

台灣地區橋梁工程之發展

賈駿祥*

摘 要

台灣地區建造橋梁工程，溯自一百餘年前滿清時代，當時興建台北基隆鐵路，開始造橋，以木構及鋼構為主。甲午戰後，台灣為被日本割據，當時混凝土已開始使用，故橋梁多建鋼筋混凝土者。民國三十四年台灣光復後，分以 40 年~80 年代列述，在光復初期建橋，因國家經濟艱困，以維護車輛能通行為旨，橋梁多屬木橋、木梁混凝土面、鋼筋混凝土等，跨徑短，結構大多為簡支型，自民國 44 年引進預力混凝土後，乃大量建造預力結構。60 年後，由於連續之國家建設計畫，興建第一、二條高速公路、東西向與西濱快速道路、北高捷運及高速鐵路等，橋梁工程，亦大幅改進，例如以往之簡支結構，多改為連續結構，而使行旅舒適，橋梁之基礎亦自過去之十餘公尺深度，加至數十公尺，而可減小沉落及沖刷等問題，施工方面，亦多引進國際先進之工法，而可免受地域及天候之影響，由於斜張橋之發展，國內亦建不少美觀之斜張橋，使國內之橋梁工程，趕上國際標準。

筆者於多年前參與一些工程，目睹橋梁之逐步發展，爰將該發展經始，列述如次，並介紹一些近期之工程，以供讀者參考。

一、前 言

台灣之橋梁建設，依時間之演變及過程，約可分為台灣光復前與光復後兩階段，而光復前又可分為滿清時代及日據時代，光復後自民國三十年起，又可分別有光復初期，四〇、五〇、六〇、七〇及八〇以後年代之時期，茲分別說明，並列舉近期一些特殊橋梁構築情況，俾可瞭解台灣橋梁工程發展之過程。

二、台灣光復前之橋梁

(一)滿清時代

台灣之公路建設有記載者，始於前清巡撫沈葆楨於同治十三年，為治理台灣之三大道路幹線，即所謂北、中、南三路。當時之橋梁，僅止於木造、磚石結構，以供獸車或人行運通之簡陋橋梁。

*公路總局退休總工程司、前淡江大學、台北工專兼任教授

光緒十三年，開始建造基隆台北間之二十八公里鐵路，續延長七十八公里至新竹，至一八九三年，曾建造橋梁七十餘座，多屬鋼構或木構橋。

(二)日據時代

甲午戰後，日本強佔台灣，並開始拓建台灣，引進歐美之工程技術，建造公路與鐵路。當時混凝土已應用於橋梁工程，故至光復台灣日止，曾興建橋梁二千三百餘座，多為短跨徑 10-20M 之鋼筋混凝土丁字梁橋、拱橋、鋼鈹梁橋等。亦有少許之無加勁之吊橋，其最長者為台東大橋，跨徑達 330M，(其後於 50 年代為颱風擊毀)。另有台北大橋，為七孔 62.3M 徑之樞接鋼架橋，於二次大戰時，遭盟機炸傷，亦於五〇年代拆除改建。

三、台灣光復後之橋梁

(一)光復初期

台灣光復之初，百廢待舉，鐵公路交通為維護通車，對於橋梁工程，以求通車為原則；而台灣每年有颱風豪雨等災害，由於政府之經費艱困，為求行人及車輛之通行，有些地區採用過水橋以求通車。所謂過水橋，即豪雨時水位較高，不能行車，但平時及小雨時，則橋上可通行。當時之車輛不多，亦無大困擾。而東部人口較少地區，利用鐵路橋之不行車時間，維護公路車通行其上，即一橋兩用，以節省物力。

在此段時期，亦建造一些鋼筋混凝土橋梁，大多為 20M 徑以下者，較長之跨徑則用懸臂梁橋，最大建至 42M 徑者。

尚有為軍事需要興建之橋梁。為其要求速成，多採用木橋，亦有為木梁混凝土者。在較大河川中，採部份便道部份用連續箱涵，以求暢通為目標。

(二)四〇年代

在此期間，台灣於民國 41 年起，即推行混凝土採用重量配比，代替以往之體積比。台灣省公路局成立材料試驗所，推行改進混凝土強度，當時在台東成功路間興建兩座鋼筋混凝土空腔拱橋，跨徑 30M 長，即試行混凝土改進方法，其強度設計採用 3,000P.S.I.，而實際試驗有達 4,000P.S.I. 以上者。

民國 42 年完成之西螺大橋，為美援之華倫式鋼構橋，總長逾 2,000 公尺，當時號稱為遠東最長之橋梁。民國 43 年開始研究發展預力混凝土橋，首先由中國土木工程學會成立預力混凝土工程研究會，進行高強度混凝土材料之調查分析及製造等。於民國 44 年在屏東糖廠製造預力大梁（用筴宜昌法），跨徑為 18.4M， $f_c' = 350\text{kg/cm}^2$ ，進行破壞性之撓曲試驗，結果甚為滿意。同年公路局即於桃園大溪路建一座 30M 徑之後拉法預力梁橋，採用法國之 Freyssinet 錨碇工法，亦為台灣公路之第一座預力混凝土橋，定名為第一預力橋。同時在苗栗之尖豐公路上，興建跨越後龍溪之頭屋大橋，為先拉法者，全長三百餘公尺。民國 45 年，台北市建造中興大橋，長約一千公尺，經比較設計全部採用預力結構，含先拉法與後拉法之兩種跨徑，前者 15M，後者為 30M 及 40M，於兩年後完工，為當時最長之預力混凝土橋梁工程，其下部結構亦採用預力空心基樁設計及施工。

民國 45 年，台灣興建東西橫貫公路，在深谷急流之山路上，建造不少之橋梁，其中有鋼構

橋，為美援越南之鐵路橋改製者；有用倍力橋改製者；有混凝土梁、預力梁及拱橋；亦有具加勁構架之吊橋，但其跨徑並不太長，寧安橋為其一。

該年公路橋梁規範經審定使用，大多參考美國之 A.A.S.H.O 橋梁規範，使從業者能有依據從事設計與施工。其後亦製作一些鋼筋混凝土橋梁標準圖，載重分為 H15、H20、HS15、HS20 等，亦有少許為特殊之載重使用者。

(三)五〇年代

五〇年代政府執行交通建設，當時經濟尚未好轉，屬人工廉而材料貴狀況，一般橋梁工程，期求材料少，人力多，預力混凝土結構最符合此一原則，因而大量發展預力混凝土橋。

公路橋梁在 20M 徑以上者，均多採用預力橋，並於特殊地區採用長跨徑之懸臂式預力橋。此種形式，可以工作車在橋墩或橋台之外側對稱分段灌製橋身混凝土，並分批施預力直至另一端接為止。採用此法於特高之山谷急流或都市交通樞紐地區，無支架之需要。台灣東部之長虹橋徑 120M，為第一座用懸臂法施工，於 57 年完成。其後澎湖之跨海大橋部份亦採用另一 Dywidag 工法建三孔連續懸臂預力橋，全長 220M，後者採用高拉力鋼棒代替前者之鋼線。

華江大橋長 800M，為台北市郊之橋梁，亦全採用預力結構，並為第一座採用反循環工地鑄樁之橋梁。該橋為 T 型梁結構，即橋版由梁邊與邊相接著，反循環工地鑄樁，其口徑較大，施工時對附近無振動之虞，且具可深入地層、長短隨意之優點，此後在橋梁基礎上運用，甚為普遍。

台北大橋為該期興建之第一座鋼梁橋，係將原日據時代之鋼構架拆除，重建寬達 28.5M，徑 62.3M 之鋼鈹梁橋。該橋係第一座採用電鍍鈹梁橋，用 SM50 鋼材，其下部結構亦採用鋼管樁。為防止日後之腐蝕問題，並以電氣防蝕法處理之，於民國 58 年完工。

(四)六〇年代

民國六十年初，台灣第一條高速公路動工興建，於 68 年完成，計長 375 公里，其中興建橋梁長 35 公里，約佔 10%。高速公路之橋梁，多採標準型之預力斷面，以節省人力物力。當時預力梁以使用預鑄梁架設而以連續版於梁端鉸接，形成三孔版連續而減少接縫。此項設計，施工簡單，其後多為各工程單位所樂於使用。

高速公路興建之橋梁中，曾在台北市區建一座跨徑 150M 之懸臂預力圓山大橋，當時為預力橋之最大跨徑。另建一預拱鋼梁(pre-beam)之大直橋，以鋼梁預拱外包混凝土，設計施工都很簡單，但是有較高之承載力。

公路局於民國 64 年改建光復橋，為純預力混凝土之斜張橋，跨徑長為 134M，全長 402M；同時南部之高屏大橋建為連續預力橋，採用 V 形橋墩，加大跨徑至 50M，全長約 2,000M，其後台北之忠孝大橋，亦採用類似之結構設計。

北部濱海公路，於民國 64 年興建，為連接北部與東部之主要運輸路線，並為台灣東北角風光特美之地段，在此路上之橋梁甚多，最長者為新蘭大橋，長 1,200M，為當時台灣東部之第一長橋，該路中計一百餘座橋梁，均採用預力結構，加厚其保護層，改用抗疏水流以降低濱海鹽份之腐蝕，防蝕之法頗多，為經費所限，乃採用最經濟之法則。

(五)七〇年代

在此期間，台灣之經濟與交通正向高峰發展，在十項建設完成後，續推行十二項及十四項建設。

台灣省公路局為因應各項建設工程之推行，尋求節省人力物力計，於民國 70 年初，即調派人力，設計完成一套公路工程及橋梁工程之標準圖譜，後者含預力混凝土及鋼筋混凝土之上部結構，自 6M~45M 跨徑，下部結構包括橋墩、橋台，另有相當承载力之樁基及沈箱基之基礎，做工程設計時，視工地土質條件，予以參考選用，如是，對於橋梁工程之發展有相當之助力。

台灣鐵路之南迴線及東線拓建工程，均於此時間興建，而台北市區之建國南北路為第一座市區之高架橋，長五公里許，亦於民國 71 年完成通車。該橋梁工程，多採用預力結構。

台灣之第二條高速公路北部地區工程簡稱北二高。於此期間興建、所建之橋梁工程如新店溪橋、牛瀾河橋、頭前溪橋等，多採用特殊工法，以牛瀾二號橋之懸臂預力橋為例，採用連續懸臂而中央無接縫之方式施建；而頭前溪橋則採用節塊推進工法施工，為多孔連續，可具良好品質工法之一，此均為七〇年代之後期興建者。

台北市內建跨越淡水河之重陽大橋，採用徑 200M 之鋼梁斜張橋，亦已於民國 78 年通車。

鋼結構工程，在這十年內，增加不少，主要是台灣有自建之大鋼廠，出產品質良好之鋼鐵。民國 72 年間公路局完成之關渡大橋為五孔連續之鋼繫拱橋，淨寬 20M，跨徑為 44M+143+165+143+44M，引橋則為曲線箱型之預力橋。該橋之跨徑雖不算太長，但佈置於淡水河下游，美侖美奐。在南投蘆山溫泉之公路上，建一座徑長 143M 之鋼拱雲龍橋，橋高於溪底八十餘公尺，亦具特色之美。另在石門水庫之後池堰建一座三孔連續變斷面之箱型鋼梁橋，跨徑為 95-120-95M 是目下台灣鋼梁之跨徑最長者。

台北市區之基隆路高架橋，由於交通量大，橋梁以求速成及減少工地時間為妥，故除上部結構用鋼料外，下部之橋墩亦以鋼材安裝，俾減少工地作業之時間。至於鐵路橋梁，過去多採用鋼梁或鋼構，由於腐蝕嚴重，均陸續改建，新橋亦多採預力結構，除工程費用低廉及保養費減少外，在品質方面，經多次試驗，證明預力結構之安全度。

此外，台北市郊之環河快速公路，以河堤與橋墩局部共構，興建長跨徑版之預力橋梁，版外懸六、七公尺，以減少橋墩之寬度，在曲線處，更顯出其特出之美觀。

(六)八〇年代以後

在此期間，交通建設含二高、捷運系統、東西向快速公路、西濱快速公路、高雄、台北都市快速公路及高速鐵路等工程，橋梁建設廣闊，總計不下數千座，而高速鐵路工程，在長三百餘公里之路線上，大多均為橋梁，為考慮如此龐大橋梁工程，必須眾多之人力物力，過去由主管單位設計施工之原則，亦改變多由專業之顧問工程司辦理，由其競爭而力求精進，選用各國之新型工法，使我橋梁工程技術，達到國際級，不輸於先進之國家，辦理之設計與施工，有下列之共識：

1. 結構力求標準化、量產化及經濟化。
2. 施工力求規律化、機械化以代替人力，節省費用。
3. 利用電腦程式之科學方法，控制設計與施工以及工程品質與時效。

橋梁工程，除特殊需要者外，仍以鋼橋及預力混凝土橋為主。鋼結構之工程費及保養費均

高，以長跨徑曲線橋以及減少工地工期之需求為主，其他則儘可能採用預力混凝土橋。

預力混凝土橋之選用，除過去一般傳統之工字梁、T 梁等型用於於短跨徑橋外，參考歐美之工程發展，視不同之環境及需要，已陸續採用不同之特殊施工方法，以配合設計，可不受天候或地域影響工程之進行，其代表型者，包括：

1. 懸臂施工法
2. 節塊推進施工法
3. 支撐先進施工法
4. 預鑄節塊施工法

其他如斜張橋，全電鍍鋼梁橋等，均屬近年引進者，不僅橋梁之外型美化，亦因連續化而減少接點，使行車舒適，又因大量運用，節省工程費用，茲介紹近期完成或即待完成之代表性橋梁概況及圖片：

1. 光復大橋

為跨越台北新店溪之橋梁，原為無加動之吊橋，於 64 年改建完成通車，新橋為跨徑 134M 之預力混凝土斜張橋，亦為遠東最早之預力斜張橋。見附圖 1

2. 關渡大橋

為跨越淡水河連通淡水與八里間之架橋，亦為遠東首座電鍍栓接半穿式鋼繫拱橋。

該橋為五孔連續，最大跨徑 165M，鋼橋部份計 539M，寬 19M，於 72 年 10 月完工通車。該橋橋形美觀，加之以紅色油漆，完工時成為台北縣之標記橋梁。見附圖 2

3. 頭前溪橋

為北二高跨越頭前溪之架橋，在竹東附近，橋長 793M，跨徑自 25.5M~46.5M，南北分二座橋，各寬 15.25M。

該橋為台灣採用節塊推進工法之第一座



圖一 光復大橋

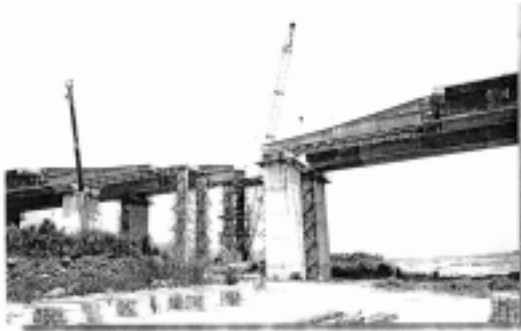
橋，於 81 年 8 月完工。見附圖 3

4. 關西大橋（即牛瀾溪橋）

為北二高跨越牛瀾河及台三線之架橋，為台灣第一座採用封閉式無接縫之懸臂預力混凝土橋。



圖二 關渡大橋



推進至最後跨徑之鼻梁拆除



頭前溪橋完工全貌
圖三 頭前溪橋

全長 700M，寬度南半為 16.5M，北半 18.95M（在曲線上），最大跨徑 120M，於 81 年 8 月完工。見附圖 4

5. 碧潭橋

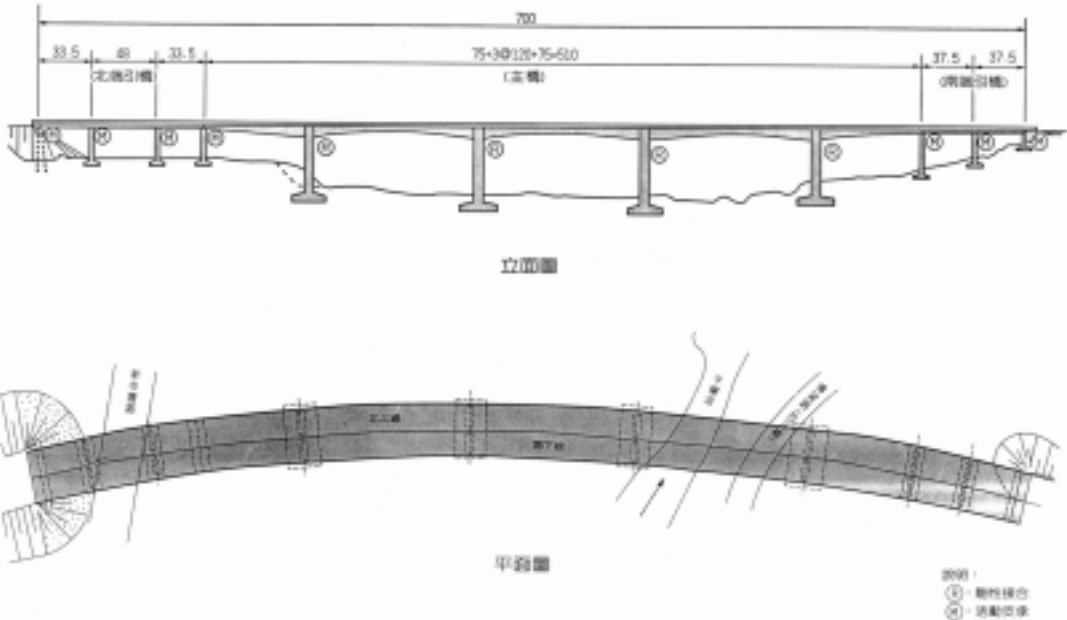
為北二高徑跨新店溪之架橋，橋面無接縫，主跨 160M 之拱形空心梁橋，長度北向 813.7M，南向 781.5M，寬度均為 16.35M，於 85 年 5 月完工。見附圖 5

6. 中山高之新圓山橋

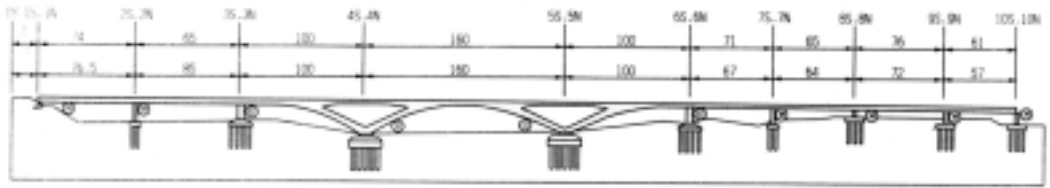
為中山高汐止五股線加寬車道之架橋，跨徑為 $75+120+140+175+150+90=750M$ 之長度，梁深最大為 8.75M，以場鑄節塊懸臂法施工，其中跨徑 175M 之一孔，為目下台灣預力梁中之最大者，於 85 年完工。見附圖 6

