之結果可確認其不會發生傾覆，並顯示出其滑動量均很小，貯存護箱間不致產生碰撞之現象。因此，台電公司所提之貯存設施具足夠之抗震穩定性。

關鍵字：用過核子燃料，乾式貯存，受震反應，有限元素法，

互制模型，土壤結構互制，摩擦接觸行為

Abstract

In Taiwan, the space of water pools for temporary storage of spent fuel in the 1st Nuclear Power Plant (NPP) is running out, and the site of final disposal facility is still not decided. Therefore, the installation of dry type interim storage facilities is urgent. Most of these storage systems are freestanding, leading to stability concerns in terms of potential excessive sliding displacements and tipping over in an earthquake event. Consequently, seismic behavior is one of the important subjects of the safety analysis of the spent fuel dry storage facility to be installed in the 1st NPP performed by the Institute of Nuclear Energy Research under the commission of Taiwan Power Company. This research, promoted by the Fuel Cycle and Materials Administration of Atomic Energy Council, is to assist the review of SAR proposed by TPC, and to execute an independent analysis for further verification. In this research, the ABAQUS/Explicit code is used to analyze the earthquake response of the system through a 3-dimensional coupled model consisting of a freestanding cask, a concrete pad, and underneath soils, interacting with frictional contact interfaces. The earthquake motions adopted for study include an artificial earthquake conformed to the design spectrum of 1st NPP, and a modified strong ground motion recorded near the 1st NPP in the Chi-Chi earthquake. Both are used to perform the pseudo-static and dynamic analyses. Results show that the freestanding cask will slide during strong earthquakes, but the amount of sliding will be very small. The collision between casks will not happen. The dry type interim storage facilities proposed have enough safety margins on stability during strong earthquakes.

Keywords: spent fuel, dry storage, seismic behavior, FEM, coupled model, soil-structure interaction, frictional contact behavior.

目 錄

摘 要.....	i
Abstract.....	ii
目 錄.....	iii
圖 目 錄.....	v
表 目 錄.....	ix
一、計畫緣起與目的	1
1.1 研究背景與問題特性	1
1.2 研究目的與研究方法.....	5
二、核能一廠乾式貯存設施之簡介	8
2.1 中期貯存設施.....	8
2.2 INER-HPS 貯存系統	9
2.3 核能一廠乾式貯存設施	9
2.4 場址地質特性.....	10
三、分析採用參數	15
3.1 輸入地震運動.....	15
3.1.1 模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震	15
3.1.2 模擬地震案例 II—集集地震參考案例.....	16
3.2 地層參數.....	17
3.3 地表最大加速度與剪應變符合土層參數	19
3.4 界面摩擦係數.....	20
四、擬靜態分析	38
4.1 模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震	39
4.2 模擬地震案例 II—集集地震參考案例.....	41
五、動態分析.....	43

5.1	分析方法.....	43
5.2	分析模型.....	43
5.2.1	貯存系統.....	43
5.2.2	混凝土基座.....	44
5.2.3	地盤.....	45
5.2.4	界面接觸行為之模擬.....	45
5.2.5	阻尼之設定.....	47
5.3	地盤反應分析.....	48
5.3.1	模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震.....	49
5.3.2	模擬地震案例 II—集集地震參考案例.....	49
5.4	貯存護箱之反應.....	50
5.4.1	模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震.....	51
5.4.2	模擬地震案例 II—集集地震參考案例.....	55
六、	結論與建議.....	89
6.1	結論.....	89
6.2	建議.....	91
	參考文獻.....	93
	附錄 A、SAR 地震分析之審查摘要報告.....	97
A.1	關於 SAR 2.2 節地質與地震的部份.....	97
A.2	關於 SAR 6.6 節之地震事件部份.....	98
A.3	綜合結論.....	99
	附錄 B、計畫報告審查意見及回覆.....	100

圖 目 錄

圖 2.1	INER-HPS 貯存系統	13
圖 2.2	核能一廠用過核子燃料乾式貯存設施平面配置圖	14
圖 3.1	核能一廠設計地震反應譜	26
圖 3.2	用以建立模擬地震案例 I 之參考地震報告	26
圖 3.3	用以建立模擬地震案例 I 之參考地震歷時記錄 (上：東西向；中：南北向；下：鉛垂向)	27
圖 3.4	模擬地震案例 I 之基盤加速度歷時與反應譜 (東西向)	28
圖 3.5	模擬地震案例 I 之基盤加速度歷時與反應譜 (南北向)	29
圖 3.6	模擬地震案例 I 之基盤加速度歷時與反應譜 (鉛垂向)	30
圖 3.7	金山國小測站與核能一廠相對位置圖	31
圖 3.8	集集地震金山國小測站地震歷時記錄 (上：東西向；中：南北向；下：鉛垂向)	31
圖 3.9	模擬地震案例 II 之基盤加速度歷時與反應譜 (東西向)	32
圖 3.10	模擬地震案例 II 之基盤加速度歷時與反應譜 (南北向)	33
圖 3.11	模擬地震案例 II 之基盤加速度歷時與反應譜 (鉛垂向)	34
圖 3.12	計畫場址範圍與地質鑽孔位置圖	35
圖 3.13	場址岩盤深度分佈圖	35
圖 3.14	模擬地震案例 I 地盤反應分析獲得之地表加速度歷時 (上：東西向；下：南北向)	36
圖 3.15	模擬地震案例 II 地盤反應分析獲得之地表加速度歷時 (上：東西向；下：南北向)	36
圖 3.16	921 集集地震自由場 PGA 分佈圖	37
圖 3.17	混凝土沈箱模型試體置於碎石上之直剪試驗	37
圖 4.1	貯存護箱自由體圖	42

圖 5.1	貯存系統與混凝土基座之有限元素網格	59
圖 5.2	地盤之有限元素網格	60
圖 5.3	主要表面與從屬表面之關係	60
圖 5.4	分析模型中界面各接觸面之主從關係	61
圖 5.5	以 FEM 模型與 SHAKE 進行地盤反應分析示意圖	61
圖 5.6	SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度富氏譜 (模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)	62
圖 5.7	SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度反應譜 (模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)	62
圖 5.8	SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度富氏譜 (模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)	63
圖 5.9	SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度反應譜 (模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)	63
圖 5.10	SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度富氏譜 (模擬地震案例 II—集集地震參考案例)	64
圖 5.11	SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度反應譜 (模擬地震案例 II—集集地震參考案例)	64
圖 5.12	SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度富氏譜 (模擬地震案例 II—集集地震參考案例)	65
圖 5.13	SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度反應譜 (模擬地震案例 II—集集地震參考案例)	65
圖 5.14	分析貯存護箱受震反應用之有限元素網格	66
圖 5.15	混凝土基座～地表界面行為	67
圖 5.16	貯存護箱質心加速度歷時 (地震案例 I，考慮水平向地震，一個貯存護箱)	68

圖 5.17	貯存護箱搖擺角度歷時 (地震案例 I, 考慮水平向地震, 一個貯存護箱)	69
圖 5.18	貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時 (地震案例 I, 考慮水平向地震, 一個貯存護箱)	70
圖 5.19	貯存護箱中心與基座間繞鉛垂向軸相對轉角歷時 (地震案例 I, 考慮水平向地震, 一個貯存護箱)	71
圖 5.20	貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡 (地震案例 I, 考慮水平向地震, 一個貯存護箱)	71
圖 5.21	貯存護箱質心加速度歷時 (地震案例 I, 考慮水平向及鉛垂向地震, 一個貯存護箱)	72
圖 5.22	貯存護箱搖擺角度歷時 (地震案例 I, 考慮水平向及鉛垂向地震, 一個貯存護箱)	73
圖 5.23	貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時 (地震案例 I, 考慮水平向及鉛垂向地震, 一個貯存護箱)	74
圖 5.24	貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡 (地震案例 I, 考慮水平向及鉛垂向地震, 一個貯存護箱)	75
圖 5.25	貯存護箱質心加速度歷時 (地震案例 I, 四個貯存護箱, 護箱 A)	76
圖 5.26	貯存護箱搖擺角度歷時 (地震案例 I, 四個貯存護箱, 護箱 A)	77
圖 5.27	貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時 (地震案例 I, 四個貯存護箱, 護箱 A)	78

圖 5.28	貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡 (地震案例 I, 四個貯存護箱)	79
圖 5.29	混凝土基座沿中心線之沈陷量變化	80
圖 5.30	基座無差異沈陷時一個與四個護箱之滑移量歷時比較 (模擬地震案例 I)	80
圖 5.31	貯存護箱質心加速度歷時 (地震案例 II, 一個貯存護箱)	81
圖 5.32	貯存護箱搖擺角度歷時 (地震案例 II, 一個貯存護箱)	82
圖 5.33	貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時 (地震案例 II, 一個貯存護箱)	83
圖 5.34	貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡 (地震案例 II, 一個貯存護箱)	84
圖 5.35	貯存護箱質心加速度歷時 (地震案例 II, 四個貯存護箱, 護箱 A)	85
圖 5.36	貯存護箱搖擺角度歷時 (地震案例 II, 四個貯存護箱, 護箱 A)	86
圖 5.37	貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時 (地震案例 II, 四個貯存護箱, 護箱 A)	87
圖 5.38	貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡 (地震案例 II, 四個貯存護箱)	88

表 目 錄

表 2.1	密封鋼筒設計參數	11
表 2.2	提籃設計參數	11
表 2.3	混凝土護箱設計參數	12
表 2.4	混凝土護箱與外加屏蔽設計參數	12
表 3.1	金山國小地震測站(TAP084)地盤反應分析之輸入土層參數	22
表 3.2	C7 鑽孔下孔波速量測資料.....	23
表 3.3	C9 鑽孔下孔波速量測資料.....	23
表 3.4	C12 鑽孔下孔波速量測資料.....	23
表 3.5	整地範圍內標準土壤貫入 N 值表	24
表 3.6	本研究分析所採之核能一廠乾式貯存場址代表性地盤剖面	24
表 3.7	地盤反應分析所得之剪應變符合土層參數 (模擬案例 I)	25
表 3.8	地盤反應分析所得之剪應變符合土層參數 (模擬案例 II)	25
表 5.1	有限元素模型之材料參數	58
表 5.2	貯存護箱有限元素模型之質量性質	58

一、計畫緣起與目的

1.1 研究背景與問題特性

對於核能發電而言，高放射性核廢料之管理與貯存，一直都是維持核能發電廠持續營運的一個重要課題。高放射性核廢料係由反應爐內取出之廢棄物，主要為使用過的核子燃料，另外也包括了損壞的控制棒等。一般而言，處理高放射性核廢料的最好方式，為建立最終處置場，進行長期貯存，讓核廢料之放射性隨時間逐漸衰減。但由於最終處置場需確保絕對之安全性，地質、水文等各項條件要求嚴格，場址並不易決定，因此在最終處置場可正式運作之前，必須先將高放射性核廢料暫時貯存於核電廠廠區內之適當設施中。依據美國核能管制委員會(USNRC)的建議，對於高放射性廢料的貯存可採用以下兩種方法：一為濕式貯存，例如核廢料貯存池；另一為乾式貯存，例如以混凝土模組、混凝土護箱、混凝土窖與金屬護箱等方式進行貯存。

目前台灣電力公司對於用過核子燃料的貯存規劃可分為三個階段：(1)短期：放置於用過核子燃料池進行冷卻；(2)中期：放置於核能電廠廠區內所建立之乾式貯存設施；(3)長期：放置於最終處置場。

由於核能一廠與核能二廠供應短期貯存的用過核子燃料池空間即將用完，而最終處置場之場址，由於政治與環保之因素，又非短時間內可確定，因此，建立第二階段的乾式中期貯存設施，有其迫切的需要性。

乾式貯存設施除了在設計及建造過程中，必須符合核能級的品質要求，並通過檢驗合格外，亦必須依據相關法令，取得主管單位之營運許可後方能運作。其對於結構設計的要求十分嚴謹，必須依據 10 CFR Part 72[1]以及 ANSI/ANS 57.9[2]考慮正常及異常操作條件外，尚須進一步考慮各種天然或人為的意外事件(如地震、洪水、拋射物撞擊...等)所造成之影響，以確保在用過核子燃料之密封貯存期間，不會有放射性物質由貯存設施外洩，以保護社會大眾與工作人員的安全。

大部分的乾式貯存設施，係將貯存護箱(storage cask)以自立(freestanding)之方式設置於混凝土基座(concrete pad)之上，亦即貯存護箱與基座間並非固接之狀態，其用意一方面在於減少其設置以及未來除役的工程費用；另一方面，主管單位能夠對貯存護箱之性能訂定清楚的規範，並能對貯存設施之建造提出一套標準流程，使得具處理執照的廠商，能夠採用經主管單位認證之貯存護箱，按流程

直接設置於基座之上，無須經過進一步的審查。但此種設置方式同時造成以下的不良影響：在發生地震時，若地震強度超過某個門檻值，貯存護箱與基座間將會產生相對運動，包含滑動(sliding)、搖動(rocking)、甚至滾動(rolling，發生於直立式圓柱形貯存護箱(vertical cylindrical cask))等運動型態，若因此造成貯存護箱相互碰撞(collision)或發生傾倒(overturning)，可能會導致貯存護箱損壞，使得高放射性物質外洩。由於台灣屬於地震活躍之地區，為了避免以上狀況之發生，實有必要針對貯存設施之受震反應行為(seismic behavior) 進行詳細之分析，檢核各項設計之合理性，以確保安全。

此類分析之主要特點有：(1)大部分的乾式貯存設施中，基座之厚度相對其長寬而言相當地薄，因此，在分析時最好能考慮其為柔性基座(flexible pad)，以模擬出平面方向的柔度(flexibility)；(2)此問題事實上為一土壤～結構互制的問題，需考慮土壤的大尺度以及波傳特性、結構體造成的震波散射、以及兩者之間的相互作用，造成實際上結構體所受之地表運動，與自由場地表運動不盡相同，且使得整個土壤～結構互制系統之受震反應特性，與結構體本身的受震反應特性並不一致；(3)由於貯存護箱係自立於混凝土基座之上，因此其間有發生相對運動之可能，分析上須特別考慮貯存護箱與基座

要能夠分離，且必須模擬界面上之摩擦行為，屬於相當複雜之高度非線性接觸問題。

考慮到土壤結構互制效應(soil-structure interaction)與貯存設施之受震反應，會有交互作用，亦即，土壤結構互制效應會影響貯存設施所受之地震歷時，而貯存護箱與基座間是否發生相對運動，則會改變土壤結構互制系統所表現出的振動特性，因此，若分析模式允許，兩者適合一併處理之。前人對此類問題採用之分析法包括有：Moore *et al.*[3]採用 Lysmer *et al.*[4]提出之 SASSI 三維有限元素模式，利用柔性體積法避免基礎散射問題，而從事土壤～結構互制分析。其以版(plate)元素模擬基座，以梁(beam)元素模擬貯存護箱，並以梁元素配合彈簧(spring)元素模擬貯存護箱與基座間之接觸行為。Singh *et al.*[5]採用 Holtec 公司發展之 DYNAMO[6]程式，為專門用來分析自立結構動態反應之程式。其考慮內含貯存容器之剛性貯存護箱置放於彈性基礎之上，由能量觀點，根據變分理論建立系統關係式，而各界面上之接觸行為，則採用鉛垂向僅容許壓縮行為之間隔元素(gap element)，以及水平向的分段線性(piecewise linear)摩擦元素(friction element)來模擬之。

1.2 研究目的與研究方法

台電公司目前計劃於核一廠內興建一座用過核子燃料乾式貯存設施，以便在最終處置場運轉前，能作為陸續產生之用過核子燃料之中期貯存設施。考量到場址特性與空間限制，且由於有數家公司設計之標準化用過核子燃料運輸及貯存系統，已獲 USNRC 的商品化認證，故台電將採美國 NAC International 所設計之 NAC-UMS 貯存系統(Universal Multi-Purpose Canister System)，包含可運輸之貯存罐(transportable storage canister)，以及在貯藏期間用來存放貯存罐的直立式混凝土貯存護箱(vertical concrete cask)，並由 NAC 將技術移轉至核能研究所，經部分設計變更後，命名為 INER-HPS 貯存系統(High Performance System)，將用於核一廠用過核子燃料乾式貯存設施。台電並委託核研所進行該貯存設施設計之安全性分析，提出「台電公司核能一廠乾式貯存設施安全分析報告」。

本計畫之目的，在於協助行政院原子能委員會放射性物料管理局，審查「台電公司核能一廠乾式貯存設施安全分析報告」中有關結構受震行為之擬靜態與動態分析，並撰擬審查結果摘要報告。另將以具體之地震歷時記錄，進行該貯存設施受震反應之獨立分析，與台電公司提出之分析結果作一比較驗證，以供確認之用。所採用之模擬地震案例包含：

1. 考慮核能一廠安全停機地震設計反應譜（設計輸入點為反應器基礎層之假設露頭，零週期水平加速度(ZPA)為 0.3g）所製造之 20 秒延時人工地震；
2. 利用 921 集集地震事件中，在台北縣金山地區所測得之實際地表歷時記錄，經適度放大並以 SHAKE 91[7]程式進行反捲積分析後，獲得最大加速度為 0.3g 之基盤歷時記錄，並假設其與核能一廠乾式貯存設施場址之基盤運動一致，來模擬在核能一廠附近發生類似於集集地震之強震參考案例。

將採用之分析模式包含有：

1. 擬靜態分析：

根據地震引致作用力（力矩）與穩定力（力矩）之相對關係，可推論出貯存護箱發生滑動與傾覆之條件。其中所考慮之擬靜態地震加速度，一般常直接採用最大地表加速度(PGA)，但若考慮到土壤結構互制效應之影響，以 PGA 分析可能會低估，採用該土壤結構互制系統特徵頻率所對應之譜加速度(PSA, pseudo spectral acceleration)為比較嚴謹的作法。

2. 動態分析：

考慮到土壤結構互制效應與貯存護箱之受震反應會互相影響，宜一併處理，且貯存護箱與基座間之摩擦行為屬高度非線性接觸問題，須採時間域分析模式方能合理掌握。故本研究將以美國 Sandia 國家實驗室在文獻[8]中所採用之方法，亦即以顯性有限元素軟體 ABAQUS/Explicit 建立整個貯存護箱～基座～土壤之互制模型 (coupled model)，進行時間域動態分析。利用該分析模式，藉由適當的邊界條件設定，能合理進行土壤結構互制分析；同時利用 ABAQUS 軟體所提供之“contact pair”[9]功能，可有效模擬非線性接觸問題之界面行為；此外，ABAQUS/Explicit 係採顯性時間積分法 (explicit time integration)，在處理非線性接觸問題時，無須反覆迭代運算，較易得到收斂的結果。

二、核能一廠乾式貯存設施之簡介

2.1 中期貯存設施

針對具有高放射性之用過核子燃料之最終處置方案，目前世界上常採用之方法包含有：

1. 將用過核子燃料經過提煉處理後，可作為其他核反應器之燃料；
2. 於適當場址進行用過核子燃料的長期貯存。

就前者而言，目前世界上僅少數國家具有處理技術，且尚屬研發階段，並未能大量應用；後者則因政治與環保因素影響下，適當場址難覓。當核電廠經過一段時間之營運後，廠內的高放射性物質短期暫存設施（如用過核子燃料冷卻池）必定遭遇容量不足之窘境，在最終處置有所困難之下，實有必要對於已經充分冷卻的用過核子燃料進行過渡性的中期貯存。

一般中期貯存方式包含有：廠外濕式貯存（如瑞典）、廠外乾式貯存（如德國）、廠內乾式貯存（如美國）等[10]。在我國，考慮到工程技術需求、安全性需求與社會民情之下，將採用廠內乾式貯存方案，並將首先規劃於核能一廠內設置首座中期乾式貯存設施，以便在現有核能電廠燃料池容量到達後，但最終處置場址尚未確定前，作為貯存高放射性用過核子燃料之用。

2.2 INER-HPS 貯存系統

INER-HPS 貯存系統(High Performance System)係以美國 NAC International 所設計之 NAC-UMS(Universal Multi-Purpose Canister System)貯存系統為基礎，由 NAC 將技術移轉至核能研究所(INER)，並經部分設計變更以符合台灣法規需求，包含用來置放用過核子燃料束之密封鋼筒（設計參數如表 2.1），在鋼筒內用來提供燃料束之結構支撐及熱移除之提籃（設計參數如表 2.2），貯藏期間用來存放密封鋼筒的直立式混凝土貯存護箱（設計參數如表 2.3~2.4），以及用來達到放射性防護需求的外加屏蔽（設計參數如表 2.4）等幾個主要部分，配置與尺寸如圖 2.1 所示。另外還包含有傳送護箱與銜接器等作為運輸及裝載之用的配件，由於其設計參數非本分析報告所需，故在此不列出。

2.3 核能一廠乾式貯存設施

設置於核能一廠之用過核子燃料乾式貯存設施，預定場址在核能一廠內西南隅，乾華溪西側處。將採用長約 86m，寬約 35m，厚 0.9m 之筏基作為基座，將護箱放置定位後，再將外加屏蔽逐層堆疊組合。規劃可放置 30 組貯存護箱，各護箱中心間距 5.8m，外加屏蔽底座外緣間距 1.3m，如圖 2.2 所示。

2.4 場址地質特性

場址之地層分佈狀況概可分為三層[11]，如下所述：

1. 表土層

為灰棕色沉泥質砂土，偶夾礫石與腐木及風化碎岩塊，厚度約 0~2.5m。

2. 安山岩碎屑層

為安山岩碎屑混夾棕灰色沉泥，厚度約 3~10 m，砂土中大部分岩塊直徑均大於 15cm，且質地堅硬。

3. 岩層

為灰色泥質砂岩，膠結性差，遇水易鬆散，覆蓋層以下均屬之。

本研究中所採用之土層配置，大致上便依此設定，並將配合鑽探報告決定土層參數，細節詳見 3.2 節。

表 2.1 密封鋼筒設計參數[18]

系統主要組件	項目	細項	尺寸 (mm)	重量(MT)	材料	依據法規
密封鋼筒	容量	56 束燃料束				ASME B&PV Code, Section III, NB
	外殼	空重(不含提籃及上蓋)		4.08	ASME SA-240, Type 304L 不銹鋼	
		總重(裝載後)註		34.47		
		高度	4835			
		直徑	1703			
		厚度	16			
		底部厚度	44.5			
	結構上蓋	直徑	1652	1.36	ASME SA-240/SA182, Type 304L 不銹鋼	
		厚度	76			
	屏蔽上蓋	直徑	1664	3.18	ASME SA-240/SA182, Type 304 不銹鋼	
厚度		178				

註：裝載含提籃、燃料、屏蔽/結構上蓋，不含水。

表 2.2 提籃設計參數[18]

系統主要組件	項目	細項	尺寸 (mm)	重量(MT)	材料	依據法規	
提籃	一般性	高度	4519	7.98	ASME SA-240, Type 304 不銹鋼	ASME B&PV Code, Section III, NG and NUREG/CR-6322	
		直徑(頂部焊件)	1664				
	頂部焊件	外徑	1664				
		高度	287				
	底部焊件	外徑	1664				ASME SA-240, Type 304 不銹鋼
		高度	127				
	承載圓盤	直徑	1666				ASME SA-533, Type B Class 2 碳鋼
		厚度	16				
	導熱圓盤	直徑	1657				ASME SB209, Type 6061-T651 鋁合金
		厚度	13				
燃料管	內部尺寸	149.9 x 149.9		ASTM A240, Type 304 不銹鋼 Enclosing neutron absorber	Section III, NG		
	內部尺寸 (位於提籃4個對角 Over Size)	153.7 x 153.7					
間隔環	外徑	73		ASME SA312, Type 304 不銹鋼	Section III, NG		
支柱	直徑	41		ASME SA479, Type 304 不銹鋼	Section III, NG		

表 2.3 混凝土護箱設計參數[18]

系統主要組件	項目	細項	尺寸 (cm)	重量(MT)	材料	依據法規
混凝土護箱	一般性	空重		112.7		ANSI/ANS 57.9 設計採 ACI-349； 製造用 ACI-318； 材料可採 CNS 國 家標準
		高度	570.2			
		外徑	345.4			
		內徑	189.2			
	混凝土壁	厚度	71.9		Reinforced Concrete Type II Portland Cement Rebar ASTM A615, GR60, ASTM A615, GR75, and A-706 碳鋼	
	內襯碳鋼	外徑	201.9		ASTM A36 碳鋼	
		厚度	6.4			
	底座焊件	外徑	345.4		ASTM A36 碳鋼	
總高度		57.5				
頂部凸緣	直徑	257.6		ASTM A36 碳鋼		
	厚度	5.1				
支撐環	內徑	176.5		ASTM A36 碳鋼		
	厚度	7.6				
基板	直徑	171.5		ASTM A36 碳鋼		
	厚度	5.1				
屏蔽塞	直徑	188		ASTM A36 碳鋼 and NS-3 中子 屏蔽		
	厚度	14.3				

表 2.4 混凝土護箱與外加屏蔽設計參數[18]

系統主要組件	項目	細項	尺寸 (cm)	重量(MT)	材料	依據法規
混凝土護箱	頂蓋	直徑	217.4		ASTM A36 Carbon Steel	
		厚度	3.8			
外加屏蔽	一般性	總重		82	Reinforce Concrete Type II Portland Cement ASTM A615, GR60 Rebar.	設計採 ACI-349；製造 採 ACI-318；材料可採 CNS 國家標準
	頂蓋	厚度	30			
		外徑	420.5			
	屏蔽環	厚度	35			
		外徑	420.5			
方型底座	長度	寬度	450			
		寬度	450			
		高度	96.2			

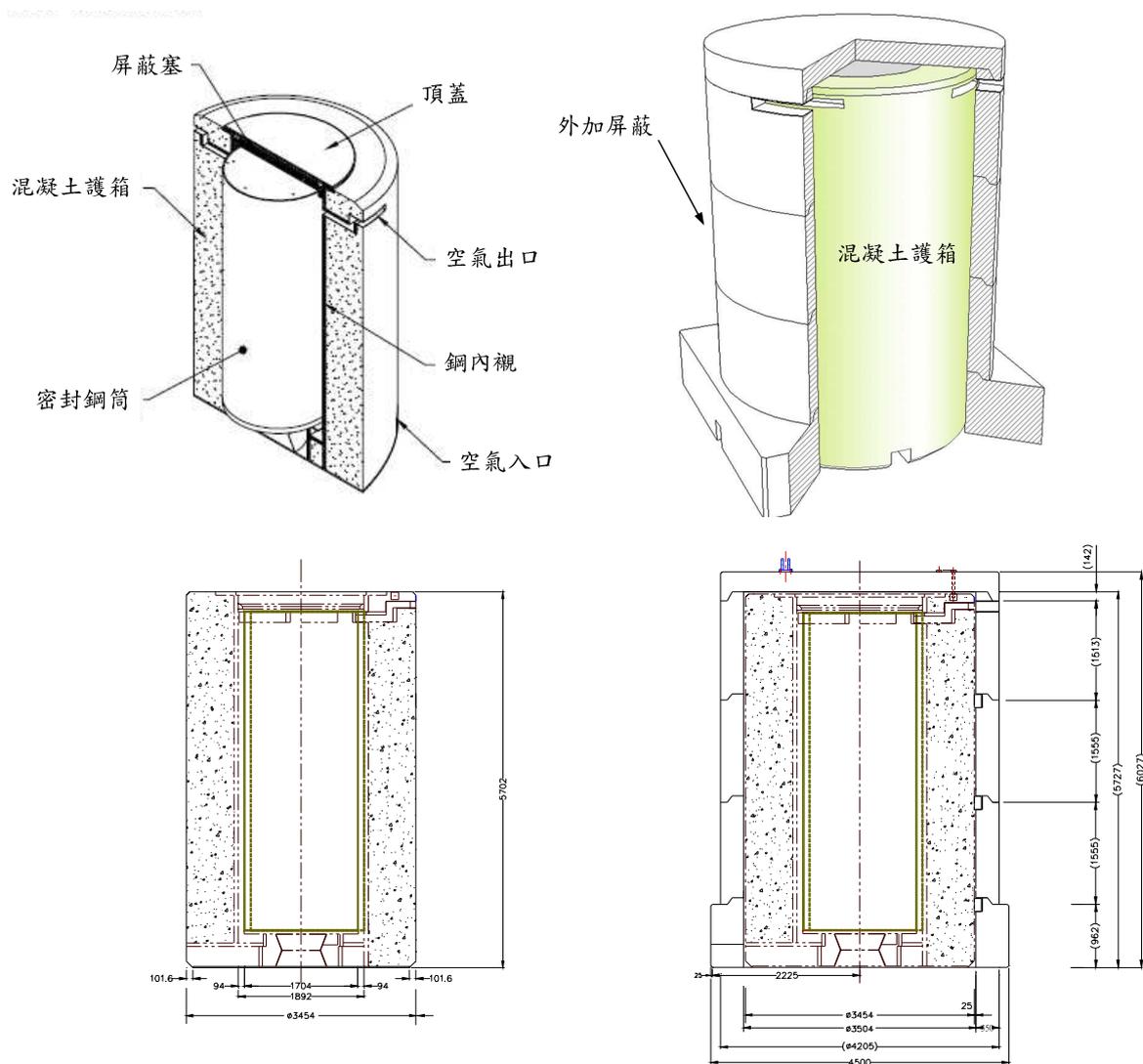


圖 2.1 INER-HPS 貯存系統[18]

