臺灣公路工程　第 38 卷　第 10 期
民國 101 年 10 月
Taiwan Highway Engineering
Vol. 38 No. 10 Oct. 2012. pp.2-19

莫拉克風災受損毀62座省道橋梁勘災意見

葉昭雄*

前　言

有關「莫拉克風災毀損 60 座省道橋梁致災原因探討」，已刊登於 101 年 2 月 15 日「台灣公路工程」第 38 卷第 1、2 期，並曾說明每次現勘行程均作成現勘記錄在案。

99 年 2 月 24 日~26 日最後一次現勘時，公路總局臨時提出，台 20 線昌仁橋、進徑橋亦受損，故增列現勘，致座數由 60 座增爲 62 座。

公路總局已就各毀損橋梁進行復建工作，部分已完成，部分施工中，部分受 101 年 6 月 10 日～13 日豪雨影響，災情加重，有待檢討修正。

爲應公路總局基層員工瞭解該 62 座於 99 年 2 月 26 日完成勘查時之意見，茲將筆者之意見列述如下，供請參致。

一、台 3 線 351k+058 民權橋

1. 豪雨沖刷 A2 橋台及橋台引道翼牆基礎，造成橋台向北側傾斜及引道下游側翼傾倒流失。
2. 建議公路總局辦理復建之意見如下：
   (1) A2 橋台向北側傾斜，大梁向南側凸出於橋台座，清檢測證明支承座變位情形及有無損傷，以及支承座作用有無受到影響。
   (2) 橋面經歷次加舖，已增加 AC 約 20 公分厚，徒增負荷請於復建時將橋面版上多增之 AC 刮除，以免影響橋梁壽命。
   (3) A2 橋台下游側擬建 12M 半重力式擋土牆之結構，請予以計算或詳註設計依據資料。
   (4) 橋梁所跨越河川上游側之舊橋台凸出河床之構造物及大弧石，請予以清除，以避免河水沖向 A1、A2 橋台。

二、台 3 線 302k+394 中崙四號橋

* 行政院公共工程委員會委員、公路總局前局長

1. 上游山頂有數處大規模崩塌地，豪雨時沖毀橋墩及橋面。
2. 建議與河川主管機關協調，其整治規劃所需留有之橋下空間（橋長及橋下淨空），以抬高橋面方式，增加橋長方式是否足夠其規劃整治所需，若崩坍數量過大，建議可協調是否可改慮公路以假隧道方式通過。考慮建較長橋時路線向下游略移，建假隧道時路線向上游略移，若未能有效治理河道，短期內亦可改慮以目前之過水路面方式維持交通，觀測一段時間再議。

三、台 3 線 287k+229 吳鳳橋

1. 橋梁本身並未損壞，而係南端引道因上游堤防潰堤，洪水沖毀 A2 橋台南端引道。
2. 若橋梁已符合水利署河川局河川法線需求，而仍維持原橋長，復建時建議南端引道擋土牆構建基樁基礎。
3. 下游有自來水公司自八掌溪引水之攔河堰，其上游側已淤滿砂石而成攔沙埧，攔沙埧上、下游側高低差約達三、四十公尺，而吳鳳橋 A2 橋台基礎沉箱僅約 14 公尺，請公路總局注意該攔河堰之安全與否，對橋梁之影響。

四、台 21 線 79k+894 壽山橋

1. 本橋位前後路段合計約 230 公尺，路基全部崩塌，現場勘查，研判致災原因爲：本路段位於陳有蘭溪右岸，而陳有蘭溪左岸(對岸)建有堤防，右岸並未興建堤防，由於河道水流流向沖擊本路段坡趾，造成本橋及前後路段路基全部崩塌落至陳有蘭溪中。
2. 壽山橋原有橋長 43 公尺，公路總局擬建三孔分別爲 45 公尺、55 公尺、45 公尺跨徑，全長 145 公尺，長度應已足夠，惟前後路段擬建路堤，宜考慮坡趾足以防止類似沖刷，並洽請河川管理單位於本(右) 岸，亦比照對（左）岸興建堤防。

五、台 21 線 112k+142 頭坑橋

1. 原頭坑橋長度僅 10.2 公尺，此次莫拉克颱風豪雨，其所跨越野溪，被冲成百餘公尺之溪寬，上游有大規模土石崩塌，造成之土石流冲毀橋梁。
2. 今日公路總局簡報所提擬建 90m、100m、90m 三跨，全長 280 m 橋梁方案似未成熟，其 P1 橋墩所在位置位於崩塌區中，風險頗高，有安全顧慮。又因上游尚有大量土石崩塌殘餘，尚不穩定，橋下空間是否足夠？有待審慎檢討。建議考慮橋梁向下游改線，增加橋下淨高，並進一步調查基礎地質情形，審慎選橋墩位置，以策安全。

六、台 3 線 408K+940 新旗尾橋：

1. 現場勘查研判該橋梁 A2 橋台位於旗山溪左岸凹岸，因河中高灘地未清淤及河水流向衝向凹岸造成潰堤，而 A2 橋台爲明挖基礎，未有樁基礎等深基礎，故因潰堤而致 A2 橋台沖毀而橋面斷落。
2. 建議水利署將高灘地清除。
3. 公路總局已施工將 A2 橋台及新建翼牆均建樁基礎。

七、台 28 線 30K+500 旗尾橋：

1. 現場勘查研判，該橋位於旗山溪河道之較窄處，而河中高灘地面積甚廣，高程頗高，所施設高灘地之蛇籠及鼎形塊過度保護高灘地，及旗美溪爲保護腳踏車道之石籠造成河道束縮，加以大量漂流木沖擊以致沖毀橋梁。
2. 公路總局已列於「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」並已完成發包、施工中。
3. 施工中之新橋上游之新建涵管便道，遇洪水有被沖毀而擊毀下游施工之新橋橋墩之虞，建議颱風季節來臨前便道予以拆除。
4. 建議水利署將高灘地清除。
5. 建議舊橋基礎打除至河床面以下，不影響排洪之深度。

八、台 28 線 30K+500 旗山橋

1. 旗山橋橋梁本身並未受損。
2. 公路總局已列於「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」併同旗尾橋合併爲一座新座，已完成發包，並已施工中。

九、台 17 線 248K+500 雙園大橋：

1. 現場勘查時水利署所提供 94 年及 98 年 8 月 18 日航照圖，顯示河道已偏向高雄端，且有縮窄之情形。
2. 莫拉克颱風帶來之豪雨，河水所含砂石及大量漂流木衝擊橋墩及裸露於水中之基樁，可能是橋斷之主要原因。
3. 深槽區河床於洪水位時加深，沖刷、基礎裸露深度過多及該橋基樁據悉係採反循環基樁設計、施工品質不易控制，可能發生基樁坍壁致基樁斷面不完整之情形，有待檢測檢討。
4. 改建時建議採長跨橋梁。
5. 未毀損部份基於上述 2、3 之可能原因，建議不宜保留於長期使用。
6. 建議水利署將最新測得之河床變化圖（包括計畫河床高、最低河床高之縱斷面、河槽區變化航空圖等），提供公路總局參考檢討，其他河川亦比照辦理，並由公路總局檢討橋梁之安全性。

十、台 24 線 32K+890 第一號橋：

1. 莫拉克颱風暴雨造成隘寮北溪及其支流野溪邊坡坡趾土壤含水量飽和造成土石流，及九二一集集大地震後，山頂及山坡產生之裂痕被莫拉克颱風豪雨灌入，產生滑動及大量崩塌。以上之上、下合成之大量土石流淤高河床十餘公尺，並將河寬沖寬數倍，原橋長 53.5m 不足大量土石流所需河寬。
2. 可能致災原因爲大量上游沖下之土石流淤高河床，且河寬、橋長不足以宣洩大量土石流，致河寬被沖寬爲原寬數倍，原橋被土石淹沒及沖毀。
3. 復建橋梁需加長跨徑，提高橋面高程及加長橋長，並慎選橋位，避開易坍方之敏感地點（尤其位於右岸之 A1 橋台）。
4. 由於河床已淤高十餘公尺，爾後若仍有豪雨，則上游不穩定之邊坡仍將崩塌，繼續淤高河床。但經過數十年後，在新建橋梁之壽命期內，河床長期仍有可能發生被沖刷刷深之循環現象。故新建橋梁儘可能減少橋墩，若需設置橋墩，則其沖刷深度如何預估及因應，宜請顧問公司審慎研議，以因應河床長期淤積、沖刷交互發生之大自然循環現象。

十一、台 27 線 15K+833 三合橋：

1. 該橋跨於荖濃溪支流野溪上，原橋長爲單孔 39m，因荖濃溪河床淤高，及該野溪上游崩塌之土石流及豪雨沖擊橋面，及沖擊 A1 橋台，而原橋排洪斷面不足以承受莫拉克颱風豪雨及其產生之土石流，致 A1 橋台及橋面被沖失。
2. 該橋復建時建議估算所需排洪斷面，提高橋面高程，加大跨徑，A1 橋台向北移，仍以單孔跨越，以留有足夠排洪斷面。A1 橋台已有岩盤外露，A2 橋台位置上游亦有岩盤露出，研判 A1、A2 橋台均可座落於岩盤上，建議設計前做好地質調查，將橋台基礎均建於岩盤上。

十二、台 27 線 21K+035 六津橋：

1. 六津橋跨於荖濃溪支流野溪上，原橋長僅 7.6 公尺單孔版橋，因上游大量崩坍，土石方覆蓋原有橋梁位置，左側上游側填高數公尺，致掩埋原橋梁。今日勘查路基已清除中，然野溪上游崩塌未見處理。
2. 左側上游野溪若無整治計畫，或整治未能穩定河床，則本橋復建難有成效，建議暫以過水路面維持必要之通行，豪雨時予以交通管制，俟野溪整治有成效再考慮有效復建方案。

十三、台 27 線 25K+015 大津橋：

1. 本橋位於濁口溪，爲荖濃溪之支流，橋位距兩溪交會點約 1、2 公里。莫拉克颱風豪雨及九二一地震山地震裂所引發土石流造成荖濃溪河床淤高，影響濁口溪溪水及土石之排放，加以上游漂流木沖擊本橋及便橋（鋼製便橋），造成本橋及便橋被沖毀。
2. 本橋已列於公路總局「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」發包施工中，基於情勢變化、河床淤高、漂流木及土石流沖擊等現象，建議公路總局洽荖濃溪管理單位之水利署河川局及濁口溪管理單位，協調瞭解各該河川之治理計畫，最低河川斷面變化，檢討原設計之橋梁跨徑、橋長、橋面高程，是否有變更設計需要，以茲肆應。

十四、台 27 線 3K+480 新發大橋：

1. 新發大橋跨過荖濃溪，全橋被莫拉克颱風豪雨沖毀，現場勘查研判，致災原因係九二一大地震後，荖濃溪上游山頂及山坡破裂，被莫拉克颱風豪雨雨水滲入裂縫，造成山坡大片崩坍，而形成土石流。另河流兩側邊坡因雨量過大，土壤含水量飽和造成坡趾以上崩坍（該橋下游右岸連續大面積崩坍至溪底）。以上，上、下造成之土石流及漂流木(現場仍遺留有約數公尺長之漂流木)沖擊橋墩及橋面，造成橋梁沖毀（現場仍留有一孔橋面梁底朝天之殘骸）。而原橋梁跨徑約 38m，全長 228m，橋面高程過低，橋下淨空不足以因應上述漂流木、土石流及洪水所需排洪斷面，致造成橋梁毀損。
2. 據告，復建橋梁已由中鋼公司認養，委託顧問工程公司設計中，建議橋長宜加長（尤其靠近荖濃端之 A1 橋台，宜向荖濃端北移），橋面高程宜提高，並可消除現有荖濃端引道之迴頭彎。另高 133 跨越本橋 A2 橋台附近上游荖濃溪左岸之野溪，其與荖濃溪交會入荖濃溪之地點有向北突出之岩盤，是否應予整治，建議請水利技師考慮，以免野溪流入橋位附近荖濃溪之流向造成對本橋之不利影響。

十五、台 27 線 7K+585 舊潭橋：

1. 本橋跨越之舊潭溪於橋位下游數十公尺即匯入荖濃溪，現勘研判，係上游崩坍之土石流及豪雨沖向 A1 橋台翼牆，造成左側（上游側）翼牆毀損，橋梁本身完好。而舊潭橋上游存在有高程較低、長度較短之小橋，於本舊潭橋完工通車後未予打除至河床面以下，致影響排洪斷面及干擾流向，爲致災之原因。
2. 建議將本橋上游之低、短小橋予以打除至河床面以下高程，以免影響溪水排洪。
3. 以本橋上游河道斷面觀察，本橋單孔橋長 35m，較上游河道爲窄，目前施工即將完成者，係將翼牆基礎崁入岩盤，以鋼筋混凝土擋土牆修復。若上述第二點予以處理，諒可維持某種程度之洪水頻率，惟以莫拉克颱風之豪雨及土石流所需排洪面斷面需求，則宜考慮橋梁向荖濃端加長，以增加排洪斷面。

十六、台 27 甲線 1K+420 六龜大橋：

1. 六龜大橋已列入「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」施工中。
2. 本橋跨過荖濃溪，而荖濃溪上游山坡、山頂因九二一造成之裂縫，被莫拉克颱風豪雨灌入造成之山崩，及因溪流坡趾土壤含水量飽和造成之土石流，兩相合成形成荖濃溪河道淤高，加上漂流木及洪水之沖擊，致沖毀橋梁。
3. 本橋係於莫拉克颱風以前改建計畫設計，莫拉克颱風之豪雨、土石流、漂流木之相關最新影響情勢建議予以檢討，是否需做修正設計，如加重淤高之考量等等。

十七、台 27 甲線 7K+314 六龜四號橋：

1. 四號橋爲單跨 16mT 型梁橋，於 78 年 5 月竣工；三號橋亦爲單跨 15m 長 T 型梁橋，79 年 12 月竣工，兩橋原爲 184 線縣道上，該 184 線道由湖內、大湖、向東爲順椿號至新威而轉向北至六龜。而原 184 縣道由西向東至新威段今改向東行，跨過荖濃溪之新威大橋延伸至與台 27 線交會，提升爲省道，編號爲台 28。而新威至六龜則提升爲省道，椿號改由北（六龜）往南（新威），至台 28 線交點止，編爲台 27 甲。故六龜四號橋與六龜三號橋之橋名順序與椿號順序相反。
2. 本路段於 78 年 5 月六龜四號橋、79 年 12 月六龜三號橋未完工前，原舊路係在山側，有六個隧道，該舊路於本次莫拉克颱風搶災時，當爲搶災道路，隧道情況良好，惟爲單車道寬度之道路及隧道。
3. 六龜四號橋位於舊路五、六號隧道間之下游，其上游仍留存有舊路之橋梁，而舊路之五號隧道曾經於隧道打通完成後，於隧道內改線向山側轉折，原廢棄之北洞口則成懸崖，似可研判當初五號隧道北口引道發生路基被洪水沖失而改線移向山側之歷史紀錄及經驗。而 78、79 年間公路改向東側構築於河床上似與歷史經驗相違，有與河爭地之嫌。
4. 兩橋致災原因相同，爲荖濃溪流主流分流沖向右岸及公路，而公路位於過去歷史之洪峰流量行水可達之區域，致兩橋及約 1 公里之公路路堤遭受沖毀。
5. 鑒於歷史經驗，建議不再與河爭地，恢復考慮利用原有山側舊路之隧道當爲選線路廊；若仍需採用原有路廊，則建議於本次莫拉克颱風沖毀之路段改爲構建橋梁（棧橋），以留給荖濃溪洪峰及河道改道之歷史長期自然需要。

十八、台 27 甲線 8K+070 六龜三號橋

如上台 27 甲線 7K+314 六龜四號橋之意見。

十九、台 20 線 181K+977 利稻橋：

1. 莫拉克颱風雨量驚人，而九二一集集大地震以來，山上破裂未彌補前，雨量流入破裂帶造成的大地崩塌極爲嚴重，利稻橋源頭的中央山脈東側山坡，處處崩塌，今日勘查可見到南橫啞口之關山隧道頂北側關山嶺山（EL.3174）、溪頭山（EL.3240）及南側塔關山（EL.3220）自山頂崩塌至溪底，其土石方量甚大，豪雨沖刷而下的土石流及洪水造成利稻橋於莫拉克颱風豪雨期間被土石流及洪水漫過而沖毀，泥流並流入碧山隧道內淤高約 1 公尺，掩沒隧道內路基約 80 公尺長（現勘時，工務段人員之口述）。利稻橋下游跨過支流之霧鹿橋，附近河床亦淤高約十餘公尺。研判，利稻橋之毀損原因係新武呂溪土石流及洪水帶來巨積土石及洪水淹沒及沖毀橋梁。
2. 利稻橋的復舊方式宜有多項考慮加以比較，若爲避免類似莫拉克颱風豪雨之災損，則橋位需略移動，橋面宜再提高，但將面臨碧山隧道可否仍予利用之難題，且復建經費龐大，是否需要復建到高於莫拉克之致災頻率標準，亦可探討。另是否如公路總局三工處黃處長所提，A1 橋台向下游移，A2 橋台亦向下游亦移動，A2 橋台與碧山隧道間以 S 形跨段接通，碧山隧道洞口右側構建擋土牆保護土石流沖入隧道或洞口向下游移位，以方便順接新選 A2 橋台等等，及關山工務段李段長建議在流籠平台建橋，以迴頭彎線形（或建議考慮螺旋紋狀引橋）方式，均可請教具規模之顧問公司由相關領域技師共同腦力激盪進行各種方案之比較研究。
3. 今年 9 月 1 日曾勘查本橋，經二個月餘河床面經沖刷已下降數公尺，建議構建便道便橋時，宜給河床沖刷的空間，以免便道便橋阻擋，影響大自然沖刷之平衡。

二十、台 20 線 148K+813 雪峰橋

該橋位於野溪，原橋僅爲 6.3 公尺之版橋，因野溪上游至中央山脈山頂均屬塌崩地形，由該橋西側引道亦有大量及長度頗長之崩塌，故橋梁被掩埋。研判原橋只被掩埋諒無損壞。致災原因爲公路右側至中央山脈頂之巨大邊坡崩塌掩埋路線所致，建議以過水路面方式復建西側引道，路基上邊坡構建低檔土牆護坡，便於隨坍隨清。但左側路基下方亦宜略予處理以免災害擴大，尤其雪峰橋出水口流水台基礎已淘空，建議予以填實，以免災害擴大，造成流水台流失擴大爲橋台基礎被淘空。

二十一、台 3 線 58K+702 甲仙便橋

1. 甲仙大橋去年颱風發生橋墩沈陷，經以便道便橋維持交通，今年 8 月莫拉克颱風期間，便橋被沖斷。
2. 研判致災原因爲莫拉克颱風豪雨，雨量甚大，而細礦溪與旗山溪間之高灘地因興建爲親水公園，

旗山溪左岸以蛇籠過度保護，致洪水需要較寬河寬時，無法迅速沖刷高灘地，河寬不足以因應洪水需要，另上游河道邊坡及九二一集集大地震造成山頂及山坡破裂嚴重，豪雨灌入裂縫中崩塌而下所造成之土石流，加上大量漂流木及洪水之沖擊橋墩、橋面及橋墩基礎，致橋梁被沖毀橋面流失。

3. 甲仙大橋屬於「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」內之橋梁，已設計完成，惟該設計係完成於莫拉克颱風侵襲前，建議檢討原設計是否需因應莫拉克颱風豪雨造成災損之新情勢，而需變更設計。原設計之計畫洪水位究係多少年洪水頻率之計畫洪水位，建議於設計圖上註明。而該橋位上游爲彎曲河段，可能曲線外側河水因彎道河道較爲壅高，建議公路總局洽河川管理單位查明莫拉克颱風於該橋之洪水位情形，繪註於設計圖上。又本橋位於台 20 線 58k+100，建議設計圖之里程樁號改爲台 20 線之樁號，不宜以本工程爲 0k+000 之工程起點樁號，以利建立公路基本資料。

二十二、台 20 線 72K+284 上智橋

1. 上智橋橋梁本身並未受損，而係 A2 橋台下游側翼牆受損造成路基缺口。
2. 本橋屬於「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」內之橋梁。
3. 本橋翼牆受損致災原因，經現場勘查研判，係 A2 橋上左側有一叉路及一山溝，豪雨時沿叉路及山溝沖流而下之雨水未有排水設施，致漫流過路面，流向右側(A2 橋台下游側)翼牆，沿牆流下沖擊翼牆及其基礎。

二十三、台 20 線 109K+561 榮光一橋

1. 榮光一橋大梁及橋面沖失。
2. 致災原因係橋位右側上游大量崩坍落石及土壤沖擊橋面及大梁所致。
3. 由於右側上游崩坍數量大，建議以構建明隧道或假隧道方式，使崩坍由隧道上方通過。短期內暫以過水路面便道維持通行。

二十四、台 20 線 103K+852 復興橋

1. 復興橋共有橋面 3 孔，其中第 3 孔橋面及橋台沖失。
2. 致災原因因荖濃溪河床淤高，而本橋跨越之復興溪與荖濃溪會合點，僅位於本橋位下游約一、二百公尺，致上游沖下之土石流，亦淤積於河床上，而河水流向沖向 A2 橋台，因 A2 橋台右側山坡土質鬆軟被沖失一大片，A2 橋台及橋台後方之路基與翼橋被土石及洪水沖擊流失。
3. 因 A1 橋台及 P1、P2 橋墩及 S1、S2 兩孔橋面均完好，建議第 3 孔橋面予以加長，橋台向東退後。

A1、P1、P2 及其上之橋面予以保留利用。

二十五、台 20 線 102K+596 青山橋

1. 青山橋橋梁本身及引道均完好。
2. 致災原因係因荖濃溪河床淤高，掩埋青山橋及其引道，經清通後，已無大礙。

二十六、台 20 線 99K+033 明德橋

1. 由於荖濃溪淤高，高過台 20 線路基，甚至 99k 明隧道頂版均未看到，故該段路基數公里全被掩埋。其河道淤高可能有一、二十公尺，局部可能高達三、四十公尺，故明德橋及勤和橋均被掩埋。
2. 桃源至復興間長約八公里之台 20 線，因受荖濃溪淤高影響，大部分路基橋梁均被掩埋，涉及橋梁所在路線選線之問題。
3. 建議評估路廊選擇，及辦理公路路線之選線、定線。

二十七、台 20 線 98K+976 勤和橋

如上台 20 線 99K+033 明德橋之意見。

二十八、台 20 線 96K+223 東莊橋

1. 致災原因爲莫拉克颱風豪雨時，本橋所跨越之東莊溪上游大量崩塌土石、流木及洪水沖擊橋台橋面，而荖濃溪淤高，本橋距與荖濃溪交會口僅約百餘公尺，亦隨之淤高河床，排水斷面不足，及現地可見仍存在之大量體積相當大之石塊沖擊橋台、橋墩及橋面，致全橋毀損流失。
2. 建議併入上面第六項明德橋第七項勤和橋第 3 點意見評估路廊選擇，選線、定線時納入考量，需建橋時，減少落墩，提高橋面高程以增加排洪斷面。

二十九、台 20 線 95K+506 撒拉啊塢橋

1. 本橋跨越荖濃溪，由於九二一地震將荖濃溪流域之主流及各支流山頂山坡震裂，裂縫處處，莫拉克颱風豪雨滲入裂縫中，造形多處山頂至河床全面崩塌，及河道兩側邊坡坡趾以上之土壤含水飽和而崩塌，致形成土石流，淤高河道高度達二、三十公尺，甚或四十公尺，致河床高於橋面，加上大量漂流木及洪水致沖毀全橋，橋梁流失。
2. 建議併入第六項明德橋、第七項勤和橋第 3 點意見及第 8 項東莊橋第 2 點意見，重新評估路廊

選擇及辦理選線、定線等工作，建橋時，減少落墩，增長橋長並提高橋面高程。另於橋梁設計時，考慮在橋梁壽命期間內，長時間之再淤高及可能再沖刷至颱風前河道原有高程之需要，慎爲設計。

