

# 高強度鋼筋混凝土應用在超高樓層 建築物之耐震性能探討

內政部建築研究所研究報告

中華民國 100 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)



# 高強度鋼筋混凝土應用在超高樓層 建築物之耐震性能探討

研究主持人：鄭元良

協同主持人：宋裕祺

研究員：廖慧明、邱昌平、蔡江洋、陶其駿

內政部建築研究所研究報告

中華民國 100 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)



## 目次

目次 .....	I
表次 .....	V
圖次 .....	VII
摘要 .....	XVI
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究目的與方法.....	3
第三節 高強度混凝土之發展.....	5
第四節 文獻蒐集與分析.....	7
一、日本相關文獻.....	7
二、台灣相關文獻.....	12
第二章 高強度鋼筋混凝土構件非線性行為之探討 .....	15
第一節 高強度混凝土組成律探討.....	15
一、Muguruma 高強度混凝土組成律 .....	16
二、NewRC 高強度混凝土組成律 .....	20
第二節 構件撓曲行為.....	22
一、彎矩-曲率關係 .....	22
二、彎矩-轉角關係 .....	23
第三節 構件剪力行為.....	25
第四節 構件塑鉸設定.....	32
一、鋼筋混凝土柱破壞模式之判別 .....	32
二、構件在軸力變化下之塑鉸設定 .....	33
第五節 高強度鋼筋混凝土單柱容量曲線之案例分析與驗證 .....	34
一、高強度鋼筋混凝土單柱塑鉸與單柱容量曲線之分析與比較 .....	35
二、高強度鋼筋混凝土組成律與剪力強度適用性探討 .....	73
第六節 高強度鋼筋混凝土實驗資料與土木 401-96 理論分析比較及探討 ...	75
第三章 以結構性能為基準之高強度鋼筋混凝土建築物耐震能力評估 .....	81
第一節 改良式耐震能力評估法.....	81
第二節 耐震性能評估流程.....	84
第三節 耐震性能是否合格之判別.....	86
第四章 高強度鋼筋混凝土建築物耐震能力評估檢核系統介紹 .....	87
第一節 輔助分析系統之設計目標.....	87
一、基本分析功能.....	87
二、自動化功能.....	87
三、管理功能.....	88
第二節 輔助分析系統分析.....	89

一、決定輔助分析系統之分析流程 .....	89
二、設計分析流程中資料的檔案格式 .....	89
三、視窗作業模式分析.....	90
四、其他功能需求分析.....	90
第三節 輔助分析系統設計.....	92
第四節 輔助分析系統實作.....	94
第五章 超高層建築物結構耐震性能評估及探討案例 .....	99
第一節 結構模型建立與側推分析.....	101
一、建築物案例介紹.....	101
二、結構資料諸元.....	103
三、整體結構模型建立與側推分析 .....	104
四、超高層建築物側推分析結果 .....	107
五、側推分析結果檢核.....	112
六、側推分析結果探討.....	120
第二節 Stick Model 建立與非線性動力分析 .....	121
一、建立 Stick Model .....	121
二、非線性動力歷時分析設定 .....	124
三、非線性動力歷時分析結果檢核 .....	126
四、非線性動力歷時分析結果探討 .....	129
第六章 結論與建議.....	125
第一節 結論.....	125
一、以一般鋼筋混凝土理論無法精確計算高強度鋼筋混凝土構件強度 .....	131
二、高強度鋼筋混凝土構件撓曲行為以 New RC Model 所定義之混凝土組成律可獲得較佳之分析結果 .....	132
三、高強度鋼筋混凝土構件剪力行為以青山博之所建議之計算式可獲得較佳之分析結果.....	132
四、高強度鋼筋混凝土構件非線性行為—塑鉸設定為耐震性能檢核所必需.....	133
五、SERCb for New RC 分析系統之開發有助於結構工程師從事高強度鋼筋混凝土建築物耐震性能設計與檢核 .....	133
六、建構高強度鋼筋混凝土超高層建築物側推分析與非線性動力歷時分析之方法與流程，有助於結構工程師了解高強度鋼筋混凝土建築物耐震性能設計與分析要項.....	134
第二節 建議.....	136
建議一.....	136
建議二.....	136
建議三.....	136

附錄(一) 期初簡報專家審查意見與答覆.....	139
附錄(二) 期中簡報專家審查意見與答覆.....	143
附錄(三) 期末簡報專家審查意見與答覆.....	147
參考書目.....	151



## 表次

表 2-1 Komuro 反覆載重單柱試體詳細資料 1.....	37
表 2-2 Komuro 反覆載重單柱試體詳細資料 2.....	38
表 2-3 Muguruma 反覆載重單柱試體詳細資料.....	49
表 2-4 Izumi 反覆載重單柱試體詳細資料 1.....	56
表 2-5 Izumi 反覆載重單柱試體詳細資料 2.....	57
表 2-6 Kumagai 反覆載重單柱試體詳細資料 .....	68
表 2-7 日本 Komuro 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表 .....	76
表 2-8 日本 Muguruma 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表 .....	77
表 2-9 日本 Izumi 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表.....	78
表 2-10 日本 Kumagai 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表 .....	79
表 3-1 一般工址地表加速度計算公式 .....	82
表 3-2 台北盆地地表加速度計算公式 .....	82
表 3-3 建築物檢核項目 .....	86



## 圖次

圖 1-1 日本混凝土與鋼筋強度發展過程 .....	6
圖 1-2 日本建築物使用斷面發展過程 .....	6
圖 1-3 六車熙高強度混凝土組成律示意圖 .....	8
圖 1-4 六車熙高強度混凝土組成律與圓形柱抗壓試驗比對 .....	8
圖 1-5 六車熙高強度混凝土組成律與矩形柱抗壓試驗比對 .....	8
圖 1-6 崎野-孫高強度混凝土組成律示意圖 .....	9
圖 1-7 崎野-孫高強度混凝土組成律與抗壓試驗比較 .....	9
圖 1-8 和泉 信之等人施作之高強度鋼筋混凝土試體圖 .....	10
圖 1-9 小室 努等人施作試體所採用之材料應力-應變關係 .....	11
圖 1-10 小室 努等人所施作之試體實驗結果與分析比對 .....	12
圖 2-1 實驗(實線)與計算(虛線)之應力-應變曲線比較 .....	16
圖 2-2 高強度混凝土組成律-Muguruma Model .....	16
圖 2-3 混凝土有效圍束示意圖 .....	19
圖 2-4 高強度混凝土組成律-NewRC Model.....	20
圖 2-6 混凝土剪力強度-轉角關係圖 .....	25
圖 2-7 混凝土柱剪力強度-轉角轉換至彎矩-轉角關係圖 .....	26
圖 2-8 梁柱斷面資訊示意圖 .....	29
圖 2-9 構材之淨長示意圖 .....	29
圖 2-10 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別 .....	32
圖 2-11 考慮軸力變化，極限狀態塑鉸定義方式 .....	33
圖 2-12 實驗試體 150-1、2、4、6、8、9、10 詳細尺寸及配筋圖 .....	36
圖 2-13 實驗試體 150-1 以 Muguruma 組成律之彎矩-曲率比較 .....	39
圖 2-14 實驗試體 150-1 以 New RC 組成律之彎矩-曲率比較 .....	39
圖 2-15 實驗試體 150-1 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與 實驗資料之比較.....	40
圖 2-16 實驗試體 150-1 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實 驗資料之比較.....	40
圖 2-17 實驗試體 150-2 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與 實驗資料之比較.....	41
圖 2-18 實驗試體 150-2 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實 驗資料之比較.....	41
圖 2-19 實驗試體 150-4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與 實驗資料之比較.....	42
圖 2-20 實驗試體 150-4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實 驗資料之比較.....	42
圖 2-21 實驗試體 150-6 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與	

實驗資料之比較.....	43
圖 2-22 實驗試體 150-6 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	43
圖 2-23 實驗試體 150-8 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	44
圖 2-24 實驗試體 150-8 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	44
圖 2-25 實驗試體 150-9 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	45
圖 2-26 實驗試體 150-9 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	45
圖 2-27 實驗試體 150-10 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	46
圖 2-28 實驗試體 150-10 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	46
圖 2-29 實驗試體 CL-3、4，CH-3、4 詳細尺寸及配筋圖 .....	48
圖 2-30 實驗試體 CL-3 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	50
圖 2-31 實驗試體 CL-3 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	50
圖 2-32 實驗試體 CL-4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	51
圖 2-33 實驗試體 CL-4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	51
圖 2-34 實驗試體 CH-3 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	52
圖 2-35 實驗試體 CH-3 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	52
圖 2-36 實驗試體 CH-4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	53
圖 2-37 實驗試體 CH-4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	53
圖 2-38 實驗試體 UHRC、HRPCC 詳細尺寸及配筋圖 .....	55
圖 2-39 試體 UHRC01 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	58
圖 2-40 試體 UHRC01 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	58
圖 2-41 試體 UHRC04 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與	

實驗資料之比較.....	59
圖 2-42 試體 UHRC04 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	59
圖 2-43 試體 UHRC06 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	60
圖 2-44 試體 UHRC06 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	60
圖 2-45 試體 UHRC12 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	61
圖 2-46 試體 UHRC12 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	61
圖 2-47 試體 UHRC14 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	62
圖 2-48 試體 UHRC14 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	62
圖 2-49 試體 HRPCC6 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	63
圖 2-50 試體 HRPCC6 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	63
圖 2-51 試體 HRPCC7 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	64
圖 2-52 試體 HRPCC7 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	64
圖 2-53 試體 HRPCC11 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	65
圖 2-54 試體 HRPCC11 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	65
圖 2-55 實驗試體 C1、2、3、4 詳細尺寸及配筋圖 .....	67
圖 2-56 試體 C1 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	69
圖 2-57 試體 C1 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	69
圖 2-58 試體 C2 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	70
圖 2-59 試體 C2 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	70
圖 2-60 試體 C3 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較.....	71

圖 2-61 試體 C3 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料 之比較.....	71
圖 2-62 試體 C4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資 料之比較.....	72
圖 2-63 試體 C4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料 之比較.....	72
圖 2-64 日本 Komuro 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖 .....	76
圖 2-65 日本 Muguruma 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖 .....	77
圖 2-66 日本 Izumi 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖.....	78
圖 2-67 日本 Kumagai 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖 .....	79
圖 3-1 性能點 .....	83
圖 4-1 分析程序在視窗介面中的表現方式 .....	90
圖 4-2 輔助分析系統架構 .....	92
圖 4-3 SERCB 與 SERCB.Sung 程式庫的分析核心設計.....	93
圖 4-4 前處理 1 與前處理 2 各項分析程序 .....	94
圖 4-5 後處理程序各執行程序與批次化之分析程序 .....	95
圖 4-6 執行分析程序的參數設定 .....	95
圖 4-7 執行分析程序的結果 .....	96
圖 4-8 斷面編輯器 .....	96
圖 4-9 軸力與彎矩關係曲線 .....	97
圖 5-1 耐震性能評估分析流程 .....	100
圖 5-2 建物立面圖 .....	101
圖 5-3 建物平面圖 .....	102
圖 5-4 結構平面圖 .....	102
圖 5-5 柱斷面配筋示意圖 .....	103
圖 5-6 梁斷面配筋示意圖 .....	104
圖 5-7 整體建物 3D 立體圖 .....	105
圖 5-8 模型立面圖 .....	106
圖 5-9 模型平面圖 .....	107
圖 5-10 側推分析容量曲線圖 .....	108
圖 5-11 柱塑鉸最終發展情形 .....	109
圖 5-12 梁塑鉸最終發展情形 .....	110
圖 5-13 側推分析容量震譜圖 .....	111
圖 5-14 地表加速度-位移圖 .....	111
圖 5-15 檢核 Level 1 層間變位角與地表加速度之關係曲線.....	113
圖 5-16 檢核 Level 1 第一層樓受壓側柱軸力-彎矩檢核圖 .....	113
圖 5-17 檢核 Level 1 第一層樓受拉側柱軸力-彎矩檢核圖 .....	114
圖 5-18 檢核 Level 2 層間變位角與地表加速度之關係曲線.....	115

圖 5-19 檢核 Level 2 第一層樓受壓側柱軸力-彎矩檢核圖 .....	116
圖 5-20 檢核 Level 2 第一層樓受拉側柱軸力-彎矩檢核圖 .....	116
圖 5-21 檢核 Level 2 地表加速度與位移 .....	117
圖 5-22 檢核 Level 2 第一層樓受壓側柱塑性率 .....	117
圖 5-23 檢核 Level 2 第一層樓受拉側柱塑性率 .....	118
圖 5-24 檢核 Level 2 梁塑性率 .....	118
圖 5-25 側推過程中樓層剪力與層間位移 .....	119
圖 5-26 檢核 Level 2 樓層塑性率 .....	119
圖 5-27 各階段樓層剪力 .....	122
圖 5-28 各階段層間位移 .....	122
圖 5-29 各階段層間勁度 .....	122
圖 5-30 各階段樓層非線性行為示意圖 .....	122
圖 5-31 Stick Model 建立示意圖 .....	123
圖 5-32 簡化整體建築物之 Stick Model .....	123
圖 5-33 TAP014 地震歷時 .....	124
圖 5-34 TAP014 地震反應譜與規範工址設計反應譜比較 .....	124
圖 5-35 TAP088 地震歷時 .....	124
圖 5-36 TAP088 地震反應譜與規範工址設計反應譜比較 .....	124
圖 5-37 TAP089 地震歷時 .....	125
圖 5-38 TAP089 地震反應譜與規範工址設計反應譜比較 .....	125
圖 5-39 RTAP014 人造地震歷時 .....	125
圖 5-40 RTAP014 人造地震反應譜與規範工址設計反應譜比較 .....	125
圖 5-41 RTAP088 人造地震歷時 .....	125
圖 5-42 RTAP088 人造地震反應譜與規範工址設計反應譜比較 .....	125
圖 5-41 RTAP089 人造地震歷時 .....	126
圖 5-42 RTAP089 人造地震反應譜與規範工址設計反應譜比較 .....	126
圖 5-43 Level 1 地震作用下之樓層位移 .....	127
圖 5-44 Level 1 地震作用下之層間位移 .....	127
圖 5-45 Level 1 地震作用下之層間變位角 .....	127
圖 5-46 Level 2 地震作用下之樓層位移 .....	127
圖 5-47 Level 2 地震作用下之層間位移 .....	127
圖 5-48 Level 2 地震作用下之層間變位角 .....	127
圖 5-49 側推分析與動力分析之容量曲線比較 .....	128
圖 5-50 動力分析所得之位移與地表加速度曲線 .....	129



## 摘要

關鍵詞：高強度混凝土、高強度鋼筋、側推分析、非線性動力歷時分析

### 一、研究緣起

高強度鋼筋混凝土構造之建築可節省材料，利用其高強度的特性可有效的減少梁柱斷面，增加室內可用空間，並且有利於超高樓層使用，以高強度鋼筋混凝土施作超高層建築物於日本已相當普遍，但在台灣仍缺乏實際案例。由於台灣位於環太平洋地震帶上，若台灣要以此技術應用於建築物之設計，在耐震能力方面需要多加考量，故本研究將以高強度鋼筋混凝土之構件行為與耐震性能作為課題。

### 二、研究方法及過程

1. 高強度混凝土為一新材料，其力學行為與一般強度混凝土實不相同，若以一般強度混凝土之強度計算方法來考慮高強度混凝土將有高估之疑慮，故本研究透過日本相關研究成果，參考兩種高強度混凝土應力與應變關係，來計算高強度鋼筋混凝土之撓曲行為。並參考台灣與日本相關研究所得三種構件剪力行為，並綜合考量撓曲行為與剪力行為以求得構件之塑鉸特性
2. 透過日本相關單柱實驗資料，以本研究所參考之高強度混凝土關係與三種高強度鋼筋混凝土剪力行為與實驗資料進行比對，根據比對結果探討其力學行為，並建議較為合用之高強度混凝土組成律與剪力強度公式。
3. 參考國內與日本相關規範制定高強度鋼筋混凝土應用於超高層建築物之檢核標準，亦依據本研究所建議之構件塑鉸計算方式，分析一棟超高層建築物，並以側推分析與非線性動力歷時分析之結果，判斷該棟建築物之耐震性能。

### 三、重要發現

本研究以高強度鋼筋混凝土為研究目的，參考相關高強度鋼筋混凝土之力學行為計算方式，透過與實驗之比對，能更確定本研究所採用的高強度混凝土組成律與剪力公式等之適用性，並提供視窗化工作環境，有效的建立結構分析軟體所需的前、後處理分析工具，此外並依據日本實際案例之分析，建立超高樓層建築

高強度鋼筋混凝土應用在超高樓層建築物之耐震性能探討

物之分析流程並制定檢核標準，對於提昇國內高強度鋼筋混凝土應用於超高層建築物之耐震性能有所助益。

#### **四、主要建議事項**

##### **建議一**

短期建議：高強度鋼筋混凝土耐震能力評估系統之開發與維護

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署

依據本研究所建議之高強度鋼筋混凝土非線性行為，編寫一套適用於高強度鋼筋混凝土耐震性能分析之系統，本研究所開發之系統係透過 SERCB 為基礎架構進而發展為 SERCB for New RC，目前 SERCB 已提供業界使用並建立使用者討論平台，建議相關單位研議提供本研究所開發的分析系統給結構工程師，作為 New RC 建築結構耐震設計之用。

##### **建議二**

中、長期建議：施作高強度鋼筋混凝土單柱反覆載重試驗

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署、國家地震工程研究中心

本研究對於高強度鋼筋混凝土之單柱試體均以日本相關研究單位所執行之實驗為主，其高強度鋼筋混凝土之材料特性是否仍適用於台灣，則有待進一步之確認。建議國內對於高強度鋼筋混凝土之構件行為應執行相關單柱反覆載重試驗，以建立合乎本土性之高強度鋼筋混凝土資料庫，作為分析、設計與施工之參考。

##### **建議三**

中、長期建議：制定高強度鋼筋混凝土應用於高樓建築物之審查機制

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署

高強度鋼筋混凝土應用於高樓建築物在日本已有相當成果，如何在台灣推動實為未來建築結構所無法避免的。內政部之建築新技術、新工法、新設備、及新

材料之申請認可機制，確實有內政部認可之效果，惟內政部尚無指定機構進行審查之規定。目前國內有針對高樓建築進行結構審查之機制，其相關審查要點雖已成熟但未必完全適用於高強度鋼筋混凝土建築。建議應仿倣日本之作法，對於高強度鋼筋混凝土建築結構審查採取專案辦理之方式，由政府主管機關召集或授權專業機構研擬審查機制，明列各項審查作業。待審查機制確定後建議透過單一審查機構之運作，集中合適之審查人員、統一恰當且被認可之作法、可有效累積相關之知識與經驗，並且須經內政部認可其審查結果。相信對於加速推動業界設計高強度鋼筋混凝土建築應有相當大的幫助。

## ABSTRACT

Keywords: Pushover analysis, Nonlinear time history analysis, High strength concrete, High strength reinforcement

The application of high strength concrete and reinforcement(New RC) on the building structure can significantly decrease the dimension of the structural member, benefiting the use of high-rise reinforced concrete building. However, the seismic performance of the New RC building should be evaluated carefully particularly for the high-rise of seismic zone. This project intends to study this issue concerned.

The stress-strain relationship of high strength of concrete as well as reinforcement based on some Japanese researchers were adopted to study the flexural behavior of New RC member. Besides, three different kinds of empirical evaluation for shear strength of the member were employed. Accordingly, the plastic hinge of the New RC member could be proposed and its accuracy is able to be assured through comparing the results of experiment and analysis. The multiple level of seismic performance for the New RC building can be investigated through the pushover analysis and nonlinear time history analysis. As a result, the seismic performance of the New RC building can be discussed successfully. The results obtained can facilitate the fulfill of New RC building in Taiwan.

This project comes to the immediate and long-term strategies.

### **For immediate strategies:**

- (1) Development and maintenance of seismic evaluation system of New RC building

This project focused on nonlinear performance of the structural members using high-strength concrete as well as reinforcement, known as New RC members. The accuracy of analytical results was investigated through comparisons between the analytical and experimental results of the New RC members subjected to cyclic loading test. Based on that, a seismic evaluation system (SERCB for New RC) of the New RC high-rise building was established and a practical case study was made and discussed. It is suggested that the developed system is able to be served as the platform of seismic analysis for the structural engineers in the near future.

### **For long-term strategies:**

- (1) Performing more cyclic loading tests of New RC member

Based on more than twenty experimental results of cyclic loading test for New RC member conducted by Japan researchers, this project developed an analytical platform for New RC building. To make a deeper understanding of possible discrepancy for practical use in Taiwan, it is suggested to do more tests according to the technology developed herein serving as the data base for further study.

(2) Study on setup of review committee of New RC building design

Lots of New RC buildings were successfully constructed in Japan. It is inevitable to build up such kind of structure in Taiwan. A mature mechanism of review on structure design for tall building has been performed for a long time. However, all the specifications adopted are not always suitable to that for New RC case. It is suggested to build a set of process for New RC building design that might give a straight forward help to the structural engineers in design and facilitate the fulfillment of the New RC building in Taiwan.



## 第一章 緒論

### 第一節 研究緣起與背景

台灣地狹人稠，所能利用之建築面積亦有所限制，建築物朝向高樓層發展為未來之趨勢，目前台灣房屋建築均以鋼筋混凝土(RC)建物居多，由於RC自重過大，其所建之樓層數約莫可達三十層樓左右。日本建設省在1988至1993年間的研擬高強度混凝土及高強度鋼筋(新型式鋼筋混凝土，New RC)研究計畫，將混凝土強度與鋼筋強度分別提昇到120MPa與700MPa等級，以有效降低RC斷面。時至今日，日本已有超過700棟以上的超高層建築物使用New RC之建造案例，其最高樓層高達60層，已突破傳統RC建築之限制。

台灣位於環太平洋地震帶，地震發生頻仍，如何確保New RC高樓之耐震性能至為重要。本研究將依據日本相關研究機構實驗所得之高強度鋼筋與高強度混凝土之組成律與剪力強度等特性，研擬一套適用於New RC耐震性能之評估與檢核分析系統，透過側推分析(Pushover Analysis)逐一檢核不同等級需求的耐震性能；此外，續以側推分析所得之結果，將模型簡化為一串燒模式(Stick Model)進行非線性動力歷時分析(Nonlinear Time History Analysis)，並檢核各樓層反應。本研究對於New RC各構件之塑鉸設定將有詳細之描述，並將撰寫一套適用於New RC超高層建築物之自動化耐震性能分析程式，作為目前各商用結構分析軟體(如ETABS、SAP2000等)之前、後處理程序，自動與各商用結構分析軟體串聯，增加工作效率。研究成果將可供為國內超高層建築物從事耐震設計參考之用。

1971年2月9日美國加州發生San Fernando地震以後，加州結構技師協會(SEAOC)首先提出有關鋼筋混凝土造抗彎矩韌性立體剛構架之耐震設計法之修訂。此修訂是引用上述地震之RC建築結構災害實況調查報告及PCA研究所(Portland Cement Association Research Laboratory) RC抗彎矩韌性立體剛構架實驗報告而所制訂的。此後

1972 年 L.A 市完全採用上法。U.B.C 也同時增加此鋼筋混凝土造抗彎矩韌性立體剛構架之有關耐震設計法。

在台灣 1974 年內政部全盤修訂了建築技術規則，其 4 章耐震規範部份就是參考 UBC 之規定。規則內有關鋼筋混凝土造抗彎矩韌性立體剛構架之特別規定完全參照 UBC 之規定。

此法引進當時至 1980 年代尚未考慮台灣的地震本土鋼筋混凝土產業之水準，及本土鋼筋混凝土韌性耐震結構之強度與韌性等之實驗證明。歷經 1985 年花蓮地震及 1999 年集集大地震以及 331 地震，如果確有依此韌性立體剛構架耐震觀念設計之建築並未聞有嚴重之破壞與倒塌。倒是有很多未依此基本耐震設計觀念而興建的 RC 高層建築嚴重的破壞與倒塌。日本跟我們一樣開始是參照 1971 年 SEAOC 之規範作為他們發展的起步。並重新研究鋼筋混凝土造抗彎矩韌性立體剛架。

國內對使用此鋼筋混凝土造抗彎矩韌性立體剛構架之設計規範應也有 30 多年應該不陌生，建築物高度也受限於當時美國 160 英尺之規定。這麼多年來，此種韌性立體剛構架被質疑著即其韌性配筋之複雜與施工難度。

此鋼筋混凝土造抗彎矩韌性立體剛架之耐震設計法在日本 1980 年代引起產官學界特別之注意，因日本土地狹小住宅高層化。此法耐震能力相當高，如能提昇鋼筋混凝土構材之高超強度化，所需材料尺寸縮小有節能減碳之效果，以日本的工業能力應可成功此新鋼筋混凝土高層建築之計劃(New RC 計劃)。

國內平地少約 3/4 為山坡地，在 1/4 之平地上住宅高層化比日本更迫切需要。然而台灣位於環太平洋地震帶，地震發生頻仍，若能針對台灣地震特性，研擬一套合宜的 New RC 高樓之耐震性能評估基準，將可有效確保 New RC 高樓之耐震性能，對於 New RC 技術在台灣之推廣將有幫助。

## 第二節 研究目的與方法

鋼筋混凝土(RC)結構勁度較大，高樓居住品質之服務性相對較佳，且材料便給，成為建築投資者、住戶所青睞。是以，國內建築以RC結構為主要建材，佔建築總量之85%以上。工程技術上，因為一直援用美國ACI設計施工規範，三十幾層之高層建築已為極限，且大量的耗用砂石、水泥，對自然環境影響頗大，故常被誤認為不夠環保建材。高強度鋼筋混凝土構造之建築，可節約構材材料，增加室內可利用空間，有利於四、五十層以上的高層建築發展，於日本已為普遍應用的技術，但在國內尚乏實際案例，如予引進，必須有審慎的對策。

日本自1988年度開始積極推動高強度鋼筋混凝土研究發展計畫，為五年期的國家型研究計畫，簡稱New RC研究計畫，其主要成果有(1)高強度、超高強度鋼筋混凝土用材料之開發，開發出高強度的混凝土(強度介於30至120N/mm<sup>2</sup>)及鋼筋(強度介於400至1200N/mm<sup>2</sup>)，同時製作出其性能評估的試驗方法及判定基準。(2)施工基準之開發，製作出New RC施工基準，以別於以往的施工基準，主要之差異為結構體混凝土強度之想法及強度規定。(3)結構性能評估方法之開發，作為混凝土和鋼筋之複合體的鋼筋混凝土，提案有關握裹、錨定、圍束效果、2方向應力下之平板強度等評估式，將適用範圍擴大到高強度。(4)設計方法之開發，將重點置於地震時之動態行為的設計體系，要求安全率的明確化。

目前於日本東京首都圈，應用超高強度RC於五十餘層樓超高層建築已習以為常，大幅節約工程材料，環保效益彰顯；而且採用預鑄構材的積層工法施作，工期可縮短，蔚為風氣，值得國內借鏡。

國內高強度混凝土及鋼筋材料產製技術也漸成熟，無須太多重複的研究下，除可參考日本研究應用的成果，援引有關設計施工經驗，

應可儘速導入超高強度鋼筋混凝土建築技術，促進國內 New RC 建築之應用發展。

超高樓建築使用高強度混凝土與高強度鋼筋為未來重要之趨勢，如何確保 New RC 之耐震性能為首要之問題。ATC-40 建議之性能設計法分析乃使用容量震譜法之靜態側推分析(Pushover Analysis)為主，著重結構物非線性行為的分析，改進利用折減或放大因數間接求得結構非線性行為。目前常用的結構分析軟體，均提供側推分析模組，其內建的塑鉸性質係參考 FEMA-273(Federal Emergency Management Agency)為依據，經實驗證實依此塑鉸所得之分析結果無法準確的模擬構件非線性行為，且其計算過程繁複。以房屋建築而言結構構件數量多、構件行為複雜，如以人工計算其各構件行為更費時且容易出錯。現今電腦發達且運算速度越來越快，將可簡化過去繁雜的計算過程，並提高分析效率。

目前針對普通混凝土建物之耐震詳細評估已有 SERCB(Seismic Evaluation of RC Building)等程式可應用，但未必能應用於 New RC 建築物，本文將發展一套適用於 New RC 之耐震性能評估程式，針對 New RC 建築物梁柱構件之塑性鉸考慮其非線性行為，透過普遍使用之結構分析軟體如 ETABS 等進行側推分析(Pushover Analysis)逐一檢核不同等級需求的耐震性能；此外，續以側推分析所得之結果，將模型簡化為一串燒模式(Stick Model)進行非線性動力歷時分析(Nonlinear Time History Analysis)，並檢核各樓層反應，提供國內超高層建築物從事耐震設計參考之用。

### 第三節 高強度混凝土之發展

鋼筋混凝土(RC)被廣泛的使用於低樓層建築，其造價低、易於維護、耐火和耐久性佳，然而鋼筋混凝土一般被視為材料上其韌性低於鋼骨，不適用於高樓層建築，高樓層建築進而選用鋼骨而捨棄一般混凝土，但其造價昂貴，若能提高混凝土強度以達到同等級之安全性能必能將建造成本降低。1980 年左右日本發展高強度混凝土其受壓強度比一般混凝土大兩倍，RC 被證明有可能突破該障礙，並發展細部技術確保各種結構構材之韌性，且發展新施工技術、提升品質控制之技術。相同的，必須發展使高強度混凝土能發揮作用的高強度鋼筋，將其應用於範圍更廣的高樓層建築或橋梁等建設。

基於上述之背景，日本建設省推動一個 5 年國際性研究計畫，名稱為 Development Advanced Reinforced Concrete Building using High Strength Concrete and Reinforcement(或稱 New RC)。此計畫起始於 1988 年，主要為製造高強度混凝土其標稱強度從 30MPa 到 120MPa，以及高強度鋼筋其降伏強度從 400MPa 到 1200MPa，並使用這些材料發展新領域的 RC 建築。

日本混凝土與鋼筋強度之發展由圖 1-1 所示，日本從 1995 年起鋼筋混凝土強度有顯著的發展，其混凝土強度由原先的 60MPa 迅速發展至 100MPa，而鋼筋強度亦由 500MPa 發展至 700MPa，其後續亦有更高的強度發展，並配合 New RC 相關設計細節及其相關規範，日本之鋼筋混凝土造建築物發展狀況如圖 1-2 所示，隨著 New RC 的發展建築物使用鋼結構(S)、鋼骨鋼筋混凝土(SRC)與鋼管混凝土(CFT)造亦隨之減少，一方面可降低建築成本，也可提高建築物耐震性能。

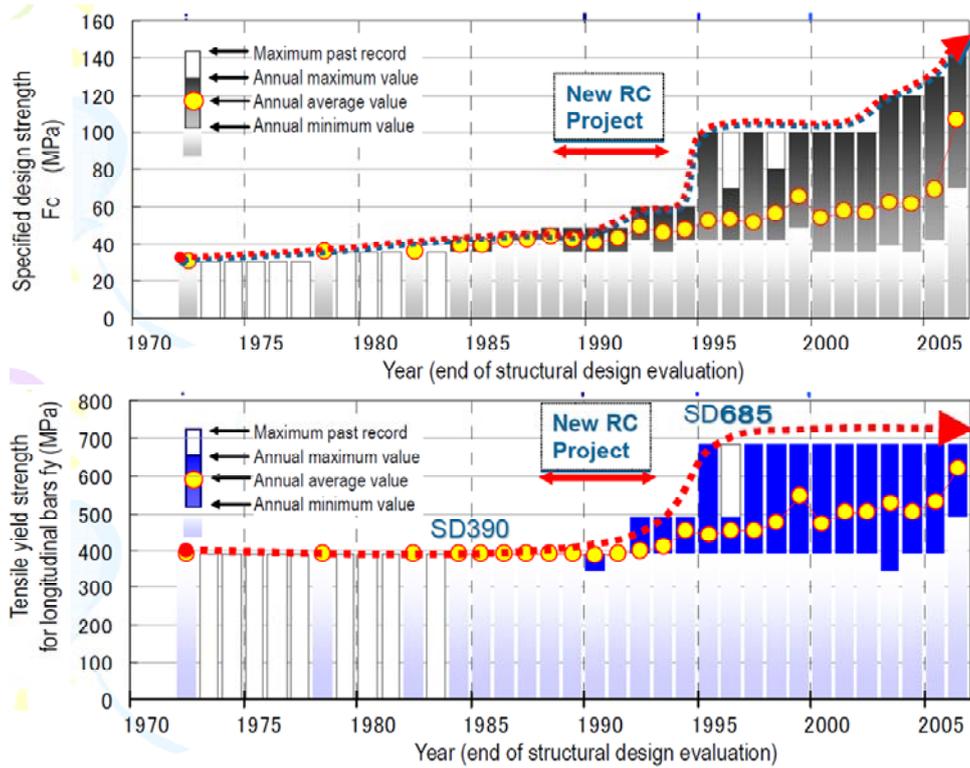


圖 1-1 日本混凝土與鋼筋強度發展過程

【資料來源：參考書目 1】

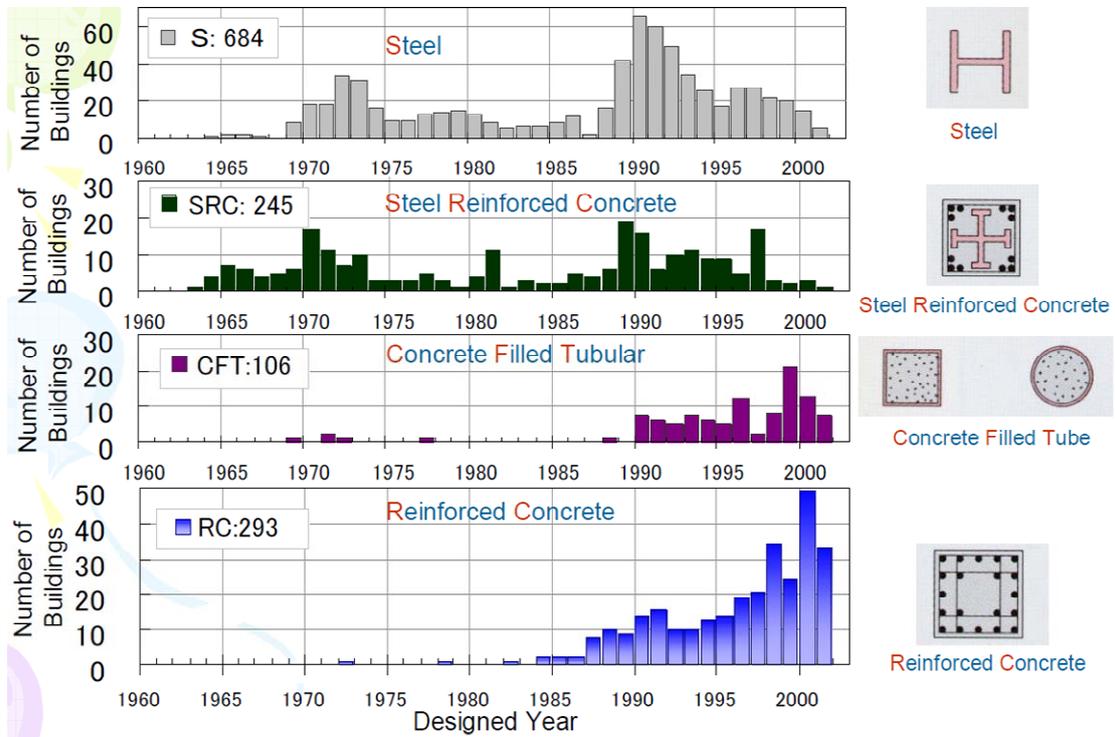


圖 1-2 日本建築物使用斷面發展過程

【資料來源：參考書目 1】

#### 第四節 文獻蒐集與分析

日本 1988 年起針對高強度鋼筋混凝土實施許多如單柱試體實驗、混凝土梁柱接頭試驗等之相關實驗，日本各相關研究單位亦根據混凝土實驗與施工經驗制定適用於 New RC 的規範與指針，其相關規範於日本已行之有年，許多學者亦針對規範與指針進行相關的實驗驗證與探討並提出對於梁、柱、梁柱接頭等不同構件之力學行為計算。本節對於 New RC 文獻蒐集與分析，將參考日本、台灣研究單位所制定之相關規範指針與各學者對於 New RC 所撰寫之相關書籍，進行探討與分析。

##### 一. 日本相關文獻

日本研究單位於 1980 年代開始對於 New RC 之發展投入相當多的心血，由各研究學者對於 New RC 之相關課題如高強度混凝土組成律、高強度鋼筋強度之提升、構件剪力行為、New RC 防火性能、耐久性等進行許多實驗與分析。

1980 年日本京都大學教授六車 熙(Muguruma et al., 1980)等人，已對於高強度混凝土施作一連串試驗如梁、柱試驗、梁柱接頭試驗、抗壓試驗等混凝土相關試驗，其研究均以高強度混凝土與高強度鋼筋為主來探討高強度鋼筋混凝土之力學行為，並根據試驗結果提出適用於高強度混凝土之組成律如圖 1-3 所示，並陸續修正混凝土組成律，經實驗證實可有效的模擬高強度混凝土之力學行為，如圖 1-4、圖 1-5 所示。

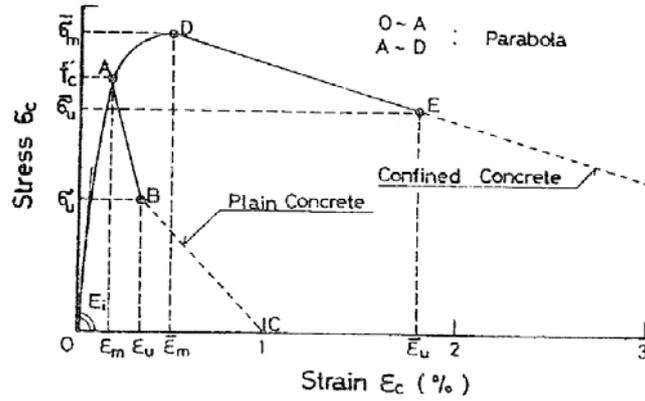


圖 1-3 六車熙高強度混凝土組成律示意圖

【資料來源：參考書目 2】

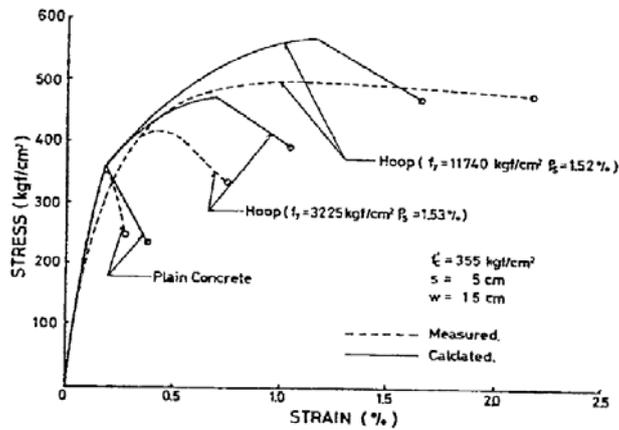


圖 1-4 六車熙高強度混凝土組成律與圓形柱抗壓試驗比對

【資料來源：參考書目 2】

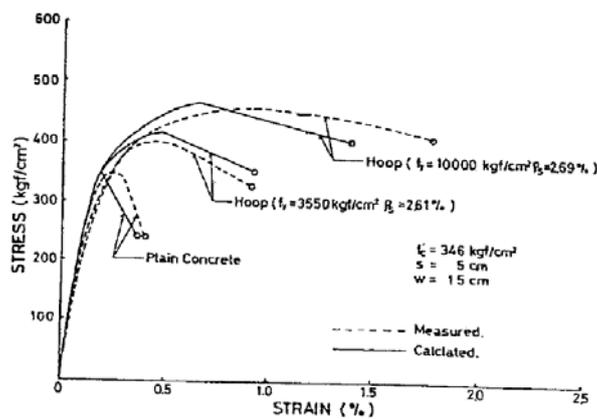


圖 1-5 六車熙高強度混凝土組成律與矩形柱抗壓試驗比對

【資料來源：參考書目 2】

1993 年，崎野 健治(Sakino Kenji)、孫玉平(Sun Yuping)教授，根據大尺寸斷面縮尺實驗試體進行中心受壓試驗，根據修正 Kent-Park (Kent-Park, 1982) 組成律進行應力-應變關係模型如圖 1-6 之驗證 (Kenji et al., 1993)，雖整體上變成有過大的評價，但全體的遲滯特性則顯示崎野-孫式有較近似的良好結果。但其組成律亦有所相關限制，當混凝土圍束效應較差且混凝土強度大於 100MPa 時，應力-應變關係將變成不連續的函數，應該注意此將無法適用。

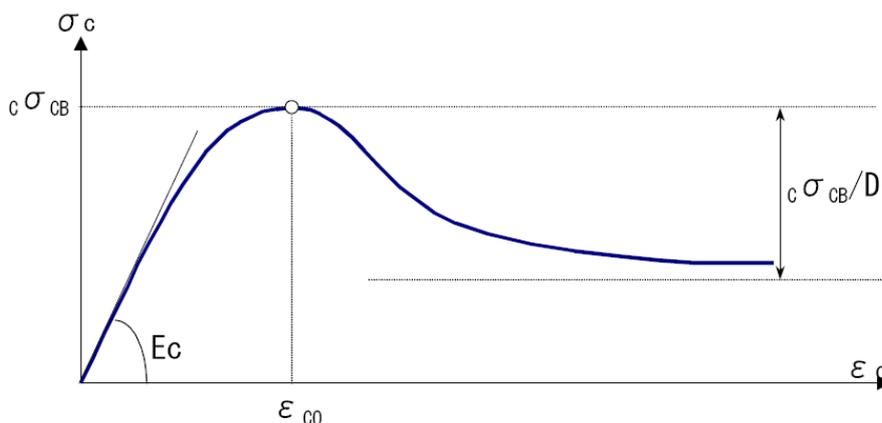


圖 1-6 崎野-孫高強度混凝土組成律示意圖

【資料來源：參考書目 18】

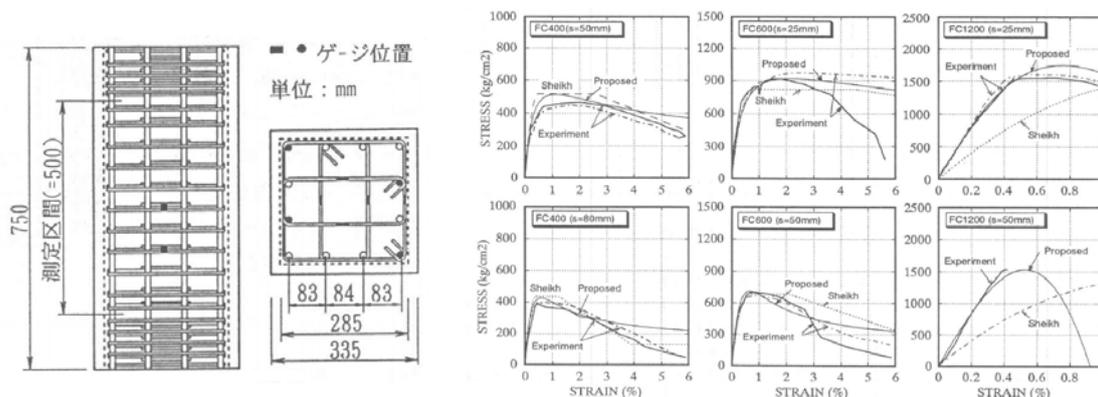


圖 1-7 崎野-孫高強度混凝土組成律與抗壓試驗比較

【資料來源：參考書目 4】

1999年，日本建築學會出版之「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(日本建築學會，1999)，該書係將相關研究學者所發表之成果如構件剪力行為、構件撓曲行為、梁柱接頭、剪力牆等相關研究，並考慮其適用性以提供給各單位所使用。

2000年和泉 信之(Izumi Nobuyuki)等人(Izumi et al., 2000)，施作一連串高強度鋼筋混凝土單柱試體之實驗如圖 1-8，其實驗均以高強度混凝土與高強度鋼筋做為實驗之依據，並區分為斷面 $300\text{mm}\times 300\text{mm}$ 柱高 $900\text{mm}$ 與斷面 $400\text{mm}\times 400\text{mm}$ 柱高 $1200\text{mm}$ 兩種不同型式之單柱試體，並探討其單柱行為之發展情況。

