

第二章

文獻回顧

2-1 FRP之簡介

纖維強化複合材料 (Fiber Reinforced Polymers)，英文簡稱FRP，由於外觀類似塑膠 (Plastics) 纖維，FRP 早期通常以Fiber Reinforced Plastics 稱之，惟因其為高分子 (Polymers) 組成，因此，工程界與學術界後來大部分均以 Fiber Reinforced Polymers 稱之【3】。依照使用的纖維種類不同，大致分成三種，分別是碳纖維 (Carbon Fiber, CFRP)，玻璃纖維 (Glass Fiber, GFRP) 以及克維拉纖維 (Kevlar)，因為克維拉纖維乃是屬於芳香族聚醯胺 (Aromatic Polyamide) 纖維系列之產品，故又簡稱為AFRP。複合材料發展至今已超過半個世紀，當初由於美國和蘇聯之太空競賽，急需質輕且强度高之材料，FRP乃因而產生。FRP之特性為高抗拉強度、重量輕、高強度/重量比值及抗電耐腐蝕等。由於具備以上之優點，近年來FRP已由軍事和航太領域逐漸轉移於結構應用方面。

2-2 FRP bar之性質

FRP bar與一般抗拉材料一樣在建築物上的表現是依據混凝土性質、抗拉材料性質以及兩者間的握裹能力，而其中抗拉強度及握裹能力的情況是主要被考慮的項目。握裹力的責任是將作用於混凝土上的載重轉移到抗拉材料上，而使得抗拉材料的強度能有完全的發揮，特別是當混凝土已經開裂的時候，所以握裹的性質將直接影響到撓度、裂縫寬以及裂縫分佈……等。影響FRP bar的握裹性質例如製造流程、表面性質、材料性質 (膠脂及纖維) 等都對握裹的性質有很大的影響。FRP bar是非等向性的材料，從光滑的表面到為了改進握裹性

質而將表面粗造化的FRP bar在市面上都有，但市面上大部分的材料都缺乏良好及有信譽的標準，所以若要利用FRP bar在構造物的設計上時，需要對將拿來使用的FRP bar之性質有一個較完整的瞭解。

2-2-1 CFRP bar的拉力特性

CFRP bar的拉力性質試驗可依照Castro and Carino (1998) 【4】所提出的方法操作，步驟如下：

先挑選2個內徑與纖維棒差不多大小的PVC中心固定器及2個長度約150mm且其內徑與PVC中心固定器外徑差不多大小的鋼管。將鋼管套入PVC中心固定器後使用黏膠將鋼管與PVC中心固定器黏結在一起，並將纖維棒穿過PVC中心固定器且也使用黏膠使PVC中心固定器與纖維棒膠合。之後使用外架將纖維棒、PVC中心固定器以及鋼管三部分保持垂直，在等彼此間膠結面上的黏膠乾了之後，在纖維棒與鋼管中間灌注水泥砂漿待水泥砂漿硬化後再重複上述步驟將另一端也以同樣方式處理[圖2-1]。

依照文獻【12】使用270KN的萬能試驗機來施做拉力特性實驗，以250MPa/min (JSCE 1997) 的力量來做拉拔，並使用一長度容量為200mm的LVDT及CEA-13-240UZ-120的應變計來測量其縱向及橫向的變形，LVDT在拉拔強度約達到纖維棒之極限強度的70%時需撤下以避免纖維棒在脆性破壞時會傷害到LVDT，由測試結果得知斷裂破壞是發生在自由長度處而非兩端的夾具處，所以纖維棒的斷裂是被拉斷的而非被夾具所夾斷的。CFRP的應力-應變曲線為一直線的關係[圖2-2]並且是脆性的破壞[圖2-3]，這是CFRP受縱向拉力典型的破壞，拉力強度則由法向面積來求得，並利用線性回歸來求得一適當的應力-應變曲線，而其斜率則為楊氏係數E，表2-1為由20支試體所求得之資料，其

