

出國報告（出國類別：研究）

104 年度交通部選送人員赴國外專題研究－ 軌道技術等相關研究

服務機關：交通部臺灣鐵路管理局

姓名職稱：副段長 朱我帆

派赴國家：日本

出國期間：104 年 6 月 22 日至 9 月 18 日

報告日期：104 年 12 月 3 日

目次

壹、 目的.....	8
貳、 過程.....	8
一、 鐵路橋梁檢查及結構補強.....	8
二、 軌道波狀磨耗問題研究.....	8
三、 鋼軌焊道管理.....	9
參、 RTRI 簡介.....	9
一、 前言.....	9
二、 主要業務.....	10
三、 組織介紹.....	10
四、 主要大型試驗設備.....	13
五、 RTRI 研究主題與時程.....	20
肆、 鐵路橋梁檢查－由日本鐵道構造物等維持管理標準說起.....	20
一、 緣起.....	20
二、 維修管理原則.....	21
三、 初始檢查(initial Inspection).....	26
四、 全面檢查(General Inspection).....	26
五、 個別檢查(Individual Inspection).....	33
六、 特別檢查.....	38
七、 臺鐵目前橋梁檢查規定及執行狀況.....	38
八、 日本案例說明.....	39
伍、 混凝土橋梁劣化預測及結構補強.....	39
一、 前言.....	39
二、 劣化預測模式基本概念.....	41
三、 混凝土中性化與氯離子的影響.....	43
四、 劣化預測模式簡介(含維持管理標準與設計標準).....	47
五、 結構補強例－SSI 工法簡介.....	58
陸、 軌道波狀磨耗問題研究－測定儀器及管理軟體之研發.....	77
一、 前言.....	77
二、 鋼軌波狀磨耗介紹.....	77
三、 日本鋼軌波狀磨耗發生位置及影響.....	77
四、 可提式鋼軌波狀磨耗測定儀.....	80
五、 手推式鋼軌波狀磨耗測定儀.....	83
六、 有效的鋼軌波狀磨耗預防保養.....	89
七、 LABOCS 軌道管理軟體.....	89
柒、 鋼軌焊道管理－鋁熱劑焊接融合不良原因與預防方式探討.....	92

一、	前言.....	92
二、	融合不良現象探討.....	93
三、	凝固裂縫之模擬試驗與結果.....	94
四、	凝固裂縫發生原因探討.....	97
五、	改善融合不良現象之建議.....	98
捌、	心得及建議.....	106
一、	鐵路橋梁檢查－由日本鐵道構造物等維持管理標準說起.....	106
二、	混凝土橋梁劣化預測及結構補強.....	107
三、	鋼軌波狀磨耗管理及測定儀器之研發.....	107
四、	鋁熱劑焊接融合不良原因分析與預防方式探討.....	108
玖、	參考資料.....	108

表目次

表 參-1 研究主題與 RTRI 相關研究室之時程	20
表 肆-1 鐵道構造物等維持管理標準	23
表 肆-2 結構狀態與穩定度判定區分表	24
表 肆-3 穩定度判定與結構異狀及採取措施對照表	25
表 肆-4 周期延伸調查項目判定基準表	31
表 伍-1 混凝土劣化過程	42
表 伍-2 劣化過程	44
表 伍-3 混凝土中性化與預測鋼筋腐蝕計算例	45
表 伍-4 下三叉河橋 P7 西側帽梁，按菲克擴散方程式(維持管理標準)計算例	48
表 伍-5 S:混凝土表面氯離子濃度係數($\text{KG}/\text{M}^3\sqrt{\text{年}}$)參考表	56
表 伍-6 C_e :混凝土保護層設計施工誤差(MM)參考表	56
表 伍-7 EXCEL 計算菲克擴散方程式($S=0.35, C=25$)	57
表 伍-8 EXCEL 計算菲克擴散方程式($S=0.9, C=25$)	57
表 伍-9 EXCEL 計算菲克擴散方程式($S=0.9, C=50$)	58
表 伍-10 混凝土配比表	65
表 伍-11 自然電位法與鋼筋腐蝕程度關係表	66
表 陸-1 日本鐵路線形與波狀磨耗之關係	78
表 柒-1 臺鐵近年斷軌事故統計表(單位:件)	93
表 柒-2 臺鐵近年斷軌原因統計表(單位:件)	93

圖目次

圖 參-1 鐵道技術綜合研究所	9
圖 參-2 鐵道技術綜合研究所全景	10
圖 參-3 組織圖	11
圖 參-4 研究體制	12
圖 參-5 兩軸交替載重試驗裝置	14
圖 參-6 大型構造物疲勞試驗裝置	15
圖 參-7 大型隧道襯砌模型試驗裝置	16
圖 參-8 大型二維振動試驗裝置	17
圖 參-9 中型振動台試驗裝置	18
圖 參-10 大型站體模型裝置	19
圖 肆-1 構造物等維持管理流程	22
圖 肆-2 構造物檢查區分表	23
圖 肆-3 穩定度判定流程	25
圖 肆-4 橋墩沉陷示意圖	27
圖 肆-5 橋墩位移示意圖	28
圖 肆-6 邊坡破壞類型	28
圖 肆-7 排水及路基之安全性	28
圖 肆-8 隧道結構劣化情形	29
圖 肆-9 穩定度判定方式例一	30
圖 肆-10 穩定度判定方式例二	30
圖 肆-11 檢查時機與展延時間表	32
圖 肆-12 個別檢查實行步驟	34
圖 肆-13 開挖及鑽孔探測示意圖	37
圖 肆-14 特別檢查流程圖	38
圖 伍-1 臺鐵海線龍港-白沙屯間箱涵，混凝土剝落情形	40
圖 伍-2 版梁下部鋼筋斷面減少，恐影響結構安全	40
圖 伍-3 臺鐵海線下三叉河混凝土橋梁劣化數據分析例	41
圖 伍-4 鋼筋腐蝕、混凝土剝落以及斷面減少例	42
圖 伍-5 劣化階段與鋼筋腐蝕深度之關係	43
圖 伍-6 鋼筋斷面減少率	43
圖 伍-7 民國 91 年下三叉河橋 P7 西側帽梁劣化情形	48
圖 伍-8 鹽化物地域區分	55
圖 伍-9 臺鐵海線龍港與白沙屯站間下三叉河橋建於民國 76 年，全長 297 公尺	58
圖 伍-10 92 年下三叉河橋橋底板鋼筋腐蝕混凝土剝落情形	59
圖 伍-11 92 年下三叉河橋 P8 帽梁及 P11 橋墩鋼筋腐蝕混凝土剝落情形	59

圖 伍-12	92 年施工步驟之敲除混凝土鬆脫部分至堅實面，並記錄待補修面積	60
圖 伍-13	92 年施工步驟之塗佈新舊混凝土接著劑及混凝土補修材披覆	61
圖 伍-14	92 年施工步驟之混凝土補修材披覆完成	61
圖 伍-15	92 年施工步驟之易腐蝕面塗佈耐候漆	62
圖 伍-16	96 年間橋梁底版再度出現鋼筋鏽蝕跡象，於綠色耐候漆處出現鏽色斑點	62
圖 伍-17	98 年間橋梁底版再度鋼筋鏽蝕混凝土剝落情形	63
圖 伍-18	100 年間橋梁底版鋼筋鏽蝕混凝土剝落情形，並再度發包施工	63
圖 伍-19	消除鹽害之化學反應機理為吸收 Cl^- ，同時釋放 NO_2^-	64
圖 伍-20	鋼筋混凝土試體	65
圖 伍-21	主筋附近自然電位法量測結果	66
圖 伍-22	補修介面氯離子變化表	67
圖 伍-23	可溶性氯離子與亞硝酸鹽離子介面變化表	68
圖 伍-24	摩爾比與深度關係表	68
圖 伍-25	SSI 工法基本物性表 RJ2	69
圖 伍-26	SSI 工法基本物性表 RP200	69
圖 伍-27	日本橋面版補修例	71
圖 伍-28	日本橋底版端部補修例	72
圖 伍-29	日本隧道補修例	73
圖 伍-30	日本橋面床版補修例	74
圖 伍-31	日本橋底版補修例	75
圖 伍-32	日本橋底版補修例	76
圖 陸-1	鋼軌波狀磨耗實例	78
圖 陸-2	曲線與直線路段鋼軌縱向不整的比較	79
圖 陸-3	車輪軸力與側向力作用於外軌波狀磨耗區段之關係圖	79
圖 陸-4	鋼軌踏面測定器	80
圖 陸-5	可提式鋼軌磨耗測定儀	81
圖 陸-6	主機於駕駛室設置之位置	81
圖 陸-7	GPS RECEIVER 及 COMPOUND SENSOR 於駕駛室設置之位置	82
圖 陸-8	可提式鋼軌磨耗測定儀測試分析之結果	82
圖 陸-9	測試路段鋼軌削正前、後噪音值比對	83
圖 陸-10	噪音頻譜分析結果	83
圖 陸-11	手推式鋼軌波狀磨耗測定儀	84
圖 陸-12	測定儀主要偵測部分之構造	84
圖 陸-13	調整扭可調整偵測軌面中心內、外側各 25MM，含軌距轉角處之區域	85
圖 陸-14	非對稱弦支距法量測軌面不整原理	85
圖 陸-15	非對稱弦支距法之頻率特性與波長關係圖	86
圖 陸-16	鋼軌研磨前、後，軌面不整參考範例	87

圖 陸-17 軌面不整之功率頻譜分析	87
圖 陸-18 噪音與軌面不整關係圖	88
圖 陸-19 曲線外軌波狀磨耗，自鋼軌中心至軌距轉角每隔 5MM 之量測值	88
圖 陸-20 臺鐵目前 EM80 軌道檢查結果需單次判讀、逐一比對	90
圖 陸-21 LABOCS 可整合歷次檢查成果，以同一電腦畫面，不同顏色線形比對分析 ..	90
圖 陸-22 LABOCS 可設定軌道管理值及路線構造	91
圖 陸-23 LABOCS 可選擇顯示項目、顏色及設定比例	91
圖 柒-1 臺鐵斷軌情形絕大多數發生於熱劑焊接處	92
圖 柒-2 典型的鋁熱劑焊接融合不良的情形	94
圖 柒-3 JIS50 公斤鋼軌熱劑焊接時之拉力試驗	95
圖 柒-4 澆注後 100 秒位移量不同之鋼軌破壞模式.....	95
圖 柒-5 時間、位移量與鋼軌融合不良區域之關係	96
圖 柒-6 澆注完成 100-110 秒之間位移量與融合不良斷面積之關係.....	97
圖 柒-7 澆注完成後各階段位移量與鋼軌融合不良發生位置之斷面	97
圖 柒-8 鋁熱劑焊接融合過程	98
圖 柒-9 焊接過程中可配合拉軌機以避免鋼軌產生位移	98
圖 柒-10 臺鐵目前採用之 805SX 手持式超音波檢測儀.....	99
圖 柒-11 臺鐵斷軌斷面，多為氣孔及底部融合不良現象，為單探頭無法探得區塊	99
圖 柒-12 RTRI 使用 GE USM35 超音波檢測儀之校準塊.....	100
圖 柒-13 超音波檢測校準塊與檢測前校正	101
圖 柒-14 單探頭分級曲線	101
圖 柒-15 雙探頭超音波檢測原理(入、反射角 45 度).....	102
圖 柒-16 單、雙探頭超音波檢測區分	103
圖 柒-17 單探頭檢測腹部、雙探頭檢測頭部與底部，可達全斷面檢測	103
圖 柒-18 單探頭檢測鋼軌腹部	104
圖 柒-19 雙探頭檢測鋼軌頭部與底部	104
圖 柒-20 儀器判讀焊接不良等級	105
圖 柒-21 單、雙探頭超音波檢測振幅回波與焊接品質等級之關係	105
圖 柒-22 日本焊道檢查車檢測斷面(紅色區域無法探測).....	106

壹、目的

交通部為培育具國際視野之人員，選送具發展潛力人員赴國外專題研究，以提升專業知能及國際競爭力，特依公務人員訓練進修法第十三條第一項規定訂定「交通部選送人員赴國外專題研究實施計畫」。

有鑒於臺灣鐵路運輸旅次不斷成長，材料機具亦推陳出新，為提升服務品質，改善軌道相關硬體設備之檢查、維修及保養流程，本局於本年度特推派工務人員代表，訂定「軌道技術等相關研究」之主題，並經交通部甄選錄取，得以按此計畫赴國外專題研究。

貳、過程

有關主題－「軌道技術等相關研究」，為選擇合適之國家及研究單位，茲考量日本為鐵道王國，且與臺灣鐵路歷史頗有淵源，故將其列為首選之國家。日本鐵道雖已民營化，但「鐵道技術綜合研究所」RTRI 為一頗負盛名之相關研究機構，無論運、工、機、電等鐵路四大部門，均有深入及系統性之議題研究。

另本局為提升技術水準，及培育日後專業人才，近期亦已推動 TRA 與 RTRI「雙邊協議契約之議題討論事宜」，積極推動雙方技術交流，及雙邊策略夥伴備忘錄(MoU)簽訂。此次有幸獲得交通部及本局推薦，再經 RTRI 首肯，得以於 104 年 6 月 22 日至 104 年 9 月 18 日，親赴該單位專題研究。

本次核定主題「軌道技術等相關研究」，經 RTRI 精心安排於東京都國分寺市的國立研究所內，並以構造物技術研究部與軌道技術研究部為主，再按本局目前較常遭遇之問題，設定相關研究三項子題分別為：

一、鐵路橋梁檢查及結構補強

有鑒於本局海線鐵路受地形氣候影響，部分橋梁屢有鋼筋鏽蝕、混凝土剝落及其他品質劣化之現象；此先天不良的條件，常耗費大量人力、物力，為延長橋梁使用年限及降低維修成本，RTRI 橋梁檢查之重點及維修方式可作為本局參考。

二、軌道波狀磨耗問題研究

鋼軌波狀磨耗，除產生噪音，及車輛行駛不平順外，進而更造成軌框與鐵路車輛之各種組件壽齡降低。近年來軌道養護著重預防性管理，然波狀磨耗現今仍無明確解決方式。以本段為例，以鋼軌削正方式降低波狀磨耗現象已行之有年，惟是否仍有改善空間或另有更佳解決方式?本次期能以 RTRI 研究經驗，作為本局改善鋼軌

波狀磨耗之參考。

三、鋼軌焊道管理

鐵路長軌化技術成熟，鋼軌接頭乃為保養重點，本局現今鋼軌現場焊接仍以熱劑焊接為大宗，惟相較電阻火花焊接，仍有品質不易控制之情形。目前斷軌時有所聞，絕大多數發生於熱劑焊接處，對行車安全造成威脅。有鑑於此，期能以 RTRI 研究經驗，提升本局鋼軌焊道管理成效。

參、RTRI 簡介

一、前言

公益財團法人鐵道技術綜合研究所(Railway Technical Research Institute)成立於 1986 年 12 月 10 日，為日本主要鐵路相關研究機構。其後日本國有鐵路分割和民營化之後，於 1987 年 4 月 1 日在 JR 各公司成立的同時，組成了財團法人，並延續了日本國有鐵路技術研發的工作。RTRI 另於 2014 月 1 日起，改製成為公益財團法人。



圖 參-1 鐵道技術綜合研究所



圖 參-2 鐵道技術綜合研究所全景

二、主要業務

RTRI 研究的範圍涵蓋有關鐵路建設之土木、車輛、電力、電信、號誌、材料、環境和人類科學等相關研究，編制內計有博士 182 名，技術士 89 名，其主要業務為：

- (一) 鐵路技術的研究開發
- (二) 鐵路技術和最新資訊的相關調查
- (三) 制訂鐵路技術標準相關規範
- (四) 收集及彙整鐵路方面的圖面、資料與統計數據
- (五) 出版與鐵路技術發展有關的文獻、舉辦各種講座
- (六) 進行與鐵路有關的技術鑑定、提供建議和指導
- (七) 制定與鐵路相關的國際標準草案，並提出標準化建議
- (八) 實施鐵路及相關技術的資格認定
- (九) 上述以外的委託試驗和研究

三、組織介紹

組織方面，RTRI 設有評議員會、理事會等，主要分為 13 種研究部門，分別為車輛構造技術研究部、車輛制御技術研究部、構造物技術研究部、電力技術研究部、軌道技術研究部、防災技術研究部、信號情報技術研究部、材料技術研究部、鐵道力學技術研究部、環境工程研究部、人間科學研究部、浮上式鐵道技術研究部、鐵道地震工程學研究室等。每個部門其下又區分為二至五個研究組別不等。如附圖所示。RTRI 主要經費

來源為各 JR 公司每年的負擔費，以及企業等的委託費和贊助費，故其有義務提供 JR 公司於技術問題的諮詢與對策，或提供新材料或工法作為 JR 公司之參考。

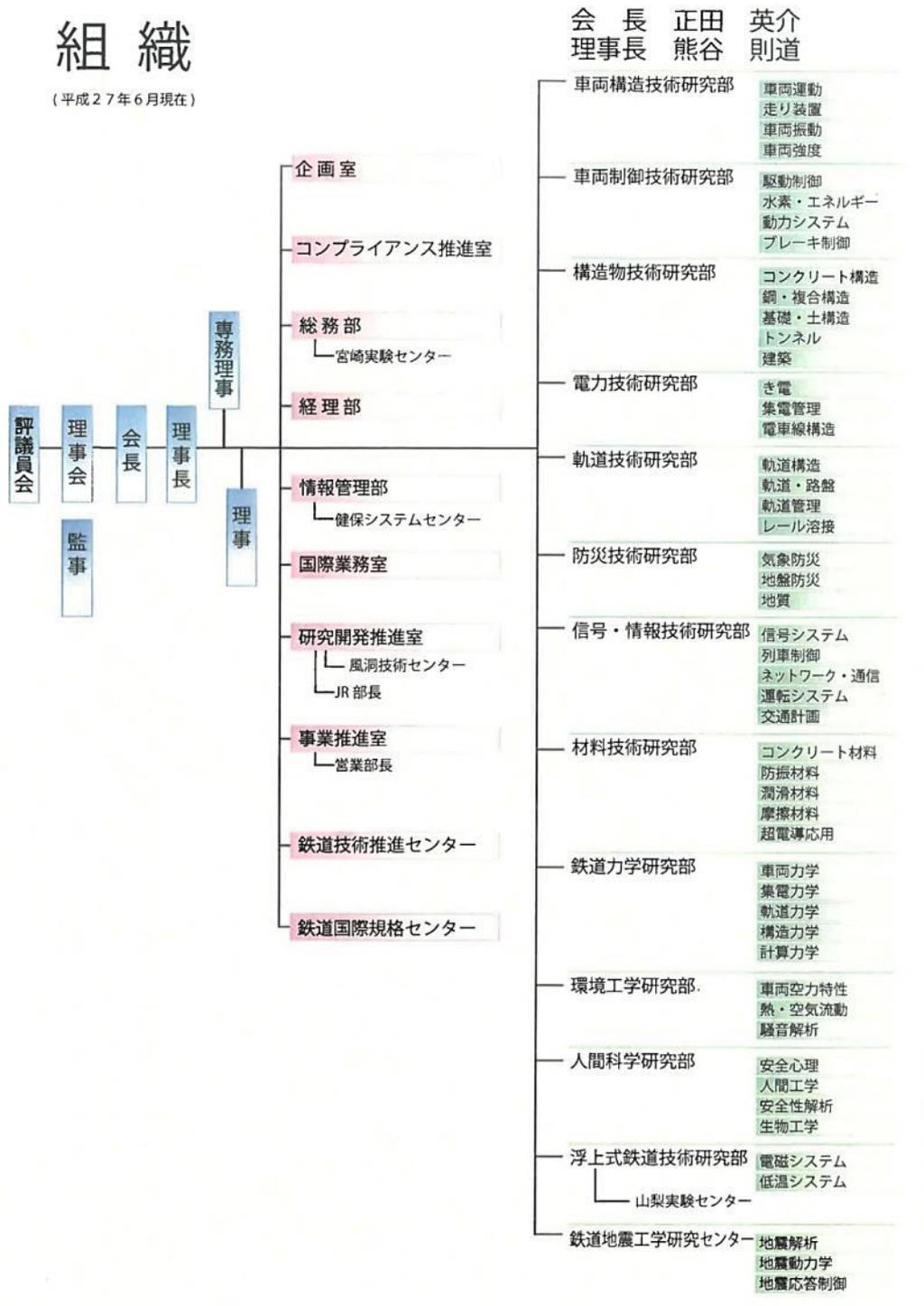
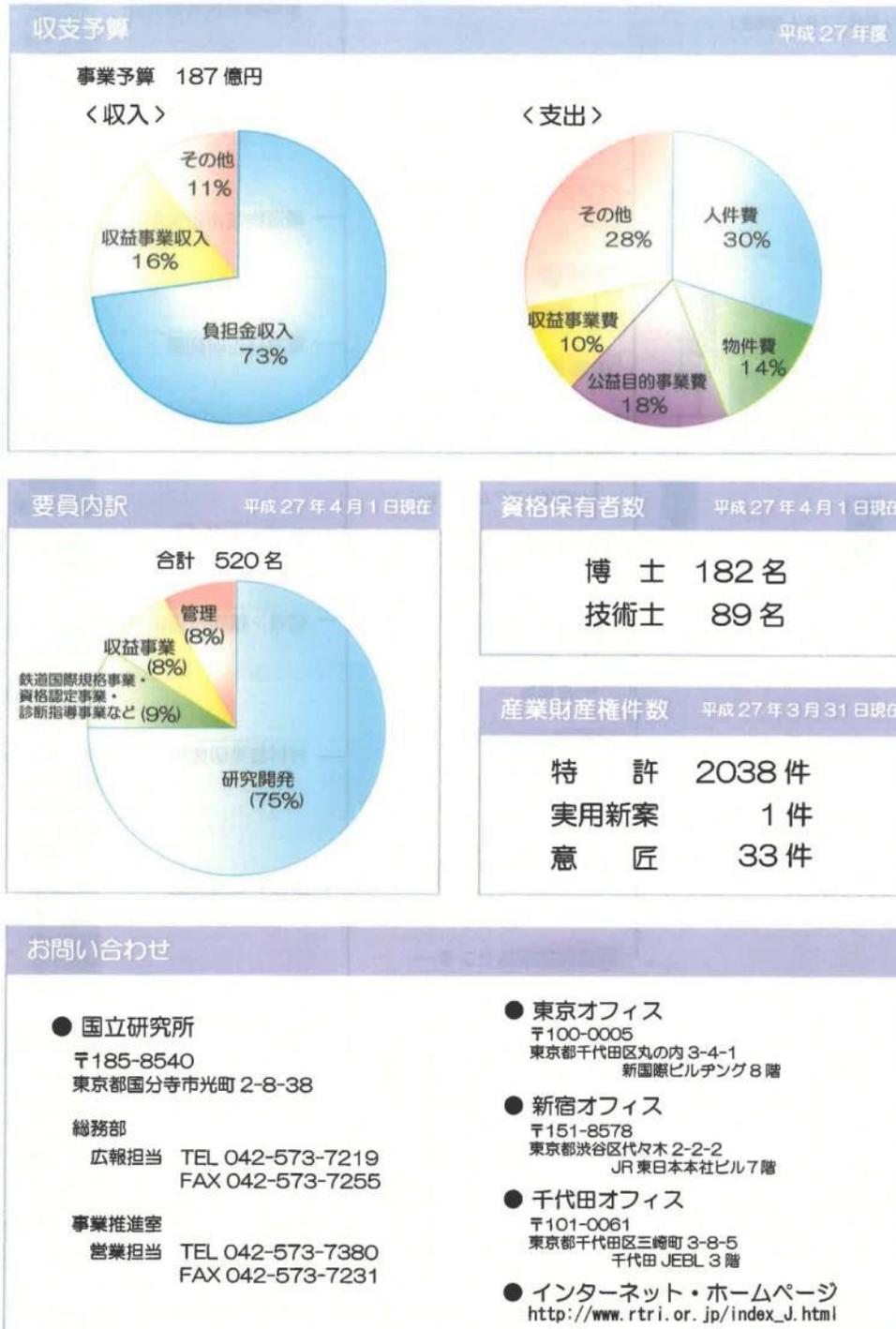


圖 參-3 組織圖

研究体制と実績



2015.6

図 参-4 研究体制

四、主要大型試驗設備

由於鐵路建設涵蓋之範圍相當廣泛，RTRI 研究議題不外乎目前營運中鐵路遭遇之問題，以及新材料與設備的研發，因此為能深入研究及從試驗中尋求解答，RTRI 內有多項設備，其中主要大型試驗裝置如下：

- (一) 兩軸交替載重試驗裝置：利用垂直及側向加載的方式，測試混凝土及鋼構等的結構行為。
- (二) 大型構造物疲勞試驗裝置：主要針對鋼梁橋結構反覆加載，以研究材料耐久性之疲勞試驗裝置。
- (三) 大型隧道襯砌模型試驗裝置：為研究隧道穩定度及補強方式，RTRI 按新幹線隧道標準，製作 1/5 比例之模型，並設置 9*3 共 27 處載重，用以研究壁體裂縫行為及破壞模式。
- (四) 大型二維振動試驗裝置：平成七年日本兵庫縣南部地震及平成 16 年新瀉地震，諸多鐵道構造物受損，新幹線列車出軌等事故，因此設置此可模擬七級地震之平台，可針對試驗體施以 X 及 Y 軸方向之振動加速度。
- (五) 中型振動台試驗裝置：利用地盤模型、橋梁桁架模型及橋台模型等，施以水平方向振動，用以測試土壤構造物耐震力以及評估耐震工法。
- (六) 大型站體模型裝置：設置一模擬車站，於站內安裝導引標誌、標線，用以模擬大量人潮時之旅客動線，以及緊急狀況發生時，旅客緊急逃生方向，期使旅客能在最安全舒適的條件下，於車站進出。

2軸交番载荷試験装置

コンクリート構造研究室

概要 橋梁や高架橋を構成するコンクリート部材や鋼部材などの性能を評価するための载荷試験装置です。

特徴 本装置では、柱や杭などの構造部材を模擬した試験体に、構造物に作用する鉛直方向の荷重を载荷しながら、水平方向の繰返し荷重を载荷することができます（静的载荷）。このような試験により、図のような水平変位と水平荷重の関係等、種々のデータを収集し、部材性能を評価することができます。
また、動的アクチュエータにより、ハイブリット試験も可能です（水平一軸のみ）

主要諸元

静的ジャッキ	
水平ジャッキ	: 最大荷重=±2000(kN), 最大変位=±250(mm)
鉛直ジャッキ	: 最大荷重=±2000(kN), 最大変位=±200(mm)
動的アクチュエータ	: 静的最大荷重=±750(kN), 最大変位=±250(mm) 最大速度=±75(kine)
反力壁 (2面)	: 幅×高×厚=6.7(9.0)×6.5×2.0(m)
反力床	: 縦×横×高=8.7×11.0×2.0(m)
反力フレーム	: 縦×横×高=4.0×2.5×5.5(m)(柱芯・梁芯の最大スパン)

写真1 柱部材の交番载荷試験

写真2 杭の交番载荷試験

荷重と変位の関係の一例（高架橋柱）

圖 參-5 兩軸交替載重試驗裝置

大型構造物疲労試験装置

鋼・複合構造研究室

概要 本試験装置は、橋梁や高架橋を構成する鋼部材やコンクリート部材などの疲労試験（繰返し載荷試験）を行い、それらの疲労に対する耐久性を求めるものです。試験体への繰返し荷重は2基のアクチュエータにより加えることができ、プログラムされた荷重波形を用いることができます。また、荷重を静的に載荷することも可能です。

特徴

- 2基のアクチュエータ（電子制御油圧サーボ式）と鋼製の反力フレームとで構成されています。
- 載荷できる試験体の最大寸法は、幅 2m × 長さ約10m（支点間8.5m）× 高さ1.4mです。
- アクチュエータの最大載荷能力は下記諸元のとおりですが、荷重波形は正弦波、矩形波、三角波のほか、プログラムした任意形状の波形を用いることもできます。

主要諸元

装置の寸法	: 幅 2m × 長さ11m × 高さ5.5m
アクチュエータ	: 2基（以下の諸元は1台あたりの載荷性能）
最大荷重	: +500kN（圧縮）、-250kN（引張）
最大変位	: ±100mm
最大速度	: ±25cm/s
周波数範囲	: DC（一定）～20Hz



鋼鉄道橋試験体の疲労試験状況



試験体から発生した疲労き裂

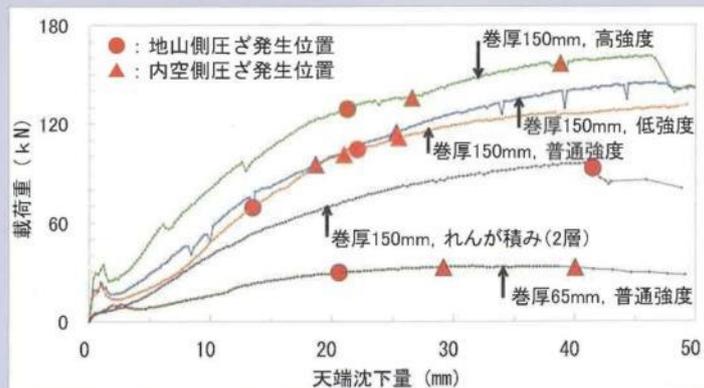
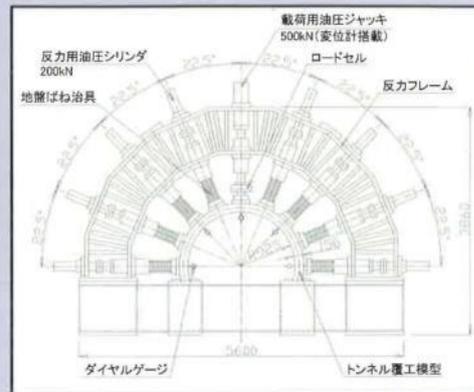
図 参-6 大型構造物疲労試験装置

大型トンネル覆工模型実験装置

トンネル研究室

概要 トンネル覆工の変状に対する定量的な性能評価法を開発することを目的として、実際のトンネル覆工に近い変形挙動を再現することができる、新幹線標準断面を想定した縮尺1/5の覆工模型実験装置を開発し、各種実験を実施しています。

主要諸元	载荷用油圧シリンダ	最大载荷圧	: 500kN (载荷板5.6MPa)、
		ストローク	: 250mm
	反力用油圧シリンダ	内径	: φ 125mm、
		ストローク	: 200mm
	皿ばね	ばね定数	: 3,000kN/m (20枚/1箇所)、
		地盤反力係数換算	: 16MN/m ³



【実験結果の一例】
鉛直载荷の実験結果の一例を示します。覆工材質、コンクリート強度、巻厚などをパラメータに力学挙動を把握してきています。

図 参-7 大型隧道襯砌模型試験装置

大型振動試験装置

概要 本装置は、兵庫県南部地震（平成7年）や新潟県中越地震（平成16年）における鉄道構造物の被害、新幹線の脱線等を踏まえ、新しく構築された大型の振動台です。震度7レベルの地震動が再現可能で、構造物模型および実軌道、実台車等の加振を水平2方向に実施することが可能です。