三十、台 20 線 93K+588 桃源一橋

1. 本橋跨越荖濃溪之支流桃源溪，由於荖濃溪淤高及桃源溪，由於荖濃溪淤高及桃源溪上游大量崩塌造成之土石流及洪水，沖擊橋墩、橋台，甚至高過橋面致全橋被沖毀流失。
2. 建議以過水路面維持通行一段時日，並評估重選橋位，同時宜避開原橋位兩端引道之不穩定上邊坡，橋柱建議往下游移動，或減少落墩、增加橋長。

三十一、台 20 線 91K+929 勝境橋

1. 本橋跨越荖濃溪之支流深溝溪，原橋有二孔，每孔 16 公尺，總長爲 32 公尺，由於莫拉克颱風豪雨造成 A2 橋台上方及引道左側邊坡自坡頂滑塌而下，大量土石沖擊橋台、橋墩及橋面，致橋面及 A2 橋台衝失，橋墩則折成數截。而深溝溪河道坡度大，沖刷力高，致深入岩數公尺之基礎，長時間仍被淘刷，此次莫拉克颱風豪雨形成之洪水及夾帶之土石加速沖刷橋墩基礎岩盤，加上 A2 橋台及引道崩塌土石之沖擊致橋梁毀損。
2. 建議 A2 橋上左側邊坡予以穩定處理。或另選下游之橋位以避開不穩定邊坡。因溪陡，沖刷力強，建議不落墩而加長橋長。

三十二、台 20 線 89K+859 萬年橋

1. 本橋跨過萬年松溪，該溪屬荖濃溪支流。
2. 本橋 A1 橋台地質較差，風化破碎較爲嚴重，莫拉克颱風時，所下豪雨形成洪流，沖刷 A1 橋台上游左側邊坡，致邊坡滑坍形成土石流沖擊 A1 橋台，致 A1 橋台基礎地盤被沖失，而大部份懸空。橋墩及 A2 橋台因座落在較堅硬不容易被沖刷之岩盤上，故 A2 及橋墩無損。
3. 建議 A1 橋台向下游移動，加長橋長，避開原 A1 橋台左側之不穩定地形，並可考慮原橋廢棄，另建新橋。

三十三、台 20 線 86K+948 塔拉拉魯芙橋

1. 本橋跨越荖濃溪支流塔羅留溪。
2. 莫拉克颱風豪雨造成塔羅留溪上游崩塌而下的土石流及洪水沖向 A2 橋台，而導致 A2 橋台被沖

毀，然橋面及 A1 橋台兩座墩腳外觀看之，仍屬完好。

3. 本橋災損部份，請顧問公司檢討檢測及評估，若仍可修復利用，則僅復建 A2 橋台即可，復建工作最省。

三十四、台 21 線 249K+049 火山橋：

1. 本橋跨越旗山溪之支流野溪，單跨長 18M，因上游高處（南鄔亭山 EL=988M）山頂以下邊坡坍落，面積頗大，莫拉克颱風豪雨造成土石流，掩埋整座橋面。
2. 致災原因：研判係九二一地震及最近地震震裂山坡（今年 5 月 12 日 10:48AM 甲仙測站於南方 2.9KM 發生 3.8 級地震，今年 1 月 22 日 9:40AM 甲仙測站於南方 9.3KM 發生 4 級地震），本橋位上游山頂位於甲仙南方約五餘公里靠近震央，地表被震裂，而莫拉克颱風豪雨灌入裂縫，造成土石流，由高處沖下，埋沒橋面。
3. 本橋與所跨野溪與旗山溪交會點甚近，建議與河川管理單位確定旗山溪堤線，並與水保局及上游管理單位林務局瞭解其有無整治計畫，及爾後豪雨可能再發生土石流對本橋之影響，可研議評估究採用假隧道穿越坍塌區，或建高架橋跨越坍塌區爲宜。

三十五、台 20 線 85K+169 炳才橋：

1. 本橋跨越荖濃溪支流之埔頭溪，橋長 32.4m，爲二孔 RCT 型橋梁，分別爲長 23.6m 及 8.77m，橋墩、A2 橋台及二孔橋面及大梁均已沖失。
2. 致災原因爲埔頭溪上游邊坡崩坍造成之土石流淤高河床，沖擊橋面、大梁橋墩、橋台，因橋下排洪斷面不足致遭毀損。
3. 本橋經過路線，原闢建南部橫貫公路時之最初測勘路線，係在約 100 公尺之下游原橋位規劃設計橋長 65.9m，三孔分別爲 12.5m、45m 及 8.4m，開闢施工便道後，因爲趕工通車、節省造價及因當年開闢南部橫貫公路時之工程施工工法、技術受限，山區 45m 長預力梁吊梁艱難等因素，乃利用施工便道提升爲南部橫貫公路路線設計標準，故橋位向上游移位利用施工便道，橋長減少爲 32.4m。
4. 建議本橋復建時，研議向下游研選橋位，加長橋長、提高橋面高程，尤應避開原規劃設計 A1 橋台及今毀損之 A1 橋台間左側（河川右岸）長年發生大崩坍不穩定之邊坡，並可以加大橋下排洪斷面，以因應土石流及洪水排洩需求。

三十六、台 20 線 83K+863 綠茂橋：

1. 本橋跨越荖濃溪支流之六貓溪，橋長 40.2m，二孔分別爲 22.6m 及 17.6m，RCT 型梁橋。

2. 致災原因爲上游左、右兩岸均發生大崩坍，且靠近橋台上游相當明顯；A2 橋台上游較遠處左岸大崩坍將水擠向右岸，而上游緊靠 A1 橋台上游側之右岸大崩坍將水擠向左岸，致土石流及洪水沖向 A2 橋台及其台東端引道之台地，河道向 A2 橋台沖寬，A2 橋台台東端引道台地全被沖失成河道之一部分，致 A2 橋台災後獨立於溪中，顯示頗爲唐突。
3. 建議復建時橋位向下游另選擇橋位，按已被沖寬之河寬及上游崩坍情形，研議加長橋長、跨徑及提高橋面高程，以因應土石流及洪水之排洪需求斷面。
4. 據水土保持局代表表示，本橋跨越之六貓溪原有整治計畫已因今年颱風災害致需重新檢討，尚無確定可行之整治計畫，建議公路總局辦理重建計畫時，研析上游土石崩坍可能造成對橋梁之影響，審慎因應。

三十七、台 20 線 80K+807 寶來二橋

1. 本橋跨過荖濃溪主流，橋長 220m，略與河道斜交。
2. 因荖濃溪淤高，洪水及土石流沖向上游左岸，將台地沖失一段，並沖向 A1 橋台，致 A1 橋台傾倒，S1 橋面（含大梁）淤 A1 端掉落，於 P1 端移位，S1 大梁與 S2 大梁間於上游側被拉開而夾有大塊石。
3. 建議復建時，檢測未損壞部分，若除 S1 橋面外，餘可利用，則僅將 S1 橋面打除，A1 橋台向西移動，延長第一孔橋面，並宜將 A1 橋台採深基礎，以避免 A1 橋台端上游河川管理單位所興建堤防遭毀損時，洪水沖毀 A1 橋台。
4. 本橋建於 93 年 6 月，撒拉阿塢橋亦跨過荖濃溪主流，建於 91 年 4 月，另塔拉拉魯芙橋建於 95 年 2 月，完工迄今僅使用 3~7 年，壽命過短，值得檢討。且上述三座橋經歷 921 集集大地震及遭受桃芝等後續颱風之災害，有相當可供參考之山頂、邊坡產生土石流之經歷可供參考，建議公路總局對本台 20 線復建工程評選顧問公司時，應考慮兼有大地、水土保持、水利專業部門參與，提供橋梁結構設計部門之較具規模之有經驗顧問公司爲較佳廠商，以免重複致災。

三十八、台 20 線 78K+987 建山二橋：

1. 本橋跨過荖濃溪支流荖滕溪，單跨長度 35m，原橋爲二座橋分東行西行，兩橋並排，去年颱風毀去一座，今年莫拉克颱風則將另一座亦予毀損流失。
2. 致災原因爲荖滕溪上游土石流淤高河床，高過橋面，將全橋掩沒並摧毀。
3. 本橋已列於「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」內，今年淤高及毀損橋梁情形較去年爲嚴重，建議公路總局檢討今年之災害嚴重新情勢，研析上游土石、崩坍可能造成對橋梁之影響，審慎因應。
4. 未能對上述情況研析有成果及效果前，建議暫以便道、便橋維持通行。

5. 由於河床淤高情形嚴重，但下游與荖濃溪交會點相距不遠，高低差頗大，復建橋梁宜研議略爲移向下游，增加橋長、跨徑，提高橋面高程，以增大橋下排洪空間。

三十九、台 20 線 78K+030 建山一橋：

1. 本橋跨越打鐵溪（荖濃溪之支流），單孔長度 42m。原橋爲二座橋，分東行、西行兩橋並排，去年颱風橋梁被土石流掩埋。據現場人員告稱今年莫拉克颱風時，上游之西行橋梁被摧毀，橋面及大梁殘骸則毀落於東行橋之下游。東行橋尙仍在，惟梁底略損，高拉力預力鋼線保護層被打破，鋼線外露。
2. 致災原因爲打鐵溪上游土石流淤高河床高過橋面，將西行橋推移過東行橋橋面。
3. 本橋已列於「省道老舊受損橋梁緊急改建計畫」內，今年淤高情形及毀損橋梁情形較去年嚴重。建議公路總局檢討今年之災害較去年嚴重之新情勢，研析上游土石崩坍可能造成對橋梁之影響，研議橋位向下游移動，增長橋長，增長跨徑，提高橋面高程，以增大橋下排洪空間。
4. 未能研析相關資料以擬妥復建橋梁規劃設計原則前，暫以便道、便橋維持通行。

四十、台 21 線 217K+917 第十二號橋：

1. 本橋跨越山溪，五孔，每孔 40M，共長 200M，因旗山溪被上游及兩側崩坍土石淤高，高過橋面，及因溪流沖寬分流沖向 A2 橋台及橋台後引道，致第一、二、三孔橋面沖失，A2 橋台南端引道沖失，溪水分流流向平行橋梁左側至 A2 橋台引道。
2. 致災原因爲九二一地震造成山坡破裂，莫拉克颱風豪雨灌入破裂邊坡，及溪旁坡距兩側邊坡含水量飽和所造成之土石流淤高河床，溪流分流沖擊 A1、A2 橋台及 P1、P2、P3 橋墩，致全橋遭沖毀。
3. 實地勘查第 8 號橋至第 12 號橋，長約 7 公里路基幾全流失，其間僅小林隧道及錫安山明隧道仍在，但小林隧道被土石及流木掩埋約三分之一高度。台 21 線毀損部份建議重新評估研選路線及高程，並建議視交通量需要，若單車道足敷交通需要，可按交通部頒單車道標準 5.5M 寬復建，惟因災損嚴重，建議評估未完成前，暫以便道維持通行。

四十一、台 21 線 218K+612 第十一號橋：

1. 本橋跨越旗山溪之支流野溪，單跨 20M，已被上游沖下土石流掩埋。
2. 致災原因：研判係因旗山溪淤高情形嚴重，而本橋跨越野溪與旗山溪會合口，相距僅約十公尺，本橋跨越之野溪上游山坡崩坍之土石流沖下時被淤高之旗山溪堵住，無法沖下，致淹沒本橋梁。
3. 建議按第十二號橋第 3 點意見重新評估及研選路線。

四十二、台 21 線 219K+100 民治橋：

1. 本橋跨越旗山溪之支流野溪，單跨 15.6M，A1 橋台、A2 橋台及橋面仍存在。但橋面被上游坍塌土石覆蓋，兩橋台引道均被旗山溪河水及民治橋所跨越河道沖寬爲原有橋長之三倍餘而沖走。
2. 致災原因：研判係旗山溪被土石流淤高河道，排洪斷面不足，致河水沖兩岸，沖寬河寬，洪水將橋梁南北端路基全予沖毀，而本橋 A1、A2 橋台之引道亦全遭沖毀。
3. 建議按第十二號橋第 3 點意見重新評估及研選路線。

四十三、台 21 線 220K+485 慈林橋：

1. 本橋跨越旗山溪之支流野溪，單跨，長 15M，該野溪上游偏向北，而野溪南側有巨大落石坍方，致覆蓋橋面，A1 橋台端引道被洪水沖失，A2 橋台端引道約一半寬度被沖失，A1、A2 橋台基礎被淘空。
2. 致災原因爲旗山溪被土石流淤高，河道排洪斷面不足，致河水沖向兩岸，沖寬河寬，致洪水將橋梁引道路基沖毀，本橋 A1、A2 橋台之引道亦予以沖毀。A1、A2 橋台基礎入土深度不足及未深入岩盤，致被沖刷淘空。
3. 建議按第十二號橋第 3 點意見重新評估及研選路線。

四十四、台 21 線 222K+721 第十號橋：

1. 本橋跨越旗山溪之支流野溪，二孔，每孔 15M，共長 30M，因其上游大量崩坍及豪雨將河寬沖寬，全橋被掩埋。
2. 致災原因：
   (1) 旗山溪被大量土石流淤高。
   (2) 旗山溪右岸邊坡大量崩坍及左岸大竹溪山崩山有形成堰塞湖後被沖毀之跡象。
   (3) 本橋跨越之野溪上游屬大竹溪山之一部份，大竹溪山大崩坍埋沒小林村，亦埋及本橋，而旗山溪淤高及堰塞湖之形成造成本野溪之土石流無法宣洩，淤積於野溪上，淹沒本橋梁。
3. 本路段旗山溪左右岸均屬不穩定路段，建議按第十二號橋第 3 點意見重新評估及研選路線。

四十五、台 21 線 224K+050 第九號橋：

1. 本橋跨越旗山溪支流之野溪，單跨長 10M，因上游土石流及大竹溪山之崩坍掩埋本橋，河寬並被沖寬，全橋被掩埋。
2. 致災原因爲：與第十號橋相同。

3. 本路段旗山溪左右岸均屬不穩定路段，建議按第十二號橋第 3 點意見重新評估及研選路線。

四十六、台 21 線 224K+860 第八號橋：

1. 本橋跨越旗山溪之支流角埔溪，二孔，每孔 18M，共長 36M，因上游土石流之崩坍掩埋本橋，河寬並被沖寬。
2. 致災原因：與第十號橋相同。
3. 建議按第十二號橋第 3 點意見重新評估及研選路線。

四十七、台 21 線 236K+650 四德橋：

1. 本橋跨越旗山溪，共 6 孔，每孔 40M，全長 240M，其中南端 5 孔被沖失。
2. 致災原因研判係因上游山坡及河床坡址以上邊坡崩坍情形嚴重，旗山溪河床因而被嚴重淤高，而下游存有南部水資局引水攔河堰造成河川自然沖刷被阻，莫拉克颱風豪雨及所夾帶漂流木、土石流沖擊橋墩、橋面，加上上游有產生堰塞湖及潰決跡象，致瞬間排洪斷面不足，毀損橋梁。
3. 建議橋梁向現有兩橋台位置延長長度，並提高橋面高程，另 A2 橋右側興建橋台翼牆時，其基礎應注意洪水之沖刷。
4. 所有橋墩及其基礎之面向上游側，建議加強抵抗漂流木及土石流之能力，如做成三角形，尖角面對上游，而基礎基樁或沉箱，將來河床沖刷露出時如何加強面對上游側漂流木、土石流、洪水之沖擊，建議研議因應。

四十八、台 21 線 235K+585 楠梓仙溪橋：

1. 本橋跨越旗山溪，共 10 孔，每孔 29M，全長 290M，橋梁本身未被沖毀。
2. 致災原因爲本橋位上游山坡及河床坡趾以上邊坡崩坍情形嚴重，淤高河床，致排洪斷面不足，洪水改道沖向 A1 橋台北端路基，致引道路基被沖失，道路阻斷，但橋梁本身並無損壞。
3. 建議短期內將被沖失引改爲構築橋梁，即橋梁自 A1 橋台向北延長，協調河川管理單位取得河川治理計畫線或法線，橋長宜寬於其計畫線及法線。
4. 北端引道至舊台 21 叉路口，路基高程過低，遇豪雨易淹水，建議提高路面高程。
5. 本橋位下游有南部水資局引水攔河堰，造成河川自然沖刷被阻，容易淤高河床，建議洽河川管理單位清淤。或長遠計，本橋研擬列入中長期計畫予以打除，改建爲較長跨徑、較長長度及橋面高程較高之橋梁。

四十九、台 20 線 137K+945 武雄橋：

1. 本橋跨於荖濃溪上游之野溪上，單跨 25m 建於 95 年 3 月，壽命僅 3 年餘，橋面均已流失。
2. 致災原因研判係上游崩坍土石數量過大（九二一集集大地震之山上裂痕被颱風豪雨灌入產生巨積崩坍），橋下空間不足以排洩，致橋面被推擠而下導致流失，而莫拉克颱風雨量甚大，所夾帶崩坍而下之土石爲土石流之來源。
3. 建議(1)臨時性、短期間以過水路面（混凝土路面）維持交通，隨坍隨清，遇有颱風豪雨時，則採取交通管制措施。(2)永久性橋梁宜考慮往下游另選橋位，橋下空間需足敷豪雨土石流排洩所需。

五十、台 20 線 140K+410 昌仕橋：

1. 本橋跨於荖濃溪上游之野溪上，單跨 28m，1993 年 12 月完工，南部橫貫公路興建時所建造於民國 61 年完工之橋梁，已曾破壞過而復建，再遭颱風毀損（莫拉克颱風以前），橋面流失。
2. 致災原因爲橋梁跨越之野溪係一大片崩坍地，於民國 59 年間南部橫貫公路闢建時即已存在的大崩坍地，豪雨時夾帶而下的土石、巨石擊毀橋梁。
3. 建議(1)臨時性：以過水路面（混凝土路面）維持交通，隨坍隨清，遇有颱風豪雨時，採取交通管制措施。(2)永久性橋梁宜考慮往下游另選橋位、橋下空間需足敷豪雨時，土石流排洩所需。
4. A2 橋台附近上邊坡植生已有成效，莫拉克颱風毀損之部份，建議予以復建植生，植生面積請再研議增加面積，以維持 A1、A2 橋台上游邊坡之穩定。

五十一、台 20 線 138K+813 進涇橋：

1. 本橋跨於荖濃溪上游之野溪，單跨 25m，1971 年 1 月完工，本次遭莫拉克颱風毀損，橋面流失。
2. 致災原因爲九二一地震造成山上裂痕，被莫拉克颱風豪雨灌入產生巨積崩坍，橋下空間不足以排洩，致橋面被推擠流失。
3. 建議(1)臨時性採用混凝土過水路面，維持交通，隨坍隨清，遇有颱風豪雨時，則採取交通管制措施。(2)永久性橋梁宜往下游另選橋位，橋下空間需足敷豪雨時土石流排洩所需。

五十二、台 20 線 129K+242 禮觀橋：

1. 本橋梁跨於荖濃溪上游之野溪，單跨 18m，民國 61 年 4 月完工，本次遭莫拉克颱風毀損橋面流失。
2. 致災原因爲九二一地震造成山上裂痕被莫拉克颱風豪雨灌入產生巨積崩坍，橋下空間不足以排洩，致橋面被推擠流失。
3. 建議(1)臨時性採用混凝土過水路面維持交通，隨坍隨清，遇有颱風豪雨時，則採取交通管制措

施。(2)永久性橋梁宜往下游另選適當橋位，避開 A1 橋橋台附近不穩定之順向坡，A2 橋台引道下方不穩定邊坡宜予適當穩定處理，局部節理發達之岩石下邊坡可考慮採噴漿穩定保護，另橋位向下游移後，兩端引道高程差加大，宜於適宜範圍內調整縱坡。

五十三、台 20 線 114K+202 唯金溪橋：

1. 本橋跨於荖濃溪之支流唯金溪上，單跨 24m，1972 年 3 月完工，本次遭莫拉克颱風毀損橋面流失。
2. 致災原因研判係因上游及 A1 橋台上方之崩坍（九二一集集大地震之山上裂痕被颱風豪雨灌入產生巨積崩坍）土石數量過大，橋下空間不足以排洩，致橋面被推擠而下致流失。
3. 本橋於南部橫貫公路闢建測量時，曾規劃測量爲長 160m 吊橋，然施工階段爲縮短工期及節省經費，路線降低變更爲等跨 24m 長鋼筋混凝土橋，但莫拉克颱風豪雨雨量大及山上崩坍而下的土石流數量過巨，致橋下空間不足而致橋面遭推擠流失。
4. 建議(1)臨時性以混凝土過水路面維持交通隨坍隨清，遇有颱風豪雨時則採交通管制措施。(2)永久性橋梁宜考慮往下游另選橋位，橋下空間需足敷豪雨土石流排洩所需，另 A1 橋台下游引道相當長度高度之不穩定路段宜避開之。

五十四～六十二、台 21 線橋梁

（台 21 線 204K+094 達卡努娃橋、台 21 線 205K+127 民生大橋、台 21 線 206K+990 自強橋、台 21 線 208K+720 民權大橋、台 21 線 209K+400 月兒橋、台 21 線 210K+980 民族橋、台 21 線 212K+677 公園橋、台 21 線 213K+970 第十五號橋、台 21 線 214K+150 第十四號橋）

1. 台 21 線那瑪夏鄉至甲仙鄉間之橋梁，係因台 21 線公路沿著旗山溪（楠梓仙溪）東西兩岸佈設，橋梁跨越旗山溪或其支流野溪，民國 88 年 9 月 21 日之集集大地震造成山上自山頂而下之坡面，分佈許多地震震裂之裂痕，而 98 年 8 月 8 日莫拉克颱風因雨量甚大，依據中國土木水利工程學會 99 年 2 月發行之第 37 卷第 1 期土木水利八八水災專輯第 18 頁，高雄縣 8 月 6 日至 10 日總累積雨量高達 2,820mm，連續 24hr 雨量最大值達 1,443mm。世界最大 24 延續小時之雨量紀錄爲 1,870mm，民國 85 年 7 月 31 日賀伯颱風時，阿里山測站之 24hr 最大雨量紀錄爲 1,748.5mm，此次莫拉克颱風係九二一地震以來最大雨量，集中於高屏溪流域上游之荖濃溪及旗山溪流域，雖九二一已過 10 年，但裂痕仍未能消失，豪雨灌入裂縫造成之滑坍面自山頂而下，流域內主流、支流、野溪之坡面大量滑坍，其所造成之土石流不及宣洩，或形成堰塞湖，或加上漂流木之衝擊，故跨越旗山溪主流上之 205K+127 民生大橋，214K+150 第 14 號橋全被沖失，而 208K+720 之民權大橋則 A2 橋台引道被沖失，P1、P2、P3 橋墩上之支承墊發生位移情形，至於跨越旗山溪支流上之 204K+094 達卡努娃橋，206K+990 自強橋、210K+980 民族橋、212K+677 公園橋、

