

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis



高強度鋼纖維混凝土之直線及擴頭鋼筋握裹行為與伸展長度研究

Study on Bond Behaviors and Development Lengths of Straight and
Headed Bars in High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete

簡濂淞

Lien-Sung Chien

指導教授：廖文正 博士

Advisor : Wen-Cheng Liao, Ph,D,

中華民國 113 年 7 月

July 2024

謝辭



首先，要感謝我的指導教授廖文正博士，在碩士研究的兩年間給予學生悉心指導以及支持，大學時老師在課堂上建議我們如何規劃未來的概念也讓我銘記在心，您的耐心教學和鼓勵讓我能如此順利的完成碩士論文。再來需要感謝詹穎雯教授與胡偉秀教授在每個禮拜的大咪中的指導以及建議，這些都讓我對於論文的方向更加清晰，再次感謝老師們這兩年來的照顧，也感謝口試委員林克強教授的指教與意見，使這篇論文能夠更加完善且專業，也讓我看到自己對於研究中一些沒有發現的問題，在國震做實驗時也經常與林教授請教各種問題，非常謝謝林教授的幫忙。

再來需要感謝紀凱甯學長的幫忙，沒有學長的幫忙以及經驗，我的碩士論文不可能如此順利的完成，也感謝學長百忙之中還抽空來幫我貼應變計、做實驗還有討論實驗結果的分析，也感謝潤弘精密工程以及倍適得公司協助試體製作的各個方面以及清運試體，還有國震的慎佑學長、小梁哥、佑哥的幫忙才能讓我完成實驗。

感謝 812 研究室的學長們、同學們與學弟妹，尚恩、峻輔、竣帆、庭安、瀚仁、奕霖，很開心可以跟你們在同個研究室一起努力，一起準備簡報、論文還有打橋牌等等，也謝謝學弟妹們來幫我做實驗以及準備口試。還有大學以來的朋友們，家瑋、冠儒、冠儒、yoga、阿瑞，不管是跟你們玩樂吃飯還是討論學業跟生活上的事情都真的是很棒的回憶，受到你們太多幫助了，能夠跟你們當同學真的很幸運。

謝謝我自己跟何旻芯，終於能畢業了真的很開心，做研究的這一年半雖然中間有很多挫折但也都克服了，感謝你在我研究過程中的照顧與陪伴，總是能讓我在這繁忙的學術生活中獲得很大的動力。

最後謝謝我最重要的家人們，爸爸與媽媽你們總是支持我跟督促我，同時也相信我一定可以完成目標，還有大姊跟二姊，謝謝你們在口試前聽我報告，很認真地提供我簡報上的意見，真的很謝謝你們對我的照顧與包容，是我最強大的後盾！



摘要

添加鋼纖維於混凝土之中可以提升混凝土抵抗開裂之性能，鋼纖維的橋接效應可以在混凝土開裂時轉移一些拉應力，因此鋼纖維能提供混凝土更高的斷裂能以及更好的圍束性能。在混凝土發生裂縫時，外力會部分轉移至鋼纖維上，使載重於混凝土和鋼纖維之間重分配，能有效防止混凝土開裂，隨著載重增加，則會出現更多的裂縫，直到不再有新的裂縫後，鋼纖維就會被拉拔破壞。而鋼筋與混凝土之間的握裹強度若是在沒有橫向箍筋配置時，通常在劈裂破壞發生時，其握裹強度主要是依混凝土的抗拉強度主控，而添加鋼纖維能顯著提高混凝土之抗拉強度，由以上可說明於混凝土中添加鋼纖維後，因鋼纖維之橋接效應，能夠增強鋼筋之握裹強度。本研究藉由 12 組直線鋼筋以及 12 組擴頭鋼筋進行梁端鋼筋握裹偏心拉拔實驗，期能釐清鋼筋與高強度鋼纖維混凝土間的握裹行為以及鋼纖維在握裹行為中扮演的角色。

直線鋼筋實驗中，通過實驗發現即便破壞模式為拉拔破壞其握裹應力仍然會上升，且鋼纖維於直線鋼筋握裹性能之效益提升顯著，最終本研究提出鋼筋適用於高強度鋼纖維混凝土的直線拉力伸展長度之設計公式，其中鋼筋有效計算強度以及混凝土強度可分別適用至 690MPa 以及 80MPa 。

而擴頭鋼筋實驗中，觀察到鋼纖維能提升混凝土拉破強度，並且能縮短擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之錨定長度，證明鋼纖維對鋼筋於混凝土中錨定能力是有正面效益，最後本研究提出有關鋼纖維混凝土拉破強度公式之上限值建議以及擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中錨定長度之建議。

關鍵字：高強度鋼纖維混凝土、握裹強度、伸展長度、擴頭鋼筋、拉破強度



Abstract

Adding steel fibers to concrete can enhance its crack resistance. The bridging effect of steel fibers can transfer some tensile stress when the concrete cracks, thus providing higher fracture energy and better confinement performance. When cracks appear in the concrete, the external force is partially transferred to the steel fibers, allowing the load to be redistributed between the concrete and the steel fibers, effectively preventing the concrete from cracking. As the load increases, more cracks will appear until no new cracks form, and the steel fibers are eventually pulled out and damaged. The bond strength between the rebar and concrete, in the absence of transverse stirrups, is primarily governed by the tensile strength of the concrete during splitting failure. Adding steel fibers significantly enhances the tensile strength of the concrete, indicating that the bridging effect of steel fibers in concrete can improve the bond strength of the rebar. This study involves eccentric pullout tests of 12 sets of straight bars and 12 sets of headed bars at beam ends, aiming to clarify the bond behavior between rebar and high-strength steel fiber concrete and the role of steel fibers in bond behavior.

In the straight bar tests, it was found that even if the failure mode was pullout failure, the bond stress still increased, and the benefits of steel fibers on the bond performance of straight bars were significant. The study ultimately proposed a design formula for the development length of bars suitable for high-strength steel fiber concrete, with applicable rebar effective strength and concrete strength up to 690 MPa and 90 MPa, respectively.

In the headed bar tests, it was observed that steel fibers greatly increased the breakout strength of the concrete and significantly shortened the anchorage length of headed bars



in steel fiber concrete, proving that steel fibers positively impact the anchorage capacity of bars in concrete.

Keywords: **high-strength steel fiber concrete, bond strength, development length, headed bar, breakout strength.**

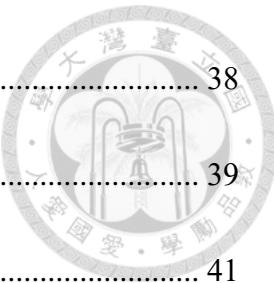
目次



謝辭	I
摘要	II
Abstract	III
目次	V
圖次	IX
表次	XIII
第一章、緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究方法與架構	2
1.3 研究流程圖	4
第二章、文獻回顧	5
2.1 高強度鋼筋混凝土	5
2.1.1 高強度混凝土	5
2.1.2 高強度鋼筋	6
2.2 鋼纖維混凝土特性	6
2.2.1 混凝土中添加鋼纖維之力學性質	6
2.2.2 鋼纖維混凝土受直拉作用下之力學行為	11
2.2.3 等效握裹強度	14



2.3 鋼纖維混凝土梁之力學行為	15
2.3.1 鋼纖維混凝土梁之撓曲強度	15
2.3.2 鋼纖維混凝土梁之剪力強度	16
2.4 鋼筋混凝土之握裹機制	18
2.5 影響握裹性能之因子	21
2.6 鋼筋於普通混凝土中之直線拉力伸展長度模型	24
2.6.1 Orangun, Jirsa, and Breen (1975, 1977)	24
2.6.2 Darwin 等人 (1992, 1996)	26
2.6.3 Zuo and Darwin (1998, 2000)	27
2.6.4 ACI 408.3-01	29
2.6.5 ACI 318-14	30
2.6.6 螺紋節鋼筋於鋼筋混凝土之握裹行為研究 (紀凱甯)	31
2.6.7 高強度竹節鋼筋於混凝土之直線劈裂握裹行為研究 (林垣諺)	32
2.7 鋼筋於鋼纖維混凝土中之直線拉力伸展長度模型	33
2.7.1 Harajli and Mabsout	33
2.7.2 Harajli, hamad, and Karam	35
2.8 擴頭鋼筋錨定長度之規範	36
2.8.1 破壞模式	36
2.8.2 錨定長度	37



2.8.3 混凝土拉破強度	38
2.8.4 鋼纖維混凝土拉破強度	39
第三章、實驗計畫	41
3.1 實驗設計	41
3.1.1 試體設計	41
3.1.2 試體配比	45
3.1.3 試體施作過程	45
3.2 實驗程序	47
3.2.1 實驗系統	47
3.2.2 量測系統	49
3.3 量測儀器計畫	50
3.3.1 應變計粘貼	50
3.3.2 位移計之量測規劃	52
第四章、實驗結果	53
4.1 材料實驗	53
4.1.1 混凝土抗壓試驗	53
4.2 裂縫發展及破壞模式	55
第五章、分析與討論	80
5.1 直線鋼筋偏心拉拔實驗分析	80



5.1.1 破壞模式	80
5.1.2 鋼筋應力應變分析	85
5.1.3 握裹強度	87
5.1.4 鋼筋握裹應力與位移關係	90
5.1.5 鋼筋直線拉力伸展長度模型探討	93
5.2 擴頭鋼筋偏心拉拔實驗分析	105
5.2.1 破壞模式	105
5.2.2 握裹強度	107
5.2.3 鋼纖維混凝土拉破強度探討	108
5.2.4 擴頭鋼筋伸展長度建議	109
第六章、結論與建議	111
6.1 結論	111
6.1.1 直線鋼筋於鋼纖維混凝土中之握裹實驗	111
6.1.2 擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之握裹實驗	112
6.2 建議	113
參考文獻	114
附錄 A 握裹試體設計圖	117

圖次

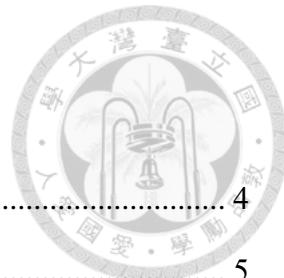


圖 1-1 研究流程圖	4
圖 2-1 不同強度的混凝土應力應變曲線[1]	5
圖 2-2 各種強度之鋼筋應力應變曲線[2]	6
圖 2-3 混凝土中添加各種纖維之應力應變曲線[3]	7
圖 2-4 鋼纖維體積取代率 1%、2%及 3%之應力應變曲線[3]	7
圖 2-5 添加不同鋼纖維長徑比之應力應變曲線[3]	8
圖 2-6 韌性指數與鋼纖維體積取代率之關係[3]	8
圖 2-7 鋼纖維體積取代率 0%、0.5%及 1%之應力應變曲線[4]	9
圖 2-8 高強度混凝土圓柱破壞情形[5]	9
圖 2-9 高強度鋼纖維混凝土圓柱破壞情形[5]	10
圖 2-10 不同鋼纖維體積取代率試體之抗壓強度差異[6]	10
圖 2-11 不同鋼纖維體積取代率試體之劈裂強度差異[6]	11
圖 2-12 不同鋼纖維體積取代率試體之破裂模數差異[6]	11
圖 2-13 鋼纖維混凝土受直拉作用下之行為[7]	12
圖 2-14 鋼纖維混凝土之應變硬化與應變軟化行為[7]	13
圖 2-15 鋼纖維拉拔力與位移曲線[9]	15
圖 2-16 鋼筋與混凝土材料間之握裹力[12]	19
圖 2-17 鋼筋節理楔形作用之承壓範圍[12]	20
圖 2-18 握裹拉拔破壞示意圖[12]	21
圖 2-19 握裹劈裂破壞示意圖[12]	21
圖 2-20 握裹應力實驗方式 (a) 鋼筋拉拔實驗 (b) 梁端鋼筋偏心拉拔實驗 (c) 梁構件鋼筋錨定實驗 (d) 梁構件鋼筋搭接實驗[12]	24
圖 2-21 鋼纖維對握裹應力之影響[25]	34
圖 2-22 鋼纖維混凝土之鋼筋握裹應力與滑移關係圖[26]	36



圖 2-23 擴頭鋼筋破壞模式[27]	37
圖 2-24 (a) A_{Nco} 計算及(b)單根錨栓 A_{Nc} 計算[21]	39
圖 2-25 鋼纖維含量對混凝土拉破強度之影響[29]	40
圖 3-1 握裹試體設計規劃	41
圖 3-2 Dramix3D-80/30-BGP 端鉤型鋼纖維示意圖	45
圖 3-3 試體澆置示意圖	46
圖 3-4 鋼纖維混凝土坍流度測試	46
圖 3-5 握裹試體偏心拉拔實驗示意圖(紀凱甯)[22]	47
圖 3-6 實際實驗裝置	48
圖 3-7 拉拔實驗之力量加載程序	48
圖 3-8 油壓千斤頂(左)與荷重計(右)圖示	49
圖 3-9 位移計圖示	49
圖 3-10 應變計粘貼作業之示意圖	51
圖 3-11 握裹鋼筋之應變計配置圖	51
圖 3-12 橫向箍筋之應變計配置圖	51
圖 3-13 位移計架設之示意圖	52
圖 4-1 混凝土圓柱抗壓實驗	53
圖 4-2 試體 F42S150D 握裹實驗破壞情形	56
圖 4-3 試體 F42S75D 握裹實驗破壞情形	57
圖 4-4 試體 F42ND 握裹實驗破壞情形	58
圖 4-5 試體 F49S150D 握裹實驗破壞情形	59
圖 4-6 試體 F49S75D 握裹實驗破壞情形	60
圖 4-7 試體 F49ND 握裹實驗破壞情形	61
圖 4-8 試體 F55S150D 握裹實驗破壞情形	62
圖 4-9 試體 F55S75D 握裹實驗破壞情形	63

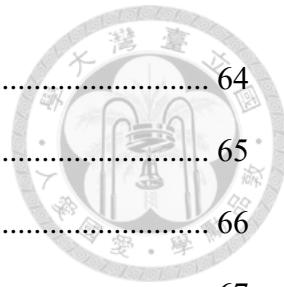


圖 4-10 試體 F55ND 握裹實驗破壞情形	64
圖 4-11 試體 F69S150D 握裹實驗破壞情形	65
圖 4-12 試體 F69S75D 握裹實驗破壞情形	66
圖 4-13 試體 F69ND 握裹實驗破壞情形	67
圖 4-14 試體 F42S150DT 握裹實驗破壞情形	68
圖 4-15 試體 F42S75DT 握裹實驗破壞情形	69
圖 4-16 試體 F42NDT 握裹實驗破壞情形	70
圖 4-17 試體 F49S150DT 握裹實驗破壞情形	71
圖 4-18 試體 F49S75DT 握裹實驗破壞情形	72
圖 4-19 試體 F49NDT 握裹實驗破壞情形	73
圖 4-20 試體 F55S150DT 握裹實驗破壞情形	74
圖 4-21 試體 F55S75DT 握裹實驗破壞情形	75
圖 4-22 試體 F55NDT 握裹實驗破壞情形	76
圖 4-23 試體 F69S150DT 握裹實驗破壞情形	77
圖 4-24 試體 F69S75DT 握裹實驗破壞情形	78
圖 4-25 試體 F69NDT 握裹實驗破壞情形	79
圖 5-1 本研究試體 F55ND 握裹劈裂破壞情形	83
圖 5-2 試體 D35C4F56 劈裂破壞情形[22]	83
圖 5-3 試體 F49S75D 握裹拉拔破壞情形	84
圖 5-4 試體 D25C5F7-S20P 拉拔破壞情形[22]	84
圖 5-5 F55ND 握裹鋼筋應變圖與應變計配置示意圖	86
圖 5-6 橫向箍筋應變圖	87
圖 5-7 箍筋間距 150mm 之握裹應力滑移曲線	92
圖 5-8 箍筋間距 75mm 之握裹應力滑移曲線	92
圖 5-9 無配置箍筋之握裹應力滑移曲線	92
圖 5-10 SD490 鋼筋之握裹應力滑移曲線	92



圖 5-11 SD550 鋼筋之握裹應力滑移曲線	93
圖 5-12 SD690 鋼筋之握裹應力滑移曲線	93
圖 5-13 各模型中鋼纖維對握裹應力之貢獻	95
圖 5-14 鋼纖維等效握裹強度 τ_{eq} 與 $u_f / \sqrt{f_c}$ 關係	98
圖 5-15 各試體之握裹效益比	100
圖 5-16 各模型分析下建議握裹應力與實驗握裹應力關係	102
圖 5-17 伸展長度比較	104
圖 5-18 混凝土實際破壞情形與脹破破壞示意圖	105
圖 5-19 本研究之各試體實驗最大強度	109



表次

表 2-1 ACI 規範中鋼筋直線拉力伸展長度之修正因子	31
表 3-1 直線鋼筋伸展長度設計參數表	43
表 3-2 擴頭鋼筋伸展長度設計參數表	44
表 3-3 高強度鋼纖維混凝土配比(單位： kg/m^3).....	45
表 4-1 試體混凝土抗壓強度	54
表 5-1 直線鋼筋握裹試體破壞模式	81
表 5-2 伸展長度握裹效益比與握裹強度(劈裂指數受限制)	89
表 5-3 伸展長度握裹效益比與握裹強度(劈裂指數不受限)	90
表 5-4 各模型對握裹應力之預測	96
表 5-5 各試體之 γ_f 之值	98
表 5-6 伸展長度握裹效益比與握裹強度	101
表 5-7 各種握裹模型之握裹應力分析	103
表 5-8 擴頭鋼筋握裹試體破壞模式	106
表 5-9 鑄定長度握裹效益比與握裹強度	107
表 5-10 實驗最大強度與鋼纖維混凝土拉破強度比較	109



第一章、緒論

1.1 研究動機與目的

近年來台灣因為地狹人稠，建築物必須往高樓層發展，越來越多高樓林立，伴隨而來的挑戰是需要將構件尺寸縮減，以減輕自重及最大化利用空間，且各國都相繼發展 HRC 之情況下，台灣也有推動 New RC 的計畫，其內容主要是採用更高強度的混凝土(70 MPa 以上)及鋼筋(550 MPa 以上)進行設計。但越高強度的混凝土，其破壞時所呈現的狀態越為脆性，因此往往會配置更密集的剪力鋼筋束制混凝土以提升混凝土韌性及剪力強度，但密集的鋼筋會造成施工上的不便或是工作性降低，導致施工品質降低影響構件而發展不出預期強度。添加鋼纖維於高強度混凝土中則可利用鋼纖維之橋接效應抑制裂縫擴張，有效延緩脆性破壞，並且降低箍筋配置，以改善前述之配置密集剪力鋼筋所造成的問題。

握裹性質在鋼筋與混凝土之間扮演著極為重要的角色，握裹行為可以考慮到其握裹強度之發展、伸展長度、錨定長度等等，鋼筋和混凝土間的握裹力一旦消失便無法發揮出兩者的複合作用而失去抵抗載重的能力，例如，當一鋼筋混凝土梁受到外部載重，混凝土承受壓力的同時鋼筋承受拉力，為防止鋼筋被拉拔出混凝土，鋼筋和周圍混凝土間必須有良好的握裹力。因此了解兩者之間的握裹作用是相當基礎且關鍵的。然而，目前特別針對鋼筋與高強度鋼纖維混凝土之握裹行為的研究較少，現行規範也尚未規定鋼筋在高強度鋼纖維混凝土中的伸展長度。在美國 ACI 318-14 規範以及國內混凝土結構設計中，規定竹節鋼筋於混凝土中之設計直線伸展長度時，混凝土的強度上限為 70 MPa，在 New RC 的設計上會有諸多限制，故本研究之目的除了釐清高強度鋼筋與高強度鋼纖維混凝土間的握裹行為以及鋼纖維在握裹行為中扮演的角色之外，更期待能透過本研究放寬現行規範對混凝土以及鋼筋的強度限制，並且進一步提出鋼筋於高強度鋼纖維混凝土的直線拉力伸展



長度之設計公式。

本研究的另一研究重點則是擴頭鋼筋在高強度鋼纖維混凝土中的握裹行為。在鋼筋混凝土構件中，直線鋼筋的伸展錨定雖然是最易於施工的，但在實務上則常受限於構件大小等因素導致空間不足，無法容納鋼筋的伸展長度，而必須使用不同型式的彎鈎來錨定，以滿足伸展長度的需求，此時擴頭鋼筋便能以其較短的伸展長度去解決此問題。擴頭鋼筋的應用在接頭或是配置較為密集的鋼筋處，也能解決其施工性的問題，同樣在美國 ACI 318-14 以及現行規範中，也沒有對擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中的錨定長度設計規範，使得在實務設計上較為困難，因此本研究盼能針對擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之握裹應力發展有進一步了解，以建議其錨定長度的設計，另外擴頭鋼筋之錨定長度也與混凝土本身的拉破強度有關，透過本研究之實驗也能掌握鋼纖維是否能有效提升混凝土之拉破強度。

1.2 研究方法與架構

本研究透過 12 組直線鋼筋以及 12 組擴頭鋼筋埋置於鋼纖維混凝土梁中進行梁端鋼筋握裹偏心拉拔實驗，其中會以 3 種箍筋間距以及 4 種鋼筋降伏強度做為變量，直線鋼筋握裹偏心拉拔實驗中會將實驗所得結果比對各種握裹模型，得出鋼纖維對鋼筋與混凝土間握裹行為之影響及效益，同時藉由此實驗結果，驗證及建議直線鋼筋於鋼纖維混凝土中之伸展長度預測模型；擴頭鋼筋握裹偏心拉拔實驗中，會以實驗結果驗證添加鋼纖維於混凝土中對混凝土拉破強度之提升，以及建議擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之錨定長度。

本研究將內容分為六個章節：

第一章、緒論：介紹本研究動機、目的、方法及架構。

第二章、文獻回顧：首先進行鋼纖維混凝土中各種力學性質，再整理比較各種握裹模型，以及探討規範中對握裹模型之分析方法與預測。



第三章、試體計畫：介紹試體設計、配比以及施作流程，並規劃實驗裝置、量測系統與實驗步驟。

第四章、實驗結果：介紹 24 組梁端鋼筋偏心拉拔實驗最終破壞模式，以及材料實驗報告。

第五章、分析與討論：此章將實驗結果分為直線鋼筋與擴頭鋼筋兩部分進行討論，直線鋼筋方面，對其破壞模式、鋼筋應力應變以及握裹強度等進行討論後，比較各握裹模型後建議一適用於鋼纖維混凝土之鋼筋直線伸展長度模型；擴頭鋼筋方面，同樣對其破壞模式與握裹強度進行討論後，建議擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之錨定長度，並且對鋼纖維提升混凝土拉破強度的效益進行驗證。

第六章、結論與建議：統整本研究之研究結果以及對後續研究提出建議。



1.3 研究流程圖

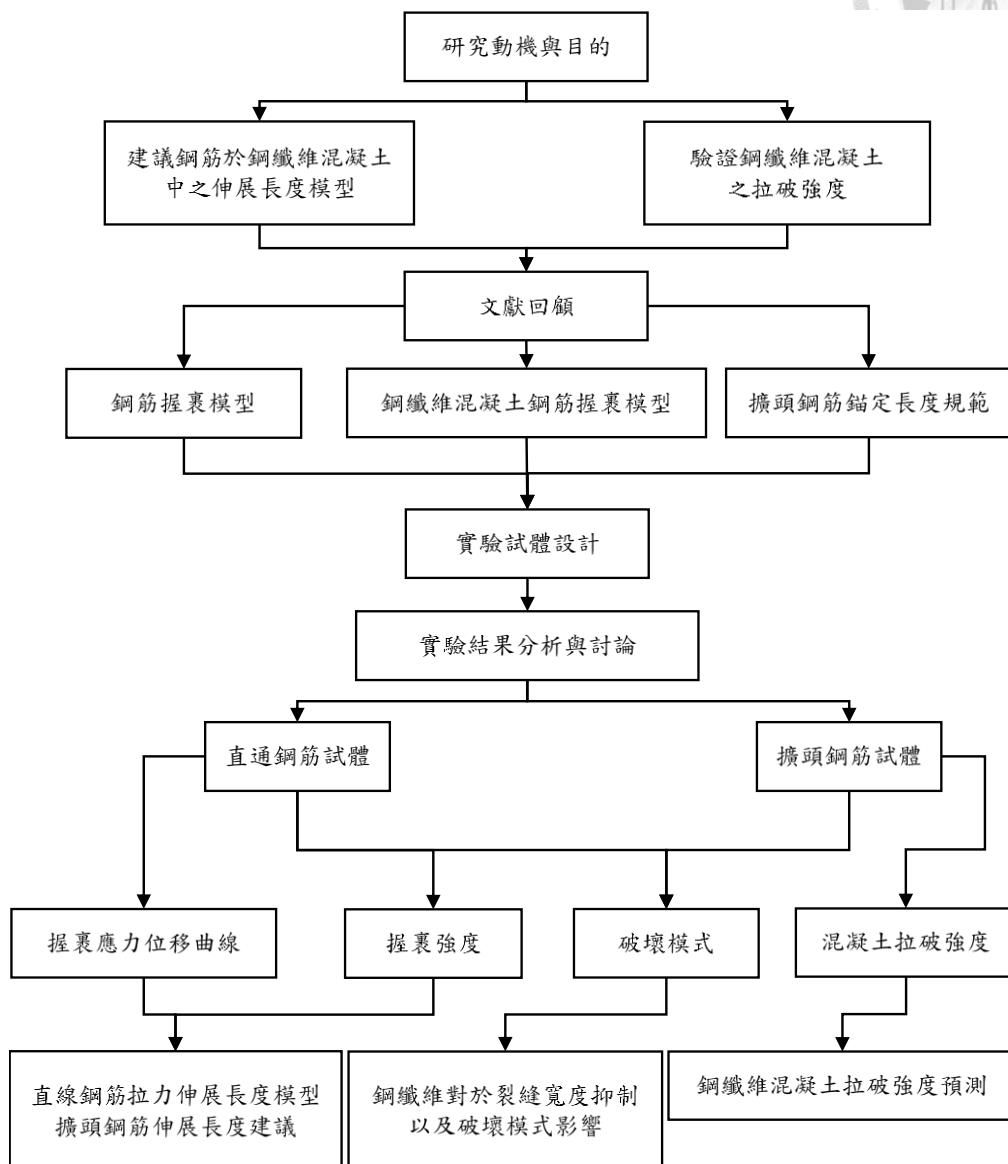


圖 1-1 研究流程圖



第二章、文獻回顧

2.1 高強度鋼筋混凝土

前言提及因建築物必須往高樓層發展，高強度混凝土以及高強度鋼筋便更頻繁地出現在結構設計裡，因其能有效的減少構件斷面面積，不僅省下空間及材料，同時能減輕結構體的自重，進而擁有更多可利用空間。

2.1.1 高強度混凝土

高強度混凝土相比普通強度混凝土，在結構微觀層面上具有更加緊密且較小孔隙率的內部結構，因其用量較多的水泥以及矽灰，再加上強塑劑減低用水量導致水灰比下降，且添加了更緻密的卜作嵐材料，表現出更佳的緻密性。以力學性能方面而言，混凝土的強度和勁度會大幅高於普通強度混凝土，但同時也因為其水泥膠結材料的強度提升，若膠結材的強度比粗粒料強度還要高，高強度混凝土的破壞模式會逐漸轉換成脆性破壞，而這種破壞模式並不是理想的破壞模式。圖 2-1 可以觀察到高強度混凝土的極限壓應變大約為普通強度混凝土的 $1/3$ 。

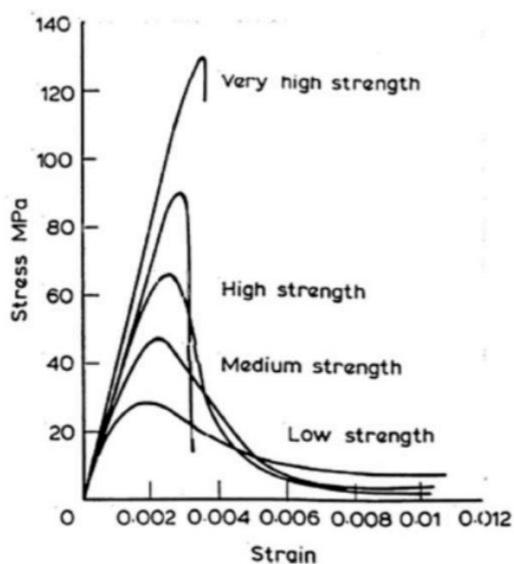


圖 2-1 不同強度的混凝土應力應變曲線[1]



2.1.2 高強度鋼筋

高強度鋼筋之降伏強度以及極限抗拉強度且其變異性小，彈性模數基本相同，所以高強度鋼筋會有較大的降伏應變由圖 2-2 可以看出鋼筋的強度提升時，降伏平台段便會縮短進而看到極限應變下降。

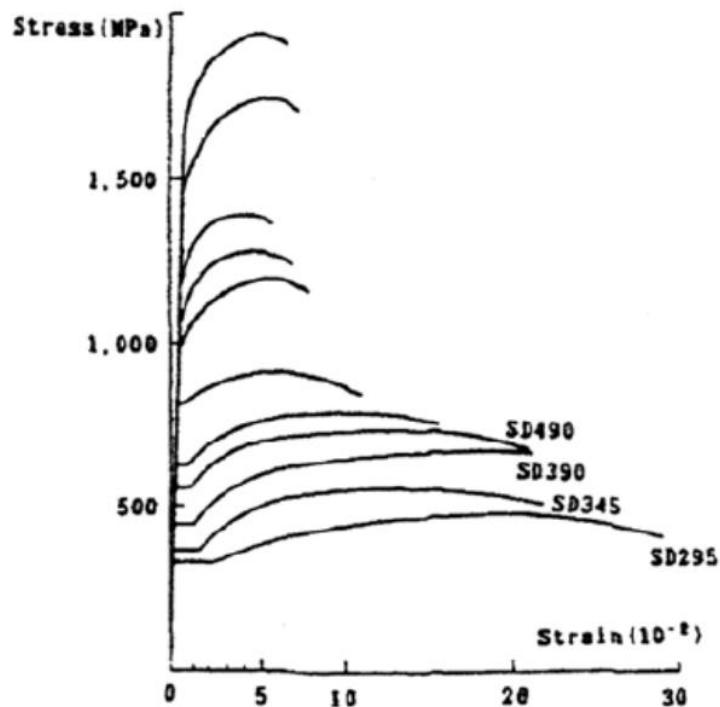


圖 2-2 各種強度之鋼筋應力應變曲線[2]

2.2 鋼纖維混凝土特性

2.2.1 混凝土中添加鋼纖維之力學性質

Fanella and Naaman [3]以各種纖維與變換鋼纖維體積取代率 V_f (1%、2%、3%) 及長徑比(47、73、100) 製作混凝土圓柱抗壓實驗，其結果如圖 2-3、圖 2-4、圖 2-5 所示，可以發現在添加不同纖維中的實驗，鋼纖維能提升混凝土之強度、韌性及延展性，達成延後混凝土強度下降之目的。而在體積取代率與長徑比的比較中，



可以發現鋼纖維體積取代率及其長徑比越大之試體，可以在達強度點後之應力應變曲線展現出更佳的韌性，另外由圖 2-6 中可發現鋼纖維體積取代率為 1% 以及 2% 時與韌性指數呈正向關係，但當體積取代率來到 3% 時，大量的鋼纖維會讓混凝土伴合的施工性下降以及漿體含氣量過高等問題，讓韌性指數下降。

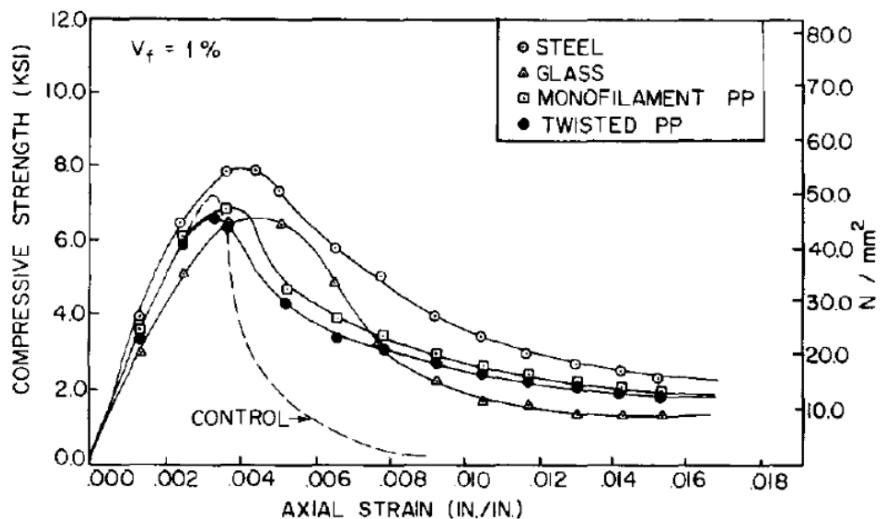


圖 2-3 混凝土中添加各種纖維之應力應變曲線[3]

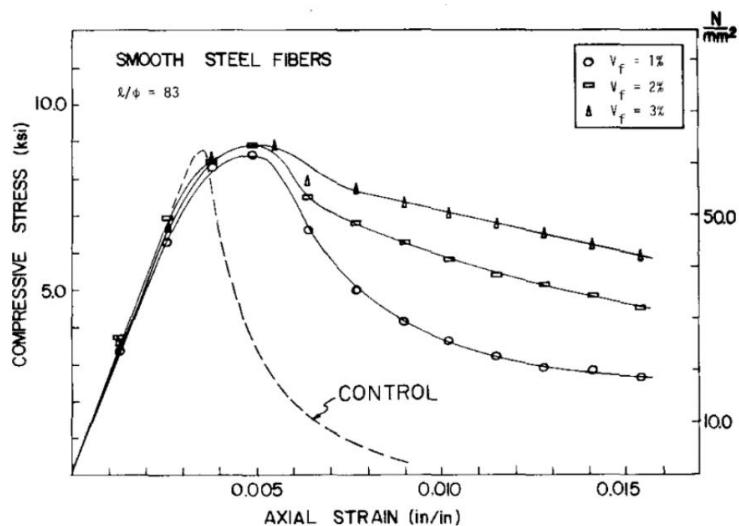


圖 2-4 鋼纖維體積取代率 1%、2% 及 3% 之應力應變曲線[3]

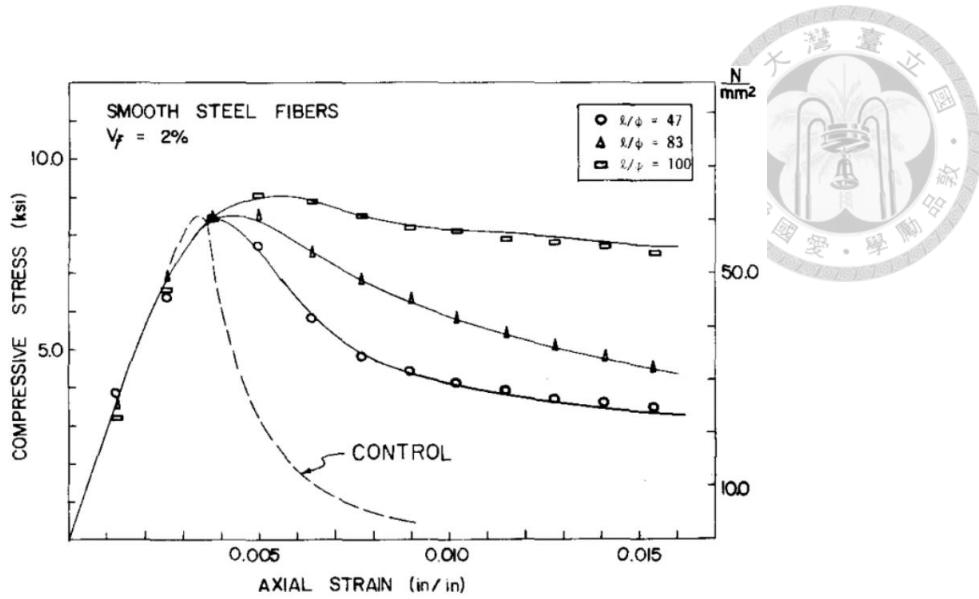


圖 2-5 添加不同鋼纖維長徑比之應力應變曲線[3]