7. 台北市麥帥二號橋

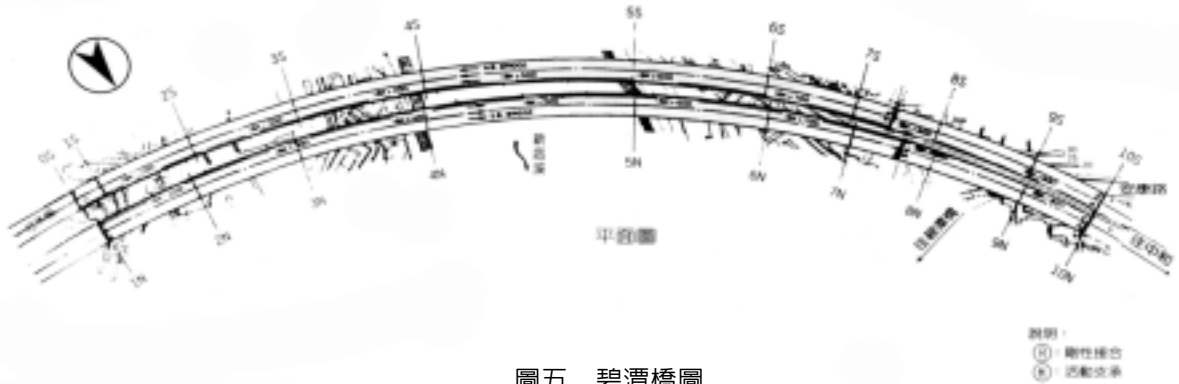
該橋係台北市基隆河整治計畫之架橋，採用大跨徑之 Nelson 式鋼拱，跨徑 210M，主梁並施加預力，為目下台灣跨徑最大之鋼拱橋，於 85 年完工通車。見附圖 7



圖四 關西大橋圖



立面圖



圖五 碧潭橋圖

8. 台南支線高架橋

該橋係南二高 C371 標台南系統交流道及 C372 標交流道之合併標，全長約 6km，主線高架橋長度 3773M，全寬雙向各 11.65M，跨徑為 39M~150M。

該橋係台灣第一座採用支撐先進法施工者，於 86 年 9 月完工。見附圖 8

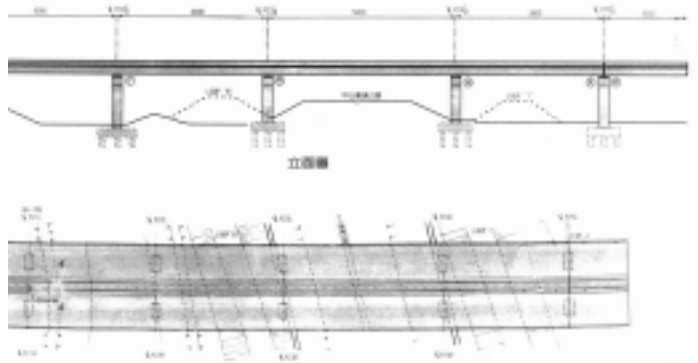
9. 高雄支線高架橋



圖六 中山高新圓山橋



圖七 台北市麥帥二號橋



圖七 台北市麥帥二號橋平面圖



高雄支線 C393Z 標高架橋完工全貌



圖八 台南支線高架橋



閉合節塊利用板車運至現場等待吊至定位
圖九 高雄支線高架橋

該橋係南二高高雄支線之高架橋，起自仁武鄉與大社鄉界，接連中山高，連公路全長 5,656M，雙向寬各 14.45M，跨徑 41M，該橋原設計為支撐先進工法，承包商採用代替方案，改用預鑄節塊懸臂吊裝法施建，可大幅減少施工對都市交通與環境之影響，且由於預鑄，品質控制好，且可減少潛變收縮量，該橋係台灣第一座大型採用預鑄節塊架設之橋梁，於 86 年 9 月完工。見附圖 9

10. 蘇澳全電鍍鋼拱橋

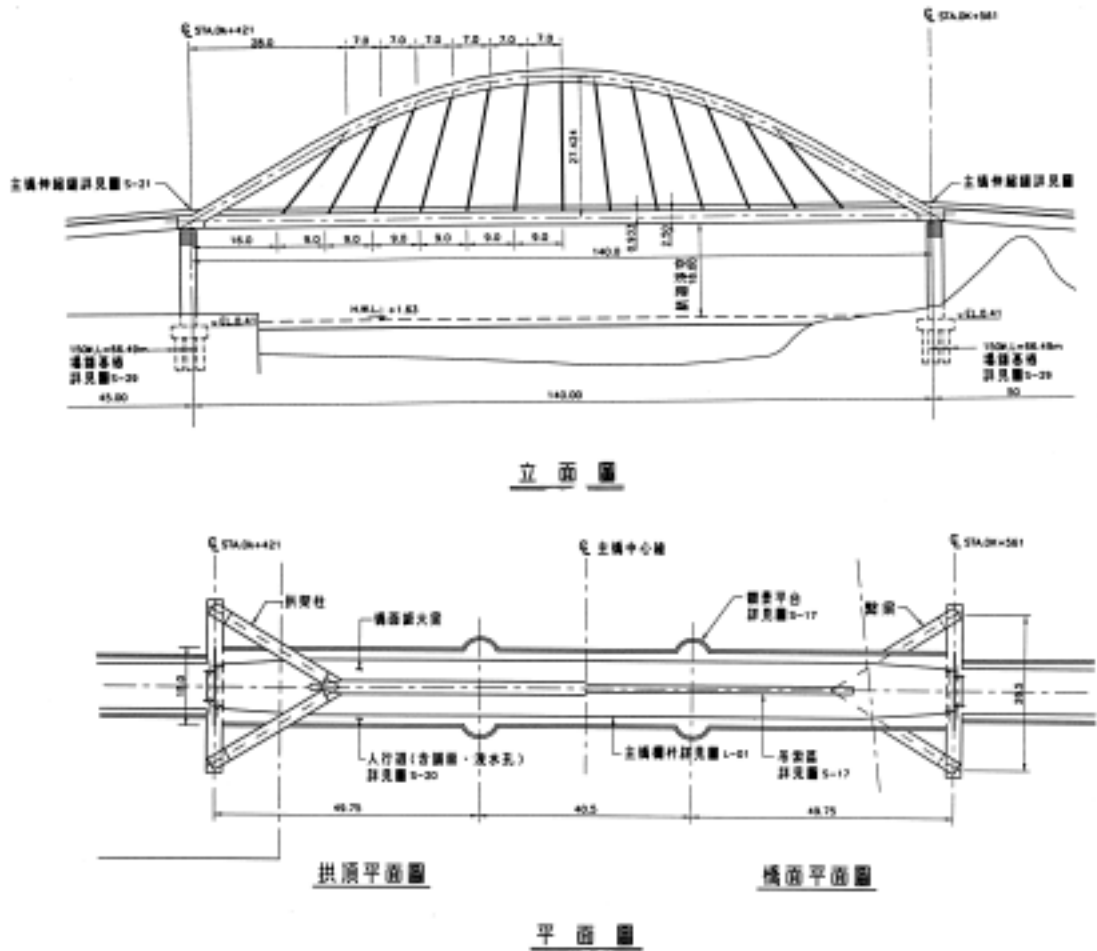
該橋位於蘇澳港跨漁港航道，依全電鍍之繫拱橋，是台灣第一次使用全電鍍橋梁，美侖美奐，其下層水路即為港區。

橋跨徑 140M，寬 12M，於 87 年 7 月完工，完工後五年，檢查鋼床無腐蝕，瀝青兩層亦無脫落，證明安全無慮。見附圖 10

11. 高屏溪斜張橋

該橋係南二燕巢九如段跨越高屏溪（即下淡水溪）之架橋，橋高平均較地面高 30M，全長 2617M，寬 34.50M，橋分 2 個單元及三種工法：

(a) 高屏溪主橋為一單塔兩跨不對稱之單向複合斜張橋，主跨 330M，為全斷面銲接箱梁構造，而邊跨徑為徑 180M 預力箱梁構造，橋塔台為預力構造高 183.5M，第二、三單元採用預力之懸臂工法，而第四、五、六、三單元採用支撐先進工法，該橋已於 89 年 2 月完工。見附圖 11。



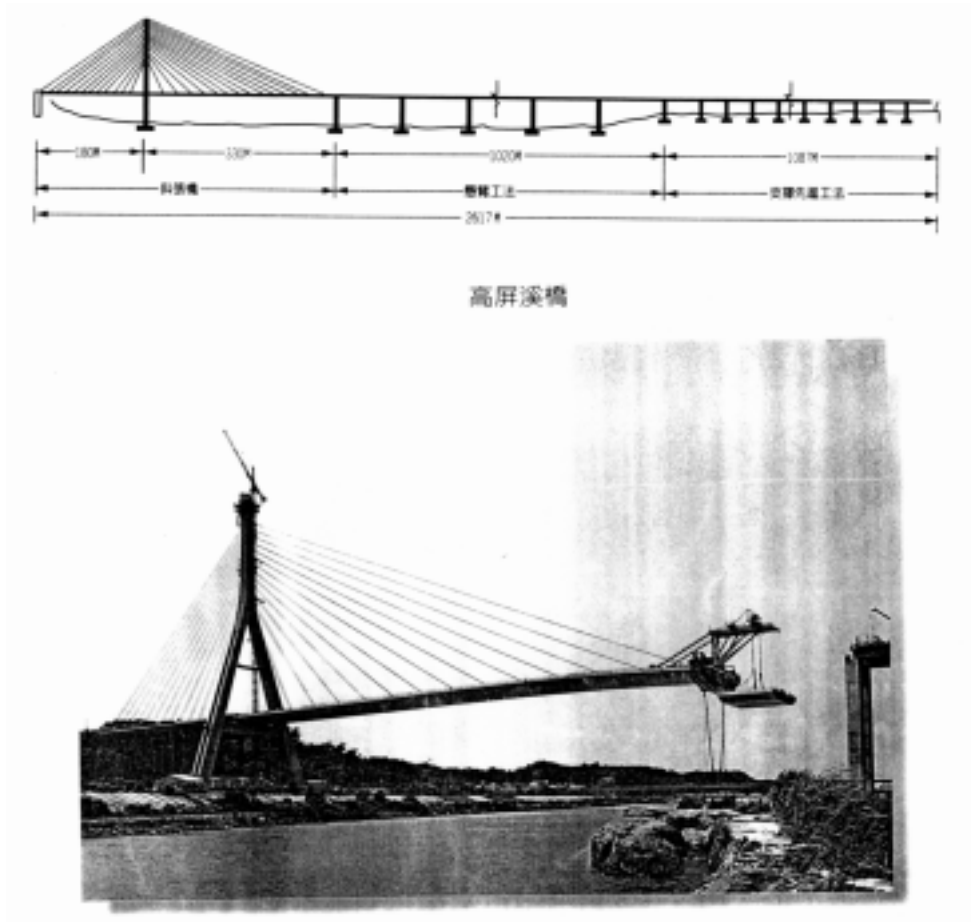
圖十 蘇澳全電銲鋼拱橋

12. 基汐段 5 號橋

該橋位於基隆市七堵山區谷地，屬北二高工程，主孔為跨徑 138M 之鋼骨混凝土拱，其施

工方式，則以鋼骨鋼筋混凝土做下弦拱屬合成拱，以鋼骨構造之下弦拱架，做為施工支撐方式，逐段完成拱體構造。

橋長南向 34.5M，北向為 445M，主拱橋跨徑 138M，拱厚 2~3.2M，頂上主梁為 1.1M 厚之中空版梁，寬 12M，橋寬 16.05M，拱高 34.3M，橋面與地面交差達 70M，為施工方式特殊之橋梁，於 89 年完工。見附圖 12



高屏溪橋

鋼箱梁吊裝架設施工

圖十一 高屏溪斜張橋

13. 台北市大直橋

原橋為懸臂式預力橋，因寬度不足而重建，新橋為跨徑 172M 之鋼斜張橋，橋身為寬 28M~40M 鋼橋面鈹之箱梁結構。

主塔高 67M 狀似釣竿，採用 100mm 厚鋼鈹組合之箱型斷面，在都市地區，顯示其特殊與美化。該橋於 91 年 7 月完工通車。見附圖 13

14. 宜蘭冬山河拱橋

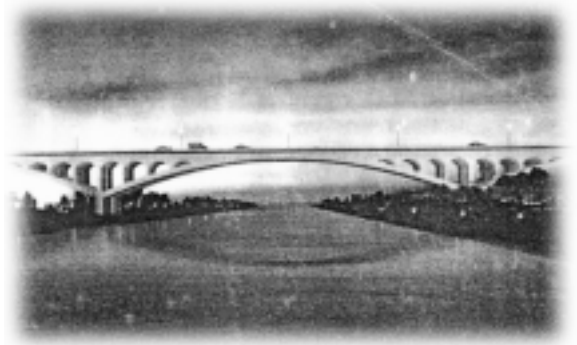
該橋位於北宜高速公路跨越冬山河之橋梁，橋之跨徑配置總長為 $72\text{M}+155\text{M}+72\text{M}=299\text{M}$ 。梁深度變化自 $2.2\text{M}\sim 15.87\text{M}$ 之空腔預力混凝土拱，亦為台灣跨徑最長之預力拱橋，造型美觀，國內尚少見，現已施工，預計 93 年可完成，該橋係依台灣 89 修正之耐震規範設計，考慮加速度為 0.33，亦以動力分析校核認可符合安全。見附圖 14



圖十二 基汐段五號橋



圖十三 台北市大直新橋



圖十四 宜蘭冬山河拱橋

四、橋梁之上部結構工程

橋梁發展之經過，已於上節分期列述，茲再分以上部及下部結構說明之。

台灣早期之橋梁，多屬鋼筋混凝土簡支型構造，當時車輛少，雖行車速度不快，已可應付。六〇年後，國家之建設已向國際標準發展，橋梁當力求通車快速，行旅舒適，而在都市及風景區，亦要求配合地區及視覺之觀感，予以美化，故上部結構工程，當力求改進，一般之觀點為：

- (1)結構連續化或固結化。
- (2)橋跨徑加長。
- (3)路橋不分，即橋寬與路相當。
- (4)施工不受地域或天候之影響。

故橋梁構造，除參照上列之原則及力求安全之設計外，其施工方式，亦因配合設計，多改變過去傳統之支撐或支架方式，而採用不同之工法，其中最常用者，包括：

- (1) 懸臂工法
- (2) 節塊推進工法
- (3) 支撐先進工法
- (4) 預鑄節塊工法

不同工法之設計，結構計算亦不大同，涉及高次之不靜定結構分析，過去靠人力需花很多之時間，幸賴電腦程式之協助，分析清晰、迅速，且不擔心安全問題。

台灣近期完成之橋梁，如前節所列舉者，均達國際標準，亦多由國人自行設計施工者。

茲將前列之四種工法簡單介紹如下：

(1)懸臂工法

懸臂工法包括有場鑄法與預鑄法，場鑄法係將跨徑之橋身，自橋墩向兩側，分段施建，每段約 3-5M 不等，力求兩邊對稱，至中央時予以鉸接或平接，北二高完成之關西大橋，係屬平接無縫，可減少收縮下撓之虞。而中山高完成之圓山大橋，則屬鉸接，鉸接會受潛度收縮之影響，逐年增大撓度，必需予以調整，以免影響行車，故新近之懸臂式橋梁，多採用平接。

懸臂工法，亦有以預鑄節塊，對稱安裝，在本文之(4)中列述，一些河海中施工時，可利用船中之大型吊車施建，對重型節塊施建，較為有利。

(2)節塊推進工法

該法可應用於跨徑 30M~90M 之橋梁，經濟跨徑為 40~55M 之間，跨徑較長者，可在推進之跨徑間，設置臨時支撐或墩架，以縮短懸臂之長度，預鑄之節塊，係在橋端澆築，利用油壓千斤頂與推進導軌，推向前進，再澆築下一節繼續推移，如橋過長則可於兩岸同時預鑄推移，而於中間接連之，早期採用此法，為北二高之頭前溪橋，總長為 792M。該法之優點：

- 1.無須支撐之吊裝設施，尤可適合於深谷急流河川或特高之橋梁。
- 2.鋼筋加工混凝土澆築及物料儲存，均集中於一處，使用活動模板施工，可節省費用。
- 3.工作程序標準化，重覆性高，對勞工易於訓練操作，避免錯誤。
- 4.類似工廠化之製作，品質控制良好。
- 5.預鑄作業為封閉式，不受天候之影響。
- 6.推進施工過程，集中於一、二地區，故安全性高，且對其他地區衝擊甚少，而減低意外之虞。
- 7.完成後之橋梁，為多孔連續之結構，接縫少，可維行車之舒適。

(3)支撐先進工法

所謂支撐先進工法，是在橋墩側留設支點，裝設支撐鋼架或於橋墩之頂上，裝設支撐吊架，使橋身能整孔一次澆築及施預力，再採整孔支撐鋼架連同模板移轉下一孔，繼續作業，重複其

澆築施工程序及推進步驟，直至全橋完成。

該工法適用於跨徑為30M~50M之預力橋，再長則因設備費高，不切經費，而橋長至少1000M以上，以多孔可分擔其設備費用，如同時設計數座類似跨徑之橋梁，分期運用，則更為經濟，但需考慮工期。

本工法之優點，因橋整體由鋼架承重，亦無需利用新建之橋推移，故橋梁設計與一般橋梁無大區別，祇為連續構造而已，其他優點與節塊先進工法同。

(4)預鑄節塊工法

前述之懸臂工法，節塊推進工法，支撐先進工法，均需在場地澆築混凝土，亦需相當之養治時間，而預鑄節塊工法係節塊在工地外之場地，先行預鑄，運至現場組合，再施預力，更能節省時間與人力及控制品質，且施工時採用鋼架組合，不需地面之支撐。

預鑄節塊工法，分為鋼腱內穿接後施預力及外露式於節塊之外側施預力。前者採用較多，南二高之高雄環線及南投高架橋，均採用此法。

上述的工法之流程見附錄篇，希望施工時特別注意各施工階段施預力後之撓度、拱長受溫度之總長度影響檢測與完成後橋面平坦度之校正，以減少日後橋面不平整及支承位置與伸縮縫過大誤差之虞，這一點祇是提醒施工人員之注意。其他於施建之橋梁包括有斜張式之光復橋、重陽大橋、高屏溪之複合式斜張橋以及南投貓羅溪之放射式斜張橋，台北市大直完成之釣竿式斜張橋；鋼拱橋為關渡大橋、麥帥二橋、花蓮之立霧溪橋、屏東之進德大橋等，預力拱橋含北二高之碧潭大橋、鐵路鯉魚潭橋以及宜蘭冬山河橋等，在在均有美化或構造特殊之橋梁，而進入國際水準。上列之橋梁，由於結構複雜，均賴電腦程式完成，程式有國際歐美國家引進，亦有自行開發者。

