

國立交通大學  
土木工程學系  
碩士論文

RC 填充牆對鋼筋混凝土建築耐震能力之影響

The Effect of RC Infill Wall on Earthquake  
Resistance Capability of RC Building



研究生：許馨方

指導教授：鄭復平 博士

中華民國九十六年八月

RC 填充牆對鋼筋混凝土建築耐震能力之影響  
The Effect of RC Infill Wall on Earthquake  
Resistance Capability of RC Building

研究生：許馨方

Student: Shin-Fang Shiu

指導教授：鄭復平 博士

Advisor: Dr. Fu-Ping Cheng

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文



Submitted to Department of Engineering  
College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of Requirements

For the Degree of

Master of Science

In

Civil Engineering

August 2007

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年八月

# RC 填充牆對鋼筋混凝土建築耐震能力之影響

學生：許馨方

指導教授：鄭復平 博士

國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

本論文是藉由 SAP2000 建構模型以進行側推之非線性靜力分析，探討四種不同的牆體配置加入舊建築物去做耐震能力補強，其中並用 4 種舊有建築物混凝土抗壓強度探討舊有建築物混凝土抗壓強度對補強效果的影響。另外也用 7 種土壤彈簧勁度來探討土壤－結構互制的影響，同時也探討在使用牆壁補牆後對緊鄰牆壁之基礎有何影響。

研究結果顯示，加入對稱的牆壁可以大幅度的提高結構物抵抗地震的能力，但是卻會造成基礎與地梁力量更大的增加，加入不對稱的牆壁不一定提高結構物抵抗地震的能力，仍然會造成基礎與地梁力量更大的增加，不同時做基礎補強無法提高結構物抵抗地震的能力。

關鍵詞：耐震能力、牆體配置、混凝土強度、土壤彈簧勁度值、基礎力量

# The Effect of RC Infill Wall on Earthquake Resistance Capability of RC Building

Student: Shin-Fang Shiu

Advisor: Dr. Fu-Ping Cheng

Department of Civil Engineering  
National Chiao-Tung University

## ABSTRACT

The goal of this thesis is to investigate the increase of earthquake resistance capability by adding infill walls into beams and columns using pushover technique of SAP2000. Four concrete compressive strength of old building were used to explore the effect of concrete strength to the strengthening effect. Seven soil spring stiffness were used to investigate the influence of soil-structure effect. The influence to the foundation was studied too.

Research results shows that the adding of symmetrical infill wall can increase the earthquake resistance capability significantly. Non-symmetrical infill wall may not increase the earthquake resistance capability. Both cases increase the force on foundation several times. The adding of infill wall to increase the earthquake resistance capability has to strengthening the foundation in the same time.

Keyword: earthquake resistance capability, disposition of walls, concrete strength, soil spring stiffness, the force of foundations.

## 誌謝

本論文得以順利完成，首先感謝恩師 鄭復平教授兩年來無論在學業與生活上的細心指導與鼓勵，提供學生正確的研究方向及相關的專業知識，並不時給予觀念上的啟發。同時在撰寫時亦提供寶貴的意見及多次修正本文以臻完備，謹此致上學生最誠摯之敬意與謝意。

論文口試期間，承蒙 劉俊秀教授、黃炯憲教授和林昌佑教授不吝指正，惠賜寶貴建議，使本論文更加充實與完整，謹此敬致謝忱。

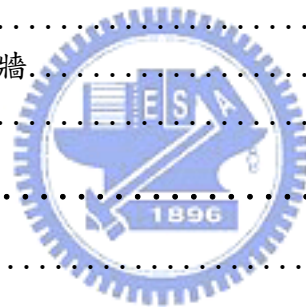
兩年來，感謝學長陳瑞益、廖仁壽、葉秀信、張明儒、林南交和詹志偉在研究上的指導與幫助，同窗好友張耀邦、林佳穎、陳俊佑、許睿欽、郭明昌、胡政甯、呂承儒、施祖涵、羅振剛、蔡欣晏、林志軒、劉信宏、段弘毅和蔡志偉的砥礪與關懷，學長石靖嵐、夏振峰和蘇家豪以及學弟妹白景升、林昱德和余欣穎所提供生活上的交流，由於你們使我在交大的生活過的多采多姿。感謝所有曾經幫助過與教導過我的學長、同學與朋友。

最後，謹以本論文獻給我最愛的家人，感謝你們的栽培與養育之恩及提供最好的求學環境，使我能無後顧之憂的求學，並且專心地完成學業，謹此致上最深的謝意。

# 目錄

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
<b>第一章 緒論.....</b>	<b>1</b>
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究動機與目的.....	2
1.3 研究方法與內容.....	3
<b>第二章 文獻回顧.....</b>	<b>4</b>
2.1 前言.....	4
2.2 鋼筋混凝土結構的結構系統.....	4
2.3 牆的定義.....	5
2.3.1 填充牆.....	5
2.3.2 剪力牆.....	5
2.4 結構物與土壤的互制行為.....	6
2.5 非線性靜力分析模式.....	6
2.5.1 塑性鉸的定義.....	7
2.5.2 FEMA-273.....	8
2.5.3 ATC-40.....	9
2.5.4 側推分析.....	9
2.6 建築結構耐震設計規範.....	10
2.6.1 早期的地震力計算.....	11
2.6.2 民國 86 年的耐震設計.....	12
2.6.3 民國 94 年的耐震設計.....	13
2.7 相關文獻.....	14
<b>第三章 分析方法.....</b>	<b>16</b>

3.1 前言.....	16
3.2 SAP2000 分析軟體簡介.....	16
3.3 結構模型簡介.....	17
3.3.1 假設條件.....	17
3.3.2 結構物分析類型.....	18
3.3.3 模型幾何形狀與束制條件.....	19
3.3.4 材料性質與配筋設定.....	19
3.4 分析設定與過程.....	20
3.4.1 非線性靜力分析的假設.....	20
3.4.2 非線性靜力分析的執行.....	20
<b>第四章 分析結果.....</b>	<b>23</b>
4.1 前言.....	23
4.2 基礎為固定端之結構物.....	23
4.3 考慮土壤彈簧勁度之影響.....	25
4.3.1 短向不對稱補牆.....	25
4.3.2 短向對稱補牆.....	27
4.3.3 長向不對稱補牆.....	28
4.3.4 長向對稱補牆.....	29
<b>第五章 結論與建議.....</b>	<b>31</b>
5.1 結論.....	31
5.2 建議.....	32
<b>參考文獻.....</b>	<b>33</b>
<b>附錄 混凝土強度之 P-M Curve.....</b>	<b>92</b>



## 表目錄

表 2.5.1	FEMA-273 梁塑鉸特性參數設定對照表.....	35
表 2.5.2	FEMA-273 柱塑鉸特性參數設定對照表.....	36
表 2.6.1	各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數與周期之關係.....	37
表 2.6.2	短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 $B_s$ 與 $B_l$ (線性內插求值)...	37
表 2.6.3	一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{ad}$ .....	37
表 3.3.1	土壤勁度值.....	38
表 3.4.1(a)	未補牆結構最低振動模態.....	38
表 3.4.1(b)	短向不對稱補牆結構最低振動模態.....	38
表 3.4.1(c)	短向對稱補牆結構最低振動模態.....	39
表 3.4.1(d)	長向不對稱補牆結構最低振動模態.....	39
表 3.4.1(e)	長向對稱補牆結構最低振動模態.....	39





## 圖目錄

圖 2.3.1	填充牆結構.....	40
圖 2.3.2	填充牆破壞模式.....	40
圖 2.3.3	構架破壞模式.....	41
圖 2.5.1	結構體的性能水準與範圍.....	41
圖 2.5.2	FEMA-273 塑鉸性質說明圖.....	42
圖 2.5.3	塑鉸性質示意圖.....	42
圖 2.6.1	地震橫力之豎向分配.....	42
圖 2.6.2	各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 (內政部營建署, 1999).....	43
圖 3.3.1	無牆體配置的 RC 建築物分析模型(非固定端).....	43
圖 3.3.2	短向不對稱補牆的 RC 建築物分析模型.....	43
圖 3.3.3	短向對稱補牆的 RC 建築物分析模型.....	44
圖 3.3.4	長向不對稱補牆的 RC 建築物分析模型.....	44
圖 3.3.5	長向對稱補牆的 RC 建築物分析模型.....	44
圖 3.3.6	固定端 RC 建築物分析模型.....	45
圖 3.4.1	梁與地梁構件之彎矩塑鉸.....	45
圖 3.4.2	梁與地梁構件之剪力塑鉸.....	46
圖 3.4.3	柱構件之剪力塑鉸.....	46
圖 3.4.4	柱構件之軸力-彎矩互制塑鉸.....	47
圖 3.4.5	長向側推分析.....	47
圖 3.4.6	短向側推分析.....	48
圖 4.2.1	固定端短向補牆之耐震能力.....	48
圖 4.2.2	固定端短向不對稱補牆之耐震能力(混凝土強度 $210 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	49
圖 4.2.3	固定端短向不對稱補牆之塑鉸變化(混凝土強度 $210 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	49
圖 4.2.4	固定端短向不對稱補牆之耐震能力(混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	50
圖 4.2.5	固定端短向不對稱補牆之塑鉸變化(混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	50
圖 4.2.6	固定端長向補牆之耐震能力.....	51
圖 4.2.7	固定端長向對稱補牆(混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	51
圖 4.2.8	固定端長向對稱補牆之耐震能力(混凝土強度 $210 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	52
圖 4.2.9	固定端長向對稱補牆之耐震能力(混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	52
圖 4.2.10	短向不對稱補牆(塑鉸一開始形成時).....	53
圖 4.2.11	短向不對稱補牆(塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	53
圖 4.2.12	其它牆體配置(塑鉸一開始形成時).....	54
圖 4.2.13	其它牆體配置(塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	54
圖 4.2.14	短向補牆(破壞時).....	55
圖 4.2.15	長向補牆(破壞時).....	55

圖 4.2.16	固定端短向補牆之牆下方的基礎軸力.....	56
圖 4.2.17	固定端長向補牆之牆下方的基礎軸力.....	56
圖 4.2.18	固定端短向補牆之牆下方的基礎彎矩.....	57
圖 4.2.19	固定端長向補牆之牆下方的基礎彎矩.....	57
圖 4.3.1	短向不對稱補牆之耐震能力.....	58
圖 4.3.2	土壤勁度值 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	58
圖 4.3.3	土壤勁度值 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	59
圖 4.3.4	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	59
圖 4.3.5	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	60
圖 4.3.6	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	60
圖 4.3.7	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	61
圖 4.3.8	土壤勁度值 $30 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	61
圖 4.3.9	土壤勁度值 $30 \text{ kgf/cm}^3$ 短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $150 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	62
圖 4.3.10	土壤勁度 $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	62
圖 4.3.11	土壤勁度 $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	63
圖 4.3.12	土壤勁度 $1 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	63
圖 4.3.13	土壤勁度 $1 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	64
圖 4.3.14	土壤勁度 $0.5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	64
圖 4.3.15	土壤勁度 $0.5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	65
圖 4.3.16	短向不對稱補牆之牆下方的基礎軸力.....	65
圖 4.3.17	短向不對稱補牆之牆下方的基礎彎矩.....	66
圖 4.3.18	短向不對稱補牆之牆下方的地梁剪力.....	66
圖 4.3.19	短向不對稱補牆之牆下方的地梁彎矩.....	67
圖 4.3.20	短向對稱補牆之耐震能力.....	67
圖 4.3.21	土壤勁度 $30 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	68
圖 4.3.22	土壤勁度 $30 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	68
圖 4.3.23	土壤勁度 $20 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	69
圖 4.3.24	土壤勁度 $20 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	69

圖 4.3.25	土壤勁度 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	70
圖 4.3.26	土壤勁度 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	70
圖 4.3.27	土壤勁度 $1 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $0.5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	71
圖 4.3.28	土壤勁度 $1 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $0.5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	71
圖 4.3.29	短向對稱補牆之牆下方的基礎軸力.....	72
圖 4.3.30	短向對稱補牆之牆下方的基礎彎矩.....	72
圖 4.3.31	短向對稱補牆之牆下方的地梁剪力.....	73
圖 4.3.32	短向對稱補牆之牆下方的地梁彎矩.....	73
圖 4.3.33	長向不對稱補牆之耐震能力.....	74
圖 4.3.34	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 長向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	74
圖 4.3.35	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 長向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	75
圖 4.3.36	土壤勁度值 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 長向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	75
圖 4.3.37	土壤勁度值 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 長向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $280 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	76
圖 4.3.38	土壤勁度值 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 長向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 $240 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	76
圖 4.3.39	土壤勁度值 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 長向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 $240 \text{ kgf/cm}^2$ ).....	77
圖 4.3.40	土壤勁度 $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $10 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	77
圖 4.3.41	土壤勁度 $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $10 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	78
圖 4.3.42	土壤勁度 $5 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $1 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $0.5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時).....	78
圖 4.3.43	土壤勁度 $5 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $1 \text{ kgf/cm}^3$ 和 $0.5 \text{ kgf/cm}^3$ (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	79
圖 4.3.44	長向不對稱補牆之牆下方的基礎軸力.....	79
圖 4.3.45	長向不對稱補牆之牆下方的基礎彎矩.....	80
圖 4.3.46	長向不對稱補牆之牆下方的地梁剪力.....	80
圖 4.3.47	長向不對稱補牆之牆下方的地梁彎矩.....	81
圖 4.3.48	長向對稱補牆之耐震能力.....	81
圖 4.3.49	土壤勁度值 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度	

280 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	82
圖 4.3.50 土壤勁度值 20 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 280 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	82
圖 4.3.51 土壤勁度值 30 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 280 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	83
圖 4.3.52 土壤勁度值 30 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 280 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	83
圖 4.3.53 土壤勁度值 10 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 240 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	84
圖 4.3.54 土壤勁度值 10 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 240 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	84
圖 4.3.55 土壤勁度值 20 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 240 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	85
圖 4.3.56 土壤勁度值 20 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 240 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	85
圖 4.3.57 土壤勁度值 20 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 150 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	86
圖 4.3.58 土壤勁度值 20 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 150 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	86
圖 4.3.59 土壤勁度值 30 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 150 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	87
圖 4.3.60 土壤勁度值 30 kgf/cm <sup>3</sup> 長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度 150 kgf/cm <sup>2</sup> ).....	87
圖 4.3.61 土壤勁度 30 kgf/cm <sup>3</sup> 、20 kgf/cm <sup>3</sup> 和 10 kgf/cm <sup>3</sup> (塑鉸一開始形成時).....	88
圖 4.3.62 土壤勁度 30 kgf/cm <sup>3</sup> 、20 kgf/cm <sup>3</sup> 和 10 kgf/cm <sup>3</sup> (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	88
圖 4.3.63 土壤勁度 5 kgf/cm <sup>3</sup> 、1 kgf/cm <sup>3</sup> 和 0.5 kgf/cm <sup>3</sup> (塑鉸一開始形成時).....	89
圖 4.3.64 土壤勁度 5 kgf/cm <sup>3</sup> 、1 kgf/cm <sup>3</sup> 和 0.5 kgf/cm <sup>3</sup> (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖.....	89
圖 4.3.65 長向對稱補牆之牆下方的基礎軸力.....	90
圖 4.3.66 長向對稱補牆之牆下方的基礎彎矩.....	90
圖 4.3.67 長向對稱補牆之牆下方的地梁剪力.....	91
圖 4.3.68 長向對稱補牆之牆下方的地梁彎矩.....	91
圖 1 混凝土強度 280 kgf/cm <sup>2</sup> .....	92
圖 2 混凝土強度 240 kgf/cm <sup>2</sup> .....	92
圖 3 混凝土強度 210 kgf/cm <sup>2</sup> .....	93

圖 4 混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  ..... 93





# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景

台灣地區位處環太平洋地震帶，地震發生頻繁，因此結構物極易受到地震力的危害，台灣地區房屋建築設計大多是受到耐震設計的控制。而在民國 63 年以前完全沒有耐震設計的相關規定，在民國 63 年時，內政部正式納入有關地震力的條文，雖然有將地震力的影響納入設計要求，但也僅只有地震力的大小要求，完全沒其它規定。到了民國 71 年大幅修改地震力的計算，增加了結構特性及地盤性質的影響。於民國 78 年局部修改台北盆地之地震力計算，更加入重要係數，以災害損失程度及救災等要求，而提高特殊建築物的耐震能力，直到民國 86 年營建署公佈了新版的建築技術規則建築構造篇第一章第五節「地震力」，並於民國 86 年 7 月公佈耐震設計規範及解說，將韌性設計要求納入設計規範，使國內建築物之耐震設計得到較精確的設計準則。九二一地震台灣中部地區蒙受嚴重損失，經過檢討後，將地震分區重新調整並提高設計地表加速度及設計地震力，民國 94 年將耐震設計從建築技術規則移出，單獨設置耐震設計規範，將地震分區改成以鄉鎮為單位的微分區，加入 2500 地震回歸期的強烈地震及近斷層區特性的考量，為降低地震力的影響，也增列隔震及減震的相關規定。

民國 88 年，台灣地區發生芮氏規模 7.3 的 921 大地震。根據國內學者及研究單位對於地震中受損建築物之調查，除了老舊房屋由於沒有耐震設計受損外，大部份受損建築物都是由於是住商混合的建築物，一樓為商店或辦公空間，缺乏牆壁隔間，樓上為住宅使用，充斥牆壁隔間，形成耐震設計所忌憚的軟弱層效應。而現行法規則鼓勵業主在建築物底層規劃所謂的「開放空間」來換取樓地板面積的優惠，因此設計出來的建築物極易出現軟弱層效應，豎向勁度不規則的情況

**【1】**。早期的建築法規中要求建築物必須地面設置騎樓，樓上與一樓間出現額外扭矩及短柱等效應而導致結構損壞。而損壞的原因除了施工品質不佳外，部分結

構物未經結構計算，以及早期國內耐震設計規定並不完備等因素及設計地震力不足，也增加了結構物發生破壞的可能性。早期台灣地區所建造的房屋建築物普遍上都會有上述因素，或沒有耐震設計考量、設計地震力不足、沒有韌性設計、軟弱層效應及短柱效應等缺失，因此極須加以補強的需要。

## 1.2 研究動機與目的

歷經了 921 大地震，許多早期的建築物紛紛進行補強，以確保地震再度來臨能夠多一分保障，但是一個結構物的破壞模式是一種很複雜的行為，如果未經分析就隨意對結構物進行補強，不但不能增加建築物的耐震能力，還會對結構物造成更大的災害。地震來襲時，在剛性樓板的假設下，結構桿件所承受的力量與其斷面二次慣性矩成正比，一面斷面尺寸為  $15\text{cm} \times 800\text{cm}$  的牆壁，所形成的慣性矩為  $640,000,000\text{cm}^4$ ，而一支  $100\text{cm} \times 100\text{cm}$  柱子的斷面尺寸，所形成的斷面二次慣性矩為  $8,333,333\text{cm}^4$ ，此一面牆的勁度相當於 77 支  $100\text{cm} \times 100\text{cm}$  柱子的勁度，因此利用牆體來增加結構物的勁度是最適合不過了，而在災區我們也發現許多具有磚牆或 RC 牆之建築物並未發生嚴重的破壞，其原因可能是因為牆體所提供的剪力強度降低了地震對結構體造成的損害。目前業界也大多利用梁柱間填補 RC 牆，以剪力牆分析，效果十分顯著。由於牆體屬新澆置的混凝土會有乾縮潛變的影響，原有老舊建築物不會有乾縮潛變，因此新澆置的混凝土牆體與老舊建築物並無法緊密結合，以剪力牆分析似乎不妥，應該使用 RC 填充牆分析模式較為合適。另外在一樓柱底的邊界條件都假設為固接，如果是有深層地下室或許合理，但是老舊建築物，大多是較矮建築物並使用獨立基礎，假設為固接是否合適有待檢討，一旦基礎轉動使用填充牆的耐震能力可能降低。使用填充牆的耐震能力雖然會大幅度提高建築物的耐震能力，填充牆所增加的地震力必須由臨近的梁柱向外傳遞，這些耐震能力本就不足的梁柱是否能夠承受也是問題，尤其是所有地震力最終都要藉由基礎傳入土中，土壤的承載力是否足夠是一個問題，原有基礎板

是否能夠承受得了又是另外一個問題。

本研究主要針對國內 RC 建築物中常見的結構型式進行分析，原則上以高度四層樓的 RC 建築物為對象，並針對建築物中的構件及結構物之整體行為進行分析。研究中將探討不同的牆體配置方式對建築物在地震時之各構件的受力大小，並評估發生破壞的可能之處。

### 1.3 研究方法與內容

為了解不同牆體配置所造成的結構物構件受力行為，乃先以 SAP2000 先進行振態分析，再針對該方向的最低振動模態分析結果去進行側推分析。本研究內容大致可分為：第一章說明研究背景、動機、目的，並指出研究方法與內容；第二章文獻回顧介紹國內相關耐震規範、鋼筋混凝土結構的結構系統、結構物與土壤的互制行為和非線性靜力分析；第三章詳述所使用軟體 SAP2000 分析模型建立之相關知識與細節與探討變數；第四章探討四種不同的牆體配置之受力情況，並與未補牆的結構物之受力情況做比較，探討不同混凝土強度的未補牆結構和不同的土壤勁度值，使用混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$  的牆壁補強後，其耐震能力變化的影響；第五章整合研究成果，並提出適當的建議。



## 第二章 文獻回顧

### 2.1 前言

建築物用牆壁補強後對結構物的耐震能力的提升，與鋼筋混凝土結構的結構系統、結構物與土壤的互制行為和剛構架破壞機制等因素有很大的關係。本章節先敘述鋼筋混凝土結構的結構系統與牆的定義，接著述敘結構物與土壤的互制行為，然後再針對非線性靜力分析模式、建築結構耐震設計規範和相關文獻詳加論述。

### 2.2 鋼筋混凝土結構的結構系統【2】

鋼筋混凝土結構之主要構件包含樓板、梁、柱及牆體。樓板乃聯繫各梁與各構架間使之成為一體，由於樓板側向勁度非常大，所以一般在設計時都假設成剛性樓板，在抗震行為中，富有傳遞橫膈剪力減少振動模態的功能；梁及柱為抗震構架的重要構件。



鋼筋混凝土係由延展性與韌性很高的鋼筋，與屬於脆性破壞的混凝土結合而成，故必須予以適切的配合，否則不但韌性無法達到反而易呈脆性行為。在主鋼筋含量來說，梁之張力主筋比  $\rho_s = A_s / bd$  應控制在使鋼筋的應變量達到 0.04 以上，式中， $A_s$  為梁主鋼筋斷面積， $b$  為梁寬， $d$  為梁有效深， $f_y$  為鋼筋降伏強度；柱之全斷面主筋比  $\rho_g = A_s / A_g$  應控制在  $0.01 \leq \rho_g \leq 0.08$ ，一般設計都在 0.04 以下，式中， $A_s$  為柱主鋼筋斷面積， $A_g$  為柱的全斷面積，矩形斷面時則為柱寬  $B$  與柱全深  $D$  之積。而依照構件受彎矩的行為來說，可以  $\mu = \phi_u / \phi_y = \frac{\epsilon_c \beta_1 d (1-k) E_s}{a f_y}$  表示韌度比，其中， $\epsilon_c$  為混凝土外圍最大允許應變，一般為 0.003， $a$  值為極限作用時混凝土受壓深度， $\beta_1$  為  $a/c$ ， $c$  值為中性軸距

離， $E_s$  為鋼筋之彈性模數， $d$  為構件有效深度。因此就常重混凝土之構材而言，當  $f_c'$  越高時，依上式判斷，知因  $a$  值越小而使構件的  $\mu$  越大，即構件的韌性會越好。

## 2.3 牆的定義

### 2.3.1 填充牆【3】

填充牆主要填補在鋼構架或鋼筋混凝土構架的梁柱構架中，而填充牆分為磚牆和鋼筋混凝土牆兩種，如圖 2.3.1。當具有填充牆的構架受到水平載重時，填充牆就像對角斜撐一樣去抑制結構物產生側向撓度。而有關填充牆的設計是考慮三種可能的破壞模式，分別為剪力沿著水平方向產生的破壞、牆壁的對角破壞和填充牆在梁柱交接處產生的填充牆角破壞，這三個破壞模式是依據實驗結果和理論應力分析結果結合而成(如圖 2.3.2)。另外緊臨牆壁的梁柱也有可能被剪斷。構架的力行為可以利用一個簡單斜支撐構件來模擬的靜力分析，考慮填充牆為斜撐構件，而發現構架中柱的破壞發生在結構的底層，為迎力面產生的張力破壞和背力風面產生的剪力破壞；若填充牆當做斜撐構件支撐著構架，而所產生的力並不能完全集中在角落處且無偏心，所以對於連接在每一個斜撐構件的壓力角落處的梁與柱會受到橫向剪力與小小的彎矩，如圖 2.3.3。有關填充牆構架的側向撓度就是藉由計算對角斜撐構架的撓度，去假設對角斜撐擁有一個有效的寬度，此寬度為填充牆對角長度的十分之一。

### 2.3.2 剪力牆【4】

剪力牆高和寬尺寸較大但厚度較小，受力形態接近於柱，而與柱的區別主要是其長度與厚度的比值，當比值小於或等於 4 時可按柱設計，當牆肢長與肢寬之比略大於 4 或略小於 4 時可視為異形柱，按雙向受壓構件設計。剪力牆結構中，牆是一平面構件，它承受沿平面作用的水平剪力和彎矩外，還承擔豎向壓力；在

軸力、彎矩和剪力的複合狀態下工作，受水平力作用下就像一底部嵌固於基礎上的懸臂深梁。在地震作用或風載重下，剪力牆除了需要滿足剛度強度要求外，還必須滿足非彈性變形反復迴圈下的延性、能量耗散和控制結構裂而不倒的要求，牆肢必須能防止牆體發生脆性剪力破壞，因此儘量將剪力牆設計成延性彎曲型。

實際工程中剪力牆分為整體牆和聯肢牆。整體牆如一般房屋端的山牆、魚骨式結構片牆及小開洞牆；整體牆受力如同豎向懸臂，當剪力牆牆肢較長時，在力作用下法向應力呈線性分佈，破壞形態就像偏心受壓柱，配筋應儘量將豎向鋼筋佈置在牆肢兩端；為防止剪力破壞，提高延性應將底部截面的組合設計內力適當提高或加大配筋量；為避免斜壓破壞，牆肢不能過小也不宜過長，以防止截面應力相差過大。聯肢牆是由連梁連接起來的剪力牆，但因一般連梁的剛度比牆肢剛度小的多，牆肢單獨作用顯著，連梁中部出現反彎點要注意牆肢軸壓比限值。

## 2.4 結構物與土壤的互制行為【5】

對於地震時土壤與結構的互制，一般業界利用線性土壤彈簧來模擬土壤與結構互制的方法確實具有實務與便利性，在分析實例顯示，建築物的振動周期與柱底剪力分配比例均受土壤彈簧勁度大小顯著影響。只是土壤勁度之參數不確定性相當大，且土壤與結構間之互制行為相當複雜，其真正行為難以掌握，因此為避免不當的模擬，而產生某些柱底剪力與彎矩過於偏小的現象，加上諸如支承於大地震中損壞等行為亦難以掌握，所以任何結構模擬分析所得之柱底剪力與彎矩應該大於最小設計值來限定。

## 2.5 非線性靜力分析模式【6】

國內普遍採用的建築耐震能力分析方法，其作法是以結構彈性分析所得的結果，利用力折減因數或位移放大因數間接取得結構物的非線性行為，但是這種作

法並無法確實掌握結構物的真正特性。以結構性能為基準的耐震能力評估方法會直接著重在結構物非線性行為的分析，這樣可以充分獲得結構物彈性與塑性的結構性能。

建築的耐震能力分析工具主要分為非線性靜力分析和動態非線性歷時分析兩種，本節將介紹非線性靜力分析的基本原理。推覆分析（Pushover Analysis）的非線性靜力分析，是一種快速且具有效率的建築耐震能力分析方法，特點為可觀察結構物從線彈性階段達到降伏，進入非線性階段直到最後崩塌的整個過程，也能夠確定結構在受到地震時潛在的破壞機制，找到最先破壞的環節，進而使設計者只需對局部薄弱環節進行修復和補強，不改變整體結構的性能；對於利用傳統的彈性分析，對不能滿足使用要求的結構，可能會採取增加新的構件或增大構件斷面尺寸來增加結構剛度，不但造成材料的浪費，也可能替結構物製造新的薄弱環節。



### 2.5.1 塑性鉸的定義【6】

進行非線性靜力分析必須先設定各構件之塑鉸特性（材料非線性），各種塑鉸之特性如下：

軸力塑鉸：除了可考慮軸向降伏強度外，亦包含桿件的挫屈分析，若以等值對角斜撐模擬磚牆結構時，一般以此塑鉸性質考慮之。

剪力塑鉸：在鋼筋混凝土與鋼骨結構中，一般以此塑鉸性質考慮其桿件的剪力破壞強度。

彎矩塑鉸：在鋼筋混凝土與鋼骨結構中，一般以此塑鉸性質考慮其桿件的彎矩破壞強度。

軸力-彎矩互制塑鉸：此塑鉸性質可考慮柱的軸力-彎矩互制行為。

## 2.5.2 FEMA-273

FEMA 英文全名為 Federal Emergency Management Agency，又稱美國聯邦災害處理總署。美國的 FEMA-273 是以性能設計法為出發點，同時根據 ATC-40 的研究方向，在容量震譜法之側推分析所需的塑鉸特性設定上，定義了數個不同地震性能層次、範圍以及設計準則，並將建築物的性能水準分為結構體與非結構體性能水準兩部份【7】。

FEMA-273 在建築物性能方面定義了如圖 2.5.1 的四個性能水準，分別為預防崩塌、生命安全、可立即修復與可使用的。而結構的性能範圍則是由破壞控制及安全界線所組成。破壞控制即為可立即修復層次到生命安全層次所構成之性能範圍，安全界線則是從生命安全層次到預防崩塌層次所構成之性能範圍【7】。

表 2.5.1 與表 2.5.2 為 FEMA-273 所建議的鋼筋混凝土梁與柱的塑鉸性質設定方式。而梁的破壞控制模式有四種，分別為撓曲控制、剪力控制、沿跨徑方向鋼筋的發展長度和接續不當控制和柱軸力超過設計軸力的 0.7 倍【7】。而塑性鉸之力-位移關係圖如圖 2.5.2，B 點即為第一個塑鉸出現時，表示結構勁度開始衰退。當外力達 C 點時，結構達到極限承載力。當某些塑性鉸達 C 點後，此時內力開始卸除部分載重。當外力下降時，所有桿件內力局部重分配，承載力量減小。若外力繼續卸載達 D 點位置，此時某些塑性鉸其位移量會逐漸增加。若某些塑性鉸達 E 點，結構物完全崩潰破壞，程式便停止分析【8】。而彎矩塑鉸、剪力塑鉸和軸力-彎矩互制塑鉸在 C 點的定義是構件達降伏後以  $M/\theta_p = 0.3$  的斜率上升，至最大塑性轉角時達到  $1.3M_y$ ，此為 C 點的值【9】。而圖 2.5.2 中，a 代表 BC 的長度，b 代表 BE 的長度，c 代表 E 的高度，a、b 和 c 值參考表 2.5.1 與表 2.5.2。



### 2.5.3 ATC-40 【7】

ATC-40 耐震評估法是以結構物的性能表現為基礎(Performance-Based)所發展出來的一套評估方式。在地震力作用過程中，結構物的性能表現依不同的安全需求，有不同的性能目標(Performance Objectives)。而性能目標之定義為在設計地震水準(Earthquake Level)下所期望之性能水準(Performance Level)。其中，ATC-40 將設計地震水準分為服務地震(Serviceability Earthquake, SE)、設計地震(Design Earthquake, DE)與最大地震(Maximum Earthquake, ME)等三種不同等級，其分別代表設計地震在 50 年使用期限內超越機率為 50%、10% 及 5%，或是代表回歸期為 75 年、475 年與 950 年。

### 2.5.4 側推分析 【6】

非線性靜力分析是一種反覆迭代的方法，人工計算是不可能的，而目前 SAP2000 已具有非線性靜力分析的功能，但是進行分析時，每一步增量中，每一層樓的側力均固定作用在質心上，側力逐漸增加時，結構物的桿件開始產生塑鉸，而結構的剛心位置開始改變，當質心與剛心產生偏離時，結構產生的扭轉效應就會越明顯。值得注意的是，在其階段性的反覆迭代過程中，結構構件的受力與變形模式乃由桿端局部非線性塑鉸行為所控制，而此塑鉸行為的三種性能臨界值為可立即修復(Immediate Occupancy, IO)、生命安全(Life Safety, LS)與預防崩塌(Collapse Prevention, CP)，將會反應到如圖 2.5.3 所示的房屋頂層位移或是反應譜變位振幅的需求上。

SAP2000 對於荷重加載方式有兩種，分別為力量控制與位移控制，並提供自行定義豎向分佈、均勻加速度分佈和振態荷載分佈三種側力分佈形式。均勻加速度分佈提供的側向力是用均一的加速度和相應質量分佈的乘積獲得的；振態荷載分佈的側向力是用給定的振態和該振態下的圓周頻率的平方 ( $\omega^2$ ) 及相應質量分佈的乘積獲得的，當選取第一振態時，相當於靜力分析的倒三角形分佈。除了

側力的施加外，也必須考慮結構物的靜載重於分析過程中，因此可以在側向力分佈推進分析前，先執行動態的模態分析，以最低模態的位移比例，再進行測推分析；SAP2000 是先計算靜載重下結構的內力和變形，而側推分析的計算是在前一步的內力和變形基礎上施加水平荷載，水平荷載不斷增加，結構側移不斷增大，直到結構破壞為止。完成了側推分析後，就可獲得結構物的容量曲線和產生塑鉸的順序，也可以觀察到結構物的非線性行為和較薄弱的環節。

非線性靜力分析的主要計算過程是每當側向力加一增量時，檢視構件是否降伏或減載，若有，則更改有效勁度矩陣及計算不平衡力後，再行施加側向力增量，直到結構崩塌為止；因此，非線性靜力分析可得知整體結構於側向力逐步加載時之反應，並考慮幾何非線性反應如  $P-\Delta$  效應於分析過程中。另一方面，分析完成後主要以容量曲線與每一步的塑鉸分佈圖來觀察結構物之非線性行為。

容量曲線的定義為建築物基底剪力與頂層位移的關係圖，代表結構物的抗震能力。當側向力不大時，結構物仍保持在線彈性範圍內；當側向力逐漸增加時，結構物中的某些桿件進入非線性階段，造成容量曲線的斜率開始變緩，直到結構物的韌性用盡，最後基底剪力急遽下降。而  $P-\Delta$  效應（幾何非線性）的定義為使得桿件內力重新分配而不平衡，因此可利用 SAP2000 程式自動求解幾何勁度矩陣，並經過反覆迭代直到桿件內力及變形收斂為止。

## 2.6 建築結構耐震設計規範

由營建署所頒佈的建築技術規則，為國內建築物結構設計的依據。我國建築技術規則於民國 34 年頒佈實施，於民國 63 年內政部大幅修正後正式納入有關地震力的條文。之後，內政部於民國 71 年大幅修改地震力的計算，並於民國 78 年局部修改台北盆地之地震力計算。在民國 86 年建築技術規則作大幅度的改

變，即將「規則」與「規範」分立，使得規範可以直接由營建署頒佈，其修正較為容易，因而可以因應現今學術理論之進步。營建署於民國 86 年公佈了新版的建築技術規則建築構造篇第一章第五節「地震力」，並於民國 86 年 7 月公佈耐震設計規範及解說，使國內建築物之地震設計得到較精確的設計準則。而在民國 89 年歷經九二一地震後，於民國 94 年將重新訂定耐震設計規範，將地震分區改成以鄉鎮為單位的微分區，加入 2500 地震回歸期的強烈地震及近斷層區特性的考量，為降低地震力的影響，也增列隔震及減震的相關規定。

### 2.6.1 早期的地震力計算【2】

根據民國 86 年 5 月之前之舊「建築技術規則」中「建築構造篇」第 43 條所規定之最小總橫力  $V$ ， $V=ZKCIW$ ，其中

$Z$ =震區係數。可分為強震地區， $Z=1.0$ ；中震地區， $Z=0.8$ ；弱震地區， $Z=0.6$ 。

$K$ =組構係數。依照其韌性程度與結構系統之形成。

$C$ =震力係數。除了台北盆地外，其  $C$  值可依經驗公式  $C = \frac{1}{8\sqrt{T}} \leq 0.15$ ；台北

盆地其  $C$  值於 78 年修改放大為  $C = \frac{0.248}{T} \leq 0.15$ 。其中， $T$ （單位：秒）

為構造物之基本振動週期，不論  $T$  值為何， $C$  值均不必大於 0.15。而

RC 建築物之基本振動週期可依經驗公式  $T = 0.06(h_n)^{3/4}$  計算。

$I$ =用途係數。對一般建築物而言， $I=1.0$ 。

$W$ =建築物全部靜載重。

為了便於進行擬靜力之構架分析，須將橫向作用於各樓層高度之地震力，依  $V$  值之大小分配決定。

一、形狀或構架規則之構造物：規則之構造物經動力分析研究後，發現各層之地

震橫力  $F$  之大小由小而大呈倒三角之關係，即  $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ ，其中



$F_i = 0.07TV \leq 0.25V$ ，當  $T > 0.7$  秒； $F_i = 0$ ，當  $T \leq 0.7$  秒；而

$$F_i = \frac{(V - F_i)w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

其中， $F_i$  為頂層外加之橫力， $T$  為構造物基本振動週期，

$F_i$  為  $i$  層之地震橫力， $h_i$  為  $i$  層樓板面距基面之高度， $w_i$  為  $i$  層之建築物重量，如圖 2.6.1。

- 二. 形狀或構架不規則之構造物：構造物形狀極不規則，或相鄰兩層樓層間之橫向勁度差異甚大，或不連續梁柱佔相當份量者，或其它不規則之結構徵象，橫向之豎向分配應以結構動力分析法依其動力特性計算之。動力分析法常用有振態分析法與歷時分析法。

## 2.6.2 民國 86 年的耐震設計【1，2】

根據民國 86 年建築物耐震設計規範之規定，建築物在水平方向之最小設計地震力  $V$  可依下列二式中較大者計算，分別為

$$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W \text{ 和 } V = \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W。$$

其中

$Z$ =震區水平加速度係數。為設計水平地表加速度與重力加速度  $g$  之比值。

$I$ =用途係數。對一般建築物而言， $I=1.0$ 。

$C$ =工址正規化水平加速度反應譜係數，如表 2.6.1 及圖 2.6.2。表中 RC 建

築物之基本振動週期  $T$  (秒) 可依經驗公式  $T = 0.070(h_n)^{3/4}$  計算。

$W$ =建築物全部靜載重。

$\alpha_y$ =起始降伏地震力放大係數。對 RC 結構而言， $\alpha_y=1.5$ 。

$F_u$ =結構系統地震力折減係數。 $F_u$  之值與結構系統之韌性容量、基本振動週期、以及地盤種類有關。

$$\left(\frac{C}{F_u}\right)_m = \frac{C}{F_u} \text{ 之值與 } 1.0 \text{ 中之較小者。}$$

上述之設計地震力可依圖 2.6.1 中所示的方式分配並施加於建築物各樓層及屋頂。各層之地震橫力  $F$  之大小由小而大呈倒三角之關係，即  $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ ，

其中  $F_t = 0.07TV \leq 0.25V$ ，當  $T > 0.7$  秒； $F_t = 0$ ，當  $T \leq 0.7$  秒；而

$$F_i = \frac{(V - F_t)w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

$F_t$  為頂層外加之橫力， $T$  為構造物基本振動週期， $F_i$  為  $i$  層之地震橫力， $h_i$  為  $i$  層樓板面距基面之高度， $w_i$  為  $i$  層之建築物重量。

