

國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強工程  
(國道通車路段)可行性研究

# 期 末 報 告 書

(定 稿)

(修訂版)

委託單位：交通部台灣區國道高速公路局

承辦單位：林同棧工程顧問股份有限公司

中華民國九十一年十一月

國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強工程  
(國道通車路段)可行性研究

# 期 末 報 告 書

(附 錄)

(定 稿)

(修 訂 版)

委託單位：交通部台灣區國道高速公路局  
承辦單位：林同棧工程顧問股份有限公司

中華民國九十一年十一月

國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強工程  
(國道通車路段)可行性研究

期末報告書一定稿

目 錄

	頁 次
<b>第一章 緒論</b>	
1.1 計畫緣起 .....	1-1
1.2 計畫概述與作業流程 .....	1-2
1.2.1 計畫範圍 .....	1-2
1.2.2 工作內容 .....	1-7
1.2.3 作業流程 .....	1-7
1.3 作業需求資料與依據規範 .....	1-9
1.3.1 作業需求資料 .....	1-9
1.3.2 作業依據規範 .....	1-9
1.4 計畫目標與作業理念 .....	1-11
1.4.1 計畫目標 .....	1-11
1.4.2 作業理念 .....	1-12
<b>第二章 橋梁相關資料蒐集及研析</b>	
2.1 原始設計圖說之蒐集及研析 .....	2-1
2.2 交通量調查資料之蒐集及研析 .....	2-1
2.3 中山高速公路橋梁結構耐震設計檢討 .....	2-2
2.4 921地震後國工局對於設計施工中之橋梁耐震處理原則 .....	2-19
2.4.1 國工局施工中橋梁之破壞情況 .....	2-19
2.5 921地震後公路總局之橋梁耐震補強處理原則 .....	2-25
2.6 北部區域第二高速公路計畫竣工報告概述 .....	2-28
2.7 交通部「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」 .....	2-35
2.7.1 規範修訂草案之研究背景與目的 .....	2-35
2.7.2 研究計畫內容主要架構 .....	2-36
2.7.3 期末報告書之重點說明 .....	2-36

2.7.4	規範草案之研究案與84年版規範設計地震力比較與說明 .....	2-52
<b>第三章 橋梁耐震能力之初步評估</b>		
3.1	橋梁耐震能力之初步評估方法 .....	3-1
3.1.1	日本建設省橋梁耐震能力初步評估法 .....	3-1
3.1.2	美國加州Caltrans橋梁耐震能力初步評估法 .....	3-6
3.1.3	橋梁耐震評估檢查表之建立 .....	3-21
3.1.4	土壤液化初步評估與地盤分類 .....	3-30
3.2	橋梁耐震能力之初步評估成果 .....	3-44
3.2.1	橋梁基本資料的統計 .....	3-45
3.2.2	橋梁耐震能力之初步評估統計 .....	3-46
<b>第四章 國道高速公路橋梁之耐震補強策略</b>		
4.1	美國加州橋梁之耐震補強策略 .....	4-1
4.1.1	Caltrans三階段之橋梁耐震初步評估 .....	4-1
4.1.2	Caltrans橋梁耐震補強計畫 .....	4-1
4.1.3	Northridge地震後橋梁之重建與補強 .....	4-7
4.2	日本既有橋梁之耐震補強對策 .....	4-8
4.3	國道高速公路橋梁之耐震補強策略 .....	4-12
<b>第五章 橋梁耐震評估與補強之地震力標準</b>		
5.1	美國FHWA建議之橋梁耐震評估及補強標準 .....	5-1
5.2	歐洲橋梁耐震設計規範(Eurocode 8)之觀點 .....	5-2
5.3	交通部「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」 .....	5-3
5.4	日本建設省「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」 .....	5-3
5.5	國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則 .....	5-4
<b>第六章 國內外橋梁震害及破壞模式分析</b>		
6.1	橋梁常見之破壞模式 .....	6-1
6.2	國內舊有橋梁可能發生之破壞模式 .....	6-9



## 第七章 橋梁耐震能力之詳細評估方法

7.1	國內橋梁耐震能力評估準則 .....	7-1
7.2	美國FHWA橋柱耐震評估方法.....	7-13
7.2.1	耐震評估方法.....	7-13
7.2.2	縱向鋼筋錨錠之評估 .....	7-16
7.2.3	縱向鋼筋搭接之評估 .....	7-19
7.2.4	橋柱剪力之評估.....	7-21
7.2.5	橫向圍束鋼筋之評估 .....	7-24
7.2.6	基礎旋轉和(或)降伏之評估.....	7-25
7.3	側向強度評估法(Lateral Strength Method) .....	7-27
7.3.1	評估之極限狀態.....	7-27
7.3.2	等值彈性側向強度.....	7-29
7.3.3	側向強度評估法之分析流程 .....	7-32

## 第八章 橋梁耐震補強設計方法及其考量重點

8.1	耐震補強設計之基本原則 .....	8-1
8.2	RC橋柱補強設計原理 .....	8-1
8.2.1	橋柱剪力補強設計原理 .....	8-2
8.2.2	橋柱韌性補強設計原理 .....	8-9
8.2.3	避免橋柱主筋挫屈之補強設計原理 .....	8-12
8.2.4	鋼筋搭接長度不足之補強設計原理 .....	8-12
8.2.5	主筋斷筋點附近(或圍束箍筋間距變大處)之補強設計原理.....	8-13
8.3	橋柱鋼鈹補強設計 .....	8-14
8.3.1	橋柱鋼鈹剪力補強.....	8-14
8.3.2	橋柱之鋼鈹韌性補強 .....	8-15
8.3.3	避免橋柱主筋挫屈之鋼鈹補強 .....	8-18
8.3.4	避免橋柱主筋搭接不足之鋼鈹補強 .....	8-18
8.4	橋柱連續纖維高分子複合材料(FRP)補強設計 .....	8-19
8.4.1	橋柱FRP剪力補強 .....	8-19
8.4.2	橋柱FRP韌性補強 .....	8-20
8.4.3	避免橋柱縱向鋼筋挫屈之FRP補強 .....	8-23

8.4.4	鋼筋搭接長度不足之FRP補強 .....	8-24
8.5	橋柱RC包覆補強設計 .....	8-25
8.5.1	橋柱RC剪力補強 .....	8-27
8.5.2	橋柱RC抗彎補強 .....	8-27
8.5.3	避免橋柱主筋挫屈之RC補強 .....	8-28
8.5.4	避免鋼筋搭接長度不足之RC補強 .....	8-28
8.5.5	主筋錨錠長度之設計 .....	8-28
8.5.6	RC包覆補強在橋柱修復上之應用 .....	8-29
8.6	鋼橋墩之補強設計方法 .....	8-29
8.6.1	日本阪神地震後之耐震補強作法 .....	8-29
8.6.2	鋼橋墩耐震設計之相關規定 .....	8-31
8.7	RC帽梁及接頭之補強設計方法 .....	8-33
8.7.1	減少帽梁地震力 .....	8-34
8.7.2	提高帽梁強度 .....	8-38
8.7.3	梁柱接頭補強 .....	8-39
8.8	基礎補強 .....	8-43
8.8.1	基腳補強 .....	8-43
8.8.2	橋台補強 .....	8-48
8.8.3	沉箱補強 .....	8-48
8.9	支承及防止落橋裝置之補強設計考量重點 .....	8-51
8.10	土壤液化之防治對策 .....	8-55
8.10.1	土壤液化之評估方法 .....	8-55
8.10.2	土壤液化防治概念與工法選擇之考量因素 .....	8-65
8.11	河川沖刷之考量重點 .....	8-69
8.11.1	河床下降與沖刷對橋梁安全之影響 .....	8-69
8.11.2	沖刷防治對策與橋基加固補強方法 .....	8-69
<b>第九章</b>	<b>FRP耐震補強方法之適用條件 .....</b>	<b>9-1</b>
<b>第十章</b>	<b>橋梁耐震補強施工法及其注意事項</b>	
10.1	基樁之補強施工考量重點 .....	10-1

10.2	基礎之補強施工考量重點 .....	10-4
10.3	RC帽梁之補強施工考量重點 .....	10-5
10.4	樁構架式基礎補強施工考量重點 .....	10-6
10.5	橋梁於補強施工中地震之考量 .....	10-11
10.6	複合材料(FRP)包覆補強施工考量重點 .....	10-11
10.6.1	複合材料(FRP)補強施工順序規定 .....	10-11
10.6.2	FRP補強工程之品質檢驗 .....	10-17
10.6.3	FRP補強施工過程中之安全管理 .....	10-18
10.6.4	FRP補強工程之驗收規範 .....	10-18
10.6.5	FRP施工完工後的品質檢測 .....	10-20
<b>第十一章 隔震消能耐震補強方法及其設計原則</b>		
11.1	隔震設計與分散水平力設計之理念 .....	11-1
11.2	隔震設計適用範圍之檢討 .....	11-7
11.3	隔震系統之設計原則 .....	11-11
11.4	隔震系統之原型測試與性能保證測試 .....	11-12
<b>第十二章 高速公路橋梁地震直接經濟損失評估</b>		
12.1	高速公路橋梁地震災害風險管理策略 .....	12-1
12.2	HAZ-Taiwan系統之高速公路橋梁分類 .....	12-1
12.3	地震需求分析(Analysis of Seismic Demand) .....	12-6
12.4	高速公路橋梁易損性曲線之建立(Fragility Curve) .....	12-10
12.5	橋梁經濟損失境況模擬 .....	12-52
<b>第十三章 施工計畫與交通維持</b>		
13.1	施工計畫 .....	13-1
13.1.1	補強施工方式概述 .....	13-1
13.1.2	穿越橋補強施工 .....	13-2
13.1.3	跨越橋補強施工 .....	13-3
13.1.4	河川橋補強施工 .....	13-3
13.1.5	山谷高架橋補強施工 .....	13-4

13.1.6	施工安排及步驟.....	13-4
13.1.7	施工計畫方案及安全性檢討 .....	13-6
13.1.8	施工機具、設備、人力及施工時程 .....	13-9
13.2	交通維持 .....	13-9
13.2.1	施工中高速公路主線之交通維持 .....	13-9
13.2.2	施工中橫交地方道路之交通維持 .....	13-11

#### 第十四章 環境衝擊研究

14.1	前言 .....	14-1
14.1.1	計畫之需要性.....	14-1
14.1.2	工作程序.....	14-1
14.2	環境背景資料說明 .....	14-1
14.2.1	氣象 .....	14-2
14.2.2	地理環境.....	14-8
14.2.3	水文水質.....	14-9
14.2.4	空氣品質.....	14-18
14.2.5	噪音及振動.....	14-21
14.3	環境衝擊說明 .....	14-25
14.3.1	施工階段.....	14-25
14.3.2	營運階段.....	14-32
14.4	不利影響之減輕對策 .....	14-33
14.4.1	水文水質.....	14-33
14.4.2	空氣品質.....	14-33
14.4.3	噪音、振動.....	14-34
14.5	施工前空氣品質監測工作 .....	14-34
14.5.1	工作緣起.....	14-34
14.5.2	工作內容.....	14-35
14.5.3	監測內容.....	14-35

#### 第十五章 國道高速公路橋梁(部份路段)之耐震評估建議

15.1	中山高速公路汐止五股段新圓山橋 .....	15-1
------	-----------------------	------

15.1.1	概述.....	15-1
15.1.2	原設計之耐震設計規範 .....	15-4
15.1.3	耐震能力初步評估結果與說明 .....	15-9
15.1.4	與84年公路橋梁耐震設計規範之比較 .....	15-10
15.1.5	耐震補強建議.....	15-11
15.2	中山高速公路汐止五股段12、13標橋梁(濱江街路段).....	15-13
15.2.1	概述.....	15-13
15.2.2	原設計之耐震設計規範 .....	15-13
15.2.3	耐震能力初步評估結果與說明 .....	15-26
15.2.4	與84年公路橋梁耐震設計規範比較 .....	15-27
15.2.5	耐震補強建議.....	15-27
15.3	中山高速公路中港溪橋 .....	15-30
15.3.1	中港溪橋基本資料及現況 .....	15-30
15.3.2	中港溪橋耐震能力評估 .....	15-30
15.3.3	中港溪橋耐震補強建議 .....	15-35
15.4	中山高速公路後龍溪橋 .....	15-36
15.4.1	後龍溪橋基本資料及現況 .....	15-36
15.4.2	後龍溪橋耐震能力評估 .....	15-42
15.4.3	後龍溪橋耐震補強建議 .....	15-43
<b>第十六章 國道高速公路橋梁之耐震補強計畫 .....</b>		<b>16-1</b>
<b>第十七章 高速公路橋梁耐震補強之經濟效益評估</b>		
17.1	經濟效益評估方法 .....	17-1
17.2	基本假設 .....	17-2
17.3	成本與效益項目 .....	17-3
17.3.1	成本項目 .....	17-3
17.3.2	效益項目 .....	17-3
17.4	成本估算 .....	17-4
17.5	效益評估 .....	17-4
17.5.1	直接效益.....	17-4

17.5.2	間接效益.....	17-6
17.6	成本效益分析.....	17-12
17.7	敏感度分析.....	17-15
<b>第十八章 財務計畫</b>		
18.1	計畫性質分析.....	18-1
18.2	工程經費概估.....	18-1
18.3	分年資金需求.....	18-3
18.3.1	分標及工程預定進度.....	18-3
18.3.2	分年經費概估.....	18-5
18.4	財源籌措計畫.....	18-8
18.4.1	財源籌措方式.....	18-8
18.4.2	工程資金來源與運用.....	18-8
<b>第十九章 可行性綜合評估與建議</b>		
19.1	可行性綜合評估.....	19-1
19.2	結論與建議.....	19-5
<b>第二十章 國道高速公路(通車路段)橋梁耐震補強工程建設計畫</b>		
20.1	實施計畫.....	20-1
20.1.1	計畫概述.....	20-1
20.1.2	工程數量和經費.....	20-1
20.1.3	施工時程.....	20-4
20.1.4	分年經費概估.....	20-5
20.1.5	高公局組織及人力.....	20-9
20.1.6	顧問公司規劃、設計及施工管理人力.....	20-9
20.2	環境影響及相應對策.....	20-10
20.2.1	水文水質.....	20-10
20.2.2	空氣品質.....	20-10
20.2.3	噪音及震動.....	20-11
20.3	經濟效益分析.....	20-11

20.3.1	效益分析.....	20-12
20.3.2	成本分析.....	20-15
20.3.3	評估結果.....	20-15
20.3.4	敏感度分析.....	20-16
20.4	計畫相關配合措施 .....	20-19
20.4.1	交通維持.....	20-19
第二十一章	國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則(草案).....	21-1

參考文獻

國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強工程  
(國道通車路段)可行性研究  
期末報告書一定稿(附錄)

目 錄

- 附錄一 第一次專家學者座談會議記錄
- 附錄二 第二次專家學者座談會議記錄
- 附錄三 期中報告書審查意見回覆表
- 附錄四 期末報告書審查意見回覆表
- 附錄五 招標文件及建設計畫審查意見回覆表
- 附錄六 交通部核覆意見回覆表
- 附錄七 技術研討會國外專家座談會議記錄
- 附錄八 國道高速公路通車路段橋梁資料統計表
- 附錄九 國道高速公路橋梁(部份路段)之耐震初步評估資料
- 附錄十 既有橋梁耐震能力側推評估法之計算例簡要說明
- 附錄十一 國道高速公路通車路段橋梁現場調查相片
- 附錄十二 國道高速公路通車路段橋梁耐震初步評估資料庫(光碟片)



國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強工程  
(國道通車路段)可行性研究  
期末報告書  
圖 目 錄

	頁 數
圖1.1-1 震區調整示意圖 .....	1-1
圖1.2-1 台灣區國道公路系統示意圖 .....	1-3
圖1.2-2 作業流程圖 .....	1-8
圖2.2-1 平均每日交通量(PCU) .....	2-2
圖2.7-1 震區短週期之設計水平譜加速度係數分佈圖 .....	2-38
圖2.7-2 震區一秒週期之設計水平譜加速度係數分佈圖 .....	2-38
圖2.7-3 震區短週期之最大水平譜加速度係數分佈圖 .....	2-39
圖2.7-4 震區一秒週期之最大水平譜加速度係數分佈圖 .....	2-39
圖2.7-5 中空橋柱斷面分區圖 .....	2-47
圖2.7-6(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-53
圖2.7-6(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-53
圖2.7-6(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-54
圖2.7-7(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-54
圖2.7-7(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-55
圖2.7-7(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-55
圖2.7-8(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-56
圖2.7-8(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-56
圖2.7-8(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-57
圖2.7-9(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-57
圖2.7-9(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-58
圖2.7-9(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-58
圖2.7-10 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	2-59
圖3.1-1A 日本建設省橋梁耐震能力初步評估流程 .....	3-4
圖3.1-1B 日本建設省橋梁耐震能力初步評估流程 .....	3-5
圖3.1-2 Caltrans橋梁耐震初步評估項目與配分圖 .....	3-8
圖3.1-3 液化潛能分析流程圖(Seed簡易經驗法(1985)) .....	3-33
圖3.1-4 液化潛能分析流程圖(日本道路橋簡易經驗法(1990)) .....	3-34

圖3.1-5	液化分析流程圖(新日本道路橋簡易經驗法(1996)).....	3-35
圖3.1-6	液化潛能分析流程圖(Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983)).....	3-36
圖3.1-7	液化潛能分析流程圖(中國大陸簡易經驗法).....	3-37
圖3.1-8	Seed簡易經驗法之相關圖表(Seedetal.,1985).....	3-41
圖3.1-9	國道橋梁液化等級評估結果.....	3-42
圖3.1-10	各縣市之國道橋梁液化等級評估結果.....	3-43
圖3.2-1	依國道別之橋梁面積資料統計圖.....	3-48
圖3.2-2	依主管單位別之橋梁面積資料統計圖.....	3-49
圖3.2-3	依Haz-Taiwan橋梁類別之橋梁面積統計表.....	3-50
圖3.2-4	依設計規範年度之橋梁面積統計圖.....	3-51
圖3.2-5	依國道別統計圖.....	3-52
圖3.2-6	依橋梁別統計圖.....	3-52
圖3.2-7	依主管單位別統計圖.....	3-52
圖3.2-8	依HAZ-Taiwan橋梁別統計圖.....	3-52
圖3.2-9	以國道別區分之耐震初步評估統計圖.....	3-54
圖3.2-10	以設計規範別區分之耐震初步評估統計圖.....	3-56
圖3.2-11	以橋梁別區分之耐震初步評估統計圖.....	3-58
圖3.2-12	以HAZ-Taiwan橋梁別區分之耐震初步評估統計圖.....	3-60
圖4.1-1	加州州際橋梁耐震初步評估年度表.....	4-2
圖4.1-2	Caltrans橋梁耐震補強設計流程.....	4-4
圖4.1-3	鋼鈹包覆補強工法.....	4-6
圖4.1-4	RC包覆補強工法.....	4-6
圖4.1-5	FRP包覆補強工法.....	4-7
圖6.1-1	支承長度不足之落橋破壞.....	6-2
圖6.1-2	美國I-5,Gavin Canyon Undercrossing之落橋破壞.....	6-2
圖6.1-3	埤豐橋由於斷層通過造成之落橋破壞.....	6-2
圖6.1-4	美國I-5快速道路因碰撞造成RC護欄破壞.....	6-3
圖6.1-5	美國I-280州際公路因地震變位碰撞到橋柱.....	6-3
圖6.1-6	RC橋柱之剪力破壞(一).....	6-4
圖6.1-7	RC橋柱之剪力破壞(二).....	6-4
圖6.1-8	美國SR-18 Mission & Gothic Undercrossing之壓潰破壞.....	6-5

