

永久性地錨殘餘荷重確認之試驗方法——揚起試驗

吳澤雄* 廖瑞堂**

一、前言

民國八十六年八月十八日汐止林肯大郡社區發生地錨功能失效致順向坡滑動，造成嚴重的建築物倒塌損毀及人員傷亡事件，引起社會大眾莫大之震撼，自此坡地開發與坡地建築案件暨其安全管理工作，便受到政府相關主管單位之重視。

本省由於多山，鐵公路路線亦常需通過坡地，所以常見利用永久性地錨於輔助邊坡之穩定，但因地錨係埋置於無法完全掌握之地盤中，故於地錨施工錨碇後或完工之服務階段，均有可能由於地錨之設計或施工未盡周延、地層潛變、鋼鍵腐蝕……等因素，導致地錨抗拉力未達設計要求或產生預力損失而降低其原設計之性能，甚至發生災害。因此，如何做好永久性地錨之安全管理工作，建立完善之坡地管理制度，以避免災害之發生，應為政府相關主管單位未來應加努力之重要施政課題。本文旨在舉一案例說明揚起試驗之應用，希藉此突顯地錨施工及安全管理之重要性，並祈拋磚引玉達成公路總局梁前局長指示本局工程師應重視「經驗傳承與技術交流」之目的。

二、試驗原理

依據交通部台灣區國道新建工程局「地錨設計與施工準則暨解說」¹(1998)第八章試驗揚起試驗(Lift-off Test)，其原理及應注意事項如下：

「就地錨既存荷重(按「既存荷重」又稱為「殘餘荷重」或「殘存拉力」，其意義均相同。)之長期觀測而言，一般荷重計在長期承壓下，有可能發生量測誤差，因此揚起試驗即被用來檢測已鎖定地錨之既存荷重，其原理係利用當施拉荷重大於地錨既存荷重時，該地錨會有較明顯變位之特性，經由此變化量之變化即可評估該地錨之殘餘荷重。惟於試驗時應注意錨座與夾片間之不均勻受力、致使夾片更為嵌入錨座。尤其，自由段長度較短時，可量測之變位量較小，應防止加壓過於急遽而損及地錨組件。」

* 公路總局第四區養護工程處正工程司兼副處長。

** 國立台灣科技大學兼任助理教授。

三、試驗方法

參考日本地錨技術協會(1986)有關揚起試驗之說明(詳附錄)²，其主要步驟如下：

1. 將錨頭多餘鋼鍵切除。
2. 清除錨頭之污銹物(錨頭構造如圖1)。
3. 以特殊夾具夾住錨頭，並裝上支撐座及拉棒。
4. 安裝拉力機、千斤頂、荷重計及變位計等試驗設備(詳照片-1及圖2)。
5. 按程序施加拉力
 - (1) 各階段荷重以在設計荷重(錨碇荷重)之0.1~0.2倍範圍內為原則。
 - (2) 各階段荷重之錨頭變位量，以初始荷重之量測值為基準值。
 - (3) 各階段荷重應維持一段時間俟變位穩定，並定時進行量測工作。
 - (4) 最大試驗荷重為既存荷重1.1倍範圍內為原則，或施預力至設計荷重。
 - (5) 各階段施拉時，量測之項目如下(現場記錄表如表1)：
 - ① 荷重
 - ② 變位量
 - ③ 時間

四、殘餘荷重評估

依據地錨揚起試驗結果將荷重及伸長量之變化關係繪製成揚起試驗荷重(PL)變化量曲線圖(如圖3)，求其斜率變化點或稱為變曲點；為錨頭與承壓底板明顯分離時(詳照片2所示)之荷重變化點即為殘餘荷重，以評估地錨殘餘荷重是否符合設計要求。其評估之準則如下：

1. 揚起試驗求得之殘餘荷重(PL)，如果大於設計荷重(T_w)，則為符合設計之要求。
2. 如為 $PL < T_w$ ，則需檢討以其他方式將地錨預力功能加以補足。

五、案例探討

為利讀者瞭解地錨揚起試驗之應用方法，以下將舉一實際案例予以分析說明，藉以探討地錨預力損失及施工確實與否對地錨拉力之影響暨坡地安全管理之重要性。

(一) 背景說明

本案例工址位於高雄縣六龜鄉，為一路基路面拓寬工程之預力地錨工程，因於現場施工完畢後，經業主檢視施工紀錄，發現承攬廠商未依契約施工規範規定程序施工，為瞭解本工程之既存地錨殘餘荷重是否符合設計要求，經業主同意承攬廠商委託專業之工程顧問公司進行現場揚起試驗工作校核。

(二) 區域地形與地質

本案例路段位老濃溪東岸之山地，為一幼年期地形，地勢較為高聳陡峻，風化侵蝕作用劇烈，加上受地質構造影響，岩層變的極為破碎，是以山崩現象十分普遍。附近地區分布之地層為中央山脈西翼地質區脊樑山脈帶之中新世廬山層，由輕度變質之深灰色至灰黑色之硬頁岩、板岩、千枚岩及變質砂岩之互層組成，屬中央山脈板岩山塊區。

(三) 設計條件

本案例工址因未辦理地質鑽探，原設計土壤資料係假設為風化岩盤，結構型式為RC平版式預力地錨擋土牆（詳照片-3），計分上下二層，共六列預力地錨配置於擋土牆面上（如圖4），總面積約 $2,485\text{m}^2$ ，使用 $7 \times 12.7\text{mm}$ φ 鋼絞線7束為一根地錨，鋼腱容許拉應力為 $f_{sa}=0.6f_{su}=11.22\text{t/strand}$ 或 $=0.75f_{sy}=11.93\text{t/strand}$ 之較小值，地錨間距為 200×250 ，共計有489支，地錨錨碇段長度分別為上層6m、11m；下層6m、9m，自由段長度分別為上層9m、11m；下層6m、9m，設計有效預力為30t/支等。

(四) 試驗計畫

本案例之地錨試驗前，已先依前述相關準則規定擬妥工作計畫書，決定地錨之編號、試驗地錨數量、抽樣方式、最大試驗荷重、試驗方法、不合格之重試及補強規定等。本例之試驗地錨初步決定抽取六支，其位置係由業主指派之工程師依隨機取樣方式於每列抽驗一支辦理揚起試驗，如有任何一支不合格，則再於該支地錨之代表列隨機取樣抽驗三支，如再有任何一支不合格，則該列地錨應全部施行揚起試驗；對不合格之地錨，如無拉脫情形，應先行以不同厚度的鋼製墊片加以補足後全面復拉補強，再進行校核性的揚起試驗，若仍有無法藉補強達到設計強度之地錨，則應於附近補作一支。

(五) 試驗結果

本試驗共計進行二批次。第一批次試驗分別為上層擋土牆A-10、B-20、C-60計3支，下層擋土牆D-79、E-33、F-46計3支，共計6支地錨，孔位位置詳圖5所示。茲將試驗結果分述如下：

1. 編號A-10 試驗地錨開始施予荷重時，即發現伸長量有偏大之情形(詳照片-4所示)，試驗至33.63Ton(已超過設計荷重30Ton)時，鋼腱總伸長量為3.68公分，無拉脫或其他破壞現象，試驗結果如圖6所示。試驗完成預力解除後，錨頭脫離承壓底鈸(詳照片-5所示)，距離約為1.5公分。由試驗結果得知，本支地錨之殘餘預力為零，但試驗至33.6Ton時，地錨並未有拉脫現象。

2. 編號B-20 試驗地錨檢測至25.13Ton時，錨頭與承壓底鈸並未見分離現象，直至預力施拉至26.49Ton時，錨頭與承壓底鈸明顯分離，試驗結果詳圖7所示。經分析其殘餘荷重約為25.2Ton，本支地錨最後試驗荷重為31.35Ton，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好(詳照片-6所示)。

3. 編號C-60 試驗地錨(詳照片-7所示)檢測至33.79Ton時，伸長量仍屬正常，但檢測至36.45Ton時，錨頭與承壓底鈸明顯分離，經由圖8之研判，地錨殘餘荷重約為36.0Ton，且能維

持最後試驗荷重至41.07Ton，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

4. 編號D-79 試驗地錨(詳照片-8 所示)檢測至9Ton 時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖9 之研判，地錨殘餘荷重約為3Ton，但尚能維持最後試驗荷重至33.1Ton，大於設計荷重(30Ton)，其總伸長量為2.52 公分，並無拉脫或破壞之現象。檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

5. 編號E-33 試驗地錨(詳照片-9 所示)檢測至32.67Ton 時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖10 之研判，地錨殘餘荷重約為32.1Ton，且能維持最後試驗荷重至37.03Ton，大於設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

6. 編號F-46 試驗地錨共計試驗2 次，第一次(T-1)檢測至以設計荷重30Ton 之1.2 倍荷重(36Ton)，地錨並未有揚起現象，並未再施加預力。於第二次(T-7)檢測(詳照片-10 所示)至40.36Ton 時，錨頭與承壓底鈹明顯分離(詳照片-11 所示)，經由圖11 之研判，地錨殘餘荷重為38.2Ton，且能維持最後試驗荷重至45.57Ton，超越設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

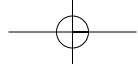
第一批次地錨揚起試驗成果一覽表詳表2 所示，其中C-60、E-33 及F-46 等3 支試驗結果，大致符合設計要求，另外A-10、B-20、D-79 等3 支，因預力損失而未達到原設計荷重要求。

為進一步確認第一批次試驗當中3 支未達原設計要求(30Ton)之地錨預力損失情形，經承攬廠商依工作計畫書不合格之重試及補強規定再次委託專業之工程顧問公司進行第二批次揚起試驗及針對預力不足部分之地錨辦理補強後之檢驗。第二批次試驗共計12 支地錨，分別為上層A 排(第六列)4 支(A-6、A-8、A-10、A-17)、上層B 排(第五列)4 支(B-18、B-20、B-22、B-25)及下層D 排(第三列)4 支(D-75、D-77、D-79、D-82)，孔位位置詳圖5 所示，其中3 支編號分別為A-10、B-20、D-79 係第一批次試驗時，不合格之地錨，本批次試驗前先行以不同厚度的鋼製墊片加以補強，再進行校核性的揚起試驗，茲將12 支地錨試驗結果分述如下：

1. 編號A-6 試驗地錨試驗檢測至32.82Ton 時，伸長量仍屬正常，直至預力施拉至35.71Ton 時，錨頭與承壓底鈹才明顯分離，試驗結果詳圖12 所示。經分析其殘餘荷重約為35Ton，本支地錨最後試驗荷重為38.74Ton，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好。

2. 編號A-8 試驗地錨(詳照片-12 所示)試驗檢測至28.22Ton 時，錨頭與承壓底鈹並未見分離現象，直至預力施拉至31.3Ton 時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，試驗結果詳圖13 所示。經分析其殘餘荷重約為30.5Ton，本支地錨最後試驗荷重為35.95Ton，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好。

3. 編號A-10 試驗地錨，由第一次之揚起試驗結果得知，編號A-10 地錨之殘餘預力為零。所以本次揚起試驗前將本地錨進行補強，由初始荷重0.2Tw(6Ton)施拉至最大設計荷重之1.5 倍(45Ton)，再將荷重降至1.2Tw(36Ton)後，再以填塞鋼墊片的方式，將錨頭及承壓底鈹之間空隙填補，即完成補強。補強後檢測至29.97Ton 時，錨頭、墊片與承壓底鈹並未見分離現象，直至預力施拉至32.95Ton 時才明顯分離，試驗結果詳圖14 所示。經分析補強後之殘餘荷重約為32Ton，本支地錨最後試驗荷重為36.01Ton(補強前之檢測最大荷重為45Ton)，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好(詳照片-13 所示)。



4. 編號A-17 試驗地錨試驗檢測至29.8Ton時，錨頭與承壓底鈹並未見分離現象，直至預力施拉至30.85Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，試驗結果詳圖15所示。經分析其殘餘荷重約為30.5Ton，本支地錨最後試驗荷重為35.64Ton，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好。

5. 編號B-18 試驗地錨(詳照片-14所示)試驗檢測至33.8Ton時，伸長量仍屬正常，但檢測至35.27Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖16之研判，地錨殘餘荷重約為35Ton，且能維持最後試驗荷重至39.35Ton，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

6. 編號B-20 試驗地錨，由第一次揚起試驗結果得知，本支地錨之殘餘預力為25.2Ton。為達設計荷重(30Ton)之要求所以本次揚起試驗前需先行補強，由初始荷重0.2Tw(6Ton)施拉至最大設計荷重之1.5倍(45Ton)，再將荷重降至1.2Tw(36Ton)後，再以填塞鋼墊片的方式，將錨頭及承壓底鈹之間空隙填補，即完成補強。B-20地錨(詳照片-15所示)補強後檢測至32.75Ton時，錨頭、墊片與承壓底鈹並未見分離現象，直至預力施拉至34.17Ton時才明顯分離，試驗結果詳圖17所示。經分析其殘餘荷重約為34Ton，本支地錨最後試驗荷重為38.87Ton，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好。

7. 編號B-22 試驗地錨試驗檢測至32.81Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖18之研判，地錨殘餘荷重約為32Ton，且能維持最後試驗荷重至37.36Ton，大於設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

8. 編號B-25 試驗地錨(詳照片-16所示)試驗檢測至34.2Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖19之研判，地錨殘餘荷重約為33Ton，且能維持最後試驗荷重至35.73Ton，大於設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

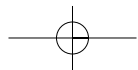
9. 編號D-75 試驗地錨(詳照片-17所示)試驗檢測至33Ton時，伸長量仍屬正常，但檢測至34.65Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖20之研判，地錨殘餘荷重約為34.5Ton，且能維持最後試驗荷重至40.65Ton，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

10. 編號D-77 試驗地錨試驗檢測至36.07Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖21之研判，地錨殘餘荷重約為36Ton，且能維持最後試驗荷重40.73Ton，大於設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

11. 編號D-79 試驗地錨，由第一次揚起試驗結果得知，本支地錨之殘餘預力約為3Ton，所以本次揚起試驗前需先行補強，由初始荷重0.2Tw(6Ton)施拉至最大設計荷重之1.5倍(45Ton)，再將荷重降至1.25Tw(37.5Ton)後，再以填塞鋼墊片的方式，將錨頭及承壓底鈹之間空隙填補，即完成補強。補強後檢測至36.78Ton時，錨頭、墊片與承壓底鈹並未見分離現象，直至預力施拉至37.81Ton時才明顯分離，試驗結果詳圖22所示。經分析其殘餘荷重約為37Ton，本支地錨最後試驗荷重為40.71Ton，已超過設計荷重(30Ton)，檢視鋼腱與握線器組合情況尚稱良好。

12. 編號D-82 試驗地錨試驗檢測至34.18Ton時，伸長量仍屬正常，但檢測至35.79Ton時，錨頭與承壓底鈹明顯分離，經由圖23之研判，地錨殘餘荷重約為35Ton，且能維持最後試驗荷重至40.57Ton，檢視鋼腱與握線器組合尚完好無損。

第二批次地錨揚起試驗共施做12支，其中A-10、B-20及D-79等3支為第一批次試驗不合格



地錨，經補強重施預力後，進行校核性揚起試驗，由試驗結果得知經補強之地錨預力可滿足原設計之要求，其餘9支地錨現況之殘餘荷重亦可滿足原設計荷重要求。試驗成果一覽表詳表3所示。

(六) 綜合評估

1. 第一批次試驗結果第A-10及D-79地錨之預力損失相當嚴重，其原因為何？由於缺乏地質鑽探資料，致無法進行研判，但因預力損失嚴重的地錨均在第三列及第六列，初步研判與地層之種類有關，一般而言，在回填土層、崩積土層或軟弱粘土層之地錨其預力損失會較嚴重，惟亦有可能係地錨錨碇段周圍之地盤潛變、預力地錨施工不確實，例如：地錨未依施工規範規定施拉或錨頭握線器夾片夾不住鋼絞線滑動等原因所造成。

2. 第二批次12支地錨揚起試驗(含第一批次試驗不合格部份復拉補強)，最終荷重位於35.64~40.73Ton大於設計荷重(30Ton)，無拉脫現象，顯示地錨錨碇段之功能尚符合原設計需求。