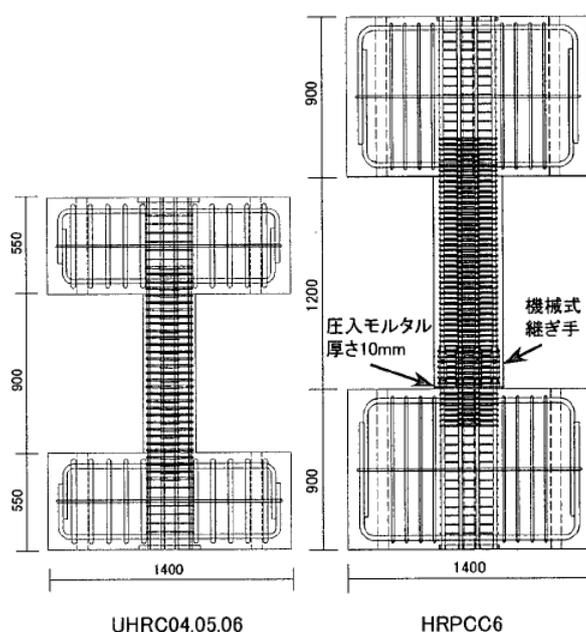


圖 1-8 和泉 信之等人施作之高強度鋼筋混凝土試體圖

【資料來源：參考書目 20】

2001年，青山博之(Hiroyuki Aoyama)教授撰寫的「超高層鋼混凝土造建築之設計」(Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures)(Aoyama, 2001)，其內容包含日本對於高強度鋼筋混凝土相關規定，如構件剪力行為、彎矩行為以及相關實驗資料等，並介紹相關案例之分析。

2002 年，熊谷 仁志(Kumagai Hitoshi)等人(Kumagai et al., 2002)，探討高強度鋼筋混凝土之撓曲行為與剪力行為，施作一連串相關單柱試體，該系列單柱試體所使用之混凝土強度為 120MPa，其柱高分為 900mm 與 1000mm，斷面分為 360mm×360mm 與 250mm×250mm，亦考量有無繫筋之差別，並根據實驗結果顯示其單柱試體有剪力破壞之情況發生。

2002 年，小室努(Komuro Tsutomu)等人(Komuro et al., 2002)，其實驗將使用混凝土強度高達 150MPa，採用六車 熙高強度混凝土組成律配合高強度鋼筋，其高強度鋼筋已完全彈塑性行為模擬進行實驗與分析之比對，其分析結果與實驗資料比較得知六車 熙組成律可有效的模擬其構件非線性行為。

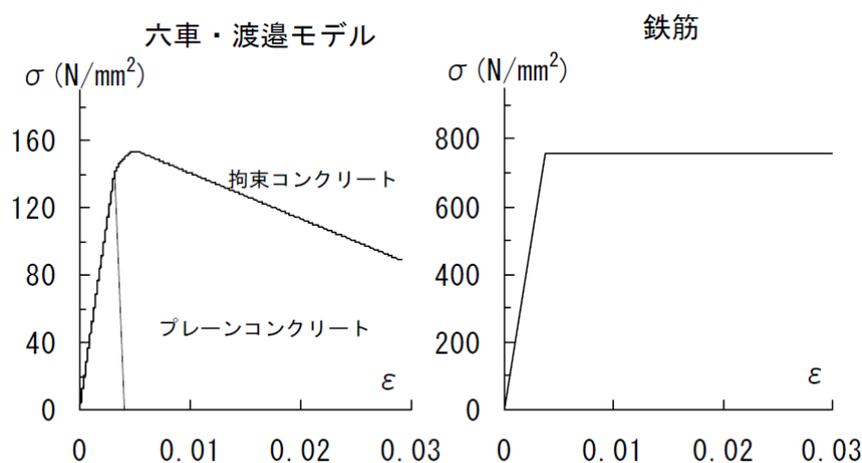


圖 1-9 小室 努等人施作試體所採用之材料應力-應變關係

【資料來源：參考書目 16】

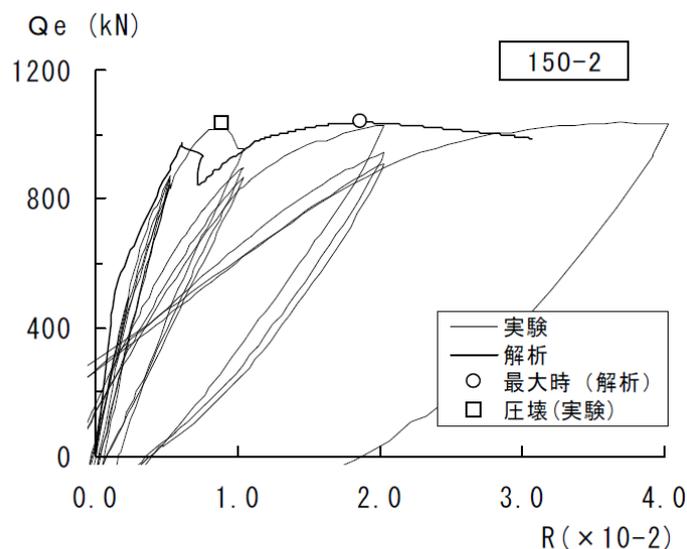


圖 1-10 小室 努等人所施作之試體實驗結果與分析比對

【資料來源：參考書目 16】

2004 年，日本建築學會新編撰之「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」(日本建築學會，2004)亦參考前撰「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」之內容，更新鋼筋混凝土相關研究資料，並介紹如何以側推分析結果來模擬各樓層之非線性行為。

## 二. 台灣相關文獻

1996 年，內政部所編定之建築物耐震設計規範及解說(內政部，1996)，第二章提供台灣所有地區之震區週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數與最大考量水平譜加速度係數。其地震作用力主要係依設計水平譜加速度係數或最大考量水平譜加速度係數透過相關參數之計算而得之，並依各層質量分布地震作用力。第三章之動力分析方法規定輸入地震要求：至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於  $0.2T$  至  $1.5T$  週期範圍內任一點之譜加速

度值不得低於設計譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計反應譜加速度值之平均值，其中 $T$ 為建物基本模態之振動週期。

1998年，社團法人台灣混凝土學會之研究計畫「新世代高強度鋼筋混凝土研究」(台灣混凝土學會，1998)，其研究主要參考日本相關施工經驗與研究單位之成果，如鋼料配製、高強度鋼筋規格等，並配合國內廠商之實驗與經驗提出適用於台灣高強度鋼筋混凝土的相關計算公式與建議，以期望國內對於高強度鋼筋混凝土能夠有新的發展。其中，在考量國內材料、環境等因素下，陸景文於2001年提出一本土化預測式(CCL)，該預測式主要採用ACI363R-22中所規定之混凝土彈性模數預測經驗公式為依據，加入一折減因子 $\alpha = 0.9$ ，用以預測國內混凝土之彈性模數，預測公式如下：

$$E_{c28} = \alpha(3320\sqrt{f'_c} + 6900)(MPa)$$

$$21MPa \leq f'_c \leq 83MPa$$

其中， $E_{c28}$ ：28天彈性模數(MPa)

$f'_c$ ：28天抗壓強度(MPa)

$\alpha$ 採用0.9以反映國內混凝土彈性模數較低之特性

為進一步瞭解高強度混凝土抗壓強度與彈性模數的關係，該計畫利用所施作之混凝土抗壓實驗，將所有配比的7天、14天、28天齡期的抗壓強度與彈性模數，回歸出一條線性公式，並瞭解在這樣的強度範圍下，高強度混凝土抗壓強度與彈性模數之間的關係，由現有的經驗公式及預測公式比較可知，國內高強度爐石粉混凝土的彈性模數是比較小的，因此不能直接套用ACI的預測式，而與CCL相比，雖然實驗值仍是比較小，但已算是非常接近且呈現出相似的趨勢，在考慮適用範圍及國內的材料情形，在應用ACI及CCL的預測式於較

高強度爐石粉混凝土時，則需要一個合理的折減係數。其回歸公式如下：

$$E_c = 8990\sqrt{f'_c} + 57743 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

其中， $E_c$ ：各齡期彈性模數 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$f'_c$ ：各齡期抗壓強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

1999年，內政部建築研究所研究報告「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」(內政部建築研究所，2009)，國內目前已有產業界與學界實質進行 New RC 之相關研發與類似預鑄構材積層工法之應用。為進一步促成國內產官學研能早日使用超高強度之混凝土與鋼筋於高層建築，該研究乃著重於其設計與施工指針(或稱基準)之研訂，此處所謂指針並非一種能定義所有技術細節的類型，而是僅於實際設計和施工上給予基本原理的想法。這種軟性類型指針偏向全世界傾向發展的性能設計。希望各界在此領域發展與應用時可資遵循參考。

## 第二章 高強度鋼筋混凝土構件非線性行為之探討

### 第一節 高強度混凝土組成律探討

對於一般強度混凝土組成律，國內外許多學者也陸續提出相關之研究，而國內目前較常用的一般強度混凝土組成律則有 Kawashima(Kawashima et. al, 1983)、Mander(Mander et. al, 1988)兩種，其主要目的在於探討一般強度混凝土的應力-應變行為，而後由於高強度混凝土之發展，日本許多學者也陸續提出高強度混凝土相關組成律，以區別一般混凝土與高強度混凝土之力學行為。

混凝土強度愈高，到抗壓強度為止幾乎為直線的上升，之後的負斜率顯著的變為更陡。高強度混凝土之應力-應變關係提案式有許多種，準確的模擬實驗結果之模型也很多，如圖 2-1 所示應力-應變關係之實測值和各種評估式之比較。有鑑於高強度混凝土因強度較高較具脆性，且高強度混凝土到達極限後強度隨應變增加而迅速衰減，韌性較一般強度混凝土低，故力學行為與一般強度混凝土略有不同，若以一般混凝土組成律計算高強度混凝土之非線性行為將會有高估高強度混凝土之疑慮。

對於高強度混凝土非線性行為，本研究係以切片法(Strip Element Method)，並配合高強度混凝土組成律來計算高強度鋼筋混凝土構件非線性行為，本研究將參考日本六車 熙(Muguruma Hiroshi)與渡邊史夫(Watanabe Fumio)教授提出之 Muguruma 組成律以及崎野 健治(Sakino Kenji)教授與孫玉平(Sun Yuping)教授提出之 NewRC 組成律。根據日本學者所施作之試驗如圖 2-1 可知 Muguruma 組成律所得之結果較符合實驗數據，而 New RC 組成律為日本建築學會所建議之組成律公式，故本研究以日本兩種高強度混凝土組成律作為計算非線性行為之依據。本節重點在於介紹日本高強度混凝土應力-應變關係與其相關參數說明，後續章節將根據相關高強度混凝土實驗資料探討其組成律之適用性。

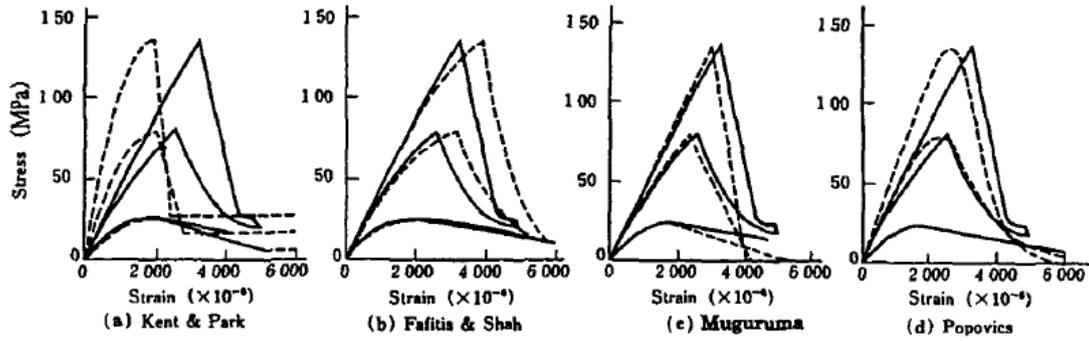


圖 2-1 實驗(實線)與計算(虛線)之應力-應變曲線比較

【資料來源：參考書目 39】

### 一. Muguruma 高強度混凝土組成律

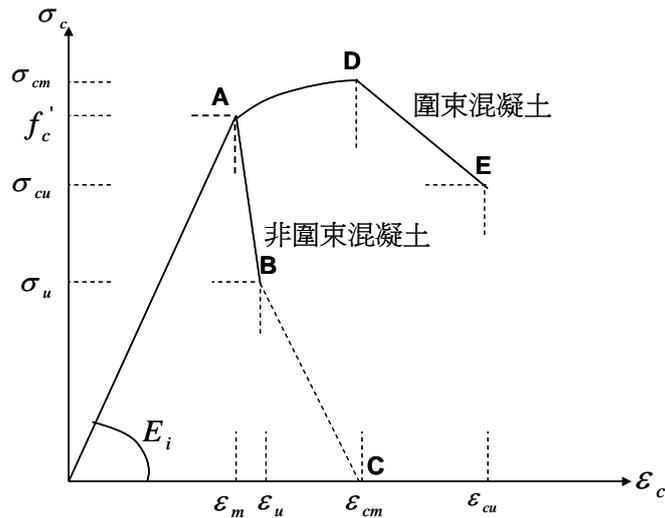


圖 2-2 高強度混凝土組成律-Muguruma Model

【資料來源：參考書目 18】

如圖 2-2 所示，以下列方程式表示之(單位：N,mm)：

$$E = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \times \left(\frac{F_c}{20}\right)^{0.5} \quad F_c \leq 36MPa \quad (2-1)$$

$$E = 33500 \times k1 \times k2 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{1/3} \quad F_c > 36MPa \quad (2-2)$$

式中，

$E$ ：混凝土楊氏係數

$\gamma$  混凝土單位重( $KN/m^3$ )

$F_c$ ：混凝土抗壓強度

$k_1$ ：粗骨材修正係數

0.95：石英片岩碎石、安山岩碎石、玉石碎石、  
玄武岩碎石、粘板岩碎石

1.2：石灰岩碎石、煅燒鋁礬土

1.0：其他粗骨材

$k_2$ ：細骨材修正係數

0.95：矽粉、高爐礦渣微粉、煤灰超細粉

1.1：煤灰細粉

1.0：無雜質粉

非圍束混凝土：

$$O \sim A \quad \sigma_c = E_i \varepsilon_c + \left( \frac{f'_c - E_i \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \right) \varepsilon_c^2 \quad (2-3)$$

$$A \sim B \quad \sigma_c = \left( \frac{\sigma_u - f'_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_m} \right) (\varepsilon_c - \varepsilon_m) + f'_c \quad (2-4)$$

$$\sigma_u = \frac{2(S - f'_c \varepsilon_m)}{\varepsilon_u + \varepsilon_m} + f'_c \quad (2-5)$$

式中，

$\sigma_c$ ：混凝土強度

$\varepsilon_c$ ：混凝土應變

$E_i$ ：初始彈性模數

$f'_c$ ：非圍束混凝土抗壓強度

$\varepsilon_m$ ：混凝土應力達  $f'_c$  時之應變

$\varepsilon_u$ ：非圍束混凝土之極限應變

$\sigma_u$ ：非圍束混凝土應變達  $\varepsilon_u$  時之應力

$S$ ：混凝土在  $f'_c$  時其應力-應變所包圍之面積

圍束混凝土：

$O \sim A$  與非圍束混凝土相同

$$A \sim D \quad \sigma_c = \frac{f'_c - \sigma_{cm}}{(\epsilon_m - \epsilon_{cm})^2} (\epsilon_c - \epsilon_{cm})^2 + \sigma_{cm} \quad (2-6)$$

$$D \sim E \quad \sigma_c = \frac{\sigma_{cu} - \sigma_{cm}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cm}} (\epsilon_c - \epsilon_{cm}) + \sigma_{cm} \quad (2-7)$$

$$\sigma_{cu} = \frac{2(S_c - \sigma_{cm} \epsilon_{cm})}{\epsilon_{cm} + \epsilon_{cu}} + \sigma_{cm} \quad (2-8)$$

式中，

$\sigma_{cm}$ ：圍束混凝土的極限強度

$\epsilon_{cm}$ ：混凝土強度達 $\sigma_{cm}$ 時之應變

$\epsilon_{cu}$ ：混凝土的極限應變

$\sigma_{cu}$ ：混凝土應變達 $\epsilon_{cu}$ 時之應力

$S_c$ ：圍束混凝土在應力 $\sigma_{cm}$ 時應力-應變所包圍之面積

圍束混凝土應力-應變關係的修正係數：

如圖 2-3 所示，以下列方程式表示之：

$$C_c = 0.313 \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f'_c} \left( 1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad (2-9)$$

式中，

$\rho_s$ ：橫向鋼筋比

$f_y$ ：橫向鋼筋降伏強度

$f'_c$ ：混凝土抗壓強度

$s$ ：橫向鋼筋間距

$w$ ：最小圍束間距

矩形斷面：

$$\sigma_{cm} = (1 + 49C_c)f'_c \quad (2-10)$$

$$\varepsilon_{cm} = (1 + 179C_c)\varepsilon_m \quad (2-11)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_u \quad C_c < 0.0013 \quad (2-12)$$

$$\varepsilon_{cu} = (-1.44 + 1890C_c)\varepsilon_u \quad C_c \geq 0.0013 \quad (2-13)$$

圓形斷面：

$$\sigma_{cm} = (1 + 75C_c)f'_c \quad (2-14)$$

$$\varepsilon_{cm} = (1 + 250C_c)\varepsilon_m \quad (2-15)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_u \quad C_c < 0.00041 \quad (2-16)$$

$$\varepsilon_{cu} = (0.401 + 1460C_c)\varepsilon_u \quad C_c \geq 0.00041 \quad (2-17)$$

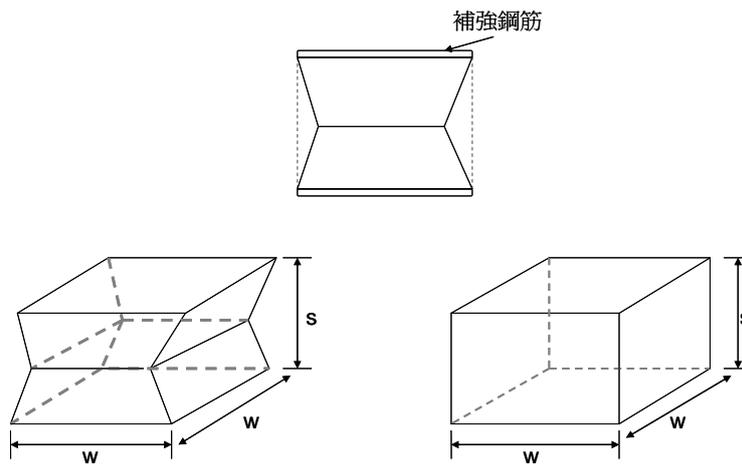


圖 2-3 混凝土有效圍束示意圖

【資料來源：參考書目 18】

## 二. NewRC 高強度混凝土組成律

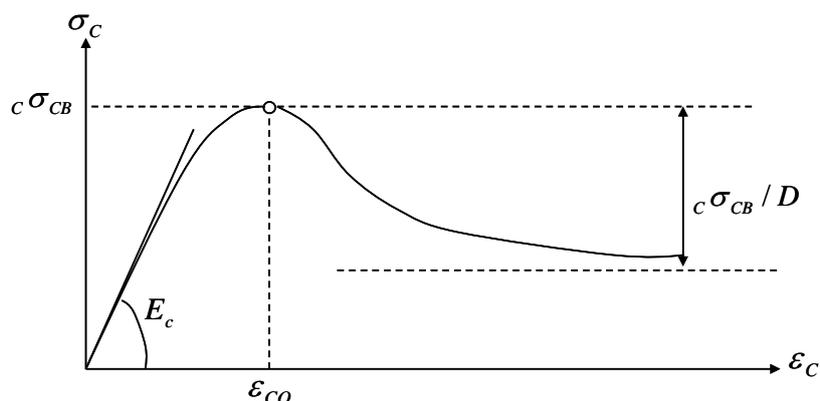


圖 2-4 高強度混凝土組成律-NewRC Model

【資料來源：參考書目 18】

如圖 2-4 所示，以下列方程式表示之(單位：N,mm)：

$$\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (2-18)$$

$$c\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hy} \quad (2-19)$$

$$\sigma_p = \mu_c \cdot \sigma_B = \begin{cases} 0.8_c \sigma_B & \text{圓形斷面} \\ 1.0_c \sigma_B & \text{矩形斷面} \end{cases} \quad (2-20)$$

$$\kappa = \begin{cases} k_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2 & \text{圓形斷面} \\ k_s \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right) & \text{矩形斷面} \end{cases} \quad (2-21)$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{CO}} \quad (2-22)$$

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{CO}}{c\sigma_{cB}} \quad (2-23)$$

$$K = \frac{c\sigma_{cB}}{\sigma_p} \quad (2-24)$$

$$\varepsilon_{CO} = \varepsilon_o \cdot \begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5) & K > 1.5 \end{cases} \quad (2-25)$$

$$\varepsilon_o = 0.93(c\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3} \quad (2-26)$$

$$E_c = 4.1k \left( \frac{c\sigma_B}{100} \right)^{1/3} \times 10^4 \times \left( \frac{\gamma}{24} \right)^2 \quad (2-27)$$

式中，

$\gamma$ ：混凝土單位重( $KN/m^3$ )

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{一般} \\ 1.2 & \text{高彈性(石灰岩)} \\ 0.9 & \text{低彈性(石英片岩、安山岩、輕質骨材)} \end{cases}$$

$$D = \alpha + \beta_c \sigma_B + \gamma \sqrt{(K-1)_c \sigma_B / 23} \quad (2-28)$$

$$\alpha = \begin{cases} 2.0 & (\rho_h < 0.02) & \text{矩形斷面} \\ 70\rho_h + 0.006 & (\rho_h \geq 0.02) & \text{矩形斷面} \\ 2.0 & & \text{圓形斷面} \end{cases}$$

$$\beta = -1.71 \times 10^{-2}, \quad \gamma = 1.6 \text{ (公式參數)}$$

相關參數

$\sigma_c$ ：混凝土縱向應力

$\varepsilon_c$ ：混凝土縱向應變

${}_c\sigma_B$ ：混凝土抗壓強度

$\sigma_p$ ：非圍束混凝土強度

${}_c\sigma_{cB}$ ：圍束混凝土強度

$\varepsilon_{co}$ ：圍束混凝土強度為  ${}_c\sigma_{cB}$  時之應變

$d''$ ：圍束箍筋直徑

$C$ ：圍束箍筋之有效長度

$s$ ：圍束箍筋間距

$D_c$ ：圍束箍筋所圍斷面之中心淨間距

$\sigma_{hy}$ ：圍束箍筋之降伏應力

## 第二節 構件撓曲行為

### 一. 彎矩-曲率關係

鋼筋混凝土構材典型的軸力與彎矩交互影響曲線如圖 2-5，A~F 點分別對應的彎矩-曲率圖如圖 2-5(b)。切片法(Strip Element Method)為分析柱斷面彎矩-曲率的有效方法之一，該法首先將柱斷面切割為很多纖細的條狀纖維元素，設柱斷面之撓曲曲率為 $\varphi$ ，各纖維元素中心距柱斷面受壓側最外緣處之距離為 $x$ ，則各纖維元素之應變可表示如下：

$$\varepsilon_i = \varepsilon_c + \varphi \cdot x \quad (2-29)$$

式中 $\varepsilon_c$ 為受壓側最外緣處之應變。

將上式代入混凝土之組成律 $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ 可得各纖維元素之應力 $\sigma_i$ ，因此各纖維元素所受軸力

$$N_i = \sigma_i \times \Delta A_i \quad (2-30)$$

式中 $\Delta A_i$ 為各纖維元素之面積。此時各纖維元素之軸力和與柱斷面所受軸力 $N$ 應相等

$$\sum^n N_i = N \quad (2-31)$$

式中 $n$ 為纖維元素之數目。

柱斷面所受彎矩為

$$M = \sum^n N_i \cdot y_i \quad (2-32)$$

式中 $y_i$ 為各纖維元素中心至斷面中心軸之距離。

固定軸力 $N$ 並選定合宜的曲率增量 $\Delta\varphi$ ，重複式(2-29)~式(2-32)，即可建立柱斷面的彎矩-曲率關係；若變動軸力 $N$ 並重複前述流程，則可建立柱斷面的軸力-彎矩交互關係。

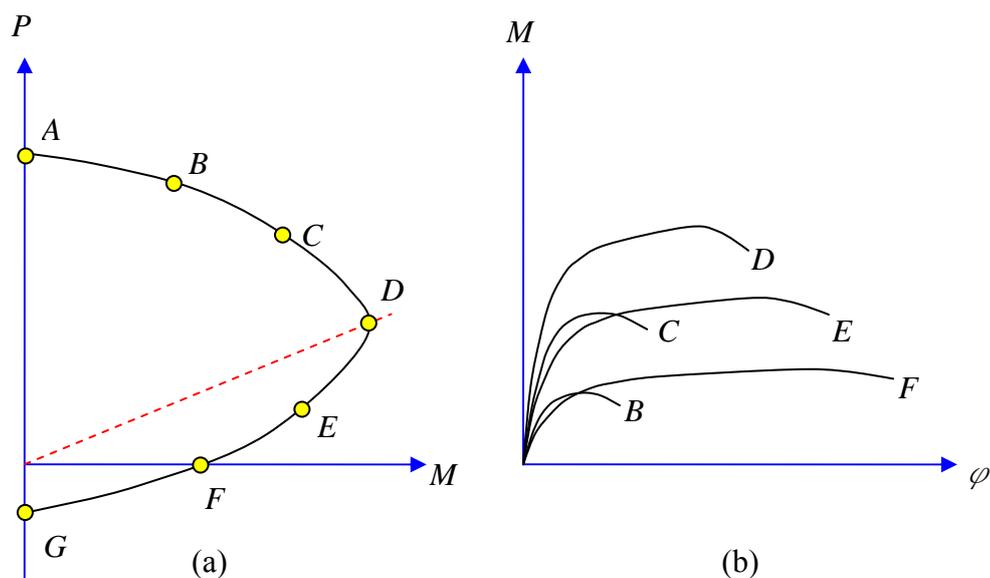


圖 2-5 軸力-彎矩交互影響圖與彎矩-曲率示意圖

【資料來源：參考書目 12】

## 二. 彎矩-轉角關係

以柱構材底部之曲率作為控判值，逐次增加曲率，由前述建立完成之彎矩-曲率關係，可得到對應的柱構材底部彎矩  $M_b$ ，此時柱構材所受水平力可計算如下：

$$P = M_b / h \quad (2-33)$$

式中  $h$  為柱構材高度。設某斷面  $i$  距柱構材頂部距離為  $x_i$ ，則其彎矩為

$$M_i = P \cdot x_i \quad (2-34)$$

由彎矩-曲率關係可得其對應之曲率  $\phi_i$ ，利用曲率面積法將各斷面之曲率對長度  $x_i$  作積分，可求得柱構材頂部變位  $\delta$  如下：

$$\delta = \int_0^h \phi_i x dx \quad (2-35)$$

其對應的等值轉角  $\theta$  如下：

$$\theta = \delta / h \quad (2-36)$$

根據相關實驗成果顯示：當柱底產生塑性鉸時，將有塑性擴展 (Plastic Penetration) 現象，柱底會有一塑鉸區 (Plastic Zone)，該區內曲率由柱底之極限曲率  $\varphi_u$  往上延伸到塑鉸區長度處之降伏曲率  $\varphi_y$ ，塑鉸區長度通常以下式計算：

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (2-37)$$

其中  $L$  為柱構材反曲點間之距離 (mm)， $f_y$  為主筋降伏強度 (MPa)， $d_b$  為主筋直徑 (mm)。

考量上述塑性擴展現象，柱構材頂部極限變位  $\delta_u$  如下：

$$\delta_u = \int_0^{h-L_p} \varphi_i x dx + \int_{h-L_p}^h \varphi_u x dx = \delta_e + \delta_p \quad (2-38)$$

式中  $\delta_e$  即利用曲率面積法將斷面之曲率從柱頂積分至塑鉸頂部 ( $h-L_p$ ) 處的彈性變位； $\delta_p$  表示對整個塑鉸區積分所得之塑性變位。

其對應的等值轉角  $\theta_u$  便可計算如下：

$$\theta_u = \delta_u / h \quad (2-39)$$

因此柱構材彎矩-轉角 ( $M_b - \theta$ ) 之關係便可建立。

### 第三節 構件剪力行為

鋼筋混凝土柱在承受地震力作用時，混凝土的剪力強度會隨柱韌性增大而呈現遞減的現象。Priestley、Verma and Xiao (Priestley et al., 1994)與 Aschhiem and Moehle (Aschhiem, 1992)等依據此種混凝土的剪力行為，均建議了相關計算方法。國內公路橋梁耐震設計規範(交通部，2008)參考國內中國土木工程學會混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96) (中國土木工程學會，2007)針對 Aschhiem 等人之研究成果但略作修正，規定橋墩之標稱剪力強度 $V_n$ 計算。據此，混凝土剪力強度與韌性比之關係 $V_n = f(R)$ 或剪力強度與轉角之關係 $V_n = g(\theta)$ 便可建立如圖 2-6。為綜合討論柱的撓曲行為與剪力行為，茲將前述所得柱剪力強度-轉角的關係依不同狀況轉換為彎矩-轉角的關係如圖 2-7。

國內有關高強度混凝土剪力行為與韌性關係之實驗資料尚未充足，故本文將參考國內與日本等三組相關剪力計算公式：(1)國內混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)建議之剪力行為；(2)日本建築學會建議之混凝土剪力行為；(3)青山博之教授建議之混凝土剪力行為，後續將以三組不同之剪力行為比對日本各相關研究單位之實驗資料，並探討其不同剪力行為之適用性。

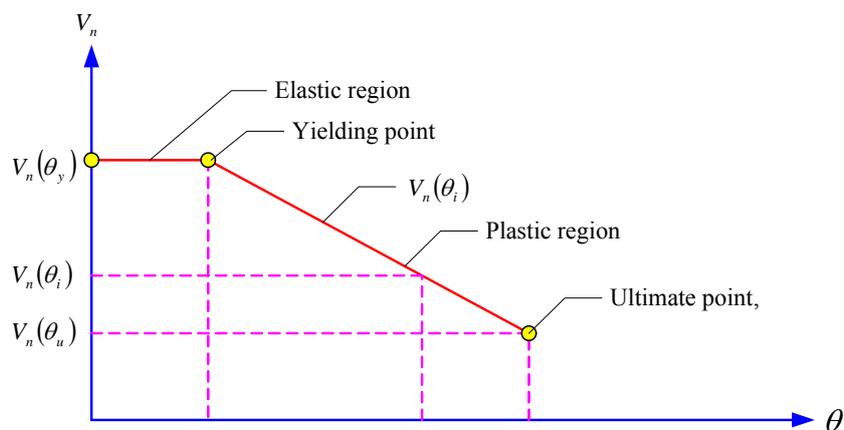


圖 2-6 混凝土剪力強度-轉角關係圖

【資料來源：參考書目 12】

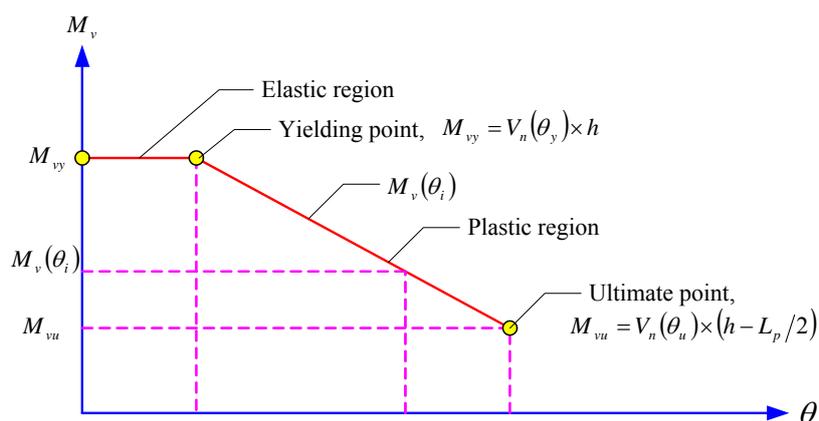


圖 2-7 混凝土柱剪力強度-轉角轉換至彎矩-轉角關係圖

【資料來源：參考書目 12】

### 1. 國內混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)建議之剪力行為

$$V_n = V_c + V_s \quad (2-40)$$

其中，矩形斷面之  $V_s$  依(2-41)式計算；圓形斷面之  $V_s$  依(2-42)式計算。

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yh} d}{a} \quad (2-41)$$

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D}{2 a} \quad (2-42)$$

$$V_c = 0.53(1 + F) \sqrt{f'_c} A_e \quad (2-43)$$

其中符號定義如下：

$V_n$ ：計算剪力強度(kgf；N)

$V_s$ ：剪力鋼筋之計算剪力強度，(kgf；N)

$V_c$ ：混凝土之計算剪力強度，(kgf；N)

$A_{sh}$ ：沿某方向箍筋的總面積（包含輔助箍筋），(cm<sup>2</sup>)

$A_h$ ：圓形箍筋的斷面積，(cm<sup>2</sup>)

$d$ ：沿剪力方向柱之有效深度，(cm)

$a$ ：橫向箍筋之垂直間距，(cm)

$A_e$ ：柱有效斷面積，可取為  $0.8A_g$ ，(cm<sup>2</sup>)

$f_{yh}$ ：剪力鋼筋之規定降伏強度，(kgf/cm<sup>2</sup>；MPa)

$f'_c$ ：混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm<sup>2</sup>；MPa)

$F$ ：與軸力有關之調整係數

$$F = \frac{N}{140A_g} \quad ; \quad \text{軸力為壓力時}$$

$$F = \frac{N}{35A_g} \quad ; \quad \text{軸力為拉力時}$$

$N$ ：軸力，壓力時取正值，拉力時取負值，(kgf；N)

$A_g$ ：柱之全斷面積，(cm<sup>2</sup>)

$D$ ：圓柱圍束區域之直徑，(cm)

## 2. 日本建築學會建議之混凝土剪力行為

$$V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$$

$$V_{u1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + (\nu \cdot \sigma_B - 5p_{we} \cdot \sigma_{wy} / \lambda) b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \quad (2-44)$$

$$V_{u2} = (\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) b_e \cdot j_e / 3 \quad (2-45)$$

$$V_{u3} = \lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b_e \cdot j_e / 2 \quad (2-46)$$

其中，

$$\mu = 2 - 20R_p \quad (2-47)$$

$$\nu = (1 - 20R_p) \nu_0 \quad (2-48)$$

$$\nu_0 = 0.7 - (\sigma_B / 200), \quad (60\text{MPa 以下}) \quad (2-49a)$$

$$\nu_0 = 1.7 \sigma_B^{-1/3}, \quad (60\text{MPa 以上}) \quad (2-49b)$$

$$\lambda = 1 - \frac{S}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (2-50)$$

$$\tan \theta = \left( \sqrt{L^2 + D^2} - L \right) / D \quad (2-51)$$

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} \quad (2-52)$$

以上公式符號定義如下：

$V_u$ ：初期剪力強度(N)

$b$ ：構件寬度，(mm)

$D$ ：構件深度，(mm)

$R_p$ ：構件塑性轉角，(rad.)

$b_e$ ：如圖 2-8 所示

$b_s$ ：如圖 2-8 所示

$j_e$ ：軸向鋼筋間之距離(多層筋斷面時為軸向鋼筋塑性中心間之距離)如圖 2-8 中之  $j_i$ ，(mm)

$p_{we}$ ：橫向鋼筋比

$a_w$ ：一組橫向鋼筋斷面積(mm<sup>2</sup>)

$\mu$ ：桁架機構之角度係數

$\nu$ ：塑鉸區之有效混凝土強度係數

$\nu_0$ ：塑鉸區外側之混凝土有效強度係數

$\theta$ ：桁架(支柱)機構的支柱傾斜角度，依(2-51)式決定

$L$ ：構材之淨長，(mm)，如圖 2-9 所示

$\sigma_{wy}$ ：橫向鋼筋降伏強度，(MPa)

$\sigma_B$ ：混凝土抗壓強度，(MPa)

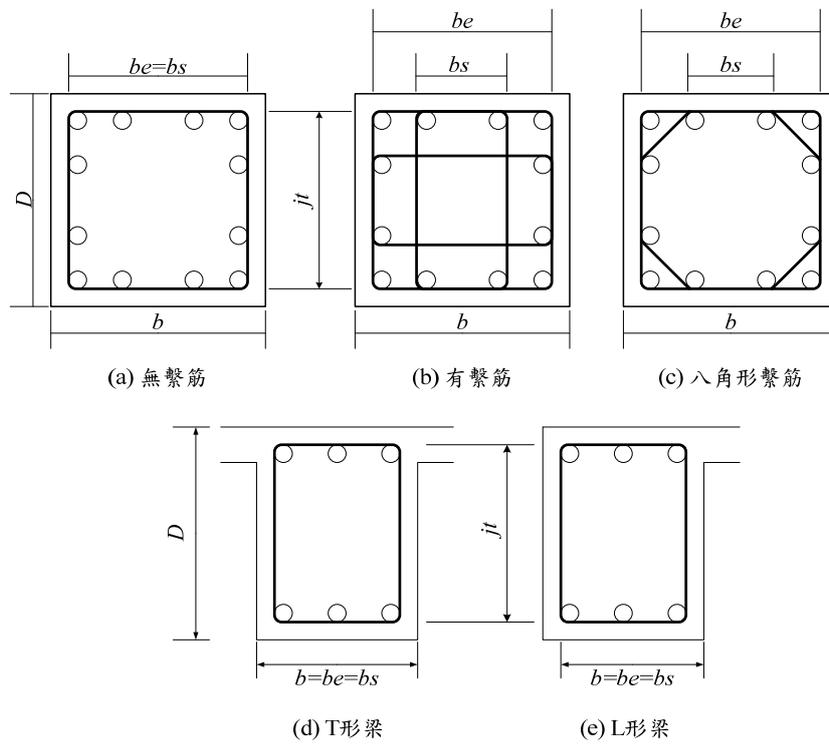


圖 2-8 梁柱斷面資訊示意圖

【資料來源：參考書目 5】

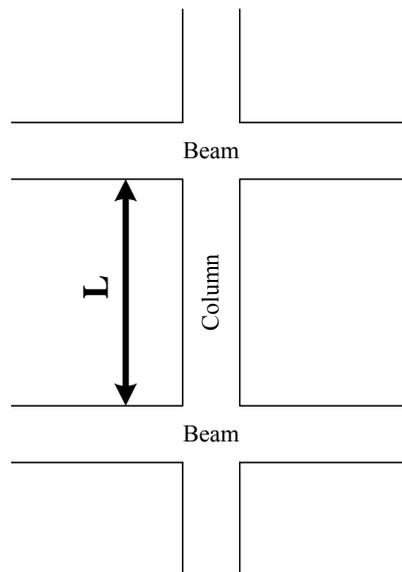


圖 2-9 構材之淨長示意圖

【資料來源：參考書目 5】

### 3. 青山博之教授建議之混凝土剪力行為

$$V_u = bj_i p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (2-53)$$

其中

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (2-54)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} / (v \sigma_B) \quad (2-55)$$

僅計算 $\beta$ 值時，使用塑角外側的 $\cot \phi$ 值和塑鉸區內側的 $p_w \sigma_{wy}$ 值。

上述公式中，

- $V_u$ ：初期剪力強度(N)
- $b$ ：構件寬度，(mm)
- $D$ ：構件深度，(mm)
- $j_i$ ：軸向鋼筋間之距離(多層筋斷面時為軸向鋼筋塑性中心間之距離)，(mm)
- $L$ ：構材之淨長，(mm)，如圖 2-9 所示
- $\theta$ ：拱架(支柱)機構的支柱傾斜角度，依(2-54)式決定
- $\beta$ ：桁架機構之混凝土應力與有效強度之比
- $\phi$ ：於後續解釋之開裂傾斜角度
- $v$ ：塑鉸區之有效混凝土強度係數，於後續解釋
- $p_w$ ：橫向鋼筋比，同(2-52)式，且 $p_w \sigma_{wy}$ 不得大於 $v \sigma_B / 2$
- $\sigma_{wy}$ ：橫向鋼筋降伏強度，(MPa)
- $\sigma_B$ ：混凝土抗壓強度，(MPa)

係數 $v$ ，塑鉸區之有效混凝土強度係數以(2-56)式表示， $v_o$ 為考量軸載重之等級如(2-57)式。

$$v = (1.0 - 15R_p) v_o \geq 0.25v_o \quad 0 < R_p \leq 0.05 \quad (2-56a)$$

$$v = 0.25v_o \quad R_p < 0.05 \quad (2-56b)$$

$$v_o = 1.7(1 + 2n)\sigma_B^{-1/3} \quad (2-57)$$

其中

$R_p$ ：降伏塑鉸之塑性鉸轉角

$v_o$ ：塑鉸區外側之混凝土有效強度係數

$n$ ：軸力比 ( $n = N/A_g \sigma_B$ )

角度  $\varphi$  為對應之開裂斜度，但是更正確的說其表示桁架機構內混凝土支柱的角度，而  $\cot \varphi$  由下述三式之最小值 ( $\cot \varphi > 0$ ) 決定

$$\cot \varphi = 2.0 - 3n - 50R_p \quad (2-58)$$

$$\cot \varphi = j_t / (D \tan \theta) \quad (2-59)$$

$$\cot \varphi = \sqrt{v\sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1.0 \quad (2-60)$$

最後，如果  $\sigma_{wy} > 125\sqrt{\sigma_B}$ ， $\sigma_{wy} = 125\sqrt{v_0\sigma_B}$ 。

(2-53)式也可適用於構件不期待產生降伏塑鉸之構材。此種情況下，塑鉸轉角  $R_p$  必須代入零。然後(2-56)式  $v = v_o$ ，且(2-58)式內  $\cot \varphi = 2.0 - 3n$ 。本研究針對  $\cot \varphi$  試算後發現，(2-59)式為一固定值並大於(2-58)式，且由上述  $p_w \sigma_{wy}$  不得大於  $v\sigma_B/2$  可知，將  $v\sigma_B/2$  代入(2-60)式其最小值為 1，故將剪力行為之極限  $\cot \varphi$  定為降伏前的 0.5 倍，其剪力衰減之趨勢較符合實驗結果，將於後續進行探討。

## 第四節 構件塑鉸設定

### 一. 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別

將柱撓曲行為之彎矩轉角( $M_b-\theta$ )圖與剪力行為之彎矩轉角( $M_v-\theta$ )圖疊合，可得圖 2-10。圖中顯示  $M_b-\theta$  與  $M_v-\theta$  間有三種可能的情況：

#### (1) 剪力破壞模式

如圖 2-10(a)所示，在彈性階段下(即  $\theta \leq \theta_y$ )，柱剪力強度對應之彎矩  $M_v$  小於撓曲強度  $M_b$ ，顯示剪力破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為剪力破壞模式。

#### (2) 撓曲-剪力破壞模式

如圖 2-10(b)所示，在彈性階段及部分塑性階段下，柱剪力強度對應之彎矩  $M_v$  大於撓曲強度  $M_b$ ；但在某一臨界韌性比時二者會相等(即  $M_v = M_b$ )；當韌性超過該臨界值時則有  $M_v < M_b$ 。顯示在該臨界韌性比之前，柱會發生撓曲破壞；在該臨界韌性比之後，柱會發生剪力破壞。此種破壞模式可稱為撓曲-剪力破壞模式。

#### (3) 撓曲破壞模式

如圖 2-10(c)所示，柱剪力強度對應之彎矩  $M_v$  大於撓曲強度  $M_b$ ，顯示撓曲破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為撓曲破壞模式。

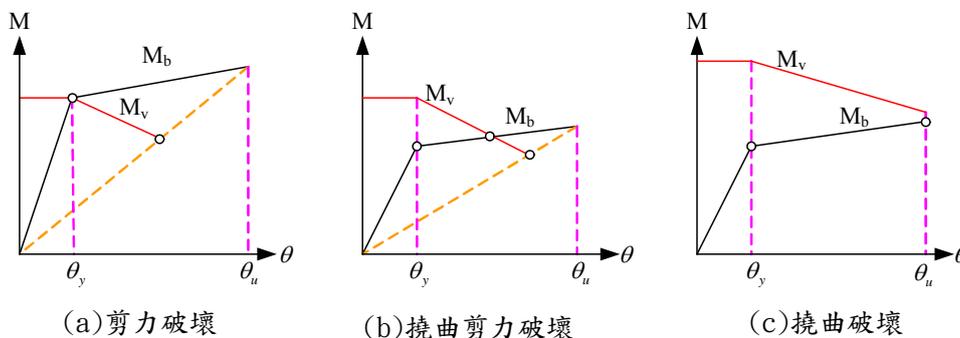


圖 2-10 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別

【資料來源：參考書目 12】

## 二. 構件在軸力變化下之塑鉸設定

在構架式鋼筋混凝土柱的側推分析中，隨著水平推力的增大，柱軸力與反曲點高度亦會隨之改變，本文參考建築物耐震能力評估手冊(內政部，2008)之建議，先以柱構材靜重軸力 $P_D$ 與彎矩 $M_D$ 為基準，以構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，並依前述方法設定「靜重狀態塑性鉸」。在此，梁構材並不考慮軸力效應，並假設反曲點位於梁中央位置。找出各單柱受地震力作用後的反曲點高度。續以軸力 $P_u$ 為基準，以靜重及地震力引致構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，設定「極限狀態塑性鉸」。內插靜重狀態塑性鉸與極限狀態塑性鉸所得之二塑性鉸特性，如圖 2-11 所示。其原則為初期係以「靜重狀態塑性鉸」特性為基準，俟構材初始降伏後即開始向「極限狀態塑性鉸」特性逼近，直到最終點完全相同為止。