- 特徴**
- ◆ 加振ストローク：最大±100cmの加振が可能です。これは、近年の大地震では±50cmを超える変位が観測されていること、列車走行安定性の評価に必要な高架橋上の振動変位を考慮した加振を可能とするためです。
 - ◆ 反力補償制御技術：構造物の破壊現象、車両の脱線現象では、加振中の供試体の固有周期が逐次変化するため、振動台は供試体の非線形応答の影響（揺り戻し）を受けて、地震波形の再現性が低下します。本装置では、地震波形の再現精度を向上するために反力補償制御技術を導入しました。
 - ◆ 浮き基礎構造：本装置は住宅が密集する場所に設置されるため、振動実験による周辺への影響に配慮し、浮き基礎構造を採用しました。総重量3000tfの外基礎の上に、52台の空気バネ（免震支承）により浮き基礎（20×16×4m：総重量2600tf）を支持することにより、周囲に地盤振動を伝えない構造にしています。

主要諸元

加振方向	： 水平2方向	
最大積載重量	： 50トン	
テーブル寸法	： 7m×5m	
最大変位	： X軸： ±1000mm、	Y軸： ±500mm
最大速度	： X軸： 150cm/sec、	Y軸： 75cm/sec
最大加速度	： X軸： ±1000gal、	Y軸： ±2000gal
加振周波数	： 0.01～20Hz	

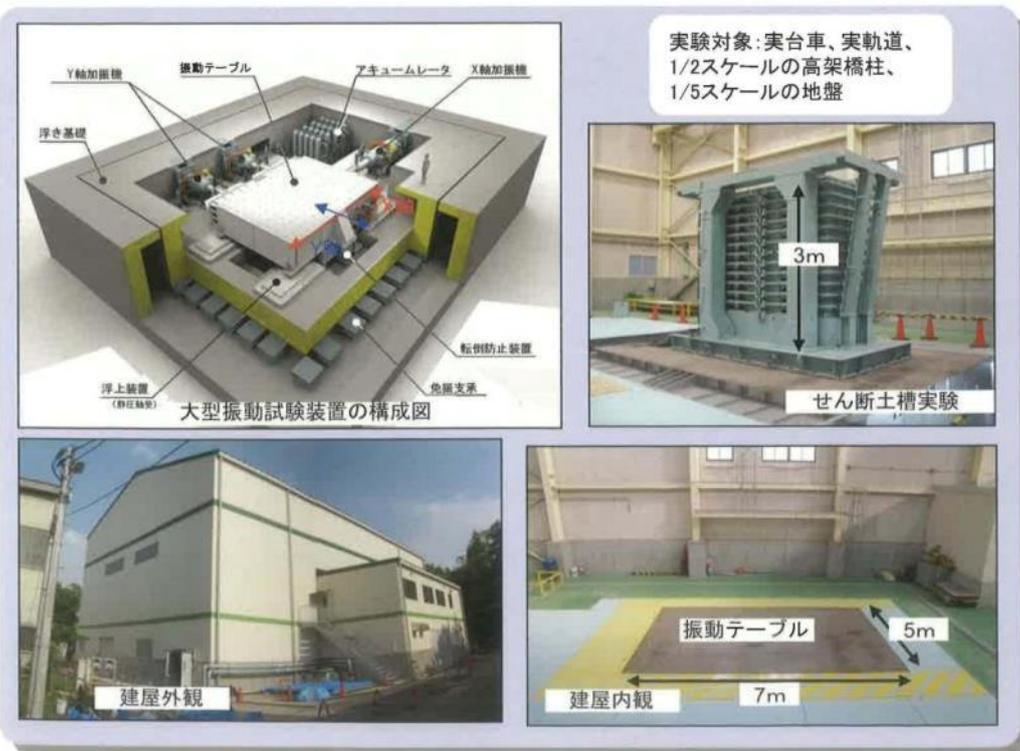


図 参-8 大型二維振動試験装置

中型振動台試験装置

基礎・土構造研究室

概要 主に盛土、擁壁、橋台などの土構造物を対象（1/10スケール）として・土構造物の耐震性評価、地震対策工法の効果等を検討している

特徴

- ◆ 正弦波、実地震波が再現可能である
- ◆ 1995年の兵庫県南部地震クラスの大地震動も再現可能である
- ◆ 64chの動ひずみアンプにより地盤の応答加速度や変位、構造物に作用する外力などを最大1000Hzで同時サンプリング可能である
- ◆ 土槽側面を通して模型の変形状況が観察可能である
- ◆ 高速度CCDカメラを用いた画像解析により模型地盤内の2次元的な変位を計測可能である

主要諸元

加振方向	: 水平1方向	最大加速度	: 1.0G (1000gal)
最大速度	: 70cm/s	最大振幅	: ±200mm
加振周波数	: 1Hz~25Hz	制御波形	: 正弦波、不規則波
負荷重量	: 最大5トン	土槽の大きさ	: 幅2.05m、高さ1.4m、奥行き1.1m



図 参-9 中型振動台試験装置

駅シミュレータ

概要 駅の旅客流動や快適性に関する検討を行う場合、従来は実際の駅で生じる現象を観察することが主な手段でした。しかし、非常時の旅客流動特性の解明等は様々な条件での実験が必要となります。そこで、このような実験を行うことのできる駅シミュレータを開発しました。

特徴 ◆安全で快適な鉄道空間の提供を目指し、旅客流動の再現試験、駅における物理的環境要素である温熱、音、光などの継続的な測定、駅設備の評価試験、ならびに快適性に関わる主観評価試験などが実施可能な設備です。具体的に以下のような実験を行っています。

- ・混雑時や非常時の旅客流動評価実験
 - ・駅放送の明瞭度等に関する音環境評価試験
 - ・駅に使われる材料に関する評価試験
- など

主要諸元	建築面積	: 284.70㎡
	階数	: 地上2階
	構造	: 鉄骨造
	軒高	: 10.05m
	天井高	: 東側-3.5m、西側-6.0m



図 参-10 大型站體模型装置

五、RTRI 研究主題與時程

此次 6 月 22 日至 9 月 18 日期間，「軌道技術等相關研究」之三項子題「鐵路橋梁檢查及結構補強」、「軌道波狀磨耗問題研究」及「鋼軌焊道管理」等，經 RTRI 精心安排，各研究室及研究時程如下表所示：

表 參-1 研究主題與 RTRI 相關研究室之時程

	鐵路橋梁檢查及結構補強	軌道波狀磨耗問題研究	鋼軌焊道管理
06.22-07.17	鋼・複合構造研究室		
07.21-08.14	混凝土造研究室		
08.17-09.11		軌道管理研究室	
09.14-09.17			鋼軌熔接研究室

以上議題 RTRI 皆已研究多時，且有具體之成效，今僅以臺鐵目前面臨之問題，探討最適合之改善方式，並將其分述如下述之章節。

肆、鐵路橋梁檢查—由日本鐵道構造物等維持管理標準說起

一、緣起

早在 1860 年代末期起，日本便開始發展鐵道，材料的更新與設備的進步，鐵路建設很快地拓展到每個角落，同時也帶動了經濟成長，尤以 1950 年至 1980 年間更是有目共睹，全世界「鐵道王國」的稱號當之無愧。在這 150 多年間，許多鐵路結構與建設，至今每天仍默默地服務旅客，日本居民也很習慣地以鐵路作為主要交通工具。換句話說，鐵路已成為日本人生活中不可或缺的一部分。

然而，在享受建設帶來的成果與便利之時，材料與結構的老化問題也逐一浮現，1974 年日本國鐵(Japanese National Railways)擬定了「土木工程結構更新標準」(Replacement Standards for Civil Engineering)。但真正讓世人重視結構物維修保養，則源自於 1999 年新幹線列車於通過隧道時，發生襯砌掉落，而砸壞車廂的重大事故。日本運輸省(Ministry of Transport)遂於 2000 年 2 月公佈了「隧道維護手冊」(Tunnel maintenance Manual)，規定除了例行性檢查外，另需執行「初始全面檢查」(initial general inspection)與「特別全面檢查」

(special general inspection)；2000年三月，由運輸省、建設省及農漁林業省也共同組成了混凝土結構耐久性評估委員會。

另外，為制訂鐵路設備檢查方式與維修標準，自2000年起，「鐵路結構維修研究委員會」(Study Committee on the Maintenance of Railway Structures)定期召開會議，並於2004年擬定完成草案，2007年「鐵路結構設計與維修管理標準」(Design Standards for Railway Structures and Commentary(Maintenance Standards))正式公佈實施，內容包括混凝土、鋼及複合結構、基礎及擋土結構、路基及隧道等五大結構物之設計及維修準則。而此期間於RTRI主要以維修為主題，故以參考其「鐵道構造物等維持管理標準」(Maintenance Standards for Railway Structures and Commentary)為主。(註)詳平成19年1月，日本鐵道總合技術研究所編，國土交通省鐵道局監修之「鐵道構造物等維持管理標準·同解說(構造物編)」。

二、維修管理原則

(一) 管理準則

本節旨在說明維修管理準則、結構性能需求、計畫與流程等。首先，擬定維修管理計畫，包含檢查與量測方式，並訂定結構性能需求。在一般情況下，通常採目視檢查為主，再將結果依結構狀況判定並記錄之。有關構造物等維持管理流程詳圖 肆-1。

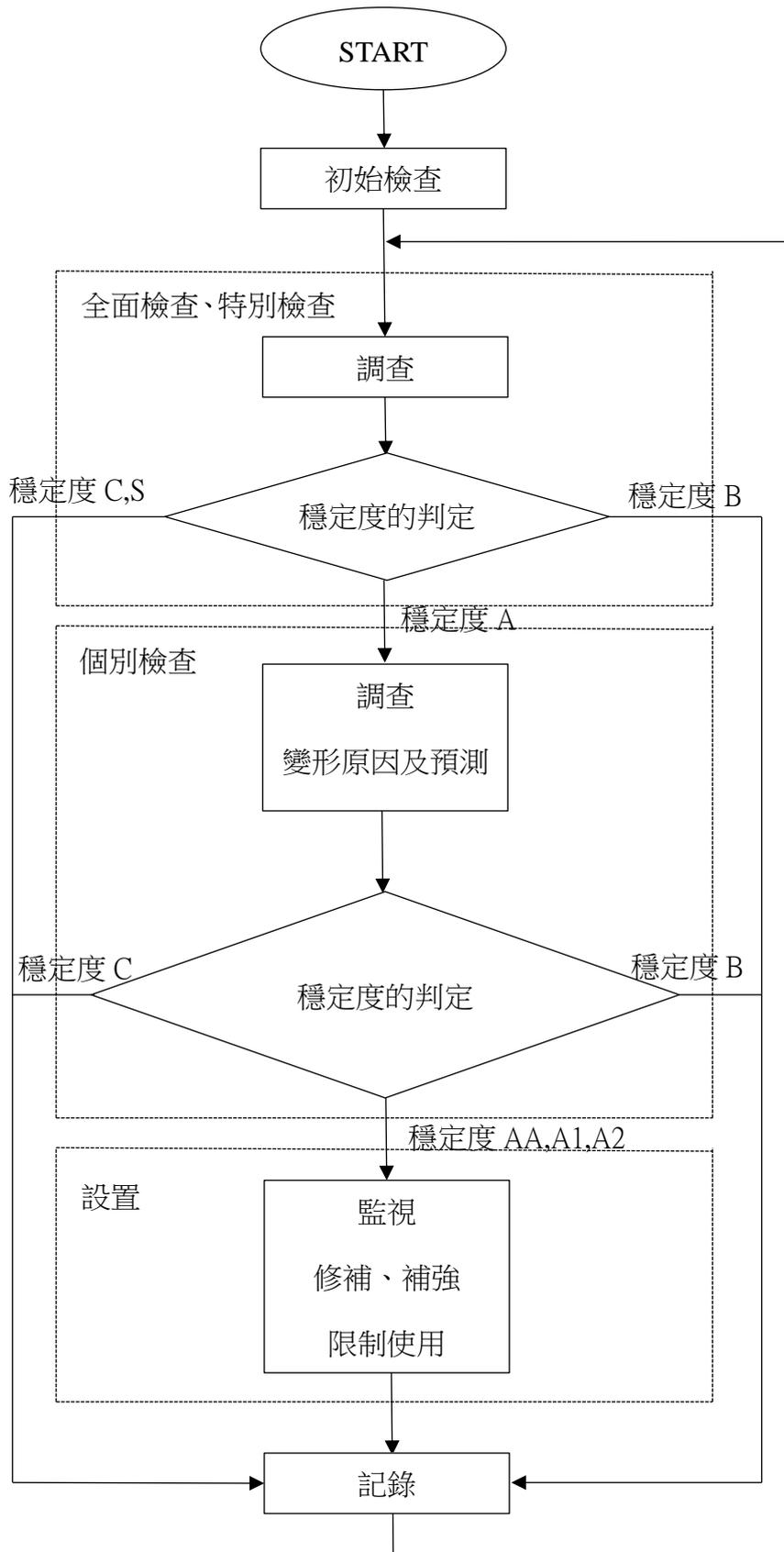


圖 肆-1 構造物等維持管理流程

(二) 適用範圍:

有關「鐵道構造物等維持管理標準」適用範圍，詳下表:

表 肆-1 鐵道構造物等維持管理標準

結構	適用範圍
混凝土	鋼筋、預力混凝土、鋼骨鋼筋混凝土、砌石結構等
鋼/複合結構	鋼結構、複合梁、支承設備
基礎/擋土結構	結構及擋牆基礎
路基	路堤、路塹、排水、安全設施
隧道	鐵路隧道

(三) 構造物性能需求:

結構維修管理最基本的原則是在確認構件是否安全，以及是否符合性能需求，雖然結構的形式及功能多所不同，然結構物之維管，「安全」乃最終極之目標，也才能將旅客平安地送達目的地。

(四) 檢查時機:

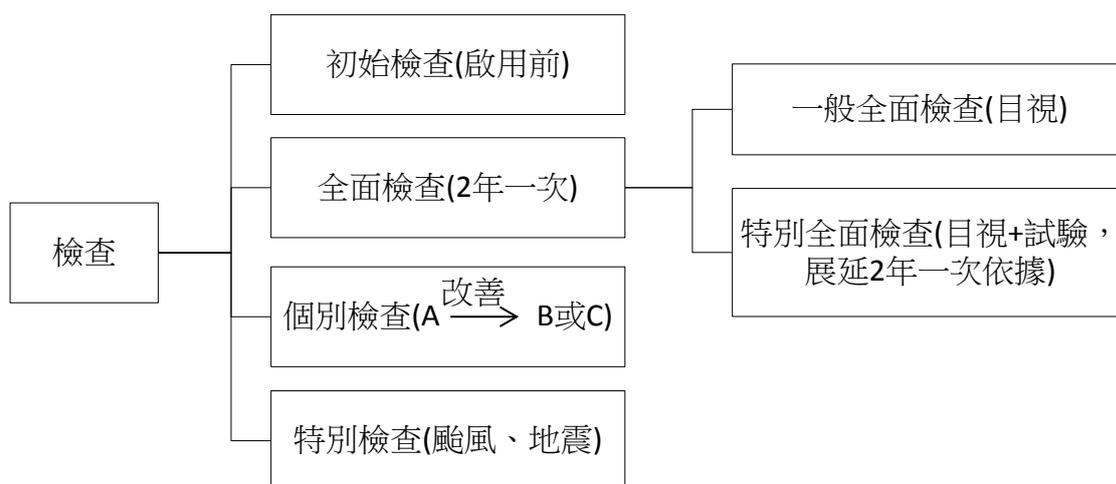


圖 肆-2 構造物檢查區分表

初始檢查係指結構體新建、改建，或大量補強或修復完成，開始啟用前所做的檢查。目的在確認結構狀態，並建立初始資料以供日後維修保養參考。其方式為依據設計及施工圖，以詳細目視檢查方式進行。全面檢查亦可稱之維定期檢查，則為兩年一次，檢查後工程師需按各結構之構件狀況作穩定度判定，判定的標準及依據詳表 肆-2。

表 肆-2 結構狀態與穩定度判定區分表

穩定度		結構狀態
A		運轉、旅客、公眾安全及列車的正常運行受到威脅，或是恐有此異狀之情形
	AA	威脅到運轉、旅客、公眾安全及列車正常運行的異狀，必須採取緊急措施。
	A1	有異狀正在發生，構造物的功能逐漸下降，亦恐會因為大雨、洪水、地震等原因而影響構造物的安全性
	A2	有異狀發生，將來恐影響構造物的安全性
B	將來恐有異狀發生而劣化為健全度 A	
C	有輕微異狀等情形	
S	健全狀態	

註：關於健全度 A1、A2 及 B、C、S，可依各鐵道業者的檢查實況勘定後確定區分。

和臺灣橋梁檢查系統不同的是，日本於全面檢查或特別檢查後，穩定度之判定係以 A，B，C，S 表示；如果檢查過程中發現結構物出現異常狀況，已危及行車安全，則應立即判定為 AA，並即時回報停止列車運轉。若混凝土構件剝落，掉落至結構物下方有人車通行之區域，亦應評定為 AA，並應立即封鎖該處之交通，禁止人車通行。若全面檢查與特別檢查，結構物經判定為 A，則需進行個別檢查，個別檢查另需針對構件確認發生劣化之原因及影響程度，並可再行區分為 A1 或 A2。詳表 肆-3。

表 肆-3 穩定度判定與結構異狀及採取措施對照表

穩定度		安全性	異狀	措施
A	AA	影響安全性	重大	緊急處置
	A1	即將影響安全性 異常時受外力影響安全性	異狀發生，安全性下降	盡快處置
	A2	將來會影響安全性	異狀恐會造成安全性下降	採取必要之措施
B		繼續進行下去的話會變成健全度 A	繼續進行下去的話會變成健全度 A	採取必要的監視等等的措施
C		就現狀而言沒有影響	輕微	在下回檢查時作為重點調查
S		沒有影響	無	無

註：本表為關於安全性所記述的標準的健全度與異狀程度等等的關係，考慮到使用性及復舊性的情況則另外認定。

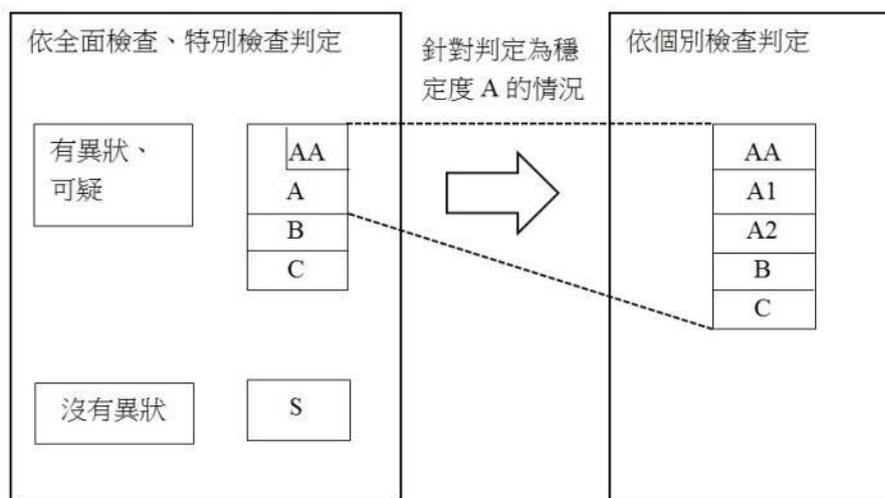


圖 肆-3 穩定度判定流程

三、初始檢查(initial Inspection)

(一) 檢查時機:

無論新建、改建或結構更新，為確定結構體初始狀態，首次實施的檢查。

(二) 檢查項目:

檢查項目與全面檢查相同，但結構物設計與施工相關之管理資料需同時建立，以下就混凝土、鋼及複合結構、基礎及擋土結構、路基及隧道等五大結構物之檢查項目略作說明，原則以目視檢查為主。

1、混凝土:

觀察結構體是否變位、裂縫、剝離、剝落等。此外混凝土施工管理資料，如保護層厚度、水灰比、強度、坍度、氯離子含量等均應記錄。

2、鋼及複合結構:

結構體斷面尺寸、淨空、防鏽處理及是否產生鏽蝕狀況等資料。

3、基礎及擋土結構:

結構體覆土狀況、鄰近之排水設施、河床斷面及有無沉陷情形發生。

4、路基:

觀察路堤或路塹、圍籬及相關防護、排水設施及附近的環境等。其他如地質調查，斷面測量等資料，亦可作為日後環境等條件改變之參考。

5、隧道:

要判定隧道內結構異狀發生原因相當困難，因此初始檢查需將施工之冷縫、蜂窩及裂縫狀況加以記錄，以供日後全面檢查對照比較之用。

四、全面檢查(General Inspection)

(一) 全面檢查分類:

全面檢查分為一般全面檢查(regular general inspection)與特別全面檢查(special general inspection)。前者著重在結構體劣化的程度，後者則旨在能夠做出正確地穩定度判定。

(二) 一般全面檢查:

一般全面檢查每隔二年辦理一次，目的在調查結構體劣化之現象，或是劣化進展的程度，若結構體狀況能滿足特別全面檢查之規定，顯示結構體狀況良好，可延伸辦理周期。

1、 檢查項目:

(1) 混凝土結構:

A. 鋼筋混凝土及預力混凝土梁:

裂縫、剝離、剝落、鋼筋裸露、風化、中性化、排水、承載力、預力鋼鍵、預力梁拱度等。

B. 高架橋、拱橋:

支承處之沉陷及位移、角隅及開口處之裂縫、接縫處狀況等，其餘同 A。

C. 橋台、橋墩

支承、沖刷、沉陷、移動、傾斜、基腳裂縫、梁接合處等。

(2) 鋼及複合結構:

面漆之厚度與鋼材生鏽及腐蝕狀況、列車通過時震動狀況、支承、螺栓、焊道、裂紋位置、排水、其他附屬設施、周圍環境等。

(3) 基礎及擋土結構:詳圖 肆-4 橋墩沉陷示意圖及圖 肆-5 橋墩位移示意圖。

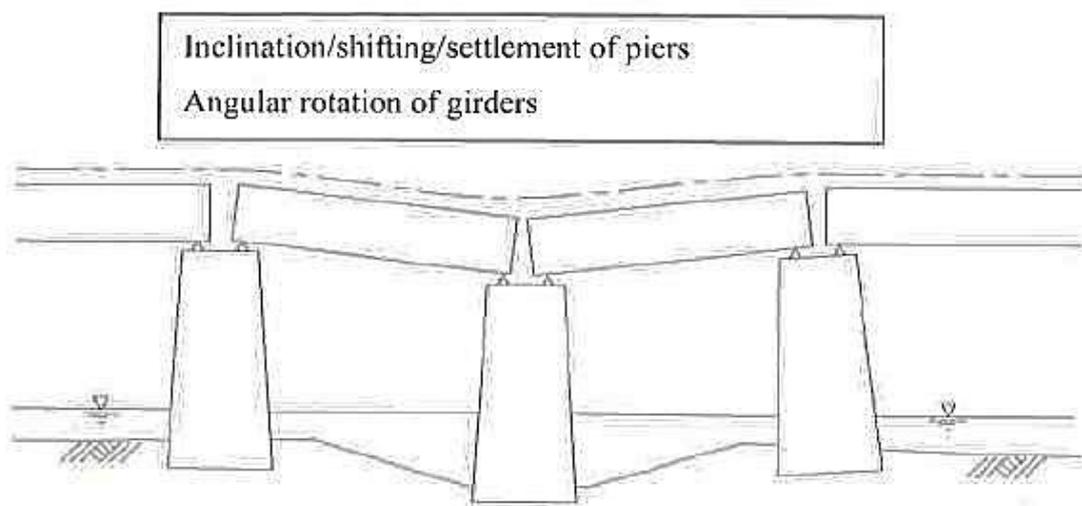


圖 肆-4 橋墩沉陷示意圖

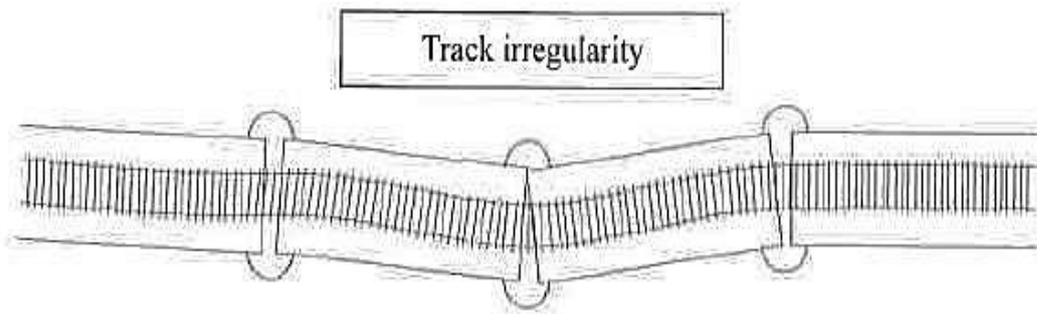


圖 肆-5 橋墩位移示意圖

(4) 路基:詳圖 肆-6 邊坡破壞類型及圖 肆-7 排水及路基之安全性。

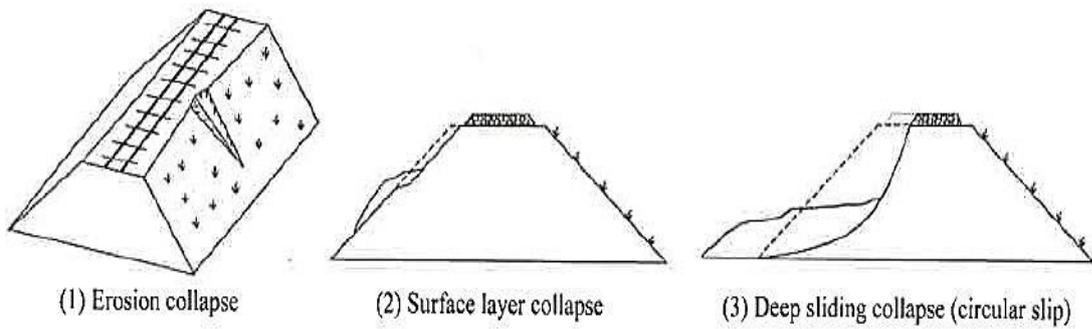


圖 肆-6 邊坡破壞類型

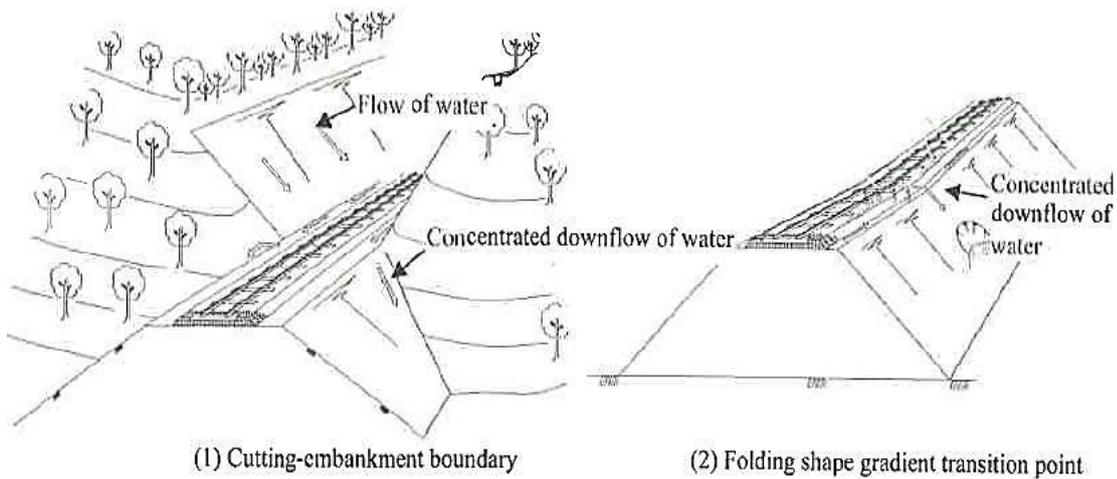


圖 肆-7 排水及路基之安全性

(5) 隧道:詳圖 肆-8 隧道結構劣化情形。

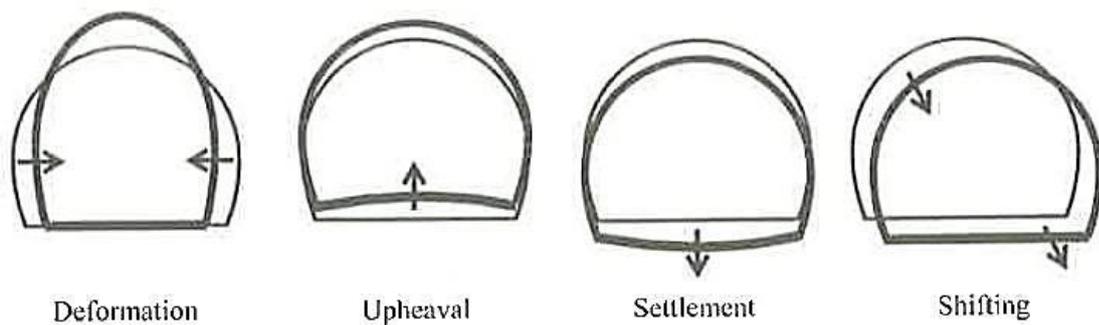


圖 肆-8 隧道結構劣化情形

滲漏水、施工縫、排水、其他附屬設施等。

2、 檢查方式:

一般全面檢查仍以目視為主，但混凝土結構有時受限於地形地貌，無法靠近觀察其裂縫及剝落之情形，因此除了盡量靠近觀察物外，亦可使用高倍數望遠鏡；更甚者，衝擊錘試驗也可輔助判定結構的狀況。鋼結構部分，如果面漆已產生裂紋，可將其部分刮除，用以觀察生鏽及材料劣化的問題。至於基礎及擋土結構以及路基部分，縱橫斷面測量也可作為輔助判斷的方式。

3、 穩定度判定:

各結構體調查完成後，依據成果及構件狀況，作穩定度判定。如果為 AA 等級，則需緊急應變作為，並應立即進行個別檢查，以確定結構體受損之原因，並採取補強措施。若評定為 A 等級，亦需再經由各別檢查，再行區分為 A1 或 A2。判定方式詳「鐵道構造物等維持管理標準·同解說(構造物編)」付屬資料圖說 4-1 節、圖 肆-9 穩定度判定方式例一及圖 肆-10 穩定度判定方式例二。