圖6.1-9	美國北嶺地震造成之橋台破壞 .....	6-6
圖6.1-10	基礎破壞模式示意圖 .....	6-7
圖6.1-11	美國北嶺地震造成之土壤液化噴沙情形 .....	6-8
圖6.1-12	日本西宮大橋因阪神地震造成土壤液化及落橋破壞 .....	6-8
圖7.1-1	橋梁耐震能力分析與評估流程 .....	7-2
圖7.1-2	構件強度、韌性破壞模式評估流程 .....	7-3
圖7.1-3	軸力-彎矩交互影響圖 .....	7-4
圖7.1-4	塑鉸區標稱剪力強度 $V_n$ 與 $P_e$ 、 $\mu$ 之關係 .....	7-4
圖7.1-5	落橋破壞耐震能力分析流程 .....	7-8
圖7.1-6	支承破壞耐震能力分析流程 .....	7-9
圖7.2-1	橋柱和基礎之分析流程圖 .....	7-14
圖7.2-2	縱向鋼筋錨錠之分析流程圖 .....	7-16
圖7.2-3	縱向鋼筋之有效錨錠伸展長度 .....	7-17
圖7.2-4	錨錠之破壞面 .....	7-17
圖7.2-5	縱向鋼筋搭接之分析流程圖 .....	7-19
圖7.2-6	橋柱剪力之分析流程圖 .....	7-22
圖7.2-7	橋柱剪力容量和需求之示意圖 .....	7-23
圖7.2-8	橫向鋼筋之錨錠效率與韌性指數之關係 .....	7-25
圖7.2-9	擴座基礎之破壞模式 .....	7-26
圖7.2-10	樁基礎之破壞模式 .....	7-26
圖7.3-1	橋柱之二次彎矩效應 .....	7-28
圖7.3-2	等值彈性側向強度 .....	7-30
圖7.3-3	由極限狀態反應譜決定地震危害度 .....	7-30
圖7.3-4	不同破壞模式之等值彈性強度 .....	7-31
圖7.3-5	橋梁耐震能力評估之說明範例 .....	7-33
圖7.3-6	初始評估之彎矩分配圖 .....	7-34
圖7.3-7	修正橫向抗彎系統之彎矩分佈 .....	7-36
圖7.3-8	橋梁整體系統側向力與位移反應之疊加 .....	7-38
圖7.3-9	上部結構大梁縱向地震力之反應 .....	7-39
圖8.2-1	橋柱剪力需求與位移之關係 .....	8-3
圖8.2-2	橋柱單向與雙向彎矩示意圖 .....	8-3

圖8.2-3	混凝土剪力係數k與橋柱位移韌性之關係 .....	8-6
圖8.2-4	混凝土剪力係數k與位移韌性之關係 .....	8-7
圖8.2-5	軸向力對橋柱剪力之關係 .....	8-7
圖8.2-6	混凝土剪力強度因子 $K_1$ 及 $K_2$ .....	8-9
圖8.2-7	橋柱鋼筋搭接破壞模式 .....	8-13
圖8.2-8	橋柱主筋斷筋位置圖 .....	8-14
圖8.3-1	矩形橋柱鋼板補強 .....	8-18
圖8.3-2	圓形橋柱補強之圍束力分佈圖 .....	8-19
圖8.4-1	圓形橋柱補強 .....	8-24
圖8.5-1	橋柱之RC包覆補強示意圖(一) .....	8-25
圖8.5-2	橋柱之RC包覆補強示意圖(二) .....	8-26
圖8.6-1	既存鋼橋墩之耐震補強 .....	8-30
圖8.6-2	具縱向加勁板之矩形斷面鋼橋柱示意圖 .....	8-33
圖8.6-3	鋼橋柱錨錠示意圖 .....	8-33
圖8.7-1	帽梁耐震能力不足原因示意圖 .....	8-34
圖8.7-2	利用連接梁改善橫向地震反應 .....	8-35
圖8.7-3	帽梁與上部結構之連接方式 .....	8-36
圖8.7-4	利用橋軸向連接梁改善地震反應 .....	8-37
圖8.7-5	帽梁利RC及預力彎矩補強示意圖 .....	8-38
圖8.7-6	Knee Joint受力圖 .....	8-40
圖8.7-7	Tee Joint受力圖 .....	8-40
圖8.7-8	梁柱接頭有效寬度 .....	8-41
圖8.7-9	梁柱接頭RC包覆補強示意圖 .....	8-42
圖8.8-1	基腳撓曲強度補強 .....	8-45
圖8.8-2	基腳剪力強度補強方式 .....	8-46
圖8.8-3	擴座基腳之傾倒 .....	8-46
圖8.8-4	基腳補強方法 .....	8-47
圖8.8-5	橋台之地錨補強工法 .....	8-48
圖8.8-6	沉箱基礎補強示意圖 .....	8-50
圖8.9-1	支承檢測維修平台 .....	8-51
圖8.9-2	梁端防落長度示意圖 .....	8-52

圖8.9-3	美國加州增設防震拉條(Restrainer)補強工法(一).....	8-52
圖8.9-4	美國加州增設防震拉條(Restrainer)補強工法(二).....	8-53
圖8.9-5	日本新型高拉力鋼絞索防震拉條 .....	8-53
圖8.9-6	既有橋梁之防止落橋對策 .....	8-54
圖8.10-1	CPT-qc法之分析流程 .....	8-60
圖8.10-2	土壤液化破壞之分界線(Ishihara, 1985).....	8-62
圖8.10-3	非液化土曾與液化土層厚度之定義 (Ishihara, 1985).....	8-62
圖8.10-4	防止液化之原理與方法(資料來源：日本地盤工學會，1988).....	8-66
圖8.10-5	防止液化之對策原理與種類 .....	8-67
圖8.10-6	使用CJG工法之地盤補強示意圖－日本神戶港港灣幹線道路 .....	8-68
圖8.10-7	以托底工法作為橋梁基礎之補強及防止液化對策－ 日本神戶港港灣幹線道路 .....	8-68
圖9-1	RC橋墩補強工法選定流程 .....	9-1
圖9-2	日本CFRP包覆補強之設計流程.....	9-3
圖10.1-1	中山高大林新營段610mm $\phi$ 內灌混凝土鋼管樁 .....	10-1
圖10.1-2	美國加州低淨空鋼管樁Tubex工法 .....	10-3
圖10.1-3	日本低淨空鋼管樁SPACE21工法 .....	10-3
圖10.2-1	中山高大林新營段橋墩基礎往上增厚補強工法 .....	10-4
圖10.2-2	中山高大林新營段橋墩基礎往下增厚補強工法 .....	10-5
圖10.3-1	中山高大林新營段橋墩帽梁採RC包覆補強工法 .....	10-6
圖10.4-1	樁構架式橋墩基礎地盤改良 .....	10-8
圖10.4-2	樁構架式橋墩基礎補強施工步驟圖 .....	10-9
圖10.4-2	樁構架式橋墩基礎補強施工步驟圖(續).....	10-10
圖10.6-1	FRP補強施工順序 .....	10-12
圖10.6-2	表面磨平，並修角成弧狀(R=3 cm).....	10-23
圖10.6-3	塗上底膠漆(Primer).....	10-23
圖10.6-4	表面凹洞補平.....	10-24
圖10.6-5	樹脂塗佈施工.....	10-24
圖10.6-6	貼上碳纖維織布 .....	10-25
圖10.6-7	表面樹脂塗佈.....	10-25
圖10.6-8	抗UV或防火塗料處理(視需求而定).....	10-26
圖10.6-9	附著強度試驗.....	10-26

圖10.6-10	建研式接著力試驗器 .....	10-27
圖10.6-11	缺脂之劣化狀況 .....	10-28
圖10.6-12	皺紋之劣化狀況 .....	10-28
圖10.6-13	空孔、氣泡之劣化狀況 .....	10-29
圖10.6-14	金屬鏈測試.....	10-29
圖10.6-15	Durometer JIS D硬度計 .....	10-30
圖11.1-1	隔震之基本理念 .....	11-2
圖11.1-2	橋柱勁度不一在地震作用下之受力不均情形 .....	11-3
圖11.1-3	橋梁使用固定與可動支承在地震作用下之受力集中情形 .....	11-4
圖11.1-4	分散水平力之設計流程 .....	11-6
圖11.2-1	高液化潛能區之隔震橋梁易生失穩現象 .....	11-8
圖11.2-2	隔震設計及分散水平力設計之適用性 .....	11-9
圖11.2-3	日本隔震橋梁與載重分散橋梁之功能說明 .....	11-10
圖11.3-1	梁端間距示意圖 .....	11-12
圖12.1-1	橋梁經濟損失評估流程 .....	12-2
圖12.3-1	震區短週期需求水平譜加速度係數 $S_S^D$ 分布圖 .....	12-8
圖12.3-2	震區1秒週期需求水平譜加速度係數 $S_1^D$ 分布圖 .....	12-9
圖12.3-3	需求加速度反應譜 .....	12-10
圖12.4-1	橋柱為彎矩剪力破壞時之示意圖 .....	12-12
圖12.4-2	強度折減係數 $F_u$ 與週期 $T$ 之關係.....	12-15
圖12.4-3	性能點之決定.....	12-16
圖12.4-4	支承部之側向力與變形示意圖 .....	12-17
圖12.4-5	台北盆地之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec)機率 密度函數及累積機率函數圖形，其 $\beta$ 值為0.27。 .....	12-19
圖12.4-6a	第一類地盤之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec)機率 密度函數及累積機率函數圖形，其 $\beta$ 值為0.47。 .....	12-19
圖12.4-6b	第二類地盤之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec)機率 密度函數及累積機率函數圖形，其 $\beta$ 值為0.43。 .....	12-20
圖12.4-6c	第三類地盤之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec)機率 密度函數及累積機率函數圖形，其 $\beta$ 值為0.28。 .....	12-20
圖12.4-7a	Mander法計算所得之易損性曲線.....	12-30
圖12.4-7b	強柱弱支承下縱向破壞之易損性曲線 .....	12-30

圖12.4-8a	中山高基隆—內湖段橋梁示意圖 .....	12-32
圖12.4-8b	上部結構剖面圖 .....	12-32
圖12.4-9	橋梁之有限元素分析模型示意圖 .....	12-33
圖12.4-10	橋梁軸向之容量震譜圖(實線)與Sd-EPA圖(虛線)，及各損害 狀態對應之譜位移或需求韌性值 .....	12-34
圖12.4-11	橋梁軸向在橋台破壞後之容量震譜曲線 .....	12-34
圖12.4-12	橋梁軸向之易損性曲線 .....	12-37
圖12.4-13	橋梁橫向考慮弱支承-強橋柱之容量震譜圖(實線)與Sd-EPA圖(虛線).....	12-37
圖12.4-14	橋梁橫向考慮強支承-弱橋柱之容量震譜圖與Sd-EPA圖 .....	12-39
圖12.4-15	橋梁整體之易損性曲線 .....	12-39
圖12.4-16a	牛欄河橋之立面圖 .....	12-46
圖12.4-16b	牛欄河橋之分析模型 .....	12-46
圖12.4-16c	牛欄河橋之易損性曲線 .....	12-46
圖12.4-17a	汐止中和段四分里坑高架橋，其橋梁立面圖及支承、橋墩 與橋台圖.....	12-47
圖12.4-17b	汐止中和段四分里坑高架橋，其容量曲線及易損性曲線中值 .....	12-47
圖12.4-18a	新竹-苗栗段第53標橋梁，其橋梁整體立面圖及支承、橋墩 與橋台圖.....	12-48
圖12.4-18b	新竹-苗栗段第53標橋梁，其容量曲線及易損性曲線中值.....	12-48
圖12.4-19a	新化田寮段關廟連絡道穿越橋，其立面圖及橋墩與橋台圖 .....	12-49
圖12.4-19b	新化田寮段關廟連絡道穿越橋，其容量曲線及易損性曲線中值 .....	12-49
圖12.4-20a	苗栗-台中段之大雅穿越橋，其立面圖及支承、橋墩與橋台圖 .....	12-50
圖12.4-20b	苗栗-台中段之大雅穿越橋，其容量曲線及易損性曲線中值.....	12-50
圖12.4-21a	傳統設計橋梁各損壞狀態下易損曲線中值分佈圖 .....	12-51
圖12.4-21b	耐震設計橋梁各損壞狀態下易損曲線中值分佈圖 .....	12-51
圖12.5-1	地震規模7.5、地下水位1.5公尺條件下，各類土壤液化敏感 類別的 $P_L$ 值與PGA的關係。 .....	12-66
圖12.5-2	補強前，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與一秒 週期譜加速度的關係圖。 .....	12-66
圖12.5-3	補強後，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與一秒 週期譜加速度的關係圖。 .....	12-67
圖12.5-4	補強前，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的	

	關係圖.....	12-67
圖12.5-5	補強後，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖.....	12-68
圖12.5-6	補強前，考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖.....	12-68
圖12.5-7	補強後，考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖.....	12-69
圖12.5-8a	工址PGA危害度曲線與地震機率密度函數示意圖.....	12-70
圖12.5-8b	工址地震PGA機率密度函數與結構易損性曲線關係示意圖.....	12-71
圖15.1-1	汐止~五股拓寬段新圓山橋標準斷面.....	15-2
圖15.1-2	汐止~五股拓寬段新圓山橋結構平立面圖.....	15-3
圖15.1-3	76年「台北都會區捷運系統高架耐震設計建議規範」.....	15-6
圖15.1-4	以Seed簡化法對台北盆地進行液化潛能之評估結果(劉震隆，1994).....	15-7
圖15.1-5	以Ishihara液化層厚度經驗判別法，判斷出因液化導致地表損壞與液化敏感區域分佈圖(劉震隆，1994).....	15-8
圖15.1-6	921集集地震造成新圓山橋部份橋墩剪力樁及支承座之局部損傷.....	15-12
圖15.2-1	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋標準斷面圖.....	15-14
圖15.2-2	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋橋墩型式.....	15-15
圖15.2-3	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(一).....	15-17
圖15.2-4	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(二).....	15-18
圖15.2-5	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(三).....	15-19
圖15.2-6	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(四).....	15-20
圖15.2-7	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(五).....	15-21
圖15.2-8	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(六).....	15-22
圖15.2-9	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(七).....	15-23
圖15.2-10	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(八).....	15-24
圖15.2-11	汐止~五股拓寬段濱江街高架橋結構平立面圖(九).....	15-25
圖15.2-12	80年「建築技術規則有關地震力條文修訂研究」.....	15-26
圖15.2-13	圍束混凝土橋柱之最大彎矩強度與規範強度之比較(Priestley，1984).....	15-29
圖15.2-14	圓形混凝土柱軸壓應力對曲率韌性比之影響(Priestley，1989).....	15-29
圖15.3-1	中港溪橋平立面圖(一).....	15-31



圖15.3-2	中港溪橋平立面圖(二).....	15-32
圖15.3-3	中港溪橋平立面圖(三).....	15-33
圖15.3-4	中港溪橋墩立面圖 .....	15-34
圖15.4-1	後龍溪橋平立面圖(一).....	15-38
圖15.4-2	後龍溪橋平立面圖(二).....	15-39
圖15.4-3	後龍溪橋平立面圖(三).....	15-40
圖15.4-4	後龍溪橋橋墩立面圖 .....	15-41
圖17.5-1	獅潭斷層地震模擬路網及封閉橋梁位置圖 .....	17-10
圖17.7-1	模擬地震事件斷層位置示意圖 .....	17-19
圖18.3-1	台灣地區歷年物價上漲率年增率變化趨勢圖 .....	18-6

國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強工程  
(國道通車路段)可行性研究  
期末報告書  
表 目 錄

	頁 數
表1.2-1 第二高速公路特殊橋梁資料表 .....	1-4
表1.2-2 中山高速公路(含中正機場支線)路段橋梁資料表.....	1-5
表1.2-3 國道第二高速公路已通車路段橋梁資料表 .....	1-6
表2.3-1 原中山高橋長300公尺以上橋梁設計水平地震係數及設計單位 .....	2-4
表2.3-2 原中山高300公尺以上橋梁上部結構及下部結構之類型 .....	2-5
表2.3-3 中山高汐止五股段高架拓寬之結構型式 .....	2-11
表2.3-4 新竹員林段拓寬工程設計公司及日期 .....	2-12
表2.3-5 員林高雄拓寬工程設計公司及日期 .....	2-15
表2.3-6 原中山高與改建部份橋梁設計水平地震係數比較 .....	2-17
表2.4-1 國工局施工中橋梁之破壞模式及數量統計表 .....	2-20
表2.4-2 集集大地震前七天(9.14-9.21)工區澆注混凝土數量統計表 .....	2-21
表2.4-3 國工局未來設計路段國道橋梁耐震設計考量 .....	2-23
表2.4-4 國工局921地震後橋梁工程補強對策 .....	2-24
表2.6-1 北二高主要工程開工、竣工紀錄統計表 .....	2-34
表2.7-1(a) 一般工址區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-40
表2.7-1(b) 一般工址區域之最大水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$ .....	2-41
表2.7-2 台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-41
表2.7-3 短週期與長週期結構之阻尼修正係數 $B_S$ 與 $B_l$ .....	2-43
表2.7-4 一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-43
表2.7-5 台北盆地設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-43
表2.7-6 徑向應力與弧向應力比值 .....	2-48
表2.7-7 設計地震力比較案例整理 .....	2-53
表3.1-1A 日本建設省橋梁耐震能力初步評估表 .....	3-2
表3.1-1B 日本建設省橋梁耐震能力初步評估表 .....	3-3
表3.1-2 日本建設省橋梁耐震能力評定標準 .....	3-6
表3.1-3 道路類別因子 $r_1$ 與 $e_1$ .....	3-6
表3.1-4A 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(一) .....	3-9