213K+970 第 15 橋，則被土石推移而流失，209K+400 月兒橋則被沖下土石掩埋（今已清通，可維持交通正常通行）。

2. 依據 98 年 11 月 23~24 日現勘及本次現勘，發現台 21 線自 204K+094 達卡努娃橋至 217K+917 第 12 號橋間全長近 14 公里公路幾全被沖毀。以這次災害經驗，實宜當爲爾後復建之殷鑑，建議交通部公路總局審慎整體研選公路路廊，評估路線最佳位置，做好選線、定線、何路段公路行於左岸、何路段公路行於右岸，公路路線高程提高爲若干爲宜等等，均爲重要課題。且非僅公路領域之專業可單獨選定，宜選含有大地、水利、地質、水保、公路及橋梁等領域專業人員均能參與之具規模技術機構綜合選定路線，以免重蹈覆轍，避免類似台 20 線有 4 座橋梁委託顧問機構設計而其壽命分別僅 3 年、3 年、5 年、7 年之情形。
3. 在未能研選定線之公路路線前，本路段已屬丙類修復公路，則以過水路面（混凝土路面）當爲維持交通之便道公路，或於跨越河道處興建涵管便道、箱涵便道或鋼橋便橋，遇颱風豪雨則管制交通，以維行車安全。但便道、便橋遭遇颱風豪雨，極可能即刻遭到沖毀而中斷，爲醫療需要或緊急運送生活必需品等緊急需要，建議比照營建署玉山國家公園管理處於桃源鄉梅山村北端所興建之「梅山吊橋」（跨越荖濃溪），於適當地點興建維生所需吊橋，其載重可予預限制至某緊急需求之強度（梅山吊橋限重 2.5T，耕耘機、機車均可通行，供請參考）。平日亦可當爲觀光使用。台 20 線炳才橋、綠茂橋、勝境橋、桃源一橋、塔拉拉魯芙橋、撒拉阿塢橋等地點附近，均可予以考慮。查南部橫貫公路闢建前，桃源中梅山村以西之部落自寶來以東即以吊橋當爲進出交通道路、橋梁。今日受到如此巨大天然災害，似可復古並加以強化，即可解決緊急需要又可發展觀光。於颱風災害發生時，則減少限時搶通之急迫性，重車運輸則可於水退及整理河床便道以供大量運輸之重車通行。
4. 台 21 線 208K+720 民權橋，支承墊及橋梁帽梁保護層已受損，建議進行橋梁檢測及維修補強。
5. 台 21 線 209K+400 月兒橋已清通，可供正常通行，建議將欄杆儘速修復。
6. 台 20 線 80k+807 寶來二橋：民眾反應橋面過低經予觀察，由寶來街道往東縱坡確有下坡梁底高程過低，可能影響排洩排洪水之虞，建議公路總局研議將橋面提高，以提高梁底高程。
7. 台 20 線寶來一橋：A1 橋台引道有一野溪，其於公路上方雖建有攔砂埧，但據觀察野溪上游坍塌情形嚴重，攔砂埧不足以阻攔，據民眾反應，多次引道被坍塌土石掩埋。建議公路總局研議與野溪管理單位協商，若攔砂埧無法有效攔阻土石崩坍而下，則公路上是否考慮興建明隧道或假隧道，供土石於上方通過，以維公路安全。

臺灣公路工程　第 38 卷　第 10 期
民國 101 年 10 月
Taiwan Highway Engineering
Vol. 38 No. 10 Oct. 2012. pp.20-60

地下水位下JSG高壓噴射灌漿與品質管制

倪至寬*、陳步彥**

摘　要

二重管高壓噴射灌漿作業在壓力水層或者在地下室內進行鑽孔與灌漿作業時，因爲地下水位高於鑽孔與灌漿作業場地高程，爲了避免在進行鑽孔與裝設灌漿管作業階段，可能造成湧水、湧砂、路面掏空或建築物傾斜的意外事件。所以，在進行鑽孔與裝設灌漿管作業前，先設置點井，然後裝設抽水井，以降低附近地盤的地下水位，待地下水位降至設計高程時，在灌漿工作面裝設止水器組，然後才可進行鑽孔與灌漿作業。在地下室內進行灌漿作業時，利用筏基水箱來量測每公尺改良樁的排泥漿量，不但可用來預警湧水與湧砂的潛在問題，而且搭配量測的排泥漿比重，可用來評估改良樁的直徑，這就是承商的品管管制。其次，施工中的改良樁，其四周緊鄰的改良樁愈多，則排泥漿的比重也愈大，所以，灌漿的順序也能影響改良樁的單位重與強度，因此，灌漿的順序能造成四周緊鄰改良樁的數量愈多，則該灌漿的順序能提供最佳的改良樁的單位重與強度。

一、工程案例

1.1 工程概要

捷運某施工標之潛盾機，穿越地下停車場下方地盤時，將會與地下停車場筏基下方其中四支基樁衝突，如圖 1.1 所示，計畫先在基樁四周進行 JSG 高壓噴射灌漿，提高地盤的剪力強度或自立性，同時減少地盤的透水性，然後潛盾機鑽掘至基樁前停止，再以人工出艙方式，進行基樁撤除作業。本案例附近土壤鑽探報告顯示，改良區土層爲松一層，爲粉土質細砂、砂質粉土及粉土質黏土之互層。地盤改良範圍必須延伸至潛盾機（外徑爲 6.24m）外側至少 2 m，緊鄰基樁四周改良厚度增加 1.5 m，以減少地下水沿基樁與土壤介面流入基樁開挖改良區，避免人工出潛盾土艙進入改良區開挖的危險性，整體改良厚度爲 11.64m～13.14m，改良深度位於松一層砂土，該層地下水約在地表下 6.7 m，而松三層砂土的地下水位約在地面下 3.7m 處，高於松一層砂土的地下水位，

* 國立台北科技大學土木與防災研究所副教授
** 國立台北科技大學土木與防災研究所碩士研究生

如圖 1.2 所示。根據本研究案附近的取樣孔編號 CH-12 土壤物理性試驗如表 1.1 所示，表內虛線範圍內即爲改良區的土層。JSG 高壓噴射灌漿設計樁徑爲 1.6m，灌漿深度自鑽機位置的地下 2F 地版下約 12.61m～25.91m 間，土壤 N 值介於 18～27 間，依 JJGA 灌漿參數建議，鑽桿提昇速度採用 30min/m，鑽桿以每分鐘 6～8 轉的速率迴轉，硬化材吐出量 0.06 m^3/min，灌漿壓力 200 kg/㎝^{2}，高壓空氣壓力 7 kg/㎝^{2}，空氣流量 0.06 m^3/min。

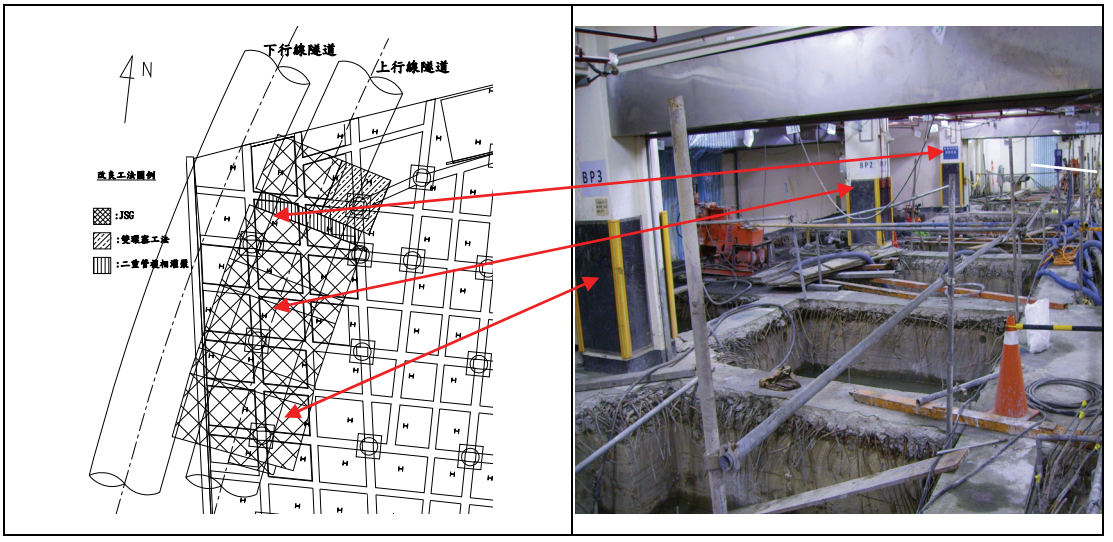


圖 1.1　基樁衝突位置地改區域平面圖與灌漿現場狀況

表 1.1　CH-12 土壤物理性試驗統計表

深度(m)	N值	分類	含水量 ω_n(%)	孔隙比 e	比重 Gs	單位重 γ_t(t/m^3)	液性 LL(%)	塑性 PL(%)	礫石	砂	粉土	黏土
19.05-19.50	5	CL	34	0.96	2.76	1.90	45.2	23.8	0	0	46	54
20.55-21.00	5	CL	37.4	1.02	2.74	1.86	40	22.9	0	0	56	44
22.05-22.50	6	CL	39.7	1.10	2.76	1.84	47.2	24.2	0	0	46	54
23.55-24.00	15	SM	29.8	0.80	2.67	1.93	-	-	0	51	43	6
25.05-25.50	10	CL-ML	30.2	0.82	2.71	1.94	26.5	20.7	0	14	68	18
26.55-27.00	27	SM	29.4	0.79	2.68	1.94	-	-	0	57	35	8
28.05-28.50	22	ML	29.0	0.78	2.69	1.95	-	NP	0	34	58	8
29.55-30.00	27	CL-ML	29.5	0.80	2.71	1.95	24.6	19.3	0	36	48	16
31.05-31.50	21	CL	29.1	0.79	2.72	1.96	26.6	19.1	0	25	53	22
32.55-33.00	23	ML	26.3	0.71	2.69	1.99	-	NP	0	46	46	8
34.05-34.50	13	CL-ML	31.7	0.86	2.71	1.92	26.7	20.1	0	14	66	20
35.55-36.00	10	CL	35.4	0.98	2.76	1.89	48.6	24.2	0	1	45	54

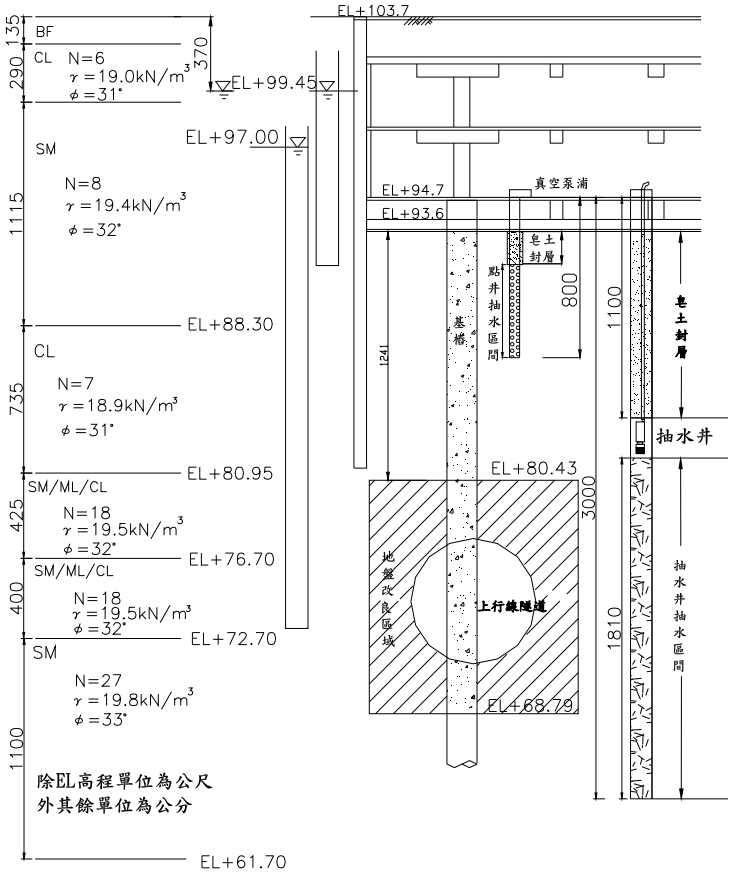


圖 1.2　撤除基椿地盤改良範圍與點井及抽水井設置深度示意圖

1.2 抽水井設置

JSG 噴射灌漿作業中的鑽孔、灌漿及排泥出口位置，均低於松一與松三砂土層的地下水位，由於地盤改良範圍的松一砂土層地下水位約在 EL97，高於灌漿作業平台，爲防止地下水伴隨 JSG 廢泥漿一起排出筏基底版，造成地盤土壤掏空，因此在進行地盤改良前，先設置三口抽水井，以降低地改範圍地盤之地下水位，爲了避免抽水對地下停車場周邊地盤產生沉陷之影響，選擇由地下停車場 B2F 設置抽水井，如圖 1.3 所示。其次，筏基底版下砂土層的地下水位約在 EL99.45，高於灌漿作業平台，爲防止在鑽設抽水井的過程中，地下水湧出鑽孔，影響抽水井的設置施工，因此，在每口抽水井兩側先設置兩口點井，如圖 1.3 所示，先降低該處地下水位，再進行鑽設抽水井工作，點井及抽水井設置深度如圖 1.2 所示，預計將地下水位降低高度至 EL+93.6。

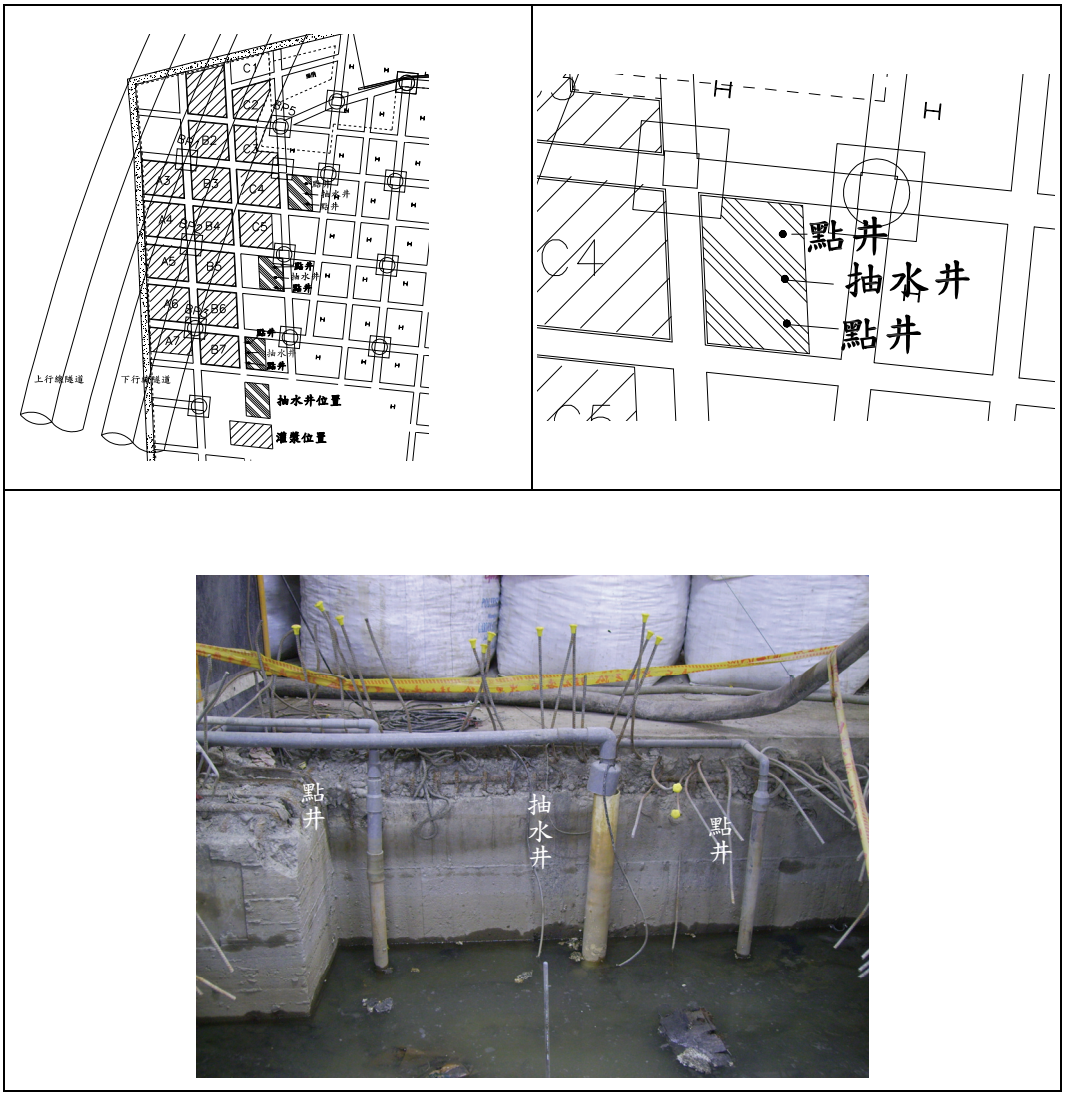


圖 1.3　點井與抽水井在筏基水箱內之配置

1.3 高壓噴射灌漿改良樁數量

本案例使用 JSG 二重管高壓噴射灌漿工法，共 187 支樁，其中 177 支可在地下室完成灌漿，剩餘 10 支因受連續壁阻隔影響，須在連續壁外側的地面灌漿，每支改良樁的改良厚度除配置在基樁周圍的改良厚度爲 13.14m 外，其餘的改良厚度爲 11.64m，依施工順序編號的高壓噴射樁樁位配置如圖 1.4 所示。

1.4 硬化材配比

本案例硬化材是使用卜特蘭 I 型水泥加高爐粉，每 1000L 水泥漿液的配比如下：

120 kg (水泥)＋280 kg (高爐粉) ＋864 kg (水) ＝1264 kg

拌合後之水泥漿液比重爲 1.264（水泥比重 3.15，高爐粉比重 2.86）。高爐粉是高爐石粉的簡稱，爲政府近年來推行的環保材料，添加高爐粉的優點有以下 3 點：(柯武德等)

1. 高爐粉的比表面積 595m^2/kg 高於卜特蘭 I 型水泥 230 m^2/kg，導致漿液流動性較佳，可增加排出廢泥漿時的輸送效果，不易阻塞排泥路徑，灌漿排泥時可減少因劈裂而導致地面冒漿現象，故周圍地盤不容易引發隆起現象。
2. 因高爐粉有超微粒水泥之部份特性（超微粒水泥比表面積：800m^2/kg，高爐粉 595m^2/kg），可減低噴嘴之耗損，提供穩定之高壓噴射流，以切削地盤土壤，確保達到設計樁徑。
3. 爐石粉之卜作嵐反應，使水泥漿體內之毛細孔減小，可以增加改良樁之水密性。

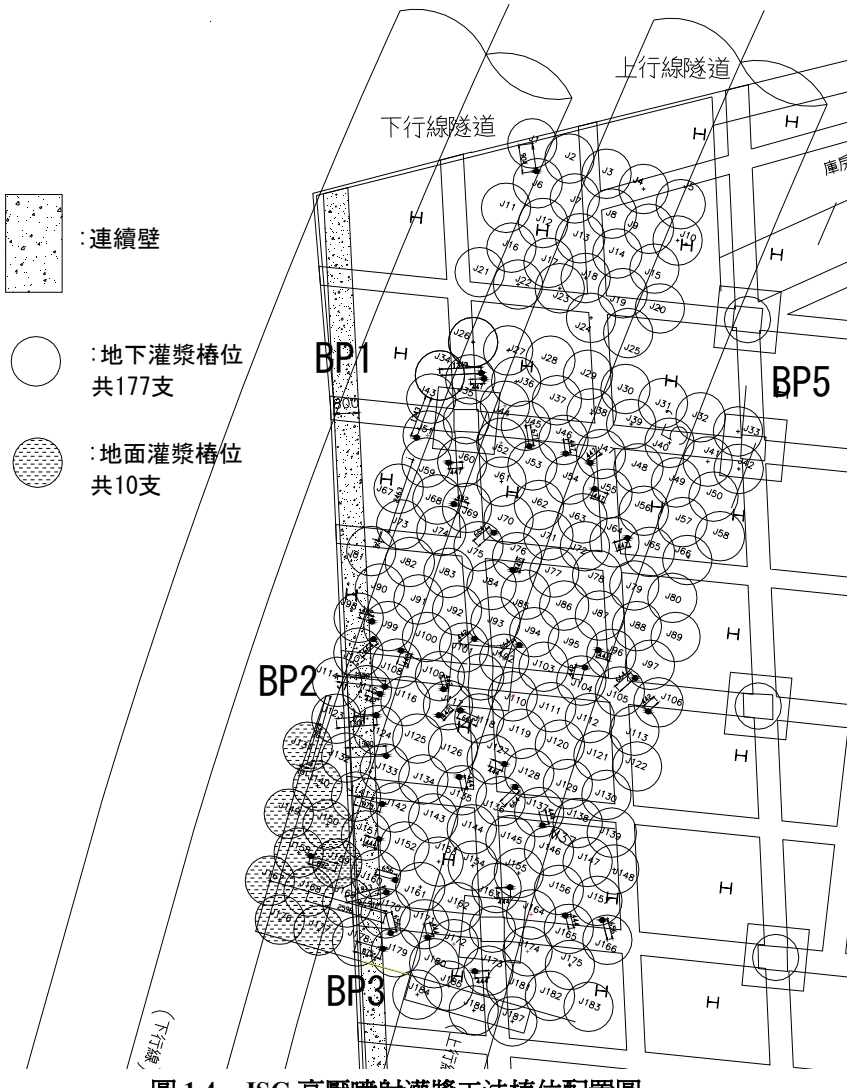


圖 1.4　JSG 高壓噴射灌漿工法樁位配置圖

二、JSG 高壓噴射灌漿

2.1 高壓噴射灌漿步驟

JSG 是 Jumbo- Jet Special Grout 縮寫，基本原理是將水泥漿（硬化材）付予高壓力並配合高壓氣體，使其成爲高動能之噴射流，藉由其能量切削、破壞地盤土壤，同時硬化材與地盤土壤攪拌混合而固結成圓柱體，以增加鬆軟地盤之承載力與減少沉陷量，同時降低透水率。JSG 高壓噴射改良樁在鑽孔及灌漿階段，各階段名稱分別顯示於圖 2.1。在地下室進行 JSG 高壓噴射灌漿，整體作業分爲七個步驟，如圖 2.2 所示，每個步驟的作業內容分別說明如下：