中電子應變計所得到的數據比LVDT所得來的低是因為應變計位於較低彈性的數脂上所致，結果顯示CFRP在抗拉強度及楊氏的方面都有達到ACI 440H (2000)的要求。

由以上的敘述可得知碳纖維強化複合材料加強筋的應力-應變曲線為一彈性線性直線，且碳纖維強化複合材料加強筋為一脆性的材料，所以其破壞形式為突然的斷裂。碳纖維強化複合材料加強筋的抗拉強度為鋼筋的三倍，楊氏係數為鋼筋的65%。

2-2-2 本研究所使用的CFRP bar性質

本研究所使用的碳纖維強化複合材料CFRP是由Pultrall Inc. 製造，其製造方式是由縱向連續的纖維並使用Vinyl ester resin經過高溫處理而成，在纖維棒的光滑表面上加以噴砂處理以增加與混凝土間的接觸面積進而增加握裹力。本研究使用直徑為10mm、13mm、16mm、19mm、25mm之CFRP bar，其詳細資訊如表2-2~2-5所示。

2-3 混凝土之一般性質及熱學性質

2-3-1 水泥之組成成份及其性質

混凝土中負責膠結的部分為波特蘭水泥，而波特蘭水泥係以石灰石和黏土作為基本的混合物，將其生料經過處理均勻混合後，在高溫窯中燒結成熟料，再添加適量石膏後加以研磨，進而形成水泥。而水泥主要成分為 CaO 、 SiO_2 、 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 四種化學成分，另含有少量之 MgO 、 Na_2O 、 K_2O 、 SO_3 及游離石灰等。以上所描述的化學成分在高溫旋轉窯中隨溫度的升高而生成矽酸三鈣 (C_3S)、矽酸二鈣 (C_2S)、鋁酸三鈣 (C_3A)、鋁鐵酸四鈣 (C_4AF) 等四種熟料礦物，而水化熱的來源主要是由 C_3S 、 C_3A 來提供，而應為 C_3S 、 C_2S 活性最大，所以是

影響強度主要的因素，這四種熟料礦物是影響混凝土性質最大的主要因素，表2-6所示為水泥熟料礦物的水化特徵，因此水泥種類即依這四種單礦物含量的多寡而區分成五種形式，表2-7所示為ASTM對於水泥的區分。這四種主要成份在加水拌合產生水化作用後，會生成各種水化產物而影響混凝土之工程性質。基本上 C_3S 及 C_2S 為水泥強度的主要控制因子， C_3S 及 C_3A 則為主要水化熱的來源，而由[圖2-4、2-5]可看出強度發展的特性，對早期及晚期強度而言， C_3S 均有較高之強度，而 C_2S 之強度發展較慢，為先低後高，在晚期可提供強度的發展。而與在強度上之貢獻並不顯著，但水化熱與凝結時間上有較明顯之影響。

2-3-2 水泥漿體與水泥砂漿受熱後之變化

水泥漿體在受熱時其性質主要受到水份改變及礦物分解與熔合之影響，通常水泥漿體受熱溫度在 105°C 以內會使毛細孔水、膠孔水蒸發，而 $250^{\circ}\text{C}\sim 700^{\circ}\text{C}$ 則為水泥水化物結晶水之分解溫度，隨著溫度增加，水泥漿體水化產物之變化如下所示：

常溫 $\sim 105^{\circ}\text{C}$	毛細孔水及膠孔水蒸發
$105^{\circ}\text{C}\sim 440^{\circ}\text{C}$	矽酸鈣水化物結晶水分解 ($\text{C-S-H} \rightarrow \text{C-S+H}$)
$440^{\circ}\text{C}\sim 580^{\circ}\text{C}$	氫酸化鈣結晶水分解 ($\text{C-H} \rightarrow \text{C+H}$)
$605^{\circ}\text{C}\sim 1000^{\circ}\text{C}$	碳酸鈣結晶水分解

水泥漿體在受熱溫度超過 650°C 以上時，分解後之水泥水化物會逐漸重新燒結成水泥熟料，再生化學變化而重具鍵結力。水泥漿體受熱後除有上述化學成份變化外，在物理性質上亦有所變化，通常物體

