


國立交通大學
土木工程學系碩士班
碩士論文

以纖維元素分析方法模擬
鋼骨鋼筋混凝土梁彎矩曲率行為



**Using Fiber Element Analysis Method to Investigate
the Moment-Curvature Behavior of
Steel Reinforced Concrete (SRC) Beams**

研究生：吳俞燐

指導教授：陳誠直博士

中華民國九十八年四月

以纖維元素分析方法模擬
鋼骨鋼筋混凝土梁彎矩曲率行為
**Using Fiber Element Analysis Method
to Investigate the Moment-Curvature Behavior
of Steel Reinforced Concrete (SRC) Beams**

研究生：吳俞燐
指導教授：陳誠直博士

Student : Yu-Lin Wu
Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen



A Thesis
Submitted to Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Science
in
Civil Engineering

April 2009
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年四月

以纖維元素分析方法模擬

鋼骨鋼筋混凝土梁彎矩曲率行為

研究生：吳俞燐

指導教授：陳誠直 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本研究利用纖維元素法建立分析模式，研究鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete，以下簡稱 SRC) 梁受純彎矩之行為，由彎矩-曲率關係曲線圖探討 SRC 梁各材料對彎矩強度之貢獻與對整體韌性行為之影響。分析模式根據變形諧和與力平衡為基礎，計算 SRC 梁之彎矩強度與曲率關係。運用 MATLAB 程式軟體將分析模式撰寫為程式，繪製彎矩-曲率關係圖，並與實驗數據比較拉力鋼筋量、箍筋間距、鋼骨深度與加勁鋼板等參數對 SRC 梁彎矩-曲率關係之影響。結果顯示，分析模式可以準確預測實驗結果，圍束混凝土並非影響極限彎矩強度之主因，但隨著高圍束區面積之增加可有效提升延展性，鋼骨高度與拉力鋼筋量增加能有效增加 SRC 梁之極限彎矩強度。

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土梁、彎矩-曲率關係、極限彎矩強度

Using Fiber Element Analysis Method to Investigate the Moment-Curvature Behavior of Steel Reinforced Concrete (SRC) Beams

Student : Yu-Lin Wu

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

ABSTRACT

In this research, analytical model was established by using fiber element method to study the behavior of steel reinforced concrete (SRC) beams under pure bending moment. The flexural strength and the ductility contributed by each component in the section of the SRC beams could be investigated according to the moment-curvature relationship. Analytical model was based on the compatibility of deformations and equilibrium of forces to predict moments and curvatures. Programming was followed by analytical model using MATLAB software to establish the relationship between the moment and the curvature and to plot the relations. Analytical results were compared with experimental data to investigate the influence of the amount of tensile reinforcing bars, the hoop spacing, the depth of the structural steel sections, and the stiffeners. The results indicated the experimental results could be predicted accurately by analytical model. The confinement was not the main factor to raise the ultimate moment strength of SRC beams, but the ductility could be improved along with the increase of highly confined concrete area. Increasing the amount of tensile reinforcing bars and the depth of structural steel could raise the ultimate moment strength effectively.

Keywords: steel reinforced concrete beams, moment-curvature relationship, ultimate moment strength

致謝

承蒙恩師 陳誠直博士在學生研究所生涯中之指導與教誨，對於專業領域之知識與實務經驗之提升都給予莫大幫助，使愚生獲益良多，也更有足夠之勇氣與能力去面對未來之競爭，僅此致上最誠摯的感謝。

感謝母親在學生求學生涯中無怨無悔的付出與栽培；大姐、二姐在生活中不求回報之貢獻，使我得以完成我的學業，完成碩士論文；還有我一輩子的朋友，我的弟弟俞澄。感謝你們永遠站在我的身邊支持我，我必定更加努力，不會辜負家人的期望。

感謝學長 南交、政甯於研究期間給予學生諸多指導與建議；學長政億、建霖、明昌、紀勳在學業與生活上皆能給予莫大之協助；同窗好友煒銘、嘉儀、璿至，以及學弟妹孟暉、致潔、岳勳、錦輝、顯嘉、霈琳更是在生活中同甘共苦的好夥伴。

感謝好友耀文在求學階段給予我莫大之關懷與鼓舞，使我能有更大的力量勇往直前。最後，謝謝所有曾經給予我希望的家人與好友，願我們能一起分享這碩士學位的喜悅與榮耀。

俞燐 九十八年五月

目錄

摘要	i
致謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vii
圖目錄.....	viii
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究方法	2
1.4 研究內容	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 國內外鋼骨鋼筋混凝土梁撓曲強度之設計規範.....	4
2.2.1 RC 梁彎矩-曲率之研究	5
2.2.2 SRC 梁彎矩-曲率之研究	6
2.2.3 混凝土圍束行為之研究.....	7

第三章 分析模式	8
3.1 分析模式介紹	8
3.1.1 模擬假設	8
3.1.2 混凝土材料模擬	9
3.1.3 高圍束區混凝土假設	13
3.1.4 混凝土張力假設	17
3.1.5 纖維混凝土元素	17
3.1.6 鋼之材料模擬	18
3.1.7 壓力鋼筋之材料模擬	18
3.2 分析流程介紹	18
3.2.1 MATLAB 簡介	19
3.2.2 主要分析流程	19
3.2.3 副程式說明	20
3.3 模型尺寸	24
第四章 分析結果與討論	25

第四章 分析結果與討論	25
4.1 典型彎矩-曲率關係曲線介紹	25
4.2 分析與實驗之比較	26
4.3 參數影響	32
4.3.1 拉力鋼筋量之影響	32
4.3.2 鋼骨深度之影響	32
4.3.3 箍筋間距之影響	33
4.3.4 加勁鋼板之影響	34
第五章 結論與建議	35
5.1 結論	35
5.2 建議	36
參考文獻	37



表目錄

表 3.1 試體斷面尺寸及試體配置	40
表 3.2 混凝土實際抗壓強度	41
表 3.3 鋼骨之材料性質	41
表 3.4 鋼筋及蓋板之材料性質	41
表 4.1 實驗與分析之降伏點比較	42
表 4.2 實驗與分析之極限點比較	43
表 4.3 分析之各材料對極限彎矩強度之貢獻	44
表 4.4 各材料狀態與編號對照表	45



圖目錄

圖 3.1 Mander 圍束區有效面積示意圖 (Chen and Lin 2006)	46
圖 3.2 側向圍束應力與整體圍束強度關係圖 (Mander et al. 1988) .	46
圖 3.3 未圍束與圍束混凝土之應力-應變關係圖	47
圖 3.4 壓力區混凝土各區域示意圖	47
圖 3.5 張力混凝土之應力-應變關係圖	48
圖 3.6 鋼材與拉力筋之應力-應變關係	48
圖 3.7 壓力筋之應力-應變關係	49
圖 3.8 纖維元素法計算流程圖	50
圖 3.9 分析主程式之流程圖	51
圖 3.10 主程式 <i>Major_programA</i> 流程圖	52
圖 3.11 主程式 <i>Major_programB</i> (無上層未圍束區混凝土)流程圖	53
圖 3.12 副程式 <i>Total_forceA</i> 與 <i>Total_forceB</i> (斷面合力計算) 流程圖	54
圖 3.13 副程式 <i>Total_momentA</i> 與 <i>Total_momentB</i> (斷面總彎矩計算) 流程圖.....	55
圖 3.14 副程式 <i>C_ucupper</i> (上層未圍束區混凝土總力計算) 流程圖	56
圖 3.15 副程式 <i>C_ucside</i> (側面未圍束區混凝土總力計算) 流程圖 .	57

圖 3.16 副程式 <i>C_pcupper</i> (上層部分圍束區混凝土總力計算) 流程圖	58
圖 3.17 副程式 <i>C_pcside</i> (側面部分圍束區混凝土總力計算) 流程圖	59
圖 3.18 副程式 <i>C_hc</i> (高圍束區混凝土總力計算) 流程圖	60
圖 3.19 副程式 <i>Confined_strength</i> (Mander 圍束側向力計算) 流程圖	61
圖 3.20 副程式 <i>T_c</i> (混凝土張力計算) 流程圖	62
圖 3.21 副程式 <i>C_r</i> (壓力筋總力計算) 流程圖	63
圖 3.22 副程式 <i>C_s</i> (壓力鋼材總力計算) 流程圖	64
圖 3.23 副程式 <i>T_s</i> (拉力鋼材總力計算) 流程圖	65
圖 3.24 副程式 <i>C_web</i> (鋼骨腹板壓力計算) 流程圖	66
圖 3.25 副程式 <i>T_web</i> (鋼骨腹板拉力計算) 流程圖	67
圖 3.26 S 型斷面示意圖 (陳正誠與陳建中 2001)	68
圖 3.27 D 型斷面示意圖 (陳正誠與陳建中 2001)	68
圖 4.1 典型 SRC 梁之彎矩-曲率關係圖 (陳正誠與陳建中 2001)	69
圖 4.2 典型 SRC 梁中性軸距斷面頂緣距離與彎矩之關係圖	69
圖 4.3 試體 S1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖	70
圖 4.4 試體 S1-T1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖	70
圖 4.5 試體 S1-T2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖	71

圖 4.6 試體 S2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	71
圖 4.7 試體 S3 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	72
圖 4.8 試體 S4 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	72
圖 4.9 試體 S5 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	73
圖 4.10 試體 S6 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	73
圖 4.11 試體 S7 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	74
圖 4.12 試體 D1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	74
圖 4.13 試體 D1-T2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	75
圖 4.14 試體 D2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖.....	75
圖 4.15 試體 S1 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	76
圖 4.16 試體 S1 之圍束區混凝土彎矩-曲率關係圖.....	76
圖 4.17 試體 S1-T1 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	77
圖 4.18 試體 S1-T2 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	77
圖 4.19 試體 S2 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	78
圖 4.20 試體 S3 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	78
圖 4.21 試體 S4 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	79
圖 4.22 試體 S5 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	79
圖 4.23 試體 S6 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	80
圖 4.24 試體 S7 之局部彎矩-曲率分析曲線.....	80

圖 4.25 試體 D1 之局部彎矩-曲率分析曲線	81
圖 4.26 試體 D1-T2 之局部彎矩-曲率分析曲線	81
圖 4.27 試體 D2 之局部彎矩-曲率分析曲線	82
圖 4.28 試體 S1 分析之材料狀態示意圖	82
圖 4.29 試體 S1-T1 分析之材料狀態示意圖	83
圖 4.30 試體 S1-T2 分析之材料狀態示意圖	83
圖 4.31 試體 S2 分析之材料狀態示意圖	84
圖 4.32 試體 S3 分析之材料狀態示意圖	84
圖 4.33 試體 S4 分析之材料狀態示意圖	85
圖 4.34 試體 S5 分析之材料狀態示意圖	85
圖 4.35 試體 S6 分析之材料狀態示意圖	86
圖 4.36 試體 S7 分析之材料狀態示意圖	86
圖 4.37 試體 D1 分析之材料狀態示意圖	87
圖 4.38 試體 D1-T2 分析之材料狀態示意圖	87
圖 4.39 試體 D2 分析之材料狀態示意圖	88
圖 4.40 試體 S1、S1-T1 與 S1-T2 分析之彎矩-曲率關係比較圖	88
圖 4.41 試體 S5 與 S6 分析之彎矩-曲率關係比較圖	89
圖 4.42 試體 D1 與 D1-T2 分析之彎矩-率關係比較圖	89

圖 4.43 試體 S1 與 S4 分析之彎矩-曲率關係比較圖90



第一章 緒論

1.1 研究背景

近年來隨著台灣地區之經濟發展快速，都市人口密集，為解決地狹人稠之問題，建築物勢必要逐漸朝向高樓層發展。除了要有能力承受本身自重之外，更要抵抗地震力與風力等之自然因素。由於台灣位於環太平洋地震帶上，頻繁地震對高樓之影響便不可忽視，而九二一大地震對台灣造成之傷害，更讓建築物耐震能力與安全性受到重視。

鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete，簡稱 SRC)結構，結合鋼結構(S)與鋼筋混凝土結構(RC)，兩者相輔相成、截長補短，使 SRC 更適用於高樓結構，其優點如下：(1) 對於傳統之鋼結構建築，SRC 結構擁有較佳之勁度，可以減少結構物在受風力或地震力時所產生之側向位移。(2) 混凝土包覆不但對鋼骨提供束制作用，降低鋼骨挫屈之可能性，更對鋼骨形成良好之防火被覆。(3) SRC 之結構強度較佳，可以使用較長跨距之梁來代替傳統 RC 梁，SRC 柱取代 RC 柱，進而增加樓層可用空間。

國內已於 2004 年內政部公告「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，並於同年七月一日正式施行，其中主要依據美國 AISC-LRFD、ACI-318 規範與日本 AIJ 規範所訂定。國內外對於 SRC 結構之彎矩-曲率行為也已經進行多方面的研究，但傳統計算方式皆只能計算極限點之彎矩與曲率，SRC 結構在保護層混凝土破壞之後其彎矩強度不如傳統 RC 結構之彎矩強度快速下降，反而展現極佳之韌性，彎矩強度

甚至不降反升，所以 SRC 梁之彎矩-曲率行為必然有其討論之重要性。

1.2 研究目的

本研究目的在於探討鋼骨鋼筋混凝土梁在承受單純彎矩載重情況下，以不同之拉力鋼筋量、箍筋間距、鋼骨深度與加勁鋼板，探討各材料對 SRC 梁彎矩強度與韌性行為之影響。

1.3 研究方法

本研究係以材料之變形諧和與斷面之力平衡為基礎建立分析模式，探究 SRC 梁受純彎時之彎矩強度與韌性行為。首先建立分析模式，運用 Matlab 程式軟體撰寫程式，藉由程式分析結果之彎矩-曲率關係與實驗資料進行比較，探究實驗與分析之差異性；進行參數分析（拉力鋼筋量、箍筋間距、鋼骨深度與加勁鋼板），探究各參數變化對彎矩強度與韌性行為之影響。

1.4 研究內容

本文共分為五章。首先第一章主要介紹 SRC 結構之特色，並說明本研究目的與方法。第二章簡單介紹 SRC 梁彎矩-曲率之計算模式，並回顧國內外梁之彎矩-曲率相關文獻。第三章為說明分析模式的建立，其中包括定義鋼筋、鋼骨與各部分混凝土之應力-應變關係，並介紹分析程式之各部分流程。第四章討論參數變化對分析值之影響，

並比較分析值與實驗值之差異。第五章為本研究分析之結論，並提出建議做為參考。



第二章 文獻回顧

2.1 國內外鋼骨鋼筋混凝土梁撓曲強度之設計規範

國內外之鋼骨鋼筋混凝土梁之撓曲強度計算方式主要分為三種：

(1) 強度疊加法 (2) ACI 法 (3) 全斷面塑性應力法，以下簡單介紹此三種方法。

強度疊加法

將鋼骨斷面與鋼筋混凝土斷面分成兩個部分，並分別計算其鋼骨部分之標稱彎矩強度 (M_{ns}) 與鋼筋混凝土部分之標稱彎矩強度 (M_{nrc})，鋼骨之標稱彎矩即為塑性彎矩，假設斷面受純彎作用下全部降伏，力平衡計算而得；而鋼筋混凝土之標稱強度則是以 ACI 規範求得；而鋼骨鋼筋混凝土之撓曲強度即由兩者相加而得。其中，由於不考慮兩者之合成作用，所以疊加計算時鋼骨與鋼筋混凝土之中性軸位置並不相同。日本 AIJ-SRC 規範及我國 SRC 規範皆使用此法。

ACI 法

此法主要將 SRC 結構視為一般 RC 結構進行計算。主要假設如下：(1) 將鋼骨轉換為等值鋼筋量計算 (2) 假設混凝土之極限應變為 0.003，再利用平面保持平面及應變諧和分別計算個材料所提供之力量，而混凝土部分由矩形應力塊求得，再由力平衡求得個材料之強度，最後計算各材料對斷面中心所產生之彎矩加總即為 SRC 梁之撓

曲強度。美國 ACI-318 設計規範使用此法計算 SRC 梁之撓曲強度。

全斷面塑性應力法

全斷面塑性法假設鋼骨與混凝土應變諧和，假設鋼骨全斷面應力皆已達降伏，利用等值應力塊計算壓力混凝土強度，力平衡求取斷面中性軸，最後計算各材料對斷面中心所產生之彎矩加總即為 SRC 梁之撓曲強度。

2.2.1 RC 梁彎矩-曲率之研究

An et al. (1991) 研究 FRP 補強鋼筋混凝土梁之彎矩-曲率行為，以變形諧和與力平衡為基礎建立分析模式，分別計算矩形斷面梁與 T 形斷面梁之彎矩-曲率關係，以加勁板面積、勁度與強度，及混凝土抗壓強度與鋼筋比為參數分別與彎矩、曲率比較，結果顯示以 FRP 補強將提高梁之勁度、降伏彎矩與撓曲強度。

Lee et al. (2003) 研究鋼骨鋼筋混凝土梁韌性與拉力筋之關係，考慮混凝土之圍束、開裂與保護層之影響，並建立演算法。

Lee et al. (2004) 研究 FRP 補強鋼筋混凝土梁之韌性，以力平衡與變形諧和為基礎，並且考慮混凝土圍束、混凝土開裂與加勁板破裂等情況，推導梁之韌性與加勁板面積關係。

2.2.2 SRC 梁彎矩-曲率之研究

翁正強 等人 (2001) 研究於 SRC 梁內鋼骨加鉚剪力釘、整支鋼骨塗上潤滑劑及鋼骨以自然表面和混凝土接觸之影響，並與美國 ACI-318 規範和日本 AIJ-SRC 規範之分析結果，與其詳細應變計資料比較 SRC 梁與普通 RC 梁之載重-位移之關係。比較結果發現 ACI 規範計算 SRC 梁之抗彎強度略為保守，AIJ-SRC 規範比較接近試驗抗彎強度卻高估混凝土抗彎矩能力。合成效應方面，若有足夠混凝土保護層，鋼骨與混凝土藉由自然握裹即有足夠合成作用力。ACI 規範與測值與實驗比較，發現 SRC 梁達極限狀態前，外緣混凝土已壓碎，SRC 梁之極限狀態並非由壓力外緣混凝土應變達 0.003 所控制。

陳正誠與陳建中 (2001) 研究 SRC 梁中鋼骨與混凝土間合成效應對其撓曲強度的影響，並以 ACI 法、全斷面塑性法、疊加法分析與試驗結果比較。發現疊加法因為忽略 SRC 梁之合成效應所以誤差較大；而 ACI 法及全斷面塑性法雖稍微高估 SRC 梁之撓曲強度，但皆可精準預測 SRC 之撓曲強度。箍筋量增加與鋼筋間距減小使 SRC 梁之極限曲率延展性上升。鋼骨量越大彎矩強度衰減越緩慢，而鋼骨高度較高之 D 型斷面延展性較鋼骨高度較小之 S 型斷面佳。

李台光 (2001) 以應變諧和與力平衡為基礎，混凝土採用修正過後之 Knet & Park 之圍束模型，提出對包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁曲率韌性之合理分析模式供設計者參考與應用。

陳正誠與鄭兆麟 (2007) 以完全合成及塑性應力分佈為基本假設，

並以中性軸與鋼骨上翼板之關係位置不同區分為：(1) 中性軸在鋼骨上翼板下方；(2) 中性軸與鋼骨上翼板中心線重合；(3) 中性軸在鋼骨上翼板上方，三種情況分別計算撓曲強度，建立簡化塑性應力法。可快速進行 SRC 梁斷面彎矩強度分析，也可以很簡單的應用於 SRC 梁斷面曲率延展比分析。

2.2.3 混凝土圍束行為之研究

Cheng and Lin (2006) 研究 SRC 短柱之軸向強度及混凝土圍束行為。以 Mander et al.之圍束模型為基礎，將柱斷面混凝土分為未圍束區、部分圍束區、高圍束區三部份，再以疊加法建立起 SRC 短柱之軸向強度分析模式。結果顯示分析模式能準確預測柱之軸力-變形關係；此外，混凝土之圍束受箍筋與不同鋼骨形狀所影響，I 型、H 型、T 型與十字型鋼骨中，I 型之高圍束區面積最小。

第三章 分析模式

3.1 分析模式介紹

本研究根據材料變形諧和與斷面之力平衡為基礎，建立計算彎矩-曲率關係之分析模型，利用 MATLAB 程式編譯軟體將分析模型撰寫為分析程式，繪製 SRC 梁之彎矩-曲率關係圖與實驗結果比較，探討各參數對 SRC 梁之韌性行為之影響。

3.1.1 模擬假設

包覆型 SRC 梁之斷面由混凝土、鋼筋、鋼骨所組成，程式分析過程依據以下做假設：



- (1) 梁斷面受彎矩作用後仍保持平面
- (2) 假設斷面完全合成
- (3) 混凝土應力-應變關係依據 Mander et al. (1988) 所提出之混凝土應力-應變關係
- (4) 斷面之混凝土強度使用纖維元素法做計算
- (5) 假設未圍束混凝土破壞應變為 0.003

3.1.2 混凝土材料模擬

本研究使用 Mander et al. (1988) 所提出之混凝土應變-應力關係。核心混凝土的圍束力主要來自於箍筋所提供的側向力，隨著圍束作用的產生，可以增加混凝土抵抗軸向力的強度與韌性。

以下對於混凝土的分析模式說明：

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3-1)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3-2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3-3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3-4)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (3-5)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3-6)$$

其中： f'_{co} = 未圍束混凝土的極限壓力強度； ε_{co} = 0.002，未圍束混凝土產生極限強度時的應變； f'_{cc} = 圍束混凝土的極限壓力強度； ε_{cc} = 圍束混凝土產生極限強度時的應變； E_c = 混凝土的彈性模數，MPa；

E_{sec} = 圍束混凝土的彈性模數。

若 SRC 梁為矩形斷面，如圖 3.1 所示，Mander 等人假設圍束混凝土將在主筋與主筋、箍筋與箍筋間形成一個初始切線斜率為 45 度角的二次拋物線，而斷面的有效圍束面積則為核心混凝土面積減去拋物線所圍成面積。有效面積計算公式如下：

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (3-7)$$

$$A_e = (b_c d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (3-8)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{A_i}{b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3-9)$$

其中：

A_i = 主筋間拋物線所圍成面積

w_i = 主筋間間距

n = 斷面主筋數量

A_e = 圍束混凝土的有效面積

b_c = x 方向之箍筋中心距

d_c = y 方向之箍筋中心距

s' = 箍筋的淨間距

k_e = 斷面有效圍束係數

ρ_{cc} = 斷面箍筋比

由於斷面形狀的不同，箍筋所提供核心混凝土之側向力也有所不同，所以我們將算出 x、y 方向的有效側向圍束應力與未圍束混凝土強度的比值代入圍束強度表（圖 3.1）中作內插，則可得到矩形斷面的圍束混凝土強度。計算 x、y 方向箍筋所提供之側向力的公式如下：

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (3-10)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (3-11)$$

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (3-12)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (3-13)$$

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (3-14)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (3-15)$$

其中：

ρ_x = x 方向的箍筋比



A_{sx} = x 方向箍筋的斷面積

ρ_y = y 方向的箍筋比

A_{sy} = y 方向箍筋的斷面積

s = 箍筋間距

f_{lx} = x 方向箍筋所提供之側向應力

f_{ly} = y 方向箍筋所提供之側向應力

f_{yh} = 箍筋的降伏應力

f'_{lx} = x 方向的有效圍束應力

f'_{ly} = y 方向的有效圍束應力



若斷面為正方形時，Mander 等人提出的圍束混凝土強度公式如下：

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (3-16)$$

其中 f'_l = 箍筋所提供之側向力

由於 SRC 梁中包含鋼骨，所以混凝土受側向圍束力之情況與 RC 梁不同。參考 Chen and Lin (2006) 所提出對圍束區混凝土之區分方

式，將壓力區混凝土依側向圍束力之不同而區分為三大區域：(1)「未圍束區」(Unconfined concrete)，本區域包覆於箍筋外圍，並未受任何圍束力。(2)「部分圍束區」(Partially confined concrete)，本區域介於箍筋與鋼骨之間，承受箍筋之側向圍束力。(3)「高圍束區」(Highly confined concrete)，本區域包覆於鋼骨翼板與腹板間，圍束力主要由箍筋與鋼骨共同提供。各區域混凝土之應力－應變關係如圖 3.3。

如圖 3.4 所示，為方便定義分析混凝土各纖維之面積，本文將「未圍束區」與「部分圍束區」各分為「上層」與「側面」兩個區域。

3.1.3 高圍束區混凝土假設

高圍束區混凝土之側向力主要由鋼骨與箍筋提供，所以高圍束區之圍束力除了考慮原本箍筋所提供之部分，亦要考慮鋼骨部分。以下將說明本研究中對高圍束區所做之假設。首先，計算高圍束區之有效面積，計算公式如下：

$$A_{sf} = b_{sf} \times t_{sf} \quad (3.17)$$

$$b_{ch} = b_{cr} + D_{cr} + D_h \quad (3.18)$$

$$d_{ch} = d_{tr} - d'_r + D_{cr} + D_h \quad (3.19)$$

$$A_{ch} = b_{ch} \times d_{ch} \quad (3.20)$$

$$\rho_{ch} = \frac{2 \times A_{cr} + 2 \times A_{tr} + A_{sh}}{A_{ch}} \quad (3.21)$$

$$A_{th} = 2 \times \frac{(d_s - d'_s - t_{sf})^2}{6} \quad (3.22)$$

$$A_{eh} = (b_{sf} - t_{sw}) \times (d_s - d'_s - t_{sf}) - A_{th} \quad (3.23)$$

$$A_{cch} = A_{ch} \times (1 - \rho_{ch}) \quad (3.24)$$

$$K_{eh} = \frac{A_{eh}}{A_{cch}} \quad (3.25)$$

其中：

A_{sf} = 翼板面積



b_{cr} = 兩壓力筋中心距

D_{cr} = 壓力鋼筋斷面積

D_h = 箍筋斷面積

d_{tr} = 斷面最上緣到拉力鋼筋中心距離

d'_r = 斷面最上緣到壓力鋼筋中心距離

A_{ch} = 斷面核心總面積

ρ_{ch} = 高圍束區鋼材比

A_{sh} = 鋼骨斷面積

A_{th} = 拋物線所圍之面積

A_{ch} = 高圍束區混凝土之有效面積

t_{sf} = 翼板厚度

t_{sw} = 腹板厚度

A_{cch} = 圍束區混凝土面積

K_{ch} = 高圍束區混凝土有效圍束係數



由於 I 型鋼骨之 x、y 方向並非對稱，所以必須分別計算高圍束區混凝土在 x、y 方向所受之有效側向力。由於 Mander 等人所假設之混凝土圍束公式中，有效側向力與鋼材之降伏強度有關，而高圍束區之 x 方向之有效側向力主要由箍筋與鋼骨提供，所以必須分別計算兩者所提供之側向力再做疊加。高圍束區之 x、y 方向之有效側向力計算公式如下：

$$\rho_{hxh} = \frac{2 \times A_h}{s \times d_{ch}} \quad (3.26)$$

$$\rho_{hxs} = \frac{t_{sf} \times s}{s \times d_{ch}} \quad (3.27)$$

$$\rho_{hy} = \frac{2 \times A_h}{s \times b_{ch}} \quad (3.28)$$

$$f'_{lhx} = K_{eh} \times (\rho_{hch} \times f_{yh} + \rho_{hxs} \times f_{ys}) \quad (3.29)$$

$$f'_{lhy} = K_{eh} \times \rho_{hy} \times f_{yh} \quad (3.30)$$

其中：

ρ_{hch} = 高圍束區混凝土之 x 方向箍筋比

ρ_{hxs} = 高圍束區混凝土之 x 方向鋼骨比

ρ_{hy} = 高圍束區混凝土之 y 方向箍筋比

s = 箍筋間距

f'_{lhx} = 高圍束區混凝土之 x 方向有效側向力

f'_{lhy} = 高圍束區混凝土之 y 方向有效側向力

f_{hy} = 箍筋之降伏強度

f_{sy} = 鋼骨之降伏強度

將 x、y 方向之有效側向力與未圍束混凝土強度之比值代入圖 3.2 作內插，可得到高圍束區混凝土之極限強度，代入 Mander 等人所提出之圍束混凝土強度計算式中，由高圍束區之混凝土應變即可得高圍

