

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis

鋼構建築物之生命週期成本與永續性分析

Lifecycle Cost and Sustainability Analysis of
Steel Building Structures

陳麒壬

Chi-Jen Chen

指導教授：吳東諭 博士

Advisor : Tung-Yu Wu, Ph.D.

中華民國 113 年 6 月

June, 2024

誌謝

轉瞬即逝，兩年的研究所生活即將結束。一路走來需要感謝的人太多了。首先，我要向我的指導教授吳東諭老師表達最真摯的感謝，感謝您耐心的栽培，除了在研究上提供專業的知識與建議外，還在研究之外給予我各式任務，讓我充實地度過了這兩年。祝老師在未來的升等路上能夠順利。同時，也非常感謝黃尹男老師與林偲妘老師願意擔任口試委員，在口試期間提供了許多寶貴的意見，使得這本論文更加豐富完整。

再來是研究室中一起努力的各位。首先是 Nathan，從碩一開始，我們就是研究室中最晚走的兩個人，很高興在半夜趕進度時有能有你的陪伴。再來是玟鈺，雖然有點受不了你的諧音梗，但在這兩年生活中妳提供了許多的故事與笑料，少了妳可能碩士生活不會這麼有趣。然後宇雯，妳應該是整間研究室最少出現的人，很可惜到快畢業了才變得比較熟，希望未來還能有一起共事的機會。還要感謝勝煜學長、宣傑學長、健庭學長、可盈學姊與元佑學長，感謝你們帶領我熟悉研究室環境與教導我研究相關知識，使初入台大的我能夠快速地融入。也謝謝學弟們朝鈞、明諺、奕承與立安，願意陪我一起吃飯。特別感謝朝鈞在我們口試前忙得焦頭爛額時，幫我們到處跑腿，也希望各位能把這年來建立的研究室傳統延續下去。

然後還要感謝我的大學同學兼室友們少甫、桂瑛、欣妤，在凌晨看著你們依然明亮的房間，讓我知道我不是自己在熬夜。也特別感謝雖然不住在一起但時常來投送補給的亭蔚，雖然送來的食物有一半都被浪費了，但依然讓每次的聚會都有吃不完的食物，祝你日後研究順利。也感謝就讀成大的冠貿、昱霖與震野，能夠在繁忙的研究生生活裡，忙裡偷閒與我一起打電動。感謝從大學一起讀到研究所的各位，有你們的陪伴，這段時光並不孤單，期許未來仍能保持聯繫。

我還要感謝我的家人，感謝你們對我無條件的支持，讓我能夠無後顧之憂地追求更高的學歷，成為我最堅強的後盾，讓我有不斷努力的目標與動力。最後，我也感謝我自己，雖然過程中曾遇到許多想放棄的時刻，感謝自己能夠一次次的堅持下來，期許自己能夠變得更加自律，並繼續向前。祝我自己與同屆不論有無提到的各位，畢業快樂。

摘要

近年來對於環境保護議題之討論興起，根據聯合國統計，建築與營造部門所產生之二氧化碳年碳排放量占全球之 38%。且通常營造商進行決策時僅考慮建築之建置成本，為了實現長期經濟效益，針對建築物之生命週期成本與碳排放的討論逐漸受到重視。而鋼結構建築由於其重量輕、易於施工與延性(ductility)強等優點，被廣泛地用於頻繁發生地震與人口密集地區中。而台北盆地地區地質複雜、人口密度高，且鄰近山腳斷層，為了應對未來可能發生之近斷層地震風險與調查台北盆地地區內鋼構建物之主體結構壽命生命週期五十年內由地震導致之經濟與環境影響，有必要詳細，以作為相關決策者之參考依據。

為深入了解並比較各種不同鋼結構系統於此類地震事件中之耐震能力，本研究回顧有關於近斷層地震特性與鋼結構對於近斷層歷時下反應之相關文獻，並使用不同樓高之鋼結構抗彎矩構架(MRF)、二元構架(DUAL)、周緣抗彎矩構架(PMF)與周緣挫屈束制斜撐構架(PBRB)作為構架原型進行震損評估。本研究依據美國 FEMA P-58 所提出之評估流程，使用修繕金額與碳排放量作為指標來量化鋼構建築物之震災韌性，並採用有限元素軟體 LS-DYNA 針對三種原型構架進行非線性動力歷時分析，進行基於近斷層情境與基於整體危害度之震損評估，以探討不同結構系統之鋼構建築物於山腳斷層發生規模 7.3 之近斷層脈衝地震下之震損情形與其年化修繕、碳排成本評估。

結果顯示，本研究所考慮的原型構架均滿足 ASCE 7-16 對於 50 年內倒塌風險的要求。震災損失評估結果表明，非結構構件的修復損失是主要的震損來源，若以經濟性和永續性作為考量，應優先考慮降低各系統的樓層加速度。此外，結構週期差異對生命週期成本有顯著影響，且使用經濟性耐震指標時須注意構件損毀樓層的影響。若以生命週期成本與碳排放作為主要考量，建議在中樓層、高樓層及超高樓層分別選擇 MRF、PMF 和 BRBF 作為鋼結構建築使用之系統。近斷層震損評估結果則顯示，在中高樓層建築中亦可使用 PBRB 系統，以降低震災損失並提升空間使用靈活性，但需對另該系統進行生命週期成本分析以評估其效益。

關鍵字：鋼結構耐震分析、震損評估、機率式風險評估、近斷層、碳排放

ABSTRACT

Environmental protection efforts have highlighted the construction sector's significant CO₂ emissions, contributing 38% of global emissions annually according to the United Nations. Typically, builders focus on construction costs, overlooking long-term economic and environmental impacts. Steel structures, favored for their light weight, ease of construction, and high ductility, are crucial in earthquake-prone and densely populated areas. Given the intricate geology and dense population of the Taipei Basin, and its proximity to the Shanchiao Fault, evaluating the 50-year economic and environmental impacts of seismic events on steel structures is vital for informed decision-making.

This study assesses seismic damage in various steel structural systems—Moment Resisting Frames (MRF), Dual Systems (DUAL), Perimeter Moment Frames (PMF), and Perimeter Buckling Restrained Braced Frames (PBRB)—at different heights. Using FEMA P-58 evaluation procedures, repair costs, and carbon emissions quantify seismic resilience. Nonlinear dynamic time-history analyses with LS-DYNA evaluate seismic damage under near-fault scenarios, focusing on a magnitude 7.3 earthquake at the Shanchiao Fault. Annualized repair and carbon emission costs are assessed for different structural systems.

Results show that all prototype frames meet ASCE 7-16 collapse risk requirements within 50 years. The seismic loss assessment results show that the repair costs for non-structural components are the main source of seismic losses, priority should be given to reducing floor accelerations in various systems. Additionally, differences in structural periods significantly impact life cycle costs, and when using economic seismic indicators, attention must be paid to the impact of damaged floors. Suppose life cycle costs and carbon emissions are the primary considerations. In that case, it is recommended that MRF, PMF, and BRBF be selected for mid-rise, high-rise, and super-high-rise steel structures, respectively. Near-fault seismic loss assessment results indicate that PBRB systems can also be used in mid-rise and high-rise buildings to reduce seismic losses and improve space usage, but a life cycle cost analysis should be conducted to evaluate the benefits of this system.

Keywords: Seismic loss, Near fault earthquake, Collapse risk assignment, Seismic Analysis of Steel Structures, Carbon emission

目 次



誌謝	ii
摘要	iii
ABSTRACT	iv
目 次	v
圖 次	vii
表 次	xvi
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究方法	2
1.3 論文結構	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 近斷層地震下性能評估之相關文獻	4
2.2 建築結構生命週期成本與永續性評估	5
2.2.1 生命週期成本評估與永續性評估	5
2.2.2 FEMA P-58 耐震性能評估法	9
第三章 鋼結構系統原型構架	22
3.1 各結構系統介紹	22
3.1.1 全剛接梁構架系統與周緣構架系統	22
3.1.2 抗彎矩構架系統與斜撐構架系統	22
3.2 原型構架設計結果	23
3.2.1 設計條件	23
3.2.2 梁柱斷面及用鋼量差異	23
3.2.3 樓層勁度及動力特性差異	24
第四章 原型構架非線性動力歷時分析	43
4.1 有限元素模型建置	43
4.1.1 阻尼設定	43
4.1.2 材料模型	44
4.1.3 束制及邊界條件	47

4.1.4	各結構構件之建立準則.....	48
4.2	自由震動分析.....	53
4.3	非線性動力歷時分析.....	53
4.3.1	遠域地震歷時之選取.....	54
4.3.2	近斷層地震歷時之選取.....	54
4.3.3	危害度曲線.....	54
4.3.4	地震歷時之縮放.....	55
4.3.5	非線性動力歷時分析結果.....	55
第五章	原型構架風險與震損評估.....	107
5.1	倒塌易損性與風險.....	107
5.1.1	鋼結構倒塌易損性分析.....	107
5.1.2	倒塌風險分析.....	108
5.2	生命週期成本與碳排.....	109
5.2.1	性能模型設定.....	109
5.2.2	生命週期成本與碳排設定.....	112
5.2.3	各強度震損評估結果.....	113
5.2.4	生命週期成本與生命週期碳排評估結果.....	117
5.2.5	綜合評比.....	118
5.3	近斷層地震震損評估.....	119
5.3.1	中層樓構架.....	119
5.3.2	高層樓構架.....	120
5.3.3	超高層樓構架.....	121
5.3.4	綜合評比.....	122
5.4	結果與討論.....	123
第六章	結論與建議.....	170
6.1	結論.....	170
6.2	建議.....	171
	參考文獻.....	173

圖 次



圖 1.1 研究步驟流程圖	3
圖 2.1 各樓層側向位移模擬結果[4]	13
圖 2.2 倒塌強度與 T_p/T_1 比較圖[8]	13
圖 2.3 PVA 對於 BRB 系統層間位移角之影響比較圖	14
圖 2.4 T_p/T_1 對於 BRB 系統層間位移角之影響比較圖	14
圖 2.5 生命週期內各類成本關係[11]	14
圖 2.6 考慮劣化程度之生命週期維護成本(a)劣化容許值 15%(a)劣化容許值 30%	15
圖 2.7 結構加速度反應圖於 (a) 50%/50yrs 重現期之強度(b) 10%/50yrs 重現期之 強度 (c) 2%/50yrs 重現期之強度	15
圖 2.8 Hwang 與 Lignos[15]評估之周緣抗彎矩平面圖	15
圖 2.9 六層樓 BRBF 醫院各設計理念之(a)初始成本(b)生命週期成本[16]	16
圖 2.10 基於規範與基於價值最佳化設計之建築總成本比較[17]	16
圖 2.11 遠域地震及近斷層地震對於殘餘位移之影響[18]	16
圖 2.12 不同設計之 LCC 組成比較 (a) 4 層和 (b) 8 層[19]	17
圖 2.13 各階段之能耗分佈(a)鋼結構建築(b)鋼筋混凝土建築[20]	17
圖 2.14 評估每一實現之流程圖[23]	18
圖 2.15 FEMA P-58(2018)建議之評估流程圖	18
圖 2.16 FEMA P-58(2018)中辦公大樓之人口模型	19
圖 2.17 FEMA P-58(2018)提供之構件數量預估工具	19
圖 2.18 FEMA P-58(2018)易損性曲線示意圖	20
圖 2.19 FEMA P-58(2018)典型修繕金額之後果函數示意圖	20
圖 2.20 PACT 主頁面	21
圖 3.1 鋼構架平面示意圖(a)全剛接構架(b)周緣構架	40
圖 3.2 系統之原型構架立面圖(a) 抗彎矩構架構架(b)斜撐構架	40
圖 3.3 中樓層原型構架之(a)雙向第一模態振型(b)雙向模態之層間位移角	41
圖 3.4 高樓層原型構架之(a)雙向第一模態振型(b)雙向模態之層間位移角	41
圖 3.5 超高樓層原型構架之(a)雙向第一模態振 型(b)雙向模態之層間位移角	41

圖 3.6 中樓層原型構架之(a)層間位移檢核結果(b)樓層勁度	42
圖 3.7 高樓層原型構架之(a)層間位移檢核結果(b)樓層勁度	42
圖 3.8 超高樓層原型構架之(a)層間位移檢核結果(b)樓層勁度	42
圖 4.1 (a)原型構架模型示意圖(b)梁柱交會區模型示意圖	74
圖 4.2 DAMPING_GLOBAL 設置頁面	74
圖 4.3 MAT_RIGID(MAT_020)設置頁面	75
圖 4.4 MAT_097 之模型設置概念圖	75
圖 4.5 MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM(MAT_097)設置頁面	75
圖 4.6 MAT_HYSTERETIC_BEAM(MAT_209)設置頁面	76
圖 4.7 MAT_HYSTERETIC_BEAM 不同種類遲滯硬化曲線[2]	76
圖 4.8 MAT_HYSTERETIC_BEAM 塑鉸位置設置[2]	76
圖 4.9 MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR(MAT_S06)設置頁面	77
圖 4.10 ELEMENT_BEAM 設置頁面	77
圖 4.11 CONSTRAINED_REVOLUTE_JOINT 變形示意圖與節點編號[2]	77
圖 4.12 PEER/ATC PEER/ATC72-1[27]梁柱接頭之背骨曲線	78
圖 4.13 梁柱交會區之剪力旋轉圖[40]	78
圖 4.14 梁柱交會區之扭矩彈簧推導圖	78
圖 4.15 鋼柱背骨曲線示意圖[31]	79
圖 4.16 複合樓版系統簡化模擬示意圖(a)實際狀態 (b)簡化設置[36]	79
圖 4.17 FF01 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	79
圖 4.18 FF02 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	80
圖 4.19 FF03 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	80
圖 4.20 FF04 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	80
圖 4.21 FF05 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	81
圖 4.22 FF06 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	

.....	81
圖 4. 23 FF07 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	81
.....	82
圖 4. 24 FF08 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	82
.....	82
圖 4. 25 FF09 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	82
.....	82
圖 4. 26 FF10 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	82
.....	83
圖 4. 27 FF11 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	83
.....	83
圖 4. 28 山腳斷層構造沿線圖[41]	83
圖 4. 29 NF01 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	84
.....	84
圖 4. 30 NF02 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	84
.....	84
圖 4. 31 NF03 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	84
.....	84
圖 4. 32 NF04 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	84
.....	85
圖 4. 33 NF05 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	85
.....	85
圖 4. 34 NF06 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	85
.....	85
圖 4. 35 NF07 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	85
.....	86
圖 4. 36 NF08 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	86
.....	86
圖 4. 37 NF09 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	86
.....	86
圖 4. 38 NF10 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	

.....	86
圖 4. 39 NF11 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	87
.....	87
圖 4. 40 NF12 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	87
.....	87
圖 4. 41 NF13 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	87
.....	87
圖 4. 42 NF14 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	88
.....	88
圖 4. 43 NF15 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	88
.....	88
圖 4. 44 NF16 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	88
.....	88
圖 4. 45 NF17 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	89
.....	89
圖 4. 46 NF18 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	89
.....	89
圖 4. 47 NF19 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	89
.....	89
圖 4. 48 NF20 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	90
.....	90
圖 4. 49 NF21 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	90
.....	90
圖 4. 50 NF22 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖	90
.....	90
圖 4. 51 台北二區地震危害度曲線	91
圖 4. 52 MRF 危害度曲線擬合結果	91
圖 4. 53 DUAL 危害度曲線擬合結果	92
圖 4. 54 PMF 危害度曲線擬合結果	92
圖 4. 55 PBRB 危害度曲線擬合結果	93
圖 4. 56 M-MRF (T = 1.055)各等級之強度	93

圖 4. 57 H-MRF ($T = 2.00$)各等級之強度	94
圖 4. 58 SH-MRF ($T = 3.72$)各等級之強度	94
圖 4. 59 M-DUAL ($T = 0.91$)各等級之強度	94
圖 4. 60 H-DUAL ($T = 1.575$)各等級之強度.....	95
圖 4. 61 SH-DUAL ($T = 3.15$)各等級之強度	95
圖 4. 62 M-PMF ($T = 1.024$)各等級之強度.....	95
圖 4. 63 H-PMF ($T = 2.048$)各等級之強度.....	96
圖 4. 64 SH-PMF ($T = 4.096$)各等級之強度	96
圖 4. 65 M-PBRB ($T = 0.975$)各等級之強度.....	96
圖 4. 66 H-PBRB ($T = 1.78$)各等級之強度.....	97
圖 4. 67 SH-PBRB ($T = 3.72$)各等級之強度	97
圖 4. 68 M-MRF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度.....	98
圖 4. 69 M-DUAL 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度	98
圖 4. 70 M-PMF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度	99
圖 4. 71 H-MRF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度	99
圖 4. 72 H-DUAL 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度.....	100
圖 4. 73 H-PMF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度.....	100
圖 4. 74 SH-MRF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度	101
圖 4. 75 SH-DUAL 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度.....	101
圖 4. 76 SH-PMF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度.....	102
圖 4. 77 M-MRF 增量動力分析曲線.....	103
圖 4. 78 M-DUAL 增量動力分析曲線	103
圖 4. 79 M-PMF 增量動力分析曲線	103
圖 4. 80 H-MRF 增量動力分析曲線	104
圖 4. 81 H-DUAL 增量動力分析曲線.....	104
圖 4. 82 H-PMF 增量動力分析曲線.....	104
圖 4. 83 SH-MRF 增量動力分析曲線	105
圖 4. 84 SH-DUAL 增量動力分析曲線.....	105
圖 4. 85 SH-PMF 增量動力分析曲線.....	105

圖 4.86 近斷層情境下各結構系統之(a)層間位移角(b)樓層加速度	106
圖 5.1 中層樓各系統之倒塌易損性	132
圖 5.2 高層樓各系統之倒塌易損性	132
圖 5.3 超高層樓各系統之倒塌易損性	132
圖 5.4 M-MRF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	133
圖 5.5 M-DUAL 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	133
圖 5.6 M-PMF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	133
圖 5.7 H-MRF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	134
圖 5.8 H-DUAL 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	134
圖 5.9 H-PMF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	134
圖 5.10 SH-MRF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	135
圖 5.11 SH-DUAL 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	135
圖 5.12 SH-PMF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率	135
圖 5.13 結構體五十年生命週期內倒塌風險	136
圖 5.14 M-MRF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	136
圖 5.15 M-MRF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	136
圖 5.16 M-MRF 各強度下之非結構部件震災損失	137
圖 5.17 M-MRF 各強度下之非結構部件碳排放	137
圖 5.18 M-MRF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	137
圖 5.19 M-DUAL 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	138
圖 5.20 M-DUAL 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	138
圖 5.21 M-DUAL 各強度下之非結構部件震災損失	138
圖 5.22 M-DUAL 各強度下之非結構部件碳排放	139
圖 5.23 M-DUAL 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	139
圖 5.24 M-PMF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	139
圖 5.25 M-PMF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	140
圖 5.26 M-PMF 各強度下之非結構部件震災損失	140
圖 5.27 M-PMF 各強度下之非結構部件碳排放	140
圖 5.28 M-PMF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	141

圖 5. 29 H-MRF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	141
圖 5. 30 H-MRF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	141
圖 5. 31 H-MRF 各強度下之非結構部件震災損失	142
圖 5. 32 H-MRF 各強度下之非結構部件碳排放	142
圖 5. 33 H-MRF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	142
圖 5. 34 H-DUAL 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	143
圖 5. 35 H-DUAL 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	143
圖 5. 36 H-DUAL 各強度下之非結構部件震災損失	143
圖 5. 37 H-DUAL 各強度下之非結構部件碳排放	144
圖 5. 38 H-DUAL 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	144
圖 5. 39 H-PMF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	144
圖 5. 40 H-PMF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	145
圖 5. 41 H-PMF 各強度下之非結構部件震災損失	145
圖 5. 42 H-PMF 各強度下之非結構部件碳排放	145
圖 5. 43 H-PMF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	146
圖 5. 44 SH-MRF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	146
圖 5. 45 SH-MRF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	146
圖 5. 46 SH-MRF 各強度下之非結構部件震災損失	147
圖 5. 47 SH-MRF 各強度下之非結構部件碳排放	147
圖 5. 48 SH-MRF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	147
圖 5. 49 SH-DUAL 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	148
圖 5. 50 SH-DUAL 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	148
圖 5. 51 SH-DUAL 各強度下之非結構部件震災損失	148
圖 5. 52 SH-DUAL 各強度下之非結構部件碳排放	149
圖 5. 53 SH-DUAL 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比	149
圖 5. 54 SH-PMF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放	149
圖 5. 55 SH-PMF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放	150
圖 5. 56 SH-PMF 各強度下之非結構部件震災損失	150
圖 5. 57 SH-PMF 各強度下之非結構部件碳排放	150

圖 5. 58 SH-PMF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比.....	151
圖 5. 59 各結構系統每層樓之(a)年化震災修復成本(b)生命週期成本	151
圖 5. 60 各結構系統每層樓之(a)年化修復碳排放(b)生命週期碳排放	151
圖 5. 61 M-MRF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	152
圖 5. 62 M-MRF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	152
圖 5. 63 M-DUAL 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	153
圖 5. 64 M-DUAL 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	153
圖 5. 65 M-PMF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	154
圖 5. 66 M-PMF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	155
圖 5. 67 M-PBRB 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	156
圖 5. 68 M-PBRB 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	156
圖 5. 69 H-MRF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	157
圖 5. 70 H-MRF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	157
圖 5. 71 H-DUAL 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	158
圖 5. 72 H-DUAL 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	159
圖 5. 73 H-PMF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	160
圖 5. 74 H-PMF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	160
圖 5. 75 H-PBRB 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	161
圖 5. 76 H-PBRB 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	161
圖 5. 77 SH-MRF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	162
圖 5. 78 SH-MRF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	163
圖 5. 79 SH-DUAL 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	164
圖 5. 80 SH-DUAL 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	164
圖 5. 81 SH-PMF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	165
圖 5. 82 SH-PMF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	165

圖 5. 83 SH-PBRB 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放	166
圖 5. 84 SH-PBRB 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放	167
圖 5. 85 各結構系統於近斷層情境下之每層樓修復金額比較	168
圖 5. 86 各結構系統於近斷層情境下之每層樓修復碳排放比較	168
圖 5. 87 各結構系統於近斷層情境下之每層樓結構部件修復金額比較	169
圖 5. 88 各結構系統於近斷層情境下之每層樓結構部件修復碳排放比較	169

表 次



表 3.1 M-MRF 系統之鋼柱斷面尺寸	26
表 3.2 M-DUAL 系統之鋼柱斷面尺寸	26
表 3.3 M-PMF 系統之鋼柱斷面尺寸	26
表 3.4 M-PBRB 系統之鋼柱斷面尺寸	26
表 3.5 M-MRF 系統之 X 向大梁斷面尺寸	26
表 3.6 M-DUAL 系統之 X 向大梁斷面尺寸	27
表 3.7 M-PMF 系統之 X 向大梁斷面尺寸	27
表 3.8 M-PBRB 系統之 X 向大梁斷面尺寸	27
表 3.9 M-MRF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	27
表 3.10 M-DUAL 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	27
表 3.11 M-PMF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	27
表 3.12 M-PBRB 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	28
表 3.13 H-MRF 系統之鋼柱斷面尺寸	28
表 3.14 H-DUAL 系統之鋼柱斷面尺寸	28
表 3.15 H-PMF 系統之鋼柱斷面尺寸	28
表 3.16 H-PBRB 系統之鋼柱斷面尺寸	29
表 3.17 H-MRF 系統之 X 向大梁斷面尺寸	29
表 3.18 H-DUAL 系統之 X 向大梁斷面尺寸	29
表 3.19 H-PMF 系統之 X 向大梁斷面尺寸	29
表 3.20 H-PBRB 系統之 X 向大梁斷面尺寸	30
表 3.21 H-MRF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	30
表 3.22 H-DUAL 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	30
表 3.23 H-PMF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	30
表 3.24 H-PBRB 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	30
表 3.25 SH-MRF 系統之鋼柱斷面尺寸	31
表 3.26 SH-DUAL 系統之鋼柱斷面尺寸	31
表 3.27 SH-PMF 系統之鋼柱斷面尺寸	32
表 3.28 SH-PBRB 系統之鋼柱斷面尺寸	32

表 3. 29 SH-MRF 系統之 X 向大梁斷面尺寸	33
表 3. 30 SH-DUAL 系統之 X 向大梁斷面尺寸	33
表 3. 31 SH-PMF 系統之 X 向大梁斷面尺寸	33
表 3. 32 SH-PBRB 系統之 X 向大梁斷面尺寸	33
表 3. 33 SH-MRF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	33
表 3. 34 SH-DUAL 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	34
表 3. 35 SH-PMF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	34
表 3. 36 SH-PBRB 系統之 Y 向大梁斷面尺寸	34
表 3. 37 M-DUAL 系統之挫屈束制斜撐力學參數	35
表 3. 38 H-DUAL 系統之挫屈束制斜撐力學參數	35
表 3. 39 SH-DUAL 系統之挫屈束制斜撐力學參數	36
表 3. 40 M-PBRB 系統之挫屈束制斜撐力學參數	37
表 3. 41 H-PBRB 系統之挫屈束制斜撐力學參數	37
表 3. 42 SH-PBRB 系統之挫屈束制斜撐力學參數	38
表 3. 43 各系統原型構架用鋼量	39
表 3. 44 各系統原型構架之雙向第一模態週期	39
表 4. 1 本研究所選定之有限元素模擬單位	59
表 4. 2 本研究所使用之材料強度	59
表 4. 3 各原型構架系統之各項基本模態週期	59
表 4. 4 遠域地震歷時資料	60
表 4. 5 近斷層地震歷時資料	61
表 4. 6 地震危害度曲線分析模型資料	62
表 4. 7 M-MRF 各區間危害參數與 50 年超越機率	63
表 4. 8 M-DUAL 各段危害參數與 50 年超越機率	63
表 4. 9 M-PMF 各段危害參數與 50 年超越機率	63
表 4. 10 M-PBRB 各段危害參數與 50 年超越機率	63
表 4. 11 H-MRF 各段危害參數與 50 年超越機率	64
表 4. 12 H-DUAL 各段危害參數與 50 年超越機率	64
表 4. 13 H-PMF 各段危害參數與 50 年超越機率	64

表 4. 14 H-PBRB 各段危害參數與 50 年超越機率.....	64
表 4. 15 SH-MRF 各段危害參數與 50 年超越機率	65
表 4. 16 SH -DUAL 各段危害參數與 50 年超越機率.....	65
表 4. 17 SH -PMF 各段危害參數與 50 年超越機率.....	65
表 4. 18 SH -PBRB 各段危害參數與 50 年超越機率	65
表 4. 19 抗彎矩構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值(Sgm)	66
表 4. 20 二元構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值	66
表 4. 21 周緣抗彎矩構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值	67
表 4. 22 周緣挫屈束制斜撐構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值	67
表 4. 23 抗彎矩構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值	68
表 4. 24 二元構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值	69
表 4. 25 周緣抗彎矩構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值	70
表 4. 26 周緣挫屈束制斜撐構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值	71
表 4. 27 中層樓構架於各等級下之平均 Max. SDR 與標準差 (Unit：%).....	72
表 4. 28 中層樓構架於各等級下之平均 Max. Acc.與標準差 (Unit：g).....	72
表 4. 29 高層樓構架於各等級下之平均 Max. SDR 與標準差 (Unit：%).....	72
表 4. 30 高層樓構架於各等級下之平均 Max. Acc.與標準差 (Unit：g).....	73
表 4. 31 超高層樓構架於各等級下之平均 Max. SDR 與標準差 (Unit：%).....	73
表 4. 32 超高層樓構架於各等級下之平均 Max. Acc.與標準差 (Unit：g).....	73
表 5. 1 FEMA P-58[1]中對於建物品質之不確定性 β_c 之建議值.....	125
表 5. 2 FEMA P-58[1]中對於模型分析之不確定性 β_q 之建議值	125
表 5. 3 不同譜加速度上界計算得之 50 年內倒塌風險	126
表 5. 4 鋼骨構造每平方米造價[44]	126
表 5. 5 挫屈束制斜撐造價(單位：TWD)	126
表 5. 6 各系統之重建數據	127
表 5. 7 高度因子建議值[1]	127
表 5. 8 非結構構件估計之結果	128
表 5. 9 非結構構件類型	129
表 5. 10 中層樓原型構架於各強度地震下之震災總損失與震災總碳排	129

表 5.11 高層樓原型構架於各強度地震下之震災總損失與震災總碳排	130
表 5.12 超高層樓原型構架於各強度地震下之震災總損失與震災總碳排	130
表 5.13 長期折現率建議值精進公共建設計畫經濟效益評估及財務計畫[48]	130
表 5.14 初始建置成本與年化修復金額 (Unit : USD)	131
表 5.15 初始建置碳排與年化修復碳排 (Unit : kgCO ₂ e)	131

第一章 緒論



1.1 研究動機與目的

在全球氣候變遷日益嚴峻的今天，永續發展已成為各國須解決之重要課題。我國也不例外，政府於近期宣布 2050 淨零碳排的宏大目標，積極致力於減少各行各業的碳排放。而根據聯合國統計，建築與營造部門所產生之二氧化碳年碳排放量占全球之 38%，為實現永續發展目標的關鍵之一。且建築業者通常僅以足夠之安全性與最低之建置成本作為基本要求，然而，發生罕見地震情形下非結構構件與結構構件可能因為過大之結構反應造成失能，這將會對居住者、擁有者或使用者造成影響，且此些影響並無法於設計時有效反應於建置成本上。雖然可通過加強結構進而降低災害損失，但不免地會增加初始建置成本，不過於結構生命週期內，加強結構帶來之效益可能遠超增加之成本。因此，理想情況下，於地震多發地區之建築系統選擇依據應基於生命週期成本，而非初始成本。

而鋼結構建築具有重量輕、施工工期短且延性能力強與擁有良好的韌性消能力等優點，被廣泛使用於人口密集、建築密集地區與高震區。而台灣位於板塊交界帶，活動斷層密布、地震頻繁，使得鋼結構建築被大量應用於都市區之中高樓層建築，同時也使其面臨著嚴重的地震風險。以台北盆地為例，由於該地區鄰近山腳斷層，存在近斷層地震發生之可能性，且由於盆地地形的特殊性，地震能量可能因場址效應造成震波放大，使得地震危害大大增加。

早期性能設計法以正常運作、立即可用、生命安全及避免倒塌等，作為結構之性能指標，然而這些指標並無法準確量化建物之耐震性能。有鑑於此，美國 FEMA(Federal Emergency Management Agency)提出了建築物耐震性能評估法 FEMAP-58[1]，以機率性評估各建築於各種條件下之震災損失，如修繕時間、修繕金額、隱含碳與隱含能源等，並以此作為建築物之耐震性能指標，上述經濟性參數相較於峰值位移、殘餘位移等工程需求參數(EDP)更能使決策者體會建築物之耐震性能並做出相對應的對策。

鑒於上述原因，本研究將參考 FEMA P-58[1]之評估流程，針對台北盆地內之不同鋼結構系統進行基於整體危害度與基於近斷層地震情境下之震災損失評估，以生命週期成本與生命週期碳排放作為性能指標，以討論不同鋼結構系統之經濟

性與永續性之差異，並同時探討不同鋼結構系統對於近斷層脈衝型地震之震災損失影響，以提供政府及相關決策者於公共設施與政策選擇上之參考與幫助。



1.2 研究方法

本研究旨在針對台北盆地內之常見鋼構架系統與其周緣構架系統進行震後損失評估、生命週期成本與碳排評估。首先進行文獻回顧，蒐集相關研究資料，以確立研究範圍及方法。接著，設計一系列部同樓高與不同系統之台北二區之鋼結構架系統原型，並使用有限元素軟體 LS-DYNA[2]建立相應之有限元素模型。隨後，依循 FEMA P-58[1]所提出之建築耐震性能評估流程，進行非線性歷時分析，以取得所需之結構反應。而性能模型則採用 FEMA P-58[1]所提供之性能分析工具 PACT 進行設置，考慮台北二區之地震危害度與山腳斷層發生規模為 7.3 之近斷層地震情境，以震災修復金額與修復碳排作為結構性能指標進行近斷層地震之震災損失與年化損失之求取，並進一步以所得之年化損失進行生命週期成本評估。此外，本研究亦使用台北二區之地震危害度曲線進一步評估各結構系統於該地區之倒塌風險。最後，綜合上述之評估結果，提出具體的改善建議和結論，以求提升台北盆地建築物之耐震性能與永續發展。

1.3 論文結構

本研究依據內容可以分為六章，第一章為緒論，說明本研究之研究背景、動機、目標與研究方法；第二章為文獻回顧，除蒐集建築於近斷層脈衝型地震下之結構反應特性外，並簡述了 FEMA P-58[1]與本研究所參考之耐震性能評估流程；第三章為介紹本研究所使用之鋼結構系統原型構架；第四章則針對如何求取結構之非線性反應，詳述了本研究從建模、地震歷時之挑選至地震歷時之縮放使用之方法，並探討非線性動力分析結果；第五章則依據前章節所得之結構反應，進一步探討其倒塌易損性與風險，並利用 PACT 進行震後災損與年化損失評估，並進行生命週期成本評估，比較不同鋼結構系統之結果差異並探討其原因；第六章為結論與建議，綜合本研究之分析結果並提出對未來研究方向與後續研究之建議。

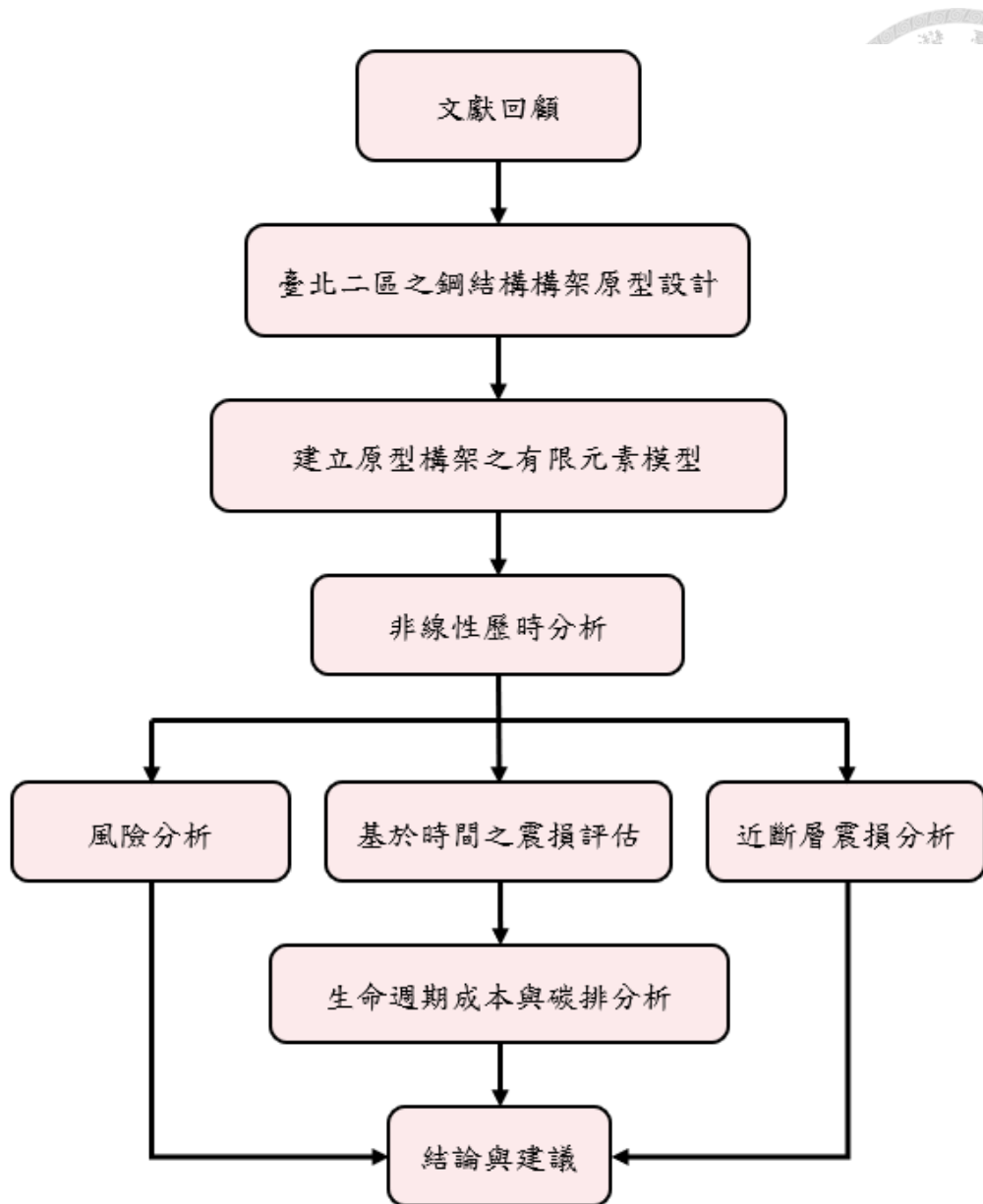


圖 1.1 研究步驟流程圖

第二章 文獻回顧

本章節文獻回顧主要分成兩個部分，第一部分為有關近斷層脈衝型地震建對建築可能造成危害之相關文獻，第二部分則針對有關建築生命週期成本、碳排放分析之相關文獻進行回顧。

2.1 近斷層地震下性能評估之相關文獻

近年來，對於近斷層地震之研究日益增多，且均表明其特有之脈衝效應對結構物的重大影響。Bertero 等人[3]通過對聖費爾南多地震的研究，發現近斷層地震之脈衝效應會引發大量地表位移與急劇增加之地表速度，這對結構之位移與強度增加了額外的需求，並且表明近斷層地震的峰值非彈性反應難以從彈性反應中可靠預測。Hall 等人[4] 針對 20 層鋼構建築於 M_w 7.0 之北嶺地震歷時進行模擬，模擬結果如圖 2.1 顯示，其中 A 為地震起始時間；B 為結構整體向前時；C 為達到最大地表位移時；D 為地表開始向後階段；E 為地震結束時。結果顯示結構於 C 點開始發生大量塑性應變，並且於 D 點達到最大值，尤其在 1/3 樓高處最為嚴重。同時指出即使當時結構設計符合相應之規範，但由於近斷層地震特性，仍存在超出設計容量的破壞可能性。

Malhotra[5] 研究了四種含脈衝之近斷層地震歷時(El Centro、Imperial Valley、Northridge 與一種人造地震)與一種遠域地震歷時(El Centro)之地震反應。結果顯示具有方向性之近斷層地震會造成較高之結構反應，而增加額外的阻尼系統能有效降低脈衝震動。同時指出，最大地表加速度、速度與位移(PGA、PGV 與 PGD)為主要影響參數，並發現具有方向性之近斷層地震往往具有較高的 PGV/PGA 比例。Bray 與 Rodriguez-Marek[6] 對 50 個近斷層地震歷時進行參數化分析，針對單脈衝週期與單脈衝幅度來簡化表示脈衝型地震，並建立估計 PGV 與前向近斷層運動速度脈衝週期 T_v 之經驗公式。結果顯示近斷層區域 PGV 隨震級與距離的變化而顯著變化，且場址條件對地震歷時時長影響顯著。

此外，有研究發現脈衝周期對與結構第一模態周期比對結構反應關係影響顯著。Alavi 與 Krawinkler[7]對抗彎矩構架進行 15 筆近斷層地震非線性歷時分析，結果顯示，對於 $T_1 > T_p$ 之結構，結構上層會產生較大的剪力，而對於 $T_1 \leq T_p$ 之結構，底部延展性需求較大。而 Champion 與 Liel[8]針對加州等強震區之 23 座新舊

混凝土建築進行非線性動力分析，以調查這些結構對於近斷層地震之倒塌風險，考慮 91 種具有不同脈衝週期之近斷層地震歷時，並使用增量動力分析計算倒塌機率，且通過危害度評估進行風險分析。結果顯示，建築物倒塌行為受地震動脈衝週期與建築物第一模態週期比 T_p/T_1 影響很大，由於接近倒塌的結構會使結構周期延長，因此對 $T_p/T_1 \geq 2$ 之結構具有較高之破壞性，如圖 2.2 所示，並指出即使是符合當時法規所建置之新混凝土建築仍無法滿足 50 年內倒塌機率 1% 之要求。

為研究不同結構系統面對近斷層地震之反應差異，Wu 等人[9]對各種典型阻尼系統鋼結構構架，如挫曲束制斜撐(BRB)、摩擦阻尼器(FD)、自復位阻尼器(SCD)、黏滯阻尼器(VD)與黏彈性阻尼器(VED)等系統，進行近斷層地震歷時耐震評估，並針對脈衝速度震幅(PVA)與第一模態週期比 T_p/T_1 進行參數分析，並討論了阻尼器是否破壞對於評估結果之影響，而 BRB 系統模擬結果如圖 2.3、圖 2.4 所示。結果顯示，規範設計之阻尼器於罕見地震強度下之前向性近斷層地震時可能會發生倒塌，而阻尼器失效將嚴重影響減震效果；而 PVA 極大影響了各阻尼系統之位移反應，但對於速度影響極小，因此與速度相關的 VD 系統即使於高 PVA 下也能展現良好的消能能力。

Ahmad 與 Phillips[10] 對 5 層樓與 12 層樓之挫曲束制斜撐構架進行非線性動力分析，採用了四種不同特徵地震，分別為遠域地震、近斷層無脈衝地震、近斷層有脈衝地震與隱沒帶地震。結果指出近斷層地震不管有無脈衝均會有額外層間位移發生，而隱沒帶地震所造成之累積延性需求比遠域地震高五至六倍。

綜合以上研究，近斷層地震的脈衝效應對結構物之影響顯著，且不同結構系統對這種效應的反應各異，考慮到鄰近台北盆地之山腳斷層可能帶來之未知危害，本研究將針對此情境進行震損評估評估。

2.2 建築結構生命週期成本與永續性評估

本節首先將針對建築結構生命週期成本與永續性評估之相關文獻進行回顧，並統整現有研究之主要發現與方法，總結此領域內之研究現狀與應用，而後針對本研究所使用之 FEMA P-58[1]耐震性能評估法進行簡略介紹。

2.2.1 生命週期成本評估與永續性評估

近年來，隨著永續性意識之興起，未來發展之考量已不再僅限於單一事件之經

濟效益。在進行資源使用時，需同時考慮社會與環境之負擔，以確保決策之全面性。營建產業作為資源消耗與環境影響的主要來源之一，更需要引入生命週期成本與永續性評估等指標來決定設計與施工方案，以提升整體之利益最大化，實現永續發展。

生命週期成本 (Life-Cycle Cost, LCC) 意指結構體整個生命週期內所產生之總成本。然而，普遍營建業者所進行之成本分析通常僅關注於初始建置與施工成本，從而忽略了後續之成本所造成之影響。有鑑於此 Sarma 與 Adeli[11] 將成本劃分為七大類，包括初始設計與施工成本、維護成本、檢查成本、修繕成本、營運成本、故障成本以及生命週期結束時之拆除成本，並詳細討論了影響這些成本的十一個主要因素，如圖 2.5。而後在僅考慮初始建置成本與塗裝維護成本之前提下，進行了材料成本、重量、斷面種類數與型鋼截面周長等四種參數之最佳化分析，以提供可優化鋼結構物生命週期成本之策略。同樣考量維護成本對於生命週期成本之影響，Chiu 等人[12]發現，維護策略中忽劣化與地震造成之累積損傷，會導致結構安全性與使用壽命評估不準確。為解決此問題，該研究考慮了兩種混凝土容許劣化程度 (15%與 30%)，並對一棟 12 層樓混凝土建築通過蒙地卡羅模擬以進行生命週期成本分析。分析結果如圖 2.6 所示，可發現考慮累積損傷效應後，鋼筋混凝土建築物之服務壽命顯著縮短，尤其是其於高氯離子濃度環境下。此外，研究發現採用鋼筋補充之維修策略能夠大幅降低生命週期維護成本，如圖上之 TYPE-IV、TYPE-V。

而近年來，許多人將 LCC 作為耐震性能評估的一種指標，以全面評估不同結構系統與設計準則所造成之影響。以設計準則為例，Li 與 Cheng[13]考慮到傳統設計之侷限性，提出了一種設計方法。該方法將建築分為主結構與消能結構兩部分，通過將地震損失控制於易修復之消能結構部分，以提升整體結構之耐震能力。在案例研究方面，作者針對兩棟鋼筋混凝土結構進行數值模型分析，結果顯示，與傳統設計手法相比，透過此設計流程，能有效降低 35%至 42%之地震損失。

對於鋼結構系統，Liu 等人[14]則考慮了初始建造成本、震後修復成本以及設計複雜度進行生命週期成本計算，且進一步將風險也加以考量。設計過程中使用測推分析來評估結構之抗震性能，並遵循 SAC/FEMA 的評估流程，計算需求容量並考慮不確定性後進行分析。結果顯示，將震後修復成本納入考量之指標於經濟性與

安全性之間取得有效的平衡，且設計複雜度的考量則進一步提高了設計之實用性。此外，該研究強調了風險偏好於設計決策中之實用性，為設計時提供了多樣化的選擇與靈活性。

由於在進行周緣抗彎矩構架之設計時，經常忽視內部重力構架系統與組合梁效應，導致對於損失估算過於保守。因此，Hwang 與 Lignos[15]選取了一系列不同之樓高（2 至 20 層）與強柱弱梁比（Strong-Column-Weak-Beam, SCWB）之鋼結構建築進行耐震性能評估，其平面圖如圖 2.8 所示，並以指定強度下之震損、預期年化損失（Expected Annual Losses, EALs）與生命週期成本作為性能指標，以比較不同設計條件對於結構性能之影響。研究結果顯示，考慮內部重力框架系統和組合梁效應後，損失估算變得更加準確，尤其是在使用 SCWB > 2.0 進行設計之情況，建築損失明顯減少。而 EAL 主要由非結構構件之修復費為主，表明了頻繁的地震事件對損失評估有顯著影響。此外，研究發現，考慮重力構架系統後，建築於高強度地震下之總損失顯著降低。

由於軟弱土壤區可能於下導致嚴重之結構損壞，且過去之地震事件顯示，許多短周期建築於此類地區遭受了嚴重損壞或倒塌。簡於此 Guerrero 等人[16]針對位於該區域不同樓高之 BRB 鋼結構醫院進行耐震性能評估，參考了 FEMA P-58[1]之評估流程，考慮初始建置成本、震後修復成本進行指定強度下之震損與、EAL 與 LCC 分析作為性能指標，比較以不同設計理念之阻尼系統之性能差異，此外，該文獻並不考慮醫院內稀貴儀器修復。六層樓之評估結果如圖 2.9 所示，其中 Case 0、1、2、3、4 分別代表不同設計理念，研究顯示以性能為主的設計理念除了能夠對更有效率的運用初始建置成本，更能有效地降低包含生命週期成本、單次地震維修成本及倒塌概率。

因傳統設計方法實際地震下可能導致更高之修復成本與更大的損壞，Mirfarhadi 等人[17]針對不同樓高之周緣抗彎矩構架進行結構構件的截面比例之最佳化設計，以經濟損失作為性能指標對依照規範設計之建築與最佳化設計之建築進行比較。結果顯示於圖 2.10，對於低層樓建築，建議使用考慮地震後果之設計方法，而不是規範設計，使其能更有效率的分配和抵抗地震力，但對於高樓層建築，為避免極端地震造成之結構倒塌，建議遵循規範進行設計。

而在比較結構系統差異方面，由於建築物於強震後常因過大之殘餘位移導致

巨大的經濟損失，為探討自復位能力對經濟方面的影響並提高建築的地震韌性，Fang 等人[18]使用了同心斜撐鋼構架系統作為原型，分別搭載自復位材料斜撐，如單、雙核纖維增強聚合物 FRP 和記憶金屬 SMA 與摩阻型阻尼、黏彈性阻尼之複合材料型斜撐，並依照 FEMA P58[1]之評估流程分別對近斷層與遠域地震進行耐震性能評估。動力分析結果顯示，近斷層地震會造成較大之殘餘位移，如圖 2.11 所示，且上述材料均有效降低結構於震後之殘餘位移，其中 SMA-黏彈性混合支撐系統表現出最好之經濟性能，預期損失最低，生命週期修復金額方面也較表現最差之單核 FRP 斜撐系統少了近 30%。

此外，此評估法還能應用於評估現有建築之補強效益。Sanati 與 Karamodin[19]針對 4 層與 8 層之新舊周緣抗彎矩構架，分別進行了有無裝設 TADAS (Triangular Added Damping And Stiffness) 阻尼器之生命週期成本研究，採用了耐震時間分析法 (Endurance Time Method) 進行結構分析，並依照 FEMA P-58 進行地震損失評估。結果如圖 2.12 所示，基於 LCC 重新設計之結構相比於依照原規範進行設計之結構能有效降低成本，最佳結果是使用 TADAS 之新設計建築。

除了投入成本等經濟問題之外，永續性問題對於營建業的發展同樣至關重要。隨著環境保護成為全球共識，建築業對碳排放之關注也在不斷增強。Lin 與 Wei[20]探討了台中縣內一座鋼結構學校建築與一座鋼筋混凝土結構之學校建築於整個生命週期內之能耗與環境影響，使用生命週期評估法 (Life-Cycle Assessment, LCA) 和 Eco-indicator 99 方法進行了詳細分析。研究結果顯示，兩種建築主要能耗集中於使用階段，如圖 2.13 所示，SC 建築占總能耗之 95.8%，而 RC 建築占 87.2%。然而，RC 建築於建置過程中之能耗高於 SC 建築，而 SC 建築於材料生產之能耗高於 RC 建築。鋼-竹複合構架為一種新型建築結構形式，其利用了竹材高強度與快速生長之特性，結合了鋼材的優良力學性能。Zhang 等人[21]比較了鋼-竹複合構架 (SBF) 與傳統鋼筋混凝土構架 (RCF) 之碳排放，並使用蒙特卡羅模擬探討了結果之不確定性。結果顯示 SBF 結構的總生命週期碳排放較 RCF 結構低 17.6%。

由於在進行文獻回顧時發現，我國針對生命週期成本之相關研究甚少，甚至並未針對不同鋼結構系統震後修復成本進行考量之生命週期成本分析。此外，發現國外大部分研究中所使用的鋼結構平面均為周緣構架系統，相較於我國實務上普遍使用之全剛接梁構架存在一定差異。有鑑於此本研究將延續並改進邱勝煜[22]所建

立之有限元素模型，針對不同樓高的抗彎矩構架系統、二元系統以及周緣抗彎矩構架系統，進行基於整體危害度與近斷層地震情境下之震損、碳排評估與倒塌風險評估，並進一步針對結構之生命週期成本進行分析，以比較各系統之間的差異。

2.2.2 FEMA P-58 耐震性能評估法

2.2.2.1 簡介

早期建築物耐震設計主要著重於構件與細部設計，以確保其符合相關規範所規定的強度與勁度。這些性能設計方法主要以建築物在正常運作、立即可用、生命安全或避免倒塌等結構行為作為耐震性能的評估指標。然而，這些規範和指標並未提供足夠的訊息，使建築物的損傷情況能夠具體被建物所有人或決策者了解。

為解決此問題，美國 FEMA 於 2012 年提出了一種新一代之建築物耐震性能評估方法，並於 2018 年更新並推出第二版 (FEMAP-58, 2018) [1]。該方法以機率性架構來評估建築物在地震發生時可能之損傷情況。與使用層間位移角或樓層加速度呈現結果不同，FEMAP-58 (2018) 使用人員傷亡 (Casualties)、修復或置換金額 (Repair and replacement cost)、修復時間 (Repair time)、危害指標 (Unsafe placarding)、碳排放 (Embodied carbon) 與能量釋放 (Embodied energy) 等作為結構性能的指標。這種方法使建物所有人在制定決策時能夠更具參考價值。

FEMAP-58 (2018) 之評估法根據假設的不同可分為三類：基於特定強度地震 (Intensity-Based Assessments)、基於地震情境 (Scenario-Based Assessments) 與基於特定時間內可能發生之地震 (Time-Based Assessments)。這種方法的引入為建築物的耐震性能評估提供了更全面、更具體的信息，有助於建築物的改進和風險管理。

然 FEMA P-58 (2018) 提出的建築物耐震性能評估方法主要僅考慮單一建築物可能導致的直接損失，對於地震可能導致社區層級的損失，例如停電、斷水火災引起之間接人員及財產損失，或由於功能性設施缺失而導致的交通、醫療失能等問題，該方法並未能深入探討。對於這一層級的損失，包括修復金額和修復時間的評估仍然是眾多研究團隊努力研究的目標。

FEMAP-58 (2018) 是以蒙地卡羅模擬法 (Monte Carlo Simulations) 來計算災害損失，利用大量隨機取樣進行計算，其中每一個隨機樣本稱為一個實現 (realization)，代表建物一個可能的耐震性能計算結果如圖 2. 14 所示。圖 2. 15

為 FEMAP-58 (2018) 所建議之評估流程圖，張豐選[23]與邱勝煜[22]已詳細介紹各個評估工作細項，而 FEMA P-58 (2018) 中提供許多工具及資料庫，以利使用者進行大量且重複計算的過程，包括：

- (1) 人口模型 (Population Models)：依據建築物各層的使用用途以及事件發生的時間，來估算建築物內的人數，使用用途可以分為辦公室、學校、醫院、旅館、集合式住宅、實驗室、零售百貨以及倉庫等。在 FEMA P-58 內是以每 1000 平方英尺中最大人數值 (Peak Population) 來表示，並對平日或假日、不同月份有最大人數建議值，圖 2.16 為 FEMAP-58 中對於辦公大樓平日及假日相對於最大總人數 (每 1000 平方英尺 4 人) 之百分比。
- (2) 構件數量預估工具 (Normative Quantity Estimation Tool)：依據建築物各層的使用用途來估算非結構物之種類以及數量。在 FEMA P-58 中提供一系列 Excel 檔，僅需輸入各層樓之面積以及使用用途，即可利用其根據約 3000 棟建物所建立之資料庫，去計算出非結構物之種類與數量，圖 2.17 所示。
- (3) 結構與非結構構件之易損性曲線 (Component Fragility Curves)：配合建築物之需求參數 (Demand parameters)，決定構件之損傷狀態 (Damage States)。典型之易損性曲線如圖 2.18 所示，意即在需求函數 θ 時，其發生損傷狀態 i 的機率為百分之五十。
- (4) 結構與非結構構件之後果函數 (Consequence Functions)：依照構件由易損性曲線所決定之損傷狀態，利用後果函數將其轉換到對應之修繕金額、修繕時間以及人員傷亡等災損。圖 2.19 為典型之修繕金額後果函數，由於在進行修繕時可能會出現大量重複之物件，使其單價可能會隨著數量的上升而下降，然而仍有其上下限。
- (5) 倒塌易損性計算工具 (Collapse Fragility Tool)：定義完結構倒塌狀態後，利用增量動力分析法得到一系列之非線性動力歷時分析去得到倒塌結果，便可以決定對數常態累積分佈函數之倒塌易損性曲線。
- (6) 性能評估計算工具 PACT (Performance Assessment Calculation Tool)：根據使用者輸入建物基本資料、各個結構分析結果以及實現數目，配合各個資料庫，便可依據蒙地卡羅模擬法計算該建物在指定的評估方法下的災害損失，圖 2.20 為 PACT 操作之主頁面。

經由 PACT 所得之災害損失，將可供業主與相關決策者了解此建物預期之耐震性能。若為新建築物可依此決定如何調整其設計細節以減少預期損失；若為既有建物則可以決定如何補強，並規劃相關之保險及災害之應變措施，以維持該建築物之使用機能。

2.2.2.2 基於情境之耐震性能評估

基於情境之評估法可用於評估建築物受某一地震情境之影響，此情境可由某特定位置發生之特定強度地震組成。通常可用於重現某歷史地震事件或評估未來可能發生地震之震災損失，對於位於活動斷層旁之建築，此方法能提供決策者大量資訊。FEMA P-58[1]建議之基於情境之評估流程如下：

- (1) 建立建築性能模型。
- (2) 決定欲評估之地震情境，並挑選合適之地震歷時。
- (3) 計算該情境下之結構反應。
- (4) 定義倒塌易損性。
- (5) 評估結構震災損失與碳排放。

本研究將依照此評估流程，針對不同樓高之抗彎矩構架系統、二元構架系統、周緣抗彎矩構架系統與周緣挫屈束制斜撐構架系統等四種不同鋼結構系統，進行基於山腳斷層發生錯動時，台北二區內之地震情境之震損與碳排評估。

2.2.2.3 基於整體危害度之耐震性能評估

基於整體危害度之評估法可針對建築物於特定時間段內（如 1 年、30 年或 50 年）可能之震災損失進行評估，此評估方法考慮了於特定時間段內可能發生之地震事件及其發生之概率，並綜合考量未來發生之地震強度與震源位置之不確定性，以提供更準確之性能預測。而時間段的選擇取決於決策者之需求，例如，基於一年之年化震損評估可作為財產保險費用之決定標準，而較長時間段評估則可利於決策者比較不同方案所造成之總體成本影響。FEMA P-58[1]建議之基於整體危害度之評估流程如下：

- (1) 建立建築性能模型。
- (2) 定義地震危害度並決定需考量之地震強度，並挑選合適之地震歷時。
- (3) 計算各強度下之結構反應。

(4) 定義倒塌易損性。

(5) 評估結構震災損失與碳排放。

本研究將依照此評估流程，針對抗彎矩構架系統、二元構架系統、周緣抗彎矩構架系統等三種不同鋼結構系統，進行基於整體危害度之震損與碳排評估，並比較不同構架之生命週期成本與永續性差異。



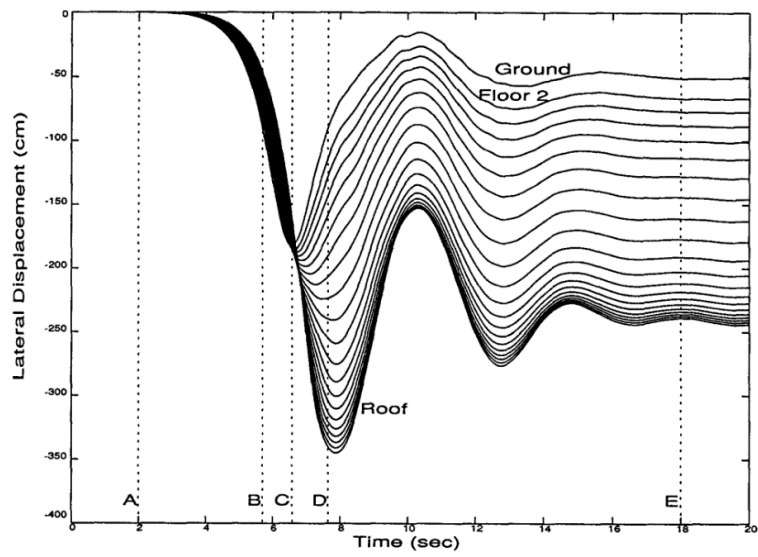


圖 2.1 各樓層側向位移模擬結果[4]

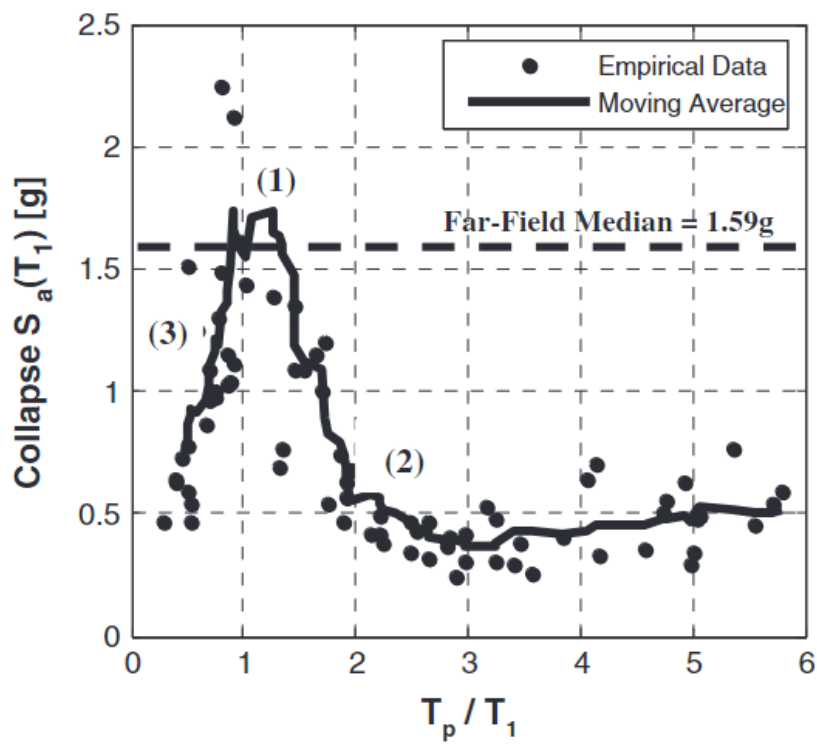


圖 2.2 倒塌強度與 T_p/T_1 比較圖[8]

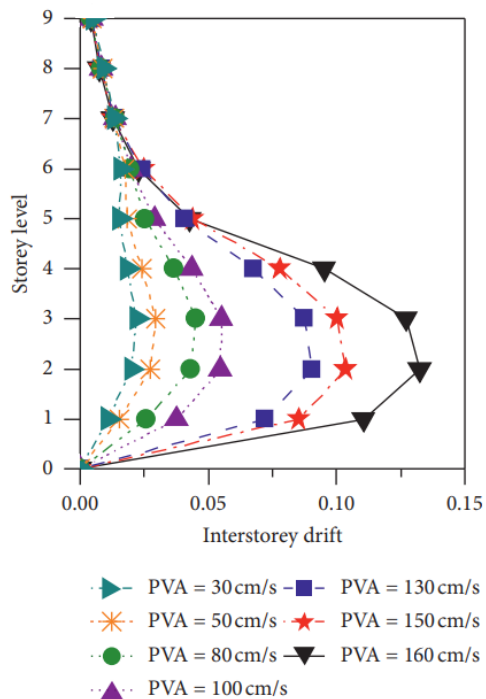


圖 2.3 PVA 對於 BRB 系統層間位移角之影響比較圖

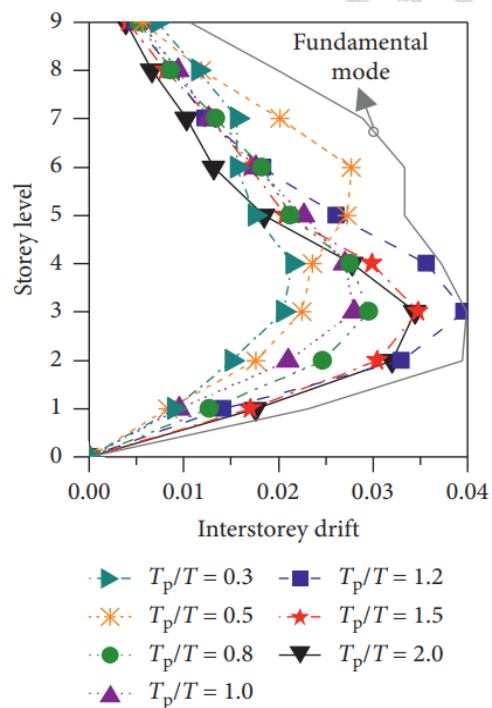


圖 2.4 T_p/T_1 對於 BRB 系統層間位移角之影響比較圖

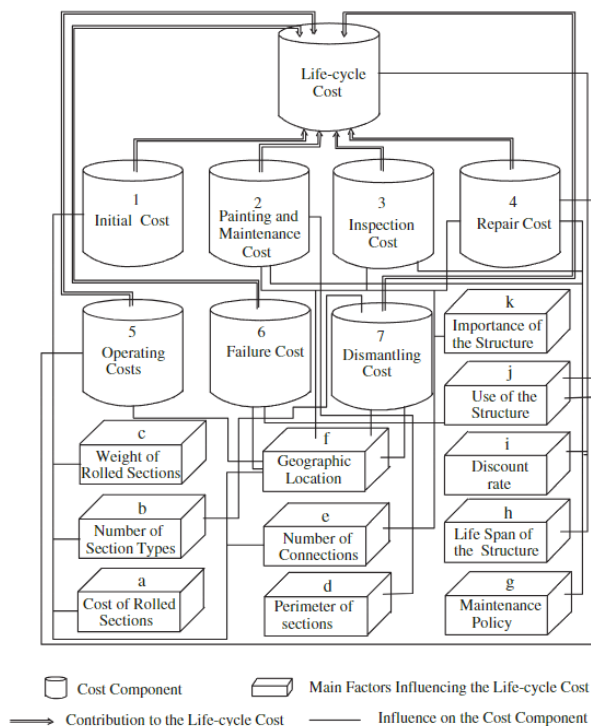


圖 2.5 生命週期內各類成本關係[11]

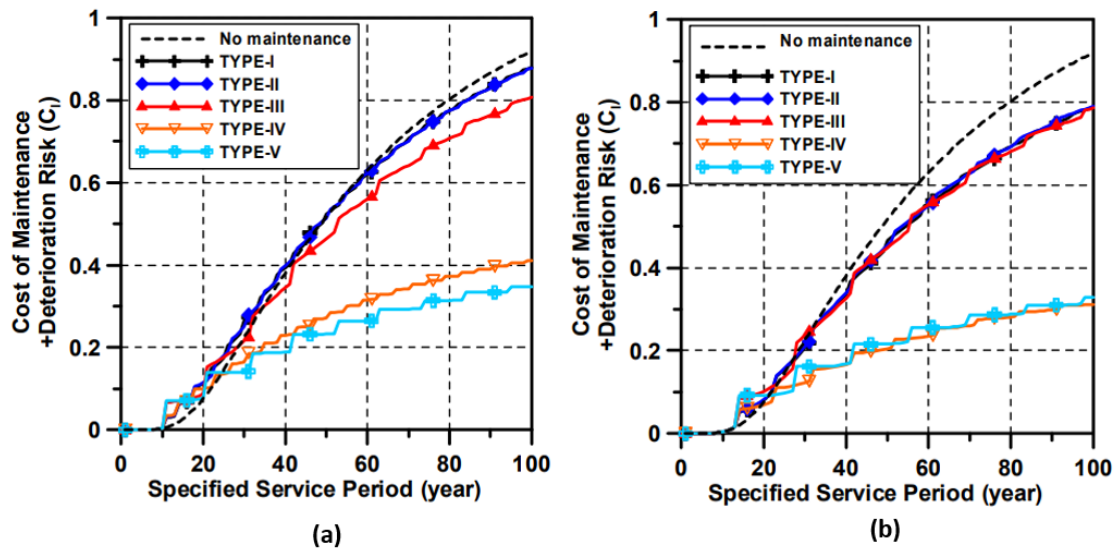


圖 2.6 考慮劣化程度之生命週期維護成本(a)劣化容許值 15%(a)劣化容許值 30%

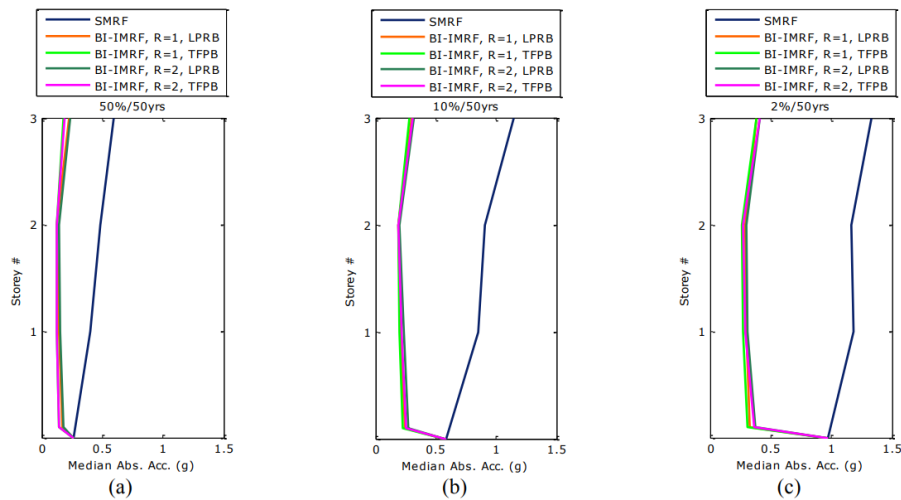


圖 2.7 結構加速度反應圖於 (a) 50%/50yrs 重現期之強度(b) 10%/50yrs 重現期之強度 (c) 2%/50yrs 重現期之強度

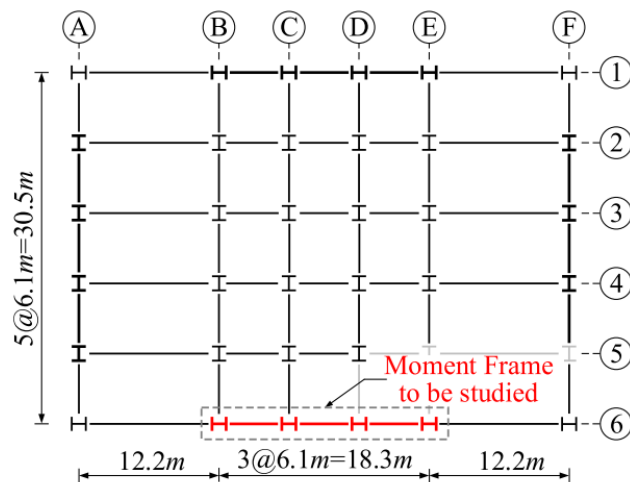


圖 2.8 Hwang 與 Lignos[15]評估之周緣抗彎矩平面圖

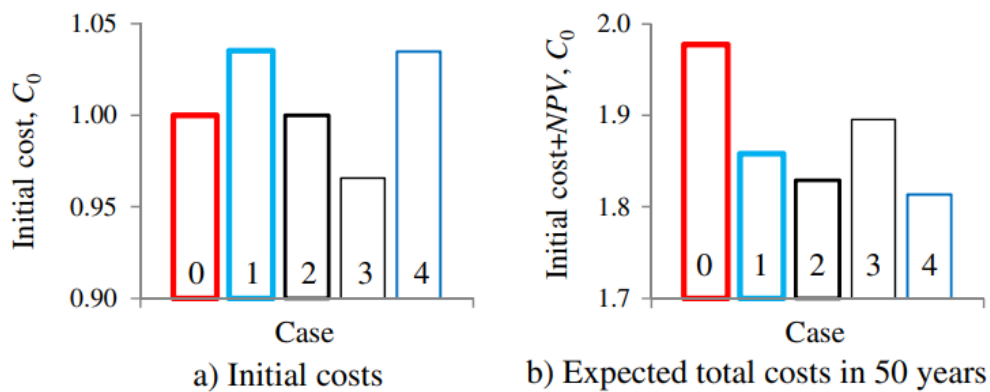


圖 2.9 六層樓 BRBF 醫院各設計理念之(a)初始成本(b)生命週期成本[16]

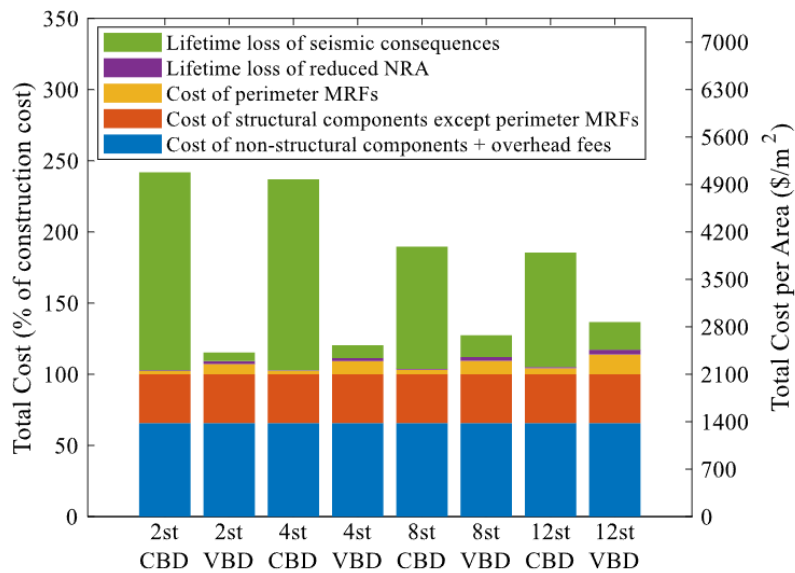


圖 2.10 基於規範與基於價值最佳化設計之建築總成本比較[17]