六、結論與建議

揚起試驗可查核永久性地錨之功能是否正常，預力損失是否在可容許範圍，是一種甚為有用的試驗方法及工具，然邊坡預力地錨之預力損失是否會影響邊坡的安全，與當時設計者的假設條件或分析模式有關。如地錨經證實預力損失確實會影響邊坡之安全，則必須進一步確認預力不足之地錨的範圍，並加以補強。如果地錨之預力損失不致影響邊坡安全，則經揚起試驗之檢核如屬安全，應可證明地錨之錨碇段功能已滿足原設計需求，則不需再進一步進行其他試驗及補強。

從防災規劃與風險管理之觀點，對既存之永久性地錨，宜擬定荷重管理計畫，於必要時辦理揚起試驗及安裝地錨荷重計（詳照片18所示），定期量測檢視其服務功能，以確認地錨之殘餘荷重是否仍符合原設計要求，俾適時實施維護、補強，確保公眾安全；對新設之永久性地錨，宜於設計時即擬定荷重管理計畫，並一併安裝地錨荷重計（詳照片18所示），俾建立坡地長期安全之管理機制。

本文之案例給予業主及承攬廠商的工程師們一個啟示，那就是施工程序確實與否，將會嚴重的影響到地錨之原設計功能。易言之，地錨之設計、施工確實與否，將攸關被整治邊坡之成敗及公共安全。因此，工程師們對於地錨工程之各階段工作，均應確實遵照相關規範規定辦理，以期降低地錨失敗之機率，如再加上完善的坡地管理制度，做好地錨安全管理工作，更將災害消弭於無形。

七、參考文獻

1. 「地錨設計與施工準則暨解說」，中國土木水利工程學會(1998)。
2. 「グランドアンカー工法」，日本グランドアンカー技術協會(1986)。
3. 「グラウンドアンカー」，日本地盤工學會(2000)。

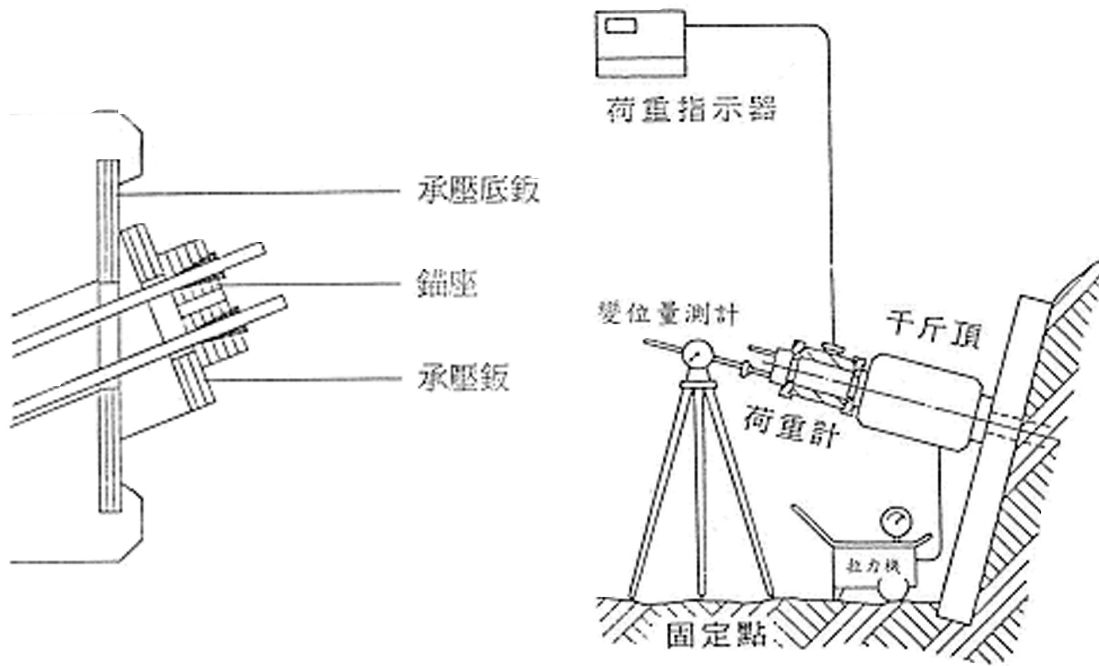


圖1 地錨錨頭構造示意圖

圖2 試驗設備之組成示意圖

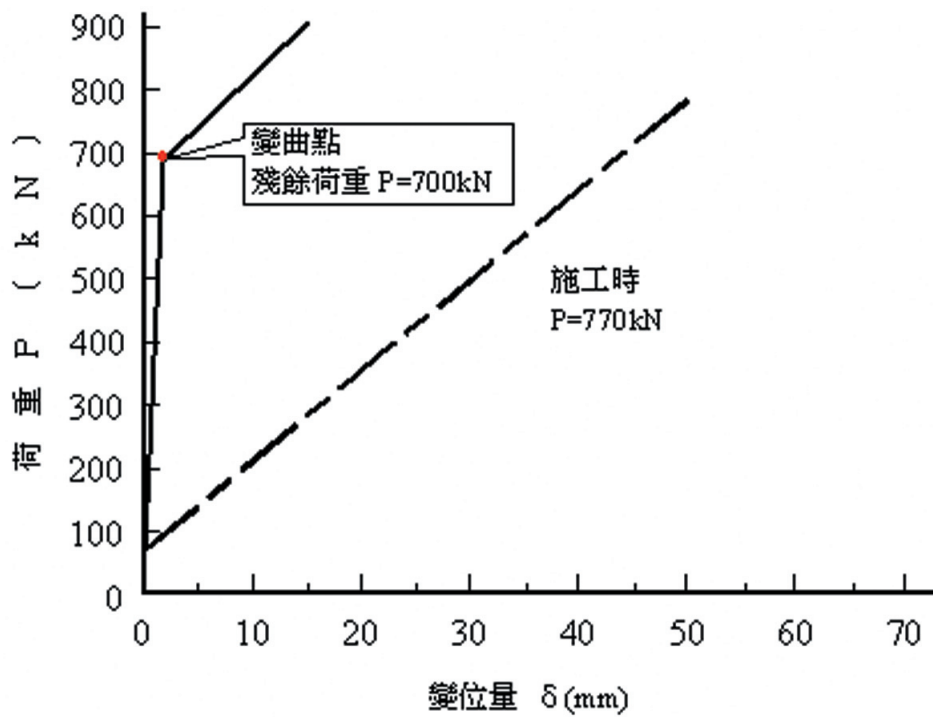


圖3 揚起試驗結果分析法，日本地盤工學會(200)