### 2.6.3 民國 94 年的耐震設計【10】

根據民國 94 年建築物耐震設計規範之規定，建築物在水平方向之最小設計地震力  $V$  可依下列二式中較大者計算，分別為

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \text{ 和 } V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W。$$

其中

$S_{aD}$  = 工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度  $g$  之比值，如表 2.6.2 和表 2.6.3。

$I$  = 用途係數。對一般建築物而言， $I=1.0$ 。

$W$  = 建築物全部靜載重。

$\alpha_y$  = 起始降伏地震力放大係數。對 RC 結構而言， $\alpha_y=1.5$ 。

$F_u$  = 結構系統地震力折減係數。 $F_u$  之值與結構系統之韌性容量、基本振動週期、以及地盤種類有關。

$$\frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W = \text{避免在最大考量地震下建築物發生崩塌而造成嚴重損失}$$

或第二次傷害之最小總橫力。

上述之設計地震力可依圖 2.6.1 中所示的方式分配並施加於建築物各樓層及屋頂。各層之地震橫力  $F$  之大小由小而大呈倒三角之關係，即  $V = F_i + \sum_{i=1}^n F_i$ ，

其中  $F_i = 0.07TV \leq 0.25V$ ，當  $T > 0.7$  秒； $F_i = 0$ ，當  $T \leq 0.7$  秒；而

$$F_i = \frac{(V - F_i)w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

其中， $F_i$  為頂層外加之橫力， $T$  為構造物基本振動週期， $F_i$  為

$i$  層之地震橫力， $h_i$  為  $i$  層樓板面距基面之高度， $w_i$  為  $i$  層之建築物重量。

## 2.7 相關文獻

2003 年黃昭勳和葉驥鑫研究有關含牆 RC 構架之耐震分析及設計提出，提出由於現有 RC 建築物之側向力抵抗系統多半屬於非韌性構架，其中大部份並含有 RC 或磚造的非結構牆，為了觀察上述結構在側向力作用下的結構行為，以六座非韌性構架試體（包括純構架兩座以及內含磚牆的構架四座）進行試驗。實驗中除了觀察四座含牆構架的變形與破壞方式之外，也將其與純構架的行為進行比對，來探討不同型式的牆體對於構架結構行為的影響【12】。

而到了 2004 年由蔡克銓和黃世建提出有關非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補強的研究中表示，從九二一集集地震之勘災調查中發現，中低樓層的鋼筋混凝土或加強磚造結構物遭受到極大的損害，其損壞之主要原因除施工品質普遍不佳外，大致為牆量不足或牆之配置不當等。因為這些建築通常未作結構設計，未提供韌性鋼筋配置，且通常於柱頭處搭接。並指出從近年來國家地震工程研究中心所完成及其它研究單位之實驗結果顯示，非韌性配筋及柱頭處搭接將無法達到其設計強度且將造成脆性之破壞。所以在未來之地震威脅下，中低樓層鋼筋混凝土建築物仍是一群岌岌可危的結構。所以根據評估結果及破壞模式，提出可行補強

方案，經過實驗測試，確實可以產生良好耐震效果來補強構架不足之處，補強方式有：擴柱；鋼框架；翼牆；鋼纜和碳纖維貼片；條狀碳纖維板；及鋼板和碳纖維貼片等補強方式並提出設計方法供業界參考【13】。

2006年李有豐和陳振瑋提出有關以等值柱模型分析含牆RC構架的研究，研究內容主要是分析補強前後含牆RC構架之耐震行為，目的是希望能合理有效地分析建築物之側向力與位移曲線，以利後續作為耐震評估之用，並考量牆體具有承受軸力、彎矩與剪力之較高自由度行為，以「等值柱」模型模擬含磚牆與含RC牆構架以及「牆柱」模型模擬含RC翼牆構架之耐震行為，並分別對國內實驗數據及理論分析方法-極限軟化桁架模型進行比對。所收集之實驗試體分為RC柱體、RC空構架、含磚牆RC構架、含RC牆構架與含RC翼牆構架，並包括以鋼纜線及碳纖維圍束補強柱之試體。證明了等值柱模型與牆柱模型之可行性。另外將等值柱模型與極限軟化桁架模型比較優缺點，發現等值柱模型有較簡單且快速之優點，可供日後工程上之應用【14】。



## 第三章 分析方法

### 3.1 前言

本章節先介紹所使用的分析軟體，並說明本分析相關的參數設定，最後便是說明分析進行的詳細步驟。

### 3.2 SAP2000 分析軟體簡介【6】

SAP2000 乃由美國加州大學柏克萊分校 Dr. Edward L. Wilson 所發展出來的一套工程分析-設計軟體，其主要工作介面為視窗畫面，且完成分析後的結果可以標準化之圖、表或文字格式輸出，因此非常便於工程師或研究人員所使用。近來，國內外不少學者陸續在研究新的耐震設計或評估方法-功能設計法 (Performanced-Based Design Method)，此法之主要精神在考慮結構物受到地震力作用下，表現結構物在各階段的非線性行為；因此，SAP2000 內建的非線性靜力分析或稱推覆分析 (Nonlinear Static Pushover Analysis) 功能乃逐漸受到各國的重視。本節將簡單介紹 SAP2000 之主要功能與特色如下：

1. 由於工作視窗為物件導向的圖形化介面，因此較傳統的 DOS-文字介面便於操作使用。
2. 可建立的結構模型多樣化，其包含 2D 平面桁架、3D 空間桁架、2D 平面構架、3D 空間構架、版殼結構和橋樑結構等。
3. 程式內建許多常用之材料性質與斷面（鋼筋混凝土之梁柱、鋼骨結構之梁柱等），可供使用者快速定義結構之桿件資料。
4. Solid 物件由程式自動網格化 (Meshing)，亦即不需自行定義元素形式與大小；而 Area (Shell) 物件可由程式自動網格化或使用者自行定義之。
5. 可直接點選外力作用的節點或桿件，依載重的形式、方向與作用位置定義其荷載資料，而外力加載方式可為力量控制或位移控制。
6. 可利用 FastDOFs 功能快速決定結構自由度的數目，例如空間構架（六個

- 自由度)、平面剛構架(三個自由度)、空間桁架(三個自由度)。
7. 利用拘束(Constraints)節點之位移及方向來描述元素剛體的行為。可利用此功能限制同一平面(XY 平面)的節點以平面樓版形式運動,類似於剪力屋架中的剛性樓版(Rigid Diaphragm)。
  8. 由於真實之梁、柱桿件因梁柱接頭區而使桿件真正可變形長度縮短,程式可定義桿件端點之剛性區域,使該區域對於剪力與彎矩呈現剛體性質。
  9. 程式內建非線性靜力分析功能,並以不同的塑鉸形式及發生順序來判斷構材破壞情形及其發生時機。
  10. 可考慮結構的幾何非線性於分析過程中,如 P- $\Delta$  效應。由於 P- $\Delta$  效應使得桿件內力重新分配而不平衡,因此 SAP2000 程式將自動求解幾何勁度矩陣,並經過反覆迭代直到桿件內力及變形收斂為止。

### 3.3 結構模型簡介

#### 3.3.1 假設條件



實際的結構物相當複雜,因軟體的能力受限,為了能夠分析起見,常常需要做某些的假設條件才能進行分析,以下是本研究所作的假設條件。

##### 一、假設土壤基礎可以承受拉力

房屋建築結構除了承受水平的力量外,更承受很大的垂直載重,所以一般即使有拉力出現也不是很大,再加上 SAP2000 並沒有只能承受壓力的桿件,無法分析基礎沒有拉力的情況,因此假設基礎彈簧可以承受拉力。

##### 二、地梁不承受土壤反力

地梁與土壤接觸面積不大再加上承受反覆載重以後,與土壤接觸效果不甚完全,因此假設所有土壤反力皆由基礎版承受。

##### 三、假設補強的牆壁與結構完全密合

事實上補牆的時候,新澆置混凝土有乾縮潛變效應,舊結構物沒有乾縮潛變



效應，所以兩者並不是完全緊密接合，但是其中機制相當複雜，SAP2000 也沒有辦法模擬分析，所以假設兩者是完全緊密結合。補強的牆壁是以 Shell 元素停在舊有梁柱結構中，與梁柱完全緊密結合。

#### 四、塑性鉸性質使用 FEMA-273 之規定

桿件的破壞事實上相當複雜，很難確切的模擬，一般在使用上常依照 FEMA-273 的規定處理，所以本研究也以 FEMA-273 的規定來定義塑性鉸曲線。

#### 五、土壤彈簧假設為線性

土壤的彈簧事實上不是線性，但其行為相當複雜，與土壤的成分有相當的關係，一般在設計上都假設其為線性，所以本研究也使用線性土壤彈簧。

#### 六、牆壁不會破壞

為強調牆壁的補強效果及探討舊有建築物梁柱的承受程度，在本研究中假設牆壁不會在梁柱破壞之前產生破壞。



### 3.3.2 結構物分析類型

本研究之分析類型共分為五種，分別為無牆體配置之 RC 結構物、短向不對稱補牆之 RC 結構物、短向對稱補牆之 RC 結構物、長向不對稱補牆之 RC 結構物和長向對稱補牆之 RC 結構物，見圖 3.3.1 至圖 3.3.5。短向對稱補牆主要將牆體放置在結構物之短向最外的兩側平面構架的中間跨，四個樓層皆放入牆體；而短向不對稱補牆與短向對稱補牆差別，只在於短向不對稱補牆只放入一邊短向最外側平面構架，也是一樣在短向的中間跨的四個樓層放入牆；而長向對稱補牆則將牆體放置在長向最外的兩側的平面構架，在此二長向平面構架的第一跨與最後一跨的四個樓層放入牆壁；至於長向不對稱補牆與長向對稱補牆的差別只在於長向不對稱補牆只放入一邊長向最外側平面構架，也是一樣在長向的第一跨與最後一跨的四個樓層放入牆。

### 3.3.3 模型幾何形狀與束制條件

本研究之模型以高度四層樓的 RC 建築物為分析對象。長向有八跨，每跨長度皆為 8 公尺，短向有三跨，每跨長度除了第一跨為 4 公尺模擬騎樓寬度，其餘皆為 8 公尺，每層樓高則為 3 公尺。所有梁（除了地梁以外）斷面尺寸為  $40\text{cm}\times 60\text{cm}$ ，地梁斷面尺寸為  $40\text{cm}\times 80\text{cm}$ ，所有柱斷面尺寸為  $50\text{cm}\times 50\text{cm}$ ，而補強所使用的牆體厚度為  $15\text{cm}$ 。柱底以豎向之軸向彈簧、兩個方向的旋轉彈簧、水平方向固定來模擬，如圖 3.3.1，另外以將柱底固定模式來作為土壤與結構互制的效應的比較之用，如圖 3.3.6。

所使用的土壤勁度值分別假設為  $30\text{kgf}/\text{cm}^3$ 、 $20\text{kgf}/\text{cm}^3$ 、 $10\text{kgf}/\text{cm}^3$ 、 $5\text{kgf}/\text{cm}^3$ 、 $1\text{kgf}/\text{cm}^3$  和  $0.5\text{kgf}/\text{cm}^3$ 。依照以上六個數值所計算出來的 X 向和 Y 向的轉動彈簧與 Z 向的軸向位移彈簧如表 3.3.1，所計算的數值是假設基礎尺寸為  $600\text{cm}\times 600\text{cm}$ ，Z 向的位移彈簧是假設基礎產生  $1\text{cm}$  的位移所產生的彈簧勁度，而 X 向和 Y 向的轉動彈簧則是假設基礎產生  $1$  徑度的旋轉所產生的彈簧勁度。

### 3.3.4 材料性質與配筋設定

本分析的結構體材料是以鋼筋混凝土為主。舊有梁柱剛構架採用的混凝土抗壓強度分別為  $f'_c = 280\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $240\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$  和  $150\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，以模擬舊建築物使用之混凝土抗壓強度，其對應的彈性模數  $E_c$  分別為  $250,998\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $232,379\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $217,370\text{kgf}/\text{cm}^2$  和  $183,711\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，而混凝土之單位重則為  $0.0024\text{kgf}/\text{cm}^3$ ，波松比  $\nu = 0.2$ ；至於鋼筋部份，模型中則採用舊建築物慣用的鋼筋。其降伏應力為  $f_y = 2,800\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，其彈性模數  $E_s = 2,040,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。補強所使用的牆體因為是目前補強使用之混凝土，因此一律使用目前最為普遍的混凝土強度為  $280\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，彈性模數  $E_c$  為



250,998 kgf/cm<sup>2</sup>，混凝土之單位重為 0.0024 kgf/cm<sup>3</sup>，波松比  $\nu=0.2$  的材料。

結構物配筋是依據樓層做配筋，一樓到二樓的梁構件採  $A_s = 40\text{cm}^2$ ，三樓到四樓的梁構件採  $A_s = 30\text{cm}^2$ ，柱的主筋採用 16 根 #8，採均勻分佈配置。

### 3.4 分析設定與過程

#### 3.4.1 非線性靜力分析的假設

本分析將在梁和地梁設定彎矩塑鉸(M3)與剪力塑鉸(V2)，柱則設定軸力-彎矩互制塑鉸(PMM)與剪力塑鉸(V2)。而在軸力-彎矩互制塑鉸的設定中，SAP2000 預設的 P-M curve 與中國土木工程學會提供的雙軸彎曲矩形柱校核程式中的 P-M curve 差異極小，所以在 P-M curve 的設定將採 SAP2000 的預設值。

而梁與柱塑鉸的設定將參考 FEMA-273 建議的數值，設定結果如圖 3.4.1 至圖 3.4.4。其中 FEMA-273 表中（表 2.5.1 和表 2.5.2）梁所需的剪力與柱所需的軸力與剪力則是先利用 ETABS 程式中所計算出來的結構物之豎向分配之地震力分佈，加入豎向分配之地震力分佈於結構物並進行靜力分析而得到梁的剪力與柱的軸力與剪力，進而求得 a、b 和 c 值。而塑性鉸之力-位移圖中，對於 C 點數值來說，文獻回顧建議取  $1.3M_y$  為 C 點之值，但 SAP2000 預設 C 點數值為  $1.25M_y$ ，所以本分析採較保守的方式以  $1.25M_y$  為 C 點之數值。

#### 3.4.2 非線性靜力分析的執行

塑鉸性質定義完成後，並將其指定於桿件中，即可產生桿件的非線性力學行為。而 SAP2000 之 Pushover 的側向力豎向分配方式則是根據 ATC-40 建議的兩種不同側向力豎向分配方式，首先針對結構物自重作動態的模態分析，振態分析是

採力量控制；觀察振動模態的行為，區別長短向所對應的最低模態，再利用此對應的振動模態分別對結構物進行短向與長向的側推分析，側推分析則採用位移控制，分別以長向和短向之最低振動模態的位移比例關係，逐步增加其位移量，進行側推直到破壞為止。而短向補牆將進行短向側推分析，長向補牆採長向側推分析。SAP2000 分析完將可以看到容量曲線與每一步的塑鉸分佈圖。其設定值如圖 3.4.5 與圖 3.4.6。

振態分析結果由表 3.4.1(a)至 3.4.1(e)可以發現，在不同的牆體配置下其所對應的最低振動模態也不同，對於未補牆的結構物來說，邊界條件為固定端和土壤勁度值為  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  在四種混凝土強度下，以及土壤勁度值為  $5 \text{ kgf/cm}^3$  在混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  的情況下，其所對應的最低振動模態為第一振態在長向，第二振態在短向；但是在土壤勁度值為  $5 \text{ kgf/cm}^3$  在混凝土強度  $210 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $240 \text{ kgf/cm}^2$  和  $280 \text{ kgf/cm}^2$  以及土壤勁度值為  $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  在四種混凝土強度下時，其所對應的最低振動模態為第二振態在長向，第一振態在短向，但是兩種振動頻率是非常接近，差別很小。而短向不對稱補牆來說，邊界條件為固定端和土壤勁度值為  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $10 \text{ kgf/cm}^3$  和  $5 \text{ kgf/cm}^3$  在四種混凝土強度下，其所對應的最低振動模態為第一振態在長向，第二振態在短向；到了土壤勁度值為  $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  在四種混凝土強度下時，最低振動模態轉為第二振態在長向，第一振態在短向，是因為土壤勁度值越小時，補牆後的效果並不大，所以短向的勁度並沒有明顯增大，所以導致一開始產生的振態主要發生在短向。而短向對稱補牆來說，由於補牆後其短向勁度增大，長向勁度較小，所以所對應的最低振動模態為第一振態在長向，第二振態在短向。

至於長向不對稱補牆會導致長向勁度明顯增大，短向勁度會較小，所以所對應到的最低振態模態為第三振態為長向，第一振態為短向，而第二振態是旋轉

的。而在長向對稱補牆的部份，與長向不對稱補牆相似，邊界條件為固定端在四種混凝土強度下、土壤勁度值為  $30 \text{ kgf/cm}^3$  在混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  和  $210 \text{ kgf/cm}^2$  以及土壤勁度值為  $20 \text{ kgf/cm}^3$  在混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  的情況下，所對應到的最低振態模態為第四振態為長向，第一振態為短向，而第二振態為旋轉的振態，第三振態為第二個短向的振動模態；但是到了土壤勁度值為  $30 \text{ kgf/cm}^3$  在混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$  和  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 、土壤勁度值為  $20 \text{ kgf/cm}^3$  在混凝土強度  $210 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $240 \text{ kgf/cm}^2$  和  $280 \text{ kgf/cm}^2$  以及土壤勁度值為  $10 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $5 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  在四種混凝土強度下，所對應到的最低振態模態為第三振態為長向，第一振態為短向，同樣的第二振態為旋轉的振態。




## 第四章 分析結果

### 4.1 前言

本分析先以基礎束制條件為固定端的結構物進行分析，去探討補牆前後結構物的行為變化，再來加入不同的土壤勁度值去分別探討土壤與結構互制影響對補牆前後結構物耐震能力之影響。牆體的配置則分別為短向不對稱補牆、短向對稱補牆、長向不對稱補牆和長向對稱補牆。

### 4.2 基礎為固定端之結構物

本節的分析是針對不同的混凝土強度之舊建築物使用四種不同牆體配置的結構物所能承受的地震力與未補牆的結構物之所能承受的地震力進行比較，分析目的是希望了解在不同的混凝土強度舊建築物在補牆後其抵抗地震力的變化情況。並且去了解不同的補牆對結構物之牆底端的基礎之受力造成什麼樣的改變。



對於未補牆之結構物在短向側推下，由圖 4.2.1 可以看出其耐震能力是隨著混凝土強度的增加而增加，而對短向補牆來說，不對稱補牆所產生的耐震能力比未補牆時還小，這是由於不對稱的補牆造成結構物呈現一邊勁度很大，另一邊勁度很小，而造成扭轉現象，以致於這種補牆方式對於提高耐震能力並沒有效用；而從圖 4.2.1 也可看出，其耐震能力也是隨著混凝土強度的增加而增加，但是在混凝土強度為  $150 \text{ kgf/cm}^2$  時，耐震能力卻突然增大，是因為在側推分析下（圖 4.2.2 到圖 4.2.5），結構物達破壞時的塑性鉸數目與位移量均比混凝土強度為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $240 \text{ kgf/cm}^2$  和  $210 \text{ kgf/cm}^2$  為大，使得力量可以由更多的構件一起承受，不會因為力量一直集中在某幾根構件而造成結構物的提早破壞，從結果發現此牆體配置在混凝土強度為  $150 \text{ kgf/cm}^2$  時，整體結構韌性比較好。至於短向對稱補牆來說，從圖 4.2.1 中就知道其耐震能力也是隨著混凝土強度的增加而增加，且對於未補牆結構物來說，大約都提升了約 4 倍的耐震能力。

未補牆結構物在長向側推下，由圖 4.2.6 可以看出其耐震能力也是隨著混凝土強度的增加而增加，長向不對稱補牆都提高約 3 倍的耐震能力。而對於長向對稱補牆來說，其耐震能力也都提高了約 4 倍的耐震能力，但是其耐震能力卻是隨著混凝土強度的增加而減小，是因為混凝土強度越小在側推至破壞時的位移增大，雖然破壞時塑性鉸的數目相同，但由於中間柱在混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  時承擔較大的軸力與彎矩而使得結構物較晚達到破壞，整體韌性較高，如圖 4.2.7。所以對此分析模型來說，混凝土強度越小的側推分析中，崩潰位移較大，整體結構物的韌性增大，而在混凝土強度較大時，整體韌性反而比較小，由圖 4.2.8 和圖 4.2.9 可以看出在混凝土強度較小時，其側推至破壞的位移較大，整體結構物的韌性較好。

而四種不同的牆體配置的結構物一開始產生塑性鉸的位置來說，因為補牆位置的不同也跟著不一樣，對於短向不對稱補牆來說，一開始形成塑性鉸的構件是梁，若假設補牆位置為長向第八跨與短向第二跨交接處，梁塑性鉸則在長向第一跨與短向第二跨的交接處，如圖 4.2.10 和圖 4.2.11；而對於其它的牆體配置來說，若假設側推方向為前方，一開始產生塑性鉸的位置皆為牆後方的柱先達到塑性鉸，如圖 4.2.12 和圖 4.2.13。而在側推至破壞時，由圖 4.2.14 可以看到短向補牆到達破壞時，大部分的梁與柱皆達到塑性鉸，但是長向補牆破壞時只有牆後方的柱達到塑性鉸（假設側推方向為前方），如圖 4.2.15。

而在四種不同的牆體配置與未補牆結構物比較中可以發現（圖 4.2.16 和圖 4.2.17），短向不對稱補牆除了無法提高耐震能力外，也將會導致牆下方的基礎的軸力增加大約 20% 上下，而短向對稱補牆來說，則讓牆下方的基礎軸力增大了 9 倍以上，至於長向補牆來說，不對稱與對稱補牆皆使牆下方的基礎增大 4 倍的軸力，所以補牆對於牆下方的基礎軸力的變化影響是很大的。不管是補牆前或補牆後，其軸力是隨著混凝土強度增大而增大，但是在長向對稱補牆卻是隨著



混凝土強度增大而減小，因為在側推分析中，混凝土強度越小達到破壞的位移越大以致於牆下方的基礎軸力越大。

關於牆下方的基礎的彎矩變化來說，由圖 4.2.18 可以看出未補牆結構物其彎矩變化隨著混凝土強度的增加而增加，而補牆後的彎矩變化，短向不對稱補牆並不會造成牆下方的基礎彎矩的增大，但是在短向對稱補牆來說，彎矩大約增大 3 倍。而長向補牆彎矩變化可以由圖 4.2.19 看出未補牆結構物隨著混凝土強度增大而增大，對於長向不對稱補牆彎矩變化則是隨著混凝土強度的增加而增加，彎矩大約增大 2 至 3 倍，而長向對稱補牆來說，彎矩變化是隨著混凝土強度的增加而減小，與未補牆結構物比起來增大了 2~4 倍，在混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  時增大最多。

## 4.3 考慮土壤彈簧勁度之影響

### 4.3.1 短向不對稱補牆

本節的分析是將短向不對稱補牆之結構物與未補牆之結構物進行比較，分析目的是希望了解在不同的混凝土強度和不同的土壤勁度值的情況下，補牆後是否對於結構物的耐震能力有提升的效果，並且去了解補牆後對結構物之牆底端的基礎和地梁之受力造成什麼樣的改變。

由圖 4.3.1 可以看出未補牆結構物之耐震能力皆比補牆後的耐震能力高，這表示短向不對稱補牆對於提升耐震能力並沒有效果。且未補牆結構物之耐震能力隨著混凝土強度與土壤勁度值的增加而增加，但在短向不對稱補牆後其耐震能力並沒有隨著混凝土強度或土壤勁度值的增加而增加，在混凝土強度為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $240 \text{ kgf/cm}^2$  和  $210 \text{ kgf/cm}^2$  時，隨著土壤勁度值的增加而增加，一直到土壤勁度值為  $10 \text{ kgf/cm}^3$  時開始下降，同樣的，混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$



也是一樣，不過是在到達土壤勁度值為  $20 \text{ kgf/cm}^3$  時才開始下降，原因是因為從那個時候開始結構物破壞的模式已經改變，由圖 4.3.2 到圖 4.3.5 可以看出側推結果中，土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  在破壞時位移較土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  時小，這表示位移越小時越沒有機會將其力量傳至其它構件去承擔，所以產生的塑性鉸數目也較小，以致於耐震能力降低，相同的，由圖 4.3.6 到圖 4.3.9 可以發現混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  在土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  時的破壞位移較土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  時小，所產生的塑性鉸數目也較小，耐震能力也較低。

而一開始產生塑性鉸的位置來說，短向不對稱補牆在土壤勁度為  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $10 \text{ kgf/cm}^3$  和  $5 \text{ kgf/cm}^3$  時進行側推，由圖 4.3.10 和圖 4.3.11 可以發現大部份的力量由結構物中間的梁承擔，所以一開始產生塑性鉸的地方為梁，而梁的位置在長向第一跨與短向第二跨的交接處；到了土壤勁度為  $1 \text{ kgf/cm}^3$  時，力量轉為由結構物前方的梁承擔（假設側推方向為前方），梁的位置在長向第一跨與短向第三跨的交接處，如圖 4.3.12 和圖 4.3.13；而土壤勁度為  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  時，力量轉為由結構物前方的地梁承擔（假設側推方向為前方），梁的位置在長向第一跨與短向第三跨的交接處，如圖 4.3.14 和圖 4.3.15。

由圖 4.3.16 可以看到補牆後牆下方的基礎的軸力比未補牆時上升大約 20%。而圖 4.3.17 知道補牆後牆下方的基礎的彎矩較未補牆時小，其彎矩變化也是隨著混凝土強度與土壤勁度值的增大而增大，只是混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  在土壤勁度值越大，其彎矩並沒有其它混凝土強度減小那麼多。

而有關結構物的地梁由圖 4.3.18 就可以了解土壤勁度值越小其牆下方的地梁的剪力越大，在未補牆的結構物中，混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  不管土壤勁度值多少，牆下方的地梁皆受到很大的剪力，而且結構物補牆後，牆下方的地梁剪力比未補牆時小。至於牆下方的地梁的彎矩由圖 4.3.19 看出和剪力一樣隨著土壤

勁度值的減小而增大，補牆後牆下方的地梁彎矩比未補牆時小。

#### 4.3.2 短向對稱補牆

本節的分析是將短向對稱補牆之結構物與未補牆之結構物進行比較，分析目的是希望了解在不同的混凝土強度和不同的土壤勁度值的情況下，補牆後是否對於結構物的耐震能力有提升的效果，並且去了解補牆後對結構物之牆底端的基礎和地梁之受力造成什麼樣的改變。

由圖 4.3.20 可以看出補牆後之耐震能力明顯比未補牆時的耐震能力提高了約 5 倍，但是在土壤勁度值較小時，補牆後的耐震能力只提高了 2 倍，且結構物的耐震能力隨著混凝土強度與土壤勁度值的增大而增大。而一開始產生塑性鉸的位置來說，短向對稱補牆在土壤勁度為  $30 \text{ kgf/cm}^3$  時，由圖 4.3.21 和圖 4.3.22 可以發現大部份的力量由牆後方的柱承擔，所以一開始產生塑性鉸的地方為柱（假設側推方向為前方）；到了土壤勁度為  $20 \text{ kgf/cm}^3$  時，力量大部份轉為由牆後方的柱與地梁承擔，如圖 4.3.23 和圖 4.3.24；而土壤勁度為  $10 \text{ kgf/cm}^3$  和  $5 \text{ kgf/cm}^3$  時，力量大部份變為牆後方的地梁承擔，如圖 4.3.25 和圖 4.3.26；一直到土壤勁度為  $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  時，力量大部份轉為由牆前方的地梁承擔，如圖 4.3.27 和圖 4.3.28。

而補牆後雖然增加了結構物的耐震能力，但是由圖 4.3.29 就可以看到牆下方的基礎的軸力也跟著提高了，且提高約 10 倍以上，但是在土壤勁度值較小時，牆下方的基礎的軸力變化較小，大約只提高 4 倍，這些情況將有可能因為基礎的承载力不足而導致結構物破壞。至於牆下方的基礎的彎矩由圖 4.3.30 知道在土壤勁度值越小，其補牆後牆下方的基礎彎矩會比未補牆時小一點，當土壤勁度值越大，補牆後之牆下方的基礎彎矩也會越來越大，跟未補牆時差不多，但是混凝土強度越大且在土壤勁度值也很大時，其牆下方的基礎彎矩就有可能會比未補牆



時還大，但並沒有增大很多。

而有關結構物的地梁由圖 4.3.31 就可以了解土壤勁度值越小其牆下方的地梁的剪力越大，在未補牆的結構物中，混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  不管土壤勁度值多少，牆下方的地梁皆受到很大的剪力，在土壤勁度為  $10 \text{ kgf/cm}^3$  以下時，對所有混凝土強度補牆與未補牆時的地梁剪力都幾乎相等，在土壤勁度值越大的地方補牆與未補牆時之地梁剪力差距較大，比未補牆時增大 90%。至於牆下方的地梁的彎矩由圖 4.3.32 看出補牆前後並沒有太大的差別。

### 4.3.3 長向不對稱補牆

本節的分析是將長向不對稱補牆之結構物與未補牆之結構物進行比較，分析目的是希望了解在不同的混凝土強度和不同的土壤勁度值的情況下，補牆後是否對於結構物的耐震能力有提升的效果，並且去了解補牆後對結構物之牆底端的基礎和地梁之受力造成什麼樣的改變。



由圖 4.3.33 可以看出補牆後結構物之耐震能力提高了約 4 倍，在土壤勁度值很小時，對於提升耐震能力並沒有太大的效果，而未補牆結構物在長向側推分析中，其耐震能力也是隨著土壤勁度值的增大而增大，而補牆後結構物也是隨著土壤勁度值的增大而增大，但是在混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$  達土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  時開始下降，其原因如圖 4.3.34 到圖 4.3.37 可以發現，在土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  的崩潰位移比土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  大，且在側推時力量分配至很多構件，產生較多的塑性鉸，但是土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  其力量一直沒有傳送至其它構件，一直由牆旁邊的柱承擔，而導致結構物的提早破壞，其它像混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $210 \text{ kgf/cm}^2$  和  $150 \text{ kgf/cm}^2$  也是一樣的情況。而在土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  時，混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$  卻比其它混凝土強度的耐震能力還低是因為側推分析中，其破壞的位移很小且力量也一直由牆旁邊的柱去承擔（圖

4.3.36 至圖 4.3.39)。

而一開始產生塑性鉸的位置來說，長向不對稱補牆在土壤勁度為  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  時進行側推，由圖 4.3.40 和圖 4.3.41 可以發現大部份的力量由牆後方的柱承擔，所以一開始產生塑性鉸的地方為柱（假設側推方向為前方）；到了土壤勁度為  $5 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  時，大部份力量轉為由牆後方的地梁承擔，如圖 4.3.42 和圖 4.3.43。

而牆下方的基礎的軸力由圖 4.3.44 看出其變化趨勢與耐震能力相似，而補牆後牆下方的基礎軸力增大了大概 4~6 倍。牆下方的基礎的彎矩由圖 4.3.45 知道補牆後基礎的彎矩比未補牆時增大將近 2 倍。而補牆後牆下方的基礎的彎矩變化趨勢也由於側推分析破壞的位移和模式的改變，呈現與耐震能力相同的趨勢。

對於地梁的變化由圖 4.3.46 和圖 4.3.47 可以看出牆下方的地梁的剪力在補牆後比補牆前提高了 15%，一樣隨著土壤勁度值的減小而增大，補牆前後牆下方的地梁剪力在土壤勁度值越大差別越小；而牆下方的地梁的彎矩也是一樣的趨勢，補牆後大約增大 17%，而補牆前後牆下方的地梁彎矩在土壤勁度值越大差別越小，但是在混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  時減小到比未補牆時還小。

#### 4.3.4 長向對稱補牆

本節的分析是將長向對稱補牆之結構物與未補牆之結構物進行比較，分析目的是希望了解在不同的混凝土強度和不同的土壤勁度值的情況下，補牆後是否對於結構物的耐震能力有提升的效果，並且去了解補牆後對結構物之牆底端的基礎和地梁之受力造成什麼樣的改變。

由圖 4.3.48 可以看出補牆後其耐震能力提高 8 倍，但是在土壤勁度值較小

時，對於提高耐震能力的效果並不明顯，而耐震能力都是隨著土壤勁度值的增大而增大，只是混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$  在土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  時，其耐震能力開始下降，這是由於在側推分析中，土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  其側推至破壞的位移比土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  之位移大，產生的塑性鉸也較多，如圖 4.3.49 至圖 4.3.52，在土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  時力量分配至各構件，而土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  力量幾乎由柱來承擔，而混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$  在土壤勁度值在  $10 \text{ kgf/cm}^3$  與  $20 \text{ kgf/cm}^3$  間和混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$  在土壤勁度值在  $20 \text{ kgf/cm}^3$  與  $30 \text{ kgf/cm}^3$  間也是同樣的情形（圖 4.3.53 至圖 4.3.60）。

而一開始產生塑性鉸的位置來說，長向對稱補牆在土壤勁度為  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  時進行側推，由圖 4.3.61 和圖 4.3.62 可以發現大部份的力量由牆後方的柱承擔，所以一開始產生塑性鉸的地方為柱（假設側推方向為前方）；到了土壤勁度為  $5 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  時，大部份力量轉為由牆後方的地梁承擔，如圖 4.3.63 和圖 4.3.64。

而牆下方的基礎的軸力由圖 4.3.65 看出其變化趨勢與耐震能力相似，而補牆後牆下方的基礎軸力增大了大概 10 倍。牆下方的基礎的彎矩由圖 4.3.66 知道補牆後牆下方的基礎的彎矩比未補牆時增大將近 2 倍。而補牆後牆下方的基礎的彎矩變化趨勢也由於側推分析破壞的位移和模式的改變，呈現與耐震能力相同的趨勢。

對於地梁的變化由圖 4.3.67 和圖 4.3.68 可以看出牆下方的地梁的剪力在補牆後比補牆前提高了 15%，一樣隨著土壤勁度值的減小而增大，補牆前後牆下方的地梁剪力在土壤勁度值越大差別越小；而牆下方的地梁的彎矩也是一樣的趨勢，補牆後大約增大 25%，而補牆前後牆下方的地梁彎矩在土壤勁度值越大差別越小，但是在混凝土強度  $210 \text{ kgf/cm}^2$  時增大將近 2 倍。

## 第五章 結論與建議

### 5.1 結論

由以上的分析結果整合出以下的結論：

1. 鋼筋混凝土抗彎鋼構架在地質情況很差的時候，補牆對耐震能力的提高並不大。
2. 鋼筋混凝土抗彎鋼構架使用對稱牆壁補強非常有效，但是如果使用非對稱牆壁補強的效果較差，尤其是可能造成平面剛性不規則越大時，效果越差，甚至於可能會有反效果。
3. 鋼筋混凝土抗彎鋼構架使用牆壁補強會造成緊鄰牆壁的基礎反向軸力大幅度的增加，設計時必須考慮土壤承载力是否足夠，及基礎板的剪力及抗彎矩能力。
4. 土壤勁度對結構物的耐震能力也有很大的影響，一般來說結構物的耐震能力會隨著土壤勁度的降低而降低，但是如果土壤勁度很差時，由於損壞模式的改變，有可能反而會增高。
5. 鋼筋混凝土抗彎鋼構架使用牆壁補強雖然也會造成基礎彎矩的增加，但是增加的幅度由於牆壁的存在並沒有軸力大。
6. 原有結構物在不同的混凝土強度使用牆壁補強雖然有影響，但是都不是很大。

## 5.2 建議

1. 使用牆壁補強時，原有建築物大多是使用時間很長，已經不會有乾縮潛變的發生，但是新澆置的牆壁卻會有乾縮潛變的問題，牆壁與梁柱間是否緊密結合及之間的應力相當複雜，由於受限於使用軟體的限制無法探討，期望將來軟體改進後可以探討。
2. 由於受限於研究時間只考慮一種結構無法對不同樓層結構、構件尺寸及鋼筋使用量對於耐震能力的影響。



## 參考文獻

- 【1】 梁景裕，「以動力學及能量觀點探討具軟層 RC 結構之耐震行為」，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文，2004 年 7 月。
- 【2】 「建築結構設計原理」。
- 【3】 Bryan Stafford Smith and Alex Coull, “Tall Building Structures Analysis and Design”, A Wiley-Interscience publication, 1991.
- 【4】 中國建築業職稱考試網，結構工程師剪力牆設計中的基本概念，  
[http://www.terweb.cn/jsgc/xxym.asp?Product\\_No=819](http://www.terweb.cn/jsgc/xxym.asp?Product_No=819)，2007 年 1 月 30 日。
- 【5】 蔡益超，「公路橋樑耐震設計規範之補充研究」，國立台灣大學國家地震研究中心，1997 年 4 月。
- 【6】 蔡欣晏，「基於推覆分析與短柱效應考量之結構耐震評估方法」，國立交通大學土木研究所碩士論文，2007 年 7 月。
- 【7】 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，2004 年 7 月。
- 【8】 劉偉霖，「三度空間倍力橋彈塑性行為之研究」，朝陽科技大學營建工程系所碩士論文，2004 年 7 月。
- 【9】 楊斯如，「學校建築結構耐震行為詳細評估」，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，2003 年 6 月。
- 【10】 內政部營建署，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，2005 年。
- 【11】 Federal Emergency Management Agency, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., 1997.
- 【12】 黃昭勳、蔡驥鑫，「含牆 RC 構架之耐震分析及設計研究」，國家地震研究中心，2003 年。



- 【13】蔡克銓、黃世建，「非韌性RC含牆構架之耐震評估與補強講習會」，國家地震研究中心，2004年。
- 【14】李有豐、陳振璋，「以等值柱模型分析含牆RC構架」，國家地震研究中心，2006年。
- 【15】Federal Emergency Management Agency, NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-274, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., 1997.
- 【16】中國土木工程學會，「混凝土工程設計規範與解說（土木401-86）」，科技圖書，1998年。
- 【17】中國土木工程學會，「混凝土工程設計規範之應用（土木404-90）」，科技圖書，2001年8月。
- 【18】內政部營建署，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，1999年。
- 【19】聯邦工程顧問股份有限公司、李森栢，「SAP2000入門與工程上之應用」，台北：科技圖書股份有限公司，2002年11月。
- 【20】聯邦工程顧問股份有限公司、李森栢，「SAP2000結構設計實務(v8&v9)」，台北：科技圖書股份有限公司，2005年9月。
- 【21】陳文雄，「結構混凝土力學行為與設計」，新文京開發出版有限公司，1999年9月。

表 2.5.1 FEMA-273 梁塑鉸特性參數設定對照表【11】

Chapter 6: Concrete  
(Systematic Rehabilitation)

Table 6-6 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>					Acceptance Criteria <sup>3</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
	a			b		Primary		Secondary		
						Performance Level				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
0.0	C	3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
0.0	C	6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
0.5	C	3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
0.5	C	≥6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
0.0	NC	3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
0.0	NC	6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
0.5	NC	3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
0.5	NC	6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing $d/2$			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing $d/2$			0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- Under the heading "Transverse Reinforcement," "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at  $d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups ( $V_s$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

All other actions shall be defined as being force-controlled actions.