在受熱後皆會發生體積膨脹之現象，但是水泥漿體在受熱溫度超過 150°C 後，由於水份之散失，反而有體積收縮之現象，其水泥漿體長度與溫度之關係，如[圖2-6]所示。

水化性波特蘭水泥砂漿之熱膨脹係數依不同飽和程度而變，一般約在 $11\times 10^{-6}\sim 16\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 之間。當溫度升高時，水泥漿體的毛細孔水張力減低而引起膨脹壓力，當試體乾燥時，則不會膨脹，即不含水或飽和時，在此二種極端情況下，其膨脹係數都比部份飽和水泥漿體小。

由[圖2-7]可觀察出新拌之水泥漿體，當試體內之相對濕度達到70%有最大的熱膨脹係數。而[圖2-8]之老舊水泥漿體，當試體內之相對濕度達到50%有最大的熱膨脹係數。又熱膨脹係數本身會隨著齡期而下降，這是由於硬固水泥漿體的結晶材料增加而減少了部份膨脹壓力（Swelling Pressure），膠體漸漸減少，因為若沒有膠體就沒有這種熱膨脹係數變化之現象。

水泥的化學成份及細度在水泥砂漿早期時亦會影響其膨脹係數，隨齡期增長其膠體漸漸減少，則無影響。綜合以上各點可知水泥漿體之熱膨脹係數主要受到含水飽和度、細骨材含量、空氣相對濕度、齡期、水泥顆粒細度及化學成份等因素的影響。

2-3-3 骨材之熱學性質

在粗骨材之中主要的成分，不外乎 O、Si、Al、Fe、Ca、Mg、K、Na 等元素。不過又因為骨材中各種元素含量的不同而區分為矽質骨材（酸性骨材）及石灰質骨材（鹼性骨材）。而且因為骨材種類之不同，相對的其耐火性質亦會有所不同。各種骨材之主要性質如下：

1. 矽質骨材（Siliceous Aggregate）：

通常矽質（酸性骨材）之主要成分為石英(Quartz)。而石英在受

熱溫度為575°C左右時，其晶相會由 α 相轉到 β 相，此時將會產生約2.4%的體積膨脹，不過當溫度達到573°C~900°C時，石英的體積將不再膨脹，而當溫度超過900°C時，石英便會產生不規則之體積變化。

2. 石灰質骨材(Carbonate Aggregate)：

主要成分為 CaCO_3 ，石灰石中主要成分矽酸鈣在溫度達750°C左右時開始分解，因為礦物分解需要吸收大量的熱量，故有抵抗溫度上升之趨勢。石灰質骨材在常溫下之熱膨脹係數約為 $5.5 \times 10^{-6} \sim^{-1}$ ，至1000°C時約為常溫的2.5倍以上。若骨材有較高含量之黑雲母，則在650°C以上會有較高之熱膨脹率。

2-3-4 骨材熱學性質對混凝土性質之影響

由文獻【14】可知在高溫下，骨材種類對混凝土抗壓強度有相當之影響。[圖2-9]顯示石英在溫度變化下之線性膨脹量圖，很明顯在573 之地方有突然之急劇膨脹量發生，此乃 -石英 -石英所產生之現象，造成混凝土龜裂致使混凝土強度驟然降低。

骨材在高溫下依據岩種有不同之膨脹係數，大部份皆隨溫度上昇而增加其膨脹率，對混凝土之影響如下所述：

1. 安山岩質骨材、玄武岩質骨材、徐冷高爐爐渣及碎石等耐熱性優異，故使用此類骨材之耐火性良好。
2. 石灰質骨材在高溫之熱膨脹率很大，且會分解，但使用該材質之混凝土，不會產生爆裂現象。
3. 花崗岩及黏板岩質骨材，呈現良好之結晶結構，其本身之耐火性差，使用此類骨材時會導致耐火性降低。
4. 使用石英質骨材之混凝土，其加熱溫度與火災損害之結果示於[圖2-10]。可利用此圖決定受火災損害時之石英質骨材混凝土之修補