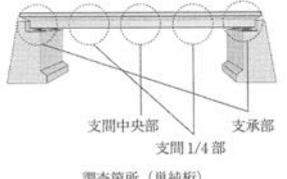
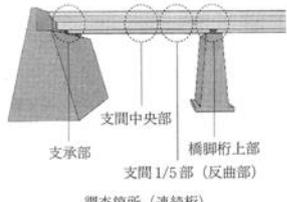
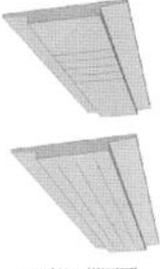
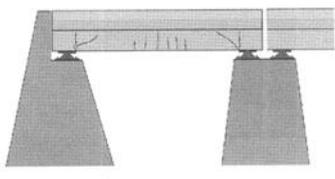
構造物	変状種別	調査箇所	調査項目	判定の例	判定
RC桁	ひび割れ	<p>単純桁</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 支承部 ・ 支間中央部 ・ 支間1/4部  <p>支間中央部 支間1/4部 調査箇所(単純桁)</p> <p>連続桁</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 支承部 ・ 支間中央部 ・ 支間1/5部(反曲部) ・ ゲルバー部(ゲルバー桁)  <p>支間中央部 橋脚桁上部 支承部 支間1/5部(反曲部) 調査箇所(連続桁)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ ひび割れの幅 ・ ひび割れの方向 ・ 進行程度 ・ 発生位置  <p>ひび割れ(桁下面)</p>  <p>ひび割れ(桁側面)</p>	<p>構造物全体</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 破壊状態のもの <p>中央部</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 幅数mm程度で、かつ上面が圧壊しているもの ・ 幅数mm以上のもの ・ ひび割れから鉄筋の錆汁がみられるもの ・ 幅が0.2mm程度を超えるものが多数発生しているもの ・ 幅が0.2mm程度以下のものが多数発生しているもの <p>支点部</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 斜めひび割れが、支点方向に軸方向鉄筋に沿って進行し、幅の大きいもの ・ 斜めひび割れの幅が、0.2mm程度を超えているもの ・ 斜めひび割れの幅が、0.2mm程度以下のもの ・ 支点から垂直にひび割れが生じているもの ・ 支承部のコンクリートが圧壊しているもの ・ ひび割れから鉄筋の錆汁がみられるもの 	<p>AA</p> <p>AA</p> <p>AA</p> <p>A</p> <p>A</p> <p>B</p> <p>AA</p> <p>A</p> <p>B, C</p> <p>A</p> <p>A</p> <p>A</p>

圖 肆-9 穩定度判定方式例一

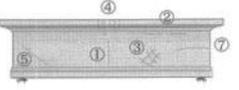
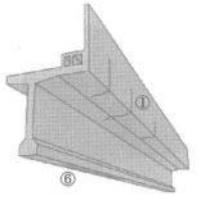
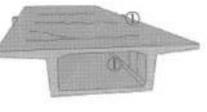
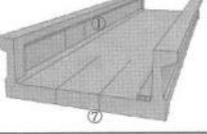
構造物	変状種別	調査箇所	調査項目	判定の例	判定
PC桁	ひび割れ		   	<p>全般</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ ウェブの中間に垂直、上スラブ横方向のひび割れが0.1~0.2mm程度のもの(①) ・ ウェブと上フランジの接合点の水平ひび割れが0.1~0.2mm程度のもの(②) ・ ウェブに網目状ひび割れが0.1~0.2mm程度のもの(③) ・ 主桁中央部上縁の主桁に直角のひび割れが0.1mm程度のもの(④) ・ 主桁ウェブのシースに沿ったひび割れが0.1mm程度のもの(⑤) ・ 主桁下面線路方向のひび割れが0.1mm程度以下のもの(⑥) ・ 主桁端部のスラブあるいはウェブの主桁方向のひび割れが0.1mm程度以下のもの(⑦) <ul style="list-style-type: none"> ・ 下路桁の支点横桁付近の主桁直角方向または主桁方向のひび割れが0.2mm程度のもの ・ 定着部の後埋めコンクリート部のひび割れが0.2mm程度を超えるもの ・ ひび割れが0.1mm程度以下で漏水がある場合 ・ ひび割れから錆汁がみられるもの 	<p>C</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>B</p> <p>B</p> <p>B</p> <p>B, C</p> <p>A</p>

圖 肆-10 穩定度判定方式例二

(三) 特別全面檢查(special general inspection)

特別全面檢查旨再增加穩定性判定的正確性，與一般全面檢查不同的是，它增加了檢查項目，也因此可取代一般全面檢查。

1、 檢查時機:

在結構體開始使用之初，尚無材料老化的疑慮，故每隔兩年執行一般全面檢查即可，但需依據檢查紀錄，如結構體產生異狀，或預測即將開始劣化，則可開始實行特別全面檢查；一般而言，在初始檢查後十年，如進行特別全面檢查，於混凝土結構若狀況良好，詳表 肆-4，周期延伸調查項目判定基準表，則可延長為六年一次，鋼及複合結構可延長為四年一次特別全面檢查；此期間內，一般全面檢查可省略不作。但基礎及擋土結構、路基及隧道等，並無延長期限的規定。詳圖 肆-11 檢查時機與展延時間表。但在此延長期間內，如結構體出現未能滿足表 肆-4 狀況良好之情形，則仍應回歸至兩年一次的一般全面檢查。

表 肆-4 周期延伸調查項目判定基準表

異狀原因	調查項目	應當實施調查的構造物	週期延伸的判斷基準
中性化	<ul style="list-style-type: none"> • 中性化深度 • 混凝土保護層 • 鋼材鏽蝕狀況 	所有 RC、PC、SRC 構造物	依據異狀預測，判定 10 年後是否為潛伏期或是進展期
鹽害	<ul style="list-style-type: none"> • 混凝土保護層 • 鋼材的鏽蝕狀況 • 氯離子含量 	施工時鹽化物含量不明確，及空氣中受飛來鹽影響的建築物	依據異狀預測，判定 10 年後是否為潛伏期或是進展期
因裂縫造成鋼材鏽蝕	<ul style="list-style-type: none"> • 目視 • 混凝土保護層 • 裂縫大小及寬度 • 鋼材鏽蝕狀況 	所有 RC、PC、SRC 構造物	依據異狀預測，判定 10 年後是否為潛伏期或是進展期

化學侵蝕	<ul style="list-style-type: none"> • 目視 • 混凝土保護層 • 鋼材鏽蝕狀況 • 混凝土化性分析 	受化學侵蝕環境條件下的構造物	依據目視調查結果，判斷是否為潛伏期
鹼性骨材反應	<ul style="list-style-type: none"> • 目視 • 骨材的反應性 • 膨脹量 • 表面水分率 • 混凝土化性分析 	使用有此疑慮的構造物	依據詳細的檢查，判斷鹼性骨材反應可能性

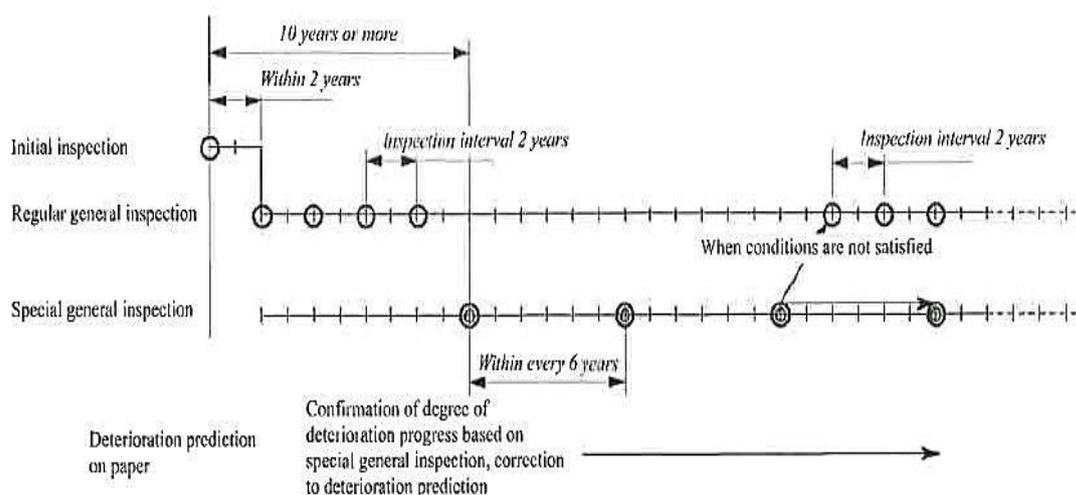


圖 肆-11 檢查時機與展延時間表

2、 檢查項目:

原則同一般全面檢查，但為增加準確性，以混凝土為例，中性化、氯離子含量、鹼骨材效應等，均應取得實際數據，以供判斷作為能否延長檢查時間的依據。

3、 檢查方法:

仍以目視檢查為主，但應比一般全面檢查更為詳盡，也需根據現場條件及需求，增加合適的試驗項目。

4、穩定度判定:

同一般全面檢查，及「鐵道構造物等維持管理標準·同解說(構造物編)」付屬資料 4-1 節。

五、個別檢查(Individual Inspection)

(一) 檢查步驟:

在結構體進行全面檢查，並經評定為 A 等級，此時需針對此構件進行個別檢查。此時需能以更精確之方式，判定結構劣化原因，或是預期日後劣化程度。而為對結構體改善或補強，以達一般檢查 B，C 之等級，或是延長結構體使用年限，必需採取一定之措施，其過程與施工方式必需詳加記錄。詳

圖 肆-12 個別檢查實行步驟。

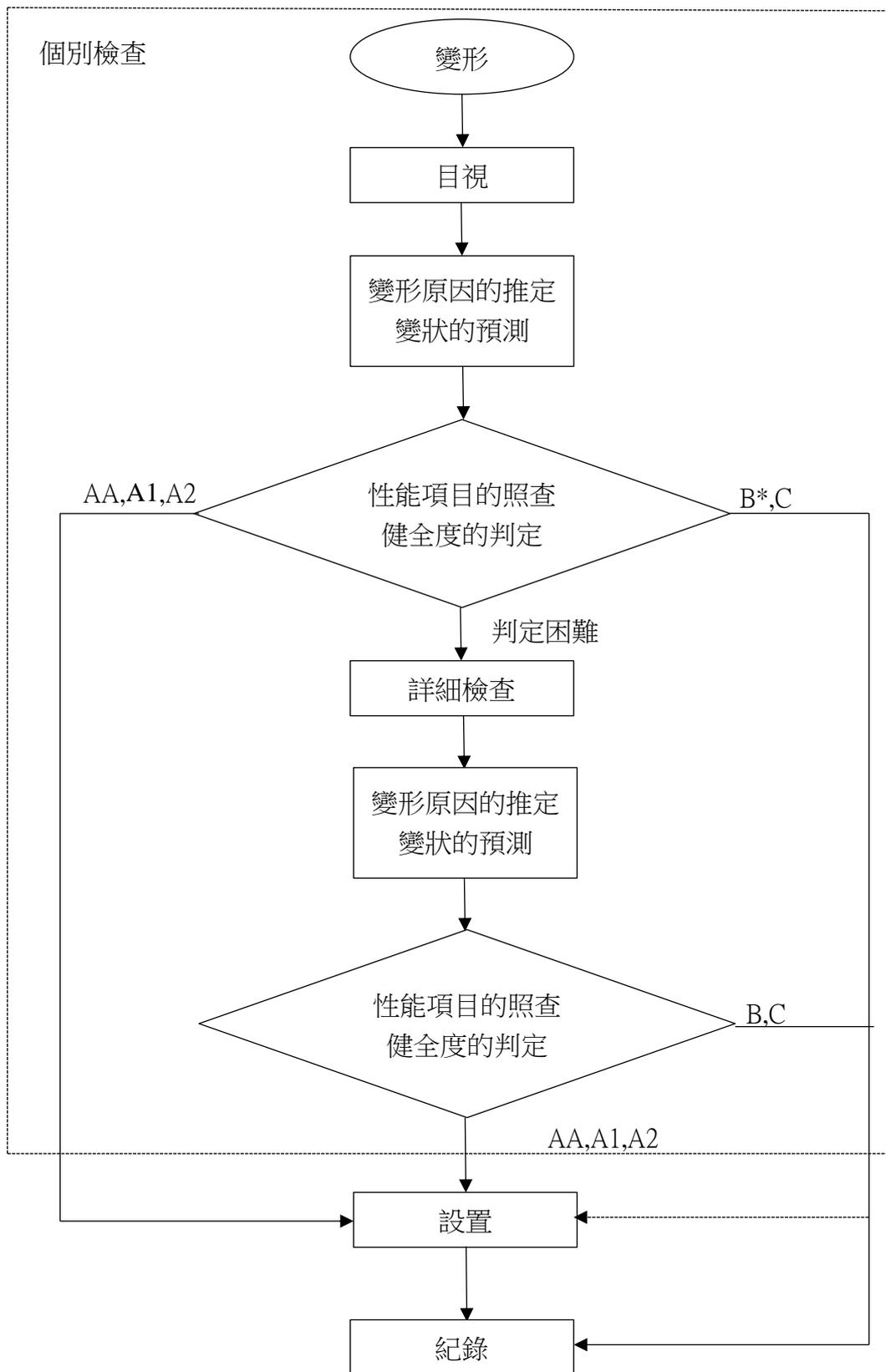


圖 肆-12 個別檢查實行步驟

(二) 檢查項目

1、 混凝土:

以混凝土外觀為基本，並取得中性化及鋼筋腐蝕之量化資料。另需依實際需求增加調查項目，一般為混凝土種類、裂縫寬度、深度及變化情形、剝離、剝落、保護層厚度、中性化深度、氯離子含量、變形或變位、斷面變化、震動特性、支承狀況、表面顏色變化、力學行為改變；鋼筋腐蝕狀況、外露範圍、位置及配筋狀況、剩餘有效斷面等。

2、 鋼及複合結構:

設計階段:設計圖、結構計算、使用材料、材料數量、設計載重、速度。

施工階段:基礎與各結構之紀錄。

檢查紀錄:由初始檢查起各階段之紀錄，含材料劣化範圍、狀況及進展情形。

其他資料:完成年度、載重情形、災變紀錄、維修補強紀錄、環境改變。

3、 基礎及擋土結構:

設計、施工、歷次檢查及維修紀錄。

4、 路基:

路基檢查較為特殊，一般通報大致由司機員通過路段時察覺異狀，其不外乎路基或路塹之穩定狀況、擋土、圍籬等保護及排水設施等。

5、 隧道:

劣化情形紀錄、並追蹤其劣化發展狀況等。

(三) 檢查方式:

原則仍以目視檢查為主，但需配合其他儀器作更詳盡之調查

1、 混凝土:

- A. 目視檢查:由具經驗之工程司就結構劣化部份觀察，必要時輔以衝擊錘試驗，藉以判定劣化狀況及穩定度判定。
- B. 詳細調查:如果目視檢查無法判定結構體狀況，可以下列方式辦理:
 - (a) 在劣化結構體或周為區域鑽心取樣。
 - (b) 利用非破壞性檢測之鋼筋探測儀等，得知鋼筋排列方式及保護層厚度。
 - (c) 利用自然電位法(half-cell potential)測定鋼筋腐蝕狀況。

C. 除上述方式外，照相紀錄、斷面、變位、應力、震動測量等，或其他先進儀器，所得之資料，需足以分析劣化原因，並以充足的數據預測劣化發展情形。

2、鋼及複合結構:

A. 目視檢查

B. 劣化斷面及裂縫量測

C. 應力應變量測:於動態條件下，得知結構應力應變量化數據，藉以分析構件疲勞或劣化情形，以及裂縫產生原因。

D. 非破壞性檢測:UT、MT、ET、PT 等方式。

E. 材料試驗:針對年代較為久遠的材料，如以無設計圖等資料，可採取此方式。

F. 鏽蝕狀況:面漆等剝落厚度、鏽蝕位置、排水情形，及是否含鹽分之環境等。

3、基礎及擋土結構:

此項目難以用目視檢查判定覆土層以下狀況，但可輔以下列方式調查。

A. 文件調查

B. 斷面檢查

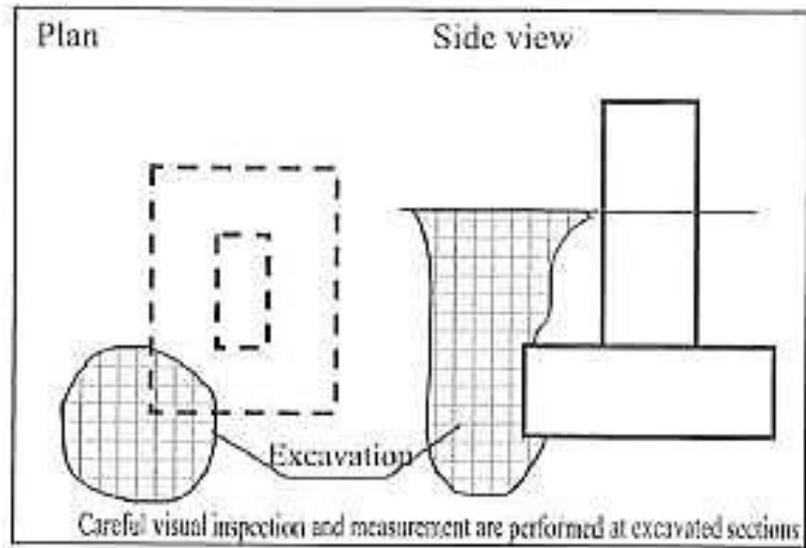
(a) 以鋼筋位置及數量為檢查重點，其方式同混凝土。

(b) 可藉由覆土層上結構物觀察是否因地下結構物之破壞，如沉陷或變位等問題。

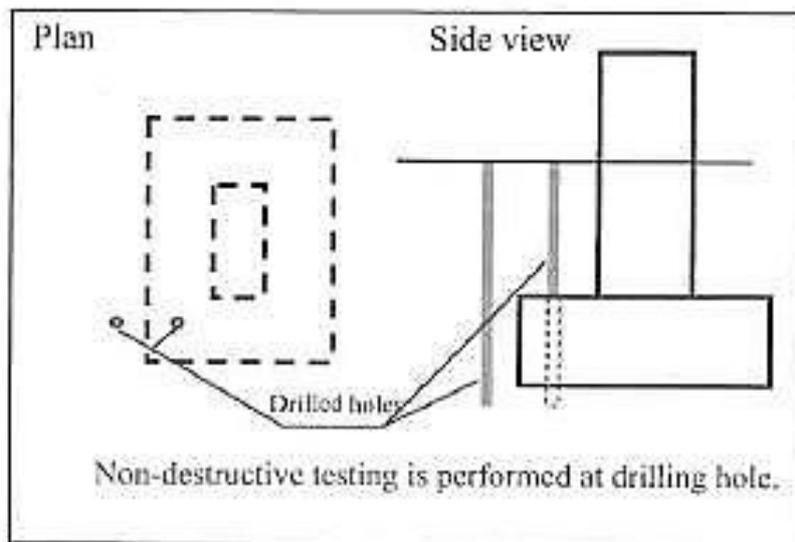
(c) 承载力檢查，可在列車通過之動態條件下，觀察結構體震動之頻率與變位，以茲判定。

C. 覆土層下調查

必要時可採試挖方式，圖 肆-13 開挖及鑽孔探測可作為參考。



Example of Partial Excavation Survey



Example of Survey Using Sounding or Boring

圖 肆-13 開挖及鑽孔探測示意圖

4、 路基:

一般仍採目視檢查，如有不足，可輔以地質鑽探、土壤試驗、岩石試驗等。

5、 隧道:

需藉由充足的燈光及高空作業設備，以觀察隧道結構，尤其頂拱部分，必要實施作衝擊錘試驗。近年發展高科技隧道檢查儀器或設備，應該會有更佳的效果。

六、特別檢查

當天然災害如地震、豪雨、重大事故或司機員通報路線異常時等特別狀況發生，已危及行車安全時，所需立即動員的檢查稱之，特別檢查優先於個別檢查。同樣地，如果判定為 AA，則需作緊急處理，再回歸至個別檢查機制。詳圖 肆-14 特別檢查流程圖。

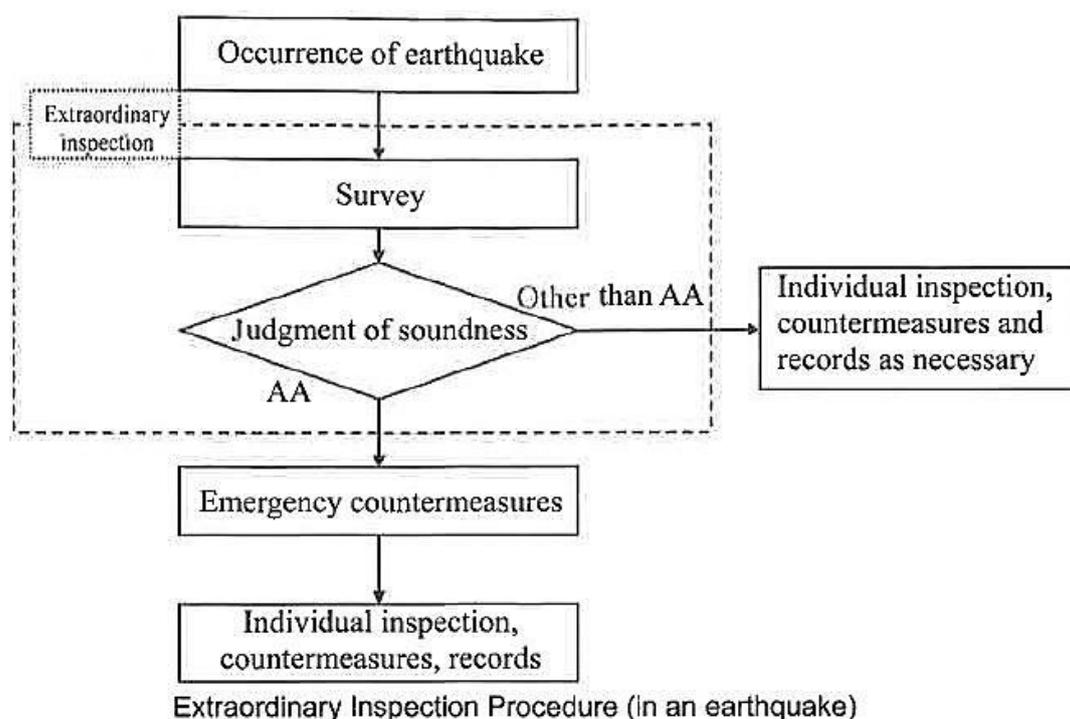


圖 肆-14 特別檢查流程圖

七、臺鐵目前橋梁檢查規定及執行狀況

目前臺鐵橋梁檢查，按「鐵路橋梁檢查作業要點」(詳參考資料附件)，分為日常巡查、平時檢查、定期檢查、定期複檢及委託安全檢測五種，除委託安全檢測外均以目視檢查為主。其中由各工務段工程師執行之平時檢查，規定每季一次，第四季之定期檢查可合併平時檢查辦理，資料彙整後再登錄橋梁管理系統。另含混凝土破壞或非破壞性試驗等之委託安全檢測，需視經費及當年度狀況而定，故未明訂辦理周期。

以臺中工務段為例，轄內路線長度 184 公里，含橋梁、箱涵、涵洞等計 343 座，執行檢查分為四區，每區工程師三至四人，路線平均長度約 45 公里，平均橋梁數量約 85 座；目前每季執行一次，每區現場檢查約需 2-5 工作天，檢查後資料彙整及製作報表亦需 2-4 工作天；第四季之定期檢查，部分橋梁另需量測及繪製河床斷面圖，現場及內業需各再增加 2-4 工作天。綜上，每組橋梁檢查人員由現場工作至報表完成，即使不含缺失改善之設計圖與預算編列，歷程約三至四周，即將再為下次之檢查準備。

今政府推動鐵路高架化政策，橋梁數量及長度不斷增加，以臺中高架為例，完工後即增加 21.7 公里長之橋梁路段，若參考上述日本維修管理標準，從橋梁啟用之初，即建立完整之初始檢查資料，以利日後平時檢查參考；另可增加如檢查車等設備，解決如高橋墩或行水區等目視不及之區域，以提升橋梁檢查效能。如此，臺鐵現行之橋檢頻率，應有重新檢討調整之必要，以免因檢查次數過於頻繁，而流於形式。

八、日本案例說明

於跨徑 20 公尺之預力混凝土橋梁，曾發生橋面版斷裂之情形，經查為預力鋼鍵斷裂，導致混凝土無法抵抗張力而破壞。一般針對預力構件檢查，可用 X 光或超音波掃描，來探測預力鋼鍵是否斷裂，或是套管內砂漿充填不足之情形。

由於預力套管包覆於混凝土中，故於橋梁檢查時，如何判斷預力梁的異狀呢？實務上，可藉由目視檢查，觀察結構體狀況，如出現橫向貫穿裂縫，則需將其穩定度判定為 A，此時再進行個別檢查，除鋼筋混凝土等基本項目調查外，再利用前述 X 光或超音波，探測得知預力鋼鍵之狀況，如真有鋼鍵斷裂或砂漿填充不足，仍列為 A 等級，並需進行補強。

在測得鋼鍵斷裂位置後，據以分析結構行為，研擬補強方案；本案為在鋼鍵斷裂處對應之橋梁底版，自中心點至末端 10 公尺處，安裝 9mm 後之鋼版，並以膨脹螺栓固定之。補修完成，其穩定度判定為 B，列入一般全面檢查追蹤即可。

伍、混凝土橋梁劣化預測及結構補強

一、前言

臺灣受地形氣候影響，鹽害對於結構物常造成極大威脅，臺鐵也身受其害，幾座位於海線橋梁，於每季檢查時，難免發現橋梁底版，或是橋墩、橋台等位置，出現混凝土開裂，甚至剝落等現象；再一探究竟，其中包覆之鋼筋生鏽腐蝕為主要元兇。由於氯離子的入侵，使原本完好的鋼筋像得了絕症一樣，體積膨脹，進而擺脫混凝土的包覆，脫繭而出，也不得不使檢查人員於紀錄表中記上一筆，如圖 伍-1 及圖 伍-2 所示。



圖 伍-1 臺鐵海線龍港-白沙屯間箱涵，混凝土剝落情形



圖 伍-2 版梁下部鋼筋斷面減少，恐影響結構安全

然而，地形氣候未隨之改變，氯離子入侵的動作也絕不停止，倘不處理，隨著版梁下部張力鋼筋斷面逐漸減少，對結構安全絕對是一大挑戰。在日本，此劣化現象相較於臺灣有過之無而不及，RTRI 編著的鐵道結構物等維持管理標準·同解說(混凝土構造物)中，於附屬資料第 5 章第 5-9 節變狀的預測，已有針對類似之情形研究出成果，並經混凝土研究室研發簡易 EXCEL 程式可供參考。在此僅以本局最具代表性之海線下三叉河混凝土橋梁劣化之情形為例，進行簡單數據分析，以供日後橋梁管理之參考，如圖 伍-3。註：此橋梁建於民國 76 年，91 年間發現橋底版鋼筋腐蝕，混凝土剝落之現象，92 年進行補修。



圖 伍-3 臺鐵海線下三叉河混凝土橋梁劣化數據分析例

二、劣化預測模式基本概念

本章節主要就混凝土結構物，於個別檢查進行時，工程師按經驗採目視方式，很容易觀察劣化情形及判定穩定度，但如能有數據等量化資料，對預防或預測橋梁劣化之發生將更有幫助。故本章節提供此預測模式之量化資料計算方式，但真正影響混凝土劣化之因素很多，此模式考量了五種影響劣化的因素，包括混凝土中性化(carbonation)、內部鹽害(即氯離子形成之鋼筋腐蝕)、外部鹽害、中性化與內部鹽害之複合式破壞，以及裂縫等。

首先，將混凝土劣化過程定義為四階段，詳表 伍-1，第一階段為潛伏期(initial stage)，係指劣化尚未發生，但造成劣化之因子已侵入混凝土；第二階段為進展期(propagation stage)，雖然目視檢查仍不易察覺，但事實上劣化現象已於鋼筋及混凝土表面與內部悄然展開；第三階段為加速期(acceleration stage)，此階段混凝土裂縫及剝離之現象已然產生；最後為劣化期(deterioration stage)，發生鋼筋腐蝕、混凝土剝落以及斷面減少之現象，如圖 肆-4 所示。



圖 伍-4 鋼筋腐蝕、混凝土剝落以及斷面減少例

表 伍-1 混凝土劣化過程

劣化過程	定義
1、潛伏期	劣化尚未發生，但造成劣化之因子已侵入混凝土
2、進展期	輕微劣化現象已於鋼筋及混凝土表面與內部展開
3、加速期	混凝土裂縫及剝離之現象已然產生
4、劣化期	鋼筋腐蝕、混凝土剝落以及斷面減少

另在鋼筋劣化過程中，因鏽蝕造成斷面減少，有關各劣化階段與鋼筋腐蝕深度之關

係，詳圖 伍-5 所示，另鋼筋斷面減少率(cross section reduction rate)定義為

$$\text{鋼筋斷面減少率} = \left[1 - \frac{(D - 2\Delta r)^2}{D^2} \right] \times 100(\%)$$

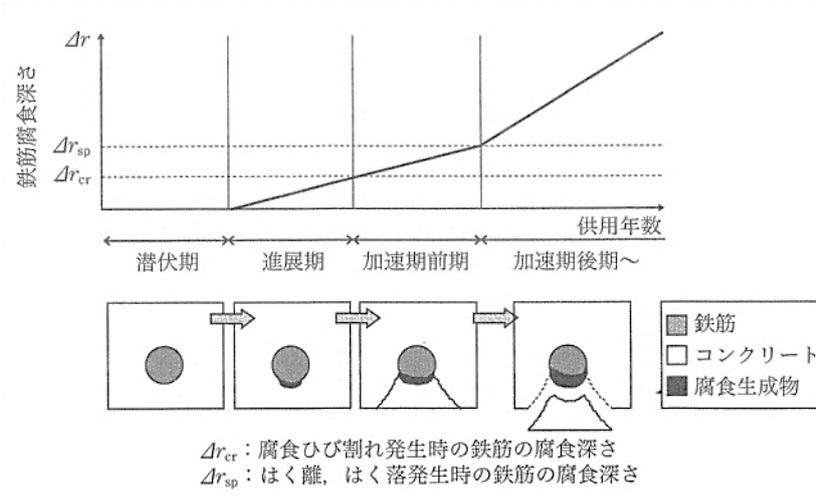


圖 伍-5 劣化階段與鋼筋腐蝕深度之關係

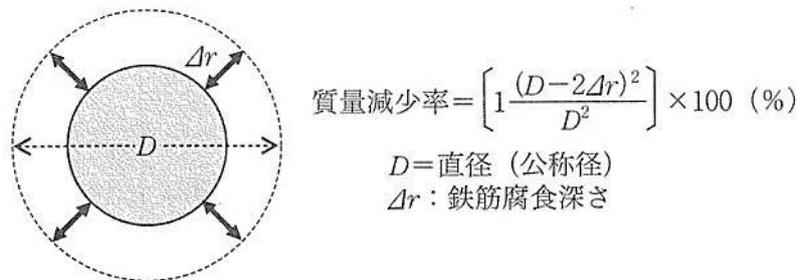
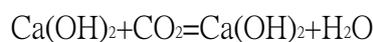


圖 伍-6 鋼筋斷面減少率

三、混凝土中性化與氯離子的影響

混凝土在水化過程中生成了氫氧化鈣 Ca(OH)_2 ，使其孔隙間處於鹼性的環境，用以保護鋼筋鏽蝕。而空氣中含有大量的二氧化碳，當二氧化碳滲透至混凝土內，與鹼性環境結合，產生化學反應，生成碳酸鹽和水，如此將使原來鹼性的濃度降低，此過程即為混凝土中性化。其化學式如下：