表3.1-4B	美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(一) .....	3-10
表3.1-5A	美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(二) .....	3-11
表3.1-5B	美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(二) .....	3-12
表3.1-6A	美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(三) .....	3-13
表3.1-6B	美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(三) .....	3-14
表3.1-7A	美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例 .....	3-15
表3.1-7B	美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例 .....	3-16
表3.1-8A	美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續1) .....	3-17
表3.1-8B	美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續1) .....	3-18
表3.1-9A	美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續2) .....	3-19
表3.1-9B	美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續2) .....	3-20
表3.1-10	D.E.R.&U.目視檢測評估原則 .....	3-21
表3.1-11	公路橋梁安全初步評估表(耐震能力)－落橋評估 .....	3-23
表3.1-12	公路橋梁安全初步評估表(耐震能力)－強度韌性評估 .....	3-24
表3.1-13	公路橋梁安全初步評估表(耐震能力)－穩定性評估 .....	3-25
表3.1-14	液化分析所需參數 .....	3-38
表3.1-15	各縣市之國道橋梁液化等級評估結果 .....	3-43
表3.2-1	依國道別之橋梁面積統計表 .....	3-48
表3.2-2	依主管單位別之橋梁面積資料統計表 .....	3-49
表3.2-3	依Haz-Taiwan橋梁類別之橋梁面積統計表 .....	3-50
表3.2-4	依設計規範年度之橋梁面積統計表 .....	3-51
表3.2-5	依國道別之橋梁耐震初步評估統計表 .....	3-53
表3.2-6	依設計規範年度別之橋梁耐震初步評估統計表 .....	3-55
表3.2-7	依橋梁類別之橋梁耐震初步評估統計表 .....	3-57
表3.2-8	依HAZ-Taiwan橋梁類別之橋梁耐震初步評估統計表 .....	3-59
表4.2-1	阪神高速公路損害概要 .....	4-10
表4.2-2	神戶線橋梁震害數統計及修復方式 .....	4-10
表4.2-3	阪神高速公路3號神戶線復舊計畫概要 .....	4-11
表7.1-1	日本道路協會新舊土壤液化評估方法之比較 .....	7-11
表7.2-1	基礎之韌性指數 .....	7-25
表8.10-1	日本道路協會規範之土質參數折減係數 $D_E$ .....	8-64

表8.10-2	日本建築學會規範之土質參數折減係數 $D_E$ .....	8-64
表9-1	Caltrans Memo 20-4對FRP包覆補強之規定.....	9-2
表10.6-1	工程日報表範例.....	10-17
表10.6-2	FRP完工後之缺陷與其處置方法.....	10-20
表10.6-3	空孔、氣泡處置方式.....	10-20
表11.3-1	調整係數 $C_B$ .....	11-12
表12.2-1	ATC-13之橋梁分類.....	12-3
表12.2-2	HAZUS97之橋梁分類.....	12-3
表12.2-3	HAZUS99之橋梁分類.....	12-4
表12.2-4a	本計畫之橋梁分類表.....	12-5
表12.2-4b	本計畫分析所選用之橋例.....	12-6
表12.4-1	橋梁損壞之說明.....	12-12
表12.4-2	損害狀態 $d_s$ 、韌性比 $\mu$ 與折減因數對應表.....	12-22
表12.4-3	HAZUS99各損害狀態簡述.....	12-22
表12.4-4	強度折減因子.....	12-25
表12.4-5	$k_{3D}$ 係數表.....	12-25
表12.4-6	損壞狀態對應之橋墩變位角與側向位移值.....	12-25
表12.4-7a	Type-1橋梁(單跨簡支橋)分析所得各損害狀態易損性曲線 之中值.....	12-42
表12.4-7b	Type-2橋梁(簡支橋，單柱橋墩)分析所得各損害狀態 易損性曲線之中值.....	12-42
表12.4-7c	Type-3橋梁(簡支橋，多柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線 之中值.....	12-43
表12.4-7d	Type-4橋梁(簡支橋，壁式橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線 之中值.....	12-43
表12.4-7e	Type-5橋梁(連續橋，單柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線 之中值.....	12-44
表12.4-7f	Type-6橋梁(連續橋，多柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線 之中值.....	12-44
表12.4-7g	Type-7橋梁(連續橋，壁式橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線 之中值.....	12-45
表12.4-8	各類橋梁各損害狀態易損性曲線之中值表.....	12-45

表12.5-1	模擬地震事件的定義 .....	12-61
表12.5-2	Campbell衰減律迴歸分析所得的常數 .....	12-61
表12.5-3	短週期譜加速度的場址修正係數 .....	12-61
表12.5-4	一秒週期之譜加速度的場址修正係數 .....	12-61
表12.5-5	各液化敏感類別的 $\alpha_i$ 、 $\beta_i$ 和飽和沉陷量 .....	12-62
表12.5-6	因地表振動引致損害的典型橋梁之易損性曲線的參數 .....	12-62
表12.5-7	因土層破壞引致損害的典型橋梁之易損性曲線的參數 .....	12-63
表12.5-8	HAZUS所建議的修復成本或損害率如下表所示 .....	12-63
表12.5-9	高速公路橋梁之直接經濟損失評估參數與數值 .....	12-64
表12.5-10	模擬地震作用下，考慮土壤液化之補強前後的可能損失 與直接經濟效益評估 .....	12-64
表12.5-11	模擬地震作用下，不考慮土壤液化之補強前後的可能損失 與直接經濟效益評估 .....	12-65
表12.5-12	高速公路局南區工程處所轄橋梁在觸口斷層或新化斷層錯動時 的可能損失 .....	12-65
表12.5-13	高速公路局橋梁在不同PGA之下的損失比的推估值 .....	12-65
表13.1-1	施工場地配置 .....	13-7
表13.1-2	基礎開挖作業 .....	13-8
表13.1-3	基樁工程(以反循環基樁工程為例) .....	13-8
表14.2-1	基隆氣象站氣候資料表 .....	14-5
表14.2-2	台北氣象站氣候資料表 .....	14-5
表14.2-3	新竹氣象站氣候資料表 .....	14-6
表14.2-4	台中氣象站氣候資料表 .....	14-6
表14.2-5	嘉義氣象站氣候資料表 .....	14-7
表14.2-6	台南氣象站氣候資料表 .....	14-7
表14.2-7	主要河川污染程度分類標準 .....	14-10
表14.2-8	淡水河、基隆河水質檢驗資料 .....	14-11
表14.2-9	北部地區河川水質檢驗資料 .....	14-11
表14.2-10	中部地區河川水質檢驗資料 .....	14-14
表14.2-11	南部地區河川水質檢驗資料 .....	14-16
表14.2-12	台灣地區環境空氣品質標準 .....	14-18
表14.2-13	北部地區空氣品質監測資料 .....	14-19

表14.2-14	中部地區空氣品質監測資料 .....	14-20
表14.2-15	南部地區空氣品質監測資料 .....	14-20
表14.2-16	營建工程噪音管制標準 .....	14-21
表14.2-17	道路交通噪音管制標準 .....	14-22
表14.2-18	一般地區環境音量管制標準 .....	14-23
表14.2-19	日本東京都公害振動規制之交通道路振動基準值 .....	14-24
表14.2-20	高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準 .....	14-24
表14.2-20	高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準(續).....	14-25
表14.3-1	各類施工機具空氣污染物排放率 .....	14-28
表14.3-2	各類車輛於不同行車速率下空氣污染物排放係數 .....	14-28
表14.3-3	各類施工機具噪音量 .....	14-30
表14.3-4	各類打樁機作業振動值 .....	14-31
表14.3-5	日本東京都道路交通及營建工程振動基準 .....	14-31
表14.5-1	各項監測工作之監測方法及地點一覽表 .....	14-36
表14.5-2	各後續規劃設計標中之建議測站數 .....	14-37
表15.1-1	中山高汐止五股段新圓山橋耐震初步評估統計表 .....	15-9
表15.1-2	新圓山橋 $K_h$ 值比較表 .....	15-10
表15.2-1	中山高汐止五股段12、13標橋梁(濱江街路段)耐震初步評估統計表.....	15-27
表15.2-2	12、13標橋(濱江街路段) $K_h$ 值比較表 .....	15-27
表15.3-1	中港溪橋相關橋梁資料彙整表 .....	15-30
表15.3-2	中港溪橋容量需求比值表 .....	15-35
表15.4-1	後龍溪橋相關橋梁資料彙整表 .....	15-37
表15.4-2	後龍溪橋容量需求比值表 .....	15-42
表16-1	後續規劃設計階段分標計畫 .....	16-3
表16-2	後續規劃、設計及施工預定進度表 .....	16-4
表17.2-1	相關大型交通建設折現率使用分析表 .....	17-3
表17.5-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程直接效益彙整表(當年幣值).....	17-5
表17.5-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程直接效益彙整表(續)(當年幣值)....	17-6
表17.5-2	地震直接損失及間接損失結果分析表 .....	17-8
表17.5-3	獅潭斷層地震直接效益及間接效益模擬結果分析表 .....	17-9
表17.5-4	國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表 .....	17-11

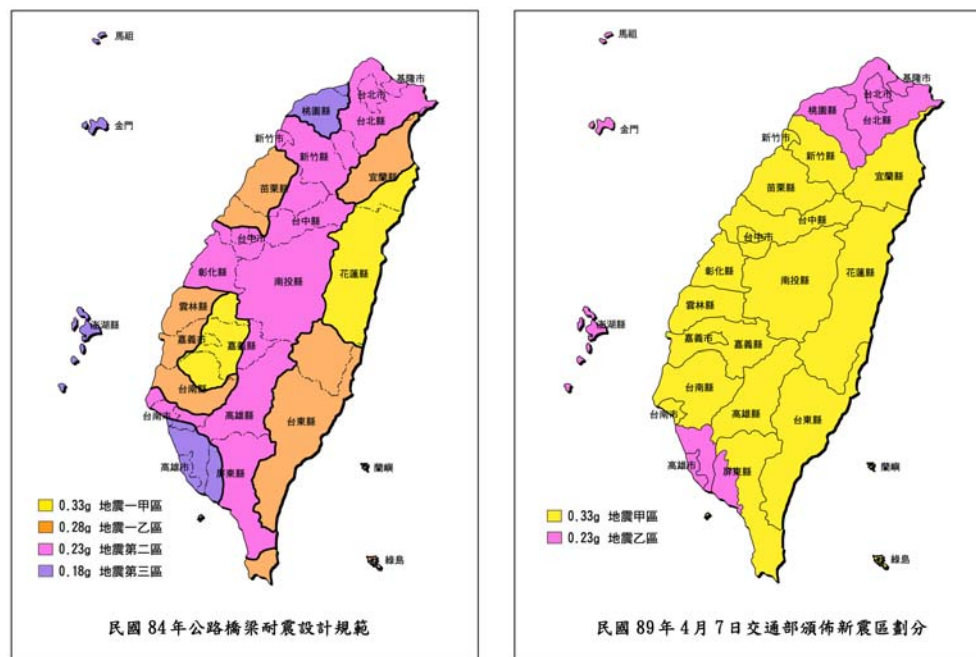
表17.5-4	國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(續).....	17-12
表17.6-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程分年成本及效益流量彙整表 .....	17-13
表17.6-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程分年成本及效益流量彙整表(續)...	17-14
表17.6-2	本計畫經濟效益評估結果彙整表 .....	17-15
表17.7-1	本計畫敏感度分析結果彙整表 .....	17-17
表17.7-2	間接效益推估係數值變動分析結果彙整表 .....	17-18
表17.7-3	模擬地震事件效益估算彙整表 .....	17-18
表18.2-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表 .....	18-2
表18.3-1	後續規劃設計階段分標計畫 .....	18-4
表18.3-2	國道高速公路橋梁耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整).....	18-7
表18.4-1	我國高快速公路財源籌措可行途徑彙整表 .....	18-8
表18.4-2	國道高速公路橋梁耐震補強工程工程資金來源與運用估算表 (含物價調整).....	18-9
表20.1-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表 .....	20-3
表20.1-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表(續).....	20-4
表20.1-2	國道高速公路耐震補強規劃、設計及施工預定進度表 .....	20-6
表20.1-3	國道高速公路耐震補強工程經費概估 .....	20-7
表20.1-4	國道高速公路橋梁耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整).....	20-8
表20.1-5	國道高速公路橋梁耐震補強工程工程資金來源與運用估算表 (含物價調整).....	20-9
表20.3-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(當年幣值).....	20-14
表20.3-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(續)(當年幣值).....	20-15
表20.3-2	本計畫經濟效益評估結果彙整表 .....	20-15
表20.3-3	本計畫敏感度分析結果彙整表 .....	20-18
表20.3-4	間接效益推估係數值變動分析結果彙整表 .....	20-18

## 第一章 緒論

### 1.1 計畫緣起

民國八十八年九月廿一日台灣地區發生芮氏地震規模達7.3(CWB)的大地震，最大地震強度為6級，最大地表加速度達989gal。本次地震的震央位於南投縣的集集鎮，在交通部民國84年1月9日頒佈的「公路橋梁耐震設計規範」中該地區僅列於地震二區，然而卻發生最大地表加速度超過日本阪神大地震(818gal)之強震，完全出乎地震工程學者專家的意料之外。

本次地震造成全台地區相當重大的生命及財產損害，使人不得不懾於大自然無與倫比的力量，地震更因其無法預先掌握測知的特性，往往造成更大的災害。國家地震工程研究中心經檢討研究結果，提出『建築技術規則建築構造編耐震規範與解說』修正建議。其中影響較大的項目為地震分區由原規範的四區(地震一甲區、地震一乙區、地震二區及地震三區)改為二區(地震甲區及地震乙區)，震區水平加速度係數也分別由0.33g、0.28g、0.23g、0.18g、修正為0.33g及0.23g。另外亦提高台北盆地之地震反應譜係數、適度考量近斷層設計地震力及垂直向地震力等，交通部亦配合於八十九年四月七日以交技89字第003577號函頒修正「公路橋梁耐震設計規範」有關章節，如圖1.1-1所示。



84年耐震設計規範

89年4月震區調整

圖 1.1-1 震區調整示意圖



由於國道高速公路為台灣地區南北交通的大動脈，對於國家整體經濟發展及民生生活關係甚鉅，值得慶幸的是在這次的震災中，國道高速公路並未遭受太大的損害。然而為防範於未然，對於中山高速公路及第二高速公路等已完工通車之橋梁結構物宜以交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」及其函頒修正之各章節，重新檢核及評估國道高速公路之新舊橋梁結構物，對於不符合最新耐震規範之橋梁進行補強設計，期能於日後大地震時可達到減少損害，避免傷亡之主要目標。

## 1.2 計畫概述與作業流程

### 1.2.1 計畫範圍

本計畫之工作範圍主要係針對中山高速公路及第二高速公路等已完工或89年12月31日前通車之一般橋梁結構物進行耐震評估及補強工程之可行性研究，但不包括交通部頒耐震設計規範所定義之特殊性橋梁如斜張橋、 $\pi$ 橋、桁架橋、拱橋、吊橋及跨徑超過150公尺(不含150公尺)者(參見表1.2-1所示)，另對於交通部公路局及內政部營建署所管轄一般地區道路跨越高速公路之跨越橋，亦不包括在本計畫之工作範圍內。請參見圖1.2-1。

#### 1. 中山高速公路

員林以北路段含基隆~員林段既有橋梁，林口楊梅段、楊梅新竹段、新竹員林段拓寬橋梁、汐止五股段高架橋(全段)、中正機場支線中山高以西路段以及員林以南之安定交流道，路竹岡山段洩洪橋，366K+500以南之中山高路段及五甲交流道(641標範圍之橋梁除外)。請參見表1.2-2。

#### 2. 第二高速公路

已通車路段包括北部第二高速公路基隆汐止段、汐止中和段、中和鶯歌段、鶯歌關西段、關西新竹段、新竹竹南段、桃園內環線、台北連絡線；北宜高速公路之南港石碇段、南部第二高速公路新化田寮段、田寮燕巢段、燕巢九如段、台南環線、高雄環線。請參見表1.2-3。



圖 1.2-1 台灣區國道公路系統示意圖

表1.2-1 第二高速公路特殊橋梁資料表

表 1.2-2 中山高速公路 (含中正機場支線)路段橋梁資料表

表1.2-3 國道第二高速公路已通車路段橋梁資料表

## 1.2.2 工作內容

1. 蒐集國內外相關地震資料、橋梁耐震設計資料等，建立適用國內之「國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」。
2. 蒐集整理橋梁相關設計、竣工圖說，並現況初步踏勘檢測，參考國內外研究報告或實際使用之耐震評估檢查表(Seismic Retrofit Inventory Form)建立適用本路之「耐震評估檢查表」(落橋評估、強度韌性評估、穩定性評估)。
3. 利用「耐震評估檢查表」對合約範圍之路段全部橋梁以振動單元進行耐震能力初步評估。
4. 耐震評估列表詳細說明，並對耐震能力不足之各橋梁提出補強方案評估(含施工計畫與交通維持)。
5. 環境衝擊研究。
6. 工程經費與經濟效益評估
  - (1) 工程數量概估
  - (2) 工程經費概估
  - (3) 效益與成本估算
  - (4) 成本效益比較
7. 財務計畫分析與建議。
8. 可行性綜合評估與建議。
9. 研擬「高速公路橋梁耐震補強工程建設計畫」。
10. 辦理專家學者座談會二場次及研討會一場次。