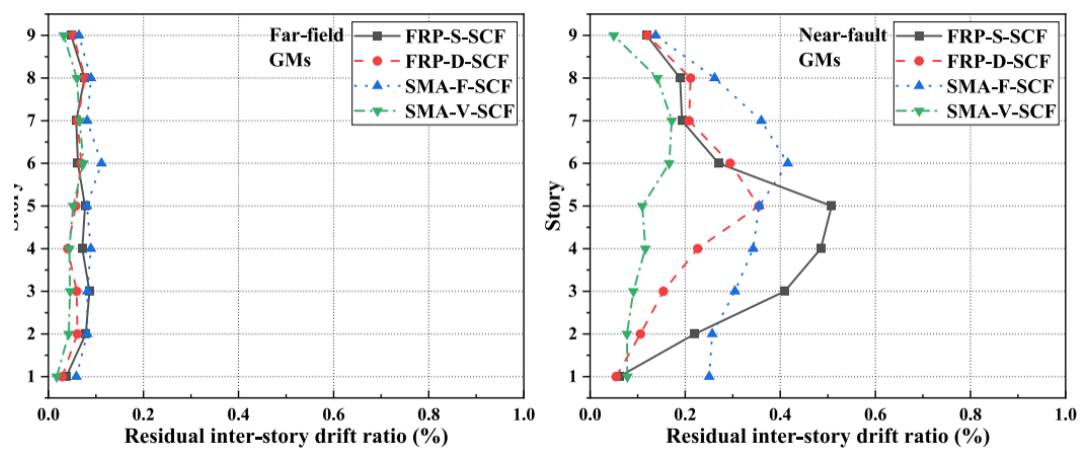
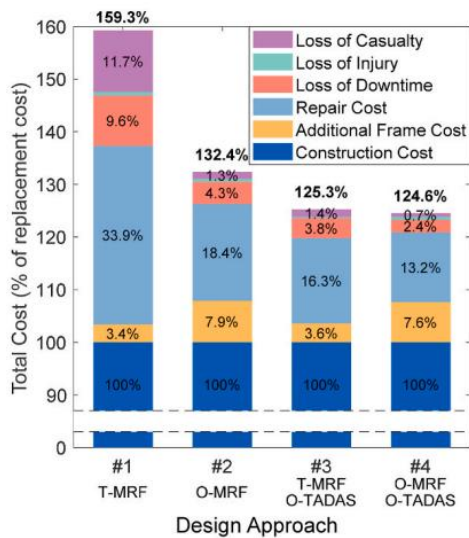
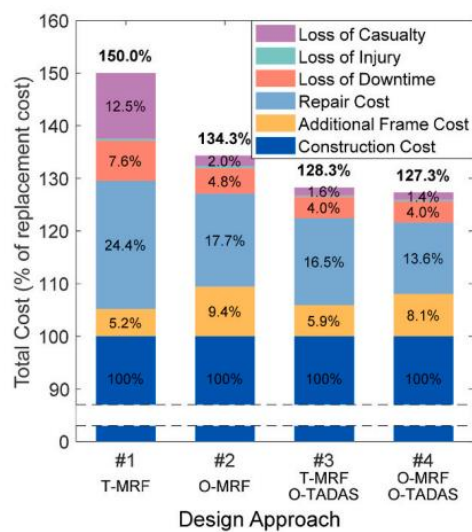


圖 2.11 遠域地震及近斷層地震對於殘餘位移之影響[18]

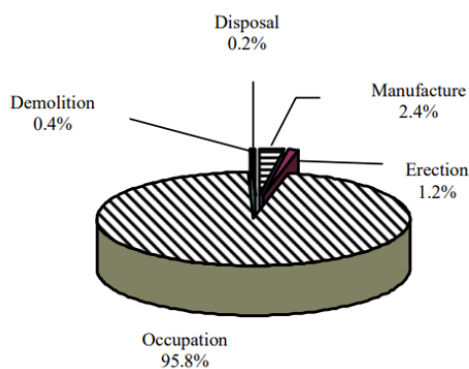


(a)

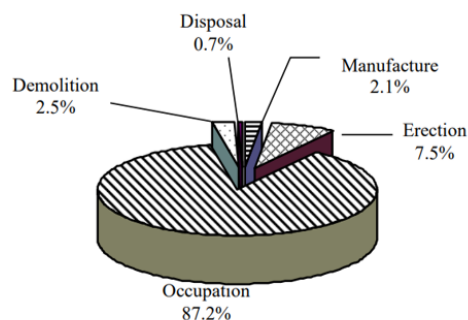


(b)

圖 2.12 不同設計之 LCC 組成比較 (a) 4 層和 (b) 8 層[19]



(a)



(b)

圖 2.13 各階段之能耗分佈(a)鋼結構建築(b)鋼筋混凝土建築[20]

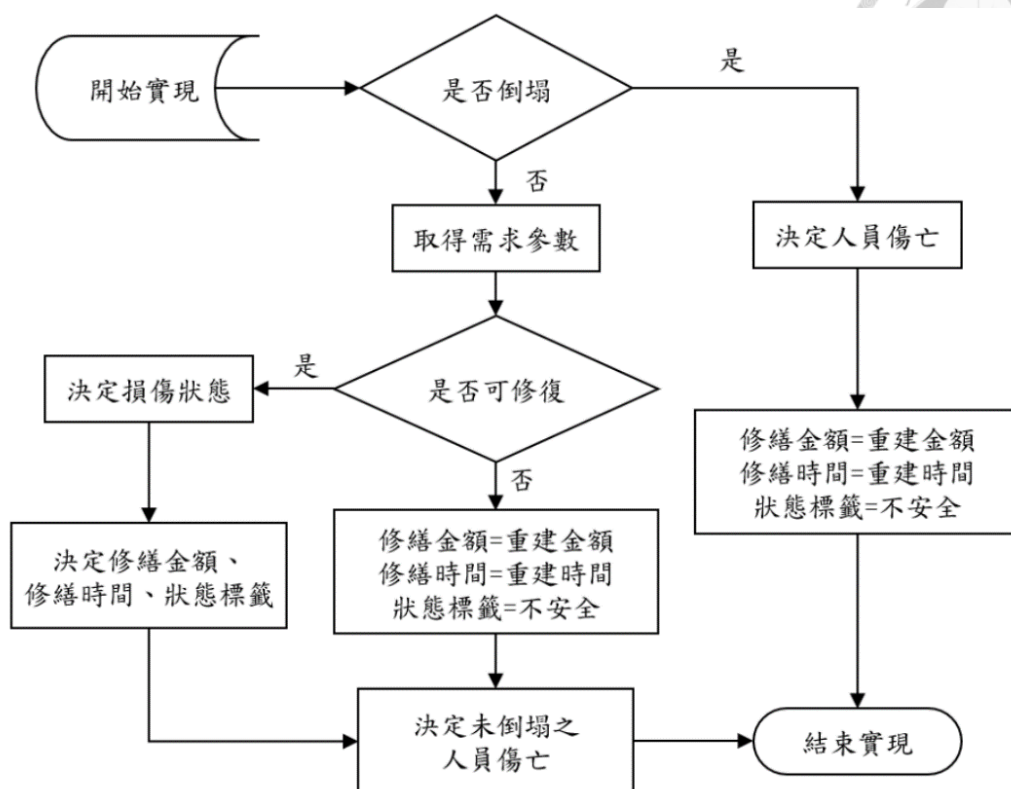


圖 2.14 評估每一實現之流程圖[23]

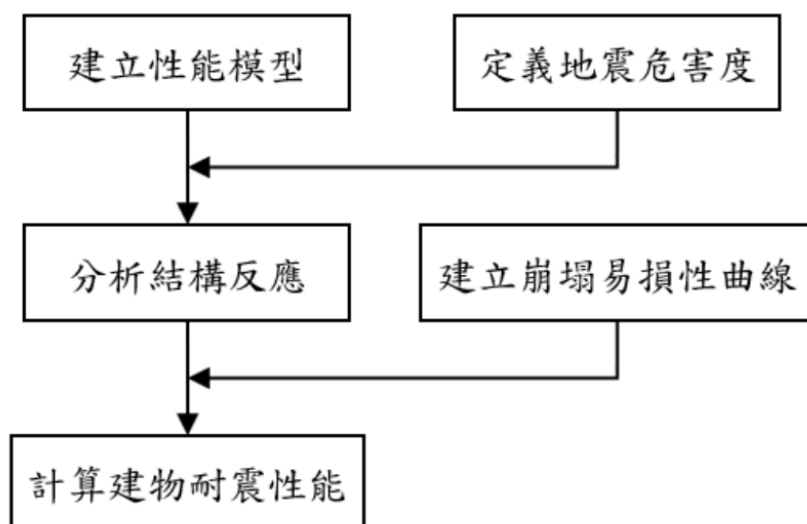


圖 2.15 FEMA P-58(2018)建議之評估流程圖

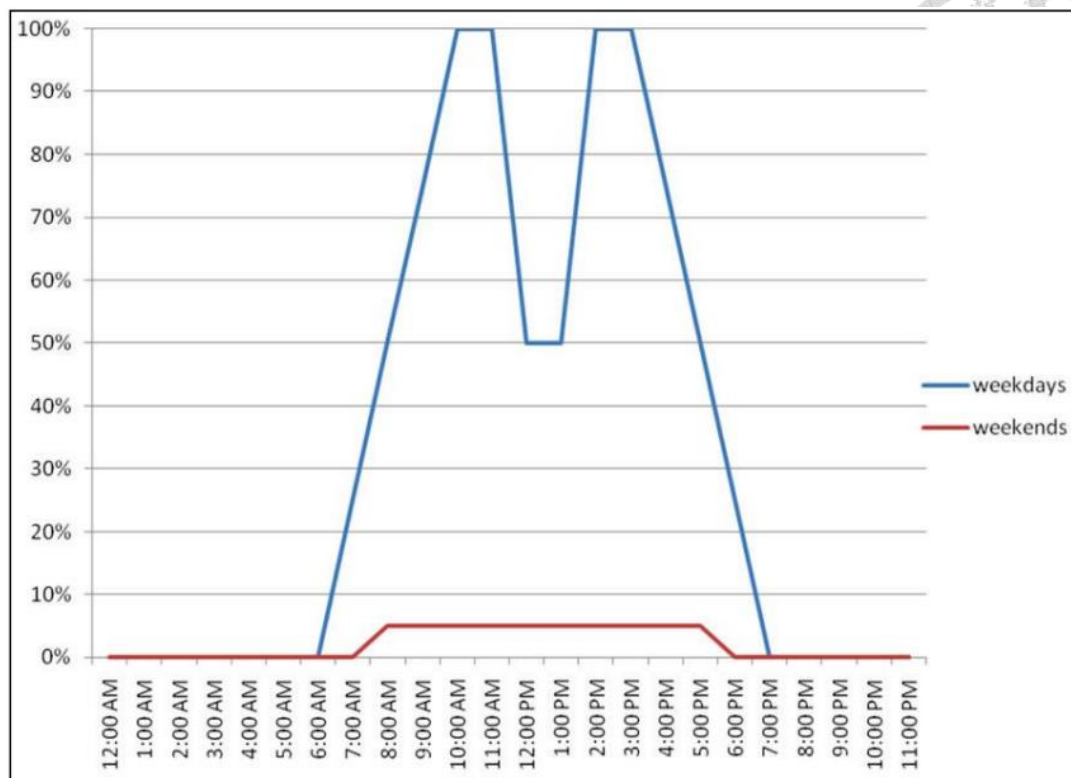


圖 2.16 FEMA P-58(2018)中辦公大樓之人口模型

Compile		Processing of Incomplete Data		Processing of Zero Data		Sum Fragility by Floor		Round to Integer Quantity					
		☐ Ignore Incomplete Data		☒ Exclude Zero Data	☒ List as Zero	☒ Sum Components by Building & Floor		☐ Round to Integer Unit					
		☒ Include Incomplete Data		☐ Include Zero Data	☐ "Not Typically Included"	☐ Sum Components by Floor		☒ Do Not Round					
						☐ List All Components							
COMPONENT SUMMARY MATRIX													
OCCUPANCY				Fragility Number	Fragility Name	Assumed Quantity per component within PACT	Quantity		Correlated Fragility?	Actual Quantity		Fragility Quantity Beta (LogNormal Distribution)	
Type	Occupancy #	Floor Name	Component Area (sq ft)				Directional	Non Directional		Value	Unit		
RT OF STANDARD INPUT													
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	Cladding - Gross Wall Area	--	--	--	??	--	--	None Found	0.5
LABORATORY	1	4th	11500	B2022.001	Curtain Walls - Generic Matrise Stick-Built Curtain	30 SF	57.50	--	NO	1725.0	SF	Each	0.8
LABORATORY	1	4th	11500	B3011.011	Concrete tile roof, tiles secured and compliant with	100 SF	--	28.18	NO	2817.5	SF	Each	p90 low
LABORATORY	1	4th	11500	C1011.001a	Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, F	100 LF	9.78	--	NO	977.5	LF	Each	0.2
LABORATORY	1	4th	11500	C3021.001k	Generic Floor Covering - Flooding of floor cause	User By	--	--	NO	--	By	Each	0.8
LABORATORY	1	4th	11500	C3011.001a	Wall Partition, Type: Gypsum + Wallpaper, Full H	100 LF	0.58	--	NO	58.0	LF	Each	0.8
LABORATORY	1	4th	11500	C3032.001a	C3032.001a Suspended Ceiling, SDC A,B,C, Area (A): A < 25	250 SF	--	39.10	NO	9775.0	SF	Each	0.0
LABORATORY	1	4th	11500	C3032.001a	C3032.001a Suspended Ceiling, SDC A,B,C, Area (A): A < 25	250 SF	--	2.30	NO	575.0	SF	Each	0.0
LABORATORY	1	4th	11500	C3032.001a	C3032.001a Suspended Ceiling, SDC A,B,C, Area (A): A < 25	250 SF	--	3.68	NO	920.0	SF	Each	0.0
LABORATORY	1	4th	11500	C3032.001a	C3032.001a Suspended Ceiling, SDC A,B,C, Area (A): A < 25	250 SF	--	0.92	NO	230.0	SF	Each	0.0
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	Fixed Casework	--	--	--	??	--	--	None Found	0.7
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	Fume Hoods	--	--	--	??	--	--	None Found	0.8
LABORATORY	1	4th	11500	E2022.001	E2022.001 Modular office work stations	1 EA	--	UNIT MISMATCH	NO	--	EA	Each	0.0
LABORATORY	1	4th	11500	E2022.112a	E2022.112a Vertical Filing Cabinet, 2 drawer, unanchored late	1 EA	--	3.45	NO	3.5	EA	Each	0.3
LABORATORY	1	4th	11500	E2022.102a	E2022.102a Bookcase, 2 shelves, unanchored laterally	1 EA	--	34.50	NO	34.5	EA	Each	0.5
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	Domestic Plumbing Fixtures	--	--	--	??	--	--	None Found	0.8
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	Lab Plumbing Fixtures	--	--	--	??	--	--	None Found	1.9
LABORATORY	1	4th	11500	D2021.011a	D2021.011a Cold or Hot Potable - Small Diameter Threaded S	1000 LF	--	0.69	NO	690.0	LF	Each	0.3
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	Piping - Gas supply piping	--	--	--	??	--	--	None Found	0.2
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	HVAC - Boiler capacity	--	--	--	??	--	--	None Found	0.1
LABORATORY	1	4th	11500	D3041.012a	D3041.012a HVAC Galvanized Sheet Metal Ducting - 6 sq. ft	1000 LF	--	0.58	NO	575.0	LF	Each	0.3
LABORATORY	1	4th	11500	D3041.011a	D3041.011a HVAC Galvanized Sheet Metal Ducting less than 6	1000 LF	--	1.15	NO	1150.0	LF	Each	0.2
LABORATORY	1	4th	11500	D3041.031a	D3041.031a HVAC Drops / Diffusers in suspended ceilings - N	10 EA	--	18.40	NO	184.0	EA	Each	0.2
LABORATORY	1	4th	11500	D3041.041a	D3041.041a Variable Air Volume (VAV) box with in-line coil	10 EA	--	2.30	NO	23.0	EA	Each	0.2
LABORATORY	1	4th	11500	D3041.041a	D3041.041a Variable Air Volume (VAV) box with in-line coil	10 EA	--	0.35	NO	3.5	EA	Each	0.7
LABORATORY	1	4th	11500	None Found	HVAC - Pressure Dependent Air Valves (Phoenix type boxes)	--	--	--	??	--	--	None Found	0.2

圖 2.17 FEMA P-58(2018)提供之構件數量預估工具

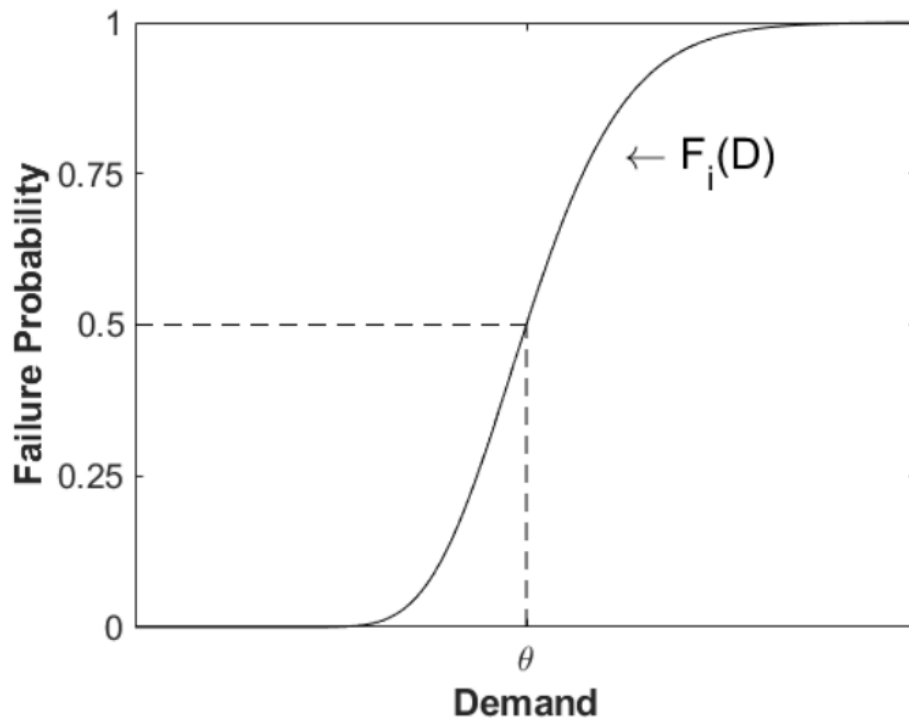


圖 2.18 FEMA P-58(2018)易損性曲線示意圖

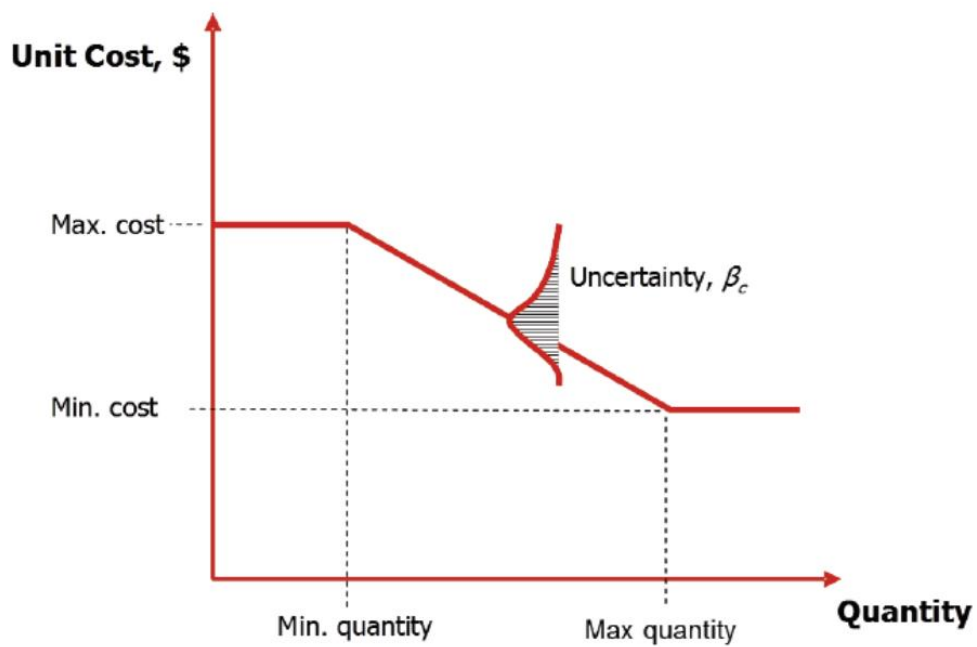


圖 2.19 FEMA P-58(2018)典型修繕金額之後果函數示意圖

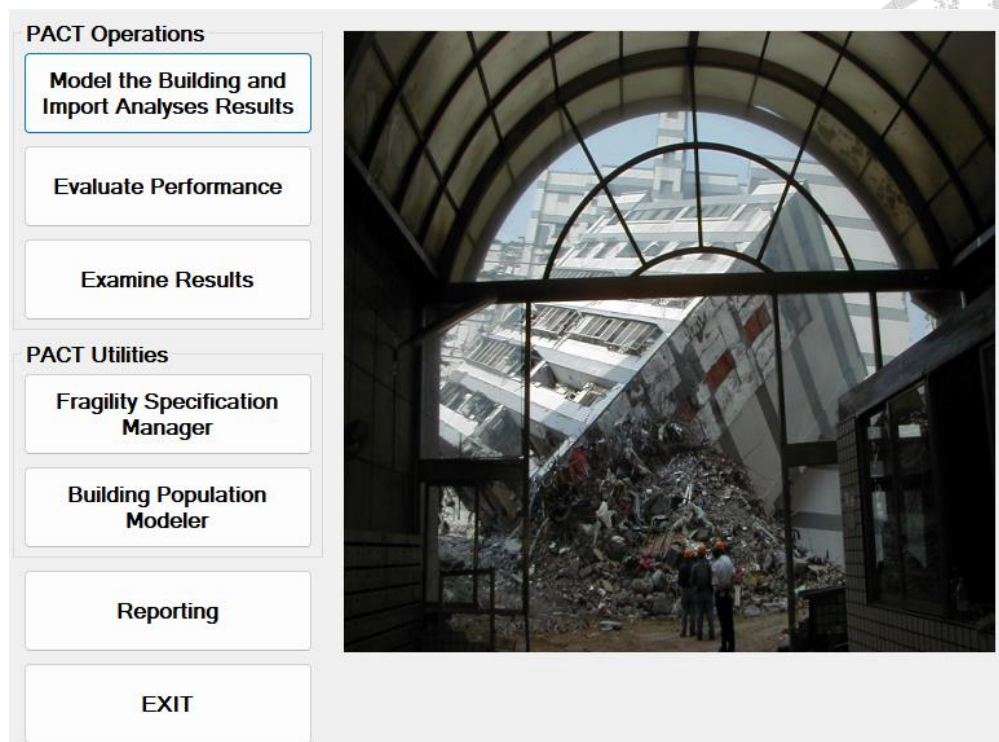


圖 2.20 PACT 主頁面

第三章 鋼結構系統原型構架



本研究參考 TELES[24]中對於樓高之分類，將樓層數分為三種樓高，分別為中樓層、高樓層與超高樓層，並選用 5 層樓、12 層樓與 24 層樓作為各樓高之代表樓層數，接著根據不同樓高之建築，分別設計抗彎矩構架系統、二元構架(抗彎矩-挫屈束制斜撐)系統、周緣抗彎矩構架系統與周緣挫屈束制斜撐構架系統等四個鋼結構系統建築物，總共十二種構架作為本研究之原型構架。

3.1 各結構系統介紹

3.1.1 全剛接梁構架系統與周緣構架系統

全剛接梁系統定義為構架系統中大樑與柱之間均採用可傳遞彎矩力之剛性接合系統，具有高整體勁度與穩定性，能有效抵抗側向載重如風載重與地震力，適合用於高層建築和地震高，但由於鋼性接合需於兩側翼板進行銲接，不僅提升了人工成本，對於施工與鋼材品質需求也相對較高。而周緣構架系統為美國地震區常見之結構系統，其設計將抗側力結構集中於建築物的周圍，內部為重力構架，與全剛接梁系統相比，周緣構架系統可降低梁柱接合銲接與結構用鋼量。且由於此系統內部僅需使用斷面較小之重力柱，除了能降低鋼材使用量外，還能進一步提供更多空間使用上之靈活性，適合開放式平面設計，同時能更有效地分配和抵抗地震力。然而，由於僅以周緣結構承受地震，設計時需考慮內部與外部結構間變形之差異，並確保整體結構之穩定性。

3.1.2 抗彎矩構架系統與斜撐構架系統

斜撐構架由於能很有效的提升結構之側向勁度與抗剪能力，於建築設計中被廣泛使用。於地震與風荷載等側向力作用下，斜撐能夠有效的降低節構物之側向位移，以提供更高之穩定性與安全性。且由於斜撐能優化結構體內對於側向力之傳導路徑，相較之下，抗彎矩構架僅由梁柱間之剛性接合抵抗側向力，對於梁柱之斷面尺寸需求較高。

而挫屈束制斜撐克服了傳統斜撐之挫屈問題，使該斜撐能於拉壓兩狀態均能保持穩定，除能更加有效抵抗側向力外，還擁有較高之消能能力。與抗彎矩構架相

比，挫屈束制斜撐構架能有效降低層間位移量，以達到保護結構構件與對層間位移較為敏感之非結構構件，如玻璃帷幕牆、管道系統等，降低災後修復成本。然而，挫屈束制斜撐之安裝與造價成本相對較高，並會佔據一定之建築使用空間，且於每次震後均需進行檢察與維護。綜觀而言，挫屈束制斜撐雖會提升初始之造價與降低使用空間，但對於後續抗震性能之提升與減少修復所帶來之效益應有一定優勢。

3.2 原型構架設計結果

3.2.1 設計條件

本研究所考慮之原型建物為位於台北二區之辦公大樓，雙向皆為三跨之規則建物。每跨皆為 8 公尺，平面圖與立面圖如圖 3.1 與圖 3.2 所示，樓層高度皆為 4 公尺，無規劃地下室。本研究中均佈靜載重(Dead load, DL)設定為 $0.66(t/m^2)$ ，包含樓板自重、鋪面與帷幕牆等，而均佈活載重(Live load, LL)設定為 $0.40(t/m^2)$ ，考慮活動隔間等。在非線性動力歷時分析中，載重組合則參考 FEMA P-695[25]設定為 $1.05DL + 0.25LL$ ，以考慮構架之整體重力與其 P-Delta 效應，各鋼結構系統之鋼柱及鋼大梁材質均採用 SN490B 鋼材、鋼小梁材質採用 ASTM A36 鋼材進行設計，梁柱接頭採切削型梁柱接頭(RBS)，以 $0.9M_n$ 進行切削設計，其中 M_n 為該梁之標稱彎矩強度。

於設計原型建物時，若採周緣構架系統，則假設其位於結構外圍一圈，即圖 3.1 之 X 向大梁 AB1、BC1、CD1、AB4、BC4、CD4 與 Y 向大梁 A12、A23、A34、D12、D23、D34 採鋼性接合，作為抵抗側向力之結構，其餘大梁之接合均僅採剪力接合。而若採用斜撐則設置於 BC1、BC4、A23、D23 上。

3.2.2 梁柱斷面及用鋼量差異

而為有效後續討論，各原型構架以下方式命名，第一組英文字母 M、H 與 SH 分別代表中層樓(Mid-rise building)、高層樓(High-rise buildings)與超高層樓(Super High-rise buildings)，MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 分別代表抗彎矩構架、二元構架、周緣抗彎矩構架與周緣挫屈束制斜撐構架系統。以中樓層抗彎矩構架與超高樓層二元構架為例，分別命名為 M-MRF 與 SH-DUAL。而各系統依 3.2.1 之設計條件所採用之鋼柱及大梁尺寸列於表 3.1 至表 3.42。

各原型構架之用鋼量如表 3.43 所示，其中鋼材所採用之密度為 $7.83(\text{tonf}/\text{m}^3)$ 。可以發現本研究所探討之原型構架於用鋼量方面並無 3.1.1 節中所提及之減少用鋼量特性，原因是由於本研究之原型構架僅考慮雙向皆為 3 跨之方形結構，相較於如圖 2.8 等更多跨之建築，其內部簡支梁數量較少，無法展現周緣構架降低用鋼量之優勢，甚至於某些原型構架系統出現了用鋼量上升之情形。有鑒於此，本研究僅能體現於相同設計條件下，周緣構架較全剛接梁構架減少內部贅餘度之影響。

3.2.3 樓層勁度及動力特性差異

各原型構架均使用 ETABS 計算之雙向第一模態結構週期如表 3.44 所示，由於 DUAL 和 PBRB 系統擁有斜撐，使其結構勁度提高，因此各樓高之第一模態結構週期均低於 MRF 和 PMF。在高樓層和超高樓層中，周緣構架則由於其贅餘度較低，導致其結構第一模態週期高於全剛接梁構架。然而，在中樓層中，這種趨勢較不顯著。

各原型構架之雙向之第一模態振型與該振型之層間位移角如圖 3.3 至圖 3.5 所示，由模態振型可以看出 DUAL 與 PBRB 系統由於斜撐的存在，於高樓層與超高樓層構架中顯示出較小之變形，而 MRF 與 PMF 系統之變形則較大，而於中層樓構架中，此特徵較不明顯，與週期顯示出之結果一致。層間位移角圖則展現了各層樓間之相對位移。可以看到，DUAL 與 PBRB 系統由於其較高之勁度，層間位移角通常較小，而 MRF 與 PMF 系統之層間位移角則相對較大。此外，於高樓層與超高樓層構架中，周緣構架系統相較於全剛接梁系統，層間位移角分佈有上移之趨勢，尤其於超高樓層構架中特別明顯，具體而言，MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 之最大層間位移角發生樓層分別為第 6 層、第 9 層、第 13 層與第 14 層。

各原型構架均使用 ETABS 模型依建築物耐震設計規範及解說[26]進行層間相對位移檢核，受檢核層間位移地震力下之層間位移分佈結果與層間勁度如圖 3.6 至圖 3.8 所示。結果顯示於中層樓構架中，MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 系統發生最大層間位移之樓層分別為第 3 層、第 4 層、第 2 層與第 3 層，最大值分別為 0.49%、0.26%、0.47%、0.26%。從圖 3.6 可以看出，具有斜撐之構架系統能有效的提升整體結構之樓層勁度，對控制樓層變形有顯著效果。此外，MRF 系統於 1、2 層樓之間有較大之勁度下降，而具有斜撐之構架系統則下降較為平緩。值得注意

的是，於此中層樓高中，周緣構架系統之勁度表現優於全剛接梁抗彎矩構架系統，與其具較高用鋼量、較大抗彎矩構架之梁柱斷面有關。

高層樓方面，MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 等四個結構系統發生最大層間位移之樓層分別為第 6 層、第 6 層、第 7 層與第 6 層，最大值分別為 0.40%、0.32%、0.42%、0.33%。具有斜撐之系統依然能使整體勁度提升，表現出較佳之層間位移控制能力。且值得注意的是，周緣系列構架系統與全剛接梁系列之構架相比，於結構上層會有較高之層間位移。超高樓層方面，四個結構系統發生最大層間位移之樓層分別為第 6 層、第 9 層、第 13 層與第 16 層，最大值分別為 0.33%、0.29%、0.34%、0.33%。從圖 3.8 可以看出，雖然具有斜撐之系統依然能夠提升結構之勁度，但僅限於較低之樓層樓層，如 F1 至 F11，上部樓層影響較不明顯，且斜撐對於側向位移之控制也較無明顯之優勢。需要特別注意的是，於超高樓層下周緣構架系統相較於全剛接梁系統，最大層間位移角發生樓層有明顯上升趨勢，模態振型之結論一致，可從圖 3.8 觀察整體層間位移趨勢。

表 3.1 M-MRF 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 400×400×18	BOX 400×400×28	BOX 400×400×28	BOX 400×400×36
3~4F	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18	BOX 400×400×28
5F	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18

表 3.2 M-DUAL 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 350×350×15	BOX 400×400×32	BOX 400×400×32	BOX 350×350×20
3F	BOX 350×350×15	BOX 350×350×20	BOX 350×350×20	BOX 350×350×20
4F	BOX 350×350×15	BOX 350×350×15	BOX 350×350×15	BOX 350×350×20
5F	BOX 350×350×15	BOX 350×350×15	BOX 350×350×15	BOX 350×350×15

表 3.3 M-PMF 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~3F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×25	BOX 500×500×25	BOX 400×400×18
4F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×22	BOX 500×500×22	BOX 400×400×18
5F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 400×400×18

表 3.4 M-PBRB 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 400×400×18	BOX 400×400×40	BOX 400×400×45	BOX 350×350×15
3F	BOX 400×400×18	BOX 400×400×20	BOX 400×400×25	BOX 350×350×15
4~5F	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18	BOX 400×400×18	BOX 350×350×15

表 3.5 M-MRF 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2F	H500×250×12×22	H500×250×12×28	H500×250×12×22	H500×250×12×28
3F	H500×250×12×25	H500×250×16×32	H500×250×12×25	H500×250×16×32
4F	H500×200×12×25	H500×250×12×28	H500×200×12×25	H500×250×12×28
5F	H500×200×8×15	H500×200×10×19	H500×200×8×15	H500×200×10×19
RF	H400×200×8×13	H400×200×8×13	H400×200×8×13	H400×200×8×13

表 3.6 M-DUAL 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2F	H400×200×8×15	H400×200×8×15	H400×200×8×15	H400×200×8×15
3~4F	H400×200×8×15	H500×200×8×12	H400×200×8×15	H500×200×8×12
5F	H400×200×8×13	H400×200×8×15	H400×200×8×13	H400×200×8×15
RF	H400×150×6×12	H400×150×6×12	H400×150×6×12	H400×150×6×12

表 3.7 M-PMF 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~RF	H700×300×12×20	H400×200×8×13	H700×300×12×20	H400×200×8×13

表 3.8 M-PBRB 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~RF	H400×150×6×12	H350×175×7×11	H400×150×6×12	H350×175×7×11

表 3.9 M-MRF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~3F	H500×200×12×25	H500×200×12×25	H500×250×16×28	H500×250×16×28
4F	H500×200×12×25	H500×200×12×25	H500×250×12×25	H500×250×12×25
5F	H500×200×8×15	H500×200×8×15	H500×200×12×22	H500×200×12×22
RF	H400×200×8×13	H400×200×8×13	H500×200×10×16	H500×200×10×16

表 3.10 M-DUAL 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~5F	H500×200×8×12	H500×200×8×12	H500×200×10×16	H500×200×10×16
RF	H400×150×8×13	H400×150×8×13	H500×200×10×16	H500×200×10×16

表 3.11 M-PMF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~RF	H700×300×12×20	H700×300×12×20	H500×250×15×25	H500×250×15×25

表 3. 12 M-PBRB 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2F	H500×200×8×12	H400×200×8×13	H500×250×15×25	H500×250×15×25
3F	H400×200×8×13	H400×150×8×13	H500×250×15×25	H500×250×15×25
4~5F	H500×200×8×12	H400×150×8×13	H500×250×15×25	H500×250×15×25
RF	H400×200×8×13	H400×150×8×13	H500×250×15×25	H500×250×15×25

表 3. 13 H-MRF 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×28
3~5F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25
6~7F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×22	BOX 500×500×22	BOX 500×500×25
8~9F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×22
10~12F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20

表 3. 14 H-DUAL 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 600×600×25	BOX 700×700×55	BOX 700×700×50	BOX 600×600×28
3F	BOX 550×550×22	BOX 700×700×45	BOX 600×600×50	BOX 550×550×22
4F	BOX 550×550×22	BOX 600×600×40	BOX 600×600×36	BOX 550×550×22
5F	BOX 550×550×22	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 550×550×22
6~12F	BOX 550×550×22	BOX 550×550×22	BOX 550×550×22	BOX 550×550×22

表 3. 15 H-PMF 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1F	BOX 600×600×32	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 500×500×25
2F	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 500×500×25
3F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 500×500×22
4~6F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 500×500×20
7~8F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×28	BOX 500×500×28	BOX 500×500×20
9~10F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×22	BOX 500×500×22	BOX 500×500×20
11~12F	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20	BOX 500×500×20

表 3. 16 H-PBRB 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×55	BOX 700×700×55	BOX 550×550×22
3F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×45	BOX 700×700×45	BOX 550×550×22
4F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×36	BOX 700×700×36	BOX 550×550×22
5~6F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 550×550×22
7F	BOX 700×700×28	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 500×500×20
8~12F	BOX 550×550×28	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 500×500×20

表 3. 17 H-MRF 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~7F	H600×300×10×25	H600×300×10×25	H600×300×10×25	H600×300×10×25
8F	H600×300×10×22	H600×300×10×22	H600×300×10×22	H600×300×10×22
9~RF	H600×300×10×20	H600×300×10×20	H600×300×10×20	H600×300×10×20

表 3. 18 H-DUAL 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2F	H600×200×10×16	H600×250×10×20	H600×200×10×16	H600×250×10×20
3~11F	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H600×250×10×20
12~RF	H600×200×10×16	H600×250×10×20	H600×200×10×16	H600×200×10×16

表 3. 19 H-PMF 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2F	H800×300×10×25	H400×200×8×13	H800×300×10×25	H400×200×8×13
3F	H800×300×12×28	H400×200×8×13	H800×300×10×25	H400×200×8×13
4F	H800×300×15×32	H400×200×8×13	H800×300×10×25	H400×200×8×13
5~6F	H800×300×12×28	H400×200×8×13	H800×300×10×20	H400×200×8×13
7F	H800×300×10×25	H400×200×8×13	H800×300×10×25	H400×200×8×13
8~9F	H800×300×10×22	H400×200×8×13	H800×300×10×22	H400×200×8×13
10~RF	H700×300×10×20	H400×200×8×13	H700×300×10×20	H400×200×8×13

表 3. 20 H-PBRB 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~RF	H600×250×10×20	H400×200×8×13	H600×250×10×20	H400×200×8×13

表 3. 21 H-MRF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~RF	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H600×250×10×20

表 3. 22 H-DUAL 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~RF	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H600×250×10×20

表 3. 23 H-PMF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2F	H800×300×10×25	H800×300×10×25	H500×250×15×25	H500×250×15×25
3F	H800×300×15×32	H800×300×10×25	H500×250×15×25	H500×250×15×25
4F	H800×300×12×28	H800×300×10×25	H500×250×15×25	H500×250×15×25
5F	H800×300×12×28	H800×300×10×20	H500×250×15×25	H500×250×15×25
6F	H800×300×10×25	H800×300×10×20	H500×250×15×25	H500×250×15×25
7F	H800×300×10×25	H800×300×10×22	H500×250×15×25	H500×250×15×25
8~9F	H800×300×10×22	H800×300×10×22	H500×250×15×25	H500×250×15×25
10~RF	H700×300×10×20	H700×300×10×20	H500×250×15×25	H500×250×15×25

表 3. 24 H-PBRB 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~RF	H600×250×10×20	H600×250×10×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28

表 3. 25 SH-MRF 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 700×700×45	BOX 700×700×45	BOX 700×700×45	BOX 700×700×40
3F	BOX 700×700×40	BOX 700×700×40	BOX 700×700×40	BOX 700×700×32
4F	BOX 700×700×40	BOX 700×700×36	BOX 700×700×36	BOX 700×700×32
5F	BOX 700×700×36	BOX 700×700×36	BOX 700×700×36	BOX 700×700×32
6~18F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32
19~RF	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25

表 3. 26 SH-DUAL 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 700×700×36	BOX 900×900×60	BOX 900×900×70	BOX 700×700×32
3F	BOX 700×700×36	BOX 900×900×55	BOX 900×900×70	BOX 700×700×32
4F	BOX 700×700×36	BOX 800×800×55	BOX 900×900×60	BOX 700×700×32
5F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×55	BOX 800×800×55	BOX 700×700×32
6F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×45	BOX 700×700×55	BOX 700×700×32
7F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×40	BOX 700×700×45	BOX 700×700×32
8F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×36	BOX 700×700×40	BOX 700×700×32
9F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32	BOX 700×700×36	BOX 700×700×32
10F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32	BOX 700×700×32
11F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×32	BOX 600×600×32	BOX 600×600×25
12F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×28	BOX 600×600×28	BOX 600×600×25
13~RF	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25

表 3.27 SH-PMF 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1F	BOX 800×800×60	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×40
2F	BOX 800×800×60	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×36
3F	BOX 800×800×55	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×36
4F	BOX 700×700×55	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×36
5F	BOX 700×700×50	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×32
6F	BOX 700×700×45	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×32
7F	BOX 700×700×40	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×28
8F	BOX 700×700×36	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×28
9F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×25
10~11F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 700×700×28	BOX 600×600×25
12F	BOX 600×600×28	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25
13~RF	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25

表 3.28 SH-PBRB 系統之鋼柱斷面尺寸

樓層	A1	A2	B1	B2
1~2F	BOX 700×700×40	BOX 1000×1000×70	BOX 1050×1050×70	BOX 700×700×32
3F	BOX 700×700×40	BOX 950×950×70	BOX 1000×1000×70	BOX 700×700×32
4F	BOX 700×700×40	BOX 900×900×70	BOX 900×900×70	BOX 700×700×32
5F	BOX 700×700×36	BOX 800×800×65	BOX 900×900×60	BOX 700×700×32
6F	BOX 700×700×36	BOX 800×800×55	BOX 800×800×60	BOX 700×700×32
7F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×55	BOX 800×800×50	BOX 700×700×32
8F	BOX 700×700×32	BOX 700×700×45	BOX 700×700×50	BOX 700×700×32
9F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×36	BOX 700×700×45	BOX 700×700×32
10F	BOX 700×700×28	BOX 700×700×32	BOX 700×700×36	BOX 700×700×32
11F	BOX 600×600×28	BOX 600×600×32	BOX 600×600×40	BOX 600×600×25
12F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×28	BOX 600×600×32	BOX 600×600×25
13~24F	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25	BOX 600×600×25

表 3. 29 SH-MRF 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~RF	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×20

表 3. 30 SH-DUAL 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~RF	H650×200×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×20

表 3. 31 SH-PMF 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2F	H800×300×12×20	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
3F	H800×300×12×25	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
4F	H800×300×15×32	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
5~6F	H800×300×15×36	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
7~9F	H800×300×15×32	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
10F	H800×300×12×28	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
11F	H800×300×12×25	H400×200×8×13	H800×300×12×22	H400×200×8×13
12F	H800×300×12×28	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
13F	H800×300×12×25	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
14F	H800×300×12×22	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13
15~RF	H800×300×12×20	H400×200×8×13	H800×300×12×20	H400×200×8×13

表 3. 32 SH-PBRB 系統之 X 向大梁斷面尺寸

樓層	AB1	AB2	BC1	BC2
2~RF	H650×200×10×20	H400×200×8×13	H650×200×10×20	H400×200×8×13

表 3. 33 SH-MRF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~3F	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×20
4F	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×22	H650×300×12×22
5~9F	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×25	H650×300×12×25
10~11F	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×22	H650×300×12×22
12~RF	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×20	H650×300×12×20

表 3.34 SH-DUAL 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~6F	H650×200×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×20
7F	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×22	H650×250×10×20
8~18F	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×12×28	H650×250×10×20
19F	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×25	H650×250×10×20
20~RF	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×20	H650×250×10×20

表 3.35 SH-PMF 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2F	H800×300×12×20	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
3F	H800×300×12×28	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
4F	H800×300×15×36	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
5~6F	H800×300×15×36	H800×300×12×25	H500×250×18×28	H500×250×18×28
7~9F	H800×300×15×32	H800×300×12×25	H500×250×18×28	H500×250×18×28
10F	H800×300×15×32	H800×300×12×22	H500×250×18×28	H500×250×18×28
11F	H800×300×12×28	H800×300×12×25	H500×250×18×28	H500×250×18×28
12~13F	H800×300×12×28	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
14F	H800×300×12×25	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
15F	H800×300×12×22	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
16~RF	H800×300×12×20	H800×300×12×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28

表 3.36 SH-PBRB 系統之 Y 向大梁斷面尺寸

樓層	A12	A23	B12	B23
2~13F	H650×200×10×20	H650×200×10×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
14F	H650×250×10×25	H650×200×10×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
15~18F	H650×250×12×28	H650×200×10×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
19F	H650×250×10×25	H650×200×10×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28
20~RF	H650×250×10×20	H650×200×10×20	H500×250×18×28	H500×250×18×28

表 3. 37 M-DUAL 系統之挫屈束制斜撐力學參數

樓層	X 向斜撐		Y 向斜撐	
	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)
1F	177	115612	164	107182
2F	319	208014	289	188198
3F	237	154478	226	147143
4F	164	107182	151	98533
5F	80	52004	65	42041

表 3. 38 H-DUAL 系統之挫屈束制斜撐力學參數

樓層	X 向斜撐		Y 向斜撐	
	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)
1F	51	42041	51	42041
2F	379	246990	408	266149
3F	437	285089	437	285089
4F	379	246990	408	266149
5F	319	208014	349	227611
6F	258	168163	258	168163
7F	274	227611	274	227611
8F	195	161594	203	168163
9F	119	98533	129	107182
10F	63	52004	63	52004
11F	26	21458	26	21458
12F	13	10839	13	10839

表 3.39 SH-DUAL 系統之挫屈束制斜撐力學參數

樓層	X 向斜撐		Y 向斜撐	
	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)
1F	26	21458	26	21458
2F	138	89665	151	98533
3F	319	208014	319	208014
4F	349	227611	349	227611
5F	319	208014	349	227611
6F	289	188198	289	188198
7F	289	188198	258	168163
8F	227	147909	226	147143
9F	214	139589	177	115612
10F	177	115612	164	107182
11F	227	188198	203	168163
12F	178	147909	177	147143
13F	177	147143	159	131815
14F	149	123823	139	115612
15F	129	107182	119	98533
16F	108	89665	108	89665
17F	97	80578	86	71272
18F	86	71272	74	61747
19F	74	61747	63	52004
20F	51	42041	51	42041
21F	38	31859	38	31859
22F	26	21458	26	21458
23F	26	21458	26	21458
24F	13	10839	13	10839

表 3.40 M-PBRB 系統之挫屈束制斜撐力學參數

樓層	X 向斜撐		Y 向斜撐	
	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)
1F	202	131744	190	123757
2F	349	227489	349	227489
3F	258	168073	258	168073
4F	214	139513	202	131744
5F	109	71234	95	61714

表 3.41 H-PBRB 系統之挫屈束制斜撐力學參數

樓層	X 向斜撐		Y 向斜撐	
	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)
1F	63	52004	63	52004
2F	408	266149	437	285089
3F	495	322313	466	303810
4F	437	285089	437	285089
5F	408	266149	408	266149
6F	289	188198	319	208014
7F	344	285089	321	266149
8F	227	188198	227	188198
9F	203	168163	203	168492
10F	119	98533	119	98533
11F	51	42041	51	42041
12F	26	21458	26	21458

表 3.42 SH-PBRB 系統之挫屈束制斜撐力學參數

樓層	X 向斜撐		Y 向斜撐	
	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)	降伏軸力(tonf)	等效勁度(kg/cm)
1F	38	31859	38	31859
2F	289	188198	289	188198
3F	523	340596	523	340596
4F	495	322313	495	322313
5F	466	303810	495	322313
6F	466	303810	466	303810
7F	437	285089	437	285089
8F	408	266149	408	266149
9F	379	246990	379	246990
10F	258	168163	258	168163
11F	366	303810	344	285089
12F	274	227611	274	227611
13F	251	208014	227	188198
14F	227	188198	203	168163
15F	203	168163	178	147909
16F	178	147909	159	131815
17F	186	154478	149	123823
18F	149	123823	149	123823
19F	139	115612	139	115612
20F	119	98533	119	98533
21F	97	80578	97	80578
22F	51	42041	51	42041
23F	26	21458	38	31859
24F	26	21458	26	21458

表 3.43 各系統原型構架用鋼量

樓高	系統	梁鋼重(ton)	柱鋼重(ton)	總鋼重(ton)
M	MRF	147.984	85.800	233.784
	DUAL	101.923	68.630	170.553
	PMF	429.468	293.472	722.940
	PBRB	108.974	82.551	191.526
H	MRF	456.252	285.452	741.704
	DUAL	386.536	362.504	749.040
	PMF	429.468	293.472	722.940
	PBRB	387.686	425.051	812.737
SH	MRF	925.468	989.937	1915.406
	DUAL	813.018	1003.281	1816.299
	PMF	920.363	849.123	1769.486
	PBRB	765.589	1101.923	1867.512

表 3.44 各系統原型構架之雙向第一模態週期

樓高	系統	LS-DYNA	
		T_x (sec)	T_x (sec)
5F	MRF	1.056	1.056
	DUAL	0.91	0.91
	PMF	1.024	1.024
	PBRB	0.953	0.953
12F	MRF	1.834	2.001
	DUAL	1.575	1.575
	PMF	2.048	2.048
	PBRB	1.781	1.781
24F	MRF	3.724	3.724
	DUAL	3.151	3.151
	PMF	4.096	4.096
	PBRB	3.724	3.724

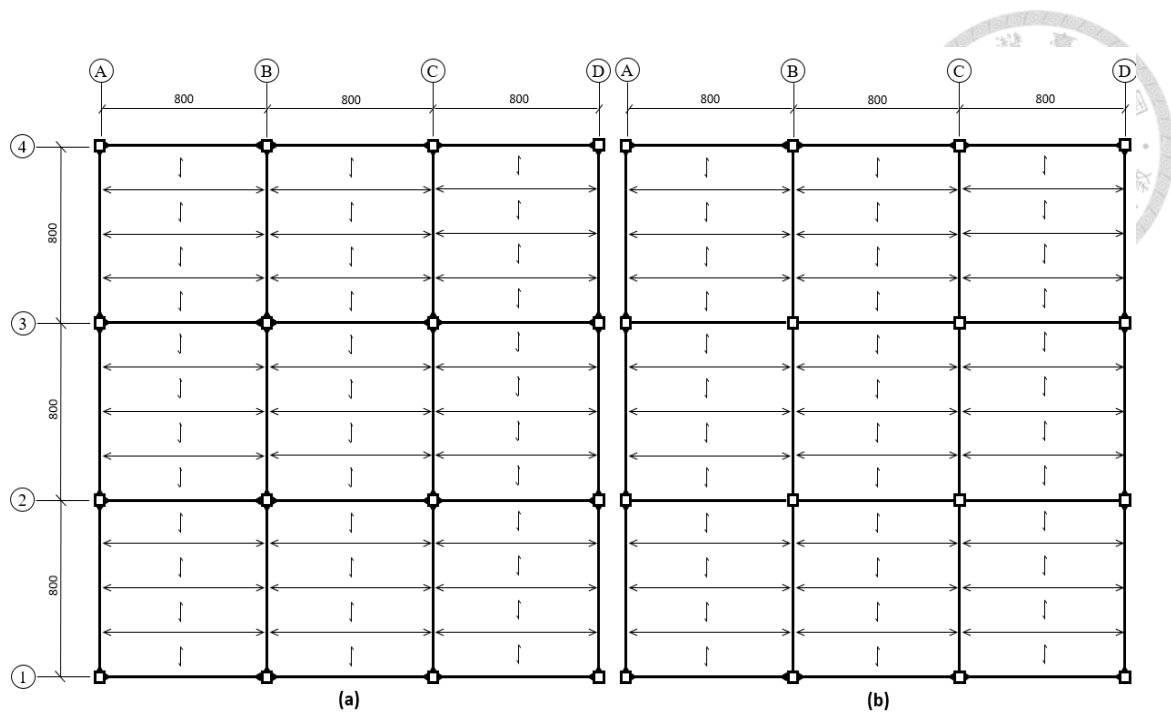


圖 3.1 鋼構架平面示意圖(a)全剛接構架(b)周緣構架

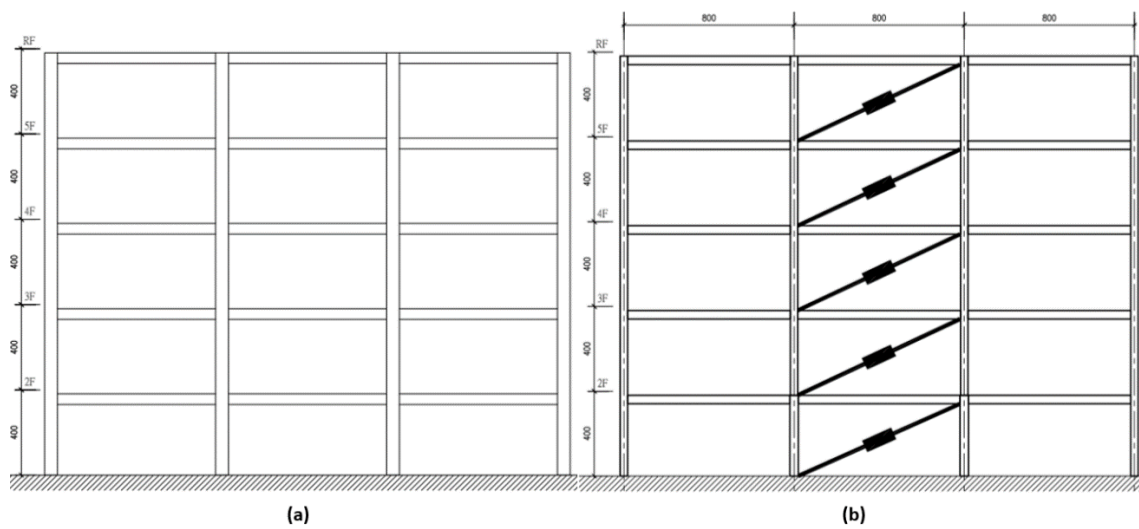


圖 3.2 系統之原型構架立面圖(a) 抗彎矩構架(b)斜撐構架

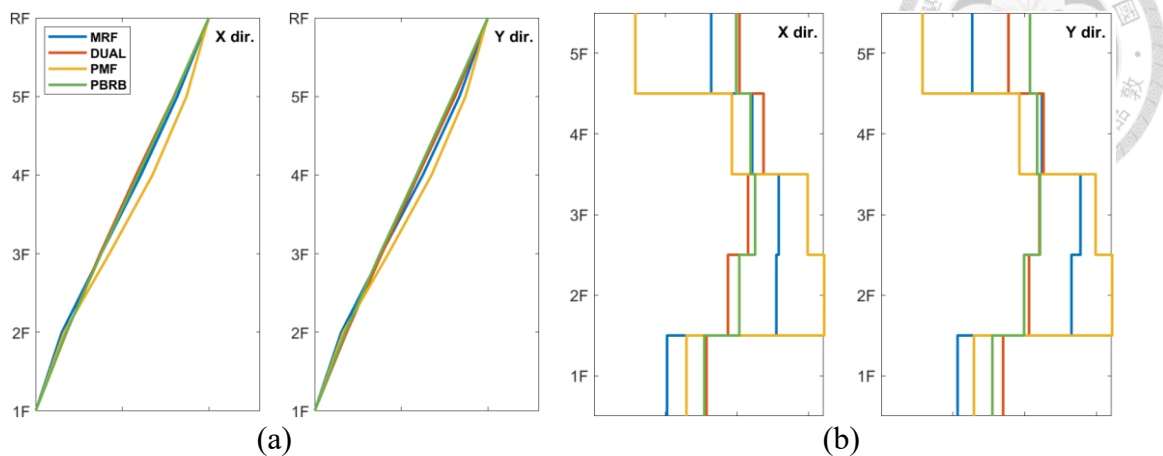


圖 3.3 中樓層原型構架之(a)雙向第一模態振型(b)雙向模態之層間位移角

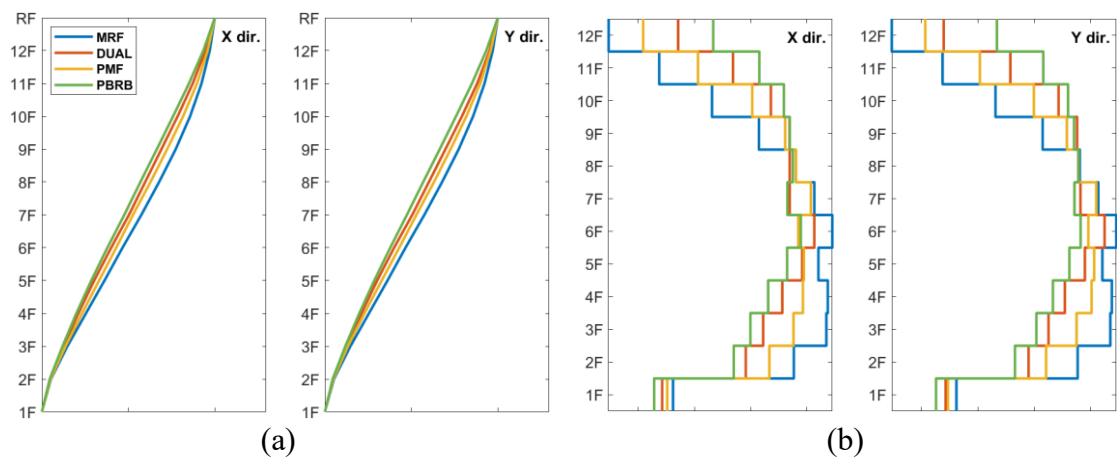


圖 3.4 高樓層原型構架之(a)雙向第一模態振型(b)雙向模態之層間位移角

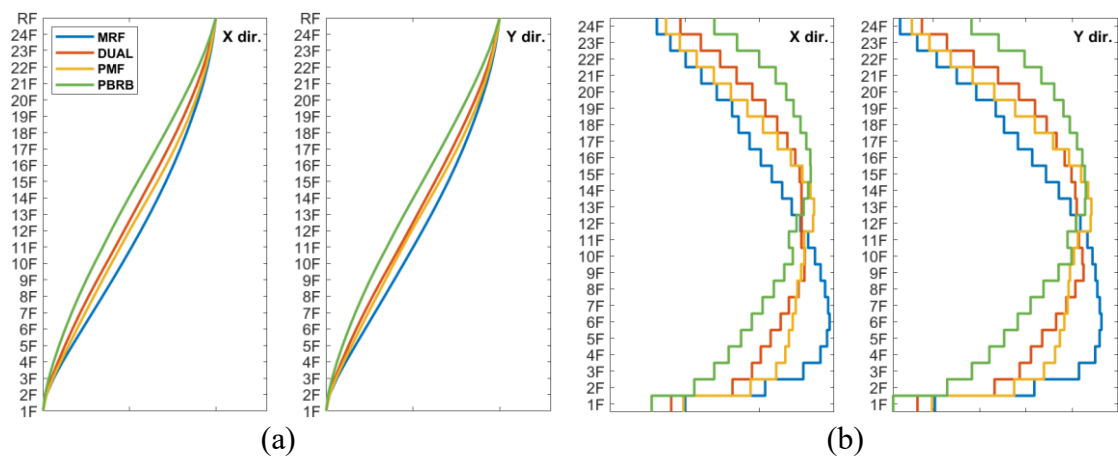


圖 3.5 超高樓層原型構架之(a)雙向第一模態振型(b)雙向模態之層間位移角

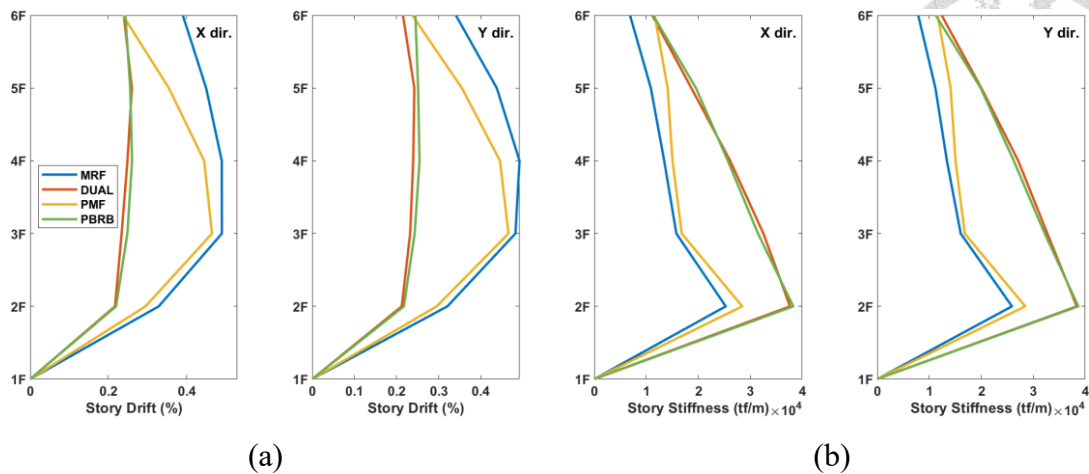


圖 3.6 中樓層原型構架之(a)層間位移檢核結果(b)樓層勁度

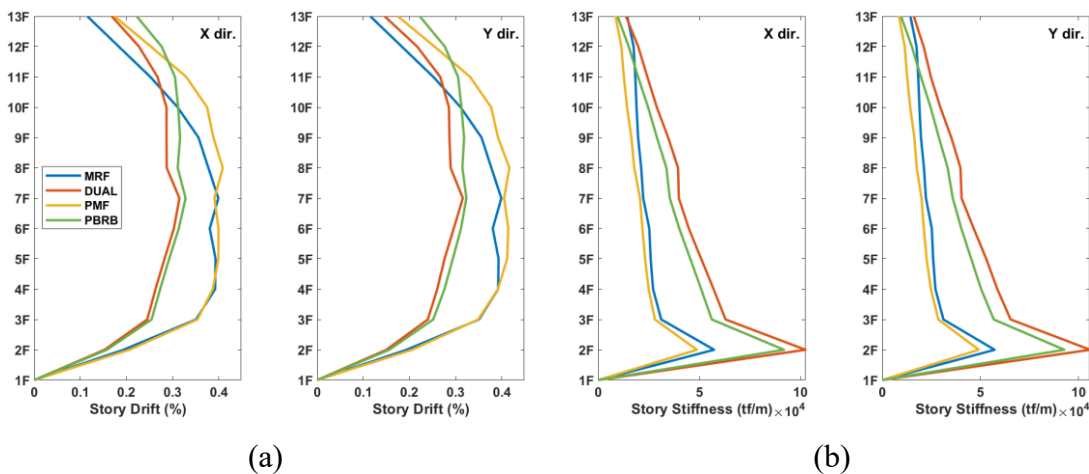


圖 3.7 高樓層原型構架之(a)層間位移檢核結果(b)樓層勁度

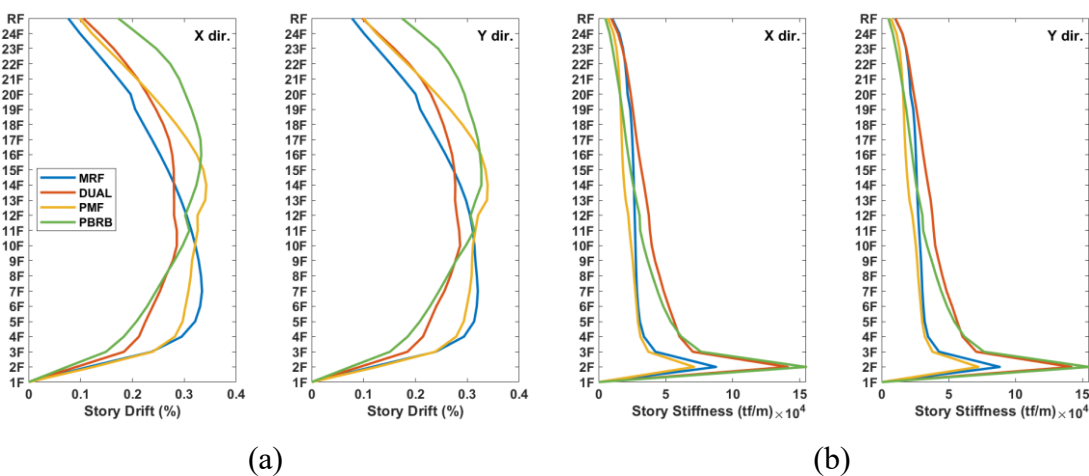


圖 3.8 超高樓層原型構架之(a)層間位移檢核結果(b)樓層勁度

第四章 原型構架非線性動力歷時分析

本章旨在介紹原型構架之非線性動力歷時分析過程。首先，將詳述本研究所使用之有限元素模型建置方法，包括邊界條件的設定、材料模型之選擇以及各重要鋼構件之建置手法。接著，進行自由震動分析，以求取結構之模態週期。最後，通過非線性動力歷時分析，求取各原型構架於。

4.1 有限元素模型建置

本研究參考邱勝煜[22]之作法，以有限元素軟體 LS-DYNA 針對各鋼結構構架系統進行模型建置，圖 4.1 (a) 所示，並考慮了 P- Δ 效應與各重要鋼構部件之強度衰退行為建置鋼柱、梁柱接頭、梁柱交會區、挫屈束制斜撐等重要鋼結構部件模型，且為了降低計算成本，各鋼構部件均採用梁元素(Beam Element)與離散元素(Discrete Element)模擬之。其中梁柱交會區部分參考 PEER/ATC PEER/ATC72-1[27]所建議之方式建立，以八個剛性梁元素模擬梁柱交會區幾何變形行為並使用八個非線性離散元素作為旋轉彈簧作為其勁度來源，如圖 4.1 (b) 所示，且在各梁柱交會區均施以 RZ 向束制以防止出現面外變型行為。各結構構件之有限元素模型驗證可參照邱勝煜[22]。

本研究之鋼結構模型忽略側撐構架、螺栓接合與接合板等細部構件，僅以梁元素、離散元素與適當之邊界條件模擬各部件之力學行為，以達到提升計算效率之目的。且由於有限元素軟體並無指定之單位，使用上需自行選定適合之長度、質量與時間等單位，本研究所使用之單位如表 4.1。

4.1.1 阻尼設定

由於在 LS-DYNA 採用顯示分析法時，增加模型勁度會使計算成本大幅上升。為降低模擬時間並同時兼顧模擬之合理性，本研究僅考慮質量阻尼，並於 LS-DYNA 中以 DAMPING_GLOBAL 進行設置，其設置頁面如圖 4.2 所示，其中 LCID 為系統阻尼係數與時間關係曲線，若為 LCID = 0 則由 VALDMP 指定系統阻尼常數，STX、STY、STZ、SRX、SRY 與 SRZ 為在各個方向上所對應之阻尼放大係數。本研究採用第一模態下之具 2.5% 之質量阻尼，其中 VALDMP 計算方式如式 (4.1)。

$$\text{VALDMP} = 2\pi\omega_{\min}\xi \quad (4.1)$$

其中 $\omega_{\min}$ 為第一模態之頻率(單位為弧度)， ξ 為質量阻尼比(2.5%)。

阻尼設置所需之第一模態頻率則採用自由震動(Free Vibration)之方法求得，其原因為本研究之建模中於梁柱交會區產生多餘拘束(Redudant Constraint)的現象，使利用隱式分析法進行模態分析時會無法求得勁度矩陣之反矩陣。

4.1.2 材料模型

本研究使用 MAT_HYSTERETIC_BEAM (MAT_209) 材料模型於模擬鋼梁、鋼柱與挫屈束制斜撐。此材料模型可於梁元素兩端設置降伏面為軸力-彎矩互制之塑鉸，並模擬其於地震下反覆載重之非線性遲滯行為。而梁柱接頭部分則使用 MAT_RIGID (MAT_020) 與 MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR (MAT_S06) 模擬梁柱交會區之剪力幾何變形行為與提供該區域之剪力變形強度。對於剛性梁元素與可變形梁元素之鉸接接合則以 MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM (MAT_097)進行模擬。各構架之鋼柱與鋼梁材料強度則使用邱勝煜[22]所蒐集之鋼板拉伸試驗結果，如表 4.2 所示。

4.1.2.1 MAT_RIGID(MAT_020)

MAT_RIGID(MAT_020)材料模型可使梁、殼或固體元素組成之部件轉為剛體。本研究將此材料模型運用於梁柱交會區之梁元素以模擬該區域之剪力幾何變形行為，其設置頁面如圖 4.3 所示，此材料模型需要輸入該材料之密度、楊式模數與柏松比，其中楊式模數與柏松比用於確定剛體於接觸定義中交互作用之滑動介面參數，而材料密度由於梁柱交會區之實際體積與本研究之模型建置手法有異，須對密度進行體積比例上之轉換。M-MRF 之 2F-1A 梁柱交會區為例子，該部分鋼柱尺寸為 BOX 400×400×18，X 向與 Y 向鋼梁尺寸分別為 H500×250×12×22 與 H500×200×12×25，本研究所採用之鋼性桿件斷面均為半徑為 10 mm 之實心圓柱，而該區域幾何如圖 4.1 (b)所示，其中高度與寬度尺寸由實際之梁深與柱寬決定，若梁柱交會處之接合梁有多種斷面，則取最大梁深作為該區域之高度，故於此例子中為高度與寬度分別設定為 500 mm與 250 mm，模型總體積為 1130973 mm³，而實際體積為 18424000 mm³，須於材料模型設置 $7.85 \times 10^{-9} \times 18424000 / 1130973 = 1.279 \times 10^{-7} \text{ tonf/mm}^3$ 為材料密度。

4.1.2.2 MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM(MAT_097)

MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM(MAT_097)材料模型用於約束兩個節點之間任意自由度組合，節點可為剛體或可變形體。本研究將此材料模型用於梁柱交會區之剛性梁元素與可變形梁元素之鉸接接合，通常需配合無長度梁元素一同設置，其節點編號如圖 4.4 所示，其中藍色部分為可變形梁元素(節點 102、103)、綠色部分為剛性梁元素(節點 1、2)、橘色部分為無長度梁元素(節點 2、102)，其設置頁面如圖 4.5 所示，此材料模型需輸入該材料之密度與欲束制之自由度。

4.1.2.3 MAT_HYSTERETIC_BEAM(MAT_209)

MAT_HYSTERETIC_BEAM(MAT_209)材料模型可於梁元素兩端設置降伏面為軸力-彎矩互制之塑鉸，並模擬其於地震下反覆載重之非線性遲滯行為。本研究將此材料模型用於模擬鋼梁、鋼柱與挫屈束制斜撐，設置頁面如圖 4.6 所示，其中本研究所採用之重要參數包含 ISURF、IHARD、IFEMA、HLOC 與軸力、剪力、彎矩之降伏強度與動態硬化參數。此種材料模型僅能使用在梁元素，且限制為 resultant beam elements。

ISURF 為互制降伏面控制選項，此材料模型提供了三種降伏面提供使用者進行選擇，如式(4.2)至式(4.4)，分別為 simple power law、power law based on resultant moment 和 skewed yield surface。參考鋼結構極限設計法規範及解說[28]對於對稱斷面構材受彎矩及軸力作用之規定後，本研究選用 simple power law，即式(4.2)，做為各鋼構件之軸力-彎矩互制降伏面，其中 ALPHA、BETA、GAMMA 為降伏面之係數，於鋼梁與挫屈束制斜撐中均設置為 2.0，而鋼柱之設定於 4.1.4.3 節詳述。

$$\psi = \left| \frac{M_s - m_s}{M_{ys}} \right|^\alpha + \left| \frac{M_t - m_t}{M_{yt}} \right|^\beta + \left| \frac{F - f - F_0}{F_y - F_0} \right|^\gamma - 1 \quad (4.2)$$

$$\psi = \left| \left(\frac{M_s - m_s}{M_{ys}} \right)^2 + \left(\frac{M_t - m_t}{M_{yt}} \right)^2 \right|^{\frac{\alpha}{2}} + \left| \frac{F - f - F_0}{F_y - F_0} \right|^\gamma - 1 \quad (4.3)$$

$$\psi = \left\{ \left[\frac{M_s - m_s + \delta_s(F - f - F_0)}{(1 - \delta_s \kappa_s) M_{ys}} \right]^2 + \left[\frac{M_t - m_t + \delta_t(F - f - F_0)}{(1 - \delta_t \kappa_t) M_{yt}} \right]^2 \right\}^{\frac{\alpha}{2}} + \left| \frac{(F - f - F_0) + \kappa_s(M_s - m_s) + \kappa_t(M_t - m_t)}{(1 - \delta_s \kappa_s - \delta_t \kappa_t)(F_y - F_0)} \right|^\gamma - 1 \quad (4.4)$$

IHARD 為遲滯硬化曲線控制選項，決定了材料模型於遲滯行為下不同硬化行為，當 IHARD = 1 為絕對累積塑性變形，於反覆運動中任何方向之塑性變形均會累加，因此降伏強度將無法恢復至初始值，而對於軸向，拉伸與壓縮之累積變形會分別累積，而 IHARD = 2、3 或 4 之遲滯硬化曲線如圖 4.7 所示，其差異為當力量卸載至零時，後續勁度之發展行為不同。依據邱勝煜[22]所蒐集文獻之試驗數據，發現當試體開始卸載後，力量將保持彈性勁度直至降伏面，故於此研究選用 IHARD = 2 做為鋼構件之遲滯硬化曲線。