中性化現象存在於所有混凝土結構，隨著時間的增加而增加；一般而言，在乾燥環

境的件下，混凝土與空氣接觸，CO₂滲入較易加速中性化。反之，但在潮濕的環境，水分阻絕 CO₂的入侵，反倒可延後中性化的速度。有關混凝土中性化深度(y)與時間(t)的關係，可以下式表示:

$$y=\alpha\sqrt{t}$$

其中，y:中性化深度(mm)， α :中性化速度係數(mm/ $\sqrt{\text{年}}$)，t:使用年

至於氯離子的影響，若混凝土中含有過量氯離子，或空氣中氯離子隨著裂縫入侵，將加速混凝土中性化，破壞原本保護鋼筋的鹼性環境，進而使鋼筋腐蝕後體積膨脹，導致混凝土剝離、剝落，以及鋼筋裸露的現象，若未即時補修將更加速混凝土劣化。因此，保護層厚度將是影響混凝土結構物耐久性的關鍵因素，而混凝土與施工品質，也攸關使用年限。

表 伍-2 劣化過程

劣化過程		定義	各段期間指標	鋼筋腐蝕速度(mm/年)
潛伏期		中性化深度達鋼筋腐蝕臨界點	深度距鋼筋 $\leq 10\text{mm}$	0
進展期		鋼筋腐蝕體積膨脹，裂縫未發生	鋼筋腐蝕深度 $\geq \Delta\gamma_{cr}$	3×10^{-3}
加速期	前期	混凝土裂縫並開始剝離	鋼筋腐蝕深度 $\geq \Delta\gamma_{cp}$	
	後期	鋼筋腐蝕速度大幅增加	依現場判定	8×10^{-3}
劣化期		鋼筋腐蝕量增加，強度降低		

$\Delta\gamma_{cr}$:混凝土裂縫發生時，鋼筋腐蝕深度， $13 \cdot (c/\Phi) \cdot 10^{-3}$ (mm)

$\Delta\gamma_{cp}$: 混凝土剝離、剝落發生時，鋼筋腐蝕深度， $56 \cdot (c/\Phi) \cdot 10^{-3}$ (mm)

c:保護層厚度(mm)， Φ :鋼筋直徑(mm)

有關混凝土中性化與氯離子對鋼筋腐蝕速度之關係，詳下列 EXCEL 預測模式之計算例：

首先，由目前混凝土使用年，及測得之中性化深度，按 $y=\alpha\sqrt{t}$ 公式求得中性化速

度係數(mm/√年) α (carbonation rate coefficient)；另輸入由現場測得混凝土表面氯離子含量(surface chloride ion concentration)，及施工時混凝土中氯離子含量(initial chloride ion concentration)、擴散係數(dammy diffusion coefficient)、保護層(cover depth)與鋼筋直徑(rebar diameter)等黃色區塊之已知數值。

經由 EXCEL 預測模式之計算，可得結構物之生命週期間，各年份之氯離子含量、中性化深度、鋼筋腐蝕率、鋼筋腐蝕深度，RC 結構之鋼筋腐蝕、混凝土開裂、剝落等各階段之預測時間(0 為正常、1 為鋼筋腐蝕、2 為混凝土開裂、3 為剝落)，以及鋼筋直徑與斷面積減少之情形。唯受限於篇幅，此計算例僅列出前 20 年與其後整數十年之參考值，詳表 伍-3 混凝土中性化與預測鋼筋腐蝕計算例。

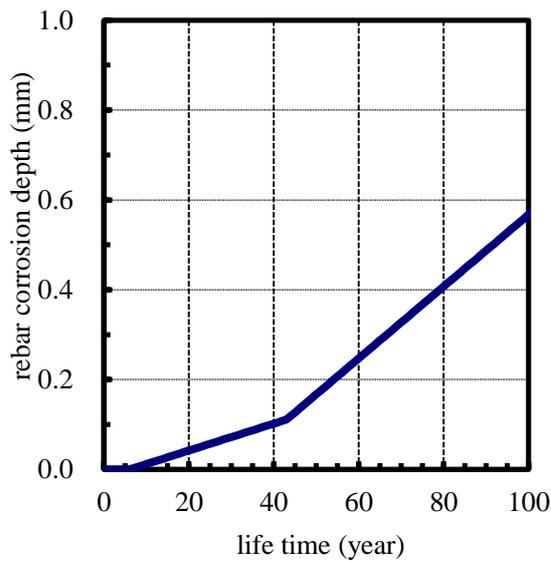
由此例可得知，在此氣候條件之環境，此一使用 15 年、中性化深度 15mm、保護層厚度 20mm、鋼筋直徑 10mm 之 RC 結構物，將於第 7 年鋼筋開始出現腐蝕的狀況(混凝土中性化 10.25mm、鋼筋直徑 9.994mm、斷面減少率為 0.12%)，第 15 年混凝土逐漸開裂(混凝土中性化 15mm、鋼筋直徑 9.946mm、斷面減少率為 1.077%)，至第 44 年混凝土開始剝落(混凝土中性化 25.69mm、鋼筋直徑 9.762mm、斷面減少率為 4.7%)，並自動繪製「劣化階段與鋼筋腐蝕深度之關係」，如時間與鋼筋腐蝕深度及時間與鋼筋腐蝕率關係表。如此，即可作為該結構物維修管理之參考。

表 伍-3 混凝土中性化與預測鋼筋腐蝕計算例

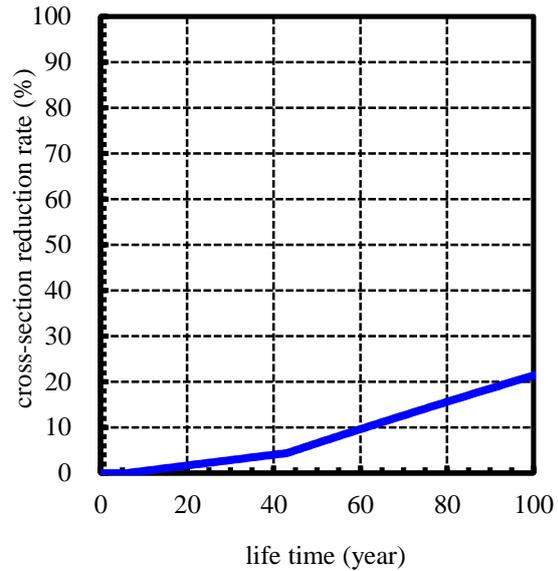
carbonation					
input data		values	unit	中性化深度mm	使用年
carbonation rate coefficient		3.8730	mm/√ year	15	15
surface chloride ion concentration		2.8000			
initial chloride ion concentration		0.0240			
dammy diffusion coefficient		107.0000			
cover depth		20.0	mm		
rebar diameter		10.0	mm		
output data					
life time (year)		rebar-section reduction rate (%)	corrosion depth (mm)	life time (year)	rebar-section reduction rate (%)
20		1.6729	0.042	0	0.00
50		6.5684	0.167	10	0.48
100		21.3940	0.567	20	1.67
				30	2.86
initiation		life time (year)	deterioration process	40	4.04
corrosion		7	propagation stage	50	6.57
cracking		15	acceleration early stage	60	9.64
spalling		44	acceleration later stage	70	12.65
				80	15.62
initiation		rebar-section reduction rate (%)	corrosion depth (mm)	90	18.53
cracking		1.037	2.60E-02	100	21.39
spalling		4.430	1.12E-01		

life time	chloride ion concentration	carbonation depth	carbonation remaining	corrosion rate (propagation stage ~ acceleration early)	corrosion rate (acceleration later stage ~)	corrosion depth (propagation stage ~ acceleration early)	corrosion depth (acceleration later stage ~)
(year)	(kg/m ³)	(mm)	(mm)	(mm/year)	(mm/year)	(mm)	(mm)
0	0.2654568	0.00	20.00	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.5002823	3.87	16.13	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.950284	5.48	14.52	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.2174442	6.71	13.29	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.396001	7.75	12.25	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1.5256022	8.66	11.34	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1.6250441	9.49	10.51	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1.7044127	10.25	9.75	0.003	0.008	0.003	0.003
8	1.769644	10.95	9.05	0.003	0.008	0.006	0.006
9	1.8244817	11.62	8.38	0.003	0.008	0.009	0.009
10	1.8714169	12.25	7.75	0.003	0.008	0.012	0.012
11	1.9121791	12.85	7.15	0.003	0.008	0.015	0.015
12	1.948011	13.42	6.58	0.003	0.008	0.018	0.018
13	1.9798316	13.96	6.04	0.003	0.008	0.021	0.021
14	2.0083369	14.49	5.51	0.003	0.008	0.024	0.024
15	2.0340648	15.00	5.00	0.003	0.008	0.027	0.027
16	2.0574386	15.49	4.51	0.003	0.008	0.030	0.030
17	2.0787965	15.97	4.03	0.003	0.008	0.033	0.033
18	2.0984124	16.43	3.57	0.003	0.008	0.036	0.036
19	2.1165108	16.88	3.12	0.003	0.008	0.039	0.039
20	2.1332778	17.32	2.68	0.003	0.008	0.042	0.042
30	2.2528191	21.21	-1.21	0.003	0.008	0.072	0.072
40	2.3249046	24.49	-4.49	0.003	0.008	0.102	0.102
50	2.3744031	27.39	-7.39	0.003	0.008	0.132	0.137
60	2.4110831	30.00	-10.00	0.003	0.008	0.162	0.167
70	2.4396668	32.40	-12.40	0.003	0.008	0.192	0.197
80	2.4627522	34.64	-14.64	0.003	0.008	0.222	0.227
90	2.4819025	36.74	-16.74	0.003	0.008	0.252	0.257
100	2.4981221	38.73	-18.73	0.003	0.008	0.282	0.287

life time	rebar-corrosion initiation	cracking occurrence	spalling occurrence	0: health, 1: rebar-corrosion, 2: cracking, 3: spalling	corrosion rate	corrosion depth	rebar diameter	cross-sectional area	cross-section reduction rate
(year)					(mm/year)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(%)
0	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
1	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
2	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
3	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
4	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
5	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
6	0	0	0	0	0.000	0.000	10.000	78.540	0.000
7	1	0	0	1	0.003	0.003	9.994	78.446	0.120
8	1	0	0	1	0.003	0.006	9.988	78.351	0.240
9	1	0	0	1	0.003	0.009	9.982	78.257	0.360
10	1	0	0	1	0.003	0.012	9.976	78.163	0.479
11	1	0	0	1	0.003	0.015	9.970	78.069	0.599
12	1	0	0	1	0.003	0.018	9.964	77.975	0.719
13	1	0	0	1	0.003	0.021	9.958	77.881	0.838
14	1	0	0	1	0.003	0.024	9.952	77.788	0.958
15	1	1	0	2	0.003	0.027	9.946	77.694	1.077
16	1	1	0	2	0.003	0.030	9.940	77.600	1.196
17	1	1	0	2	0.003	0.033	9.934	77.507	1.316
18	1	1	0	2	0.003	0.036	9.928	77.413	1.435
19	1	1	0	2	0.003	0.039	9.922	77.319	1.554
20	1	1	0	2	0.003	0.042	9.916	77.226	1.673
30	1	1	0	2	0.003	0.072	9.856	76.294	2.859
40	1	1	0	2	0.003	0.102	9.796	75.368	4.038
50	1	1	1	3	0.008	0.167	9.666	73.381	6.568
60	1	1	1	3	0.008	0.247	9.506	70.972	9.636
70	1	1	1	3	0.008	0.327	9.346	68.603	12.652
80	1	1	1	3	0.008	0.407	9.186	66.274	15.617
90	1	1	1	3	0.008	0.487	9.026	63.985	18.531
100	1	1	1	3	0.008	0.567	8.866	61.737	21.394



時間與鋼筋腐蝕深度關係表



時間與鋼筋腐蝕率關係表

四、劣化預測模式簡介(含維持管理標準與設計標準)

鋼筋混凝土劣化預測模式係採用菲克擴散方程式(Fick's diffusion equation)計算，此式如運用於現有結構物，則採維持管理標準內之說明，相關係數可由現場或試體取得，以符合實際。若為新建結構物，則需採設計標準內之說明，其考量安全係數、施工誤差，以及地理環境等因素，可作為混凝土結構物設計如配比、保護層厚度以及配筋方式等之參考，茲分述如下：

(一)、菲克擴散方程式(維持管理標準):

已完成之鋼筋混凝土結構因混凝土中性化之故，如果入侵到鋼筋附近的氯離子濃度(Cl⁻)超過 1.2kg/m³，腐蝕機制即將開始。換句話說，1.2kg/m³便是氯離子腐蝕鋼筋的臨界值，一旦預測得此數值大於 1.2kg/m³，破壞即將開始；反之，鋼筋混凝土仍呈現穩定的狀態。依據菲克擴散方程式，如果結構物位於海水中或潮汐區，則參考式一計算；其他區域則參考式二。其中Cl₀⁻、D 及 S 可以現場鑽心取樣之試體測得。

$$Cl^- = Cl_0^- \left[1 - \operatorname{erf} \frac{c}{2\sqrt{D \cdot t}} \right] + Cl_1^- \quad \text{----- 式一}$$

$$Cl^- = S\sqrt{t} \left(\exp\left(-\frac{c^2}{4D \cdot t}\right) - \frac{c \cdot \sqrt{\pi}}{2\sqrt{D \cdot t}} \left(1 - \operatorname{erf} \frac{c}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right) + Cl_1^- \quad \text{----- 式二}$$

Cl⁻:鋼筋處氯離子濃度(若 ≥ 1.2kg/m³，腐蝕機制開始)

Cl₀⁻:海水中或潮汐區混凝土表面氯離子濃度

D:氯離子於混凝土中之擴散係數，可依現場實測數據，或按設計標準之概估值

c:混凝土保護層(mm)

t:使用年

Cl_1 :混凝土澆置時之氯離子濃度

S:混凝土表面氯離子濃度係數($kg/m^3\sqrt{年}$)

今以 91 年之下三叉河橋梁為例，以 EXCEL 計算菲克擴散方程式，唯因當時該 15 跨橋梁之底版、帽梁、橋墩等構建劣化狀況不同，茲取 P7 西側帽梁底版為模擬之構件，當時之劣化情形詳圖 伍-7 所示，目前僅能推斷係因施工誤差之故，致使主要鋼筋腐蝕現象出現於近橋墩處，而逐漸往外側遞減至正常狀況，故下述步驟 1 之鋼筋排列 15*50 矩陣，及步驟 6 之保護層 15*50 矩陣(標準為 25mm)，均採照片狀況概估數值。另因 Cl_0 、W/C、D 及 S 需以現場測得之數據為主，本段尚無相關資料，今暫以日本維持管理標準之建議值為參考。

其次，按下述步驟 1 至 7 建立數據後，於步驟 7 之 Start 開始鍵，EXCEL 即開始自動計算，並出現 8-11 之各項成果，並可得鋼筋腐蝕、混凝土開裂及剝落之周期；唯因施工誤差導致構件各斷面保護層不一，因此步驟 11 之橋梁周期第 20、28、35、50 年預測結果，以顏色區分構件各年度劣化之情形，為此程式最大特色。由此觀之，倘若此 P7 西側帽梁底版未經任何維修，使用 35 年劣化恐達全斷面之半，甚至 50 年便達全斷面劣化，亦即混凝土全面剝落之情形。



圖 伍-7 民國 91 年下三叉河橋 P7 西側帽梁劣化情形

表 伍-4 下三叉河橋 P7 西側帽梁，按菲克擴散方程式(維持管理標準)計算例

1、按雙向鋼筋排列建立 15*50 矩陣，鋼筋處 0 為正常、1 為開裂、2 為剝落

データ番号	腐食パラメータ						到達年		
	S (kg/m ³ /√ year)	C _i (kg/m ³)	W/C	c (mm)	進展期終了 腐食深さΔr(mm)	加速期前期終了 腐食深さΔr(mm)	進展期	加速期前期	加速期後期
1	0.90	0.30	0.45	5.0	0.00406	0.01750	3	8	13
2	0.90	0.30	0.45	7.0	0.00569	0.02450	3	9	16
3	0.90	0.30	0.45	9.0	0.00731	0.03150	3	11	19
4	0.90	0.30	0.45	11.0	0.00894	0.03850	4	12	21
5	0.90	0.30	0.45	13.0	0.01056	0.04550	4	14	23
6	0.90	0.30	0.45	15.0	0.01219	0.05250	5	16	26
7	0.90	0.30	0.45	17.0	0.01381	0.05950	6	17	28
8	0.90	0.30	0.45	19.0	0.01544	0.06650	6	19	30
9	0.90	0.30	0.45	21.0	0.01706	0.07350	7	20	33
10	0.90	0.30	0.45	23.0	0.01869	0.08050	7	22	35
11	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
12	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
13	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
14	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
15	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
16	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
17	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
18	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
19	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
20	0.90	0.30	0.45	25.0	0.02031	0.08750	8	24	37
30	0.90	0.30	0.45	24.0	0.00975	0.04200	8	18	29
40	0.90	0.30	0.45	34.0	0.01381	0.05950	11	25	39
50	0.90	0.30	0.45	40.0	0.01625	0.07000	13	29	45
60	0.90	0.30	0.45	40.0	0.01625	0.07000	13	29	45
70	0.90	0.30	0.45	40.0	0.01625	0.07000	13	29	45
80	0.90	0.30	0.45	13.0	0.00528	0.02275	4	11	18
90	0.90	0.30	0.45	25.0	0.01016	0.04375	8	19	30
100	0.90	0.30	0.45	25.0	0.01016	0.04375	8	19	30

8、予測模式成果

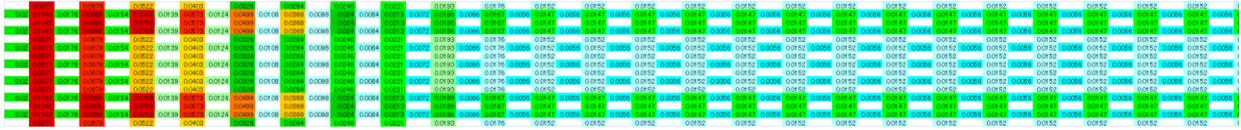
carbonation					
input data		values	unit	中性化深度mm	使用年
Chloride ion concentration on concrete surface	S	0.90	kg/m ³ /√年		
initial chloride ion concentration	C _i	0.30	kg/m ³		
water per cement	W/C	0.45			
dammy diffusion coefficient	D _d	89	kg/m ³ /√年		
cover depth	c	25.0	mm		
rebar diameter	φ	32.0	mm		
output data					
life time (year)	t	rebar-section reduction rate (%)	corrosion depth (mm)	life time (year)	rebar section reduction rate (%)
20		0.1649	0.013	0	0.00
50		3.5971	0.290	10	0.01
100		57.8729	5.615	20	0.16
12			0.003	30	0.56
initiation		life time (year)	deterioration process	40	1.64
corrosion		8	propagation stage	50	3.60
cracking		19	acceleration early stage	60	7.27
spalling		30	acceleration later stage	70	13.70
				80	24.31
initiation	life time (year)	rebar-section reduction rate (%)	corrosion depth (mm)	90	40.51
cracking	19	0.127	0.010	100	57.87
spalling	30	0.546	0.044		

life time	chloride ion concentration	rebar corrosion rate (propagation stage ~ acceleration early stage)	rebar corrosion rate (acceleration later stage ~)	rebar corrosion depth (propagation stage ~ acceleration early stage)	rebar corrosion depth (acceleration later stage ~)
(year)	(kg/m ³)	(mm/year)	(mm/year)	(mm)	(mm)
0	-	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.33	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.44	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.58	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.72	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.87	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	1.01	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	1.14	0.0000	0.0080	0.0000	0.0000
8	1.27	0.0005	0.0080	0.0000	0.0000
9	1.40	0.0006	0.0080	0.0005	0.0005
10	1.52	0.0007	0.0080	0.0011	0.0011
11	1.64	0.0008	0.0080	0.0018	0.0018
12	1.75	0.0009	0.0080	0.0026	0.0026
13	1.86	0.0010	0.0080	0.0035	0.0035
14	1.97	0.0011	0.0080	0.0044	0.0044
15	2.07	0.0012	0.0080	0.0055	0.0055
16	2.18	0.0014	0.0080	0.0068	0.0068
17	2.28	0.0015	0.0080	0.0081	0.0081
18	2.37	0.0017	0.0080	0.0097	0.0097
19	2.47	0.0019	0.0080	0.0113	0.0113
20	2.56	0.0021	0.0080	0.0132	0.0132
30	3.40	0.0050	0.0080	0.0452	0.0452
40	4.13	0.0107	0.0115	0.1176	0.1183
50	4.77	0.0210	0.0224	0.2660	0.2674
60	5.36	0.0391	0.0415	0.5498	0.5521
70	5.91	0.0693	0.0732	1.0642	1.0679
80	6.41	0.1182	0.1245	1.9581	1.9641
90	6.89	0.1956	0.1956	3.4598	3.4693
100	7.35	0.1956	0.1956	5.4162	5.4162

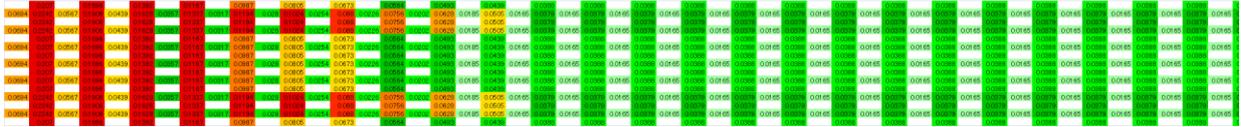
life time	rebar corrosion initiation	concrete cracking occurrence	concrete spalling occurrence	0: health, 1: rebar-corrosion, 2: cracking, 3: spalling	rebar corrosion rate	rebar corrosion depth	rebar diameter	rebar cross-sectional area	rebar cross-section reduction rate
(year)					(mm/year)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(%)
0	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
1	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
3	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
4	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
5	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
6	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
7	0	0	0	0	0.0000	0.0000	32.000	804.248	0.000
8	1	0	0	1	0.0005	0.0000	32.000	804.248	0.000
9	1	0	0	1	0.0006	0.0005	31.999	804.195	0.007
10	1	0	0	1	0.0007	0.0011	31.998	804.134	0.014
11	1	0	0	1	0.0008	0.0018	31.996	804.065	0.023
12	1	0	0	1	0.0009	0.0026	31.995	803.987	0.032
13	1	0	0	1	0.0010	0.0035	31.993	803.899	0.043
14	1	0	0	1	0.0011	0.0044	31.991	803.801	0.056
15	1	0	0	1	0.0012	0.0055	31.989	803.690	0.069
16	1	0	0	1	0.0014	0.0068	31.986	803.567	0.085
17	1	0	0	1	0.0015	0.0081	31.984	803.430	0.102
18	1	0	0	1	0.0017	0.0097	31.981	803.277	0.121
19	1	1	0	2	0.0019	0.0113	31.977	803.108	0.142
20	1	1	0	2	0.0021	0.0132	31.974	802.921	0.165
30	1	1	1	3	0.0080	0.0452	31.910	799.714	0.564
40	1	1	1	3	0.0115	0.1315	31.737	791.078	1.638
50	1	1	1	3	0.0224	0.2904	31.419	775.318	3.597
60	1	1	1	3	0.0415	0.5922	30.816	745.812	7.266
70	1	1	1	3	0.0732	1.1368	29.726	694.029	13.705
80	1	1	1	3	0.1245	2.0797	27.841	608.764	24.306
90	1	1	1	3	0.1956	3.6587	24.683	478.485	40.505
100	1	1	1	3	0.1956	5.6151	20.770	338.807	57.873

11、第 20-50 年間 P7 帽梁劣化預測變化

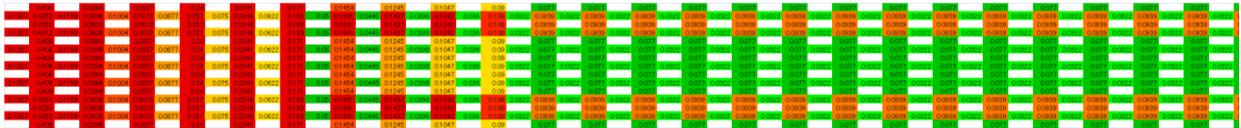
20years



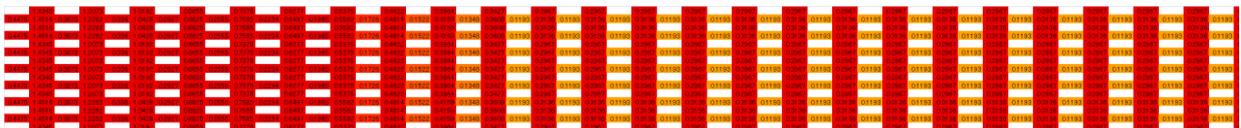
28years



35years



50years



(二)、菲克擴散方程式(設計標準):

與維持管理標準不同的是，考量現場施工條件及環境因素等，菲克擴散方程式增加了安全係數，經計算後，可由鋼筋處氯離子濃度 C_g 值與使用年 t 之關係，回歸保護層厚度 t 之設計值，避免因厚度不足，導致鋼筋混凝土未達設計年限即提前破壞的現象。同樣地，如果結構物位於海水中或潮汐區，則參考式三計算；其他區域則參考式四。

$$C_g = \gamma_{cl1} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{c-c_e}{2\sqrt{D_a t}} \right) \right\} + \gamma_{cl2} \cdot C_i \text{-----式三}$$

$$C_g = \gamma_{cl1} \cdot S\sqrt{t} \left[\exp \left\{ -\frac{(c-c_e)^2}{4D_d \cdot t} \right\} - \frac{(c-c_e) \cdot \sqrt{\pi}}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \frac{(c-c_e)}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right\} \right] + \gamma_{cl2} \cdot C_i \quad \text{--- 式四}$$

C_g :鋼筋處氯離子濃度(若 $\geq 1.2\text{kg/m}^3$ ，腐蝕機制開始)

C_0 :海水中或潮汐區混凝土表面氯離子濃度，一般可採 13kg/m^3

C_i :混凝土澆置時之氯離子濃度，一般可採 0.3kg/m^3

γ_{cl1} : C_g 推定值的安全係數，一般可採 1.0

γ_{cl2} : C_i 推定值的安全係數，一般可採 1.0

t:設計年限

c:設計混凝土保護層(mm)

c_e :混凝土保護層施工誤差(mm)，可參考下表

D_d :氯離子設計擴散係數

S:混凝土表面氯離子濃度係數($\text{kg/m}^3\sqrt{\text{年}}$)，可參考下表



圖 伍-8 鹽化物地域區分

表 伍-5 S:混凝土表面氯離子濃度係數(kg/m³√年)參考表

地區畫分	海水中或潮汐區	臨海岸線距離(Km)					
		0	0.1	0.25	0.5	1	1.5
SS 地區	個別檢討						
S1 地區	個別檢討	0.9	0.35	0.2	0.15	0.12	-
S2 地區	個別檢討	0.9	0.15	0.12	-	-	-

表 伍-6 C_e :混凝土保護層設計施工誤差(mm)參考表

保護層施工誤差	部位
0mm	配筋位於結構體上層部分
5mm	配筋位於結構體下層部分，如底板
10mm	其他部分，如柱、牆身等

今再以下三叉河橋為例，按菲克擴散方程式檢討設計之保護層厚度(c)，因橋梁位置緊臨河口，使用年限預測主要關鍵乃混凝土表面氯離子濃度係數 S 與設計保護層厚度 c 之關係；今因無現地 S 值，故按鹽化物地域區分，若 S 採 0.35、c 採 25mm，則第 17 年起， C_g 值 $1.222 \geq 1.2\text{kg/m}^3$ ，腐蝕機制方才開始，詳表 伍-7。倘若 S 採最嚴格之 0.9、c 採 25mm，則第六年起， C_g 值 $1.2972 \geq 1.2\text{kg/m}^3$ ，腐蝕機制即將展開，相對地將大幅縮減 RC 結構物使用年限，詳表 伍-8；在此 $S=0.9$ 之情形之下，若將保護層厚度 c 增加至 50mm，則可延長至第 14 年， C_g 值 $1.2758 \geq 1.2\text{kg/m}^3$ ，詳表 伍-9。由此可見，在相同的鹽化環境下，保護層厚度攸關混凝土的耐久性至鉅。同樣的道理，除設計條件外，保護層厚度施工誤差若能減至最小，亦能增加結構物使用年限。

表 伍-7 EXCEL 計算菲克擴散方程式(S=0.35，c=25)

t年	C_g	Y_{cl1}	S	C_o	c保護層	c_e	Dd	Y_{cl2}	C_i	rc	Dk
1	0.3346	1	0.35	13	25	5	107.012	1	0.3	1	107.012
2	0.4101	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
3	0.4861	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
4	0.5578	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
5	0.6248	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
6	0.6878	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
7	0.7473	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
8	0.8037	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
9	0.8575	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
10	0.9090	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
11	0.9584	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
12	1.0060	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
13	1.0519	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
14	1.0963	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
15	1.1394	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
16	1.1813	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
17	1.2220	1	0.35	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117

表 伍-8 EXCEL 計算菲克擴散方程式(S=0.9，c=25)

t年	C_g	Y_{cl1}	S	C_o	c保護層	c_e	Dd	Y_{cl2}	C_i	rc	Dk
1	0.3889	1	0.9	13	25	5	107.012	1	0.3	1	107.012
2	0.5831	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
3	0.7786	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
4	0.9628	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
5	1.1352	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
6	1.2972	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
7	1.4501	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
8	1.5952	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
9	1.7335	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
10	1.8659	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
11	1.9930	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
12	2.1153	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
13	2.2334	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
14	2.3477	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
15	2.4585	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
16	2.5662	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
17	2.6709	1	0.9	13	25	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117

表 伍-9 EXCEL 計算菲克擴散方程式(S=0.9，c=50)

t年	C _g	Y _{cl1}	S	C _o	c保護層	c _e	Dd	Y _{cl2}	C _i	rc	Dk
1	0.3007	1	0.9	13	50	5	107.012	1	0.3	1	107.012
2	0.3167	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
3	0.3593	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
4	0.4212	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
5	0.4951	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
6	0.5762	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
7	0.6614	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
8	0.7488	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
9	0.8372	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
10	0.9259	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
11	1.0144	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
12	1.1023	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
13	1.1895	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
14	1.2758	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
15	1.3610	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
16	1.4453	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117
17	1.5284	1	0.9	13	50	5	107.0117	1	0.3	1	107.0117

五、結構補強例－SSI 工法簡介

承上節所述，臺鐵海線橋梁近 20 年來，長期受飛來鹽的影響，已陸續出現鋼筋腐蝕及混凝土剝落之現象。其中尤以位於龍港與白沙屯站間(K145+793~146+090)之下三叉河橋最具代表性。這座橋梁建於民國 76 年，西側即為臺灣海峽，結構為預力 RC 版梁，總計 15 跨，全長 297 公尺，因座落於河口，因陸續出現結構劣化的現象，詳圖 伍-9 至圖 伍-11，臺鐵自 92 年起即將其列為橋梁檢查之重點，並進行維修補強工程。