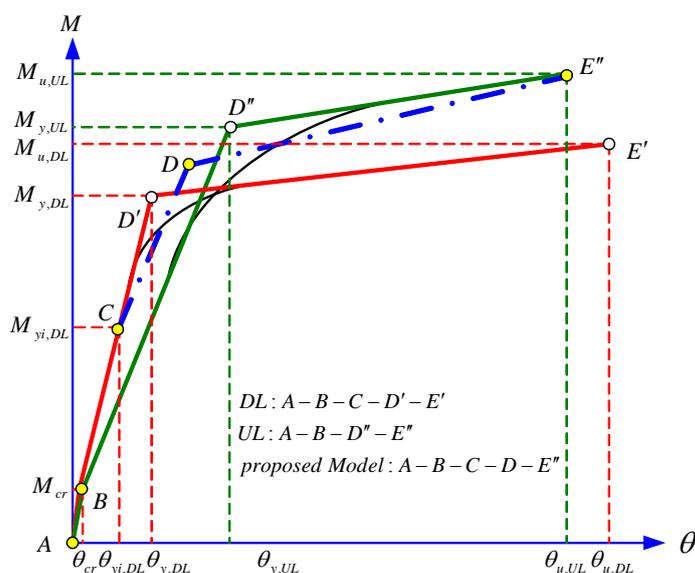


圖 2-11 考慮軸力變化，極限狀態塑鉸定義方式

【資料來源：參考書目 12】

## 第五節 高強度鋼筋混凝土單柱容量曲線之案例分析與驗證

根據前述所介紹之高強度鋼筋混凝土組成律配合切片法求得各構件之彎矩-轉角關係，以及各學者提出之剪力公式求得剪力-轉角關係，並依據前面所介紹之塑性鉸設定方式，即可得到梁、柱各構件之非線性塑鉸。本節重點主要以日本相關研究單位施作之高強度鋼筋混凝土單柱試驗，並依前述之梁、柱之非線性行為進行分析比對。

擬靜態反覆載重試驗(Quasi-Static Cyclic Loading Tests)主要以位移量為主要之控制參數，取位移路徑為對稱的三角波型式，隨層間位移角(Drift Ratio)逐次放大，並利用外部資料控制器輸出施力的波形、振幅、頻率及每個循環週期之數目，以控制油壓千斤頂之位移變化量，同時量測與觀察鋼筋混凝土柱損壞情形直到嚴重破壞時實驗停止。實驗過程模擬鋼筋混凝土柱於靜止狀態下受力緩慢變形，基本上與靜態側推分析(Static Pushover Analysis)條件相似，因此可進行分析與比較。

本節先以日本京都大學小室 努(Komuro Tsutomu)等人所進行之單柱試體 150-1(Komuro et al., 2002)驗證其斷面性質之彎矩-曲率，後續再針對日本京都大學六車 熙(Muguruma Hiroshi)教授之單柱試體 CL-3、CL-4、CH-3、CH-4(Muguruma et al., 1993)，日本千葉大學和泉 信之(Izumi Nobuyuki) 教授研究團隊之單柱試體 UHRC01、UHRC04、UHRC06、UHRC12、UHRC14、HRPCC6、HRPCC7、HRPCC11(Izumi et al., 2000)，日本清水建設(株)技術研究所熊谷 仁志(Kumagai Hitoshi)等人之單柱試體 C1、C2、C3、C4(Kumagai et al., 2000)，以 SAP2000 之非線性側推分析功能配合本研究開發之 SERCB for New RC 程式與梁、柱塑鉸設定方式進行高強度鋼筋混凝土非線性行為之分析與驗證。

本節將依據前述所介紹 Muguruma、New RC 兩種高強度混凝土組成律計算柱之彎矩-轉角關係，並考慮(1)國內混凝土工程設計規範

與解說(土木 401-96)建議之剪力行為；(2)日本建築學會建議之混凝土剪力行為；(3)青山博之教授建議之混凝土剪力行為等三種剪力行為，根據第四節之鋼筋混凝土柱破壞模式之判別，將迭代後之彎矩-轉角關係與剪力行為做疊合，即可得到其破壞模式。最後依據實驗與分析之驗證，探討較適用之高強度混凝土組成律與剪力行為，並根據探討結果施作後續之超高樓層案例分析。

## 一. 高強度鋼筋混凝土單柱塑鉸與單柱容量曲線之分析與比較

### 1. 日本 Komuro 研究團隊試體之分析與驗證

#### 1.1 Komuro 單柱試體實驗與分析比對

Komuro 研究團隊所進行之高強度鋼筋混凝土柱試體 150-1、150-2、150-4、150-6、150-8、150-9、150-10，如圖 2-12 所示，柱試體斷面為  $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ ，詳細試體資訊如表 2-1、2-2 所示。根據兩種高強度混凝土組成律，以本研究所開發之 SERCB for New RC 程式計算彎矩-曲率特性。其實驗結果與分析比對如圖 2-13、圖 2-14 所示。接著根據實驗結果之力與變位曲線進行比對如圖 2-15~2-28 所示

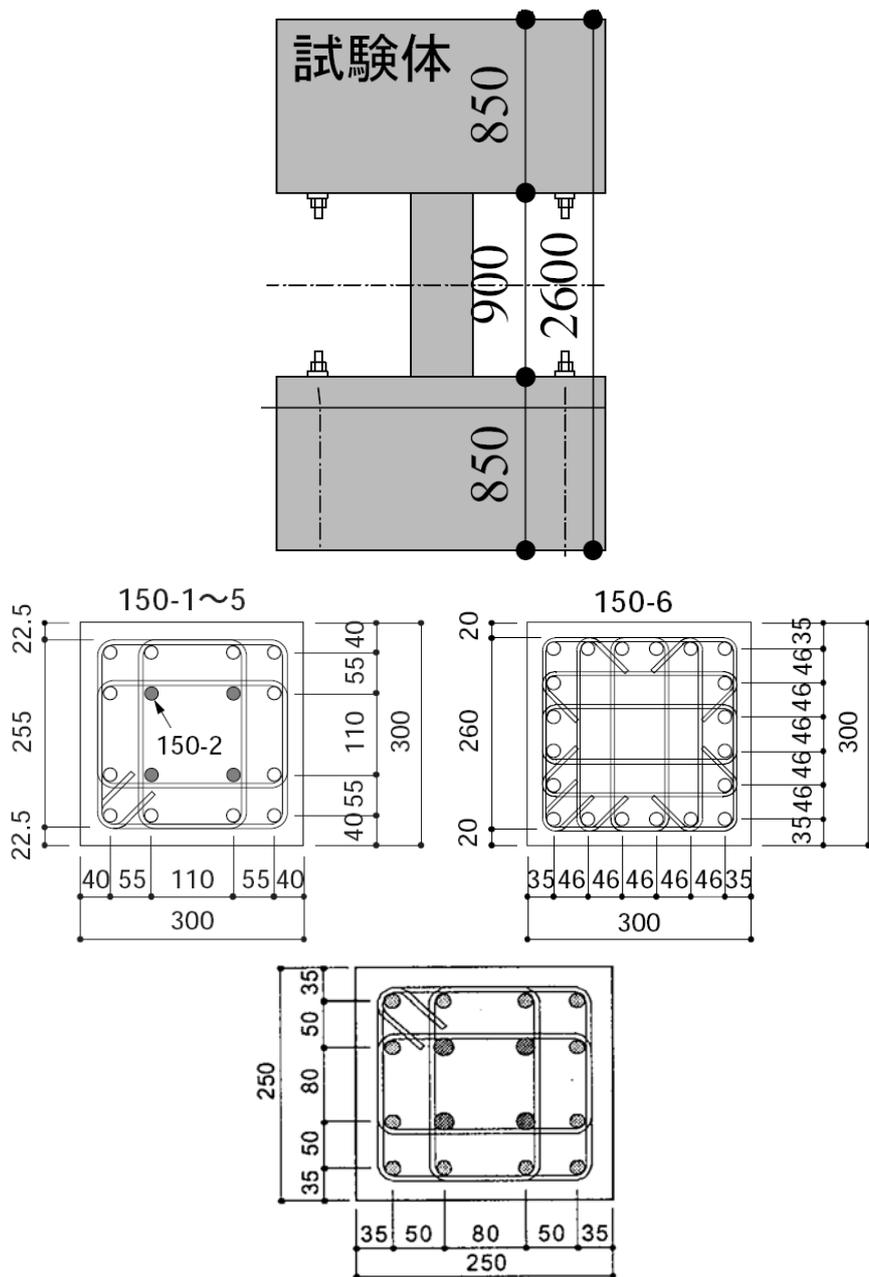


圖 2-12 實驗試體 150-1、2、4、6、8、9、10 詳細尺寸及配筋圖

【資料來源：參考書目 16、17】

表 2-1 Komuro 反覆載重單柱試體詳細資料 1

試體編號		150-1	150-2	150-4	150-6
斷面形狀		矩形	矩形	矩形	矩形
混凝土抗壓強度 $f'_c$	MPa	148.0	148.0	148.0	148.0
混凝土保護層	mm	26.0	26.0	26.0	26.0
斷面尺寸(深×寬)	mm	300×300	300×300	300×300	300×300
柱高	mm	900	900	900	900
主筋降伏強度 $f_y$	MPa	757	757	757	757
主筋配置	—	12-D16	16-D16	12-D16	20-D16
箍筋降伏強度 $f_{yh}$	MPa	1460	1460	1460	1312
塑鉸區箍筋間距	mm	D6@40	D6@40	D6@80	D5@40
非塑鉸區箍筋間距	mm	D6@40	D6@40	D6@80	D5@40
繫筋降伏強度 $f_{yt}$	MPa	1460	1460	1460	1312
繫筋配置	—	4-D6	4-D6	4-D6	8-D5
柱軸力	—	$0.33f'_cA_g$	$0.33f'_cA_g$	$0.33f'_cA_g$	$0.33f'_cA_g$

【資料來源：參考書目 16】

表 2-2 Komuro 反覆載重單柱試體詳細資料 2

試體編號		150-8	150-9	150-10
斷面形狀		矩形	矩形	矩形
混凝土抗壓強度 $f'_c$	MPa	173.0	173.0	173.0
混凝土保護層	mm	17.0	17.0	17.0
斷面尺寸(深×寬)	mm	250×250	250×250	250×250
柱高	mm	900	900	900
主筋降伏強度 $f_y$	MPa	730	730	730
主筋配置	—	16 – D16	16 – D16	16 – D16
箍筋降伏強度 $f_{yh}$	MPa	1455	1455	1455
塑鉸區箍筋間距	mm	D5@32	D5@32	D5@32
非塑鉸區箍筋間距	mm	D5@32	D5@32	D5@32
繫筋降伏強度 $f_{yt}$	MPa	1455	1455	1455
繫筋配置	—	4 – D5	4 – D6	4 – D6
柱軸力	—	$0.33f'_cA_g$	$0.40f'_cA_g$	$0.50f'_cA_g$

【資料來源：參考書目 17】

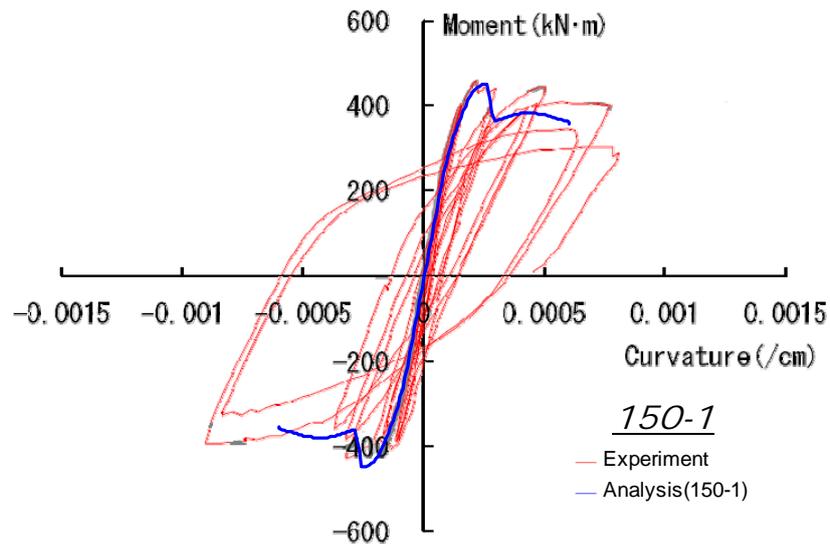


圖 2-13 實驗試體 150-1 以 Muguruma 組成律之彎矩-曲率比較

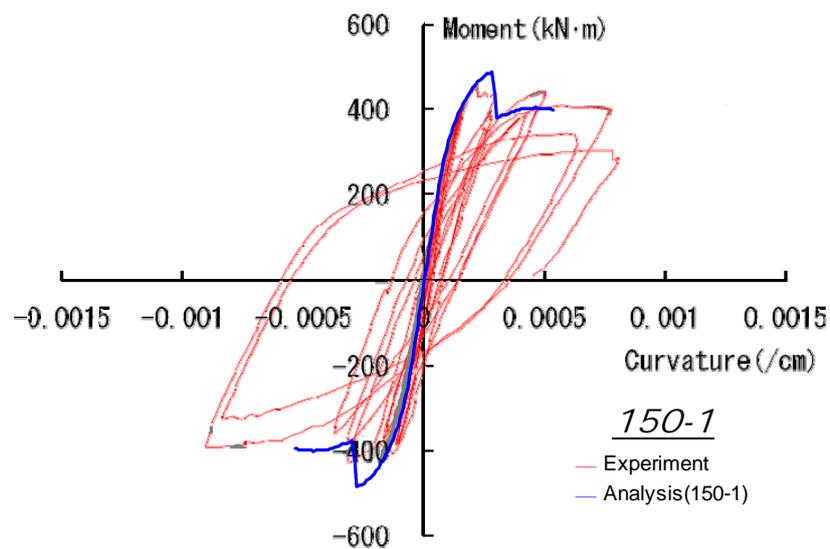


圖 2-14 實驗試體 150-1 以 New RC 組成律之彎矩-曲率比較

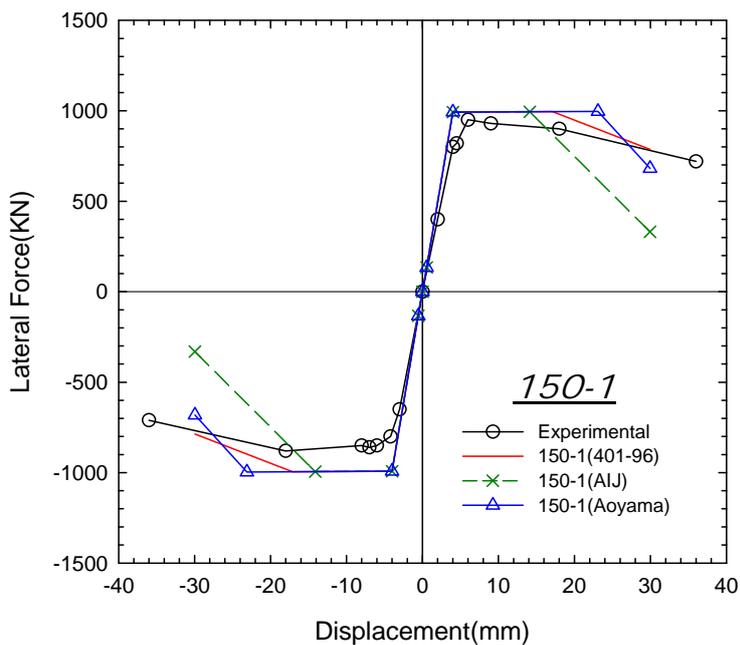


圖 2-15 實驗試體 150-1 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

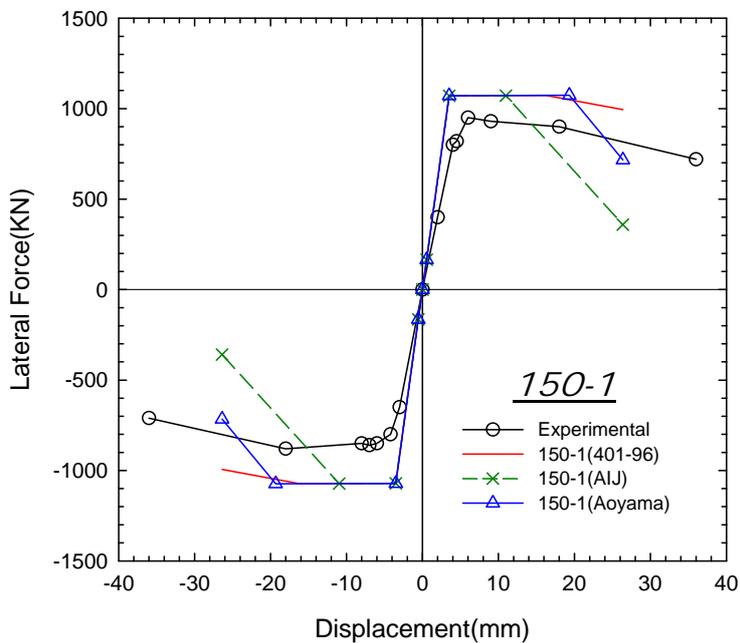


圖 2-16 實驗試體 150-1 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

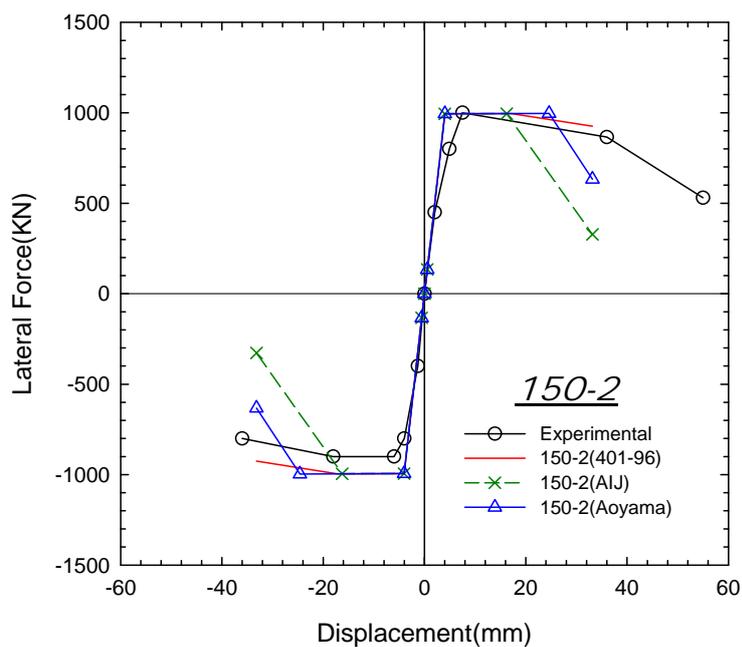


圖 2-17 實驗試體 150-2 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

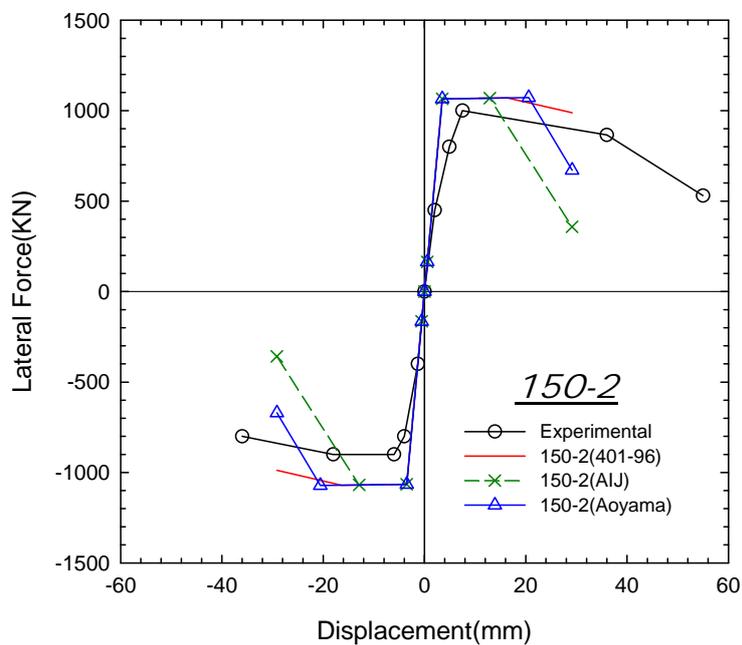


圖 2-18 實驗試體 150-2 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

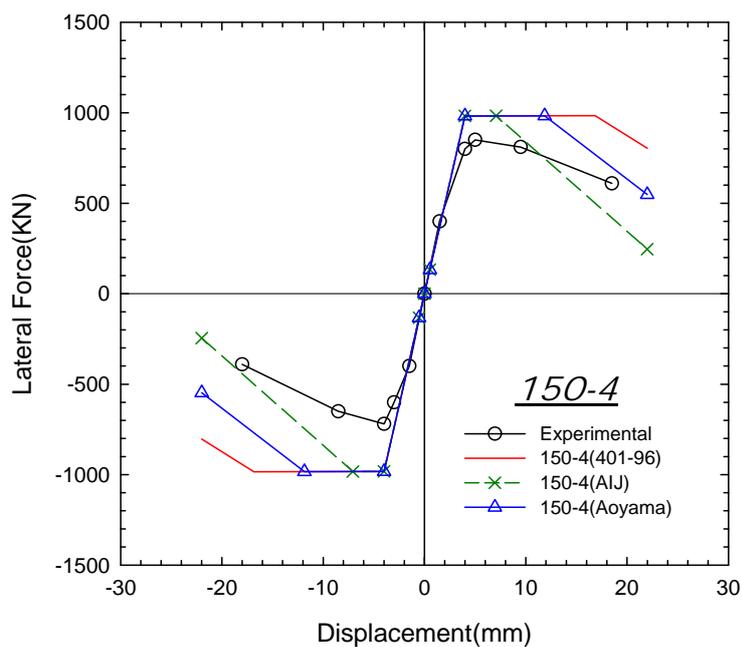


圖 2-19 實驗試體 150-4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

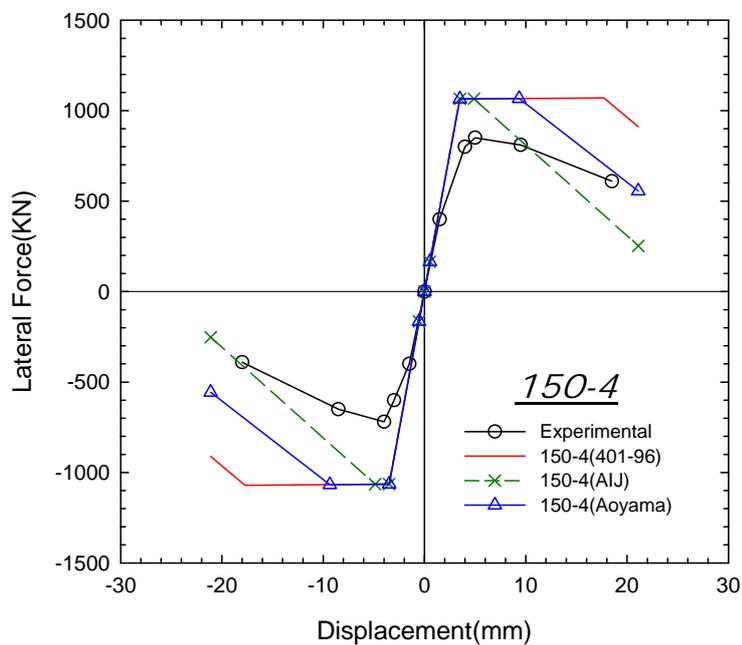


圖 2-20 實驗試體 150-4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

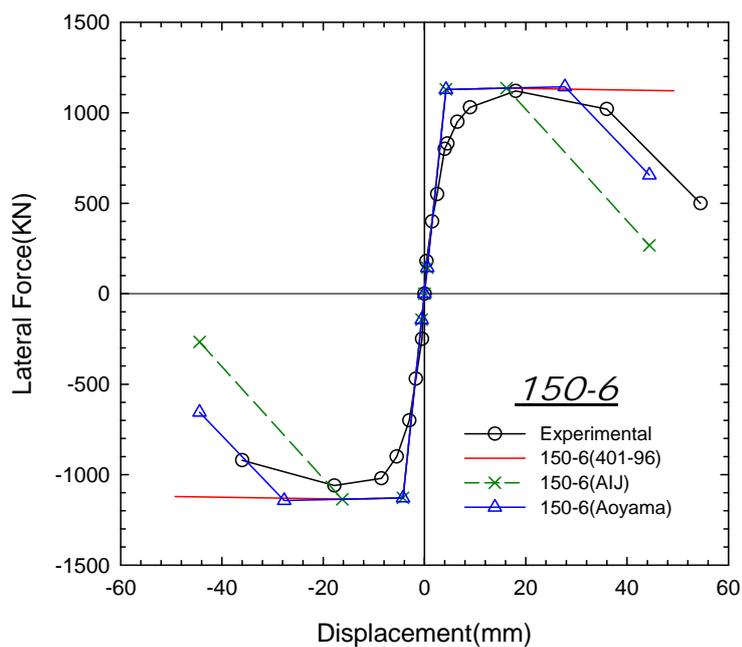


圖 2-21 實驗試體 150-6 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

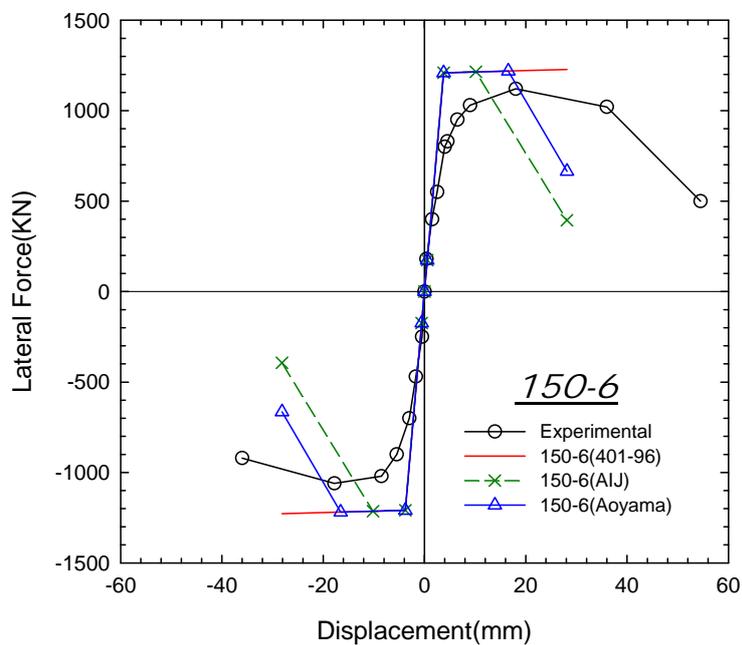


圖 2-22 實驗試體 150-6 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

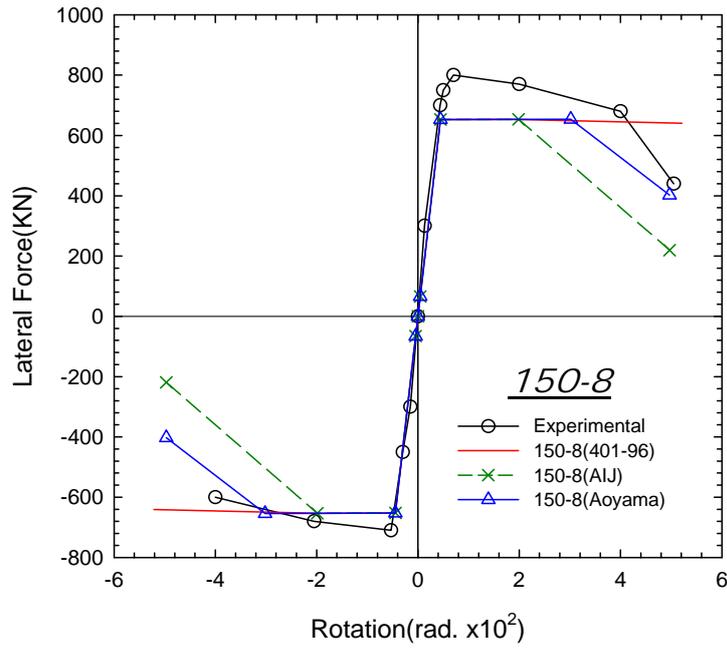


圖 2-23 實驗試體 150-8 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

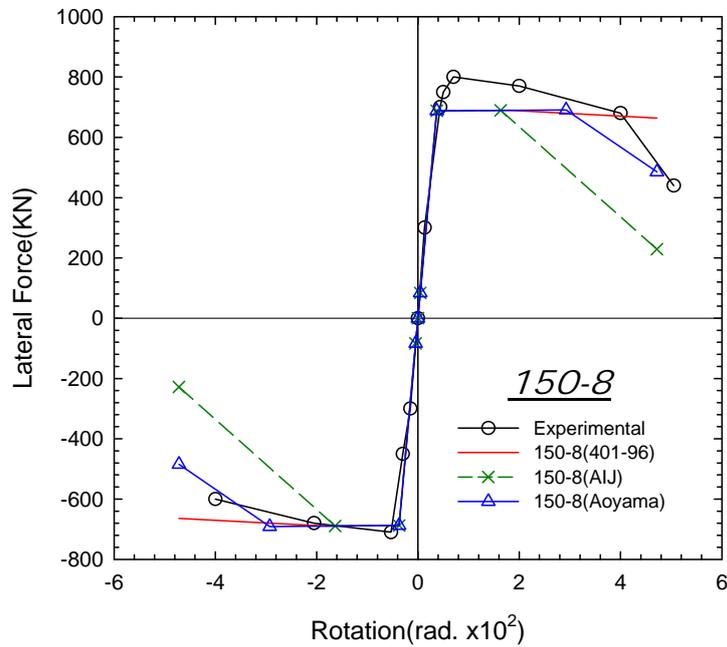


圖 2-24 實驗試體 150-8 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

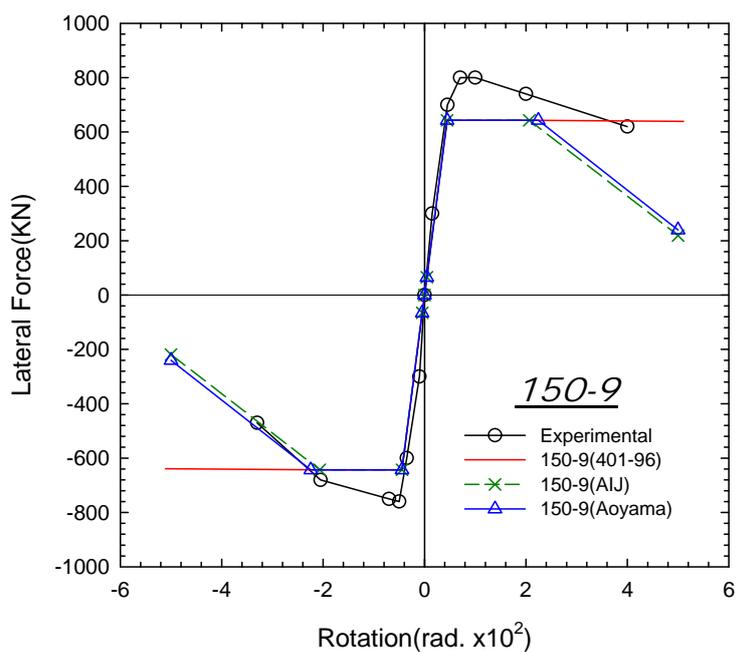


圖 2-25 實驗試體 150-9 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

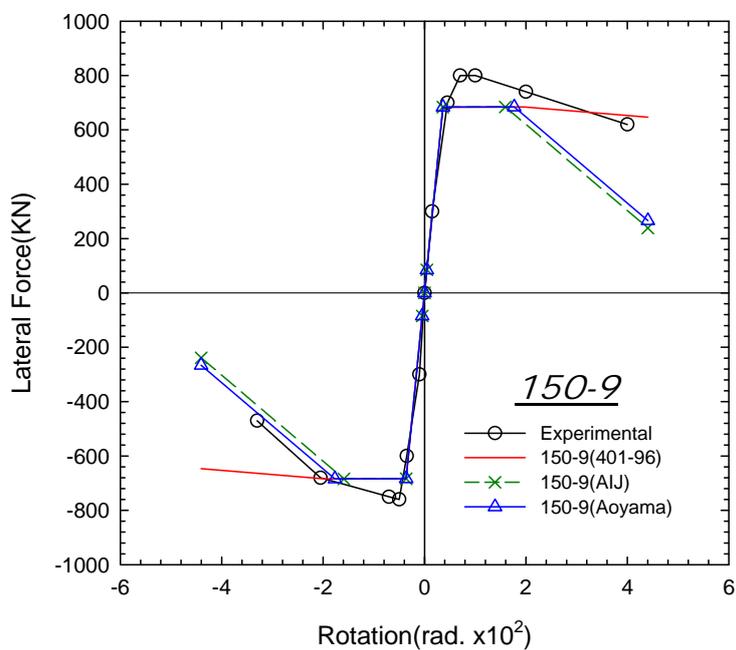


圖 2-26 實驗試體 150-9 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

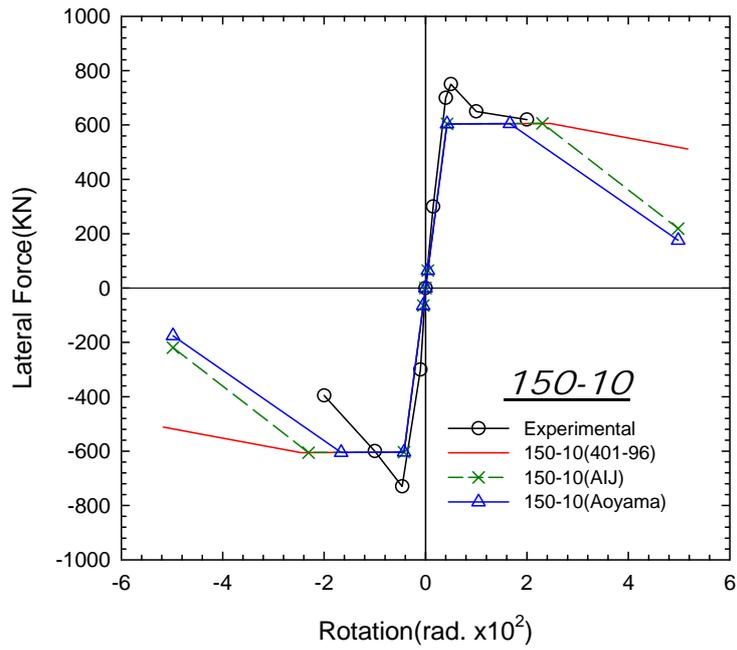


圖 2-27 實驗試體 150-10 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

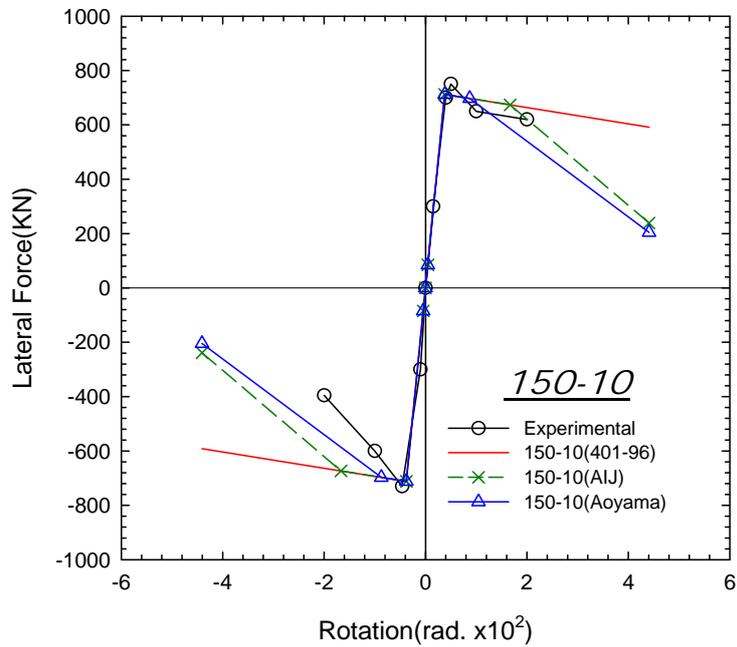


圖 2-28 實驗試體 150-10 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

## 1.2 實驗與分析結果比對之探討

針對小室 努等人所施作之單柱實驗，依據本研究所使用之切片法應用兩種不同的高強度混凝土組成律計算該斷面之彎矩-曲率，比對單柱實驗資料，根據比對結果如圖 2-13、2-14 可知，切片法配合兩種高強度混凝土組成律都可有效的得到該斷面彎矩-曲率行為，相較於以 Muguruma 組成率計算所得之結果其構件降伏階段較符合實驗結果，於降伏後階段之結果以 New RC 組成率計算所得之結果其強度與實驗結果較符合。

單柱試體 150-1 之比對結果如圖 2-16 所示，以 Muguruma 組成率計算所得之撓曲強度較以 New RC 組成律所得之撓曲強度要來的準確，其剪力行為以使用青山教授建議之剪力行為較符合，使用土木 401-96 所得之剪力行為會有高估之情形，而使用 AIJ 之剪力行為則會低估。

150-2、4 之比對結果，其分析之撓曲強度有高估之情形發生，150-8、9 其分析之撓曲強度則是低估。150-6 比對結果以 Muguruma 組成率計算所得之撓曲強度較以 New RC 組成律所得之撓曲強度要來的準確，以圖 2-21 而言，青山教授建議之剪力行為與實驗資料較符合，而 150-10 則是以 New RC 組成率所得之結果較為準確。

## 2. 日本 Muguruma 研究團隊試體之分析與驗證

### 2.1 Muguruma 單柱試體實驗與分析比對

Muguruma 研究團隊所進行之高強度鋼筋混凝土柱試體 CL-3、CL-4、CH-3、CH-4，如圖 2-29 所示，柱試體斷面為 200mm×200mm，詳細試體資訊如表 2-3 所示。根據兩種高強度混凝土組成律與三種剪力強度公式，以本研究所開發之 SERCB for New RC 程式計算各塑性鉸特性，並藉由 SAP2000 內建之側推分析功能即可求得該單柱試體之容量曲線。其實驗結果與分析比對如圖 2-30 至圖 2-37 所示。

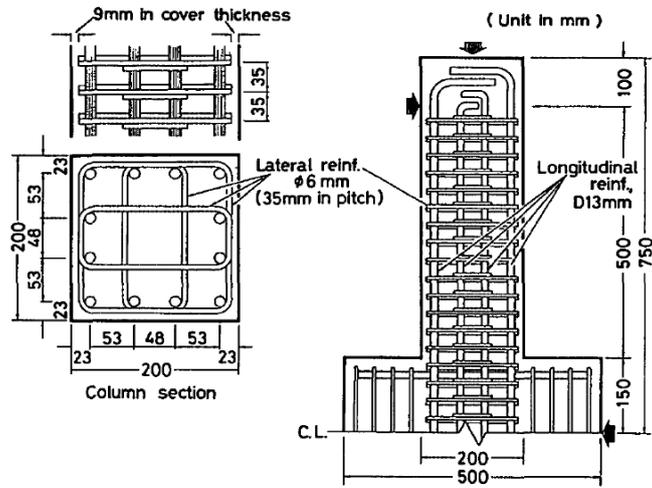


圖 2-29 實驗試體 CL-3、4，CH-3、4 詳細尺寸及配筋圖

【資料來源：參考書目 19】

表 2-3 Muguruma 反覆載重單柱試體詳細資料

試體編號		CL-3	CL-4	CH-3	CH-4
斷面形狀		矩形	矩形	矩形	矩形
混凝土抗壓強度 $f'_c$	MPa	130.0	130.0	130.0	130.0
混凝土保護層	mm	10.5	10.5	10.5	10.5
斷面尺寸(深×寬)	mm	200×200	200×200	200×200	200×200
柱高	mm	500	500	500	500
主筋降伏強度 $f_y$	MPa	403	403	403	403
主筋配置	—	12-D13	12-D13	12-D13	12-D13
箍筋降伏強度 $f_{yh}$	MPa	408	408	873	873
塑鉸區箍筋間距	mm	D6@35	D6@35	D6@35	D6@35
非塑鉸區箍筋間距	mm	D6@35	D6@35	D6@35	D6@35
繫筋降伏強度 $f_{yt}$	MPa	408	408	873	873
繫筋配置	—	4-D6	4-D6	4-D6	4-D6
柱軸力	—	$0.343f'_cA_g$	$0.473f'_cA_g$	$0.343f'_cA_g$	$0.473f'_cA_g$