SFS、SFT、SFAT、SFAC、SFSHS 與 SFSHT 分別為強弱軸向降伏彎矩、強弱軸向降伏剪力、軸向降伏拉力與壓力，LCPMS、LCPMT、LCAT、LCAC、LCSHS、LCSHT 則分別為強弱軸向之彎矩、剪力與軸向拉、壓力之等向硬化曲線，其等向硬化表達式如式(4.5)所示。

$$F_G = F_{Gy} + H \delta_G^p \quad (4.5)$$

其中 F_G 為廣義力量，如彎矩、剪力、軸拉壓力等； F_{Gy} 為廣義降伏強度如降伏彎矩、降伏剪力、降伏軸拉壓力等， δ_G^p 為廣義塑性位移如塑性轉角、或塑性位移等， H 為等向硬化參數。HRADMS、GAMMS、HARDMT、GAMMT、HARDAT、GAMAT、HRADAC、GAMAC 為強弱軸向之彎矩、剪力與軸向拉、壓力之動態硬化參數，即動態硬化表達式(4.6)中之 C 與 γ 。

$$F_G = F_{Gy} + \frac{C}{\gamma} \left(1 - \exp(-\gamma \delta_G^p) \right) \quad (4.6)$$

HLOC1、HLOC2 可用於調整梁元素兩端塑鉸之相對位置，如圖 4.8 所示，於本研究中設置塑鉸於梁元素兩端，故 HLOC1 = HLOC2 = 0。

IFEMA 為強度衰減控制選項，可考慮塑性轉角、軸向應變與剪應變等三種參數，當 IFEMA = 1 時考慮僅塑性轉角；IFEMA = 2 時考慮塑性轉角與軸向應變；IFEMA = 3 時則同時考慮三種參數。依據邱勝煜[22]所蒐集文獻數據，鋼柱與梁柱接頭試驗中損傷行為皆與轉角有直接關係，故本研究選用 IFEMA = 1 僅考慮塑

性轉角做為強度衰減所對應參數。

PRS1~PRS4、PRT1~PRT4、TS1~TS4、CS1~CS4、SS1~SS4 與 ST1~ST4 為四種不同損傷狀態時所對應之塑性轉角、軸向應變與剪應變，隨著數字變大損傷狀態越嚴重，當超過損傷狀態超過第三種設定值後如 PRS3、PRT3 等，則強度開始衰減，其衰減之公式如式(4.7)所示：

$$F_{G_{xx},actual} = (1 - D_{xx})(1 - D_{FEMA})F_{G_{xx},nominal} \quad (4.7)$$

其中 D_{xx} 為考慮累積塑性應變與極限變位之衰減， D_{FEMA} 為考慮損傷狀態時對應之衰減行為， $F_{G_{xx},nominal}$ 與 $F_{G_{xx},actual}$ 則分別為衰減前後所對應之廣義力量。本研究為考慮構件達到不同損傷狀態所對應之強度折減，故將 D_{xx} 設定為零而 D_{FEMA} 則根據各構件之易損性曲線進行輸入。如梁翼切削接頭($b/2t_f < 5$)，其 DS1 為為梁翼板鉚接破壞，DS3 為除局部挫屈外，梁發生側向扭轉挫屈，並分別作為第一個與最後的損傷狀態，其層間位移角之中位數 3.46%、5%分別對應 PRS3 與 PRS4，則當模擬時若層間位移角達到 4%，由於第一個損傷狀態為層間位移角為 3.46%，最後的損傷狀態為層間位移角為 5%，則 $D_{FEMA} = 0.35$ ，以表達強度之衰減。

4.1.2.4 MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR(MAT_S06)

MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR(MAT_S06)材料模型能夠藉由輸入力與位移關係曲線，模擬離散元素之非線性行為，並可選擇設置位移彈簧或旋轉彈簧。本研究將此材料模型使用於模擬梁柱交會區角點之旋轉彈簧以提供該區域剪力變形強度。其設置頁面如圖 4.9 所示，需於 LCDL 與 LCDU 分別設置加載與卸載之力與位移關係，並可於 BETA 輸入硬化參數。

4.1.3 束制及邊界條件

各鋼構部件之接合如無特殊情況均設為剛性接合，若需釋放其接合自由度如簡支接合等，則需根據兩接合之材料類型選擇不同的接合方式，本研究分別針對剛性構件接合剛性構件、可變形構件接合可變形構件與剛性構件接合可變形構件等三種不同情形分別使用 CONSTRAINED_JOINT_REVOLUTE、ELEMENT_BEAM 內建之釋放自由度選項與 MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM(MAT_097) 進行接合之設置。其中剛性構件接合剛性構件之情形出現於梁柱交會區之剛性桿件間接合；可變形構件接合可變形構件之情形出現於大梁與小梁接合處，可直接使

用 ELEMENT_BEAM 之 RR1 與 RR2 選項釋放旋轉自由度，設置頁面如圖 4.10 所示；剛性構件接合可變形構件之情形出現於挫屈束制斜撐兩端點與周緣構架系統中簡支梁接合梁柱交會區之剛性桿件處，其材料設置方式於 4.1.2.2 節詳述。

本研究於模擬梁柱交會區時，由於 LS-DYNA 中不同剛體部件無法共用同一節點，故須採用 CONSTRAINED_JOINT_REVOLUTE 對其進行接合以模擬梁柱交會區之剪力變形，使用此束制模型時需搭配 CONSTRAINED_EXTRA_NODE 一同使用，其中 CONSTRAINED_JOINT_REVOLUTE 可使兩剛體於無相對位移的情況下沿中心線進行旋轉，其變形與節點如圖 4.11 所示，其中節點 1、2 及節點 3、4 需分別位於相同位置，而節點 1、3 以及節點 2、4 則分屬於相同之剛體。

在定義梁柱交會區之旋轉中心線時，CONSTRAINED_JOINT_REVOLUTE 需設置四個節點與對應之旋轉剛體部件，然而兩個剛體部件之間僅有兩節點重疊，為了使梁柱交會區呈現面內剪力幾何變形，故採用 CONSTRAINED_EXTRA_NODE 於兩剛體部件各自額外設置一個附加節點，以定義旋轉中心線與所屬之剛體部件。此方法優勢在於能於不增加剛體部件之元素下額外定義節點。須注意此束制模型僅用於剛體部件。

邊界條件則假設一樓柱底於地面永遠保持垂直，且本研究僅考慮雙向之地面運動，忽略垂直向地面運動，故利用 BOUNDARY_SPC_SET 束制垂直向之位移與三方向之轉角。地震歷時則利用 BOUNDARY_PRESCRIBED_MOTION_SET，將雙向加速度地震歷時分別設置於模型雙向之一樓柱底，並透過其內部之 SF 放大係數選項對地震歷時進行縮放。

4.1.4 各結構構件之建立準則

4.1.4.1 梁柱接頭

本研究參考 PEER/ATC 72-1[27]之彎矩強度與轉角關係，如圖 4.12 所示，預估塑性彎矩 M_{pr} 與塑性轉角 θ_p 。塑性彎矩 M_{pr} 方面採用 ANSI/AISC 358-16[24]所訂之最大彎矩強度進行預估，如式(4.8)，而降伏彎矩 M_y 則將式子中的材料應變硬化因子去除，如式(4.9)，其中梁翼切削接頭之塑性模數需要根據式(4.10)進行修正。

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (4.8)$$

$$M_y = R_y F_y Z_{RBS} \quad (4.9)$$

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (4.10)$$

其中 R_y 材料超強因子，代表鋼材實際降伏強度與標稱強度之比值， t_{bf} 為翼板厚度， c 為切削深度， d 為梁之深度， C_{pr} 為材料應變硬化因子，其計算公式如(4.11)所示：

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (4.11)$$

其中， F_y 為鋼材之降伏強度， F_u 為鋼材之最大拉力強度。其中材料超強因子與應變硬化因子是經由前人大量的材料試驗歸納求得，會根據鋼材之不同有所差異，一般分別取 1.1 至 1.5 及 1.1 至 1.5 為適當，對於 A36 與 SN490B 之材料強度，本研究使用邱勝煜[22]所蒐集之鋼材拉伸試驗結果，各材料強度如表 4.2。

對於塑性轉角 θ_p ，本研究則採用 PEER/ATC PEER/ATC72-1[27]所訂之容許塑性轉角對其進行預估，定義最大彎矩出現之轉角為 θ_p 、與最大極限之塑性轉角為 θ_{pc} ，其分別如式(4.12)、(4.13)所示：

$$\theta_p = 0.19 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.1185} \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^{0.113} \cdot \left(\frac{d}{21 c_{unit}^1} \right)^{-0.76} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot F_y}{50} \right)^{-0.07} \quad (4.12)$$

$$\theta_{pc} = 9.26 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.513} \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.863} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.108} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot F_y}{50} \right)^{-0.36} \quad (4.13)$$

其中， L 為梁之塑鉸至反曲點距離， c_{unit}^1 與 c_{unit}^2 為單位轉換因子，若長度單位為公尺且降伏應力單位為 MPa，則分別為 0.0254 與 0.145，若長度單位為英尺且降伏應力單位為 ksi，則皆為 1.0。

得到所對應之梁柱接頭之彎矩轉角曲線後，依照式(4.9)將強軸之降伏強度輸入至 SFS、弱軸之降伏強度輸入至 SFT。此外，假設達到塑性轉角 θ_p 時彎矩強度須達到 99 % 塑性彎矩強度，即 $0.99M_{pr}$ ，則依照式(4.6)可推導出所對應之 C 與 γ 。以強軸彎矩為例，GAMMS 及 HARDMS 可分別推導出式(4.14)與(4.15)：

$$GAMMS = -\ln(0.01)/\theta_p \quad (4.14)$$

$$HARDMS = \left(\frac{M_{pr}}{M_y} - 1 \right) \times M_y \times GAMMS \quad (4.15)$$

以相同方式推導弱軸彎矩，即可得到 HARDMS、GAMMS、HARDMT 與 GAMMT 等參數。



4.1.4.2 梁柱交會區

梁柱交會區部分則參考 Molina Hutt[29]，以六個剛體部件與八個離散元素對雙向的梁柱交會區進行建模，如圖 4. 1 (b)所示，由上下兩個十字型鋼性構件(紅色)與四個垂直向鋼性構件(藍色)模擬梁柱交會區之幾何形狀，尺寸由該區域之梁深與柱寬控制，並於八個角點分別設置離散元素模擬兩向之旋轉彈簧以提供梁柱交會區之剪力幾何變形勁度。

本研究採用 PEER/ATC PEER/ATC72-1[27]之計算方法，使用 Krawinkler[30]所提出之三線性模型進行預估，如圖 4. 13 所示，其中降伏剪力 $V_{y,PZ}$ 、降伏剪應變 $\theta_{y,PZ}$ 之計算公式如(4. 16)與(4. 17)所示：

$$V_{y,PZ} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} A_{eff} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (0.95 d_c t_p) \approx 0.55 F_y d_c t_p \quad (4. 16)$$

$$\theta_{y,PZ} = \frac{F_y}{\sqrt{3} \times G} \quad (4. 17)$$

其中， F_y 為鋼材之降伏強度， A_{eff} 為有效剪力面積， d_c 為柱子之深度， t_p 為腹板厚， G 為剪力模數，彈性勁度 K_{PZ} 則為剪力降伏除以降伏轉角；塑性剪力 $V_{p,PZ}$ 則會受到鄰近梁柱交會區之柱翼板影響，其計算公式如式(4. 18)所示，而對應之塑性剪應變 $\theta_{p,PZ}$ 則採用四倍降伏剪應變 $\theta_{y,PZ}$ ：

$$V_{p,PZ} = V_{y,PZ} (1 + 3\beta) \approx 0.55 F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (4. 18)$$

其中， β 為降伏後勁度與彈性勁度比值， b_c 為柱子翼板寬度， d_b 為梁腹板深度， t_{cf} 為柱子翼板厚度，而超過塑性轉角後則假定維持塑性剪力強度，根據式(4. 16)至(4. 18)之計算，而鋼柱剪力與彈簧彎矩關係圖如圖 4. 14 所示，而對 o 點取彎矩平衡即可得到鋼柱剪力勁度與旋轉彈簧彎矩勁度關係式，如式(4. 19)所示，將關係曲線輸入 MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR(MAT_S06)，硬化參數則假設為 0.98。

$$V_{col} \times d_b = 4 M_{spring} \Rightarrow K_{spring} = \frac{1}{4} K_{PZ} \times d_b, \quad (4. 19)$$

4.1.4.3 鋼柱

在預估鋼柱之行為時採用周中哲[31]蒐集國內外約 40 組斷面鋼柱之實驗資料

後所建立之三段式背骨曲線，如圖 4.15 所示。第一段曲線需要針對彈性勁度 K_e 及降伏彎矩 M_y 與轉角 θ_y 進行預測，其方法參考 ATC[32]與 Ozkula 等人[33]後提出，彈性撓曲勁度 K_e 需同時考慮二次效應及剪變形造成之彈性勁度折減，故彈性勁度計算公式如(4.20)至(4.23)所示：

$$K_e = \frac{K_s K_b}{(K_s + K_b)} \quad (4.20)$$

$$K_s = \frac{GA_w(KL)}{2} \quad (4.21)$$

$$K_b = \frac{6EI_x}{KL} \left(1 - \frac{P}{P_e}\right) \quad (4.22)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_x}{(KL)^2} \quad (4.23)$$

其中， K 為有效長度係數，當實驗配置為雙曲率時 $K = 1$ ，若為單曲率則為 $K = 2$ ， P_e 為彈性挫屈力。降伏彎矩 M_y 之計算則依據 AISC AISC341-16[34]，考慮受軸力下鋼柱之降伏彎矩 M_y 如式(4.24)與(4.25)：

$$P/P_y \geq 0.2, M_y = \frac{9}{8} M_y^* \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (4.24)$$

$$P/P_y < 0.2, M_y = M_y^* \left(1 - \frac{P}{2P_y}\right) \quad (4.25)$$

其中， M_y^* 為修正前之降伏彎矩($M_y^* = ZF_y^*$)， F_y^* 為鋼材真實降伏強度($F_y^* = R_y F_y$)，亦可從鋼板拉伸試驗求得， Z 為鋼柱斷面之塑性模數， P 為柱之軸力。降伏彎矩對應之轉角則為降伏轉角 $\theta_y = M_y/K_e$ 。

第二段與第三段曲線則分別代表鋼柱降伏彎矩 M_y 至塑性彎矩 M_p 之彎矩轉角關係與塑性彎矩 M_p 至喪失抗彎強度之彎矩轉角關係。其中除了塑性彎矩強度 M_p 外，還需定義塑性轉角 θ_p 與完全喪失彎矩強度之極限轉角 θ_{pc} ，塑性彎矩 M_p 為降伏彎矩 M_y 乘上應變硬化係數 α ，即 $M_p = \alpha M_y$ ，塑性轉角 θ_p 及極限轉角 θ_{pc} 則考慮其蒐集到鋼柱資料之塑性彎矩對應轉角並進行參數迴歸分析。應變硬化係數、塑性轉角及極限轉角計算公式如式(4.26)至(4.28)：

$$\alpha = 10^{0.34} \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^{-0.21} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{-0.4} \quad (4.26)$$

$$\theta_p = 10^{3.52} \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^{-1.53} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{-0.42} \cdot F_y^{-1.24} \quad (4.27)$$

$$\theta_{pc} = 10^{1.06} \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^{-1.54} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{2.16} \cdot F_y^{-0.04} \quad (4.28)$$

其中， b 為翼板寬度， t 為翼板厚度， P 為柱之軸力， P_y 為鋼柱之降伏軸力。

得到箱型鋼柱之背骨曲線後，即可將降伏彎矩輸入至 SFS，而 HARDMS 與 GAMMS 則可依照式(4.14)、(4.15)與用塑性彎矩與 M_p 與塑性轉角 θ_p 進行求取，並將塑性轉角 θ_p 及塑性轉角與極限轉角之總和($\theta_u = \theta_p + \theta_{pc}$)分別輸入至 PRS3 與 PRS4，以描述第三段曲線之彎矩強度折減。

4.1.4.4 挫屈束制斜撐

在預估挫屈束制斜撐之力學行為時，主要考慮其降伏強度與軸向拉力與壓力之極限強度，挫屈束制斜撐的軸向強度由核心單元斷面積最小的消能段斷面積所控制，其最大能發展出的軸向拉力強度與核心鋼材的材料性質有關，而最大能發展出的軸向壓力強度則會因應變量效應與摩擦力而導致核心消能段最大軸向壓力強度較大，故依照吳安傑等人[35]計算之標稱軸向降伏強度 P_y 、最大軸向拉力強度 $P_{t,max}$ 與最大軸向壓力強度 $P_{c,max}$ 如式(4.29)至(4.31)所示：

$$P_y = F_y A_c \quad (4.29)$$

$$P_{t,max} = R_y \omega P_y \quad (4.30)$$

$$P_{c,max} = \beta P_{t,max} = \beta R_y \omega P_y \quad (4.31)$$

其中， A_c 為最小的消能斷面積， F_y 為核心鋼材標稱降伏應力， R_y 為材料超強因子， ω 為應變硬化因子， β 為壓力強度調整因子。

而壓力強度因子中所考慮的應變量效應與摩擦力效應，其原理為消能段受壓時會因為柏松比使得受壓面積增加與挫屈斜撐受壓時，核心消能段會出現高模態挫屈，核心消能段會與圍束單元接觸並產生摩擦力，故脫層效果之優劣會直接影響挫屈束制斜撐之精密度，一般取 1.1 至 1.2 為適當。此外，由於挫屈束制斜撐多在疲勞歷時下導致累積塑性變形量增加，使試體產生破壞，而於正常歷時下能完整承受且不會出現明顯之軸向強度折減，故於模擬挫屈束制斜撐中皆不利用 IFEMA 設定 TS 與 CS，使軸向強度不因軸向位移量增加而折減。

4.1.4.5 樓板

樓板的部份則採用全積分殼元素(Fully Integrated Shell Element)進行模擬，樓板與梁構件間則以梁元素以模擬剪力釘進行連接，其中樓板之模擬參考 Main[36] 模擬複合樓板系統之方法，以強帶(Strong Strip)與弱帶(Weak Strip)交錯設置簡化模擬實際鋼承板中之強帶與弱帶，如圖 4.16 所示。此外，利用卡片 Part_Composite 將樓板殼元素沿著厚度方向由下而上定義材料種類及厚度，並分別以 MAT_PLASTIC_KINEMATIC(MAT_003) 及 MAT_CONCRETE_EC2(MAT_172) 模擬底部鋼承板與複合樓板中之上排鋼筋及複合樓版中心混凝土與上方保護層，其中強帶與弱帶之間差異為弱帶並無鋼承板部分，詳細之材料設置及模擬驗證可參照王宣傑[37]。

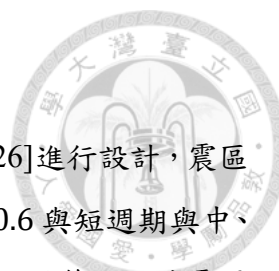
4.2 自由震動分析

為求得第一模態頻率，本研究採用自由震動方法。首先，建立一線彈性有限元模型，然後在頂樓設置單向初始位移。在模型分析過程中，解除頂樓束制條件，並記錄頂樓的位移歷時。最後，對記錄之位移歷時進行傅立葉轉換，以提取模態頻率。

由 ETABS 與依 4.1 節所建立之 LS-DYNA 有限元素模型所得之各原型構架系統 X 向與 Y 向第一模態週期比較如表 4.3 所示，其中 T_x 與 T_y 分別代表該向之第一模態週期。其中有限元素模型按照上述進行自由震動分析，而 ETABS 則透過計算勁度矩陣並求解特徵值問題獲取自然頻率。兩種方法進行結構週期求取差異最大值約為 11%，因此可以認為本研究所使用之有限元素模型具有一定之可靠性。

4.3 非線性動力歷時分析

本研究使用非線性動力歷時分析以求取各系統原型構架於各目標地震歷時下之結構反應。根據 FEMA P-58[1]之建議，在進行動力歷時分析時，應選取一組於特定週期內與目標反應譜相似之地震歷時。如果選定的地震歷時符合度較高，需要至少使用 7 組地震歷時進行評估；而若符合度較差，則需要至少使用 11 組地震歷時進行評估，且為降低計算成本，本研究在保有至少 95%愛氏強度(Arias Intensity)與縮減前後譜加速度誤差值不大於 5%為前題下，將地震歷時進行縮減。



4.3.1 遠域地震歷時之選取

本研究所採用之原型構架均採用現行建築物耐震設計規範[26]進行設計，震區選為台北二區，依據該工址所給定之設計水平加速度係數 $S_{aD} = 0.6$ 與短週期與中、長週期之分界 $T_0^D = 1.3 \text{ sec}$ 進行遠域地震目標反應譜計算，選取了 6 筆國內地震歷時紀錄與 5 筆國外地震歷時紀錄，編號為 FF01 至 FF11，如表 4.4 所示。國內地震選用了具有重大代表性之 921 集集大地震與 331 花蓮大地震，國外地震歷時則選取 NGA-West2 資料庫中發生於義大利之地震，各地震歷時、縮減後擷取範圍與各自縮減前後之譜加速度比較圖如圖 4.17 至圖 4.27 所示，其中紅色虛線段內為本研究所使用之加速度地震歷時。

4.3.2 近斷層地震歷時之選取

山腳斷層位於台北盆地，全長約 54.1 公里，呈北北東走向，自樹林延伸至金山，如圖 4.28 所示。其斷層類型為正斷層，活動周期為 360 至 1910 年。本研究為模擬未來山腳斷層可能引發之台北二區近斷層地震情境，參考了 Chao 等人[38]所提出之地動模型作為目標反應譜，採用 RotD50 作為反應譜譜值，震矩規模、震源距離與 V_{s30} 則分別參考楊甯凱[39]之數據，設定為 7.3、1 公里與 360 公尺/秒，而目標 T_p 則選用為 5.334 秒，後針對楊甯凱[39]所提出之脈衝型地震資料庫進行挑選後選取 22 筆脈衝型地震歷時作為本研究所模擬之近斷層地震歷時，編號為 NF01 至 NF22，如表 4.5 所示，各地震歷時、縮減後擷取範圍與各自縮減前後之譜加速度比較圖如圖 4.29 至圖 4.50 所示，其中紅色虛線段內為本研究所使用之加速度地震歷時。

4.3.3 危害度曲線

地震危害度曲線為地震工程中用於表示某特定地點之不同地震強度之年超越頻率(Mean annual frequency of exceedance)關係。本研究所使用之地震危害度曲線參考「Taiwan SSHAC Level 3 PSHA Study」地震動特徵模型，假設工址位於交通部中央氣象局(台北二區)，地盤條件為剪力波速 $V_s = 177.4(\text{m/s})$ ，使用 8 個地殼震源型種子模型(crustal seed model)與 4 個隱沒帶震源型種子模型(subduction seed model)進行預估，地震源特徵模型中分為區域震源(areal sources)與斷層震源(fault sources)兩種，各模型細節如表 4.6，其結果如所示圖 4.51。本研究依據各原型構架之第

一模態結構週期，進行線性內插所得之危害度曲線如圖 4.52 至圖 4.55 所示。

基於整體危害度情境之評估流程需計算各強度下之震損評估，並根據每個地震強度之發生概率進行加權計算，此方法能準確得估算建築物於一段時間內之震損與風險。根據 FEMA P-58[1] 之強度選擇流程，首先需決定欲考慮之強度範圍，本研究考慮強度下界由式(4.32)所計算，而強度之上界則為年超越機率等於 0.0002 之所對應強度。

$$S_a(\bar{T}) = S_a^{min} = \begin{cases} 0.05g & \text{for } \bar{T} \leq 1 \\ 0.05g/\bar{T} & \text{for } \bar{T} > 1 \end{cases} \quad (4.32)$$

接著於考慮強度範圍內以強度等分為 8 個區段，並取各區段之中點所對應之強度作為選定之目標強度。各原型構架系統之各重現機率等級目標強度如圖 4.56 至圖 4.67 所示，其中圖中藍色與橘色虛線分別表示設計地震強度與最大考量地震強度，而各原型構架系統之危害參數，如各目標等級之強度、年超越機率(λ)、年超越機率區間差值($\Delta\lambda$)與五十年超越機率(P_{50})則顯示於表 4.7 至表 4.18。

4.3.4 地震歷時之縮放

於任意地震歷時中，兩向之加速度反應譜並不會具有相同之譜值，故採用雙向幾何平均(geometric mean)來代表單一地震事件中，結構物之彈性反應強度並以此值同時針對雙向地震歷時進行縮放，幾何平均加速度反應譜之計算公式如式(4.33)所示：

$$S_{gm} = \sqrt{S_x(T) \times S_y(T)} \quad (4.33)$$

根據 FEMA P-58[1]之建議，地震歷時縮放流程如下。首先，需計算平均週期目標強度反應譜 $S_a(\bar{T})$ ，其中 $\bar{T}$ 為雙向第一週期的平均值。接著，計算雙向地震歷時之平均週期下幾何平均譜加速度值 $S_{gm}(\bar{T})$ 。最後，求取該目標強度之縮放係數，即 $SF = S_a(\bar{T})/S_{gm}(\bar{T})$ 。各原型構架系統之幾何平均譜加速度值列於表 4.19 至表 4.26。

4.3.5 非線性動力歷時分析結果

4.3.5.1 遠域地震歷時

抗彎矩構架與二元構架系統於遠域地震下各強度之非線性動力歷時分析結果如圖 4.68 至圖 4.76 所示，其中上半部分顯示最大層間位移角(Maximum Story

Drift Ratio, Max SDR)分佈，其定義為於地震歷時中各樓層之峰值層間位移角(Peak Story Drift Ratio, Peak SDR)之最大值；下半部分則顯示最大樓層加速度(Maximum Floor Acceleration)分佈，其定義為於地震歷時中各樓層之峰值樓層加速度(Peak Floor Acceleration)之最大值。對於倒塌之定義，除了結構模型本身因分析過程中結構構件損毀導致之分析結果不收斂外，本研究亦參考 FEMA P-58[1]中對殘餘位移導致之損傷狀態，定義為任一樓層之層間位移角大於 7%即視為倒塌，而各原型構架可能之結構構件損毀行為主要有三種，第一種為一樓柱同時損毀導致之垂直崩塌，如圖所示，主要發生於中層樓與高層樓；第二種為上部某一樓層柱同時損毀導致之。各系統原型構架之增量動力分析 (Incremental Dynamic Analysis, IDA) 曲線，則如圖 4.77 至圖 4.85 所示。

為了方便討論不同重現頻率下各結構之動力分析反應，本研究依五十年超越機率將目標等級分為三個區間，分別為頻繁地震(SF1、SF2)、偶發地震(SF3 至 SF5)與罕見地震(SF6 至 SF8)，對應至五十年超越機率 $\geq 50\%$ 、 5% 至 $< 50\%$ 與 $< 5\%$ 。結果顯示如下：

- (1) 中層樓構架：不同重現等級地震下之平均最大層間位移角與平均最大樓層加速度，以及它們各自的標準差呈現於表 4.27 與表 4.28。隨著地震強度的增加，各系統之最大層間位移角與最大樓層加速度均上升。DUAL 系統於各地震強度下之層間位移角與樓層加速度均較低，數據的變異性也較小，顯示結構於考慮強度下之行為相對穩定。相比之下，MRF 與 PMF 系統於此樓高之層間位移角與樓層加速度表現相似，顯示出相近的耐震行為，且值得注意的是，PMF 系統於罕見地震下之層間位移角與樓層加速度均較高，層間位移角甚至可能達到 7%，數據的變異性也較大，表明其於高強度地震下之行為已不穩定，有倒塌之可能性。
- (2) 高樓層構架：不同重現等級地震下之平均最大層間位移角與平均最大樓層加速度，以及它們各自的標準差呈現於表 4.29 與表 4.30。隨著地震強度的增加，各系統之最大層間位移角與最大樓層加速度均上升。DUAL 系統於各地震強度下之層間位移角和樓層加速度均較低，數據的變異性也較小，顯示結構於考慮強度下之行為相對穩定。於頻繁地震下，MRF 與 PMF 之層間位移角與樓層加速度表現相似，顯示出相近的耐震行為。然而，於偶遇地震與罕見地震下，

PMF 表現出較高之層間位移角，數據之變異性也較高，顯示於高強度地震下，PMF 相較於 MRF 表現出較差之穩定性。

- (3) 超高樓層構架：不同重現等級地震下之平均最大層間位移角與平均最大樓層加速度，以及它們各自的標準差呈現於表 4.31 與表 4.32。隨著地震強度的增加，各系統之最大層間位移角與最大樓層加速度均上升。DUAL 系統於各地震強度下之層間位移角和樓層加速度均較低，數據的變異性也較小，顯示結構於考慮強度下之行為相對穩定。而 PMF 則於頻繁地震與偶遇地震下，擁有最高之層間位移角與較高之變異性，表現出較差之穩定性，需注意的是 MRF 在罕見地震表現出的穩定性與 PMF 均較差。

4.3.5.2 近斷層地震歷時

圖 4.86 顯示了於近斷層情境下，不同樓層高之 MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 系統之各樓層峰值層間位移角與峰值樓層加速度。結果顯示，於中層樓方面，抗彎矩構架、二元構架、周緣抗彎矩構架與周緣挫屈束制斜撐構架系統之最大層間位移分別為 1.85%、1.29%、1.92% 與 1.50%，整體上具有斜撐之構架系統能有效降低結構之層間位移角。此外，周緣挫屈束制斜撐構架整體層間位移角高過於二元構架系統，且可以發現周緣抗彎矩構架雖然最大層間位移高過於抗彎矩構架，但整體層間位移卻略低於抗彎矩構架；高層樓方面，四個系統最大層間位移分別為 2.12%、1.35%、2.35% 與 1.67%，除了可以看出斜撐之構架系統能有效降低結構之層間位移角之外，周緣構架系統整體的層間位移角均大於各自之全剛接梁系統，且最大層間位移角發生樓層均有向上之情形發生；超高層樓方面，四個系統最大層間位移分別為 3.10%、2.60%、3.72% 與 3.46%，斜撐對降低層間位移的影響較不顯著，尤其可以看到周緣挫屈束制斜撐構架之層間位移甚至大於抗彎矩構架，且需要特別注意的是，周緣構架系統之最大層間位移角發生樓層有明顯的提升。

4.3.5.3 小結

透過前述 4.3.5.1 及 4.3.5.2 之分析可以發現，儘管可以通過比較層間位移角與樓層加速度等工程需求參數來觀察不同系統之抗震能力，但對於缺乏相關專業知識的普通人與決策者來說，此耐震指標仍難以理解。因此，必須使用更為直觀的指標對耐震性能進行量化，例如修復費用與碳排放，以便他們能夠更簡便地了解結構

之抗震性能。此外，當這些指標轉化為實際金額時，決策者可以更容易地將其納入對不同系統建置成本之考量範疇，從而做出更加明智的決策。



表 4.1 本研究所選定之有限元素模擬單位

Mass	Length	Time	Force	Stress	Energy
ton	mm	s	N	MPa	N-mm

表 4.2 本研究所使用之材料強度

材料	F_y (MPa)	F_u (MPa)
A36	331.0	489.5
SN490	390.7	545.0

表 4.3 各原型構架系統之各項基本模態週期

樓高	系統	LS-DYNA		ETABS	
		T_x (sec)	T_y (sec)	T_x (sec)	T_y (sec)
5F	MRF	1.056	1.056	1.150	1.137
	DUAL	0.91	0.91	0.852	0.837
	PMF	1.024	1.024	1.113	1.078
	PBRB	0.953	0.953	0.857	0.85
12F	MRF	1.834	2.001	2.032	2.032
	DUAL	1.575	1.575	1.513	1.491
	PMF	2.048	2.048	2.200	2.19
	PBRB	1.781	1.781	1.633	1.632
24F	MRF	3.724	3.724	3.826	3.771
	DUAL	3.151	3.151	3.156	3.133
	PMF	4.096	4.096	4.152	4.093
	PBRB	3.724	3.724	3.490	3.46

表 4.4 遠域地震歷時資料

編號	地震事件	測站	EW_PGA	NS_PGA
FF01	2002 Hualien Earthquake	TAP022	0.198	0.175
FF02	2002 Hualien Earthquake	TAP022	0.083	0.106
FF03	2002 Hualien Earthquake	TAP022	0.083	0.097
FF04	1999 Chi-Chi Earthquake	TAP022	0.1	0.101
FF05	1999 Chi-Chi Earthquake	TAP022	0.086	0.064
FF06	1999 Chi-Chi Earthquake	TAP022	0.088	0.097
FF07	1980 Irpinia Earthquake	Bisaccia	0.083	0.096
FF08	1980 Irpinia Earthquake	Calitri	0.137	0.127
FF09	1980 Irpinia Earthquake	Bisaccia	0.072	0.062
FF10	1980 Irpinia Earthquake	Calitri	0.176	0.154
FF11	2009 L'Aquila Earthquake	Avezzano	0.056	0.069

表 4.5 近斷層地震歷時資料

編號	地震事件	測站	EW_PGA	NS_PGA	SF
NF01	1999 Chi-Chi Earthquake	CHY101	0.339	0.398	1.08
NF02	1992 Cape Mendocino Earthquake	Bunker Hill FAA	0.177	0.207	1.72
NF03	1999 İzmit Earthquake	Izmit	0.230	0.165	2.20
NF04	1999 Chi-Chi Earthquake	TCU036	0.137	0.125	2.21
NF05	1999 Chi-Chi Earthquake	TCU029	0.158	0.198	2.34
NF06	1992 Landers Earthquake	Lucerne	0.725	0.789	1.25
NF07	1989 Loma Prieta Earthquake	W Valley Coll	0.258	0.331	1.40
NF08	1999 Chi-Chi Earthquake	TCU075	0.332	0.262	1.47
NF09	1999 İzmit Earthquake	Yarimca	0.227	0.322	1.26
NF10	1999 Chi-Chi Earthquake	TCU065	0.789	0.574	0.75
NF11	2018 Hualien Earthquake	HWA012	0.282	0.284	1.51
NF12	1979 Imperial Valley Earthquake	Holtville Post Office	0.258	0.222	1.75
NF13	1979 Imperial Valley Earthquake	ElCentro Array 4	0.485	0.371	1.19
NF14	2018 Hualien Earthquake	HWA009	0.254	0.263	1.55
NF15	1999 Chi-Chi Earthquake	TCU031	0.115	0.125	2.60
NF16	1999 İzmit Earthquake	Gebze	0.261	0.144	2.63
NF17	1989 Loma Prieta Earthquake	Aloha Ave	0.515	0.326	1.56
NF18	1979 Imperial Valley Earthquake	ElCentro Array 10	0.173	0.232	1.91
NF19	1979 Imperial Valley Earthquake	ElCentro Array 3+	0.268	0.223	1.89
NF20	1978 Tabas Earthquake	Tabas	0.854	0.862	0.63
NF21	2018 Hualien Earthquake	HWA007	0.294	0.248	1.56
NF22	2010 Darfield Earthquake	GDLC	0.765	0.708	0.72

表 4.6 地震危害度曲線分析模型資料

地震動特徵(Ground Motion Characterization, GMC)模型			
地殼震源型種子模型		隱沒帶震源型種子模型	
種子模型	資料庫	種子模型	資料庫
ASK14adj (10.0s)	NGA-West2	AGA16-adj (5.0s)	Global model
ASB14adj (4.0s)	EU&ME model		
BSSA14adj (7.5s)	NGA-West2	LL08-adj (5.0s)	Taiwan model
Idriss14adj (10.0s)	NGA-West2		
CB14adj (10.0s)	NGA-West2	Chao18sb (5.0s)	Taiwan model
CY14adj (10.0s)	NGA-West2		
Chao18cr (5.0s)	Taiwan model	Phung18sb (5.0s)	Taiwan model
Phung18cr (10.0s)	Taiwan model		
地震源特徵(Seismic Source Characterization, SSC)模型			
區域震源		斷層震源	
淺層區域震源(areal deep sources)		內陸斷層(onland faults)	
深層區域震源(areal deep sources)		海域斷層(offshore faults)	
火山震源(volcanic sources)		馬尼拉分歧斷層(Manila splay fault)	
琉球/馬尼拉隱沒帶板塊內部型震源 (Ryukyu/Manila intraslab sources)		琉球/馬尼拉隱沒帶板塊介面型震源 (Ryukyu/Manila interface sources)	

表 4.7 M-MRF 各區間危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.123	0.273	0.424	0.574	0.725	0.875	1.026	1.177
λ	0.1190	0.0231	0.0075	0.0031	0.0015	0.0008	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.3952	0.0348	0.0079	0.0026	0.0011	0.0005	0.0002	0.0001
P_{50}	99.74%	68.51%	31.42%	14.53%	7.27%	3.91%	2.23%	1.33%

表 4.8 M-DUAL 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.127	0.281	0.435	0.589	0.743	0.897	1.050	1.204
λ	0.1345	0.0272	0.0091	0.0038	0.0018	0.0010	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.4230	0.0399	0.0094	0.0031	0.0013	0.0006	0.0003	0.0002
P_{50}	99.88%	74.35%	36.43%	17.33%	8.76%	4.71%	2.67%	1.58%

表 4.9 M-PMF 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.122	0.269	0.415	0.562	0.708	0.855	1.001	1.148
λ	0.1254	0.0253	0.0084	0.0036	0.0017	0.0009	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.3952	0.0371	0.0087	0.0029	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002
P_{50}	99.81%	71.72%	34.35%	16.29%	8.28%	4.51%	2.59%	1.56%

表 4.10 M-PBRB 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.125	0.274	0.424	0.573	0.723	0.872	1.022	1.171
λ	0.1285	0.0260	0.0087	0.0037	0.0018	0.0009	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.4029	0.0381	0.0089	0.0030	0.0012	0.0006	0.0003	0.0002
P_{50}	99.84%	72.77%	35.22%	16.75%	8.51%	4.61%	2.64%	1.58%

表 4. 11 H-MRF 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.070	0.159	0.248	0.337	0.426	0.516	0.605	0.694
λ	0.0837	0.0160	0.0053	0.0023	0.0011	0.0006	0.0004	0.0002
$\Delta\lambda$	0.3067	0.0241	0.0055	0.0018	0.0007	0.0004	0.0002	0.0001
P_{50}	98.48%	55.10%	23.31%	10.70%	5.44%	3.01%	1.78%	1.10%

表 4. 12 H-DUAL 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.090	0.203	0.317	0.430	0.544	0.657	0.771	0.884
λ	0.0995	0.0204	0.0069	0.0030	0.0015	0.0008	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.3278	0.0294	0.0070	0.0024	0.0010	0.0005	0.0002	0.0001
P_{50}	99.31%	63.87%	29.17%	13.71%	6.99%	3.84%	2.24%	1.37%

表 4. 13 H-PMF 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.067	0.153	0.239	0.325	0.410	0.496	0.582	0.668
λ	0.0849	0.0166	0.0055	0.0024	0.0012	0.0007	0.0004	0.0002
$\Delta\lambda$	0.3035	0.0245	0.0056	0.0019	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001
P_{50}	98.56%	56.29%	24.23%	11.24%	5.76%	3.21%	1.91%	1.19%

表 4. 14 H-PBRB 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.078	0.177	0.276	0.375	0.474	0.573	0.672	0.771
λ	0.0957	0.0204	0.0071	0.0031	0.0016	0.0009	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.3060	0.0286	0.0070	0.0024	0.0010	0.0005	0.0003	0.0001
P_{50}	99.17%	64.01%	30.01%	14.47%	7.54%	4.21%	2.49%	1.55%

表 4.15 SH-MRF 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.034	0.074	0.114	0.154	0.195	0.235	0.275	0.315
λ	0.0620	0.0135	0.0049	0.0023	0.0012	0.0007	0.0004	0.0003
$\Delta\lambda$	0.1982	0.0184	0.0046	0.0016	0.0007	0.0004	0.0002	0.0001
P_{50}	95.50%	49.15%	21.88%	10.81%	5.92%	3.51%	2.21%	1.46%

表 4.16 SH-DUAL 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.040	0.088	0.136	0.184	0.232	0.280	0.328	0.376
λ	0.0710	0.0150	0.0053	0.0024	0.0013	0.0007	0.0005	0.0003
$\Delta\lambda$	0.2316	0.0209	0.0051	0.0018	0.0008	0.0004	0.0002	0.0001
P_{50}	97.13%	52.66%	23.37%	11.38%	6.13%	3.59%	2.23%	1.46%

表 4.17 SH-PMF 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.030	0.064	0.099	0.134	0.169	0.203	0.238	0.273
λ	0.0564	0.0122	0.0045	0.0021	0.0012	0.0007	0.0004	0.0003
$\Delta\lambda$	0.1932	0.0165	0.0041	0.0015	0.0007	0.0003	0.0002	0.0001
P_{50}	94.04%	45.70%	20.27%	10.14%	5.64%	3.40%	2.18%	1.46%

表 4.18 SH-PBRB 各段危害參數與 50 年超越機率

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
S_a	0.034	0.074	0.114	0.154	0.195	0.235	0.275	0.315
λ	0.0620	0.0135	0.0049	0.0023	0.0012	0.0007	0.0004	0.0003
$\Delta\lambda$	0.1982	0.0184	0.0046	0.0016	0.0007	0.0004	0.0002	0.0001
P_{50}	95.50%	49.15%	21.88%	10.81%	5.92%	3.51%	2.21%	1.46%

表 4.19 抗彎矩構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值(S_{gm})

地震編號	MRF-5F	MRF-12F	MRF-24F
FF01	0.580	0.152	0.053
FF02	0.200	0.117	0.055
FF03	0.185	0.103	0.040
FF04	0.232	0.143	0.038
FF05	0.192	0.080	0.058
FF06	0.161	0.093	0.058
FF07	0.168	0.147	0.043
FF08	0.300	0.115	0.040
FF09	0.183	0.086	0.048
FF10	0.379	0.144	0.036
FF11	0.105	0.058	0.018

表 4.20 二元構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	DUAL-5F	DUAL-12F	DUAL-24F
FF01	0.474	0.388	0.094
FF02	0.180	0.157	0.088
FF03	0.219	0.145	0.071
FF04	0.183	0.174	0.046
FF05	0.141	0.112	0.061
FF06	0.127	0.136	0.065
FF07	0.148	0.118	0.059
FF08	0.402	0.219	0.065
FF09	0.180	0.088	0.038
FF10	0.405	0.286	0.063
FF11	0.086	0.151	0.030

表 4.21 周緣抗彎矩構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	PMF-5F	PMF -12F	PMF -24F
FF01	0.578	0.147	0.042
FF02	0.188	0.117	0.044
FF03	0.185	0.103	0.032
FF04	0.218	0.143	0.033
FF05	0.194	0.079	0.062
FF06	0.161	0.096	0.055
FF07	0.177	0.143	0.041
FF08	0.333	0.113	0.033
FF09	0.188	0.079	0.047
FF10	0.376	0.136	0.027
FF11	0.097	0.054	0.015

表 4.22 周緣挫屈束制斜撐構架之遠域地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	PBRB-5F	PBRB -12F	PBRB -24F
FF01	0.542	0.229	0.053
FF02	0.183	0.122	0.055
FF03	0.192	0.104	0.040
FF04	0.185	0.134	0.038
FF05	0.170	0.107	0.058
FF06	0.152	0.115	0.058
FF07	0.174	0.130	0.043
FF08	0.370	0.162	0.040
FF09	0.191	0.111	0.048
FF10	0.381	0.181	0.036
FF11	0.096	0.087	0.018

表 4.23 抗彎矩構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	MRF-5F	MRF-12F	MRF-24F
NF01	0.586	0.321	0.307
NF02	0.402	0.245	0.128
NF03	0.255	0.164	0.079
NF04	0.242	0.157	0.178
NF05	0.222	0.116	0.175
NF06	0.401	0.198	0.185
NF07	0.625	0.255	0.117
NF08	0.325	0.235	0.209
NF09	0.415	0.242	0.302
NF10	1.309	0.670	0.304
NF11	0.457	0.318	0.129
NF12	0.317	0.152	0.165
NF13	0.513	0.316	0.143
NF14	0.351	0.374	0.208
NF15	0.204	0.167	0.192
NF16	0.178	0.104	0.110
NF17	0.390	0.204	0.101
NF18	0.267	0.245	0.124
NF19	0.194	0.149	0.118
NF20	0.650	0.522	0.260
NF21	0.296	0.377	0.207
NF22	0.873	0.631	0.227

表 4.24 二元構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	DUAL-5F	DUAL -12F	DUAL -24F
NF01	0.869	0.345	0.337
NF02	0.339	0.324	0.169
NF03	0.302	0.221	0.096
NF04	0.301	0.220	0.156
NF05	0.245	0.131	0.145
NF06	0.346	0.262	0.197
NF07	0.598	0.394	0.149
NF08	0.309	0.190	0.219
NF09	0.454	0.336	0.295
NF10	0.954	0.759	0.347
NF11	0.476	0.326	0.164
NF12	0.276	0.211	0.188
NF13	0.563	0.326	0.178
NF14	0.359	0.368	0.271
NF15	0.194	0.138	0.187
NF16	0.211	0.134	0.098
NF17	0.422	0.346	0.126
NF18	0.210	0.282	0.162
NF19	0.248	0.177	0.145
NF20	1.064	0.516	0.304
NF21	0.309	0.303	0.249
NF22	1.055	0.737	0.294

表 4.25 周緣抗彎矩構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	PMF-5F	PMF -12F	PMF -24F
NF01	0.655	0.332	0.278
NF02	0.400	0.243	0.115
NF03	0.278	0.154	0.071
NF04	0.260	0.149	0.205
NF05	0.223	0.126	0.161
NF06	0.392	0.198	0.168
NF07	0.596	0.255	0.097
NF08	0.348	0.230	0.193
NF09	0.392	0.236	0.273
NF10	1.282	0.636	0.317
NF11	0.468	0.316	0.115
NF12	0.306	0.154	0.148
NF13	0.511	0.307	0.123
NF14	0.350	0.376	0.179
NF15	0.197	0.169	0.203
NF16	0.199	0.100	0.109
NF17	0.391	0.201	0.085
NF18	0.257	0.240	0.106
NF19	0.193	0.151	0.101
NF20	0.677	0.502	0.263
NF21	0.280	0.367	0.177
NF22	0.889	0.629	0.231

表 4.26 周緣挫屈束制斜撐構架之近斷層地震歷時幾何平均譜加速度值

地震編號	PBRB -5F	PBRB -12F	PBRB -24F
NF01	0.726	0.346	0.307
NF02	0.381	0.277	0.128
NF03	0.305	0.199	0.079
NF04	0.264	0.211	0.178
NF05	0.232	0.119	0.175
NF06	0.363	0.193	0.185
NF07	0.576	0.293	0.117
NF08	0.348	0.215	0.209
NF09	0.361	0.254	0.302
NF10	1.120	0.724	0.304
NF11	0.476	0.318	0.129
NF12	0.295	0.171	0.165
NF13	0.536	0.329	0.143
NF14	0.350	0.369	0.208
NF15	0.188	0.144	0.192
NF16	0.211	0.109	0.110
NF17	0.410	0.250	0.101
NF18	0.236	0.262	0.124
NF19	0.203	0.141	0.118
NF20	0.777	0.474	0.260
NF21	0.281	0.370	0.207
NF22	0.954	0.659	0.227

表 4.27 中層樓構架於各等級下之平均 Max. SDR 與標準差 (Unit : %)

		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
MRF	平均值	0.43	0.97	1.47	1.87	2.24	2.66	3.09	3.52
	標準差	0.04	0.09	0.11	0.17	0.28	0.49	0.62	0.73
DUAL	平均值	0.34	0.74	1.10	1.42	1.81	2.22	2.72	3.22
	標準差	0.07	0.13	0.17	0.19	0.27	0.38	0.57	0.82
PMF	平均值	0.45	1.00	1.50	1.87	2.15	2.57	3.02	3.61
	標準差	0.06	0.14	0.16	0.16	0.25	0.38	0.61	1.37

表 4.28 中層樓構架於各等級下之平均 Max. Acc.與標準差 (Unit : g)

		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
MRF	平均值	0.26	0.57	0.82	0.97	1.05	1.14	1.22	1.27
	標準差	0.04	0.08	0.09	0.09	0.09	0.11	0.13	0.13
DUAL	平均值	0.31	0.66	0.86	0.96	1.07	1.16	1.26	1.31
	標準差	0.08	0.13	0.07	0.07	0.08	0.09	0.11	0.12
PMF	平均值	0.26	0.58	0.81	0.97	1.09	1.18	1.28	1.35
	標準差	0.04	0.09	0.11	0.19	0.20	0.21	0.22	0.22

表 4.29 高層樓構架於各等級下之平均 Max. SDR 與標準差 (Unit : %)

		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
MRF	平均值	0.44	1.01	1.50	1.88	2.14	2.42	2.80	3.19
	標準差	0.07	0.17	0.25	0.22	0.26	0.37	0.54	0.70
DUAL	平均值	0.29	0.67	1.03	1.40	1.72	2.04	2.35	2.57
	標準差	0.06	0.13	0.19	0.29	0.39	0.44	0.40	0.41
PMF	平均值	0.48	1.08	1.63	2.08	2.47	2.86	3.32	3.88
	標準差	0.08	0.16	0.21	0.32	0.33	0.52	0.69	0.80

表 4.30 高層樓構架於各等級下之平均 Max. Acc.與標準差 (Unit : g)

		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
MRF	平均值	0.30	0.66	0.91	1.08	1.23	1.35	1.47	1.67
	標準差	0.07	0.20	0.15	0.21	0.24	0.24	0.25	0.26
DUAL	平均值	0.27	0.61	0.88	1.02	1.12	1.16	1.24	1.34
	標準差	0.04	0.09	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10	0.11
PMF	平均值	0.27	0.61	0.89	0.99	1.14	1.25	1.32	1.40
	標準差	0.06	0.13	0.19	0.22	0.25	0.24	0.25	0.26

表 4.31 超高層樓構架於各等級下之平均 Max. SDR 與標準差 (Unit : %)

		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
MRF	平均值	0.47	1.03	1.47	1.88	2.30	2.80	3.34	3.98
	標準差	0.17	0.25	0.33	0.46	0.55	0.76	1.12	1.58
DUAL	平均值	0.41	0.89	1.35	1.74	2.06	2.36	2.69	3.04
	標準差	0.12	0.25	0.44	0.49	0.40	0.39	0.40	0.52
PMF	平均值	0.71	1.39	1.88	2.38	2.73	3.03	3.40	3.84
	標準差	0.28	0.47	0.51	0.65	0.73	0.82	0.99	1.14

表 4.32 超高層樓構架於各等級下之平均 Max. Acc.與標準差 (Unit : g)

		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
MRF	平均值	0.33	0.66	0.89	1.02	1.12	1.24	1.37	1.48
	標準差	0.15	0.22	0.31	0.32	0.35	0.37	0.36	0.36
DUAL	平均值	0.34	0.68	0.85	0.94	1.08	1.20	1.29	1.36
	標準差	0.11	0.17	0.17	0.18	0.20	0.22	0.26	0.27
PMF	平均值	0.38	0.67	0.85	0.99	1.13	1.27	1.41	1.51
	標準差	0.21	0.29	0.33	0.33	0.35	0.36	0.36	0.39

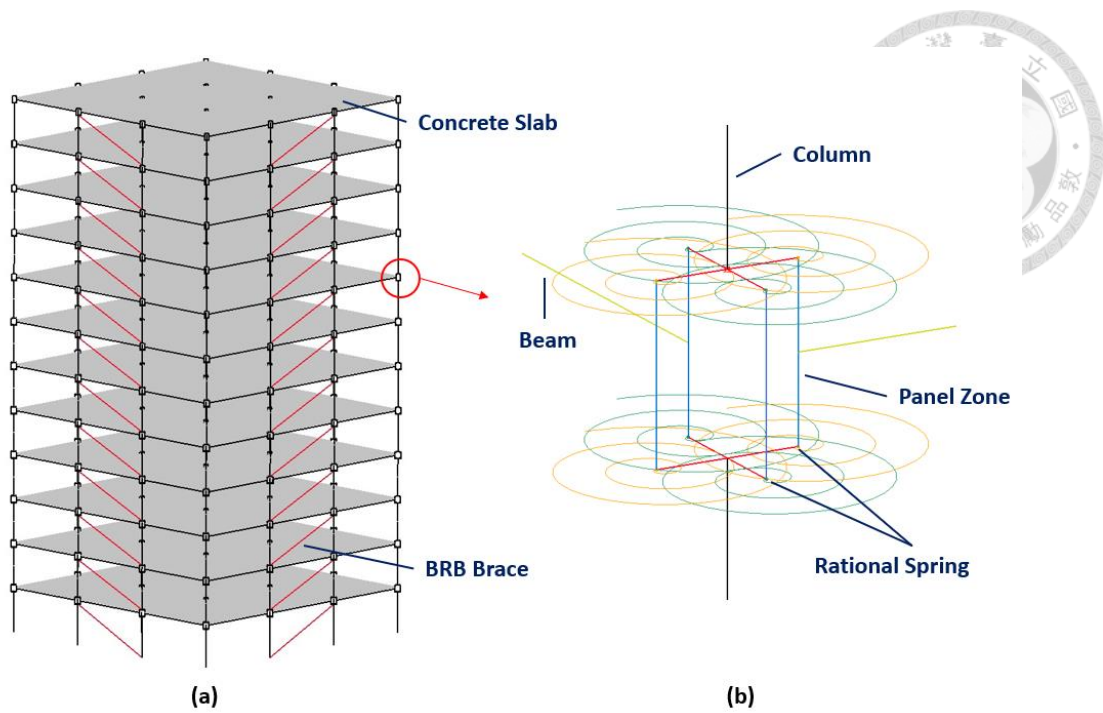


圖 4.1 (a)原型構架模型示意圖(b)梁柱交會區模型示意圖

Keyword Input Form

☐ Use *Parameter ☐ Comment

Accept Delete Default Done

(Subsys: 1 100-5.k) Setting

*DAMPING_GLOBAL (1)

1	LCID	VALDMP	STX	STY	STZ	SRX	SRY	SRZ
	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

COMMENT:

VALDMP:=System damping constant. Only used if LCID is set to zero.

圖 4.2 DAMPING_GLOBAL 設置頁面

Keyword Input Form

NewID MatDB RefBy Pick Add Accept Delete Default Done

☐ Use *Parameter ☐ Comment (Subsys: 1 100-5.k) Setting

*MAT_RIGID_(TITLE) (020) (80)

TITLE
PANEL_RIGID

1	MID	RO	E	PR	N	COUPLE	M	ALIAS
	10101	2.177e-07	2.000e+05	0.3000000	0.0	0	0.0	
2	CMO	CON1	CON2					
	0.0	0	0					
3	LCO OR A1	A2	A3	V1	V2	V3		
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		

COMMENT:

RO:=Mass density.

10101 PANEL_RIGID
10102 PANEL_RIGID
10103 PANEL_RIGID
10104 PANEL_RIGID
10105 PANEL_RIGID
10106 PANEL_RIGID
10107 PANEL_RIGID
10108 PANEL_RIGID
10109 PANEL_RIGID
10110 PANEL_RIGID
10111 PANEL_RIGID
10112 PANEL_RIGID
10113 PANEL_RIGID
10114 PANEL_RIGID
10115 PANEL_RIGID
10116 PANEL_RIGID
10201 PANEL_RIGID
10202 PANEL_RIGID
10203 PANEL_RIGID
10204 PANEL_RIGID
10205 PANEL_RIGID
10206 PANEL_RIGID
10207 PANEL_RIGID
10208 PANEL_RIGID
10209 PANEL_RIGID
10210 PANEL_RIGID
10211 PANEL_RIGID
10212 PANEL_RIGID
10213 PANEL_RIGID
10214 PANEL_RIGID

圖 4.3 MAT_RIGID(MAT_020)設置頁面

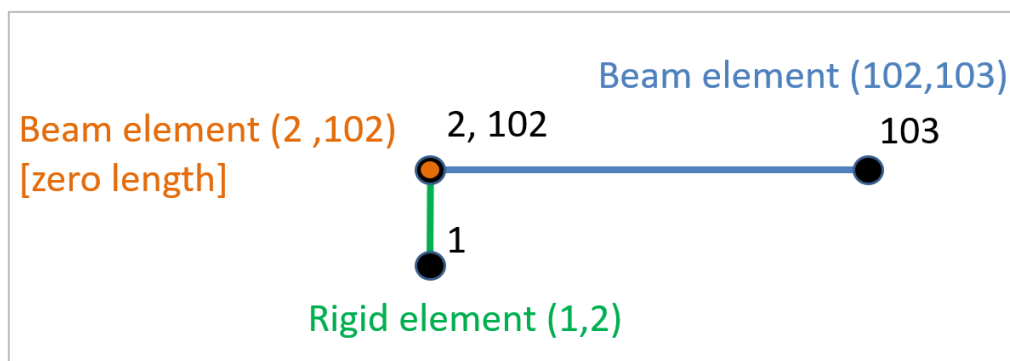


圖 4.4 MAT_097 之模型設置概念圖

Keyword Input Form

NewID MatDB RefBy Pick Add Accept Delete Default Done

☐ Use *Parameter ☐ Comment (Subsys: 1 100-5.k) Setting

*MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM_(TITLE) (097) (2)

TITLE
B1_PIN

1	MID	RO	IR	IS	IT	RR	RS	RT
	103	7.850e-09	1	1	1	1	0	1
2	RPSI	RPSR						
	10.0000000	0.0						

COMMENT:

Total Card: 2 Smallest ID: 103 Largest ID: 104 Total deleted card: 0

103 B1_PIN
104 B2_PIN

圖 4.5 MAT_GENERAL_JOINT_DISCRETE_BEAM(MAT_097)設置頁面

Keyword Input Form

NewID MatDB RefBy Pick Add Accept Delete Default Done

☐ Use *Parameter ☐ Comment (Subsys: 1 100-5.k) Setting

*MAT_HYSTERETIC_BEAM_(TITLE) (209) (18)

TITLE
G1-1

1	MID	RO	E	PR	IAX	ISURF	IHARD	IFEMA
1		7.850e-09	2.000e+05	0.3000000	1	1	2	1
2	LCPMS	SFS	LCPMT	SFT	LCAT	SFAT	LCAC	SFAC
2		1.894e+09	2	3.609e+08	2	7.783e+06	2	7.783e+06
3	ALPHA	BETA	GAMMA	F0	PINM	PINS	HLOC1	HLOC2
2.0000000	2.0000000	2.0000000	0.0	1.0000000	1.0000000	-10.0000000	-11.0000000	
4	DELTAS	KAPPAS	DELTAT	KAPPAT	LCSHS	SFSHS	LCSHT	SFSHT
0.0	0.0	0.0	0.0	2	4.670e+06	2	4.670e+06	
5	HARDMS	GAMMS	HARDMT	GAMMT	HARDAT	GAMAT	HARDAC	GAMAC
6.443e+10	172.30000	1.228e+10	172.30000	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	OMGMS1	OMGMS2	OMGMT1	OMGMT2	OMGAT1	OMGAT2	OMGAC1	OMGAC2
0.0	0.0	1.0000000	2.0000000	0.0	0.0	1.0000000	2.0000000	
7	RUMS	RUMT	DUAT	DUAC	LAM1	LAM2	SOFT1	SOFT2
1.000e+20	1.000e+20	1.000e+20	1.000e+20	0.0	0.0	3.0000000	4.0000000	
8	PRS1	PRS2	PRS3	PRS4	PRT1	PRT2	PRT3	PRT4
0.0050000	0.0100000	0.0267300	0.1629000	0.0050000	0.0100000	0.0267300	0.1629000	
9	TS1	TS2	TS3	TS4	CS1	CS2	CS3	CS4
1.000e+20	2.000e+20	3.000e+20	4.000e+20	1.000e+20	2.000e+20	3.000e+20	4.000e+20	
10	SS1	SS2	SS3	SS4	ST1	ST2	ST3	ST4
1.000e+20	2.000e+20	3.000e+20	4.000e+20	1.000e+20	2.000e+20	3.000e+20	4.000e+20	

Total Card: 18 Smallest ID: 1 Largest ID: 1004 Total deleted card: 0

圖 4.6 MAT_HYSTERETIC_BEAM(MAT_209)設置頁面

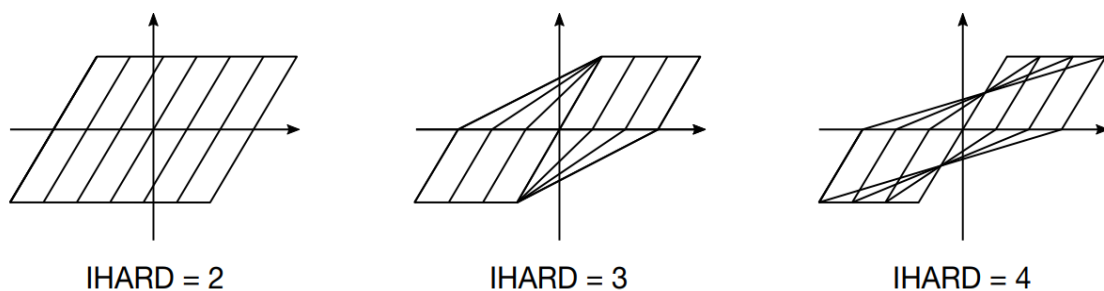


圖 4.7 MAT_HYSTERETIC_BEAM 不同種類遲滯硬化曲線[2]

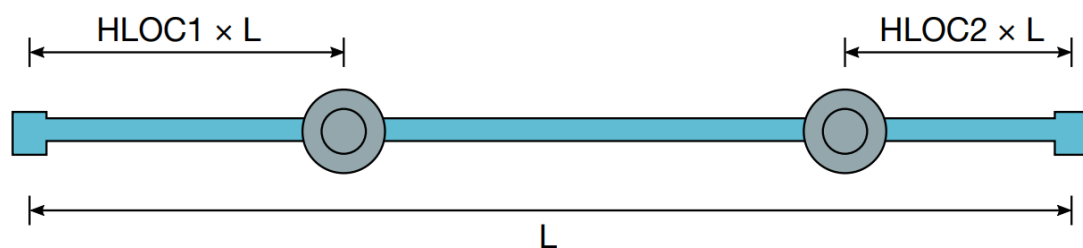


圖 4.8 MAT_HYSTERETIC_BEAM 塑鉸位置設置[2]

Keyword Input Form

NewID MatDB RefBy Pick Add Accept Delete Default Done

☐ Use *Parameter ☐ Comment (Subsys: 1 100-24.k) Setting

*MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR_(TITLE) (S06) (45)

TITLE
DISCRETE SC1-G1

1	MID	LCOL	LCOU	BETA	TY	CY
61001	4	4	9.8000002	1.0000000	0.0	

COMMENT:

Total Card: 45 Smallest ID: 61001 Largest ID: 74204 Total deleted card: 0

61001 DISCRETE SC1
61002 DISCRETE SC1-
61007 DISCRETE SC1-
61201 DISCRETE SC1-
61202 DISCRETE SC1-
61203 DISCRETE SC1-
61207 DISCRETE SC1-
62003 DISCRETE SC2-
62007 DISCRETE SC2-
62204 DISCRETE SC2-
62207 DISCRETE SC2-
63007 DISCRETE SC3-
63207 DISCRETE SC3-
64007 DISCRETE SC4-
64207 DISCRETE SC4-
65007 DISCRETE SC5-
65207 DISCRETE SC5-
66001 DISCRETE SC6-
66002 DISCRETE SC6-
66003 DISCRETE SC6-
66004 DISCRETE SC6-
66007 DISCRETE SC6-
66201 DISCRETE SC6-
66202 DISCRETE SC6-
66203 DISCRETE SC6-
66204 DISCRETE SC6-
66207 DISCRETE SC6-
67004 DISCRETE SC7-
67205 DISCRETE SC7-

圖 4. 9 MAT_SPRING_GENERAL_NONLINEAR(MAT_S06)設置頁面

Keyword Input Form

NewID Draw RefBy Pick Add Accept Delete Default Done

☐ Use *Parameter ☐ Comment (Subsys: 1 New_Subsystem_1) Setting

*ELEMENT_BEAM (0)

1	EID	PID	N1	N2	N3	RT1	RR1	RT2	RR2	LOCAL
1	1	1	1	2	101	0	7	0	7	2

COMMENT:

RR2:=Release conditions for rotations at node N2.
EQ.0: no rotational degrees-of-freedom are released,
EQ.1: x-rotational degree-of-freedom,
EQ.2: y-rotational degree-of-freedom,
EQ.3: z-rotational degree-of-freedom,
EQ.4: x and y-rotational degrees-of-freedom,

圖 4. 10 ELEMENT_BEAM 設置頁面

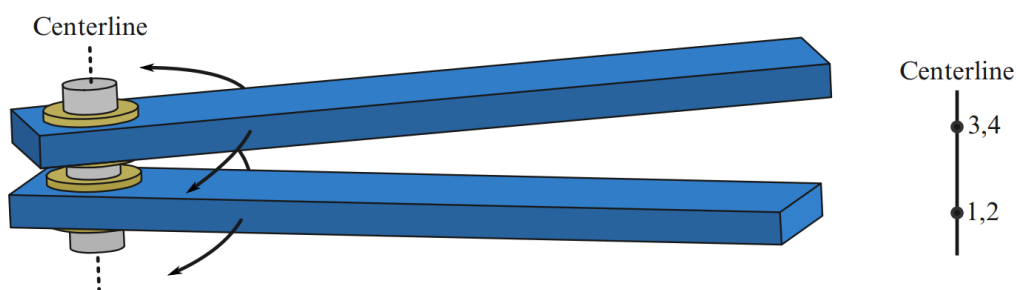


圖 4. 11 CONSTRAINED_REVOLUTE_JOINT 變形示意圖與節點編號[2]

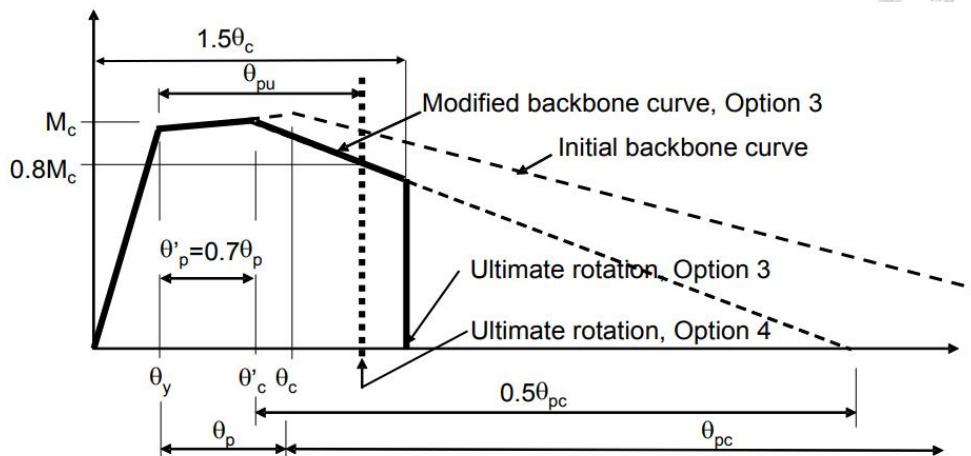


圖 4.12 PEER/ATC PEER/ATC72-1[27]梁柱接頭之背骨曲線

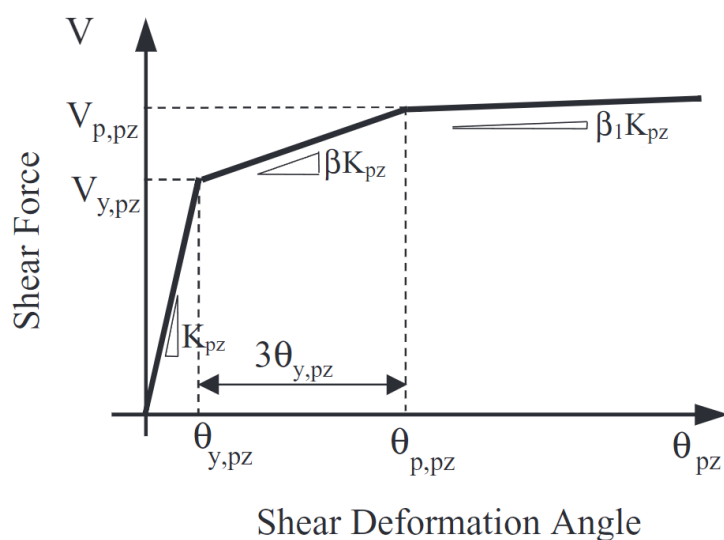


圖 4.13 梁柱交會區之剪力旋轉圖[40]

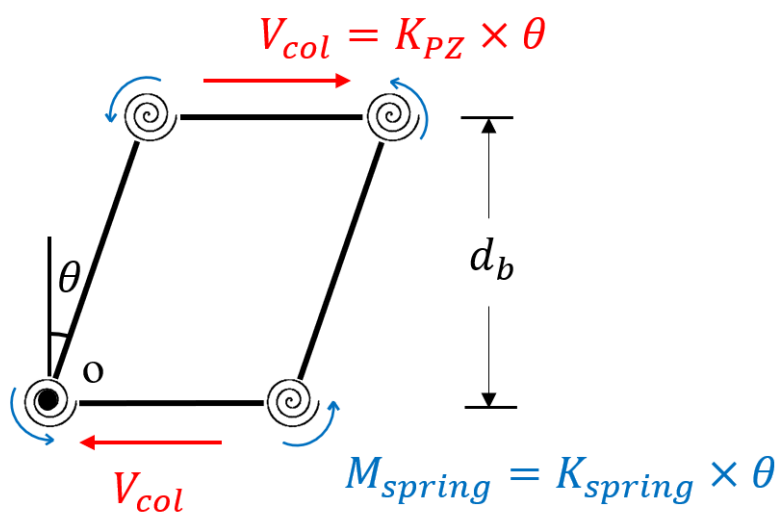


圖 4.14 梁柱交會區之扭矩彈簧推導圖

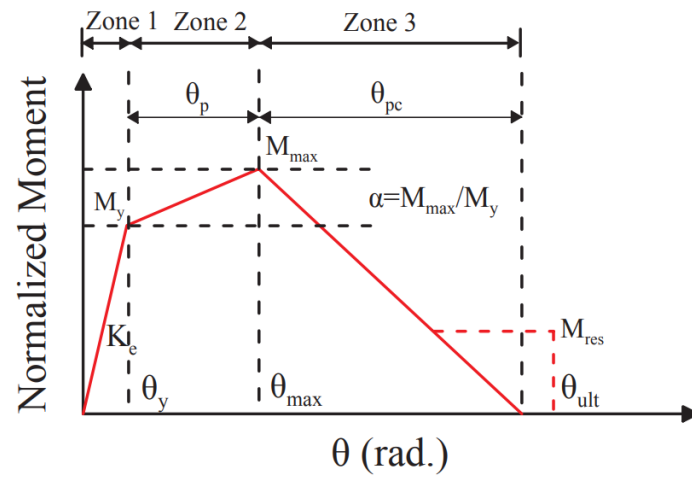


圖 4.15 鋼柱背骨曲線示意圖[31]

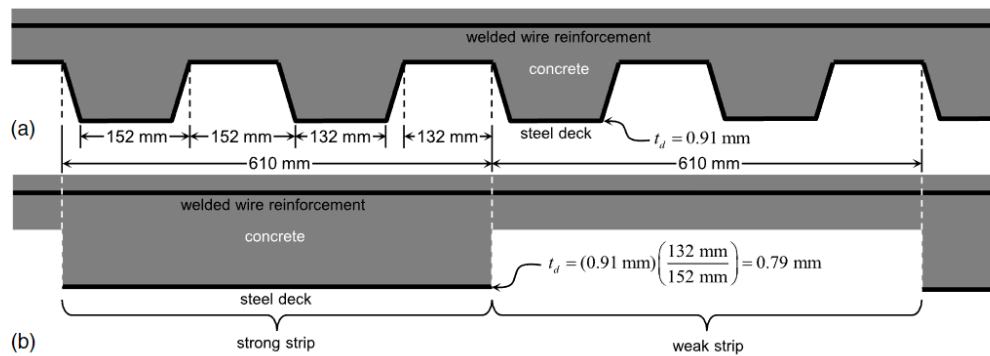


圖 4.16 複合樓版系統簡化模擬示意圖(a)實際狀態 (b)簡化設置[36]