Design actions on components shall be determined as prescribed in Chapter 3. Where the calculated DCR

values exceed unity, the following actions preferably shall be determined using limit analysis principles as prescribed in Chapter 3: (1) moments, shears, torsions, and development and splice actions corresponding to development of component strength in beams and

表 2.5.2 FEMA-273 柱塑鉸特性參數設定對照表【11】

Chapter 6: Concrete  
(Systematic Rehabilitation)

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle, radians						
				Component Type						
				Primary		Secondary				
				Performance Level						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
0.1	C	3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
0.1	C	6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
0.4	C	3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.010	0.025
0.4	C	6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
0.1	NC	3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
0.1	NC	6	0.005	0.005	—	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
0.4	NC	3	0.005	0.005	—	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
0.4	NC	6	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing $d/2$ , or $\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$			0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
Other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing $d/2$			0.01	0.02	0.4	1	1	1	0.01	0.02
Hoop spacing $> d/2$			0.0	0.01	0.2	1	1	1	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding <math>0.70P_o</math><sup>1,3</sup></b>										
Conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.001	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- Under the heading "Transverse Reinforcement," "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, closed hoops are spaced at  $d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups ( $V_s$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hoops must have hooks embedded in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

表 2.6.1 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數與周期之關係【1】

地盤種類 C 值	第一類地盤	第二類地盤	第三類地盤	台北盆地
極短周期	$T \leq 0.03$ 秒 $C = 1.0$	$T \leq 0.03$ 秒 $C = 1.0$	$T \leq 0.03$ 秒 $C = 1.0$	$T \leq 0.03$ 秒 $C = 1.0$
較短周期	$0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.15$ 秒 $C = 12.5T + 0.625$	$0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.15$ 秒 $C = 12.5T + 0.625$	$0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.2$ 秒 $C = 8.824T + 0.7352$	$0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.2$ 秒 $C = 8.824T + 0.7352$
短周期	$0.15 \text{ 秒} \leq T \leq 0.333$ 秒 $C = 2.5$	$0.15 \text{ 秒} \leq T \leq 0.465$ 秒 $C = 2.5$	$0.2 \text{ 秒} \leq T \leq 0.611$ 秒 $C = 2.5$	$0.2 \text{ 秒} \leq T \leq 1.32$ 秒 $C = 2.5$
中周期	$0.333 \text{ 秒} \leq T \leq 1.315$ 秒 $C = 1.2/T^{2/3}$	$0.465 \text{ 秒} \leq T \leq 1.837$ 秒 $C = 1.5/T^{2/3}$	$0.611 \text{ 秒} \leq T \leq 2.415$ 秒 $C = 1.8/T^{2/3}$	$1.32 \text{ 秒} \leq T \leq 3.3$ 秒 $C = 3.3/T$
長周期	$T \geq 1.315$ 秒 $C = 1.0$	$T \geq 1.837$ 秒 $C = 1.0$	$T \geq 2.415$ 秒 $C = 1.0$	$T \geq 3.3$ 秒 $C = 1.0$

表 2.6.2 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 $B_S$ 與 $B_I$ （線性內插求值）【10】

有效阻尼比 $\xi$ (%)	$B_S$	$B_I$
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

表 2.6.3 一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ 【10】

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

表 3.3.1 土壤勁度值

土壤勁度值( $kgf/cm^3$ )	30	20	10	5	1	0.5
X 向轉動彈簧	5.04E+09	3.36E+09	1.68E+09	8.40E+08	1.68E+08	8.40E+07
Y 向轉動彈簧	5.04E+09	3.36E+09	1.68E+09	8.40E+08	1.68E+08	8.40E+07
Z 向位移彈簧	1.08E+07	7.20E+06	3.60E+06	1.80E+06	3.60E+05	1.80E+05

表 3.4.1(a) 未補牆結構最低振動模態

土壤勁度值	混凝土強度			
	150 $kgf/cm^2$	210 $kgf/cm^2$	240 $kgf/cm^2$	280 $kgf/cm^2$
固定端	第一振態=長向 第二振態=短向			
30 $kgf/cm^3$				
20 $kgf/cm^3$				
10 $kgf/cm^3$				
5 $kgf/cm^3$	第二振態=長向 第一振態=短向			
1 $kgf/cm^3$				
0.5 $kgf/cm^3$				

表 3.4.1(b) 短向不對稱補牆結構最低振動模態

土壤勁度值	混凝土強度			
	150 $kgf/cm^2$	210 $kgf/cm^2$	240 $kgf/cm^2$	280 $kgf/cm^2$
固定端	第一振態=長向 第二振態=短向			
30 $kgf/cm^3$				
20 $kgf/cm^3$				
10 $kgf/cm^3$				
5 $kgf/cm^3$	第二振態=長向 第一振態=短向			
1 $kgf/cm^3$				
0.5 $kgf/cm^3$				

表 3.4.1(c) 短向對稱補牆結構最低振動模態

土壤勁度值	混凝土強度			
	150 kgf/cm <sup>2</sup>	210 kgf/cm <sup>2</sup>	240 kgf/cm <sup>2</sup>	280 kgf/cm <sup>2</sup>
固定端	第一振態=長向 第二振態=短向			
30 kgf/cm <sup>3</sup>				
20 kgf/cm <sup>3</sup>				
10 kgf/cm <sup>3</sup>				
5 kgf/cm <sup>3</sup>				
1 kgf/cm <sup>3</sup>				
0.5 kgf/cm <sup>3</sup>				

表 3.4.1(d) 長向不對稱補牆結構最低振動模態

土壤勁度值	混凝土強度			
	150 kgf/cm <sup>2</sup>	210 kgf/cm <sup>2</sup>	240 kgf/cm <sup>2</sup>	280 kgf/cm <sup>2</sup>
固定端	第三振態=長向 第一振態=短向			
30 kgf/cm <sup>3</sup>				
20 kgf/cm <sup>3</sup>				
10 kgf/cm <sup>3</sup>				
5 kgf/cm <sup>3</sup>				
1 kgf/cm <sup>3</sup>				
0.5 kgf/cm <sup>3</sup>				

表 3.4.1(e) 長向對稱補牆結構最低振動模態

土壤勁度值	混凝土強度			
	150 kgf/cm <sup>2</sup>	210 kgf/cm <sup>2</sup>	240 kgf/cm <sup>2</sup>	280 kgf/cm <sup>2</sup>
固定端	第四振態=長向		第一振態=短向	
30 kgf/cm <sup>3</sup>			第三振態=長向 第一振態=短向	
20 kgf/cm <sup>3</sup>				
10 kgf/cm <sup>3</sup>				
5 kgf/cm <sup>3</sup>				
1 kgf/cm <sup>3</sup>				
0.5 kgf/cm <sup>3</sup>				



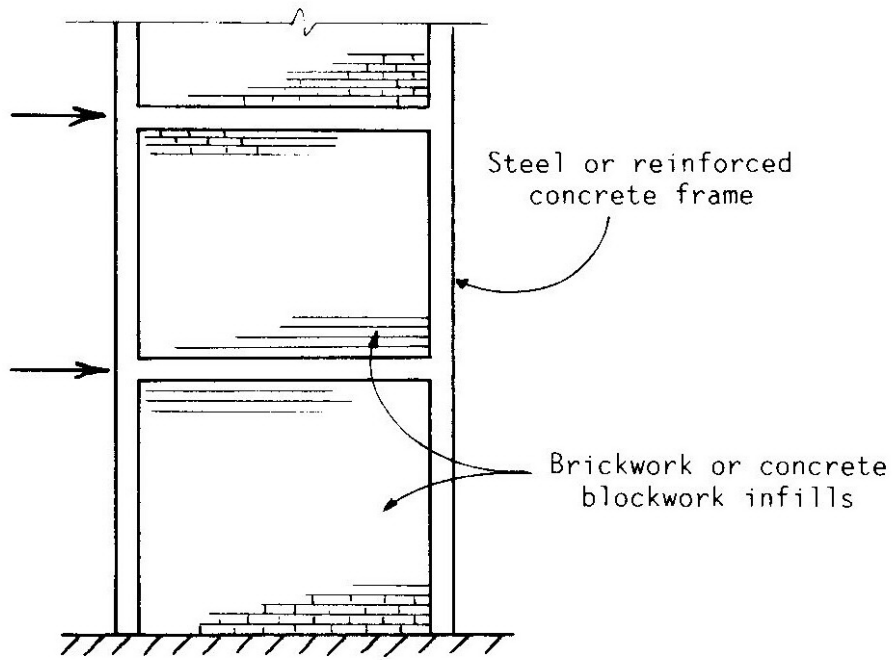


圖 2.3.1 填充牆結構【3】

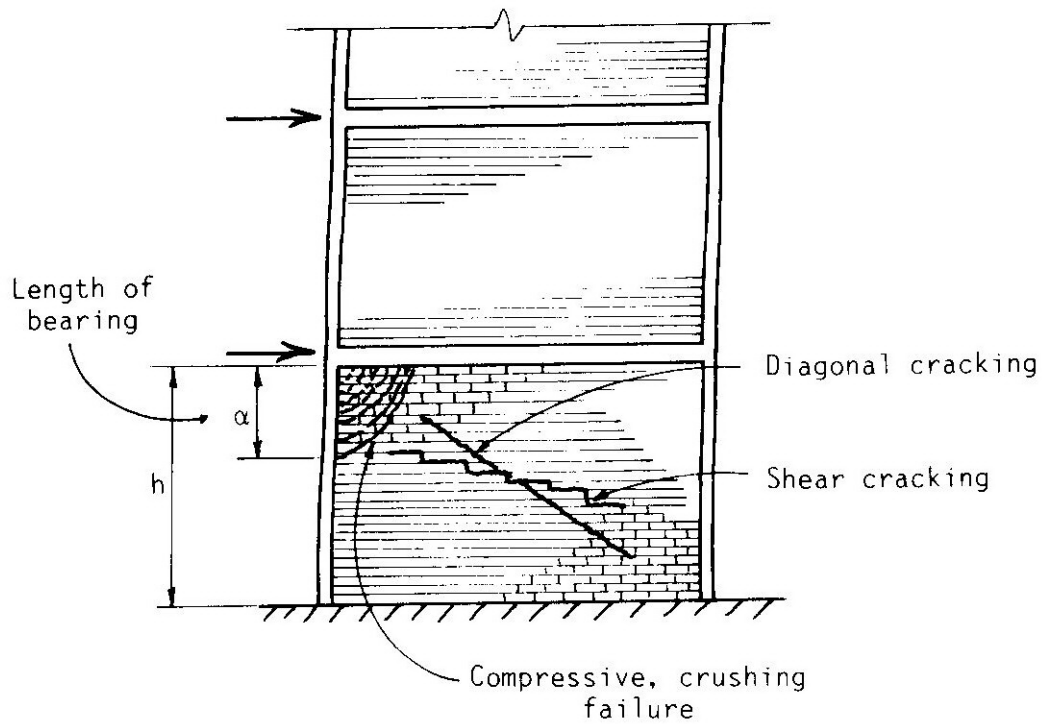


圖 2.3.2 填充牆破壞模式【3】

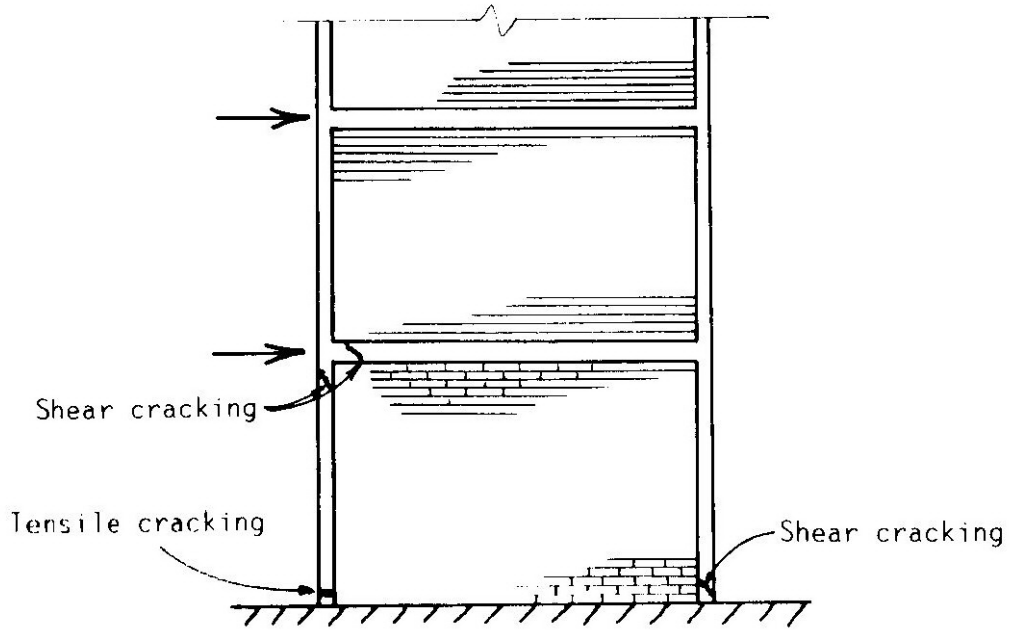


圖 2.3.3 構架破壞模式【3】

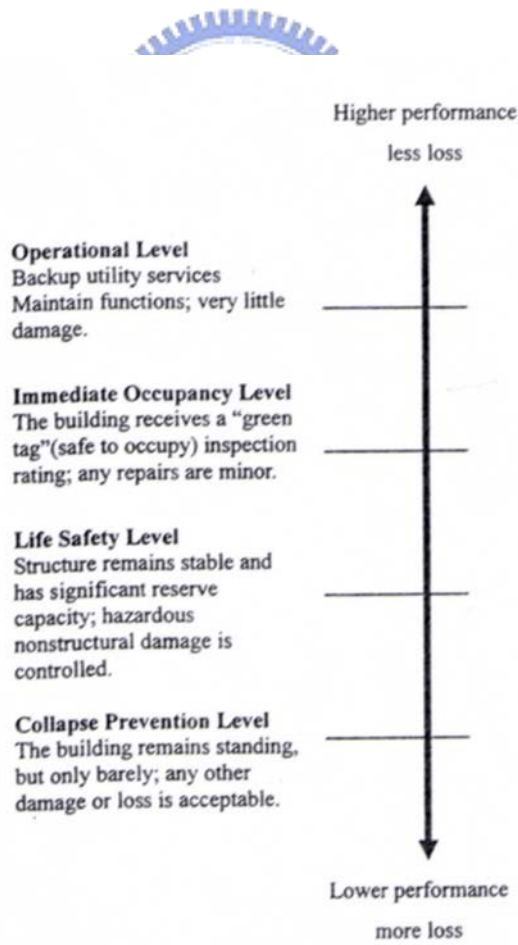


圖 2.5.1 結構體的性能水準與範圍【7】

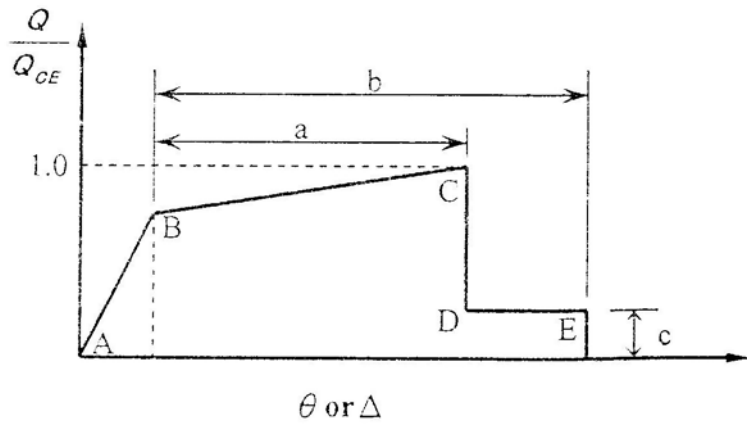


圖 2.5.2 FEMA-273 塑鉸性質說明圖【7】

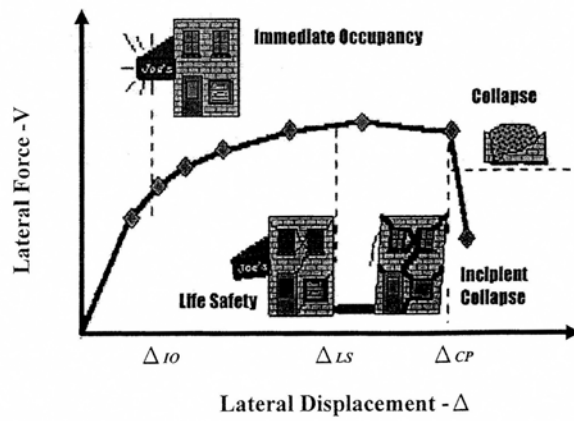


圖 2.5.3 塑鉸性質示意圖【7】

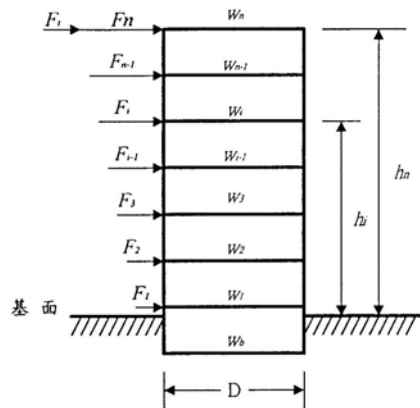


圖 2.6.1 地震橫力之豎向分配【2】

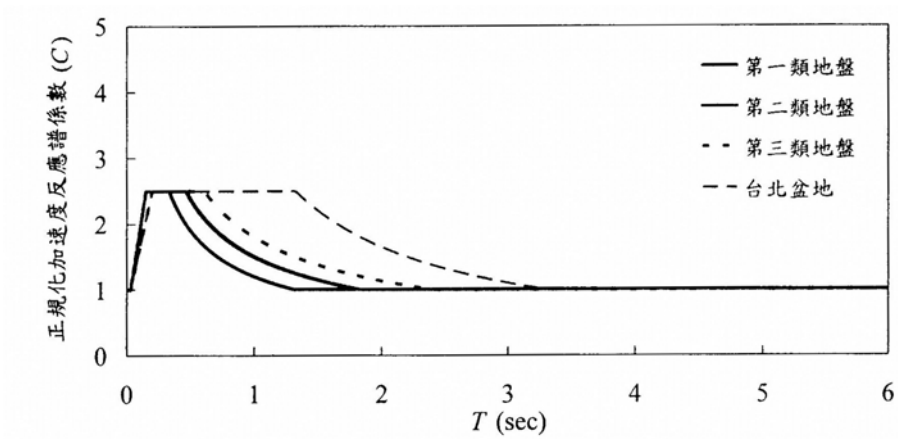


圖 2.6.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數(內政部營建署, 1999)【1】

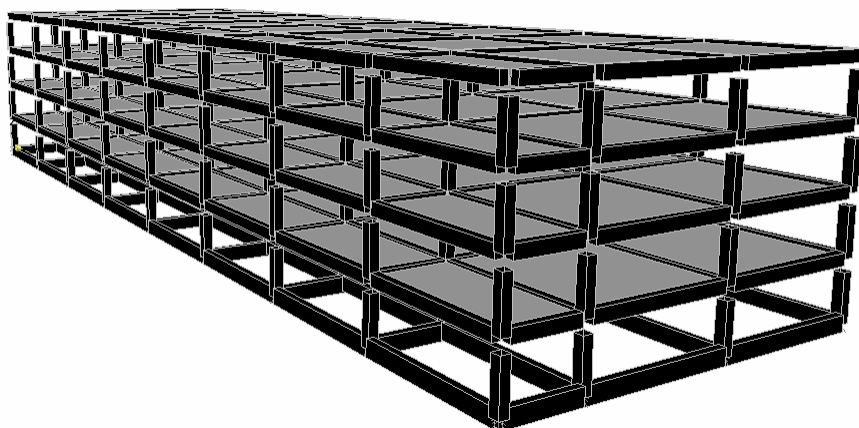


圖 3.3.1 無牆體配置的 RC 建築物分析模型(非固定端)

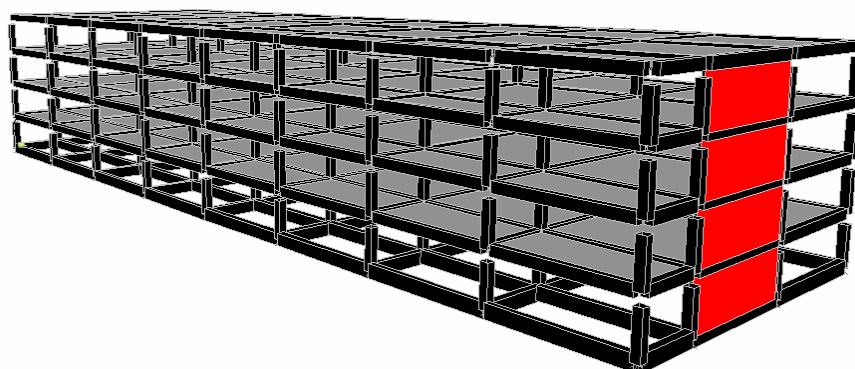


圖 3.3.2 短向不對稱補牆的 RC 建築物分析模型

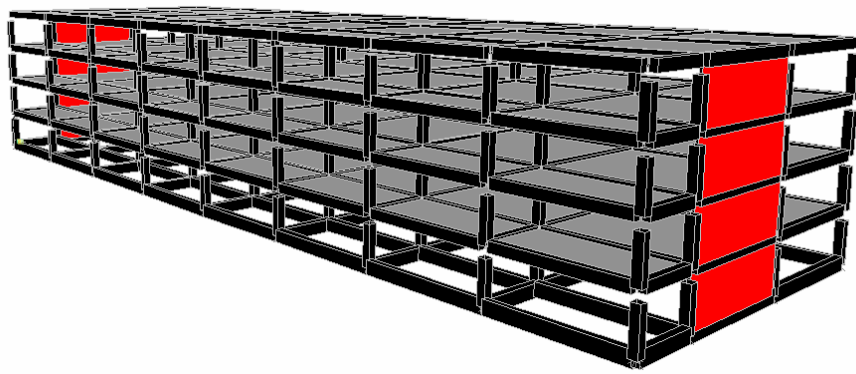


圖 3.3.3 短向對稱補牆的 RC 建築物分析模型

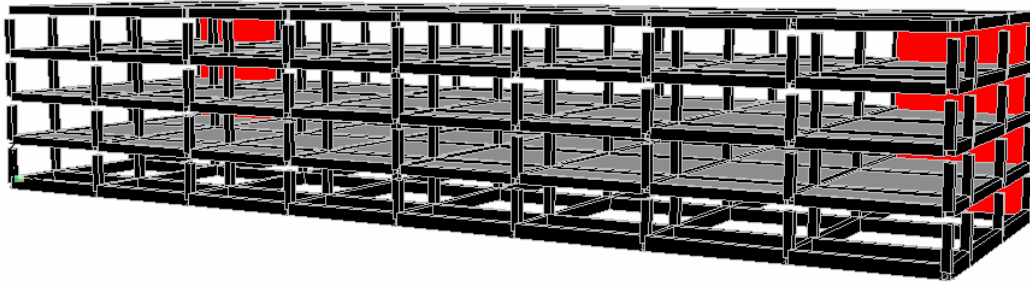


圖 3.3.4 長向不對稱補牆的 RC 建築物分析模型

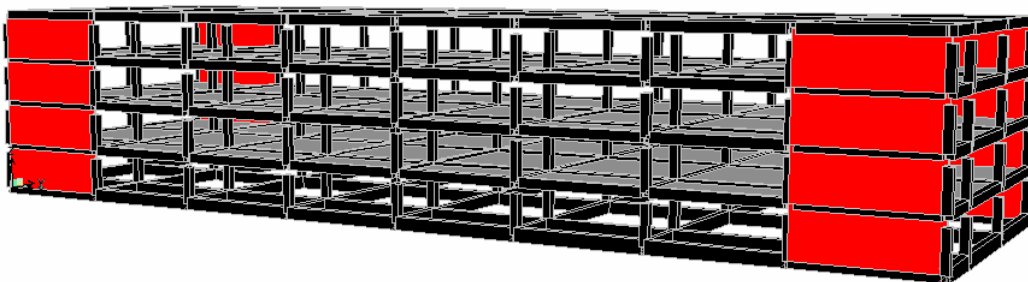


圖 3.3.5 長向對稱補牆的 RC 建築物分析模型

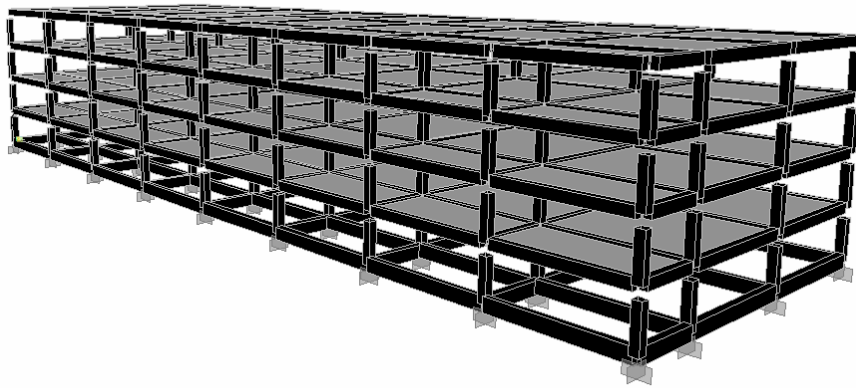


圖 3.3.6 固定端 RC 建築物分析模型

Frame Hinge Property Data for BM4060M3 - M3

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-11
D-	-0.2	-6
C-	-1.25	-6
B-	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.25	6
D	0.2	6
E	0.2	11

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF

Use Yield Rotation    Rotation SF

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy    Positive:     Negative:

Life Safety    Positive:     Negative:

Collapse Prevention    Positive:     Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

OK

Cancel

圖 3.4.1 梁與地梁構件之彎矩塑鉸



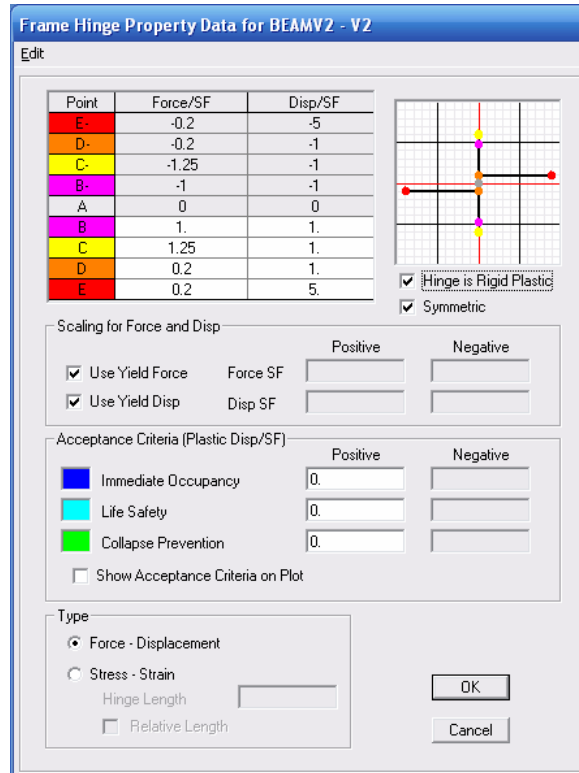


圖 3.4.2 梁與地梁構件之剪力塑鉸

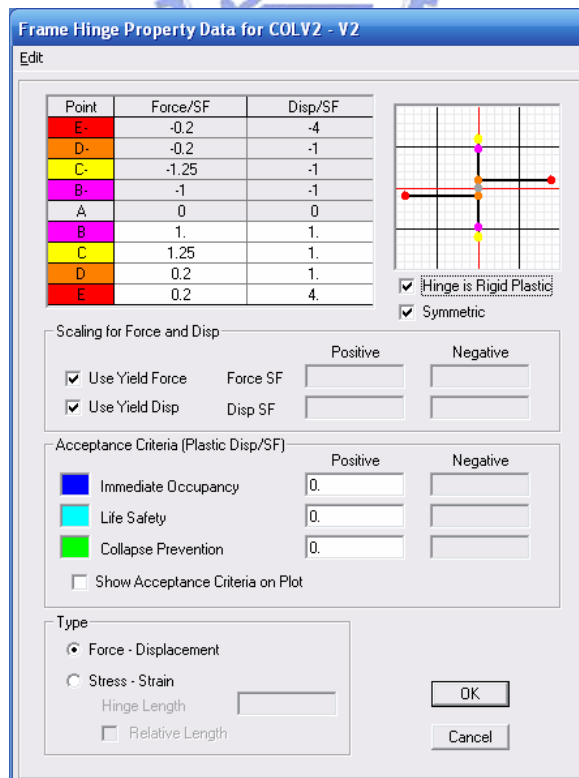


圖 3.4.3 柱構件之剪力塑鉸

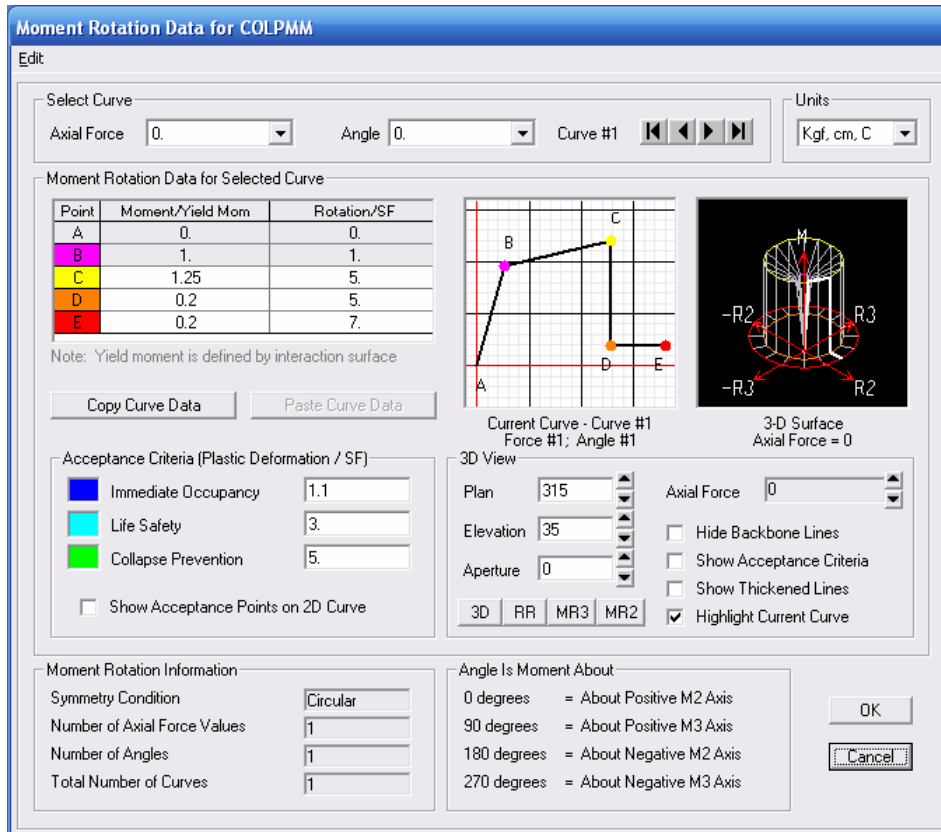


圖 3.4.4 柱構件之軸力-彎矩互制塑鉸

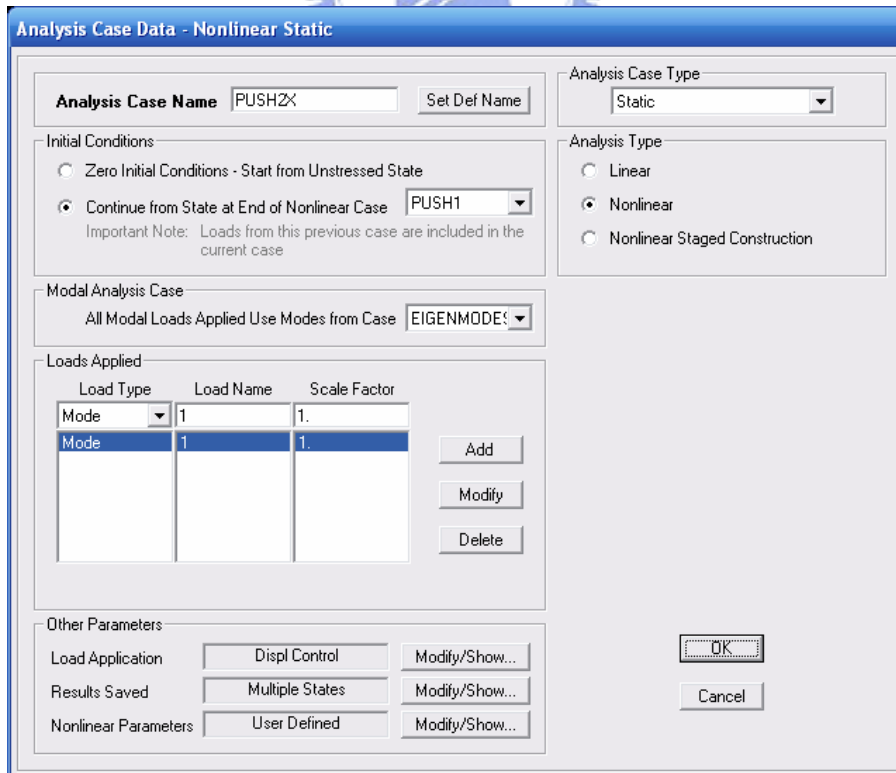


圖 3.4.5 長向側推分析

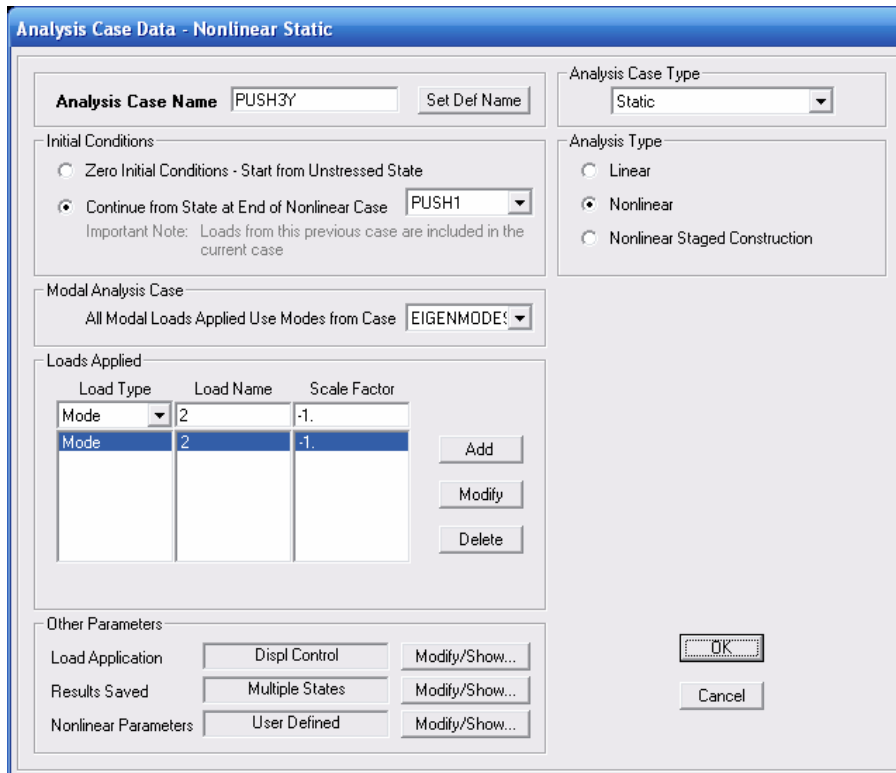


圖 3.4.6 短向側推分析

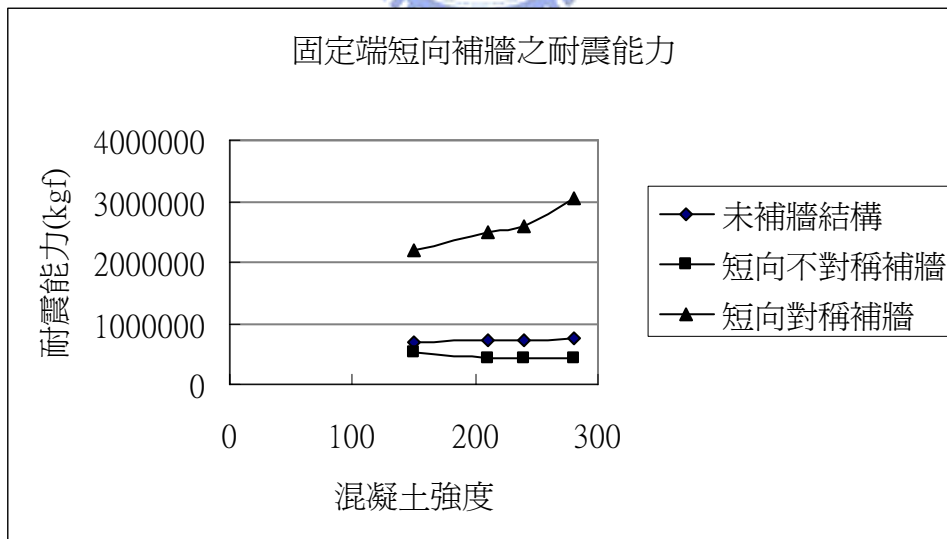


圖 4.2.1 固定端短向補牆之耐震能力

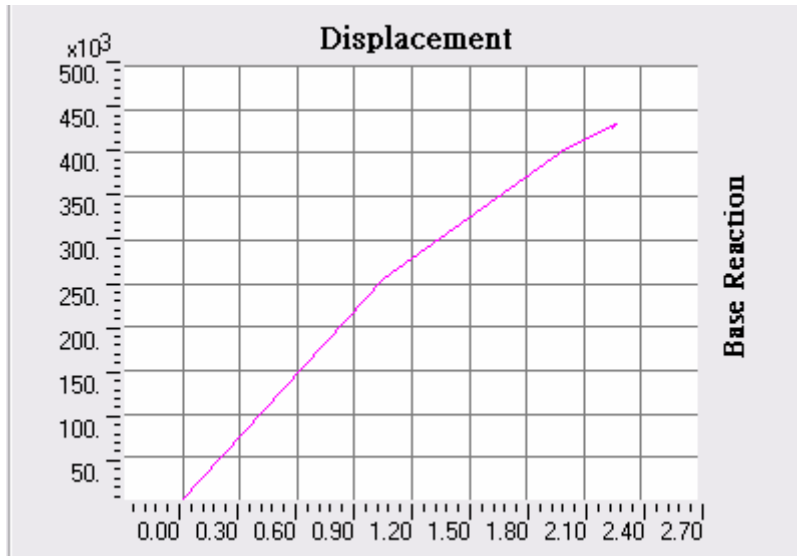


圖 4.2.2 固定端短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

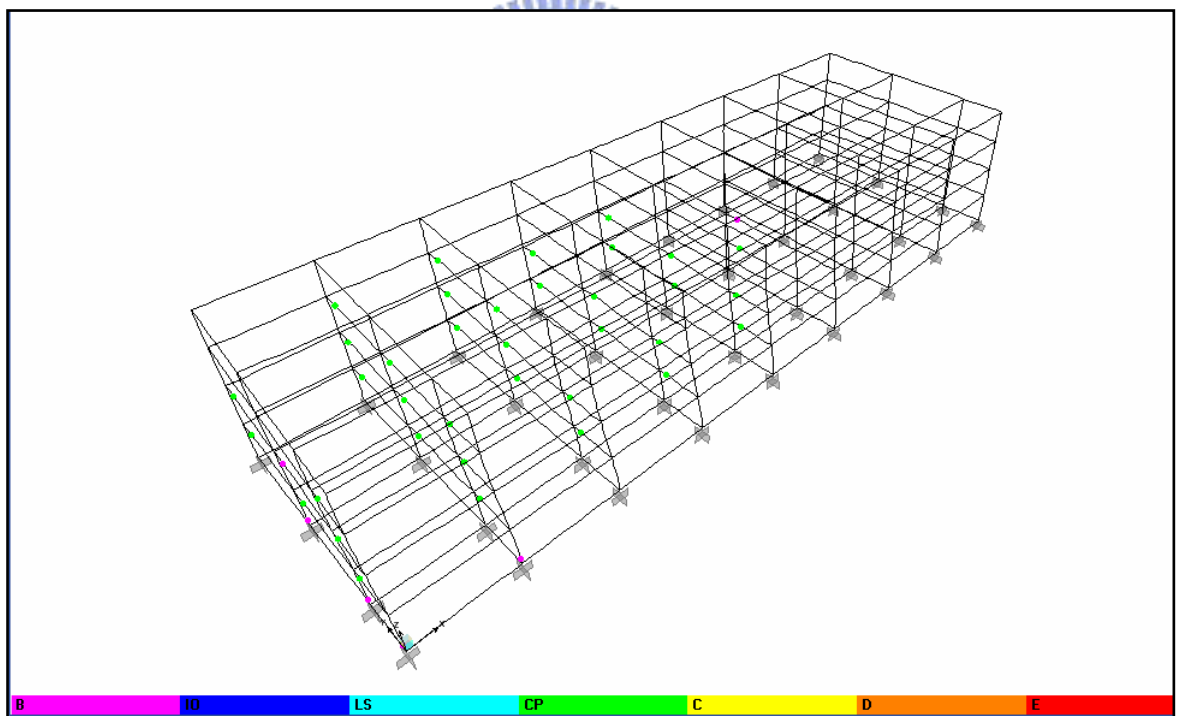


圖 4.2.3 固定端短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

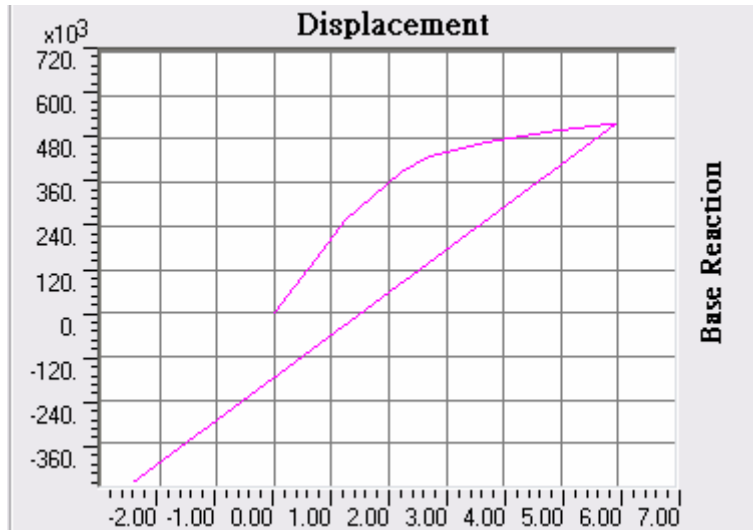


圖 4.2.4 固定端短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )

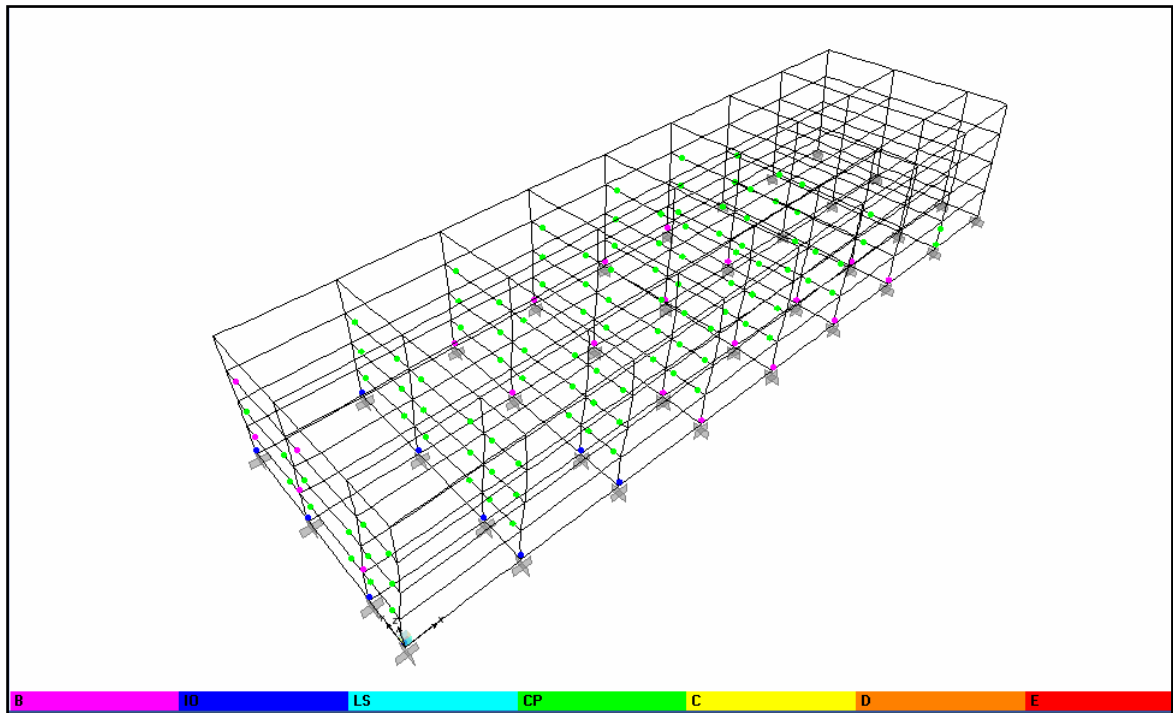


圖 4.2.5 固定端短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )

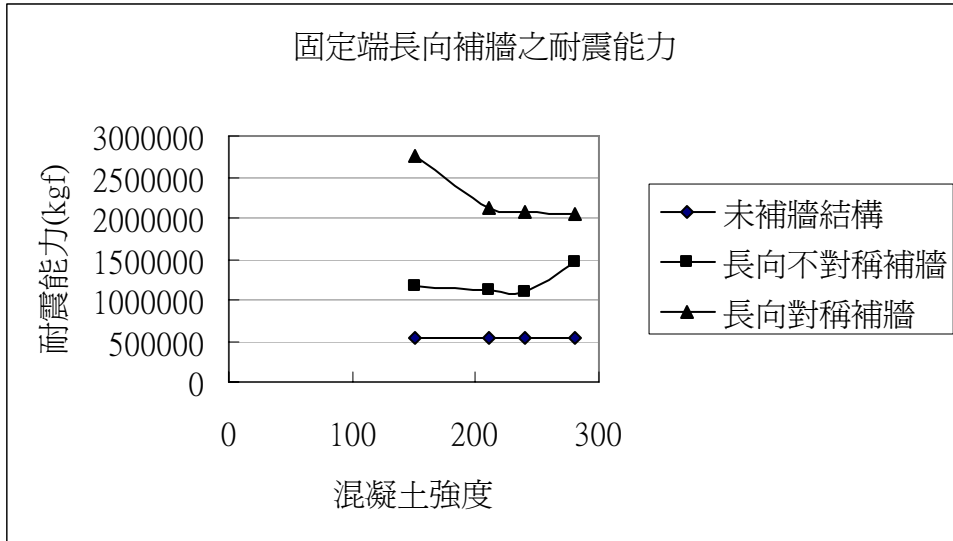


圖 4.2.6 固定端長向補牆之耐震能力

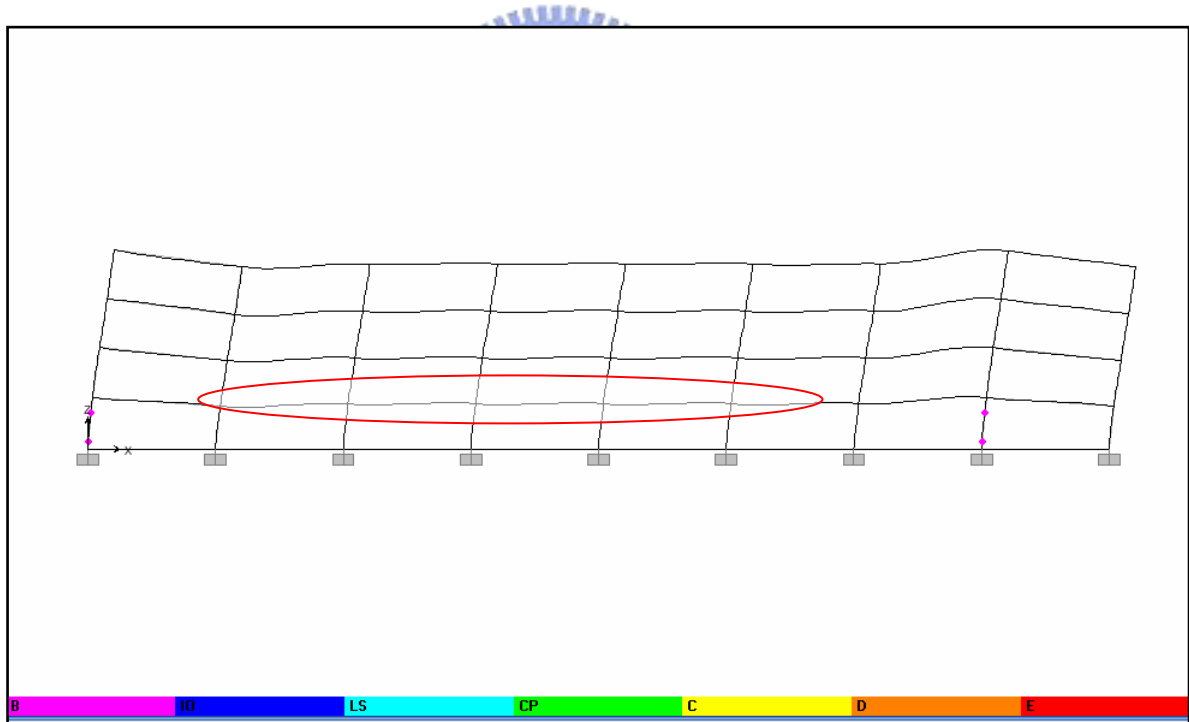


圖 4.2.7 固定端長向對稱補牆 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )



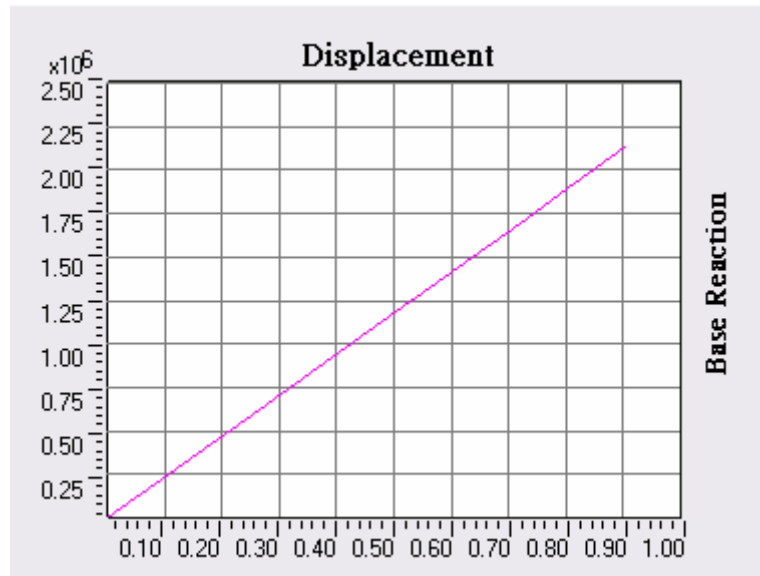


圖 4.2.8 固定端長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 210 kgf/cm<sup>2</sup>)

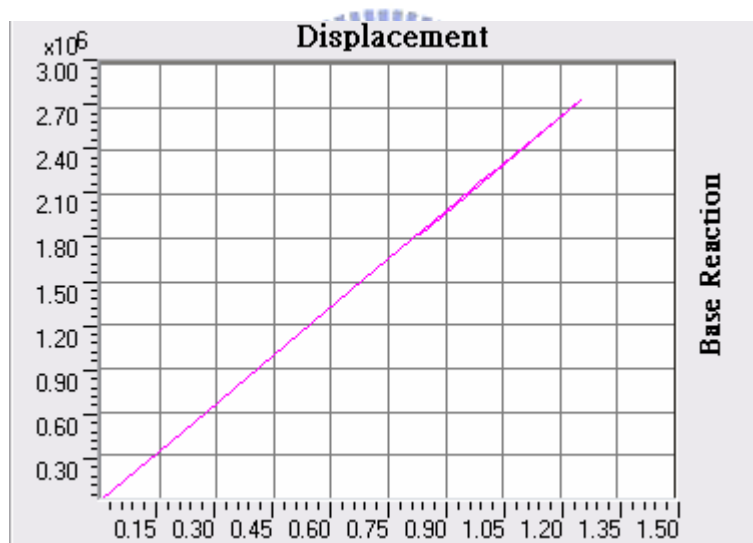


圖 4.2.9 固定端長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度 150 kgf/cm<sup>2</sup>)

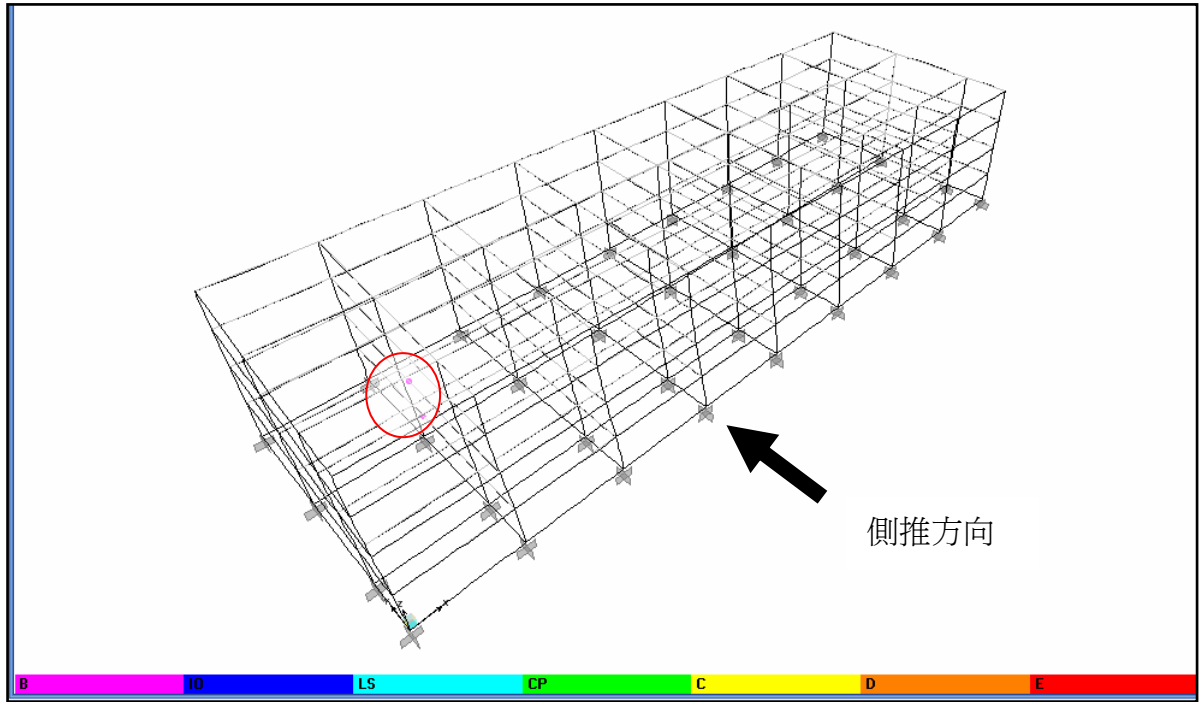


圖 4.2.10 短向不對稱補牆（塑鉸一開始形成時）

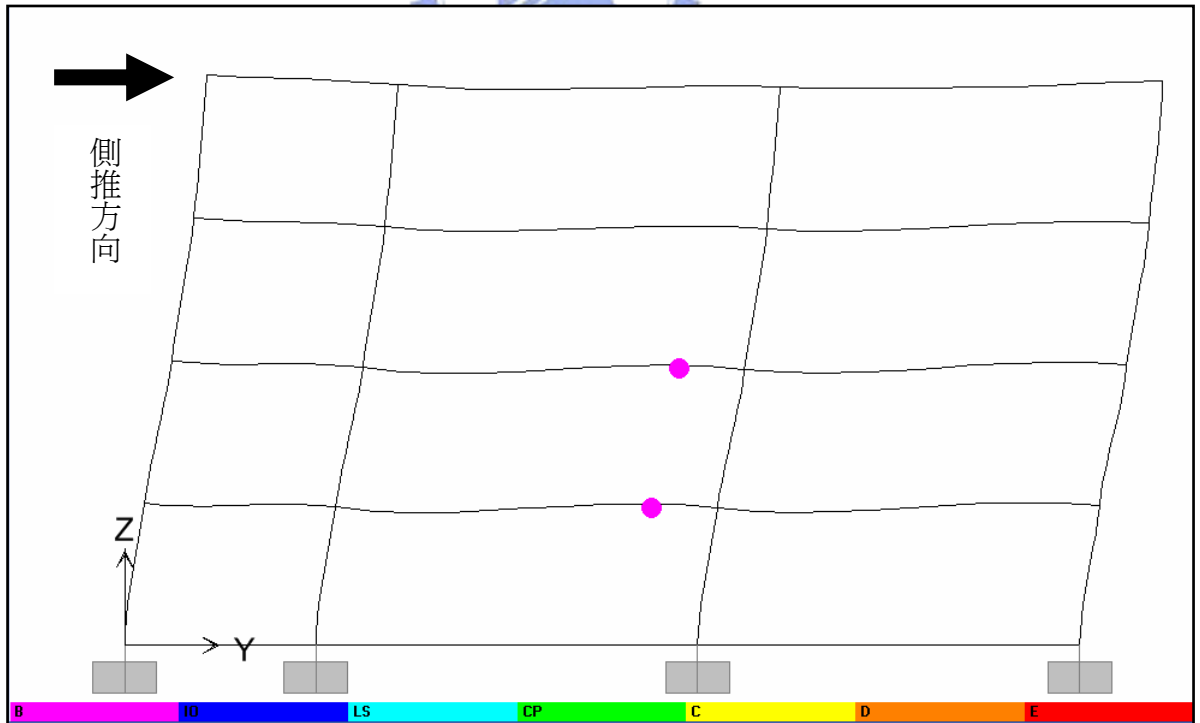


圖 4.2.11 短向不對稱補牆（塑鉸一開始形成時）-斷面放大圖

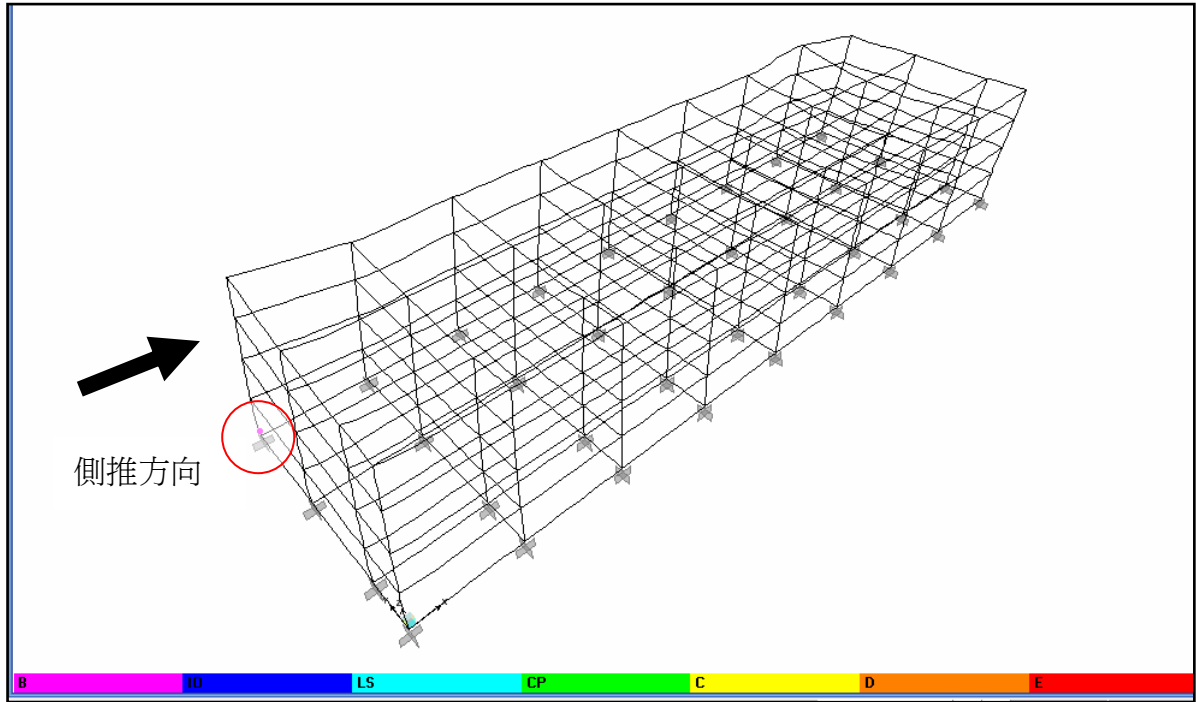


圖 4.2.12 其它牆體配置（塑鉸一開始形成時）

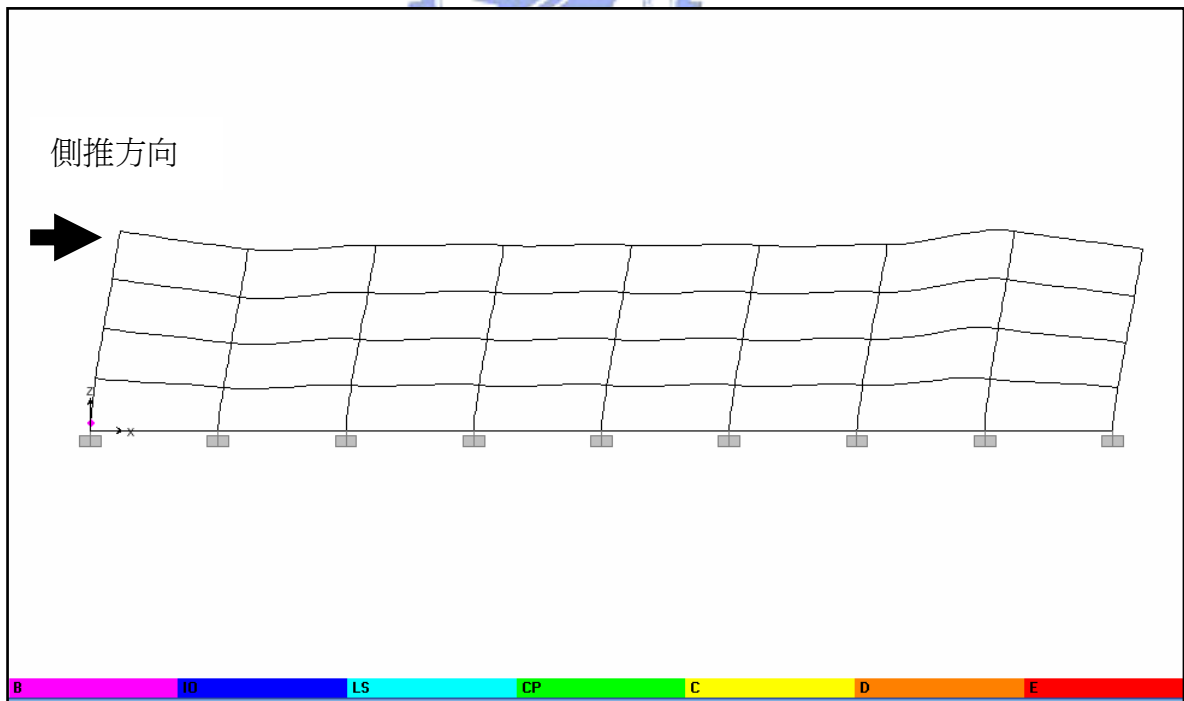


圖 4.2.13 其它牆體配置（塑鉸一開始形成時）-斷面放大圖

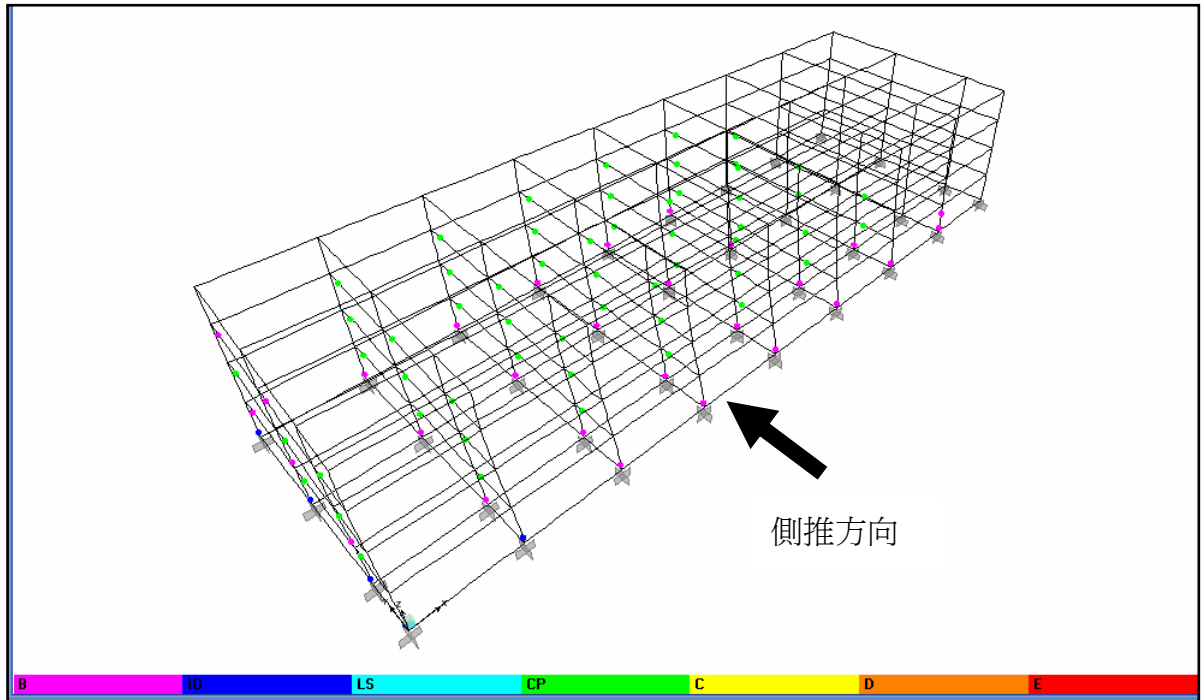


圖 4.2.14 短向補牆（破壞時）

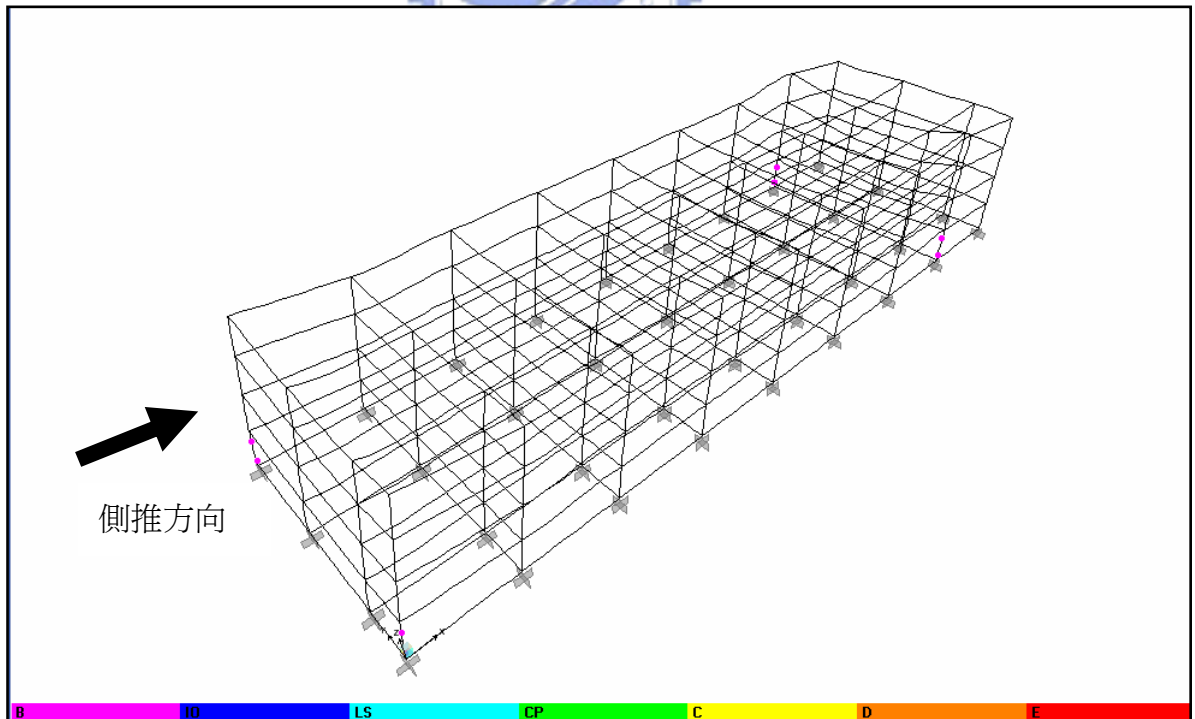


圖 4.2.15 長向補牆（破壞時）

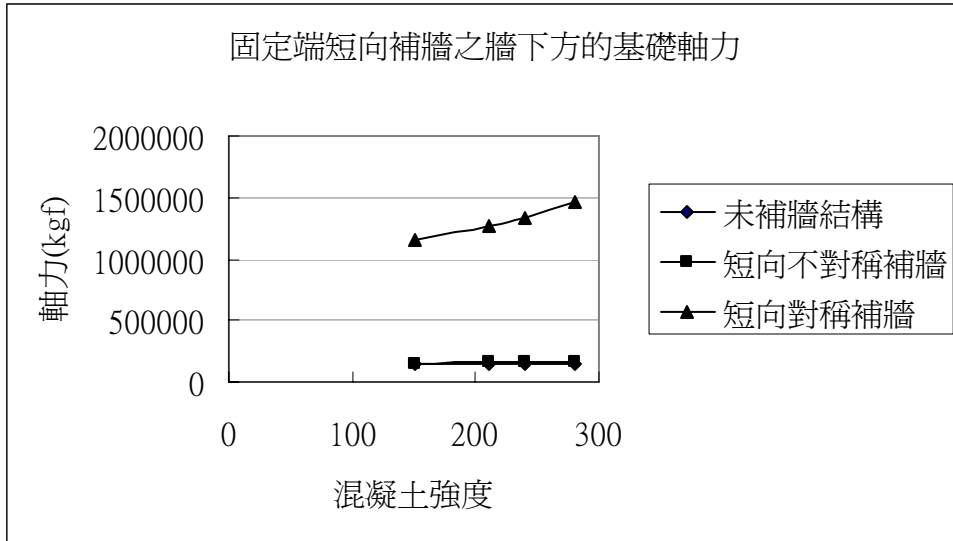


圖 4.2.16 固定端短向補牆之牆下方的基礎軸力

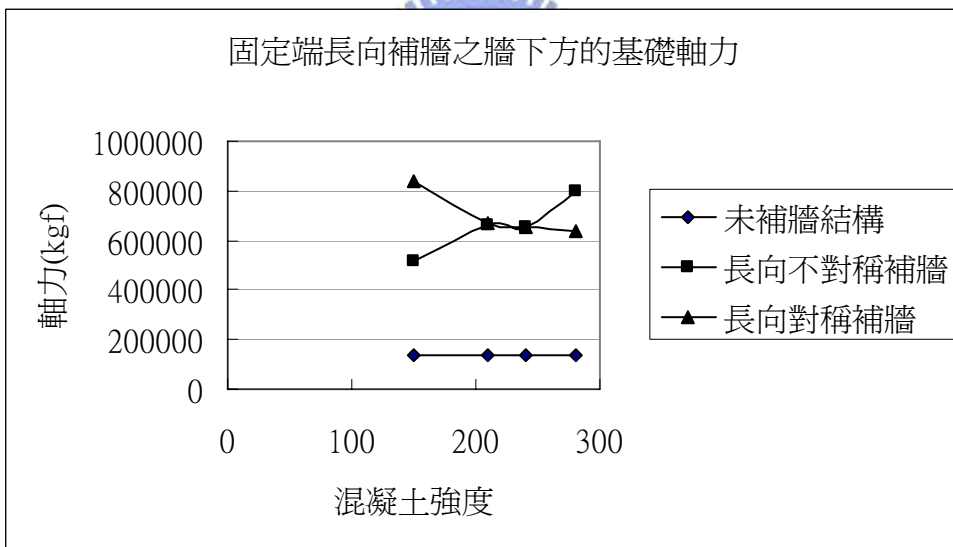


圖 4.2.17 固定端長向補牆之牆下方的基礎軸力

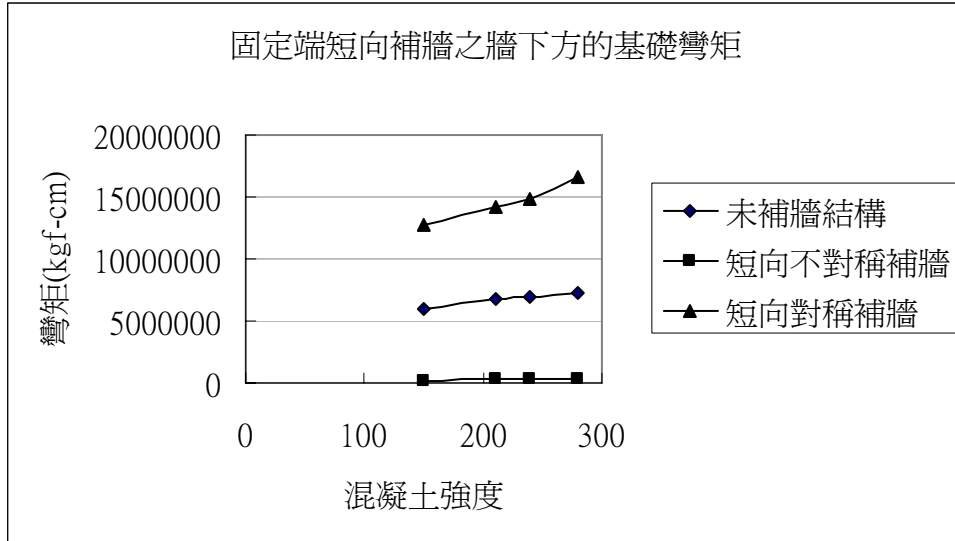


圖 4.2.18 固定端短向補牆之牆下方的基礎彎矩

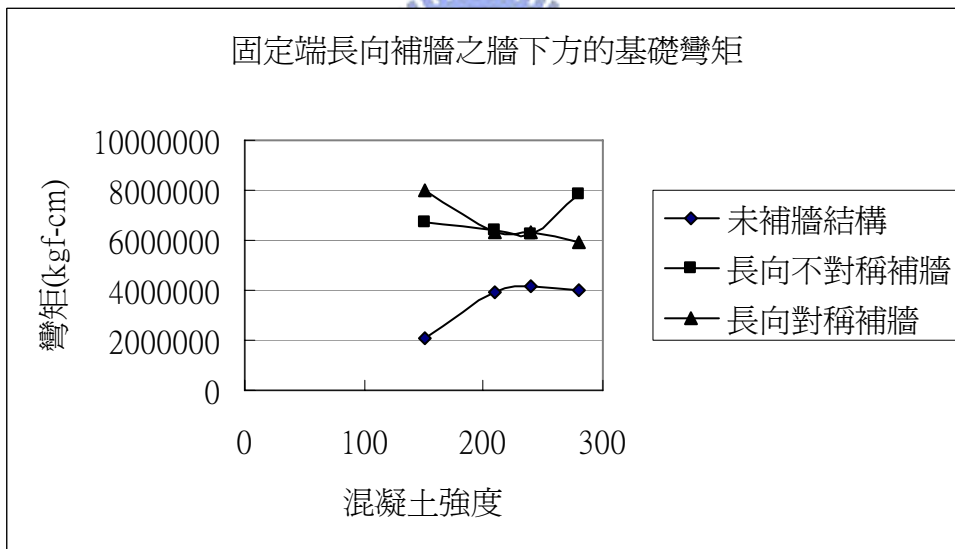


圖 4.2.19 固定端長向補牆之牆下方的基礎彎矩

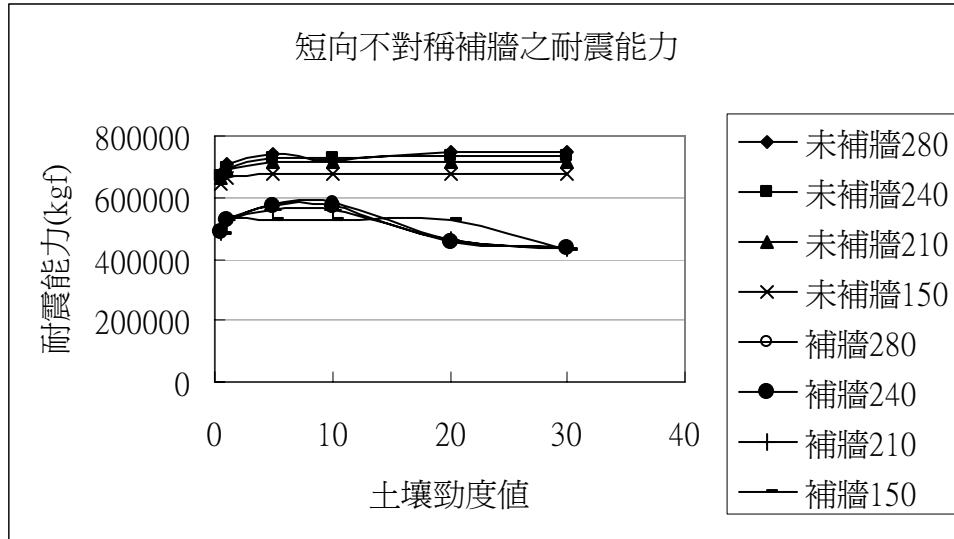


圖 4.3.1 短向不對稱補牆之耐震能力

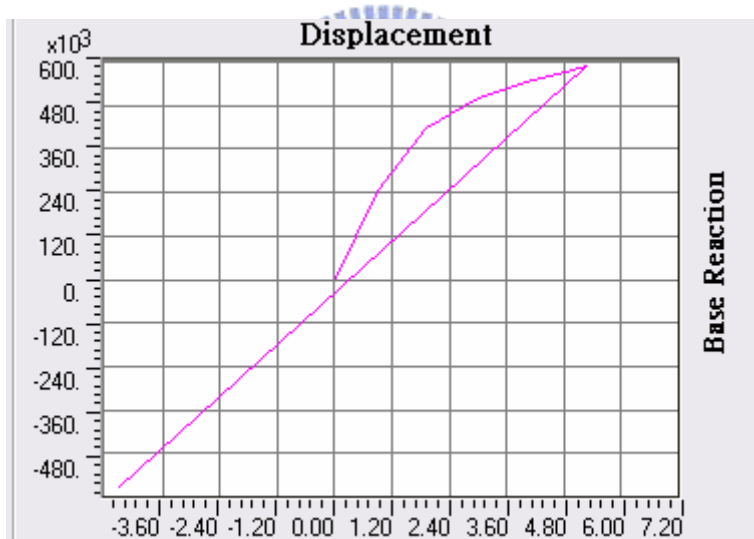


圖 4.3.2 土壤勁度值  $10 \text{ kg/cm}^3$  短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $280 \text{ kg/cm}^2$ )