【資料來源：參考書目 19】

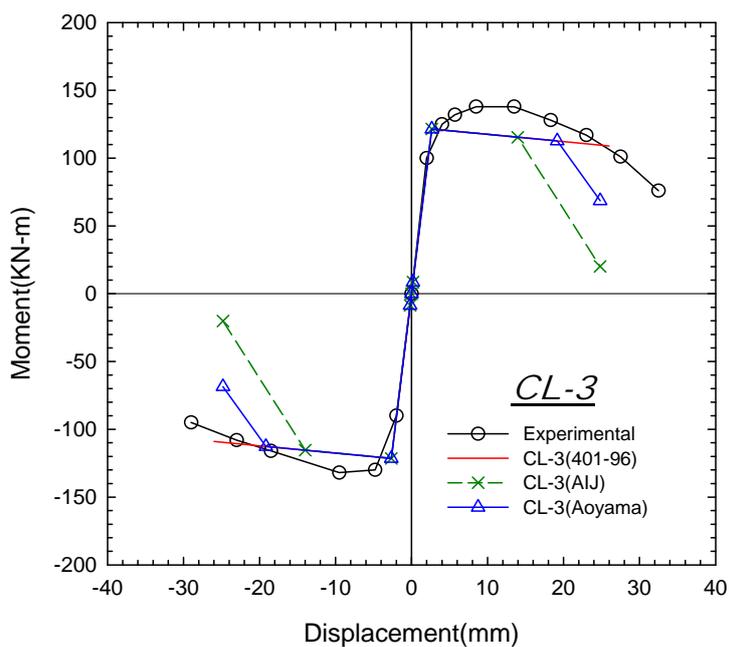


圖 2-30 實驗試體 CL-3 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

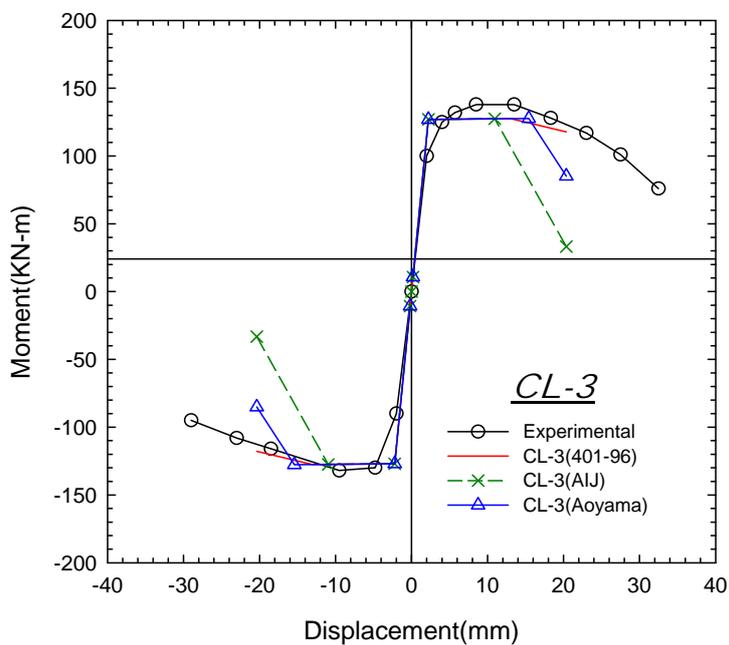


圖 2-31 實驗試體 CL-3 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

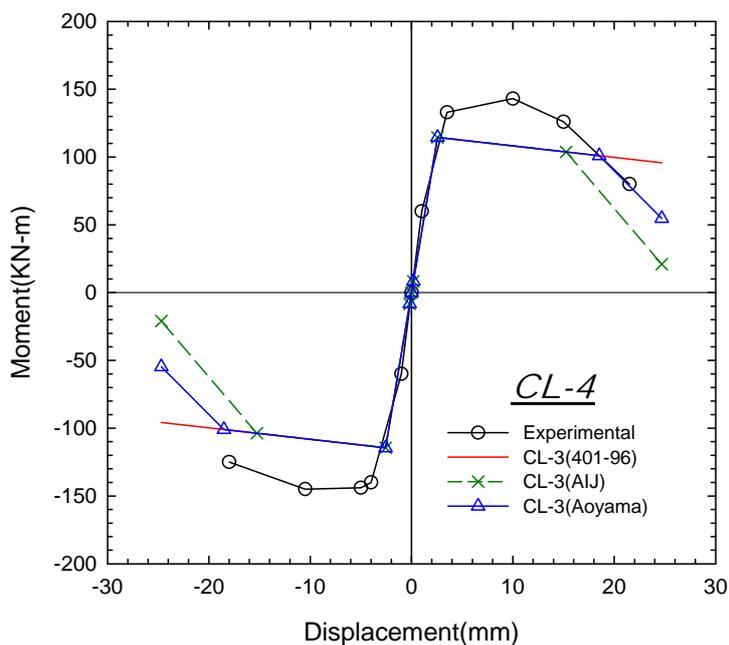


圖 2-32 實驗試體 CL-4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

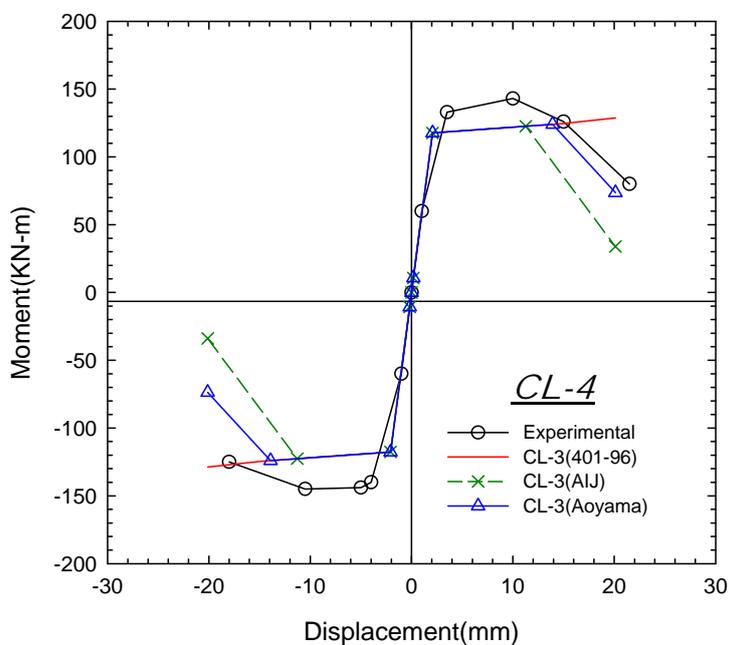


圖 2-33 實驗試體 CL-4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

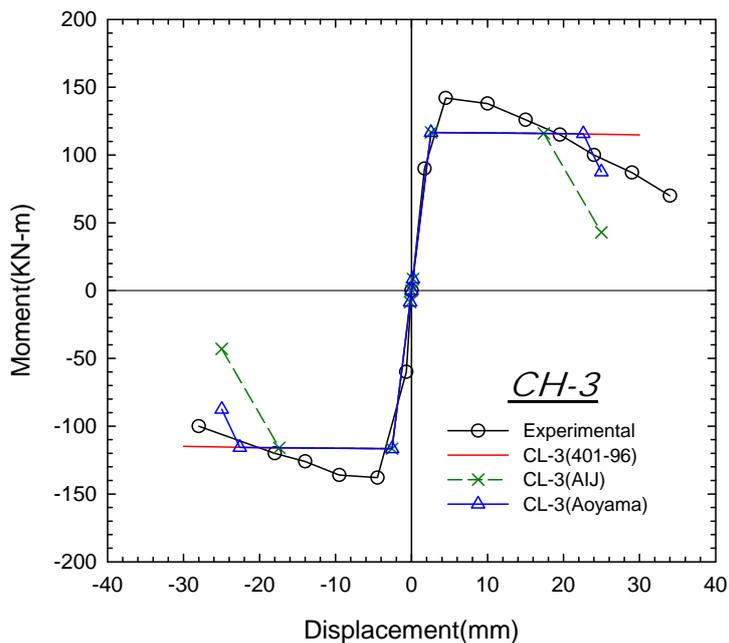


圖 2-34 實驗試體 CH-3 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

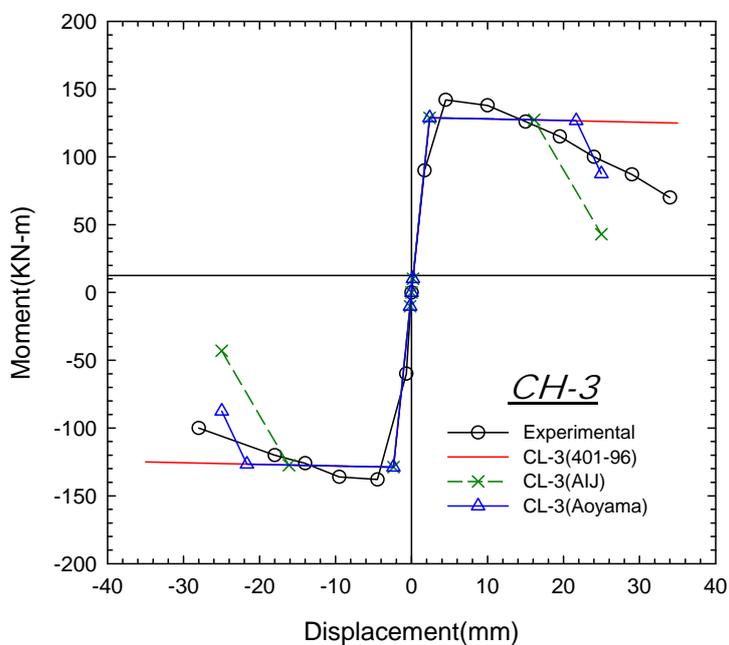


圖 2-35 實驗試體 CH-3 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

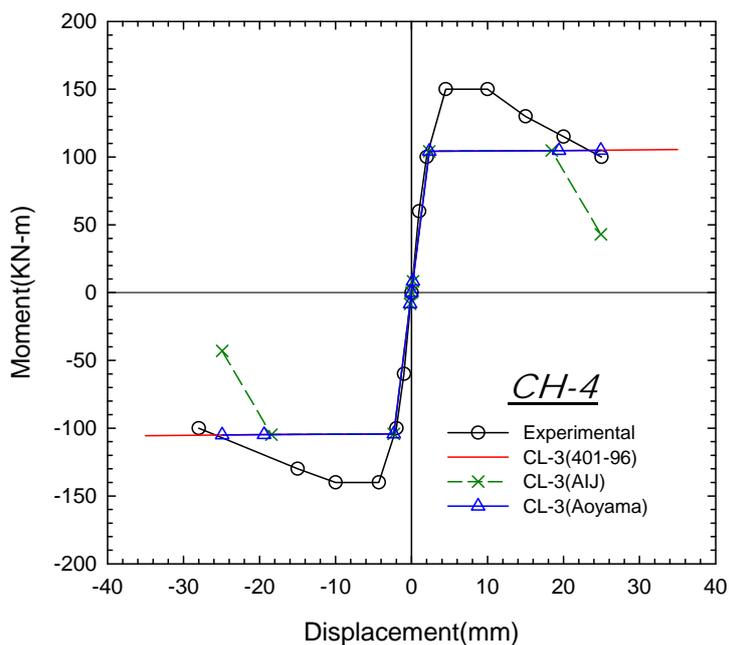


圖 2-36 實驗試體 CH-4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

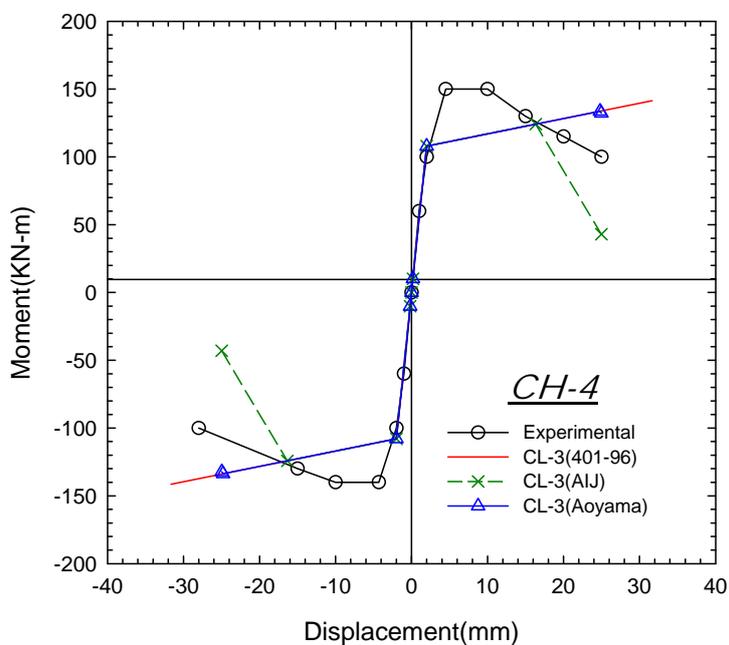


圖 2-37 實驗試體 CH-4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

## 2.2 實驗與分析結果比對之探討

針對六車 熙等人所施作之單柱實驗，依據本研究所使用之切片法應用兩種不同的高強度混凝土組成律計算該構件之塑性鉸行為，配合 SAP2000 所提供之側推分析功能求得塑性鉸分析結果並比對單柱實驗資料。

CL-3、CL-4 比對結果如圖 2-30~2-33 所示，以 New RC 組成律所得到之撓曲強度較符合實驗結果；於剪力部分，使用國內混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96) 建議之剪力強度有高估其剪力強度，而使用日本建築學會建議之剪力強度有低估其剪力強度之疑慮，雖青山教授建議之剪力強度略有低估情況發生，但其剪力行為不致於高估或低估，於後續剪力行為尚能符合剪力強度衰減之趨勢。

CH-3、CH-4 比對結果如圖 2-34~2-37 所示，CH-3 之撓曲行為結果以 New RC 組成律所得之分析結果較以 Muguruma 組成律所得之結果要來的準確，但其分析所得之剪力行為快接近極限轉角才開始衰減故該構件之剪力行為有高估之趨勢；CH-4 使用 Muguruma 組成律或 New RC 組成律配合三種剪力行為所得之分析結果，均無法完全符合實驗結果。

## 3. 日本 Izumi 研究團隊試體之分析與驗證

### 3.1 Muguruma 單柱試體實驗與分析比對

Izumi 研究團隊所進行之高強度鋼筋混凝土柱試體 UHRC01、UHRC04、UHRC06、UHRC12、UHRC14、HRPCC6、HRPCC7、HRPCC11，如圖 2-38 所示，其柱試體 UHRC、HRPCC 斷面分別為  $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，詳細試體資訊如表 2-4、表 2-5 所示。根據兩種高強度混凝土組成律與三種剪力強度公式，以本研究所開發之 SERCB for New RC 程式計算各塑性鉸特性，並藉由 SAP2000 內建

之側推分析功能即可求得該單柱試體之容量曲線。其實驗結果與分析比對如圖 2-39 至圖 2-54 所示。

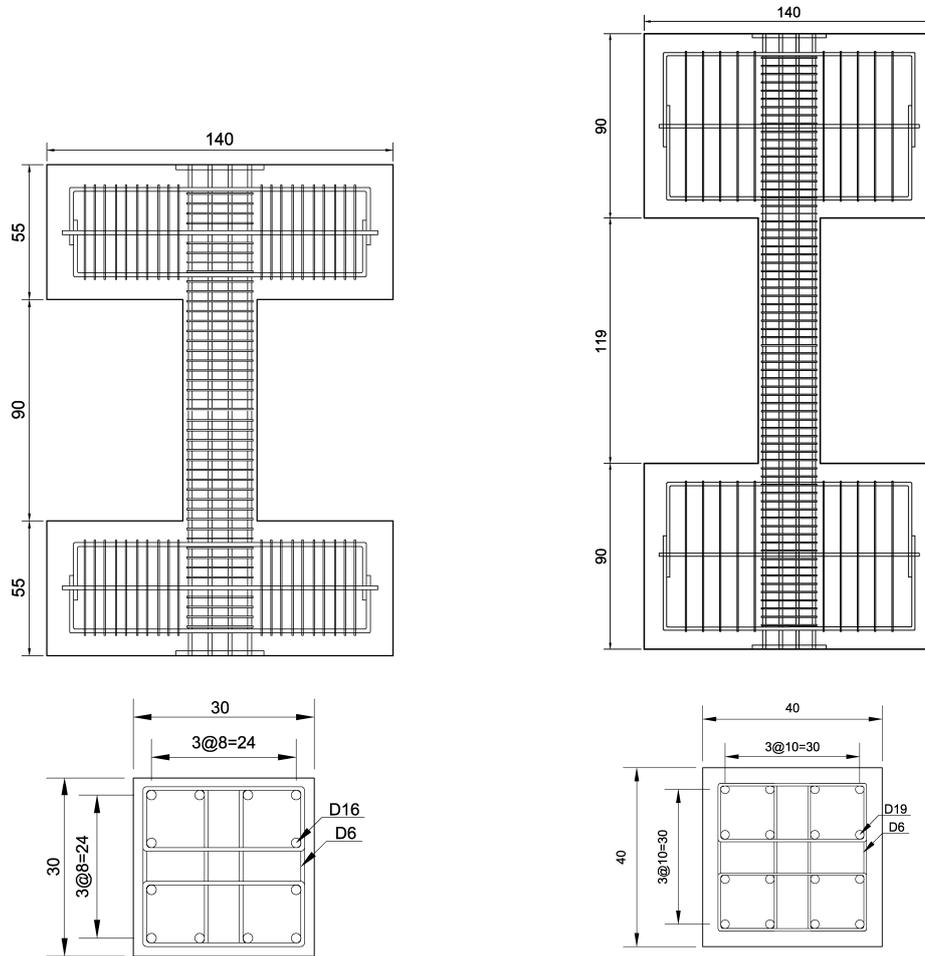


圖 2-38 實驗試體 UHRC、HRPCC 詳細尺寸及配筋圖

【資料來源：參考書目 20】

表 2-4 Izumi 反覆載重單柱試體詳細資料 1

試體編號		UHRC01	UHRC04	UHRC06	UHRC12
斷面形狀		矩形	矩形	矩形	矩形
混凝土抗壓強度 $f'_c$	MPa	103.9	122.4	89.0	155.0
混凝土保護層	mm	16	16	16	16
斷面尺寸(深×寬)	mm	300×300	300×300	300×300	300×300
柱高	mm	900	900	900	900
主筋降伏強度 $f_y$	MPa	741.2	738	738	789
主筋配置	—	12 - D16	12 - D16	12 - D16	12 - D16
箍筋降伏強度 $f_{yh}$	MPa	740.7	1284	1284	1315
塑鉸區箍筋間距	mm	D6@40	D6@35	D6@40	D6@40
非塑鉸區箍筋間距	mm	D6@40	D6@35	D6@40	D6@40
繫筋降伏強度 $f_{yt}$	MPa	740.7	1284	1284	1315
繫筋配置	—	4 - D6	4 - D6	4 - D6	4 - D6
柱軸力	—	$0.3f'_c A_g$	$0.3f'_c A_g$	$0.3f'_c A_g$	$0.3f'_c A_g$

【資料來源：參考書目 20】

表 2-5 Izumi 反覆載重單柱試體詳細資料 2

試體編號		UHRC14	HRPCC6	HRPCC7	HRPCC11
斷面形狀		矩形	矩形	矩形	矩形
混凝土抗壓強度 $f'_c$	MPa	155.0	67.4	65.2	130.0
混凝土保護層	mm	16	34.5	34.5	34.5
斷面尺寸(深×寬)	mm	300×300	400×400	400×400	400×400
柱高	mm	900	1200	1200	1200
主筋降伏強度 $f_y$	MPa	789	722	490	710
主筋配置	—	12 - D16	12 - D19	12 - D19	12 - D19
箍筋降伏強度 $f_{yh}$	MPa	1315	944	729	729
塑鉸區箍筋間距	mm	D6@40	D6@30	D6@40	D6@30
非塑鉸區箍筋間距	mm	D6@40	D6@30	D6@40	D6@30
繫筋降伏強度 $f_{yt}$	MPa	1315	944	873	729
繫筋配置	—	4 - D6	4 - D6	4 - D6	4 - D6
柱軸力	—	$0.3f'_cA_g$	$0.3f'_cA_g$	$0.32f'_cA_g$	$0.27f'_cA_g$

【資料來源：參考書目 20】

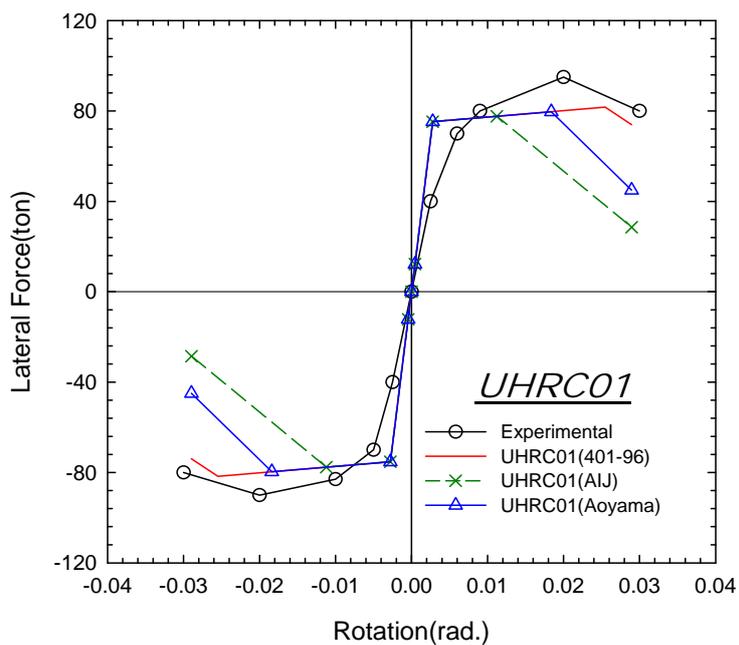


圖 2-39 試體 UHRC01 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

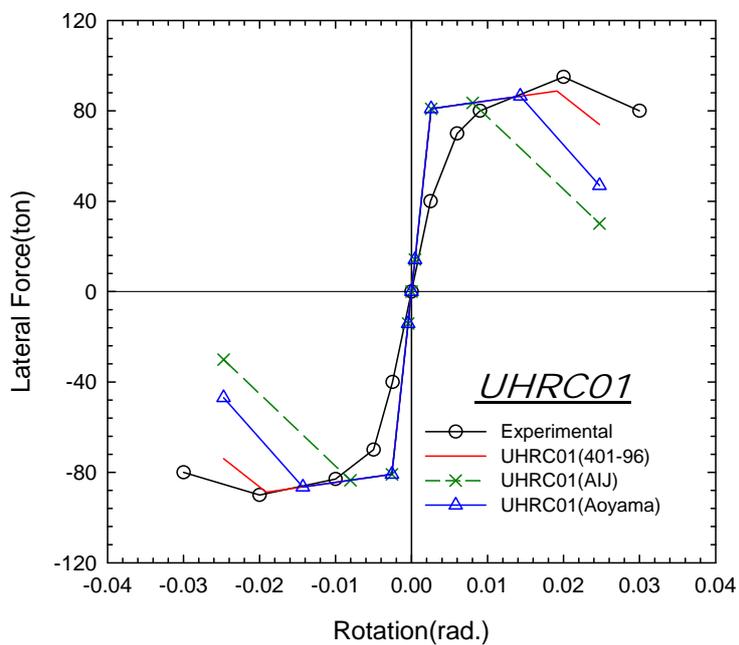


圖 2-40 試體 UHRC01 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

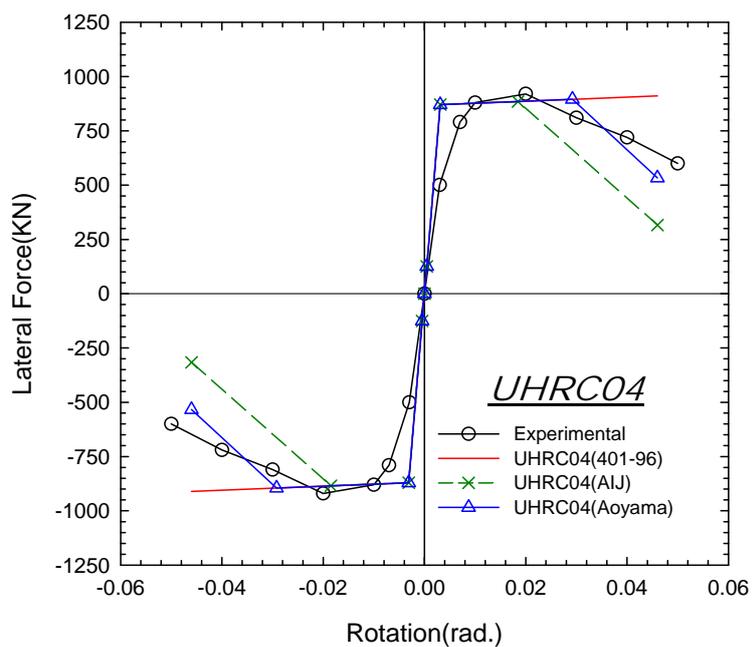


圖 2-41 試體 UHRC04 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

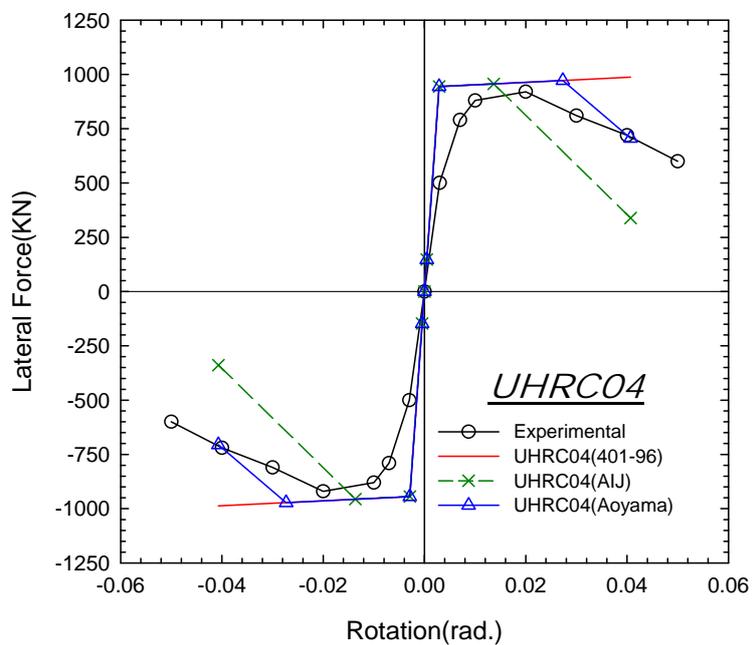


圖 2-42 試體 UHRC04 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

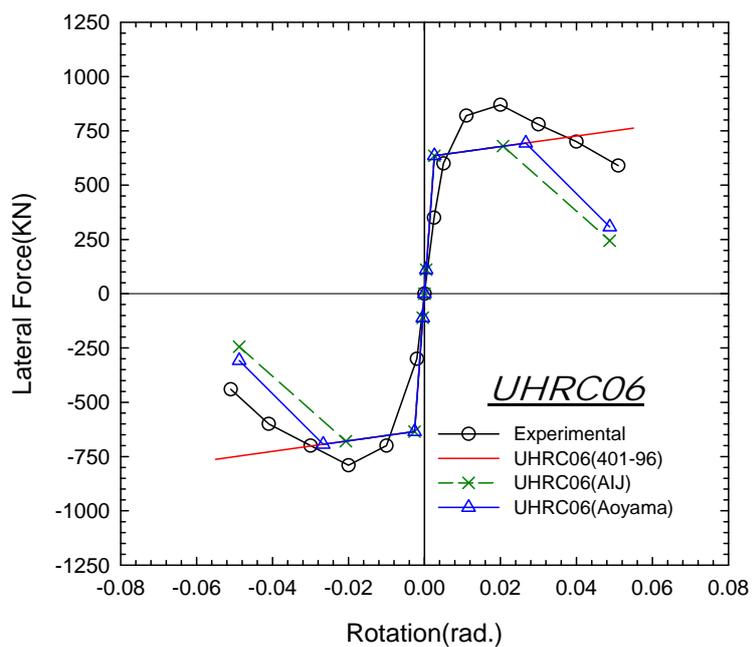


圖 2-43 試體 UHRC06 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

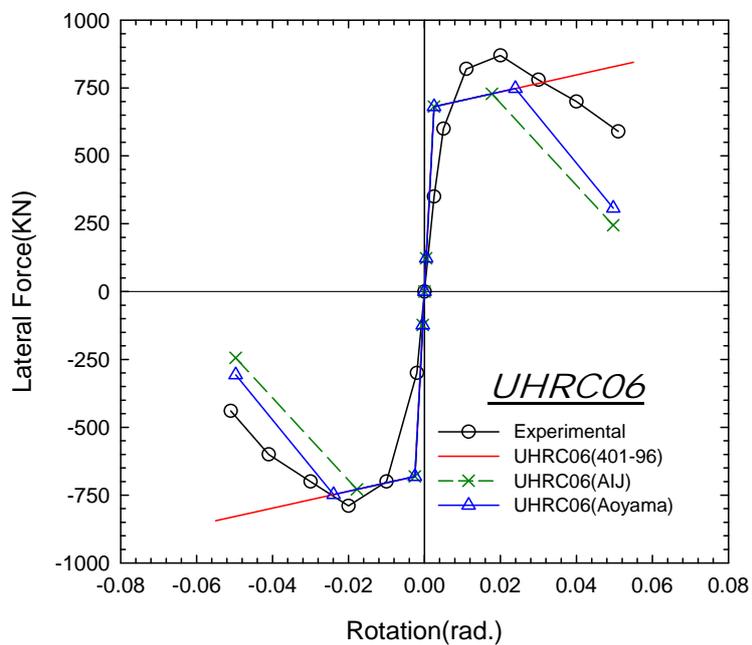


圖 2-44 試體 UHRC06 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

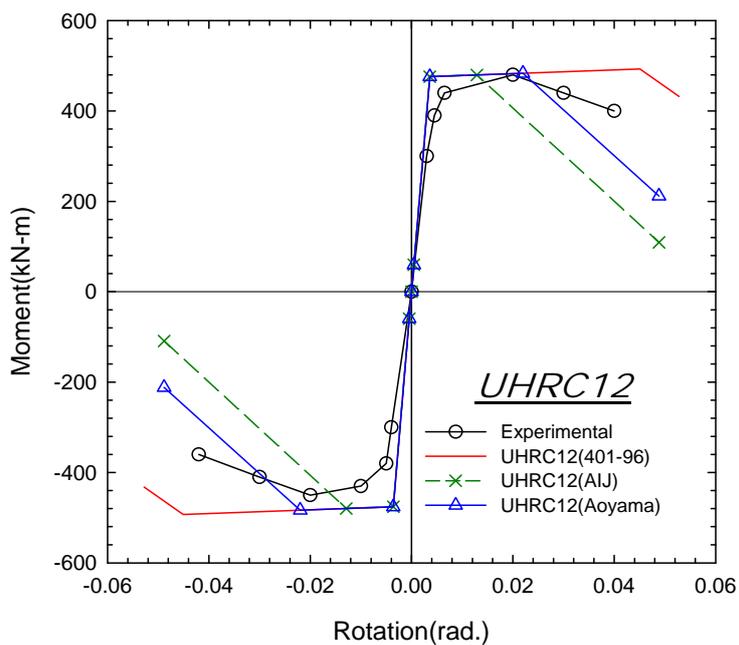


圖 2-45 試體 UHRC12 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

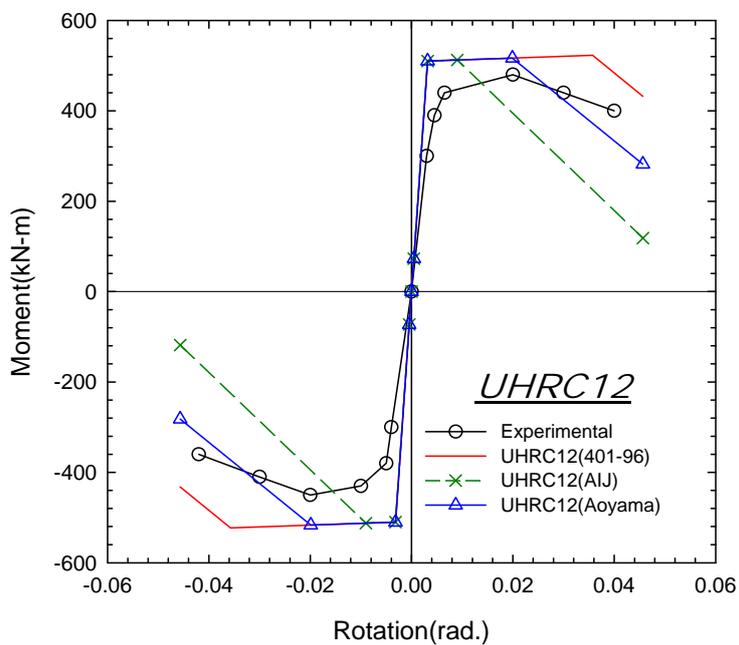


圖 2-46 試體 UHRC12 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

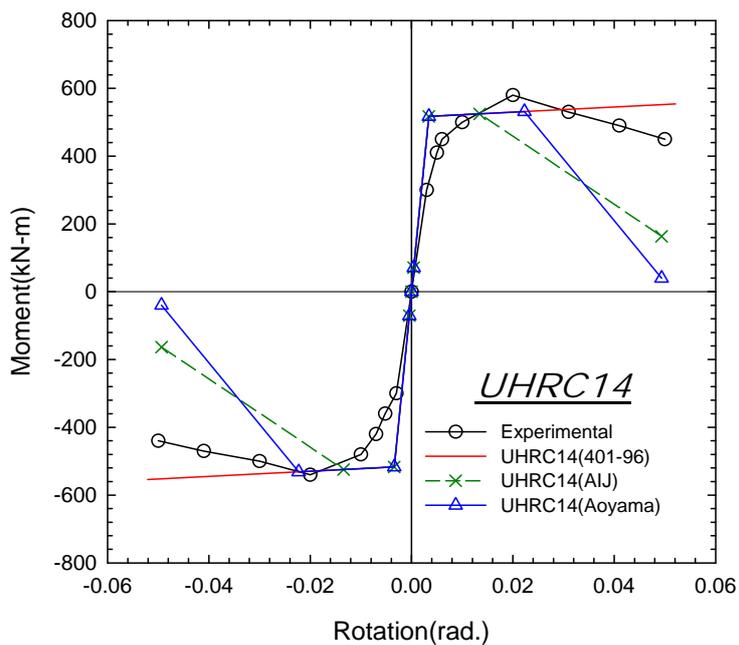


圖 2-47 試體 UHRC14 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

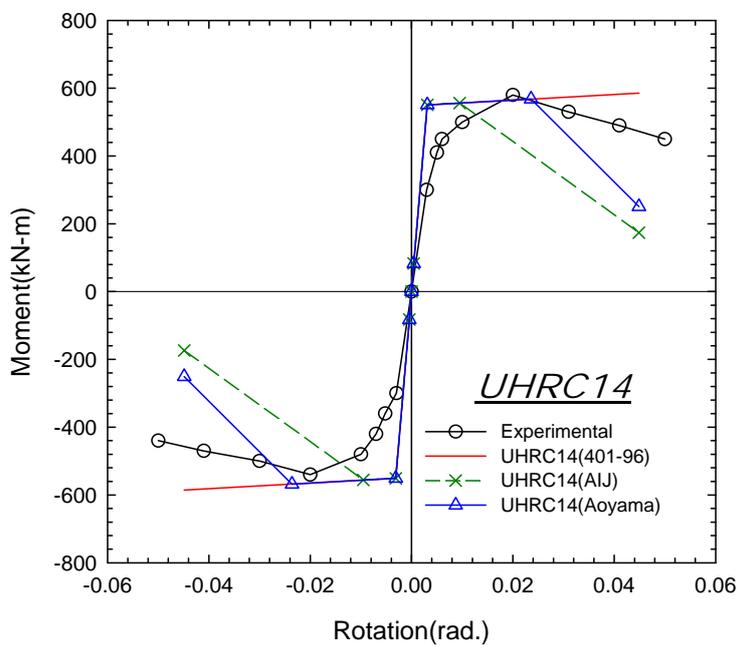


圖 2-48 試體 UHRC14 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

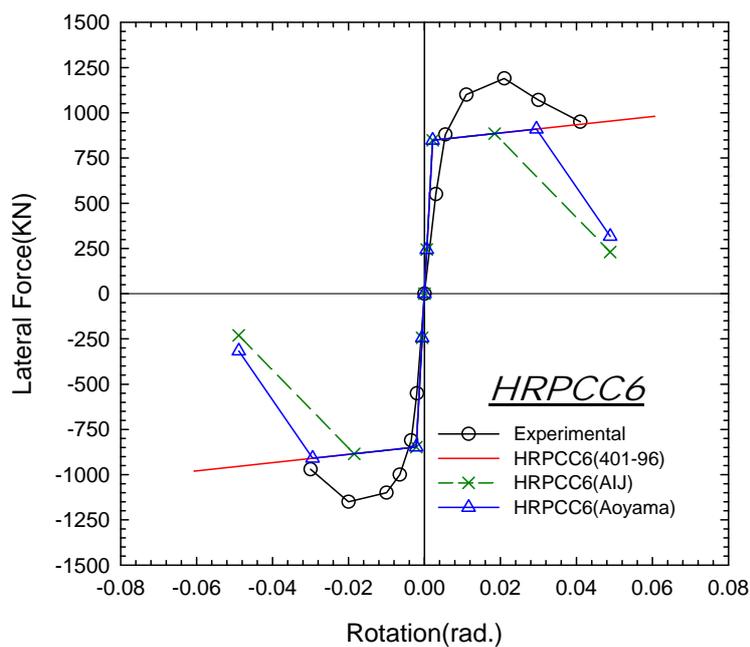


圖 2-49 試體 HRPCC6 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

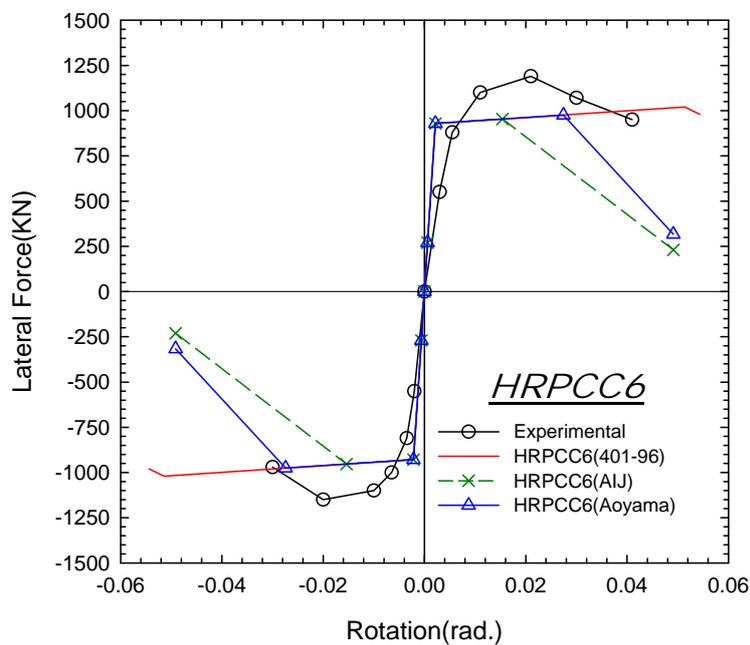


圖 2-50 試體 HRPCC6 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

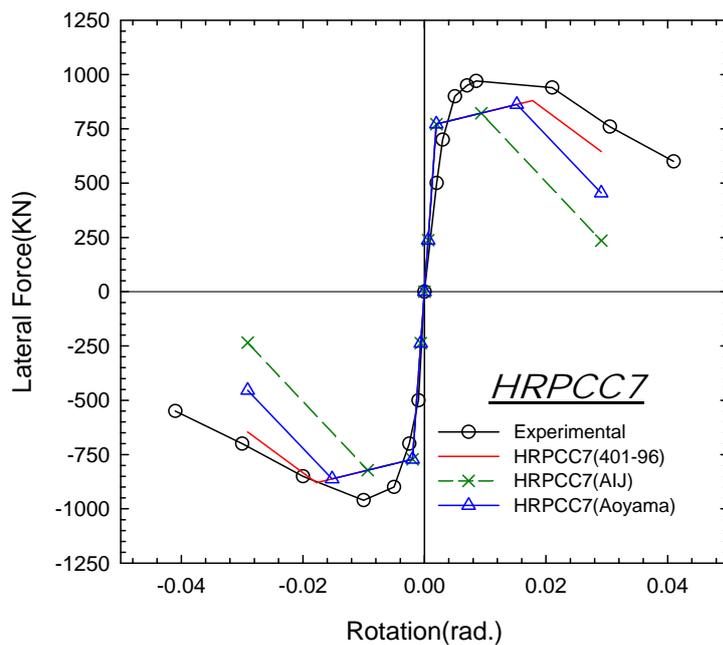


圖 2-51 試體 HRPCC7 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

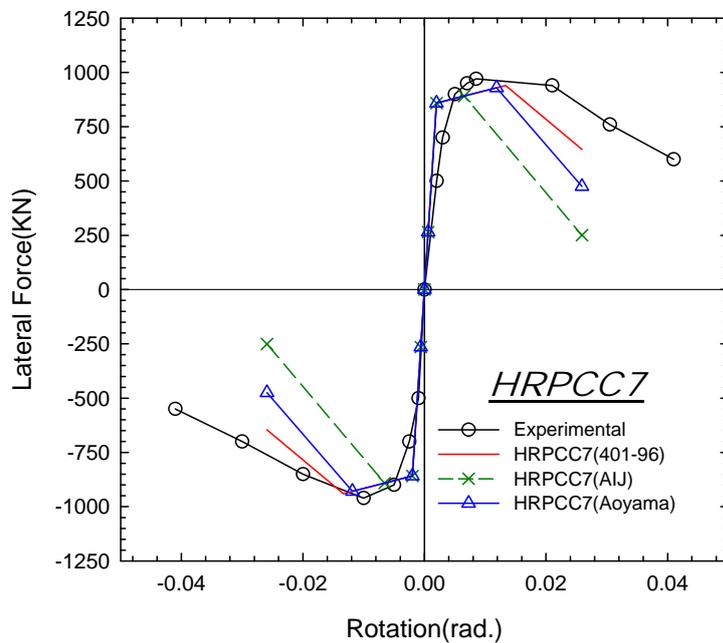


圖 2-52 試體 HRPCC7 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

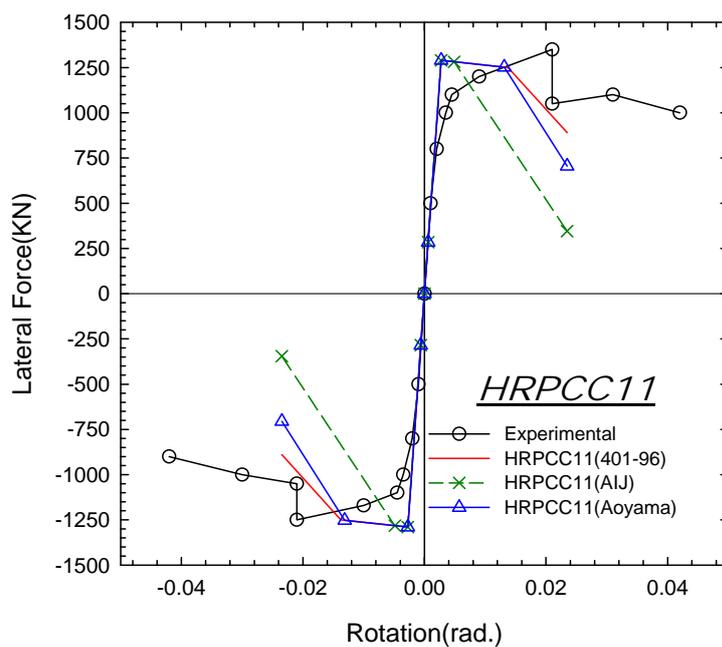


圖 2-53 試體 HRPCC11 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

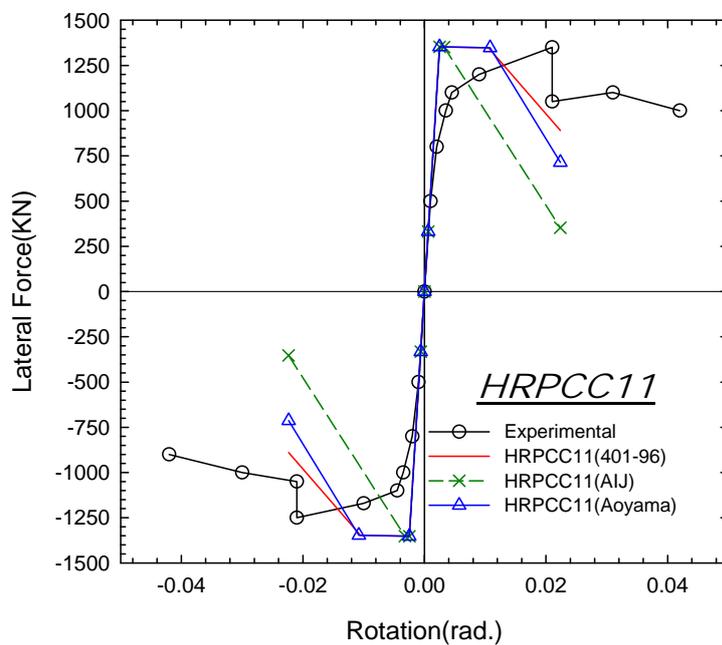


圖 2-54 試體 HRPCC11 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

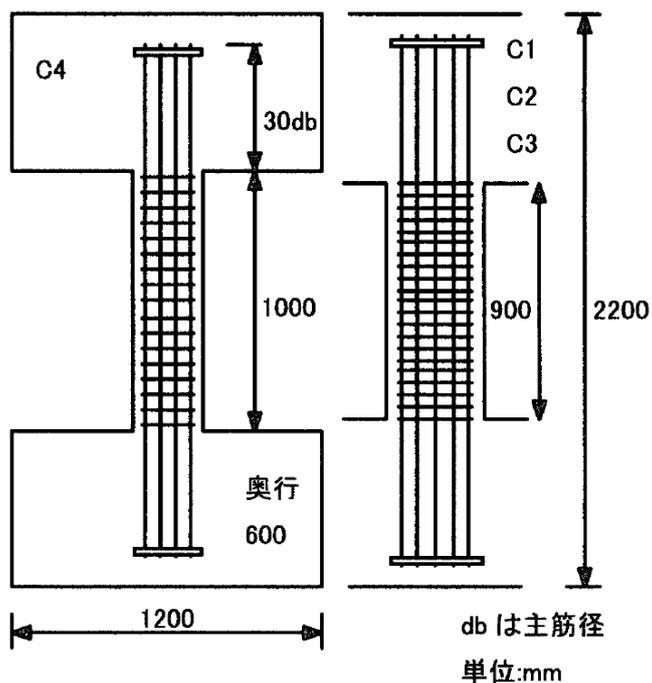
### 3.2 實驗與分析結果比對之探討

Izumi 研究團隊所做之單柱實驗主要以柱高為區分，分為 UHRC 與 HRPCC。根據分析與實驗結果可知，UHRC 一系列之單柱試體以 UHRC04、UHRC12、UHRC14 之撓曲行為分析結果與實驗結果較吻合，而實驗結果所得之剪力行為亦是青山教授建議之剪力行為較為符合，其餘 UHRC 系列單柱試體其撓曲行為與剪力行為有低估之狀況發生。HRPCC 系列單柱試體，以 HRPCC7 使用 New RC 組成律得到的撓曲強度較符合實驗結果，但使用三種剪力行為均有低估之趨勢；HRPCC6 其撓曲與剪力分析結果則會低估；HRPCC11 雖撓曲行為之強度能有效地預測，但其韌性稍嫌偏小無法完全的預測整體之韌性行為，而其剪力強度則有低估之情形。