五、橋梁之下部結構工程

橋梁之下部結構，包括橋墩、橋台及基礎，其中最重要之基礎變化改進甚大，茲簡介為下：

橋墩形式之採用，早期多為重力式及剛架式，前者用於一般砂、礫較大及沖刷較烈之河川，而後者則多用於平緩之砂、土河川，亦有少數祇以樁身承載之樁架式墩，五〇年後引用國外之懸臂式墩，不僅節省工料，亦可減小基礎，無論用於都市高架橋及河川橋，均有良好之效益，由於墩身小，減少與水流接觸之面積，亦可減少沖刷之虞；而市區更可減少與車輛衝擊之空間，由於橋梁之高度增加，橋墩亦常用活動模板施建，而節省人力及物力。

橋台工程，因與擋土牆之理論相似，以往為節省費用，多採重力式之混凝土台或塊石混凝土台，由於橋梁高度之增加，大多改用鋼筋混凝土，八〇年後，亦有採用加勁土橋台，可減省基礎之費用，特高之橋台，亦有採用錨碇式橋台，藉錨碇設施，平衡土壓力而維安全。

基礎部份，可謂橋梁之靈魂，其分期發展甚廣，早期之橋梁基礎，分有基腳、基樁及沉箱三類，由於台灣之河川，平時大多為小水或無水，而洪峰於豪雨時突然來臨，使河床遭沖刷嚴重，故對基礎之考量，除承載力外，河川基礎以能承受沖刷為主，而都市地區，則需慮及下沉問題。

由於早期之橋梁設計，經費困難，基礎多不太深，而上部結構多用簡支型式，即或發生橋

基受損之虞時，亦祇一、二孔橋身受影響，易以臨時構造物維持交通，但七十年後橋梁之型式多採連續結構，故橋梁之基礎加深，如採用樁基，亦以梁入 "N" 值超過 35 之堅硬土層為原則，當然樁長需增加不少。

樁基礎之發展，早期為木樁及工地預鑄之混凝土方形、矩形或多角形樁，以重力錘或汽錘打入土中，四十年後，進而用離心法製造之圓形樁，再進而為預力混凝土圓形空心樁等，由於工廠之快養治，致預力樁自澆築混凝土至樁外運，僅需數日之時間，亦大幅改進工期問題。

由於部份工地之土質條件太差，打入之樁，承載能力不足，需改用大口徑，亦需入土加深，長預鑄樁施建困難，加上很多在鄰近都市房屋之地區打樁，對鄰近之建築物，影響甚大，故於五〇年後代，採用工地場鑄樁，發展甚為快速，早期採用者在預壘樁百力達樁，其後為反循環樁等，其口徑自 70cm 至 200cm，以使用反循環方式鑽入土層，可深達 50m 以上。例如台北市捷運工程之高架橋，係在原馬路中央分隔島上建橋墩，幾全用此型之基礎，可無礙於兩側之建築房屋，但其缺點，由於在地下鑽掘，鑽孔側向之土，有崩落之虞，尤其在灌築混凝土時，如邊土崩入混凝土內，影響品質甚鉅，故七〇年代後期，對於土質鬆軟或特別重要之工程，採用全套管之工地鑄樁為基礎，即於鑽掘土層時，以震動機械將套管置於掘之土內，於混凝土灌築後，再將其拔出，並以灌漿至底層，加強其承載力，其費用較為昂貴，其後二高之橋梁基礎，多採用此型之樁基，其他亦有採用植入樁之工法，即於鑽挖土後，將預鑄樁壓入空洞後灌漿充實之，此法多需工地灌築混凝土，但口徑仍受吊裝之機械限制之。

沉箱基礎，早期之設計，多採用矩形或橢圓形斷面，以配合上層橋墩台之寬度；其時之橋墩，多為重力式者，自採用懸臂式墩，基腳較小，故沉箱大多改用圓形斷面，當較易於正位及施工，費用亦較省。

沉箱亦有採用挖井式沉箱，即採地下先行開挖，鑄造沉箱於地面下，但必需有良好之土石層，具足夠之承載力擔負以上之構造物，再者施工時，為擔心發生土層崩落之意外，挖土之四週，需打板樁，於完成後拆除之。

六、橋梁之附屬構造物

(一)伸縮縫與支承：

早期之橋梁，因多屬跨徑短之簡支型者，有採用角鐵、覆蓋式、齒式及一般塑膠之伸縮縫，現因連續梁長至 200M 以上，縫少，多屬大型之塑膠或鋼質伸縮縫，亦有無接縫之橋梁。

支承亦大有改進，過去多採鋼板，鋼搖軸支承或橡膠墊支承，現多以盤式支承代替，考慮縱橫兩向均可免受振動之影響。

(二)排水孔或管道：

橋梁之排水，目的在使橋面上無雨水之干擾，過去多建橋面邊之槽或水管，使水流至橋之下方。現橋梁需求美化，排水設備儘可能置於內側，不為目力所及；除河川橋可自行下流河川外，在都市及高架橋，務使排水接至市區或郊區之排水管道內，使人或車經行橋下，可不受滴水之影響。

(三)公用設施管線：

由於生活現代化，使通過橋梁之管線，增加甚多，且需安置有章，部份考慮其載重，管線中含電力線、電信線、瓦斯管線、自來水管等，又如電信管線，屬專門機構者，如軍用或警用管道等，自來管線，因重量較大，需考慮其部位之載重，各種管線且需考慮維護留有腳手，而放置之部位，以目力不及之處為佳。

(四)橋欄杆：

過去之橋欄，多屬行車之目標及美化之構造物，由於車速加大，對於橋欄需有防止車輛外衝而致墜落之功能，故橋欄不僅考慮美觀，亦當考慮其相當衝力，而作安全之設計，部份護欄，有減小衝力之曲度，如紐澤西護欄等，亦廣為使用。

七、橋梁設計對防止意外之特殊考量

(一)河床沖刷問題：

台灣之河川，大多平時無水或小水，於洪水來臨突然水位升高，而導致河中之構造物，遭受沖刷，橋梁之基礎即為受害之一，早期台灣之橋梁跨徑短而基礎淺，受沖刷而發生意外之情，時有所聞，對於河床，常以蛇籠或下切牆對予以保護，今日橋梁之跨度加大，且基礎多深入硬土層，按理應無須加保護設施，但另一問題為河床中濫採砂石，導致河床降低，而危及基礎，曾有發生中興橋及高屏大橋橋墩倒塌之事，亦有橋之基樁外露嚴重，而危及橫向受力之安全，解決之法，以恢復河床之高程為旨，如在下流建攔砂壩等，所費不貲，亦有以菱形護塊或蛇籠等，局部處理，但不一定有效，因河道常會改變，治本之法，以嚴禁濫採砂石為首務。

(二)抗震問題：

台灣之地理環境，四週受海洋板塊之影響，而島內又有甚多不連續之斷層，故地震頻仍，有些地區幾乎每天都有無感或有感之地震，故對於構造物之防震措施，非常重視。日據時代，採用靜力分析法，在島內分三個不同之地震係數為 0.1、0.15 及 0.2，著用於橋墩上之橫力，以之設計下部結構及基礎，光復後仍採用此法，祇民國 61 年底瑞穗大橋因地震而致橋墩斷裂及局部倒塌之情，同時美國舊金山及日本阪神大地震後，損失慘重，地震工程設計方法有待修整。民國 84 年頒行之公路橋梁耐震設計規範，除靜力分析法外，重大橋梁需以動力分析法驗算，採用水平加速度係數亦分區訂定，並較以前為高。台灣 921 大地震後，地區更有加強，部份為乙區者改列甲區，並確定加速度為兩級 0.33 及 0.23。此外，構材需考慮韌性設計，對最少之鋼筋用量、箍筋之間距及組合，接筋之規定等均予加強，並特別加設防落裝置。

九二一大地震，係在南投、台中地區，損害之橋梁甚多，但按韌性設計者，幾少問題，可見改進耐震規範，對橋梁安全，殊多保障。

(三)下沉問題：

早期之橋梁，多為短徑簡支梁而基礎不深，無論為基腳、樁基或沉箱基礎，在鬆軟之土層上，均有產生下沉之虞，局部處理之法，因影響可能為一、二墩處，多以墩頂墊高或橋面加鋪瀝青料，而維行車。現今橋梁不僅跨徑加長，且多為連續構造物，故基礎設計均加深至硬土層，不容產生下沉，對於軟土層深厚之基礎，則以改良局部土層，使承載面之土質可承擔相當之載

重而不致發生較大之下沉度。

(四)防蝕問題：

台灣四面環海，在濱海一帶興建之鋼、鋼筋混凝土或預力混凝土橋梁，均有產生腐蝕之虞，光復初期發現台東成功段以及基隆金山段之鋼筋混凝土橋均腐蝕嚴重，以致限制車速及載重。50年後，新建之澎湖跨海大橋，其預力梁因鋼腱腐蝕，導致橋面斷落之情，故此後對於濱海橋梁之設計，均考慮防蝕，所採用之方法包括：

- (1)採用抗硫水泥
- (2)保護層加厚
- (3)鋼筋或鋼腱表面鍍鋅或塗環氧膠料（重大工程）
- (4)採用電氣防蝕法（鋼結構或重大工程）
- (5)鋼橋在製造鋼材及塗材方面，均考慮防蝕

八、橋梁在施工方面之改進

(一)機具及設備：

- 1.放樣及定位，採用高精度之儀器作業，以減少誤差。
- 2.模板系統化，而拌和混凝土亦採場地工廠化，減少造成之施工意外問題。
- 3.工地支撐及起重，均採機動設備，含吊車起重機等。
- 4.澆灌作業，配合安全，而作分次有序之步驟處理。

(二)進度及工期：

- 1.以電腦作業之計畫評核術（PERT）控制進度，如某一項目誤期，隨時調整，而減免工地人力之浪費。
- 2.除大型災害外，可按計畫進度推動及調整，很少誤期。

(三)經費控制：

- 1.工程費與設計有關，設計前對工地瞭解透切，則可無變更設計之必要，亦不致增加工費。
- 2.如業者對設計有不同之觀點，亦可以價值工程之處理，於早期變更方式，由其負責完成，亦可節省工費，南二高之高雄支線，採用預鑄節塊推進工法代替支撐先進法，即為一例，結果甚為圓滿。

(四)人力控制：

- 1.以機械作業代替人力，節省經費。
- 2.利用廉價而有經驗之外籍勞工，可使作業良好而節省。

(五)品質及安全控制：

- 1.以工地材料試驗，隨時控制品質，如混凝土、瀝青料等。
- 2.工程之每一階段作業，均經檢查或試驗，並有合格之報告，而減少全部完工後查驗之困惱。
- 3.裝設位移之安全控制設施，如有橋梁之意外變形或移位，隨時會發出信號，而可管制交通，以防意外。

九、結論

台灣地區橋梁工程之發展，經不同時代，配合世界潮流均有相當之進步，至如何能利用有限之人力物力，使施工迅速，經費低廉，增進美化，減少公害至最低程度，咸認為預力橋梁及特殊需要之鋼橋，均為一般橋梁設計中不可或缺者，但如何求外觀美化及施工迅速，以及如何求其標準化，均為設計及施工者所進行研究之課題，至於型式，含設計及特殊施工法等，應以配合地域需求為主，亦即一般設計或施工方法，非不可用，亦不必事事求新，而導致浪費。

橋梁工程雖不若電子、機械與化工等科技進步之快捷，但由於其他工程之配合，可彙合為數項不同之發展現況，茲列述為下：

- (一)選用預力混凝土橋之各種不同設計與施工方法。
- (二)擇用電鍍鋼橋，包括整體電鍍及局部電鍍之各式橋梁。
- (三)斜張橋之發展及使用，對長跨度橋梁，有革命性之改進。
- (四)橋梁可在高山、深谷、巨大的河川及交通樞紐處，不受天候及地域之影響，採用特殊工法施建。
- (五)橋梁採用多孔連續化，減少接縫，使行車者得獲舒適之效果。
- (六)由於地錨及加勁土工程之發展，有助特殊橋墩台之選用，包括高墩及高台之設計等。
- (七)對於深水、地底及鄰近密集建築物地區，亦有適當之基礎，可供選用。
- (八)橋梁對於天災有特殊之考量，可減免意外。

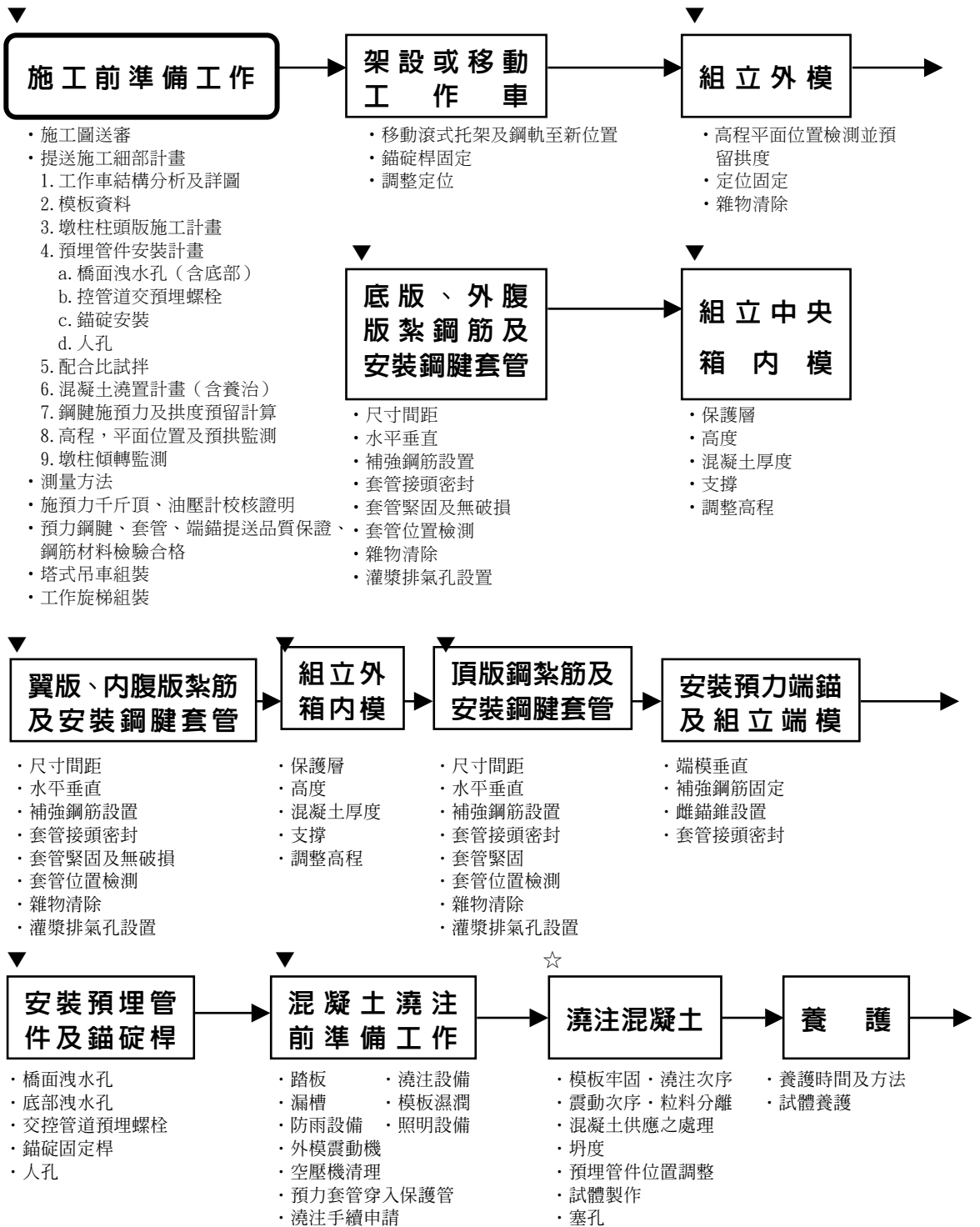
上列各項亦為新發展橋梁之一般觀點，以上作為結論並請各位讀者指正。

十、附錄圖卡

- 1.懸臂工法箱型梁施工作業流程表檢驗計畫。
- 2.節塊推進工法箱型梁施工作業流程及檢驗計畫。
- 3.支撐先進工法箱型梁施工作業流程及檢驗計畫。
- 4.預鑄箱型節塊橋梁吊裝施工作業流程及檢驗計畫。

參考文獻

- 1.特殊橋梁專輯 國工局 88年11月
- 2.公路—長虹貫日 公路局 87年3月
- 3.應用公路橋梁工程 賈駿祥 胡光怡 87年1月
- 4.台灣地區之橋梁工程(上海交大研討會報告) 賈駿祥 82年10月
- 5.橋梁細部結構之研究 公路局 70年8月



懸臂工法箱型梁施工作業流程及檢驗計畫

施預力及前節塊灌漿

重複前述作業流程 進行次節箱型梁橋面製作

- 混凝土強度達設計強度
- 預力計算（含損失）
- 施預力次序（兩端施力）
- 拱度量測施預力記錄
- 塞雄錐固定
- 檢查鋼腱粘結情形
- 清除管內水份污物
- 調整水泥漿成濃稠（摻加無收縮性材料）
- 灌漿設備檢驗（壓力 $\geq 5.5\text{kg/cm}^2$ ）
- 水泥漿充滿套管

註 1. ☆：為通報查證點：表示本作業進行前將通知督導工務所。

2. ▲：為檢驗控制點：表示本作業進行之過程中必須暫停且通知監造單位並做成記錄，俟檢驗合格後始可施作次一作業之作業點。

3. 未作記號表示者，監造單位全程監督並隨時抽查。

4. 施工檢驗結果符合規定時檢驗資料建檔保存；檢驗結果不符合規定而改正困難者，則需填報施工成果評核表，並依據相關圖說之規定辦理。

懸臂工法箱型梁施工作業流程及檢驗計畫（續）

施工前準備工作

- 提送施工計畫（材料設備、施工方法、鋼筋及鋼絞索套管排列圖、養護方法）千斤頂壓力錶校準、預力鋼索、套管、端錨、提送品質保證。
- 推進反力之檢核
- 承包商將使用機具設備配置、施工程序與方法及施工人員送審