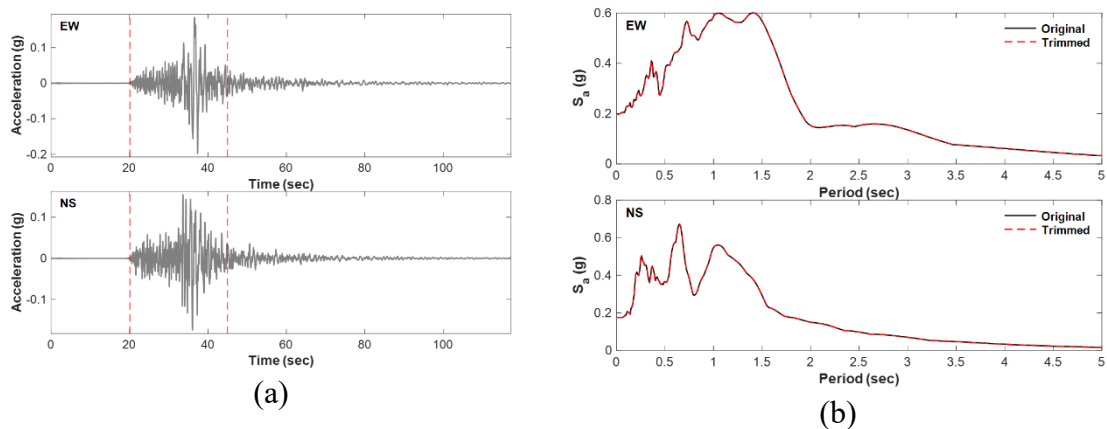
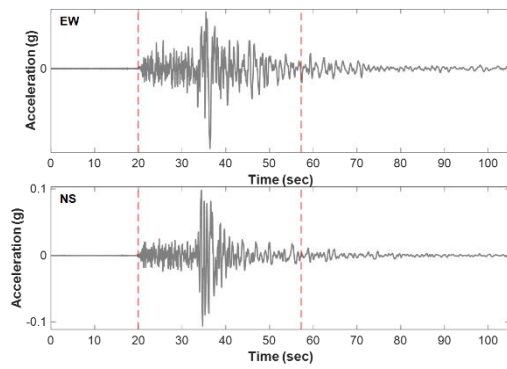
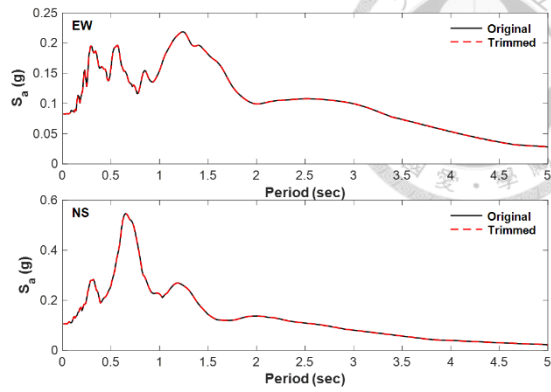


圖 4.17 FF01 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

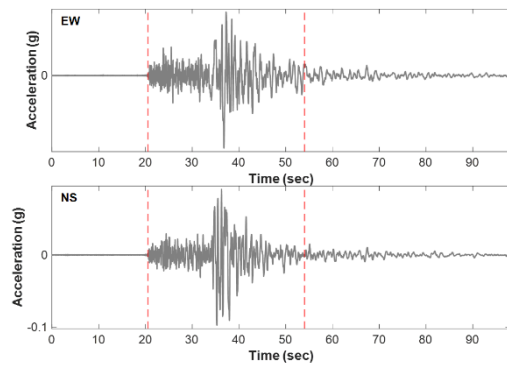


(a)

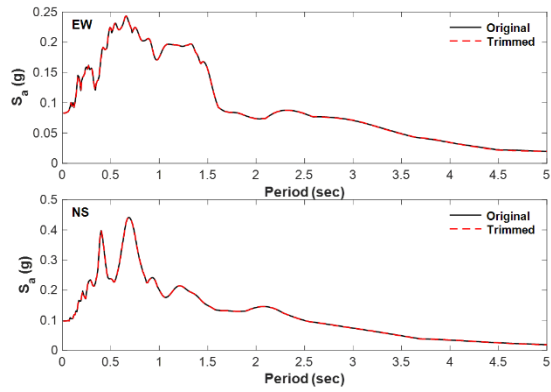


(b)

圖 4.18 FF02 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

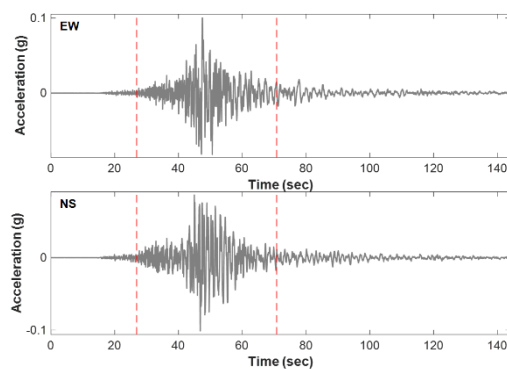


(a)

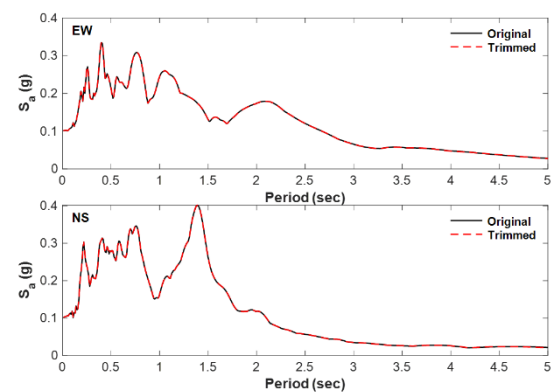


(b)

圖 4.19 FF03 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖



(a)



(b)

圖 4.20 FF04 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

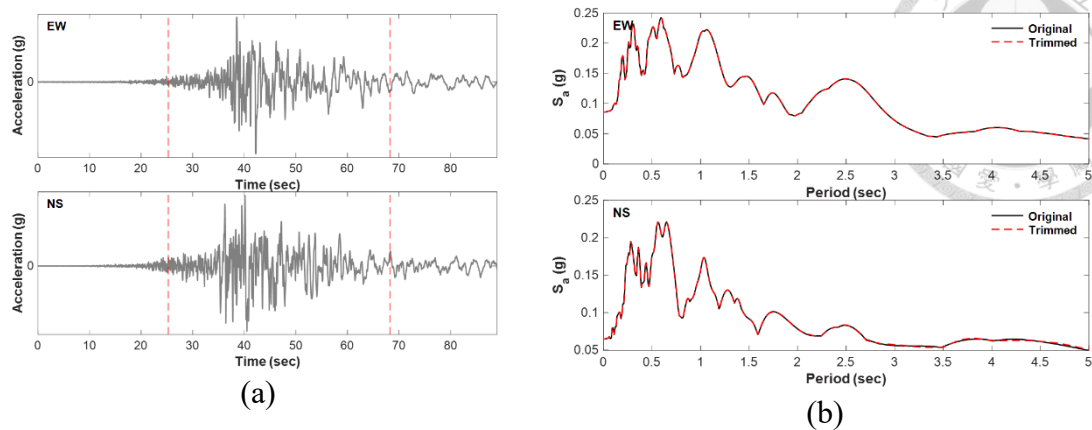


圖 4.21 FF05 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

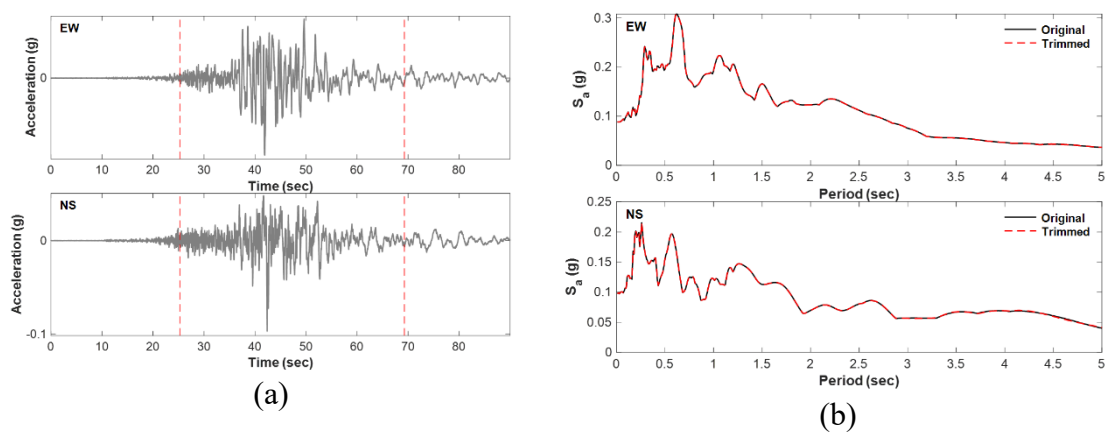


圖 4.22 FF06 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

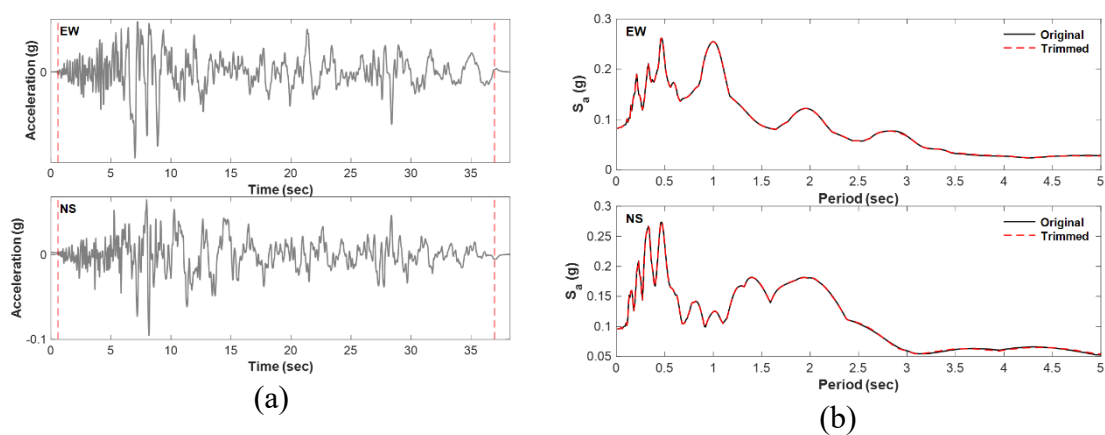


圖 4.23 FF07 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

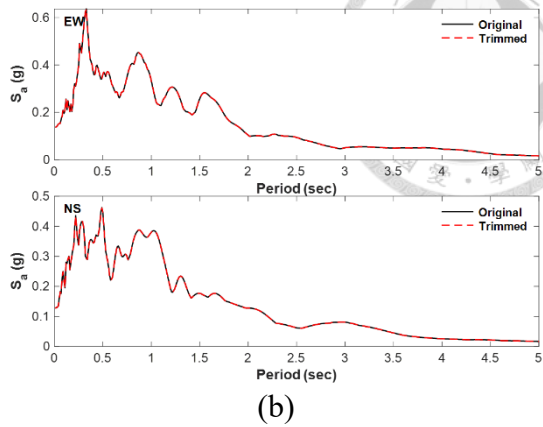
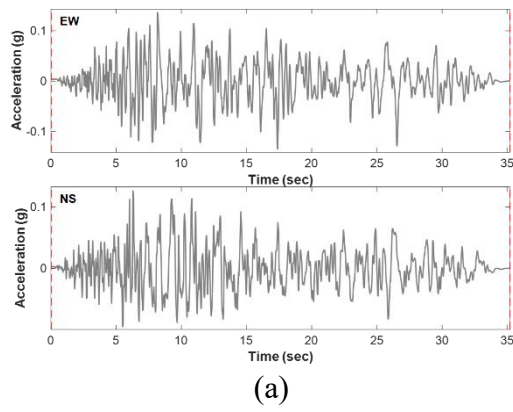


圖 4.24 FF08 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

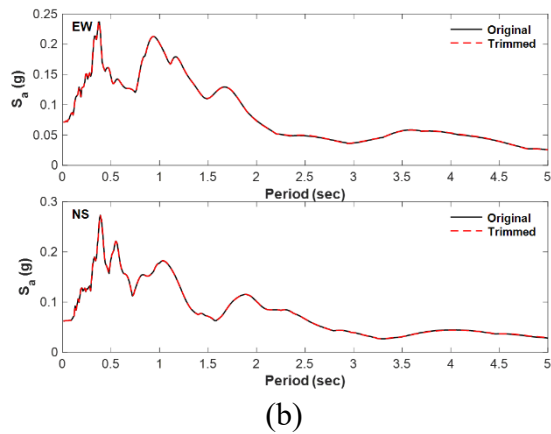
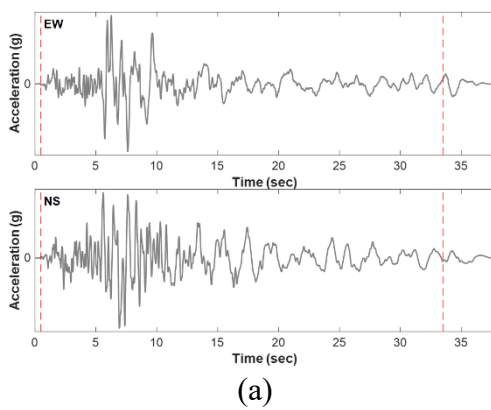


圖 4.25 FF09 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

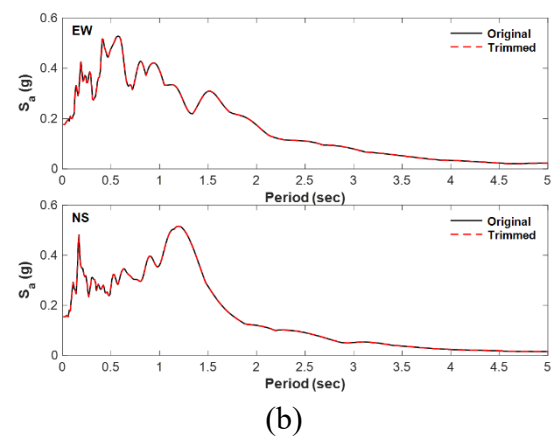
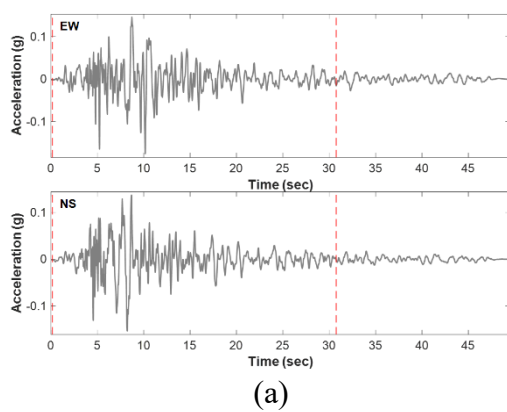


圖 4.26 FF10 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

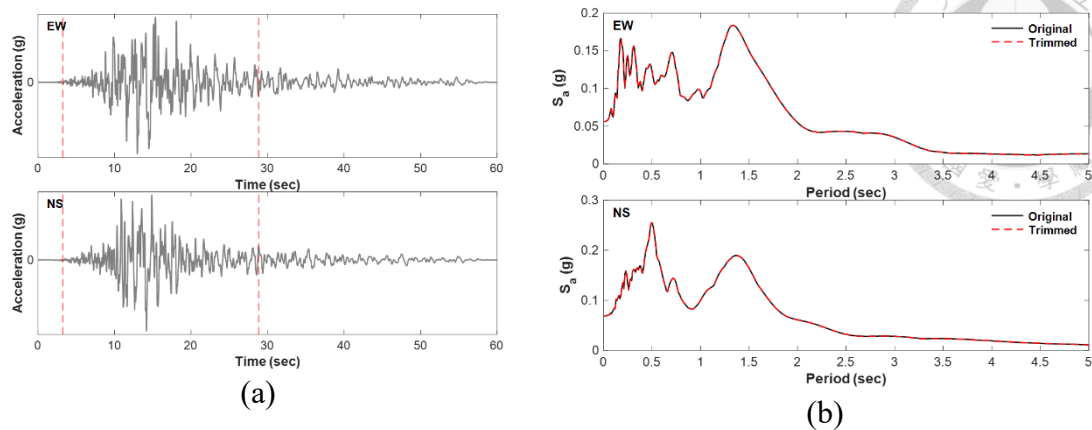


圖 4.27 FF11 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

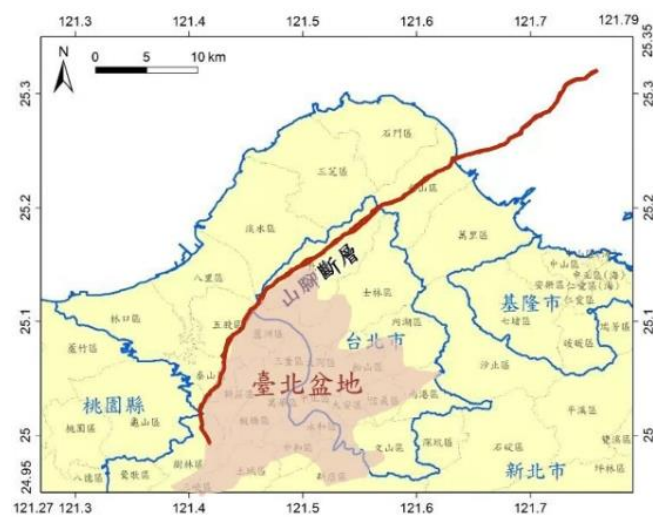


圖 4.28 山腳斷層構造沿線圖[41]

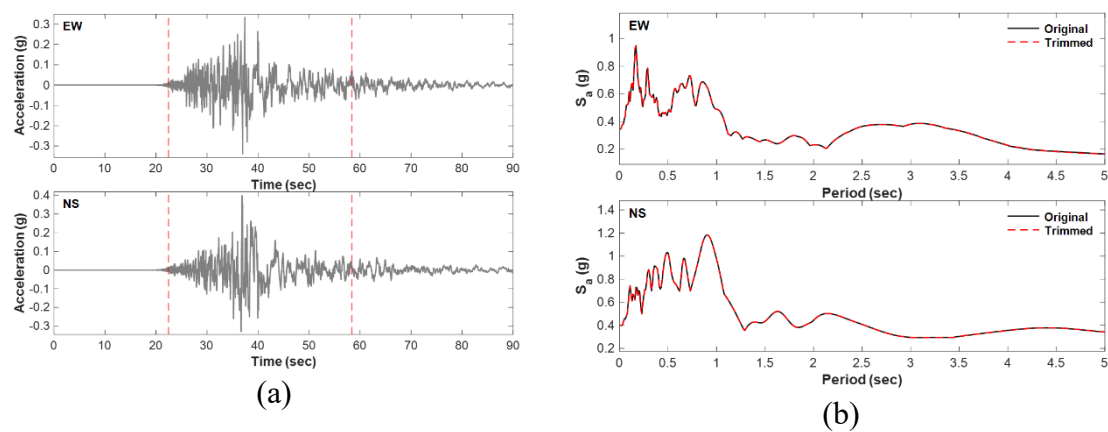


圖 4.29 NF01 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

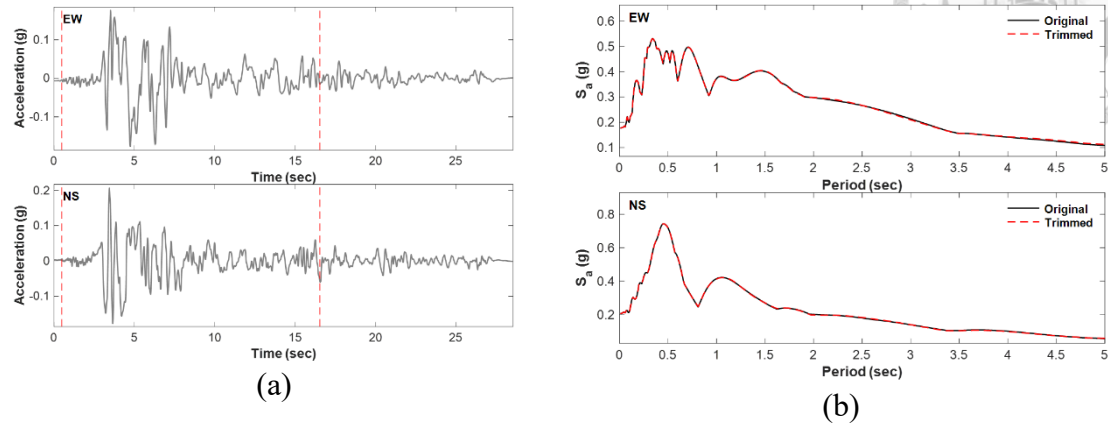


圖 4.30 NF02 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

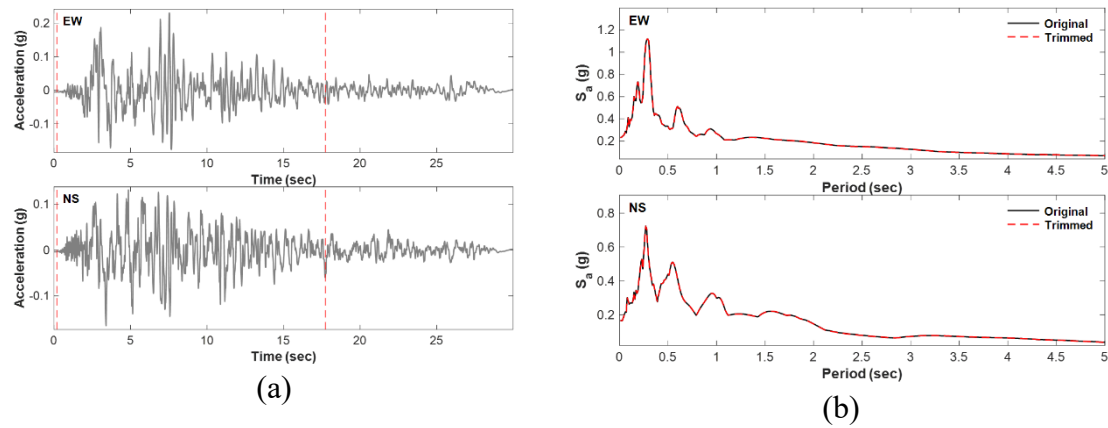


圖 4.31 NF03 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

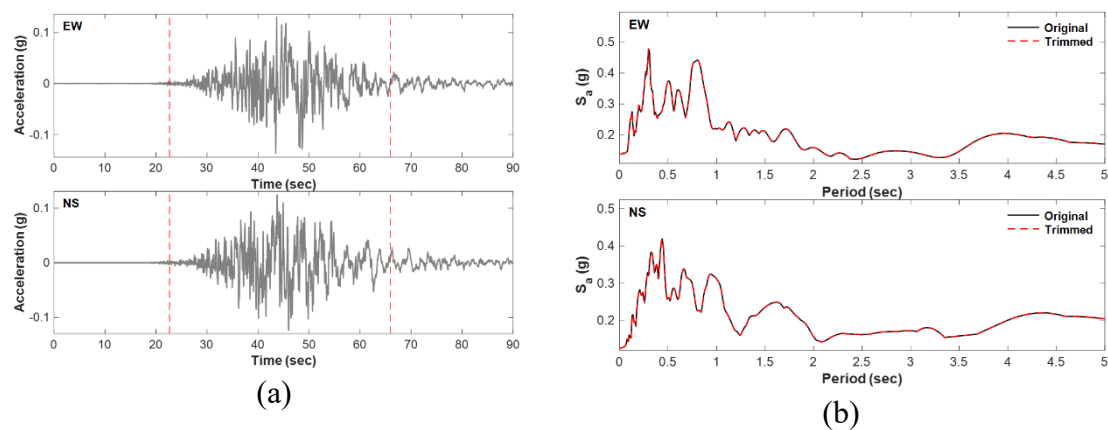


圖 4.32 NF04 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

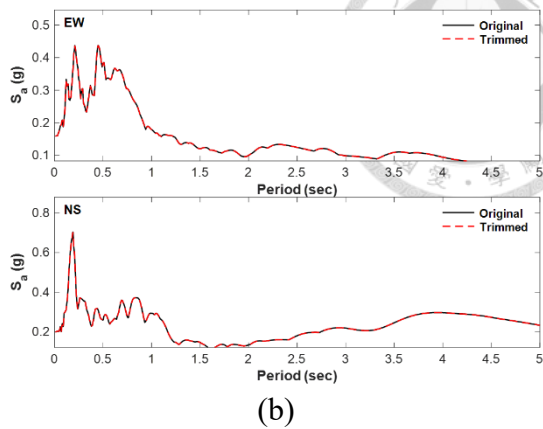
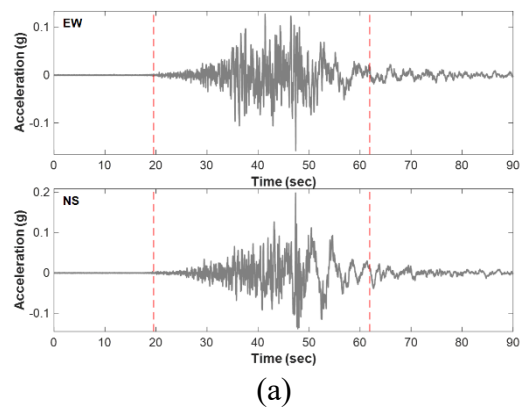


圖 4.33 NF05 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

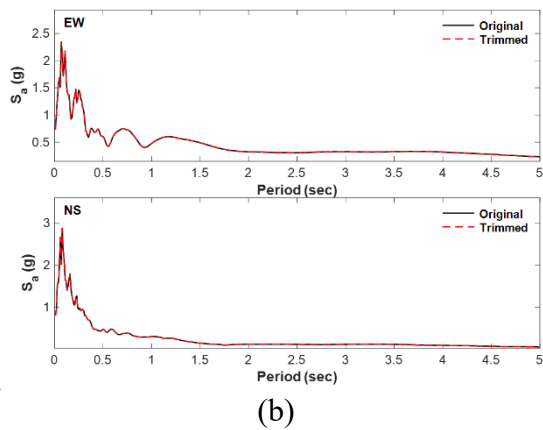
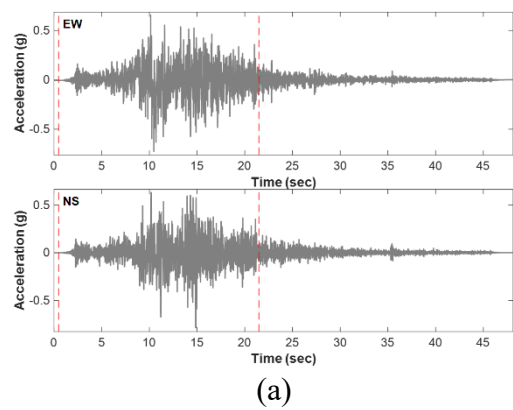


圖 4.34 NF06 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

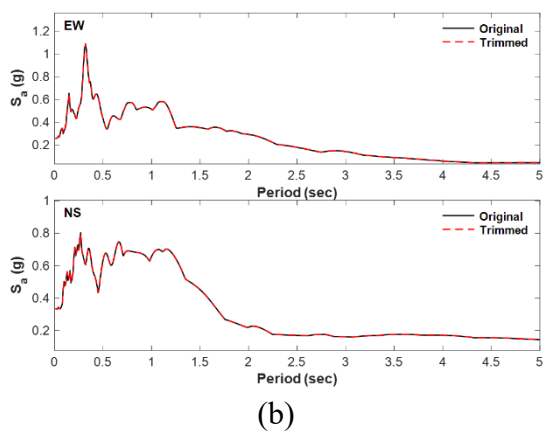
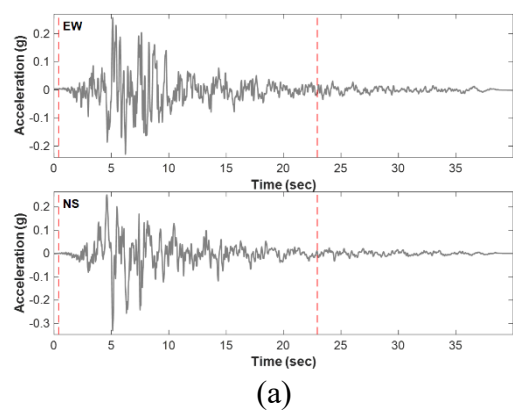


圖 4.35 NF07 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

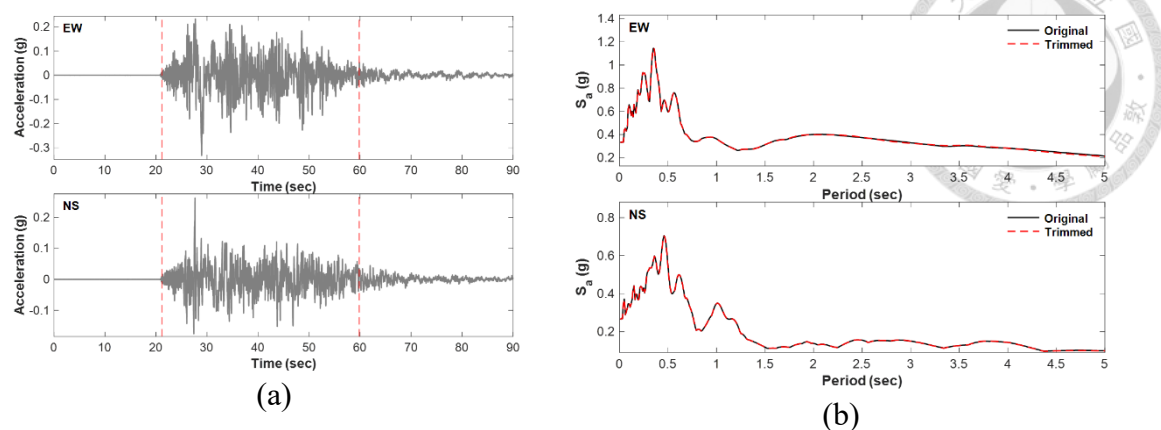


圖 4.36 NF08 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

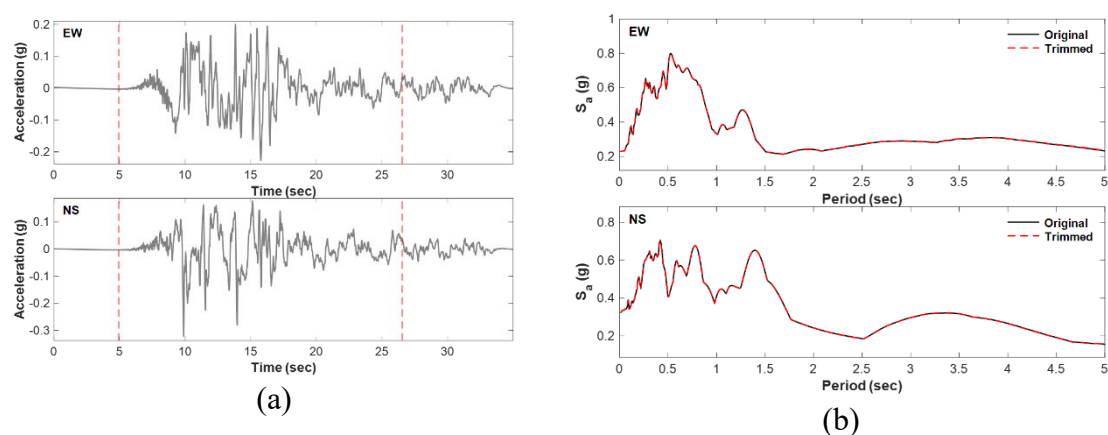


圖 4.37 NF09 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

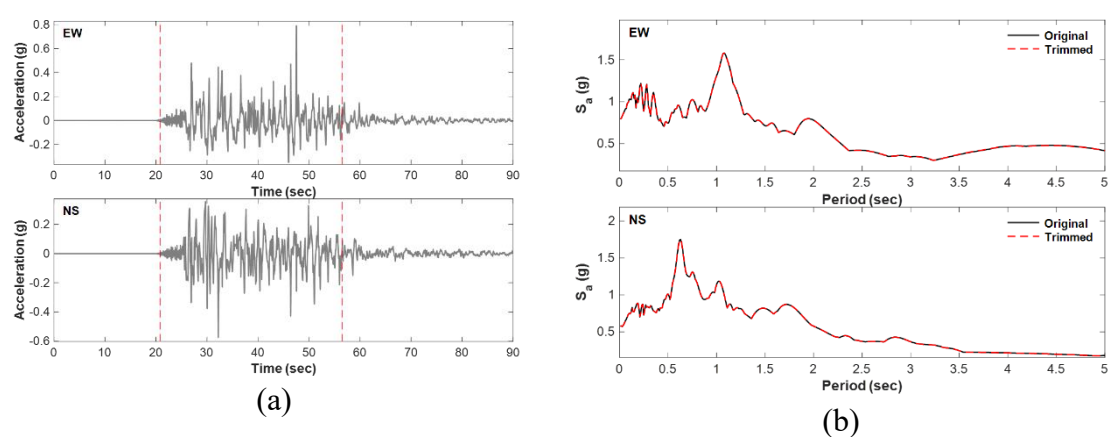


圖 4.38 NF10 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

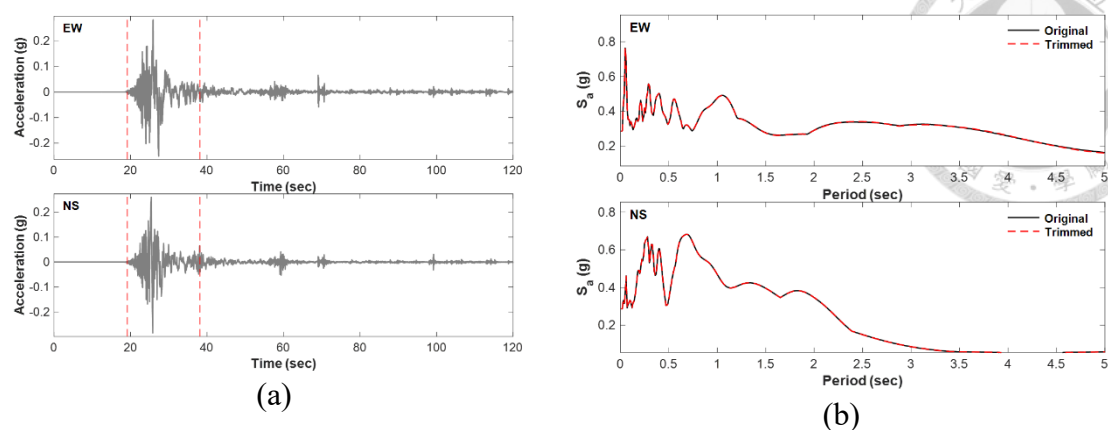


圖 4.39 NF11 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

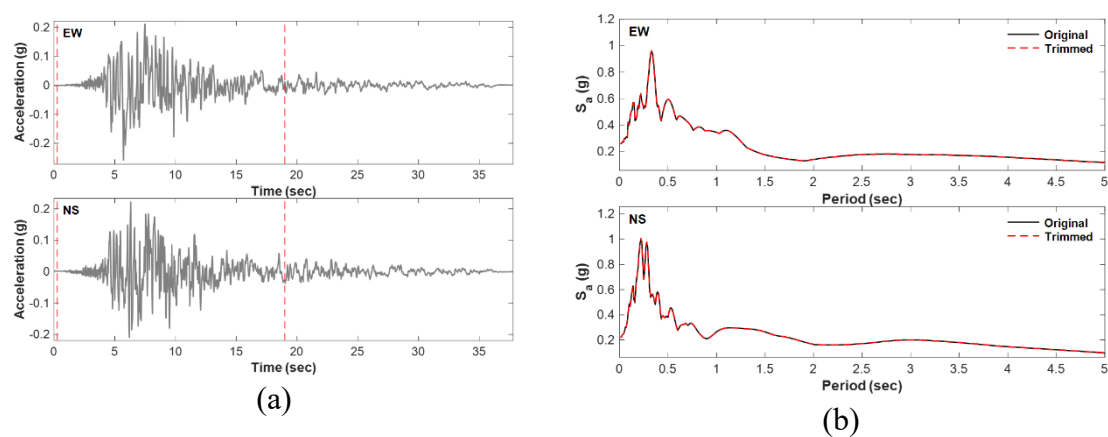


圖 4.40 NF12 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

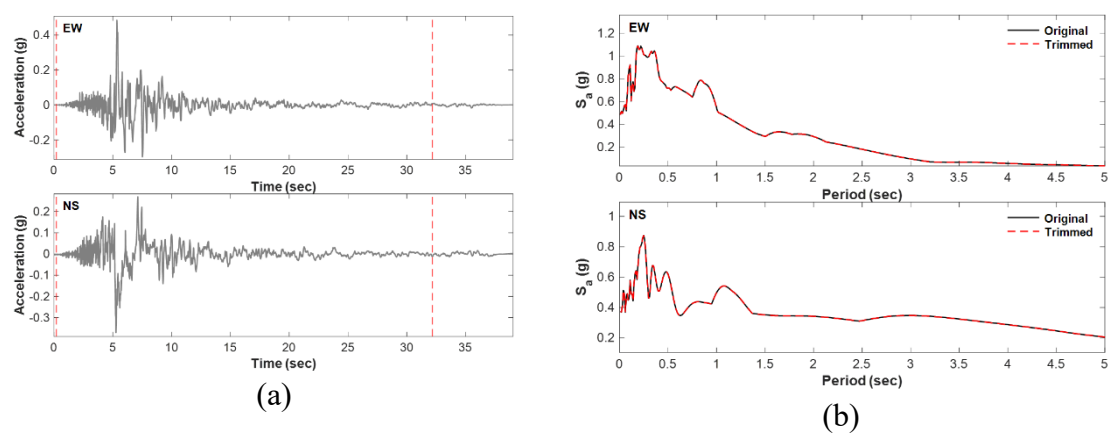


圖 4.41 NF13 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

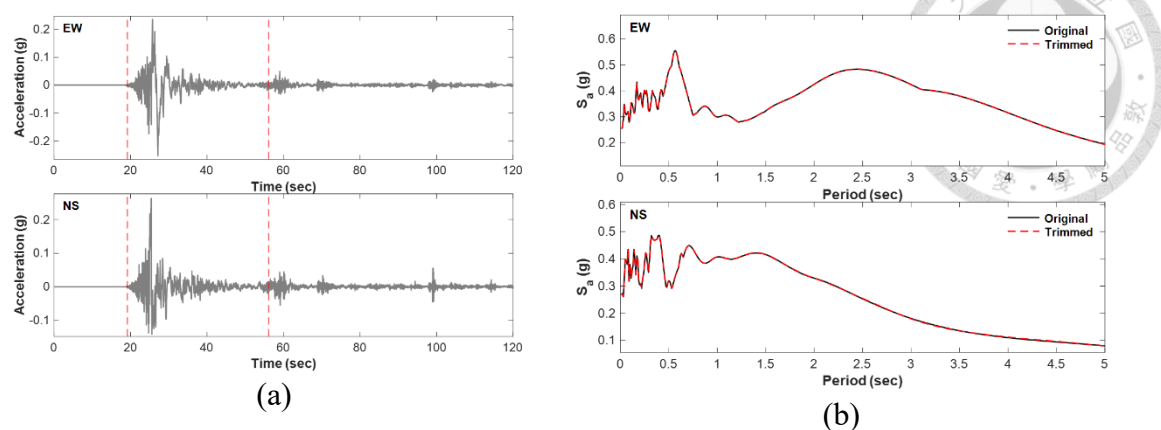


圖 4.42 NF14 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

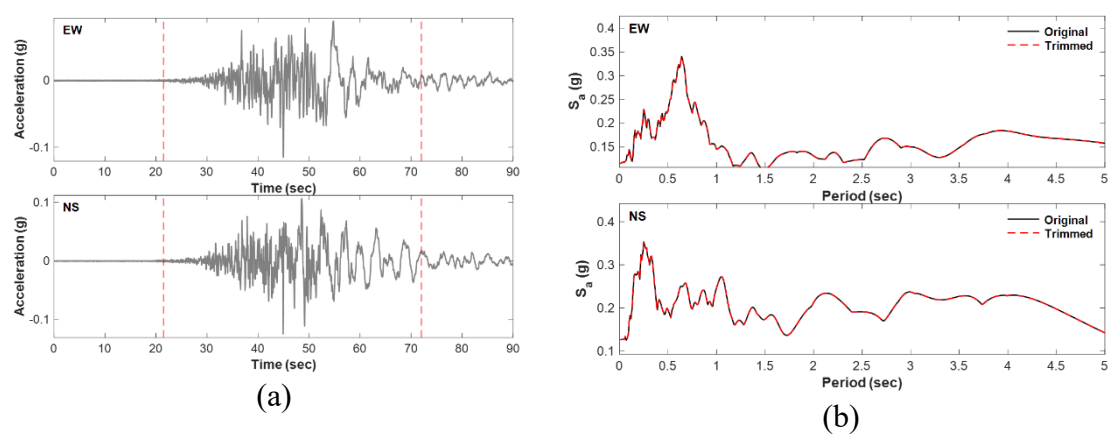


圖 4.43 NF15 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

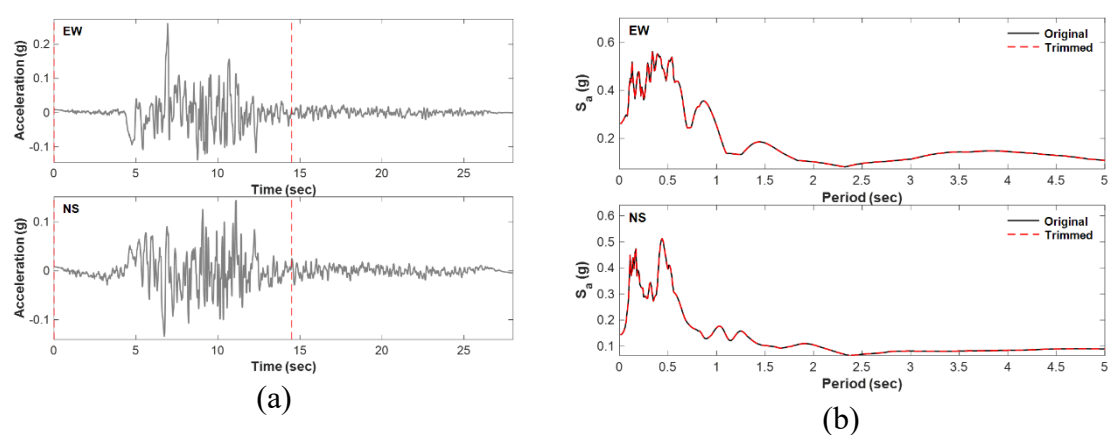
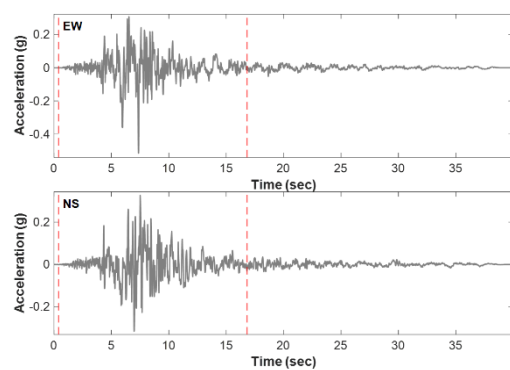
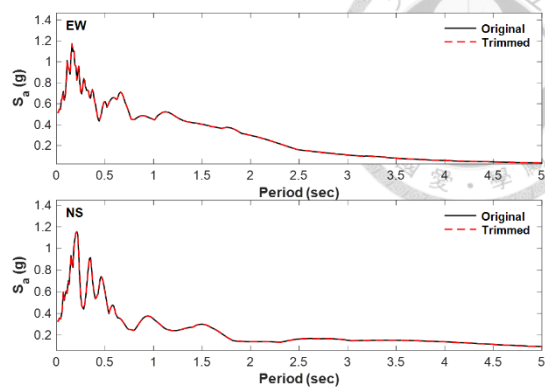


圖 4.44 NF16 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

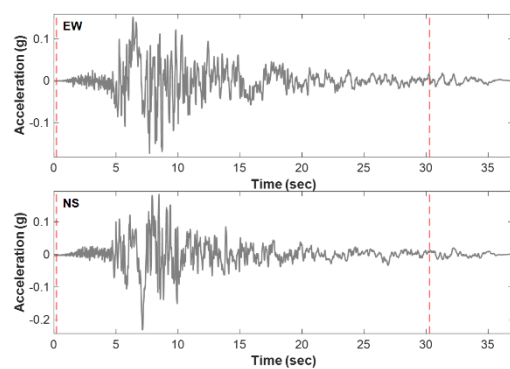


(a)

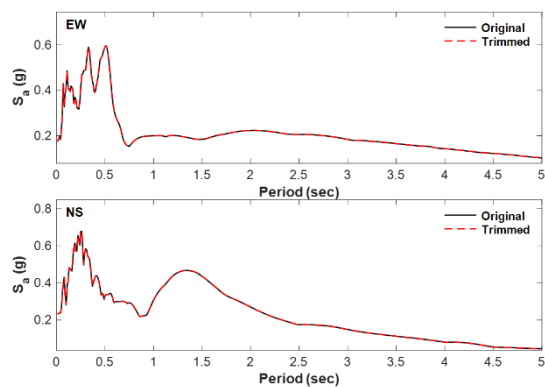


(b)

圖 4.45 NF17 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

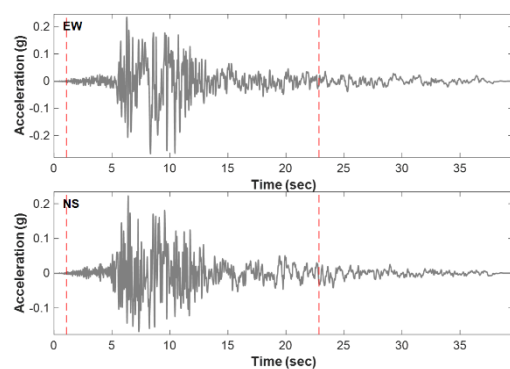


(a)

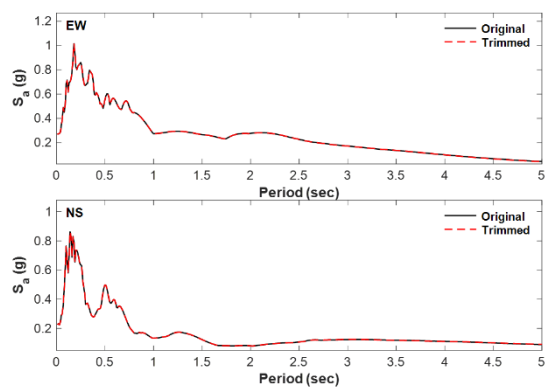


(b)

圖 4.46 NF18 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖



(a)



(b)