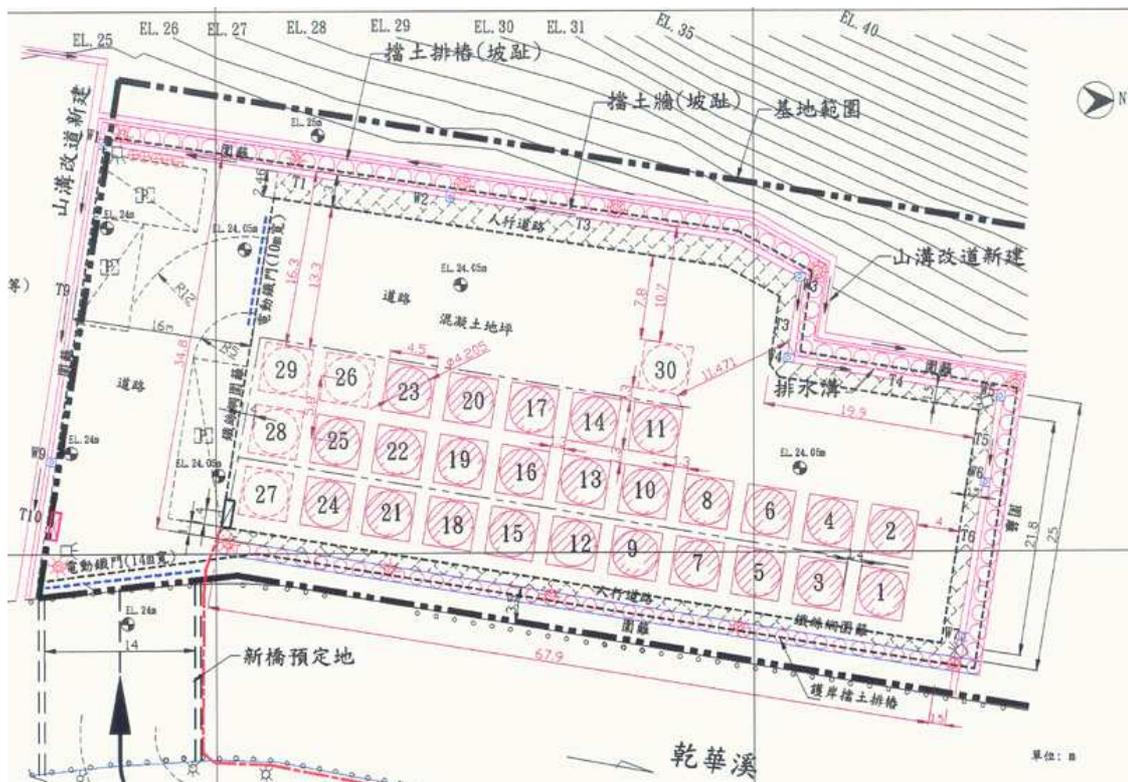


圖 2.2 核能一廠用過核子燃料乾式貯存設施平面配置圖

三、分析採用參數

本章中將決定核能一廠乾式貯存設施受震反應分析所需要之參數，包含輸入地震運動，地盤反應分析與有限元素分析用之土層參數，以及混凝土摩擦係數等。

3.1 輸入地震運動

3.1.1 模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震

本研究將根據核能一廠耐震設計所採用之安全停機地震設計反應譜（圖 3.1），來建立一延時 20 秒的人工地震記錄，作為乾式貯存設施受震反應之輸入地震運動，其設計輸入點為反應器基礎層之假設露頭，零週期水平加速度(ZPA)為 0.3g，垂直加速度則設定為水平加速度之 2/3 倍（即 0.2g）。所採用製作人工地震的方法，係選用真實地震歷時記錄，進行富立葉轉換至頻率域後，藉由調整各頻率之相對含量與振幅，使所得人工地震歷時紀錄之反應譜能符合所選定之設計反應譜[8]。

為了使所製作之人工地震記錄能反映場址特性，將採用距離核能一廠距離最近的強震測站（金山國小測站—TAP084）所測得之實際地震歷時記錄，選取歷時記錄中總能量 80%之有效延時接近 20

秒者，最後採用民國 91 年 5 月 15 日 11 時 46 分所發生震央在蘇澳附近，規模 6.2 之地震（圖 3.2），其屬於 91 年 3 月 31 日 331 花蓮外海地震之餘震，歷時記錄如圖 3.3 所示。接著由該地震記錄之 80% 能量有效延時中擷取 20 秒之歷時記錄，藉由前段所述之流程，建立一符合核一廠設計地震反應譜之人工地震記錄，作為基盤輸入運動，結果如圖 3.4~3.6 所示。

3.1.2 模擬地震案例 II—集集地震參考案例

921 集集大地震為台灣地區近年最具代表性，並造成最嚴重損失的災害性地震，為了瞭解如同集集地震之強震事件發生於核能一廠附近時，具延時長、PGA 大等特性之地震運動對核能一廠乾式貯存設施造成之影響，本節將根據集集地震事件中，在金山地區所測得之實際歷時記錄，建立一強震參考案例，以進一步探討核能一廠乾式貯存設施在類似集集地震之強震作用下之反應。

用來建立基盤輸入運動的步驟為：

1. 採用集集地震主震事件中，氣象局金山國小地震測站(TAP084)（與核能一廠之相對位置如圖 3.7 所示）所測得之地表運動歷時記錄，並在共 108 秒之延時中，選取包含 99%以上能量之 80 秒歷時記錄，如圖 3.8 所示；

2. 根據金山國小地震測站之地質鑽探報告[12]，決定土層參數，如表 3.1 所示，並利用 SHAKE 91 程式，以前述之 80 秒地表運動歷時記錄作為輸入運動，進行地盤反應分析之反捲積分析，以獲得金山測站之基盤運動歷時記錄，如圖 3.9~3.11 所示；
3. 假設金山測站與核能一廠乾式貯存設施場址之基盤運動一致，則前述步驟獲得之基盤運動歷時記錄，便可直接作為乾式貯存受震反應分析用之基盤輸入運動。

由圖 3.9~3.11 中可以看到，本節所建立基盤運動之反應譜，與核能一廠之設計地震反應譜比較，在短週期部分的反應比較接近，但在長週期部分的反應差異就比較大。由於核能一廠之設計地震，係假定 1909 年發生於板橋規模 7.3 的地震，發生在新莊斷層距核能一廠最近距離約 8 公里處，因此在震源特性與波傳路徑上，均與集集地震有所不同。事實上，由於集集地震具有斷層位移大，延時長，PGA 大等特點，因此長週期反應較大實屬合理。

3.2 地層參數

欲從事地盤受震反應分析時，地層參數為非常重要的參數，將影響地盤振動的特性，以及振動的大小。為慎重起見，本研究將參

考已有之三次鑽探報告[13, 14, 15]，重新評估合理且保守的參數，建立地盤模型供本研究分析使用。

本基地曾進行三次地質鑽探與調查工作，分別為：

1. 益鼎工程股份有限公司(1992) [13]

本次鑽探共有 12 箇鑽孔，編號 C1~C12，其中 C7、C9 與 C12 孔曾進行下孔波速量測，結果如表 3.2~3.4 所示。

2. 富國技術工程股份有限公司(1997)[14]

本次鑽探共有 14 孔，編號 B1~B14。

3. 豪捷工程有限公司(2006)[15]

本次鑽探共有 1 孔，編號為 A1

綜合三次鑽探報告之鑽孔位置分佈如圖 3.12 所示，位於混凝土基座範圍內之鑽孔列於表 3.5 中，表中同時列有標準貫入試驗 N 值與深度之關係。另益鼎(1992)之報告中列有岩層分佈如圖 3.13 所示。整理各鑽孔土層資料、岩層高程以及 SPT-N 值分佈情形，本研究綜合歸納得代表性地層剖面如表 3.6 所示。

表 3.6 中將覆土層分為兩層，其中第一層包含表土層、回填層與部份安山岩碎屑層（ $N < 50$ 者），而第二層則指安山岩碎屑層（ $N > 50$ 者），其厚度與單位重之估計主要是根據富國(1997)鑽探報告之 B3、B4、B5、B6 與 B7 五孔之柱狀圖、高程分佈與土壤試驗資料，經平均而得；至於波速之選取，則是根據益鼎公司(1992)之下孔波速量測資料，其中第 II 層係取 C7 孔 0~8.2m 之量測結果，其剪力波速為 348 m/s，壓力波速為 1464 m/s；而第 III 層係取 C7 孔 8.2~26m 之量測結果，其剪力波速為 536 m/s，壓力波速為 1647 m/s；至於第 I 層則取 C9 孔 0~4m 之表土層量測結果，其剪力波速為 270 m/s，壓力波速為 776 m/s，第 I 層未取 C7 孔量測結果之原因，乃基於經驗之判斷，一般表土層較為鬆軟，若取 C7 孔之剪力波速 348 m/s，則顯得偏大，基於保守理由，乃選取 C9 孔之剪力波速 270 m/s 作為代表值。

3.3 地表最大加速度與剪應變符合土層參數

根據表 3.6 設定初始土層參數，建立地盤分析模型後，便可利用 SHAKE 91 程式進行地盤反應分析，以獲得對應於模擬地震案例之自由場(free field)地表最大加速度(PGA)，以及有限元素分析用之輸入材料參數。本節分別以 3.1.1 節與 3.1.2 節中建立之模擬地震案例 I 與 II 作為基盤輸入運動，進行地盤反應分析之捲積分析，所得

之地表運動歷時分別如圖 3.14 與 3.15 所示。模擬案例 I 之東西向 PGA 為 577.6 gal (0.589g)，南北向 PGA 為 593.6 gal (0.606g)；模擬案例 II 之東西向 PGA 為 590.8 gal (0.603g)，南北向 PGA 為 716.7 gal (0.731g)。由以上結果，可知兩模擬案例均為七級烈震，尤其案例 II 之 PGA，已經超越集集地震中大部分震央附近測站所測得之 PGA（圖 3.16）。至於以上分析所得地表運動之反應譜與富氏譜，將於第五章中與有限元素分析所得結果一併討論。

另外，針對東西向與南北向地震運動進行之地盤反應分析，所迭算而得兩個方向之剪應變符合(strain compatible)剪力模數與阻尼比，予以平均後將可作為有限元素分析之輸入材料參數之用，如表 3.7 與 3.8 所示。

3.4 界面摩擦係數

根據 EN 1992-1-1:2004, 6.2.5 [16]，混凝土與混凝土間的摩擦係數，在往復運動的情況下，若混凝土表面為光滑，可設定為 0.6，因此將以此作為貯存護箱與混凝土基座間之摩擦係數。至於混凝土基座與地表間之摩擦係數，由於在基座與地表間將填以級配碎石，根據[17]中，以混凝土沈箱模型試體置放於模擬塊石基礎之碎石之上所

進行之直剪試驗（如圖 3.17），所獲得之界面摩擦係數為 0.603，考慮尺寸效應後，將保守地採用 0.55。

表 3.1 金山國小地震測站(TAP084)地盤反應分析之輸入土層參數

土層編號	土壤種類	厚度 (m)	阻尼比	單位重 (t/m ³)	S 波速度 (m/s)
1	砂土	1.4	0.03	1.56	120
2	砂土	2.2	0.03	1.51	170
3	砂土	2.4	0.03	1.98	170
4	礫石	2.0	0.03	1.70	210
5	礫石	2.0	0.03	1.78	210
6	砂土	2.0	0.03	1.62	180
7	黏土	1.5	0.03	1.67	140
8	黏土	2.5	0.03	1.62	140
9	黏土	1.5	0.03	1.98	140
10	黏土	3.5	0.03	1.61	240
11	砂土	3.5	0.03	1.59	290
12	砂土	3.5	0.03	1.68	290
13	礫石	2.0	0.03	1.88	520
14	岩石	0.0	0.01	2.00	750

表 3.2 C7 鑽孔下孔波速度量測資料[13]

深度 Depth (m)	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)	動態剪力模數 Gd (kg/cm ²)	動態楊氏模數 Ed (kg/cm ²)	包松比 Poisson ratio
0~8.2	1464	348	2471	7266	0.47
8.2~26	1647	536	5951	17148	0.44

表 3.3 C9 鑽孔下孔波速度量測資料[13]

深度 Depth (m)	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)	動態剪力模數 Gd (kg/cm ²)	動態楊氏模數 Ed (kg/cm ²)	包松比 Poisson ratio
0~4	776	270	1383	3960	0.431
4~10	1504	502	5142	14784	0.437
10~44	2230	641	8972	26108	0.454

表 3.4 C12 鑽孔下孔波速度量測資料[13]

深度 Depth (m)	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)	動態剪力模數 Gd (kg/cm ²)	動態楊氏模數 Ed (kg/cm ²)	包松比 Poisson ratio
0~7	1147	328	2118	6167	0.455
7~25	2232	651	9254	26902	0.453

表 3.5 整地範圍內標準土壤貫入 N 值表[18]

土樣深度 區間 (地表下, m)	標準土壤貫入試驗(N 值)									
	81 年 鑽探				86 年 鑽探					95 年 鑽探
	C3	C4	C7	C8	B3	B4	B5	B6	B7	A1
0-1	7	37	8	40	-	-	-	-	-	-
1-2	8	16	12	42	3	6	19	79	100	16
2-3	-	100	-	-	-	100	29	4	9	50
3-4	36	-	41	47	18	100	-	100	-	-
4-5	100	100	100	100	100	100	48	100	34	50
5-6	94	100	-	100	100	100	100	100	100	50
6-7	-	100	100	-	-	100	100	100	-	-
註：95 年鑽探之標準土壤貫入試驗之作業規定次數為 50 次										

表 3.6 本研究分析所採之核能一廠乾式貯存場址代表性地盤剖面

層次	土層描述	厚度 (m)	單位重 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	包松 比
I	表土、回填層 安山岩碎屑(N<50)	5.0	1.75	776	270	0.43
II	安山岩碎屑(N>50)	3.8	1.90	1464	348	0.47
III	岩層	—	2.16	1647	536	0.44

表 3.7 地盤反應分析所得之剪應變符合土層參數 (模擬案例 I)

層次	土層描述	厚度 (m)	阻尼比	單位重 (t/m ³)	S 波速度 (m/s)
1	礫石	0.9	0.030	1.75	229.52
2	礫石	1.3	0.072	1.75	181.21
3	礫石	1.4	0.116	1.75	149.27
4	礫石	1.4	0.147	1.75	128.06
5	礫石	1.9	0.114	1.9	194.09
6	礫石	1.9	0.131	1.9	179.76

表 3.8 地盤反應分析所得之剪應變符合土層參數 (模擬案例 II)

層次	土層描述	厚度 (m)	阻尼比	單位重 (t/m ³)	S 波速度 (m/s)
1	礫石	0.9	0.032	1.75	226.41
2	礫石	1.3	0.077	1.75	176.96
3	礫石	1.4	0.123	1.75	145.04
4	礫石	1.4	0.154	1.75	123.85
5	礫石	1.9	0.119	1.9	190.15
6	礫石	1.9	0.131	1.9	180.00

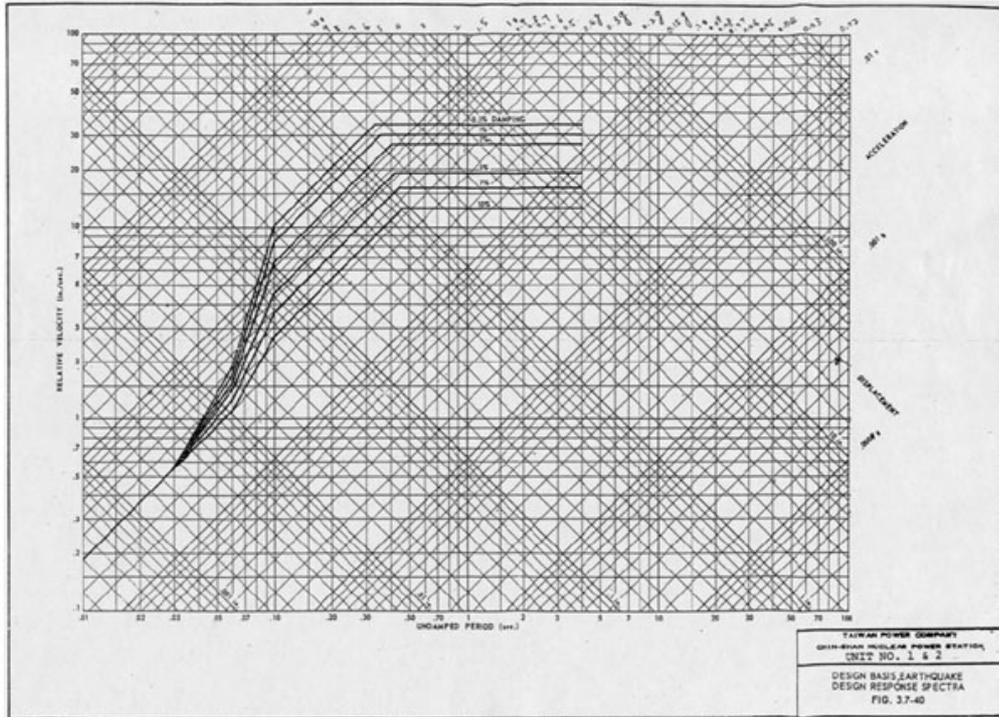


圖 3.1 核能一廠設計地震反應譜[11]



圖 3.2 用以建立模擬地震案例 I 之參考地震報告[21]

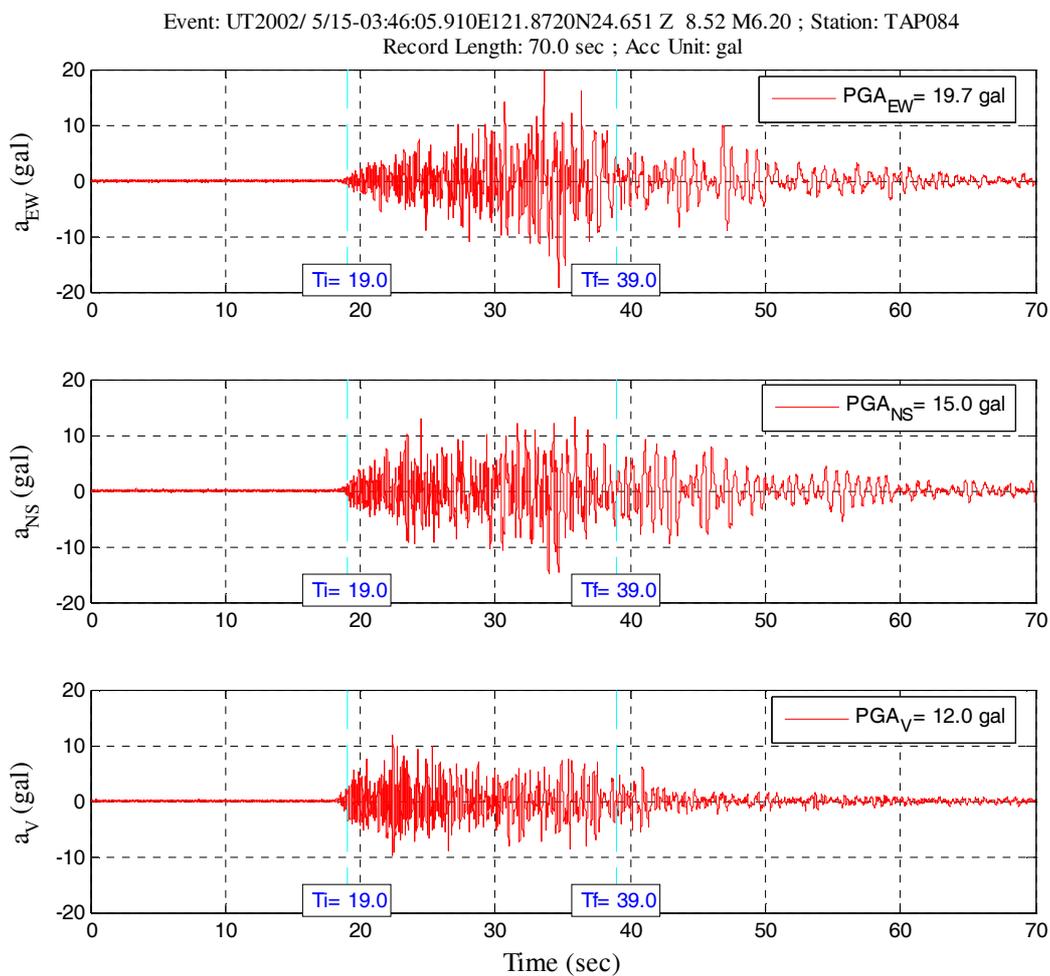


圖 3.3 用以建立模擬地震案例 I 之參考地震歷時記錄
(上：東西向；中：南北向；下：鉛垂向)

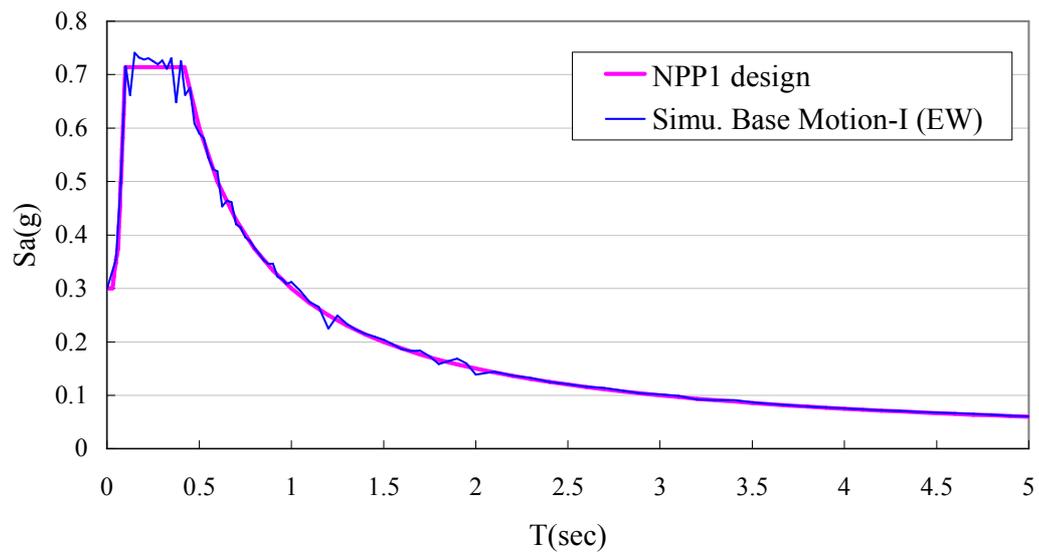
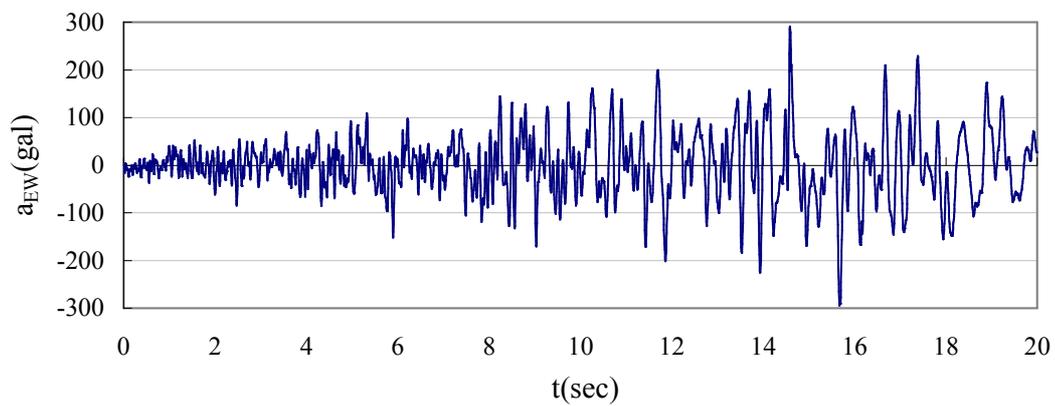


圖 3.4 模擬地震案例 I 之基盤加速度歷時與反應譜 (東西向)

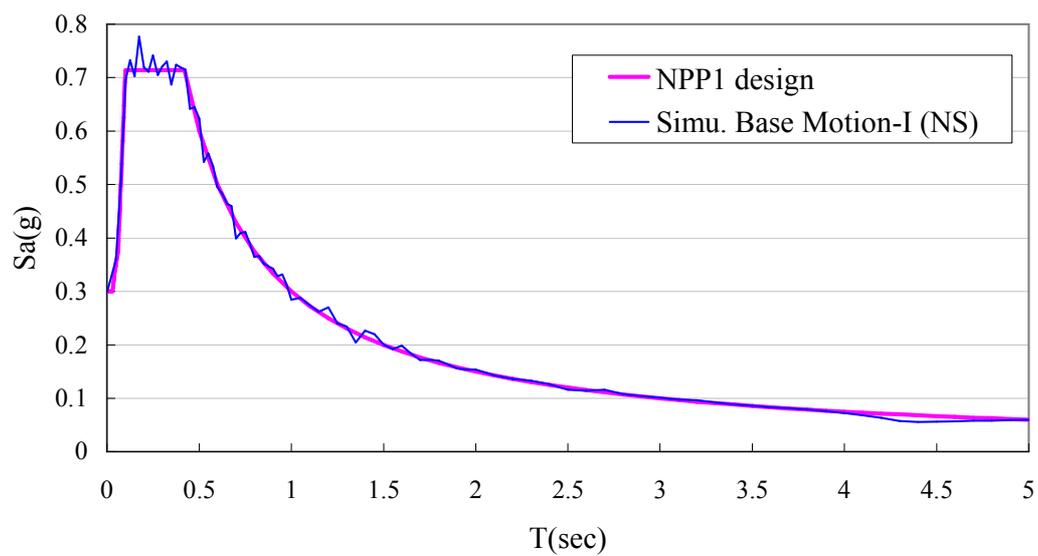
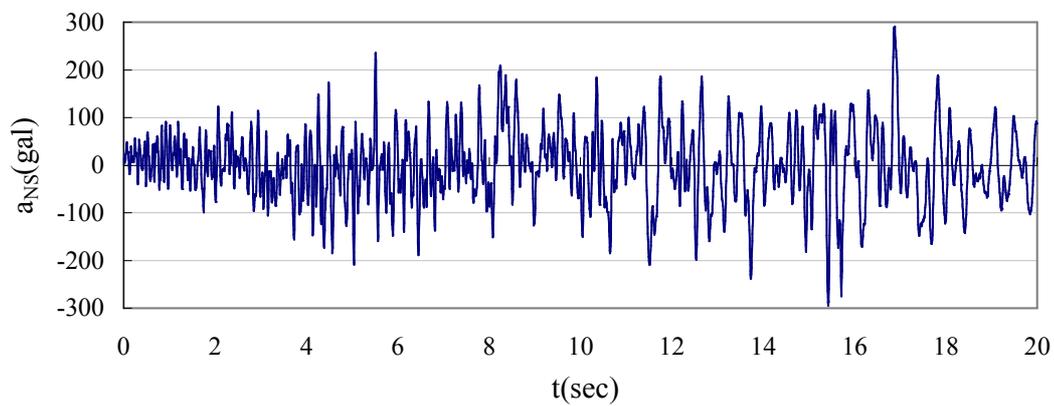


圖 3.5 模擬地震案例 I 之基盤加速度歷時與反應譜 (南北向)

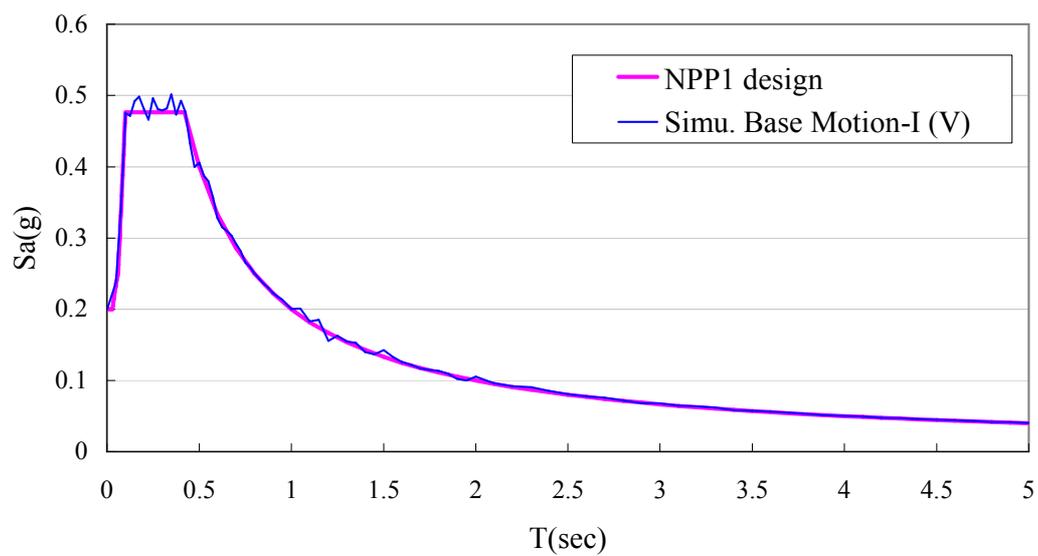
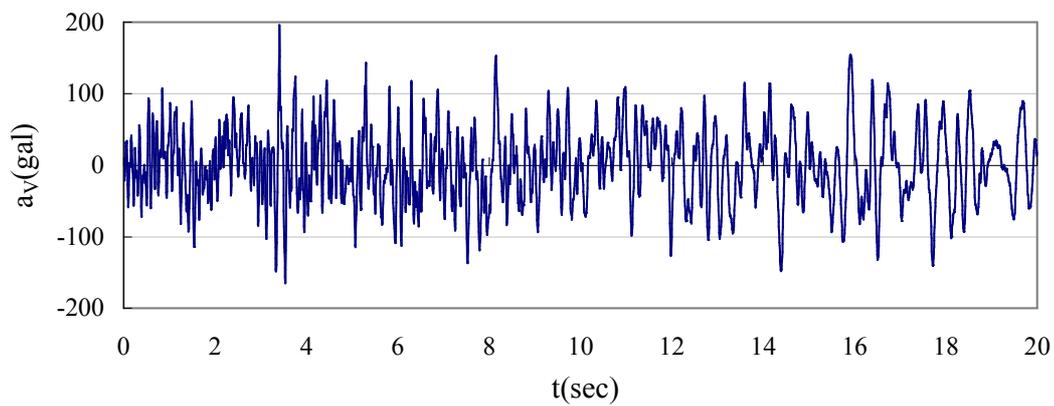