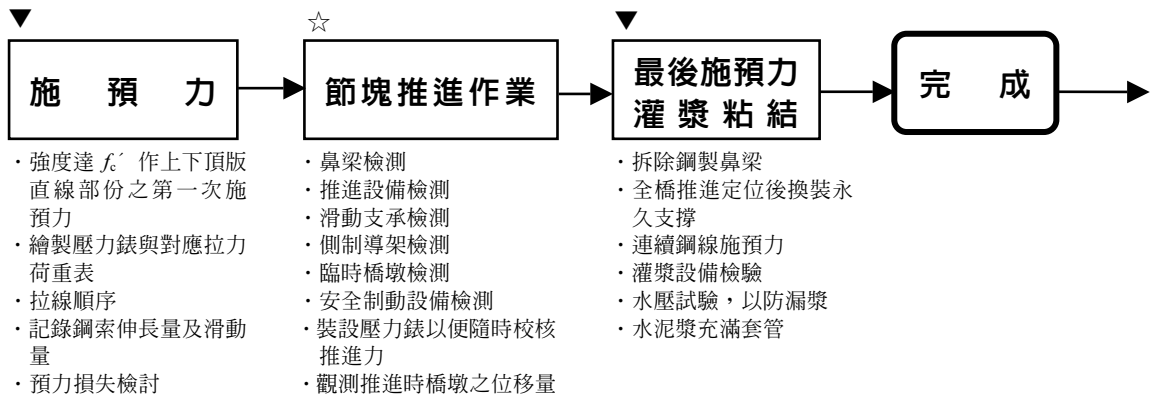
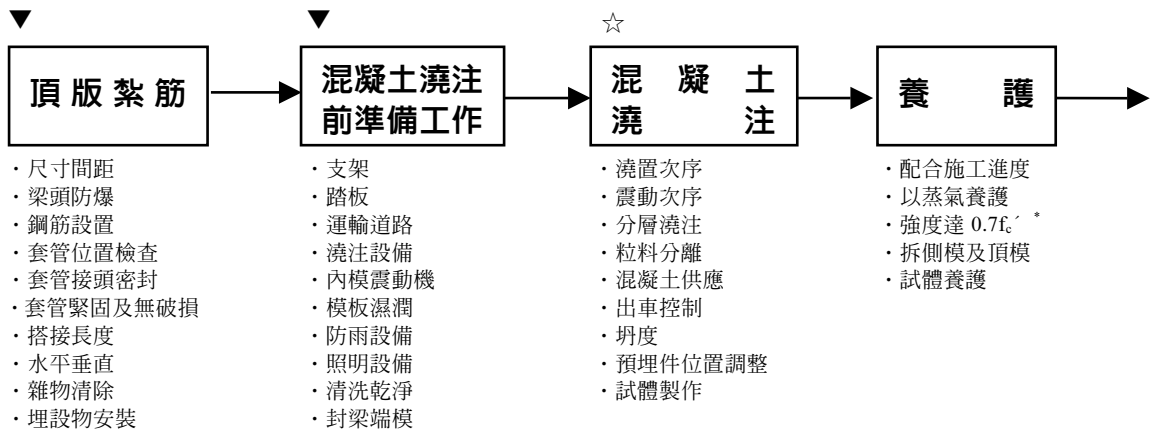
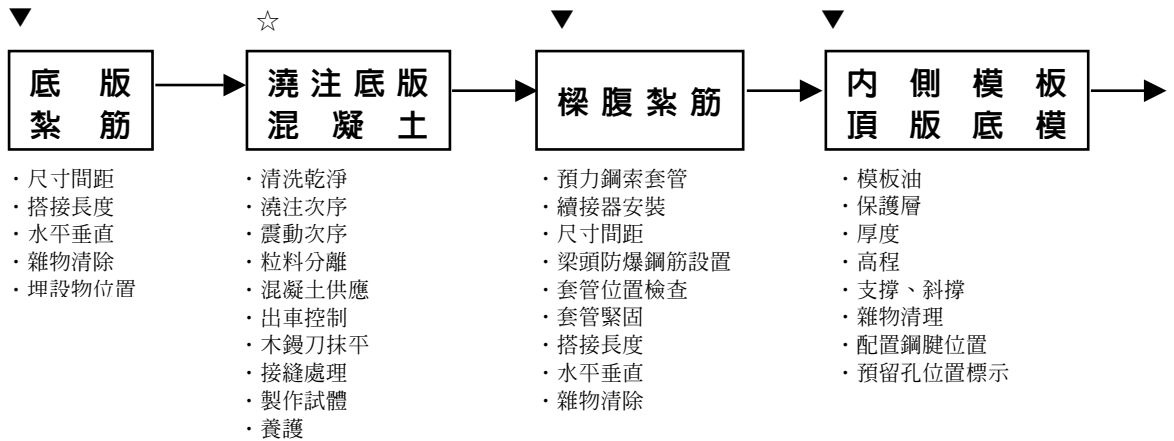
預鑄場設立

- 基礎穩固
- 場地空間足夠
- 活動鋼模（尺寸精確平整、接縫不漏漿、裝拆容易、支撐牢固、強度足不變形）
- 場內具備水電、照明、電焊、防火、抽水、切割、空壓機、發電機等設備
- 鋼製鼻梁安裝
- 臨時橋墩設立
- 推進設備設置
- 滑動支承安裝
- 側制導架裝設
- 安全制動設備

節塊底模 側模組立

- 水平檢測
- 支撐牢固
- 脫模劑
- 模板平齊
- 側模角度
- 長度測定

節塊推進施工法箱型梁施工作業流程及檢驗計畫



註 1. 承包商之施工計畫內容應包括：(1)推進系統(2)預估推進力(3)推進步驟(4)應力分佈及計算(5)鋼製鼻梁及接頭(6)詳細變形計算(7)剎車設備及操作方法(8)鋼筋及預力鋼腿施工圖(9)預力系統及操作方法(10)觀測系統(11)預鑄場詳圖(12)模板及支撐系統。

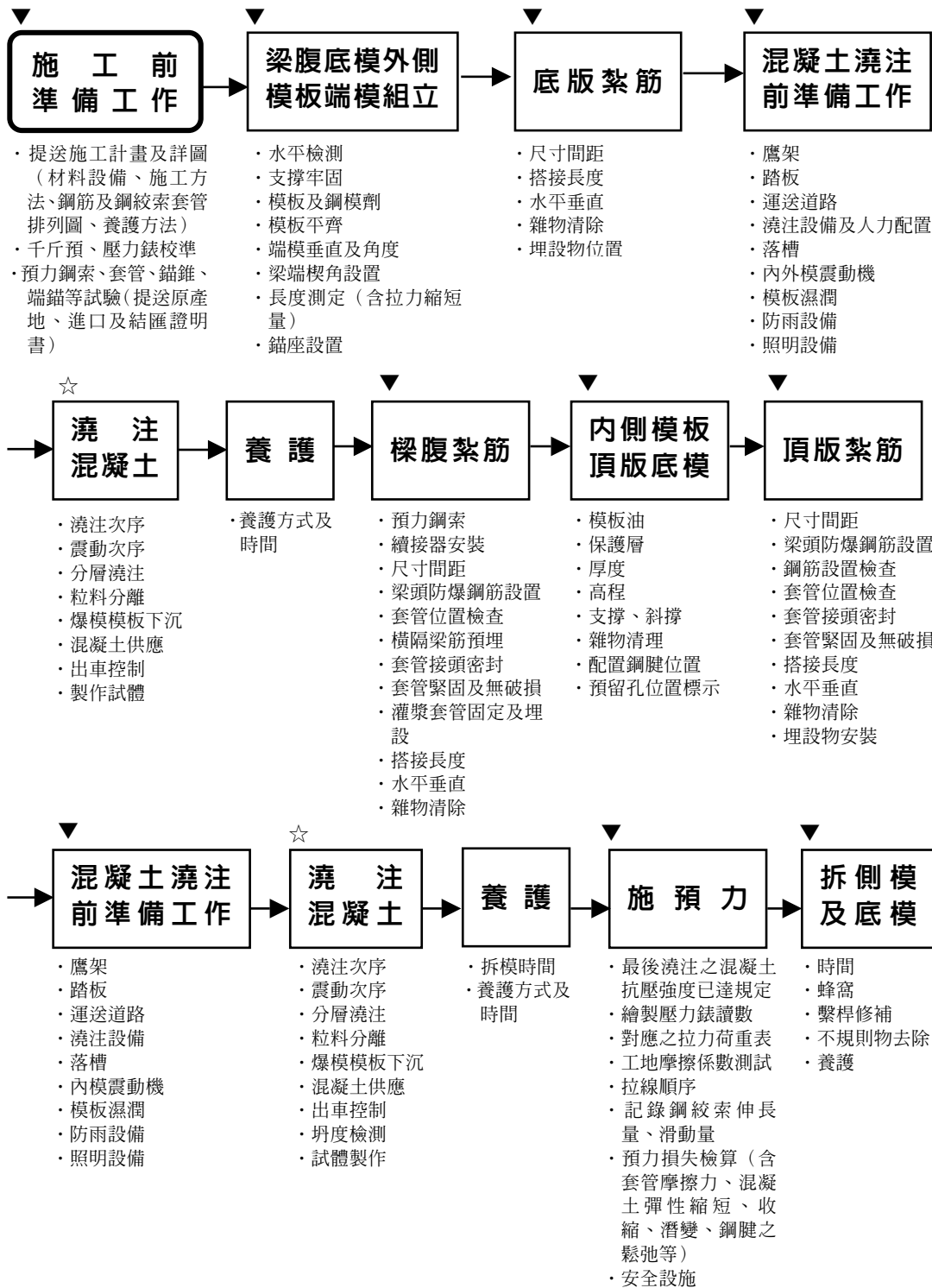
2. ☆：為通報查證點：表示本作業進行前將通知督導工務所。

3. ▼：為檢驗控制點：表示本作業進行之過程中必須暫停且通知監造單位並做成記錄，俟檢驗合格後始可施作次一作業之作業點。

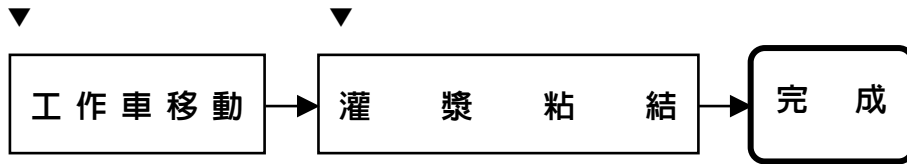
4. 未作記號表示者，監造單位全程監督並隨時抽查。

5. 施工檢驗結果符合規定時檢驗資料建檔保存；檢驗結果不符合規定而改正困難者，則需填報施工成果評核表，並依據相關圖說之規定辦理。

節塊推進施工法箱型梁施工作業流程及檢驗計畫（續）



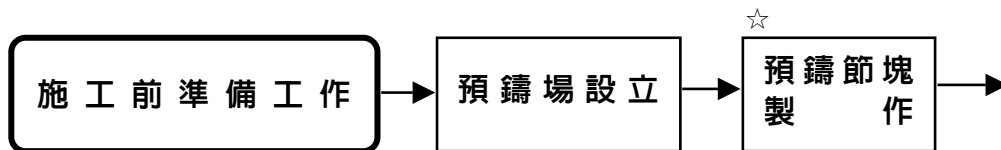
支撐先進施工法箱型梁 (後拉法) 施工作業流程及檢驗計畫



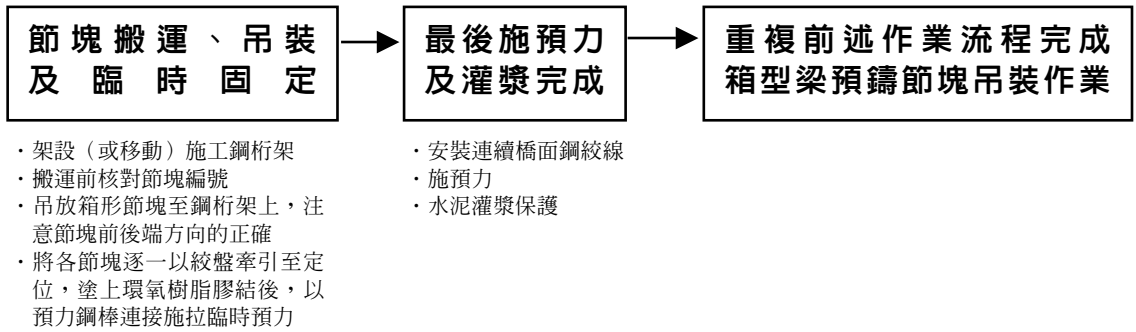
- 臨時支撐檢查
 - 前進位置預留孔檢查
 - 檢查模板是否脫離混凝土面
 - 移動中障礙物清除
 - 移動用千斤頂裝設位置
 - 附掛之模板及配件是否變形或脫落
 - 清理手腳架上之手工具
 - 構架下軌道整平
 - 所有螺栓是否栓緊
 - 整個工作車是否扭曲
 - 梁體位置是否正確
- 以水泥砂漿埋設灌漿管
 - 清除管內水份污物
 - 水壓試驗，以防漏漿
 - 調製水泥砂漿（摻加無收縮性材料）
 - 灌漿設備檢驗（壓力 $\geq 5.5\text{kg/cm}^2$ ）
 - 水泥砂漿充滿套管

- 註 1. ☆：為通報查證點：表示本作業進行前將通知督導工務所。
2. ▼：為檢驗控制點：表示本作業進行之過程中必須暫停且通知監造單位並做成記錄，俟檢驗合格後始可施作次一作業之作業點。
3. 未作記號表示者，監造單位全程監督並隨時抽查。
4. 施工檢驗結果符合規定時檢驗資料建檔保存；檢驗結果不符合規定而改正困難者，則需填報施工成果評核表，並依據相關圖說之規定辦理。

支撐先進施工法箱型梁（後拉法）施工作業流程及檢驗計畫（續）



- 施工圖送審
 - 提送施工細部計畫
 1. 吊裝機具結構分析及詳圖
 2. 預鑄場選點、面積、整地計畫及運輸道路、運輸機具設備與車輛型式、性能及作業方法計畫。
 3. 預鑄場設置及配備計畫
 4. 活動鋼模設計
 5. 墩柱柱頭施工及預力埋置
 6. 節塊製作、搬運、吊裝儲存及施預力計畫
 7. 混凝土配比（包括吊放及施預力強度）
 - 千斤頂壓力計校準
 - 套管、預力鋼絞線、端錨提送品質保證
 - 吊裝及運輸機具檢測
 - 混凝土拌合廠檢測及產量計畫
- 場地佈設（包括施工、搬運、堆放、進出道路配置）
 - 基礎穩固
 - 活動鋼模
 1. 底模及鋼模數量
 2. 尺寸精確、拆裝容易
 3. 接縫不漏漿
 4. 支撐牢固
 5. 強度足不變形
 - 場內輔助設備
 1. 水電照明、空壓機等施工工具齊備
 2. 吊裝、起重、堆放等設備
 3. 搬運節塊設備
- 側模組裝
 - 鋼筋預綁（包括預埋件）及吊裝
 - 內模及端模固定
 - 澆注混凝土及製作試體
 - 節塊編號及養護
 - 拆模及吊放儲存區



- 註 1. ☆：為通報查證點：表示本作業進行前將通知督導工務所。
 2. ▼：為檢驗控制點：表示本作業進行之過程中必須暫停且通知監造單位並做成記錄，俟檢驗合格後始可施作次一作業之作業點。
 3. 未作記號表示者，監造單位全程監督並隨時抽查。
 4. 施工檢驗結果符合規定時檢驗資料建檔保存；檢驗結果不符合規定而改正困難者，則需填報施工成果評核表，並依據相關圖說之規定辦理。

預鑄箱型梁節塊桁架吊裝施工作業流程及檢驗計畫

勘誤表

期別	頁數 行數	原文	更正
30 卷 11 期	41 頁	<p style="text-align: center;">圖 4-11 最大降雨強度累積雨量與破壞邊坡分布圖</p>	<p style="text-align: center;">圖 4-11 最大降雨強度累積雨量與破壞邊坡分布圖</p>

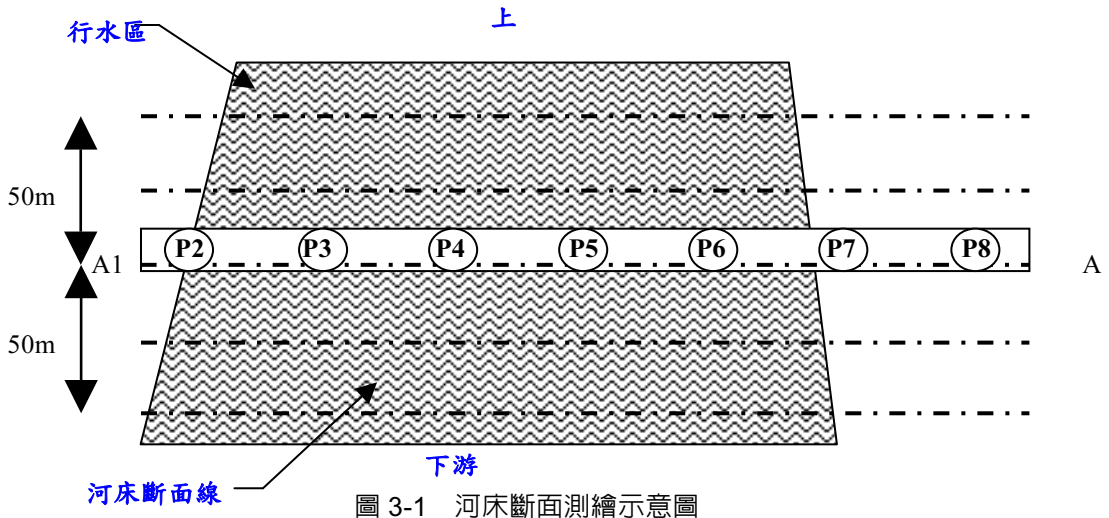
台九甲線 6k+896 下龜山橋 P3-P6 橋基裸露及鋼筋裸露 檢測評估分析及保固修復工程 (二)

王韻瑾*

參、檢測評估分析及維修

一、河床等位線測繪

就下龜山橋河床測量範圍以橋樑中心線上下游各 50 公尺內，共測繪五條河床斷面線（如圖 3-1），測繪方式採潛水伏直接水中量測，其方式為：(1)於河道兩岸測釘橫斷面位置，並由已知之高程點（如橋墩基礎頂部或河川局之斷面樁）量測當時水面高程(2)水深較深處（橋址上游）由船伏駕駛竹筏或橡皮艇，岸邊人員依測釘斷面位置以無線電指示行駛方向，由船上之工程司或潛水伏定點放置鉛錘量測水深並紀錄之；水深較淺處由潛水伏以救生圈輔助直接涉水量測水深並紀錄之(3)完成水深資料蒐集後，再換算河床高程。測量成果如圖 3-2~3-6。由於下龜山橋位於南勢溪與北勢溪河谷交會處，該處河道寬度增加、坡度減緩，且本橋下游設置攔河堰，使河床高程愈接近攔河堰處淤積愈高，造成下龜山橋址附近上游之河床高程較下游側低之現象，與一般河川之情形略有不同。針對河床檢測結果作評估分析如下：