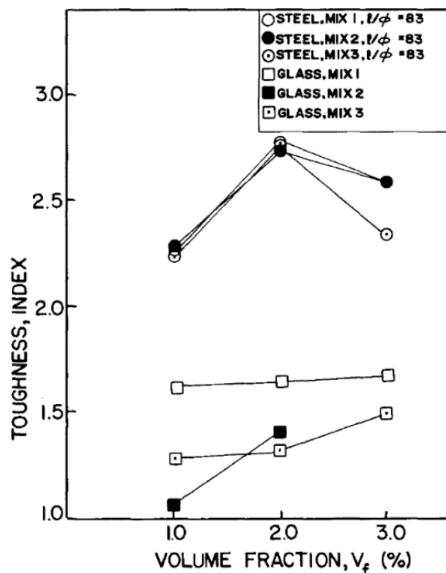


圖 2-6 韌性指數與鋼纖維體積取代率之關係[3]

Hsu and Hsu [4]以不同 V_f (0%、0.5%、0.75%、1%)之鋼纖維進行實驗，並且其長徑比皆為 60，由圖 2-7 可得，不同鋼纖維體積取代率對極限抗壓強度的影響較低，但體積取代率越高則會讓試體在強度點後的韌性提高，與 Fanella and Naaman [3]之研究結果相符。

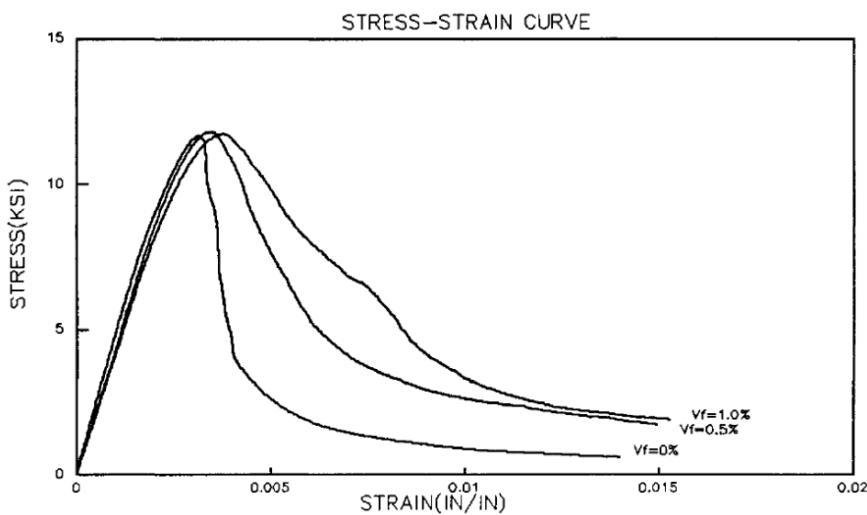


圖 2-7 鋼纖維體積取代率 0%、0.5% 及 1% 之應力應變曲線[4]

Bencardino *et al.* [5]製作各種高強度鋼纖維混凝土圓柱試體(強度約為 70MPa)進行抗壓實驗，利用不同 V_f (0%、1%、1.6%、3%)，由圖 2-8 及圖 2-9 可看出添加鋼纖維於高強度混凝土中，能讓圓柱試體破壞型式由原本錐形或剪力破壞等脆性破壞改成多重裂縫之韌性破壞，因鋼纖維之橋接效應能有效限制裂縫發展並讓試體維持較高完整性。



圖 2-8 高強度混凝土圓柱破壞情形[5]



圖 2-9 高強度鋼纖維混凝土圓柱破壞情形[5]

Song and Hwang [6]以不同 V_f (0.5%、1%、1.5%、2%) 製作高強度鋼纖維混凝土的抗壓實驗、劈裂實驗及抗彎實驗，由圖 2-10 可知，在 V_f 小於 1.5% 時，試體抗壓強度與 V_f 成正比，並且在 V_f 達 1.5% 時，抗壓強度則會達最大值，相比於普通鋼筋混凝土之試體提升 15.3%，但當 V_f 超過 1.5% 時，試體強度會下降。由圖 2-11 及圖 2-12 可知，高強度混凝土之劈裂強度及破裂模數皆與 V_f 成正比，且當 V_f 達 2% 時，劈裂強度及破裂模數能提升一倍。

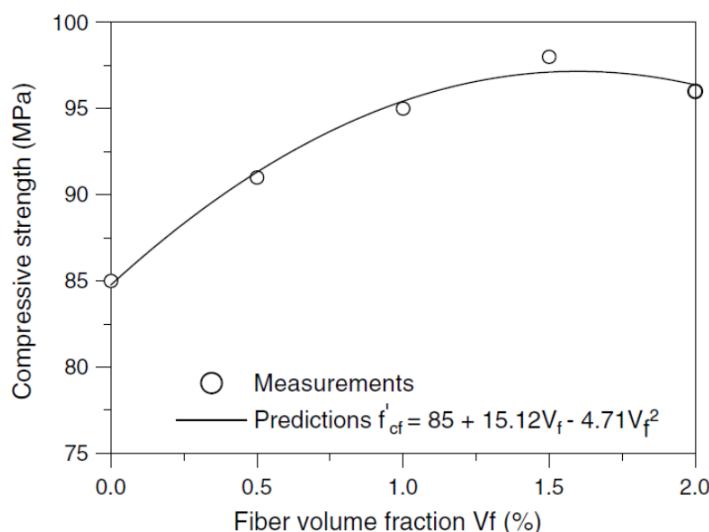


圖 2-10 不同鋼纖維體積取代率試體之抗壓強度差異[6]

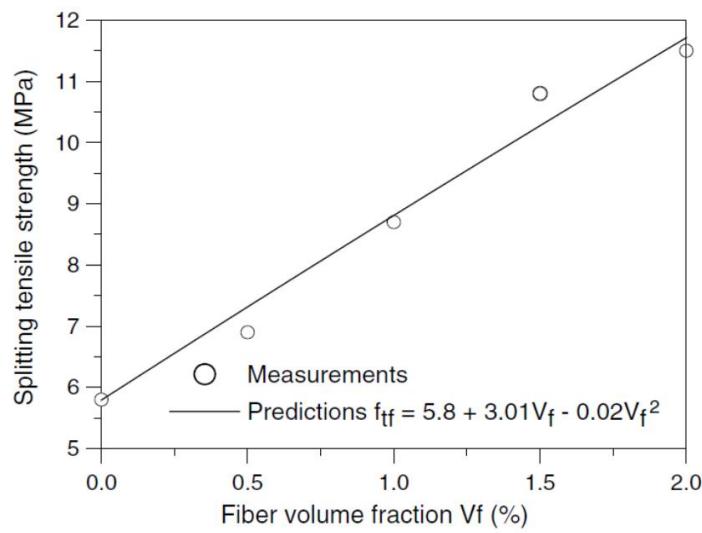


圖 2-11 不同鋼纖維體積取代率試體之劈裂強度差異[6]

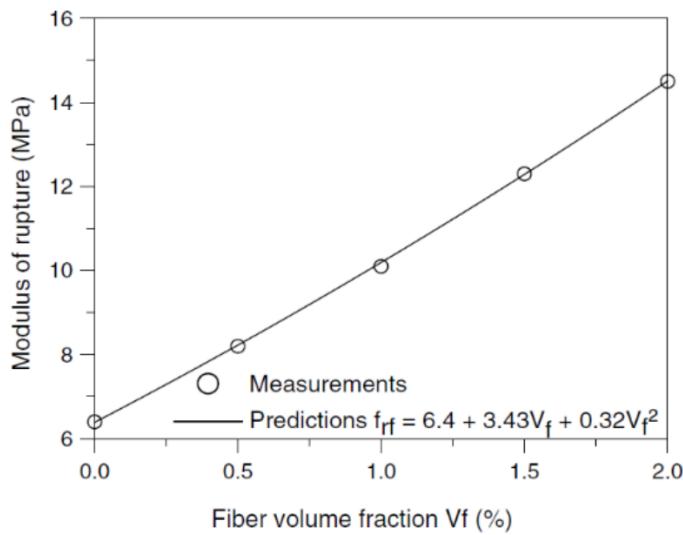


圖 2-12 不同鋼纖維體積取代率試體之破裂模數差異[6]

2.2.2 鋼纖維混凝土受直拉作用下之力學行為

Naaman [7]進行鋼纖維混凝土之抗拉實驗，由圖 2-13 所示，曲線 A 表一般混凝土受直拉作用下，在產生初始裂縫後，裂縫會快速開裂並讓試體的抗拉強度下降進而導致脆性破壞；再者曲線 B 則表普通鋼纖維混凝土，試體之極限抗拉強度同樣出現在第一條裂縫產生時，但和一般混凝土不相同的是，在強度下降後一般鋼纖維混凝土展現出應變軟化的現象，表示其韌性較佳，能在達極限強度後承受一定的拉力應變；而曲線 C 則為應變硬化鋼纖維混凝土，一樣是在第一條裂縫產生時，



試體會因鋼纖維之橋接效應，使得試體強度得以持續提高，展現出應變硬化的現象，並進一步發展出試體的極限抗拉強度，相對於前兩者的開裂強度更高，同樣在極限抗拉強度點後會出現應變軟化的現象。

圖 2-14 則說明應變軟化及應變硬化鋼纖維混凝土之差異性，圖中(a)為一般鋼纖維混凝土，(b)則為應變硬化鋼纖維混凝土，最主要的差異是出現在 AB 段間，(b)圖相較於(a)圖有明顯的應變硬化以及多重裂縫發展的階段，並且(b)圖在 AB 段持續顯現出強度上升的趨勢，但兩者在 BC 段的行為皆是應變軟化行為。

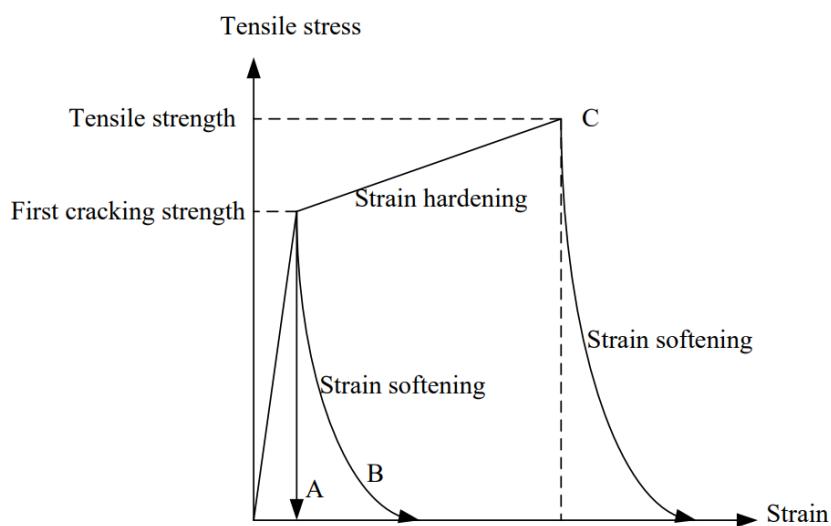


圖 2-13 鋼纖維混凝土受直拉作用下之行為[7]

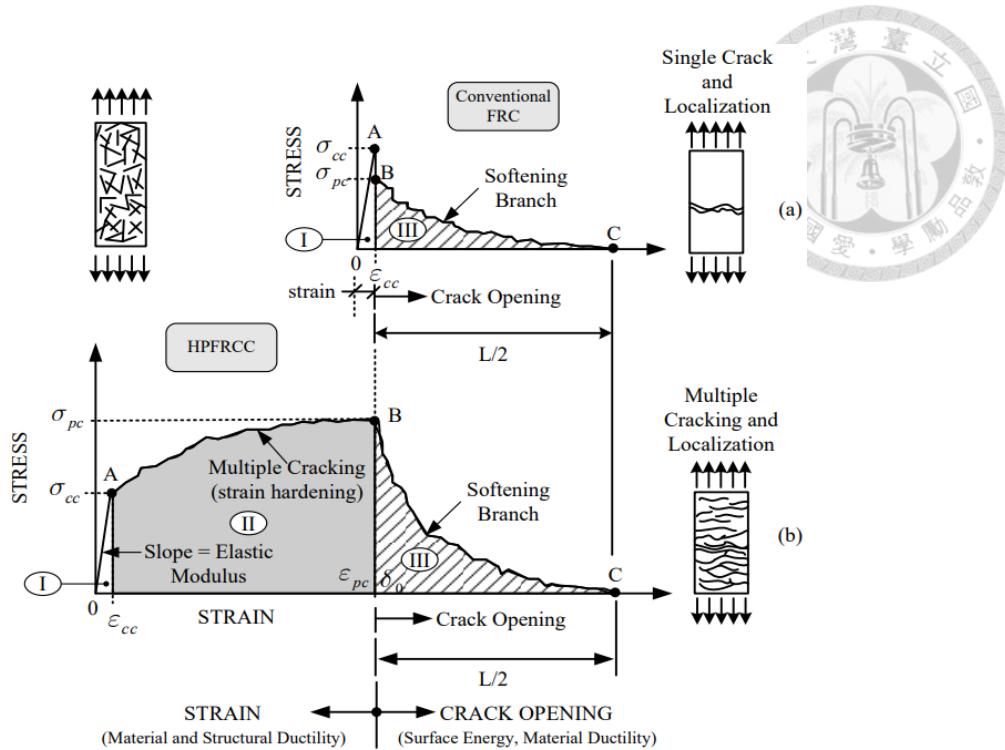


圖 2-14 鋼纖維混凝土之應變硬化與應變軟化行為[7]

Fantilli *et al.*[8]提出鋼纖維於混凝土中，假設其為三維隨機分布，且開裂面均為圓形切面，考慮純混凝土之極限抗拉強度、水泥砂漿對鋼纖維的握裹強度、鋼纖維種類以及其含量之初始開裂強度預測式 2-1：

$$\sigma_{cc} = \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \tau V_f (L_f / d_f) \quad \text{式 2-1}$$

其中，

σ_{cc} ：鋼纖維混凝土開裂強度

σ_{mu} ：混凝土漿體極限抗拉強度

V_f ：鋼纖維體積取代率

α_1 ：開裂時平均鍵結強度係數（一般取 0.1）

α_2 ：未開裂時鋼纖維分布影響係數 ($1D = 1$, $2D = \frac{2}{\pi}$, $3D = 0.5$)

α_3 ：鋼纖維與砂漿鍵結強度折減係數（一般取 1）

τ ：水泥漿體對鋼纖維之平均握裹強度

L_f ：鋼纖維長度



d_f ：鋼纖維直徑

對後開裂的強度作者也提出了預測式 2-2 及 2-3，並假設為：

1. 鋼纖維之破壞模式為拉拔破壞
2. 混凝土裂縫斷面上之水泥砂漿分布情形可忽略
3. 裂縫垂直於拉伸應力方向混凝土
4. 開裂後僅有鋼纖維與水泥砂漿間之拉拔力提供抗拉強度

$$\sigma_{pc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_5 \tau V_f (L_f / d_f) \quad \text{式 2-2}$$

$$\lambda_2 = 4\alpha_2 \lambda_4 \quad \text{式 2-3}$$

其中，

σ_{pc} ：鋼纖維混凝土極限抗拉強度

λ_1 ：鋼纖維埋入長度較淺段與原長度比值（建議值為 0.25）

λ_2 ：鋼纖維分布對拉拔行為之影響係數

λ_3 ：握裹強度與鋼纖維含量之群組折減係數（一般取 0.75）

λ_4 ：考慮拉拔作用角度之最大拉拔強度期望比值（一般取 1）

λ_5 ：鋼纖維埋入角度之折減係數 ($1D = 1$, $3D = 0.8$)

2.2.3 等效握裹強度

鋼纖維之握裹強度即為鋼纖維與混凝土砂漿間之握裹行為，其由兩者間之化學黏合力、支承力、摩擦力提供握裹力，便以等效握裹強度表示此握裹力。鋼纖維於混凝土開裂時會發揮其橋接效應，若鋼纖維每單位長度之拉拔力為定值，則拉拔力與位移之曲線如圖 2-15 所示，其中圖 2-15(a)至圖 2-15(b)為真實拉拔力曲線以曲線下面積相等之方式簡化而成，圖 2-15(c)則為等效握裹應力與位移之關係，而鋼纖維之總拉拔能可以式 2-4 計算，並移項得出等效握裹強度 τ_{eq} 之計算式(式 2-5)。



$$E_{pullout} = \frac{P\Delta}{2} = \frac{(\pi d_f \tau_{eq} \frac{L_f}{2}) \frac{L_f}{2}}{2} = \frac{\pi d_f L_f^2}{8}$$

$$\tau_{eq} = \frac{8E_{pullout}}{\pi d_f L_f^2}$$

其中，

$E_{pullout}$ ：鋼纖維總拉拔能

P ：鋼纖維拉拔強度

Δ ：鋼纖維受拉拔長度

τ_{eq} ：等效握裹強度

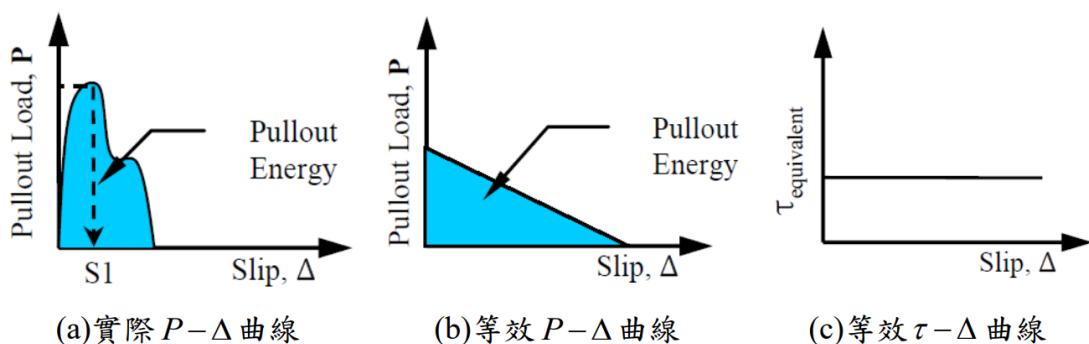


圖 2-15 鋼纖維拉拔力與位移曲線[9]

2.3 鋼纖維混凝土梁之力學行為

2.3.1 鋼纖維混凝土梁之撓曲強度

吳勇福[10]根據高強度鋼纖維混凝土之圓柱實驗之結果，發現大多圓柱試體在極限強度時之應變都能大於 0.003，故以 0.004 當作鋼纖維混凝土梁之極限應變，



並且將計算混凝土撓曲強度之矩形應力塊之參數 α_1 與 β_1 ，分別將兩者修正為 0.85

與 0.715，並以鋼纖維混凝土開裂後之拉力強度 f_{pc} 來計算撓曲強度。其中 f_{pc} 計算方式與 2.2.2 節介紹之 σ_{pc} 一致，差別為使用鋼纖維等效握裹強度 τ_{eq} 取代平均握裹強度 τ ，其式如下：

$$f_{pc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \frac{L_f}{d_f} V_f \tau_{eq} \quad \text{式 2-6}$$

接著透過鋼纖維混凝土梁之力平衡求得計算撓曲強度，其方式如下，首先以式 2-7 求得中性軸 c 後，檢驗鋼筋是否降伏，若降伏則使用式 2-8 再次計算新的中性軸 c ，最後代入式 2-9 便可得此鋼纖維混凝土梁之最大可承受彎矩 M

$$\sum F_x = 0 ; b\alpha_1 f_c \beta_1 c = f_{pc} b(h-c) + 0.004 \frac{d-c}{c} E_s A_s \quad \text{式 2-7}$$

$$\sum F_x = 0 ; b\alpha_1 f_c \beta_1 c = f_{pc} b(h-c) + f_y A_s \quad \text{式 2-8}$$

$$M = f_{pc} b(h-c) \left(\frac{h+c-a}{2} \right) + f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{式 2-9}$$

2.3.2 鋼纖維混凝土梁之剪力強度

林安理[11]以過去數據分析後發現在混凝土梁之剪力強度中，提升鋼筋所貢獻之剪力強度比重後，會更貼合實際情形，因此將式 2-10 調整並建議為式 2-11。

$$v_u = (0.16 \sqrt{f_c} + 17.2 \rho \frac{d}{a}) F_{eff} \quad \text{式 2-10}$$

$$v_u = (0.15 \sqrt{f_c} + 70 \rho \frac{d}{a}) F_{eff} \quad \text{式 2-11}$$

$$F_{eff} = 1 + \frac{F_{po}}{0.7 \sqrt{f_c}} \quad \text{式 2-12}$$



$$F_{po} = V_f \frac{L_f}{d_f} \tau_{eq}$$

其中，

ν_u ：鋼纖維混凝土梁剪力強度

ρ ：拉力鋼筋比

d ：有效深度

a ：加載處至支承最小距離

F_{eff} ：鋼纖維效益參數

F_{po} ：鋼纖維拉拔參數

F_{po} 表示鋼纖維在混凝土中可承受之拉拔力，為傳統纖維參數與握裹力相乘後之結果來描述混凝土與鋼纖維間之握裹行為，但以過去文獻中可以得出 V_f 值若是超過 1.5% 後，對於承受拉拔力的提升並不大，因此在 F_{po} 中 V_f 紿定一上限值 0.015， F_{eff} 則表示鋼纖維對提升混凝土梁之剪力強度效益，以普通混凝土與鋼纖維混凝土進行比較得出之趨勢。本小節之剪力強度預測式主要針對剪跨比 2.5 至 5.5 之間之混凝土梁進行設計，不適用於短梁之剪力強度。



2.4 鋼筋混凝土之握裹機制

鋼筋與混凝土間握裹性質是兩者因摩擦力以及連結力互鎖之行為，是一重要之力學關係，兩者的握裹強度、伸展長度、轉換長度以及錨定長度都是因其握裹性質主導，一般將握裹性質以握裹應力的方式表現，用以描述鋼筋與混凝土間的平均剪應力。當鋼筋混凝土承受一靜力，混凝土會承受壓力同時鋼筋承受拉力，此時需要鋼筋與混凝土材料之間的握裹力才能讓鋼筋免於被拉拔出混凝土，若兩者間之握裹強度不足時，便會發生鋼筋滑動，進而使混凝土保護層言鋼筋方向劈裂，甚至將鋼筋從混凝土中被拉拔出。

鋼筋握裹強度是指鋼筋在混凝土中埋置之握裹長度下所發展出之強度，假設握裹應力為均勻分布在握裹段之鋼筋，可得出式 2-14，該式即為鋼筋錨定握裹強度。未避免鋼筋在發展出較高之應力時，周圍混凝土保護層劈裂，故需增加其握裹長度，使得握裹應力降低，以保護混凝土不會受到過大之握裹應力，由於一般混凝土構件中，常常會遇到空間不足之情形，因此會採用彎鈎鋼筋或是擴頭鋼筋，如此以達到鋼筋伸展長度之需求。

$$u = \frac{A_b \times f_s}{\pi \times d_b \times L_d} = \frac{\frac{\pi d_b^2}{4} \times f_s}{\pi \times d_b \times L_d} = \frac{f_s d_b}{4 L_d} \quad \text{式 2-14}$$

其中

u ：混凝土與鋼筋間握裹應力

A_b ：鋼筋斷面積

f_s ：鋼筋欲發展之應力

d_b ：鋼筋直徑



L_d ：鋼筋直線拉力伸展長度

因此在鋼筋混凝土構件中，了解鋼筋與混凝土材料間力量傳遞是最佳化設計的關鍵之一，兩者間的握裹力主要可以分為下列三項(圖 2-16)：

1. 鋼筋與混凝土間之化學黏結力(Chemical adhesion force)。
2. 鋼筋表面粗糙度以及鋼筋滑動時與混凝土形成之摩擦力(Friction force)。
3. 鋼筋與混凝土間之支承力(Bearing force)。

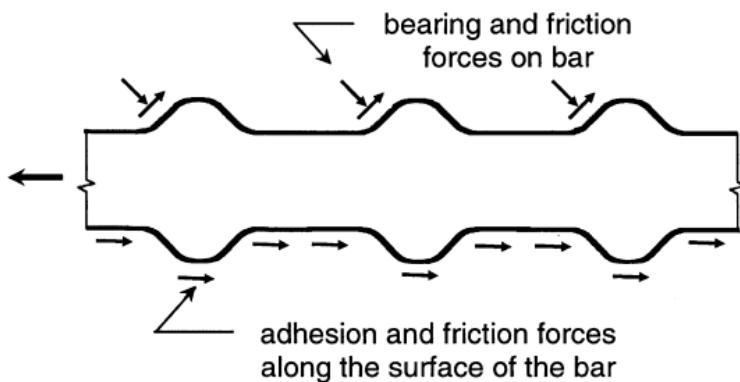


圖 2-16 鋼筋與混凝土材料間之握裹力[12]

鋼筋在初始滑動後，與混凝土材料間之化學黏結力便會消失，鋼筋變形與混凝土間之摩擦力會抵抗載重，隨著鋼筋滑動增加，鋼筋的摩擦力會減少，此時鋼筋與周圍混凝土的接觸面之支承力則作為主要的傳力機制。

鋼筋表面支承力可由混凝土接觸面形成支承面積以及剪力面積，由這兩種面積分為壓應力與剪應力進行平衡(圖 2-17)，由此得出水平力與垂直力兩個分量，其中水平分量為平行於鋼筋之軸向力，鋼筋之節高或節距影響其剪力面積之大小，在剪力面積不足之情況下，混凝土會因鋼筋軸向力作用下被擠碎，即形成剪力破壞，造成握裹失效並使鋼筋滑動，導致拉拔破壞；垂直分量則為鋼筋斷面方向之環向勁向力，當混凝土與鋼筋之接觸面無法承受此壓力時，便會隨著鋼筋周圍開始向外劈裂，進而導致劈裂破壞。

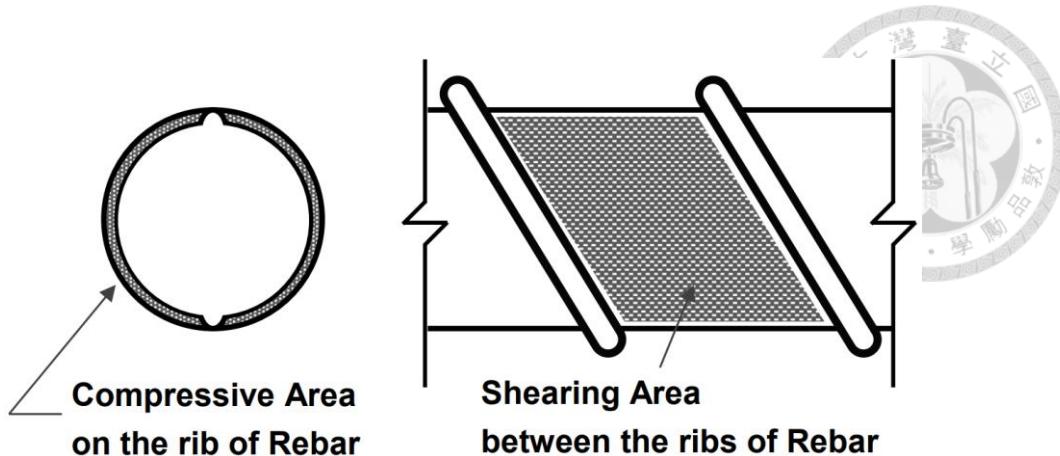


圖 2-17 鋼筋節理楔形作用之承壓範圍[12]

而鋼筋之握裹破壞模式可以分為下列二種

1. 拉拔破壞：

拉拔破壞是當構件結構中混凝土保護層過大、圍束箍筋間距較密集時，此時混凝土因具備較強的圍束能力，而使其不易開裂，此時鋼筋周圍之混凝土便會因鋼筋表面幾何性質擠壓而造成剪力破壞，並讓鋼筋與混凝土間之支承力消失，僅由摩擦力維持兩者間之握裹力量，使握裹性能下降，隨著鋼筋承受之外力增加，導致鋼筋與混凝土間之接觸面逐漸變為光滑，而鋼筋滑移量快速增加，最終形成鋼筋拉拔破壞，如圖 2-18 所示。

2. 劈裂破壞：

劈裂破壞則與拉拔破壞發生之因素相反，當保護層厚度小或圍束箍筋間距較大時，混凝土在較弱的圍束能力下因無法抵抗鋼筋之支承力時而逐漸開裂，此時，該徑向裂縫會從鋼筋周遭逐漸延伸至混凝土表面，使混凝土表面延鋼筋縱向方向劈裂，最終形成混凝土劈裂破壞，如圖 2-19 所示。

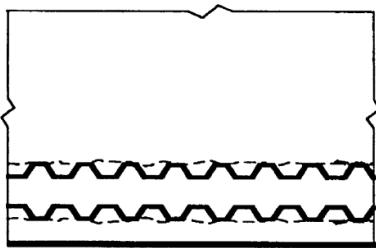


圖 2-18 握裹拉拔破壞示意圖[12]

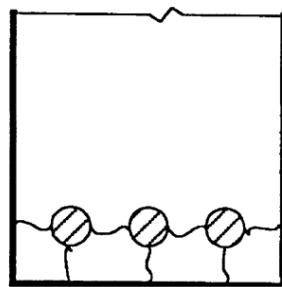


圖 2-19 握裹劈裂破壞示意圖[12]



2.5 影響握裹性能之因子

根據研究顯示，影響握裹性能之因素眾多，鋼纖維混凝土更是尚未完整了解可能影響之參數。其中可分為四類：試體結構性質、鋼筋性質、混凝土性質、實驗類型等等都與伸展長度息息相關。本節將逐一介紹這些影響因子，討論其如何影響握裹性能之發展。首先可以先將這些影響因子分為四大類：

1. 試體結構性質：試題結構性質包括混凝土保護層、箍筋間距、鋼筋之伸展或錨定長度、鋼筋位置以及鋼筋搭接長度。
2. 鋼筋性質：鋼筋性質包括鋼筋號數、鋼筋降伏強度、鋼筋表面幾何性質等等。
3. 混凝土性質：混凝土性質包括混凝土抗壓強度、抗拉強度及韌性、粒料種類、鋼纖維含量、工作性與流動性、以及澆置方式等等。
4. 實驗類型：實驗類型包括實驗方式、加載速率、加載方向、握裹失效模式。

以下將根據 ACI Committee 408[12]介紹有關本研究之設計參數：

拉拔強度和斷裂能：當無配置箍筋時，破壞模式通常會是混凝土之劈裂破壞，此時最大握裹強度會是混凝土之拉拔強度與斷裂能 G_f 主控，因此若混凝土擁有較高斷裂能，即便拉拔強度相同也會有更強的握裹強度，此性質在使用纖維時也同樣會出現。



横向箍筋：横向箍筋主要是通過圍束作用限制裂縫的發展，從而增加使握裹失效所需之握裹力，然而，根據 Orangun, Jirsa and Breen [13]所提及當握裹破壞模式因横向箍筋增加，從劈裂破壞轉變成拉拔破壞時，此時，即使設計更多之圍束箍筋，也無法使握裹強度提升。另外，依據 Azizinamini, Chisala and Ghosh [14]中，横向箍筋在握裹失效時很少達到降伏強度，因此横向箍筋的降伏強度 f_{yt} 對握裹強度之貢獻並不大。

鋼筋直徑：鋼筋直徑對於握裹強度之影響可總結成以下兩點：(1)雖然較大直徑之鋼筋需要更大的力量使握裹失效，但其握裹強度提升相較鋼筋直徑提升較少，因此較大直徑之鋼筋需要更長的埋入深度來充分發揮設計之握裹應力，所以使用較多之小直徑鋼筋會比使用較少之大直徑鋼筋更為理想。(2)較大直徑之鋼筋更適合使用較密集之圍束箍筋提高握裹應力。這是因為當較大尺寸之鋼筋滑移時，會在横向箍筋產生較大應變與應力，以提供更好的圍束效果。

鋼筋表面幾何性質：Darwin and Graham [15]、Hamad [16]、Zuo and Darwin [17]都提及當使用更高之相對節面積的鋼筋時($0.1 \leq R_r \approx \frac{h_r}{s_r} \leq 0.14$ ， h_r 為鋼筋平均節高， s_r 為鋼筋平均節距)能提高握裹強度，無論是在拉出實驗或梁構件實驗，相較於傳統鋼筋，當使用 R_r 值較大的鋼筋時，握裹強度能增加高達 25%。

鋼筋降伏強度：設計鋼筋之伸展長度時，一般是指鋼筋於混凝土中須發揮至目標強度下所需之埋入長度，並以此埋入長度可提供之握裹應力足以抵抗其強度，而此目標強度通常皆視為至少須達鋼筋之降伏強度，因此，一般進行鋼筋伸展長度之設計時，會以鋼筋之降伏強度進行伸展長度的計算。

混凝土抗壓強度：以 ACI318 與 AASHTO 為例，握裹強度通常是以混凝土抗壓強度之平方根作為影響因子，而 Darwin *et al.* [18]對一個大型國際數據庫進行分析顯示， $f_c^{1/4}$ 能更好的表示抗壓強度與現有數據之伸展或搭接長度(混凝土抗壓強



度從 3000psi 至 16000psi)貼合；另外若是有配置圍束箍筋的情況 $f_c^{3/4}$ 則更適合作為混凝土抗壓強度之影響因子。

鋼纖維：一般來說，添加鋼纖維於混凝土可以提升混凝土抵抗開裂之性能，鋼纖維的橋接效應可以在混凝土開裂時轉移一些拉應力，因此，鋼纖維能提供混凝土更高的斷裂能以及更好的圍束性能。在混凝土發生裂縫時，外力會部分轉移至鋼纖維上，使載重於混凝土和鋼纖維之間重分配，能有效防止混凝土開裂，隨著載重增加，則會出現更多的裂縫，直到不再有新的裂縫後，鋼纖維就會被拉拔破壞。而鋼筋與混凝土之間的握裹強度若是在沒有橫向箍筋配置時，通常在劈裂破壞發生時之握裹強度主要是依混凝土的抗拉強度主控，添加鋼纖維能顯著提高混凝土之抗拉強度，由以上可說明於混凝土中添加鋼纖維後，能夠增強鋼筋之握裹強度。