圖4 預力地錨護坡剖面圖

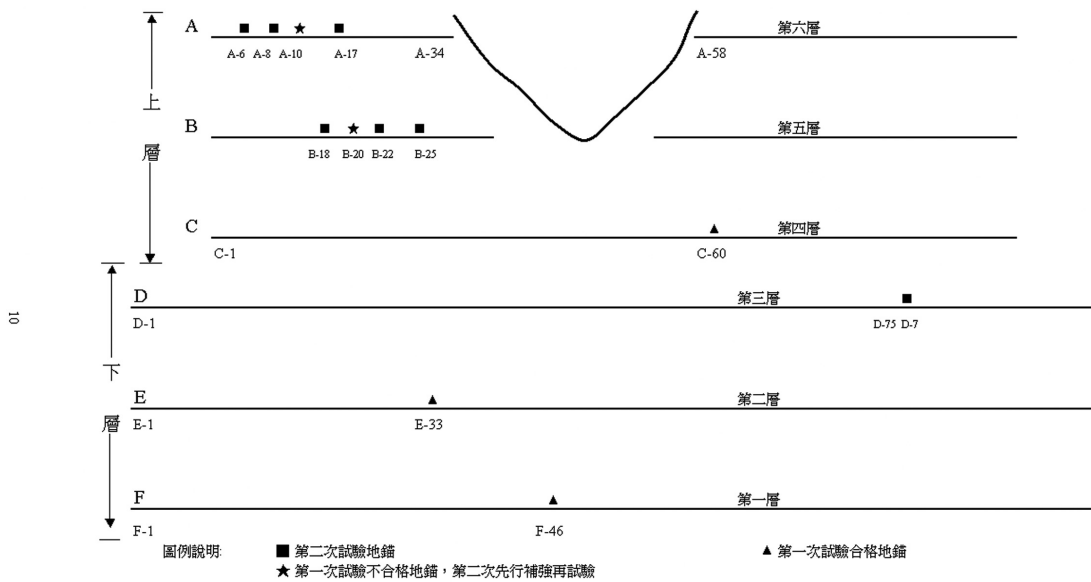


圖5 揚起試驗地錨分佈示意圖

鋼鍵編號:A-10 日期: 90年7月16日
 試驗編號:T-6 設計荷重: 30 Ton

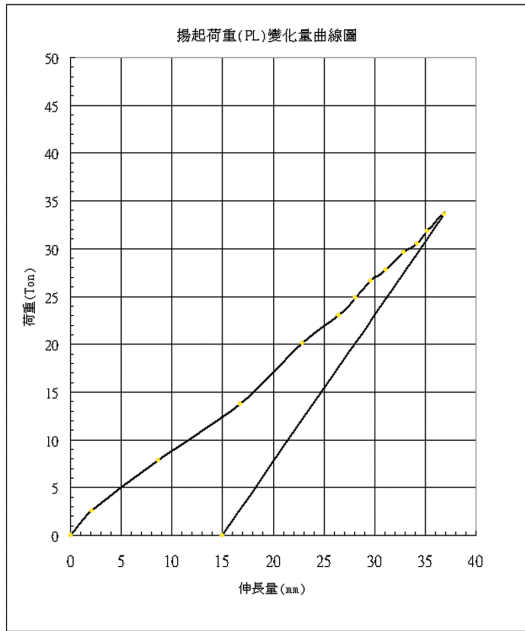


圖6

鋼鍵編號:B-20 日期: 90年7月13日
 試驗編號:T-4 設計荷重: 30 Ton

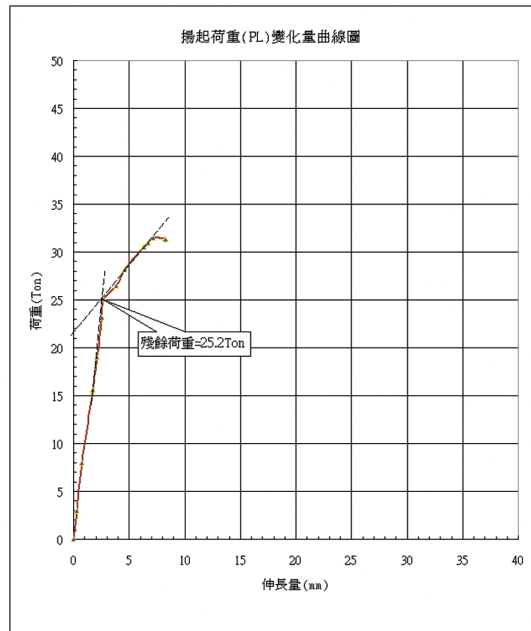


圖7

鋼鍵編號:C-60 日期: 90年7月12日
 試驗編號:T-3 設計荷重: 30 Ton

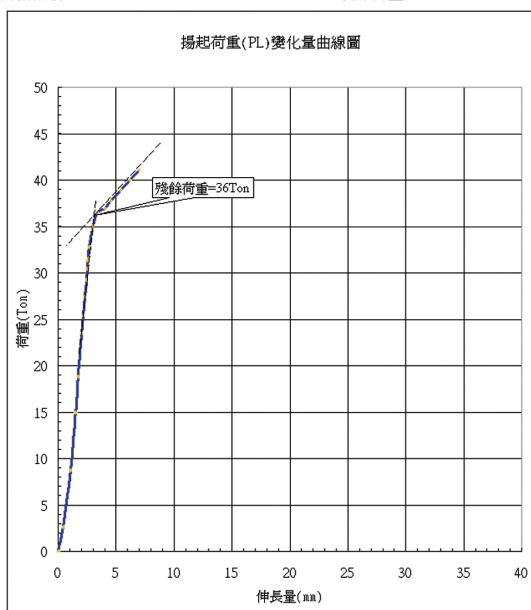


圖8

鋼鍵編號:D-79 日期: 90年7月13日
 試驗編號:T-5 設計荷重: 30 Ton

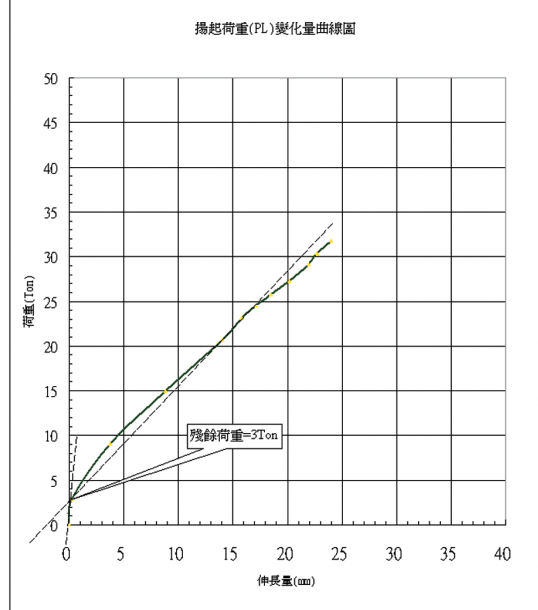


圖9

鋼鍵編號: E-33 日期: 90年7月12日
 試驗編號: T-12 設計荷重: 30 Ton

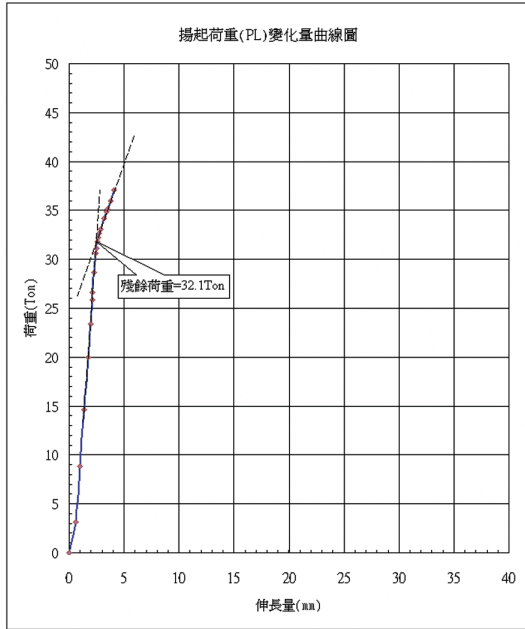


圖10

鋼鍵編號: F-46 日期: 90年7月16日
 試驗編號: T-7 設計荷重: 30 Ton

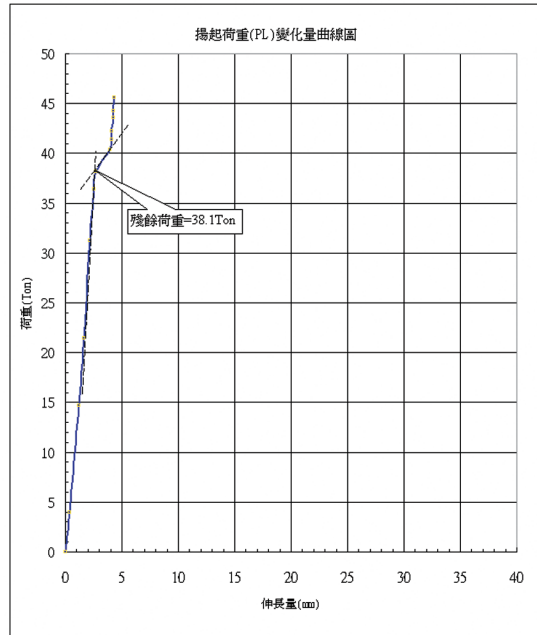


圖11

鋼鍵編號: A-6 日期: 90年10月18日
 試驗編號: T-8 設計荷重: 30 Ton

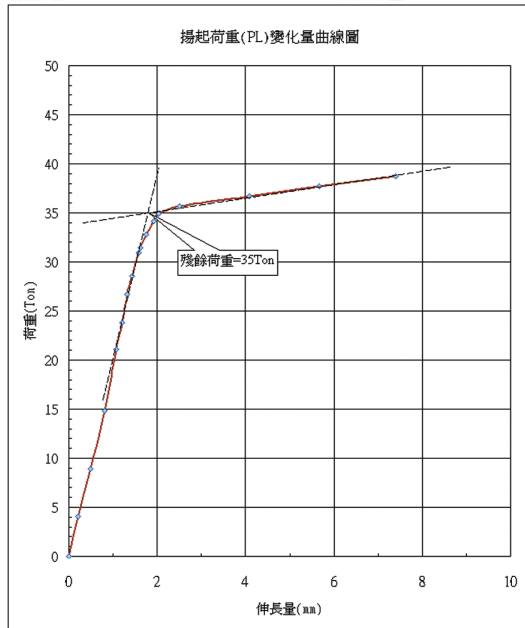


圖12

鋼鍵編號: A-8 日期: 90年10月18日
 試驗編號: T-7 設計荷重: 30 Ton

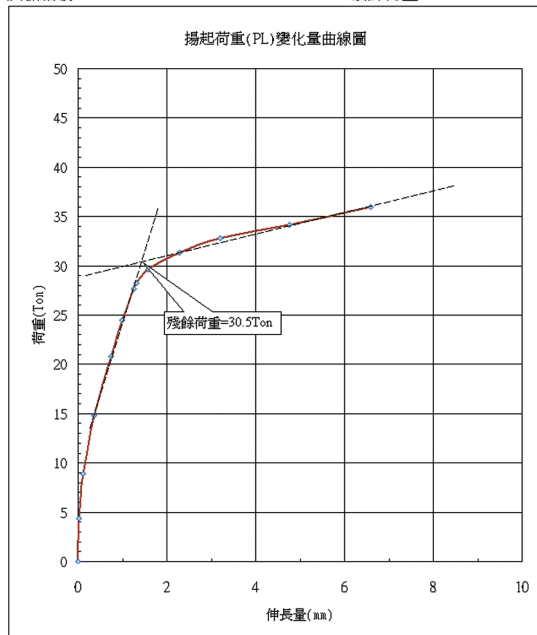


圖13

鋼鍵編號:A-10 日期: 90年10月19日
 試驗編號:T-5 設計荷重: 30 Ton

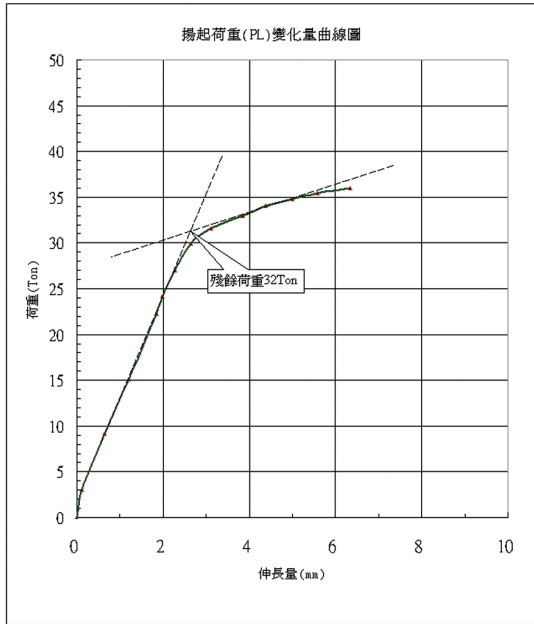


圖 14

鋼鍵編號:A-17 日期: 90年10月17日
 試驗編號:T-6 設計荷重: 30 Ton

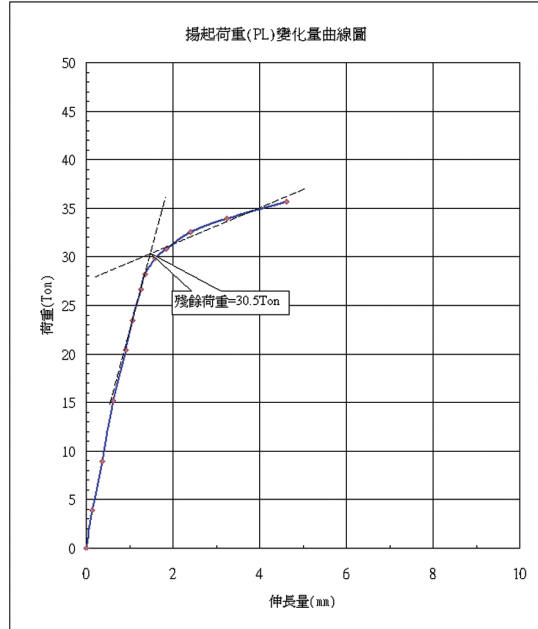


圖 15

鋼鍵編號:B-18 日期: 90年10月16日
 試驗編號:T-2 設計荷重: 30 Ton

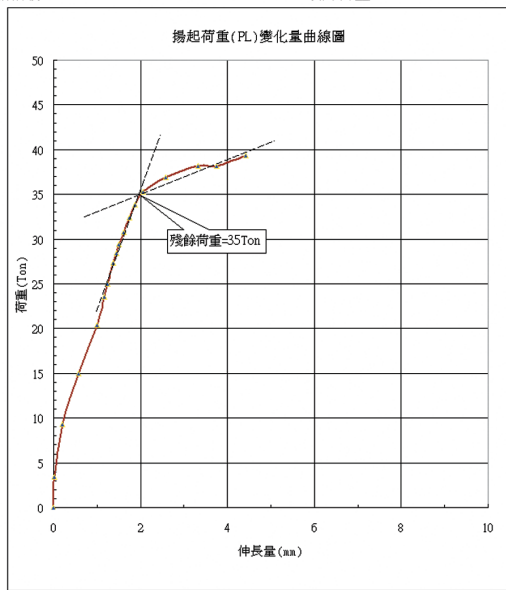


圖 16

鋼鍵編號:B-20 日期: 90年10月17日
 試驗編號:T-4 設計荷重: 30 Ton

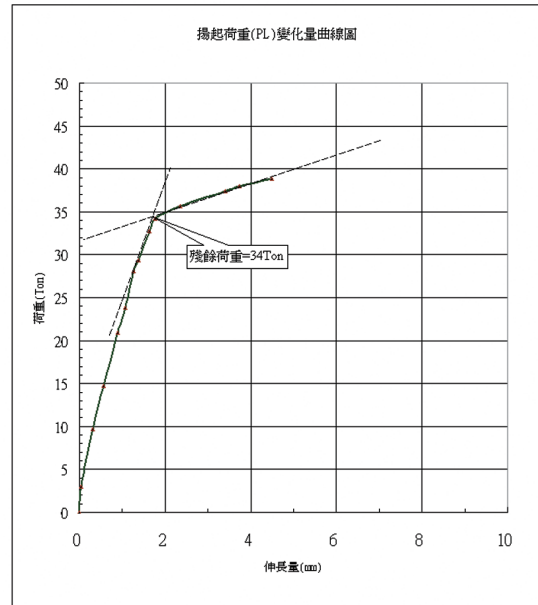
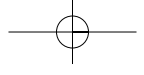


圖 17



鋼鍵編號: B-22
 試驗編號: T-3
 日期: 90年10月16日
 設計荷重: 30 Ton

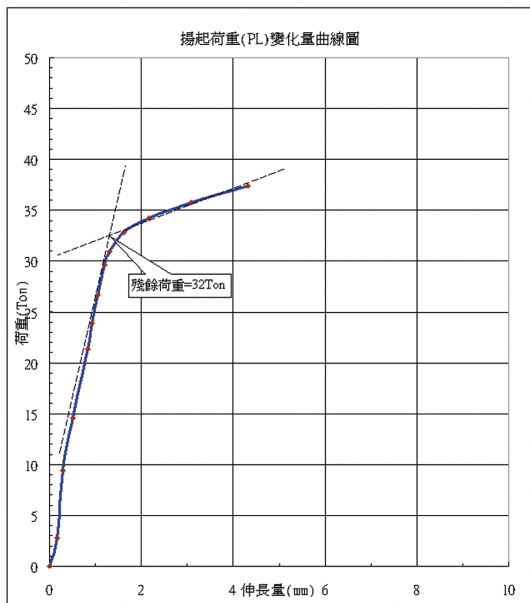


圖18

鋼鍵編號: B-25
 試驗編號: T-1
 日期: 90年10月16日
 設計荷重: 30 Ton

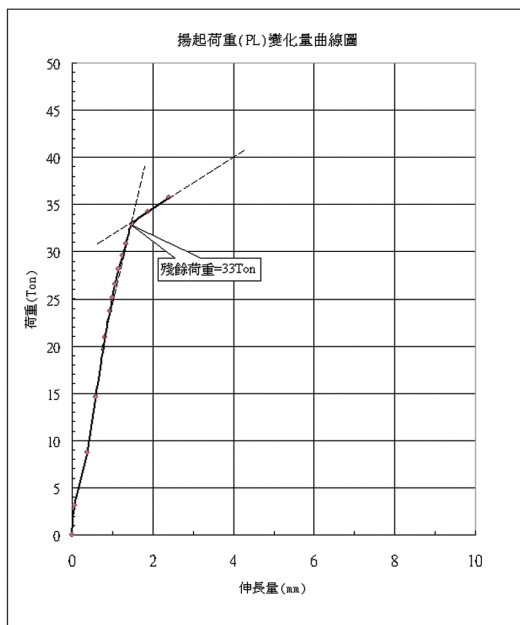


圖19

鋼鍵編號: D-75
 試驗編號: T-9
 日期: 90年10月18日
 設計荷重: 30 Ton

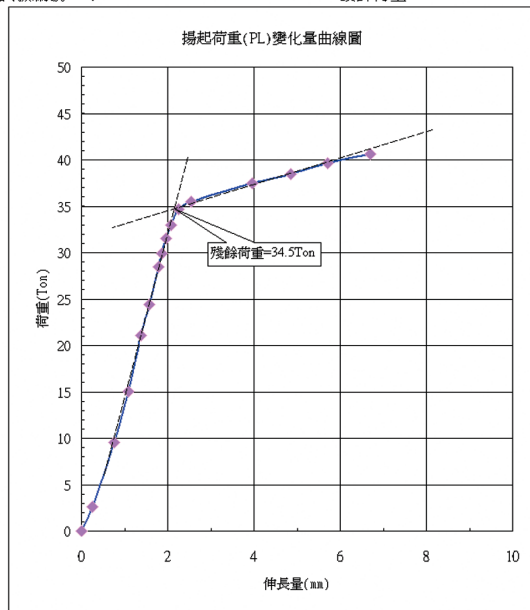


圖20

鋼鍵編號: D-77
 試驗編號: T-10
 日期: 90年10月18日
 設計荷重: 30 Ton

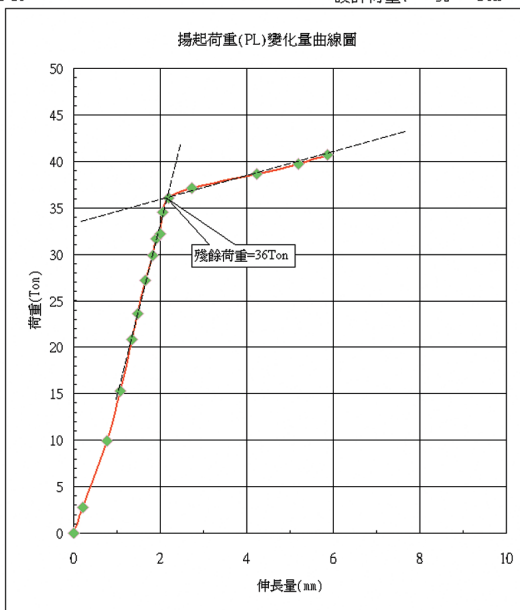
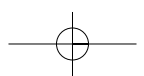


圖21



鋼鍵編號:D-79R
試驗編號:T-12

日期: 90年10月19日
設計荷重: 30 Ton

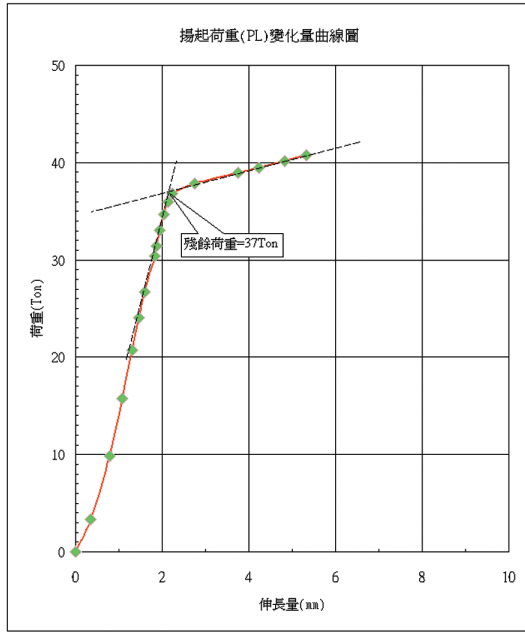


圖22

鋼鍵編號:D-82
試驗編號:T-11

日期: 90年10月18日
設計荷重: 30 Ton

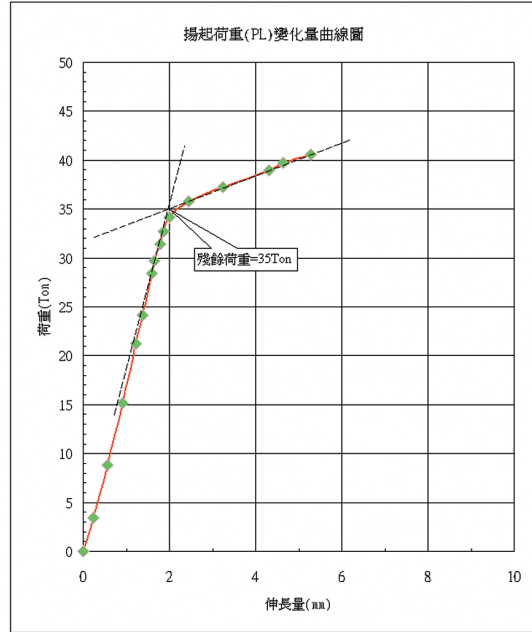


圖23

表1 揚起試驗施預力記錄表

工程名稱:

鋼鍵編號: A-10 設計荷重: 30 Ton
荷重計編號: 21 試驗編號: T-6
變位計編號: 2 試驗人員:

日期: 90年 07月 16日

種類	荷重		時間		間隔	抗拉荷重		鋼鍵伸長量	
	倍數	TON	時	分		讀數 Ton	累計 Ton	讀數 mm	累計 mm
	0	0				0.535	0	-74.803	0
	0.1	3	10	5		3.117	2.582	-72.718	2.085
	0.3	9		20		8.401	7.866	-66.131	8.672
	0.5	15		35		14.326	13.791	-58.071	16.732
	0.7	21		50		20.617	20.082	-51.923	22.88
	0.8	24	11	5		23.518	22.983	-48.383	26.42
	0.85	25.5		20		25.38	24.845	-46.729	28.074
	0.9	27		35		27.178	26.643	-45.178	29.625
	0.95	28.5		50		28.337	27.802	-43.740	31.063
	1	30	12	5		30.183	29.648	-41.963	32.84
	1.04	31.2		20		31.084	30.549	-40.589	34.214
	1.08	32.4		35		32.351	31.816	-39.664	35.139
	1.12	33.6		50		34.166	33.631	-37.990	36.813
							0		15
說明	錨頭直徑: 125mm					鋼鍵規格: 7×12.7mm			
	承壓板規格: 無承壓板					承壓底板俯角: 13°			
	設計自由段長: 9 M					承壓底板規格: 350mm×350mm			
	設計錨定段長: 6 M								

表2 第一批次揚起試驗成果一覽表

工程名稱:

項次	鋼鍵編號	試驗編號	設 計			揚 起 試 驗			評 估		備 註
			錨碇段長度	自由段長度	荷重	最終荷重	最終伸長量	殘餘荷重	設計要求荷重		
			(M)	(M)	(Ton)	(Ton)	(mm)	(Ton)	符合	不符合	
1	A-10	T-6	6	9	30	33.63	36.81	0		●	
2	B-20	T-4	6	9	30	31.35	8.28	25.2		●	
3	C-60	T-3	11	11	30	41.07	6.99	36	●		
4	D-79	T-5	9	9	30	33.1	25.26	3		●	
5	E-33	T-2	6	6	30	37.03	4.07	32.1	●		
6	F-46	T-7	9	9	30	45.57	4.35	38.2	●		
說 明	錨頭直徑: 125mm			承壓板規格: 無承壓板							
	鋼鍵規格: 7-12.7mm			承壓底板規格: 350mm× 350mm							

表3 第二批次揚起試驗成果一覽表

工程名稱:

項次	鋼鍵編號	試驗編號	設 計			揚 起 試 驗			評 估		備 註
			錨碇段長度	自由段長度	荷重	最終荷重	最終伸長量	殘餘荷重	設計要求荷重		
			(M)	(M)	(Ton)	(Ton)	(mm)	(Ton)	符合	不符合	
1	A-6	T-8	11	11	30	38.741	7.4	35	●		
2	A-8	T-7	11	11	30	35.952	6.599	30.5	●		
3	A-10	T-5	6	9	30	36.012	6.343	32	●		第一批次A10 不符合補強後重試
4	A-17	T-6	9	9	30	35.647	4.612	30.5	●		
5	B-18	T-2	6	9	30	39.356	4.423	35	●		
6	B-20	T-4	6	9	30	38.875	4.491	34	●		第一批次B20 不符合補強後重試
7	B-22	T-3	6	9	30	37.368	4.319	32	●		
8	B-25	T-1	6	9	30	35.735	2.4	33	●		
9	D-75	T-9	9	9	30	40.65	6.692	34.5	●		
10	D-77	T-10	9	9	30	40.732	5.872	36	●		
11	D-79	T-12	9	9	30	40.715	5.319	37	●		第一批次D79 不符合補強後重試
12	D-82	T-11	9	9	30	40.575	5.286	35	●		



照片-1 揚起試驗採用之自動紀錄系統



照片-2 變曲點：錨頭與承壓底板分離



照片-3 道路拓寬預力地錨工程



照片-4 A-10 地錨試驗情形



照片-5 A-10 地錨試驗完成後錨頭與承壓底版分離



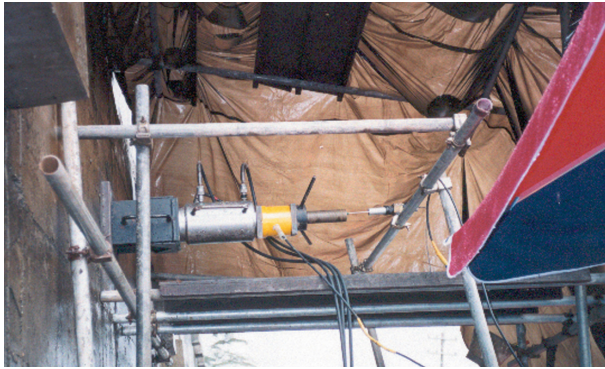
照片-6 B-20 地錨試驗情形



照片-7 C-60 地錨試驗情形



照片-8 D-79 地錨試驗情形



照片-9 E-33 地錨試驗情形



照片-10 F-46 地錨試驗情形



照片-11 F-46 地錨試驗完成後錨頭與承壓底鈹分離



照片-12 A-8 地錨試驗情形



照片-13 A-10 地錨試驗情形



照片-14 B-18 地錨試驗情形



照片-15 B-20 地錨試驗情形



照片-16 B-25 地錨試驗情形



照片-17 D-75 地錨試驗情形

揚起試驗後安裝之地錨荷重計
地錨施做時即安裝之地錨荷重計

照片-18 地錨荷重計

附錄：揚起試驗(地錨殘餘荷重試驗；Lift-off Test)

1.揚起試驗之目的

揚起試驗之施作，旨在確認已經錨碇在地盤中的地錨之既存荷重，試驗結果可做為地錨之監管資料。

2.試驗之數量

遇有確認既存荷重的必要時，應做揚起試驗。用於試驗之地錨數量可由主管工程司斟酌施工規模、打設地盤之種類、以及地錨計畫對象之重要性等因素，妥予決定。

3.最大試驗荷重

最大試驗荷重(P_m)約以既存荷重(P_d)之110%左右為宜。

4.試驗時期

揚起試驗應於地錨錨碇後，遇有確認既存荷重之必要時，或在荷重管理計畫上所指定的時間，加以實施。

5.試驗裝置

用於揚起試驗的試驗裝置及其應該具備的性能如下：

- (a)加力裝置：對於最大試驗荷重具有120%以上之容量。
- (b)計測裝置：能以十分良好的精確定測出地錨的變位置。

6.揚起試驗方法

揚起試驗應依階段載重方式辦理，旨在量測荷重與地錨頭部變位置之關係。

- (a) 初始荷重(P_i) 定為 $P_i=(0.05 \sim 0.1)P_d$ 。但 P_d 為鎖定時之既存荷重。
- (b) 階段式荷重之增量情形如下：在鎖定時之既存荷重(P_d)的85% 左右之前為： $\Delta P=(0.2 \sim 0.25)P_d$ ，超越上述荷重後為： $\Delta P=(0.02 \sim 0.05)P_d$ 。
- (c) 載荷速率宜比照抗拉試驗辦理。

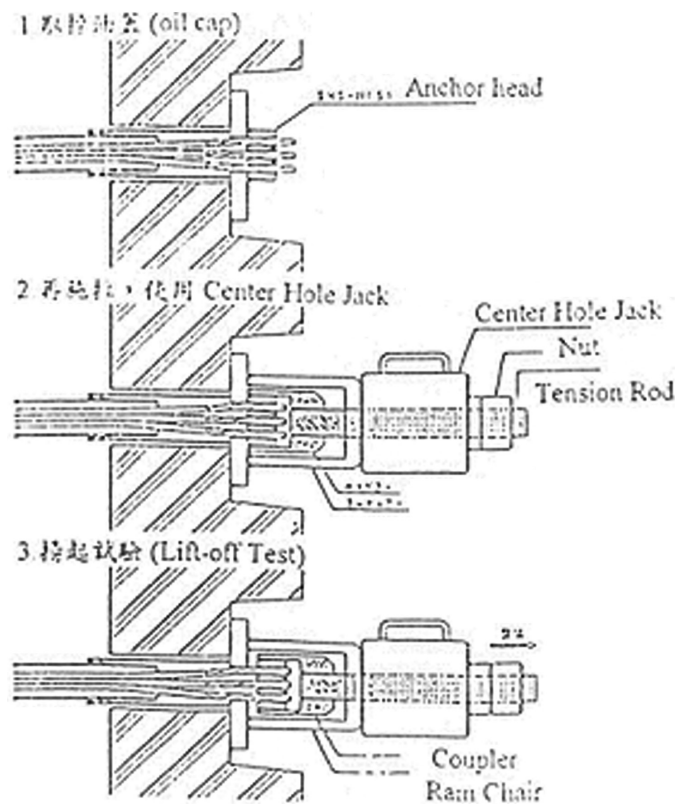
7. 試驗結果之評價

- (a) 做完揚起試驗之後，應將荷重～頭部變位量關係作圖於普通刻度的方格紙上，並依此求出揚起荷重。
- (b) 將揚起試驗(PL)與鎖定時之既存荷重(P_d)之大小加以比較，據以判斷地錨之性能。

8. 揚起試驗之步驟例

揚起試驗係針對已經施拉而錨碇完成的錨頭處予以施拉，並檢測其既存的有效荷重之試驗。今以SHS地錨為例，說明在該地錨錨頭鎖定器上實施揚起試驗的要領如下：

- (a) 以SType(標準型)鎖定器用於施拉PC鋼絞線。
- (b) 以Ntype(錨頭)鎖定器，直接利用Tension Rod 施拉錨頭。
- (c) 讀出當錨頭稍微離開(Lift off)承壓板時的荷重值，試驗步驟如下圖所示。



揚起試驗之步驟

台一線高屏大橋封橋後開放大型車輛 通行決策過程之探討

陳四川*

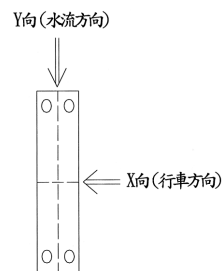
一、前言

九十一年八月一日下午三時十分，高屏大橋預警監測系統測得橋梁有異常訊號，監測數值於P21橋墩在行車方向（X軸）上傾斜量已超出行動值，且橋上警戒系統自動啟動發出警報訊號，為考量橋梁安全，應立即封橋進行全面檢測，遂於下午三時四十分完成封橋事宜。八月一日當日深夜11時30分局長抵達現場指揮處理封橋後相關事宜，並於八月二日上午九時三十分即召開高屏大橋檢測後會議，決議八月二日上午十一時起開放小型車輛通行，限速每小時60公里。八月十二日上午十時三十分本處再與相關單位會勘檢討結果，於當日下午四時開放不超載總重33噸以下車輛通行。

本案從封橋到開放大型車通車共經歷了十二日，期間共召開五次會議。決策過程相當慎重，其間有少數報章媒體報導對於本局之決策過程認為過於草率而有所質疑，乃特撰寫此文，以資澄清。

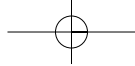
二、封橋依據及檢查過程

高屏大橋警戒值計算橋墩基樁加固補強部份有P21及P24兩橋墩，以橋墩P21進行Y向（水流方向）及X向（車行方向）警戒值分析設計，Y向警戒值分析採洪水直接作用在橋墩，X向警戒值分析係假設洪水以45度之攻角作用在橋墩。分析時假設河流的流速係根據89年9月台一線高屏大橋復建工程設計標準，洪峰水位20.154公尺，流速採用 $U_m = 6.5\text{m/Sec}$ ，分別求出不同沖刷深度的傾斜角與沉陷量，並檢核基樁作用在土壤的力量是否超過土壤承载力，橋墩頂變位不可超過最大警戒水平變位 $\Delta H = 23$ 公分。



高屏大橋之沉陷與傾斜警戒值制定，經分析後，決定取沖刷深度Y向-28公尺、X向-9公

* 公路總局東西向快速公路高南區工程處處長

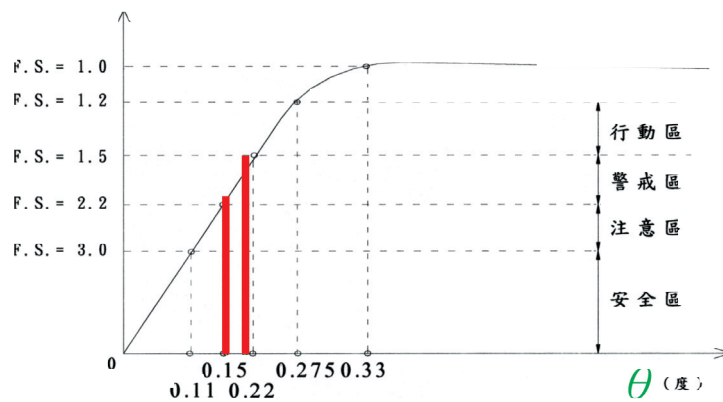


尺，流速6.5m/Sec時所對應的傾斜角 $\theta_{uy} = 0.3304$ 、 $\theta_{ux} = 0.3301$ 為傾斜極限值，沉陷量 $\Delta V = 6.00\text{cm}$ 為沉陷極限值。

X向傾斜警戒值之制定，係依下述假設

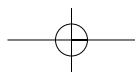
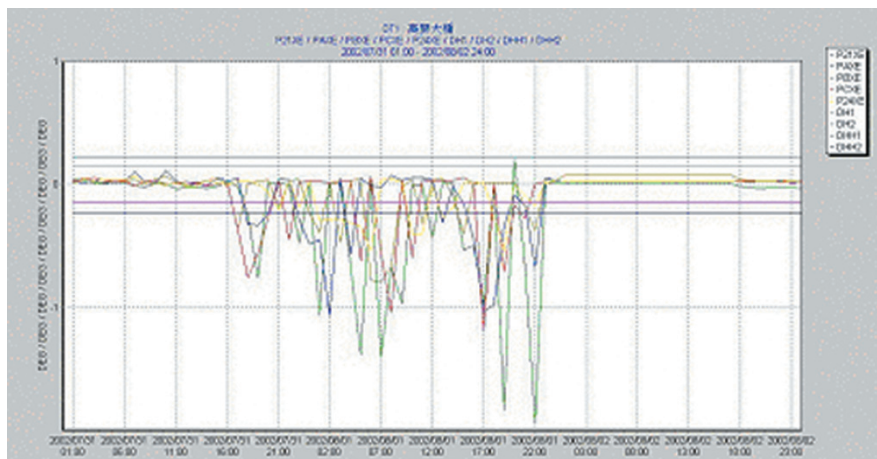
- | | |
|--------------------------|---------------------------------|
| (1) 當F.S. = 1.0時（極限值） | $\theta_u = 0.3301$ |
| (2) 當F.S. = 1.2時 | $\theta_1 = 0.3301/1.2 = 0.275$ |
| (3) 當F.S. = 1.5時（第一級警戒值） | $\theta_2 = 0.3301/1.5 = 0.22$ |
| (4) 當F.S. = 2.2時（第二級警戒值） | $\theta_3 = 0.3301/2.2 = 0.15$ |
| (5) 當F.S. = 3.0時（第三級警戒值） | $\theta_4 = 0.3301/3.0 = 0.11$ |

由上述資料可繪出下圖：



故知當傾斜值 θ 小於0.15時，皆屬於安全區；當 θ 大於0.22時必須立即採取封橋行動，因為理論上當 θ 大於0.33時橋梁即會破壞。

九十一年八月一日下午三時十分，高屏大橋預警監測系統測得橋梁有異常訊號，監測系統測出數值圖形如下：



由於監測數值於P21 橋墩在行車方向(X 軸)上傾斜量(2.2)已直接跳過警戒值(0.15)並較行動值(0.22)超出甚多,且橋上警戒系統自動啟動發出警報訊號,此時顯示情況甚為危急,並無多餘時間考慮,為考量橋梁安全,應立即封橋進行全面檢測,遂於下午三時四十分完成封橋事宜。一方面透過媒體發佈新聞訊息,請車輛改道行駛,一方面同時加強車輛改道行車交通標誌及安全措施。

經封橋後,隨即調派橋梁檢查車由工程人員進行P21 至P24 橋梁全面檢測,至當日下午七時,水面上橋梁外部檢查完成且均無異狀。至於水面下因工程人員無法實施檢查,乃商請國軍第八軍團救難大隊及海軍搜救大隊協助潛水檢測橋梁基樁。經第八軍團司令官等至現場會勘後,礙於夜間視線不佳及安全考量,決定隔日(八月二日)清晨五時再進行水中檢測工作。

八月二日清晨經水面下探測P21-Pc 橋墩基樁至上午十時全部完成,其檢測結果如下所述:

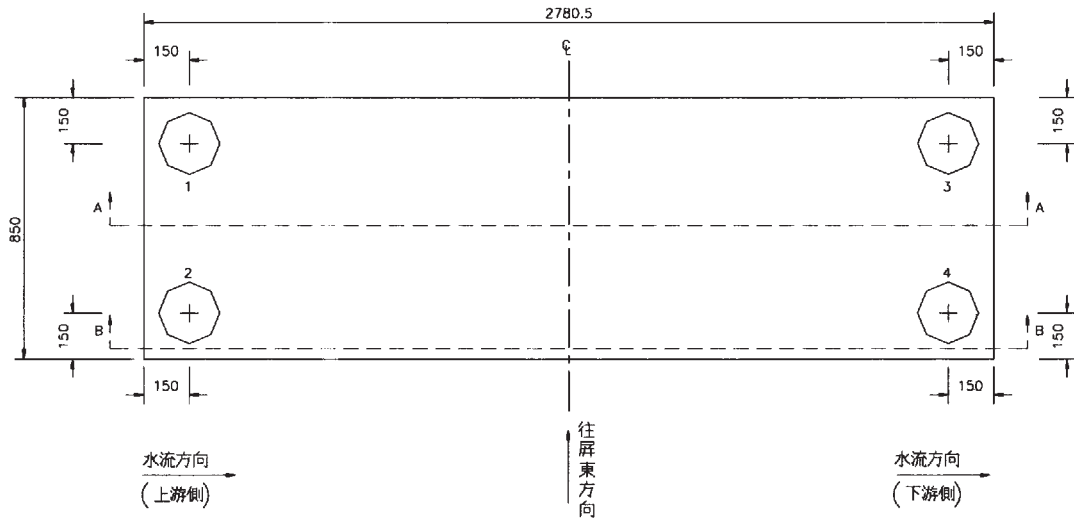
1. P21 橋墩基樁保護之鋼套管部分螺絲鬆脫(四根基樁共約四十顆螺絲)。
2. Pa 橋墩之第二根基樁,自河床上約1.6 公尺處,基樁表面蜂窩狀約30 公分,惟周長量測仍為6.28 公尺(周長沒減少)。
3. Pa 橋墩之第五根基樁,自水面(EL.+6.0)下6 公尺處有瑕疵,寬約12 公分、深約10 公分、長約1.7 公尺。
4. Pc 橋墩之第一根基樁,水面上約1.5 公尺處,混凝土遭沖刷約1 公尺寬、15 公分深、長約2 公尺之瑕疵情形。
5. Pc 橋墩之第二根基樁,水面下約4.5 公尺處有瑕疵,深約40 公分,長約2 公尺。(檢測結果詳附圖說明)。