*公路總局第一區養護工程處 中和工務段副工程司兼副段長

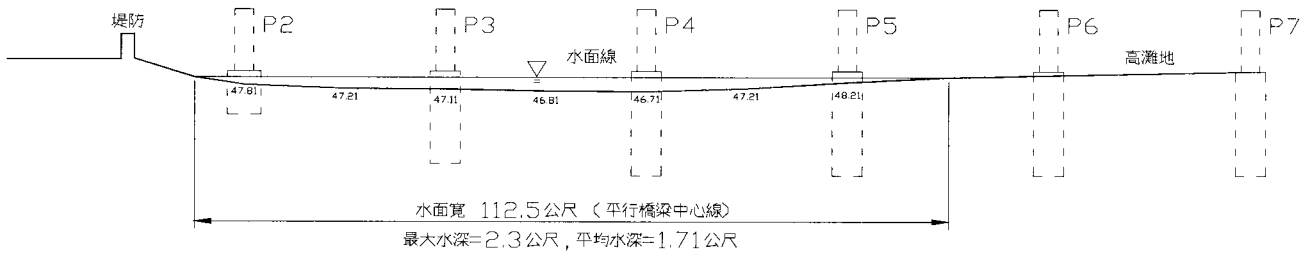


圖 3-2 橋梁中心線上游 50 公尺河床斷面圖 (水平 : 垂直=1 : 1)

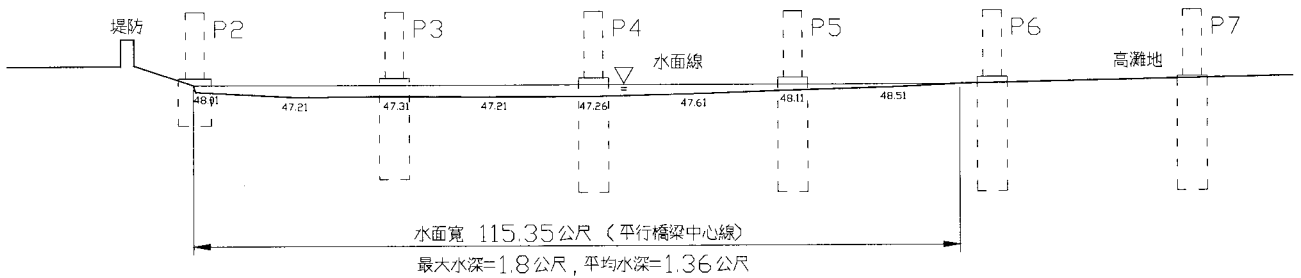


圖 3-3 橋梁中心線上游 25 公尺河床斷面圖 (水平 : 垂直=1 : 1)

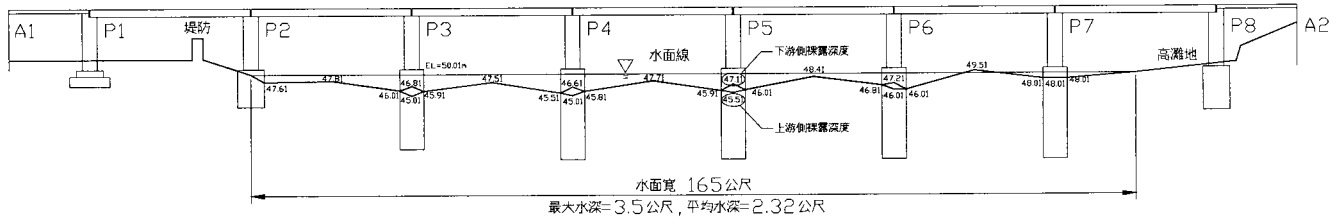


圖 3-4 橋墩中心線河床高程斷面圖 (水平 : 垂直=1 : 1)

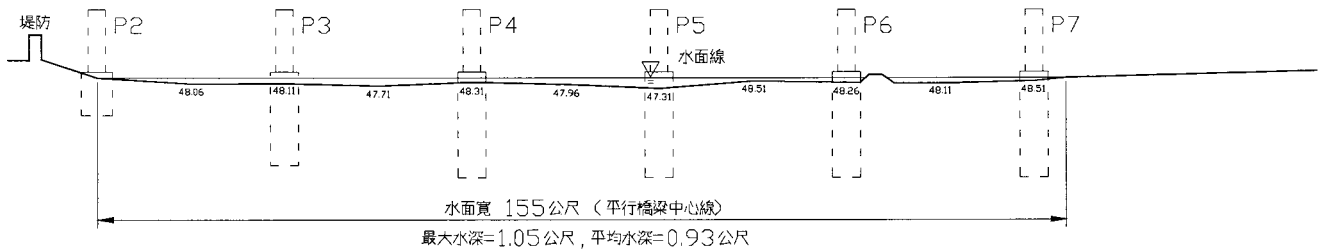


圖 3-5 橋梁中心線下游 25 公尺河床斷面圖 (水平 : 垂直=1 : 1)

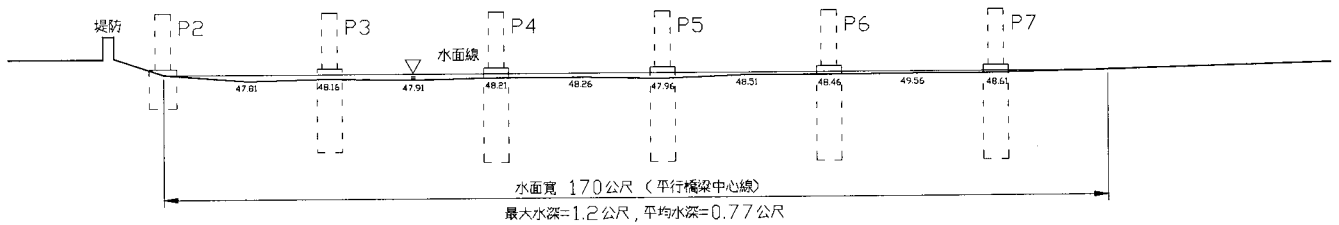


圖 3-6 橋梁中心線下游 50 公尺河床斷面圖 (水平：垂直=1：1)

1. 由河床檢測結果：P2 沉箱裸露部份只有右側 2.4 公尺，其餘 P3~P6 沉箱上游裸露深度較下游為深，上下游差距平均差約為 1.55 公尺，P3~P6 沉箱附近有局部沖刷之現象（馬蹄渦）。

表 3-1 沉箱基礎裸露深度表

編號 位置	P2	P3	P4	P5	P6
上游側	-	5.0	5.0	4.5	4.0
左側	-	4.0	4.5	4.1	3.2
右側	2.4	4.1	4.2	4.0	4.0
下游側	-	3.2	3.4	2.9	2.8

單位：公尺

2. 由河床檢測結果：橋樑中心線上、下游各 50 公尺範圍內之河床曲線趨勢為平緩，上游高程約為 46.71~48.51 公尺之間，下游高程約為 47.31~49.56 公尺之間，資料顯示此段河床高程有向下游漸趨增加之現象。

表 3-2 橋樑中心線上、下游河床平均高程表

量測位置	上游 50 公尺	上游 25 公尺	下游 25 公尺	下游 50 公尺
河床平均高程	47.3	47.65	48.09	48.35

單位：公尺

二、水中基礎檢測及分析

就下龜山橋基礎裸露及沉箱鋼筋裸露部份作檢測，因 P2~P6 皆位於水中，必需由專業潛水人員負責，潛水人員均需具備相關技術士證照（為行政院勞委會乙級或丙級潛水技術士），備齊膠筏及相關水中測量工具（包含五公尺箱尺、水尺鉛錘、無線電、水中紀錄本、潛水衣等）進行水中目視檢測及劣化部份攝影，現場作業結束後彙整資料繪製示意圖後再進行評估分析。

1. 檢測結果：水中沉箱基礎檢測分為四區，如圖 3-7，檢測結果如表 3-3~3-6。

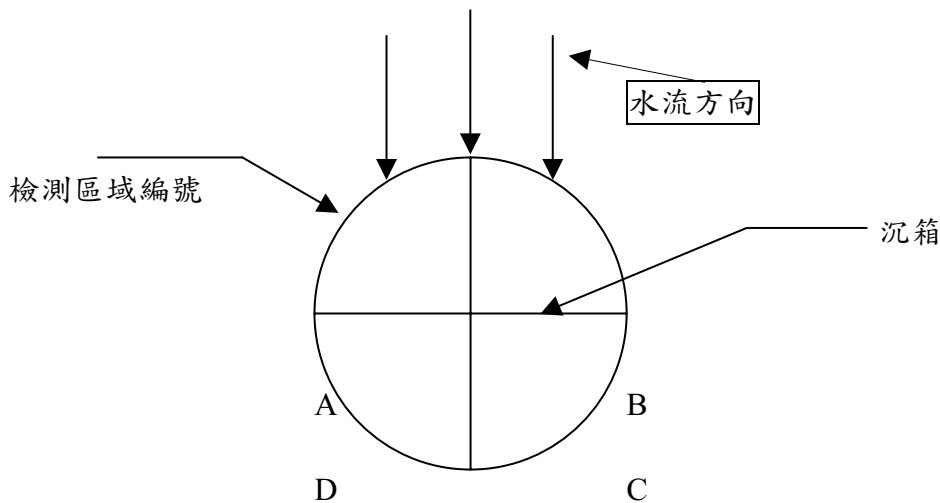


圖 3-7 沉箱檢測示意圖

2. 評估分析

水中基礎檢測結果，P2 基礎並無混凝土剝落及鋼筋外露之情形，P3~P6 基礎經目視檢測發現有混凝土剝落及鋼筋外露之情形（P2 基礎裸露深度為 2.4 公尺，P3~P6 基礎裸露深度如表 3-1）。混凝土剝落之面積由 0.054 平方公尺~3.5 平方公尺大小不等，剝落深度範圍為 0.06 公尺~0.4 公尺，其中亦有鋼筋外露之情形，由檢測照片中顯示（照片 3-1~3-4），外露之鋼筋已有部份腐蝕之現象。另由水中檢測成果，P3~P6 基礎上游側裸露深度較下游側深，基礎周圍河床又較兩基礎間之河床為深，因此基礎有局部沖刷情形。

初步目視檢測上部結構完好，橋面板無明顯破損且欄杆及伸縮縫亦無位移，水中沉箱基礎檢測結果屬於局部材料受損並非結構性之破壞。

三、維修補強建議

依據檢測結果及評估分析，本橋位於行水區之 P2~P6 沉箱基礎裸露且 P3~P6 沉箱基礎混凝土剝落並有鋼筋裸露之情形，必需對沉箱基礎鋼筋裸露之橋墩進行修復工程，在鋼板與沉箱中間灌入水中無收縮水泥砂漿，除增加保護層厚度並防止裸露之鋼筋繼續惡化鏽蝕及修復原沉箱混凝土剝落，進而達到保固修復的功能。採用鋼板包覆係希望可以有效避免漂流物或河床礫石直接撞擊沉箱造成損害，並防止沉箱基礎鋼筋再度裸露受損。

肆、一維水理評估分析

一、依據經濟部頒佈『跨河建造物設置審核要點』第五條第（六）項規定如符合則免附水理演算分析：(1)橋墩距橋台及各墩間中心距大於四十公尺者(2)河寬在五十公尺以下，未落墩者(3)河寬超過五十公尺且在一百公尺以下，僅落一墩者或因落一墩會落於低水河槽並有礙河防，故落二墩於高灘上者(4)河寬超過一百公尺且在一百五十公尺以下，落二墩者，或因落二墩會落於低水河槽並有礙河防，故落三墩於高灘上者(5)有水道治理計畫之河段，其橋墩軸線與兩岸

表 3-3 水中基礎檢測記錄表

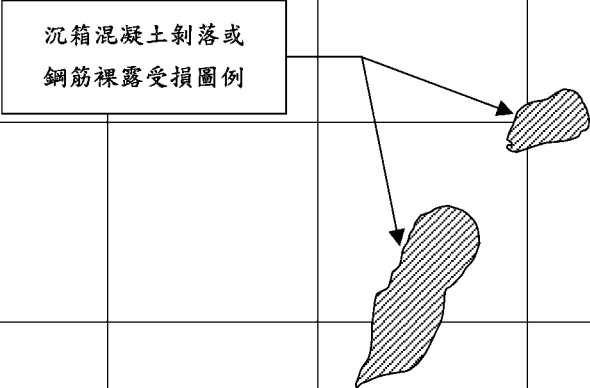
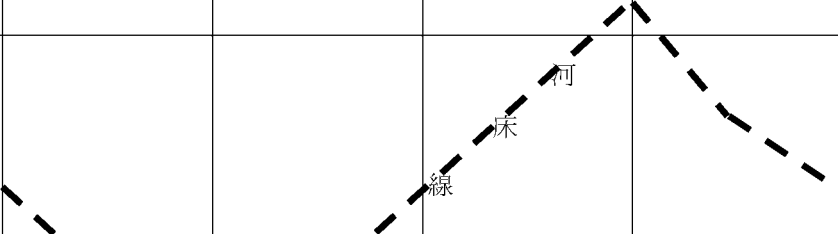
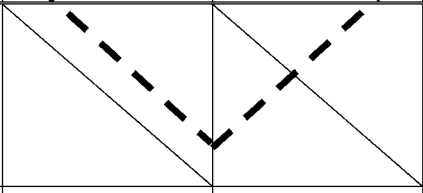
基礎編號	P3			
深度 (沉箱頂為 0.0)	檢 測 分 區			
	A (上游側)	B (上游側)	C (下游側)	D (下游側)
1.0				
2.0				
3.0				
4.0				
5.0				
檢測結果			鋼筋外露 面積=1.8m ² 深度=表面外露	混凝土剝落 面積=0.18m ² 深度=0.08m 體積=0.0144m ³
檢測照片編號			P3-C- (01~03)	P3-D- (01~02)

表 3-4 水中基礎檢測記錄表

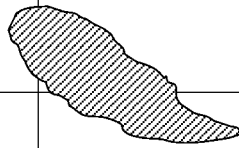
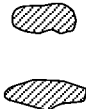


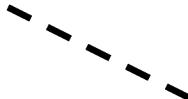

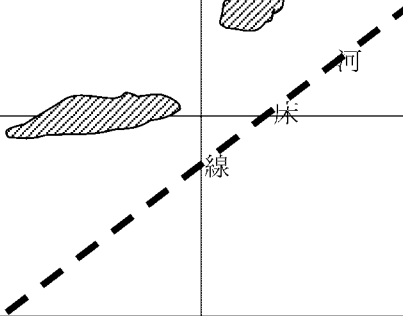
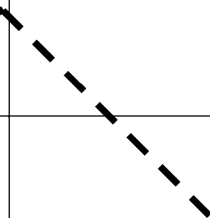
基礎編號	P4			
	檢 測 分 區			
深 度 (沉箱頂為 0.0)	A (上游側)	B (上游側)	C (下游側)	D (下游側)
1.0				
2.0				
3.0				
4.0				
5.0				
檢測結果	混凝土剝落 鋼筋外露 面積=0.054m ² 深度=0.10m 體積=0.0054m ³	混凝土剝落 鋼筋外露 面積=0.99m ² 深度=0.40m 體積=0.396m ³	混凝土剝落 鋼筋外露 面積=0.16m ² 深度=0.10m 體積=0.016m ³	混凝土剝落 鋼筋外露 面積=3.5m ² 深度=0.20m 體積=0.7m ³
檢測照片編號	P4-A- (01~02)	P4-B- (01~02)	P4-C- (01~02)	P4-D- (01~02)

表 3-5 水中基礎檢測記錄表




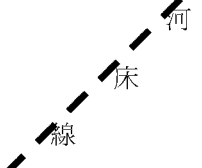

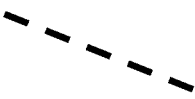





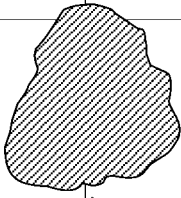
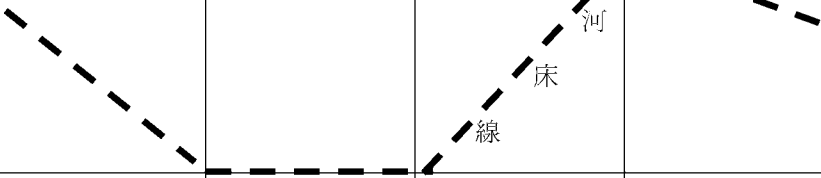
基礎編號	P5			
深度 (沉箱頂為 0.0)	檢 測 分 區			
	A (上游側)	B (上游側)	C (下游側)	D (下游側)
1.0				
2.0				
3.0				
4.0				
5.0				
檢測結果	/	混凝土剝落 面積=0.38m ² 深度=0.06m 體積=0.0228m ³	/	混凝土剝落 鋼筋外露 面積=0.605m ² 深度=0.08m 體積=0.0484m ³
檢測照片編號		P5-B- (01~02)		P5-D- (00~03)

表 3-6 水中基礎檢測記錄表

基礎編號	P6			
	檢 測 分 區			
深度 (沉箱頂為 0.0)	A (上游側)	B (上游側)	C (下游側)	D (下游側)
1.0				
2.0				
3.0				
4.0	 河床線			
5.0				
檢測結果	混凝土剝落 面積=0.05m ² 深度=0.06m 體積=0.003m ³		混凝土剝落 鋼筋外露 面積=1.79m ² 深度=0.1~0.4m 體積=0.6905m ³	
檢測照片編號	P6-A-00		P6-D- (01~03)	

堤肩線之銳角夾角大於七十度者(6)無水道治理計畫之河段，其橋墩軸線與兩岸行水區域線或尋常洪水位行水區域線之銳角夾角大於七十度者(7)通水遮斷面積率未超過百分之七者。因本段於辦理規劃設計時為考量橋梁安全，故辦理一維水理評估分析，了解下龜山橋保固修復後對於河道水理之影響，作一維水理評估分析其原則及目的為：

1. 分別對下龜山橋上下游各 800 公尺進行斷面測量，並以不同之斷面進行資料輸入。
2. 以下龜山橋下游屈尺站之水位流量站 1983~1995 年之歷史最高及流量資料分析現況河道橋墩水理狀況。
3. 以現階段堤防高度為起始水位分析橋墩保固修復後之水理變化。
4. 分析討論現況及橋墩保固修復後之水理變化。

二、分析模式

依據經濟部頒佈『跨河建造物設置審核要點』規定（註 2），其分析模式可採用：*HEC-2*、*HEC-RAS*、*NETSTARS*、*WSEC* 等，本次採用分析模式係為美國工兵團發展之一維水理模式 *HEC-RAS* 進行計算，其基本方程式模式之模擬演算係利用水流能量方程式以標準步推法（standard step method）推求各斷面之水位、流速等水理狀況。

三、分析範圍與項目

1. 依據經濟部頒佈『跨河建造物設置審核要點』規定（註 2）：跨河建造物設置處上、下游各 6~10 倍河寬之距離為分析範圍，其間如有其它現有跨河建造物，其距離應往上或下順延 6~10 倍河寬距離（或在 6~10 倍河寬距離中擇一合宜之上、下游邊界條件位置）；另如流況為亞臨界流者，起算點設於橋址下游已知水位之控制斷面處。若無控制斷面，則至少於橋址下游第十斷面處設定起算斷面，起算水深為該斷面之正常水深。若上述水位演算河段之斷面變化劇烈者，起算點應向上游或下游延伸至河段變化緩和處。
2. 分析項目包含：設置前、後之水位、流速、沖刷深度及壅水高度等。