實驗類型：圖 2-20 為常見的鋼筋握裹實驗，圖 2-20(a)為鋼筋中心拉拔實驗，由於試體價格便宜且易於實驗，因此有大量研究針對其進行，但由於此實驗方式與 RC 構件實際受力情形不一，是下列四種實驗中較為不準確者，故 ACI 408.3-01 中不建議採用此種實驗方式進行握裹性能研究，而圖 2-20(b)至(d)則分別為梁端鋼筋偏心拉拔實驗、梁構件鋼筋錨定實驗及梁構建鋼筋搭接實驗，這三種實驗類型因構件會受到撓曲與剪力之影響，產生撓曲裂縫以及撓剪裂縫等等，符合一般常見 RC 受力模式，因此能從實驗中得到較為真實之握裹應力。

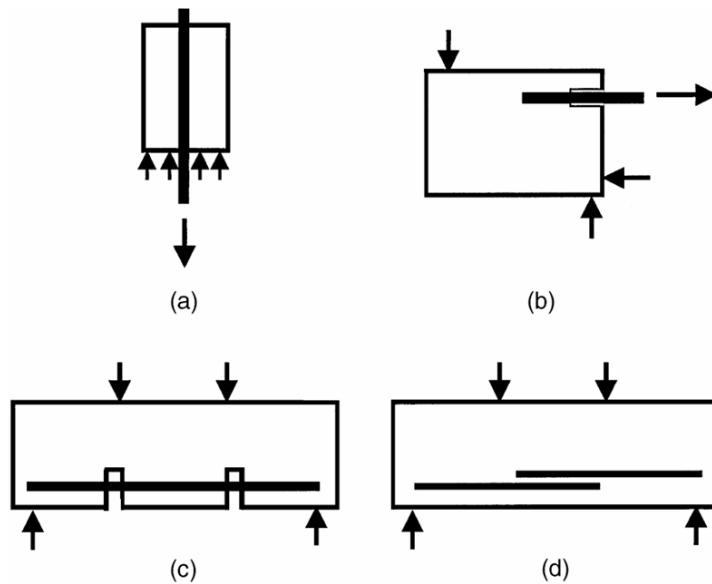


圖 2-20 握裹應力實驗方式 (a) 鋼筋拉拔實驗 (b) 梁端鋼筋偏心拉拔實驗 (c) 梁構件鋼筋錨定實驗 (d) 梁構件鋼筋搭接實驗[12]

2.6 鋼筋於普通混凝土中之直線拉力伸展長度模型

鋼筋之握裹應力與直線拉力伸展長度目前尚未有精確的理論可以完全預測其強度與所需伸展長度。但已有十分多研究及研究數據能合理且準確的預測握裹應力之發展，本章將介紹各種直線拉力伸展模型，並根據這些模型了解前述影響握裹性能之因子對握裹強度之影響程度。

2.6.1 Orangun, Jirsa, and Breen (1975, 1977)

Orangun *et al.* 於 1975 和 1977 年[13]發展出鋼筋握裹應力之握裹模型，稱 OJB 伸展長度模型，其中包含有受圍束以及無圍束之試體，其中 4 組試體為側邊澆置鋼筋，1 組為頂層澆置鋼筋，57 組為底層澆置鋼筋，共 62 組，並且根據實驗結果進行迴歸分析得出鋼筋於破壞時平均握裹應力，如式 2-15 及式 2-16，並將式 2-15 代入式 2-14 中，將握裹應力表示成鋼筋直線拉力伸展長度以方便設計，而式 2-17 中之折減因子 ϕ_{OJB} 則依據其實驗中之數據分析以及鋼筋發展置 $1.25 f_y$ 而訂定，且從式 2-14 可以發現握裹應力與鋼筋伸展長度為倒數關係，因此折減因子以 1.25 之倒



數 0.8 訂定，另外，作者為限制破壞模式為握裹劈裂破壞，限制混凝土保護層與橫向箍筋配置兩項之和不可超過 2.5(式 2-18)，其含義為若該組合超過 2.5 時，握裹破壞模式便會由劈裂破壞變成拉拔破壞，此時就算加上更多的圍束條件，也並不會提升握裹應力的發展，因此有此限制。

$$\frac{u_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{u_c + u_s}{\sqrt{f_c}} = 0.1 + 0.25 \frac{c_{\min}}{d_b} + 4.15 \frac{d_b}{L_d} + \frac{A_{tr} f_{yt}}{41.5 s n d_b} \quad \text{式 2-15}$$

$$\frac{T_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{T_c + T_s}{\sqrt{f_c}} = \frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = 0.25 \pi L_d (c_{\min} + 0.4 d_b) + 16.6 A_b + \frac{\pi L_d A_{tr} f_{yt}}{41.5 s n} \quad \text{式 2-16}$$

$$L_d = \frac{\frac{1}{\phi_{OBJ}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{f_c}} - 16.6 \right)}{\frac{1}{d_b} (c_{\min} + 0.4 d_b + \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.34 s n})} d_b \quad \text{式 2-17}$$

$$\frac{1}{d_b} (c_{\min} + 0.4 d_b + \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.34 s n}) \leq 2.5 \quad \text{式 2-18}$$

其中，

u_b 與 T_b ：鋼筋握裹總應力以及強度(MPa、N)

u_c 與 T_c ：鋼筋於無圍束之握裹應力以及強度(MPa、N)

u_s 與 T_s ：鋼筋受圍束時之握裹應力以及強度(MPa、N)

c_{\min} ：鋼筋邊緣至混凝土任一側之淨保護層與鋼筋淨間距之半三者取小值(mm)

A_{tr} ：握裹鋼筋劈裂影響之橫向圍束箍筋斷面積(mm^2)



s ：横向圍束箍筋間距(mm)

f_s ：鋼筋欲發展應力(MPa)

f_{yt} ：橫向圍束鋼筋之降伏強度(MPa)

L_d ：鋼筋直線伸展長度(mm)

ϕ_{OB} ：握裹強度折減因子，取 0.8

2.6.2 Darwin 等人 (1992, 1996)

Darwin *et al.*[19]於 1992 年重新分析 Orangun, Jirsa, and Breen[13]的數據，並提出保護層相對值(c_{\max} / c_{\min})的影響而提出式 2-19：

$$\frac{T_c}{\sqrt{f_c}} = \frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = 0.554 L_d (c_{\min} + 0.5 d_b) (0.08 \frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.92) + 24.9 A_b \quad \text{式 2-19}$$

其中，

c_{\max} ：鋼筋邊緣至混凝土任一側之淨保護層與鋼筋淨間距之半三者取大值(mm)

c_{\min} ：鋼筋邊緣至混凝土任一側之淨保護層與鋼筋淨間距之半三者取小值(mm)

Darwin 等人並於 1996 更進一步增加數據庫，總共有 133 無圍束試體以及 166 組受圍束試體，從數據中發現 $f_c^{1/4}$ 比起 $f_c^{1/2}$ 更能貼合伸展長度的模型，同時指出鋼筋相對節面積 R_r 值對於受圍束試體之握裹應力有明顯的影響，因此將握裹強度之模型改為以下式2-20。



式2-20

$$\frac{T_c + T_s}{f_c^{1/4}} = \frac{A_b f_s}{f_c^{1/4}} = [1.5L_d(c_{\min} + 0.5d_b) + 51A_b](0.1\frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.9) + \frac{53.3t_r t_d N A_{tr}}{n} + 1019$$

其中，

t_r ：鋼筋表面幾何性質影響因子， $t_r = 9.6R_r + 0.28$

t_d ：鋼筋直徑影響因子(mm)， $t_d = 0.028d_b + 0.01$

R_r ：鋼筋相對節面積比值， $R_r = h_r / s_r$

h_r ：鋼筋之節高(mm)

s_r ：鋼筋之節距(mm)

s ：握裹段內橫向圍束鋼筋之間距(mm)

N ：握裹段內橫向圍束鋼筋之數量

n ：握裹鋼筋之數量

2.6.3 Zuo and Darwin (1998, 2000)

Zuo 與 Darwin 兩人[17, 20]於 1998 與 2000 年繼續擴增握裹模型之數據庫，並增加了許多高強度混凝土($f_c' > 55 \text{ MPa}$)之樣本，其中以包括 171 個無圍束試體以及 196 個受圍束之試體，並且發現對於混凝土強度 $f_c'^{1/4}$ 與無圍束試體之分析與先前研究之結論一致，都比 $f_c'^{1/2}$ 更貼合握裹應力模型。另外 $f_c'^{3/4}$ 則更貼合受圍束試體之關聯性。由此提出鋼筋直線握裹強度預測式，如式2-21，並將此握裹強度預測式轉換成伸展長度模型，如式 2-22，而這兩式中混凝土抗壓強度上限為 110 MPa。並且



給定 $L_d / d_b \geq 16$ 以及劈裂指數 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 4.0$ ，其原因與 OJB Model 一致，皆是希望握裹破壞的模式為劈裂破壞。

$$\begin{aligned} \frac{T_c + T_s}{f_c^{1/4}} &= \frac{A_b f_s}{f_c^{1/4}} \\ &= [1.43L_d(c_{\min} + 0.5d_b) + 56.2A_b](0.1\frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.9) + (\frac{9t_r t_d N A_{tr}}{n} + 744)\sqrt{f_c} \end{aligned} \quad \text{式 2-21}$$

其中，

t_r ：鋼筋表面幾何性質影響因子， $t_r = 9.6R_r + 0.28$

t_d ：鋼筋直徑影響因子(mm)， $t_d = 0.03d_b + 0.008$

$$L_d = \frac{\frac{f_y}{\phi_{Darwin} f_c^{1/4}} - 56.2(0.1\frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.9)}{1.82(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b})} d_b \geq 16d_b \quad \text{式 2-22}$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 4.0 \quad \text{式 2-23}$$

其中，

$$c_b : c_b = (c_{\min} + 0.5d_b)(0.1\frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.9)$$

$$K_{tr} : 橫向鋼筋圍束指數(mm)，K_{tr} = \frac{6.26t_r t_d A_{tr}}{n} \sqrt{f_c}$$

ϕ_{Darwin} ：握裹強度折減因子，取 0.9



2.6.4 ACI 408.3-01

美國 ACI 408 學會[12]根據 Zuo 與 Darwin[20]的研究，結合傳統鋼筋 ($R_r = 0.07$)

以及高 R_r 值鋼筋 ($0.10 \leq R_r \leq 0.14$) 之數據，將式 2-21 以及式 2-22 優化，發表式 2-23 以及式 2-24，且鋼筋表面幾何性質影響因子 $t_r = 9.6R_r + 0.28 \leq 1.72$ 表示 R_r 不應超過 0.15，而式 2-24 中混凝土強度以及握裹鋼筋降伏強度之上限值分別為 100 MPa 以及 550 MPa，且將握裹強度折減因子由 0.9 改為 0.82。

$$L_d = \frac{\left(\frac{f_y}{\phi_{408.3-03} f_c^{1/4}} - 57.4\omega \right) \alpha \beta \lambda}{1.83 \left(\frac{c_b \omega + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \geq 16d_b \text{ or } 300 \text{ mm} \quad \text{式 2-24}$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 4.0 \quad \text{式 2-25}$$

其中，

α ：鋼筋位置修正因子，詳表 2-1 中 ψ_t

β ：鋼筋塗布條件修正因子，詳表 2-1 中 ψ_e

λ ：混凝土單位重修正因子，詳表 2-1

$$c_b = (c_{\min} + 0.5d_b), \quad \omega : \text{保護層相對比值}, \quad \omega = 0.1 \frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.9 \leq 1.25$$

$$K_{tr} = \frac{6.26 t_r t_d A_{tr}}{n} \sqrt{f_c}, \quad t_r = 9.6R_r + 0.28 \leq 1.72, \quad t_d = 0.03d_b + 0.008$$

R_r ：鋼筋相對節面積比值， $R_r = h_r / s_r$

$\phi_{408.3-03}$ ：握裹強度折減因子，取 0.82



2.6.5 ACI 318-14

美國 ACI 318 學會[21]頒布之 ACI 318-14 鋼筋直線拉力伸展模型如式 2-26，可以發現箍筋圍束指數 K_{tr} 之由 OJB Model[13] 中 $A_{tr}f_{yt}/10.34sn$ 改成 $40A_{tr}/sn$ ，其中便包含圍束箍筋之最大降伏應力約為 420 MPa 之意義，根據 Darwin *et al.*[18] 之研究，當握裹失效時，圍束箍筋大部分都不會發展至降伏應力，故設計握裹長度時不需考慮橫向箍筋之降伏強度，同時有多篇研究數據也顯示出此結果。式 2-26 中也含有混凝土單位重修正因子 λ 、鋼筋位置修正因子 ψ_t 、鋼筋塗布條件修正因子 ψ_e 、鋼筋尺寸修正因子 ψ_s ，其計算方式詳表 2-1。而式 2-26 中混凝土強度之上限值為 70 MPa，同時劈裂指數 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$ 與前述各伸展長度模型一致，都是為確保破壞模式為劈裂破壞。

$$L_d = 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \frac{\lambda \psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{式 2-26}$$

$$1.0 \leq \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad \text{式 2-27}$$

其中，

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

λ ：混凝土單位重修正因子

ψ_t ：鋼筋位置修正因子

ψ_e ：鋼筋塗布條件修正因子，註： $\psi_t \times \psi_e \leq 1.7$

ψ_s ：鋼筋尺寸修正因子



表 2-1 ACI 規範中鋼筋直線拉力伸展長度之修正因子

修正因子	條件	修正數值
混凝土單位重 λ	使用輕質骨材混凝土，但混凝土抗拉強度 f_{ct} 未知	0.75
	使用輕質骨材混凝土， f_{ct} 以知	$\frac{f_{ct}}{0.56\sqrt{f_c}} \leq 1.0$
	使用常重混凝土	1.0
鋼筋位置 ψ_t	水平鋼筋下混凝土一次澆置厚度大於 300 mm 者	1.3
	其他	1.0
鋼筋塗布條件	鋼筋塗布環氧樹脂， c_b 小於 $3d_b$ 者	1.5
	其他塗布環氧樹脂之鋼筋	1.2
	鋼筋未塗布	1.0
鋼筋尺寸修正 ψ_s	D19 或較小之鋼筋	0.8
	D22 或較大之鋼筋	1.0

2.6.6 螺紋節鋼筋於鋼筋混凝土之握裹行為研究（紀凱甯）

紀凱甯[22]進行螺紋節鋼筋之握裹研究，根據其 66 組試體進行迴歸分析，並提出對於螺紋節鋼筋之握裹強度預測模型(式 2-28)以及伸展長度模型(式 2-29)，根據數據顯示，鋼筋幾何性質 R_r 值對於螺紋節鋼筋之伸展長度具有顯著影響，但須注意此模型適用於 R_r 超過 0.17 者。而此研究還有另一發現為在劈裂指數 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$ 大於 2.5 時，握裹破壞形式仍可為劈裂破壞，但當劈裂指數增加時，螺紋節鋼筋之握裹性能並沒有相對應之提升，因此仍將劈裂指數之上限值維持 2.5。另外為確保



公式之保守性，引入 OJB Model[13]之握裹強度折減因子 $\phi_{OJB} = 0.83$ 。

$$u = 0.125(3R_r + 0.3)\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} + 5.5\right)\sqrt{f_{ca}}$$

$$L_d = \frac{A_b f_s}{\phi_{OJB} \pi d_b u} = \frac{2 f_s d_b}{3 \phi_{OJB} [(R_r + 0.1)\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} + 5.5\right)] \sqrt{f_{ca}}} \quad \text{式 2-29}$$

$$6.5 \leq \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} + 5.5 \leq 8.0 \quad \text{式 2-30}$$

2.6.7 高強度竹節鋼筋於混凝土之直線劈裂握裹行為研究（林垣謙）

林垣謙[23]進行 20 組高強度竹節鋼筋直線握裹行為實驗，針對 ACI 318-19 與 ACI 318-14 所提之鋼筋伸展長度模型比對，發現其實驗數據與 ACI 318-14 較為貼合，ACI 318-19 之模型則過於保守，並以該 20 組實驗數據和先前實驗數據結合，參考 ACI 318-14 以及紀凱甯[22]之概念，進行迴歸分析，得出式 2-31 與式 2-32，並引入 OJB Model[13]之握裹強度折減因子 $\phi_{OJB} = 0.83$ 。而從實驗結果同樣發現在劈裂指數 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$ 超過 2.5 時，破壞模式仍是劈裂破壞，且握裹強度也會提升，建議 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$ 之上限值可以上修為 4.92。

$$u = (1.6R_r + 0.1)(0.85\frac{c_b}{d_b} + 1.55\frac{K_{tr}}{d_b})\sqrt{f_{ca}} \quad \text{式 2-31}$$

$$L_d = \frac{A_b f_s}{\phi_{OJB} \pi d_b u} = \frac{5 f_s d_b}{16 \phi_{OJB} [(1.6R_r + 0.1)\left(\frac{c_b + 2K_{tr}}{d_b}\right)] \sqrt{f_{ca}}} \quad \text{式 2-32}$$



$$1.0 \leq \frac{c_b + 2K_{tr}}{d_b} \leq 4.92$$

式 2-33

2.7 鋼筋於鋼纖維混凝土中之直線拉力伸展長度模型

2.7.1 Harajli and Mabsout

Harajli 與 Mabsout[24]於 1994 年通過分析先前研究數據發現鋼纖維能夠使握
裹劈裂破壞時之延展性提升，並且握裹強度及伸展長度與鋼纖維參數 $V_f L / d_f$ 有著
線性關係，爾後，Harajli [25]根據 ACI 408 學會所提出之公式進行修正，並提出 U_f
以及 T_f 作為鋼纖維對握裹應力之貢獻，進而建議鋼纖維混凝土之直線拉力伸展長
度模型，如式 2-35。其中圍束指數 K_{tr} 則表示圍束箍筋加上鋼纖維對握裹應力之貢
獻，而從數據中發現固定鋼纖維體積取代率時，隨者保護層增加，握裹應力也會隨
之提升，如圖 2-21，因此圍束指數 K_{tr} 裡面鋼纖維項是以 $(V_f L / d_f)c_b$ 表示，而在式
2-36 中，則是分別以 $f_c^{1/4}$ 以及 $f_c^{3/4}$ 表示圍束箍筋以及鋼纖維對混凝土強度之關係。

$$\begin{aligned} \frac{A_b f_s}{f_c^{1/4}} &= \frac{T_c + T_s + T_f}{f_c^{1/4}} \\ &= \frac{T_c}{f_c^{1/4}} + (9 \frac{t_r t_d N A_{tr}}{n} + 744) \sqrt{f_c} + [0.78(V_f L / d_f)c_b] f_c^{1/4} \end{aligned} \quad \text{式 2-34}$$

$$L_d = \frac{\left(\frac{f_y}{f_c^{1/4}} - 54.54\right)}{1.77\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad \text{式 2-35}$$

$$K_{tr} = 6.26 \frac{t_r t_d A_{tr}}{sn} f_c^{1/2} + 0.55(V_f L / d_f)c_b f_c^{1/4} \quad \text{式 2-36}$$



式 2-37

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 4.0$$

其中，

$$t_r = 9.6R_r + 0.28, \quad t_d = 0.03d_b + 0.008$$

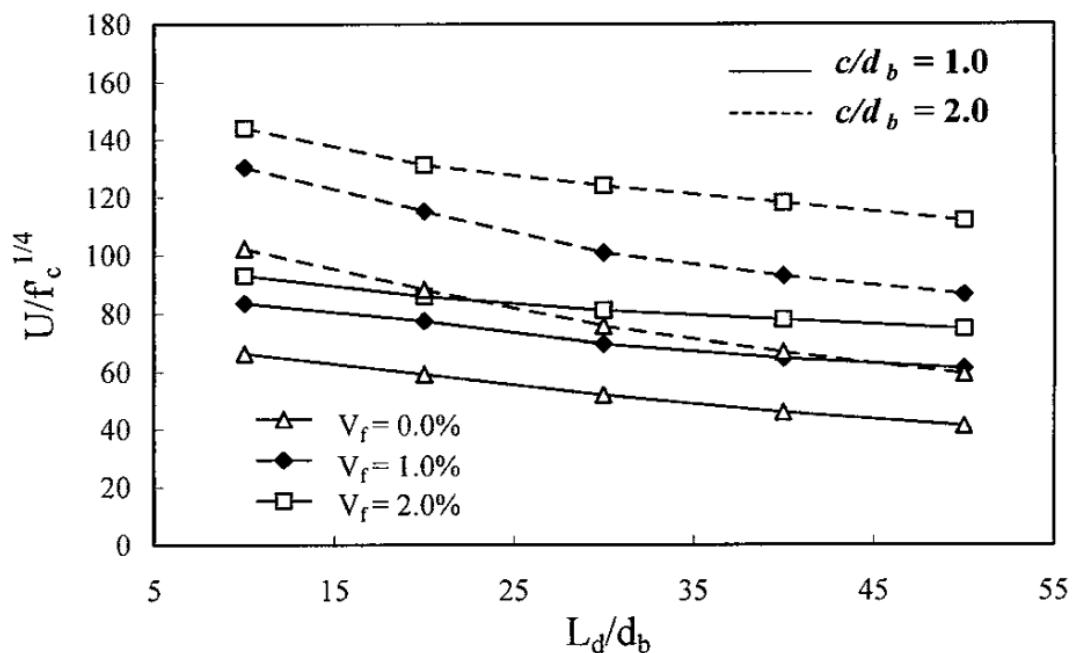


圖 2-21 鋼纖維對握裹應力之影響[25]



2.7.2 Harajli, hamad, and Karam

Harajli *et al.*[26]於 2002 年建議一鋼纖維混凝土握裹應力與滑移關係之模型，如圖 2-22，曲線上升段(pullout bond failure)之預測式如式 2-38

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right) 0.3 \quad \text{if } 0 \leq s \leq s_1 \quad \text{式 2-38}$$

其中，

$$\tau_{\max} = 2.57 \sqrt{f_c} , \quad s_1 = 0.15c_0 , \quad s_2 = 0.35c_0 , \quad s_3 = c_0$$

c_0 ：鋼筋淨間距

$$\tau_f = 0.35\tau_{\max}$$

若缺少鋼筋幾何性質，則 $s_1 = 1.5 \text{ mm}$ ， $s_2 = 3.5 \text{ mm}$ ， $s_3 = 10 \text{ mm}$

而握裹劈裂破壞(splitting bond failure)之握裹強度預測則如式 2-39 式 2-40 以及式 2-41：

$$\tau_{splitting} = c_f (0.75 \sqrt{f_c} (c / d_b)^{2/3}) \leq \tau_{\max} \quad \text{式 2-39}$$

其中，

$$c_f = 1.0 \text{ for } V_f L / d_f \leq 0.25 ; \quad c_f = 1 + 0.34 \sqrt{V_f L / d_f + 0.25} \text{ for } V_f L / d_f > 0.25$$

$$s_{splitting} = s_1 e^{1.8[(\tau_{splitting} / \tau_{\max})^i - 1]} \quad \text{式 2-40}$$

$$\tau_{ps} = [0.33 + 0.37(c / d_b)(V_f L / d_f)] \sqrt{f_c} \leq \tau_{splitting} \quad \text{式 2-41}$$

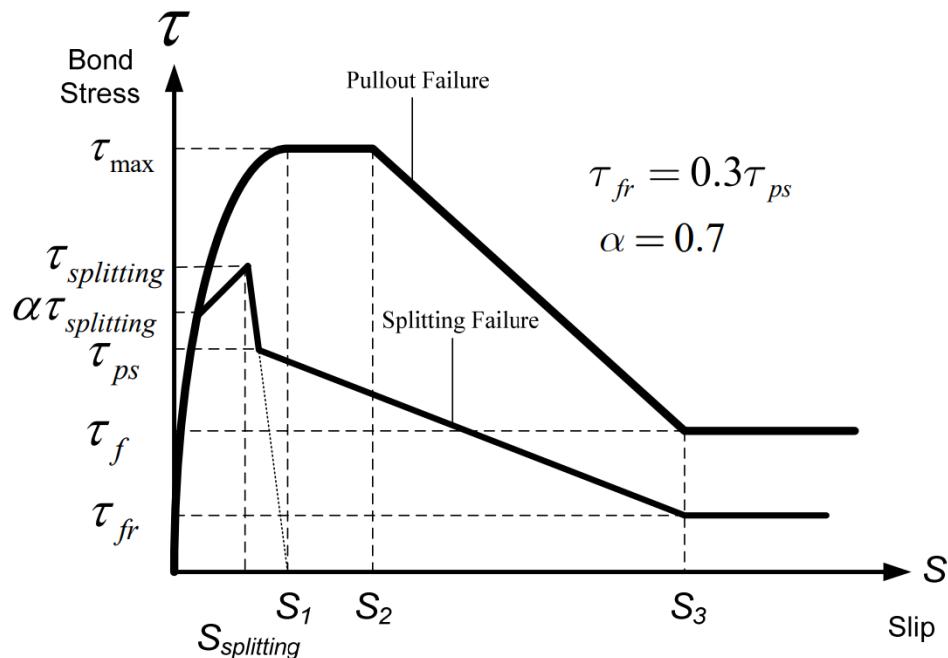


圖 2-22 鋼纖維混凝土之鋼筋握裹應力與滑移關係圖[26]

2.8 擴頭鋼筋錨定長度之規範

傳統之直線伸展鋼筋時常因所需伸展長度較長，考慮到構件尺寸，必須提高鋼筋使用量，又或是因滿足其伸展長度和錨定長度之需求，使得構件內部鋼筋排列緊密，不僅影響施工品質，更不易於灌漿施作，而使用擴頭鋼筋不失為一個有效解決此問題的方法，因擴頭鋼筋能縮短錨定長度以及減少鋼筋使用量，亦可以達到施工方便之目的，此節將透過 ACI 318-14[21] 中對於擴頭鋼筋之規範，由破壞模式以及錨定長度兩個方面分別介紹擴頭鋼筋與混凝土間之關係。

2.8.1 破壞模式

ACI 318-14[21] 中提及，進行擴頭鋼筋之設計時，會參考錨栓之破壞模式，而圖 2-23 中標示出本研究所可能發生之破壞模式有三種：

(a)鋼筋破壞：會發生於鋼筋與混凝土間之握裹應力以及混凝土拉破強度皆高



於鋼筋本身之材料強度，使得實驗之最大應力只能發展到鋼筋之抗拉強度。

(b)拔出破壞：發生於鋼筋與混凝土間之握裹應力不足混凝土拉破強度，導致鋼筋失去握裹力而拔出，此種情況可能發生於錨定長度不足時。

(c)脹破：由於本研究採用擴頭鋼筋握裹偏心拉拔實驗，因此若握裹破壞時維混凝土破壞主控，其發生情況應如脹破所示，當達實驗最大握裹應力，此時拉力已超過混凝土之拉破強度，混凝土便會產生脹破之破壞模式。

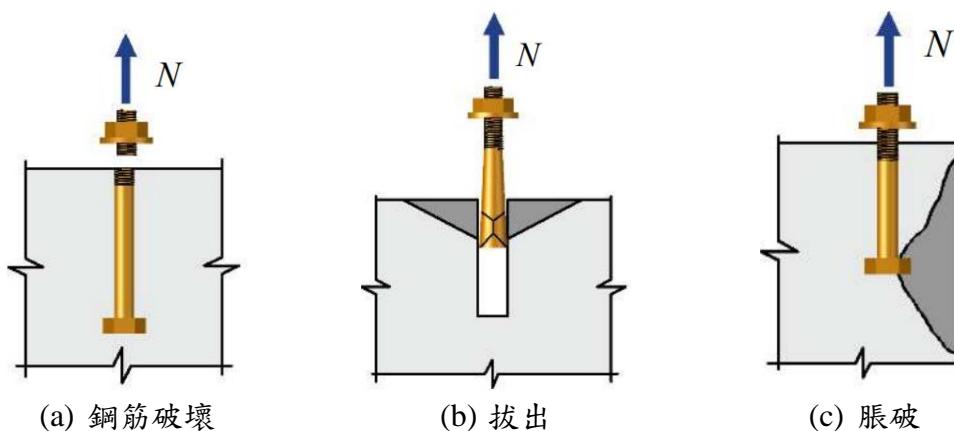


圖 2-23 擴頭鋼筋破壞模式[27]

2.8.2 錨定長度

ACI 318-14 規範[21]中，對於擴頭鋼筋之錨定長度設計如式 2-42，此設計公式

$$L_{dt} = 0.19 \frac{\psi_e f_y}{\sqrt{f_c}} d_b \geq 8d_b \text{ or } 150 \text{ mm} \quad \text{式 2-42}$$

其中，

L_{dt} ：擴頭鋼筋受拉伸展長度(mm)

ψ_e ：鋼筋塗布條件修正因子，塗布環氧樹脂時 $\psi_e = 1.2$ ，其餘為 1



2.8.3 混凝土拉破強度

ACI 318-14 規範中提及，埋置單根錨栓時混凝土拉破強度計算式如式 2-43。

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad \text{式 2-43}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{式 2-44}$$

其中

N_{cb} ：錨栓之混凝土拉破強度(N)

N_b ：單根錨栓基本拉破強度(N)，預埋式錨栓之 $k_c = 14.6$

h_{ef} ：錨栓有效埋設深度(mm)

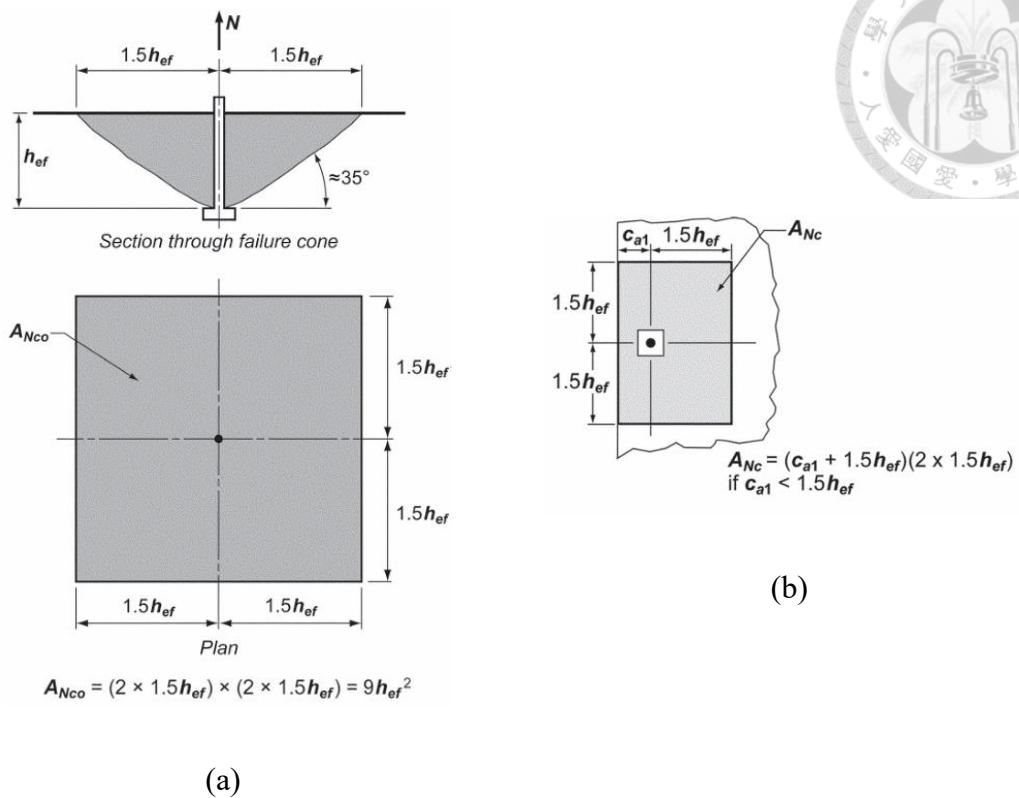
A_{Nco} ：單根錨栓最大投影面積，其計算如圖 2-24(a)

A_{Nc} ：單根錨栓偏心埋置投影面積(符合本研究配置方式)，其計算如圖 2-24(b)

$\psi_{ed,N}$ ：拉破邊距效應修正因數， $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ 時， $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$

$\psi_{c,N}$ ：拉破之開裂修正因數，預埋式錨栓此值為 1.25，後置式錨栓則為 1.4

$\psi_{cp,N}$ ：拉破之劈裂修正因數， $c_{a,min} < c_{ac}$ 時， $\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}$ ，其餘為 1



(a)

圖 2-24 (a) A_{Nco} 計算及(b)單根錨栓 A_{Nc} 計算[21]

2.8.4 鋼纖維混凝土拉破強度

Tóth [28]根據先前研究之 62 組單根錨栓和錨栓群於普通混凝土和鋼纖維混凝土中之拉拔和剪力載重實驗，發現鋼纖維對延展性效益以及對裂縫的橋接效應能有效提升錨定行為，且對此 62 組實驗結果進行回歸，並在式 2-43 之基礎下給出了鋼纖維之修正因子 γ_{fiber} ，意即鋼纖維混凝土之拉破強度應為普通混凝土之拉破強度 N_{cb} 乘上 γ_{fiber} ，如式 2-45，爾後，Kocur [29]繼續透過以往鋼纖維拉破強度之研究進行回歸分析如圖 2-25，不僅修正了 γ_{fiber} 的計算式，更提高了鋼纖維修正因子 γ_{fiber} 之上限值，如式 2-46。

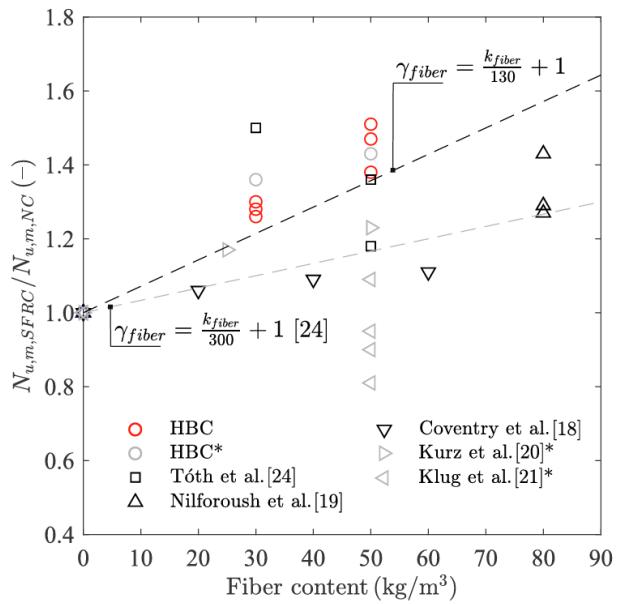


圖 2-25 鋼纖維含量對混凝土拉破強度之影響[29]

$$\gamma_{fiber} = \frac{k_{fiber}}{300} + 1 < 1.25 \quad \text{式 2-45}$$

$$\gamma_{fiber} = \frac{k_{fiber}}{130} + 1 < 1.6 \quad \text{式 2-46}$$

其中，

γ_{fiber} : 鋼纖維修正因子

k_{fiber} : 鋼纖維含量(kg/m^3)