束區混凝土強度。

3.1.4 混凝土張力假設

本研究混凝土張力假設根據 ABQUAS (2000)，其應力-應變關係如圖 3.5 所示，達極限張力強度之前，張力區混凝土採用與壓力未圍束區混凝土一樣之假設，即 Mander 等人 (1988) 所提出之未圍束混凝土之應力-應變關係，假設極限張力強度為 $0.1f_{cu}$ (本文中定義未圍束區之極限抗壓強度為 f_{cu})。當混凝土應變超過極限張力應變時，假設強度呈線性下降，應變達 10^{-3} 時，混凝土強度折減至零。

3.1.5 纖維混凝土元素




分析模式中，混凝土皆以纖維元素模擬之。參考 El-Tawil 於 1995 年之研究報告所提出對纖維元素之分割方式，本研究之分析模式參考 廖文賢 (2006) 所著之『鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度與韌性行為』所提出之單軸向分割方式。纖維元素是由斷面中之混凝土分割成數個薄片，每個纖維元素的面積與距離中性軸的位置皆不同，假設每個元素之質量皆集中於該元素之中心，藉由所有纖維元素之獨立應變所產生之應力疊加，即可獲得斷面整體之混凝土強度。纖維元素法之計算流程如圖 3.8 所示。

3.1.6 鋼之材料模擬

鋼的應力-應變關係，一般皆以彈-塑性材料來模擬，而本研究之分析模式中對於鋼之應力-應變模式則採三段直線來模擬，如圖 3.6 所示，第一段直線為鋼材之彈性階段，假設彈性模數為 E_s ，降伏應變為 ε_y ；第二段水平直線為鋼材之降伏平台，假設發生應變硬化之應變為 $10\varepsilon_y$ ，第三段直線則為鋼材之應變硬化，假設應變硬化之斜率為 $0.05 E_s$ 。

3.1.7 壓力鋼筋之材料模擬



參考 Bayrak and Sheikh (2001) 之研究結果與 Chen and Lin (2006) 對主筋非彈性挫屈之假設，如圖 3.7 所示，假設壓力筋在達到降伏應變 ε_{cry} 時後進入降伏平台，當應變達到挫屈應變 $\varepsilon_{crb} = \varepsilon_{cry} + 0.01$ 之後強度隨著應變增加而降低，當應變達 $4\varepsilon_{cry}$ 時，壓力筋強度剩下降伏強度 σ_{cry} 之 20%，此後強度便不再降低，並保持 $0.2\sigma_{cry}$ 。

3.2 分析流程介紹

本研究主要為分析 SRC 梁的彎矩-曲率關係圖，圖 3.9 至 3.25 為本分析程式之流程圖，以下章節將解釋主要程式流程與其中較複雜之

副程式分析流程。

3.2.1 MATLAB 簡介

MATLAB 是由 Math Work 公司於 1984 年推出之數學軟體，其全名為 matrix laboratory，主要應用於科學與工程領域之數值計算、分析與模擬之應用軟體，MATLAB 具備了系統模擬、數位訊號處理與繪圖等功能，也允許建立或運算其他不同之資料型態，滿足使用者更多元之運算需求。

3.2.2 主要分析流程




圖 3.9 為本分析之總流程圖，首先執行主要分析流程 *Major_programA* (圖 3.8) 以分析模式所建立，首先輸入所有斷面與材料性質，假設斷面最外緣應變為 $\varepsilon_c = 0.0001 \times j$ ，由一個外緣應變將找出一組相對應的彎矩-曲率。假設中性軸距斷面頂緣距離 i ，根據變形諧和法計算各材料所相對應之應變，再依據各材料的材料性質及斷面積可得到各材料所提供之力量 F_a ，計算斷面合力 $TF = \sum_{a=1}^n F_a$ ，假設斷面深度為 h ，當斷面合力的絕對值 $|TF|$ 有最小值 (即最趨近零值) 時，此時 i 為對應此應變之合理中性軸位置 C ，而 F_a 為對應此應變各材料所提供之力量，各材料對中性軸取彎矩 M_b ，假設上層未圍束區混凝土所提供之彎矩為 $M_{ucupper}$ ，若等於零 (即保護層混凝土完全壓

碎)時,結束主流程 *Major_programA*。當上層未圍束區混凝土完全壓碎後執行主程式 *Major_programB*,上層未圍束混凝土所提供之彎矩為零,若外緣應變 ε_c 大於 0.05 時結束 *Major_programB*,畫彎矩-曲率關係圖並結束程式。

3.2.3 副程式說明

副程式 *Confined_Strength* (圍束強度比)

在 Mander 混凝土模型中,當斷面為矩形時,由於 x、y 方向箍筋所提供之側向力不盡相同,此時,須分別找出 x、y 方向箍筋所提供之側向應力與未圍束混凝土極限強度之比值,代入圖 3.2 中,方可求得圍束混凝土極限強度與未圍束混凝土強度之比值 f'_{cc}/f'_{co} 。圖 3.19 為副程式 *Confined_Strength* 之流程圖,詳細設計流程如下:

將待求之值 f'_{cc}/f'_{co} 假設為 y ,矩形斷面中,較大的箍筋側向應力與未圍束混凝土極限強度的比值為 f'_{l2}/f'_{co} ,將其輸入之值設為 x , f'_{l1}/f'_{co} 則表示較小的箍筋側向應力與未圍束混凝土極限強度之比值,假設輸入 f'_{l1}/f'_{co} 之值為 s ,而圖中 s 由各曲線所表示,其值從 0 到 0.3 (間隔 0.02)。

計算得到 x、y 方向箍筋之側向力之後,判斷兩者大小決定何值為 x ,何值為 s ;假設曲線與曲線間有 n 個區間,每個區間表示不同之 s

值所需插入之範圍為 $(0 + (n \times 0.02)) \leq s < (0.02 + (n \times 0.02))$ ，當 $n > 14$ (即 $s > 0.3$)，則超出範圍，所求 $y = 0$ ；若 $n < 14$ ，則另 f_n 為當 $f'_{11} / f'_{c0} = (0 + (n \times 0.02))$ 時的曲線方程式 ($x - y$ 關係式)， f_{n+1} 為當 $f'_{11} / f'_{c0} = (0.02 + (n \times 0.02))$ 時的曲線方程式；將 x 代入分別得到 y_1 、 y_2 ，再利用內插法，將 s 在兩曲線中做內插得 y 即為所求。

副程式 T_{web} (鋼骨腹板拉力計算)

圖 3.25 為 SRC 梁之鋼骨腹板拉力之分析流程，首先，計算鋼骨上翼板下緣應變 ε_{scfb} 與下翼板上緣應變 ε_{stfu} ，如式 (3.17) 與 (3.18)。

$$\varepsilon_{scfb} = \varepsilon_c \times \frac{\left(c - d'_s - \frac{t_{sf}}{2} \right)}{c} \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_{stfu} = \varepsilon_c \times \frac{\left(c - d_s + \frac{t_{sf}}{2} \right)}{c} \quad (3.32)$$

鋼骨腹板拉力區之高度假設主要根據中性軸之位置不同而改變，若 $(d_s - t_{sf} / 2 - c) < (d_s - d'_s - t_{sf})$ ，中性軸位於鋼骨上翼板下緣與下翼板上緣間，而腹板拉力區高度 $h_{stw} = d_s - t_{sf} / 2 - c$ 。若下翼板上緣應變 ε_{stfu} 大於降伏應變 σ_{sy} / E_s ，腹板之拉力區皆處於彈性階段，總拉力強度之計算如式 (3.19)。

$$T_{sw} = \left(\frac{\varepsilon_{stfu} \times E_s}{2} \right) \times (t_{sw} \times h_{stw}) \quad (3.33)$$

若 $\varepsilon_{stfu} > \sigma_{sy} / E_s$ ，則腹板拉力區有部分進入降伏，而彈性部分高度

$h_{et} = (\sigma_{sy} \times c) / (\varepsilon_c \times E_s)$ ，總拉力強度之計算如式 (3.20)。

$$T_{sw} = \left[-\left(\frac{\sigma_{sy}}{2} \right) \times (t_{sw} \times h_{et}) \right] + \left\{ -\sigma_{sy} \times [t_{sw} \times (h_{stw} - h_{et})] \right\} \quad (3.34)$$

若 $(d_s - t_{sf} / 2 - c) \geq (d_s - d'_s - t_{sf})$ ，中性軸位於上翼板下緣上方，而

整體腹板皆承受拉力，拉力區高度 $h_{stw} = d_s - d'_s - t_{sf}$ 。若 $\varepsilon_{stfu} \leq \sigma_{sy} / E_s$ ，

腹板之拉力區皆處於彈性階段，總拉力強度計算如式 (3.21)。

$$T_{sw} = \left(\frac{\varepsilon_{stfu} \times E_s}{2} \right) \times (\sigma_{sy} \times h_{stw}) \quad (3.35)$$

若 $\varepsilon_{stfu} > \sigma_{sy} / E_s$ ，整體腹板可能產生兩種情況：(1) 腹板部分進入降伏；(2) 腹板整體進入拉力降伏。假設中性軸與上翼板下緣距離

$d_{cf} = d'_s + t_{sf} / 2 - c$ ，而中性軸距腹板降伏處 $d_{cy} = (\sigma_{sy} \times c) / (\varepsilon_c \times E_s)$ 。若

$d_{cy} > d_{cf}$ ，則腹板部分進入降伏，彈性區高度 $h_{et} = d_{cy} - d_{cf}$ ，總拉力強度

如式 (3.22)。反之，則腹板整體皆為拉力降伏狀態，總拉力強度

如式 (3.23)。

$$T_{sw} = -\left[\frac{1}{2} \times \left(\frac{\sigma_{sy}}{E_s} - |\varepsilon_{stfu}| \right) \times E_s + |\varepsilon_{stfu}| \times E_s \right] \times (t_{sw} \times h_{et}) \quad (3.36)$$

$$+ (-\sigma_{sy}) \times [t_{sw} \times (h_{stw} - h_{et} + d_{cf})]$$

$$T_{sw} = (-\sigma_{sy}) \times (t_{sw} \times h_{stw}) \quad (3.37)$$

其中：

ε_c = 斷面最外緣應變

h = 斷面高

b = 斷面寬

b_{cr} = 兩壓力筋中心距

d'_r = 斷面最上緣到壓力筋中心距離

d'_s = 斷面最上緣到上翼板中心距離

d_s = 斷面最上緣到下翼板中心距離

d_{cs} = 斷面最上緣到壓力鋼材中心距離

d_{ts} = 斷面最上緣到拉力鋼材中心距離

t_{yf} = 鋼骨翼板厚度

t_{sw} = 鋼骨腹板厚度

D_{cr} = 壓力筋直徑

A_{cr} = 壓力鋼筋總斷面積

A_{cs} = 壓力鋼材總斷面積

A_{ts} = 拉力鋼材總斷面積

E_s = 鋼的彈性模數

σ_{sy} = 鋼骨之降伏強度

σ_{csy} = 壓力鋼材之降伏強度

σ_{tsy} = 拉力鋼材之降伏強度

σ_{tsu} = 拉力鋼材之抗拉強度

3.3 模型尺寸



參考文獻陳正誠與陳建中(2001)所著之『包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁之撓曲行為特性』，其中共有 16 支鋼骨筋混凝土簡支梁作單向載重試驗，探討撓曲行為。如圖 3.26 與 3.27 所示，試體依照鋼骨深度與斷面高度之比分為 S 型斷面與 D 型斷面，S 型斷面之鋼骨翼板與主筋位於不同高程，而 D 型斷面之鋼骨翼板則與主筋位於相同高程。取 9 支 S 型斷面試體與 3 支 D 型斷面試體進行分析，表 3.1 為試體斷面尺寸及斷面配置，表 3.2 至 3.4 為材料性質。

第四章 分析結果與討論

4.1 典型彎矩-曲率關係曲線介紹

圖 4.1 為典型 SRC 梁之彎矩-曲率關係曲線，本文定義 A 點為整體斷面之降伏點，此時受拉之鋼材將達到降伏強度，雖然於拉力側有著較大之應變，而第一降伏之鋼材仍要看試驗各鋼材實際降伏應變及斷面配置而決定。經過 A 點之後，拉力側鋼材將相繼降伏，受壓側之應變亦隨之增大，曲線斜率也將逐漸下降，如圖 4.2 所示，斷面之中性軸逐漸上升。B 點為整體之極限彎矩強度發生點，此時之彎矩與曲率本文分別定義為 M_p 與 ϕ_p ，當發生極限強度時，隨之而來的是未圍束區混凝土之壓碎，整體彎矩強度隨著曲率之增加而驟降，中性軸也將因為未圍束混凝土之壓碎而開始下移。

C 點為保護層完全壓碎點，此時整體彎矩強度不再因為未圍束混凝土壓碎而驟降，此時由於鋼材皆已進入降伏階段，且尚未進入應變硬化，曲率之增加並不影響鋼材所提供之彎矩強度，但隨著側面未圍束區混凝土強度之劣化，中性軸持續下降尋求增加圍束區面積及壓力鋼材之強度使保持斷面之力平衡，此時整體彎矩強度隨著此平衡而保持緩慢變化。

D 點為鋼材進入應變硬化之點，雖然中性軸下移導致圍束區混凝土面積增加，若增加之圍束面積仍不足以彌補圍束區混凝土隨著應變增加而下降之強度，整體圍束混凝土強度將逐漸劣化，而此時鋼材進

入應變硬化階段，鋼材應變硬化效應與圍束混凝土劣化之效應間之關係將決定曲線之走向，若應變硬化之效應高於圍束混凝土之劣化效應，則整體彎矩強度將增加；反之，整體彎矩強度將逐漸下降。但若增加之圍束區面積可以彌補圍束混凝土隨著應變增加而下降之強度（如 D 型試體），加上鋼材應變硬化之效應，則整體彎矩強度將逐漸增加，甚至超過原本之極限彎矩強度。

E 點為壓力筋挫屈點，隨著曲率之增加，當壓力筋達挫屈應變時，壓力筋即發生挫屈變形，而此時圍束混凝土也因為壓力筋之挫屈圍束力下降，整體彎矩強度即明顯下降。

4.2 分析與實驗之比較




圖 4.3 至 4.15 為各試體之實驗與分析之彎矩-曲率比較圖，分別由實驗與分析之彎矩與曲率值而得，藉此可以比較分析與實驗極限彎矩強度與韌性之差異性。圖 4.15 至 4.27 為局部彎矩-曲率關係分析曲線，依據 SRC 梁斷面中之所有材料之彎矩-曲率曲線合併而成，藉此比較各材料對整體行為之貢獻與影響。圖 4.28 至 4.39 為分析之材料狀態示意圖，如表 4.4 所示，根據不同之材料狀態設定編號，再將材料發生變化時之彎矩與曲率值在曲線中利用編號標示出，可以判斷出影響整體 SRC 彎矩-曲率曲線走勢之主要材料變化。以下將由各試體之分析與實驗值探討分析模型之準確性與合理性，並以局部材料之貢獻與狀態探討造成分析與實驗差異之主因。

試體 S1

圖 4.3 為試體 S1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖，初始勁度十分吻合。由表 4.1 可知，當試體到達降伏點時，此時鋼骨下翼先達到降伏，此時曲率約為 0.0073 (1/m)，而實驗之降伏曲率為 0.0055 (1/m)，可能是因為實際之鋼骨在製造時有殘留應變，導致實驗之降伏點未如預期。當上層拉力鋼筋達到降伏時，斜率才明顯改變，而實驗值由於拉力鋼材比預期早降伏，所以整體彎矩強度也提早衰減。

當保護層混凝土壓碎時，實驗之彎矩強度隨著曲率增加而衰減，其衰減之速度要比分析值快，由圖 4.15 可知，當未圍束區混凝土開始壓碎時，整體之彎矩強度開始驟降，但隨著曲率增加，未圍束區混凝土之彎矩強度衰減也變得緩和，這導致分析與實驗之曲線有差異。由圖 4.16 可知，上層未圍束區混凝土彎矩強度隨著曲率增加之衰減迅速，但由於側面未圍束區混凝土彎矩強度之衰減較緩和，導致整體未圍束區混凝土也緩和下降。造成上述原因可能為實驗試體製作之瑕疵，導致真實淨保護層厚度較預期之厚度小，而導致實驗之彎矩強度在保護層混凝土壓碎後衰減較分析之彎矩強度快。

當保護層完全壓碎時，實驗值之彎矩強度便不再迅速衰減，反而隨著曲率增加而緩慢下降，此時實驗彎矩強度之衰減較分析值緩和。造成此行為之原因可能為實驗之拉力鋼材因為殘留應變之關係，導致拉力鋼材比預期早達到應變硬化，所以雖然混凝土持續劣化，但整體之彎矩強度衰減緩慢。類似現象在每支試體之彎矩-曲率關係比較圖中皆可以發現。

試體 S1-T1 與 S1-T2

試體 S1-T2 之箍筋比雖然與 S1-T1 相同，但 S1-T2 之箍筋間距較 S1-T1 小，所以提供混凝土之側向圍束力較高，如圖 4.41 所示，S1-T1 與 S1-T2 兩曲線前段幾乎重疊，但後半段卻產生明顯之差異，因為圍束力之差異，導致 S1-T2 之圍束區混凝土之彎矩強度隨著曲率提升之現象要比 S1-T1 顯著。

試體 S2 與 S4

圖 4.6 為試體 S2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖，隨著曲率之增加，實驗彎矩強度增加值比分析增加值要少，由表 4.1 可知，實驗與分析之降伏彎矩強度與降伏曲率之比值為 0.6 與 2.07，第一降伏材料為下翼板，實驗之降伏彎矩強度較小可能是因為鋼骨之殘留應力所引起，若實驗與分析隨著相同曲率改變之中性軸移動沒有太大差距，則實驗降伏曲率比分析曲率大可能是因為混凝土對鋼骨之握裹力不足所導致。圖 4.8 為試體 S4 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖，實驗極限點曲率與分析值之比值為 1.27，可能是因為混凝土對鋼骨與加勁鋼板之握裹力不足，導致拉力鋼材所提供之彎矩強度不如預期。

試體 S3

圖 4.20 為試體 S3 之局部彎矩-曲率分析圖曲線，當未圍束混凝土強度下降時，隨著中性軸之下降，拉力鋼材之彎矩強度也逐漸下降，部分圍束區混凝土曲線經過一小段爬升之後也開始下降，又由於鋼骨翼板過於狹窄，導致試體之高圍束區幾乎沒有面積，高圍束之混凝土只存在少許於腹板與翼板交接處，但由於過小，在本分析中忽略不

計。除此之外，甚至連腹板之彎矩強度都要高於下翼板。增加之壓力鋼材彎矩並無法彌補下降彎矩之不足，所以導致分析之彎矩強度持續下降。

試體 S5 與 S6

圖 4.22 為試體 S5 之局部彎矩-曲率分析曲線，可以明顯發現加裝在下翼板之加勁鋼板對整體之彎矩強度貢獻最大，如表 4.3 所示，當分析值之整體彎矩強度到達極限點時，下層鋼板對極限彎矩強度之貢獻為 32%，為所有材料裡對極限彎矩強度貢獻最大者，但在試體 S4 卻未發現類似現象，S4 對極限彎矩強度貢獻最大者為拉力鋼筋，並非加勁鋼板，因為試體 S5 之拉力鋼筋量較小，且加勁鋼板之斷面積較大，所以下層加勁鋼板就必須承受大部份之拉力，所以對整體彎矩強度之貢獻大過於拉力筋。

當曲率為 0.12 (1/m) 時，上層加勁鋼板之彎矩強度超過拉力筋之彎矩強度，此時兩加勁鋼板對整體彎矩之貢獻為 46.37%，接近整體彎矩強度之一半，證明設置加勁鋼板對 SRC 梁韌性之重要性。

圖 4.10 為試體 S6 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖，實驗之保護層混凝土比預期早壓碎，也導致實驗與分析之極限彎矩強度有些落差。由表 4.3 可知，上層鋼板對極限強度之貢獻為 5.63%，為所有試體中貢獻比例第二高者，而其上翼板之貢獻為 1.93%，為 S 型式體中最高者，可能因為其拉壓鋼筋比十分懸殊，其他之抗壓材料需貢獻之彎矩強度則相對增加。

試體 S7

如表 4.2 所示，實驗之極限彎矩強度比分析值要高，可能是因為鋼骨在極限點發生前，已達到應變硬化，當外緣混凝土達極限應變時，實驗之拉力鋼材對彎矩強度之貢獻較分析值大，導致中性軸距斷面上緣位置比分析值要低，極限曲率比分析值要小，極限強度也比分析值要高。如表 4.3、4.4 所示，側面部分圍束區和高圍束區混凝土之貢獻皆為零，此結果是因為 S7 之鋼骨深度佔全斷面深度之 35%，為所有試體中比例最低者，當強度到達極限點時，中性軸位於斷面上緣約 143 mm 處，而上翼板中心距斷面上緣距離為 182.5 mm，全部鋼骨斷面皆承受拉力，導致達極限彎矩強度時，拉力鋼筋對整體彎矩強度之貢獻是所有試體裡面最高的。

試體 D1 與 D1-T2



圖 4.12 為試體 D1 之實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖，實驗與分析之初始勁度並不十分符合，如表 4.1 所示，實驗之降伏彎矩強度與分析值之比值為 0.6，由於 D 型試體之鋼骨深度佔全斷面深度 75%，所以鋼骨翼板對整體彎矩強度之貢獻比其他試體更顯著，所以殘留應力之影響比其他試體更明顯；隨著曲率增加，鋼骨翼板所承受之相對應之應變較其他試體大，所以混凝土握裹力不足導致鋼骨提供之彎矩強度不足之影響，也比其他試體來得顯著。

當保護層混凝土壓碎時，分析之彎矩強度並不如其他試體一樣隨著曲率增加而驟降，反而呈現緩慢衰減的關係，因為鋼骨深度之關

係，當極限點發生時，中性軸位於鋼骨腹板距離斷面頂緣約 105 mm，此時上翼板中心與中性軸距離約為 50.5mm，如表 4.3 所示，試體 D1 與 D1-T2 之上翼板與側面部分圍束區混凝土對極限彎矩強度之貢獻為所有試體裡最大者，如圖 4.25 所示，當混凝土開始壓碎，上翼板、壓力鋼筋與部分圍束區混凝土之彎矩強度便迅速增加，此結果導致斷面中性軸緩慢下降，整體彎矩強度也隨著曲率之增加緩慢衰減。

試體 D1-T2 之行為與 D1 十分接近，D1-T2 除了箍筋間距較 D1 要小，其他條件皆相同，所以明顯之差別主要來自箍筋提供之圍束力，如圖 4.26 所示，在分析曲線後半段，部分圍束區混凝土彎矩強度有增加之現象。

試體 D2

由表 4.2、4.3 可知，分析之極限彎矩強度與實驗值差距非常小，當分析發生極限點時，試體 D2 之上層鋼板對極限強度之貢獻為 7.33%，比擁有相同鋼板之試體 S5 與 S6 高，除了鋼骨深度之影響外，也由於試體之拉壓鋼筋比差距非常大，壓力鋼筋只有兩支三號鋼筋承受壓力，所以加勁鋼板則取而代之承受大部分之壓力；觀察其他加裝加勁鋼板試體，試體 S6 之上層鋼板對極限強度之貢獻比例為所有試體中第二高者，而其上翼板之貢獻為 S 型式體中最高者，其拉壓鋼筋比也十分懸殊，證明拉壓鋼筋比越大，取而代之的抗壓材料在整體彎矩強度中之貢獻將更不可忽略。

4.3 參數影響

4.3.1 拉力鋼筋量之影響

如表 4.2，試體 S5 與 S6 之拉力鋼筋含量分別為 0.6 % 與 1.95 %，其含量之比值為 0.3。試體 S5 之極限彎矩強度分別為 750 MPa，當試體在極限時其拉力鋼筋所提供之彎矩強度為 140 MPa，與極限彎矩強度之比值為 18 %；試體 S6 之極限彎矩強度為 1019 MPa，此時拉力鋼筋所提供之彎矩強度為 338 MPa，佔極限彎矩強度之 33 %。

拉力鋼筋量之增加更導致中性軸下移量增加，進而增加在極限彎矩強度發生時圍束區混凝土面積，如表 4.2，試體 S6 之側面部份圍束區混凝土對極限彎矩強度之貢獻為 S 型斷面之試體裡最高者，而高圍束區之貢獻甚至超過 D 型斷面之試體。如圖 4.42，比較兩試體可知拉力鋼筋量之提升不僅可以提升極限彎矩強度，對於整體彎矩強度之貢獻亦十分顯著。

4.3.2 鋼骨深度之影響

試體 S7 鋼骨深度佔斷面高度之 35%，為所有試體中最小者，由表 4.3 可知，當達極限強度時，側面部分圍束區與高圍束區混凝土所提供之彎矩強度皆為零，因為鋼骨深度太小，導致此時中性軸位於鋼骨上翼板上方，鋼骨整體皆承受拉力，可以發現其拉力筋之貢獻是所有試體中最高者，主要也是因為中性軸過於上移之關係。

D 型斷面試體，鋼骨深度佔斷面高度之 75%，所以上層部分圍束混凝土沒有面積，如表 4.3 所示，在極限彎矩強度發生時，上層部分圍束混凝土對於極限彎矩強度無貢獻，鋼骨深度之增加除了增加翼板提供之彎矩強度之外，主要影響圍束區之面積，試體 D1 與 D1-T2 之下翼板對彎矩強度之貢獻為 20.64% 與 20.47%，在所有試體中佔最大比重，而兩試體之側面部分圍束區與高圍束區對極限彎矩強度之貢獻也高過其他組試體。在延展性方面，由局部彎矩-區率圖觀察可知，D 型斷面之鋼骨上翼板隨著曲率之增加其彎矩強度皆明顯增加，鋼骨上下翼板貢獻之彎矩強度更是佔總彎矩強度大部分，導致 D 形斷面之延展性明顯較 S 型斷面要好。

4.3.3 箍筋間距之影響



試體 S1-T1 與 S2-T2，箍筋間距分別為 200 mm 與 100 mm，試體 D1 與 D1-T2，箍筋間距分別為 152 mm 與 76 mm。如圖 4.41 所示。比較試體 S1-T1 與 S1-T2 之分析結果可以發現，兩組數據的初始勁度與極限彎矩強度皆相差不大，是因為箍筋間距影響混凝土圍束力，但影響整體之極限彎矩強度之材料，主要為拉力筋與未圍束區混凝土，由表 4.3 可知，圍束區混凝土除了上層部分圍束區混凝土對極限彎矩強度貢獻較大有 1.3%，側面圍束區混凝土與高圍束區混凝土之貢獻皆不到 0.1%。延展性方面，在保護層混凝土壓碎之後，隨著混凝土強度之劣化，中性軸逐漸下降，部分圍束區混凝土及高圍束區混凝土之面積漸漸增加，此時箍筋間距之影響漸漸明顯，導致試體 S1-T2 彎矩強度之衰減較 S1-T1 緩和，此現象也發生在 D1 與 D1-T2 試體。

4.3.4 加勁鋼板之影響

試體 S4 之拉力鋼筋量並不如試體 S1，但試體 S4 有在上下翼板各加裝一塊加勁鋼板，如圖 4.43 所示，試體 S4 之極限彎矩強度比 S1 要大，保護層混凝土壓碎之後，混凝土漸漸劣化，此時有加勁鋼板之試體 S4，其彎矩強度之衰減明顯比 S1 來得緩和，當加勁鋼板達應變硬化，其彎矩強度甚至提高，證明加勁鋼板對整體韌性之重要。



第五章 結論與建議

綜合以上章節所述，對於鋼骨鋼筋混凝土梁彎矩曲率關係之分析模式與實驗數據比較，依據討論結果，提出以下結論與建議。

5.1 結論

1. 分析模式依據材料變形諧和之假設，可有效地模擬各材料之變化，也可準確預測 SRC 梁之極限彎矩。而利用程式分析方式有以下優點：(1) 可以繪出完整 SRC 梁之彎矩-曲率關係圖；(2) 隨曲率改變，各材料提供之力量與彎矩強度皆可求得；(3) 利用細部材料彎矩-曲率關係圖能有效地探討各材料對 SRC 梁彎矩強度之貢獻與影響；(4) 整體曲線趨勢受何種材料狀態改變之影響，也可從分析之材料狀態示意圖中判斷。
2. 分析結果顯示，當達極限彎矩強度時，由於中性軸接近斷面上緣，圍束區面積狹小，所以圍束混凝土對極限彎矩強度並無決定性之影響，而圍束區主要之影響圍曲線後段，且 D 型斷面影響更為顯著。
3. 分析模式假設鋼骨與混凝土間鋼骨與混凝土間擁有完美之握裹條件，但由比較可知，部分試體之混凝土對鋼骨握裹力仍略嫌不足，

導致無法達到預測之彎矩強度。

4. 分析結果與實驗比較，更進一步證實增加鋼骨與斷面深度比，能提高極限彎矩強度，又因高圍束區面積之增加，可使 SRC 梁有更高之延展性。加勁鋼板能有效提升 SRC 梁之韌性與延展性。拉力鋼筋量之增加能提升 SRC 梁之極限彎矩強度。

5.2 建議

1. 分析結果顯示，高圍束區混凝土對整體彎矩強度之貢獻十分微小，可將部分圍束區與高圍束區合併成一部份，簡化計算與程式設計過程。張力區混凝土之貢獻亦十分微小，可忽略。
2. 本研究結果無法顯示在相同箍筋比但不同箍筋間距時，梁彎矩強度之差異性。建議往後可研究此參數對於 SRC 梁斷面合成效應與彎矩強度之影響。
3. 鋼骨與混凝土間握裹力不足而導致某些實驗值與分析值之差異性顯著，建議能在鋼骨表面裝設有效改善握裹力之裝置。

參考文獻

An, W., Saadatmanesh H., Ehsani M. R. (1991) , “RC Beams Strengthened with FRP Plates. II : Analysis and Parametric Study,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 11.