圖 伍-9 臺鐵海線龍港與白沙屯站間下三叉河橋建於民國 76 年，全長 297 公尺



圖 伍-10 92 年下三叉河橋橋底板鋼筋腐蝕混凝土剝落情形



圖 伍-11 92 年下三叉河橋 P8 帽梁及 P11 橋墩鋼筋腐蝕混凝土剝落情形

民國 91 年間，工程司發現多處橋底板與面向海側之腹版，甚至橋墩處，出現嚴重鋼筋腐蝕，混凝土剝落之現象。本局隨即編列預算，92 年進行結構補修，其施工步驟大致如下：

- (一) 敲除混凝土鬆脫部分至堅實面
- (二) 記錄待補修面積
- (三) 鋼筋除鏽

- (四) 鋼筋塗佈轉化劑(防鏽處理)
- (五) 塗佈新舊混凝土接著劑
- (六) 混凝土補修材披覆(含完成面整平)
- (七) 易腐蝕面塗佈耐候漆

施工中發現，敲除混凝土鬆脫部分後，其待補修範圍較預期為大，亦即目視鬆脫區附近，經敲除後出現連帶剝落的現象，此為難以預期的結果。後續按施工步驟施作，最後橋梁塗佈綠色之耐候漆，詳圖 伍-12 至圖伍-15。



圖 伍-12 92 年施工步驟之敲除混凝土鬆脫部分至堅實面，並記錄待補修面積



圖 伍-13 92 年施工步驟之塗佈新舊混凝土接著劑及混凝土補修材披覆



圖 伍-14 92 年施工步驟之混凝土補修材披覆完成



圖 伍-15 92 年施工步驟之易腐蝕面塗佈耐候漆

96 年間橋梁底版再度發現鋼筋鏽蝕跡象，於綠色耐候漆處出現鏽色斑點，本局再度將其列為重點觀察橋梁，惟鋼筋腐蝕混凝土剝落之現象持續，且多數發生於前次未補修處，詳圖 伍-16。經整合歷次橋檢結果，100 年仍按上述步驟再度發包施工，並重新塗佈綠色耐候漆以利於辨識。其後鋼筋鏽蝕、混凝土剝落之跡象仍持續，惟至今範圍已不若以往，乃屬局部性之破壞，再按本局工程司橋梁檢查資料，104 年再度發包施作 P1 橋台破壞之區域，詳圖 伍-17 及圖伍-18。



圖 伍-16 96 年間橋梁底版再度出現鋼筋鏽蝕跡象，於綠色耐候漆處出現鏽色斑點



圖 伍-17 98 年間橋梁底版再度鋼筋鏽蝕混凝土剝落情形



圖 伍-18 100 年間橋梁底版鋼筋鏽蝕混凝土剝落情形，並再度發包施工

綜上，本局出現類似狀況之橋梁所在多有，絕大多數位於海線地段，氯離子游離於大氣中防不勝防，最大之困境乃一再重複發生於橋梁各部位，且鋼筋包覆於混凝土中，

無法目視觀察，待破壞現象出現，二者強度皆已折損，若不及時處理，恐日復一日，範圍日益擴大，塗增補修之人力與經費。幸而本局目前仍能按定期檢查紀錄，彙整後逐年發包補修。

除定期追蹤管理外，立約商施工與材料品質，亦攸關耐久性，其中又尤以混凝土補修材為關鍵，目前雖於契約中規定，材料試體抗壓、彎曲、抗拉及彎曲接著等強度規範，惟因無統一之規範，且部分試驗項目非一般材料試驗室所及，設計時工程司極難以判定需求，僅能參考訂定一般性之標準；惟此舉使立約商可選擇的材料多元，品質及耐久性不易控制，施工後能否抑止或減緩鋼筋鏽蝕，又無法立即得知，故其實為橋檢與後續維修之盲點。

有鑑於此，參照日本實務之經驗，其面臨之挑戰更顯艱鉅，同樣均為海島型國家，日本鐵路建設更形發達，臨海區域氯離子活躍，鋼筋腐蝕混凝土剝落的現象亦深深刺痛了工程師的心扉；尤有甚者，冬天下雪的日本，為維持交通順暢，使用含鹽分的溶雪劑為快速有效的方式，但氯離子侵入混凝土結構體，更甚者循著裂縫到處亂竄，其破壞之程度可想而知。

針對此現象，RTRI 做了深入的研究，因氯離子的侵入，造成鋼筋腐蝕與混凝土耐久性與強度的降低，所以在受鹽害的材料中，如能加入特殊的材料，不但可吸收搞怪的氯離子(chloride ions)，還能釋放亞硝酸鹽離子(nitrite ions)，而使得結構中的環境鈍化，腐蝕的條件消失；其間經過研究與長期的實驗，已成功使用在許多日本鐵路橋梁，觀察多年亦已呈現穩定的狀態。這種採用特殊材料的施工方式，稱之為抑制鹽害工法 (Suppressing Salt Injury method)，簡稱 SSI 工法。

根據 RTRI 研究，傳統的補修方式，係於受損的結構外側塗佈防水材料，用以抑制水分再度入侵，然而此工法施作容易且經費不高，但殘存於結構中的水分仍在，反倒加鋼筋與速混凝土的劣化。也因此，從消除鹽害的環境，使氯離子鈍化，為一可行的途徑；它的化學反應機理為吸收氯離子(Cl)，同時釋放亞硝酸鹽離子(NO₂)，詳圖 伍-19。

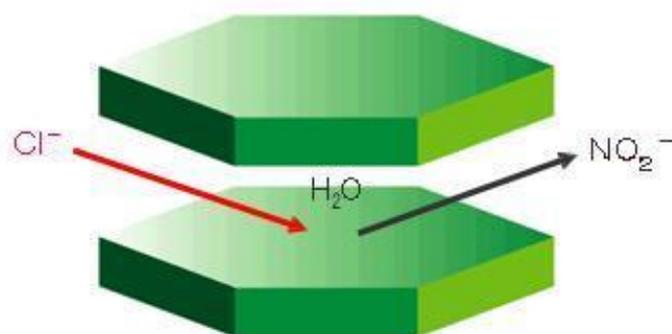
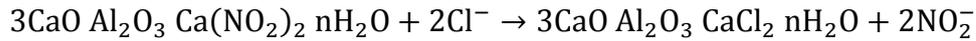


圖 伍-19 消除鹽害之化學反應機理為吸收 Cl^- ，同時釋放 NO_2^-

若用化學式表示則為:



為驗證此成果，RTRI 做了特別的試驗，做一塊長×寬 1800×600mm 的鋼筋混凝土試體，為模擬橋版，保護層 25mm，混凝土水灰比 63.5%、氯離子含量 4kg/m³、坍度 21cm，詳表 伍-10 混凝土配比表。半年後將試體取出，將 1/2 區域的保護層敲除至主筋(main bar)露出為止，並採 SSI 工法防護，此時下層筋(distribution bar)仍處於氯離子環境中，並將其置放於氣候炎熱且濕度大的沖繩島(Okinawa Island)，詳錯誤! 找不到參照來源。

表 伍-10 混凝土配比表

Mix proportion of concrete							
Maximum (coarse aggregate) size (mm)	Slump (cm)	Air content (%)	Water-cement ratio (%)	Quantity of material per unit volume of concrete (kg/m ³)			
				Cement	Water	Fine aggregate	Coarse aggregate
25	21.0	4.0	63.5	271	172	876	961

Cement: Ordinary portland cement; Fine aggregate: Sand; Coarse aggregate: Gravel; Chemical admixture: Air-entraining and water-reducing admixture.

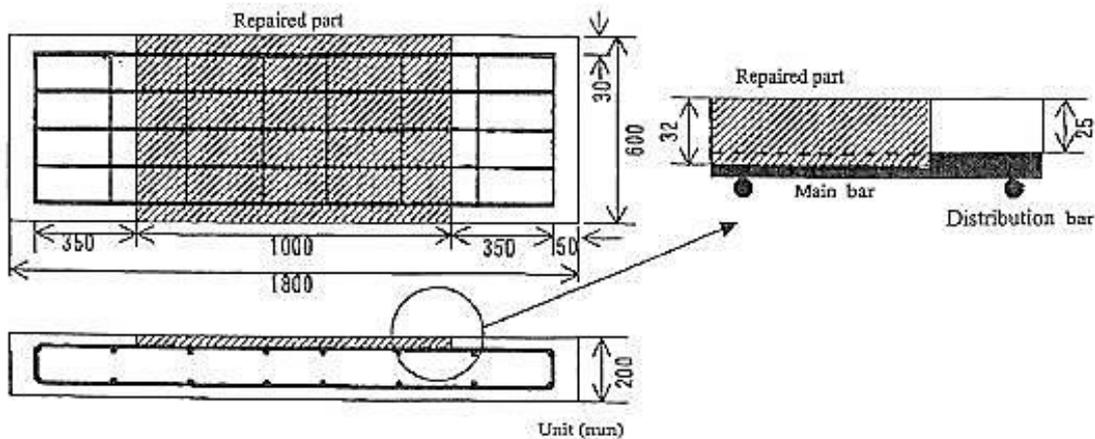


圖 伍-20 鋼筋混凝土試體

歷經七年風吹日曬後，將試體取出，按日本結構物維持管理標準之自然電位法量測，其腐蝕標準詳表 伍-11。其結果顯示，採用 SSI 工法區域內試體之主筋，其電位差(E)平均分布於-250mV，參照腐蝕標準表，屬程度 I 級之無腐蝕現象；反觀未採 SSI 工發區域內之鋼筋，其電位差(E)則落於-400mV，屬程度 III 級之鋼筋輕微剝落且鏽蝕已影響混凝土。詳圖 伍-21，亦即於 SSI 工法保護的區域，按自然電位法量測之結果，的確已產生穩定結構的功效。

表 伍-11 自然電位法與鋼筋腐蝕程度關係表

Relationship between the corrected half-cell potential and the degree of reinforcing bar corrosion		
Corrected half-cell potential	Degree of reinforcing bar corrosion	
$E > -250 \text{ mV}$	I	No corrosion
$-250 \text{ mV} > E > -350 \text{ mV}$	II	Slight spot rust on the surface
$-350 \text{ mV} > E > -450 \text{ mV}$	III	Slightly lifted rust on the surface and rust adhered to the concrete
$-450 \text{ mV} > E$	IV or over	Expansive rust and partial deficit, or more deteriorated

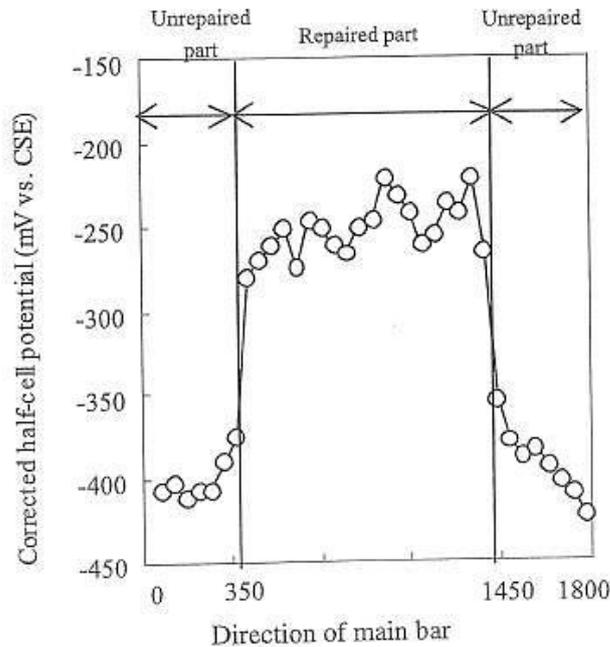


圖 伍-21 主筋附近自然電位法量測結果

其次，為驗證自然電位法量測之結果，再把試體混凝土部分鑿除，可以發現於採用 SSI 工法範圍內，經目視檢查結果，其主筋與下層鋼筋均無產生腐蝕的現象；反觀未採 SSI 工法之區域，雙層筋的確鏽蝕剝落。此足以證明 SSI 工法的功效，也驗證了自然電位法量測的結果。

同時 RTRI 也針對修補七年後試體介面氯離子變化的情形做了研究，此試體補修厚度為 3 公分，亦正好為主筋之位置，再向內側 1 公分，即厚度 4 公分處，則為下層筋位置；經量測得知於混凝土最深層處，氯離子量為 3.7kg/m^3 (黑點處)，並由外而內遞減；相同深度之可溶性氯離子 (Soluble chloride ion) 則為 1.2kg/m^3 (白點處)，比例約 30%，詳圖伍-22。由此表亦可得知，未補修區混凝土內氯離子量，朝補修面逐漸遞減，而至補修面 3 公分處主筋位置，氯離子量降至 2kg/m^3 ，再往外則降至約 0.5kg/m^3 ，然而於表面處雖仍有 1kg/m^3 ，其被判定為來自外在環境，待發動攻勢的氯離子。總之，SSI 工法確實

對氯離子產生吸附及溶解之功效。

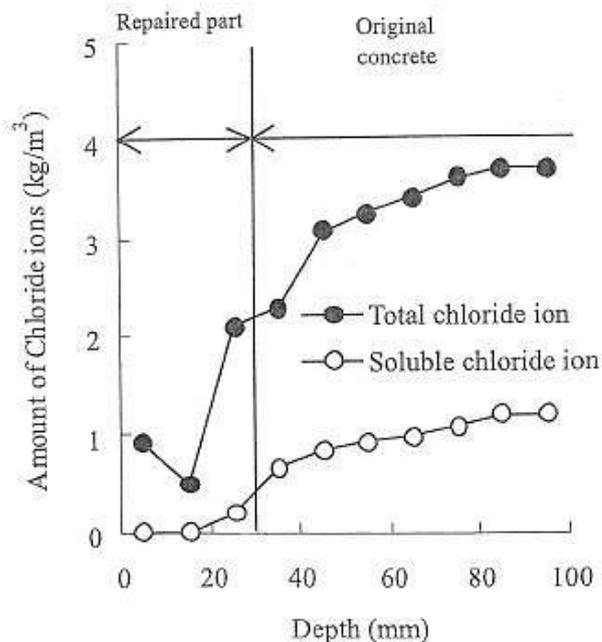


圖 伍-22 補修介面氯離子變化表

另外，依據圖 伍-23 顯示，於補修介面再向內側深入約 2 公分，也就是距表面 5 公分處，可溶性氯離子與亞硝酸鹽離子含量在此呈現黃金交叉，其離子含量均為 1kg/m^3 ；尤有甚者，補修後亞硝酸鹽離子更能深入原混凝土層達 5 公分厚，在這厚度內，氯離子含量也隨之降低。許多研究以摩爾比(Mole Ratio)，也就是將亞硝酸鹽離子除以氯離子之值，來表示腐蝕的環境；如果大於 0.6，表示腐蝕機制已被抑止，如再考量混凝土品質，一般認定 0.6-1 之間為最佳之條件。所以由此表可得知，由補修面再深入 1-2 公分，氯離子含量已被亞硝酸鹽離子吸收，而降低至穩定狀態。詳圖 伍-24。

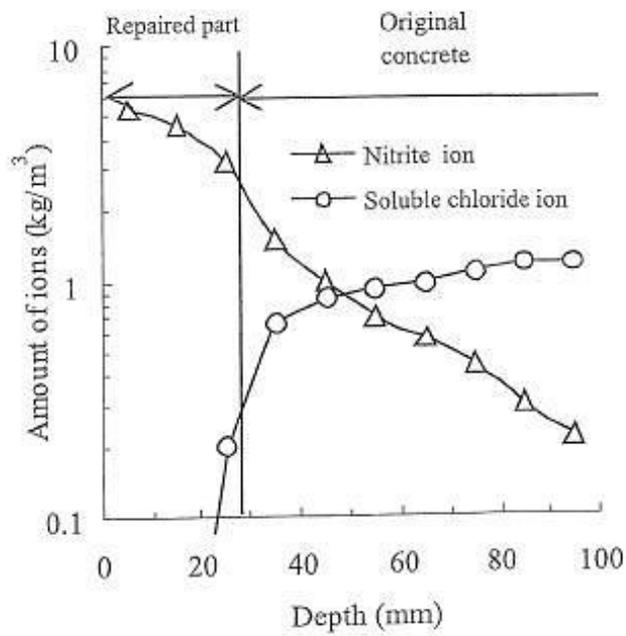


圖 伍-23 可溶性氯離子與亞硝酸鹽離子介面變化表

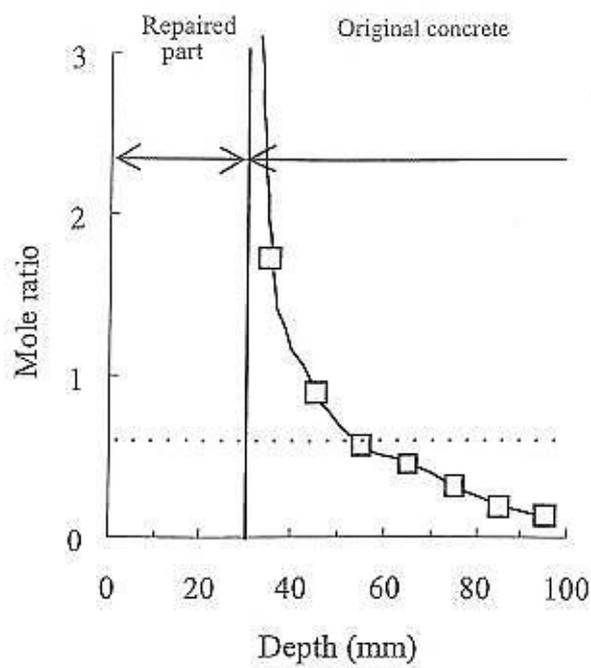


圖 伍-24 摩爾比與深度關係表

在說明了 SSI 工法的學理後，其施工材料部分主要有兩種，首先為鋼筋腐蝕抑制劑 (corrosion inhibiting paste)，其直接塗抹於鋼筋表面，也就是下三叉河橋使用的轉化劑；另一為混凝土腐蝕抑制砂漿 (corrosion inhibiting mortar)，也就是前述工程使用的混凝土補修材，此二材料皆可吸收鹽害帶進之氯離子，並釋放亞硝酸鹽離子，也都含有乳膠成分，以維持其工作性。材料規範部分則依據 JIS 標準，鋼筋腐蝕抑制劑部分訂定壓縮、彎曲及附著強度，以及鹽化物吸收量及亞硝酸鹽釋放量等，詳圖 伍-25。腐蝕抑制砂漿部分，訂定鹽化物侵透性，以及壓縮、彎曲及附著強度等規定。詳圖 伍-26。

基本物性

試驗溫度：20 ° C

項目		品質規格值	測定値	試験方法
可使時間		40 分	—	—
壓縮強度	28 日	30.0N/mm ² 以上	42.9N/mm ²	JIS A 1171
曲げ強度	28 日	6.0N/mm ² 以上	9.2N/mm ²	JIS A 1171
付着強度	28 日	1.5N/mm ² 以上	3.3N/mm ²	JSCE-K 531
塩化物イオン吸着量		3.0mg/g 以上	3.8mg/g	—
亜硝酸イオン放出量		10.0mg/g 以上	10.7mg/g	—

圖 伍-25 SSI 工法基本物性表 RJ2

基本物性

試驗溫度：20 ° C

項目		品質規格值	測定値	試験方法
可使時間		60 分	—	—
塩化物イオン浸透性		10mm 以下	7.8mm	社内法
壓縮強度	28 日	30.0N/mm ² 以上	39.2N/mm ²	JIS A 1171
曲げ強度	28 日	6.0N/mm ² 以上	10.3N/mm ²	JIS A 1171
付着強度	28 日	1.5N/mm ² 以上	2.7N/mm ²	JSCE-K 532

圖 伍-26 SSI 工法基本物性表 RP200

至於現場施工步驟，首先將待補修面鬆脫之混凝土鑿除至堅實面(含鏽蝕鋼筋周圍之混凝土)，再將鋼筋鏽蝕區域充分磨除，此為最重要之階段，可以鋼刷為之；接著塗佈鋼筋腐蝕抑制劑於鋼筋及待補修混凝土之整體區域，厚度約 1-2mm，並靜置約二小時。其次，將混凝土腐蝕抑制砂漿厚度約 1.5-2cm，均勻塗抹於待補修面，如厚度不足可再塗抹一次，並將表面抹平，即完成 SSI 工法。

此行有幸透過 JRSE 公司羅博士的穿針引線，能親自與 SSI 工法創始者立松英信先生晤談，其表示於 1960 年經濟起飛之年代，混凝土大量公司化生產，加上澆置過程距離加長，任意加水以維持工作度等現象，均影響混凝土品質；且因料源不足，日本曾使用過清洗過之海砂為預拌混凝土，因而數十年後導致混凝土中性化、鹼骨材反應以及鹽害等現象，也因而打破混凝土金剛不敗之身的印象。

因此，自 1980 年代起立松英信博士便致力於防止混凝土鹽害材料的開發，並透過長期的研究與實驗，不斷改進材料配比，於 1990 年代得到初步成果，並於 1998 年起使用於鐵、公路，至今使用期間約 17 年，補修完成之橋梁約 500 座，持續追蹤的結果至今仍成效良好，也證明了其試驗結果與現場施作的一致性。詳圖 伍-27 至圖 伍-32 施工案例。

工事概要 工事名 地方道路交付金工事(橋梁補修) F156-31
 工事場所 秋田県大仙市蛭川地内 (大曲大橋)
 発注者 秋田県仙北地域振興局建設部
 備考 (SSI工法 タイプa 橋面地覆)



圖 伍-27 日本橋面版補修例

工事概要	工事名	平成24年度福島管内道路保全工事
	工事場所	福島県伊達郡国見町
	発注者	㈱ネクスコ・メンテナンス東北
	備考	(SSI工法 タイプa 除塩工法 桁端部)



圖 伍-28 日本橋底版端部補修例

工事概要	工事名	高島町・吉野町間構築補修及びその他工事
	工事場所	神奈川県横浜市
	発注者	横浜市交通局
	備考	(SSI工法 タイプ。剥落対策 地下トンネル)



圖 伍-29 日本隧道補修例

工事概要	工事名	平成24年度国道7号管内橋梁検査路新設工事
	工事場所	新潟県
	発注者	国土交通省 北陸地方整備局 羽越河川国道事務所
	備考	(SSI工法 タイプ。橋面床版上面)



圖 伍-30 日本橋面床版補修例

工事概要 工事名 12土技セ決第11号 桁下面修繕 内浜高架橋 (1/2)
 工事場所 愛知県名古屋市
 発注者 東海旅客鉄道株式会社
 備考 (SSI工法 内的塩害対策 タイプd 桁下面)



圖 伍-31 日本橋底版補修例

工事概要 工事名 12土技七決第11号 桁下面修繕 内浜高架橋 (2/2)
 工事場所 愛知県名古屋市
 発注者 東海旅客鉄道株式会社
 備考 (SSI工法 内的塩害対策 タイプd 桁下面)



圖 伍-32 日本橋底版補修例

此 SSI 工法已經日本國土交通省通過 NETIS 登錄技術之 N-SSI 工法，並以 KK-100009-V 號登錄在案，可供國內鐵公路橋梁，或其他受鹽害混凝土結構，作為補強或改善之參考。

陸、軌道波狀磨耗問題研究－測定儀器及管理軟體之研發

一、前言

有關鋼軌磨耗，RTRI 已針對相關軌道管理研發兩種儀器，其一為可提式測定儀，僅需簡單地裝置於行駛中的列車即可；另一種為手推式測定儀，可連續地檢測鋼軌磨耗處的軌道不整值。最後再將此二項儀器所得知數據綜合分析。

二、鋼軌波狀磨耗介紹

鋼軌波狀磨耗係於列車長期行駛，於鋼軌表面出現連續短波長的磨耗現象，尤其在軌道彈性較差之區域較容易發生。此區域於列車通過時，將產生異常之震動及噪音，影響乘車舒適度；波狀磨耗一旦發生，將迅速發展，所以就軌道養護來說，適時處理益形重要，尤有甚者，預防性保養無論在日本與臺灣，都儼然已成為新的趨勢。

為瞭解鋼軌波狀磨耗的情形，RTRI 研發了兩種儀器，第一種是可提式測定儀，將其安裝於一般列車，即可檢測長距離之波狀磨耗狀況，並測得軌面不整之波長。第二種為小型手推式裝置，適合連續量測短距離鋼軌面不整值，用以判定削正次數；最後再將這兩項儀器所得之資料做一比對，以判定成效。

三、日本鋼軌波狀磨耗發生位置及影響

日本鐵路受限於地形，有許多小半徑曲線，波狀磨耗多產生於此區域，伴隨列車異常振動與噪音，影響乘坐舒適度。圖 陸-1 為鋼軌波狀磨耗實例，表 陸-1 則為日本鐵路線形與波狀磨耗之關係，多數磨耗發生於小半徑曲線內軌軌面，少數發生於外軌軌距轉角處（gauge corner），或是於直線段的兩軌軌面。



圖 陸-1 鋼軌波狀磨耗實例

表 陸-1 日本鐵路線形與波狀磨耗之關係

	Type	Generate section	Generated part	Typical wavelength
1	Inner rail corrugation	Low rail of sharp curve	Top of rail surface on low rail	80-150mm
2	High rail corrugation	High rail of curve	Gage corner on high rail	250-500mm
3	Straight track corrugation	Straight track	Top of rail surface on both rail	250-500mm
4	Straight track corrugation	Straight track	Top of rail surface on both rail	20-80mm

當鋼軌波狀磨耗發展到一定的程度，將導致列車通過時產生異常振動與噪音，尤其在地下化路段，封閉的區域將使噪音更形明顯。圖 陸-2 為曲線與直線路段鋼軌縱向不整的比較，縱軸為累積通過噸數，橫軸為縱向不整之標準偏差；圖下方淡藍色為直線路段，上方粉紅色區域為半徑 400 內軌已磨耗路段，隨通過噸數增加，縱向不整的情形日益嚴重。現場砸道後，標準偏差值下降；但隨通過噸數再增加，標準偏差值再度上升，此時若加以鋼軌研磨削正（grinding），以及砸道處理後，標準偏差值即可降低至直線路段之水準。反觀於直線路段，標準偏差上升的情形較為緩和漸進。圖 陸-3 為半徑 300，且位於隧道內的曲線，外軌部分已磨耗且多處扣夾鬆脫，可見車輪軸力與側向力作用於外軌磨耗區段之關係圖。但在鋼軌抽換後，這個現象也改善了。

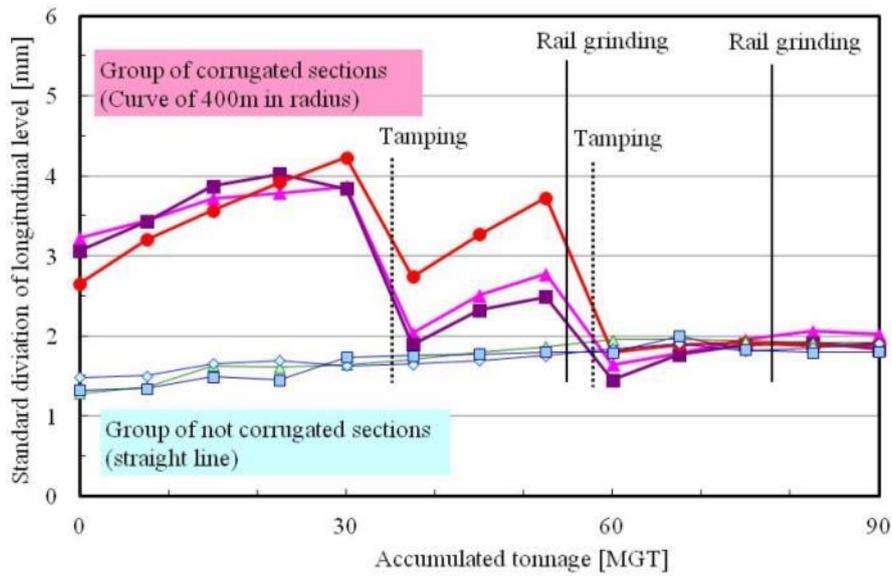


圖 陸-2 曲線與直線路段鋼軌縱向不整的比較

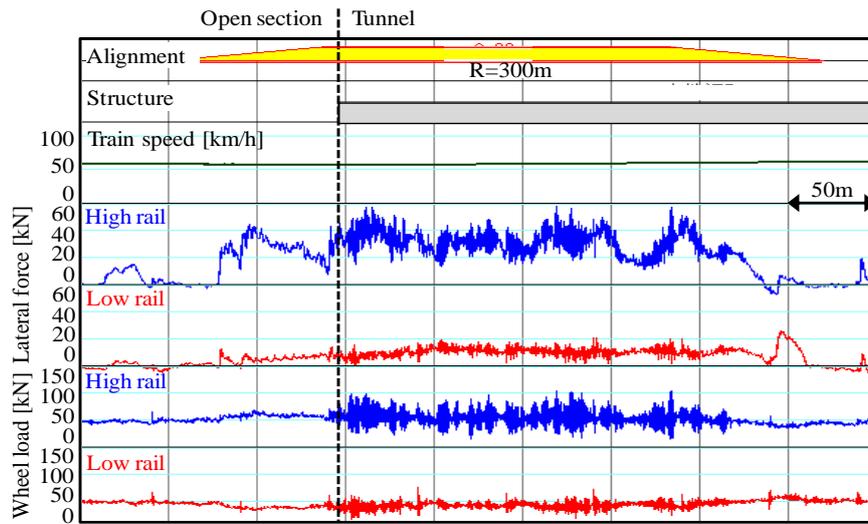
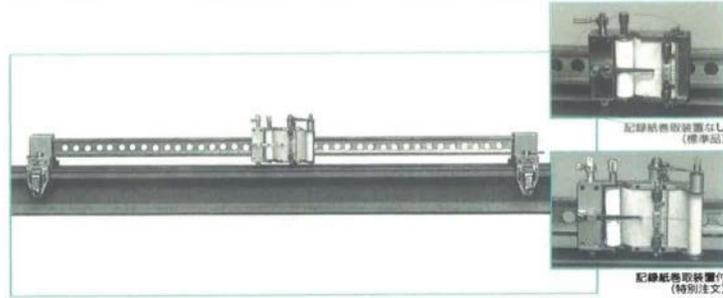


圖 陸-3 車輪軸力與側向力作用於外軌波狀磨耗區段之關係圖

因此，針對鋼軌波狀磨耗的問題，適時路線養護就顯得益形重要了。在日本，已使用安裝軸箱加速計（axle-box acceleration）的軌道檢查車，用以檢測鋼軌波狀磨耗，但軌道檢查車有其使用限制，且非隨時可供動員。雖然已有鋼軌踏面測定器，但其長度僅 1 公尺，目前還沒有任何工具可供連續量測，尤其是曲線路段的波狀磨耗情形。

レール踏面測定器 / HTR-1H

●1m1面記録式



概要

本器はレールに生ずる縦目落及びロングレールの溶接部の踏面状態を、1mの区間を10倍に拡大して測定記録し軌道の改良に使用するものであります。

特長

- (1) 1mの区間での詳細なる縦目落又は溶接部の踏面状態を記録しながら測定することが出来ます。
- (2) 記録は上下方向10倍軸方向1/10になりますから、精度高かつ記録の整理が容易であります。
- (3) スタイラスペーパーの使用により極めて取扱い容易な記録が出来、インクは不用です。