圖 4.47 NF19 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

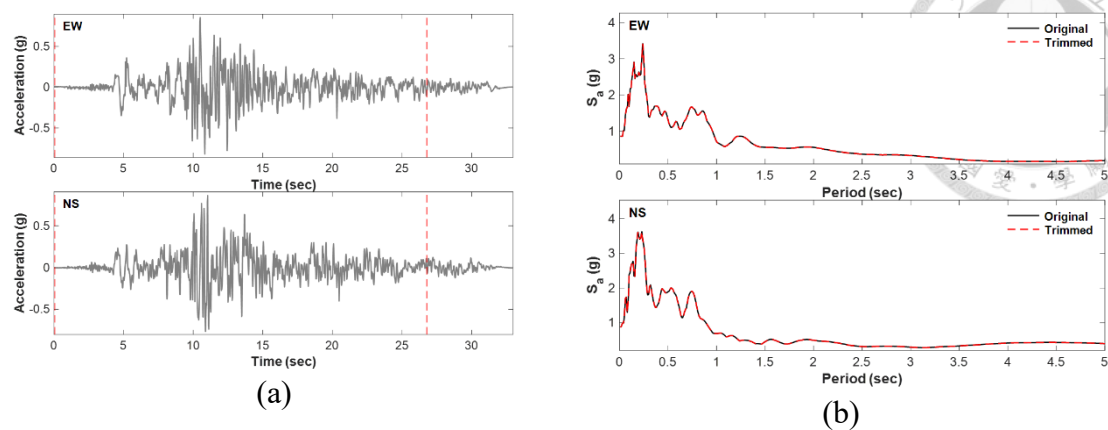


圖 4.48 NF20 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

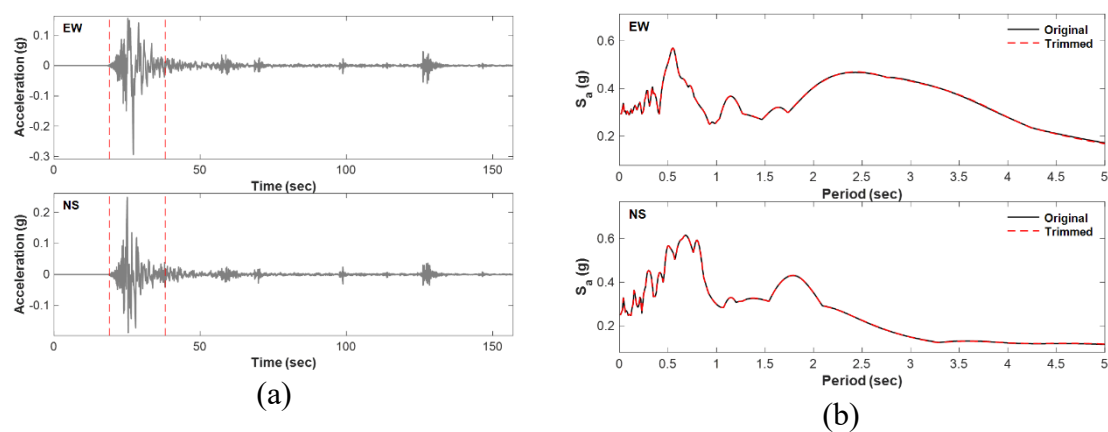


圖 4.49 NF21 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

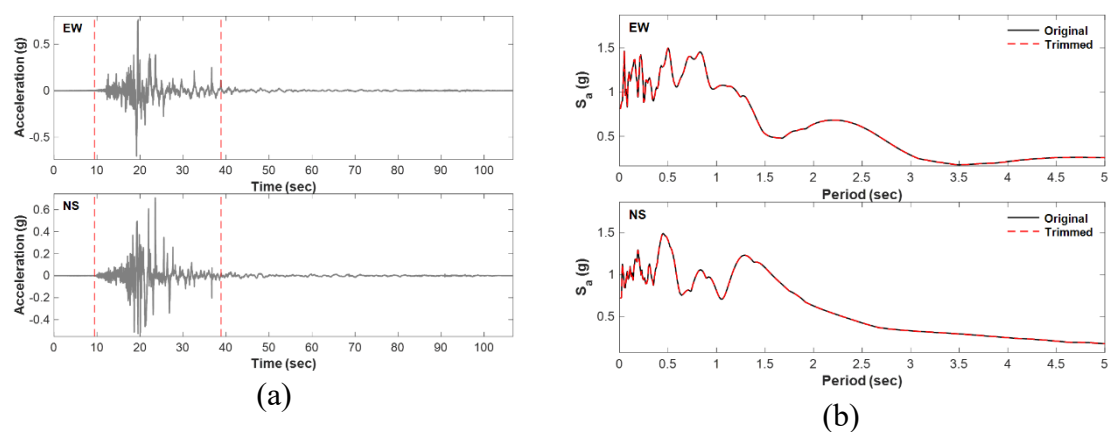


圖 4.50 NF22 之 (a)地震歷時與擷取範圍(b)原地震歷時與擷取後譜加速度比較圖

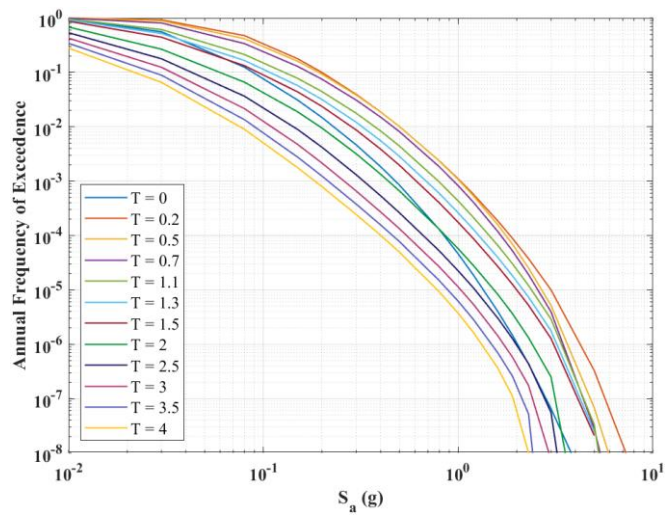


圖 4.51 台北二區地震危害度曲線

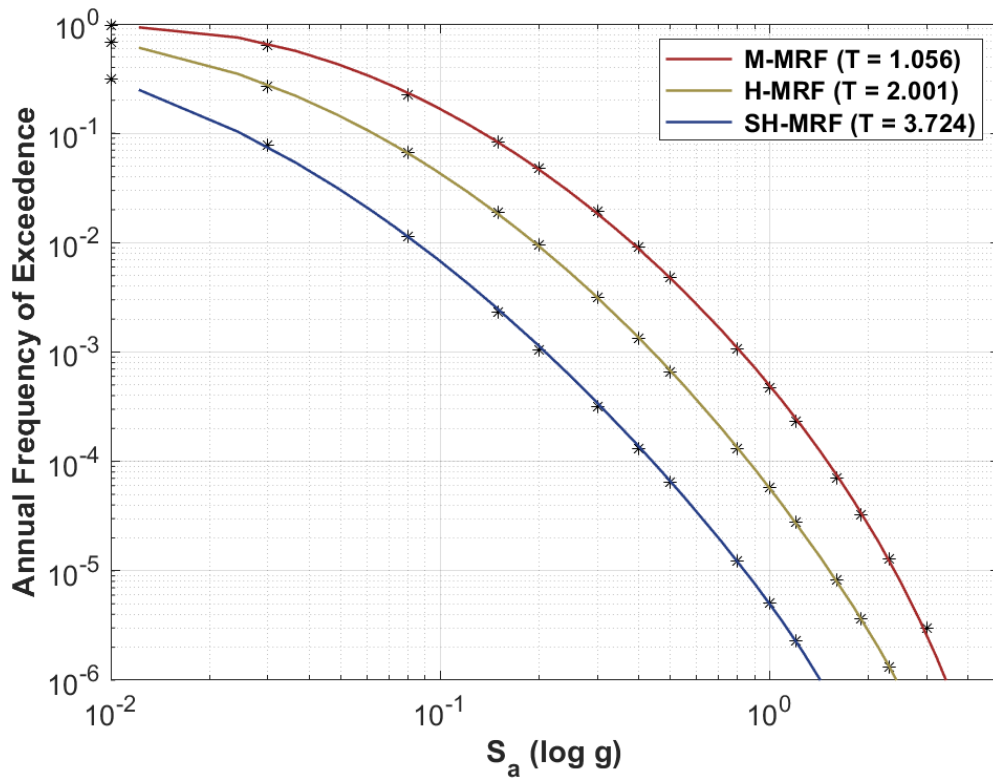


圖 4.52 MRF 危害度曲線擬合結果

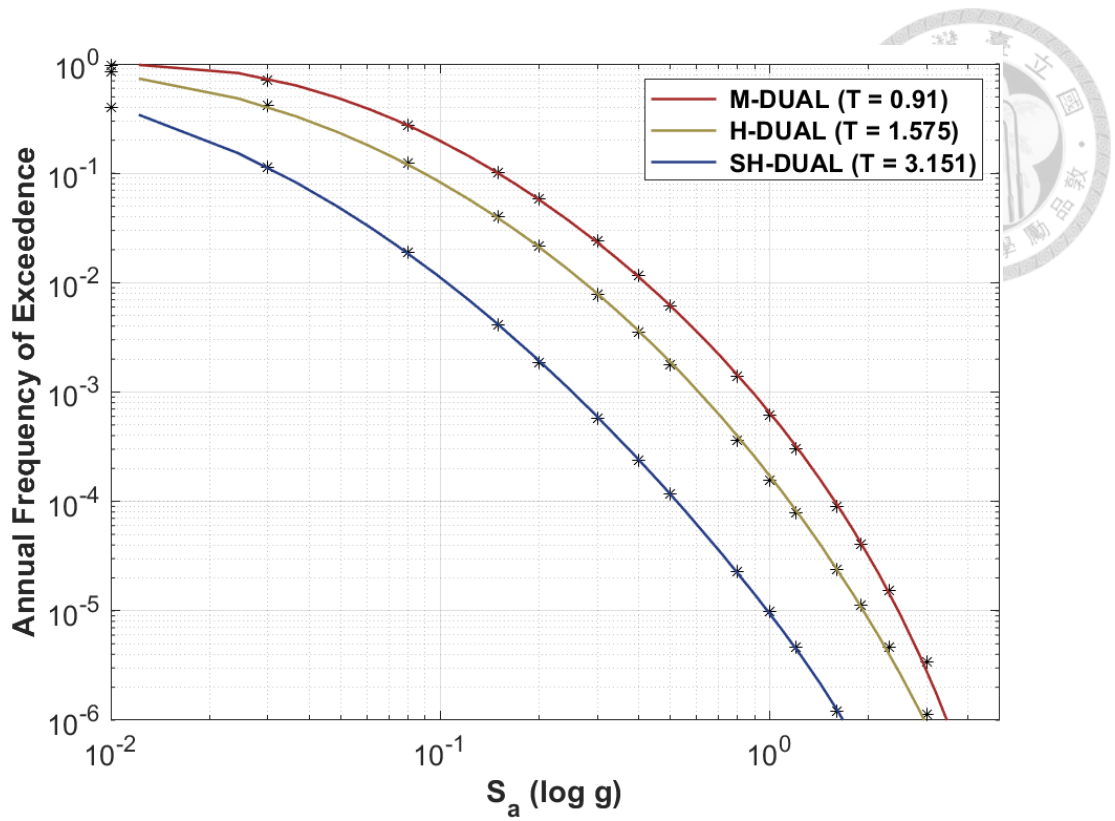


圖 4.53 DUAL 危害度曲線擬合結果

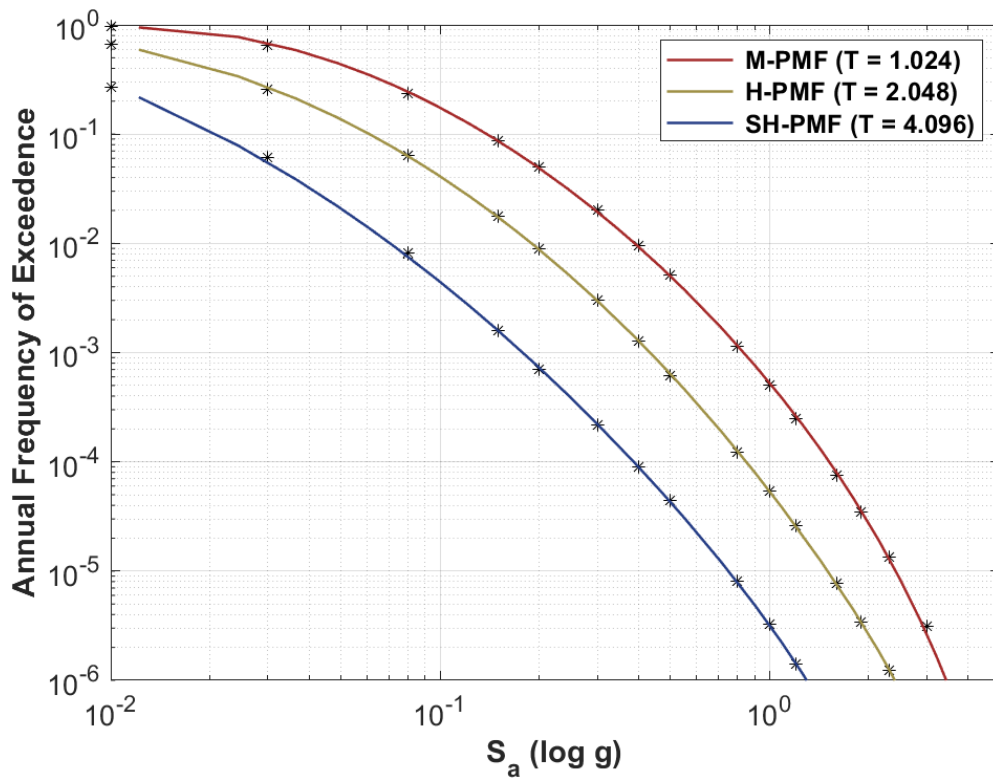


圖 4.54 PMF 危害度曲線擬合結果

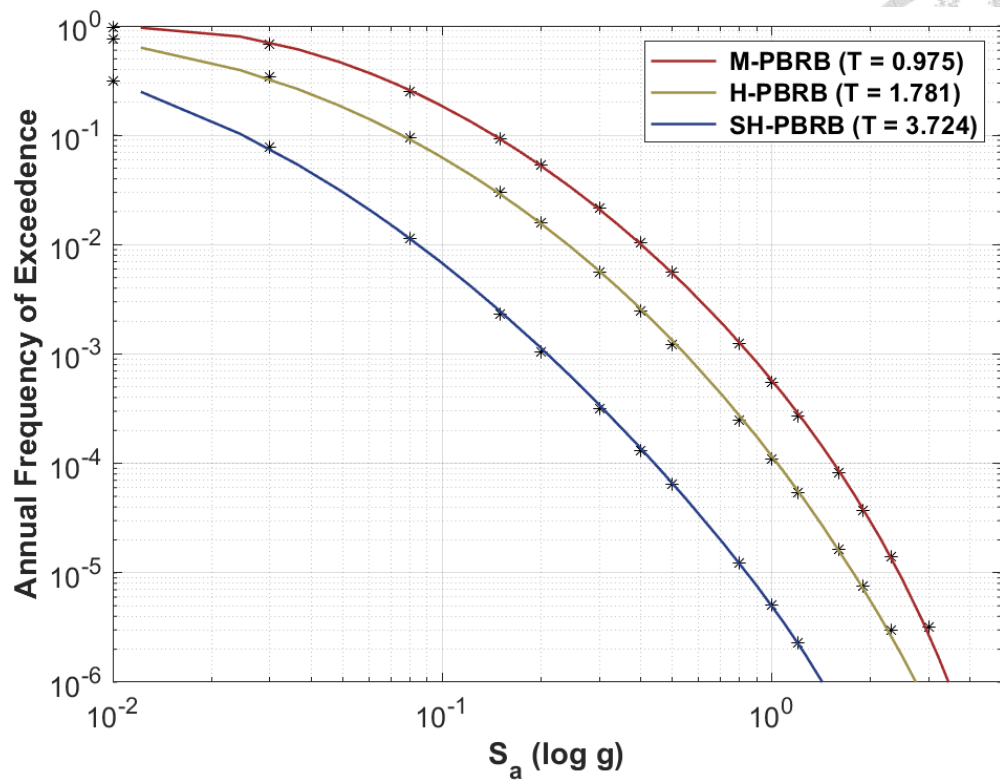


圖 4.55 PBRB 危害度曲線擬合結果

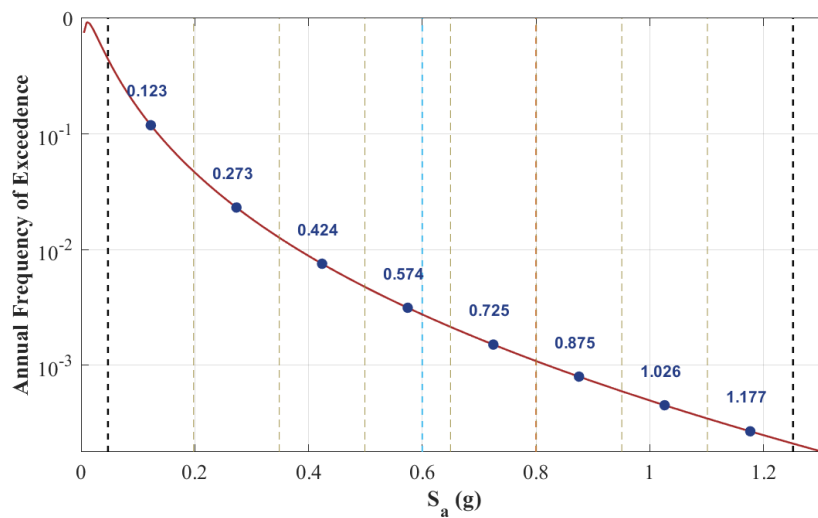


圖 4.56 M-MRF ($\bar{T} = 1.055$) 各等級之強度

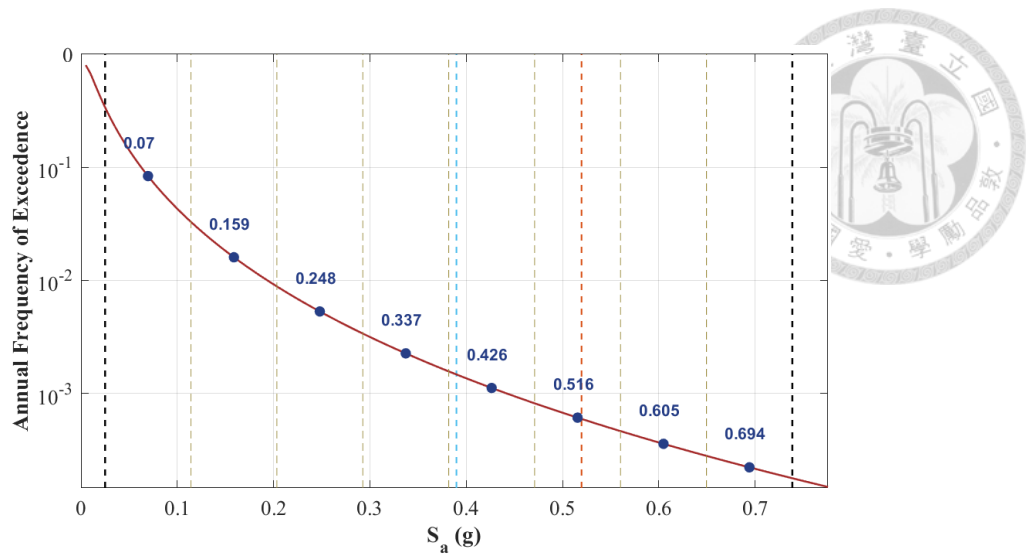


圖 4.57 H-MRF ($\bar{T} = 2.00$) 各等級之強度

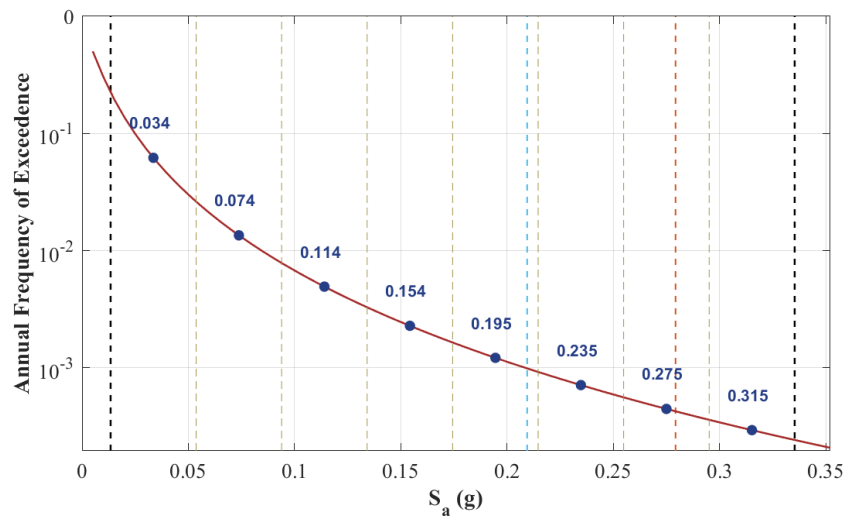


圖 4.58 SH-MRF ($\bar{T} = 3.72$) 各等級之強度

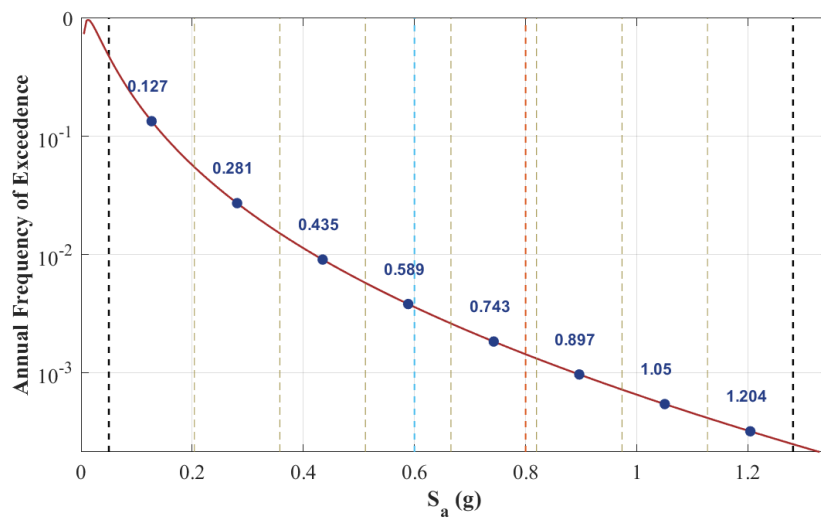


圖 4.59 M-DUAL ($\bar{T} = 0.91$) 各等級之強度

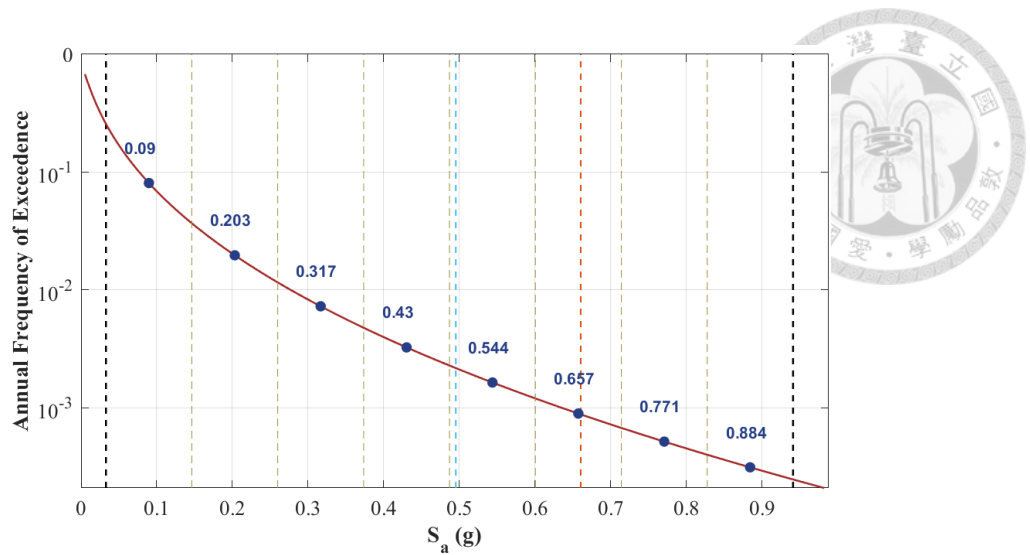


圖 4.60 H-DUAL ($\bar{T} = 1.575$) 各等級之強度

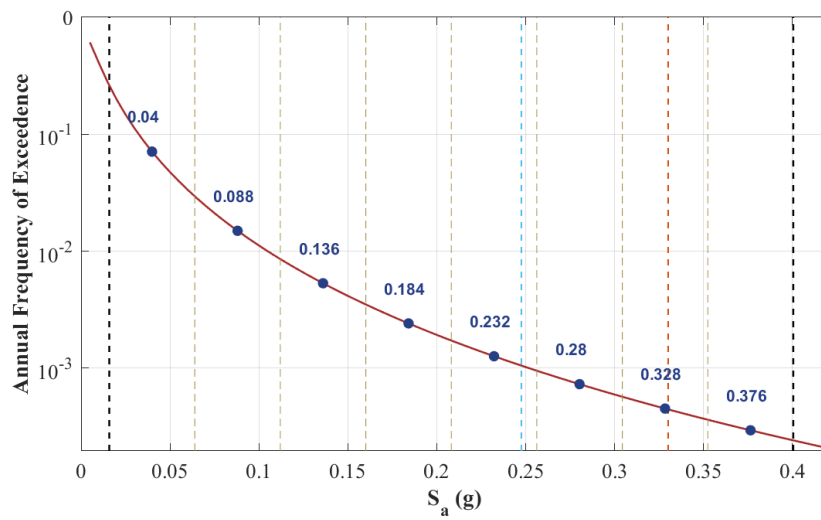


圖 4.61 SH-DUAL ($\bar{T} = 3.15$) 各等級之強度

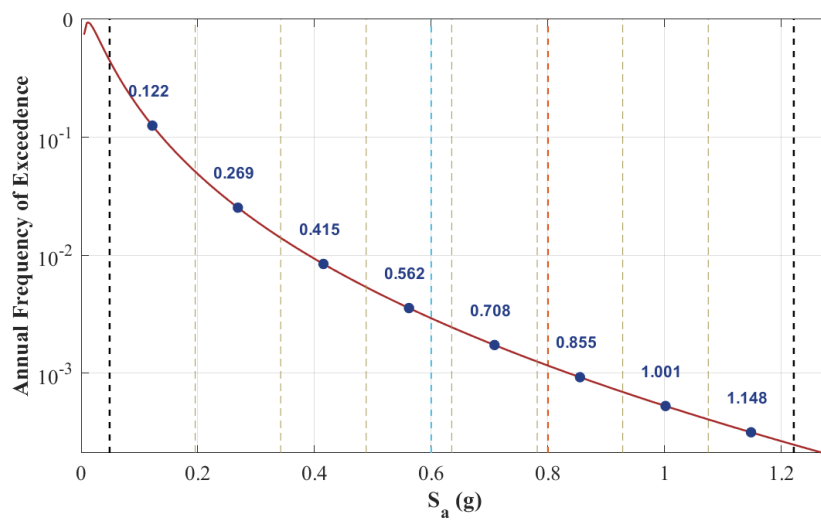


圖 4.62 M-PMF ($\bar{T} = 1.024$) 各等級之強度

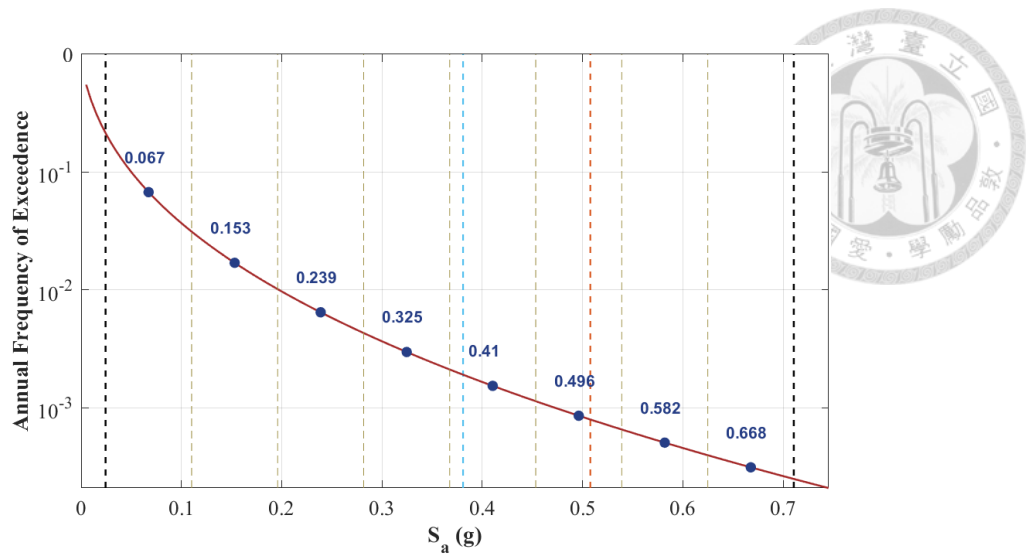


圖 4.63 H-PMF ($\bar{T} = 2.048$) 各等級之強度

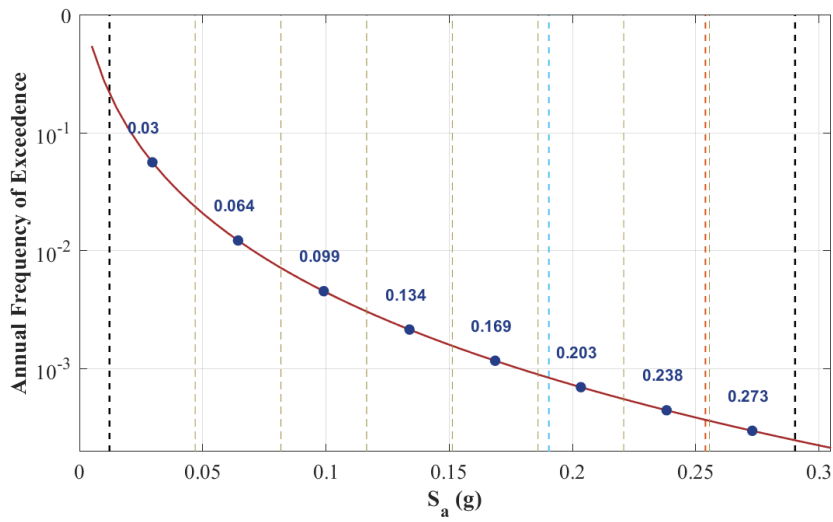


圖 4.64 SH-PMF ($\bar{T} = 4.096$) 各等級之強度

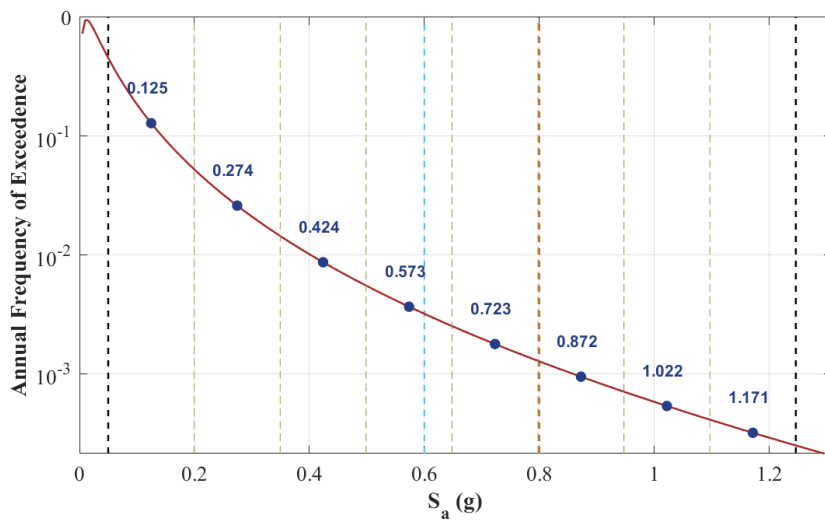


圖 4.65 M-PBRB ($\bar{T} = 0.975$) 各等級之強度

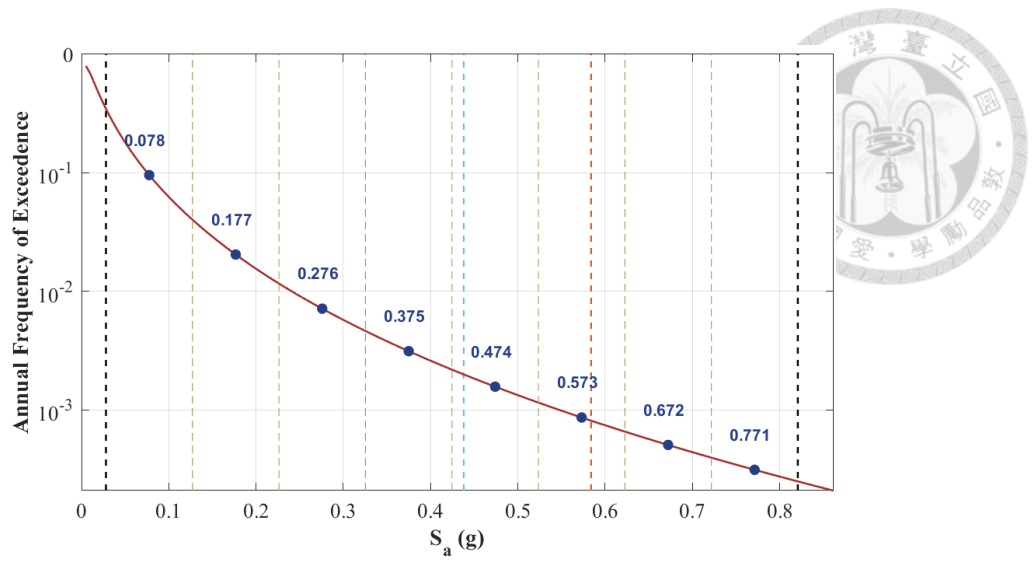


圖 4.66 H-PBRB ($\bar{T} = 1.78$)各等級之強度

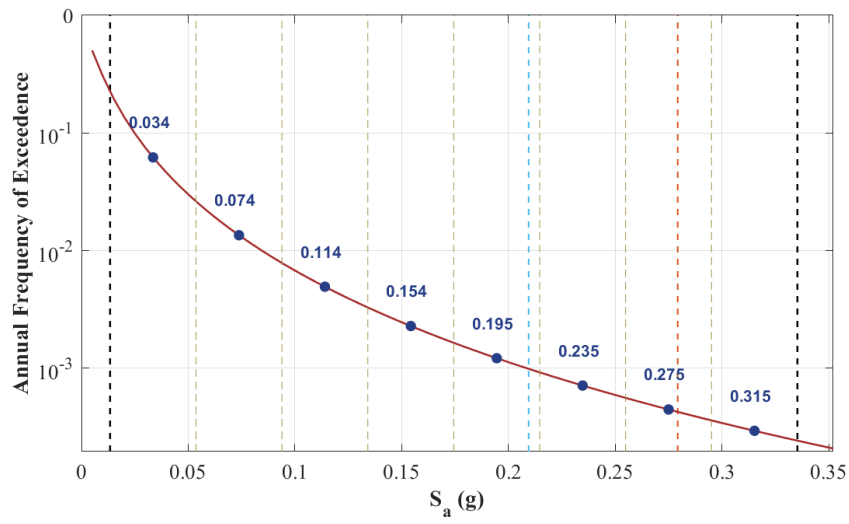


圖 4.67 SH-PBRB ($\bar{T} = 3.72$)各等級之強度

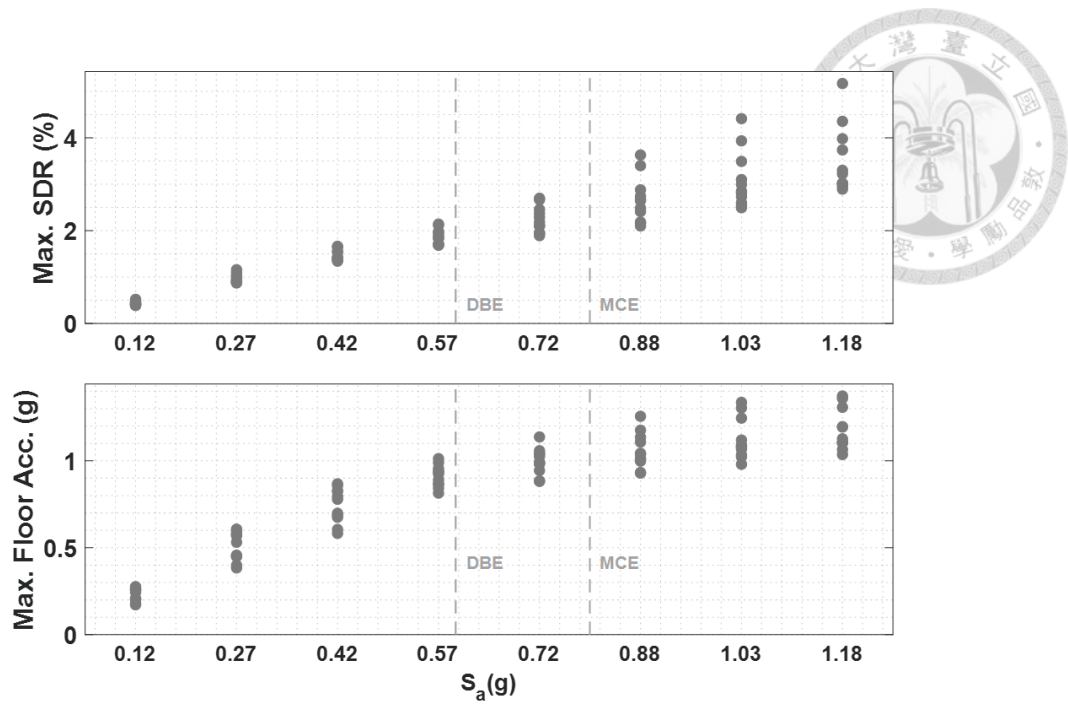


圖 4.68 M-MRF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

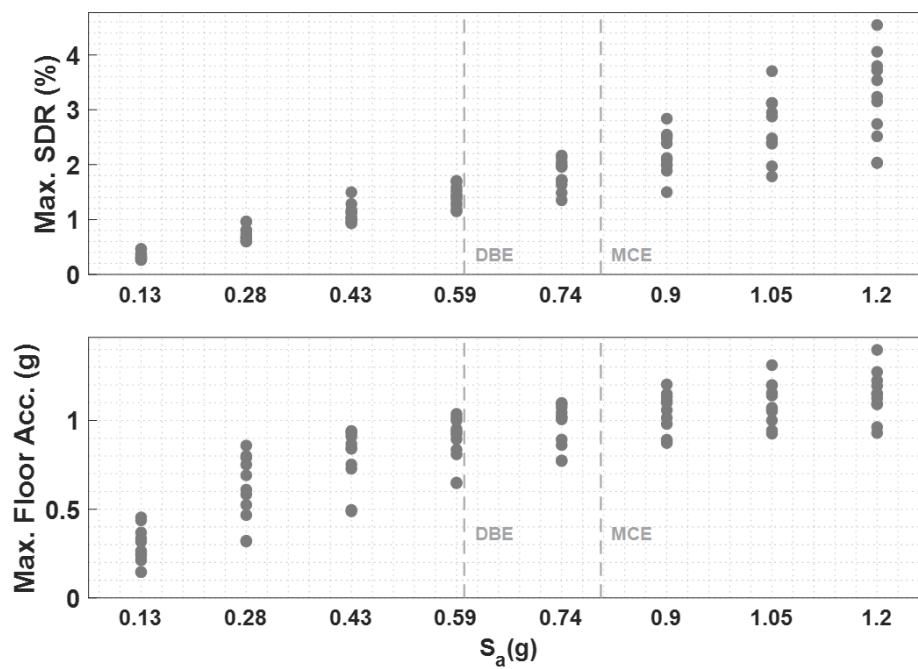


圖 4.69 M-DUAL 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

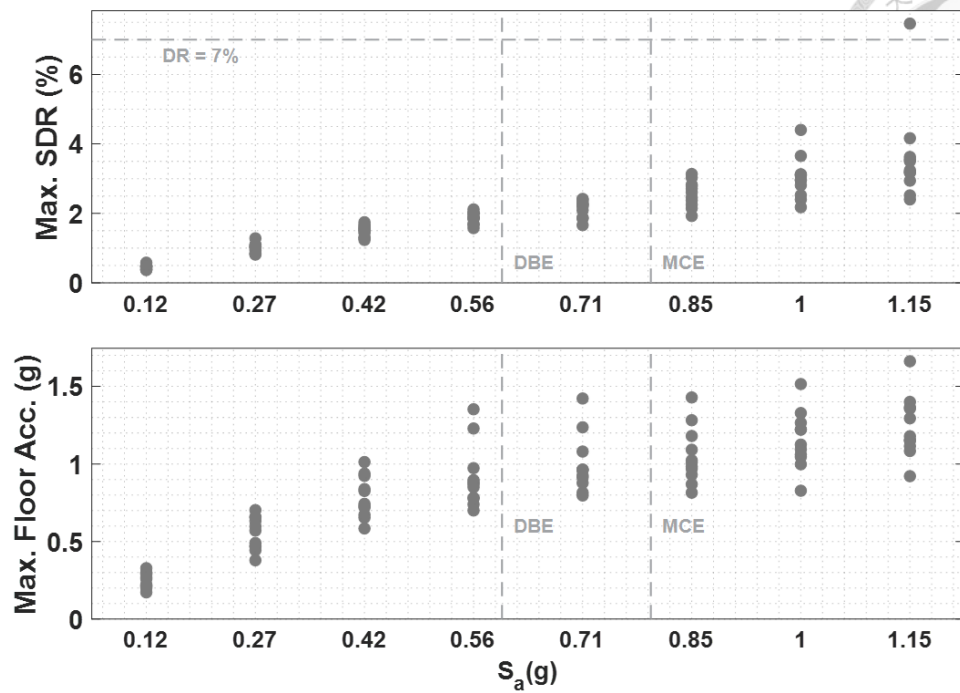


圖 4.70 M-PMF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

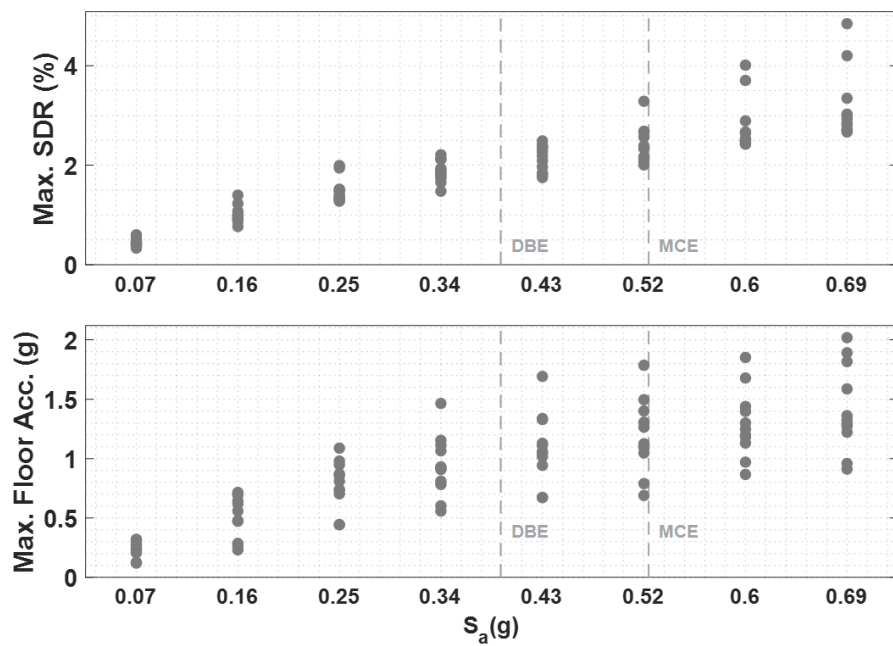


圖 4.71 H-MRF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

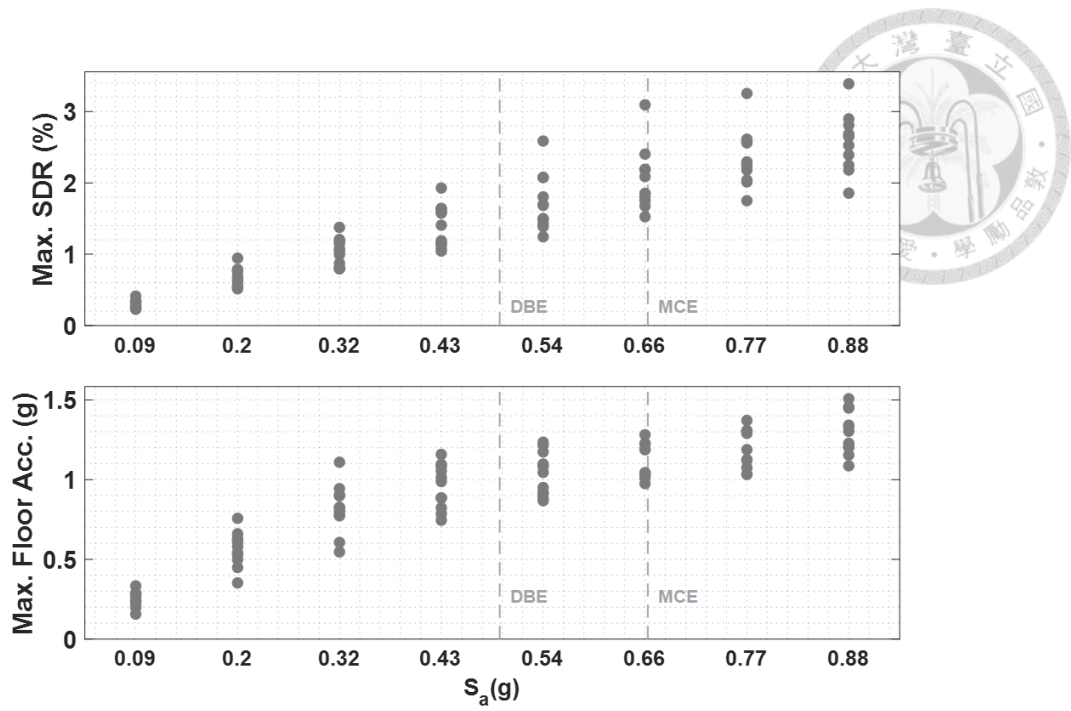


圖 4.72 H-DUAL 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

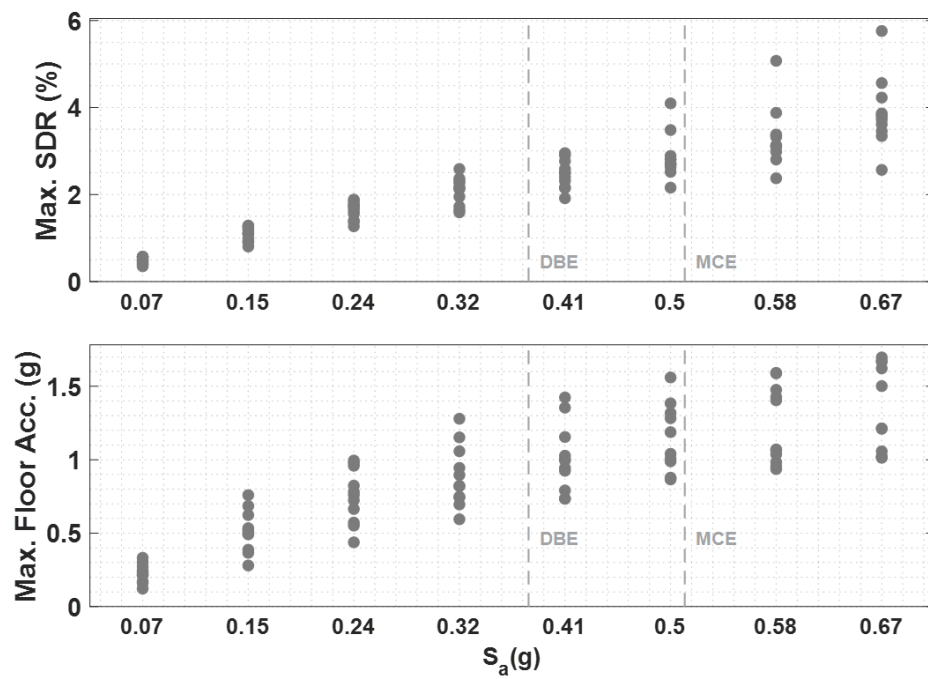


圖 4.73 H-PMF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

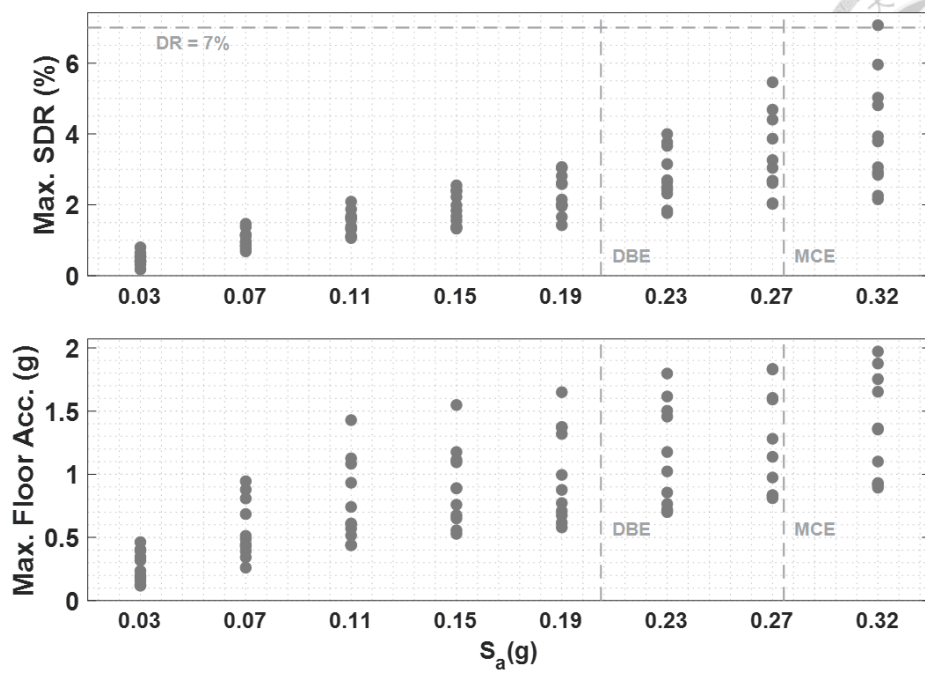


圖 4.74 SH-MRF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

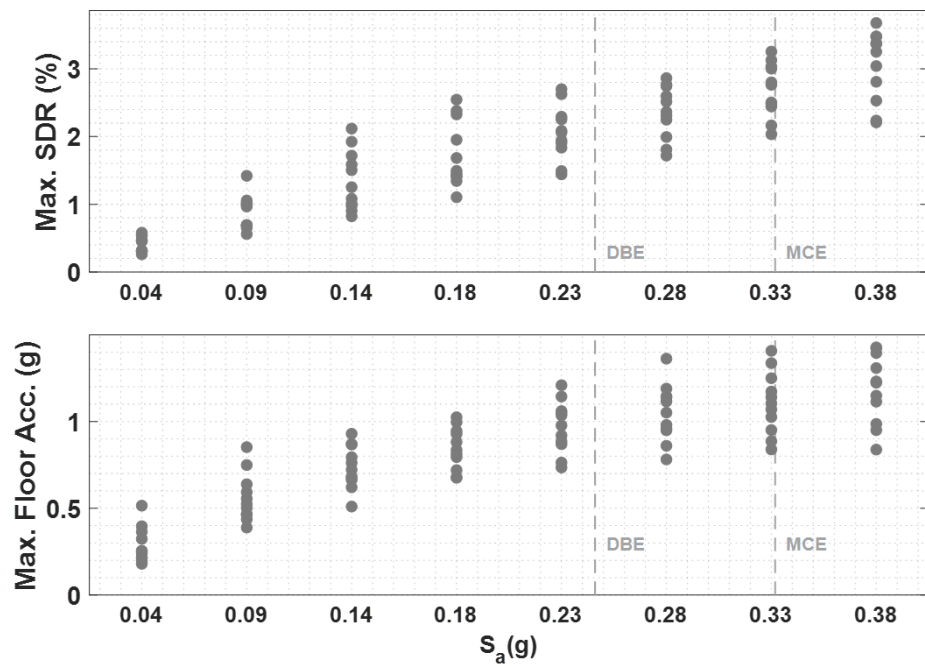


圖 4.75 SH-DUAL 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

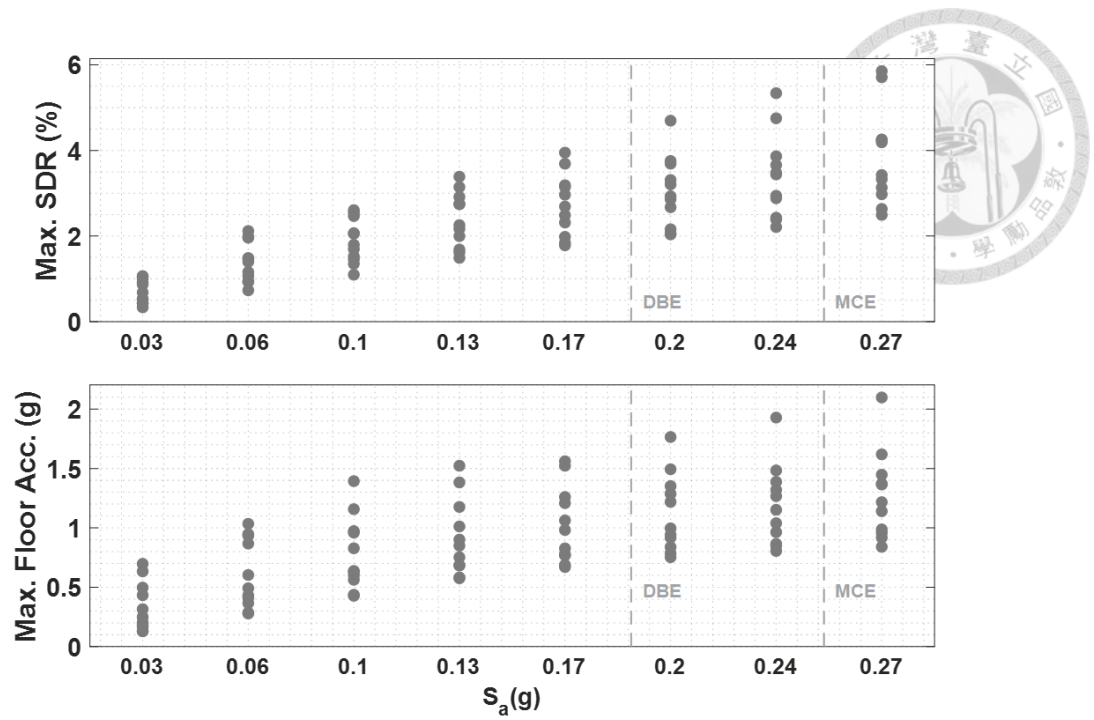


圖 4. 76 SH-PMF 於各等級強度下之最大層間位移角與最大樓層加速度

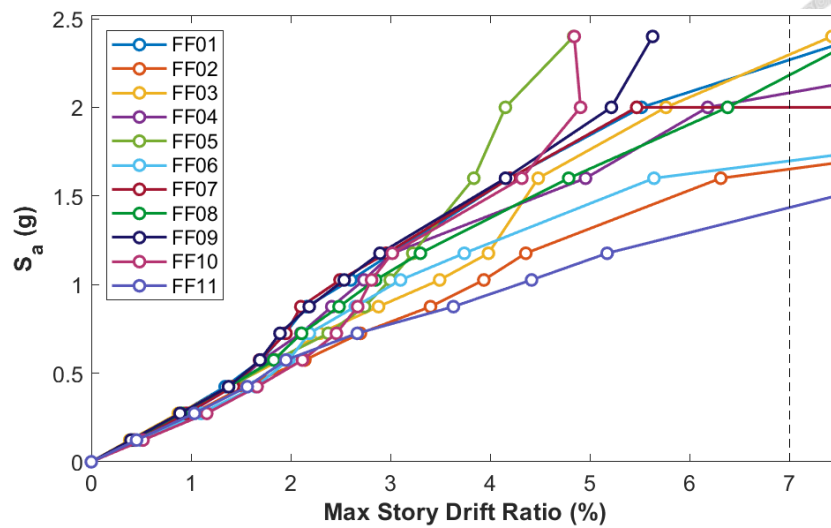


圖 4.77 M-MRF 增量動力分析曲線

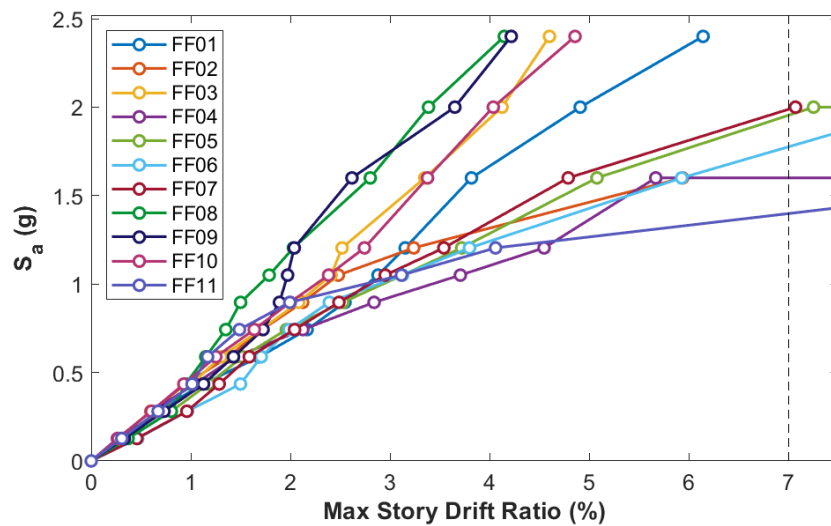


圖 4.78 M-DUAL 增量動力分析曲線

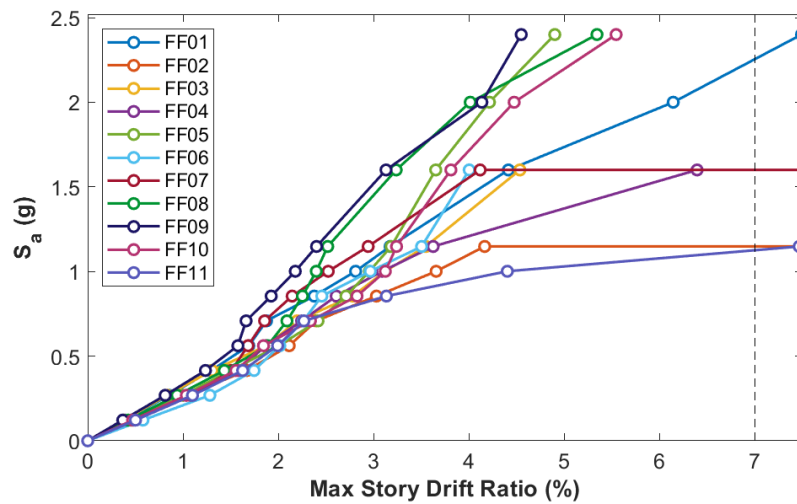


圖 4.79 M-PMF 增量動力分析曲線

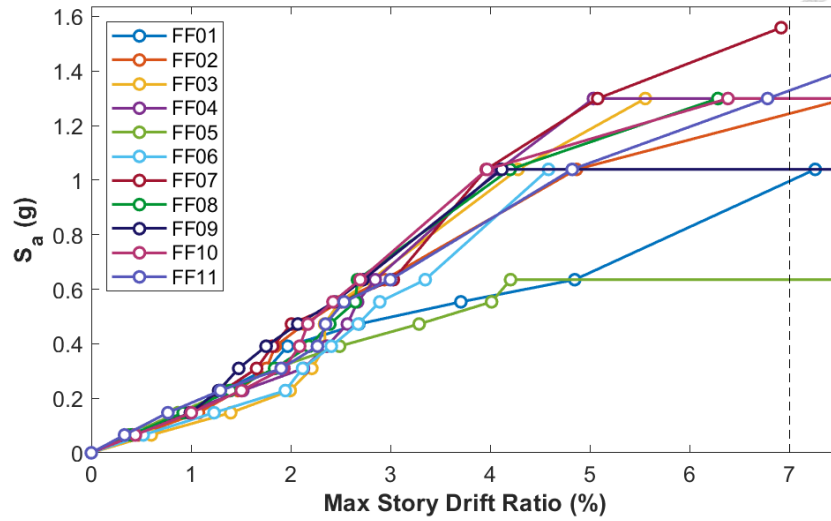


圖 4.80 H-MRF 增量動力分析曲線

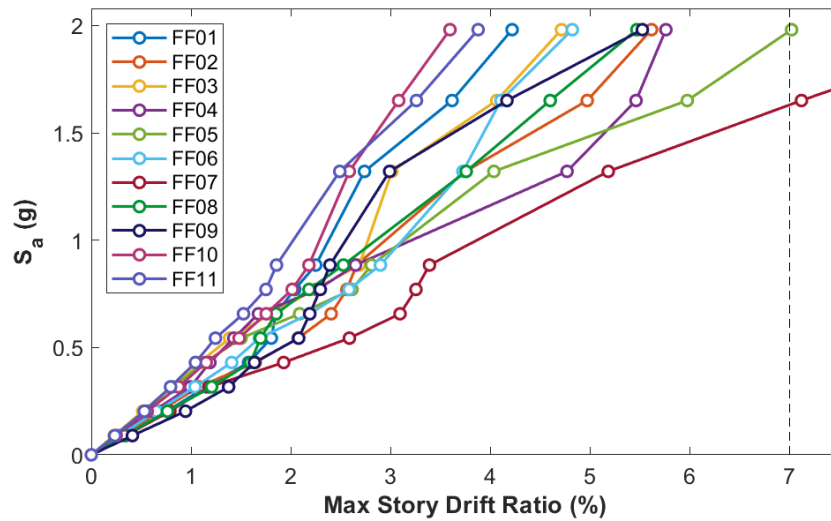


圖 4.81 H-DUAL 增量動力分析曲線

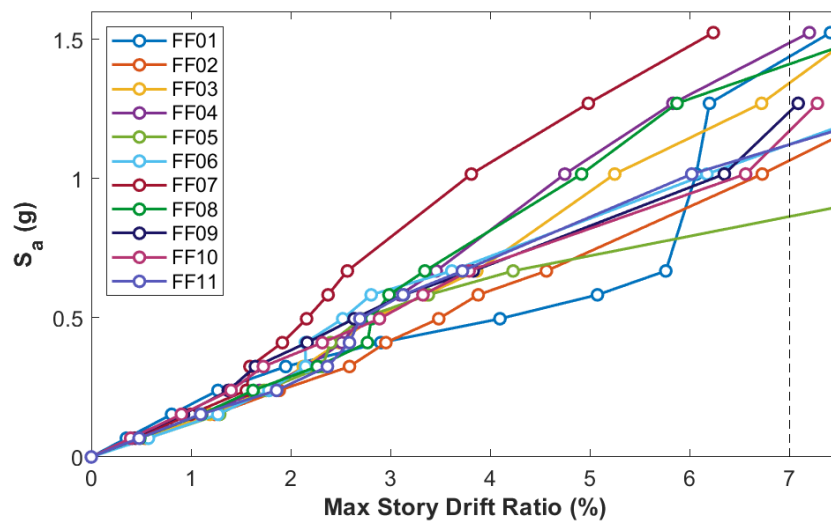


圖 4.82 H-PMF 增量動力分析曲線

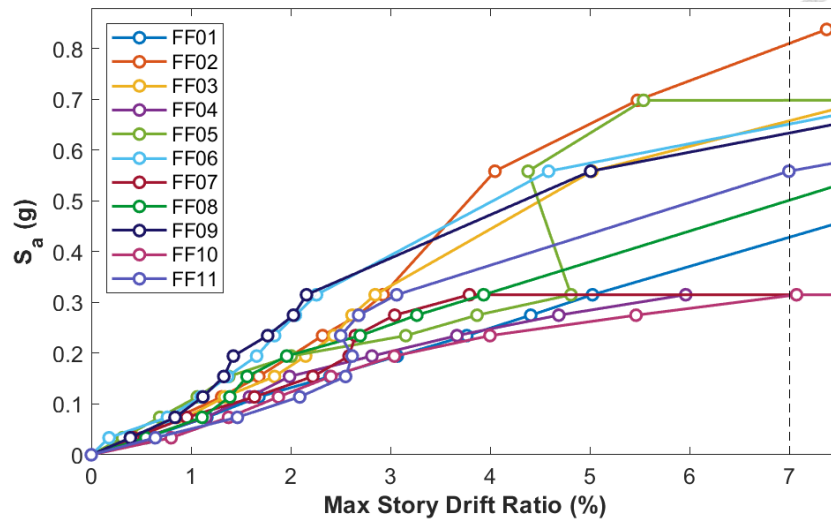


圖 4.83 SH-MRF 增量動力分析曲線

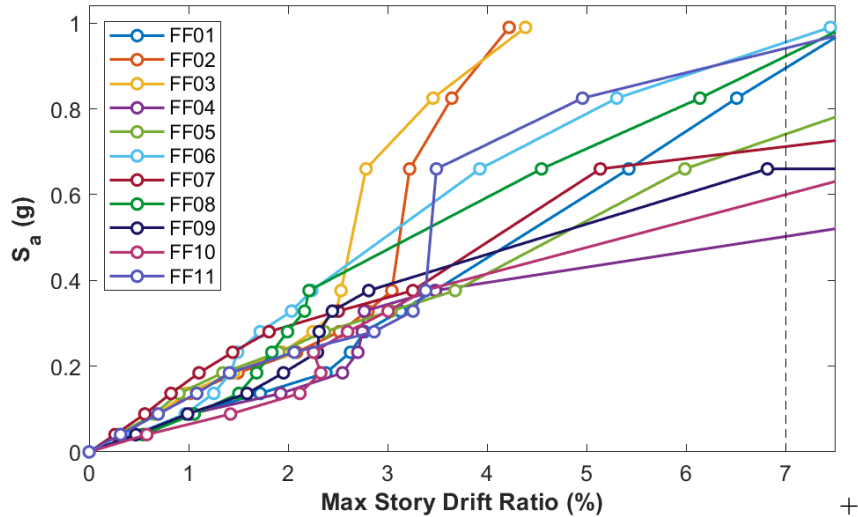


圖 4.84 SH-DUAL 增量動力分析曲線

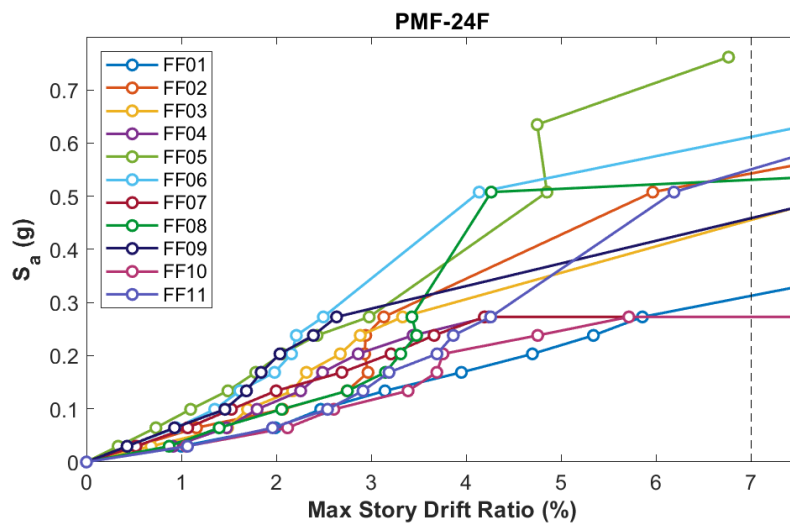


圖 4.85 SH-PMF 增量動力分析曲線

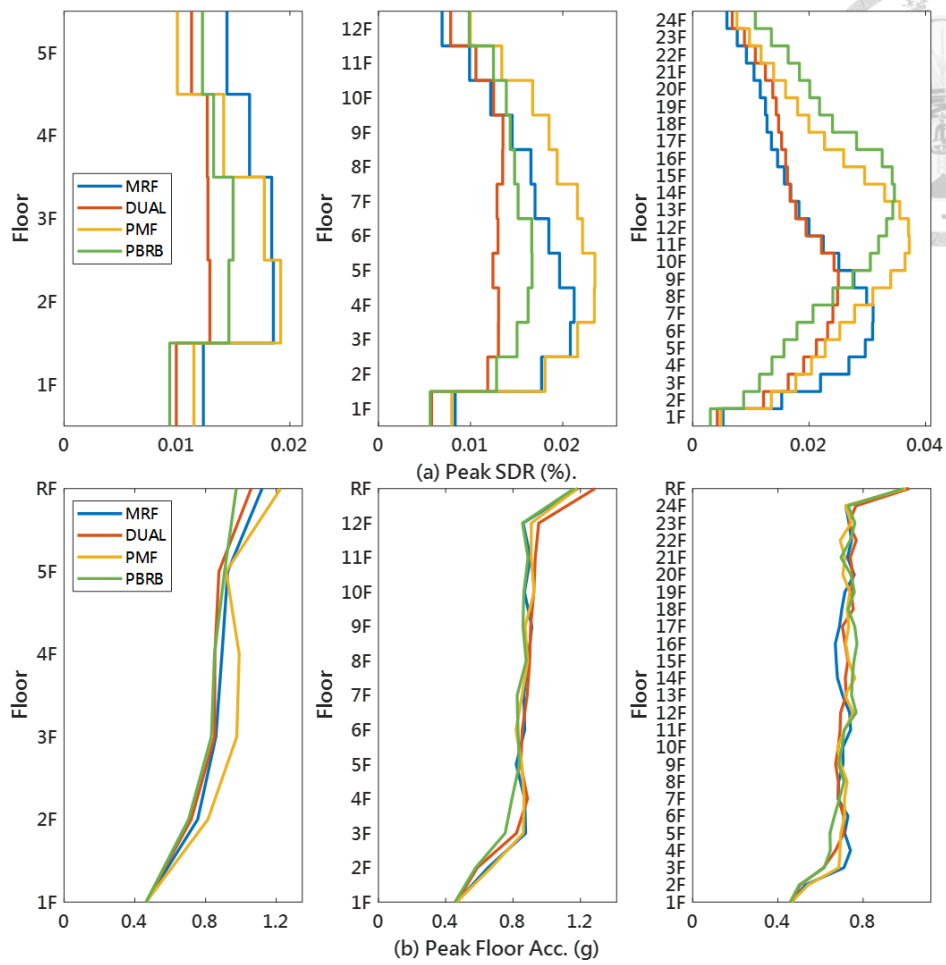


圖 4.86 近斷層情境下各結構系統之(a)層間位移角(b)樓層加速度

第五章 原型構架風險與震損評估

本章節將結合第四章之動力歷時分析結果，對各原型構架進行易損性與風險分析。隨後，使用 FEMAP-58[1]提供之性能評估工具 PACT，對各原型構架進行基於整體危害度與基於近斷層情境下之震損與碳排評估，並進一步分析並探討其生命週期成本與生命週期碳排之差異。

5.1 倒塌易損性與風險

5.1.1 鋼結構倒塌易損性分析

倒塌易損性曲線(Collapse Fragility Curve)用於描述建築於特定地震強度下可能導致倒塌之機率，為一對數累積分佈函數，以對數中位數 μ (Log Mean)與對數標準偏差 β_r (Log Standard Deviation)表示，如式(5.1)。

$$P[DM \geq C/IM = IM_i] = \phi\left(\frac{\ln(IM_i) - \mu}{\beta_r}\right) = \int_0^{IM_i} \frac{1}{z\beta_r\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(z)-\mu)^2}{2\beta_r^2}} dz \quad (5.1)$$

其中 P 表示為於 IM_i 地震強度下造成結構之損傷程度 DM 超過指定損傷狀態 C 之機率， IM_i 為強度參數，一般常用最大地表加速度 PGA 或結構第一模態週期之譜加速度值 $S_a(T_1)$ 等； DM 為損傷狀態量化指標，通常使用最大層間位移角(Maximum Story Drift Ratio, SDR_{max})或最大屋頂位移作為量化之依據，本研究分別使用雙向幾何平均(S_{gm})與最大層間位移角(SDR_{max})作為強度參數與損傷狀態量化指標，且以層間位移角 $\geq 7\%$ 作為倒塌標準；而 ϕ 則為標準常態累積分佈函數。而對數中位數 μ 與數標準差 β_r 計算公式分別如(5.2)與(5.3)所示：

$$\mu = E(\ln(IM_i)) \cong \frac{\sum_{i=1}^{i=N} \ln(IM_i)}{N} \quad (5.2)$$

$$\beta_r = \sqrt{Var(\ln(IM_i))} \cong \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (\ln(IM_i) - \mu)^2}{N - 1}} \quad (5.3)$$

其中 N 為總樣本數。

FEMAP-58[1]中建議，再計算易損性曲線時須考慮分析過程之不確定性，例如建物製造品質之不確定性 β_c 與非線性分析品質之不確定性 β_q ，並與對數標準差一同考慮，如式(5.4)所示，其中 β_c 與 β_q 之建議值如表 5.1 與表 5.2 所示。

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + (\beta_c^2 + \beta_q^2)} = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_m^2} \quad (5.4)$$

本研究所考慮之原型構架假設於普通品質下進行施工，故 β_c 選用 0.25；而建物以高擬真有限元素模型進行顯示分析，可考慮建物倒塌及構件強度及勁度衰減等破壞情形，故 β_q 選用 0.1。

FEMA P-58[1]建議針對基於整體危害度評估之倒塌易損性所需之倒塌數據可由各強度模擬結果進行計算，但若倒塌數據過少，分析結果較不可靠，建議使用 0.6 作為離散系數。衡量計算成本與倒塌易損性之可靠度，本研究使用由危害度曲線決定之 8 個強度等級加上 2 倍、2.5 倍、3 倍最大考量地震強度，共 11 個強度造成倒塌之數據決定倒塌易損性。各系統原型構架之倒塌易損性區現呈現於圖 5.1 至圖 5.3，各原型構架之目標強度所對應之倒塌機率呈現於圖 5.4 至圖 5.12。

而如果另針對近斷層情境進行增量動力分析求取倒塌易損性曲線成本過大，本研究僅針對發生一筆倒塌情形之 SH-PMF 與 SH-PBRB 原型構架考慮倒塌，考慮倒塌方式則透過調整易損性曲線使分析強度下倒塌機率為 1/22。

5.1.2 倒塌風險分析

在不同結構週期下，不同譜加速度之重現期各異，因此無法直接通過倒塌易損性來比較各結構實際之倒塌可能性，故需進一步計算倒塌風險方能比較。本研究依照 Medina[42]所提出之年倒塌機率公式，如式(5.5)，使用 4.3.3 節之台北二區危害度曲線與 5.1.1 節所求得之倒塌易損性曲線進行倒塌風險計算，其關係式如下：

$$\lambda_f = \int F_{CIM}(x) |d\lambda_{IM}(x)| \quad (5.5)$$

其中 $F_{CIM}(x)$ 為易損性曲線中當地震對該結構之譜加速度值達到 x 時，發生結構倒塌之機率； $\lambda_{IM}(x)$ 為地震危害度曲線中譜加速度對應之年超越頻率。而由於不確定所需考慮之； λ_f 則為結構於一年內發生倒塌行為之風險。為決定所需之強度範圍，本研究以 $S_a = 0.01 g$ 做為下界，考慮了 $S_a = 3 g$ 、 $3.5 g$ 、 $4 g$ 、 $4.5 g$ 、 $5 g$ 做為強度上界，以求取合適之積分範圍。同時，本研究使用柏松分部求取 50 年內各系統原型構架之倒塌風險，如式(5.6)所示：

$$P_c(n) = \frac{(\lambda T)^n}{n!} e^{-\lambda T} \quad (5.6)$$

其中， $P(n)$ 代表接下來 T 年內發生 n 次倒塌事件之機率； λ 為單位時間內之倒塌機

率； T 為欲考慮之時間區間段。各強度範圍積分結果如表 5.3 所示，結果顯示於 $S_a = 4.5\text{ g}$ 後所考慮之風險計算值已收斂，故本研究選用該值為強度上界。各系統原型構架之倒塌風險分析結果如圖 5.13 所示。

結果顯示，若以 ASCE 7-16 [43]對於 50 年內倒塌風險為 1%做為標準，本研究所針對台北二區所設計之各系統原型構架均能符合此限制。比較結果顯示，於中層樓構架中，MRF 表現出最佳之抗倒塌能力，而 PMF 則相對較差；於高樓層構架中，DUAL 系統之抗倒塌能力優於 MRF 與 PMF 系統，MRF 與 PMF 則表現相當；於超高樓層構架中，DUAL 系統之抗倒塌能力依然優於 MRF 與 PMF 系統，而 MRF 則表現的相對最差。

5.2 生命週期成本與碳排

5.2.1 性能模型設定

本章節將介紹 FEMA P-58[1]所提供之性能計算工具 PACT 之設定流程，本研究將以此性能模型進行各系統原型構架之震損評估分析。

5.2.1.1 時間與空間調整係數

為了確保性能評估流程之一致性，消除空間與時間差異，本研究將震災損失統一至 2024 年台灣之消費金額，參考張豐選[23]之作法，於 Numbeo 數據資料庫中提供之生活費用指數(Cost of Living Index)換算不同地區之物價。依據該網站所提供之數據，台灣於 2011 年之生活費用指數為 55.74，而同個時期美國為 76.19，故可求得地區成本調整係數為 $55.74/76.19=0.73$ ；而考慮到整體經濟水平與物價之提升，本研究參考國內行政院主計處之消費者物價指數(Consumer Price Index)，針對台灣於 2024 年至 2011 年之間之物價水平進行調整，而這兩年之物價指數分別為 107.39 與 91.54，故時間成本調整係數為 $107.39/91.54=1.17$ 。

5.2.1.2 建築物資訊與人口模型

於建物資訊界面需設置建物之基本資訊，如各層樓高、各層樓地板面積等，並須輸入建物之主結構體重建金額(Core and Shell Replacement Cost)、總重建金額(Total Replacement Cost)及重建碳排(Carbon Emissions Replacement)作為評估過程

中，損失上限與倒塌後重建之成本與碳排放依據，其中主結構體重建金額定義為基本建築主結構及機電與抽水設備等必要設施之重建成本；總重建金額除結構體重建金額外，另含裝潢家具等重置費用。

主結構體建置金額則使用「114 年度一般房屋建築費及辦公室翻修費編列基準[44]」做為參考依據，假設中、高樓層抗彎矩構架建築每平方米之造價為 63,200 新台幣、假設超高樓層每平方米之造價為 79,700 新台幣，而裝潢費用則依據「2023/2024 年亞太區辦公室裝修成本指南[45]」，考慮現代風格與中等規格進行估算，假設為每平方米 38,130 新台幣，如表 5.4 所示，而其他系統則由相同樓高之抗彎矩構架作為基準，並考慮其用鋼量差異與挫屈束制斜撐造價進行計算。用鋼量差異如表 3.43 所示，而鋼材連工帶料成本假設為每噸 76000 新台幣，而挫屈束制斜撐則由相關專家協助估算造價，如表 5.5 所示。

考慮到拆除損壞建築物與場地清理等額外成本，FEMA P-58[1]中建議重建金額較建置金額增加 20%至 30%，故本研究將重建金額設定為建置金額之 1.25 倍。而重建碳排放則由 USEEIO[46]資料庫中，對於各產業投入成本所造成之環境影響係數進行計算，其中商業結構每投入 1 美元會造成 0.414 kgCO_{2e} 之環境影響，且由於數據為 2013 年之資料，參考 U.S. Bureau of Economic Analysis[47]基於 2013 年至 2011 年營造業生產總值比率，需對其除上 0.88 以考慮美國於 2011 至 2013 之通膨影響，並考慮時間與空間調整係數，故重建碳排放計算公式為主結構體重建金額 $\times 0.414 / 0.88 / 1.17 / 0.73$ ，各系統之重建數據呈現於表 5.6。

FEMA P-58[1]中可藉由高度因子(Height Factor)、使用因子(Occupancy Factor)與危險因子(Hazmat Factor)調整修繕金額之比例關係，其中高度因子為較高樓層於修繕時需考慮材料運送及相關之施工保護措施，故修繕金額會隨著樓層較提升成本。使用因子之修正則考量建築物在進行修復時，考慮期間內建物可能仍處於使用狀態，導致修繕速度降低，因此正在使用中之建物會較未使用中之建物需更多之修繕時間。危險因子則考慮建物中是否有危險之材料，如含鉛塗料等，主要是針對新建建築物、醫院或工廠等中仍於建物中留有危險材料存在，使得使用性安全相較於一般建物比較低。本研究僅考慮樓高造成之影響，故僅使用 FEMA P-58[1]中所附之高度因子於建議值，如表 5.7 所示。

總損失門檻值(Total Loss Threshold)為修繕金額與重建金額之比值，該值決定

修繕金額之上限，當超過此比值後修復建築被視為效益不彰，會直接選擇重建，FEMA P-58[1]中建議此值應為 0.4，而在 PACT 中預設值為 1.0。為獲取評估之後修繕金額的相關資料，故本研究採用預設值 1.0。



5.2.1.3 建築物性能群組

建築物之性能群組可以分為結構構件與非結構構件，本研究結構構件考慮剪力板、鋼柱底板、鋼柱續接、鋼結構構件梁柱接頭與挫屈束制斜撐，其中鋼柱底板僅定義於一樓，續接則是假設每兩層樓需進行一次續接，剪力板、鋼結構構件梁柱接頭、傳統同心斜撐與挫屈束制斜撐則需每層樓皆考慮；非結構構件之種類則利用 FEMA P-58[1]中所提供之構件數量預估工具(Normative Quantity Estimation Tool)來進行預估，根據建築物之使用用途與樓層數估算非結構物之種類與數量，表 5.8 與表 5.9 為需評估非結構構件之種類與數量，決定完結構構件與非結構構件後，則可依各自方向性匯入性能模型中。

5.2.1.4 結構反應與倒塌易損性

FEMA P-58[1]以蒙地卡羅模擬法來計算災損，經由隨機取樣計算機率性之災損結果，因此需要設定 PACT 需進行之實現次數(Realizations)。實現次數越多，計算結果會越符合隨機分佈，而在 FEMA P-58[1]中建議需至少執行 1000 次之實現，故本研究設定上取 1000 為實現數量。

每次實現都需要依據倒塌易損性曲線與結構反應進行分析，而倒塌易損性需輸入 5.1.1 節所得倒塌易損性曲線之中位數與對數標準差。而結構反應分析結果則輸入 4.3.5 節所得之結果，並考慮其變異係數 β_m ，以考慮分析中之不確定性，於本研究中 β_m 之設定如 5.1.1 所示，假設於普通品質下進行施工，故 β_c 取 0.25；而建物之有限元素模擬採用較精確之以考慮建物於倒塌前之破壞情形，故 β_q 取 0.10。由於 PACT 會針對使用者輸入之結構反應自行計算 β_r ，故於結構反應頁面不須自行設定。

5.2.1.5 危害度設定

若欲進行基於整體危害度之評估，則需於危害度介面進行設置，該介面除了需

輸入由 4.3.3 節所得之各強度之譜加速度外，還需輸入各強度所對應之年超越機率與強度上下界之年超越機率，接著 PACT 會自行繪出危害度曲線。



5.2.2 生命週期成本與碳排設定

建築生命週期成本與碳排包括建築從設計、施工、日常使用維護、震後修復到最終拆除的各個階段所涉及的所有成本與碳排放。而本研究僅考慮建築物施工與後續震損修復所需之成本與碳排放，以比較不同剛結構系統於耐震性能方面之差異。

對於初始建置成本，本研究僅考慮基本建築主結構及機電與抽水設備等必要設施，並使用 114 年度一般房屋建築費及辦公室翻修費編列基準[44]做為參考依據，假設中、高樓層 MRF 建築假設每平方米之造價為 63,200 新台幣、超高樓層 MRF 假設每平方米之造價為 79,700 新台幣，而其他系統則由相同樓高之抗彎矩構架作為基準，並考慮其用鋼量差異與挫屈束制斜撐造價進行計算，用鋼量差異如表 3.43 所示，假設鋼材連工帶料成本為 76000 新台幣每噸，而挫屈束制斜撐則由相關專家協助估算造價，如表 5.5 所示。

而對於後需修復成本則使用年化損失（Annualized Loss, AL）與淨現值（Net Present Value, NPV）之概念，以計算建築物於其生命週期 50 年內之震災修復成本。而年化損失則參照 FEMA P-58[1]所提出之步驟進行計算，首先需獲取地震危害度曲線，該曲線顯示不同地震強度之年超越機率，接著針對欲考慮之強度範圍取一系列地震強度，如 4.3.3 節所示，並針對此系列強度之地震進行基於強度之評估，然後，根據各區間之年超越頻率差值作為加權值進行計算，即可獲得年化修繕成本、碳排放。

淨現值是一種成本評估方法，用於評估一個項目或投資之盈利性。其核心概念是通過考慮時間價值，將未來現金流折算為現值，從而評估投資的總收益與成本。其計算公式如式(5.7):

$$NPV = A \left\{ \frac{1 - \frac{1}{(1+i)^t}}{i} \right\} \quad (5.7)$$

其中， A 為年度支出，如年化損失等； t 為以年做為單位之時間段； i 為折現率，即內部收益率或期望回報率，而本研究之折現率僅考慮社會折現率，代表社會上因

為放棄目前消費行為轉而進行投資之期望回報率，參考精進公共建設計畫經濟效益評估及財務計畫[48]中對於長期社會折現率之建議值，如表 5.13，而本研究之生命週期成本考慮結構體生命週期內 50 年之震損修復金額，故選用 $i = 0.03$ 作為本研究之折現率。

對於初始建置之碳排放，本研究使用 5.2.1.2 節所提及之 USEEIO[46]資料庫中各產業投入成本所造成之環境影響係數進行計算，並同時考慮時間與空間調整係數，將數據統一至 2024 年台灣的情況，因此，建置碳排放之計算公式為主結構體建置金額 $\times 0.414/0.88/1.17/0.73$ 。生命週期修復碳排則直接使用 PACT 所計算出之年化碳排放乘上 50 年進行計算。

5.2.3 各強度震損評估結果

本研究依照 FEMA P-58[1]所建議之評估流程，針對不同樓高之 MRF、DUAL 與 PMF 系統進行基於整體危害度之評估，並以總損失以非結構構件(NC)、結構構件(C)與倒塌(S)三種不同損失類型表示不同系統於不同強度下之震損與碳排評估結果；結構構件損失由切削型梁柱街頭、鋼柱銲接合、一樓柱底板與剪力接合螺栓表示；非結構構件損失由表 5.9 上所示之 14 種非結構構件類型表示；各強度貢獻值則由各強度區間之年超越上下值相減後之值 $\Delta\lambda$ ，作為該區間之年發生機率，並以此機率對各強度造成之震災損失進行加權計算。

5.2.3.1 中層樓構架

中層樓構架於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果呈現於表 5.10 與圖 5.14 至圖 5.28 所示，隨著地震強度的增加，總震損與碳排放量均顯著增加。於低強度地震下，如 SF1 至 SF4，損失與碳排放主要來自非結構構件，而於高強度地震強度下，如 SF6 至 SF8，結構構件和倒塌損失顯著增加，特別是 SF7 和 SF8 之倒塌損失占比較高。其中，結構構件損失主要為 RBS 損毀，非結構構件損失主要為空氣處理機組、空氣分配系統、冰水管線系統、電梯、隔間牆與帷幕牆。而各系統之進一步分析如下：

- (1) 抗彎矩構架：圖 5.14 至 圖 5.18 顯示了 M-MRF 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4.56 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 21 萬至 267 萬美元與 0.11

千噸之 1.6 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF6 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.35%、1.3% 與 3.44%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF5 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 94.5%，地震導致之碳排放占總碳排放之 94%。

- (2) 二元構架：圖 5. 19 至圖 5. 23 顯示了 M-DUAL 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4.59 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 21 萬至 247 萬美元與 0.11 千噸之 1.42 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF5 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.20%、0.90%、2.62%與 5.7%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF4 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF7 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 94.9%，地震導致之碳排放占總碳排放之 94.8%。
- (3) 周緣抗彎矩構架：圖 5. 24 至圖 5. 28 顯示了 M-PMF 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4.62 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 21 萬至 290 萬美元與 0.11 千噸之 1.75 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF5 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.73%、2.23%、4.99%與 9.14%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF6 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 94.3%，地震導致之碳排放占總碳排放之 93.8%。

5.2.3.2 高層樓構架

高層樓構架於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果呈現於表 5. 11 與圖 5.29 至圖 5.43 所示，隨著地震強度的增加，總震損與碳排放量均顯著增加。於低強度地震下，如 SF1 至 SF5，損失與碳排放主要來自非結構構件，而於高強度地震

強度下，如 SF6 至 SF8，結構構件和倒塌損失稍微增加，僅於 SF8 之倒塌損失占比較為明顯。其中，非結構構件損失主要為空氣處理機組、冰水管線系統、懸吊天花板與隔間牆，結構構件損失主要為 RBS 損毀。而各系統之進一步分析如下：

- (1) 抗彎矩構架：圖 5. 29 至圖 5. 33 顯示了 H-MRF 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4. 57 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 62 萬至 590 萬美元與 0.35 千噸之 3.84 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF6 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.31%、1.20% 與 3.31%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF6 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 96.2%，地震導致之碳排放占總碳排放之 95.8%。
- (2) 二元構架：圖 5. 34 至圖 5. 38 顯示了 H-DUAL 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4. 60 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 42 萬至 377 萬美元與 0.25 千噸之 2.41 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF7 與 SF8 下之倒塌機率分別為 0.11% 與 0.33%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF4 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF7 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 95.2%，地震導致之碳排放占總碳排放之 95%。
- (3) 周緣抗彎矩構架：圖 5. 39 至圖 5. 43 顯示了 H-PMF 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4. 63 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 53 萬至 523 萬美元與 0.29 千噸之 3.53 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF6 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.15%、0.70% 與 2.21%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF5 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 95.5%、地震導致之

碳排放占總碳排放之 94.8%。



5.2.3.3 超高層樓構

超高層樓構架於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果呈現於表 5.12 與圖 5.44 至圖 5.58 所示，隨著地震強度的增加，總震損與碳排放量均顯著增加。於低強度地震下，如 SF1 至 SF4，損失與碳排放主要來自非結構構件，而於高強度地震強度下，如 SF6 至 SF8，結構構件增加，MRF 系統於 SF5 開始出現倒塌損失，特別是 SF7 和 SF8 之倒塌損失占比較高，而 DUAL 則於各強度下均無出現明顯倒塌震損，僅於 SF8 出現些許倒塌震損。其中，非結構構件損失主要為空氣處理機組、冰水管線系統與隔間牆，結構構件損失主要為 RBS 損毀。而各系統之進一步分析如下：

- (1) 抗彎矩構架：圖 5.44 至圖 5.48 顯示了 SH-MRF 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4.58 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 131 萬至 1572 萬美元與 0.77 千噸之 9.39 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF4 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.11%、0.66%、2.25%、5.46%與 10.46%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF5 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 94.5%，地震導致之碳排放占總碳排放之 94.2%。
- (2) 二元構架：圖 5.49 至圖 5.53 顯示了 SH-DUAL 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4.61 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 127 萬至 980 萬美元與 0.75 千噸之 6.08 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF6 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.11%、0.44%與 1.28%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF6 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 96.7%，地震導致之碳排放占總碳排放之 95.6%。

- (3) 周緣抗彎矩構架：圖 5.54 至圖 5.58 顯示了 SH-PMF 於不同地震強度下之震損與碳排放評估結果，圖 4.64 則顯示了各重現機率強度下之實際譜加速度值。結果顯示，各強度下可能造成之震損與碳排放分別為 150 萬至 1041 萬美元與 0.86 千噸之 7.03 千噸，考慮建物定義與施工品質不確定性 β_c 與非線性分析品質不確定性 β_q 後，此原型構架分別於 SF5 至 SF8 下之倒塌機率分別為 0.16%、0.74%、2.25% 與 5.31%。從結構構件震損分析可以看出，從 SF3 開始出現明顯之 RBS 損失，從 SF4 開始出現明顯之螺栓剪力接合板損失。從各強度損失占比可以發現由前三等級之低強度地震導致之震災損失占總震損之 95.6%，地震導致之碳排放占總碳排放之 95%。

5.2.4 生命週期成本與生命週期碳排評估結果

本節根據 5.2.2 節之計算流程針對不同原型構架進行生命週期成本與碳排之分析，而各原型構架之初始建置成本、碳排與年化震損碳排評估結果呈現於表 5.14 與表 5.15，而年化修繕金額與生命週期成本評估結果顯示於圖 5.59，年化修繕碳排放與生命週期碳排放評估結果顯示於圖 5.60。

結果顯示，各樓高原型構架與同樓高之 MRF 相比，初始建置成本與碳排放差異均小於 5%，同樓高不同系統構架之間之初始成本差異並不顯著。生命週期分析顯示，各系統之生命週期成本與生命週期碳排均隨樓層高度增加而上升。若系統均以同樓高之 MRF 系統作為基準，各樓高之評估結果如下：

- (1) 中層樓構架：M-MRF 於生命週期內由地震所造成之損失與碳排放分別約為 185 萬美元與 1.75 千噸，而 M-DUAL 與 M-PMF 年化震災修復損失分別提升了 9.5% 與 5%，總生命週期成本分別增加了 2.2% 與 2.3%；年化修復碳排放則分別提升了 12.2% 與 5.8%，總生命週期碳排放分別增加了 4.7% 與 3.2%，展現了較 M-MRF 高之震災損失與碳排放。此樓高之生命週期內由震災導致之修復成本約為建置成本之 32%，修復碳排約為建置碳排之 56%。
- (2) 高層樓構架：H-MRF 於生命週期內由地震所造成之損失與碳排放分別約為 356 萬美元與 3.89 千噸，而 H-DUAL 與 H-PMF 年化震災修復損失分別降低了 6.1% 與 3.7%，總生命週期成本分別提升了 0.9% 與降低了 1%；年化修復碳排放則分別降低了 4.2% 與 3.2%，總生命週期碳排放分別提升了 0.1% 與降低了 1.4%，兩系統相對於 H-MRF 展現出較低之生命週期成本與碳排，且

可以大幅減少每年所造成之修繕成本與碳排放，對於環境之永續性也較為友善。此樓高之生命週期內由震災導致之修復成本約為建置成本之 24%，修復碳排約為建置碳排之 122%。

- (3) 超高層樓構架：SH-MRF 於生命週期內由地震所造成之損失與碳排放分別約為 836 萬美元與 9.88 千噸，而 SH-DUAL 與 SH-PMF 年化震災修復損失降低了 24.7%與 12.5%，總生命週期成本降低了 3.8%與 3.2%；年化修復碳排放則降低了 27.4%與 9.9%，總生命週期碳排放降低了 9.4%與 4.3%。此樓高之生命週期內由震災導致之修復成本約為建置成本之 20%，修復碳排約為建置碳排之 43%。

若以單一系統進行不同樓高比較後顯示，在 MRF 系統中，高樓層之年化修復成本最低，超高樓層次之，而中樓層最高。在考慮建置成本後，高樓層之整體生命週期成本最低，中層樓次之，超高層樓最高。碳排放與生命週期碳排放則為高樓層最低，超高樓層次之，而中樓層最高；DUAL 之年化修復成本與年化修復碳排則隨著樓高上升而下降，但在考慮初始建置成本下，超高樓層 DUAL 構架之生命週期成本與碳排放則最高；PMF 系統之年化修復碳成本與生命週期成本也與 MRF 有相同趨勢，碳排放方面亦然。

5.2.5 綜合評比

綜合以上結果，可以看出不同結構系統於地震下之反應有顯著差異。隨著地震強度的增加，三種構架系統的總損失與碳排放量均顯著增加。對於中層樓、高層樓與超高樓層構架系統中，DUAL 系統均展現出相對優秀之耐震性能，無論從震損、碳排放還是倒塌機率均優於其他構架系統。特別是在罕見地震下，SH-MRF 與 M-PMF 系統具有較高之倒塌風險，需特別關注。而由各強度之震災損失與碳排放對於年化修繕金額與碳排放之占比分析來看，由頻繁地震所貢獻之損失占總修復損失之 88%至 90%，由前三目標等級所貢獻之損失占總修復損失之 94%至 97%。

於生命週期分析考量下，在考慮為不同結構週期之危害度年超越頻率後發現，DUAL 系統雖能減少各目標等級下之單次事件震災損失，但由於其較高之地震危害度，使得計算出之年化損失可能會高於其他系統，如中層樓構架下之 M-DUAL 相較於 M-MRF 與 M-PMF 均呈現較高損失。此外，若以同樓高之 MRF 系統作為基準，可以發現 DUAL 構架所帶來降低年化損失之效益會隨著樓高增加而提升，

PMF 亦有相同之趨勢。

且值得注意的是，由於淨現值之影響，修復成本約為建置成本之 20%至 30%，而修復碳排約為建置碳排之 40%至 60%，結構系統差異對於生命週期碳排放所造成之影響較大。



5.3 近斷層地震震損評估

本研究依照 FEMAP-58[1]所建議之評估流程，針對不同樓高之 MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 系統進行基於近斷層地震情境之評估，並以總損失以非結構構件(NC)、結構構件(C)與倒塌(S)三種不同損失類型表示不同系統於不同強度下之震損與碳排評估結果；結構構件損失由切削型梁柱街頭、鋼柱鉸接合、一樓柱底板與剪力接合螺栓表示；非結構構件損失由表 5.9 上所示之 14 種非結構構件類型表示。為了深入探討近斷層地震可能帶來之破壞模式，故於圖 5.61 至圖 5.109 顯示各樓層之評估結果，近斷層情境下各結構系統之平均每層樓震災損失評估結果則呈現於圖 5.109 至圖 5.112，不同樓高之系統比較均以該樓高之 MRF 系統震損評估結果為基準。此外，由圖 4.86 可知各系統之之間於樓層加速度反應之差異不大，故另將結構構件震災損失單獨取出進行討論。對於倒塌易損性之設置，考量到計算成本，本研究僅以 22 筆非線性動力歷時分析結果進行倒塌易損性計算，並無另外就此情境下之地震歷時進行增量動力分析。

5.3.1 中層樓構架

中層樓構架各樓層之震損分佈如圖 5.61 至圖 5.76 所示。結果顯示，該樓高構架之總震損分部較為平均，且主要震災損失來自於非結構構件，且修復碳排放與經濟損失呈現相似之分佈趨勢。每層樓平均震損成本約為 22 萬至 27 萬美元，而每層樓平均碳排放當量約為 12 至 15 噸，總震損與總碳排放均約佔建置成本與碳排之 20%。各系統之進一步分析如下：