ABAQUS, “ABAQUS/Explicit User’s Manual.” Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Version 6.1 (2000) .

Bayrak, O. and Sheikh, S. A.(2001) , “Plastic Hinge Analysis,” *Journal of Structural Engineering*, Vol 127, No. 9,pp. 1092-1100

Bae, S., Miseses, A. M., and Bayrak, O. (2005) , “Inelastic Buckling of Reinforcing Bars,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 2, pp. 314-321

Chen, C. C. and Lin, N. J. (2006) , “Analytical Model for Predicting Axial Capacity and Behavior of Concrete Encased Steel Composite Stub Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, No.5, pp. 424-433.

El-Tawil, S., Snaz-picon, C. F., and Deierlein, G. G. (1995) , “Evaluation of ACI 318 and AISC (LRFD) Strength Provision for Composite Beam-Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 34, pp. 103-123.

Lee, T. K. and Pan, D. E. (2003), "Estimating The Relationship between Tension Reinforcement and Ductility of Reinforced Concrete Beam Sections," *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 1057-1067.

Lee, T. K., Pan, D. E., and Ma. M. J. L. (2004), "Ductile Design of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with Fiber Reinforced Polymer Plates," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 8, No. 6.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8.

李台光 (2001), 「包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁韌性之探討」, 土木工程技術, 第五卷, 第二期。

陳正誠與陳建中 (2001), 「包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁之撓曲行為特性」, 中國土木水利工程學刊, 第十三卷, 第二期。

翁正強、江銘鴻與顏聖益 (2001), 「鋼骨鋼筋混凝土 (SRC) 梁抗彎試驗與力學特性」, 中國土木水利工程學刊, 第十三卷, 第二期。

廖文賢 (2006), 「鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度與韌性行為」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 陳誠直指導。

陳正誠與鄭兆麟(2007),「SRC 梁斷面撓曲強度分析與曲率延展性比
評估方法」,鋼結構會刊,第 27 期。



表 3.1 試體斷面尺寸及試體配置

試體編號	斷面尺寸 (mm)	鋼骨斷面 (mm)	主筋		箍筋
			上端鋼筋	下端鋼筋	
S1	350×550	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	#3@200mm
S1-T1					2-#3@200mm
S1-T2					#3@100mm
S2		H300×110×6.5×9	2-#7	4-#8	#3@176mm
S3		H300×60×6.5×9	2-#5	3-#7	#3@128mm
S4		H300×150×6.5×9+2×(P105×16)	2-#8	2-#8+2-#7	#3@200mm
S5		H300×150×6.5×9+2×(P120×20)	2-#5	2-#8	#3@128mm
S6			2-#5	4-#10	
S7		H194×150×6.5×9	2-#7	2-#10	#3@200mm
D1	320×400	H300×110×6.5×9	2-#6	2-#10	#3@152mm
D1-T2		H300×110×6.5×9			#3@76mm
D2	320×440	H300×110×6.5×9+2×(P90×20)	2-#3	2-#11	#3@80mm

註：鋼骨斷面表格中，P 為蓋板之寬度乘上厚度，在上下翼板各一塊蓋板

表 3.2 混凝土實際抗壓強度

試體	S1	S1-T1 S1-T2	S2、S3、 S4	S5	S6	S7、D1、 D1-T2、D2
f'_{co} (MPa)	40.8	36.0	38.4	36.0	36.8	37.3

表 3.3 鋼骨之材料性質

試體編號	降伏強度(MPa)	抗拉強度(MPa)
S1、S2、S3、S4、S5、 S6、D1、D1-T2、D2	332	420
S1-T1、S1-T2	267	377
S7	272	366



表 3.4 鋼筋及蓋板之材料性質

鋼材	降伏強度(MPa)	抗拉強度(MPa)
#3 鋼筋	417	623
#5 鋼筋	411	601
#6 鋼筋	462	658
#7 鋼筋	424	622
#8 鋼筋	426	644
#10 鋼筋	435	632
#11 鋼筋	468	689
16mm 厚鋼板	364	515
20mm 厚鋼板	368	492

表 4.1 實驗與分析之降伏點比較

試體 編號	M_{y-test} (kN-m)	$M_{y-analysis}$ (kN-m)		ϕ_{y-test} (1/m)	$\phi_{y-analysis}$ (1/m)	$M_{y-test} / M_{y-analysis}$	$\phi_{y-test} / \phi_{y-analysis}$
		彎矩強度	第一降伏材料				
S1	489	599	下翼板	0.00552	0.007292	0.81	0.75
S1-T1	425	497	下翼板	0.00559	0.006154	0.85	0.90
S1-T2	453	460	下翼板	0.00613	0.005612	0.98	1.09
S2	284	469	下翼板	0.01491	0.007182	0.60	2.07
S3	220	355	下翼板	0.00392	0.00658	0.62	0.59
S4	480	649	下翼板	0.00546	0.007143	0.74	0.76
S5	406	708	下翼板	0.00334	0.008081	0.57	0.41
S6	698	878	下翼板	0.00508	0.008108	0.79	0.62
S7	400	471	下翼板、拉力筋	0.00677	0.007821	0.84	0.86
D1	166	274	下翼板	0.00624	0.007692	0.60	0.81
D1-T2	176	295	下翼板	0.00478	0.008392	0.59	0.57
D2	438	573	下翼板	0.00574	0.00904	0.76	0.63
平均值						0.72	0.84
標準差						0.1356	0.4272

註：試體 S7 有多組第一降伏材料，表示分析時達降伏彎矩值時，有多組材料同時達到降伏

表 4.2 實驗與分析之極限點比較

試體 編號	M_{p-test} (kN-m)	$M_{p-analysis}$ (kN-m)	ϕ_{p-test} (1/m)	$\phi_{p-analysis}$ (1/m)	$M_{p-test} / M_{p-analysis}$	$\phi_{p-test} / \phi_{p-analysis}$
S1	691	702	0.0176	0.0194	0.98	0.90
S1-T1	608	649	0.0194	0.0206	0.93	1.06
S1-T2	653	649	0.0214	0.0195	1.01	1.09
S2	523	558	0.0241	0.0209	0.94	1.15
S3	384	413	0.0222	0.0223	0.93	0.99
S4	720	763	0.0247	0.0193	0.94	1.27
S5	747	750	0.0148	0.0188	0.99	0.78
S6	986	1017	0.0112	0.0151	0.97	0.74
S7	518	503	0.0154	0.0209	1.03	0.73
D1	351	383	0.0296	0.0285	0.92	1.04
D1-T2	370	382	0.0234	0.0271	0.97	0.86
D2	682	682	0.0182	0.0212	0.99	0.85
平均值					0.97	0.95
標準差					0.0349	0.1720

表 4.3 分析之各材料對極限彎矩強度之貢獻

試體 編號	壓力 鋼筋	上層 拉力筋	下層 拉力筋	上翼板	下翼板	壓力 腹板	拉力 腹板	上層 鋼板	下層 鋼板	上層 未圍束 混凝土	側面 未圍束 混凝土	上層部 分圍束 混凝土	側面部 分圍束 混凝土	高圍束 混凝土	拉力 混凝土
S1	3.96	13.88	32.98	0.45	16.99	0.01	10.17	0.00	0.00	16.11	3.84	1.41	0.08	0.01	0.10
S1-T1	4.29	15.01	35.67	0.49	14.78	0.01	8.96	0.00	0.00	15.50	3.75	1.36	0.08	0.01	0.10
S1-T2	4.29	15.02	35.67	0.49	14.78	0.01	8.96	0.00	0.00	15.50	3.75	1.35	0.08	0.01	0.10
S2	3.11	18.32	26.04	0.14	16.33	0.00	13.99	0.00	0.00	17.39	3.34	1.23	0.02	0.00	0.10
S3	1.11	0.00	42.82	0.04	12.98	0.00	21.73	0.00	0.00	18.78	2.12	0.28	0.00	0.00	0.12
S4	3.71	9.70	18.38	0.45	15.59	0.01	9.28	1.58	22.27	14.13	3.46	1.27	0.08	0.01	0.09
S5	1.58	0.00	18.47	0.59	15.62	0.02	9.13	2.90	32.49	13.98	4.47	0.57	0.08	0.02	0.09
S6	1.95	12.65	19.64	1.93	9.76	0.18	4.57	5.63	20.49	13.83	6.33	1.91	0.85	0.18	0.10
S7	3.45	0.00	47.64	1.76	16.39	0.00	6.91	0.00	0.00	18.79	4.33	0.62	0.00	0.00	0.11
D1	1.72	0.00	41.77	3.77	20.64	0.31	15.37	0.00	0.00	13.37	1.59	0.00	1.32	0.06	0.07
D1-T2	1.78	0.00	41.41	3.86	20.47	0.34	15.08	0.00	0.00	13.82	1.72	0.00	1.37	0.07	0.08
D2	0.58	0.00	31.50	2.72	10.76	0.32	7.30	7.33	23.10	11.09	3.62	0.38	1.17	0.06	0.07

註：單位為%

表 4.4 各材料狀態與編號對照表

狀態 材料	降伏	應變硬化	極限	挫屈	完全壓碎
壓力筋	1-1			1-4	
上層 拉力筋	2-1	2-2	2-3		
下層 拉力筋	3-1	3-2	3-3		
上翼板	4-1	4-2	4-3		
下翼板	5-1	5-2	5-3		
上層鋼板	6-1	6-2	6-3		
下層鋼板	7-1	7-2	7-3		
上層 未圍束區 混凝土					8-5

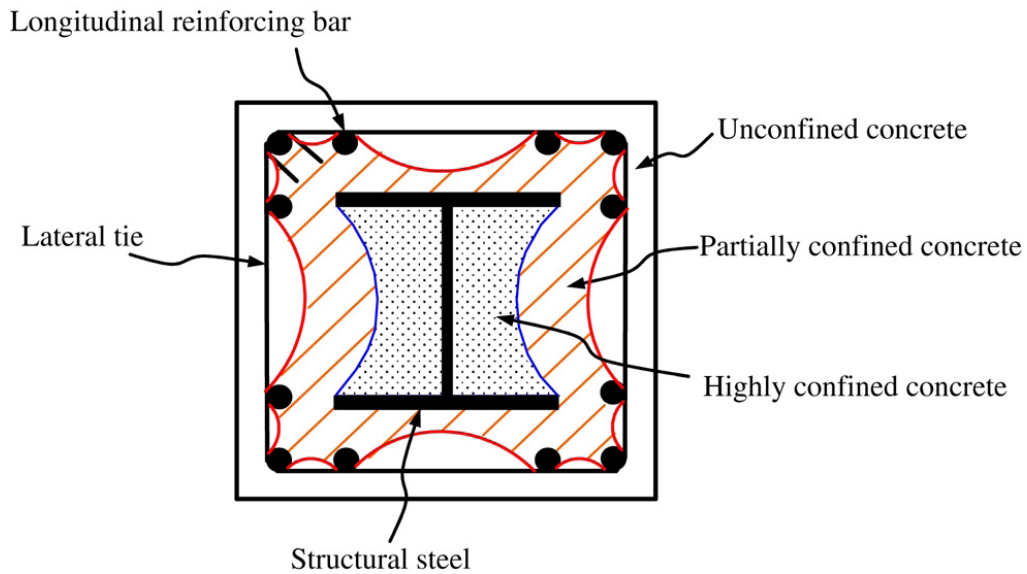


圖 3.1 Mander 圍束區有效面積示意圖 (Chen and Lin 2006)

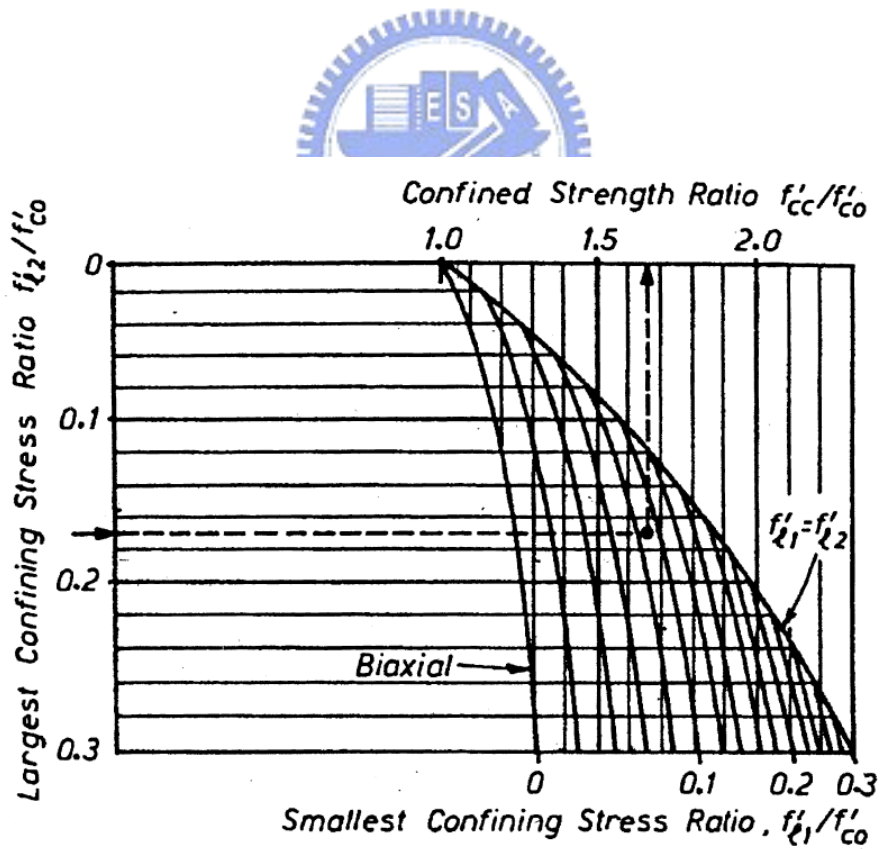


圖 3.2 側向圍束應力與整體圍束強度關係圖 (Mander et al. 1988)