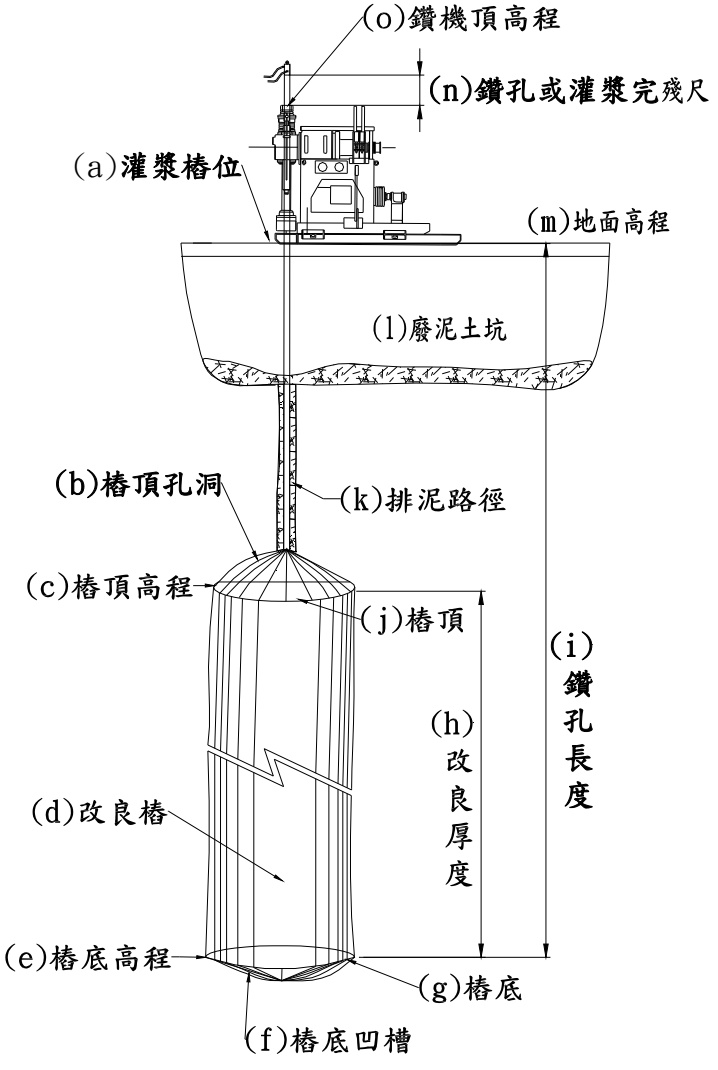


圖 2.1　鑽孔及灌漿各階段位置及名稱示意圖

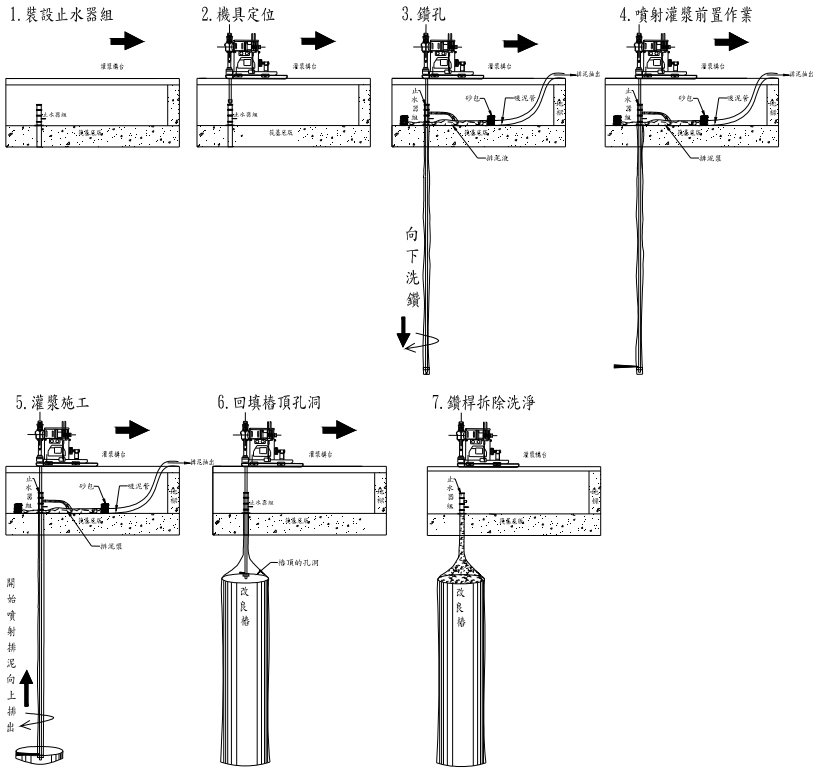


圖 2.2　JSG 灌漿施工順序

1. 裝設止水器組

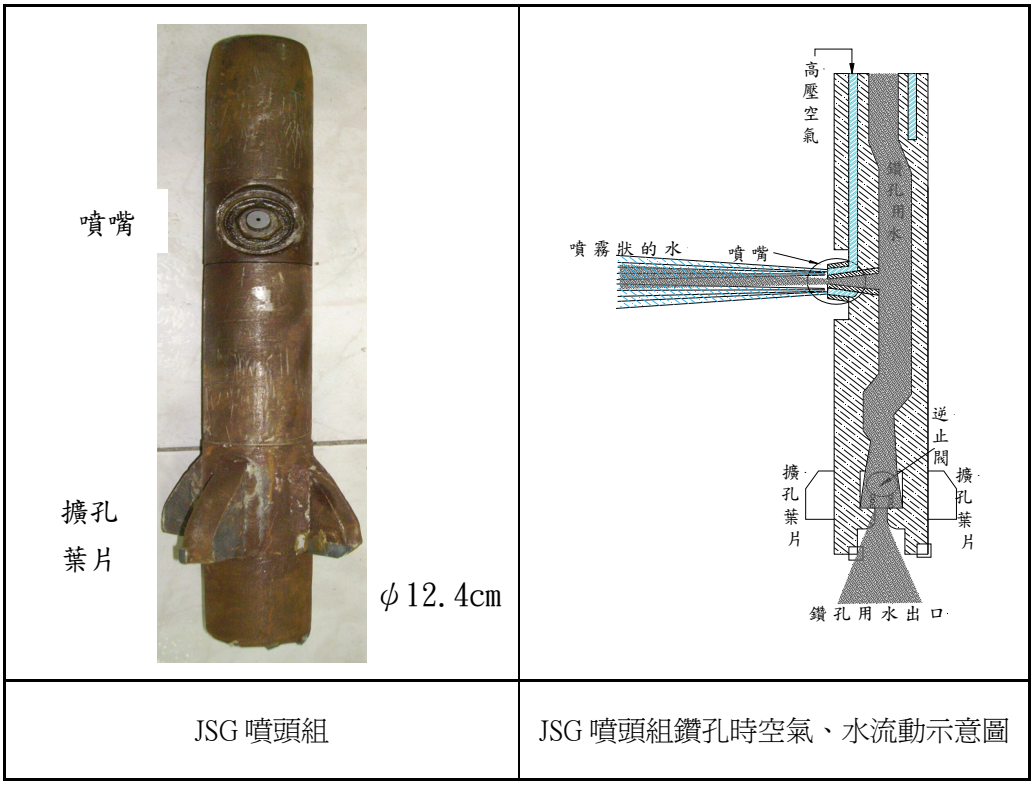
將止水器組依設計灌漿椿位安裝，目的爲避免鑽破底版時，可能會有大量地下水夾帶土砂流入地下室內，造成砂湧事件，所以在鑽破底版前先裝設止水器組。

2. 機具定位

將鑽機上之鑽頭位置對準止水器組，即完成機具定位作業。

3. 鑽孔

灌漿孔洗鑽的過程使用 Swivel 俗稱水龍頭之裝置，裝在鑽桿的頂端，於鑽孔時，分別經由泵浦提供流量 0.04m^3/min 的水量及空壓機提供 7kg/cm^2 以上的高壓空氣，水的功能是用來軟化土壤，而大部分的鑽孔用水是由噴頭組下方流出進行鑽孔，少部分鑽孔用水會自噴嘴噴出，與高壓空氣混合後呈噴霧狀噴出，如圖 2.4 及圖 2.5，此時高壓空氣僅提供氣昇作用，將鑽孔時切削的土壤與水混合成排泥液排放至筏基水箱。鑽孔過程，一邊旋轉鑽桿一邊向下洗鑽，因爲噴頭組前方有擴孔葉片，其外徑爲 12.4cm，在鑽孔至椿底的過程中，鑽桿因爲在迴轉向下洗鑽時，會有些許偏心旋轉的情形，所以在周圍會形成略大於擴孔葉片直徑的環狀空間，依土壤性質不同，估計環狀空間直徑約在 15cm～20cm，此環狀空間正是後續鑽孔、灌漿時的排泥路徑，圖 2.4 及圖 2.5。



JSG 噴頭組　　JSG 噴頭組鑽孔時空氣、水流動示意圖

圖 2.3　JSG 噴頭組外觀與鑽孔時空氣、水流路徑

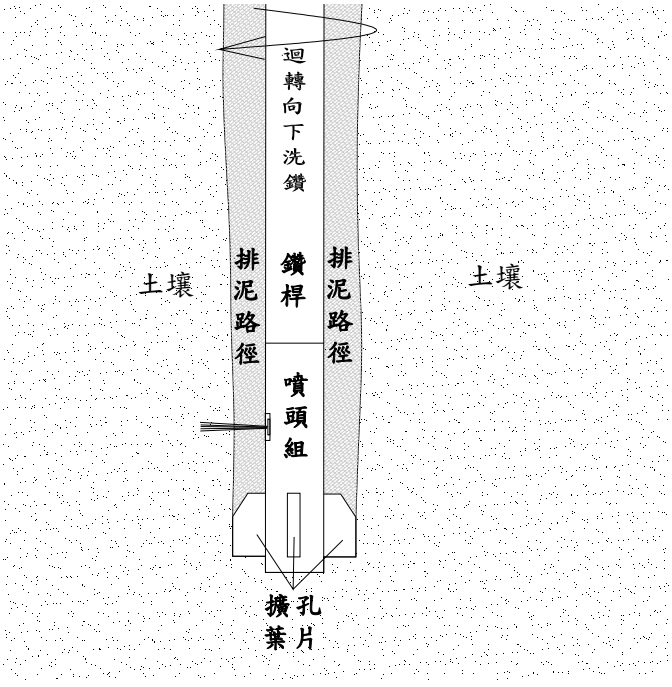


圖 2.4　鑽孔時排泥路徑形成示意圖

4. 噴射灌漿前置作業

在洗鑽至椿底高程後（圖 2.1e），鑽桿露出鑽機頂部的長度，一般稱爲鑽孔完殘尺（圖 2.1n），將水龍頭拆下，將鋼珠投入鑽桿（二重管）之內桿，使鋼珠掉落至噴頭組最底部 ，如圖 2.5 所示，目的要使稍後轉換送出之硬化材不由噴頭組下方出口流出，而強制轉由噴嘴噴出，進行地盤土壤切削灌漿，此時，鑽桿依設定之迴轉速度與提升速度運作，一面經由內桿噴出 200±20 kg/cm^2 之高壓硬化材漿體，同時由外桿送出 7kg/cm^2 之高壓氣流，在噴嘴出口附近混合成高能量之噴射流，切削土壤進並行灌漿，如圖 2.5 所示。鑽桿迴轉速度與提升速度經檢驗及調整符合規定後，便可開啓自動記錄器，記錄灌漿流速、總灌漿量與灌漿壓力等數值。

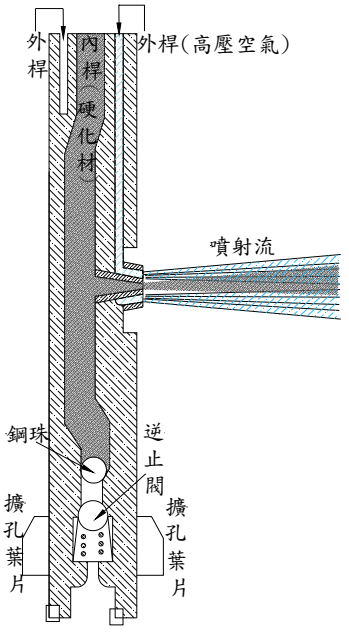


圖 2.5　JSG 噴頭組灌漿時空氣與硬化材流動路徑

前述鑽桿提升速度設定，是依照鑽機上所裝設之計時器調整，而提升距離則是依跳尺的定位珠與定位珠之間的距離來決定；當開始設定自動提升時，機頭內的旋轉軸便夾帶著鑽桿向上提升某一固定高度即停止提升，待設定提升時間到達時，旋轉軸便再次提升某一固定高度又停止提升，週而復始直至衝程結束，一般鑽機之衝程爲 50cm，跳尺有效長度也配合爲 50cm，跳尺上附有定位珠，定位珠數量依灌漿工法不同而不同，以本工程使用的跳尺爲例，定位珠共 31 顆(30 格)，定位珠圓心到圓心的距離爲 1.67cm，若以每 30min 提升 1m，所以跳尺移動 50cm 需要 15min，則每格停留時間如下：

$$\frac{15\text{min}\times 60^{\text{sec}}/_{\text{min}}}{30\text{格}} = 30^{\text{sec}}/_{\text{格}}$$

可以將上述提升速度的說明解釋爲：當開始噴射硬化材進行地盤改良時，鑽桿以每分鐘 6～8 轉的速率迴轉，而噴嘴所在的高程，噴射硬化材 30sec（每格鑽桿迴轉約 3 轉）之後，鑽桿以極短的時間（約 0.1sec）向上提升 1.67cm，再繼續噴射硬化材 30sec 後，再提升 1.67cm，週而復始至拆管高程或到達設計的樁頂高程才停止。

5. 灌漿作業

按照設定之鑽桿提升速度及迴轉速度開始灌漿築樁作業，鑽桿依提升速度逐漸提升，至該支鑽桿底部高於鑽機頂部時（圖 2.1o），便拆除該支鑽桿，重複此動作，直至噴嘴高程到達設計樁頂高程（圖 2.1c）時，即完成該支樁灌漿作業，此時鑽桿露出鑽機頂部的長度，一般稱爲灌漿完殘尺。

6. 回填樁頂孔洞

因爲止水器組的阻隔，灌漿時產生的排泥漿，出口後立即被泵浦排至廢泥漿暫置區，同時可量測漿液的體積，所以，灌漿時樁頂產生的孔洞及鑽桿拔除後的空間，無法由廢泥土坑中的泥漿自行填充，所以須要再進行補灌漿，將孔洞及排泥空間填滿。

7. 鑽桿拆除洗淨

將剩餘鑽桿拔出並洗淨管內殘餘硬化材，鑽機移至次一樁位繼續灌漿作業。

2.2 地下室 JSG 灌漿機具配置及功用

本案例灌漿位置是在地下室，在鑽孔與灌漿期間各階段所產生的排泥液與排泥漿等廢泥漿，採二階段式方式抽排至地面運棄，如圖 2.13 依①～④的順序所示。第一階段是排泥液、排泥漿自排出口排出後（圖 2.14①），由螺旋式泵浦的吸泥管吸取，排至廢泥漿暫置區暫放，同時可量測漿液的體積如圖 2.14②所示，第二階段再由高揚程污泥泵浦抽至地面上的廢泥土桶內，最後再由挖土機裝車運棄。

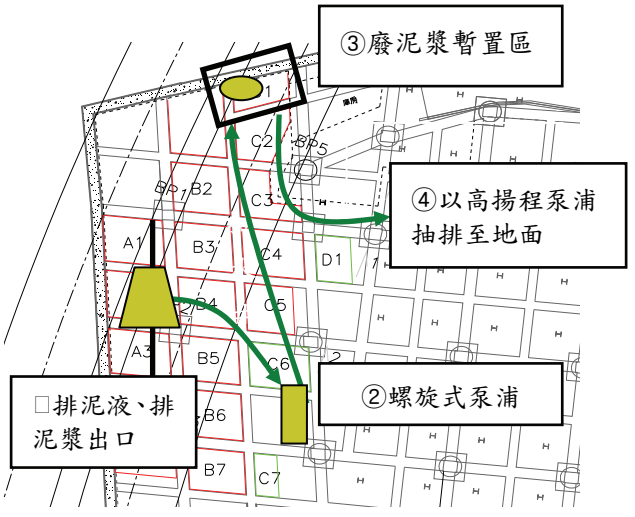
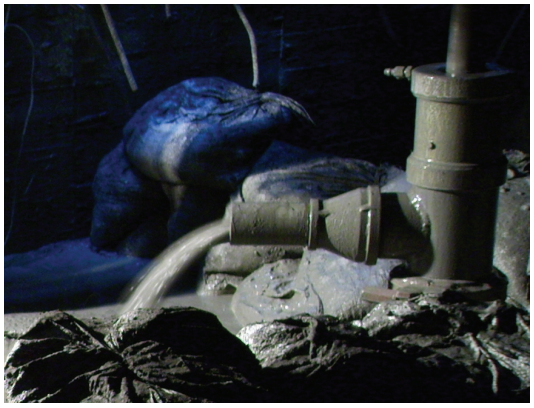
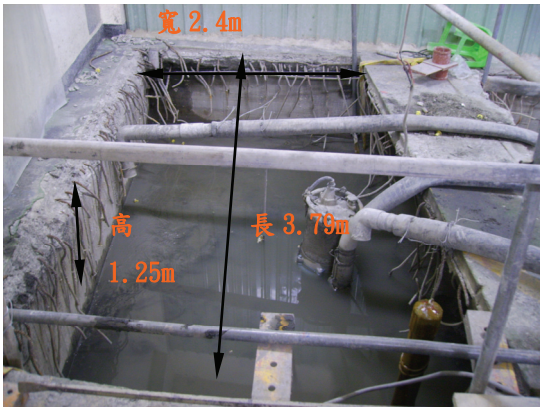


圖 2.13　廢泥漿輸送平面示意圖



①泥漿自排出口排出



②廢泥漿暫置區
容積：3.79m × 2.4m × 1.25m＝11.37m^3

圖 2.14　廢泥漿場地及暫置區

三、地下水位以下之 JSG 灌漿施工管理

在地下水位以下進行 JSG 高壓灌漿，可能發生砂湧而造成地盤掏空與損鄰的疑慮，因此，每支改良樁至少檢測排泥漿量兩次，預警湧水或湧砂的可能性。其次，雖然針對改良樁的品質檢驗，合約有規定全程鑽心取樣率與抗壓強度檢測，但是，爲了減少檢驗不良率，特別建立了源頭防治管制，每支改良樁至少檢測排泥漿的比重兩次，間接評估改良樁的施工品質，這就是從源頭防治的品管手法。以下將針對廢泥漿量估算、排泥漿量量測與排泥漿的比重量測分別敘述如下。

3.1 JSG 高壓噴射灌漿時的廢泥漿量估算

JSG 灌漿所產生的廢泥漿，包括鑽孔階段的排泥液、灌漿階段的排泥漿及清洗機具及器材的洗淨水，廢泥漿數量估算分別敘述如下：

1. 鑽孔階段切削土壤產生之排泥液（V_1）

排泥液的多寡與地盤的透水性有關係，而地盤的透水性與土壤種類有關，所以，排泥液的多寡（排泥率 γ）與土壤種類有關，黏土地盤 γ 爲 1，卵礫石地盤 γ 可能爲 0，所以 γ 是介於 1 與 0 之間。因爲本研究案例，並未針對排泥液的體積進行量測，所以採用 JJGA 建議的排泥率爲 0.5。

鑽孔時使用之參數：鑽孔時間以平均 120 分鐘計算，鑽孔時用水量以 0.04 m^3/min 估算，排泥率 γ 採 JJGA 建議值 0.5，鑽孔時產生之排泥液

V_1＝鑽孔時間×鑽孔時單位時間用水量×排泥率

＝120min×0.04m^3/min×0.5＝2.4m^3

2. 灌漿階段置換原地層土壤及帶出地下水所產生之排泥漿（V_2）

高壓噴射的硬化材灌入地盤，使硬化材與土壤及土壤孔隙間的地下水混合成泥漿，一部分泥漿留在原地成爲改良樁，另一部分泥漿則排出至灌漿孔外，其體積即爲排泥漿（V_2）。高壓噴射的

硬化材灌入地盤的體積 Q 爲

$$Q = H \times q_c \times \upsilon$$

H：改良樁長；　qc：硬化材吐出速率；　υ：提升速度

本研究的改良樁長爲 11.64m，硬化材吐出速率爲 0.06m^3/min，提升速度爲 30min/m，每支改良樁硬化材設計的噴射量爲

$$Q = 11.64\text{m} \times 0.06\text{m}^3/\text{min} \times 30\text{min/m} = 20.952\ \text{m}^3$$

但是，實際硬化材灌入地盤的體積是超越上述公式，這些額外硬化材灌入量，自動流量記錄器卻未能記錄，這些額外的硬化材體積，稱爲灌漿損耗，共有下列 5 種情況：

(1) 鑽孔時，噴嘴位置爲樁底高程，但是，由於鑽頭位置是在噴嘴下方，已超過設計深度，在底部形成一個凹槽形狀，所以在開始噴射硬化材時，會先噴射數分鐘後，將凹槽充分補實硬化材，避免成爲滲水弱面，才開始記錄灌漿數據，因此增加了硬化材的使用量。

(2) 噴射到樁頂時，爲防止樁頂硬化材泌水作用，導致樁頂樁徑不足，所以會多噴數分鐘，再停止灌漿作業，也增加了硬化材的使用量。

(3) 在灌漿期間，鑽桿逐漸提升至可以拆管的高度時，會先暫停灌漿記錄器的記錄，再停止高壓灌漿泵浦硬化材的泵送，待壓力自設計壓力降至零時，才拆除鑽桿，但是，硬化材自設計壓力降至零的期間，硬化材仍持續被灌入至地盤內，反之，裝妥鑽桿後開始灌漿，須等待壓力到達設計壓力且排泥漿正常排出後，才會開啓灌漿記錄器記錄灌漿量等數據，因此，這二項步驟造成硬化材未經灌漿記錄器記錄，而形成了灌漿的損耗。在本研究的案例中，鑽桿長度受限於地下室淨高不足，無法使用 3m 長的鑽桿，而改爲使用 1m 長的鑽桿，使得在鑽孔及灌漿時的鑽桿拆、接次數增爲三倍，灌漿的損耗亦較在地面灌漿時的損耗量增加，以本研究案例所記錄之相關作業時間，計算此三項硬化材的損耗量爲：

$$[(t_1 + t_2) \times R + (t_3 + t_4)] \times q_c \qquad \text{(公式 3.1)}$$

$$= ((0.25\text{min} + 0.5\text{min}) \times 11\ \text{支} + \text{min} + 3\text{min}) \times 0.06\text{m}^3/\text{min} = 0.975\text{m}^3$$

t_1：拆除鑽桿前，灌漿壓力自設計壓力降至零的時間（min）

t_2：拆除鑽桿後，灌漿壓力自零加壓至設計壓力的時間（min）

R：拆裝鑽桿的支數

t_3：樁底試驗噴射及補實凹槽的噴射時間

t_4：樁頂多噴射時間

q_c：硬化材吐出速率

(4) 灌漿時鑽桿的提升是以鑽機上的電子計時器設定微動開關跳動頻率，以 2.1 節提升速度設定爲例，每格停留時間爲 30sec，因爲停留時間愈長，每公尺灌漿量也增加，爲了提升灌漿品質，每格實際停留時間都比預計停留時間稍長約 0.1sec～0.2 sec 間，以本研究之改良

長度爲例，改良長度 11.64m 等於 1164cm，提升速度爲 30sec/格，即 30sec/1.67cm，每格增加硬化材噴射時間 0.2sec，硬化材的噴射速率 60L/min 等於 60L/60sec，多噴射的硬化材數量爲：

$$1164\ \text{cm} \div 1.67\text{cm} \times 0.2\text{sec} \times 60\text{L}/60\text{sec} = 139\text{L} = 0.139\ \text{m}^3$$

也就是每格停留時間增加 0.2 sec 時，硬化材會增加 139L 的損耗量，每支改良樁硬化材設計的噴射量爲 20.952 m^3，上述 4 項灌漿損耗量的總和，推估硬化材設計噴射量之比率爲 5%：

$$(0.975\text{m}^3 + 0.139\ \text{m}^3) / 20.952\ \text{m}^3 = 0.0532 \fallingdotseq 5\%$$

(5) 鑽桿爲二重管，內桿爲高壓硬化材的流動路徑，內桿的公母接頭間並非完全緊密接合，爲防止在灌漿過程的高壓硬化材自內桿的公母接頭處滲漏，會在內桿的公接頭處，設置二道防止滲漏的橡皮油封，如圖 3.1 所示，若銜接鑽桿時不慎將油封推離卡榫處，在鑽孔時壓力小，尚無影響，當開始灌漿時，就會因爲無法達到設計壓力而重新起管檢視壓力洩漏位置，導致硬化材的耗損；又因爲公母接頭並非完全緊密接合，在灌漿時橡皮油封亦承受硬化材的高壓力，一段時間後，使得橡皮油封斷裂，導致壓力不足，此二種現象發生在灌漿階段，都造成了硬化材的耗損量。

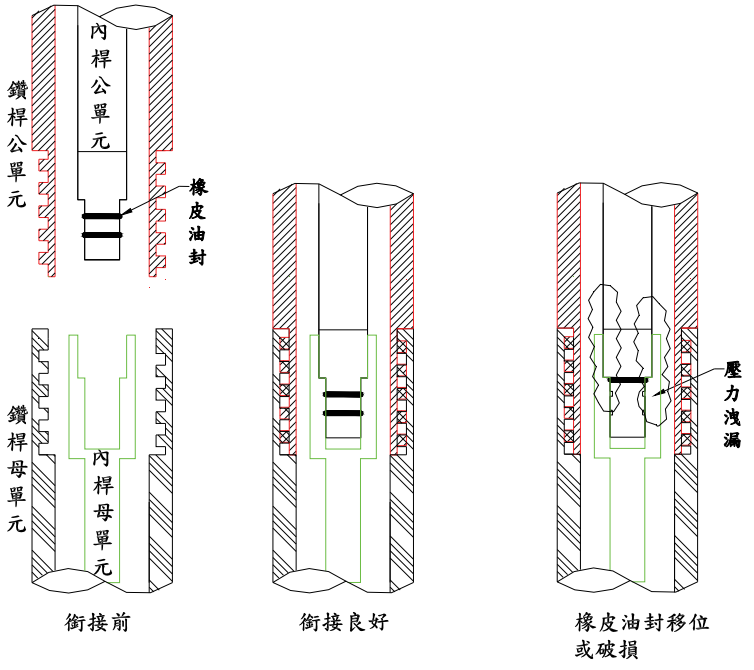


圖 3.1　鑽桿銜接狀況示意

(6) 灌漿及鑽孔階段，排泥路徑周圍的土壤，因爲氣升作用不斷的衝擊，使得周圍較鬆散的土壤產生坍孔，如果坍塌的土塊體積大、結構緊實，可能阻斷鑽桿周圍的排泥路徑，導致排泥漿無法順暢排出或完全阻塞，如圖 3.2 所示。