性能

測定長：レール軸方向 1,060mm (伸縮調整可能)
レール巾方向 30mm

測定範囲：+3mm～-3mm

拡大倍率：摩擦10×、軸方向1/10

取付方法：標準品はワンタッチ式(50N、60K共用)その他のレールも共用の場合はネジ止め式

本体寸度：1,325×145×210 本体重量：7kg

ケース入り寸度：1,450×180×220 ケース入り重量：13.5kg

記録：スタイラスペーパー(感圧式)

圖 陸-4 鋼軌踏面測定器

四、可提式鋼軌波狀磨耗測定儀

(一) 儀器開發概述

開發可提式鋼軌波狀磨耗測定儀主要的目的，在於攜帶方便並可安裝於任何列車，在動態情況下利用測得之噪音，即可研判波狀磨耗的情形。

可提式鋼軌波狀磨耗測定儀所有的感應元件包含主機(含電池)，複合感應器(含麥克風，加速度計，陀螺儀)GPS接收器(測定列車速度)，以及手動測定器(隧道內用)；所有元件均存放於置物箱中，測定時將所有元件安裝於列車駕駛室。列車行進間測定時，麥克風用以感測內部噪音，加速度計量測列車震動，陀螺儀則感應曲線狀況，車速則由GPS接收器測得，若在隧道等無訊號區間，則可由手動測定器量測距離藉以反推車速。所以，此儀器無需與車輛設備連結，並可利用於任何列車。

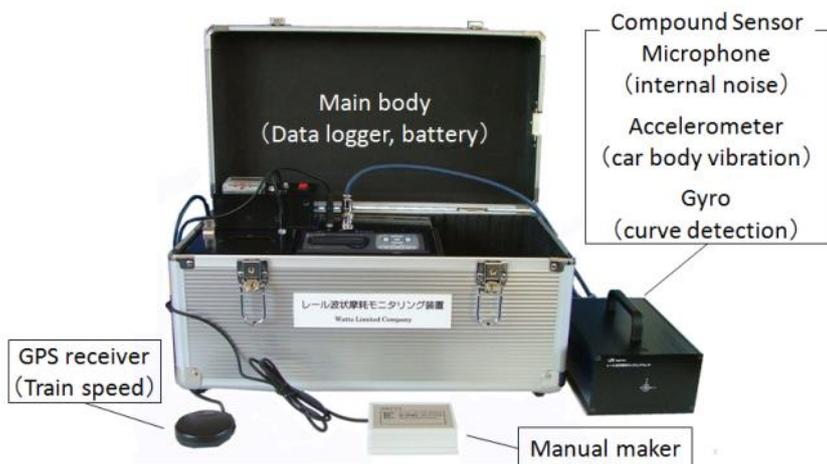


圖 陸-5 可提式鋼軌磨耗測定儀

此儀器使用時將主機置於駕駛室，GPS 接收器則需於固定於駕駛座前擋風玻璃處，複合感應器放置於駕駛室內之轉向架上方，後方中空的部分朝下，但應儘量位於車廂中心位置，如此感應器對兩軌偵測的敏銳度才會相等。如此，車輛行駛中的噪音將可被感應器測得。

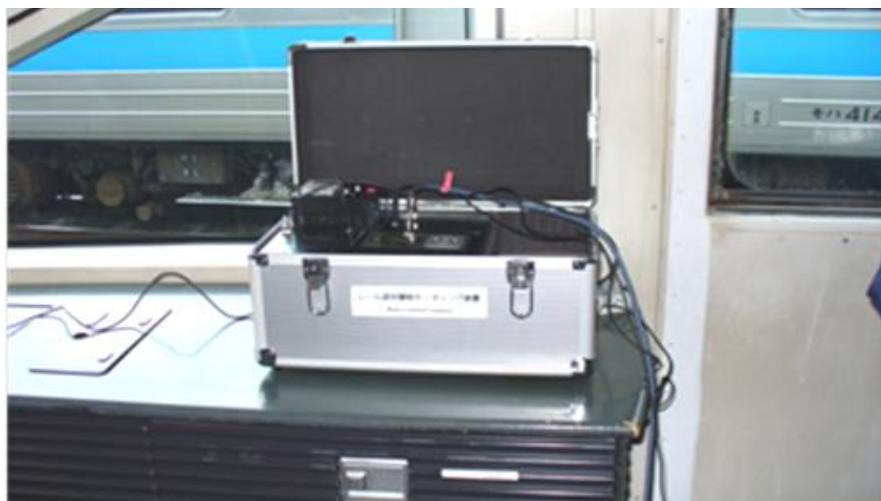


圖 陸-6 主機於駕駛室設置之位置



圖 陸-7 GPS Receiver 及 Compound Sensor 於駕駛室設置之位置

(二) 測試說明

列車行進中感應器將接收駕駛室內之各種噪音，再利用帶通濾波器(band-pass filter)設定有關鋼軌波狀磨耗引起的噪音頻率範圍(spatial frequency)，而將其餘因素產生的音頻排除。但值得注意的是，此測定儀於首次使用時，需選定固定車型列車，以建立噪音與鋼軌波狀磨耗的初始關係圖，供日後對照比較。

圖 陸-8 為可提式鋼軌波狀磨耗測定儀測試分析之結果，橫軸代表行駛距離，陀螺儀偵測得曲線位置，如紅線之 S 標示處，由圖可知波狀磨耗可能發生在噪音值較大之處，如藍色虛線所示。相對地，中間區段噪音值較小，波狀磨耗較無可能發生與於此地段。

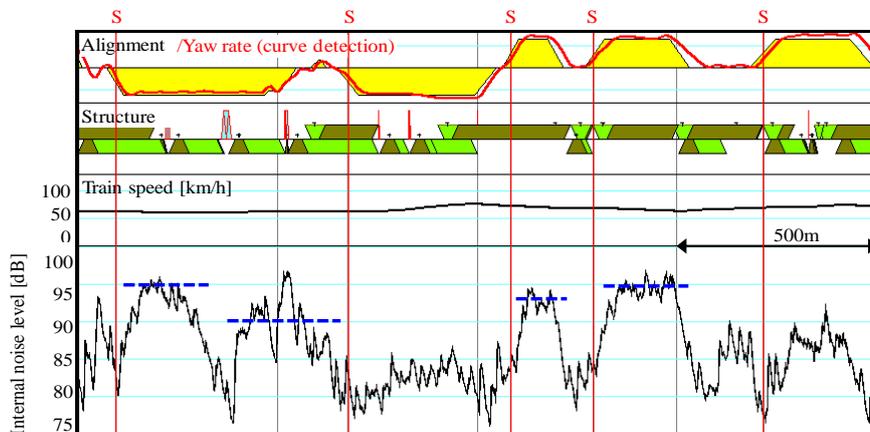


圖 陸-8 可提式鋼軌磨耗測定儀測試分析之結果

圖 陸-9 為鋼軌削正前與削正後，測試於半徑 350 之曲線，左側 A 區鋼軌未經處理，中央 B 區鋼軌經過八次研磨，右側 C 區則研磨六次；紅色線段為削正前測得之高噪音值，但在鋼軌削正後，噪音值已隨研磨次數大幅降低。所以，可提式鋼軌波狀磨耗測定儀可測得波狀磨耗發生的位置，以及磨耗狀況。

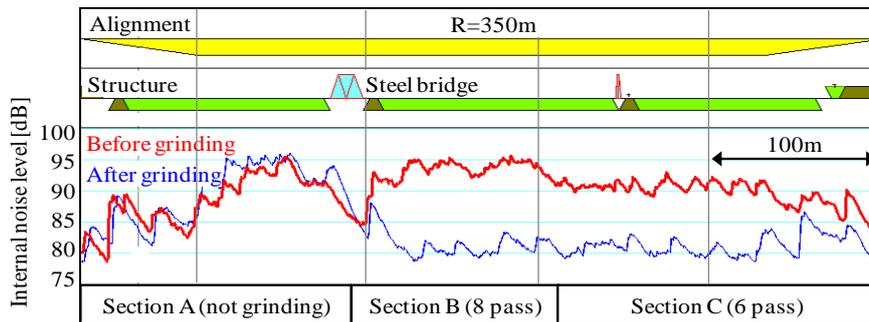


圖 陸-9 測試路段鋼軌削正前、後噪音值比對

將經過上述路段測得噪音值經過頻譜分析(power spectrum)後得圖 陸-10，橫軸之空間頻率(spatial frequency)定義為波長之倒數，可以發現於空間頻率 5.5[1/m]處，噪音值為最高峰，對應縱軸可知，這個區間鋼軌波狀磨耗波長為 0.18 公尺。

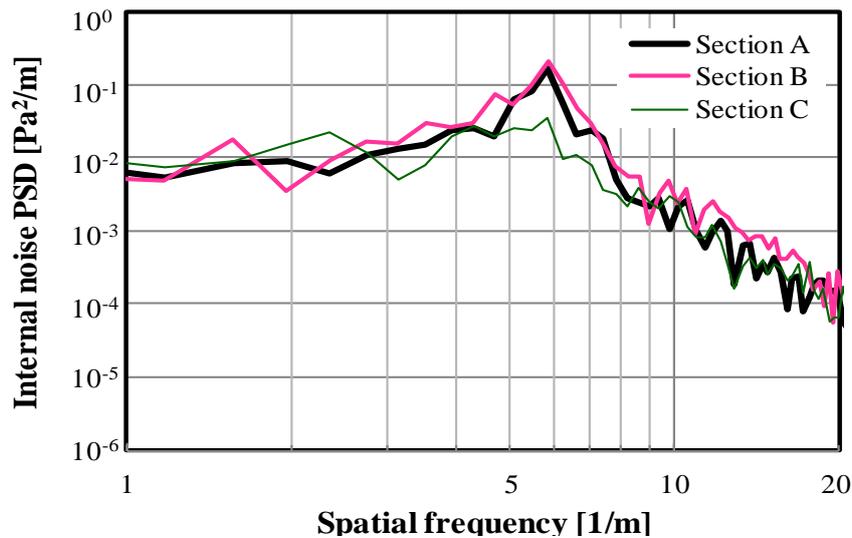


圖 陸-10 噪音頻譜分析結果

五、手推式鋼軌波狀磨耗測定儀

(一) 儀器概述

在日本，牽引式的鋼軌波狀磨耗測定車，已經開發使用，但因其屬大型設備，且操作不便，雖然這些可測定鋼軌面不整的設備已在歐洲使用，但這些設備尚無法量測外軌距轉角處(gauge corner)軌面不整的情形。因此，針對此研究，RTRI 開發了可連續檢測

的儀器，與鋼軌踏面測定器相較，其採手推式設計便於量測，且可連續測定鋼軌狀況，測定範圍可在鋼軌面中心往內外各 25mm 處，亦即包含軌距轉角處。

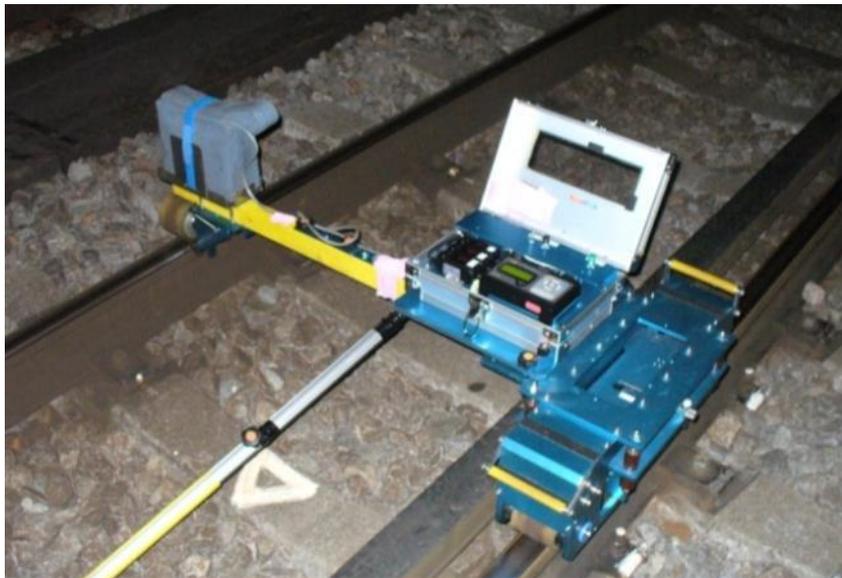


圖 陸-11 手推式鋼軌波狀磨耗測定儀

圖 陸-12 為手推式鋼軌波狀磨耗測定儀主要偵測部分的構造，正如日本軌道檢查車，三只雷射位移感應器裝置於輪緣上方之非對稱區間，如此設計係依據非對稱弦支距法之理論(asymmetrical chord offset)，即可偵測不同波長的波狀磨耗狀況。而固定位移感應器的測定基準梁(reference beam)上，設置有一調整扭(Adjustment dial)，可調整偵測軌面中心內、外側各 25mm，含軌距轉角處之區域。

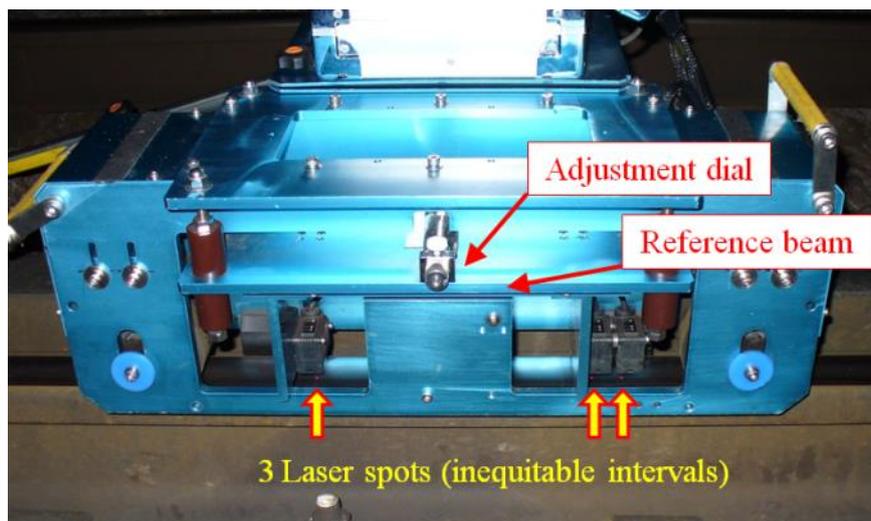


圖 陸-12 測定儀主要偵測部分之構造

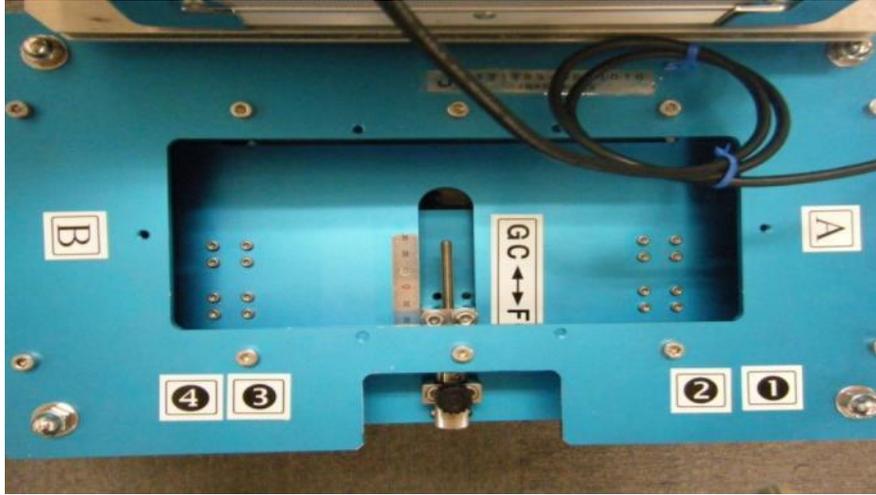


圖 陸-13 調整扭可調整偵測軌面中心內、外側各 25mm，含軌距轉角處之區域

有關非對稱弦支距法量測軌面不整的原理如圖 陸-14 所示，設置在測定基準梁上的三只雷射位移感應器在推進時共同移動偵測，方程式一為利用非對稱弦支距法量所得軌面不整值 $z(x)$ ，其中三只雷射位移感應器距離較長者為 a ，較短者為 b 。為了獲得正確的軌道不整量，再利用非對稱弦之恢復濾波器(restored filter)法，詳圖 陸-14[2]。另方程式二可得非對稱弦支距法的頻率特性(frequency characteristic)。

為獲得更正確之不整值，再參考方程式二：

$$z(x) = \left\{ \frac{b}{L} \cdot z_1(x-a) + \frac{a}{L} \cdot z_3(x+b) - z_2(x) \right\} \quad (1)$$

$$|H(f)| = \sqrt{\frac{(1 - \beta \cos 2\pi a(f) - \alpha \cos 2\pi b(f))^2}{(\beta \sin 2\pi a(f) - \alpha \sin 2\pi b(f))^2}} \quad (2)$$

其中， $\alpha = \frac{a}{a+b}$ $\beta = \frac{b}{a+b}$

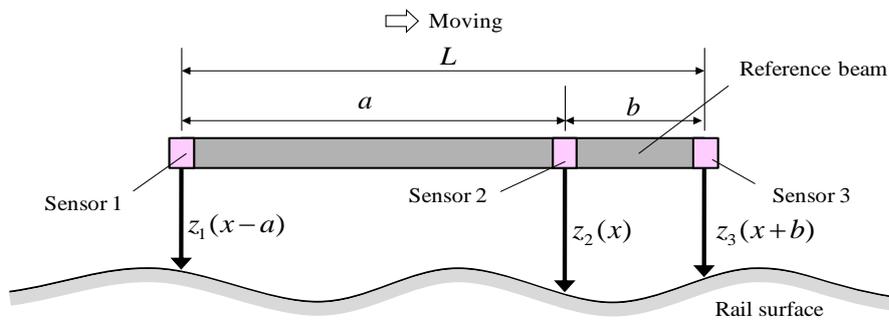


圖 陸-14 非對稱弦支距法量測軌面不整原理

在設計此儀器時，將不對稱雷射位移感應器長弦(long-chord)a 值設為 230mm，子弦(sub-chord)b 值設為 25mm，應用非對稱弦支距法所得之頻率特性與波長關係如圖 陸-15 所示，橫軸為放大倍率，縱軸為波長。由此圖可知，於波長 26-700mm 間，頻率特性之放大倍率明顯提升，再對照表 陸-1，可知其已涵蓋發生於日本軌面不整之波長範圍。再者，雷射位移感應器之間距易於調整，可根據軌面不整之波長值而定。

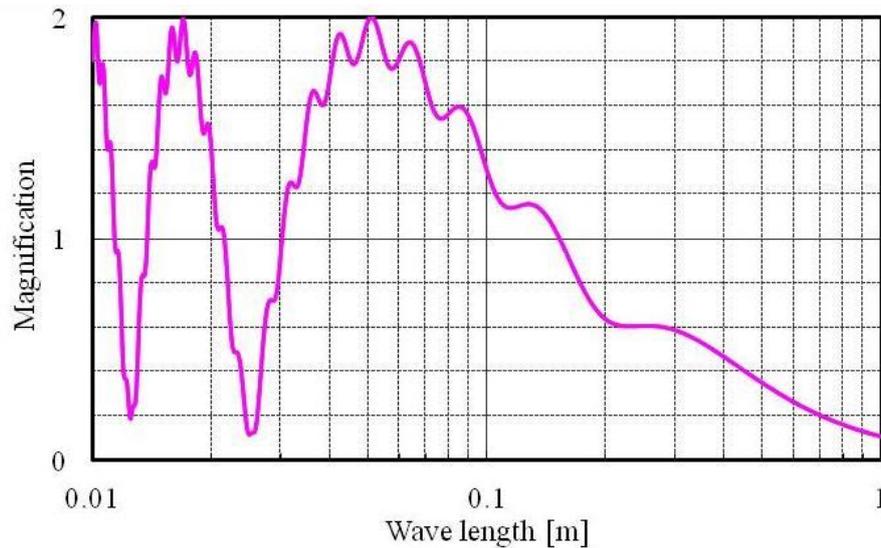


圖 陸-15 非對稱弦支距法之頻率特性與波長關係圖

(二) 測試結果說明

圖 陸-16 為研磨前與研磨後的測試結果，與圖 陸-9 為同一區間，均為半徑 350 之曲線，但鋼軌為定尺軌，所以每 25 公尺可測得一波長大之短波，在鋼軌研磨以前，紅色區域部分波狀磨耗嚴重，磨耗量的差異約在 0.2-0.4mm 之間。而後在未經研磨的 A 區，與在 B、C 區間分別經歷 8 及 6 次的研磨的條件下相比較，可以發現研磨後的藍色區域，鋼軌波狀磨耗的情形已大幅改善。

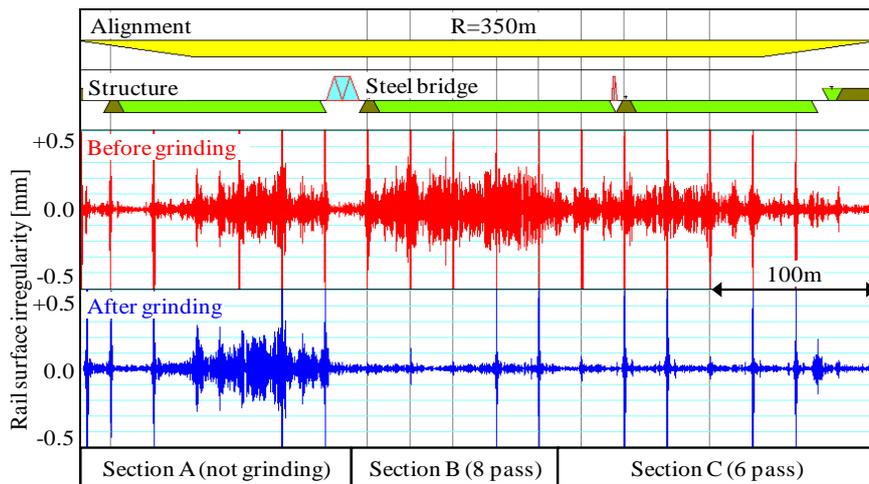


圖 陸-16 鋼軌研磨前、後，軌面不整參考範例

圖 陸-17 為上述測試結果軌面不整的功率頻譜，於空間頻率 5.5[1/m]處出現波峰，對應之波長約為其倒數值 0.18m。所以經由連續量測鋼軌面，再藉由頻率分析，及可得到波狀磨耗之波長。

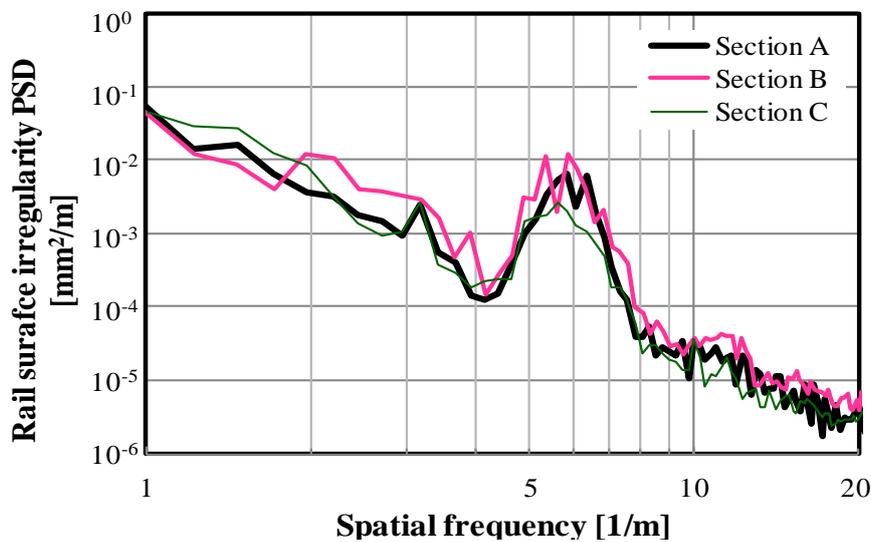


圖 陸-17 軌面不整之功率頻譜分析

圖 陸-18 為可提式鋼軌波狀磨耗測定儀測得之噪音與軌面不整之關係圖，由圖可知二者間有一定程度之關聯性。結果，我們可藉由此儀器量測之數據，判定波狀磨耗區段以及波長。

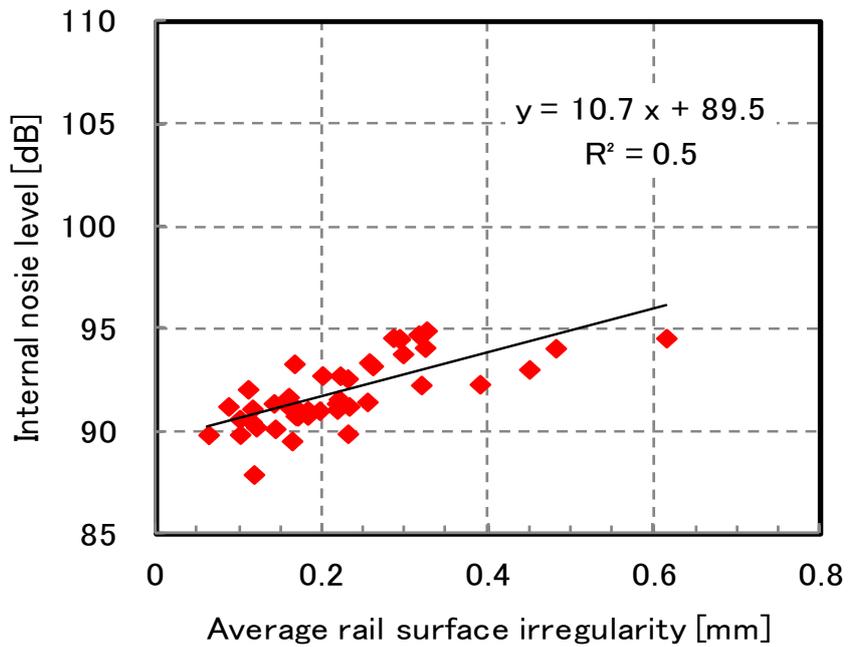


圖 陸-18 噪音與軌面不整關係圖

圖 陸-19 為浮式版式軌段銜接彈性軌枕之曲線路段外軌，前者為軌面不整區域，量測範圍為自軌面中心起，向軌距轉角處每隔 5mm 量測一次；結果，軌距轉角處之軌面不整情形，明顯大於軌面中心處。

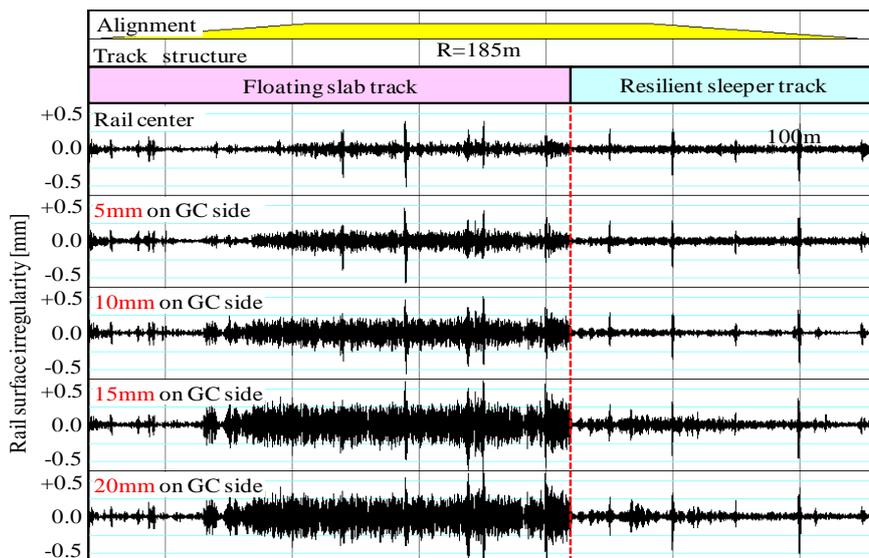


圖 陸-19 曲線外軌波狀磨耗，自鋼軌中心至軌距轉角每隔 5mm 之量測值

六、有效的鋼軌波狀磨耗預防保養

最後，為提升鋼軌波狀磨耗之預防保養，有關新開發之可提式鋼軌波狀磨耗測定儀與手推式鋼軌波狀磨耗測定儀，前者係使用一般列車，以高速度並針對大範圍之檢測，其成果屬概略性；而後者採手推式，可針對前者之數據作更進一步之檢測，以獲得更詳實之數據，因此兩者使用時機雖有不同，但為提升預防保養之效率，兩者實有相輔相成的關係。而兩種數據皆可藉由 LABOCS 軟體分析判讀，建立各項軌道管理之參考數據。

首先，就所有營運路線，選定測試之列車型號，日後則固定使用該車型，利用可提式鋼軌磨耗測定儀，先行選出鋼軌有明顯不整之處所。其次，定期檢測該不整路段，並可觀察其鋼軌不整之現象有無惡化之趨勢，以作為是否優先進行鋼軌削正區段之參考。最後於選定之區段進行鋼軌削正，於施工前與施工後，建議均以手推式鋼軌磨耗測定儀或可提式鋼軌磨耗測定儀加以量測，事前的量測用以推斷削正次數，事後的量測用以判定削正之成效。

因此在列車密度不斷加大，車速不斷提升的條件下，鋼軌波狀磨耗一旦發生，後續恐加速惡化，因此各國已逐漸走向預防性保養之概念，是維持乘車舒適度的不二法門。然而，在人力、機具、經費，甚至夜間養護時間均很有限的情況下，加上本局東部幹線曲線多，半徑小，要判定鋼軌波狀磨耗的區域以及嚴重程度，若能輔以更精準的儀器設備，利用數據資料加以判斷優先順序，必能提升效率。同樣地，在施工動員方面，目前本局係各段自行辦理鋼軌削正之發包施工，在長達數百公里的轄區內，若能按數據資料及經費額度，妥善安排施作順序，亦可提升人員及機械之效率。

七、LABOCS 軌道管理軟體

臺鐵目前有關軌道管理，主要採 EM80 軌道檢查車每季環島運轉一次之方式為之，工程人員再按紙本報表，逐一比對路線不良區段，以作為路線保養檢修之參考。因此單次判讀、逐一比對為其最大之缺點，如圖 陸-20 所示。