深度。

2-3-5 混凝土之熱學性質

1. 熱傳導

$$K = -q / (dT/dx)$$

式中： q =熱流通量 dT/dx =溫度梯度

影響熱傳導率的主要因素為含水量、骨材、齡期、水泥漿體、孔隙大小與分佈的影響。在常溫時，溫度的變化對熱傳導率的影響不大，但當含水量增加時，熱傳導率將迅速的增大。

2. 熱膨脹

水泥砂漿與骨材組成混凝土，而兩者受熱後的熱膨脹性質並不一致。骨材本身是由多種材料所組成，其熱膨脹係數依其礦物成分而定，一般而言，骨材的體積均隨溫度升高而增加，但關係並非線性。當溫度下降時，骨材尺寸可回復，但水泥砂漿則否。水泥砂漿的熱膨脹性質和骨材大不相同，由於水泥砂漿受熱後，在溫度低於 110°C 時，試體尺寸將增長，當大於 110°C 時，由於水分已開始消散將開始收縮，而當溫度出過 150°C 之後，則因試體產生化學變化，而持續收縮。在相對濕度50%到70%之間時，熱膨脹係數將達到最大。因此兩者之間的熱膨脹係數差異，將導致混凝土的裂縫形成。

3. 熱擴散率

熱擴散率是溫度改變時物體內發生的熱變化率，為一簡單指數，用於表示混凝土所能忍受的溫度改變程度；通常由混凝土溫度變化速率來量測，再根據熱傳導率和比熱值推求之，其關係如下：

$$\alpha = K / \rho \cdot c$$

其中： α = 熱擴散率 (mm^2/min)

κ = 熱傳導係數 (Watt/m°C)

ρ = 混凝土密度 (kg/m³)

c = 比熱 (J/kg°C)

混凝土的含水量對其熱擴散率有甚大的影響，但在高溫時，由於水分已散失殆盡，使熱擴散率的變化不大。一般而言，溫度與混凝土熱擴散率約略呈反比趨勢。

4. 比熱

混凝土的比熱與水灰比、溫度、孔隙分佈及含水量等相關，骨材的影響則不如其他因素。當含水量、溫度增加時，比熱也隨之上升。混凝土比熱在500焦耳/kg左右有一明顯的最高值，一般值約介於840至1170焦耳/kg之間。



2-4 混凝土受高溫作用下之性質變化

2-4-1 高溫作用下混凝土之物理化學變化

受高溫作用時，混凝土的組成物中除了骨材成份分解及晶相改變外，水泥水化作用下產生之水化物亦將分解失去結晶水。混凝土受高溫之物理化學反應可歸納如下：【17, 18, 19】

當溫度達105°C時，混凝土中的毛細孔水、吸附水開始脫離。而此時僅屬物理變化。當溫度達200°C時 C-S-H 膠體開始脫去鍵結水，發生化學變化。當溫度在250°C至300°C之間時，含 Al₂O₃ 及 Fe₂O₃ 之水化物（如 C₆AS₃H₃₂）中的鍵結水大部份皆散失。而 C-S-H 膠體之鍵結水約散失20%左右。當溫度在400°C至700°C之間時，C-S-H 膠體剩餘80%之鍵結水將在此階段完全分解，但在500°C左右，漿體中之水份大部份皆已分解喪失。當溫度在500°C至800°C之間時，Ca(OH)₂

開始分解，矽質骨材約在 573°C 時， SiO_2 之結晶走向會由 α 相轉變成 β 相，因熱振動能量的增加，使體積產生約0.4%的膨脹量。石灰質骨材之溫度達 750°C 的高溫時，碳酸鈣(CaCO_3)開始分解，釋放出二氧化碳(CO_2)。當溫度在 800°C 至 1000°C 之間時，水泥之水化物部份被燒結生成 C_2S 、 C_3A 、 C_4AF 等水泥之主要成份。當溫度達 1425°C 時，其餘之水泥水化物有進一步熔結生成 C_3S 。