第三章、實驗計畫



3.1 實驗設計

3.1.1 試體設計

本研究實驗類型為梁端偏心拉拔實驗，此種類型之實驗可模擬真實情況下梁受彎矩以及剪力時，鋼筋發展其握裹應力之情形。本研究共有 24 組梁試體，試體尺寸一致為寬度 180 mm，高度 450 mm，深度 1400 mm(圖 3-1 所示)，試體代號分別為：「F42ND、F42S150D、F42S75D、F49ND、F49S150D、F49S75D、F55ND、F55S150D、F55S75D、F69ND、F69S150D、F69S75D、F42NDT、F42S150DT、F42S75DT、F49NDT、F49S150DT、F49S75DT、F55NDT、F55S150DT、F55S75DT、F69NDT、F69S150DT、F69S75DT」，其中，F42、F49、F55、F69 分別代表握裹鋼筋降伏強度為 420MPa、490MPa、550MPa、690MPa，N 表示握裹段無配置箍筋，S150、S75 則代表握裹段配置之箍筋間距 150 mm、75 mm，D 為直線鋼筋，DT 則為擴頭鋼筋。

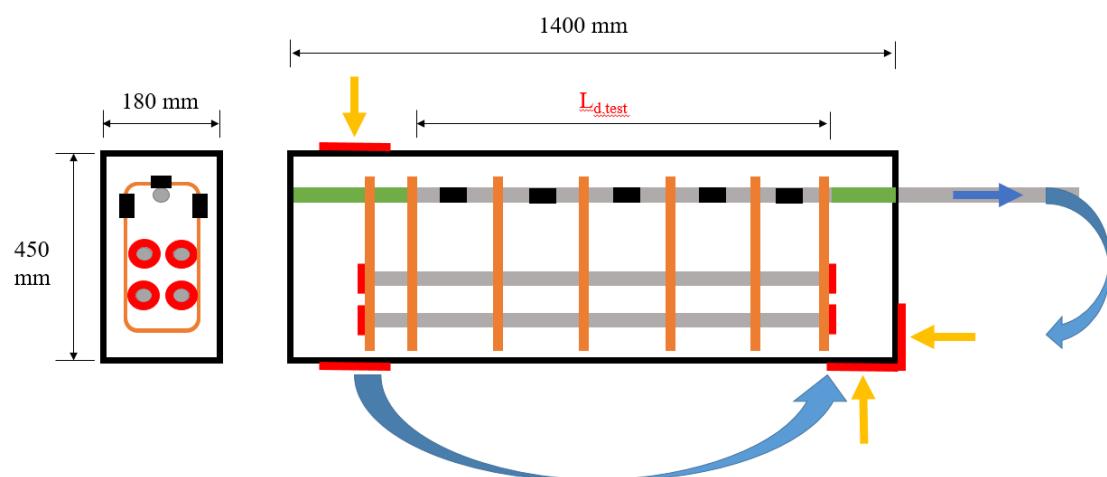


圖 3-1 握裹試體設計規劃

圖 3-1 中，各試體之握裹鋼筋前後兩端皆配置 PVC 管，試體前方受拉段之 PVC 管除可隔絕管內鋼筋與混凝土發生握裹機制外，亦可防止該處鋼筋受拉形成

混凝土之錐狀破壞，後方自由段 PVC 管則是利於調整鋼筋握裹長度。

本研究試體皆採用美國 ACI 318-14 設計鋼筋直線握裹長度，且鋼筋號數皆為 11 號鋼筋(D36)，試體設計參數有握裹鋼筋之降伏強度 f_y (四種：420MPa、490MPa、550MPa、690MPa)、箍筋間距 s (三種：無配置箍筋、150 mm、75 mm)、混凝土劈裂指數 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$ (三種：2.22、3.16、4.10)，並分別以 L_d 表示配置直線鋼筋之鋼筋伸展長度，而 L_{dt} 表示配置擴頭鋼筋之錨定長度。固定之設計參數為混凝土強度 f_c' (70MPa)，握裹鋼筋中心至混凝土側邊保護層厚度 $c_{b,side}$ (90mm)，握裹鋼筋中心至混凝土頂面保護層厚度 $c_{b,top}$ (80mm)，鋼纖維體積取代率 V_f (1.5%)。本研究採用握裹鋼筋分別為 D36 之 SD420、SD550 一般竹節鋼筋、D36 之 SD490 鑽石形鋼筋以及 D36 之 SD690 螺紋節鋼筋，橫向圍束箍筋則使用 D13 之 SD420 鋼筋，除握裹鋼筋外設計 4 支擴頭鋼筋以確保實驗過程中混凝土梁不會因彎矩與剪力破壞，混凝土梁之彎矩強度與剪力強度之計算方式詳 2.3 節。下表 3-1 與表 3-2 為試體設計參數表。值得一提的是在直線鋼筋中，所埋置長度為 ACI318-14 設計長度之一半，用意為使鋼筋握裹應力之發展不易超過鋼筋降伏強度；另外在擴頭鋼筋中，所埋置長度為規範中規定之 8db。

表 3-1 直線鋼筋伸展長度設計參數表

Specimen	d_b (mm)	R_r	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{yt} (MPa)	$c_{b,side}$ (mm)	$c_{b,top}$ (mm)	s (mm)	$(c_b+K_{tr})/d_b$	L_d (mm)	L_{d_test} (mm)
F42ND	36	0.10	70	420	420	80	90	0	2.22	951	550
F42S150D	36	0.10	70	420	420	80	90	150	3.16	669	450
F42S75D	36	0.10	70	420	420	80	90	75	4.10	516	375
F49ND	36	0.08	70	490	420	80	90	0	2.22	1110	550
F49S150D	36	0.10	70	490	420	80	90	150	3.16	780	450
F49S75D	36	0.09	70	490	420	80	90	75	4.10	602	375
F55ND	36	0.09	70	550	420	80	90	0	2.22	1433	550
F55S150D	36	0.09	70	550	420	80	90	150	3.16	1007	450
F55S75D	36	0.08	70	550	420	80	90	75	4.10	777	375
F69ND	36	0.17	70	690	420	80	90	0	2.22	2032	800
F69S150D	36	0.16	70	690	420	80	90	150	3.16	1429	600
F69S75D	36	0.16	70	690	420	80	90	75	4.10	1102	600

表 3-2 擴頭鋼筋伸展長度設計參數表

Specimen	d_b (mm)	R_r	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{yt} (MPa)	$c_{b,side}$ (mm)	$c_{b,top}$ (mm)	s (mm)	$(c_b+K_{tr})/d_b$	L_{dt} (mm)	L_{dt_test} (mm)
F42NDT	36	0.10	70	420	420	80	90	0	2.22	343	300
F42S150DT	36	0.10	70	420	420	80	90	150	3.16	343	300
F42S75DT	36	0.10	70	420	420	80	90	75	4.10	343	300
F49NDT	36	0.08	70	490	420	80	90	0	2.22	401	300
F49S150DT	36	0.08	70	490	420	80	90	150	3.16	401	300
F49S75DT	36	0.07	70	490	420	80	90	75	4.10	401	300
F55NDT	36	0.11	70	550	420	80	90	0	2.22	450	300
F55S150DT	36	0.09	70	550	420	80	90	150	3.16	450	300
F55S75DT	36	0.10	70	550	420	80	90	75	4.10	450	300
F69NDT	36	0.17	70	690	420	80	90	0	2.22	499	300
F69S150DT	36	0.15	70	690	420	80	90	150	3.16	499	300
F69S75DT	36	0.15	70	690	420	80	90	75	4.10	499	300



3.1.2 試體配比

本研究之試體與潤弘精密工程協助混凝土拌合以及澆置作業，混凝土皆為高強度鋼纖維混凝土，鋼纖維體積取代率 $V_f = 1.5\%$ ，其配比如下表 3-3：

表 3-3 高強度鋼纖維混凝土配比(單位： kg/m^3)

配比	水泥	爐石粉	砂灰	水	粗骨材	細骨材	添加劑	鋼纖維
C69	628	288	25	196	298	884	16.8	118

本研究之鋼纖維使用 Dramix3D-80/30-BGP 端鉤型鋼纖維，長度 3cm、直徑為 0.38cm，長徑比 $\alpha_f = 0.79$ ，拉力強度為 3070MPa，如圖 3-2 所示。



圖 3-2 Dramix3D-80/30-BGP 端鉤型鋼纖維示意圖

3.1.3 試體施作過程

試體委由潤弘精密工程製作，將試體之鋼筋綁紮完成後，放入模板進行澆置作業，試體皆由頂面往底部澆置，如圖 3-3 所示；鋼纖維混凝土於拌合完成後，需進行坍流度實驗，如圖 3-4 所示，並且確認坍流度達 50cm 才進行澆置，澆置過程中因鋼纖維混凝土之流動性不佳，會以震動棒搗實，此時須注意盡量遠離應變計黏貼位置，以免損毀應變計。灌漿過程外，另外需準備製作圓柱試體，本研究預計於灌漿後 7 天、28 天、以及實驗前一天追蹤混凝土之強度發展，因此製作了至少 27 顆試體圓柱試體並與試體放置於相同養護條件之環境下，以利確認混凝土之真實強



度情形。

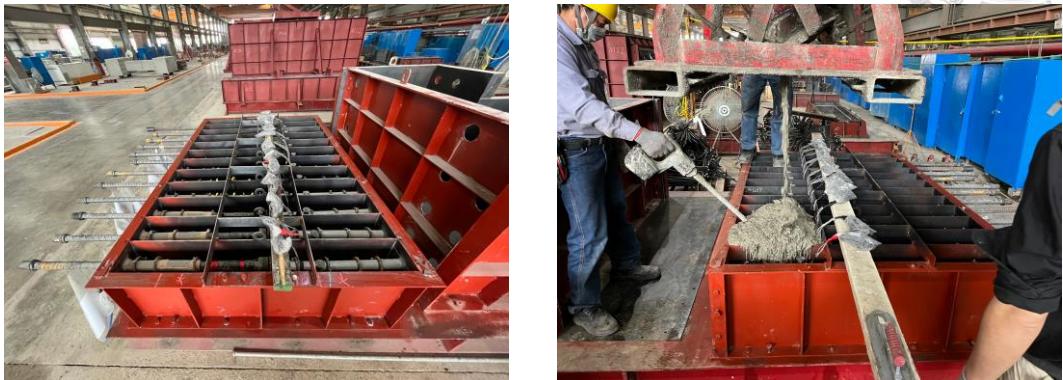


圖 3-3 試體澆置示意圖



圖 3-4 鋼纖維混凝土坍落度測試



3.2 實驗程序

3.2.1 實驗系統

本研究採用之握裹鋼筋梁端偏心拉拔實驗之實驗構架以及配置如圖 3-5 及圖 3-6 所示，藉由模擬 RC 梁實際受剪力以及彎矩作用之情形，進行梁端鋼筋偏心拉拔實驗。圖中 L 型構架為鋼筋受拉時之反力裝置，其右側之裝置依序為油壓千斤頂(Oil Jack)、荷重計(Load Cell)、雙腹版型鋼，握裹鋼筋則是穿過上述 L 型構架以及雙腹版型鋼以螺帽鎖於雙腹版型鋼上。

實驗加載過程則是採用力量控制方式，利用千斤頂對鋼筋施以單向加載拉力，並藉由荷重計收集加載之力量值，每階段之加載增量為鋼筋降伏強度之 10%，如圖 3-7 所示。

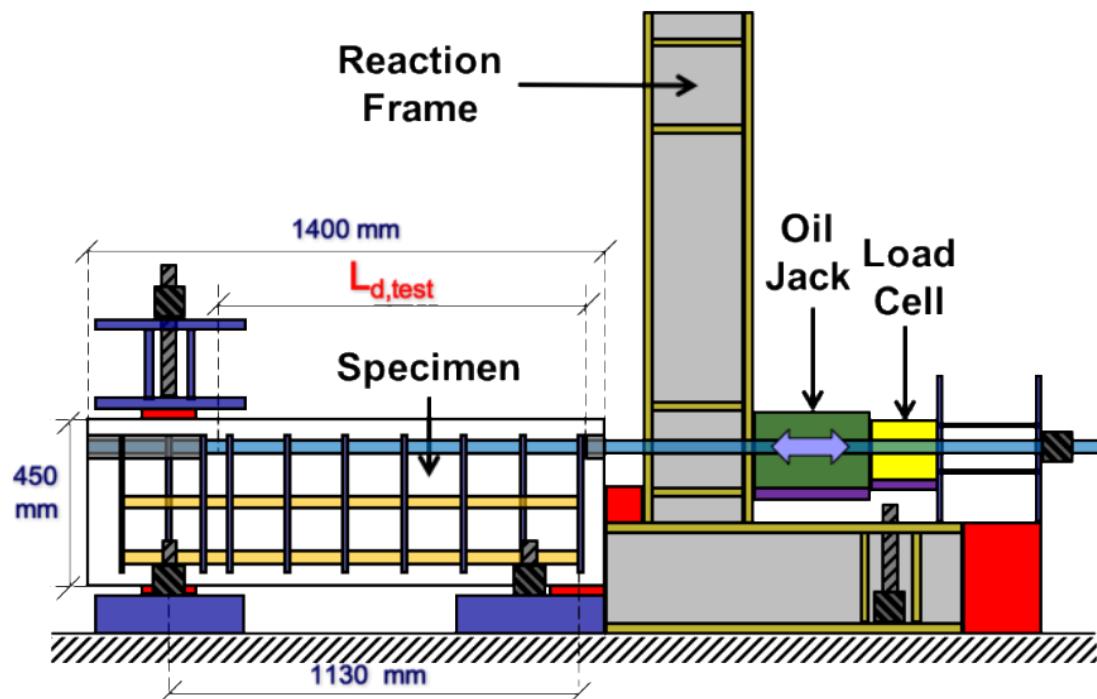


圖 3-5 握裹試體偏心拉拔實驗示意圖(紀凱甯)[22]



圖 3-6 實際實驗裝置

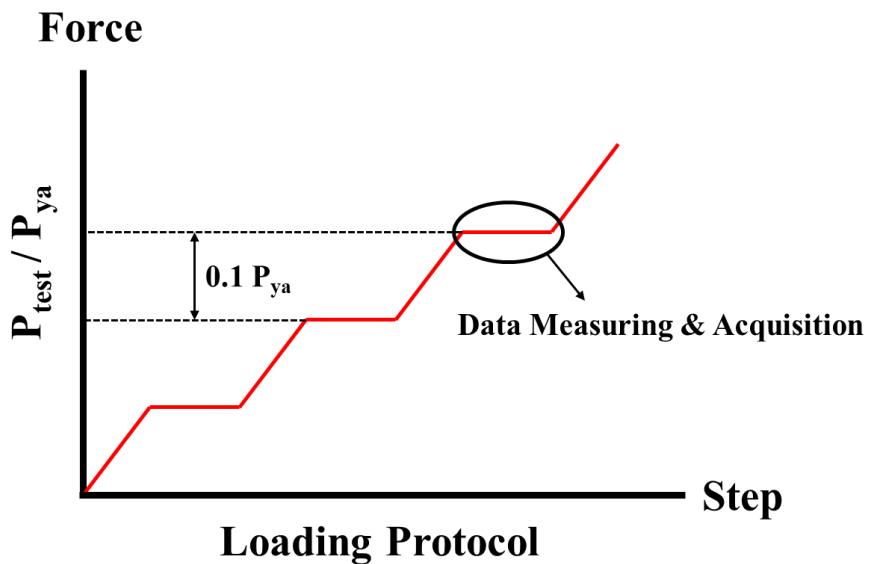


圖 3-7 拉拔實驗之力量加載程序



3.2.2 量測系統

本研究之量測系統可分為外部量測系統以及內部量測系統兩者，以下將分別介紹兩者系統使用之設備。

外部量測系統之設備包括荷重計、油壓千斤頂、位移計、資料擷取系統四項。

1. 荷重計(Load Cell)：握裹實驗中荷重蒐集設備，可承載最大強度 200 噸，如圖 3-8 所示。

2. 油壓千斤頂(Oil Jack)：加載荷重於握裹鋼筋之設備，可加載最大強度為 200 噸，如圖 3-8 所示。

3. 位移計(Linear Variable Differential Transformer, LVDT)：量測握裹鋼筋於自由端及加載端之滑動量，量測範圍為 100mm，如圖 3-9 所示

4. 資料擷取系統(Data Logger)：蒐集外部量測系統以及內部量測系統之資料，如圖所示，本實驗中之資料蒐集均使用電腦與資料搜集器以 10 Hz 之頻率蒐集。

內部量測系統則為粘貼電阻式應變計(Strain Gauge)於鋼筋之上，透過應變計內部之電阻值變化以量測握裹鋼筋與橫向圍束鋼筋於實驗過程中之應變反應。



圖 3-8 油壓千斤頂(左)與荷重計(右)圖示



圖 3-9 位移計圖示



3.3 量測儀器計畫

3.3.1 應變計粘貼

因應變計之粘貼較為複雜，並且容易於試體灌漿時損毀，因此必須以照下列步驟粘貼應變計，以確保其能精準量測數據。

1. 預先在規劃粘貼應變計之位置以砂輪機磨平，磨平時依序使用粗砂輪片以及細砂輪片磨至表面平整光滑。並盡量以鋼筋之脊處作為應變計粘貼位置，避開鋼筋表面之竹節或螺紋節，且磨平範圍盡可能縮小至一應變計之大小，以確保鋼筋與混凝土握裹性質不受影響。
2. 於磨平光滑處以棉花棒沾取酒精擦拭，清除表面鐵屑及灰塵。
3. 將應變計背面塗上 CN 膠，將其貼上鋼筋並以防沾試紙按壓 30 秒，待應變計固定於鋼筋上即可，後須注意應變計兩條線路未彼此接觸。
4. 塗上防水膠及貼上防水膠布，避免灌漿時水滲入其中。
5. 以電氣膠帶纏繞應變計於鋼筋上，防止應變計於混凝土澆置時被拉扯甚至損毀，且纏繞範圍不應過大，避免影響鋼筋與混凝土之握裹性質。
6. 將應變計編號後貼上防水標籤，以利後續實驗時分辨，最後規劃應變計線路之走線，整理後於混凝土澆置時由其表面導出，且注意其位置不會影響混凝土可能之破壞行為。實際完成作業如圖 3-10 所示



圖 3-10 應變計粘貼作業之示意圖

本研究之應變計規劃如圖 3-11 以及圖 3-12 所示，握裹鋼筋上之應變計皆以 BL 編號，以離自由端之 PVC 管處 50mm 為起點貼上第一支應變計為 BL1，每間隔 200mm 貼上一應變計為，最後於距施載端之 PVC 管處 50mm 處貼上最後一支應變計，以量測握裹段鋼筋受力下之實際情形，且在距混凝土表面外 50mm 處之鋼筋也貼上一應變計，以觀察鋼筋實際受力大小。圍束箍筋部分分為 ST 及 SS 兩種，分別為握裹鋼筋垂直投影及水平投影處。



圖 3-11 握裹鋼筋之應變計配置圖

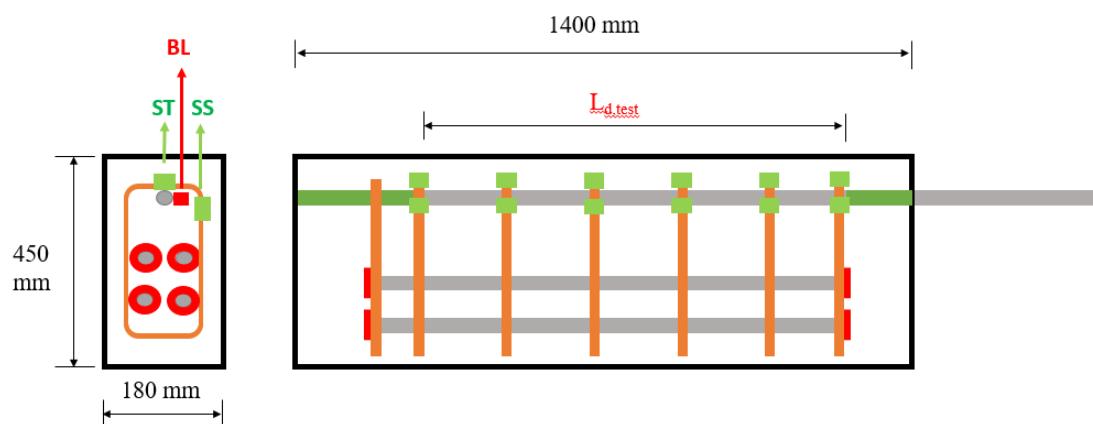


圖 3-12 橫向箍筋之應變計配置圖



3.3.2 位移計之量測規劃

握裹試體之鋼筋自由端 PVC 管處未受混凝土澆置，因此量測鋼筋握裹滑移量可利用該處以位移計量測其握裹滑動量。且在施載端裸露鋼筋處同時架設位移計量測鋼筋伸長量，自由端之位移計以 C 型夾將一角鐵固定於混凝土梁上，因混凝土梁於加載過程中可能因彎矩而產生些微翹曲，由此角鐵能使位移計與混凝土梁保持水平進而與鋼筋平行，如圖 3-13 所示。



圖 3-13 位移計架設之示意圖



第四章、實驗結果

4.1 材料實驗

4.1.1 混凝土抗壓試驗

本研究之混凝土梁之設計強度為 70MPa，由於混凝土強度為分析鋼筋握裹強度一重要影響因子，故將混凝土圓柱試體與 24 支混凝土梁試體放置於相同養護條件下進行養護，而本研究計畫於澆置混凝土後 28 天以及實驗前一天進行圓柱試體抗壓強度試驗以掌握混凝土之真實抗壓強度。實驗儀器以 150 噸試驗機施作，如圖 4-1 所示，試驗方式以 CNS1232 規範規定之應力加載速率進行單向加載，直至圓柱試體破壞，試體於灌漿後 28 天與實驗前一天強度如表 4-1 所示



圖 4-1 混凝土圓柱抗壓實驗

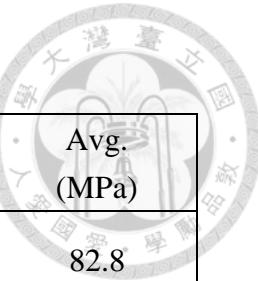


表 4-1 試體混凝土抗壓強度

試體名稱	齡期 (天)	NO. (MPa)			Avg. (MPa)
無	28	84.5	79.4	84.6	82.8
F42ND	73	85.8	84.3	85.6	85.2
F42S150D	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F42S75D	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F49ND	80	91.2	89.5	91.8	90.8
F49S150D	80	91.2	89.5	91.8	90.8
F49S75D	80	91.2	89.5	91.8	90.8
F55ND	80	91.2	89.5	91.8	90.8
F55S150D	80	91.2	89.5	91.8	90.8
F55S75D	80	91.2	89.5	91.8	90.8
F69ND	73	85.8	84.3	85.6	85.2
F69S150D	73	85.8	84.3	85.6	85.2
F69S75D	73	85.8	84.3	85.6	85.2
F42NDT	94	84.4	85.3	91.7	87.1
F42S150DT	94	84.4	85.3	91.7	87.1
F42S75DT	94	84.4	85.3	91.7	87.1
F49NDT	94	84.4	85.3	91.7	87.1

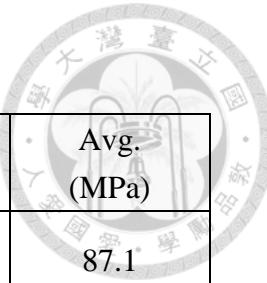


表 4-1 試體混凝土抗壓強度(續)

試體名稱	齡期 (天)	NO. (MPa)			Avg. (MPa)
F49S150DT	94	84.4	85.3	91.7	87.1
F49S75DT	94	84.4	85.3	91.7	87.1
F55NDT	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F55S150DT	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F55S75DT	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F69NDT	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F69S150DT	87	88.9	88.0	91.4	89.4
F69S75DT	87	88.9	88.0	91.4	89.4

4.2 裂縫發展及破壞模式

此節會介紹實驗過程中，試體之裂縫發展以及破壞情形。實驗中會將握裹試體表面塗上白色水泥漆，並繪製 $10\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ 正方形格，其中試體兩側之最頂層格線由鋼筋握裹位置開始，方便觀察試體裂縫時定位鋼筋位置，從而更清楚劃分裂縫發展情形。在實驗過程中，會依 3.2.1 節介紹之加載模式，當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 10% 時，便暫時停止加載，開始描繪試體表面裂縫。試體的保護層厚度中，鋼筋至混凝土頂面之距離(80 mm)小於至混凝土兩側的距離(90mm)，因此破壞時更有可能發生混凝土頂面的劈裂破壞。



試體 F42S150D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 50%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.1mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體會出現多條撓曲裂縫，主要集中於箍筋配置處，裂縫寬度增至 0.15mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多；然而，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 120%後，裂縫數量不再增加，而是現有裂縫繼續發展並加寬，此時裂縫寬度為 0.25mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 143%時，鋼筋發生斷裂，且此時裂縫寬度發展和載重為鋼筋標稱降伏強度的 120%類似，混凝土也並無明顯破壞裂縫，因此判斷破壞模式為鋼筋斷裂，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-2。

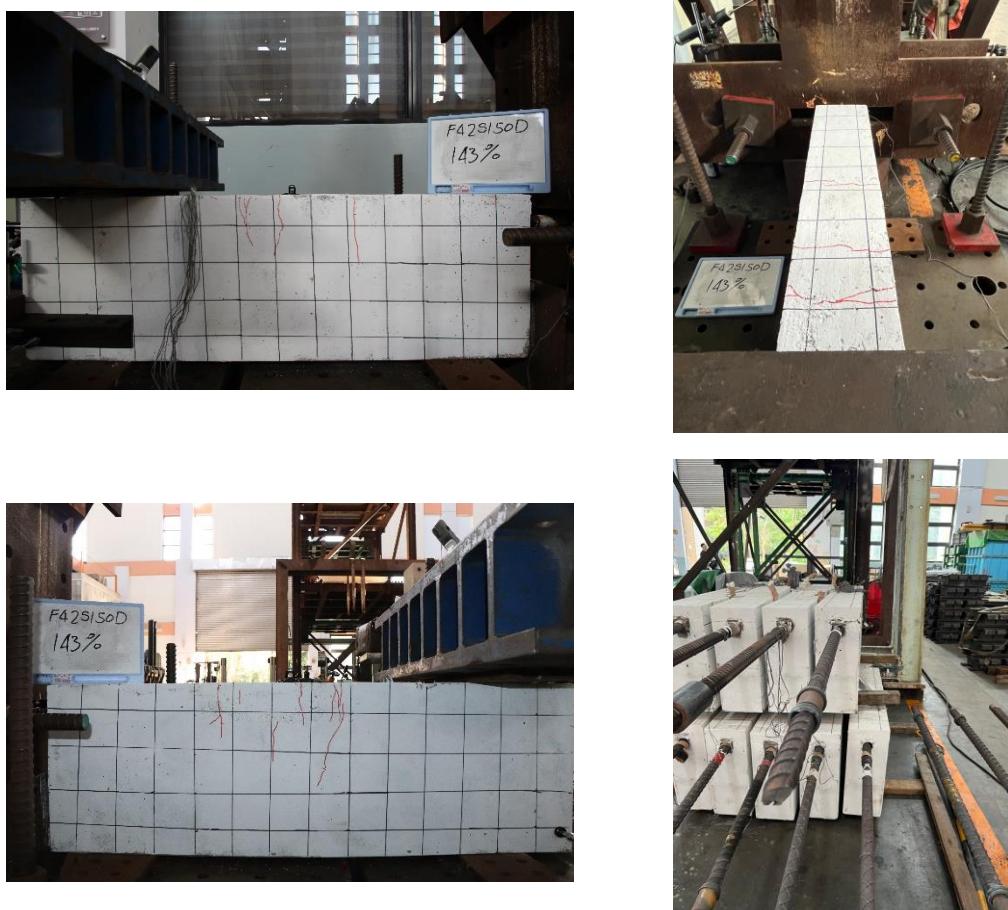


圖 4-2 試體 F42S150D 握裹實驗破壞情形



試體 F42S75D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.1mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.15mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 120%後，裂縫數量不再增多而是現有裂縫繼續發展加寬，此時裂縫寬度為 0.25mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 144%時，鋼筋斷裂，且此時裂縫寬度發展和載重為鋼筋標稱降伏強度的 120%類似，混凝土也並無明顯破壞裂縫，因此判斷破壞模式為鋼筋斷裂，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-3。

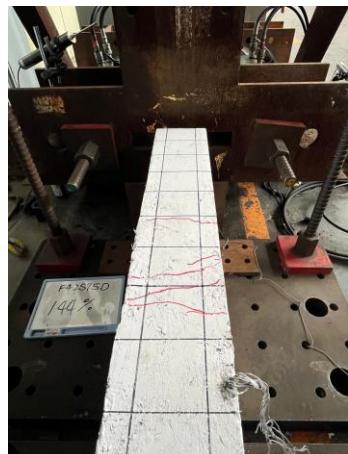
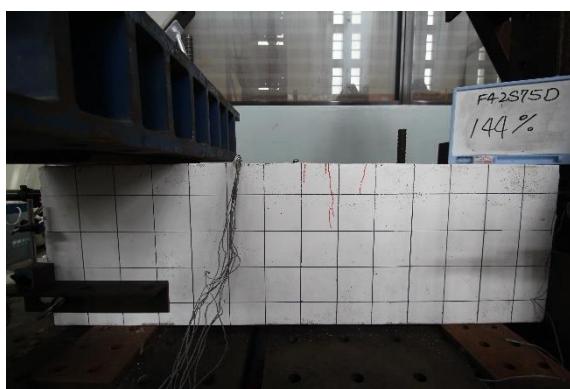


圖 4-3 試體 F42S75D 握裹實驗破壞情形



試體 F42ND

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.05mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 80%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.15mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 100%後，裂縫數量不再增多而是現有裂縫繼續發展加寬，此時裂縫寬度為 0.25mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 145%時，鋼筋發生斷裂，此時裂縫寬度仍為 0.25mm，同時發展出更多條撓曲裂縫，而混凝土並無明顯破壞裂縫，因此判斷破壞模式為鋼筋斷裂，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-4。

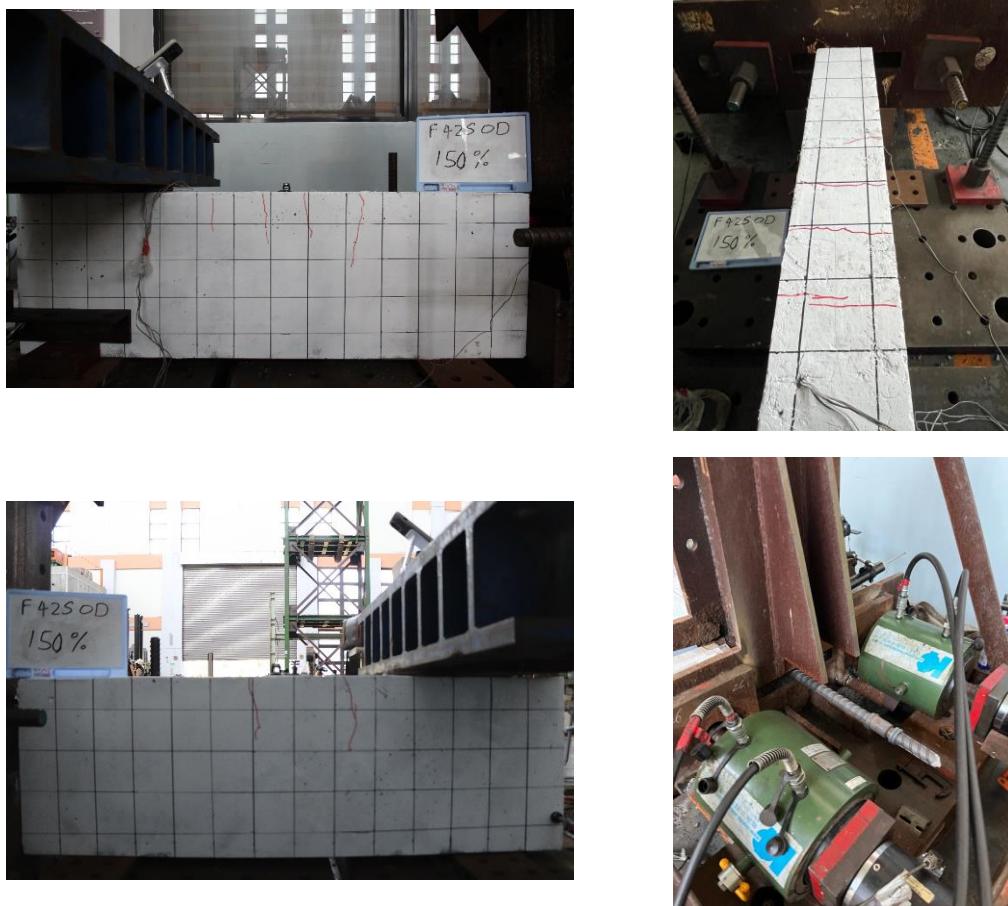


圖 4-4 試體 F42ND 握裹實驗破壞情形



試體 F49S150D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 50%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，僅為 0.05mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體出現多條撓曲裂縫，並且觀察到裂縫大多位於橫向箍筋配置處，裂縫寬度還是較小，為 0.15mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 120%時，除了撓曲裂縫的發展外，試體頂面有握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.5mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 130%時，試體側面會出現沿鋼筋縱向之劈裂裂縫；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 143%時，會出現多條撓曲裂縫，並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面及側面有明顯之沿鋼筋方向劈裂裂縫，判斷破壞模式為鋼筋握裹劈裂破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-5。

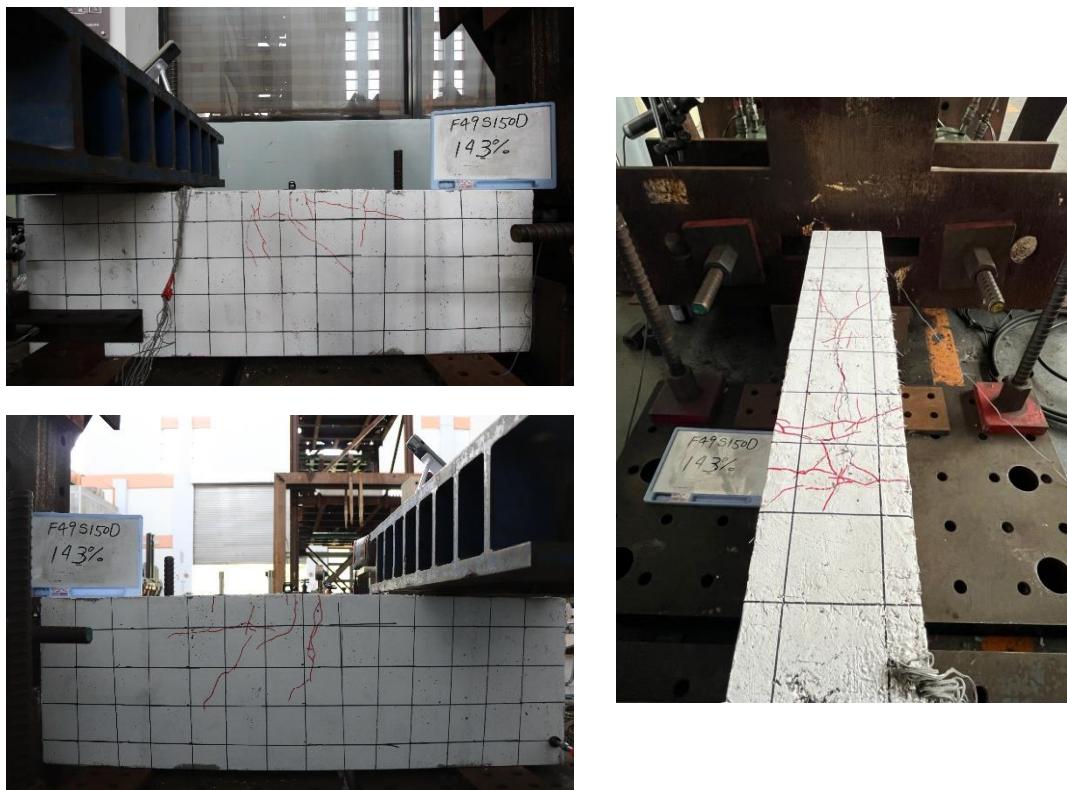


圖 4-5 試體 F49S150D 握裹實驗破壞情形



試體 F49S75D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度較小，僅為 0.1mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 100%時，試體出現多條撓曲裂縫，裂縫寬度為 0.25mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 110%時，除了撓曲裂縫的發展外，試體側面同時出現剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.25mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 137%時，會出現多條撓曲裂縫以及剪切裂縫，並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面沿鋼筋方向產生劈裂裂縫但並不寬，且鋼筋於加載端 PVC 管中用來固定之膠帶也明顯被拉拔出來，判斷破壞模式為鋼筋拉拔破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-6。