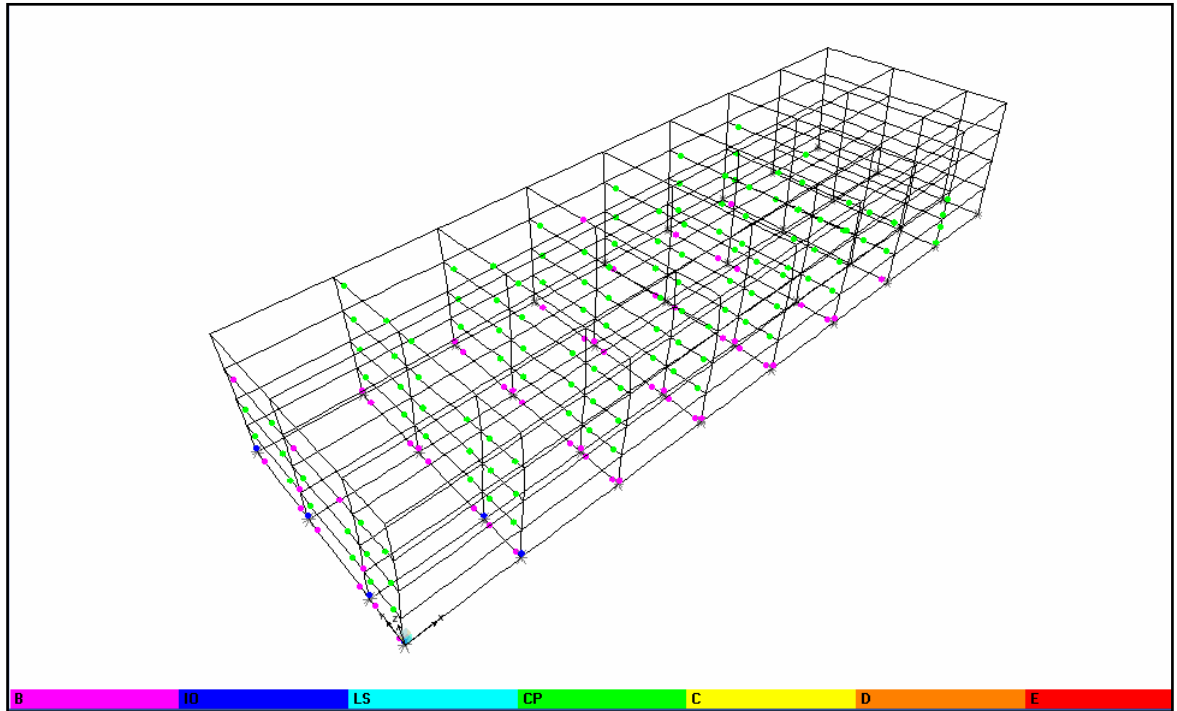


圖 4.3.3 土壤勁度值  $10\text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度

$280\text{ kgf/cm}^2$ )

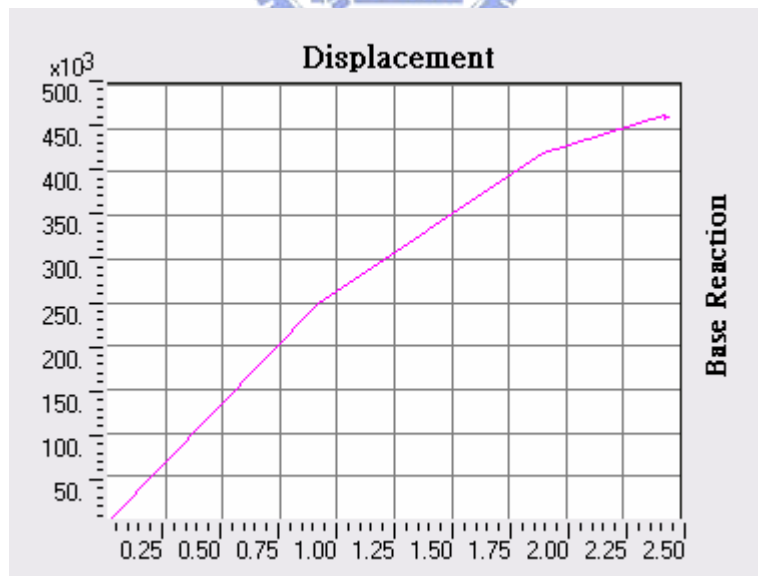


圖 4.3.4 土壤勁度值  $20\text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度

$280\text{ kgf/cm}^2$ )

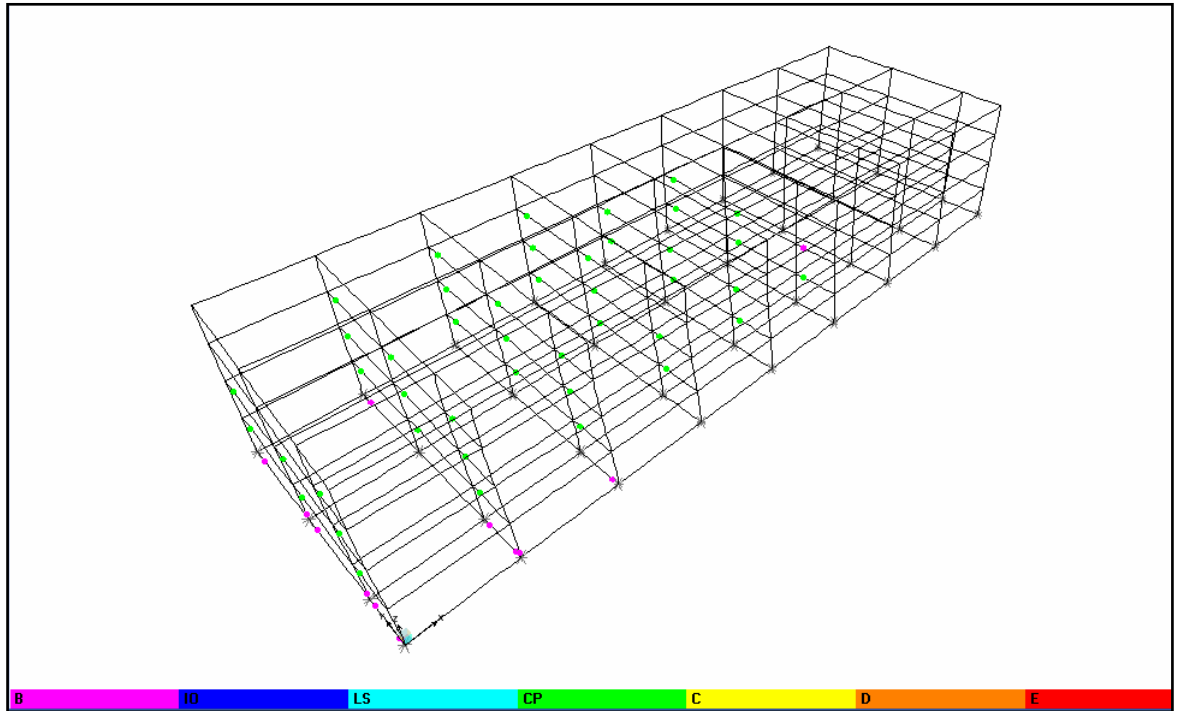


圖 4.3.5 土壤勁度值  $20\text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度

$280\text{ kgf/cm}^2$ )

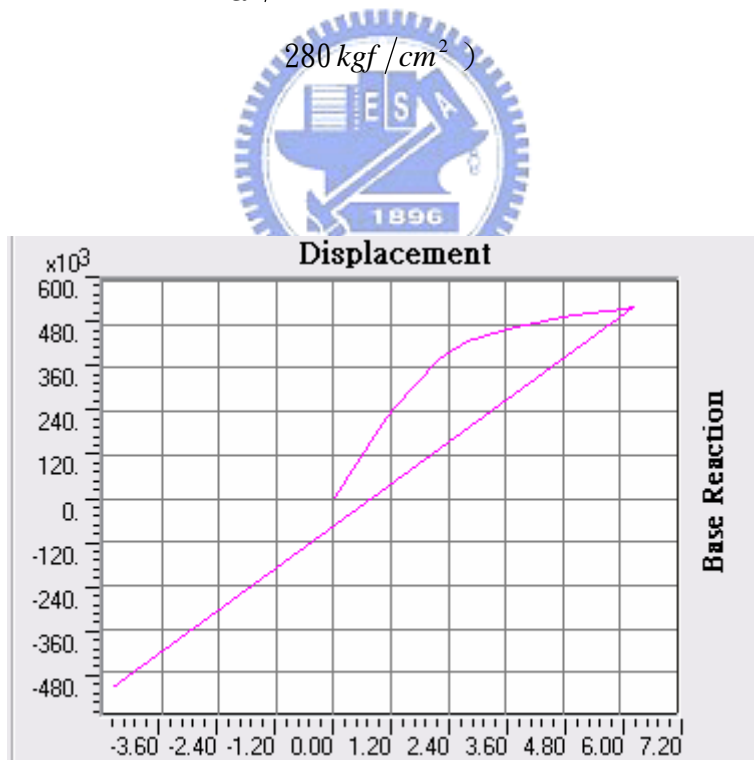


圖 4.3.6 土壤勁度值  $20\text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度

$150\text{ kgf/cm}^2$ )

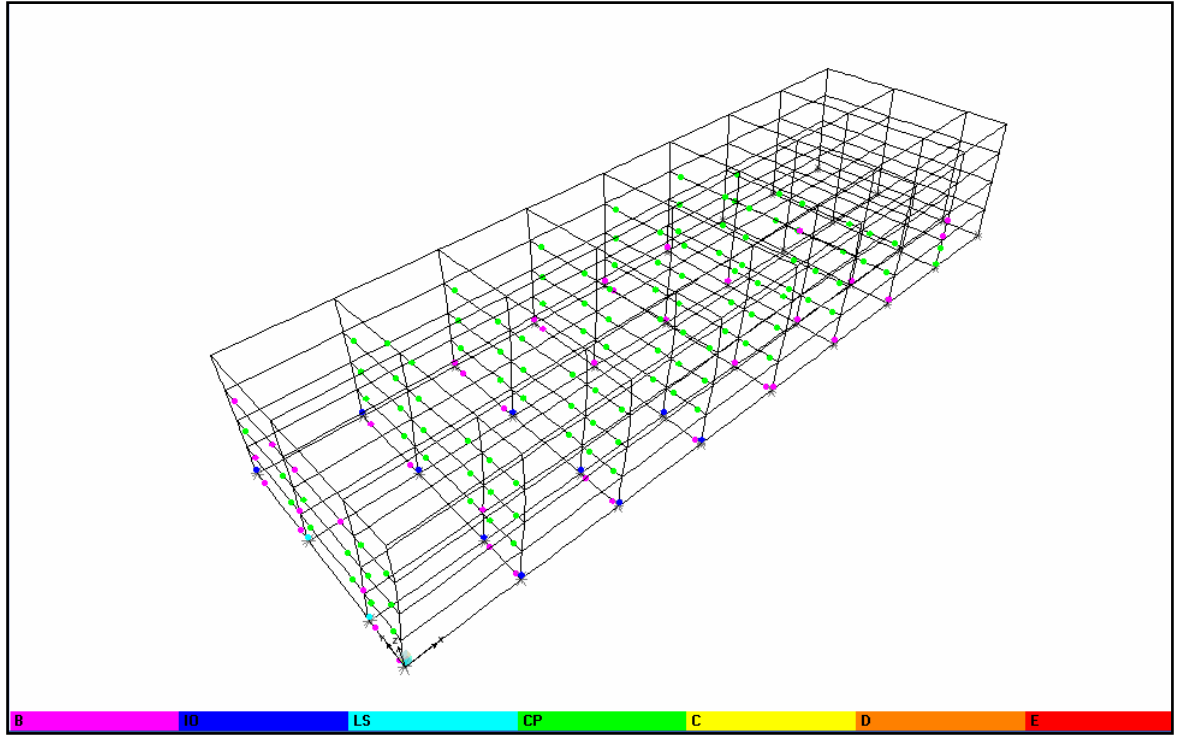


圖 4.3.7 土壤勁度值  $20\text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度

$150\text{ kgf/cm}^2$ )

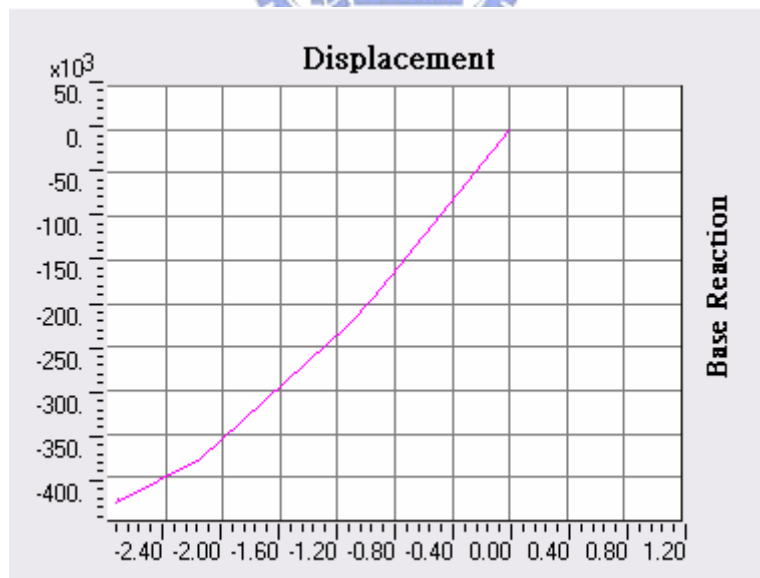


圖 4.3.8 土壤勁度值  $30\text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度

$150\text{ kgf/cm}^2$ )

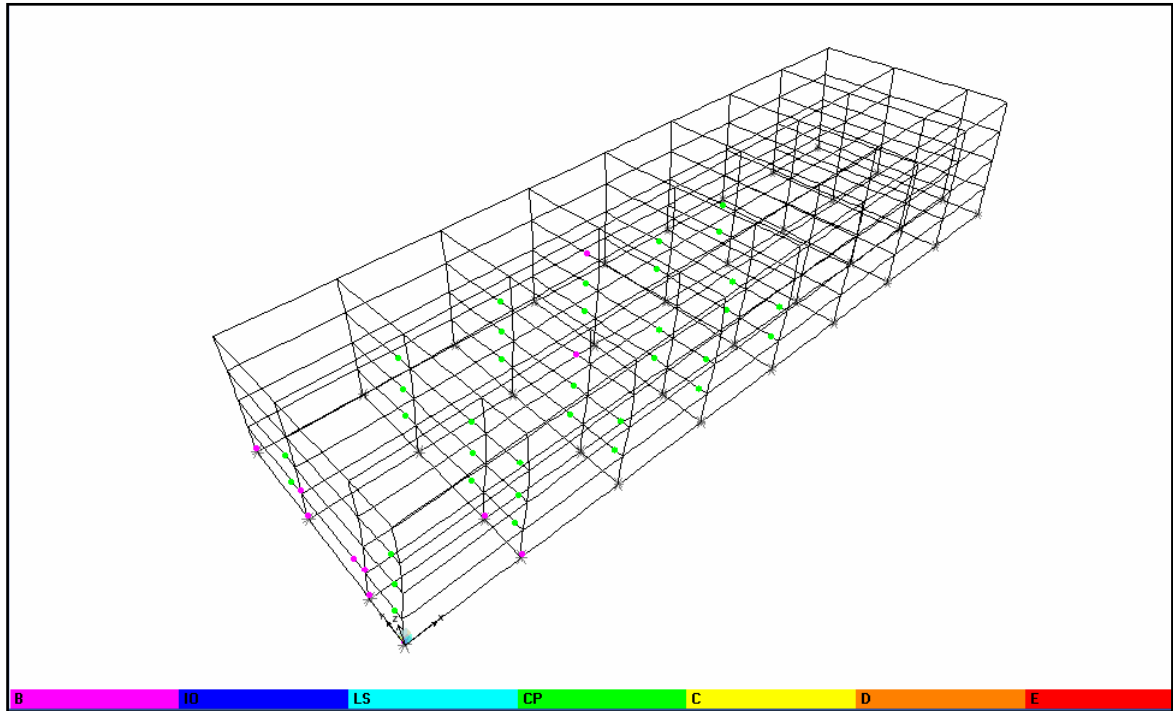


圖 4.3.9 土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  短向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )

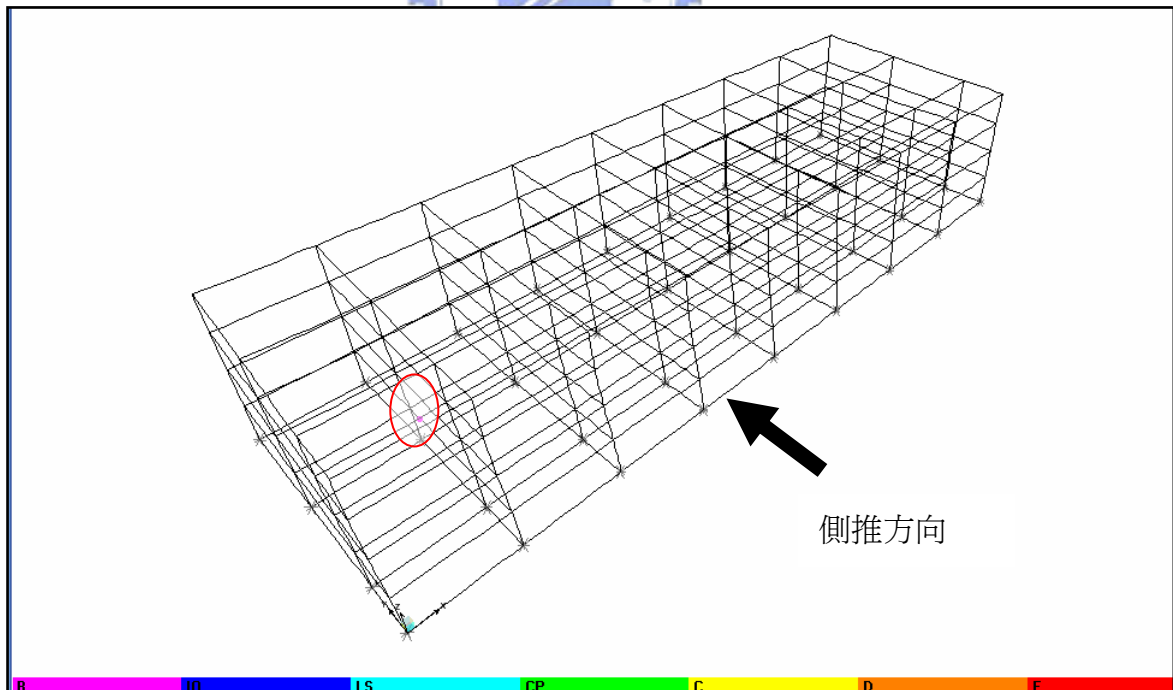


圖 4.3.10 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

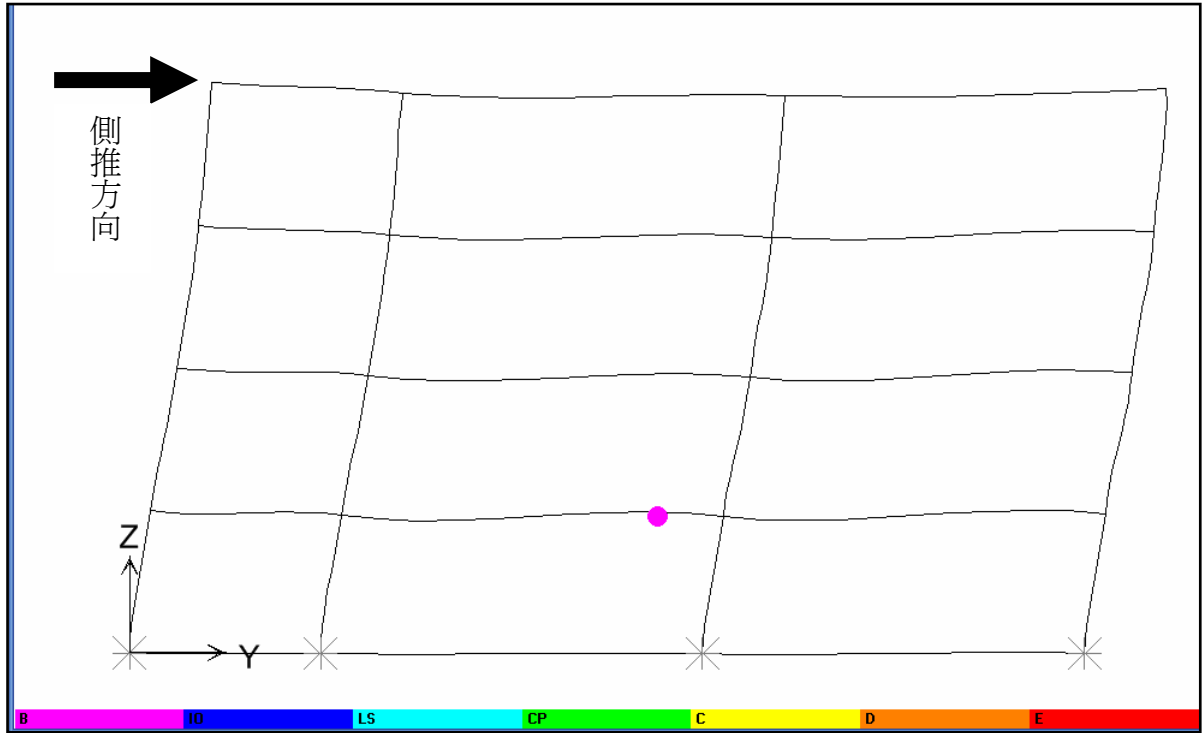


圖 4.3.11 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $10 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)-斷面放大圖

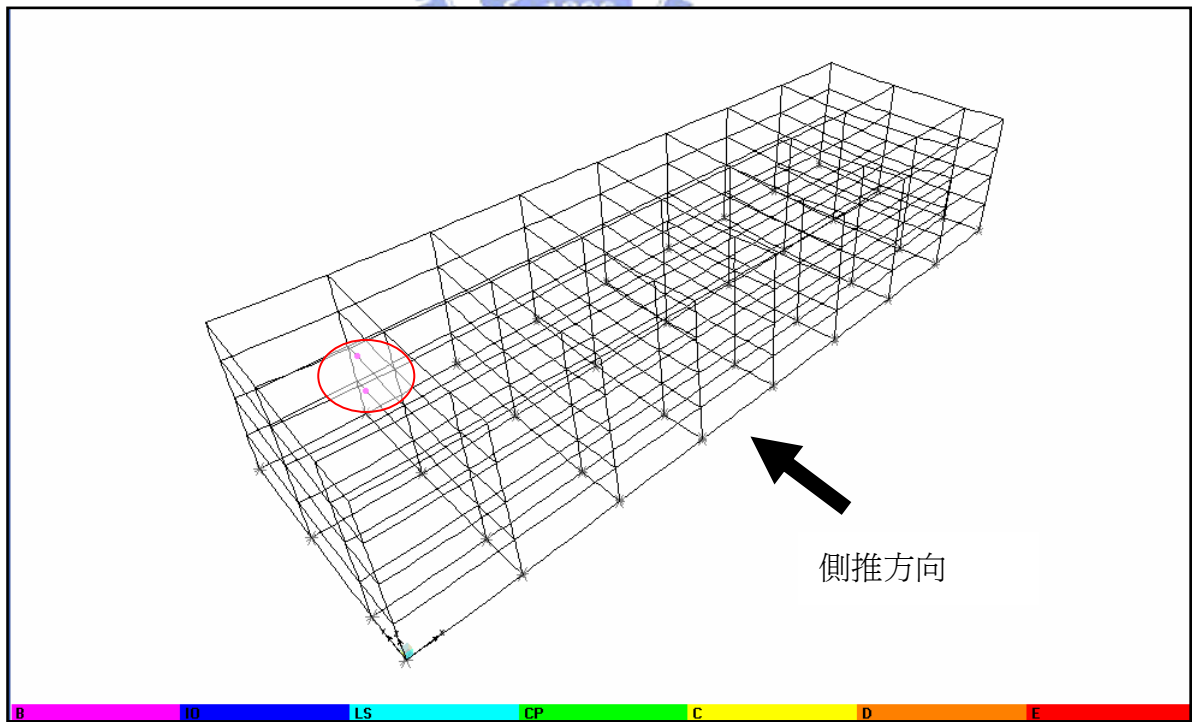


圖 4.3.12 土壤勁度  $1 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

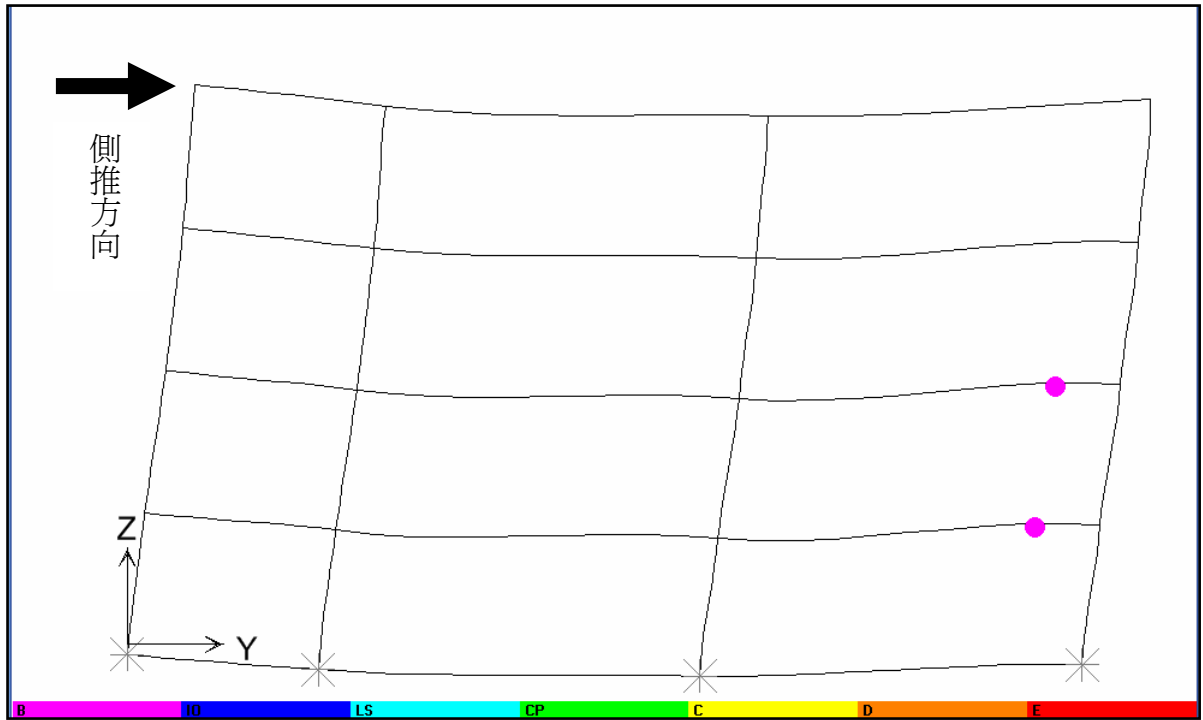


圖 4.3.13 土壤勁度  $1 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時) - 斷面放大圖