2-4-2 高溫作用下混凝土之抗壓強度

混凝土被利用於結構物主要是用來抵抗壓應力，所以在高溫下混凝土殘餘抗壓強度仍為災後建物鑑定最重要的性質。【33, 34, 35】

溫度升高使界面產生裂縫，於 200°C 以上 C-S-H 膠體開始分解。一般而言，隨加熱溫度上升，殘餘強度比會直線下降，超過 700°C 即大部份之混凝土之殘餘強度已降至低於30%以下，其後也無法恢復其強度。但加熱溫度 500°C 以下時火害混凝土冷卻後在空氣中其強度會繼續下降，約一個月時達最低值，其後隨著時間經過其強度漸漸恢復，冷卻後一年即恢復90%，如[圖2-11]所示，楊氏係數亦在冷卻後由於補充水份可與強度同樣之恢復。

2-4-3 混凝土之爆裂與剝落

混凝土爆裂與剝落之現象經常可以在火害現場之結構上發現，其發生通常在加熱之前半小時。一般混凝土受高溫作用而產生之破裂模式有以下三種：【18, 22】

1. 骨材劈裂

由於混凝土之一面迅速受熱，使混凝土接近受熱之部份產生雙軸向壓力，這種溫度應力作用在骨材上，致使較大骨材造成張力破壞，

並沿著平行於受熱面劈裂。

2. 角隅剝離

由於外部升高使混凝土產生張力分量，而使混凝土角隅處剝離。

3. 孔隙壓力蒸氣過大造成破壞

由於混凝土孔隙中之水份在受熱後產生蒸氣，使孔隙中之壓力逐漸加大，當壓力超過混凝土抗拉強度時，便造成混凝土之剝落甚至爆裂。混凝土濕度越大，在加溫時造成之孔隙壓力越大，故越易破壞。反之若水分含量越少時，剝落的危險就相對減少，且爆裂成大片的危險幾乎不會發生，加熱速率越快，則混凝土表面部分與中心部分之溫度差越大，伴隨產生的熱應力越大，使得剝落或爆裂的危險也越大。混凝土若厚度減少，則兩邊飽和層較接近，水分不易消散，爆裂較易產生。加熱方式若為單面加熱時，水分可以從不加熱之另一面排除，降低了爆裂的危險。反之雙面加熱時，水分較不易消散，則爆裂危險較大。是否有鋼筋存在也是一項重要的因素，鋼筋存在時，將產生圍束作用，較不易產生裂縫。但鋼筋的存在也會造成介面上的改變，因此保護層容易剝落。

2-4-4 升溫速率及延時對混凝土之影響

文獻【6】曾對高溫作用下在不同升降溫度條件下混凝土抗壓強度之變化，進行探討，歸納出下列結果：

最高溫延時之前一小時為混凝土抗壓強度折損之主要時段，而強度損失幾乎都發生在前二小時內。最高溫延時，對混凝土抗壓強度之折減，在低溫有顯著影響，但隨溫度的增加，其影響程度隨之降低，在高溫則效應不大。其原因可能是混凝土在低溫時借孔隙水、膠體及晶體骨架傳遞熱能，延時較長可使熱能傳至混凝土中心產生較多之界

面裂縫。而在高溫時，熱能傳遞以輻射為主，傳遞速率較快，界面破裂在很短的時間內已發生。因此延時對混凝土抗壓強度之折減，在高溫時效應減低。升降溫度的快慢，會引起骨材與水泥間膨脹不諧和，而使界面所產生之裂縫多寡不同。而當溫度在600°C以上，混凝土骨材界面因破裂已相當嚴重，此時升降溫速度之影響相對減小。

