專刊第101號

海洋環境下

工程品質與施工技術研討會

論　文　集

台灣省政府交通處港灣技術研究所　主辦

中華民國八十四年四月十一日至十二日

海洋環境下
工程品質與施工技術研討會論文集

目　　錄

1. 公共工程品質保證策略之應用..... 1-1
   廖慶隆　　交通部科技顧問

2. 海洋環境下混凝土材料基本性質與施工要求..... 2-1
   李　劍　　國立中央大學土木研究所副教授

3. 海洋環境下鋼筋混凝土構造物耐久性之考量..... 3-1
   陳建成　　國立台灣工業技術學院營建系博士班研究生
   黃兆龍　　國立台灣工業技術學院營建系教授

4. 混凝土品管作業及統計之應用..... 4-1
   陳式毅　　台灣省公路局材料試驗所副主任

5. 混凝土監工實務..... 5-1
   劉惠德　　財團法人中華顧問工程司桃園工務所主任

6. 海洋環境下混凝土有害物之檢測—氯離子含量之檢測規範比較..... 6-1
   李　劍　　國立中央大學土木系副教授
   陳桂清　　台灣省港灣技術研究所副研究員
   　　國立中央大學土木研究所博士班

7. 混凝土非破壞性檢測技術介紹..... 7-1
   林宜清　　國立中興大學土木系副教授

8. 混凝土非破壞性檢測技術實務..... 8-1
饒　正　　台灣省港灣技術研究所副研究員兼組長
柯正龍　　台灣省港灣技術研究所助理研究員

9. 海洋環境下混凝土之劣化—海砂對混凝土工程性質之影響..... 9-1
郭一羽　　國立交通大學土木研究所教授

10. 從土木工學立場來看1995年神戶(阪神～淡路島)大震災情形..... 10-1
富永眞生　日本Kawatetsu工程公司社長

11. 鋼筋混凝土之維修及成效評估..... 11-1
林草英　　國立台灣工業技術學院工程技術研究所所長

12. 海洋鋼筋混凝土之防蝕策略..... 12-1
陳文源　　柏林公司總經理

13. ELGARD 陰極防蝕系統之發展及於日本之應用..... 13-1
荒瀨圭介　Vice President of Eltech System Corporation Asia Office

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

公共工程品質保證策略之應用

廖 慶 隆*

內 容

壹、目 標

貳、公共工程之特性

參、公共工程品質保證之特性

肆、品管組織與認識

伍、如何達到品保?

陸、結 論

*交通部科技顧問

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

海洋環境下混凝土材料基本性質與施工要求

李　釗 *

關鍵詞：鋼筋混凝土，耐久性，混凝土材料，混凝土施工

摘　要

在海洋環境下之鋼筋混凝土，由於受到鹽分的侵蝕，易造成混凝土剝落破裂和鋼筋腐蝕，因此本文針對混凝土的基本材料性質和施工方法，探討如何藉選擇適當的材料，進行良好的配合設計，和嚴謹的施工要求，增加鋼筋混凝土的耐久性。

壹、前　言

混凝土係利用水泥之水化產物具有膠結性和產生強度的特性，將粗、細骨材粘結在一起的複合材料，若在選用適當的材料和正確的施工前題下，混凝土具備預鑄或場鑄皆可、施工方便、耐久性好、耐火性好、滲透性低、經濟和節省能源等優點，但是混凝土的抗張強度和延展性低，及體積會收縮和膨脹爲其缺點。在混凝土中的鋼筋，由於會和混凝土中鹼性的物質（氫氧根離子）反應，生成和鋼筋密切結合的鈍態氧化鐵，對鋼筋有保護作用，使鋼筋不致受到腐蝕，但是在海洋環境下氯離子會破壞鋼筋表面的鈍態保護膜，使鋼筋造成腐蝕。

在海洋環境中由於含有硫酸鹽和氯離子等，會侵蝕混凝土和腐蝕鋼筋的物質，其侵蝕行爲是由外向內逐漸侵蝕，所以在海洋環境下建造鋼筋混凝土結構物時，在理想上應選用適當的材料，先要求混凝土內部不

---

* 國立中央大學土木工程研究所副教授

含易受侵蝕和有害的物質，再以良好的配合設計，以較低的水灰比降低混凝土的滲透性，並配合嚴謹的施工要求，及減少混凝土產生裂縫的策略，先使混凝土具有良好的品質，若仍有需要再以特殊的方法對鋼筋混凝土作防蝕保護。此種作法雖會增加建造成本，但是若待日後鋼筋混凝土發生問題時，其維修成本將遠高於建造時所增加的成本。

本文即針對如何選用適當的混凝土材料，降低混凝土滲透性的方法，和減少混凝土產生裂縫的策略，探討在海洋環境下混凝土材料基本性質和施工要求。

貳、混凝土材料基本性質之要求

一、水泥

(一)硫酸鹽侵蝕

水泥中所含之鋁酸三鈣($3CaO \cdot Al_2O_3$，C_3A)，在與石膏共同水化後，依石膏含量的不同，會產生單硫型鋁酸鈣(monosulfoaluminate)和鈣礬石(ettringite)等水化產物，其中單硫型鋁酸鈣對硫酸鹽不穩定，若遇外來的硫酸鹽會轉變成對硫酸鹽穩定的鈣礬石，由於鈣礬石的密度較低，所以在轉變過程中會造成體積膨脹，造成已硬固的混凝土產生裂縫或剝落的硫酸鹽侵蝕現象。在海洋環境中由於含有硫酸鎂等硫酸鹽，會對混凝土造成侵蝕,所以CNS 12891［混凝土配比設計準則］和ACI 318-89建議在海洋環境下應使用鋁酸三鈣含量在８％以下之第二型水泥，或以適當的波蜀蘭物質取代部份水泥，以增加混凝土抵抗硫酸鹽侵蝕的能力。

(二)健性

硬固水泥漿維持其體積不變的能力稱爲健性，造成水泥健性不良的原因，係由於在製造水泥的過程中配料不當，原料含有過多的石灰石，或燒結溫度和時間不夠，無法使CaO完全與SiO_2 結合形成矽酸鈣，使得水泥中含有過多的游離石灰(CaO)和方鎂石(MgO)，因石灰石在大約900℃時即分解成CaO 和CO_2，而一般水泥的燒

結約達1500℃，所以水泥中的游離CaO和MgO，經高於其分解的溫度燒結，此種情形稱爲硬燒(hardburned)，經硬燒後的CaO和MgO水化速率較慢，且由於係膨脹性反應，在其進行水化時，水泥早已硬固，所以易導致混凝土破裂，此種現象即爲水泥的健性不良，其反應式如下：

$$CaCO_3 \longrightarrow CaO + CO_2 \quad (約\ 900℃)$$

$$CaO + H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2 \quad (膨脹性反應)$$

$$MgCO_3 \longrightarrow MgO + CO_2$$

$$MgO + H_2O \longrightarrow Mg(OH)_2$$

在CNS 61［卜特蘭水泥］中未直接規定水泥中游離石灰的限量，但規定依 CNS 1258[卜特蘭水泥熱壓膨脹試驗法］之試驗結果，其膨脹量不可超過 0.8%。一般而言水泥中游離石灰的含量在0.5%左右，若其含量超過1.5%則表示水泥的品管發生問題。

(三)水化熱

水泥的水化反應爲一放熱反應，若在海洋環境下建造巨積混凝土時，應注意防止因水化熱過高，使混凝土內外的溫度差過大而產生熱應力，造成混凝土產生裂縫的現象，必要時可使用第二型中度抗硫和低熱水泥、第四型低熱水泥、或以波蜀蘭物質取代部份水泥，以降低混凝土的水化熱，或以降低混凝土各材料溫度的方法，如利用碎冰拌合混凝土，以減少混凝土內外的溫度差。

(四)氯離子

目前CNS 61［卜特蘭水泥］對水泥中氯離子的總含量，並無限量規定。但是JIS R5210 規定水泥中氯離子總含量須小於0.02% ，而 BS 12則規定水泥中氯離子的總含量須小於0.1% 。

二、骨材

(一)級配

CNS 1240［混凝土粒料］中對粗、細粒料的級配有詳細的規定。若在實務上不易取得合於規範級配的粗粒料，或是粗粒料的粒形不佳，在使用時視情況可能須增加水泥和細骨材的用量，以達到

工作性和強度的要求，但是增加水泥砂漿用量後，除會增加成本外，亦可能因漿體較多而增加收縮裂縫的機會。CNS 1240規定細骨材的細度模數爲2.3～3.1，若使用太細的細骨材，如海砂，在實務上須增加拌合水和水泥用量，亦會增加混凝土收縮破裂的機會。在工程品管時，若細粒料的細度模數變化超過0.2 以上，則應重新調整混凝土的配合比例，或不接受該批細粒料。

(二)健度

在海洋環境下處於潮汐區的混凝土結構物，由於混凝土的孔隙內會充滿含有鹽分的溶液，乾燥後鹽分會形成結晶，經長時間的乾濕循環後，在混凝土內部會產生具膨脹性的結晶壓力，使混凝土產生受風化的現象，所以CNS 1167［硫酸鈉或硫酸鎂之粒料健度試驗法］建議評估粗、細粒料抗風化能力的試驗方法，CNS 1240規定經５次循環後，用硫酸鈉試驗之細粒料質量損失須小於10%，用硫酸鎂試驗者須小於15%；用硫酸鈉試驗之粗粒料質量損失須小於12%，用硫酸鎂試驗者須小於18%。

(三)有害物質

CNS 1240對細粒料中有害物質含量的限制如表１所示。若細粒料的含泥量過高，會增加混凝土的拌合水用量，導致混凝土強度降低和收縮量增加。表中各項有害物質的相關試驗方法如下：

CNS 491　［粒料內小於試驗篩75μmCNS386材料含量試驗法］
CNS 1164　［細粒料內有機物含量檢驗法］
CNS 1171　［粒料中土塊與易碎顆粒試驗法］
CNS 1172　［砂中煤及褐炭試驗法］
CNS 13407［細粒料中水溶性氯離子含量試驗法］

在混凝土中使用海砂或使用海水，對鋼筋混凝土性質的影響如表２所示，若必須使用海砂拌合混凝土應先經沖洗，使海砂中的水溶性氯離子含量合於規範要求。另外在岸邊採得的海砂通常較細，須增加拌合水和水泥的用量，以符合工作性和強度的要求，在實務上若可能，亦可採取較粗的海底砂，或利用與粗砂摻配

使用的方法，改善海砂較細的問題。若細粒料係用於海洋環境下之預力混凝土或鋼筋混凝土，爲避免鋼筋在未受到環境中氯離子侵蝕前，即遭到混凝土內部氯離子的腐蝕，故對各材料中水溶性氯離子和含量應作嚴格的限制。

(四)鹼骨材反應

鹼骨材反應是由於骨材中含有活性矽的成分，在混凝土中會被氫氧根離子分解，再結合水泥中的鹼金屬(鈉、鉀）形成鹼矽膠體(alkalisilica gel)，在吸水後會產生膨脹,使混凝土產生地圖狀的裂縫，讓有害物質易於侵入鋼筋混凝土，造成鋼筋腐蝕，且在海洋環境下有充足的鈉離子，會加速和惡化鹼骨材反應。在國內發生鹼骨材反應的案例不多，但是在目前骨材料源缺乏的情形下，使用未知特性骨材的機會增加，且東部的骨材經調查後，發現部份骨材具有潛在的活性，且已有實際案例發生，值得日後注意避免使用到活性骨材。目前CNS 尚無對活性骨材的檢驗方法，但可參考ASTM C289 和C227的試驗方法進行檢驗，其流程如圖1所示，若必須使用活性骨材時，可藉使用低鹼水泥（鹼金屬當量小於0.6%)，以適合的波蜀蘭物質取代部份水泥，或做好混凝土防水等方法，以降低發生鹼骨材反應的機會。

三、拌合水

一般而言，沒有味道、不混濁、可以喝的水，如自來水等，皆可作爲混凝土的拌合水，但在工程實務上常不可能利用自來水當作拌合水，必須就地取材利用方便取得但不知性質的水源作爲拌合水，在CNS 3090［預拌混凝土］的規範中，規定以未知性質的水製作砂漿和水泥漿試體(試驗組)，與同配比、同條件下，以自來水或蒸餾水拌合的砂漿和水泥漿試體（控制組）比較，若試驗組7天的抗壓強度高於控制組的90%，及試驗組的凝結時間不會比控制組的凝結時間，提早超過1小時，或延遲超過1個半小時，則基本上此水源的水，可當作混凝土的拌合水，如表3所示。在同規範中亦規定，若將預拌廠的沖洗水回收作爲拌合水時，水中的有害物質含量不得超過表4的限制。

四、摻料

爲達到特別的目的，在混凝土中使用摻料的機會已日漸增加，由於摻料的種類、廠牌眾多，其成分、功效和成本互異，因此在使用前宜先瞭解並掌握各種摻料的優點和缺點，摻料經選用後應經適當的試驗過程，以確認摻料的特性。雖然在混凝土中使用摻料多半具有正面意義，但是在使用摻料時仍應注意下列事項：

(一)不同摻料共同使用時，應先經適當的試驗，避免不同摻料間發生互相抑制的現象，如飛灰和輸氣劑共同使用時，會降低輸氣量。

(二)摻料的濃度應注意控制，避免因過量添加造成反效果，如具緩凝特性的摻料，若過量添加會使混凝土的凝結時間過度延長，甚至使混凝土永不凝結。

(三)若減水劑或強塑劑是作爲減少水泥用量時，不宜過度，雖然混凝土的坍度和強度可符合要求，但是在海洋環境下，混凝土中的水泥用量太少，會增加混凝土的滲透性，因而增加混凝土受侵蝕的機會，降低混凝土的耐久性。

(四)以飛灰或水淬爐石粉等波蜀蘭物質取代部份水泥，可增加混凝土的晚期強度，和改善混凝土的耐久性，但是在使用時應先檢驗其性質是否合於要求，亦應適量添加不宜過量。同時應注意在細料增加後，可能會增加混凝土的收縮量，易產生裂縫。

(五)若使用氯化鈣作爲速凝劑時，其用量不應超過CNS 3090對新拌混凝土中之水溶性氯離子含量的要求。氯化鈣雖然可增加混凝土的早期強度，但是會增加混凝土內部的孔隙，而降低晚期強度和增加收縮量，增加混凝土產生裂縫的機會。

(六)爲消除部份摻料具有緩凝的效果，摻料在製造時可能會添加氯化鈣，在使用時亦可依CNS 3090的規定，對混凝土中水溶性氯離子含量作總量控制。

參、混凝土配合設計時之要求

針對海洋環境下之混凝土進行配合設計時，最重要的是選擇適當的

水泥，和以控制水灰比的方法，降低混凝土的滲透性，以防止海水中的有害物質入侵，和有害物質入侵後不致對混凝土造成危害， CNS 12891［混凝土配比設計準則］規定在不同暴露情況下，混凝土的最大容許水灰比如表５所示。對暴露於硫酸鹽溶液環境之混凝土要求如表６所示。

由於氯離子會造成混凝土中鋼筋的腐蝕，所以CNS 12891 規定硬固混凝土在28至42天齡期間，來自拌合水、粒料、膠結材料及摻料中之水溶性氯離子濃度，不得超過表７的限制，此規定原係參考ACI 318 針對水泥用量所制訂的標準，目前正在研究修訂中，新的規定尚未公佈，但是CNS 目前尚未制訂對硬固混凝土中，水溶性氯離子含量的檢驗方法。CNS 3090［預拌混凝土］對新拌混凝土中之水溶性氯離子含量，作如表８的限制。

爲防止混凝土中鋼筋受到海洋環境的侵蝕，CNS 3035［鋼筋混凝土建築設計規範］規定鋼筋保護層之最小厚度，如表９所示。英國之規範BS 8110 對不同暴露條件下混凝土保護層厚度、最高水灰比、和最低水泥用量，作如表10所示的要求，可供參考。

在進行配合設計時，若選擇過大的坍度，其配比應經特別的設計和試拌，以避免施工時造成材料析離的現象。混凝土中細骨材和粗骨材的比例應適當，若粗骨材太多，則混凝土的工作性不佳且易析離，若細骨材太多，會增加混凝土中的漿體量，亦即增加混凝土收縮破裂的機會。若對中、強度的混凝土進行配合設計，在施工與規範允許的前題下，可盡量使用最大粒徑較大之粗骨材，以減少水泥漿用量，以降低混凝土產生收縮的機會。

肆、混凝土施工之要求

一、拌合與運送

拌合混凝土的原則是以有效率的方法，將混凝土的各項材料拌合均

勻，若拌合時間不足，或加料順序不當，將使混凝土品質不均勻，易使鋼筋混凝土受海洋環境侵蝕。預拌混凝土在運送時應適度攪拌，且應控制運送時間不宜太長，否則在施工時混凝土的乾燥速率會太快，易使混凝土產生裂縫。運送和施工前應有嚴謹的規劃，避免運送和澆置間隔過長，使混凝土形成冷接縫。

二、模板

(一)模板應適當架設，避免施工時模板變形過大。

(二)施工前模板應作適當的前處理，避免在澆置混凝土時模板吸收過多的水分。

(三)模板拆除時間應先經評估，待混凝土具有適當強度時，始可拆除模板。

(四)避免模板受外力震動過大，產生變形或使混凝土破裂。

(五)模板的栓夾點應避免安排在一直線上，使混凝土形成規則的弱面而易開裂。

(六)避免模板漏漿。

(七)控制適當的鋼筋保護層厚度。

三、泵送混凝土

利用混凝土泵浦泵送混凝土具有減少作業人員，節省施工空間，可用於運送及澆置不便之工程施工和可租用的優點，但是其缺點是不適用低坍度或貧配比之混凝土，需增加水泥和細骨材用量，增加成本，使混凝土易收縮龜裂。在泵送混凝土時最大的問題是塞管，所以可利用下列的方法改善混凝土的泵送性：

(一)選擇適當的混凝土坍度(稠度)，太高或太低皆不宜。

(二)骨材之最大粒徑不宜太大，吸水率不宜太高。

(三)採用平緩級配曲線的骨材，可適度降低細骨材之細度模數，或以細骨材取代約10%的粗骨材。

(四)使用適當的摻料，如飛灰、減水劑、強塑劑、或輸氣劑（不是肥皂水）。

在施工亦可注意下列事項以增加混凝土的泵送效率：

(一)盡量縮短管線長度，減少彎管數目，採用阻力較小的彎管，施工由遠而近，使管線逐漸縮短以增加工作效率。

(二)開始泵送前先以1:2 之水泥砂漿以潤滑管線。

(三)開始泵送時宜慢，待管線潤滑後再加快速度。

(四)泵送時每次停頓時間不宜超過10分鐘，若遇混凝土運送不及時，可保留部份混凝土在料斗中，並每隔10分鐘泵送一次，待混凝土送到後再正常泵送。

(五)熱天時應注意防止輸送管溫度過高造成塞管，應以溼麻袋覆蓋管線，或洒水以降低管線溫度。

(六)每次使用後應以清水沖洗管路。

在泵送混凝土時任意加水，是目前利用混凝土泵浦施工最嚴重的問題，由於在泵送時加水，對混凝土而言缺少拌合的動作，使混凝土無均勻性可言，更嚴重的是在現場任意加水，會大幅增加混凝土的水灰比至不可預知的程度，將嚴重降低混凝土的強度和耐久性、增加混凝土的滲透性和收縮量，因此在施工時爲求適當的工程品質，應避免在泵送時任意加水。

四、澆置、搗實混凝土

在澆置和搗實混凝土時，應避免造成混凝土產生析離的現象，下列數點是值得注意的事項：

(一)澆置混凝土時應避免過大的落差。

(二)混凝土洩出口應適當的加擋板或套桶式漏斗。

(三)表面整平時，應整體移動混凝土，避免直接將漿料移至凹陷處。

(四)避免將震動機置於鋼筋或模板處過度震動。

(五)每層澆置厚度不宜過大，易造成模板變形和大量泌水。

(六)避免以震動機移動混凝土，易造成材料析離。

(七)避免表面過度修飾，以免造成材料析離和過度泌水。

(八)混凝土表面最終修飾的時機，是在表面泌水停止和蒸發後。

(九)由於混凝土在不同的結構物斷面的沉陷量亦不同，易造成沉陷裂縫，故應先澆置牆、柱，約2小時後再澆置版、樑。

六、混凝土養護

混凝土在澆置和修飾完成後，在初凝時即應開始養護混凝土。養護混凝土的原則是使混凝土在初期維持足夠的濕度，防止混凝土散失水分或補充失去的水分，並且在適當的期間內控制混凝土的溫度。混凝土養護的方法主要是提供高溼度的環境，或利用表示封層的原理防止水分蒸發，包括圍水法、浸泡法、噴水法、噴霧法和潮濕覆蓋法、不透水材料覆蓋法、和噴洒養護劑等方法。由於水泥初期的水化反應速率較快，強度發展亦快，因此初期養護最重要，混凝土一般須養護7天。通常在新拌混凝土中所含的水分足夠使水泥進行水化，若混凝土中的水分過度蒸發，或由於其他的原因使混凝土內的相對濕度降至80%以下，將會使水泥的水化反應停止，即混凝土的強度亦停止發展，若因水分蒸發造成混凝土收縮，易在骨材和水泥漿的交界面產生裂縫，即使混凝土再度飽和亦無法使強度增加，因此混凝土養護應持續進行不宜間斷。

七、熱天施工時之注意事項

混凝土在熱天施工時，會增加混凝土的失水量，坍度損失的速率，凝結的速率，和增加混凝土產生塑性收縮裂縫的機會，須及早開始混凝土養護工作。在施工時可注意下列事項：

(一)降低混凝土材料之溫度，避免骨材和水泥受太陽直射，骨材洒水保持潮濕，降低拌合水溫度或使用碎冰。

(二)混凝土拌合及輸送設備加以遮蔭或用濕麻布覆蓋。

(三)鋼筋、模板和地基在施工前應預濕，但須注意不可有積水。

(四)選擇清晨、傍晚或氣溫較低時施工。

(五)加快混凝土運送及澆置的速度，避免延遲使混凝土產生冷接縫。

(六)混凝土修飾完成待初凝後，及早開始濕養護。

(七)使用緩凝劑以延緩混凝土坍度損失和凝結的速率。

伍、結 語

在海洋環境下建造耐久性良好的鋼筋混凝土結構物，除是工程技術的發揮外，亦是一種藝術，應謹慎的進行規劃設計和施工，若是稍有疏失，待日後發生問題須維修時，將大幅的增加成本。

陸、參考資料

1. Sidney Mindess and J. Francis Young, "Concrete," Prentice-Hall, Inc. 1981.
2. P.K. Mehta, "Concrete Structure, Properties, and Materials," Prentice-Hall, Inc., 1986.
3. A.M. Neville and J.J. Brooks, "Concrete Technology," Longman Scientific & Technical, 1987.
4. M.S. Eglinton, "Concrete and Its Chemical Behavior," Redwood Burn Ltd., England, 1987.
5. R. D. Browne, "Practical Consideration in Producing Durable Concrete," in Improvement of Concrete Durability, Thomas Telford Ltd., London, 1986.
6. ACI Committee 222, "Corrosion of Metals in Concrete," ACI Journal, Jan.-Feb. 1985.
8. 李釗, 李明君, "海砂和海鹽對混凝土性質之影響及改善方法研究"，國科會研究計劃報告，1989。
9. 李釗，“海洋環境對鋼筋混凝土侵蝕的反應機理及防蝕注意事項”，鋼筋混凝土結構物防蝕技術研討會論文集，1989。
10. 預拌混凝土相關國家標準彙集，經濟部中央標準局編印，1993。
11. 蔡政博，“預拌混凝土之製造技術”，台灣區預拌混凝土工業同業公會第二期品管人員研習會。
12. 李惠隆，“混凝土材料中水溶性氯離子含量試驗法”，混凝土中氯離

子檢定及規範研討會，國立中央大學，中壢市，1995。
13. 陳式毅，“如何引用CNS 於工程推動中—以混凝土材料之含鹽量規定爲例”，混凝土中氯離子檢定及規範研討會，國立中央大學，中壢市，1995。
14. 李釗，“氯離子與混凝土耐久性之關係”，混凝土中氯離子檢定及規範研討會，國立中央大學，中壢市，1995。

表 1 CNS 1240 對細粒料中有害物質含量之限制

混凝土用細粒料中有害物質	最大許可極限（質量百分數）
土塊及易碎顆粒	3.0
小於試驗篩75μm CNS 386 之物質： 表面易受磨損之混凝土 所有其他種類之混凝土	 3.0 5.0
煤及褐炭： 外觀重要之混凝土 所有其他混凝土	 0.5 1.0
水溶性氯離子含量： 預力混凝土 其他混凝土	 0.012 0.024

表 2 海砂或海水中之鹽分對混凝土性質的影響

氯化鈉（NaCl）	氯離子會腐蝕鋼筋 鈉離子會惡化鹼骨材反應
氯化鎂（$MgCl_2$）	氯離子會腐蝕鋼筋 與氫氧化鈣反應生成氫氧化鎂和氯化鈣
硫酸鎂（$MgSO_4$）	硫酸根離子會造成硫酸鹽侵蝕 鎂離子會與C-S-H 膠體中之鈣進行陽離子交換，生成M-S-H 破壞水泥漿體結構，降低強度
硫酸鈣（$CaSO_4$）	造成硫酸鹽侵蝕
氯化鈣（$CaCl_2$）	造成鋼筋腐蝕
綜 合 影 響	1、加速水泥水化，縮短凝結時間 2、提高混凝土早期強度，降低晚期強度 3、水溶性鹽類易造成混凝土產生析晶現象 4、造成硫酸鹽侵蝕 5、造成鋼筋腐蝕 6、降低混凝土耐久性

表3　CNS 3090對混凝土拌合水水質有疑問時之接受準則

	限　　制	測　試　方　法
7天之抗壓強度爲控制試樣之最小百分率	90	依CNS 1010［水硬性水泥墁料抗壓強度檢驗法(用50mm立方體試樣)］
凝結時間與控制試樣之差異	不早於1小時及晚於1.5 小時	依CNS 786 ［水硬性水泥凝結時間檢驗法］

表4　CNS 3090 對回收沖洗水作爲拌合水之化學限制

化學性要求，在拌合水中之最大濃度（ppm）	限　制	測　試　方　法
氯化物(以Cl^-表示)，ppm (1) 預力混凝土或橋面板 (2) 在潮濕環境或含有鋁件或異類金屬或鍍鋅模之鋼筋混凝土	 500 1000	依CNS 5858［工業廢水氯離子檢驗法］之規定
硫酸根（以SO_4 表示），ppm	3000	依CNS 5862［水及廢水中硫酸根離子檢驗法］之規定
鹼金屬（以$Na_2O+0.658K_2O$表示），ppm	600	依CNS 1078［卜特蘭水泥化學分析法］之規定，或使用焰光光度儀或原子光譜儀測定之。
固形物總量，ppm	50,000	依CNS 1237［混凝土用水品質檢驗法之規定］

表5 CNS 12891對混凝土不同特殊暴露情況之要求

	常重混凝土最大水灰比	輕質粒料混凝土之 f c' 最小值 (kgf/cm²)
須具水密性之混凝土	0.50	265
在濕潤情況下暴露於凍融循環之混凝土	0.45	300
暴露在海水、去冰鹽、鹽水或其他濺沫之鋼筋混凝土且考慮防蝕問題	0.40	335

表6 CNS 12891 對混凝土暴露於含硫酸鹽溶液環境之要求

硫酸鹽暴露程度	土壤中水溶性SO_4之溶量百分比	水中SO_4之濃度 (ppm)	建議使用水泥型別	常重混凝土	輕質粒料混凝土
				最大水灰比	最小 f c' kgf/cm²
輕量	0.00-0.10	0-150	----	----	----
中度(海水)	0.10-0.20	150～1500	II	0.50	265
嚴重	0.20-2.00	1500～10000	V	0.45	300
非常嚴重	2.00以上	10,000以上	V 加卜作嵐摻料	0.45	355

表7　CNS 12891 對混凝土腐蝕防制最大氯離子含量之規定

構　件　型　式	混凝土中最大水溶性氯離子含量（%）（以水泥質量爲基準）
預力混凝土	0.06
暴露在氯化物中之鋼筋混凝土	0.15
鋼筋混凝土使用時爲乾燥或不受潮環境	1.00
其他鋼筋混凝土構造物	0.30

表8　CNS 3090對新拌混凝土中最大水溶性氯離子含量之限制

	混凝土中最大水溶性氯離子含量
預力混凝土	0.15 kg/m^3
鋼筋混凝土（所處環境須作耐久性考慮者）	0.3 kg/m^3
鋼筋混凝土（一般）	0.6 kg/m^3

註：(1) 超過0.3 kg/m^3至0.6 kg/m^3時，鋼筋須做防蝕處理
(2) 試驗方法：CNS 13407[細粒料中水溶性氯離子含量試驗法]

表9 CNS 3050對鋼筋混凝土保護層厚度的規定

	版		牆	梁	柱	基腳
	厚度≦22.5mm	厚度>22.5mm				
不直接受風雨侵襲之面	20	25	20	40	40	40
直接受風雨侵襲之面 鋼筋標稱直徑<16mm 鋼筋標稱直徑>16mm	40	40 50	40 50	40 50	40 50	40 50
經常與水或土壤接觸之面		65	65	65	75	65
混凝土直表澆置於土壤或岩石上，或與腐蝕性液體接觸之面	50	75	75	75	75	75
與海水接觸之面	75	100	100	100	100	100

註：鋼筋之保護層厚度至少須等於鋼筋直徑，並不得小於粗粒料最大尺寸之1倍半。鋼筋混凝土版不在此限。

表10 英國BS 8110 對不同暴露條件下混凝土保護層厚度、最高水灰比、和最低水泥用量之要求

暴露條件	保護層厚度，(mm)				
不嚴重	25	20	20	20	20
中度侵蝕	----	35	30	25	20
嚴重侵蝕	----	----	40	30	25
非常嚴重侵蝕	----	----	50	40	30
極嚴重侵蝕	----	----	----	60	50
最高水灰比	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
最低水泥用量 (kg/m3)	275	300	325	350	400

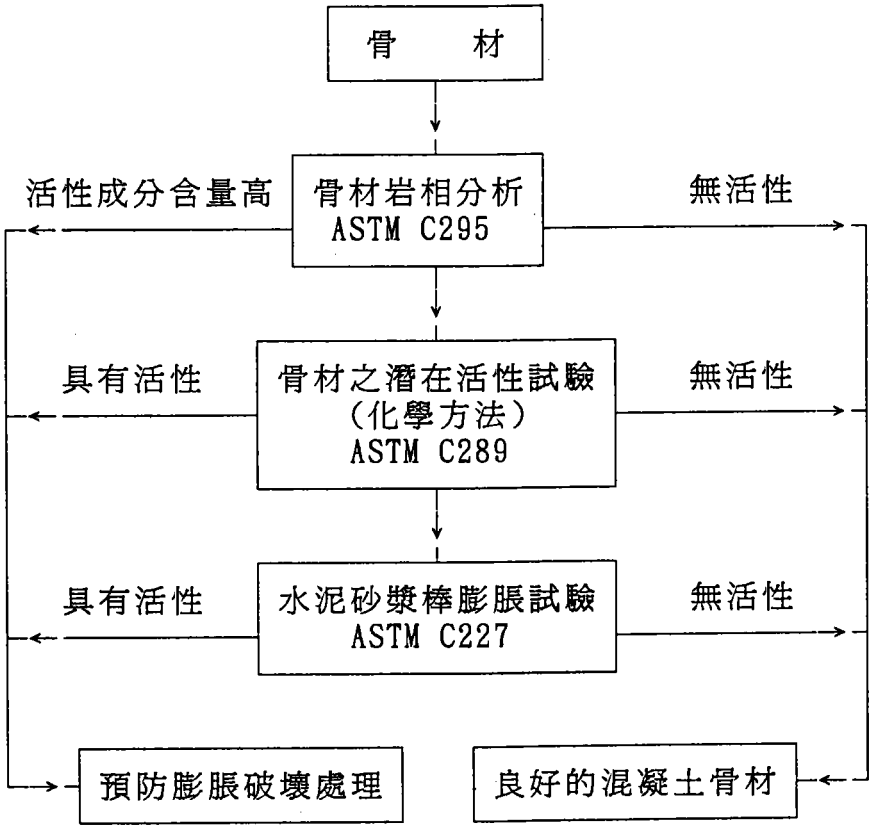


圖 1　活性骨材之檢驗流程與相關規範

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

海洋環境下鋼筋混凝土構造物耐久性之考量

陳建成 *　　黃兆龍 **

摘　要

鋼筋混凝土結構物暴露於海洋之惡劣環境中，鋼筋及混凝土材料之選擇須考慮來自海洋之物理化學侵蝕，及不同使用環境下（諸如超載、溫濕度）之劣化反應，本文旨在闡述在海洋環境中，另外在鋼筋混凝土劣化的要因及在耐久性考量下，應設計結構之防蝕特性，本文即針對上述架構闡述鋼筋混凝土構造物在海洋環境下之耐久性考量重點，供設計者及施工者之參考 。

壹、前言

鋼筋混凝土材料通常是經久耐久的，然而由於設計者或施工者注重其工程利潤及強度性質（規範），造成近年來不少鋼筋混凝土結構物耐久性的病變[1],從早期之澎湖大橋之維修與整建乃至重建的案例最爲嚴重，甚而中興大橋及近期之北市高架橋樑之病變，海砂所引起之橋梁及建築結構物，顯示設計者或施工者之疏忽或「不重視」，間接造成國家社會資源之惡性「浪費」，由此更應提醒設計者監造者及使用者對混凝土耐久性的注重。並落實設計者及設計者對結構物耐久性要求之徹底執行；才能獲致經久耐用的結構物，尤其是暴露在海域環境之結構物，更應嚴格考量耐久性設計與控制施工品質，基本上混凝土在嚴格的品管、施工、養護及使用下可以提供鋼筋良好的保護，應是相當耐久的，然而實際上因混凝土材料設計及施工時由於材料的選用不當，施工品管鬆散

---

*　國立台灣工業技術學院營建系博士班研究生
**　國立台灣工業技術學院營建系教授

，造成材料析離之現象，形成非均質材料，若加上週遭環境之溫度濕度作用影響及化學侵蝕，或因使用不當(超載)，使多孔而易脆的混凝土形成微裂縫甚或大裂縫，讓外界環境之有害物質如 CO_2，O_2，H_2O，Cl^-，SO_4^{-2}有機會沿裂縫長驅直入侵蝕鋼筋或混凝土，更使混凝土脹裂,裂縫寬度加大，如此惡性循環加速結構物壽命之結束，因此本文就針對海洋環境下結構物之耐久性之要因，耐久性考量，材料選擇的原則，並針對結構物防蝕之基本要求做一簡要敘述，期提供設計者、施工者及管理維修者參考，使其瞭解結構物耐久性的影響因素及預防措施。

貳、鋼筋混凝土結構物劣化之要因

鋼筋在混凝土環境中受到高鹼性保護作用，其鈍化性氧化膜不容易受到侵蝕，因此在品質良好的混凝土內，鋼筋腐蝕發生的機率是極少的，然而因混凝土自材料準備至施工完成、養護等作用過程均容易受到人爲、自然及氣候的影響,以致混凝土預期品質受到損傷產生裂縫等(1)，造成腐蝕或潛在腐蝕發生的機率，圖1 所示即爲一般影響混凝土內鋼筋腐蝕的可能因素。以下僅擇其中較重要之劣化要因說明如下：

一、鋼筋混凝土的裂縫

鋼筋混凝土由於施工過程、材料耐久性的問題、超載重狀況、基礎沉陷等等原因,均將造成混凝土的破裂(1)見表1,這些裂縫的形狀、方向及大小對鋼筋腐蝕有密切的關係(2)。因爲混凝土一旦破裂,則外界之濕氣及氧氣或氯化物等有害物質將直接與鋼筋接觸，如圖2,造成鋼筋快速腐蝕。當然裂縫的寬度也是決定腐蝕程度的因素，寬度愈大腐蝕也會愈加速如圖3(3·4)，寬度愈大則腐蝕速率急速增加(3·4),一般研究文獻僅以混凝土面上裂縫大小而甚少考慮實際鋼筋面上裂縫大小問題(1)。裂縫與鋼筋的方向關係鋼筋腐蝕程度至鉅,若裂縫與鋼筋垂直,則腐蝕的發生一般可估計爲3倍直徑寬度;然而若與鋼筋平行則鋼筋的鈍化保護膜將全面喪失，造成嚴重的腐蝕現象。前者即爲一般載重不當甚至RC設計時即已假設此部份爲混凝土張力破裂區，而後者爲混凝土施工澆置過程的

塑性收縮(Plastic Shrinkage)裂縫或沉陷裂縫(Settlement Cracking)所造成[1]。 避免塑性收縮裂縫的方式通常爲施工時注意水氣蒸發速率[1]，而沉陷裂縫主要仍應增加保護層厚度爲主[1]。

二、氯離子

氯離子對鋼筋腐蝕的影響主要視含水量和陰極極性化所需氧的含量而定(5)，其影響可由公式(1)及(2)看出。

陽極反應：$Fe + 2Cl^- \rightarrow FeCl_2 \rightarrow Fe^{++} + 2Cl^- + 2e^-$ .....(1)

陰極反應： $1/2\ O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2(OH)^-$ .....(2)

氯離子的含量除非水泥中有相當的C_3A含量，否則均應加以限制,一般PH值爲12.5至13.2的鹼性環境下，氯含量規定不得超過0.2至2.8 kg/m3混凝土[13]，見圖三。這些氯離子的來源主要爲摻料、水、骨材或暴露於海水所致。

三、含水量

濕氣或含水量的存在是滿足電化腐蝕的必要條件，也是決定腐蝕率的重要因子[1]。倘若無濕氣的存在，則腐蝕將中止，參閱圖 5 ，一般腐蝕最嚴重者仍因空氣中的水氣，因爲同時俱有水及氧氣尤其是混凝土施工中加水造成滲透性增加情況，造成混凝土中性化及鋼筋腐蝕現象更爲嚴重，若鋼筋混凝土長期侵泡水中缺少氧氣則腐蝕反而減少[4]。

四、混凝土材料

混凝土材料若影響到鹼性物之含量或水、氧氣和氯化物的擴散，均將影響鋼筋腐蝕。這些因素主要因水灰比 (W/C)、骨材、水泥成分和摻料而異。

(一)水灰比(Water-Cement ratio)

水灰比嚴重影響混凝土品質，也決定水及氯化物的滲透性，圖6 顯示出水灰比愈大則水與氯化物的滲透性愈大[7] 。同時良好品質混

凝土對碳化作用的遏阻作用顯示；滲透性愈小碳化作用的深度愈少(1)。

(二)骨材

骨材對鋼筋腐蝕的影響主要仍是其對滲透性的影響，骨材粒徑愈大則滲透性愈大，其原因係由於一般骨材常較水泥漿有10至1000倍大的滲透性係數(1) 而且若骨材的級配不當造成泌水及析離的影響，則將由於形成水、氯化物、氧氣及二氧化碳等有害鋼筋物質之侵入通道，而促進腐蝕反應的進行。骨材若取自海岸線或挖泥之堆積場，則可能含有氯化物而有害鋼筋，甚至對混凝土可能會有損害，使用「海砂」即是明顯的案例之一(8)。

(三)水泥

水泥表面上似乎對鋼筋的耐久性無多大影響，但若由物理性或化學性作用來考慮，它仍然是深俱影響性的，譬如泌水、鹼骨材反應，則其重要性灴容忽視。水泥中特別是C_3A的含量對Cl^-的吸附作用，將使鋼筋的腐蝕率減少，見圖7(1)。但若C_3A含量過量,則在使用海砂海水等含 SO_4^{-2} 離子的狀況下， 可能會造成混凝土由於鈣釩石(Ettringite)的膨脹破壞而損及混凝土品質。另外由於水泥含量過高或水灰比過高（加水）造成塑性收縮或泌水，則間接使裂縫產生，亦造成耐久性問題之形成。

(四)摻料

使用在混凝土中的摻料種類甚多，基本上大多數有機質材料對鋼筋無腐蝕的影響，然而若考慮如減水劑、強塑劑和輸氣劑等利用減水功能而降低水灰比(W/C)時,摻料即有降低鋼筋腐蝕的功用。高爐熟料及飛灰等卜作嵐(Pozzolans) 材料會與氫氧化鈣產生卜作嵐作用而降低鹼性強度(PH值)，理論上腐蝕會增加，然而事實上由於卜作嵐反應而增加混凝土緊密程度，使滲透性減低，因而減低腐蝕機率，最近開發之高性能混凝土即是增加耐久性之新技術(6)。

五、混凝土施工作業

任何施工作業若助長水、氯化物、氧氣和二氧化碳等的移動速率者

，均將促使鋼筋腐蝕速率的加快。其中以鋼筋保護層厚度的確保、搗實和養護的影響性最鉅。

(一)鋼筋保護層(Cover of Reinforcing Steel)

鋼筋保護層一般設計上均由規範加以規定，故應視爲無問題，然而事實上施工時常由於施工者未按圖施工，或者保護層間距控制器滑脫或破壞保護層厚度不足，此將造成鋼筋腐蝕的擴展，圖8 所示即爲鋼筋保護層對鋼筋腐蝕的影響[1]，保護層品質愈佳,則保護層厚度可以愈薄。

(二)搗實(Consolidation)

施工時搗實的作業常會因作業管制不易，不確實常會有蜂巢(Honey Combing)現象的發生[10]，而搗實過度則又可能有的泌水及析離現象，此將造成鋼筋週遭的空氣袋，而有害鋼筋，搗實的程度亦受混凝土工作性的影響，而現今台灣地區因工人素質不一且大部份均無專業訓練，普遍存在加水的習慣，故欲改善此種現象，除加強在職訓練教育外，亦可使用HPC減少工作性對混凝土搗實作業之影響[1,2]。

(三)養護(Curing)

養護對滲透性有相當的影響，養護時間愈長，則水密性愈佳，養護效果愈佳則混凝土品質愈佳，其抵抗耐久性之能力亦相對提高，而現今施工者大都對養護工作均不加以重視，由塑性收縮裂縫的普遍現象，亦得知，此爲品質很大之致命傷。

六、工人的技術(Workmanship)

良好的施工技術熟練程度、工人士氣、情緒等對混凝土品質有相當影響；當然合理的管理、獎懲政策等對品質有甚大的影響，應建立施工責任制度，推行證照制度，定期舉辦工作研習或在職訓練，參與新技術的研發，改良工作效率，藉由工人之參與提昇對品質認同認知 。

參、鋼筋混凝土耐久性材料選擇之考量

由上節之分析顯示，在影響鋼筋混凝土耐性之要因中以鋼筋腐蝕最爲重要，但整個結構物耐久性問題是爲整體性的，且有相輔相成作用，致使耐久性更形複雜，欲選擇一經久耐用之材料，提供結構物具較佳之抵抗能力，必須從設計、施工乃至於使用者可能損害結構物之因素均需列入考慮，且應配合構造物所處之環境加以決定，否則可能導致浪費資源或無法充分發揮材料之特性。

腐蝕控制對結構物壽命有絕對的影響性，一般腐蝕防治原則，必須在結構物設計之初即依據暴露環境條件結構特性，審慎選擇材料及預防方法，尤其在長期環境及使用條件之改變下，爲了降低腐蝕耐久性之風險，須增加費用使用多重腐蝕防治方法以有效地是確保結構物安全及服務品質，以免資源浪費及破壞生態，故初期預防經費較高是可以預見，當然防蝕技術均可在施工後補作，但能在施工前施做防蝕工作，事後再行維護，經費及資成本均遠超過初期之成本 (9)。綜合以上對鋼筋混凝土腐蝕因素之分析，爲防止腐蝕的發生，在設計階段應考慮對鋼筋侵蝕之基因減少，以增加材料本身「防疫能力」，或藉由其他方式來減少此類基因，根據研究顯示(4) 顯示混凝土結構物除應健全混凝土品質外，應避免裂縫之產生及擴大，由前面所述耐久性之防制對策包括選擇具彈性，具有高強度，耐衝擊，高硬度及耐腐蝕等特性之新材料或替代材料，而使用新材料或替代材料時應考量與結構物暴露條件、承受載重狀態及與鋼筋相容保護程度，如圖9(2)爲採用塗膜材料當因未考慮塗膜之耐磨性能，導致使用於承受反覆載重下，形成塗膜材料破裂而一旦產生混凝土裂縫時造成防蝕機能降低，故一般在採用一些新材料或防蝕措施，常因環境條件不相吻合而失敗，如澎湖大橋即是一例。

鋼筋混凝土之增加腐蝕防制能力之方法，首先應從本身體質改善做起，依據ACI 318-89之「耐久性之要求」，採用降低混凝土的水灰比策略以提高其強度，減少混凝土孔隙及滲透性，摒除有害物質於構件之外部，或同時減少之有害物質之敏感性，即鈍化材料反應能力，如添加卜作嵐材料可減少對氯離子之侵蝕，水份空氣之滲透。改善混凝土品質材

料選擇要點分析如下：

一、增加混凝土本身之阻抗

降低水灰比(W/C)或水膠比(W/B)以減少混凝土之孔隙及滲透性，防止有害物質之侵入另外在改善施工性，避免加水情事之發生，可採用現已開發成功之高性能混凝土(HPC),既可增加混凝土之品質又可減少被侵蝕物質之存在，使降低品質之因素減低。另外降低水泥用量及改善水泥之品質，以改善混凝土體積穩定性，減少塑性收縮及潛變變形所導致裂紋之產生機率，如此一來可增加混凝土阻抗以保護鋼筋，如圖10所示。

二、減少混凝土裂縫之產生

良好混凝土品質可增加鋼筋保護程度，但若裂縫一旦產生，則混凝土的阻抗將大幅降低，如何減少混凝土裂縫產生或寬度是減少有害物長驅直入以侵蝕鋼筋的關鍵，除了增加強度外應選擇能改善混凝土之韌性及構件之變位，減少裂縫寬度，並且以鋼纖維之犧牲增加保護主鋼筋的程度爲可行方案，如圖11所示(7)。

三、鋼筋保護材料之選擇

鋼筋保護材料之選擇，可以從鋼筋本身表面處理材料及改變周遭環境條件，選擇使用增加鋼筋阻抗的材料，均可達到保護效果，在鋼筋本身材料而言，選擇合金材料以增加鋼筋之熱動力學之穩定性爲一良方，但在營建工程而言，合金材料費用太高較不適當，可以熱浸鍍鋅之方式形成一種障壁機構，由鋅之犧牲機理以增加陰極（鋼筋）過電位之方式達到防蝕目的，近來有相當多之工程採用此種方式以取代傳統之表面塗裝之方式，以減少結構物之維修。

除了鋼筋本身外，亦可由表面塗層增加電極間之電位降，如一些有機塗層及無機之塗膜，均可增加其阻隔效應，一般常用如環氧樹脂靜電塗層，氯化橡膠及橡膠化瀝青材料等。另外在環境控制中，混凝土多了一種選擇，在混凝土中添加改變鋼筋活性的摻料，如抑制劑之鉻酸鹽、硝酸鹽及安息酸等，及減少混凝土之含水量及孔隙，如減滲劑之飛灰、

爐石等，阻止氧氣及水份等之入侵或於鋼筋外在環境之改變，如減少構件之撓度等方式均可。

如果構造物有腐蝕狀況則由專家評估其損害程度，若構造物受損輕微則可由專業公司提供修補計劃，並應考慮下列要點(11)：

(一)應熟悉構造物之損害惡化之機構。

(二)適當選擇修補材料及技術。

(三)施工技術及品質控制應能掌握。

(四)施工後應定期檢測。

一般而言，補修材料主要必須滿足下列規範：

(一)必須比結構物補修區之原有材料更具有耐久性。

(二)保護鋼筋防蝕（儘可能地提高鋼筋周界混凝土之鹼性或在鋼筋及混凝土上塗裝防止有害之腐蝕因子入侵）。

(三)體積穩定（適當並能配合構件）。

(四)混凝土與鋼筋間之握裹良好。

現今材料之發展有三大類可供選用即(12)：

(一)卜特蘭水泥砂漿及混凝土（價格低廉，現有技術優良，具有高鹼性及握裹能力良好）。

(二)稀泥狀之聚合物類水泥材料（可作爲表面底層材料，能增加與底材之握裹力)之聚合物類,如砂漿/混凝土（可作爲混凝土補修材料)。

(三)環氧樹脂水泥漿：此種材料較難處理而且較爲昂貴、易受溫度之影響、鹼性較弱，但不易透水、握裹能加強，不起化學作用，迅速硬化而且當塗敷於薄層而具有良好保層將顯得相當地堅固耐用。

(四)電化學技術：利用陰極防蝕之技術，配合以上之修補材料更能達到修復之效果。

肆、鋼筋混凝土構造物防蝕之基本要求

鋼筋腐蝕控制主要仍針對產生腐蝕的因子環境所採取的對策，因此對腐蝕機理的瞭解有助於抗腐蝕手段的抉擇，當然更重要的工作係在設

計階段時即能加以考慮防蝕才是上上之策。由前面所探討的機理及因素，基本上可以看出鋼筋腐蝕反應是透過混凝土滲透性進行交換作用，換言之即品質所支配。然而若品質有潛在性缺陷時，則必須採取延長滲透路線即增加保護層厚度；或表面塗封來阻滯有害物；或阻斷腐蝕五大要項的方法，表2 所示爲國外已發展防蝕方法中部份處理方式及被接受程度[1],在此必須提醒的是「處理方法一定要對症下藥」，而非盲目爲之，因此在使用前務必小心評估，否則修復工作是永無止境的，可能會耗資甚多，且成效不彰的。澎湖大橋即是一例，故簡而言之欲建造一耐久性之構造物，除了應熟悉環境條件對鋼筋之侵蝕程度，應該有相當高之施工技術及品質控制手段，以及建立良好的使用管理制度，才得以確保其壽命，爲了得到較高保障，均會在設計之初即採多重之防蝕措施以減少風險。考慮之防蝕控制應考慮如表 3所示, 常用之防蝕技術如表2 所示[1·11·12]:

一、氯離子的去除或添加抑制劑

氯離子除去的方法,有使用清水沖淡的方式或利用電化學、(電滲、離子）取代法等二種。前法效果不佳，而後法成功率頗高。抑制劑的使用效果在受壓構材效果不錯，但在受拉構材仍未被全面肯定，甚或研究指出效果不佳，另外使用抑制劑有時會使混凝土強度受到影響。通常被使用的抑制劑爲錫鹽類(Stannous Salt) 、硝酸鹽類(Nitrate) 和安息香酸鹽類(Benzoates)等氧化物廢料等。

二、混凝土填封料

混凝土填封料基本上分爲二種類型，一種是提供表面屏障或遲滯功能，使水、氯化物、氧氣和二氧化碳難以進入混凝土內；另一類爲滲入混凝土內填封毛細管孔隙而阻止任何腐蝕物質進入混凝土。此法應注意與構件之應力行爲配合，爲避免裂縫處造成防蝕之漏洞應選擇多種之防蝕處理，並以與構件行爲相變形且具修補功能之材料。

(一)防水塗膜

防水膜的材料諸如聚脂樹脂、環氧劑改良煤焦油塗劑、防水膠帶等

均爲有效的防水膜形成材料，此類材料爲塗模或粘貼表面上俟乾燥後即形成防水隔離層。此防蝕材料施工應注意材料之均勻性及對地下水之耐蝕性。

(二)不透水舖面

舖設一層低水灰比，高水泥因子，高性能混凝土或良好搗實的混凝土於原有混凝土表面上，或使用苯乙烯、丁基橡膠、乳液改良水泥砂漿形成連續性防水膜的方式保護底層混凝土內之鋼筋。舖面處理對氯化物之滲入有相當之阻止效果。

(三)全面使用低水灰比之高性能混凝土

利用高性能減水劑（即強塑劑）的減水功能，使低水灰比的混凝土容易工作，進而達到最佳自流式之高性能混凝土，此對防腐蝕有極佳之效果。

(四)內部填封混凝土

基本上即使用高分子乳液材料添加入混凝土中使之形成填封毛細管孔之連續薄膜，因此阻擋氯化物、水及氧氣的侵入。

(五)注膠混凝土

將高分子之單體注入硬固混凝土內，部份或全部填封混凝土內之孔隙，然後加熱使之聚合，則可有效防止外界侵物質進入，此類單體材料有甲基丙烯酸甲脂、苯乙烯或硫磺等易於聚石的低黏性、低毒性材料。

三、鋼筋表面包封

將鋼筋表面以優良的材料直接包封，理論上應用此方法可以不考慮混凝土品質問題，腐蝕問題也無法發生，此類包封材料可分爲二類，即屏障包封及陽極處理包封。有機質材料如靜電粉末處理的環氧樹脂、氯化橡膠等常用作屏障包封材料，而鎘及鋅則常被用作犧牲陽極的表面電鍍塗封材料。鋼筋塗膜保護雖然效果不錯，但是一旦塗膜在施工中破損，則其腐蝕會更爲嚴重。

四、陰極保護

陰極保護即是利用反向電流來壓制電化學腐蝕反應，使鋼筋表面極化，然而這種方法需採用適當的電壓及電流密度，否則過高的電壓及電流可能使得鋼筋周遭的混凝土產生軟化的現象。

五、含水量隔離保護

使用乾燥處理譬如通風、空調等來隔離濕空氣或降低露點，則可以保持混凝土表面及內部的乾燥，避免二氧化碳、水的侵入而達到防蝕的目的。

伍、結論與建議

混凝土內鋼筋因爲處於酸鹼值12以上的鹼性環境中，本質上即受到混凝土的保護，因此若鋼筋有足夠保護層、且混凝土俱低水灰比，較佳施工品質、低氯化物含量，則鋼筋是不易腐蝕的。但是由於使用材料的限制、腐蝕觀念的欠缺、施工的疏忽等問題，使得混凝土滲透性增大，或保護層不足甚至結構物使用不當造成龜裂，致氧氣、水份、二氧化碳、及氯化物易於侵入混凝土中而導致鋼筋之腐蝕。

海域環境下，除了考慮一般水泥結構物之問題外，又因受到動態潮汐、海浪之作用，其腐蝕問題更加嚴重，在防患上除了在設計即將予考慮外，應深入研究探討可能的原因，以便能在建造使用前即合理控制腐蝕提供多重之防蝕措施，避免事後之維修塗裝之費用，也可防止可能之造成安全性問題，並且應不斷進行海域水泥結構物腐蝕研究工作，尋求新材料新工法以防止腐蝕惡化之機會，則耐久之終極目的可以達成。

參 考 文 獻

1. 黃兆龍，陳建成,「鋼筋混凝土防蝕技術及材料考量」，鋼筋混凝土施工技術與結構物腐蝕防治研討會，黃兆龍主編,中華民國防蝕工程學會，第 109～136頁，台北(1994)。
2. 莊秋明,「鋼筋或預力混凝土橋樑等構造物鹽害之防治研究」，防蝕工程，第五卷，第二期，第14～26頁(1991)。
3. Hwang, C.L., J.C. Chen," The study on Corrosion Behavior of Elastomer Coated and Fiber Reinforced Concrete", Proceeding of Corrosion and corrosion protection of steel in concrete. pp.947～961 (1994).
4. 郭昭宏(指導教授:黃兆龍)，反覆載重下單筋混凝土樑鋼筋腐蝕機理之研究，論文序列028，國立台灣工業技術學院營建系(1991)。
5. 黃兆龍，林草英，張大鵬，陳建成，邱英嘉,「鋼筋混凝土中摻料之抗蝕潛能」，防蝕工程，第六卷，第三期，第52～66頁(1992)。
6. 黃兆龍，高性能混凝土的研究發展及應用途徑，技術簡介,工業技術研究院(1994)。
7. Hwang, C.L., J.C. Chen, I. J. Chiou," Concrete cracking and Corrosion of Steel Bar" proceeding of Corrosion and corrosion protection of steel in concrete. pp.310~323 (1994).
8. 混凝土摻用海砂之策略及檢測技術研討會論文輯，黃兆龍主編,財團法人台灣營建研究中心 (1994)。
9. 林維明，「混凝土結構物管理系統之檢討」，防蝕工程，第五卷,第一期，第21～37頁(1991)。
10. Mehta, P.K. "Concrete Structure, Properties, and Materials", Prentice-Hall, Inc. N. J.(1990).
11. 林維明,「海洋金屬結構物腐蝕控制概論」，防蝕工程，第四卷，第三期，第29～35頁(1990)。
12. 鋼筋混凝土腐蝕偵測及防蝕技術（海砂結構物檢測及防蝕技術)，技術簡介，工業技術研究院(1994)。

表2 鋼筋混凝土防蝕方法、時機及效用

防蝕方法			應用時機		潛在需求：被接受程度			
			施工時	施工完成後	肯定	懷疑	現場評估	研究／發展
1.去氯離子法	電化學+離子交換			○	○			○
2.腐蝕抑制	添加錫鹽類，硝酸鹽類，安息香酸鹽類		○			○		○
3.混凝土塗封	(1) 表面	(1) 防水塗膜	○	○	○			
		(2)鋪面： a. 低水灰比混凝土	○	○	○		○	
		b. 乳液改良砂漿	○	○	○			
	(2) 低水灰比混凝土	強塑劑混凝土(SPC)	○		○			○
		高性能混凝土(HPC)	○		○			○
	(3)內部填封混凝土	添加乳液	○		○		○	
	(4) 注膠混凝土	(1) 聚合物	○	○	○		○	
		(2)苯乙烯、MMA	○	○	○		○	
		(3) 硫磺	○	○	○			
4.鋼筋表面包封	(1) 隔離屏障層	環氧樹脂，氯化橡膠	○		○		○	
	(2) 陽極處理	鍍鋅，鍍鎘	○		○		○	
5.陰極保護	抑制電流		○	○	○		○	

表3　防蝕技術考慮要項及要點

防蝕技術要項	腐　蝕　控　制　方　式
1. 材料之選擇	依據暴露條件及環境條件（溫、濕度，受力狀態，使用條件等.....）選擇考慮生命週期成本最低的材料，以決定是否輔以其他之防蝕方式，達到維持最適之服務之水準。
2. 設計之防蝕考量	結構物設計之初，應針對其結構特性，環境條件，以避免致使腐蝕條產生，如： 1. 結構幾何形狀須應儘量不產生應力集中之現象。 2. 結構物表面應避免產生沾塵、積水之情況。 3. 應避免不同金屬接觸，若須接觸應採隔離。 4. 結構物設計時避免保護程度差異之狀況產生。 5. 設計時，應將結構物構件產生裂縫之機率減至最少，否則應採取更有效之防蝕技術或材料。
3. 結構物力學行為	為避免結構物產生因應力集中或溫濕度異常造裂縫而致裂隙腐蝕，疲勞腐蝕及磨耗腐蝕等現象。
4. 塗裝	適當塗裝防止有害物質之侵蝕，構成腐蝕條件，一般塗裝應柱意下列事項： 1. 塗裝物應注意與周環境配合（物理及化學之相容）。 2. 塗裝後應能在物理及化學形成一保護屏障（或隔離或犧牲等）。 3. 塗裝前金應作適當之處理
5. 環境考慮	結構物暴露惡劣環境條件，應設法降低或防止有害物質之侵蝕，並採取多重防蝕技術，如：抑制劑、防水劑或防水膜等
6. 化學防蝕技術	可利用犧牲陽極或陰極保護之方式以防止金屬之腐蝕，並應注意環境條件之改變對防蝕技術之影響，避免造成全面保護，局部腐蝕之現象。
7. 定期腐蝕偵測及檢查	為確保防蝕技術及方法之品質，應定期進行相關之測試以維護結構物之耐久使用。

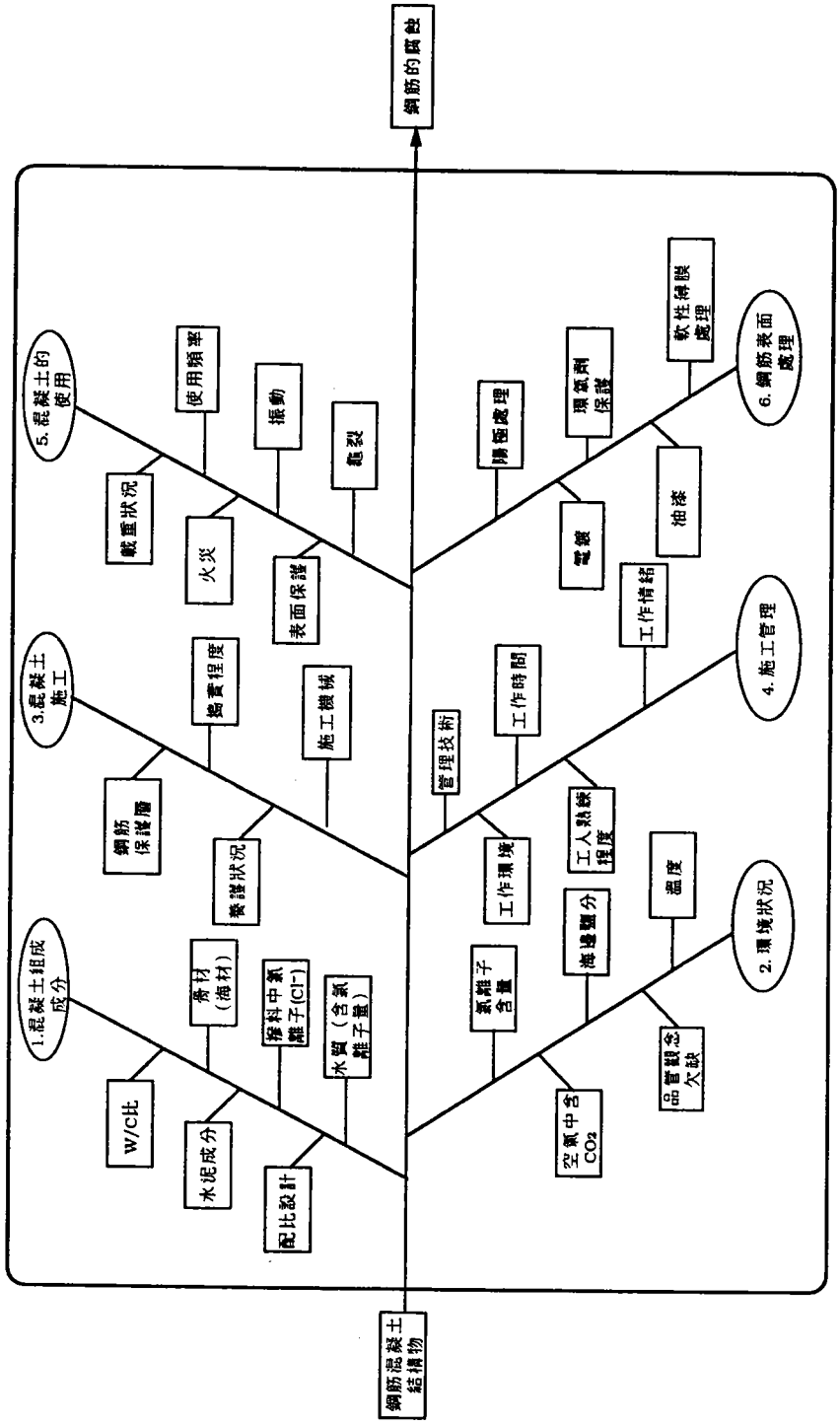


圖 1　混凝土內鋼筋腐蝕的可能因素

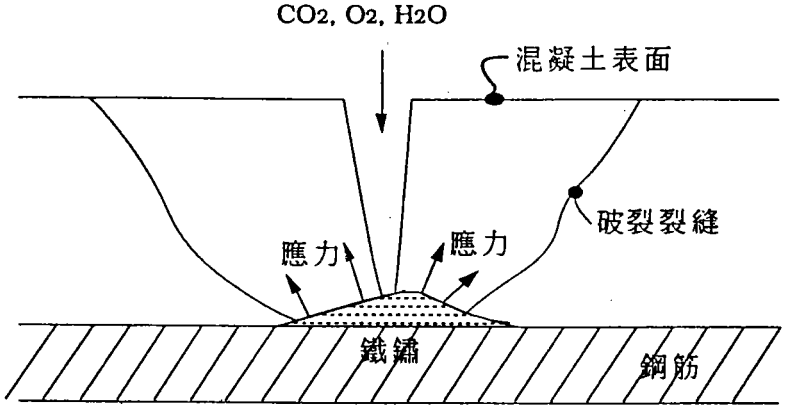


圖2　有裂縫混凝土內鋼筋鏽蝕示意圖[2]

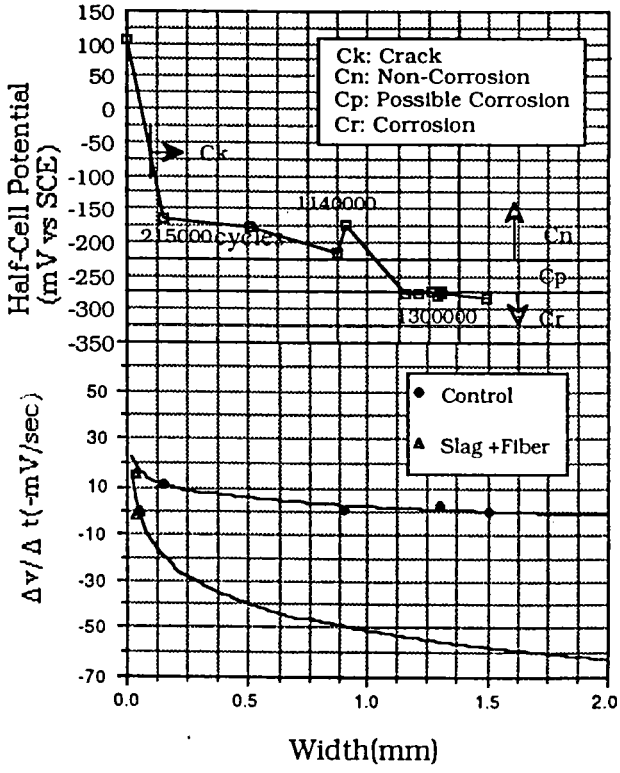


圖3　承受反覆載重下RC樑裂縫寬度與鋼筋電位之發展關係圖[3,4]

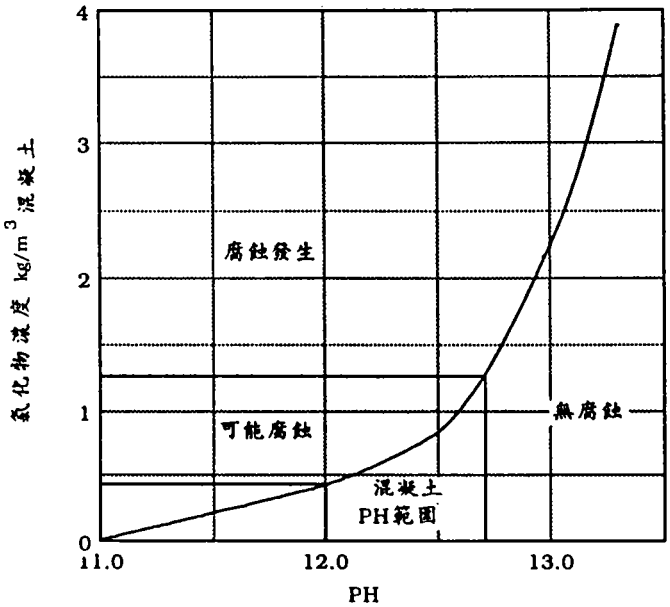


圖4　氯化物對鋼筋腐蝕環境酸鹼值的影響[3,4]

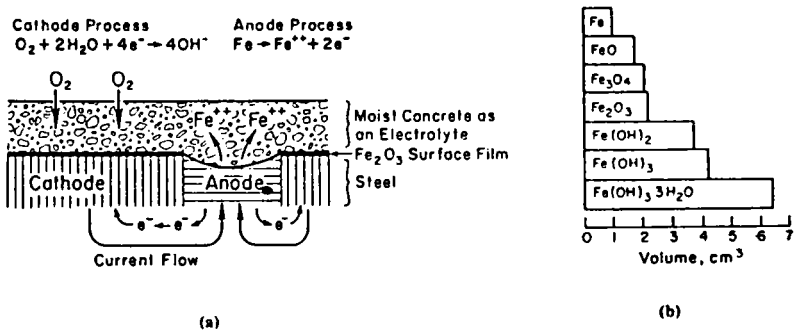
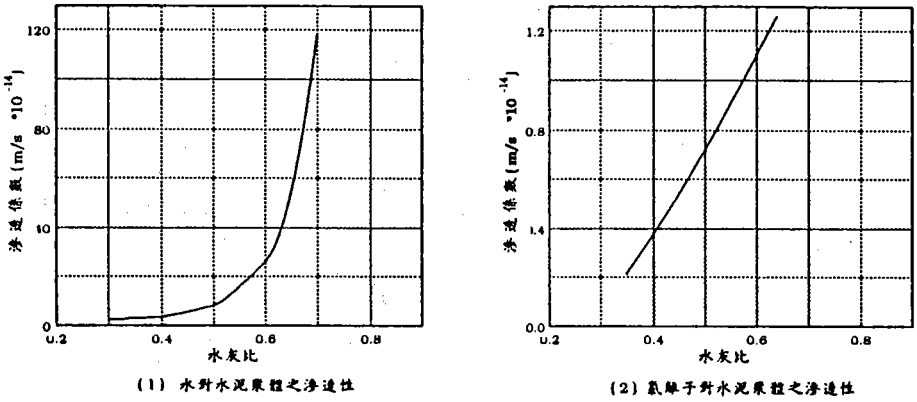
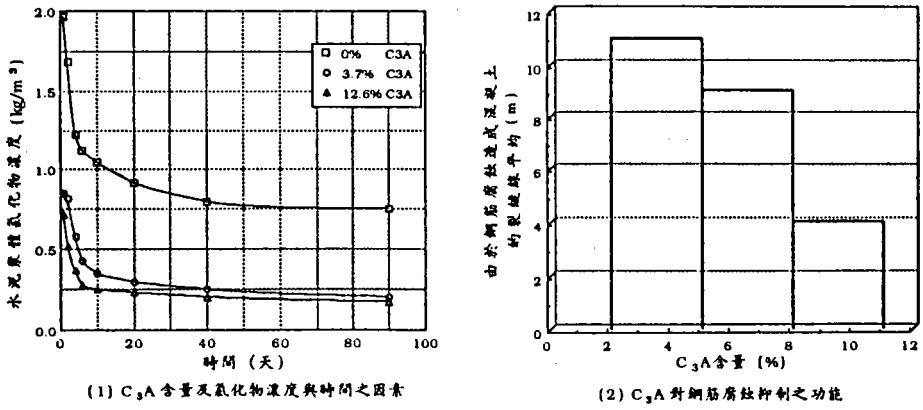