圖 3.6 模擬地震案例 I 之基盤加速度歷時與反應譜（鉛垂向）



圖 3.7 金山國小測站與核能一廠相對位置圖

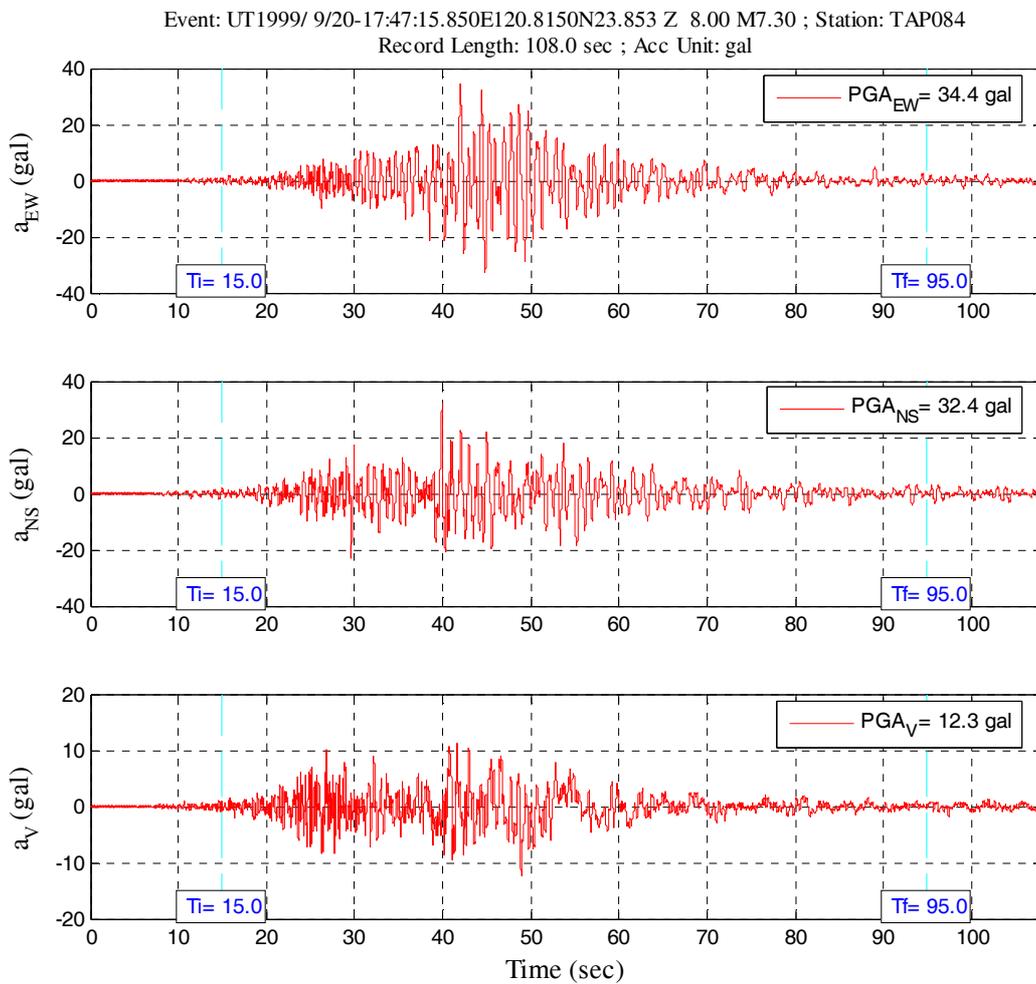


圖 3.8 集集地震金山國小測站地震歷時記錄
(上：東西向；中：南北向；下：鉛垂向)

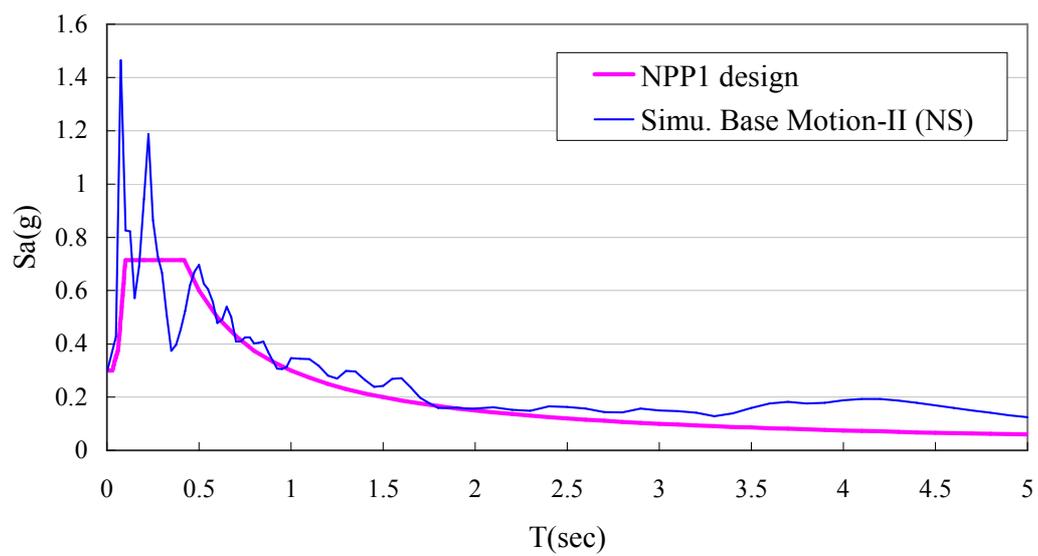
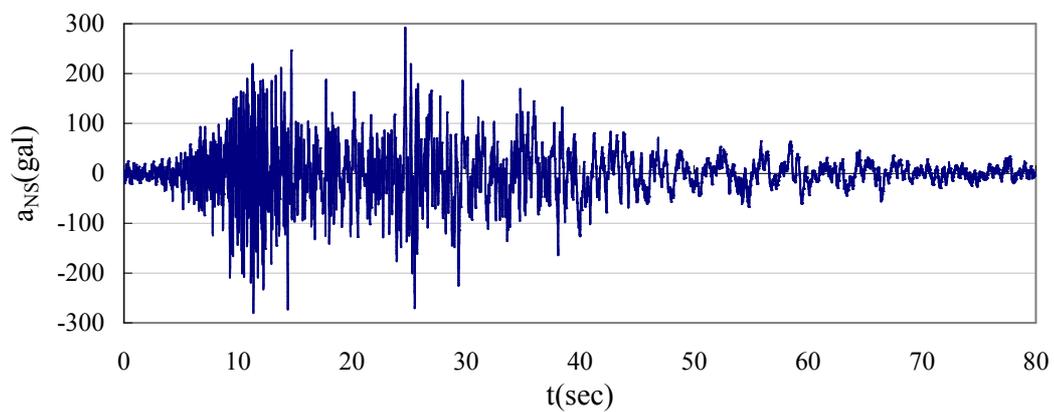


圖 3.9 模擬地震案例 II 之基盤加速度歷時與反應譜 (東西向)

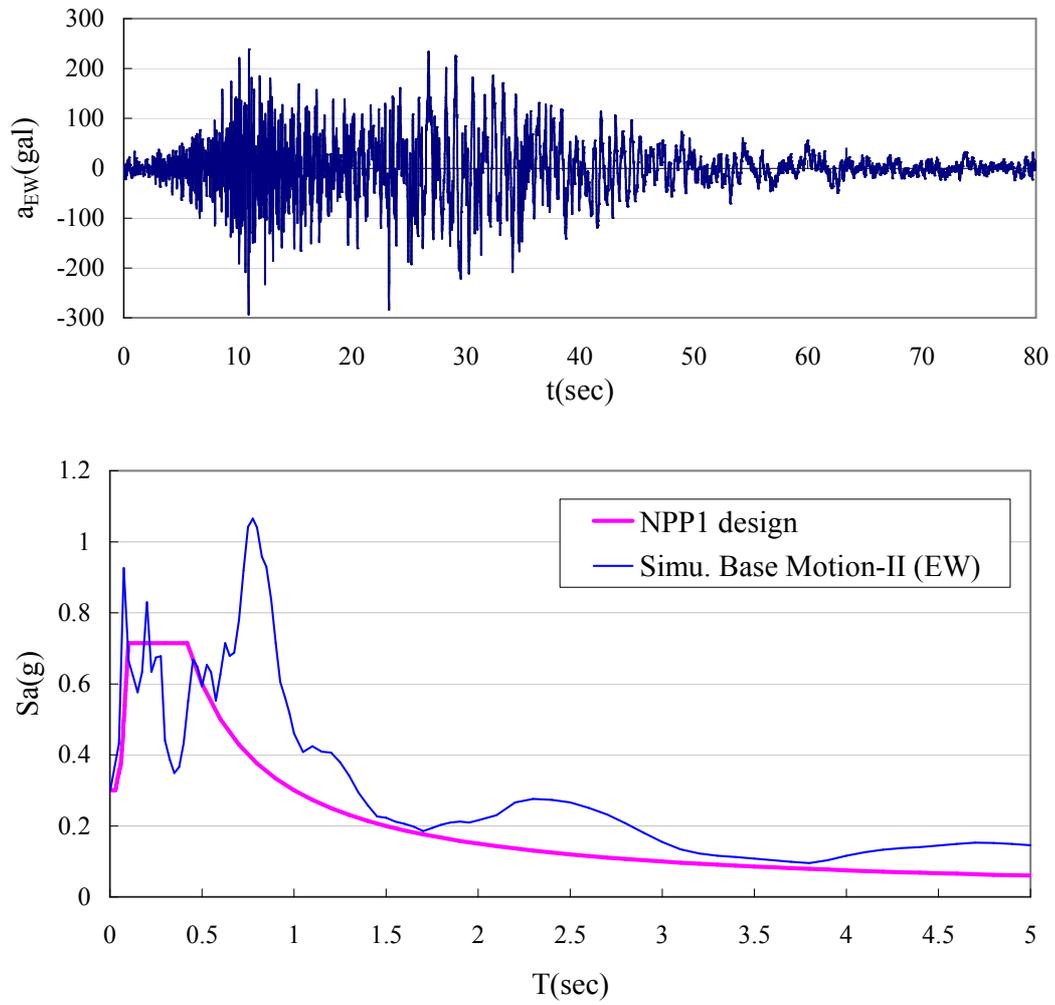


圖 3.10 模擬地震案例 II 之基盤加速度歷時與反應譜（南北向）

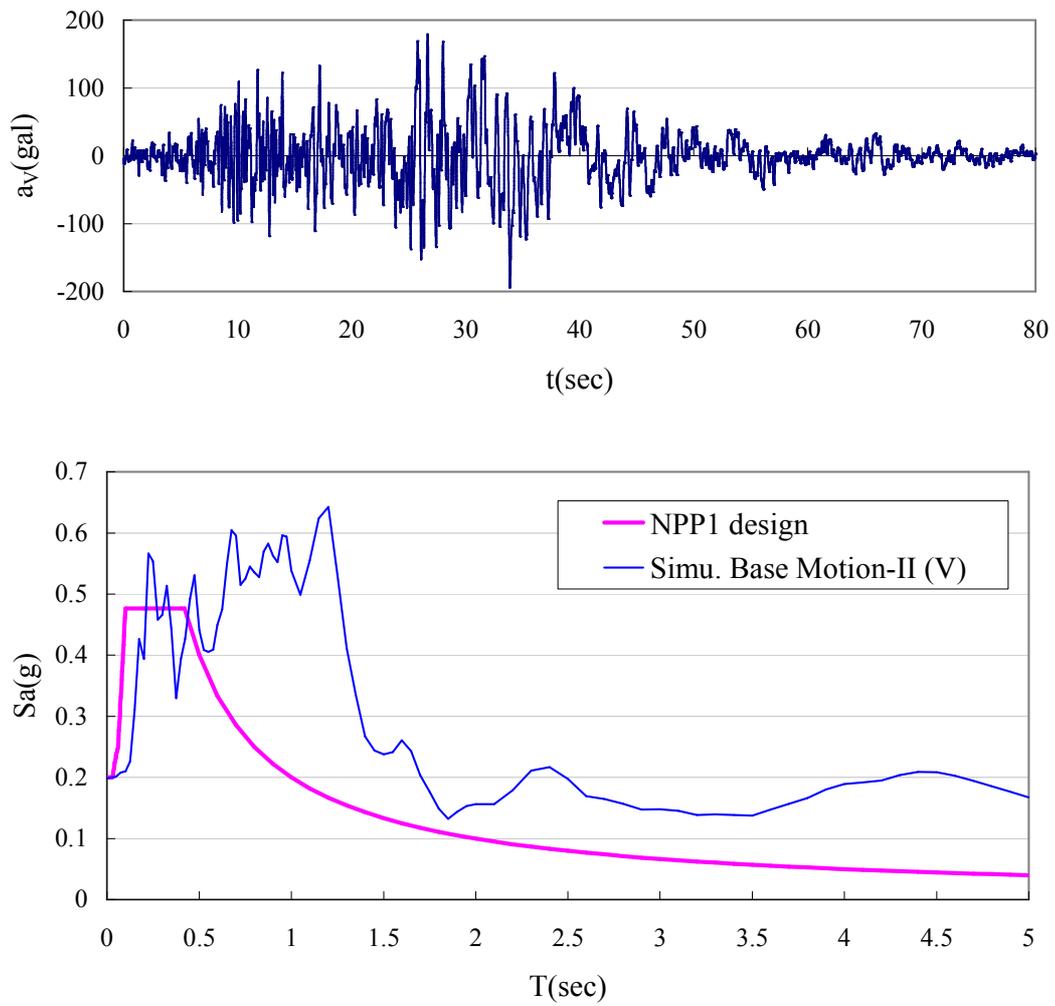


圖 3.11 模擬地震案例 II 之基盤加速度歷時與反應譜（鉛垂向）

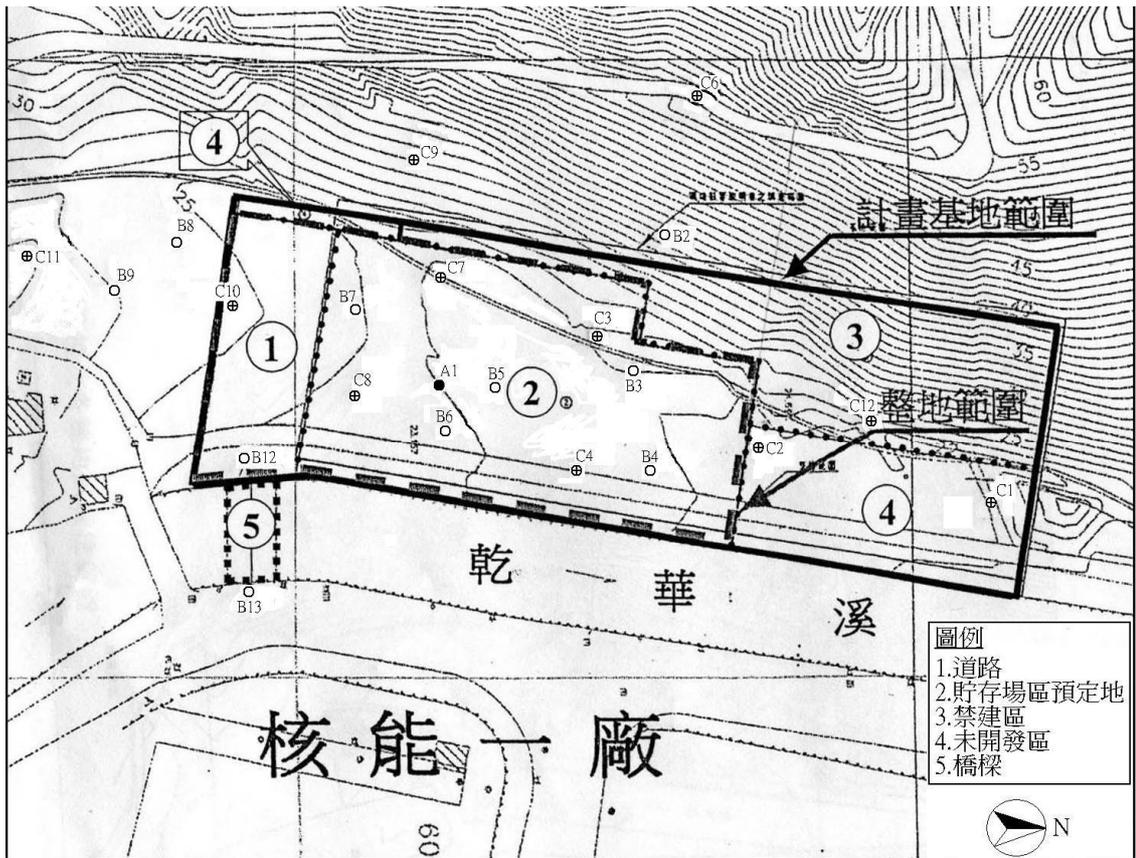


圖 3.12 計畫場址範圍與地質鑽孔位置圖[18]

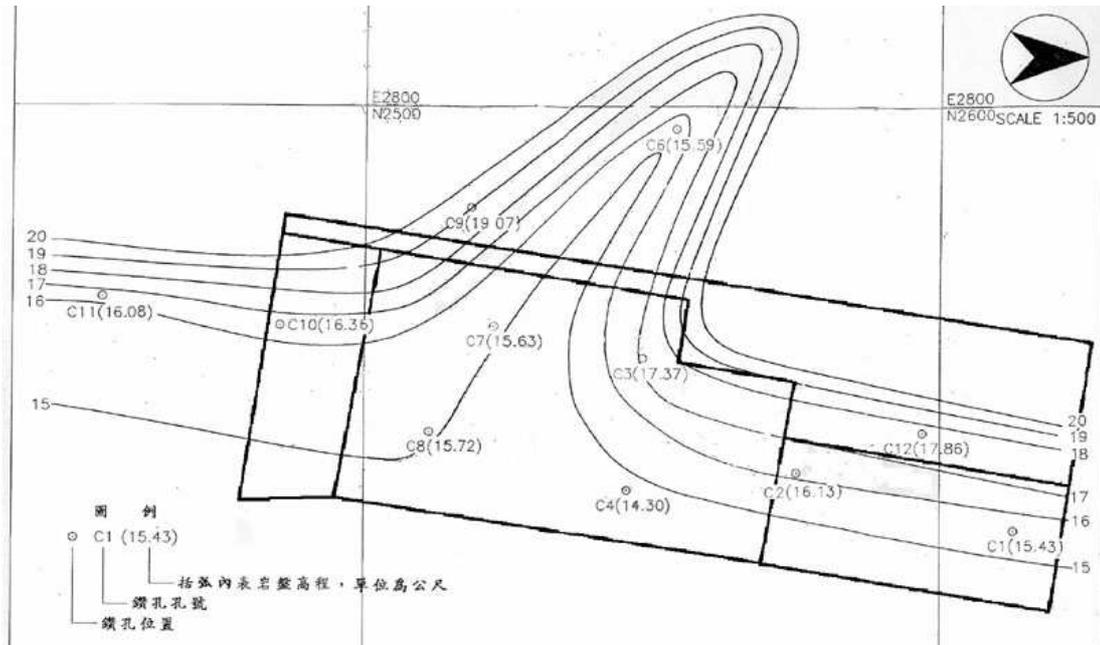


圖 3.13 場址岩盤深度分佈圖[13]

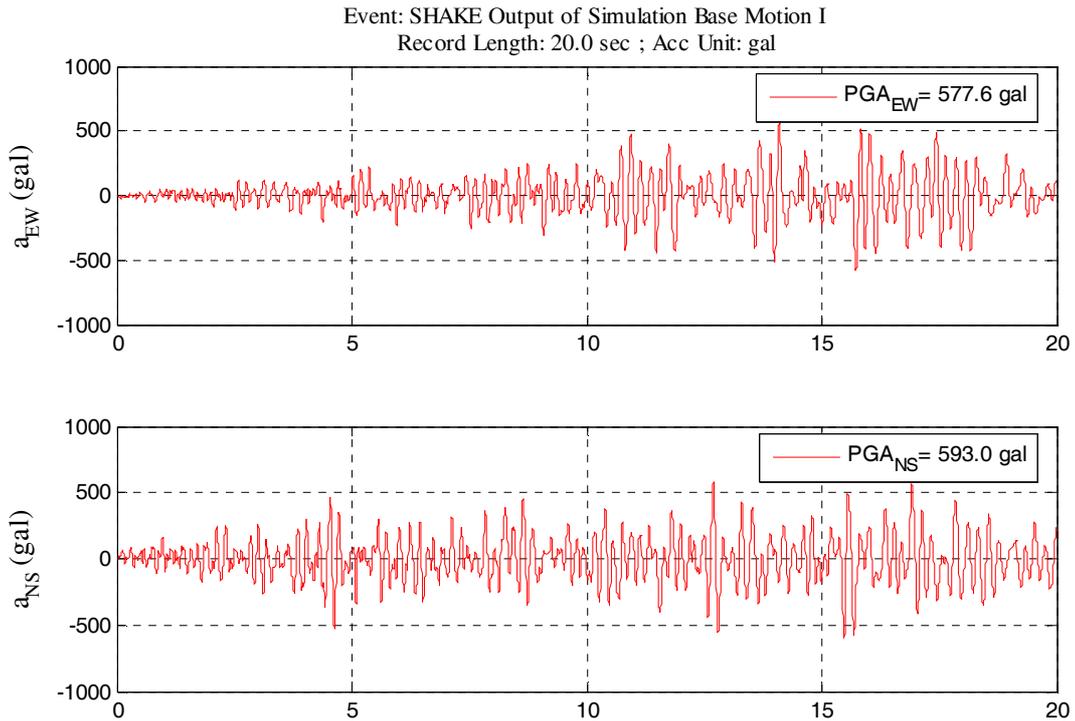


圖 3.14 模擬地震案例 I 地盤反應分析獲得之地表加速度歷時
(上：東西向；下：南北向)

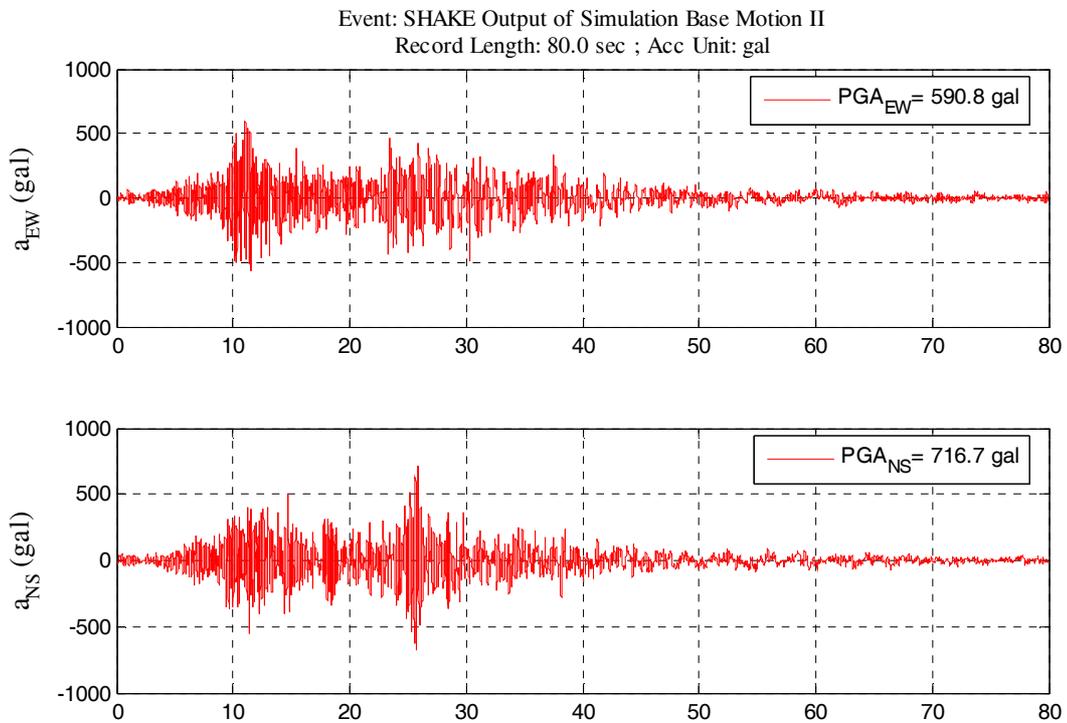


圖 3.15 模擬地震案例 II 地盤反應分析獲得之地表加速度歷時
(上：東西向；下：南北向)

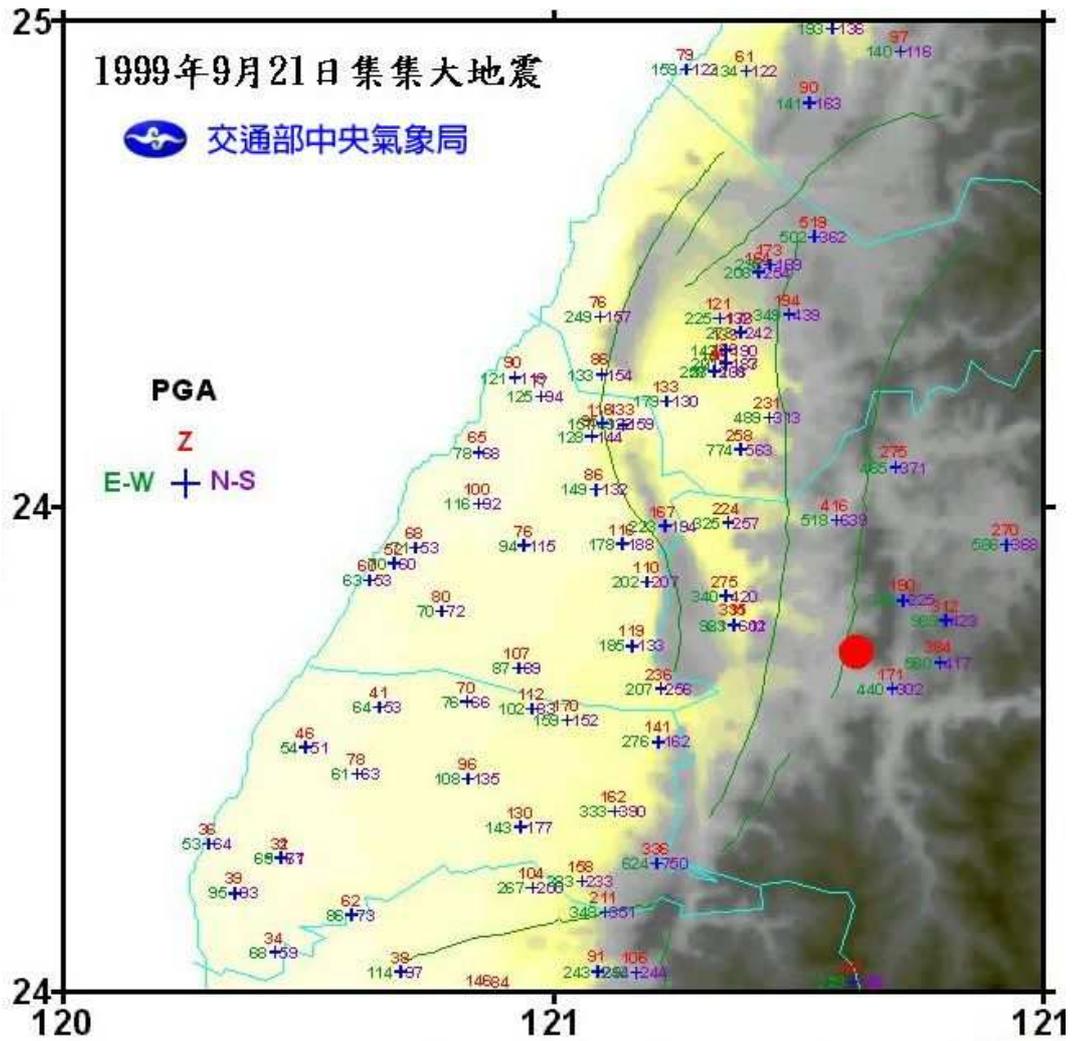


圖 3.16 921 集集地震自由場 PGA 分佈圖[21]



圖 3.17 混凝土沈箱模型試體置於碎石上之直剪試驗[17]

四、擬靜態分析

貯存護箱之自由體圖如圖 4.1 所示，其中 h_{cg} 為質心高度， r 為貯存護箱底部半徑， mg 表貯存護箱所受之重力， ma_h 表貯存護箱所受之水平向地震慣性力， ma_v 表貯存護箱所受之鉛垂向地震慣性力，並考慮方向向上之極端情況，則護箱底部之正向力為 $(mg - ma_v)$ 。當護箱底部之最大靜摩擦力小於水平地震慣性力時，則會發生滑動：

$$\mu(mg - ma_v) < ma_h \Rightarrow \mu < \frac{a_h}{g - a_v} \quad (4.1)$$

而當護箱底部的正向力所提供之穩定力矩小於水平地震慣性力所造成之驅動力矩時，則會發生傾倒：

$$(mg - ma_v)r < ma_h h_{cg} \Rightarrow \frac{r}{h_{cg}} < \frac{a_h}{g - a_v} \quad (4.2)$$

綜合式(4.1)與(4.2)之結果，可知當 $\mu > \frac{r}{h_{cg}}$ 時，傾倒會較滑動先發生，為傾倒控制；而當 $\mu < \frac{r}{h_{cg}}$ 時，則滑動會較傾倒先發生，為滑動控制。本案例中，根據表 2.1~2.4，可求得 $r=2.25\text{m}$ ， $h_{cg}=2.877\text{m}$ ，當混凝土界面之摩擦係數採 $\mu = 0.6 < \frac{r}{h_{cg}} = \frac{2.250}{2.877} = 0.782$ ，則屬於滑動控制。

根據 ASCE 4-86[19]之 100-40-40 法則，在東西向、南北向與鉛垂向三方向的地震運動中，若一方向發揮最大值之 100%時，另兩個方向可視為發揮最大值之 40%，後續之擬靜態分析，將依此法則進行分析。

4.1 模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震

根據第三章中地盤反應分析，在模擬地震案例 I 之基盤輸入運動作用下，自由場地表最大水平向加速度為 0.606g，並考慮鉛垂向最大加速度為水平向最大加速度之 $2/3=0.606 \times 2/3=0.404g$ 。