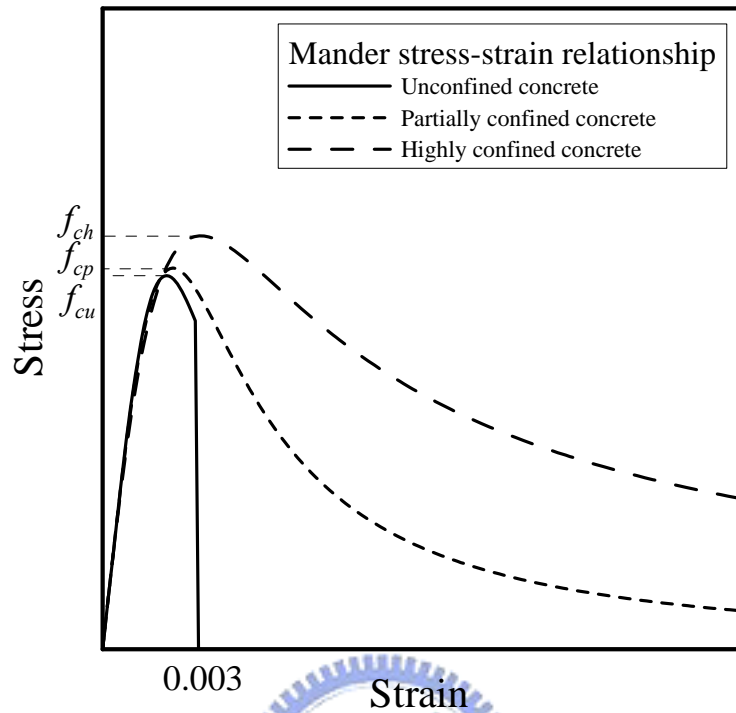


圖 3.3 未圍束與圍束混凝土之應力-應變關係圖

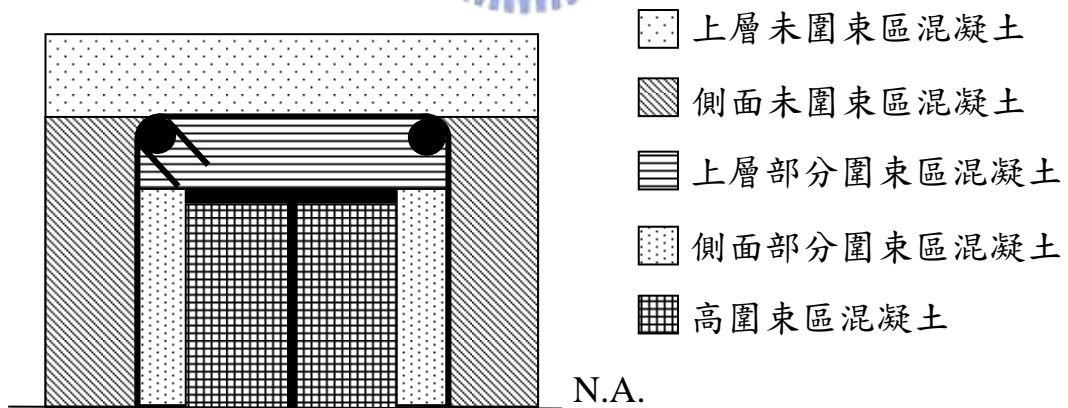


圖 3.4 壓力區混凝土各區域示意圖

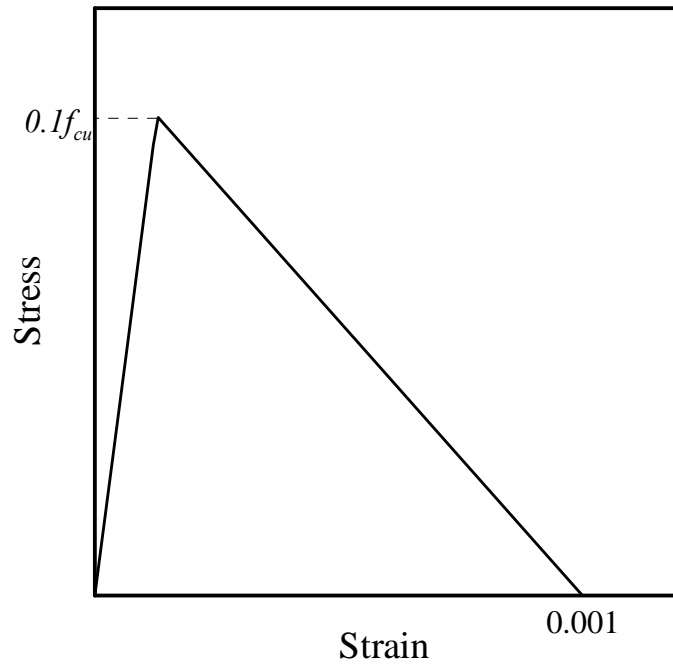


圖 3.5 張力混凝土之應力-應變關係圖

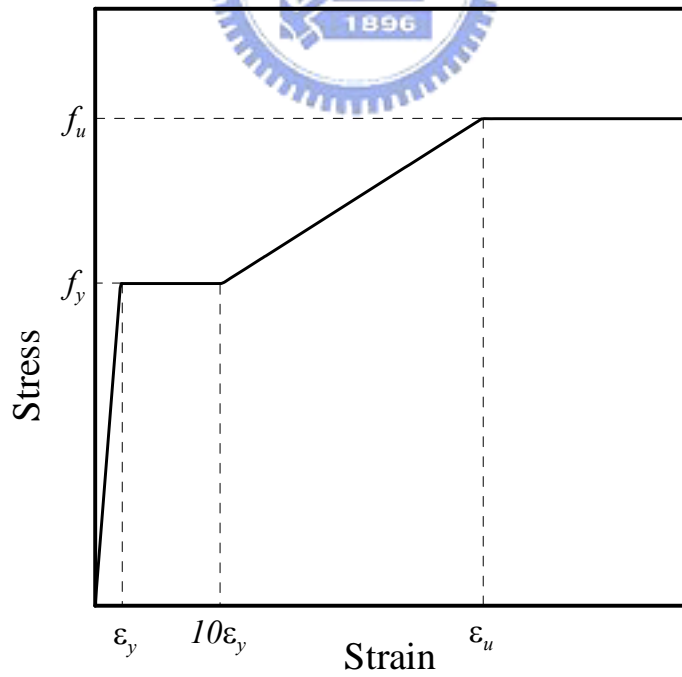


圖 3.6 鋼材與拉力筋之應力-應變關係

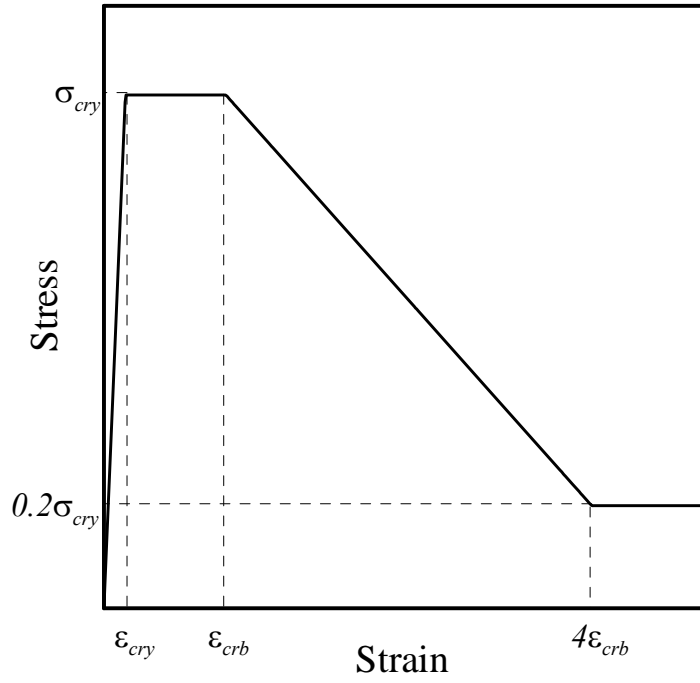


圖 3.7 壓力筋之應力-應變關係



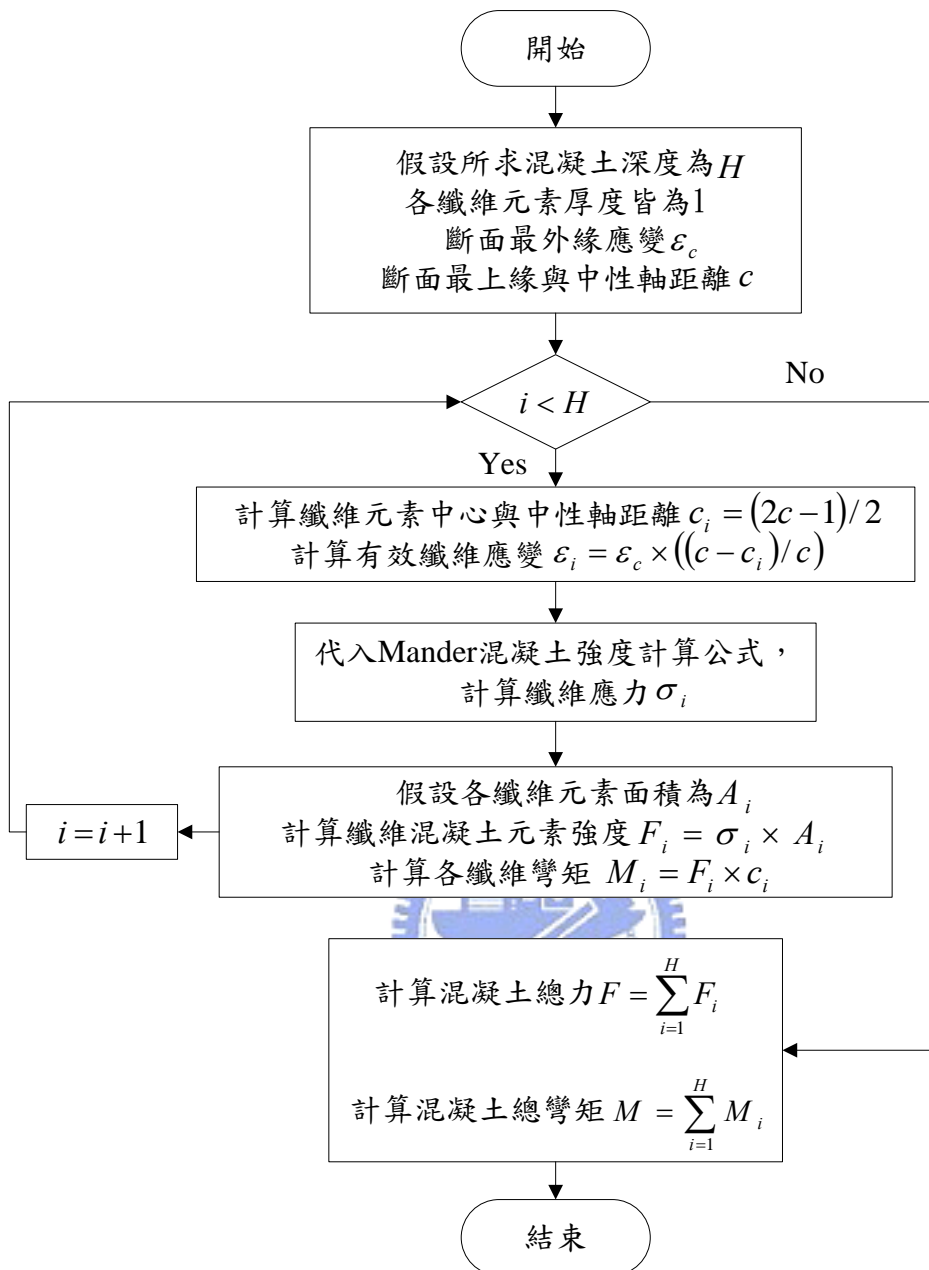


圖 3.8 纖維元素法計算流程圖

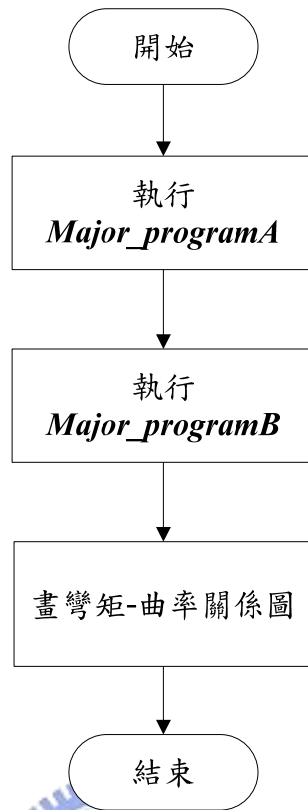


圖 3.9 分析主程式之流程圖



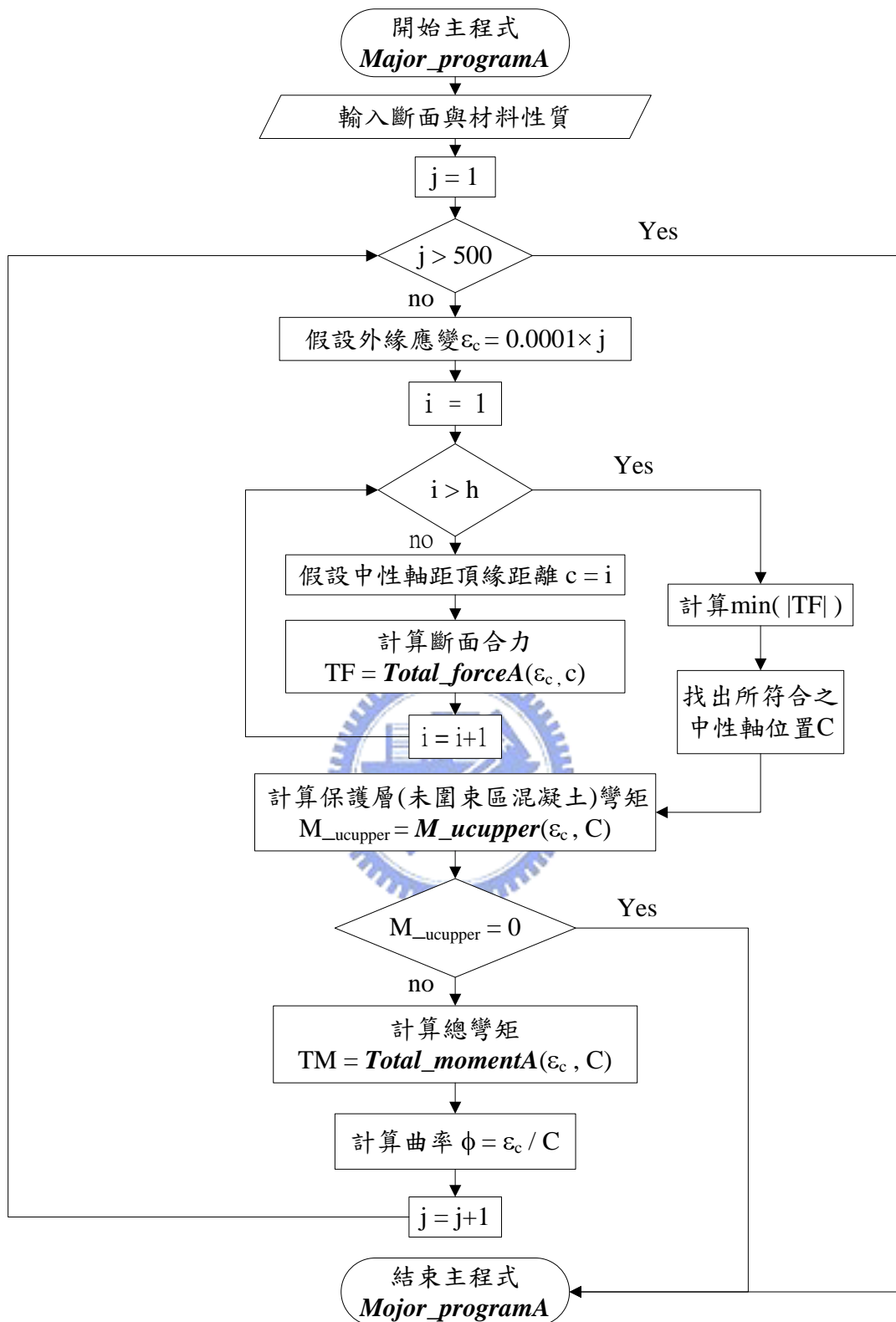


圖 3.10 主程式 *Major_programA* 流程圖

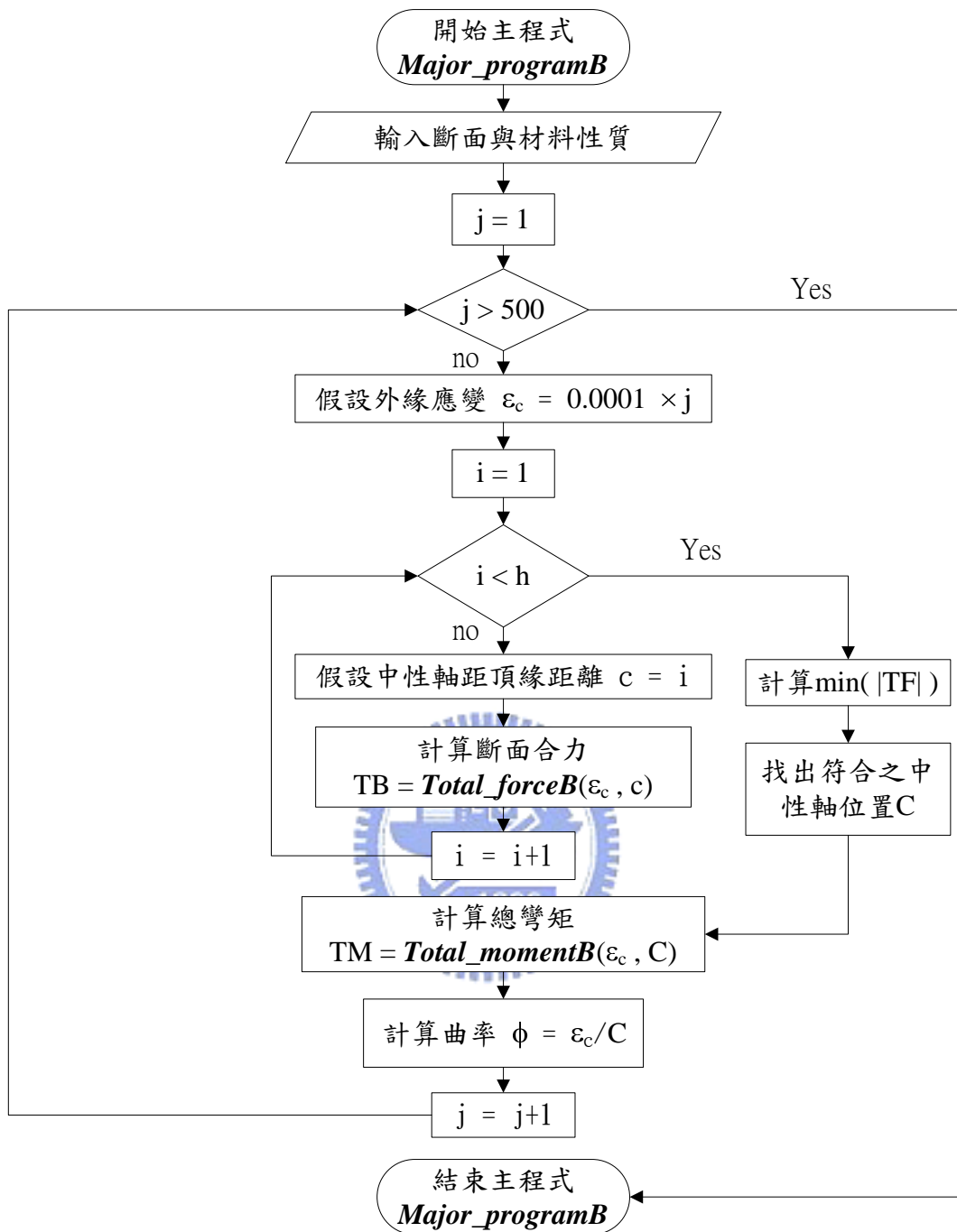


圖 3.11 主程式 *Major_programB*(無上層未圍束區混凝土)流程圖

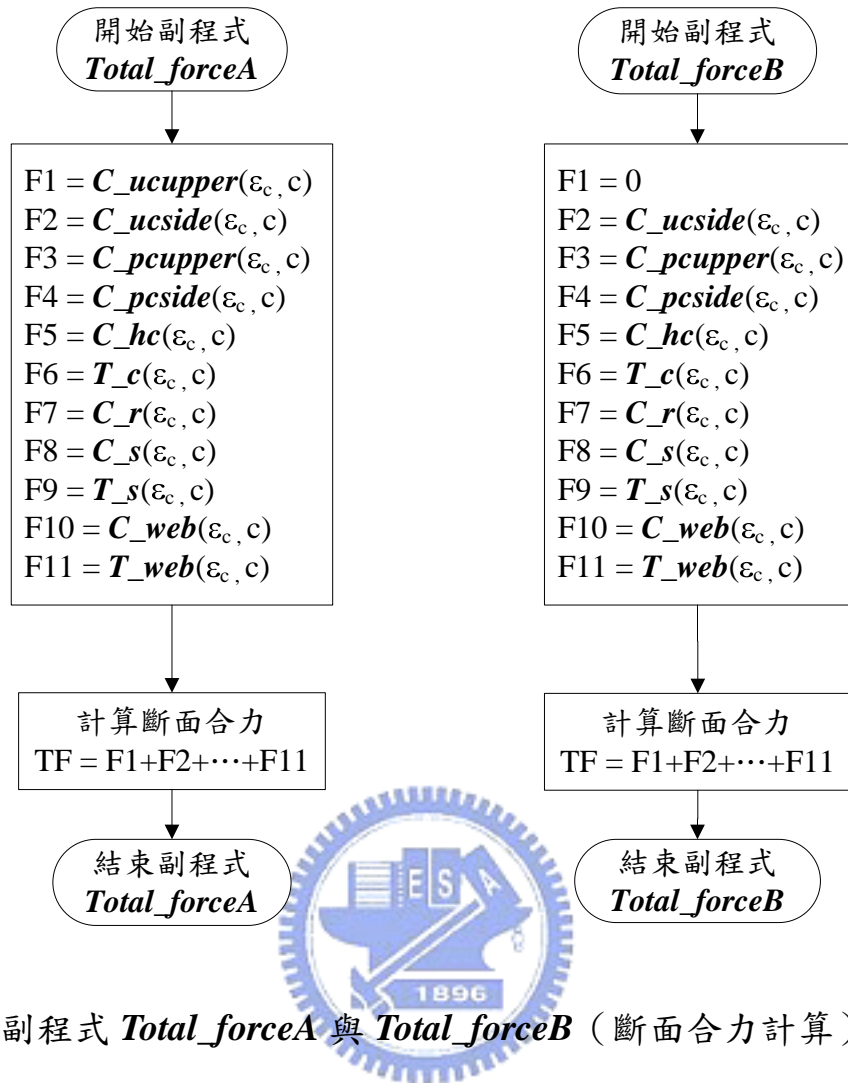


圖 3.12 副程式 *Total_forceA* 與 *Total_forceB* (斷面合力計算) 流程圖