圖5　(a) 腐蝕五大要件
(b) 鐵鏽的體積變化



(1) 水對水泥漿體之滲透性　　(2) 氯離子對水泥漿體之滲透性

圖6　水泥漿體水灰比對水及氯離子滲透性之影響



(1) C_3A 含量及氯化物濃度與時間之因素　　(2) C_3A 對鋼筋腐蝕抑制之功能

圖7　C3A對鋼筋腐蝕速率控制的效用

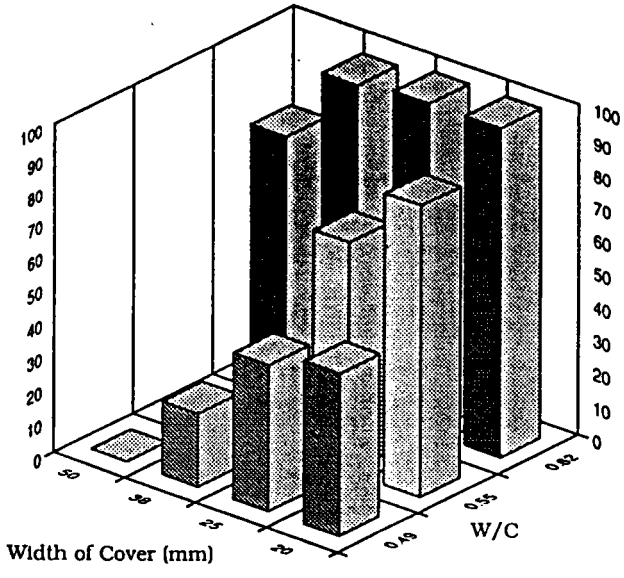


圖8　鋼筋相對腐蝕率與保護層及水灰比之關係

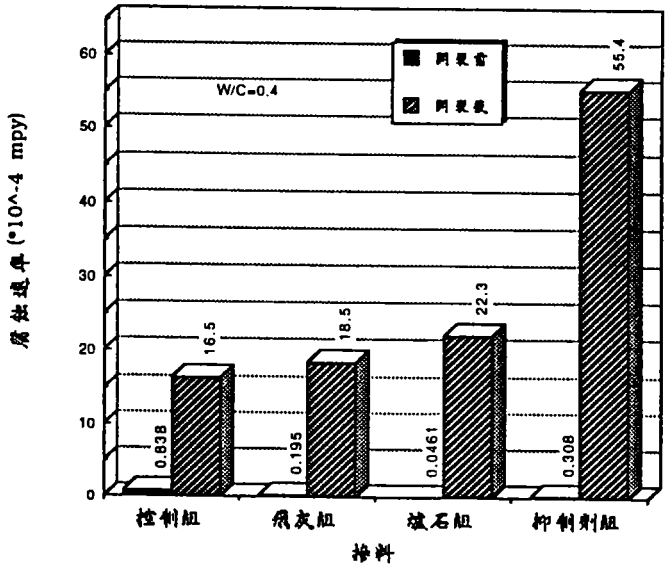


圖9　混凝土裂縫對鋼筋包裝熱縮膜腐蝕速率之影響

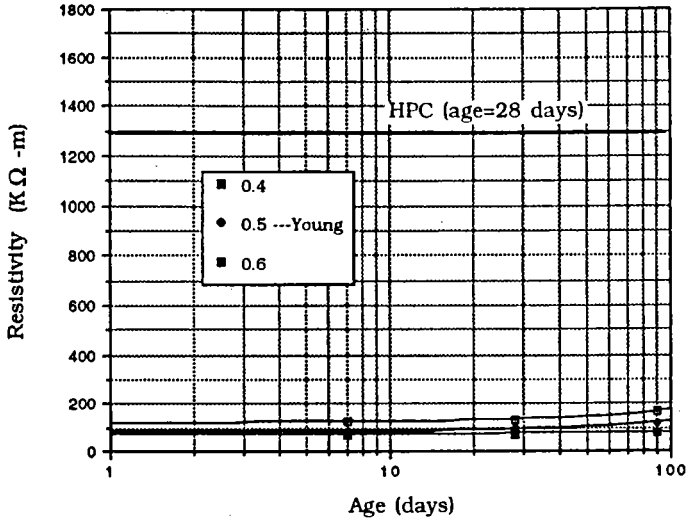


圖 10　HPC 與一般混凝土之電阻之比較

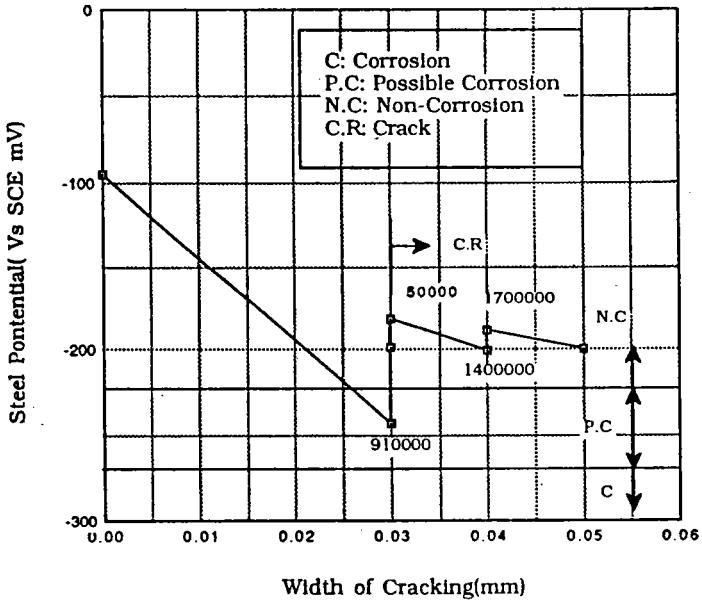


圖 11　添加爐石及鋼纖之鋼筋混凝土裂縫寬度與電位關係
（圖上所標數字為反覆載重次數）

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

混凝土品質管制與統計方法之應用

陳式毅 *

關鍵字：混凝土，品質管制，統計方法

摘　要

混凝土爲我國最主要營建材料之一，其品質問題素爲國人關心，本文係以管理者立場討論其品質管制，首先以TQC 之五大管制作分析，並介紹簡易可行之品管基本七工具，以及政府開始推動之「公共工程施工品質管理制度」，最後討論混凝土之SQC ，文中亦介紹筆者修正之混凝土品質管制圖。

壹、前　言

混凝土爲我國現時之最主要營建材料之一，其品質問題素爲國人關心，傳統上，多以工程技術立場加上工程師之行事經驗執行品質管制工作。相對於從前，目前工程規模龐大，對於混凝土性能要求也日高，所面對問題更趨複雜，如何協調各相關因素及有效利用有資限資源也就更形重要，傳統之個人經驗式品質管制常難以勝任，本文將以管理技術立場談混凝土品質管制。

按Abdun-Nur[1]之觀念，認爲影響工程品質之因素分技術因素（工程因素)與非技術因素(社會因素)(圖1.)， 後者之影響力通常大於前者，奈何非技術因素不是工程師能力可克服，因此本文以探討技術因素爲限。

---

* 台灣省交通處公路局材料試驗所副主任

貳、品質管制的觀點

「品質管制」已是婦孺皆知的名詞，但是，若請問大家什麼是「品質管制」一定可以獲得許多不同的解釋，為了要有同一觀點，茲採用中國國家標準的定義加以討論，按CNS 2579[品質管制詞彙][2] 對「品質管制」一詞之定義如下:

「品質管制是為了經濟的製造出符合消費者要求品質之產品或服務之方法體系。」

按以上CNS 2579之定議，可以引伸出下列要點，並以混凝土品質管制之立場分別加以說明。

一、品質管制對象可包括「產品」及「服務」。
以混凝土來說，係以產品為主之品質管制，應是無庸置疑的。

二、推行「品質管制」應注重消費者導向，品質須符合消費者之要求。
以混凝土來說，消費者應為混凝土構造物之使用者，惟其要求很難個別界訂，通常由混凝土構造設計及施工規範加以規定。

三、品質管制之目的係生產者追求最經濟之品質，不是技術可達之最高品質。
以混凝土來說，混凝土品質應能經濟的滿足混凝土構造設計及施工規範之要求。惟品質係一抽象名詞，實務作業上必須以代表性之品質特性(quality characteristic)來表示，混凝土品質在其施工階段與澆置硬固後，各有要求，前者應具有需要之工作性，後者應具需要之耐久性與強度。

四、品質管制是一種管理，是有許多方法按其機能適當組織而成。狹義的品質管制通常僅指製造階段的管制，廣義的品質管制指全面品質管制(total quality control, TQC)[3]，或簡稱全面品管,其範圍可用圖2.[4]表示。

以混凝土來說，狹義的品質管制指施工品質管制，事實上混凝土和其它產品一樣，其品質受眾多因素影響，僅執行狹義的品質管制通常不能獲得理想結果，必須執行TQC， 即包括設計管制、材料管制、施工管制、驗收管制及維護管制五項，以下各節將依續討論之。

參、混凝土全面品管

一、設計管制

設計管制之目的在使工程設計圖說及各項合約文件正確而明白的表達品質要求。

品質管制發展初期，主要仰賴成品之篩檢，合格品才出貨，無形中製造了許多無用的不良品，由於觀念的改變，將品質管制活動往前推到製程，強調製程管制，以穩定的製程產出安定的優良產品，因此品質管制界喊出這樣一個口號：「品質是製造出來的，不是檢驗出來的」。後來又進一步發現，先有良好的設計才會有完美的製造，所以又加了一新口號：「品質是設計出來的」，相信有工程實務經驗的工程師一定可以體會其含意。

目前每次談到工程品質問題，大多直覺怪罪施工不良；因爲我們所看到的構造物是施工者所建造的，如果其品質不佳，當然就是施工品管不好，表面上似乎合理，事實上一件工程的品質水準在設計階段已作相當程度的標定，就像一隻無形的手左右著工程品質，如果設計的品質不良，是很難由施工補救，就像戰略錯誤不能以戰術改正一樣，因此一開始就必須強調「設計的品質管制」。

設計管制的範圍包括工程設計原則、細部設計圖、施工規範、預算書、招標與合約等文件之管制。

對於混凝土工程上，設計圖說基本上應考慮以下事項：

(一)工程位置與高程。

(二)構造物尺度。

(三)構造物外觀(如平直度、紋理與色澤等)。
(四)規定抗壓或抗彎強度。
(五)各項埋設物(結構性與非結構性)及開口之數量與位置。
(六)各項規定之容許差(公差)或不合格率。
(七)其它特殊之考量(如耐久性、裂縫寬度等)。

良好的設計尚需正確的施工才能實際完成，所以設計與施工兩者間必須有一詳細的溝通橋梁，其中除設計圖外，最重要的就是施工規範，施工規範基本上應包括以下項目:
(一)適用範圍。
(二)材料規格。
(三)施工機具和設備。
(四)施工程序與方法。
(五)品質標準。
(六)檢驗程序與方法。
(七)檢驗結果之研判和處理程序。
(八)丈量方法。
(九)計價方法(宜考慮數量與品質因素)。

時下的營建工程設計，經常資料蒐集不夠周全，到了施工階段，才發現設計與現場情況差異過大無法施工，設計內容也常發現互相茅盾，以致於必須遷就實況辦理變更設計，不僅影響工程進度，也擾亂了安排好的施工計畫，工程品質也跟著大受影響。混凝土通常需配合鋼筋與模版施工，互相之配合非常重要，設計者應該詳加考慮。例如經常可以看到大梁主筋安排過密，造成混凝土不能順利澆注及搗實，縱使有優良的混凝土，卻不能產出完好品質的混凝土構造物。

二、材料管制

材料管制之目的在確保工程採用適質適量的材料。
工程材料是營建工程的主要投入因素，其品質直接影響構造物之成效，

混凝土材料包括水泥、水、細粒料、粗粒料及視情況採用之摻料，材料管制除應注意個別材料之品質外，更應該注重用量與配比。近年來各種材料來源及種類變化大增，工程師雖然增加許多選擇機會，卻也帶來很多困擾。就筆者工作上接觸，目前台灣有以下材料上問題需要在品管上加強：

(一)水泥：

1. 國外水泥大量進口，來源十分複雜，甚多由工業落後國家或地區進口，其品質及穩定性需多注意。
2. 國內濱海之混凝土公共工程已相當普遍採用卜特蘭第二型水泥，以增加抗硫酸鹽能力，惟第二型與第一型無法以目視區別，兩者價差又大，應防不肖廠商以第一型冒用第二型使用。

(二)水：

1. 混凝土預拌廠常設於污染嚴重之河邊或近海地區，就地抽取地下水作爲拌和水，其品質堪慮。
2. 混凝土預拌廠因環保規定，不能把拌和機沖洗水任意排放，而設沉澱池將其沉澱後回收作拌和水，這種作法雖然在CNS 3090［預拌混凝土］中所允許，但CNS 3090係有定期檢測合格之前題下允許，實際上業者少有如此檢測。

(三)細粒料(砂)：

如大眾所知，台灣優良品質之混凝土用天然砂藏量甚少，已發生濫用海砂之嚴重問題，在此不再贅述。

(四)粗粒料(石子)：

已往粗粒料多由河川卵石軋碎而成，目前料源日漸枯竭，已有業者開採陸地料源，其品質需多加注意。常發現其洛杉磯磨損率和健度試驗損耗率偏高。

(五)摻料：

1. 化學摻料：

   化學摻料種類甚多，一般常用減水劑和緩凝劑，或兼兩者效能者，其廠牌多價差大，業者常盲目使用。
2. 礦粉摻料：

用使用最多的爲台電飛灰，目前已大量加入預拌混凝土中，缺乏管制，常有濫加情況，危害混凝土品質至鉅。

(六)配比設計:

混凝土有良好的材料之外，尙須有適當之配比，一般中小型工程或預拌廠，只以試算表就決定配比，其誤差頗大。

(七)預拌混凝土:

國內預拌混凝土廠林立，其數量各界說法不一，有二至四百家間的不同估計，其規模與水準相差極大，目前除部份有工商登記外，其製程與產品品質無任何制度管理，全憑業者良心與職業道德自行操作，營建業者與預拌混凝土公會一再期望政府推行認證制度（如正字標記),惟始終不爲政府接受，預拌混凝土無管理制度可謂爲「國內混凝土品質不良之原兇之一」(5)。

三、施工管制

施工管制之目的在維持正常而穩定的施工作業，使混凝土鑄成所需之構造。

混凝土施工之範圍包括前作業(模板、鋼筋、埋設物等)之確認、澆置區之清理、混凝土之輸送、澆置、搗實、修飾、養護及拆模，補修，以及必要之再撐。以上作業一般工程師都有基本認識，以下僅列出常見之缺失或容易忽略之處:

(一)未對模板、鋼筋及埋設物等之尺度、穩定狀況與數量等前作業作詳細確認，到澆置中才臨時更正，或混凝土硬固後再拆除重做。

(二)長柱未留中間澆注口及分段澆置。

(三)澆置區未確實清理，殘留木屑、飲料罐及垃圾等雜物。

(四)澆置順序未事先規劃。

(五)混凝土之泵送管直接置於鋼筋或模板上，造成劇列振動。

(六)混凝土泵送前大量加水(此爲最嚴重之影響因素)。

(七)澆置與搗實工人由泵送車提供，營造廠無力管理。

(八)澆置後修飾不確實。

(九)少有確實之養治，建築工程很少做，土木工程頂多噴養護劑，其成效也常欠佳。

(十)未按混凝土強度成長因素決定，而隨意拆模。
(十一)拆模後發現表面瑕疵未即時作處理與修補。
(十二)拆模後需提早施加荷重時未作必要之再撐。

四、驗收管制

驗收管制之目的在確認混凝土工程能按設計完成，驗收管制是業主管制成包商之最後一道防線。

混凝土工程有別於一般商品，不易於工程全數完成才辦理檢驗以決定是否驗收，一般需按工程進度與程序，分段檢驗，全數完成後再辦理正式驗收。依台灣省公路局之規定[6] 驗收管制分以下四階段:
(一)施工中: 監工與品檢單位之「品質檢驗」。
(二)施工至一定階段: 主辦工程處派員之「分期查驗」。
(三)正式驗收前: 主辦工程處派員之「初驗」。
(四)完工後: 公路局之「竣工驗收」。

五、維護管制

維護管制之目的在確保混凝土構造維持正常使用狀況。

混凝土構造經長期使用，會有各種原因導致性能衰減，需要定期檢查，發現有異常情形應即進一步研判，並作處置，以防損傷擴大或造成災害，通常導致混凝土構造病變或損傷之原因可列舉如下:
(一)混凝土受環境影響而老化(如鹽害、液體或氣體污染、凍害)。
(二)原設計欠當。
(三)混凝土材料或施工不良(如濫用海砂、保護層不足)。
(四)不當使用(如超載、變更用途--住宅變庫房、工廠)。
(五)使用者擅自改變構造(如濫加開口、拆除部份構件)。
(六)意外災害(如地震、失火、車禍撞擊)。

肆、品管七工具

品質管制是科學管理的一個項目，目前已發展成一種專業，有一定的理論和實用技術，這門科學尚在繼續發展中。工程界導入初期，只需

採用簡易的品管技術就可以獲得顯著成果，待成長到相當水準才進一步採用更高級技術。國內工業界推行品管，通常先採用所謂「品管七工具」(圖3.)，在混凝土工程品管亦可通用，茲簡介如下:

(一)層別法：將品質資料按來源、種類、項目等適當分類，經此分類很容易發現問題所在，也因而可適時採取對策。

(二)特性要因圖：將影響品質之因素繪成魚骨狀圖，可將大項目再適當分爲細項目，使影響品質之原因與結果系統化。特性要因圖可由工程相關人員作腦力激盪產生，其繪製過程也是一種教育(圖4.)。

(三)柏拉圖：將一定期間發生之品質問題適當分類，並按出現次數多寡或影響程度排序繪製成柏拉圖，由此圖通常可發現品質問題集中在少數因素，可就此重點下手管制而獲得即時改善。

(四)直方圖：將品質檢驗結果繪成柱狀圖，藉以顯示品質變異之大小，供進一步決策參考。

(五)散布圖：將兩種品質檢驗結果點在座標紙上，可用以發現兩者間之關係。

(六)查核表：將品質之重要管制點列表，檢核時逐項查對，以免人爲疏忽(表1.)[7]。

(七)管制圖：將檢驗結果依序繪成折線圖，並以統計檢定原理設置管制界限，利用管制圖可分析品質趨勢及判別品質之變異屬隨機原因或異常原因，若爲後者應立即採取對策。

伍、工程品管制度

工程品質管制必須制度化，列入日常業務持續進行才能產生效果，而品管制度需視企業(或政府機構)之總體經營方針研訂。我國民間各大企業都訂有品管制度並積極推行，政府工程機構近年來也逐漸建立品管制度，惟各單位步驟並不一致，整體效果不易顯現。

行政院公共建設督導會報考量國內實況，並參考先進作法，於82年8 月研提「公共工程施工品質管理制度推行方案」(8)， 經行政院秘書長以82年10月 7日台82內字第 35370號函頒發，台灣省府以82年年10月22日82府建四字第110535 號函（全文內容刊登於省府公報82年冬36-39期）轉頒省屬各單位照辦，此爲政府有計畫推動公共工程品質管制之肇始，目前正全面推廣，以下僅簡介其要點。

本方案將公共工程施工品質管理制度分爲三個層次:

一、第一層:

承包商建立「施工品質管制系統」，推行自主品管，其工作包括:

(一)成立品管組織。
(二)訂定施工要領。
(三)訂定施工品質管理標準。
(四)訂定檢驗程序。
(五)訂定自主施工檢查表。
(六)建立文件、紀錄管理系統。

二、第二層:

主辦工程單位建立「施工品質保証系統」，執行施工品質保証，其工作包括:

(一)建立品管組織。
(二)訂定品質管理計畫。
(三)查證材料設備。
(四)查核施工作業。
(五)紀錄建檔保存。

三、第三層:

主管機關及督導會報建立「工程施工品質評鑑制度」，以客觀超然的方式，依適當之品質評鑑標準，評定品質優劣等級。

陸、統計方法之應用

由於工程材料性質不可能均勻，施工作業也無法完全穩定，因此品質管制作業上必然會面臨許多不確定性問題，例如筆者工作上就經常遇到這樣的問題:

(一)材質或施工公差應設定爲若干?
(二)混凝土平均強度應爲若干才能確保不合格率低於規定值?
(三)某次檢驗結果出現偏差，就竟爲隨機誤差或製程出現問題?
(四)一批材料應抽驗幾件? 檢驗結果要多少才算合格?
(五)把合格批誤判爲不合格之機會有多少?

統計方法可幫助工程師在此種種不確定情況作決定，而失誤率可控制在一預先設定之範圍內，此種以統計方法爲基礎的品質管制稱爲統計品管(statistical quality control, SQC), SQC 已成爲現代品質管制的主流。混凝土工程品質管制上很早就採用統計方法，可說是營建工程中採用SQC 最成熟者之一，在施工階段，主要應用之統計方法如下[13,14]:

(一)數據資料描述:

以平均值($\bar{x}$)表示數據之集中性。

以標準差(s)表示數據之離散性。

(二)採用常態分配:

採用常態分配代表母群體之分配型態(圖5.)。

(三)以機率估計需求平均抗壓強度:

$fcr' = fc' + ps$

式中p 爲常態分配之機率因素，以ACI 318要求爲例(圖6.):

1. 設強度個別值小於fc'-35 kgf/cm²之機率爲 1 %,

   則 $fcr' = fc' - 35 + 2.33 * s$

2. 設任何三連續強度平均值小於fc' 之機率爲 1 %,

   則 $fcr' = fc' + 2.33 * s / \sqrt{3}$

   $= fc' + 1.34 * s$

(四)以統計推論法設計管制圖:

管制圖有多種型式，我國工業界多沿用美國品管方法採用修瓦特管制圖(Shewhart control chart)(圖7.)[9]， 將品質檢驗結果按取得順序繪成折線圖,並以統計檢定原理所發展方法設置管制界限(通常取平均值上下各三個標準差)， 利用管制圖可判別品質之變異屬隨機原因或異常原因，若爲後者應立即採取對策。我國混凝土工程多採用ACI 214 [10,11]之混凝土管制圖 (圖8.)，該圖無管制界限，係由個別強度、五點強度移動平均及十點移動全距三折線圖構成，該圖可按所需條件作修正，圖9.係筆者所修正者，可兼施工與驗收管制之用，並可評核試驗操作水準。英國方面常採用累總管制圖(cusum control chart)(圖10)[12]，其敏感度優於修瓦特管制圖，未聞國內有採用者。

柒、結　　語

國內混凝土品質問題嚴重，各界雖然關心，卻少見有魄力之整頓，問題依然存在，其影響因素十分明顯，只要有決心，利用一些簡易之品管工具應該即可湊效。

捌、參考文獻

1. Adbun-Nur, E. A., "What is a Quality Assurance System ?", TRR, No.613, 1976.
2. 經濟部中央標準局, [品質管制詞彙], CNS 2579 , 1987.
3. Feigenbaum, A. V., "Total Quality Control", 1983, McGRAW - HILL BOOK COMPANY, New York.
4. 施政楷, "全面品管釋要",施政楷先生品質管制遺作選集, 中華民國品質管制學會, 台北, 1983.
5. 陳式毅等,"預拌混凝土廠品質認證制度之研究報告", 內政部建研所籌備處, 台北, 1992.

6. 台灣省公路局，"工程品質管制作業方案"，台北，1991.
7. 交通部台灣區國道新建工程局，"工程標準作業程序"，1990.
8. 行政院公共建設督導會報， "公共工程施工品質管理制度推行方案"，1993.
9. ACI Committee 311, "ACI Manual of Concrete Inspection", SP2, American Concrete Institute, Detroit, 1981.
10. ACI Committee 214, "Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete", (ACI 214-77)(Reapproved 1989), American Concrete Institute, Detroit, 1977
11. ACI Committee 214, "Simplified Version of the Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete", (ACI 214.3R-88), American Concrete Institute, Detroit, 1988.
12. Dewar, J.D., "Manual of Ready-Mixed Concrete", Blackie Academic & Professional, 1992.
13. 陳式毅等，"公路工程品質保證"，台灣省公路局，台北，1985.
14. 陳式毅，"統計方法在工程品管上的應用"，台北市政府捷運工程局，台北，1988.

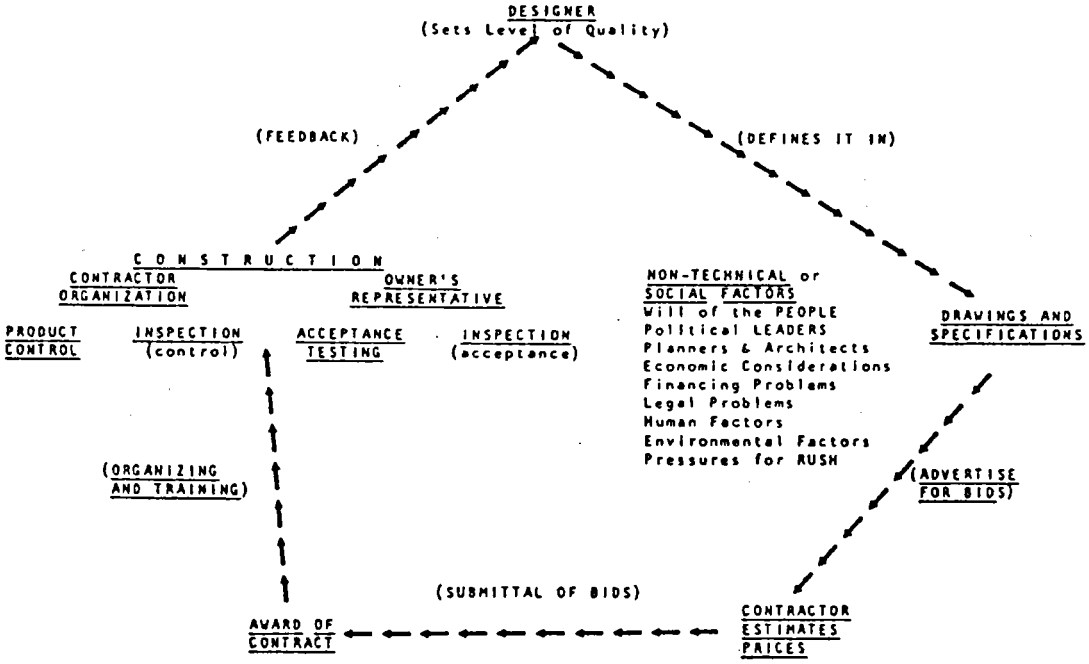


圖1. 品質管制系統

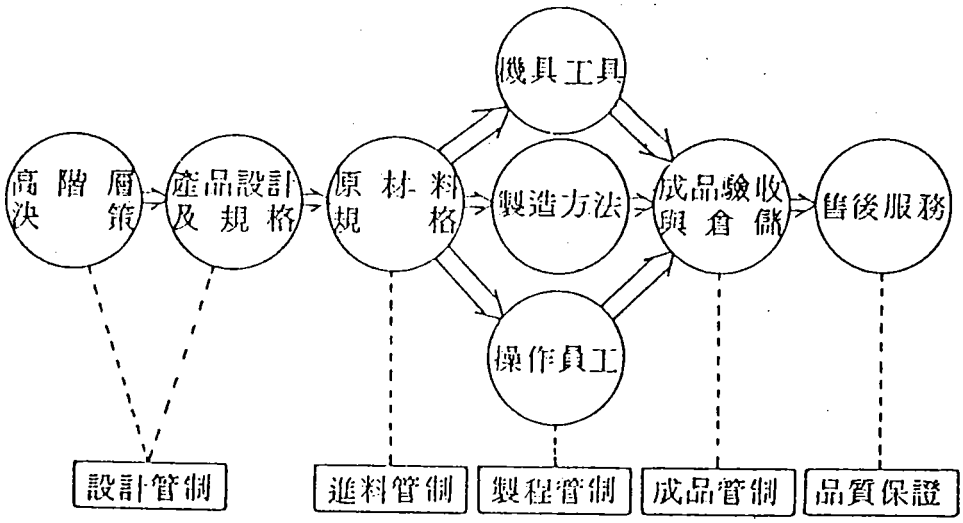


圖2. TQC 系統

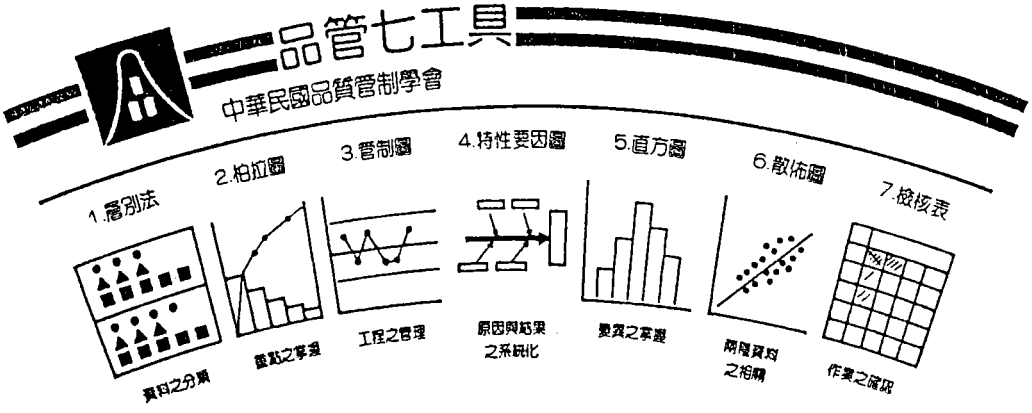


圖3. 品管七工具

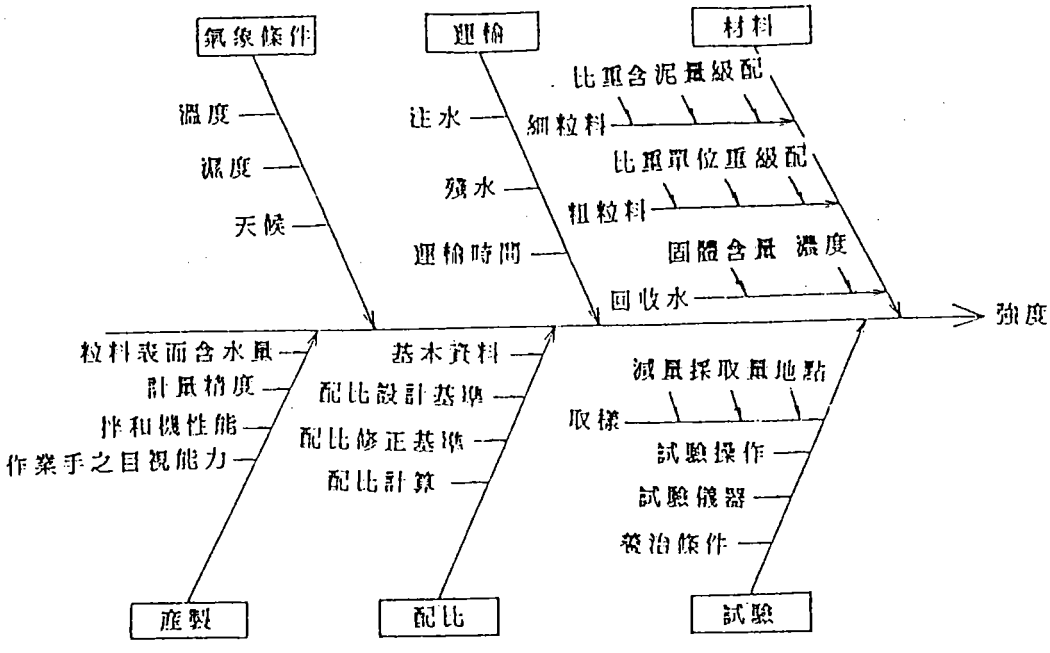


圖4. 影影響混凝土強度之要因圖

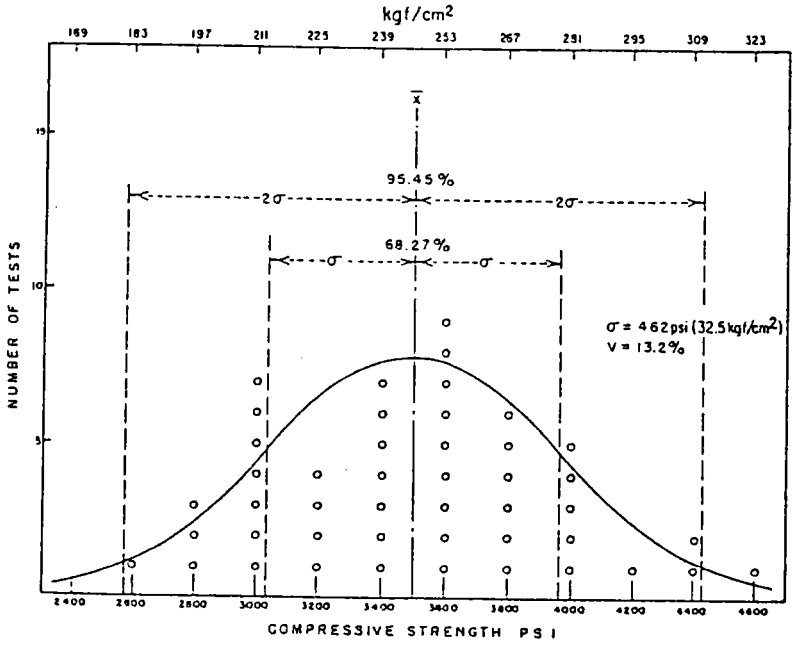


圖5. 混凝土強度之常態分配

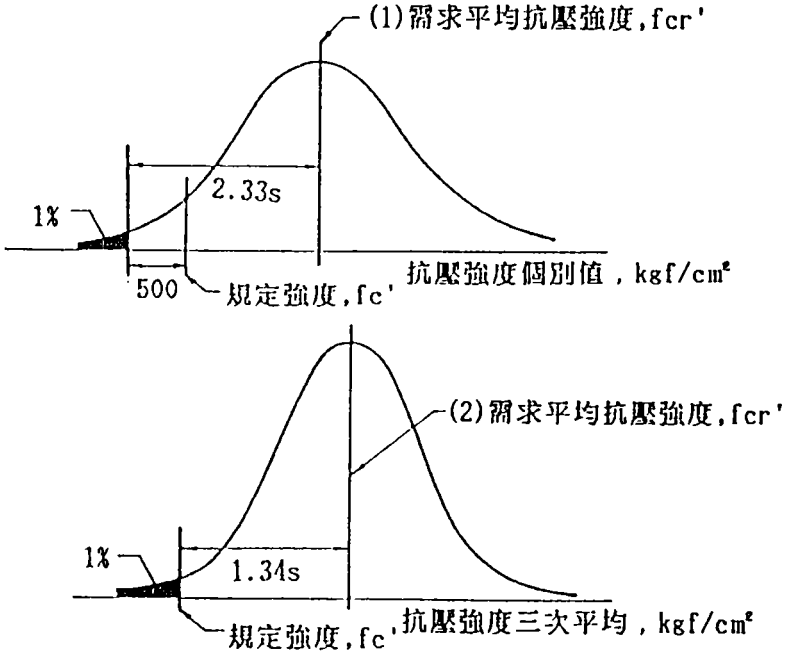


圖6. 以機率估計需求平均抗壓強度

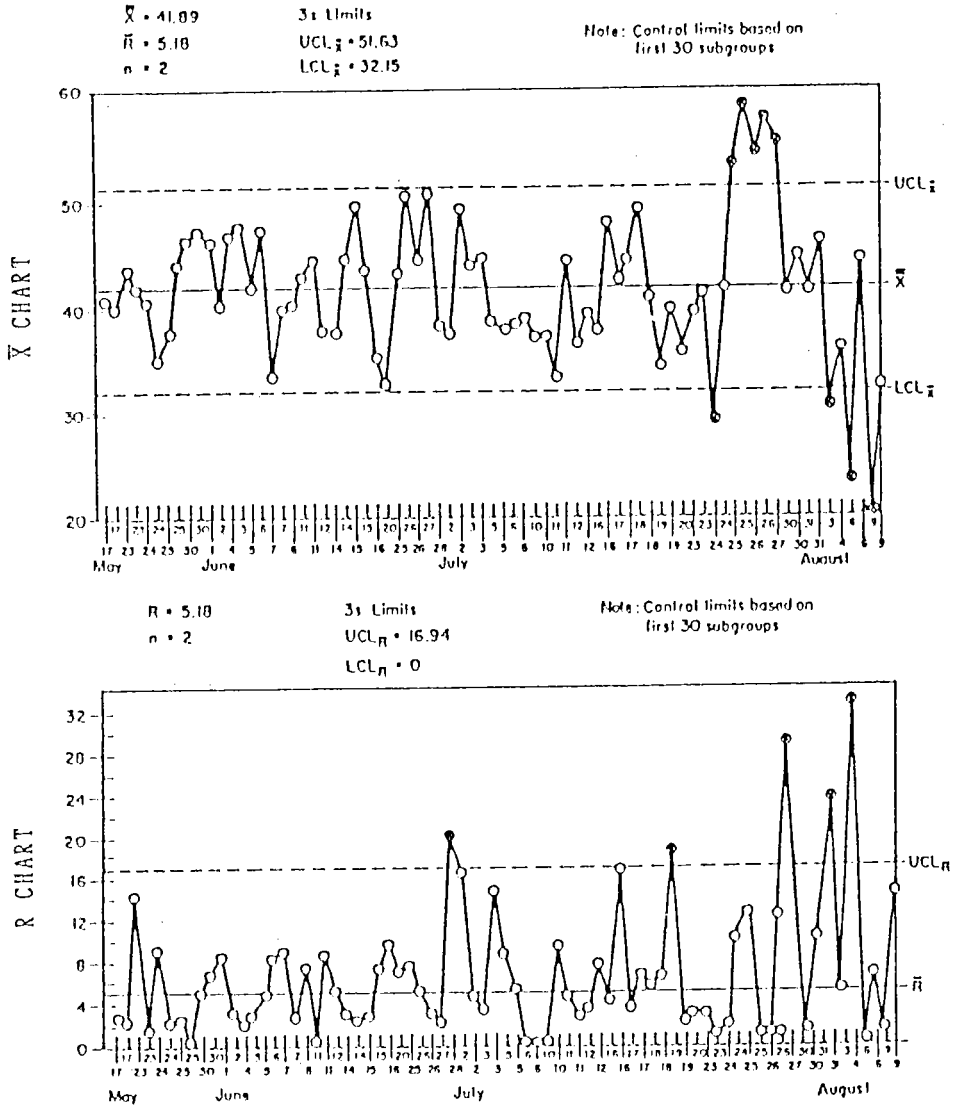


圖7. 8/3 in.過篩率之Shewhart管制圖

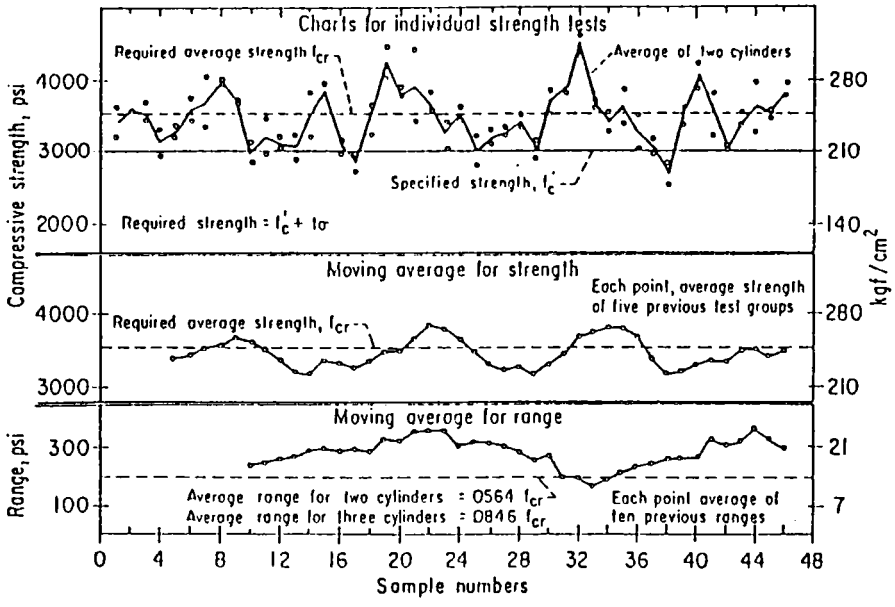


圖8. ACI 214 混凝土抗壓強度管制圖

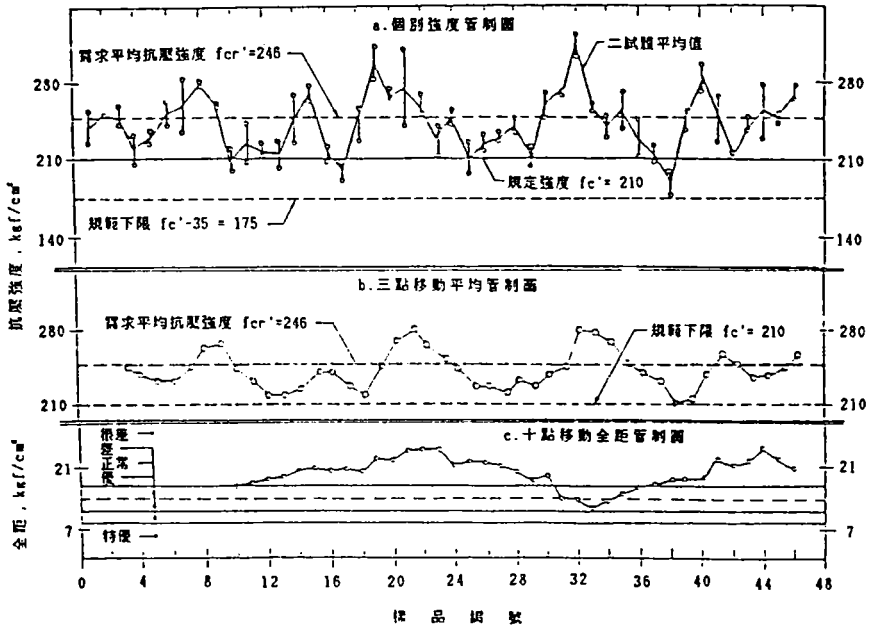


圖9. 修正混凝土抗壓強度管制圖

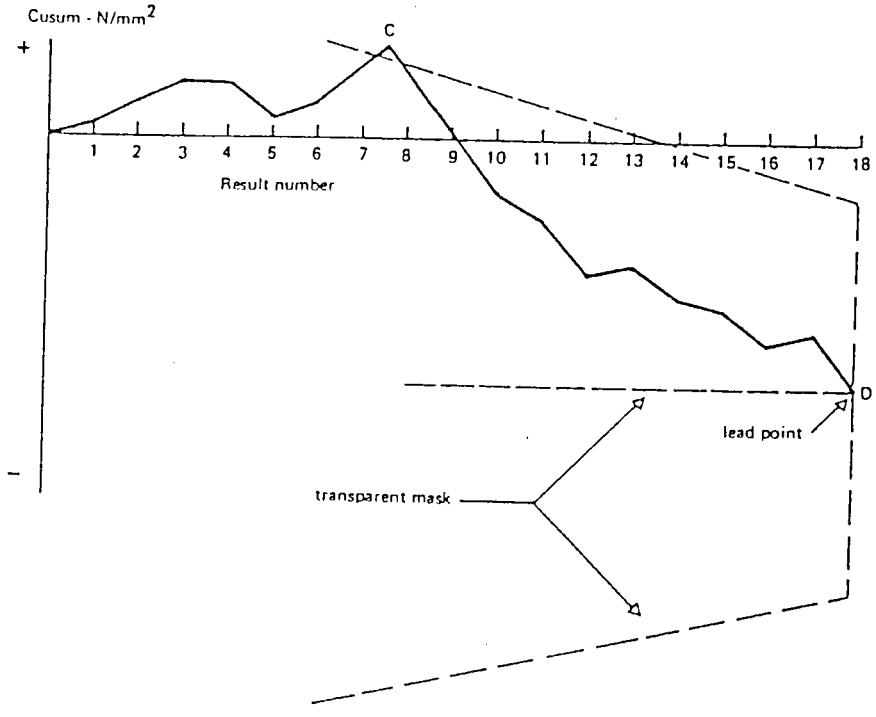


圖10. Cusum 管制圖

表1. 品質查核表範例

表9110-C07

交通部台灣區國道新建工程局

水泥混凝土澆注前鋼筋、模板檢驗記錄表

工程名稱				段別		標別	
結構物	樁號		承包商	施工圖號		編號	

結構＼新舊＼擋土牆

檢驗項目

檢驗部位

□ 基礎　□ 橋墩（柱）　□ 預力梁　□ 橫隔梁　□ 橋面版
□ 沈箱　□ 橋台　□ 帽梁　□ 側牆　□ 欄杆
□ 頂版　□ 底版　□ 翼牆　□ 翼牆　□

鋼筋

□ 鋼筋尺寸　□ 彎約、綁紮　□ 搭接　□ 間距　□ 補強
□ 組立穩固　□ 無浮銹　□ 20D（受壓）　□ 位置
□ 保護層（__cm）　□ 無雜物油污　□ 30D（受拉）　□
□ 勾鉤 [材質 尺寸　□ D
最小30公分以上
光面鋼筋應為上述兩倍
□依設計圖所示　公分以上

檢驗結果：□ 合格
□ 改善後再驗（應於　月　日前申請檢驗）
□

檢驗時間	年　月　日　時	檢驗者	

模板

□ 樣線及高程（□ 附驗測記錄）　□ 斜度、拱勢　□ 高架　□ 垂悬及數量
□ 內模尺寸及內撐　□ 螺栓及栓緊　□ 柱箍　□ 後角
□ 線條平直　□ 模板厚度　□ 脫模　□ 埋設物
□ 支撐　□ 滴水槽　□ 模內雜物清理　□ 預留孔
□ 伸縮縫填充板　□ 止水帶　□ 板面　□

檢驗結果：□ 合格
□ 改善後再驗（應於　月　日前申請檢驗）
□

檢驗時間	年　月　日　時	檢驗者	

備註

1、標示 □ 為符合規定，□ 為未符合規定。不需此次檢驗項目者，請刪除。
2、本表乙式參份，監工單位驗單自存乙份，餘送督導工務所及隨工程檢驗申請單退承商各乙份。

監工單位：　　監工：

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

混 凝 土 監 工 實 務

劉惠德*

壹、概 述

一般而言，監工並非工程之目的，它僅是品質保證系統與承商品質控制之一環。監工與品管試驗只是校核成品或者施工過程是否合乎規定，並不能因而提昇其品質，但是，如果能夠適當地評估、決定與執行，則可以改善其品質。

欲獲取良好之施工品質，主要是靠承商與製造商之品質控制計劃並落實執行，除了管理階層之決心、支持外，尚需有關人員之全員參與，戮力以赴，方始有成。

嚴格說來，工地之品管試驗及試驗資料之彙集評估，亦爲監工計劃之一部份，亦即爲業主提供執行"允收監工或檢驗"責任，與爲承商或生產者提供品質控制之監工檢驗者皆含在內，然爲單純起見，本文重點指在工地目視、量測之監督人員，有關試驗之部份本文僅稍事涉及。

所謂允收監工，依ACI 311.4R之定義"一系列之工作與程序"，提供業主可接受之承商履行其合約義務之程度。至於承商或製造商(生產者)之品質控制監工，則爲一系列之工作與程序，爲承商或製造商施工作業之部份，作爲其品質之評估，並協助其確保完成之工作符合規範合約之要求，而爲業主代表可接受者。

允收監工由業主之獨立監工組織，業主委託之工程師所僱用之人員或獨立監工組織負責，品質控制或製程監工則由承商人員或其僱用者承擔。

---

* 中華顧問工程司桃園工務所主任

貳、監工品管計劃之工作與校核表

一、監工品管計劃之工作如下，實務上因個案之需求，可能增減一些項目。

(一)使用材料如果需要事先之品質試驗，應規定檢驗項目與接受標準。

(二)混凝土生產前應先驗證。(包括拌和機之均勻性試驗)

(三)工程使用之配合設計，必需依可靠之標準與規定。

(四)施工中於規定之頻率下，針對混凝土材料取樣與試驗。材料或料源改變時，必需做品質檢驗。

(五)每日檢查預拌廠之配料，產量與粒料之含水量也應作定期性檢查。

(六)允收程序應包含檢查模板、澆置前、澆置中與澆置後之混凝土工作，炎熱與寒冷氣候時之澆置工作尤應特別小心。

(七)當拆摸時間爲一重要問題時，則應留意工地養護試體之強度或以某些非破壞試驗之形式爲之。

(八)永遠需要以強度試驗來校核混凝土之生產品質與設計之假設。

依上述工作可具體列出校核明細表，以作爲業主允收監工時選擇之項目，也可供承商進行品質控制時之參考。註[1].

註[1]:有些工程性質特殊，所需之檢驗項目有些可能不包括在校核表內，則可在規範中或其他文件另加以確保品質；諸如壓力灌漿、噴凝土、人造石、水中混凝土、真空混凝土、滑動模板、油漆等等。

二、監工校核表

(一)料源檢查

1. 粗細粒料：級配與細度模數，-#200篩之材料，健性,輕質顆粒，比重吸水率，水溶性氯化物，骨材反應,單位重等。
2. 細粒料：有機不潔物，有機不潔物對強度之影響。

3.粗粒料：磨損，長扁顆粒，易碎顆粒。
4.水泥：物性、化性。
5.摻劑：輸氣劑，減水劑，礦物質摻料，檢視試驗結果與預警等。
6.水：對強度之影響，凝結時間，總固體份，總氯化物,可飲水(地區性健康標準)。
7.鋼筋：外觀，單位長度質量，抗彎性質，拉力性質，化學性質。
8.預力鋼筋：單位質量，鋼索直徑，級類，包裝，特殊要求及第7.項之規定。
9.混凝土：抗凍融。

(二)配合設計之認可

(三)預拌廠與運輸車之驗證

(四)施工前與施工中預拌廠與車輛之檢查

1.粒料儲存區域：乾淨，隔離，搬運與裝卸，灑水系統與排水，料源，炎熱與寒冷天氣之措施(加熱、冷卻與覆蓋)。
2.水泥儲存倉：防水，出貨溫度，出廠證明,重試(超過六個月)。
3.袋裝水泥儲存：儲存輸送台，型別、廠牌與製造者之標示，防潮措施，出廠證明，重試(超過三個月)。
4.摻劑：溫度控制，污染控制，攪拌，重試(超過六個月)；型別、廠牌與製造者之標示。
5.配料設備：磅秤與設備之檢查，度盤與磅秤之準確度，數位顯示器(秤)之準確度，歸零，粒料適當分離，材料自由卸落、卸門緊密，計量斗自由懸掛，支架銷之情況，供水系統不漏水，水之量測準確至±1%，摻劑分別配藥、不漏與準確至±3%，目視可及。
6.配料操作：水泥與膠結材料爲所需質量之±1%，粒料則爲±2%（累計重量時爲±1%)，調整游離水，摻劑分別計量與下料,校核送料簽單。
7.拌和操作與拌合機之檢驗：葉片沒有破洞、裂痕與沾粘，葉片磨損，拌和機之均勻性，拌合車轉速70-100轉/分,拌合車水量準確至±1%。
8.施工中取樣試驗：取樣，級配及F.M.，易碎顆粒，褐煤，比重及吸水率，有機物。

(五)澆置前檢查

1. 準線與方向：位置，高程，尺寸，形狀，排水，表面之準備，支撐。
2. 模板：規定種類，位置，尺寸，容許差，準線,穩定度(支撐、隔離物等)，表面準備，緊密度，接縫崁條，檢視孔，潔淨，溫度，繫件。
3. 鋼筋：尺寸，級類，位置(支數，間隙與保護層),續接(焊接，搭接，焊工資格，焊接程序)，穩定(墊座、間隔，鋼線)，潔淨(無鬆銹、油、漆、乾砂漿等)，防銹塗料。
4. 預力鋼筋(先拉或後拉)：鋼索、線或棒，尺寸，位置，級類，錨座，拉力程序，載重與伸長之量度，混凝土應力強度之驗證，乾淨，保護與遮護情況，後拉鋼腱之灌漿，端錨對口。
5. 埋設物與墊塊：位置，尺寸，條件。

(六)澆置檢查：

1. 條件：輸送協調，對陽光、下雨、冷熱天氣之防護，燈光與電力。
2. 工地試驗：配比，工地加水(30轉以上)，坍度，溫度，空氣含量，單位重，產量，試體(標示、拌和、位置、時間)，卸料(300轉或90 min)，試體之初期養護。
3. 輸送：不會產生反應之材料，避免分離或減失、污染，輸送設備之條件(表面平滑，沒有洞穴，乾淨等)，以滑槽或漏斗形管自由下料。
4. 澆置與壓實：接觸面之準備，能夠下料至澆置區任何地點之方法，砂漿墊底(Mortar bedding),避免分離(不要對著模或鋼筋下料)，層厚，外部振動(間距)，內部振動(深度、間距、時間、垂直插入，不要以振動來移動混凝土),開口處或埋設物周圍澆置平坦，移除浮水，臨時繫材、隔離物等。

(七)澆置後檢查與試驗：

1. 修面、養護與模板支撐等之移除：依規定之修飾，防護表面以免快速之乾燥縮裂（避免陽光直射)，適當之養護溫度，模板移除(

工地養護試體之試驗或其他同意之方法)，養護劑,完成之有模表面(必要時之補修)。

2. 再支撐及其移除：位置，數量，時間與步驟。
3. 硬化混凝土之試驗：養護，鑽心，蓋平，抗壓、抗張等試驗，輕骨材之氣乾單位重，抗彎強度，比重、吸水率與空隙，初次破裂強度與韌性(纖維混凝土)，非破壞試驗。

參、監工基本項目簡述

ACI SP-2混凝土監工手冊，對於以上所述之監工工作有更詳盡之說明，值得有關人員詳讀。現將其中之一般性部份扼要敘述如下，以供參考。

一、工程監督與監工

監工執行業務以工程規範爲主。近日之趨勢，著重在廠商之自主檢驗與監工(製程品管)。

業主所派監工之職責爲決定材料、步驟與成品符合規範之要求或可接受之狀況，即監督送至拌合機之混凝土組成材料，並且檢驗塑性混凝土與硬化混凝土；至於承包商之製程品管監工人員，其重點則在材料之生產過程，模板之組立與混凝土之澆置過程等。

代表業主之監工：

在承商要求時儘速配合監工。任何會導致不良結果之情況，應注意並且儘早告知承商，以避免材料、時間與人工之浪費。除非不能獲致可接受之結果，不要干擾承商之施工方法。對承商不做不合規範之要求。如果規範允許有數種方法，則可作建議。

對承商及其工作人員應維持客觀、和藹與有助益之立場。僅對承商之代表明示（最好以警告之形式說明依據規範，有瑕疵之工作結果將不會被接受)。包含成本、完成時間或其他重要性質之因素等等之變更,應以連絡單告知其代表人，並作清楚的指示。可能引起爭議之指示應見諸文字。

好的開始很重要。不正確的方法在開始時容易改正。所以監工在混凝土開始澆置或修面與修飾時應駐在工地。坍度的問題常爲雙方意見相左之所在。工人希望坍度大，但以目前之設備與振動機，較低坍度應該能夠澆置搗實而不致於給承商增加太多之負擔。

承商僱用之監工：

基本上與代表業主之監工相同。但是，同爲承商所僱用，故與領班及工作人員的關係有些不同，其真正的關係必需在承商管理部門給監工指令中詳細說明。

監工應隨時注意有關安全的規定與需求。忽略安全將危及監工之工作。

二、材料之檢查與試驗

使用之材料應檢查是否符合規範之要求，並且經過適當地儲存、處理與使用。如爲料源檢查，還應注意在輸送與儲存間是否損及品質。

(一)水 泥

工作延誤與從拌和到澆置的時間太長，是坍度損失最常發生之原因，並因下列情況而加劇：快凝水泥、有假凝傾向之水泥、水泥與摻劑不相容(炎熱天氣時尤甚)、因高溫使得新拌混凝土水份減失、因爲不尋常的吸水性粒料、路基或陽光及大風下乾燥失水。寒冷天氣之快凝則可能是材料加熱過度或使用太多氯化物引起。熱水泥對混凝土之影響不大，它會增加混凝土之溫度，但不嚴重。

(二)粒 料

檢驗粒料，以決定是否接受，進行必要之控制試驗，查看其是否適當地儲存、處理以及配料。均勻配合是很重要的。

(三)水

一般規範常明訂飲用水適合拌和使用。應檢查有害之不潔物，時間允許的話，以控制試體比較其混凝土試體或砂漿試體之試驗強度與耐久性。

(四)摻 料

摻料應注意1.是否符合規範，2.儲存不受污染或變質，3.能準確量度，並依規定配比拌和，4.其性能是否可以發揮。日常之品質控制試驗包括密度、固體份及pH值等。

(五)鋼 筋

校核每批鋼筋是否經過製程檢驗，無彎折或過度銹蝕。

(六)養護劑

檢查標籤而無污染、稀釋或其他缺陷。使用前是否充分和均勻並可達到規定之覆蓋率。在規定之養護期間內養護膜保持完整不破。

(七)填縫料

接縫施工與準備之每一步驟需要小心施作與監督。規範應說明填縫料之種類、安置方法、施工與準備之特別規定。刷塗底油（粘層）、安裝背填材料或填縫料前,應檢查每條接縫是否乾淨。施工溫度應在40°F至90°F之間。

三、材料之處理與儲存

(一)水 泥

水泥儲存倉應能防水及通風良好以避免水份聚積。工地儲存與輸送過程，應減少與空氣之接觸以免部份水化。

(二)粒 料

輸送車輛應緊密、堅固。輸送過程不應受到外物污染。料堆基地應乾淨平坦。分層堆料以避免分離，並隔離清楚。料源不同者不應堆置一起。

(三)摻 劑

爲了維持固體成份在懸浮狀態，儲存配料桶應具攪拌設備（許多摻劑溶液都有沉澱之趨向）。比重計可用來校核溶液之濃度。粉狀摻劑之儲存要求與膠結材料同。

四、澆置前之監工

校核澆置基礎面之準備工作(壓實度及其含水量)。基礎材料應該濕

潤，以提供混凝土養護時之水分，但也不能積水成池，因爲會導致與混凝土接觸面之W/C 增加。鋼筋安置不當會產生嚴重之裂縫、腐蝕與其他缺陷。模板應堅固、牢靠並塗抹脫模劑，對混凝土表面之良好結果，有很大的助益。

(一)事前研討

接到工作後，監工應儘快熟悉設計圖說。規範與其他有關之規定或參考資料。仔細審視施工圖、安裝圖或混凝土澆置圖，並依合約圖說核對。注意工作的安排以及承商之預拌廠、機具與組織等。特別注意路基之滾壓機具與步驟、混凝土之配料、拌和、輸送與澆置設備、振動機具等。審查養護的方法、脫模、支撐與試驗步驟，並且熟悉、瞭解工地的情況(如路線、坡度、基礎)、路權的範圍、道路的位置、河流、污水、管線、柱子或會受施工影響之電纜電線、地下與高架之設施、正常或特殊之交通佈置、以及安全措施規定。

(二)準備工作之檢查

混凝土澆置前，檢查開挖、模板、支撐、鋼筋與埋設物等，確定其合乎規範要求並且確知工作縫及混凝土之養護措施準備妥當。下列三階段應持續進行監督：

1. 預備工作：

開挖及模板組立完成。如果模板尺寸與穩定度合乎要求則承商即可清理基礎、塗抹模板、裝置鋼筋與固定物。

2. 半完成或清除：

當各項準備工作就緒，再仔細檢查基礎、模板、鋼筋及所有設備與埋入混凝土中之配件，即進行最後之清理。

3. 最終工作：

於混凝土澆置前爲之。模板與固定物必常穩固、表面 乾淨，必要時濕潤之，所有校核表都要確定簽署。當材料配比、工作條件(天氣、時間、燈光、設備、養護措施)都合乎規定，即可進行澆置工作。

關於開挖與基礎，應注意澆置之開挖面位置、尺寸、形狀及濕潤狀況是否合乎要求並注意排水。路基與回填是否依規定壓實（尤其注意墻腳、角落）。澆置之表面應潔淨潤濕,但不得鬆軟，如有積水，應即移除。

關於模板，在混凝土澆置前應檢查模板及各項支撐，其數量、種類是否合適，位置是否正確。由於混凝土之重量、人工及機械之使用，可能使得混凝土垂陷或鼓脹，故監工應確保拉桿或模板支撐使用適當，以防脹模，或使用較密之支撐間距，以防底模鬆垂。模板應平滑無孔洞，並依設計之尺寸、坡度與位置等準確組立。如果使用鋼模，應檢查有無裂縫、不雅觀之割痕、凹陷或鼓起，組合後之接合應平滑緊密。

混凝土澆置前，應潤濕模面，塗抹模板油或其他經使用證實良好之材料，但不能過量以致污染或軟化混凝土面。如果規範要求塗抹模板油，則應在安置鋼筋前施作，否則，會沾粘在鋼筋上而破壞粘結。

鋼筋應檢查其強度、符號、尺寸、彎曲、間距、位置、適當的支撐、繫結與表面的情況。其彎曲應依彎曲詳圖施工，但預力鋼筋不得彎曲。鋼筋之儲存與處理應避免引致生銹的環境。安置前可用磨擦或其他有效之方法去除鬆銹與鱗垢、油漆、油脂、乾泥或砂漿等。鋼筋應具適當之保護層，並依圖說搭接，其長度應足以傳遞粘著應力與剪力。除非結構不允許，否則鋼筋密集處之搭接應該錯開，以得澆置混凝土之適當空間，同時注意振動器之選用、振動位置之間距與振動時間之配合、調整。如屬焊接，則應確定焊接長度合乎所需，且由合格之焊工進行。

澆置前，監工應校核所有拉桿與支撐、模板、繫件、鋼筋及埋設物是否安置妥當，所有外物與碎片是否移除乾淨。

五、混凝土作業

拌和完成後，良好的混凝土作業，其基本需求如下：

(1)混凝土應在無分離狀況下輸送、澆置與搗實。 搗實應充分填滿模板內各處，並消除空隙。

(2)維持混凝土所需之品質與均勻性。

(3)養護良好。

(一)現場條件

工地之準備、模板與鋼筋位置條件等合乎規範要求後，才能進行混凝土作業。校核澆置順序與工作規範。除非防護措施準備妥善，有些規範不允許在夜間、太熱或太冷、風大或下雨之狀況下施工。有些規範要熱天時在夜間施工，以減少水分蒸發與降低混凝土溫度（特別是有裂縫疑慮之工程，如橋面版、道面與巨積混凝土）。夜間施工需有適當的照明，混凝土輸送不應太快，以致於無法適當地澆置與搗實，但也不應有不當之延誤（輸送、澆置、搗實)以致形成冷接縫。

校核機具是否狀況良好，並有足夠之數量以確保某些機具故障時仍能連續地澆置。熱天澆置大面積版面之混凝土時，應特別注意人力之充足。

(二)工地處理

監工應注意適當地輸送、澆置、搗實、飾面與養護。運距長或費時的情況下，應對新拌混凝土做些必要的試驗。校核拌和車之轉速，是否合乎規定，檢查水箱，查看送貨簽單，有些規範規定拌和後可用的時間，並且大都不允許加水再拌和。

(三)輸 送

輸送必需保持品質與均勻性。混凝土應該垂直傾卸或落下，否則常會發生粗粒料之分離。最好的方式是經由一段瀉槽下料。

1.吊桶與漏斗

底卸吊桶與漏斗允許澆置低坍度混凝土。斗邊坡度不小於60，並具可緊密關閉之卸門。傾卸門可在卸料之任何時候開關。吊桶不

應在新完成之混凝土面上搖動而過。每次使用過後，清理乾淨並抹油保養，清理時移除沾粘之硬化混凝土。

2. 瀉槽與輸送帶

瀉槽應爲圓形斷面，以避免混凝土聚積。坡度應足以使混凝土在規定之坍度下流動。(通常之坡度爲垂直:水平=1：2至2½)。

輸送帶使用廣泛。混凝土經由漏斗卸至輸送帶澆置。輸送帶應支撐牢固，末端應具適當之瀉槽，以免材料分離。

炎熱乾燥或多風天氣，長距離之瀉槽或輸送帶應加蓋，以防止坍度之快速損失。

3. 泵送混凝土

泵送前注意設備與線路之配置。管線材料可爲鋼或塑膠，不能使用鋁製品，因爲鋁管內部受到流動之混凝土之磨擦損傷後，常會產生氫氣，使得混凝土會有異常之膨脹。以幫浦輸送混凝土之坍度應在3-4"間，輸氧混凝土之坍度則可稍爲提高。在炎熱天氣時，更需要使用減水劑或有助於泵送之摻劑。注意管尾混凝土之情況，控制其坍度,並不得在泵上任意加水。 工作結束後，應清洗幫浦與管線。

(四)澆 置

適當的澆置方法不但可以避免分離，或產生蜂窩多孔之混凝土，而且可以防止模板及鋼筋之位移，獲得層層間之良好結合，減少縮裂，並產製外觀良好之結構。

1. 混凝土之卸料方向與位置爲了避免分離，混凝土卸料應爲垂直方向。必要時混凝土應該經過適當之瀉槽，以免撞擊模邊或鋼筋，如此，可以避免材料分離與表面沾粘砂漿。乾燥後之砂漿會減低結合力。

混凝土應該於接近最終澆置地點卸料，其數量不要超過能方便與有效之搗實，並且澆置面應盡量維持水平。分離之粗粒料應揀出撒佈在其他區域，如果就地鏟送漿料在上面易引起孔洞。

2. 厚層澆置

深厚混凝土澆置之頂層通常較濕，因此澆置上層時應採用較

乾配比。如果浮水升至表面，可能是細砂不夠，貧配比或坍度太大。浮水會使得完成表面形成弱層，而不適於做爲施工連結面，以結合後續之混凝土。輸氣混凝土有助於減少浮水。版面澆置前，厚層混凝土之墻或柱上澆置樑，應允許垂直澆置之混凝土有充分之沉降時間，否則，會導生裂縫。所需時間因溫度升高而減少。

3. 正確之澆置

混凝土應該連續澆置。諸如機械損壞、下雨等等會打斷連續性。中斷時應設法保護混凝土面。熱天、乾燥或刮風之情況，混凝土應有遮陽棚或蓋上不滴水之濕麻布。噴水霧也是適當的方法。若延誤太久則應施作工作縫。

工人應避免在新拌混凝土或鋼筋上不必要地行走。所有其他會影響到均勻性、修飾面或結合性的動作均應避免。大面積之版面工作應設置橫跨整個版面寬度之工作台，以避免妨礙到新拌之混凝土。

(五)壓 實

混凝土澆置後，應以手工具、機械振動器(較佳)、振動刮板、整面機等充分搗實均勻，以得結構密實，緊密包裹鋼筋及平滑之表面。鋼筋及埋設物周圍應特別注意施工。振動機具與人工應充足，並避免延誤而產生冷接縫。如果因爲澆置地點鋼筋密集、機具故障、拌和料工作度差或其他原因使得搗實速度緩慢，則配料與拌和之速率也要配合減少或減慢，使未搗實之混凝土不致於積聚在卸料處或在拌和機、漏上、吊桶、其他之輸送系統中閒置硬化。

低坍度之拌和料需用振動壓實。振動器分內振動、表面振動與模板振動三種。振動應持續至混凝土表面平坦及粗粒料均能嵌入爲止。容易產生過度振動之混凝土，不是太濕就是易於分離，這時，應該減少坍度，而非減少振動量。再不然，就要調整配比。如果粗骨材與砂漿之密度有相當差異時(如輕骨材)，延長振動或其他壓實動作，就有振動過度之危險，即大尺寸之輕骨材有可

能浮至表面。一般結構混凝土在18-30" 距離振動 5-15 sec，即可得所需之結果。

內振動器應快速垂直插入整層混凝土，並垂直緩慢抽出而不拖洩，抽取時連續操作，以免在混凝土中留下孔洞。振動器不該用來驅使混凝土流動而分離。

只要浸入式振動器會因自重下沉至混凝土中，振動都頗有效果。慢慢抽出振動器時應讓其繼續動作。

表面振動器應壓實全層混凝土，如果無法達到，則減小層厚或使用動力更大之機具。使用表面振動器的場合（振動刮板、盆式振動器、模板振動器等),需要配比良好之低坍度混凝土，否則，表面會有不好之乳沫。

模板振動器通常適用於預鑄混凝土，薄斷面之場鑄混凝土，且在不易或不可能插入內振動器的地方作爲輔助措施。它可減少模面之孔隙，但需強化之模板，以承受振動而不會變形或滲漿。

(六)修 飾

修飾決定混凝土面之品質甚鉅。曝露面多少受到乾濕、溫度變化與機械磨損等影響，同時，大部分之混凝土面也會因過量乾縮導致裂縫。所以混凝土應有良好配比(不含過多之水量)、適當地壓實與修飾，且必需在指定時間內適當的養護。

1. 無模表面

混凝土之比例與稠度，壓實方法等應使表面砂漿僅夠修飾。如果配比太濕或含砂太多、或壓實修飾過度，則表面可能有很多浮水或含相當厚的砂漿或水泥乳沫。

以括尺刮平，表面仍然相當柔軟時，監工應以直尺或樣板檢查平面之準線。太高或太低的地方應該馬上校正。刮平時如有水分浮至表面，應讓其先行蒸發再手鏝或機鏝。表面水光消失或人踏其上遺留¼"之腳印時，就應即時鏝平。如果太早鏝光，表面會有一層乳垢，如果太晚，則部份硬化之混凝土就會硬得不能有效地鏝平了。如果水量或水泥乳沫過多，在鏝前應先行刮掉。小心使用澆花之水管拉過表面可以有效地移除過量水分，但不允許在

新拌混凝土之面上噴灑乾水泥或乾水泥與砂之混合物。

輸氣混凝土浮水較少，因爲混凝土表面較內部硬化更快，有時會顯得修飾困難。使用較硬化之配比在硬化時較均勻，且可比一般混凝土早些修飾。此時可用鎂鏝或鋁鏝代替木鏝。

無模混凝土面在澆置後容易產生裂縫(當混凝土尙爲塑性時)，通常是由於太熱、太乾或風太大所引起的過量蒸發，叫做塑性縮裂，其方向不定，且不相連。在不良之氣候條件下施工之版面混凝土，可利用噴水霧、擋風板、遮陽板、塑膠布蓋或其他之方法，以防止修飾工作期間水分之損失，並因而大量減少塑性縮裂。有時塑性縮裂可以適時補救或防止，即較慢之鏝平及稍早之鏝光。鏝光前形成之裂縫可以鏝刀拍打改善，否則僅是鏝過，稍後裂縫仍會發生。

下雨時，雨水會破壞完成面，所以除非能夠完全有效遮護，否則，不能在雨中進行修飾工作。

2. 有模表面

有模表面之需求級類在規範中應清楚說明。表面構造紋理與顏色之均勻是最基本要求。缺陷應儘早修補，以利與基底混凝土連成一體。一些較特別之表面修飾工作有噴砂、刷光、磨光、研磨或墁灰等。如需鏟、磨或切削表面，應俟混凝土有足夠強度時進行，以避免粗顆粒鬆落。

脫模時，監工應在現場，以查看修飾或修補前之表面情況。繫桿留下之孔洞應用相同材料之較硬砂漿填塞，但不要用金屬工具施作，以免弄髒。

有缺陷的地方應馬上以核可之方法修補，但不能阻礙鄰近區域初期之連續濕養護。監工應特別注意工作之安排。

(七)工作縫

1. 計劃工作縫

工作縫主要是爲了施工之需求。澆置前應先計劃其位置，並且盡可能據此施工。通常爲澆置層之頂端，整體施工或每天工作之結束時。

舊有接縫面之基本要求爲乾淨、粒料不得鬆散與混凝土邊角不得破碎。混凝土之水泥乳沫可用水、氣噴射或鋼刷清除，然後表面蓄水或噴水維持濕潤，或者覆蓋濕砂直至澆置新拌混凝土或規定之養護時間，否則,接縫面可能就需要以噴砂或高壓水沖洗，才可獲得需要之清潔度。通常情況是延緩清除工作，直至下次混凝土澆置前再用濕的噴砂法或高壓水濆射法除去表面之乳垢或浮渣。

平面上澆置新混凝土，以往都是在舊有混凝土面上持續保持濕潤數小時後刷上一層與混凝土同樣配比之砂漿底層。但是目前比較喜歡於乾淨潮濕之接縫面上使用比一般混凝土含較多水泥、砂與水之配比澆置。如果原來混凝土包含大於3/4"之粒料，開始澆置之配比僅將大於3/4"之部份去掉即可。如果規定3/4"以下之最大粒徑，使用較多之水泥與水使坍度達6"即可合乎需求其厚度爲4-6",並在多處卸料，以便在接縫面上均勻撒佈。第一層混凝土澆置後，應充分振動，並確保每次振動器皆貫入底層。

2. 非計劃之工作縫

工程師與監工事先需有非預設工作縫之暫定計劃與施設細節，並考慮對結構與安全之影響。未明示於圖中之接縫，其設置至少下應對結構強度造成傷害，譬如樓板與樑之工作縫，應靠近跨距之中間(剪力最小處)垂直施設，公路與機場之工作縫則應設於縮縫或伸縮縫處，其他如同計劃工作縫所述。

六、養治、防護與拆模

混凝土澆置後，需要適當之養護，並加以保護，以免損壞。

(一)模板之拆卸與支撐

1. 拆模時間

規範通常規定拆模時間依據工地養護試體之適當試驗而定，並且包括試驗結果之評估方法及強度之最低標準。保存氣候條件及其他有關之資料，以爲試驗結果之參考。如果以試體之試驗來決定拆模時間，應在不比其代表之混凝土好之養護條件下養護。在炎

熱乾燥之天氣，混凝土澆置後即應儘早依規定之步驟養護，模板未拆時，除了曝露面外，模板也應保持濕潤。

2.支 撐

支撐混凝土之模板應維持不動，直至混凝土能承擔自重與施工載重。除非設計允許之臨時施工載重，任何時候之施工載重都不能超過構件之設計載重。當實際之抗壓強度與設計強度之比值≥結構構件之總呆重加上施工載重與總設計載重之比值，即可安全的拆模。無論如何拆模強度至少需爲設計強度之50%。 一般而言，柱子與橋墩可比樑或樓板早拆模。支撐與模板要在沒有衝擊下移除，並允許混凝土能逐漸而均勻地分擔重量的一部份。

3.防 護

監工應檢視施工材料或其他載重之分隔安排，以免造成結構中任何部分之超載。埋設物、管線等應防範碎片或落物等阻塞開口，而增加以後工作之困難。拖底工程與版樁在混凝土硬化前應留置原地。結構之回填與滾壓，需在混凝土強度可以承受後，始能進行，並且要小心避免撞擊。緊臨墻邊之重機械施工，可能引起裂縫，因而不被允許。

爲了避免破壞養護劑、防水塗料、或類似材料，混凝土邊應排除大而尖銳之回填材料。

(二)養 護

養護可以大量改善混凝土之表面情況與一般品質。本節只涉及一般溫度下之養護（炎熱或寒冷天氣之養護除外）。一般規定 TYPE I 水泥應連續濕養護七天，早強水泥(TYPE Ⅲ)之養護時間較短，慢凝水泥則需更長之養護時間。

1.濕養護

較佳之養護方法爲連續噴灑之方法：蓄水、連續覆蓋飽和之砂、麻布或其他吸水性材料。如果能夠連續濕養護當然有效。只要不破壞修飾面，應儘快地在無模混凝土面上加水養護；有模表面則在拆模後馬上加水。以有孔洞之塑膠管供應養護水之效果不錯。

濕麻布因不致於破壞新澆置之混凝土面，故爲一種不錯的方

法。如果本來就計劃噴水養護，則應先以濕麻布或其他蓆墊爲之。這些蓆墊應該留置原地濕潤直至不會因噴灑水分造成表面浸蝕爲止。也可以使用棉蓆和舊地毯，其使用方法與麻布相同。沿著工作頂面上之開孔PVC管供水，可維持麻布或棉蓆潮濕。麻布或其他覆蓋物，如果在養護期間維持濕潤，然後在移去前讓其自然乾燥，則有助於減少濕凝土之裂縫。麻布等應乾淨而不污染到混凝土。

2. 膜型養護材料

液態成膜養護劑可有效延緩拌和水之蒸發。白色顏料養護劑用於外觀不是很重要的場合，除了可以容易看出遮蓋情形外，並可反射陽光而減少表面溫度。如果使用透明養護劑，則應含易褪之染色，以確定完全遮蓋。養護劑使用時，混凝土面仍應濕潤。使用機械式連續噴灑直角相交之兩道，以得均勻之塗佈。沒有特別規定時，每層覆蓋不能超過400 ft^2/gal。

小工程允許人工噴灑。 監工應檢查遮蓋之完整性與均勻性，並以使用材料之數量與覆蓋面積來做比較。噴灑養護劑後繼續工作前，養護劑應有足夠強度以耐踐踏，否則，應蓋以足夠之土或砂，以保護劑膜。至少在第一週內重噴修補遭破壞的地方。特別乾燥之情況下，需要增加層數。

維持濕潤之木模與鐵模，對防止水分之漏失有些幫助。必要時，混凝土曝露之頂面必需保持足夠濕潤，使得水分流下鬆解之模內以濕潤混凝土，否則，就儘快拆除模板，即時開始前述之養護。

3. 不透水薄片

於版面工程中，如果能與混凝土面緊密接觸、相鄰兩片之間縫可確實封住，並且薄片不受損時，聚乙烯膜爲適當的養護材料，除了延緩水分蒸發，並可保護混凝土在施工中不受損壞。混凝土表面乾燥時應重新濕潤後再養護，其他也有用防水紙來養護的。

4. 加速養護

以飽和蒸氣或乾熱法加速養護，需要混凝土構件先行封層，以防

水分漏失。

5.催凝劑

使$CaCl_2$時，用量最多爲2%水泥量，並且先要充分溶於水中。因爲常會腐蝕金屬，並且有可能增加硫酸鹽侵蝕之敏感性與骨材鹼性反應，所以，除非絕對需要，否則,不要使用$CaCl_2$。在溫暖天氣，常會導致混凝土之快凝，使得修飾工作變得不易或不可能。尤其在預力混凝土中絕對不能使用。

(三)特別養護條件與防護

炎熱天氣時不當的養護，由於過量與快速的蒸發，而增加塑性縮裂，會產生不良之外觀與低強度之混凝土。所以在炎熱與大風之天氣，可能需要設置擋風板、噴水霧、蓋塑膠布或其他之保護措施，以防止混凝土表面在硬化前快速乾燥。

監工要檢查養護工作是否儘早開始，否則，延誤太久會產生過量的蒸發與縮裂。由於吸收輻射熱會增加混凝土表面之溫度，所以應該避免深色之覆蓋物與深色之液膜養護劑。

肆、參考文獻

1. Botch Plant Inspection and Field Testing of Ready-Mixed Concrete. ACI 311.5R-88.
2. Guide for Concrte Inspection, ACI 311.4R-88.
3. Manual of Concrete Inspection, ACI SP-2. 1980
4. Specification for structural Concrete for Buildings, ACI 301-89.