## 4. 日本 Kumagai 研究團隊試體之分析與驗證

### 4.1 Kumagai 單柱試體實驗與分析比對

Kumagai 研究團隊所進行之高強度鋼筋混凝土柱試體 C1、C2、C3、C4，如圖 2-55 所示，柱試體斷面分別為  $360\text{mm} \times 360\text{mm}$ 、 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ ，詳細試體資訊如表 2-6 所示。根據兩種高強度混凝土組成律與三種剪力強度公式，以本研究所開發之 SERCB for New RC 程式計算各塑性鉸特性，並藉由 SAP2000 內建之側推分析功能即可求得該單柱試體之容量曲線。其實驗結果與分析比對如圖 2-56 至圖 2-63 所示。



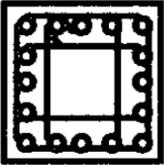
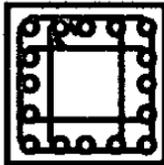
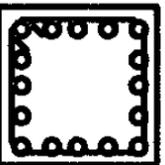
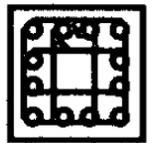
試験体	C1	C2	C3	C4
断面 b*D (mm)	 360*360	 360*360	 360*360	 250*250

圖 2-55 實驗試體 C1、2、3、4 詳細尺寸及配筋圖

【資料來源：參考書目 21】

表 2-6 Kumagai 反覆載重單柱試體詳細資料

試體編號		C1	C2	C3	C4
斷面形狀		矩形	矩形	矩形	矩形
混凝土抗壓強度 $f'_c$	MPa	120.0	120.0	120.0	120.0
混凝土保護層	mm	15	15	15	15
斷面尺寸(深×寬)	mm	360×360	360×360	360×360	250×250
柱高	mm	900	900	900	1000
主筋降伏強度 $f_y$	MPa	723	723	723	731
主筋配置	—	16 – D19	16 – D19	16 – D19	12 – D16
箍筋降伏強度 $f_{yh}$	MPa	1442	1442	1442	1442
塑鉸區箍筋間距	mm	D7@45	D6@45	D6@45	D6@60
非塑鉸區箍筋間距	mm	D7@45	D6@45	D6@45	D6@60
繫筋降伏強度 $f_{yt}$	MPa	1442	1442	1442	1442
繫筋配置	—	4 – D7	4 – D6	—	4 – D6
柱軸力	—	$0.3f'_c A_g$	$0.3f'_c A_g$	$0.3f'_c A_g$	$0.3f'_c A_g$

【資料來源：參考書目 21】

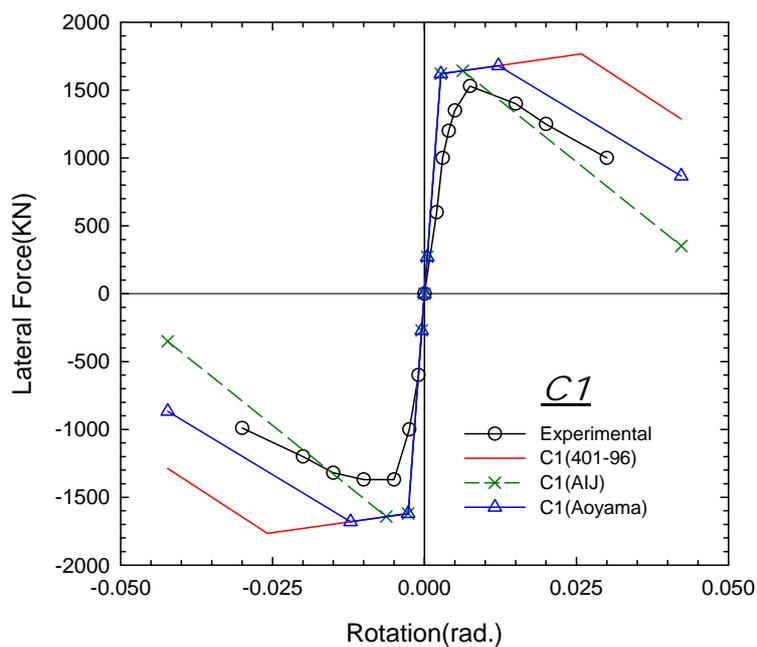


圖 2-56 試體 C1 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

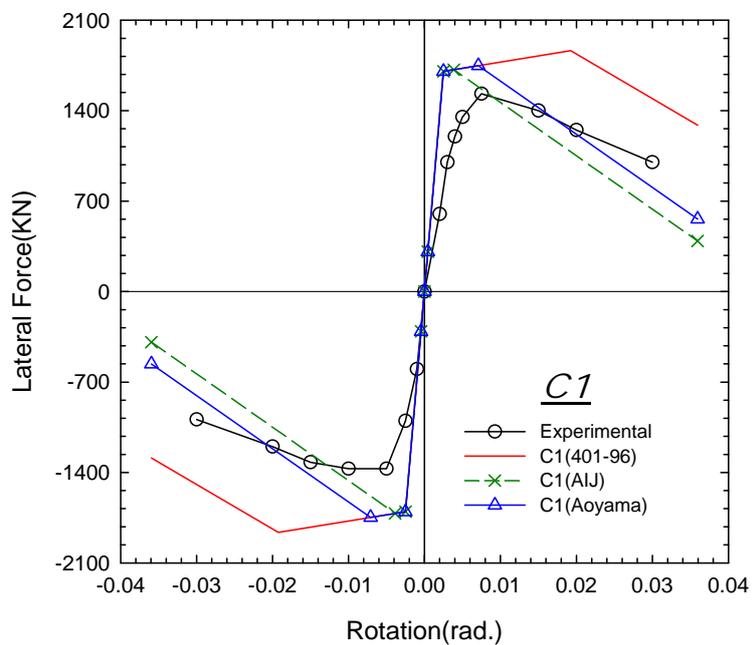


圖 2-57 試體 C1 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

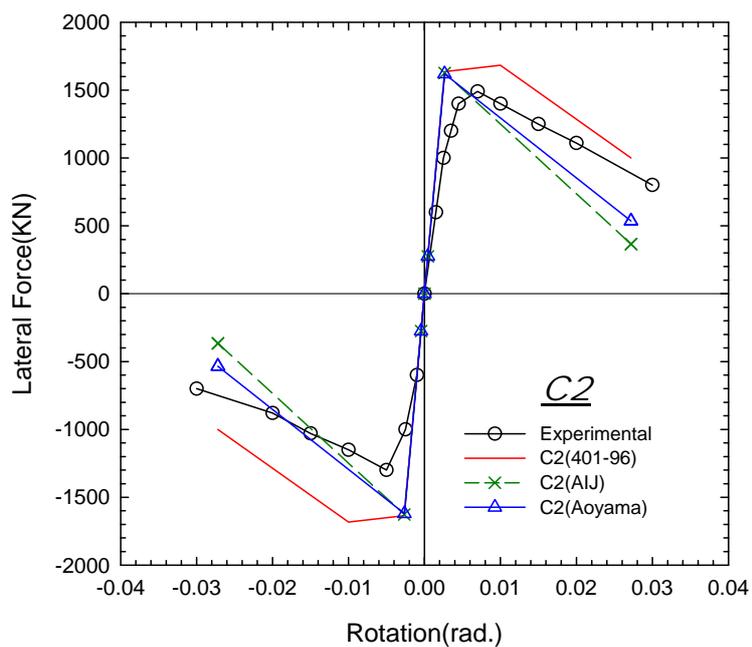


圖 2-58 試體 C2 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

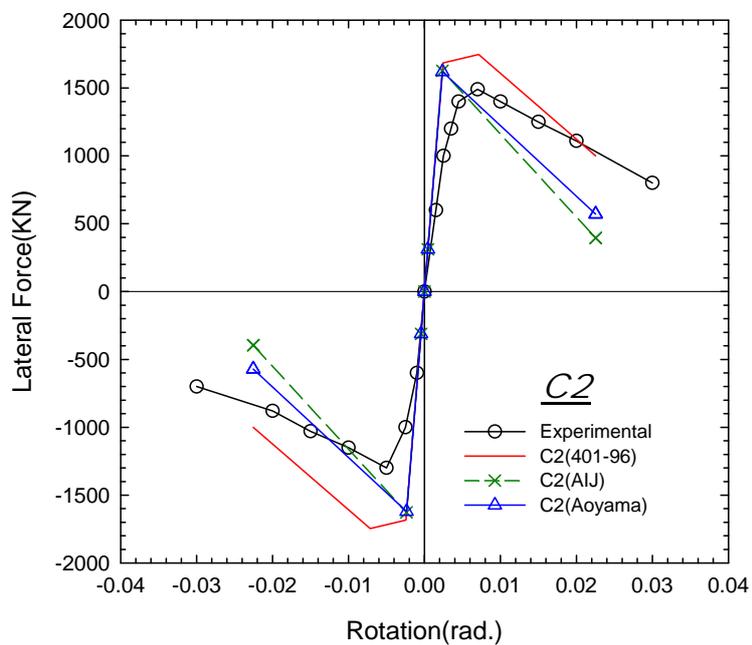


圖 2-59 試體 C2 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

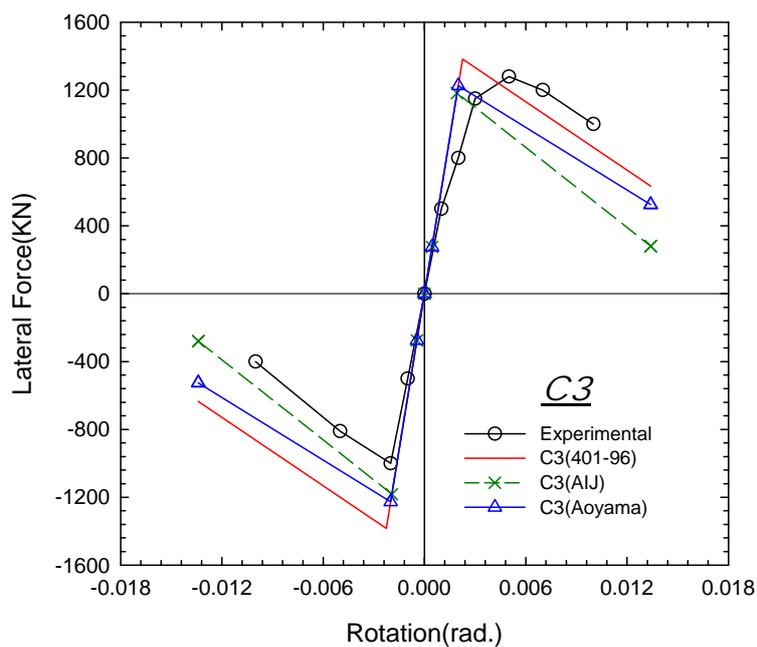


圖 2-60 試體 C3 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

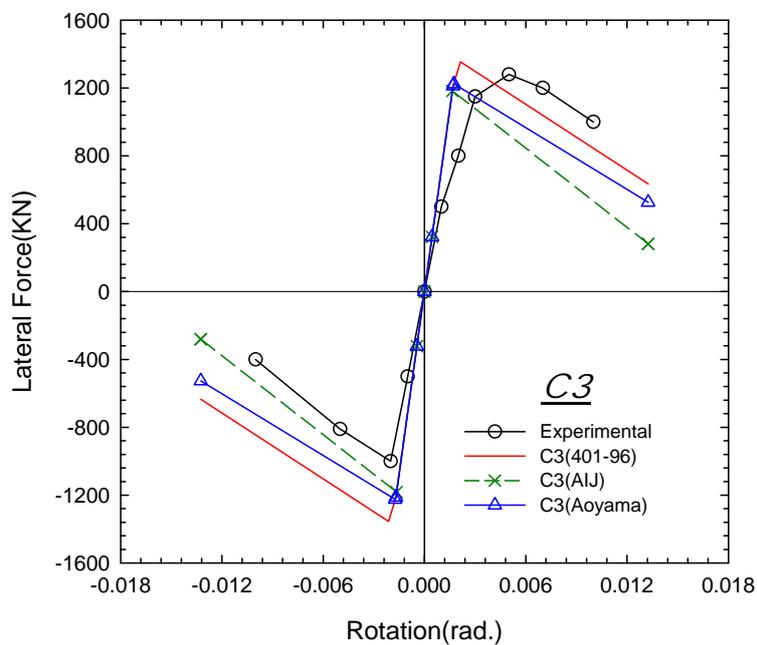


圖 2-61 試體 C3 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

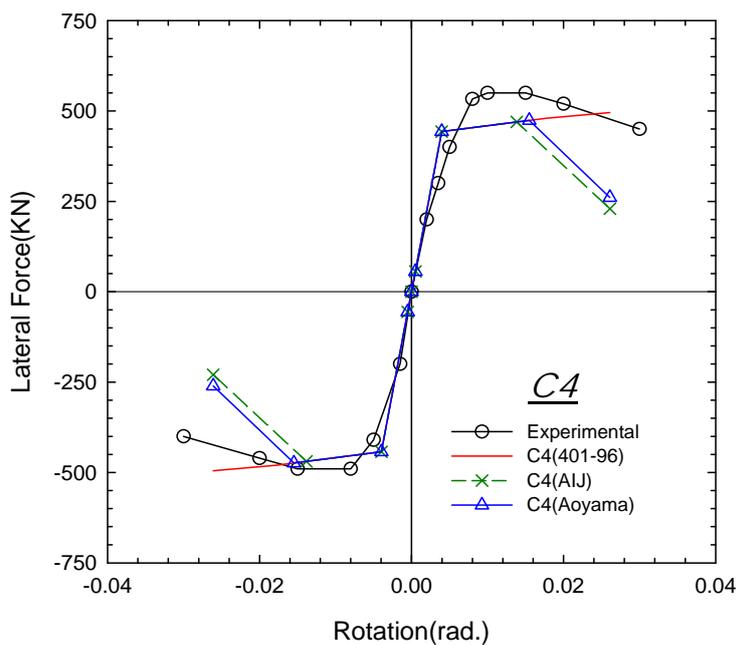


圖 2-62 試體 C4 以 Muguruma 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

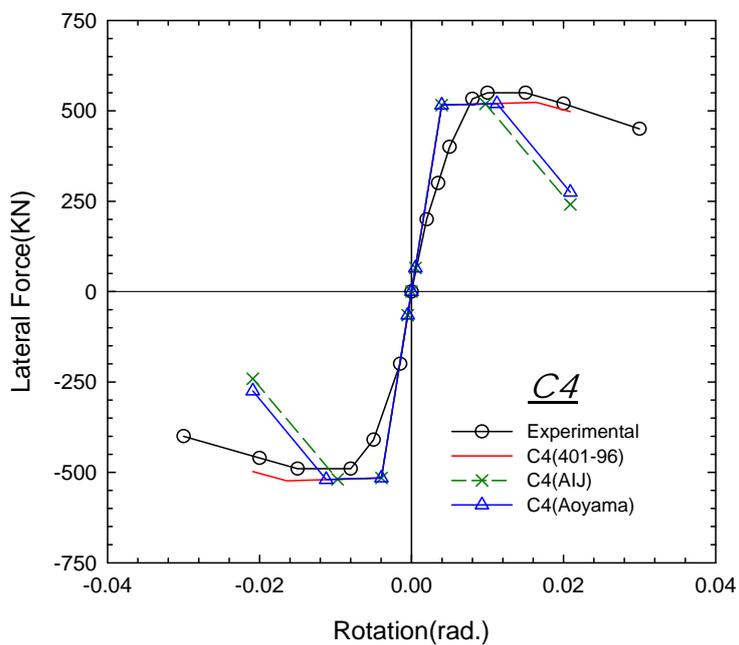


圖 2-63 試體 C4 以 New RC 組成律及三種剪力行為分析所得結果與實驗資料之比較

## 4.2 實驗與分析結果比對之探討

該系列之單柱試體主要在於探討構件剪力行為，故該系列單柱試體均將箍筋間距放大，使得構件能夠得以發生剪力破壞。C1 至 C4 之單柱試體，分析結果顯示均有剪力破壞之行為產生，符合實驗欲探討之剪力破壞，其降伏前之日本建築學會之剪力強度與青山教授建議之剪力強度則有低估之情形；C1 與 C2 使用土木 401-96 剪力強度有高估之情形，而 C3、C4 使用土木 401-96 剪力強度則較符合實驗結果。

### 二. 高強度鋼筋混凝土組成律與剪力強度適用性探討

本研究所使用之非線性側推分析係以各構件之斷面性質，依據混凝土組成律各相關參數計算各斷面之彎矩-曲率之關係，藉由彎矩-曲率建立構件彎矩-轉角的非線性行為，最後配合各構件之剪力行為做疊合即可求得該構件之塑性鉸特性。由前述可知，如欲進行結構物非線性分析時，其塑性鉸特性對於各構件非線性行為尤其重要，如何有效的模擬各構件非線性行為為本節所著重之目的。因此，本研究蒐集 Muguruma、New RC 兩種高強度混凝土組成率與國內、外三種高強度混凝土剪力行為，根據相關實驗試體所得數據來比較彎矩-轉角及剪力行為計算所得之塑性鉸特性。

以建築物而言，其破壞情況繁多如構件破壞、梁柱接頭破壞、基礎承载力不足、鋼筋握裹不足等情況發生，本研究所考慮之破壞情況均以構件破壞為原則進行相關探討，如構件撓曲破壞、剪力破壞等情形，來計算該構件之塑性鉸特性，故後續針對高樓層建築物進行非線性分析時，均不考慮會發生構件破壞以外之情形，進而求得整體建築物之容量曲線。

根據前述所介紹的高強度鋼筋混凝土單柱試體 150-1 實驗資料，本研究先利用兩種高強度混凝土組成律驗證本研究所使用之切片法計算所得到的彎矩-曲率，其分析結果與實驗之彎矩-曲率比對尚屬合

宜。確定本研究所使用之切片法得以有效的模擬斷面性質後，接著再利用兩種高強度混凝土組成律以及三種剪力強度行為計算塑性鉸特性，並以高強度混凝土組成律為區別，分為(1)以 Muguruma 組成律計算得到的彎曲-轉角與三種剪力行為疊合之三種分析結果，(2)以 New RC 組成律計算得到的彎曲-轉角與三種剪力行為疊合之三種分析結果，故一單柱實驗資料可對應六組塑性鉸特性，來比對實驗資料與分析結果。綜合日本各學者所施作之高強度鋼筋混凝土單柱試驗結果，並歸納實驗之彎矩、彎矩-剪力、剪力三種破壞模式，其中 Komuro、Muguruma、Izumi 所有試體以及 Kumagai 所施作之 C4 試體屬於彎矩-剪力破壞，Kumagai 所施作之 C1、C2、C3 試體屬於剪力破壞。

對於超高層高強度鋼筋混凝土建築物，整體的非線性行為須藉由各構件非線性行為而得知，如各構件非線性越是準確，其整體結構非線性行為越能貼近真實結構物之行為。由前述所施作之高強度鋼筋混凝土實驗資料之比對，在構件撓曲行為時 New RC 組成律所得到的撓曲行為較符合實驗數據。於構件剪力行為時，採用中國土木工程學會(土木 401-96)之剪力公式會有高估於高強度鋼筋混凝土之剪力行為；採用日本建築學會建議之剪力公式之剪力行為則有低估之趨勢；採用青山教授建議之剪力公式，其衰減形式與實驗數據較接近，雖後續衰減之剪力強度低於公路橋梁耐震設計規範建議之剪力公式，但不至於會有低估之問題發生。以上述適用性之探討，本研究後續將以 New RC 組成律以及青山教授建議之剪力公式做為超高樓層建築物之分析依據。

## 第六節 高強度鋼筋混凝土實驗資料與土木 401-96 理論分析比較及探討

高強度鋼筋混凝土對於台灣而言為一新材料，為探討以目前國內對於鋼筋混凝土習以採用美國混凝土學會(American Concrete Institute, ACI)或中國土木水利工程學會混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)，進行構件強度計算之妥適性，本節參考中國土木水利工程學會混凝土工程設計規範與解說計算標稱彎矩強度，並與前述各學者所施作之實驗資料進行比對，探討以傳統鋼筋混凝土理論分析是否適用於高強度鋼筋混凝土之強度計算。藉由本研究所蒐集之日本相關高強度鋼筋混凝土實驗資料，將各學者所使用之實驗數據與所得之實驗結果，以土木 401-96 之理論公式計算各構件之標稱彎矩強度如表 2-7~表 2-10 並以圖示之方式比較其差異性如圖 2-64~圖 2-67。

由表 2-7~表 2-10 可發現以一般鋼筋混凝土理論分析所得強度與實驗所得值之比值分佈於 0.76~1.31 之間，顯示以一般鋼筋混凝土理論無法精確計算高強度鋼筋混凝土構件強度。

表 2-7 日本 Komuro 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表

試體名稱	Experimental (KN-m) (1)	土木 401-96 (KN-m) (2)	(2)/(1)
150-1	570.0	473.2	0.83
150-2	600.0	471.4	0.79
150-4	510.0	468.5	0.92
150-6	672.0	513.5	0.76
150-8	360.0	309.7	0.86
150-9	360.0	317.8	0.88
150-10	337.5	313.7	0.93

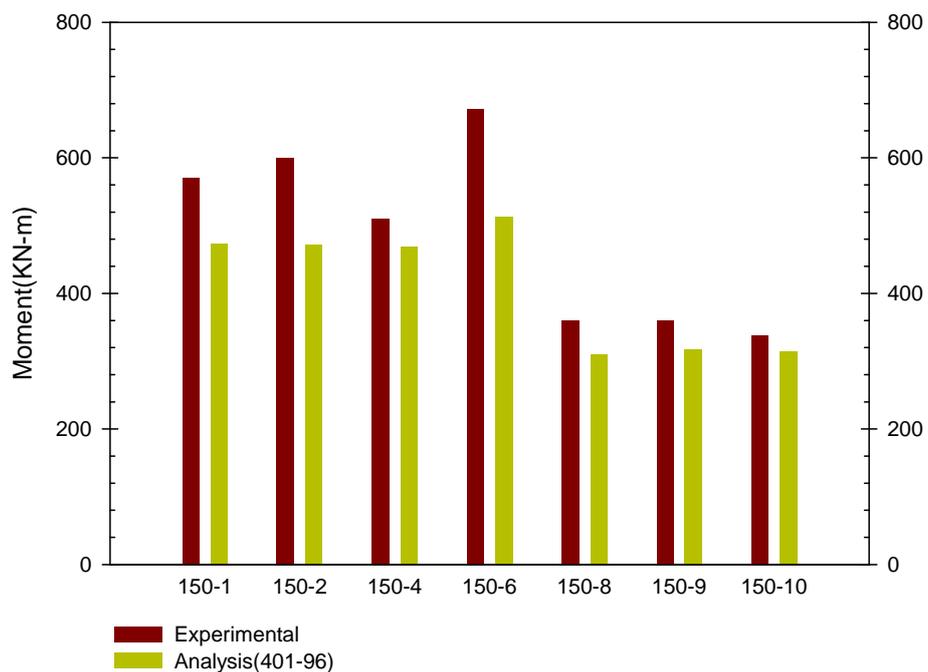


圖 2-64 日本 Komuro 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖

表 2-8 日本 Muguruma 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表

試體名稱	Experimental (KN-m) (1)	土木 401-96 (KN-m) (2)	(2)/(1)
CL-3	138.0	139.4	1.01
CL-4	143.0	132.4	0.93
CH-3	142.0	135.2	0.95
CH-4	150.0	132.4	0.88

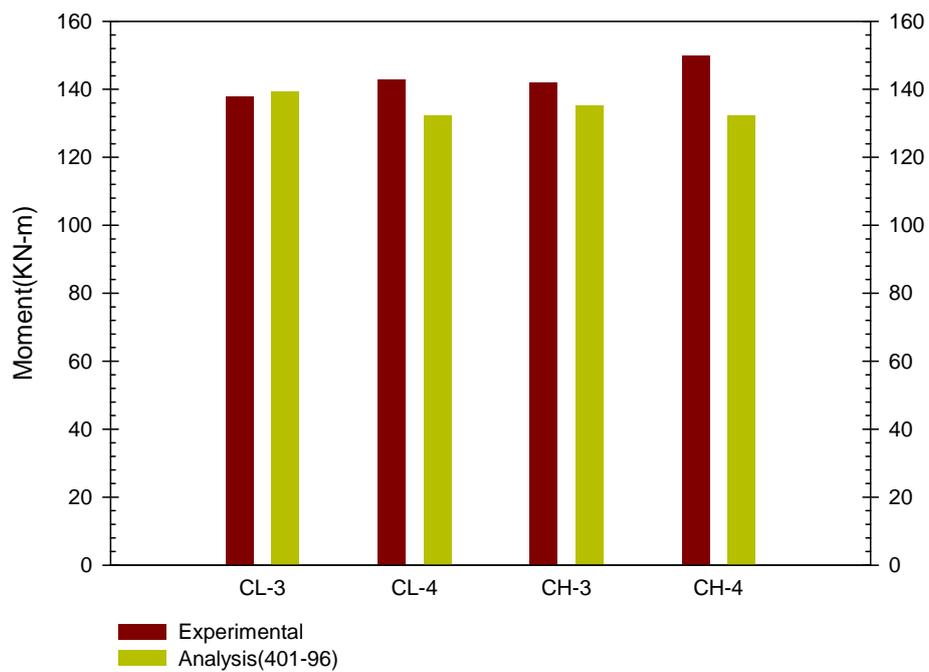


圖 2-65 日本 Muguruma 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖

表 2-9 日本 Izumi 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表

試體名稱	Experimental (KN-m) (1)	土木 401-96 (KN-m) (2)	(2)/(1)
UHRC01	419.0	361.6	0.86
UHRC04	414.0	409.6	0.99
UHRC06	391.5	324.3	0.83
UHRC12	480.0	494.4	1.03
UHRC14	580.0	525.7	0.91
HRPCC6	714.0	575.8	0.81
HRPCC7	582.0	566.6	0.97
HRPCC11	810.0	779.8	0.96

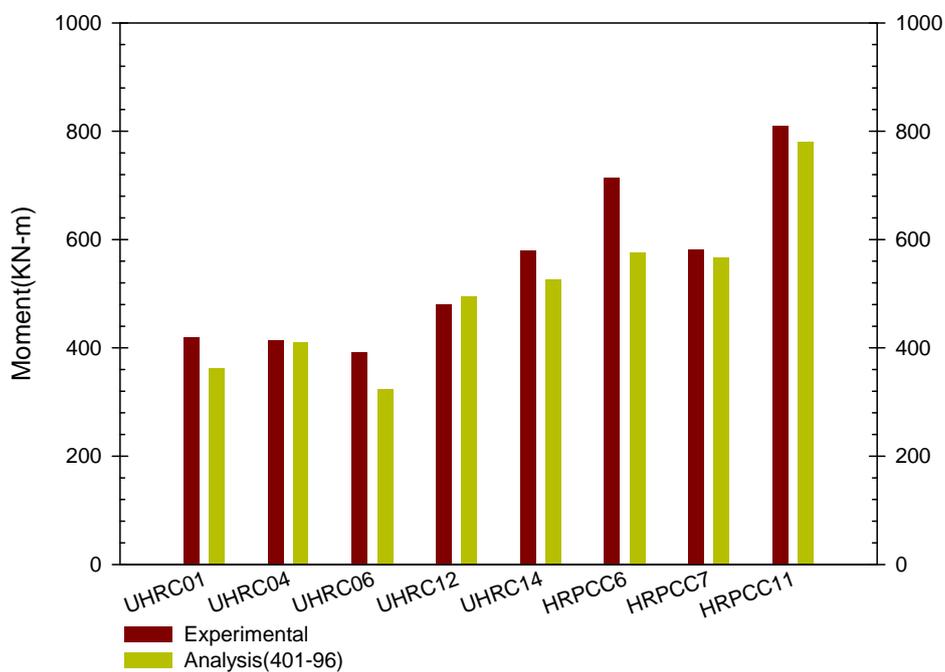


圖 2-66 日本 Izumi 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖

表 2-10 日本 Kumagai 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較表

試體名稱	Experimental (KN-m) (1)	土木 401-96 (KN-m) (2)	(2)/(1)
C1	688.5	781.5	1.14
C2	670.5	755.7	1.13
C3	576.0	755.7	1.31
C4	275.0	248.3	0.90

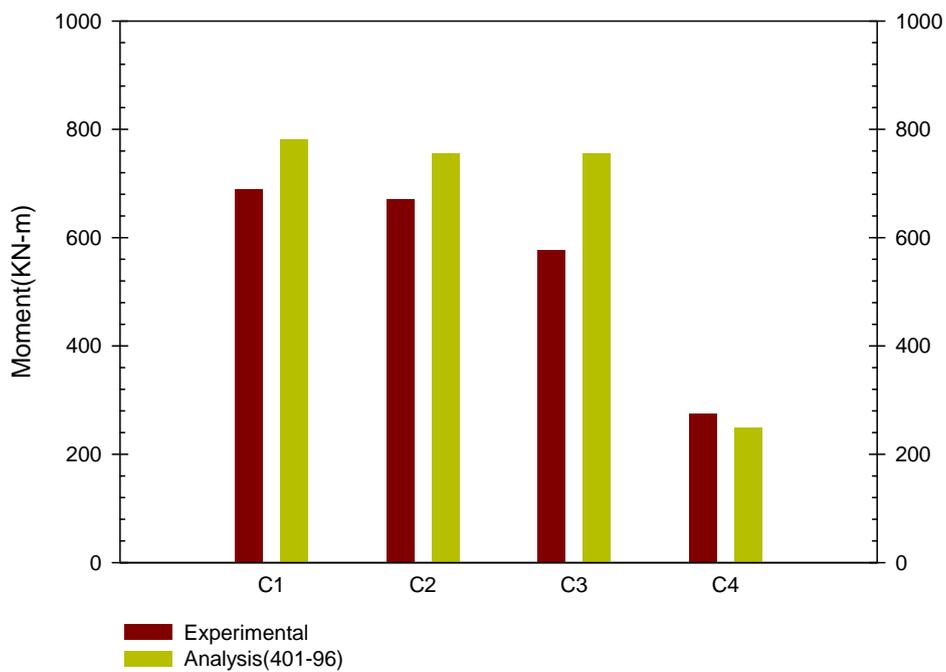


圖 2-67 日本 Kumagai 研究團隊試體與土木 401-96 理論分析比較圖



## 第三章 以結構性能為基準之高強度鋼筋混凝土建築物耐震能力評估

### 第一節 改良式耐震能力評估法

ATC-40 之基本目標為在一已知的耐震需求下，評估結構物的耐震性能，亦即將結構物的耐震需求(Seismic Demand)視為輸入，進而求得結構物耐震性能為其輸出。本研究參考建築物耐震能力評估手冊之修正 ATC-40 的作法，建議經由側推分析求得之容量曲線來當作性能點設定的基準，並以此作為輸入點來求得對應於耐震需求下的輸出值：建築物之耐震能力。此分析方法有兩個優點：(1)避免 ATC-40 評估法中所需反覆迭代的複雜運算；(2)提供較為直接且易於接受的耐震能力評估方法。

ATC-40 中揭示，結構物進入非線性階段之後的有效黏滯性阻尼比  $\beta_{eff}$  包含原結構本身固有黏滯阻尼比  $\beta_{basic}$  (一般取為 5%) 及結構物非彈性遲滯行為的等值黏滯性阻尼比  $\beta_0$  兩部分，可表示如下：

$$\beta_{eff} = \beta_{basic} + \beta_0 = \beta_{basic} + \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (%) \quad (3-1)$$

其中， $\kappa$  表示阻尼修正因子，與結構物系統耐震行為及地震歷時長短有關。 $a_y$  與  $d_y$  則分別代表降伏時之譜加速度與譜位移。

阻尼比異於 5% 時之加速度修正係數  $C_D$ ，可由非彈性譜加速度與彈性譜加速度之比求得：

$$B_1 \text{ or } B_s = \frac{(S_a)_{elastic}}{(S_a)_{inelastic}} \quad (3-2)$$

如圖 3-1 所示，性能點(Performance Point)位於容量譜與非彈性需求譜之交點上，性能點需同時滿足該二者之特性，故容量譜上之譜加速度  $a_{pi}$  與譜位移  $d_{pi}$  等於非彈性需求譜上的譜加速度  $(S_a)_{inelastic}$  與譜位移  $(S_d)_{inelastic}$ 。

即：

$$(S_a)_{inelastic} = a_{pi} \quad (3-3)$$

$$(S_d)_{inelastic} = d_{pi} \quad (3-4)$$

$a_{pi}$  對應的最大地表加速度(Peak Ground Acceleration ; PGA)依所在工址之地震需求特性(如  $S_{ad}$  &  $S_{Ds}$  等)，建築物等效振動週期  $T$ 、等值黏滯性阻尼( $\beta_{eff}$ )與阻尼比異於 5% 加速度修正係數  $B_1$  或  $B_s$  等有關，如表 3-1、表 3-2 所示。如此即可由上述關係式評估出各種結構性能與地表加速度之關係。

表 3-1 一般工址地表加速度計算公式

較短及短週期	中週期	長週期
$T \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T \leq 2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T$
$\frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{ad}(T)}{S_{Ds}}\right)} = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$\frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{ad}(T)}{S_{Ds}}\right)}$	$\frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{D1}(T)}{S_{Ds}T}\right)}$

【資料來源：參考書目 12】

表 3-2 台北盆地地表加速度計算公式

較短及短週期	中週期	長週期
$T \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T \leq 2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T$
$\frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{ad}(T)}{S_{Ds}}\right)} = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$\frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{ad}(T)}{S_{Ds}}\right)}$	$\frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5T_0^D}{T}\right)}$

【資料來源：參考書目 12】

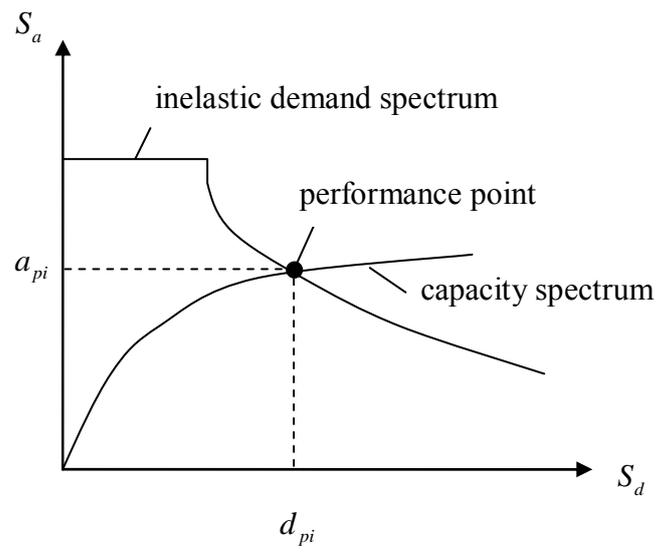


圖 3-1 性能點

【資料來源：參考書目 12】

## 第二節 耐震性能評估流程

- 【步驟1】 建立欲分析之結構物分析模型。
- 【步驟2】 施加靜載重與地震作用力。靜載重依  $DL+1/2LL$  ( $DL$ ：自重， $LL$ ：活載重)；考量高樓層於地震發生時會有高振態之行為發生，故本研究使用 CQC 多振態疊加法則 (Complete Quadratic Combination Method) 計算多振態效應下各樓層反應，並根據各樓層之反應計算各樓層之地震作用力，其計算公式如下：

$$r_a = \left( \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N S_{jk} r_j r_k \right)^{1/2} \quad (3-5)$$

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \quad (3-6)$$

$$r = \frac{w_k}{w_j} \quad (3-7)$$

式中，

$r_j$ ：第  $j$  振態最大反應值

$r_k$ ：第  $k$  振態最大反應值

$S_{jk}$ ：第  $j$  振態與第  $k$  振態之關係係數

$\xi_j$ ：第  $j$  振態的阻尼比

$\xi_k$ ：第  $k$  振態的阻尼比

$w_j$ ：第  $j$  振態的圓周頻率

$w_k$ ：第  $k$  振態的圓周頻率

- 【步驟3】 由各桿件之斷面形式、材料強度與鋼筋數量等材料與幾何條件，評估其撓曲容量及剪力容量。
- 【步驟4】 疊合撓曲容量及剪力容量以決定各桿件破壞模式並定義其塑性鉸特性。

【步驟5】 進行側推分析。分析後由結構之基底剪力( $V$ )與頂層位移( $\Delta_{roof}$ )關係求得結構物之容量曲線，並依下列各式轉換為譜加速度 $S_a$ 與譜位移 $S_d$ ，以建立結構物之容量譜：

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (3-8)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (3-9)$$

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3-10)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N W_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3-11)$$

式中，

$PF_1$ ：第一個自然振態的振態參與因子(Modal Participation Factor)

$\alpha_1$ ：第一個自然振態的振態質量係數(Modal Mass Coefficient)

$w_i / g$ ：第 $i$ 層的指定質量

$\phi_{i1}$ ：第一振態中第 $i$ 層的振幅

$N$ ：結構物的最高層數

$W$ ：結構物的靜載重

【步驟6】 根據前一節所述之改良式耐震能力評估法建立對應不同結構耐震性能下之最大地表加速度(PGA)。

【步驟7】 利用側推分析之結果，根據各樓層之剪力與位移之關係，建立一 Stick Model，使用過去發生之三筆地震歷時，並依據該三筆地震歷時，製作三筆符合設計反應譜加速度與三筆符合最大考量反應譜加速度之地震歷時，進行非線性動力歷時分析。

【步驟8】 檢核側推分析與動力分析之結果。

### 第三節 耐震性能是否合格之判別

建築物以強度與塑性變形來抵抗地震，因此建築物承受塑性變形越多，建築物損害的程度就會增加，其相對的安全性就會降低。隨著建築物位移增加，各樓層間之層間變位角與梁柱各構件塑性率亦隨之增大，經由許多實驗得知，梁柱構件之塑性轉角發展至一定的階段，雖可繼續承受強度與塑性但已產生許多破壞裂縫，但構件已有崩塌之疑慮。針對超高樓層建築物考量其整體結構物之層間變位、梁柱各構件塑性率與容許應力等，本研究參考日本建築基準法(日本建設省，2008)與國內建築物耐震設計規範及解說(內政部，1996)，以國內所制定之地震等級配合日本對於構件檢核之規定來檢核建築各構件與樓層之分析結果，其檢核項目如表 3-3 所示。

表 3-3 建築物檢核項目

地震等級	檢核項目
<p>Level 1</p> <p>一般工址：<math>PGA = \left( \frac{S_{ad}}{4.2\alpha_y} \right)</math></p> <p>台北盆地：<math>PGA = \left( \frac{S_{ad}}{3.25\alpha_y} \right)</math></p>	<p>1. 層間變位角 1/200 以下</p> <p>2. 構件在容許應力以內</p>
<p>Level 2</p> <p><math>PGA = (0.4S_{DS})</math></p>	<p>1. 層間變位角 1/100 以下</p> <p>2. 樓層塑性率 2.0 以下</p> <p>3. 構材塑性率 4.0 以下</p>
<p>Level 3</p> <p><math>PGA = (0.4S_{MS})</math></p>	<p>1. 耐震需求對應之位移韌性不得大於現行規範所規定之韌性容量</p>

## 第四章 高強度鋼筋混凝土建築物耐震能力評估檢核系統 介紹

### 第一節 輔助分析系統之設計目標

高強度鋼筋混凝土與普通鋼筋混凝土之力學行為不盡相同，若以現今針對普通混凝土所撰寫之耐震能力評估軟體，進行高強度鋼筋混凝土構件之非線性行為分析，對於其力學行為可能有不正確之結果，有鑑於此，本研究將援用內政部建築研究所於 2005 年所發展之鋼筋混凝土建築物耐震能力評估分析程式(SERCB)，配合前幾章節所提到的構件分析理論與耐震能力分析的原理，修改適用於高強度鋼筋混凝土之部分模組並新增檢核模組，簡化大量與複雜的資料整理。此程式包含之功能如下：

#### 一、基本分析功能

由於現有之結構分析軟體並不支援前幾章節所介紹之分析理論，所以輔助分析系統需要能滿足本研究所需要的功能，包括構件斷面的彎矩與曲率分析、構件斷面軸力與彎矩的關係曲線分析、梁柱構件彎矩塑鉸分析，以及在後處理階段的地表加速度與位移關係曲線分析。

#### 二、自動化功能

輔助分析系統整合商用結構分析軟體之靜力分析與側推分析功能，作為結構分析的計算核心，對於工程師驗證與比對分析成果較為便利，而且工程師亦可以沿用原有的建模習慣，快速地建立建築物的分析模型。

對於商用分析軟體，其資料常為一次一筆資料的輸入介面形式，其輸入方式較適用於構件數量少之情況，若隨著構件數量增加，此輸入方式將造成人員輸入的不便而造成資料不正確或資料缺少的情況發生。輔助分析系統之自動化在於將大量的資料整理並匯出成商用分

析軟體可讀取之格式，減少工程師在輸入時所產生的錯誤，並可提昇作業之流暢性與分析時間。

### 三、 管理功能

輔助分析系統透過檔案的方式，讀取結構分析軟體所建立的結構模型資料與分析結果，並將分析的結果以文字檔的方式輸出，供工程師檢驗，所以在一個建築物耐震能力的分析過程中，將會產生相當多的檔案，所以輔助分析系統將設計一套分析專案的管理模式，管理分析過程所產生的檔案，並能自動地將這些檔案備份管理，透過備份的觀念建立版本管理，讓工程師可以在必要的時候，還原至某一個版本的分析資料，工程師亦可以利用此管理技術執行備份的工作。

## 第二節 輔助分析系統分析

輔助分析系統之設計將依使用者的操作模式而有不同，自動化視窗操作模式著重在便利性與自動化，便利使用者透過使用者圖形介面(GUI)編輯本研究分析過程中所需要的資料，而自動化則簡化分析流程的繁複，減少使用者的操作，以下將逐步說明系統分析與架構設計之步驟：

### 一、 決定輔助分析系統之分析流程

依據本研究前幾章節所提出之分析理論，以及配合工程師之使用方式，將使用的階段區分為三個主要階段：前處理階段 1、前處理階段 2 與後處理階段。其中前處理階段 1 主要進行相關資料編輯與資料匯出等工作；前處理階段 2 主要進行梁柱構件之彎矩塑鉸屬性分析，協助工程師計算大量且繁複的梁柱構件塑鉸分析，並能自動地將這些分析結果產生 ETABS 能讀取與分析的檔案格式，並利用 ETABS 執行側推分析；後處理階段則是結構物的耐震能力分析，藉由 ETABS 分析過後匯出的容量曲線與容量震譜，推估結構物耐震性能的發展。

### 二、 設計分析流程中資料的檔案格式

由於 ETABS 並沒有提供 API 的方式整合，所以僅能透過檔案的方式整合，要整合的檔案主要包含能描述建築物結構資料的 MDB 檔，以及 ETABS 可以讀取的文字格式結構模型檔 E2K。在整個輔助分析系統實際的分析過程中，將由 MDB 檔中讀入所需要的結構物資料，包含梁柱構件的尺寸、材料參數與連結狀況，利用 MDB 讀入這些資料，可以大幅減少工程師重複輸入資料的麻煩，也相對大幅提高系統的便利性。

對於本研究所提出的分析方法所需要的計算參數，少部份無法從 ETABS 匯出的 MDB 檔中取得，關於這些參數將在輔助系統開發過程中，設計相關的資料檔案格式，由使用者補充輸入這些資料，再由輔

助分析系統彙整分析。此外，輔助分析系統亦會輸出許多資料，工程師可以透過這些資料，檢核分析結果的可靠性。這些輔助分析系統的輸入與輸出檔案包含：斷面資訊檔(\*.sect)、梁柱構件連結關係與內力資訊檔(\*.bcf)、斷面軸力與彎矩關係檔(\*.pmc)、梁柱構件極限軸力擋(\*.uf)、梁柱構件彎矩塑鉸資訊檔(\*.ph)等，這些資料檔案全部以文字的方式描述，且可以支援多種單位格式，對於要整合其他的分析工具時，亦提供了較高的整合彈性。