- (1) 抗彎矩構架：圖 5.61 至圖 5.64 顯示了 M-MRF 於近斷層情境下之總震損分部與結構構件震損。結果顯示，2F 與 3F 的修復成本與碳排放較高，但整體總損失與碳排還是分佈較為均勻。此外，RBS 接頭與鋼柱續接處震後修復需求

量大，導致成本和碳排放顯著增加。

- (2) 二元構架：圖 5. 65 至圖 5. 68 顯示了 M-DUAL 於近斷層情境下之總震損分部與結構構件震損。結果顯示，隨著樓層增加，修復金額和碳排放逐步上升，但總損失和碳排放的分佈仍較為均勻。整體來看，H-DUAL 系統之震損與碳排放均低於其他系統，特別是於結構構件損失部分，由於斜撐的使用降低了層間位移角，從而顯著減少了結構構件之損失。
- (3) 周緣抗彎矩構架：圖 5. 69 至圖 5. 72 顯示了 M-PMF 於近斷層情境下之總震損分部與結構構件震損。結果顯示，2F 與 3F 的修復成本與碳排放較高，且這些樓層的結構構件損失顯著高於其他樓層。由於減少了鋼性接頭使用量，故於結構構件損失方面略低於 M-MRF 系統。
- (4) 周緣挫屈束制斜撐構架：圖 5. 73 至圖 5. 76 顯示了 M-PBRB 於近斷層情境下之總震損分部與結構構件震損。結果顯示，2F 與 3F 的修復成本與碳排放較高，且由於系統擁有斜撐，使其結構損失低於 M-PMF 系統。然而，由於減少了鋼接梁使用量，導致整體勁度下降，相較於 M-DUAL 系統，此系統有較高之結構損失。

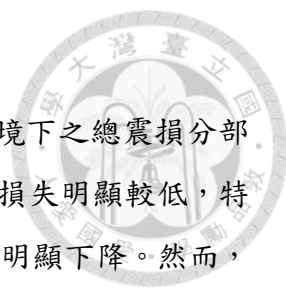
從圖 5. 109 與圖 5. 110 分析結果可以知，M-MRF 於此情境下之震災損失與碳排放分別為 13.6 萬美元與 781 噸，若以此為基準，M-DUAL、M-PMF 與 M-PBRB 系統之總震災損失分別降低了 17.1%、4.1%與 14.6%；M-DUAL、M-PMF 與 M-PBRB 系統之總震災碳排放則分別下降了 22.3%、3.8%與 17.7%。

5.3.2 高層樓構架

高層樓構架各樓層之震損分佈如圖 5. 77 至圖 5. 92 所示。顯示出頂層損失最為顯著，這是由於該樓層較大之樓層加速度與高度因子之影響，碳排放也呈現類似趨勢。高樓層構架平均每層樓之震損與碳排高於中層樓構架，約為每層樓 20 萬至 25 萬美元與 12 至 16 噸，總震損與總碳排約為建置成本與碳排之 37% 與 50%，各系統之進一步分析如下：

- (1) 抗彎矩構架：圖 5. 77 至圖 5. 80 顯示了 H-MRF 於近斷層情境下之總震損分部與結構構件震損。結果顯示，除了頂樓外，於 2F 至 10F 有較高之結構構件震損，且於結構構件震損也集中於此些樓層，表明中低層樓層於此類地震中受到較大層間位移角影響，導致大量結構構件損失。此外，從修復金額與碳排放

中可以看出，結構部件損失對於碳排放之影響較不顯著。

- 
- (2) 二元構架：圖 5.81 至圖 5.84 顯示了 H-DUAL 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，與 H-MRF 系統相比，其地震損失明顯較低，特別於 2F 至 9F，由於斜撐的保護，結構部件損失於此些樓層明顯下降。然而，從碳排放的角度來看，降低並不顯著。
 - (3) 周緣抗彎矩構架：圖 5.85 至圖 5.88 顯示了 H-PMF 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，除了頂樓外，於 2F 至 11F 有較高之結構部件震損。相較於 H-MRF 系統，整體結構部件損傷範圍有上移併擴大的趨勢，結構部件最大損失發生處也從 3F 上升至 5F。此外，可以注意到，此系統於近斷層地震下，鋼柱續接處發生之破壞多於 H-MRF 系統。
 - (4) 周緣挫屈束制斜撐構架：圖 5.89 至圖 5.92 顯示了 H-PBRB 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，除了頂樓外，於 2F 至 11F 有較高之結構部件震損，且震損分部的趨勢與 H-PMF 相當，但由於斜撐的保護，有效地降低了結構部件損壞。

從圖 5.109 與圖 5.110 分析結果可以知，H-MRF 於此情境下之震災損失與碳排放分別為 28.7 萬美元與 1.81 千噸，若以此為基準，H-DUAL 與 H-PBRB 系統之總震災損失分別降低了 15.2%與 12.5%，H-PMF 則提升了 3.6%；H-DUAL 與 H-PBRB 系統之總震災碳排放則分別降低了 15.5%與 13.2%，H-PMF 則提升了 7.8%。

5.3.3 超高層樓構架

超高層樓構架各樓層之震損分佈如圖 5.93 至圖 5.108 所示。該樓高構架之總震損分部，可以發現高樓層構架平均每層樓之震損與碳排略低於中層樓構架約為每層樓 23 萬至 40 萬美元與 13 至 24 噸，總震損與總碳排約為建置成本與碳排之 30% 與 33%，各系統之進一步分析如下：

- (1) 抗彎矩構架：圖 5.93 至圖 5.96 顯示了 SH-MRF 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，震損分部主要集中於 3F 至 12F，其中 4F 至 6F 修復金額最高，此些樓層約位於結構總高度之三分之一處，與 Hall 等人[4]等人之研究發現一致。
- (2) 二元構架：圖 5.97 至圖 5.100 顯示了 SH-DUAL 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，震損分部主要集中於 4F 至 13F，其中 9F 修

復金額最高，且由於擁有斜撐的保護，相較於 SH-MRF，結構損失顯著下降。

- (3) 周緣抗彎矩構架：圖 5.101 至圖 5.104 顯示了 SH-PMF 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，震損分部主要集中於 3F 至 19F，其中 12F 至 14F 修復金額最高，相較於 SH-MRF，結構損失分佈整體向上移，最大損失樓層上升至結構約二分之一處。
- (4) 周緣挫屈束制斜撐構架：圖 5.105 至圖 5.108 顯示了 SH-PBRB 於近斷層情境下之總震損分部與結構部件震損。結果顯示，震損分部主要集中於 6F 至 21F，其中 13F 至 15F 修復金額最高，最大損失樓層上升至結構約二分之一處甚至高於 SH-PMF。此外，雖然此系統雖擁有斜撐，但與 SH-PMF 相比，其於保護結構部件方面之能力並不顯著。

從圖 5.109 與圖 5.110 分析結果可以知，SH-MRF 於此情境下之震災損失與碳排放分別為 61.8 萬美元與 3.69 千噸，若以此為基準，SH-DUAL 系統之總震災損失降低了 7.3%，SH-PMF 與 SH-PBRB 則由於倒塌損失，分別提升了 37.6%與 58.3%；SH-DUAL 系統之總震災碳排放降低了 3.8%，SH-PMF 與 SH-PBRB 則分別提升了 42%與 57.2%。

5.3.4 綜合評比

綜合上述震災損失結果，於近斷層地震情境下，各系統震災損失主要損失與碳排放均由非結構構件所貢獻，且高層樓構架之非結構構件損失最高，其次為超高樓層構架，中層樓構架則最低；觀察結構部件損失，發現隨著樓高增加，結構損失也相對增加，且在超高樓層發生大量結構損壞，且由圖 5.111 與圖 5.112 可以看出，斜撐對於超高樓層構架之影響較無中、高樓層構架顯著。

比較總修復金額，可以發現由於超高樓層構架結構部件損失提升，每層樓之修復金額與高樓層構架差不多；比較總修復碳排放，則由於非結構部件所造成之碳排放影響較大，所以與非結構部件損失分佈一樣，由高樓層構架碳排放量最高，其次為超高樓層構架，中樓層構架最少。

此外，從高、超高樓層構架之結構部件震損分部可以發現，周緣構架系統發生最嚴重震災損失樓層較全剛接梁構架系統之樓層更高，這一現象於超高樓層構架中特別顯著。同時，在超高樓層中，擁有斜撐之系統相較無斜撐之系統，最嚴重震災損失發生之樓層略有提升。若從損失計算角度去看待，可能會由於樓高造成結構

修復施工困難，使維修成本提高。以 SH-PMF 與 SH-PBRB 之結構構件損失評估結果作為例子，由圖 4.86 可以看出兩構架之最大層間位移角幾乎相同，但是峰值層間位移角分佈 SH-PBRB 較 SH-PMF 上面，考慮到高度修正因子，SH-PBRB 造成之結構震損反而多了接近一成。

5.4 結果與討論

本章節依各原型構架之倒塌風險分析結果、各目標等級下之震損評估結果、生命週期成本與碳排放分析結果與近斷層震損評估結果進行比較。從倒塌風險分析結果可以看出，本研究所考慮之不同樓高 MRF、DUAL 與 PMF 構架均能滿足 ASCE 7-16 [43] 對於 50 年內倒塌風險 1% 之標準。雖然各原型構架系統之抗倒塌能力風險各異，但差異並不顯著，可以忽略不計。

從各目標等級下之震損評估結果可以看出中層樓構架之各等級震災損失與碳排放約落於 20 萬至 290 萬美元與 110 至 1750 噸不等；高層樓構架之各等級震災損失與碳排放約落於 42 萬至 590 萬美元與 250 至 3840 噸不等；超高層樓構架之各等級震災損失與碳排放約落於 127 萬至 1572 萬美元與 750 至 9400 噸不等。而於各重現等級下，各樓高之 DUAL 系統均表現出較好之耐震能力，且能於發生罕見地震時有效降低結構構件之損壞。需注意，SH-MRF 與 M-PMF 系統於罕見地震下有較高之倒塌損壞。此外，由前三目標等級之損失約占總修復損失之 94% 至 97%，且主要由非結構構件所貢獻，其中以冷水系統、電梯與天花板修復為主，而其損毀主要由樓層加速度所控制，故若需要降低生命週期成本與碳排，應以降低樓層加速度為主要考量目標。

從生命週期成本與碳排放分析結果可以得知，各樓高之原型構架與同樓高之 MRF 相比，初始建置成本和碳排放差異均小於 5%，各構架之間的初始成本差異並不顯著。而由震災導致之修復成本約為建置成本之 17% 至 27%，而修復碳排約為建置碳排之 17% 至 28%。從各系統之年化損失與生命週期成本比較可以看出，於中層樓構架中，MRF 表現最好之經濟性與永續性；高層樓構架中，H-DUAL 與 H-PMF 則表現出相較 H-MRF 更好的耐震性能，約能降低 7% 之年化修復成本與碳排，但考慮建置成本後，於生命週期評估中 H-PMF 呈現了最好的經濟性與永續性，而 H-DUAL 則由於較高之初始建置成本，其經濟性與永續性甚至略差於 H-MRF；

超高樓層構架中，SH-DUAL 降低了 25%與 27%之年化修復成本與碳排，且於生命週期評估中呈現最好之經濟性與永續性。

各系統之生命週期成本於中、高樓層構架差異均小於 3%，不同結構系統對於生命週期之影響並不顯著，而超高樓層構架中，SH-DUAL 與 SH-PMF 系統對於降低生命週期成本影響較明顯。綜合上述資訊，在生命週期內之經濟性與永續性為主要考量下，本研究於中層樓、高層樓與超高層樓構架分別建議使用 M-MRF、H-PMF 與 SH-DUAL 系統。

從各近斷層震損評估結果可以得知，在近斷層地震情境下，各系統的主要損失與碳排放均由非結構構件所貢獻，且由高樓層結構最為嚴重。隨著樓高的增加，結構損失也相應增加，特別是於超高樓層發生大量結構損壞，斜撐保護結構構件之特性對於超高樓層構架之影響相對於中、高樓層構架較不顯著。此外，由於樓高造成之修復施工影響，損傷發生之樓層對以修復金額作為耐震指標之方法會造成較大影響。本研究發現，周緣構架系統發生最嚴重震災損失之樓層較全剛接梁構架系統之樓層更高，此現象在超高樓層構架中特別顯著。且於超高樓層中，擁有斜撐之系統相較無斜撐之系統，最嚴重震災損失發生之樓層也略有提升。此外，須注意周緣構架於此樓層需考慮倒塌之可能性，面臨近斷層地震有安全上的疑慮。基於近斷層情境下之震損評估結果表明，震後總修繕成本約為建置成本之 20%至 35%，而總修復碳排約為建置碳排之 40%至 60%。若僅考慮面臨之近斷層地震風險，各樓高系統中之 DUAL 與 PBRB 系統均具有良好之耐震性能，可以保護結構構件不受地震破壞。如果考慮到空間使用之靈活性，亦可以在中、高樓層建築中使用 PBRB 系統進行設計，但仍需進一步進行生命週期成本分析以評估其經濟性與永續性。

表 5.1 FEMA P-58[1]中對於建物品質之不確定性 β_c 之建議值

建物定義及建造品質	β_c
(1) 良好品質之新建建物：建物已完成設計且將於嚴格之施工環境下建造。	0.10
(2) 良好品質之既有建物：建造成果已被廣泛了解或其可經由完整設計圖及現場調查確認。需通過大量之材料試驗以驗證材料性質。	
(3) 普通品質之新建建物：建物已完成初步或類似階段之設計且將於普通品質下進行施工。	0.25
(4) 普通品質之既有建物：可提供建物設計階段之相關文件且建物可經目視確認。需經一定數量之材料試驗以驗證材料性質。	
(5) 最低限度品質之新建建物：建物已完成初步或類似階段之設計。	0.40
(6) 最低限度品質之既有建物：無法提供建造相關文件且對建物之了解僅能經由有限實地調查。材料性質為經由建物之類型、場址及年齡確認其預設值。	

表 5.2 FEMA P-58[1]中對於模型分析之不確定性 β_q 之建議值

建物定義及建造品質	β_q
(1) 良好品質：數值模型在預期結構反應之範圍內為穩定狀態，並能完整模擬強度與勁度之衰減行為與可能之破壞模式。模型之準確性可藉由大規模之構件破壞試驗驗證。	0.10
(2) 良好完整性：數學模型包含所有對建物強度及勁度具有貢獻之結構與非結構構件。	
(3) 普通品質：數值模型之所有構件在預期結構反應內為穩定狀態，並能完整模擬強度及勁度之衰減行為，惟部分破壞模式無法由直接模擬獲得。模型之準確性藉由主觀判斷及大規模之構件破壞試驗驗證。	0.25
(4) 普通完整性：數值模型包含大部分對建物強度以及勁度具有顯著影響之結構與非結構構件。	
(5) 最低限度品質：建物已完成初步或類似階段之設計。	0.40
(6) 最低限度完整性：數值模型中僅包含地震力抵抗系統之結構構件。	

表 5.3 不同譜加速度上界計算得之 50 年內倒塌風險

		S_a 上界				
		3 g	3.5 g	4 g	4.5 g	5 g
MRF	5F	0.248%	0.255%	0.258%	0.259%	0.259%
	12F	0.238%	0.239%	0.239%	0.239%	0.239%
	24F	0.639%	0.639%	0.639%	0.639%	0.639%
DUAL	5F	0.398%	0.406%	0.408%	0.409%	0.410%
	12F	0.076%	0.078%	0.079%	0.080%	0.080%
	24F	0.208%	0.208%	0.208%	0.208%	0.208%
PMF	5F	0.587%	0.594%	0.597%	0.598%	0.598%
	12F	0.270%	0.271%	0.271%	0.271%	0.271%
	24F	0.248%	0.255%	0.258%	0.259%	0.259%

表 5.4 .鋼骨構造每平方米造價[44]

	單位面積造價 (TWD)	含裝潢單位面積造價(TWD)
5F	63,200	101,330
12F	63,200	101,330
24F	79,700	117,830

表 5.5 .挫屈束制斜撐造價(單位：TWD)

	DUAL	PBRB
5F	4,720,000	5,120,000
12F	10,820,000	11,740,000
24F	19,440,000	23,940,000

表 5.6 各系統之重建數據

		重建金額(USD)	總重建金額(USD)	總重建碳排(kgCO _{2e})
MRF	5F	7459672	8640000	4152010.52
	12F	17903213	20736000	10248326.01
	24F	45154623	50820197	25330290.75
DUAL	5F	7456166	8636494	4152010.52
	12F	18369505	21202292	10248326.01
	24F	45642650	51308224	25330290.75
PMF	5F	7571753	8752081	4152010.52
	12F	17844770	20677556	10248326.01
	24F	44700119	50365693	25330290.75
PBRB	5F	7537885	8718213	4152010.52
	12F	18605613	21438400	10248326.01
	24F	45986592	51652166	25330290.75

表 5.7 高度因子建議值[1]

樓層數	高度因子
4 層樓以下	1.00
5 至 10 層樓	1.08
11 層樓以上	1.16

表 5.8 非結構構件估計之結果

Fragility Number	Quantity		Fragility Quantity Beta (LogNormal Distribution)
	Directional	Non Directional	
B2022.001	62.00	-	0.6
B3011.011	-	16.74	1.3
C1011.001a	6.20	-	0.2
C3011.001a	0.47	-	0.7
C3027.001	-	46.50	0.2
C3032.001a	-	22.32	0.0
C3032.001a	-	1.24	0.0
C3032.001a	-	0.74	0.0
C3032.001a	-	0.50	0.0
D2021.011a	-	0.26	0.7
D3041.012a	-	0.12	0.2
D3041.011a	-	0.47	0.2
D3041.031a	-	5.58	0.5
D3041.041a	-	3.10	0.2
D3041.041a	-	1.24	0.5
C3034.001	-	93.00	0.3
C3034.001	-	93.00	0.3
D4011.021a	-	1.24	0.1
D4011.031a	-	0.56	0.2
D5012.021a	-	0.01	0.4
D1014.011	-	0.35	0.7
D3031.011a	-	0.47	0.1
D3031.021a	-	0.47	0.1
D3052.011a	-	2.17	0.2
D5012.013a	-	0.50	0.5

表 5.9 非結構構件類型

Fragility Number	Fragility Name
B2022	Curtain Walls
B3011	Roof Finishes
C1011	Wall Partition
C3011	Wall Finishes
C3027	Access Pedastal Flooring
C3032	Suspended Ceilings
C3034	Independent Pendant Lighting
D1014	Elevator
D2021	Cold Water Service
D3031	Chilled Water Systems
D3041	Air Distribution Systems
D3052	Package Units
D4011	Sprinkler Water Supply
D5012	Low Tension Service & Dist

表 5.10 中層樓原型構架於各強度地震下之震災總損失與震災總碳排

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
	震災總損失(單位:百萬 USD)							
MRF	0.21	0.60	0.89	1.14	1.43	1.78	2.28	2.67
DUAL	0.21	0.58	0.80	0.98	1.19	1.46	1.89	2.47
PMF	0.21	0.58	0.85	1.08	1.36	1.66	2.30	2.90
	震災總碳排(單位:千噸)							
MRF	0.11	0.28	0.44	0.61	0.81	1.06	1.37	1.60
DUAL	0.11	0.29	0.40	0.49	0.64	0.82	1.09	1.42
PMF	0.11	0.28	0.42	0.57	0.77	1.00	1.39	1.75
	倒塌機率							
MRF	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.06%	0.35%	1.30%	3.44%
DUAL	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.20%	0.90%	2.62%	5.78%
PMF	0.00%	0.00%	0.01%	0.15%	0.73%	2.23%	4.99%	9.14%

表 5.11 高層樓原型構架於各強度地震下之震災總損失與震災總碳排

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
	震災總損失(單位:百萬 USD)							
MRF	0.62	1.40	1.96	2.39	2.85	3.67	4.62	5.90
DUAL	0.42	1.21	1.65	1.97	2.32	2.67	3.19	3.77
PMF	0.53	1.40	1.95	2.40	2.94	3.51	4.31	5.23
	震災總碳排(單位:千噸)							
MRF	0.35	0.77	1.12	1.44	1.81	2.39	3.04	3.84
DUAL	0.25	0.66	0.93	1.13	1.38	1.64	2.01	2.41
PMF	0.29	0.75	1.12	1.49	1.94	2.41	2.98	3.53
	倒塌機率							
MRF	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.04%	0.31%	1.20%	3.31%
DUAL	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.11%	0.33%
PMF	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.15%	0.70%	2.21%

表 5.12 超高層樓原型構架於各強度地震下之震災總損失與震災總碳排

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8
	震災總損失(單位:百萬 USD)							
MRF	1.31	2.83	3.72	4.67	6.07	8.30	11.13	15.72
DUAL	1.27	2.65	3.46	4.25	5.13	5.94	7.67	9.80
PMF	1.50	2.98	3.92	4.89	5.77	6.81	8.34	10.41
	震災總碳排(單位:千噸)							
MRF	0.77	1.64	2.17	2.88	3.83	5.22	6.85	9.39
DUAL	0.75	1.54	1.99	2.49	3.10	3.70	4.76	6.08
PMF	0.86	1.75	2.40	3.18	3.91	4.73	5.79	7.03
	倒塌機率							
MRF	0.00%	0.00%	0.01%	0.11%	0.66%	2.25%	5.46%	10.46%
DUAL	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.11%	0.44%	1.28%
PMF	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.16%	0.74%	2.25%	5.13%

表 5.13 長期折現率建議值[48]

年期	0 - 30	31 - 75	75 - 125	126 - 200	201 - 300	301+
折現率	3.5%	3.0%	2.5%	2.0%	1.5%	1.0%

表 5.14 初始建置成本與年化修復金額 (Unit : USD)

		建置金額	年化修復金額	生命週期成本
MRF	5F	5967737	70442	1812456
	12F	14322570	138294	3558272
	24F	36123698	324824	8357645
DUAL	5F	5964933	77161	1985334
	12F	14695604	129864	3341370
	24F	36514120	244513	6291262
PMF	5F	6057401	73984	1903591
	12F	14275815	133186	3426844
	24F	35760095	284182	7311936

表 5.15 初始建置碳排與年化修復碳排 (Unit : kgCO_{2e})

		建置碳排	年化修復碳排	生命週期碳排放
MRF	5F	3287143	35073	1753650
	12F	7889144	77806	3890300
	24F	19897621	197581	9879050
DUAL	5F	3285598	39357	1967850
	12F	8094618	74533	3726650
	24F	20112672	143355	7167750
PMF	5F	3336532	37124	1856200
	12F	7863391	75331	3766550
	24F	19697341	177942	8897100

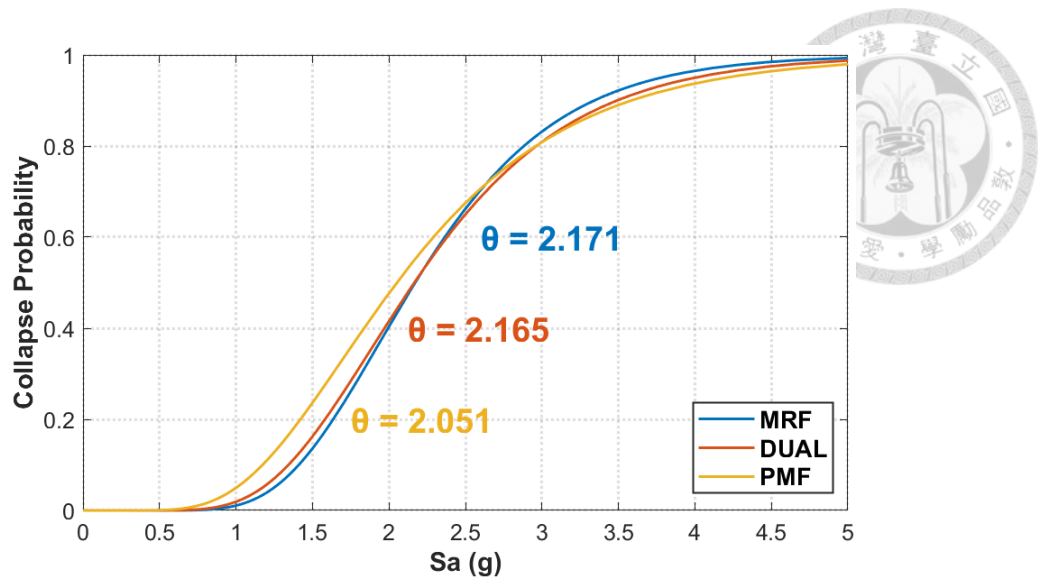


圖 5.1 中層樓各系統之倒塌易損性

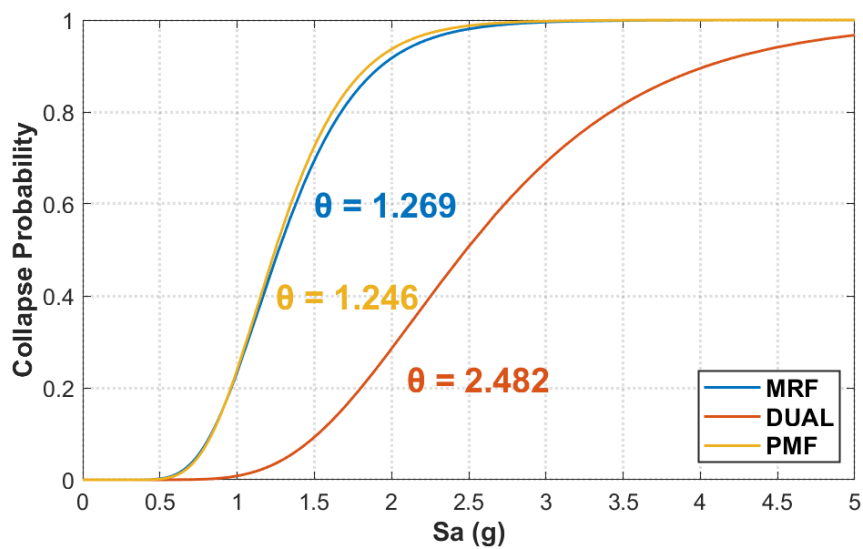


圖 5.2 高層樓各系統之倒塌易損性

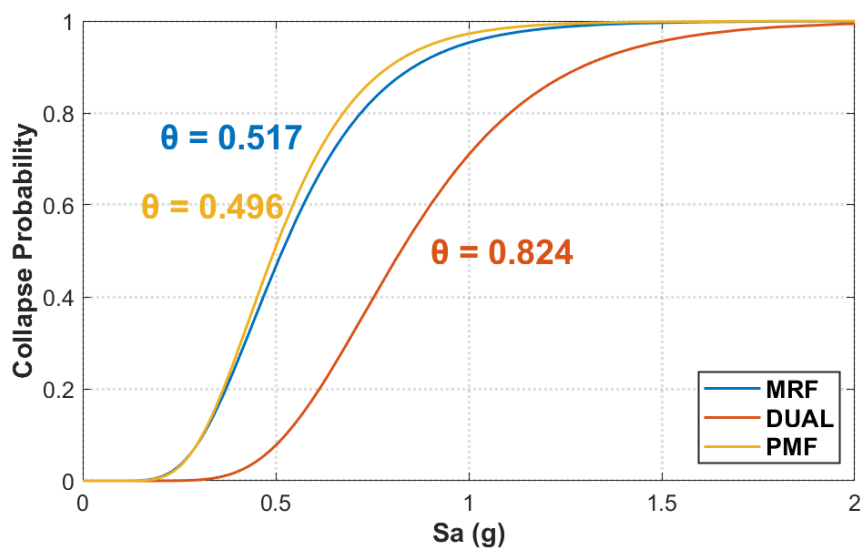


圖 5.3 超高層樓各系統之倒塌易損性

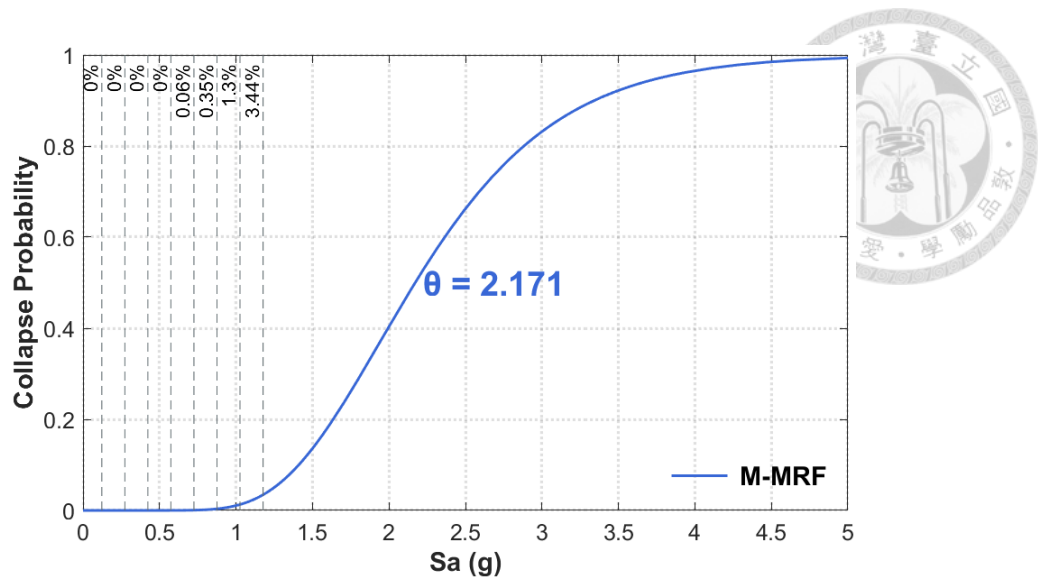


圖 5.4 M-MRF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

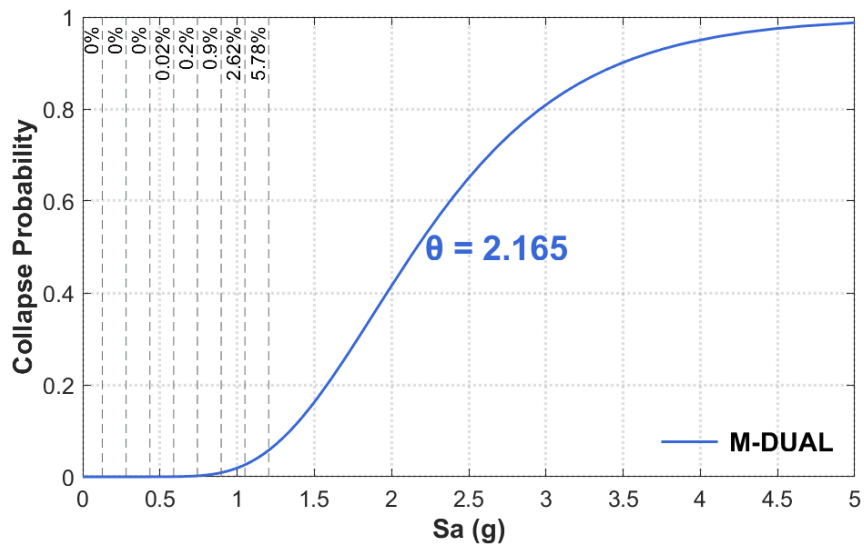


圖 5.5 M-DUAL 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

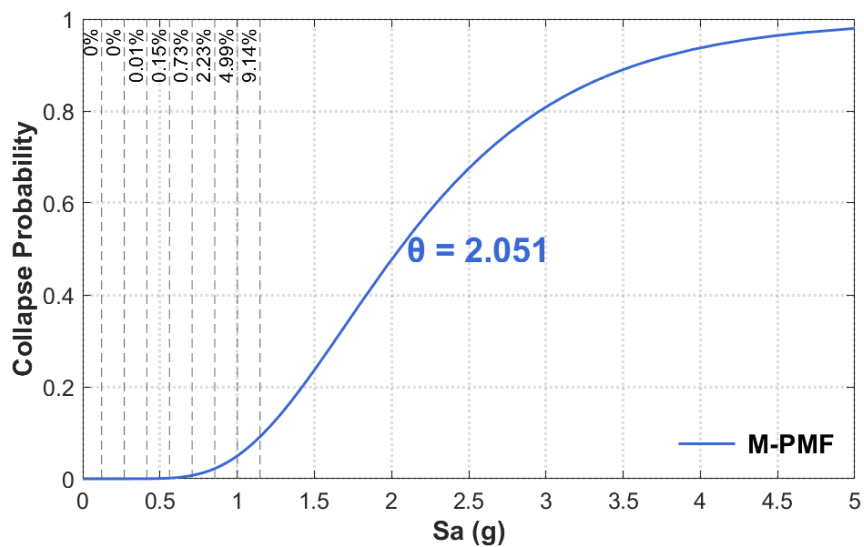


圖 5.6 M-PMF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

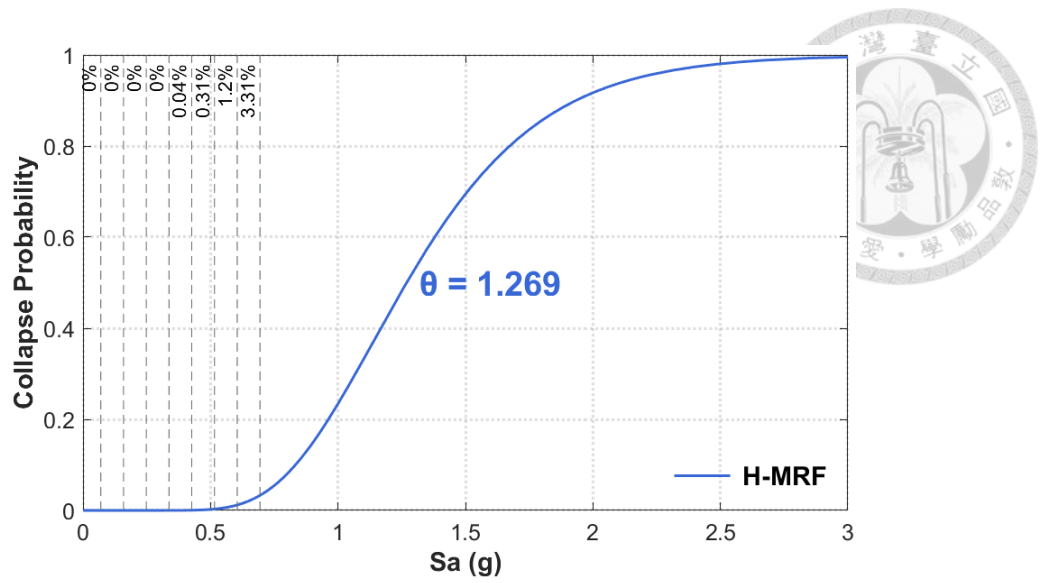


圖 5.7 H-MRF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

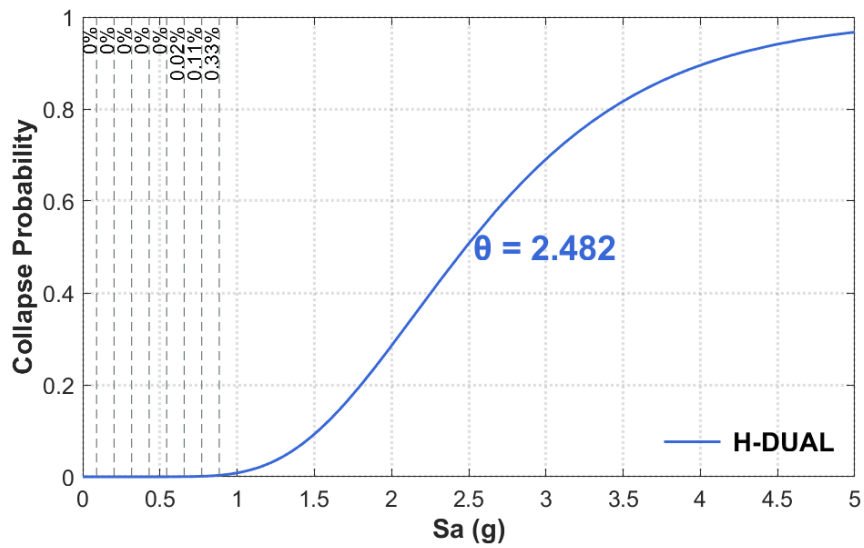


圖 5.8 H-DUAL 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

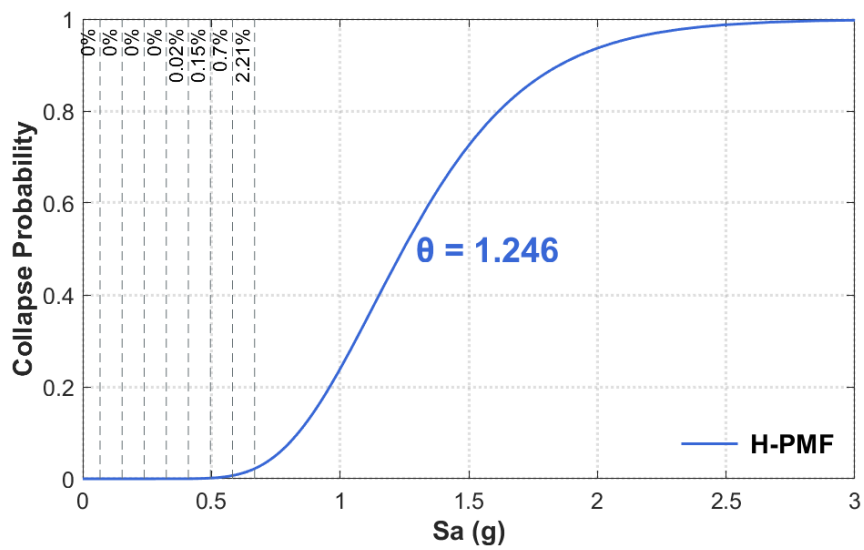


圖 5.9 H-PMF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

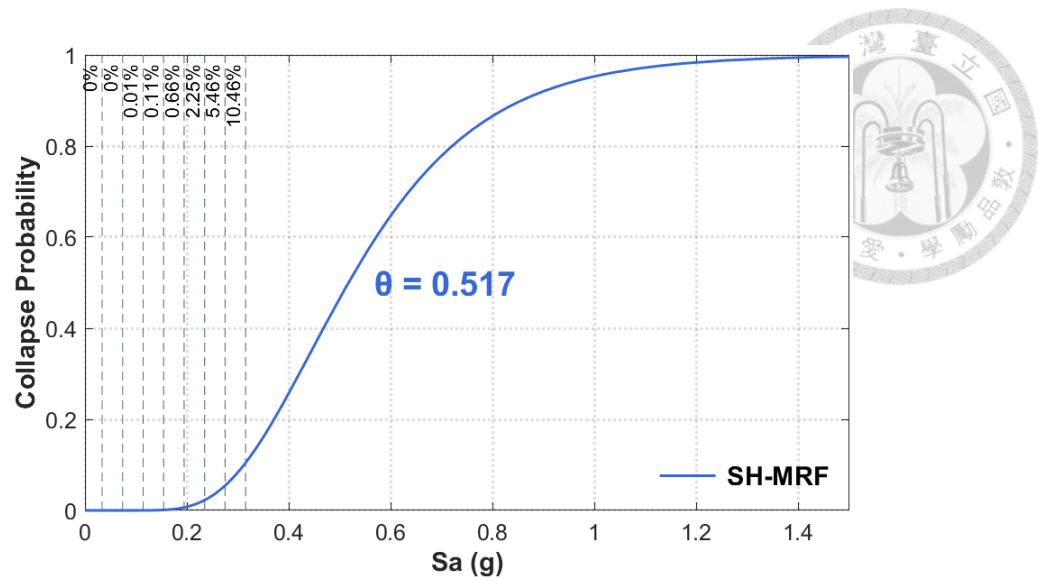


圖 5.10 SH-MRF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

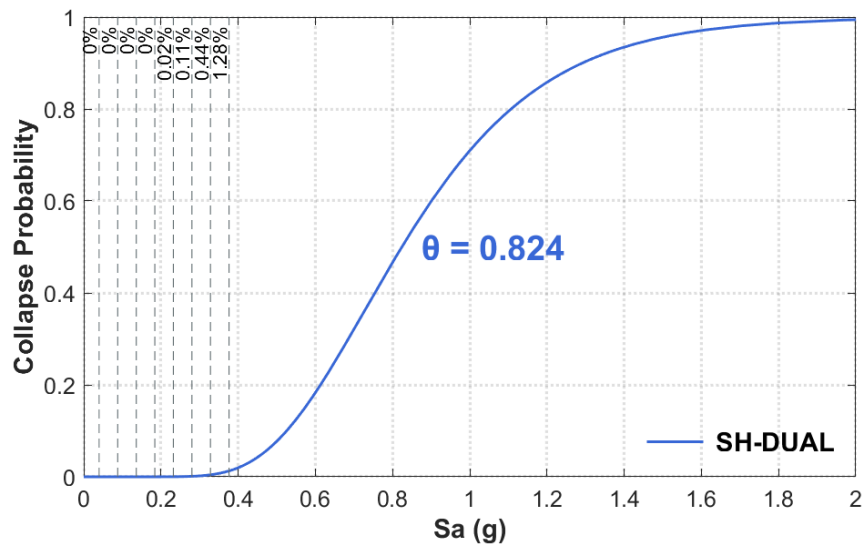


圖 5.11 SH-DUAL 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

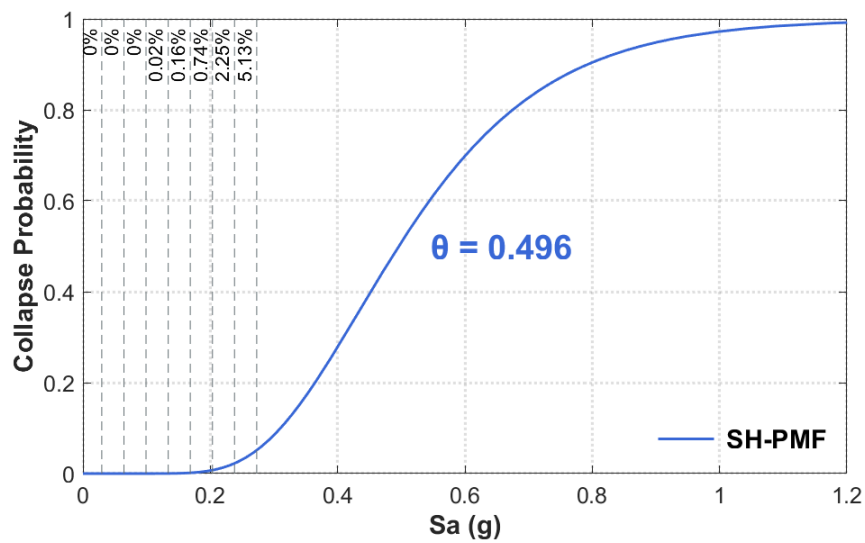


圖 5.12 SH-PMF 之倒塌易損性與各目標強度之倒塌機率

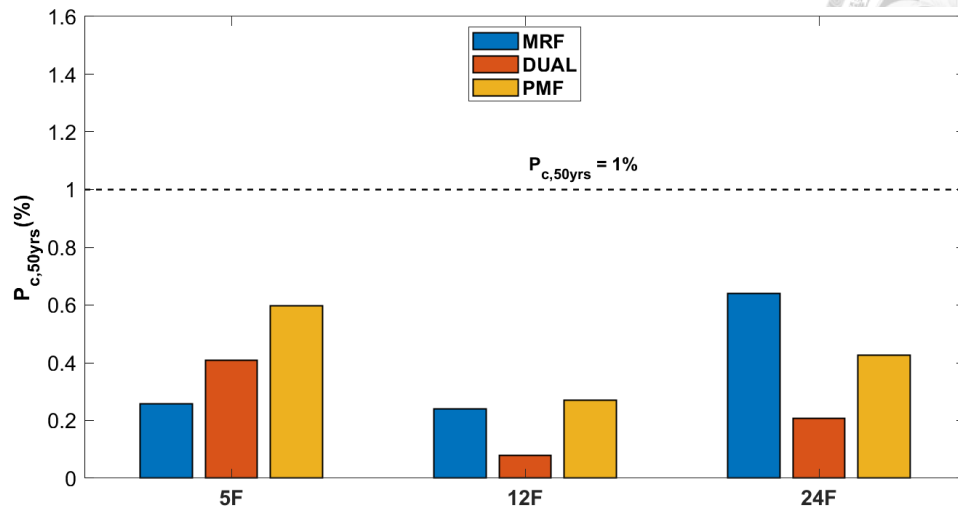
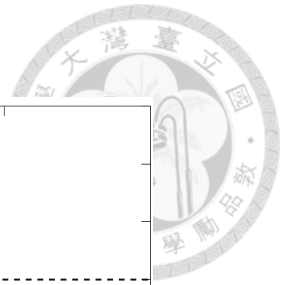


圖 5.13 結構體五十年生命週期內倒塌風險

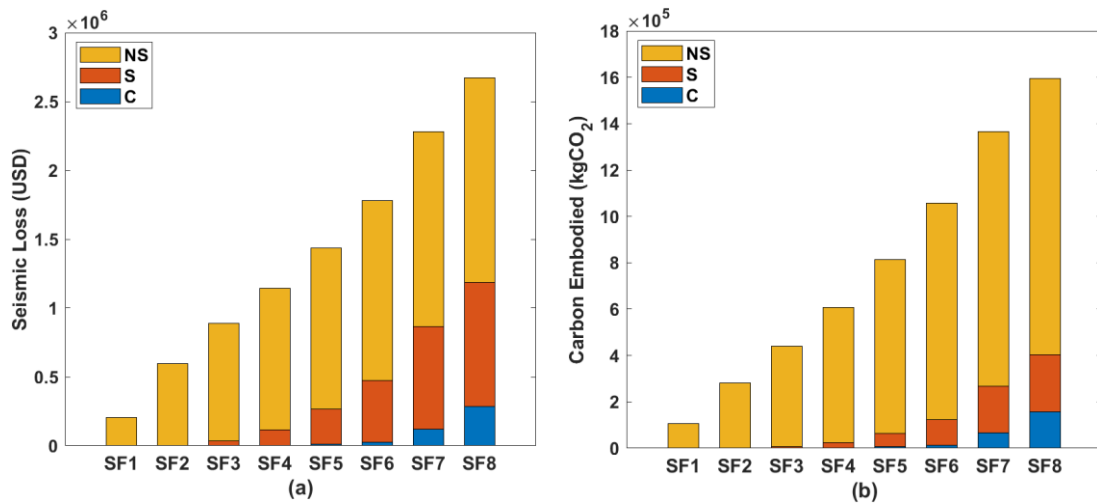


圖 5.14 M-MRF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

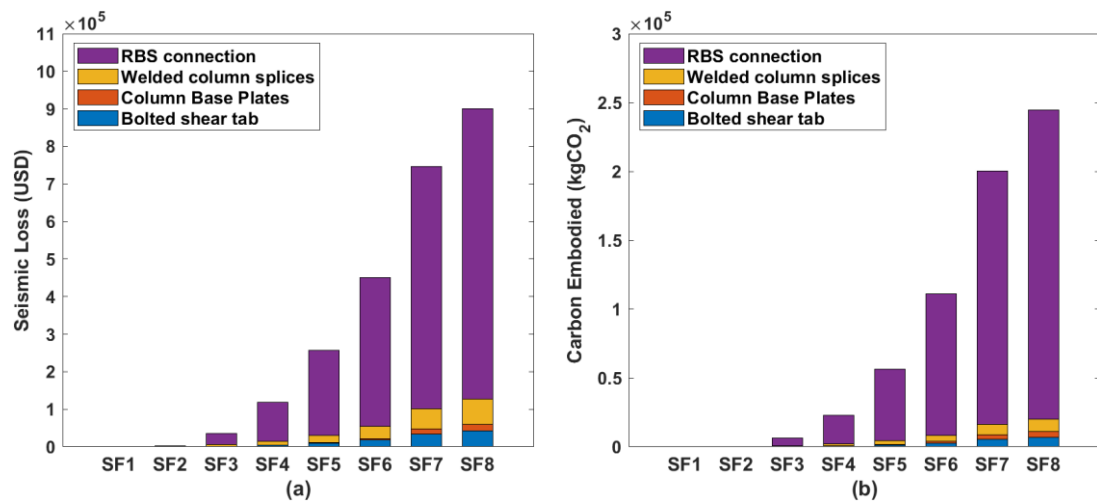


圖 5.15 M-MRF 與各強度下之結構部件(a)震災總損失(b)碳排放

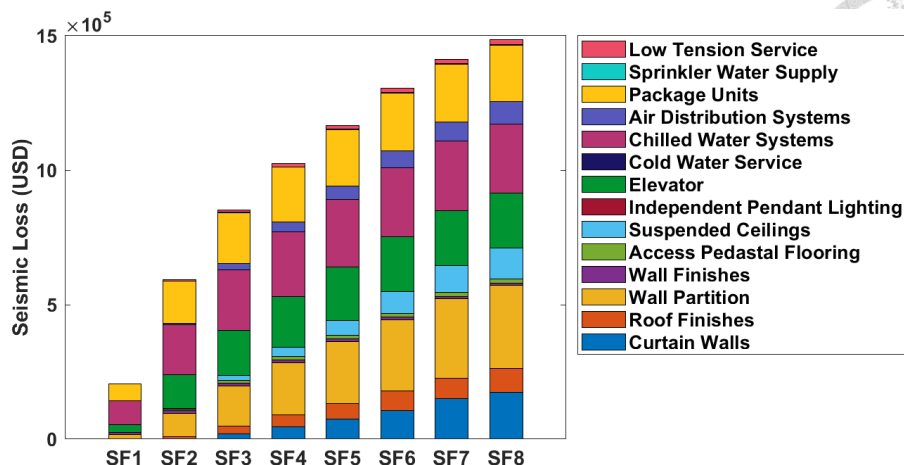


圖 5.16 M-MRF 各強度下之非結構部件震災損失

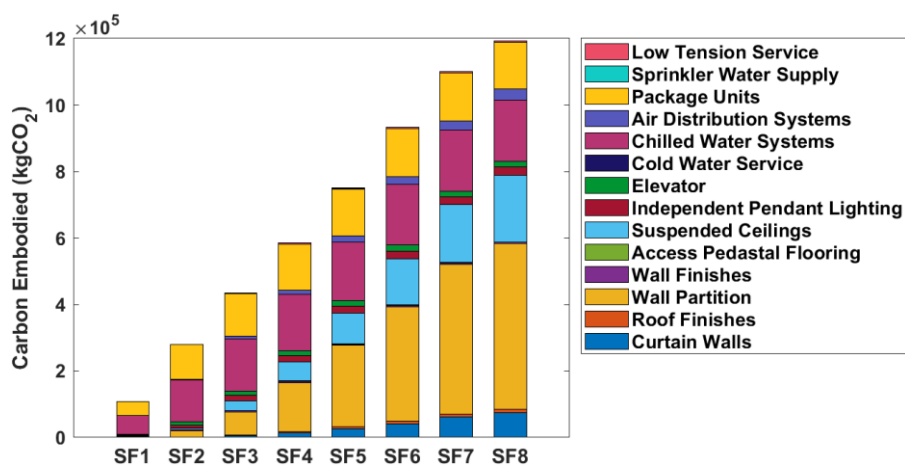


圖 5.17 M-MRF 各強度下之非結構部件碳排放

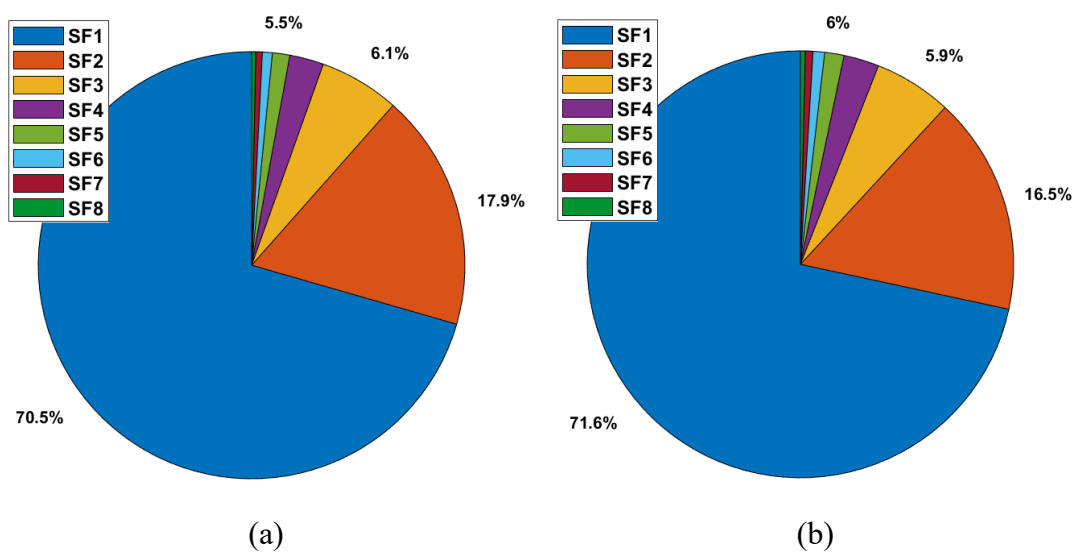


圖 5.18 M-MRF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

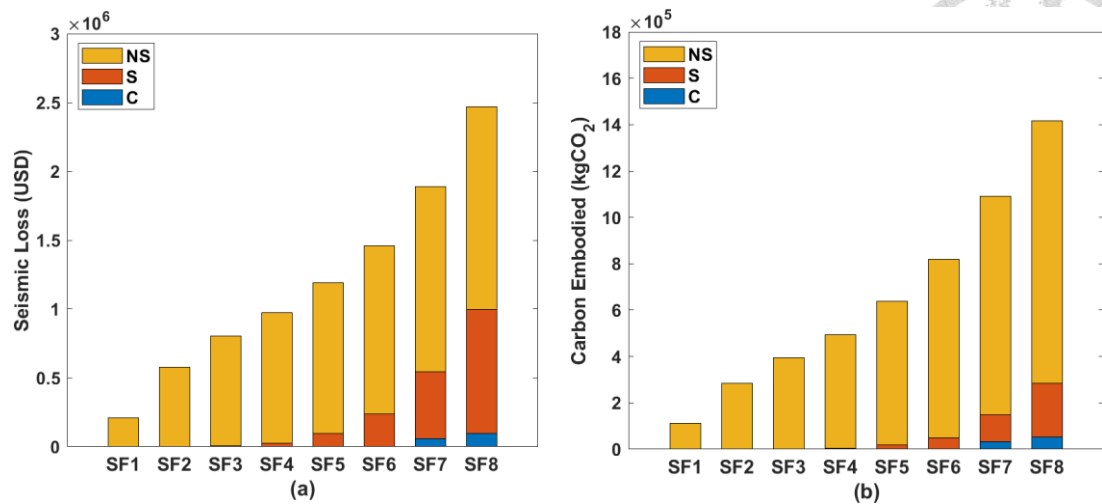


圖 5.19 M-DUAL 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

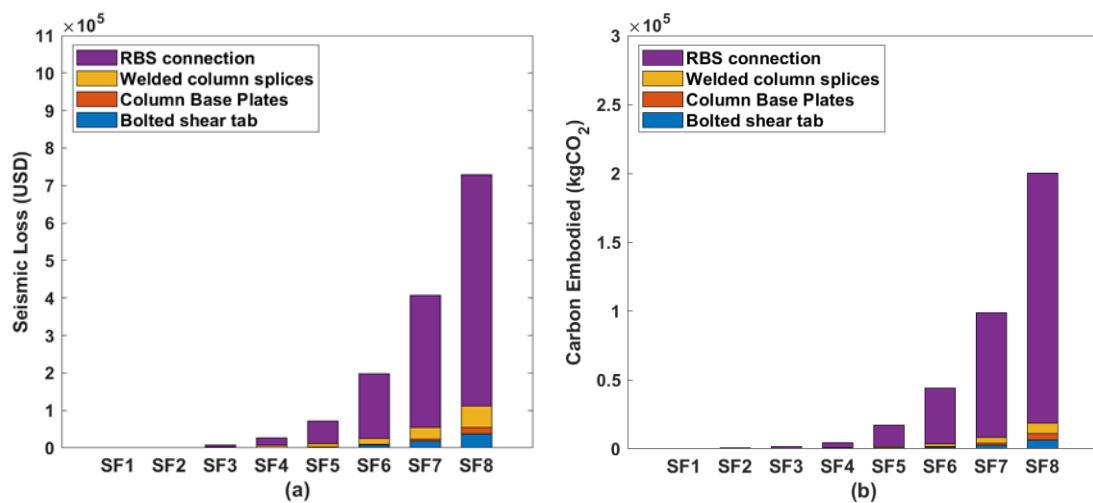


圖 5.20 M-DUAL 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

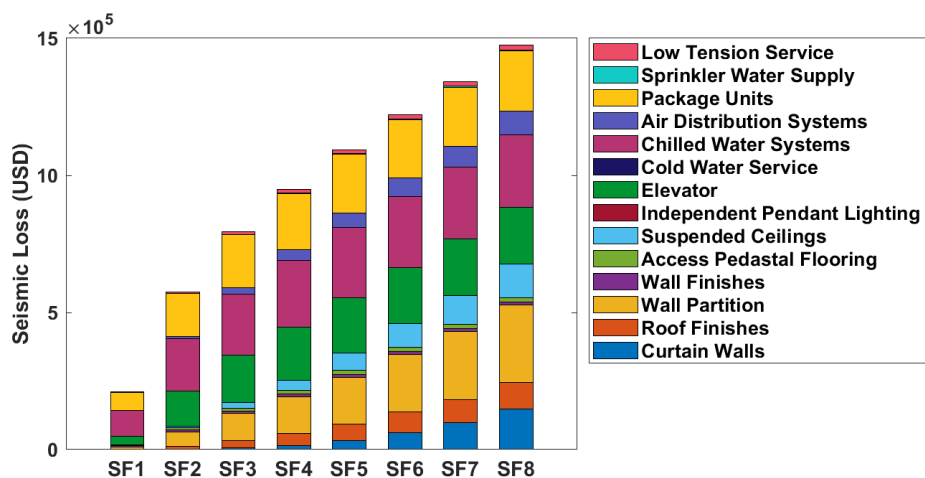


圖 5.21 M-DUAL 各強度下之非結構部件震災損失

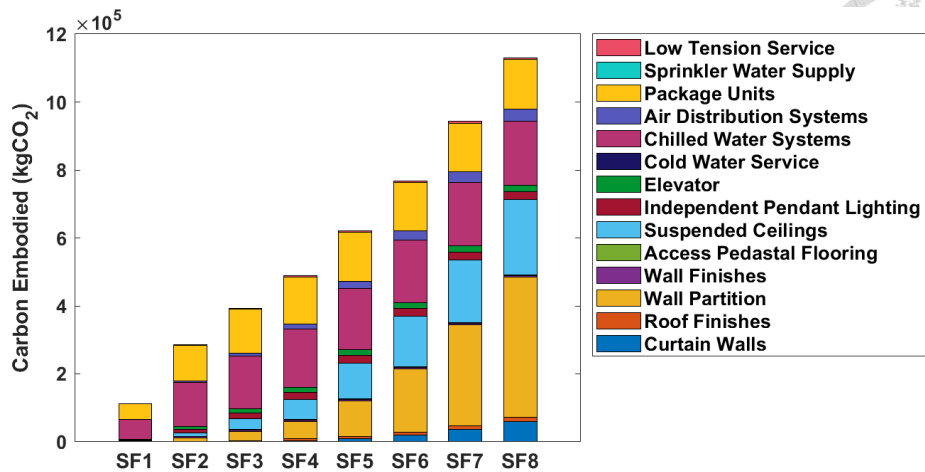


圖 5.22 M-DUAL 各強度下之非結構部件碳排放

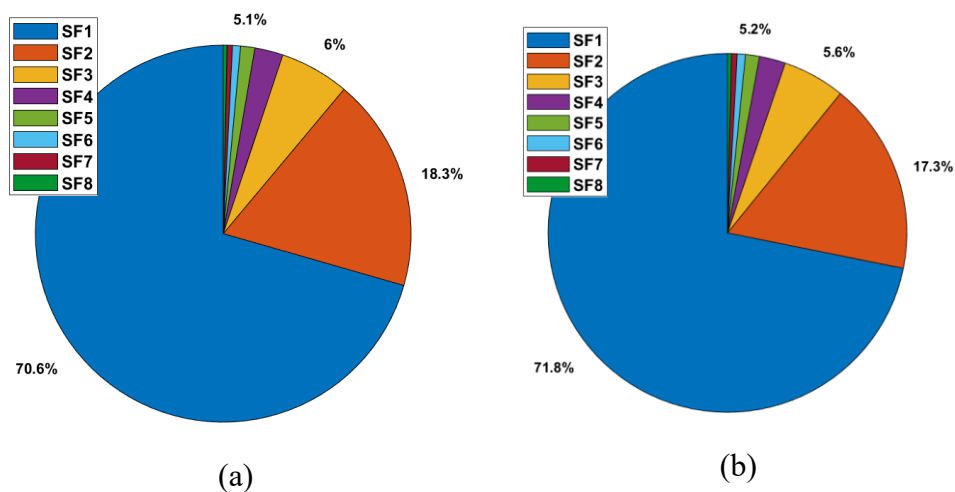


圖 5.23 M-DUAL 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

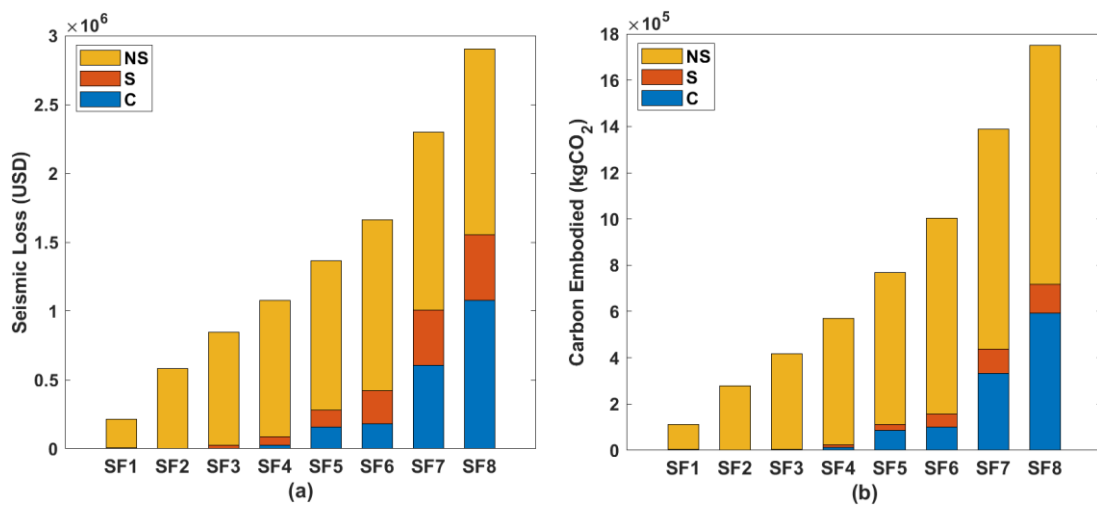


圖 5.24 M-PMF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

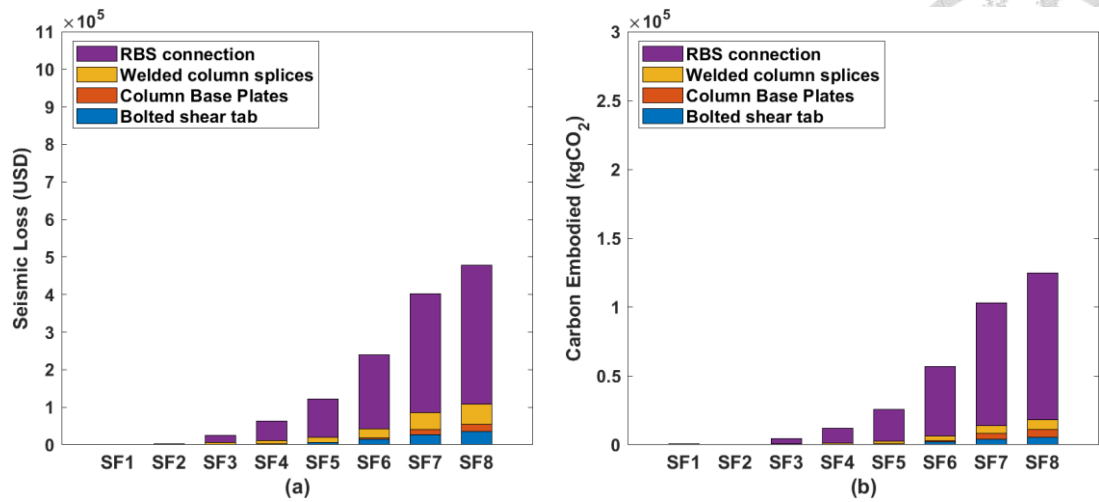


圖 5.25 M-PMF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

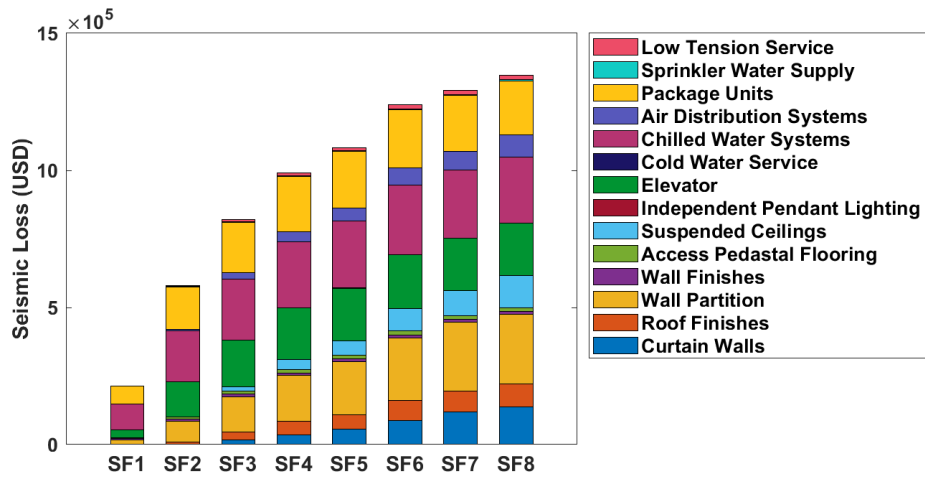


圖 5.26 M-PMF 各強度下之非結構部件震災損失

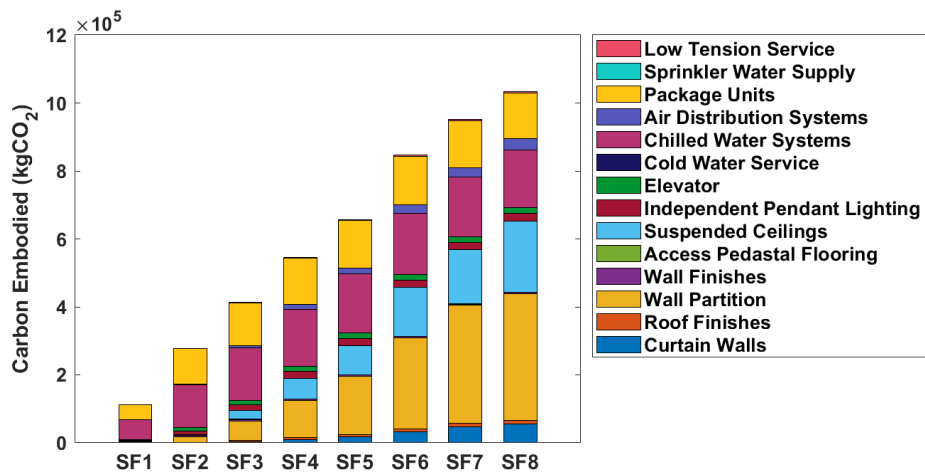


圖 5.27 M-PMF 各強度下之非結構部件碳排放

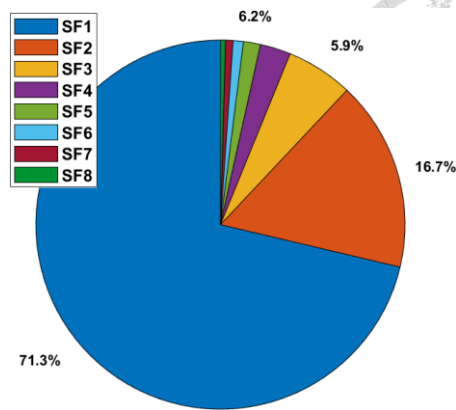
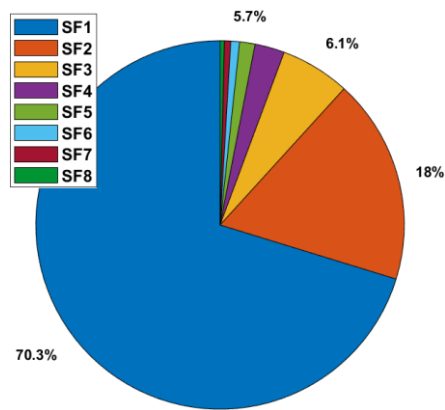


圖 5.28 M-PMF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

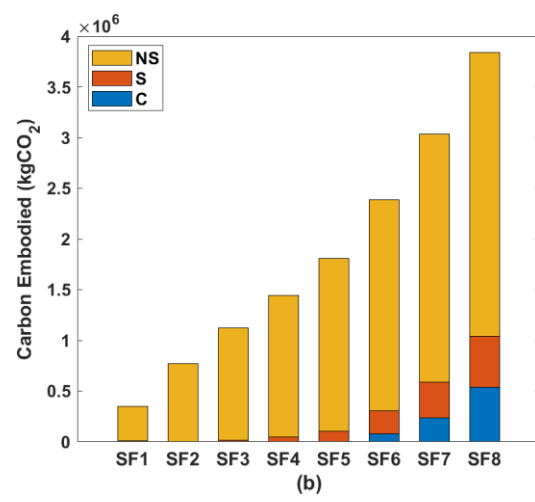
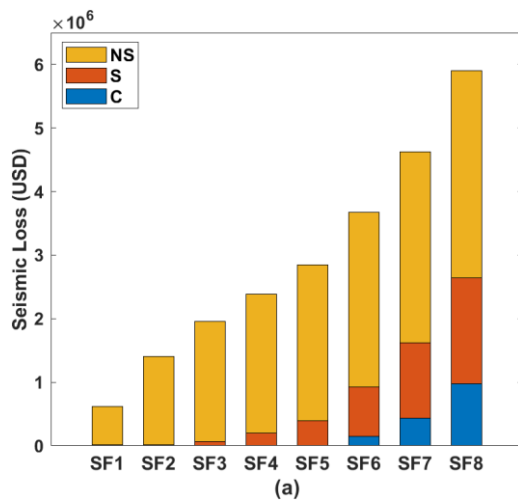


圖 5.29 H-MRF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

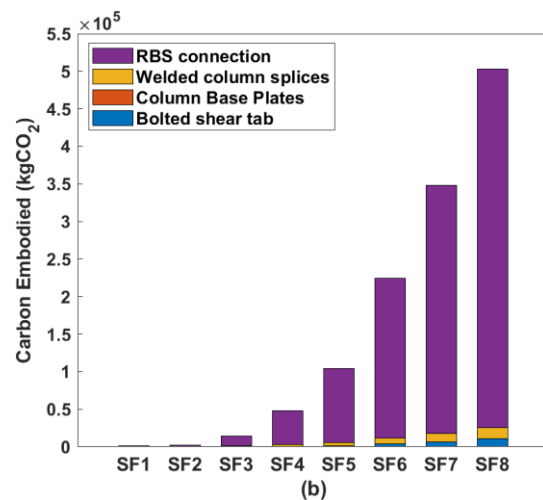
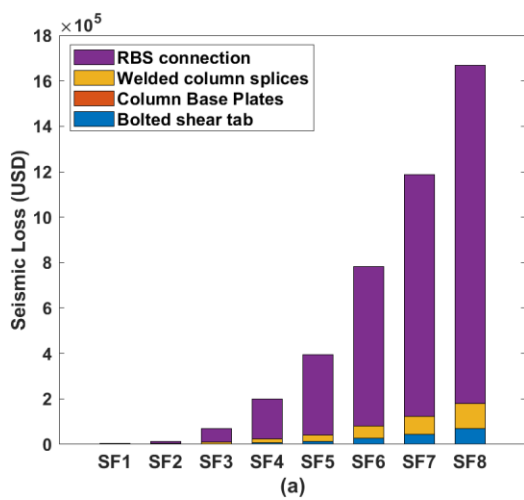