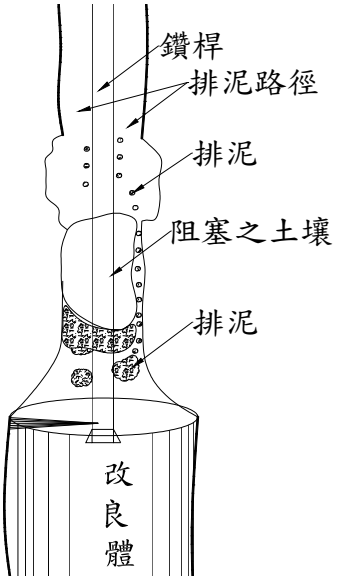


圖 3.2　鑽桿周圍排泥路徑遭阻斷示意

這樣的情形，如果不立即處理，灌漿壓力及高壓空氣蓄積在地盤內，會造成地盤的隆起或漿液劈裂地盤土壤而四處竄流，因此，鑽機操作手會先將鑽桿上下不斷的來回抽動，試圖以鑽桿桿壁磨擦無法正常排出的土塊，使其分解爲小塊土壤，再利用氣升作用將下方的泥漿排出；如果還是無法使泥漿排出，則必須先停止注漿，逐支拉起鑽桿直到泥漿正常排出爲止，然後再重新洗鑽至先前鑽孔或是灌漿的高程繼續施作。

如果灌漿所在地層是屬於砂質土壤，在鑽孔與灌漿階段，鑽桿內是高壓空氣、水或硬化材在流動，當到達拆管階段時，鑽桿內停止輸送高壓空氣、水或硬化材，噴頭組出口不再噴出空氣、水或硬化材，此時鑽桿內部空氣、水或硬化材無壓力，噴頭組外側附近土壤仍殘留有空氣壓力、水或硬化材，如果上方排泥路徑暢通，則空氣、水或硬化材壓力會向上消散，若上方排泥路徑受到阻礙或不暢通，土壤內殘留的空氣、水或硬化材壓力，與鑽桿內部形成壓力差，使外側土壤流入並卡在噴嘴內出口處，此時便只有起管清除阻塞部分，再繼續鑽孔或灌漿。

因爲第(5)與(6)情況的發生頻率多寡，會因爲地層土壤的特性，或者因爲灌漿工班的經驗豐富與否，將有不同的發生頻率，因爲本研究未實際量測耗損數據，僅預估爲灌漿量的 3%。前 4 項灌漿損耗量與地層土性或者工班經驗無關，灌漿損耗量約爲灌漿量的 5%，如果納入第(5)、(6)項灌漿損耗量 3%，則總損耗量爲灌漿量的 8%，並定義爲損失係數 β，所以實務上的硬化材使用體積(灌漿量)Q 爲

$$\text{改良長度} \times \text{硬化材吐出速率} \times \text{提升速度} \times (1+\text{損失係數}\beta)$$

$$= 11.64\text{m} \times 0.06\text{m}^3/\text{min} \times 30\text{min/m} \times (1+0.08) = 22.63\ \text{m}^3$$

依 JJGA 技術手冊的"排泥量算出"資料所述，砂質土壤增加率 α 爲 0.1，黏土質增加率 α 爲 0.3，但是，改良區域的土壤，並非單一土壤種類，而是在互層的土壤，排泥量增加率 α 應介於 0.1 與 0.3 之間，根據灌漿工區地質剖面，估計改良深度範圍內的砂土及黏土厚度百分比數，砂土厚度百分比乘上灌漿排泥時的增加率 0.1，黏土厚度百分比乘上灌漿排泥時的增加率 0.3，二者相加後即爲此段土壤在經地盤改良後的體積增加率 0.13，也就是排泥漿量會比灌漿量增加 0.13 倍。即

灌漿樁長爲 11.64m 時產生之排泥漿 $V_2 = Q \times (1 + 0.08) \times (1+0.13) \fallingdotseq 25.57m^3$

灌漿階段每 1m 的預估排泥量平均約爲 $25.57m^3 / 11.64 = 2.197m^3$

3. 機具、器材之洗淨水（V3）

當排泥液或排泥漿被抽排至暫置區內後，再經高揚程泵浦抽至地面，當高揚程泵浦在抽取排泥漿時，排泥漿內的泥水屬於液體，流動快，先被抽出，少了泥水的浮力，砂質土壤易沉澱不易流動，需要以水柱沖洗以助其流動，因此增加了用水量。現場盛裝沖洗用水的水槽，內部實際長、寬及蓄水高度分別爲 1.53m、1.53m、1.41m，容量爲 $3.3m^3$，每日約使用一桶，因爲這些用水量不屬於鑽孔灌漿階段所產生，故將其列入洗淨水的使用量內。

其他機具器材的洗淨用水量，則引用 JJGA 技術手冊爲

平均日清洗量 $= 2m^3/day$，所以 V_3 每日用水量爲 $2m^3+3.3m^3 = 5.3m^3$

若以每日施作二支樁爲例，估算每日廢泥漿量爲

$$(V_1 + V_2) \times 2 \text{ 支} + V_3$$

$$= (2.4+25.57) \times 2+5.3 = 61.24 (m^3)$$

V_1、V_2 及 V_3 佔廢泥漿量的百分比，分別爲

排泥液：$\dfrac{V_1}{V_1 + V_2 + V_3} = \dfrac{4.8}{61.24} \times 100\% = 7.84\%$

排泥漿：$\dfrac{V_2}{V_1 + V_2 + V_3} = \dfrac{51.14}{61.24} \times 100\% = 83.51\%$

洗淨水：$\dfrac{V_3}{V_1 + V_2 + V_3} = \dfrac{5.3}{61.24} \times 100\% = 8.65\%$

換算每 m 平均廢泥漿量爲　$61.24m^3 \div (11.64m/\text{支} \times 2 \text{ 支}) = 2.63\ m^3/m$

3.2 排泥漿量量測

地盤改良在鑽孔及灌漿的過程中，是由鑽桿逐支聯結向下洗鑽至設計樁底高程，因爲每支鑽桿長度是固定的（大都使用 3m 長鑽桿），而樁底高程及樁頂高程距離鑽機頂高程並非是 3m 的倍數，所以，在鑽孔完成後及灌漿完成後會在鑽機頂部留有一段鑽桿，這一段鑽桿，在鑽孔階段稱爲鑽孔殘尺，在灌漿階段稱爲灌漿殘尺。

本案例地下室淨高 3.35m，扣除施工構台高度 20cm，鑽機高度 1.1m，所餘空間約 2m，無法使用 3m 的鑽桿，因此將鑽桿改爲 1m 長，所以，在量測改良樁的排泥漿量時，會先待第 1 支剩餘

長度不足 1m 的鑽桿拆除後，再開始進行排泥漿量的量測，量測長度爲 1m（改良時間 30min），量測位置爲改良樁的下半段（高程較低處）及上半段（高程較高處）各一次，下半段約在自拆除第 1 支鑽桿後的 4m 改良長度內，上半段則爲第 7m～11m 的改良區間。量測排泥漿量的方法是在灌漿樁位附近，先將灌漿樁位周圍以砂包堆置，以阻止排泥漿流出，而影響排泥漿的計量，當開始排出排泥漿後，排泥漿被侷限在砂包堆置的範圍內，再以吸泥管吸取排泥漿，轉排至廢泥漿暫置區，直至該 1m 的改良範圍結束爲止，詳細量測排泥漿量的步驟爲：

1.將非量測排泥漿量的機組暫停抽取排泥漿至廢泥漿暫置區。

2.廢泥漿暫置區內(圖 2.14②)，量測液面到樓地版的高度。

3.將欲量測排泥漿量的機組開始灌漿程序。

4.待鑽桿提升 1m 的長度到達時，比照步驟 2 的方式，量測液面至樓地版的高度。

5.計算出液面上升高度，再乘以底面積，即得到此 1m 階段的排泥漿量。

6.將排泥漿量除以灌漿量，即可得到排泥漿體積增加的比例。

本研究案例因爲場地的特殊性，可以單獨量得某一支樁的某一段改良 1m 的排泥漿量，將量得每改良 1m 長改良樁產生的排泥漿量除以 1m 長的灌漿量，所得的比值作爲灌漿品管的依據；排泥漿量的管理是依 JJGA 技術手冊，黏土質土壤在灌漿時，體積增加率爲 0.3 做爲管理值；因爲排泥暫置區的底面積爲 9.096m^2，但是，在量測排泥液面的高度時，箱尺讀數每誤差 1cm 時就會有約 0.091m^3 的誤差，將此數量除以灌漿量 1.8 m^3，就會有 0.04 倍約 4%的誤差，所以將體積增加率的管理值再往上下增加 0.1 的彈性範圍，所以，體積增加率最大值爲灌漿量的 1.4 倍，最小值爲灌漿量的 0.9 倍；因此管理值爲灌漿量的 0.9～1.4 倍間，若超出 1.4 倍以上或低於 0.9 時，需立即再增加量測排泥漿量一次，如果比值回到管理值以內，則繼續灌漿作業，如果比值仍未回到管理值以內時，則先暫停灌漿作業，將異常狀況排除或狀況釐清後，再繼續灌漿。

3.3 排泥漿量

所謂廢泥漿是指鑽孔階段產生的排泥液、灌漿階段產生的排泥漿及清洗機具器材等的洗淨水等三項漿液的混合泥漿；在灌漿階段時，高壓泵浦提供硬化材約 200kg/cm^2 的壓力，使硬化材以高能量切削地盤土壤，並且與切削出來的土壤與地下水混合成爲泥漿，一部份泥漿留在地盤內成爲改良樁，其餘的泥漿藉著氣升作用排出地面成爲排泥漿。在灌漿時，排泥漿並非持續一個定量排出，當排泥漿量過多時，造成附近地盤下陷或建築物傾斜，當排泥量過少時，造成附近地盤的隆起等現象（黃南輝）。

理論上來說，排泥漿量應與硬化材的灌注量相等，但是，排泥漿量會依土壤種類不同，會有較灌漿量多 0.1～0.3 倍的增加率，實際在灌漿時，排泥漿量有可能超出灌漿量的 0.3 倍，也有可能少於灌漿量，所代表的情況不同。因爲絕大多數的高壓灌漿都是將機具設備放置在地面上進行灌漿，各階段所產生的漿液，直接排入地面的泥土坑內與其他泥水混合成廢泥漿，以挖土機裝車或以泵浦直接抽至棄土卡車上，所以，無法單獨量測各階段產生的漿液，僅能依照棄土卡車的載運

量及車次來計算總廢泥漿量，估算出當日各改良樁或全部改良樁產生的平均廢泥漿量，再除以改良樁的改良長度，得到每公尺改良樁產生若干廢泥漿，這樣估算出的廢泥漿量，根據以往的經驗值，廢泥漿量大約爲灌漿量的 1.5 倍左右，可能會造成廢泥漿量超出灌漿量的 1.5 倍以上或廢泥漿量不足灌漿量的情形，分述如下:

1.排泥漿量超出灌漿量的 1.5 倍

(1) 灌漿噴嘴口徑已經磨損變大，使得硬化材使用量增加。

(2) 灌漿壓力、風壓或風量太高，鑽桿提升速度過慢，導致切削過大，使得硬化材使用量增加。

(3) 灌漿所在深度之土壤性質，如果是容易切削之土壤，例如透水的砂土層，而且該砂土層爲壓力水層，則地下水伴隨排泥漿一起排出地面，導致排泥漿量增加。

(4) 有不明水路或是超量的洗淨水流入排泥土坑。

2.排泥漿量少於灌注量時

(1) 鑽桿周圍因土壤坍塌，導致排泥漿排出路徑受阻，僅排少量或無法排出泥漿。

(2) 灌漿噴嘴誤用較小的口徑。

(3) 灌漿壓力、風壓或風量不足，鑽桿提升速度過快，導致切削不足，亦使得硬化材使用量減少。

(4) 送漿管與送風管的管材破損，導致漏漿與洩壓，使得硬化材使用量減少。

(5) 部分排泥漿經由地盤弱面或孔洞滲流，而非全部排入泥土坑。

3.4 排泥漿的比重量測

量測排泥漿比重的目的是想了解改良地層土壤被置換的情形，當單位重 1.264 tf/ m^3 的硬化材灌入單位重 1.95 tf/ m^3 的地盤中，當地盤土壤與硬化材混合時，其比重應介於二者之間，端視置換多寡而定，分別敘述如下：

若是地盤土壤完全未被置換，而且不考慮地下水的影響，當改良樁每公尺的灌漿量是 1.8 m^3 時，則排泥漿量也是 1.8 m^3，排泥漿的單位重等於硬化材的單位重 1.264 tf/ m^3，所以，當排泥漿的單位重愈接近硬化材的單位重，意味著地盤土壤的置換愈不良，同理，當排泥漿的單位重愈接近原地盤土壤的單位重時，意味著地盤土壤的置換愈良好，改良樁的直徑愈能達到設計值。若是噴射灌漿可以完全混合土壤與硬化材，完成直徑 1.6m 高 1m 的之改良樁（體積爲 2.01m^3），也就是體積爲 2.01 m^3 的地盤飽和土壤（單位重 1.95 tf/ m^3），與體積爲 1.8m^3 的硬化材（單位重 1.264 tf/ m^3），完全混合的狀況下，泥漿混合液的單位重爲 1.63 tf/ m^3（由式 4.1 計算而得），介於 1.264 tf/ m^3 到 1.95 tf/ m^3 之間，該泥漿混合液部份形成改良樁，其餘的則排出孔外，所以，排泥漿的單位重愈大，改良樁的單位重也愈大。

$$\gamma_c = \frac{V_S \times \gamma_s + V_q \times \gamma_q}{V_S + V_q} \qquad \text{（式 4.1）}$$

$$\gamma_c = \frac{2.01 \times 1.95 + 1.264 \times 1.8}{2.01 + 1.8}$$

$$= 1.63$$

γ_c ：灌漿時排出孔外的排泥漿單位重

V_s ：改良樁體積（ø1.6m×1m=2.01m^3）

γ_s ：地盤土壤單位重

V_q ：硬化材體積（0.06m^3/min×30min）

γ_q ：硬化材單位重

排泥漿比重的量測與排泥漿量的量測是同時進行，原則上量測二次，以已知體積的容器，直接自止水器組旁的排泥漿出口盛取，取得的排泥漿內含有原地盤土壤、硬化材及地下水，因爲單位重的不同，如果放置容器內過久，會有單位重較重的土壤沉澱在最底層，單位重較輕的泥水則浮在最上層，所以在倒入比重計之容器前，須先充分攪拌，使其均勻混合，以免造成樣本不均勻而產生誤差，然後儘速倒入比重計之容器內進行比重判讀，避免再發生沉澱，如圖 3.3 所示。

盛取排泥漿樣品

排泥漿比重判讀

圖 3.3　量測排泥漿比重

3.5 樁頂回填灌漿

JSG 高壓噴射灌漿時，高壓空氣與硬化材混合後切削土壤，將切削下來的土壤，一部份與硬化材混合成爲改良樁體，另一部份土壤與硬化材及地下水混合成排泥漿，然後利用高壓空氣的氣昇作用向上方排出，因爲氣昇作用不斷衝擊上方土壤，使得上方土壤崩落而產生孔洞，此現象在砂質土壤中更爲明顯，如圖 3.4 所示。一般在地面上的灌漿作業中，沒有止水鈑的裝置，樁頂產生的孔洞及鑽桿拔出後遺留的空間，會由排泥土坑中蓄積的廢泥漿以重力方式自然填補，如圖 3.5 所示。

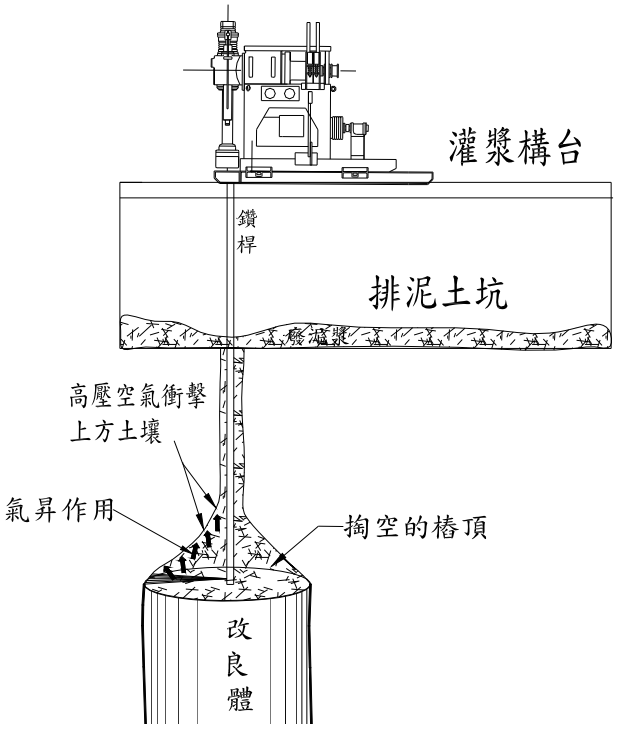


圖 3.4　樁頂形成孔洞示意

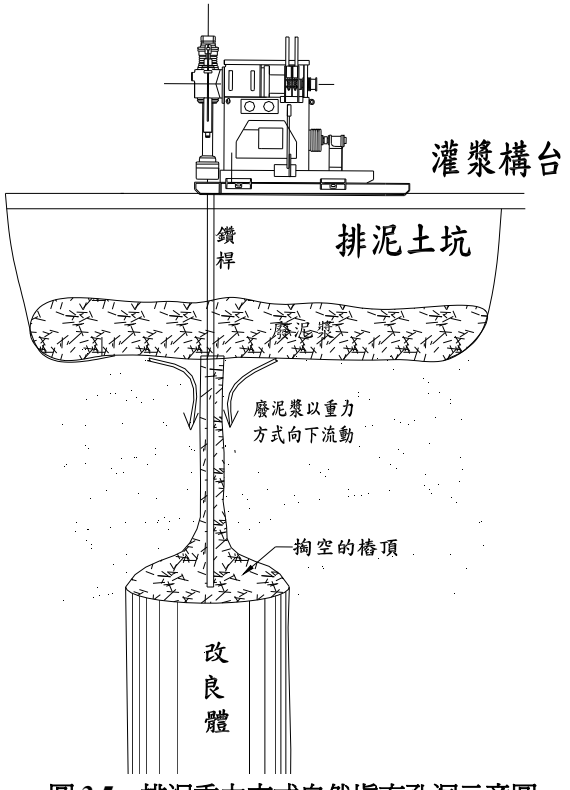
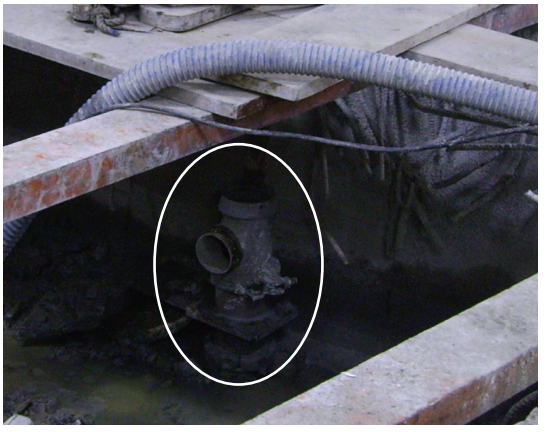


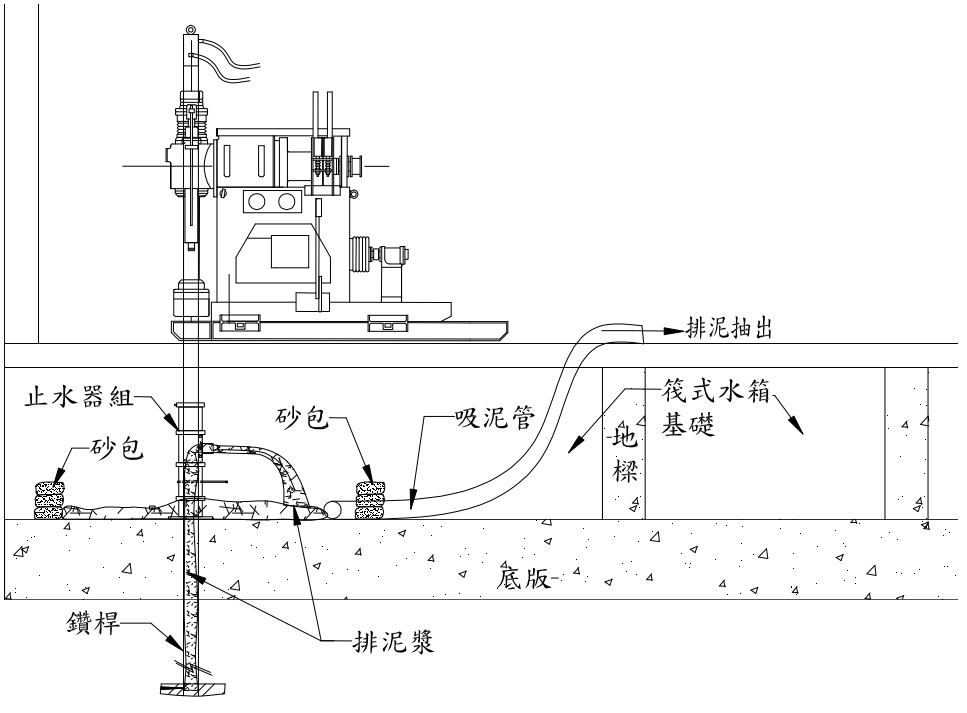
圖 3.5　排泥重力方式自然填充孔洞示意圖

但是，本案例在地下室內施作 JSG 高壓噴射灌漿時，在樁位處安裝了止水器組，阻擋了水箱底版下方的水砂湧入，如圖 3.6(a)(b)所示，同時也阻擋了廢泥漿自動填補樁頂孔洞及取出鑽桿後遺留空間的機制，如圖 3.6(c)所示，因爲止水器組的阻隔，使灌漿產生的排泥漿排出後，直接由吸泥泵浦吸離，筏基底版上並無漿液可填補樁頂上方的孔洞，爲避免這些孔洞累積成大型孔洞，逐漸造成路面下陷或結構物的沉陷，產生損鄰事件，在灌漿完成取出鑽桿後，樁頂回填灌漿是有必要的。

（a）排泥漿由分岐管的吸泥管排出



（b）排泥漿由分岐管排放至水箱內



（c）再由水箱內的吸泥管抽出

圖 3.6　排泥漿無法自然填充孔洞示意

樁頂回填灌漿的方式是：當鑽桿底部的噴嘴提升至設計高程後，改良樁就算完成，該支樁的灌漿作業本來就可停止，但是，此時將鑽桿提升 1m，且不迴轉鑽桿，以 40L/min 的流速將原配比的硬化材填補樁頂的孔洞及鑽孔，因爲無法估計樁頂孔洞的尺寸，所以灌注到硬化材自止水器旁的排泥出口流出爲止，這樣的目的是要硬化材能直接去填補樁頂的孔洞。採用較低的流速灌注，是不希望對已完成的改良樁體造成擾動，不迴轉鑽桿是避免灌注的噴射流切削孔洞邊緣土壤。

當硬化材自止水器旁的排泥出口流出後，開始逐支拆除鑽桿，原本滿溢的硬化材漿液會逐漸沉降，此時沉降的體積就是取出鑽桿的體積，體積 V 計算如下：

$$V = R^2 \times \pi \times L \times T = 0.030252 \times \pi \times 1 \times 17 = 0.049\ (m^3) \fallingdotseq 50L$$

鑽桿半徑 R，每支鑽桿長度 L，鑽桿支數 T

雖然這樣的體積不算大，若不填補，可能造成日後進行基樁切除截斷作業時的滲水路徑，所以仍然需要將沉降的體積補至滿出硬化材爲止，但是，硬化材在凝固時會有沉澱泌水現象，所以應多次回填，直至填滿到筏基底版表面，方可拆除止水器。

四、湧水與湧砂事件及處理情形

4.1 事件起因

在灌漿現場的地下室基礎結構是屬於筏式基礎，簡稱筏基，每處筏基底版內有 1～2 處約 40cm×40cm 的開口，如圖 4.1，而這開口是在構築地下結構時，做爲擋土支撐系統中間樁的位置。