三、封橋後開放通車決策過程

八月一日當日深夜11 時30 分局長搭飛機趕抵現場指揮處理封橋後相關事宜,並於八月二日上午九時三十分隨即邀集屏東縣政府、高雄縣政府、高屏兩縣警察局、中華顧問工程司、健峰工程顧問公司、本局第三區養護工程處及本處開會研商,會議由局長親自主持,經與會人員根據復建工程設計資料、封橋後橋梁檢查檢果、水中基樁檢測結果及橋梁預警監測系統測定值等資料研判如下:

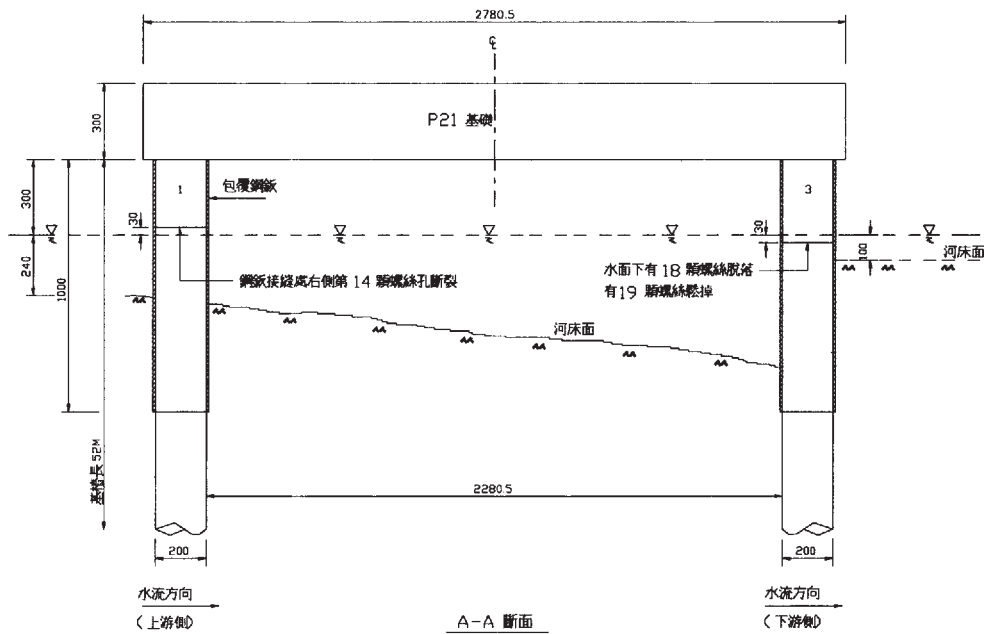
1. 封橋後經過相關人員利用橋梁檢查車詳細的檢查結果,發覺若是傾斜值 Θ 果真達到2.2,早已超出極限傾斜值 $\Theta_{ux} = 0.3301$,按常理橋梁早該傾倒破壞,至少外觀應有明顯損壞裂痕,但經工程人員詳細檢查後,橋梁伸縮縫、胸牆、中央護欄等外觀均完好並無異狀。
2. 再經水中檢測結果,橋基發覺基樁並未出現嚴重性缺陷,亦即基樁雖有裸露但尚在復建工程設計許可沖刷深度範圍內,水中檢測結果,包覆有鋼管與未包覆鋼管接合之處,打除樁頭劣質混凝土處雖略有瑕疵,亦不足以造成立即性危險。

因此初步斷定橋梁結構應無重大變化,惟因恐重型車輛載重超載超速及行車安全起見,故在原設計顧問公司尚未完成安全性評估之前,第一階段僅宜先開放小型車通行。



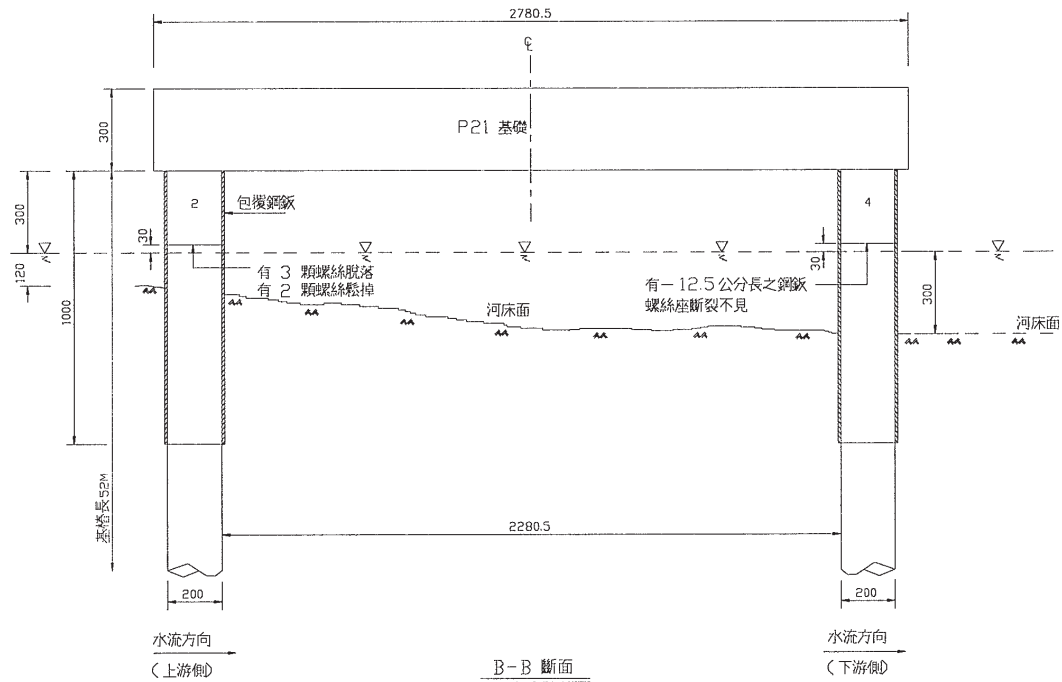
P21 橋墩

P21 橋墩基樁（托底工法）平面

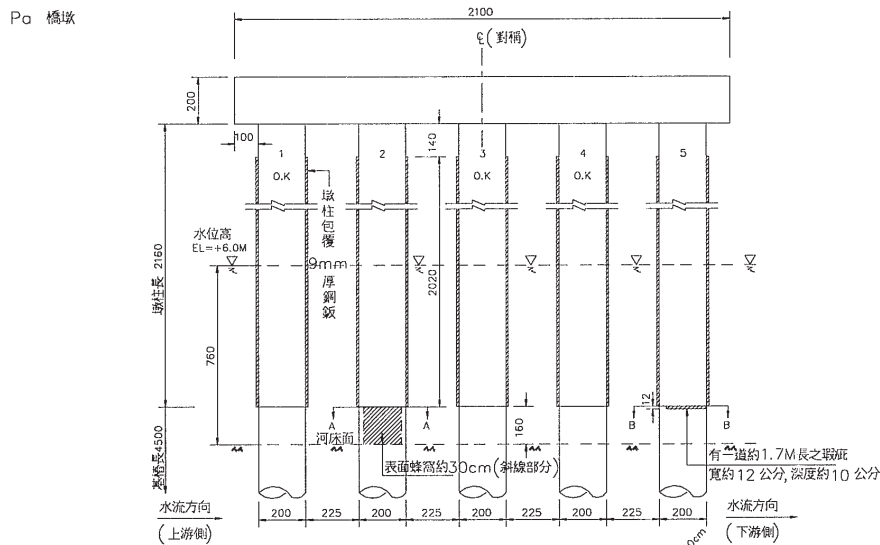


A-A 斷面

P21 橋墩基樁（托底工法）A-A 斷面

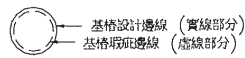


P21 橋墩基樁 (托底工法) B-B 斷面



註：

1. 基樁有取坑邊線係陸戰隊兩棲偵搜大隊潛水人員於水中摸索後所陳述之情形
2. 但實測其圓周長為 6.28M, 換算直徑為 2.0M, 與設計相符。

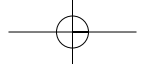


A-A 斷面

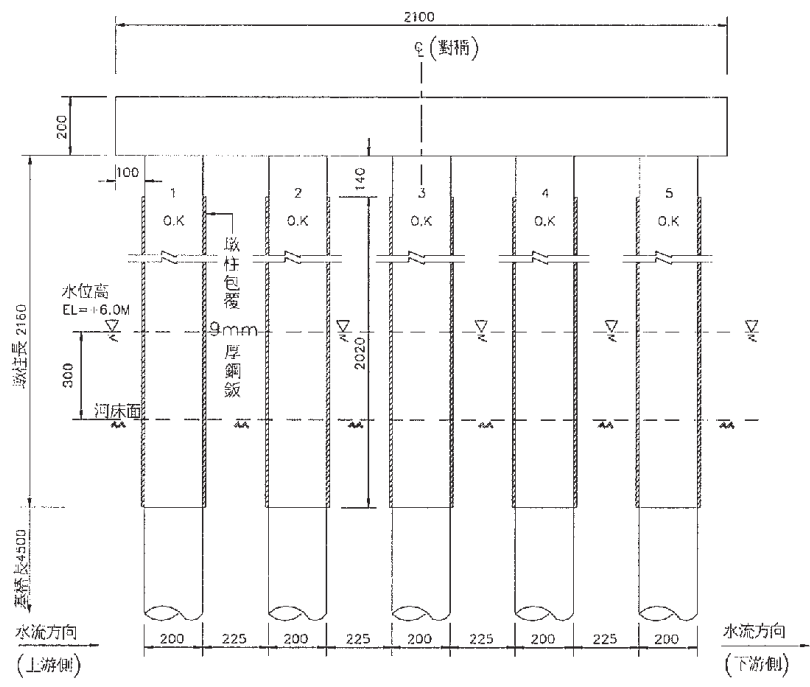


B-B 斷面

Pa 柱式橋墩基樁 A-A 斷面



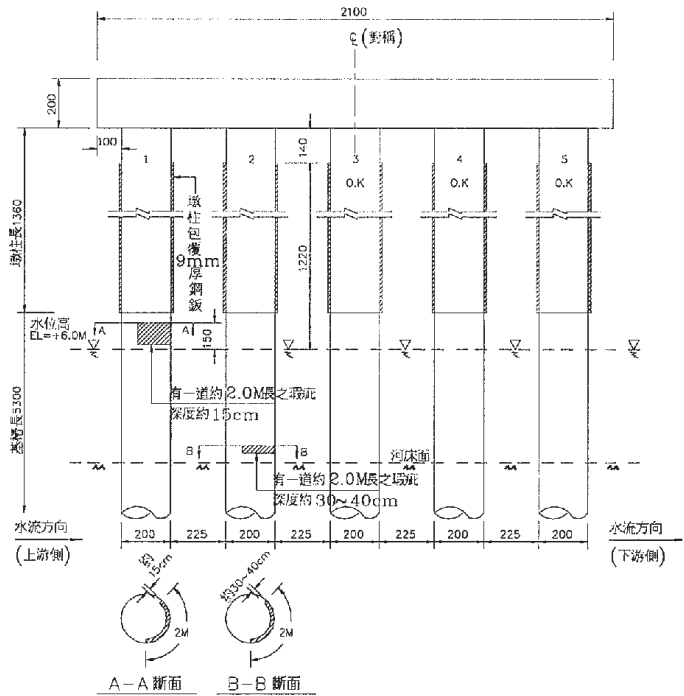
Pb 橋墩



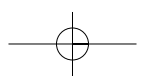
註： 依陸戰隊兩棲偵搜大隊潛水人員檢測結果無異常。

Pb 柱式橋墩基樁斷面

Pc 橋墩



Pc 柱式橋墩基樁斷面



八月二日召開開放小型車通行會議：當日決定立即開放小型車通行。根據會議討論及研判結果，始作成以下結論：

1. 八月二日上午十一時起開放小型車輛通行，限速每小時60公里，請工程處豎立相關警告標誌及採取相對配合措施。
2. 高屏大橋改建工程儘速施工，縮短工期。
3. 立即進行有瑕疵基樁之檢討及補強措施。
4. 經監測後依監測結果及原設計標準嚴予限制載重。
5. 有關交通管制及交通維持作業、超載超速取締，請兩縣警察局全力配合協助。

依據會中局長指示辦理事項，本處立即於八月二日當日中午十二時旋即請中華顧問工程司及本處各相關單位召開高屏大橋檢查檢討會，會中決議如下：

1. 91.08.09前由本處第四工務段報詳實本次封橋橋梁檢測結果及檢討報告書，俾核轉報局。
2. 請中華顧問工程司於91.08.06提送緊急搶修結構補強保固預算書圖，並限本（八）月六日前送本處俾速辦理發包施工。
3. 本次封橋檢測協調軍方救難大隊及搜救大隊辦理封橋檢測作業所發加菜慰問金，請速簽辦。
4. 新橋改建重新發包，即速辦理。
5. 高屏大橋繼續加強監測，現地橋梁駐守監測人員應確實辦理。
6. 高屏大橋橋梁監測系統增設本處第二工務段，請公路總局第三區養護工程處完成驗收程序後，儘速移交本處並辦理監測系統人員訓練，請本處第二工務段連絡第三區養護工程處辦理。並洽顧問公司即刻辦理橋梁監測系統監測人員教育訓練。
7. 高屏大橋限制大型車通行之告示牌及限速告示牌、改道告示牌等交通標誌標線等安全措施，請本處第二工務段及第四工務段分別洽請公路總局第三區養護工程處高雄工務段及潮州工務段配合辦理。

八月五日於本局第三區養護工程處召開「橋梁裝設預警系統執行情形檢討」會議，檢討現行裝設的自動預警監測系統運作情形，會中作成八項決議：

1. 高屏大橋係由高南區工程處負責維護，請高南區工程處隨時查看預警系統，若發現有異常現象，由高南區工程處決定封橋後通知第三區養護工程處協助封橋事宜。第三區養護工程處亦隨時注意各裝設有監測預警系統之橋梁情況，依緊急應變計劃相關事宜處理。
2. 高屏大橋復建工程係以Q=20、使用年限5年、地震震度5級、HS20不加超載設計，故該橋可能損壞原因不外乎（一）超載（二）地震（三）洪水沖刷等因素；本橋因涉及設計條件及警戒值、行動值之檢討，請高南區工程處召集中華顧問工程司及健峰工程顧問公司等相關單位開會，檢討設計時容許變位量及沉陷量，並據以重新制定行動值及警戒值。高南區工程處並請中華顧問工程司依據基樁檢查資料評估現今該橋開放通車結構之安全問題。
3. 高屏大橋預警系統請高南區工程處第二工務段24小時監控，第三區養護工程處高雄工務段應於白天上班時間每小時監控乙次，並設置簽名簿做為記錄。其他裝有監測預警系統

之橋梁亦比照本方式監控。

4. 請第三區養護工程處正式行文感謝高雄縣、屏東縣政府及警察局配合本次封橋措施之辛勞，並請獎勵相關人員。

八月八日召開開放大型車輛通車（第一次）會議：高屏大橋自八月二日上午十一時起開放小型車輛通行後，期間地方政府與民眾建請本局可否早日開放大型車輛通行，本處考量高屏大橋為高屏兩地最重要交通幹道，該橋並與民眾生活息息相關，為順應地方民眾需求，遂於八月八日下午三時三十分邀請中華顧問工程司、本局第三區養護工程處等相關單位召開大型車輛開放通車會議，會中針對水中檢測結果討論及橋梁預警監測系統詳加討論，討論結果事項如下：