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

混凝土材料氯化物含量檢測規範之比較

李　釗 *　　陳桂清 **

關鍵詞：氯離子，鋼筋腐蝕，耐久性

摘　要

R.C.結構物發生鋼筋腐蝕生銹，主要原因是混凝土內含有過量氯化物所致。如何有效防止氯化物含量過多，應從混凝土組成材料含鹽量之檢測著手。因此氯化物之檢測極爲重要。

本研究重點乃探討各檢測規範間之差異性爲何？分析結果顯示，各規範中之酸溶法分析所得之Cl^-濃度比水溶法高出10%。混凝土試樣如同以酸溶法處理時，ASTM與AASHTO規範所得之結果約略相等。JASS規範在檢測混凝土中氯離子含量時，則與 ASTM及 AASHTO規範中之酸溶法所得結果差異很大，分別約爲40%(過#50篩)至70%(過#200 篩)；如僅與AASHTO之水溶法比較時，則相差爲28%(過#50 篩)及48%(過#200 篩)。

壹、前　言

混凝土被公認爲最具耐久性及經濟效應甚佳之營建材料。水泥、粗細骨材與水是組成混凝土之基本材料。近年來由於台灣工商經濟發展迅速，政府大力推動國家建設，各項大型工程正方興未艾不斷持續在進行著，建設所需之混凝土材料需求量很大。台灣地小人稠，高山陡峭，河川短促水流湍急，天然河川砂石原本蘊藏豐富，但是歷經幾十年來長期大量的開採，目前陸上河川砂石已呈現嚴重枯竭的窘態。北部地區向來是人口眾多，開發密集，建設頻繁的區域，早在十幾年前即已發生砂石供

---

* 台灣省交通處港灣研究所港工材料組副研究員

應失調置乏之事。聽聞一些不肖營建業者早在那時即已開始盜採或濫採海邊砂石，蒙混替代河砂使用。不幸傳聞變爲事實，往昔摻用海砂之建物，如今已一一浮現嚴重腐蝕損害的現象,終於爆發了"海砂屋" 事件，整個海砂屋事件的震憾性不斷地在擴大之，如果沒有妥善的處理，未來將演變成一個社會棘手的問題。

R.C.結構物發生鋼筋腐蝕生銹、体積膨脹導致結構物崩塌，其主要原因乃是混凝土內含有過量的氯化物(Cl^-)所造成的。 氯離子的來源不外乎有內含來源，亦即製作混凝土之材料本身原已具有Cl^- 的存在，另一來源即是由外界環境侵入。如何有效防止有害物質(Cl^-)含量過多,提高R.C.結構物之耐久性，治本方面應從基本組成材料含鹽量的檢測著手，制定相關土木材料含鹽量之規範嚴格執行品質管制，同時對新拌混凝土，或硬固混凝土應做追蹤檢測。因此氯化物之檢測變爲一個極爲重要的工作。

混凝土及其基本組成材料中之含鹽量檢測方法，歐、美、日等先進國家早已訂定許多檢測方法及含量規範。這些檢測方法之差異性、準確性以及方便性與實用性是本研究探討的主要目的。

貳、Cl^-對鋼筋混凝土侵蝕的行為

一、Cl^-對鋼筋腐蝕之行爲：

一般而言在正常情況下，鋼筋在高鹼性之混凝土內是不易發生腐蝕的，主要乃是鋼筋表面生成一層鈍態氧化膜 ($r\text{-}Fe_2O_3$)的保護作用。然而混凝土爲一具多孔隙的材料，在高的孔隙率(i.e.滲透性高)或有裂縫產生的條件下,有害物質易於侵入，將會造成鋼筋的腐蝕。氯化物(Cl^-)乃是公認致使鋼筋發生腐蝕的主要有害物質。

幾乎所有的研究學者都認爲在鋼材的腐蝕反應過程中,Cl^-是扮演一個重要的催化作用。當Cl^-含量過量時，Cl^-會破壞鐵材表層之鈍態氧化膜,並造成金屬離子的溶解(出)。依據Uhliq[1]的觀點，Cl^-會與鐵生成不穩定之$FeCl_3^-$,$FeCl_3^-$能再與 OH^-發生反應生成$Fe(OH)_2$。其化學反應如下：

$$2Fe + 6Cl^- \rightarrow 2FeCl_3^- + 4e^- \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$
$$FeCl_3^- + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_2 + 3Cl^- \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

上述反應過程中，OH^-的消耗降低了PH值，釋出的Cl^-繼續附著浸入於鐵材次表層(Substrate)中,致使鈍態氧化膜持續被破壞，造成更有利於鋼材腐蝕循環的環境。

二、對混凝土材料侵蝕的機理：

氯離子除了對R.C.結構物中之鋼筋會造成腐蝕外,Cl^-之侵入亦會致使混凝土材料在水化硬固過程中，發生水泥水化物膠體結構上的變化，致使硬固混凝土體積發生極大的變化。

一般研究學者熟知，當水泥水化產物C-S-H膠體與Cl^-接觸時會形成高溶解性的氯化鈣($CaCl_2$),而使原來具緻密性之C-S-H 膠體溶出，變爲多孔性的網狀結構，增加了水泥漿體的毛細孔體積。由於滲透性的增加，使得海水中之鎂(Mg)離子更易侵入混凝土內,取代C-S-H 膠體中之鈣，而變成不具膠結性的M-S-H，造成混凝土強度損失[2]。同時當氯化鈣與水泥中之鋁酸三鈣(C_3A)反應時，會生成氯化鋁酸鈣[3];其反應式如下:

$$\underset{(CaCl_2)}{2Cl^- + Ca^{+2}} + C_3A + 10H_2O \rightarrow \underset{\substack{\text{Chloraluminite} \\ \text{(氯化鋁酸鈣)}}}{C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O} \quad \ldots\ldots (3)$$

氯化鋁酸鈣在含有硫酸鹽類的環境下會發生化學反應生成鈣釩石(Ettringite)，致使混凝土體積膨脹，導致結構物龜裂降低耐久性。其反應過程如下：

$$C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O \xrightarrow{MgSO_4(aq)} \underset{\text{鈣釩石(Ettringite)}}{C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 32H_2O} \quad ..(4)$$

三、混凝土材料中氯化物的容許含量：

混凝土中所含有之氯化物並非全部都能影響結構物的腐蝕。同時其氯化物之含量超過某一含量，才能對鋼筋發生腐蝕作用。通常混凝土內之氯化物以下列三種形式存在硬化混凝土內[4]:

(一)化學性結合型之Cl^-(Chemically Bounded Chloride)：

此類型之Cl^- 主要是拌合材料中之Cl^-與水泥中之C_3A發生化學反應形成難溶性之C_3A水化物,此水化物即爲所謂之Friedel氏鹽 ($C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$), 以固態化學結合方式存在於硬固混凝土內。

(二)物理吸附性之Cl^-(Physically Absorbed Chloride)：

Cl^-與水泥中之C_3S成份發生物理性吸附作用, 而附著於化學性結合固化體之表面。此種Cl^-由於受到表面吸附作用力的束縛, Cl^-被固定於Friedel晶體周圍, 不易發生游離。

(三)自由型(游離態)之Cl^-(Free Chloride)：

此種Cl^-存在於混凝土中孔隙溶液中,不受束縛, 能自由游動於混凝土孔隙溶液中。因此,當此種自由型之Cl^-接觸鋼筋表面時, 極易發生腐蝕行爲,故對鋼筋之腐蝕威脅最大。

混凝土中自由型之Cl^-存在,潛在著對鋼筋造成腐蝕的威脅。依據日本建築學會1977年的建築規範JASS中, 曾修訂在混凝土材料中細骨材的氯化鈉 (NaCl)含量, 以0.1%爲其上限 (對絕對乾燥砂重之比), 超過此值, 鋼筋始有生銹的威脅, 而生銹的量將隨時間的增長而增加, 若NaCl含量在0.3 %以上, 鋼筋將全面性的生銹[5]。至於混凝土內氯化物之含量亦訂定有規定。歐、美、日等國之規範如表1 所示[6]。

參、混凝土材料氯化物之檢測規範

一、Cl^-分析之基本理論

鑑於評估分析方法的簡便、精確及時效性且又不需要昂貴精密分析儀器的前提下, 分析Cl^- 濃度時通常可使用化學滴定法, 此法基本上乃是依據化學滴定終點(當量平衡點)理論。一般常使用已知硝酸銀($AgNO_3$)濃度之溶液來滴定未知濃度之氯化物溶液。化學分析上滴定Cl^-濃度有二種方法; 一爲傳統化學滴定法, 此法乃以溶液顏色變化, 做爲判定未知溶液達到滴定終點之依據,另一方法爲電位滴定法,此法乃以電位變化差值來判定滴定終點。下列簡述滴定法的基本原理:

(一)傳統化學滴定法：

傳統化學滴定法乃是在待測(未知)濃度的Cl^-溶液中,添加重鉻酸鉀($K_2C_rO_4$)爲指示劑後,以已知濃度之硝酸銀($AgNO_3$)溶液來滴定之,當待測溶液中所有之Cl^- 完全被硝酸銀中之Ag^+作用，產生$AgCl_s$白色沉澱後，當溶液達到定終點時，多餘之Ag^+ 會與$K_2C_rO_4$作用產生橘紅色之重鉻酸銀($Ag_2C_rO_4$)沉澱,亦即待測溶液之顏色由青黃色變爲橘紅色時,則此待測溶液已達到滴定終點(亦即平衡當量點),此時記錄所消耗$AgNO_3$之用量,利用下列公式，即可求出待測溶液之濃度(7)。

$$N_1V_1=N_2V_2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

N_1：未知Cl^-之當量濃度　　N_2：已知$AgNO_3$之當量濃度

V_1：未知Cl^-溶液使用之體積　V_2：滴定時所消耗之$AgNO_3$量

總之本法操作簡單且迅速，不需任何分析儀器，只需配製一些標準滴定液、指示劑及使用燒杯、滴定管等即可進行分析。

(二)電位滴定法:

此法乃是每次以定量已知濃度之$AgNO_3$溶液來滴定待測濃度之Cl^-溶液。而決定滴定終點的方法有很多種。最直接的方法是將電位值對所加入$AgNO_3$滴定液之體積作圖，可得一相關曲線圖(7)。此曲線中間上升最快速的點 ,可以觀察估計得之，即爲滴定終點。另一種方法乃是記錄每次用$AgNO_3$ 滴定後其前後電位值變化，電位值變化差值開始由小漸漸增大，隨後逐漸縮小，當電位變化差值達最大時，即可判定待測溶液已達滴定終點，此時,記錄所消耗 $AgNO_3$之用量，即可求出待測溶液之濃度，計算公式與傳統滴定法中相同。

電位滴定法所需之設備亦相當簡單，包括一支參考電極，另一支爲選擇性電極（亦即爲Cl^-電極)及一個電位測定裝置。本法應用很廣泛，對於有色或混濁溶液之滴定，以及對於溶液中其它物種存在之偵測，電位滴定法特別有用。但它比傳統滴定法（利用指示劑的滴定法)更耗時間。

二、混凝土材料含氯化物之檢測規範

本研究所引用各國之分析規範，僅簡略說明於下面：

(一)AASHTO T260規範[8]

此規範適用於混凝土試樣，對混凝土中Cl^-之溶取(出)有兩種方法。

(1)酸溶法：

此法乃使用硝酸(HNO_3) 將混凝土粉末內各類型之Cl^-(包括固化結合型等)全部溶解成游離狀態，因此所得之Cl^-稱爲總氯離子(Total Chloride)。

(2)水溶法：

此法乃是將混凝土粉末，浸泡於蒸餾水中，加熱沸騰後，靜置24小時後過濾之，所得之Cl^-爲自由(游離)型Cl^-之含量。

(二)ASTM C-114 規範[9]

此規範適用於水泥或硬固混凝土內Cl^-含量之檢測，使用酸溶法處理與AASHTO 酸溶法大致相似，因此測得之Cl^-含量應是總氯離子量。

(三)JASS 5T202 規範[10]

此規範適用於普通細骨材(包括海砂)中Cl^-含量之檢測，爲一水溶性法，僅將細骨材浸泡於蒸餾水中充份攪拌，靜置24小時後過濾之。此規範採用傳統化學滴定法，以K_2CrO_4爲指示劑，當濾液顏色變化由青黃色變爲橘紅色時爲判定之滴定終點，此規範所測得之Cl^-爲自由型Cl^-(Free chloride)。

肆、試驗方法

本研究主要乃依據一般熟知之美、日規範，諸如AASHTO T260、ASTM C-114, JASS 5T202等規範來檢測混凝土細骨材及硬固混凝土內Cl^-之含量。上述檢測規範間對試樣之前處理略有差異，但基本上都是應用化學滴定終點理論，利用已知硝酸銀($AgNO_3$)濃度來滴定未知溶液(氯化物)之濃度。各規範間所檢測出來之結果是否有差異性且其準確性、實際性如何？乃是本試驗探討的重點。同時基於評估分析的簡便及時效性且又不需昂貴分析設備的前提下，以顏色變化做爲判定滴定終點之傳統滴定法

(Traditional Titration Method)及電位滴定法(Potential Titration Method) 亦是本試驗評估的重點。本研究將分別以下列三種試驗方式評估之。

一、以配製不同濃度之Cl^-溶液,單純比較傳統滴定與電位滴定法之準確性與時效性。

本部份之試驗乃配製六種不同標準濃度之氯離子溶液，其濃度分別爲50,100,400,500,600,1000ppm。將配製好之標準濃度試液再分別以傳統滴定法及電位滴定法,進行對標準Cl^-溶液濃度之分析。

二、以電位滴定法比較不同規範檢測結果是否有差異?

本部份試驗依據 AASHTO T260、ASTM C-114及JASS 5T202等分析規範分別以酸溶法或水溶法將混凝土粉末內之Cl^-溶出,再以電位變化滴定法分析Cl^-含量。試驗中所選擇之混凝土試體,爲浸泡於海水潮汐帶四年期間，試樣以距混凝土圓柱試體表面0～1公分處。將試樣研磨成粉末狀後，以不同規範檢測之。

三、依據JASS規範採用傳統及電位滴定二法比較細骨材內Cl^- 含量檢測是否有差異?

伍、分析結果與討論

一、傳統滴定法與電位滴定法之準確性比較：

在不需要貴重精密儀器以及繁雜的操作手續下，簡單的化學滴定法有其存在應用的價值與方便，其準確性亦值得接受。本部份之實驗乃配製六種不同標準濃度之氯離子溶液，分別以傳統滴定法及電位滴定法，進行對標準Cl^- 溶液濃度之分析以評估比較此二法之準確性及其差異性爲何? 試驗結果如表2與表3所示。

從表 2與表 3中可看出使用兩種不同滴定法分別所測得之結果與實際配製濃度之差異不大，誤差約略介於0 至4 % 間。傳統化學滴定法所測得結果之誤差較大，準確性較低，尤其在低濃度（50及100ppm)之Cl^-溶液分析中，產生之誤差較大。主要原因乃是人爲因素所造成，因爲溶液顏色變化深淺,各人判定不一,容易造成較大差

異。同時此法在檢測較高濃度溶液時，當配製之標準溶液達到滴定終點時，溶液顏色變化並不鮮明且不易判定，因此，若非由具經驗豐富之化學專業人士來分析時，則可能更容易造成較大誤差的產生。不過使用此法相當簡便且快速，所得之結果可先做一粗略的參考。而電位滴定法所得之結果則較爲準確可靠，主要原因乃是 $AgNO_3$ 滴定液中之Ag^+ 與待測溶液中之Cl^-作用產生$AgCl_s$白色沉澱，當待測溶液中所有Cl^-完全與Ag^+作用完畢時，此時溶液中之電位達最大(亦即前後滴定之間所產生電位差值最大)，亦即溶液已達滴定終點(i.e.當量平衡點)。由於此時電位變化顯著，一般非化學專業人士都很容易判別。因此，可降低人爲判定誤差，其準確性相對較佳。然而，使用電位滴定法唯一的缺點就是需時較久。

二、硬固混凝土試樣Cl^-含量分析：

本部份試驗依據AASHTO T260、ASTM C-114及 JASS 5T202等分析規範分別以酸溶法或水溶法將混凝土粉末內之Cl^-溶出,再以電位滴定法分析Cl^-含量，分析所得之Cl^-含量列於表4。從表4中顯示在AASHTO T260 的規範中,其酸溶法比水溶法能溶出較多之Cl^-含量,約高出10% 左右。同時試樣過#50篩比過#200篩所測出之Cl^-含量亦高出約10%。在ASTM規範下,過#50號篩之試樣所溶出之Cl^-含量亦較過#200號篩高出約12%,而在JASS規範(i.e.水溶法)下,則高出33%。

在酸溶法中 ASTM 及AASHTO 規範分析所得之結果,比JASS (水溶法)高出很多，分別高出爲40% (以過#50號篩試樣分析時)至70% (以過#200號篩試樣分析時)。而AASHTO與ASTM規範中以酸溶法分析所得之結果互做比較時,則發現其差異較小,分別爲0.84% (以過#50號篩試樣分析時)及 3.0%(以過#200號篩試樣分析時)。上述混凝土試樣中氯化物含量分析之結果在各規範中之差異比較，簡單綜合列於表5 中。

三、細骨材中Cl^-含量分析：

本部份試驗之細骨材其來源採集地點分別爲梧棲港潮汐帶之海

砂，通霄海水浴場內潮汐帶之海砂，以及大甲溪河砂。各地細骨材中之Cl^-含量分析則依據 JASS 5T202分析規範進行之。其分析結果列於表6中。從表6中顯示，同一地點之海砂或河砂，在傳統滴定法與電位滴定法分析下，所得結果差異極小，可謂幾乎相同。可見傳統滴定法在分析細骨材時相當準確。但細骨材中如含鹽量過高（大於0.5%以上)時，則應以電位滴定法分析，可得較準確的結果。

陸、結 論

爲了評估混凝土材料氯化物含量之各國檢測規範間是否有所差異，以及分析儀器(方法)的簡便與準確性，本研究進行前述之試驗分析以求驗證，所得結論如下：

一、化學分析方法中，以使用電位滴定法較傳統滴定法準確且可檢測之濃度範圍較大，對有色或混濁溶液之滴定亦不受影響。而使用傳統滴定法以顏色變化做爲滴定終點，雖然簡便迅速，但容易因人爲因素，造成較大誤差。

二、AASHTO及ASTM規範中,使用酸溶法處理之試樣所析出之Cl^-含量較水溶法高，約高出10～12%。

三、以AASHTO及ASTM規範，檢測硬固混凝土中氯化物含量時，試樣經酸溶法處理後，所得之結果以使用ASTM規範溶出之 Cl^-量較多，分別多出0.84%（以過#50號篩試樣分析時)，以及3.0%(以過#200號篩試樣分析時)。此二規範對試樣中Cl^-之溶出之處理過成略有不同，但若以宏觀角度而論時,則此二規範所得之結果應是一致的,可謂殊途同歸。

四、JASS 規範應用於硬固混凝土中氯化物檢測時，與ASTM及AASHTO 規範分析所得結果差異很大。其含量差異值在酸溶法下,高達40%(#50篩)至70%(#200篩)；與AASHTO水溶法比較時，差值分別爲 28%(#50篩)及48%(#200篩)。

柒、參考文獻

1. H.H.Uhliq, "Corrosion and Corrosion Control", 3nd Ed. John Wiley & Sons, Inc,1985.
2. 李釗,「海洋環境對鋼筋混凝土侵蝕的反應機理」, 鋼筋混凝土結構物防蝕技術研討會論文集,台灣省交通處港灣技術研所,1989年。
3. Taylor Woodrow Research Laboratories, " Marine Durability Survey of the Tongue Sands Towers" , Concrete in the Ocean (Report No.5), CIROA/UEG Cement and Concrete Association, 1980, London.
4. Kyosti Tuutti, "Corrosion of Steel in Concrete", Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
5. 海洋混凝土構造物之防蝕指針(案), 日本混凝土工學協會。
6. 黃兆龍, 「混凝土中氯離子檢測分析方法」,海砂與土木建築結構物可靠度關係研討會論文集, 台南,1994年8月。
7. 賀孝雍譯,"儀器分析",曉園出版社,1980。
8. AASHTO Designation: T260-93,"Sampling and Testing for Total Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials".
9. Annual Book of ASTM Standards", Vol.0402,1993.
10. JASS 5T-202 " 普通細骨材中の鹽分試驗方法"。

Criteria Comparsion on Determining Chloride Contents in Concrete Materials

Jau Lee * Kuei-Ching Chen **

Key words: chloride, rebar corrosion, durability

ABSTRACT

Reinforced concrete structures are easily corrosioned and deteriorated due to having much chloride ions inside the concrete. Therefore, the threshold and determination of chloride ions become very important issues.

The study are focused on finding differences and consistencies among criteria on determining the concentrations of chloride ions in concrete. Results are shown that applying acidicsoluble method obtain much more chloride content than water-soluble method did. Criteria of ASTM and AASHTO are almost consistency in acidic soluble method. Criterion of JASS was suitable for applying in analyzing sea sand.

---

* Associate Professor at Department of Civil Engineering, National Central Uninversity, chung Li, Taiwan.

* Associate Researcher in Material Division, Institute of Marine and Harbor Technology, Wuchi, Taiwan

表1 各國對鋼筋混凝土構造物鹽份含量之規定

國名	規範	構件型態及環境下	Cl^- 重量 (Kg/m³混凝土)	Cl^- % (以水泥重量)
美國	ACI 318-89	1. R.C.曝露於氯化物下 2. R.C.在一般環境下 3. R.C.在乾燥環境下 4. 預力混凝土	0.45 0.90 3.00 0.18	0.15 0.30 1.00 0.06
英國	BS 1880 BS 8110-85	1. 一般R.C. 2. 浚渫骨材 3. 浚渫骨材(含$CaCl_2$)	0.60 1.92 2.87	0.20 0.64 0.95
日本	JASS 5 土木協會	1. 細骨材(I級) 2. 混凝土 3. 一般R.C.	0.10 0.30 0.49	—— 0.10 0.16
中國	CNS 12891	硬固混凝土: 1. 預力混凝土 2. 鋼筋混凝土(所處環境須作耐久性考慮者)[a] 3. 鋼筋混凝土(一般)	 0.15 0.30 0.60	
	CNS 3090	預拌混凝土: 1. 預力混凝土 2. 鋼筋混凝土(所處環境須作耐久性考慮者)[a] 3. 鋼筋混凝土(一般)	 0.15 0.30 0.60	
	CNS 1240	混凝土粒料(細)於: 1. 預力混凝土中 2. 其它混凝土中	 0.012% [b] 0.024% [b]	

註:• [a] 超過0.3Kg/m³至0.6Kg/m³時,鋼筋須做防銹處理
• [b] Cl^-含量佔細粒料質量之百分數

表2 檢測傳統化學滴定法之準確性

試驗次序 \ 標準配製濃度	50 (ppm)	100 (ppm)	400 (ppm)	500 (ppm)	600 (ppm)	1000 (ppm)
1	52.6	101.9	404.4	501.3	588.2	993.7
2	52.6	103.6	402.7	504.6	588.2	993.7
3	52.6	103.6	404.4	506.3	594.8	986.7
4	51.0	103.6	402.7	504.6	594.8	986.7
5	52.6	103.6	402.7	501.3	588.2	993.7
6	51.0	103.6	402.7	504.6	601.5	993.7
7	51.0	105.3	404.4	506.3	594.8	993.7
8	52.6	103.6	404.4	504.3	594.8	993.7
9	52.6	103.6	404.4	506.3	588.2	993.7
10	52.6	103.6	402.7	504.6	594.8	993.7
平均值	52.12	103.6	403.55	504.42	592.83	992.3
標準偏差	0.77	0.80	0.89	1.83	4.47	2.95

表3 檢測電位滴定法之準確性

試驗次序 \ 標準濃度	50 (ppm)	100 (ppm)	400 (ppm)	500 (ppm)	600 (ppm)	1000 (ppm)
1	50.3	101.6	401.5	498.6	598.9	999.1
2	51.2	98.8	400.9	502.1	598.6	998.8
3	50.4	101.3	400.5	499.6	597.9	996.8
4	50.2	99.0	402.4	502.8	602.3	998.7
5	50.8	98.5	398.9	499.2	602.1	997.9
6	51.0	99.7	398.4	498.8	600.9	1001.7
7	49.8	102.3	399.3	501.3	598.7	996.1
8	50.6	98.4	401.0	503.4	597.4	994.5
9	50.9	100.8	403.8	502.9	602.0	1002.4
10	49.4	98.3	399.9	498.2	601.5	998.2
平均值	50.46	99.87	400.66	500.69	600.12	998.42
標準偏差	0.56	1.50	1.65	2.01	2.03	2.38

表4 使用各種規範對混凝土試樣所溶Cl^-含量比較

試驗規範		混凝土試樣粉末過篩網號數	Cl^-含量%（以試樣百分率表示之）					
			試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 5	平均
AASHTO T 260	水溶法	# 50	0.1831	0.1932	0.1711	0.1867	0.1852	0.1838
		# 200	0.1551	0.1728	0.1521	0.1668	0.1552	0.1604
	酸溶法	# 50	0.2013	0.2059	0.1925	0.2064	0.2030	0.2018
		# 200	0.1723	0.1683	0.1811	0.1803	0.1826	0.1769
ASTM C-114	酸溶法	# 50	0.1909	0.2108	0.2066	0.2085	0.2009	0.2035
		# 200	0.1815	0.1800	0.1827	0.1821	0.1849	0.1822
JASS 5T-202	水溶法	# 50	0.1371	0.1421	0.1598	0.1364	0.1443	0.1439
		# 200	0.1109	0.1165	0.1096	0.0971	0.1081	0.1084

註：・全部使用電位滴定法測定之・
・試樣取自混凝土試體Φ15cm×30cm，水灰比0.5試體浸泡於海水潮汐帶間四年，試樣深度爲距圓柱表面0～1公分處・
・JASS分析時，僅將試樣浸泡於100ml蒸餾水中，充分攪拌後，靜置24hrs後過濾之・

表5　混凝土試樣在各檢測規範間所得結果之差異比較

試驗規範	試樣經不同處理過程 其 Cl^- 溶出量比較	差異百分比
AASHTO	1. 酸溶法 > 水溶法 2. 過#50號篩 > 過#200號篩	10 % 10 %
ASTM	酸溶法 過#50號篩 > 過#200號篩	12 %
JASS	水溶法 過#50號篩 > 過#200號篩	33 %
ASTM 與 JASS 比較	1. 過#50號篩 ASTM > JASS 2. 過#200號篩 ASTM > JASS	41 % 70 %
AASHTO 與 JASS 比較	水溶法 1. 過#50號篩 AASHTO > JASS 2. 過#200號篩 AASHTO > JASS 酸溶法 1. 過#50號篩 AASHTO > JASS 2. 過#200號篩 AASHTO > JASS	28 % 48 % 40 % 68 %
AASHTO 與 ASTM 比較	酸溶法 1. 過#50號篩 ASTM > AASHTO 2. 過200號篩 ASTM > AASHTO	0.84 % 3.0 %

・本表差異比較摘自表4結果。
差異百分比以 Cl^-相差量/Cl^-含量較低者

表6　細骨材Cl^-含量分析結果比較

細骨材地點		梧棲港海砂	通霄海砂	大甲溪河砂
量測方法	試驗次序	(%)	(%)	(%)
傳統滴定法	1	0.1719	0.2982	0.0165
	2	0.1711	0.2949	0.0164
	3	0.1703	0.2982	0.0164
	4	0.1711	0.3007	0.0163
	5	0.1703	0.2958	0.0163
電位滴定法	1	0.1725	0.3034	0.0174
	2	0.1724	0.3036	0.0172
	3	0.1678	0.3032	0.0169
	4	0.1719	0.3038	0.0169
	5	0.1734	0.3037	0.0170
Cl^-平均值（傳統滴定法）		0.1709	0.2975	0.0163
Cl^-平均值（電位滴定法）		0.1716	0.3035	0.0170

・採用JASS 5T202 規範。

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

混凝土非破壞性檢測技術介紹

林宜清*

關鍵詞：非破壞試驗，混凝土，抗壓強度，完整性

摘　要

混凝土現場非破壞性檢測技術在歷經50年之發展後，已漸漸的被接受來對新建或老舊混凝土結構物的品質，進行檢測，其中較爲重要的二項檢測工作，乃屬評估混凝土之強度及偵測混凝土結構體之瑕疵（裂縫、孔隙及蜂窩）。本文將針對各種非破壞試驗技術，作簡要介紹,其中評估混凝土強度的方法有：反彈鎚法、探頭貫入法、彎裂法、拉拔法、直接拔出法、波速量測法、成熟度法及場製圓柱試體法；而檢測混凝土結構體瑕疵之方法有：超音波法、敲擊回音法、雷達穿透法、紅外線溫度感測法及輻射法。本文除了簡介上述各種混凝土非破壞檢測技術外，亦特別介紹混凝土結構物表面裂縫深度的測定方法，並以實際在現場測定混凝土結構物表面裂縫深度爲例子，實測結果透過鑽心取樣驗證，以校核其精確性。最後，說明一種可快速量得現場混凝土波速之方法，以作爲品檢用。

壹、前　言

混凝土爲一種由水泥、砂、骨材、水、摻料及摻劑所組合而成之高度非均質複合材料，其組合配比可以說是無限多，且硬化後之工程性質與澆置搗實及現場養生環境條件息息相關。雖然混凝土被公認爲屬於耐久性材料，但是在長期使用下，由於其曝露之環境，常常潛藏著一些不利因素，使其產生劣質化現象，而影響其服務壽命。因此，有必要藉助

---

* 中興大學土木工程系 副教授

一些試驗方法，來量測混凝土現場實際的真正品質，以作爲後續結構安全評估之用。當然，最理想的試驗方法，應該具有非破壞性及可在同位置隨著不同時間重覆施測性；如此，不僅可確保結構體的功能不致損害，亦可評估混凝土性質的變異情況。

混凝土非破壞試驗(Nondestructive Test, NDT)技術之發展，遠比金屬材料來得緩慢，其主要原因有二：(1)混凝土屬高度不均質材料，且尺寸比較大；(2)非破壞檢測專業人才對其興趣較缺。直到1970年代後，混凝土非破壞試驗技術才有明顯的進展，更由於近幾年來，世界各國都存在有老舊公共工程的安全問題，而加速了相關試驗方法之研究發展，可預期國內亦在普遍重視公共工程安全的要求下，必然急於引進或自行開發混凝土非破壞檢測技術。

本文之目的即在介紹目前已被採用的各種混凝土非破壞檢測技術，這些檢測技術之應用，主要在於評估現場混凝土之強度，或偵測混凝土結構體內部之瑕疵（例如裂縫、孔隙及蜂窩）。有關混凝土強度評估方法包括有：反彈鎚法（Rebound hammer method）、探頭貫入法（Probe penetration method)、彎裂去(Break-off method)、拉拔法（Pullout method)、直接拔出法（Pull-off method)、波速量測法（Pulse velocity method)、成熟度法（Maturity method)及場製圓柱試體法(Cast-in-place cylinder method);另外，有關混凝土內部瑕疵檢測之技術，則包括：超音波法(Ultrasonic pulse velocity method)、敲擊回音法(Impact-echo method）、雷達穿透法（Ground penetrating radar method)、紅外線溫度感測法（Infrared thermographic technique)及輻射法(Radioactive method)。

從前面所列舉的試驗方法種類眾多，正顯示出一個很重要的訊息，那就是混凝土的非破壞檢測技術，仍然是在不斷的研究發展中，至今尚無法找到一種技術，可以很令人滿意、全功能的達到混凝土品檢之目的，肇因於混凝土材料本身之複雜性，尤其是一般混凝土結構物內部，通常爲了提昇承載能力，皆配置有其他材料，如鋼筋、預力鋼腱等。因此，每種技術的發展過程中，皆有其瓶頸，而導致其在實際應用時之限制，形成各種非破壞檢測技術百家齊鳴，惟尚無一套技術可以獨領風騷。

可預期的，未來發展趨勢必是採用結合方式，利用各套技術之優點，以達成現場混凝土強度評估及完整性檢測之工作目標。由於爲了迎合市場需求，儀器設備之設計往往趨向簡易及輕便，雖然使用起來省事且易操作，但使用者仍須非常謹慎，必須對其原理及適用性有所瞭解，以免誤用或對試驗結果之誤判，而產生不良影響及後遺症。

本文內容之安排，首先介紹現場混凝土強度評估試驗方法，接著再介紹混凝土內部瑕疵偵測技術；之後，本文將介紹利用應力波動技術測定混凝土結構物表面裂縫深度之原理，並以現場實測與鑽心取樣結果之比較，證明其實用性；最後，說明一種可有效快速測定現場混凝土波速之方法。

貳、現場混凝土強度之評估試驗方法

一、反彈鎚法（Rebound hammer test method）

反彈鎚的構造如圖一所示，其主要構件有四部份：(1)外殼；(2)衝擊桿；(3)鎚塊；及(4)彈簧。實際檢測強度時，將突出儀器外面的衝擊桿與混凝土表面接觸，當衝擊桿還是突出儀器外面時，其內部的鎚塊將會被卡損固定在桿頂端，此時把儀器外殼推向混凝土表面，使連接儀器外殼與鎚塊的彈簧伸長，當外殼推到與桿頂接觸時，卡損將放開鎚塊，使其衝向混凝土，而撞擊到衝擊桿上的突肩部分，並反彈回去。反彈鎚塊將會帶動指針，以顯示反彈的距離。反彈距離的刻度數字由10到 100之間，稱爲反彈值。

基本上，衝擊的動能和損失的動能多寡將影響反彈距離。動能的損失會發生在儀器的互相摩擦損失及衝擊桿與混凝土之接觸損失，通常桿與混凝土之接觸損失多寡必須視混凝土特性而定。損耗在混凝土上的能量是依據混凝土應力-應變關係來決定,因此損失能量與混凝土強度及勁度有關。低強度及低勁度的混凝土之損耗能量將多於高強度及高勁度的混凝土，因此低強度混凝土將得到低反彈值。但是有可能兩種混凝土之強度相同而勁度不同，造成反彈值不相等；相反地，也有可能兩種混凝土之強度不同，但是因低強度混凝土的勁度大於高強度混凝土的勁度，

而造成反彈值相等。碎石種類會影響混凝土的勁度，所以應以實際利用的材料爲準，建立自己的關係式。

在反彈鎚法的檢測中，只有與衝桿接觸的混凝土部分影響反彈值，例如若接觸到硬石塊，會產生較高的反彈值；相反地，若接觸到空洞或較軟石塊將會產生較低的反彈值。所以同一塊混凝土會因取樣點的不同而有不同的數據。依ASTM C 805的規定，每次檢測時取10個值來平均之，假如其中有一個值超過平均值達 7個單位以上時，此數值必須捨棄，然後再將剩餘的數值平均之;假若有二個值以上都是大於平均值7個單位時，則此10個值必須全部捨棄。

因爲反彈鎚法只檢測到混凝土表面層附近的強度，所以並不能代表就是混凝土內部的強度。若表面有碳化現象存在，會導致測得的表面強度大於內部的強度；同樣地，表面乾燥時測得強度會比內部潮溼的混凝土強度高。而鑄模的種類也會影響表面強度，如木模版支撐而成的混凝土表面強度將比鋼模版支撐而成的混凝土表面強度高。只有表面數英吋的厚度情況會對強度有較大的影響而已。當表面較粗糙時，所測得的強度會比實際值低，故測粗糙表面情況的混凝土必須先磨平。如果表面有用墁刀處理過，其表面會較堅硬，而可以得到較高之反彈值。另外，檢測時儀器與表面的角度也會影響反彈值。

綜合以上而言，反彈鎚法是一種非常簡單的檢測方法，但是影響混凝土表面強度的因素很多種，這是使用者必須事先知道的。

二、探頭貫入法（Probe penetration method）

探頭貫入法裝備包括特製的試驗槍和強化的鋼探棒，最爲廣泛所知且使用的是 Windsor probe。此方法是利用貫入深度來推算混凝土強度，故以基本觀點來看，其方式與反彈鎚法的方式相類似，只是此方法利用較高能量的衝擊力。探頭的動能與裝填的火藥粉量多寡有關連，所以使用此方法檢測時必須保持每次衝擊的動能一定。ASTM C 803規定探頭的初時速度必須在10次的測試中保持在3%的標準偏差以內。

貫入動能完全由混凝土來吸收，藉由探頭與混凝土之間的摩擦力及混凝土的破裂來消耗動能，通常其破裂方式會在貫入周圍形成一個錐狀

破裂的區域，故其可以吸收大部分的能量，如圖二所示。

探頭直接貫入水泥砂漿和骨材，通常破裂區域的裂縫會穿過水泥砂漿和粗骨材顆粒，所以，水泥砂漿和骨材的強度特性均會影響貫入深度；而混凝土的抗壓試驗所得的強度主要由水泥砂漿所控制。

探頭貫入試驗的一個重要特性爲：混凝土強度和探頭貫入度的關係式中，粗骨材的種類扮演一個極重要的影響因子。由於探頭直接貫入混凝土內部，因此，試驗結果不會受到局部表面條件(例如水分含量)所影響。以墁刀墁平所得到的硬表面層將造成較小的貫入度值，而且所獲得的資料較爲分散。除此之外，假設探頭垂直貫入混凝土表面，那麼貫入的方向將不是很重要，在實際操作上，通常量測探頭外露長度，然而，混凝土的強度與貫入深度，才具有基本的關係式存在，因此，當評估試驗結果的變異性時，通常以貫入度的變異係數來表示，而非外露長度。

三、彎裂試驗法（Break-off tea method）

彎裂試驗法(BO test)由挪威Johansen 於1976年發展出來，其儀器設備包括：(1)載重計；(2)壓力計；(3)加壓幫浦；(4)內徑約55mm之塑膠套筒(Plastic sleeve)；(5)鑽頭（適用在鑽挖硬化混凝土）。簡圖如圖三所示。

對於一個新建的結構物，在新澆置未硬化的混凝土中插入塑膠套筒，當需要測試現地強度時，將套筒移開，在平底擴孔內置入一個特殊手動的液壓千斤頂，而力作用位置如圖三所示，施力一直到中心圓柱體斷裂，加壓的液壓則由壓力計測得，最大的壓力以單位 bar（1 bar =0.1 MPa)表示，稱爲彎裂數(break-off number)。再利用原先建立好的關係式(表)來推求混凝土的強度。

在壓入塑膠筒管的過程裡，應採搖動且轉動的方式，而筒內的混凝土應用手指輕拍。而後可小心的將套筒向上及向下移動，最後將套筒安置到與混凝土齊平的面上。對坍度低的混凝土，在壓下的過程裡，可能使筒中的混凝土下壓，這種情況下，應再加注額外的混凝土。相反的，在坍度高的混凝土裡。套筒因爲泌水現象而上浮，在此情況下，可小心的將套筒再壓入。

對於現存的結構物可利用鑽挖的方式，得到中心圓柱試體。首先將試驗區混凝土表面磨平，將鑽心機置於上，而筒身在鑽挖過程中，應一直保持與混凝土表面垂直，直到鑽挖到需要的深度。而鑽槽稍微深一點並未影響彎裂試驗的讀數，但是太淺，則會影響彎裂試驗的讀數。

彎裂試驗中，施予混凝土一個緩慢增加的力量，而中心圓柱狀試體受力情況如同一懸臂梁，其底部受到彎矩及剪力的聯合作用。早期使用上，試驗結果是以彎裂強度(break-off strength)表示，而彎裂強度是利用破壞時施加的力反推求底部的撓曲應力。後期應用上，並未計算撓曲應力，是將彎裂數(break-off number)直接與強度建立關係，其原因在於彎裂強度和撓曲強度(flexural strength) 的關係十分相近，故可預期的是彎裂強度和抗壓強度間的關係應該是非線性的。

雖然彎裂試驗儀器製造商提供了彎裂數和抗壓強度間的關係表，但是由於混凝土本身有太多的變異及因子影響，所以使用者仍應自行建立適用材料的關係表，以提高預估強度的準確度及可信度。在獲取足夠的資料點後，彎裂試驗讀數及抗壓強度間的迴歸公式便可建立起來，而最小平方法可應用在求得最佳曲線的過程中。製造商所提供的關係曲線，僅可在無任何參考關係表的情況下，用來預估強度。

以下是建立關係曲線時，所需注意的事項：

(一)試體的中心至中心距離至少15cm。

(二)得到5個最小的彎裂試驗讀數，且其中3個對應標準強度試驗值。

(三)5個彎裂試驗讀數的平均值及3個標準圓柱抗壓強度平均值，對應至關係圖表上之一點。

(四)其強度分佈應該涵蓋整個施工計劃所可能預期到的強度範圍內。

彎裂試驗的特性及影響因子：彎裂試驗的破裂是由φ55mm的中心圓柱體底部開始的。開裂是從最高應力點起源，而延伸至水泥砂漿，大部份的情況是順著粗骨材的周圍延伸。相對於標準圓柱試體而言，彎裂試驗的試體顯得較小，而混凝土的非均質特性，將使得每一個試驗位置骨材顆粒的分佈相異，可預期彎裂試驗結果的變異性高於標準圓柱試體試驗。

最大骨材的尺寸及骨材的形狀均會影響其結果的變異性。

根據1987 Naik et. al的試驗(針對6000psi～8000psi的混凝土)結果顯示：

(一)軋碎(crushed)骨材所得的彎裂試驗讀數比一般圓骨材高10%。

(二)彎裂試驗對軋碎骨材的混凝土而言，變異性較小。

(三)彎裂試驗以鑽心方式(drilled core)所得的讀數，平均高於以插入塑膠套筒方式9%。

(四)鑽心方式彎裂試驗較佳。因爲對於乾拌性混凝土或是泌水嚴重的混凝土，在插入塑膠套筒時會有困難。

彎裂試驗的應用：該法可應用在混凝土的品質控制及品質保證。最大的用途在於模板拆除的時間決定，及預力鋼鍵施力的時間。BO Test 尚可用在評估現存結構物之強度。根據報告指出，彎裂試驗對於混凝土養護條件的偵測，比拉拔及標準圓柱試體試驗更有效率。

1990年ASTM將彎裂試驗標準化(ASTM C 1150)

彎裂試驗優缺點及限制：

優點：

(一)該法最大優點在於量測現地混凝土的強度。

(二)儀器安全且簡單，容易施作。

(三)鑽心方式之彎裂試驗，不須事先作規劃。

(四)可得到令人接受準確度的結果，而且和抗壓強度的關係良好。

限制：

(一)最大骨材粒徑＜19mm。

(二)最小構件厚度＜100mm。

(三)試驗處仍需作修補的工作。

四、拉拔試驗法（Pullout test method）

拉拔試驗是以拉拔預先埋入混凝土試體或結構物中的金屬螺栓來測

定極限強度的測試方法，此螺栓具有擴大的頭部，拉拔時，以拉力千斤頂施以拉力，而其反作用力則由以螺栓爲圓心的反作用力環施加於混凝土表面（如圖四所示）。當螺栓拔出時，一個概略呈錐狀的混凝土碎塊亦隨之拔出，此碎塊較大一面的直徑由反作用力環的直徑計之，而較小一面之半徑，則以螺栓頂的直徑計之，根據ATM C 900 對此試驗的要求，埋入深度和螺栓頭的直徑需相等，但是對這些直徑的值卻沒有要求，反作用力環內徑的尺寸可以是插入螺栓頭直徑的2.0～2.4倍，這表示若根據上述的螺栓頭直徑和反作用力環內徑的要求，則技出之破壞錐形台的頂角可介於54°～70°之間，所以在發展相關的關係時所用的幾何關係必需和將來現地測試時所用者相同。

標準拉拔試驗和其它現地試驗不同之處，是它必需先規劃插入螺栓的位置，而且此試驗無法適用於沒有埋入螺栓的結構物，但是另有其它形式的拉拔試驗事用於現存的建築，包括在混凝土鑽孔後插入某些可擴張後固定於混凝土內的構件，當此構件拔出時會使混凝土產生破壞這些方法尚在發展的階段，ASTM的測試法中並未將之標準化。

可確定的是拉拔試驗具有相當明顯的破壞，可供量測混凝土靜力的強度性質，但是由於對這強度性質所表示爲何尚未有一致的看法，所以發展拉拔強度和抗壓強度間之關係是必要的，此關係只可適用於特別的試驗形式和相關測試的混凝土材料。

拉拔強度最主要的是鄰近錐形碎塊商分的混凝土所控制，一般商業化的試驗螺栓埋入的深度約25～30mm，如此則只有小部分體積的混凝土被測驗，且因爲混凝土本身即爲不均勻物質，平均每批拉拔試驗所得變異係數在7%～10%的範圍內，這是標準圓柱試體抗壓試驗的2～3倍。

五、直接拔出試驗法（Pull-off test method）

本試驗乃利用接著劑(adhesive)將一個50mm直徑之金屬圓盤黏結在混凝土表面，再透過儀器將圓盤直接拔起，並量測拔起圓盤所需的力量，其示意圖如圖五所示，破壞必須發生在混凝土才算試驗有效。

直接拔出試驗可以直接在混凝土表面進行，或先鑽心，之後再實施(如圖五所示)，一般而言，鑽心後再進行試驗，可得較佳之結果，尤其是對混凝土因碳酸化而形成堅硬外殼者；另外，本方法亦可直接用來評

估雙層或修補混凝土之黏結強度(bond strength)。

由於本試驗基本上乃測得混凝土的拉應力，因此拔出所需力量與混凝土抗壓強度間之關係，乃受混凝土抗拉與抗壓強度間之關係所影響，影響因素包括混凝土材齡、骨材種類及尺寸、養護條件等。英國國家標準於1992年將直接拔出試驗法納入BS 1881-Part 207 (BSI 1992)。

六、超音波脈波速度試驗（Ultrasonic pulse velocity method）

超音波脈波速度試驗，如ASTM C 597所描述，以測定振動能量脈波在混凝土構件中的波傳速度，現代測試儀器的操作原理，如圖六所示，由脈波器（pulser）送出一個短週期高電壓的訊號給發射器，使發射器以其本身共振頻率振動，當脈衝電波開始時，則電子計時器啓動，發射器的振動脈波經由藉合液（Viscous coupling fluid）傳送至混凝土，再經由混凝土被另一端的接收器接收，當接收器接收到脈波時，計時被切斷並顯示出所歷經之時間，則將發射器到接收器的直線路徑，除以所歷經時間可得混凝土中的脈波速度。

脈波速度和混凝土的彈性模數開平方成正比，和混凝土密度開平方成反比，若根據 ACI 318建議，混凝土彈性模數和抗壓強度的開平方成正比，則脈波速度和抗壓強度的四次方根成正比，這表示當混凝土抗壓強度隨材齡增加而增加，則脈波速度亦會相對地有微幅的增加，但在較後期材齡時，混凝土中的脈波速度並不會隨強度有敏感的改變。

混凝土強度外的一些因子亦會影響脈波速度，並且由這些因子而造成波束的改變，可能較由強度所造成者更重要（Sturrup, Vecchio, & Carotin 1984），水分含量是其中最重要者，當混凝土含水量由氣乾增加至飽和狀態，脈波速度可以增加至5%（Bungey 1982），所以，若未考慮含水量的影響，則會對現地強度作出錯誤的結論，尤其是已成熟的混凝土。所以計測抗壓強度和脈波速度間的試驗關係時，須和預期的現地混凝土有類似的含水量。

另一個影響的因子即是鋼筋的存在，由於脈波速度在鋼筋中較在混凝土中快了約40%，所以脈波經過鋼筋密集的混凝土會較經過鋼筋量少的混凝土有較快波速，尤其是當鋼筋方向和脈波波傳方向平行時更令人困擾，脈波可能折射進入鋼筋而以在鋼筋中的波速傳至接收器，則所得

的波速將會大於實際在混凝土中的波速，故若不確知鋼筋的所在位置和方向將導致對混凝土強度的錯誤判斷，對此,Malhotra (1976)和Bungey (1982)建議了一修正係數，但其可靠性尚有疑問。

在量測波速時，發射器和接收器間的波傳路徑上若有裂縫或孔隙也會造成影響，脈波會在不連續處產生繞射，使所經路徑增加，所經時間亦會增加，由於對於混凝土構件內部情形並沒有了解情況下，此一減低的波速，可能被錯誤的研判爲有較低的抗壓強度。

在此一試驗方法中，試驗結果並不因混凝土不均質而有很大的影響，因此具有極小的變異係數，但是這些好的結果不應被解釋成，用此方法即可無問題地獲得具有高度可信度之現地強度的預測。

七、成熟度法（Maturity method）

新澆置的混凝土之所以具有強度乃因水和配比中的拌合材料產生熱化學反應，假設在水分無虞之情形下，混凝土的溫度將影響水化反應的速度；也就是說，隨著溫度的增加，其水化反應亦隨之加快。因此在整個水化反應裡，任何時期的混凝土強度將是該混凝土溫度歷程的函數。

成熟度方法便是將溫度和時間的綜合影響反應在強度的發展上，亦即強度的發展可間接由溫度－時間的影響推算出來。混凝土的溫度歷程(可稱之爲成熟度函數 (maturity function))便可用來計算成熟度值，而該值可將溫度和時間的聯合影響程度加以量化，換言之，成熟度函數便是將混凝土的溫度歷程轉換爲成熟度值的數學表示式。以某一配比之混凝土爲例，其強度若以成熟度的函數來表示(強度－成熟度關係式)，則相同的混凝土試體即使在不同的養護條件之下，該先前建立的強度－成熟關係式即可用來預估其強度。

採用成熟度試驗時，需先依該結構體所使用的混凝土先行建立其強度－成熟度的關係式。現地的混凝土可藉由連續觀察記錄，從記錄所得的資料便可計算出現場混凝土的成熟度（溫度－時間因子，或是等值材齡）。得到成熟度後，再利用先前建立的強度－成熟度關係式可推估現場混凝土強度。

ASTM C 1074 中則提供成熟試驗的步驟且對於如何從記錄到的溫度歷程計算出溫度一時間因子（或是等值材齡）有舉例說明。

成熟度方法的目的在於預估混凝土的強度成長。而強度的推估基於以下兩種假設：(1)在連續水化過程中，水分不虞匱乏。(2)建立強度－成熟度關係式所使用的混凝土必須和現場結構所使用的相同。適當的養護程序(如ACI 308建議）可以確保滿足上述第一個條件。欲滿足第二個條件則須再確認，以保証現場結構物所施用的混凝土具有達到預定強度的能力。關於該方面的確認可藉由從結構體採樣的混凝土進行加速強度試驗(accelerated strength test),或是進行其他現地試驗，確保現場混凝土可達到預定強度。利用成熟度方法推估到的強度值若是用來決定模板工程的拆除或是預力的施拉等諸類時間性的操作步驟時，該種確認更顯其必要性。

八、場製圓柱試體（Cast-in-place cylinders）

該法是從新澆置的混凝土版取得圓柱試體而不需另外再施予鑽心。ASTM C 873對於該法有詳盡敘述。其內容包括使用一種模具，如圖七所示，外管釘在模板上用來支撐圓柱模具，套筒可依不同的版厚來作調整。在版的澆置同時，模具內亦填滿混凝土，套筒內的混凝土亦隨著整個版進行養護，該法的目的在於得到一個完全和現場結構體有相同溫度歷程的試體。欲量測現場混凝土強度時，便將模具從外筒取出，剝去模具，便得到一個混凝土圓柱試體，再施予蓋平，進行抗壓試驗。如果圓柱的長度/直徑的比值小於2時，量測到的抗壓強度需依照ASTM C 42 中的因子加以修正。

九、結合方法（Combined Method）

將兩種方法所得到的資料合併在一起，以一個簡單的關係式表示，該法可以改善單一方法的精準度問題，（如：反彈鎚和超音波波速、探頭貫入度和超音波波速的組合）。

以波速和反彈鎚的組合方式爲例，依據報告可以改善其準確性，但是在大部份的應用上， 這種改善程度是有限的（Tanigawa, Bata, and Mori 1984; Samarin and Dhir 1984; Samarin and Meynink 1984)。

綜合言之，現場非破壞試驗提供了鑽心試驗以外的替代方法，可直

接用來推估結構物混凝土的強度，或是補遺那具有限定數量鑽心試驗的不足資料。這些方法均是藉由量測那些和強度有關的混凝土性質，其精準度是由強度和該物理性質的相關程度所決定；爲了使試驗結果有正確的評估，使用者必須知道試驗結果除了強度之外，亦受那些因子所影響。而目前也正需要更進一步的基礎研究，來瞭解這些方法如何和混凝土強度具有關連性、及確認影響試驗結果的因子。

參、混凝土瑕疵之非破壞檢測技術

混凝土結構可能因爲長期使用，在材料品質的劣化、外在環境的影響、地震力的作用，或是因建造時施工品管不佳，以致於在結構體內部或表面產生瑕疵(裂縫、孔隙、蜂窩)，嚴重威脅到其使用上之安全性，爲了避免災害之發生，實有賴於能早期檢測出此等瑕疵，以利安全評估及維修之確實執行。本節即針對可用來檢測混凝土結構瑕疵之各種非破壞檢測技術，作簡單介紹，並說明其在應用上之優劣點，這些技術包括：超音波法、敲擊回音法、雷達穿透法、紅外線溫度感測法及輻射法。其中以敲擊回音法在內部瑕疵之偵測及定位，及表面裂縫深度之測定皆展現出最佳之潛力；而雷達穿透法及紅外線溫度感測法則可在很短時間內有較大面積之施測結果，較適合初期橋面版內部因鋼筋腐蝕引起斷層之全面檢測。由於上述方法在檢測原理上之差異，皆有其應用上之優點及限制，因此，若能同時結合不同檢測方法，取其優點，將可達到最有效率及最佳之檢測成果。

一、超音波波速檢測法（The ultrasonic pulse velocity method）

超音波波速法檢測混凝土品質已達50之久，該法可用來檢測結構物混凝土的內部變化情形，如在激烈的化學環境下所造成的惡化，凍融作用所造成的改變或是開裂(Naik and Malhotra 1991)。

超音波波速法檢測之原理乃基於固體受到外界擾動時，會產生三種應力波，分別爲Ｐ波、Ｓ波及Ｒ波。其中以Ｐ波波速最快，Ｓ波次之，而這些波的波速和介質的彈性性質有關；因此，如果介質的質量及波傳

速度已知時，便可估算介質的彈性性質。

在超音波波速檢測法裡,在待測物體上一點發出超音波脈衝(pulse)，量取脈衝從這一點傳到另一個點所需要的時間。在兩點間的距離已知的情形下，可以決定波速。

試驗的儀器主要包含脈衝產生器及接收器兩大部份，以產生脈衝進入混凝土，及精準的量測脈衝通過混凝土的歷時。其簡圖如圖六所示，詳細的敘述可參考 ASTM C 597。

超音波經過空氣層僅可傳送非常少的能量，因此當超音波通過開裂面或是空隙時，透過空氣層所傳送的能量可忽略。當開裂面的投影面垂直於傳播路徑，而且大於傳送器的區域時，脈衝會在瑕疵的周圍產生繞射。如此一來，波的歷時將會比完整無瑕疵的混凝土來的大。利用這種特性便可迅速的指出混凝土內的瑕疵，如孔隙或開裂(Knab et al.1983)。

超音波之檢測應注意下列事項：

(一)如果開裂部份積滿了水或是碎屑，而非空氣時，波將會直接藉由水或是填充物通過，使得原預期的波速減低的現象不再有效。因此從訊號上無法判讀裂隙的存在。

(二)超音波波速檢測時，傳送器與試體表面應保持完全的接觸。因爲空氣對於脈衝而言，並非一種良好的介質，而脈衝透過空氣層僅能傳遞極微量的值。因此，如果混凝土表面十分粗糙時，則須作磨平處理或是用石膏、速凝水泥、環氧樹脂砂漿(epoxy mortar)等，將表面進行蓋平的工作，再藉助於接合液之使用，才能將脈衝順利導入試體內。

(三)波傳遞的路徑長短將影響測出的波速：理論上，波速之大小應與路徑的長度無關，但是在實際的應用上卻發現，較短的行進路徑會造成較高的波速出現。RILEM(1972)則建議以下最小的路徑長度：(i)最大骨材粒徑爲30mm時，最小路徑長度爲100mm。 (ii)最大骨材粒徑爲45mm時，最小路徑長度爲150mm。

(四)影響混凝土波速的最大因素是鋼筋的存在。波速在鋼筋中的傳播速

度約是在混凝土內的1.2～1.9倍。因此，靠近鋼筋位置處所量測到的波速讀數通常高於在一般平面混凝土。試驗過程中，應儘量避開鋼筋，否則應選用適當的修正因子作折減。但是對於雙向或是更多方向的排列鋼筋時，即使利用修正因子亦很難得到準確值。

(五)在承受高應力的情況下，便會產生微小裂縫。所謂的高應力大約是65%的極限應力。而這些微小裂縫將降低波傳速度，進而影響估計值。

(六)其他混凝土的溫度、濕度條件、試體的尺寸或形狀，均會影響波速的測定。

超音波檢測方法已經成功的應用在混凝土各項性質的測定，如彈性模數、柏松比、強度的估計，水泥水化反應的研究等；更因爲應力波在混凝土/金屬介面之反射特性,使得該法亦可檢測鋼筋位置；也有許多研究，將該法應用至表面裂縫開裂深度檢測。但是由於超音波試驗本身激發能量不足之限制下，對於混凝土這種材料並非十分恰當，而無法獲得良好試驗結果。所以嚴格說來，超音波可有效的應用在檢測混凝土的均質性及相對的品質，但是對於瑕疵的檢測則遜於敲擊回音法。

1967年,ASTM 正式將超音波波速檢測法納入(ASTM C 597)。在歐洲，國際建築材料及結構試驗及研究實驗室聯合會(RILEM) 及英國皆有超音波檢測法之試驗標準(RILEM 1972; BS-4408 1974)。

二、敲擊回音法（Impact-echo method）

起源於 1983 年，美國國家標準及科技院(National Institute of Standards and Technology) 研究發展出一種利用較低頻率暫態應力波傳原理之非破壞試驗法來偵測混凝土內部瑕疵，此技術稱爲敲擊回音法(Carino and Sansalone 1988; Sansalone and Carino 1986)。由於該方法之開發，即針對超音波法在混凝土材料應用上之限制（例如高頻波之散射衰減、激發能量不足及訊號辨識不易），加以改良，歷經十年之發展，技術已臻成熟，且可供現場檢測使用之儀器已上市。

敲擊回音法乃利用機械性的敲擊方法將應力波引入測試的物體內，然後再利用位移量測儀器（receivers)，來接收因應力波被內部瑕疵反

射回來對物體表面所造成的位移擾動訊號－位移波形（Waveforms)，如圖八所示，此一位移波形可用來決定縱波（P波)在敲擊面及反射介面間來回一趟所需要的時間，若反射介面的深度已知，則可推求得到縱波在該物體內部行進的速度，反之若波速已知，則可推算出此一反射介面（物體邊界或內部裂縫)的深度。若將位移波形經過快速傅利葉轉換(FFT)的處理，可得頻譜而在頻率領域上作分析，使訊號分析更有效率。

敲擊回音試驗系統由三個主要元件所組合而成：敲擊源，接收器及含資料抓取卡之攜帶型電腦。攜帶型電腦可用來抓取接收器送出的訊號，儲存數位化之位移波形及進行訊號分析。

敲擊回音法之優點：
(一)訊號分析簡易。
(二)檢測速度快，每一測點所需時間約二秒鐘。
(三)可在混凝土結構單面側施測。
(四)敲擊源可彈性調整，以適應不同情況之需。
(五)施測時，無須使用接合液或對混凝土表面作特別磨平處理。
(六)鋼筋之存在，不影響裂縫之檢測。