四、分析方法

1. 基本方程式

模式之模擬演算係利用水流能量方程式以標準步推法(standard step method) 推求各斷面之水位、流速等水理狀況。能量方程式表示為：

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

其中，

- | | |
|------------|-------------------|
| Y_1, Y_2 | : 斷面水深 |
| Z_1, Z_2 | : 主河道轉化高程 |
| g | : 重力加速度 |
| V_1, V_2 | : 平均速度（總流量/總通水面積） |

- α_1, α_2 : 能量係數
 h_e : 上游斷面 2 與下游斷面 1 間之總能量損失水頭

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{XXX-585}$$

其中，

- L : 流量權重之河段長度
 \bar{S}_f : 上下游斷面間代表之摩擦坡降
 C : 突擴或突縮能量損失係數

流量權重之河段長度 L 可以下式表之

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

其中，

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} : 分別為左溢岸、深槽及右溢岸斷面河段長度

Q_{lob}, Q_{ch}, Q_{rob} : 分別為左溢岸、深槽及右溢岸斷面間流量算術平均值

斷面摩擦坡降由曼寧公式計算而得，一般河川的曼寧 n 值推估如表 4.1 所示：

$$S_f = \left(\frac{Q}{k} \right)^2$$

在 *HEC-RAS* 模式中代表摩擦坡降的可供選擇的表示式為平均通水公式（模式預設）

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

平均摩擦坡降公式

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2}$$

幾何平均坡降公式

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f_1} \cdot S_{f_2}}$$

調合平均坡降公式

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f_1} \cdot S_{f_2}}{S_{f_1} + S_{f_2}}$$

2. 由於河川常有跨河構造物存在如橋樑、攔河堰等，因橫阻水流，往往會提昇河川水位，演算時須考慮水位壅高效應以符合實際流況。HEC-RAS 模式對水流經橋樑之水理分析依其型態可分為三類：

(1) 當水面低於橋樑樑底高程時採低水流況 (Low flow)

$$A_{BD}\bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} = A_2\bar{Y}_2 - A_{P_{BD}}\bar{Y}_{P_{BD}} + \frac{\beta_2Q_2^2}{gA_2} + F_f - W_X$$

A_2, A_{BD} : 分別代表橋樑下游及其下游面斷面通水面積

$A_{P_{BD}}$: 代表下游面橋墩面積

\bar{Y}_2, \bar{Y}_{BD} : 分別代表 A_2, A_{BD} 水流面積重心至水面之垂距

$\bar{Y}_{P_{BD}}$: 下游面橋墩浸水面積重心至水面之垂距

β_2, β_{BD} : 動量方程式之流速權重係數

Q_2, Q_{BD} : 流量

g : 重力加速度

F_f : 每單位水重之摩擦所生外力

W_X : 每單位水重在水流方向因水重量所生之力

(2) 當橋樑上游水位高於樑底高程時採壓力流 (高流量)

$$Q = C_d A_{BU} \left[2g \left(Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right) \right]^{1/2}$$

Q : 經過橋墩開孔的總流量

C_d : 壓力流流量係數

A_{BU} : 上游面橋墩開孔淨面積

Y_3 : 上游斷面水力深度

Z : 橋樑底部最大值至上游面斷面平均高程之垂距

(3) 當橋樑上游水位高於橋面高程時，部分水流以壓力流之型態流經橋底，而部分水流則以堰頂溢流型態流過橋面時採堰流 (weir flow)

$$Q = CLH^{3/2}$$

- Q : 溢流過堰之總流量
 C : 堰流流量係數
 L : 堰之有效長度
 H : 能量水頭與橋面頂高程差

五、水理分析執行流程 (如圖 4-1)

輸入資料：包含流量 (已公告之計畫洪水量)、起算水位、斷面資料、河床地質分析資料、曼寧粗糙係數 (n 值)、橋樑或構造物基本資料 (含上、下游斷面高程) 及檢附河道平面圖 (含斷面位置圖)。

輸出資料：包含構造物設置前、後之水理分析成果表 (水位、流速及壅水高度) 與縱斷面圖等。

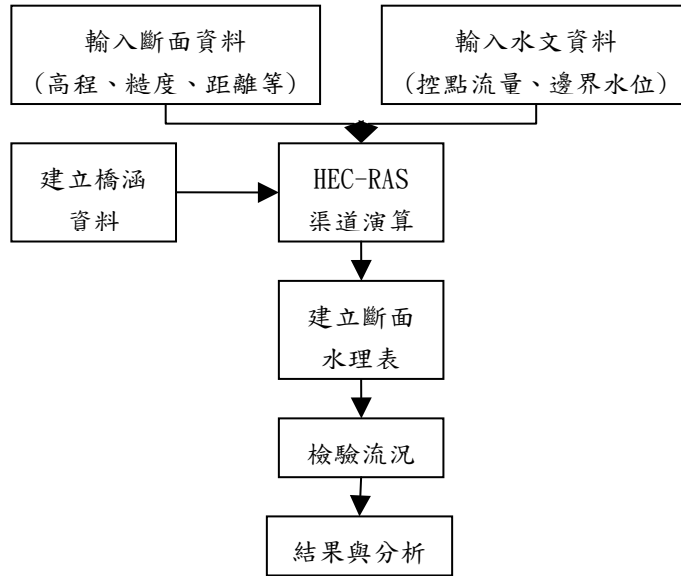


圖 4-1 下龜山橋河道分析流程

六、結果分析

本次水理分析範圍為下游 800 公尺之屈尺附近，為水位控制斷面至下龜山橋上游 800 公尺。下游有舊下龜山橋，上游有翡翠大橋及上龜山橋。依不同流量條件 (以瞬間最大流量 3380CMS、堤防高程水位流量 6000CMS 進行分析) 及下龜山橋現況及保固修復後等，在不同條件下水理分析。經由以上不同流量條件下之水理分析，分別將橋墩沉箱基礎修復前及修復後之壅水高、橋墩前断面平均流速、橋墩能量損失之結果如表 4.1、表 4.2 及表 4.3 所示。由表 4.1 中發現修復後每座橋墩之沉箱寬度約增加 0.32 公尺，而造成下龜山橋壅水高約增加

0.01 公尺，由表 4.2 發現下龜山橋墩前斷面平均流速修復前與修復後並無太大變化。由表 4.3 發現下龜山橋墩沉箱保固修復後能量損失並無顯著增加。故下龜山橋保固修復後因橋墩沉箱寬度增加，對於下龜山橋上下游影響非常小，下龜山橋基礎保固修復前後之橋墩壅水高僅增加 0.01 公尺，因此下龜山橋之基礎保固修復並不會對於現況造成明顯影響。

表 4.1 不同流量條件下龜山橋壅水高

	3380CMS	6000CMS
橋墩修復前	0.36m	0.43m
橋墩修復後	0.37m	0.44m

表 4.2 不同流量條件下龜山橋墩前斷面平均流速

	3380CMS	6000CMS
橋墩修復前	2.91m/s	3.57 m/s
橋墩修復後	2.91 m/s	3.56 m/s

表 4.3 不同流量條件下龜山橋前後斷面能量損失

	3380CMS	6000CMS
橋墩修復前	0.20m	0.26 m
橋墩修復後	0.21m	0.27m

伍、修復工程

一、工法概述

1. 本次修復方式採鋼板包覆受損之沉箱基礎，在鋼板與沉箱中間灌入 15 公分厚水中無收縮水泥砂漿，除增加保護層厚度並防止裸露之鋼筋繼續惡化鏽蝕及修復原沉箱混凝土剝落部份。
2. 本次修復工程行經高灘地及行水區，考量施工需要設計有施工便道及施工浮橋設置。

二、主要工程項目及數量

設計單位：健峰工程顧問有限公司

承攬廠商：永森營造有限公司

工程地點：烏來

工程總價：3,832,000 元

開工日期：92 年 03 月 12 日

完工日期：92 年 04 月 28 日

項次	工程項目	單位	數量
1	施工便道	M ²	350
2	施工浮橋製作及拆除	M	339
3	沉箱表面處理	M ²	234
4	沉箱包覆鋼板	T	25
5	16mm ϕ 螺栓	個	312
6	80×5mm 人造彈性橡膠墊片	M	62
7	沉箱包覆鋼板吊運組裝	處	4
8	沉箱底部河床整平	處	4
9	水中無收縮水泥 (f' c=450kgf/cm ²)	M ³	54.5

三、材料一般規格

1. 鋼材須符合 ASTM A36 之規定或同等品。
2. 鋼材焊接應依 AWS 規定，焊條為 E70。
3. 無收縮水泥材料抗壓強度為 450 kgf/cm^2

陸、施工作業流程說明及注意事項

一、施工作業流程

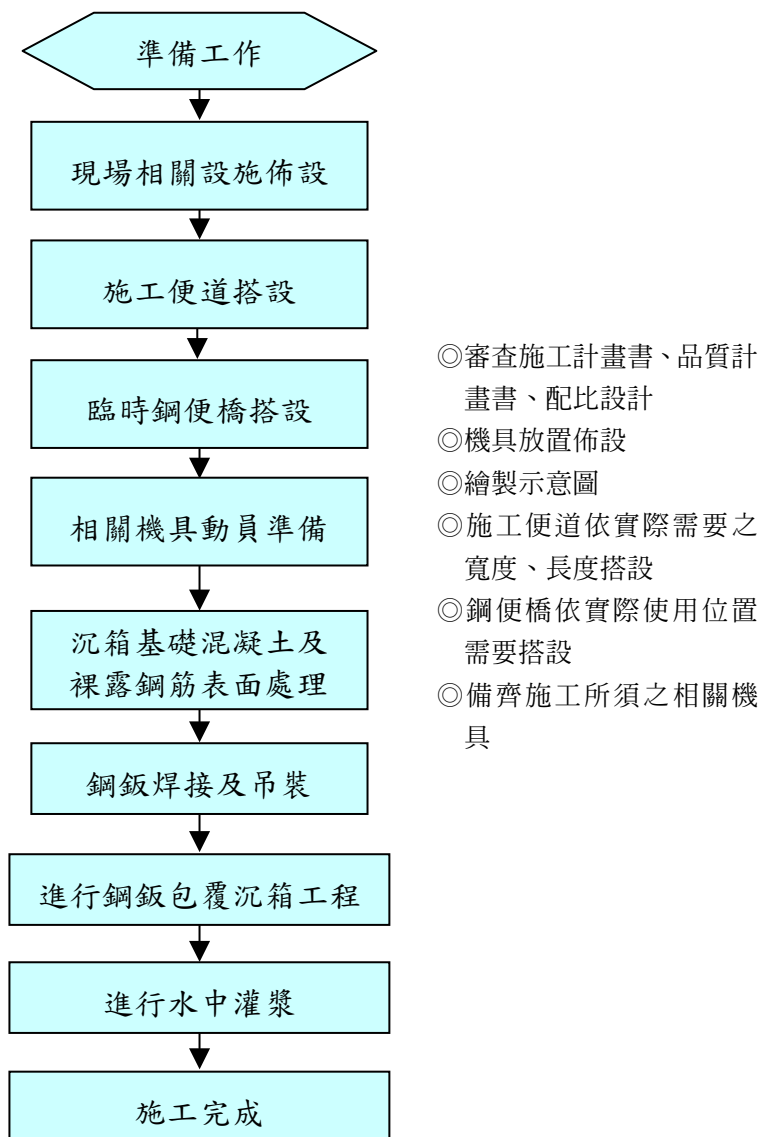


圖 6-1 施工作業流程圖

二、施工注意事項

1. 無收縮水泥砂漿採工廠拌合，經現場高壓泵送自底部往上灌注作業。
2. 灌漿時不得有漏漿之情形，如有漏漿應立即停止灌漿除立即回收洩漏之水泥砂漿，並對洩漏處作防漏處理完成後，始可繼續進行灌漿。
3. 螺栓、螺帽及墊片須以防銹處理。
4. 鋼板製作完成出廠前，外側須立即塗佈無機鋅粉底漆後，再塗裝紅丹防銹底漆（油性樹脂及紅丹顏料組成），若吊裝過程中碰撞剝落應立即修補。
5. 鋼板包覆前，沉箱表面及裸露鋼筋表面須完成水中噴砂處理，表面附著物及鋼筋鐵銹皆須完全去除；水中噴砂處理須由相關經驗之海事人員負責，該沉箱表面一般附著物可以鋼刷清除，而裸露鋼筋表面之銹蝕以水中噴砂處理，藉由加壓機將經高壓軟管磨料噴向外露之鋼筋，直至其表面鐵銹完全去除，並呈現金屬光澤為止。
6. 水中無收縮水泥材料性質

項 目	性 質
水灰比	0.22
抗壓強度 (kg/cm ²) -28 天	≥ 450
新拌水泥單位重 (kg/cm ³)	2050 ± 20
拌合時間 (min)	≥ 5.0
施工方式	泵送、灌漿
膨脹係數	≤ 4 %

柒、結論與檢討

1. 如果橋樑基礎或橋墩沉箱鋼筋發生裸露，為確保橋樑結構安全及延長橋樑使用壽命，均應積極辦理保固與修復工作，才能確保大眾用路人生命財產及維持、提供安全的交通運輸服務功能。
2. 橋樑沉箱裸露部份，經河床檢測結果沉箱上游裸露深度較下游為深，在 P3 ~ P6 沉箱附近並有局部沖刷現象；另由檢測照片中顯示外露之鋼筋已有部份腐蝕之現象，需進行必要之保固措施。
3. 經過進行一維水理評估分析結果，下龜山橋基礎保固修復前、後之橋墩壅水高僅增加 0.01 公尺，與經濟部『跨河建造物設置審核要點』第七條規定：一維水理演算分析成果，其墩前壅高不得超過該河段出水高之百分之十符合；因此下龜山橋之基礎保固修復並不會對於現況造成明顯影響。
4. 在 P3 ~ P6 沉箱附近有局部沖刷現象，一般橋基沖刷除與上游集水區之山林水源環境、沿河流域的河川環境、橋址附近地形與地質環境、橋址週邊水力環境及橋基保護工…等因素息息相關，仍需考量橋樑之跨度配置與長度、橋墩型式、基礎型式、橋台型式、樑底高程、阻水面積…等因素較為完備。

5. 水中基礎檢測評估分析藉由專業潛水人員與相關測量工具進行水中目視及劣化部份攝影，可了解現有基礎結構裸露及破壞情形，由水中基礎檢測記錄表得知結構受損之部位、面積、深度、體積…等資料，作為辦理保固修復之設計依據。

捌、參考文獻

1. 『台九甲線 6k+896 下龜山橋 P3~P6 橋基保固搶修工程』檢測評估分析及維修補強建議報告書、一維水理分析報告書、結算書與竣工圖。
2. 經濟部 92 年 3 月 3 日頒佈『跨河建造物設置審核要點』。
3. 交通部頒橋樑設計規範及公路橋樑耐震設計規範 九十年一月版
4. 公路總局專案研究計畫『台灣河流之沖刷對橋樑基礎與道路邊坡影響及因應對策研究（第一分年成果報告）』 九十年九月
5. 交通部公路總局 公路工程施工說明書 八十六年六月版

照片 3-1



P3-C-01



P3-C-02



P3-C-03



P3-D-01



P3-D-02



P4-A-01

照片 3-2



P4-A-02



P4-B-01



P4-B-02



P4-C-01



P4-C-02



P4-D-01

照片 3-3



P4-D-02



P5-B-01



P5-B-02



P5-D-00



P5-D-01



P5-D-02

照片 3-4



P5-D-03



P6-A-00



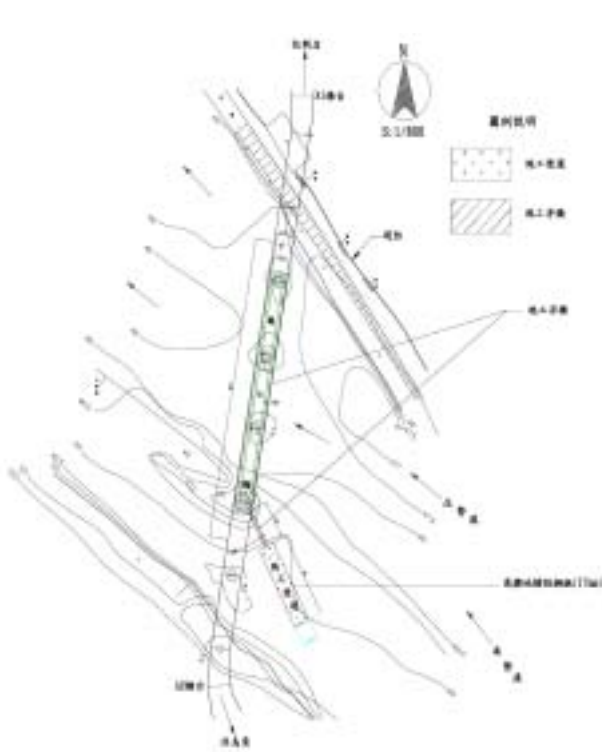
P6-D-01



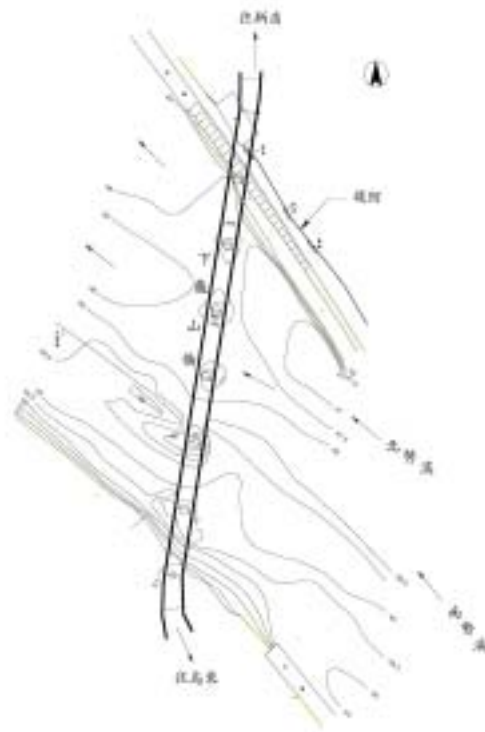
P6-D-02



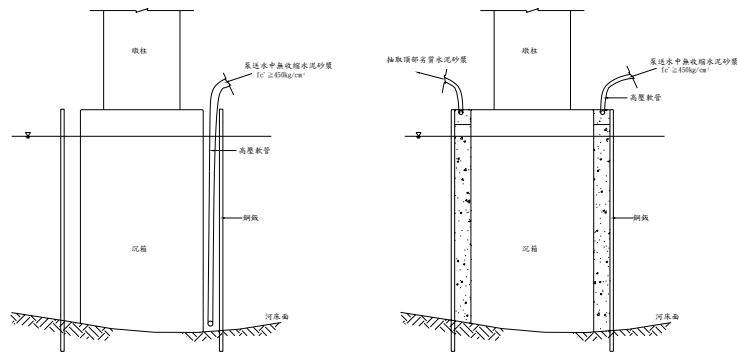
P6-D-03



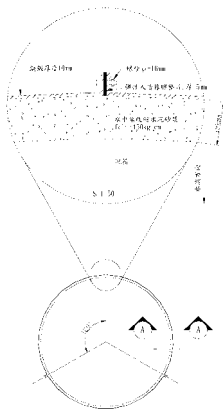
圖一 施工便道施設詳圖



圖二 下龜山橋橋基保固平面示意圖



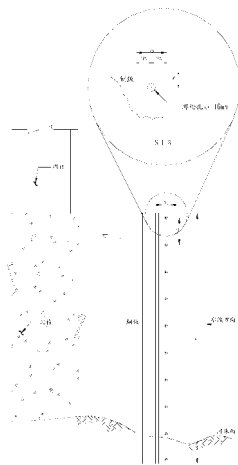
圖三 水中灌漿示意圖



圖四 沉箱鋼板包覆平面圖

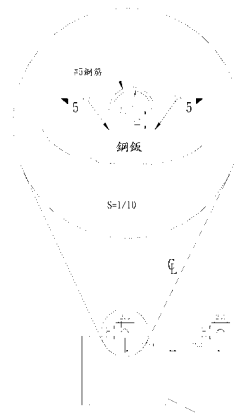


單位：mm
圖五 A-A 詳圖



單位：mm

圖六 沉箱鋼板包覆立面圖



圖七 鋼板吊環詳圖



施工前照片



照片 1 鋼鈹吊放作業



照片 2 泵送水中無收縮水泥



照片 3 泵送水中無收縮水泥



照片 4 泵送機及發電機



照片 5 鋼鈹吊放作業完成



照片 6 鋼鈹吊放作業完成



完工後現況照片 (92.10.23)