1. 經研判並無橋基掏空、橋基下陷之情事：
 - (1) 所檢測基樁瑕疵係依蛙人部隊用手觸摸結果，與實際情況並不盡相符，經實際拍攝後基樁情況尚稱良好。
 - (2) 高屏大橋下游端水利署第七河川局正施作固床工，目前尚未完成，故河道水流及河床尚呈不穩定狀態，俟河川局固床工完成後，此情形應可改善。
 - (3) P21~P24 間橋墩係位於高屏溪主河道，是目前溪洪沖刷最嚴重區段，現有河床面高程與復建工程竣工時雖略有變化，惟仍在設計容許沖刷深度範圍內，並無橋基掏空、橋基下陷之情事。
2. 少數基樁表面雖有瑕疵，係因多次洪水沖蝕及滾石流木衝擊及打除全套管基樁樁頭劣質混凝土所致，屬施工中正常現象。
3. P21 基樁防撞鋼板有極少數螺絲鬆動，乃是因為受水流長期衝擊所致。該防撞鋼板所設置之螺絲數量已有考慮受水流衝擊之影響，且採保守設計，故目前部份螺絲鬆動，並不影響防撞鋼板保護基樁之功能。
4. 該工程完工通車後，歷經多次颱風等及洪水之衝擊，其衝擊力之強大由目前 P21 橋墩舊有四十支基樁被衝斷僅剩四支，可想而知，故本次所發現之瑕疵純係颱風與洪水造成強大水流，連同所夾帶的滾石流木衝擊基樁有關，此節經中華顧問工程司評估均屬施工中無法避免現象，並不影響橋梁主體之結構安全。。

依據上述討論結果，乃作成會議結論如下：

1. P21-P24 該段復建工程橋面為鋼梁，該結構與銜接舊橋預力混凝土結構施工材料不同，而鋼梁結構部份會產生較大的撓度及震動係屬正常現象，請用路人放心。
2. 本次橋梁監測系統變位超出警戒值，疑因大型車輛超載超速頻繁及緊急煞車產生較大震動及撓度所致。
3. 基樁檢查結果，少數基樁表面局部稍有瑕疵，係因採用全套管工法及圍堰施工，並經多次洪水沖蝕及滾石流木衝擊所致，經研判對橋梁結構安全並無立即危險，為防日後流木滾石繼續衝擊加劇，宜立即補強保護。
4. 經顧問公司及公路總局持續多日的監測觀察，其監測值已恢復正常。
5. 高屏大橋 P21-P24 復建工程設計年限僅五年且未增加超載 30% 活載重，是以採 AASHTO HS20-44 設計，經設計顧問公司評估，在嚴格限制超載車輛下，可開放大型車輛通行。並

請中華顧問工程司速提出詳細完整的橋基安全性評估報告。

6. 公路總局第三區養護工程處於高屏大橋兩端及適當地點設置「高屏大橋嚴禁超載車輛通行」標誌牌面。
7. 開放大型車輛通行後，請警方加強管制，嚴格取締超載超速車輛。
8. 以上結論事項俟陳報公路總局同意後辦理通車事宜。

八月十二日上午召開開放大型車輛（第二次）會議，決定當日下午四時開放大型車輛通行：本處依據中華顧問工程司安全性評估報告及會議結論，簽報公路總局，奉准同意開放限重33噸大型車輛通行後，即於八月十二日再度邀請高雄縣交通隊、屏東縣交通隊、本局第三區養護工程處高雄工務段、潮州工務段等單位召開台一線高屏大橋開放大型車輛通行協調會，其會議結論如下：

1. 經檢討後高屏大橋訂於本日下午四時開放不超載總重33噸以下車輛通行。
2. 開放大型車輛通行後，請警方加強稽查，嚴格取締超載超速車輛，並請警廣加強廣播宣導請用路人多加配合。
3. 請第三區養護工程處於高屏大橋兩端及適當地點設置『高屏大橋嚴禁33噸以上車輛通行』標誌牌面及相關交通安全設施。
4. 請健峰工程顧問公司、第三區養護工程處高雄工務段及本處第二工務段繼續加強橋梁預警系統監測及橋梁檢查、巡查等維護工作。

四、結語

台一線高屏大橋位居高屏兩縣之交通要衝，八十九年八月二十三日由於碧利斯颱風侵襲連日豪雨，導致八十九年八月二十七日下午二時五十五分遭溪洪的衝擊P22橋墩下陷橋面崩落，造成交通中斷，嚴重衝擊高屏兩地區之居民交通問題。本次封橋事件有部份報章媒體與民眾對剛完工通車一年的復建工程施工品質及剛裝設完成橋梁自動預警監測系統有所質疑。並對本次封橋後，開放小型車至開放大型車之決策有所誤解，認為本局開放大型車輛決策過程草率，未顧及民眾權益，此誤解實因不瞭解本局決策過程均經慎密的討論與詳細評估始作決定所致。本處身負高屏大橋維護管理之責，對於部分媒體報導與民眾之誤解，有必要加以說明及澄清，故將本處封橋與開放大型車輛通行之決策過程特別詳實撰記，就教各位先進，尚祈指正。

台一線頭前溪橋改建工程之規劃設計

李宗仁*

壹、計畫緣起

省道台一線為本省南北向主要運輸走廊，亦是臺灣西部平原各都會生活圈之交通動脈，而跨越頭前溪之台一線頭前溪橋更是新竹縣、市間之重要連絡孔道。其中台一線頭前溪橋南下車道部份原係日據時代所建，橋梁全寬9.7公尺。後由於工商業發達，經濟起飛快速，為因應日趨擁塞之車流，於民國68年將舊橋拓寬至24.8公尺寬【如圖1所示】，並規劃為四線快車道及兩線混合車道【如圖2、圖3所示】。

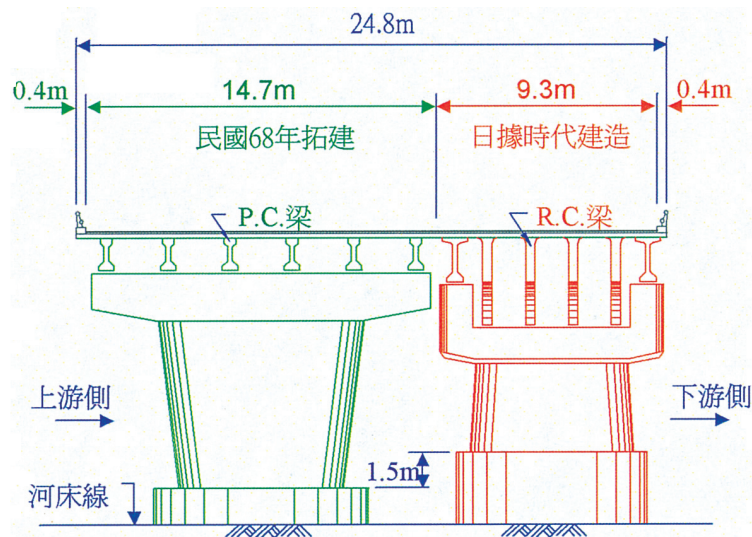


圖1 台一線頭前溪舊橋改建前斷面圖

* 公路總局東西向快速公路北區工程處第三工務段段長



圖2 台一線頭前溪橋改建前狀況



圖3 台一線頭前溪橋改建前狀況

然近年來因頭前溪流域飽受盜採砂石之苦，以致造成河床急遽下降，該橋沉箱基礎嚴重裸露，危及橋梁結構安全。每年雖屢設蛇籠、鼎塊等保護工保固橋基，但仍分別於民國71年的裘斯颱風、83年道格颱風及85年賀伯颱風的強颱豪雨侵襲下，因溪水暴漲而發生沖毀橋墩造成斷橋【如圖4、圖5、圖6所示】，究其原因乃因沉箱基礎深度嚴重不足所造成，其橋梁結構經檢測結果評定為「基礎穩定性不足，耐震能力過低」，並將本橋列為危險橋梁。為因應與日俱增之龐大車流，該橋進行全面改建已是刻不容緩之工作。有鑒於此，經報奉中央核准，本局乃於民國86年間委託工程顧問公司就原橋址進行改建之規劃設計工作。



圖4 台一線頭前溪橋賀伯颱風受損情形

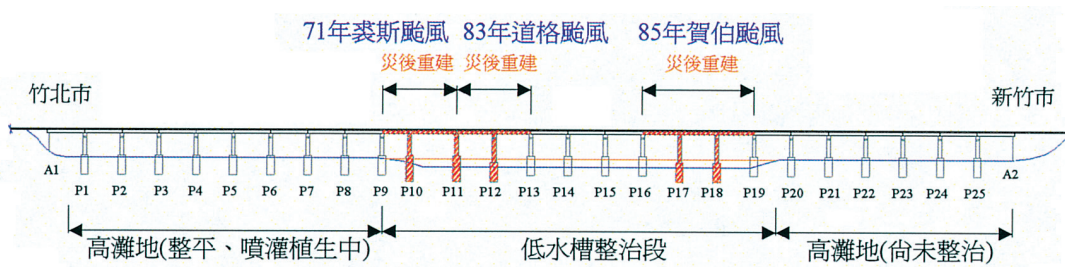


圖5 台一線頭前溪橋歷次颱風受損情形



圖6 台一線頭前溪橋颱風受損復舊後情形

另為聯繫與紓解新竹生活圈東西向之交通，有必要於改建台一線頭前溪橋同時，增設與東西向快速公路南寮竹東線交叉處交流道匝道以聯成完整路網，使改建後不但橋梁結構安全無虞，交通更形順暢。另新竹縣市政府並配合河川整治及都市發展，於河川高灘地設置親水公園，增加民眾遊憩處所及改善景觀。

貳、工址狀況

一、頭前溪橋狀況

頭前溪橋原橋位於台一線里程69k+352.85至69k+926.98，全長574.13公尺，北端銜接新竹縣竹北市，南端穿越興建中之東西向快速公路南寮竹東線銜接新竹市中華路【如圖7所示】。現有頭前溪橋共配置27跨橋孔，橋面全寬為24.8公尺；其中下游側(南下車道)之R.C.梁橋為日據期間所興建，上部結構計有6支大梁，內梁共4支為鋼筋混凝土T型梁，跨徑中央部份梁深較淺約為1.75公尺，接近大梁支承附近則漸變為3.2公尺(含橋面版)，兩側外梁為預力混凝土梁，梁深1.75公尺，橋寬9.7公尺；上游側(北上車道)之P.C.梁橋為民國68年拓建，橋寬15.1公尺，上部結構為6支預力混凝土大梁，梁深1.2m。下部結構新、舊橋墩均為長圓形壁式橋墩，墩高約8公尺，日據期間興建之基礎為長圓形沈箱，沈箱深度在8.4~10.5公尺之間，現有沈箱大部份均已露出河床面2.5~4.0公尺之多，本局民國68年拓建之橋墩基礎為高9.0~12.0公尺之圓形沈箱。左右兩橋之下部結構各自獨立，而橋面版則相互連結【如圖8所示】。

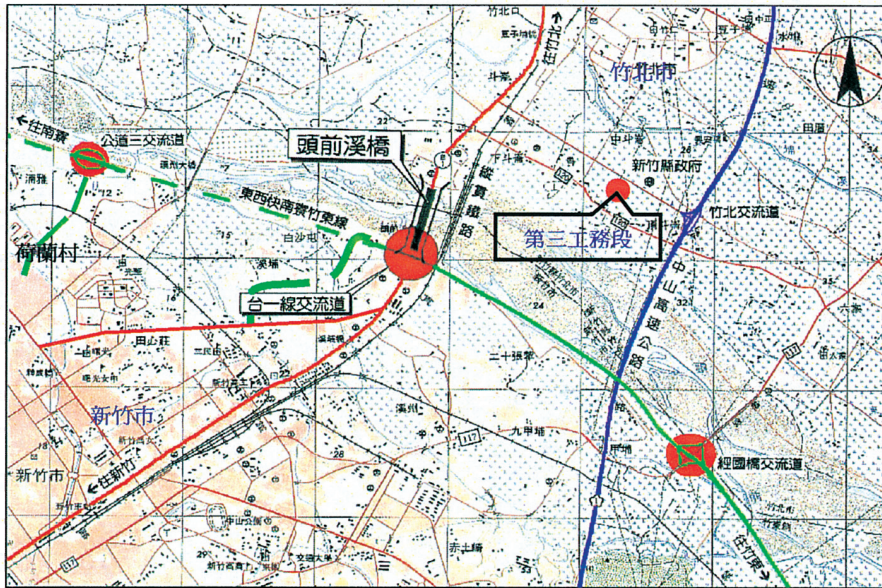


圖7 台一線頭前溪橋平面位置圖



圖8 台一線頭前溪舊橋下部結構情形

由於頭前溪流域盜採河川砂石情形相當嚴重，造成河床面急遽下降，每於遭遇強颱豪雨造成溪水暴漲沖刷河床時，使得沈箱裸露情形更為雪上加霜。並於民國71年之裘斯颱風；83年之道格颱風；及85年之賀伯颱風，分別發生洪水沖毀橋墩P10、P11；P12；及P17、P18導致斷橋之危害。每年雖經加固橋基保護，但由於舊橋之沈箱基礎深度嚴重不足，且現有橋墩平均間距約21.26公尺，影響排洪；又加上舊橋墩體之表層混凝土處處可見剝落，故結構安全仍存有潛在之危險。

二、交通狀況

頭前溪橋位於新竹市北面跨越頭前溪，為省道台一線聯繫新竹市與新竹縣竹北、新豐、湖口等市鄉鎮交通必經之地，同時亦為新竹生活圈南北往來之重要橋梁，故頭前溪橋現除作為提供地區性交通流通外，更兼具負擔中長程旅次(過境交通)運輸之任務，於新竹地區整體路網結構中交通功能至為重要。本橋梁目前為雙向各兩線快車道及一線混合車道之六車道路面，南面銜接新竹市中華路，道路寬度30公尺；北面為竹北市中華路，計畫寬度40公尺，兩路段之車道配置現況均為雙向各兩線快車道、路側約4.5~6.0公尺之路肩供機慢車行駛。

由歷年交通量調查資料顯示(民國80-85年)，頭前溪橋日交通量平均年成長率約為百分之二，統計民國85年日平均交通量雙向合計為133,152輛，其中小型車每日有89,572輛(佔67.3%)、大型車每日有3,904輛(佔2.9%)、機車有39,676輛(佔29.8%)，折算成小客車當量計有109,475PCU，由於道路交通量遠大於其服務容量，致其服務水準已降至F級，交通相當擁擠。

三、工址水系

本工程跨越之主要河川為頭前溪，其溪流發源於雪山山脈之鹿場大山，流經新竹縣五峰鄉、橫山鄉後，與發源於李棟山並流經新竹縣尖石鄉、橫山鄉之油羅溪合流後，以下始稱頭前

溪，其流域面積約565.94平方公里，主流河道長約63.03公里，流域平均坡降約為1：119。臺灣省水利局於民國71年6月完成「頭前溪治理基本計劃」，本工程大約橫越其編號17之斷面，北側為斗崙堤防，南側為二十張犁堤防。因頭前溪為主要河川，故計劃洪水量採用100年頻率之洪峰流量作為設計之依據。

四、防洪設施狀況

於台一線頭前溪橋新竹市側，現有二十張犁堤防已完成，茲因東西向南寮竹東線橋梁基礎與堤防共構施作之需要，部分堤防必須破堤構築。於新竹縣側，目前水利處第二河川局已完成頭前溪上下游之堤防。頭前溪於本橋址之河段，現況高低水槽明顯，於低水槽部份，兩側及河床均設有蛇籠、鼎塊等保護工，上下游兩側並各設置低水槽固床工一處【如圖9所示】。



圖9 台一線頭前溪舊橋下游側低水槽固床工

五、地質現況

本工程工址位於頭前溪流域之下游河床，為頭前溪所夾帶之泥砂、礫石及卵石所堆積而成，屬現代沖積層，其主要組成物質為砂土、礫石及卵石，由鑽探資料顯示，其上部地層為厚約數十公尺以上之卵石層，間夾有礫石與粗砂，現場標準貫入N值甚高，卵石層之N值一般皆在60以上，而局部之粉土質細砂與礫石薄層之N值亦達50左右，皆為良好之承載層，現代沖積層以下則屬頭崙山層香山相，主要由灰色砂岩組成，其中夾有灰色頁岩、泥頁及礫石薄層。根據區域地質資料研判，本橋址附近並無斷層通過。地下水位深度約為GL-2~-5公尺。新竹地區屬中震區範圍，依『公路橋梁耐震設計規範』之震區劃分，屬地震二區。