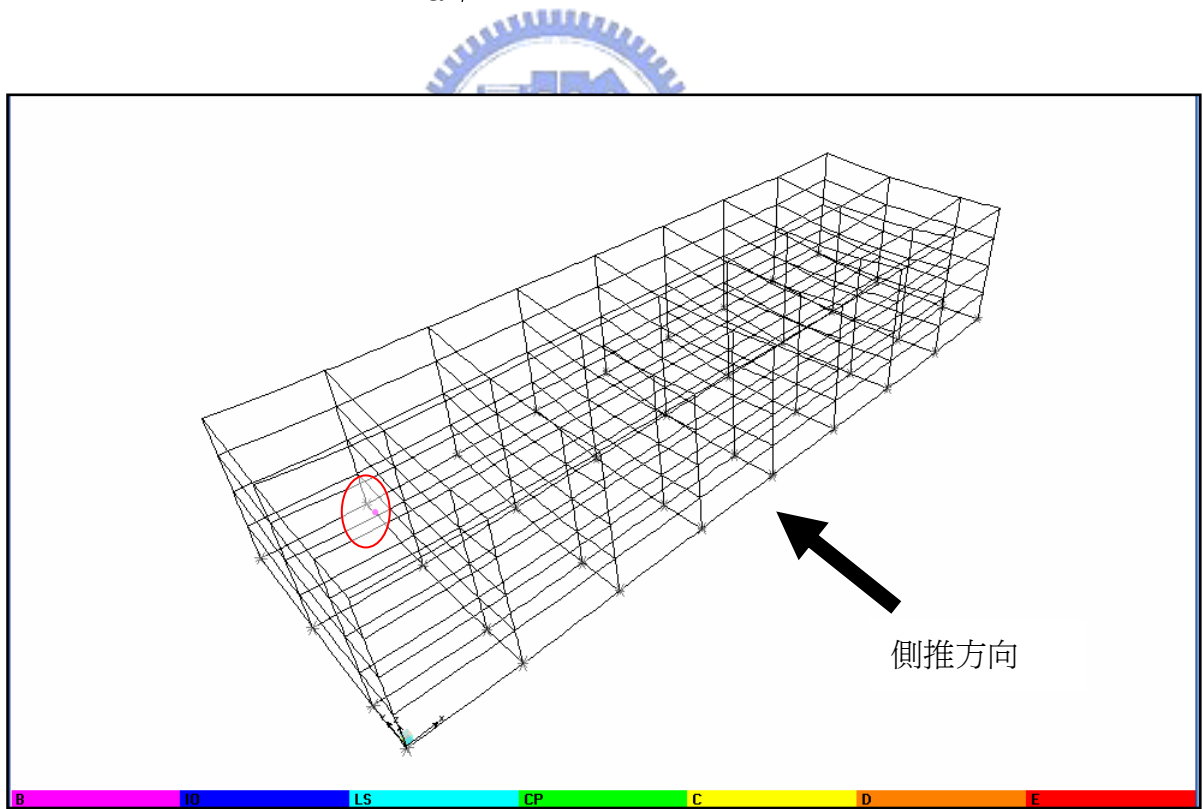


圖 4.3.14 土壤勁度  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

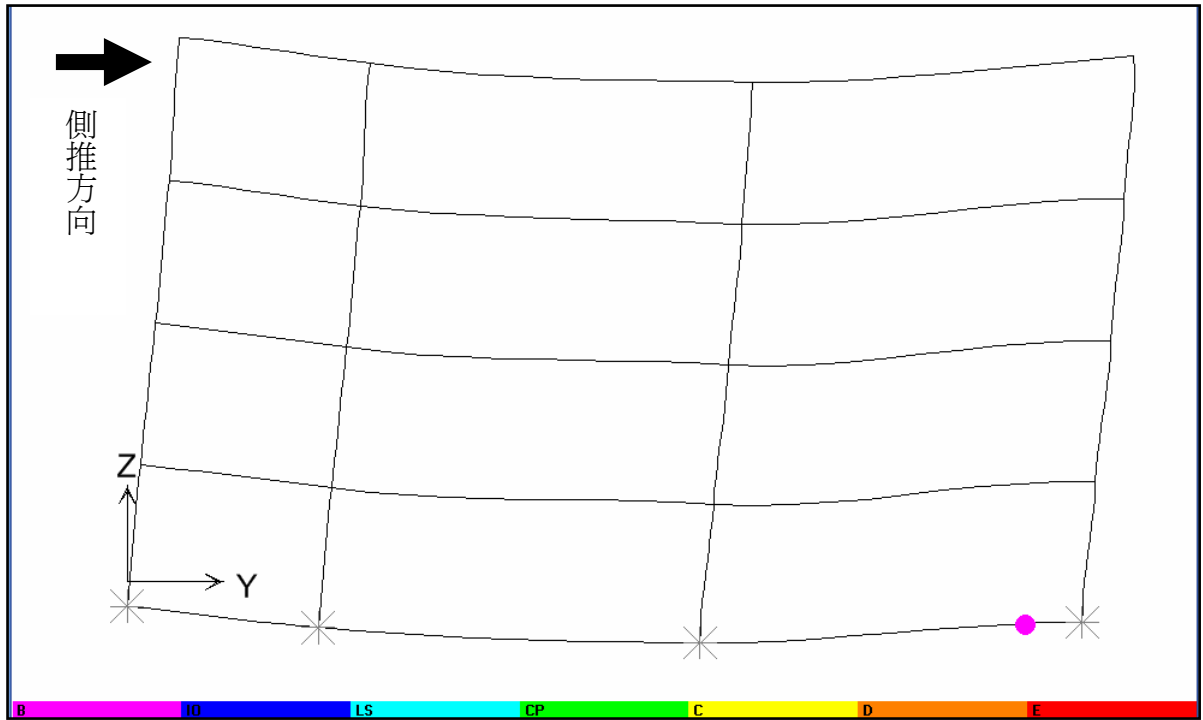


圖 4.3.15 土壤勁度  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時) - 斷面放大圖

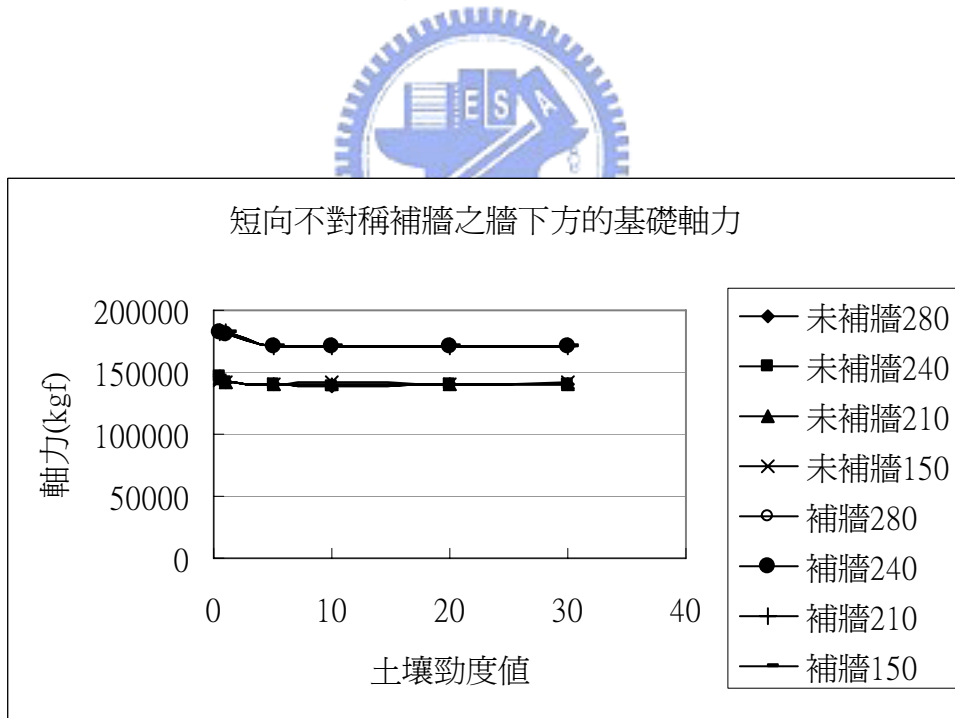


圖 4.3.16 短向不對稱補牆之牆下方的基礎軸力



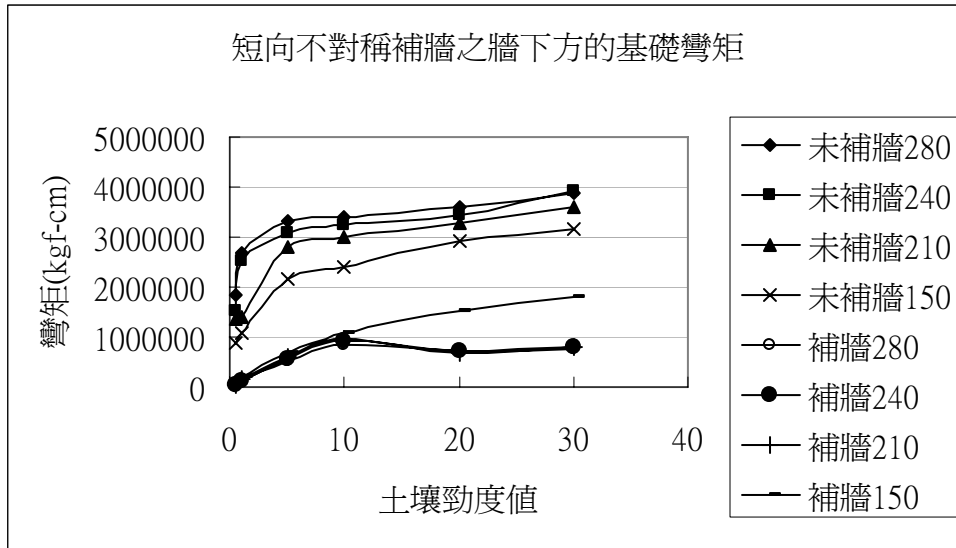


圖 4.3.17 短向不對稱補牆之牆下方的基礎彎矩

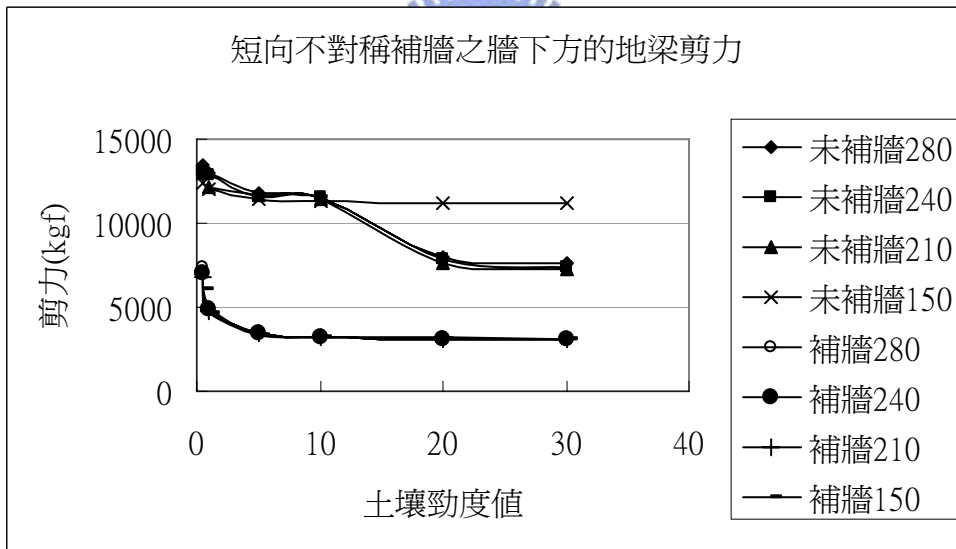


圖 4.3.18 短向不對稱補牆之牆下方的地梁剪力

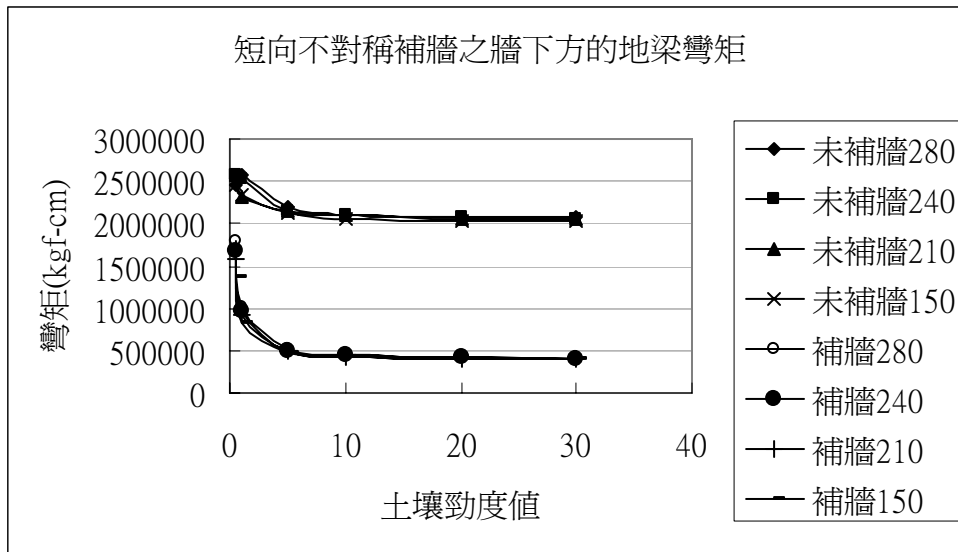


圖 4.3.19 短向不對稱補牆之牆下方的地梁彎矩

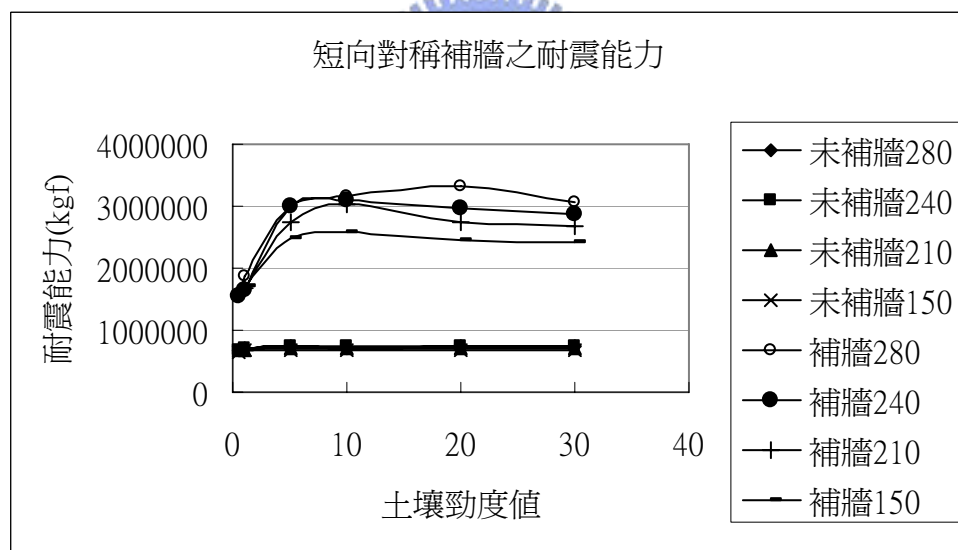


圖 4.3.20 短向對稱補牆之耐震能力

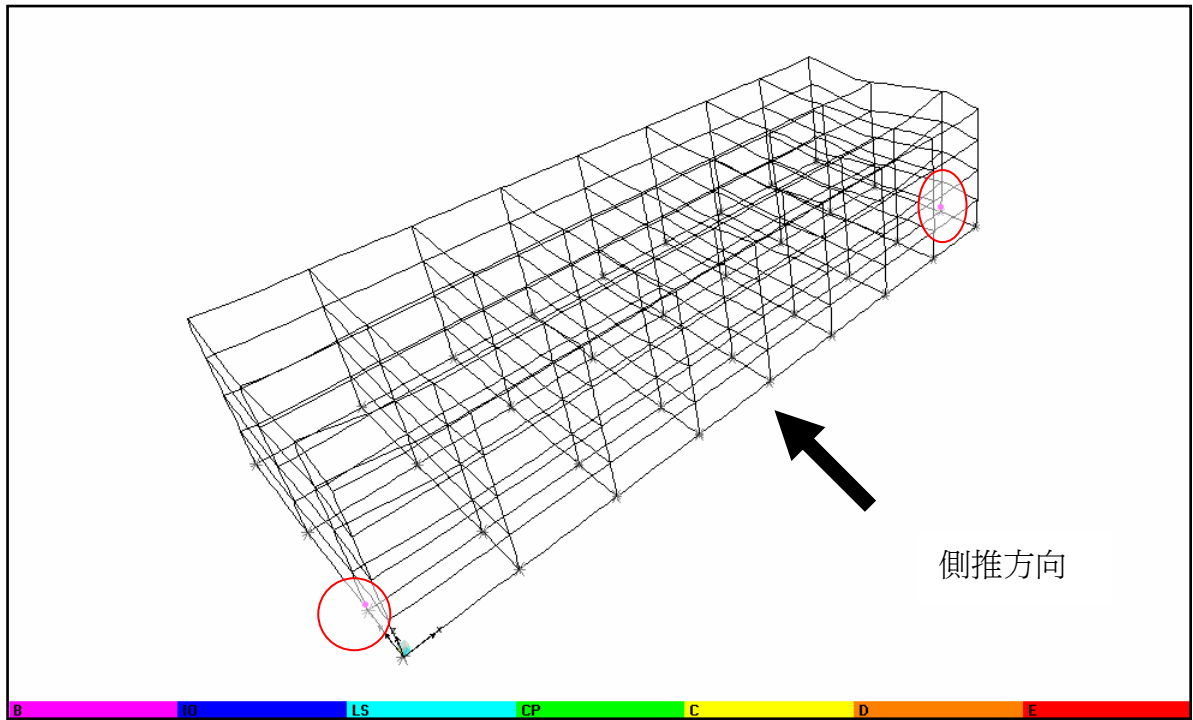


圖 4.3.21 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

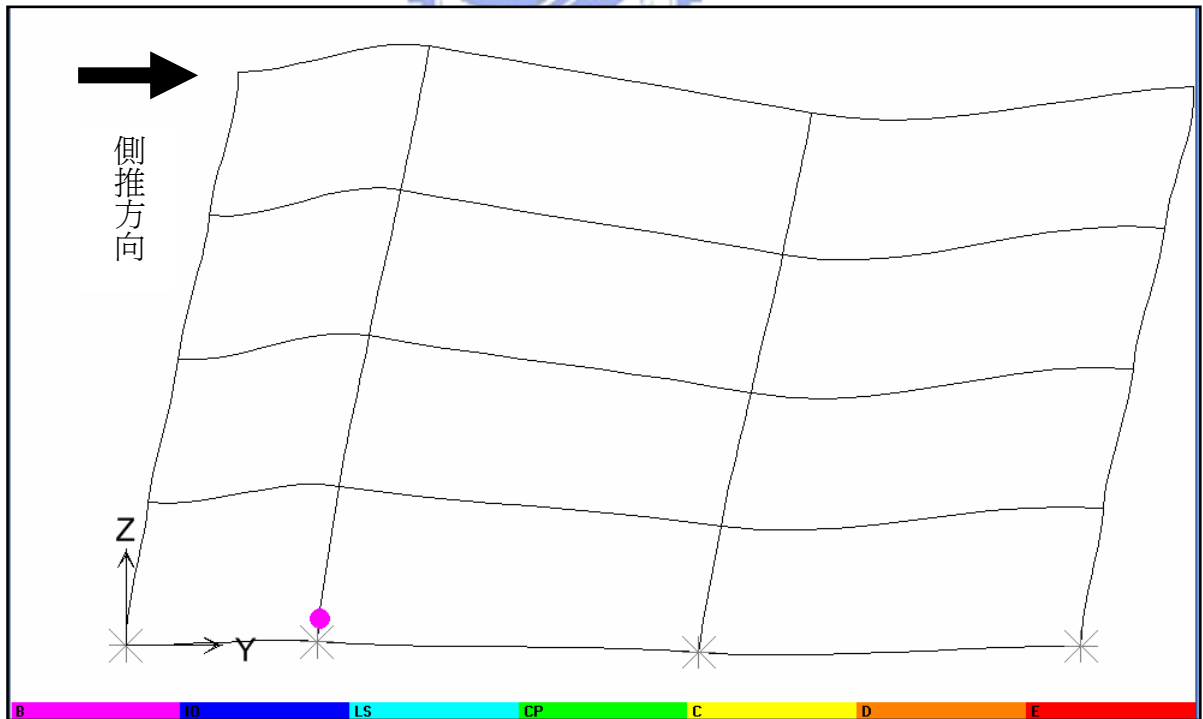


圖 4.3.22 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時) - 斷面放大圖

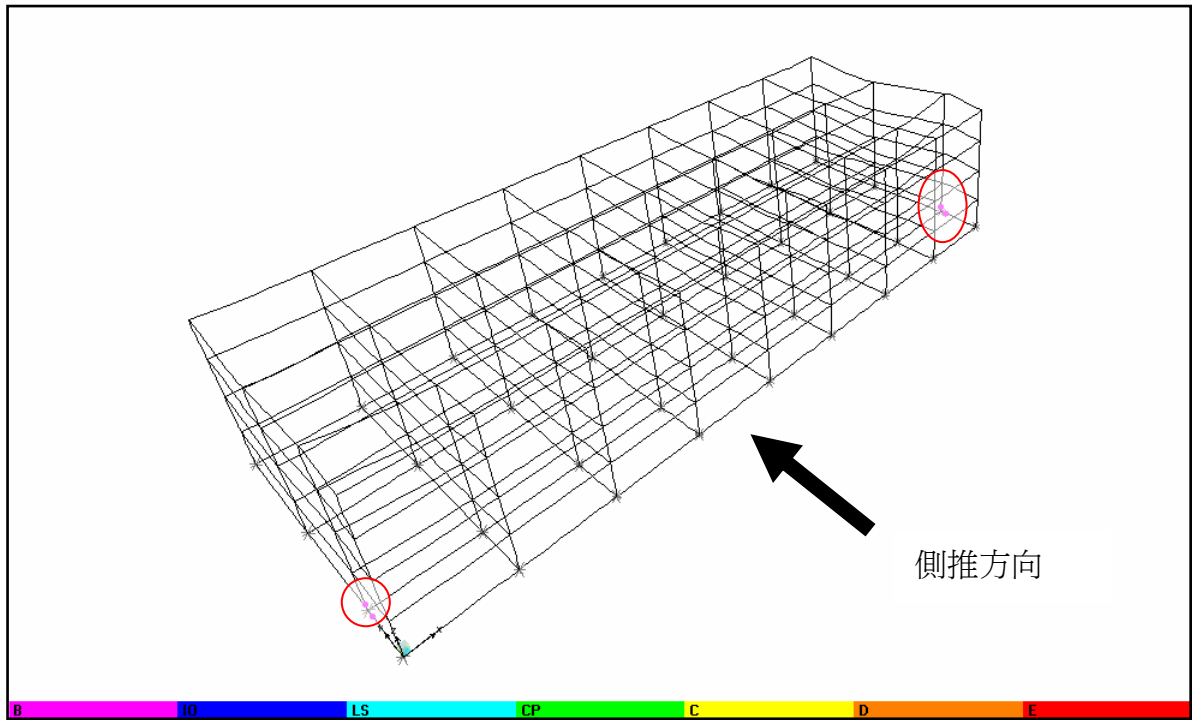


圖 4.3.23 土壤勁度  $20 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

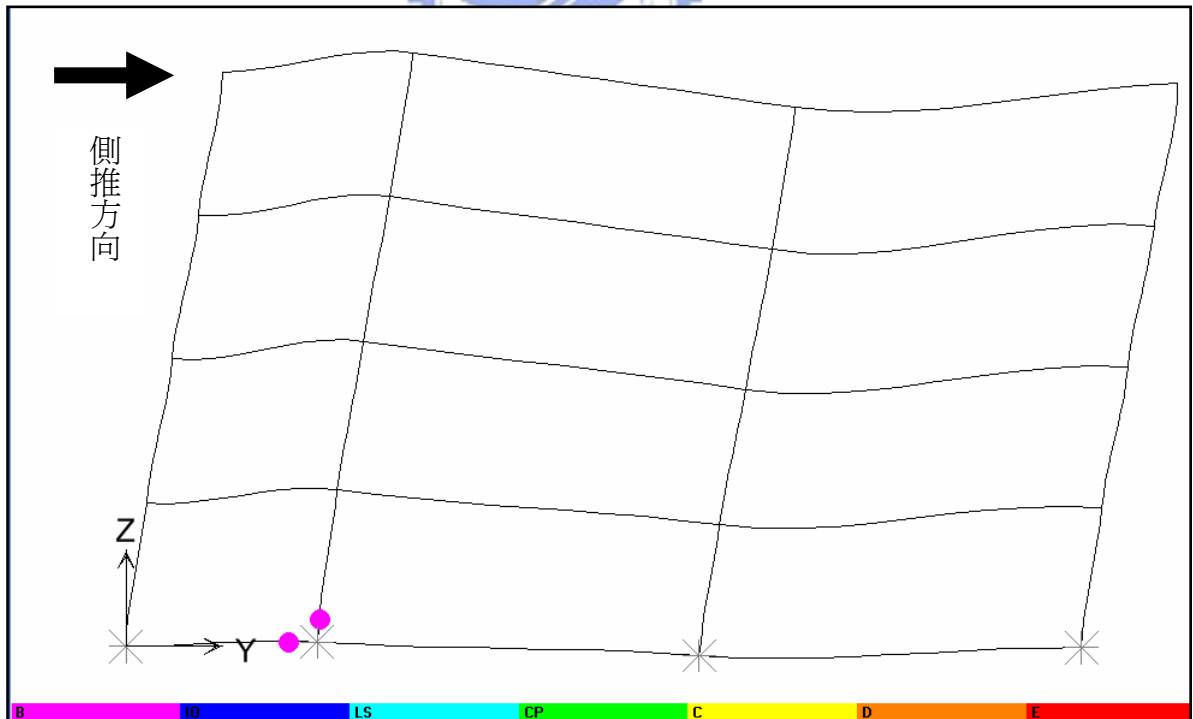


圖 4.3.24 土壤勁度  $20 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時) - 斷面放大圖

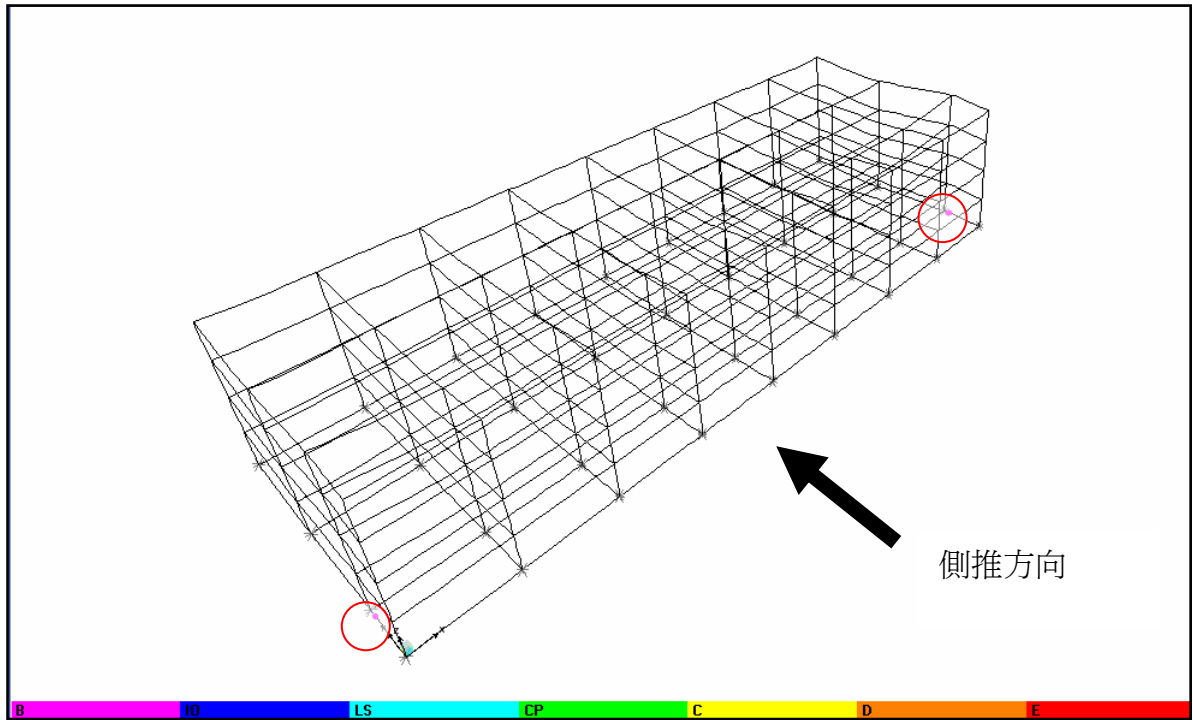


圖 4.3.25 土壤勁度  $10 \text{ kgf/cm}^3$  和  $5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

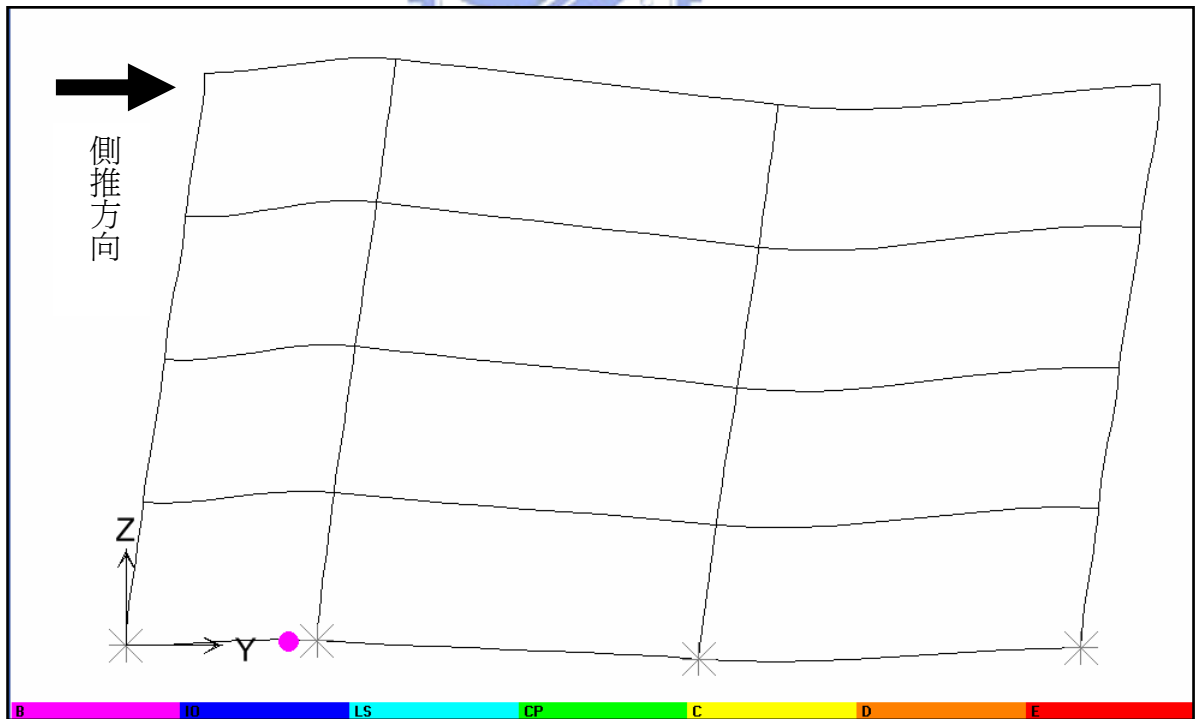


圖 4.3.26 土壤勁度  $10 \text{ kgf/cm}^3$  和  $5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時) - 斷面放大

圖

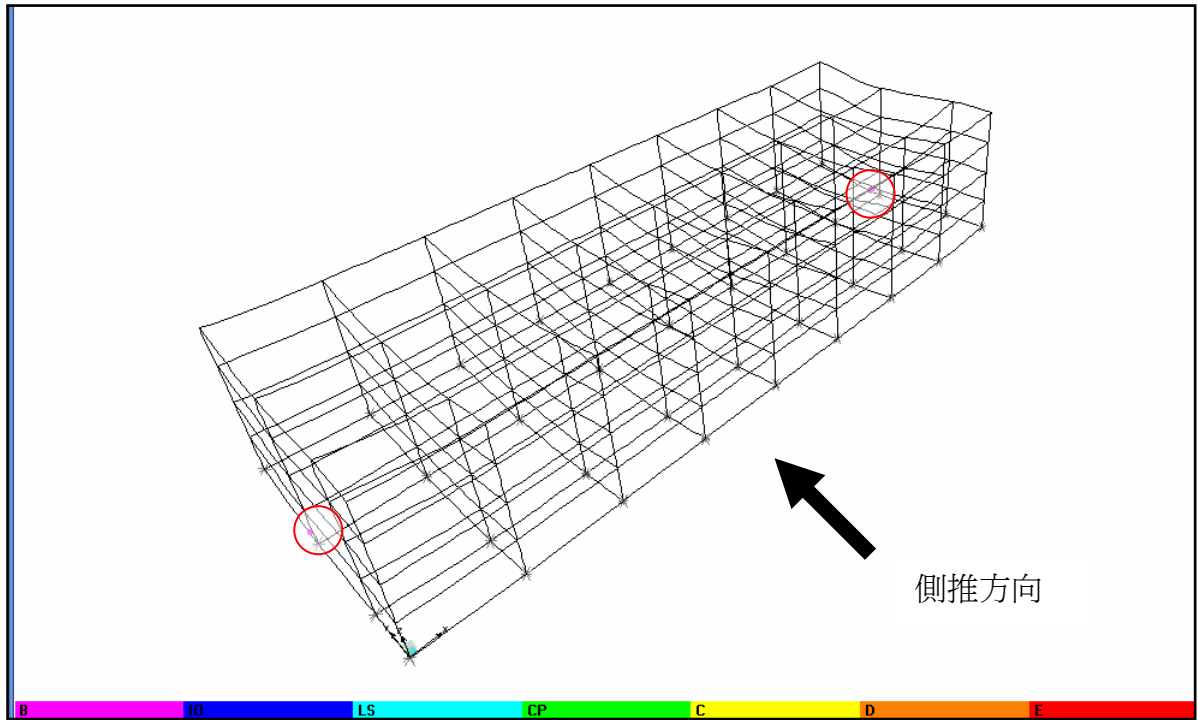


圖 4.3.27 土壤勁度  $1\text{kgf}/\text{cm}^3$  和  $0.5\text{kgf}/\text{cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

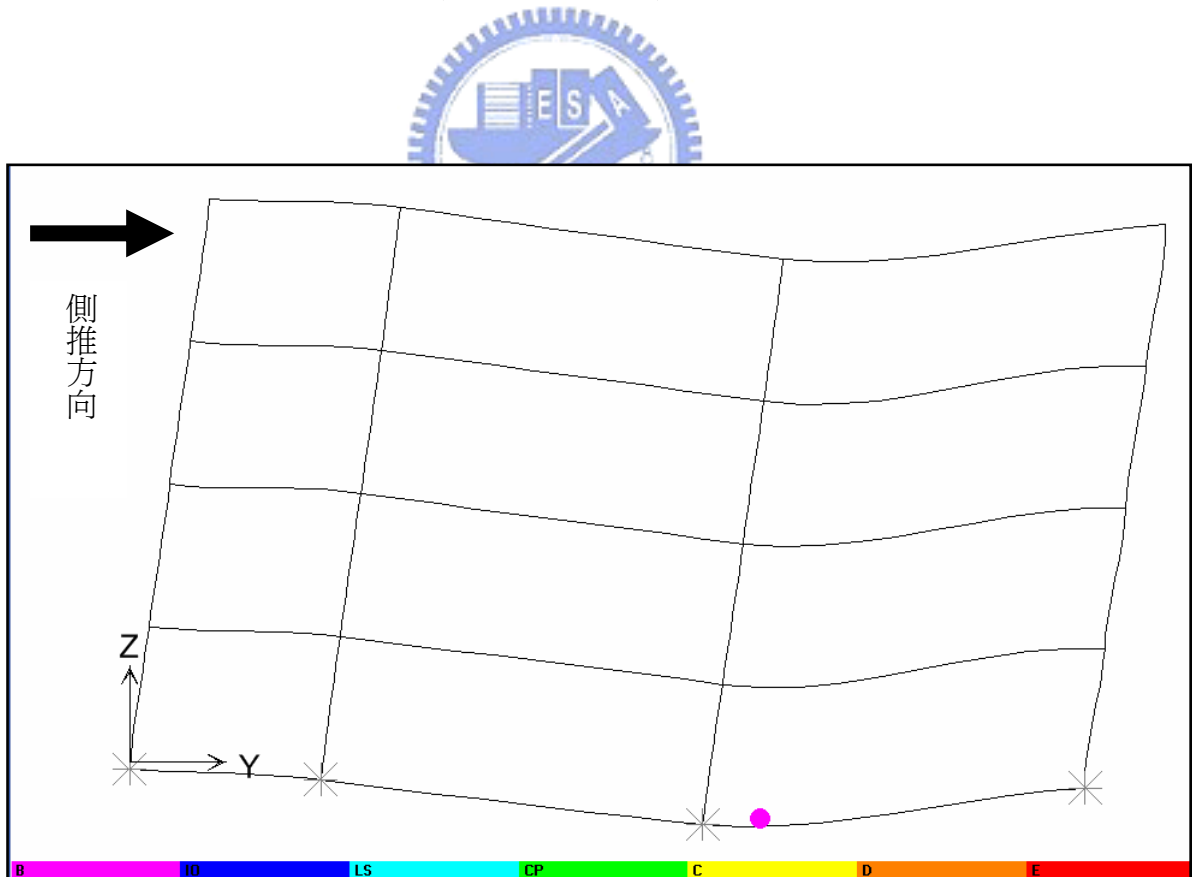


圖 4.3.28 土壤勁度  $1\text{kgf}/\text{cm}^3$  和  $0.5\text{kgf}/\text{cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)-斷面放

大圖

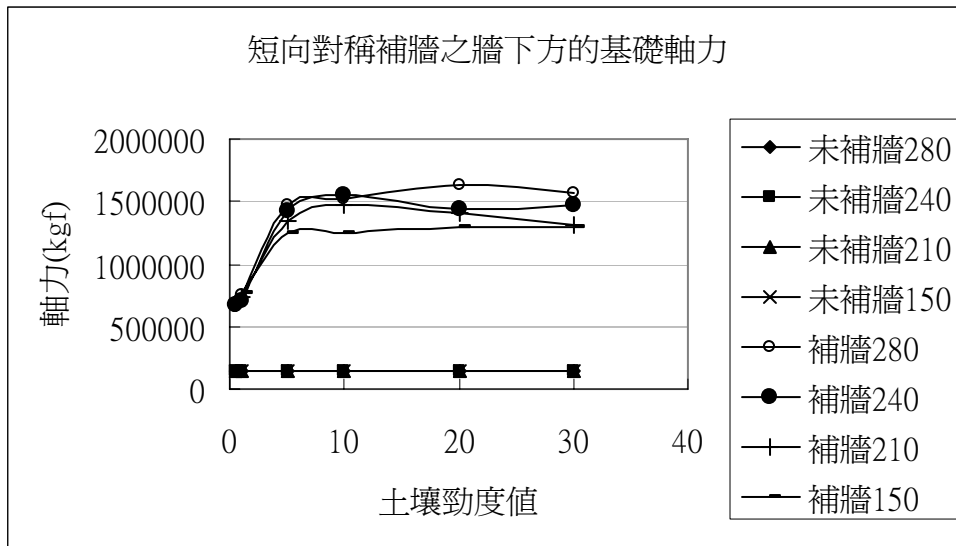


圖 4.3.29 短向對稱補牆之牆下方的基礎軸力

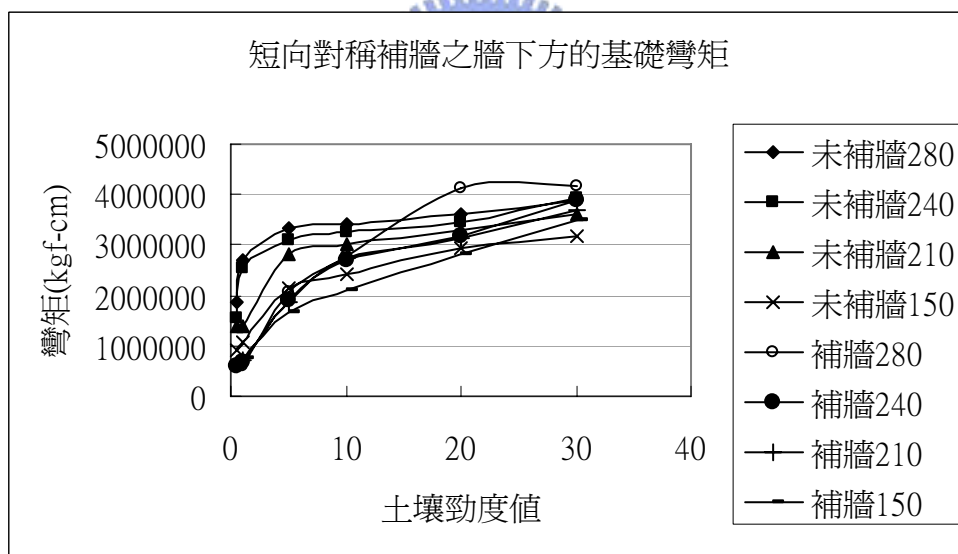


圖 4.3.30 短向對稱補牆之牆下方的基礎彎矩



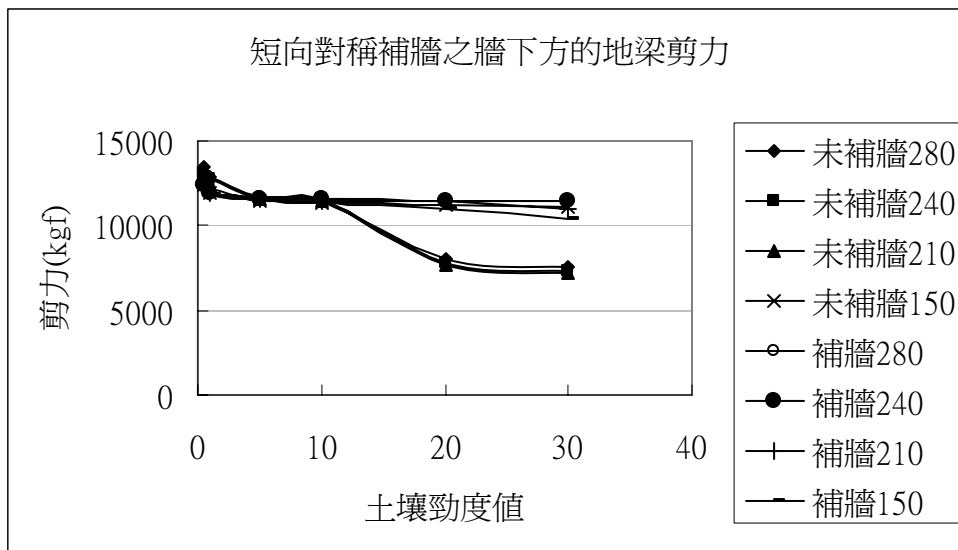


圖 4. 3. 31 短向對稱補牆之牆下方的地梁剪力

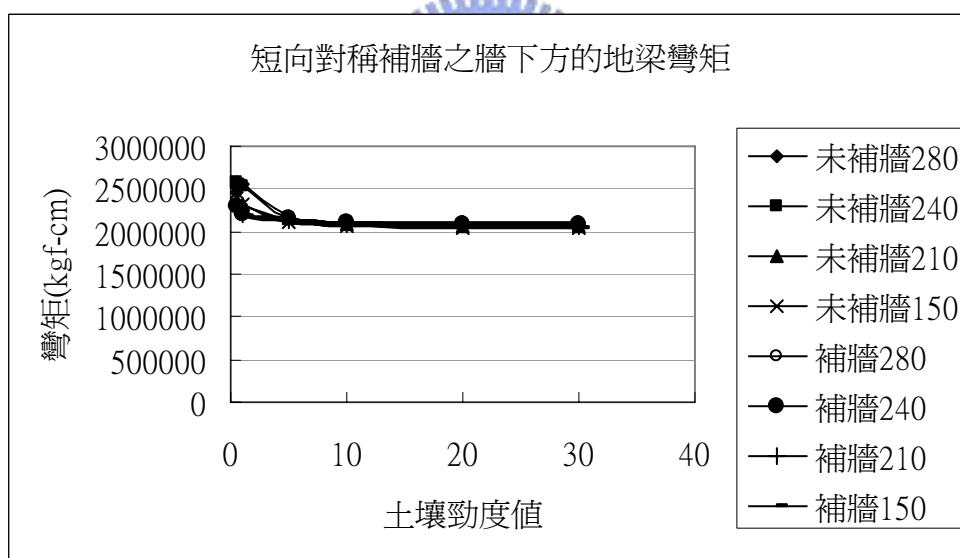


圖 4. 3. 32 短向對稱補牆之牆下方的地梁彎矩

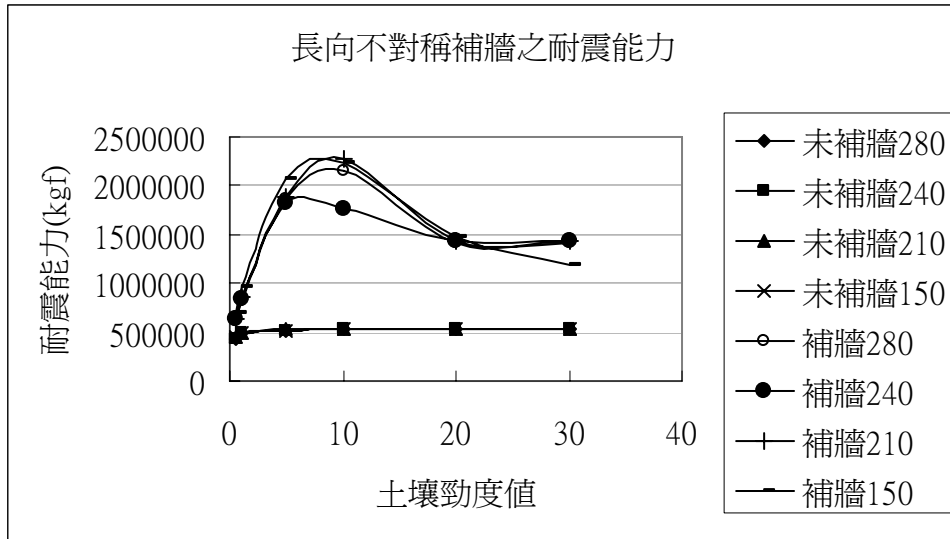


圖 4.3.33 長向不對稱補牆之耐震能力

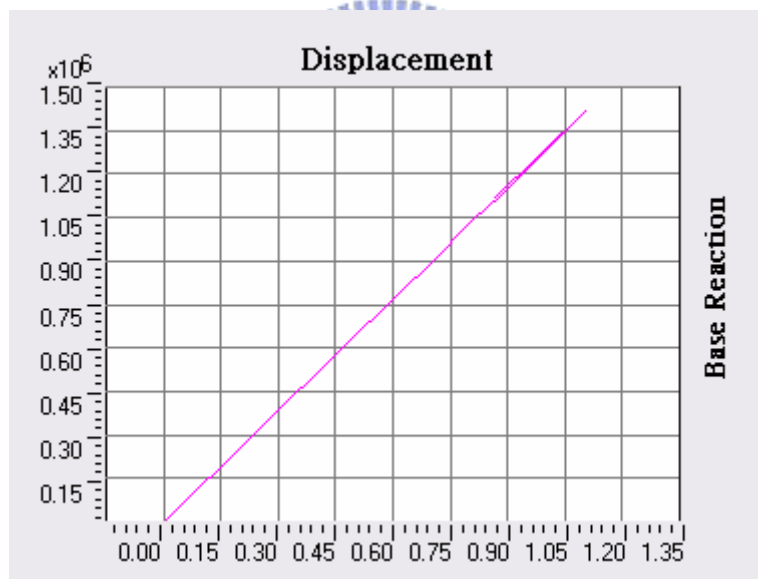


圖 4.3.34 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$ )

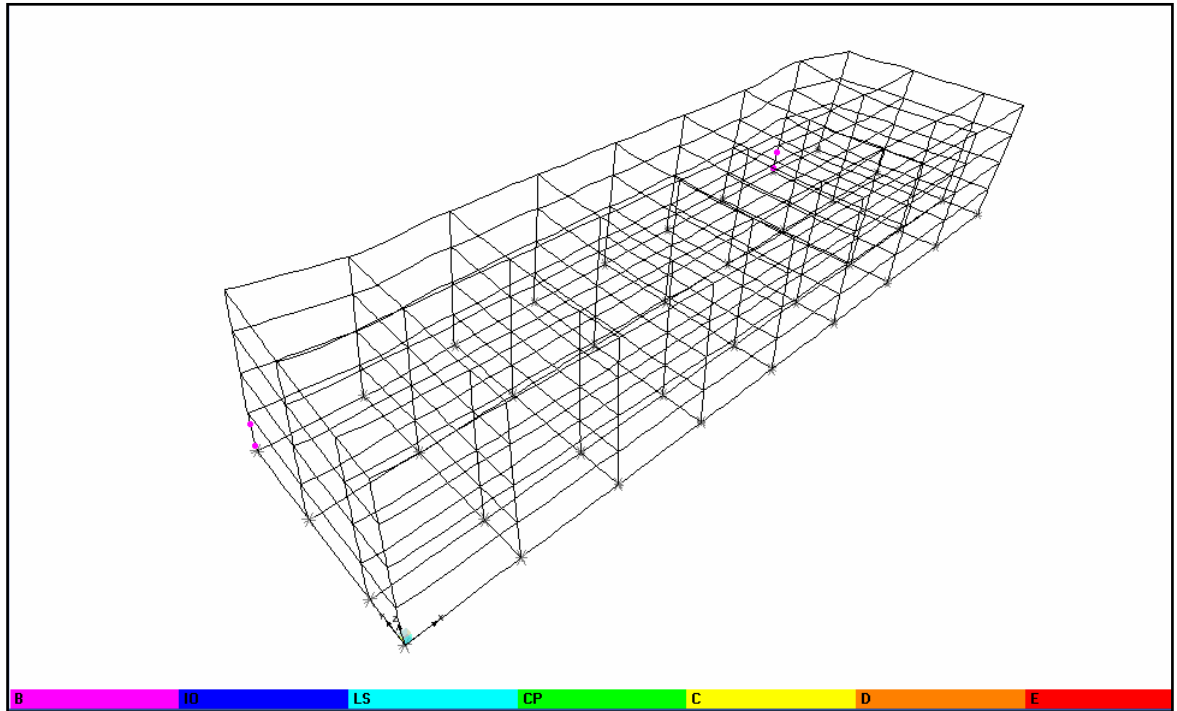


圖 4.3.35 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度

$280 \text{ kgf/cm}^2$ )

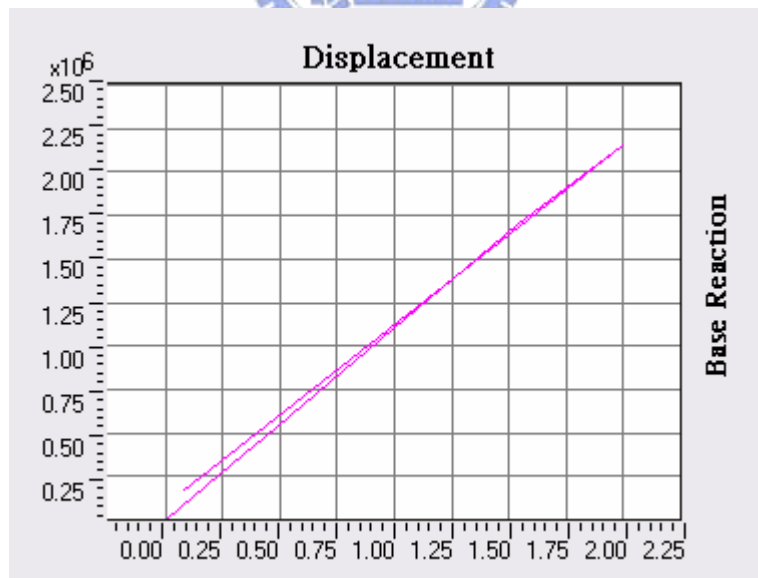


圖 4.3.36 土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  長向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度

$280 \text{ kgf/cm}^2$ )