缺點：屬單點施測。

有關敲擊回音法在混凝土內部瑕疵之偵測及表面裂縫深度之測定實例，將在本文第肆節有詳細介紹。

三、雷達穿透法（Short-pulse radar method)

各種材質的物品對於電磁波的繞射及反射都有其各別的特性，而電磁波在自由空間均是以等光速行進，藉由瞭解這些特性，以適當的設備作檢測，便可找出待測物體的位置。這種探測方式被稱之爲雷達(Radar - RAdio Detection And Ranging)。土木工程上所應用的雷達，由於距離及目標物均較小，所以採用短脈衝的電磁波作爲射源，這就是短波雷達(Short pulse radar) 一辭的由來，又因爲它原用在地質地層狀況的

探測，故也有人稱它爲雷達穿透法(Ground penetrating radar)，簡稱GPR。雷達和前述之超音波及敲擊回音法相似,唯一的差別在於雷達是採用電磁波而非應力波。短波雷達可以稱得上是一種用途十分廣泛的檢測方法，它可用來檢測混凝土的瑕疵部份（如橋面版），水泥水化情形，混凝土強度發展及含水量等(Clemena 1991)。

雷達是利用發射源發射一個短歷時脈衝的電磁波，該脈衝會穿透下面材料，當遭遇到相異材料所構成的介面時，部份的能量會反射回發射源（antenna)，由發射源接收脈衝的反射，再輸出訊號，所以脈衝的釋放及回音的傳回之間的歷時可以量測得知，而電磁波在該種材料內的波傳速度已知的情形下，便可反推求出介面所在的深度位置了。

在應力波的方法中，應力波的反射能量主要是和界面組成材料間的聲阻係數(acoustic impedance)之差異值有關；在短波雷達的方法裡，電磁波的反射主要是和介面材料的介電常數(dielectric constants)差異值有關。由於金屬的電阻抗爲零，金屬材料和其他非金屬材料所構成的介面將是電磁波最佳的反射面。

典型短波雷達系統的組成如圖九所示：主要包括一個控制單元、發射器(antenna)兼接收器（receiver)、示波記錄器及電源供應器。檢視混凝土構件時，將發射器放置在混凝土上方間隔一段距離，以橋面版爲例，最佳距離約20～30cm。如果構件的厚度很厚，或是凝土劣質部份估計很厚，而電磁波貫入深度唯恐不足時，可以直接讓發射器貼在混凝土表面上。然後再調整控制單元，使傳入的訊號可以很清楚的顯示在示波記錄器上。而雷達掃瞄最困難的部份算是訊號的解釋了。

優點：

(一)雷達檢測不像紅外線溫度感測法受到周圍天候的影響。

(二)探測器在作大規模的檢測工作時，可直接安置在特製的車上，而且發射器不必和混凝土接觸，所以在施測過程中迅速，而且對於交通的影響可降到最低。

(三)檢測結果可直接得到剖面資料，而且對於表面舖上瀝青的橋面版仍然有效。

缺點：

(一)雷達所釋出的脈衝將決定其解析度及貫穿能力：爲了判讀出緊鄰物體間所傳回的回音（echo）差異時，脈衝的歷時必需要很短，短脈衝內包含著高頻的電磁波，但是高頻的電磁波在傳播的過程中，能量減弱的情形十分嚴重，亦即貫穿的能量變差，因此必需在以上兩種考量下，找出最適當的組合。作混凝土的評估時，較典型的頻率值約在500MHZ～1000MHZ。

(二)在頻率固定的條件下，雷達貫穿能力則視待測材料的傳導性質而定。混凝土和土壤的相對介電常數會隨水氣含量增加而提高，因而降低雷達的貫穿能力。所以在施行雷達檢測的工作前，對於雷達實際的貫入深度很難作預估，尤其是內部配置有鋼筋的混凝土。

(三)施測結果準確度的問題：雷達常常會有誤判完整的混凝土爲具有瑕疵的情形。在鋼筋強烈反射的區域內也常會將來自裂縫的反射訊號給掩蓋住，尤其是那些寬度小於0.3m的裂縫。

(四)雷達反射訊號的辨識：對於不同種類的瑕疵所傳回的訊號及訊號的影響因素等方面的瞭解仍需要再加強。

四、紅外線溫度感測法（Infrared thermographic techniques）

紅外線溫度感測法在土木工程上的應用主要是用來偵測混凝土橋面版因爲鋼筋腐蝕所產生的裂縫斷層（Weil 1991）。早期的研究是採用手提式掃瞄機以及利用攝影組機來記錄溫度記錄器（thermographic)的影像。後期的方式是直接從起重機上的吊杆或是直昇機上作航空掃瞄。該法和其他方法最大的不同點在於該法的結果經電腦處理後，直接以映像顯示出混凝土的瑕疵平面位置，及水平尺寸，但是對於瑕疵部份的厚度及所在位置的深度卻無法得到結果。

這套紅外線掃瞄系統的偵測量就是混凝土的表面溫度。而表面溫度和下項三項因素有關:(1)混凝土內部結構的組織情形;(2)表面條件;(3)周圍環境條件。物體表面電磁輻射的強度和物體的溫度有關; 在室溫下，輻射是在電磁譜的紅外線區域。一個物體內如果有熱流（heat flow)

傳入或是傳出時，瑕疵的存在將會影響熱傳導的效果，所造成的即是表面溫度的不均勻。所以藉由記錄表面的溫度，可以找出瑕疵的位置。而表面溫度是以一種類似攝影相機的紅外線掃瞄器來量測，而掃瞄器的輸出則以不同顏色的溫度影像來表示溫度差異。

紅外線掃瞄常施用在大面積，所以所選擇的熱源一定要兼具經濟性及均佈性，而太陽正符合這項要求。早晨時分，太陽逐漸照射混凝土表面，亦即熱流導入混凝土表面，在這時開始進行施測；同樣地，也可以利用日落黃氏時，白天所儲存的能量逐漸釋放出來，亦即熱流釋出。

由圖十可得知，如果施測時間選擇在早晨時分，則是將熱流傳導入混土中，圖中較黑的部份表示瑕疵位置，瑕疵的種類可能是空隙、開裂、或是粉化混凝土，而瑕疵部份密度較小，熱傳導性差，所以在瑕疵面上方的溫度會較兩旁爲高。如果選在晚上施測，則是利用熱傳導逸出的方式，同樣的，在瑕疵部份由於不易傳導至瑕疵層的另外一面，使得該瑕疵面的上方形成一個冷點（cold spot）。紅外線溫度記錄法便是偵測出這些冷點或是熱點的最佳利器。

優點：該方法省時、省力。

缺點：

(一)如果檢測區域有陰影產生時，例如具有上面結構的橋樑或緊鄰結構物的舖面區等，由於陰影會隨時間而移動，使得熱流並非在一種均勻的狀態下導入。在這種情況下，最好選擇晚上施測之方式。

(二)受到周圍環境的影響：如風、雲量等。

(三)除了大面積之橋面版、道路舖面及機場跑道外，紅外線溫度感測法無法對一般混凝土結構裂縫進行檢測。

於1987年，ASTM 將該法納入(ASTM D 4788)。ASTM 標準裡指出在裸露的橋面版上測試時，約80%～90%的瑕疵區域可找到。

五、輻射法（Radioactive methods）

從1940年間開始，最早期的輻射法是利用 χ - 光照射混凝土，拍攝射線照片（radiograph）；1950年間，開始轉用伽碼射線，拍攝混凝土

內部情形。這兩種方法的不同點在於射源及貫穿力的不同；χ－光是以高壓電所激發出來的，而伽碼射線則由放射性同位素所釋放出來的，所以χ光的貫穿能力和儀器所能承受的電壓有關，而伽碼射線則和同位素半長有有關。

放射性法的基本原則就是以一種射源照射混凝土，射源的種類有χ光、伽碼射線、中子伽瑪射線等，穿過混凝土的過程中，輻射線的強度可能受到材料內瑕疵的吸收或是由混凝土體散射出去，使得輻射線強度減弱，再利用感應器來接收輻射線貫穿混凝土後的強度，可以從感應強度判定出混凝土之品質 (Mitchell 1991)。依感應方法的不同，可分爲輻射照相法(radiography)及輻射測量法(radiometry)。

伽碼射線輻射測量法是目的最廣泛使用的輻射法，其主要的目的在於評估滾壓後(roll compacted)或橋面版混凝土的密度。中子－伽瑪法(neutron-gamma technique) 用來檢測新拌或是硬化後混凝土的組成，但是十分少用。唯一可用來檢測裂縫及瑕疵的是輻射線照相法。如圖十一所示，輻射線照相系統主要分成兩部份(1)射線光束；(2)影像收集。射線光束可以是χ射線或是伽瑪射線。

χ射線及伽瑪射線輻射線照相法發展的很慢，最早發表的現場應用是在1949年，Mullins 和 Pearson 以χ線射指出混凝土內部密度不均勻處及鋼筋位置，直到1976年才有另一個以χ射線應用在預力混凝土樑的現場例子。而最近只有法國發展出來的 Scorpion Ⅱ系統將χ射線應用到土木工程的領域，其主要是用來檢測預力套管內部回填灌漿的品質。

施測時，將射源瞄準待測試體，以放射線直接照射混凝土，放射線在穿透混凝土的過程中會因散射而使能量減弱，減弱的量則視混凝土試體的厚度、密度或內部鋼筋而定。鋼筋造成射線減弱的效果十分大，遠超過混凝土，而空氣的效果反而十分的小，所以混凝土體內部不同的組成（配置）將造成不同的射線結構。底片常和擋強篩光（Intensifying screen）一起併用，其目的在於減短暴露時間及減少二次輻射所造成的模糊情形。底片暴照的時間則依射源及厚度不同而可能從幾秒到數小時。

χ光斷層攝影法對於混凝土的檢測亦十分具有潛力，目前僅廣泛的應用在醫學方面。斷層攝影的儀器十分昂貴，就目前而言，應用在混凝土研究方面十分有限，所以仍不適用。

值得注意的一點是放射線照相法所得到的映像是代表整個厚度的情況並非單一平面的映像，因此在解釋圖中裂縫的寬度及深度時應特別小心。其次，對於開裂寬度極小或開裂方向平行於射線光束的方向時，從照片中很難看出來。

χ光及伽瑪射線照相法提供了研究者一種可直接由影像中瞭解混凝土內部狀況的方式，但是其有：施測費用十分昂貴、操作員須有相當的經驗、需領有使用執照、潛在危險性高等之限制。

綜合本節所介紹之各種混凝土結構裂縫之檢測方法，可得知每一種方法皆有其應用上之優點，雷達穿透法及紅外線溫度感測法可以快速對大面積之橋面版及道路舖面進行初步檢測，以了解混凝土版內斷層情況，惟其對混凝土橋樑內部及表面裂縫之偵測，則無法發揮。超音波法及敲擊回音法皆屬應力波動檢測法，雖然檢測速度不如雷達穿透法及紅外線溫度感測法來得快，但其對混凝土結構裂縫之檢測較爲精確，以目前的儀器設備及訊號處理之發展來看，敲擊回音法在這方面之應用又比超音波法更有效率。

肆、混凝土表面裂縫深度之測定

混凝土結構可能因爲長期使用，在材料品質的劣化、外在環境的影響、地震力的作用，或是因建造時施工品管不佳，以致於在結構體內部或表面產生裂縫，嚴重威脅到其使用上之安全性，爲了避免災害之發生，實有賴於能早期檢測出此等裂縫，以利安全評估及維修之確實執行。本節將介紹在混凝土裂縫檢測方面，頗有成效之敲擊回音法，並以實際在現場測定混凝土結構物表面裂縫深度爲例子，實測結果透過鑽心取樣驗證，以校核其精確性。

經過將近十年之研發，敲擊回音法已經可以很成功的用來偵測版狀

混凝土結構（例如橋面版、道路舖面、樓版、牆…等）內部之各種瑕疵，其中包括：偵測鋼筋混凝土版內部之裂縫及孔隙(Carino and Sansalone 1988; Cheng and Sansalone 1993; Lin and Sansalone 1992)；夯實不良之混凝土(Sansalone and Carino 1988);預力套管內部因灌漿不良殘留之孔隙(Carino and Sansalone 1992);瀝青混凝土版內部之斷層 (Sansalone and Carino 1989)。敲擊回音法在桿狀結構的檢測應用亦有相當大的發展 (Lin and Sansalone 1992a,b,c; Lin et al 1991)，包括鋼筋混凝土矩形樑或柱、圓形和方形柱內部孔隙、裂縫及蜂窩之偵測、混凝土樁之完整性檢測、T形及I形樑內部孔隙及裂縫之偵測。目前也已完成中空混凝土圓形管之敲擊回音反應，及其在採礦現場之應用研究(Lin and Sansalone 1993,1994a,b)；混凝土結構表面裂縫開裂深度之測定(林宜清 1994)。

一、敲擊回音法之原理

圖十二爲敲擊回音法原理之示意圖，在測試物體的表面利用機械性敲擊產生暫態應力波動並導入物體內,該應力波動包含有壓力波(P-wave、剪力波（S-wave）及表面波（R-wave），其中壓力波及剪力波在物體內部依球狀的波形方式向前傳動，而表面波則沿著物體表面遠離敲擊點的方式向外擴散出去。當壓力波及剪力波遇到物體內部的瑕疵（如裂縫及孔隙）或物體的邊界時，將會被反射回去，這些反射波回到了敲擊面時，則產生表面的位移，此等位移反應可利用訊號接收器監測到，如果將接收器安排在靠近敲擊點處，則監測到之位移波形主要是因爲壓力波到達所造成(Sansalone et al. 1987)。

當波在物體內部傳動若遇到不同的介質時，則波的部分能量會被反射；部分會被折射(refraction)，反射波與折射波的振幅與入射波的振幅、及兩種介質的聲阻係數(acoustic impedance)有關，其中聲阻係數爲P-波波速與密度之乘積；當波爲正向入射時，其關係式如下：

$$A_{reflected} = A_i\ (Z2 - Z1)\ /\ (Z2 + Z1) \qquad (1)$$

$$A_{refracted} = A_i\ (2 \times Z2)\ /\ (Z2 + Z1) \qquad (2)$$

其中Z1爲第一個物質的聲阻係數，Z2爲底部物質的聲阻係數，Ai、Areflected、Arefracted分別爲入射波、反射波及折射波的振幅。若Z2＞Z1時，則Areflected>0，即反射波與入射波同號，反之，若Z2＜Z1時，則Areflected<0，即反射波與入射波異號。

在敲擊點處產生一壓力波(C)後， 若混凝土底部接聲阻係數較大之材料（如鋼筋），則當波遇到此介質時所產生的反射波將同爲壓力波(C)，但當此反射壓力波傳至頂部時，由於頂部爲自由反射介面，則此時的反射波將改變爲張力波(T),如此重覆反射所得壓力波及張力波之示意圖如圖十三(a)所示。這些反射波回到敲擊面時會產生表面的位移,其位移示意圖如圖十三(b)所示；在圖十三(b)之位移波形圖中一開始有一個非常大之向下位移，此乃由於表面波到達所致，但當底面第一次反射回來的P-波到達時，由於仍爲壓力波故造成向上位移而非向下位移，此壓力波經由頂面之自由反射介面反射則變爲張力波，傳至底部反射回來亦爲張力波，此張力波到達頂面時便造成向下位移，如此重覆反射；即形成一向上及一向下交互出現之表面位移波形，如圖上標示之"2P"、"4P"、"6P"及"8P"處之位移反應。反之，若混凝土底部接聲阻係數較小之介質，其反射所造成的張力及壓力情形與其所對應的表面位移波形，則如圖十四(a)與圖十四(b)所示。

對一些幾何形狀簡單之測試物體，時間領域上的分析尚屬可行，但若遇幾何邊界較多且接近之結構，或內含瑕疵之物體，欲從記錄到之位移波形辨讀波的到達時間將會非常困難且費時。另一個較簡易且快捷的分析方法是將位移波形轉換到頻率領域上作分析（Carino, Sansalone and Hsu 1986)。

頻率分析原理可利用圖十三(b)及圖十四(b)所示之敲擊回音反應來作說明。對於圖十三(b)而言,每次應力波到達頂面時，將引起一向上、一向下之位移，使得此一位移波形是有週期性的，對靠近敲擊位置的點而言，應力波來回一趟行經的路徑爲版厚的四倍，所造成的週期則爲行經路徑(4T)除以P-波速度（Cp)，由於頻率(f)爲週期的倒數，則該特有位移波形之頻率可依下列公式計算而得：

$$f = Cp / 4T \qquad (3)$$

若對圖十四(b)而言， 則應力波重覆造成頂面向下的位移反應，所需行經的路徑爲版厚的兩倍，故位移波形的頻率則可依下列公式計算而得：

$$f = Cp / 2T \qquad (4)$$

數位頻譜之解析度(即二點間之頻率差值)等於位移波形之記錄長度(記錄時間間距乘以記錄點數)之倒數,此一解析度將會影響利用公式(3)或(4)計算反射介面深度之精度。實際上,數位頻譜可由記錄到之數位化波形經快速傅利葉轉換(FFT)技巧求得,此一技巧乃基於任何一種波形皆可用一系列不同振幅、頻率及相角之正弦波的和來代表。

當混凝土內部存在孔隙或裂縫時，應力波遇到此等瑕疵（聲阻係數遠較混凝土小之介質），將產生反射，而其反射現像與圖三相似，若孔隙或裂縫之深度爲D，則公式(4)經改寫後，可用來測定瑕疵位置，其公式如下：

$$D = Cp / 2f \qquad (5)$$

若混凝土內部埋有鋼筋(深度爲d)時,其應力波之反射現像與圖十三相似，可將公式(3)改寫後，用來評估鋼筋位置，其公式如下：

$$d = Cp / 4f \qquad (6)$$

二、混凝土版內部裂縫之偵測

爲了量測應力波在混凝土試體內的的傳動速度及建立背景資料供比對用,首先須得到完整混凝土版之敲擊回音反應。圖十五(a)爲敲擊回音試驗之示意圖,敲擊器在版的頂面製造一個敲擊源，離敲擊源約0.05m處放置位移接收器以接收因敲擊產生應力波所造成的表面位移擾動訊號，圖十五(b)即爲敲擊回音試驗對完整混凝土版所量到之位移波形經FFT而得之頻譜，圖中可以很明顯的見到高振幅的單一尖峰位於5.9KHz處（在1.0KHz 處之尖峰乃因接收器本身共振所引起)，已知版厚(T)爲 0.3m及對應於版厚之頻率(f)爲5.9KHz,由公式(4)可計算而得波速約爲3540m/s。

在前述例子的同一個試體中埋入一個 0.15m見方的PV薄片。以模擬試體內部的裂縫，該薄片預埋的深度爲0.17m。圖十六(a)即爲裂縫位置所在的示意圖，在該裂縫的上方混凝土頂面進行敲擊回音試驗，所得之

頻譜如圖十六(b) 所示，其中含有二個非常明顯的高振幅尖峰分別位於4.9KHz及10.7KHz, 此和圖十五(b)完整混凝土版之頻譜所呈現的單一尖峰有很大的差異, 其中位於4.9KHz之尖峰爲應力波在版的頂面及底面作來回重覆反射所造成, 其和完整版所得5.9KHz有所不同且較低，此乃因應力波須繞過裂縫才能繼續其傳播, 而使得行經路徑增長所致。另一高振幅尖峰位於 10.7KHz處，毫無疑問是因裂縫的存在而造成波的反射所引起，由前一例子求得之波速爲3540m/s 及對應於版頂面及裂縫間應力波來回頻率爲10.7KHz利用公式(5)可以推算出裂縫的位置在距版頂面約0.165m處，試驗結果與實際理入深度0.17m非常接近。

大部份的混凝土結構物皆配置有鋼筋，本節將進一步地探討鋼筋的存在是否會阻礙裂縫之偵測，首先必須了解鋼筋對敲擊回音試驗訊號之效應，根據一系列之數值分析及試驗結果發現當鋼筋的直徑(Ds)和其埋設的深度(d)之比值小於0.3時，敲擊回音試驗之訊號幾乎不受如此小直徑鋼筋所影響[6]，當鋼筋尺寸較大且埋設深度較淺(即 Ds/d>0.3)時，有部份的能量將被鋼筋反射回來而足以影響到敲擊回音之反應，由於鋼筋的聲阻係數高於混凝土，應力波在此二者粘結介面之反射現象和混凝土與裂縫介面間所發生的有所不同，此乃因在混凝土中傳動的波若遇到聲阻係數較高之材料(例如鋼筋)其反射波將不會產生變號，即入射波爲壓力波則反射波亦爲壓力波，但若遇到聲阻係數較低之材料(例如空氣)，則反射波將產生變號，即入射波將由壓力波被反射成爲張力波。由於二者間的差異，應採用公式(6)來測定鋼筋位置,意即應力波來回於版頂面及鋼筋間之反應週期爲裂縫之二倍，也就是對應於鋼筋深度的頻率將會是對應於裂縫深度的頻頻率的一半，例如有一裂縫位於 0.05m深，波速爲4000m/s,則利用公式(4)可得對應於裂縫深度的頻率爲40KHz，同樣的條件下,將裂縫改爲鋼筋則所得對應於鋼筋深度的頻率則將變成20KHz。因此，公式(6)可以預測已知深度(d)下，鋼筋可能產生之頻率反應，或在測得的頻率反應下推求鋼筋之埋設深度。

如果混凝土版內部埋有鋼筋但無裂縫存在，則對應於版厚的頻率將不會有所改變，因爲應力波可直接穿過鋼筋繼續其傳播，行經的路徑並未發生改變，惟若有裂縫存在，則波須繞過裂縫才能繼續其傳播，而增

加來回於版頂面及底面間的路徑長度，使得版厚的頻率降低。

爲了實際探知鋼筋對裂縫之偵測有何影響，在前述的試體中，將一根直徑爲0.022m的鋼筋安排在一個0.1m見方的裂縫上方，鋼筋的深度爲0.046m，裂縫的深度則爲0.08m如圖十七(a)所示，在裂縫及鋼筋上方的版頂面進行敲擊回音試驗,所得之頻譜繪於圖十七(b)，在頻譜中，因版厚的頻率由先前的5.9KHz (參考圖十五(b))降低爲5.4KHz得知有裂縫存在，又於20.0及21.5KHz處發現有能量集中的高振幅尖峰。公式(6)可以預測0.046m深的鋼筋將引起 19.2KHz之頻率反應 (波速爲3540m/s)，而公式(5)則可推算出0.08m深的裂縫所會導致的頻率反應爲 22.1KHz，此和觀察到的頻譜反應相互一致。但因鋼筋及裂縫所對應的頻率非常接近，直接從頻譜上並無法馬上分辨出來，因此頻譜上之20.0及 21.5KHz都有可能被用來計算裂縫位置，其所得之深度分別爲0.089m及0.082m，採用任何一個結果都和已知埋設深度0.08m相去不遠。

由本試驗得知鋼筋的存在雖然會影響敲擊回音的訊號，但不致於阻礙混凝土內部瑕疵的偵測，一般頻譜辨認的要領在於觀察對應於版厚頻率的高能量尖峰是否有向低頻移動的現象，若有則版內必有瑕疵，再確認位於較高頻率的高能量尖峰來決定瑕疵之位置。

二、混凝土表面裂縫之深度測定

在分析敲擊回音試驗所得的資料時，因考量如遇幾何邊界較多且接近之結構，或內含瑕疵之物體，欲自位移波形上辨讀波的到達時間是非常困難且費時,故將記錄到之數位化波形利用FFT技巧轉換到頻率領域上作分析，如此可容易且快捷由頻譜上作辨讀與分析。對於表面開裂裂縫深度的偵測，單從頻率分析則很難有滿意之結果，若結合本節所建議的時間領域分析，則是一種有效測定表面裂縫深度的方法。

圖十八爲檢測表面裂縫深度之示意圖,圖十八(a)所示爲經敲擊作用後所產生之P-波及S-波，正向物體內部傳動， 其中P-波之波前 (wave-front)恰遇到裂縫之尖端，而S-波則跟隨在後，入射P-波在裂縫尖端處將產生繞射波， 如圖十八(b)所示，此時P-波入射裂縫尖端而產生的繞射波，就如同在尖端處形成另一個波源，以球狀波形方式向四面八方傳

動出去。當繞射波傳回至敲擊表面時將會產生擾動，爲能精確測得繞射波到達之時間，實有必要同時監測裂縫兩邊的擾動反應，故在裂縫兩邊各配置一個接收器，與敲擊點同側之接收器（receiver I）監測所得之位移波形，因R-波的首先到達而造成一較大的向下位移，隨後的波形則是由反射波與繞射波到達產生擾動所致，另外與敲擊點不同側之接收器(receiver II) 監測所得之起始擾動訊號，爲P-波繞過裂縫尖端到達所引起如圖十八(c)所示， 此乃因爲表面開裂裂縫阻絕或延遲R-波之到達所致，之後所測得的位移波形則爲後續反射波及繞射波到達所引起。

圖十九(a)及(b)即爲敲擊回音試驗在偵測表面裂縫深度時之儀器安排示意圖，敲擊所激發之應力波會經由裂縫尖端繞射至另一邊，爲得此一路徑的時間，於是將二個接收器配置在裂縫兩邊，第一接收器與敲擊源同側且相距0.05m，第二接收器則與敲擊源不同側且在同一線上,二者與裂縫之距離分別爲H1及H2, 圖十九(a)及(b)分別爲側視及頂視圖。圖十九(c)及(d)則分別是第一接收器與第二接收器記錄到之數位化位移波形。在圖十九(c)的波形上一開始即產生一個振幅很大之向下位移反應,這是由R-波到達所引起的，此時，整個監測系統將被啓動，此一啓動時間假設爲t1，而在第二接收器記錄到之位移波形,如圖十九(d)所示，在t2時間時，得到經裂縫尖端繞射而到達之P-波，從監測系統啓動到第二接收器感應到繞射波到達之時間爲t_2-t_1,但是敲擊乃發生在監測系統啓動之前的某一時間，這個時間恰好是R-波由敲擊源傳動至第一接收器所需時間，亦即是0.05m 除於R-波的波速(CR)，於是P-波由敲擊源至第二接收器所經歷的總時時間(△t)可依下列公式計算而得：

$$\triangle t = t2 - t1 + 0.05/CR \qquad (7)$$

總時間得到後，P-波所走的總路徑則等於P-波波速(Cp)乘於總時間。因此，表面開裂縫之深度(D)可依下列公式計算得到：

$$D = \sqrt{\left(\frac{(C_p \times \triangle t)^2 + H_1 - H_2{}^2}{2 \times C_p \times \triangle t}\right)^2 - H_1{}^2} \qquad (8)$$

若二接收器與裂縫之距離相等(即H1=H2=H)，則公式可改寫成如下：

$$D = \sqrt{\left(\frac{(C_p \times \triangle t)^2}{2}\right)^2 - H^2} \qquad (9)$$

有關上述檢測混凝土表面裂縫深度之實驗室研究結果，請參考文獻(林宜清 1994)，本節將呈現實際現場檢測所得成果。

檢測的對像爲直徑約二公尺之混凝土橋墩，其表面已出現可見裂縫，檢測目的即量測表面裂縫向內延伸之深度。首先必須決定P-波及R-波速度，由於橋墩之直徑相當大，P-波速度量測不易，依照鄰近混凝土鑽心試驗結果,可估計P-波速度約爲3400m/s，其可能誤差約爲正負200m/s。

圖二十(a)是量測 R-波速度的敲擊試驗之示意圖，在已知距離(HR)的兩位置上，各放置一個接收器，然後於兩接收器的直線上給一敲擊源(與第一接收器相距 0.05m)，則二接收器將會接收到應力波所造成的表面位移擾動訊號而產生二個位移波形，二位移波形的起始向下位移爲R-波到達擾動所起的，第一接收器量到的位移波形之起始向下位移對應之時間值爲t_1，同樣第二位移波形亦可得R-波到達之時間值爲t_2，此二個時間值的差值即爲R-波在已知距離(HR)間傳動所需時間，因此R-波速度(CR)就等於此已知距離除於二時間值的差值，可利用下列公式來計算R-波速度：

$$CR=HR/(t_2-t_1) \qquad (10)$$

在橋墩表面上安排二個接收器放置於已知彼此距離爲0.10m 處，離第一接收器0.05m處給一敲擊源,可獲得第一接收器測到之位移波形如圖二十(b)所示，圖中起始向下位移對應之t_1時間值爲-15.0×10-6秒，以及第二接收器量得之位移波形如圖二十(c)所示,可得t_2時間值約爲37.0×10-6秒，利用公式(10)求得R-波速度約爲1920m/s。

圖二十一(a)是敲擊試驗配置之示意圖，敲擊源距裂縫0.045m(H_1),

與敲擊源同側且距離 0.05m之第一接收器爲加速規，第二接收器爲位移接收器與裂縫之距離爲 0.06m(H_2)。圖二十一(b)及(c)分別爲二接收器測得之波形。圖二十一(b)中起始向下位移對應之t1時間值爲-25.0×10-6秒，圖二十一(c)中則得到之t_2時間值爲20.0×10-6秒,已知R-波速度爲1920m/s，利用公式(7)求出經歷總時間是71.0×10-6秒，而P-波速度爲3400m/s，由公式(8)可得裂縫深度爲0.109m，由於P-波速度之估計誤差，可能引起裂縫深度測定之誤差約爲0.009m。

爲了驗證檢測結果，隨即進行鑽心取樣，所得鑽心體如圖二十二所示，量得裂縫真實深度爲0.105m，與檢測結果僅相差0.004m。

伍、現場混凝土波速之量測

在前面第貳節已有說明，混凝土的波速可作爲強度評估之參考。現今最普遍採用測定波速之方法爲超音波法，惟其在現場應用時，由於其激發波源能量過小，而使波動在混凝土內部傳播距離受限，對尺寸較大之混凝土構件，往往無法得到良好的檢測訊號；雖然，採用雙探頭，以在構件對面兩側一發一收方式可得較佳之訊號，但是要對準兩探頭位置相當費時，甚至可能因遇到僅有一側可接近的檢測狀況，而告失敗。

本節介紹一種新的方法，可快速準確的來測定現場混凝土之波速，這個方法即爲敲擊回音法(Impact-echo method)，其原理在前一節已有說明，不再贅述。由於敲擊回音法乃採用敲擊的方式製造波動，其能量大於超音波法之電壓脈衝方式，且訊號接收器與敲擊源同側，檢測時，只需要一個接觸面。敲擊回音法之訊號分析，乃在頻率領域上進行，因此所擷取的波動反應訊號，一般皆爲應力波在構件內，來回傳動數次以上，而得被檢測構件之斷面自然振動頻率，再由這些量測到之頻率，推求波速。頻率與波速間之關係決定於構件的幾何形狀(林宜清1994)。

下列爲各種常見構件基本頻率(f)與無限體內波速(Vc)間之關係式:

平　版　：　Vc = (2Df)/(0.96)　　D：爲版厚

圓形柱　：　Vc = (2Df)/(0.92)　　D：爲直徑

方形柱 ： Vc = (2Df)/(0.87)　　D：爲邊長

矩形柱 ： Vc = (2Df)/(β)　　D：爲敲擊方向邊長

β值決定於D/B值(敲擊方向邊長/另一邊長)，可由表一查得。

基　樁 ： Vc = (2Df)/(0.95)　　D：爲樁長

標準抗壓試體 ： Vc = (2Df)/(0.94)　　D：爲高度

而無限體內波速(Vc)可用材料性質表示成：

$$Vc = \sqrt{\frac{E(1-v)}{\rho(1+v)(1-2v)}} \qquad (10)$$

其中　E 爲彈性模數

v 爲柏松比

ρ爲密度

若以圖十五混凝土版(0.3m厚)之敲擊回音試驗當例子，所得版厚頻率爲5.9 kHz，則混凝土無限體內波速可計算得 Vc=(2Df)/(0.96)=(2×0.3×5900)/(0.96)=3690 m/s，若將利用公式(4)所得之視波速 (apparent wave speed) Cp=3540 m/s與無限體內波速(Vc)比較，可以發現因爲構件的邊界存在，而使視波速低於無限體波速，此一差異性將隨著構件的幾何形狀不同而不同，因此，在評估混凝土強度時，必須採用不受構件幾何形狀影響之無限體波速(Vc)爲依據。

陸、結　論

混凝土現場非破壞性檢測技術在歷經50年之發展後，已漸漸的被接受來對新建或老舊混凝土結構物的品質，進行檢測，其中較爲重要的二項檢測工作,乃屬評估混凝土之強度及偵測混凝土結構體內部之瑕疵(裂縫、孔隙及蜂窩)。其中評估混凝土強度的方法有:反彈鎚法、探頭貫入法、彎裂法、拉拔法、直接拔出法、波速量測法、成熟度法及場製圓柱

試體法；而檢測混凝土結構體內部瑕疵之方法有：超音波法、敲擊回音法、雷達穿透法、紅外線溫度感測法及輻射法。

綜合言之，有關混凝土強度之評估，現場非破壞試驗提供了鑽心試驗以外的替代方法，可直接用來推估結構物混凝土的強度，或是補鑽心試驗不足的資料。這些方法均是藉由量測那些和強度有關的混凝土性質，來推估混凝土的強度，其精準度是由強度和該物理性質的相關程度所決定；爲了使試驗結果有正確的評估，使用者必須知道試驗結果除了強度之外，亦受那些因子所影響。而目前也正需要更進一步的基礎研究，來瞭解這些方法如何和混凝土強度具有關連性、及確認影響試驗結果的因子。

至於混凝土結構體內部瑕疵之偵測，本文所介紹的各種檢測方法皆有其應用上之優點，其中雷達穿透法及紅外線溫度感測法可以快速對大面積之橋面版及道路舖面進行初步檢測，以了解混凝土版內部斷層情況，惟其對混凝土橋樑內部及表面裂縫之偵測，則無法發揮。超音波法及敲擊回音法皆屬應力波動檢測法，雖然檢測速度不如雷達穿透法及紅外線溫度感測法來得快，但其對混凝土結構裂縫之檢測較爲精確，以目前的儀器設備及訊號處理之發展來看，敲擊回音法在這方面之應用又比超音波法更有效率。敲擊回音法亦可快速量得現場混凝土波速，以作爲品檢用。

本文除了簡介上述各種混凝土非破壞檢測技術外，亦特別介紹混凝土結構物表面裂縫深度的測定方法，並以實際在現場測定混凝土結構物表面裂縫深度爲例子，實測結果透過鑽心取樣驗證，以校核其精確性。

柒、參考文獻

1. ASTM C 42 (1992), "Standard Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
2. ASTM C 597 (1992), "Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
3. ASTM C 803 (1992), "Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
4. ASTM C 805 (1992), "Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
5. ASTM C 900(1992),"Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
6. ASTM C 1074 (1992), "Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
7. ASTM C 1150 (1992), "Standard Test Method for the Break-Off Number of Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.02.
8. ASTM D 4788 (1992), "Standard Test Method for Detecting Delaminations in Bridge Decks Using Infrared Thermography," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.
9. B.S. 4408. Part 5. (1974), "Recommendations for Nondestructive Methods of Test for Concrete: Measurement of the Velocity of Ultrasonic Pulse in Concrete," British Standards Institution, London, February.

10. Bungey, J. H. (1982), "Testing of Concrete in Structures," Surrey University Press, Glasgow, 207 pp.
11. Carino, N. J., Sansalone, M., and Hsu, N. N. (1986), "Flaw Detection in Concrete by Frequency Spectrum Analysis of Impact-Echo Waveforms," International Advances in Nondestructive Testing, 12th Edition, W. J. McGonnagle, Ed., Gordon & Breach Science Publishers, New York, pp. 117-146.
12. Carino, N. J. and Sansalone, M (1988), "Impact-Echo: A New Method for Inspecting Construction Materials," Proceedings of Nondestructive Testing and Evaluation of Materials for Construction, University of Illinois, August.
13. Carino, N.J., and Sansalone, M. (1992), "Detecting Voids in Metal Tendon Ducts Using the Impact-Echo Method," Materials Journal of the American Concrete Institute, Vol. 89, No. 3, May-June, pp.296-303.
14. Carino, N. J. (1994), "Nondestructive Testing of Concrete: History and Challenges," 國際公共工程學術研討會論文集, pp. 225-274, 台灣台北.
15. Cheng, C., and Sansalone, M.(1992), "Effects on Impact-Echo Signals Caused by Steel Reinforcing Bars and Voids around Bars,"Materials Journal of the American Concrete Institute, Vol. 90, No. 5, Sept.-Oct., pp. 421-434.
16. Cheng, C. and Sansalone, M. (1993), "The Impact-Echo Response of Concrete Plates Containing Delaminations-Numerical, Experimental, and Field Studies," Materials and Structures, RILEM, January. .
17. Clemena, G. G. (1991), "Short-Pulse Radar Methods," Chapter 3 in Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, V. M. Malhotra and N.J. Carino, Eds., CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 253-274.

18. Knab, L. J., Blessing, G. V., and Clifton, J. R. (1983), "Laboratory Evaluation of Ultrasonics for Crack Detection in Concrete," ACI J., 80, 17.
19. Malhotra, V. M. (1976), "Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods," ACI Monograph No. 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Detroit, 204 pp.
20. Lin, J., and Sansalone, M. (1993), "The Transient Elastic Impact Response of Thick Hollow Cylinders," Journal of Nondestructive Evaluation, Vol. 12, No. 2, pp 139-149.
21. Lin, J., and Sansalone, M.(1994a), "Impact-Echo Response of Hollow Cylindrical Concrete Structures Surrounded by Soil or Rock, Part I—Numerical Studies", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, No. 2, June, pp. 207-219.
22. Lin, J., and Sansalone, M.(1994b), "Impact-Echo Response of Hollow Cylindrical Concrete Structures Surrounded by Rock, Part II—Experimental Studies", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, No. 2, June, pp. 220-226.
23. Lin, Y., Sansalone, M., and Carino, N.J. (1990), "Finite Element Studies of the Impact-Echo Response of Plates Containing Thin Layers and Voids, " Journal of Nondestructive Evaluation, Volume 9, No. 1, pp. 27-47.
24. Lin, Y., Sansalone, M., and Carino, N.J. (1991), "Impact-Echo Response of Concrete Shafts",ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 14, NO. 2, pp.121-137.
25. Lin, Y., and Sansalone, M. (1992a), "Transient Response of Thick Circular and Square Bars Subjected to Transverse Elastic Impact," Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 91, No.2, February, pp. 885-893.
26. Lin, Y., and Sansalone, M. (1992b), "Transient Response of

Thick Rectangular Bars Subjected to Transverse Elastic Impact," Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 91, No. 5, May, pp. 2674-2685.

27. Lin, Y. and Sansalone, M. (1992c), "Detecting Flaws in Concrete Beams and Columns Using the Impact-Echo Method," Materials Journal of the American Concrete Institute, July-August, pp. 394-405.

28. Mitchell, T. W. (1991), "Radioactive/Nuclear Methods," Chapter 10 in Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, V.M. Malhotra and N.J. Carino, Eds., CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 227-252.

29. Naik, T.R., and Malhotra, V.M.(1991), "The Ultrasonic Pulse Velocity Method," Chapter 7 in Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, V. M. Malhotra and N. J. Carino, Eds., CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 169-188.

30. Proctor, T. (1982), "Some Details of the NBS Conical Transducer," Journal of Acoustic Emission, Vol. 1., No. 3, pp. 173-178.

31. RILEM Recommendations NDT 1 (1972), "Testing of Concrete by the Ultrasonic Pulse Method," Paris, December.

32. Sansalone, M., and Carino, N.J. (1986), "Impact-Echo: A Method for Flaw Detection in Concrete Using Transient Stress Waves," NBSIR 86-3452, National Bureau of Standards, Gaithersburg, Maryland, Sept., 222 pp.

33. Sansalone, M., Carino, N.J., and Hsu, N.N.(1987), "A Finite Element Study of Transient Wave Propagation in Plates," NBS Journal of Research, July/August, pp. 267-278.

34. Sansalone, M., and Carino, N. J. (1989), "Detecting Delaminations in Reinforced Concrete Slabs with and without Asphalt Concrete Overlays Using the Impact-Echo Method,"

Materials Journal of the American Concrete Institute, March /April, pp. 175-184.

35. Sansalone, M., and Carino, N. J. (1988a), "Detecting Honeycombing, the Depth of Surface-Opening Cracks, and Ungrouted Ducts Using the Impact-Echo Method,"Concrete International, April, pp. 38-46.

36. Sansalone, M., and Carino, N. J. (1988b), "Laboratory and Field Study of the Impact-Echo Method for Flaw Detection in Concrete," in Nondestructive Testing of Concrete, Special Publication of the American Concrete Institute, pp. 1-20.

37. Sturrup, V. R., Vecchio, F. J., and Caratin, H., (1984), "Pulse Velocity as a Measure of Concrete Compressive Strength," InSitu/Nondestructive Testing of Concrete, V. M. Malhotra, Ed., ACI SP-82, pp. 201-227.

38. Weil, G. J. (1991), "Infrared Thermographic Techniques," Chapter 13 in Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, V.M. Malhotra and N.J. Carino, Eds., CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 305-316.

39. 林宜清，朱明信(1994)，"混凝土結構表面裂縫開裂深度之測定" 國科會專題研究計畫報告, NSC 83-0410-E-005-013.

40. 林宜清，陳真芳，蔡聖德(1994)，"混凝土構件幾何形狀對波速之影響" 興大工程學報，第五期，pp.27-39.

Nondestructive Test Methods for Concrete

Yiching Lin*

Key words: nondestructive testing, concrete, compressive strength, integrity

Abstract

After 50 years development of in-place/nondestructive testing (NDT) techniques for concrete, the use of NDT techniques for quality evaluation of existing concrete structures has been accepted. In general, the NDT methods can be divided into two groups: (1) those whose main purpose is to estimate concrete strength; and (2) those whose main purpose is to evaluate integrity. This paper gives a brief description of the principle and application of various NDT methods. The in-place test methods for estimating concrete strength include the following: rebound hammer, probe penetration, break-off, pull-out, pull-off, pulse velocity, maturity, and cast-in-place cylinder. On the other hand, the techniques for detecting flaws in concrete include the ultrasonic pulse velocity method, the impact-echo method, the ground penetrating radar method, the infrared thermographic technique, and the radioactive method. In addition, a nondestructive test technique for determining the depth of surface-opening cracks in concrete is presented. Its in-place application is shown and verified by drilling cores. Finally, an alternative method for measuring pulse velocity is described.

---

* Associate Professor, Department of Civil Engineering, National Chung-Hsing University, Taichung, Taiwan, R.O.C.

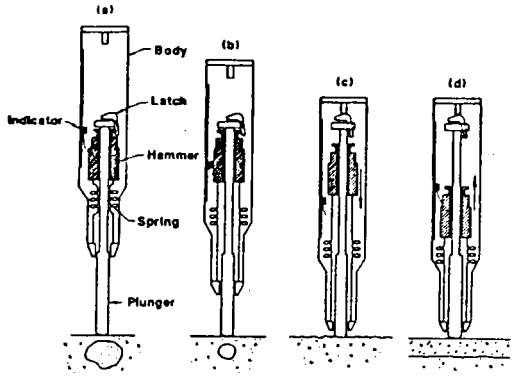
表一、矩形柱之前六個斷面模態之頻率值

Aspect Ratio (D/B)	Fundamental mode, $f_D = \frac{\beta C_\ell}{2D}$	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
0.60	$\beta = 0.84$	$1.07f_D$	$1.43f_D$*	$1.48f_D$	$1.86f_D$	$1.91f_D$
0.75	$\beta = 0.87$	$1.19f_D$	$1.60f_D$*	$1.66f_D$	$1.98f_D$	$2.02f_D$
0.80†	$\beta = 0.75$ $\beta' = 0.88$	$1.45f_D$	$1.96f_D$‡	$2.01f_D$	$2.41f_D$	$2.46f_D$
0.83†	$\beta = 0.77$ $\beta' = 0.89$	$1.44f_D$	$1.94f_D$*	$1.98f_D$	$2.38f_D$	$2.44f_D$
0.87†	$\beta = 0.80$ $\beta' = 0.91$	$1.43f_D$‡	$1.93f_D$‡	$1.95f_D$	$2.36f_D$	$2.41f_D$
0.91	$\beta = 0.82$	$1.42f_D$	$1.92f_D$	$1.92f_D$	$2.34f_D$	$2.47f_D$
1.00	$\beta = 0.87$	$1.41f_D$	$1.90f_D$	$2.45f_D$	$2.83f_D$	$3.34f_D$
1.10	$\beta = 0.90$	$1.43f_D$	$1.92f_D$	$2.34f_D$	$2.52f_D$	$2.69f_D$
1.20	$\beta = 0.92$	$1.45f_D$	$1.94f_D$	$2.38f_D$	$2.58f_D$	$2.73f_D$
1.33	$\beta = 0.94$	$1.49f_D$	$1.98f_D$	$2.02f_D$	$2.45f_D$	$2.62f_D$
1.67	$\beta = 0.95$	$1.66f_D$	$2.11f_D$	$2.32f_D$	$2.74f_D$	$2.74f_D$
2.00	$\beta = 0.96$	$1.81f_D$	$2.06f_D$	$2.23f_D$	$2.56f_D$	$2.92f_D$

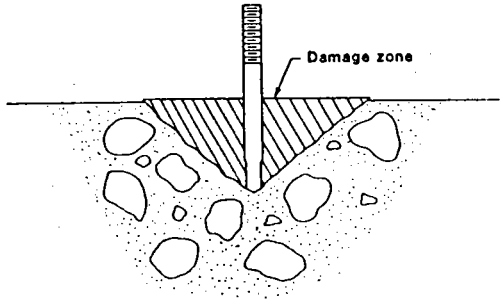
*Dominant (high-amplitude) modes in transient impact response, $D/B \leqslant 0.87$.

†Two fundamental modes.

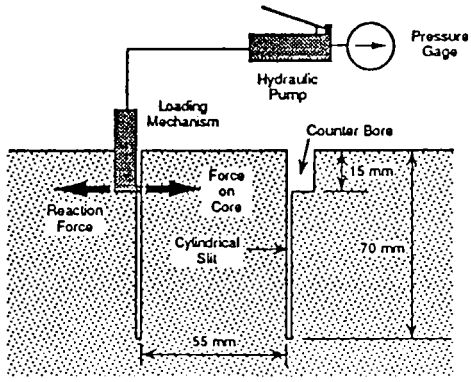
‡This type of response is characteristic of the response obtained from a bar when using short-duration impacts.



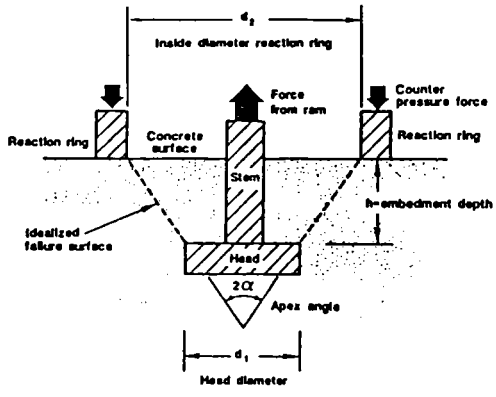
圖一　反彈鎚試驗示意圖



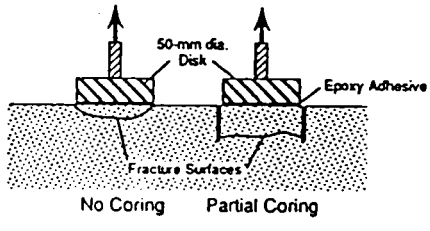
圖二　探頭貫入試驗示意圖



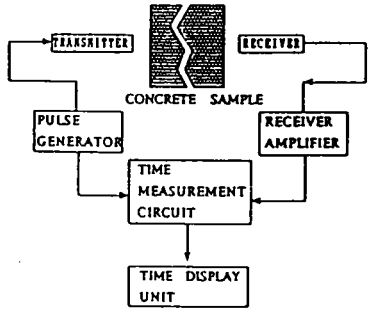
圖三　彎裂試驗示意圖



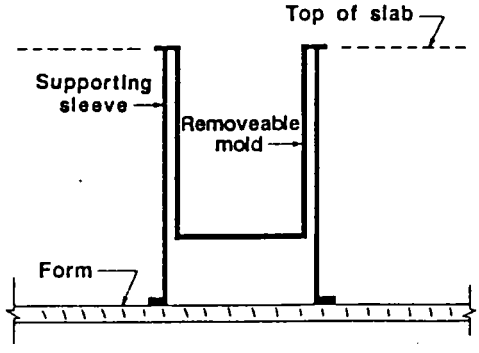
圖四　拉拔試驗示意圖



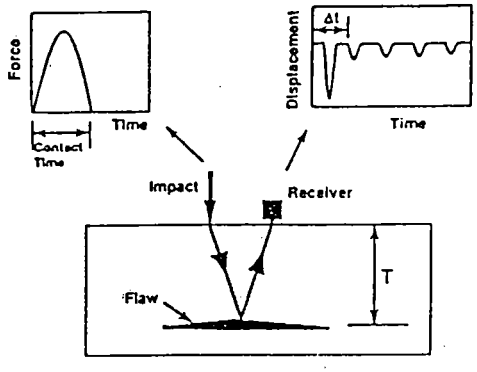
圖五　直接拔出試驗示意圖



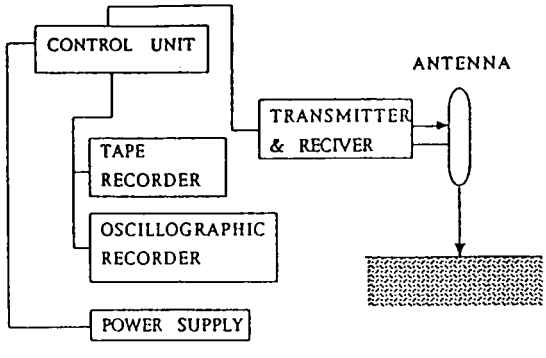
圖六　超音波試驗儀器及配置簡圖



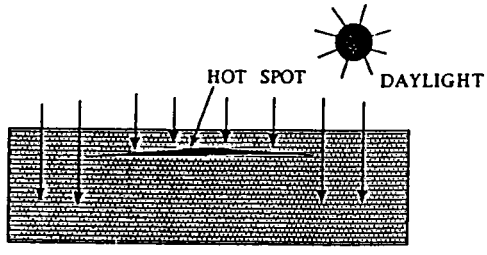
圖七　場製圓柱試體模具



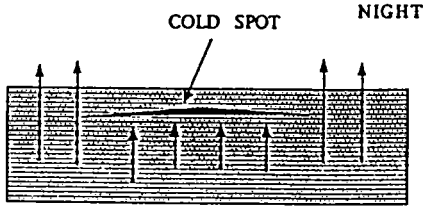
圖八　敲擊回音試驗示意圖



圖九　雷達穿透法試驗系統

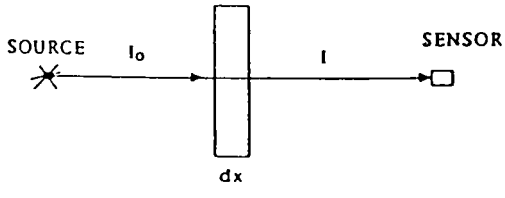


HEAT FLOW CAN'T PASS THROUGH THE FLAW SO THERE EXISTS A HOT SPOT COMPARED WITH OTHER AREA

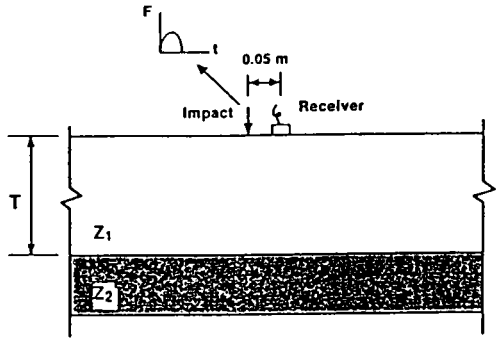


OUTWARD HEAT FLOW CREAT COLD SPOT ABOVE FLAW

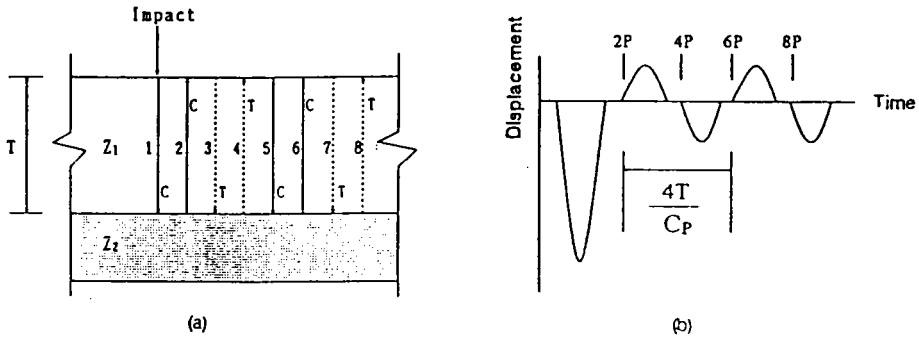
圖十 紅外線溫度感測法之熱流示意圖



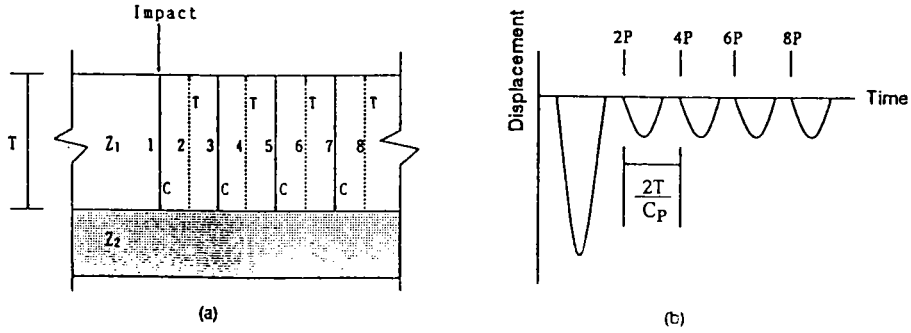
圖十一 輻射線法之示意圖



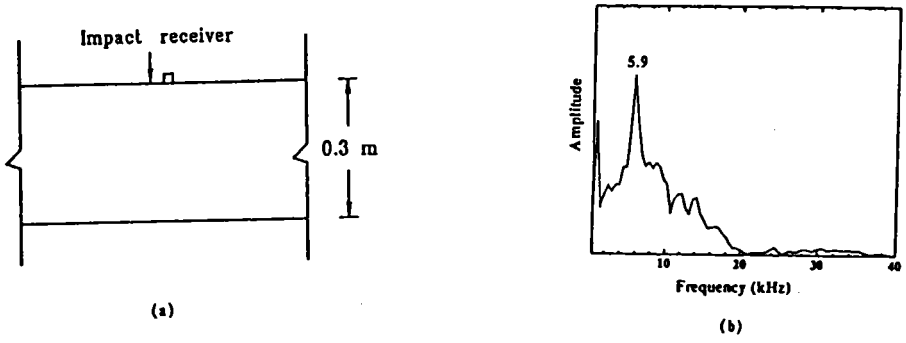
圖十二 敲擊回音試驗之示意圖



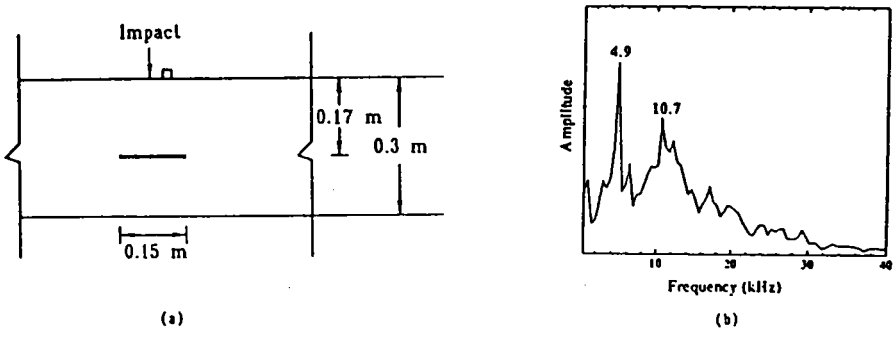
圖十三 混凝土後接聲阻係數較大之介質（$Z_2>Z_1$）：(a)壓力波及張力波之示意圖；及(b)表面位移示意圖



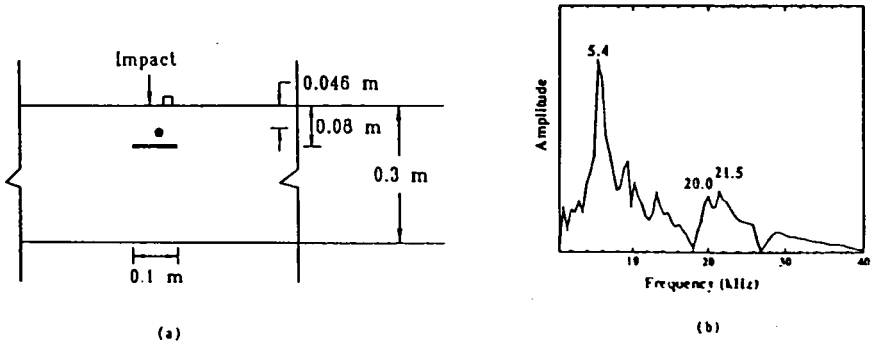
圖十四 混凝土後接聲阻係數較小之介質（$Z_2<Z_1$）：(a)壓力波及張力波之示意圖；及(b)表面位移示意圖



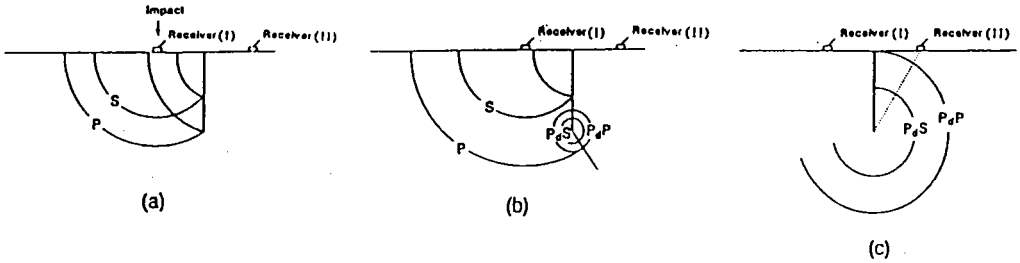
圖十五　完整混凝土版之敲擊回音試驗：(a)斷面圖；及 (b)頻譜



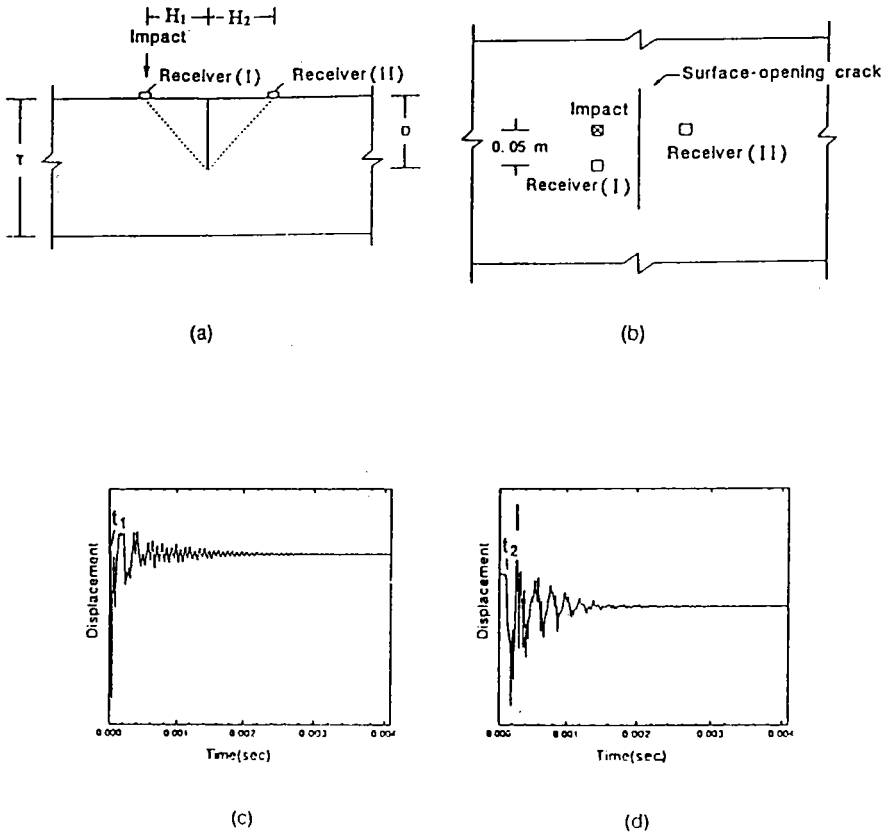
圖十六　混凝土版內含單一裂縫之敲擊回音試驗：(a)斷面圖；及 (b)頻譜



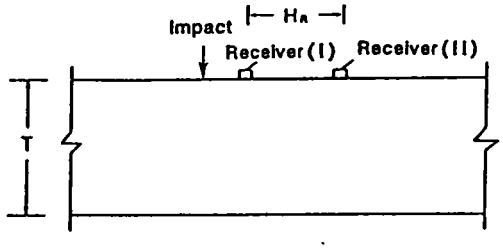
圖十七　混凝土版內含鋼筋與單一裂縫之敲擊回音試驗：(a)斷面圖；及 (b)頻譜



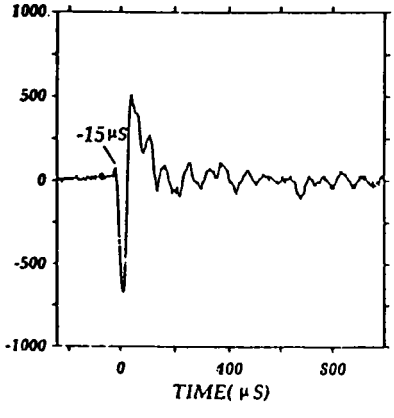
圖十八　敲擊回音法偵測表面裂縫:(a)應力波導入測試物體; (b)應力波遭遇裂縫尖端產生繞射; 及(c)繞射應力波向外傳動



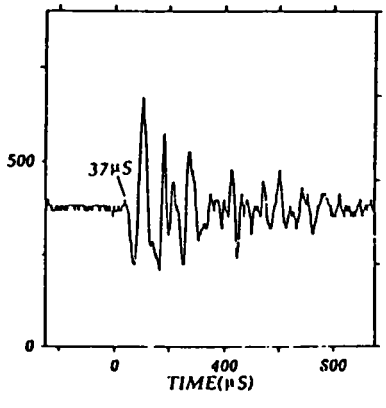
圖十九　敲擊回音試驗之儀器配置:(a)側視圖; (b)頂視圖; (c)第一接收器記錄之位移波形; 及(d)第二接收器記錄之位移波形



(a)

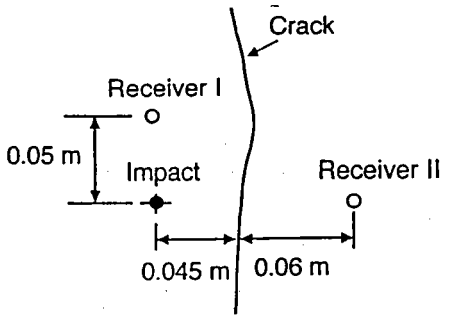


(b)

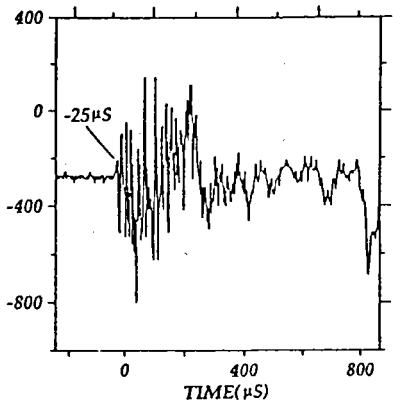


(c)

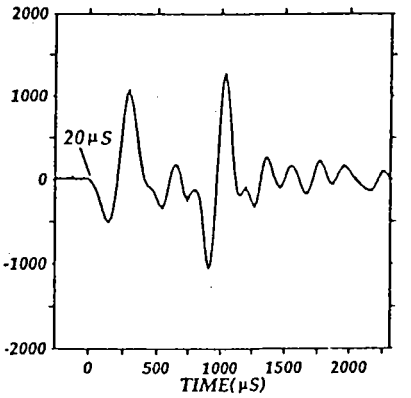
圖二十　表面波(R-波)速度之量測:(a)儀器配置圖; (b)第一接收器記錄之波形; 及(c)第二接收器記錄之波形



(a)

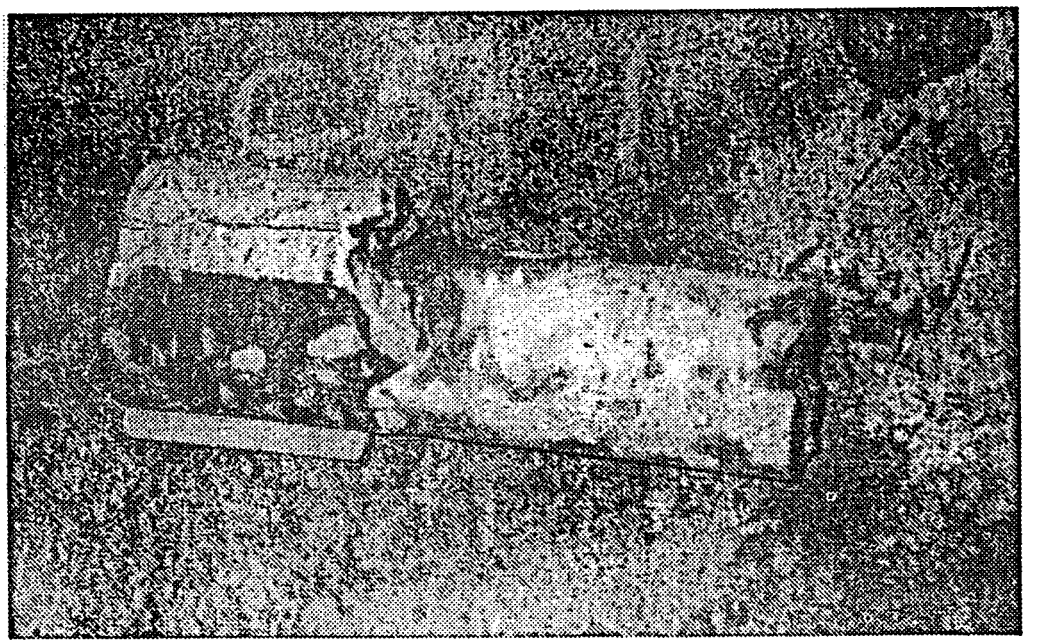


(b)



(c)

圖二十一　現場混凝土表面裂縫深度之量測:(a)儀器配置圖; (b)第一接收器記錄之波形; 及(c)第二接收器記錄之波形



圖二十二　現場混凝土表面裂縫深度之鑽心結果

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國81年4月台灣・台中

混凝土非破壞性檢測實務

饒　正 *　　柯正龍 **

關鍵詞：非破壞性檢測，腐蝕電位

摘　要

本文將介紹混凝土非破壞性儀器之使用及注意事項，並應用非破壞性檢測技術調查蘇澳港11號碼頭及澎湖大橋之實例，檢測方法包括現場目視觀察，試錘(反彈法)試驗及超音波試驗，鋼筋腐蝕電位量測，混凝土電阻試驗，保護層厚度量測及氯離子侵入分析等，並配合半破壞性鑽心取樣進行試驗分析工作，希望能藉由這些檢測實例，建立可供利用、追縱之監測資料。由於混凝土爲一不均質之非金屬材料，應用非破壞性檢測評估混凝土品質，建議應結合數種方法所得結果綜合判斷，方可得到較精確的結果。

壹、前　言

台灣四周環海，加上地處亞熱帶，氣候終年溫濕多雨含鹽份高，爲一典型的海洋環境，屬腐蝕嚴重地區，不論港灣構造物，濱海的橋樑，建築物等都易受到鹽份的侵襲而發生腐蝕，因此必須建立定期檢查的制度，以預防混凝土劣化及鋼筋腐蝕而促使結構物提早破壞並對症下藥採取適當的補強或維修措施。

檢查可以達到下的目的：

一、早點發現結構體內潛在性或具顯著性的惡化損傷情形。

二、瞭解結構物劣化及損傷的原因。

三、評估結構物之健全程度並判斷是否需進行修補工作。

---

*　台灣省交通處港灣研究所港工材料組副研究員兼組長
**　台灣省交通處港灣研究所港工材料組助理研究員

四、有系統的紀錄結構物逐年劣化之變化情形。
五、獲取適切修補，施工效率高及經濟的所需資料。
六、判斷建造使用正確設計、材料與施工之反饋資料。

混凝土的檢測工作，一般可分爲破壞性及非破壞性試驗二種，破壞性試驗主要用於施工中灌鑄試體並將屆齡之試體破壞以求取抗壓、抗拉、抗彎強度等數據，非破壞性則應用物理和化學原理及各種先進技術配合目視觀察等方法，在不影響結構物使用安全前提下，不破壞或局部破壞結構物來檢測混凝土強度，均勻性、保護層厚度、裂縫及內部鋼筋可能腐蝕情形稱之。

傳統上鋼筋混凝土結構物在施工中，都以破壞性試驗做爲混凝土品質管制的主要依據，結構物竣工後，負責維護的單位通常僅派員直接以目視觀察做爲檢查唯一的方法，如發現結構物表面出現裂縫或有混凝土塊剝落等損害時，亦多採用柏油、混凝土砂漿或填加環氧樹脂等材料修補，並未詳細探究結構物內部可能發生缺陷或鋼筋腐蝕程度可能產生的破壞影響，因此往往錯失維修的最佳時機，導致結構物受到更嚴重的損害，必需花費更多的人力和經費處理善後。