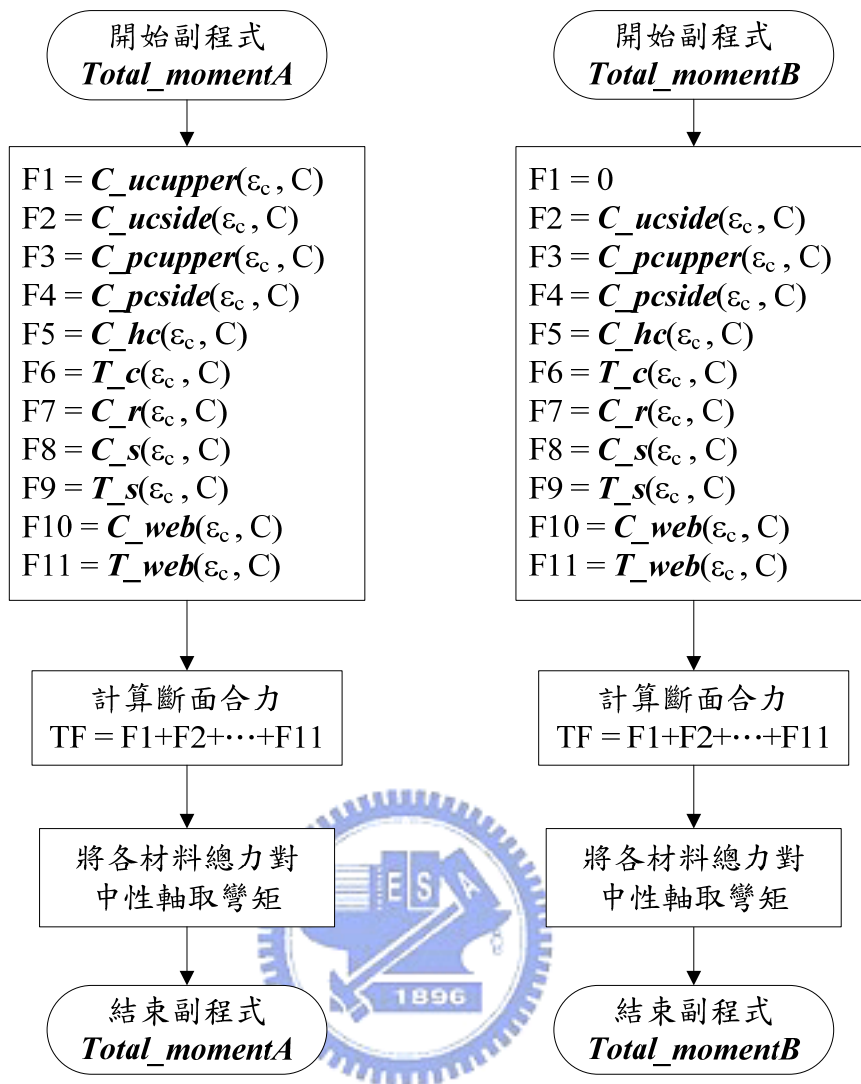


圖 3.13 副程式 *Total_momentA* 與 *Total_momentB* (斷面總彎矩計算) 流程圖

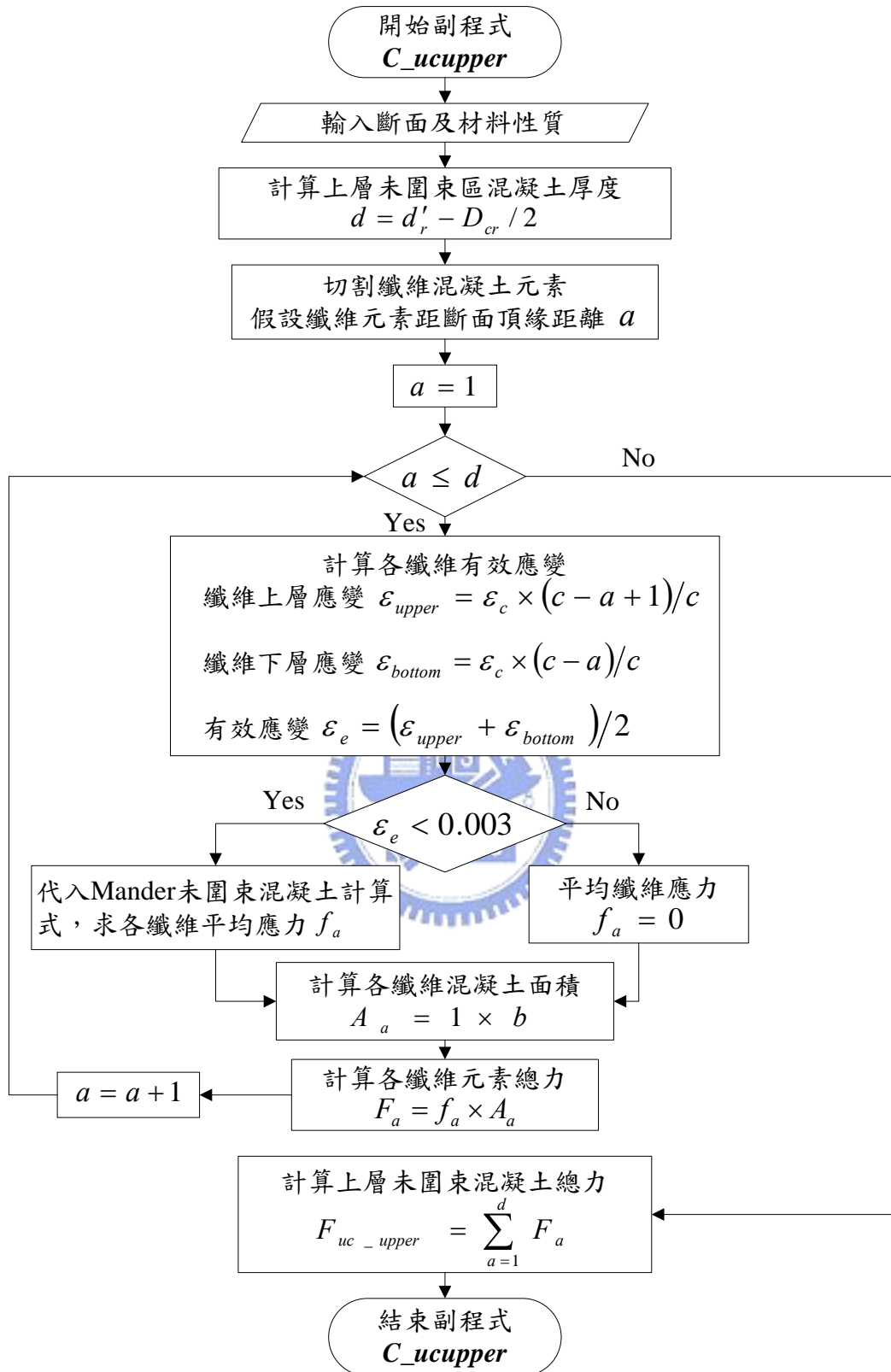


圖 3.14 副程式 ***C_ucupper*** (上層未圍束區混凝土總力計算) 流程圖

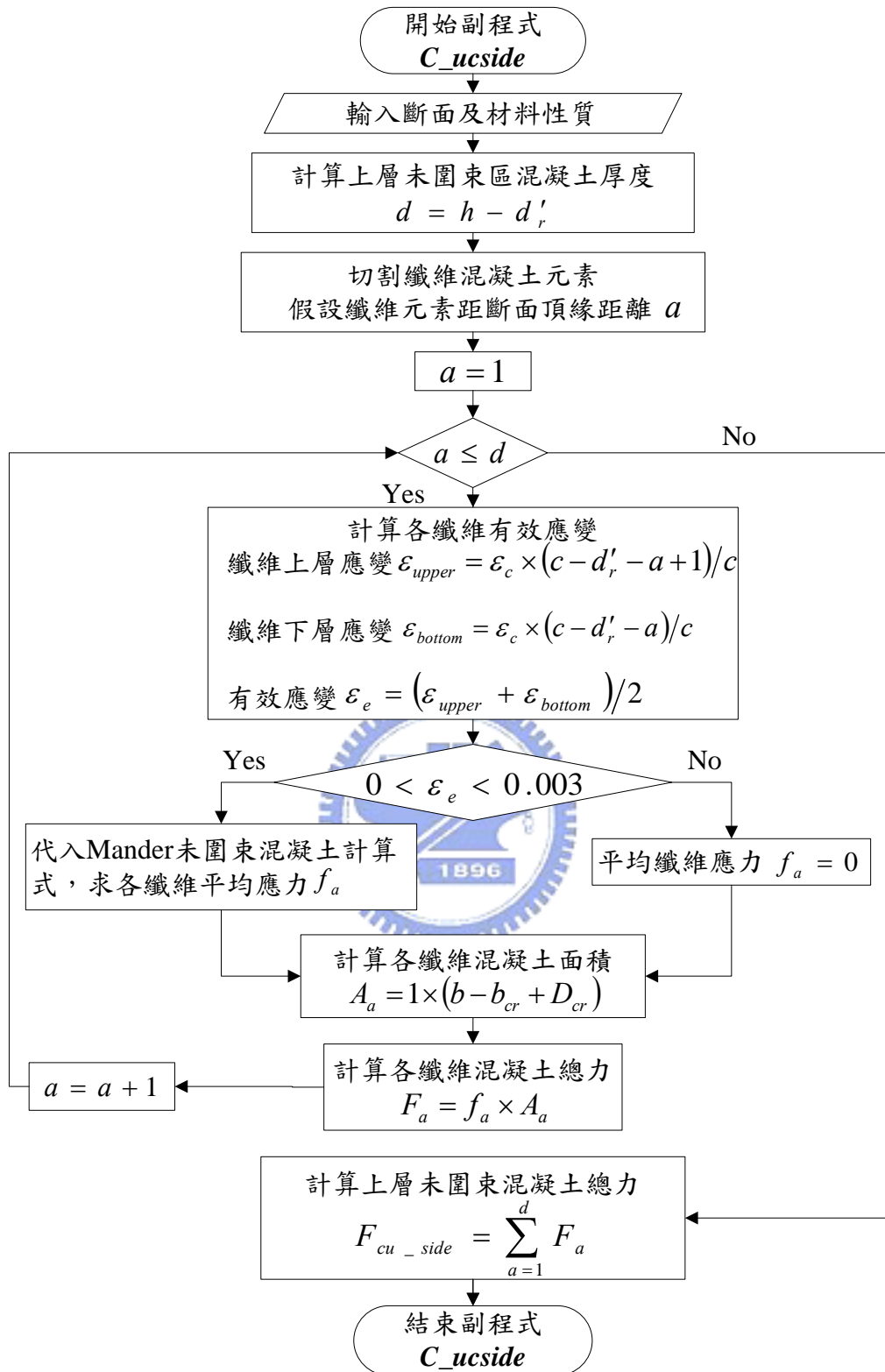


圖 3.15 副程式 C_{ucside} (側面未圍束區混凝土總力計算) 流程圖

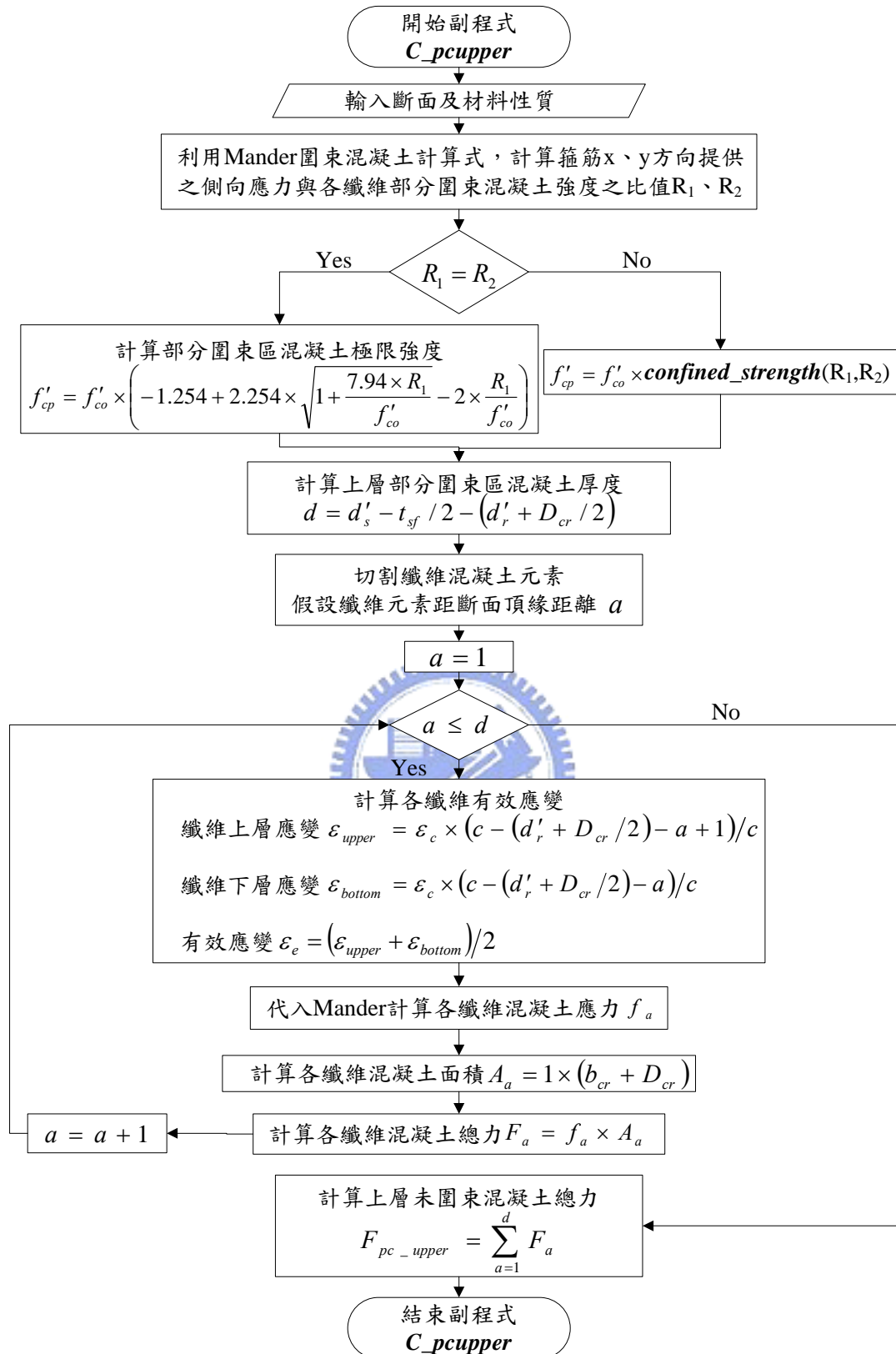


圖 3.16 副程式 **C_pcupper** (上層部分圍束區混凝土總力計算) 流程圖

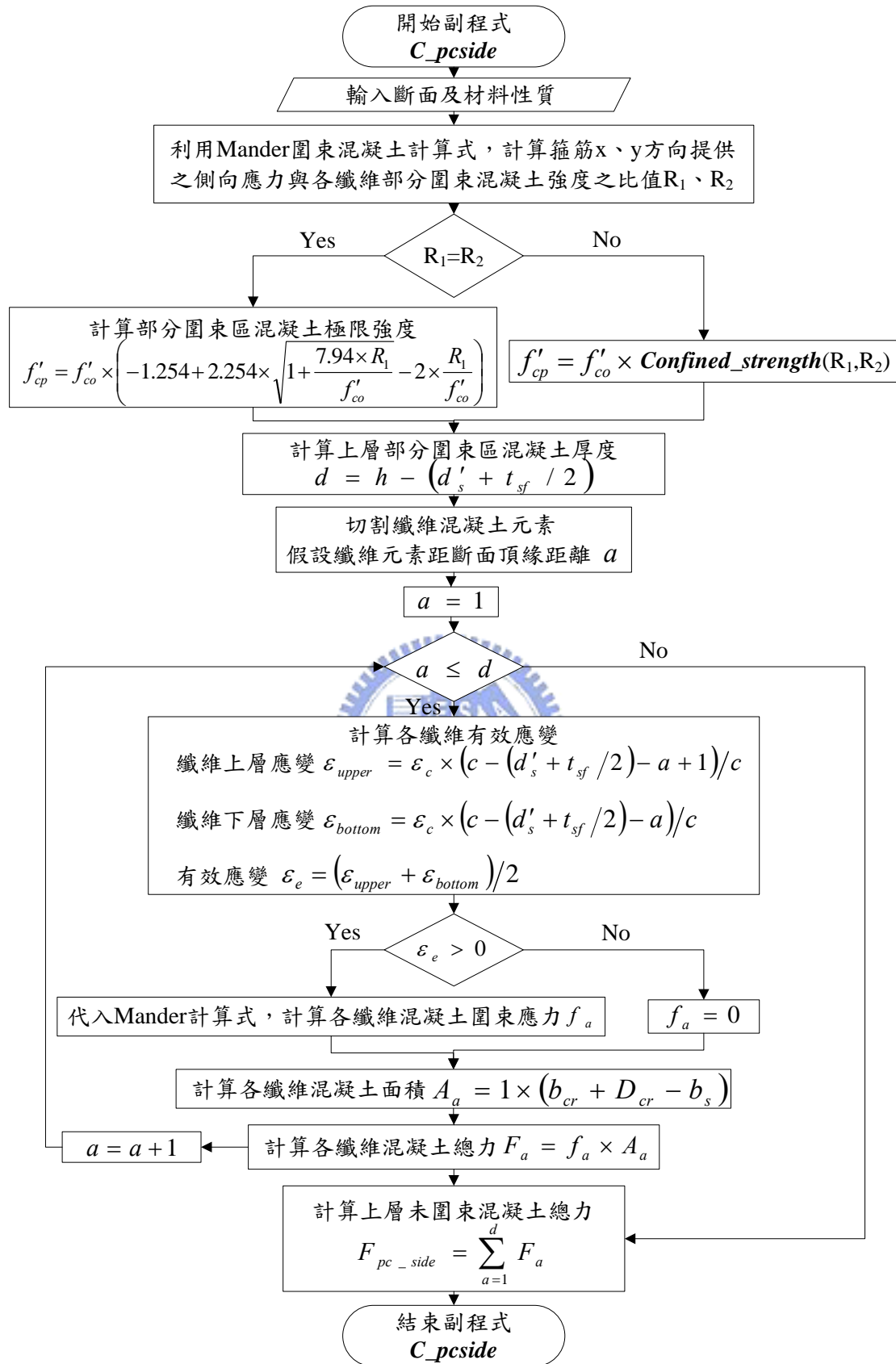


圖 3.17 副程式 **C_pcside** (側面部分圍束區混凝土總力計算) 流程圖

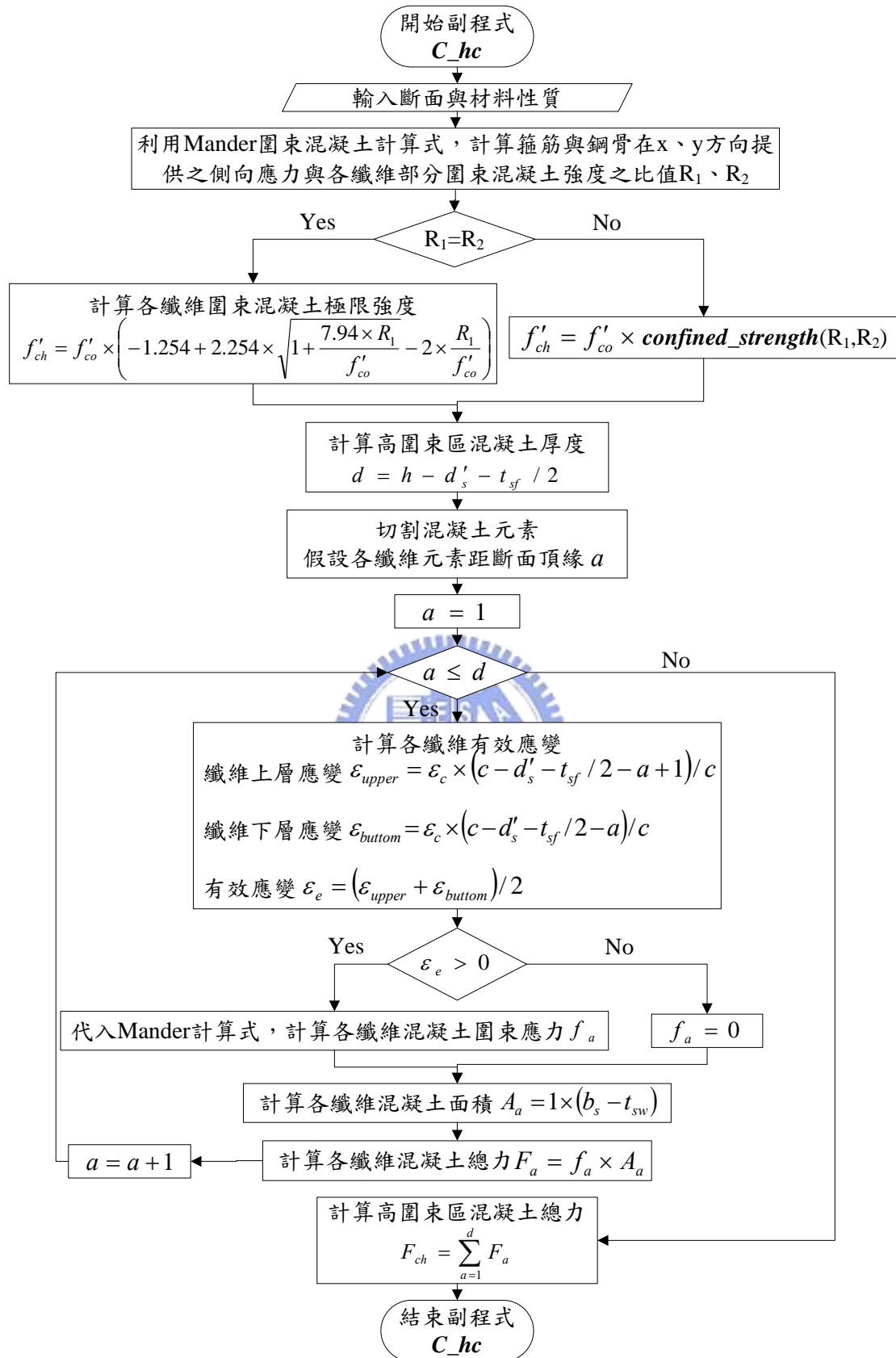


圖 3.18 副程式 **C_{hc}** (高圍束區混凝土總力計算) 流程圖

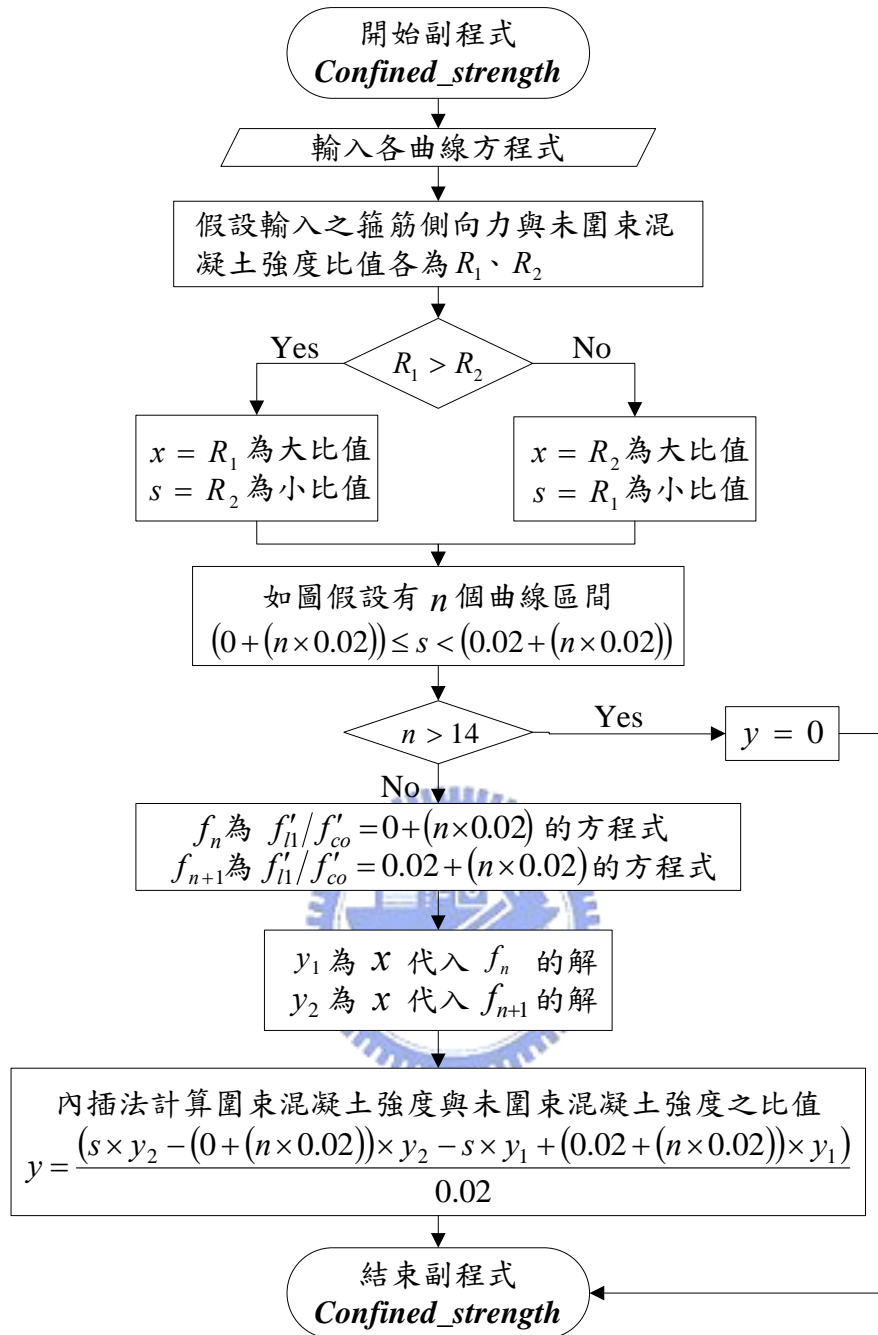


圖 3.19 副程式 *Confined_strength* (Mander 圍束側向力計算) 流程圖

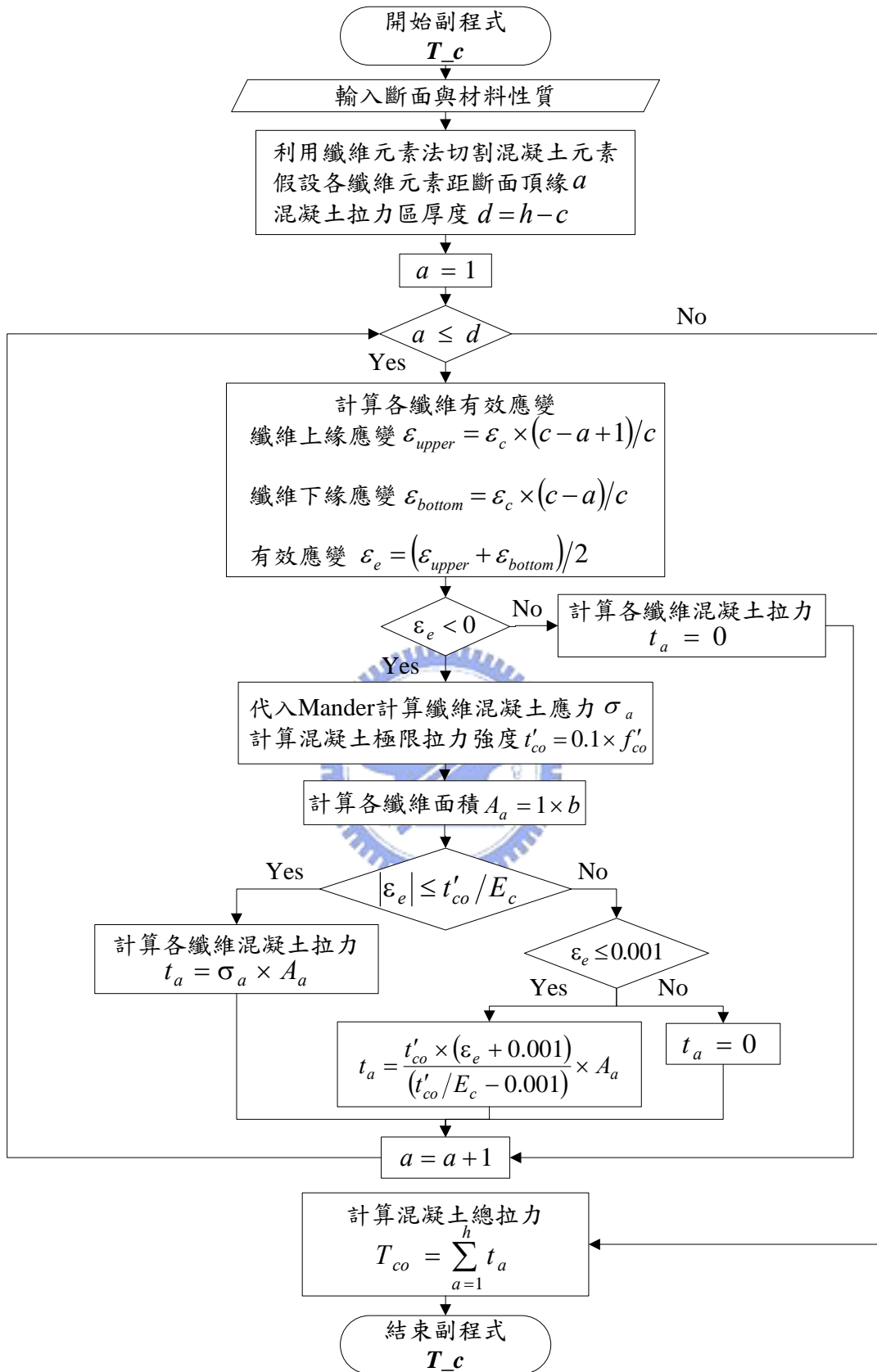