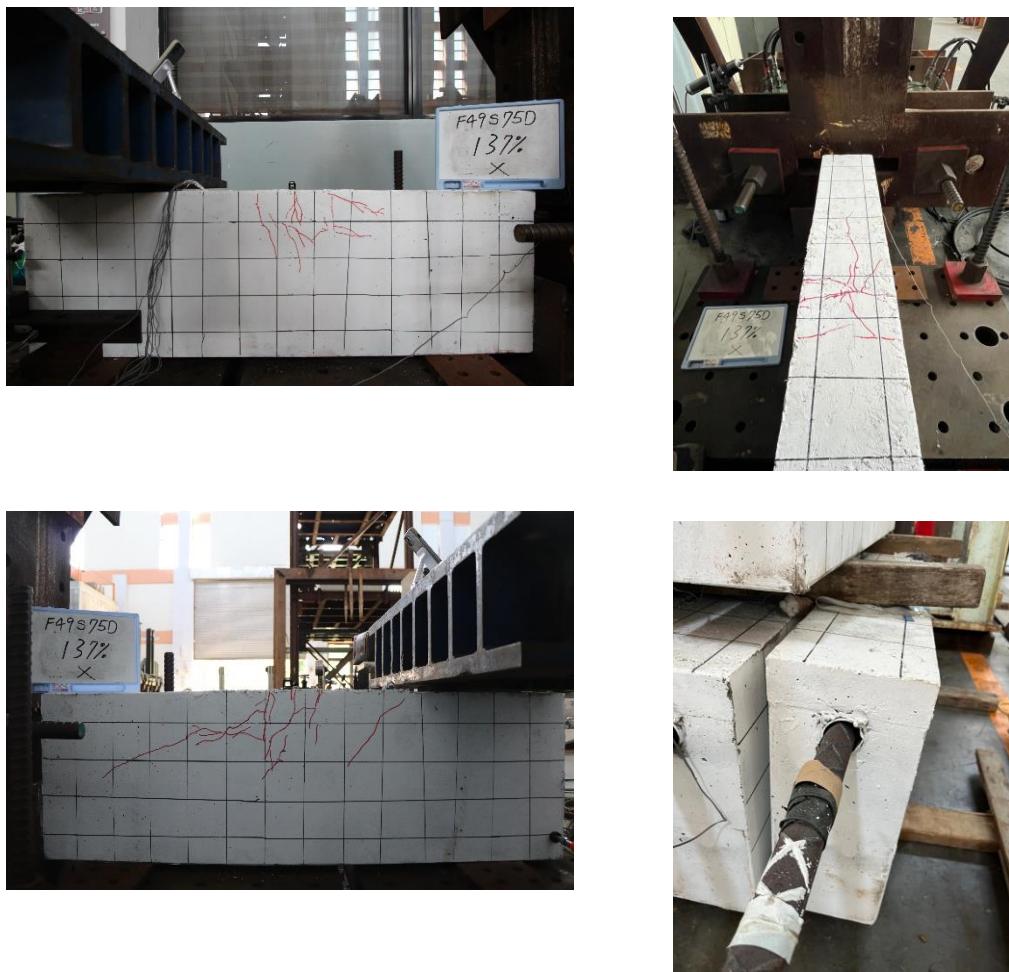


圖 4-6 試體 F49S75D 握裹實驗破壞情形



試體 F49ND

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 40%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.05mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 80%時，試體出現多條撓曲裂縫，裂縫寬度還是較小，為 0.15mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 100%時，除了撓曲裂縫的發展外，試體頂面會出現沿握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.25mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 144%時，會出現多條撓曲裂縫，並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面及側面有明顯之沿鋼筋方向劈裂裂縫，判斷破壞模式為鋼筋握裹劈裂破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-7。

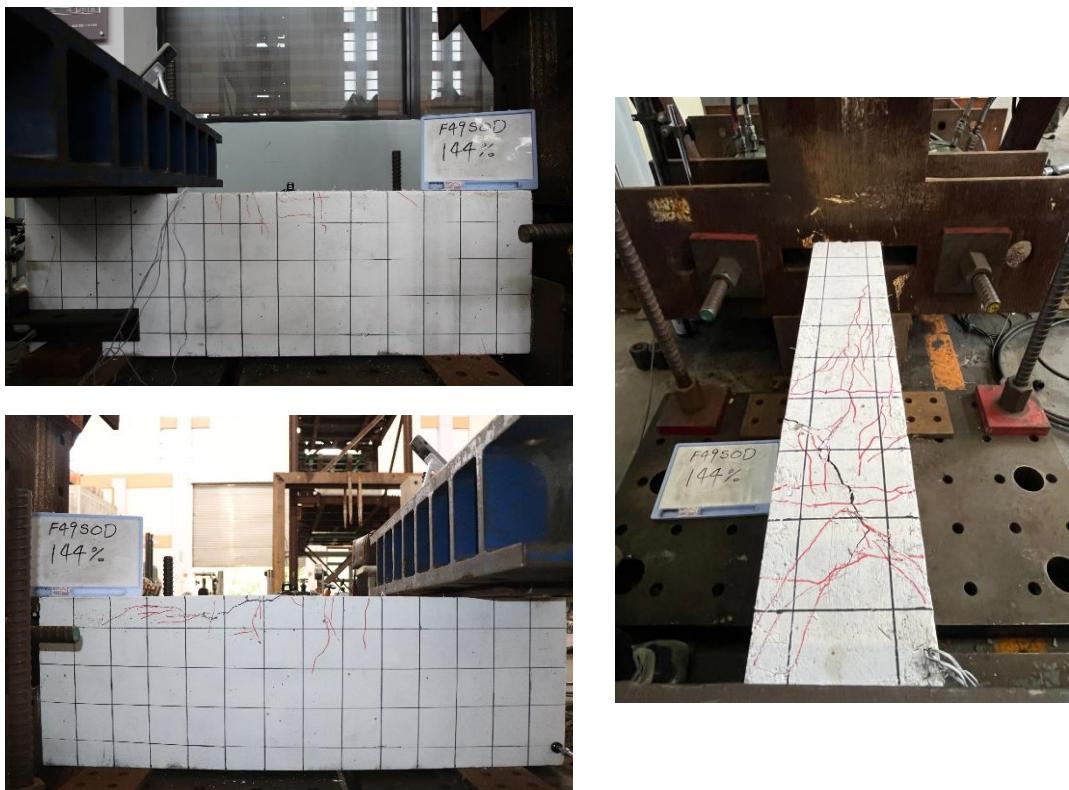


圖 4-7 試體 F49ND 握裹實驗破壞情形



試體 F55S150D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 40%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.05mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體會出現多條撓曲裂縫，並且觀察到裂縫大多位於橫向箍筋配置處，此時裂縫寬度為 0.15mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 110%時，除了撓曲裂縫的發展外，試體頂面會出現沿握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.35mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 135%時，會出現多條撓曲裂縫，混凝土發生巨響，並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面有明顯之劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.8mm，判斷破壞模式為鋼筋握裹劈裂破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-8。

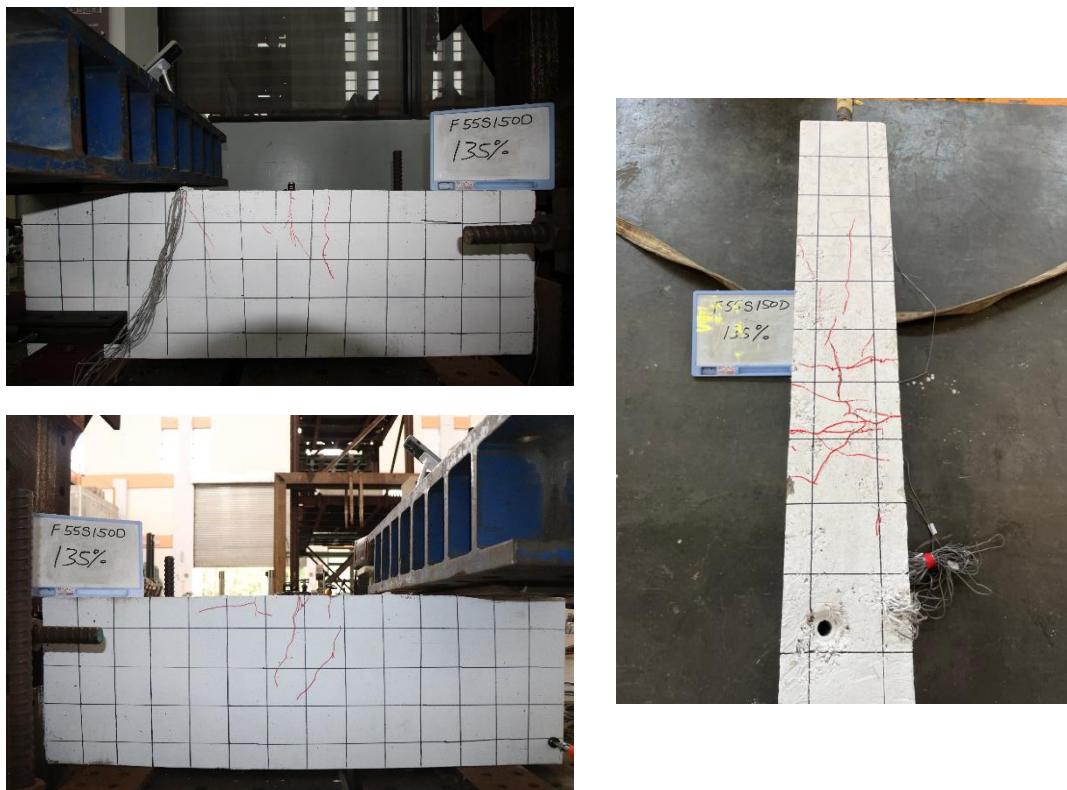


圖 4-8 試體 F55S150D 握裹實驗破壞情形



試體 F55S75D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 50%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.05mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 100%時，試體會出現多條撓曲裂縫及些許剪力裂縫，且可以發現撓曲裂縫發展處皆為橫向箍筋配置的位置，試體頂面同時發展出沿握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.4mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 130%時，會出現多條撓曲裂縫，試體頂面之劈裂裂縫會迅速發展但並不寬，此時裂縫寬度為 0.6mm，鋼筋於加載端 PVC 管中用來固定之膠帶也明顯被拉拔出來，並且應力值下降至極限應力的 50%，判斷破壞模式為鋼筋拉拔破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-9。

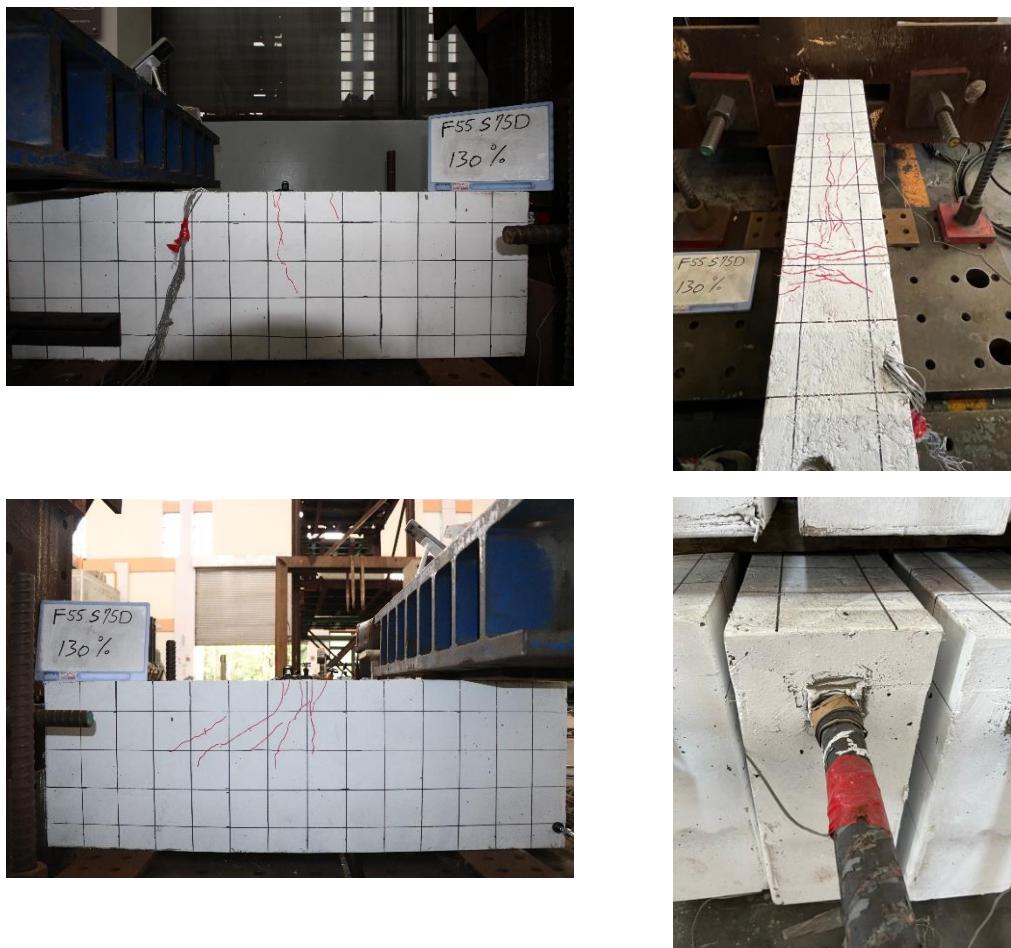


圖 4-9 試體 F55S75D 握裹實驗破壞情形



試體 F55ND

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 40%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度極小，為 0.05mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.1mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 110%時，除了撓曲裂縫的發展外，出現了剪切裂縫，並且試體頂面會出現沿握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.35mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 132%時，會出現多條撓曲裂縫並，混凝土明顯張裂且混凝土碎屑噴出，並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面以及側面有明顯之劈裂裂縫，判斷破壞模式為鋼筋握裹劈裂破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-10。

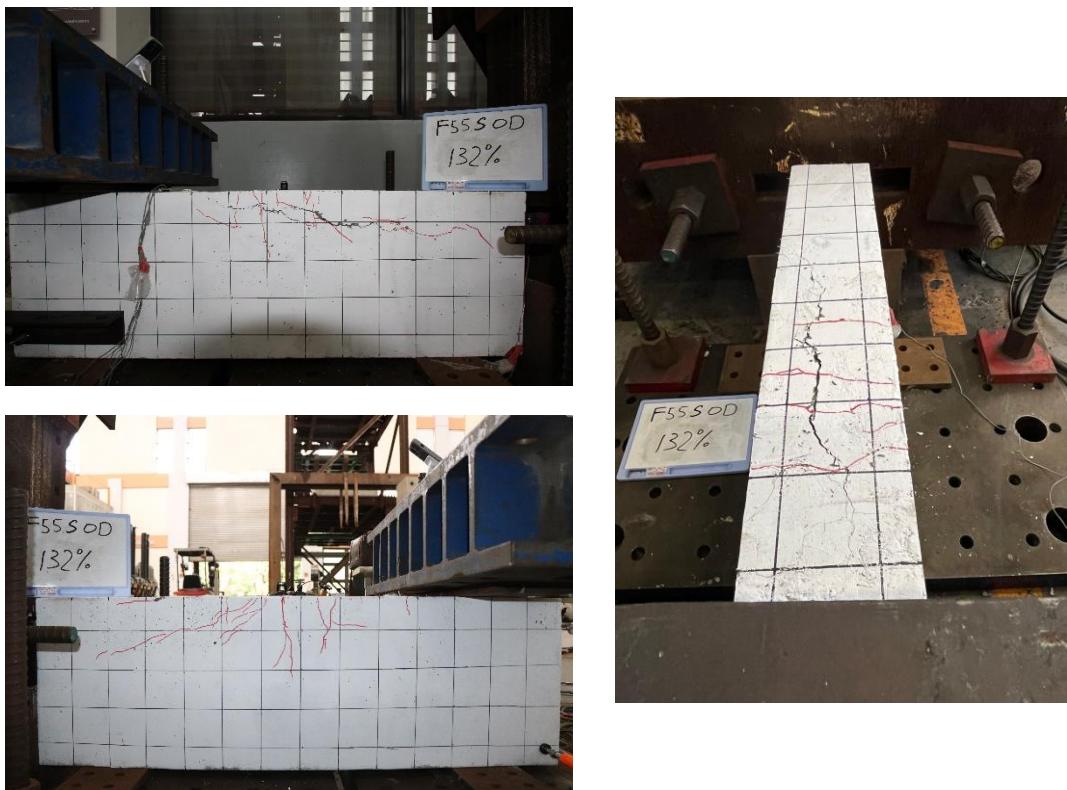


圖 4-10 試體 F55ND 握裹實驗破壞情形



試體 F69S150D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 30%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度較小，為 0.1mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.15mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，且觀察到裂縫大多位於橫向箍筋配置處，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 90%時，除了撓曲裂縫的發展外，出現了剪切裂縫，並且試體頂面會出現沿握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.25mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 110%時，會出現多條撓曲裂縫並且頂面沿鋼筋方向之劈裂裂縫快速變長且變寬，此時裂縫寬度為 0.3mm，隨後當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 116%時，混凝土發生巨響並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面有明顯之劈裂裂縫，判斷破壞模式為鋼筋握裹劈裂破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-11

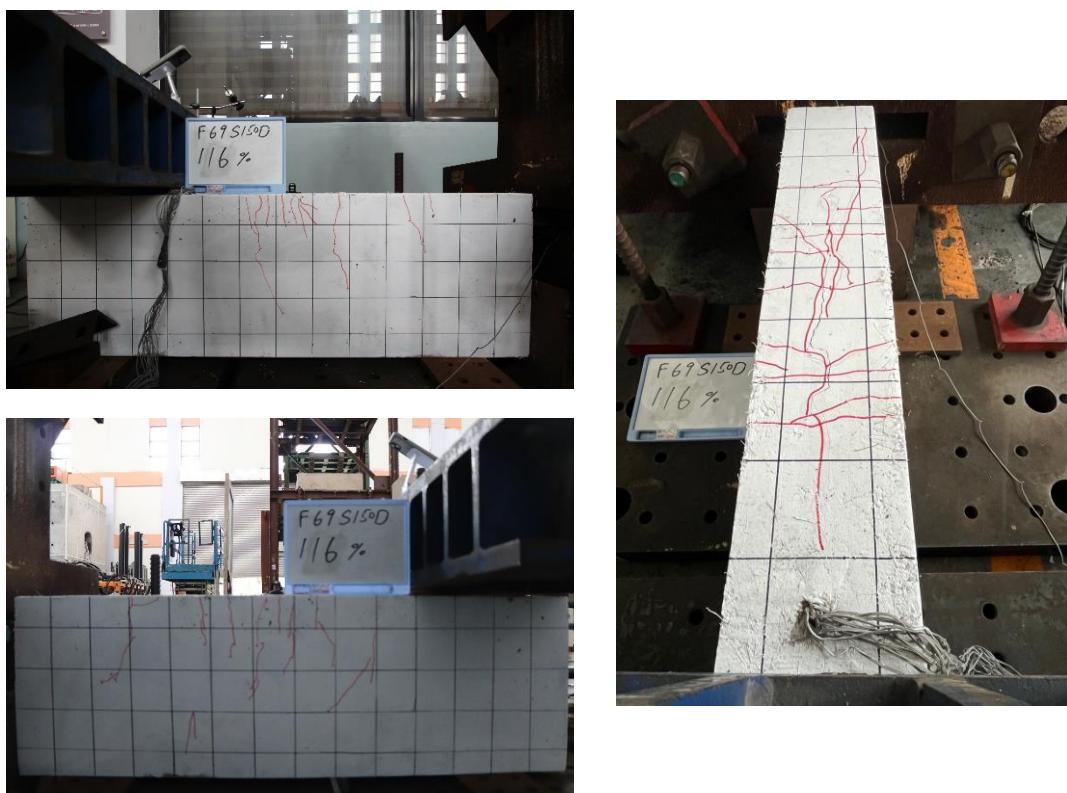


圖 4-11 試體 F69S150D 握裹實驗破壞情形



試體 F69S75D

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 30%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度較小，為 0.1mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.25mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，且可以發現裂縫發展處皆為橫向箍筋配置的位置，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 90%時，除了撓曲裂縫的發展外，出現了剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.4mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 110%時，會出現多條撓曲裂縫與剪切裂縫，並且試體頂面出現沿握裹鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.55mm，隨後當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 128%時，混凝土發生巨響並且應力值下降至極限應力的 50%，混凝土側面也出現沿鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.75mm，鋼筋於加載端 PVC 管中用來固定之膠帶也明顯被拉拔出來，判斷破壞模式為鋼筋拉拔破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-12。

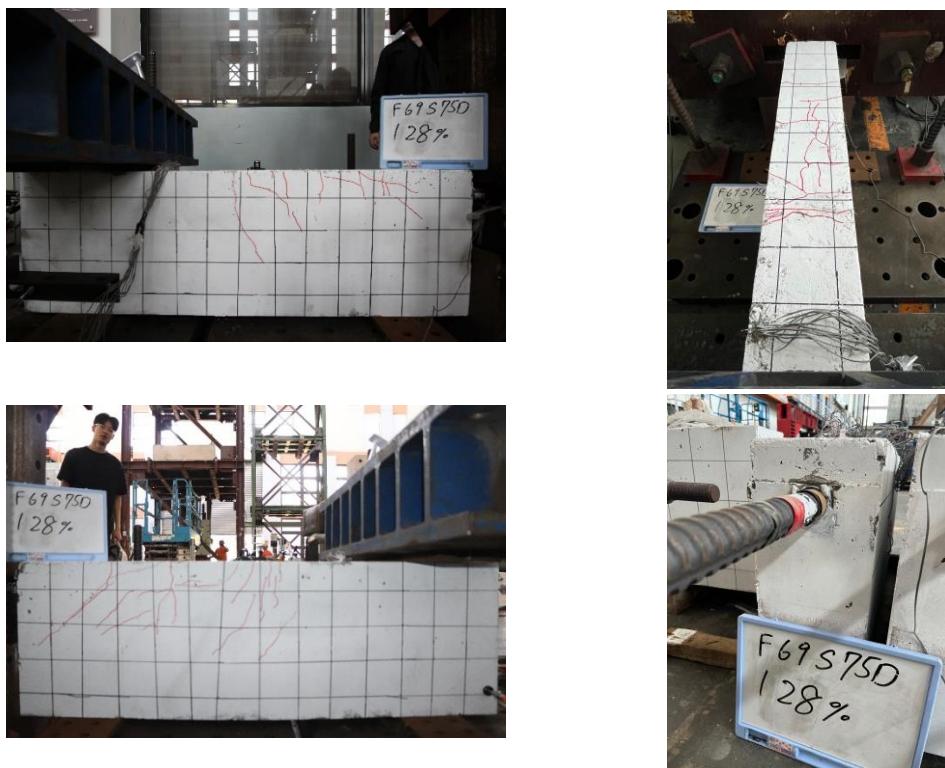


圖 4-12 試體 F69S75D 握裹實驗破壞情形



試體 F69ND

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 50%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度較小，為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體會出現多條撓曲裂縫，並且出現一條剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.25mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 90%時，除了撓曲裂縫的發展外，剪切裂縫也會迅速發展，並且試體頂面已經出現平行握裹鋼筋縱向之劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.4mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 120%時，混凝土發生巨響並且應力值下降至極限應力的 50%，試體頂面沿鋼筋方向之縱向劈裂裂縫快速發展且明顯開裂，且混凝土側面也出現沿鋼筋方向之縱向劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.8mm，判斷破壞模式為鋼筋握裹劈裂破壞，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-13。

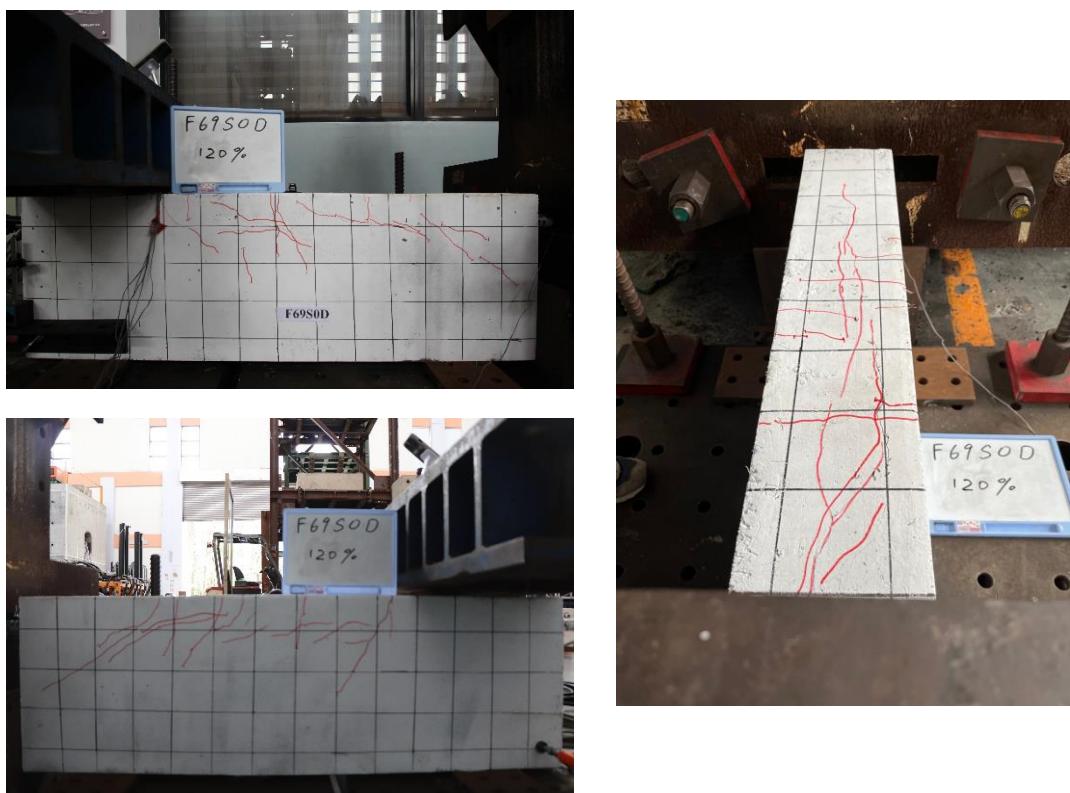


圖 4-13 試體 F69ND 握裹實驗破壞情形



試體 F42S150DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 120%時，發展出多條撓曲裂縫，且都集中於擴頭錨定版處，此時裂縫寬度為 0.25mm；再隨著應力增加裂縫變化不大；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 140%時，混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，便終止實驗。最終破壞情況如圖 4-14。

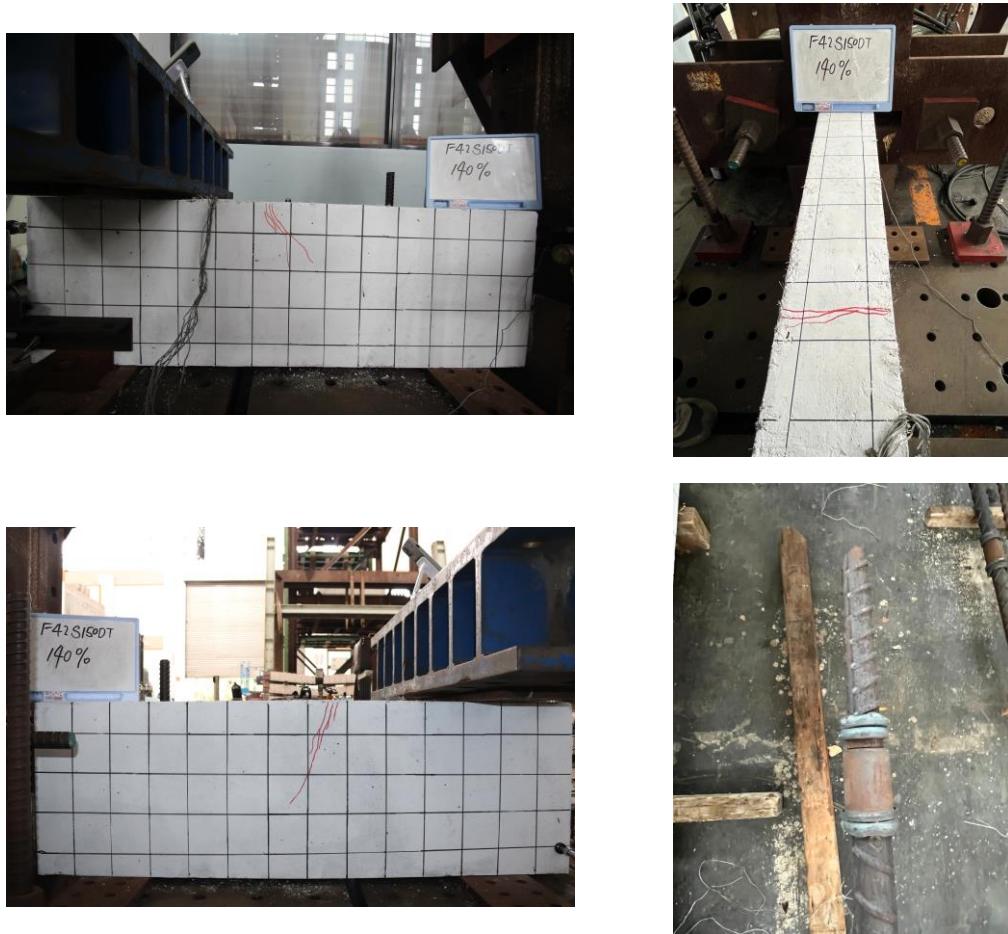


圖 4-14 試體 F42S150DT 握裹實驗破壞情形



試體 F42S75DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 110%時，發展出多條撓曲裂縫，且都集中於擴頭錨定版處，此時裂縫寬度為 0.25mm；再隨著應力增加裂縫變化不大；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 146%時，混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，便終止實驗。最終破壞情況如圖 4-15。

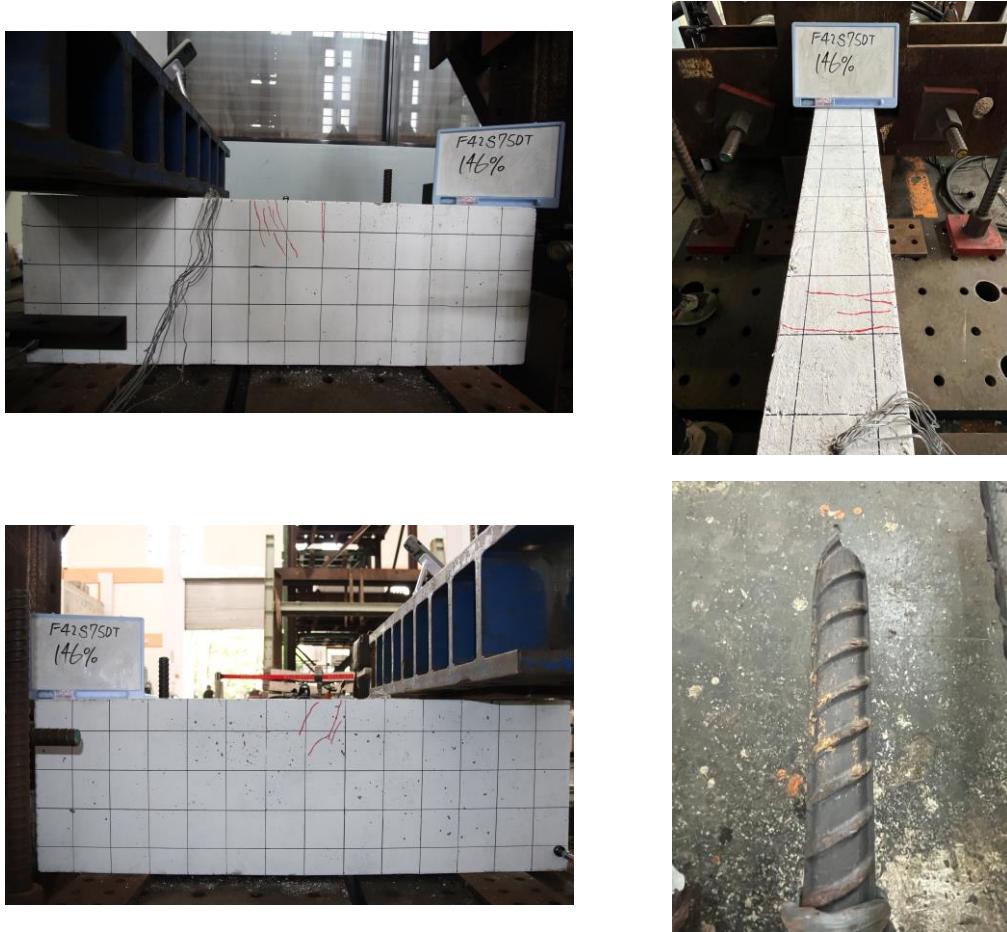


圖 4-15 試體 F42S75DT 握裹實驗破壞情形



試體 F42NDT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 80%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.1mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 120%時，發展出多條撓曲裂縫，且都集中於擴頭錨定版處，此時裂縫寬度為 0.25mm；再隨著應力增加裂縫變化不大；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 140%時，混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，便終止實驗。最終破壞情況如圖 4-16。