首先考慮水平某方向的加速度發揮 100%，為 0.606g，則水平另一方向的加速度為 $0.606 \times 40\%=0.242g$ ，鉛垂向加速度為 $0.404 \times 40\%=0.162g$ ，則 $a_h = \sqrt{(0.606)^2 + (0.242)^2} = 0.652g$ ， $a_v = 0.162g$ 。根據式(4.1)與式(4.2)，可得抗滑動安全係數為 0.772，抗傾倒安全係數為 1.006，而 ANSI/ANS-57.9[2]規定之安全係數為 1.1，故抗滑動與抗傾倒之安全係數均不符合需求。但如前所述，本案例屬於滑動控制，滑動將會較傾倒先發生，此時支點並非固定，亦即傾倒旋轉點的水平作用力將無法超過貯存護箱～基座界面之最大動摩擦力，故不會發生傾倒現象。因此，本設施在模擬地震案例 I 作用下，貯存護箱與基座間將會發生相對滑動，但不至於發生傾倒。

若考慮鉛垂向加速度發揮 100%，為 0.404g，則水平兩方向的加速度為 $0.606 \times 40\% = 0.242g$ ， $a_h = \sqrt{(0.242)^2 + (0.242)^2} = 0.653g$ ， $a_v = 0.404g$ ，此時抗滑動安全係數為 1.046，抗傾倒安全係數為 1.363，較前述結果為不保守，故將以水平向加速度發揮 100%之情況為主要考量。

事實上，由於乾式貯存設施並非剛性結構，為了適當考慮土壤結構互制效應，應根據該設施之結構顯著頻率，採該頻率對應之譜加速度(PSA)作為擬靜態分析考慮之最大加速度。當貯存護箱受地震作用而與其下的基座產生相對運動時，結構系統的顯著頻率大致會落在 0.5~2Hz 間[8]，則根據地盤反應分析所得之地表加速度反應譜（圖 5.9），可知最極端之狀況為在週期 0.5 秒（頻率 2Hz）時，最大譜加速度 $0.847g > 0.606g (=PGA)$ 。此時抗滑動安全係數將會降至 0.510，抗傾倒安全係數降至 0.665，均小於 1.1，由於本案例屬滑動控制，在模擬地震案例 I 作用之下，貯存護箱與基座間將會先發生相對滑動，而不致發生傾倒現象，故實際上僅需考慮滑動的問題。至於貯存護箱間是否可能發生碰撞，必須進行更進一步的動態分析，以求取貯存護箱與基座間可能的相對位移量。

4.2 模擬地震案例 II—集集地震參考案例

根據第三章中地盤反應分析，在模擬地震案例 II 之基盤輸入運動作用下，自由場地表最大水平向加速度為 0.731g，考慮鉛垂向最大加速度為水平向最大加速度之 $2/3=0.731 \times 2/3=0.488g$ 。此處僅考慮較極端之情況，也就是考慮水平某方向的加速度發揮 100%，即 0.731g，則水平另一方向的加速度為 $0.731 \times 40\%=0.293g$ ，鉛垂向加速度為 $0.488 \times 40\%=0.195g$ ，則 $a_h = \sqrt{(0.731)^2 + (0.293)^2} = 0.788g$ ， $a_v = 0.195g$ 。此時抗滑動安全係數為 0.614，抗傾倒安全係數為 0.800，均小於 1.1。若考慮系統顯著頻率對應之 PSA，根據圖 5.10 可知，最極端之狀況為在週期 0.5 秒（頻率 2Hz）時，最大譜加速度 $0.908g > 0.606g (=PGA)$ 。此時抗滑動安全係數將會降至 0.465，抗傾倒安全係數降至 0.607，不穩定之情況將更為嚴重，但由於本案例仍為滑動控制，故在模擬地震案例 II 作用之下，貯存護箱與基座間將會先發生相對滑動，而不致發生傾倒現象，故應進一步以動態分析確認滑動量是否超過容許值。

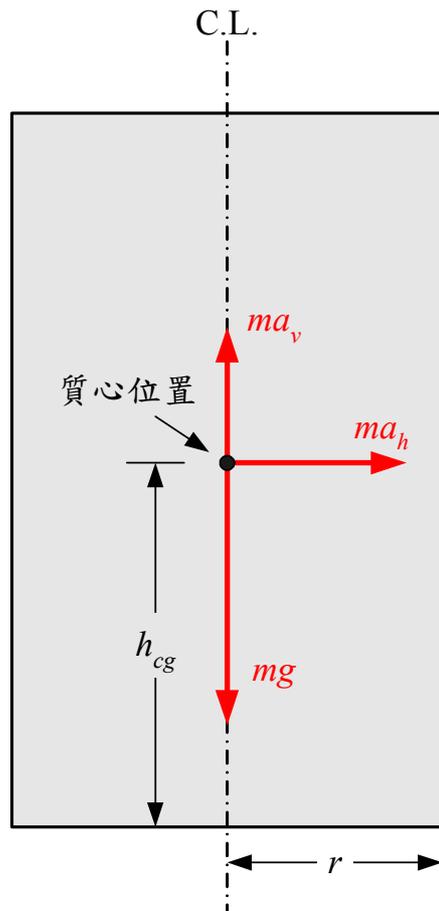


圖 4.1 貯存護箱自由體圖

五、動態分析

5.1 分析方法

由於貯存設施座落於地盤之上，當地震作用時，土壤結構互制效應會影響貯存設施所受之振動反應，而貯存護箱與基座間是否發生相對運動，亦會改變土壤～結構系統的振動特性。因此，本章將以顯性有限元素軟體 ABAQUS/Explicit，建立整個貯存護箱～基座～土壤之互制模型，進行時間域動態分析。ABAQUS/Explicit 採用顯性時間積分法(explicit time integration scheme)，相對於隱性法(implicit method)而言，其在分析如界面接觸等非線性問題時，不需要反覆迭代運算，而互制模型能夠同時考慮土壤結構互制效應與界面接觸行為，可完整掌握乾式貯存設施在地震事件下之行為。

5.2 分析模型

5.2.1 貯存系統

貯存系統以八節點實體元素 C3D8R 模擬，斷面採多邊形，並以等面積修正，以有效代表圓形斷面之效應，如圖 5.1 所示。模型分為密封鋼筒、貯存護箱、及外加屏蔽三部分，根據表 2.1~2.4 等設計參數，分別設定質量密度與材料參數，並根據斷面形狀與模型體積之差異，予以適度調整，如表 5.1 所示，使有限元素模型之質量性

質（總質量、質心位置與體積慣性矩等，如表 5.2 所示）與力學性質能有效代表實際的貯存系統。值得注意的是，由於此處將貯存護箱之混凝土壁與碳鋼內襯視為一體，故設定之密度與 E 值較一般混凝土材料性質略高；鋼桶與內部裝載之提籃，以及提籃內之燃料棒視為一體，但考慮鋼筒滿載後之總重，以及實際上外力不傳遞至燃料棒，故鋼筒部分的密度與 E 值設定為較不銹鋼低。另外，三部分構件之間視為完全連結(full-bounded)，以簡化分析。

5.2.2 混凝土基座

如同 1.1 節所述，由於基座的厚度較薄，因此在分析時必須視為柔性版。本研究將以 ABAQUS 程式特有之八節點「實體薄殼元素」(continuum shell element)來模擬，該元素除了具有一般薄殼元素的性質外，尚能模擬版厚度方向的變形。為了提高分析效率，並考量到大尺寸筏基在施作時會以伸縮縫分割成數個單元，故此處基座尺寸設定為 $11.6\text{m} \times 11.6\text{m} \times 0.9\text{m}$ ，亦即可容許四個貯存護箱依設計間距置放於其上，如圖 5.1 所示。分析時將考慮僅置放一個貯存護箱，以及置放四個貯存護箱兩種案例分別討論。

5.2.3 地盤

地盤將以八節點實體元素 C3D8R 來模擬。為了能模擬半無限域，又要能考慮土壤結構互制效應，地盤模型採圓柱形，且分別將各層面最外緣的所有節點位移，利用 ABAQUS 程式之 *MPC 指令 (Multi- Point Constraints) 強制設定為一致（如圖 5.2 所示），如此則整個地盤模型將近似於一維土柱之情形，不會出現彎曲或側向收縮之模態，因而可模擬地層受水平剪力波垂直傳遞的振動反應，同時近域土壤又能模擬因結構體存在而造成之散射效應。

由於地盤模型之邊界會反射波傳能量，無法模擬遠域土體能量消散之效應，會造成分析之誤差。在此將地盤模型之半徑拉大，以減少波傳反射之不利影響。根據美國陸軍工兵團 (US Army Corps of Engineers) 建議，地盤模型尺寸至少需為結構體尺寸的 7 倍以上 [20]，但考慮到本案例中，基盤所在深度僅 8.8m，則地盤模型尺寸將由土層厚度控制，故本研究將選用之地盤模型直徑為 64m，為土層厚度之 $64/8.8=7.27$ 倍。

5.2.4 界面接觸行為之模擬

貯存護箱/基座與基座/地盤之界面，將以 ABAQUS 所提供之 *contact pair 功能模擬，能有效掌握界面上之非線性接觸行為。其界

面交互作用係根據主要/從屬之概念(master/slave concept)，構成界面的兩個表面中，將其中之一設定為主要表面(master surface)，另一個則為從屬表面(slave surface)，主要表面能穿透從屬表面，但從屬表面無法穿透主要表面，如圖 5.3 所示。

*contact pair 之接觸面權重分配模式包含 balanced master-slave algorithm 與 pure master-slave algorithm，前者係指在分析過程中界面的兩個表面將會輪流擔任主要與從屬表面，後者則指主要與從屬表面的角色在分析中固定而不互換。本研究中將採用後者，各接觸表面主從關係如圖 5.4 所示，原因如下[8]：(1)由於材料破壞非本研究關注之重點，故貯存護箱不允許穿透基座，基座不允許穿透地表面；(2)當組成從屬表面的元素具有較大的質量時（一般而言，也就是元素體積較大），會容易出現高頻振盪現象而得到不合理的受震反應，而本研究考慮到分析成本與分析精度之平衡，貯存護箱之網格較基座細，而基座之網格較地盤細，故採如圖 5.4 之設定。

*contact pair 之界面摩擦行為係採用 Coulomb model，亦即 $\tau = \sigma_n \tan \phi$ 。而滑動位移之模式包含有 finite、small 與 infinitesimal sliding 三種模式，本研究中由於分析重點為貯存護箱之滑動量，故採用 finite sliding 模式，以容許較大滑移量之發生。

*contact pair 的接觸面束制模式包含：(1)kinematic contact algorithm：採用所謂預測/修正法(predictor/corrector approach)，當分析所得之位移會造成界面穿透時，便施加反方向的作用力予以修正；(2)penalty contact algorithm: 類似於在界面間置放高勁度之彈簧，以避免界面穿透之發生。由於顯性時間積分法所需的時間增量係根據模型中勁度最高之元素，故後者所需之分析時間相對於前者而言會比較長，但前者容易出現高頻振盪的現象，故本研究採用後者，藉由將 ABAQUS 程式所決定之界面勁度乘上一常數修正，可使其在不增加太多分析成本的情況下，達到界面束制條件之需求。

5.2.5 阻尼之設定

ABAQUS 程式中，係以雷利阻尼(Rayleigh damping)模擬能量消散之行為，動力方程式中的阻尼矩陣為質量矩陣與勁度矩陣之線性組合，即：

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (5.1)$$

此阻尼模式為黏滯阻尼(viscous damping)之一種，一般常用於結構之分析，其動力方程式可表為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{P} \quad (5.2)$$

但對於土壤來說，遲滯阻尼(hysteretic damping)為比較符合土壤動力性質之模式，其動力方程式可表為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + (1 + 2i\xi)\mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{P} \quad (5.3)$$

若考慮在頻率域中，某一特定頻率 ω 下， \mathbf{u} 可表為：

$$\mathbf{u} = \mathbf{U}e^{i\omega t} \quad (5.4)$$

則可得

$$\dot{\mathbf{u}} = i\omega\mathbf{U}e^{i\omega t} \quad (5.5)$$

由式(5.1)~(5.5)可得在某一頻率 ω 下，有以下關係：

$$2\xi = \alpha\omega \frac{\mathbf{M}}{\mathbf{K}} + \beta\omega \quad (5.6)$$

若假設雷利阻尼中之 $\alpha\mathbf{M}$ 與 $\beta\mathbf{K}$ 貢獻相等，且系統主要反應集中在系統顯著頻率附近，則由式(5.6)可得：

$$\begin{cases} \alpha = \xi\omega_n \\ \beta = \xi/\omega_n \end{cases} \quad (5.7)$$

其中， ω_n 表示系統之顯著頻率

藉由式(5.7)，便可利用具有雷利阻尼功能之 ABAQUS 程式，來模擬遲滯阻尼的效應。

5.3 地盤反應分析

本節將採用所建立之地盤有限元素模型進行地盤反應分析，於模型底部輸入基盤運動，分析得地表運動，並與 SHAKE 91 程式分

析所得結果做一比較，以驗證所建立地盤模型之適用性，如圖 5.5 所示。

5.3.1 模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震

圖 5.6 為 SHAKE 與 FEM 分析所得之地表東西向加速度富氏譜比較，由圖可知，在大部分頻率均符合良好，僅 4~5Hz（地盤顯著頻率附近）與 12Hz 以上稍有差異。圖 5.7 為 SHAKE 與 FEM 分析所得之地表東西向加速度反應譜，除了週期 0.5 sec 以下 FEM 所得反應略大一些之外，其他週期均符合良好。圖 5.8 與圖 5.9 分別為 SHAKE 與 FEM 分析所得之地表南北向加速度富氏譜及反應譜，其所呈現之趨勢與東西向加速度所得者相類似。

5.3.2 模擬地震案例 II—集集地震參考案例

圖 5.10 與圖 5.11 分別為 SHAKE 與 FEM 分析所得之地表東西向加速度富氏譜及反應譜；圖 5.12 與圖 5.13 分別為 SHAKE 與 FEM 分析所得之地表南北向加速度富氏譜及反應譜。結果與前節相同，SHAKE 與 FEM 分析所得結果大致上均符合，僅高頻部分（12Hz 以上）的反應差異略大。由於乾式貯存系統在發生相對滑移後，系統主要呈現較低頻之反應[8]，故此處所建立之 FEM 地盤模型，在本研究中應屬適用。

5.4 貯存護箱之反應

本研究用來分析貯存護箱反應之模型如圖 5.14 所示，其中混凝土基座係埋置於土層中以符合實際情況；為了瞭解護箱數量不同時受震反應之差異，將分別建立一個貯存護箱（圖 5.14(a)）與四個貯存護箱（圖 5.14(b)）之模型。由於在界面行為之模擬中，必須要有界面正向作用力，才能發展界面摩擦力，故分析程序為：先利用隱性有限元素分析軟體 ABAQUS/Standard，進行靜力分析，求取平衡狀態下各界面之相對作用力；接著再將所得之應力狀態匯入顯性有限元素分析軟體 ABAQUS/Explicit 中，進行動力分析，以求得整個互制模型之受震反應。

本研究中，從 ABAQUS/Standard 所求得者為靜力平衡狀態，但匯入 ABAQUS/Explicit 後，屬於動態分析，分析模式上的差異，可能會造成在一開始所求得之受震反應有較大的數值震盪，但在阻尼之作用下，其影響會迅速消除。

另外值得注意的是，若根據 3.3 節將混凝土基座/地表界面之摩擦係數定為 0.55，以一個貯存護箱之模型進行測試分析時，發現基座與地表間相對滑動量很小（小於 1 mm），摩擦力與正向力之比值也小於 0.55，如圖 5.15 所示，且此時貯存護箱容易出現不合理之高

頻反應。因此，為了節省分析成本並避免高頻反應，後續分析將基座與地表間設定為完全連結(full-bounded)之狀態。另外，由於界面之模擬為高度非線性之行為，容易產生高頻之數值震盪現象，為了使其影響降至最低，且一般核能相關設施的地震分析僅考慮到頻率 33Hz，因此在以下之分析中，33Hz 以上的反應將予以濾除。

5.4.1 模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震

1. 一個貯存護箱

(1) 僅考慮水平向地震運動

首先僅考慮東西向與南北向地震運動作用下之情況。分析所得貯存護箱質心水平加速度歷時如圖 5.16 所示，最大值約 0.84g（東西向），大於自由場之 PGA(0.606g)，顯見土壤結構互制效應之影響，並可驗證第四章中所述：擬靜態分析中，考慮系統顯著頻率對應之譜加速度，會較考慮自由場地表最大加速度合理。圖 5.17 為分析所得貯存護箱搖擺角度歷時，由圖中可知，最大擺動角度小於 0.03° ，因此在本案例中，貯存護箱不會有傾覆的問題。值得注意的是，搖擺角度的中性軸位置並不在 0° ，這是因為貯存護箱之自重使混凝土基座（以柔性版模擬）產生差異沈陷（參考圖 5.29），故貯存護箱的初始狀態並非完全直立。

圖 5.18 為分析所得貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時，由圖可知東西向最大位移約 4.8 mm，南北向約 9.9 mm，均遠小於外加屏蔽底座外緣間距 1.3 m。圖 5.19 為貯存護箱中心與基座間繞鉛垂向軸之相對轉角歷時，最大值約僅 0.022°，這是因為貯存護箱鉛垂向投影之重心與形心一致，故後續分析將不考慮貯存護箱旋轉而造成碰撞之可能性。圖 5.20 為貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡，由圖可看出在此案例中，貯存護箱並無相互碰撞之危險。

(2) 考慮水平向與鉛垂向地震運動

本分析考慮東西向、南北向與鉛垂向地震運動同時作用下之情況。分析所得貯存護箱質心加速度歷時如圖 5.21 所示，水平向加速度與僅考慮水平向地震者接近，最大值約 0.85g（東西向）；鉛垂向加速度值大多在 0.2 g 以內，但在 0 秒與 16 秒附近出現較不尋常的反應，分別達 0.34 g 及 0.58 g，根據鉛垂向基盤輸入運動（圖 3.6），以上時間點並未有特別大的加速度值。即使如此，在考慮三方向地震的情況下，並不會有鉛垂向加速度大於 1 g，使貯存護箱跳起而與基座碰撞的情況。前述不尋常反應，可能是因為由 ABAQUS/Standard 之靜力狀態匯入 ABAQUS/Explicit 之動態分析模組後，護箱自重仍然繼續施加以維持界面之正向作用力，其所造成之慣性力可能引致系統產生數值震盪。圖 5.22 為分析所得貯存護箱搖擺角度之歷時記

錄，同樣地，最大擺動角度均小於 0.03° ，因而不會有護箱傾覆的問題。

圖 5.23 為分析所得貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時，水平向反應趨勢與僅考慮水平向地震者類似，但最大值略大，東西向最大位移約 6.8 mm，南北向約 13.3 mm，仍然遠小於外加屏蔽底座外緣間距 1.3m；鉛垂向相對位移最大值小於 0.3 mm，其主要由靜力平衡後基座之差異沈陷造成與護箱底部之間隙，以及微幅之搖動反應所造成，故在本案例中，無須考慮護箱與基座相互碰撞之問題。

圖 5.24 為貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡，由圖可看出在額外考慮鉛垂向地震後，貯存護箱滑動軌跡與僅考慮水平向地震者類似，反應值則略大，但尚無相互碰撞之危險。

綜合前述分析結果，同時考慮水平向與鉛垂向地震運動時，貯存護箱受震反應趨勢會和僅考慮水平向地震者類似，但反應值略大，因此後續分析若無特別提及，輸入運動均包含三方向之地震。

2. 四個貯存護箱

本分析以三方向之基盤運動輸入，首先針對貯存護箱 A（參考圖 5.14）討論加速度反應與搖擺反應。分析所得護箱 A 之質心加速

度歷時如圖 5.25 所示，東西向加速度最高可達 0.93g，南北向更可達 1.26g，較一個貯存護箱情況的反應為大；鉛垂向加速度最大值為 0.83g，但略有高頻數值震盪的情況，尚不至於使貯存護箱跳起與混凝土基座碰撞。圖 5.26 為分析所得護箱 A 之搖擺角度歷時，最大擺動角度同樣小於 0.03° ，不會有護箱傾覆的問題。

圖 5.27 為分析所得護箱 A 之中心與基座間之相對位移歷時，水平向反應趨勢與僅考慮水平向地震者類似，但最大值略大，東西向最大位移約 19.5 mm，南北向約 11.0 mm，較一個護箱之情況為大，但仍然遠小於外加屏蔽底座外緣間距 1.3m；鉛垂向相對位移最大值小於 0.5 mm，故無須考慮護箱與基座相互碰撞之問題。圖 5.28 為貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡，由圖可看出在四個貯存護箱之情況下，雖然尚不至於有相互碰撞的危險，但各貯存護箱滑動距離，較一個貯存護箱之情況大了約 1.5~3.5 倍。

從物理現象的觀點來看，四個貯存護箱的情況下，結構系統質量增大，在一樣的輸入地震運動下，反應不至於如此明顯地增大。但如果觀察各貯存護箱的運動軌跡，可發現其大略有向基座中央接近的趨勢。若沿著基座中心線，分別觀察在一個護箱與四個護箱的情況下，基座沈陷之情況，如圖 5.29 所示，可以發現後者因載重增

加，使得基座表面之斜率較前者為大，可能因此造成置放於其上的貯存護箱有向低處移動的趨勢，而使得四個護箱情況的加速度與滑移反應均較大。

為了驗證此一推論，本研究曾嘗試將基座設定為不容許發生差異沈陷，亦即強制整個基座上各節點之鉛垂向變形一致，分別進行一個護箱與四個護箱受水平地震輸入運動作用下之受震反應分析。圖 5.30 為單一護箱與四個護箱之護箱 A 的底部與基座間相對位移歷時比較，前者最大值約 5.2 mm，後者約 4.4 mm，兩者反應趨勢與反應值接近，且以重量較重的四個護箱情況，具有較小的滑移量，藉此可證明前述推論的合理性。

然而，在核能一廠乾式貯存設施中，混凝土基座之厚度，相對其長寬而言相當地薄，則在置放數十個重量達兩百噸以上的貯存護箱於其上後，無可避免會產生差異沈陷的問題。因此，分析上仍然必須將基座視為柔性版來分析，以免所得結果過於不保守。

5.4.2 模擬地震案例 II—集集地震參考案例

1. 一個貯存護箱

此處考慮三方向地震運動作用下之情況。分析所得貯存護箱質心加速度歷時如圖 5.31 所示，水平向加速度最大值約 0.96g（南北向），較模擬地震案例 II 為大，顯見此集集地震參考案例之強震特性；鉛垂向加速度最大值約 0.40 g，因此貯存護箱不至於有跳起而與混凝土基座碰撞的情況。圖 5.32 為分析所得貯存護箱搖擺角度歷時，最大擺動角度小於 0.04° ，因而不會有護箱傾覆的問題。

圖 5.33 為分析所得貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時，東西向最大位移約 2.8 mm，南北向約 7.3 mm，遠小於外加屏蔽底座外緣間距 1.3m，亦較案例 I 為小，可能是地震案例頻率內涵不同所致；鉛垂向相對位移最大值小於 0.35 mm，故無須考慮護箱與基座相互碰撞之問題。圖 5.34 為貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡，由圖可看出貯存護箱並無因滑動而相互碰撞之危險。

2. 四個貯存護箱

此處以三方向之基盤運動輸入，首先針對貯存護箱 A（參考圖 5.14）討論加速度反應與搖擺反應。分析所得護箱 A 質心加速度歷時如圖 5.35 所示，東西向加速度最高可達 1.19g，南北向更可達 1.32g，反應較一個貯存護箱的情況為大，亦較案例 I 四個貯存護箱的情況略大；鉛垂向加速度最大值為 0.92g，雖然仍小於 1g，但已

接近臨界狀態，必須進一步檢核護箱與基座間是否產生分離。圖 5.36 為分析所得護箱 A 之搖擺角度歷時，最大擺動角度約 0.03° ，因此不會有護箱傾覆的問題。

圖 5.37 為分析所得護箱 A 之中心與基座間之相對位移歷時，水平向反應趨勢與僅考慮水平向地震者類似，但最大值略大，東西向最大位移約 18.6 mm，南北向約 29.2 mm，較一個護箱之情況以及案例 I 四個貯存護箱的情況為大，但依然遠小於外加屏蔽底座外緣間距 1.3m；鉛垂向相對位移最大值小於 0.6 mm，主要由微幅搖擺所致，故無須考慮護箱與基座相互碰撞之問題。圖 5.38 為貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡，由圖可看出在四個貯存護箱之情況下，各貯存護箱滑動距離，較一個貯存護箱之情況大了約 3~5 倍，且有向基座中心移動之趨勢，此係因為四個護箱之載重造成基座差異沈陷較一個護箱時嚴重，基座表面斜率較大而使得滑動潛能增加，但仍不至於有相互碰撞的危險。

表 5.1 有限元素模型之材料參數

材料性質 構件	楊氏模數 E (kN/m ²)	包松比 ν	質量密度 ρ (MT/m ³)
密封鋼筒	50.0×10 ⁶	0.2	3.914
貯存護箱-筒身	35.0×10 ⁶	0.2	2.400
貯存護箱-筒底	35.0×10 ⁶	0.2	2.502
混凝土屏蔽	24.6×10 ⁶	0.2	2.190
混凝土基座	25.0×10 ⁶	0.2	2.300

表 5.2 貯存護箱有限元素模型之質量性質

重量 (MT)	慣性矩			重心高度 (m)
	I_{xc} (MT-m ²)	I_{yc} (MT-m ²)	I_{zc} (MT-m ²)	
229.18	1010.8	1010.8	540.11	2.877

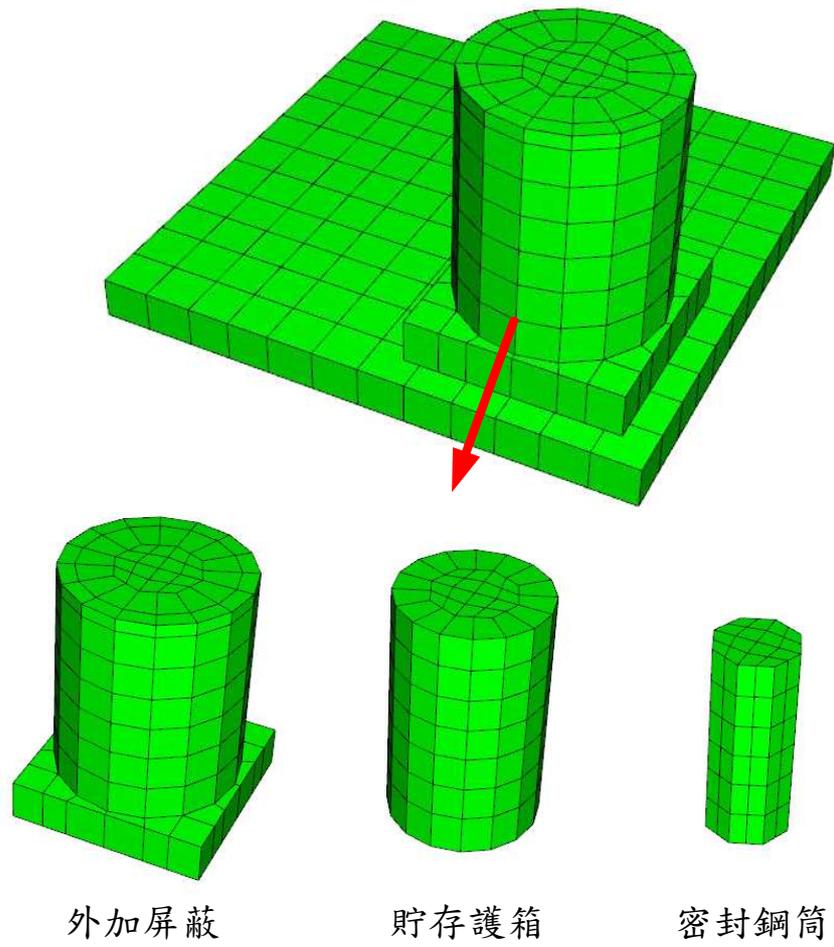


圖 5.1 貯存系統與混凝土基座之有限元素網格

利用*MPC，分別強制各層最外環
所有節點之位移一致

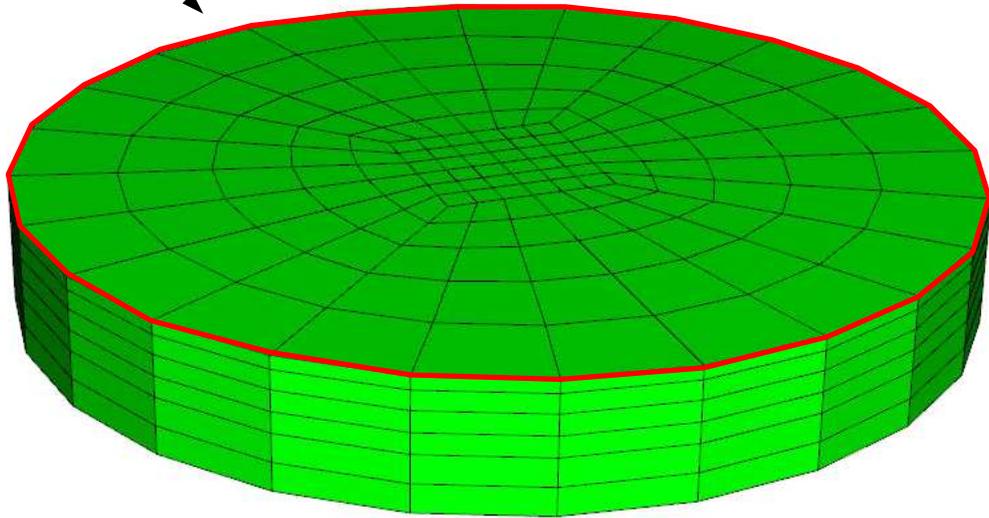


圖 5.2 地盤之有限元素網格

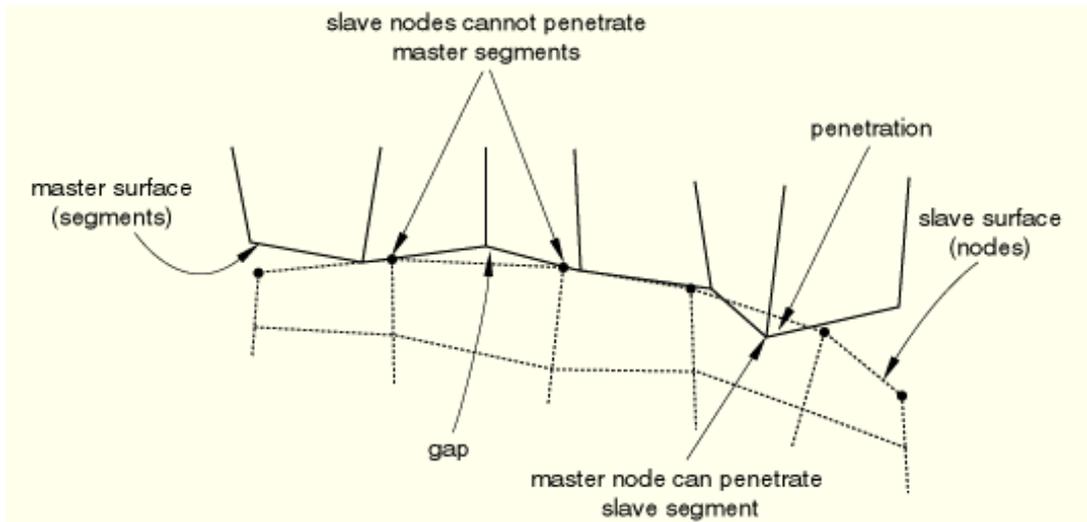


圖 5.3 主要表面與從屬表面之關係[9]