## 1.2.3 作業流程

本工程計畫之可行性研究作業順利於預定時程內完成，詳盡合理之工作計畫作業流程詳如圖1.2-2。

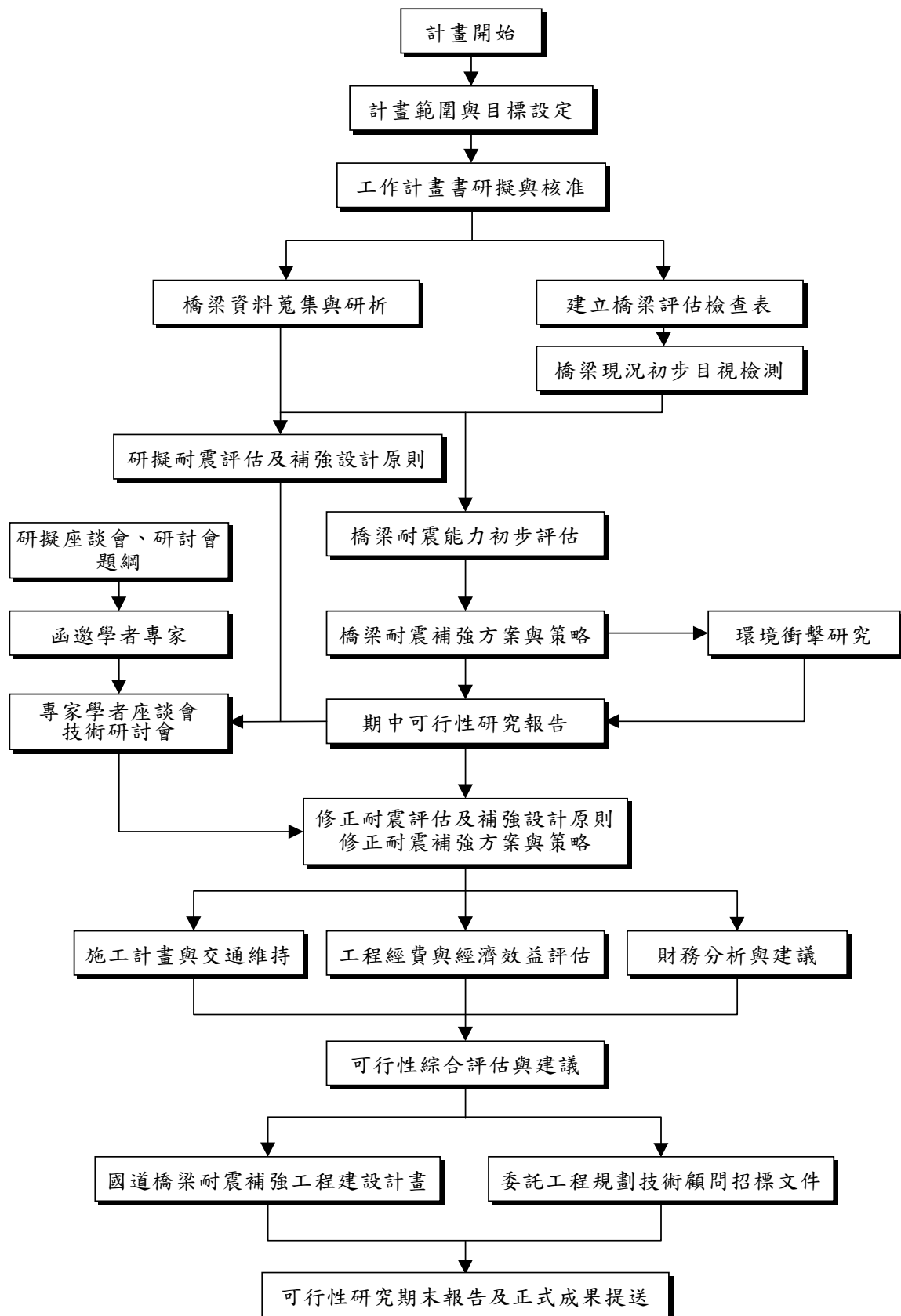


圖 1.2-2 作業流程圖

## 1.3 作業需求資料與依據規範

### 1.3.1 作業需求資料

本公司在 貴局提供或協助下共取得下列必要之資料：

1. 貴局訂定之有關工程規劃設計標準及規範。
2. 中山高速公路及第二高速公路相關規劃設計竣工及維修資料。
3. 現有預埋或計畫興建之地下公共設施位置圖及資料。
4. 貴局或其他單位辦理之現有地質鑽探、地下水調查、土壤試驗報告等資料。
5. 規劃設計必需之其它相關資料。

### 1.3.2 作業依據規範

1. 中華民國行政院公共工程委員會公共建設經費估算編列手冊(民國八十七年)。
2. 中華民國交通部公路路線設計規範(民國九十年)。
3. 中華民國交通部公路橋梁設計規範(民國九十年)。
4. 中華民國交通部公路橋梁耐震設計規範(民國八十四年)及交通部八十九年四月七日交技八十九字第 00三五七七號函頒之修正章節。
5. 中華民國交通部公路排水設計規範(民國九十年)。
6. 中華民國交通部公路養護手冊(民國七十六年十一月)。
7. 中華民國交通部交通工程手冊(民國七十九年)。
8. 中華民國交通部、內政部道路交通標誌標線號誌設置規則(民國八十三年七月)。
9. 中華民國臺灣省市區道路工程設計規範(民國八十七年十月)。
10. 中華民國內政部營建署頒建築技術規則(最新版)。
11. 美國州公路及運輸官員協會之公路及街道幾何設計標準規範(一九九四年)。

AASHTO, A POLICY ON GEOMETRIC DESIGN OF HIGHWAYS AND STREETS

12. 美國州公路及運輸官員協會之公路橋梁設計標準規範(一九九六年)。  
AASHTO, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES
13. 美國電焊協會(AWS)鋼結構電焊規範(一九九八年)。



14. 鋼結構容許應力設計法(一九八九年第九版)。  
AISC, ALLOWABLE STRESS DESIGN (ASD)
15. 鋼結構極限設計法(一九九四年第二版)，  
AISC, LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN(LRFD)
16. 美國州公路及運輸官員協會之公路材料與取樣及試驗方法標準規範  
(一九九二年)。  
AASHTO, STANDARD SPECIFICATIONS FOR TRANSPORTATION  
MATERIALS AND METHODS OF SAMPLING AND TESTING, PART I  
AND PART II
17. 國際照明委員會(CIE)相關之技術報告(一九九一年)。
18. 北美照明工程協會(IES)照明手冊參考卷(一九九五年)。
19. 北美照明工程協會(IES)照明手冊應用卷(一九九五年)。
20. 美國ACI委員三一八會結構混凝土規範及解說(最新版)。
21. 美國州公路及運輸官員協會之路面結構設計規範(一九九三年)。
22. 中華民國交通部「路街地名統一中文英譯使用手冊」(民國八十五年  
十二月)。
23. 交通部電信總局所訂之相關標準。
24. 世界標準組織委員會ISO(International Standard Organization)頒行之  
開放型通訊網路標準(一九九四~一九九六年)。
25. 國際電報電話諮詢委員會(International Telegraph and Telephone  
Consultative Committee)所頒行之通訊建議標準(一九九六年)。
26. 北美AT&T(North America Telephone and Telegraph Company)通訊器  
材標準。
27. 美國電子工業協會EIA(Electronic Industries Association)通訊器材標  
準。
28. 美國公路標誌、照明及交通號誌結構支架標準規範。
29. 美國交通控制系統手冊、美國高速公路管理手冊及美國交通偵測器  
等手冊。
30. 經濟部頒佈之「屋內線路裝置規則」及「屋外供電線路裝置規則」(民  
國七十二年十二月)。
31. 交通部運輸研究所二〇〇一年台灣地區公路容量手冊。(民國九十年

三月)

32. 美國運輸研究委員會公路容量手冊(一九九八年)。  
TRB HIGHWAY CAPACITY MANUAL
33. 高速公路新工期間規劃設計及竣工資料建檔計畫資料輸入表填表說明(民國八十五年元月)。
34. 高公局「工程估價作業子系統」(民國八十四年元月)。
35. 高速公路地理資料標準制度(第一、二冊)(民國八十五年元月)。
36. 中國國家標準。
37. 環境音量標準(環保署八十五年元月卅一日令)。
38. 環境影響評估法(八十三年十二月三十日華總(一)義字第八一五六號令)。
39. 環境影響評估法施行細則(八十七年十一月十一日(八七)環署綜字第00七二二八六號令修正)。
40. 其它環境保護相關法令。
41. 公共工程施工綱要規範(第二輯)(行政院公共工程會八十八年九月二日(八八)工程技字第八八一三五五三號函)。
42. 中華民國交通部電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則(八十六年)。
43. 中華民國交通部公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究(民國九十年十二月)。

## 1.4 計畫目標與作業理念

### 1.4.1 計畫目標

1. 自921集集大地震後，橋梁結構物之耐震成為非常重要的課題，而國道高速公路為台灣南北交通的大動脈，對於國家整體經濟發展及民生生活關係甚鉅。雖於此次震災中未遭受太大的損害，然而為防範於未然，對於中山高速公路及第二高速公路已完工通車路段之橋梁結構物宜以84年交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」及89年4月交通部函頒之修正章節重新檢核及評估國道高速公路之新舊橋梁等結構物，對於不符合最新耐震規範之橋梁進行補強設計，期能於日後大地震侵襲時，可達到減少損害、避免傷亡之主要目標。
2. 台灣目前現有之橋梁耐震評估法，除了交通部委託台大地震工程中

心研擬之「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」可供依循外，大多仍須以美、日之規範為藍本，再加以修改而成，研擬適合台灣本土設計及施工條件之「國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」亦為本計畫之主要目標。

#### 1.4.2 作業理念

1. 考量台灣本土之工程特性及國道高速公路之整體需求，提出各工務單位配合意願高、現有交通機能干擾低之前瞻務實可行性研究及完整的耐震補強策略。
2. 透過地震風險管理的四個基本手段：**風險識別、風險評量、風險管理策略選擇及風險事務管理**等，建構合理且有說服力的耐震補強可行性研究及其經濟效益分析。
3. 加強設計與施工界面整合，研擬可行、經濟之施工方法以確實掌控並縮短工期，降低工程經費。
4. 秉持工程設計自然化、生態化、精緻化之理念，降低環境衝擊，增進國道高速公路沿線景觀及特色。
5. 除針對橋梁耐震安全性外，亦應同時考量腐蝕與耐久性問題，適度提高部份設計標準與要求，引入國外新技術與新觀念，期能透過補強設計後能得到高安全性、低養護費的高速公路。

第一章	緒論	1
1.1	計畫緣起	1
1.2	計畫概述與作業流程	2
1.2.1	計畫範圍	2
1.2.2	工作內容	7
1.2.3	作業流程	7
1.3	作業需求資料與依據規範	9
1.3.1	作業需求資料	9
1.3.2	作業依據規範	9
1.4	計畫目標與作業理念	11
1.4.1	計畫目標	11
1.4.2	作業理念	12

表 1.2-1 第二高速公路特殊橋梁資料表

4

表 1.2-2 中山高速公路(含中正機場支線)路段橋梁資料表

5

表 1.2-3 國道第二高速公路已通車路段橋梁資料表

6

圖 1.1-1 震區調整示意圖

1

圖 1.2-1 台灣區國道公路系統示意圖

3

( 資 料 來 源 : 國 道 高 速 公 路 新 建 工 程 局 )

.....  
錯誤! 尚未定義書籤。

圖 1.2-2 作 業 流 程 圖

.....  
8

## 第二章 橋梁相關資料蒐集及研析

### 2.1 原始設計圖說之蒐集及研析

本計畫第一階段的工作內容為原始設計圖說之蒐集，此一部份花費之時間較原本預估之時程相去甚遠，蒐集過程之複雜度非計畫初期所能意料。所蒐集之圖說，以竣工圖為主，若無竣工圖說，則以細部設計圖為依據，並參考設計報告書，儘可能了解各座橋梁之設計資料；蒐集之圖說包括A3縮印本、A1原稿及A1藍晒圖等，洽借圖說之單位有高公局本部技術組、拓建處、北工處、南工處及各工務段，在各單位洽辦人員盡心盡力協助下，蒐集資料之過程雖曲折但順利。

茲將本計畫範圍分概為第一高速公路、北部第二高速公路、南部第二高速公路三部份。而第一高速公路部份，又可再細分為原建、拓寬及改善工程三部份。原建部份由於設計年代較為久遠，且有些路段主管單位更換(如基隆29號橋原主管機關為公路總局；機場支線原主管機關則為民航局)，所以可能造成資料迭失的情形發生，因此增高了蒐集時的困難度。

而在拓建及改善工程部份，其蒐集的困難度並不亞於原建部份，由於部份拓建及改善工程年代久遠，所以 貴局提供之清冊僅止於年代較近之部份，在請教多位相關之業務承辦人，並於 貴局拓建處及各工程處一番查詢後，才對此一部份工程有較為完整的輪廓，但仍可能有部份遺漏或可疑之處，遺漏及可疑之處均已在全程現地實勘後得到釐清。

另外，在第二高速公路的部份，雖屬較新近完工的路段，但局本部圖說仍未完整。在南二高的部份，則於南區工程處取得其餘之電腦圖檔；北二高的部份，則於木柵工務段、關西工務段及國道新建工程局取得其餘之圖說。

本計畫範圍內之所有原始設計圖說，部份依據現勘及各工務段之協助已釐清是否有遺漏外，可說是已齊全，可進行下一步的研析工作。一高的部份，因為有原建及拓建，所以在新舊圖兩相對照時，如何將新舊里程互相比對，來確定舊橋是否已拆除重建或部份打除拓建，是資料研析時一個重要的課題。

### 2.2 交通量調查資料之蒐集及研析

本計畫交通量資料之蒐集與分析，主要目標為針對計畫範圍內之國道高速公路交通狀況有所瞭解，包括路段交通量、重車交通量及比例，

並透由資料分析判定各路段之重要性，以利橋梁耐震及補強評析作業之進行。

本計畫範圍包括國道一、國道二、國道三、國道三甲、國道五、國道八及國道十等通車路段，須進行資料蒐集之相關道路系統包括高速公路主線、匝道、跨越橋及連絡道等。本案之交通量資料主要係依據高公局「八十八年度高速公路交通量資料調查」及公路總局「八十九年度臺灣省公路一日平均交通量調查」報告資料進行分析。針對未包含於前述報告之道路交通量資料，本案係透過由高公局各區工程處交通控制中心蒐集國道近年通車路段之交通量資料；地方道路部份則依據其幾何條件、鄰近道路交通量及所屬區域之發展性等要素，概估其交通量。

目前本案係以研究範圍內每筆高速公路主線、交流道、連絡道及跨越橋等研究路段之平均每日交通量(Average Daily Traffic, ADT)作為其道路重要性之指標。針對前述約900筆研究資料統計分析彙整如圖2.2-1所示，由結果得知平均每日交通量有50%為6萬PCU(Passenger Car Unit)以下，而其中分佈比例較高者包括有18%為1萬~2萬PCU及24%為10萬~15萬PCU，前者主要為匝道橋及跨越橋平均每日交通量之主要分佈區間，而後者為主線高速公路之主要分佈區間，由此得知本研究範圍內路段交通量均相當大，亦顯示其道路之重要性。

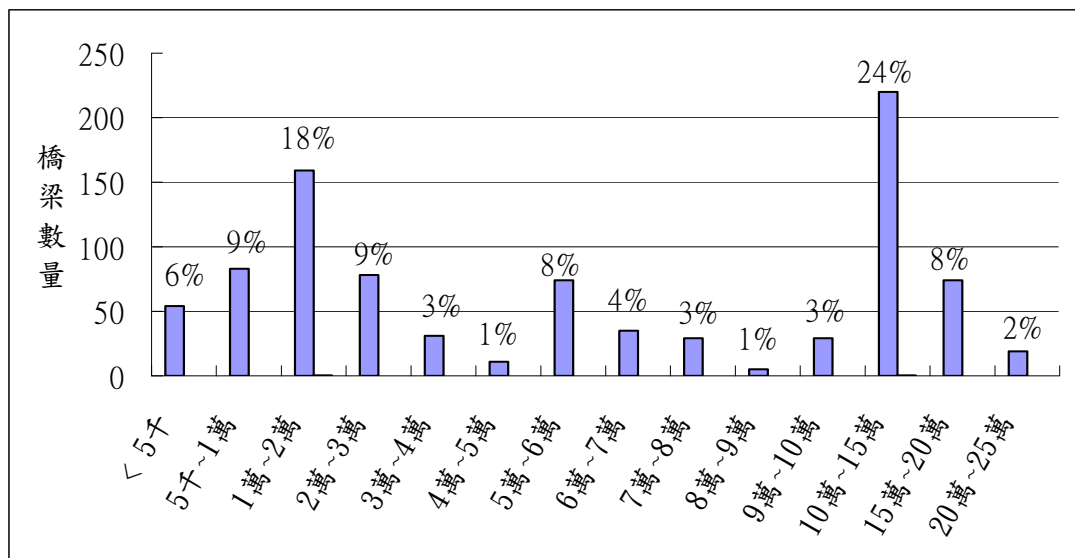


圖 2.2-1 平均每日交通量(PCU)

### 2.3 中山高速公路橋梁結構耐震設計檢討

茲將中山高按時間順序分為(1)原中山高(2)汐止五股段高架拓寬部

份(3)新竹員林段拓寬部份(4)員林高雄段拓寬部份等分別摘要檢討如後。

#### 一、原中山高橋梁結構之耐震設計

原中山高北起基隆南至高雄，全長373公里，其中橋梁共計349座，全長35公里，約佔全線總長之9.4%。民國59年前規劃設計，民國67年完工通車。設計當時，橋梁設計規範尚在起步，僅採用震度係數法，並未考慮目前通用的韌性設計法，諸如工址地盤條件，土壤液化潛能，構造基本振動周期，結構系統特性，垂直地震力，雙向地震效應組合等各項耐震相關因素，並未加以考慮。但因原中山高列入當年十大建設之重點工程，其規劃設計承辦單位都是國內外一時之選，包括美國De Leuw, Cather International(DCI)、美國T.Y.Lin International (林同棧)、日本川田工業株式會社(川田)、德國Dorch Consult International(道基)、國內中華顧問工程司(中華顧問)及貴局內之優秀工程司等，皆能參用美國、日本等先進國家之耐震研究成果，配合國內特殊地震、地質情況來設計，且橋梁類型除圓山橋採150m大跨徑懸臂橋，大直橋採預力鋼梁橋外，其餘橋梁都是簡單堅固，跨徑不超過40m的預力混凝土上構，鋼筋混凝土下構組合而成，施工品質又好，因此能在此次歷史性的大地震下表現良好，茲分項說明如下：

1. 設計規範：採用美國AASHO出版之"公路橋梁設計規範(Standard Specifications For Highway Bridges, 1969 / 1971 Interim / 1973)，活載重採用H20-S16，地震力 $EQ=C \times D$ ，C為設計水平地震力係數，D為靜重。
2. 設計地震力：設計水平地震力係數皆由設計顧問公司專案分析訂定，其值從北至南為0.1~0.2之間，其中新竹到台南縣較大，為0.15~0.2。茲舉原中山高橋長300公尺以上之橋梁為例，詳見表2.3-1。其中嘉南地區，因地屬強震活動頻繁地區，道基公司為求慎重還特別研究，於民國61年編訂"南北高速公路嘉南段地震研究"。
3. 設計方法：不論上構或下構，鋼筋混凝土皆採用保守的工作應力法，未採用強度設計法。
4. 工程材料：預力混凝土  $fc' = 350 \text{ kg/cm}^2$   
鋼筋混凝土  $fc' = 240 \text{ kg/cm}^2$   
鋼筋  $fy = 2800 \text{ kg/cm}^2$
5. 橋梁結構型式：橋梁上部結構及下部結構型式，以長度300公尺