圖 5.30 H-MRF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

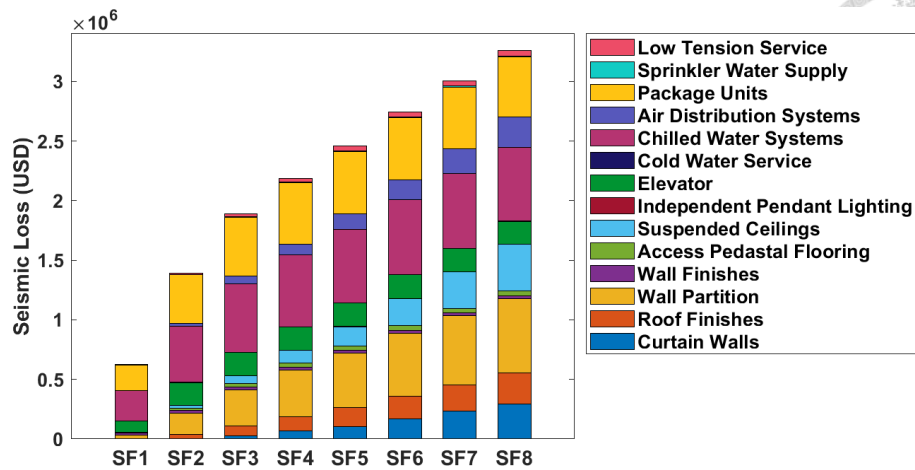


圖 5.31 H-MRF 各強度下之非結構部件震災損失

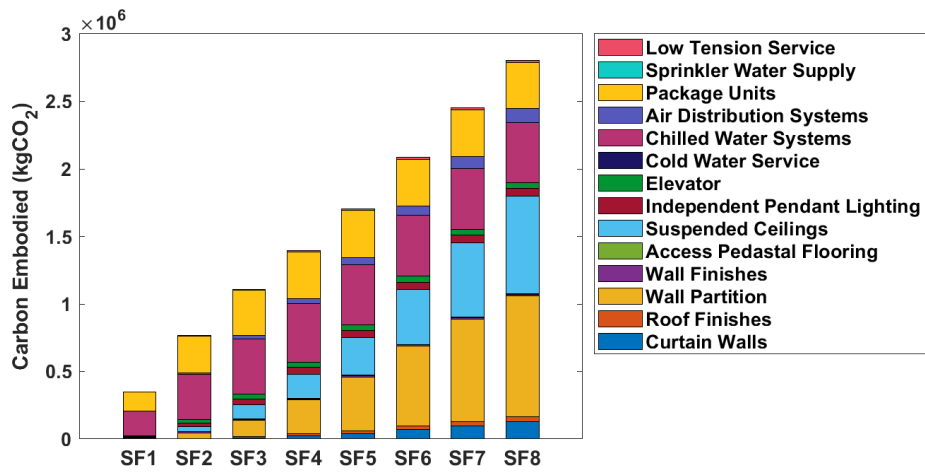


圖 5.32 H-MRF 各強度下之非結構部件碳排放

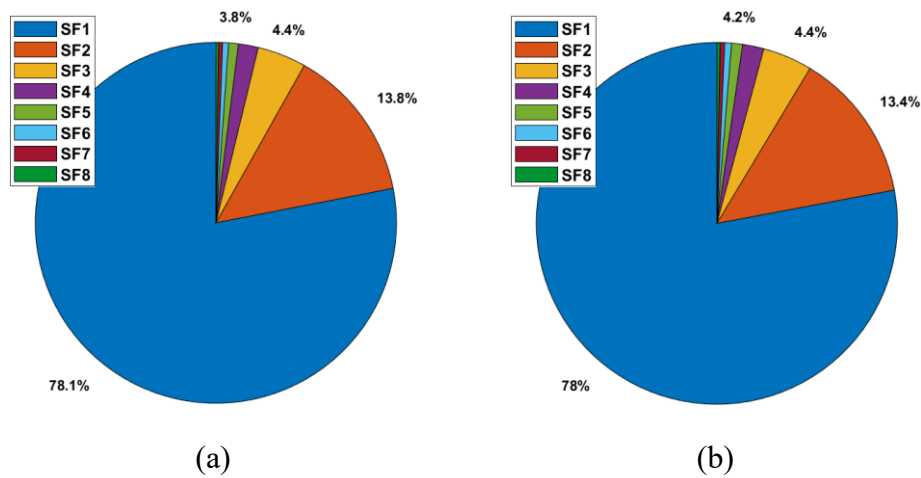


圖 5.33 H-MRF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

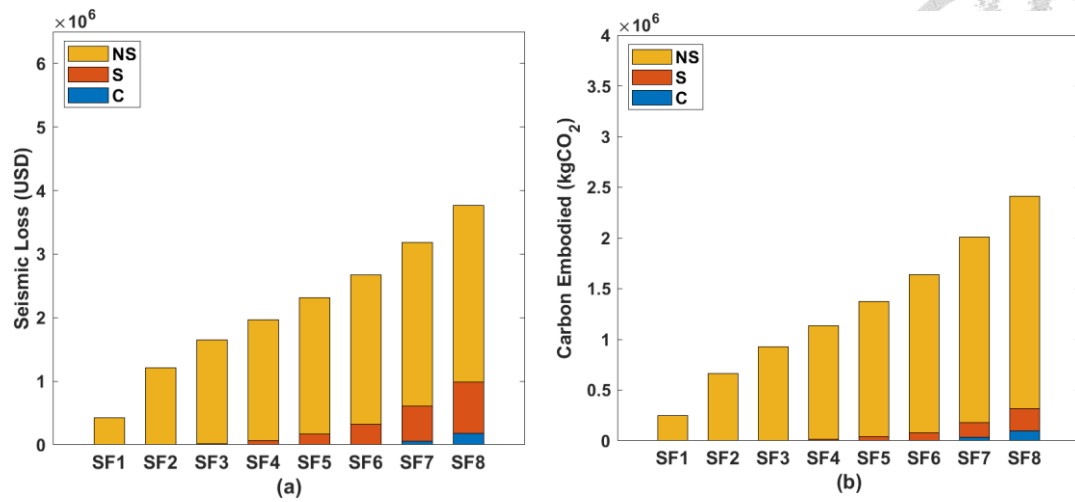


圖 5.34 H-DUAL 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

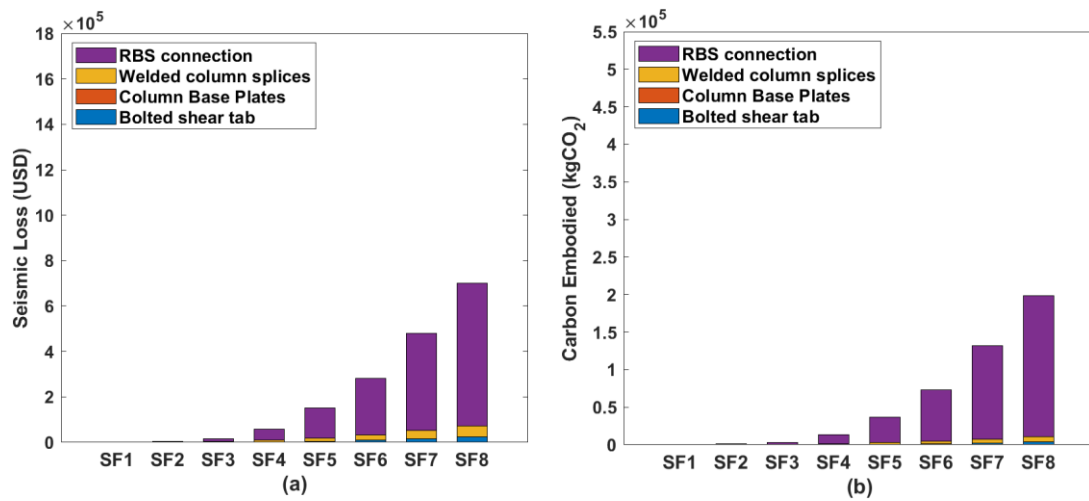


圖 5.35 H-DUAL 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

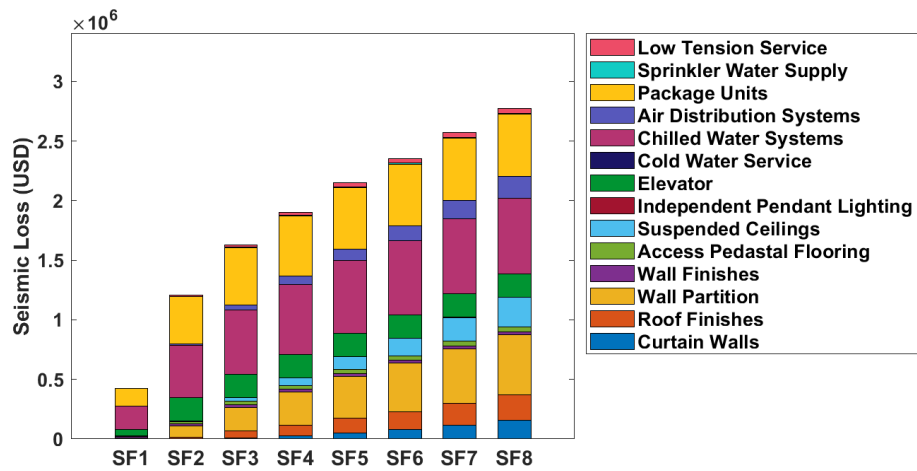


圖 5.36 H-DUAL 各強度下之非結構部件震災損失

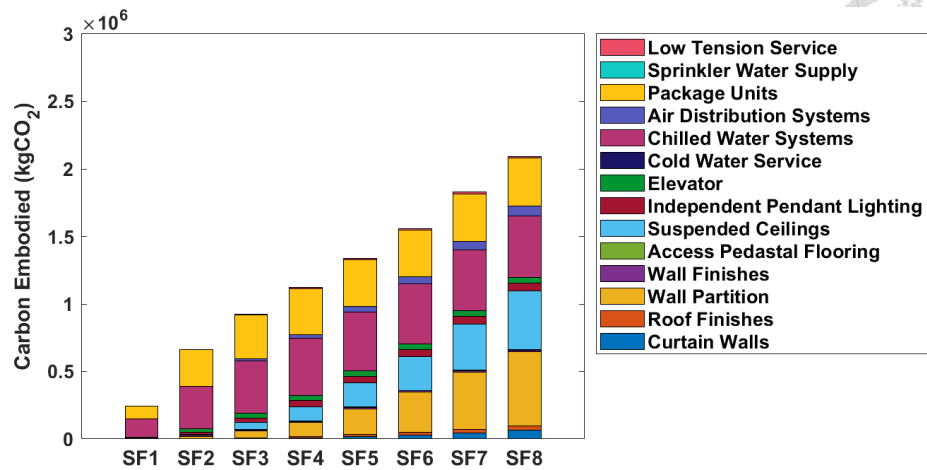


圖 5.37 H-DUAL 各強度下之非結構部件碳排放

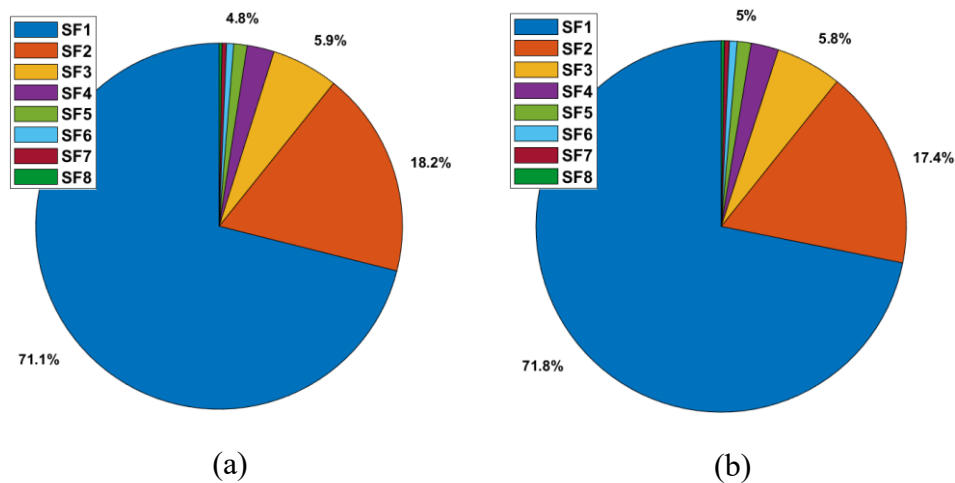


圖 5.38 H-DUAL 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

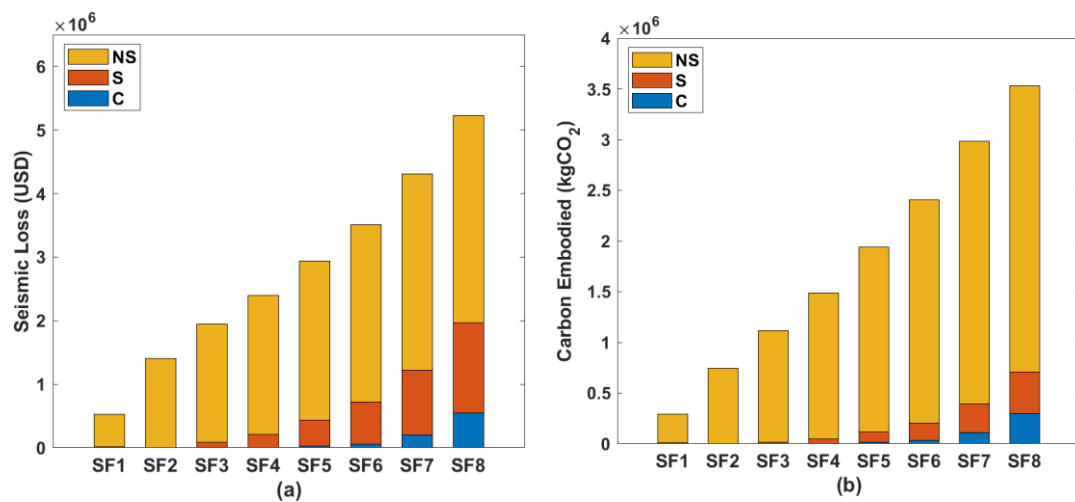


圖 5.39 H-PMF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

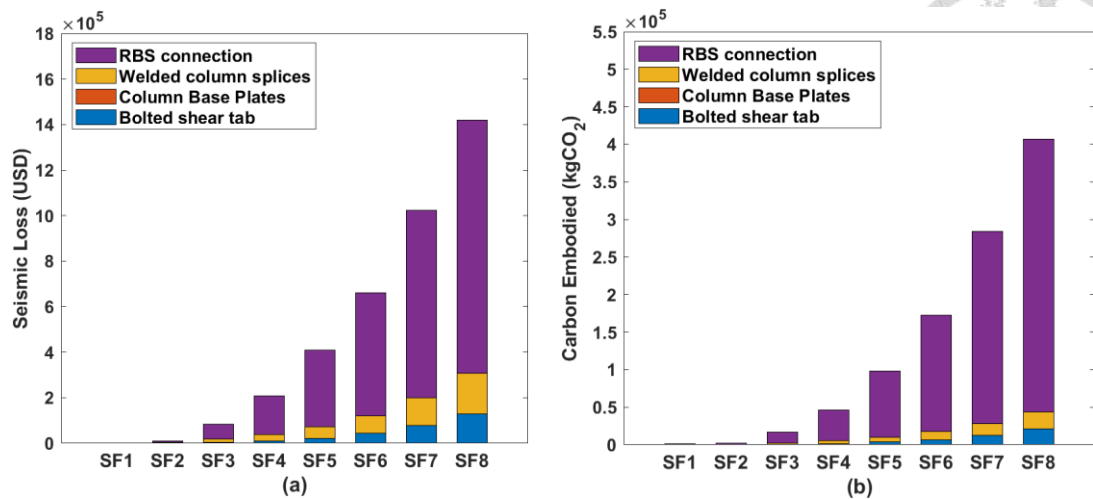


圖 5.40 H-PMF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

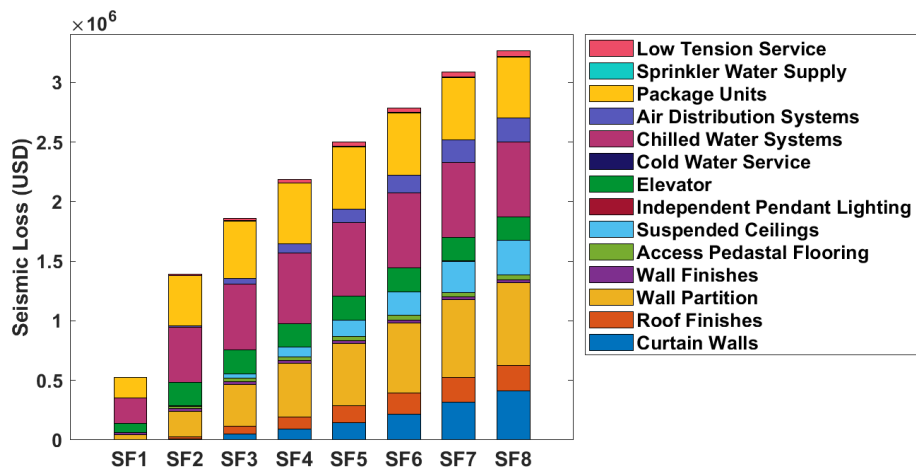


圖 5.41 H-PMF 各強度下之非結構部件震災損失

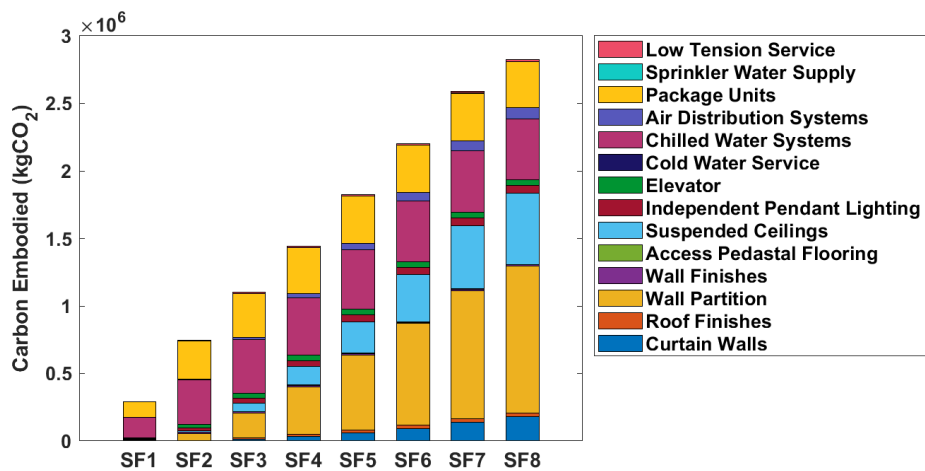


圖 5.42 H-PMF 各強度下之非結構部件碳排放

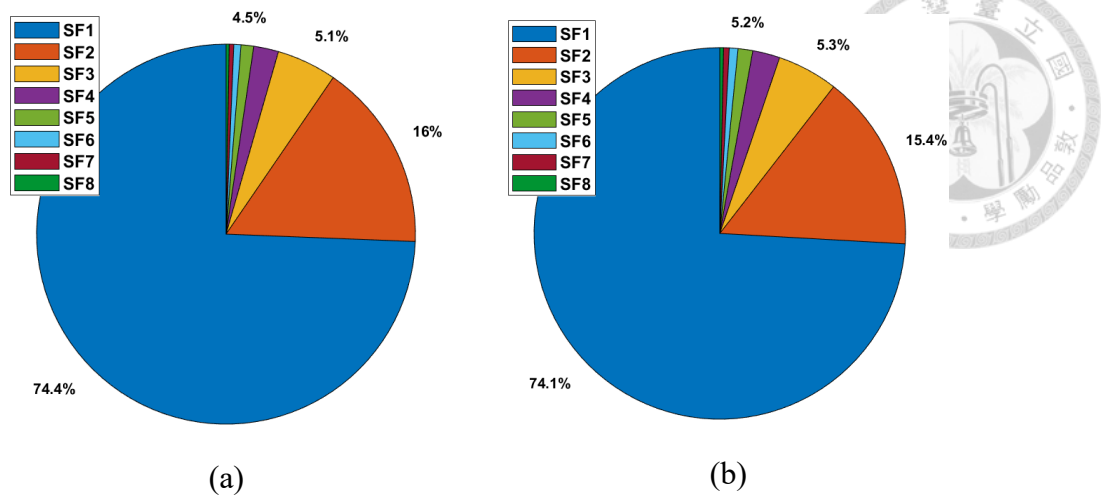


圖 5.43 H-PMF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

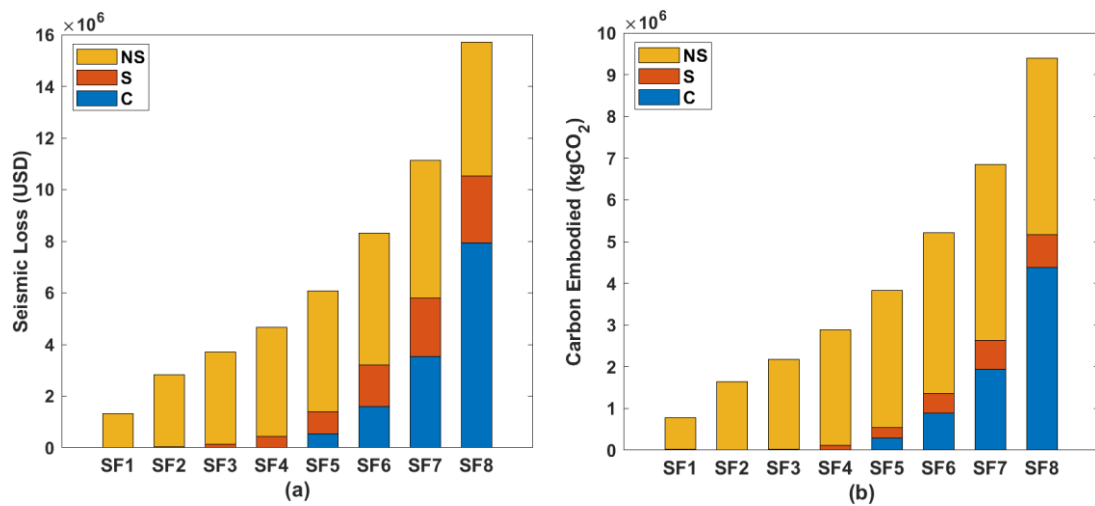


圖 5.44 SH-MRF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

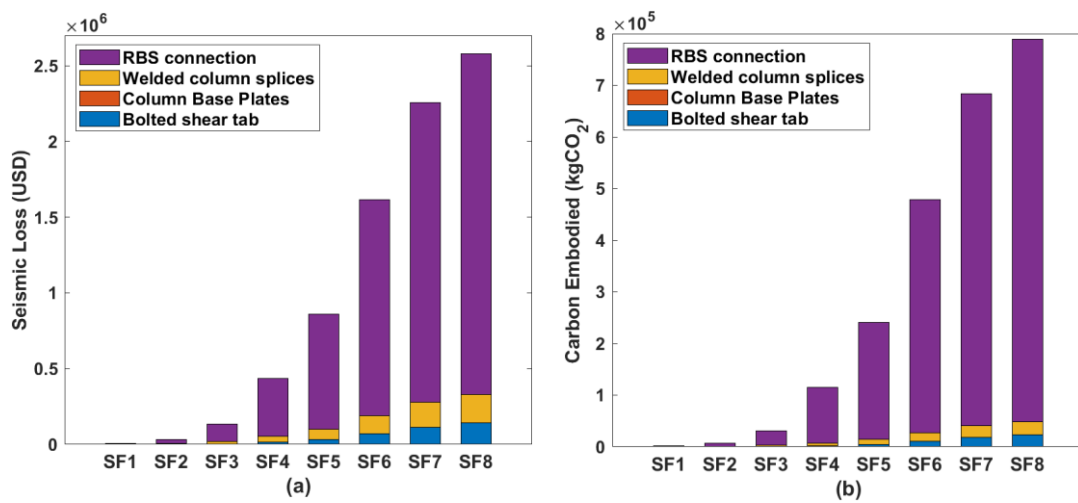


圖 5.45 SH-MRF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

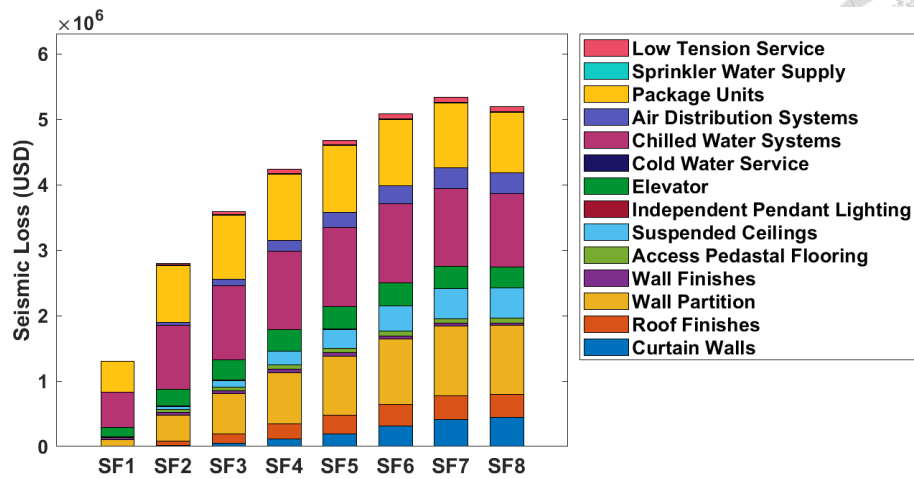


圖 5. 46 SH-MRF 各強度下之非結構部件震災損失

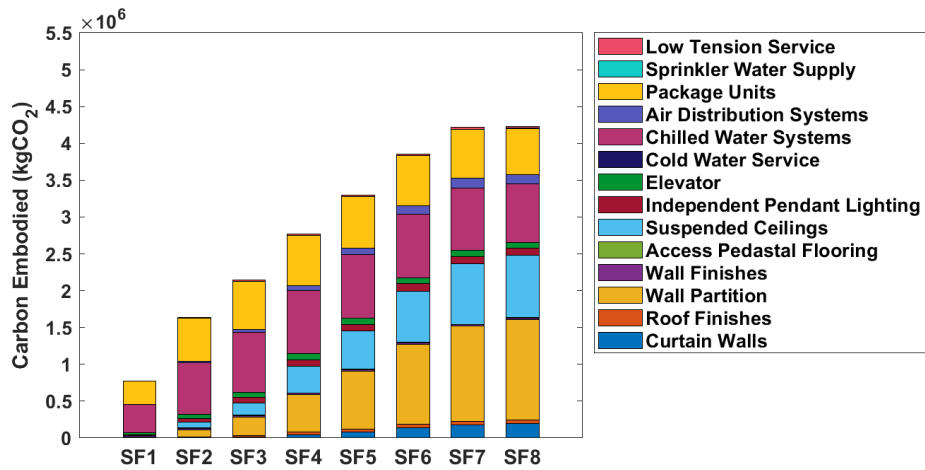


圖 5. 47 SH-MRF 各強度下之非結構部件碳排放

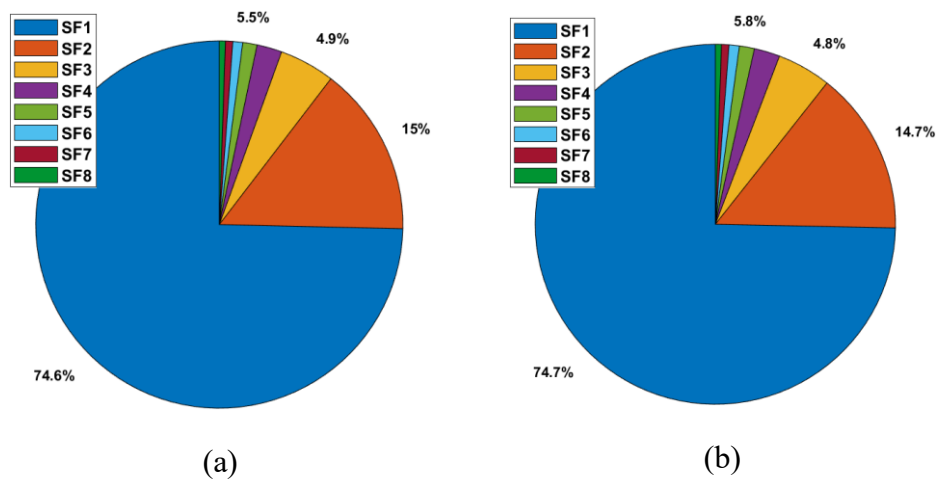


圖 5. 48 SH-MRF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

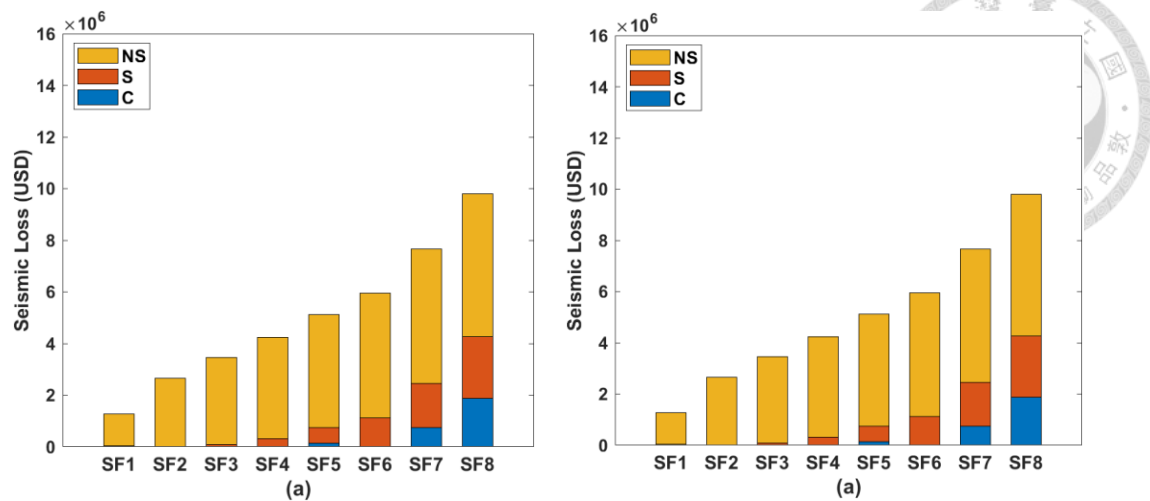


圖 5.49 SH-DUAL 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

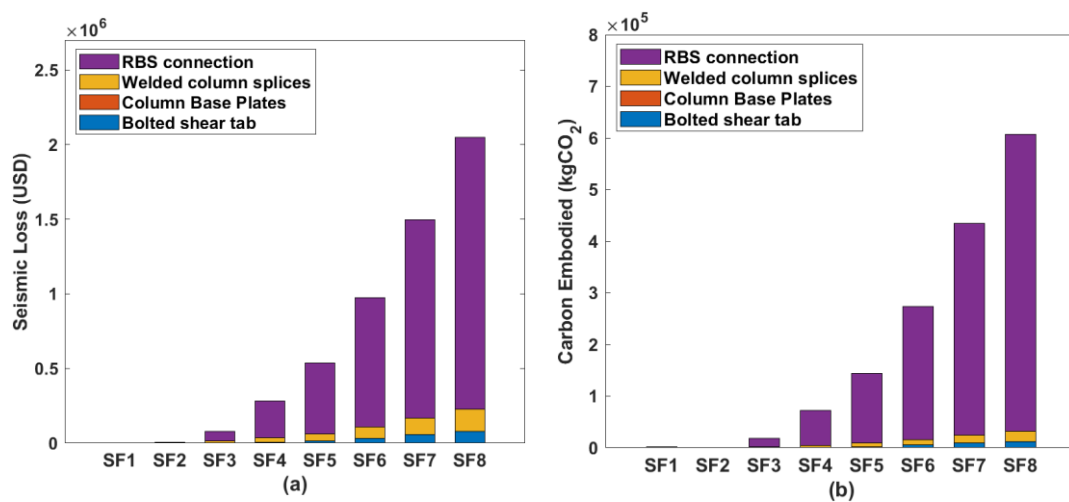


圖 5.50 SH-DUAL 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

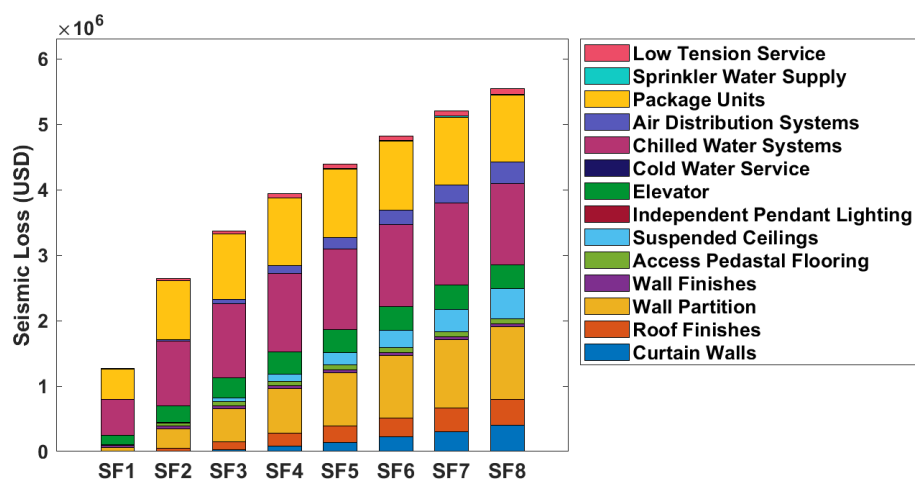


圖 5.51 SH-DUAL 各強度下之非結構部件震災損失

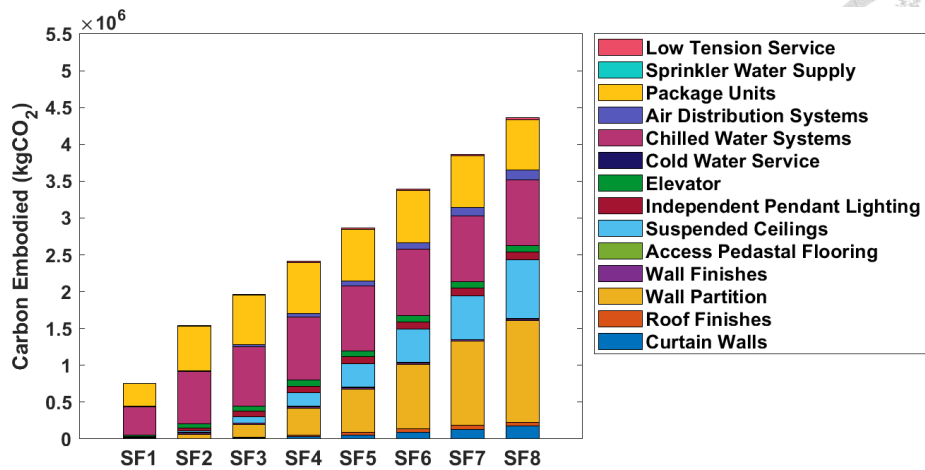


圖 5.52 SH-DUAL 各強度下之非結構部件碳排放

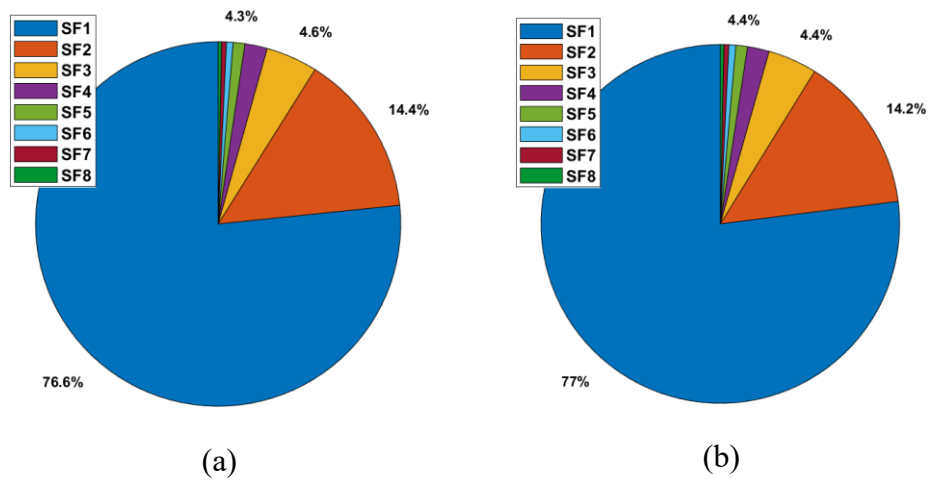


圖 5.53 SH-DUAL 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

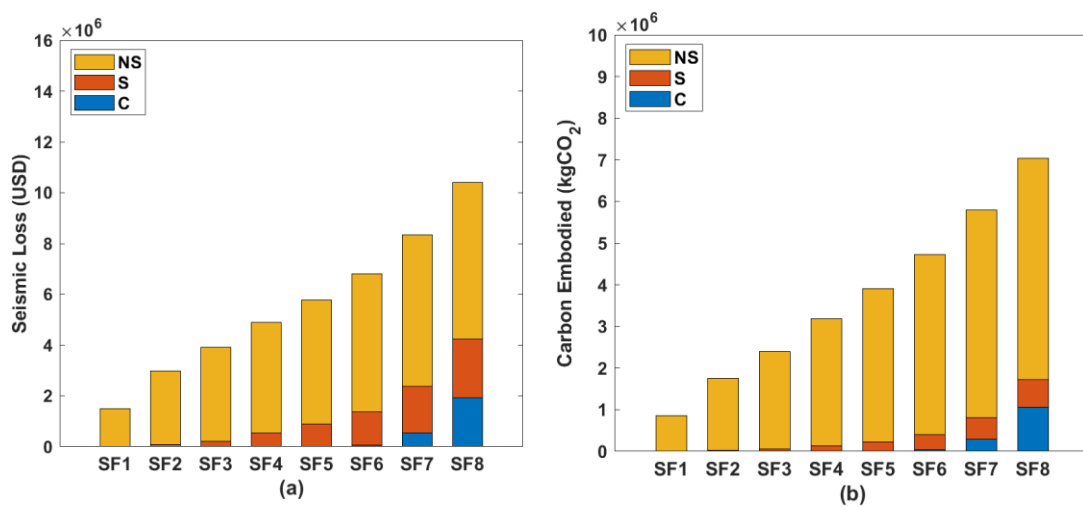


圖 5.54 SH-PMF 與各強度下之(a)震災總損失(b)碳排放

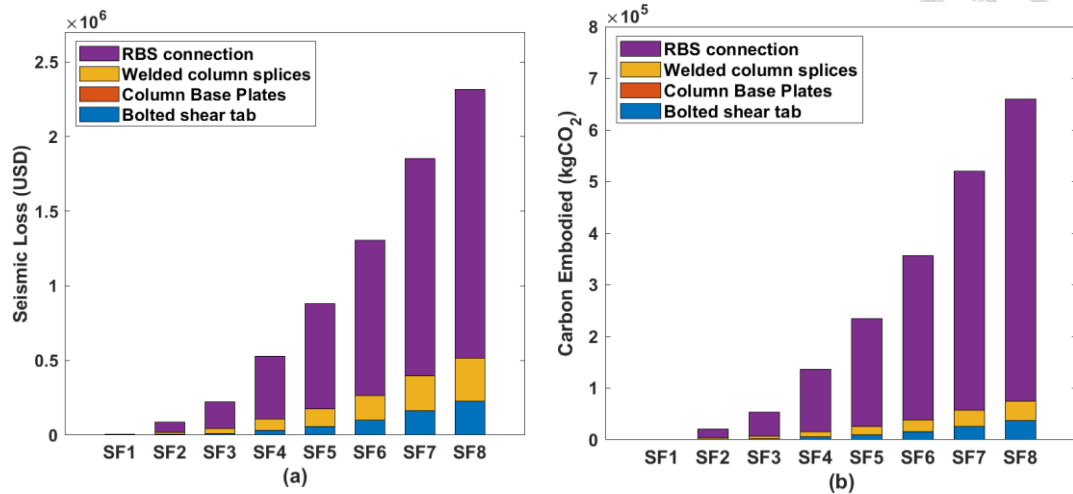


圖 5.55 SH-PMF 與各強度下之結構部件(a)震災損失(b)碳排放

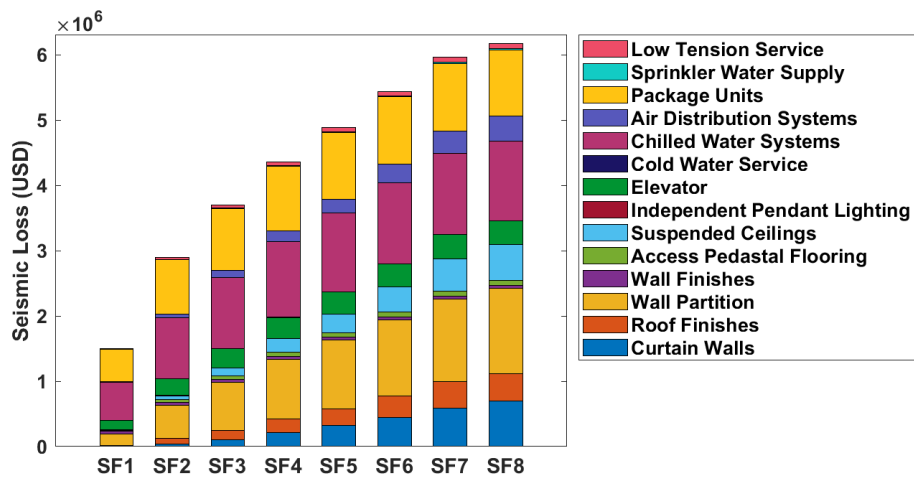


圖 5.56 SH-PMF 各強度下之非結構部件震災損失

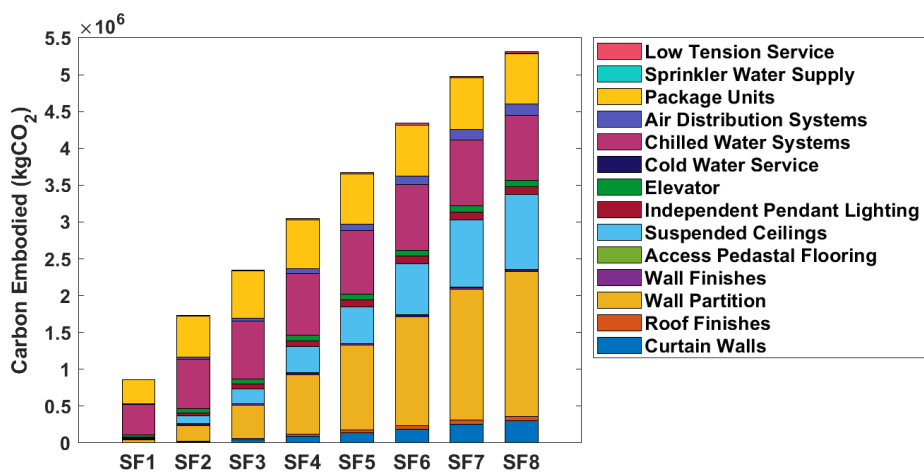


圖 5.57 SH-PMF 各強度下之非結構部件碳排放

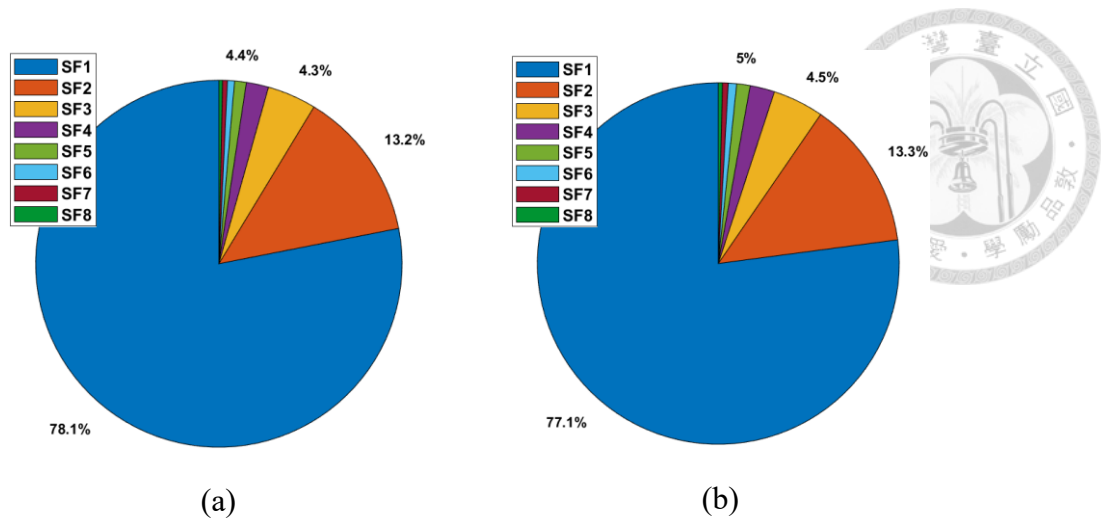


圖 5.58 SH-PMF 各強度之(a)震災損失占比(b)碳排放占比

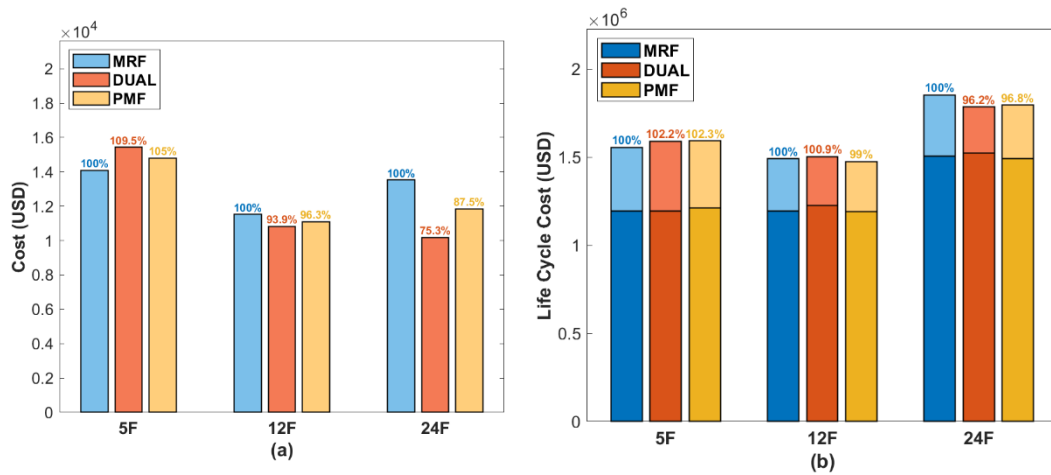


圖 5.59 各結構系統每層樓之(a)年化震災修復成本(b)生命週期成本

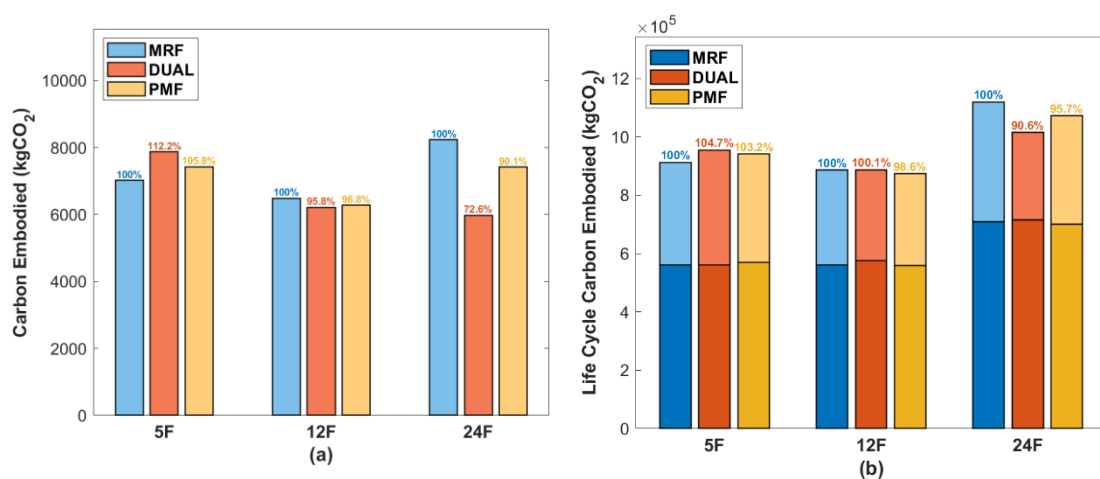


圖 5.60 各結構系統每層樓之(a)年化修復碳排放(b)生命週期碳排放

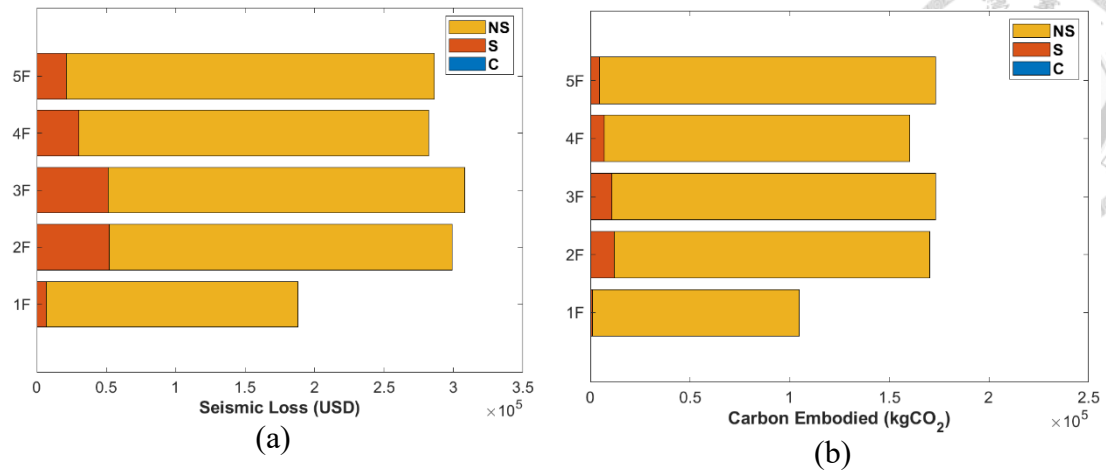


圖 5.61 M-MRF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

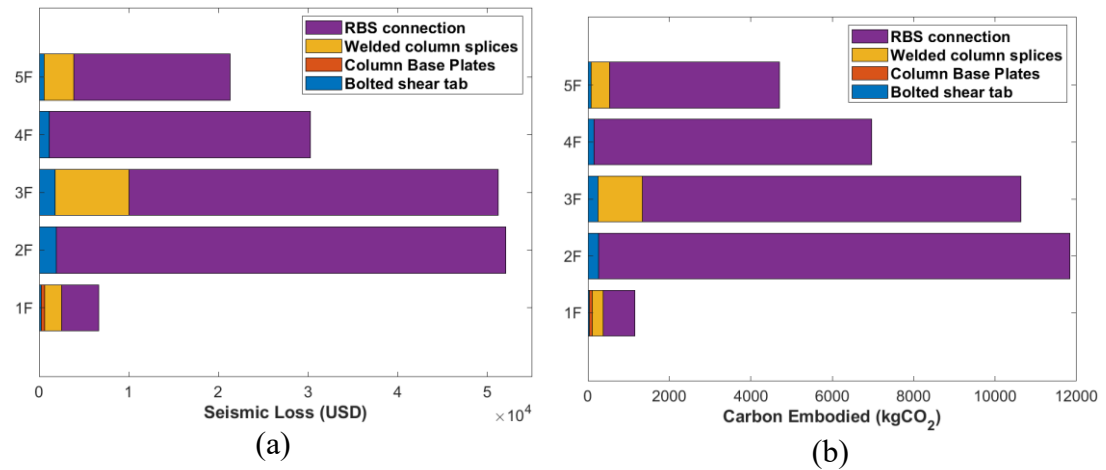


圖 5.62 M-MRF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

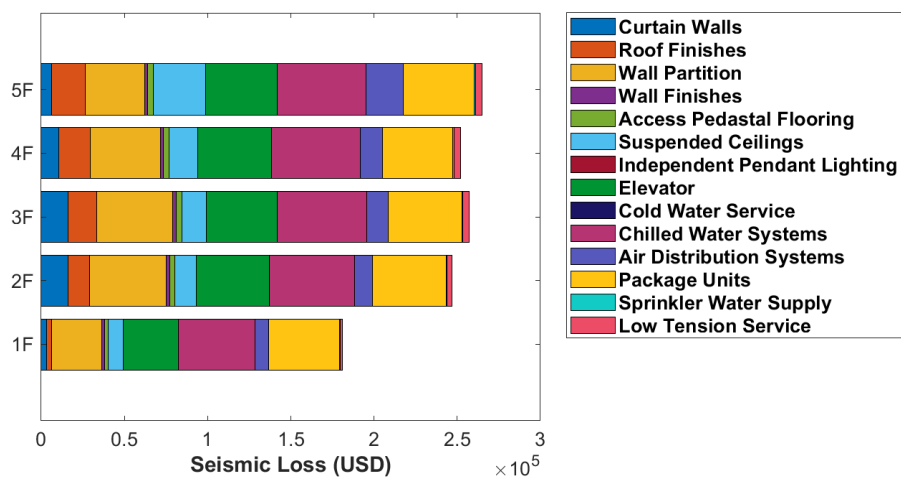


圖 5.63 M-MRF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

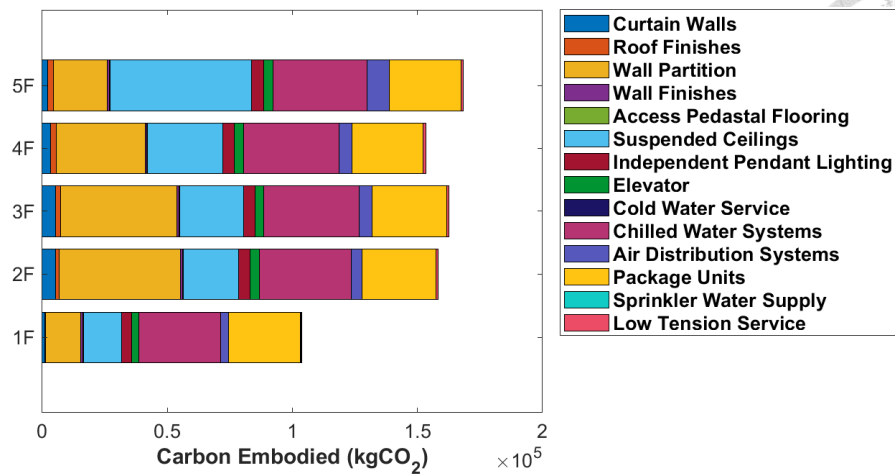


圖 5.64 M-MRF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

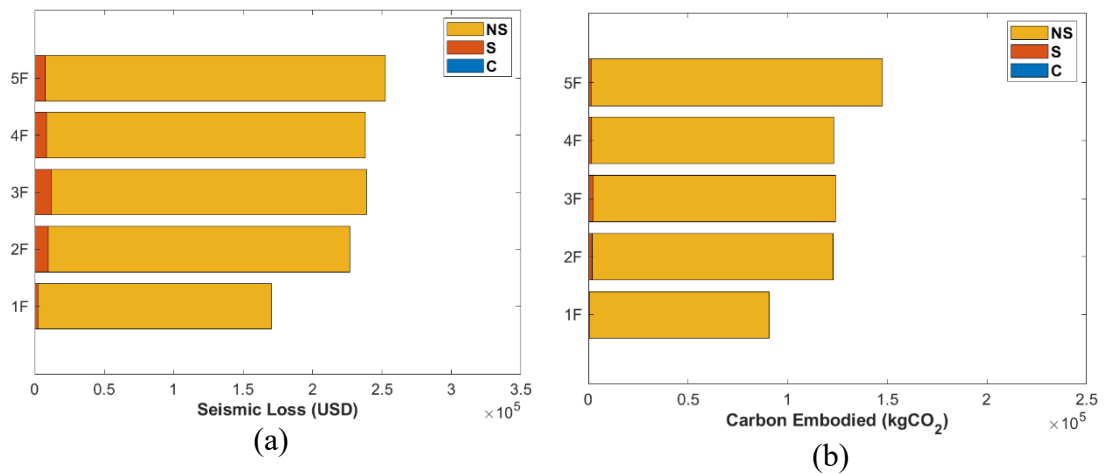


圖 5.65 M-DUAL 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

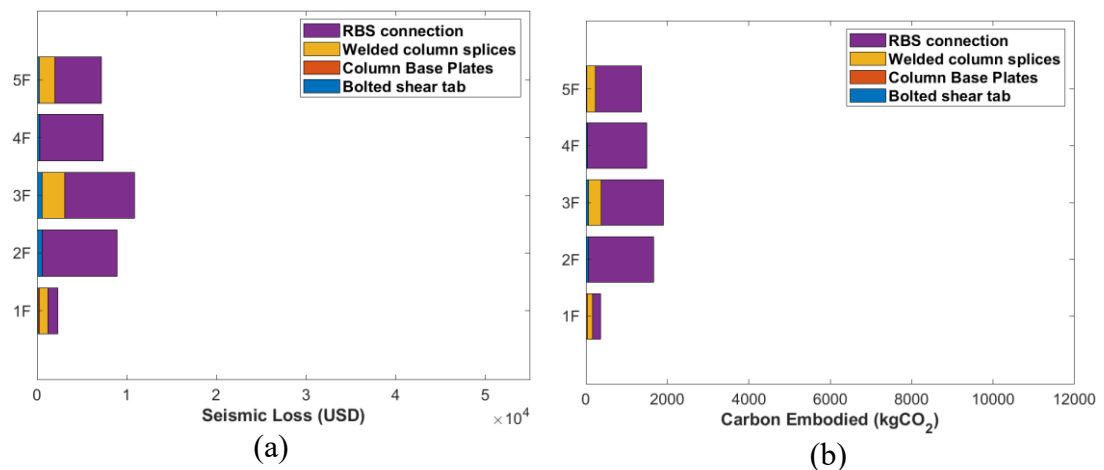


圖 5.66 M-DUAL 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

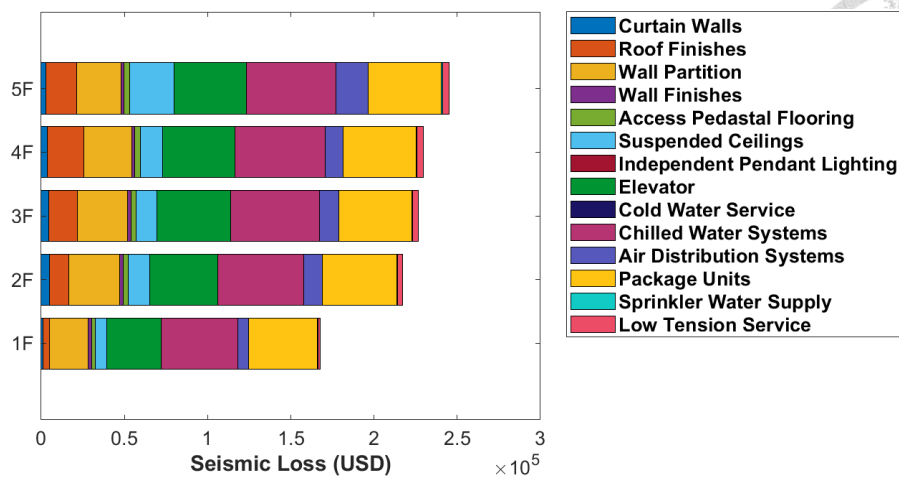


圖 5. 67 M-DUAL 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

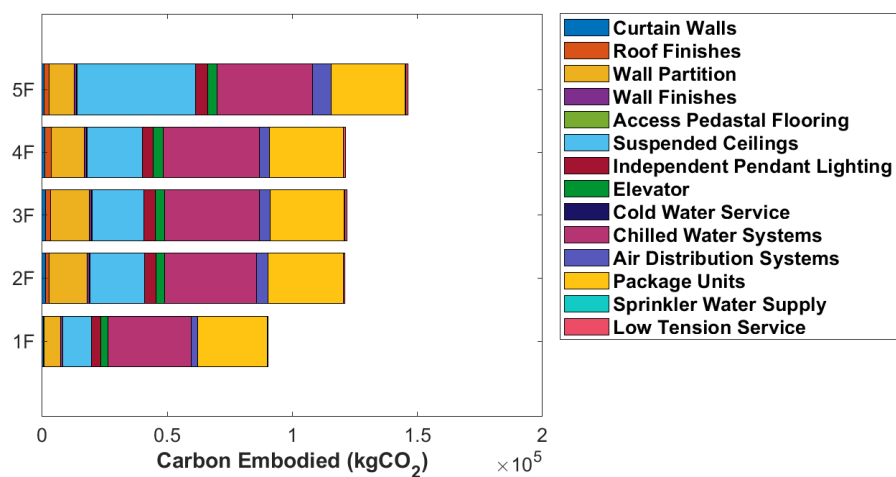


圖 5. 68 M-DUAL 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

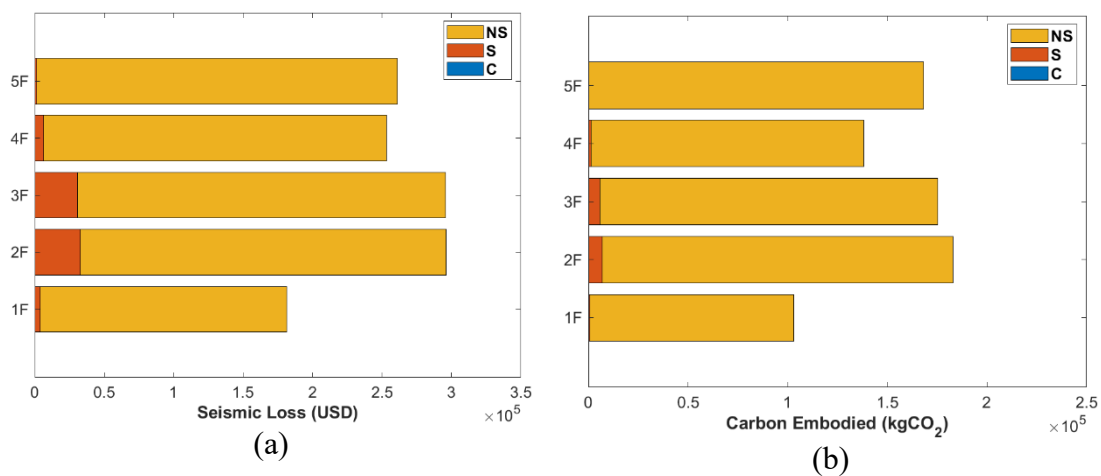


圖 5. 69 M-PMF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

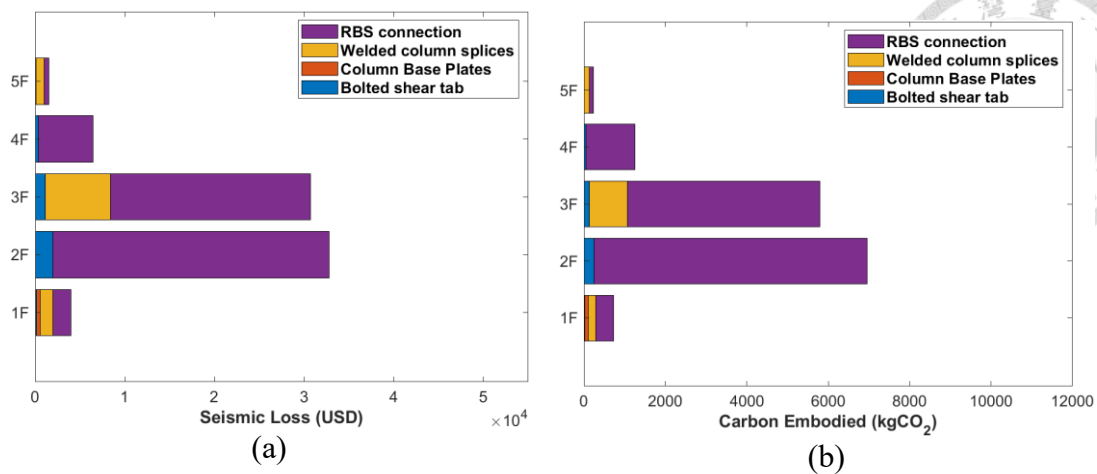


圖 5.70 M-PMF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

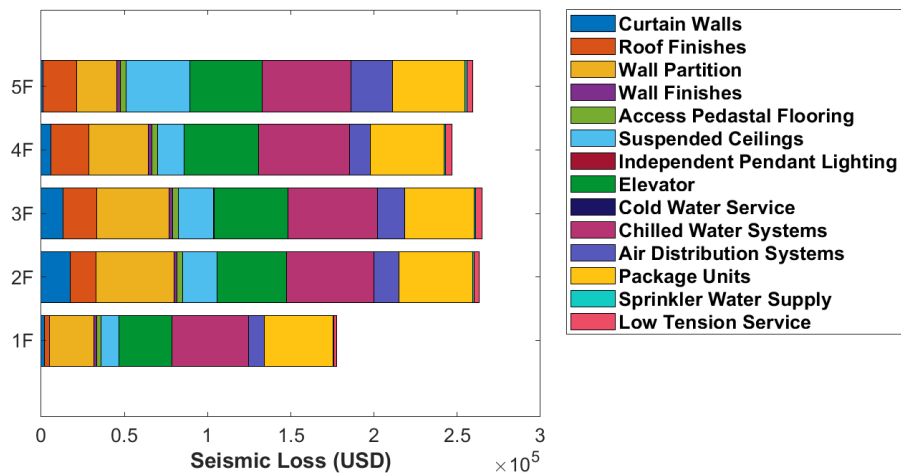


圖 5.71 M-PMF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

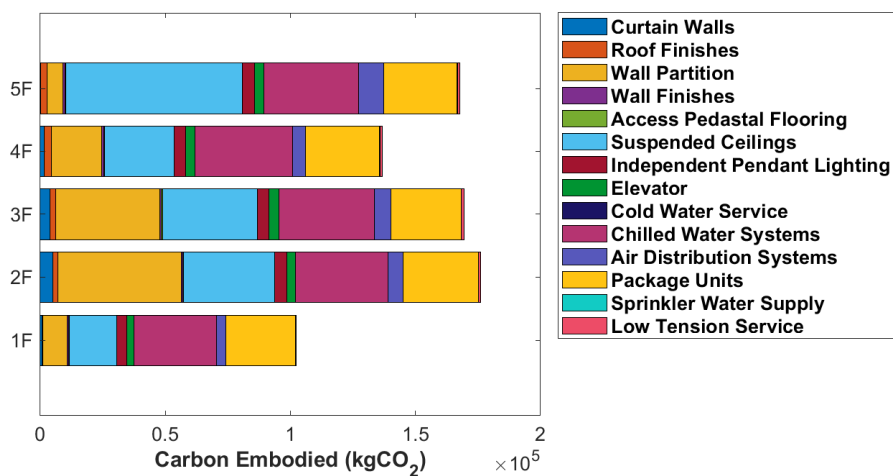


圖 5.72 M-PMF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

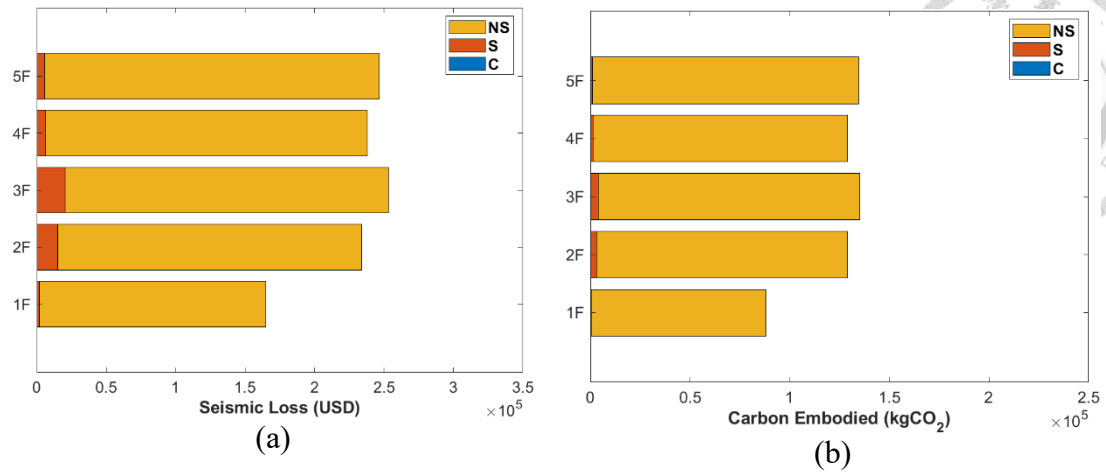


圖 5.73 M-PBRB 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

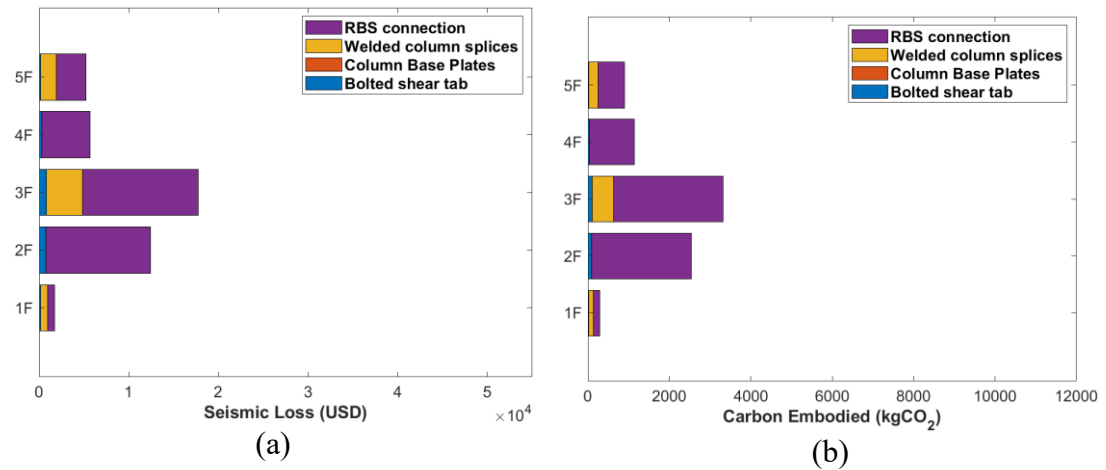


圖 5.74 M-PBRB 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

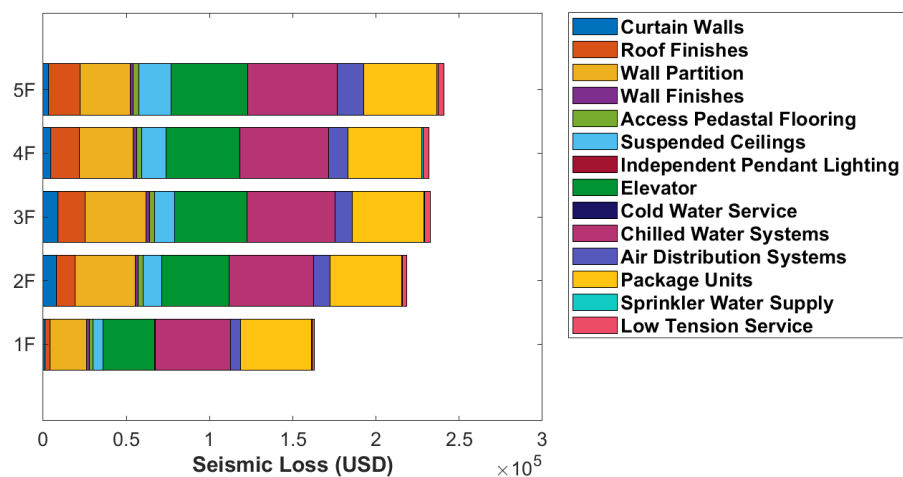


圖 5.75 M-PBRB 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

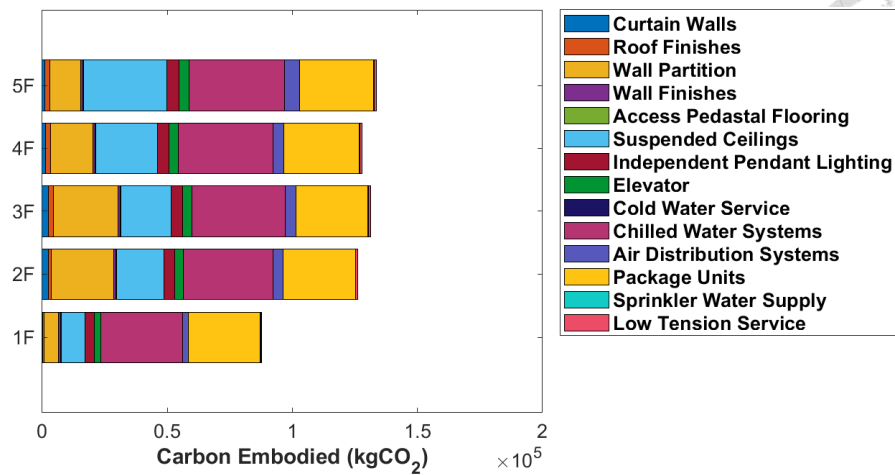


圖 5.76 M-PBRB 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

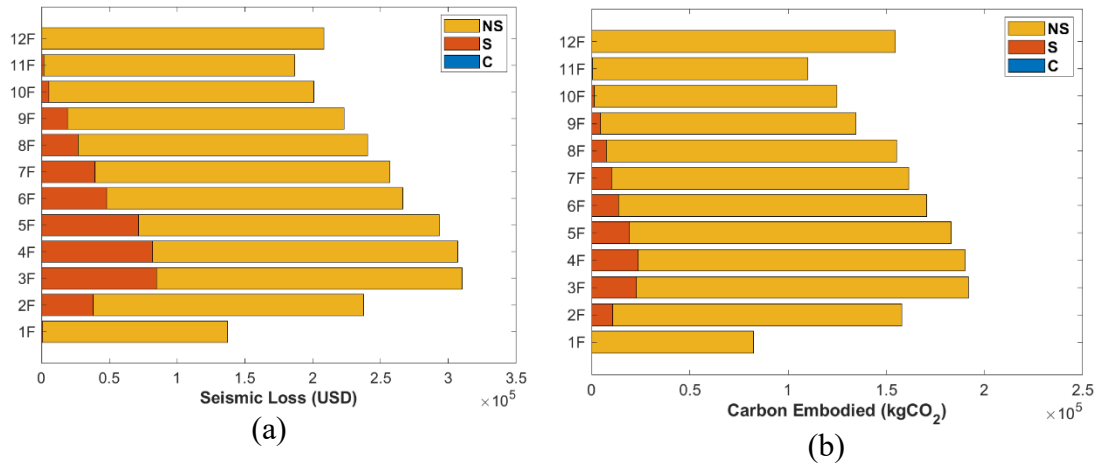


圖 5.77 H-MRF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

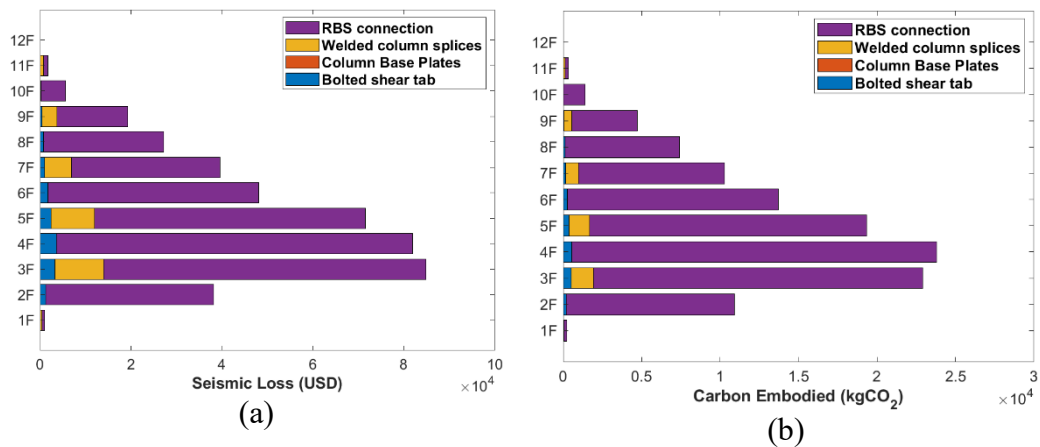


圖 5.78 H-MRF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

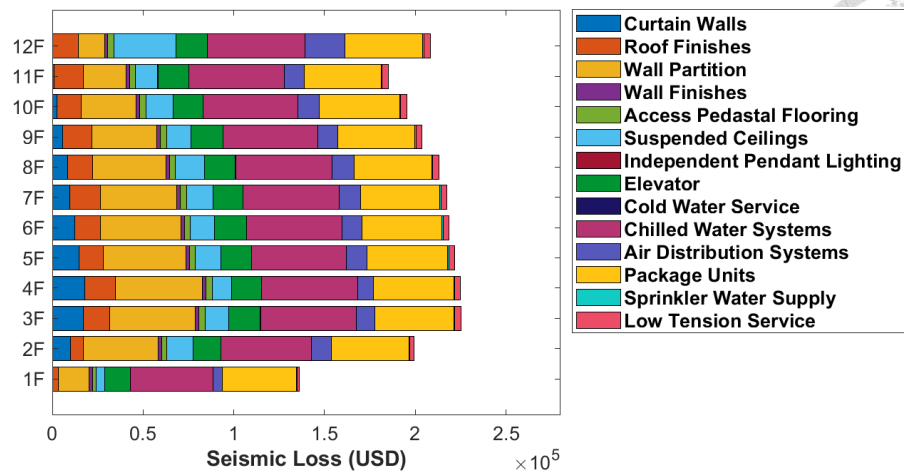


圖 5.79 H-MRF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

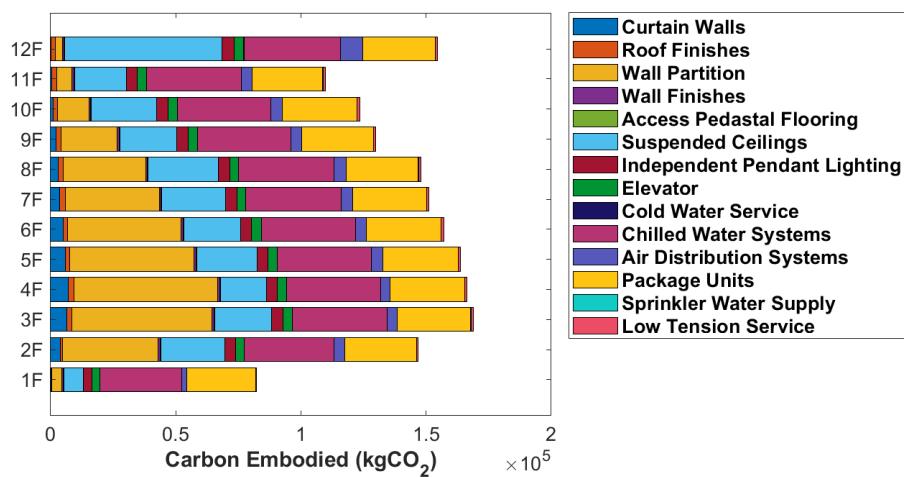


圖 5.80 H-MRF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

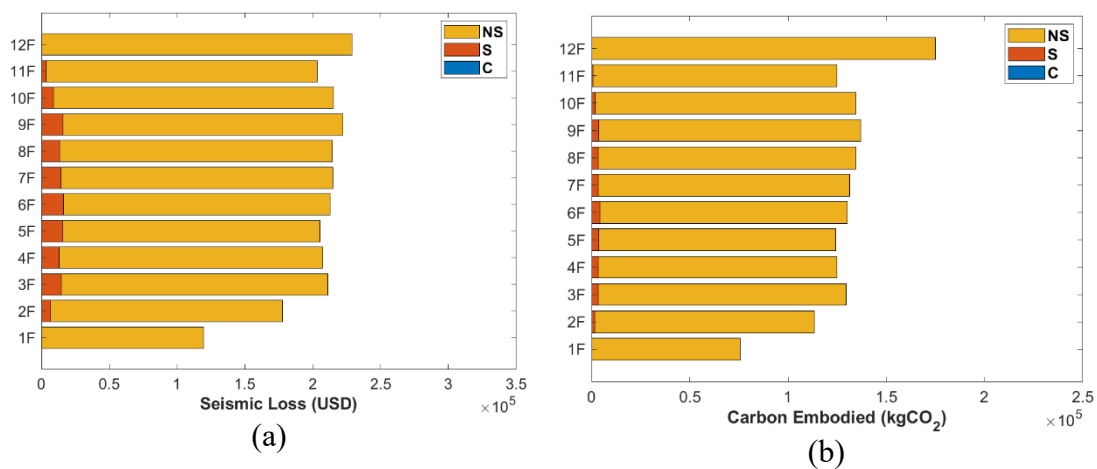


圖 5.81 H-DUAL 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

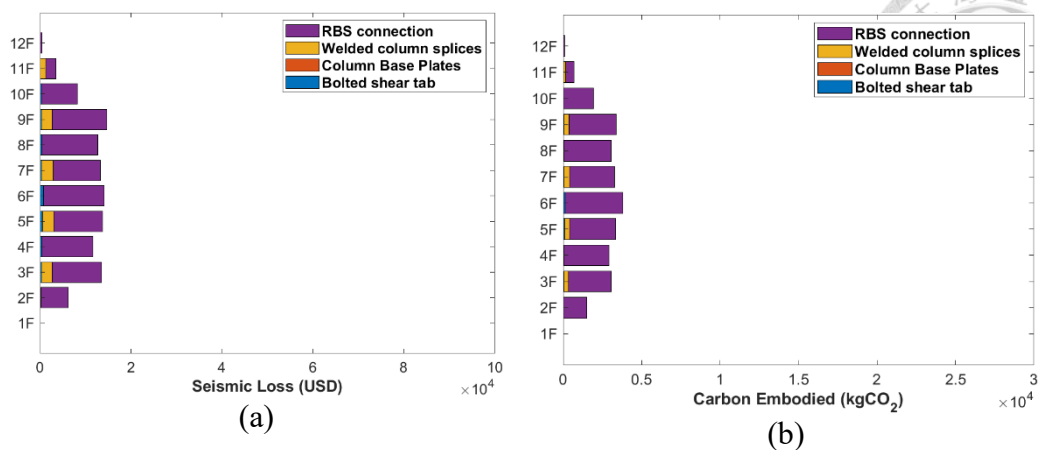


圖 5.82 H-DUAL 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

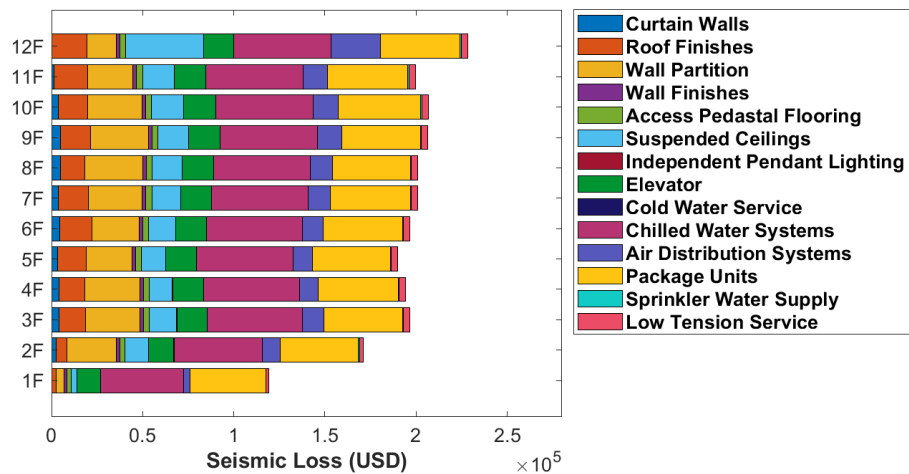


圖 5.83 H-DUAL 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

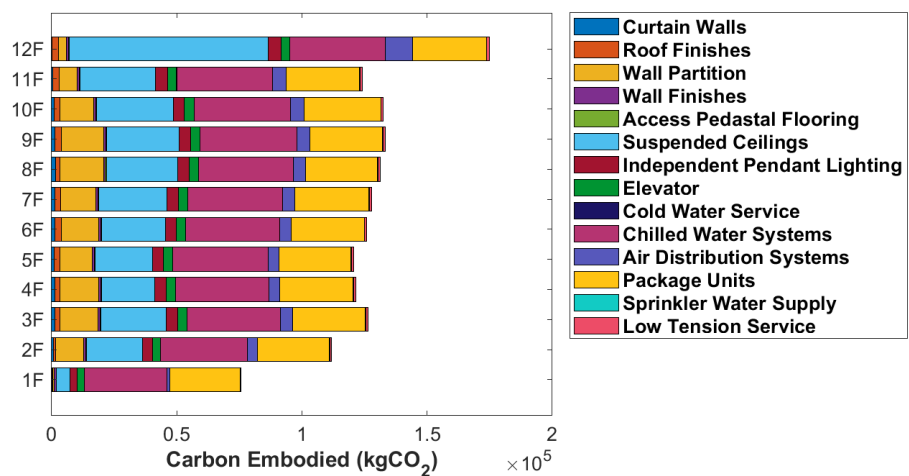


圖 5.84 H-DUAL 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

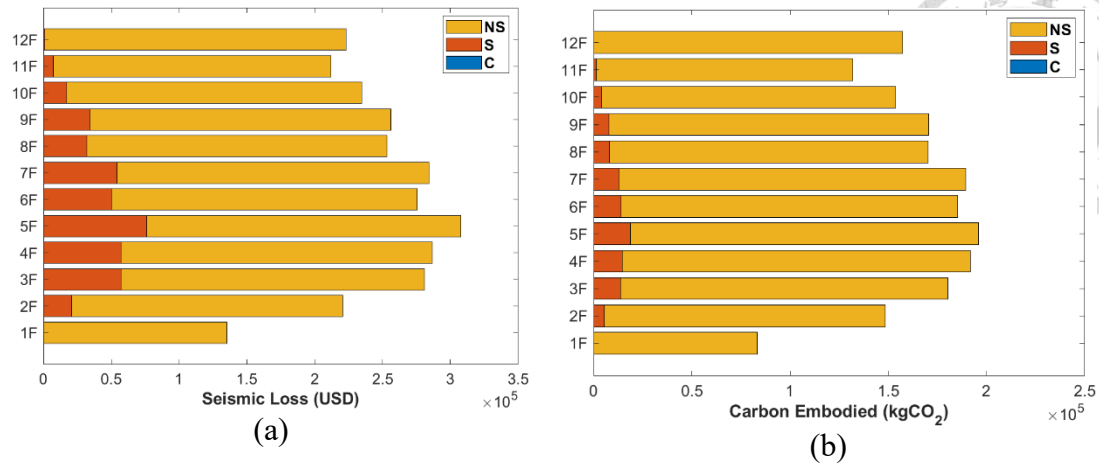


圖 5.85 H-PMF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

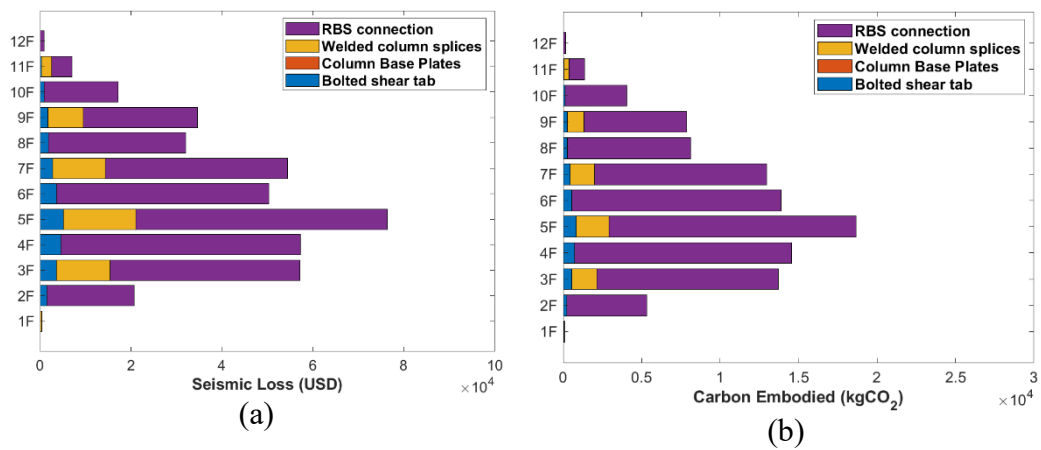


圖 5.86 H-PMF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

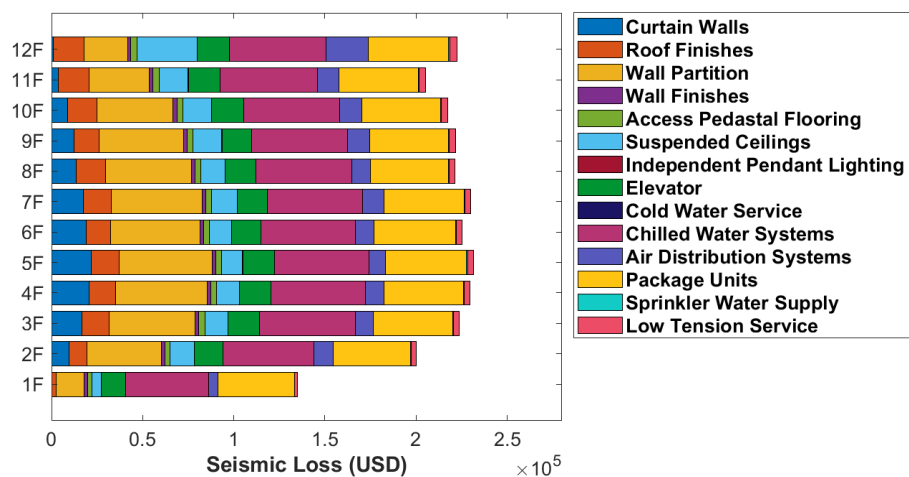


圖 5.87 H-PMF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

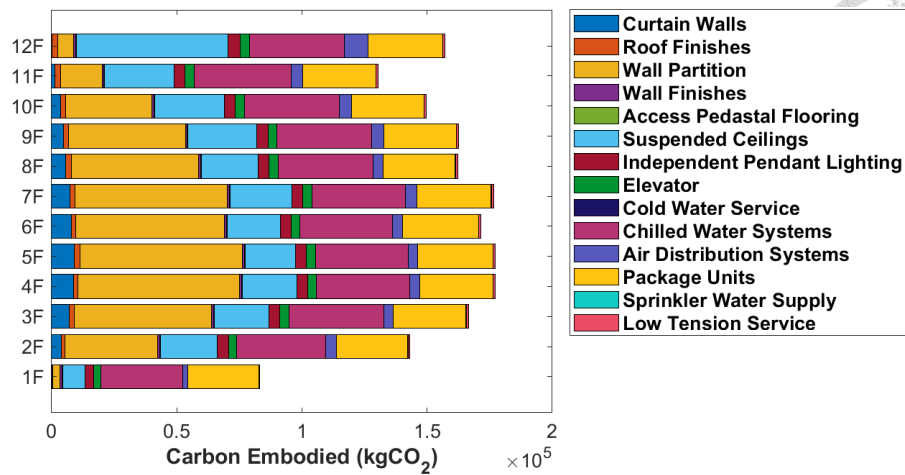


圖 5.88 H-PMF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

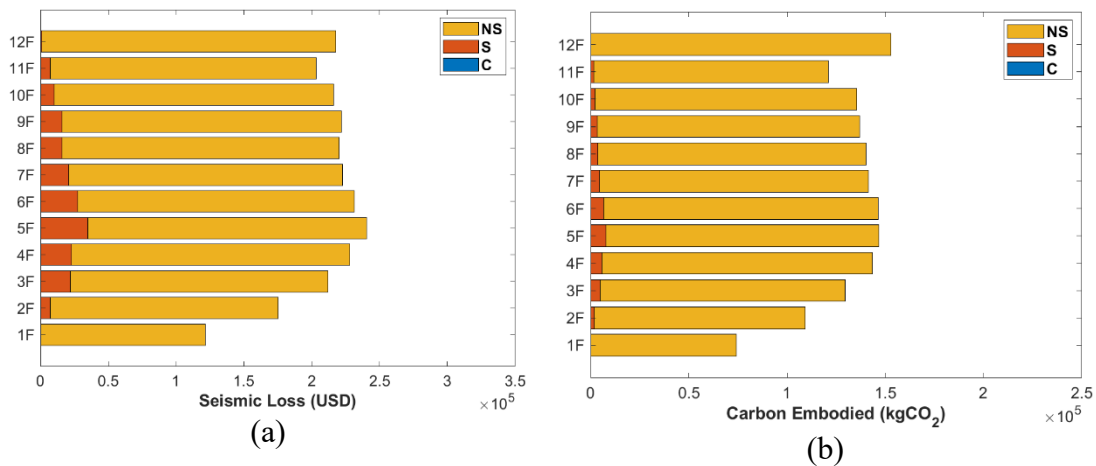


圖 5.89 H-PBRB 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

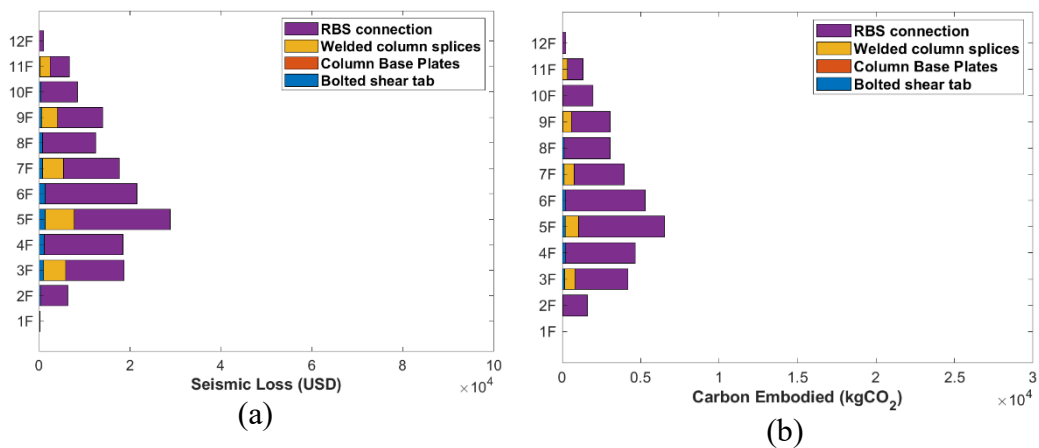


圖 5.90 H-PBRB 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

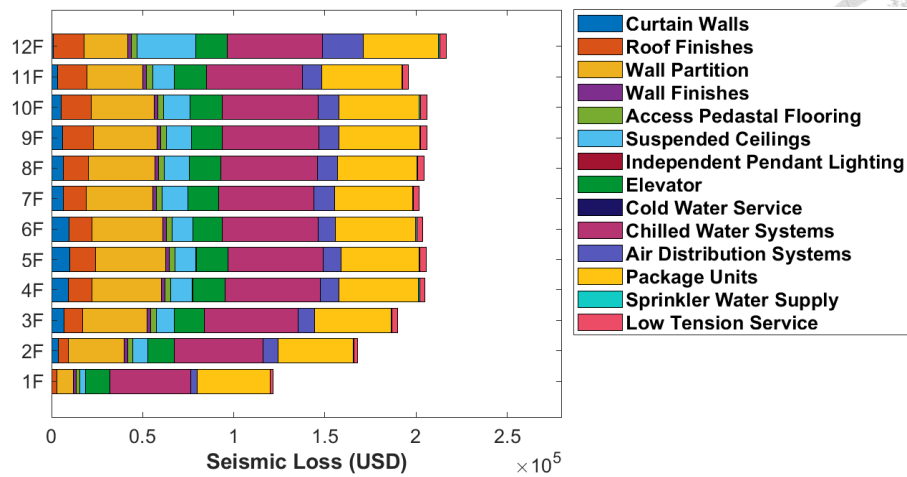


圖 5.91 H-PBRB 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

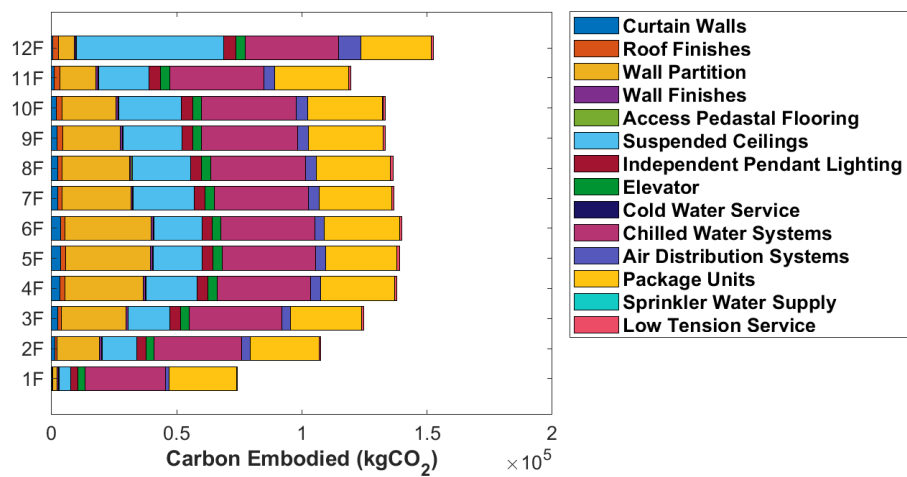


圖 5.92 H-PBRB 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

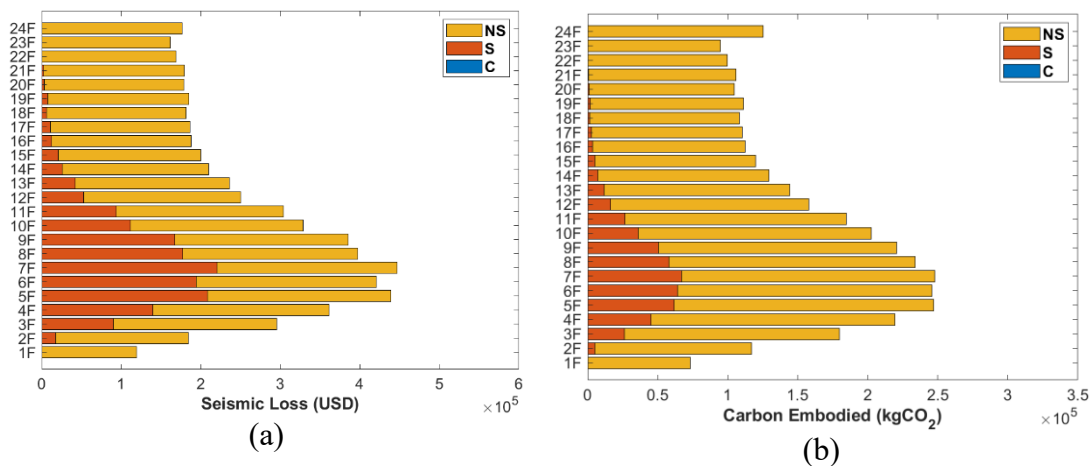


圖 5.93 SH-MRF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

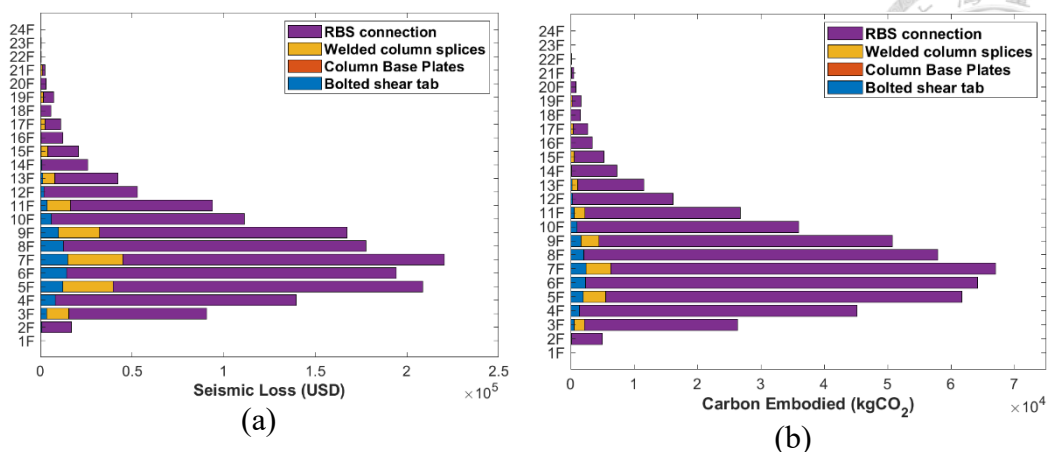


圖 5.94 SH-MRF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

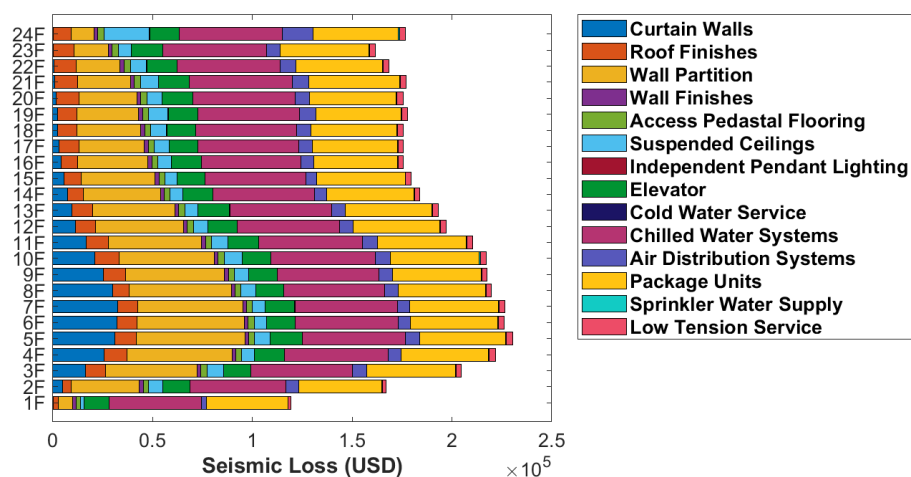


圖 5.95 SH-MRF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

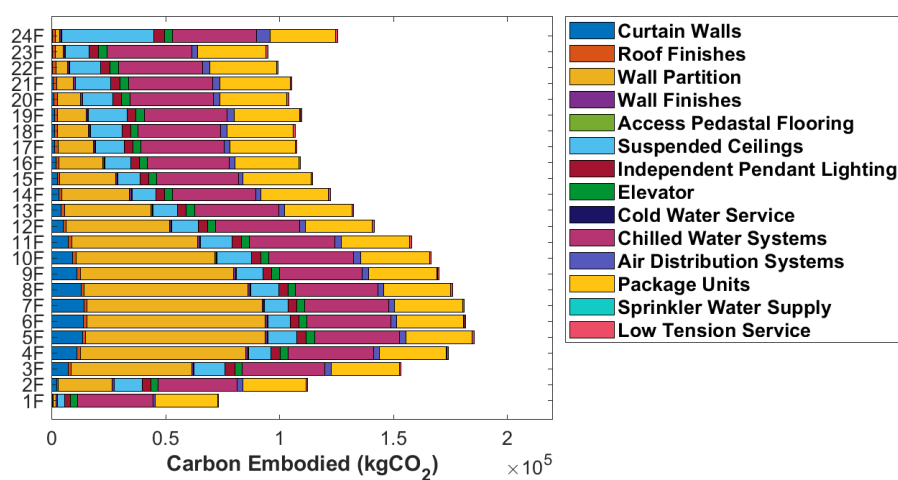


圖 5.96 SH-MRF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

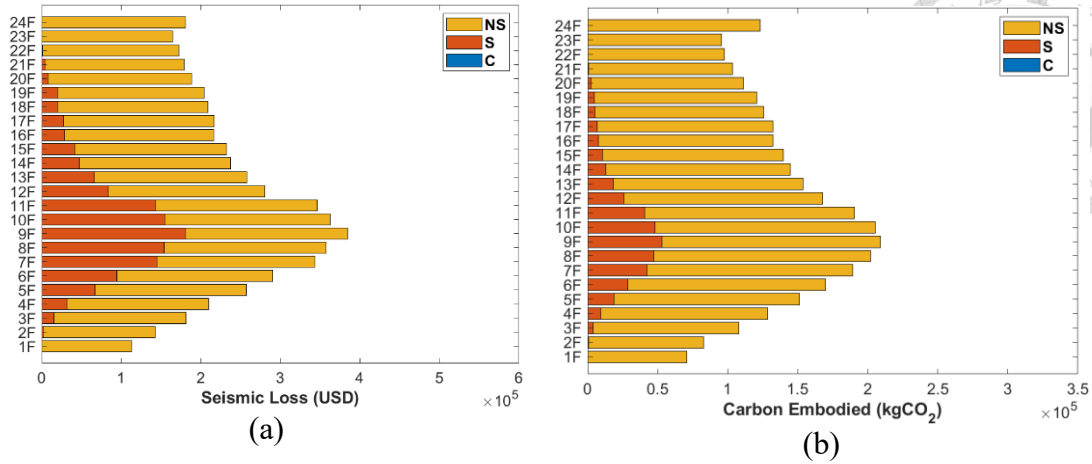


圖 5.97 SH-DUAL 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

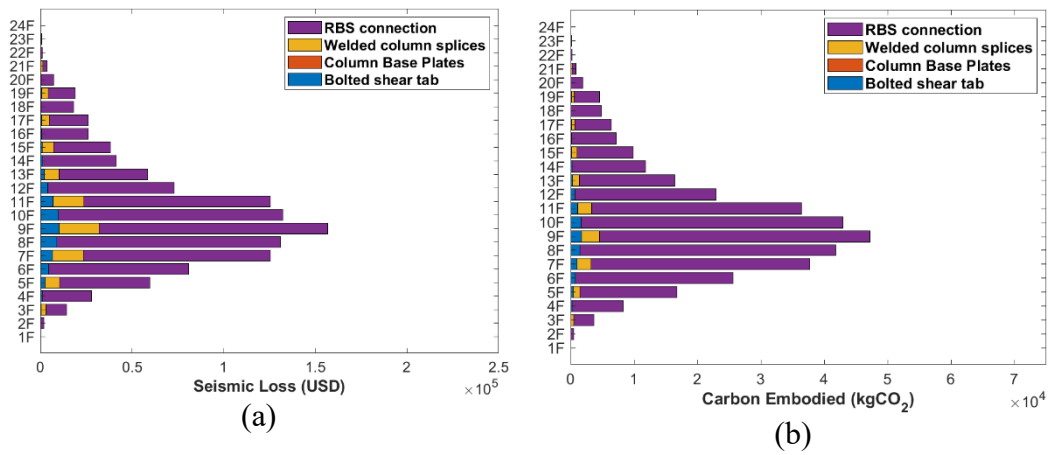


圖 5.98 SH-DUAL 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

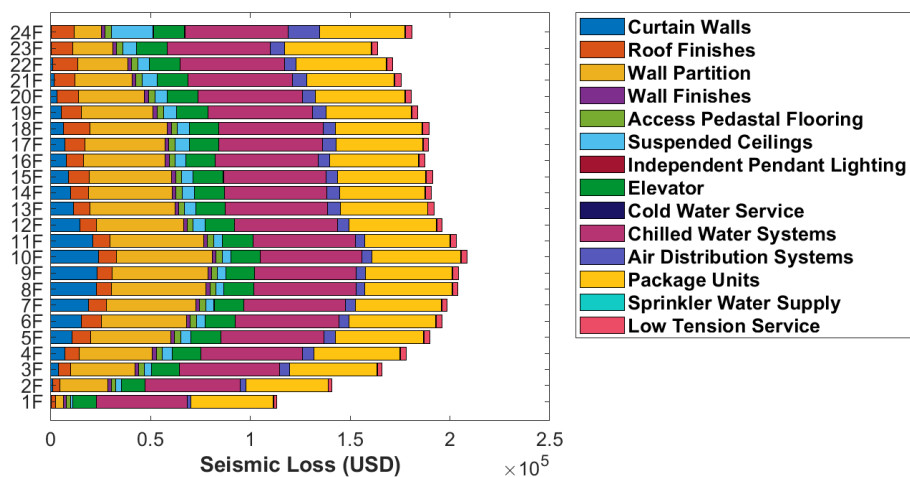


圖 5.99 SH-DUAL 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

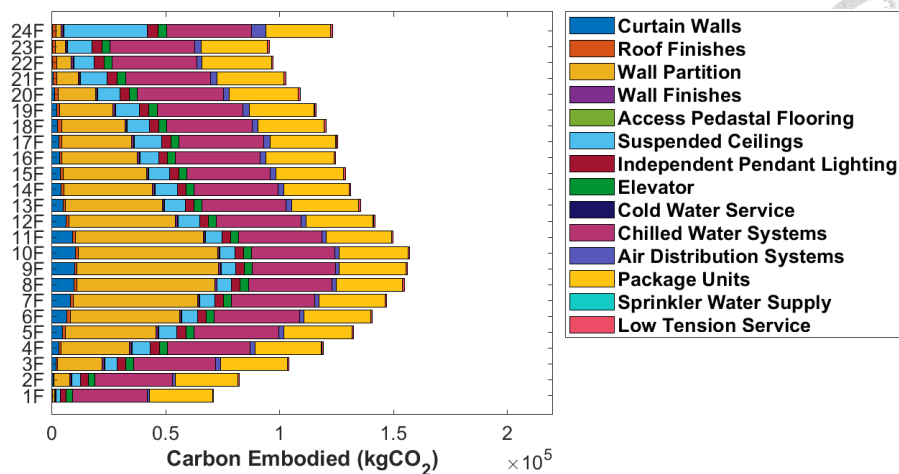


圖 5.100 SH-DUAL 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

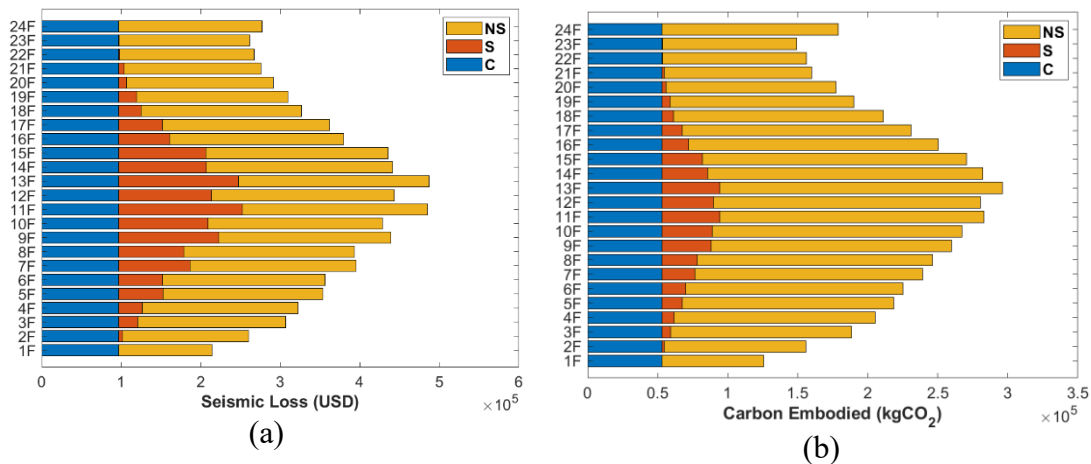


圖 5.101 SH-PMF 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

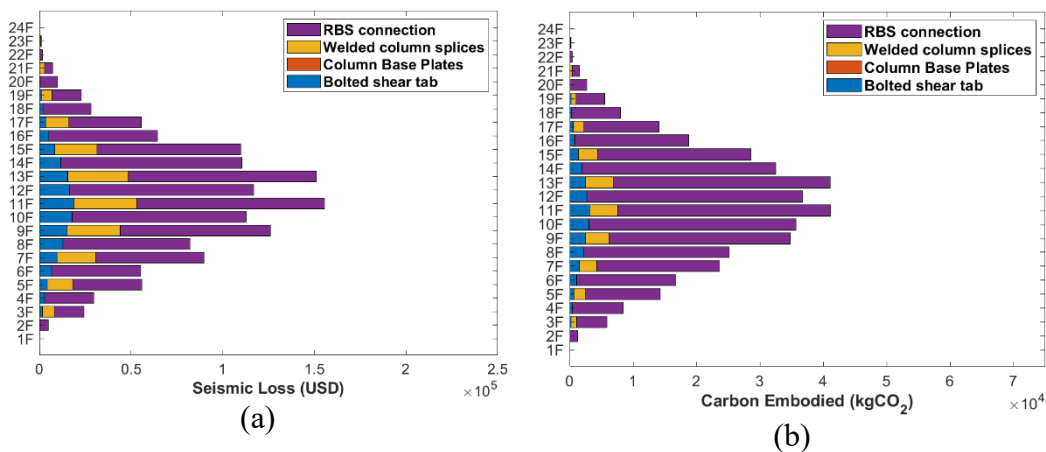


圖 5.102 SH-PMF 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

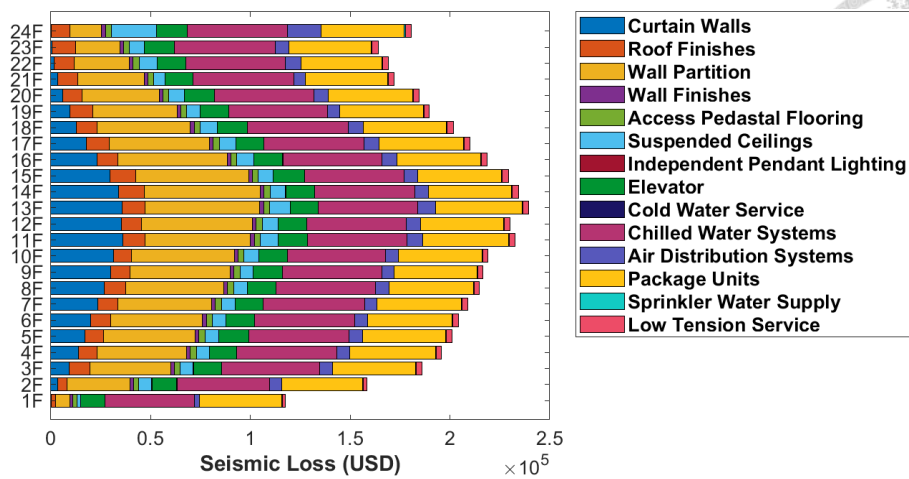


圖 5.103 SH-PMF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

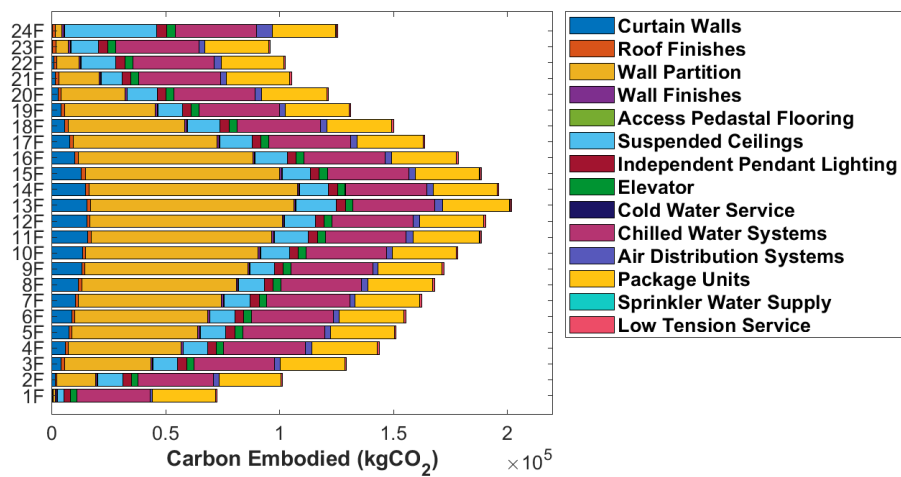


圖 5.104 SH-PMF 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

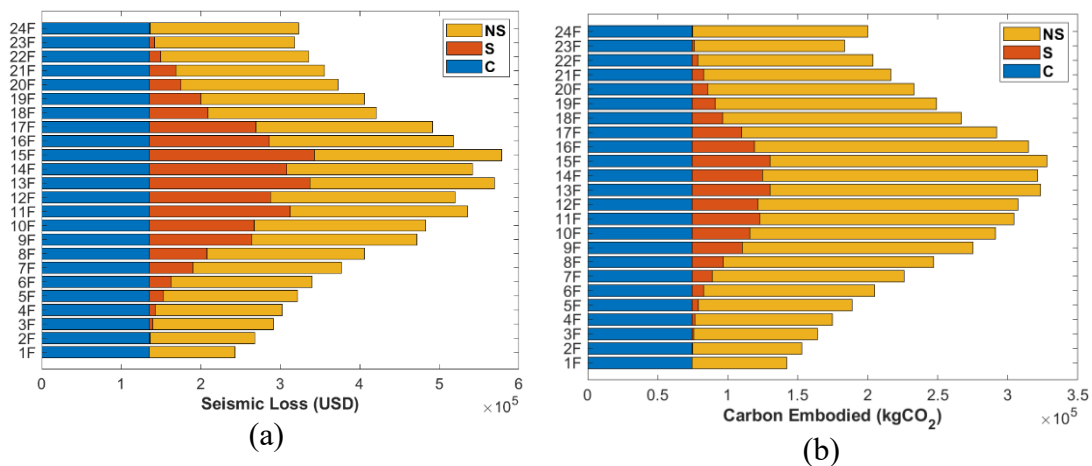


圖 5.105 SH-PBRB 於近斷層情境下之各層樓(a)修復金額(b)修復碳排放

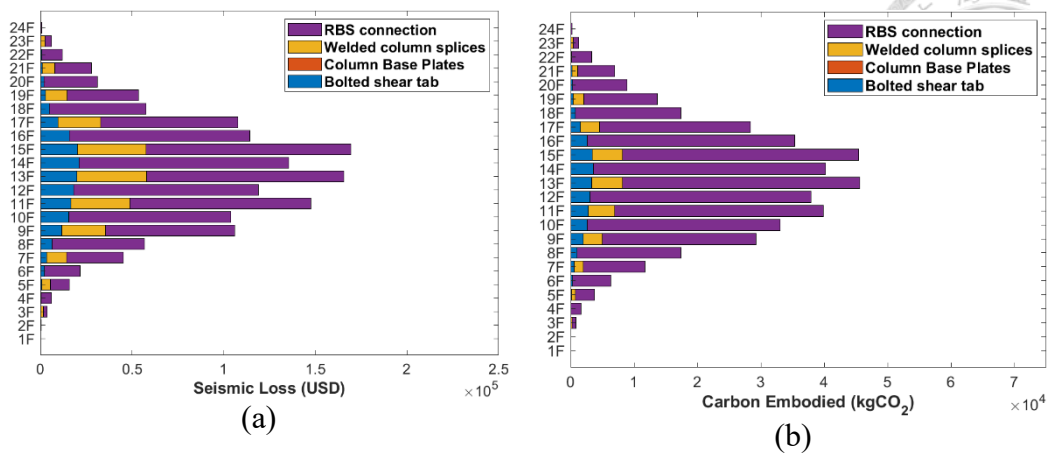


圖 5.106 SH-PBRB 於近斷層情境下之各層樓結構部件(a)修復金額(b)修復碳排放

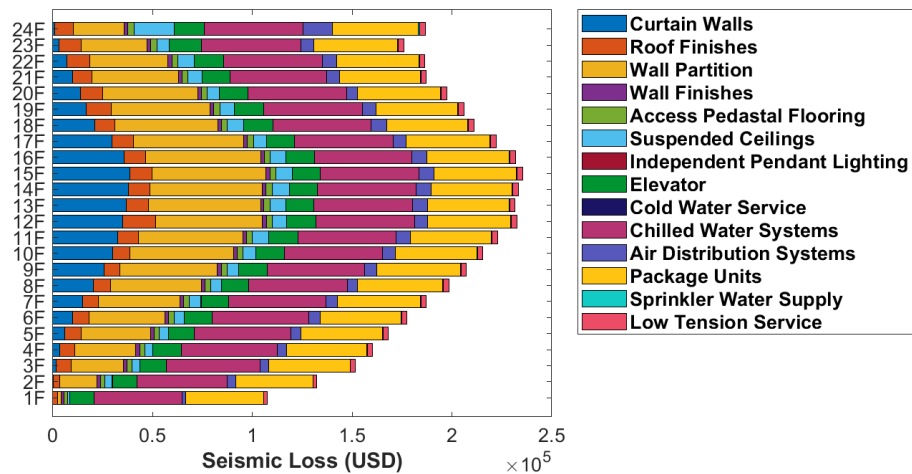


圖 5.107 SH-PBRB 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復金額

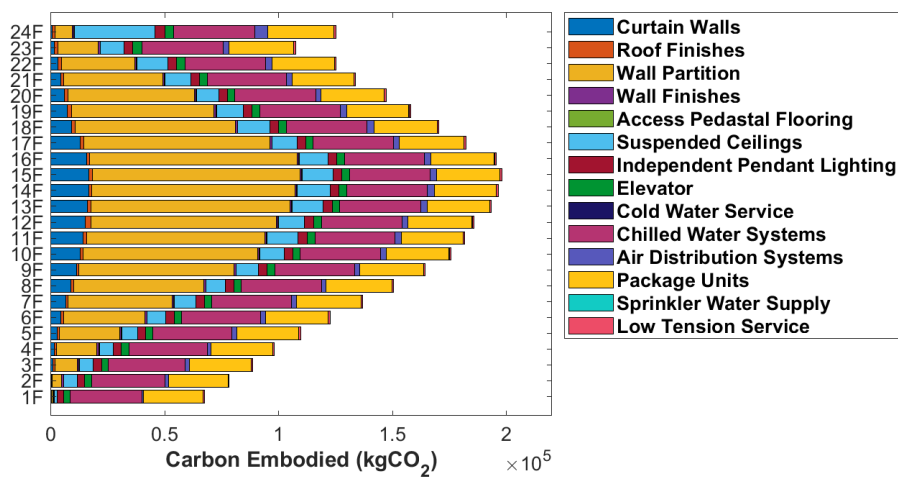


圖 5.108 SH-PBRB 於近斷層情境下之各層樓非結構部件修復碳排放

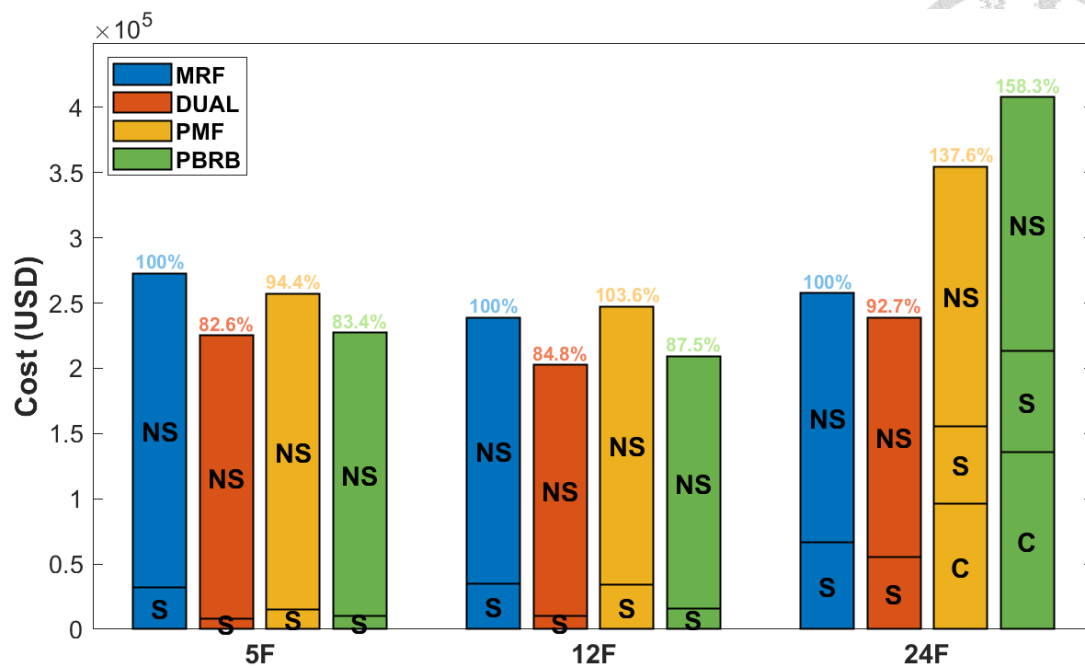


圖 5.109 各結構系統於近斷層情境下之每層樓修復金額比較

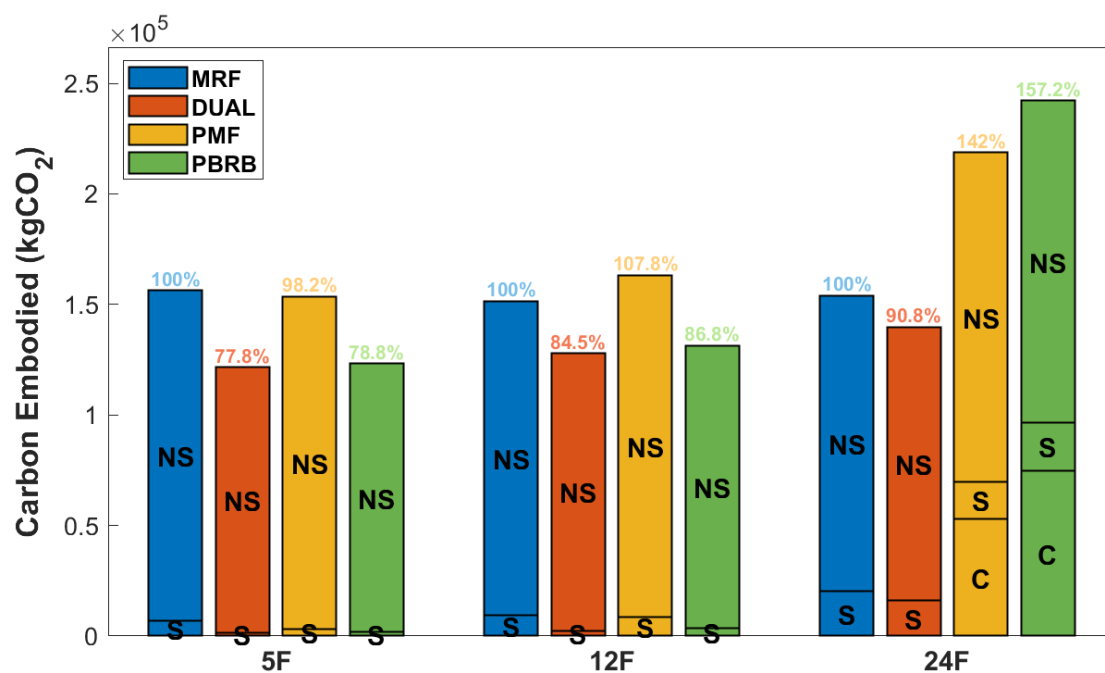


圖 5.110 各結構系統於近斷層情境下之每層樓修復碳排放比較

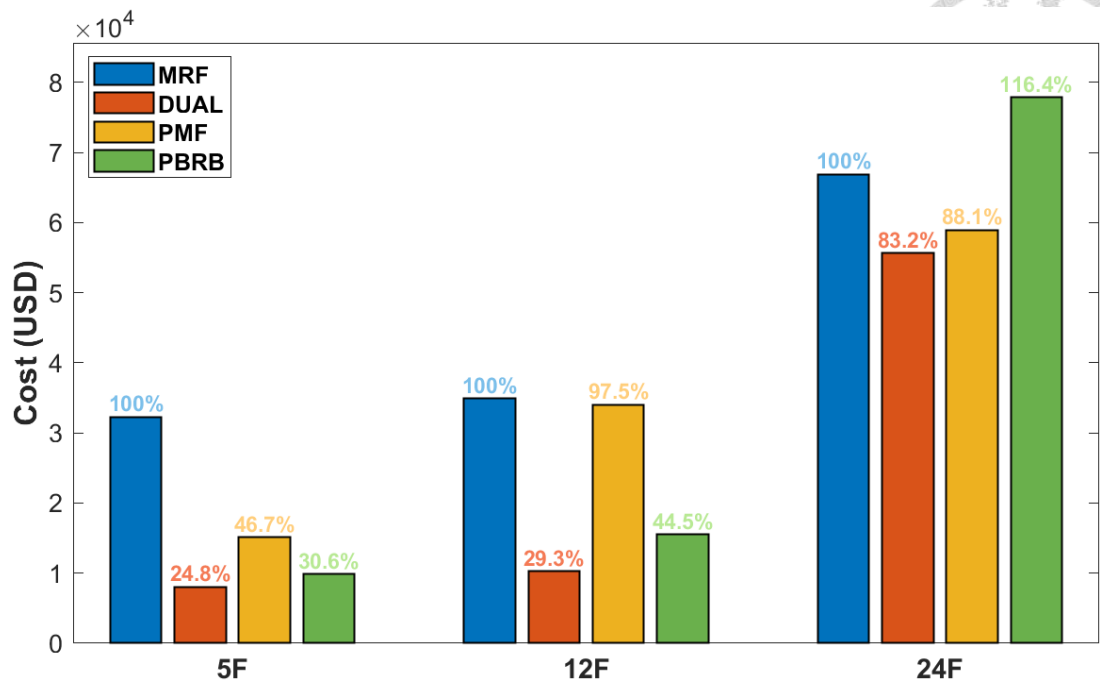


圖 5.111 各結構系統於近斷層情境下之每層樓結構部件修復金額比較

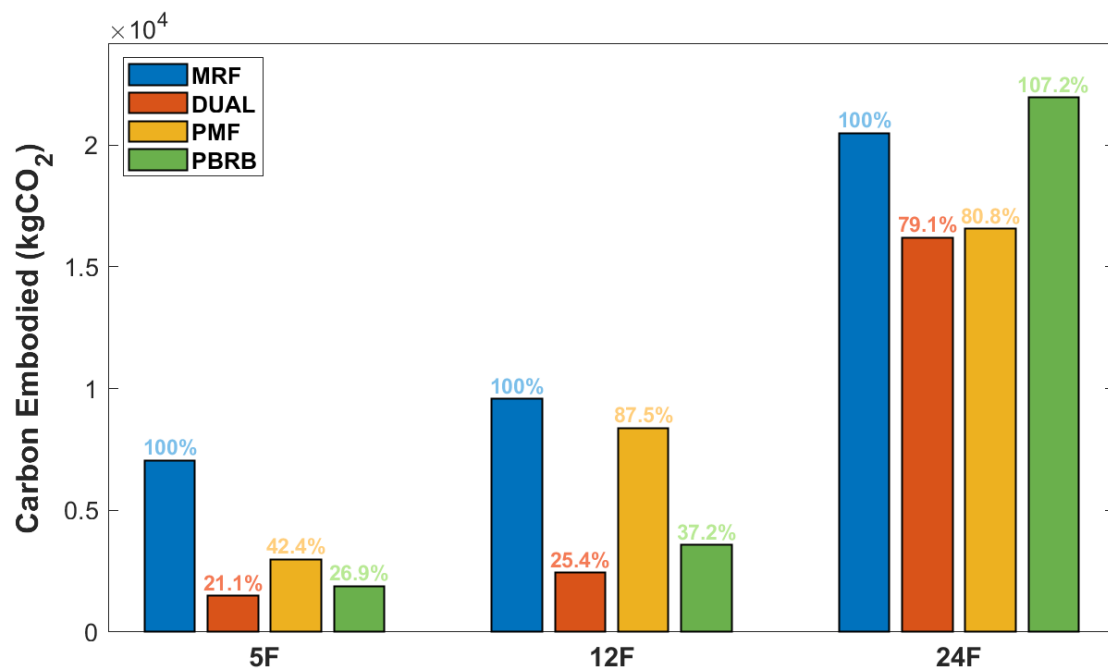


圖 5.112 各結構系統於近斷層情境下之每層樓結構部件修復碳排放比較

第六章 結論與建議



6.1 結論

本研究依照 FEMA P-58[1]中建議之評估流程，針對台北盆地內不同樓高與不同系統鋼結構建築，探討了其於生命週期內以及近斷層地震下之震損情形，並比較了不同鋼結構系統之耐震性能、生命週期成本與碳排放。首先依照 MRF、DUAL、PMF 與 PBRB 四個系統設計三種不同樓高，共 12 棟原型構架，使用有限元素軟體 LS-DYNA 分別進行 11 筆遠域及 22 筆近斷層地震歷時之非線性動力歷時分析，求出各原構架於各目標等級強度下之層間位移角與樓層加速度，並求出各構架的倒塌損失曲線。接著以修繕費用與修繕碳排當量作為性能指標，利用性能評估計算工具 PACT 進行各原型構架之耐震性能評估計算，探討不同樓高及不同系統於生命週期成本及近斷層情境下之震損差異，以下為本研究之結論：