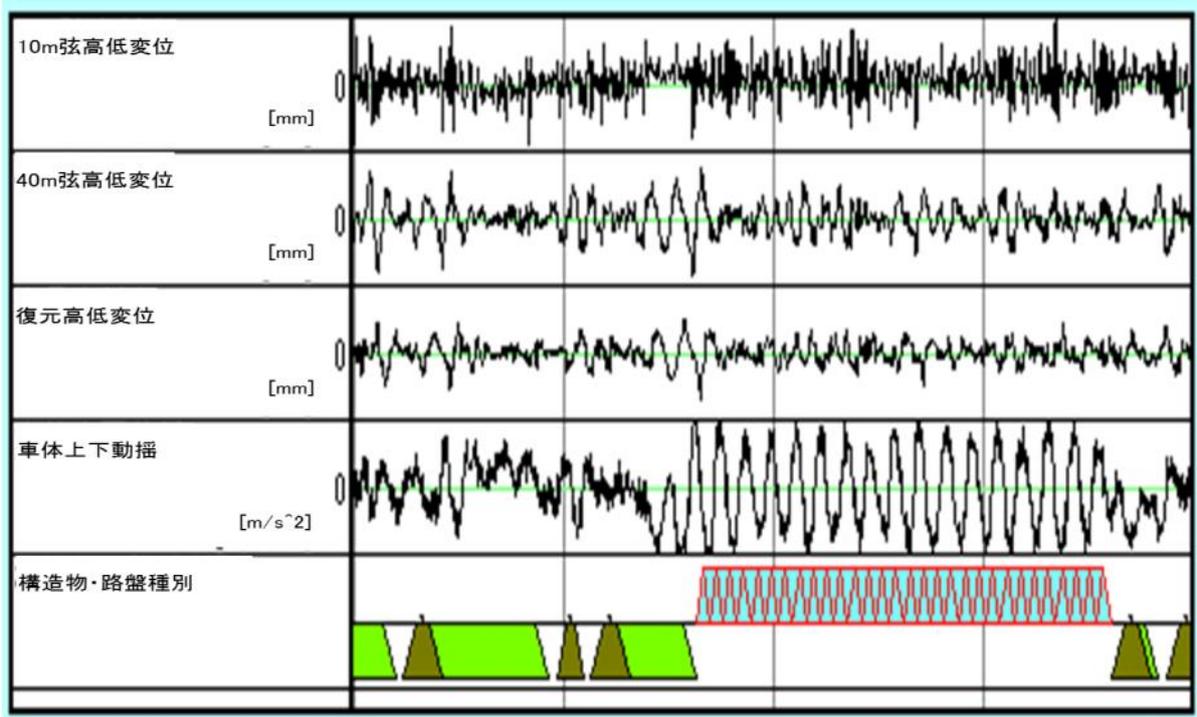


圖 陸-22 LABOCS 可設定軌道管理值及路線構造

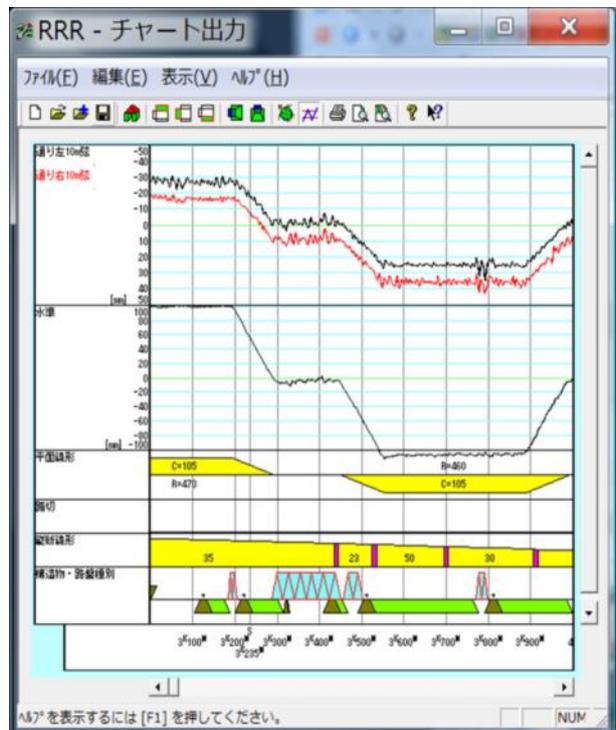


圖 陸-23 LABOCS 可選擇顯示項目、顏色及設定比例

柒、鋼軌焊道管理－鋁熱劑焊接融合不良原因與預防方式探討

一、前言

鐵路長軌化技術成熟，鋼軌接頭乃為保養重點，本局現今鋼軌現場焊接仍以鋁熱劑焊接(Alumino-thermic weld)為大宗，惟相較電阻火花焊接，仍有品質不易控制之情形。目前斷軌時有所聞，絕大多數發生於熱劑焊接處，對行車安全造成威脅，如圖 柒-1、表 柒-1 及表 柒-2 所示。

按日本經驗，雖然焊道處之超音波檢測技術不斷進步，透過檢測也大幅降低斷軌發生機率，然而，仍偶有鋼軌焊接因融合不良而產生裂縫甚至斷裂的情形發生，雖然原因仍不明確，但一般推測於焊接初期，鋼軌與藥劑尚處於化學反應階段，此時鋼軌若受產生縱向位移，將導致融合不良之情形發生。有鑑於此，RTRI 已針對此現象加以試驗測試，並提出具體之改善措施。



圖 柒-1 臺鐵斷軌情形絕大多數發生於熱劑焊接處

表 柒-1 臺鐵近年斷軌事故統計表(單位:件)

年度	100	101	103	104 迄今	小計
影響行車	4	3	1	3	11
不影響行車	4	12	7	5	28
小計	8	15	8	8	39

表 柒-2 臺鐵近年斷軌原因統計表(單位:件)

年度	100	101	103	104 迄今	小計
鋁熱劑焊接 點斷裂	6	14	4	5	29
電阻火花焊 接點斷裂	1	0	0	0	1
夾膠接頭斷 裂	0	1	1	0	2
接頭	0	0	1	3	4
其他	1	0	2	0	3
小計	8	15	8	8	39

二、融合不良現象探討

鋼軌鋁熱劑焊接時，造成連接不良的情況有二，其一為融合不良(lack of fusion)，一般發生於鋼軌底部，檢視其斷面，可見其黑色部分，即為融合不良處。一般而言，融合不良發生的原因，係因焊軌時鋼軌處於高溫的環境，在藥劑澆注過程中，約在 700-800 度 C 時，空氣藉由縫隙或裂縫滲入，產生高溫氧化(high -temperature oxidation)的現象，因此產生黑色融合不良區域，其餘部分則屬正常融合範圍。此現象發生後，鋼軌斷面一旦承受載重，裂縫便迅速向上發展，導致斷軌；按 RTRI 研究之經驗，僅需一至二列車

通過，即可導致斷軌，故不可不慎。

典型的鋁熱劑焊接融合不良的情形如圖 柒-2 所示斷面，黑色區域即為產生裂縫導致高溫氧化之融合不良處，圖(a)發生於鋼軌底部與腹部交接處(transition area)；圖(b)則發生於鋼軌底部；針對黑色區域加以電子顯微鏡掃描觀測(scanning electron microscope, SEM)，可見宛如突狀細胞的顆粒，如圖(c)所示。此現象也證實了在藥劑凝固以前，產生了熱裂縫(hot crack)，而一般也認為裂縫的產生緣自於最後藥劑凝結的階段，於此範圍產生了的拉力。且約有 80%融合不良的現象在半年內導致焊軌處破壞，因為其通常發生於鋼軌底部極大之範圍。

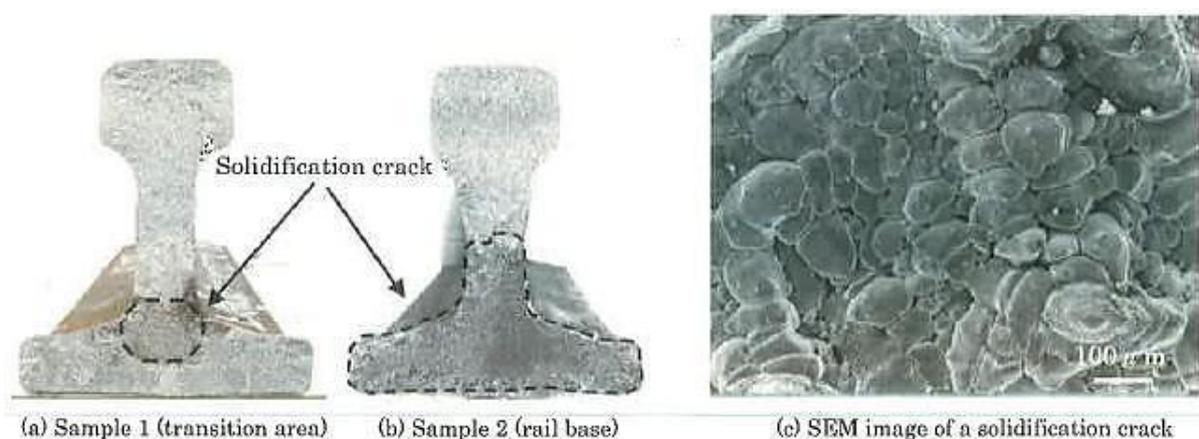


圖 柒-2 典型的鋁熱劑焊接融合不良的情形

三、凝固裂縫之模擬試驗與結果

圖 柒-3 為 JIS50 公斤鋼軌熱劑焊接時之拉力試驗，左右各為 25 公尺長之鋼軌 A 與 B，中央左側為 1.5 公尺長之焊接鋼軌 A，右側為 0.75 公尺長之焊接鋼軌 B，焊接處位於中央，而在焊接鋼軌 B 與鋼軌 B 銜接處安裝拉軌機(pulling machine)與變位計(displacement gauge)。位於右側之鋼軌 B 則按不同之計畫時間施以不等之拉力，以控制位移量。

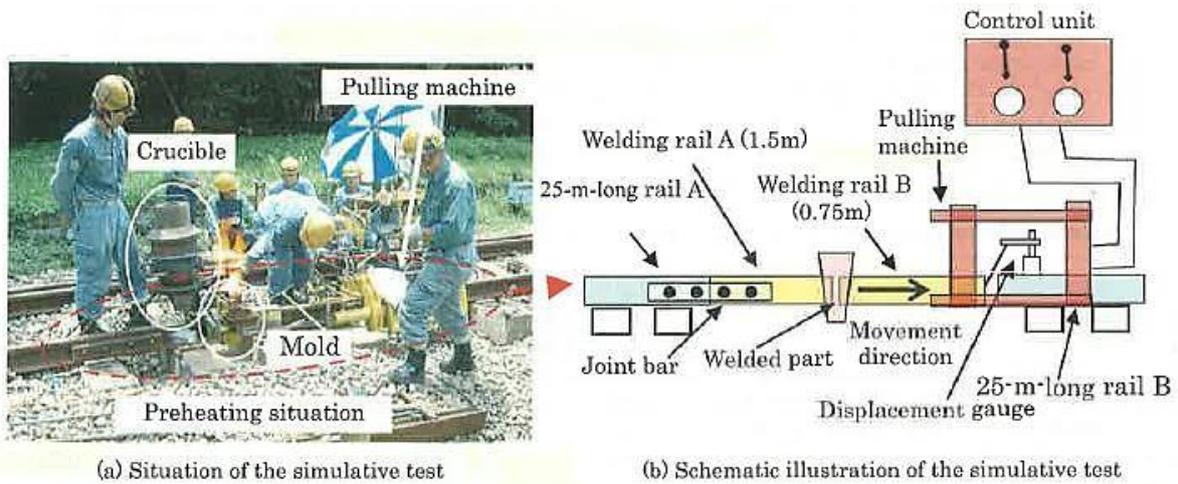


圖 柒-3 JIS50 公斤鋼軌熱劑焊接時之拉力試驗

此試驗施以位移量自 0.1-3.2mm 不等，時間則自鋁熱劑澆注完成後 90-160 秒間，因 90 秒內屬鋁熱劑與鋼軌反應之硬化階段，160 秒後鋁熱劑與鋼軌已完全融合，故取其反應中各階段，總計 45 種時間與位移之組合試驗，試驗完後如同現場焊接之程序，另施以超音波檢測，以及彎曲試驗，以了解凝固裂縫發生的位置以及大小。

圖 柒-4 為此試驗鋼軌破壞模式，圖 (a) 為鋁熱劑澆注完成後 100 秒，施以 2.2mm 位移量，圖 (b) 則於相同時間施以 0.35mm 位移量。檢視其融合不良斷面，兩試體均產生明顯之黑色區域。由各試驗組合統計之結果可知，澆注後 100-120 秒，且位移量介於 0.5-2.4mm 間，其融合不良情形大致如圖 (a) 所示，發生於鋼軌底部；反之，位移量小於 0.5mm 者，僅一組試驗融合不良發生於鋼軌底部與腹部交接處。

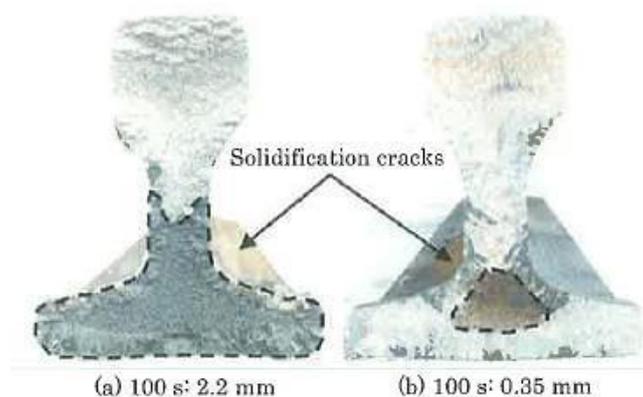


圖 柒-4 澆注後 100 秒位移量不同之鋼軌破壞模式

若再統計有關時間與位移量關係，鋼軌融合不良區域大致可區分為底部、腹部、頭部三處，如

圖 柒-5 所示，可以發現在澆注後的 100 秒左右施以位移，絕大多數融合不良發生於底部，隨著時間增加，此不良區域逐漸往腹部移動，到了 150 秒左右，更逐漸轉移到鋼軌頭部。而位移量較小的試體，則僅一組發生於鋼軌底部與腹部交接處。

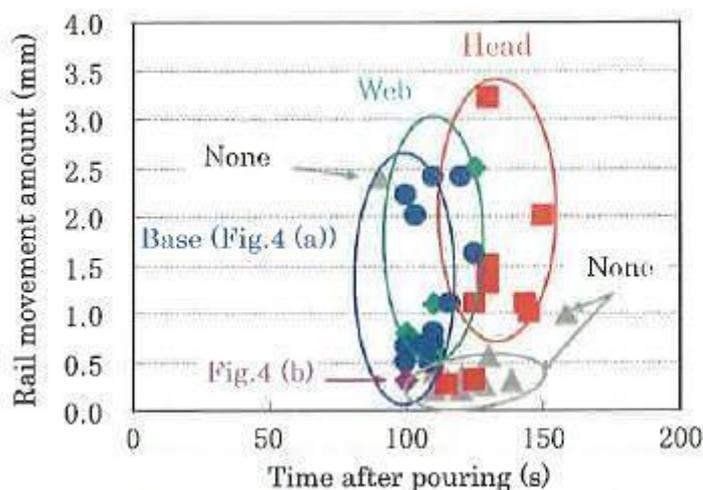


圖 柒-5 時間、位移量與鋼軌融合不良區域之關係

再來看看位移量與鋼軌斷面發生凝固裂縫的關係，

圖 柒-6 為澆注完成 100-110 秒之間施予位移量，若大或等於 0.5mm 時，絕大多數的試體發生凝固裂縫的面積大於 $3,000\text{mm}^2$ (鋼軌底部面積約 $3,000\text{mm}^2$)，並向上延伸至腹部；反之，若位移量小於 0.5mm，則凝固裂縫的面積為 0 或僅位於鋼軌底部與腹部交接處約 750mm^2 。由此可知鋁熱劑焊接因凝固裂縫造成融合不良的現象，一開始出現於鋼軌底部與腹部交接處，再向底部四周發展，結著再向上延伸至腹部。

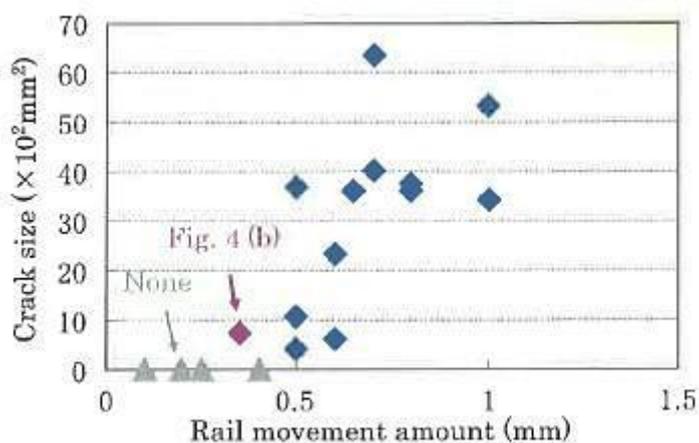


圖 柒-6 澆注完成 100-110 秒之間位移量與融合不良斷面積之關係

四、凝固裂縫發生原因探討

圖 柒-7 為澆注完成後各階段位移量與鋼軌融合不良發生位置之斷面，可見其黑色凝固裂縫部分隨時間之增加由鋼軌底部向上延伸至頭部，其中圖(c)更說明了在 110 秒施以 1.1mm 位移時，鋁熱劑底部和腹部外側已大致反應完成。由此可見，鋁熱劑焊接鋼軌斷面反應完成之順序大致為底部、腹部外側、腹部內側、底部與腹部交接處，最後為頭部。

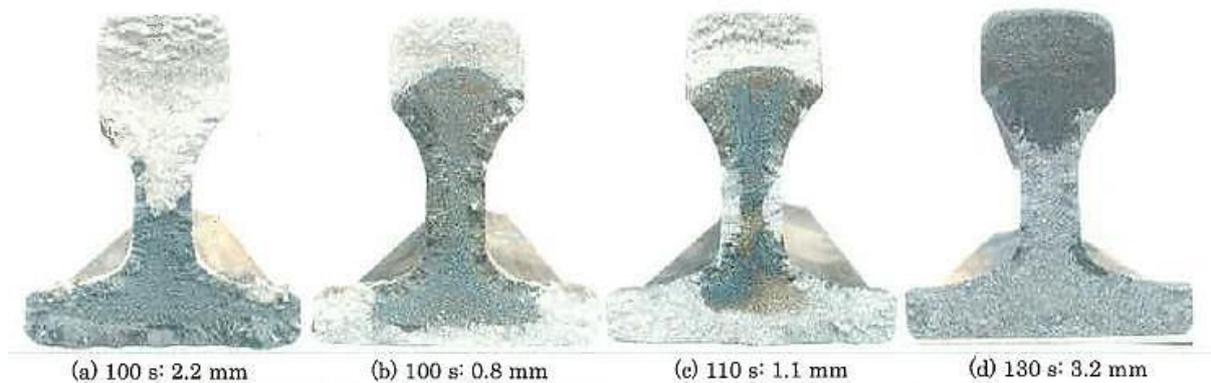


圖 柒-7 澆注完成後各階段位移量與鋼軌融合不良發生位置之斷面

依據上述試驗結果，鋁熱劑焊接融合過程再用斷面**錯誤! 找不到參照來源**。來表示。倘若鋼軌底部尚未融合完成前，施以大於 1.0mm 位移量，則將於底部形成凝固裂縫之融合不良現象；反之，若位移量小於 0.5mm，則鋁熱劑可經由流動自動充填孔隙，反倒不致形成凝固裂縫。如圖 柒-8(a)及(c)所示，鋼軌頭部之晶狀結構代表鋁熱劑已充填重組。又如果在鋼軌底部與腹部交接處未融合前施以位移量，則因鋼軌腹部反應完成時間較交接處為早，故即使位移量很小，仍會於交接處產生凝固裂縫，如圖(b)所示。

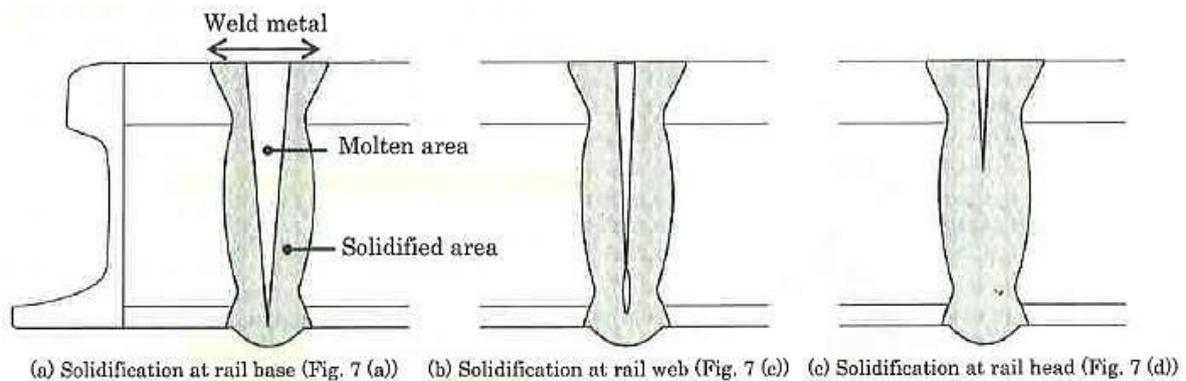


圖 柒-8 鋁熱劑焊接融合過程

五、改善融合不良現象之建議

承上所述，多數鋁熱劑焊接融合不良現象發生於鋼軌底部與腹部交接處(如圖 柒-7)，由模擬試驗之結果顯示，於鋁熱劑澆置完成後之 100-110 秒間，施以約 0.5mm 之位移量，最容易導致此現象之發生。因此，焊接過程中避免鋼軌產生位移，以及焊接後焊道品質檢測，便顯得益形重要了，圖 柒-9 為配合拉軌機以避免鋼軌位移之建議。

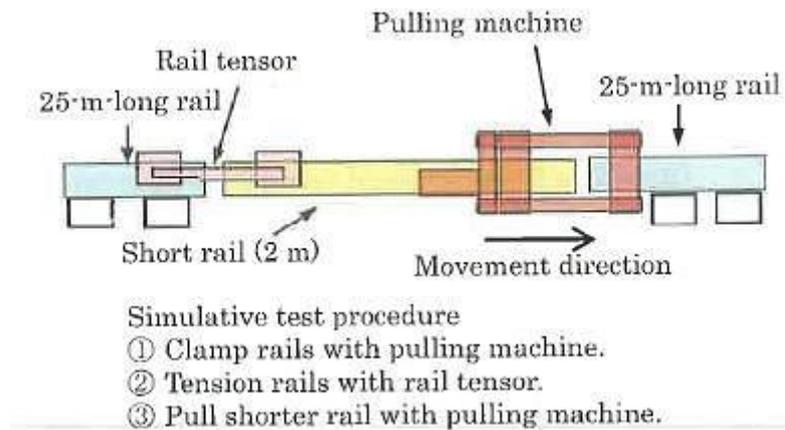


圖 柒-9 焊接過程中可配合拉軌機以避免鋼軌產生位移

目前臺鐵鋁熱劑焊接後焊道品質檢驗，係採用 805SX 手持式超音波檢測儀，詳圖 柒-10，此儀器採單探頭 (single probe)，探測角度為 0、38、45 及 70 度，其係利用超音波反射原理，配合鋼軌校正塊規預設之缺陷大小 (10mm、6mm、3mm) 擬定檢測之缺陷，如要檢測鋼軌腹部時先以小缺陷 3mm 作檢測基準，用 38 或 45 度探頭，當探頭在鋼軌面前、後移動時，如偵測有 $\geq 3\text{mm}$ 缺陷時，儀器即會發出警告聲響，並顯示缺陷深度位置，得知缺陷 $\geq 3\text{mm}$ ；再以 6mm 作檢測基準依前項步驟檢測，如該處又發出警告聲響時，得知缺陷 $\geq 6\text{mm}$ ，若該處未發出警告聲響時，即證實該缺陷 $< 6\text{mm}$ 、 $> 3\text{mm}$ ；再以 10mm 作檢測基準依前項步驟檢測，如該處又發出警告聲響時，得知缺陷 $\geq 10\text{mm}$ ，若該處未發出警告聲響時，即證實該缺陷 $< 10\text{mm}$ 、 $> 6\text{mm}$ 。同樣的原理，如檢測鋼軌頭部，則採 70 度探頭，程序同上。不過此儀器最大的盲點，在於無法探得鋼軌底部兩側之焊接品質，此處偏偏又是最常出現融合不良之處，故有其使用上的限制。



圖 柒-10 臺鐵目前採用之 805SX 手持式超音波檢測儀

今再檢視臺鐵本段轄區內歷次發生斷軌之鋼軌斷面，絕大多數為材料品質或焊接過程預熱不足導致產生氣孔，或是發生於鋼軌底部融合不良(黑色)之現象，如圖 柒-11 所示，發生的時間約於焊軌完成後半年至兩年間不等。承上段所述，即使按規定於鋁熱劑焊接完成後施以超音波檢測，此區域恰為單探頭無法探得之區塊，故仍有其改善之必要，以維持鋁熱劑焊接之品質。



圖 柒-11 臺鐵斷軌斷面，多為氣孔及底部融合不良現象，為單探頭無法探得區塊

今經 RTRI 指導，在日本於鋁熱劑焊接完成後，同樣採用手持式超音波檢測儀加以測試，廠牌型式為 GE USM35。有關其使用方式，首先單、雙探頭皆需以校準塊(reference block)設定儀器之靈敏度，此型式之鋼軌校準塊長 70 公分，頂面寬度 6 公分，底面 14 公分，腹部設有 7 處水平鑽孔，頂部及底部各設有一處垂直鑽孔，如圖 柒-12 所示。腹部之鑽孔是為單探頭設定靈敏度及距離振幅特性曲線(distance-amplitude characteristic curve)之用，其標準為利用自鋼軌頂深度 140mm 處之鑽孔，取其振幅回波(echo height)60%，為 H 標準靈敏度(H standard sensitivity)，如圖 柒-13 所示。再利用標準靈敏度之 1/2,1/4,1/8 設定 A, B, C 曲線，即得單探頭分級曲線，如圖 柒-14 所示。另於校準塊頂面與底面之垂直孔，則為雙探頭設定靈敏度之用，將其設定振幅回波於 80%時，頂部所設定之為 H2 靈敏度(H2 standard sensitivity)，底部則為 B2 靈敏度(B2 standard sensitivity)。

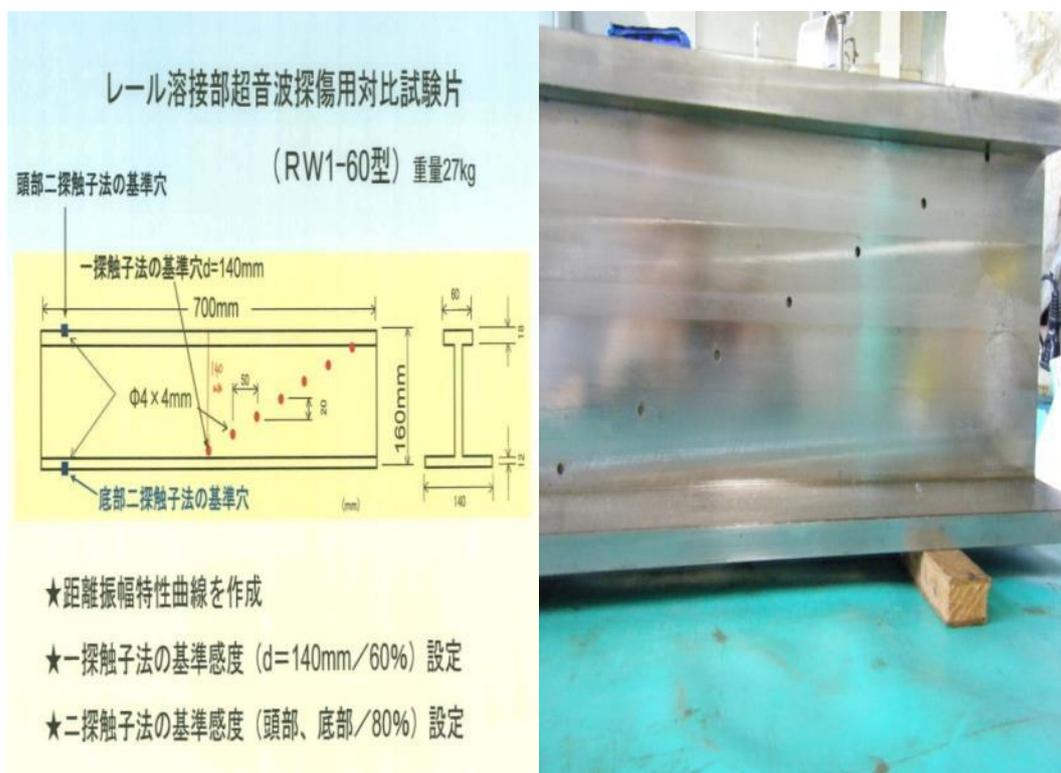


圖 柒-12 RTRI 使用 GE USM35 超音波檢測儀之校準塊



圖 柒-13 超音波檢測校準塊與檢測前校正

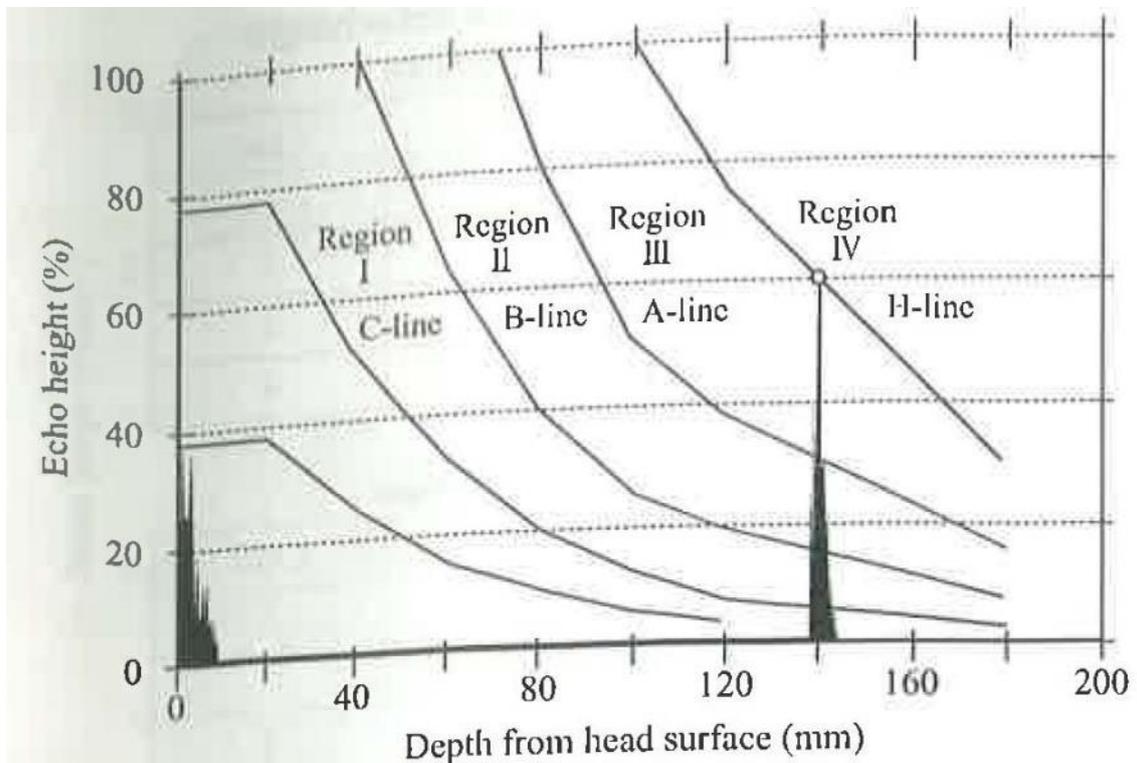


圖 柒-14 單探頭分級曲線

至於GE USM35手持式超音波檢測儀之檢測方式，於鋼軌腹部，亦採用單探頭無異，但在鋼軌底部，則採雙探頭(double probe)測試。雙探頭一端採45度角發射，另一端接收，以焊接面為反射面，兩探頭前後調整位置，以維持雙探頭45度角的發射與接收關係，如圖。如偵測品質不良處，檢測儀出現極明顯之波峰，並顯示品質不良之等級。如需探測鋼軌底部與腹部交接處，只需將二探頭稍微轉向上即可，如此即可彌補單探頭之不足，詳圖 柒-15 雙探頭超音波檢測原理，及圖 柒-16 單、雙探頭超音波檢測區分。