### 三、視窗作業模式分析

在視窗作業的操作模式中，區分許多較細的分析程序，所有的執行參數將由視窗介面設定，所以使用者可以省去大部份設定的麻煩。此外，透過視窗介面亦可以協助工程師快速地檢視分析的結果，或是建立分析程序所需要的分析資料，大幅提昇作業的效率。

在操作介面上，為了協助使用者瞭解每一個分析程序的意義，將每一個分析程序設計如圖 4-1 所示。透過選取某一特定程序的輸入與輸出檔案，在執行該程序時，輔助分析系統將會自動把設定的輸入檔待入，並依據設定的輸出檔案名稱輸出。



圖 4-1 分析程序在視窗介面中的表現方式

### 四、其他功能需求分析

細分分析程序將使得分析的程序變得較多，其主要的目的是保持輔助分析系統整合的彈性，目前主要整合 ETABS 做為分析核心，如果因研究需要，欲改成其他結構分析軟體時，僅需要調整部分的分析

程序的內容。另外一個重點是利用檔案的方式整合，設計分析程序僅要針對檔案的內容進行處理，並不需要涉及太複雜的物件導向設計，對於工程師要進行擴充較為簡單。

### 第三節 輔助分析系統設計

輔助分析系統設計架構如圖 4-2 所示，最底層為「基礎軟體平台」，本研究以 .NET Framework 2.0 做為主要的基礎平台，利用其豐富的基礎類別程式庫(Base Class Library, BCL)，作為整體輔助分析系統的核心；「分析核心層」是輔助分析系統的計算核心，內容涵蓋前幾章所說明的構件塑鉸分析與建築物耐震能力分析等，此層的程式庫名稱為 SERCB，在此程式庫中尚包含部份 NARC2004(由宋裕祺教授所開發)的分析核心，其名稱為 SERCB.Sung；在「應用程式層」則是利用 SERCB 與 SERCB.Sung 開發文字命令列操作模式的 SERCBC 與視窗介面操作模式的 SERCBWin，利用分層的方式建構輔助分析系統，將提高系統建構的彈性，若要調整或擴充分析核心，僅需要使用物件導向程式開發技術，即可以便利地達到延伸與擴充的目的。

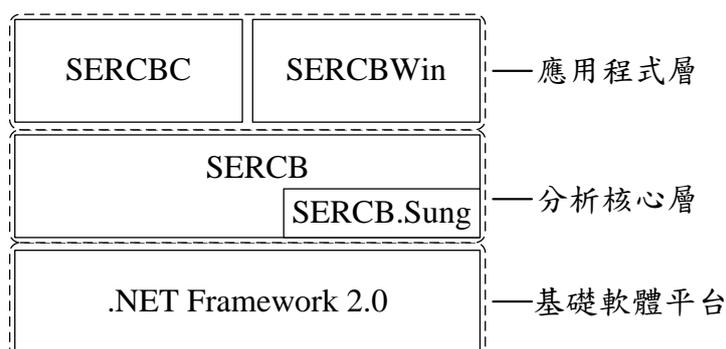


圖 4-2 輔助分析系統架構

以下則針對 SERCB 與 SERCB.Sung 程式庫中如何處理分析流程、分析檔案輸入與輸出與多重單位的處理做一說明如圖 4-3 所示。

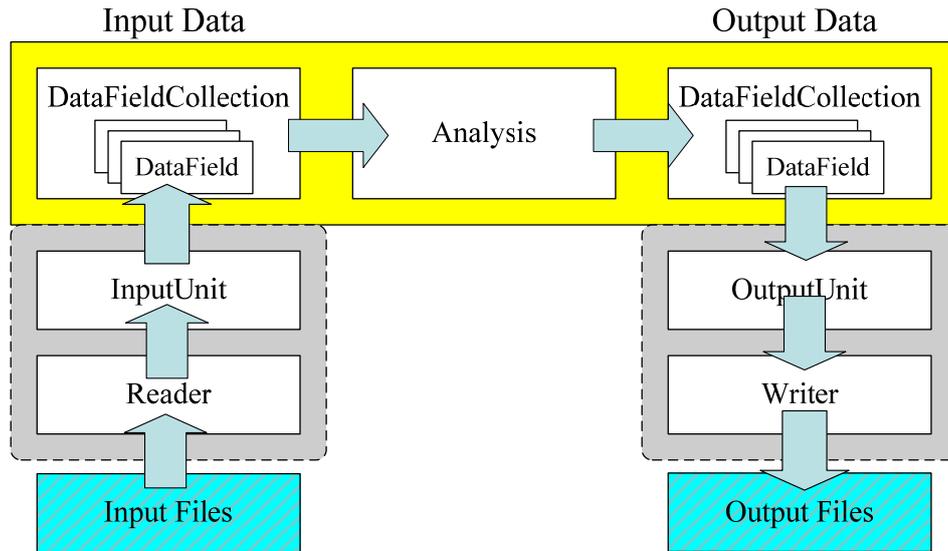


圖 4-3 SERCB 與 SERCB.Sung 程式庫的分析核心設計

在 SERCB 及 SERCB.Sung 程式庫中，包含許多分析計算的核心，這些計算的核心大多是數值的計算，為了保持系統的彈性以及避免複雜的物件導向程式設計，所以設計了資料欄位類別(DataField)與資料欄位集合類別(DataFieldCollection)，做為分析核心者要的輸入資料與輸出資料。利用這種設計方式可以固定分析核心的程式介面(Interface)，而所有分析參數則儲存在 DataFieldCollection 物件中。每一個 DataField 除了紀錄分析的參數之外，亦包含此分析參數之物理量，透過此物理量 SERCB 程式庫可以自動地處理輸出與輸入的單位(InputUnit 與 OutputUnit 類別)，所以輔助分析系統可以彈性地支援多種單位格式的輸入與多種單位格式的輸出。Reader 與 Writer 類別則分別處理檔案的輸入與輸出，若要處理 SAP2000 等不同的結構分析軟體，則透過實作這些類別就可以達到擴充的目的。

#### 第四節 輔助分析系統實作

在視窗操作模式中，實作分析流程如圖 4-4 與圖 4-5 所示，這些分析程序可以個別執行，或是批次執行，執行分析程序前可以設定在分析時若未能收斂時的處理情形等如圖 4-6 與圖 4-7 所示。圖 4-8 則展示輔助分析系統所實作的斷面編輯器，大幅減少工程師斷面的設定工作；圖 4-9 則展示輔助分析系統圖表的展示方式。

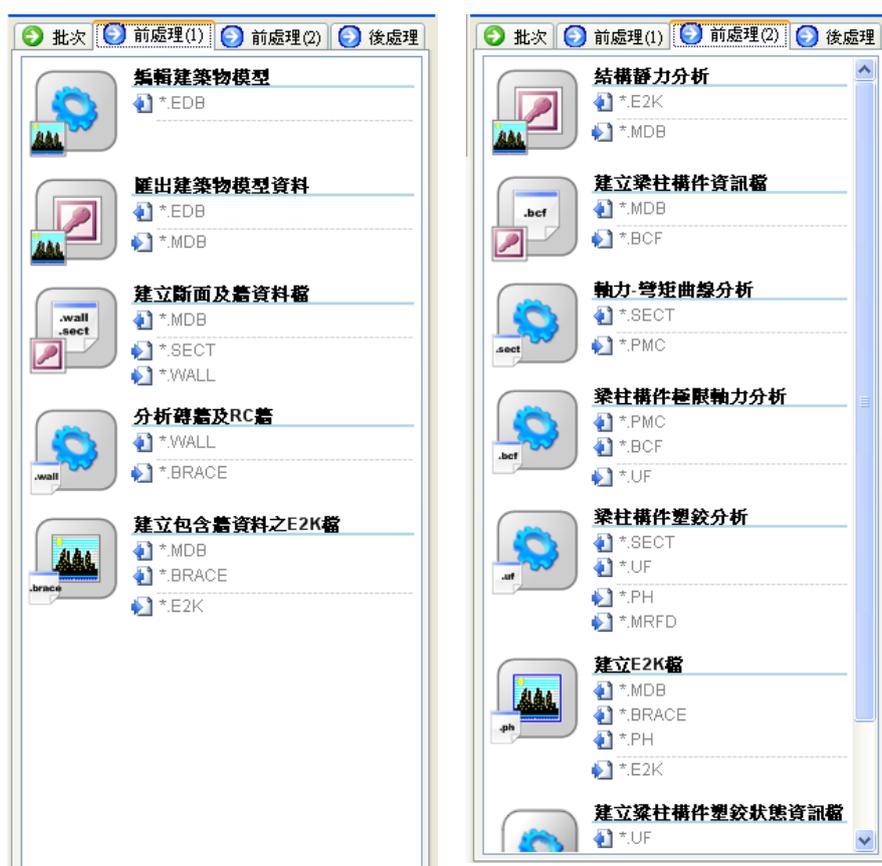


圖 4-4 前處理 1 與前處理 2 各項分析程序

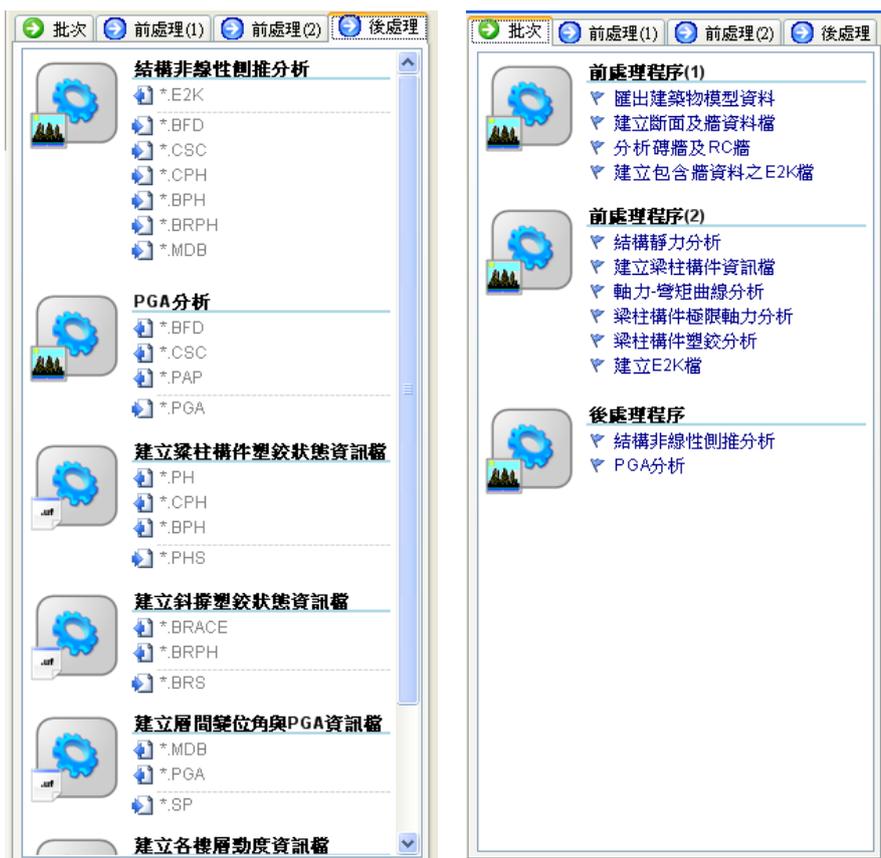


圖 4-5 後處理程序各執执行程序與批次化之分析程序

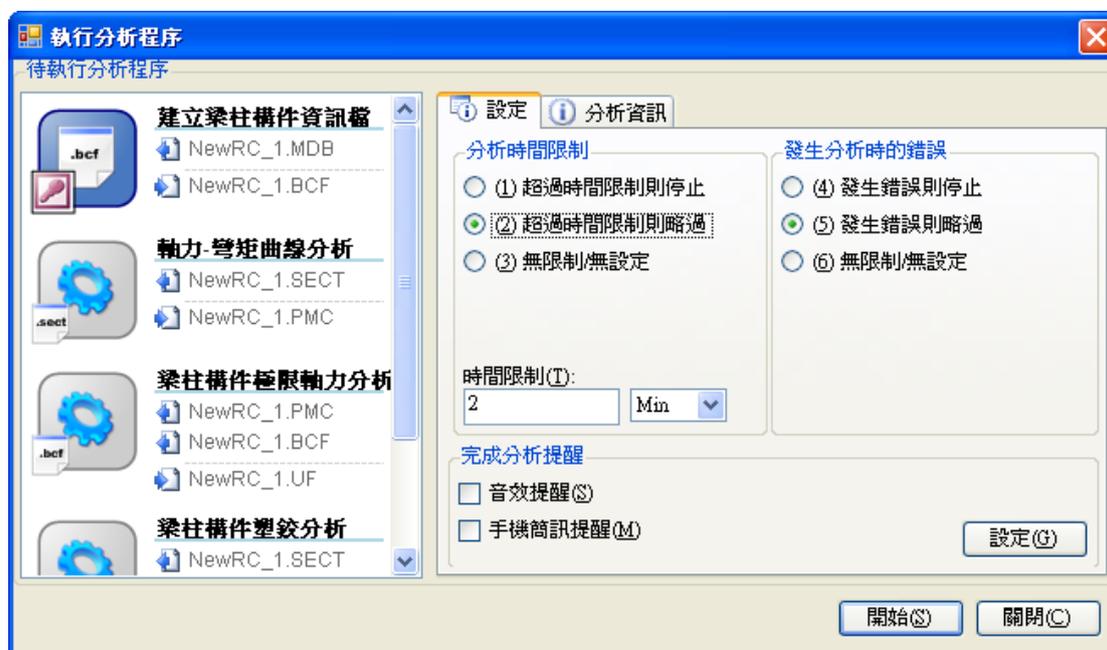


圖 4-6 執行分析程序的參數設定

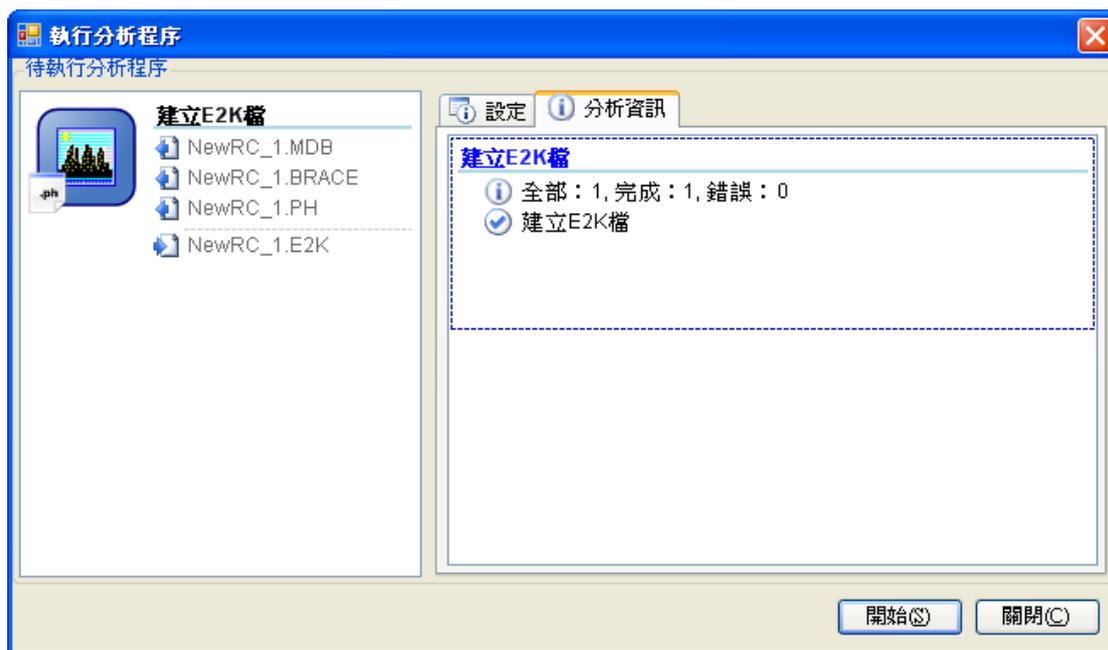


圖 4-7 執行分析程序的結果

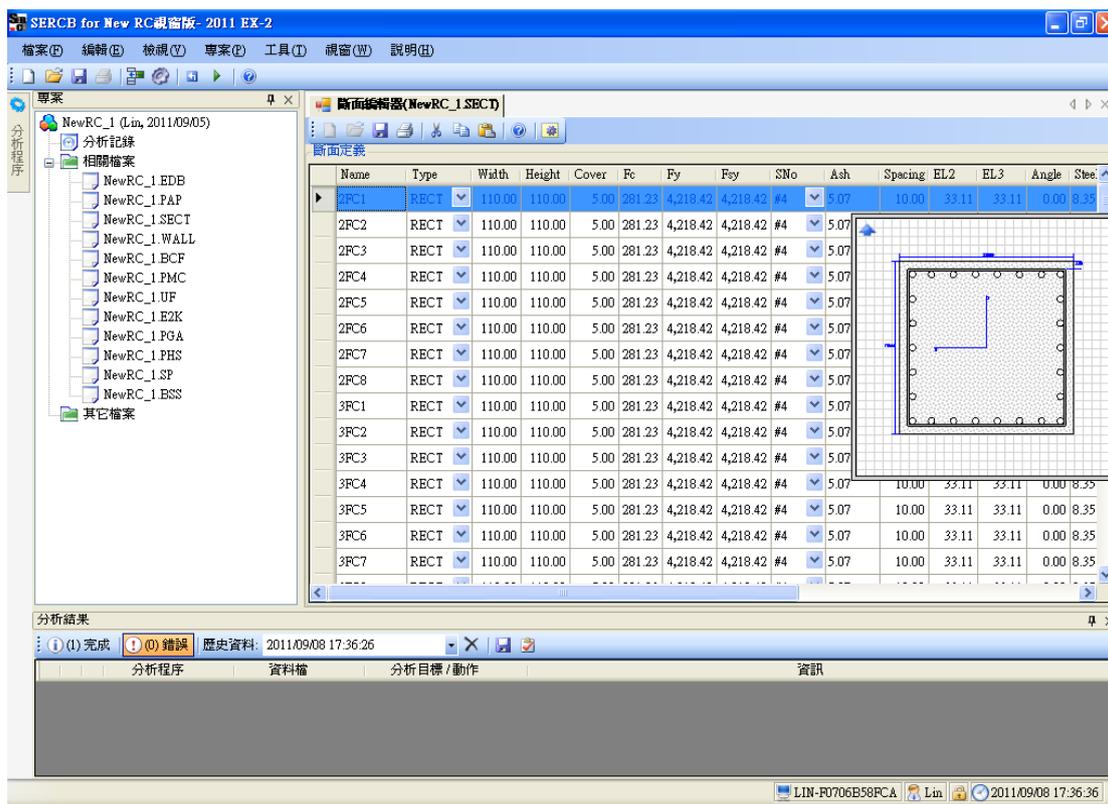


圖 4-8 斷面編輯器

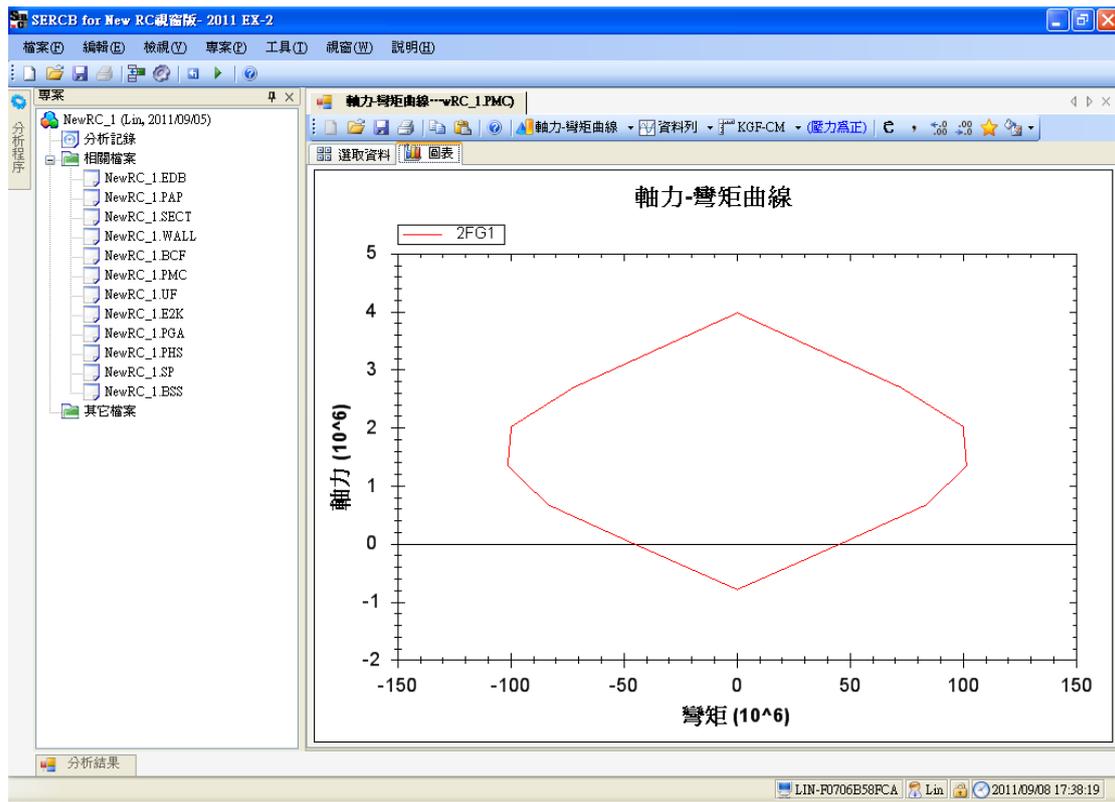


圖 4-9 軸力與彎矩關係曲線



## 第五章 超高層建築物結構耐震性能評估及探討案例

日本於 1980 起以高強度鋼筋混凝土建築之超高層建築物已超過 500 棟之多，對於高強度鋼筋混凝土之研究已有豐富的經驗。本章將參考日本一棟超高層建築物使用高強度鋼筋混凝土的六十層樓建築物為對象進行相關分析，並探討該棟建築物之耐震行為。

建築物耐震性能係透過側推分析求得建築物各階段的受力行為如圖 5-1 所示，進而求得側推分析的結果後分析建築物的耐震能力，在進行側推分析前須先求得建築物各梁柱構件的非線性行為，才可經由分析過程中得知各構件之受力行為，透過各構件的非線性行為建立建築物之容量曲線與容量震譜，再根據建築物所在的工址地盤特性求得建築物之耐震能力，以供後續評估檢核之用。

針對建築物各構件非線性行為之計算與模擬，藉由前幾章節的構件剪力行為與彎矩行為之探討，並與單柱構件實驗比對的結果可知，本研究所使用的構件塑鉸的設定方式，可有效地模擬高強度鋼筋混凝土構件的非線性行為。本研究所開發之 SERCB for New RC 程式已將前述塑鉸計算方法與設定方式納入此程式之分析模組內，可經由此程式所提供的自動化模組，將建築物各構件之塑鉸特性自動匯入結構分析軟體，迅速的建立起整棟建築物各構件非線性行為。此外，將經由分析後之結果，建立一串燒模式(Stick Model)進行非線性動力歷時分析，以確認建築物於地震歷時作用下之行為。

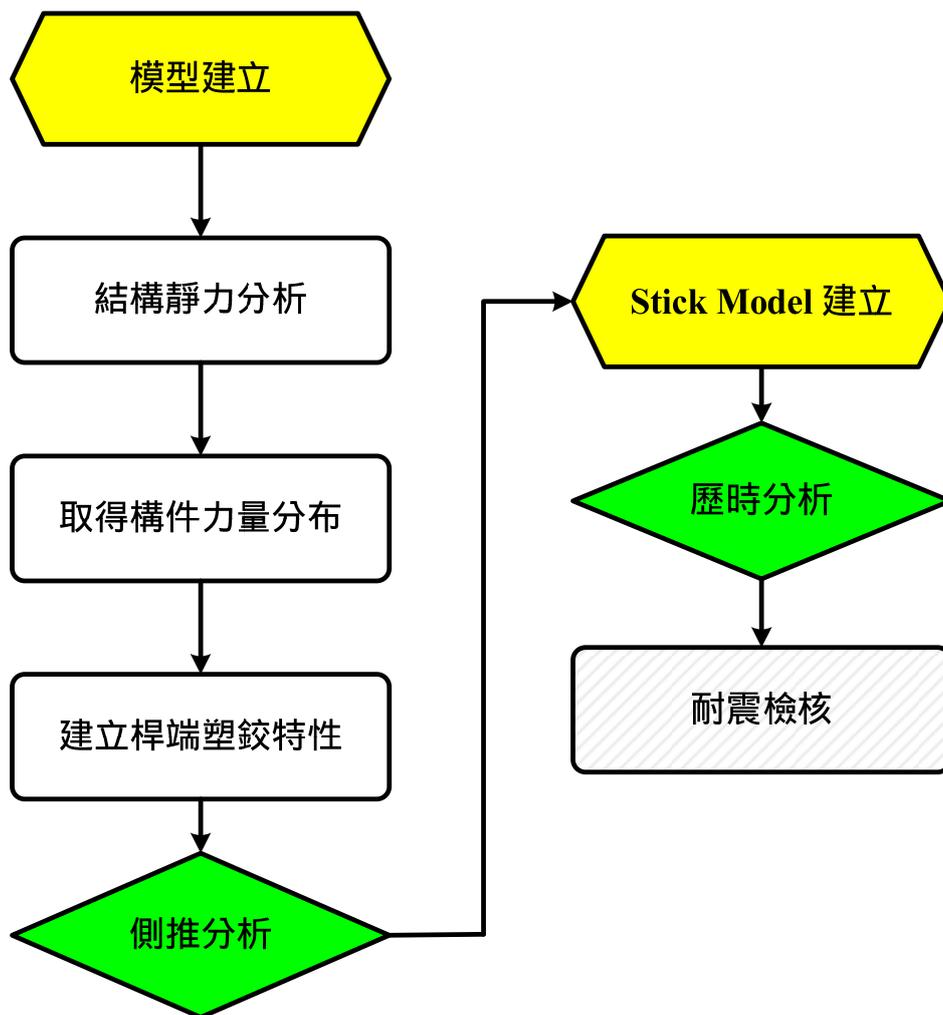


圖 5-1 耐震性能評估分析流程

## 第一節 結構模型建立與側推分析

### 一、建築物案例介紹

本研究所參考之案例以日本一棟純構架式超高層高強度鋼筋混凝土建築物為對象，並假設工址為台北市信義區，其平面配置為一正方形，跨距為 5.7m，兩邊各有 6 跨度；立面系統為六十層樓高且屋突，柱斷面為漸變形式隨樓層增加而縮小，樓梯間位於中央，結構平面配置如圖 5-2、5-3、5-4 所示。

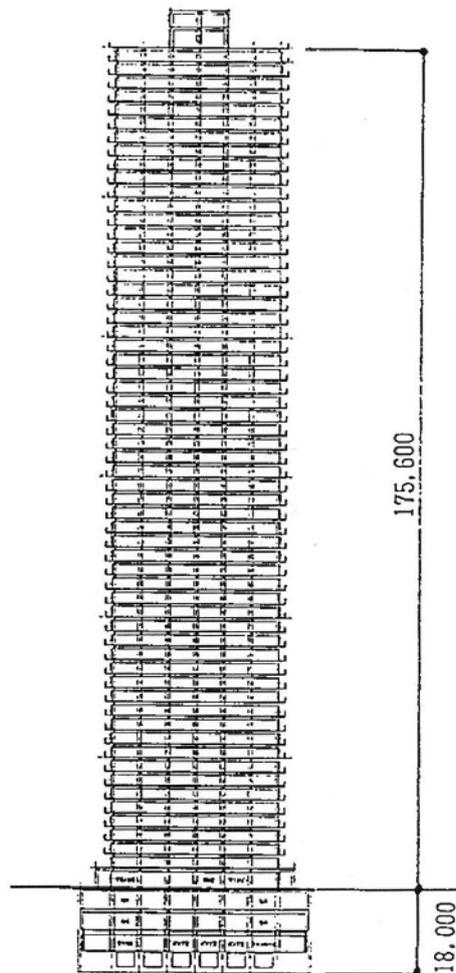


圖 5-2 建物立面圖

【資料來源：參考書目 24】

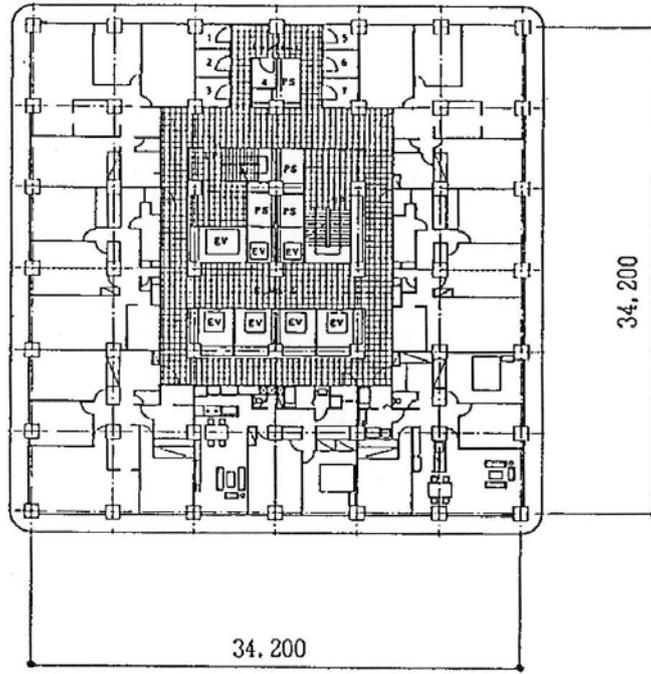


圖 5-3 建物平面圖

【資料來源：參考書目 24】

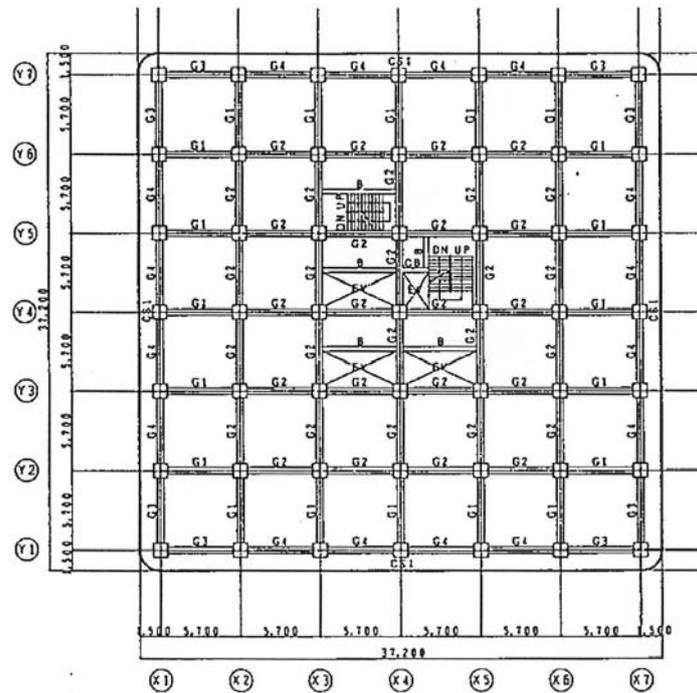


圖 5-4 結構平面圖

【資料來源：參考書目 24】

## 二、結構資料諸元

1. 面積：1193.7( $m^2$ )結構平面圖如圖 5-4 所示；
2. 層數：地下 3 層、地上 60 層、屋突 2 層；
3. 高度：樓層高度 175.6( $m$ )，樓層總高度 183.8( $m$ )，基礎深 18( $m$ )，標準樓高 2.9( $m$ )；
4. 地盤種類：台北盆地（假設）；
5. 使用材料：

鋼筋混凝土抗壓強度	600 $kgf/cm^2$ (1F~40F)；
	510 $kgf/cm^2$ (41F-60F)；
主筋降伏強度	7000 $kgf/cm^2$ ；
箍筋降伏強度	8000 $kgf/cm^2$ ；
6. 斷面示意：如圖 5-5、5-6。

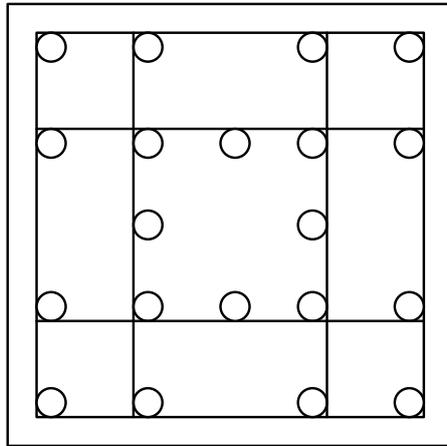


圖 5-5 柱斷面配筋示意圖

【資料來源：參考書目 24】

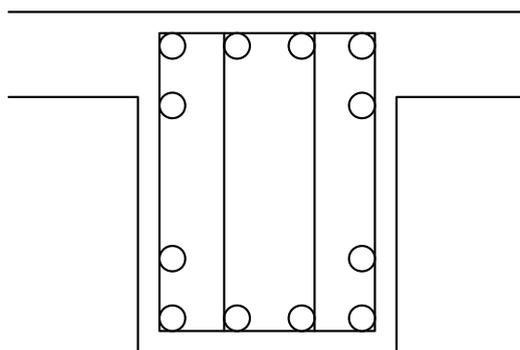


圖 5-6 梁斷面配筋示意圖

【資料來源：參考書目 24】

### 三、 整體結構模型建立與側推分析

本章研究重點係根據前述建築物各構件塑鉸特性，透過側推分析與非線性動力歷時分析，進而求得整體建築物之耐震性能並進行相關檢核。進行側推分析前須先進行靜力分析，在此階段可得到各構件於靜力作用下的力量分配，由此可計算各構件於靜力分析時的反曲點長度與所受的軸力，並且必須考慮軸力變化情形，接著利用所求得之反曲點長度與軸力計算各構件塑鉸特性，後續將各塑鉸特性指定給在結構模型裡所對應的構件，進行側推分析。

本節將建立模型並執行靜力分析，以靜力分析結果計算塑鉸特性將其設定於各構件上進行側推分析，以此分析結果計算建築物耐震能力。根據前述之基本結構資料建立分析模型如圖 5-7、5-8、5-9 所示，本案例分析不考慮結構與土壤互制作用，並假設梁、柱接點為完全剛性接合，在樓梯間不設置樓板，除了梁、柱自重外其餘如外牆、陽台欄杆、女兒牆自重將換算成等值載重並設定於模型上。

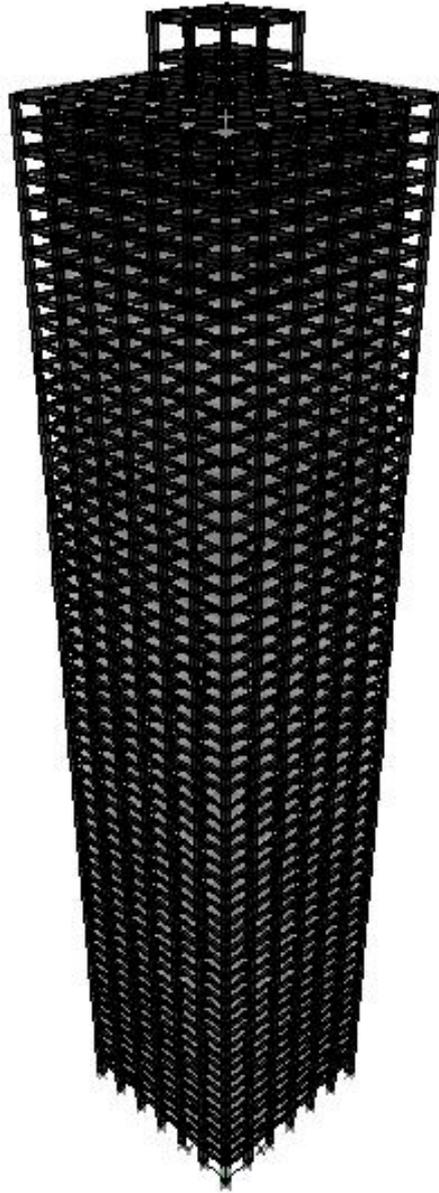


圖 5-7 整體建物 3D 立體圖

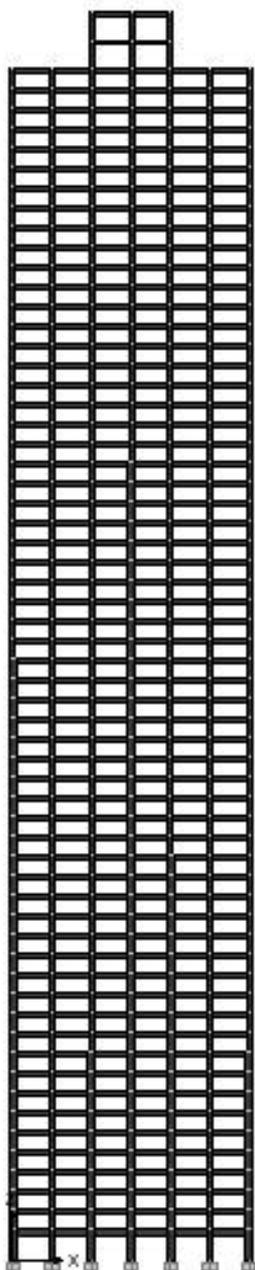


圖 5-8 模型立面圖

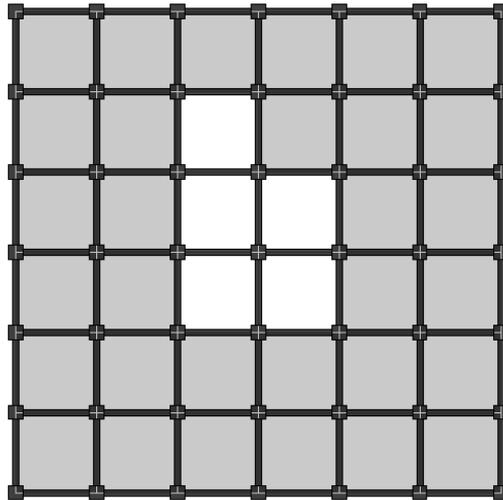


圖 5-9 模型平面圖

#### 四、超高層建築物側推分析結果

側推分析結果所得到的基底剪力-位移關係圖(容量曲線)與各階段發展情形如圖 5-10 所示，整體最終階段梁、柱的塑鉸發展情形如圖 5-11、圖 5-12 所示。透過容量曲線轉換後求得譜加速度-譜位移關係圖(容量震譜)如圖 5-13 所示。續以利用第三章所述之改良式耐震能力評估法，使用側推分析結果所得之有效週期( $T_{eff}$ )、譜加速度( $a_{pi}$ )、譜位移( $d_{pi}$ )和有效阻尼比( $\beta_{eff}$ )來計算地表加速度( $PGA$ )。本案例結構物消能行為 $\kappa$ 採用 ATC-40 建議之 Type A，取 $\kappa=1$ 。最後求得側推過程中每一階段的地表加速度與位移關係如圖 5-14 所示。