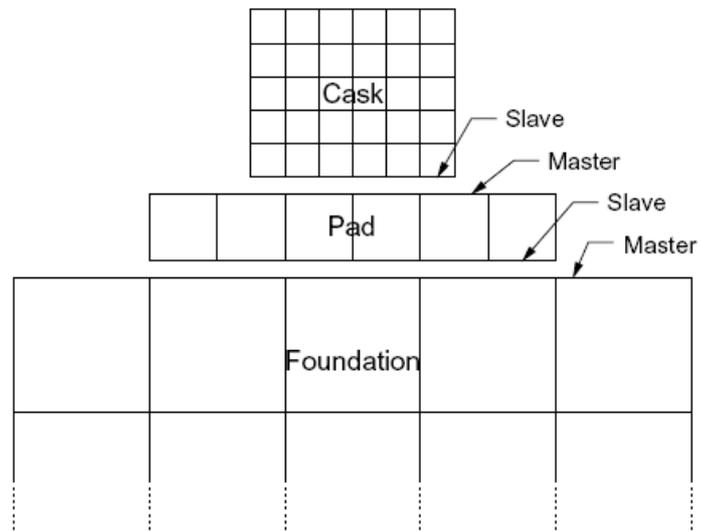


圖 5.4 分析模型中界面各接觸面之主從關係[8]

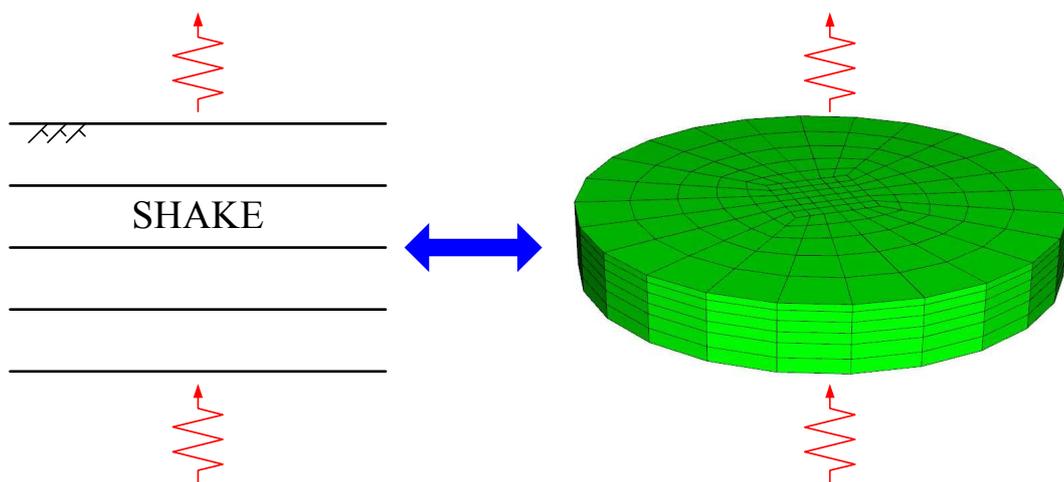


圖 5.5 以 FEM 模型與 SHAKE 進行地盤反應分析示意圖

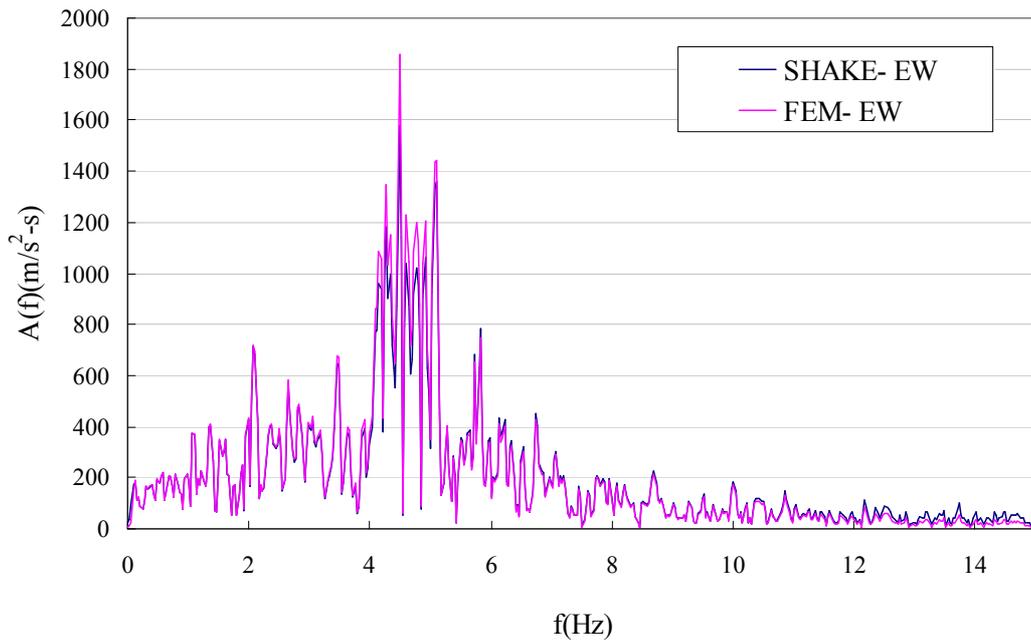


圖 5.6 SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度富氏譜
(模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)

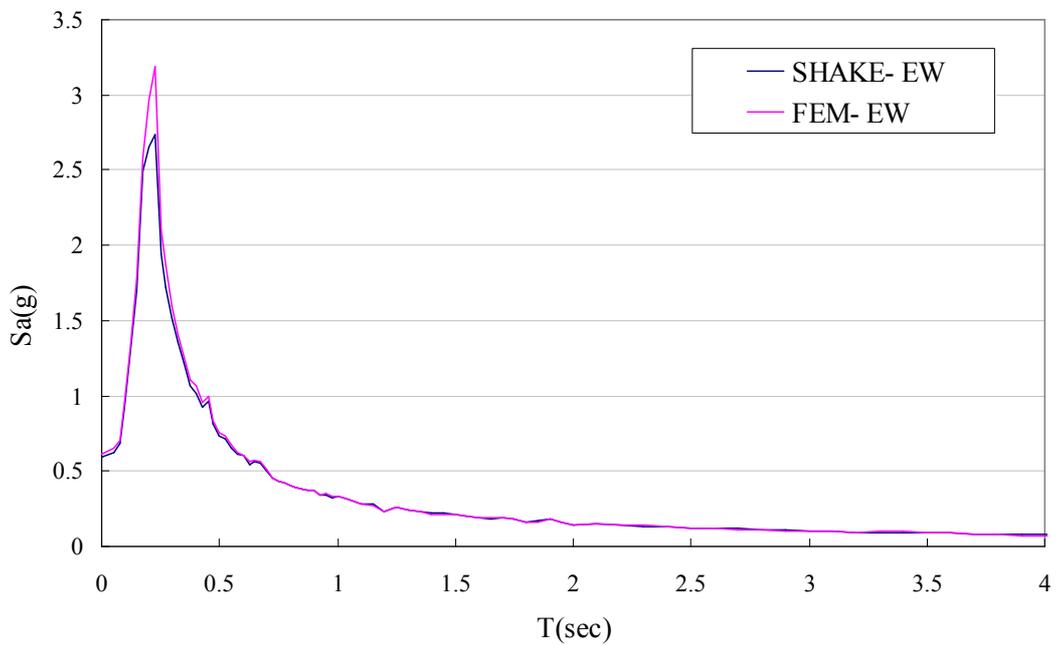


圖 5.7 SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度反應譜
(模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)

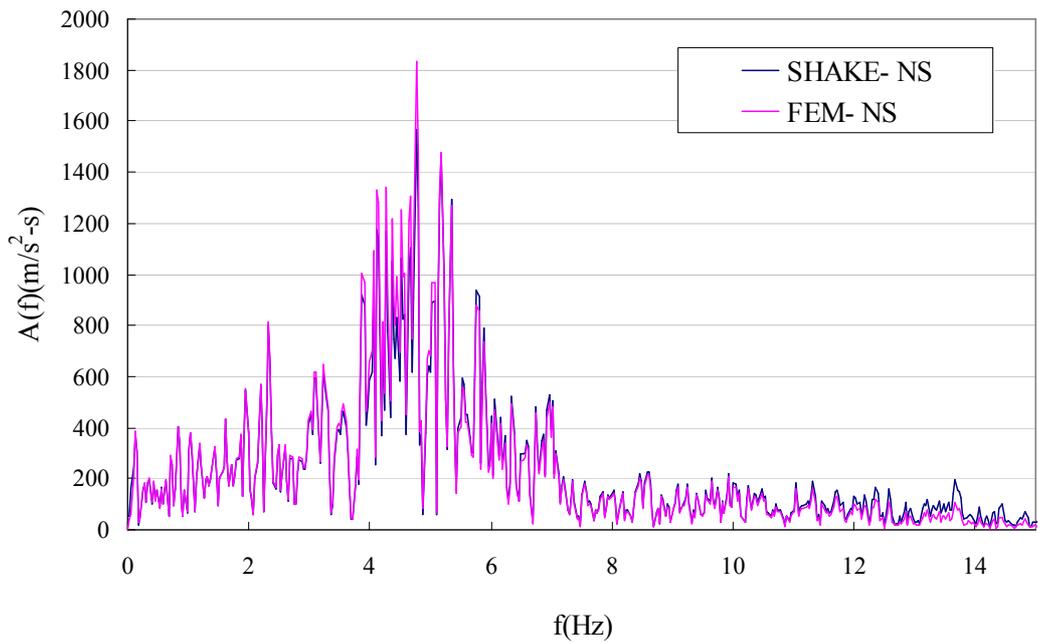


圖 5.8 SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度富氏譜
(模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)

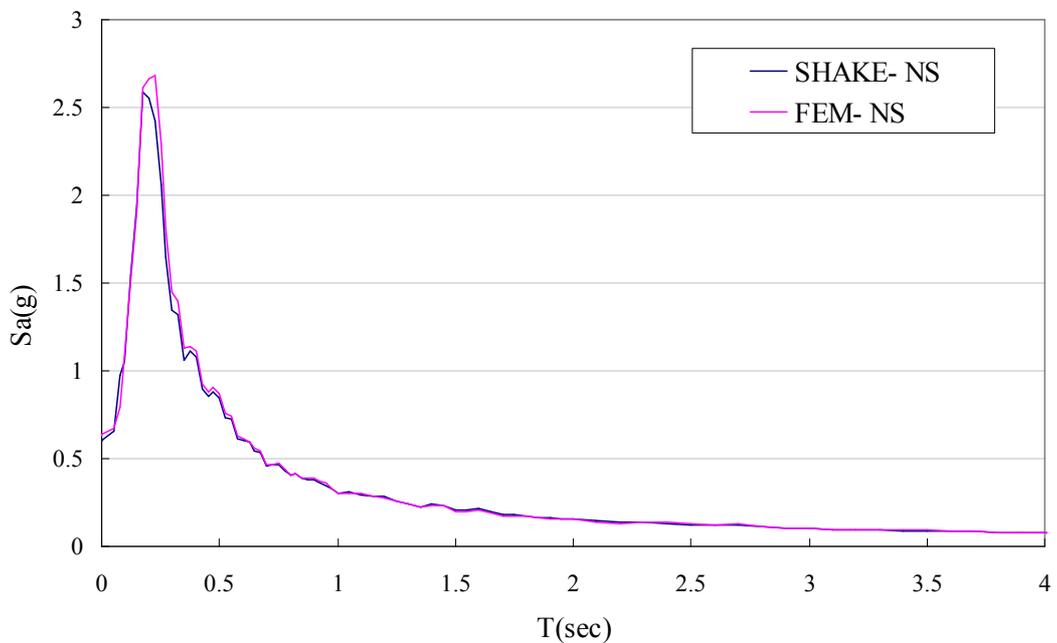


圖 5.9 SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度反應譜
(模擬地震案例 I—20 秒延時人工地震)

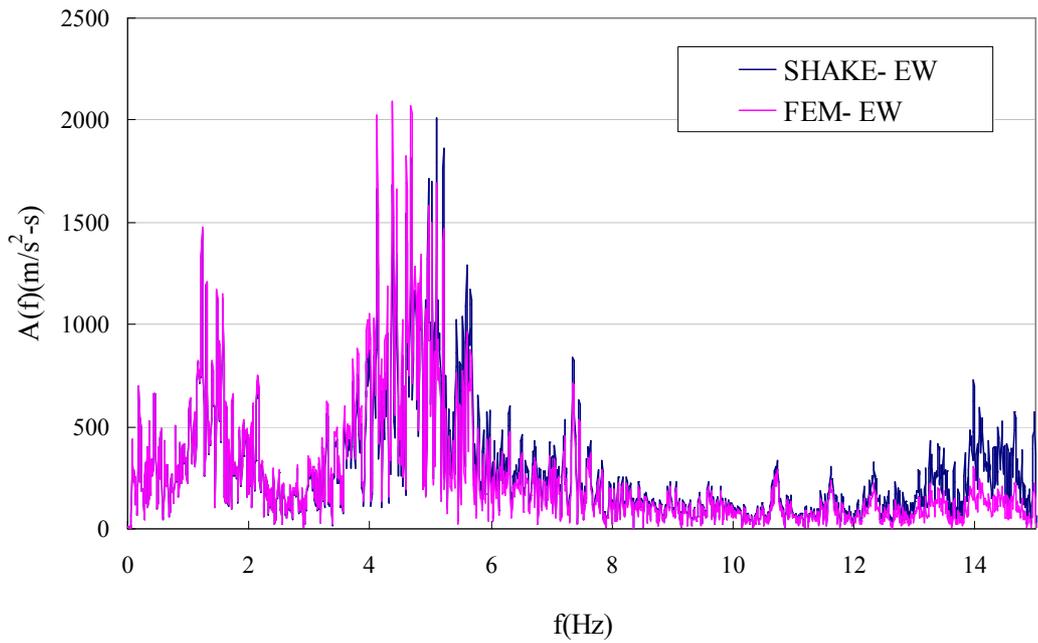


圖 5.10 SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度富氏譜
(模擬地震案例 II—集集地震參考案例)

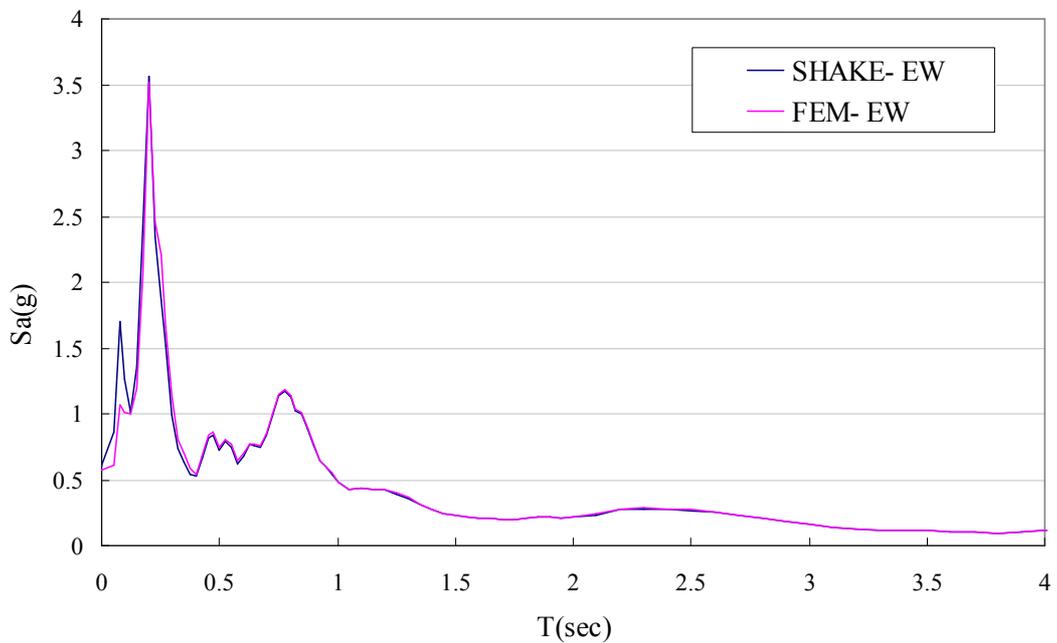


圖 5.11 SHAKE 與 FEM 分析得之地表東西向加速度反應譜
(模擬地震案例 II—集集地震參考案例)

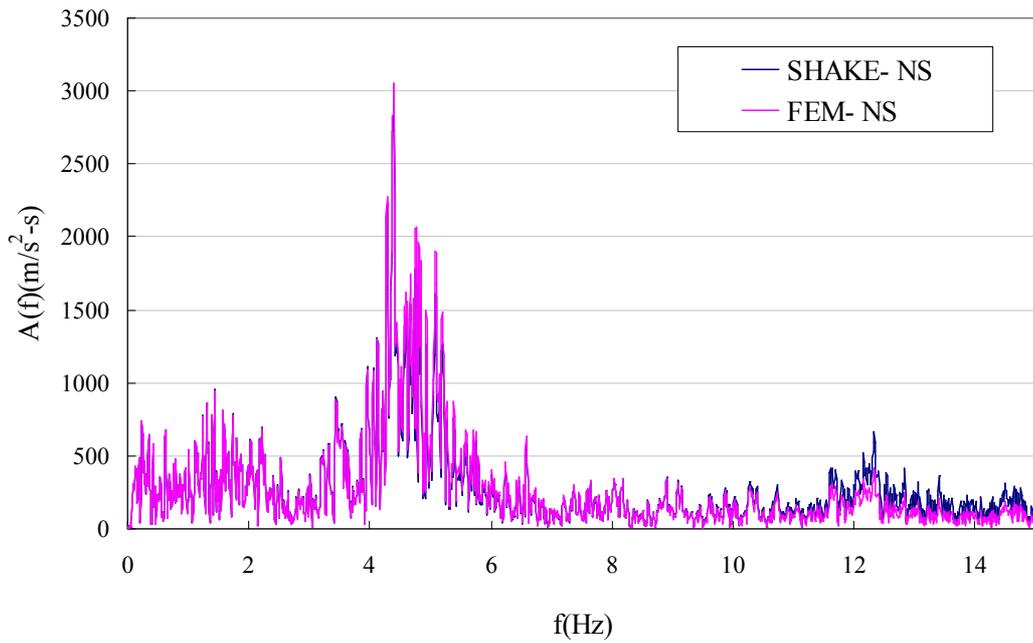


圖 5.12 SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度富氏譜
(模擬地震案例 II—集集地震參考案例)

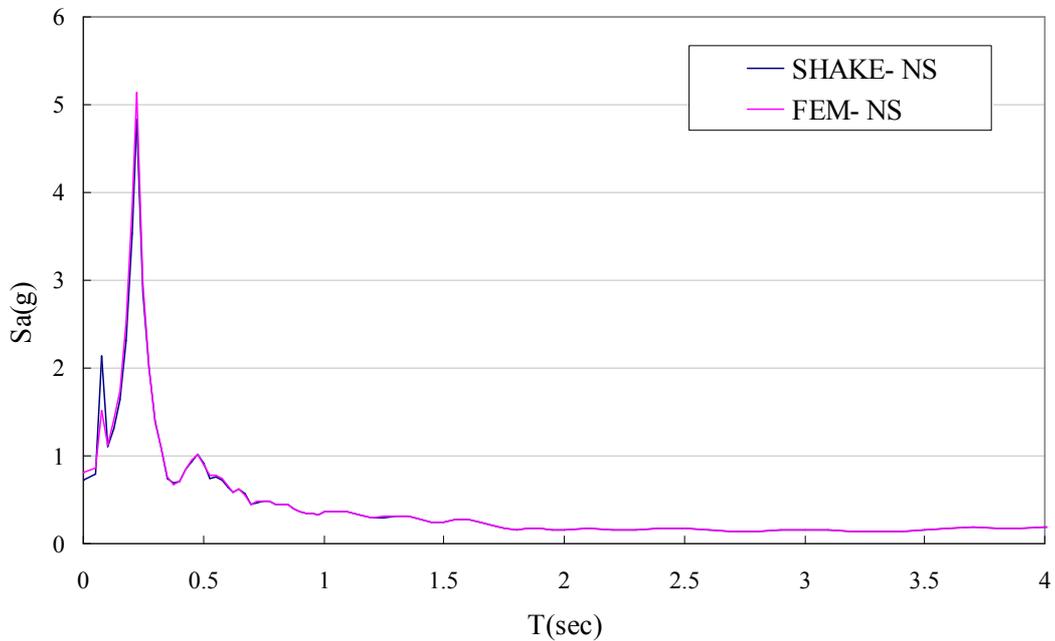


圖 5.13 SHAKE 與 FEM 分析得之地表南北向加速度反應譜
(模擬地震案例 II—集集地震參考案例)

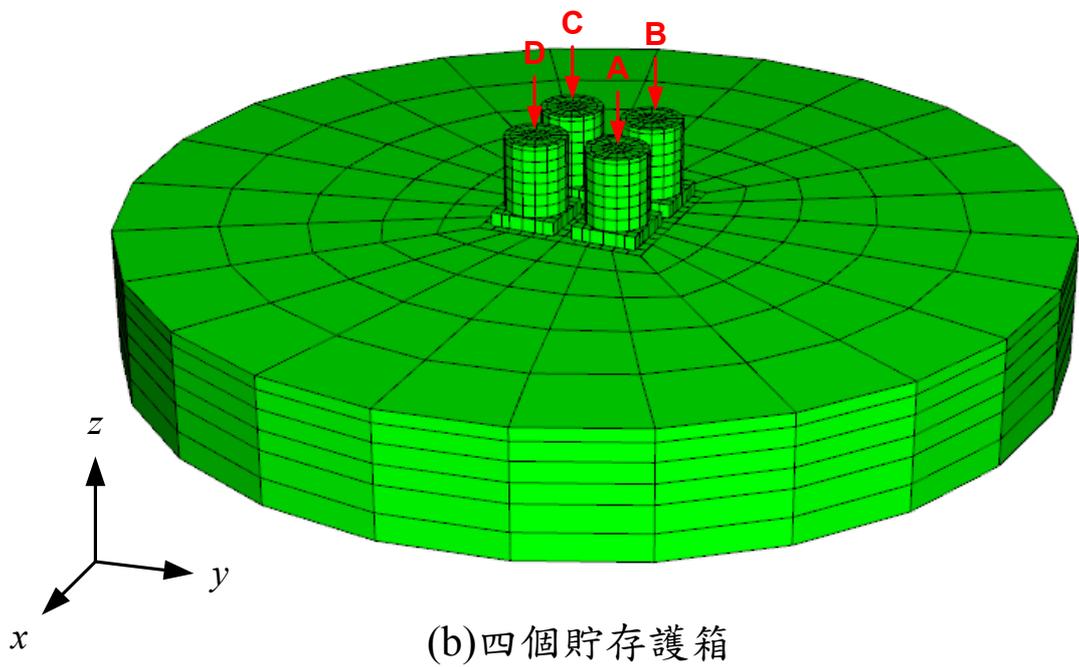
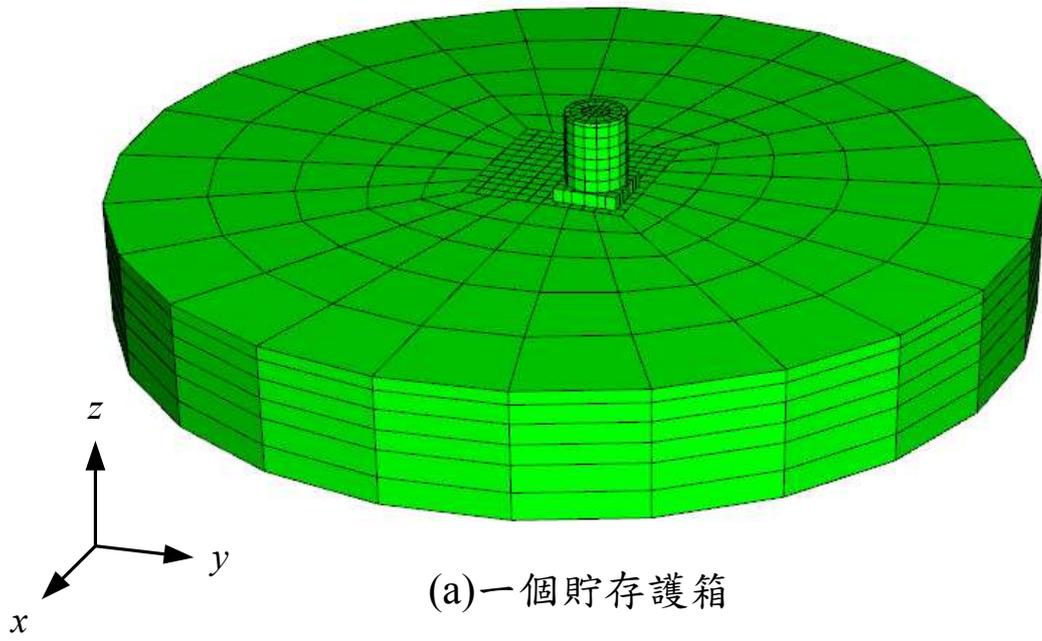
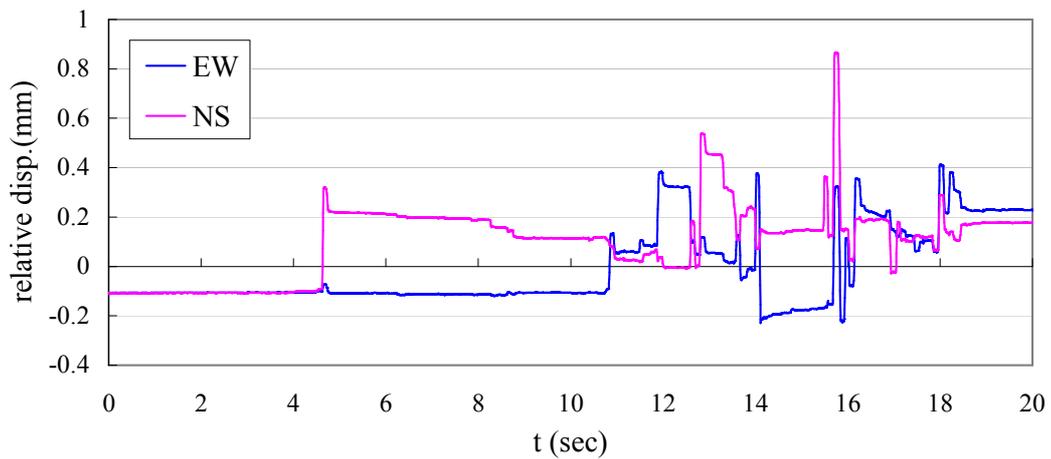
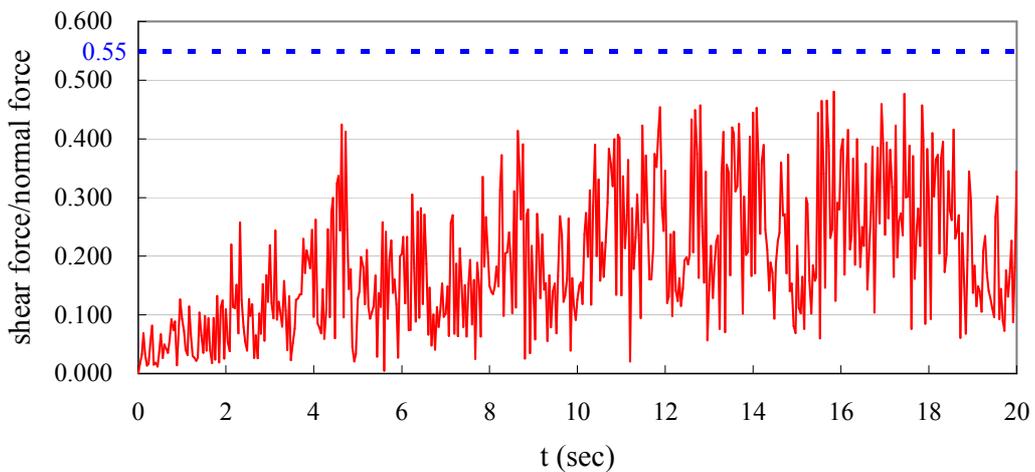


圖 5.14 分析貯存護箱受震反應用之有限元素網格



(a) 混凝土基座與地表間相對位移



(b) 混凝土基座～地表界面之[總摩擦力/總正向力]