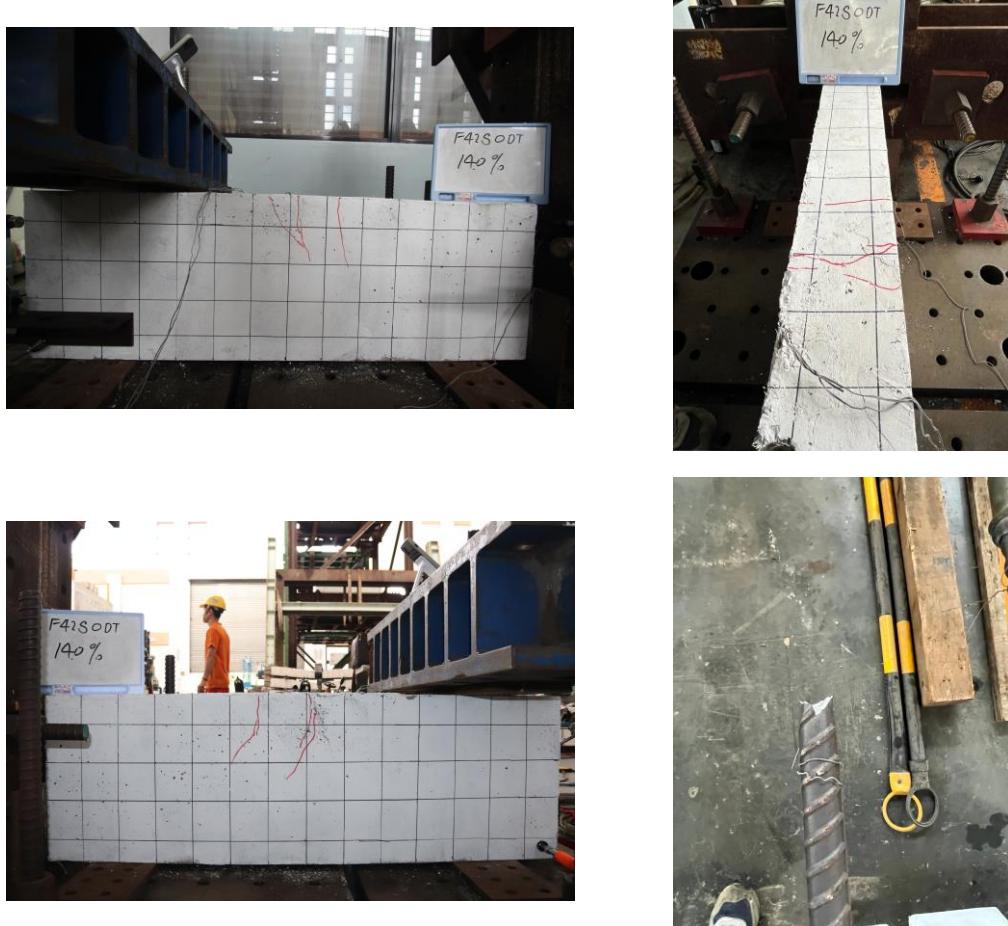


圖 4-16 試體 F42NDT 握裹實驗破壞情形



試體 F49S150DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.25mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，擴頭埋置處會發展出多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.35mm；再隨著應力增加裂縫變化不大；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 140%時，混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，便終止實驗。最終破壞情況如圖 4-17。



圖 4-17 試體 F49S150DT 握裹實驗破壞情形



試體 F49S75DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.25mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 125%時，擴頭埋置處會發展出多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.35mm 當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 140%時，混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，便終止實驗。最終破壞情況如圖 4-18。

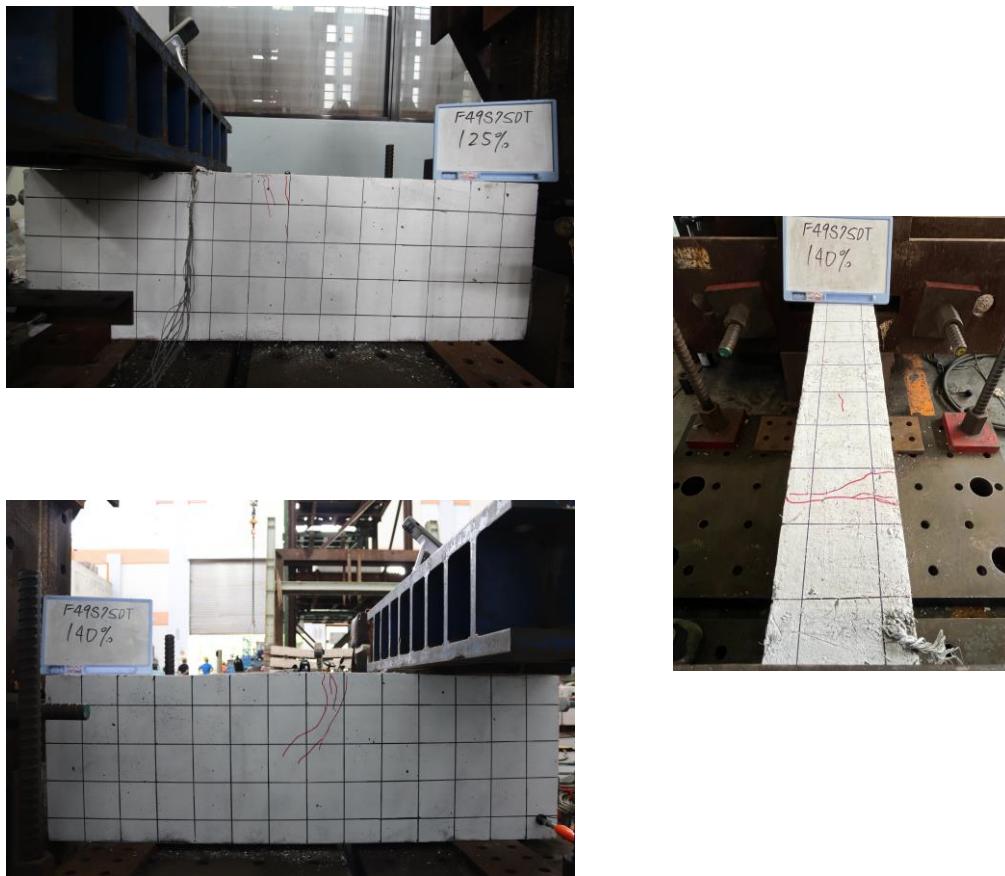


圖 4-18 試體 F49S75DT 握裹實驗破壞情形



試體 F49NDT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 80%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.3mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 100%時，擴頭埋置處會發展出多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.4mm；當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 110%時，混凝土裂縫繼續發展，且有出現一小段沿鋼筋縱向劈裂裂縫，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋施載端續接器之螺牙損毀，便終止實驗。最終破壞情況如圖 4-19。

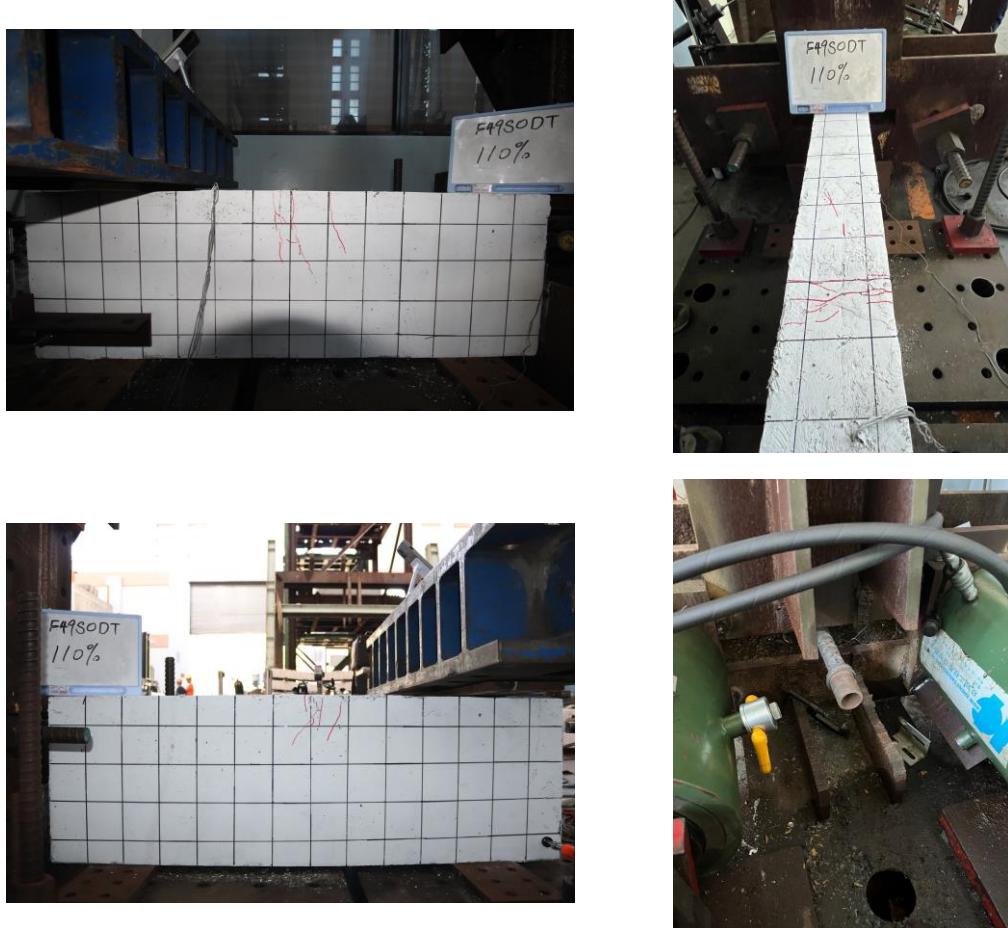


圖 4-19 試體 F49NDT 握裹實驗破壞情形



試體 F55S150DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 60%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.3mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.4mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 130%時，撓曲裂縫的發展會集中於擴頭埋置處，雖混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，因此停止實驗。最終破壞情況如圖 4-20。



圖 4-20 試體 F55S150DT 握裹實驗破壞情形



試體 F55S75DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 60%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置出現於擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 100%時，試體會出現多條撓曲裂縫，此時裂縫寬度為 0.3mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 130%時，撓曲裂縫的發展會集中於擴頭埋置處，雖混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋斷裂，因此停止實驗。最終破壞情況如圖 4-21。

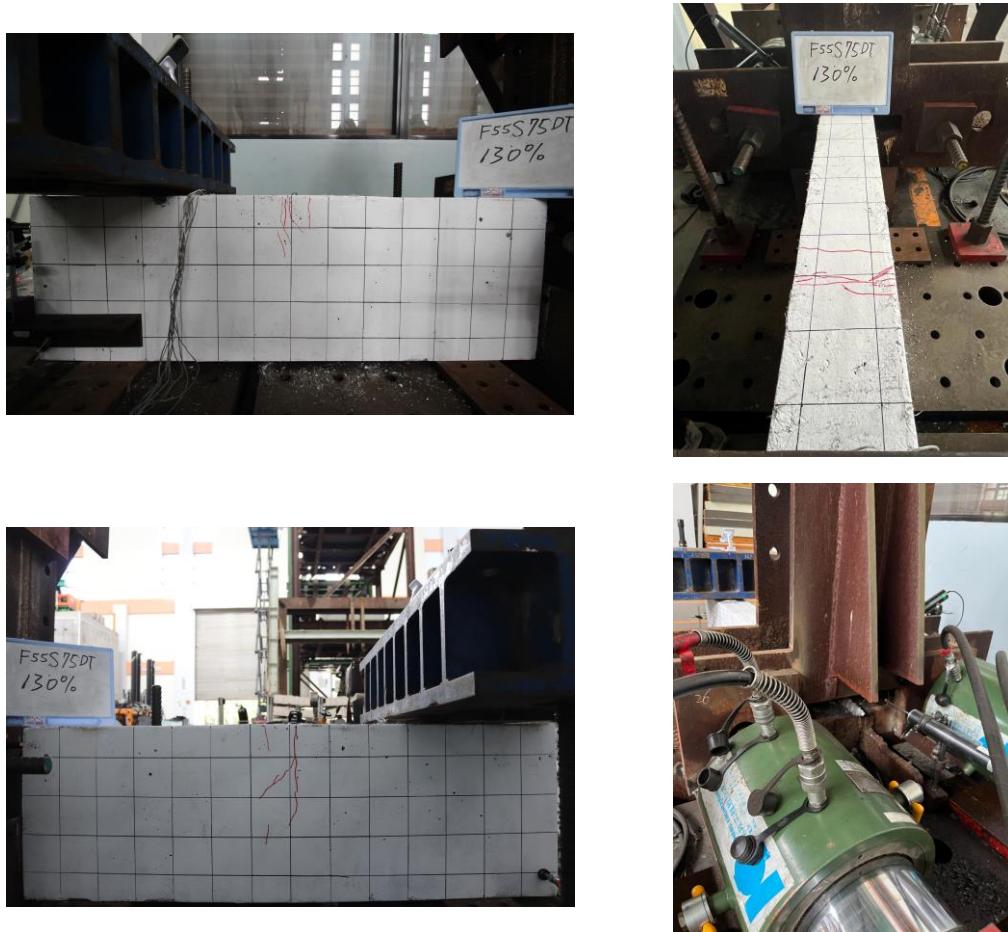


圖 4-21 試體 F55S75DT 握裹實驗破壞情形



試體 F55NDT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 80%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置為擴頭埋置處，裂縫寬度為 0.3mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 100%時，試體會出現多條撓曲裂縫，並且出現剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.5mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 120%時，撓曲裂縫的發展會集中於擴頭埋置處，且該處也會迅速發展出剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.75mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 128%時，雖混凝土裂縫繼續發展，但混凝土並無明顯破壞且鋼筋握裹滑移量較低，此時鋼筋施載端之續接段螺牙損毀，因此停止實驗。最終破壞情況如圖 4-22。

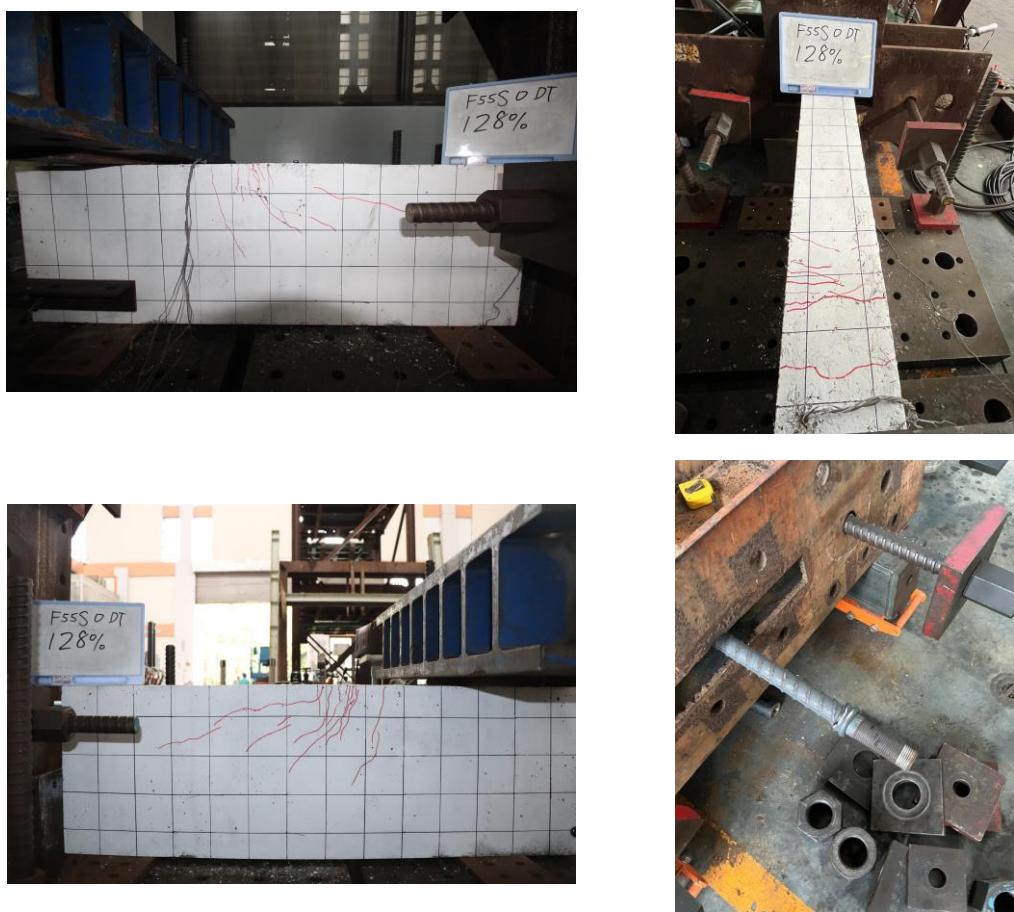


圖 4-22 試體 F55NDT 握裹實驗破壞情形



試體 F69S150DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 40%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置為擴頭埋入的深度，但裂縫寬度較小，為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 90%時，試體會出現多條撓曲裂縫，並且出現剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.85mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 100%時，撓曲裂縫的發展會集中於擴頭埋置處，且該處也會迅速發展出剪切裂縫，此時裂縫寬度為 1.1mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 125%時，混凝土裂縫由擴頭處沿著鋼筋方向快速增長，且混凝土頂面隨裂縫發展而翹曲，最終導致混凝土破壞，此時因握裹失效位移計讀值迅速上升，判斷破壞模式為混凝土脹破，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-23。



圖 4-23 試體 F69S150DT 握裹實驗破壞情形



試體 F69S75DT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 50%時，試體出現初始撓曲裂縫，其裂縫位置為擴頭埋入的深度，但裂縫寬度較小，為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 80%時，試體會出現多條撓曲裂縫，並且出現剪切裂縫，此時裂縫寬度為 0.4mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 110%時，撓曲裂縫的發展會集中於擴頭埋置處，且該處也會迅速發展出剪切裂縫，此時裂縫寬度為 1.3mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 128%時，混凝土裂縫由擴頭處沿著鋼筋方向快速增長，且混凝土頂面隨裂縫發展而翹曲，最終導致混凝土破壞，此時因握裹失效位移計讀值迅速上升，判斷破壞模式為混凝土脹破，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-24。

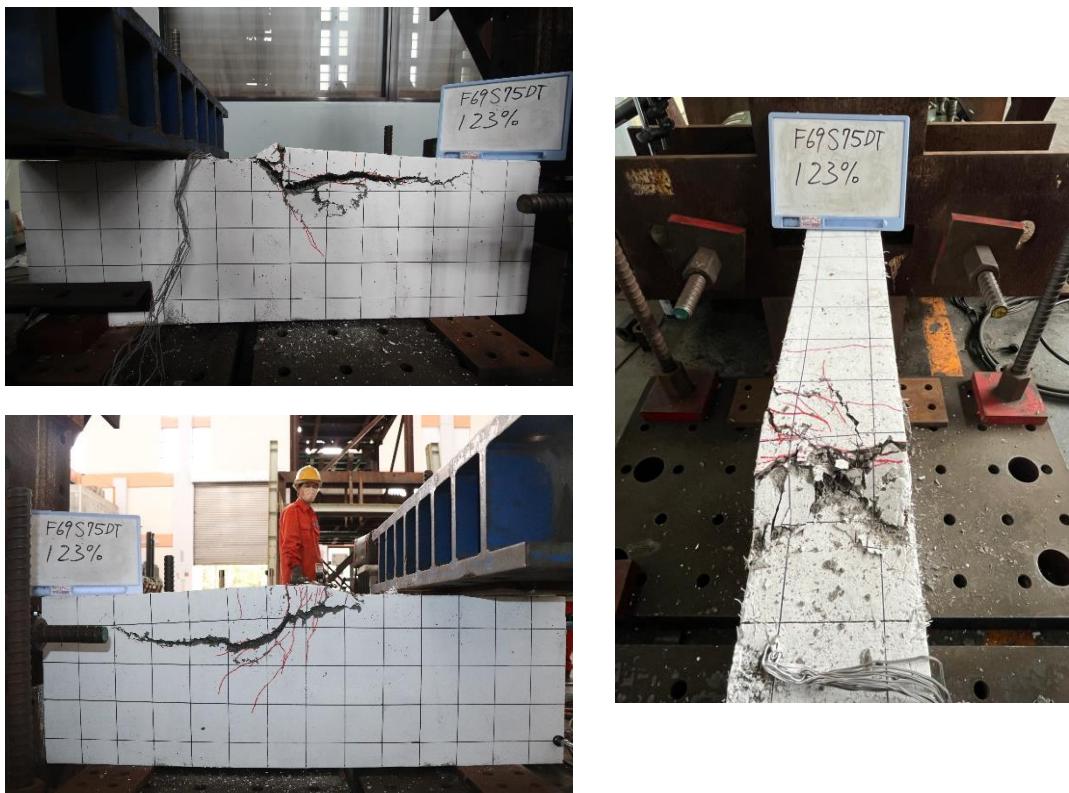


圖 4-24 試體 F69S75DT 握裹實驗破壞情形



試體 F69NDT

當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 50%時，試體出現初始撓曲裂縫，但裂縫寬度較小，為 0.15mm；當施加載重達鋼筋標稱降伏強度的 70%時，試體會出現多條撓曲裂縫，並且出現一條剪切裂縫，同時觀察到裂縫發展的位置幾乎集中於擴頭埋入之位置，此時裂縫寬度為 0.5mm；隨著載重增加，裂縫數量也逐漸變多，當施加載重達到鋼筋標稱降伏強度的 90%時，除了撓曲裂縫的發展外，剪切裂縫也會迅速發展，並且試體頂面已經出現平行握裹鋼筋縱向之劈裂裂縫，此時裂縫寬度為 0.85mm。當施加載重達鋼筋標稱降伏強度之 110%時，混凝土裂縫由擴頭處快速沿鋼筋方向增長導致混凝土破壞，此時因握裹失效位移計讀值迅速上升，判斷破壞模式為混凝土脹破，並停止實驗。最終破壞情況如圖 4-25。

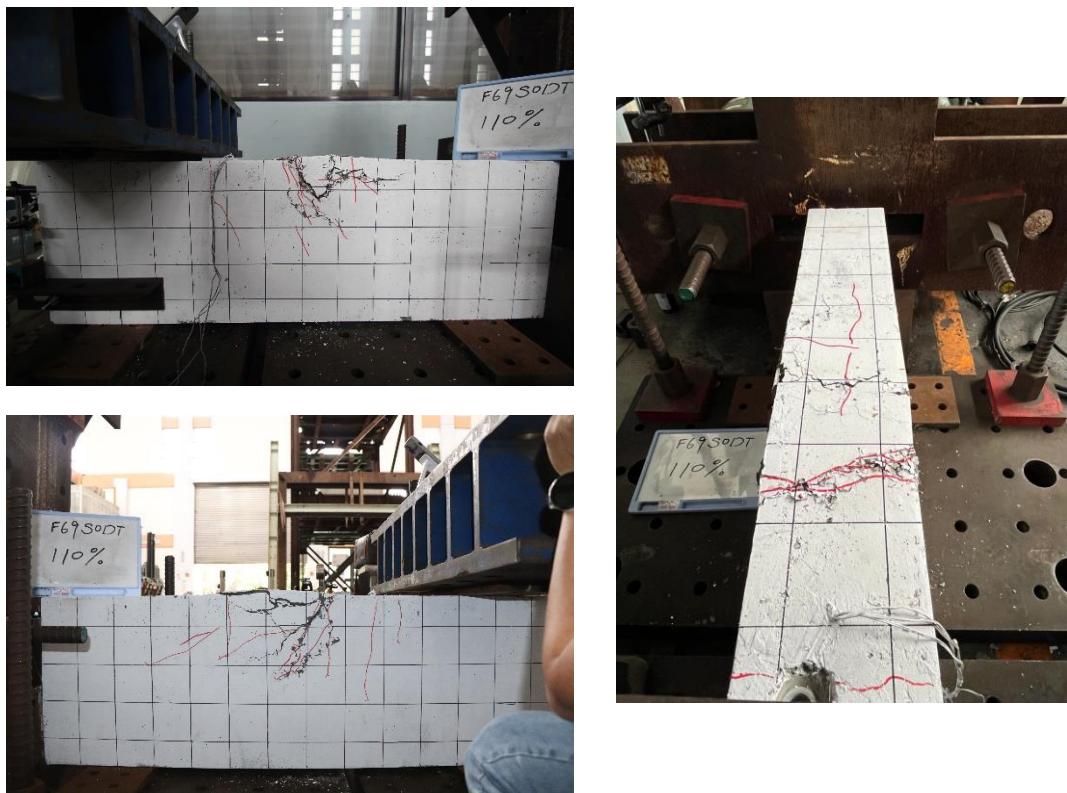


圖 4-25 試體 F69NDT 握裹實驗破壞情形



第五章、分析與討論

本研究同時進行直線鋼筋以及擴頭鋼筋之偏心拉拔實驗，考慮到兩種鋼筋之力學性質不盡相同，本節會將這兩種鋼筋分成兩部分討論，5.1 節為直線鋼筋握裹拉拔實驗結果分析，5.2 節則是擴頭鋼筋握裹拉拔實驗結果分析。

5.1 直線鋼筋偏心拉拔實驗分析

5.1.1 破壞模式

根據4.2 節，本研究中直線鋼筋之握裹破壞模式共有三種，分別為握裹劈裂破壞、拉拔破壞以及鋼筋斷裂，2.6 節中介紹握裹模型時提及，握裹破壞模式會因保護層加上圍束箍筋的設計而有所改變，若是圍束條件充足時，破壞模式可能會從劈裂破壞轉變成拉拔破壞。此外，鋼纖維於握裹機制中也扮演著圍束的角色，因此加入鋼纖維後也可能會將破壞模式改變，此小節將以實驗試體破壞情形進行分析，並嘗試推測鋼纖維如何改變握裹破壞模式。

根據美國 ACI 318-14 規範，當劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 超過 2.5 時，握裹破壞模式便會由劈裂破壞變成拉拔破壞，而在紀凱甯 (2018)[22]與林垣謬 (2021)[23]中分別都指出當劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 超過 2.5，甚至高達 5.28 或 4.92 之情形下，握裹破壞模式依然為劈裂破壞。

因此為釐清鋼纖維混凝土中握裹破壞模式和劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 兩者間之關聯性，本研究設計之劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 參考了林垣謬[23]的設計，特意採用相同之箍筋間距，而表 5-1 則整理出各個試體之破壞模式。



表 5-1 直線鋼筋握裹試體破壞模式

試體	P_{test} 實驗最大 握裹強度 (kN)	P_y 鋼筋標稱 降伏強度 (kN)	$\frac{P_{test}}{P_y}$	$\frac{L_{d_test}}{L_{d_theorem}}$	$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$	破壞模式
F42ND	596	423	1.41	0.64	2.22	鋼筋斷裂
F42S150D	613	423	1.45	0.78	3.16	鋼筋斷裂
F42S75D	613	423	1.45	0.83	4.10	鋼筋斷裂
F49ND	696	493	1.41	0.56	2.22	劈裂破壞
F49S150D	706	493	1.43	0.66	3.16	劈裂破壞
F49S75D	681	493	1.38	0.71	4.10	拉拔破壞
F55ND	731	554	1.32	0.44	2.22	劈裂破壞
F55S150D	748	554	1.35	0.51	3.16	劈裂破壞
F55S75D	720	554	1.3	0.55	4.10	拉拔破壞
F69ND	806	695	1.16	0.43	2.22	劈裂破壞
F69S150D	806	695	1.16	0.46	3.16	劈裂破壞
F69S75D	889	695	1.28	0.60	4.10	拉拔破壞



從上表歸納出之實驗結果，可以先從劈裂破壞與拉拔破壞之試體開始討論，在劈裂指數為 2.22 與 3.16 且 $V_f = 1.5\%$ 時，仍會維持劈裂破壞之形式，其中劈裂破壞之裂縫都發生在混凝土的頂面，這是因為設計時握裹鋼筋中心至混凝土頂面之距為 80mm，而握裹鋼筋中心至混凝土兩側之距為 90mm，導致劈裂裂縫會優先開裂於混凝土頂面。

然而當劈裂指數達到 4.10 並且 $V_f = 1.5\%$ ，此時破壞模式轉變為拉拔破壞，在本研究中，拉拔破壞的特徵是試體混凝土頂面出現細小的劈裂裂縫，且鋼筋被拉拔出去，推測是鋼纖維之橋接效應抑制住裂縫寬度發展，進而使混凝土得以維持表面完整性，從而使破壞模式轉變為鋼筋被拉拔出去，儘管如此，頂面依舊能觀察到較細小的劈裂裂縫。更重要的是，在此破壞模式下，當鋼筋伸展長度符合 ACI 318-14 規範需求時，實驗中發揮的強度依然能超出預期強度。

以本研究劈裂破壞情形對比紀凱甯 [22] 對螺紋節鋼筋於普通鋼筋混凝土中之劈裂破壞情形，可觀察到鋼纖維之橋接效應有效的使劈裂裂縫的寬度減小許多，並且鋼纖維混凝土的破壞(圖 5-1)並不如普通混凝土(圖 5-2)嚴重，說明鋼纖維對握裹破壞模式的是有明顯改善的，而因鋼纖維有效的抑制劈裂裂縫的發展，可以從此破壞模式的轉變說明鋼纖維有助於握裹性能的提升。

而拉拔破壞情形一樣對比紀凱甯 [22] 之研究，如圖 5-3 與圖 5-4，可以發現鋼纖維混凝土中的拉拔破壞會伴隨一些寬度較細的劈裂裂縫，然而普通混凝土的拉拔破壞則是幾乎沒有裂縫，鋼筋就被拉拔出混凝土，綜合前述鋼纖維混凝土拉拔破壞時依舊能使握裹強度發揮超出預期強度的水準，可以說明鋼纖維混凝土的拉拔破壞與普通混凝土的拉拔破壞有一些不相同之處。

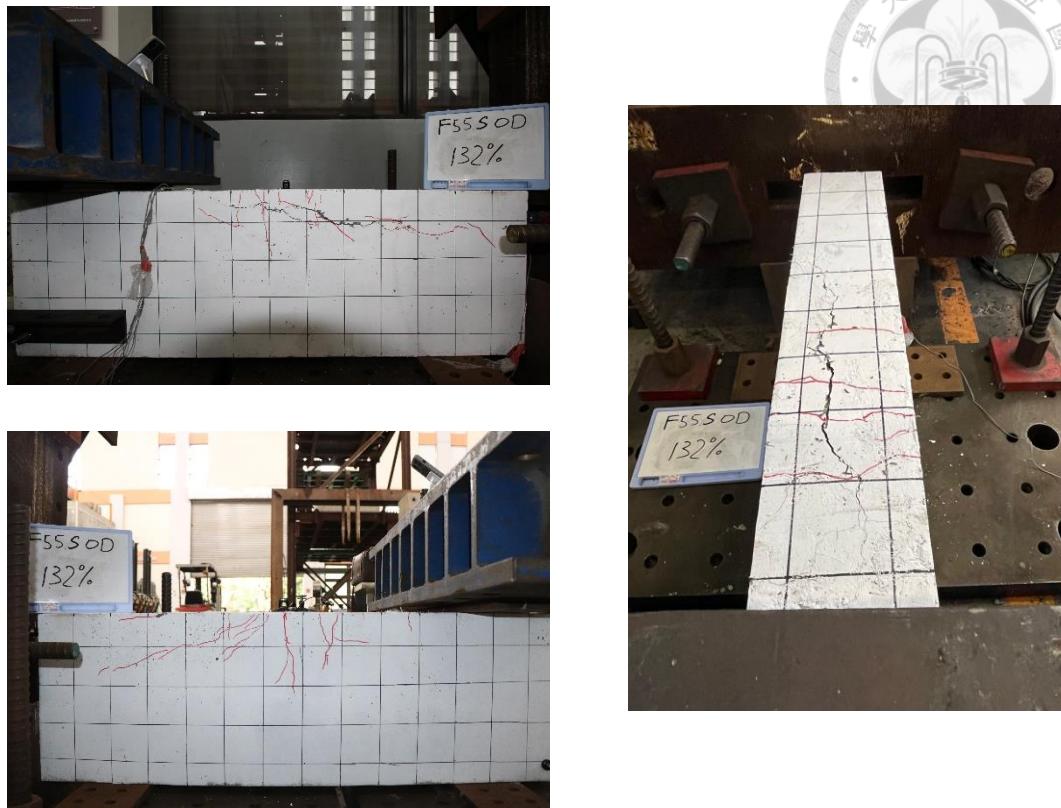


圖 5-1 本研究試體 F55ND 握裹劈裂破壞情形

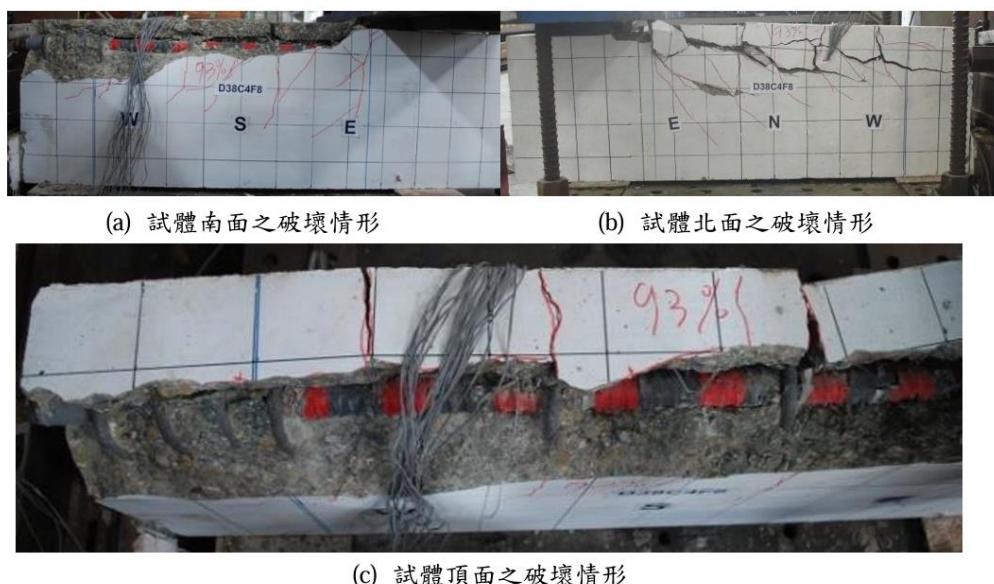


圖 5-2 試體 D35C4F56 劈裂破壞情形[22]