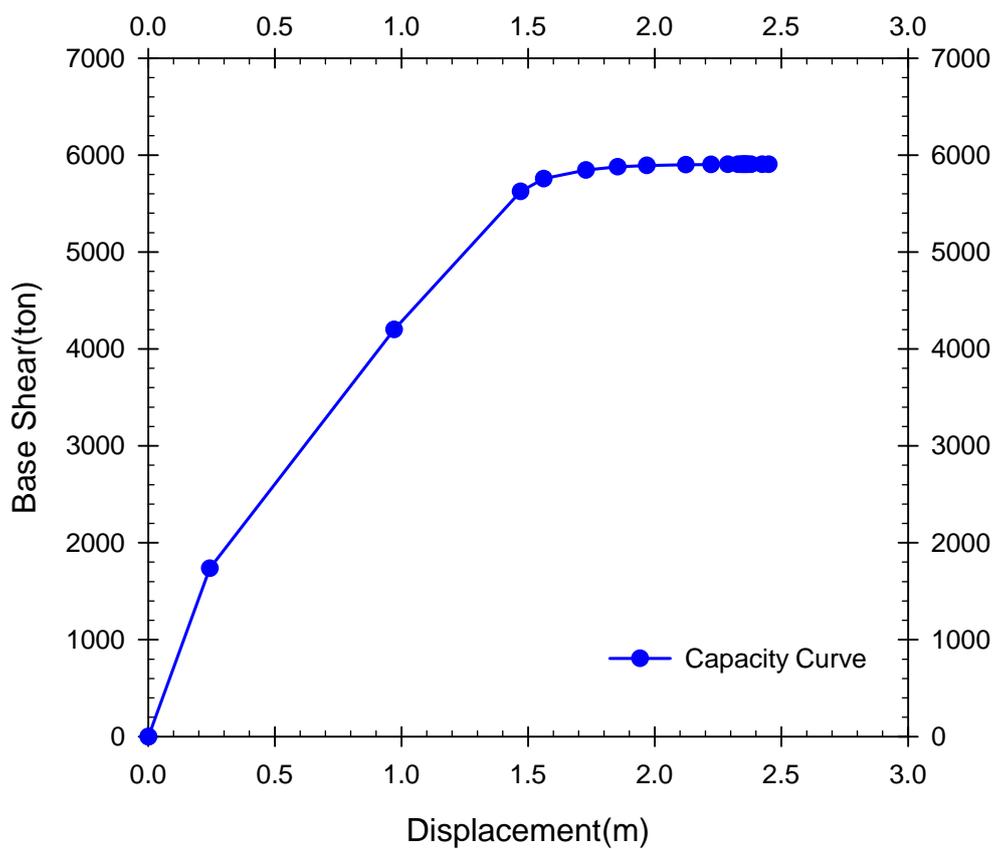


圖 5-10 側推分析容量曲線圖

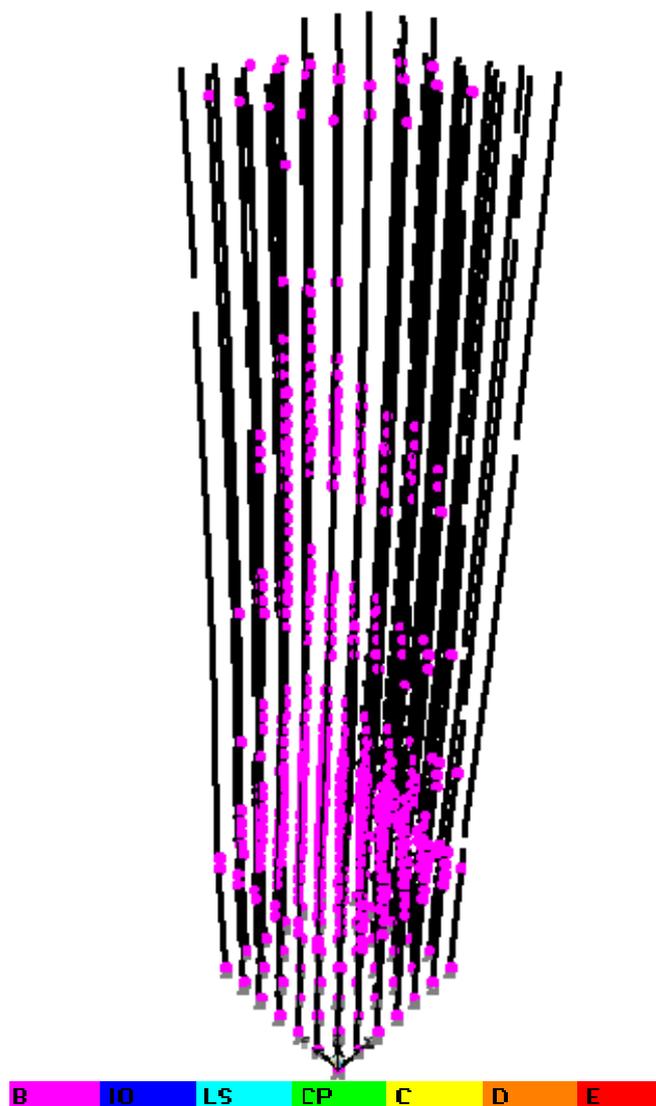


圖 5-11 柱塑鉸最終發展情形

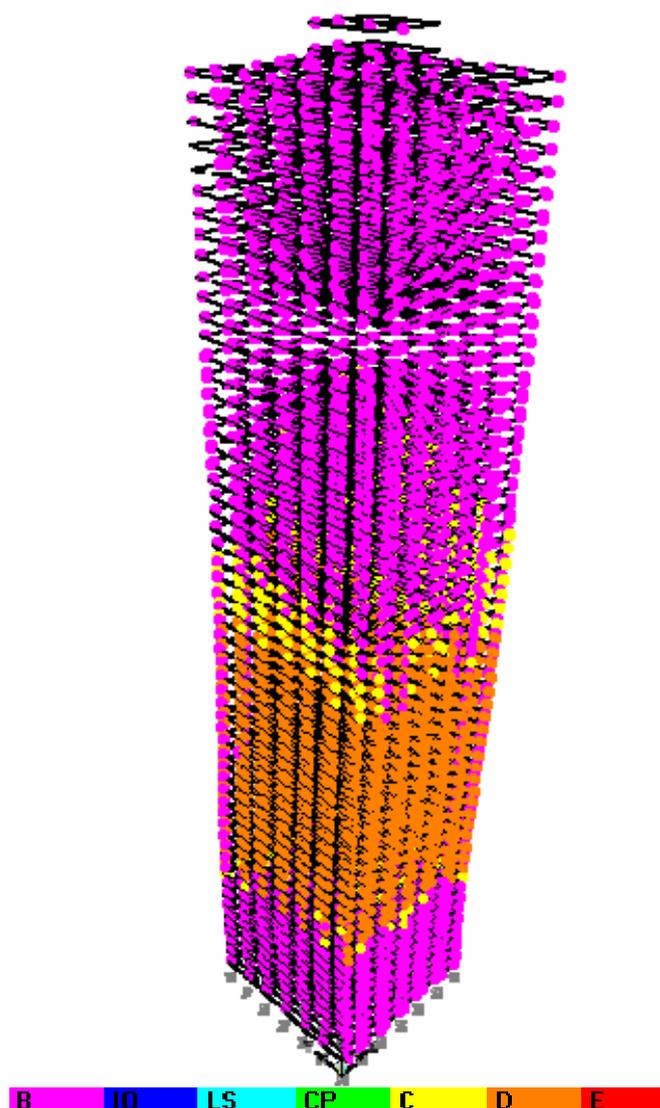


圖 5-12 梁塑鉸最終發展情形

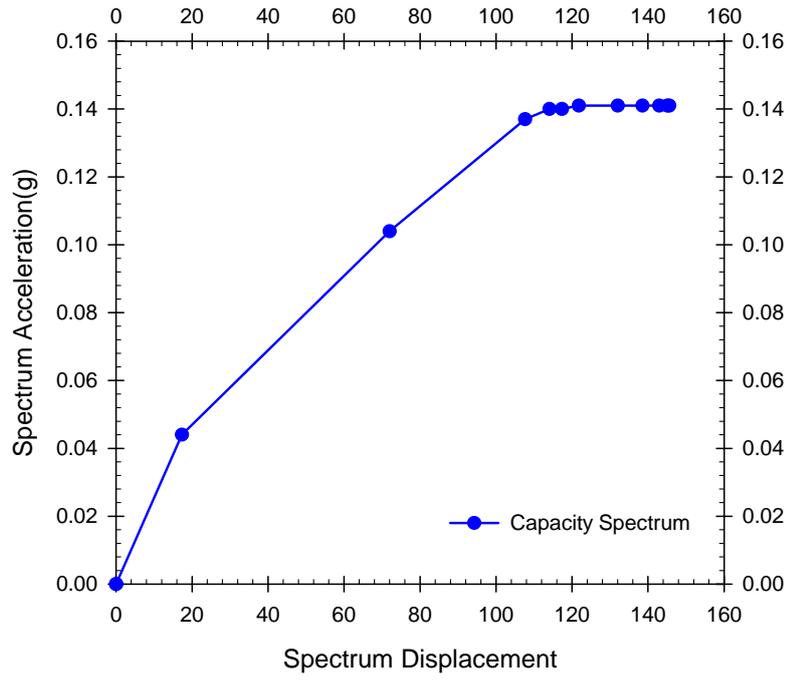


圖 5-13 側推分析容量震譜圖

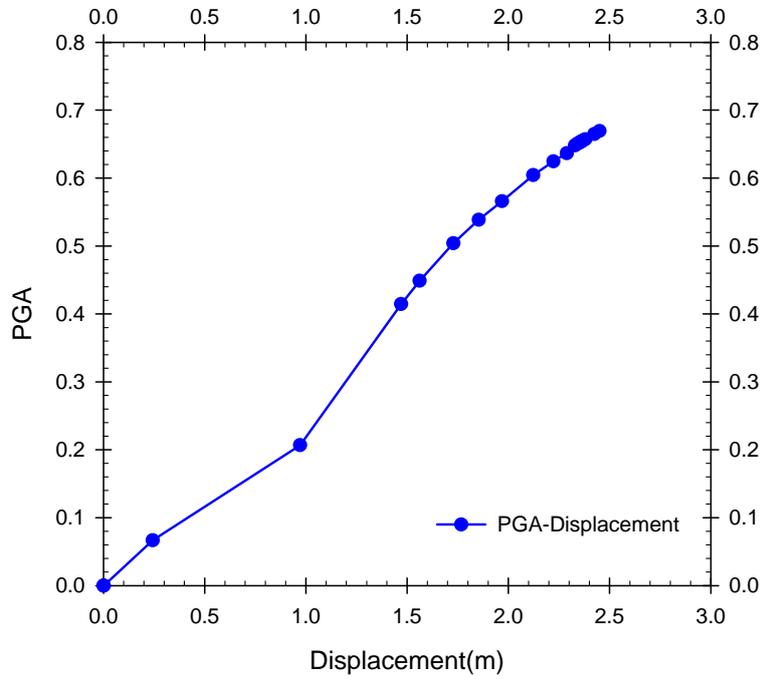


圖 5-14 地表加速度-位移圖

## 五、側推分析結果檢核

側推分析是模擬結構物受地震力作用一步一步地求得結構物的力學變化，對於側推分析檢核，將利用第三章所介紹的檢核方式檢核結構物側推過程中求得各階段構件、各樓層受力行為及變形。

### 1. 以 Level 1(中度地震)之相關規定檢核

Level 1(中度地震)所對應之耐震需求為  $PGA = S_{ad} / 3.5\alpha_y$ ，本章之案例分析假設其工址位於台北盆地，可求得對應之  $PGA = 0.06(g)$ ，並利用側推分析結果計算各樓層的層間變位角，建立各樓層層間變位角與地表加速度之關係曲線如圖 5-15 所示，於 Level 1 地震作用下層間變位角不得超過  $1/200 = 0.005$ ；利用構件所對應之斷面求得的軸力與彎矩關係曲線(PM-Curve)檢核一樓受壓側與受拉側柱之受力行為如圖 5-16、圖 5-17 所示；在圖 5-15 結果發現由側推結果達耐震需求時其得到的層間變位角小於 0.005，以側推結果第二步檢核軸力與彎矩關係於圖 5-16、圖 5-17 構件仍保持於彈性階段尚保持於彈性階段，故尚未超過其容許應力。

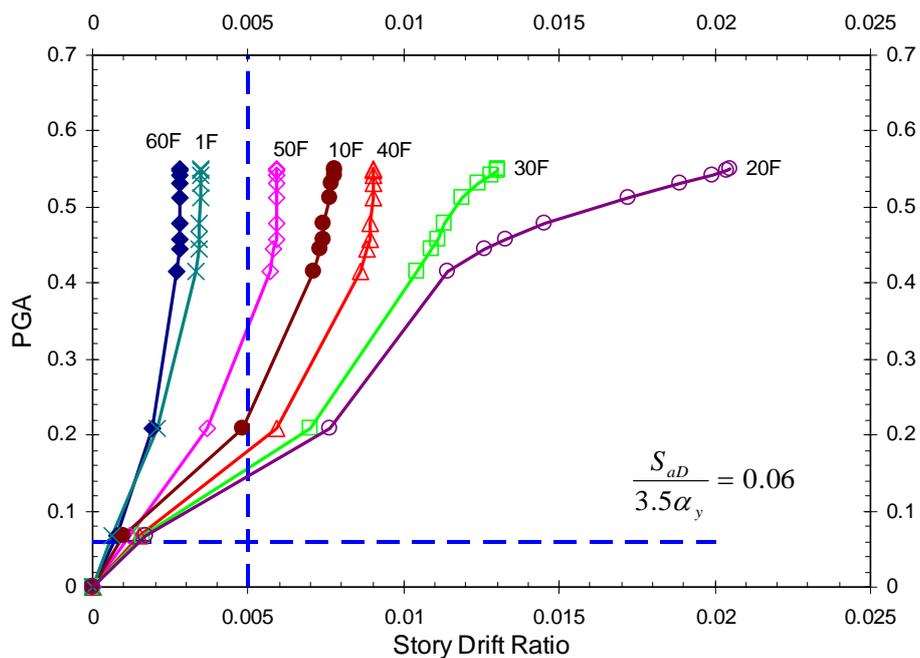


圖 5-15 檢核 Level 1 層間變位角與地表加速度之關係曲線

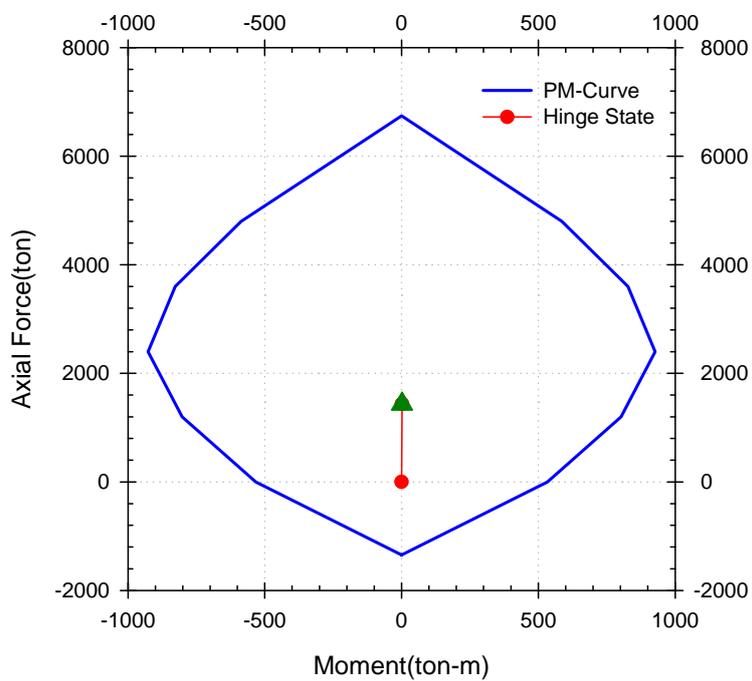


圖 5-16 檢核 Level 1 第一層樓受壓側柱軸力-彎矩檢核圖

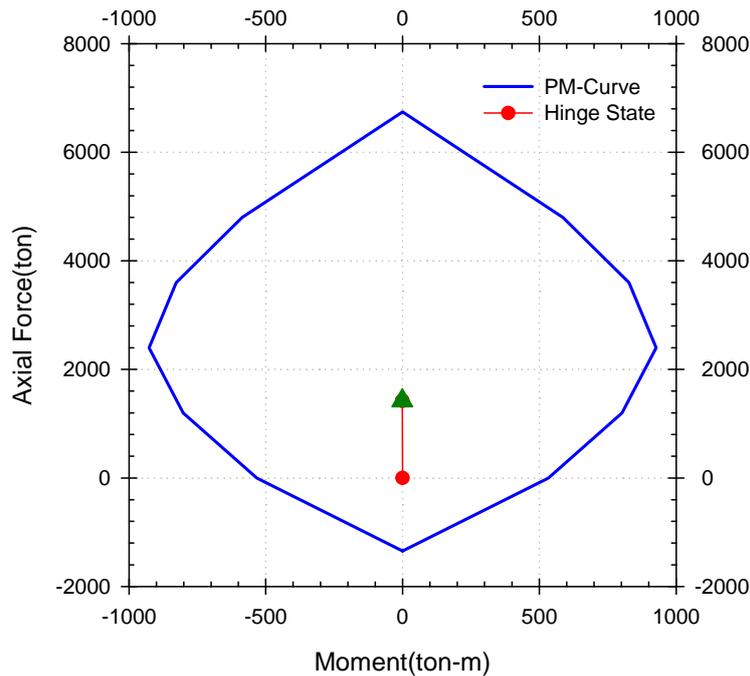


圖 5-17 檢核 Level 1 第一層樓受拉側柱軸力-彎矩檢核圖

## 2. 以 Level 2(設計地震)之相關規定檢核

Level 2(設計地震)所對應之耐震需求為  $PGA = 0.4S_{DS}$ ，可求得對應之  $PGA = 0.24(g)$ ，建立各樓層層間變位角與地表加速度之關係曲線如圖 5-18 所示，其側推結果達耐震需求( $PGA = 0.24(g)$ )時其得到的層間變位角小於 0.01；利用軸力與彎矩關係曲線(PM-Curve)檢核一樓受壓側與受拉側柱之受力行為如圖 5-19、圖 5-20 所示，前述 Level 1 檢核知其行為由一樓受拉側柱所控制，透過塑鉸發展階段與軸力-彎矩曲線可求得一交點，並以此交點重新檢核位移與地表加速度曲線，求得對應於此交點的位移與地表加速度皆大於耐震需求如圖 5-21 所示。

Level 2 狀態下，檢核構件塑性率不得超過 4.0。經由側推分析結果繪製一樓受壓、受拉側柱及已進入塑性的梁於側推過程中每一個階段構件受力行為，前述提到是由一樓受拉側柱所控制，並重新求得控制點對應該階段交點如圖 5-22、圖 5-23 及圖 5-24 所示。圖 5-22 及圖 5-23 為一樓受壓及受拉側柱塑鉸狀態圖，可發現尚未進入塑性仍然保

持於彈性階段，故柱的塑性率為合格；圖 5-24 為已進入塑性的梁塑鉸狀態，根據前述所求得之交點其塑性率為 1.35 未超過塑性率 4.0。

Level 2 狀態下，檢核樓層塑性率不得超過 2.0。將側推過程中每一階段整數樓層之層間剪力與層間位移繪製如圖 5-25，由圖 5-25 發現第二十層樓已進入塑性，而其他樓層尚未進入塑性或剛進入塑性，所以樓層塑性率將以第二十層樓為檢核對象，同樣以前述軸力-彎矩方式求得對應之交點，其交點位於第二十樓的降伏點上如圖 5-26，故其樓層塑性率為 1.0 尚未超過 2.0。

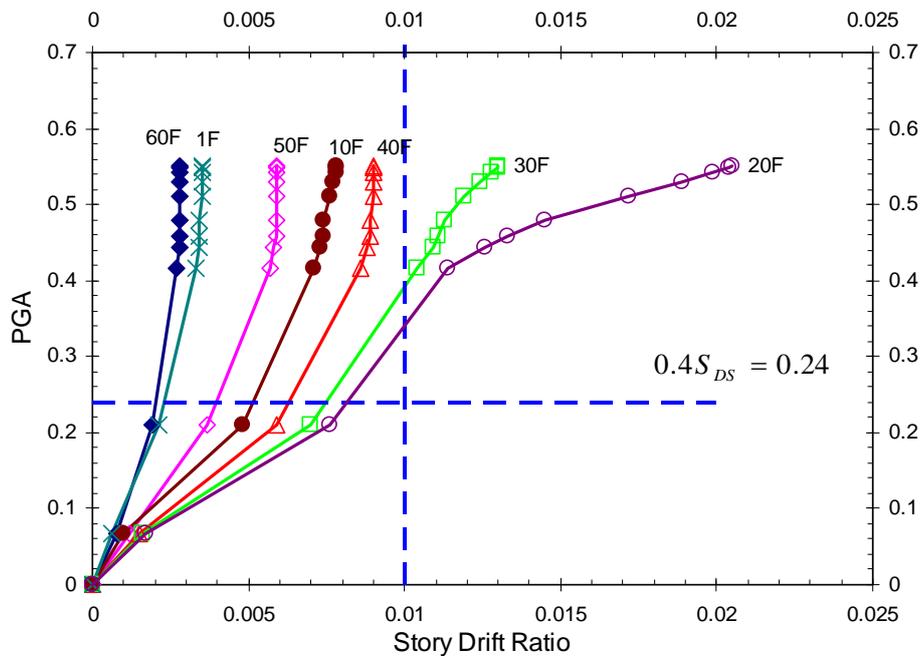


圖 5-18 檢核 Level 2 層間變位角與地表加速度之關係曲線

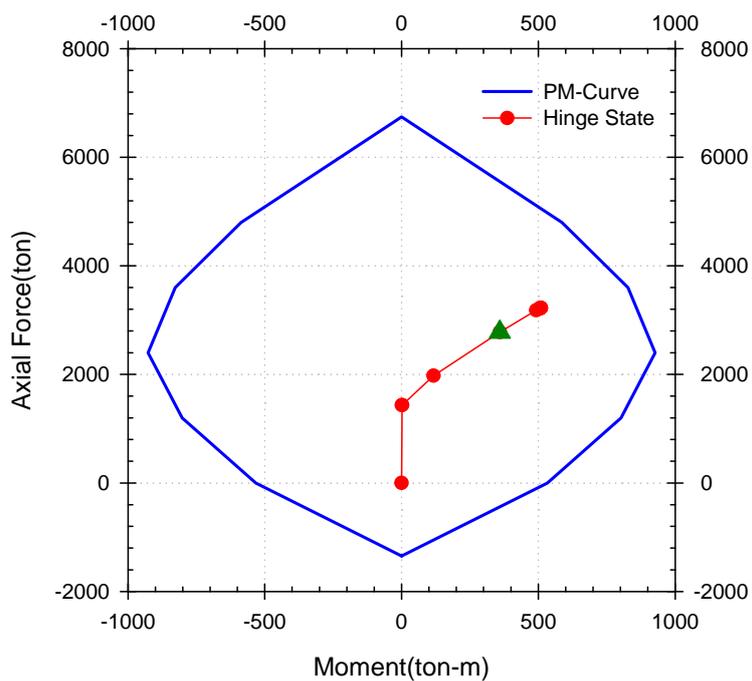


圖 5-19 檢核 Level 2 第一層樓受壓側柱軸力-彎矩檢核圖

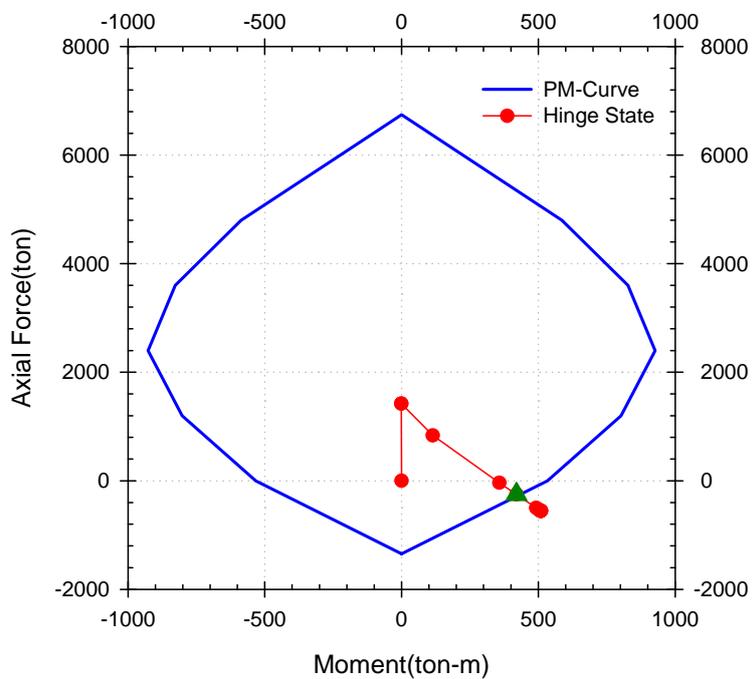


圖 5-20 檢核 Level 2 第一層樓受拉側柱軸力-彎矩檢核圖

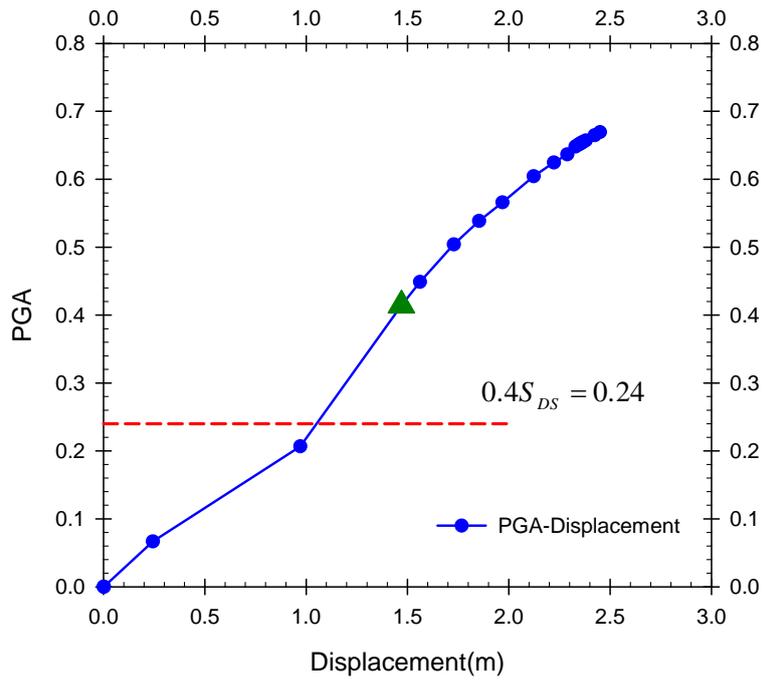


圖 5-21 檢核 Level 2 地表加速度與位移

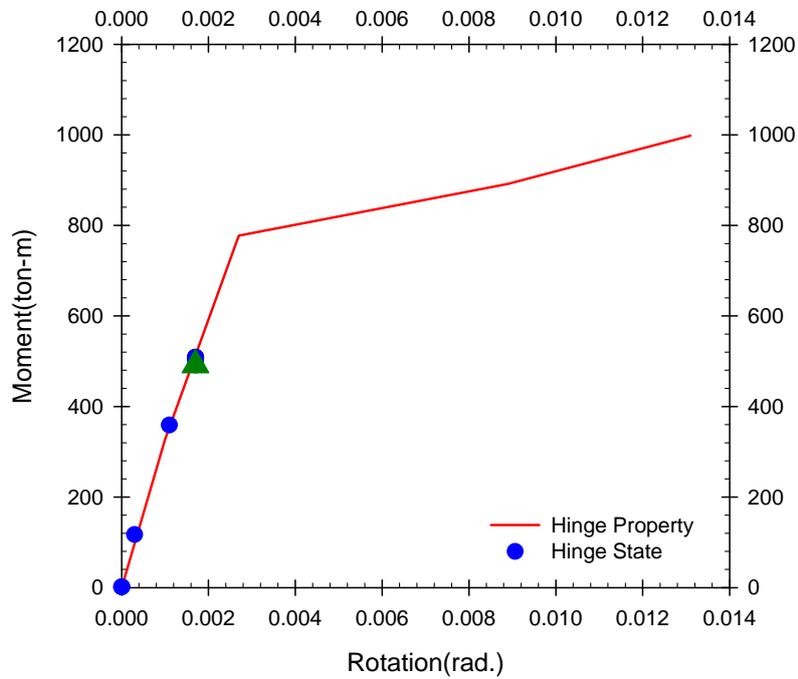


圖 5-22 檢核 Level 2 第一層樓受壓側柱塑性率

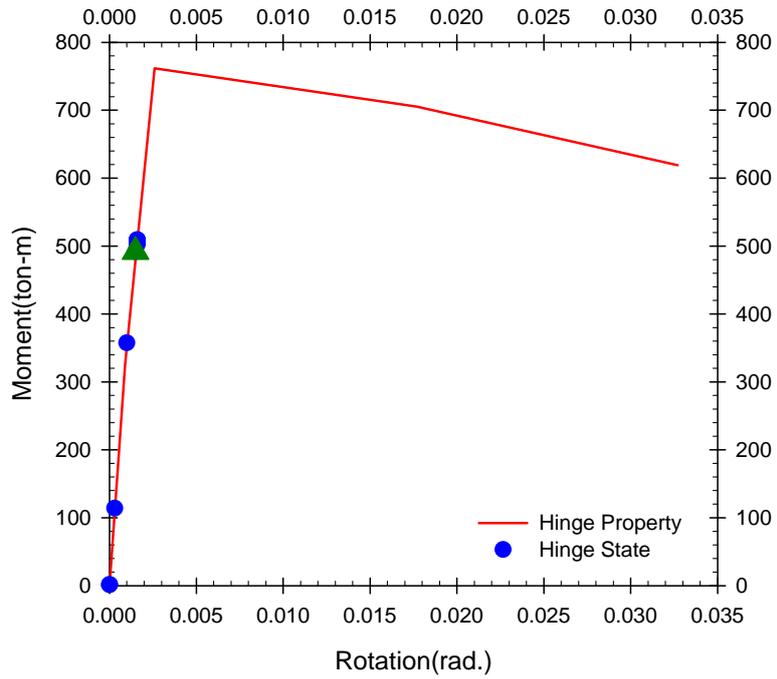


圖 5-23 檢核 Level 2 第一層樓受拉側柱塑性率

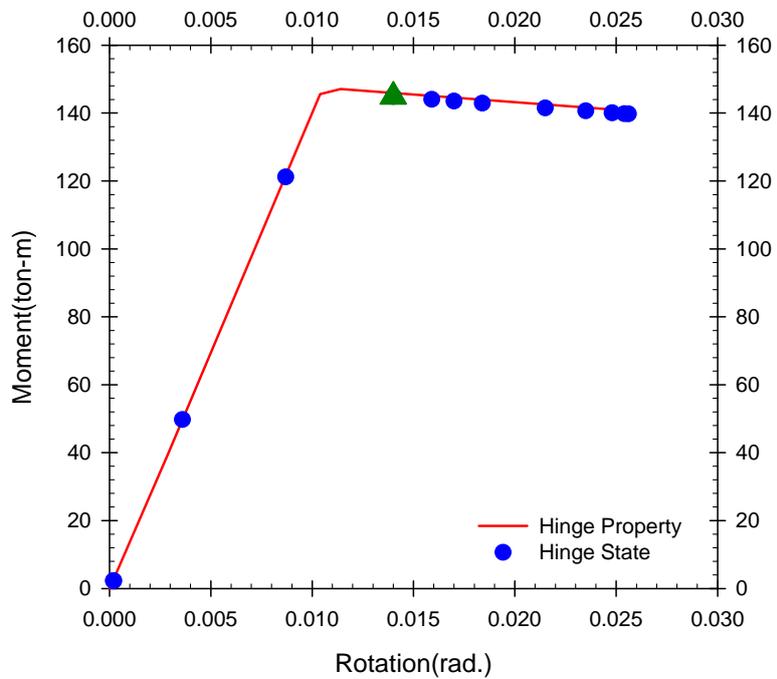


圖 5-24 檢核 Level 2 梁塑性率

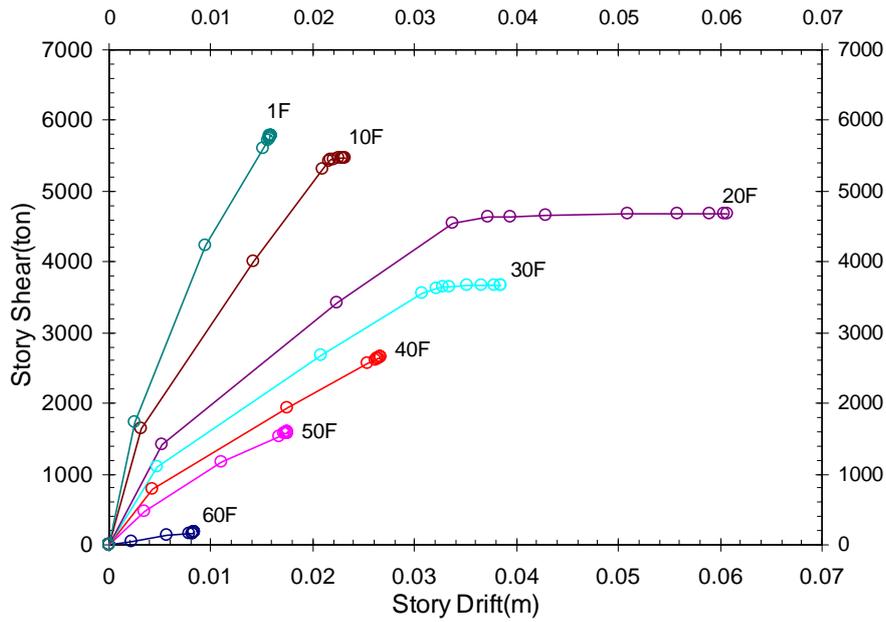


圖 5-25 側推過程中樓層剪力與層間位移

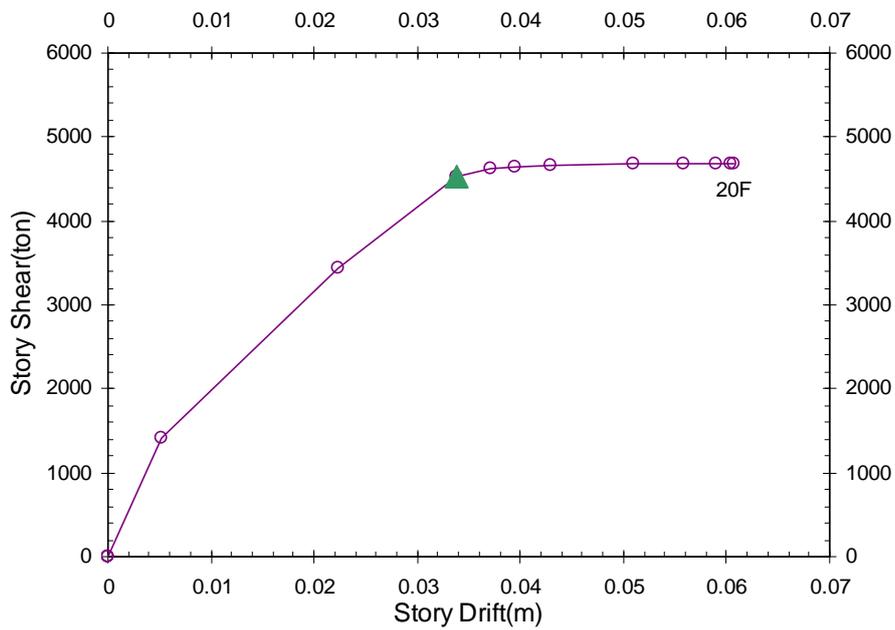


圖 5-26 檢核 Level 2 樓層塑性率

### 3. 以 *Level 3*(最大考量地震)之相關規定檢核

本案例假設建築物整體韌性為 4.8，由圖 5-10 求得降伏位移為 0.97(m)，由圖 5-14 可知，耐震能力最大為  $PGA=0.67(g)$  所對應之位移為 2.45(m)，求得最大耐震能力所對應之韌性為 2.53( $2.45/0.97=2.53$ )，尚未超過整體韌性 4.8 之界線。

另外，本案例透過側推分析所得之耐震能力最大為  $PGA=0.67(g)$ ，以此檢核 *Level 3*之相關規定檢核，*Level 3*之耐震需求為  $0.4S_{MS}=0.32(g)$ ，本案例所求得之耐震能力大於 *Level 3*耐震需求。

## 六、側推分析結果探討

本案例係透過日本一棟現有之超高層建築物，配合日本相關規定並根據台灣之耐震設計規範，來檢核相關構件、樓層之行為。*Level 1* 檢核，對於層間變位角、構件容許應力其結果均保持於彈性階段，在 *Level 1* 對應之耐震需求為中度地震，其檢核結果多處於彈性階段，故本案例於 *Level 1* 檢核仍屬合格。*Level 2* 檢核其層間變位角、構件塑性與樓層塑性，主要是以設計地震需求下檢核各項標準，由檢核結果發現尚屬合宜，唯需要注意的是對於第一樓柱之影響，尤其是超高層樓層建築物須特別注意，根據上述檢核一樓受壓側與受拉側柱的軸力與彎矩關係可知，對於越低樓層其軸力變化越大，結果發現是由受拉側柱所控制，須特別注意軸力變化的情形，由此可知本研究於第二章定義構件塑鉸時考慮軸力變化之塑鉸特性為必要考量的條件之一。在 *Level 3* 其構件多數已進入塑性，針對最大考量地震需求檢核其韌性與耐震能力，本案例 *Level 3* 檢核結果仍屬合格。

## 第二節 Stick Model 建立與非線性動力分析

Stick Model 是將結構物各樓層勁度與各樓層質量組成一個等同於原始結構物之簡化模型，其優點為可有效的簡短分析時間，但又不失其結構物於地震作用下之反應，本分析案例為六十層樓建築物，建立 Stick Model 時是利用 SAP2000 內建之多線性塑性元素彈簧 (MultiLinear Plastic Link) 並考慮其遲滯特性為 Takeda Model，將整體結構物簡化成質量與勁度的模型，本節將運用此一模擬型式進行非線性動力分析。

### 一、 建立 Stick Model

整體結構物側推分析係透過各構件非線性行為，隨著側推持續進行並發揮其塑性，進而求得整體結構物變形行為與各構件受力狀況，根據側推分析過程各階段所得之樓層剪力與層間位移建立 Stick Model 來組成各樓層的非線性行為。

首先，經由側推分析結果求得各階段的樓層剪力與層間位移如圖 5-27、圖 5-28，由各階段樓層剪力與層間位移即可求得側推分析各樓層勁度如圖 5-29 所示，接著將各階段樓層剪力與層間位移組合得到各樓層的非線性行為如圖 5-30 所示，最後，將各樓層各階段之非線性行為組合起來，以及各樓層所承受之質量集中 (Lump Mass) 加在各樓層之節點上，邊界條件可依不同案例所考慮的條件來設置，本章案例分析所使用的邊界條件為固定端並設置在一樓彈簧底部。此階段已將整體建築物簡化成一 Stick Model 如圖 5-31 所示。

依據前述所介紹的各樓層非線性行為設定方式，使用 SAP2000 內建之非線性元素，並將非線性元素的自由度設定為 V2，輸入對應每一樓層的力量與位移關係，接著計算原始結構物各樓層的質量將其加入模型內，建立一多自由度系統之簡化模型如圖 5-32 所示之 Stick Model。

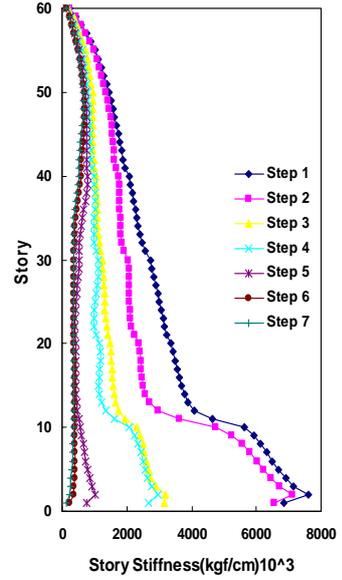
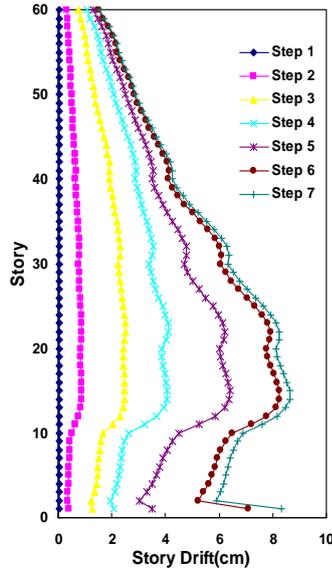
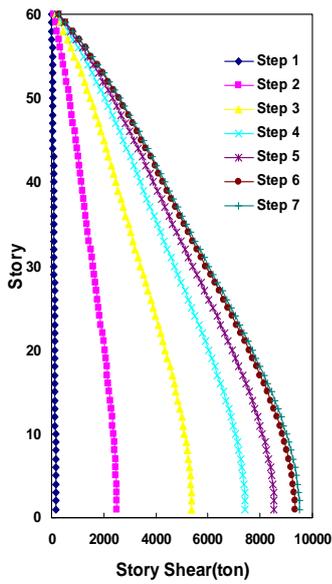


圖 5-27 各階段樓層剪力 圖 5-28 各階段層間位移 圖 5-29 各階段層間勁度

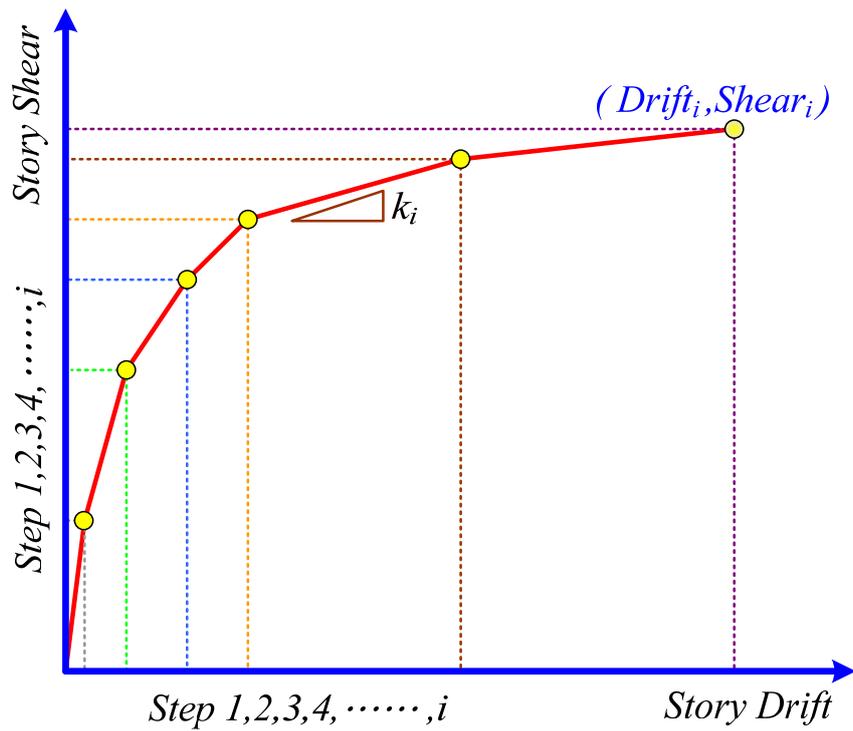


圖 5-30 各階段樓層非線性行為示意圖

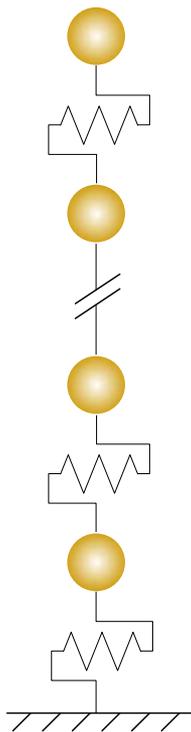


圖 5-31 Stick Model 建立示意圖



圖 5-32 簡化整體建築物之 Stick Model

## 二、非線性動力歷時分析設定

本範例採用之地震歷時為 TAP014、TAP088、TAP089(中度地震)如圖 5-33~圖 5-38 所示，並參考此三筆地震記錄建立三筆與 5% 阻尼比之設計反應譜相符(Spectrum Compatible)之地震記錄，依規範規定其 5% 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期範圍內不得低於設計地震水平譜加速度值之 90%(T 為所考慮結構物方向之基本振動週期)，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度平均值，此三筆於設計反應譜相符之地震記錄重新定義為 RTAP014、RTAP088、RTAP089(設計地震)如圖 5-39~圖 5-44 所示，接著將以三筆原始地震紀錄與三筆人造地震紀錄進行非線性動力歷時分析。

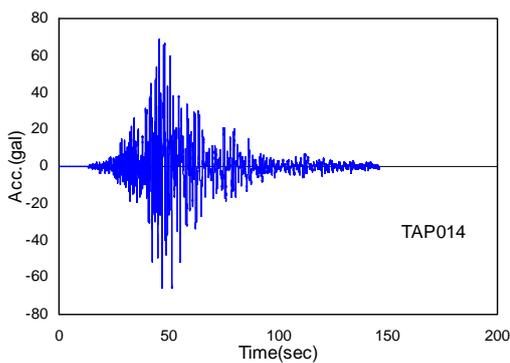


圖 5-33 TAP014 地震歷時

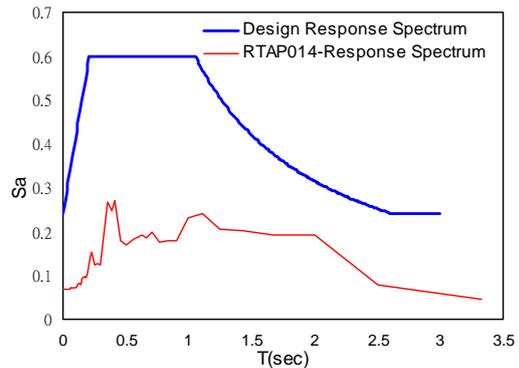


圖 5-34 TAP014 地震反應譜與規範工址設計反應譜比較

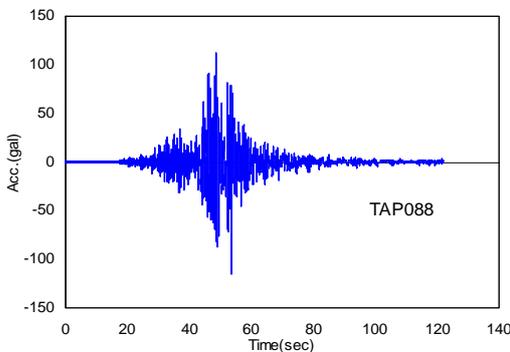


圖 5-35 TAP088 地震歷時

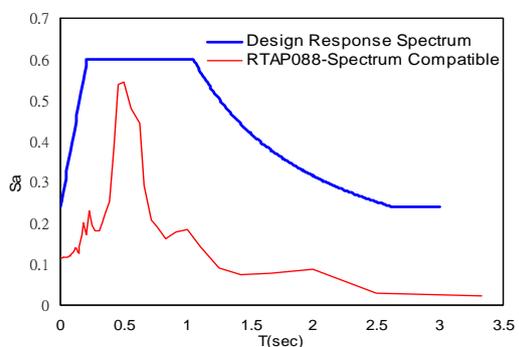


圖 5-36 TAP088 地震反應譜與規範工址設計反應譜比較

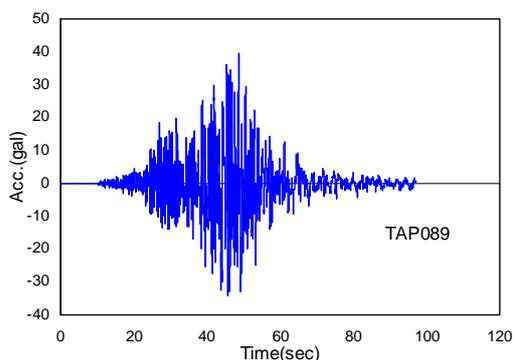


圖 5-37 TAP089 地震歷時

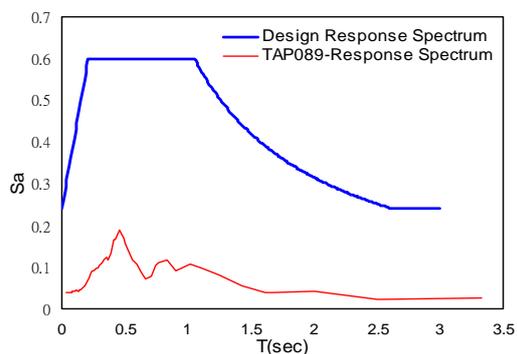


圖 5-38 TAP089 地震反應譜與規範工址設計反應譜比較

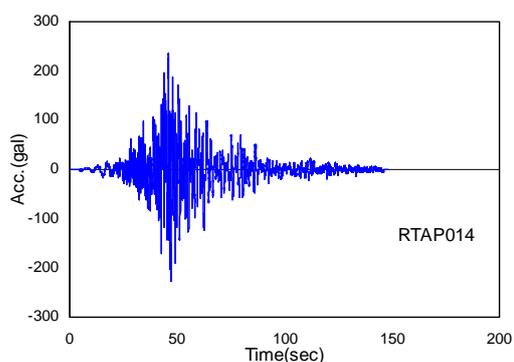


圖 5-39 RTAP014 人造地震歷時

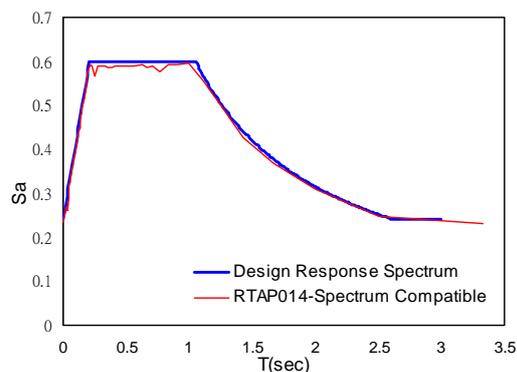


圖 5-40 RTAP014 人造地震反應譜與規範工址設計反應譜比較

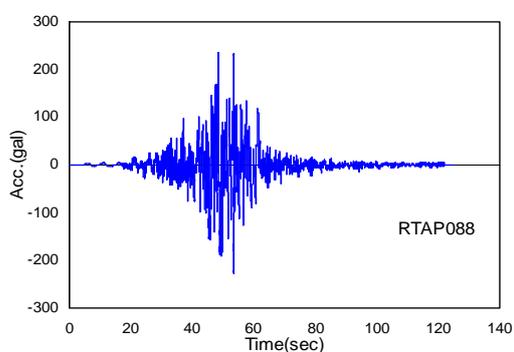


圖 5-41 RTAP088 人造地震歷時

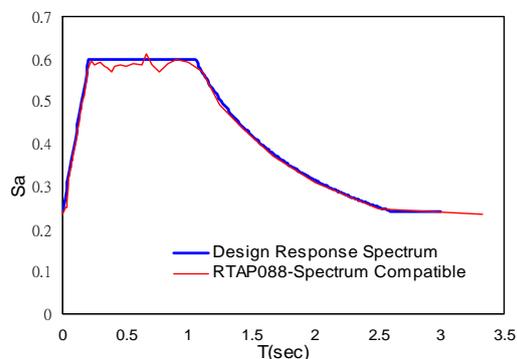


圖 5-42 RTAP088 人造地震反應譜與規範工址設計反應譜比較

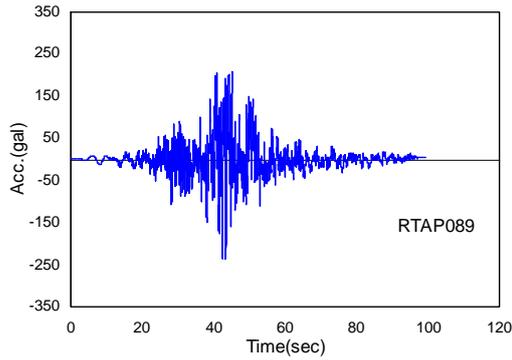


圖 5-41 RTAP089 人造地震歷時

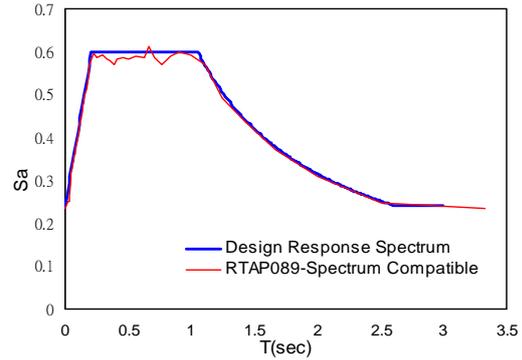


圖 5-42 RTAP089 人造地震反應譜與規範工址設計反應譜比較

### 三、非線性動力歷時分析結果檢核

透過上述介紹的樓層非線性模擬方式與地震歷時介紹，將分析完畢的結果做整理可得各樓層的受力與變形等行為，由於簡化模式是考慮單一樓層之非線性行為，透過側推分析已求得各樓層各構件非線性行為，並將各構件行為反應到各樓層非線性行為，故只需檢核各樓層之非線性行為是否合格即可。非線性動力歷時分析結果同樣是利用第四章所介紹之檢核方式來檢核此簡化模型。