六、管線狀況

本工程範圍內計有台灣電力公司、中華電信公司、國防部統一通信指揮部、自來水公司、

中國石油公司、民間電視電纜公司、空軍油管、聯勤油管等10個公共管線單位，為維持施工期間交通流暢，故於改建期間均須各辦理多次臨時遷移。各管線其埋(架)設方式可分為：

(一)埋設：以直埋填砂管道的方式，埋設PVC管、GIP管及RCP管於既有道路下方，埋設深度約為1.2公尺，其中中油輸油氣管理深約為2.5公尺，埋深不足時，則於管線上方設RC保護。

(二)附掛：以附掛架或管夾附掛於既有頭前溪橋護欄外側及墩柱帽梁外側或吊掛於既有大梁間。

(三)架空：主要是以電桿架電纜線方式架設，大多佈設於既有道路兩側或橫越台一線。

此外因附掛之管線甚多，其管線載重需列入設計考量，並以附掛架加以支撐，且應預留爾後新增附掛管線之大小及數量。

參、設計標準規範

一、公路工程

本工程道路設計標準係依據交通部75年頒佈「公路路線設計規範」，並參酌美國州公路及運輸官員協會(AASHTO)1990年版「公路及街道幾何設計準則」，同時考慮本工程之特殊情況，擬定各項設計標準如表1所示：

表1 道路工程路線設計標準

項目	道路 東西向快速公路 南寮竹東線	頭前溪橋 (台一線)	匝 道	環 道
設計速率(km/hr)	100	60	40	40
平曲線最小半徑(m)	390	120	50	50
設計最大超高 e_{max} (%)	8	8	8	8
最大縱坡(%)	標準值 4 最大值 5	標準值 7 最大值 8	標準值 9 最大值 10	標準值 9 最大值 10
同向曲線最短長度(m)	標準值 280 最小值 140	標準值 170 最小值 85	標準值 110 最小值 55	標準值 110 最小值 55
免設緩和曲線半徑(m)	標準值2900 最小值1450	標準值1000 最小值 500	標準值 460 最小值 230	標準值 460 最小值 230
免設超高最小半徑(m)	標準值5200 最小值3100	標準值1900 最小值1100	標準值 840 最小值 500	標準值 840 最小值 500
凸型豎曲線參數(k)值	標準值 100 最小值 60	標準值 18 最小值 13	標準值 5 最小值 4	標準值 5 最小值 4
凹型豎曲線參數(k)值	標準值 50 最小值 36	標準值 17 最小值 14	標準值 7 最小值 6	標準值 7 最小值 6

二、交通工程

- (一)交通部編審，「交通工程手冊」，民國79年3月。
- (二)交通部及內政部編印，「道路交通標誌、標線、號誌設置規則」，民國83年7月。
- (三)交通部運輸研究所，「台灣地區公路容量手冊」，民國79年。
- (四)台灣省市區道路工程設計標準，民國65年。
- (五)國道高速公路局編印，「台灣區高速公路交通工程規範」，民國73年6月。
- (六)日本道路公團，「設計要領第五集-交通安全設施、交通管理設施等」，平成元年4月。
- (七)FHWA，「MAMUAL ON UNIFORM TRAFFIC CONTROL DEVICES」，1988。
- (八)AASHTO，「ROADSIDE DESIGN GUIDE」，1989。

三、大地工程

本工程之大地工程設計依據係依下列參考資料及規範：

(一)鑽探資料

- 1.「公路局東西向快速公路南寮竹東線地質鑽探工程報告書」，亞新工程顧問股份有限公司，民國83年。
- 2.「高速鐵路桃園至新竹段路線結構工程細部設計服務工作，補充地質調查鑽探工作報告」，林同棧工程顧問股份公司，民國82年12月。

(二)規範

- 1.內政部營建署，「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範」，民國77年。
- 2.日本道路協會，「道路橋示方書·同解說」，平成2年。
- 3.AASHTO，「STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES」，15TH EDITION，1992。
- 4.NAVFAC DM-7.2，「FOUNDATIONS AND EARTH STRUCTURES」，DESIGN MANUAL7.2，1982。

本工程橋址位於新竹沖積平原上，其地層主要由頭前溪的沖積層組成，以礫石、砂及泥為主，顆粒緊密排列具相當厚度，可能存在局部淺露岩層。堤內路段地表覆佈約1.0~2.0m之回填表土層，以下則為砂礫石層，厚度約為10~20公尺不等；往竹東方向局部路段在地表下8~15公尺處出現岩盤，以砂岩夾薄層泥岩為主。

四、排水工程

- (一)依據交通部技術標準規範「公路排水設計規範」有關排水規定。
- (二)公路局訂「快速公路規劃設計手冊」有關排水規定。
- (三)公路局「公路排水之研究」有關排水規定。
- (四)東西向快速公路建設計劃南寮竹東線排水規劃報告。
- (五)水利處河川局「頭前溪治理基本計劃」。
- (六)逕流係數係依集水區之地質、傾斜度、地表覆蓋、土地利用情況、降雨量與歷時等而

異，建議之採用值如表2所示：

表2 逕流係數

地表狀況	逕流係數
陡急之山坡地	0.80
平緩之山坡地	0.70
有樹林之丘陵地	0.60
山地河川	0.80
平地河川	0.70
水田	0.80
市區及鄉鎮商業區	0.85
工業區及鄉村住宅區	0.65
路面及路邊坡面	0.90

(七)水理計算公式：

1. 合理化公式(Rational Formula)：估計尖峰逕流量

$$Q = (1/360)CIA$$

式中Q：設計逕流量(CMS) C：逕流係數 I：降雨強度 A：集水面積(ha)

2. 曼寧公式(Manning Formula)：排水結構物水力計算

$$Q = (1/n)AR^{2/3}S^{1/2}$$

式中Q：設計逕流量(CMS) n：排水結構物粗糙係數 A：排水結構物斷面(m²)

R：水力半徑 S：水力坡度

(八)排水構造物設計洪水量頻率：如表3所示

表3 排水構造物設計洪水量頻率

適用範圍	洪水再現期(年)
邊溝及坡面、路面	10
箱涵、管涵、溝渠改道	20
區域排水幹線及小型河道之橋梁、堤防等	50
一般河川之橋梁、堤防	100
主要河川之橋梁、堤防	200

(九)容許流速

為避免排水構造物發生沖刷現象，於決定排水斷面時，須注意其容許流速，一般土溝或襯砌溝之容許最大流速如下：

$$V_{\max} = 1.0 \text{m/sec (黏土土溝)}$$

$$V_{\max} = 1.2 \text{m/sec (砂黏混合土溝)}$$

- $V_{\max}=3.0\text{m/sec}$ (厚混凝土溝，大於15公分)
- $V_{\max}=2.0\text{m/sec}$ (薄混凝土溝，7.5公分~15公分)
- $V_{\max}=1.5\text{m/sec}$ (乾砌塊卵石溝，平均粒徑30公分)
- $V_{\max}=2.0\text{m/sec}$ (乾砌塊卵石溝，平均粒徑30公分以上)
- $V_{\max}=2.5\text{m/sec}$ (混凝土砌塊卵石溝)
- $V_{\max}=2.5\text{m/sec}$ (漿砌塊卵石溝)
- $V_{\max}=3.0\text{m/sec}$ (混凝土管涵)

無常水流量之排水渠道，其設計最大容許流速應在上述各值1.0~1.5倍。

(十)出水高：

1. 橋梁

梁底最低高程與設計水位間之淨空，應考慮水道出水高、橋梁沉陷量、橋址河床長期淤積趨勢或通航所需高度，協調有關主管機關決定，但不得小於表4之規定值。

2. 一般排水設施

溝渠排水，必要時可採用1/2~1/3倍水深，最小應大於15公分。山溝野溪，須大於1.0公尺以上。彎道段須另行酌加，其餘設計水深出水高如表5之規定值。

表4 橋梁最小梁底淨空

水道種類	最小梁底淨空(m)
主要河川	1.5
次要河川	1.2
普通河川	1.0
其他水道	0.8

表5 最小出水高度範圍

設計水深(cm)	最小出水高(cm)
0~40	15
40~60	15~20
60~100	20~40
100~200	40~60
200~300	60~80
300以上	80以上

註：1.河川分類依水利主管機關規定。

2.通航河川另從其規定。

(十一)降雨強度

依據計劃地區流域特性及根據中央氣象局新竹站氣象觀測統計資料，作為本工程降雨強度分析之依據，並由資料顯示，年雨量平均值為1834公厘，月平均降雨量在3月~6月常大於220公厘，10月~12月則在65公厘以下。

五、結構工程

(一)設計原則

1. 設計規範

- (1)交通部76年頒行之「公路橋梁設計規範」。
- (2)交通部84年頒行之「公路橋梁耐震設計規範」。
- (3)美國公路及運輸官員協會(AASHTO)1992年「公路橋梁標準規範」第15版。

- (4)美國混凝土學會(ACI)AC318「鋼筋混凝土設計規範」。
 (5)美國電焊協會(AWS)1996年「鋼結構電焊規範」。
 (6)美國AISC 1993年「鋼構造設計規範」第9版。
 (7)日本道路協會「道路橋示方書」。
 (8)美國AASHTO 1980年「GUIDE SPECIFICATIONS FOR HORIZONTALLY CURVED HIGHWAY BRIDGE」。

2.材料規範

- (1)中國國家標準(CNS)。
 (2)美國材料試驗學會(ASTM)。
 (3)日本工業規格(JIS)。
 (4)德國工業規格(DIN)。

(二)設計載重

1.靜載重(Dead Load)：

- | | | | |
|-----------------|------------------------|-------------|------------------------|
| (1)鋼筋混凝土..... | 2400 kg/m ³ | (2)鋼件..... | 7850 kg/m ³ |
| (3)瀝青混凝土面層..... | 2400 kg/m ³ | (4)回填土..... | 1900 kg/m ³ |
| (5)欄杆、管線載重..... | 按實重計算 | | |

2.活載重(Live Load)：

考慮超載及增加橋梁壽命，高架橋上部結構之設計，車輛載重採用AASHTO HS20-44之載重加30%。

3.其他載重：

(1)風力

按交通部76年公路橋梁設計規範2.14節有關規定辦理，本工程設計風速為60m/sec。

(2)地震力

根據台灣地震分區圖【如圖10所示】，本工程位屬地震二區，其設計地震力依據交通部76年「公路橋梁設計規範」2.20節及84年交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」之有關規定辦理。

(3)溫度變化力

A.軸向溫度變化：如表6所示

B.設計溫度變化範圍於橋梁結構處為20℃。

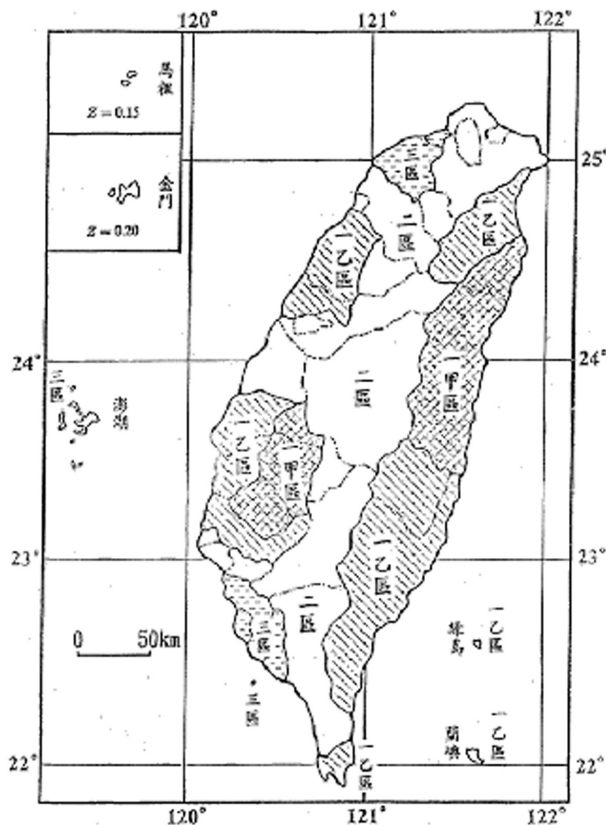


圖10 台灣地區震區劃分圖

表6 軸向溫度變化

型式	項目	溫度變化範圍			熱脹係數
		平均溫度	升溫	降溫	
金屬結構		25 °C	25 °C	25 °C	$11.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
混凝土結構		20 °C	20 °C	20 °C	$10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

(4) 離心力

$$C=0.79 S^2/R$$

式中：C=不含衝擊力之活重產生之離心力百分比。

S=設計速率，km/hr。

R=曲率之半徑，m。

離心力應作用沿路幅中心線路面上1.8m之處。

(5) 其他載重

參考交通部76年頒訂之「公路橋梁設計規範」。

4. 載重組合及強度折減因數

按交通部76年頒訂之「公路橋梁設計規範」2.22節辦理。

(三) 材料規格強度

1. 混凝土

(1) 彈性模數 $E_c = W_c^{1.5} \times 0.14 \sqrt{f_c}$ kg/cm²

(2) 混凝土之28天最小抗壓強度(f_c')

A. 預力混凝土..... $f_c' \geq 350\text{kg/cm}^2$

(施預力時之起始抗壓強度..... $f_c' \geq 280\text{kg/cm}^2$)

B. 墩柱、沉箱封頂、預力簡支梁I型梁橋面版及鋼箱型梁橋面版..... $f_c' \geq 280\text{kg/cm}^2$

C. 基礎、擋土牆、進橋版、胸牆、分隔島、欄杆基座及燈柱基座..... $f_c' \geq 245\text{kg/cm}^2$

D. 場鑄基樁混凝土(設計強度 $f_c' \geq 210\text{kg/cm}^2$ 水中混凝土)..... $f_c' \geq 265\text{kg/cm}^2$

E. 無筋混凝土..... $f_c' \geq 140\text{kg/cm}^2$

2. 鋼筋

(1) 彈性模數 $E_s = 2.0 \times 10^6$ kg/cm²

(2) 鋼筋應符合中國國家標準CNS 560-A2006

A. CNS 560-A2006 SD28 $F_y \geq 2800\text{kg/cm}^2$

B. CNS 560-A2006 SD42..... $F_y \geq 4200\text{kg/cm}^2$

3. 鋼結構

(1) 結構用鋼板最小降伏強度

A. ASTM A36 $F_y \geq 2500\text{kg/cm}^2$

B. ASTM A572 GR.50 $F_y \geq 3500\text{kg/cm}^2$

4.強力螺栓

ASTM A325 耐候性摩擦式螺栓(TYPE III)

(四)耐震設計

台灣位於太平洋地震帶，由於受到歐亞及菲律賓兩大板塊之擠壓，以致地震頻繁，目前國內橋梁之耐震設計對於跨度配置較規則，且下部結構剛度近似相等之橋梁，採用靜力分析法以決定橫力大小及其分配並據以設計。但是對於長跨度或特殊橋如斜張橋、拱橋等，高橋墩橋梁或柱之剛度有顯著差異，或橋面寬漸變形成質量中心與剛性中心不一致，或橋梁曲率半徑小者，或橋墩與地下結構物共構等現象，如採用靜力分析則可能有所不足，因此對此類橋梁將以三向度之動力分析來解決，以期能得到更合理之設計。耐震設計原則上依84年交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」之有關規定辦理。

本工程部份為高架匝道橋，如其曲率半徑小，而經評估有必要者，則需進行動力分析並考慮土層等條件，其考量因素如下：

- | | |
|------------|--------------------|
| 1.土壤結構互制效應 | 2.構材之韌性設計 |
| 3.三向地震組合效應 | 4.梁端支承長度與防止落橋設施之設計 |

根據台灣地震分區圖，本工程位屬地震第二區(中震區)但為求周延並配合耐震設計，在初步規劃的先期作業，將蒐集相關地震資料，如地震加速度、反應譜等，供細部設計之依據。

肆、橋梁型式研選

一般橋梁工程之規劃設計除須符合安全、經濟、美觀等基本原則外，尚須就工程需求、工程特性、工程規模、工法選擇與工址地區之特性等層面，並兼顧國內施工技術水準，配合當地人文、環境、景觀之需求及施工中交通維持等因素，予以整體性考量，方可達到完美之選擇。