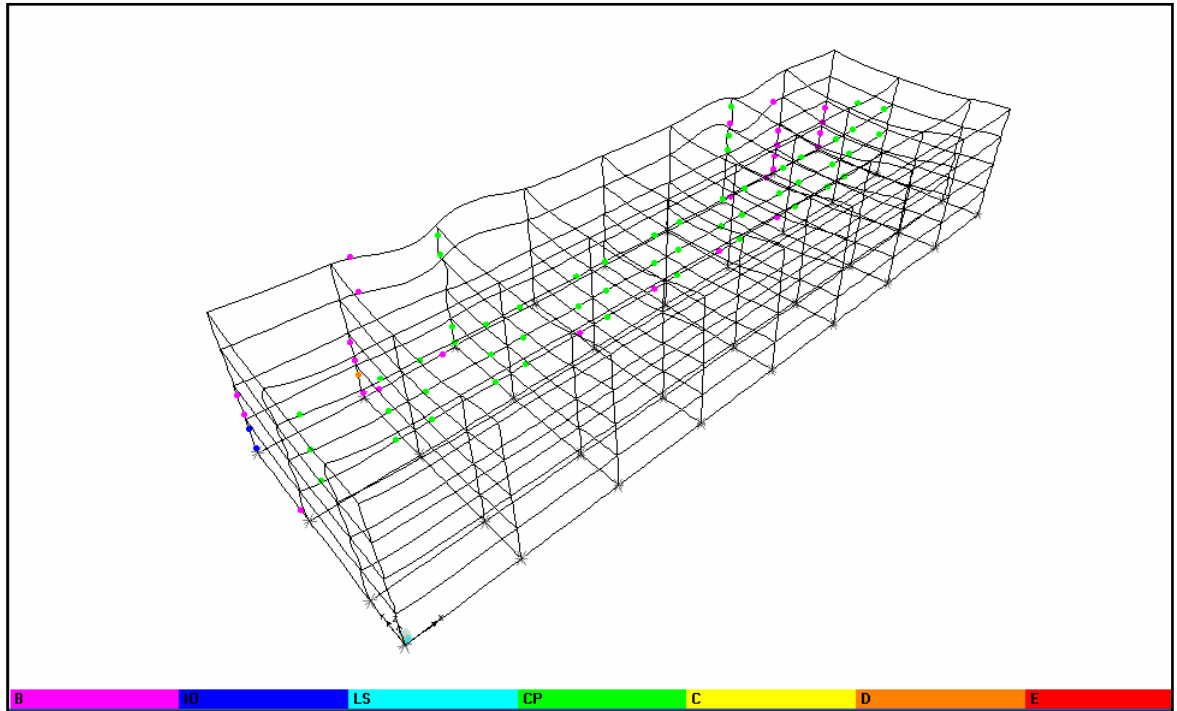


圖 4.3.37 土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  長向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度

$280 \text{ kgf/cm}^2$ )

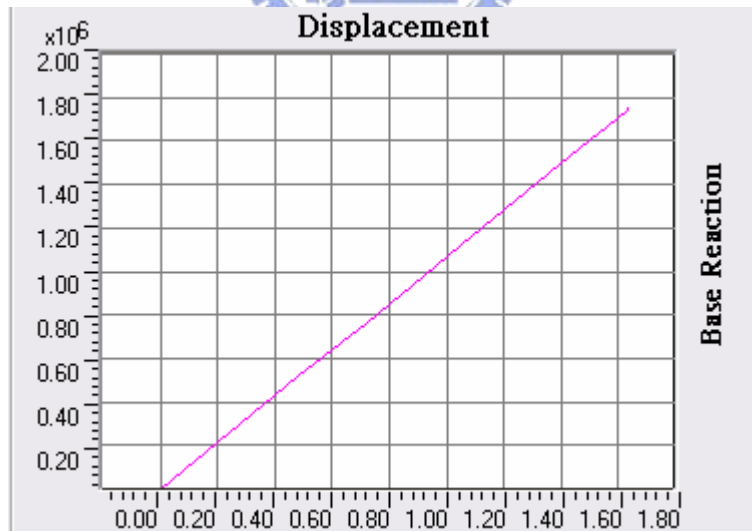


圖 4.3.38 土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  長向不對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度

$240 \text{ kgf/cm}^2$ )

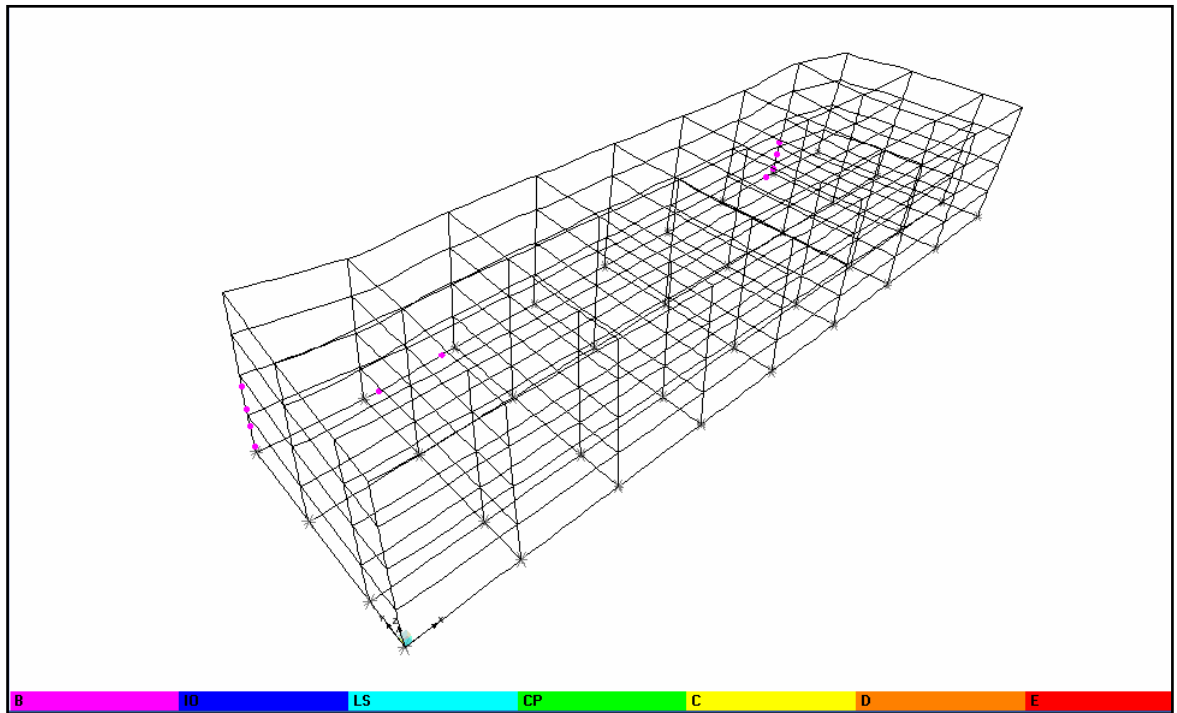


圖 4.3.39 土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  長向不對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$ )

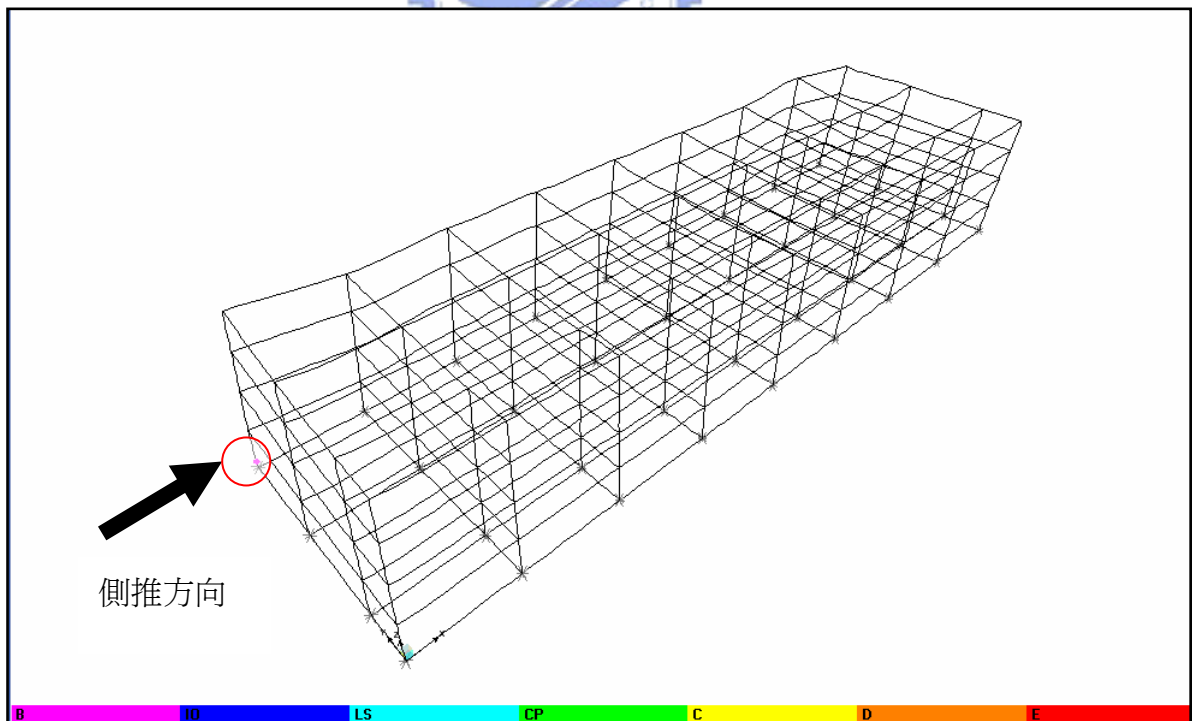


圖 4.3.40 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

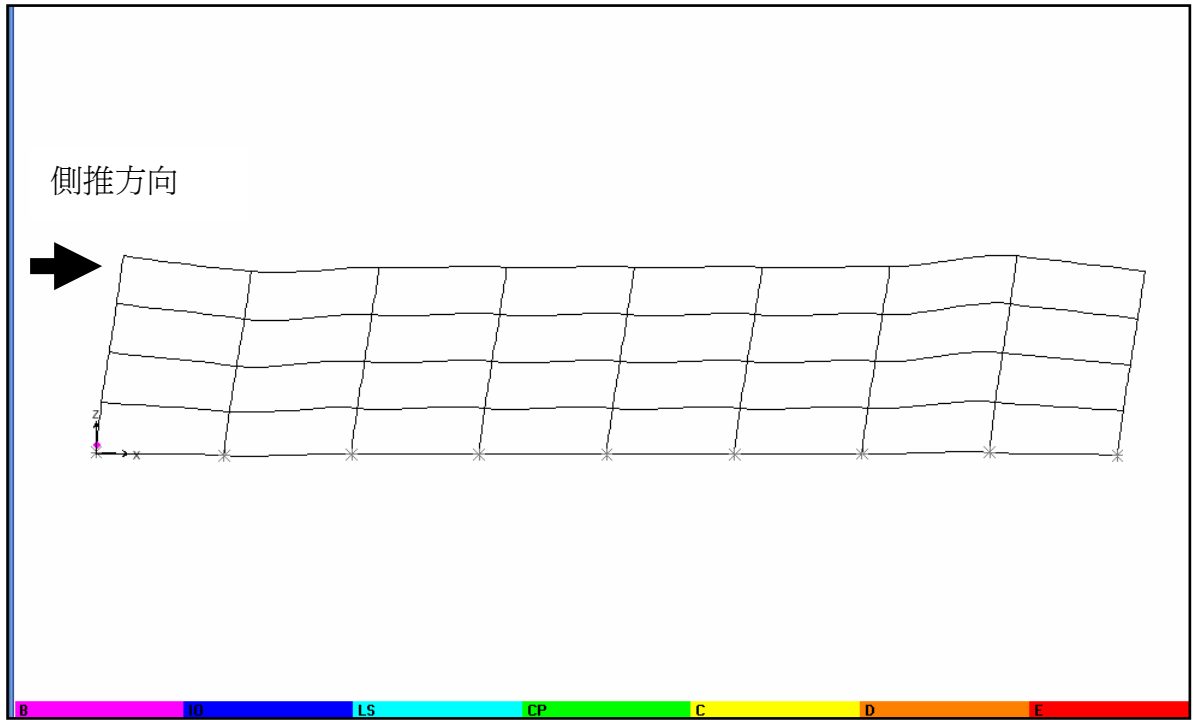


圖 4.3.41 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時) - 斷面放大圖

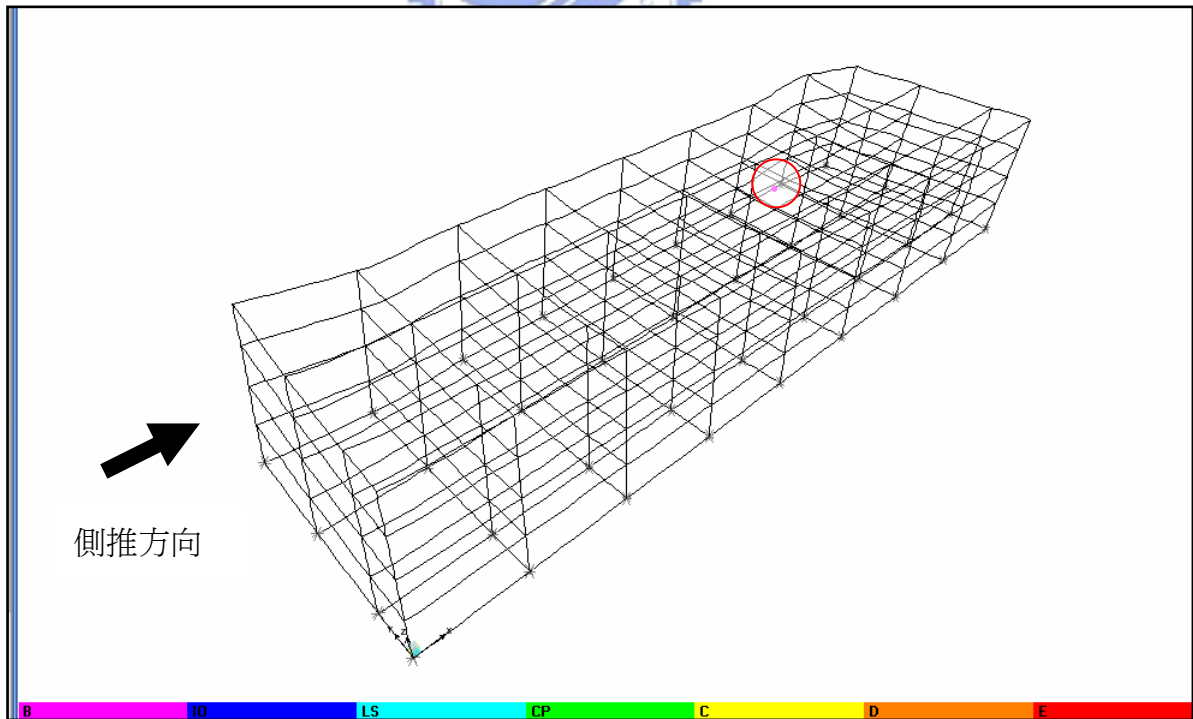


圖 4.3.42 土壤勁度  $5 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $1 \text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

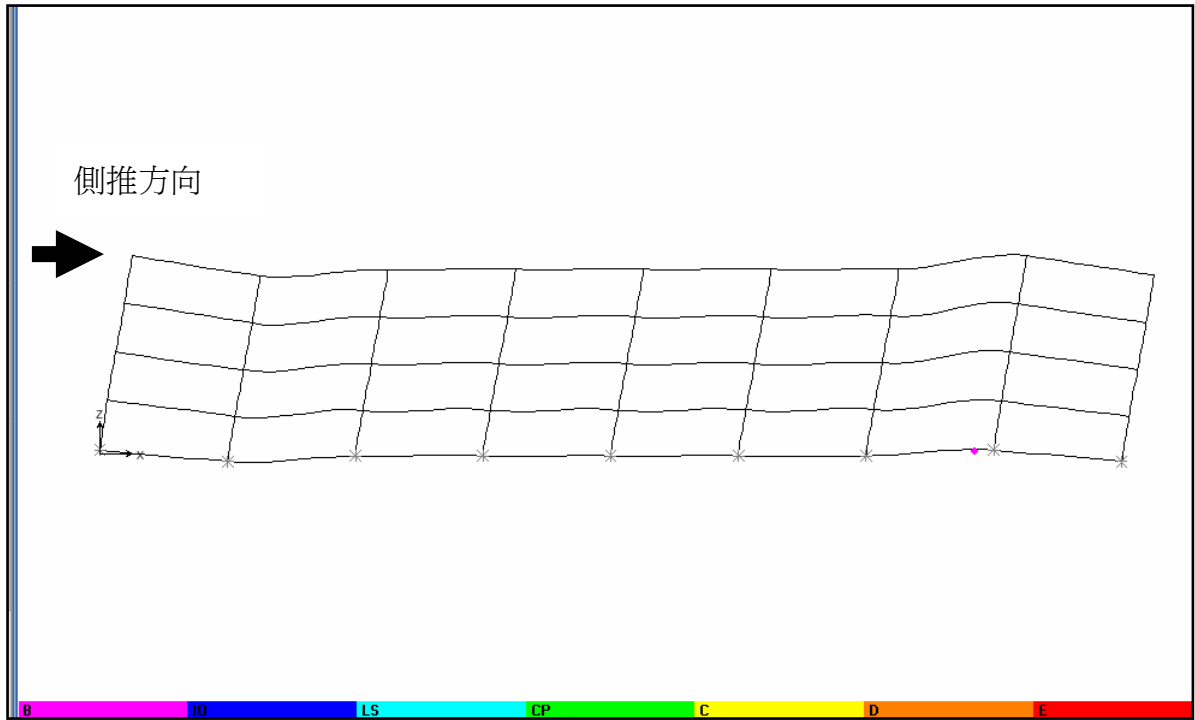


圖 4.3.43 土壤勁度  $5\text{ kgf/cm}^3$ 、 $1\text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5\text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)



-斷面放大圖

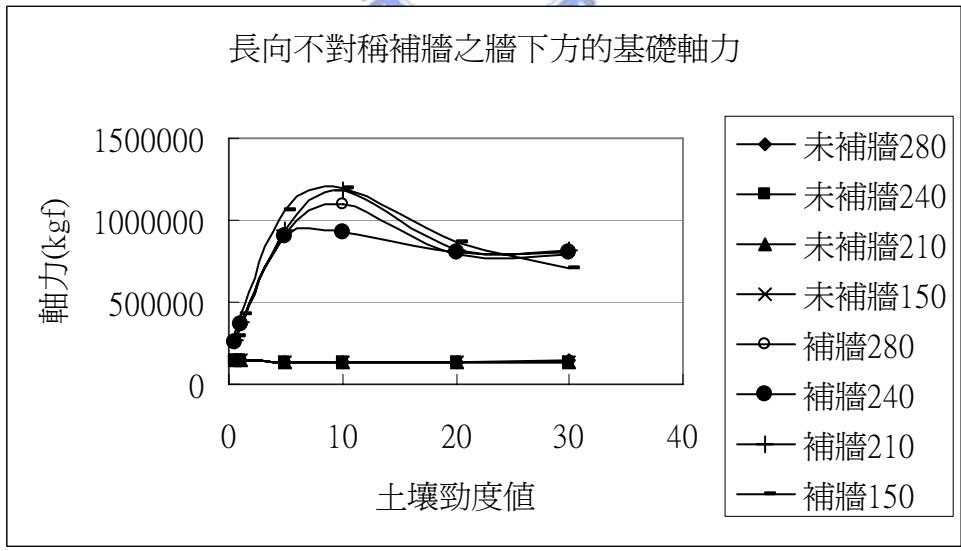


圖 4.3.44 長向不對稱補牆之牆下方的基礎軸力



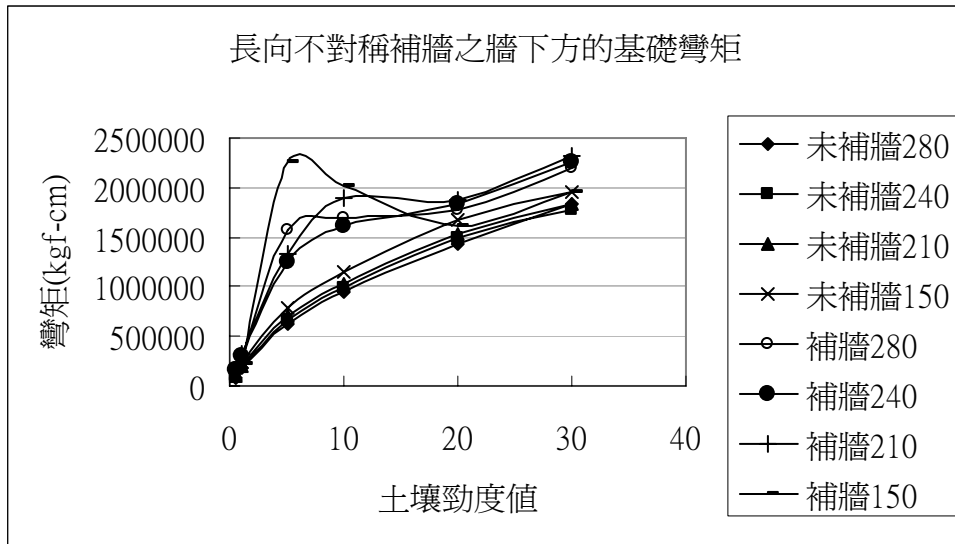


圖 4.3.45 長向不對稱補牆之牆下方的基礎彎矩

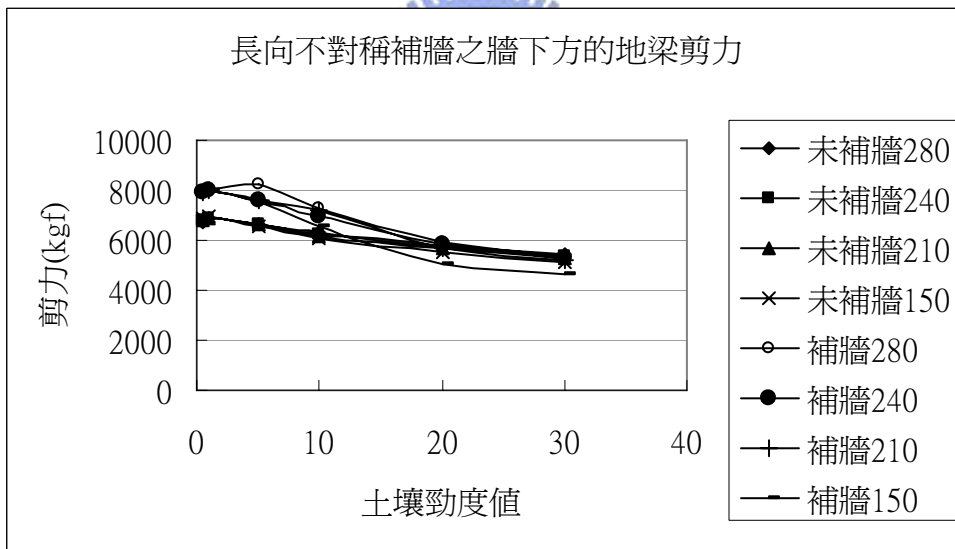


圖 4.3.46 長向不對稱補牆之牆下方的地梁剪力

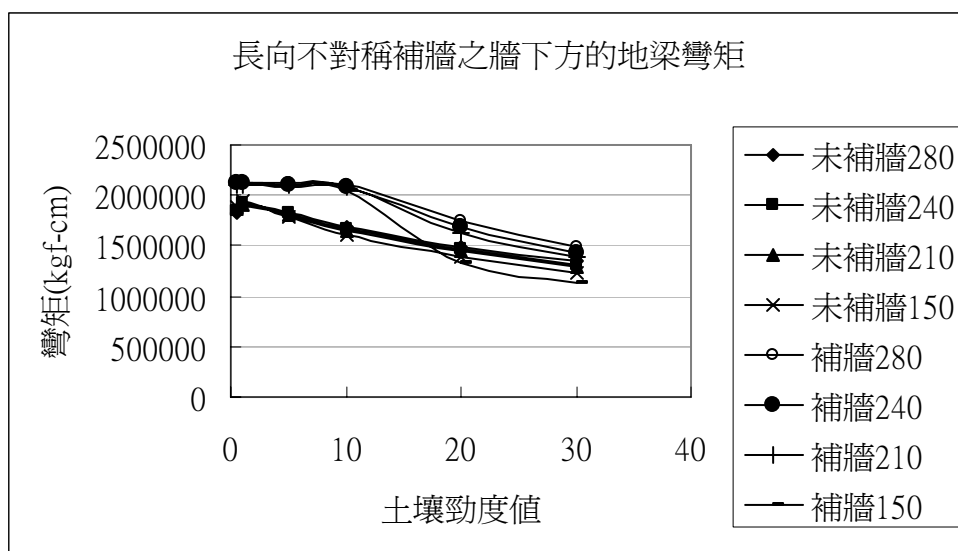


圖 4.3.47 長向不對稱補牆之牆下方的地梁彎矩

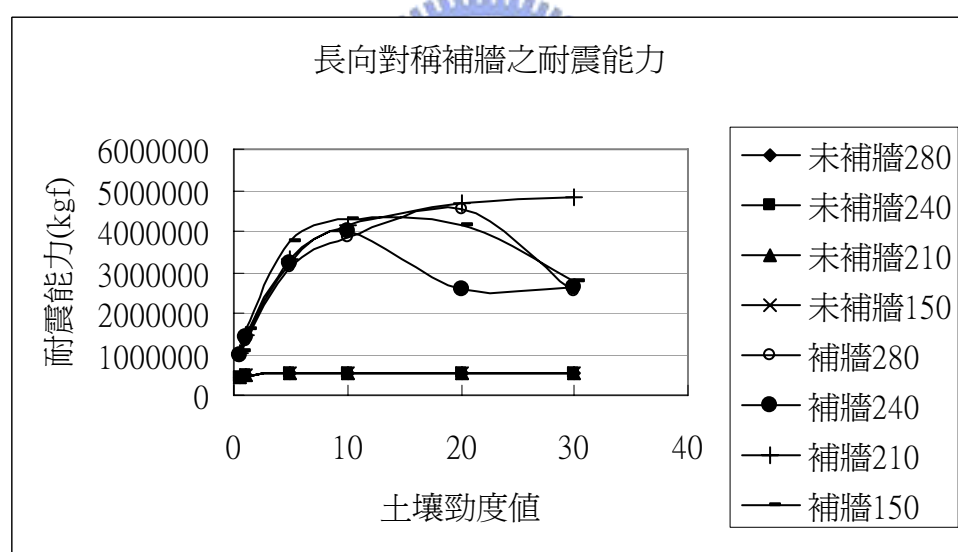


圖 4.3.48 長向對稱補牆之耐震能力

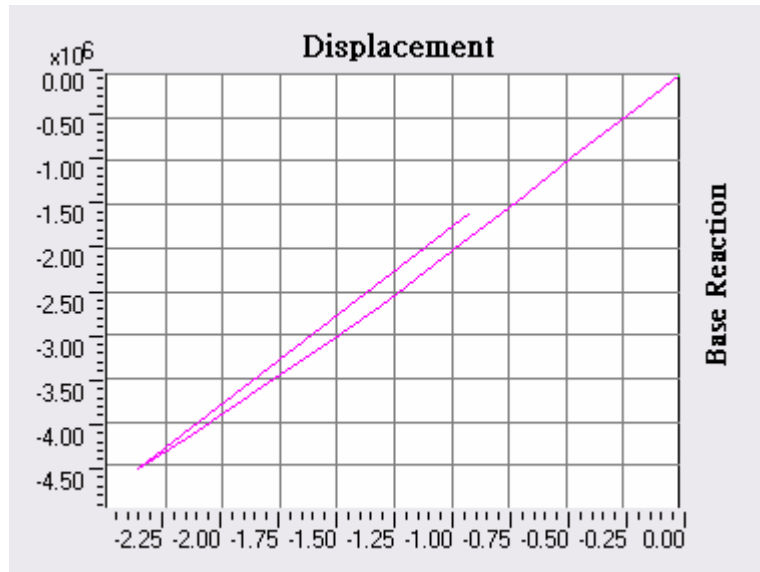


圖 4.3.49 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$ )

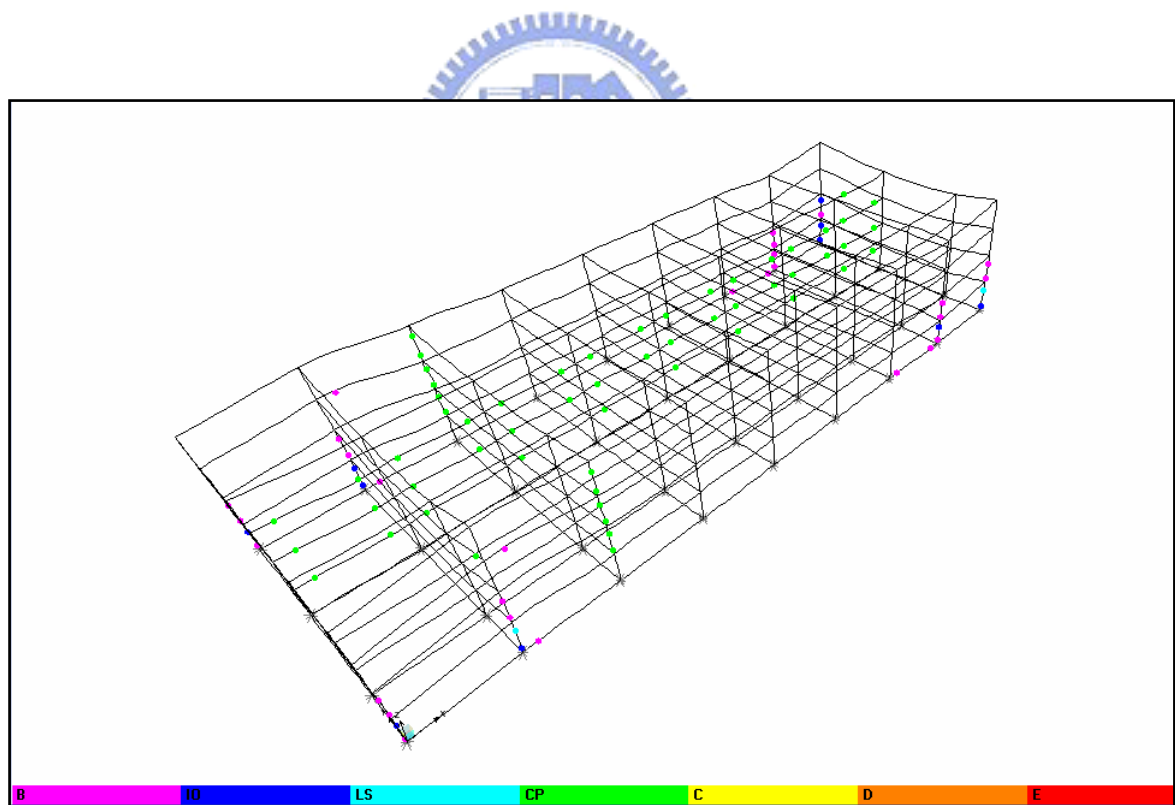


圖 4.3.50 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$ )

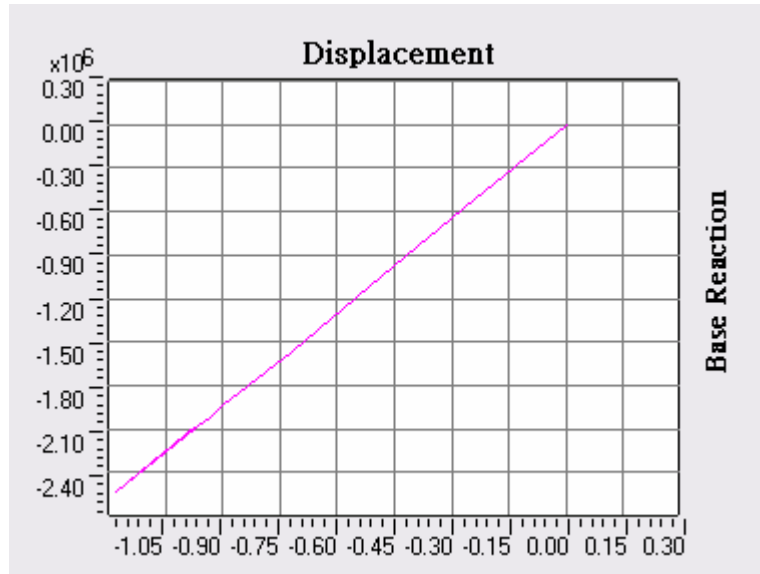


圖 4.3.51 土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$ )

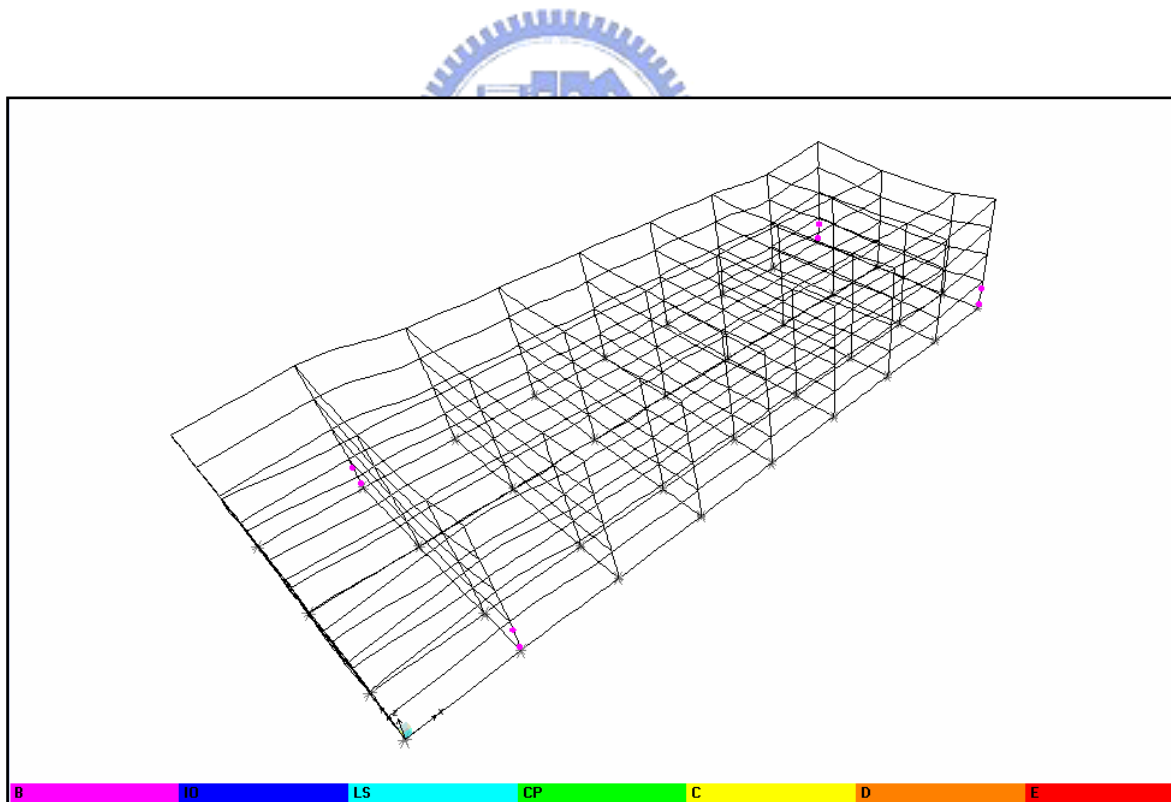


圖 4.3.52 土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$ )

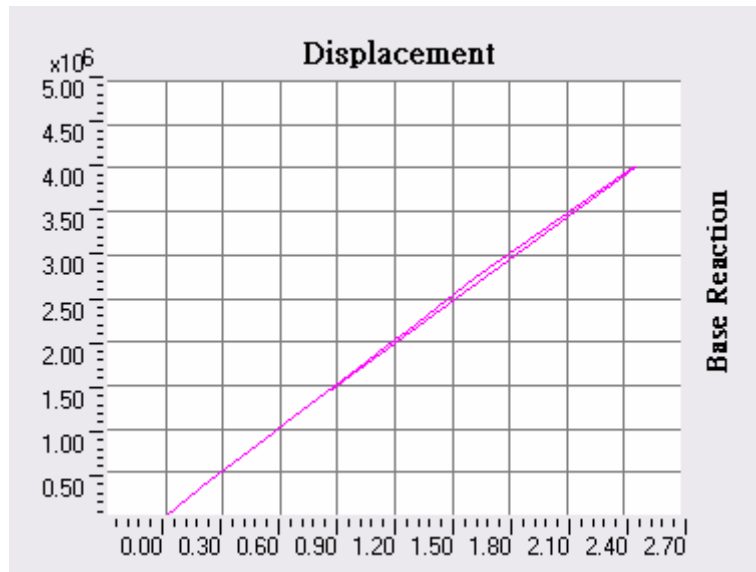


圖 4.3.53 土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$ )

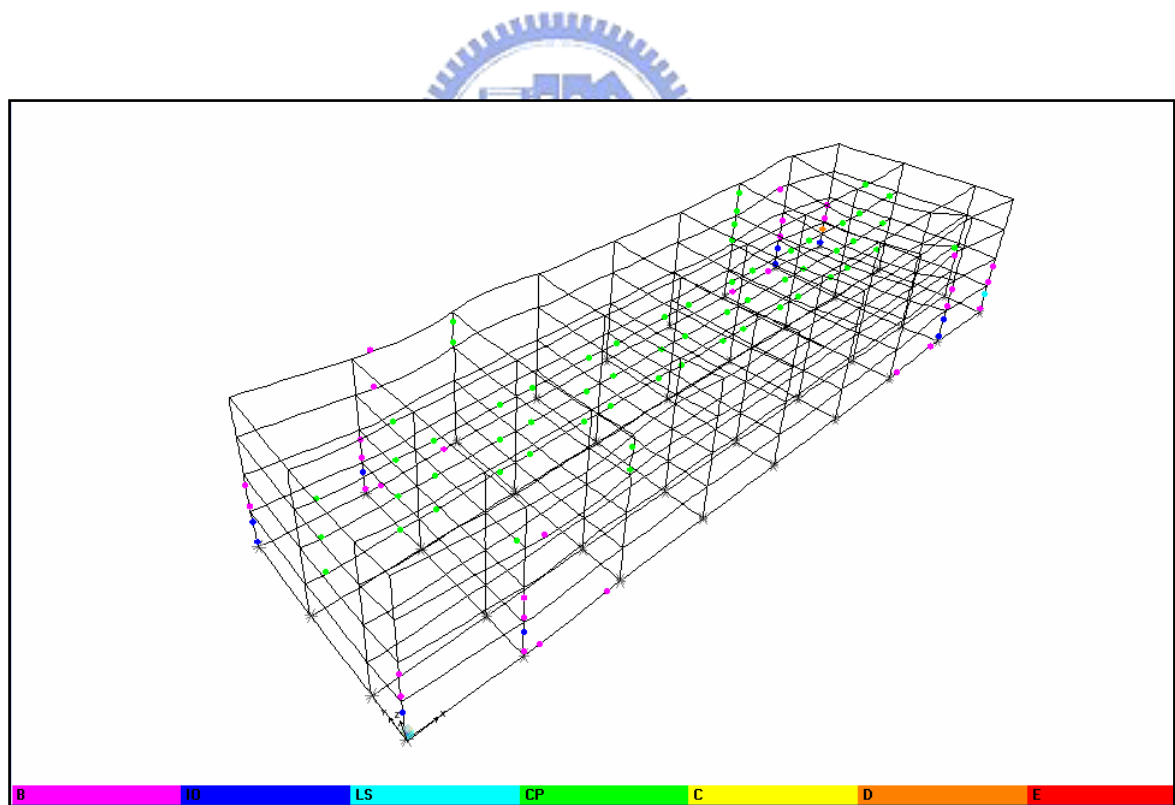


圖 4.3.54 土壤勁度值  $10 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$ )