一般中間樁處理的施工程序爲：在澆置地下室筏基底版混凝土時，中間樁與底版同時澆置，並充分結合，於完成地下室結構後，將中間樁自露出底版位置切除，這樣的方式比較能防止水砂自此處滲漏湧入地下室內，但是需將切斷處以下的中間樁材料買斷。另一方式爲：在澆置筏基底版混凝土前，先以區隔的方式將中間樁與澆置的混凝土隔開，待地下室完成施築，拔除中間樁後，再綁紮鋼筋並澆置混凝土，完成中間樁遺留孔的修補。但本案地下室筏基底版之中間樁開口，僅簡單的以水泥拌合快乾劑方式封堵，這樣的修補狀況並未被下方地下水的上舉壓力破壞，判斷當時仍繼續在抽降地下水，使得地下水尚不致對此狀況造成影響，然後再在筏基內填充配重的級配料，最後再澆置筏基水箱蓋，所以在灌漿前並未發現有漏水的現象。

JSG 高壓噴射灌漿工法，是將硬化材以高壓泵送方式與高壓空氣一起打入改良區域內，藉此改變土壤性質，並將產生的排泥漿經由氣昇作用帶出至地面，雖然大多數排泥會沿著鑽桿旁的排泥路徑排出，但是，如果排泥路徑附近的土壤中有孔隙水路時，會導致部分排泥漿經由土壤的孔隙水路由附近的弱面冒出，而在本案例則是經由附近筏基內之中間樁開口處湧出，如圖 4.2。

圖 4.1　中間樁開口部

圖 4.2　高壓空氣自筏基中間樁開口處冒出情形

4.2 湧水與湧砂事件

此次事件是發生在第 5 個灌漿工作日，當時是以二部機組進行灌漿，已分別完成 4 支樁的灌漿作業，灌漿位置如圖 4.3 所示，1 號機進行第 5 支樁灌漿，發生湧水與湧砂事件的是 2 號機，在緊臨連續壁旁的樁位進行第 5 支樁灌漿。

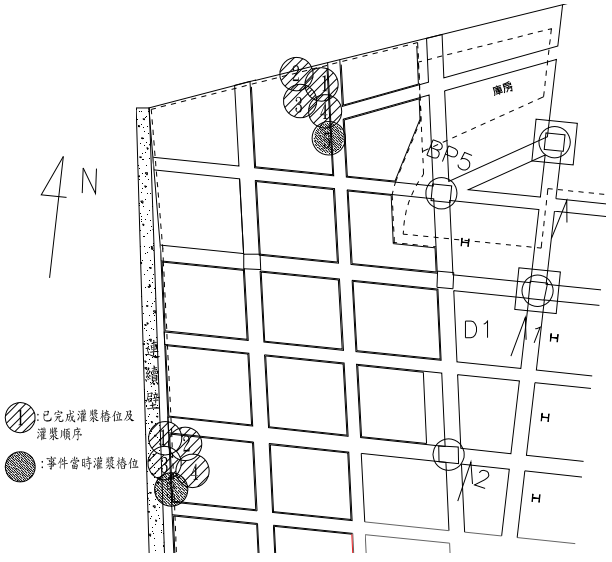


圖 4.3　湧水與湧砂事件發生時機組灌漿區域平面示意圖

在 3.1 節中預估的每 m 改良樁產生的廢泥漿量爲 2.63m^3/m，再以每日完成長度及累計完成長度數值，預估出每日廢泥漿量及累計廢泥漿量，並與實際的每日廢泥漿量及累計的廢泥漿量做比較，將數值整理至表 4.1，在前 2 日的廢泥漿量還略低於預估量，但是自第 3 日開始，廢泥漿量增加速率加大；再觀察事件發生當時的廢泥漿量，以當時已完成的改良長度的預估廢泥漿量與實際廢泥漿量的差異約 56m^3，逐漸掏空筏基底版下地盤土壤，而且筏基底版中間有未確實修補的中間樁開口，提供了土砂湧出的路徑，當 2 號機的底版下方土砂向上湧出的壓力大於簡單修補中間樁開口的抵抗力時，瞬間大量土砂由筏基的中間樁開口處湧出，瞬間填滿整個筏基並繼續湧向相鄰的筏基水箱，期間約 10 秒鐘後湧砂狀況停止，僅剩少量水湧出，湧出的土砂估計 30 m^3，水量估計每分鐘 20 公升。現場狀況如圖 4.4 及 4.5。由於地下室砂湧現象影響，在連續壁外側相對位置的地面，發生了地盤掏空的狀況，掏空範圍長約 8m、寬約 2.5m、深度由北向南漸深約 1m～2m，掏空體積約 30 m^3，相關位置示意，如圖 4.6 所示。

表 4.1 湧砂與湧水事件前後廢泥漿產生數量

工作日	完成改良長度 (m)		預估廢泥漿量 (m^3)		實際廢泥漿量 (m^3)		實際廢泥漿量與預估廢泥漿量之差(m^3)		每公尺改良樁實際廢泥漿量 (m^3)	每公尺改良樁預估排泥漿量 (m^3)
	每日	累計	每日	累計	每日	累計	每日	累計		
1	23.28	23.28	61.24	61.24	62	62	0.76	0.76	2.66	2.22
2	23.28	46.56	61.24	122.48	66	127.5	4.26	5.02	2.81	2.35
3	23.28	69.84	61.24	183.72	91	218.5	29.76	34.78	3.91	3.26
4	23.3	93.14	61.29	245.01	98	316.5	36.71	71.49	4.21	3.51
5	18.24	111.38	47.98	292.99	104	420.5	56.02	127.51	5.70	4.76
註: 改良樁預估排泥漿量=改良樁廢泥漿*0.8351										

圖 4.4　水砂湧出填滿灌漿中的筏基水箱

圖 4.5　湧出水砂溢流至相鄰筏基水箱

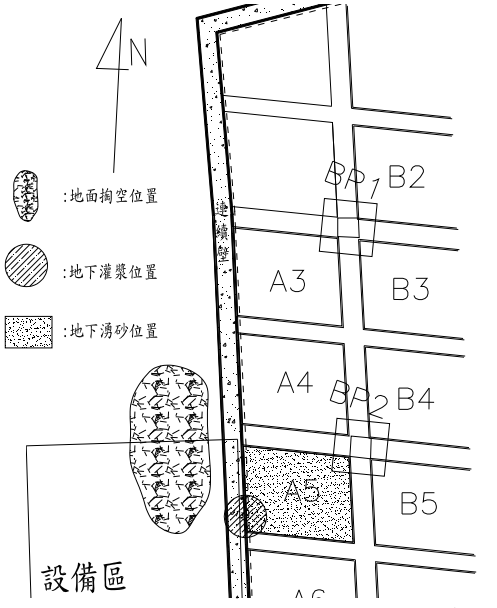


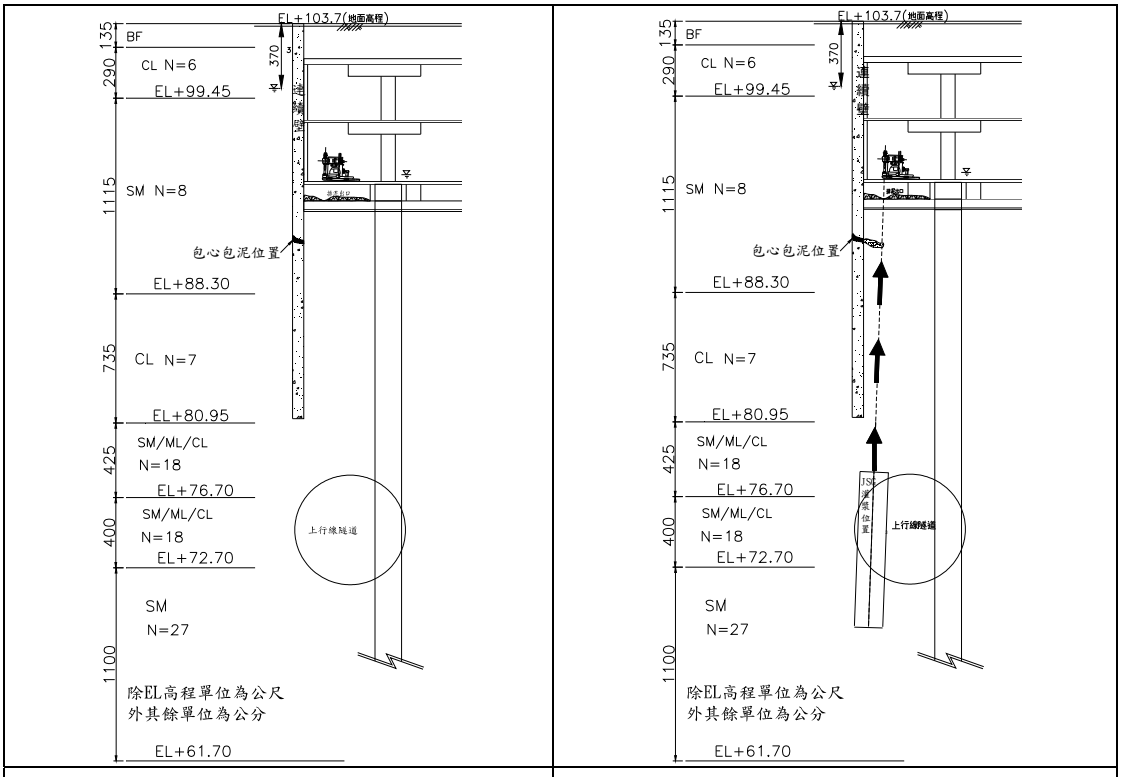
圖 4.6　掏空區域與灌漿樁位相關位置示意圖

4.3 湧水與湧砂事件原因

筏基水箱下至 EL88.3 之間爲沉泥質砂土層，該層地下水位高程約在 EL+100.0m 附近，下方爲不透水的黏土層，四周被止水性的連續壁圍束，因此，連續壁內外側沉泥質砂土層的地下水已被隔離爲兩個水系，況且，灌漿作業前，已在該沉泥質砂土層設置點井，當時沒有湧水現象，顯示連續壁內側沉泥質砂土層不是壓力水層。但是，在鄰近連續壁的噴射灌漿卻引發了約 30 秒鐘的湧砂狀況，之後僅剩少量地下水湧出。形成砂湧的重要機制之一就是有高水頭差，地下室施工現場高程 EL+95.12m，地下室內外側水頭差約 5m，另外在筏基水箱內約 40cm×40cm 中間樁開口，

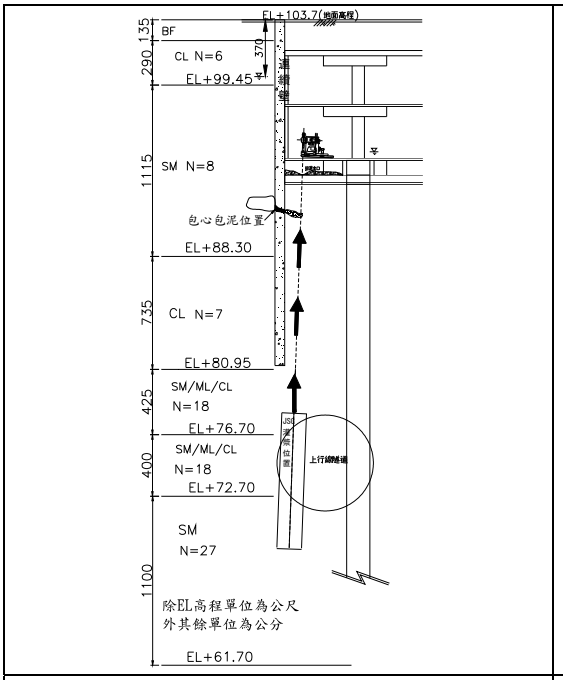
則成爲此次砂湧事件的關鍵。

推測事件發生過程，可能是地下停車場在當初連續壁施作期間，因混凝土澆置不慎產生包空氣、包穩定液等施工瑕疵，如圖 4.7（a）所示，而瑕疵所在位置高程就在地下室基礎開挖面以下的松三層（沉泥質砂土層），由於連續壁內外側水頭差約 5m，尚不足以造成湧水，所以在基礎開挖施工期間，可能沒有太大的影響。當本案例在緊臨連續壁的施工瑕疵附近椿位灌漿時，在高壓空氣及高壓硬化材噴射的影響下，原本包空氣、包穩定液的位置便逐漸成爲土砂流動的路徑，如圖 4.7（b）所示，連續壁外側土砂隨管湧發生的機制流入連續壁內側，土砂經由排泥路徑與排泥漿混合一起被抽出，隨時間增加，連續壁外側掏空範圍逐漸擴大，如圖 4.7（c）（d）所示，當掏空範圍上方土壤無法承受垂直載重時，上方土壤塌陷，土壤間地下水流動速度加快，瞬間將大量土砂帶入連續壁內側，如圖 4.7（e）所示，由筏基底板之中間椿開口湧出至填滿筏基，當連續壁內外側水頭差減少後，地下水湧出量減少，土砂無法再湧出，管湧現象停止，如圖 4.7（f）所示。

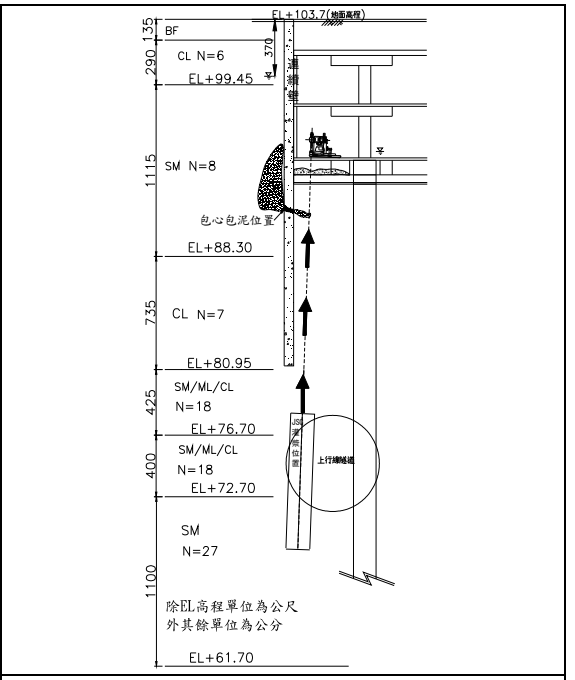


(a)連續壁混凝土孔洞位置　　(b)排廢泥漿路徑

圖 4.7　掏空原因推測示意圖(1/3)

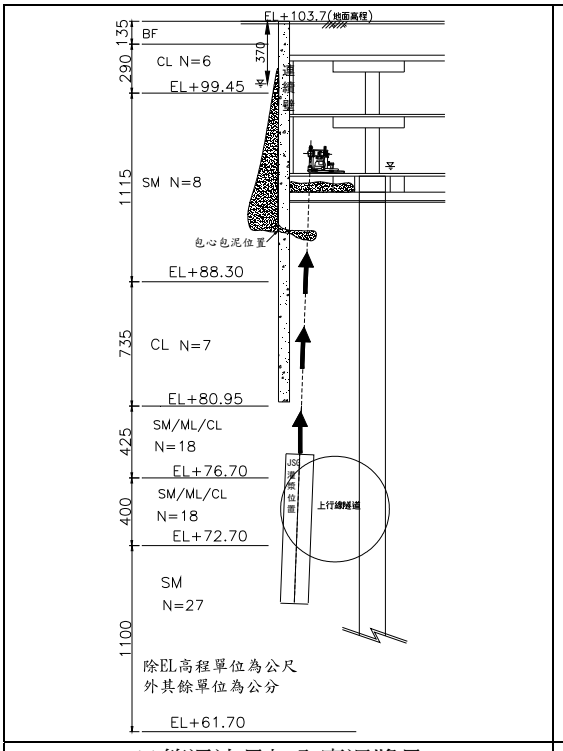


(c)連續壁管湧機制啓動

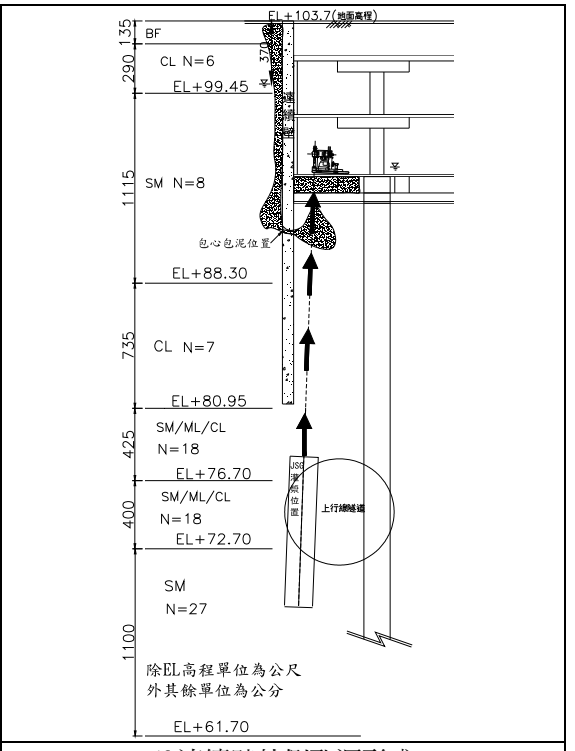


(d)連續壁外側掏空範圍增加

圖 4.7　掏空原因推測示意圖(2/3)



(e)管湧流量加入廢泥漿量



(f)連續壁外側孔洞形成

圖 4.7　掏空原因推測示意圖(3/3)

4.4 緊急填充灌漿應變

當地面發生掏空情形後，經研判此事件發生的機制如前節所述，掏空範圍下方之地盤土壤，已發生向下移位而使土壤間有孔洞產生，爲避免日後該範圍的地盤土壤因孔洞逐漸壓密而產生沉陷，所以在地面上設置灌漿孔位，以利後續地盤補充灌漿。

路面發生掏空事件後，先確認下方管線受損狀況，並予以修復及保護，避免水泥漿液流入管內。然後在地面掏空範圍內平均佈設四支灌漿孔，但是下方有管線經過，所以在掏空位置回填預拌混凝土前，先預置 PVC 導引管，以防止預拌混凝土回填完後，無法辯識下方管線位置而鑽破管線，又引發另一起事件。

此次補充灌漿使用二重管 LW 灌漿工法，使用材料爲水泥，配合稀釋的水玻璃來調整凝結時間，預計凝結時間爲 30sec，目的是使水泥漿液在掏空的地盤附近填充土壤間的孔洞，而不使水泥漿液因凝結時間過長，導致水泥漿液流至非必要填充的地盤內；由於連續壁外側的土壤流入連續壁內的路徑位置未知，應採取保守方式，自高壓灌漿的樁底位置起灌，所以起灌深度爲 EL+66.95m，每 50cm 爲一階，向上提升至 EL+97.70m，每階在灌漿時，同時以灌漿量及灌漿壓力作爲管理方式，設定每階的灌漿量及灌漿壓力的管理值分別爲 100L 與初始灌漿壓力(P_0)加 3 kg/㎝^{2}，任一管理值到達時，即停止灌漿，提升灌桿 50cm 後進行下一階的灌漿作業。管控灌漿量及灌漿壓力的目的爲，使水泥漿液填充地盤土壤孔洞，又不使壓力過大推擠連續壁或地下室外牆，導致地下室外牆發生變形，影響停車場結構；使用的材料配比，如表 4.2 所示。灌漿孔位配置及灌漿相關高程，如圖 4.8 所示。

緊急地盤填充之後，在連續壁附近進行的灌漿改良樁位，灌漿程序、參數及機具皆與事件前相同，僅將原來套在分歧管抽取排泥漿的套管置於分歧管旁的地面上，間接吸取排泥漿，直到地下室內全部改良樁都完成，皆未發生任何特殊事件，可以證明管湧事件的發生原因與推測相吻合。

表 4.2　LW 灌漿填充灌漿材料配比

A 液	B 液
水玻璃　250L	水泥　250kg
水　250L	水　420L
計　500L	計　500L
合計　1000L	

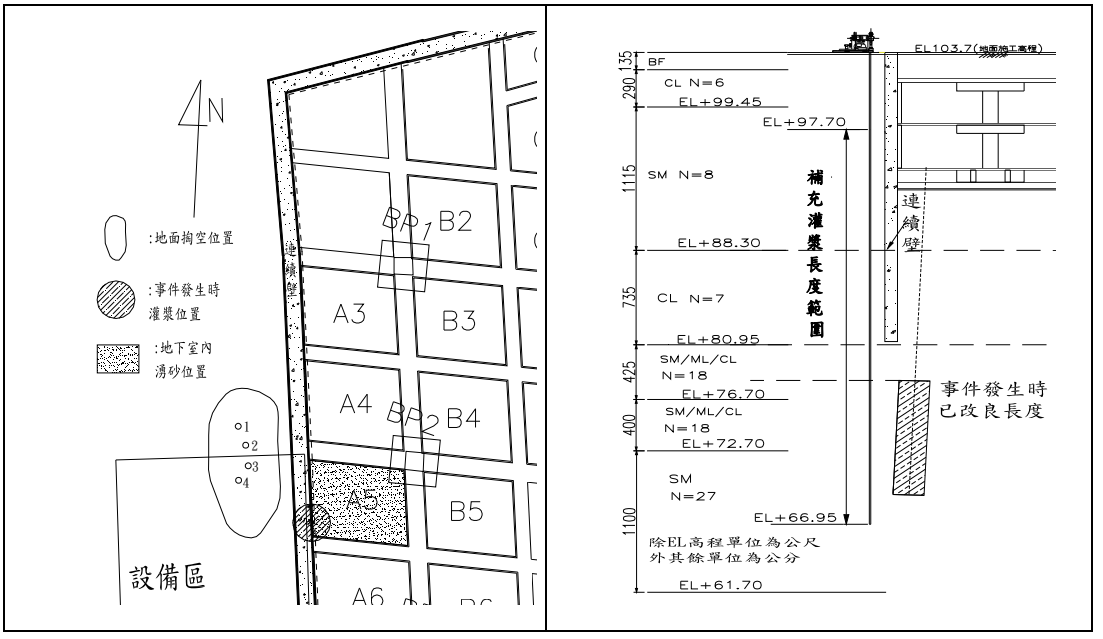


圖 4.8　地盤填充灌漿平面及縱斷面示意圖

五、JSG 灌漿排泥漿量與排泥漿比重探討

在灌漿導致管湧事件後，增加了排泥漿量和排泥漿比重的量測，經由排泥漿量的量測，不但可以預測是否有掏空的可能，還可以驗證 JJGA 技術手冊中排泥漿量的估計值，其次，經由排泥漿比重的量測，可以間接驗證改良樁的直徑與單位重，這是本研究想凸顯的噴射灌漿之施工品質管制，也就是在噴射灌漿階段即可預知改良樁的品質是否已出現異常情況，可立即提出改進方案，避免來日驗收不及格的窘境。在有止水需求的地盤進行灌漿，各改良樁的直徑必須適度重疊，當某一灌漿中的改良樁，周圍已有完成 1～6 支改良樁的情況，也就是有 6 種不同的邊界條件，則每 m 的改良土壤體積會逐漸減少，該支樁在灌漿時的排泥漿量及排泥漿比重隨著邊界條件的變化而改變；排泥漿量和排泥漿比重的量測結果與分析分別敘述如下。

5.1 排泥漿量驗證

依 3.2 節中排泥漿量的量測方式，在灌漿期間，量得各改良樁的上、下半部之每 1M 改良樁的排泥漿產生量；將各改良樁量測的排泥漿量除以灌漿量，其比值如表 5.1 所示。

由於工地現場有三台灌漿機，分別由不同的工班執行，三台灌漿機的排泥漿量與灌漿量比值的平均值分別爲 1.331、1.251 及 1.328，顯示不同工班的作業，造成不同的排泥漿量。其次，不考慮工班的差異性時，整體灌漿作業的平均值爲 1.302 及標準差 s 爲 0.222，若以平均值加減 3 倍的標準差來作爲管理值之上下限值時，統計學說明，有約 99.7%的機率，排泥漿量與灌漿量的比值會介於上下限值範圍內變化，如圖 5.1 所示。

將湧水前五日的平均每公尺改良樁產生的廢泥漿量（表 4.1），置入圖 5.1 中，該五日的廢泥漿量與灌漿量的比值，自第 3 日開始，廢泥漿量與灌漿量的比值急速增加，至第 5 日時，落在正常灌漿作業的管理值之外，如圖 5.2 所示，這說明利用排泥漿量與灌漿量比值的管制圖，針對在地下水位以下進行 JSG 高壓灌漿作業，可以有效預估可能發生的湧水與湧砂事件。所以，檢測排泥漿量可以預警湧水或湧砂的可能性，而避免造成地盤掏空與損鄰的後果。