在延時方面，文獻【6】 Mohamedbhai 所作試驗是以爐溫達目標溫度控制，而文獻【23】則以試體中心達目標溫度控制做最高溫延時試驗，其結果與上述1、2 點相符，更進一步發現400°C~600°C為強度主要之折減區域，300°C以下折損程度並不明顯。在升降溫速率方面，文獻【24】中分別以0.2°C/min 及1.0°C/min 兩種速率加熱，結果發現0.2°C/min 下混凝土的殘餘強度反而比1.0°C/min下的低，原因可能是0.2°C/min 與1.0°C/min 皆屬相當緩慢之加熱速率，此時的孔隙壓力與熱應力的影響並不明顯，反而是在較慢的加熱速率下，試體於高溫下曝露的時間較長產生有害變化及轉換，反使強度變低。但本試驗所採用的升速率乃依ASTM E-119之升溫曲線，其升溫速率高達107.6°C/min，此時孔隙壓力與熱應力的影響就相當明顯，甚至會有爆裂的情形發生。

2-4-5 火害後混凝土之應力應變關係

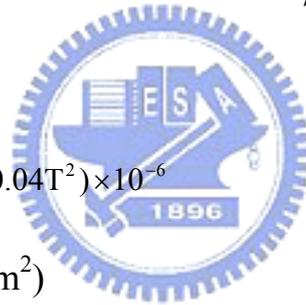
有關火害對混凝土應力應變行為之影響，Schneider U. 及 Haksever A. 曾於1976年經由試驗推求火害中之應力應變關係【25】，如[圖2-12] 所示；Lie T.T. 等，則提出混凝土之殘餘極限強度與火害溫度之關係【27】，如[圖2-13]；陳舜田教授與謝滄海教授曾於1989年綜合此二關係，模擬火害後混凝土之應力應變關係【7】，如[圖2-14] 所示，以數學式表示如下：

$$f_c = \begin{cases} fr \cdot \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_c}{\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] & \epsilon_c < \epsilon_{\max} \\ fr \cdot \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{\max}}{3\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] & \epsilon_{\max} < \epsilon_c \end{cases}$$

其中：

$$fr = \begin{cases} (1 - 0.001T) \cdot fc' & 0^\circ C \leq T \leq 500^\circ C \\ (1.375 - 0.00175T) \cdot fc' & 500^\circ C \leq T \leq 700^\circ C \\ 0 & 700^\circ C < T \end{cases}$$

$$\epsilon_{\max} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6}$$



f_c ：混凝土之應力(kgf/cm²)

f_r ：火害後混凝土殘餘之極限抗壓強度(kgf/cm²)

f_c' ：常溫混凝土之極限抗壓強度(kgf/cm²)

ϵ_c ：混凝土之應變(mm/mm)

ϵ_{\max} ： f_r 所對應之極限應變(mm/mm)

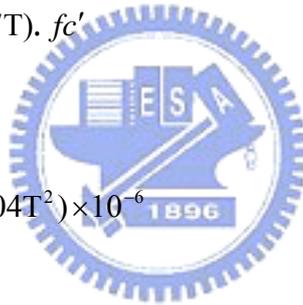
其後，楊旻森與陳舜田教授為進一步瞭解火害後混凝土之應力應變關係【8】，製作了175個直徑12cm、高24cm的圓柱試體，其中水灰比為0.75、0.65、0.525及0.45等五種，火害延燒溫度則有常溫、200℃、300℃、400℃、500℃、600℃及800℃等七種，經抗壓試驗及迴歸分析得到火害後混凝土應力與應變關係，其數學式如下所示：

$$f_c = \begin{cases} fr \cdot \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_c}{\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] & \epsilon_c < \epsilon_{\max} \\ fr \cdot \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{\max}}{3\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] & \epsilon_{\max} < \epsilon_c \end{cases}$$

其中：

$$fr = \begin{cases} (1.032 - 0.001T) \cdot fc' & 0^\circ C \leq T \leq 400^\circ C \\ (1.38 - 0.0019T) \cdot fc' & 400^\circ C \leq T \leq 600^\circ C \\ (0.66 - 0.0007T) \cdot fc' & 600^\circ C < T \end{cases}$$

$$\epsilon_{\max} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6}$$



2-5 握裹力基本原理

由於載重通常不會直接作用在鋼筋上，所以載重只能透過其周圍混凝土來傳遞力量給鋼筋，以達到承擔應力的效果，其中握裹力即是此一傳遞力量。根據ACI Committee 408【36】定義，握裹應力(bond stress)為一沿著鋼筋與混凝土界面所傳遞的應力。混凝土與鋼筋間之結合力乃是沿著鋼筋縱向在變化，即鋼筋單位表面積所受之剪應力。因此鋼筋與混凝土間界面的性質對於握裹應力有著極密切的關係。一般認為構成握裹力之要素分為下列三部分：