以上橋梁為例詳見表2.3-2。

6. 橋梁防止落橋之方式：有設置止震塊，防震拉桿及人造橡膠支承墊等，但部份早於61年設計之橋梁則未設置前二種方式，需再檢討。

表 2.3-1 原中山高橋長300公尺以上橋梁設計水平地震係數及設計單位

原設計樁號	橋名	地點	橋長(m)	設計水平 地震係數	設計日期	設計單位
19K+121	內湖橋	台北市	680	0.1	61.5	DCI(美)
21K+944	大直橋	台北市	1130	0.12	64.4	川田(日本)
23K+877	圓山橋	台北市	671	0.15	62.3	林同棧(美)公司
26K+010	淡水河橋	台北市-台北縣	745	0.15	61.7	DCI(美)
31K+069	洩洪橋	台北縣	1000	0.1	59.9	DCI(美)
87K+809	鳳山溪橋	新竹	630	0.15	62.11	高公局自辦
92K+236	頭前溪橋	新竹	809	0.15	62.11	高公局自辦
114K+860	中港溪橋	苗栗	370	0.15	63.6	高公局自辦
136K+278	後龍溪橋	苗栗	770	0.15	63.8	中華顧問
154K+673	景山溪橋	苗栗	307	0.15	63.8	中華顧問
155K+498	大安溪橋	苗栗-台中縣	964	0.15	63.8	中華顧問
164K+068	大甲溪橋	台中縣	1050	0.15	63.8	中華顧問
179K+347	筏子溪橋	台中縣-彰化	374	0.15	63.8	中華顧問
191K+221	烏溪橋	彰化	1015	0.15	63.9	中華顧問
227K+428	中沙大橋	彰化-雲林	2345	0.15	63.9	中華顧問
239K+248	虎尾溪橋	雲林	350	0.2	64.6	中華顧問
262K+198	牛稠溪橋	嘉義縣	450	0.2	64.6	中華顧問
275K+456	八掌溪橋	嘉義-台南	400	0.2	62.1	道基(德)
294K+396	急水溪橋	台南縣	800	0.15	62.1	道基(德)
309K+208	曾文溪橋	台南縣	939	0.15	62.1	道基(德)
317K+665	鹽水溪橋	台南縣	300	0.15	62.1	道基(德)
336K+171	二仁溪橋	台南-高雄	407	0.15	62.1	道基(德)

表 2.3-2 原中山高300公尺以上橋梁上部結構及下部結構之類型

表2.3-2(續)

## 二、汐止五股段高架拓寬部份橋梁結構之耐震設計

中山高自民國67年10月31日全線通車以來，因交通量急劇增加導致服務水準日益低落，尤以大台北地區之汐止至五股間路段為甚。貴局有鑒於此，乃研擬就此路段之既有路權範圍內可用土地增加車道數以改善公路服務水準，並採原路兩側高架拓寬之計畫，於民國79年委由林同棧國際工程顧問公司辦理工程設計。

其工程範圍里程北上自12K+400U至33K+105，南下自12K+400D至32K+876，絕大部份為橋梁結構。

橋梁結構耐震設計係採用美國加州公路局Caltrans(California Department of Transportation)設計規範，主要考慮地域與活動斷層之相關性、地盤之地震反應、橋梁之彈性反應特性等，屬於"強度設計"之設計理念，在中小規模之地震，以彈性領域之抵抗來設計，對於大地震若以彈性設計甚為不經濟，橋梁應具有可能範圍之韌性，橋墩之柱腳部份容許產生塑性鉸，基礎及結合部則不容許有明顯之損壞。

本段工程橋梁類型仍以常用之預力I型梁為主，惟圓山台北段採用最大跨徑175m之懸臂式場鑄箱型梁橋及淡水河段、三重段採用最大跨徑95m之箱型鋼梁橋二者較特別，特摘要介紹如下：

(一)懸臂式場鑄箱型梁橋：係採場鑄節塊懸臂施工，當柱頭節塊與橋墩混凝土澆鑄成一體後，即在柱頭節塊兩端吊裝工作車。箱型梁以懸臂節塊方式由柱頭兩端以場鑄混凝土向外施築。當相臨兩墩之懸臂箱型梁在中間閉合時，則於閉合節塊內裝設連接兩邊之連續鋼筋及預力鋼鍵。閉合節塊長度以2.5m到4.0m為限。

預力混凝土箱梁與橋墩間採剛接方式。靜定懸臂梁柱結構經由兩側懸臂澆注而成多跨剛構之超靜定剛架結構以抵禦地震等外力。混凝土材料之潛變、乾縮及鋼鍵之鬆弛因素均在該梁結構計算分析中予以考慮，且施工各階段懸臂箱梁之預拱實測資料將與理論計算值相比對，並做必要之調整後，漸序進展至懸臂末端，以確保箱梁結合成連續剛構系統後橋面之高程符合設計高程。

圓山段懸臂橋係多跨連續剛構架，其最長單元即兩端柱間長達671m，該單元橋為六跨連續箱型梁，跨徑配置為75+150+2@142.5+118+43m，最外二邊的四個橋墩為縱向可動支承，其餘橋墩與箱梁固接。林同棧國際工程顧問公司針對此橋梁

結構系統以動力歷時分析複核原設計之多震態反應譜分析，並對各構件作非線性分析及檢核假設參數之可靠性及構件安全程度，以確保其耐震能力。

(二)箱型鋼梁橋：主要用於跨越重要路口交通不宜中斷處，行水區場鑄梁不宜施工處及地形複雜處和交流道、匝道曲率半徑較小處。連續箱型鋼梁一般以不超過60公尺跨徑為原則，至於新設交流道部份，由於匝道之彎曲半徑較小，宜採用30~35m左右之跨徑，另於三重段為跨越現有高速公路翼牆、歌林電氣公司及三和路，跨徑則以95m配置。全線箱型鋼梁共計長11,659公尺。

下部結構因受地區限制，採用單柱結構或構架，又圓山段懸臂橋及三重段鋼梁等較特殊構造部份，均委請美國加州 International Civil Engineering Consultant (ICEC)做耐震行為評估，結果良好。茲分項說明如下：

#### 1. 設計規範：

- (1)交通部76年頒行之「公路橋梁設計規範」。
- (2)美國公路及運輸官員協會(AASHTO)1989年「公路橋梁標準規範」第14版。
- (3)美國混凝土學會(ACI)ACI 318-89「鋼筋混凝土設計規範」。
- (4)美國電焊協會(AWS)1990年「鋼結構電焊規範」。
- (5)美國AISC 1989年「鋼構造設計規範」第9版。
- (6)美國AASHTO 1989年「Guide Specifications for Design & Construction of Segmental Concrete Bridge」。
- (7)日本道路協會「道路橋梁示方書」。
- (8)美國加州公路局(Caltrans)「公路橋梁標準規範」1990年。

#### 2. 設計地震力

設計地震力EQ經按Caltrans規範規定並採用上述台北盆地地震加速度反應譜計算如下：

$$EQ=ARS \cdot W/Z$$

A：最大設計地表加速度

R：正規化阻尼5%彈性加速度反應譜

S：土壤放大係數

W：橋梁自重

$Z$ ：韌性反應修正因子(上述所謂折減係數)

其中， $A=0.2g$ ， $Z=3$

RS查台北盆地內加速度反應譜 $S_a$

一般橋梁採用之 $S_a$ 最大值為2.4

圓山—台北段懸臂橋採用 $S_a$ 最大值為3.06

若以結構物周期 $T=0.5\sim 1$ 秒為例，則懸臂橋梁設計地震力 $EQ=0.2\times 3.06\times W/3=0.204W$ ，即地震力水平力係數為0.204。

一般橋梁之設計地震力 $EQ=0.2\times 2.4/3W=0.16W$ ，即地震力水平力係數為0.16。即本部份橋梁之設計地震力都較原中山高在台北盆地區之橋梁為高。

### 3. 設計方法：

#### (1) 預力混凝土

容許應力法校核構材應力，以強度設計法校核構材之撓曲強度及剪力。

#### (2) 鋼筋混凝土

① 上部結構：強度設計法

② 下部結構：

A. 橋台、擋土牆及土壤接觸之結構物：工作應力法

B. 場鑄基樁及基礎：工作應力法

C. 橋墩之柱及帽梁：強度設計法

#### (3) 鋼結構：工作應力法

#### (4) 支承：工作應力法

### 4. 工程材料

(1) 預力混凝土  $f'_c \geq 350\text{kg/cm}^2$ ， $f'_{ci} \geq 280\text{kg/cm}^2$

(2) 鋼筋混凝土：

橋墩  $f'_c \geq 280\text{kg/cm}^2$

橋台  $f'_c \geq 240\text{kg/cm}^2$

場鑄基樁  $f'_c \geq 240\text{kg/cm}^2$

(設計採用  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

(3) 鋼筋：

鋼筋小於16mm  $\phi$  及基樁鋼筋採用  $f_y \geq 2800\text{kg/cm}^2$ ，其

餘鋼筋均採用 $f_y \geq 4200\text{kg/cm}^2$ 。

(4) 鋼結構

A. 結構用鋼板最小降伏強度

ASTM A709 GRADE 36,  $f_y \geq 2500\text{kg/cm}^2$

ASTM A709 GRADE 50,  $f_y \geq 3500\text{kg/cm}^2$

B. ASTM A325 耐候性摩擦式螺栓(TYPE 3)

(5) 預力鋼材

採用高拉力七線絞索,  $f'_s \geq 19000\text{kg/cm}^2$

5. 橋梁結構型式：

橋梁結構型式參見表2.3-3。

6. 橋梁防止落橋之方式及其他：

防止落橋採用止震塊(橫向及縱向), 防震拉條及帽梁寬度(防落長度)符合Caltrans耐震規範之規定；另台北圓山段懸臂橋設有"監測系統"。

表 2.3-3 中山高汐止五股段高架拓寬之結構型式

標別	里程	橋寬 (m)	橋長 (m)	跨徑範圍 (m)	橋梁型式	
					上部結構	下部結構
1-6	12+418U~18+180U 12+418D~18+101D (NIC.東湖交流道)	11.05~12.06	11,481.000	80.00	中空橋面版橋梁 預力 I 型梁 預力雙 T 型箱梁 三~四孔連箱型鋼梁	單柱結構 單柱構架 沉箱 填土擋土牆
7.8.10.	18+180U~20+114U 18+101D~19+692D	12.60~28.09	3,525.000	15~40	預力 I 型梁	單柱結構 及部份場鑄沉箱
11.14. 15.	19+692D~22+638D	12.60	2,946.112	24~36	預力 I 型梁	單柱結構
9.	堤頂交流道	12.60~15.15	930.000	20~25	預力 I 型梁 箱頂鋼梁	填土擋土牆 樁基礎 單柱結構
12.13.	20+114U~21+044U 21+044U~22+632U	8.60~18.00	952.000 1,566.000	30~65	預力 I 型梁 預力箱型梁 箱型鋼梁	雙柱門框架 單柱結構
16	22+632U~24+342U 22+638D~24+223D	12.60	1,710.000 1,585.000	175.00	懸臂式後拉 預力混凝土箱型梁	單實心柱結構 單空心柱結構
17.	24+342U~25+243U 24+223D~25+232D	12.60	901.000 1,009.000	100.00	懸臂式後拉 預力混凝土箱型梁	單柱結構
18.	25+243U~26+361U 25+232D~26+348D (含環北交流道)	12.60~27.42 3.15~11.60	1,118.000 1,116.000	70.00	二~四孔連續箱型鋼梁 預力 I 型梁 平版梁	單柱構架 雙柱門框架 參柱門框架
19.	26+361U~27+439U	16.35	1,078.000	60.00	三~四孔連續箱型鋼梁	門框式構架 單柱構架
20.	26+348D~27+503D	16.35	1,070.000	70.00	三~四孔連續箱型鋼梁	門框式構架 單柱構架
21.	27+439U~28+509U	16.35	1,155.000	95.00	三~四孔連續箱型鋼梁	單柱結構
22.	27+503D~28+485D	16.35	982.000	95.00	三~四孔連續箱型鋼梁	單柱結構
23.	28+509U~29+428U	16.35	919.000	32~50	預力 I 型梁	單柱構架 雙柱構架
24.	28+485D~29+394D	16.35	909.000	32~50	預力 I 型梁	單柱構架 雙柱構架
25.	29+428U~30+424U	16.35	996.000	34~40.086	預力 I 型梁	單柱構架 雙柱構架
26.	29+394D~30+432D	16.35	1,038.000	34~39.94	預力 I 型梁	單柱構架 雙柱構架
27.	30+424U~31+559U 30+432D~31+552D	16.35	1,135.000 1,210.000	23~33	預力 I 型梁	單柱構架 雙柱構架
28.	31+559U~33+020U	8.60~24.95	1,461.000	15~30	預力 I 型梁 中空橋面版棧橋	單柱結構 雙柱門框架 樁基礎 填土擋土牆
29.	31+552D~32+851D	8.60~16.35	1,229.000	13~30	預力 I 型梁 中空橋面版棧橋	單柱結構 雙柱門框架 樁基礎 填土擋土牆



### 三、新竹員林段拓寬工程橋梁結構之耐震設計

北二高中和新竹段於82年8月通車，與本路於99K+400新竹系統交流道處相交。由於車道數不平衡，導致其南中山高速公路路段交通壅塞。

為有效紓解前項問題，貴局遂研擬於既有路權內，雙向各增設一車道方式予以平面拓寬。自北二高新竹系統交流道起，南至員林交流道止，共長111.6公里。其中橋梁部份拓寬設計原則如下：

1. 參照原有基礎型式，設置獨立之下部結構，新設橋面則與原有橋面銜接。
2. 外側各拓寬3.27公尺。
3. 車道寬亦由3.75公尺縮減為3.65公尺，內、外側路肩寬度，仍維持1公尺及3公尺。
4. 橋梁設計設計活載重於新舊橋面版固接段採用HS 20-44，於新舊橋面版分離段，採用HS 20-44加25%。
5. 橋面版拓寬如採新舊固接方式者，以維持原保護層厚度(2.5公分)為原則；若係新設獨立橋梁者，保護層厚度，則以4公分為原則。
6. 橋面版拓寬如採新舊固接方方式者，橋墩之柱及帽梁設計方法採用工作應力法；若係新設分離式獨立橋梁者，則採用強度設計法。

本段拓寬工程自99K+650至211K+200共分八段，皆委由國內顧問公司辦理設計監造作業，詳見表2.3-4。

表 2.3-4 新竹員林段拓寬工程設計公司及日期

工程名稱	工程範圍	顧問公司	設計日期
新竹—頭份段	99K+650~109K+650 10.0 KMs	昭凌工程顧問公司	82.12
頭份—苗栗段	109K+650~133K+470 23.82 KMs	中華顧問工程司	82.10
苗栗—三義段	133K+470~150K+830 17.36 KMs	中華顧問工程司	83.01
三義—豐原段	150K+830~168K+300 17.47 KMs	昭凌工程顧問公司	83.01
豐原—台中段	168K+300~179K+230 10.93 KMs	中興工程顧問公司	83.01
台中—王田段	179K+230~189K+800 10.57 KMs	林同棧工程顧問公司	83.01
王田—彰化段	189K+800~199K+200 9.4 KMs	中興工程顧問公司	83.01
彰化—員林段	199K+200~211K+200 12.0 KMs	亞新工程顧問公司	83.01

本拓寬工程橋梁設計因已採用交通部76年頒佈之公路橋梁設計

規範，故設計水平震力係數已考慮地層特性及橋梁結構基本振動週期 $T$ 之影響。在構材韌性設計方面，也已參照交通部於民國81年6月所完成之「公路橋梁設計規範耐震設計調查研究報告」及交通部委由國家地震工程研究中心，於民國82年10月所完成之「公路橋梁耐震設計規範草案研究報告」等來辦理。

因1994美國北嶺大地震，1995年日本阪神大地震均為典型淺層地震破壞模式，橋梁耐震設計須考量對垂直地震顯著區域與長跨度或不對稱橋梁結構之影響。耐震分析不只考慮雙向水平地震力，還須增加垂直地震力載重組合效應。又防止落橋措施部份除依規範配置足夠支承長度外，活動端支承均設置橫向止震塊(剪力樺)，伸縮縫處另加設防震拉桿。

本段拓寬工程之設計準則分項說明如下：

#### 1. 設計規範：

- (1) 交通部76年頒行之公路橋梁設計規範。
- (2) Standard Specifications for Highway Bridge, 14 Edition, 1989.
- (3) Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridge, AASHTO 1989.
- (4) Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges, AASHTO 1980.
- (5) 日本道路公團「道路橋示方書」。
- (6) 日本道路公團「設計要領第二集」。

#### 2. 設計地震力

按76年規範設計水平地震力係數( $K_h$ )應依照下式計算：

$$K_h = ZSIC_0$$

其中 $K_h \geq 0.1$

$C_0$ ：標準設計震力係數， $C_0=0.15$

$Z$ ：震區係數

$S$ ：地層係數

$I$ ：重要性係數

以王田交流道之標準為例計算 $K_h$ ：

$$K_h = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.15 = 0.12$$

設計採用 $K_h=0.15$ 與原中山高一樣。

3. 設計方法：

(1) 預力混凝土

容許應力法校核構材應力，以強度設計法校核構材之撓曲強度及剪力。

(2) 鋼筋混凝土

① 上部結構：強度設計法

② 下部結構：

A. 橋台、擋土牆及土壤接觸之結構物：工作應力法

B. 場鑄基樁及基礎：工作應力法

C. 橋墩之柱及帽梁：強度設計法

(3) 鋼結構：工作應力法

(4) 支承：工作應力法

4. 工程材料

(1) 預力混凝土  $f'_c \geq 350\text{kg/cm}^2$  ,  $f'_{ci} \geq 280\text{kg/cm}^2$

(2) 鋼筋混凝土：

橋墩  $f'_c \geq 280\text{kg/cm}^2$

橋台  $f'_c \geq 240\text{kg/cm}^2$

場鑄基樁  $f'_c \geq 240\text{kg/cm}^2$

(設計採用  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

(3) 鋼筋：

19mm  $\phi$  (含)以上， $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

16mm  $\phi$  (含)以下及基樁， $f_y=2800\text{kg/cm}^2$

(4) 鋼結構

A. 結構用鋼板最小降伏強度

ASTM A709 GRADE 36， $f_y \geq 2500\text{kg/cm}^2$

ASTM A709 GRADE 50， $f_y \geq 3500\text{kg/cm}^2$

B. ASTM A325 耐候性摩擦式螺栓(TYPE 3)

(5) 預力鋼材

採用高拉力七線絞索， $f'_s \geq 19000\text{kg/cm}^2$

5. 橋梁防止落橋之方式：

防止落橋所採用之止震塊、防震拉條及帽梁寬度(防落長度)參照「公路橋梁耐震設計規範草案研究報告」之規定辦理。

#### 四、員林高雄段拓寬工程橋梁結構之耐震設計

為因應西部走廊旅運需求，貴局在完成新竹員林段之拓寬工程設計後，繼續辦理員林高雄段之拓寬工程。自211K+781至366K+500共長約155公里，內含台南都會區部份及八掌、急水、曾文溪橋改建等。

其中橋梁部拓寬設計原則如下：

1. 參照原有基礎型式，設置獨立之下部結構，新設橋面則與原有橋面銜接。
2. 外側各拓寬3.27公尺。
3. 車道寬亦由3.75公尺縮減為3.65公尺，內、外側路肩寬度，仍維持1公尺及3公尺。
4. 橋梁設計設計活載重於新舊橋面版固接段採用HS 20-44，於新舊橋面版分離段，採用HS 20-44加25%。
5. 橋面版拓寬如採新舊固接方式者，以維持原保護層厚度(2.5公分)為原則；若係新設獨立橋梁者，保護層厚度，則以4公分為原則。
6. 橋面版拓寬如採新舊固接方方式者，橋墩之柱及帽梁設計方法採用工作應力法；若係新設分離式獨立橋梁者，則採用強度設計法。
7. 依據省水利處之治理基本計畫之最高洪水位，檢核全線橋梁自由出水位淨高是否足夠，不足者配合提高。