圖 3.20 副程式 T_c (混凝土張力計算) 流程圖

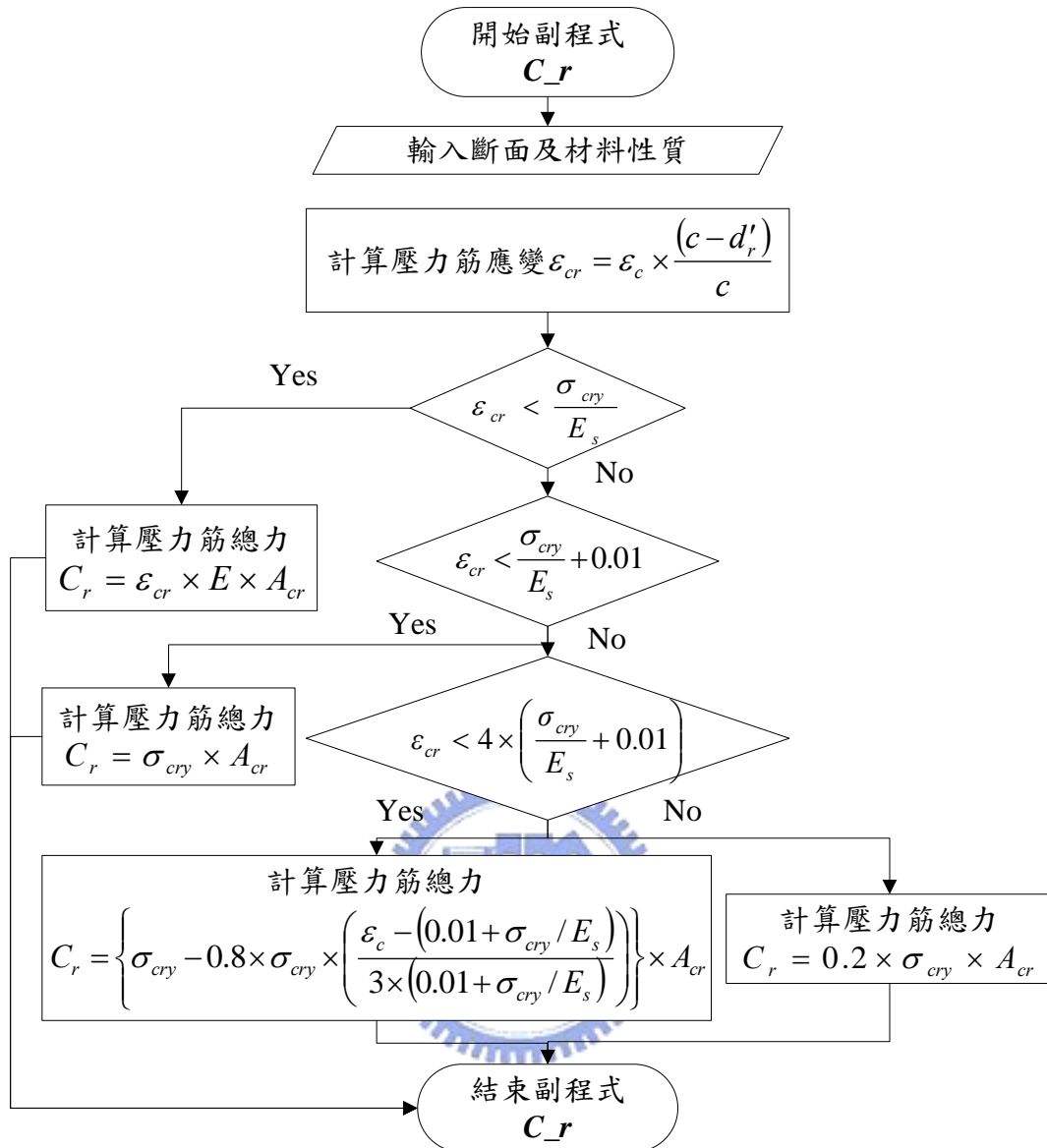


圖 3.21 副程式 C_r (壓力筋總力計算) 流程圖

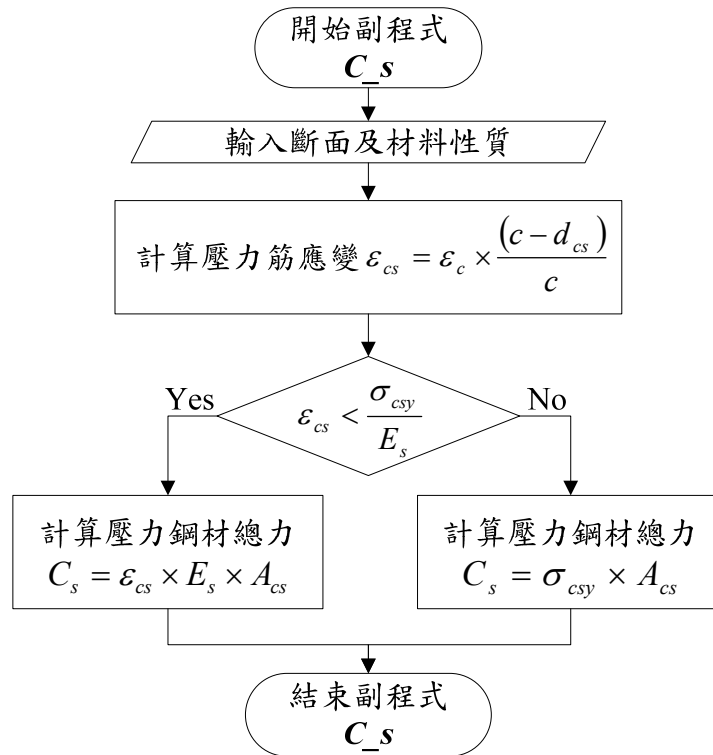


圖 3.22 副程式 C_s (壓力鋼材總力計算) 流程圖



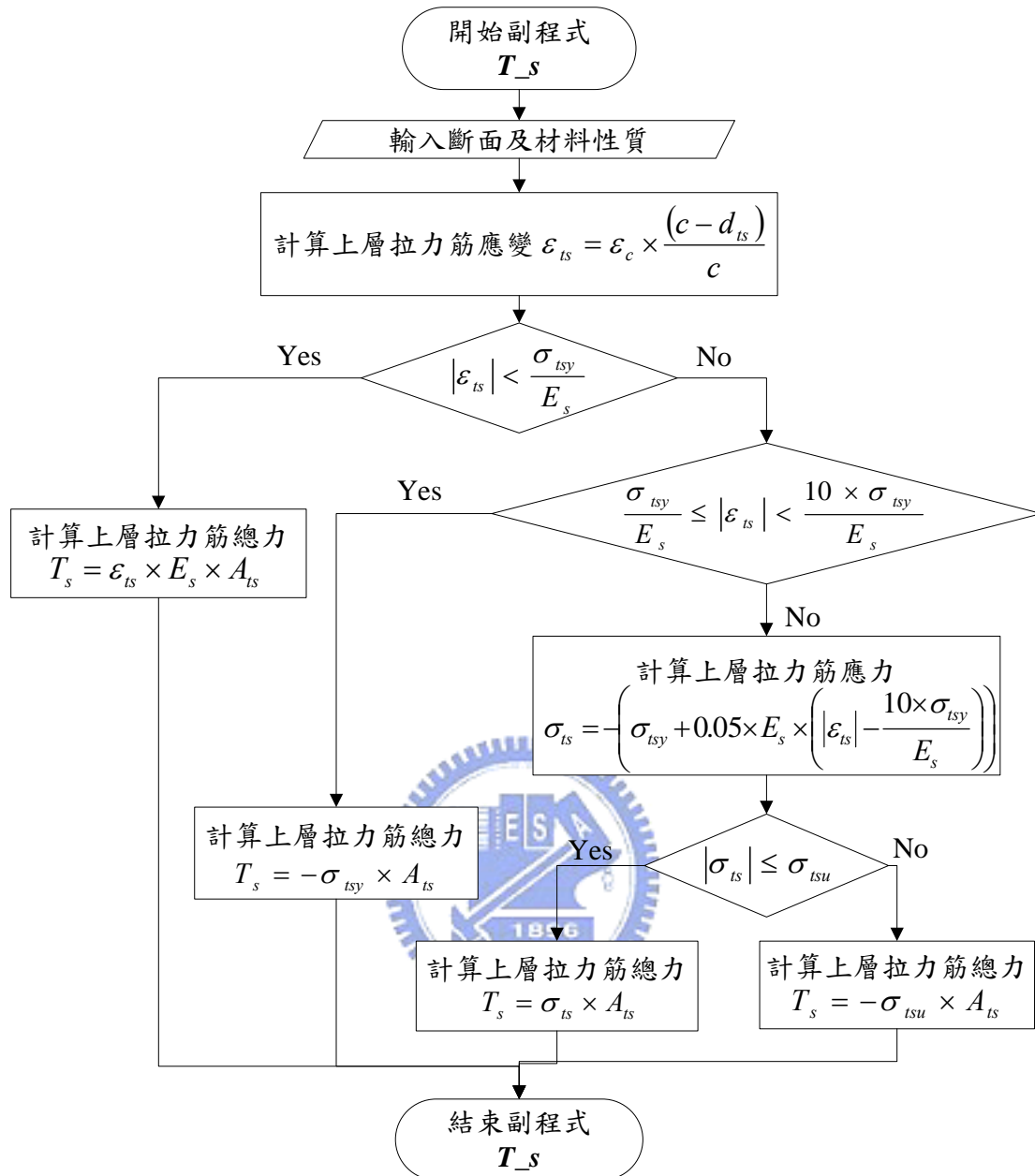


圖 3.23 副程式 T_s (拉力鋼材總力計算) 流程圖

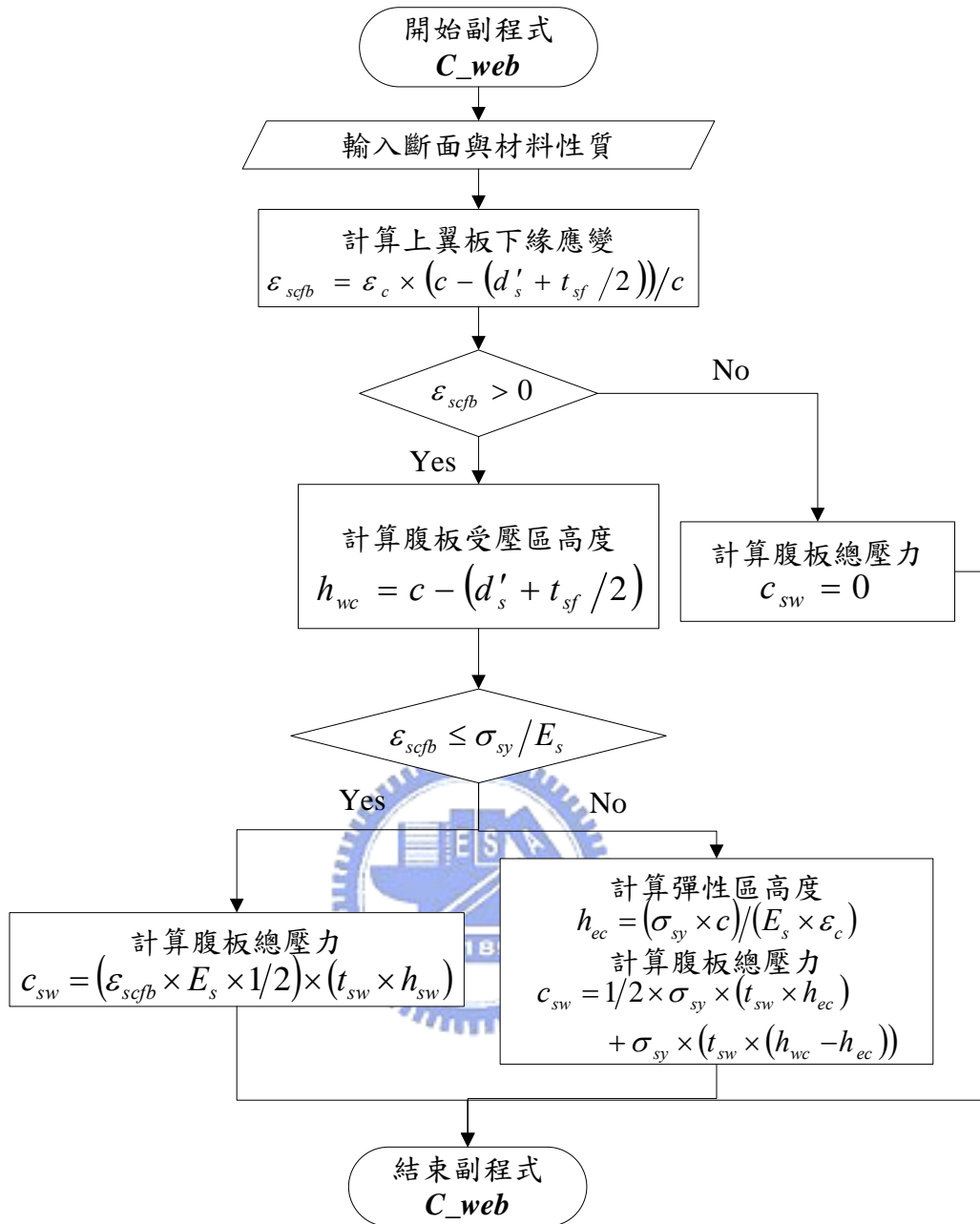


圖 3.24 副程式 **C_web** (鋼骨腹板壓力計算) 流程圖

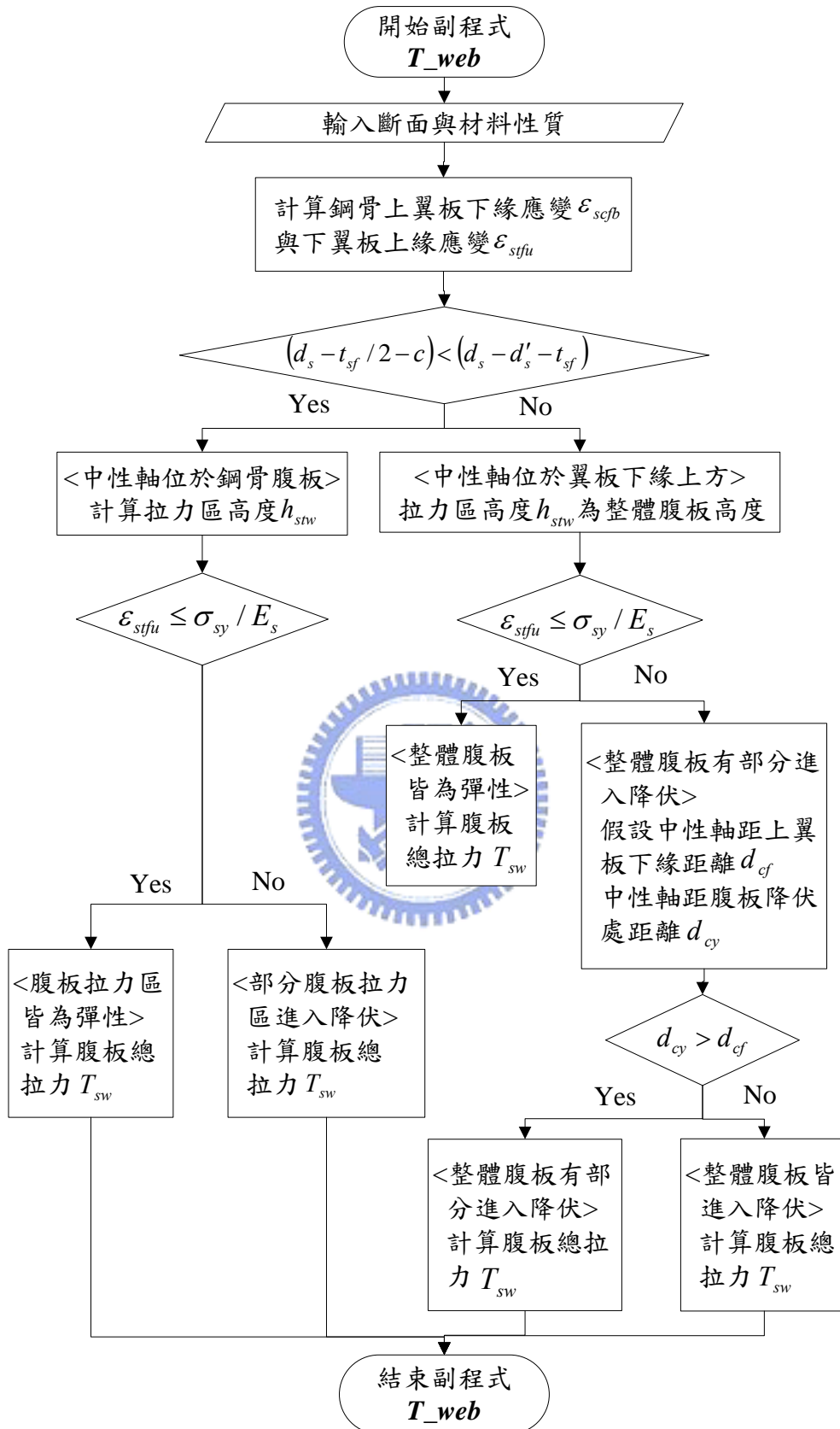
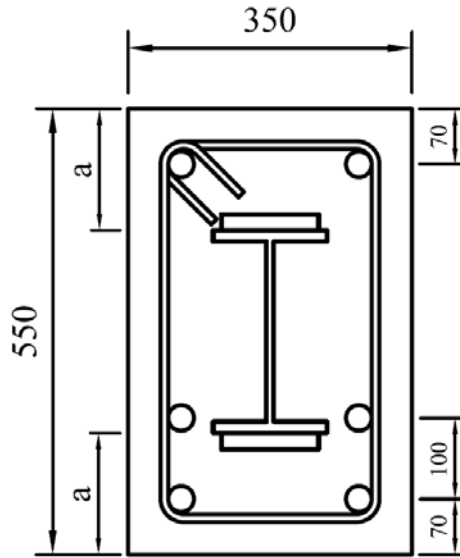


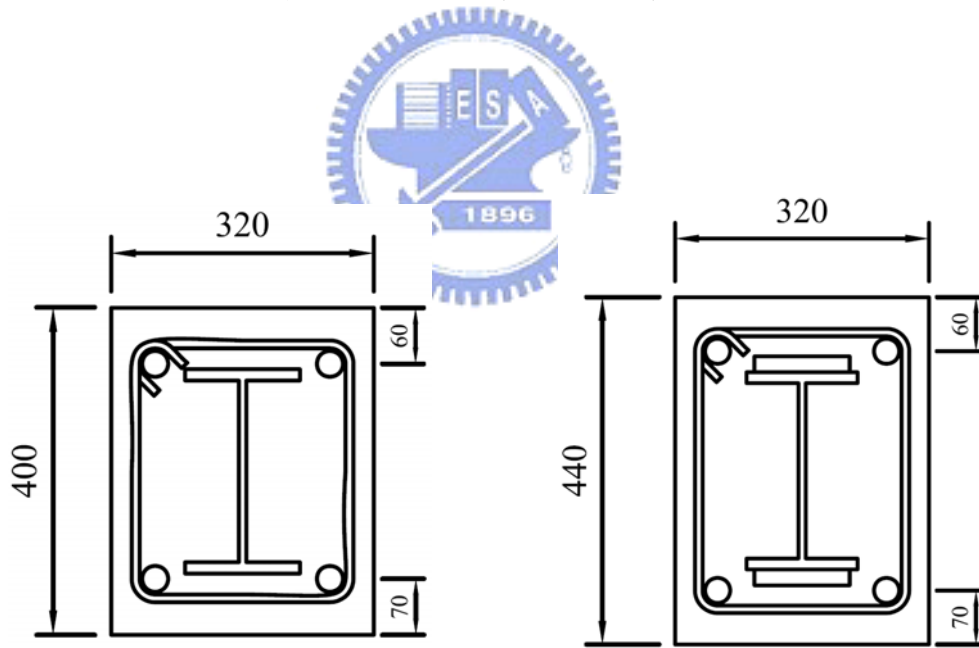
圖 3.25 副程式 T_{web} (鋼骨腹板拉力計算) 流程圖



S7 : $a=178$
 其他 : $a=125$

單位 : mm

圖 3.26 S 型斷面示意圖 (陳正誠與陳建中 2001)



(a) D1 及 D1-T2

(b) D2

圖 3.27 D 型斷面示意圖 (陳正誠與陳建中 2001)

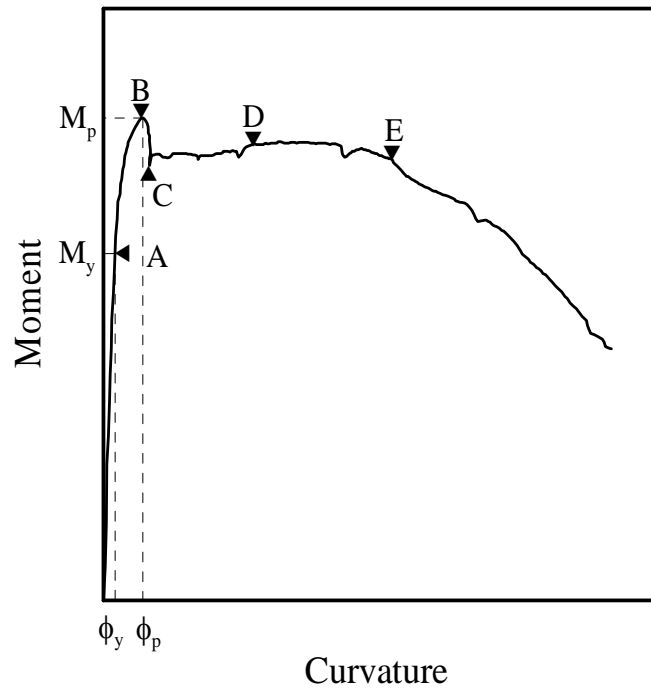


圖 4.1 典型 SRC 梁之彎矩-曲率關係圖 (陳正誠與陳建中 2001)