依據表 1.1 灌漿區黏性土（CL-ML, CL）與砂質土（SM, ML）厚度佔有率，理論的排泥漿量的體積增加率約爲 0.13，而三組灌漿機排泥漿量與灌漿量的平均比值爲 1.302，也就是實際的排泥漿量的體積增加率爲 0.302，與理論的排泥漿量的體積增加率 0.13 不同，這可能與地質調查結果誤差有關。

5.2 排泥漿比重的量測與分析

將單位重爲 1.264tf/m^3 的硬化材，以吐出速率爲 0.06m^3/min，灌漿管提升速度爲 30min/m，注入單位重爲 1.95tf/m^3 的飽和土壤，若改良樁徑達到設計值 ϕ 1.6m 時，而且硬化材與地盤飽和土壤充分混合，則排出的排泥漿單位重爲 1.63。但是，當改良樁徑小於 ϕ 1.6m 時，切割的地盤飽和土壤重量減少，與同樣重量之硬化材充分混合後，則排泥漿單位重小於 1.63。其次，當改良樁徑大於 ϕ 1.6m 時，切割的地盤飽和土壤重量增加，與同樣重量之硬化材充分混合後，則排泥漿單位重大於 1.63，如表 5.2 的排泥漿單位重。然而，地盤飽和土壤被硬化材切割混合後體積增加，工地實測的排泥漿量與灌漿量的平均比值爲 1.302，因此，以該平均比值修正排泥漿單位重，可得表 5.2 的"修正排泥漿單位重"。

表 5.2 內的"排泥漿單位重"，是由式 5.1 計算而得，土壤體積爲實方的體積，等於設計改良樁(樁徑 ϕ 1.6m)的體積，但是，土壤的實方體積經硬化材切割混合後，體積增加，這點可由工地實測的排泥漿量與灌漿量的平均比值爲 1.302 而得証，因此，由式 5.1 計算所得的排泥漿單位重偏大，必須利用工地實測的排泥漿量與灌漿量的平均比值來修正，可採用式 5.2 計算實際的排泥漿單位重，結果如表 5.2 所列的"修正排泥漿單位重"。

$$\text{排泥漿單位重} = \frac{\text{改良樁土壤體積} \times \text{土壤單位重} + \text{硬化材體積} \times \text{硬化材單位重}}{\text{改良樁土壤體積} + \text{硬化材灌漿體積}} \quad (\text{公式5.1})$$

$$\text{排泥漿單位重修正係數} = \frac{\text{土壤與硬化材混合液體積}}{\text{改良樁土壤體積} + \text{硬化材灌漿體積}}$$

$$= \frac{\text{改良樁土壤體積} + \text{排泥漿體積}}{\text{改良樁土壤體積} + \text{硬化材灌漿體積}}$$

$$= \frac{\text{改良樁土壤體積} + \text{灌漿體積} \times \left(\frac{\text{排泥漿體積}}{\text{硬化材灌漿體積}} \right)_{\text{平均值}}}{\text{改良樁土壤體積} + \text{硬化材灌漿體積}} \quad (\text{公式5.2})$$

表 5.1　高壓噴射灌漿的排泥漿量與灌漿量比值一覽表

一號機		
樁號	量測開始長度(自樁底算起)	1+增加率
4	1	1.49
	8	1.37
5	1	1.82
	2	1.62
	3	1.43
	9	1.37
18	2	1.37
	5	1.40
24	2	1.22
	8	1.06
23	1	1.77
	2	1.38
	5	1.24
22	1	1.67
	2	1.34
	8	1.11
21	1	1.92
	2	1.52
	9	0.86
	10	1.38
8	1	1.56
	2	1.33
	8	1.37
9	2	1.37
	8	1.37
10	1	0.93
	9	1.01
14	1	1.06
	8	1.06
15	2	1.62
	9	1.47
19	1	1.01
	9	1.17
20	1	1.17
	8	1.22
25	2	1.11
	8	1.39
28	2	1.11
	7	1.01
29	2	1.47
	9	1.42
30	1	1.62
	2	1.40
	7	1.29
31	1	1.17
	8	1.22
32	2	1.26
	7	1.22
33	2	1.82
	3	1.37
	7	1.17
34	2	1.62
	3	1.30
	8	1.22
35	2	1.87
	3	1.45
	6	1.26
36	3	1.47
	8	1.37
37	2	1.06
	6	1.37
38	2	1.56
	3	1.39
	7	1.47
39	2	1.22
	8	1.77
	9	1.41
44	1	0.97
	8	1.37
46	1	1.17
	7	0.91
55	4	0.97
	9	1.31
65	2	1.26
	6	1.23
66	2	1.01
	9	1.46
	平均	1.331

二號機		
樁號	量測開始長度(自樁底算起)	1+增加率
43	1	1.22
	9	1.47
51	2	1.01
	8	1.22
59	4	1.31
	8	1.37
60	2	0.86
	3	1.24
	8	1.11
67	3	1.11
	9	1.11
68	3	1.22
	7	1.47
70	2	0.91
	3	1.39
	8	1.22
71	1	1.26
	8	1.26
73	2	1.06
	7	1.37
76	3	1.11
	8	1.42
77	1	1.17
	8	1.11
78	2	1.22
	7	1.11
79	2	1.01
	8	1.06
80	1	1.11
	9	1.22
97	2	0.99
	9	1.17
89	1	1.37
	10	1.77
88	1	1.44
	8	1.22
84	2	1.67
	4	1.41
	9	1.29
85	3	1.52
	9	1.11
86	2	1.22
	9	1.17
87	3	1.77
	4	1.40
	9	1.37
93	1	1.22
	8	1.24
94	2	1.13
	10	1.01
95	2	1.06
	8	1.37
96	1	1.92
	2	1.43
	8	1.42
102	3	1.37
	7	1.42
103	2	1.06
	8	0.86
	9	1.19
104	2	1.22
	8	1.26
105	2	1.26
	8	1.72
	9	1.42
106	2	1.06
	8	1.11
113	2	1.13
	7	1.09
122	1	1.19
	2	1.11
	平均	1.251

三號機		
樁號	量測開始長度(自樁底算起)	1+增加率
130	3	1.06
	10	1.52
137	4	1.62
	5	1.34
	8	1.37
138	2	1.47
	8	1.31
139	4	1.62
	5	1.34
	10	1.37
145	1	1.52
	3	1.43
	10	1.06
146	3	1.37
	7	1.31
147	3	1.37
	9	1.31
148	3	1.52
	4	1.40
	10	1.22
155	1	1.87
	2	1.44
	8	1.37
156	2	1.26
	9	1.37
157	4	1.11
	8	1.13
163	1	0.86
	3	1.18
	9	1.17
164	3	1.22
	8	1.37
165	2	1.72
	3	1.39
	8	1.22
166	4	1.11
	9	1.22
174	3	1.37
	7	1.31
175	3	1.47
	8	1.31
181	2	1.31
	8	1.29
182	3	1.26
	9	1.42
183	2	1.28
	7	1.23
187	2	1.17
	9	1.1655
	平均	1.328
三組機平均		1.302

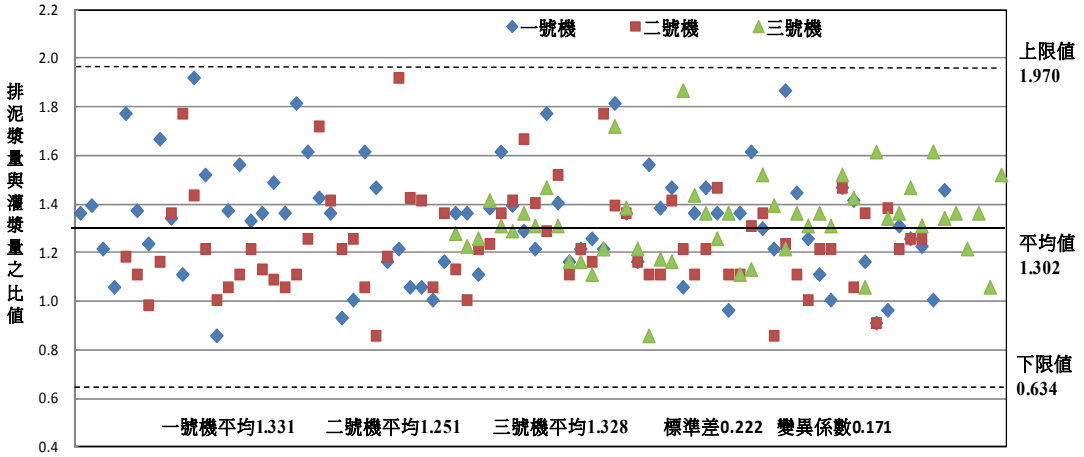


圖 5.1　高壓噴射灌漿的排泥漿量與灌漿量之比值變化圖

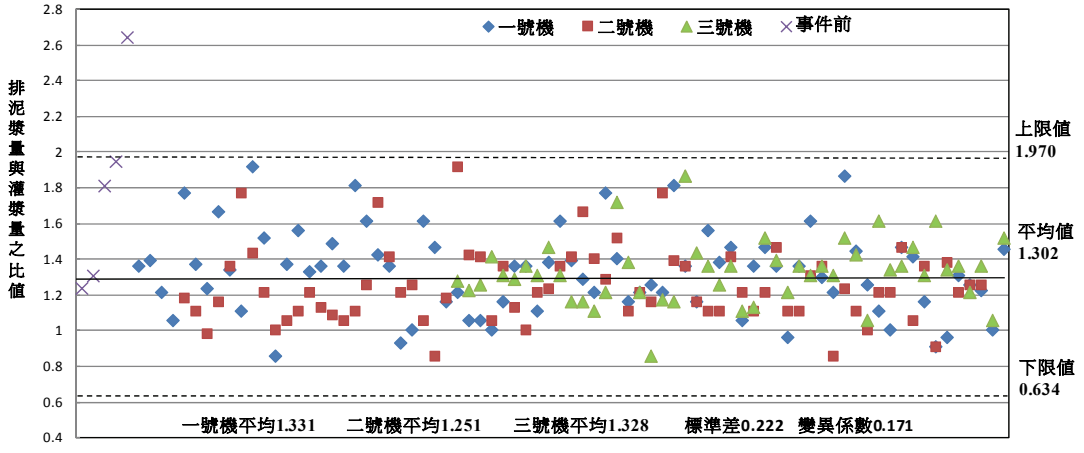


圖 5.2　湧水湧砂時排泥漿量與灌漿量之比值與管理值上下限之關係

理論上來說，排泥漿單位重應介於地盤飽和土壤單位重 1.95tf/m^3 與硬化材單位重 1.264tf/m^3 之間，當排泥漿單位重等於硬化材單位重時，意味著硬化材注入地盤後，並未與地盤飽和土壤混合，立即排出地面，改良樁並未成形。其次，當排泥漿單位重比硬化材單位重愈大時，改良樁的直徑也愈大，而且改良樁的單位重也愈大，意味著改良樁的品質也愈佳。排泥漿比重的量測與排泥漿量的量測是同時進行，原則上量測二次(下段與上段各一次)，將各改良樁在灌漿階段所量取的排泥漿單位重，整理成表 5.3。全部改良樁排泥漿比重的平均值與標準偏差分別爲 1.409 及 0.059，變異係數爲 0.001，並以平均值加減三倍的標準差，作爲排泥漿比重的管理值之上下限值 1.585 及 1.232，如圖 5.3 所示。

由量得的排泥漿比重的平均值 1.409，套用表 5.2 的"修正排泥漿單位重"來推估改良樁的直徑時，改良樁徑可能爲在 ϕ 1.56m，非常接近改良樁徑的設計值。如果排泥漿比重介於上下限值 1.585

及 1.232 之間時，套用表 5.2 的"修正排泥漿單位重"來推估改良樁的直徑，形成的改良樁徑可能在 ϕ2.25m～ϕ1.00m 之間，所以，如果僅以排泥漿的比重來推算改良樁徑，必須盡量減少標準偏差或變異係數(Flora 等人 2012)。因此，本研究案在地改區進行三處岩心取樣及透水試驗的驗證，取樣的位置位於三支改良樁的交會處，也就是每支樁的外徑交會點，全程取樣的改良率皆大於 90%，透水係數皆小於 $1.0*10^{-5}$cm/sec，實質說明改良樁的品質良好。排泥漿比重變異係數偏大的可能原因有下列 3 點：

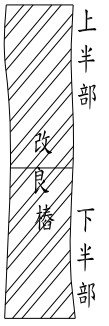
1. 改良樁位置的地盤土壤，N 值比 JSG 設計值高，因此，高壓硬化材切削效果不佳，導致被切削的土壤量少，與硬化材混合後排出的排泥漿單位重較低。
2. 已經完成改良樁的排泥漿液會產生泌水現象，泌水會向上流出地面，後續進行的改良樁的排泥漿液會因泌水的稀釋，使得排泥漿比重下降。
3. 地盤土壤被切削後，與硬化材混合，因爲土壤黏滯性不同，會被切削成大小不一的土塊，形狀較小的顆粒土塊，因爲比表面積大，不易沉澱，容易被氣升作用帶出地面，形狀較大的顆粒土塊，因爲比表面積小，容易沉澱，不易被氣升作用帶出地面，而留在改良體內，凝固後成爲改良樁體的一部分；這些土塊留在改良樁體的情況，可以由岩心內夾有黏土質土塊得到驗證，如圖 5.4 圓圈處所示。形狀較大的顆粒土塊，留在改良體內愈多，排泥漿的比重則愈小。

表 5.2　以改良樁直徑推算排泥漿單位重變化

改良樁直徑 m	改良高度 m	土壤體積 m^3	土壤單位重 tf/ m^3	硬化材體積 m^3	硬化材單位重 tf/ m^3	排泥漿單位重 tf/ m^3	修正係數	修正排泥漿單位重 tf/ m^3
1	1	0.79	1.95	1.8	1.264	1.47	1.210	1.217
1.1	1	0.95	1.95	1.8	1.264	1.50	1.198	1.253
1.2	1	1.13	1.95	1.8	1.264	1.53	1.186	1.289
1.3	1	1.33	1.95	1.8	1.264	1.56	1.174	1.325
1.4	1	1.54	1.95	1.8	1.264	1.58	1.163	1.359
1.5	1	1.77	1.95	1.8	1.264	1.60	1.152	1.392
1.6	1	2.01	1.95	1.8	1.264	1.63	1.143	1.422
1.7	1	2.27	1.95	1.8	1.264	1.65	1.134	1.452
1.8	1	2.54	1.95	1.8	1.264	1.67	1.125	1.481
1.9	1	2.83	1.95	1.8	1.264	1.68	1.117	1.507
2.0	1	3.14	1.95	1.8	1.264	1.70	1.110	1.532
2.1	1	3.46	1.95	1.8	1.264	1.72	1.103	1.555
2.2	1	3.80	1.95	1.8	1.264	1.73	1.097	1.577
2.3	1	4.15	1.95	1.8	1.264	1.74	1.091	1.597
2.4	1	4.52	1.95	1.8	1.264	1.75	1.086	1.616
2.5	1	4.91	1.95	1.8	1.264	1.77	1.081	1.634
2.6	1	5.31	1.95	1.8	1.264	1.78	1.076	1.651

表 5.3　高壓噴射灌漿的排泥漿比重一覽表

樁號	排泥漿比重	樁號	排泥漿比重	樁號	排泥漿比重	樁號	排泥漿比重
樁位編號	上半部比重值	33	1.40	76	1.42	130	1.36
	下半部比重值		1.40		1.38		1.4
4	1.45	34	1.36	77	1.39	137	1.42
	1.48		1.44		1.38		1.39
5	1.39	35	1.45	78	1.52	138	1.42
	1.40		1.28		1.49		1.32
8	1.40	36	1.37	79	1.48	139	1.46
	1.37		1.49		1.53		1.45
9	1.47	37	1.30	80	1.42	145	1.42
	1.43		1.31		1.37		1.41
10	1.37	38	1.35	84	1.41	146	1.38
	1.40		1.28		1.43		1.39
14	1.40	39	1.48	85	1.59	147	1.37
	1.37		1.37		1.51		1.34
15	1.36	43	1.34	86	1.44	148	1.36
	1.40		1.41		1.52		1.4
18	1.40	44	1.47	87	1.43	155	1.33
	1.41		1.37		1.34		1.28
19	1.49	46	1.56	88	1.52	156	1.42
	1.49		1.34		1.40		1.33
20	1.34	51	1.62	89	1.46	157	1.36
	1.44		1.48		1.32		1.42
21	1.40	55	1.37	93	1.34	163	1.41
	1.30		1.43		1.39		1.43
22	1.43	59	1.40	94	1.46	164	1.47
	1.36		1.39		1.49		1.44
23	1.36	60	1.56	95	1.49	165	1.44
	1.32		1.39		1.47		1.42
24	1.51	65	1.29	96	1.56	166	1.32
	1.47		1.31		1.50		1.36
25	1.42	66	1.52	97	1.38	174	1.32
	1.31		1.42		1.30		1.36
26	1.42	67	1.36	102	1.44	175	1.43
	1.29		1.34		1.39		1.39
27	1.37	68	1.42	103	1.42	181	1.41
	1.52		1.42		1.45		1.37
28	1.45	69	1.44	104	1.38	182	1.44
	1.39		1.34		1.36		1.5
29	1.42	70	1.32	105	1.41	183	1.37
	1.39		1.46		1.47		1.40
30	1.41	71	1.32	106	1.41	187	1.52
	1.34		1.36		1.43		1.43
31	1.36	73	1.37	113	1.38		
	1.41		1.44		1.3	平均	1.409



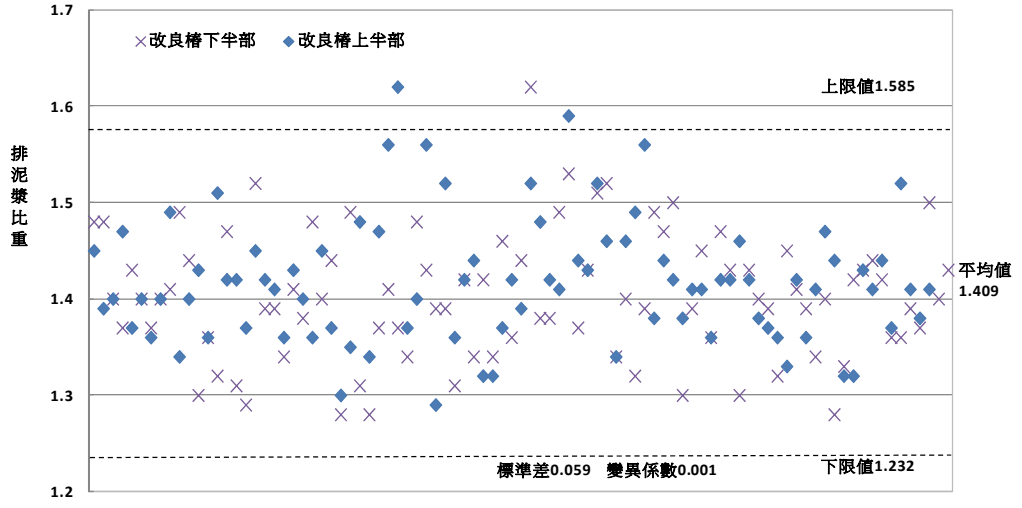


圖 5.3　各樁上下半部排泥漿比重變化圖

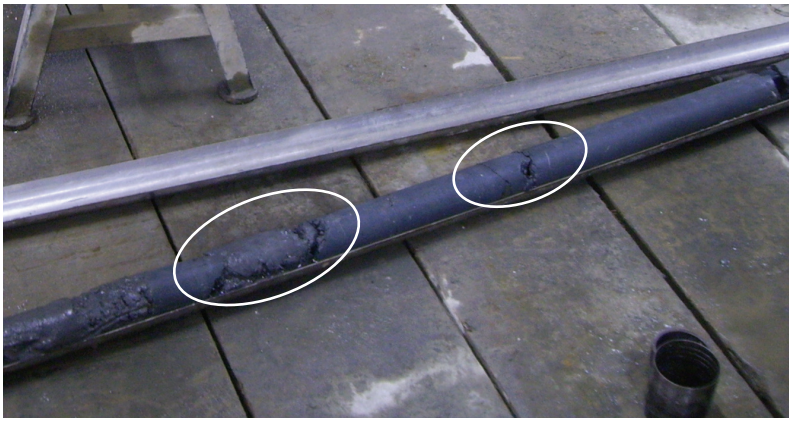


圖 5.4　鑽心取樣試體夾有黏土

5.3 搭接面積影響排泥漿量及比重的關係

當灌漿目的是有止水的需求時，樁位在配置時就會考慮作相互搭接，避免樁與樁間產生水路成爲滲水路徑，隨著周圍改良樁陸續完成，在未灌漿的改良樁體四周，噴射流能切削的土壤體積逐漸減少，依周圍完成支數不同，有 6 種可能狀況，如圖 5.5 所示，改良樁的設計樁徑爲 ϕ1.6m，斜線部分爲已完成的樁位，全黑部分爲該支樁的未改良面積，周圍完成改良樁的支數愈多，則未改良的土壤面積愈小，高壓硬化材除了可全部切割未改良的土壤之外，周圍已完成樁的部份改良體，也將隨同切割混合攪拌，由於改良體的單位重大於未改良土壤之單位重，因此，周圍完成改良樁的支數愈多，則後續改良樁的排泥漿比重也愈大，改良樁的品質也愈佳。此外，周圍完成改良樁的支數愈多，則後續改良樁的排泥漿量也要減少。本節將探討，上述理論的推測是否可由實際量測的排泥漿量及比重來驗證。

由表 5.4 中數值可以得到以下 2 點結論：

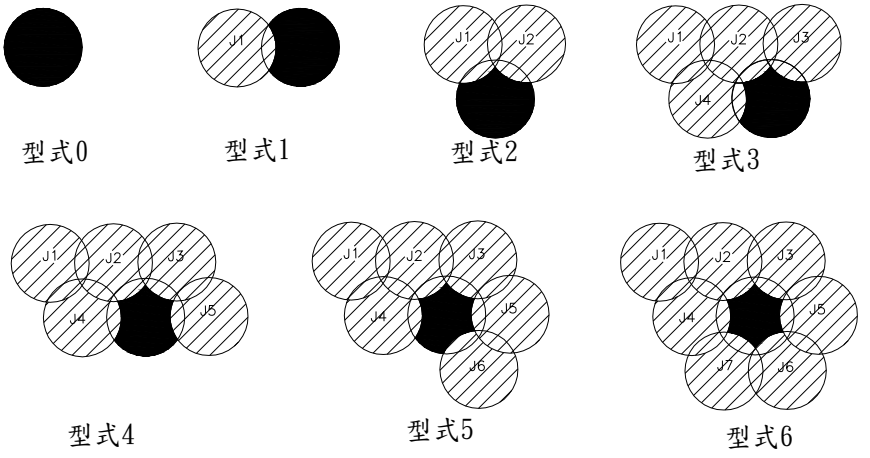
1. 排泥漿量與搭接面積的大小沒有明確的關係

以改良樁徑 ψ1.6m 爲例，每 m 改良樁的體積爲 2.01 m^3，如果改良樁的邊界條件爲型式 4，扣除搭接面積 0.719 m^3 後，每 m 改良樁尚有約 1.291m^3 的土壤體積，若土壤全部充分被切削，體積增加率以平均值 1.302 倍計算，也就是下方土壤體積增加爲 1.681m^3，加上灌注的硬化材 1.8m^3，合計 3.481 m^3，扣除留在地盤內的體積 1.291m^3，應該會排出 2.19 m^3 的排泥漿，約爲灌漿量的 1.217 倍，但是，實際量測體積增加的平均值爲 1.287 倍，也就是每 m 多增加 0.108 m^3 的排泥漿，這些增加的排泥漿體積，判斷是周圍的已完成的改良樁被切削，導致排泥漿體積增加，因此，排泥漿量不會因爲搭接面積減少而減少。

2. 周圍完成改良樁的支數愈多，排泥漿比重有增加的趨勢

當在灌漿樁位周圍完成改良樁的支數愈多，排泥漿的比重也愈大，這也意味著改良樁的比重也愈大，也就是改良樁的品質也愈佳，因此，改良樁的施工順序導致搭接改良樁的數量愈多，則優良品質改良樁的數量也愈多。可能的原因如下，當在灌漿樁位周圍尚有未完成的改良樁時，在