本段拓寬工程共分六段，皆委由國內顧問公司辦理設計與監造作業，詳見表2.3-5。

表 2.3-5 員林高雄拓寬工程設計公司及日期

設計標段	設計里程	設計顧問公司	設計日期
員林至大林段	211K+781~252K+000	中央營建技術顧問社	87.12
大林至新營段	252K+000~292K+500	林同棧工程顧問公司	87.12
新營至關廟段	298K+500~330K+699	中華顧問工程司	88.03
關廟至高雄段	330K+699~366K+500	中華顧問工程司	87.12
台南都會區(屬麻豆至高雄段拓寬工程規劃工作範圍)	315K+500~330K+699	亞新工程顧問公司	86.01
八掌、急水、曾文溪橋改建	274K+250(北上)	林同棧工程顧問公司	87.08
	274K+300(南下)~277K+000		
	292K+500~298+500		
	307K+800~310K+580		

本段拓寬工程新建橋梁已依據84年部頒「公路橋梁耐震設計規範」辦理。現有橋梁拓寬，為維持行車之舒適性新舊橋面版固接，與舊橋結構關係密切，故依據76年部頒「公路橋梁設計規範辦理」，

但結構體細部設計仍須符合「公路橋梁耐震設計規範」有關構材之韌性設計規定。惟於本工程進行設計中台灣遭逢921集集大地震之侵襲，本次大地震後，國家地震工程研究中心針對耐震規範展開檢討研究，並提出「建築技術規則建築構造編耐震規範與解說」修正建議。其中影響較大的項目為地震分區由原規範的四區(地震一甲區、地震一乙區、地震二區及地震三區)建議改為二區(地震甲區及地震乙區)，震區工址水平加速度係數也分別由0.33g、0.28g、0.23g及0.18g修正為0.33g及0.23g。另外台北盆地之震譜係數也加以提高，近斷層設計地震力也加以考量，其它如垂直地震力加重考量等等。目前已由內政部函告各相關單位正式實施，交通部亦於八十九年四月七日以交技89字第003577號函頒修正「公路橋梁耐震設計規範」有關章節。

依 貴局民國八十九年二月三日技八九第00325-1號函指示，中山高速公路員林高雄段拓寬工程為因應上述規範修正部份予以重新評估檢核修正，包含原既有橋梁等結構物亦一併納入考量。此次變更設計係為配合交通部修正「公路橋梁耐震設計規範」部份一提高地震係數及加強垂直地震力，而進行耐震評估補強及設計變更，目標為使其在補強後亦能符合最新耐震標準。其設計準則分項說明如下：

#### 1. 設計規範

- (1) 交通部於民國76年頒佈之「公路橋梁設計規範」
- (2) 交通部於民國84年頒佈之「公路橋梁耐震設計規範」
- (3) 美國 AASHTO 出版之「公路橋梁設計規範」(Standard Specifications for Highway Bridges)
- (4) 美國電焊協會(AWS)出版之「橋梁電焊規範」(Bridge Welding Code)
- (5) 美國AISC出版之「鋼構造設計規範」
- (6) 日本道路協會出版之「道路橋梁示方書」
- (7) 日本道路公團出版之「設計要領第二集」

#### 2. 設計地震力

按84年耐震規範計算車行方向及垂直方向所受最小設計水平地震力 $V_{min}$ ，如下：

$$\text{其中 } V_{\max} = \left\{ \frac{ZI}{1.2\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W, \frac{ZIF_u}{3.0\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W \right\}$$

C：工址正規化水平加速度反應譜係數

W：橋梁設計單位全部靜載重，包括上部結構之靜載重與橋墩重量

Z：工址水平加速度係數

I：用途係數

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數

$F_u$ ：結構系統地震力折減係數

$\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ ：修正之加速度反應譜係數

以本工程改建橋梁八掌溪橋、急水溪橋及曾文溪橋為例，與原中山高之同一橋梁比較見表2.3-6。

表 2.3-6 原中山高與改建部份橋梁設計水平地震係數比較

橋名	原中山高	改建行車方向	改建垂直行車向
八掌溪橋	0.2	0.22	0.2
急水溪橋	0.15	0.18	0.2
曾文溪橋	0.15	0.17	0.17

可見改建部份橋梁設計水平地震力係數都較大。

### 3. 耐震評估依據規範

(1) 交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」(民國84年)暨89年4月7日交技89字第003577號函頒修正「公路橋梁耐震設計規範」有關章節。

(2) 交通部台灣區國道高速公路局「國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」(民國89年9月)。

(3) 交通部委託台灣大學地震工程研究中心研擬「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」(民國85年)。

(4) 內政部修正之「建築技術規則建築構造編耐震規範與解說」。

(5) 「Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges」, Report No. FHWA-RD-94-052, May 1995, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

### 4. 設計方法：

(1) 預力混凝土

容許應力法校核構材應力，以強度設計法校核構材之撓曲強度及剪力。

(2) 鋼筋混凝土

① 上部結構：強度設計法

② 下部結構：

A. 橋台、擋土牆及土壤接觸之結構物：工作應力法

B. 場鑄基樁及基礎：工作應力法

C. 橋墩之柱及帽梁：強度設計法

③ 鋼結構：工作應力法

④ 支承：工作應力法

5. 工程材料

(1) 預力混凝土  $f_c' \geq 350\text{kg/cm}^2$ ， $f_{ci}' \geq 280\text{kg/cm}^2$

(2) 鋼筋混凝土：

橋墩  $f_c' \geq 280\text{kg/cm}^2$

橋台  $f_c' \geq 240\text{kg/cm}^2$

場鑄基樁  $f_c' \geq 240\text{kg/cm}^2$

(設計採用  $f_c' = 210\text{kg/cm}^2$ )

(3) 鋼筋：

19mm  $\phi$  (含)以上， $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

16mm  $\phi$  (含)以下及基樁， $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$

(4) 鋼結構

A. 結構用鋼板最小降伏強度

ASTM A709 GRADE 36， $f_y \geq 2500\text{kg/cm}^2$

ASTM A709 GRADE 50， $f_y \geq 3500\text{kg/cm}^2$

B. ASTM A325 耐候性摩擦式螺栓(TYPE 3)

(5) 預力鋼材

採用高拉力七線絞索， $f_s' \geq 19000\text{kg/cm}^2$

6. 橋梁防止落橋之方式：

防止落橋所採用之止震塊、防震拉條及帽梁寬度(防落長度)符合84年部頒「公路橋梁耐震設計規範」及89年4月7日修正條文之規定。

## 2.4 921地震後國工局對於設計施工中之橋梁耐震處理原則

## 2.4.1 國工局施工中橋梁之破壞情況

本次大地震，國工局施工中之中二高橋梁區位因距震央較近，造成程度不一之損毀，檢討本次地震發生後國工局橋梁受損狀況概述如下：

### 一、橋梁及結構物受損主要情形

#### (一)箱型梁

##### 1. 移位：

(1)由於盤式支承損壞或鋼筋混凝土墊破壞，造成上部結構與下部結構有相對位移，最大者達80公分左右。

(2)施工中之節塊推進工法位移：雲嘉段縱貫鐵路二號穿越橋上部結構以節塊推進工法施工並已完成所有節塊製作並推至定位，由於節塊尚未換裝支承僅以臨時固定設施固定，地震時臨時固定設施破壞造成整座上部結構橋梁縱向位移80公分。

2. 裂痕：部分施工中之場鑄箱型梁由於支撐架受地震影響產生沉陷或損壞，造成尚未施預力之箱型梁發生結構裂縫。

3. 預鑄節塊裂損：南投路段南投高架橋係以預鑄節塊工法施工，預鑄場內堆置之預鑄節塊由於地面因地震產生差異沉陷，造成堆放於預鑄場內預鑄節塊有裂縫發生。

#### (二)PCI梁

1. 已吊裝尚未施作隔梁之PCI梁受震傾倒斷裂：本次地震部分已吊裝完成但尚未施作隔梁之PCI型梁，因橫向力固定不足，地震力造成PCI梁傾倒後掉落地面斷裂。

2. 預鑄場製作完成之PCI梁傾倒：部分於預鑄場內已澆注完成之預鑄預力I型梁(部分已施預力)因受地震力作用傾倒。

#### (三)橋墩及橋台

受損情形包括墩柱傾斜、橋台伸縮縫處碰撞或扯開及已綁紮之鋼筋傾倒等。

#### (四)盤式支承

部分橋梁施工進度已完成上部結構施作，部分橋梁設計之結構系統考慮由盤式支承傳遞水平力，由於地震力超過盤式支承之設計水平荷重，造成盤式支承破壞，其破壞模式可分為支承本體破壞及其下RC墊損毀兩類。

#### (五)擋土牆及箱涵



部分擋土牆發生側滑現象，有數座箱涵於伸縮縫處發生差異沉陷及相對位移與轉角。造成止水帶破壞，翼牆與箱涵之伸縮縫處亦有程度不等之相對位移。

(六)特殊工法施工設備受損

1. 支撐先進工法設備：南投路段名間高架橋支承支撐先進鋼梁之滾輪處因地震影響，造成支撐鋼架與滾輪分離。另清水溪河川橋支承滾輪下方型鋼變形，亦造成支撐鋼架與滾輪分離及震落。
2. 節塊推進工法施工設備：南投路段平林溪河川橋節塊推進預鑄場模板下方之油壓千斤頂受地震震落，造成模板損壞。
3. 預鑄節塊逐跨工法施工設備：南投路段南投高架橋預鑄節塊逐跨施工鋼梁局部桿件發生挫屈或斷裂，支承支撐鋼架之滾輪及支承預鑄節塊之坦克輪因地震脫落。

有關橋梁之破壞模式及受損數量統計，如表2.4-1。

表 2.4-1 國工局施工中橋梁之破壞模式及數量統計表

項目名稱	破壞模式	數量
箱型梁(含鋼箱梁)	移位	26結構單元
	裂痕	9跨
	預鑄節塊裂損	110塊
PCI型梁	墜落斷裂	108根
	傾倒碰撞損壞	108根
	移位	1處
	橋面版裂痕	3跨
橋墩	裂痕	6根
	鋼筋倒塌、傾倒	33根
	移位、傾斜或隆起	4根
橋台	裂痕	6處
	鋼筋倒塌、傾倒	4處
	移位	2處
伸縮縫	扭曲變形	1道
盤式支承	破壞	151個
橡膠支承	變形損壞	2個
RC墊	破壞	181個
箱涵	翼牆移位裂痕	6處
擋土牆	移位	1處

二、地震對已澆置混凝土之影響

地震前澆注之混凝土，在混凝土澆注完成後，混凝土強度尚未達預期強度前，因地震之震動影響，是否會造成混凝土強度降低及鋼筋與混凝土間握裹力不足等問題，國工局地震前七天澆注混凝土之數量詳如表2.4-2所示。

表 2.4-2 集集大地震前七天(9.14-9.21)工區澆注混凝土數量統計表

地震發生前之時間	數量(m <sup>3</sup> )	備註
0~12小時	9,201*	
12~24小時	1,809	
1~2天	4,374	
2~4天	21,576	
4~7天	26,790	

[\*：數量以混凝土澆注完成後至地震發生之時間少於12小時計算。]

地震前澆注混凝土構件是否受地震影響，評估構件是否堪用須考慮以下個別之差異性：

(一)不同承商製程品管不同，所拌合之混凝土的品質也會有差別，故應先收集下列資料作綜合評估：

1. 混凝土澆置紀錄如混凝土之配比、澆注方式、構件之支撐方式等。
2. 瞭解混凝土強度之發展過程。

考慮以上不同構件之差異性先作初步研判是否堪用，若須進一步研判可再配合施作鑽心取樣或各種非破壞性檢測以決定混凝土構件是否須加以敲除。

(二)混凝土構件位置不同，重要性亦不同，如箱型梁、橋墩及基礎等構造物應視為重要性構件。

(三)新澆置混凝土受震可能產生之影響

傳統RC構造之施工循環單元為組內模、排置鋼筋、封外模、再澆置混凝土。如此往復循環多次澆注而成。然於施工過程中若遭遇地震，混凝土受震性質可能有所改變，實有許多不確定因素等待探討：

1. 混凝土之強度變異

新澆置混凝土受震，是否會產生混凝土內部微裂縫，導致膠結力喪失，使強度有所折減？或是增加混凝土浮水效應，

而造成強度降低的情形。

## 2. 版筋容易錯位，改變保護層厚度

地震力容易使版筋移位或自水泥墊塊上掉落，完工後斷面不符設計強度，或使鋼筋容易鏽蝕。

## 3. 鋼筋握裹力喪失

RC垂直構件分段澆置時，其上預留筋和新澆置完成的構件受震會產生不同的運動型態，鋼筋甩動可能使其根部附近新澆置混凝土產生擴孔，鋼筋和混凝土產生間隙的後果，會造成鋼筋握裹力的喪失。

### 三、橋梁工程之因應對策

921集集大地震對國工局工區橋梁受損情況以距震央最近之南投路段災損最嚴重，台中環線、快官草屯段及雲林嘉義段等次之，在如此大規模地震下，國工局橋梁災損情況尚可接受。惟從橋梁破壞模式中進行檢討，國工局後續橋梁設計或施工之因應對策：

- (一)國工局各路段受損之橋梁雖屬施工中之災害，然檢討當初設計大部分路段係採用76年交通部頒規範，依該規範受損路段大部分屬於中震區，其地震水平係數 $K_h$ 值介於0.12~0.15之間，而根據此次921集集大地震中央氣象局地震測站測得之東西向水平加速度高達989gal，顯見原考量設計地震力似乎不足，對已完成設計或施工中之橋梁應有重新檢討其耐震能力之必要。
- (二)落橋為橋梁破壞中最嚴重之災害，故耐震設計考量上，除了韌性設計外，應加強多道防落橋措施觀念，適當設計並配合足夠之防落長度、防震拉條、止震塊或剪力樺設置使其能在地震時發揮防止落橋功能(已納入後續路段設計檢討，詳表2.4-3)。

表 2.4-3 國工局未來設計路段國道橋梁耐震設計考量

項目	耐震設計考量
RC 支承墊	1. 研訂支承墊及調坡塊之最大及最小高度 2. 就應力流分佈之力學行為檢討支承墊形狀 3. 支承墊配筋量重新檢核
防震拉條	1. 於所有橋梁伸縮縫兩側設置防震拉條
其它防落裝置	1. 提高橋梁防落長度值(採基本防落長度值之1.5倍) 2. 考量橋墩與上構接合處多採用剪力鋼箱或其它相同功能設計
PCI 梁橋	1. 檢討止震塊及隔梁之設計強度 2. 要求承商於完成吊梁後儘速施作隔梁及止震塊 3. 考量PCI梁吊裝後規定施作必要之臨時固定
抗震構件鋼筋材質規定及鋼筋續接	1. 考量橋梁主要抗震構件鋼筋材質採用 CNS 560 SD42W(較能承受往復應力) 2. 考量主要抗震構件鋼筋(例如橋柱縱向主筋)採用機械式續接

- (三)於適合之橋址多採用隔減震支承以提高橋梁耐震能力。
- (四)對於高速公路如此重要之維生通路，其路線最好能避開斷層帶，若需穿越宜採路堤方式以方便災後修復，不得已必須以橋梁型式通過時則需考量加設防落橋或隔、減震等設施。使未來可能承受之災害減至最低。
- (五)對於地震前澆注混凝土之強度及混凝土與鋼筋之握裹力是否受地震震動影響，應評估其結構容量是否足夠。
- (六)PCI型梁吊裝完成尚未澆注間隔梁，或已完成之上部結構但仍處於活動支承狀態之施工中橋梁，易因地震而倒塌或位移，建議施工單位重視施工中結構體之臨時固定措施。
- (七)國工局於921集集大地震後，因應各規設及施工階段橋梁工程之特性與實務要求，分為1.接近完工，2.下構已施工，3.已發包尚未施工，4.細設近完成，5.初設中五個部份研擬補強對策，詳見表2.4-4所示。
- (八)國工局「地震對已澆置混凝土影響之探討」(90年12月)。

921集集大地震發生時，許多混凝土剛澆置完成不久；此類新澆置工程之品質，是否受到地震之影響。混凝土強度是否降低?鋼筋與混凝土間之握裹力是否減弱?外觀現象可否說明內部損害程度?