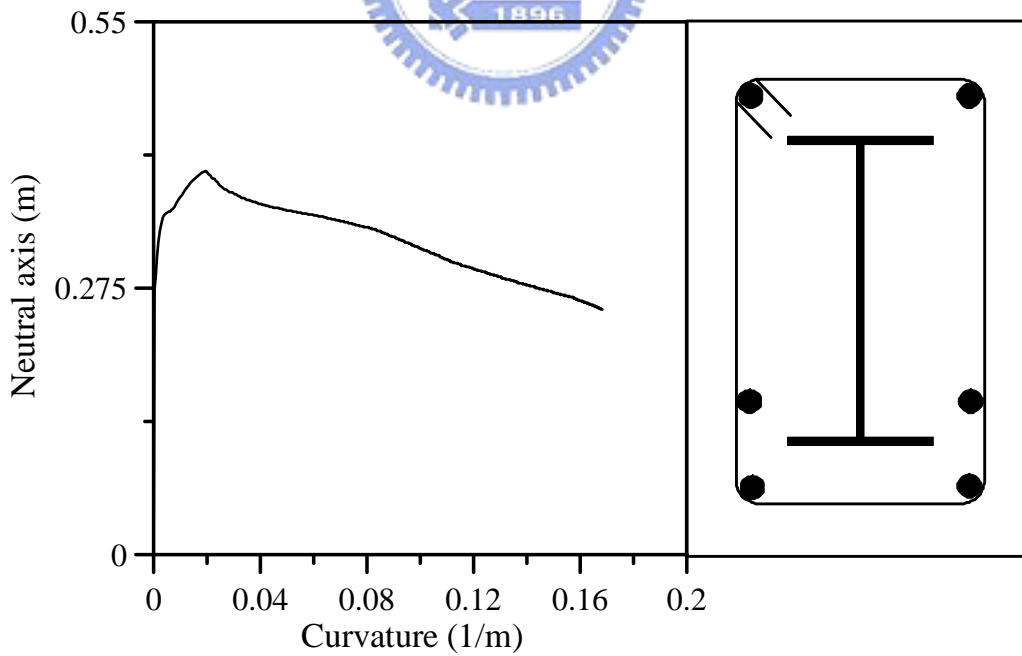


圖 4.2 典型 SRC 梁中性軸距斷面頂緣距離與彎矩之關係圖

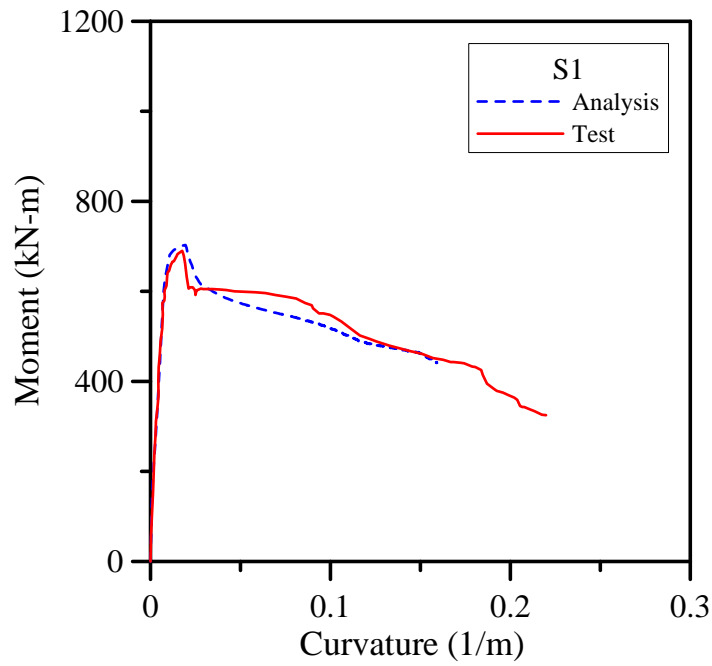


圖 4.3 試體 S1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

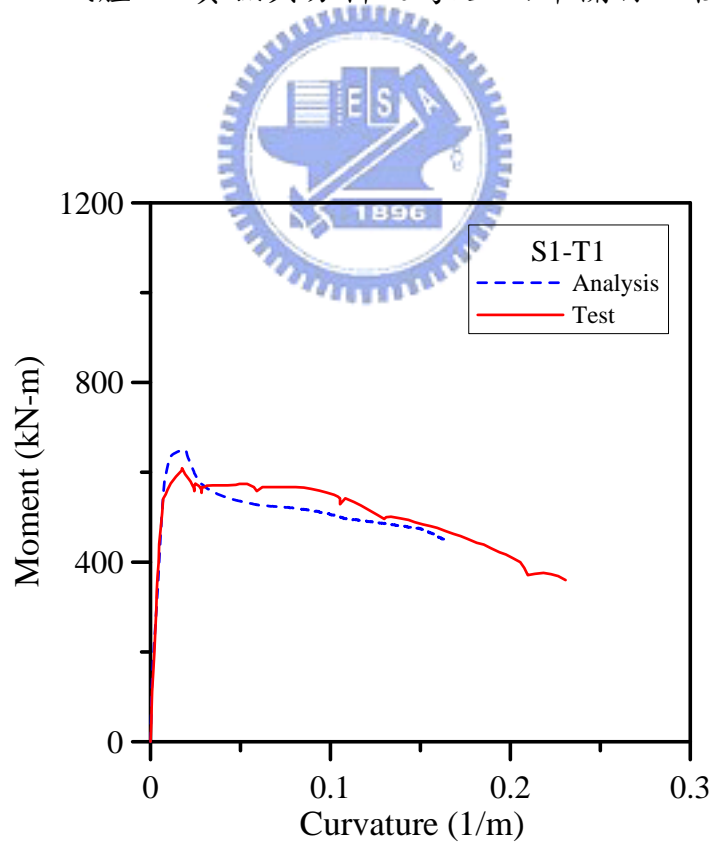


圖 4.4 試體 S1-T1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

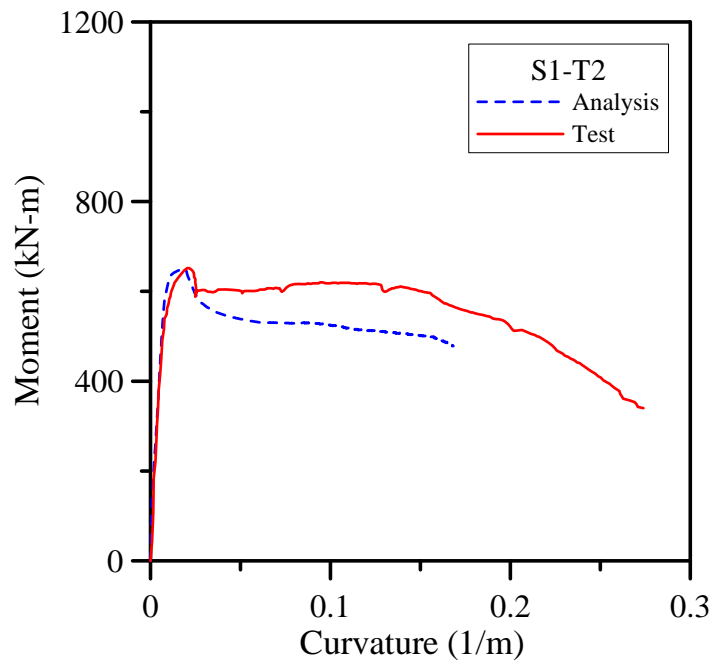


圖 4.5 試體 S1-T2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

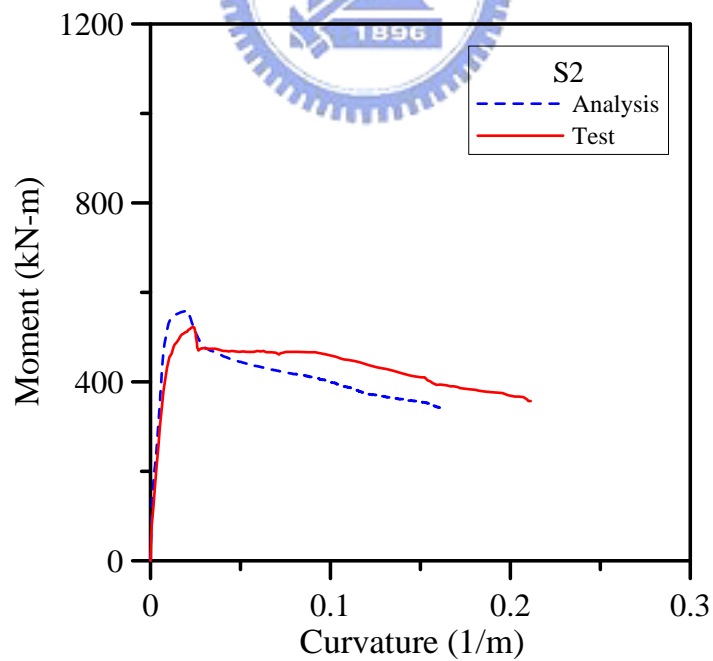


圖 4.6 試體 S2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

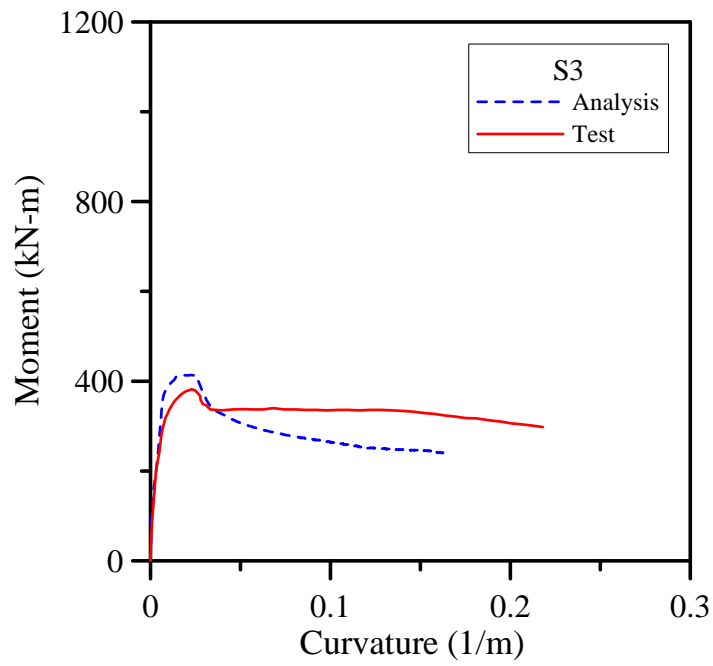


圖 4.7 試體 S3 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

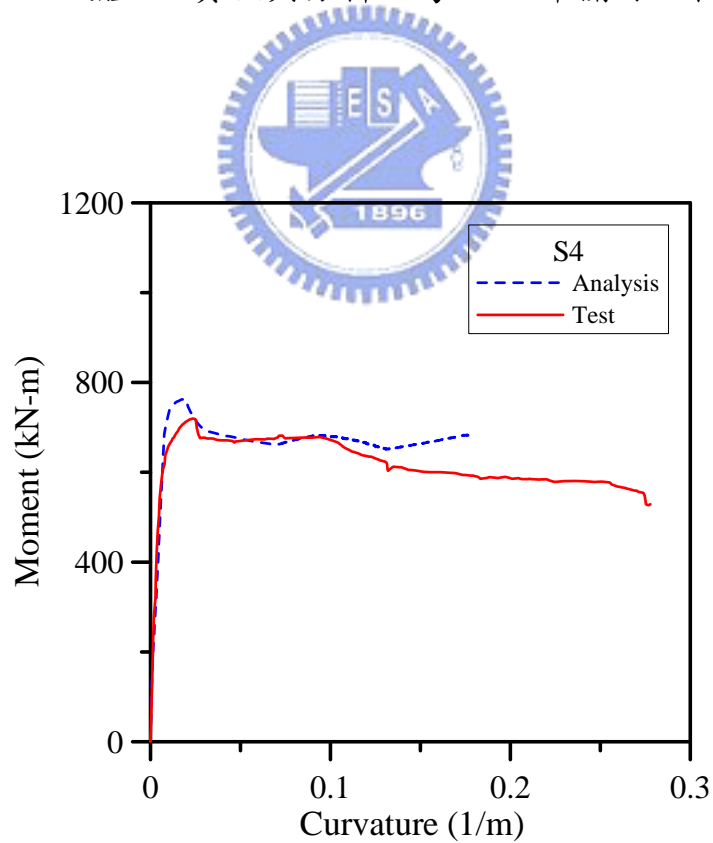


圖 4.8 試體 S4 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

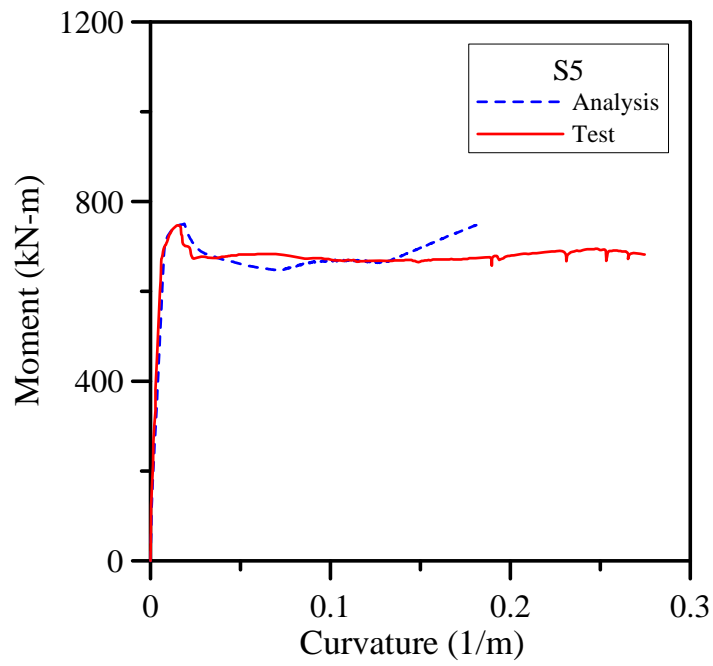


圖 4.9 試體 S5 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

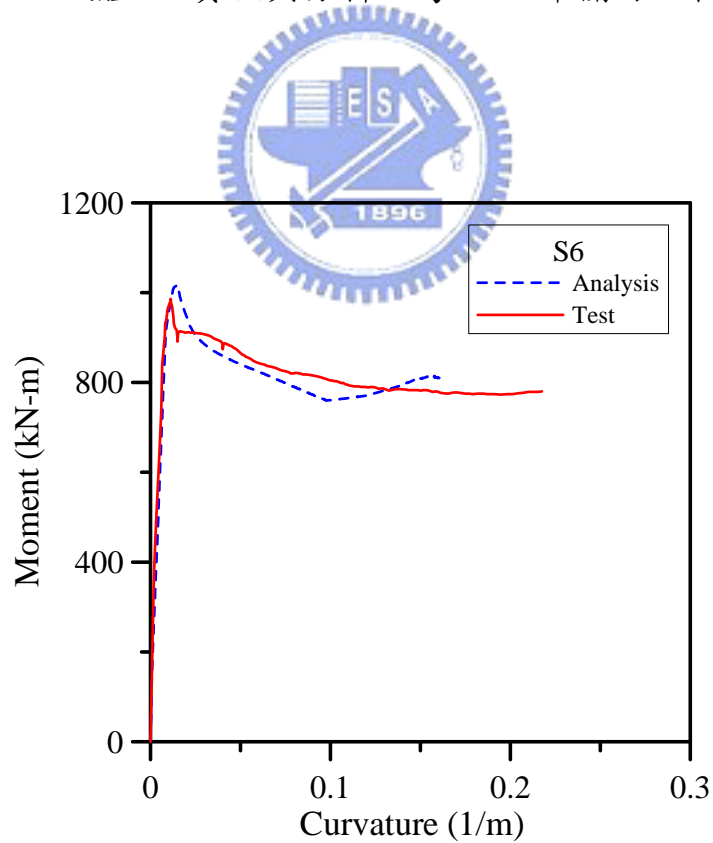


圖 4.10 試體 S6 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

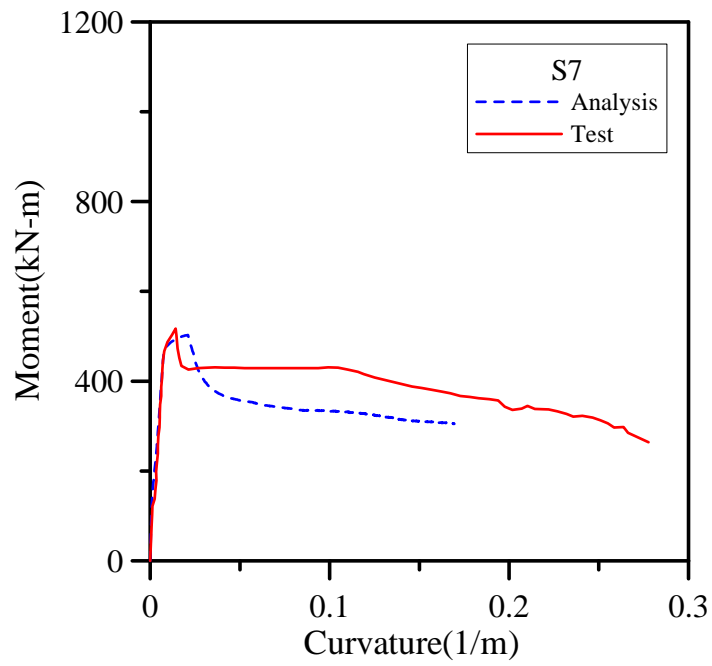


圖 4.11 試體 S7 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

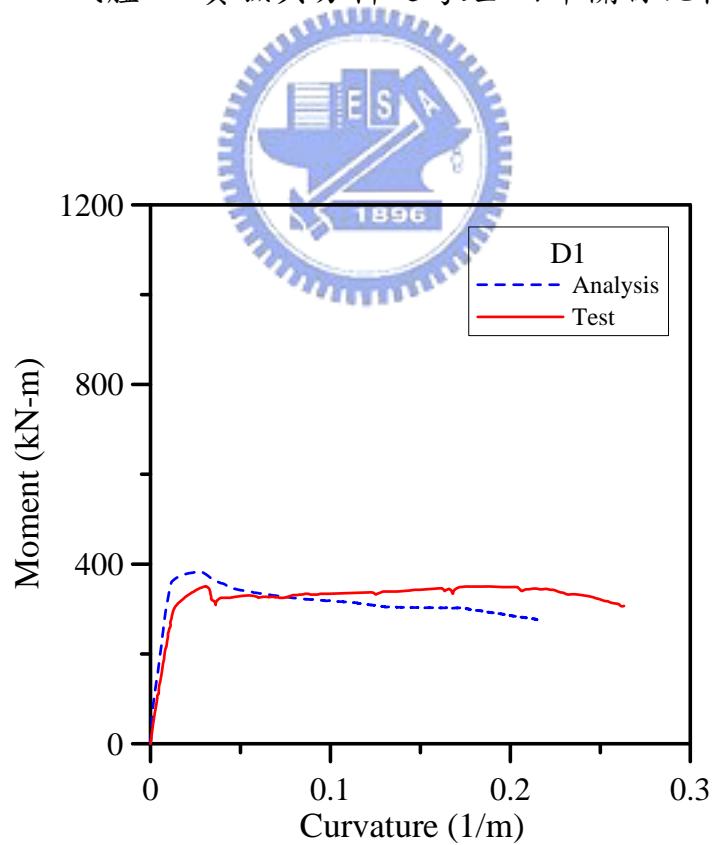


圖 4.12 試體 D1 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

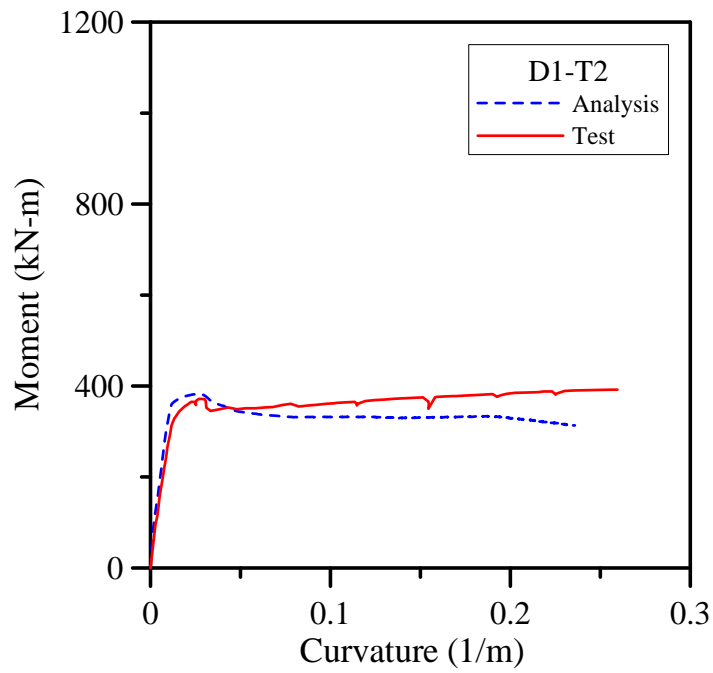


圖 4.13 試體 D1-T2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

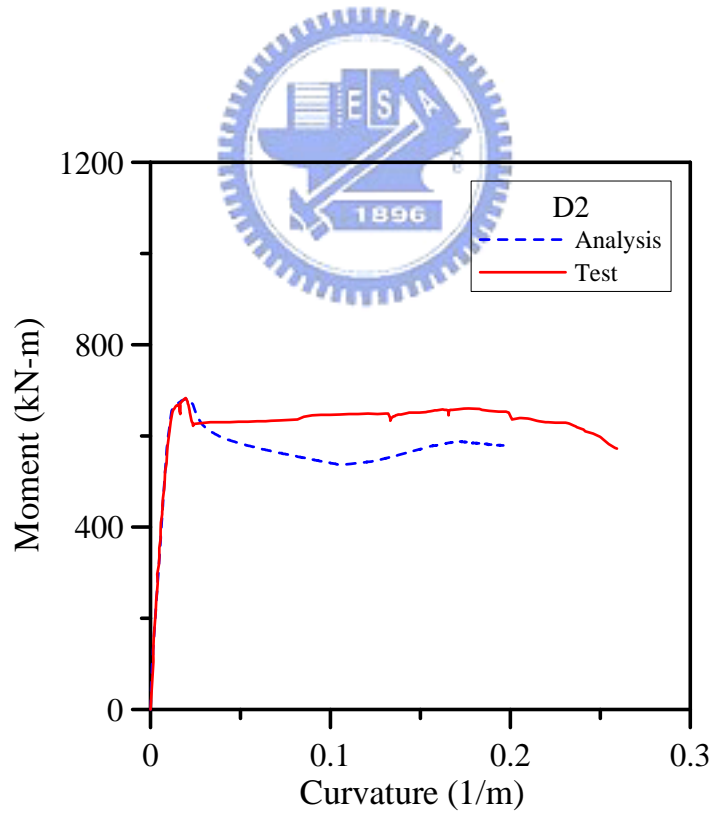


圖 4.14 試體 D2 實驗與分析之彎矩-曲率關係比較圖

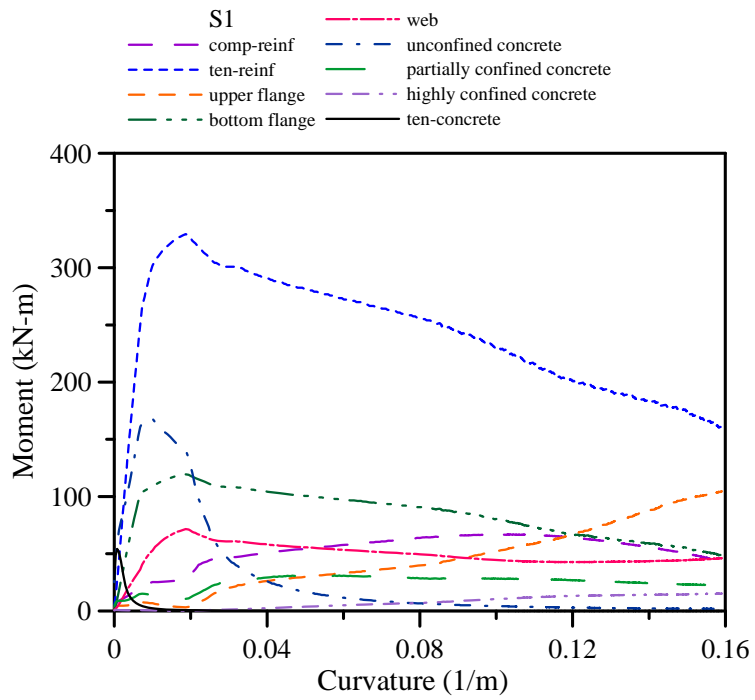


圖 4.15 試體 S1 之局部彎矩-曲率分析曲線

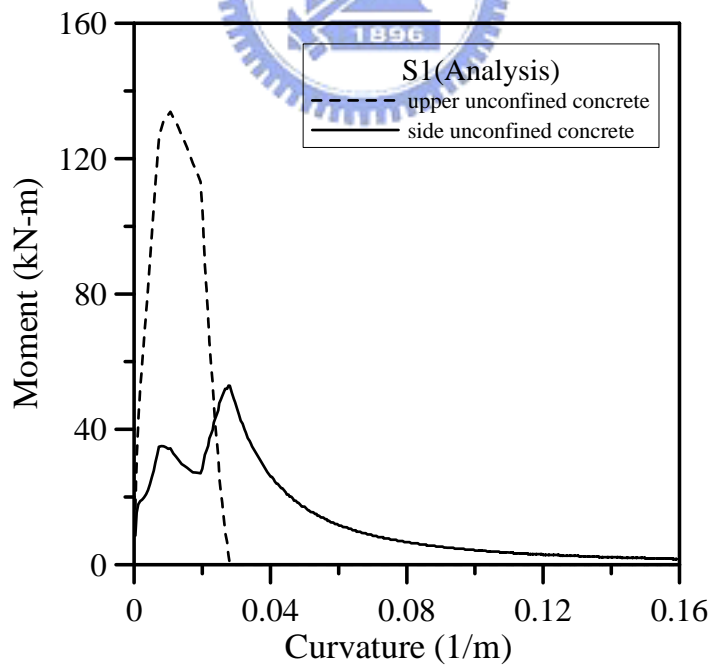


圖 4.16 試體 S1 之圍束區混凝土彎矩-曲率關係圖

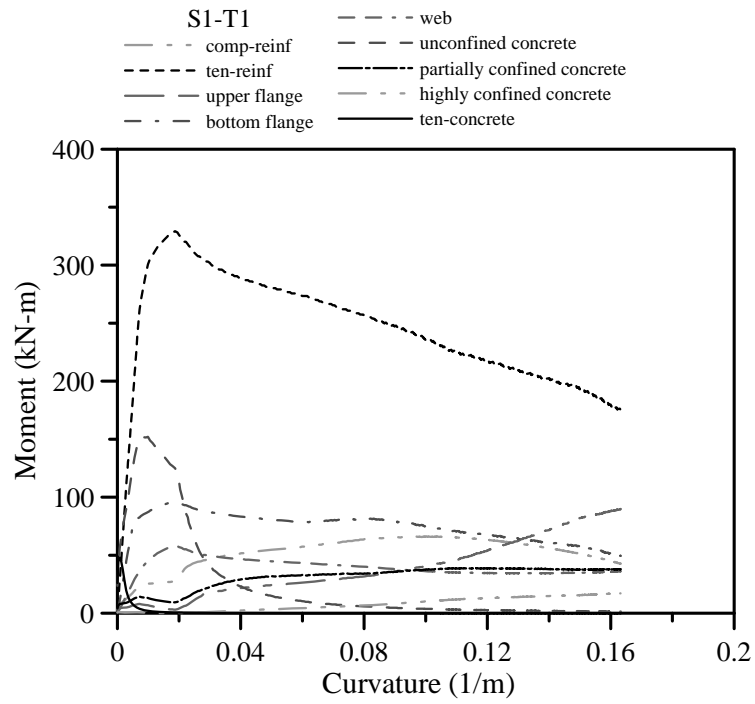


圖 4.17 試體 S1-T1 之局部彎矩-曲率分析曲線

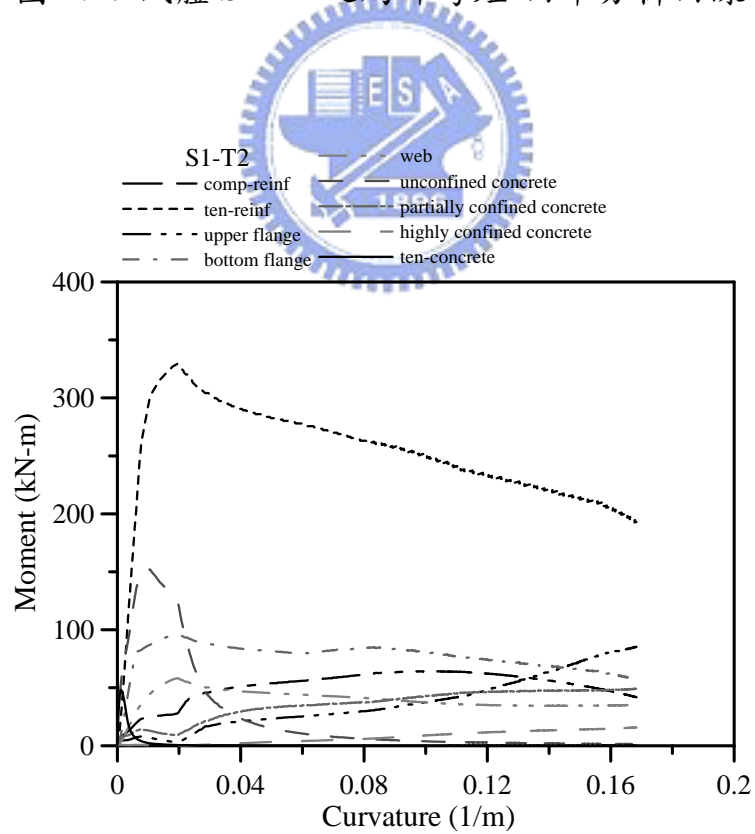


圖 4.18 試體 S1-T2 之局部彎矩-曲率分析曲線

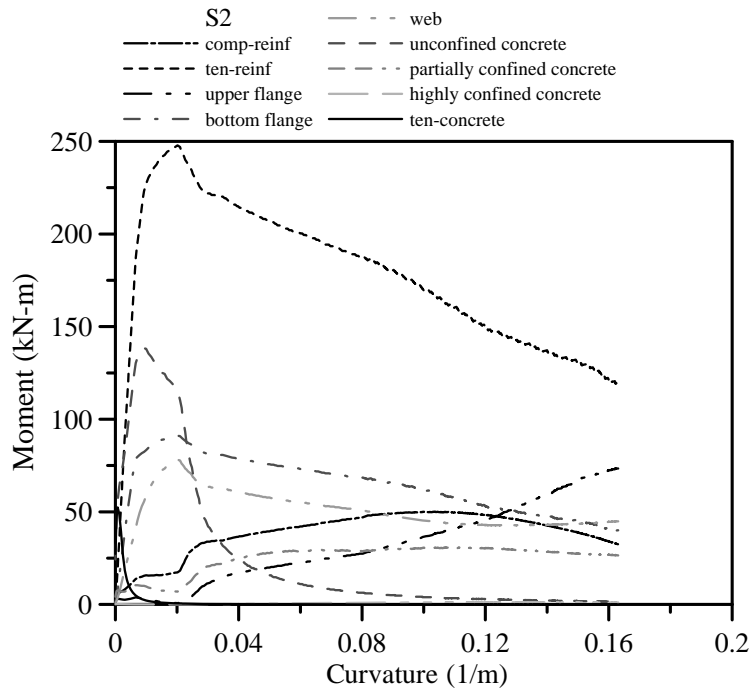


圖 4.19 試體 S2 之局部彎矩-曲率分析曲線