一、上部結構

本工程橋梁上部結構型式與工法之決定，須考慮下列因素：

- | | |
|----------------|---------------|
| (一)地形與地質 | (二)工程預算與工期 |
| (三)結構物之造型美觀 | (四)橋梁耐震設計 |
| (五)工程特性與需要 | (六)施工條件 |
| (七)人文、生態、環境之維護 | (八)須考慮鹽害之防蝕問題 |

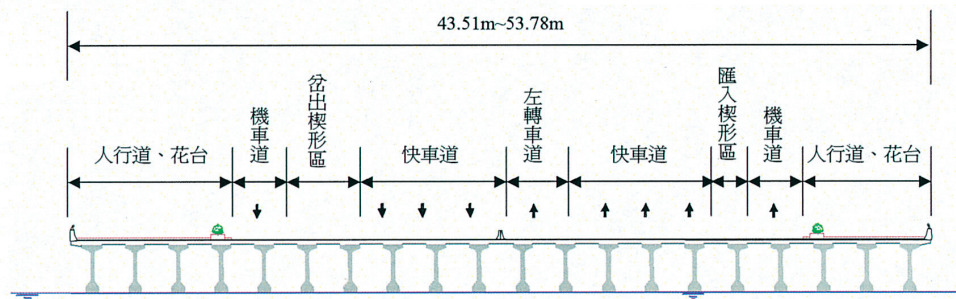
本工程研擬採用之橋梁上部結構型式及工法說明如下：

(一)預鑄吊裝工法簡支預力I型梁橋（新竹市端S14-S15及匝道A S1-S3、匝道D S1）

1.跨徑配置：30～40m。

2.工程特性及評估：

- (1)為傳統施工法，施工經驗十分普遍。
- (2)施工技術不高，國內一般營造廠均可施工。
- (3)需較大之預鑄場地、施工便道及吊裝空間配合。



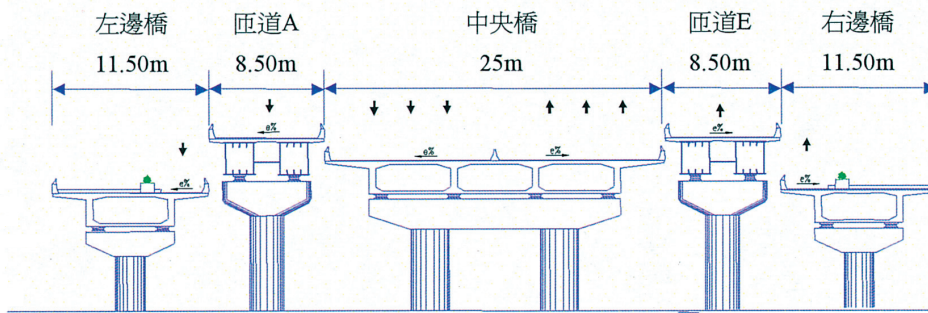
預鑄吊裝工法簡支預力I型梁橋斷面圖

(二) 逐跨架設工法預力混凝土箱型梁橋（頭前溪橋主線S1-S4，S9-S13）

1. 跨徑配置：23.48m ~ 42m。

2. 工程特性及評估：

- (1) 此工法目前國內已普遍使用，施工成效良好。
- (2) 施工週期重覆，作業單純易熟練。
- (3) 可採活動支撐架施工，不受地形影響。
- (4) 活動模板移動快速，節省施工期，且品質可確實控制。
- (5) 搭配場撐模板之調整，可適用橋寬漸變段。



逐跨架設工法預力混凝土箱型梁橋斷面圖

(三) 懸臂工法預力混凝土箱型梁橋（南寮竹東線跨越台一線之主線及匝道C）

1. 跨徑配置：27.5 ~ 60m。

2. 工程特性及評估：

- (1) 國內營造廠已具有施工經驗。
- (2) 不受地形與地物之限制。
- (3) 施工係重覆作業，單純易熟練，可縮短工期。
- (4) 為各種長跨徑橋梁費用最低者。



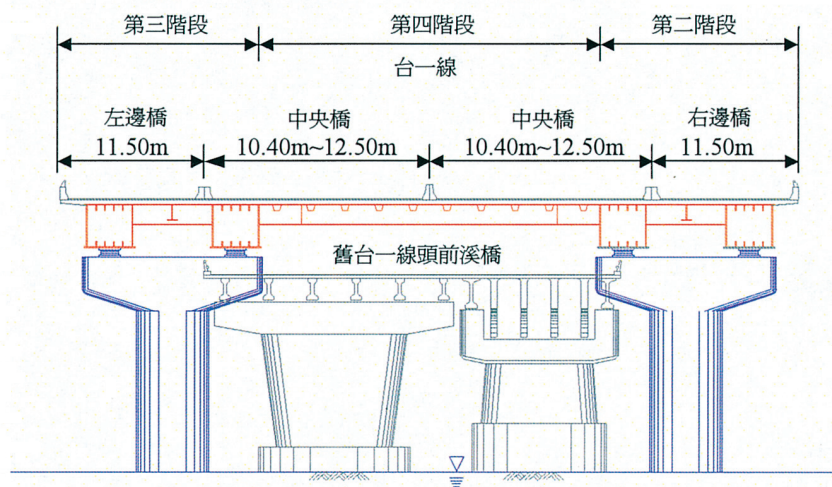
懸臂工法預力混凝土箱型梁橋示意圖

(四)鋼橫梁組裝工法及鋼箱型梁橋（頭前溪橋主線S5-S8，匝道A S4-S8，匝道E S1-S5）

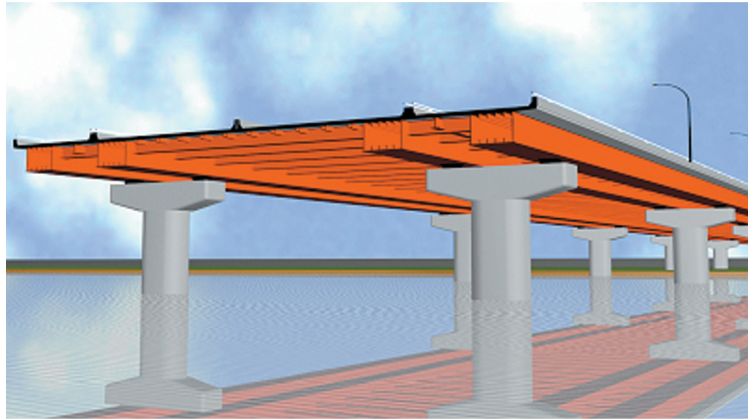
1.跨徑配置：43.32 ~ 65.69m。

2.工程特性及評估：

- (1)鋼床鈹國內案例少，施工技術雖高，部分鋼構專業廠商已具有施工經驗。
- (2)現場焊接部分需由專業技術人員施工。
- (3)先期作業於工廠內施工，品質可獲控制，並可縮短工期。
- (4)節省深槽區下部結構數量及使舊橋拆除較為方便施工。
- (5)跨距增加減少橋墩數，降低阻水面。



鋼橫梁組裝工法及鋼箱型梁橋斷面圖



鋼橫梁組裝工法及鋼箱型梁橋示意圖

二、下部結構

橋梁結構之優美主要在於上部結構線條之流暢與連續，再配合下部結構造型美化，方可襯托出立體結構之整體美，所以本工程高架橋之墩柱造型採用經圓順美化處理之長圓形單柱式橋墩，以利視覺景觀效果，同時亦能配合局部區域佈設平面道路之用地需求。

三、橋梁跨徑配置建議

經多次現地踏勘並依與各相關單位協調會議之結論，同時考量工程特性、地形地物、人文景觀及地區未來發展等因素，將路線橋梁配置規劃詳如表6所示：

表6 橋梁配置規劃

橋 址	跨徑配置	橋 型
主線A1 ~ P4	23.48+28+42+42 m	逐跨架設混凝土箱梁
主線P4 ~ P8	4 @63 m	鋼橫梁組裝工法
主線P8 ~ P13	4 @42+39 m	逐跨架設混凝土箱梁
主線P13 ~ A2	38+38.55 m	混凝土I型梁
南寮竹東主線、匝道C	27.5+60+27.5 m	懸臂工法橋
匝道A(S1~S3)、E	43-65 m	鋼箱型梁橋
匝道A(S4~S8)	30 m	混凝土I型梁
匝道D	30 m	混凝土I型梁

四、橋梁附屬設施

(一) 橋面伸縮縫

橋面上行車之舒暢與否，伸縮縫之品質佔重要因素，因此在選用伸縮縫時自當詳加考慮，研選品質較佳、使用效果良好者，以供設計時參用。一般橋面伸縮縫必須具備下述特點：

1. 具有良好之平穩性以利行車順暢與舒適性。
2. 抗滑效能高、低噪音及振動小。
3. 良好之防水性及排水性。
4. 安裝容易、迅速。
5. 翻修簡便且不破壞混凝土橋面。

(二)橋面欄杆

本工程橋面中間胸牆為紐澤西式護欄，欄杆型式為景觀式金屬欄杆。匝道部份胸牆亦為紐澤西式護欄，其上配置單管式金屬欄杆。

(三)進橋版

橋台處一側為橋梁上部結構，另側為路基填土，垂直向勁度變化較大，且路基填土一般皆不易壓實，若路面有所下陷，易產生行車之跳動。工程上，為緩和車輛跳動而維持行車舒適性，一般係於橋台背後配設進橋版。進橋版設置之寬度為車道寬加內、外側路肩之寬度，其長度依橋台背填土之高低而定。

(四)擋土結構

本工程路堤段及上、下匝道之引道，因受用地限制不易設置自然邊坡，必需設置擋土結構，其型式以懸臂式或重力式擋土牆為宜，基礎則視牆高及土壤承载力，考量採用樁基礎或直接基礎。

伍、施工期間需克服事項

一、施工中交通維持

台一線為南北縱貫幹道，除提供短程區域交通容量外，尚有中、長程之交通服務功能，現況交通流量頗大，且東西向快速公路南寮竹東線之匝道興建之後將吸引更多之交通車流，故施工中如何交通維持將是本工程之重要研究課題。

二、施工期間舊橋安全維護

頭前河流域因盜採河川砂石情形嚴重，造成河床面高程逐年下降，每於遭遇強颱風豪雨造成溪水暴漲沖刷河床，使得原有沈箱基礎裸露情形更為惡化。期間雖經養護單位屢設蛇籠、消波塊等保護工保固橋基，但由於舊橋之沈箱基礎深度嚴重不足，仍岌岌可危。有鑑於新橋工程於施工期間可能對舊橋產生危害，因而影響用路人之生命 safety 及交通之不便，故實有必要對舊橋進行全程監測工作【如圖11、圖12所示】，除可事先預防災害之發生外，並可維護舊橋安全與保持應有之功能，確保交通順暢。



圖11 台一線頭前溪舊橋墩柱監測點



圖12 台一線頭前溪舊橋橋面版監測點

三、延長主線橋梁配置以符水利單位要求

頭前溪舊橋長度為572.13公尺，較整治河寬650公尺為小，其主要之差異為新竹市端原橋台侵入河道約78公尺，故於頭前溪橋改建同時，須將橋梁一併延長以符合水利單位之要求。惟施工時新竹市端防汛道路需全面封閉，影響交通程度甚鉅，故施工步驟及施工中交通維持，仍需詳細規劃，以降低交通衝擊，並且縮短施工期限。

四、採用鋼橫梁組裝工法

主線 P4 - P8 因處於頭前溪低水槽河道整治區，常年受溪水沖刷及於民國 71 年、83 年、85 年等均發生斷橋災害，故採用鋼橫梁組裝工法(鋼床版)施工，期能減少下部結構阻水斷面與縮短施工期限。另本工程 P4 - P8 計 252 公尺之鋼橫梁組裝工法(鋼床版)，最大跨徑達 21 公尺，對施工期間之震動、撓度、防潮及現場鋼板焊接等，皆是施工期間亟需克服的問題。

五、管線單位需配合施工臨時遷移

頭前溪橋為銜接新竹縣市之主要道路，兩側商家林立，為提供商家、住家等民生所需，故沿台一線兩側之地下管線多達十個單位，且均附掛於頭前溪橋兩側，在主橋改建期間為維持該台電、中華電信、中油、軍油、自來水、警方、軍方及民間電視業者等管線之暢通，工程部分計分為五個階段施工，各管線單位均需配合階段施工辦理臨時遷移達三次之多，因此各單位如何配合遷移之協調，為影響進度之最大因素。

台一線頭前溪橋由於河床沖刷造成橋墩基礎穩定性不足，耐震力過低，而必須全面改建。由於本橋為新竹市與新竹縣間重要連絡孔道，亦屬新竹地區南北向之維生動脈，故本工程主要需解決之課題為施工中之交通維持，其次才為工程技術本體，如路線、橋梁結構及施工法、大地、排水、景觀及環保等工程規劃設計。

陸、施工計畫

台一線頭前溪橋改建工程施工期間為維持原橋址交通及配合兩側管線遷移，故分為五個階段施工：

一、第一階段：

為台一線頭前溪橋新竹市端路堤侵入河道 78 公尺路堤改為橋梁部份，該部份係於頭前溪橋新竹市端兩側各拓寬 8.5 公尺，施工期間原頭前溪橋仍保持車輛通行，其施工步驟又可分为 A、B 兩階段施工，A 階段係將右邊橋(南下方向)之各管線臨時遷移至左邊，再行施作 P13R-A2R，B 階段再將左邊橋(北上方向)之各管線臨時遷移至右邊，再行施作 P13L-A2L。

二、第二階段：

台一線頭前溪橋右邊橋拓建部份，其施工步驟係將右邊橋之各管線臨時遷移至左邊，再行施作主橋右側部份。

三、第三階段：

台一線頭前溪橋左邊橋拓建部份，其施工步驟係將左邊橋之各管線臨時遷移至右邊，台一線南下車流(往新竹市方向)改行右邊新橋，北上車流仍維持原頭前溪橋通行，再行施作主橋左側部份。

四、第四階段：

舊台一線頭前溪橋主橋拆除新建部份，其施工步驟係將附掛之兩側管線按設計位置安置完成，再將台一線北上車流(往竹北市方向)改行左邊新橋，中央橋部份拆除新建。

五、第五階段：

銜接東西向快速公路南寮竹東線主線之匝道 A、匝道 E 及台一線交流道景觀、交通安全設施

部份，其施工步驟係將台一線南北向車流改至新橋，封閉新橋兩側慢車道，再行施作匝道A、匝道E及台一線交流道景觀、交通安全設施部份。

柒、經費概算與工期概估

本工程總預算經費為11億3738萬元，計包含下列三部份：

一、台一線頭前溪橋主橋改建工程及銜接東西向快速公路南寮竹東線主線之匝道A、匝道E部份。

二、東西向快速公路南寮竹東線主線P15-P18段及匝道C P6-P9各三跨之懸臂工法橋。

三、配合本工程之各項附屬工程，如照明工程、防眩板工程、隔音牆工程及景觀工程等。

本工程之施工期限為配合東西向快速公路南寮竹東線全線通車時程，故計分為三個階段：

一、第一階段：

為台一線頭前溪橋新竹市端，路堤侵入河道78公尺改建為橋梁段兩側邊橋部份，本階段之施工期限為開工日起200日曆天完成。

二、第二階段：

為東西向快速公路南寮竹東線跨越台一線頭前溪橋新竹市端之P15-P18段及南寮竹東線匝道C P6-P9各115公尺(27.5+60.0+27.5)三跨之懸臂工法橋，其施工期限為指定開工日起360日曆天完成。

三、第三階段：

為台一線頭前溪橋主橋改建部份及銜接東西向快速公路南寮竹東線主線之匝道A、匝道E與各附屬工程，本階段之施工期限為960日曆天。

捌、結論

台一線頭前溪舊橋由於河床沖刷造成橋墩基礎穩定性不足，耐震力過低，而必須全面改建。由於本橋為新竹市與新竹縣間重要連絡孔道，亦屬新竹地區南北向之維生動脈，故本工程主要需解決之課題為施工中之交通維持，其次才為工程技術本體，如路線、橋梁結構及施工法、大地、排水、景觀及環保等工程規劃設計。另外，本工程採用之鋼橫梁組裝工法，為目前國內跨徑最大之鋼床板橋，完工後將可提供及建立國內橋梁上部鋼結構設計施工之技術資料庫。

本工程業已於民國87年底動工，已於民國91年02月完工，通車後本工程將是台一線公路通過新竹縣市的另一個重要新地標。

誌謝

本文感謝中華顧問工程司第二結構部提供各項規劃設計相關資料。