由於近代科學及工業技術的突飛猛進，加上各國科學家及工程人員的不斷努力,目前已能將超音波、X光射線、γ放射線照相術、磁氣、電氣和微波吸附、聲波發射、紅外線溫度感測、雷達穿透、中子濕度和活性分析等先進技術，應用於非破壞性檢測上，因爲非破壞性檢測具有維護結構物的完整和安全，可以不必破壞結構體就能測知混凝土強度的優點並且可以避免破壞性試驗或半破壞之鑽心取樣試體取樣之誤差，使所得之結果更具代表性，同時具有試驗手續迅速簡便，費用低廉等優點，因此先進國家已廣汎應用這些技術來取代傳統的方法。

貳、檢測方法及原理

一、現場實地觀察(Field Observation)

混凝土的腐蝕作用，除了少數因材料本身或摻入雜質引起之化學反

應外，大部份爲外界腐蝕因子如酸、鹼、硫化物、氯離子、水分等之侵入，因此要減少腐蝕最基本的便是減少腐蝕因子的入侵，混凝土的滲透性愈小，腐蝕的範圍也會愈小，R.C.結構物設計時多以強度設計法爲主，爲能充分利用鋼筋之抗拉強度，承受拉力區域之混凝土因抗拉強度較差,常會有裂縫發生，這些裂縫便成爲腐蝕因子入侵的捷徑,並使鋼筋生銹膨漲的元兇之一。 所以裂縫的寬度是決定腐蝕程度的原因,裂縫寬度愈大腐蝕也會愈加速。　故若發生過大之裂縫(於潑濺區大於0.15mm)即應評估對鋼筋腐蝕的影響，通常樑底沿拉力筋方向之水平裂縫爲鋼筋生銹膨脹的徵兆。腐蝕因子藉由水平裂縫更易侵入，將造成保護層剝落崩壞,因此發現水平裂縫應即採取防蝕措施，阻止鋼筋進一步腐蝕,藉由目測描繪裂縫位置及寬度爲一簡潔方法。在光線充足的場所可以配合測微尺或裂縫寬度測微計量測裂縫寬度,如圖2所示本所目前有Pentex ASAHI裂縫測微計，其原理乃利用放大鏡將裂縫放大後直接讀取其寬度。港灣構造物檢測時常因潮汐或現場光線不足，裂縫位置不易到達，儀器無法宜接量出,此時記錄裂縫位置。

二、試錘試驗(Test Hammer)

試錘法是利用試錘衝擊混凝土表面後，其反彈距離經指針讀出其反彈數。反彈數可以用來推算混凝土表面硬度，但不能指出內部的實際強度，故一般須另配合其他方法，才能評估混凝土強度。

影響試錘試驗的因素有(4·5·6·7)：

(一)試體表面光滑程度：試驗前應用金鋼砂將混凝土表面磨成光滑平面，混凝土表面情形對試錘可能產生5-25%的誤差，但如用砂漿或其他材料鏝平，將降低可信度。

(二)試體的大小尺寸和剛性：試體應避免尺寸太小或細長,如果許可,每一測試方格,直徑最少15公分，應多取測點求其平均值,混凝土初期強度如小於70kg/cm^{2}時，不適用本試驗方法。

(三)表面和內部含水量：同一試體含水量較高時比乾燥狀態下所得之試錘反彈數低，現場混凝土含水量未知時，應事先將其表面潑濕，使其爲面乾內飽和狀態下試驗之。

(四)試樣之齡期：齡期愈長所得之反彈數較大（混凝土表面硬度與齡期成正比）。

(五)粗骨材、水泥、鑄模型式均會影響反彈數。

(六)混凝土中性化程度：混凝土會因中性化的關係而使表面硬度大於內部實際強度。

每隻試錘在執行試驗前，必需以參考之鋼砧先行率定，才能得到客觀結果，如僅依據儀器所附之參考值逕行判斷，將會產生極大誤差。

試錘反彈數與混凝土表面強度間關係校正方法如下(5·6·7)：

(一)利用鑽孔機在現場鑽取試樣數個,試樣之直徑與高度比例須爲1:2。

(二)將蓋平後之試體置於抗壓試驗機上，使用大約抗壓荷重15%之荷重束縛試體(試體應爲面乾內飽合狀態)。

(三)在試體高度中間三分之二位置內，每120° 爲一區,每區讀取五個數據，讀出5次試錘反彈數，測試位置應儘量錯開。

(四)重複上述步驟，測試所有試體。

(五)將每一個試體利用抗壓試驗機求出其抗壓強度，並和反彈數繪於圖上。

(六)用最小二乘方法求出抗壓強度(Fc)與反彈數(N)間之關係。

本次檢測採用 Schmidt 廠 Type NR 之試錘，儀器本身附有記錄反彈數之設備，可免除逐次用人工記錄可能產生之錯誤。圖3 顯示試錘構造、型式及使用情形。

三、超音波脈波速度法(Ultrasonic Pulse Velocity Methcd)：

本所採用英國CNS儀器公司之PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester)超音波測定儀主要包括時間顯示器及脈波發射器和接收器。其應用於混凝土強度檢測之原理爲利用脈波發射器，將超音波脈波傳入混凝土中利用接收器量測脈波在其內部之傳遞時間，再依據脈波的傳遞路徑距離計算脈波速度。

試驗進行時，依其發射器接收器位置分爲直接法，半直接法及間接法三種，如圖4 所示其中以前二方法可得較令人滿意的結果。故本檢測實例，均應用直接法求出速度後，再依混凝土試體密度及彈性模數，以判斷混凝土品質及均勻穩定程度。

利用超音波評估混凝土強度時，雖可由傳遞速度與抗壓強度求得一關係曲線(ACI 318 建議混凝土抗壓強度與波速的四次方成正比)，但因影響混凝土性質之因素非常多，目前尚未能定出正確的係數，且超音波會有衰減現象。故利用超音波脈波速度法評估混凝土強度時，仍須配合其他方法再下判斷。

影響超音波速度的因素有(7·8·9)：①骨材尺寸、級配和含量：含量愈高波速愈快。②水泥水化速度：波速與水泥水化速度成正比。③摻料。④搗實程度：搗實程度佳，波速較快。⑤混凝土齡期與養護狀況。⑥溫度不同環境溫度須做適度校正。⑦含水量。(8)試體長度(脈波路徑距離)。⑨鋼筋。⑩應力水準。

超音波除能檢測混凝土強度外，並可用來評估混凝土的均勻性和內部缺陷、孔隙或裂縫以及因爲火災、冰凍、化學侵蝕的作用而使混凝土發生變化的程度。

應用本法時,應先行檢查儀器,儀器附有一校正用參考棒(reference bar)做爲歸零用。校正前先在參考棒上塗上油脂，將脈波發射器和接收器接於棒的二端，調整 SET REF 鈕,使儀器讀數與雕刻於參考棒上之脈波時間相同即可。但每次試驗前，均須校正。

爲使讀數精確，本儀器可選擇時間讀數最小值爲0.1和1秒二種。

使用時如接收器無法收到信號,儀器上 O/R 指示器會每秒閃爍一次以示警告,因爲混凝土是一種非均質的非金屬材料,量測前須用油脂等塗於混凝土表面,再將發射器接收器探頭與表面緊密連接,才可量測出傳遞時間，如果表面過於粗糙，要先用金鋼砂磨平或用石膏等材料蓋平之。

四、鋼筋腐蝕電位量測：(Measurement of Corrosion Potential of Rebar)

混凝土內鋼筋腐蝕是一種電化學反應(chemical reaction),在鋼筋

表面會形成陰極(鈍態)和陽極(正在腐蝕中部份)，因此各位置會有不同的電位和電流型態，利用此種原理，可有效地測量某一範圍之電位變化的分佈，從而評估在鋼筋表面上發生腐蝕的可能程度。

本所使用英國 Colebrand 腐蝕電位測定儀 Pathfinder,以銅/硫酸銅參考電極測定，並附有微處理機可快速定出鋼筋混凝土結構物之腐蝕電位，一次最多可同時測定八個點之腐蝕電位。量測之前須先使用鋼筋測定儀(R-Meter)在結構體找出鋼筋位置,用鑽孔機破壞鋼筋外圍混凝土，使鋼筋能與 Pathfider 導線連接成一通路,移動電極即可量測出整個結構物內半電池腐蝕電位(Half cell)。 量測前應先確認電極棒內之硫酸銅溶液在飽合狀態，電極移動時，應使溶液與內部銅棒完全接觸。同時電極前面須用海綿填因所測定實例均位於嚴重腐蝕之海洋環境，導線亦應檢查內部銅線有否腐蝕現象或電阻是否過大，如此才能讀出正確資料。Pathfider 因體積稍嫌過大攜帶較不方便,此時可用單隻銅/硫酸銅電極棒配合一可讀電位之電表施測之，但電表使用前須先行校正。混凝土表面在量測前並應潑水使成面乾內飽和狀態。

爲使現場或實驗室內量測電位更方便起見,可採用 CMT 儀器公司之 SCRIBE D.H.C.電位儀取代前面二種方法。本儀器係直接將Ag/Agcl電極棒與電位表連接成一體,可直接讀取並利用所附之印表機列印結果,沒有 Pathfider 攜帶不便和電表無法列印須用人工逐次記錄的缺點。

腐蝕電位與鋼筋腐蝕機率關係ASTM C-876及Van Daveer依據統計值建議電位在-200mV C.S.E 時腐蝕機率各爲小於10%和5%，電位在-200 mV至-350mV C.S.E 時腐蝕機率爲大於 50%，50%，電位若小於-350mV C.S.E 時，腐蝕機率則提高至大於 90%和 95%(C.S.E爲硫酸銅電位)。

利用電位推估腐蝕之方法相當簡便，但無法告訴我們鋼筋腐蝕速度,並且所得之數據，只能指出鋼筋是否腐蝕的可能性,判斷標準只是一個經驗法則並非絕對，在若干特殊情形及環境並不適用。

圖五顯示試驗原理、儀器及方法應用。

五、電阻量測(Resistivity Measurement)

當電流經由混凝土內離子流動則會產生電阻，因此假設電阻與混凝

土中孔隙量相關，電阻大則混凝土內孔隙少，滲透性差則腐蝕因子不易入侵,鋼筋不易腐蝕。 如與腐蝕電位併同考量，當腐蝕電位小於-350mV(硫酸銅參考電位)時，若混凝土電阻大於12 KΩcm則腐蝕速度很小，如果電阻小於5 KΩcm 時，腐蝕速度會很大。單獨考慮電阻時，當電阻值大於20 KΩcm，混凝土狀況極佳，鋼筋尚無腐蝕發生，孔隙中之水份多寡對電阻影響亦大，水份多則電阻小。

當電阻小於5KΩcm以下時,鋼筋腐蝕機率非常，高電阻在5～10 KΩcm之間,腐蝕機率高，電阻在10～20KΩcm 時，腐蝕機率就變爲較低,而而當電阻大於20 以　時，則混凝土內部鋼筋腐蝕機率就非常低。

檢測時採用英國 ELE 廠之Hand-held Digital Resistiving Array Meter 電阻測定儀，此儀器符合英國 BS 1881 混凝土測試方法之要求，主要是由二個固定間距爲 5cm之探針(Prolce)和可讀取電阻值之主機所組成。其操作爲在混凝土面上用鑽孔機鑽出二個直徑大於6.5mm,深度大於8mm 以上的孔，孔與孔間距5cm，在孔內注入傳導用油脂，插入探針，按下主機開關，即可求出電阻值。本法可相當快速而精確地量測混凝土電阻，儀器使用前可在室內利用不同標準電阻值的設備進行校正，電值在30 KΩcm內時，允許有±1%之內的誤差。另一常用方法爲四針法,係量測混凝土之電流(I)和電壓(V)後,代入R＝V/I 之公式即可求出電阻。

圖六顯示試驗原理儀器介紹。

六、貫入針阻抗試驗法(Pin Penetration Resistance test)

混凝土強度可利用其抵抗衝擊之能力來推估。本試驗方法是利用特製的裝置和高強度的強化鋼針,以較高的固定動能衝擊混凝土表面後,使用測微計量測貫入深度,並據此推算混凝土強度(試驗法可依ASTM C-803規範進行)。

檢測時採用美國 JAMES 儀器公司製造之PPR-METER，儀器提供一固定能量(91 lbs・inches)和可重覆使用七次的強化鋼針。檢測前應先清除混凝土表面粉末和雜質，再於其上繪製約5-7.5cm之方格,將貫入針置入儀器內部，轉動裝入螺帽(Load nut),使內部彈簧旋緊後按下開關,鋼針即會衝擊混凝土，並於混凝土表面留下一針洞，清除洞內粉末，用測

微計量測貫入深度，每一方格應量測七點，剔除偏離中間值較遠之二點，取另外五點之平均值即為該方格之貫入深度，對照儀器所附之貫入深度與混凝土強度表，就可迅速查知混凝土強度。

試驗時，應隨時檢查貫入針前端是否磨損或變短，如有應即更換，彈簧雖可重覆使用而不會減少儲存動能，但仍須至少每年一次送回原廠或代理商進行校正，裝入設備等其他部份應定期清理乾淨。

圖七顯示貫入針試驗之構造及使用。

七、保護層厚度量測(Cover of Reinforcing Steel depth Measurement)

應用非破壞性電磁儀器鋼筋測定儀(R-Meter)，可以量測鋼筋保護層的厚度，瞭施工技術優良與否，以提早決定保護層若不足時應採取之因應對策。本儀器使用前，須先選擇鋼筋的直徑，據此決定探頭的型式再測讀保護層厚度大小。

在混凝土表面假如裂縫寬度相同，如保護層較厚則鋼筋表面接觸到腐蝕因子的機率較小，而且腐蝕因子有些會和未水化之水泥進行水化作用或產生沉積，因此具有較佳之自癒功效。保護層愈厚則對於防止水份、鹽份、氧氣等滲透之能力就愈大，故能提高防蝕能力。設計時應配合環境條件規定適當的保護層厚度，根據國外研究資料，在海洋環境下飛沫帶鋼筋混凝土結構物的保護層厚度最少須8公分以下。

圖八顯示試驗原理及儀器介紹

八、氯離子侵入分析(Chloride Ingress Analysis)

為瞭解氯離子之侵入深度以電鑽鑽取或用半破壞性檢測方法鑽心取樣之試體，取得深 1cm, 2cm, 3cm, 4cm, 5cm, 之混凝土粉末，再帶回試驗室，依據 AASHTO-T260 之酸溶法以硝酸淬取或採用JAMES 廠CL-1000型現場氯離子測定儀來測定混凝土內氯離子含量，其主要操作方法為將鑽孔所得之混凝土粉末浸泡在20 ml 蒸餾水中，將參考電極棒插入由電錶中即顯示其氯離子含量。氯離子的侵入會破壞鋼筋混凝土中鋼筋表面之鈍態氧化膜，使鋼筋發生氧化作用而生成鐵銹，其侵入程度，依結構

物所處之位置而有不同。飛沫帶因有乾濕反覆作用而最嚴重，在潮濕情形下，由於毛細作用，因此大量的氯離子和海水會侵入混凝土中，而在乾燥時，表面水份被蒸發，只有氯離子存留在混凝土中，使混凝土表面內經長期累積而留存大量的氯離子。混凝土腐蝕機率與氯離子含量關係如表一所示。

圖九顯示現場鉆心取樣及氯離子之分佈趨勢。

參、檢測實例

一、蘇澳港11號棧橋式碼頭

(一)蘇澳港11號棧橋式碼頭

1. 構造物概要

本碼頭爲棧橋式型式，於民國六十六年完工，其下部結構浸泡於海水中，版樑易受海水之潑濺，較岸邊構造物更易腐蝕，其底樑三十餘支，每支由五支小樑在現場灌鑄接頭成五跨度連續樑，爲瞭解腐蝕現況，本研究選擇10號樑作詳細檢測，其他樑做選擇性檢測以供評估維修的時機，並先在選定之樑側面及底面繪製間隔20公分之方格，做爲往後各項試驗之測試點，碼頭斷面、平面、底樑和測試點示意圖如圖12至圖15所示。

2. 檢測方法

本次檢測地點位於碼頭面下，人員儀器均不易進入，故工作前先僱請潛水人員把竹子逐隻拖進於碼頭面下編成竹筏及搭設工作架，研究人員再利用低潮位時進行檢測工作，項目包括：①現場實地觀察。②試錘試驗。③超音波試驗。④腐蝕電位量測。⑤電阻試驗。⑥氯離子侵入分析。

3. 結果及討論

(1)現場實地觀察結果10-1，10-2 號樑除裂縫外側拉力筋位置亦有水平裂縫。10-3 號樑僅有微小裂縫應爲乾縮形成影響不大，其他有較大裂縫者爲 1-1，1-3，12-1，26-1 號樑均有拉力

筋位置之水平裂縫，部份裂縫並有銹水滲出，其內鋼筋可能已發生腐蝕，應及早加以防制以防進一步惡化及蔓延，底版已有二處鋼筋嚴重腐蝕，外部混凝土亦已剝落，(圖20所示)更應及早維修。由剝落處可明顯看出，面版保護層厚度不足。

(2)試錘試驗、超音波試驗、腐蝕電位量測、電阻試驗。

(a)原預鑄混凝土強度爲210kg/cm^2，相對應反彈數數據應在30左右，由現場試錘反彈數多大於30，顯示大部份區域混凝土表面硬度良好。

(b)超音波波速介於1.5～4Km/S之間，顯示大部份區域內部混凝土品質不均勻。

(c)腐蝕電位約在 -300～-400 mV之間，小於-350mV部份低於總數之50%，故研判鋼筋發生腐蝕機率應在 50～90%之間。

(d)電阻大部份在 5～10之間，但相應之腐蝕電位小於 -350mV，這些數據並不確實表示混凝土中孔隙較多，(因棧橋式碼頭面臨海水，混凝土中含水量大，而海水中含有許多導電性離子可能爲電阻較小之原因)，故研判混凝土內鋼筋之腐蝕機率應同腐蝕電位量測之結果。

(3)氯離子濃度大部份都在0.5%以下，越遠離船席部份氯離子濃度有越高之現象，由碼頭構造型式及底下碎波塊排列檢討，應爲海水潑濺作用影響。本碼頭自民國六十六年完工至今，已有將近20年之時間，氯離子濃度顯得較高，目前已有部份鋼筋開始腐蝕，如混凝土仍可保持較大之pH值，Cl^-/OH^-之值小於0.63，則鋼筋腐蝕速度應不致太快，但如腐蝕因子經由已發生之裂縫侵入，將使鋼筋之鈍化膜受到破壞加速腐蝕，故在此狀態下，應需特別注意保護層厚度及裂縫之發展控制。

由現場實地觀察及上述試驗綜合判斷，混凝土部份區域內部鋼筋已開始腐蝕生銹，應優先採取防蝕措施以防止繼續惡化及蔓延至鄰近區域。詳細內容請參考文獻[15]。

(二)澎湖跨海大橋

1.構造物概要

澎湖跨海大橋全長共76孔，其中除34-37孔係320M 二絞四孔懸臂式預力箱型連續樑橋，76孔以R.C.樑施工外，其餘各孔均以預力T型大樑佐以隔樑爲主要結構，又可分爲1-33孔，38-61孔,70-75孔是23.10M，62-69孔是44.6M長跨徑預力混凝土樑，每孔大都二根大樑，而爲加強安全在三個23.1M 兩端各有兩孔爲三根大樑（兩橋頭除外），另在1-33孔三分點亦有兩橋孔爲三根大樑,而在38-61孔中央有三孔爲四根大樑。預力均採後拉式施工法,設計時已考慮衝擊作用、混凝土潛變、乾縮與鋼線鬆弛等預力損失15%等項目，可是未包括動力結構分析，而設計方法亦與內陸橋樑相同，並未特別針對跨海橋樑及海島之特殊惡劣天候及海洋環境做修正設計。

2.檢測方法

本次檢測先僱用漁船巡視各橋孔底面實際損壞情形，並在現場第33橋孔及59橋孔內外海側之大樑及橋底面版各用超音波，試錘試驗檢測混凝土強度，R-Meter 量測保護層厚度；又在公路局所拖吊在大橋兩側陸上空地之26孔、30孔及74孔三支 P.C. 樑及76孔一支R.C.樑等進行試錘，超音波測試混凝土強度，R-Meter 量測保護層厚度，並用Pathfinder檢測鋼筋腐蝕電位。及在陸上將第74、30、26、76孔大樑利用鑽孔機鑽心取樣帶回試驗室分析氯離子濃度及混凝土之物理及化學性試驗。

3.結果及討論

(1)現場實地觀測：

跨海大橋之上部結構普遍腐蝕，但橋墩均不見有明顯之腐蝕情形,R.C.樑較P.C.樑之腐蝕程度低，拱型箱式預力樑亦較 T 型預力樑之腐蝕程度爲低，此應爲橋樑距海水面之高程及橋樑之結構不同之關係所致。第76孔之R.C.樑雖較完好，可是其面版之腐蝕最爲嚴重，34-37孔之箱型樑之面版底側不如其它 T 型樑腐蝕嚴重，而外海北側腐蝕較內海南側腐蝕嚴重，可能是受風壓力之位置與大小及其氣流消散能力有關。大樑裂龜主要均

發生在中央部份，且與該橋之高程有密切關係，如70孔以後其高程較低則裂縫百分比亦較高。

(2)試錘試驗、超音波試驗、腐蝕電位量測：

(a)由試錘試驗結果可看出74孔大樑及中央區下部，及76孔樑兩邊和26孔整支大樑表面混凝土，品質均差，小於原設計350kg/cm^{2}居多。

(b)超音波試驗：

在陸上之26、30及74孔三支P.C.樑及76孔一支R.C.樑均係平擺在地上，故超音波量測，僅能在平面上作兩點量測，亦即量測之結果僅係混凝土之表面情形，其數值約是 3060m/s，而在現場之59孔及33孔大梁，在樑之兩側相對地作超音波量測，其腹部數值大致相同，均在2000m/s左右，底部在5000m/s左右(底部鋼筋密佈，其超音波均沿鋼筋傳過，故數值高但並不表示混凝土品質優良)顯示混凝土品質處於不良邊緣。

(c)腐蝕電位量測：

本檢測針對在陸上之第74、26及76等孔大樑作試驗，而現場第59孔及33孔因有塗裝維修，導電不良無法試驗，建議應該在59孔樑上將塗裝部份除掉，另作腐蝕電位量，並將該樑吊至陸上，將混凝土除去，比對腐蝕電位與實際鋼筋腐蝕之狀況，以作爲日後我國訂定檢驗標準之參考。

由 74 孔大樑之腐蝕電位量測結果，可看出電位均小於-350mV，故其腐蝕機率應在95%以上。

(3)氯離子濃度分析：

本次檢測係將76孔利用鑽心取樣取得外、中、內三點之混凝土粉末分析氯離子濃度如表2所示。

混凝土表面氯離子含量約14000 ppm 左右，而在距表面約6公分處，亦達6000 ppm，可知氯離子已滲入內部。

(4)保護層厚度量測：

利用鋼筋探測器(R-METER)量測第26孔、74孔預力樑樑腹，其保護層平均厚約30-40mm。

	第一節	第二節	第三節	第四節
26孔	30 mm	36 mm	33 mm	30 mm
74孔	38 mm	38 mm	45 mm	36 mm

第59孔大樑之底部保護層平均厚度約30～47mm。

	第一節	第二節	第三節	第四節
59孔(外海側)	28 mm	38 mm	49 mm	30 mm
59孔(內海側)	31 mm	38 mm	45 mm	36 mm

由上表可看出其底部保護層厚度，約僅3公分，亦即保護層厚度不足，使得有害物質很快地侵蝕鋼筋及鋼鍵，因而造成腐蝕。

第76孔R.C.樑，其腹部保護層平均厚度約5公分，而底部僅3公分左右。

(5)鑽心試體抗壓強度

在試驗室內進行抗壓試驗，並與現場試錘試驗、超音波試驗所推估之數據比較如表3、表4所示。

由表3可知，混凝土抗壓強度在253～518kg/cm^{2}之間，大部份均大於350kg/cm^{2}之設計強度。部份抗壓強度很高，但試錘反彈數很低(如74-01-24)，可能爲內部鋼筋已發生腐蝕膨脹，造成混凝土保護層被推擠而鼓脹，致外部混凝土強度較低，而離鋼筋較遠之內部混凝土仍保持良好狀況。

但由表4觀察抗壓強度在207～432kg/cm^{2}之間，大部份強度均不足設計強度。抗壓強度與超音波數成約成正比關係。

本檢測並在試驗室進行鑽心試體之比重、孔隙、水泥及粗骨材含量測定及X光繞射試驗(XRD)及掃描式電子顯微鏡（SEM)

分析，詳細資料請參考行政院科技顧問組77年委託本所辦理之「澎湖跨海大橋腐蝕調查研究報告(16)。

綜合現場實地觀察及各項試驗結果判斷，混凝土表面強度，雖然仍有部份大於原設計強度，但內部鋼筋卻已有嚴重腐蝕現象，故本大橋應即全面維修或考慮重建。
(註：本大橋後經多次維修未收預期成效已全部改建)

肆、結　語

一、台灣地區屬於極易腐蝕的海洋環境，爲了確保結構物的耐久性,使能安全地提供服務，使用非破壞檢測技術是較可靠的方法，如何落實定期檢查制度及培養檢測人才，更是一個重要的課題，

二、目前科技日新月異．新的非.破壞性檢測方法不斷地被研發出來，如紅外線熱分析影像法‥‥等(如圖10、11所示)，如何使這些科技產品，能迅速應用於土木工程，有待大家之努力。

三、混凝土爲不均質之材料，應用非破壞性檢測技術時，更應同時使用多種方法綜合判斷，才能到一個比較正確的結果。

參考文獻

1. ACI 201.IR "Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service" American Concrete Institute 1992.
2. Peter Puller-Strecker, "Corrosion damaged Concrete: assessment and Repair" CIRIA, U.K. 1987.
3. J. H. Bungey, "Testing of Concrete in Structure", 2nd ed. Surrey University Press U.S.A. 1994.

4. BS 1881 Testing Concrete: Part 202:, "Recommendation for surface hardness testing by rebound hammer" BSI U.K. 1986.
5. ASTM C 805-85, "Rebound Number of Hardened Concrete".
6. "Testing Hardened Concrete:Nondestructive Methods" ACI M-9, U.S.A. 1976.
7. V. M. Malhotra, N. J. Carino, "Handbook on Nondestructive Testing of Concrete" CRC Press Inc., U.S.A. 1991.
8. BS 1881 Testing Concrete: Part 203:, "Recommedation for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete" BSI, U.K. 1986.
9. ASTM C597-83, "Pulse Velocity Through Concrete"
10. T. W. R. L., "Marine Durability Survey of the Tongue Sands Tower"Concrete in the Ocean, Technical Reports No.5, Cement and Concrete Association, U.K. 1980.
11. Geoff Mays, "Durability of Concrete Structures", E & FN SPON, U.K. 1992.
12. James PPR-Meter Manual, James Instruments Inc., U.S.A.
13. Noel P. Mailvaganam, "Repair and Protection of Concrete Structures", CRC Press Inc., U.S.A. 1992.
14. James Poroscope Manual, Jame Instruments Inc., U.S.A.
15. "港灣R.C.結構物修理系統之評估研究" 83-研十一,港灣技術研究所, 台中, 1994.
16. "澎湖跨海大橋腐蝕調查研究" 港灣技術研究所專刊第41號, 台中, 1988.
17. "鋼筋混凝土結構物腐蝕調查研究" 港灣技術研究專刊第43號, 台中, 1988.
18. "興達駁船碼頭及連絡棧橋現況調查及安全性評估" 期末報告, 宇泰工程顧問有限公司, 台北, 1992.

表1 混凝土腐蝕機率與氯離子含量關係

氯離子佔有水泥重量百分比	混凝土附近鋼筋目前狀況	腐蝕危險率 (Kg/m³)
小於0.4%	1.已經中性化	高
	2.沒有中性化，但是製作混凝土時，C_3A含量少於8%	中等
	3.沒有中性化，但是製作混凝土時，C_3A大於或等於8%	低
0.4～1%	1.同上1.	高
	2.同上2.	高
	3.同上3.	中等
大於1%	上述1.2.3.	高

表2 澎湖大橋76孔大樑鑽心試體之氯離子濃度

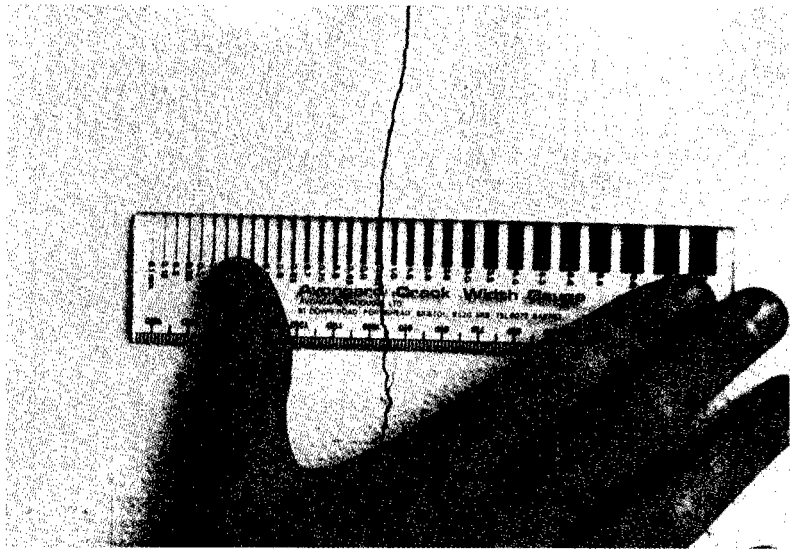
編號	氯離子濃度 (ppm)	備註	編號	氯離子濃度 (ppm)	備註
76-1 外	10879		76-6 外	14643	
中	11503		中	803	
內	2012		內	1142	
76-2 外	2737		76-7 外	15083	
中	——		中	4339	
內	——		內	674	
76-3 外	14059				
中	4730				
內	705				

表 3　澎湖大橋74孔大樑鑽心試體抗壓強度

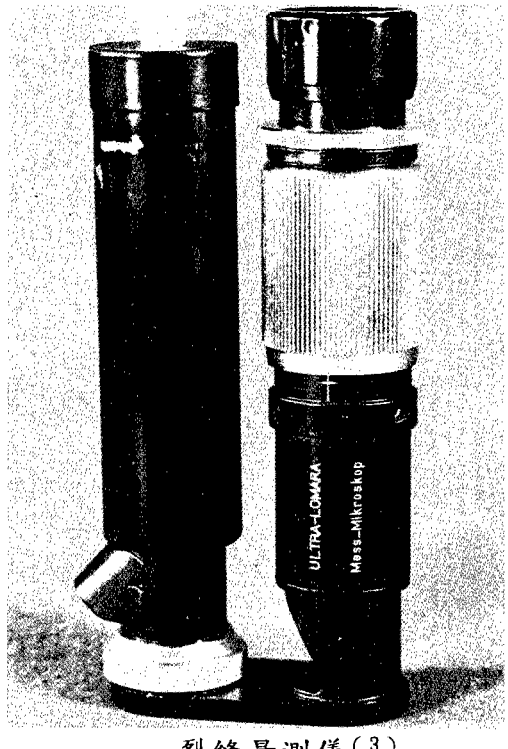
	抗壓強度 Kg/cm²	超音波波速 M/s	試錘反彈數	備　註
74-2	314	4340	41	*
74-6	372	4218	49	*
74-7	474	2715	51	*
74-15	518	4512	48	*
74-19	369	4434	53	*
74-21	444	4672	50	*
74-01-24	434	4389	24	**
74-01-29	335	4427	29	**
74-01-48	403	4435	48	**
74-01-53	305	4287	53	**
74-02-26	425	4260	50	**
74-02-46	460	4452	46	**
74-02-55	379	4254	51	**
74-02-49	370	4136	53	**
74-03-28	253	4393	28	**
74-03-46	358	3752	35	**
74-03-56	313	4270	56	**
74-04-20	311	4261	34	**
74-04-44	279	4174	52	**
74-04-45	414	4199	45	**
74-04-56	444	4549	56	**

*　抗壓強資料由公路局材料試驗所提供。

**　抗壓強資料由工業技術學院營建系提供。

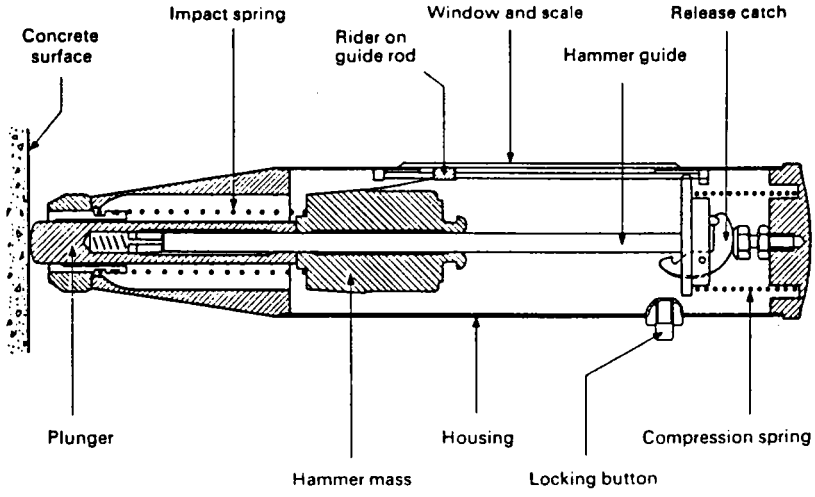


裂縫量測(2)

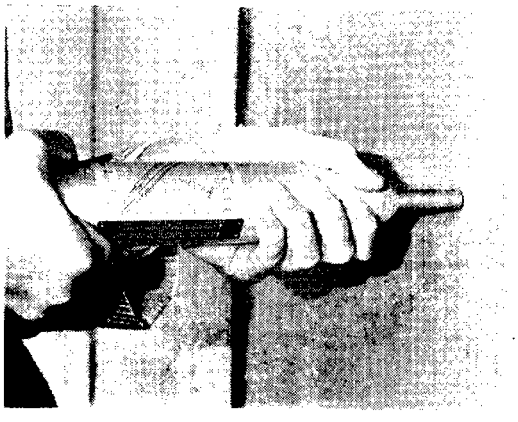


裂縫量測儀(3)

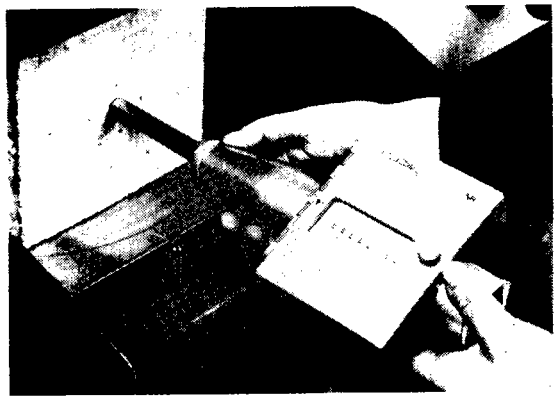
圖 2　裂縫量測



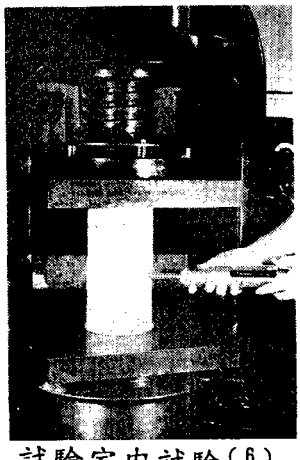
試錘構造圖(3)



Schmidt 試錘(3)



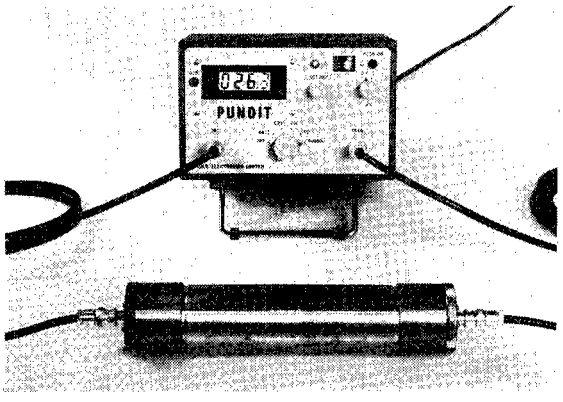
自動記錄式試錘(3)



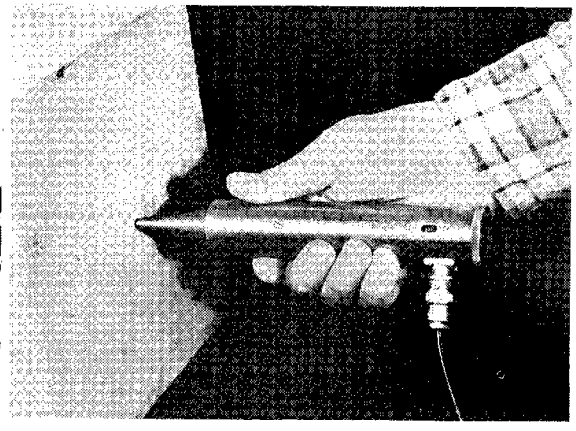
試驗室內試驗(6)

現場試驗

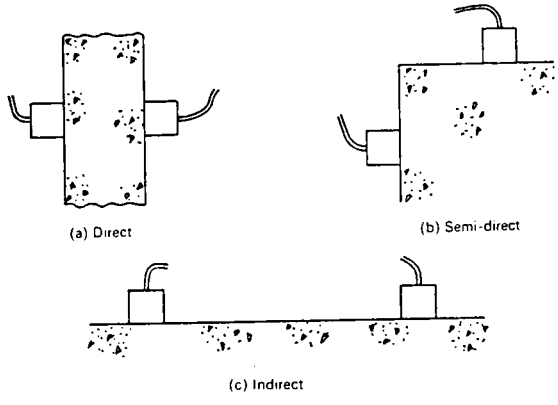
圖 3　試錘試驗



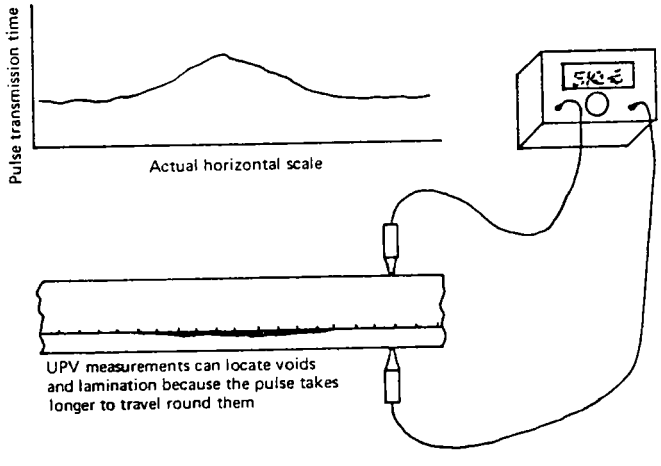
超音波儀器校正(3)



點觸式探頭(3)



現場試驗方法(3)

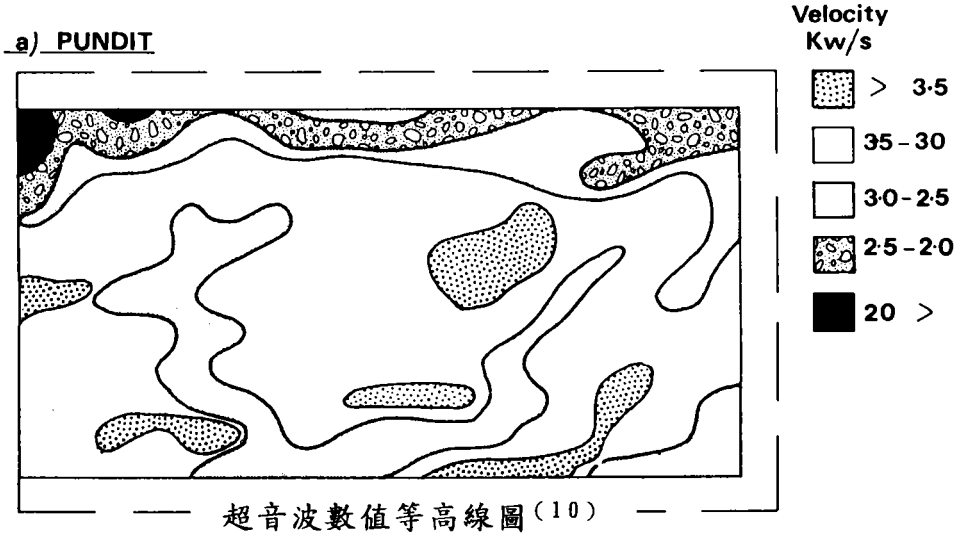


超音波量測孔穴及損壞之方法(2)

圖 4-1　超音波試驗

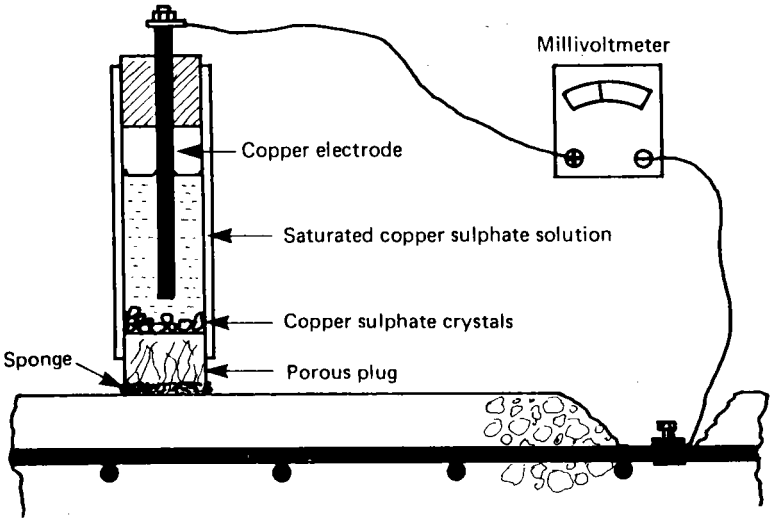
現場試驗

現場試驗

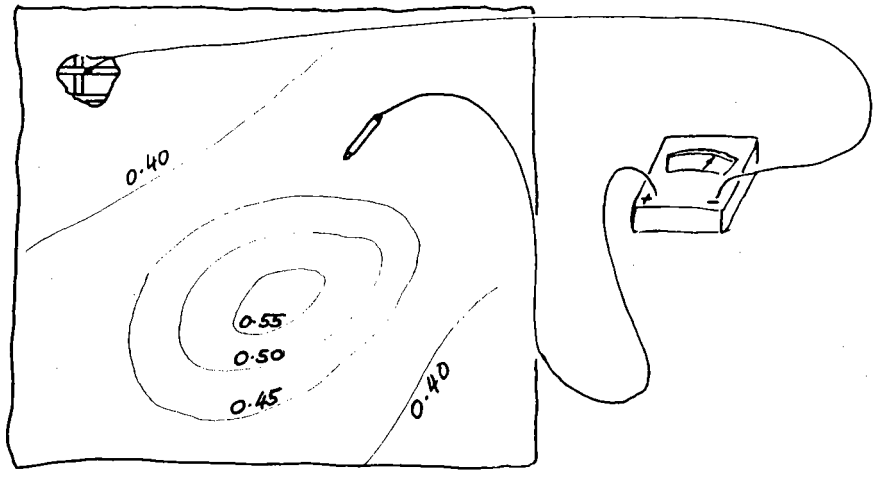


超音波數值等高線圖(10)

圖 4-2　超音波試驗



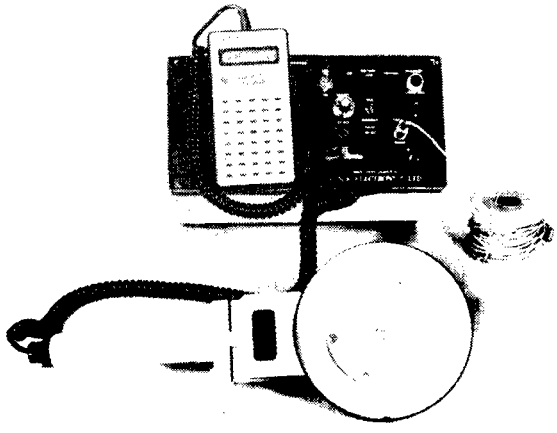
電位量測原理(2)



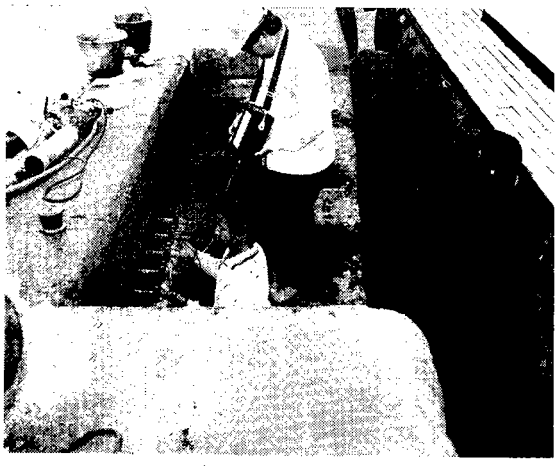
量測方法示意圖(2)

圖 5-1　腐蝕電位量測

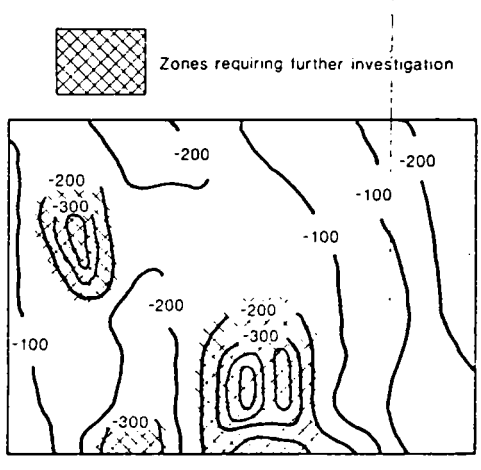
Pathfinder(2)



Wheel(3)

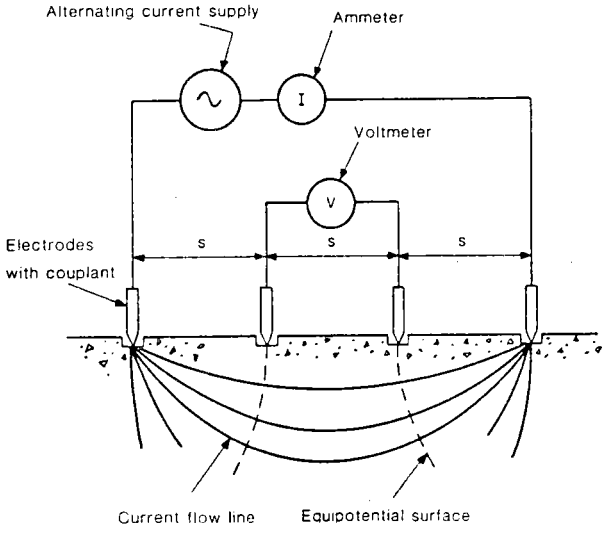


現場試驗



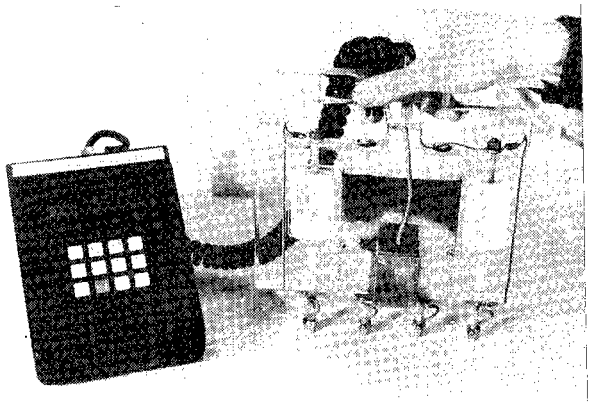
腐蝕電位等高線圖(3)

圖 5-2　腐蝕電位量測



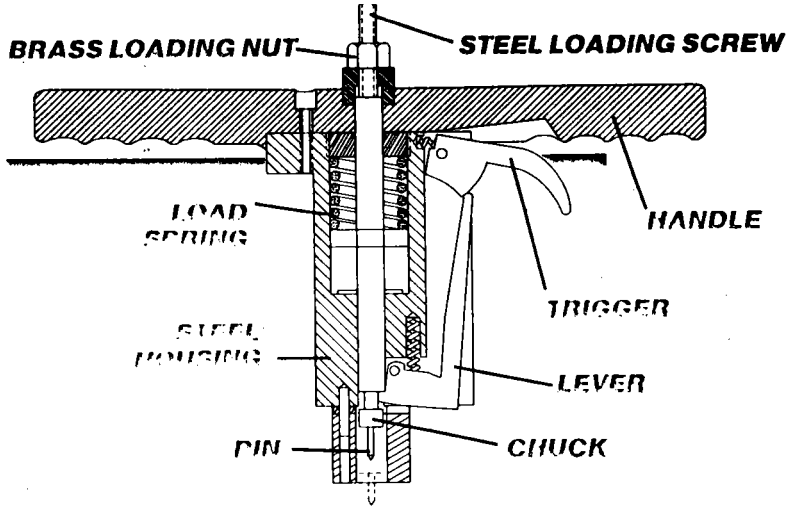
量測原理示意圖(3)

二針式電阻計(11)

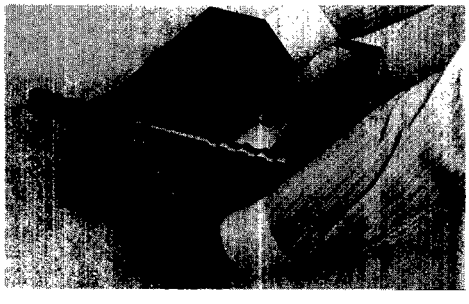


四針式電阻計(3)

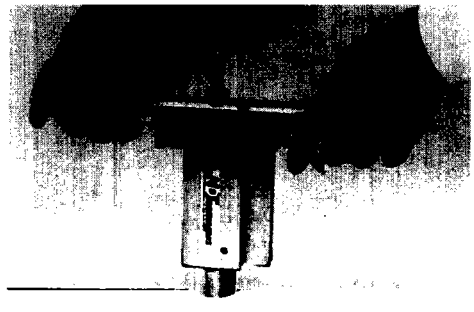
圖 6　電阻量測



貫入針試驗儀示意圖

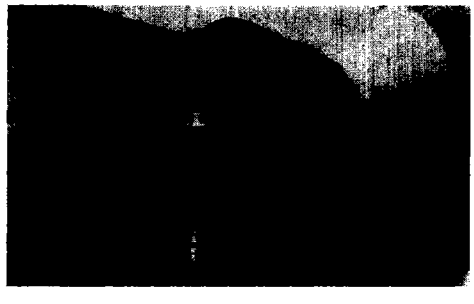


上膛(12)



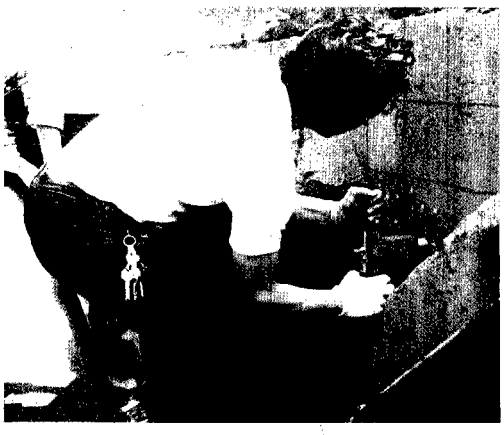
發射(12)

清潔(12)



量測深度(12)

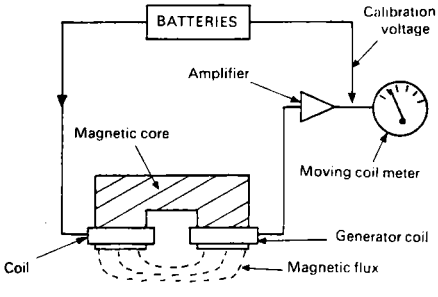
圖 7-1　貫入針試驗



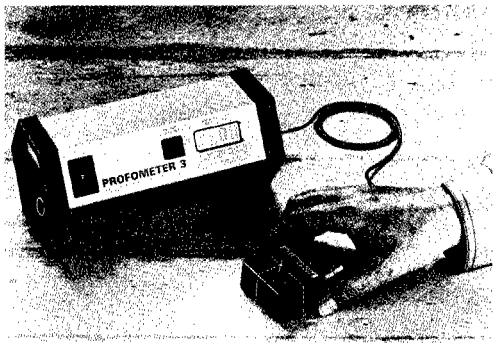
現場試驗

現場試驗

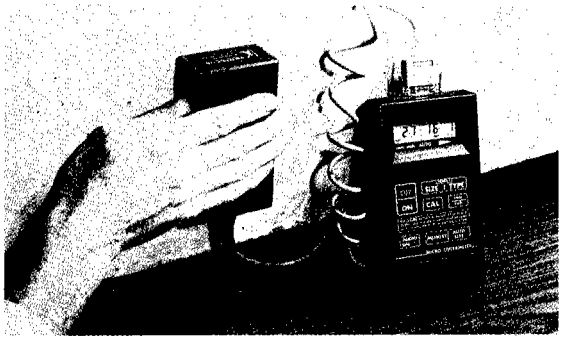
圖 7-2　貫入針試驗



量測原理示意圖(3)



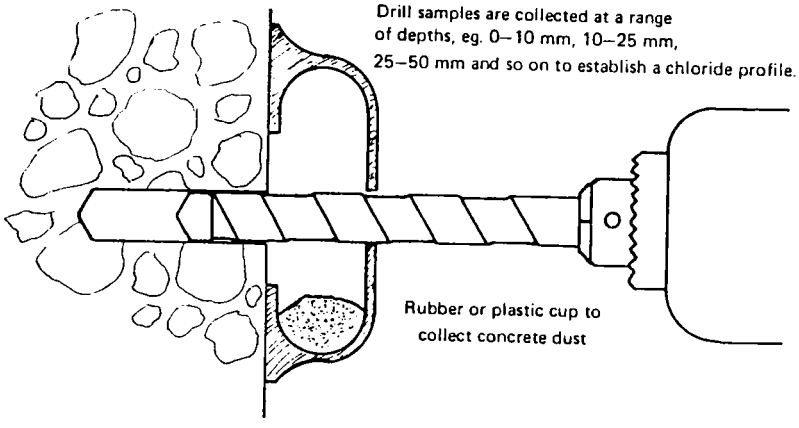
Profometer(3)



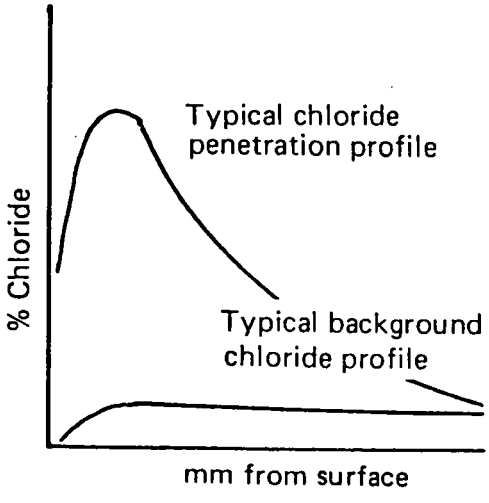
Micrometer(3)

現場量測(13)

圖 8　保護層厚度量測

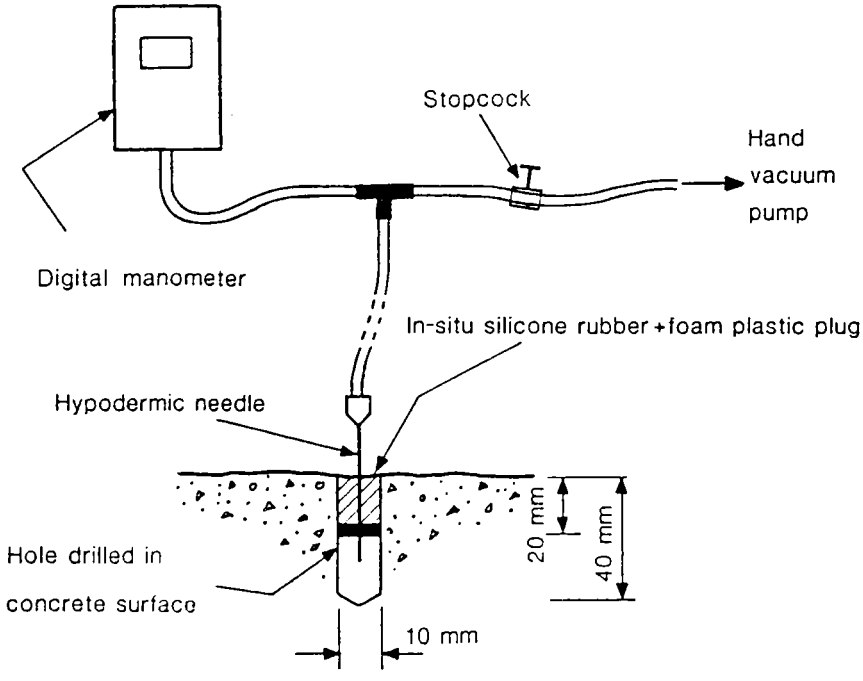


鉆心取樣示意圖(2)

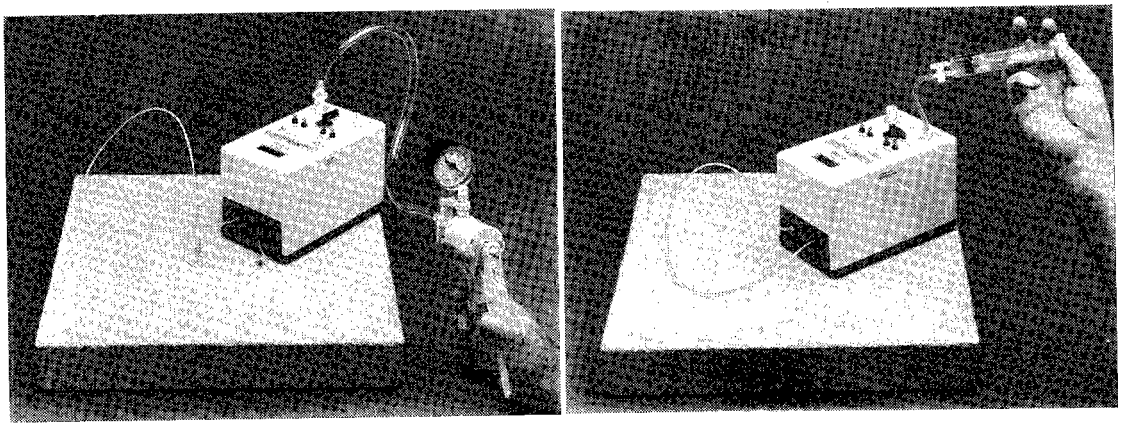


氯離子分佈示意(2)　　現場取樣(11)

圖 9　氯離子侵入深度量測



試驗原理示意圖(3)



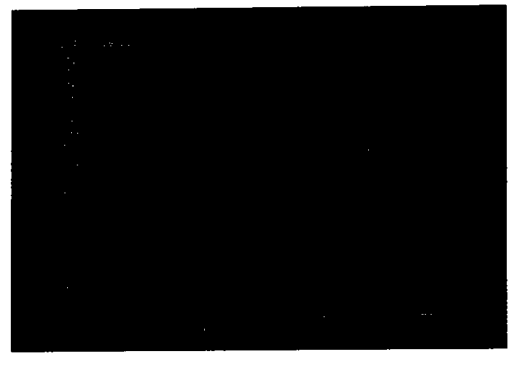
透氣試驗(14)　　透水試驗(14)

圖 10　氣透儀試驗

手提式(7)

調查車(7)

伸縮縫攝影照片(7)



正常之伸縮縫熱影圖(7)

伸縮縫攝影照片(7)

受損之伸縮縫熱影圖(7)