除此之外，鋼軌頭部區域亦可採雙探頭，藉由其兩側面區分為三等份加以檢測，如此焊接之全斷面已可藉由單、雙探頭的配合使用，達到全面檢測的目的，詳圖 柒-17 至圖 柒-19 所示。至於檢測結果，儀器顯示之振幅回波與焊接品質等級之關係，詳圖 柒-20 單、雙探頭超音波檢測振幅回波與焊接品質等級之關係所示，至於與該焊道應否重做等之判定，則由各鐵路公司自行訂定。

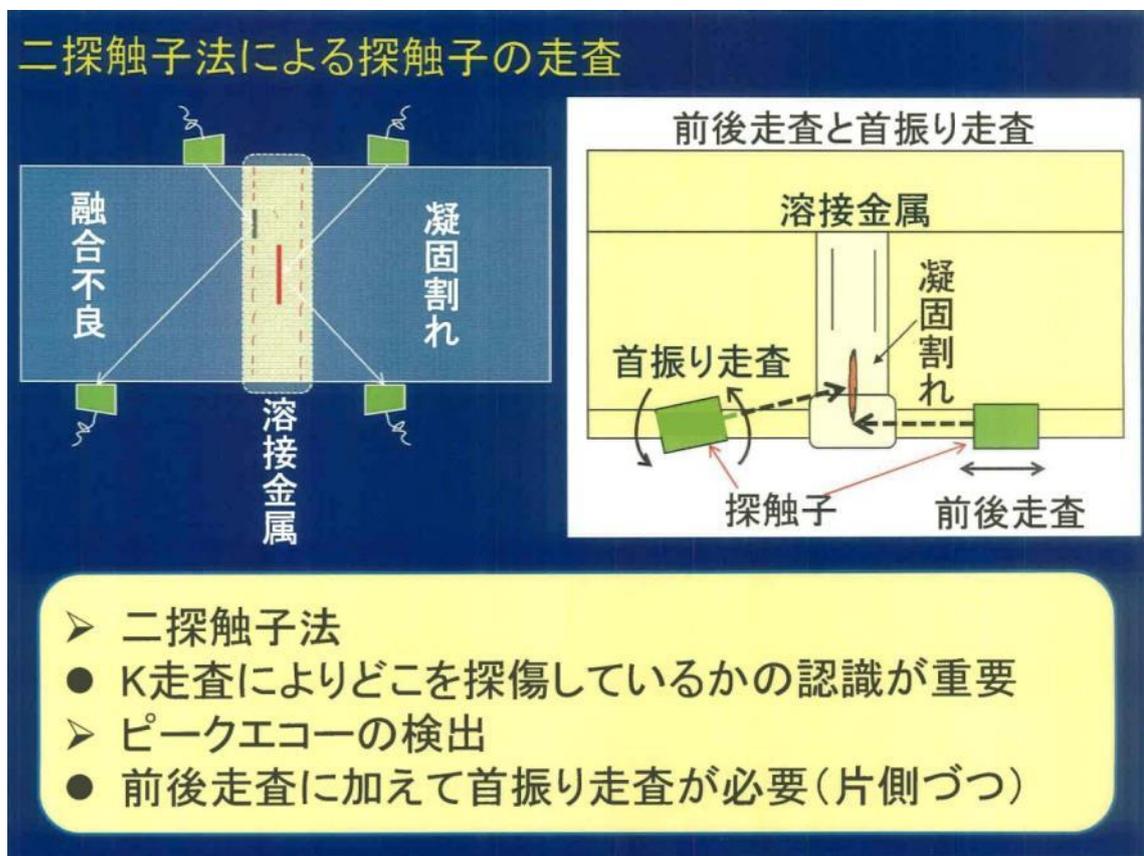


圖 柒-15 雙探頭超音波檢測原理(入、反射角45度)

Effectiveness of Double-probe Technique

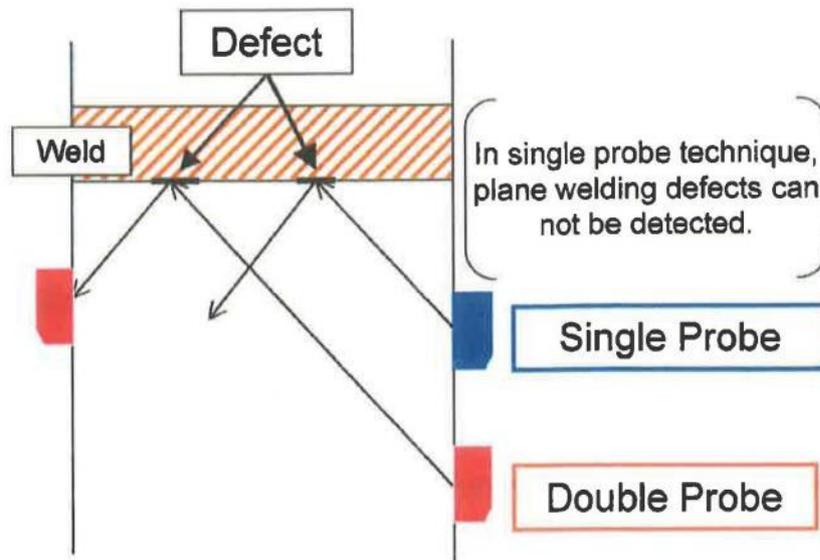


圖 柒-16 單、雙探頭超音波檢測區分

Ultrasonic Inspection for Rail Weld

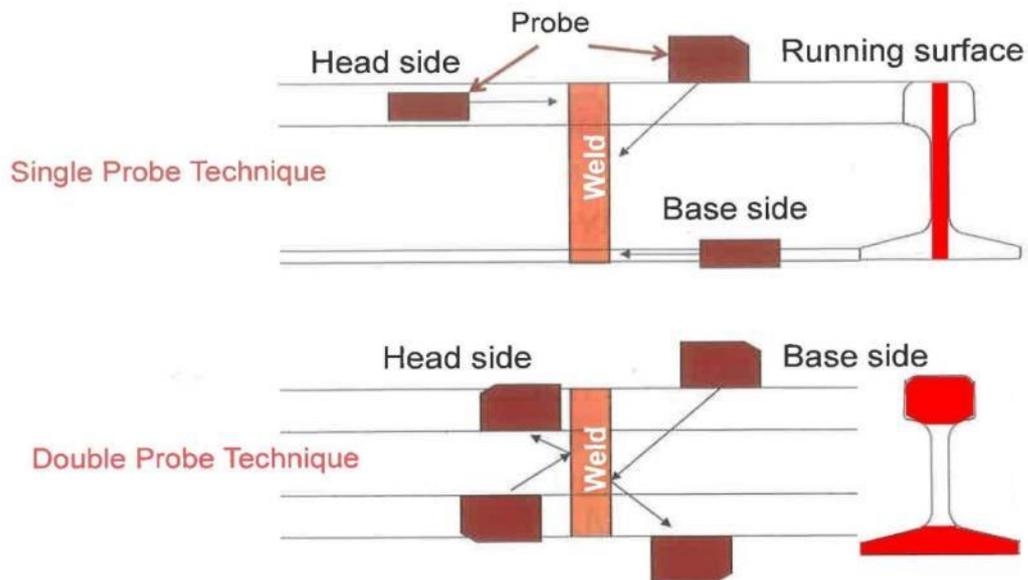


圖 柒-17 單探頭檢測腹部、雙探頭檢測頭部與底部，可達全斷面檢測

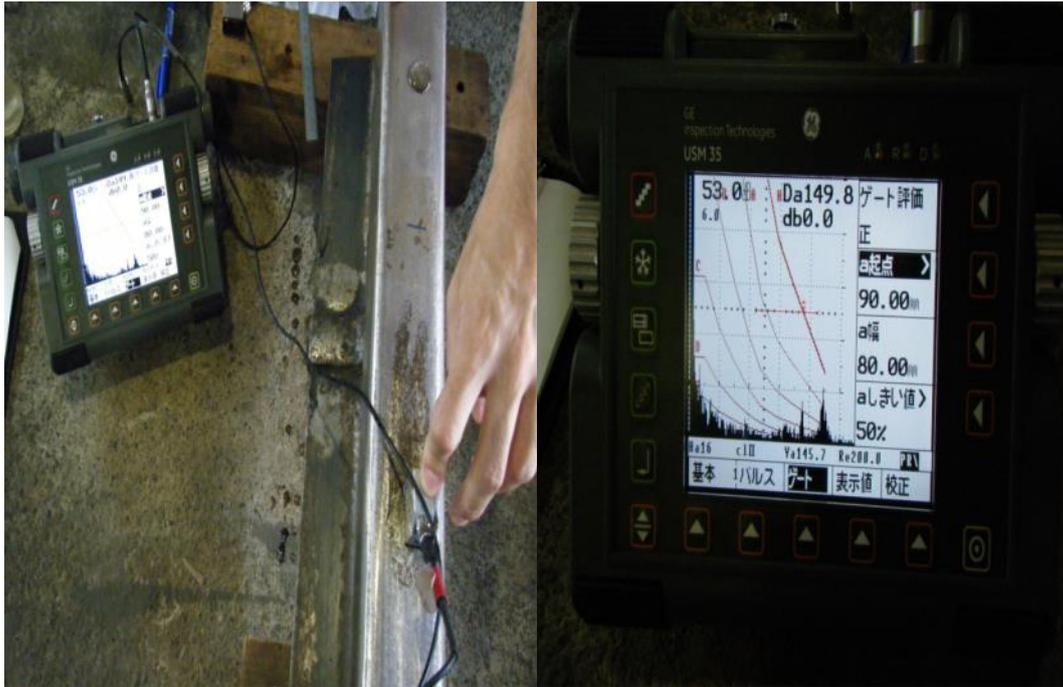


圖 柒-18 單探頭檢測鋼軌腹部



圖 柒-19 雙探頭檢測鋼軌頭部與底部



圖 柒-20 儀器判讀焊接不良等級

(a) Single-probe technique

Region of max. echo height	Class
Region I	1
Region II	2
Region III	3
Region IV	4

(b) Double probe technique

Max. echo height	Class
11 ~ 20%	1
21 ~ 40%	2
41 ~ 80%	3
81% ~ 100%	4

圖 柒-21 單、雙探頭超音波檢測振幅回波與焊接品質等級之關係

另據 RTRI 資料顯示，有關日本焊道檢查車，已普遍定期使用於各鐵路公司，其雖採單探頭多角度，且可達全線連續性檢測之目的，唯鋼軌頭部及底部兩側區域，仍有無法檢測之盲點，詳圖 柒-22 所示。但此檢查車另一功能為探測鋼軌頭部之水平裂縫，如有不良處所再利用其他儀器檢查垂直裂縫，以事先防止鋼軌之疲勞破壞。

Inspection Area by Rail Flaw Detection Car

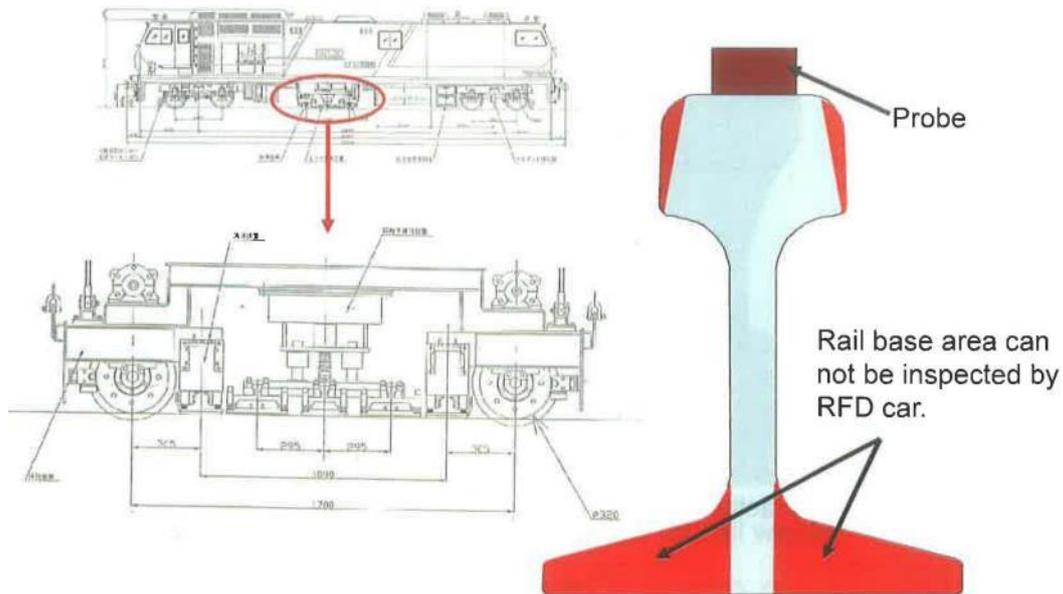


圖 柒-22 日本焊道檢查車檢測斷面(紅色區域無法探測)

捌、心得及建議

百年老店的臺鐵為一極具專業性之事業單位，每日運量約 63 萬人，肩負臺灣環島運輸之重責大任。尤其近年引進傾斜式列車，車速提高、列車密度增加，無論運工機電各部門皆面臨新的挑戰。承先啟後一向為臺鐵員工之工作精神，安全與進步則是我們至高無上的目標；因此就技術性之工、電務部門而言，能走向國際，向世界先進鐵道國家學習，啟發更多巧思，以達省利化、預防性及高效率的保養方式，更為難能可貴之經驗。目前臺鐵已積極與德國、日本等軌道先進國家相互交流，期能提升本局先進之技術水準。

在此原則之下，臺鐵工務單位除了經驗傳承等重責大任外，要能走出國門向國外取經，勢必提升同仁語言能力，並有計畫栽培人才，方有利於日後相關學術或技術性交流之推動。今茲將此次研究實施計畫技術層面之心得與感想，按章節分述如下：

一、鐵路橋梁檢查－由日本鐵道構造物等維持管理標準說起

(一) 鐵路高架化為政府近年積極推動之重大工程，多數車站及無障礙電梯亦已高架化，橋梁長度及數量亦隨之增加，為使橋梁檢查人力運用更有效率，建議臺鐵路局可於此高架新世代，再就整體新舊橋梁數量，重新檢討橋梁檢查作業要點，

並研議檢查頻率、使用工具等，以加強目視檢查之效果。

- (二) 除目視檢查外，建議可定期針對混凝土中性化、鹽害、裂縫等結構物劣化現象，配合破壞性或非破壞性檢測，已達更精準之穩定度判定。
- (三) 臺灣橋梁管理系統等級判定基準採 D、E、R、U 表示，與日本構造物維持標準之 A、B、C、S 之意義大致相同，唯其標準內附屬資料第 4-1 章節(共 35 頁)，圖示並明列 RC 結構物各構件變位、裂縫、鋼筋腐蝕等各項狀況之穩定度判定例，可供工程師執行檢查時參考判斷，以避免個人主觀意識，而導致穩定度判定差別過大之情形，影響後續維修補強。

二、混凝土橋梁劣化預測及結構補強

- (一) 菲克擴散方程式(設計標準)之 EXCEL 應用－建議臺鐵局利用訓練或會議等時機，適時針對工程技術人員宣導或教育，對於新建橋梁，於設計階段利用 EXCEL 程式，導入使用年限之概念，設計最適當之保護層厚度，施工中亦應責成立約商使誤差值達最小。
- (二) 菲克擴散方程式(維持管理標準) 之 EXCEL 應用－宣導及教育訓練同上，另可針對環島鐵路鹽害之區域，選出代表性之橋梁，實地鑽心取樣，求得方程式所需之混凝土表面氯離子濃度、濃度係數及擴散係數等，以茲比對劣化預測模式理論與實際橋梁年限之差異，以期達到提早防範劣化，並能提前補強之目的。
- (三) 新工法新材料之應用－針對凝土結構鹽害之結構補修，日本鐵道公司已建立材料規範，相關通過認證之補修材料，亦已建檔供參，SSI 工法為其中之一。今有鑒於 SSI 工法於日本使用 17 年成功之經驗，臺灣相關研究單位亦對鹽害議題頗為重視，期能建立或開發新材料(含規範)或工法，以克服臺灣結構物面臨類似的問題。

三、鋼軌波狀磨耗管理及測定儀器之研發

- (一) 鋼軌磨耗區域判定數據化－目前鋼軌波狀磨耗區域臺鐵尚無可供量化之儀器量測，而多以工程人員乘坐列車之經驗判定。建議可先調查全線波狀磨耗發生區域及數量，如有需要可參考 RTRI 之可提式鋼軌波狀磨耗測定儀與手推式鋼軌波狀磨耗測定儀，均可測得量化之波狀磨耗數據。前者係使用一般列車，以高速度並針對大範圍之檢測，其成果屬概略性；而後者採手推式，可針對前者測得之區域作更進一步之檢測，以獲得更詳實之數據，並做為鋼軌削正次數之參考。
- (二) 便於比較判讀之 LABOCS 軌道管理軟體－臺鐵目前每季以 EM80 執行之軌道檢查，期報表僅能單次判讀、紙本比對。建議可參考 RTRI 開發之 LABOCS 軌道

管理軟體，可整合歷次檢查成果，以同一電腦畫面，不同顏色線形比對，亦可整合各種檢查車或儀器數據資料分析，以建立省時、省工並能即時掌控不良路段養護情形之更有效率管理方式。

四、鋁熱劑焊接融合不良原因分析與預防方式探討

- (一) 焊接過程避免位移－鋁熱劑澆置完成後之 100-110 秒間，若產生大於 0.5mm 之位移量，最容易於鋼軌底部與腹部交接處發生融合不良現象。因此，焊接過程中避免鋼軌產生位移，可配合拉軌機施作。(104 年 10 月 28 日及 11 月 11 日已於本局宣導二次)
- (二) 全斷面超音波檢測－鋁熱劑焊接後，焊道品質檢驗極為重要，目前臺鐵使用單探頭檢測儀，僅能測得鋼軌腹部區域。為提升焊道品質檢測之效能，建議除可參考 RTRI 提供經驗之 GE USM35 儀器，單探頭檢測鋼軌腹部，雙探頭檢測頭部與底部，以達全斷面檢測之目的外，亦可參酌其他國家相關儀器設備之使用經驗，提升鋁熱劑焊接品質檢驗水準。

玖、參考資料

肆、鐵路橋梁檢查－由日本鐵道構造物等維持管理標準說起

- [1] 国土交通省鐵道局監修 鐵道綜合技術研究所編，「鐵道構造物等維持管理標準・同解説〔構造物編〕【コンクリート構造物】」。

伍-五、結構補強例－SSI 工法簡介

- [1] 国土交通省 NETIS 登錄技術 N-SSI 工法、KK-100009-V，「SSI 工法－Suppressing Salt Injury Method」。
- [2] A. Yoshimura, Y. Yoshida and M. Kamiyama. “Development of database system for railway track maintenance management, Micro LABOCS for Windows and its features” , Quarterly Report of RTRI, Vol.38, No.2, pp.102-106, 1997.
- [3] A. Yoshimura. “Theory and practice for restoring an original waveform of railway track irregularity” , Quarterly Report of RTRI, Vol.36, No.2, pp.85-94, 1995.
- [4] G. Desanghere and T. Vanhonacker, “Development and validation of a rail surface analyser for accurate quantification and evaluation of rail corrugation and track work acceptance after acoustic grinding” , INTER NOISE 2007, (2007).
- [5] H. Tanaka, Y. Saruki, A. Haga and M. Fukuyama, “Detection method for rail corrugation

adopting on-board monitoring” , WCRR2011, (2011).

- [6] H. Tanaka. “The investigation for occurrence situation and growing mechanism of “High rail corrugation” , WCRR2013, (2013).
- [7] K. Takeshita. ” A method for track irregularity inspection by asymmetrical chord offset method” , Quarterly Report of RTRI, Vol.33, No.2, pp.106-114, 1992.
- [8] S. L. Grassie, J. Kalousek. “Rail corrugation: characteristics, causes and treatments” , Journal of Rail Rapid Transit; Proc. IMechE, 207-F, pp.57-68, (1993).
- [9] S.L. Grassie, M. J. Saxon and J. D. Simith. “Measurement of longitudinal rail irregularities and criteria for acceptable grinding” , Journal of Sound and Vibration, Vol.227, No.5, pp.949-964, (1999).
- [10] Y. Sunaga, I. Sano and T. Ide. “A Practical Use of Axlebox Acceleration to Control the Short Wave Track Irregularities” , WCRR’ 97, (1997).

陸、鋼軌波狀磨耗管理及測定儀器之研發

- [1] Yoshimura, Y. Yoshida and M. Kamiyama. “Development of database system for railway track maintenance management, Micro LABOCS for Windows and its features” , Quarterly Report of RTRI, Vol.38, No.2, pp.102-106, 1997.
- [2] Yoshimura. “Theory and practice for restoring an original waveform of railway track irregularity” , Quarterly Report of RTRI, Vol.36, No.2, pp.85-94, 1995.
- [3] Desanghere and T. Vanhonacker, “Development and validation of a rail surface analyser for accurate quantification and evaluation of rail corrugation and track work acceptance after acoustic grinding” , INTER NOISE 2007, (2007).
- [4] Tanaka, Y. Saruki, A. Haga and M. Fukuyama, “Detection method for rail corrugation adopting on-board monitoring” , WCRR2011, (2011).
- [5] Tanaka. “The investigation for occurrence situation and growing mechanism of “High rail corrugation” ” , WCRR2013, (2013).
- [6] Takeshita. ” A method for track irregularity inspection by asymmetrical chord offset method” , Quarterly Report of RTRI, Vol.33, No.2, pp.106-114, 1992.
- [7] S. L. Grassie, J. Kalousek. “Rail corrugation: characteristics, causes and treatments” , Journal of Rail Rapid Transit; Proc. IMechE, 207-F, pp.57-68, (1993).
- [8] S.L. Grassie, M. J. Saxon and J. D. Simith. “Measurement of longitudinal rail irregularities

and criteria for acceptable grinding” , Journal of Sound and Vibration, Vol.227, No.5, pp.949-964, (1999).

- [9] Y. Sunaga, I. Sano and T. Ide. “A Practical Use of Axlebox Acceleration to Control the Short Wave Track Irregularities” , WCRR’ 97, (1997).

柒、鋁熱劑焊接融合不良原因分析與預防方式探討

- [1] Eklund, B. and Crocker, B. “Inspecting Welds in Rail,” Inspection Trends, Vol.7, No.3, pp.19-21, 2004.
- [2] Graeme, O., “BHP reacts quickly to a spate of weld failures, “International Railway Journal, Vol.41, No.6, pp.2-15, 2001.
- [3] Japanese Industrial Standard : “Method for Ultrasonic Examination for Welds of Ferritic Steel, “JIS Z3060-1994.
- [4] Shitara, H., Terashita, Y. et al., “Nondestructive Testing and Evaluation Methods for Rail Welds in Japan,” QR of RTRI, VOL.44, No.2, pp.53-58, 2003.
- [5] Tatsumi, M., “Rail Welding Technology, ” Railway Re-search Review (RRR), Vol.62, No.8, pp.18-21, 2005 (in Japanese).
- [6] Tatsumi, M., Shitsra, H., Fukada, Y, Sakashita, T., Yamamoto R. and Ueyama K. : “Criteria of Soundness Evaluation on Enclosed Arc Welds of Rails (in Japanese),” 'RTRI Report, Vol.14, No.4, pp.37-42, 2000.
- [7] Tatsumi, M., Ueyama, K., Yamamoto, R. and Kudoh, S. “Ultrasonic Inspection for Serious Defects on Fusion Welds of Rails (in Japanese),” RTRI Report, Vol.9, No.12, pp.43-48, 1995.
- [8] Tatsumi, M., Ueyama, K.et al., “Ultrasonic Inspection for Serious Defects on Fusion Welds of Rail,” RTRI Report, Vol.9, No.12, pp.43-48, 1995 (in Japanese).
- [9] Terashita, Y., “Circumstances and Examples of Weld Failures on Themite Weld,” Shinsenro, VOI.61, No.2, pp.24-26, 2007 (in Japanese).
- [10] Terashita, Y., Tatsumi, M. : “Analysis of Damaged Rail Weld, ” QR of RTRI, VOL.44, No.2, 2003. (in preparation).

附件：鐵路橋梁檢查作業要點

- 1.1.1 橋梁檢查類別橋梁檢查可分為日常巡查、平時檢查、定期檢查、定期複檢及委託安全檢測五種。

1.1.2 日常巡查

依本局路線巡查安全作業程序辦理。

1.1.3 平時檢查

1.檢查成員：由轄區工務段派員。

2.檢查時間：每季 1 次，第 4 季檢查併同年度定期檢查辦理。

3.檢查方式：步行目視進行檢查。

4.結果：將檢查結果填列於平時檢查記錄表(D.E.R.U 評等法)。

1.1.4 定期檢查

1.檢查成員：由轄區工務段派員組成檢查小組。

2.檢查時間：每年 10 月~12 月間。

3.檢查方式及項目：依「臺灣地區橋梁管理資訊系統(D.E.R.U 評等法)」要求之格式與方式，徒步目視檢查。

4.結果：將檢查結果輸入「臺灣地區橋梁管理資訊系統」。

1.1.5 定期複檢

1.檢查成員：由工務處及工務段派員組成。

2.檢查時間：每年 1 月~2 月。

3.檢查方式：對於工務段定期檢查結果，依「交通部臺灣鐵路管理局年度橋梁維護管理作業評鑑執行要點」辦理現場複檢。

4.結果：將複檢結果報交通部備查，列入工務處各段年度考核項目，並按優先順序辦理年度維修。

1.1.6 委託安全檢測

1.辦理時機：以上各類檢查後，視需要辦理進一步之詳細檢測。

2.檢查人員：委託技術顧問機構或學術、法人機構辦理。

3.檢查項目：依據實際需要，選擇各種檢測項目，主要項目為

- (1)混凝土抗壓強度檢測。
- (2)混凝土中性化檢測。
- (3)混凝土氯離子含量檢測。
- (4)混凝土裂縫檢測。
- (5)鋼筋保護層厚度量測。
- (6)鋼筋腐蝕程度檢測。

4.結果：依據檢測結果辦理加固、補強等維修。

1.1.7 有下列情形者，應將其列為重點檢查橋梁，加強檢測 1.定期檢查結果，依「臺灣地區橋梁管理資訊系統(D.E.R.U 評等法)」評估等級達 3 之橋梁。2.地震、颱風、豪雨等天然災害後，經檢查評定有必要列入之橋梁。3.經工務段巡查、檢查或工務處複檢發現橋梁因環境變化、河川盜採情形或橋梁結構有損壞或異常現象，評估有必要列入之橋梁。

1.2.1 評估等級判定原則針對橋梁檢查結果，評估其等級，一般判定原則如下：1.列車運轉安全性之影響程度。2.損傷範圍及其對結構之重要性。3.進一步檢測與處置之急迫程度。依此原則評估橋梁之等級，建立等級判定之基準如下表：

判定區分	列車運轉安全性(D)	損傷範圍(E)	對結構之重要性(R)	進一步檢測與處置之急迫程度(U)
0	N/A 無此項目	N/I 無法檢測	R/U 無法判斷 相關重要性	
1	良好	局部	小	例行維護
2	尚可			3 年內
3	差			1 年內

4	嚴重損壞	全面	大	緊急維修處理
---	------	----	---	--------

1.2.2 檢查作業細則

工務處除依「臺灣地區橋梁管理資訊系統」辦理鐵路橋梁安全檢查，得另編製「橋梁維修手冊」、「橋梁維修材料說明書」等，以為橋梁維修、補強作業之依據。

1.2.3 橋梁管理員

各工務段應指派橋梁管理員 1 名，並得指派協辦人員若干名，負責辦理轄內橋梁之建檔及管理工工作。

1.2.4 工務處橋梁定期複檢注意事項

- 1.合於規定之最重機車通過橋梁時，應測量橋梁中心部份之撓度。但工務處認為無必要時，得免測量。
- 2.列車通過橋梁時，應檢查主梁各部結構物有無激烈震動、彎曲動搖或發生雜音。
- 3.檢查各部結構物有無腐蝕朽損、裂痕、彎曲、磨耗等異狀。
- 4.鉚釘螺栓有無鬆弛、脫落、磨耗、折斷及焊接部份有無密切焊接、銹蝕、裂紋或其他異狀。
- 5.雨水或列車上之投棄物，對於橋材有無朽損及橋材油漆有無剝落及生銹。
- 6.橋台之胸壁與梁端之距離是否合於規定。橋台與橋墩/帽梁是否呈現變形。台身、墩身及床石，有無裂縫及發生危險之虞。橋台、橋墩是否清掃。
- 7.橋台、墩基礎及河道之防護工程是否發生異狀、破損及下沉。基礎附近之河床地盤是否已被沖刷。
- 8.暗橋之拱蓋版側壁，有無裂縫、下沉及其他異狀。
- 9.翼牆/擋土牆是否呈現龜裂、破損、下沉、傾斜及突出等異狀。
- 10.其他「臺灣地區橋梁管理資訊系統」中規定須加注意檢查之情形。

前項檢查項目，工務處有必要時，得擇要指定其中數項辦理。

1.2.5 檢查結果工務段如認為情狀急迫時，應即施以緊急設備或監視及其他適當處置，同時通知工務處，施工完畢，將其要點記入「臺灣地區橋梁管理資訊系統」。

1.2.6 工務段應經常派員赴沿線檢查鋼梁及墩座是否清潔，工務處則於定期複檢時，辦理複查，如發現未清掃者，應予登記，並列入年度檢查考核。

1.2.7 工務段應將：

1.平時檢查結果，填列於平時檢查記錄表(D.E.R.U 評等法)。

2.定期檢查結果輸入「臺灣地區橋梁管理資訊系統」。

1.2.8 工務段對於檢查情形，認為有修理及補強措失之必要，應即呈報工務處。但情狀急迫時，應施以緊急設備或監視及其他適當處置。施工完畢後，工務段應將其要點記入「臺灣地區橋梁管理資訊系統」，副知工務處。

1.2.9 工務處對於橋梁檢查之獎懲，由主管科訂之，簽局奉准後實施。