圖 5.15 混凝土基座～地表界面行為

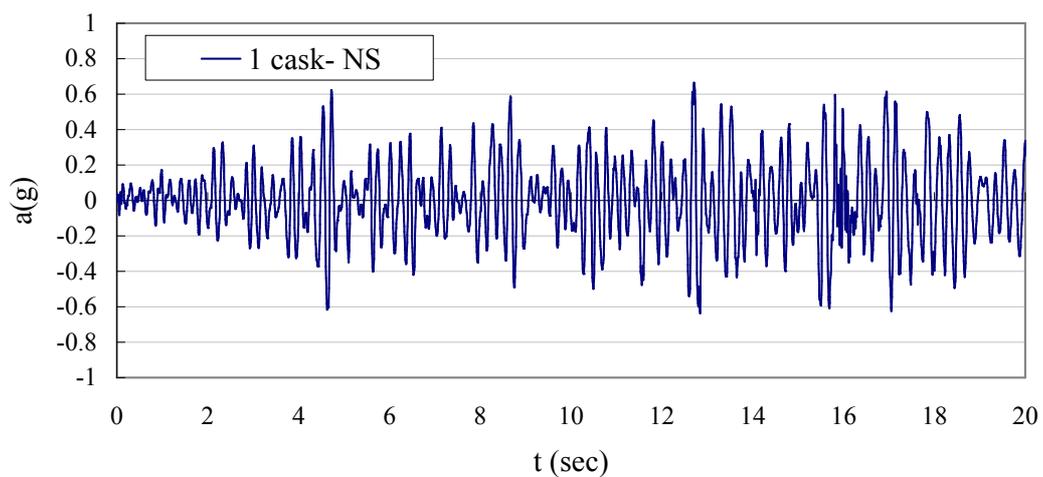
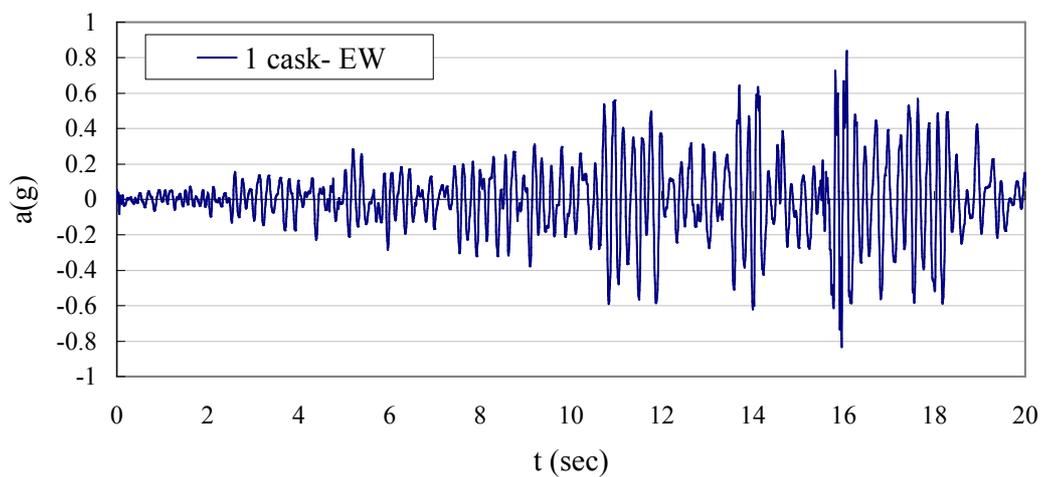


圖 5.16 貯存護箱質心加速度歷時
 (地震案例 I，考慮水平向地震，一個貯存護箱)

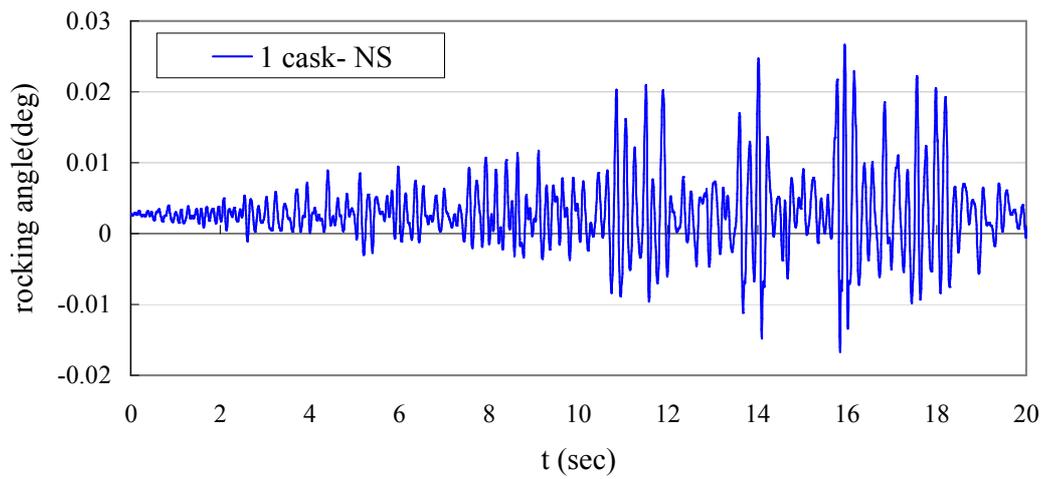
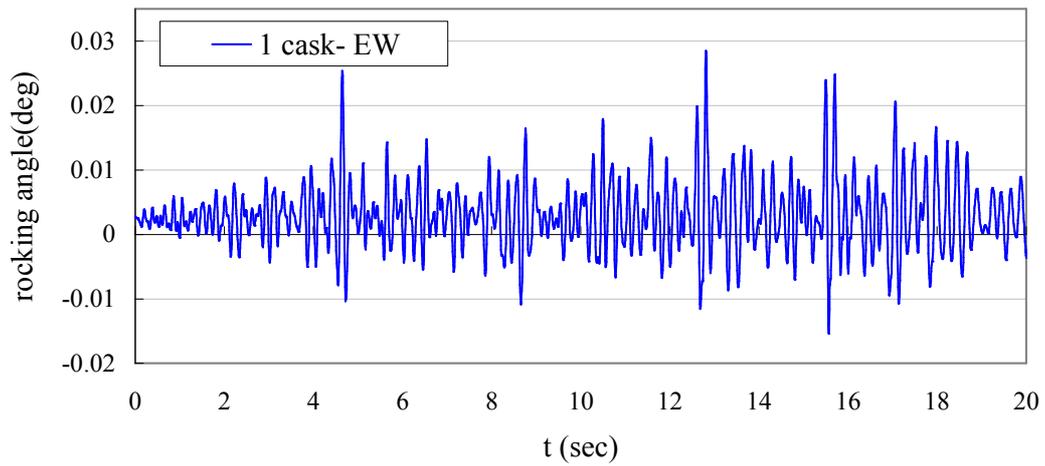


圖 5.17 貯存護箱搖擺角度歷時
(地震案例 I，考慮水平向地震，一個貯存護箱)

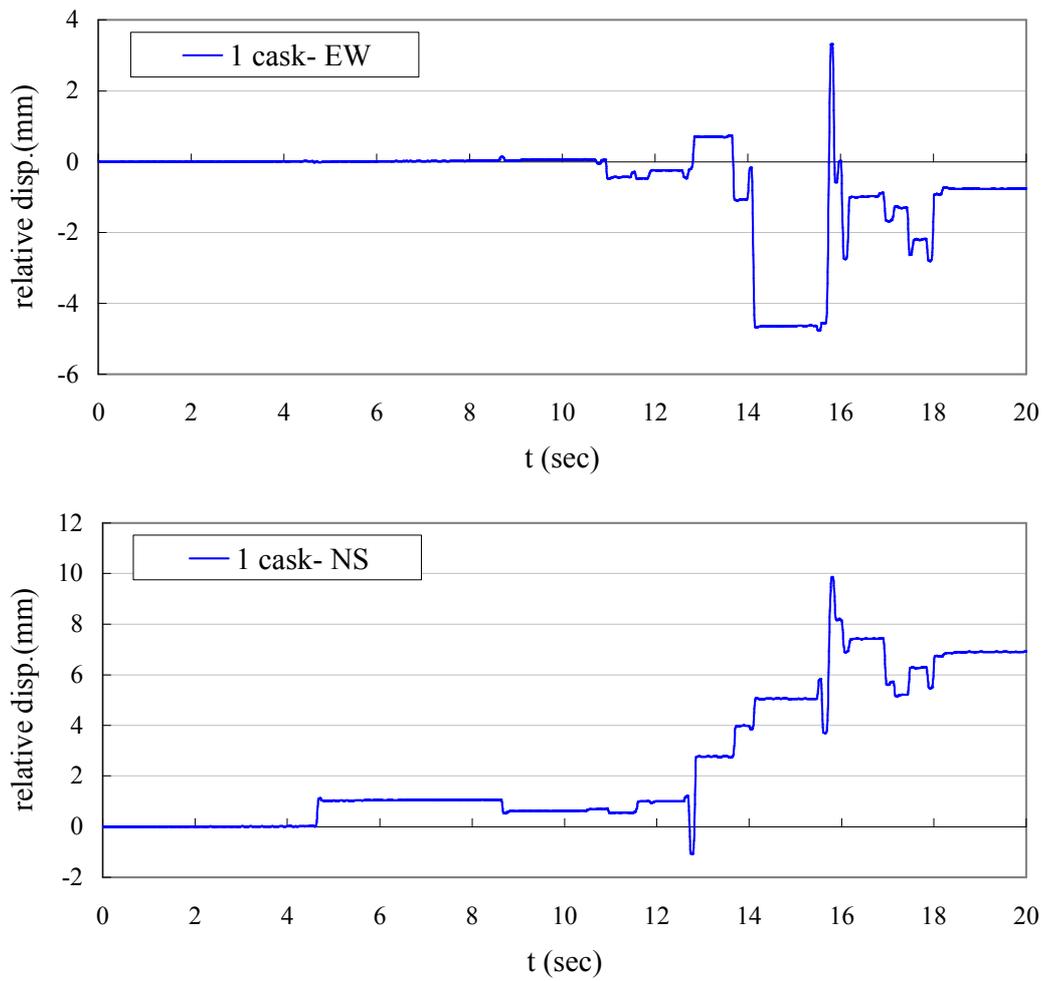


圖 5.18 貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時
(地震案例 I，考慮水平向地震，一個貯存護箱)

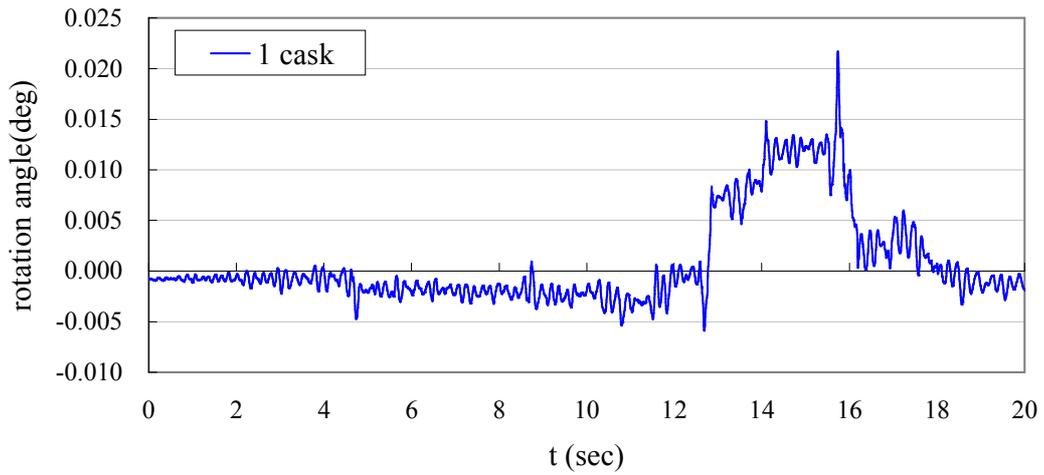


圖 5.19 貯存護箱中心與基座間繞鉛垂向軸相對轉角歷時
(地震案例 I，考慮水平向地震，一個貯存護箱)

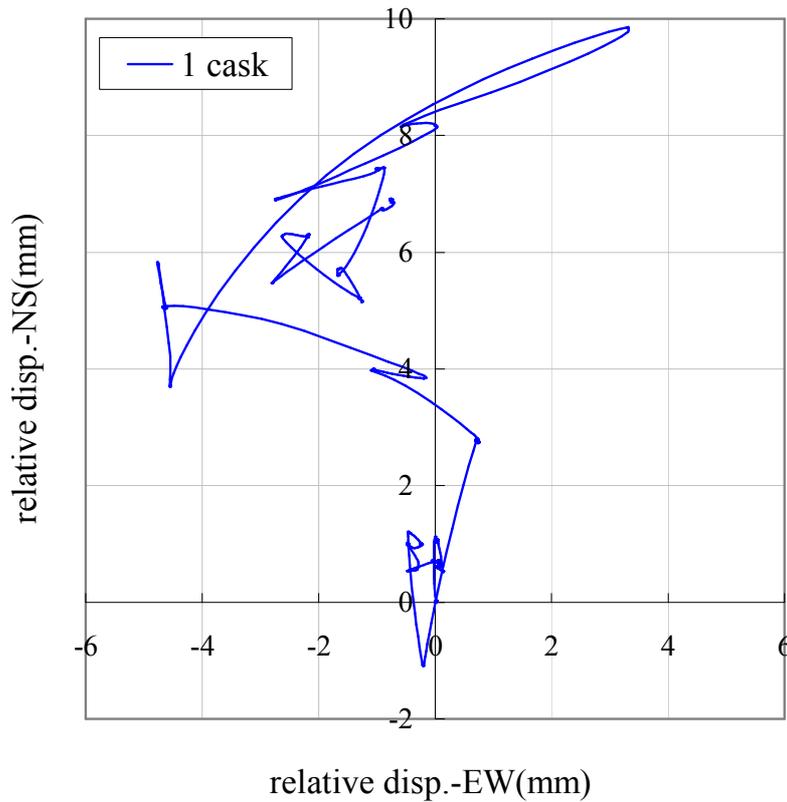


圖 5.20 貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡
(地震案例 I，考慮水平向地震，一個貯存護箱)

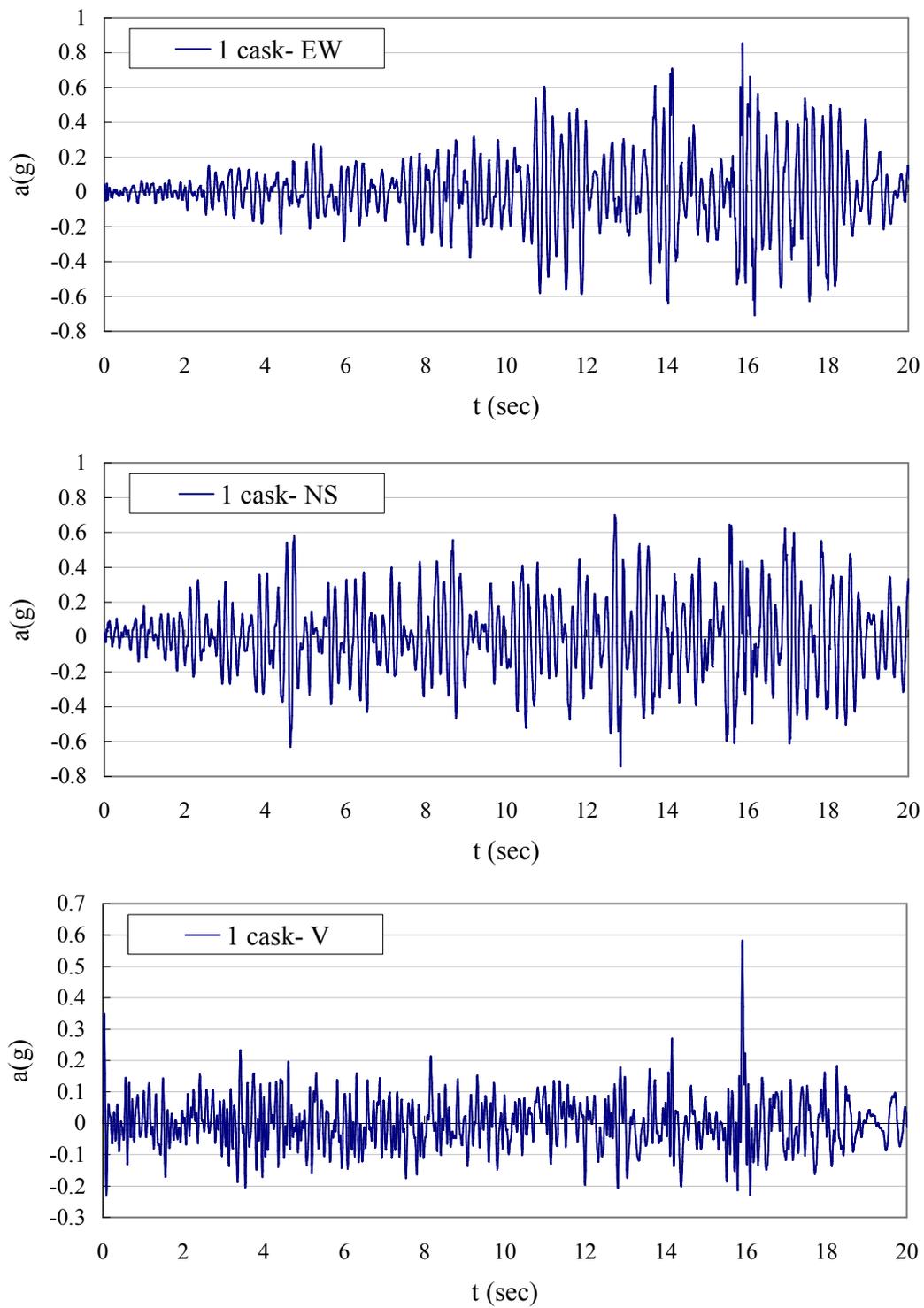


圖 5.21 貯存護箱質心加速度歷時
(地震案例 I，考慮水平向及鉛垂向地震，一個貯存護箱)

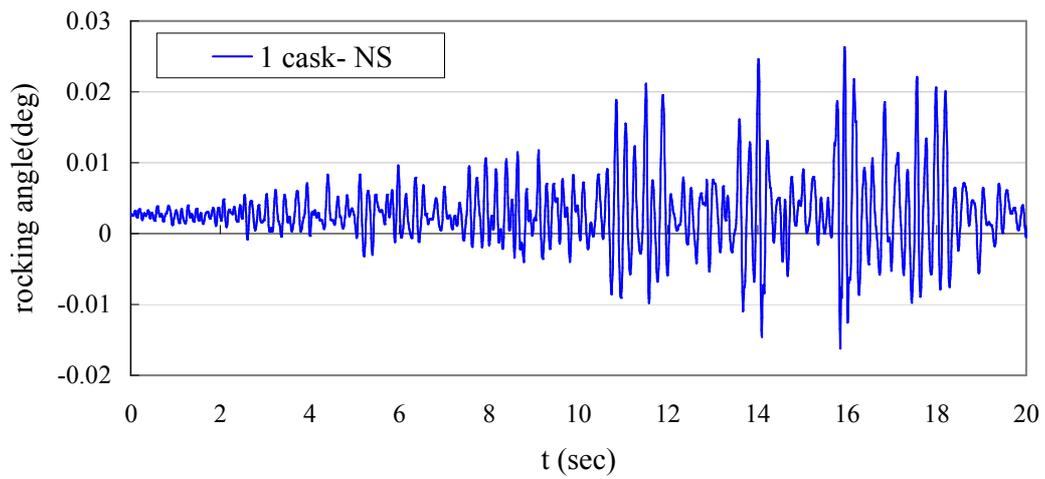
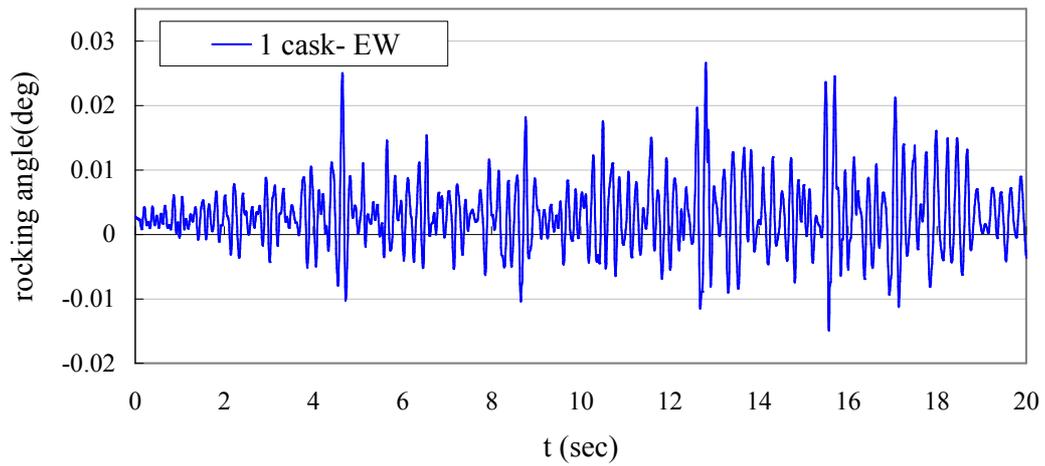


圖 5.22 貯存護箱搖擺角度歷時
 (地震案例 I，考慮水平向及鉛垂向地震，一個貯存護箱)

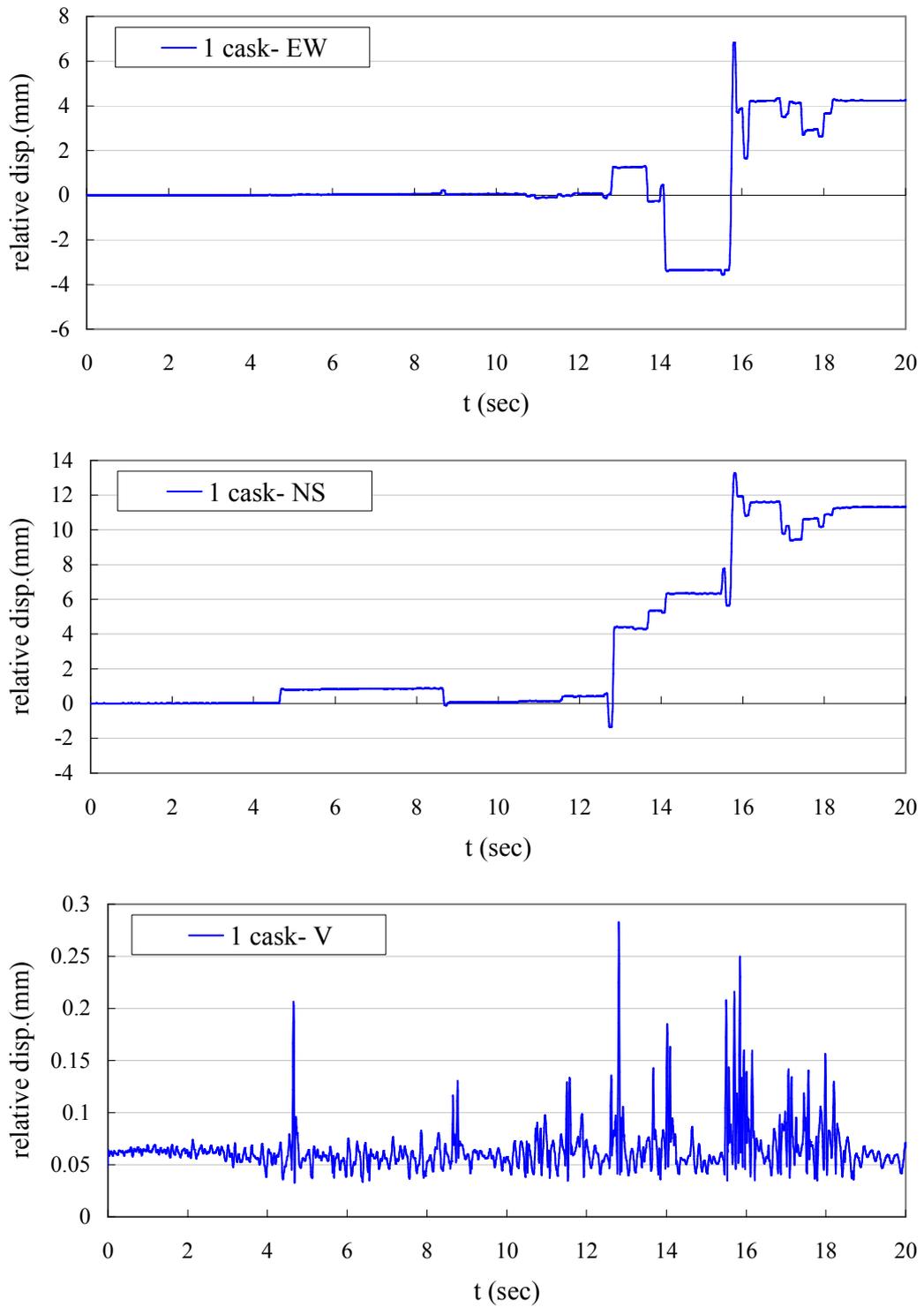


圖 5.23 貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時
(地震案例 I，考慮水平向及鉛垂向地震，一個貯存護箱)

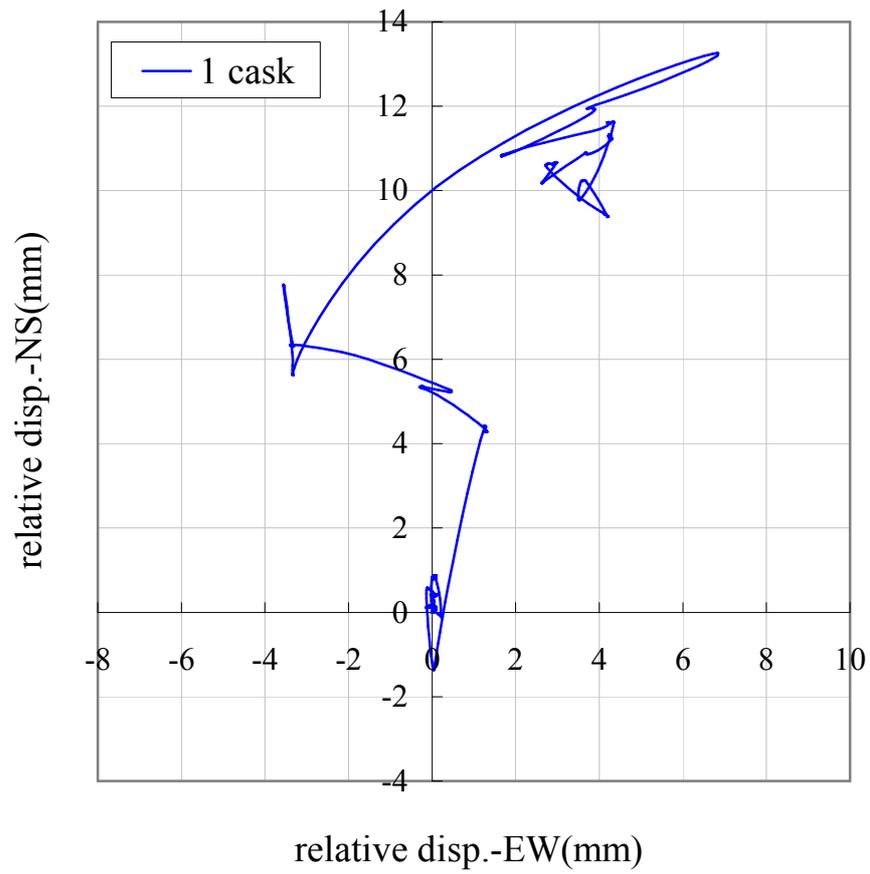


圖 5.24 貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡
 (地震案例 I，考慮水平向及鉛垂向地震，一個貯存護箱)

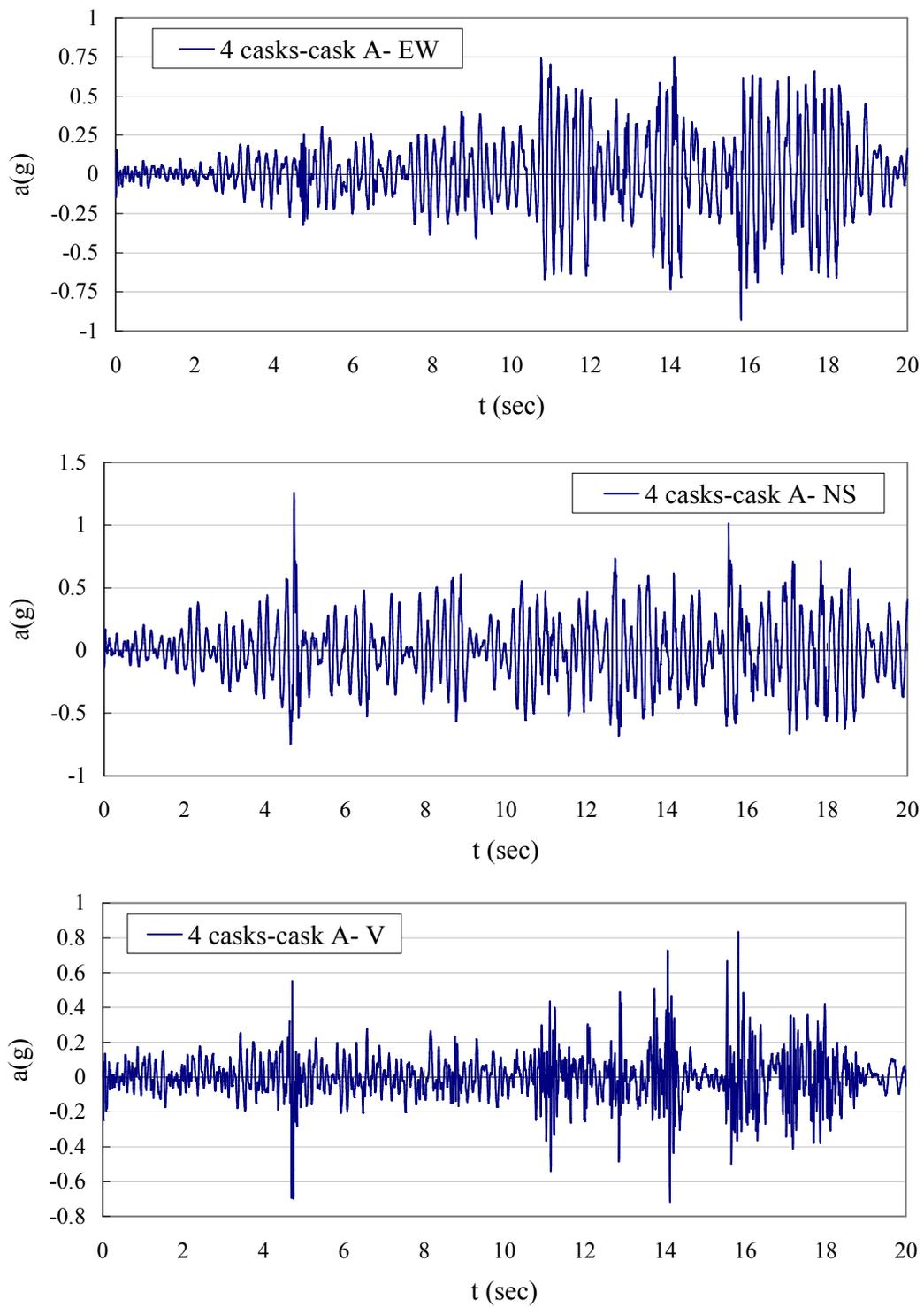


圖 5.25 貯存護箱質心加速度歷時
(地震案例 I，四個貯存護箱，護箱 A)