圖 11　紅外線熱分析影像法

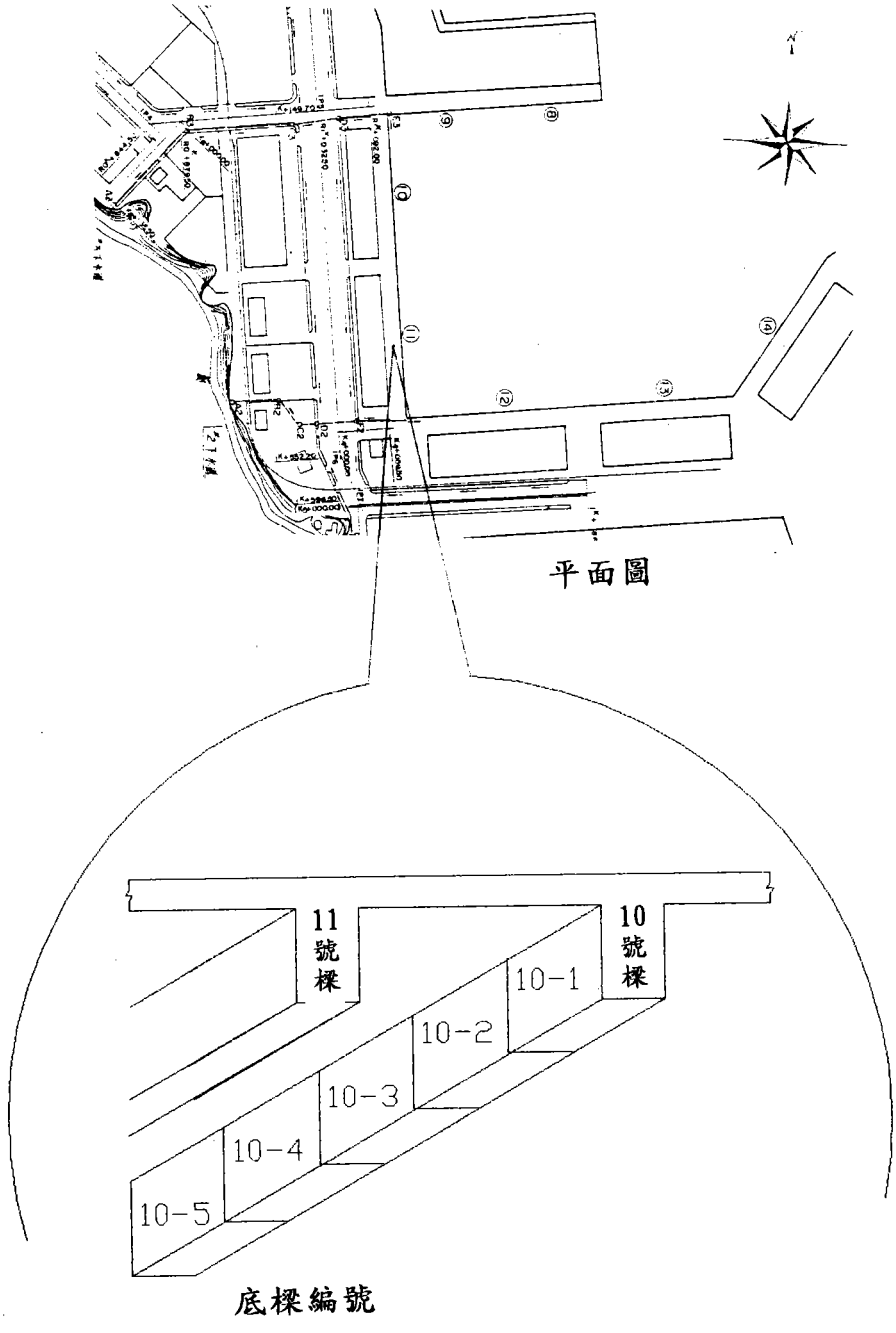


圖 12　蘇澳港11號碼頭平面圖及底樑編號

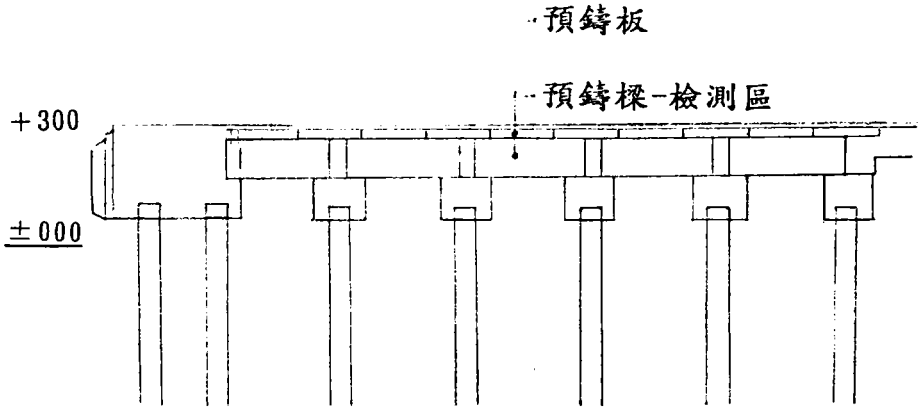


圖 13　試驗樑斷面圖

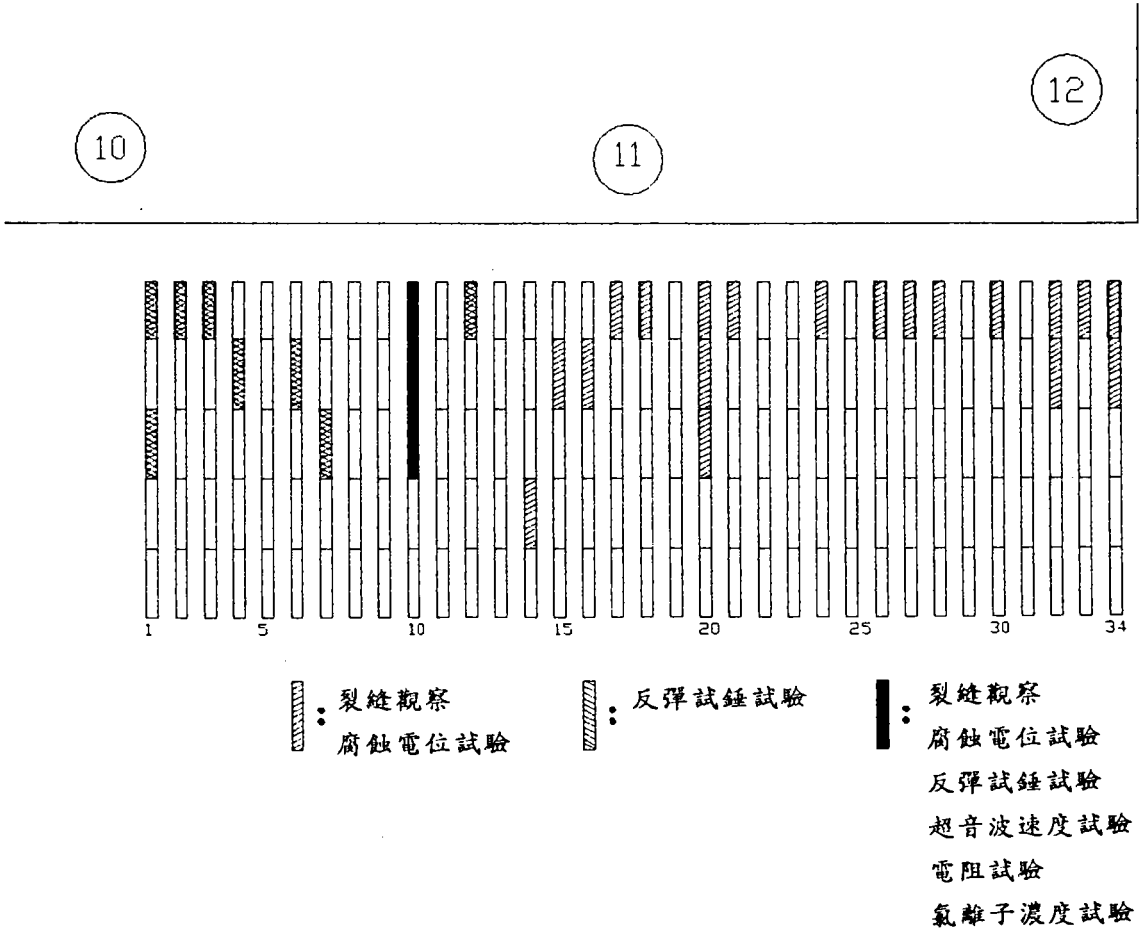


圖 14　檢測項目示意圖

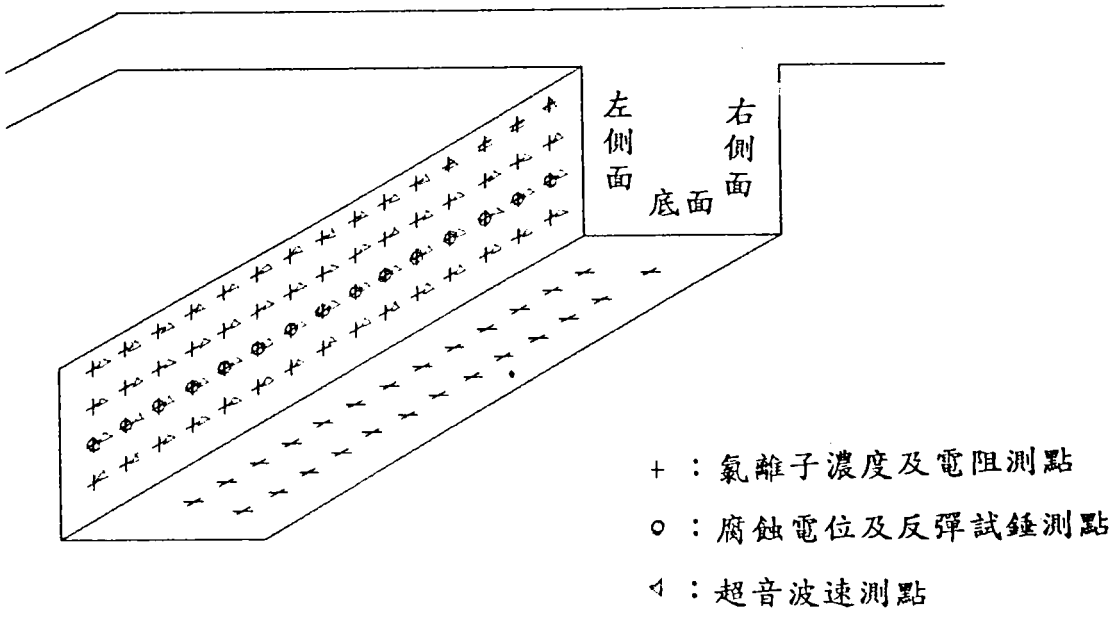


圖 15　各測試點位置

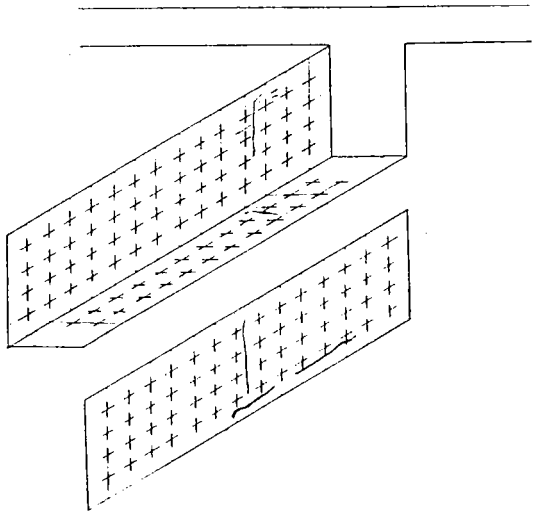


圖 16　10-1號樑裂縫分佈情形

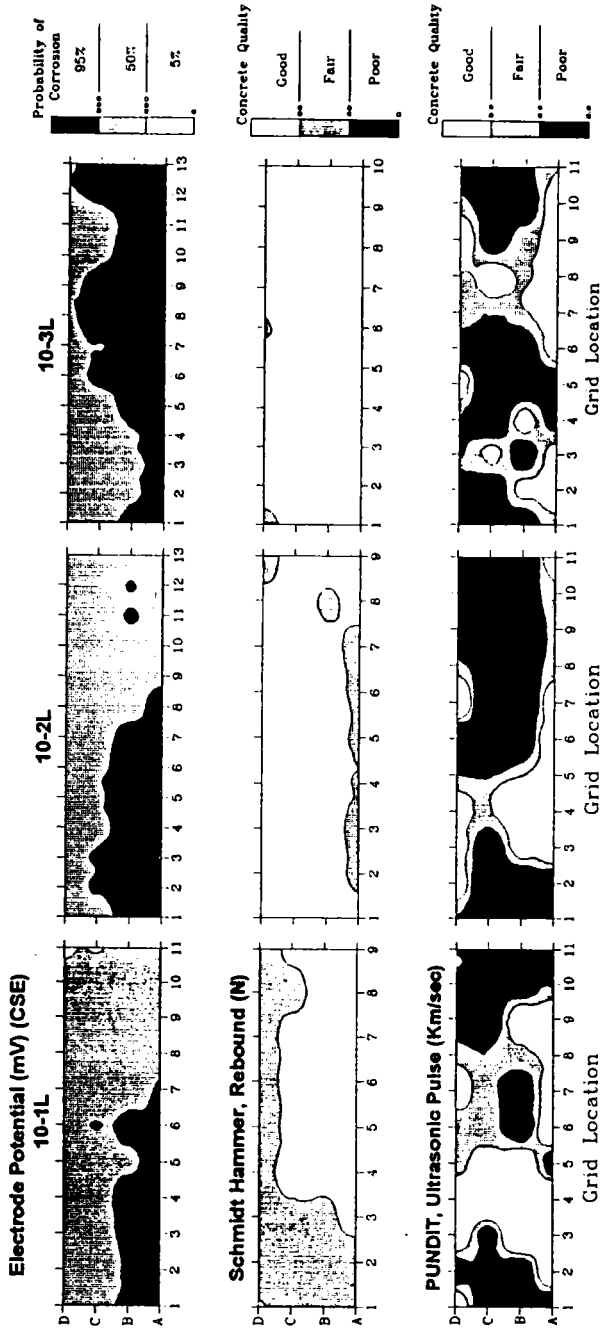


圖 17　10號樑左側腐蝕電位、反彈數　超音波波速之等高線圖

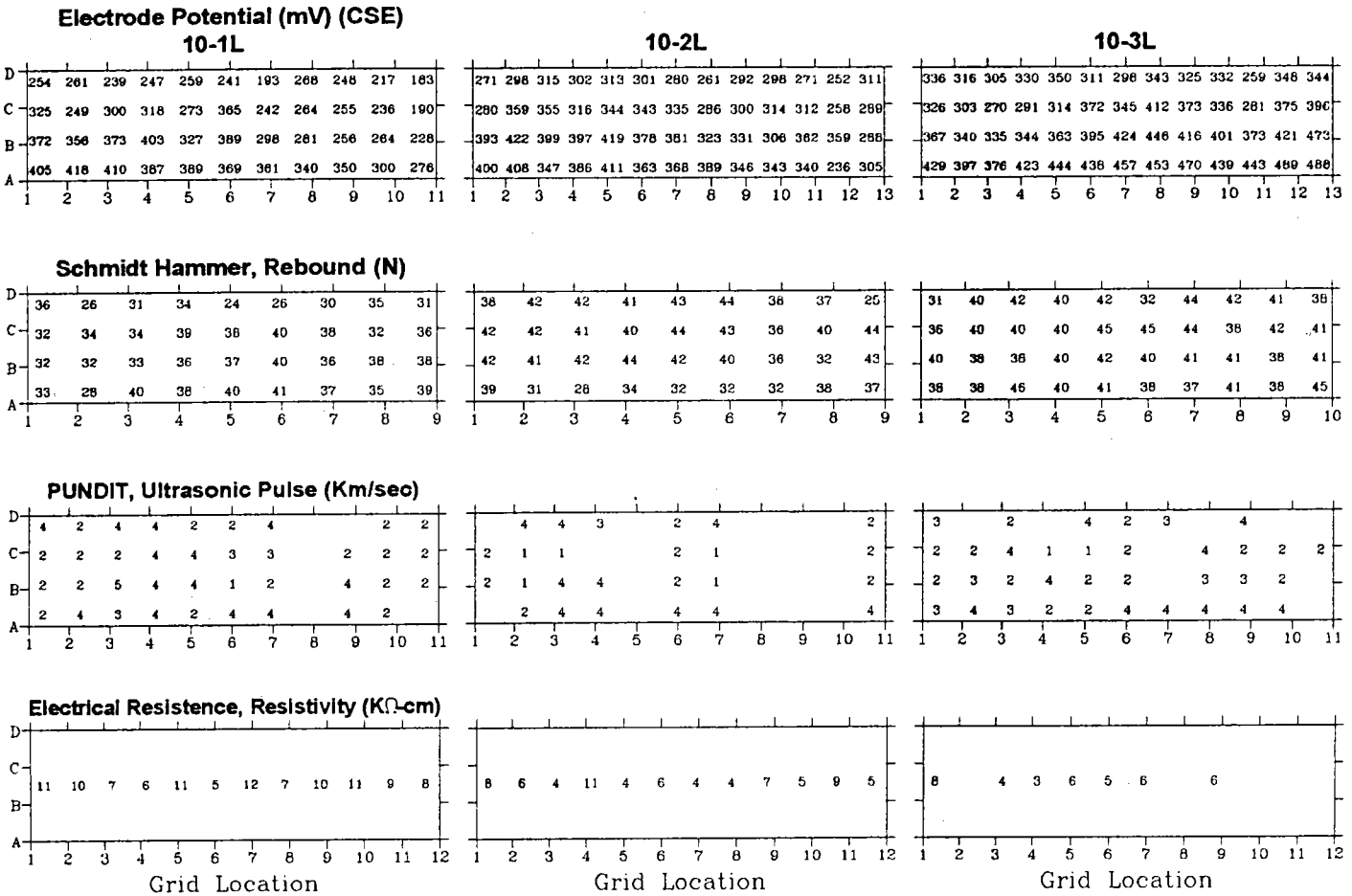


圖 18 10號樑左側腐蝕電位、反彈數 超音波波速及電阻係數數據圖

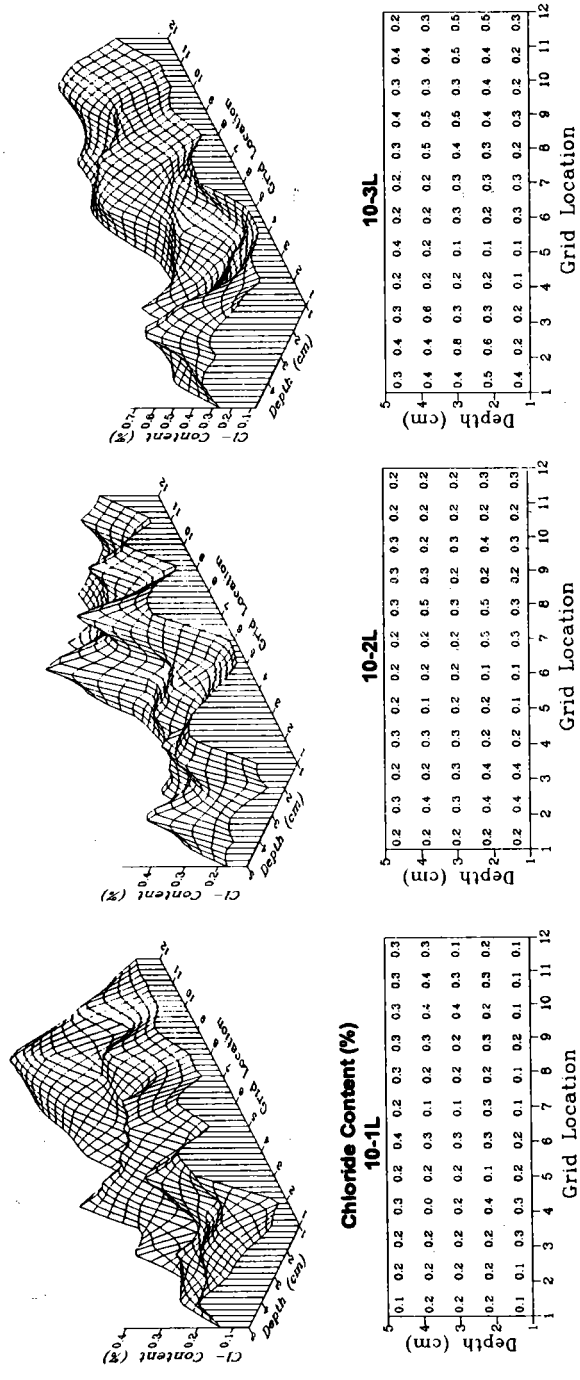
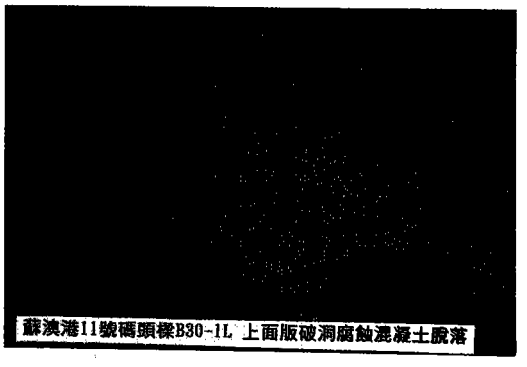
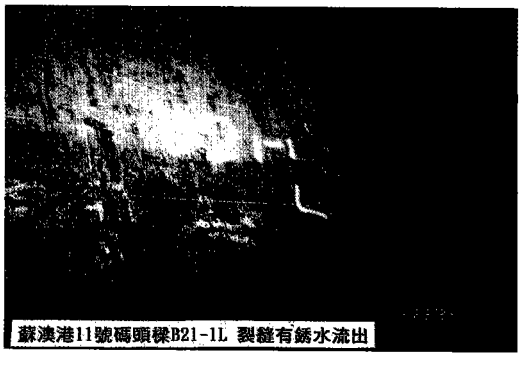


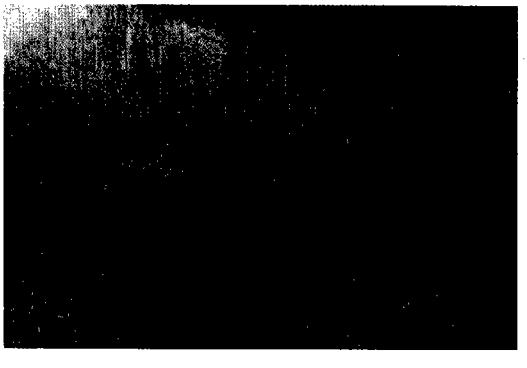
圖 19　10號樑左側氯離子濃度與深度關係圖

蘇澳港11號碼頭樑B30-1R 裂縫有銹水流出


蘇澳港11號碼頭樑B30-1L 上面版破洞腐蝕混凝土脫落

蘇澳港11號碼頭樑B20-1L及底部 裂縫有銹水流出


蘇澳港11號碼頭樑B21-1L 裂縫有銹水流出



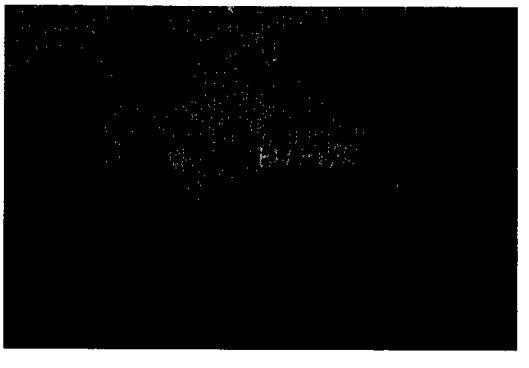


圖 20　蘇澳港11號碼頭底樑版損壞情形

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

海砂對混凝土工程性質之影響

郭一羽*

關鍵詞：海砂、細度、貝殼、鹽份

摘　要

本研究採用台灣西岸的海砂做爲混凝土的細骨材，研究其因鹽份、貝殼、細度等問題對混凝土之力學性質的影響。研究範圍包括配比、強度、体積變化、水密性以及添加波索蘭材料之效果等。由試驗結果發現，鹽份會對混凝土的晚期強度及其他性質有不良影響，且使用此粒徑較小的海砂做爲細骨材，需增加水泥用量，但貝殼含量對混凝土強度無不良影響。若能配合爐石粉等波索蘭材料使用則效果更佳。

壹、前　言

海砂之生成環境特殊，使其在先天上具有淘選性、粒徑小、粒形圓、貝殼多、鹽份高等物理與化學特性。除了粒形之外，其他特性均不利於把海砂當作混凝土細骨材使用。由甚多的研究報告已知未洗海砂中的氯離子及硫酸根離子，其或可少許提高混凝土的抗壓強度，但對混凝土的耐久性、安全性有不良的影響，會加速鋼筋的腐蝕。雖有一些研究以特殊水泥或腐蝕抑制劑使用等來解決此困難；但最簡便可行的方法是洗鹽，故在國外海砂利用均經過洗鹽過程來加以利用。

經過洗鹽後的海砂，使其鹽份降至一定的標準以下，則其性質應與一般河砂無異。但從爲數不多的研究發現其粒徑均細小而均一，尤其是

---

*國立交通大學土木研究所　教授

在西海岸，其細度模數都在1.2 上下。此種粒徑小而均一的海砂若是做爲細骨材，是無法被傳統混凝土的規範所接受。在國外的海砂使用上似乎也未曾有此經驗，此種海砂若未經充份研究謹慎使用，其將明顯的造成強度等混凝土材料品質的低落，影響結構物的安全性。此外，有關海砂中貝殼對混凝土性質之影響的研究報告並不多。而且貝殼種類也會有地域性的變化，對國內所產海砂特性有必要做詳細的探討。本文擬以國內海砂做爲混凝土骨材使用時，由細度、鹽份、貝殼等所引起的問題做一探討，以做爲以後把海砂當做細骨材使用時之參考。

貳、海砂鹽份對混凝土性質的影響

一、試驗材料

本實驗採用波特蘭第 I 型水泥。爐石粉由中國鋼鐵公司提供之水淬爐石磨細而得，比重2.93，細度4000cm^2/g 。細骨材採用大安溪天然河砂與通霄海砂。其中通霄海砂骨材集中於 #30與 #50，細度模數2.28，顆粒細且均勻，形成不連續級配。粗骨材爲大安溪所製碎石，最大粒徑爲1"。本次實驗之配比固定坍度(7.5cm) 以及水灰比(0.58)後，再以絕對体積法進行配比設計。爐石水泥混凝土，則是採用40%取代(水泥)量的設計。

二、抗壓強度

圖 1 爲抗壓強度與齡期關係；其中OPN、S40、SS40、SA分別表示普通混凝土、40%高爐水泥混凝土、40%高爐海砂水泥混凝土、海砂混凝土。對海砂混凝土而言，本研究僅以改變河砂爲海砂，其餘條件相同，如圖 1 在早期強度（齡期 3天時）與相同水灰比的普通混凝土抗壓強度相近，但在28天及晚期強度則低於普通混凝土甚多，其原因除了海砂顆粒細而均勻無法形成優良級配外，海砂中所含有之有機物可能會干擾水泥水化作用的形成，而在齡期120 天時添加爐石粉之海砂混凝土強度有明顯的增加，由此種趨勢看來，可能海水中含有類似氯化鈣早強劑之化

學效應，故海砂混凝土在早期強度時與普通混凝土相近，而隨著水化作用的形成，游離石灰Ca(OH)等不斷釋出，與含有海水之有機物起化學侵蝕作用，增加混凝土孔隙，產生結晶壓力，引起混凝土膨脹破裂，降低骨材與膠體間之界面強度，因此海砂混凝土於水化作用完全後及晚期強度時，強度因此降低許多，而添加爐石粉似乎正好可以改進此種缺點。因此若必須使用海砂爲混凝土骨材，有必要添加適當的爐石粉因其有極佳晚期強度，以增加其耐久性。

三、抗張強度

如圖 2 在齡期 3天時，有爐石粉添加量者早期強度皆較低，不論細骨材爲河砂或海砂，且添加量愈多者，其值愈低，由實驗值看來爐石粉取代量會造成混凝土早期之抗壓、抗張強度降低，其原因應是同前述即水泥水化作用尚未產生膠結能力；而在齡期28天時此種情形已有顯著改進，有爐石粉添量者與未添加者其值相近，而在晚期強度齡期(120天時)，則優於未添加者，此種趨勢大致與抗壓強度相同,即在相同配比、骨材（河砂或海砂）作比較時，有爐石粉添加量者，會增加混凝土晚期抗張強度。海砂混凝土抗張強度，在早期、晚期強度發展趨勢與抗壓強度大致相同，唯差距不若抗壓強度大，此種道理原是若混凝土抗壓應強度有所增減，則抗張強度亦有類似增減但其程度非一定相同。因此由抗張強度試驗結果，可以再次佐證前述抗壓試驗結果，即若必須使用海砂爲混凝土骨材，則有必要添加適當爐石粉。

四、乾縮試驗

本試驗進行含爐石粉水泥及含海砂爐石粉水泥的混凝土乾縮試驗，其結果如圖 3 所示，在齡期前 7 天乾縮量差距並不很明顯，28 天以後則以含有爐石粉海砂混凝土試體(SS40)，其次爲爐石水泥混凝土 (S40)，海砂混凝土(SA)，乾縮量變化最小爲普通混凝土(OPN) ，由此看來，含有爐石粉對乾縮量有某種程度影響；又海砂混凝土乾縮量較普通混凝土大，可能有必要再詳加研究。

五、滲透試驗

圖4係與抗壓試驗相同試體之 4種不同配比做滲透試驗所得結果，橫座標爲爐石粉取代量40%(w/c=0.58)時的普通混凝土 (OPN)、高爐水泥混凝土 (S)、高爐海砂水泥混凝土(SS)及海砂混凝土(SA)的比較，縱座標爲實驗量測所得之擴散係數大小，其物理意義爲擴散係數愈小則水密性愈佳，反之擴散係數愈大水密性愈差，混凝土對海水侵蝕抵抗力愈差，由圖4可看出下述結果：

(一)水灰比低，或爐石粉取代量較多時，水密性效果較好。

(二)在相同骨材配比條件下，摻有爐石粉之混凝土、水密性較佳。

(三)摻有海砂之混凝土，水密性較差，可能爲在水化作用過程受到含有海水有機物之海砂干擾，或是海砂顆粒級配不均，而在混凝土內部形成多孔結構，造成水密性較差現象，但此種現象，因爲爐石粉的取代量，似乎能增加其水密性效果。

參、海砂細度對混凝土性質的影響

一、海砂之性質及配比設計

(一)級配分析

海砂採用桃園觀音海岸之細砂，經浸泡去除鹽份後供做試驗。海砂之粒度較細，與CNS-1240規範之規定相差甚大，細度模數F.M.爲1.40。河砂採用西螺河砂，經篩分析結果其通過100 號篩爲4.51%，符合規範所訂定之 2～10%範圍，其餘篩號也符合規定值，細度模數F.M.爲2.94。

(二)含泥量

含泥量爲黏附於細骨材表面且通過 200號篩之泥土量。含泥量愈高，則所產製混凝土產品體積愈不穩定，且會降低水泥漿與骨材間之膠著力，並增加拌合用水量，使混凝土起龜裂現象，因而降低其強度及耐久性。依CNS-1240之規定,細骨材對於通過200

號篩部份，其含泥量不得超過 5%。而此次海砂經洗鹽過程後含泥量爲1.68%，河砂含泥量爲3.06%，符合規定o

(三)比重及含水量

本省河砂一般比重(烘乾比重)，多介於2.4～2.8之間，本次海砂之比重與一般河砂相近。且面乾飽和含水量,由於河砂(碎砂)之多孔結構造成吸水能力較海砂顯著，使得稍大於海砂。

(四)配比設計之探討

由於此次使用之海砂細度模數爲 1.40，顆粒偏細，而ACI配比設計規範中所考慮的細度模數，此次海砂未必適用，且根據以往研究結果(其海砂F.M.=0.8),其最佳含細粒料率(S/A)爲0.35～0.4，較ACI 613-44規範所推求之S/A值爲低，且該規範所訂之拌合單位用水量亦不適合海砂混凝土。基於上述原因，本研究之配比設計乃依據ACI211.1體積法採用最小孔隙率理論，訂定含細粒料率 (S/A)以作爲配比設計之用。

根據試驗結果，如圖５爲骨料單位重和骨料含砂百分率之關係，顯示細粒料含量爲骨材總量的40%時，兩種不同骨材（碎石及海砂）混合，呈現一最大單位重量，由此推斷出其相應地即爲最小孔隙率。再由以往研究結果，認爲細骨材的細度模數在 1.0附近時，最佳細骨材率爲35%～40%，因此證明S/A=40%值得採用。

(五)混凝土拌合用水量及水泥量之探討

海砂由於粒度較細，在相同重量下其顆粒表面積大於一般河砂，因此在相同坍度及固定水灰比下，海砂混凝土需要較多之拌合水。同時爲保持一定的水灰比，則水泥用量也相對提高。圖６所示，爲海砂混凝土和河砂混凝土水灰比和水泥用量關係間的比較，結果顯示海砂確實需要較多的水泥用量。

二、抗壓強度

本研究係採用直徑10公分高20公分的圓柱試体做抗壓試驗。圖７爲28天齡期的抗壓強度與水灰比的關係，從圖中發現河砂混凝土與海砂混

凝土之抗壓強度差異不大，亦即海砂與河砂之水灰比－強度關係不變。此外坍度7.5cm 與15cm時其抗壓強度也相差不多，所以坍度對強度的影響不大。

一般水泥對混凝土強度的影響，除了水泥化學成份及細度外，水泥的用量亦不容忽視。由圖6水泥用量與水灰比的關係得知隨著水灰比的減少而單位水泥用量增加，尤其在低水灰比時水泥用量有增多的趨勢，此乃因爲低水灰比時工作性較差，而爲了達到坍度（工作性）之要求，則必須多增加用水量，在水灰比不變情形下，水泥用量即相對提高。圖8爲齡期28天時水泥用量與抗壓強度間之關係，由圖可以知道，在相同的強度要求下，海砂混凝土所需要的單位水泥用量比河砂混凝土來的多。

三、混凝土之滲透性

滲透試驗之研究結果如圖9所示，爲齡期28天水灰比與擴散係數的關係。圖中得知不論海砂混凝土或河砂混凝土水灰比愈低擴散係數愈低，反之則愈高，其乃因水灰比高時拌合用水所佔有的空間並不能被水化膠體完全填滿，而形成較多且相連通的孔隙，故其滲透性較大。圖中亦發現水灰比0.8較水灰比0.5擴散係數多出很多，顯示水灰比過高或高至一個程度時則滲透性會急劇增加。

圖中亦可看出水灰比 0.5時海砂混凝土與河砂混凝土之擴散係數相近，且坍度影響不明顯。而水灰比 0.8時海砂混凝土有比河砂混凝土稍高之趨勢，然河砂混凝土因坍度之不同而有較大的差異，所以研判高水灰比時因種種因素影響會造成混凝土之滲透性不太穩定。

肆、貝殼對混凝土性質的影響

一、試樣準備

研究中計畫使用五種貝殼含量，分別爲 7% 、16% 、30% 、60% 、

90% ，兩種貝殼形狀分別爲扁平及圓形貝殼。使用之海砂材料盡量取天然貝殼含量海砂，如未能取得計畫之貝殼含量，則以人工來進行調整。經調查取樣扁平貝殼 7% 、16% 及60% 爲天然含量，30% 爲經人工調整之含量。圓形貝殼90% 爲天然含量，餘均爲經調整之含貝量。材料取樣時扁平貝殼最高含貝量爲60% ，故扁平貝殼僅進行至含貝量60% 。貝殼含量測定分爲手分法及鹽酸法，手分法適用於粗顆粒貝殼，鹽酸法則適於細顆粒貝殼。試驗材料由於均在＃8 號篩以下，故在測定貝殼含量時均以鹽酸法測定。

海砂取樣至實驗室後需先加以除鹽，海砂除鹽法可歸納以下三種：浸漬法、撒水法及自然堆放法。本研究採浸漬法除鹽，除鹽方法簡介如下：將水注入浸泡桶2／3高度，把海砂倒入桶中至滿爲止，即刻將桶中海砂加以攪拌，攪拌後將水排出重新注入水，浸泡24小時後攪拌排水。如此循環直至海砂氯離子含量降至 CNS規定時始可取用，通常洗鹽時間在2～4天內即可完成。

海砂中含有鹽份除對鋼筋有不良影響外，對混凝土之各種工程性質亦有影響。依 CNS規定，建築用海砂含鹽量應爲0.024%以下，預力混凝土用海砂含鹽量應爲0.012%以下，本計畫以 CNS規範爲準，並採用簡便儀器測定海砂含鹽量。

二、試驗

試驗中試 體製作之變數如下：

水 灰 比：0.45、0.55、0.65、0.75

坍　　度：12、18cm

齡　　期：3、7、28、90天

貝殼形狀：扁平、圓形

貝殼含量： 7% 、16% 、30% 、60% 、90%

試體製作：以 CNS 1176 混凝土坍度試驗法測定坍度後， 再依CNS 1230混凝土試體在試驗室模製及養護法之規定，灌製直徑10cm高20cm之圓柱試體。

試驗方法：依CNS 1230混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法。

三、試驗結果

(一)貝殼含量對混凝土抗壓強度並無多大之影響，由圖10、11中可看出扁平貝殼含量 7% ～60% 其抗壓強度並無下降之趨勢。由圖12、圖13中可看出圓形貝殼含量 7% ～90% 抗壓強度亦無下降之趨勢。

(二)貝殼形狀對抗壓強度並無多大之影響，由圖14、圖15中可看出扁平貝殼與圓形貝殼抗壓強度並無明顯之差別。

(三)圖16、圖17中顯示圓形貝殼用水量較扁平貝殼少，而圖14、圖15中顯示貝殼形狀與抗壓強度無關。故在相同水灰比下圓形貝殼較扁平貝殼用水量少，相對地水泥用量亦較少。在扁平貝殼與圓形貝殼抗壓強度並無明顯差別下，則含圓形貝殼之海砂較具有經濟性。

(四)海砂貝殼含量越高F.M.值越大，在貝殼含量不影響抗壓強度下，貝殼含量較高之海砂其F.M.值較符合ASTM之規範。

(五)海砂於洗鹽過程中，含貝量越高之海砂洗鹽時間越長。

(六)在同坍度時圓形貝殼用水量較扁平貝殼少，顯示圓形貝殼工作性較扁平貝殼佳。

(七)以台灣西海岸海砂貝殼含量顯示，北部從沙崙以北海砂含貝量較高，貝殼多呈扁平形；南部在恆春、墾丁一帶海砂貝殼含量高，貝殼多呈圓形。圓形貝殼雖比扁平貝殼來的佳，但圓貝殼海灘較具觀光價值，基於環保許多圓形貝殼海灘已被規畫爲生態保育區，不得開採。

伍、結　論

一、使用海砂做爲細骨材製做混凝土，經其與一般河砂的普通混凝土做比較，發現其晚期強度有降低的現象，因此建議採用爐石水泥配合海砂使用以提高其晚期強度，同時可增加其水密性和抗蝕性。

二、利用細度模數爲1.40的海灘砂，經洗鹽後做爲細骨材製做混凝土，其抗壓強度－水灰比關係與河砂混凝土相當接近，但在相同的坍度與抗壓強度條件下，海砂混凝土需要較多的拌和水及水泥用量。

三、貝殼含量不論多寡對混凝土強度並無不良影響，而且圓形貝殼其工作性與經濟性比扁平形貝殼爲佳。

陸、參考文獻

1. 郭一羽，陳賜賢,「高爐石混凝土在海岸工程上之應用研究」第十三屆海洋工程研討會論文集，1991。
2. 郭一羽，鍾朝恭,「海砂混凝土配比與對抗壓強度之影響」，土木水利季刊，第20卷第3　期，1993。
3. 蔡昇龍「海砂混凝土之工程性質研究」,交通大學土木研究所碩士論文，1994。

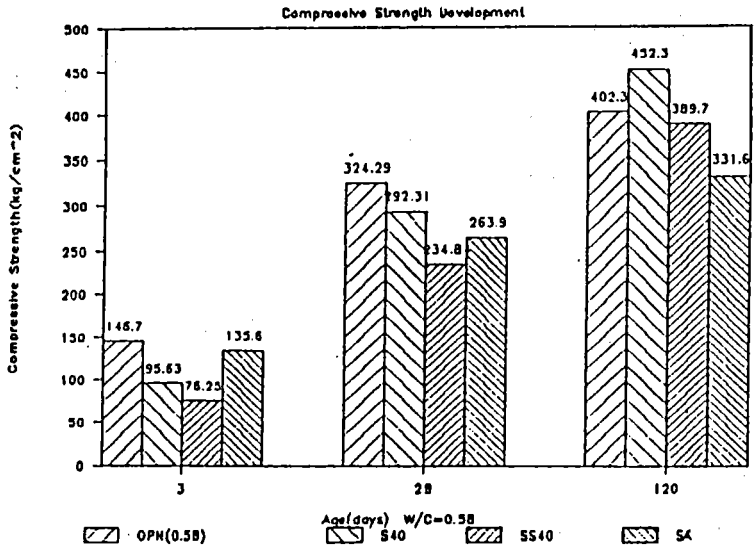


圖1 水灰比0.58時之抗壓強度與齡期的關係

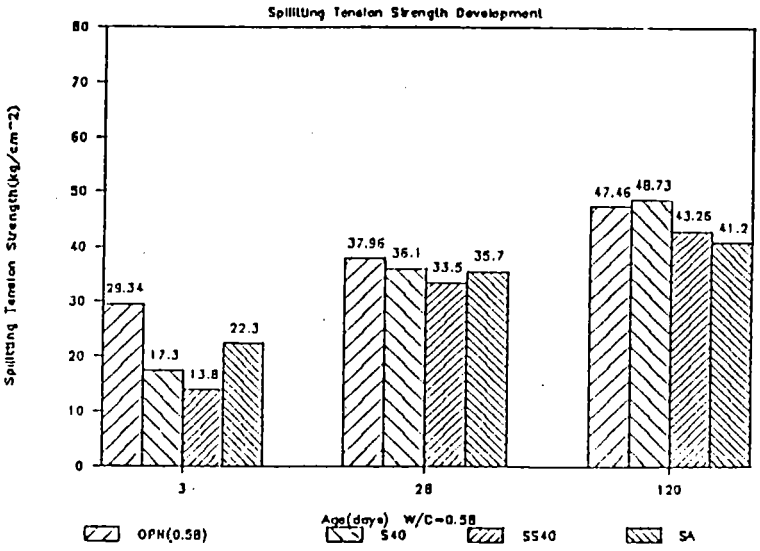


圖2 水灰比0.58時之劈裂強度與齡期的關係

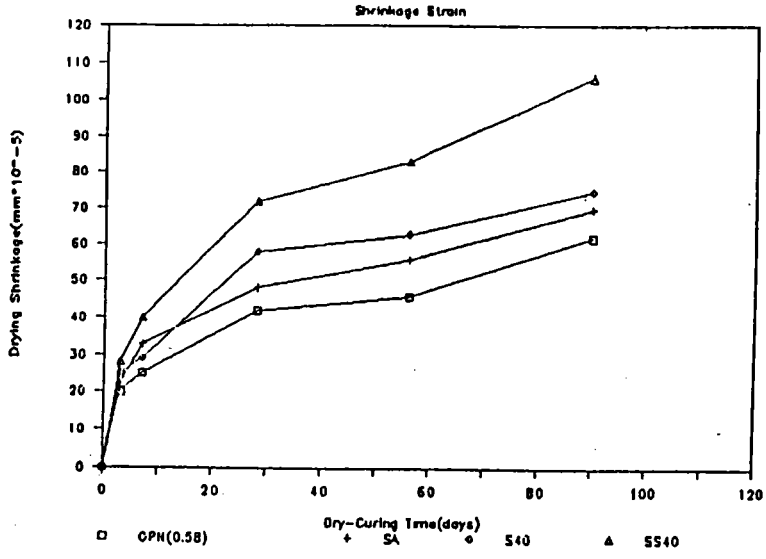


圖3 各種混凝土之乾縮變化試驗結果

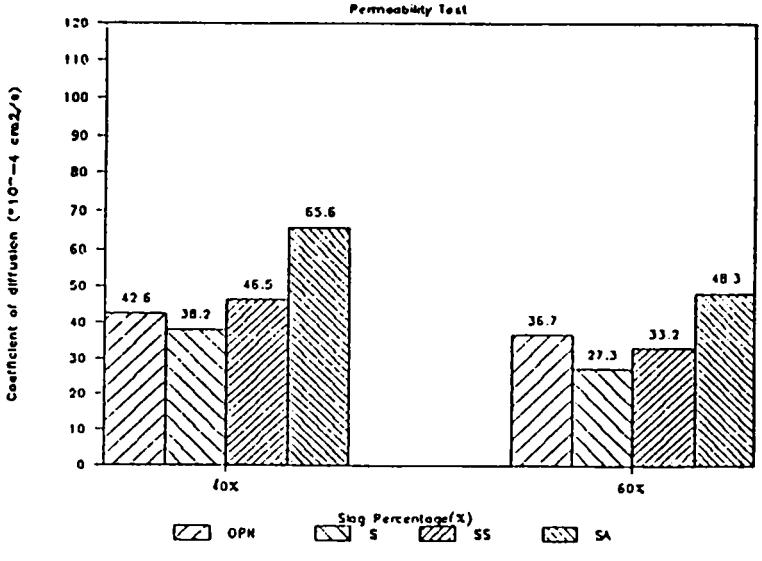


圖4 各種混凝土之擴散(滲透)係數

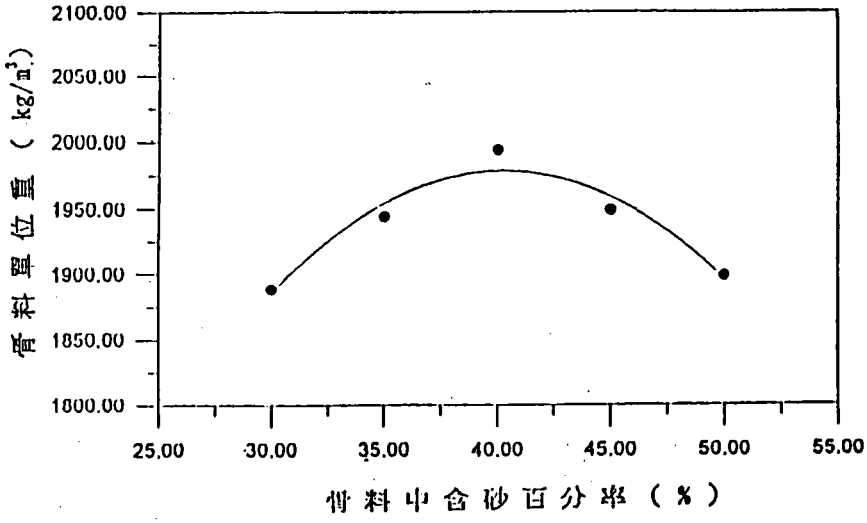


圖5 骨材單位重和骨材含砂百分率之關係

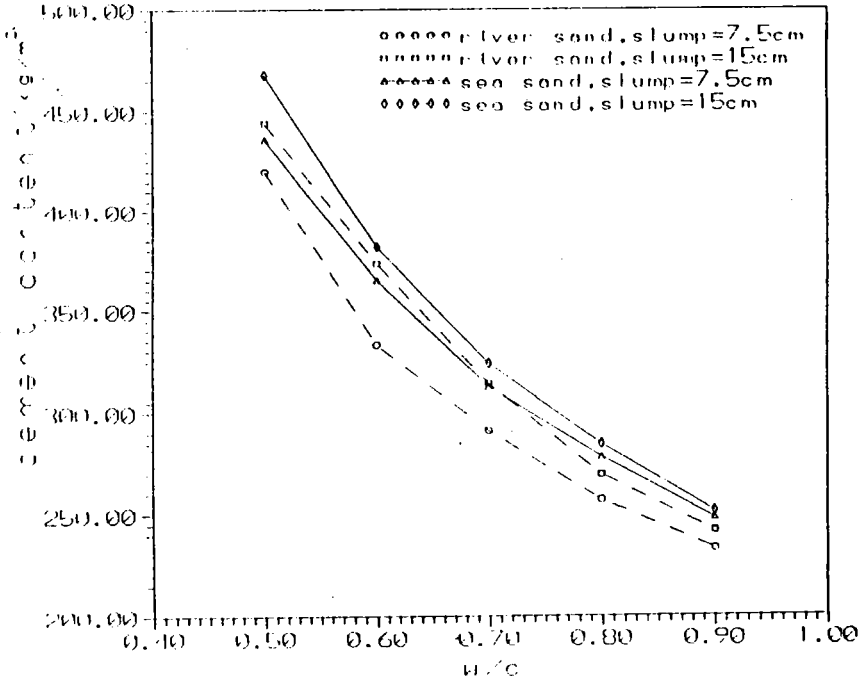


圖6 海砂與河砂混凝土水灰比和水泥用量之關係圖

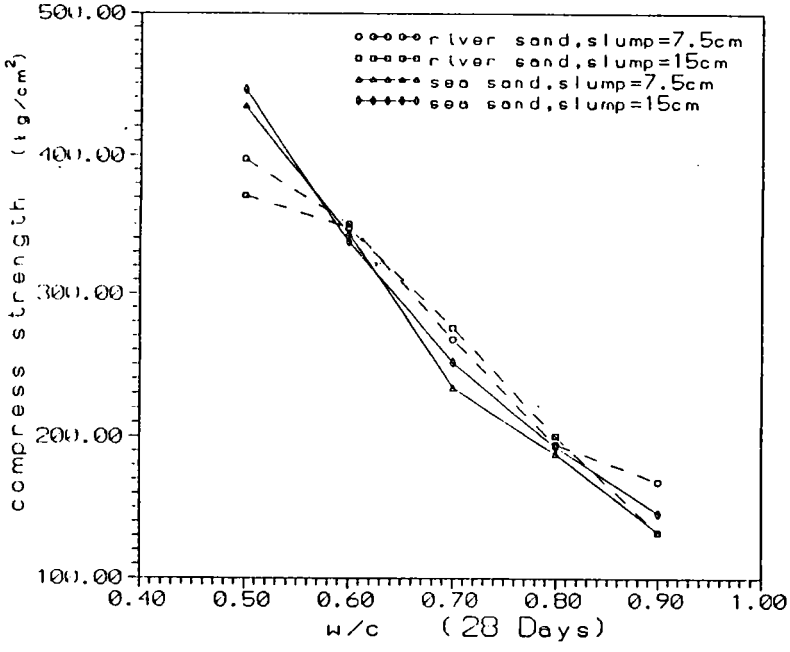


圖7 28天齡期水灰比和抗壓強度的關係

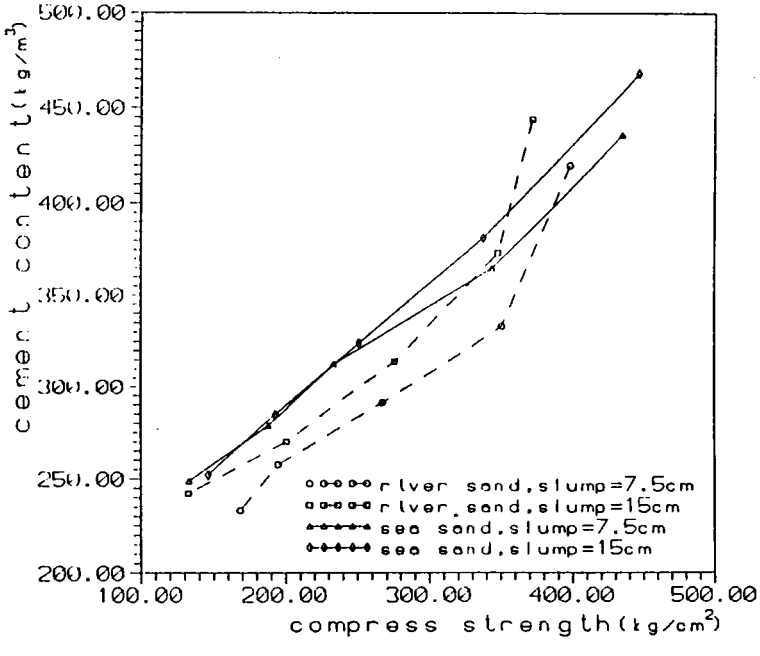


圖8 28天齡期水泥用量和抗壓強度的關係

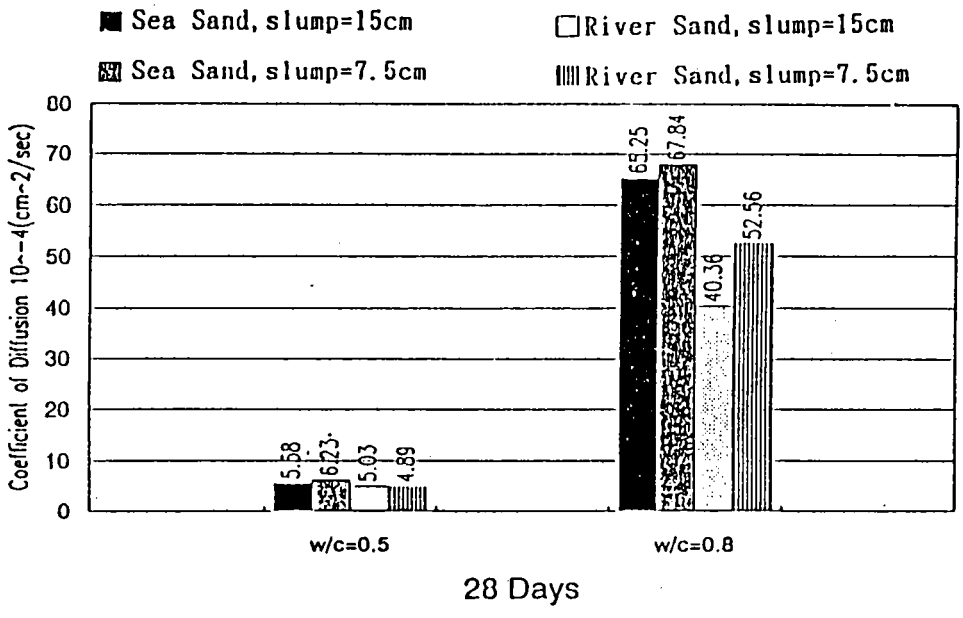


圖9 28天齡期擴散係數與水灰比之關係

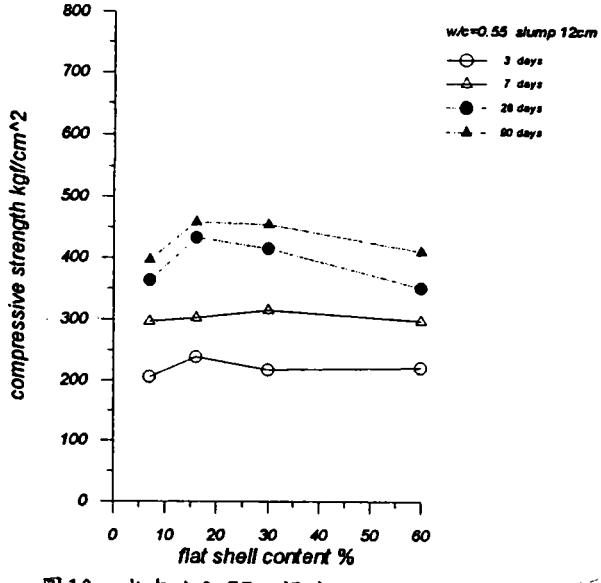


圖10　水灰比0.55、坍度12cm扁平貝殼含量與抗壓強度之關係

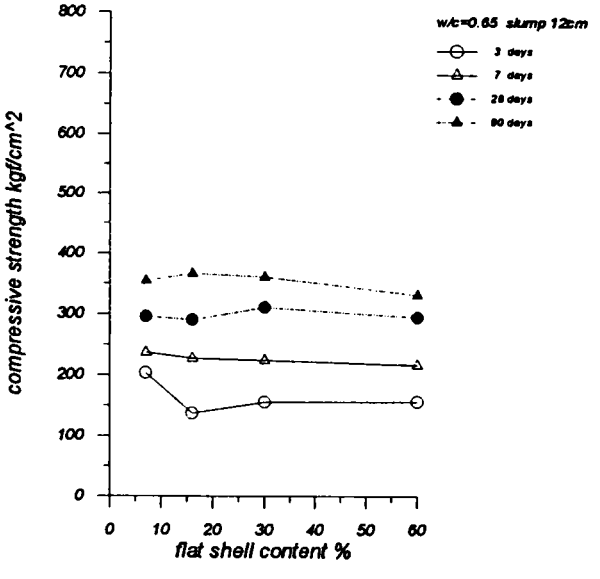


圖11　水灰比0.65、坍度12cm扁平貝殼含量與抗壓強度之關係

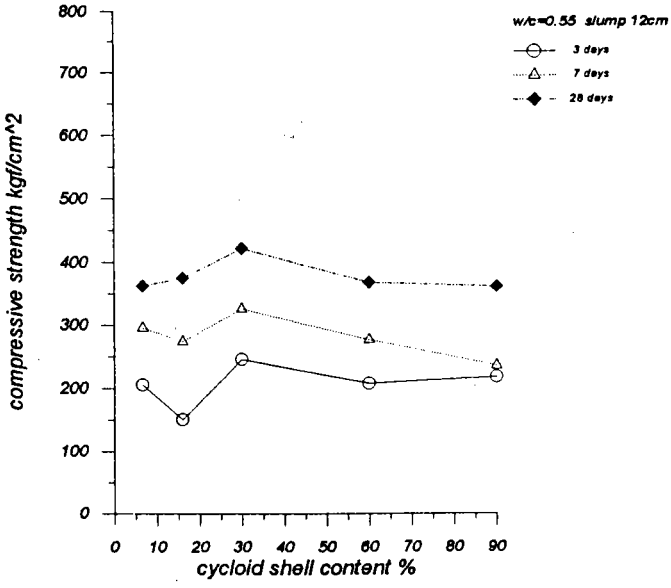


圖12　水灰比0.55、坍度12cm圓形貝殼含量與抗壓強度之關係

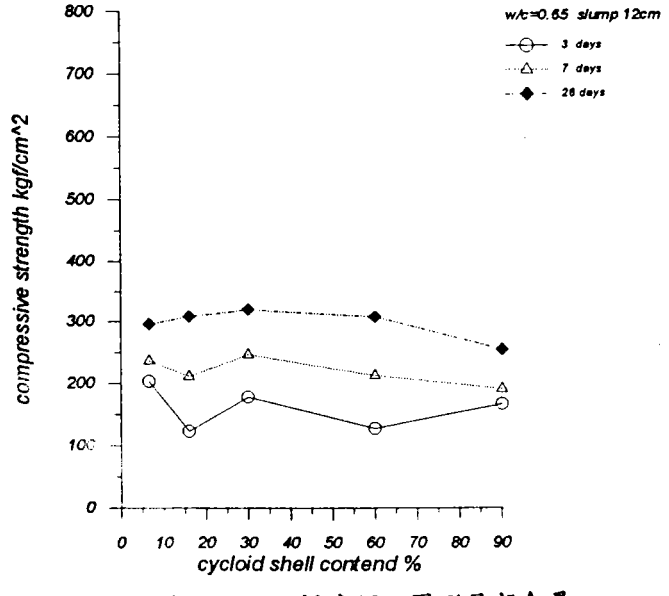


圖13　水灰比0.65、坍度12cm圓形貝殼含量與抗壓強度之關係

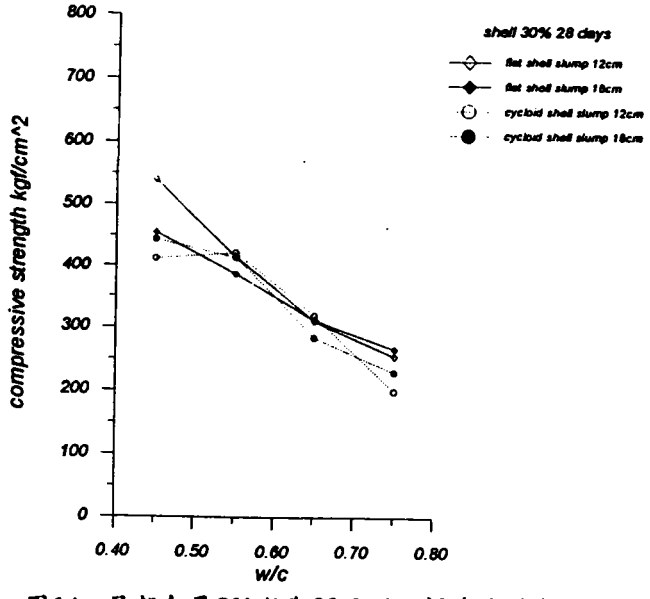


圖14　貝殼含量30%齡期28天不同坍度與貝殼形狀之抗壓強度比較

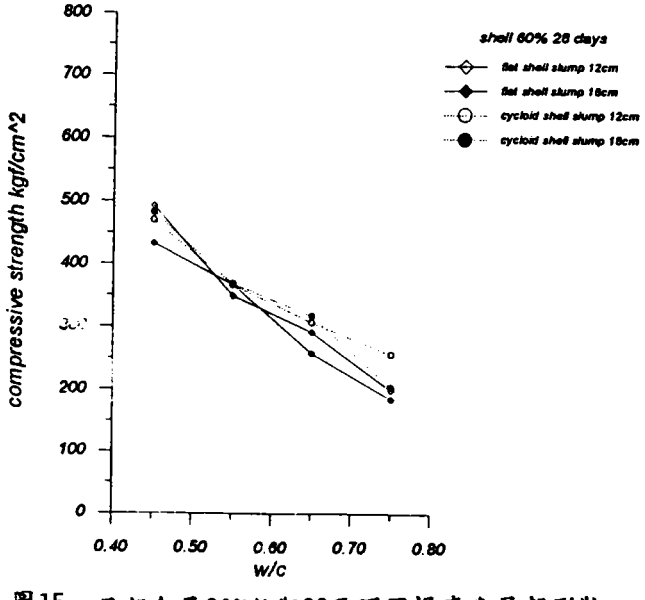


圖15　貝殼含量60%齡期28天不同坍度與貝殼形狀之抗壓強度比較

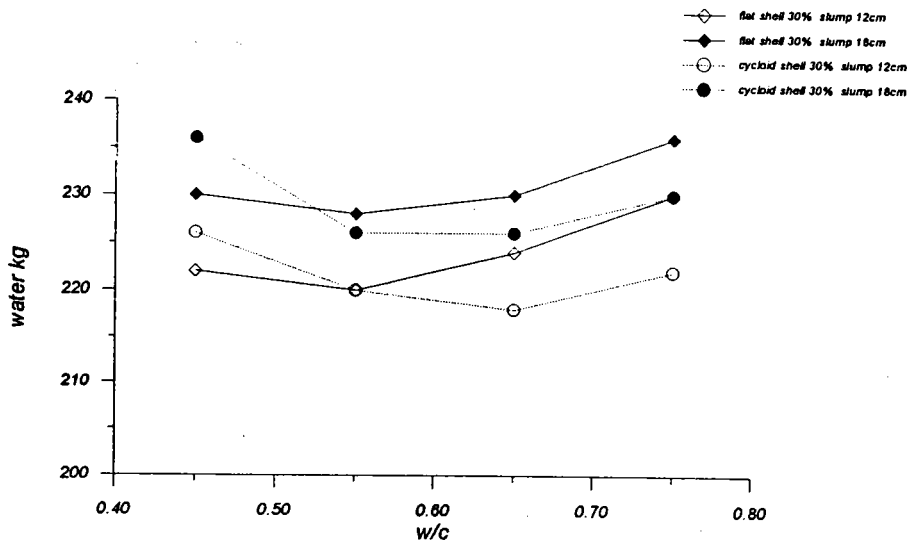


圖16 貝殼含量30%不同坍度與貝殼形狀之用水量比較

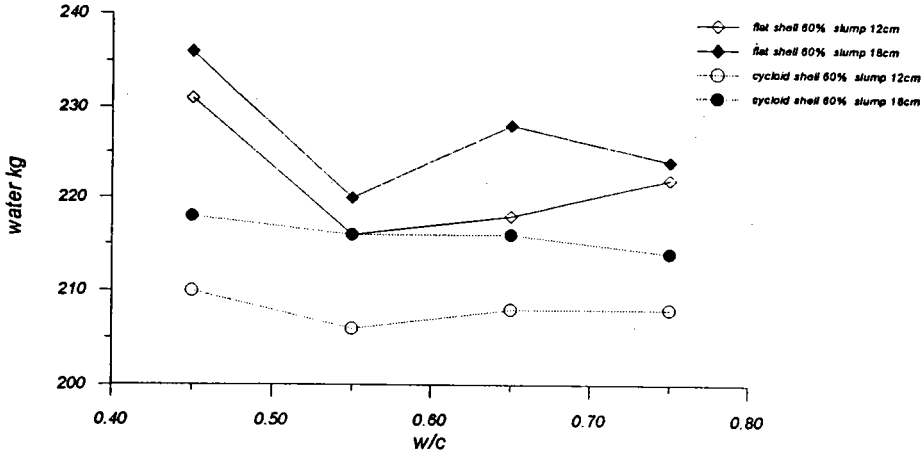


圖17 貝殼含量60%不同坍度與貝殼形狀之用水量比較

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

從土木工學立場來看1995年神戶（阪神～淡路島）大震災情形

富永真生 *

壹、阪神大地震的震動特徵

貳、各種構造物與機能設施的嚴重災害情形

參、尤其港灣設施的災害狀況與復建設計與施工

肆、對地盤評價與基礎設計之重要性

伍、幾項值得學習的教訓

---

* 日本 Kawatetsu 工程公司社長

ON THE 1995 KOBE (HANSHIN-AWAJI) GREAT EARTHQUAKE - FROM THE FIRST HAND OBSERVATION OF CIVIL ENGINEERS -

Masanari TOMINAGA, DR. Eng., P.E. *

(A) THE FEATURES OF THE 1995 KOBE GREAT EARTHQUAKE.

(B) SEVERE DAMAGES AND COLLAPSING ON THE CIVIL STRUCTURES, FACILITIES AND LIFELINES.

(C) HUGE DAMAGES ON THE PORT AND HARBOR STRUCTURES.
- RECONSTRUCTION DESIGN AND METHOD -

(D) THE IMPORTANCE OF THE GESTECHNICAL ENGINEERING AND THE ENGINEERED FOUNDATION DESIGN FOR EARTHQUAKE.

(E) SOME VALUABLE LESSONS.

---

* Kawatetsu Engineering Ltd. Design and Engineering Consultants.

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

鋼筋混凝土結構維修及成效評估

林草英*

摘　要

本文綜合鋼筋混凝土結構在使用過程中維修工作之基本觀念及方法，以減低其受損機會，延長使用年限。文中同時探討由各種不同因素所造成傷害之維護及修復之方法，探討之範圍包括在一般使用狀況下之維護及受損後修復時之作業方式，如灌注環氧樹脂於混凝土破裂面間及混凝土與鋼筋間之縫隙；更換構材中嚴重受損之混凝土；局部增大原結構體之尺寸；填加鋼板於原結構體中等方法。同時並簡述必要時更改結構系統以增強結構強度之方法，包括對原結構體施加預力；於原結構體中填加斜撐構件；於原結構系統中填加剪力牆。針對上述之修復及補強方法，參考試驗結果及現場補強作業之經驗，分析補強方法之選用，評估其成效，並提出作業程序及應用上必需注意之事項。

壹、前　言

鋼筋混凝土結構由混凝土與鋼筋組合而成，它應用混凝土之壓力強度及鋼筋之拉力強度，共同承擔由外力所造成之內應力。由此二種材料組合而成之結構體具有相當優良的耐久性。然而在結構行爲上，時間之轉變，材料之老化或受損，結構體之功能(強度、勁度、耐久性)漸漸衰減。 從結構體外表之變化可看到它衰退的情形。在常態之使用狀況下，老化衰退過程中最嚴重問題爲混凝土內部鋼筋因腐蝕而受損，而此種鋼筋腐蝕之行爲相當複雜，而且其速率快慢之變化相當大，功能衰退速率的快慢受到當初施工品質及使用過程中維護工作成效的影響。在維護作

*國立台灣工業技術學院工程技術研究所所長

業方面，對現有結構體何時以何種方式進行現地檢查，如何對現有結構物評估其安全性、服務性及尚存的服務年限，並根據現況決定何時必需作何種等級之維護工作。另一方面，由於混凝土之低拉力強度、品質一致性之困難度及鋼筋受腐蝕所造成強度折減之現象，鋼筋混凝土結構在使用上也有些問題必需克服。當混凝土應力超過其破裂強度時，混凝土的表面產生裂縫，而裂縫的產生，減低結構體之勁度及混凝土對內部鋼筋抗腐蝕的保護作用；同時混凝土表面之裂縫也給人心理上不安全之感覺，因此在使用上當裂縫發生時，必須對裂縫加以修補。

結構體在設計時承受之載重包括靜載重與活載重等垂直方向之載重及地震、風力與土壓等水平方向之載重，在載重組合之作用下結構雖然尚在安全範圍內，但混凝土拉力側之應力已超過其拉力強度，結構體已產生局部的破裂。一般而言，雖然在超載重過程中鋼筋已達到其降伏強度，但由於其韌性，很少發現鋼筋斷裂之現象，而且卸載後鋼筋之強度不因此而受損；然而在混凝土這一部份，則常常發現在這種暫時性或局部性破裂之情況下，雖已卸載，但混凝土已有局部被壓裂之現象，在這種情形下結構整體強度已因混凝土受損而減低。如果結構體考慮繼續使用，則必需對受損部份進行修復，恢復至原有強度。鋼筋混凝土結構在使用過程中由於設計規範強度要求提昇或在施工過程中構材尺寸或材料強度不足之事情發生，在此情形下建築物之使用上未能滿足安全要求，因此必須對結構加強，提昇它的安全性。混凝土的材質導熱係數低且其耐高溫性尚佳，但是曝露於火災中高溫下混凝土的表面將受損，因而減低其有效剖面積，減低結構體之強度。

近代「結構體安全使用原則」指出在結構體之整個服務年限中，在任何時段結構體均需有足夠的安全性且需滿足服務性及耐久性之需求。爲達到此目標在結構之規劃、設計、施工、使用及維護過程中，設計者，營造廠商，業主及使用者，均必需嚴格執行各階段之工作要項：

(一)計劃階段—收集足夠資料了解完工後，結構物使用過程中之環境狀況。

(二)設計階段—結構系統與結構材料之選用，結構分析模式之應用，靜態載重及動態載重之考量，構件尺寸及接合處之安排與組合。

(三)施工階段—施工方法之選用，結構單元之精確度，材料品質控制，施工過程品質管制，包括混凝土之灌注，鋼筋保護層之厚度，混凝土間之連續性。

(四)使用階段—原設計考量之使用方法，超載重之限制與控制，未經考量使用方式之限制，如載重集中，或變更用途。

(五)維護階段—定期進行現況追縱，確定需要定期維護及修復的工作及執行策略。

綜合上述,結構體若欲滿足「結構安全使用原則」除了在設計及施工過程中必須小心進行外，必需定期進行維護及修復或補強之工作。 本文針對應用於鋼筋混凝土結構體維護修復及補強方法作分析與探討。

貳、功能衰減與維護作業(Deterioration and Maintenance)

結構體之勁能隨著使用之狀況及年齡而變。結構體之使用年限係指結構體在符合安全性，滿足服務性需求下之可使用期限，當結構體之強度或勁度無滿足功能上之需求且未進行任何修復作業之情形下亦就是該結構體服務年限的終結。鋼筋混凝土結構物由於材料之特性，因時間之變遷，材料之老化或受損，在結構物產生強度折減及勁度降低等功能衰減(deterioration)現象。 而其服務年限之長短與當初設計及施工過程品質控制，使用過程之環境狀況及維護工作之績效有密切關係，(圖一)指出結構體功能衰減，維護情形與使用年限三者間之關係。維護作業良好者，其功能衰減較緩使用年限較長。圖中指出結構在使用過程中未作任何修復的工作，當其功能未能符合最低要求時結構體已失去功能而必需停止使用。

鋼筋混凝土結構功能衰減包括，強度之折減及勁度之減低，衰減之主因均由鋼筋剖面受到腐蝕而減小所造成，因此若欲減低鋼筋混凝土結構功能之衰退率，必需減低鋼筋之腐蝕率，而減低鋼筋腐蝕率之基本原則是讓那些造成鋼筋腐蝕之異物，無法靠近鋼筋表面。有鑑於此，鋼筋混凝土結構物功能衰減之第一號敵人一"水"。水係造成混凝土外貌老化衰退的主因。更進一步水份之滲透，將造成鋼筋腐蝕之有害異物運輸至

埋置於混凝土內鋼筋表面，導至鋼筋之腐蝕。 維護(maintenance)之主要目的在以固定或特定之作業情方法及策略減低結構體功能衰減之速率，減低維修工作，增長結構體之使用年限。如何解決或避免水分之聚積以減少水分滲透的機會乃是維護作業最基本之工作。解決之道，結構在設計及使用過程中，均應考量如何儘快把水排除，使它不致聚積，或如何進行完整性非透水隔離處理。上述均爲克服功能衰減方法與目標。建築結構室內室外空間之結構單元在設計時需有不同的處理方式。氣候環境因素使室外部份在降雨頻繁的台灣鋼筋所需之保護層厚度比一般雨量少的地區爲厚，因此鋼筋保護層厚度之需求應因地而異；而屋內空間在高濕度之環境下除濕之處理有助於結構體內水份的蒸發，可有效減低混凝土內鋼筋被水份包圍的時間。

橋樑結構中瀝青路面的處理，其透水性常被低估，而造成瀝青與混凝土交界面積水的現象。橋面處理不良或受損導至橋面積水，當車輛通過時造成積水澆濺之現象，此種橋面污水之澆濺將對混凝土之表面造成損害。解決上述之問題，有賴於排水系統之設計、施工及維護。設計包括集水點之設置；施工包括集水區內斜度之確保，注意在重覆性載重變位下，排水管接合處之脫離而導至漏水；維護包括防水膜之更換確保其隔水功能，路面受創時之修護，及排水系統入水口之清理，以確保水流之暢通。國內爲了排水管維護工作之方便，常以外露方式設計排水設施咨，對環境的影響受到相當嚴重的批評與指責，設計者必需作細部設計與考量，其他長時間慢性衰減效應發生在空心狀態的梁構件中(boxgirder)，由於出入口方便，鳥類群集，高腐蝕性排泄物對結構內部鋼筋之腐蝕效應在工程實務上亦是常見的問題。 維護工作爲週期性且預防性工作，若維護不力，而發現功能衰減的現象已非常嚴重時將需要較高深或較複雜技術層面之維修工作，所付出之代價也愈大。維護工作必需是系統化之定期工作，而且必需依據規範相關之規定進行，並且將結果輸入電腦中儲存以利未來必要進行追縱工作時的參考。

鋼筋混凝土結構之固定性檢查 (inspection)工作以定期方式進行，此項工作應由專業機構執行，包括外貌之檢查，結構行爲之表現，例如頻率之變化，變位量之增大，表面破裂，表面銹水之外洩，混凝土之分

離與剝落及其他嚴重的受損情形。這些受損導因必需在短期間排除，同時必需評估出破損等級並依此等級進行修復的工作。此定期性之現況檢查工作次數較少，特別性的現場檢查，則隨著自然或人爲之事故發生後才進行，它以較高層次之方式進行。另外，修復後結構體它的衰減率亦將受到影響，如(圖二)所示。爲減少此種現象之發生，各種結構在維護作業之需求上須依其使用狀況，曝露之環境等因素評估並考量開始衰減時間to及衰退速率Rr擬定結構體之維護週期tm。當然在維護週期tm之考量上必需依結構體之齡期作修正。

參、損傷與修復(Damage and Rehabilitation)

一、損傷(Damage)

在經濟考量下之維護工作只能減低結構功能衰減之速率，無法完全終止結構功能衰減之行爲。結構體之衰減行爲還是繼續在進行，此種日積月累之衰減效應使鋼筋受腐蝕，鋼筋腐蝕作用之結果，由於鋼筋腐蝕物體積之增大導至混凝土破裂或保護層剝落之現象。鋼筋腐蝕及混凝土剝落之現象均減低結構體之強度，(圖三)至(圖五)中在使用過程中功能因時間而衰減。在結構功能未低於最低要求前對結構體進行修復(rehabilitation)之工作將其功能提昇或恢復至原有強度及服務性。 結構體受損而未能符合安全要求之原因，除了上述由於時間因素所造成之效應外，其他造成結構體受損可能性發生在各個不同階段，如設計階段，施工階段及使用階段。鋼筋混凝土結構的強度如方程式(1)～(4)所示[1]，

軸力強度

$$P_o = 0.85fc'Ac + Asfy > Pu/\Phi \quad \text{.....(1)}$$

彎矩強度

$$Mn = Asfy(d-a/2) > M_u/\Phi \quad \text{.....(2)}$$

式中 $a = \dfrac{Asfy}{0.85fc'b}$

剪力強度

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\ b_w d \quad \text{.....(3)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \text{.....(4)}$$

$$V_n = \Phi(V_c + V_s) > V_u/\Phi \quad \text{.....(5)}$$

它與混凝土強度(fc')、混凝土構件尺寸(bxd)、鋼筋使用量(As)及(Av)及鋼筋的降伏強度(fy)均有密切關係。當上述的設計因素有所差異時，混凝土結構體之強度受到影響而造成強度不足之現象，爲了滿足安全性之需求必須加以補強。

(一)設計階段

結構設計依結構體功能之需求，核算載重作用下結構內力，Pu、Mu及Vu，再根據預先選定材料強度，設計構材之大小，鋼筋之用量。設計過程中必需確實了解結構體之負荷量並需經正確分析程式導出結構體內力。由於混凝土材料強度控制不易，因此在設計階段與施工階段應配合良好不致產生斷層而使結構實際強度低於原設計強度。

(二)施工階段

混凝土由水泥、細骨材-砂、粗骨材-碎石及水拌合而成，由於水與水泥之水化產生膠結作用，將粗細骨材連成一體，發展它的強度。拌合完成水化作用開始，混凝土表面曝露於大氣間，混凝土表面的水分開始蒸發，水分蒸發之現象造成混凝土乾縮，混凝土表面溫度及風速均影響表面水分蒸發產生乾縮的現象，因此混凝土內部與外表由於乾縮之差異，使混凝土的表面產生拉應變，如果此種乾縮之差異發生在混凝土灌注後，強度尚未完全發展出來時，混凝土將由於塑性收縮所造成的應變產生破裂的現象，此種破裂不是由外加載重造成，而是由混凝土的塑性收縮所造成之的破裂，它的深度及它破裂的模式，受到外表風速的高低、及樓板形狀之影響。在比較高層的建築物或空曠的地方由於風的速度較大，這種現象發生之頻率比較高。

另外根據式(1)至式(5)，結構之強度之確保，完全於施工者手中。尺寸精確性，材料強度之確定性均直影響結構之強度。目前施工過程較常發生之問題包括混凝土未達設計強度、尺寸未符合設計圖說，鋼筋使用量或鋼筋強度不足，或未按圖施工鋼筋安排位置不當，保護層厚度不足，配筋間距不正確等。