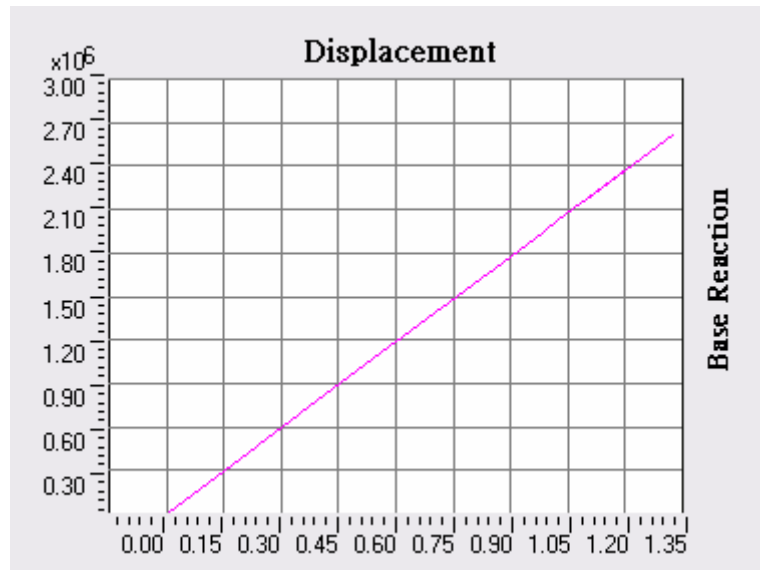


圖 4.3.55 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$ )

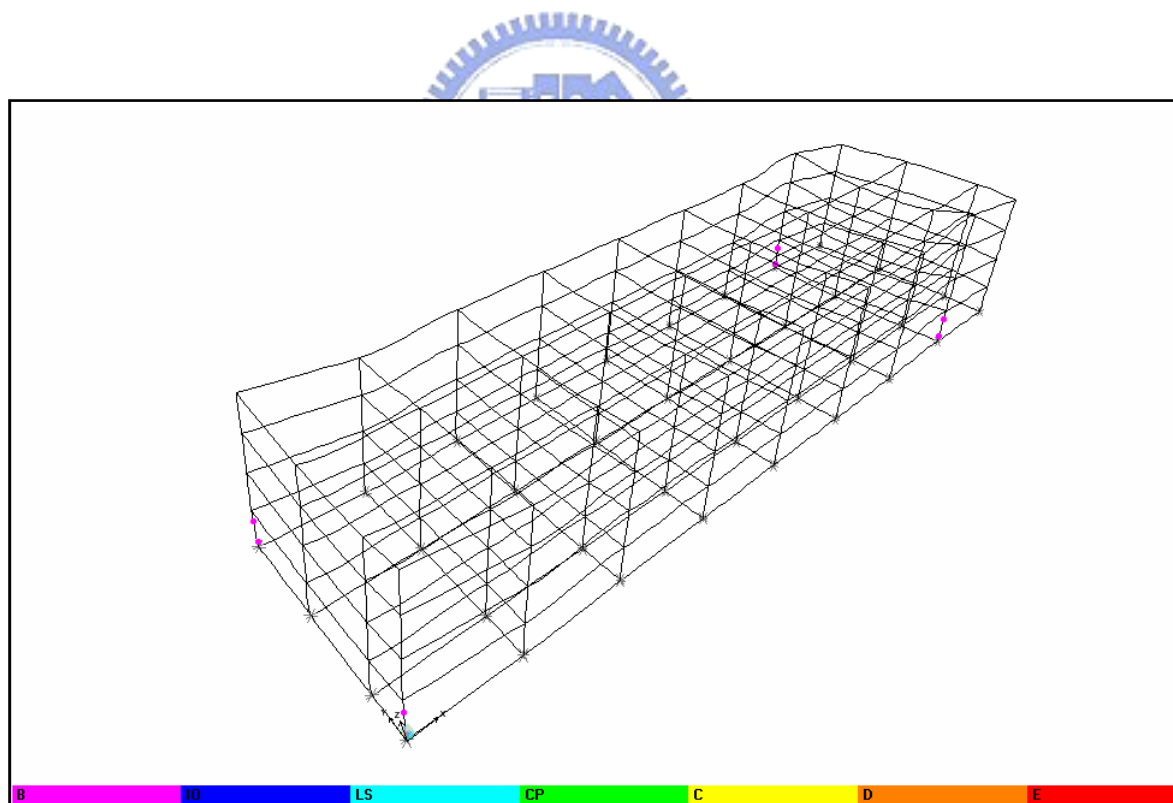


圖 4.3.56 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$ )

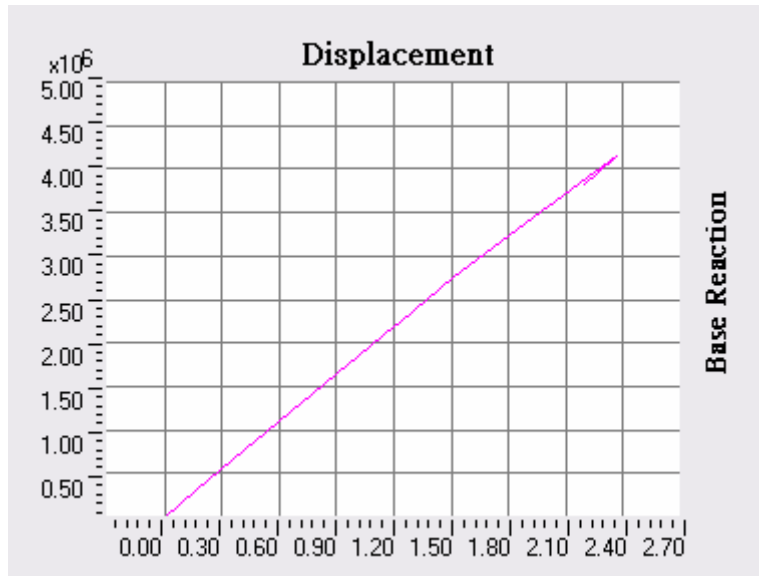


圖 4.3.57 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )

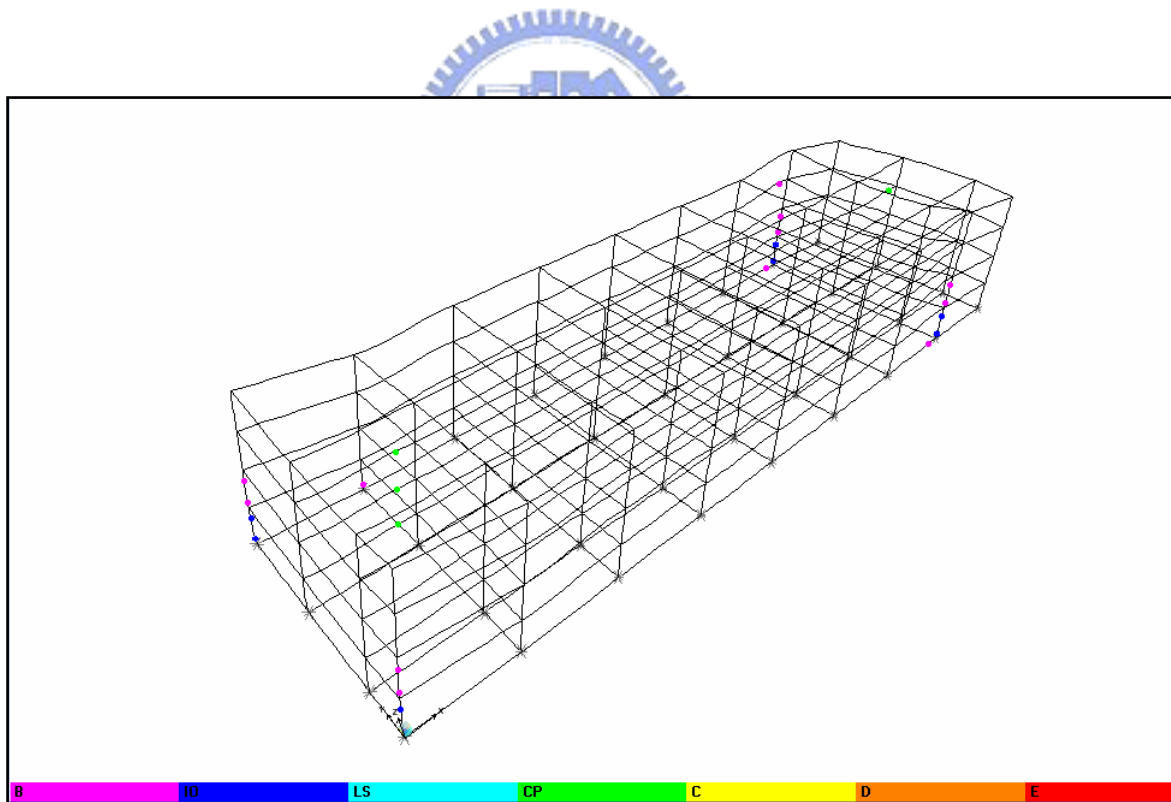


圖 4.3.58 土壤勁度值  $20 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )

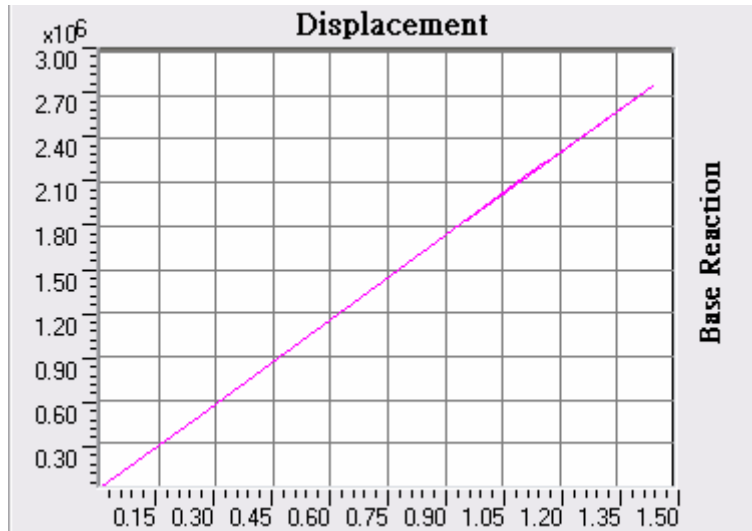


圖 4.3.59 土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之耐震能力 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )

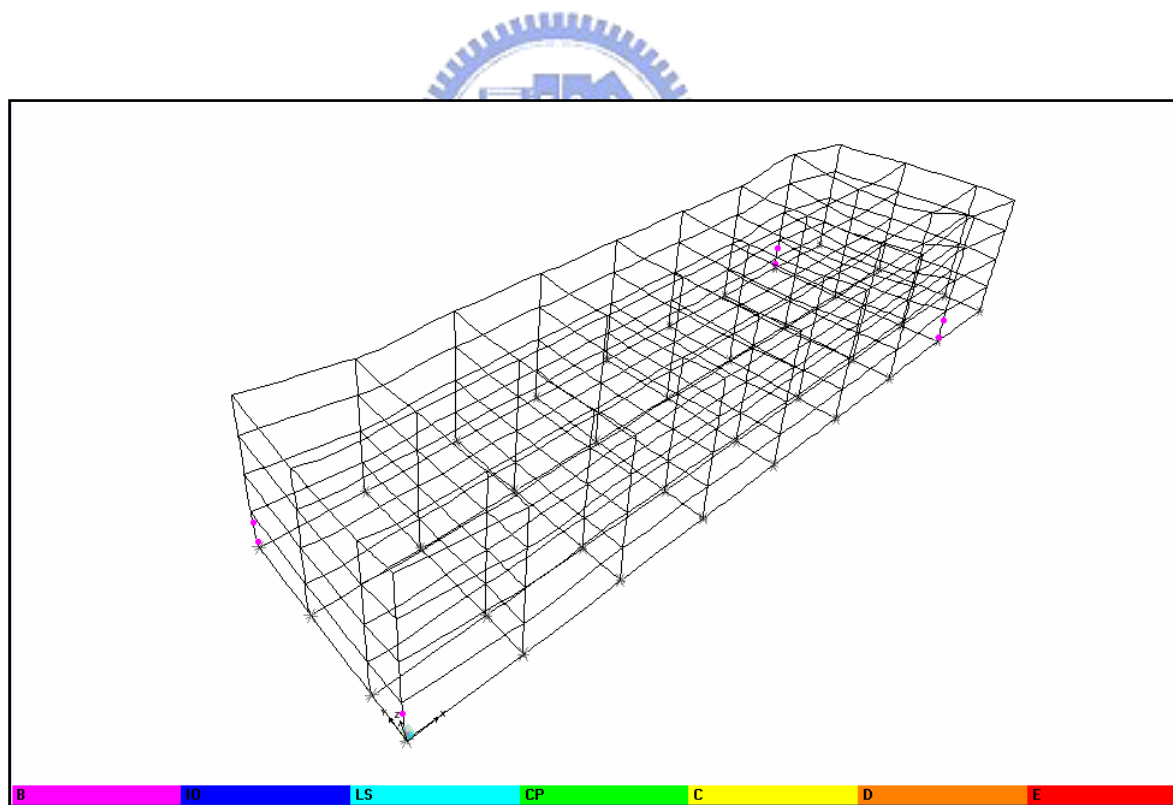


圖 4.3.60 土壤勁度值  $30 \text{ kgf/cm}^3$  長向對稱補牆之塑鉸變化 (混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$ )



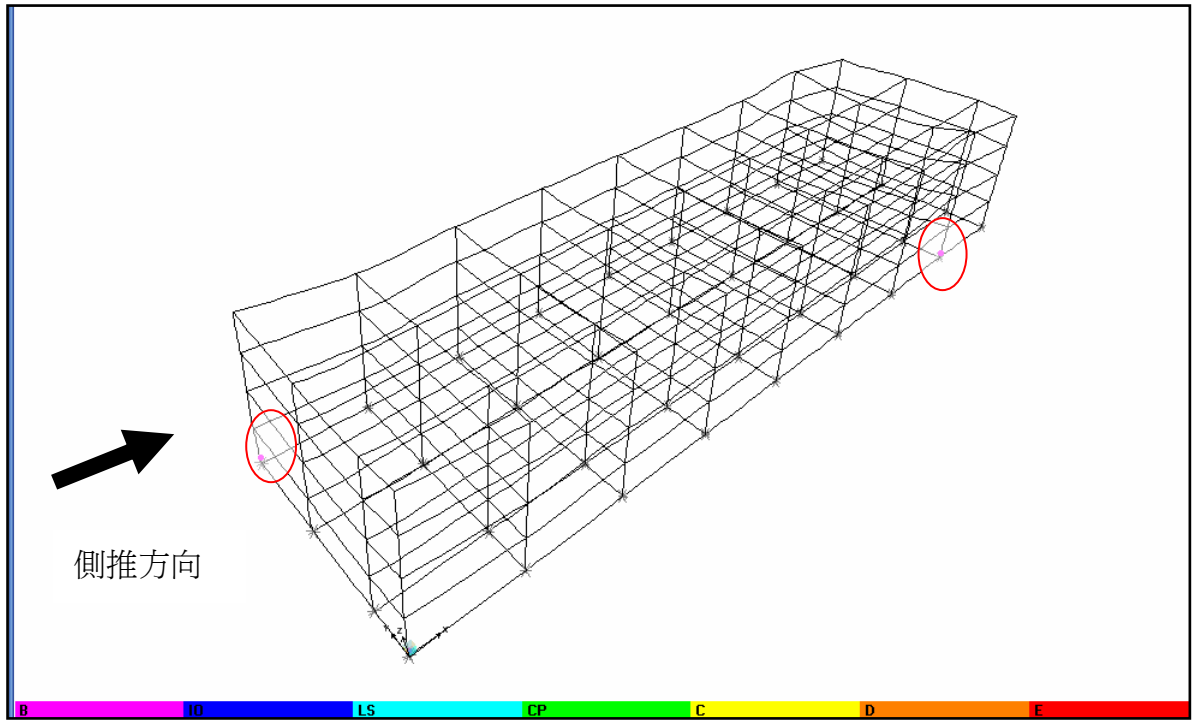


圖 4.3.61 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成

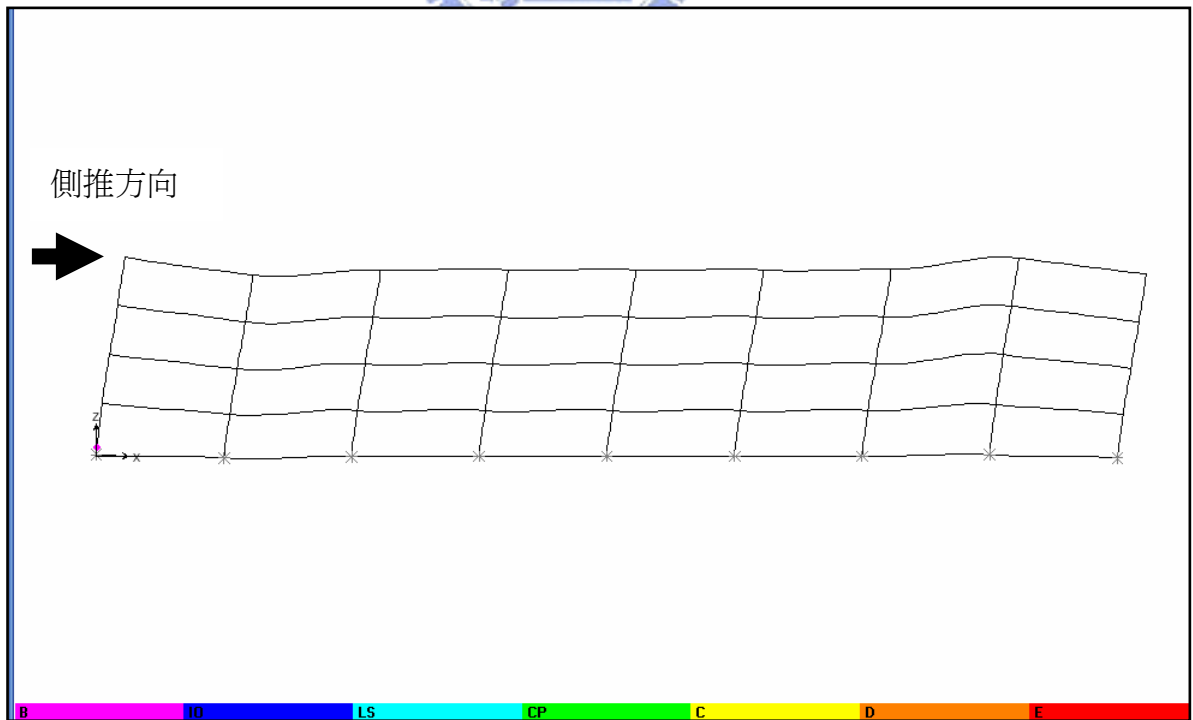


圖 4.3.62 土壤勁度  $30 \text{ kgf/cm}^3$ 、 $20 \text{ kgf/cm}^3$  和  $10 \text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成

時) - 斷面放大圖

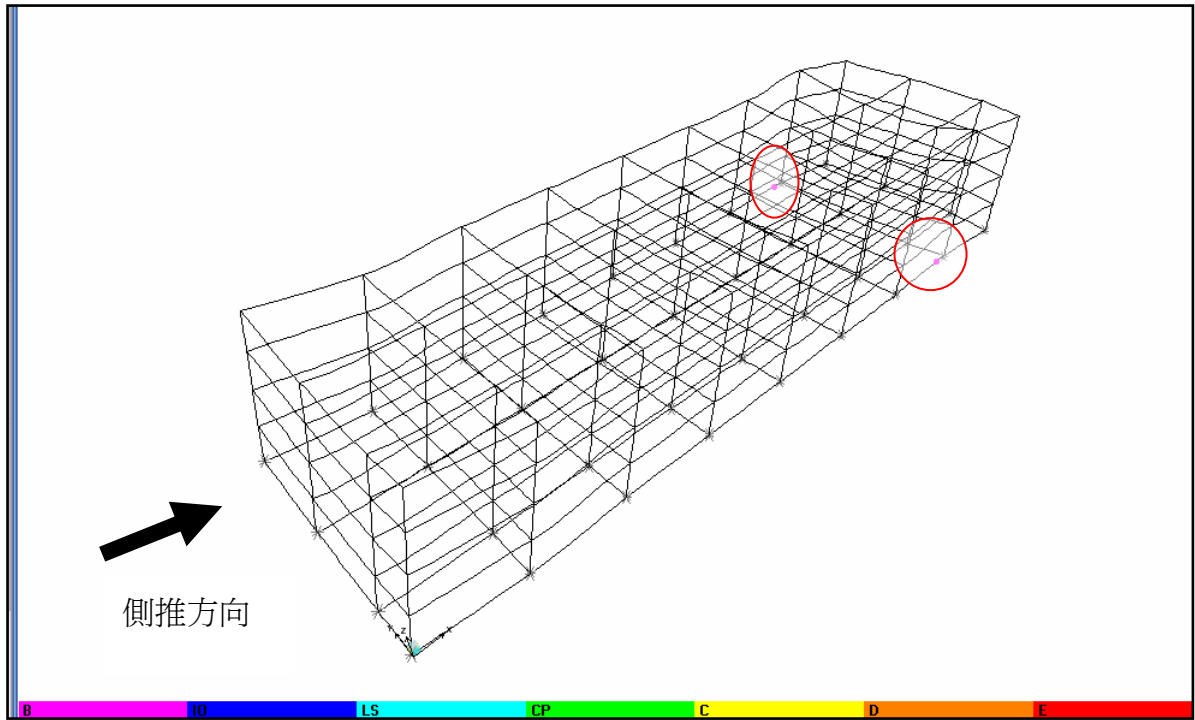


圖 4.3.63 土壤勁度  $5\text{ kgf/cm}^3$ 、 $1\text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5\text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

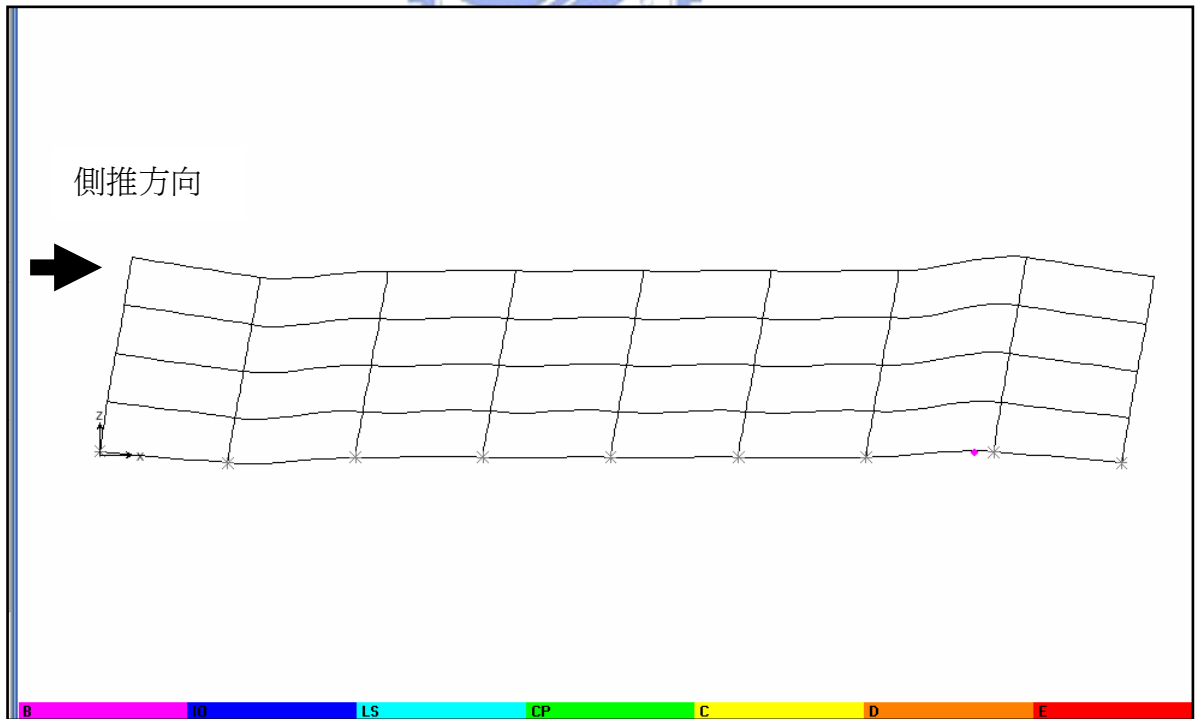


圖 4.3.64 土壤勁度  $5\text{ kgf/cm}^3$ 、 $1\text{ kgf/cm}^3$  和  $0.5\text{ kgf/cm}^3$  (塑鉸一開始形成時)

-斷面放大圖

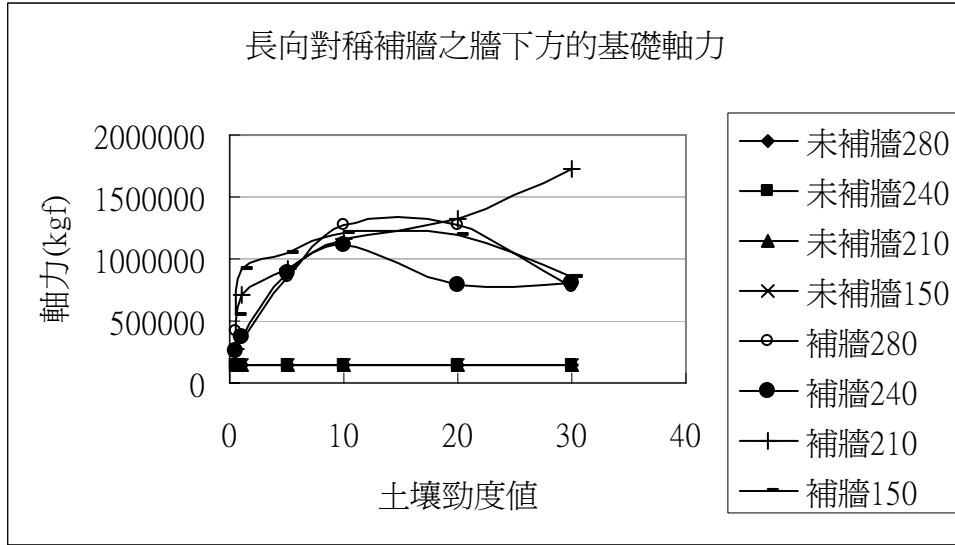


圖 4.3.65 長向對稱補牆之牆下方的基礎軸力

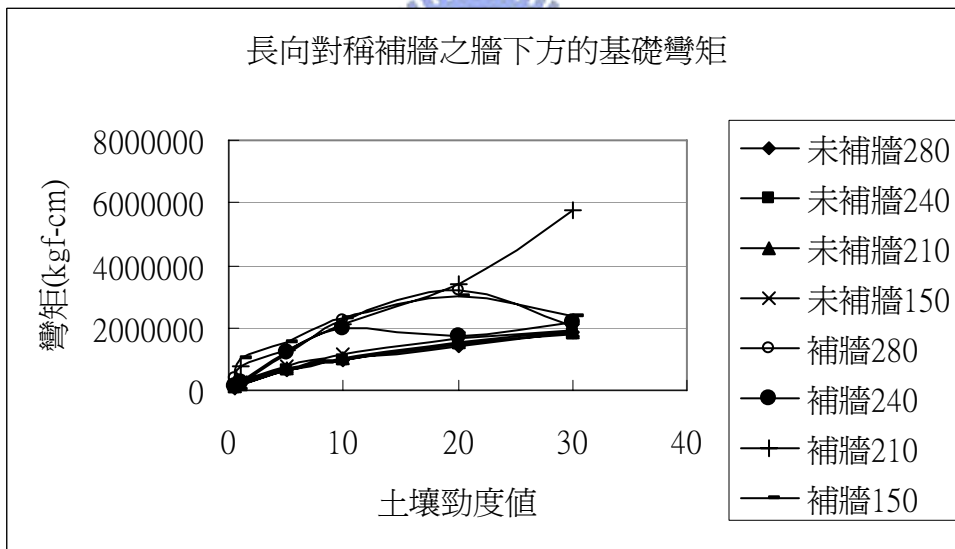


圖 4.3.66 長向對稱補牆之牆下方的基礎彎矩

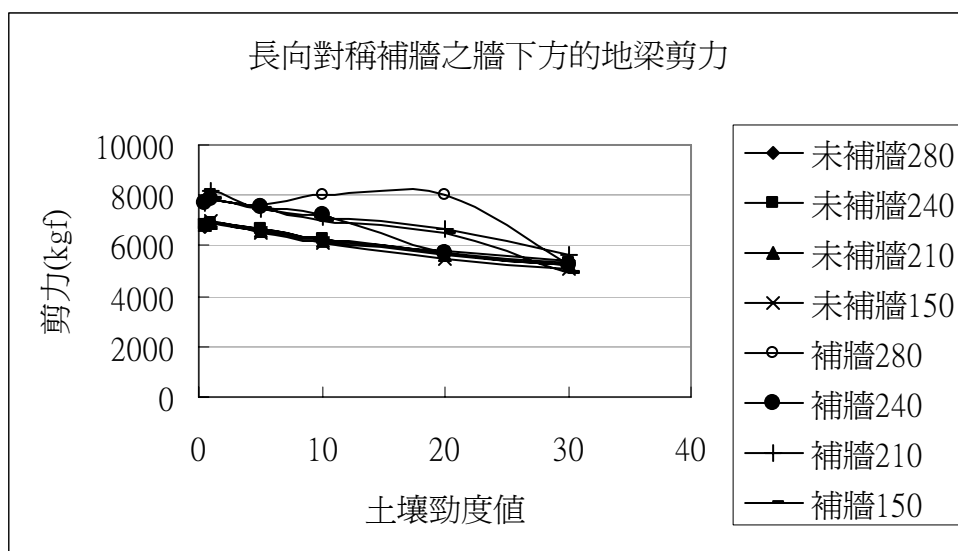


圖 4.3.67 長向對稱補牆之牆下方的地梁剪力

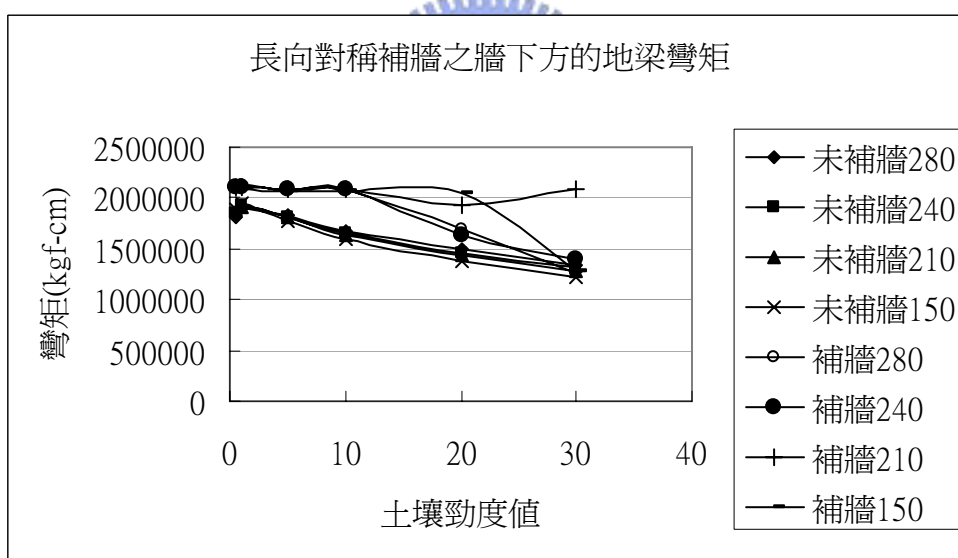


圖 4.3.68 長向對稱補牆之牆下方的地梁彎矩

## 附錄 混凝土強度之 P-M Curve

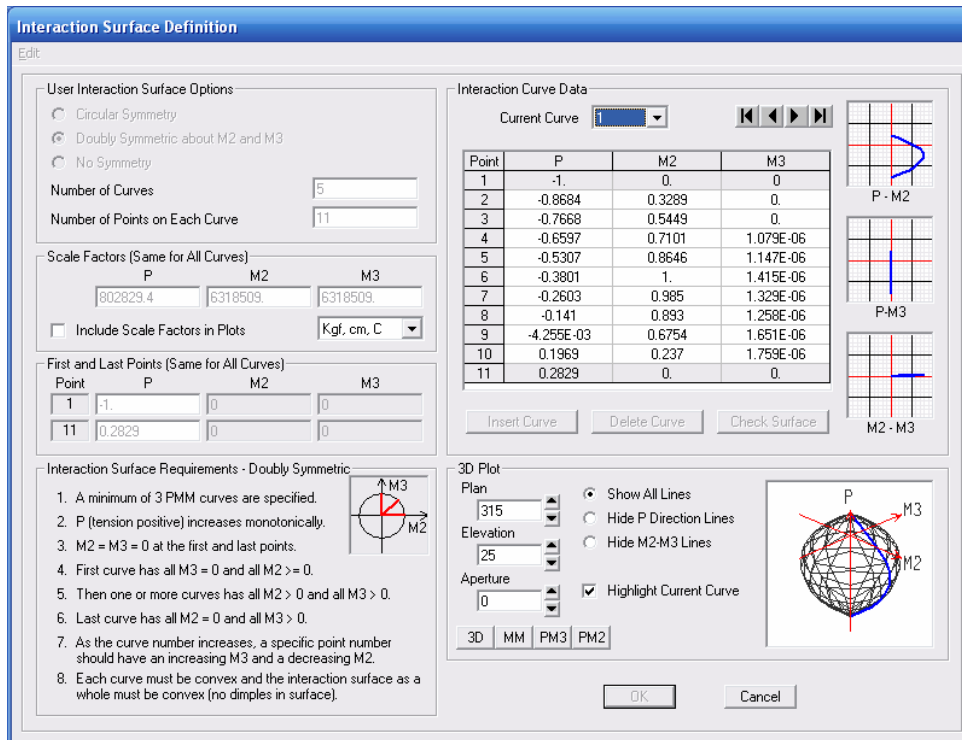


圖 A1 混凝土強度  $280 \text{ kgf/cm}^2$

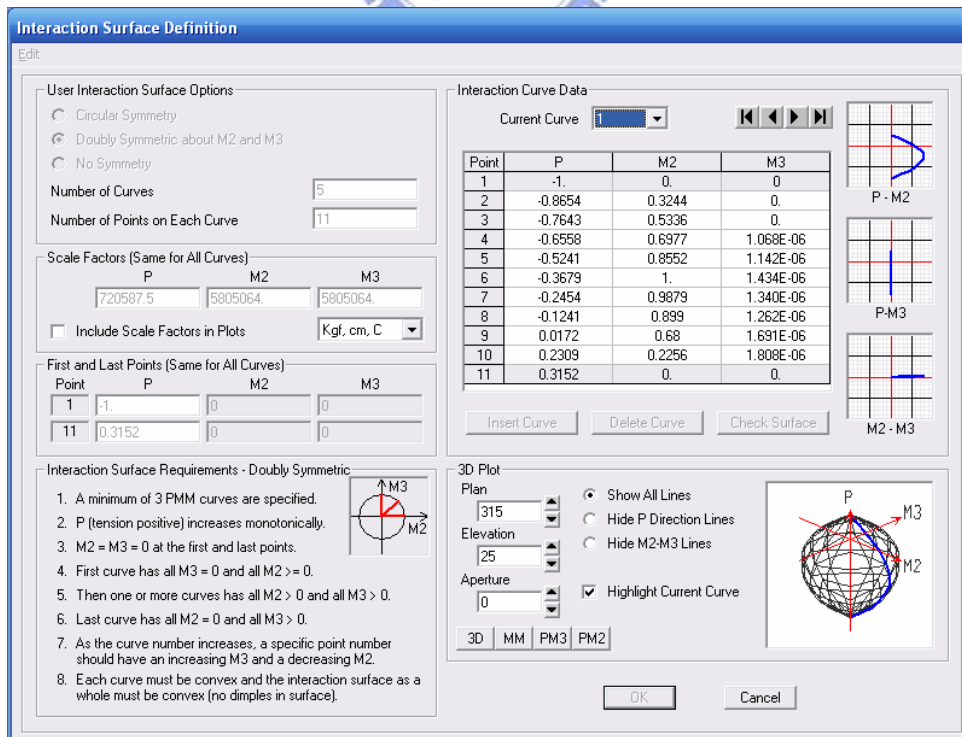


圖 A2 混凝土強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$

**Interaction Surface Definition**

Edit

**User Interaction Surface Options**

Circular Symmetry  
 Doubly Symmetric about M2 and M3  
 No Symmetry

Number of Curves:   
 Number of Points on Each Curve:

**Scale Factors (Same for All Curves)**

P:  M2:  M3:   
 Include Scale Factors in Plots

**First and Last Points (Same for All Curves)**

Point	P	M2	M3
1	-1.	0	0
11	0.3447	0	0

**Interaction Surface Requirements - Doubly Symmetric**

1. A minimum of 3 PMM curves are specified.
2. P (tension positive) increases monotonically.
3.  $M2 = M3 = 0$  at the first and last points.
4. First curve has all  $M3 = 0$  and all  $M2 > 0$ .
5. Then one or more curves has all  $M2 > 0$  and all  $M3 > 0$ .
6. Last curve has all  $M2 = 0$  and all  $M3 > 0$ .
7. As the curve number increases, a specific point number should have an increasing M3 and a decreasing M2.
8. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

**Interaction Curve Data**

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
2	-0.8627	0.3205	0.
3	-0.762	0.5238	0.
4	-0.6522	0.6869	1.058E-06
5	-0.518	0.8469	1.138E-06
6	-0.3567	1.	1.450E-06
7	-0.2319	0.9905	1.350E-06
8	-0.1086	0.9043	1.267E-06
9	0.0368	0.684	1.726E-06
10	0.262	0.2156	1.851E-06
11	0.3447	0.	0.

**3D Plot**

Plan:   
 Elevation:   
 Aperture:

Show All Lines  
 Hide P Direction Lines  
 Hide M2-M3 Lines  
 Highlight Current Curve

圖 A3 混凝土強度  $210 \text{ kgf/cm}^2$

**Interaction Surface Definition**

Edit

**User Interaction Surface Options**

Circular Symmetry  
 Doubly Symmetric about M2 and M3  
 No Symmetry

Number of Curves:   
 Number of Points on Each Curve:

**Scale Factors (Same for All Curves)**

P:  M2:  M3:   
 Include Scale Factors in Plots

**First and Last Points (Same for All Curves)**

Point	P	M2	M3
1	-1.	0	0
11	0.4241	0	0

**Interaction Surface Requirements - Doubly Symmetric**

1. A minimum of 3 PMM curves are specified.
2. P (tension positive) increases monotonically.
3.  $M2 = M3 = 0$  at the first and last points.
4. First curve has all  $M3 = 0$  and all  $M2 > 0$ .
5. Then one or more curves has all  $M2 > 0$  and all  $M3 > 0$ .
6. Last curve has all  $M2 = 0$  and all  $M3 > 0$ .
7. As the curve number increases, a specific point number should have an increasing M3 and a decreasing M2.
8. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

**Interaction Curve Data**

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
2	-0.8554	0.3108	0.
3	-0.7557	0.4992	0.
4	-0.6425	0.6597	1.034E-06
5	-0.5018	0.8263	1.127E-06
6	-0.3266	1.	1.491E-06
7	-0.1954	0.9969	1.374E-06
8	-0.067	0.9175	1.277E-06
9	0.0895	0.634	1.812E-06
10	0.3457	0.1908	1.958E-06
11	0.4241	0.	0.

**3D Plot**

Plan:   
 Elevation:   
 Aperture:

Show All Lines  
 Hide P Direction Lines  
 Hide M2-M3 Lines  
 Highlight Current Curve

圖 A4 混凝土強度  $150 \text{ kgf/cm}^2$