- (1) 本研究將震災損失分類成由非結構構件修復、結構構件修復與倒塌後重建等三個部分。其中，結構構件之損毀與否主要由層間位移角控制，非結構構件之損毀與否主要由樓層加速度所控制，而結構倒塌與否則依據增量動力分析，以最大層間位移角超過 7% 作為倒塌標準計算之倒塌易損性曲線決定。各項評估結果均顯示，不論是修復金額還是修復碳排當量均以非結構構件修復損失為主要震損來源。因此，若以降低修繕金額與碳排作為耐震性能指標，首先應考慮如何降低樓層加速度，或針對對樓層加速度較敏感之非結構構件進行加固。
- (2) 由於各原型構架之結構週期盡不相同，為量化其安全性，本研究結合各原型構架之易損性曲線與其第一模態週期下之台北二區危害度曲線進行結構體生命週期 50 年內之倒塌機率計算。結果顯示，各構架均能滿足 ASCE 7-16 [43] 對於 50 年內倒塌風險為 1% 之要求，且 M-MRF、H-DUAL 與 SH-DUAL 於其各自樓高中表現出相對最佳之抗倒塌能力。
- (3) 為了量化不同結構系統初始建置成本所帶來之實質效益，本研究於各原型構架之欲考慮之強度範圍內進行基於整體危害度之震損評估，並以求取得之年化修繕金額與年化修繕碳排當量進行生命週期修復成本與修復碳排當量之計算。結果顯示，於台北二區內鋼結構辦公大樓之生命週期內修繕成本約為建置成本之 17% 至 27%，而修復碳排約為建置碳排之 17% 至 28%。此外，由前三

目標等級之損失約占總修復損失之 94%至 97%，且主要由非結構構件所貢獻，如冷水系統、電梯與天花板等。

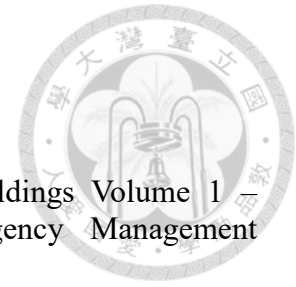
- (4) 相較於全剛接梁構架，周緣構架依靠較少之鋼性接合以降低 RBS 之損失，而斜撐構架則依靠較高之結構勁度以降低層間位移角，但須注意由於結構週期差異，導致其擁有較高之危害度，對生命週期評估結果有顯著影響。
- (5) 各樓高之原型構架與同樓高之 MRF 相比，初始建置成本和碳排放差異均小於 5%。而在僅考慮建置成本與 50 年內震後總修復成本之前提下，中樓層、高樓層構架之生命週期成本於不同系統下差異並不顯著；於超高樓層構架中，DUAL 與 PMF 能相較 MRF 顯著降低生命週期成本。而生命週期碳排當量方面，DUAL 與 PMF 所帶來之效益較生命週期成本來的顯著且趨勢亦同。若以生命週期內經濟性與永續性為考量，於中層樓、高層樓與超高層樓構架中，本研究分別建議使用 M-MRF、H-PMF 與 SH-DUAL 系統。
- (6) 未來山腳斷層發生錯動時造成之近斷層第震情境下之可能發生之震災損失評估結果顯示，由此情境下震災導致之修復成本約為建置成本之 20%，而約為建置生命週期碳排之 25%。且 DUAL 與 PBRB 系統於中樓層與高樓層中均表現良好之耐震性能，能有效保護結構構件不受地震破壞，而於超高樓層中 SH-PMF 與 SH-PBRB 則有倒塌之風險。考慮到空間使用之靈活性與安全性，在抵抗近斷層地震能力上，可分別於中、高樓層建築中使用 PBRB 系統，並於超高樓層使用 DUAL 系統。
- (7) 而使用經濟性性能指標時，需額外考慮其他會造成額外經濟成本之影響，如結構構件損壞時所在之樓層數等，故若控制損壞樓層於建築下部亦是一種改善方式。

6.2 建議

- (1) 本研究所選用之原型構架類型並無法體現周緣構架對於降低用鋼量之優勢，建議未來可使用多垮度之原型構架進行設計並分析以準確評估使用周緣構架所帶來之效益與可行性。
- (2) 考量到本研究對於運算資源的大量使用，未來模型可以再度簡化以提升動力歷時分析之效率。

- 
- (3) 本研究之生命週期成本僅考量建置成本與由震災損失所造成的維修成本，未來可進一步針對結構退化所需的維護成本進行研究，甚至考慮結構強度退化導致耐震能力下降，進而對震災損失的影響進行深入之討論。
- (4) 本研究於進行建置成本考量時，由於資訊之缺失，無法精確的估算建置成本，以及計算由施工性所帶來之好處，如量化減少銲接量所帶來之好處及效益。
- (5) 本研究於非結構構件數量之評估採用 FEMA 提供之數量評估工具，其資料庫之內容或許與我國實際情形上有差異，建議能進一步的去了解並作更精確之評估。
- (6) 本研究於使用 PACT 進行災損分析時，對於倒塌重建之計算採用重建一座同樓高同系統之建築。然而，考量到全新建築之結構生命週期會重新計算，因此應對重建成本進行合理的折減，以便更準確地反映於原定 50 年內之生命週期成本。

參考文獻



- [1] FEMA. (2018). “Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 – Methodology”. *Report No. FEMA-P-58*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [2] LS-DYNA. (2015). “Keyword user’s manual V971, CA: Livermore Software Technology Corporation (LSTC), Livermore”. California
- [3] Bertero, V. V., Mahin, S. A. & Herrera, R. A. (1978). Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records. *Earthquake engineering & structural dynamics* 6(1): 31-42.
- [4] Hall, J. F., Heaton, T. H., Halling, M. W. & Wald, D. J. (1995). Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake spectra* 11(4): 569-605.
- [5] Malhotra, P. K. (1999). Response of buildings to near-field pulse-like ground motions. *Earthquake engineering & structural dynamics* 28(11): 1309-1326.
- [6] Bray, J. D. & Rodriguez-Marek, A. (2004). Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region. *Soil dynamics and earthquake engineering* 24(11): 815-828.
- [7] Alavi, B. & Krawinkler, H. (2004). Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions. *Earthquake engineering & structural dynamics* 33(6): 687-706.
- [8] Champion, C. & Liel, A. (2012). The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41(10): 1391-1409.
- [9] Wu, X., Guo, W., Hu, P., Bu, D., Xie, X. & Hu, Y. (2020). Seismic performance evaluation of building-damper system under near-fault earthquake. *Shock and Vibration* 2020: 1-21.
- [10] Ahmad, F. & Phillips, A. (2022). Buckling restrained braced frame seismic response for far-field, near-field, and long-duration earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research* 199: 107625.
- [11] Sarma, K. C. & Adeli, H. (2002). Life-cycle cost optimization of steel structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 55(12): 1451-1462.
- [12] Chiu, C.-K., Noguchi, T. & Kanematsu, M. (2010). Effects of maintenance strategies on the life-cycle performance and cost of a deteriorating RC building with high-seismic hazard. *Journal of Advanced Concrete Technology* 8(2): 157-170.
- [13] Li, G. & Cheng, G. (2003). Damage-reduction-based structural optimum design for seismic RC frames. *Structural and multidisciplinary optimization* 25: 294-306.
- [14] Liu, M., Wen, Y. & Burns, S. A. (2004). Life cycle cost oriented seismic design optimization of steel moment frame structures with risk-taking preference. *Engineering Structures* 26(10): 1407-1421.
- [15] Hwang, S. H. & Lignos, D. G. (2017). Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 46(13): 2141-2162.
- [16] Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Ji, T. & Escobar, J. A. (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils. *Engineering Structures* 136: 406-419.
- [17] Mirfarhadi, S. A., Estekanchi, H. E. & Sarcheshmehpour, M. (2021). On optimal proportions of structural member cross-sections to achieve best seismic performance using value based seismic design approach. *Engineering Structures*

- 231: 111751.
- [18] Fang, C., Ping, Y., Zheng, Y. & Chen, Y. (2021). Probabilistic economic seismic loss estimation of steel braced frames incorporating emerging self-centering technologies. *Engineering Structures* 241: 112486.
- [19] Sanati, S. H. & Karamodin, A. (2023). Optimum seismic design of frame structures with and without metallic yielding dampers considering life-cycle cost. *Journal of Building Engineering* 76: 107335.
- [20] Lin, S.-L. & Wei, Y.-F. (2005). Environmental and Energy Considerations in Two Selected SC and RC School Buildings in Taiwan. *International Journal of Applied Science and Engineering* 3(1): 69-79.
- [21] Zhang, X., Xu, J., Zhang, X. & Li, Y. (2021). Life cycle carbon emission reduction potential of a new steel-bamboo composite frame structure for residential houses. *Journal of building engineering* 39: 102295.
- [22] 邱勝煜 (2022),「台北盆地鋼構造建築物之震損與風險評估」,國立台灣大學土木工程學系碩士論文。
- [23] 張豐選 (2021),「台北盆地鋼構抗彎矩構架之震損與風險評估」,國立台灣大學土木工程學系碩士論文。
- [24] 國家地震工程研究中心 (2016),「台灣地震損失評估系統(TELES)使用手冊」,
- [25] NIST, G. (2010). GCR 10-917-8. *Evaluation of the fema p695 methodology for quantification of building seismic performance factors, NEHRP consultants Joint Venture, Redwood City, CA.*
- [26] 內政部營建署 (2022),「建築物耐震設計規範及解說」。
- [27] PEER/ATC72-1. (2010). “Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall Buildings (PEER/ATC 72-1)”. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)/Applied Technology Council (ATC),Berkeley, CA, USA
- [28] 內政部營建署 (2010),「鋼結構極限設計法規範及解說」。
- [29] Molina Hutt, C. Non-linear time history analysis of tall steel moment frame buildings in LS-DYNA. 2013; DYNALook.
- [30] Krawinkler, H. (1978). Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal* 15(3): 82-91.
- [31] Chou, C.-C. & Chen, G.-W. (2020). Lateral cyclic testing and backbone curve development of high-strength steel built-up box columns under axial compression. *Engineering Structures* 223: 111147.
- [32] ATC. (2017). “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings : Part IIa – Steel oment Frames” . NIST GCR 17-917-46v2,
- [33] Ozkula, G., Harris, J., Uang, C.-M. & Maison, B. F. (2019). Observations from cyclic tests on deep, wide-flange beam-columns. *Engineering Journal* 56: 3-5.
- [34] AISC341-16. (2016). “Seismic provisions for structural steel buildings”. American Institute of Steel Construction,
- [35] 吳安傑, 林保均, 莊明介 & 蔡克銓 (2015). 挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用. *Structural Engineering*, 30(1), 11-33.
- [36] Main, J. A. (2014). Composite floor systems under column loss: Collapse resistance and tie force requirements. *Journal of Structural Engineering* 140(8): A4014003.
- [37] 王宣傑 (2020),「具周緣抗彎矩構架及深寬翼鋼柱之鋼構建築物於三向地震下之地震崩塌風險」,國立台灣大學土木工程學系碩士論文。
- [38] Chao, S.-H., Kuo, C.-H., Huang, H.-H., Hsu, C.-C. & Jan, J.-C. Observed pulse-liked ground motion and rupture directivity effect in Taiwan ground motion dataset.

In *Proceedings of International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake*, 2019; pp 15-19.

- [39] 楊甯凱 (2021),「考慮近斷層脈衝影響之隔震設計-以臺北盆地為例」,國立台灣大學土木工程學系碩士論文。
- [40] Gupta, A. & Krawinkler, H. (2002). Relating the seismic drift demands of SMRFs to element deformation demands. *Engineering Journal* 39(2): 100-108.
- [41] 臺灣地震模型 (2020),「山腳斷層孕震構造簡介」。
- [42] Medina, R. A. (2003). "Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions". Stanford University,
- [43] ASCE7-16. (2017). "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures". American Society of Civil Engineers,
- [44] 行政院公共工程委員會 (2024),「114 年度一般房屋建築費及辦公室翻修費編列基準」。
- [45] JLL. (2023). "Asia Pacific Fit-Out Cost Guide 2023/2024".
- [46] Yang, Y., Ingwersen, W. W., Hawkins, T. R., Srocka, M. & Meyer, D. E. (2017). USEEIO: A new and transparent United States environmentally-extended input-output model. *Journal of cleaner production* 158: 308-318.
- [47] U.S. Bureau of Economic Analysis, "U.Value Added by Industry" (accessed Saturday, June 15, 2024).
- [48] 國家發展委員會委託研究 (2018),「精進公共建設計畫經濟效益評估及財務計畫」。