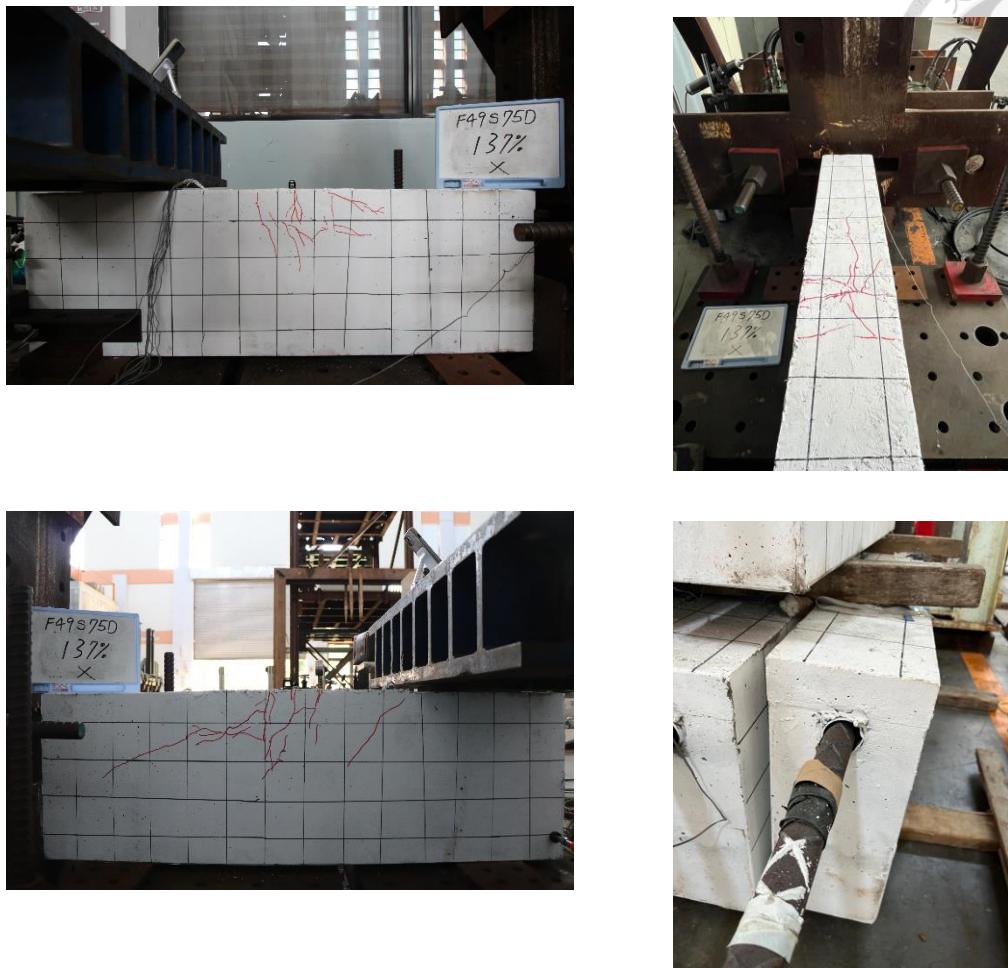


圖 5-3 試體 F49S75D 握裹拉拔破壞情形

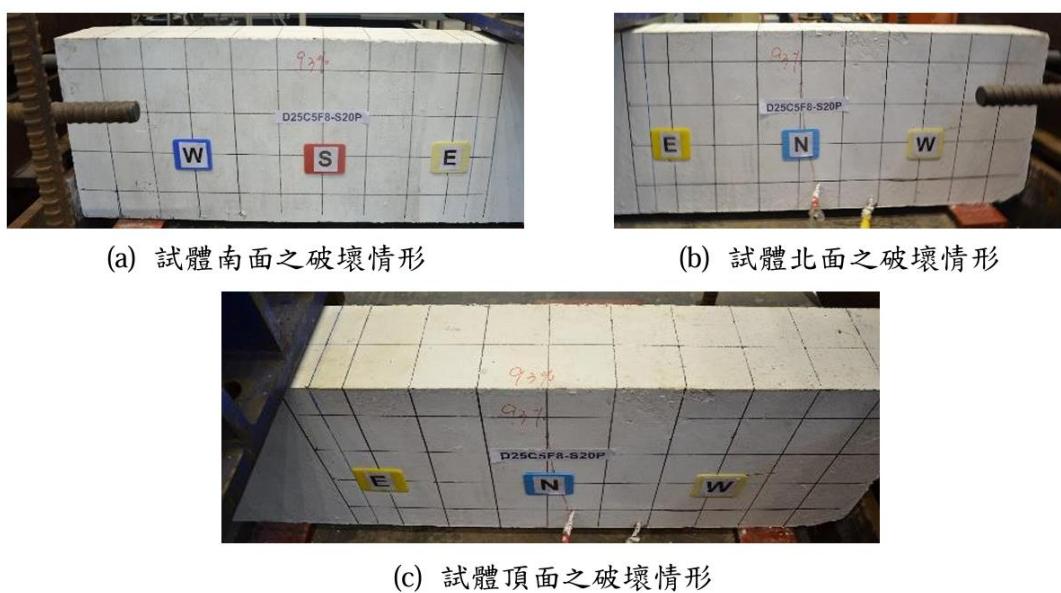


圖 5-4 試體 D25C5F7-S20P 拉拔破壞情形[22]

再者，觀察到 3 組 SD420 鋼筋之試體：F42ND、F42S150D、F42S75D，這三組試體之破壞模式皆為鋼筋斷裂，表 5-1 中可以觀察到此三組實驗之握裹強度已經到達 SD420 鋼筋之降伏強度的 1.45 倍，而這個數值已經是 SD420 鋼筋的極限抗拉強度，最終導致鋼筋斷裂，原因推測為鋼筋之設計伸展長度太長，SD420 鋼筋之試體為 ACI 318-14 設計公式值之 0.64 及 0.78 及 0.81 倍，因最後能夠發展的握裹應力相比鋼筋本身抗拉強度高出許多，進而使破壞模式變為鋼筋斷裂；對比 SD550 之鋼筋試體，在配置相同伸展長度下也能發揮至預期強度，由此可知，在設計鋼筋於鋼纖維混凝土中之伸展長度時也不宜配置太長。

5.1.2 鋼筋應力應變分析

本小節將透過觀察握裹鋼筋上之應變計讀值，分析握裹鋼筋於握裹段和未握裹段應變變化，另外會分析橫向圍束箍筋之應變計讀值，了解鋼筋之應力發展情形，3.3.1 節中已標示應變計配置之位置。

首先以 F55ND 這組試體介紹握裹鋼筋之應變發展，首先觀察 F55ND 應變計之讀值，圖 5-5 中橫軸表示應變計配置位置，橫軸之應變計位置分別為握裹段之鋼筋距自由端 PVC 管 50mm、200mm、400mm、500mm，而應變計位置 900mm 則是未澆置於混凝土中之鋼筋，而縱軸則是應變計讀值與鋼筋標稱降伏應變之比例，而每一條數據分別為鋼筋在加載力量為標稱降伏強度之 10%、30%、50% 直到 130%，首先 50mm 處之應變計則在應力值較小時就維持不變，可觀察出此部分的應力值較小，而鋼筋應變隨著力量提高而上升，在標稱降伏強度的 110% 時，應變計於 400mm 至 500mm 間有較大的數值波動，此時推測是混凝土開裂，導致握裹力重新分配，到了標稱降伏強度的 120% 又再度下降，並且 400mm 至 500mm 之間應變計讀值之變化較明顯，且該部分之鋼筋與混凝土間發展之握裹應力相較其他點較大，另外可以發現 900mm 處應變計(未澆置於混凝土中之鋼筋)在標稱降伏強度還未達 100% 之前都能大致符合鋼筋之線性應力應變變化，但因超過降伏強度之 100% 時鋼筋開始塑性變形，因此應變計讀值開始快速上升，也可以間接說明此實驗裝置中



荷重元之讀值與鋼筋真實受力一致，能有效地反映出鋼筋所受之拉力與握裹應力之發展。

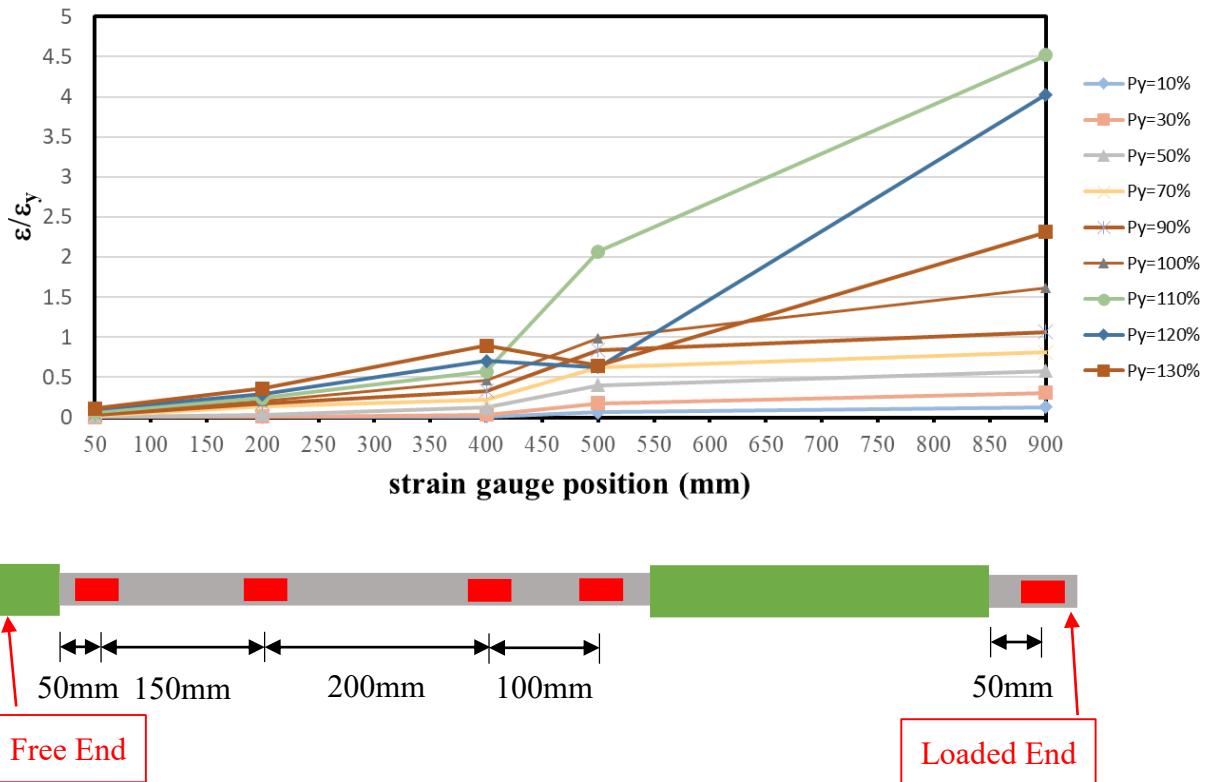


圖 5-5 F55ND 握裹鋼筋應變圖與應變計配置示意圖

接下來圖 5-6 中則是標示出各個試體於破壞時的橫向箍筋應變值，橫軸為試體編號，1 號對應的是 F42S150D、2 號為 F42S75D、3 號為 F49S150D、4 號為 F49S75D、5 號為 F55S150D、6 號為 F55S75D、7 號為 F69S150D、8 號為 F69S75D，而縱軸則為橫向箍筋應變讀值。在本研究中所採用之橫向箍筋降伏強度皆為 420MPa，而圖中紅色橫線則表示 SD420 鋼筋之降伏應變，可以觀察出在這些試體中，只有兩組試體的其中 1 個箍筋應變計有達降伏，大部分橫向箍筋皆是未達降伏之狀態，推測鋼纖維對裂縫抑制進而導致箍筋更不易降伏，由此也可驗證橫向箍筋於握裹破壞時並不會達到降伏強度，因此 ACI 318 與 ACI 408 中之模型去除計算橫向箍筋的降伏強度，由 $K_{tr} = \frac{f_{yt} A_{tr}}{10.34 s_n}$ 改成 $K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s_n}$ 此概念於鋼纖維混凝土中



鋼筋握裹行為依然適用，若是採用橫向箍筋之降伏強度進行設計，可能會較不保守。

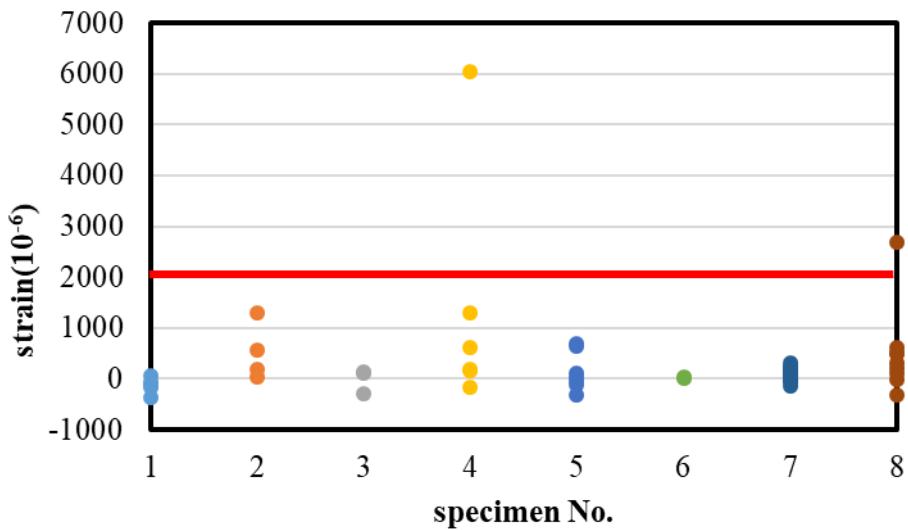


圖 5-6 橫向箍筋應變圖

5.1.3 握裹強度

本節將以 ACI 318-14 建議之握裹鋼筋直線拉力伸展長度設計式 2-26 與本研究實驗之握裹強度進行比較，3.1.1 節中提及在設計時會將 ACI 318-14 所計算之伸展長度進行折減，此部分也會納入比較之中，而鋼筋欲發展出之握裹強度與伸展長度於式 2-26 中能發現兩者是呈線性關係，意即若是配置之伸展長度 L_d 能發揮出鋼筋之降伏強度 f_y ，當只配置此伸展長度的一半 $0.5 L_d$ 時，鋼筋發展出的握裹應力即為降伏強度的一半 $0.5 f_y$ ，以下表 5-2 及表 5-3 標示出握裹實驗之握裹強度結果。因 ACI 318-14 建議中對於劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 有上限值 2.5 之規定，因此在比較時會分別以 L_{d_lmt} 與 L_{d_unlmt} 表示計算伸展長度時為受與不受此限制之值，係數由左到右分別是試體名稱、混凝土實際抗壓強度 f_c' 、鋼筋標稱降伏強度 f_y 、ACI 318-14 設計公式之伸展長度 $L_{d_lmt}(L_{d_unlmt})$ 、實驗實際埋置之伸展長度 L_{d_test} 、 $R_{d_lmt}(R_{d_unlmt})$ 為 L_{d_test} 與 $L_{d_lmt}(L_{d_unlmt})$ 之比值、鋼筋標稱降伏強度 P_y 、實驗最大握裹強度 P_{test} 、



R_p 為 P_{test} 與 P_y 之力量比值、 R_{eff_lmt} (R_{eff_unlmt}) 為 R_p 與 R_{d_lmt} (R_{d_unlmt}) 之比值，另外以下會稱 R_{eff_lmt} (R_{eff_unlmt}) 為握裹效益比。

基於握裹應力為線性發展之假設下，當 R_{eff_lmt} (R_{eff_unlmt}) 為 2 時，代表僅需 ACI 318-14 設計公式之伸展長度的一半，鋼筋與鋼纖維混凝土便能發揮到預期鋼筋強度之握裹應力，可以發現不僅劈裂指數受限制之情況下，握裹效益比會超出 2，連劈裂指數不受限制時，握裹效益比大多都能達到 2，由此可知鋼纖維能有效地提升鋼筋與混凝土間之握裹應力，因握裹效益比僅能初步判斷規範之伸長長度與實驗握裹強度之關係，無法準確預測高強度鋼纖維混凝土之鋼筋握裹模型，故下一節將繼續對影響鋼筋握裹性能之因子進行討論。但透過握裹效益比的分析，已經能初步發現鋼纖維確實提升了高強度鋼纖維混凝土與鋼筋間之握裹應力發展。

表 5-2 伸展長度握裹效益比與握裹強度(劈裂指數受限制)

specimen	f_c'	f_y	L_{d_lmt}	L_{d_test}	R_{d_lmt}	P_y (kN)	P_{test} (kN)	R_P	R_{eff_lmt}
	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	$\frac{L_{d_test}}{L_{d_lmt}}$			$\frac{P_{test}}{P_y}$	R_P / R_d
F42ND	85.2	420	862	550	0.63	423	596	1.41	2.21
F42S150D	89.4	420	748	450	0.6	423	613	1.45	2.41
F42S75D	89.4	420	748	375	0.5	423	613	1.45	2.89
F49ND	90.8	490	975	550	0.56	493	696	1.41	3.19
F49S150D	90.8	490	866	450	0.52	493	706	1.43	2.75
F49S75D	90.8	490	866	375	0.43	493	681	1.38	3.19
F55ND	90.8	550	1094	550	0.50	554	731	1.32	2.63
F55S150D	90.8	550	972	450	0.46	554	748	1.35	2.92
F55S75D	90.8	550	972	375	0.39	554	720	1.30	3.37
F69ND	85.2	690	1417	800	0.56	695	806	1.16	2.05
F69S150D	85.2	690	1259	600	0.48	695	806	1.16	2.43
F69S75D	85.2	690	1259	600	0.48	695	896	1.29	2.71

表 5-3 伸展長度握裹效益比與握裹強度(劈裂指數不受限)

specimen	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	L_{d_unlmt} (mm)	L_{d_test} (mm)	R_{d_unlmt}	P_y (kN)	P_{test} (kN)	R_P	R_{eff_unlmt}
								$\frac{P_{test}}{P_y}$	R_P / R_d
F42ND	85.2	420	862	550	0.64	423	596	1.41	2.21
F42S150D	89.4	420	592	450	0.76	423	613	1.45	1.91
F42S75D	89.4	420	456	375	0.82	423	613	1.45	1.76
F49ND	90.8	490	975	550	0.56	493	696	1.41	2.50
F49S150D	90.8	490	685	450	0.66	493	706	1.43	2.18
F49S75D	90.8	490	528	375	0.71	493	681	1.38	1.94
F55ND	90.8	550	1094	550	0.50	554	731	1.32	2.63
F55S150D	90.8	550	769	450	0.59	554	748	1.35	2.31
F55S75D	90.8	550	593	375	0.63	554	720	1.30	2.06
F69ND	85.2	690	1417	800	0.56	695	806	1.16	2.05
F69S150D	85.2	690	996	600	0.60	695	806	1.16	1.93
F69S75D	85.2	690	768	600	0.78	695	896	1.29	1.65

5.1.4 鋼筋握裹應力與位移關係

首先由實驗最大測得力量 P_{test} 以式 5-1 進行計算，便會得到鋼筋最大平均握裹應力 u_{test} 。2.6 節中介紹眾多握裹模型，其中 ACI 318-14 [21] 對於鋼筋直線伸展長度之建議模型是以 $f_c'^{1/2}$ 表示混凝土抗壓強度對於握裹性能之貢獻，而 Darwin [18]、Zuo and Darwin [20]、ACI408.3-01 [12]、Harajli [25] 中則是以 $f_c'^{1/4}$ 表示混凝土抗壓強度，本研究採用較普遍使用之 $f_c'^{1/2}$ 表示混凝土抗壓強度與鋼筋握裹性能之關聯



性，並且以下會以 $u_{test} / f_c^{1/2}$ 表示正規化後之握裹應力。

$$u_{test} = \frac{P_{test}}{\pi \times d_b \times L_{d_test}}$$

其中，

u_{test} ：實驗中鋼筋最大平均握裹應力(MPa)

P_{test} ：實驗中最大握裹強度(kN)

d_b ：鋼筋直徑(mm)

L_{d_test} ：鋼筋實際埋置之伸展長度(mm)

透過試體自由端之 LVDT 量測到之握裹鋼筋滑移量，對正規化握裹應力繪製握裹應力滑移曲線，透過不同時間下之滑移量對應鋼筋之握裹應力了解兩者間之關係，以下將分為同箍筋間距不同強度鋼筋以及相同強度鋼筋不同箍筋間距兩組介紹握裹應力滑移曲線。

相同箍筋間距不同強度：此組會將橫向箍筋間距相同但鋼筋強度不同之試體繪製於同一張圖，如圖 5-7、圖 5-8、圖 5-9，首先各組試體在達最大握裹強度之前，滑移量都較低；有配置箍筋之試體相較於無箍筋之試體在握裹應力下降至強度點的 50%時，所產生的握裹滑移量較大，說明其韌性較佳，另外從三張圖的比較可以觀察出圍束條件相同情形下(箍筋間距相同)，SD490 鋼筋與 SD550 鋼筋之試體所發展出之握裹強度接近，但 SD690 鋼筋之試體發展出的握裹應力會是另外兩組握裹強度的 80%至 89%之間。

相同強度不同箍筋間距：此組則是會以鋼筋降伏強度相同但箍筋間距不同之



試體繪製於同一張圖，如圖 5-10、圖 5-11、圖 5-12，由此三張圖可以觀察到隨著箍筋量增加，握裹強度也會隨之提升。由此可知，雖然 S75 的試體破壞模式為拉拔破壞，但相比於其他劈裂破壞之試體握裹應力還是會提升，而在 ACI 318-14 之規範中，之所以限制劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 之上限值 2.5，是因其劈裂指數若超過 2.5，破壞模式會由劈裂破壞轉為拉拔破壞，此時即便增加更多的圍束量也無法使握裹應力提高；但以本研究之實驗結果，對鋼纖維混凝土而言，破壞模式為拉拔破壞時仍會讓握裹應力提高。

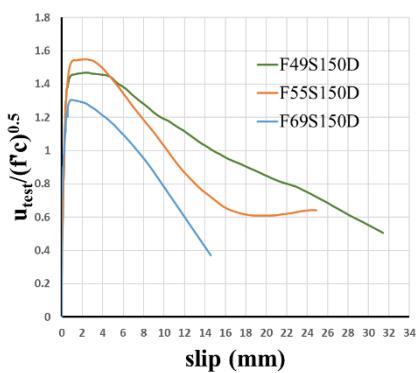


圖 5-7 箍筋間距 150mm 之握裹應力滑移曲線

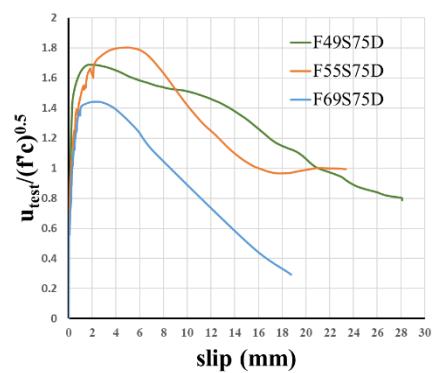


圖 5-8 箍筋間距 75mm 之握裹應力滑移曲線

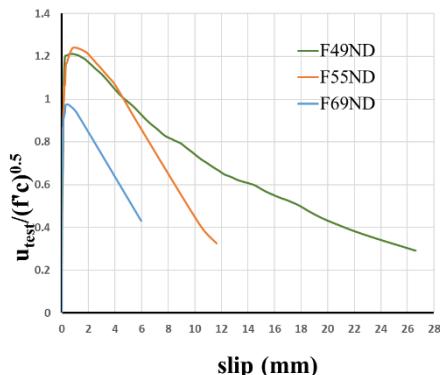


圖 5-9 無配置箍筋之握裹應力滑移曲線

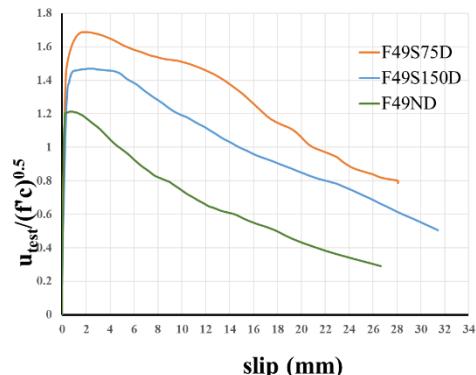


圖 5-10 SD490 鋼筋之握裹應力滑移曲線

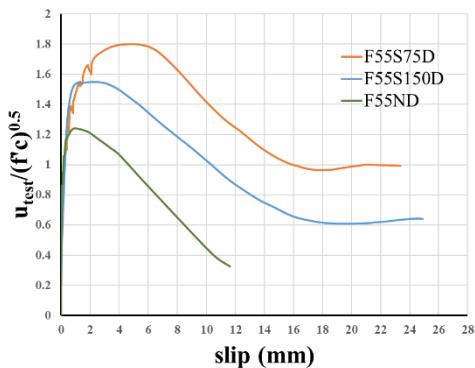


圖 5-11 SD550 鋼筋之握裹應力滑移曲線

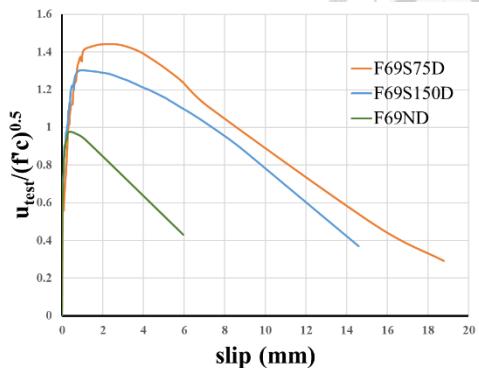


圖 5-12 SD690 鋼筋之握裹應力滑移曲線

5.1.5 鋼筋直線拉力伸展長度模型探討

本小節會根據本研究之實驗結果，並參考前述之各握裹模型對握裹強度的預測，期能建議符合本研究材料強度之握裹強度建議模型，另外因 SD420 鋼筋之試體破壞模式皆為鋼筋斷裂，表示握裹應力受限於鋼筋強度而無法發揮完全，實驗測得最大強度並非其所能提供之最大握裹應力，因此不納入分析中，以下只以 SD490、SD550、SD690 鋼筋，共 9 組試體進行分析。

首先透過 OJB Model(1977)[13]可得知，總握裹應力一般能拆解成混凝土貢獻加上橫向箍筋貢獻，如式 5-2 所示， u_b 為鋼筋握裹總應力(MPa)， u_c 為無橫向箍筋圍束下之握裹應力(MPa)， u_s 則是由橫向箍筋圍束下提供之額外握裹應力(MPa)。

$$\frac{u_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{u_c + u_s}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{式 5-2}$$

基於該理論基礎，本研究採用相同概念，並參考 Harajli(2002)[25]，同樣將鋼纖維混凝土與鋼筋之握裹應力以式 5-3 表示：



$$\frac{u_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{u_c + u_s + u_f}{\sqrt{f_c}}$$

其中 u_f 即為鋼纖維能提供之額外握裹應力(MPa)。

各個模型代入本研究試體之實際混凝土抗壓強度 f_c' 以及混凝土劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 等參數後便能得到 u_c 、 u_s 之值，其計算方法請詳 2.6 節。而式 5-4 則是以實驗所得最大平均握裹應力 u_{test} 扣除前述計算之 u_c 、 u_s ，所得之值便為 u_f ，需要注意的是 u_c 、 u_s 的數值會因設計公式中之保守性考量，實際上混凝土與箍筋對握裹應力的貢獻有可能更大，這其中的差值便會納入 u_f 中，進而高估鋼纖維提供之握裹應力。

$$\frac{u_f}{\sqrt{f_c}} = \frac{u_{test} - u_c - u_s}{\sqrt{f_c}} \quad \text{式 5-4}$$

前述分析流程以 F49S150D 為例，在 ACI 318-14 模型中其計算方式如下：

$$\frac{u_c}{\sqrt{f_c}} = \frac{c_b}{3.6d_b} = \frac{80}{3.6 \times 36} = 0.62$$

$$\frac{u_s}{\sqrt{f_c}} = \frac{K_{tr}}{3.6d_b} = \frac{\frac{40A_{tr}}{sn}}{3.6 \times 36} = \frac{40 \times 126.7}{3.6 \times 36} = 0.26$$

$$\frac{u_f}{\sqrt{f_c}} = \frac{u_{test}}{\sqrt{f_c}} - \frac{u_c}{\sqrt{f_c}} - \frac{u_s}{\sqrt{f_c}} = 1.45 - 0.62 - 0.26 = 0.58$$



因本研究試體的鋼纖維含量皆相同，因此在各個試體中，鋼纖維對於握裹應力的貢獻應該要較為接近，表 5-4 則是依式 5-4 計算得出之結果，而圖 5-13 則標示出各模型中 $u_f / \sqrt{f_c}$ 之值，可以發現因各模型對於混凝土以及箍筋分別貢獻多少握裹應力有些許差異，因此所計算出之 $u_f / \sqrt{f_c}$ 也略為不同，但可以看出在 OJB、Zou and Darwin(2000) 以及 ACI 408.3-01 趨勢一致，而在 Darwin(1996)、ACI 318-14、林垣謙(2021)、紀凱甯(2018)這四個模型中的趨勢較為一致，本研究選擇較為普遍使用之 ACI 318-14 的模型進行進一步分析，且由此模型計算得到 u_f 值之標準差相對也是較小的。

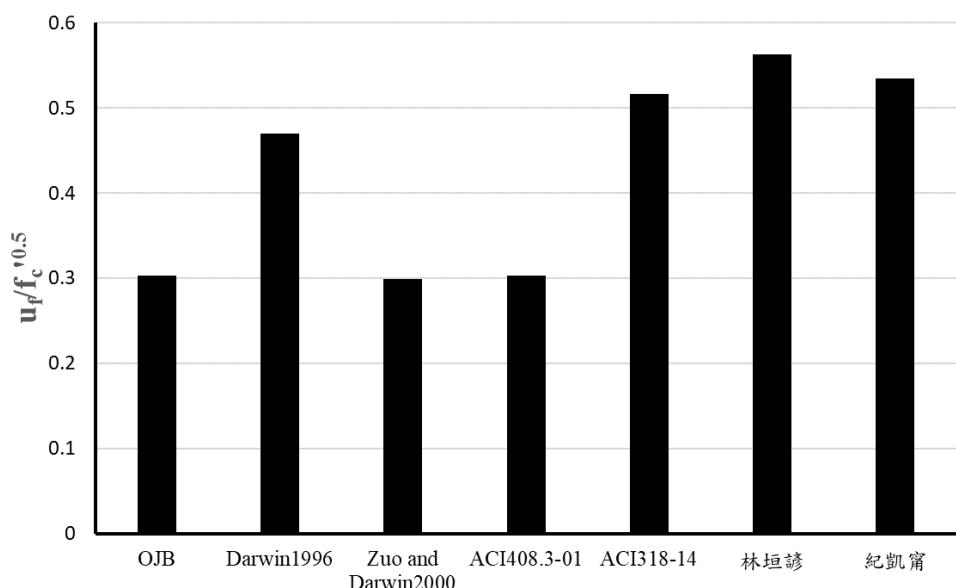


圖 5-13 各模型中鋼纖維對握裹應力之貢獻



表 5-4 各模型對握裹應力之預測

	OJB(1977)			Darwin(1996)			Zuo and Darwin (2000)			ACI408.3-01			ACI318-14			林垣謬(2021)			紀凱甯(2018)		
	$\frac{u_c}{\sqrt{f_c'}}$	$\frac{u_s}{\sqrt{f_c'}}$	$\frac{u_f}{\sqrt{f_c'}}$																		
F49ND	0.93	0.00	0.32	0.70	0.00	0.48	0.70	0.00	0.47	0.71	0.00	0.46	0.62	0.00	0.56	0.43	0.00	0.74	0.75	0.00	0.42
F49S150D	0.99	0.24	0.23	0.76	0.23	0.47	0.77	0.42	0.26	0.78	0.41	0.27	0.62	0.26	0.58	0.50	0.38	0.58	0.75	0.13	0.58
F49S75D	1.05	0.47	0.16	0.82	0.36	0.50	0.84	0.66	0.18	0.85	0.65	0.19	0.62	0.52	0.55	0.46	0.70	0.53	0.75	0.22	0.71
F55ND	0.93	0.00	0.31	0.70	0.00	0.54	0.70	0.00	0.53	0.71	0.00	0.52	0.62	0.00	0.62	0.46	0.00	0.77	0.75	0.00	0.48
F55S150D	0.99	0.24	0.32	0.76	0.21	0.58	0.77	0.39	0.38	0.78	0.38	0.38	0.62	0.26	0.66	0.47	0.36	0.72	0.75	0.13	0.66
F55S75D	1.05	0.47	0.25	0.82	0.35	0.61	0.84	0.65	0.29	0.85	0.63	0.30	0.62	0.52	0.64	0.44	0.68	0.65	0.75	0.22	0.81
F69ND	0.84	0.00	0.12	0.62	0.00	0.34	0.62	0.00	0.34	0.63	0.00	0.34	0.62	0.00	0.35	0.49	0.00	0.47	0.74	0.00	0.23
F69S150D	0.90	0.24	0.14	0.69	0.25	0.35	0.69	0.44	0.16	0.70	0.43	0.16	0.62	0.26	0.41	0.49	0.38	0.42	0.73	0.12	0.44
F69S75D	0.92	0.47	0.05	0.69	0.38	0.37	0.69	0.65	0.09	0.70	0.64	0.09	0.62	0.52	0.29	0.49	0.76	0.18	0.74	0.22	0.48
	Mean		0.20	Mean		0.47	Mean		0.30	Mean		0.30	Mean		0.52	Mean		0.56	Mean		0.53
	SD		0.09	SD		0.1	SD		0.15	SD		0.14	SD		0.13	SD		0.19	SD		0.18



而混凝土與鋼筋間之握裹應力，以 ACI 318-14 規範建議之握裹模型為例，普通混凝土中之鋼筋平均握裹應力需求可以式 5-5、式 5-6 計算。

$$u_b = \frac{A_b \times f_s}{\pi \times d_b \times L_d} = \frac{\frac{\pi d_b^2}{4} \times f_s}{\pi \times d_b \times \frac{0.9 f_s d_b}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \sqrt{f_c}}} = \frac{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \sqrt{f_c}}{3.6} \quad \text{式 5-5}$$

$$\frac{u_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{u_c + u_s}{\sqrt{f_c}} = \frac{c_b}{3.6 d_b} + \frac{K_{tr}}{3.6 d_b} \quad \text{式 5-6}$$

由 Harajli [25] 可知， $u_f / \sqrt{f_c}$ 與 $(V_f L_f / d_f)(c / d_b)$ 為正相關，另外本研究特別針對 $u_f / \sqrt{f_c}$ 與鋼纖維等效握裹強度 τ_{eq} 進行比較，發現兩者是呈正相關，如圖 5-14 所示，其 R^2 值為 0.8731，代表鋼纖維等效握裹強度 τ_{eq} 有助於提升鋼纖維對鋼筋握裹應力的貢獻。因此以 γ_f 做為 $u_f / \sqrt{f_c}$ 與 $(V_f L_f / d_f)(c / d_b)\tau_{eq}$ 之間的調整因子可得式 5-7，再將表 5-4 中所得 $u_f / \sqrt{f_c}$ 與 $(V_f L_f / d_f)(c / d_b)\tau_{eq}$ 相除，便能得到 γ_f ，在表 5-5 中列出了各試體 τ_{eq} 以及 γ_f 之值，將各試體 γ_f 平均後為 0.02 且標準差為 0.004。接著以 ACI 318-14 之握裹模型為基礎，便能推導出鋼筋於鋼纖維混凝土中之建議握裹模型：式 5-8。

$$\frac{u_f}{\sqrt{f_c}} = \gamma_f (V_f L_f / d_f)(c / d_b)\tau_{eq} \quad \text{式 5-7}$$



$$\frac{u_{b,proposed}}{\sqrt{f_c}} = \frac{u_c + u_s + u_f}{\sqrt{f_c}} = \frac{c_b}{3.6d_b} + \frac{K_{tr}}{3.6d_b} + 0.02(V_f L_f / d_f)(c/d_b)\tau_{eq}$$

其中，

$u_{b,proposed}$ 為本研究建議之鋼筋於鋼纖維混凝土中之直線握裹應力(MPa)