(三)使用過程

混凝土與鋼筋組合作用在外加載重作用下，其組合強度在軸力作用及彎矩作用下略有不同，軸壓力作用之柱構材混凝土及鋼筋均承受壓力，除非強度嚴重不足，混凝土較少有被壓破裂問題；當構材承受彎矩或軸力與組合作用時，壓力側混凝土發揮其壓力強度，而拉力側鋼筋則發揮其拉力強度，雖然設計上不考慮拉力側混凝土之拉力強度，當混凝土達到破裂應變時，鋼筋內之應力僅達到其降伏強度(fy)之18%，梁之破裂強度(Mcr)約爲極限強度(Mn)的1/10。因此若要有效應用鋼筋拉力強度，在設計載重(DL+LL)作用下,鋼筋周圍混凝土之應變已遠超過其破裂應變 ε_{cr}，構材表面已產生裂縫，而裂縫的大小與鋼筋應力fs 的大小有密切的關係[2]。如果所施加的載重超過彈性範圍，結構體進入非線性之行爲，當載重移開後裂縫無法完全密合，而此種未密合的裂縫將容許外界的水份及氧氣到達鋼筋的表面而造成表面的腐蝕。試驗證明，腐蝕速率的大小與裂縫的寬度有密切的關係，因此設計上有破裂寬度之限制[3]，如(表一）所示。結構體裂縫密合與裂縫保持未密合之情況下，鋼筋腐蝕的速率有相當大的差別[4]。爲了防止超載重作用下所引起殘餘破裂所引起之腐蝕問題，在一般使用過程或超載作用下，結構體產生之破裂無法因卸載而密合時，此種裂縫必須加以密封以防止混凝土持續性破裂造成鋼筋之腐蝕。

另外，結構體承載作用因土壤性質之不均或鄰棟開挖等問題，常造成基礎不均勻沉陷或傾斜，由超載重所造成的破裂因爲載重之移開而使破裂寬度局部恢復的現象，然而在結構上由不均勻沉陷造成的破裂爲持續性的破裂，它不會因爲載重之移開而有所改變，此種持續性之破裂對鋼筋腐蝕威脅性最大。

日常生活中人爲之不慎常導致火災之發生，建築物內部石化產品之應用，使火災機會增大，火災之延續時間增長，在火災過程中混凝土曝露於高溫環境中。在高溫下混凝土中之水泥漿體因受熱，體內之水份改變及礦物質分解現象發生。在溫度變化過程中，晶相變化使骨材體積大增，在脹縮之變化下，骨材與漿體之交界面產生裂縫，裂縫之產生與材質之變化均影響混凝土之強度(fc') 及勁度(Ec)。而影響混凝土耐火之程度，災害殘餘強度與勁度之因素包括火害過程中載重之大小，斷面之尺寸，骨材之化性及高溫之持續性。尤其高溫之持續直接影響混凝土受損之深度及表面狀況。在強度之折減上試驗結果發現，柱構材在災害過程中所承受載重之大小，影響強度與勁度之折減；梁構材災害後表面裂縫之寬度與延燒時間無關，裂縫數目隨延燒時間之增長而增多，拉力主筋之溫度大於壓力主筋，燃燒時間越長則火災後構件之抗彎矩、抗剪力及勁度折減越大相同延燒時間下，抗剪強度之折減比抗彎矩大[5]。

鋼筋混凝土結構因材料及前述之影響因素,造成包括強度降低,混凝土破裂、局部損壞問題，這些問題嚴重影響結構安全。爲恢復結構體原有功能，必需對結構體作修復(rehabilitation)之工作。鋼筋混凝土結構之修復工作範圍相當廣闊，全依結構體功能衰減及受損之嚴重性而定。成功修復工作之基本原則，在修復工作前必需把造成此種受損之導因找出來並加以排除。如(圖五)至(圖八)中垂直方向，水平方向斜向窗口角隅處之破裂的原因，必需排除，否則修復工作僅臨時性。

二、修補(Repair)

目前應用在鋼筋混凝土結構修復工作之方法略述如下：

(一)環氧樹脂灌注

使用稠度低而強度高之聚合樹脂，以高壓或真空方式灌注於混凝土之裂縫及鋼筋與混凝土間之孔隙，如(圖九)所示，能有效將混凝土體內的縫隙填滿，防止鋼筋腐蝕效應之產生[6],此種以環氧樹脂灌漿之方式其作業程序，如(表二)所示。使用此種方法可密

封不再擴大之破裂，得到相當良好的結果，如(圖十)及(圖十一)所示。但是當超載重發生時破裂可能再次出現在原有破裂之兩側，如地震力作用下修補後之破裂再次發生之情形，因此應用此種方法修補時，必需同時對結構系統作適度補強，以防止破裂再次發生。

(二)原結構體之修補

由於鋼筋混凝土梁結構使用拉力控制設計，因此在超載重作用下鋼筋先達到降伏強度，然後中立軸向上延伸至混凝土壓碎爲止。在此種情形下若欲恢復結構體的原有強度，必須將被壓碎之混凝土以新的混凝土取代，作業方式爲先將破碎部份的混凝土敲擊移開，然後以一般灌注混凝土的方式安置模板再灌注混凝土，更換的程序如(表三)所示，灌注新混凝土前先於敲擊後曝露之鋼筋及混凝土表面以環氧樹脂塗刷後再進行混凝土灌注的作業，新混凝土的強度必須大於原來混凝土的強度，至於必須敲除混凝土的部位，可經由分析方式，計算構材承受特定載重時壓力側的深度，或可使用超音波等其他方法量測受損混凝土的深度，然後將受損混凝土敲除，此種方法的成果，根據試驗結果[7]，它可以達到梁原來強度的百分九十五。 另外由火災所造成損害之修補方法，由於構材曝露於高的溫度中，混凝土受到損害，根據火災過程中溫度的高低及它高溫的時間的長短，可計算混凝土受損的深度，根據受損以後的深度核算結構體之殘餘強度及勁度，而這殘餘強度往往低過於原設計之強度，在這種情形下結構體之安全受到損害，在修補上，輕微之情形可將表面受損嚴重的混凝土敲開再以環氧樹脂(Epoxy)塗刷重新灌注混凝土結構材之外部，嚴重時可考慮放大構件尺寸或以鋼板補強。

(三)鋼板修復

嚴重之損害或在空間上受到限制時，另一種使結構恢復原結構功能之修復的方法，可於結構體外表填加鋼板以增加結構體的強度及勁度[8·9]，其作業程序如(表四)，使用此種方法必須考量鋼板與混凝土間之一體性，及可能使梁構材由拉力破壞轉變成壓力破

壞而減低其韌性。將鋼板應用於柱構材之修復作用上，由於柱四周空間較爲自由，可緊沿著四周作鋼套管式的補強如(圖十二)所示，提供增大柱整體性承載能力之效益，此種方式增加柱軸向之強度(As×fy)，並可提昇其彎矩強度。另外由於四周鋼皮之圍束效應可提昇鋼板內混凝土強度及韌性。施工上鋼管可由四片鋼板銲接而成，若鋼板較薄時可由兩片已彎成凹單元銲接而成。爲確保鋼管及管內混凝土變位之一致性，鋼管與原有混凝土間之孔隙可使用灌漿或機械式之螺栓將鋼管混凝土合成一體。梁以鋼板修護或補強之方式，由於鋼板之限制無法作包圍式或整體補強，如(圖十三)，僅能於突出樓板外之腹板部份補強，此種補強之方式在正彎矩區可有效提昇彎矩強度，但在負彎矩區由於拉力側在梁之上緣，因此只能在樓板部分添加鋼板或鋼筋加以補強。負彎矩區由於柱分隔使柱兩側梁端補強筋或補強鋼板之連續性產生問題，爲滿足連續性之要求可採用適當的方法達到預期的目標。其他梁負彎矩修復的方式,由於梁之強度與梁的深度有密切的關係,若在施工上無法以添加鋼筋量達成時，提昇梁之彎矩強度可考慮以增加有效深度之方式進行，此種方式可於梁端部下方加深混凝土深度，此種提昇深度之補強的方法，由於新加混凝土爲二次灌注之混凝土，乾縮效應容易造成新舊混凝土接觸面分離之現象，爲防止此種問題發生於新舊混凝土的接觸面間以夾縫釘將接觸連成一體。梁負彎矩區補強方法如(圖十四)所示。其他利用鋼板修復之案例(如圖十五)及(圖十六)所示。

三、加強(Strengthening)

由於新科技之發展，對自然現象更進一步的了解，爲達到「結構安全之原則」設計功能之要求因而有所提昇，如地震設計之要求若欲繼續使用現有之結構物則必需提昇結構體之強度，因此必需對結構體進行補強(Strengthening)的工作。補強之工作可針對結構單元,將各單元之強度提高達到結構整體強度提昇之目標。另一方法則於現有結構系統中填加新構件更新(reconstruction)結構系統，而由結構系統之更改減低原

有結構體必需分擔之內力，因而提昇整體結構之強度。對結構單元補強的工作目前最普通被選用者爲鋼板補強，其方法類似鋼板修復，其差別鋼板修復所使用之鋼板量僅以恢復原有強度爲目標；而以鋼板補強則視，在新要求下滿足該構件強度需所須之鋼板量。鋼板補強之案件結構體本身不一定受損，而修復作業則鋼筋混凝土結構體本身已受損。對結構系統作更新加強之工作，目前較普通之方式包括填加預力系統，於現有剛框構架內填加鋼斜支撐或鋼筋混凝土剪力牆，略述如下：

(一)預力系統

於原結構體中施加預力，如(圖九)所示，以所施加之預力產生與載重相反之效應，減低構材在載重作用下之應力及位移量。當所採用的預力系統爲下降系統時，此種結構系統同時可減低梁端由載重引起之剪力，由於此種系統所產生之向上力爲持續性，採用前必須確定梁在預力及外加載重作用下，整個使用過程中預力對結構體彎曲方向的變化與原有設計關係，及對原有建築物所造成之影響。

(二)鋼斜支撐

配合建築設計功能上之需求在使用過程中可於現有鋼筋混土剛框構架內填加鋼支撐如(圖十八)所示，其主要目的由支撐減低梁之彎矩或跨距。採用此種方式修復或補強，當支撐安裝完畢後再施加之載重均由新的結構模式承擔，在此種方法之應用上必須考量的基本問題，在於結構支撐系統之改變，經支撐後，在結構體由載重所產生的彎矩分佈狀況與原設計時有所差異，而原加載重及新系統新載重合成的彎矩必須與原設計中鋼筋配置作核對；在斜支撐的上方及下方必需固定於原構架，支撐上方，在水平載重作用之下，梁內產生之軸力效應必須考慮於梁的設計中，而支撐下方它可安置於梁端亦可安置於柱底，此兩種支撐方法的選用上在設計過程中，均需考慮鋼支撐對原結構體所造成影響。另外新加結構與原結構體之間內力的傳遞，結構細部也必須做適當的安排才能達到預期的效果，當新加之結構所產生的內力原結構系統無法支撐時，可考慮使用與鋼筋混凝土結構系統完全獨立式之鋼框架支撐鋼斜撐。斜支撐補強作業如(圖十九)所示。

(三)剪力牆

在使用過程中，結構體在地震作用下產生大量的側向位移導至嚴重的破裂，在此情形下可考慮於原有結構體中填加剪力牆，於剪力牆內安排鋼筋讓它與原有鋼筋混凝土剛框構架共同承擔水平方向之剪力如(圖十九)所示。在水平力作用下，由於牆與柱組合而成之剖面積(Ac)及慣性矩(I)大量提昇，增大水平剪力強度並有效減低水平方向的變位量。結構行爲上牆體結構的韌性較差，當牆體外圍破裂產生時，急速擴散，強度也急速的降低，爲防止破裂急速延伸之問題，設計上在剪力牆之四周安排拉力較強的邊界構材。一體灌製的剪力牆在設計上應用牆四周之柱及梁作爲牆的邊界構材；而增加剪力牆進行結構補強時剪力牆與剛框構架混凝土分兩次灌注，因此剪力牆剛框構架間之連續性必須做分析與設計，一般經由接縫釘(dowel)將牆與梁及柱連成一體，但在實務上高層建築中，柱內鋼筋沿著四周緊密安排，若考慮於牆兩側之柱開口插入接縫釘之工作相當困難，因此在設計上於剪力牆的兩側另外加邊界構材可有效達到分擔水平力之目的。另外建築物常因功能上的要求無法於柱與柱之間填加整片之剪力牆以達到承擔水平力的目的，則可於兩柱之間作安排，局部填加剪力牆，這種安排方式形必須於牆之兩端添加邊界構材以提昇牆之韌性，局部剪力牆安排的情形，將改變梁原設計之情況而造成剪力的破裂，根據試驗所得結果[10]，於剪力牆的兩端添加邊界構材時，其韌性度大略相當於一體灌注之剪力牆，而其強度相當於依設計規範方程式計算之值，約爲一體灌製剪力牆強度百分之九十。

肆、成效評估

修復作業之難易及其成效與結構功能衰減程度，亦即結構體損傷程度之嚴重性有密切關係。當結構受損傷嚴重愈大所需進行的修復工作困難度隨之增大，若不以外添物來補強僅對原結構體作修復較恢復到原來的強度。根據目前一般使用修復及補強的方式的得之成效與結果作簡單說明。

一、環氧樹脂(Epoxy)

此種方式利用環氧樹脂之膠結強度及其本身之力學性質，以特定灌入方式將其貫入混凝土體內破裂面間之間隙，及混凝土與鋼筋間因握裹破壞所造成局部分離面間之孔隙破裂面間隙之填入，終止水份經由裂縫進入鋼筋表面；而鋼筋與混凝土間孔隙之填充，防止水份以滲透方式進入混凝土內部而聚集在孔隙內造成鋼筋之腐蝕問題。在應用上其主要決定因素包括，環氧樹脂本身硬化後之強度，硬化後與混凝土交界面之黏裹力(bond strength)，及是否涵蓋整個破裂面，這將依材料之特性,其所能貫入之最小寬度而定，此種修復方式傳統施工方式採用高壓，將環氧樹脂注入孔隙間。如(圖二十一)及(二十二)所示。 試驗結果[11]指出以則此種方法處理後鑽心取樣之試體，其劈裂強度(Splitting Strength)約爲未修復試體之二倍,而處理後試體壓力強度約爲未破裂混凝土強度之90%。上述以傳統加壓方式貫入，其最小寬度約爲0.11mm，而最近工程施工單位之廣告宣稱，利用最新配方，低稠度。而強度性能優越之特配聚合樹脂MMA,裂縫修補工作可達0.005mm 之裂縫寬度，且所有內連裂縫均可填實。

二、原結構體修復或補強

此種針對原結構體進行修復之方法在修復作業上可將受損之混凝土敲除，以強度較高之混凝土替換；如(圖二十三)，由於此種方法僅對壓力側作替換的工作，而在拉力側僅以Epoxy 彌封破裂，因此拉力側之強度Asfy並未有任何提昇在拉力控制之設計下，依方程式(1)至(5)雖然壓力側強度明顯提昇，但經由分析及載重試驗所得結果，結構單元之強度增加重相當有限，如(圖二十四)所示，由於混凝土強度之增加，從圖中可看出在持續載重作用下，其勁度提高。

若欲提昇結構體之強度從方程式(1)至(5)中可看出必需加b，d，As，Av，根據試驗作業構材之補強方式獲得結果指出，柱構材以外加一層(jacket)之方法進行補強時如(圖二十五)所示，可有效提高柱之軸力強度，韌性度，能量吸收能力及勁度，其強度與一體灌注之試體非常接近，利用同樣方法進行修復受損之構材時，依修復作業時載重不同而得到

不同結果，在未加載之狀態下進行修復，所得強度相當接近，若在加載狀態下進行修復所得之結果僅爲一體灌注試體之50%。以此種方法補強或修復之結構承受軸力與彎矩組合作用時，試驗結果顯示在單向或反向載重作用其結構行爲相當不錯，在相同軸力作用下,在未加載狀態下,以此種方法補強有效提昇其彎矩強度。若用此種方法進行修復工作時，所得之結果其成效略差。

於梁之下緣將構件加深並添加鋼筋之方式,進行修復或補強，如(圖二十六)所示，在單次載重作用之情形，此種補強度方法相當成功,整根梁均補強所得強度最大，但局部補強所得之結果幾乎一樣成功，甚至破壞後以本法進行修復之試體均達到原強度之90%，在勁度與韌性度上均相當良好。若此種方法修復及補強之梁承受重覆載重時，其彎矩強度約略與一體灌注者相同，最壞的情形其強度可高達一體灌注試體強度之90%以上，同樣所有試體其韌性及能量吸收相當合理，若將補強焊接在原有鋼筋時，強度下降之現象發生相當遲。若補強筋未能焊接到現有鋼筋時強度下降發生的比較早。局部補強之試體，若添加之補強筋未焊接於原有鋼筋時，斜向破裂發生在補強筋終止之處，它可能由應力急速轉變，而造成應力集中及握裹力與剪力組合之作用所造成。若將新加鋼筋之端部焊接於原有鋼筋時這種破裂之問題可消除。與一體灌注之試體比較，補強構件之勁度有降低現象，但其變化量相當小，尚在可接受的範圍。下側補強方式適用於正彎矩區，若彎矩改變方向時其結構行爲有待研究。

三、鋼板補強與修復

此種補強方法利用環氧樹脂 (Epoxy)將鋼板黏貼於鋼筋混凝土梁之下方在設計上考量之因素包括鋼板之長度，亦即超過理論切斷點之距離，鋼板之厚度及鋼板端部之處理情形，補強或修復時結構載重的形態。根據試驗結果，梁以鋼板補強之方法如(圖二十七)所示，所得之結果尚稱合理，如果它經過小心設計及細心施工。試驗結果並指出板之長度最爲重要。將切斷長延申200t，而且在端部作適當處理將它固定是一合理之處理方式。小心設計及細心在未加載之狀況下進行補強時可達預期的

強度(鋼板達到降伏強度)，但鋼板降伏後之結構行爲則無法與一般補強方法相比。以增加鋼板厚度來達到強度的目的時，似乎不是一種好的方法，因鋼板太厚時將產生脆性破壞，發生在力量傳遞區,(環氧樹脂層及混凝土表層)。 優良的設計及小心施工將鋼板經由環氧樹脂貼著於鋼筋混凝土梁可有效控制混凝土破裂之寬度。在混凝土表面僅產生很多很微細之破裂。

四、填加剪力牆

剪力牆由於其勁度大在地震力作用下，它可分擔大量剪力，因此填力牆成爲鋼筋混凝土結構水平方向補強方法。在外力實際作用下，柱中將呈受很大剪力，經由試驗後所得結果，剪力牆補強之成效，它可分擔剪力有效提昇結構體水平方向之強度及勁度。如果邊界都適當的錨定於現有系統的梁柱構件上，提昇之強度超過剪力牆本身之強度，軸力作用可減低主應力之拉應力效應，可提高結構之強度並緩遲結構體之破裂，當拉構材之強度增大時，邊界構材之圍束效應增高，因此提昇剪力牆之強度及整體結構之勁度。由於牆在水平剪力作用下牆體內產生交叉式之斜向破裂如(圖二十八)所示，交叉破裂之產生大量減低牆之剪力強度，因此剪力必需轉由柱承擔，在柱無法承擔剪力牆釋放出之剪力時產生剪力破壞，剪力破壞係一脆性破壞，避免產生此種破壞之方法，在填加剪力牆時應同時考量邊柱之補強。

伍、結 論

國內土木建築結構體大部份以鋼筋混凝土施工，混凝土受損或經發覺強度不足時，修復及補強之成果直接影響使用者生命及財產安。綜觀國內鋼筋混凝土結構在設計及施工過程中及完工後之使用上有相當多的問題存在。材料上之問題，如使用海砂(鋼筋之腐蝕)、預拌混凝土灌注前大量加水以利施工(增大混凝土之乾縮，減低混凝土之強度)、鋼筋強度之不足(2800kg/cm^{2}取代4200kg/cm^2)；施工上的問題，如鋼筋位置之

偏差、鋼筋尺寸之不足、鋼筋未有足夠保護層、箍筋繫筋未固定（梁剪力強度，柱圍束效應不足）、埋置長度、搭接長度，續接器(無法發揮鋼筋之拉力強度);完工後承受超過原設計之載重如砂石車。上述之原因均可能造成局部破損或強度不足之現象，如何進行修復及補強，爲目前鋼筋混凝土結構使用過程中必需克服的問題。根據上述問題之導因，配合國內目前進行之解決方案其他使用之方法，作如下之結論：

一、在結構體之拉力側產生破裂時,使用環氧樹脂灌漿之技術及材料,可有效填充混凝土間及混凝土與鋼筋間之孔隙，但在使用上較適用於破裂導因已經消失之結構體;若導因發生時，新破裂可能沿著Epoxy與混凝土在超載重作用下局部受損時，可以新混凝土取代受損之混凝土，在應用上必需選用適當的設備偵測受損部份，而破壞混凝土移出後，對鋼筋及混凝土表面，在新混凝土灌注前以Epoxy塗刷,增加新舊混凝土交界面間之握裹力。

二、使用鋼板進行梁柱補強，可有效提昇柱之軸向強度及梁之彎矩強度,在柱之使用上必需克服上下樓層間鋼板拉力之傳遞，若以鋼筋補強可於樓板開孔使鋼筋貫穿，以鋼板在梁之補強，在正彎矩區，可有效提昇拉力強度，但必需防範因過量的補強而導致低韌性之壓力破壞。在負彎矩區，補強鋼板安排在梁端部上方，柱兩側補強鋼板拉力之傳遞需作慎重的處理以達到連續性。使用錨釘將鋼板與鋼筋混凝土合爲一體時，所需之數目，及其固定方式必作推算，方能達到預定補強的效果。

三、於原結構體中填加鋼斜撐構件或剪力牆，可大量提昇水平方向之剪力強度與勁度，然而勁度之提昇將減低結構體之振動週期，而影響地震作用下之效應。在鋼斜撐之使用上，將改變鋼筋混土梁或柱原載重及支撐之方式，此變化，在載重作用下所產生之彎矩模式將有異於原設計，因此必需作分析。在水平力作用下梁軸拉力之產生及正負彎矩之變化等，必需經確定原結構設計鋼筋安置之位置，能承受由載重的引起之新彎矩模式。另外，斜撐構作與原結構間內力之

傳遞系統亦需詳加核算,當原結構體無法承擔時,可考慮製作獨立式支撐系統。在剪力牆之使用上，必需確定其整體之連貫性，尤其在基礎部份內力之傳遞，防止弱層之發生；爲提昇剪力牆之韌性，需於牆之四周設置邊界構材，一般之梁柱牆設計，均以梁與柱作爲牆之邊界構材，填加剪力牆時必需錨定，將牆與原梁柱合成一體，當錨釘作業因柱內鋼筋蒐集之限制無法進行時，可於剪力牆兩側另加邊界構材以符合剪力牆之設計要求；剪力牆承受大量之剪力，當剪力牆無法由上至下一體連貫時，必需設計其連續性。

四、在補強作業上若原結構體受到大跨度及高空間高等功能之限制。無法以填加鋼板或放大構材方法進行時，可使用預力系統，對原結構施加預力，使產生之效應與加載方向相反,在預力系統之選用上,必需確定活載重不存在時結構體由預力所造成之效應，另外，預力系統端部錨定與錨定間之保護亦必需作考量，以確保預力系統不受到損傷，達到預期目標。

五、在結構體之整體使用過程中，維護所需之費用與作業之難易及週期之長短有密切關係，就經濟原則之考量，若結構之維護費用高出某一範圍或技術層面上維護作業之頻率太高而先去其經濟價值時，可考慮以整體更換替代修復。

參考文獻

1. Wang and Salmon, "Reinforced Concrete Design", 5th edition, (1992).
2. ACI 318-89 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" American Concrete Institute, Detroit, Mich. (1989).
3. 林草英，葉超雄,「鋼筋混凝土裂縫寬度之限制」土木水利季刊，第九卷，第二期，第29-34頁(1982)。

4. Lin., C. Y. "Bond deterioration Due to Corrosion of Reinforcing Steel", American Concrete Institute, SP-65 pp.255-269(1984).
5. 陳舜田等,「鋼筋混凝土構件受火害後力學行爲研究(I)-(VIII)」,行政院國科會專題研究76.12.1-79.7.31
6. Mansur, M. A., and Ong, K.C.G., "Epoxy Repaired Beams" Concrete International, V.Y. No.10. Oct(1985), pp46-50.
7. Lin C.Y., & Hwang J.M., "Behavior of Epoxy Repaired RC. Beams" U.S.-Taiwan Joint Seminar on Rehabilitation of public work, Taipei, Jan.(1988).
8. Valluvan, R., Kreger, M.E., and Jirsa, J.O. "Strengthening of Column Splices for Seismic Retrofit of Nonductile Reinforced Concrete Frames" ACI Structural Journal., Vol.90, No.4, July-August (1993), pp-432-440.
9. Ziaba. M. H. etc., "Guidlines toward the Design of Reinforced Concrete Beams with external Plates," ACI Structural Journal Vol.91, No.6 Nov-Dec(1994), pp.639-646.
10. 林勝益,「既有鋼筋混凝土剛框構架耐震補強之探討」,國立台灣工業技術學院碩士論文,(1989)。
11. Mc Donald, J.E., "Application of New Technology for Reparir and Rehabilitation of Concrete Structures" ACI SP.128-89, American Concrete Institute, 1991, pp.1439-1456.
12. Tankut, A. T., Erosoy, U., "Behavior of Repaired/Strengthed Reinforced Concrete Sructural Members "ACI SP. 128-78, American Concrete Institute, 1991, pp.1257-1276.
13. Swamy, R.N., Jones, R., "Plate Bonding Technology-The Painless Technique of Structural Rehabilitation" ACI SP.128-86, American Concrete Institute, 1991, pp. 1385-1405.

- 林 草 英 -

Maintenance and Rehabilitation of Reinforced concrete Structures

ABSTRACT

This presentation summarizes the mantenance procedures of the reinforced concrete structures during it's daily operation, and the methodologies of rehabilitating, the damaged reinforced concrete structures due to material deteroration, over-load, fire, or insufficient material strength . The primary discussions are focus on using epoxy injection technique to fill the cracks between concrete surfaces, and the gap between concrete and steel reinforcement; replacing the damaged concrete with new concrete; enlarging the cross section of sturcture element; embeding steel plate on existing concrete surface. In addition, the reconstruction techniques such as applying prestress force on existing strucutre; adding brace system shear wall on existing frame system or are described. Finally based on laboratory test results and field practical experiences, the evaluation of proper method, operation procedure and the precauton of using these methods are elso discussed.

表一、混凝土結構裂縫容許寬度

依耐久性之需要所容許的最大裂縫寬度

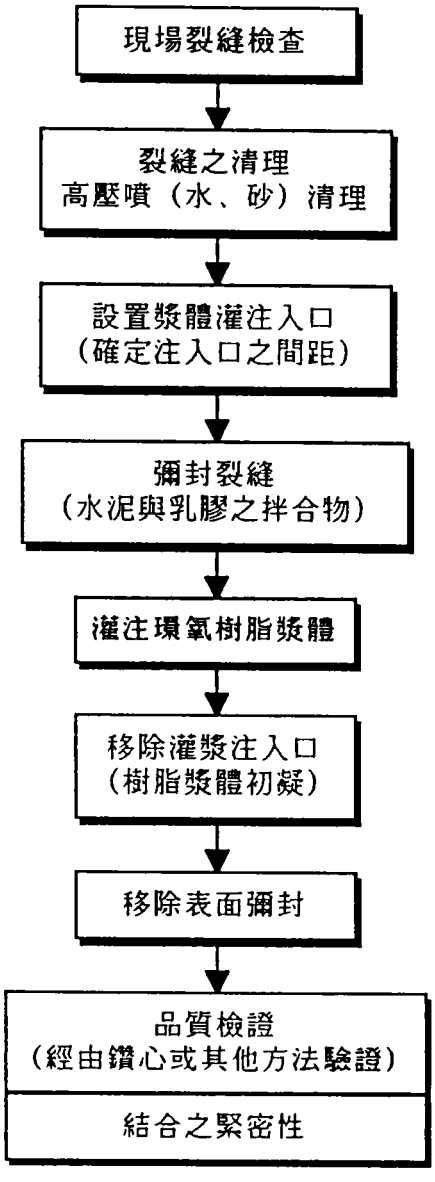
[ACI 224 委員會]

條　　件	容許最大裂縫寬度(mm)
乾燥空氣中或有保護層的場合	0.40
濕空氣中、土中	0.30
與凍結防止劑接觸之場合	0.175
反覆承受海水、潮風造成的乾濕影響的場合	0.15
水密性構造之構材	0.10

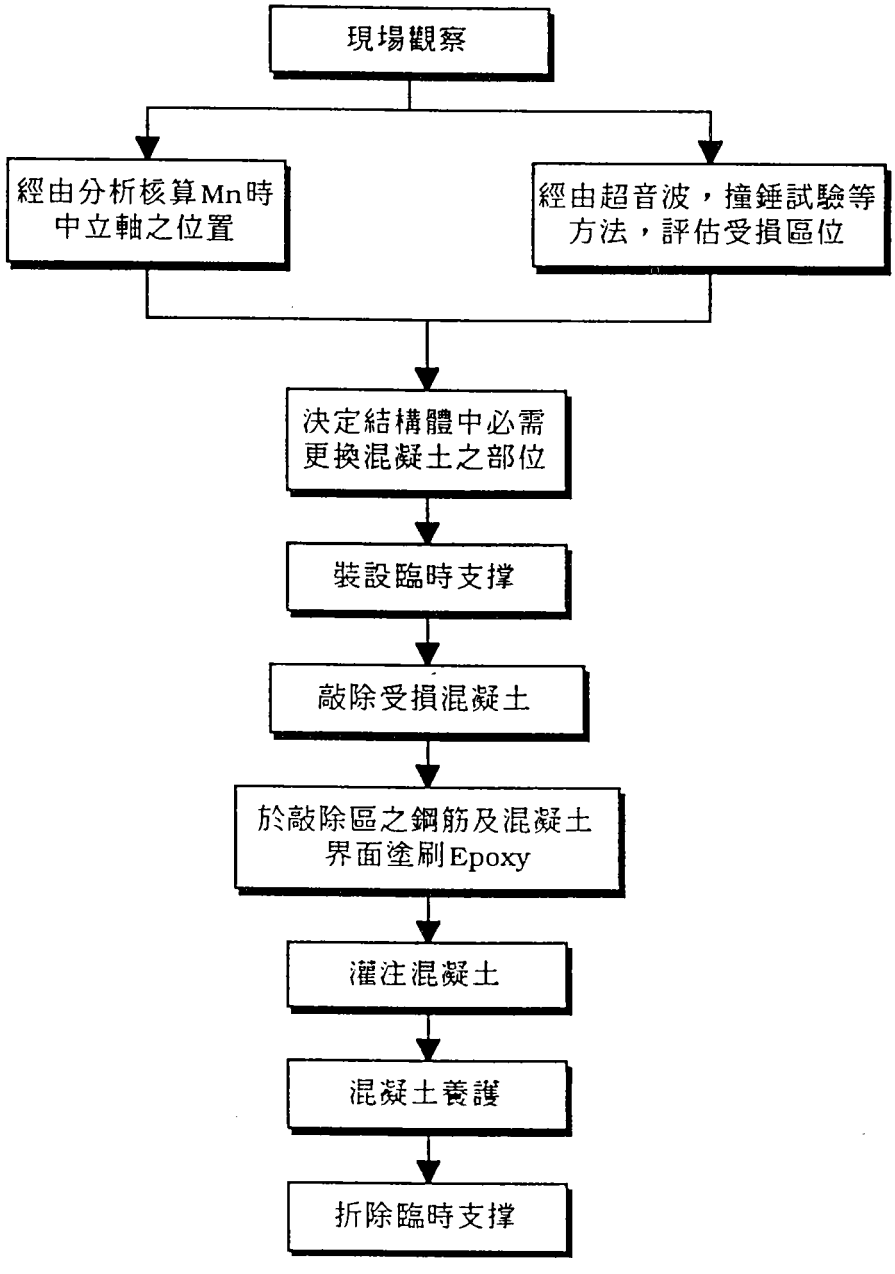
[CEB.FIP 國際指針]

條　　件	容許最大裂縫寬度(mm)	
	同時承受永久荷重與長期作用下的變動荷重之作用時	同時承受永久荷重與較不利的變動荷重之作用時
有害的露出條件下之構材	0.1	0.2
沒有保護措施的構材	0.2	0.3
有保護措施的構材	0.3	視美觀上的需要而定

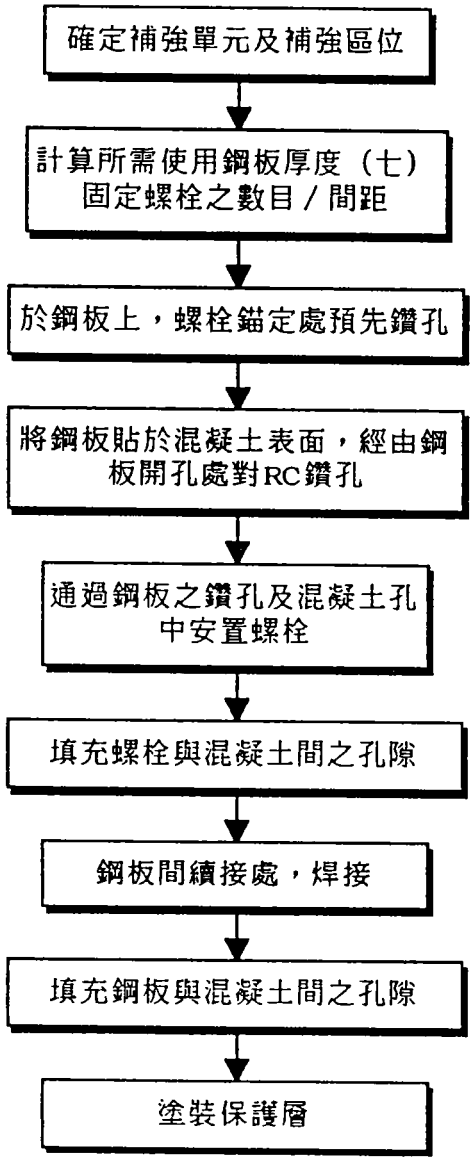
表二、環氧樹脂灌注(Epoxy Injection)作業程序

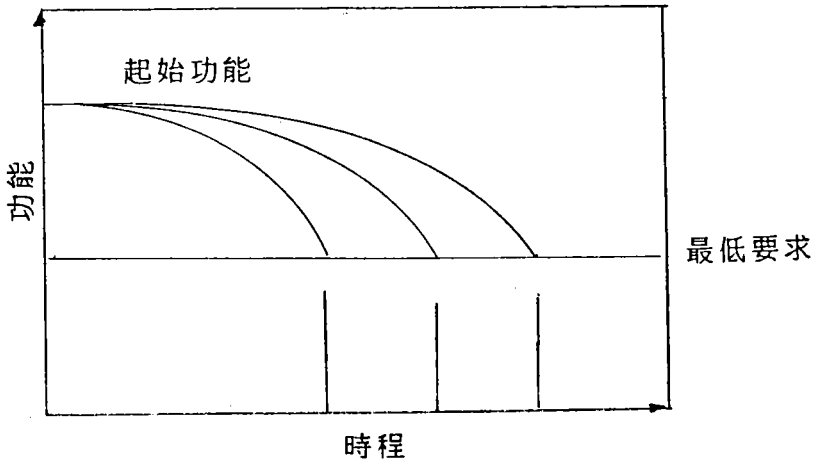


表三、更換受損混凝作業程序

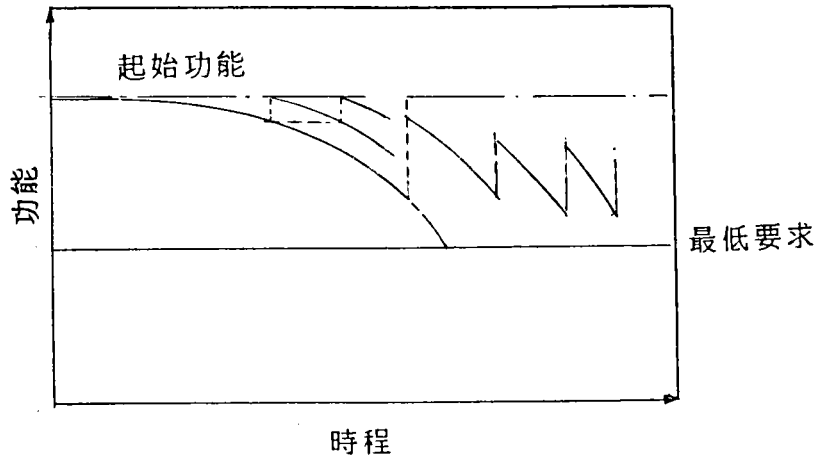


表四、鋼板補強作業程序

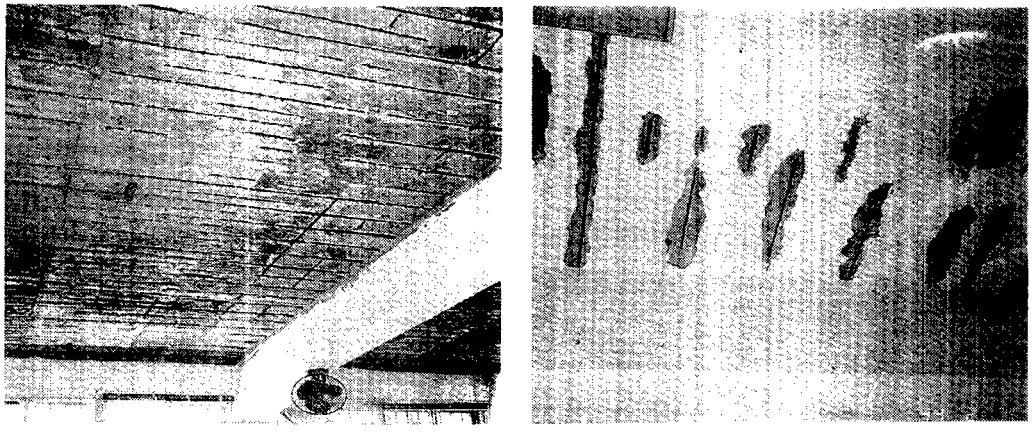

確定補強單元及補強區位
計算所需使用鋼板厚度（七）固定螺栓之數目／間距
於鋼板上，螺栓錨定處預先鑽孔
將鋼板貼於混凝土表面，經由鋼板開孔處對RC鑽孔
通過鋼板之鑽孔及混凝土孔中安置螺栓
填充螺栓與混凝土間之孔隙
鋼板間續接處，焊接
填充鋼板與混凝土間之孔隙
塗裝保護層



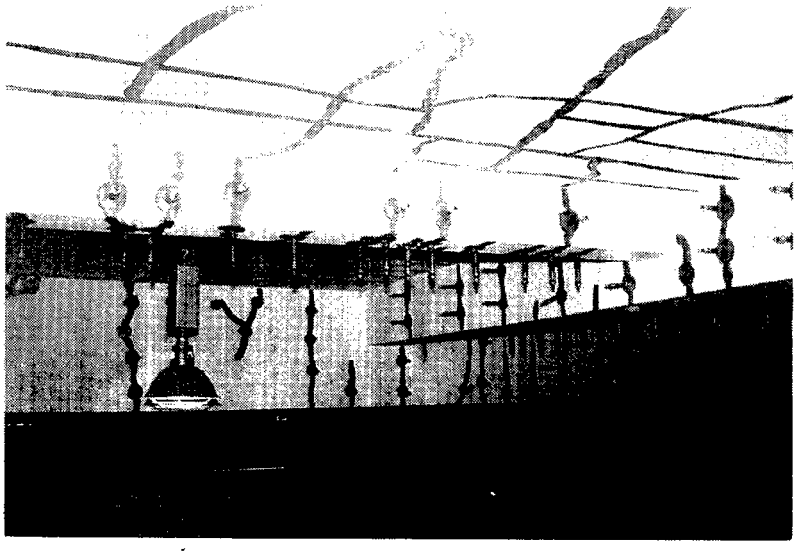
圖一、結構功能衰減維護情形與時程關係示意圖



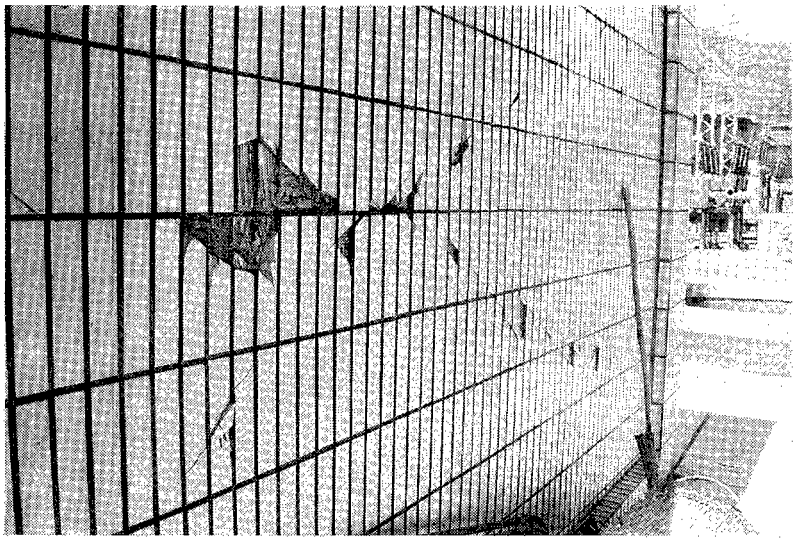
圖二、結構功能衰減與修復關係示意圖



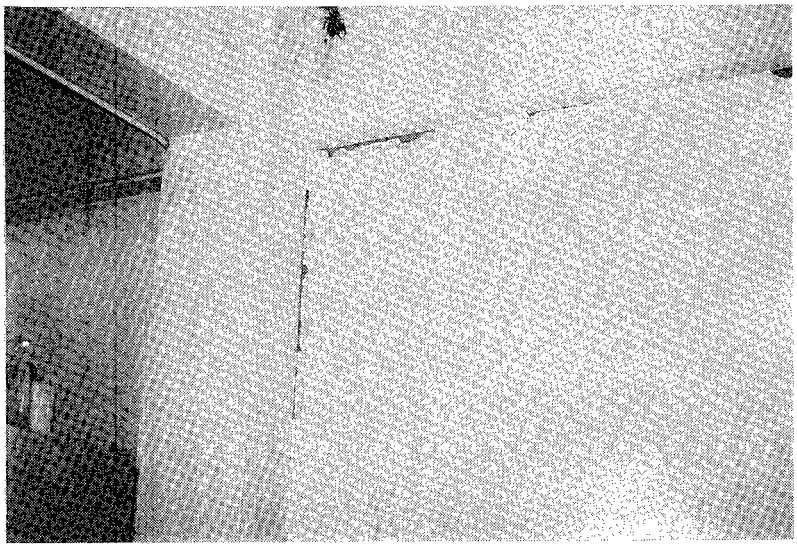
圖三、混凝土板破裂剝落模式



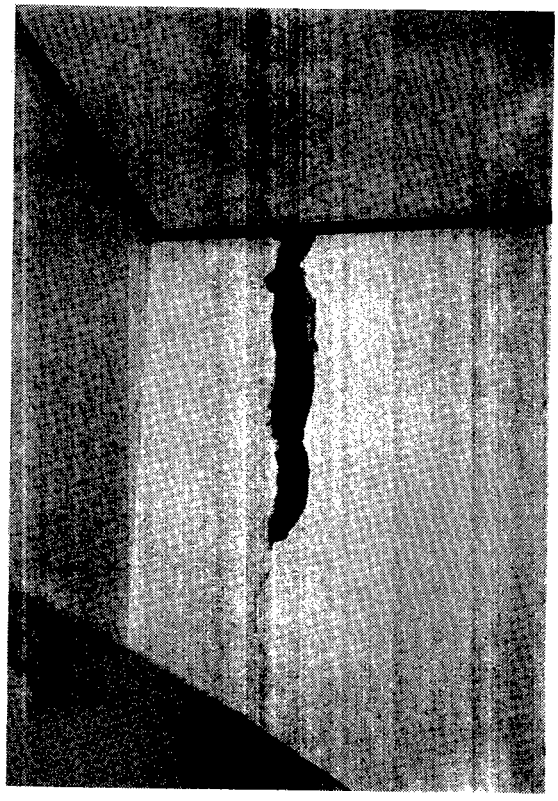
圖四、混凝土梁破裂模式



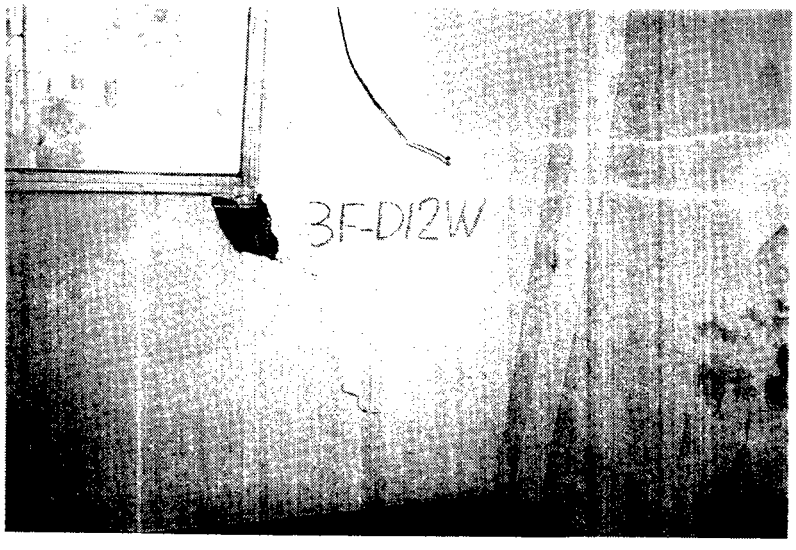
圖五、牆斜向破裂模式



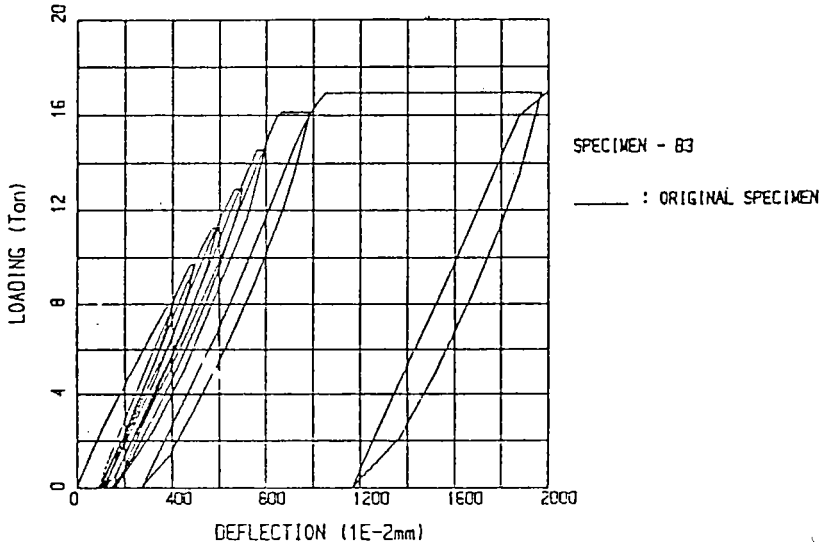
圖六、牆水平方向破裂模式

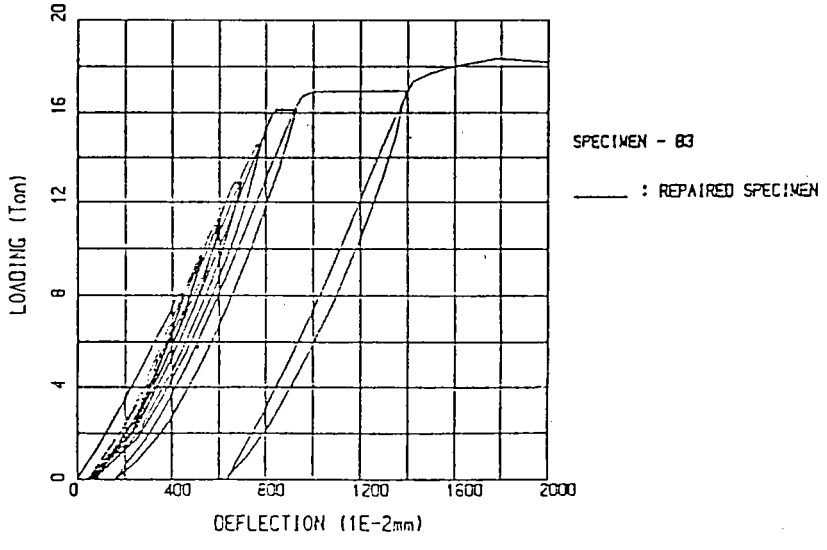


圖七、牆垂直方向破裂模式

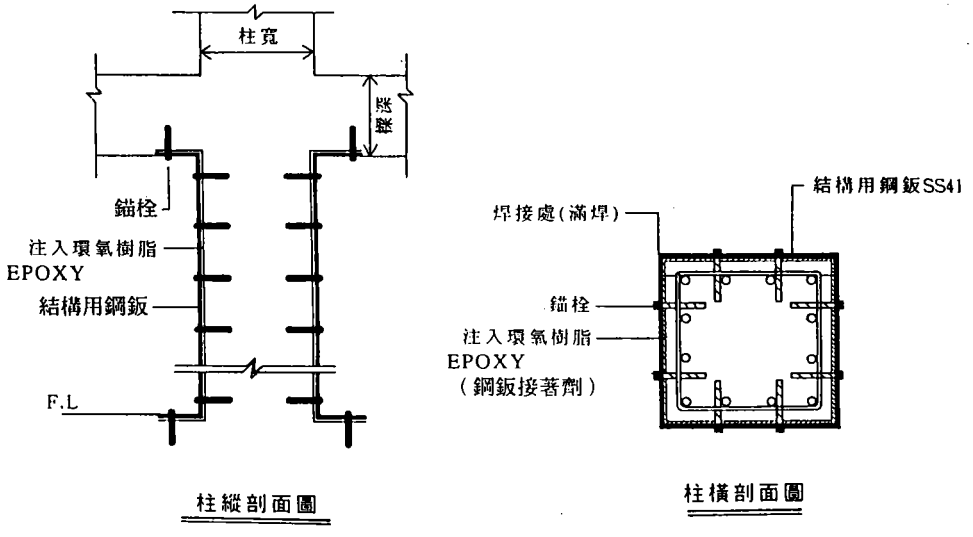


圖八、牆開口角隅破裂模式

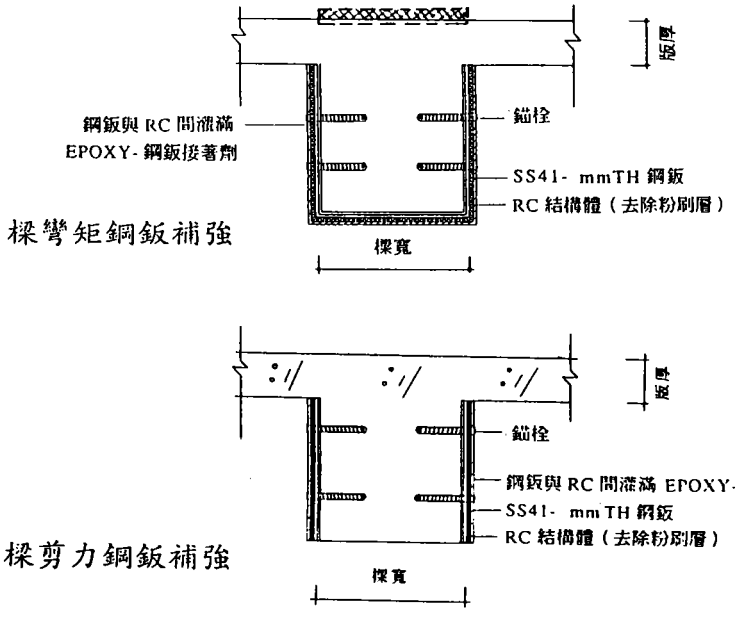

LOADING (Ton)
0
4
8
12
16
20
0
400
800
1200
1600
2000
DEFLECTION (1E-2mm)
SPECIMEN - B3
: ORIGINAL SPECIMEN


LOADING (Ton)
0
4
8
12
16
20
0
400
800
1200
1600
2000
DEFLECTION (1E-2mm)
SPECIMEN - B3
: REPAIRED SPECIMEN

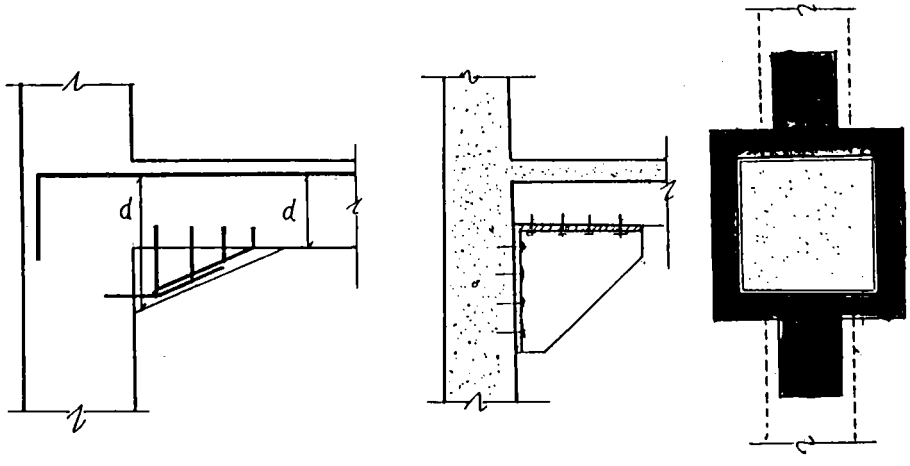
圖二十四、梁修補結果



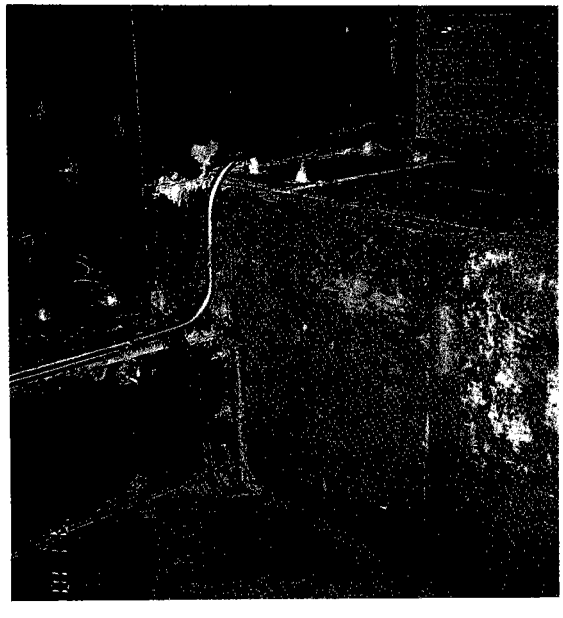
圖十二、柱－鋼板補強



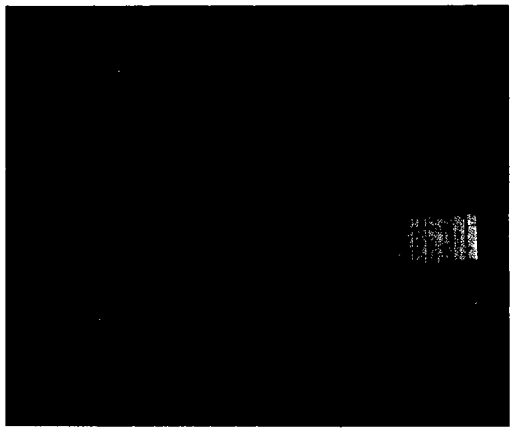
圖十三、梁－鋼板補強



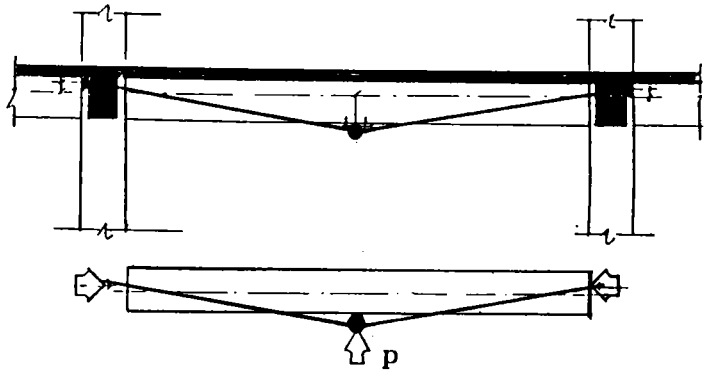
圖十四、梁負彎矩區補強

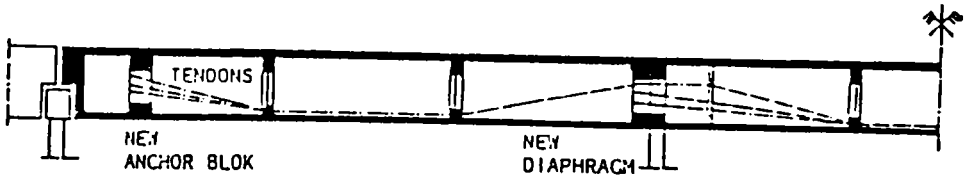


圖十五、火災後梁及柱補強

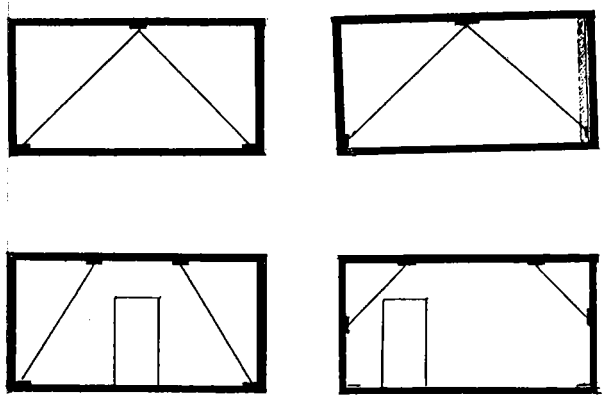


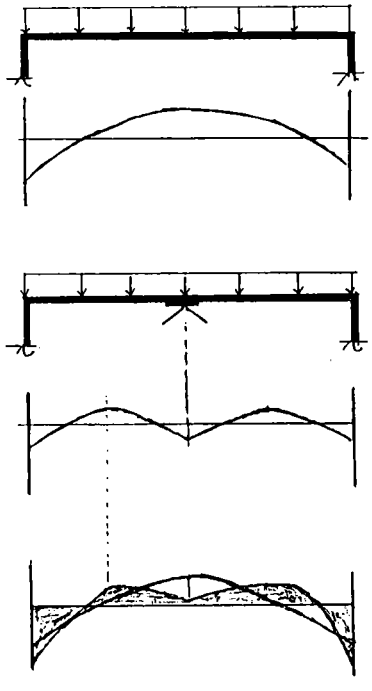
圖十六、梁柱補強





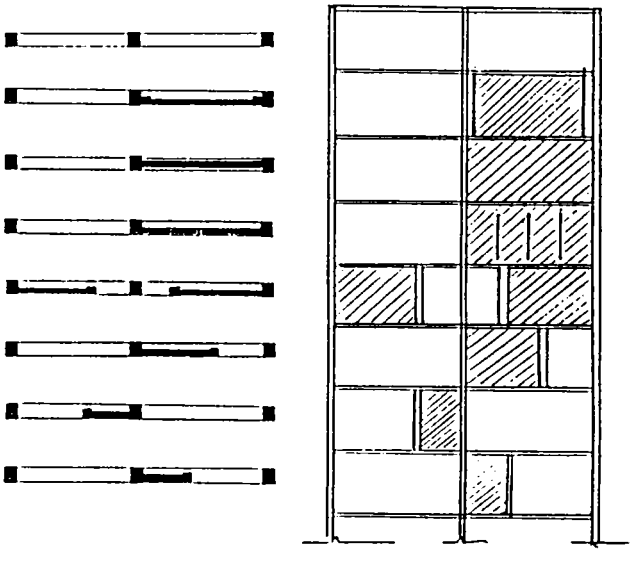
圖十七、預力系統補強



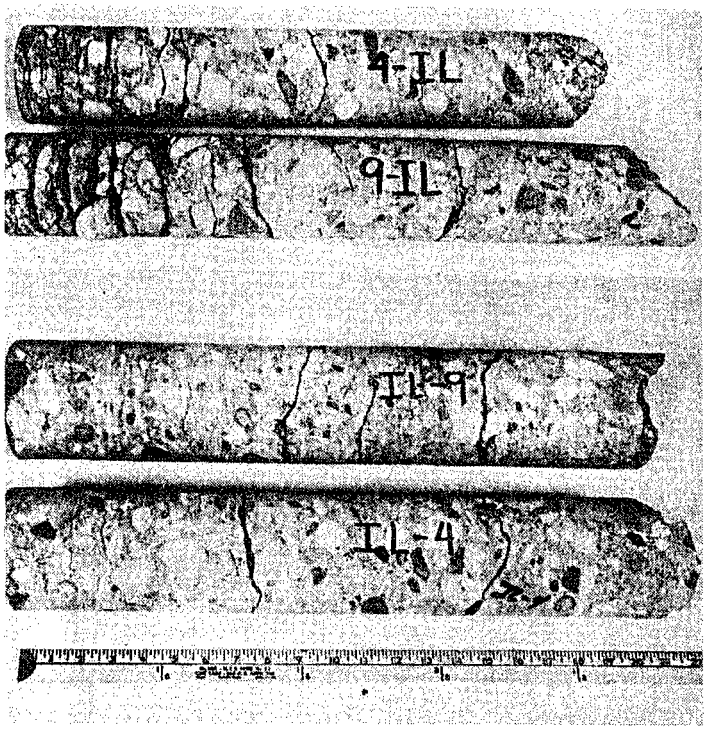


圖十八、斜支撐補強

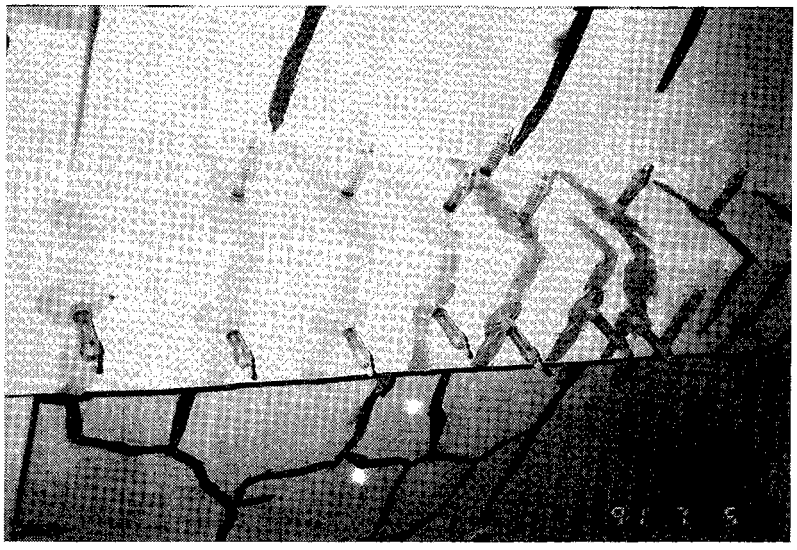
圖十九、斜支撐補強作業



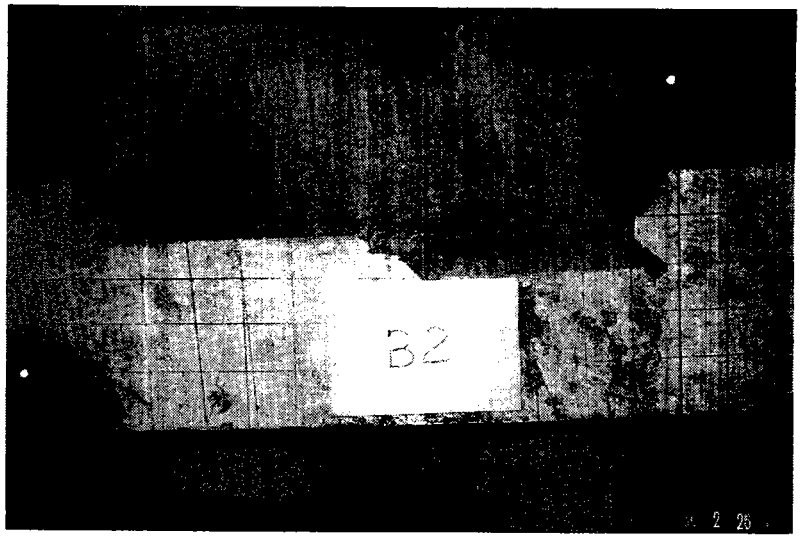
圖二十、剪力牆補強



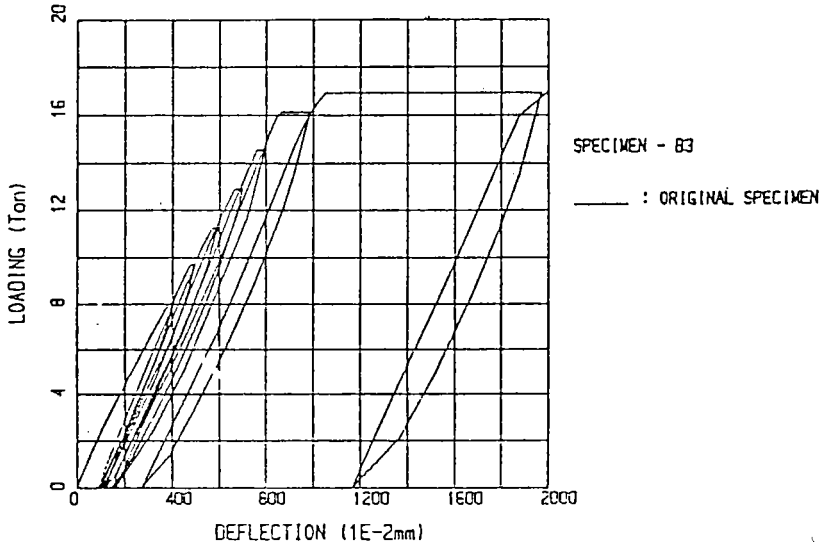
圖二十一、環氧樹脂灌注後鑽心取樣試體

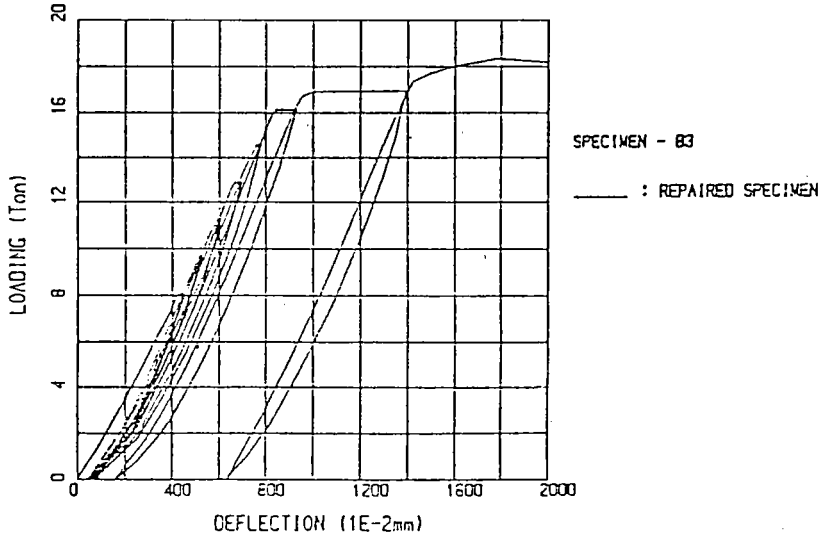


圖二十二、環氧樹脂灌注後之試體

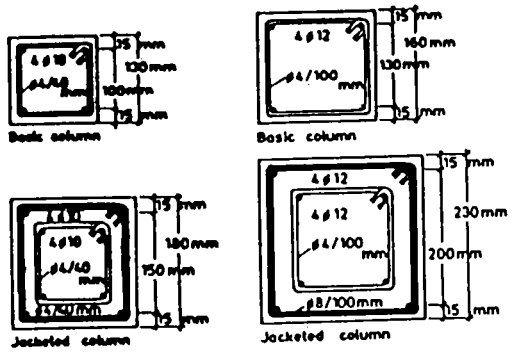


圖二十三、梁之修補－更換混凝土


LOADING (Ton)
0
4
8
12
16
20
0
400
800
1200
1600
2000
DEFLECTION (1E-2mm)
SPECIMEN - B3
: ORIGINAL SPECIMEN

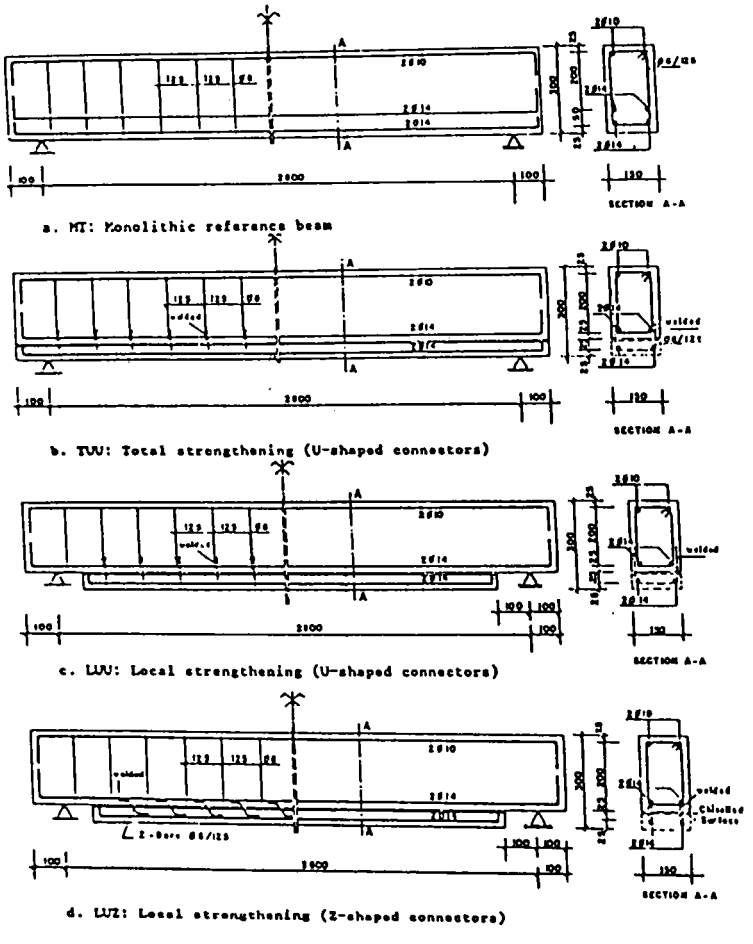

LOADING (Ton)
0
4
8
12
16
20
0
400
800
1200
1600
2000
DEFLECTION (1E-2mm)
SPECIMEN - B3
: REPAIRED SPECIMEN

圖二十四、梁修補結果

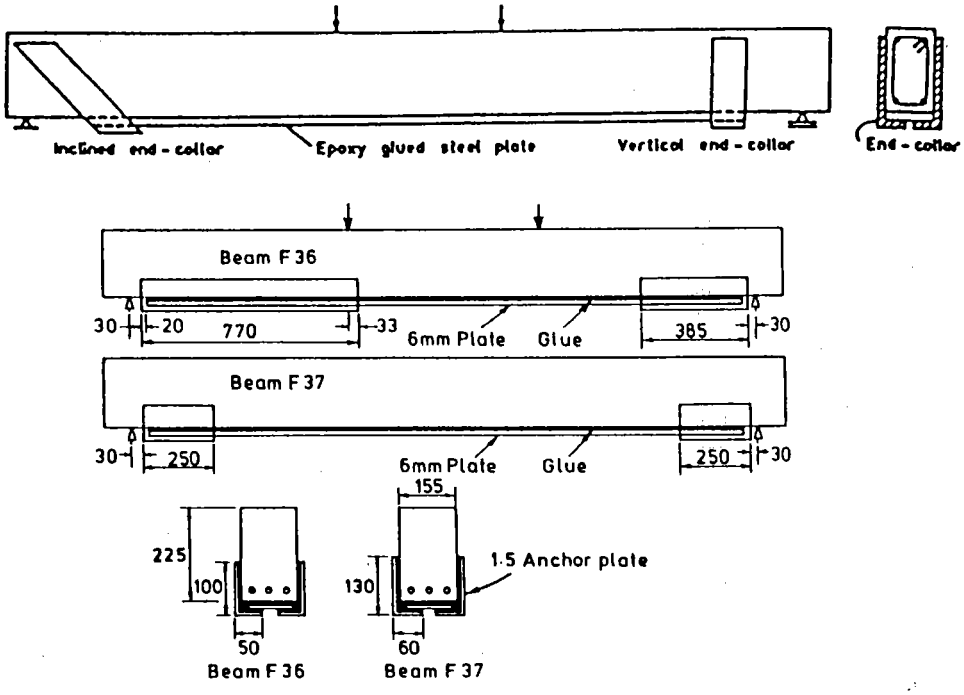


a) Uniaxial loading b) Axial loading and bending

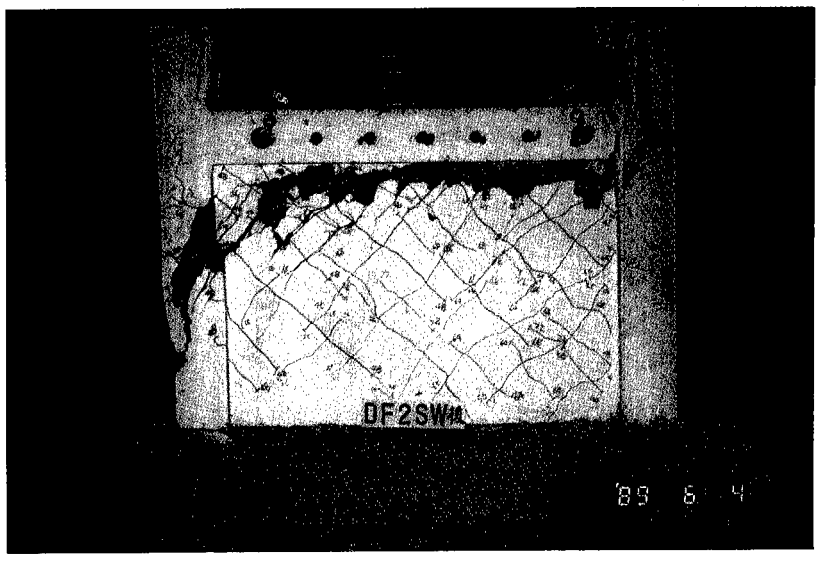
圖二十五、增大柱構材尺寸



圖二十六、增大梁構材尺寸



圖二十七、鋼板補強方式



圖二十八、剪力牆破壞模式

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

海洋鋼筋混凝土防蝕策略

陳文源 *

關鍵詞：混凝土、海洋、鋼筋腐蝕、防蝕策略

摘　要

海洋構造物經常處於非常嚴苛之環境中，由於受到氯離子鹽害、中性化等內在原因與潮汐、異物沖擊等外在原因之影響，容易產生劣化現象，降低使用壽命。了解海洋構造物腐蝕與劣化之原因與機構，有助於防蝕策略之訂定與選擇。