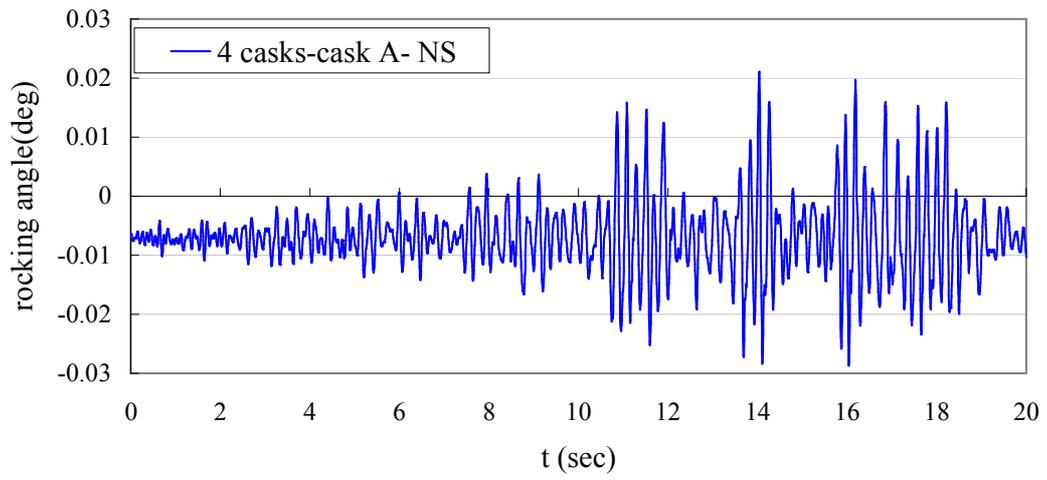
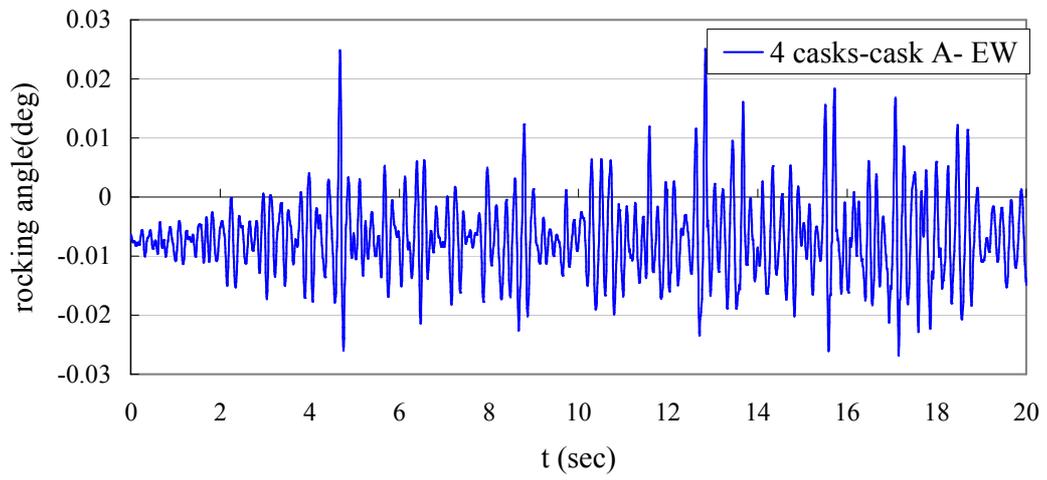


圖 5.26 貯存護箱搖擺角度歷時
(地震案例 I，四個貯存護箱，護箱 A)

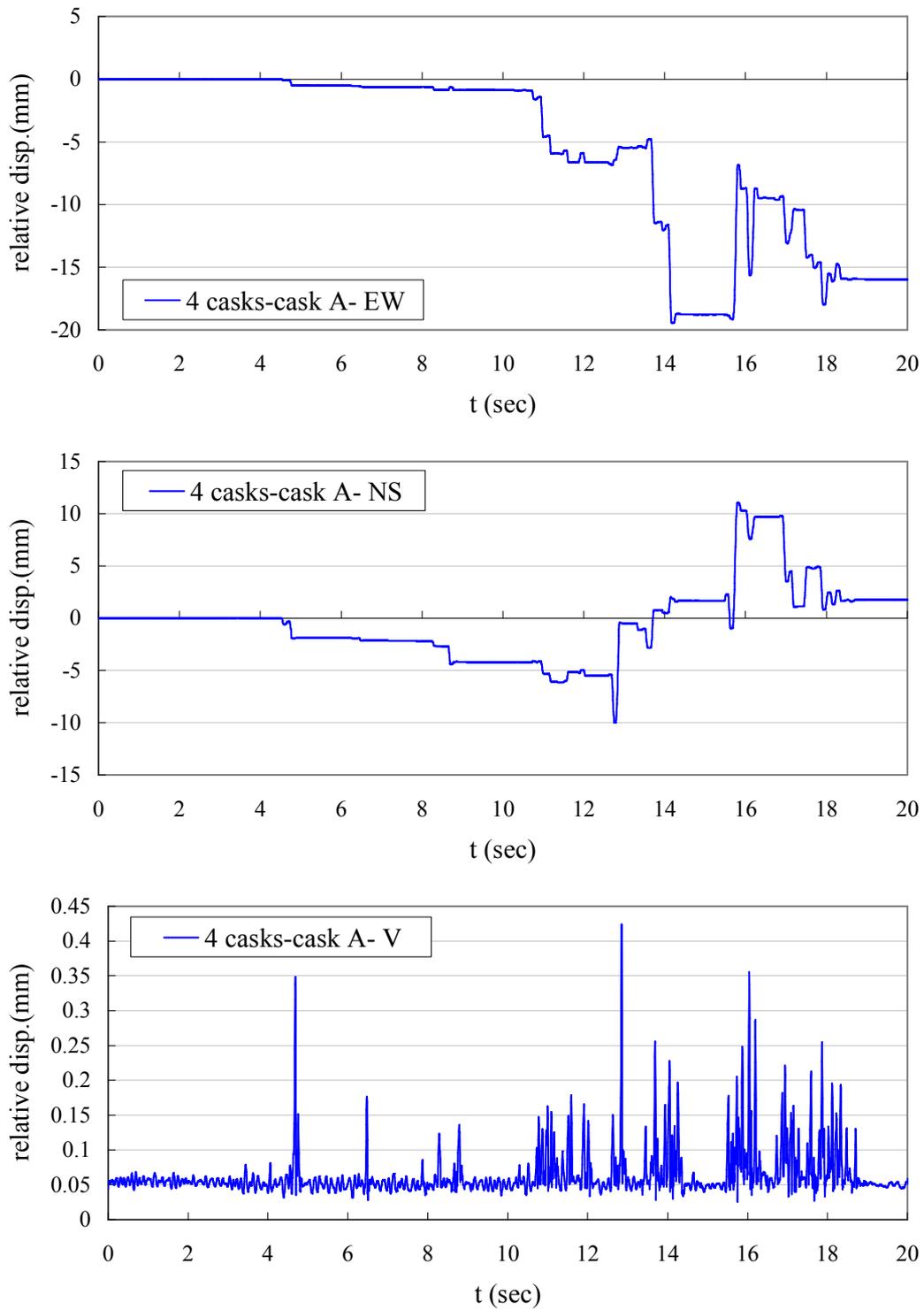


圖 5.27 貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時
 (地震案例 I，四個貯存護箱，護箱 A)

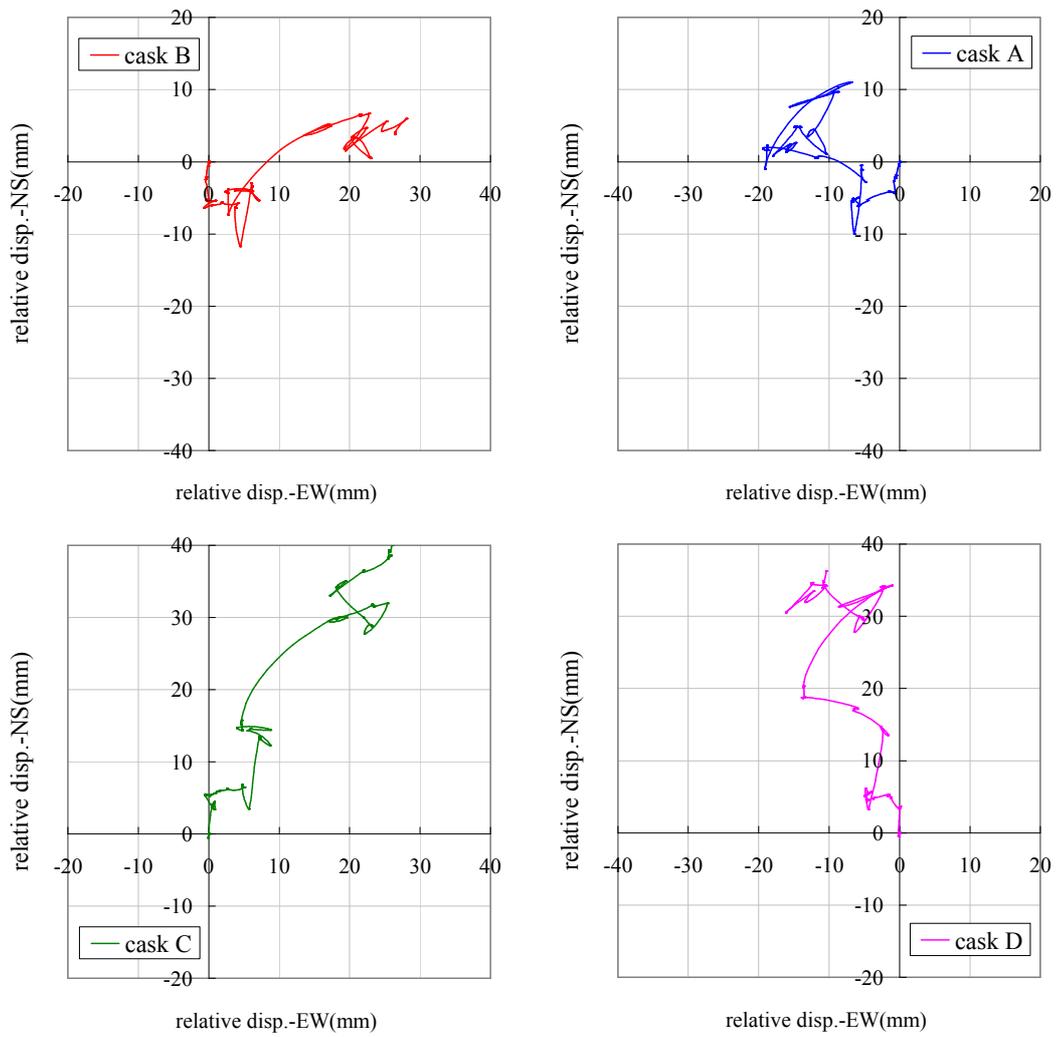


圖 5.28 貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡
(地震案例 I，四個貯存護箱)

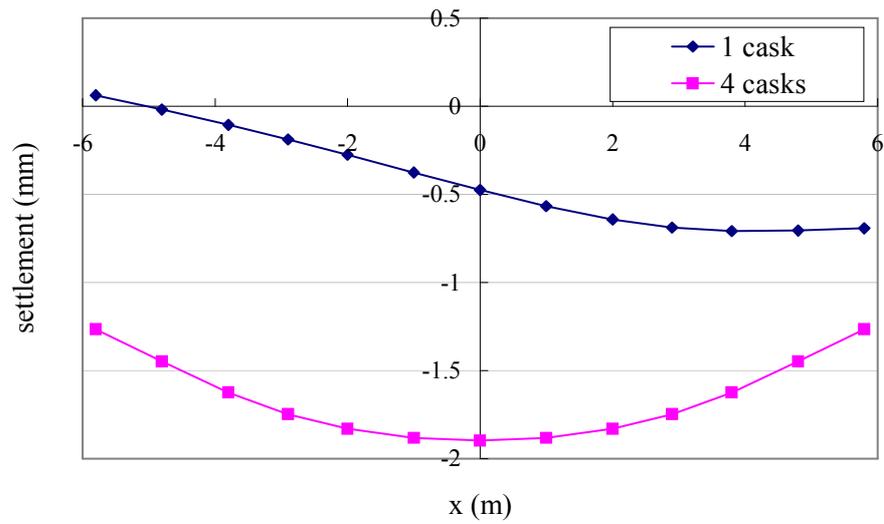


圖 5.29 混凝土基座沿中心線之沈陷量變化

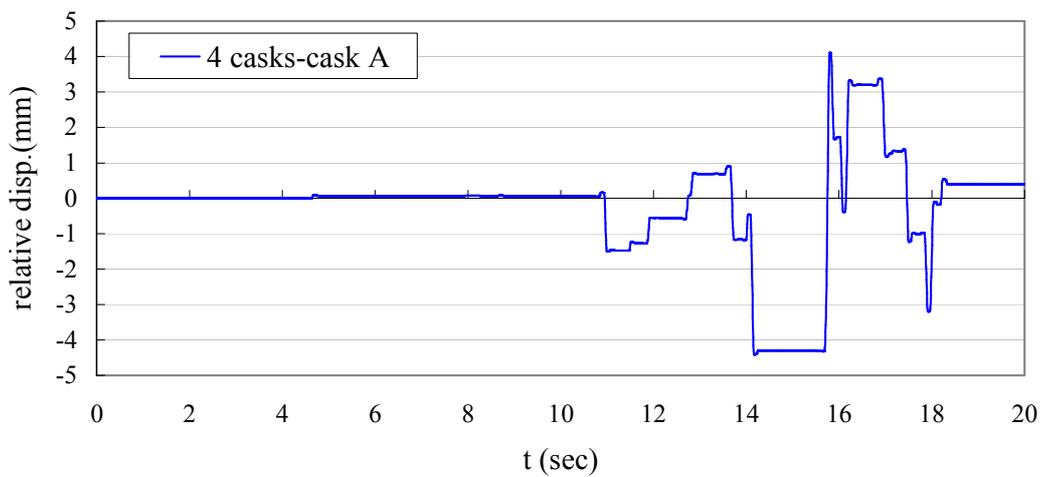
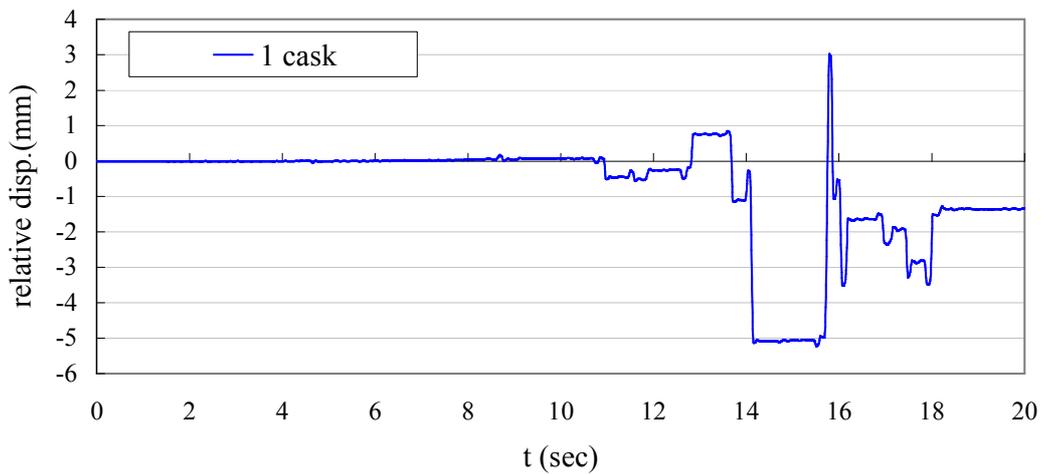


圖 5.30 基座無差異沈陷時一個與四個護箱之滑移量歷時比較 (模擬地震案例 I)

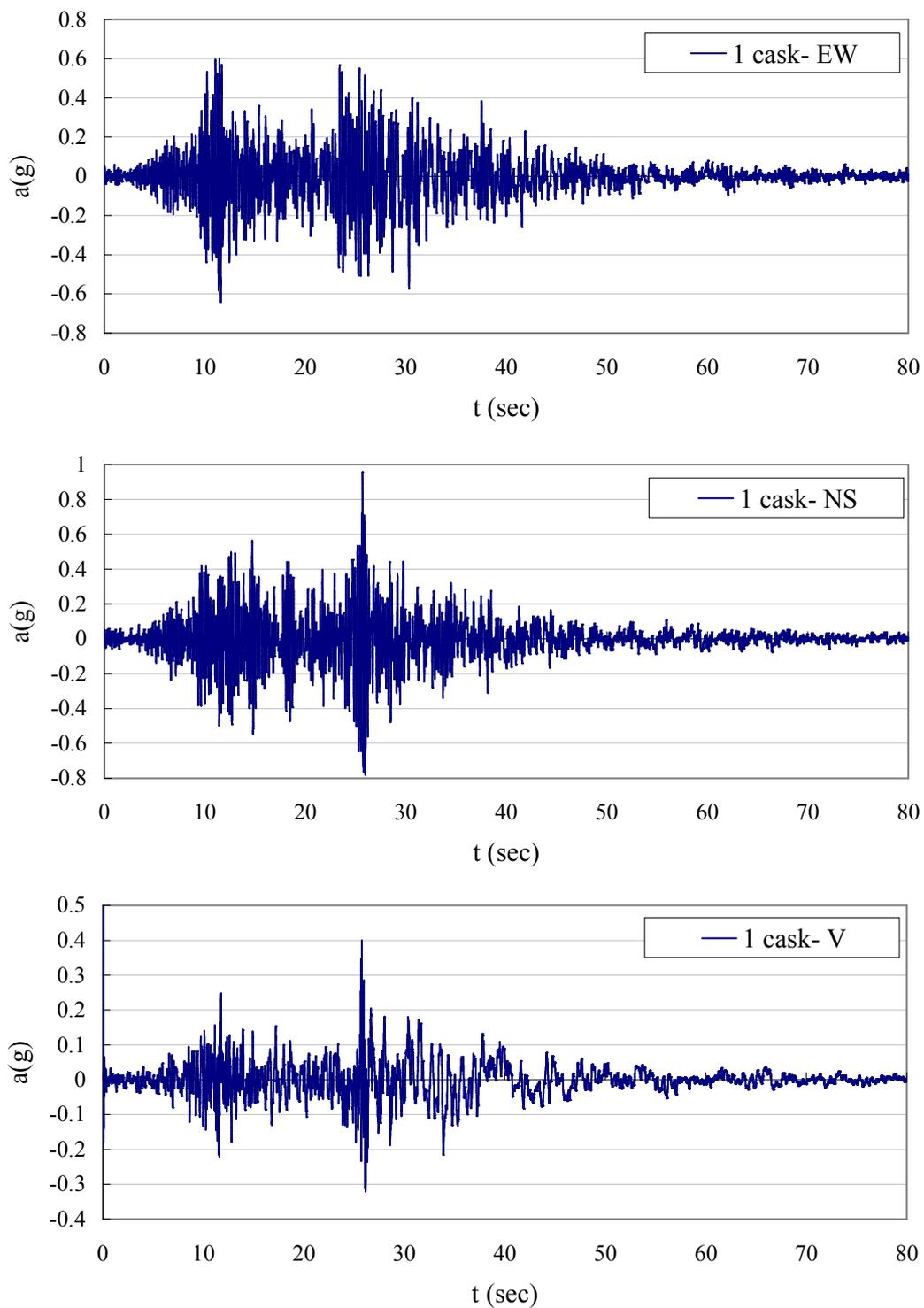


圖 5.31 貯存護箱質心加速度歷時
(地震案例 II，一個貯存護箱)

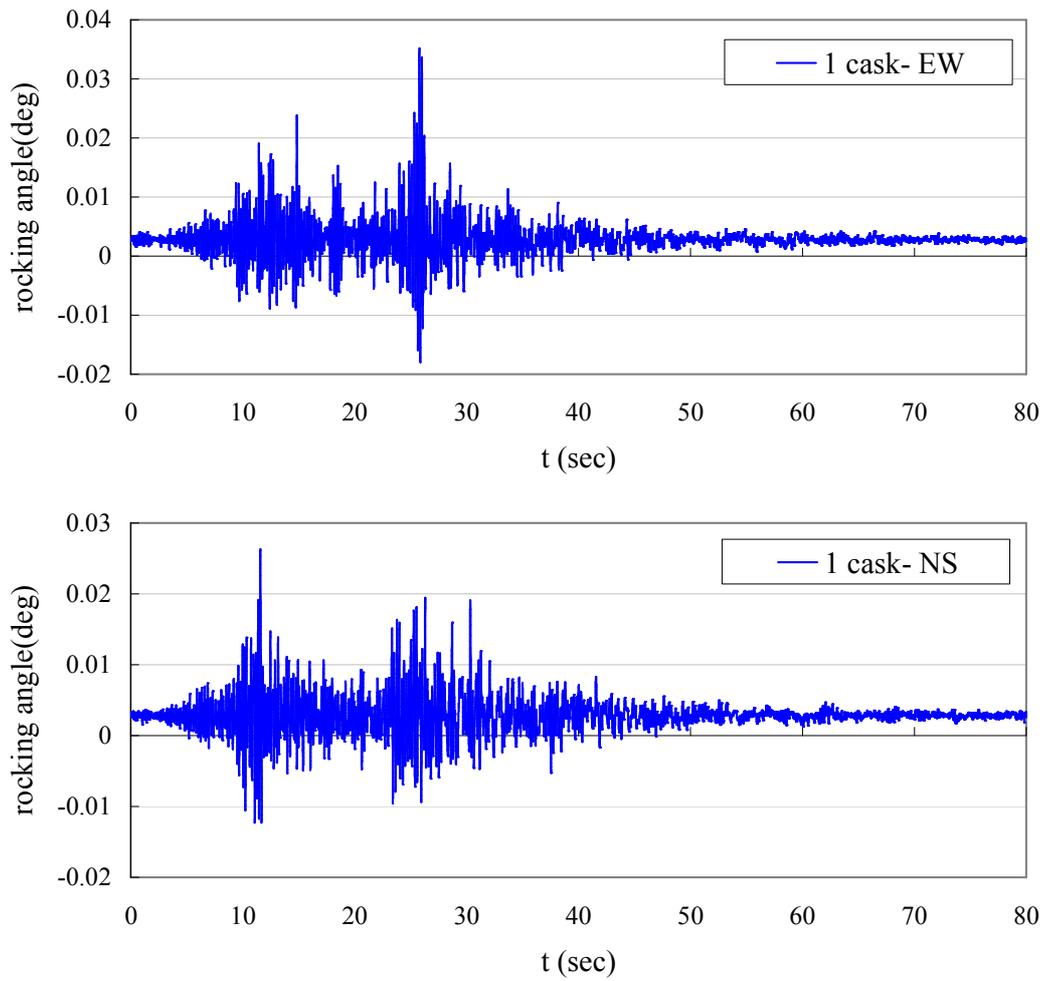


圖 5.32 貯存護箱搖擺角度歷時
(地震案例 II，一個貯存護箱)

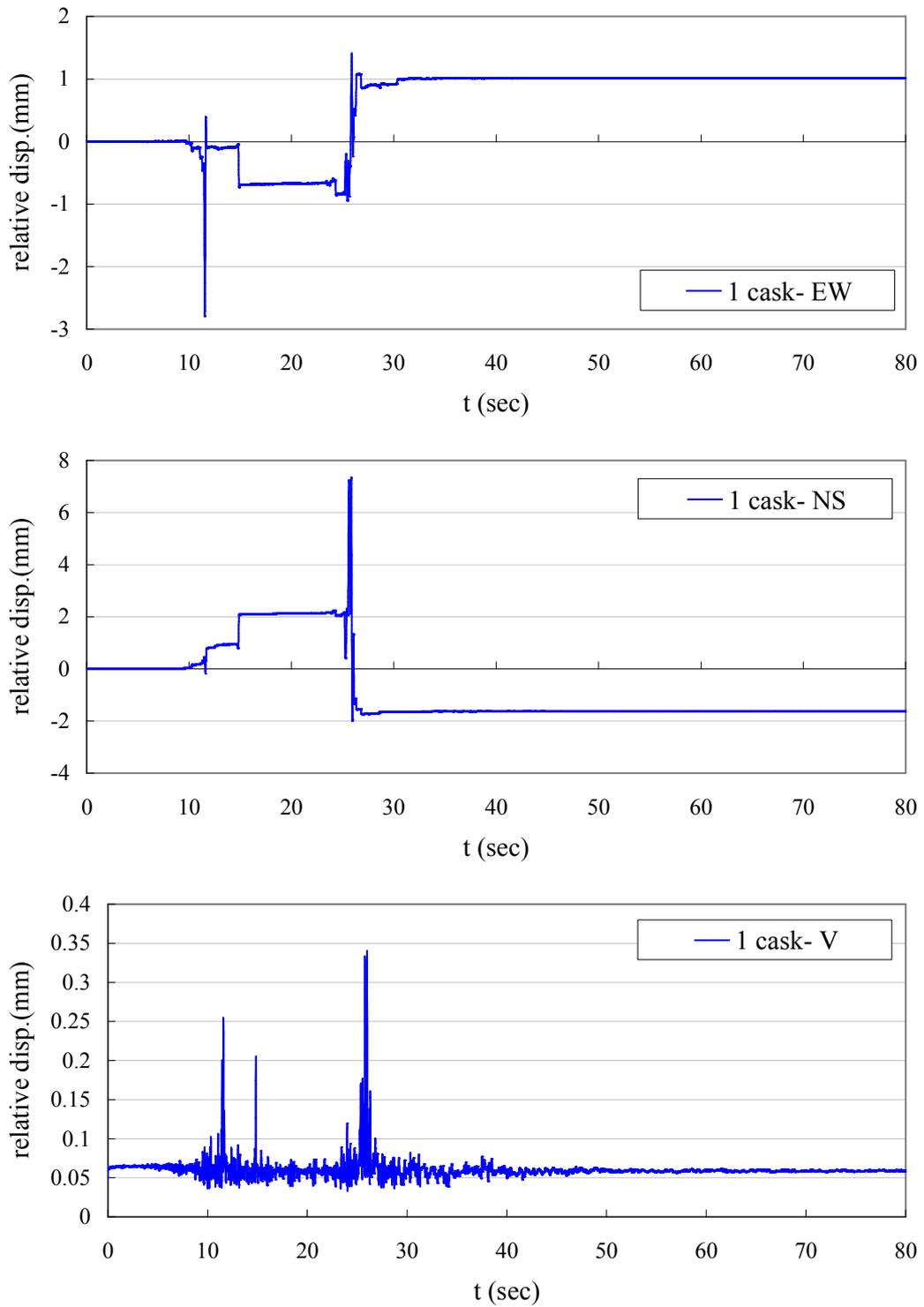


圖 5.33 貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時
(地震案例 II，一個貯存護箱)

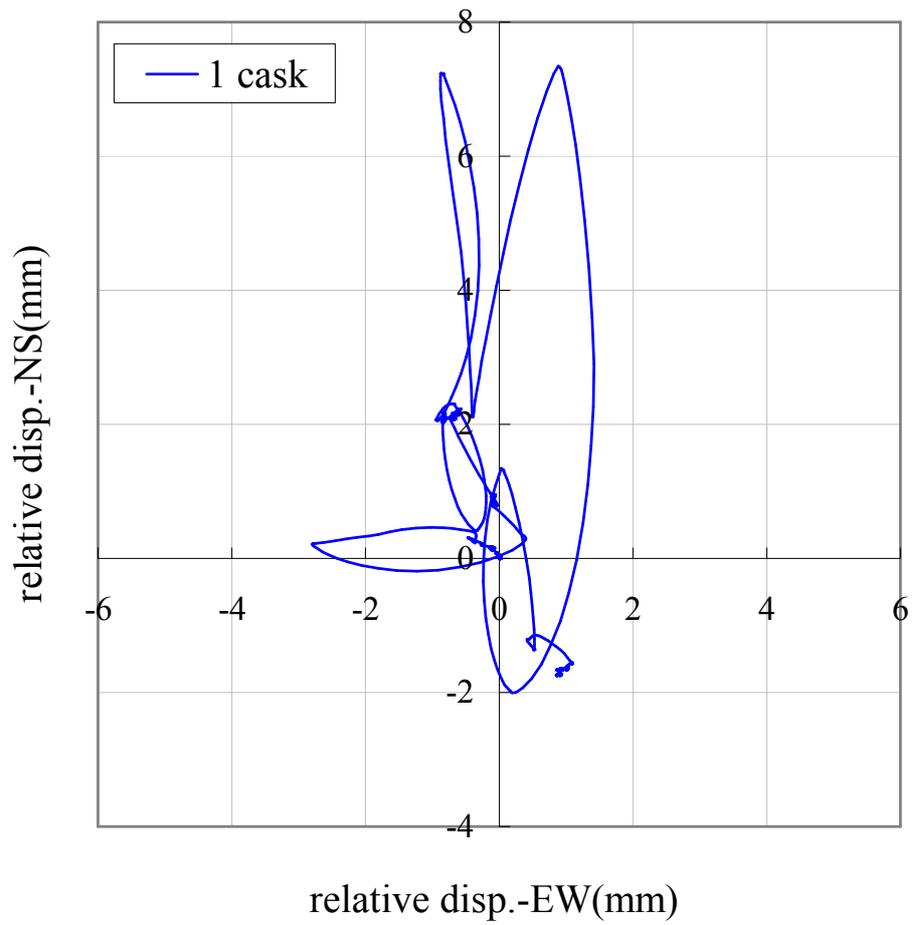


圖 5.34 貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡
(地震案例 II，一個貯存護箱)