表 2.4-4 國工局921地震後橋梁工程補強對策

國工局委託學術單位進行研究以實驗及理論分析方法，評估剛澆置混凝土遭遇地震後之晚期強度與握裹力。實驗與分析結果顯示以下幾點結論：(1)RC構件澆置後受震，若外模與其支撐系統良好，拆模後混凝土表面又無損壞，則內部混凝土強度不易受影響；(2)受震RC構件中因鋼筋慣性力而於新澆置混凝土中走位之可能性甚微，對握裹力之影響亦有限；(3)較長預留筋之根部有可能發生擴孔現象，其擴孔量與深度可由等值彈簧係數與理論分析方法求得；(4)提供一簡易評估混凝土橋柱握裹強度影響判定準則。

## 2.5 921地震後公路總局之橋梁耐震補強處理原則

民國88年9月21日發生之集集大地震其地震規模之大及影響層面之廣均為台灣地震史上所罕見，交通部遂針對該地震特性於民國89年4月7日以交技八九字第00三五七七號函對民國84年1月9日頒佈之公路橋梁耐震設計規範有局部修正。本次修正條文最主要之部份為地震分區大幅改變及垂直地震力納入設計考量，原細分四區之地震分區成甲、乙兩區，其相對應之工址水平加速度係數 $Z$ 值分別為0.33及0.23，經此改變台灣大部份地區之工址水平加速度係數增加18%~83%不等，垂直地震力方面則由原規定「垂直地震力得不予考慮」改為「應考慮水平兩直交方向及垂直方向地震效應之組合」。由於上述兩項重大修正，公路總局所管轄橋梁應全面評估其耐震能力，若未能符合最新修正版公路橋梁耐震設計規範之相關規定則應予以補強。本公路橋梁耐震補強評估處理準則，係針對公路總局管轄所有橋梁擬定一評估檢討之優先順序處理原則，至於評估結果其耐震能力不足而須加以補強者，補強之設計應參考交通部科技顧問室委託財團法人台灣營建研究院之「橋梁耐震補強準則」研究報告，或學術界相關之耐震補強研究報告。

部份河川橋梁，或因有拓寬需求之老舊橋梁以全面改建較適宜者，或因河床高程改變基礎已裸露以致基礎結構及基礎承載能力均降低須改建者，以專案計畫報部處理外，鑑於921地震後發覺橋梁防落橋裝置例如防震拉桿發揮相當功效，加設防落橋裝置應可立即辦理，再進行耐震補強評估之後續補強事宜，故實際補強工作與橋梁耐震補強評估應分兩方面同時進行。

一、無須作耐震能力評估而可立即辦理之工作分下列兩項：

1. 橋梁例行檢查發現有龜裂現象或基礎承載力有疑慮之橋梁，應立即報局辦理補強修復工作。

2. 各橋梁於橋面伸縮縫處加設防落橋裝置例如防震拉桿，本部份優先順序如下：

- (1) 多跨徑橋梁於橋面伸縮縫處，防落橋長度不大於耐震設計規範所定最小梁端防落長度 $N$ 值之1.2倍者。
- (2) 多跨徑橋梁於橋面伸縮縫處，防落橋長度已大於耐震設計規範所定最小梁端防落長度 $N$ 值之1.2倍者。
- (3) 單跨徑橋梁活動端支承位置防落橋長度小於耐震設計規範所定最小梁端防落長度 $N$ 值之1.2倍者。

註：A. 依耐震規範修正版4.4節「如無法設置符合規定之防落橋設施時，亦可增長防落長度取代，惟該防落長度不得低於 $1.2N$ ，亦無須大於 $1.5N$ 」，故如考量經費因素，第(2)部份橋梁防落橋長度已大於 $1.2N$ 可免再加設落橋裝置。

B. 各主管工程處可考量橋梁數量之多寡再依位於地震甲區之南北向省道橋梁、位於地震甲區之東西向省道橋梁、位於地震甲區之縣道橋梁、位於地震乙區之省道橋梁之優先順序再細分。

二、須作耐震能力評估之橋梁，評估之優先順序如下：

1. 多跨徑橋梁且無改建必要，但於民國84年公路橋梁耐震設計規範頒佈前施工完成者應列為第一優先對象，此時期設計之橋梁完全未作韌性設計，墩柱抗剪能力明顯不足，此部份之優先順序可再細分如下：

- (1) 於民國76年公路橋梁設計規範頒佈前設計完成，但位於宜蘭縣除大同鄉與南澳鄉之外各鄉鎮市、屏東縣恆春鎮等19鄉鎮(依民國89年4月7日公路橋梁耐震設計規範修正版屬於地震甲區者)、台東縣太麻里鄉、金峰鄉、大武鄉及達仁鄉等之橋梁，上述地區已屬於地震甲區但原設計水平地震係數僅為0.10，設計水平地震力與現有規定相較差異最大，除因未作韌性設計，墩柱之抗剪能力明顯不足外，抗彎矩能力可能嚴重不足，且因橋齡較久故列為最優先考慮對象。
- (2) 於民國76年公路橋梁設計規範頒佈後設計完成，但位於新竹縣新豐鄉、湖口鄉、新埔鎮、關西鎮及屏東縣九如鄉等之橋梁，上述地區依民國89年公路橋梁耐震設計規範修正版已屬地震甲區，原設計水平地震係數亦約為0.10，除因未作韌性設

- 計墩柱之抗剪能力明顯不足外，抗彎矩能力可能嚴重不足。
- (3) 依民國76年公路橋梁設計規範屬於中震地區但依民國89年公路橋梁耐震設計規範修正版已屬於地震甲區之省道橋梁，設計水平地震力與現有規定相較仍有相當差距，墩柱之抗彎矩能力及抗剪能力應均不足。
  - (4) 依民國76年公路橋梁設計規範屬於強震乙區或民國76年公路橋梁設計規範頒佈前設計水平地震係數為0.15之省道橋梁，設計水平地震力與現有規定相較仍偏小，除墩柱之抗剪能力不足外抗彎矩能力可能仍不足。
  - (5) 除(1)項所述地區外於76年公路橋梁設計規範頒佈前設計水平地震係數為0.10者及除(2)項所述鄉鎮外依76年公路橋梁耐震設計規範屬於弱震地區之省道橋梁，依最新規定屬於地震乙區，設計水平地震力仍偏小，除墩柱之抗剪能力不足外抗彎矩能力可能仍不足。
  - (6) 76年公路橋梁設計規範已列為強震甲區及76年公路橋梁設計規範雖屬於中震地區但依89年公路橋梁耐震設計規範修正版尚屬於地震乙區之省道橋梁，因未作韌性設計仍須作補強評估。
  - (7) 除(1)(2)兩項所述外之所有縣道橋梁，如因橋梁數量太多則可比照(3)、(6)順序再加細分。
2. 多跨徑橋梁且無改建必要，已依民國84年公路橋梁耐震設計規範設計，或雖未按耐震設計規範設計但於施工中按局函規定作箍筋補強以符合韌性要求者應列為第二優先對象。此部份以所屬地區工址水平加速度係數 $Z$ 值改變之幅度再細分優先順序如下：
- (1) 屏東縣九如鄉已屬於地震甲區者但依民國84年公路橋梁耐震設計規範則屬於地震三區，工址水平加速度係數 $Z$ 值增加達83%，再加上垂直地震力納入設計考量，橋墩之抗彎矩能力及抗剪能力均應優先檢討。
  - (2) 依民國84年公路橋梁耐震設計規範屬於地震二區但民國89年修正版已改列為地震甲區之橋梁，工址水平加速度係數 $Z$ 值增加43%，設計水平地震力有相對幅度之增加，加上垂直地震力效應，耐震能力亟待評估檢討。
  - (3) 依民國84年公路橋梁耐震設計規範屬於地震三區但民國89年修正版已改列為地震乙區工址水平加速度係數 $Z$ 值已增加



28%之橋梁。

(4) 依民國84年公路橋梁耐震設計規範屬於地震一乙區但民國89年修正版已改列為地震甲區工址水平加速度係數 $Z$ 值已增加18%之橋梁。

(5) 民國84年公路橋梁耐震設計規範雖屬於地震二區但修正後僅改列為地震乙區，及已屬於地震一甲區之地區， $Z$ 值雖然不變，但因垂直地震力須納入設計考量，故仍應評估是否應予以補強。

3. 單跨徑橋梁之耐震能力評估。因地震分區之改變使地震時土壓增加，且設置固定端支承之橋台上部結構傳遞之水平慣性力亦增加，橋台整體穩定性及結構體強度均須檢討。

## 2.6 北部區域第二高速公路計畫竣工報告概述

### 一、計畫緣起：

國道一號中山高速公路(以下簡稱中山高)自從民國六十三年七月分段竣工通車以來，由於我國經濟蓬勃發展，國民所得及生活水準不斷提高、車輛持有率及公路交通隨之日益增加，以致交通日感擁擠，尤以假日為甚，因之乃有關建第二高速公路的倡議。國道高速公路局(以下簡稱高公局)為未雨綢繆，乃於七十一年八月研提「台灣區國道高速公路系統中長期計畫芻議」，並於七十二年十一月提報「北部都會區網路系統初步研究」，經轉奉行政院於七十三年四月核准辦理可行性研究及台北鶯歌段規劃工作，七十四年行政院核列本計畫為十四項重要建設之一，七十五年十二月北部區域第二高速公路(即國道三號北部路段，以下簡稱北二高)全線規劃路線奉行政院核定，七十六年完成設計，同年並於三峽路段破土興工。

### 二、計畫內容概述：

北二高路網結構，包括主線汐止至新竹約90公里，國道三甲台北聯絡線(以下簡稱台北聯絡線)約6公里，國道二號桃園內環線(以下簡稱內環線)約12公里，連同隨後於七十九年併入本計畫之新竹竹南段9公里，路線總長計約117公里。

北二高多經山區及都會區邊緣，跨越河川、溪流，穿越現有道路，因此橋梁甚多；北二高長117公里中，主線橋梁計109座，橋長計25.3公里，橋長佔路線總長的22%。另有匝道、跨越橋117座，長度計15.0公里；合計北二高計有226座橋梁，總長約40.3公里。

在配合環保、景觀及兼顧工程安全的前提下，北二高橋梁出現許多設計新穎、造型優美的傑作，如碧潭橋、牛欄河橋及懷生基地機場清除區跨越橋等。同時為減少勞力需求，國工局復自歐洲引進機械化之橋梁新工法，如節塊推進工法、支撐先進工法，以及利用預鑄斜撐版擴撐橋寬等；在橋梁基礎工程方面，亦引進鑽掘樁高壓灌漿工法，以替代傳統之沈箱基礎，期能藉此推廣並提升國內橋梁設計與施工水準。

### 三、橋梁設計規範及準則

#### 1. 設計規範

- (1) 交通部公路橋梁設計規範
- (2) AASHTO 公路橋梁設計規範 Standard Specifications for Highway Bridges 1985
- (3) AASHTO 電焊橋梁標準規範 Standard Specifications for Welding of Structural Steel highway bridges 1981
- (4) AWS 鋼結構電焊規範 Structural Welding Code-Steel 1984
- (5) ACI 鋼筋混凝土設計規範 Building Code Requirements for Reinforced Concrete 318-77 1977

#### 2. 設計準則(第二高速公路暫行設計準則)

- (1) 活載重 AASHTO HS 20-44 $\times$ (1.0~1.25)
- (2) 橋面版活荷重加權係數為 10%
- (3) 鋼筋混凝土橋面版厚度至少為 18 公分

### 四、設計成果

高速公路橋梁設計成果依用途分為高架橋、穿越橋、河川橋、匝道橋、跨越橋及渡槽等六種，以下就其定義及設計考量因素簡述如下：

#### 1. 高架橋

高速公路經過都市或平原地區，為免高速公路以路堤構造方式通過造成都市被分割或阻礙區域排水，因此以橋梁方式跨越，稱之為高架橋；另山區因地形考量必需設置之橋梁亦稱為高架橋。高架橋設計主要考量因素為配合都市景觀並使橋下有足夠淨空維持原有交通及供地方政府利用。北二高之桃園高架橋、大浦高架橋及龍潭高架橋均為一典型之高架橋。

#### 2. 穿越橋

高速公路與地方道路或鐵路交叉處，地方道路或鐵路以穿越方式通過高速公路下方，其上之高速公路主線橋梁即稱為穿越橋。設置穿越橋主要考慮之因素為跨越道路或鐵路之跨徑及淨空必需足夠以免影響橋下交通流量及未來拓寬之空間。

### 3. 河川橋

高速公路以橋梁方式跨越河川者稱為河川橋。河川橋主要考慮因素為跨越河川之跨徑、橋墩形狀及方向儘量不影響水流，並需考慮橋梁梁底高程必需高於最高洪水位以免阻礙河川排洪功能。北二高大漢溪橋及頭前溪橋即為一典型之河川橋。

### 4. 匝道橋

交流道區位於匝道上跨越道路或河川等之橋梁稱之為匝道橋，其主要考慮因素視跨越地形之性質與前述橋梁相同。

### 5. 跨越橋與渡槽

高速公路經過地區為挖方路塹，為維持原有地方道路或排水暢通，因此於原有道路或排水處設置橋梁跨越高速公路，其橋梁視供車行或供水路跨越分別稱之為跨越橋或渡槽。設置跨越橋或渡槽之主要考慮因素為橋寬必需滿足原有路寬或計畫路寬，跨徑考慮高速公路之拓寬性儘量以不設橋墩單跨跨越為原則，另橋梁外型兼顧景觀及結構因素可設置拱橋或 $\pi$ 型橋。北二高雲南路跨越橋及寶山三號跨越橋即為跨越橋以 $\pi$ 型橋設計及施工之例子。

## 五、重大變更設計案

### 1. 汐止至四分里坑段變更設計

本段工程變更設計主要為北二高汐止至四分里坑段配合北宜高速公路之匯入，部分主線由原設計六車道改為八車道，另第一系統交流道(汐止系統交流道)及新台五路交流道線型檢討修訂及南港系統交流道之細部設計。本變更設計範圍內含蓋汐止中和段1~4標，其中1、2標為合併標，第3標及第4標則分為樟樹里高架橋及舊莊高架橋。有關橋梁部分主要之變更為汐止系統交流道內跨越基隆河之主線橋北側基隆河橋設計為箱型梁採推進工法施築，又由於橋面較寬故使用預鑄斜撐版。第3標樟樹里高架橋主要跨越省道台五線及縱貫鐵路，原設計採鋼橋設計，變更設計後採預力混凝土箱型梁設計，跨越公路及鐵路部分及其鄰跨採懸臂工法施工，其餘部分採節塊推進工法及場鑄箱型梁工法施工。

本變更設計於七十九年七月與中興工程顧問社議價簽約，於八十年五月完成設計。

## 2. 大溪埔頂段變更設計

本變更設計為北二高穿越經大溪埔頂都市計畫區段及龍潭都市計畫區段，變更主要內容為大溪埔頂段主線里程47+075~48+225間變更為明挖覆蓋式隧道或明挖路塹，另龍潭路段主線里程56+225~56+870間變更設計為全段高架橋(龍潭高架橋)。

## 3. 內環線變更設計

內環線第一標及第五標原設計為路堤段，因沿線居民陳情因此改為高架橋設計，其中第一標約1.7公里路段變更設計為雙T型梁橋，第五標約1.3公里路段變更為預力I型簡支梁橋均由國工局自辦設計。

## 4. 內環線八德機場清除區跨越橋變更設計

本變更設計案主要為內環線經過空軍懷生機場跑道端部為路塹設計，雖已於跑道頭考量保留機場跑道端原有150公尺之清除區，惟空軍總部以現有150公尺長之清除區無法有效攔阻飛機，建議增加清除區之長度。因此於北二高路塹段設置一跨越內環線寬50公尺長144公尺之跨越橋以配合空總之需求。本橋為免除施作橋面高橋墩支撐架設置之困擾，並降低模板之成本因此採用基樁式墩柱橋梁工法設計。

# 六、工程特色

北二高為避開都市人口稠密地區減少拆遷，路線多位於山區邊緣，橋梁數量非常多且橋梁跨越之地形複雜，因此自歐洲地區引進數種新穎之橋梁施工技術，以期能提昇橋梁施工技術水準、加速施工進度與減少勞工需求。又部分路段由於跨越風景區或較大谷地，亦設計了數座特殊造型之橋梁，以配合當地景觀。

## 1. 新穎之橋梁施工技術

### (1) 節塊推進工法：

所謂節塊推進工法係預力混凝土箱型梁由節塊組成，每一節塊均先在鄰橋台背後臨時設置之預鑄場內鑄造，俟混凝土達到規定強度後，拆除模板，並於節塊之上下版施軸向預力，續將節塊自橋台向橋中心之方向推進，到節塊推離底模

後，隨即於其後方鑄造下一節塊並施預力，使前後節塊相連繼續向前推進，如此重覆鑄造、施預力與推進直至全部節塊施築完成並推至定位為止。北二高利用此工法施築之橋梁計有頭前溪橋等9座橋梁分向長度和為6987.5公尺。

(2) 支撐先進工法：

所謂支撐先進工法係在支撐鋼架及模板上完成一孔橋梁後將整孔之支撐鋼架及模板移轉至下一孔，再構築整跨徑之橋孔，如此重複推移支撐鋼架，逐孔構築，直至全部橋孔完成為止。北二高使用本工法施工之橋梁主要為內環線大湳高架橋等3座橋梁分向長度和為10,275公尺。

(3) 預鑄斜撐版配合場鑄箱形梁合成橋：

橋梁以特殊工法（節塊推進工法或懸臂工法等）完成上部結構中央之場鑄預力主梁後，再於主梁兩側以支撐鋼棒架設預鑄斜撐版並澆鑄兩外側橋面版之合成橋工法。北二高使用本工法施工之橋梁為汐止系統交流道北側基隆河橋。

(4) 基樁式墩柱橋梁工法：

跨越橋於橋址原地面完成基樁工程作業並築上部結構主體後，再將橋體下之土層開挖至橋下路面設計高程，露出路面之基樁部分經表面修飾後，作為跨越橋之墩柱使用，北二高以本工法施工之橋梁為內環線懷生機場清除區跨越橋。

(5) 鉗掘式高壓灌漿工法：

本工法基樁施工時，使用特殊鑽掘機械鑽掘鑽孔，在到達承載層之前，須安裝套管以防孔壁坍塌，並於灌注混凝土24小時後，藉預先埋置樁底及基樁四周之高壓灌漿管施予高壓灌漿，本工法另一特色為可採用斜樁以增加水平向承載力，北二高以本工法施工之基礎為頭前溪橋基樁基礎。

2. 特殊造型之橋梁

(1) 新店高架橋：

新店高架橋位於木柵一新店交界，新店交流道東側，跨越阿萊坑及高麗坑山谷，採雙向分離式橋面設計，南北橋面各有三線車道，全寬32.7公尺。其主要特色係主橋為五孔連續V形鋼橋墩鋼箱梁橋，中間三孔跨徑均為100公尺，兩側邊跨為57公尺，總長414公尺，鋼橋並塗上紅色油漆，造形非常醒

目。

(2) 碧潭橋：

碧潭橋位於台北市郊，新店碧潭吊橋下游約250公尺處，跨越新店溪，呈半徑750公尺之弧形曲線。其主要特色為主孔跨徑160公尺之弧形拱橋，以預力混凝土箱型梁為主要結構。拱體下方並設十二座龍頭銅雕噴水頭，並於其上裝置投光照明燈，於夜間以照明方式映襯出本橋優美之曲拱造型與水面上拱型倒影之景觀特色。

(3) 牛欄河橋及關西大橋：

牛欄河橋及關西大橋位於竹縣關西鎮內，跨兩山間之河谷，為台灣地區首座五跨連續長跨徑預力混凝土剛構架橋，其主要特色為橋墩最高達48公尺，且中間主跨最大之三個跨徑達120公尺，規模雄偉壯觀成為當地之重要地標。

七、橋梁工程檢討

1. 安坑溪橋上部結構裂縫

安坑溪橋位於主線安坑交流道附近跨越安和路及安坑溪，其中跨越安和路部分為跨徑30+41+30公尺之場鑄鋼筋混凝土箱型梁橋，其餘為預力混凝土I型梁橋。本橋設計圖鑽探資料箱型梁之擴展式基腳均位於卵礫石夾砂之良好承載層上，但在開挖時在基地內發現有部分黃色回填土顯示實際地質資料與原先鑽探有所不符。場鑄箱型梁橋部分於八十二年十月上旬橋面AC高程放樣測量時發現了箱梁結構有下陷情形。八十三年九月箱梁翼版及外腹梁露出裂紋及白樺現象，經觀測及檢討後判斷應為橋台及橋墩差異沉陷所引起，經修補並持續觀測後，並無裂縫擴大及繼續沉陷之現象。

另本橋為多室箱型梁設計，惟底板人孔僅能抵達其中一個箱室，裂縫發生後為了解各箱室內情況，必需另外施工打設人孔進入，因此爾後類似橋梁設計應考慮維修之可及性。

2. 新竹系統交流道拓寬橋台沉陷

新竹系統交流道為因應第二高速公路新竹以南路段之接通及第二高速公路與中山高速公路之銜接而辦理，即將原關西新竹段第9、10標工程自樁號81+425至86+515.222長5.09公里之路段，由原設計之四車道於左右側各追加一車道成為六車道。其中中山