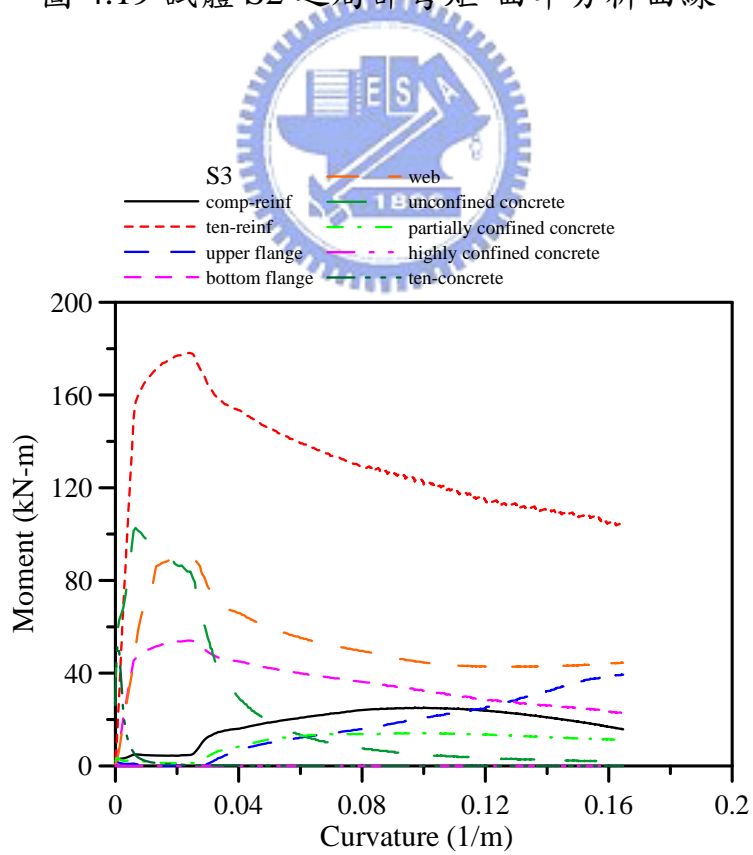


圖 4.20 試體 S3 之局部彎矩-曲率分析曲線

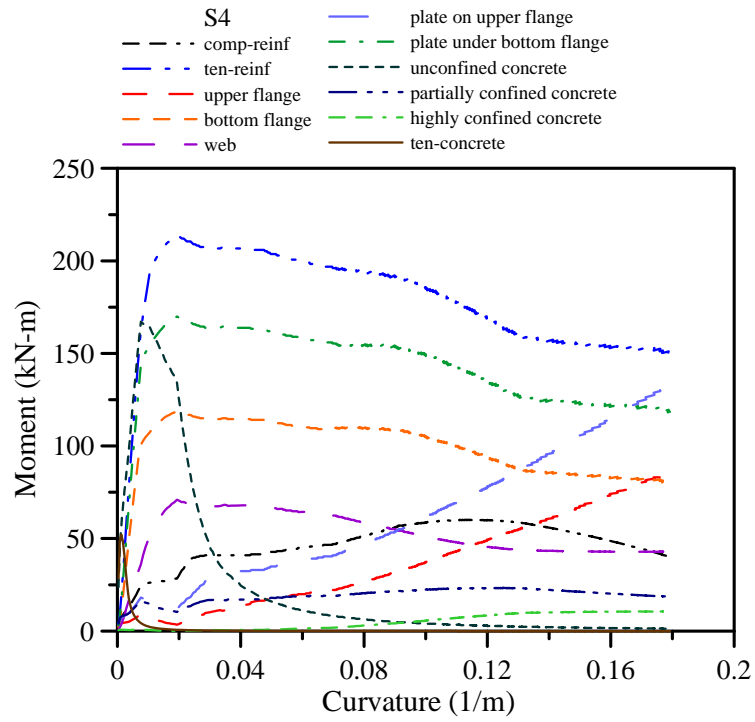


圖 4.21 試體 S4 之局部彎矩-曲率分析曲線

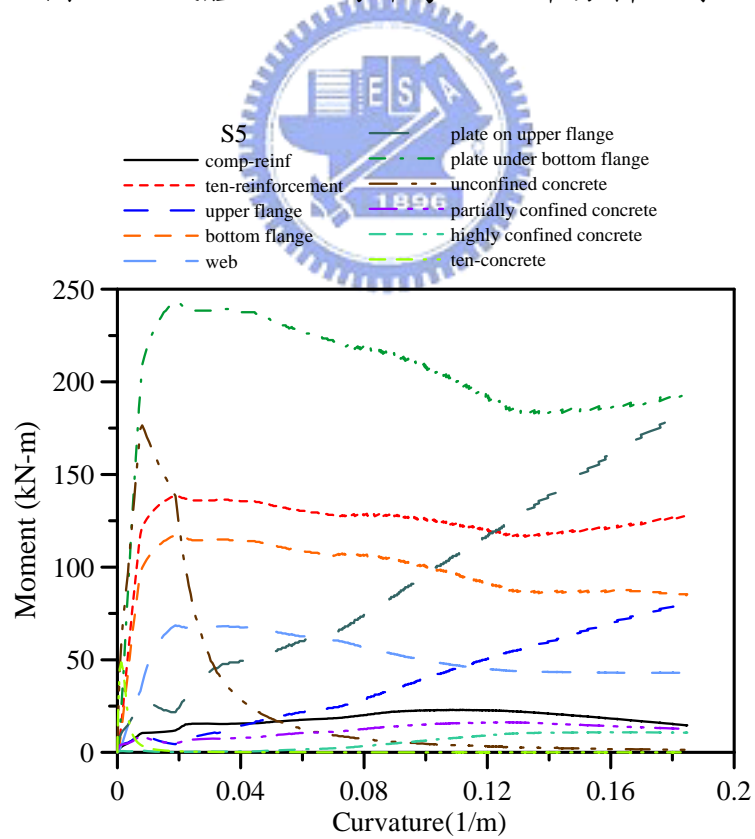


圖 4.22 試體 S5 之局部彎矩-曲率分析曲線

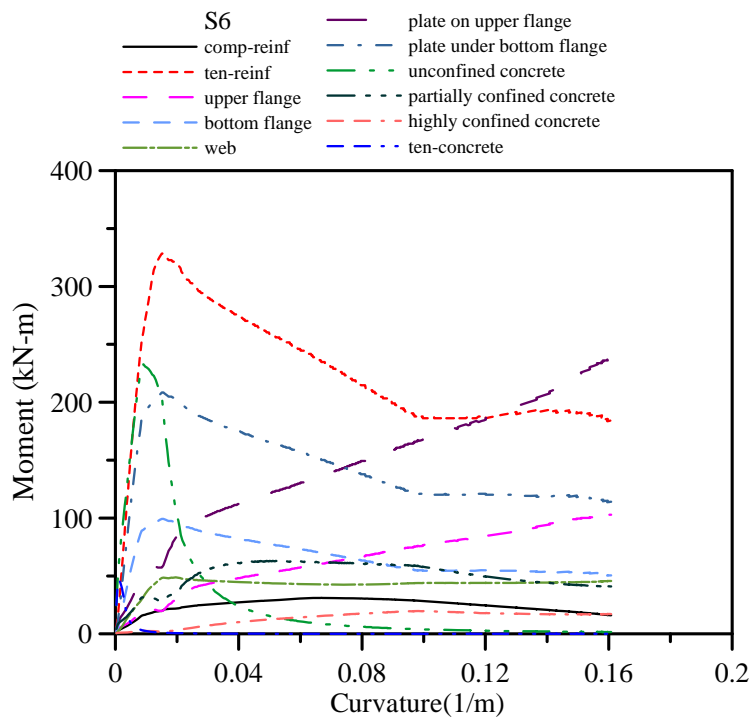


圖 4.23 試體 S6 之局部彎矩-曲率分析曲線

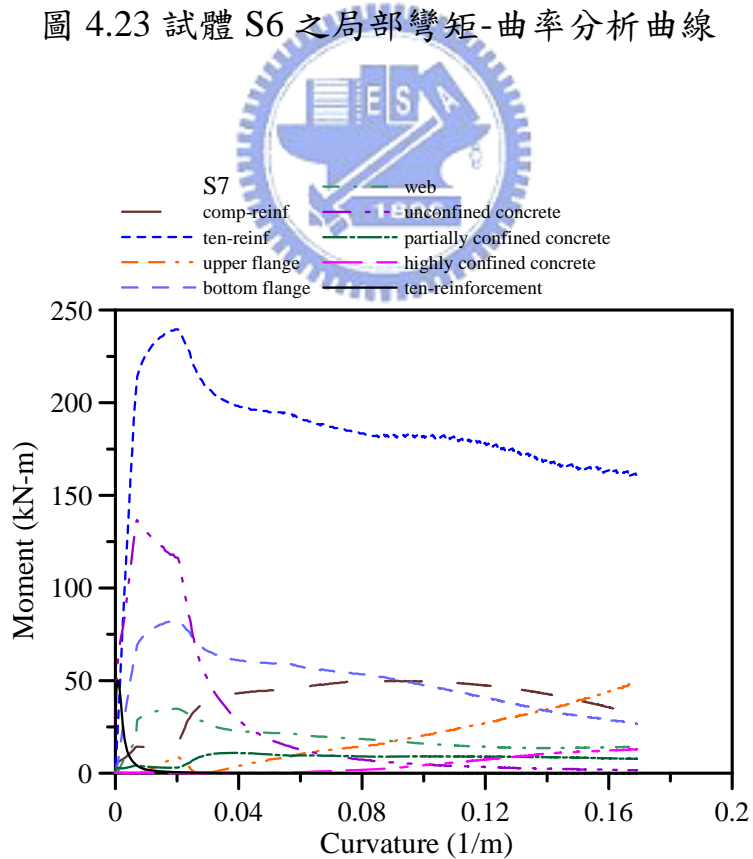


圖 4.24 試體 S7 之局部彎矩-曲率分析曲線

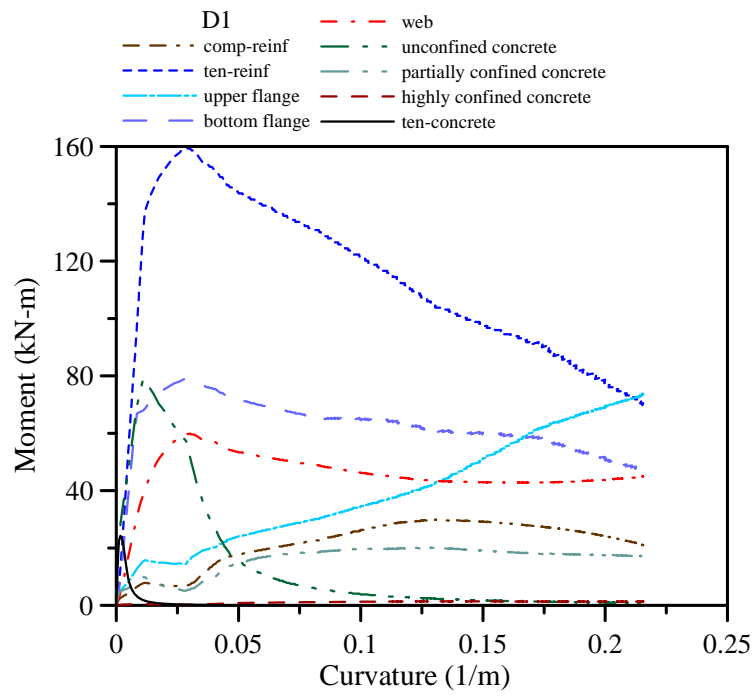


圖 4.25 試體 D1 之局部彎矩-曲率分析曲線

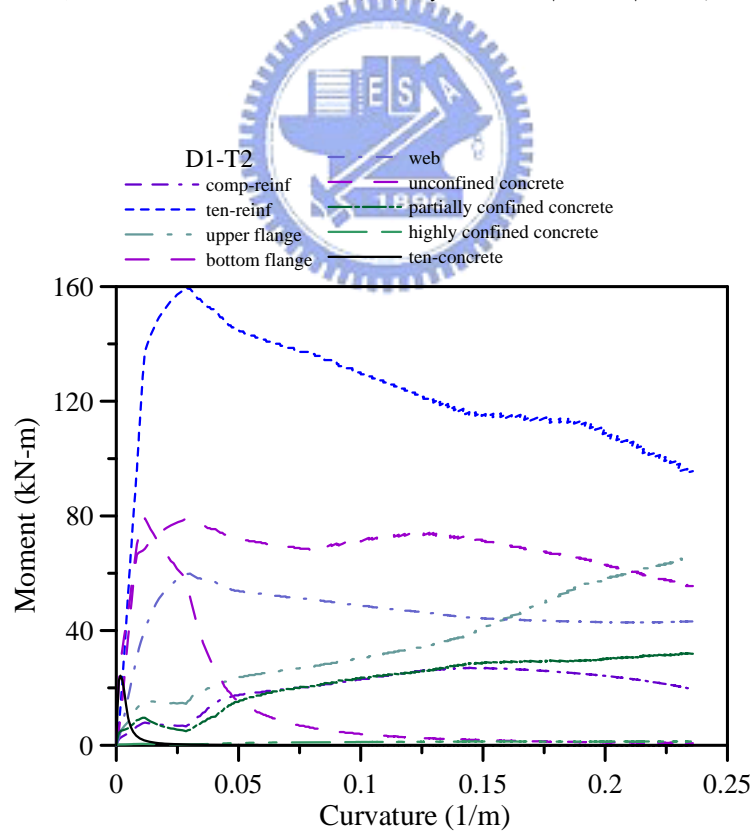


圖 4.26 試體 D1-T2 之局部彎矩-曲率分析曲線

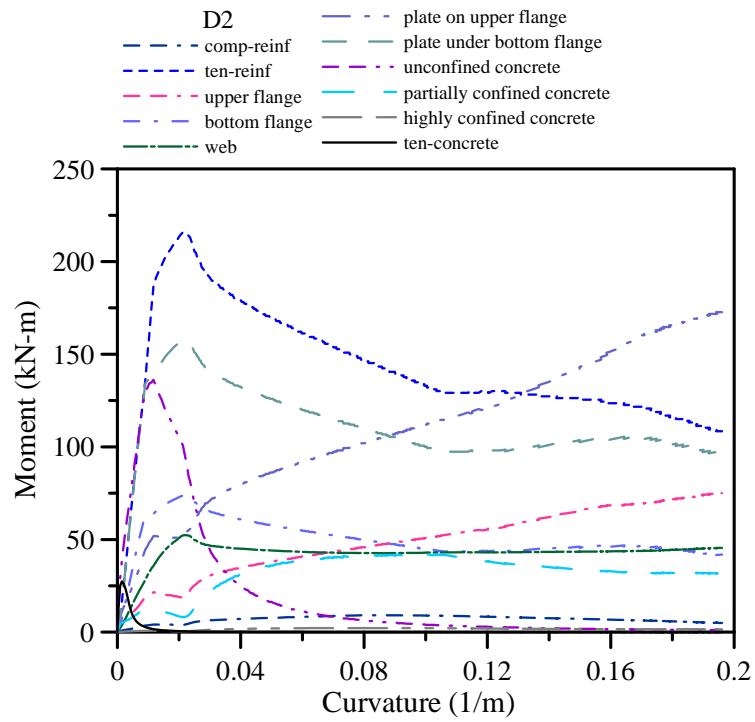


圖 4.27 試體 D2 之局部彎矩-曲率分析曲線

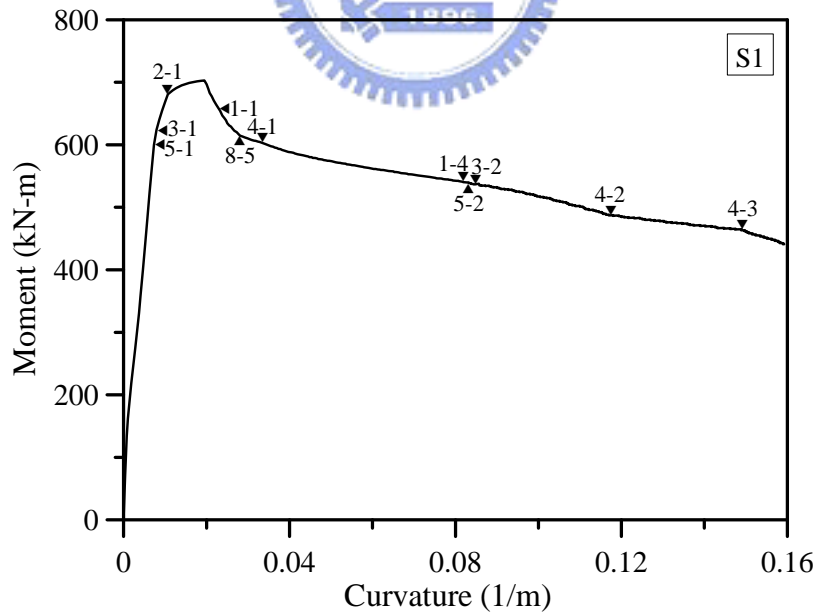


圖 4.28 試體 S1 分析之材料狀態示意圖

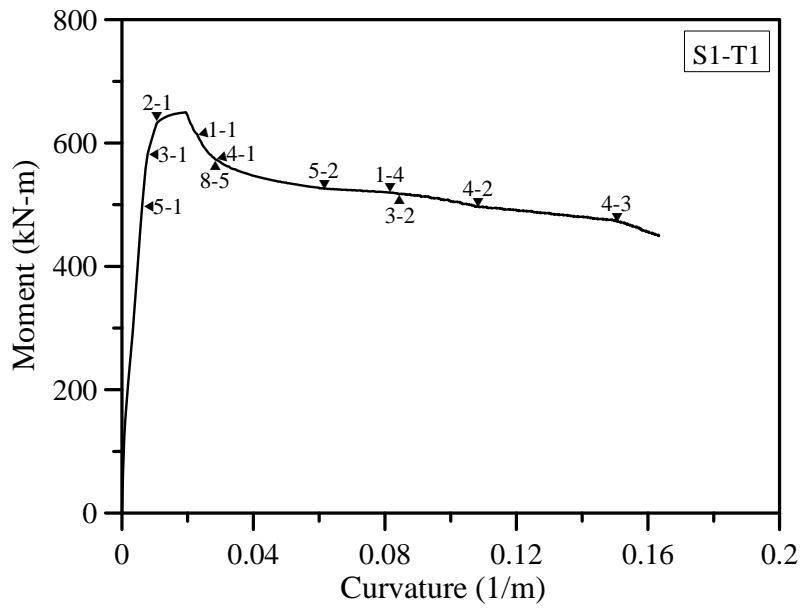


圖 4.29 試體 S1-T1 分析之材料狀態示意圖

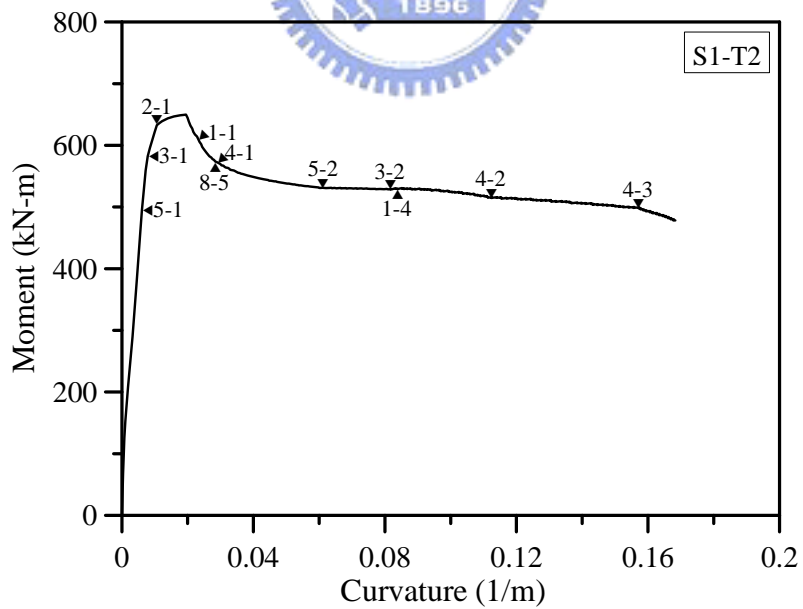


圖 4.30 試體 S1-T2 分析之材料狀態示意圖

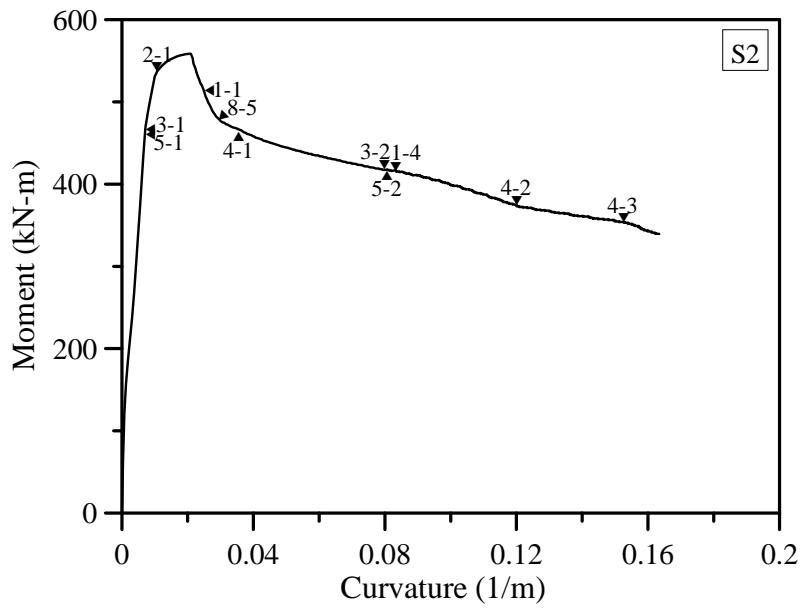


圖 4.31 試體 S2 分析之材料狀態示意圖

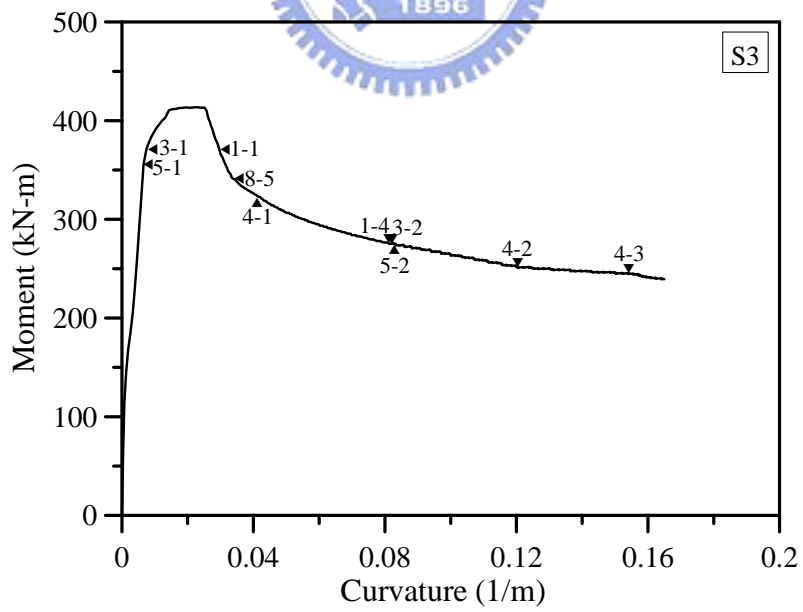


圖 4.32 試體 S3 分析之材料狀態示意圖

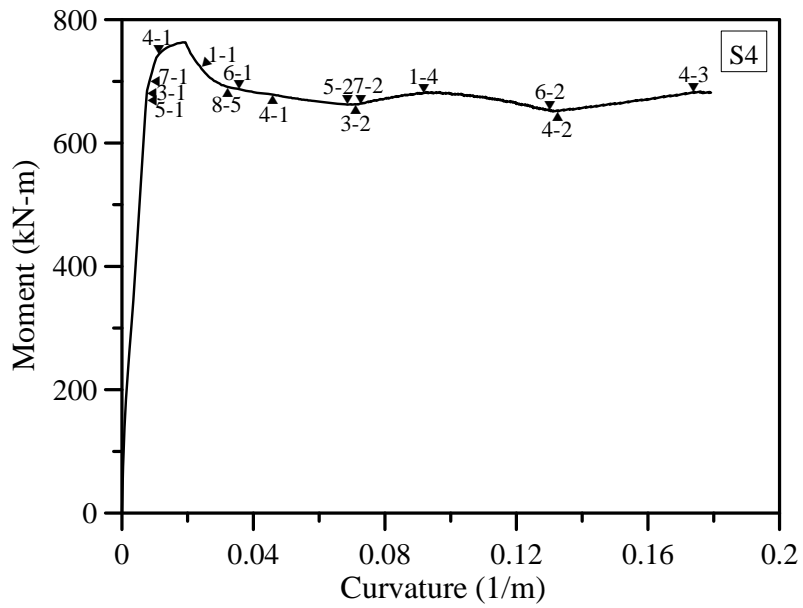


圖 4.33 試體 S4 分析之材料狀態示意圖

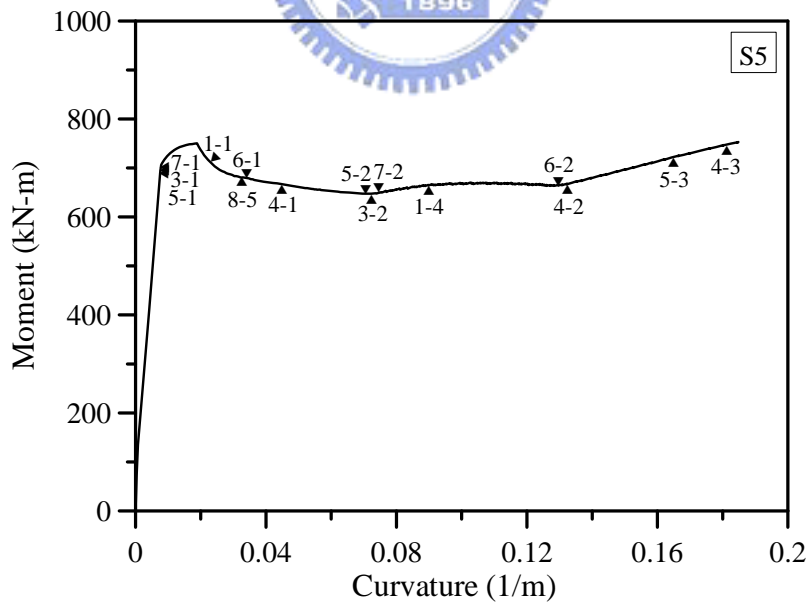


圖 4.34 試體 S5 分析之材料狀態示意圖

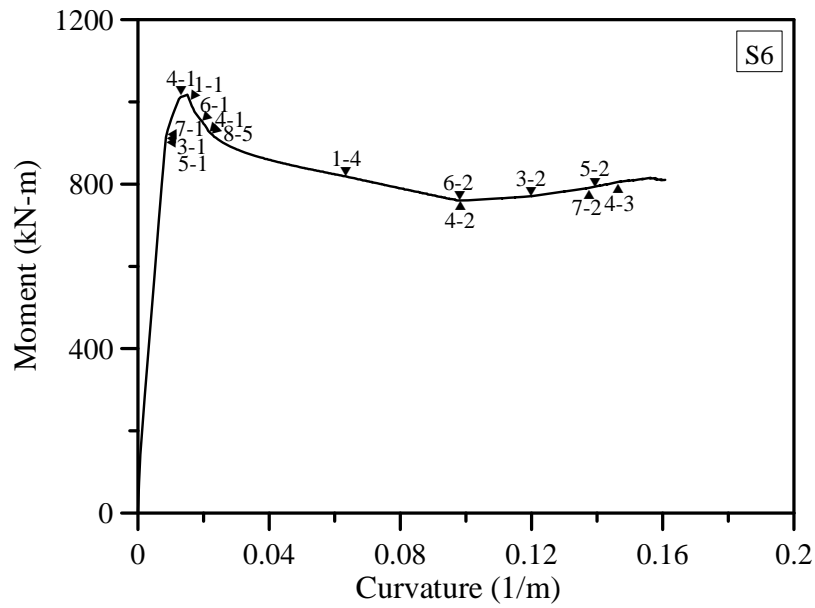


圖 4.35 試體 S6 分析之材料狀態示意圖

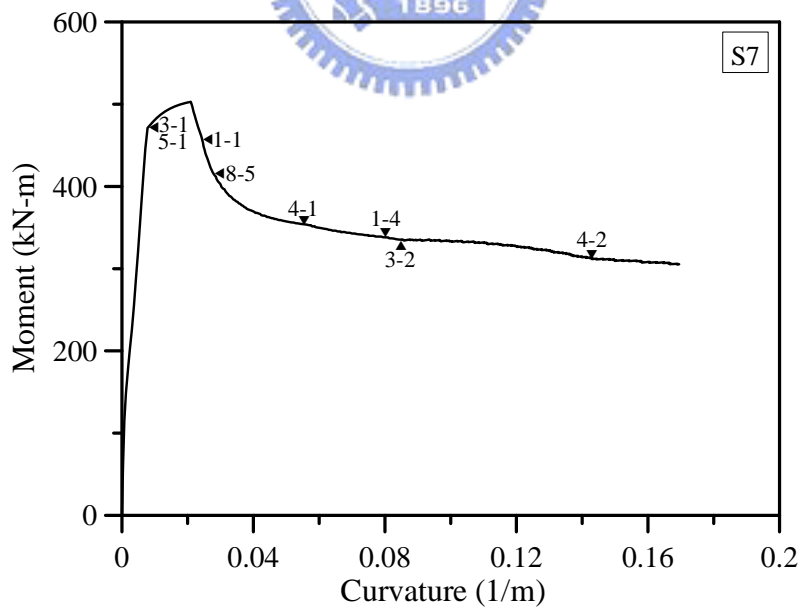


圖 4.36 試體 S7 分析之材料狀態示意圖

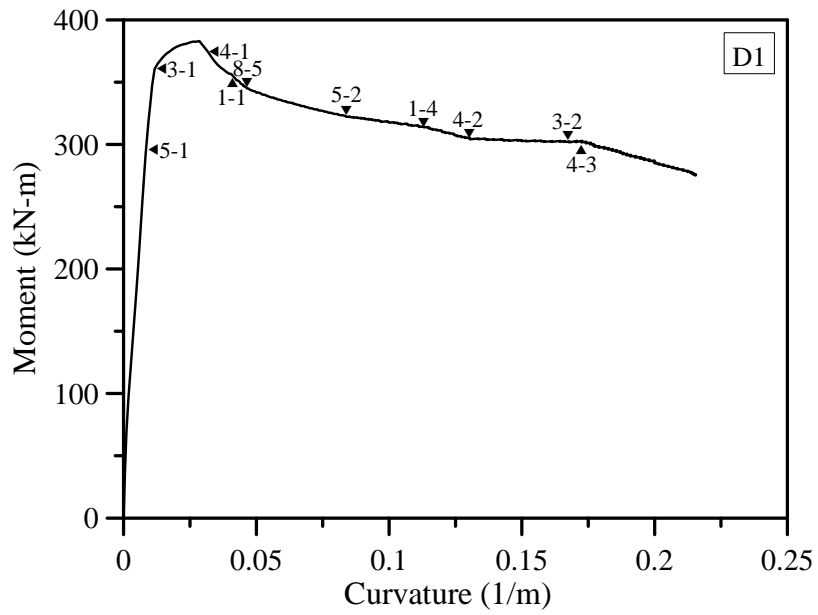


圖 4.37 試體 D1 分析之材料狀態示意圖

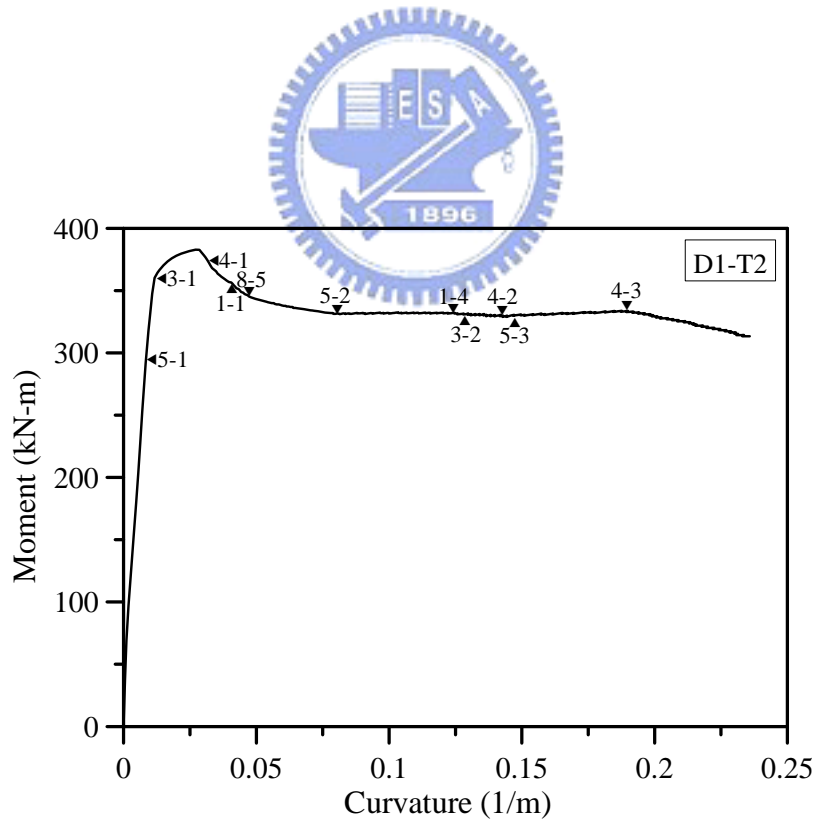


圖 4.38 試體 D1-T2 分析之材料狀態示意圖

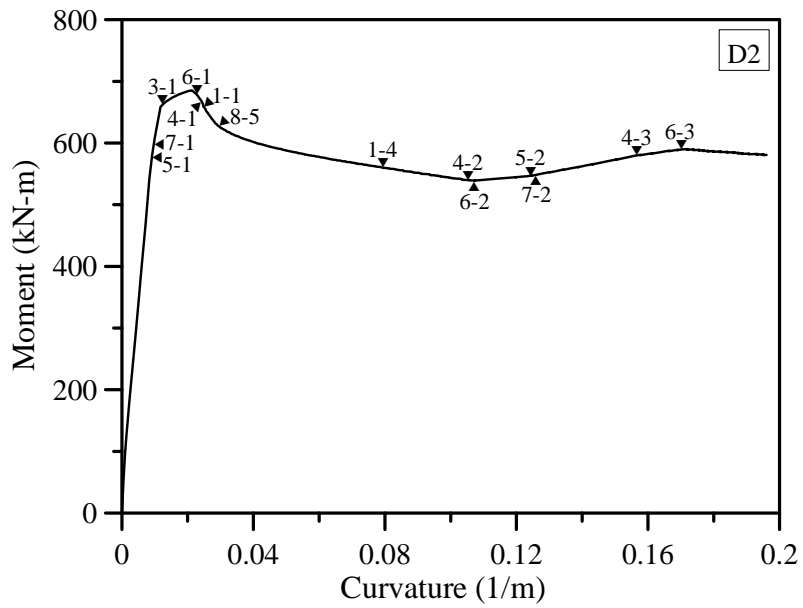


圖 4.39 試體 D2 分析之材料狀態示意圖

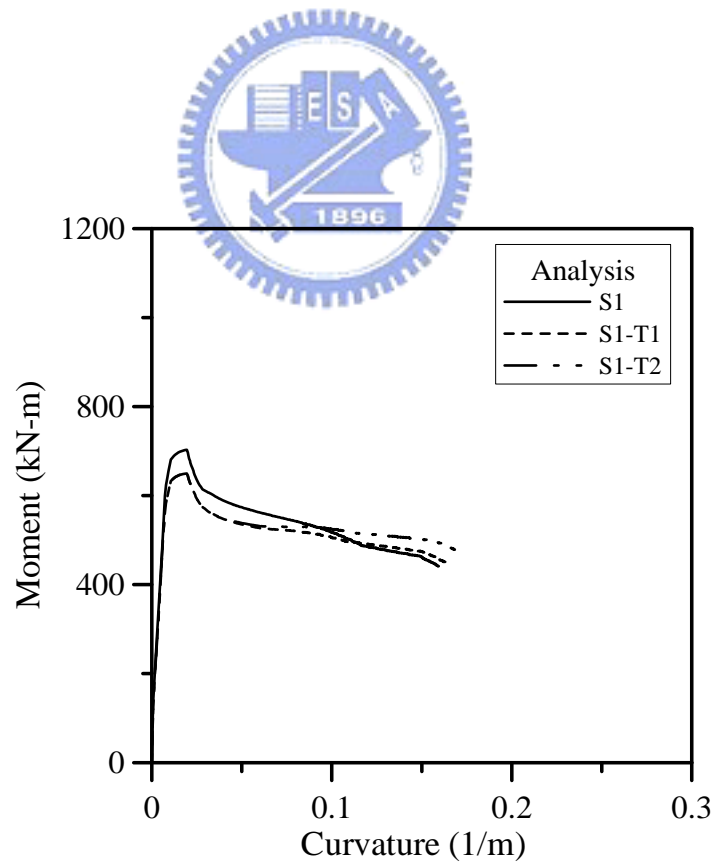


圖 4.40 試體 S1、S1-T1 與 S1-T2 分析之彎矩-曲率關係比較圖

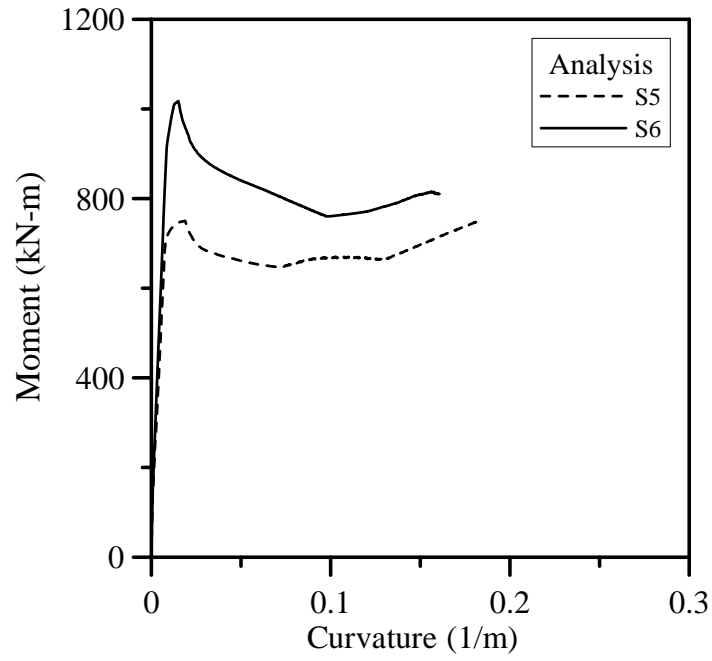


圖 4.41 試體 S5 與 S6 分析之彎矩-曲率關係比較圖

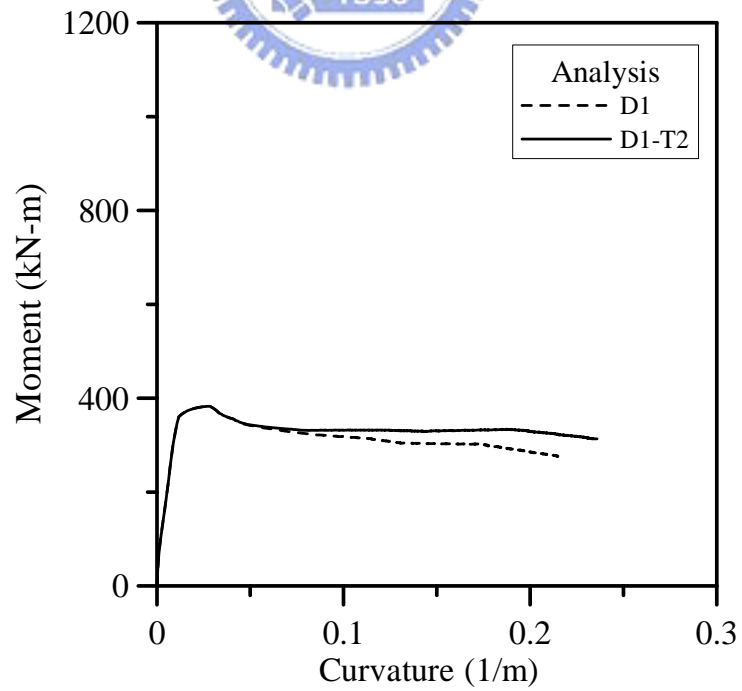


圖 4.42 試體 D1 與 D1-T2 分析之彎矩-率關係比較圖

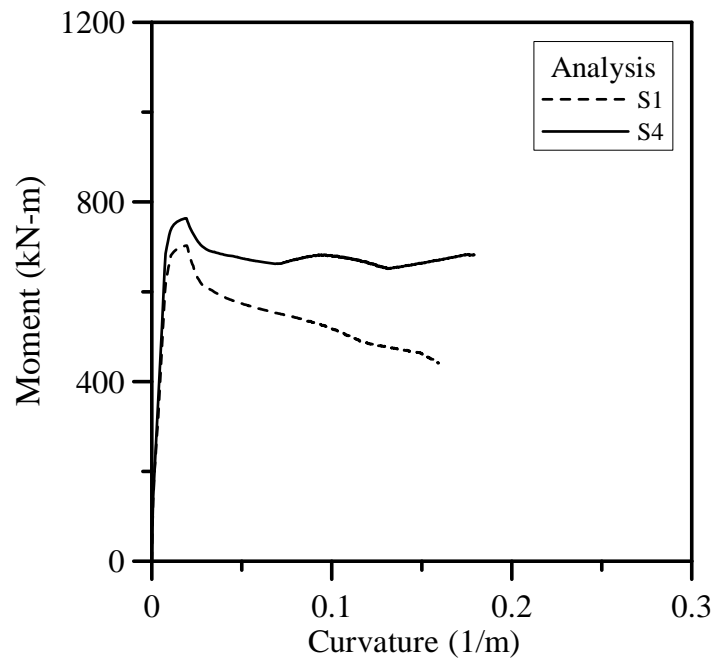


圖 4.43 試體 S1 與 S4 分析之彎矩-曲率關係比較圖