灌漿階段周圍的地下水較容易混入排泥漿內，稀釋了排泥漿的比重，隨著周圍的改良樁逐漸完成，地下水混入排泥漿的路徑逐漸減少，排泥漿少了地下水的稀釋，使得排出的排泥漿比重數值呈逐漸增大的趨勢。



ø1.6m樁徑面積＝2.01m²

形式1: ◯ =0.188 m²

形式2: ◯+◯ =0.365 m²

形式3: ◯+◯+◯ =0.542 m²

形式4: ◯+◯+◯+◯ =0.719 m²

形式5: ◯+◯+◯+◯+◯ =0.896 m²

形式6: ◯+◯+◯+◯+◯+◯ =1.073 m²

圖 5.5　JSG 高壓噴射樁搭接形式及所佔面積

表 5.4　各形式搭接之高壓噴射樁排泥漿量增加率及排泥漿比重一覽表

形式0		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
30	1.62	1.34
	1.40	
	1.29	1.41
34	1.62	1.44
	1.30	
	1.22	1.36
55	0.97	1.43
	1.31	1.37
65	1.26	1.31
	1.23	1.29
106	1.06	1.43
	1.11	1.41
163	0.86	1.43
	1.18	
	1.17	1.41
183	1.28	1.40
	1.23	1.37
平均	1.241	1.386

形式1		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
5	1.82	1.40
	1.62	
	1.43	
	1.37	1.39
10	0.93	1.40
	1.01	1.37
15	1.62	1.40
	1.47	1.36
18	1.37	1.41
	1.40	1.40
20	1.17	1.44
	1.22	1.34
32	1.26	1.38
	1.22	1.43
33	1.82	1.40
	1.37	
	1.17	1.40
36	1.47	1.49
	1.37	1.37
37	1.06	1.31
	1.37	1.30
39	1.22	1.37
	1.77	
	1.41	1.48
44	0.97	1.37
	1.37	1.47
66	1.01	1.42
	1.46	1.52
67	1.11	1.34
	1.11	1.36
77	1.17	1.38
	1.11	1.39
84	1.67	1.43
	1.41	
	1.29	1.41
89	1.37	1.32
	1.77	1.46
93	1.22	1.39
	1.24	1.34
97	0.99	1.30
	1.17	1.38
103	1.06	1.45
	0.86	1.42
	1.19	
104	1.22	1.36
	1.26	1.38
113	1.13	1.30
	1.09	1.38
122	1.19	1.43
	1.11	1.41
148	1.52	1.40
	1.40	
	1.22	1.36
155	1.87	1.42
	1.44	
	1.37	1.28
166	1.11	1.36
	1.22	1.32
174	1.37	1.36
	1.31	1.32
181	1.31	1.37
	1.29	1.41
182	1.26	1.50
	1.42	1.44
平均	1.305	1.389

形式2		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
4	1.49	1.48
	1.37	1.45
21	1.92	1.30
	1.52	
	0.86	1.40
	1.38	
23	1.77	1.32
	1.38	
	1.24	1.36
25	1.11	1.31
	1.39	1.42
31	1.17	1.41
	1.22	1.36
38	1.56	1.28
	1.39	
	1.47	1.35
43	1.22	1.41
	1.47	1.34
46	1.17	1.34
	0.91	1.56
51	1.01	1.48
	1.22	1.62
59	1.31	1.39
	1.37	1.40
68	1.22	1.42
	1.47	1.42
70	0.91	1.46
	1.39	
	1.22	1.32
79	1.01	1.53
	1.06	1.48
88	1.44	1.40
	1.22	1.52
94	1.13	1.49
	1.01	1.46
137	1.62	1.39
	1.34	
	1.37	1.42
145	1.52	1.41
	1.43	
	1.06	1.42
156	1.26	1.33
	1.37	1.42
175	1.47	1.39
	1.31	1.43
187	1.17	1.43
	1.17	1.52
平均	1.299	1.416

形式3		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
8	1.56	1.37
	1.33	
	1.37	1.40
22	1.67	1.36
	1.34	
	1.11	1.43
28	1.11	1.39
	1.01	1.45
60	0.86	1.39
	1.24	
	1.11	1.56
71	1.26	1.36
	1.26	1.32
73	1.06	1.44
	1.37	1.37
76	1.11	1.38
	1.42	1.42
78	1.22	1.49
	1.11	1.52
85	1.52	1.51
	1.11	1.59
86	1.22	1.52
	1.17	1.44
95	1.06	1.47
	1.37	1.49
102	1.37	1.39
	1.42	1.44
105	1.26	1.47
	1.72	1.41
	1.42	
130	1.06	1.40
	1.52	1.36
138	1.47	1.32
	1.31	1.42
139	1.62	1.45
	1.34	
	1.37	1.46
146	1.37	1.39
	1.31	1.38
147	1.37	1.34
	1.31	1.37
157	1.11	1.42
	1.13	1.36
165	1.72	1.42
	1.39	
	1.22	1.44
平均	1.299	1.423

形式4		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
14	1.06	1.37
	1.06	1.40
19	1.01	1.49
	1.17	1.49
24	1.22	1.47
	1.06	1.51
29	1.47	1.39
	1.42	1.42
35	1.87	1.28
	1.45	
	1.26	1.45
80	1.11	1.37
	1.22	1.42
87	1.77	1.34
	1.40	
	1.37	1.43
96	1.92	1.50
	1.43	
	1.42	1.56
平均	1.351	1.431

形式5		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
164	1.22	1.44
	1.37	1.47
平均	1.292	1.455

形式6		
樁號	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
9	1.37	1.43
	1.37	1.47
平均	1.365	1.450

	排泥漿量/灌漿量 =1+α	排泥漿比重
	平均	
形式0	1.241	1.386
形式1	1.305	1.389
形式2	1.299	1.416
形式3	1.299	1.423
形式4	1.351	1.431
形式5	1.292	1.455
形式6	1.365	1.450

5.4 最佳灌漿順序

不同的工地，各有不同的施工條件，灌漿順序編排亦不盡相同，本研究僅就 JJGA 技術手冊中，有止水效果的改良樁基本配樁原則，以不同的編排方式，找出最佳的灌漿順序。圖 5.6～圖 5.10 是以 7 排改良樁，每排 10 支樁，共計 70 支樁爲例。

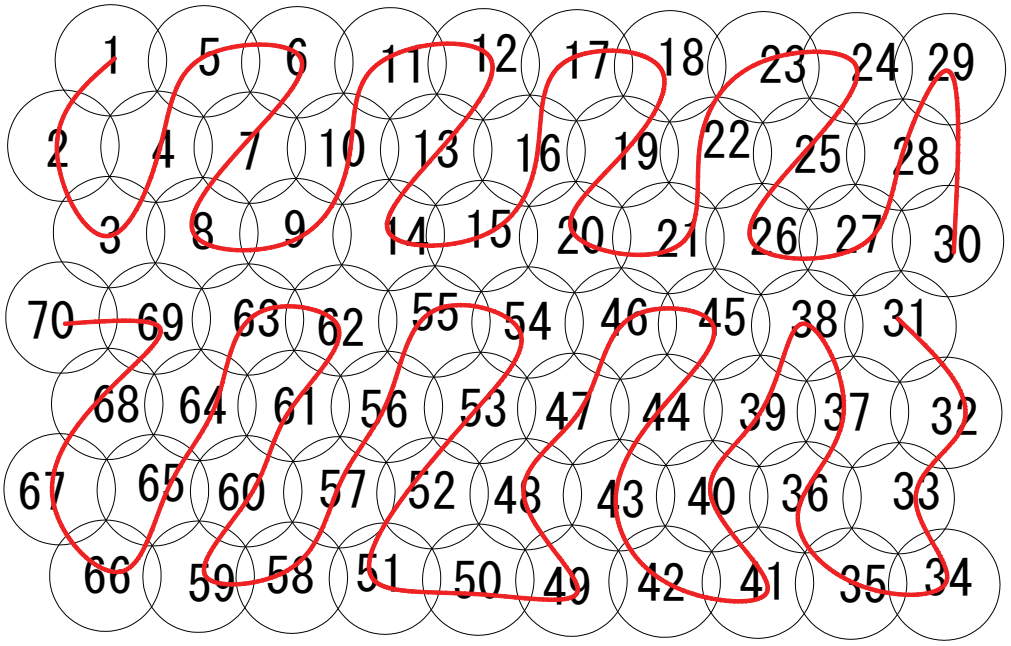


圖 5.6　灌漿順序 1

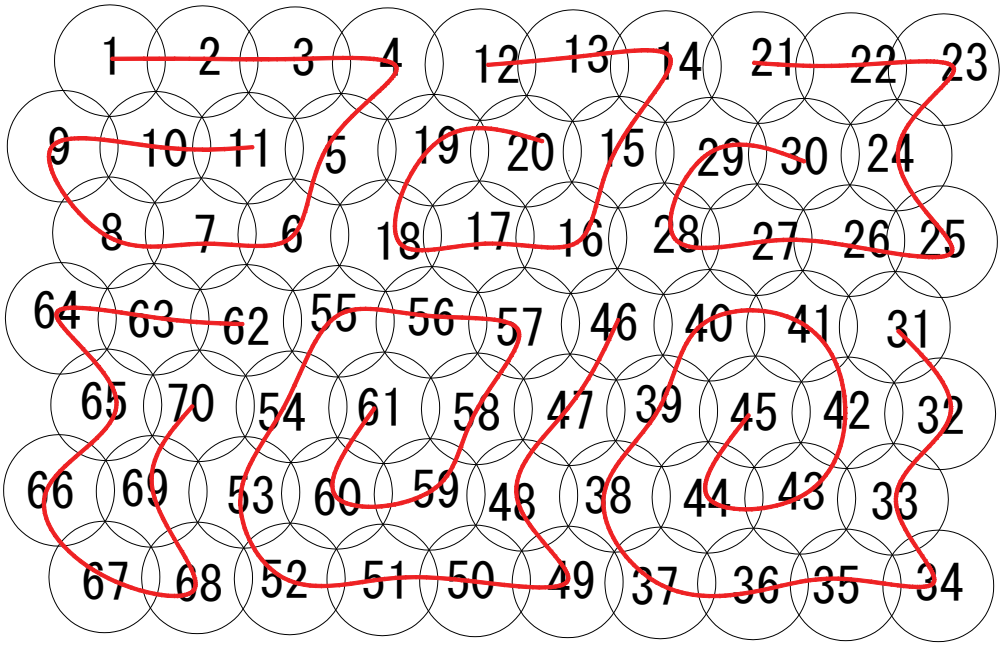


圖 5.7　灌漿順序 2

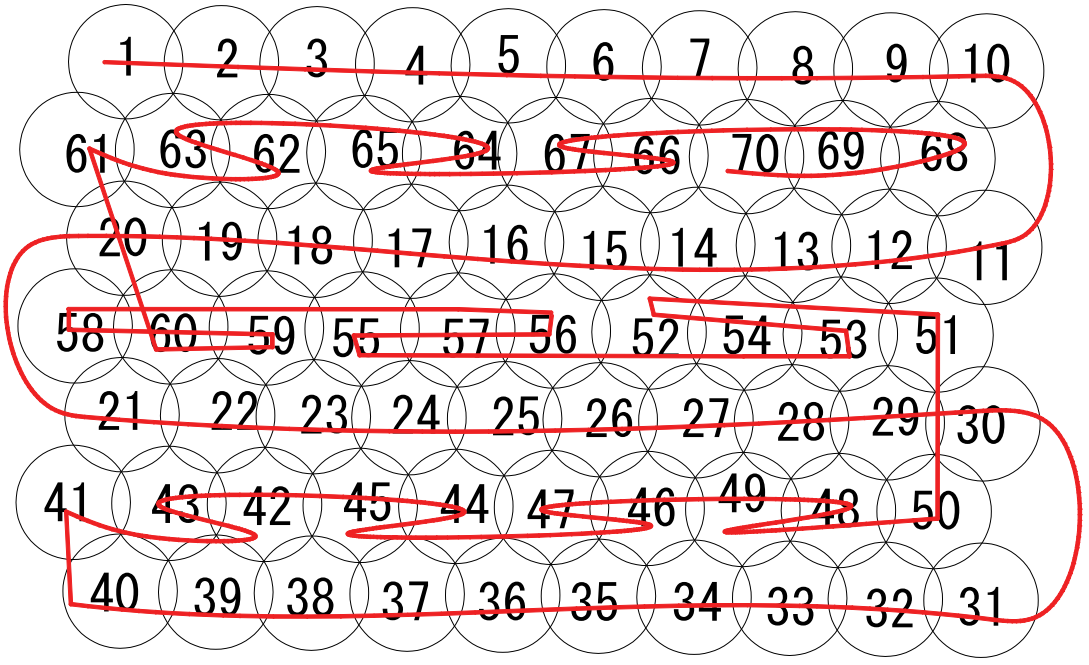


圖 5.8　灌漿順序 3

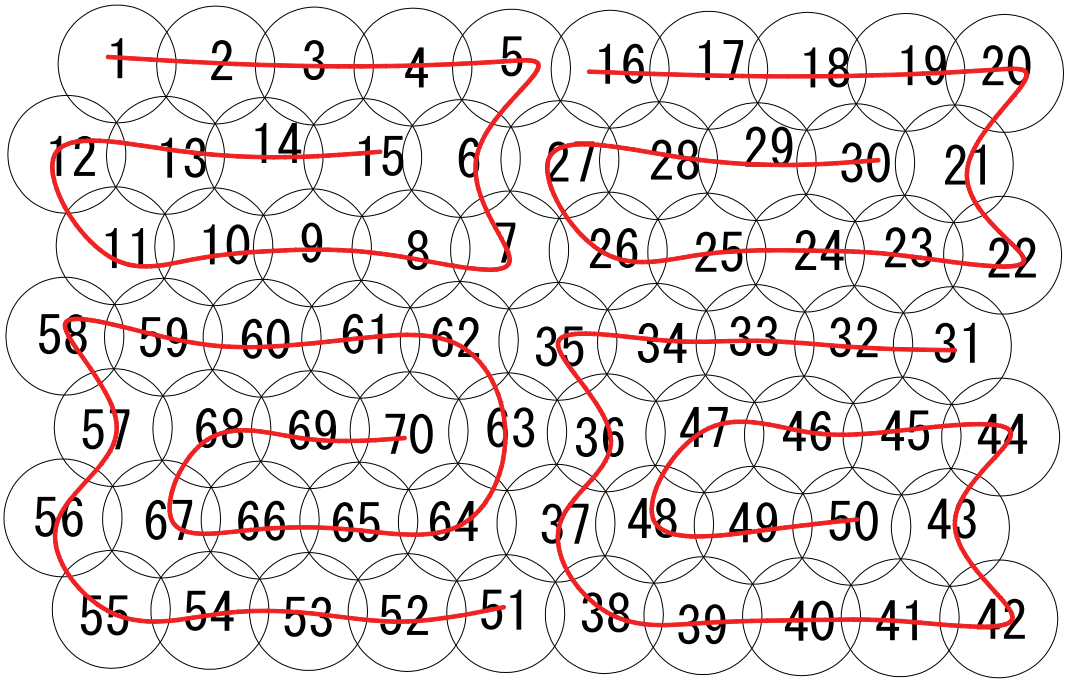


圖 5.9　灌漿順序 4

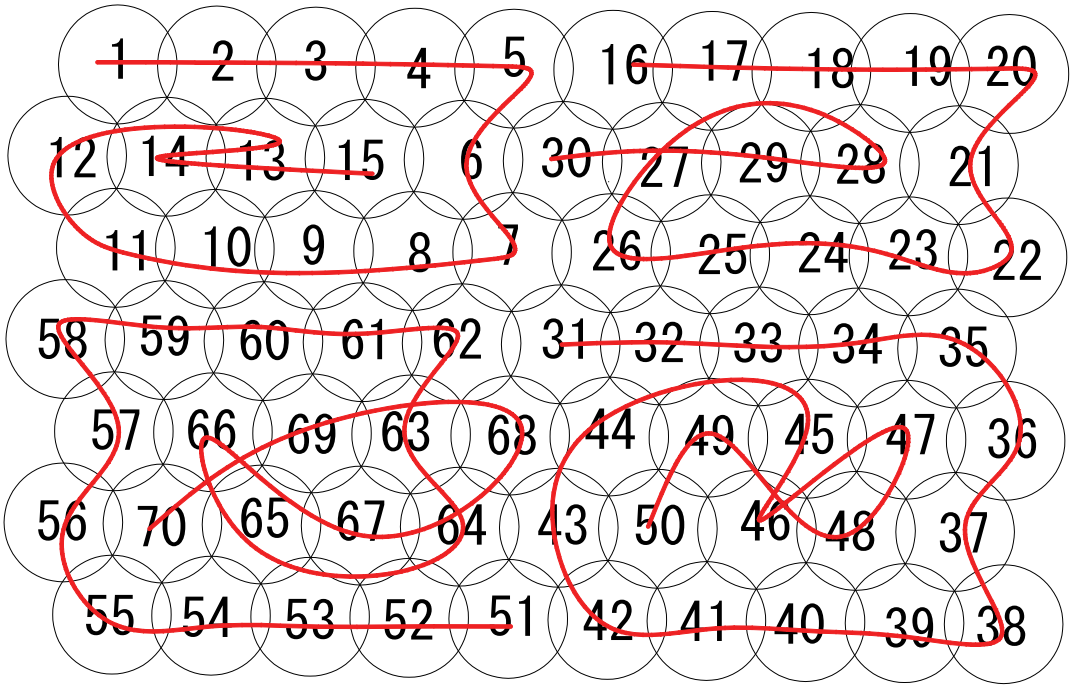


圖 5.10　灌漿順序 5

將前述五種灌漿順序造成各種邊界條件次數，整理至表 5.5。

表 5.5　各種灌漿順序出現的邊界條件次數表

	Type0	Type1	Type2	Type3	Type4	Type5	Type6	合計
灌漿順序 1	1	11	21	28	5	4	0	70
灌漿順序 2	1	29	11	9	7	7	6	70
灌漿順序 3	4	36	3	0	11	5	11	70
灌漿順序 4	1	28	12	9	6	10	4	70
灌漿順序 5	1	29	13	8	6	4	9	70

由 5.3 節之論述可以知道，當灌漿時周圍搭接的改良樁愈多，得到的改良樁品質愈好，所以經由表 5.5 可以得到，以”灌漿順序 3”的編排方式，所得到較高品質改良樁的數量最多。

六、結論與建議

由前述章節的分析與討論後，本研究可得到以下結論。

6.1 結論

1. 在地下水位以下進行 JSG 高壓灌漿，爲了防止鑽孔與灌漿作業過程中，地下水伴隨廢

泥漿一起排出筏基底版，造成地盤土壤掏空，因此在進行地盤改良前，先設置點井與抽水井，以降低地改範圍地盤之地下水位，此外，在灌漿孔頂設置止水器組，阻止灌漿孔的湧水或湧砂，增加施工安全性。

2. 在地下水位以下進行 JSG 高壓灌漿，可能發生砂湧而造成地盤掏空與損鄰的疑慮，因此，每支改良樁必須檢測排泥漿量，可有效預警湧水或湧砂的可能性。
3. 由量得的排泥漿比重的平均值 1.409，套用表 5.2 的”修正排泥漿單位重”來推估改良樁直徑的平均值時，樁徑約爲 ϕ1.56m，接近改良樁徑的設計值 ϕ1.6m。如果排泥漿比重的標準偏差可以盡量減少，則以排泥漿比重來推算改良樁徑之誤差可以減少。
4. 改良樁排泥漿量與搭接面積無關，然而，周圍改良樁搭接面積愈大，則灌漿中的改良樁排，其排泥漿的比重也愈大，這也意味著該改良樁的比重也愈大，也就是改良樁的品質也愈佳。因此，改良樁的施工順序，應導致周圍完成改良樁的支數愈多，亦即形式較大的改良樁的支數愈多，則優良品質改良樁的數量也愈多。
5. 爲了減少改良樁檢驗的不良率，可建立源頭防治管制，也就是每支改良樁檢測排泥漿量與排泥漿比重至少兩次，間接評估改良樁的施工品質，這就是從源頭防治的品管手法。
6. 在有止水器組阻隔或是無法自動以重力方式填補樁頂孔洞及鑽桿拔除遺留的空間，都應該實施樁頂回填灌漿，以減少建築物下陷或是路面沉陷的機會。

6.2 建議

1. 爲了得到高品質的改良樁，在編排灌漿順序時，儘量使欲灌漿樁位的周圍有最多已完成的改良樁。
2. 改良樁完成後，應進行全程取樣，量測改良樁之單位重，比對排泥漿的單位重與泌水率，探討更準確判斷改良樁單位重之方式。
3. 欲量測排泥漿比重時，儘量使用大型容器盛取，以獲得更均勻的樣本，算出取得樣本排泥漿的體積及重量，即可以得到排泥漿的比重。
4. 在改良區附近設置電子式水壓計，隨時可以掌控因灌漿期間所發生的異常狀況，提早作出應變。
5. 未來可再蒐集更多 JSG 灌漿相關案例，將不同地區、樁徑、土層性質、灌漿參數、排泥漿比重及廢泥漿量單位量等數據，製作資料庫及規範，以提供後續灌漿時，品質管制的依循準則。

參考文獻

1. 中島 宗博，寺田 憲靖，「地下鉄千代田線坑口付近における地下水位以下での地盤補強工事」，2000。

2. 日商立達大地，「塔城公園地盤改良施工計劃書」，2009。
3. 「JET GROUT 技術資料」，日本 JJGA 噴射灌漿協會，2004。
4. 利德工程股份有限公司「JSG 高壓噴射灌漿工法」型錄，利德工程股份有限公司。
5. 亞新公司「臺北都會區捷運系統松山線地質與土壤工程性質調查報告」，1992
6. 亞新公司「臺北都會區捷運系統松山線 DG166 標地質調查工作報告」，2005。
7. 公共工程高爐石混凝土使用手冊審查小組，公共工程高爐石混凝土使用手冊。P7-P13
8. 孫洪福 廖銘洋，基礎深開挖砂湧災變因應策略之案例探討，第八屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會，台北，2009。
9. 黃南輝，「國內應用實例－台北捷運潛盾施工和鄰房保護地盤改良案例」，http://www.maa.com.tw，台北（2005）。
10. 柯武德等，地質改良固化材於台灣重大工程之應用案例探討。
11. 地工技術研究委員會，「高壓噴射灌漿本土試用性研究--二重管高壓噴射灌漿工法」，地工技術雜誌，第 108 期，P19-P32。
12. 倪至寬，基礎施工與品管，詹氏書局，2006。
13. 倪至寬，地盤灌漿工程實務，詹氏書局，2010。
14. 鍾毓東、廖惠生、趙際禮，「高壓噴射灌漿技術在兩岸的應用經驗」，海峽兩岸地工技術-兩岸交流研討會，天津（2007）。
15. Croce, P. & Flora, A. (2000). Analysis of single-fluid jet grouting, Geotechnique 50, No. 6, 739~748
16. Croce, P. & Flora, A. (2001). Discussion_ Analysis of single-fluid jet grouting, Geotechnique 51, No. 10, 905-906
17. Flora, A., Lirer, S. & Monda, M (2012). Probabilistic design of massive jet grouted water sealing barriers.
18. Japenese Jet Grouting Association Technical Notes
19. Kauschinger, Hankour, and Perry (1992). Methods to Estimate Composition of Jet Grout Bodies 1992
20. Langhorst, O.S. , Schat, B.J. , de Wit, J.C.W.M. , Bogaards, P.J. , Essler, R.D. , Maertens, J. , Obladen, B.K.J. , Bosma, C. F. , Sleuwaegen, J. J. & Dekker, H. (2007). Design and validation of jet grouting for the Amsterdam Central Station, Geotechniek ECSMGE
21. Lignola, G. P., Flora, A. and Manfredi, G. (2008). Simple Method for the Design of Jet Grouted Umbrellas in Tunneling- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
22. Stark, Axtell, Lewis, Dillon, Empson, Topi & Walberg (2009), Soil Inclusions in Jet Grout Columns-DFI-Journal-Vol3-May.