#### 1. 以 *Level 1* (中度地震) 之相關規定檢核

*Level 1* 地震作用下檢核各樓層之層間變位角不得大於  $1/200 = 0.005$ ，*Level 1* 地震作用下之樓層位移、層間位移與層間變位角如圖 5-43、圖 5-44、圖 5-45 所示。

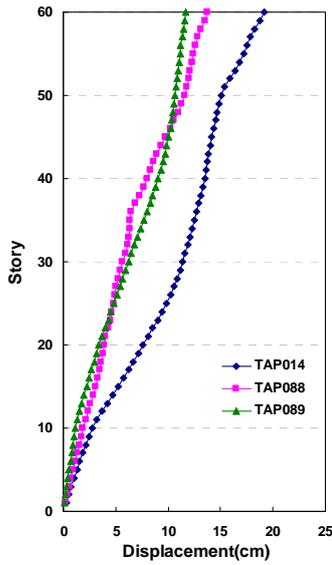


圖 5-43 Level 1 地震作用下之樓層位移

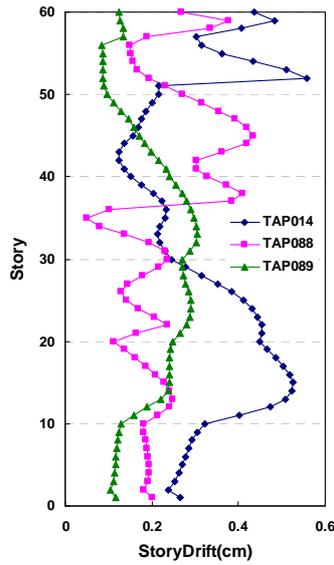


圖 5-44 Level 1 地震作用下之層間位移

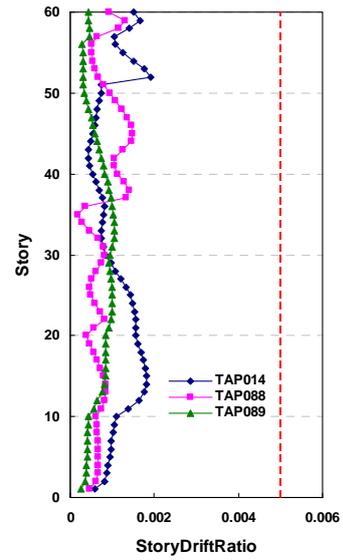


圖 5-45 Level 1 地震作用下之層間變位角

2. 以 Level 2(設計地震)之相關規定檢核

Level 2 地震作用下檢核各樓層之層間變位角不得大於  $1/100 = 0.01$ ，Level 2 地震作用下之樓層位移、層間位移與層間變位角如圖 5-46、圖 5-47、圖 5-48 所示。

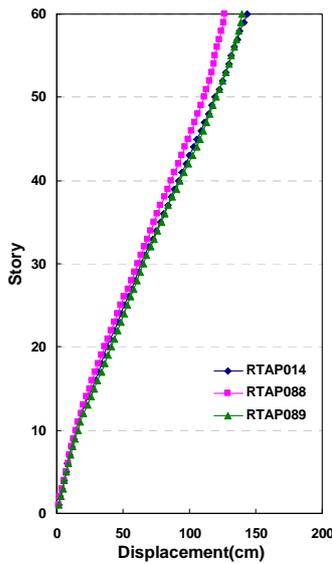


圖 5-46 Level 2 地震作用下之樓層位移

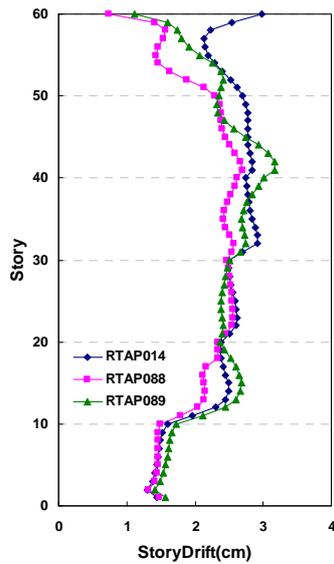


圖 5-47 Level 2 地震作用下之層間位移

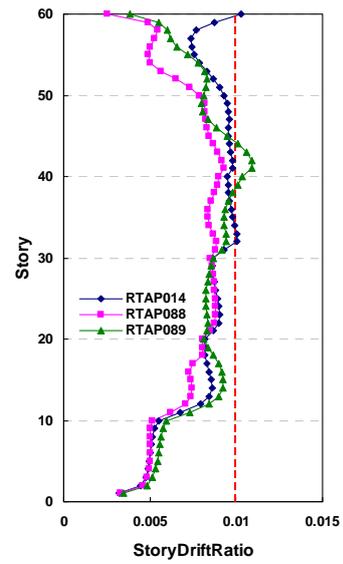


圖 5-48 Level 2 地震作用下之層間變位角

### 3. 以 Level 3(最大考量地震)之相關規定檢核

針對 Level 3 之耐震能力檢核，利用增量分析法(Incremental Dynamic Analysis)透過人造地震歷時之增量，由 0.05(g)增量至 0.7(g)即可求得每一階段之基底剪力對位移的關係，將此結果與側推分析所得之基底剪力對位移比較如圖 5-49 所示，利用側推分析所得的降伏點對應於動力分析所得之交點即可求得動力分析之降伏點，此外，亦可求得動力歷時分析的地表加速度與位移關係如圖 5-50 所示，由圖 5-50 得知最大地表加速度為 0.7(g)位移為 3.22(m)，經由降伏點位移(1.38(m))計算其韌性為 2.33( $3.22/1.38 = 2.33$ )尚未超過整體結構物韌性 4.8 之界線，其耐震能力  $PGA = 0.7(g)$  仍大於耐震需求  $PGA = 0.32(g)$ 。

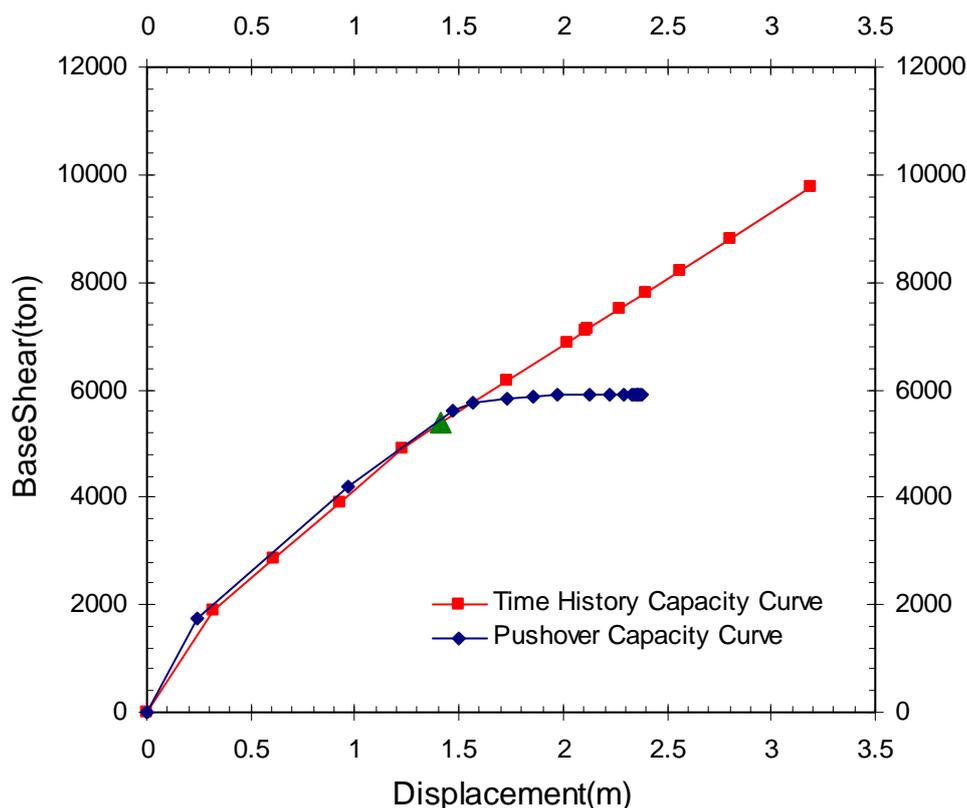


圖 5-49 側推分析與動力分析之容量曲線比較

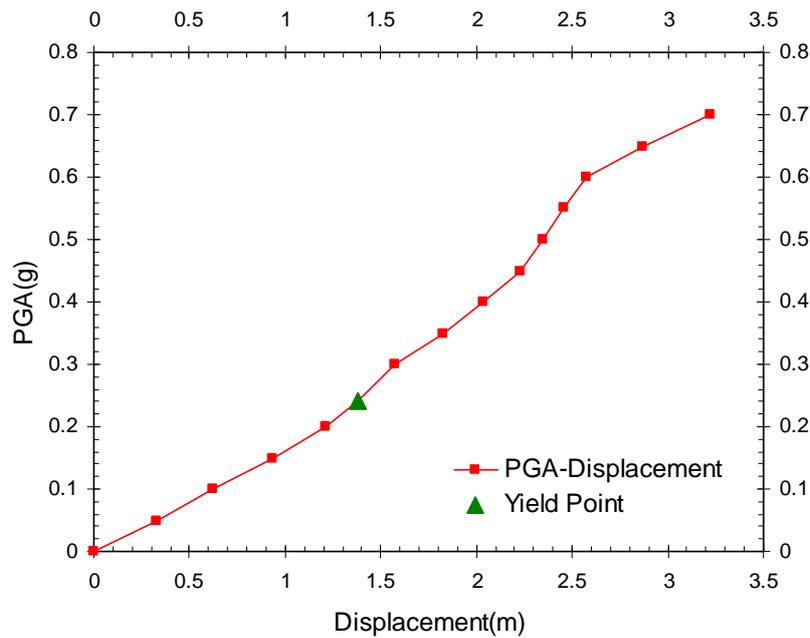


圖 5-50 動力分析所得之位移與地表加速度曲線

#### 四、非線性動力歷時分析結果探討

本節非線性動力歷時分析是應用整體建築物側推分析所得之結果，將各樓層非線性行為簡化為 Stick Model，進而透過非線性動力歷時分析所得之結果進行相關檢核。Level1(中度地震)其層間變位角不得大於 $1/200 = 0.005$ ，本案例於Level1作用下各樓層之層間變位角仍小於0.005，其結果尚屬合格。檢核Level2(設計地震)層間變位角不得大於 $1/100 = 0.01$ ，由分析結果得知，多數樓層之層間變位角皆小於0.01，但在RTAP089地震歷時作用下，於第四十層樓附近有少數樓層之層間變位角已超過0.01，在RTAP089地震歷時作用下有少部份樓層超出檢核標準，其他兩筆地震歷時之整體行為均未超出檢核標準。檢核Level3(最大考量地震)韌性與耐震能力，其最大的地表加速度所對應之位移，尚未超出規範規定之韌性4.8，且耐震能力 $PGA = 0.7(g)$ 仍大於耐震需求 $PGA = 0.32(g)$ ，由此判斷仍屬合乎規定。

透過上述 *Level 1*、*Level 2* 與 *Level 3* 檢核，可了解結構物對於不同之地震歷時其反應皆不相同，故可以多筆地震歷時如短週期、長週期、過去所發生之代表性地震等來判斷其結構物變形關係，以求得不同結構物之耐震能力。

## 第六章 結論與建議

### 第一節 結論

本研究主要架構係針對高強度鋼筋混凝土應用在超高樓層建築物之耐震性能探討，對於高強度鋼筋混凝土之力學行為如高強度混凝土組成律、剪力行為等收集各方面之研究與實驗資料，透過單柱反覆載重實驗驗證各構件之塑鉸特性，並以此驗證結果提出適用於高強度鋼筋混凝土模擬方式，進行一棟超高層建築物案例分析，並參考日本相關規範與台灣耐震設計規範擬定檢核機制。本研究亦將上述之高強度鋼筋混凝土塑鉸計算、設定方式編寫一套適用於高強度鋼筋混凝土耐震分析程式，以自動化方式銜接結構分析軟體，後續透過整體結構物側推分析與簡化模式之非線性動力歷時分析檢核各項規定。茲將前述各項工作所獲致之結果簡述如後：

#### 一、以一般鋼筋混凝土理論無法精確計算高強度鋼筋混凝土構件強度

一般鋼筋混凝土理論係以一般強度之混凝土與鋼筋為基準所研議，其設計基準係由為數眾多之試驗所得數據加以簡化而得，是否適用於高強度鋼筋混凝土實有疑義。國內習以採用美國混凝土學會 ACI 或中國土木工程學會混凝土工程設計規範（土木 401-96）之相關設計規範作為鋼筋混凝土構件強度之求算，但若欲將其使用於高強度鋼筋混凝土構件強度者，其所得成果之精度有待確認。其中影響最大的是一般強度鋼筋混凝土理論中有關混凝土等值應力塊之簡化計算方式應如何修正乃能合乎高強度鋼筋混凝土之真正強度，目前雖有學者進行相關研究，但仍未有定論。

本計畫蒐集多筆高強度鋼筋混凝土構件撓曲強度之試驗資料，並以一般鋼筋混凝土理論進行分析與比對，發現以一般鋼筋混凝土理論分析所得強度與實驗所得值之比值分佈於 0.76~1.31 之間，顯示以一般鋼筋混凝土理論無法精確計算高強度鋼筋混凝土構件強度。

## 二、高強度鋼筋混凝土構件撓曲行為以 New RC Model 所定義之混凝土組成律可獲得較佳之分析結果

本研究根據以下二種高強度混凝土組成律：

- (1) 由孫玉平(Sun Yuping)教授與崎野 健治(Sakino Kenji)教授所研提之 New RC Model
- (2) 由六車熙教授所提出之 Muguruma Model

並就日本相關單位所執行單柱反覆載重實驗的實驗數據，進行相關比對。

結果顯示採用 Muguruma Model 所得高強度混凝土構材之撓曲強度會有較為保守低估的情形產生，採用 New RC Model 所得高強度混凝土構材之撓曲強度會與實際實驗成果較為趨近。

## 三、高強度鋼筋混凝土構件剪力行為以青山博之所建議之計算式可獲得較佳之分析結果

本研究根據以下三種模式計算高強度混凝土構材剪力強度：

- (1) 中國土木工程學會混凝土工程設計規範(土木 401-96) 建議之剪力強度
- (2) 日本建築學會建議之剪力強度
- (3) 青山博之教授建議之剪力強度

並就日本相關單位所執行單柱反覆載重實驗的實驗數據，進行相關比對。

結果顯示採用中國土木工程學會混凝土工程設計規範(土木 401-96) 建議之剪力強度或日本建築學會建議之剪力強度較無法掌握高強度混凝土構材之剪力強度變化情形，採用青山博之教授建議之

計算式所得高強度混凝土構材之剪力強度會與實際實驗成果較為趨近。

#### 四、高強度鋼筋混凝土構件非線性行為—塑鉸設定為耐震性能檢核所必需

本研究以孫玉平(Sun Yuping)教授與崎野 健治(Sakino Kenji)教授所研提之 New RC 高強度混凝土組成律與青山博之教授建議之剪力強度建議式，依據力平衡(Equilibrium)、材料組成律(Constitute Law)與變形諧和(Compatibility)，求算高強度鋼筋混凝土構件之塑鉸特性，作為側推分析與動力歷時分析依據。

分析結構並與日本相關單位所執行單柱反覆載重實驗的實驗數據，進行比對。結果顯示本研究所設定的塑鉸特性可分別掌握到高強度鋼筋混凝土構件之彈性行為、非彈性變形特性、降伏強度與極限強度等特性，可有效掌握高強度鋼筋混凝土構件之耐震行為。

#### 五、SERCb for New RC 分析系統之開發有助於結構工程師從事高強度鋼筋混凝土建築物耐震性能設計與檢核

本研究所開發之高強度鋼筋混凝土建築物耐震性能分析系統 SERCb for New RC，主要功用係以自動化流程從事高強度鋼筋混凝土耐震性能分析工作。其基本功能包括：

- (1) 梁、柱斷面軸力與彎矩交互曲線之建立，
- (2) 斷面承受軸力下彎矩與曲率分析及塑鉸特性設定，
- (3) 前處理之功能：包括將建築物各構材承受載重下之內力資料從結構分析軟體中匯出。設定塑鉸特性後再匯入結構分析軟體執行側推分析。
- (4) 後處理之功能：可依據工址所屬震區之地震需求特性，進行建築物耐震性能是否合乎需求之判定。

- (5) 本系統提供自動化功能：包括支援文字交換檔、支援視窗介面操作模式與支援批次化的操作功能。
- (6) 本系統亦具有良好的管理功能，包括分析資料檔案專案管理、分析資料版本及狀態管理、輔助分析系統版本更新管理及協同作業資料交換等。

SERCB for New RC 分析系統之開發有助於結構工程師從事高強度鋼筋混凝土建築物耐震性能設計與檢核。

## 六、 建構高強度鋼筋混凝土超高層建築物側推分析與非線性動力歷時分析之方法與流程，有助於結構工程師了解高強度鋼筋混凝土建築物耐震性能設計與分析要項

本研究針對一棟六十層樓為分析對象，進行以下分析：

### (1) 側推分析(Pushover Analysis)

依據本研究所建議各構材塑鉸設定之方式，分別設定個梁、柱構材。續依據側推分析所得容量曲線(Capacity Curve)，轉換為容量震譜(Capacity Spectrum)，再以改良式耐震能力評估方法得到屋頂位移與地表加速度之曲線圖，顯現結構物自彈性至塑性乃至極限狀態下對應之地表加速度，以探討多目標地震下結構耐震性能如下：

*Level1*(中度地震)所對應之耐震能力為 0.06(g)，其各樓層之層間變位角皆低於 1/200；構件保持在彈性階段尚未超出容許應力，*Level1*檢核均合乎規定。

*Level2*(設計地震)所對應之耐震能力為 0.24(g)，其各樓層之層間變位角皆低於 1/100；構件與樓層塑性率尚未超過規定值。其中，於側推過程中梁已達到降伏但柱仍維持在彈性範圍，顯示「強柱弱梁」在此案例中可獲確保。

*Level 3*(最大考量地震)所對應之耐震能力為  $0.32(g)$ ，其最大地表加速度  $PGA=0.67(g)$  所對應之位移為  $2.45(m)$ ，求得最大耐震能力所對應之韌性為  $2.53$ ，尚未超過整體韌性  $4.8$  之界線，且耐震能力大於 *Level 3* 之地震需求。

## (2) 非線性動力歷時分析

首先彙整側推分析中各施力階段所得之樓層剪力與樓層相對位移之關係，計算各樓層之樓層勁度，並配合 Takeda Model 設定其遲滯迴圈特性，將整體結構物簡化成 Stick Model，並以增量動力歷時分析法 (Incremental Dynamic Analysis, IDA)，得到屋頂位移與地表加速度之曲線圖，顯現結構物自彈性至塑性乃至極限狀態下對應之地表加速度，以探討多目標地震下結構耐震性能如下：

將三筆原始地震紀錄所分析之結果以 *Level 1* 進行檢核，各樓層之層間變位角皆低於  $1/200$ ，均合乎規定。

與設計反應譜相符之三筆地震紀錄所分析之結果以 *Level 2* 進行檢核，在 RTAP014、RTAP088 地震歷時下各樓層之層間變位角皆低於  $1/100$ ，RTAP089 地震歷時下有少數樓層層間變位角超出  $0.01$ ，但其整體仍合乎檢核標準。

以增量分析法將人造地震由  $0.05(g)$  增量至  $0.7(g)$ ，後續求得所對應之降伏點，動力分析求得之最大地表加速度為  $0.7(g)$  位移為  $3.22(m)$ ，經由降伏點計算其韌性為  $2.33$  尚未超過整體結構物韌性  $4.8$  之界線，其耐震能力仍大於耐震需求  $PGA = 0.32(g)$ 。

## 第二節 建議

### 建議一

短期建議：高強度鋼筋混凝土耐震能力評估系統之開發與維護

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署

依據本研究所建議之高強度鋼筋混凝土非線性行為，編寫一套適用於高強度鋼筋混凝土耐震性能分析之系統，本研究所開發之系統係透過 SERCB 為基礎架構進而發展為 SERCB for New RC，目前 SERCB 已提供業界使用並建立使用者討論平台，建議相關單位研議提供本研究所開發的分析系統給結構工程師，作為 New RC 建築結構耐震設計之用。

### 建議二

中、長期建議：施作高強度鋼筋混凝土單柱反覆載重試驗

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署、國家地震工程研究中心

本研究對於高強度鋼筋混凝土之單柱試體均以日本相關研究單位所執行之實驗為主，其高強度鋼筋混凝土之材料特性是否仍適用於台灣，則有待進一步之確認。建議國內對於高強度鋼筋混凝土之構件行為應執行相關單柱反覆載重試驗，以建立合乎本土性之高強度鋼筋混凝土資料庫，作為分析、設計與施工之參考。

### 建議三

中、長期建議：制定高強度鋼筋混凝土應用於高樓建築物之審查機制

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：營建署

高強度鋼筋混凝土應用於高樓建築物在日本已有相當成果，如何在台灣推動實為未來建築結構所無法避免的。內政部之建築新技術、新工法、新設備、及新材料之申請認可機制，確實有內政部認可之效果，惟內政部尚無指定機構進行審查之規定。目前國內有針對高樓建築進行結構審查之機制，其相關審查要點雖已成熟但未必完全適用於高強度鋼筋混凝土建築。建議應仿倣日本之作法，對於高強度鋼筋混凝土建築結構審查採取專案辦理之方式，由政府主管機關召集或授權專業機構研擬審查機制，明列各項審查作業。待審查機制確定後建議透過單一審查機構之運作，集中合適之審查人員、統一恰當且被認可之作法、可有效累積相關之知識與經驗，並且須經內政部認可其審查結果。相信對於加速推動業界設計高強度鋼筋混凝土建築應有相當大的幫助。



## 附錄(一) 期初簡報專家審查意見與答覆

甄審成員發言單及廠商回應一覽表

項次	甄審意見	廠商回應
1.	請研究團隊再針對現有研究人力參與本研究案職稱之合適性，進行檢討與確認。	本研究案之人員編制將再做適當之檢討。
2.	請定義高強度混凝土之強度範圍，而超高強度混凝土與鋼筋之強度範圍又為何。	本研究案所定義高強度混凝土之強度範圍，係介於 30 至 150N/mm <sup>2</sup> ，而本研究案研究企劃書中所稱超高強度混凝土，即指高強度混凝土，「超」為贅字，將配合修正之。
3.	構件塑性鉸之行為，係由材料組成律分析而得，必須有足夠的試驗資料以驗證之。	本研究將收集國內外相關實驗資料進行分析比對，驗證分析結果的精確性。
4.	含超高強度混凝土及超高強度鋼筋之建築物，一般而言隨著樓層高度的增加，所使用材料之強度將會逐漸下降，因此所建立的評估程式，應包含所有材料強度之桿件。	本研究案係以結構構件為探討之單位，並藉以個別計算各構件之力學行為，而各構件所使用材料之強度，可隨樓層高度的不同而改變。
5.	建議將本研究案開發的評估程式，與日本現行相關的評估程式，進行相關案例之比對與分析，以確保本研究案開發程式的可靠性。	本研究案開發程式可靠性的驗證，在構材力學特性之部份，將比對國內外相關實驗資料，以驗證分析結果的精確性。另就整體建築結構耐震性能之部份，有鑑於日本所用分析程式

		不易取得，本研究案考慮以日本實際高樓建築案例為依據，再依本研究案所建議的理論與方法，進行分析與比較。
6.	本研究案課題對於國內建築物設計技術之提昇應有助益，應持續進行相關之研究。	謝謝委員肯定。
7.	本研究案預計進行案例分析之結構系統與建築高度為何，請補充說明。	本研究案將考慮一棟位於日本實際的高樓建築物為探討對象，該建築物的平面尺寸為34.2m x 34.2m，樓層數為60層樓，總高度約175.6m，為一空間構架結構。
8.	是否適合用於ETABS程式(高度問題)之分析，又有關側推(Pushover)分析之水平側力豎向分配之方式又為何？	目前 ETABS 程式無高度之限制，可利用該程式進行分析。本研究將參考國內外相關豎向力分配之文獻，進行水平力施加。
9.	本研究案相關案例之歷時分析，是否將利用國內建築物耐震設計規範中，相關震譜之地震力(例如：人工地震或歷史地震)，以執行建築物耐震能力之分析。	本研究案將依國內具代表性的歷史地震資料，並根據該地震資料建立人造地震(Spectrum Compatible)，以分析建築物於地震力作用下之行為。
10.	本研究案之案例如何產生，是否先作設計後再作側推分析。	本研究目前係以日本一座實際的高樓建築物案例為對象，進行該結構物之相關力學與測推

		分析。
11.	NewRC 系統具有降伏層間轉角較大與塑性率較低之特性，請納入本研究案考慮。	感謝委員指教，本研究將納入考量。
12.	請於本研究案研究企劃書第 21 頁，有關研究進度及預期完成之工作項目中，敘明繳交期中、期末報告的期程。	感謝委員指正，將於後續補充說明。



## 附錄(二) 期中簡報專家審查意見與答覆

甄審成員發言單及廠商回應一覽表

專家姓名	甄審意見	廠商回應
江星仁	<p>本研究案期中報告書第 12 頁與第 15 頁中，對於高強度混凝土標稱強度範圍之文句敘述不一致，請予改進。</p>	<p>感謝委員指正，將予以修正。</p>
	<p>本研究案認為新型式鋼筋混凝土為節能減碳之材料，但似乎僅有高強度混凝土之部分，而高強度鋼筋之製程，是否仍為節能減碳，應予補充說明。</p>	<p>高強度鋼筋混凝土主要考量於高樓建築物施作時，若使用一般強度鋼筋混凝土，考慮高樓其載重(含垂直與水平向載重)過大導致柱斷面可能過大；使用高強度鋼筋混凝土，可有效減少柱斷面，所使用之材料亦隨之降低，有助節能減碳。高強度鋼筋之製程可能較一般強度鋼筋耗能，但衡量其與混凝土材料大量降低之成效而言應仍可符合減碳之需求，本研究將再蒐集相關文獻，以茲探討其節能減碳之效果。</p>
李宏仁	<p>New RC 建築結構系統有許多可能之型式，而本研究案選定 SMRF 為代表案例，請敘明其考量之理由。</p>	<p>日本對於 New RC 建築結構系統多用 SMRF 來設計，故本研究先參照日本相關案例進行探討，後續將蒐集結構系統相關文獻以茲參考。</p>

	<p>構材塑鉸性質之研究部分，目前期中報告書中只有柱塑鉸之部分，尚欠缺梁塑鉸性質的驗證，建議本研究案宜比照柱構件之部分，續予取樣分析與確認。</p>	<p>本研究目前進度對於高強度鋼筋混凝土係根據日本相關柱實驗進行模擬與比對，後續將繼續蒐集高強度鋼筋混凝土梁實驗資料，比對其力學行為。</p>
	<p>以混凝土圍束應力來計算箍筋有效強度，是否有使用之上限？可否用盡其降伏強度，請再研議。</p>	<p>本研究後續會繼續蒐集對於箍筋強度相關探討以茲參考。</p>
<p>鍾立來</p>	<p>有關文獻回顧部分之內容，請再補充說明本研究案與 貴所先前研究之關聯性。另本研究案目前所參採之日本文獻，僅至 2004 年，此部份是否有更新的文獻，可資參考。</p>	<p>本研究後續會繼續蒐集日本對於高強度鋼筋混凝土近幾年之相關文獻以茲參考。</p>
	<p>一般強度鋼筋混凝土有其力學行為，而高強度鋼筋混凝土亦有其力學行為，採用不同公式時，於兩者之採用邊界，是否會有不合理之突變？</p>	<p>若以一般強度混凝土與鋼筋之組成律考慮高強度鋼筋混凝土之力學行為，將會高估其強度。因此日本針對高強度混凝土與高強度鋼筋之組成律進行相關研究，考量一般混凝土與鋼筋之強度與高強度者差異較大，故仍建議應依各自所屬組成律進行分析。</p>
	<p>請說明台灣在高強度鋼筋混凝土之發展現況，可供 貴所</p>	<p>高強度鋼筋混凝土於台灣之發展，目前處於萌芽階段，相關</p>

	<p>做為研究規劃之用。</p>	<p>研究單位亦相當重視其適用性，已有相關單位對於高強度鋼筋混凝土，進行力學行為之探討，並且與高強度鋼筋與高強度混凝土提供之廠商，進行相關之材料配比與抗壓實驗。</p>
	<p>有關高強度鋼筋混凝土之結構，目前是否有其耐震檢核之準則與方法，請於後續研究中補充說明。</p>	<p>目前已有針對高樓層使用高強度鋼筋混凝土，所研擬之設計施工指針可供參考。本研究後續亦將率續蒐集日本相關耐震檢核之資料，以供後續耐震檢核之用。</p>
	<p>本研究案請考慮以一建築案例，進行其耐震設計，再做耐震能力評估，以說明其關聯性。</p>	<p>本研究後續研究將針對日本一實際之抗彎構架 SMRF 進行案例分析探討。</p>



### 附錄(三) 期末簡報專家審查意見與答覆

鍾立來：

1. 於研究報告中實驗與理論分析，建議將不同破壞模式之試體分類，如剪力破壞、彎矩破壞等，再進行比對。
2. 建議將高強度混凝土之組成律正規化，再與一般混凝土比較，或能看出兩者之異同。
3. 在研究報告中耐震性能等級 Level 2 採用之塑性率，如何訂定降伏點？
4. 在研究案例分析中，評估所得與分析前所預期之結果，其相關性如何？
5. 請規劃後續以高強度鋼筋混凝土為主體之研究流程，提供內政部建築研究所後續研究之參考。

陳正平：

1. 於本研究報告中第 36 頁，繫筋為二端 135 度彎鉤是否實際應用亦同？
2. 實驗試體二端固定於大混凝土塊，但實務上梁柱斷面減小後，鋼筋之錨定是否可使梁柱發揮塑性鉸。尤其是外柱與頂梁接頭較難施工。
3. 將來應用規範宜增加鋼筋錨定之規定。

王亭復：

1. 以現階段而言本研究甚具參考價值，但距離本土應用上需繼續加強研究。
2. 在探討高強度鋼筋混凝土應用前宜先調查在台灣高強度耐震鋼筋及混凝土之製造及生產廠家能力，並修訂相關 CNS 鋼筋標準以及檢討現行耐震設計規範適用性，例如設計載重、設計強度等相關參數因子，強柱弱梁、梁最小曲率韌性及耐震因子等。
3. 一般在新材料組成應用，宜先從構件之力學組成律評估，再以低層構造物之模型試驗開始與數學模擬分析相比對，進而高層或超

高層建築物則以前人觀測記錄或國外案例進行結構分析及設計並予以比對，本案並未先行設計隨即以日本 60 層超高層大樓予耐震性能評估，此方式僅能在本研究階段供研究及設計者參考。若現階段應用時宜完整採用日本相關規定，包括材料、設計、施工規範等。

4. 特別提醒側推分析僅適用於單自由度，高層建築之高振態貢獻參與係數會遠大於 20%，又 SAP2000 事實上為彈性分析軟體，無法表達地震時，每一構件每一增量時間塑角大小之相互影響，將來研究建議以 nonsap、drain-tabs 3d 或 drain 2d+，pisa 3d 等動力非線性軟體分析或評核，與本研究 sap2000 結構分析比較。

邱昌平：

1. 於研究報告中第 75 頁第六節標題中請加入”土木 401-96”於與之後。
2. 於研究報告中第 76~79 頁中之表、圖加字同建議 1。
3. 於研究報告中第 87 頁在基本分析功能之第二行”購間”修正為”new rc 構件之”。
4. 建議研究報告中第 75 頁第 6 節第 9 行”高強度”修正為”超高強度”，“sercb for new rc” 分析程式中原來 sercb 中可應用於一般 rc 構件之非線性行為者應仍保留，可應用於較高樓層。

意見回覆：

1. 本研究針對日本各研究單位已包含彎矩破壞、彎矩-剪力破壞、剪力破壞之單柱反覆載重與分析結果進行比對，結果顯示本研究所提塑鉸設定方法，經由側推分析所得力與變位關係，與日本 23 組單柱反覆載重試驗遲滯迴圈之包絡線頗為吻合，驗證本研究所建議塑性鉸之正確性。
2. 目前國內許多研究單位已針對高強度混凝土以及高強度鋼筋進行諸多實驗，如高強度混凝土抗壓試驗、高強度鋼筋抗拉試驗、高強度鋼筋彎鉤試驗等，並且與高強度鋼筋與高強度混凝土提供之廠商，進行相關之材料配比與抗壓實驗。本研究係針對耐震行為進行相關研究，至於各項施工細節建議未來可另訂 New RC 施工規範訂定之。
3. 側推分析方法為目前國內外對於非線性行為探討常使用之方式，在施作側推分析前，本研究針對高樓層建築物會產生高振態貢獻，利用 CQC 方法考慮高階振態之影響。目前工程界常用的結構分析軟體如 ETABS 與 SAP2000 均具備非線性分析功能，本研究以此二軟體作為案例分析與探討之用，至於其他軟體亦可藉由本研究建議塑鉸設定之方式進行非線性分析。
4. 超高樓層建築物應用高強度鋼筋混凝土，其混凝土與鋼筋強度多根據樓層之高度而變化，其強度隨著高度增加而漸漸降低，故一棟建築物內可能使用高強度鋼筋混凝土與一般強度混凝土，本研究開發之 SERCB for New RC 程式雖主要係針對採用 New RC 之結構耐震性能分析，但亦可適用於一般鋼筋混凝土強度之計算模組，以配合實際案例所設計之鋼筋混凝土強度的差別。
5. 國內習以採用美國混凝土學會 ACI 或中國土木工程學會混凝土工程設計規範 (土木 401-96) 之相關設計規範作為鋼筋混凝土構件強度之求算。其中影響最大的是一般強度鋼筋混凝土理論中有關混凝土等值應力塊之簡化計算方式應如何修正乃能合乎高強度鋼筋混凝土之真正強度。本計畫蒐集多筆高強度鋼筋混凝土構

件撓曲強度之試驗資料，並以一般鋼筋混凝土理論進行分析與比對，發現以一般鋼筋混凝土理論分析所得強度與實驗所得值之比值分佈於 0.76~1.31 之間，顯示以一般鋼筋混凝土理論無法精確計算高強度鋼筋混凝土構件強度。

## 参考書目

1. Sugano, S. (2008) “Application of High Strength and High Performance Concrete in Seismic Regions”, Invited Lecture in the 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Tokyo, October 27~29, 2008.
2. 六車 熙, 渡辺史夫, 田中仁史, 勝田庄二, 岩清水隆, “横拘束コンクリートによる曲げ部材のじん性改善に関する研究”, 日本建築学会, 1980。
3. Robert Park., M. J. Negel Priestley and Wayne D. Gill, “Ductility of Square Confined Concrete Columns Proceedings”, ASCE, Vol.108, ST4, pp.929-950, 1982.4
4. 孫玉平, 崎野健治: “高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究”, コンクリート工学年次論文集, Vol. 15, No.2, 1993
5. 日本建築学会, “鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説”, 1999.
6. 日本建築学会, “鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説”, 2004.
7. Hiroyuki Aoyama, “Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures”, University of Tokyo, Japan, 2001.
8. 財団法人台湾混凝土學會, “新世代高強度鋼筋混凝土研究”, 1998~1999
9. 内政部建築研究所, 協同研究案「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」, 2009年。
10. Kawashima, K. and Koyama, T.: “Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns”, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.1, pp. 183-191, 1983
11. J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, ASCE, Vol.114, Issue 8, 1988.
12. 内政部, “鋼筋混凝土建築物耐震能力評価手冊-視窗化輔助分析系統 SERCBWin2008”, 2009。
13. Priestley, M.J.N., Verma, R., and Xiao, Y., “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, Journal of Structural Engineering”, ASCE, Vol. 120, no. 8, pp.2310-2329,1994.
14. Aschheim, M., and Moehle, J.P., “Shear Strength and Deformability of Reinforced Concrete Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Displacement”, Report No. UCB/EERC-92/04, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1992.
15. 交通部, “公路橋梁耐震設計規範”, 2008。
16. 小室 努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三, 150MPa 超高強度コンクリート

- を用いた RC 柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，2002
17. 小室 努，“超高強度コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における構造性能 その 1”，2003
  18. 小室 努，“超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性に関する研究”，2007
  19. 渡辺 史夫，西山 峰広，六車 熙，“超高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ強度と靱性”，日本建築学会構造系論文報告集 No. 446, 1993.
  20. 山内 茂一，大井 貴之，千葉 脩，石川 勝美，菊田 繁美，和泉 信之，竹中 啓之，“超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究:その 3、4”，社団法人日本建築学会，学術講演梗概集.C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造，プレストレストコンクリート構造，壁構造・組積構造，2000.
  21. 熊谷 仁志，中澤 春生，塚越 英夫，黒瀬 行信，矢部 喜堂，“超高強度鉄筋コンクリート構造( $F_c=120\text{N/mm}^2$ )の開発:その 2 柱の曲げせん断実験”，社団法人日本建築学会，学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造，プレストレストコンクリート構造，壁構造・組積構造，2000.
  22. 日本建築基準法，<http://law.e-gov.go.jp/htmldata/S25/S25HO201.html>，2008
  23. 内政部，“建築物耐震設計規範及解説”，1996
  24. 和泉信之，“New RC 構造設計ガイドラインにもとづく 60 階超高層住宅の設計例”，2005。
  25. 六車熙，渡辺史夫，岩清水隆，光枝良：“横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究”，コンクリート工学年次論文集，pp.317-320，1983
  26. 渡辺史夫，西山峰広，六車 熙，“超高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ強度と靱性”，日本建築学会，1993.
  27. 丸田 誠，木村暁子，“高強度を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験”，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, 2002.
  28. 倉本 洋，渡辺史夫，南 宏一，西村泰志，村上秀夫，“柱部材に対する New RC せん断強度式の耐力予測精度”，日本建築学会，1993.
  29. 宋裕祺，劉光晏，蘇進國，蔡益超，張國鎮，2004，“鋼筋混凝土柱側推分析之研究與探討”，中華民國建築學會「建築學報」，第 46 期，第 47-65 頁。
  30. 菅野俊介，“高強度材料の性質”，建築技術，No.630，2002。
  31. 日本建設省，“超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件”，平成 12 年建設省告示第 1461 号。
  32. 宋裕祺，“以結構性能為目標的橋梁耐震設計與耐震能力評估”，博士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所，2003。
  33. 宋裕祺、蘇進國，鋼筋混凝土構材非線性行為分析程式 (Nonlinear Analysis of

- Reinforced Concrete Member, NARC-2004), 國立台北科技大學土木與防災所, 台北, 2004。
34. 宋裕祺, 劉光晏, 蘇進國, 蔡益超, 張國鎮, 「鋼筋混凝土柱側推分析之研究與探討」, 中華民國建築學會「建築學報」, 第 46 期, pp.47~65, 2004。
  35. 宋裕祺, 蘇進國, 吳傳威, 蔡益超, 「以結構性能為基準之鋼筋混凝土建築物耐震能力評估」, 中華民國建築學會「建築學報」, 第 50 期, pp.35~47, 2004。
  36. 蔡益超、宋裕祺、謝尚賢等, 建築物耐震評估法之修訂及視窗化研究, 內政部建築研究所委託研究報告, 2005。
  37. 蘇進國, 以結構性能為基準之房屋建築耐震能力評估, 國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文, 宋裕祺教授指導, 2003, 台北。
  38. 財團法人台灣建築中心, 新世代超高強度鋼筋混凝土構造工程技術研討會 論文集, 2007
  39. 財團法人台灣建築中心, 新世代超高強度鋼筋混凝土構造工程技術 第二次研討會講義, 2009
  40. Yu-Chi Sung, Kuang-Yen Liu, Chin-Kuo Su, I-Chau Tsai, and Kuo-Chen Chang ,” A Study on Pushover Analyses of Reinforced Concrete Columns,” Journal of Structural Engineering and Mechanics. Vol. 21, No. 1, p.p.35~52, Sep. 10, 2005.
  41. Yu-Chi Sung, Chin-Kuo Su, Chuan-Wei Wu, and I-Chau Tsai, “Performance-Based Damage Assessment of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings,” accepted and to be appeared in Journal of China Institute of Engineer, 2004.
  42. 日本建築研究振興協會, 鋼筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 日本建設省大臣官房技術調査室, 東京, 2000
  43. 財團法人台灣建築中心, 新世代超高強度鋼筋混凝土構造工程技術 第三次研討會講義, 2011
  44. 中國土木工程學會, 混凝土工程設計規範(土木 401-96), 2007
  45. 日本建築學會, 高強度コンクリートの技術の現状, 2009





高強度鋼筋混凝土應用在超高樓層建築物之耐震性能  
探討

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：鄭元良、宋裕祺、廖慧明、邱昌平、蔡江洋、  
陶其駿

出版年月：100 年 12 月

版次：第一版

ISBN：978-986-03-0956-0