多節理岩石隧道開挖岩楔穩定分析及落磐預測 (二)

* 戴清河

四、岩石隧道開鑿階段之穩定評估

4.1 岩石隧道開鑿概論

近一、二世紀以來岩石開鑿機械之高度發展，鑽石機及鑽頭之改進，活動鑿岩機之使用，定時雷管之問世及清渣機之發明等，遂使岩石隧道之開鑿，更快速而有效率，開挖工作也更安全及更容易。岩石隧道開鑿之特點，乃是在其開挖過程，常須以炸藥作為岩層爆破之手段，因此隧道坑頂、側壁以及開挖面多不使用支撐，即需使用其用量亦較鬆土隧道開鑿來得少，故岩石隧道之開鑿，簡單而言為一連串之岩石面鑽孔、炸藥裝填、點火爆破、清運石渣等工作循環而已。一般岩石隧道開鑿方式有所謂(1)全斷面開鑿法，(2)導坑石凳法(heading and bench)，(3)底部導坑法(bottom heading)，(4)中央導坑法(central drift)，(5)前進導坑法(pilot tunnel method)等。不論是採用何種方法，均可由已開鑿之全斷面之節理位態資料來評估下一個斷面之穩定情況，或由導坑取得岩層之節理位態資料，以推估後續全斷面及下一個導坑及斷面之穩定情況。

4.2 岩石節理隧道開挖階段穩定性評估

岩石隧道坑頂、底盤及兩側壁節理面之量測，與一般岩層露頭之量測並無不同，一般除可藉地質羅盤量測各節理面之出露點位態及座標位置，或用精密之光學經緯儀量測同一節理面之四個出露點之座標位置(如坑頂兩測、側壁與底盤，理論上3個已知座標位置可決定一個平面，多一個已知條件可作為校核用)。利用岩層位態定義一個平面之為單位法線 $[a,b,c]$ ，再利用一個座標位置界定平面方程式 $(ax+by+cz=d)$ 之 d 值；或由節理面之三個座標位置決定平面方程式 $(ax+by+cz=d)$ 之 a 、 b 、 c 及 d 值。任一節理面平面方程式 $(ax+by+cz=d)$ 之 a 、 b 、 c 及 d 值一經決定後，則其在整個隧道行進範圍便完全被規範而無所遁形。如整個隧道行進範圍之所有節理面均能完全被定義，則數個節理面與隧道頂平面、兩側壁(通常每側可為1~3個)平面、底平面之交點便可藉解三個聯立方程式決定交點。岩楔各頂點決定後，岩楔在空間之確實位置便被完全定義。

岩石節理隧道開挖階段穩定性預測及評估，因其計算工作煩瑣且容易掛一漏萬，因此最適

*台灣水利技師公會創會理事長、土木、水利技師

合以電腦代勞，其處理步驟可簡單歸納如下：

- (1)簡化隧道設計斷面為 5~6 折線替代斷面，並將其變化點座標化以建立隧道斷面之平面方程式。
- (2)由已開挖之中央導坑斷面範圍內量測地層位態資料，並與規劃及設計階段之地質資料比對校正無誤後，繪製參考用之節理面等角度投影圖備用。
- (3)建立及定義已開挖導坑範圍內之各節理面之平面方程式，每一個平面方程式之常數變數均須為唯一值(即 $ax+by+cz=d$ 之 a 、 b 、 c 及 d 值為唯一值)。
- (4)解每一個節理平面與兩相鄰隧道斷面界線(沿隧道進行方向)之交點，並繪製其相關 xy 平面圖(適用在隧道折線替代斷面無垂直者)或 xy 平面展開圖。
- (5)利用電腦檢查任 3 個或 4 個節理面所切割之 \triangle 及 \diamond 之節理編號，並用肉眼檢視校核 xy 平面圖或 xy 平面展開圖是否正確。
- (6)解每一 \triangle 之 3 個節理面交點，如其交點在 \triangle 所在位置坑頂之上方時，將其投影在 xy 平面圖或 xy 平面展開圖上，如其落在 \triangle 內時，岩楔會因自重而墜落，如其落在 \triangle 外時，岩楔可能沿某一稜線滑動，故應繼續評估；至於 4 個節理面中任三個相鄰平面之交點(共 4 個交點)，如果有 2 個交點在 \diamond 所在位置坑頂之上方且其水平投影位置落在 \diamond 內部時，岩楔會因自重而墜落，如落在 \diamond 外亦應繼續評估。
- (7)有滑動潛能之 \triangle 岩楔，可由等角度投影圖或由岩楔四面體尖端之座標相關位置判定其係沿某一稜線滑動；至於有滑動潛能之 \diamond 岩楔，則宜利用尖端之座標相關位置判定其係沿某一稜線滑動。有滑動潛能之岩楔，可利用向量叉積計算面積，向量三重積計算出岩體之體積及重量等。
- (8)計算有滑動潛能岩楔之安全係數。
- (9)重複(2)~(8)等步驟。
- (10)上述步驟不論是導坑斷面或全斷面開挖工程作業均適用之。
- (11)有關四個節理所切割之五面體岩楔之穩定評估分析解法，基本上其與前述三個節理所切割之四面體岩楔之評估分析解法並無太大之不同，但複雜許多，為方便解說。其解法步驟簡述如下：
 - (a) 首先解各節理與隧道頂平面之交點 $PT1$ 、 $PT2$ 、 $PT3$ 及 $PT4$ ，如四交點在開挖範圍內，繼續計算，否則停止本五面體岩楔之計算。
 - (b) 選擇任意不相鄰兩邊中之較長一邊為基準邊($PL1$)，相鄰兩邊為側邊($PL2$ 及 $PL3$)，作為基底三角形。
 - (c) 解($PL1$ 、 $PL2$ 及 $PL3$)與($PL1$ 、 $PL2$ 、 $PL4$) 及($PL2$ 、 $PL3$ 、 $PL4$)與($PL3$ 、 $PL4$ 、 $PL1$)兩種組合之交點，捨棄 Z 值低於隧道頂平面之組合，如兩組都在隧道頂平面上，選較低之一組。如兩組交點都在隧道頂平面下方時，停止本五面體岩楔之計算。
 - (d) 圖 4.1(a)為基底三角形三節理之交點位置高於較小三角形三節理之交點時之圖示，圖 4.1(b)基底三角形三節理之交點位置低於較小三角形三節理之交點之情形，圖 4.1(b)中第四邊($PL4$)及基準邊($PL1$)分別與左右兩側($PL2$ 及 $PL3$)交點之連線與由另外一組基底三角形(圖 4.1(c))所求出兩頂點位置應該相等。

(e) 計算檢核 2 個頂點是否落在基底四邊形內？如答案為是，計算岩楔體積、重量，如答案為否，計算 2 個頂點連線長度是否小於與頂點連線同方向之兩邊邊長？如答案為是，計算岩楔體積重量，計算岩楔各稜邊(隧道頂以上)傾角決定滑動線(楔形滑動)或滑動面(平面滑動)、摩擦面積及岩楔體積等，然後計算安全係數。

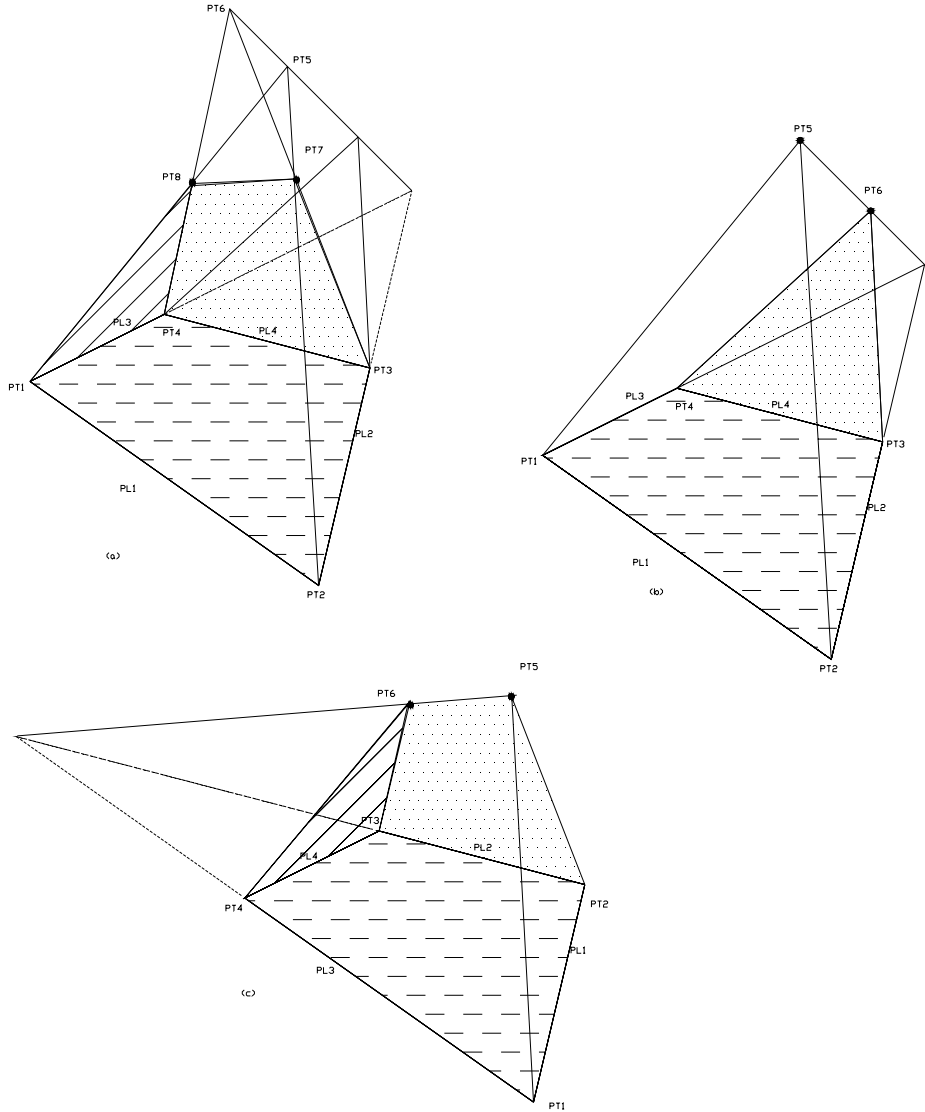


圖 E5.1.4 四個節理所切割之五面體示意圖

【例題 4.1】：

如圖 E4.1.1 之地下坑道開挖採用中央導坑開鑿法，全斷面為圓弧形，跨度為 24.5 公尺長 40.0

公尺，中央高為 8.0 公尺，第一次中央導坑斷面寬高為 8.0 公尺×4 公尺，假定座標原點在全斷面底盤中央，坑道中央線由正南指向正北，在第一次中央導坑斷面開挖時，由節理量測資料得知，有七組節理，J1:230/45，J2:015/50，J3:125/56，J4：130/60，J5:350/45，J6：235/55，J7：353/45 分別通過(25,-4,-8)，(5,-4,-8)，(20,2,-4)，(10,-3,-8)，(5,-4,-7)，(15,4,-6.5)及(20,-4,-7)。

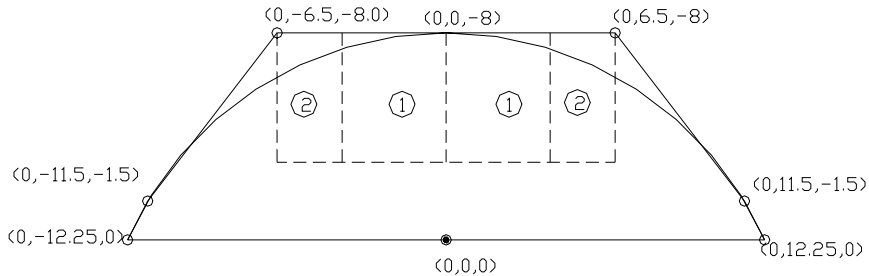


圖 E4.1.1 開挖坑道斷面圖

[解答]：

(1)為方便分析，將圓弧形全斷面改以由折線組成之理想斷面，如圖 E4.1.1 之折線斷面。

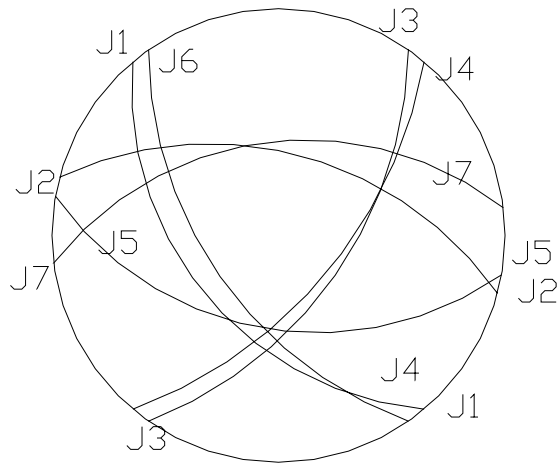


圖 E4.1.2 節理等角度投影圖

(2)圖 E4.1.2 為節理之等角度投影關係圖，表 E4.1.1 主要為(a)節理及隧道斷面座標資料，(b)任三組節理之交點(三角形△及四邊形◇之體積)，(c)四組節理構成之岩楔，(d)各節理與隧道相鄰斷面界線交點，左半部為原交點座落資料，右半部為原交點旋轉至水平位置後之交點座標資料。E5.1.1 中 z 值若大於坑道頂部高程，則岩楔頂點朝下，不會因自重而墜落；反之如 z 值小於坑道頂部高程，岩楔頂點在坑道頂部上方，則岩楔有可能因自重而墜落，故必須進一步分析岩楔於坑道斷面之相對位置關係。

- (3)圖 E4.1.3.(a)為各節理與隧道相鄰斷面界線交點之 xy 平面圖，及(b)為平面展開圖，觀察圖 E4.1.3 所有節理所切割後之三角形岩楔，大多在坑道挖掘時多已移除，僅△J7J4J1 及△J7J6J4 有墜落之安全顧慮，其餘穩定情況尚可。
- (4)根據以上分析綜合研判推定△J7J4J1 及△J7J6J4 最有可能墜落(圖 E4.1.3 中有點狀陰影之圖示岩塊)，岩楔體積分別為 0.94m^3 及 0.26m^3 。
- (5)根據(5)所述之步驟計算出◇J7J4J3J2 之 4 個頂點座標分別為(-4.970,-30.334,-27.600)與(-2.587,31.212,-25.127) 及 (60.8652,-111.566,-73.165) 與 (-430.663,-976.844,-809.549)，選(-4.970,-30.334,-27.600)與(-2.587,31.212,-25.127)。底部◇之 4 個點分別為(5.729,-6.542,-7.945)、(19.067,4.608,-8.000)、(18.067,4.608,-8.000)及(7.882,-8.083,-5.941)，2 個頂點都不在◇J7J4J3J2 基底四邊形內，但連線長度為 3.55m，PT1-2 距離為 3.32m 非常接近(PT3-4 為 7.23m，PT1-4 為 11.87m，PT2-3 為 17.39m)，極有可能因錯動而滑落。
- (6)檢討岩楔各稜邊單位交線向量 z 軸分量，以 J7(353/45) J2(015/50)交線為 0.6975 為最大，其餘依序為 J3 J2 之 0.6029，J4J2 之 0.5508，J7J3 之 0.4765 及 J7J4 之 0.4195。另計算 J7 之 P_z 為 1.088，J2 之 Q_z 為-0.399(有關向量 P 及 Q 之詳細計算請詳閱『岩坡工程學解析』)，岩楔如發生滑動不與 J2 接觸，故滑動為平面滑動，最後 P_z 為 0.707，滑動單位向量 z 分量為 0.707。J2 摩擦面積為 102.7m^2 ，J7 摩擦面積為 148.70m^2 ，岩楔體積約為 614.89m^3 。如不考慮岩層之凝聚力作用，如岩層之抗剪角為 35° 時，則抵抗楔形滑動之安全係數估計約為 $\tan(35^\circ)/0.707=0.99$ 。