海洋鋼筋混凝土防蝕上二個重要之策略爲塗料系統選擇策略與電氣防蝕策略。塗裝系統策略須了解塗裝系統應具備之特性、基本要求及塗裝設計時應注意之要點等，而電氣防蝕策略亦須了解電氣防蝕各種方式、特徵、優劣點與選擇之時機、地點等。最理想的鋼筋混凝土耐久須應用複合防蝕，亦即環境遮斷防蝕法與電氣防蝕法的併用。

壹、前　言

一、海洋構造物之型態，一般分爲海洋鋼構造物與海洋鋼筋混凝土兩大類。

二、海洋構造物因有許多形狀與種類，典型的分類方法有下列三種：

(一)依構造型式區分(圖１)分成接地式與浮上式，接地式復分爲固定型(以埋設樁固定)、著底型(以構造體底面固定)、可昇降型（含

---

* 柏林公司總經理

可昇降之腳與甲板，以接地腳固定)；浮上式亦分爲海上型(浮在海上以纜繩固定)、半潛水型(半潛入海中)、海中型（潛入海中)。

(二)依曝露部位區分，分成海上大氣部、飛沫帶、潮汐帶、海中部、海土中部等五種。(三)依用途目的區分如(表１)。

三、海洋環境比內陸環境腐蝕性高，鋼筋混凝土曝露於海洋環境下，劣化之原因有化學的或物理的因素(表２)。例如氯化物造成的鹽害腐蝕(圖２)、空氣中含有CO_2 侵入造成的中性化(圖３)等化學要因及氣象、海浪作用或漂浮物沖擊構造物造成之沖擊現象等物理要因。不同的環境部位，海洋構造物遭受腐蝕的程度不同，以普通鋼爲例，在海上大氣部、飛沫帶、潮汐帶、海水中、海土中等部位之腐蝕速度皆不一樣(表３)，因此相對應之防蝕策略亦不同。

四、爲防止鋼筋混凝土的劣化、提高耐久性，一般海洋鋼筋混凝土的防蝕基本策略如下：

(一)混凝土品質之提升：

1. 低水－水泥比之混凝土。
2. 摻入反應性物質之速凝固混凝土。
3. 聚合物與水泥合用之聚合混凝土。
4. 鋼纖維補強混凝土。

(二)混凝土表面之防蝕處理：

1. 表面塗裝。
2. 含浸塗裝。
3. 覆襯被覆。
4. 永久型處理。

(三)鋼筋之防蝕：

1. 被覆防蝕。
2. 電氣防蝕。
3. 耐鹽性鋼筋。

貳、海洋構造物腐蝕與劣化之原因與機構

一、鋼或鋼筋腐蝕：

鋼筋腐蝕的原因大致分爲由於中性化造成鈍態喪失與氯化物造成鈍態破壞等，與腐蝕機構有關之直接原因及由於混凝土設計厚度不足與品質不良等間接原因二種，說明如後：

- 腐蝕原因
  - 直接原因（腐蝕機構）
    - 中性化
    - 氯化物腐蝕
    - 迷走電流(電蝕)
    - 其他(硫酸鹽還原、細菌...等)
  - 間接原因
    - 保護層不足(設計不良、未具規格)
    - 混凝土品質不良
    - [配(調)合不適、材料不適、施工不良、未具規格]
    - 製痕等缺陷存在
    - 嚴苛環境作用、荷重應力腐蝕作用
    - 其他

鋼筋腐蝕分爲陽極及陰及反應(圖４)，在陽極之反應爲鐵分解釋出鐵離子與電子如下式：

陽極：$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^{-}$

陰極之反應則係自陽極放出之電子與陰極的水、氧反應生成氫氧離子，如下式：

$$\text{陰極：} 2e^{-} + 1/2\ O_2 + H_2O \rightarrow 2OH^{-}$$

全反應如下式：

$$Fe + 1/2\ O_2 + H_2O \rightarrow Fe(OH)_2$$

產生之2價氫氧化鐵自鐵表面析出，2價氫氧化鐵受溶入的氧氣氧化後，形成3價氫氧化鐵$Fe(OH)_3$，3價氫氧化鐵失去一分子水後,即在鋼筋表面形成水和氧化物FeOOH(俗稱紅銹)或Fe_3O_4(俗稱黑銹)。

二、鹽害：

由鐵之電位－PH圖(圖５)知在正常使用狀況下，鋼筋於混凝土中係處於偏鹼性之鈍態環境(圖５之Ａ點)，因此預測應該不會造成鋼筋的腐蝕。但當混凝土中混入海鹽時，鋼筋的電位－PH圖就會變成(圖６)之情況，Ａ點變成處於不完全鈍態區域中，因而喪失腐蝕抑制之保護性。當腐蝕發生且腐蝕生成物逐漸在鋼筋內累積後，體積會逐漸膨脹將混凝土撐開，產生龜裂更加速腐蝕。

鋼筋混凝土之PH值最低應保持於10以上，如保持12以上，一般而言鋼筋不易受到氧化，但PH降低至10以下時，腐蝕速度會加快。鋼筋混凝土受鹽化物腐蝕之各種要因及相互關係如(圖７)。

鹽害劣化之過程一般分爲四期(圖８)，第一期爲潛伏期，氯離子浸透入鋼筋混凝土內，逐漸在鋼筋附近累積，潛伏期之長短主要視氯離子在混凝土中之擴散速度而定，但如使用海砂爲混凝土原料，則因氯離子很多，潛伏期不存在，直接進入進展期。第二期爲進展期，氯離子開始腐蝕鋼筋，銹蝕逐漸累積產生膨脹壓造成裂痕，進展期之長短視腐蝕速度而定，並受溶氧量、水及混凝土電氣抵抗等之影響。第三期爲加速期，鋼筋沿軸方向產生裂痕，腐蝕速度加速，保護層隨之剝離、剝落，其支配要因大致與進展期相同，此時由於孔蝕與高應力之形成，構造物之韌性與耐荷力降低。第四期爲劣化期，鋼筋全面腐蝕截面積顯著減少，耐荷力明顯降低。

三、中性化：

卜特蘭水泥由$3CaO \cdot SiO_2$,$2CaO \cdot SiO_2$,$3CaO \cdot Al_2O_3$，$4CaO \cdot Al_2O_3$等礦物組成。此等礦物與水產生如下之水合反應。

$$2(3CaO \cdot SiO_2)+6H_2O \rightarrow 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O+3Ca(OH)_2$$
$$2(2CaO \cdot SiO_2)+4H_2O \rightarrow 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O+Ca(OH)_2$$

水泥經完全水合反應時，產生約25%之$Ca(OH)_2$使混凝土保持PH值12以上。硬化後之混凝土從表面受空氣中之CO_2之反應，使$Ca(OH)_2$逐漸變

成$CaCO_3$，PH值則逐漸降低，此現象稱爲中性化。其化學反應式如下：

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

混凝土碳化之形成過程如(圖９)所示。

參、海洋鋼筋混凝土防蝕策略

一、基本設計概念：

海洋構造物處於不同之環境部位，受到各種腐蝕要因之影響程度亦不相同，針對不同環境部位之特性，採用之防蝕方法、設計概念亦不相同(圖10)。又各種防蝕方法對於鋼筋混凝土有不同之適應性(表４)。

依功能分類區分之防蝕設計概念如(表５)。如何針對環境部位與防蝕功能之不同,選擇適當防蝕方法與訂定防蝕策略,在實用上非常重要。

二、塗料系統選擇策略：

(一)海洋構造物防蝕塗裝策略基本要求

海洋構造物經常處於非常嚴酷惡劣之環境中，且施工後補修非常困難，因此使用之塗裝系統、施工方法及構造物之設計上皆須非常講究。在防蝕塗裝策略上有以下幾點之基本要求：

1. 塗裝系統之高品質化、安定化。
2. 耐久性－至少耐十年以上，不必維修。
3. 塗裝前，構造物表面處理高水準化。
4. 良好施工性－須在適當溫度、濕度、時間下施工。
5. 構造物之設計須利於塗裝作業。

(二)海洋構造物用塗料應具備之特性

使用於海洋構造物之塗料及其塗裝，應具備如下之特性：

1. 有高度的耐水性。
2. 腐蝕性離子透過率小。
3. 塗膜不容易損傷，絕緣性大。

4.耐候性優。
5.耐磨耗、沖蝕、衝擊，並耐氣溫變化引起之膨脹與收縮。
6.塗膜有腐蝕抑制作用。
7.耐油性。
8.塗膜在海水中不會膨潤、軟化，具耐海洋生物之附著。
9.施工性、經濟性優，可厚膜塗裝。
10.容易補修。

(三)塗裝設計之要點：

影響塗膜耐久性之因素包括施工環境、底材前處理、塗裝次數、塗裝膜厚等，因此在設計時須考慮施工地域特性，如水份、溫濕度等，施工條件、經濟性等(圖11)爲塗裝設計要點。

(四)保護鋼筋混凝土有效之塗裝系統：

鋼筋腐蝕有鹽害、中性化等內在原因及龜裂、沖擊等外在原因，爲延長鋼筋混凝土壽命，需選擇能抑制海鹽粒子、水等有害物質之侵襲，能隨混凝土冷熱收縮，遮斷腐蝕因子效果大者及耐久性大者之塗裝系統，(表６)列出能有效保護鋼筋混凝土之塗料系統。以各種塗材表面處理鋼筋混凝土，對中性化影響之比較如（圖12)所示。(表７～表11)說明五種塗裝系統之使用材料、目標膜厚、標準使用量與塗裝間隔等，提供選擇之參考。

三、電氣防蝕選擇策略：

(一)原理

混凝土中鋼筋電位與腐蝕有關(表12)，陰極防蝕的基本原理係利用犧牲陽極或強迫電流方法，將鋼筋處於腐蝕環境之電位，移動到安定之區域或稱爲免疫區(Immunity)。以(圖13)電位－電流密度關係加以說明，鋼筋原來之腐蝕電位在Ecorr.位置，當施加電位於鋼筋朝向活性方向移動，並且逐漸降低鋼筋陽極反應（腐蝕反應）之電流密度(Ａ曲線)至Ep時，陽極反應電流趨近於零，即達到防蝕目的。

由於混凝土之導電度相當低，在實施陰極防蝕時，大部份係

採強迫電流方式。如何決定防蝕電流密度，可利用E－Log I試驗法(圖14)在極化曲線上，開始成爲直線時之點，即爲所需防蝕電流之通電流值。

(二)各種電氣防蝕方式概要與特徵

電氣防蝕方式分爲外部電源方式與流電陽極方式二種。

1. 外部電源方式係利用外部直流電源裝置(定電流或定電壓)，以混凝土作爲電解質，自內設之陽極提供防蝕電流予鋼筋，達到防蝕之目的。外部電源方式依照使用陽極之方式復分爲下列三種方式：

(1)導電性塗料方式(圖15)，先在混凝土表面挖一細溝，埋入白金鈦線與導電性樹脂，作爲一次陽極導電用，然後在上面塗覆含有碳系(含70%以上碳素) 顏料等導電性塗料作爲二次陽極，最上面再覆蓋一層絕緣性面塗。

(2)網狀陽極方式(圖16)，此方式係使用金屬網作爲一次陽極，由於電流分佈較均勻，通常省略二次陽極之裝設。

(3)鋅熔射方式係在混凝土表面熔射鋅或鋅鋁合金，作爲陽極之方式。

2. 流電陽極方式係使用相對於鋼材較卑(易氧化)之金屬(例如鋅)等作爲犧牲陽極，以導線連接鋼筋與陽極，利用兩者之電位差產生防蝕電流，達到防蝕之目的。一般流電陽極方式有以下二種方式：

(1)鋅板方式(圖17)主要設計重點係在混凝土與鋅板中間，夾覆一層陽極性能保持材，其功用爲保持混凝土與鋅板間之密著性與保久性，抑制電氣阻抗之上升及長期供給安定電流之作用。

(2)鋅熔射方式(圖18)係使用鋅熔射被覆作爲陽極，爲防止高溫、高溼等嚴苛腐蝕環境下，鋅被覆表面產生腐蝕生成物，發生膨脹剝離現象，一般常於壓克力樹脂施予封孔處理。

以上各種電氣防蝕方式之特徵與優缺點如(表13)說明。

(三)電氣防蝕法之優點與選擇

1. 電氣防蝕法之優點：

(1)鋼筋混凝土內之鹽份不須去除。

(2)鋼筋不須防銹處理。

(3)防蝕效果容易確認。

2.電氣防蝕法選擇、考慮之項目：

(1)構造物之型態與對象部位

例如床板上面、導電性塗料方式或流電陽極方式不適合。

(2)環境條件(氣象、海象)

構造物防蝕對象部位在大氣部、飛沫部或海中部，採用之防蝕方式不同。例如溼潤環境或飛沫部與海中部情況，流電陽極方式適合。

(3)劣化程度

劣化大時，電氣防蝕不適合。

(4)混凝土抵抗率

混凝土抵抗率高的情況，流電陽極方式難適用。

(5)電源之有無

一般電源不易得到之情況，採流電陽極方式。

(6)外觀重要度、色彩之必要性。

(7)期待耐用年數。

(8)維持管理之難易。

(9)實績。

(10)工期。

(11)成本(初期、合計)。

(12)當初設計條件。

表14爲已開發之鋼筋混凝土電氣防蝕法。

表15爲各機構制定之電氣防蝕指針。

肆、結論

理想鋼筋混凝土耐久性，除了複合結構體須有足夠厚度、強度，並付以良好施工品質外；另加以複合防蝕，亦即下列之環境遮斷防蝕法及電氣防蝕法併用，如(圖19)則可得之。

一、環境遮斷防蝕法：

(一)於鋼筋表面的環境遮斷被膜。

1.鋼筋的鍍鋅處理。

2.鋼筋的環氧樹脂粉體塗裝。

(二)於混凝土表層之環境遮斷

1.使高分子化合物含浸於混凝土。

2.waxy混凝土或加防銹劑混凝土。

(三)於混凝土表面之環境遮斷

1.混凝土表面之內襯。

2.混凝土高分子複合材料。

二、電氣化學的防蝕方法：

鋼筋之電氣防蝕。

伍、參考文獻

1.「海洋混凝土工程研討會資料彙刊」，台灣省交通處港灣技術研究所編印，民國76年10月20、21日。

2.「コンクリ－ト構造物電氣防蝕法研究委員會報告書」，日本コンクリ－ト工學協會，1994年10月。

3.「特集＊鋼筋コンクリ-ト構造物の鹽害劣化」， コンクリ－ト工學，VOL.25, No.11, 1987。

4.「港灣コンクリ－ト構造物劣化防止、補修に關する技術調查報告書」，日本(財)沿岸開發技術研究，センタ －。

5.「塗裝技術コンクリ－ト」，日本塗裝技術協會編，1987。

6.「特集＊水中コンクリ－トの現狀」，コンクリ－ト工學， VOL28, No.3, 1990。

7.「コンクリ－ト 構造物の補修事例集」，日本コンクリ －ト協會，1994年10月。

表1　海洋構造物之種類

使用目的 ＼ 構造別分類		接地式			浮上式		
		固定型	著底型	可昇降型	海上型	半潛水型	海中型
石油、天然氣開發、輸送等	海洋石油開採平台	○	○	○	○	○	
	生產平台	○	○				
	海底管線	○					
	貯油、海上備蓄設備		○		○		
裝卸、港灣設備	浮動碼頭、棧橋	○			○		
	燈標、各種浮標	○			○		○
	消　波　堤	○			○		
交　　通	跨海大橋	○					
	沉埋隧道	○	○				
空間利用（海上人工島）	海上飛機場	○					
	海上都市					○	
	發電、其他工場類	○	○		○		
海洋土木	海上作業台	○		○	○		
能源利用	潮汐、波力發電設備				○		
漁　　業	人工漁礁等栽培設備		○				
觀　　光	海中展望台	○					

(註)○表示操作中或建造中

表2 海洋構造物劣化之原因及現象

要因		劣化之原因	劣化現象	與潮位之關係			
				海中區	潮汐帶	潑濺帶	大氣帶
化學的要因	外界作用	硫酸鹽作用。	形成鈣釩石與膨脹破壞。	○	○	△	
		氯化物作用。(鹽害)	形成溶解性鹽類與多孔性。	○	○	△	
		碳酸化。(中性化)	PH之降低與促進鋼筋腐蝕。		△	△	△
	內在要因	水泥硬化體之溶解。	$Ca(OH)_2$之溶解與多孔性。	○	○	△	
		使用反應性骨材。	形成鈣釩石與膨脹破壞。	○	○	△	
物理的要因	外界作用	(1)氣象作用。	風化及表面層破壞。		△	○	○
		(2)波浪作用。	混凝土表面受沖蝕破壞。	○	○	○	
		(3)海流運動。	混凝土表面受沖蝕及孔蝕破壞。	○	○		
		(4)凍融作用。	膨脹及表面層破壞：		△	○	
		(5)乾濕反覆作用。	1. 由於受拘束發生表面及內部龜裂。		△	△	○
			2. 鹽類之濃縮及結晶化的膨脹壓。		○	○	
		(6)氣溫循環作用。	熱脹冷縮作用。		△	○	○
		(7)結構體承受巨大負荷。	混凝土受破壞。		○	○	△
	內在要因	鋼筋之腐蝕	膨脹裂痕及保護層破壞		△	○	○

○發生容易；△可能發生

表3　海洋環境下普通鋼之平均腐蝕速度

環　境	試驗材之形狀	測定資料數	腐蝕速度 (mm/y)
海上大氣	腐蝕試驗片	19	0.128
		(計 19)	(平均 0.128)
飛 沫 帶	鋼 板 樁	8	0.112
	鋼 管 樁	1	0.25
	H形鋼樁	2	0.198
	腐蝕試驗片	16	0.363
		(計 27)	(平均 0.272)
潮 汐 帶	鋼 板 樁	35	0.044
	鋼 管 樁	4	0.07
	H形鋼樁	2	0.055
	腐蝕試驗片	27	0.137
		(計 68)	(平均 0.083)
海 水 中	鋼 板 樁	59	0.039
	鋼 管 樁	5	0.062
	H形鋼樁	3	0.049
	腐蝕試驗片	61	0.143
		(計 128)	(平均 0.090)
海 土 中	H形鋼樁	2	0.033
	腐蝕試驗片	3	0.0103
		(計 5)	(平均 0.075)

表4 海洋鋼筋混凝土構造物的防蝕方法

環境條件	混凝土裂痕	有否	鋼筋的鍍鋅	鋼筋的環氧樹脂粉體塗裝	添加防銹劑	塗裝或被膜覆視	浸透緻密層表層的高分子	鋼筋電氣防蝕
海洋港灣	大氣中	無	◎	◎	○	◎	◎	△
		有	○	◎	○	◎	○	△
	飛沫帶	無		○	○	◎	○	○
		有		○	○	◎	○	○
	海水中	無		○	△	◎		◎
		有		○	△	◎		◎

註：◎已實用化的防蝕法　○大體上確認的防蝕法　△有適用可能性

表5　依功能分類區分之防蝕設計概念

No.	分　類	項　目	內　容	備　註
1	脫離腐蝕性物質環境		溫濕度控制、脫鹽、脫水	對於海洋環境及融冰劑使用困難
2	浸入、浸透混凝土保護層之抑制	密實性之增加	確保最大水灰比 確保最小水泥量	防蝕的基本原則
		保護層之增厚	最小保護層之確保	
		裂痕寬	容許裂痕寬	
		混凝土表面處理	合成樹脂材料之被覆塗裝	使用於能夠補修的場所。
		樹脂含浸混凝土	MMA、浸透性Epoxy、sealant等之含浸	關於MMA. 美國等有實績
		樹脂混凝土(REC)、聚合物水泥混凝土(PCC)、內部密封混凝土(seal concrete)	不飽和polyester, Epoxy等之REC, SBR等之PCC, wax beeds之使用	關於鋼筋或預應力(prestressed)混凝土之實績意外的少
3	到達鋼材表面之抑制	樹脂塗裝鋼材	Epoxy樹脂塗裝鋼材	靜電粉體塗裝200±50μm
		鍍鋅鋼材	鍍鋅鋼筋，其它	有鋅的犧牲陽極之效果
4	防蝕性鋼材	耐鹽性鋼筋	Cu-W系等鋼材	於海洋環境及融冰劑下使用，有嚴格限制
5	電位控制	電氣防蝕	外部電源方式、流電陽極方式	一般使用陰極防蝕，補修用亦可
6	抑銹	防銹劑	目前爲亞硝酸系	對於海洋環境及融冰劑使用困難

表6 保護混凝土有效的塗裝系統

塗 裝 系	乾燥膜厚（μ）	防止氯離子滲透	防止氧氣滲透	防止水份滲透	特 徵
丙烯酸酯系溶劑型	100	○	×	△	一般混凝土，廉價
環氧樹脂系乳化型	1000	×	×	×	
環氧樹脂系溶劑型	200	○	○	○	耐水、耐藥品、物理性能
環氧樹脂系無溶劑型	500	○	○	○	
環氧樹脂系濕面用	1000	○	○	○	追隨裂縫型
聚胺基甲酸酯系溶劑型	200	○	△	○	
聚胺基甲酸酯系無溶劑型	1000	○	○	○	
彈性型丙烯酸酯乳化型	1000	○	○	○	
聚丁二烯無溶劑型	1000	○	×	○	
環氧樹脂FRP	1200	○	○	○	
玻璃鱗片系環氧樹脂	1000	○	○	○	抑制水，氯離子滲透
玻璃鱗片系聚乙烯脂	1000	○	○	○	

註：判定 ○：適當 △：有檢討之必要 ×：不適當，其基準依下述內容爲準

(1)防止氯離子滲透：判斷10^{-1}mg/cm^2—day以下爲適當

(2)防止氧氣滲透：○爲適當，1×10^{-5}cm/sec以上爲不適當，△爲必要檢討

(3)防止水份滲透：1.0～10.0gr/m^2/24hrs以下爲適當，100gr/m^2/24hrs以上爲不適當，其中間爲必要檢討

表7 塗裝系 I —超高膜厚彈性防蝕被覆系

工 程		材 料	目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m²)	塗裝方法	塗裝間隔
前處理	底塗	PU樹脂底漆	30	0.15	噴塗、刷塗	1日以上 7日以內
	補土	環氧樹脂補土	—	0.4	刮塗、鏝塗	1日以上 7日以內
面 塗		無溶劑型彈性PU被覆	2000	4	特殊無氣噴塗	—

表8 塗裝系II—環氧樹脂/氟碳樹脂塗料系

工 程		材 料	目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m²)	塗裝方法	塗裝間隔
前處理	底塗	環氧樹脂底漆	—	0.1	無氣噴塗、刷塗、滾塗	1日以上 7日以內
	補土	環氧樹脂補土	—	0.4	刮塗、鏝塗	1日以上 7日以內
中 塗		環氧樹脂塗料	100	0.42 (0.32)	無氣噴塗 (刷塗、滾塗)	1日以上 7日以內
面漆-1		氟碳樹脂塗料	25	0.15 (0.12)	無氣噴塗 (刷塗)	1日以上 7日以內
面漆-2		氟碳樹脂塗料	25	0.15 (0.12)	無氣噴塗 (刷塗)	—

表9　塗裝系—超厚膜型環氧樹脂

工 程		材　料	目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m²)	塗裝方法	塗裝間隔
前處理	底塗	環氧樹脂底漆	—	0.1	無氣噴塗、刷塗、滾塗	1日以上 7日以內
	補土	環氧樹脂補土	—	0.4	刮塗、鏝塗	1日以上 7日以內
中塗-1		超厚膜型環氧樹脂	500	1.8 (1.0)	無氣噴塗 (鏝塗)	1日以上 7日以內
中塗-2		超厚膜型環氧樹脂	500	1.8 (1.0)	無氣噴塗 (鏝塗)	1日以上 7日以內
上　塗		PU樹脂塗料	50	0.2 (0.25)	刷塗、滾塗 (無氣噴塗)	—

表10　塗裝系　聚丁二烯(polybutadiene)系

工 程		材　料	目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m²)	塗裝方法	塗裝間隔
前處理	底塗	環氧樹脂底漆	—	0.1	無氣噴塗、刷塗、滾塗	1日以上 7日以內
	補土	環氧樹脂補土	—	0.4	刮塗、鏝塗	1日以上 7日以內
中塗-1		聚丁二烯樹脂塗料	500	0.8	鏝塗	1日以上 7日以內
中塗-2		聚丁二烯樹脂塗料	500	0.8	鏝塗	1日以上 7日以內
上　塗		柔軟型PU樹脂塗料	30	0.12 (0.15)	刷塗、滾塗 (無氣噴塗)	—

表11　塗裝系—乙烯酯(Vinyl ester)系

工 程		材　料	目標膜厚（μ）	標準使用量（kg/m²）	塗裝方法	塗裝間隔
前處理	底塗	乙烯酯樹脂底漆	—	0.1	無氣噴塗、刷塗、滾塗	1日以上 7日以內
	補土	乙烯酯樹脂補土	—	0.1	刮塗、鏝塗	1日以上 7日以內
中塗-1		乙烯酯樹脂塗料	500	1.8 (1.0)	無氣噴塗 (鏝塗)	1日以上 7日以內
中塗-2		乙烯酯樹脂塗料	500	1.8 (1.0)	無氣噴塗 (鏝塗)	1日以上 7日以內
上　塗		PU樹脂塗料	50	0.2 (0.25)	刷塗、滾塗 (無氣噴塗)	—

表12　鋼筋電位與腐蝕關係(ASTM C876)

電位(V vs CSE)	腐 蝕 判 定
E < - 0.2V	90%以上準確率，不腐蝕
- 0.35V < E < - 0.2V	不確定
E > - 0.35V	90%以上準確率，發生腐蝕

表13　各種電氣防蝕方式之特徵

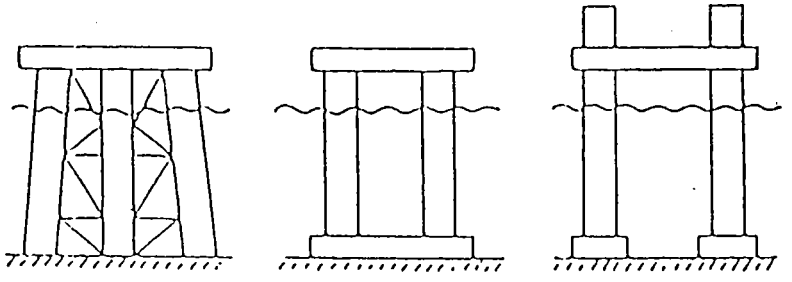
	電氣防蝕方式	優　　點	缺　　點
外部電源方式	導電性塗料方式	外觀美觀 容易再補修 成本比較低	需要電源 易損傷（耐摩耗性小） 床板上面不適用
	網狀陽極方式	不發生氣氣 適用範圍廣 陽極材之耐久性大	需要電源 覆蓋(Overlay)施工須留意 靜重(dead load)增加
	鋅熔射方式	容易施工	需要電源 鋅易溶解 作業環境需要整理
流電陽極方式	鋅板方式	不需電源設備 管理作業(電流調整等)少 無過度防蝕之慮 沒有被覆成本	適用場所有所限制 電流不能調整 耐久性差 Backfill材的長期安定性
	鋅熔射方式	不需電源設備 管理作業(電流調整等)少 無過度防蝕之慮 沒有被覆成本	適用場所有所限制 電流不能調整 耐久性差 作業環境需要整理 熔射表面有腐蝕生成物會造成起泡、剝離

表14　已開發之鋼筋混凝土電氣防蝕法

	電氣防蝕法	施工對象	施工實績	陽極材	覆 蓋	陽極材施工概要
(1)	導電性覆蓋方式	橋樑上面	'73～'85 44例(美國) '78～'85 37例(加拿大)	(1)高矽鑄鐵 (2)導電性柏油	瀝青柏油	在導電性柏油中埋入高矽鑄鐵，並在其上覆蓋柏油
(2)	溝式/非覆蓋方式	橋樑上面	'78～'81 15例(美國) '85～ 50例(美、加)	(1)白金鈮銅線－導電性高分子灰漿	無	約30cm間隔切溝，設置白金鈮銅線，埋入導電性高分子灰漿。
(3)	帶式/覆蓋方式	橋樑上面	'83～'81 6例(美國)	(1)碳纖維－導電性高分子灰漿	混凝土或瀝青柏油	約30cm間隔設置碳纖維，埋入導電性高分子固定，覆蓋。
(4)	導電性塑膠方式	橋樑上面 側面	'85～ 8例(美國) 總件數 20例(世界)	(1)在導電性塑膠被覆銅線之線材	混凝土或灰 漿	在混凝土面以網目狀固定陽極，覆蓋。
(5)	鋅熔射方式	上面以外	'83～ 2例(美國) '90～ 3例(美國)	(1)鋅溶射被膜	無或塗膜	在混凝土面以金屬熔射法熔射200～300μ程度之鋅。
(6)	網式電極方式	全可適用	'85～'91 180例(美國) 內含 13例(日本)	(1)施予白金系金屬氧化被覆之鈦網	混凝土或灰漿	在混凝土面固定陽極，覆蓋。
(7)	導電性塗料方式	上面以外	約 100例(世界) 內含 14例(日本)	(1)白金鍍鈦線＋導電補土 (2)導電性塗料	塗 料	在混凝土面固定白金鍍鈦線，覆上導電性補土，全面塗佈導電性塗料。
(8)	流電陽極方式	橋樑上面 上面以外	'77 1例(美國) 9例(日本)	(1)鋅板	預鑄板	在混凝土面固定已在工場製作妥之鋅防蝕板，以砂漿埋補間隙。

表15　主要機關制定之電氣防蝕依據

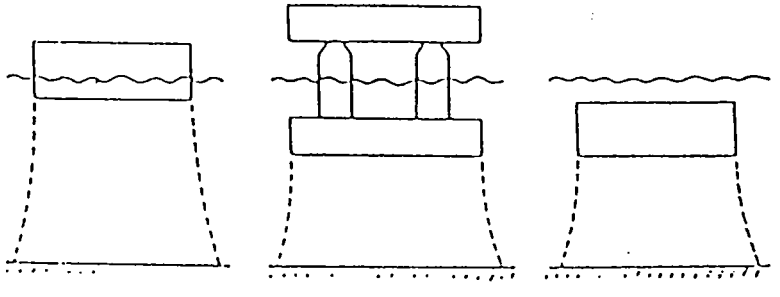
制定機關	依據與名稱	制定年度	適用範圍	防蝕基準、內容	
日本沿岸開發技術研究中心(財)	港灣、混凝土構造物劣化防止、補修有關技術調查報告書 劣化防止・補修手冊	1987年9月	長時間曝露於大氣中之港灣混凝土構造物	・防蝕電流遮斷後，電位變化量0.1V以上 ・極化電位不低於 1.10V(飽和硫酸銅參考電極基準)	
日本建設省土木研究所土木研究中心(財)	混凝土構造物中，鋼材之電氣防蝕要領(案)	1988年8月	長時間曝露於大氣中之橋柱、橋板、混凝土中之鋼材	・防蝕電流遮斷後，電位變化量0.1V以上 ・極化電位不低於-1.10V(飽和甘汞參考電極基準)	
日本Concrete工學協會(社)	JCI-R1 海洋混凝土構造物之防蝕指針(案)	1990年3月	長時間浸漬於海洋中之海洋混凝土構造物	−0.85V(飽和硫酸銅參考電極基準)以下	預應力混凝土構造物不超過 -1.10V(飽和硫酸銅參考電極基準)。
			長時間曝露於大氣中之海洋混凝土構造物	防蝕電流遮斷後電位變化量：0.1V以上	
NACE(美國) [National Association of corrosion Engineers]	RP0290-90 大氣環境下混凝土構造物中之鋼筋電氣防蝕工法	1990年1月	新設或已設之大氣曝露環境下混凝土構造物(預應力混凝土除外)	0.1V以上之極化量 通電前，自然電位超過最卑值之電位 依照E-log I試驗之電流設定	
British Standard(英國)	BS 7361電氣防蝕 第5章混凝土中之鋼筋	1991年	在鹽害環境嚴重，大氣中之鋼筋混凝土構造物全部	・0.1V以上之極化量 ・高張力鋼或高扭力鋼爲高於 1.1V(飽和硫酸銅參考電極基準)。	



（套管式）　　（頂起式）

①固定型　　②著底型　　③可昇降型

(a)接地式



（駁船式）

①海上型　　②半潛水型　　③海中型

(b)浮上式

圖1　海洋構造物一構造型式之分類

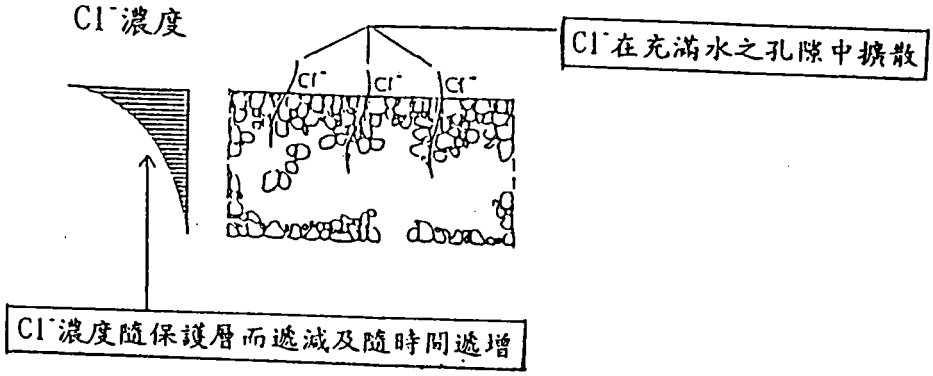


圖2　氯化物侵入混凝土擴散現象

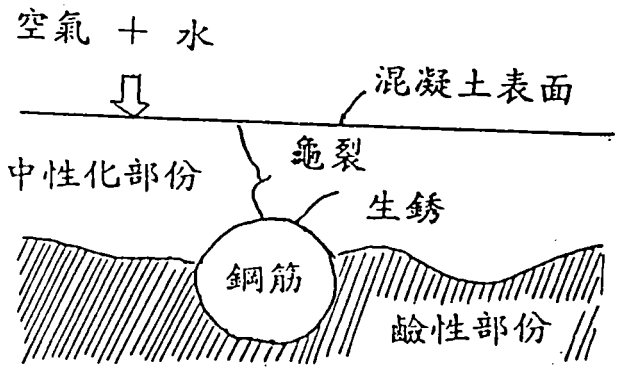


圖3　中性化與鋼筋生銹

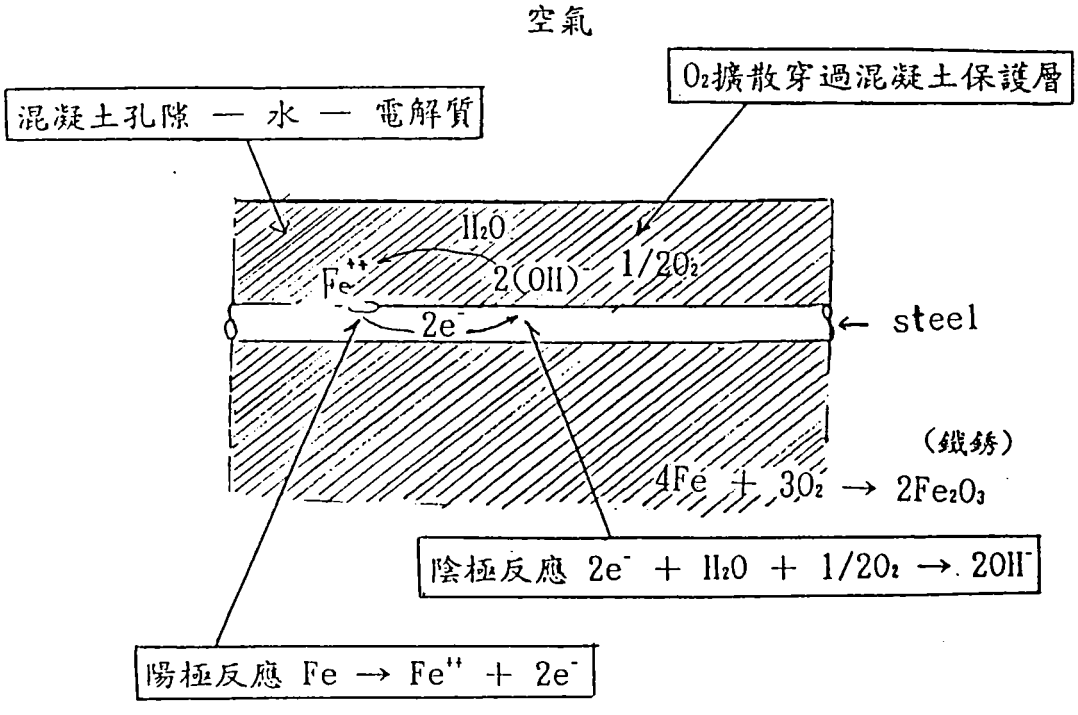
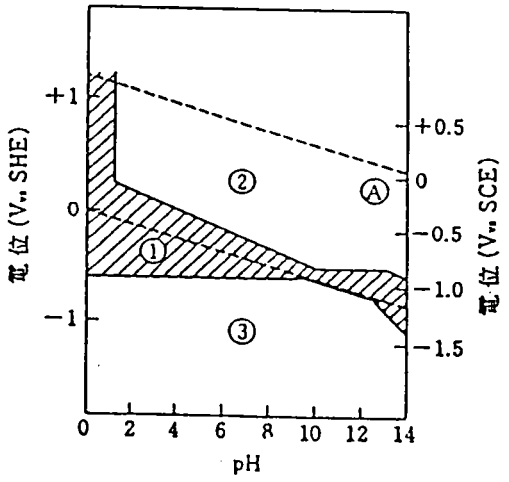
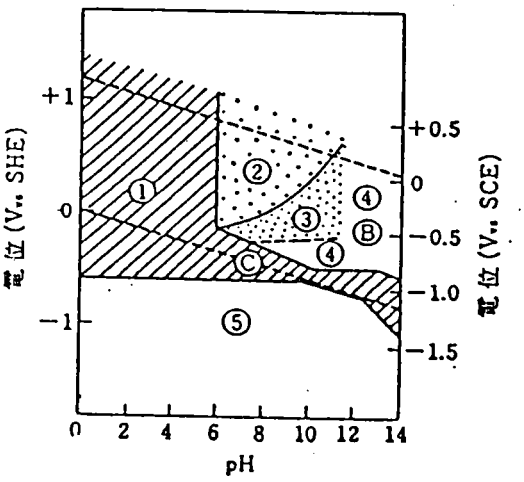

空氣
混凝土孔隙 — 水 — 電解質
O_2擴散穿過混凝土保護層
H_2O
Fe^{++}
$2(OH)^-$
$1/2O_2$
$2e^-$
← steel
(鐵銹)
$4Fe + 3O_2 \rightarrow 2Fe_2O_3$
陰極反應 $2e^- + H_2O + 1/2O_2 \rightarrow 2OH^-$
陽極反應 $Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^-$

圖4　混凝土內鋼筋腐蝕



不含氯離子之時



含Cl^- = 335ppm

①全面腐蝕②鈍態
③不活性(=電氣防蝕)

圖5 鐵之電位 — pH圖

①全面腐蝕②孔蝕③不完全鈍態
④完全鈍態⑤不活性(=電氣防蝕)

圖6 鐵之電位 — pH圖

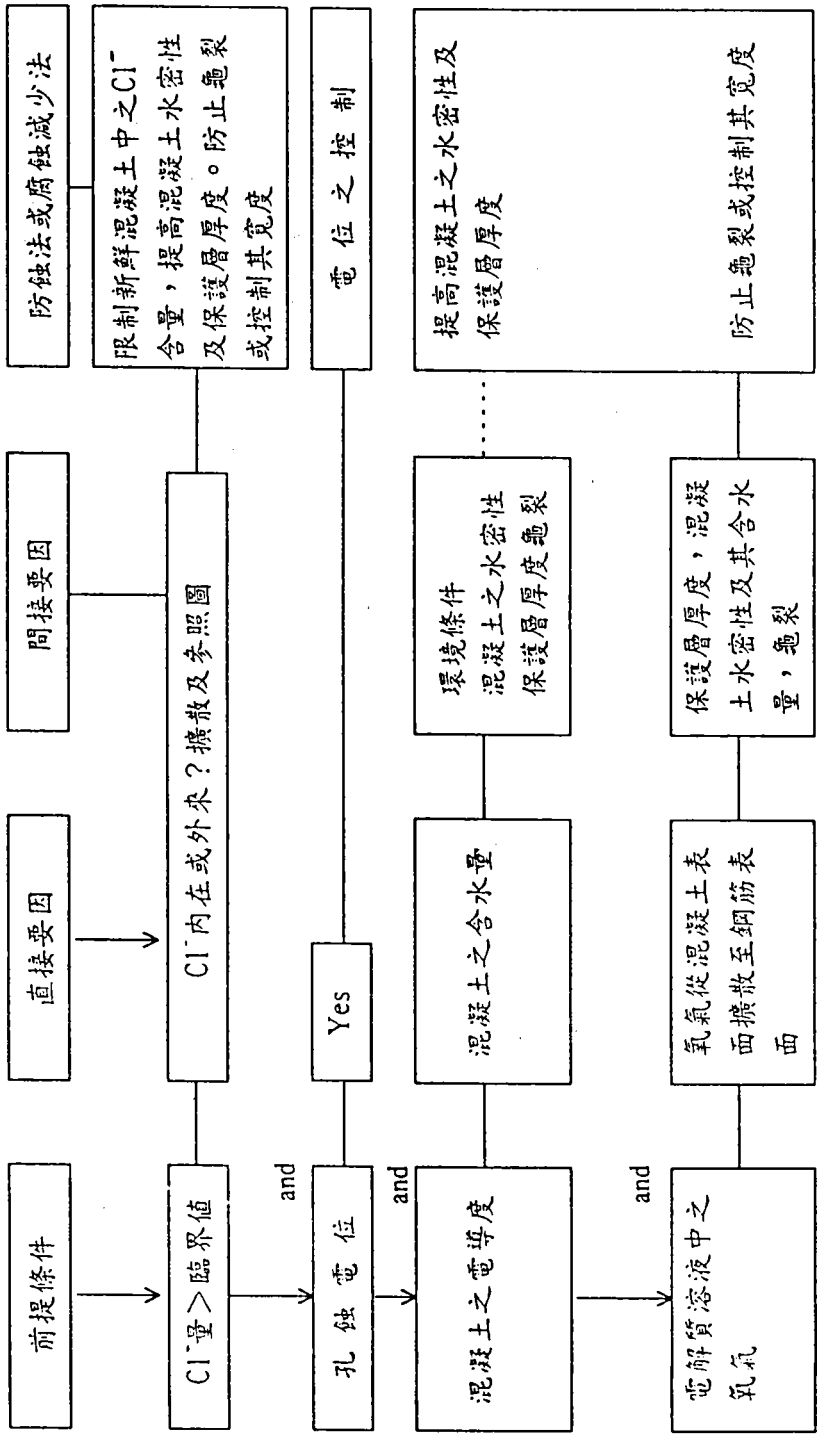
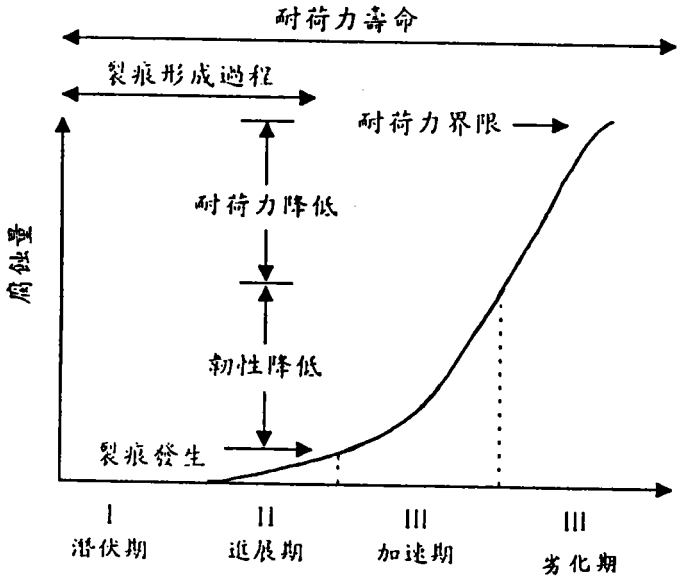


圖7　混凝土受鹽化物腐蝕之各種要因及相互關係

圖8　鹽害之劣化過程



第 I 期潛伏期：Cl^-漸漸浸透入鋼筋混凝土內，在鋼筋附近累積之過程。

第 II 期進展期：Cl^-開始腐蝕鋼筋，銹蝕累積產生膨脹壓，開始造成裂痕之過程。

第 III 期加速期：沿鋼筋軸方向發生痕，腐蝕速度加速，造成混凝土保護層剝離、剝落之過程。

第 IV 期劣化期：鋼筋腐蝕，截面積顯著減少，耐荷力顯著下降之過程。

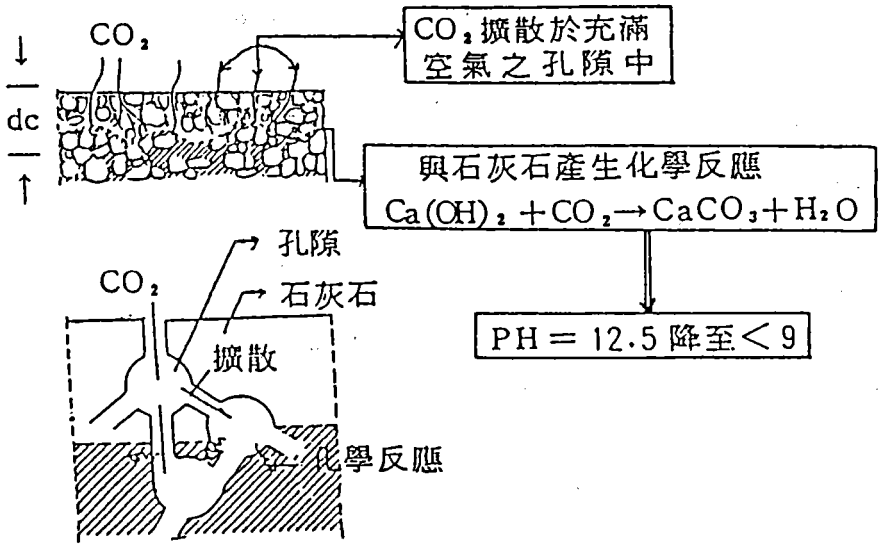

CO₂
dc
CO₂擴散於充滿
空氣之孔隙中
與石灰石產生化學反應
Ca(OH)₂ + CO₂ → CaCO₃ + H₂O
PH = 12.5 降至 < 9
孔隙
CO₂
石灰石
擴散
化學反應

圖9　混凝土碳化

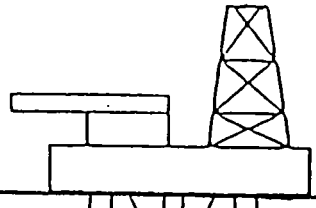
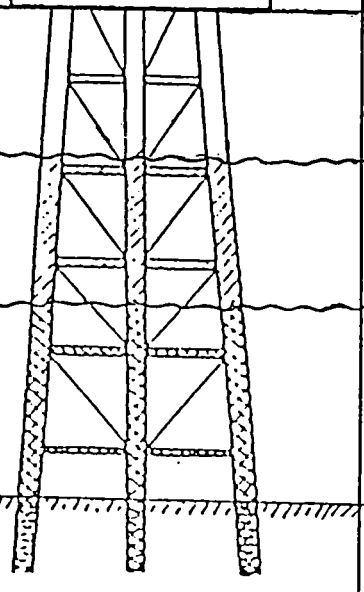
環境部位	構造(例)	環境特性	防蝕設計概念
海上部 大氣		直射日光 氣溫變化 大氣污染 海鹽粒子附著	防蝕塗裝
飛沫帶		海水飛沫 直射日光 氣溫變化	防蝕塗裝或 覆視防蝕
潮汐帶		乾濕交替 溶存氧 水溫，氣溫變化	防蝕塗裝或 覆視防蝕
海中部		鹽害濃度 水溫，潮流 海洋生物附著 漂流物衝擊	塗裝與電氣 防蝕併用或 電氣防蝕
海中土部		細　菌	電氣防蝕

圖10　海洋構造物環境部位特性及防蝕設計概念圖

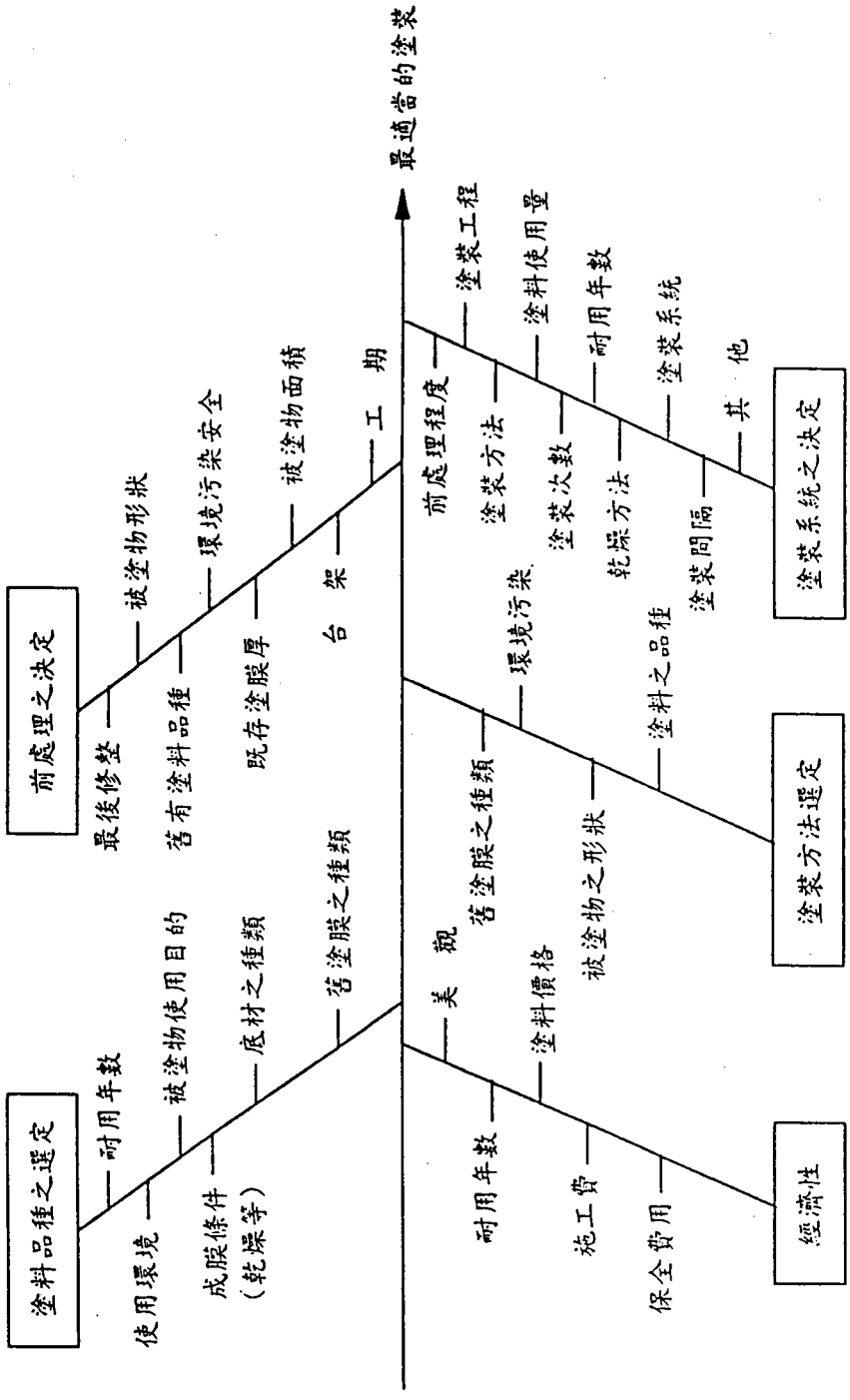
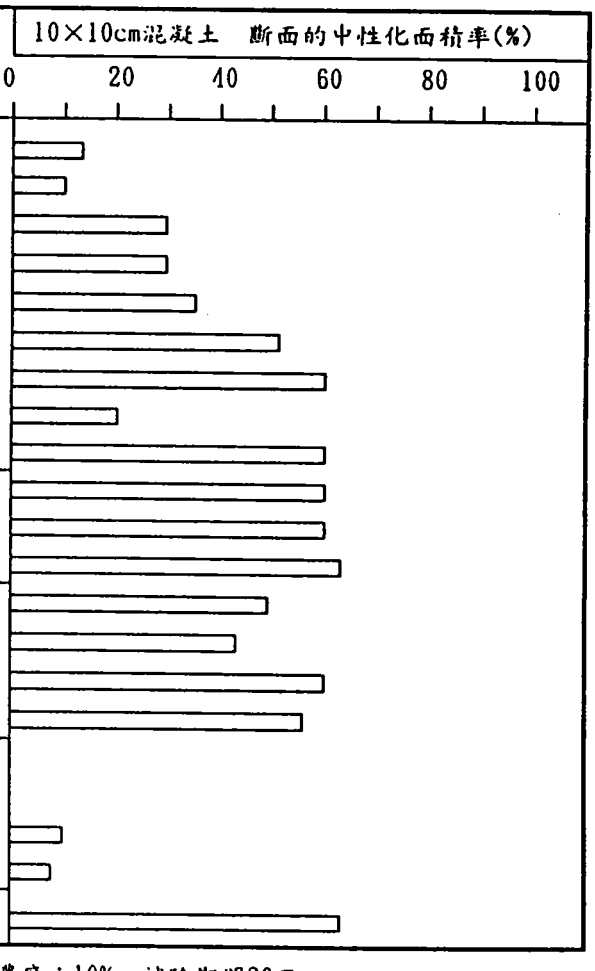

最適當的塗裝
前處理之決定
被塗物形狀
環境污染安全
被塗物面積
工 期
台 架
既存塗膜厚
舊有塗料品種
最後修整
塗料品種之選定
耐用年數
被塗物使用目的
底材之種類
舊塗膜之種類
成膜條件
(乾燥等)
使用環境
塗裝工程
塗料使用量
耐用年數
塗裝系統
其 他
塗裝系統之決定
前處理程度
塗裝方法
塗裝次數
乾燥方法
塗裝間隔
環境污染
塗料之品種
塗裝方法選定
舊塗膜之種類
被塗物之形狀
美 觀
塗料價格
耐用年數
施工費
保全費用
經濟性

圖11 塗裝設計

圖12　以各種塗材表面處理混凝土對中性化之影響比較

分類	No	塗材種類
合成樹脂系含浸材	1	液狀環氧樹脂
	2	環氧樹脂、壓克力樹脂
	3	醇酸樹脂
	4	矽氧樹脂
	5	壓克力樹脂溶液型
	6	壓克力樹脂乳化型
	7	壓克力低聚物(oligomev)
	8	Vinyldene chloride resin
	9	市售壓克力樹脂含浸材
無機質系含浸材	10	水溶性矽酸鹽化合物
	11	市售矽酸鹽化合物
	12	氟矽酸鎂
Polymer mortor 塗料	13	壓克力樹脂混入水泥之漿材
	14	SBR混入水泥之漿材
	15	SBR混入水泥補土
	16	市售壓克力系聚合水泥
複層噴塗材 塗膜防水材	17	Chloroprene rubber系噴塗材
	18	Urethane系噴塗材
	19	彈性壓克力樹脂系噴塗材
	20	天然瀝青防水材
無	21	無處理



〔註〕溫度：40℃，樹脂濃度30～40%，CO_2濃度：10%，試驗期間30日

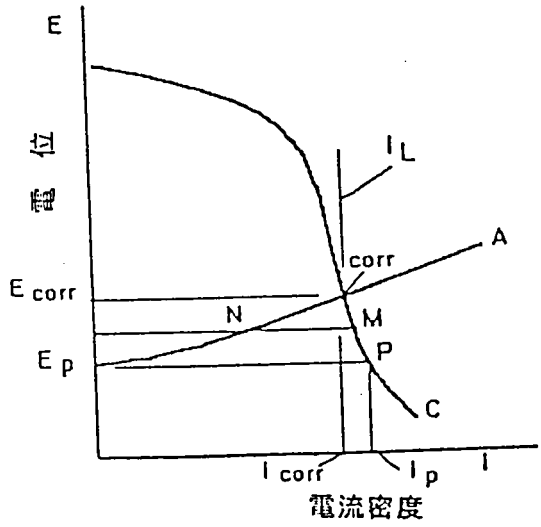


圖13　腐蝕電位Ecorr近傍的陽極(A)與陰極(C)之極化曲線及腐蝕電流Icorr與防蝕電流ip之關係

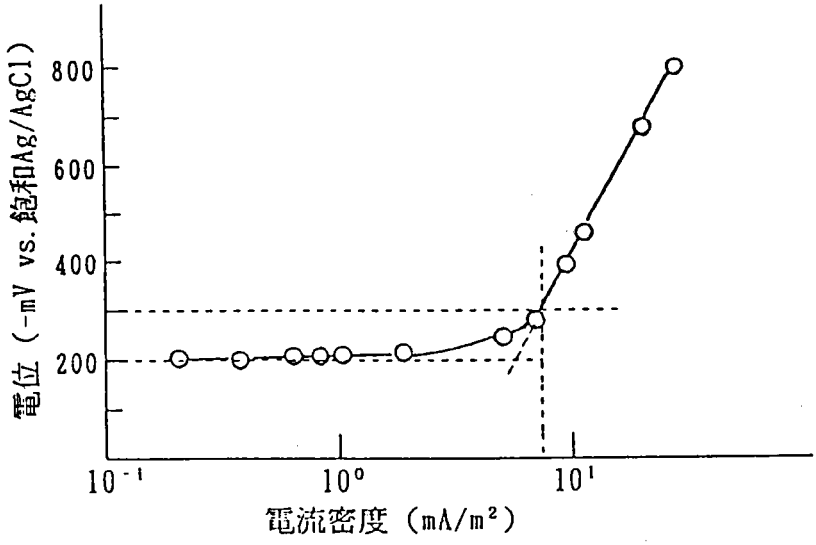


圖14　利用E-logI法決定防蝕電流密度之方法

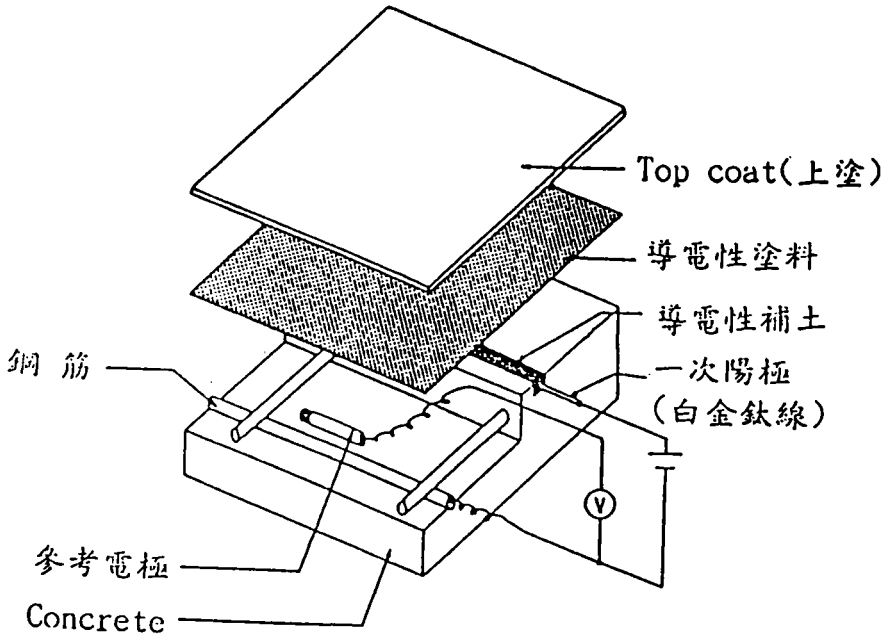


圖15　導電性塗料方式概要

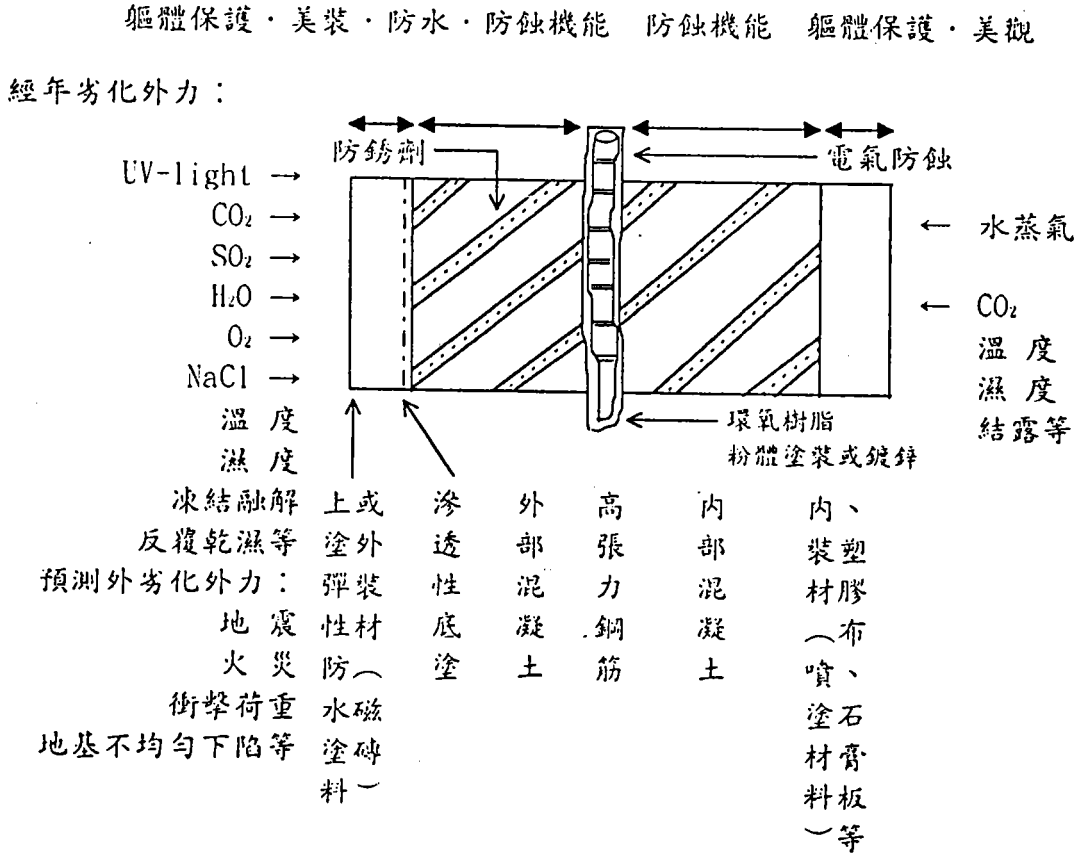


圖19　鋼筋混凝土複合防蝕法

海洋環境下工程品質與施工技術研討會
中華民國84年4月台灣・台中

ELGARD 陰極防蝕系統之發展及於日本之應用

荒瀨圭介*

關鍵詞：腐蝕，陰極防蝕，陽極網

摘　要

陰極防蝕之觀念及使用已經有很長的一段歷史了，於1800年代時，即已使用於船板中，以降低海水中腐蝕之速率。

而使用於鋼筋混凝土中以防止鹽害，則始於1973年於美國加州Sacrament之六座橋樑上，而其中之兩座更於1987年拆除以檢視比較其防蝕效果。結果發現，經過長達17年之使用，內部之鋼筋仍處於良好之狀態。

經過長期之實驗室以及實際現場測試，美國聯邦高速公路管理局(FHWA)於1985年宣佈陰極防蝕系統(CP)乃是用於防止鹽害腐蝕的唯一修覆辦法。

過去十幾年，陰極防蝕系統已被使用超過500座之PC結構上。但是在早期其達到商業化之前仍存有一些技術上之問題尚待克服。 其中最主要的一點乃在於陽極材料之壽命太短。 從最初期一直至1985年代，最主要的陽極材料仍爲碳。 但由於碳(或是石墨)在陰極防蝕系統中很容易被氧化成CO_2，故而利用碳爲陽極材料之各種實測例子中，皆無法達到較長的使用壽命。

ELGARD陽極網乃是由ELGARD公司以鈦金屬發展出來,亦可稱之爲"鈦極網。

---

* Vice President of Eltech Systems Corporation Asia Office