(1) 鋼筋與混凝土間之卡榫力 (Interlock)

為鋼筋竹節與與混凝土間互鎖的作用力，當鋼筋與混凝土更進一

步滑動時，此支承應力更形重要。

(2) 鋼筋與混凝土間之化學粘結力 (Chemical Adhesion)

由於混凝土中之水泥水化作用，產生具有強度之水泥膠體化學反應物，由兩者介面之粘結作用產生部分之握裹應力，當構件承受低應力時，握裹抵抗由化學粘結力所提供。當鋼筋滑動時，此種有限的握裹抵抗會隨即消失。

(3) 鋼筋與混凝土間之摩擦力 (Friction)

鋼筋本身表面粗糙或凹凸不平，在平行相對運動時所發生之抵抗力稱為摩擦力。當化學粘結力喪失，且鋼筋與混凝土間有輕微滑動發生時，握裹強度則轉由摩擦力及混凝土作用於鋼筋凸緣所造成之卡榫力所共同提供。

文獻【30】中在研究握裹力之分解時，假設光面鋼筋試體僅承受摩擦力與化學黏結力，試驗時利用位移計監測光面鋼筋與混凝土試體之相對滑移情形，一旦滑移開始即視為化學黏結力已消失而摩擦力單獨作用，如此可分解化學黏結力與摩擦力兩部分；另外，假設竹節鋼筋同時擁有化學黏結力、摩擦力與承壓力，則將相同條件竹節鋼筋試體之握裹荷重扣除光面鋼筋試體之握裹荷重，即可計算承壓力之大小。根據試驗結果，在常溫(25°C)時化學黏結力、摩擦力與承壓力這三種元素分別佔全體握裹力之15%、21%及64%。這些握裹抵抗的效果，係因鋼筋中的應力而改變。當構材承受低應力時，握裹抵抗主要由化學黏結力所提供，由於此種力量所產生的握裹抵抗受到限制，大約在14.1~21.1kg/cm² (200~300psi)之間，且當鋼筋滑動時，此種有限的握裹力抵抗隨即消失，所以化學黏附力並不是提供握裹強度的主要來源。當化學黏結力喪失，而且鋼筋與混凝土之間有輕微滑動發生時，握裹強度則由摩擦力與混凝土作用於鋼筋突緣所造成的承壓力

共同提供。若鋼筋與混凝土更進一步滑動，則此承壓應力更為重要【37】。

2-5-1 握裹力破壞模式及影響因素

根據Soroushian 等人對於單根鋼筋拉拔試驗(pullout test)中為能表現出鋼筋局部握裹行為，在試體規劃鋼筋埋置長度之決定，需考慮鋼筋之埋置長度與握裹應力平均分佈及受力之衰減現象，建議埋置長度為4倍鋼筋直徑以內。此埋置長度雖短但可使鋼筋被拉出時產生一均佈的握裹應力，且經由試驗結果發現，此埋置長度並不會使受力衰減。在Ezeldin 和Balaguru的實驗中，竹節鋼筋握裹力破壞模式有：

1. 拉出式破壞(pullout failure)
2. 劈裂破裂式破壞(splitting and explosive failure)
3. 劈裂式破壞(splitting failure)
4. 試體拉斷破壞(tension failure)