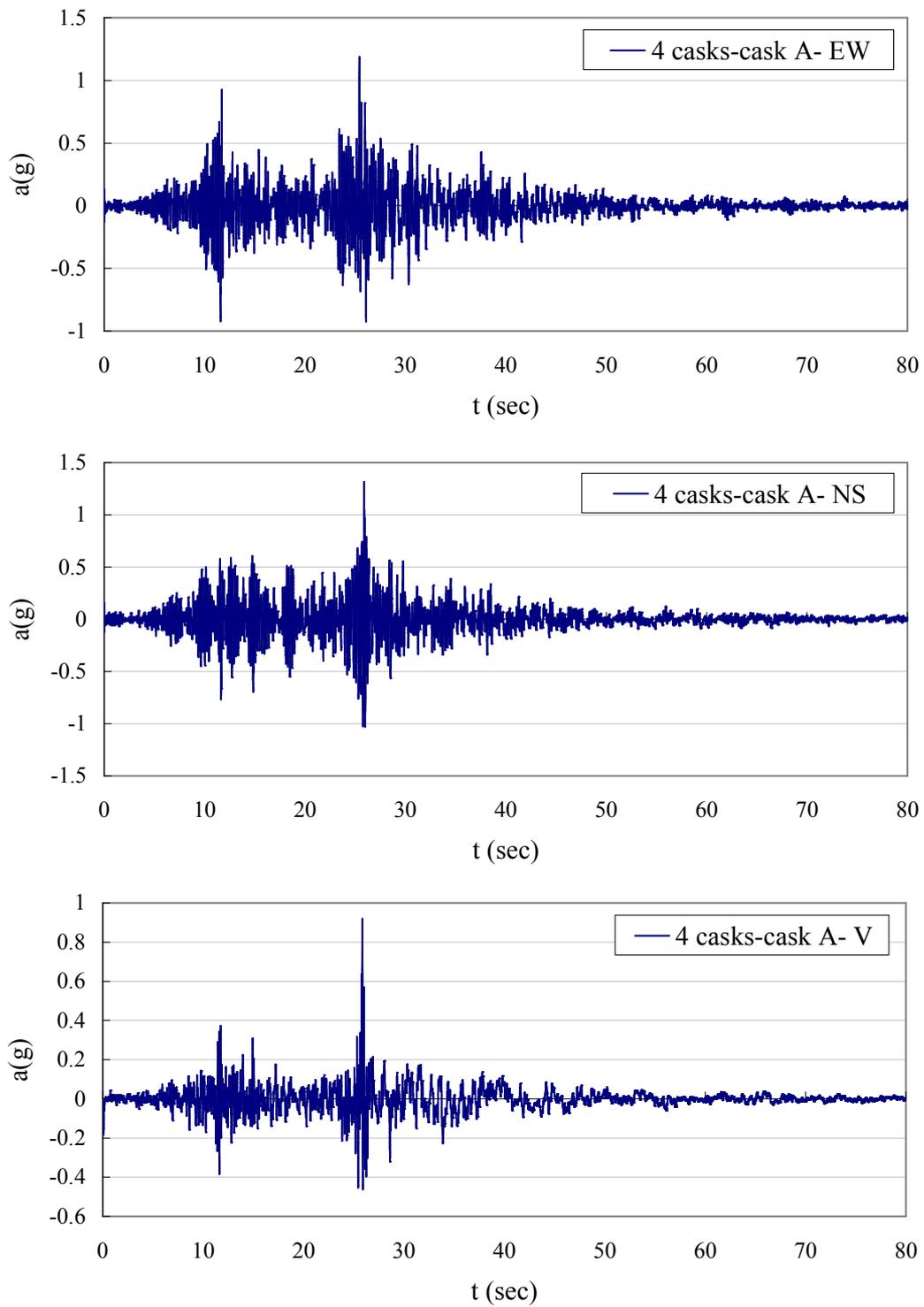


圖 5.35 貯存護箱質心加速度歷時
(地震案例 II，四個貯存護箱，護箱 A)

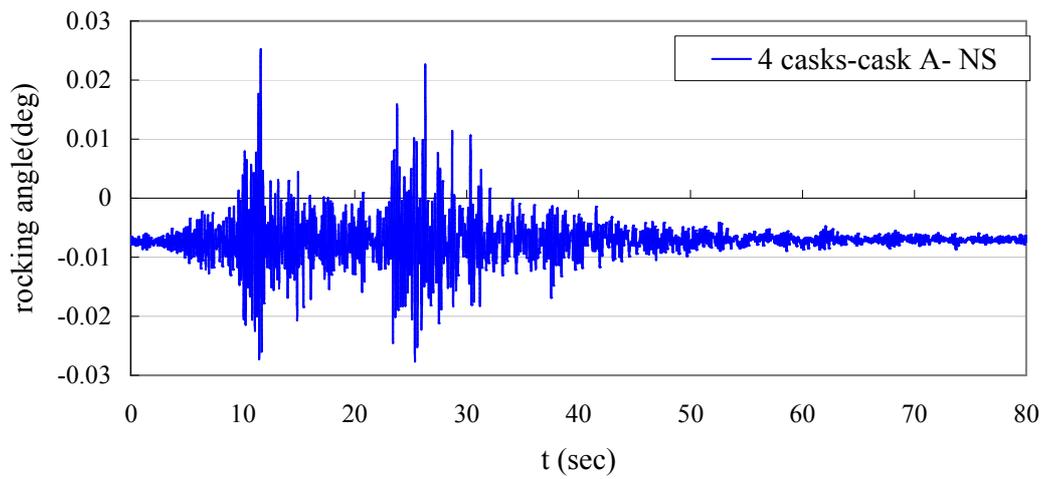
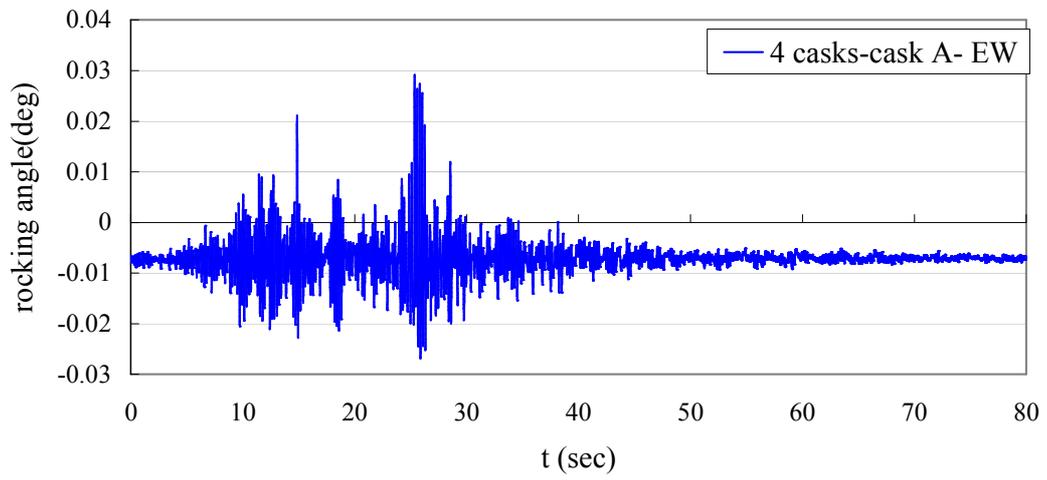


圖 5.36 貯存護箱搖擺角度歷時
(地震案例 II，四個貯存護箱，護箱 A)

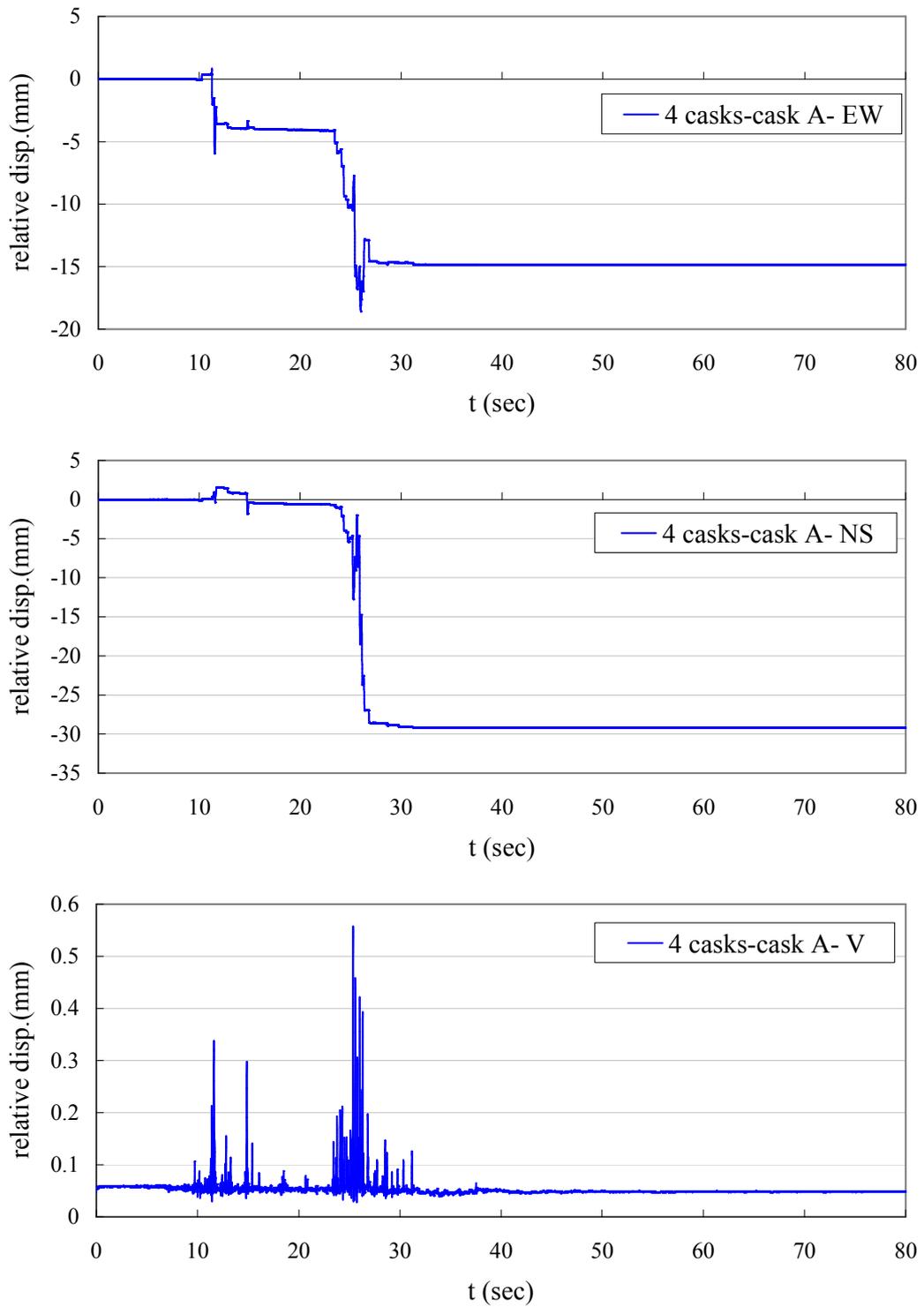


圖 5.37 貯存護箱中心與基座間之相對位移歷時
 (地震案例 II，四個貯存護箱，護箱 A)

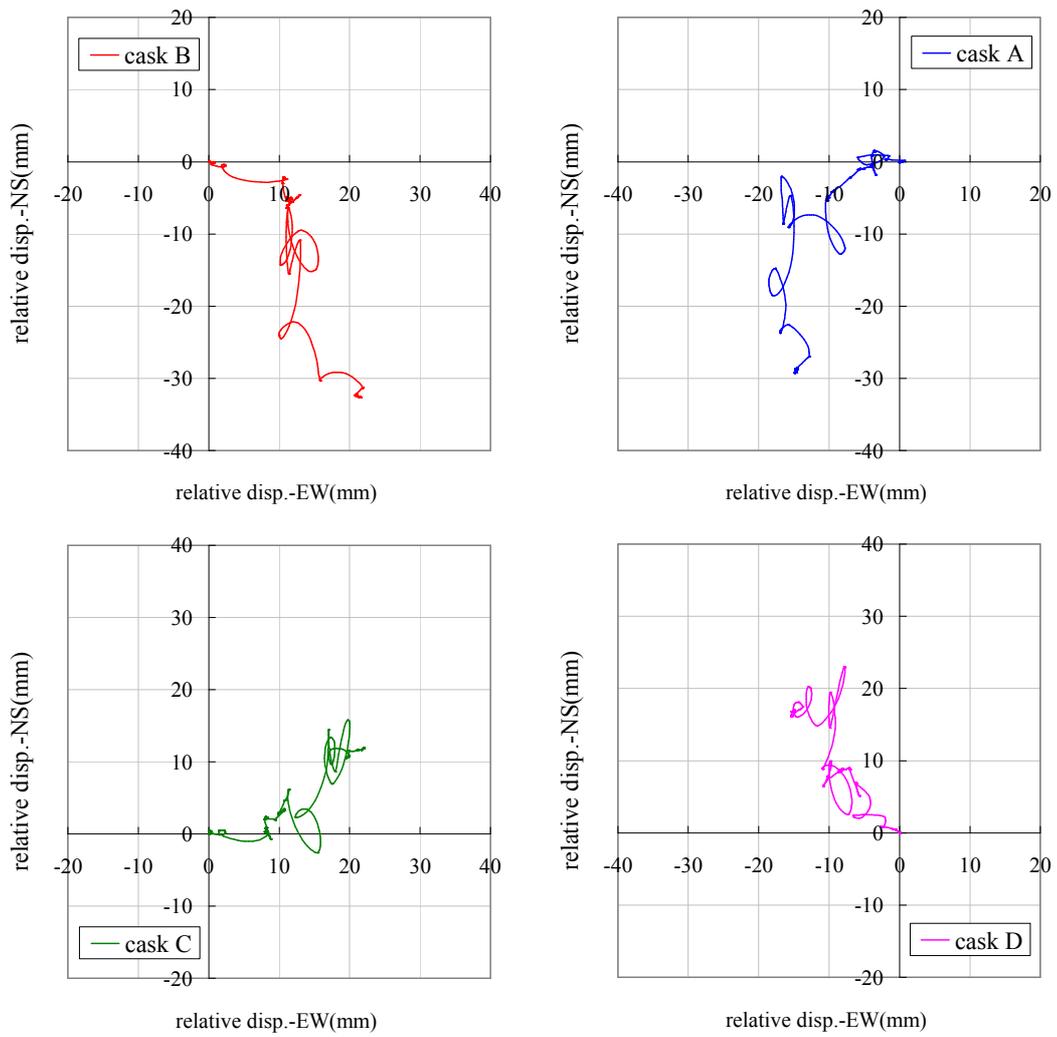


圖 5.38 貯存護箱中心與基座間之相對位移軌跡
(地震案例 II，四個貯存護箱)

六、結論與建議

6.1 結論

本研究針對核能一廠用過核子燃料乾式貯存設施，進行地震事件之受震反應分析，旨在瞭解自立式貯存護箱在地震作用下是否會發生滑動或傾覆，而造成各護箱之間的碰撞，以及護箱與基座間的碰撞。

本研究所採用之模擬地震案例包括：

(I) 20 秒延時人工地震：選取金山地區實際地震的 20 秒長歷時記錄，修正至符合核能一廠安全停機地震基盤設計反應譜。

(II) 集集地震參考案例：利用金山地區集集地震實際地表歷時記錄，進行反捲積分析，獲得 $ZPA=0.3g$ 之 80 秒基盤歷時記錄。

利用以上所得結果作為基盤輸入運動，進行地盤反應分析，案例 I

之自由場地最大加速度達 $0.606g$ ，案例 II 更達 $0.731g$ ，故兩者均

為具代表性之強震運動。

本研究所進行之貯存護箱受震反應分析包括：

A. 擬靜態分析

利用兩個模擬地震案例分析所得地表運動之最大加速度與反應

譜，進行擬靜態分析，可得以下結論：

1. 在地震慣性力以系統顯著頻率對應之譜加速度來考慮的情況下，案例 I 中貯存護箱發生滑動與傾覆的安全係數分別為 0.510 與 0.665，案例 II 分別為 0.465 與 0.607，均小於 ANSI/ANS-57.9[2] 規定之安全係數 1.1，但由於滑動會較傾覆先發生，故僅會發生滑動，而不會有傾覆的問題。
2. 在擬靜態分析中，以系統顯著頻率對應之譜加速度求取地震作用力，會較採自由場地表最大加速度者合理。

B. 動態分析

利用有限元素分析軟體 ABAQUS/Explicit 建立地盤模型，經適當調整模型尺寸與阻尼模擬方式後，進行地盤反應分析，可得到與 SHAKE 分析模式相近的結果，證明本研究建立之有限元素模型，能有效模擬半無限域水平土層受水平剪力波作用之行為。

利用 ABAQUS/Explicit 建立貯存護箱～基座～土壤互制模型，並以 *contact pair 功能模擬貯存護箱與基座間的界面，進行能同時考慮界面非線性摩擦行為及土壤結構互制效應的動態分析，可有效模擬貯存護箱的受震反應。分析所得結論包括：

1. 在模擬地震案例 I 中，貯存護箱質心承受之水平加速度，一個護箱的情況下為 0.85g，四個護箱的情況下為 1.26g；在案例 II 中，

一個護箱的情況下為 0.96g，四個護箱的情況下則高達 1.32g。

雖然出現超過 1g 的水平加速度，但由於滑動先行發生，故無傾覆之危險，各案例中最大搖擺角度僅約 0.03~0.04°。

2. 在模擬地震案例 I 中，貯存護箱與基座間的最大相對滑移量，一個護箱的情況下，東西向約 6.8 mm，南北向約 13.3 mm；四個護箱的情況下，東西向約 19.5 mm，南北向約 11.0 mm。在案例 II 中，一個護箱的情況下，東西向約 2.8 mm，南北向約 7.3 mm；四個護箱的情況下，東西向約 18.6 mm，南北向約 29.2 mm。以上分析所得滑移量均遠小於外加屏蔽底座外緣間距 1.3m，故各護箱間無碰撞之危險。此外，護箱與基座之間，亦無因鉛垂向地震運動造成分離或跳動而引致碰撞之危險。
3. 同時考慮水平向與鉛垂向地震運動之分析，與僅考慮水平向者相較，所得反應趨勢類似，但反應值較大。
4. 在本研究所考慮之基座尺寸下，置放四個貯存護箱的受震反應會較置放一個者為大，原因應是貯存護箱的重量造成柔性基座版產生差異沈陷，導致護箱滑動潛能的增加。

6.2 建議

1. 以往在擬靜態分析中，常會採用自由場地表最大加速度來作分析，但根據本研究以數值分析驗證之結果，考慮系統顯著頻率

對應之譜加速度值，才能考慮結構特性而較合理地評估系統的反應。

2. 在進行具摩擦界面之受震反應分析時，由於鉛垂向的地震運動會影響界面上之正向作用力，分析上應同時考慮水平向與鉛垂向的地震運動，才可獲得較合理的分析結果。
3. 根據本研究分析所得結果，混凝土基座的差異沈陷量會明顯影響護箱之受震反應，故分析時必須將基座視為柔性版。未來在核能一廠乾式貯存設施實際運轉後，也需特別注意貯存護箱之置放位置，應避免過度偏心而產生過大的差異沈陷，以免增加其受震時的滑動潛能。

參考文獻

1. Code of Federal Regulations, *Title 10 Part 72- Licensing Requirements for The Independent Storage of Spent Nuclear Fuel, High-Level Radioactive Waste, and Reactor-Related Greater than Class C Waste*, 2006.
2. American Nuclear Society, *Design Criteria for an Independent Spent Fuel Storage Installation (Dry Storage Type)*. American National Standard, ANSI/ANS 57.9-1992. American Nuclear Society, La Grange Park, Illinois, 1992.
3. Moore, D. P., Bjorkman, G. S., Kennedy., R. P. (2000) “Seismic Analysis of Plant Hatch ISFSI Pad and Stability Assessment of Dry Casks.” *Proceedings of ICONE 8*, Paper # 8499. Baltimore, MD, USA. April 2-6, 2000.
4. Lysmer, J., Tabatabaie, M., Tajirian, F., Vahdani, S., Ostadan, F. *SASSI-A System for Analysis of Soil-Structure Interaction*, Report No. UCB/GT/81-02, University of California, Berkeley, CA, 1981.

5. Singh, K. P., Soler, A. I., Smith., M. G. (2001) “Predicting the Structural Response of Free-Standing Spent Fuel Storage Casks under Seismic Events.” *Transactions of SMiRT 16*. Washington DC, USA. August 12-17, 2001.
6. Holtec Proprietary Computer code DYNAMO, QA Validation Manual, HI-91700. 1991.
7. Idriss, I. M., Sun, J. I., *User's Manual for SHAKE91- A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits*. Program modified based on the original SHAKE program published in December 1972 by Schnabel, Lysmer, and Seed. University of California, Davis: Davis, CA. November 1992.
8. Luk, V. K., Spencer, B. W., Lam, I. P., Dameron, R. A., *Parametric Evaluation of Seismic Behavior of Freestanding Spent Fuel Dry Cask Storage Systems*, Sandia National Laboratories, 2005.
9. ABAQUS, Inc., *ABAQUS User's Manual*, Version 6.4, 2003.
10. 劉志添，用過核燃料乾式中期貯存護箱之結構安全，臺電核能月刊，246期，頁55-61，2003。

11. 陳建忠，用過核子燃料中期貯存設施於地震事件下結構完整性，行政院原子能委員會核能研究所，2003。
12. 富國技術工程股份有限公司，強震儀測站地質鑽探調查工程紀實報告書（九十一年度），2002。
13. 益鼎工程股份有限公司，核能一、二廠用過核燃料中期貯存設施計畫候選場址工程地質調查工作期末報告，2002。
14. 富國技術工程股份有限公司，核一廠用過核燃料中期貯存設施興建計畫第一期工程基地地質鑽探與試驗報告書，1997。
15. 豪捷工程有限公司，核一廠乾式貯存場址地質鑽探與試驗報告書，2006。
16. EN 1992-1-1:2004, 6.2.5, *Schubkraftübertragung in Fugen*.
17. 朱漢輝，沉箱碼頭底部混凝土摩擦力改良之研究，朝陽科技大學營建工程系碩士論文，2002。
18. 台灣電力股份有限公司，核一廠用過核子燃料乾式貯存設施安全分析報告—INER-HPS 系統，2006。

19. American Society of Civil Engineers, Standard for seismic analysis of safety-related nuclear structures, Report ASCE 4-86, ASCE, 1986.
20. US Army Corps of Engineers, Engineer Technical Letter No. 1110-2-339, March 1993.
21. 中央氣象局網站，<http://www.cwb.gov.tw/>。

附錄 A、SAR 地震分析之審查摘要報告

對於台電公司所提「核一廠用過核子燃料乾式貯存設施安全分析報告」(SAR)，其中與地震有關之安全分析部份包含 2.2 節與 6.6 節之第 9 項。前者係有關地質與地震的部份，而後者則是針對意外事件中地震事件部份的分析。

A.1 關於 SAR 2.2 節地質與地震的部份

此部份與地震安全分析關係最密切者為地層剖面與土壤參數之選取，將影響地盤反應分析的振動特性與土壤放大作用的大小，關係著貯存設施之地震安全性。報告中列有根據三次地質鑽探報告所選取之土壤參數（列於表 2.2.1-1 中），此部份有下列幾點宜再加以說明或澄清：

1. 對於土壤參數之選取應有較詳細之說明，包括來源、根據、判斷及簡化之過程。
2. 表 2.2.1-1 之土壤參數是否與第 6.6 節地震反應分析模型所用之參數一致，應仔細重新檢討，列表比較。
3. 三次鑽探報告中僅有益鼎公司（1992）之報告中有三孔（C7、C9 與 C12 孔）有波速量測之資料，且其中僅 C7 孔係位於貯存設施

混凝土基座之範圍內，此項資料似嫌不足，無法界定其變異性，對於爾後之地震安全分析亦無法作敏感度之分析。

A.2 關於 SAR 6.6 節之地震事件部份

此部份係整箇地震安全分析之核心部份，分之步驟與結果列於附錄 6.6E 中。此部份的分析包含：(A)靜態分析；(B)動態分析。

關於靜態分析部份，報告中的內容與說明較詳細，計算各種狀況下護箱產生滑動或傾倒的臨界加速度，獲得具體結論，惟此項分析係基於「當考量土壤結構互制(SSI)效應後，假設用於混凝土護箱之水平加速度上限設定為 0.50 g」之上限值，此假設條件需由 SSI 分析獲得確認。

關於動態分析部份，報告中的內容與說明相對於靜態分析顯得不夠詳細，此部份有下列幾點宜再加以說明或澄清：

1. 對於分析模型、土壤參數、輸入運動位置，以及獨立貯存護箱之數目大多沒有明確的交待，宜加強補充說明。
2. 圖 6.6.E-6 中之反應譜是否與核一廠之設計反應譜一致？
3. 圖 6.6.E-9 SASSI 分析模式中混凝土基座之尺寸與護箱位置宜指出說明。

4. 圖 6.6.E-14 中外加屏蔽相對於混凝基座之水平向位移似乎呈連續性之位移，是否代表連續性之滑動？與本研究之 ABAQUS 之分析結果完全不一樣，應加以說明。

A.3 綜合結論

綜合前述審查意見，SAR 報告中有關地震安全分析之部份，其基本架構相當完整，已包含各分析項目，惟其中部份細節仍不夠詳細，宜加以補充說明或澄清，再以審查確認，以確保貯存設施之地震安全性。

附錄 B、計畫報告審查意見及回覆

「核一廠乾式貯存設施結構地震之安全審查與確認分析」		
期末報告初稿審查意見及回覆		
頁次	審查意見	國家地震工程研究中心答覆內容
P. 38	報告中之重心高度為 2.877m，與台電 SAR 為 2.888m (p.6.6.E-4) 之結果不同，請說明？	本報告中所估算之貯存護箱重心高度，基於獨立分析之精神，係根據物管局所提供之貯存護箱設計參數表（報告中之表 2.1~2.4）與概略設計圖（報告中之圖 2.1）重新計算。由於護箱各構件幾何形狀複雜，確有必要適度簡化其細部配置以便計算，而在簡化之假設上，可能與台電 SAR 所採用者略有不同。但本報告中之重心高度計算結果，與台電 SAR 之結果誤差僅 1.1cm（約 0.4%），對抗傾倒安全係數之影響有限，而本案例屬於滑動控制，故其影響可忽略不計。
	擬靜態分析中，設計地震值應依 ANSI/ANS-57.9 規定之安全係數 1.1，請問是否滿足要求，並請述明於報告中。	擬靜態分析中，在兩個地震案例下之抗滑動與抗傾倒安全係數均小於 1.1，不滿足 ANSI/ANS-57.9 規定之要求，但由於本案例屬於滑動控制，故會先發生滑動，而不會發生傾倒現象。詳細之比較與說明已修訂於報告中之 4.1 節與 4.2 節。
P. 41	請補充模擬地震案例 II 於 PSA 條件下之抗滑動/傾倒安全係數？	已修訂於報告中之 4.2 節

「核一廠乾式貯存設施結構地震之安全審查與確認分析」

期末報告初稿審查意見及回覆（續）

頁次	審查意見	國家地震工程研究中心答覆內容
P. 45	地盤模型之邊界為何沒將乾華溪列入邊界條件之一？如將其列入，分析上有無困難？	本研究之分析模型可以加以擴充以考慮乾華溪之影響，分析上並無困難。但本研究屬於獨立驗證分析，主旨在釐清貯存護箱受具代表性輸入地震作用下之反應特性，針對台電 SAR 報告作一比較驗證。由於台電 SAR 報告並未從事乾華溪影響之分析，因此本驗證分析報告不包含乾華溪影響之分析。
	貯存護箱之自重使混凝土基座產生差異沉陷，請問該沉陷量如何解讀？當 25 個護箱一起運動時，沉陷量是否更大？混凝土基座可能破壞嗎？是否須更進一步成立研究計畫評估長期貯存(25 casks)之穩定性？	如同台電 SAR 中 6.2.6 節中之混凝土基座沈陷量評估，當實際上考慮基座及其下的承載土層均屬柔性，在承受貯存護箱造成之載重後，必然發生變形現象。本研究比較 1 個與 4 個護箱之動態反應，發現 4 個護箱之動態反應較大，這是個值得設計單位注意的問題，應進一步作更深入的分析，探討 25 個護箱情況之差異沈陷程度，以確保設計之安全。
	於「六、結論與建議」中，請多增補以”數據”顯示本計畫確認分析結果。如兩案例分析結果、1 及 4 個護箱地震行為反應等	已修訂於報告中之第六章。