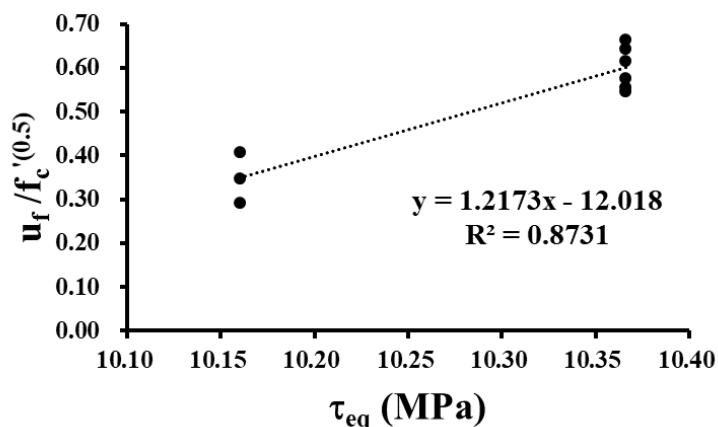


圖 5-14 鋼纖維等效握裹強度 τ_{eq} 與 $u_f / \sqrt{f_c}$ 關係

表 5-5 各試體之 γ_f 之值

	τ_{eq} (MPa)	γ_f
F49ND	10.37	0.020
F49S150D	10.37	0.021
F49S75D	10.37	0.020
F55ND	10.37	0.023
F55S150D	10.37	0.024
F55S75D	10.37	0.024
F69ND	10.16	0.013
F69S150D	10.16	0.015
F69S75D	10.16	0.011
Mean		0.020
SD		0.005



將本研究建議之鋼纖維混凝土中鋼筋直線握裹應力計算式式 5-8 代入式 2-14 中，藉由鋼筋伸展長度與握裹應力之關係，能將鋼纖維混凝土中鋼筋所需伸展長度表示為式 5-9，並且提出鋼纖維圍束指數 K_f 簡化並表示鋼纖維對握裹應力之貢獻：

$$\begin{aligned}
 L_{d_proposed} &= \frac{f_s d_b}{4u_b} \\
 &= \frac{f_y d_b}{4[\frac{c_b}{3.6d_b} + \frac{K_{tr}}{3.6d_b} + 0.02(V_f L_f / d_f)(c/d_b) \tau_{eq}] \sqrt{f_c}} \\
 &= \frac{f_y d_b}{4[\frac{c_b}{3.6d_b} + \frac{K_{tr}}{3.6d_b} + \frac{0.072(V_f L_f / d_f) c_b \tau_{eq}}{3.6d_b}] \sqrt{f_c}} \\
 &= 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \frac{1}{\frac{c_b + K_{tr} + K_f}{d_b}} d_b
 \end{aligned} \tag{式 5-9}$$

其中，

$L_{d_proposed}$ ：本研究建議之鋼纖維混凝土中鋼筋直線伸展長度(mm)

K_{tr} ： $\frac{40A_{tr}}{sn}$ (mm)

K_f ：鋼纖維圍束指數(mm)， $K_f = 0.072V_f(L_f / d_f)c_b \tau_{eq}$

V_f ：鋼纖維體積取代率，本研究之 $V_f = 1.5\%$

L_f ：鋼纖維長度， d_f ：鋼纖維直徑， $L_f / d_f = 79$

τ_{eq} ：鋼纖維等效握裹強度(MPa)，計算方式詳 2.2.3 節，以本研究使用之鋼纖維建議可使用 $\tau_{eq} = 8\text{MPa}$ 。



為確認此模型與實驗結果相符，以式 5-9 重新計算本研究之試體所需伸展長度，並結合 5.1.3 節之握裹效益比 R_{eff} ，若 R_{eff} 值為 1，則表示伸展長度能剛好讓鋼筋發展至預期之握裹強度。由圖 5-15 以及表 5-6 可觀察出，式 5-9 能良好預測其鋼纖維混凝土中鋼筋發展之握裹強度與伸展長度之關係，握裹效益比 R_{eff} 平均值為 1.02，標準差為 0.094。但須注意本次實驗之 V_f 皆為 1.5%，且鋼纖維之 $L_f / d_f = 79$ ，因此式 5-9 只能反映出本研究試體在使用此種鋼纖維以及鋼纖維取代率下之趨勢，能否準確預測不同 V_f 之鋼纖維混凝土與鋼筋握裹強度關係還需更多數據支持。

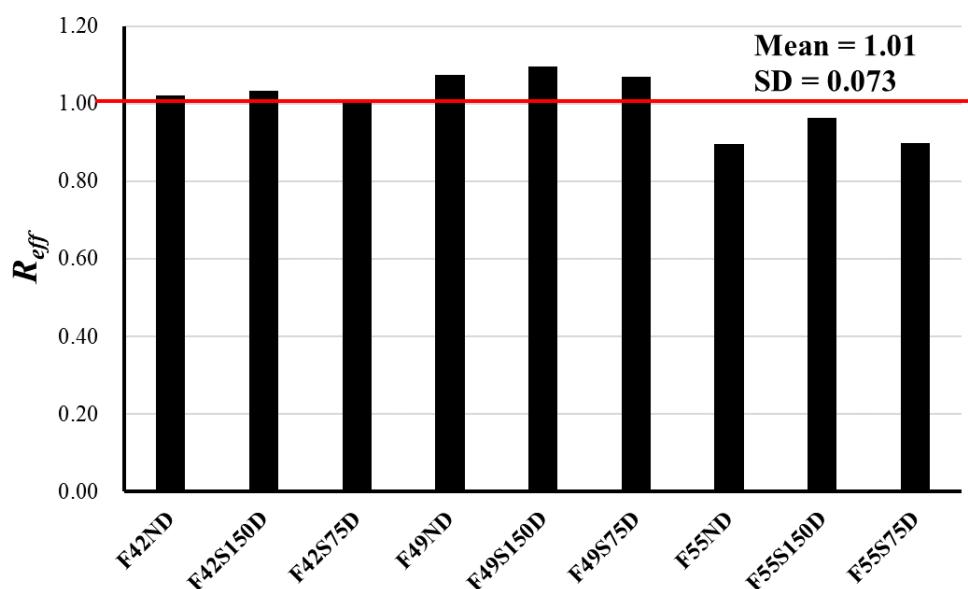


圖 5-15 各試體之握裹效益比

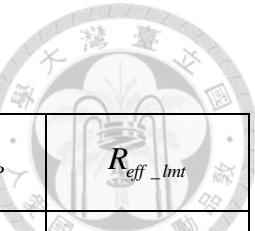


表 5-6 伸展長度握裹效益比與握裹強度

specimen	$L_{d_proposed}$ (mm)	L_{d_test} (mm)	R_d	P_y (kN)	P_{test} (kN)	R_p	R_{eff_lmt}
			$\frac{L_{d_test}}{L_{d_proposed}}$			$\frac{P_{test}}{P_y}$	R_p / R_d
F49ND	398	550	1.38	493	696	1.41	1.02
F49S150D	325	450	1.38	493	706	1.43	1.03
F49S75D	275	375	1.36	493	681	1.38	1.01
F55ND	447	550	1.23	554	731	1.32	1.07
F55S150D	365	450	1.23	554	748	1.35	1.10
F55S75D	309	375	1.21	554	720	1.30	1.07
F69ND	618	800	1.29	695	806	1.16	0.90
F69S150D	499	600	1.20	695	806	1.16	0.96
F69S75D	418	600	1.44	695	896	1.29	0.90
							Mean = 1.01 SD = 0.073

依照前述方法同樣對剩餘握裹模型進行分析，列出表 5-7，其中 $u_{test} / \sqrt{f_c}$ 為實驗最大平均握裹應力除以試體真實混凝土抗壓強度， $u_b / \sqrt{f_c}$ 則為各模型依照式 5-7 以及式 5-8 所計算出之建議握裹應力，圖 5-16 則為 $u_{test} / \sqrt{f_c}$ 與各模型 $u_b / \sqrt{f_c}$ 之比較，圖中黑色斜線為斜率為 1 之直線，越接近黑線則表示其預測值對於實驗值越準確，由圖中可以發現 OJB、Darwin(1996)、林垣謙(2021)以及 ACI318-14 用此方法分析出之結果對照實驗值較為準確，而這四者標準差為 0.39、0.27、0.38、0.37，皆較其他握裹模型低。由此可知使用 ACI 318-14 建議握裹設計模型就能良好地預測並推導本研究之鋼纖維混凝土握裹模型。

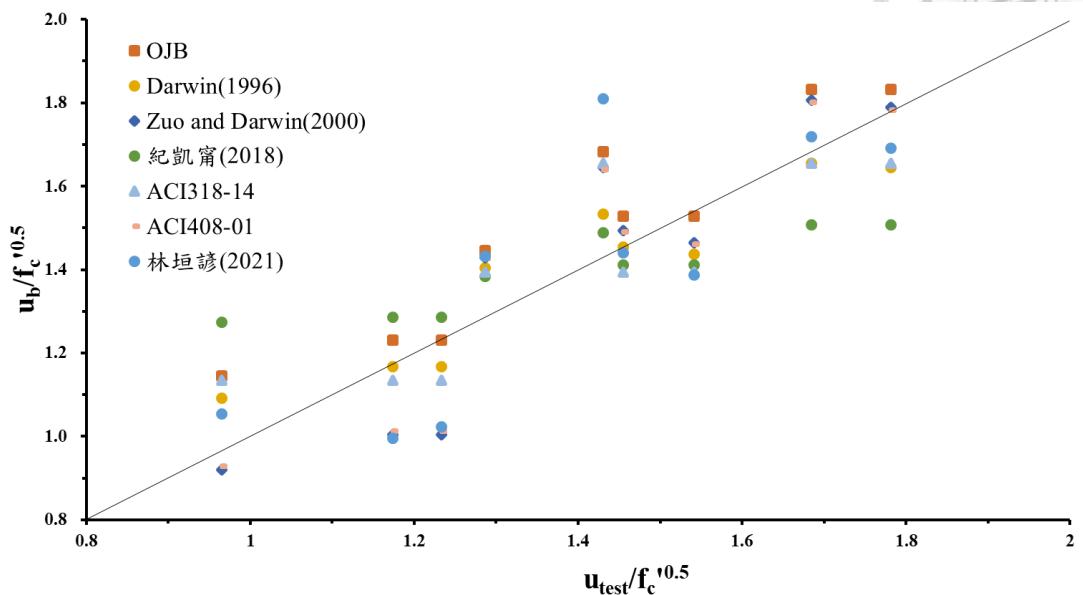


圖 5-16 各模型分析下建議握裹應力與實驗握裹應力關係



表 5-7 各種握裹模型之握裹應力分析

試體名稱	OJB					Darwin1996					Zuo and Darwin 2000					ACI408.3-01					垣謙					凱甯				
	$\frac{u_{test}}{\sqrt{f_c}}$	$\frac{u_c}{\sqrt{f_c}}$	$\frac{u_s}{\sqrt{f_c}}$	$\frac{u_f}{\sqrt{f_c}}$	$\frac{u_b}{\sqrt{f_c}}$																									
F49ND	1.17	0.93	0.00	0.30	1.23	0.70	0.00	0.47	1.17	0.70	0.00	0.30	1.00	0.71	0.00	0.30	1.01	0.43	0.00	0.56	1.00	0.75	0.00	0.53	1.29					
F49S150D	1.45	0.99	0.24	0.30	1.53	0.76	0.23	0.47	1.45	0.77	0.42	0.30	1.49	0.78	0.41	0.30	1.49	0.50	0.38	0.56	1.44	0.75	0.13	0.53	1.41					
F49S75D	1.68	1.05	0.47	0.30	1.83	0.82	0.36	0.47	1.66	0.84	0.66	0.30	1.81	0.85	0.65	0.30	1.80	0.46	0.70	0.56	1.72	0.75	0.22	0.53	1.51					
F55ND	1.23	0.93	0.00	0.30	1.23	0.70	0.00	0.47	1.17	0.70	0.00	0.30	1.00	0.71	0.00	0.30	1.01	0.46	0.00	0.56	1.02	0.75	0.00	0.53	1.29					
F55S150D	1.54	0.99	0.24	0.30	1.53	0.76	0.21	0.47	1.44	0.77	0.39	0.30	1.46	0.78	0.38	0.30	1.46	0.47	0.36	0.56	1.39	0.75	0.13	0.53	1.41					
F5S75D	1.78	1.05	0.47	0.30	1.83	0.82	0.35	0.47	1.65	0.84	0.65	0.30	1.79	0.85	0.63	0.30	1.78	0.44	0.68	0.56	1.69	0.75	0.22	0.53	1.51					
F69ND	0.96	0.84	0.00	0.30	1.15	0.62	0.00	0.47	1.09	0.62	0.00	0.30	0.92	0.63	0.00	0.30	0.93	0.49	0.00	0.56	1.05	0.74	0.00	0.53	1.27					
F69S150D	1.28	0.90	0.24	0.30	1.45	0.69	0.25	0.47	1.40	0.69	0.44	0.30	1.43	0.70	0.43	0.30	1.43	0.49	0.38	0.56	1.43	0.73	0.12	0.53	1.38					
F69S75D	1.43	0.90	0.47	0.30	1.68	0.69	0.38	0.47	1.53	0.69	0.65	0.30	1.64	0.70	0.64	0.30	1.64	0.49	0.76	0.56	1.81	0.74	0.22	0.53	1.49					
	SD				0.39	SD				0.27	SD				0.41	SD				0.40	SD				0.37	SD				0.50



最後比較 Harajli [25]與本研究對直線鋼筋直線拉力伸展長度的預測，如圖 5-17，其中橘色直條是以式 2-35 代入本研究之試體參數進行計算，藍色直條則是表 5-6 中之 $L_d_{proposed}$ ，可以發現本研究對鋼筋於鋼纖維混凝土中之伸展長度的預測較為保守，伸展長度約為 Harajli [25]預測式的 1 至 1.4 倍。

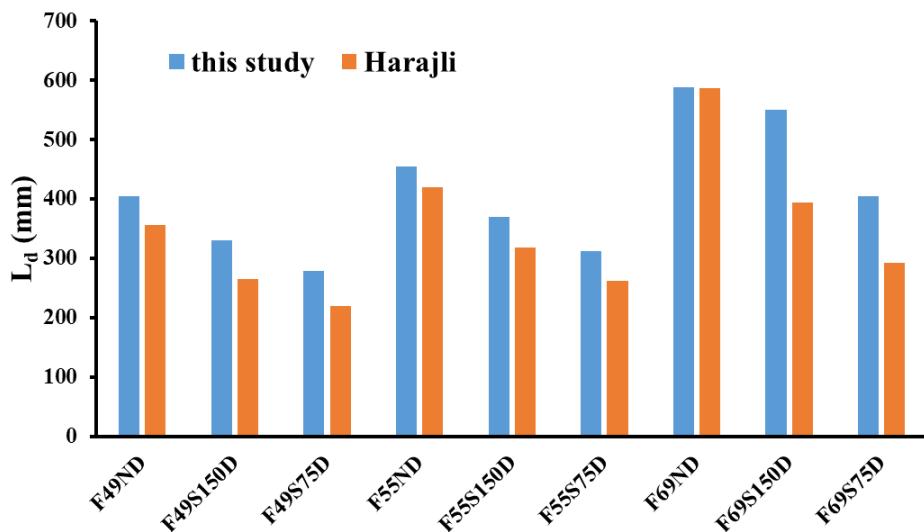


圖 5-17 伸展長度比較



5.2 擴頭鋼筋偏心拉拔實驗分析

5.2.1 破壞模式

由4.2節中擴頭鋼筋試體之破壞模式可以發現，本次實驗總共有兩種破壞模式，分別為鋼筋斷裂以及混凝土脹破，混凝土脹破實際如圖 5-18 所示，而實際破壞與 ACI 318-14 規範中之圖說有稍微不同的是，裂縫會隨鋼筋縱向繼續發展，但因埋置擴頭鋼筋以及實驗模式為偏心拉拔實驗，本研究依舊將此破壞模式歸類為脹破。

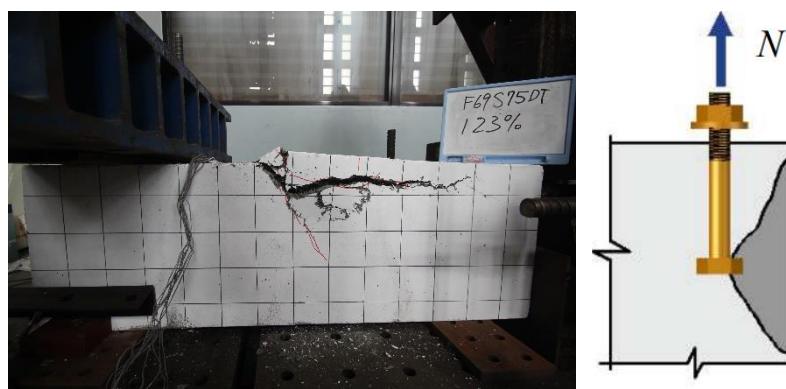


圖 5-18 混凝土實際破壞情形與脹破破壞示意圖

脹破破壞主要是發生於 SD690 鋼筋之試體，而 SD420、SD490、SD550 鋼筋之試體破壞模式皆為鋼筋斷裂，因此可由此結果推論除脹破破壞之試體外，其餘試體之鋼筋握裹強度以及混凝土拉破強度皆高於該試體所配置鋼筋之極限抗拉強度。

擴頭鋼筋之試體設計如3.1.1 節所述，本研究採用 $8d_b$ 作為設計擴頭鋼筋之錨定長度之依據， $8d_b$ 乃為規範中所規定之擴頭鋼筋錨定長度最小值之一，另一最小值為 150mm。在本研究中，D36 鋼筋對應每組試體之錨定長度為 288 mm，為了便於在鋼筋綁繫過程時調整試體設計之圍束箍筋之間距(150mm 以及 75mm)，本研究選擇將擴頭鋼筋實際埋置長度 L_{dt_test} 設為 300mm，因此若以式 2-42 計算各組試體之錨定長度 $L_{dt_theorem}$ ，再以實際錨定長度 300 mm 和 $L_{dt_theorem}$ 相除，便能得出實際錨



定長度與 ACI 318-14 中擴頭鋼筋錨定長度設計公式之比值，如表 5-8：

表 5-8 擴頭鋼筋握裹試體破壞模式

試體	P_{test} 實驗最大握裹 強度 (kN)	P_y 鋼筋標稱降伏 強度 (kN)	$\frac{P_{test}}{P_y}$	$\frac{L_{dt_test}}{L_{dt_theorem}}$	破壞模式
F42NDT	592	423	1.40	0.87	鋼筋斷裂
F42S150DT	592	423	1.40	0.87	鋼筋斷裂
F42S75DT	618	423	1.46	0.87	鋼筋斷裂
F49NDT	542	493	1.10	0.75	續接器 損毀
F49S150DT	690	493	1.40	0.75	鋼筋斷裂
F49S75DT	690	493	1.40	0.75	鋼筋斷裂
F55NDT	709	554	1.28	0.67	續接器 損毀
F55S150DT	720	554	1.30	0.67	鋼筋斷裂
F55S75DT	720	554	1.30	0.67	鋼筋斷裂
F69NDT	764	695	1.10	0.60	脹破破壞
F69S150DT	869	695	1.25	0.60	脹破破壞
F69S75DT	887	695	1.28	0.60	脹破破壞

表 5-8 中，可觀察到即便實際錨定長度 L_{dt_test} 為規範之設計錨定長度 $L_{dt_theorem}$ 的 0.60 倍，在實驗握裹強度超過預期強度時，擴頭鋼筋與鋼纖維混凝土間之握裹機制並不會失效，且實驗最大力量須達 764kN 以上才能使鋼纖維混凝土產生脹破，



而 SD420、SD490、SD550 鋼筋之試體在達此強度前鋼筋便會斷裂，因此實驗結果無法得出同樣之破壞模式，且相比於 SD690 之試體，實際埋置之錨定長度與 ACI318 規範中設計公式兩者的比例也相對較大，導致其試體更不容易因鋼筋與混凝土間之握裹失效而破壞。

5.2.2 握裹強度

本節將分析擴頭鋼筋之實驗握裹強度，因鋼筋斷裂試體之實驗最大強度並非其實最大握裹應力，因此只得討論 SD690 鋼筋之試體，接著一樣利用 5.1.3 節之握裹效益比進行初步分析，其中下表之 $L_{d_theorem}$ 為參照 ACI 318-14 規範並代入實際材料強度重新計算之伸展長度，由表 5-9 中可知，當 R_{eff_lmt} (R_{eff_unlmt}) 為 2 時，代表僅需 ACI 318-14 設計公式之錨定長度的一半，擴頭鋼筋與鋼纖維混凝土便能發揮到預期之握裹應力強度。另外可以發現，隨著箍筋量的提升，握裹應力的發展也會隨之提升。

表 5-9 錨定長度握裹效益比與握裹強度

specimen	f_c (MPa)	f_y (MPa)	$L_{d_theorem}$ (mm)	L_{d_test} (mm)	R_d	P_y (kN)	P_{test} (kN)	R_P	R_{eff}
					$\frac{L_{d_test}}{L_{d_theorem}}$			$\frac{P_{test}}{P_y}$	R_P / R_d
F69NDT	89.4	690	499	300	0.60	695	778	1.11	1.85
F69S150DT	89.4	690	499	300	0.60	695	868	1.25	2.08
F69S75DT	89.4	690	499	300	0.60	695	887	1.28	2.12



5.2.3 鋼纖維混凝土拉破強度探討

由 5.2.1 節中得知，本研究之擴頭鋼筋偏心拉拔實驗主控破壞模式為混凝土脹破，首先藉由 2.8.3 節以及 2.8.4 節介紹之鋼纖維混凝土拉破強度模型，以下列式子

計算出本研究試體之拉破強度 N_{cb_SFRC} 為 759kN，並結合實驗所得最大強度 P_{test} 整

理出表 5-10，並且透過圖 5-19 可以觀察到，只有 F69 試體之實驗最大強度 P_{test} 超

過 N_{cb_SFRC} ，符合本研究之實驗破壞情形，而本研究之 γ_{fiber} 為 1.9，雖然超過式 2-46

中之上限值 1.6，但仍能符合實驗結果，因此若以本研究實驗結果而言， γ_{fiber} 之上

限值可以提高到 1.9。

$$N_{cb_SFRC} = \gamma_{fiber} \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad \text{式 5-10}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{式 5-11}$$

$$\gamma_{fiber} = \frac{k_{fiber}}{130} + 1 = \frac{118}{130} + 1 = 1.9 \quad \text{式 5-12}$$

其中，

k_{fiber} ：鋼纖維含量(kg/m^3)，本研究之鋼纖維含量為 $118\text{kg}/\text{m}^3$

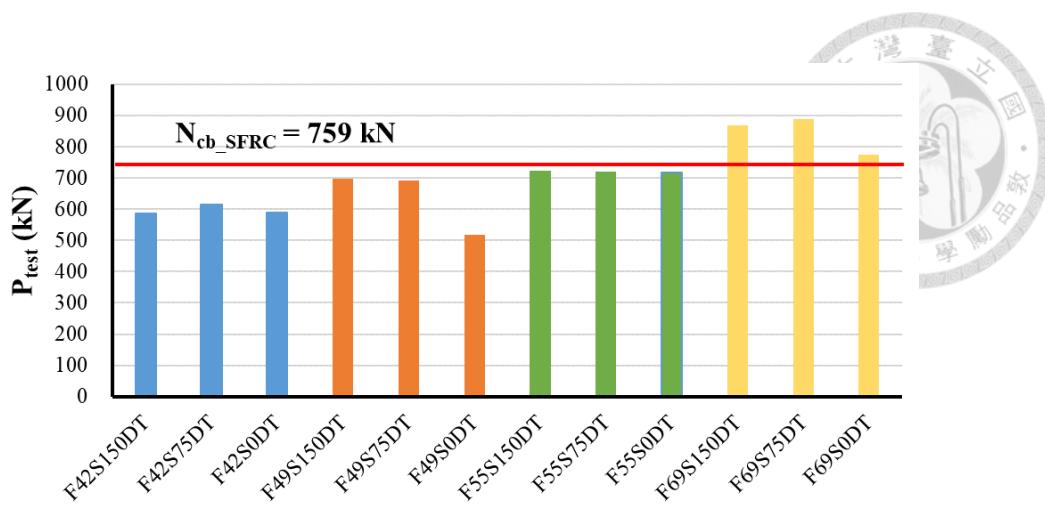


圖 5-19 本研究之各試體實驗最大強度

表 5-10 實驗最大強度與鋼纖維混凝土拉破強度比較

試體	γ_{fiber}	P_{test} (kN)	N_{cb_SFRC} (kN)
F42NDT	1.91	592	759
F42S150DT	1.91	592	759
F42S75DT	1.91	618	759
F49NDT	1.91	542	759
F49S150DT	1.91	690	759
F49S75DT	1.91	690	759
F55NDT	1.91	709	759
F55S150DT	1.91	720	759
F55S75DT	1.91	720	759
F69NDT	1.91	764	759
F69S150DT	1.91	869	759
F69S75DT	1.91	887	759

5.2.4 擴頭鋼筋伸展長度建議

由5.2.2 節可以了解擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中能減少其錨定長度，而本研究中發現即使以 ACI 318-14 之公式設計值之 0.6 倍作為擴頭鋼筋之錨定長度，仍能發揮至預期之握裹強度，因此本研究建議在設計擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之錨



定長度，能直接以 ACI 318-14 公式之 0.6 倍進行設計，如式 5-13，其中係數 0.114 即為原先 0.19 乘上 0.6 後之值，須注意本次研究僅使用 $V_f = 1.5\%$ 之鋼纖維混凝土，因此下列建議式只得使用在 $V_f = 1.5\%$ 之鋼纖維混凝土中。

$$L_{dt} = 0.114 \frac{\psi_e f_y}{\sqrt{f_c}} d_b , \text{ 當 } V_f = 1.5\% \quad \text{式 5-13}$$

第六章、結論與建議

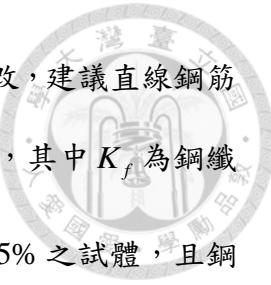


本研究針對鋼纖維混凝土與直線及擴頭鋼筋間之握裹行為進行實驗並分析，其中鋼纖維體積取代率 V_f 即是本研究探討之關鍵，經過鋼筋握裹偏心拉拔實驗，能夠分析出鋼纖維對直線及擴頭鋼筋握裹之貢獻，且鋼纖維對於提升握裹性能之效益十分顯著。本研究結合 ACI 318 規範之概念，提出直線鋼筋及擴頭鋼筋適用於鋼筋於鋼纖維混凝土之伸展長度公式，也發現加入鋼纖維後能有效提升混凝土之拉破強度，本章將彙整前述之分析結果定下結論並提供日後研究之建議。

6.1 結論

6.1.1 直線鋼筋於鋼纖維混凝土中之握裹實驗

1. 在鋼纖維體積取代率 $V_f = 1.5\%$ 之下，劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 為 3.16 以下時破壞模式為劈裂破壞，當劈裂指數 $(c_b + K_{tr}) / d_b$ 為 4.10 時破壞模式則轉為拉拔破壞。但即便為拉拔破壞，握裹強度仍會提升，另外劈裂裂縫會發生於保護層較小一側，以本研究而言，頂層保護層為 8cm，兩側保護層為 9cm，而劈裂裂縫全部皆發生於頂面。
2. 鋼纖維能有效的控制握裹劈裂裂縫，相比於鋼筋於普通混凝土中握裹劈裂破壞，鋼纖維混凝土在劈裂破壞時因鋼纖維之橋接效應能拉住本會脫落的混凝土，維持構件的完整性，進而提升握裹強度。
3. 鋼筋與鋼纖維混凝土之握裹行為時，因橫向箍筋並不會發展至其降伏強度 420MPa，因此計算橫向箍筋時使用的強度不應超過 420MPa。
4. 根據本研究之實驗結果，各模型對混凝土保護層以及橫向箍筋提供之握裹應



力皆有不同，而本研究針對一般常用之 ACI 318 模型進行更改，建議直線鋼筋適用於鋼纖維混凝土中之直線拉力伸展長度公式，如式 5-9，其中 K_f 為鋼纖維圍束指數，須注意此研究僅包含鋼纖維體積取代率 $V_f = 1.5\%$ 之試體，且鋼纖維之長徑比為 0.79。建議此公式適用之混凝土強度上限值為 80MPa。

$$L = 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \frac{1}{c_b + K_{tr} + K_f} d_b \quad \text{式 5-9}$$
$$K_f = 0.072(V_f L_f / d_f) c_b \tau_{eq}$$
$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn}$$

6.1.2 擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中之握裹實驗

- 透過擴頭鋼筋握裹拉拔實驗中，觀察破壞模式後可以發現擴頭鋼筋與鋼纖維混凝土間之握裹破壞模式主要由混凝土破壞主控，若混凝土無法被拉破，則鋼筋與混凝土間之握裹既不會失效，混凝土也無法破壞，最終便導致鋼筋承受不住拉力而斷裂。
- 設計鋼纖維混凝土中之擴頭鋼筋錨定長度時，即使其實際埋至長度為 ACI 318-14 中擴頭鋼筋錨定長度設計公式中的 0.6 倍，依舊能使鋼筋發展至其降伏強度並保持與混凝土握裹能力，並藉由此發現提供一擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中錨定長度建議，如式 5-13。

$$L_{dt} = 0.114 \frac{\psi_e f_y}{\sqrt{f_c}} d_b, \text{ 當 } V_f = 1.5\% \quad \text{式 5-13}$$

3. 透過實驗結果可得出本研究鋼纖維混凝土之拉破強度，並與相關論文進行比較，不僅驗證鋼纖維能有效提升混凝土拉破強度，進而對鋼纖維混凝土拉破強度公式之上限值修正，提出相關鋼纖維混凝土拉破強度之計算建議。

6.2 建議

1. 未來能改變鋼纖維體積取代率、混凝土保護層厚度、鋼纖維的長徑比等等進行實驗，以其結果回歸後提高伸展長度模型之準確性。目前本研究使用之鋼纖維混凝土 V_f 都為 1.5%，若能加上其他鋼纖維含量之試體，例如 V_f 為 0.75% 或 1%，進行實驗後與本研究比較，便能完善鋼筋於鋼纖維混凝土之握裹模型數據庫。
2. 本研究中因部分試體為鋼筋斷裂之破壞模式，雖能驗證鋼纖維對握裹性能之提升，但為釐清握裹強度與伸展長度之關係，爾後可適當縮短實驗所埋置之鋼筋伸展長度，以避免發生鋼筋斷裂之破壞模式，進而掌握該埋置長度所能發揮之最大握裹應力。
3. 針對握裹強度與握裹滑移兩者間之關係仍須進一步探討，以兩者之實驗結果建立握裹強度滑移模型，且可以針對鋼纖維限制握裹滑移的部分進行分析。
4. 從鋼筋應變可得知其應力發展情形，但因應變值於每一點上變化較大，分析上較為困難，若能掌握鋼筋各點應變值隨載重之變化，並且轉換為握裹應力，可能提出更為準確之握裹模型預測，故此議題還需更進一步研究。
5. 在握裹鋼筋上黏貼應變計時，會以絕緣膠帶進行綑綁固定，導致握裹段鋼筋表面與混凝土之握裹作用可能會受其影響，可考慮不於握裹鋼筋上配置應變計。
6. 鋼纖維混凝土之拉破強度高於普通混凝土，因此可嘗試埋置較多擴頭鋼筋於鋼纖維混凝土中進行實驗，以達鋼纖維混凝土拉破強度。

參考文獻



- [1] Mendis, P. and C. Panagopoulos. *Applications of high strength concrete in seismic regions.* in *12 th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand.* 2000.
- [2] Aoyama, H., et al. *Development of advanced reinforced concrete buildings with high-strength and high-quality materials.* in *Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering.* 1992.
- [3] David, A.F. and E.N. Antoine, *Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression.* ACI Journal Proceedings. **82**(4).
- [4] Hsu, L.S. and C.T. Hsu, *Stress-strain behavior of steel-fiber high-strength concrete under compression.* Structural Journal, 1994. **91**(4): p. 448-457.
- [5] Bencardino, F., et al., *Stress-strain behavior of steel fiber-reinforced concrete in compression.* Journal of Materials in Civil Engineering, 2008. **20**(3): p. 255-263.
- [6] Song, P. and S. Hwang, *Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete.* Construction and Building Materials, 2004. **18**(9): p. 669-673.
- [7] Naaman, A.E. *High performance fiber reinforced cement composites: classification and applications.* in *CBM-CI international workshop, Karachi, Pakistan.* 2007. Citeseer.
- [8] Fantilli, A.P., H. Mihashi, and P. Vallini, *Multiple cracking and strain hardening in fiber-reinforced concrete under uniaxial tension.* Cement and Concrete Research, 2009. **39**(12): p. 1217-1229.
- [9] Kim, D.J., S. El-Tawil, and A.E. Naaman, *Loading rate effect on pullout behavior of deformed steel fibers.* ACI Materials Journal, 2008. **105**(6): p. 576.
- [10] 吳勇福, 無腹筋高強度鋼纖維鋼筋混凝土梁撓曲與剪力強度之評估, in 土木工程學研究所. 2014, 國立臺灣大學: 台北市. p. 123.
- [11] 林安理, 中剪跨鋼纖維混凝土梁剪力強度預測研究, in 土木工程學研究所. 2013, 國立臺灣大學: 台北市. p. 104.
- [12] Committee, A.C.I., *408R-03: Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension.* Technical Documents.



- [13] Orangun, C., J. Jirsa, and J. Breen. *A reevaluation of test data on development length and splices*. in *Journal Proceedings*. 1977.
- [14] Azizinamini, A., M. Chisala, and S. Ghosh, *Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete*. *Engineering Structures*, 1995. **17**(7): p. 512-522.
- [15] Darwin, D. and E.K. Graham, *Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars*. 1993, University of Kansas Center for Research, Inc.
- [16] Hamad, B.S., *Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries*. *ACI structural journal*, 1995. **92**: p. 3-3.
- [17] Zuo, J., *Bond strength of high relative rib area reinforcing bars*. 1998: University of Kansas.
- [18] Darwin, D., et al., *Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars*. 1996. **93**: p. 347-359.
- [19] Darwin, D., et al. *Development length criteria: bars not confined by transverse reinforcement*. 1992. American Concrete Institute.
- [20] Zuo, J. and D. Darwin. *Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete*. 2000. American Concrete Institute.
- [21] Institute, A.C., *ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Metric)*. 2014: American Concrete Institute.
- [22] 紀凱甯, 林克強, and 邱建國, 螺紋節鋼筋直線伸展握裹研究. 中國土木水利工程學刊, 2018. **30**(3): p. 171-179.
- [23] 林垣諺, 高強度竹節鋼筋於混凝土之直線劈裂握裹行為研究. 國立中央大學土木工程學系碩士論文, 2021.
- [24] Harajli, M.H., *Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete*. *Structural Journal*, 1994. **91**(5): p. 511-520.
- [25] Harajli, M.H. and M. Mabsout, *Evaluation of bond strength of steel reinforcing bars in plain and fiber-reinforced concrete*. *Structural Journal*, 2002. **99**(4): p. 509-517.
- [26] Harajli, M., B. Hamad, and K. Karam, *Bond-slip response of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete*. *Journal of materials in civil engineering*,



2002. 14(6): p. 503-511.
- [27] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會, 混凝土工程設計規範與解說(土木。401-112). 2023: 科技圖書。
- [28] Tóth, M., B. Bokor, and A. Sharma, *Anchorage in steel fiber reinforced concrete – concept, experimental evidence and design recommendations for concrete cone and concrete edge breakout failure modes*. Engineering Structures, 2019. 181: p. 60-75.
- [29] Kocur, G.K., et al., *Experimental investigations on the concrete breakout capacity of crimped sleeves in steel fiber-reinforced concrete*. Engineering Structures, 2021. 244: p. 112758.



附錄 A 握裹試體設計圖