上述四種型式主要模式為拉出式破壞和劈裂式破壞，當平行鋼筋徑向力造成鋼筋周圍混凝土完全破裂而終止握裹應力(軸向力)傳遞時，謂之劈裂式破壞。而軸向力造成鋼筋脫離混凝土者，謂之拉出式破壞。若鋼筋周圍混凝土較薄，小於3倍鋼筋直徑，則易遭劈裂而產生平行鋼筋主軸方向之裂縫，為劈裂式破壞；但若鋼筋周圍混凝土較厚，則因劈裂不易之故，其破壞模式即轉變為拉出式破壞。求平均握裹應力 u_c 時，利用實驗之極限荷重(P_{max})做計算。平均握裹應力是假設握裹應力沿鋼筋埋置長度方向作均勻分佈。雖然事實上握裹應力並非均勻分佈，但假設握裹應力是均勻分佈時，則平均握裹應力如下式所示：

$$u_c = \frac{P_{\max}}{\pi dl}$$

其中 d ：鋼筋標稱直徑

l ：鋼筋埋置長度

Soroushian 等人發現，混凝土在不同的圍束力下，其裂縫的傳遞與擴張也有不同的形式。在混凝土中竹節鋼筋的握裹抗力 (bond resistance) 主要由鋼筋竹節與混凝土間的卡榫作用來提供。而竹節抵抗混凝土會在較低的握裹應力下產生傾斜裂縫，傾斜裂縫產生後，鋼筋應力藉由內壓力轉換到混凝土上，而此力的徑向分量類似於混凝土內部的內壓力，造成劈裂式破壞的趨勢。鋼筋在混凝土之充分圍束力作用下，可抑制這些裂縫而產生拉出破壞。



2-5-2 CFRP的握裹性質

CFRP的握裹性質由文獻【5】中的握裹試驗得知，握裹試驗是以5倍、10倍、15倍、20倍及30倍的CFRP直徑等五種埋置長度來測試並與鋼筋來做比較，其各別的試體數量為CFRP4支鋼筋2支，詳細資料如表2-8，在此試驗中每一個試體的兩端分別埋置在2個混凝土塊中[圖2-15]，而使用的混凝土是一般強度的混凝土，其成分及性質如[表2-9]所示，CFRP及鋼筋的試體皆為1100mm，兩端埋置在混凝土塊中之長度皆為500mm，不過因為每支試體都有個別的握裹長度，所以不使用的部分都是以光滑的塑膠管將其套住並用黏膠將其膠結。而箍筋的使用量則為最小箍筋量以避免在試體拉出前發生劈裂破壞，而試驗的方法則是使用MTS以10~15kN/min的速率來進行試驗，由試驗的結果可知

在CFRP的部分埋置長度為5倍、10倍及15倍的CFRP直徑之試體其破壞的模式是屬於拉出破壞，而在埋置長度為20倍及30倍的CFRP直徑之試體其破壞模式便是屬於CFRP的拉斷破壞，至於在鋼筋的部份由試驗的結果可知在埋置長度為5倍的鋼筋直徑時其破壞的模式是屬於拉出的型式，不過在埋置長度達到10倍的鋼筋直徑時便已經發生拉出並降服的情況了，所以之後較長埋置長度試體的破壞模式都皆為鋼筋的降服破壞，詳細情況如表2-10及表2-11所示。

2-5-3 CFRP的理想埋置長度

纖維強化複合材料加強筋埋置的長度越長，則握裹的力量越大，但在埋置長度超過某一長度後纖維強化複合材料加強筋在被拉出混凝土之前會先被拉斷。發展長度即為讓抗拉材料發展到極限強度所需的最小埋置長度，CFRP的典型發展長度的計算可由[圖2-16]說明之。CFRP的理論發展長度值可由以下公式計算出來： $L_d = \frac{d_b f_{fu}}{18.5}$ 【38】，式中 L_d 為CFRP於混凝土內的埋置長度(mm)、 d_b 為CFRP之直徑(mm)、 f_{fu} 為CFRP之極限強度(MPa)，由表2-12中的試驗結果可知，理論值是試驗值的3.5倍因此理論值可以說是相當的保守的。

總結以上討論，直徑為9.5mm之碳纖維強化複合材料加強筋擁有與直徑為11.3mm的鋼筋相當的發展長度，其長度約為215mm（20倍的鋼筋直徑）為理論值的1/3.5。