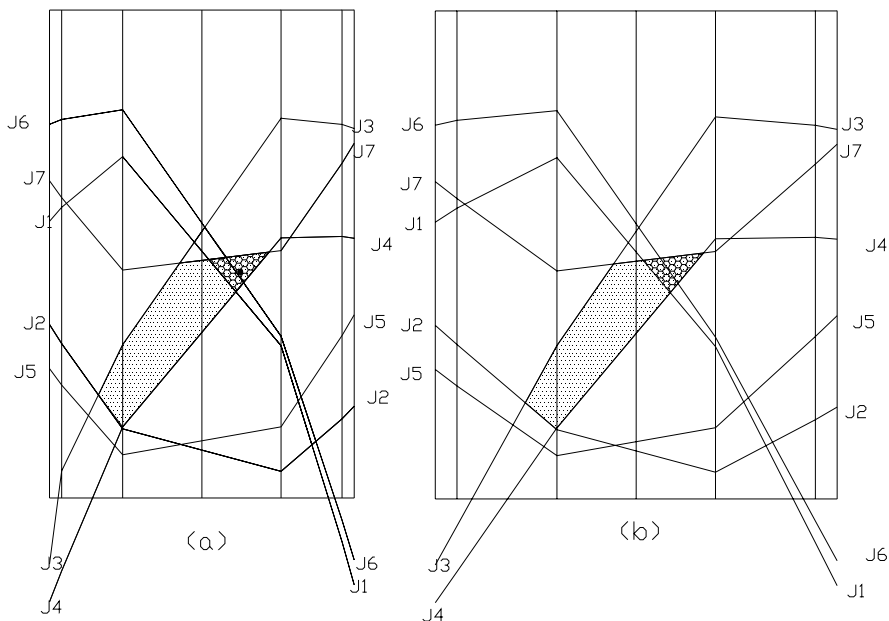


圖 E4.1.3 (a)各節理與隧道相鄰斷面界線交點之 xy 平面圖及(b)斷面展開圖

表 E4.1.1 節理之交點座標資料

(a) 節理及隧道斷面座標資料*JOINT PLAN DATA**

230.0000/ 45.0000 PROJ TO: (X- .6428)**2+(Y- .7660)**2 = 1.4142**2
 15.0000/ 50.0000 PROJ TO: (X- -1.1511)**2+(Y- -.3084)**2 = 1.5557**2
 125.0000/ 56.0000 PROJ TO: (X- .8504)**2+(Y- -1.2144)**2 = 1.7883**2
 130.0000/ 60.0000 PROJ TO: (X- 1.1133)**2+(Y- -1.3268)**2 = 2.0000**2
 350.0000/ 45.0000 PROJ TO: (X- -.9848)**2+(Y- .1736)**2 = 1.4142**2
 235.0000/ 55.0000 PROJ TO: (X- .8192)**2+(Y- 1.1699)**2 = 1.7434**2
 353.0000/ 45.0000 PROJ TO: (X- -.9925)**2+(Y- .1219)**2 = 1.4142**2
 .000/ .000 ROT. AXIS [x,y,z]= 1.00000 .00000 .00000

** TUN PLAN DATA**

DPD/DIP,WLT OF TUN .000 .000 40.000
 X,Y,Z OF TUN SEC .000 12.500 .000
 X,Y,Z OF TUN SEC .000 11.500 -1.500
 X,Y,Z OF TUN SEC .000 6.500 -8.000
 X,Y,Z OF TUN SEC .000 -6.500 -8.000
 X,Y,Z OF TUN SEC .000 -11.500 -1.500
 X,Y,Z OF TUN SEC .000 -12.500 .000

(b) 三組節理之交點*****3PLS WEDGE

***PL-J 7J 4J 1 WGE TOP 17.986 3.036 -8.882
 PT- 1 *PL-J 7J 4T 3 WGE BOT 19.067 4.608 -8.000
 PT- 2 *PL-J 4J 1T 3 WGE BOT 16.904 2.793 -8.000
 PT- 3 *PL-J 1J 7T 3 WGE BOT 18.663 1.317 -8.000
 VWGE-0 .94 A123-0 3.19 A12J= 1.44 A23J= 1.43 A31J= 2.07

****PL- 7 4 1 WGE FALL***

***PL-J 7J 6J 4 WGE TOP 18.305 3.500 -8.622
 PT- 1 *PL-J 7J 6T 3 WGE BOT 18.821 2.606 -8.000
 PT- 2 *PL-J 6J 4T 3 WGE BOT 17.655 3.423 -8.000
 PT- 3 *PL-J 4J 7T 3 WGE BOT 19.067 4.608 -8.000
 VWGE-0 .26 A123-0 1.27 A12J= .54 A23J= .66 A31J= .89

****PL- 7 6 4 WGE FALL***

(c) 各節理與隧道相鄰斷面界線交點**PTS OF JOINT & TUNNEL BDL LINE

** JOINT 1 **

[-7.110 12.500 .000] ROT 56.31 TO [-7.110 16.485 -8.555]
 [-3.584 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [-3.584 14.701 -8.000]
 [12.487 6.500 -8.000] ROT .00 TO [12.487 6.500 -8.000]
 [27.979 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [27.979 -6.500 -8.000]
 [23.826 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [23.826 -14.701 -8.000]
 [22.684 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [22.684 -16.485 -8.555]

** JOINT 2 **

[7.528 12.500 .000] ROT 56.31 TO [7.528 16.485 -8.555]
 [6.493 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [6.493 14.701 -8.000]

[2.187 6.500 -8.000] ROT .00 TO [2.187 6.500 -8.000]
 [5.670 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [5.670 -6.500 -8.000]
 [12.656 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [12.656 -14.701 -8.000]
 [14.227 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [14.227 -16.485 -8.555]
 ** JOINT 3 **
 [30.292 12.500 .000] ROT 56.31 TO [30.292 16.485 -8.555]
 [30.627 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [30.627 14.701 -8.000]
 [31.131 6.500 -8.000] ROT .00 TO [31.131 6.500 -8.000]
 [12.565 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [12.565 -6.500 -8.000]
 [-2.220 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [-2.220 -14.701 -8.000]
 [-5.412 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [-5.412 -16.485 -8.555]
 ** JOINT 4 **
 [21.287 12.500 .000] ROT 56.31 TO [21.287 16.485 -8.555]
 [21.442 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [21.442 14.701 -8.000]
 [21.322 6.500 -8.000] ROT .00 TO [21.322 6.500 -8.000]
 [5.829 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [5.829 -6.500 -8.000]
 [-5.968 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [-5.968 -14.701 -8.000]
 [-8.507 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [-8.507 -16.485 -8.555]
 ** JOINT 5 **
 [15.017 12.500 .000] ROT 56.31 TO [15.017 16.485 -8.555]
 [13.318 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [13.318 14.701 -8.000]
 [5.836 6.500 -8.000] ROT .00 TO [5.836 6.500 -8.000]
 [3.544 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [3.544 -6.500 -8.000]
 [9.262 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [9.262 -14.701 -8.000]
 [10.609 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [10.609 -16.485 -8.555]
 ** JOINT 6 **
 [-5.074 12.500 .000] ROT 56.31 TO [-5.074 16.485 -8.555]
 [-1.815 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [-1.815 14.701 -8.000]
 [13.261 6.500 -8.000] ROT .00 TO [13.261 6.500 -8.000]
 [31.827 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [31.827 -6.500 -8.000]
 [31.032 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [31.032 -14.701 -8.000]
 [30.629 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [30.629 -16.485 -8.555]
 ** JOINT 7 **
 [28.096 12.500 .000] ROT 56.31 TO [28.096 16.485 -8.555]
 [26.462 11.500 -1.500] ROT 52.43 TO [26.462 14.701 -8.000]
 [19.299 6.500 -8.000] ROT .00 TO [19.299 6.500 -8.000]
 [17.703 -6.500 -8.000] ROT .00 TO [17.703 -6.500 -8.000]
 [23.638 -11.500 -1.500] ROT -52.43 TO [23.638 -14.701 -8.000]
 [25.027 -12.500 .000] ROT -56.31 TO [25.027 -16.485 -8.555]

(d) 四組節理構成之岩楔****4PLS WEDGE

PT- 1 *PL-J 3J 1T 6 WGE TOP 30.169 .348 -14.65
 PT- 2 *PL-J 4J 1T 6 WGE TOP 21.965 3.931 -12.124
 PT- 3 *PL-J 3J 6T 4 WGE TOP -13.268 -.220 21.593
 PT- 4 *PL-J 3J 1T 4 WGE TOP -15.051 -4.391 18.044

PT-	1	*PL-J	6J	3T	3	WGE	BOT	22.196	.244	-8.000	
PT-	2	*PL-J	3J	1T	3	WGE	BOT	20.967	-.616	-8.000	
PT-	3	*PL-J	1J	4T	3	WGE	BOT	16.904	2.793	-8.000	
PT-	4	*PL-J	4J	6T	3	WGE	BOT	17.655	3.423	-8.000	
		J-4	AF1(O)=	2.33	J- 6	AF2(O)=	48.16	VOL(O)=		18.76	
LT12=		9.30	SLD1=	5.54	SLD2=	5.30	LA=	1.50	LB=	.98	
***PL- 1 3 4 6 WGE STABLE											
PT-	1	*PL-J	3J	1T	6	WGE	TOP	30.169	.348	-14.653	
PT-	2	*PL-J	5J	1T	6	WGE	TOP	7.022	10.457	-7.519	
PT-	3	*PL-J	3J	6T	5	WGE	TOP	12.731	.120	-.102	
PT-	4	*PL-J	3J	1T	5	WGE	TOP	11.417	-1.617	-1.094	
PT-	1	*PL-J	6J	3T	3	WGE	BOT	22.196	.244	-8.000	
PT-	2	*PL-J	3J	1T	3	WGE	BOT	20.967	-.616	-8.000	
PT-	3	*PL-J	1J	5T	2	WGE	BOT	7.949	7.912	-6.165	
PT-	4	*PL-J	5J	6T	2	WGE	BOT	8.299	8.146	-5.861	
		J-1	AF1(O)=	99.40	J- 3	AF2(O)=	6.02	VOL(O)=		37.11	
		J-1	AF1(N)=	85.03	J- 3	AF2(N)=	6.02	VOL(N)=		30.88	
LT12=		26.25	SLD1=	16.13	SLD2=	15.67	LA=	1.50	LB=	.52	
***PL- 1 3 5 6 WGE STABLE											
PT-	1	*PL-J	4J	1T	6	WGE	TOP	21.965	3.931	-12.124	
PT-	2	*PL-J	5J	1T	6	WGE	TOP	7.022	10.457	-7.519	
PT-	3	*PL-J	4J	6T	5	WGE	TOP	11.319	2.677	-1.936	
PT-	4	*PL-J	4J	1T	5	WGE	TOP	10.348	1.319	-2.657	
PT-	1	*PL-J	6J	4T	3	WGE	BOT	17.655	3.423	-8.000	
PT-	2	*PL-J	4J	1T	3	WGE	BOT	16.904	2.793	-8.000	
PT-	3	*PL-J	1J	5T	2	WGE	BOT	7.949	7.912	-6.165	
PT-	4	*PL-J	5J	6T	2	WGE	BOT	8.299	8.146	-5.861	
		J-6	AF1(O)=	53.02	J- 4	AF2(O)=	2.33	VOL(O)=		13.20	
		J-6	AF1(N)=	46.01	J- 4	AF2(N)=	2.33	VOL(N)=		10.92	
LT12=		16.94	SLD1=	10.70	SLD2=	10.48	LA=	.98	LB=	.52	
***PL- 1 4 5 6 WGE STABLE											
PT-	1	*PL-J	5J	4T	3	WGE	TOP	-46.702	-78.456	-44.988	
PT-	2	*PL-J	2J	4T	3	WGE	TOP	-430.633	-976.844	-809.549	
PT-	3	*PL-J	5J	3T	2	WGE	TOP	9.904	-3.618	-2.237	
PT-	4	*PL-J	5J	4T	2	WGE	TOP	7.428	-2.764	-4.823	
PT-	1	*PL-J	3J	5T	4	WGE	BOT	6.060	-8.700	-5.140	
PT-	2	*PL-J	5J	4T	4	WGE	BOT	4.290	-7.152	-7.152	
PT-	3	*PL-J	4J	2T	4	WGE	BOT	5.729	-6.542	-7.945	
PT-	4	*PL-J	2J	3T	4	WGE	BOT	7.882	-8.083	-5.941	
		J-4	AF1(O)=	19565.49	J- 3	AF2(O)=	18521.45	VOL(O)=		21104.40	
LT12=		1240.59	SLD1=	2.08	SLD2=	1.75	LA=	3.09	LB=	3.32	
***PL- 2 3 4 5 WGE STABLE											
PT-	1	*PL-J	7J	4T	3	WGE	TOP	-60.852	-111.566	-73.165	
PT-	2	*PL-J	2J	4T	3	WGE	TOP	-430.633	-976.844	-809.549	

PT-	3	*PL-J	7J	3T	2	WGE	TOP	-2.587	-31.212	-25.127		
PT-	4	*PL-J	7J	4T	2	WGE	TOP	-4.970	-30.334	-27.600		
PT-	1	*PL-J	3J	7T	3	WGE	BOT	18.187	-2.563	-8.000		
PT-	2	*PL-J	7J	4T	3	WGE	BOT	19.067	4.608	-8.000		
PT-	3	*PL-J	4J	2T	4	WGE	BOT	5.729	-6.542	-7.945		
PT-	4	*PL-J	2J	3T	4	WGE	BOT	7.882	-8.083	-5.941		
		J-2	AF1(O)=	102.71	J-	7	AF2(O)=	148.70	VOL(O)=	625.53		
		J-2	AF1(N)=	102.71	J-	7	AF2(N)=	148.70	VOL(N)=	614.89		
LT12=	3.55	SLD1=	7.23	SLD2=	3.32	LA=	11.87	LB=	17.39			
SLIDE ON PL-	353.00/	45.00	[Xsl,Ysl,Zsl]	.702	-.086	.707						
[Px,Py,Pz]=	.000	.000	.000	[Qx,Qy,Qz]=	-.702	.086	.707					
PT-	1	*PL-J	3J	2T	7	WGE	TOP	-2.587	-31.212	-25.127		
PT-	2	*PL-J	4J	2T	7	WGE	TOP	-4.970	-30.334	-27.600		
PT-	3	*PL-J	3J	7T	4	WGE	TOP	-60.852	-111.566	-73.165		
PT-	4	*PL-J	3J	2T	4	WGE	TOP	-430.633	-976.844	-809.549		
PT-	1	*PL-J	7J	3T	3	WGE	BOT	18.187	-2.563	-8.000		
PT-	2	*PL-J	3J	2T	4	WGE	BOT	7.882	-8.083	-5.941		
PT-	3	*PL-J	2J	4T	4	WGE	BOT	5.729	-6.542	-7.945		
PT-	4	*PL-J	4J	7T	3	WGE	BOT	19.067	4.608	-8.000		
		J-7	AF1(O)=	148.70	J-	2	AF2(O)=	102.71	VOL(O)=	625.53		
		J-7	AF1(N)=	148.70	J-	2	AF2(N)=	102.71	VOL(N)=	614.89		
LT12=	3.55	SLD1=	7.23	SLD2=	3.32	LA=	11.87	LB=	17.39			
SLIDE ON PL-	353.00/	45.00	[Xsl,Ysl,Zsl]	.702	-.086	.707						
[Px,Py,Pz]=	-.702	.086	.707	[Qx,Qy,Qz]=	.000	.000	.000					
PT-	1	*PL-J	5J	4T	3	WGE	TOP	-46.702	-78.456	-44.988		
PT-	2	*PL-J	7J	4T	3	WGE	TOP	-60.852	-111.566	-73.165		
PT-	3	*PL-J	5J	3T	7	WGE	TOP	191.748	236.795	135.097		
PT-	4	*PL-J	5J	4T	7	WGE	TOP	180.002	238.550	123.225		
PT-	1	*PL-J	3J	5T	4	WGE	BOT	6.060	-8.700	-5.140		
PT-	2	*PL-J	5J	4T	4	WGE	BOT	4.290	-7.152	-7.152		
PT-	3	*PL-J	4J	7T	3	WGE	BOT	19.067	4.608	-8.000		
PT-	4	*PL-J	7J	3T	3	WGE	BOT	18.187	-2.563	-8.000		
		J-4	AF1(O)=	1456.27	J-	3	AF2(O)=	1146.36	VOL(O)=	2575.27		
		J-4	AF1(N)=	1447.81	J-	3	AF2(N)=	1134.52	VOL(N)=	2554.92		
LT12=	45.72	SLD1=	13.89	SLD2=	18.91	LA=	3.09	LB=	7.23			

***PL- 3 4 5 7 WGE STABLE

4.2.2 岩石節理隧道開挖階段落磐預測及補強

例題 4.1 之地下岩層開挖穩定分析評估說明，雖然是以全斷面為例，其亦可在導坑開挖於取得岩層位態地質資料，以預測下一階段斷面開挖可能形成之岩楔(塊)座標位置、形狀及破壞潛能等。如分析結果有落磐可能時，應進一步推定岩楔(塊)大小，並評估補強之可行性及方式。必要時可配合架設地工監測系統(觀測釘、水準點、伸張儀、變形儀及應力計等)，隨時掌握機先以確保施工人員及機具之安全。

五、結論及建議

- (1)單一岩楔之聯立方程式解法，解法簡單迅速，不單可以利用求出之相對座標值以繪製立體之岩楔形狀，亦可以根據相對座標判定岩楔之破壞模式及研判是否屬外伸坡。如利用 EXCELL 求解時，可以在線上直接觀察運算過程，亦可以利用 EXCELL 所提供之工具直接繪製岩楔在 $x-y$ ， $y-z$ ， $x-z$ 之平面投影圖，一舉數得值得推廣。
- (2)多節理地下開挖或大斷面之隧道岩楔穩定分析，因其可能形成之岩楔數目較多，故採用解聯立方程組之電腦解法最為合適及便捷，其可提供岩楔之實際座標位置、大小等資料，配合開挖斷面展開圖之繪製，圖像清楚具體。
- (3)一般大跨度之地下開挖或大斷面之隧道施工，可以利用導坑開挖所取得之地層位態資料，解聯立方程組以預測同路段之相鄰斷面或其他前進斷面之穩定情況，隨時掌握機先以降低施工危險性。

六、參考文獻

- 1.戴清河 岩層平連續面位態、平面滑動及楔型破壞穩定分析電腦解法介紹，台灣公路工程第 12 卷 11 期、12 期，P11~P40(1986)。
- 2.戴清河 岩塊楔型滑動向量解法介紹，台灣公路工程第 14 卷，第 3 期 p38~p55(1987)，第 4 期 p24~p39(1987)。
- 3.戴清河 球體投影之數學原理及其在大地工程上應用解說，現代營建第 88 期 p67~p75，第 89 期，p61~p71，第 90 期 p49~p58(1987)。
- 4.戴清河 岩坡工程學解析(附電腦程式光碟片)，p1~p22，p111~p149，p153~p197(2002)，出版者林麗卿，郵政劃撥帳號 19700667。
- 5.戴清河 岩層楔型破壞穩定分析及例題解說，台北市土木技師公會技師月刊第 29 期，p65~p78(1987)
6. J.Lawrence Von Thun, Stability Analysis of Cut Slopes at Auburn Dam, Papers of the 9th Conference of Rock Eng. For Foundation & Slopes, 虹橋書局, 台灣版(1976)，p349~p360。
7. Hoek, E. & Bray, J., Rock Slope Engineering, 茂昌圖書有限公司, 台灣版(1977)，p38~p61，p150~p225。
8. Goodman, R. E., Introduction to Rock Mechanics, 儒林圖書有限公司, 台灣版(1977)，p254~p283。
9. Hoek, E. & Brown, E. H., Under Ground Excavations in Rock, 豪華書局有限公司, 台灣版(1980)，p183~p196。
10. Kovari, K. & Frite, P., Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the Aid of Programmable Pocket Calculator，p25~p34。