高速公路98+753排水橋配合匝道之匯入及匯出需拓寬並於舊橋兩側增設橋台及橋墩，考量拓寬之橋台緊臨中山高，如打設PC樁將影響中山高既有結構物安全，且考慮中山高路堤填築設計標準，加上經過二十多年來長期壓密，乃請顧問公司考慮改採擴展基礎設計，並請顧問公司應顧及新舊橋台之接合與新舊基礎不等高所造成影響，後經顧問公司檢討評估後以擴展基礎設計施工。惟施工後發現拓寬橋北上車道北側橋台出現明顯沉陷，經檢討後初步判斷係中山高橋台邊坡填築不均勻，橋台基礎座落處之路基非所預期之堅實可靠所造成。最後經討論決定於橋台處補設直徑20CM之微形樁。

表 2.6-1 北二高主要工程開工、竣工紀錄統計表

工程名稱	發包日期	開工日期	竣工日期	承商	備註
基隆河以北汐止段路工工程	83.04.09	83.07.20	87.03.02	中華工程	
汐止至舊莊段路工工程	78.12.30	79.11.01	86.10.20	中華工程	
樟樹里高架橋工程	80.07.26	80.09.20	85.03.14	興松公司	
舊莊高架橋工程	78.04.19	79.11.13	84.03.07	宏義營造	
四分里坑高架橋工程	78.08.31	79.05.14	84.02.28	嘉連營造	
福德隧道工程	77.11.30	78.04.27	84.02.22	中華工程	
木柵交流道工程	78.10.02	80.06.18	86.06.14	中華工程	
深坑端聯絡道路工工程	82.12.23	83.05.20	86.02.01	榮金營造	
萬芳交流道工程	80.05.06	80.09.17	84.12.20	中華工程	
台北隧道(1)工程	78.12.15	80.05.12	84.07.27	太平洋、盛泰	
黎和里段路工工程	78.10.04	80.05.24	84.06.10	華升營造	
台北隧道(2)工程	78.11.24	81.03.21	84.03.06	大金營造	
辛亥路高架橋工程	80.02.27	80.09.11	85.02.28	加華營造	
木柵隧道工程	78.05.15	80.01.11	86.03.13	榮工處	
新店高架橋工程	78.07.28	79.11.13	86.01.17	唐榮	
新店隧道(1~4)及新店交流道合併標	78.12.21	80.04.17	86.05.07	榮工處	
新店隧道(5)及碧潭橋合併標工程	78.11.09	79.09.20	85.12.30	大陸工程	
安坑交流道工程	79.10.19	80.04.30	86.01.31	國裕建設	
安坑溪橋工程	78.09.07	79.10.29	85.08.31	嘉連營造	
安坑橋工程	78.04.25	78.10.25	85.04.26	工信工程	
安坑隧道	78.08.05	78.05.01	85.11.04	華熊營造	
中和隧道	77.03.10	79.04.01	86.03.28	工信工程	
中和至土城段路工工程	78.03.31	78.05.02	85.10.16	榮工處	
三峽溪橋工程	76.05.18	76.06.25	81.08.15	泛亞	
樹林收費站土木工程	76.06.12	76.08.15	82.01.12	榮工處	
三鶯交流道後續工程	79.09.04	79.10.13	82.05.08	新亞	
大漢溪橋工程	76.05.19	76.06.25	80.11.07	新亞	
鶯歌系統交流道工程	77.12.30	78.04.26	82.06.28	泛亞	
大溪至龍潭段路工工程	77.11.22	77.12.28	82.12.15	中華工程	
牛欄一、二號河川橋工程	78.07.14	78.10.26	82.01.18	新亞	

工程名稱	發包日期	開工日期	竣工日期	承商	備註
關西服務區及關西交流道工程	78.02.15	78.10.11	82.10.28	新亞	
關西坪林路工工程	77.07.19	78.03.05	82.03.12	建中	
鳳山溪及頭前溪橋工程	78.04.17	78.08.12	82.02.28	興福、利德	
關西下橫坑芎林段路工工程	78.01.17	78.02.12	82.05.14	榮工處	
赤柯窟溪橋及中坑排水橋工程	78.12.2.7	9.04.20	82.05.14	榮工處	
竹東三重埔至柯子湖段路工程	78.04.18	79.08.10	82.06.27	文亮	
竹東柯子湖至寶山段路工工程	78.04.10	79.03.01	83.06.10	榮工處	
新竹竹南段路工工程	81.12.15	82.02.20	84.10.14	中華工程	
大湳段路工工程	78.12.13	82.05.01	86.08.06	泛亞	
大湳高架橋工程	78.12.27	82.08.06	85.10.23	華升營造	
桃園高架(I)工程	78.12.28	82.02.05	85.09.20	工信工程	
桃園高架(II)工程	78.12.08	82.06.15	85.09.03	華升營造	
桃園市至機場系統交流道路工工程	78.12.28	82.10.08	86.10.03	榮工處	

## 2.7 交通部「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」

### 2.7.1 規範修訂草案之研究背景與目的

民國88年9月21日台灣地區發生了規模7.3的南投縣集集大地震，造成中部地區許多橋梁之倒塌與破壞。地震後行政院國科會請國家地震工程研究中心成立「九二一大地震勘災及重建委員會」迅速展開調查，為進行全面性調查，委員下分成地質調查組、大地工程震災調查組、建築物震災調查組、橋梁道路及交通設施震災調查組、社會經濟震災調查組…等十個組。其中，橋梁震災調查組係由國家地震工程研究中心所主導，完成橋梁之震害調查報告，目的是要瞭解橋梁依結構種類、區域分佈、年代等之破壞情形的比較，調查橋梁的破壞原因，供修訂檢討相關法規制度之參考，檢討改進現有橋梁耐震設計的相關法規，提供今後重建及新建橋梁一個安全可靠的耐震規範。

該研究計畫以上述集集大地震後的調查結論為基礎，以氣象局所得之強震地動資料及參考美日國家橋梁耐震設計之觀點，就公路橋梁耐震加以檢討。

日本在阪神兵庫地震後，曾就橋梁耐震及建築耐震設計規範有一系列之研究，美國亦在北嶺大地震後，FEMA及ATC亦作了一系列之規範研究，該計畫適度介紹及了解此方面之研究成果，以作為橋梁耐震規範修訂之參考。

該研究計畫已在90年9月中提出修正條文之建議，90年10月底完成報告，並於90年12月通過交通部之審查，將於91年辦理規範之複審作業，以作為政府修訂公路橋梁耐震規範之依據，並提出未來之研究計畫方



向，以作為未來台灣公路橋梁耐震設計規範之修正參考。

## 2.7.2 研究計畫內容主要架構

公路橋梁耐震設計規範之檢討與修正，其主要架構內容摘要如下列所示各項。

1. 通則：耐震規範設計之原則，公路橋梁在地震下之機能需求，設計地震之定義。
2. 靜力分析方法：震區劃分之檢討修正，設計水平地表加速度之檢討，垂直地震力之檢討及相關地盤分類規定之檢討。
3. 動力分析方法：地震歷時之規定。
4. 鋼筋混凝土橋柱之耐震設計：檢討鋼筋混凝土橋柱之耐震設計條文並增訂中空橋柱耐震設計相關規範。
5. 鋼橋柱及鋼管混凝土橋柱之耐震設計：修訂或增訂鋼橋柱及鋼管混凝土橋柱之相關耐震設計條文。
6. 支承及防止落橋構造之設計：探討及修訂支承之水平及垂直設計地震力，防止落橋長度及防止落橋裝置設計地震力及方法之修訂。
7. 採隔震支承墊橋梁之耐震設計：除原則性規定隔震橋梁之適用範圍，並增定隔震支承墊之線性及非線性靜力設計規定，隔震支承墊之原型測試及性能保證測試初步規定，另對於非線性動力分析進行原則性規定，需求及檢驗之規定作初步規定。
8. 基礎之耐震設計：針對橋梁基礎之耐震設計條文並對土壤液化評估及不穩定地盤之基礎耐震設計條文加以檢討及修行。
9. 橋梁耐震診斷及補強：作原則性之規定。

## 2.7.3 期末報告書之重點說明

### 一、第二章：靜力分析方法

橋梁之任一設計單位，須分別沿行車方向及垂直行車方向依下式計算其所受最小設計水平地震力總橫力V：

$$V = \frac{S_{aD} IW}{1.2\alpha_y F_u}$$

其中 $S_{aD}$ 為工址設計水平加速度反應譜係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 $g$ 之比值。除了台北盆地依本章第六節規定外，一般工址與近斷層區域可依本章第三至五節之規定訂定。 $W$ 為橋梁設計單位全部靜載重，包括上部結構之靜載重與橋墩重量。 $I$ 為用途係數。 $\alpha_y$ 為起始降伏地震力放大倍數； $F_u$ 為結構系統地震力折

減係數。工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ 代表橋梁在設計地震所引致的工址絕對水平譜加速度係數，代表之意義為在工址為堅實地盤情形下，其為84年版規範中工址水平加速度係數 $Z$ 與工址正規化水平加速度反應譜係數 $C$ 之乘積，即 $0.4S_{DS} = Z(=EPA/g)$ ；對於若有須要依工址水平加速度係數 $Z$ 進行其他本規範未規定之相關耐震設計或耐震評估時，即可取 $Z=0.4 S_{DS}$ 進行分析。

震動衰減律是震動強度隨距離而遞減的關係式。假設為地震規模、震源深度和與斷層開裂或震源之最短距離的函數。針對台灣地區地震資料，建立適當之PGA、 $(S_A)_{T=0.3}$ 和 $(S_A)_{T=1.0}$ 的衰減律後，一旦指定地震規模、深度與距離即可推估各工址的震度。而各地區的耐震需求曲線即可根據前述方式定義，做為耐震需求曲線。根據地震危害度分析結果可以建立 $S_{AL}=(S_A)_{T=1.0}$ 及 $S_{AS}=(S_A)_{T=0.3}$ 之等震度分佈圖，或以之作為震區劃分依據，則各地之耐震需求曲線均可建立。在傳統的耐震設計規範中各地的設計反應譜形狀都相同，僅以PGA值( $Z$ 值)比例調整，而新建立之規範以耐震需求曲線定義的設計反應譜將會因結構所在地點不同而有不同的形狀。

耐震設計的設計地震力需求主要是以回歸期475年的地震水準為標的，相當於50年使用期限內，具有10%超越機率。另一方面，當橋梁採用隔震系統進行設計時，必須檢核隔震系統於最大考量地震下之功能性，同時橋梁位於近斷層區域時，也必須使用到斷層最大規模潛勢與最大考量地震之譜加速度比值。所謂最大考量地震為50年使用期限內，具有2%超越機率之地震，其回歸期為2500年。故有必要將工址所屬震區短週期與一秒週期之設計與最大水平譜加速度係數一併列示。

台灣地區堅實地盤之震區設計與最大水平譜加速度係數分別根據50年10%與2%超越機率之考慮特徵地震的均布危害度分析求得。危害度分析須考慮工址周圍約200公里過去發生地震之規模、震央、震源深度以及活動斷層之地震規模潛勢，並利用地震水平地表加速度以及結構水平譜加速度，隨距離、地震規模變化之衰減律及其他地體構造等資料，經複雜的或然率理論分析而得。由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來，必須進行震區微分化，故該修訂草案之震區係直接以鄉、鎮、等行政區域為震區劃分單位(參見圖2.7-1~2.7-4)。

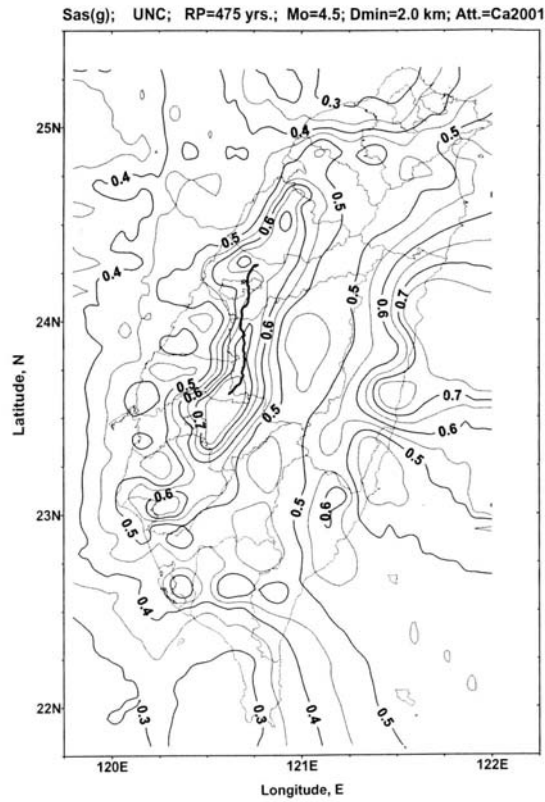


圖 2.7-1 震區短週期之設計水平譜加速度係數分佈圖<sup>[1]</sup>

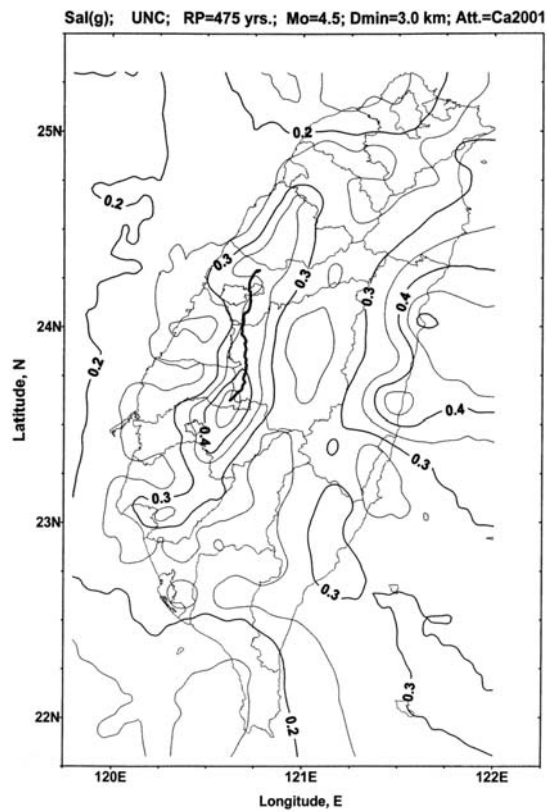


圖 2.7-2 震區一秒週期之設計水平譜加速度係數分佈圖<sup>[1]</sup>

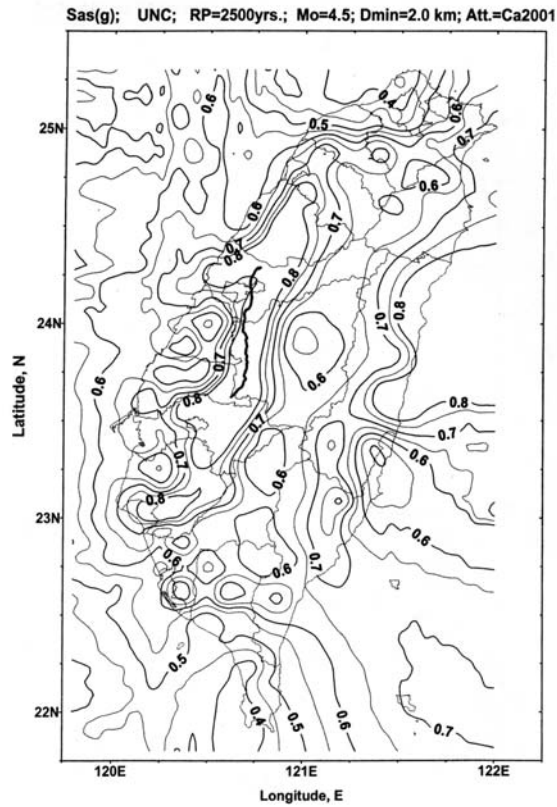


圖 2.7-3 震區短週期之最大水平譜加速度係數分佈圖<sup>[1]</sup>

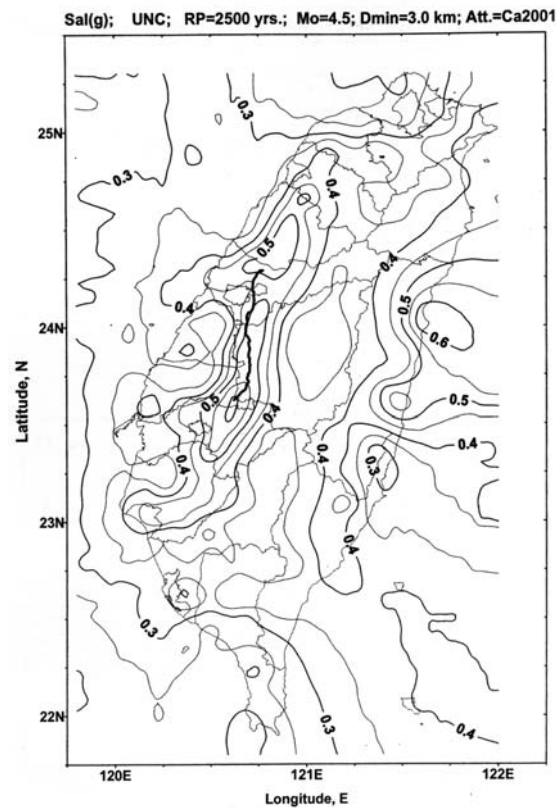


圖 2.7-4 震區一秒週期之最大水平譜加速度係數分佈圖<sup>[1]</sup>

除台北盆地外，一般工址或近斷層區域之工址短週期與一秒週期設計譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ ，以及工址短週期與一秒週期最大水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與 $S_{M1}$ 依下式計算：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_S^D & ; & \quad S_{MS} = F_a S_S^M \\ S_{D1} &= F_v S_1^D & ; & \quad S_{M1} = F_v S_1^M \end{aligned}$$

其中， $F_a$ 為反應譜等加速度段之工址放大係數，而 $F_v$ 為反應譜等速度段之工址放大係數。不同之地表搖晃程度，將改變地盤週期，進而改變短週期與長週期結構之譜加速度放大倍率。因此，必須考量土壤非線性放大效應，依據地盤種類與震區水平譜加速度係數，訂定工址放大係數 $F_a$ 與 $F_v$ 。當計算工址設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 時，工址放大係數 $F_a$ 與 $F_v$ 必須依據震區設計水平譜加速度係數 $S_S^D$ 與 $S_1^D$ 求值。地盤之分類除台北盆地外，餘依工址地表面下30公尺之土層平均剪力波速 $\bar{V}_s$ 決定之。 $\bar{V}_s > 360\text{m/s}$ 者為第一類地盤(堅實地盤)， $180\text{m/s} \leq \bar{V}_s \leq 360\text{m/s}$ 者為第二類地盤(普通地盤)，而 $\bar{V}_s < 180\text{m/s}$ 者為第三類地盤(軟弱地盤)。

一般工址或近斷層區域之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，隨橋梁設計單元基本振動週期 $T$ 與工址短週期與一秒週期之設計水平加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 而改變；工址最大水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$ ，隨橋梁設計單元基本振動週期 $T$ 與工址短週期與一秒週期之最大水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與 $S_{M1}$ 而改變。工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ 與最大水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$ 分別如表2.7-1(a)與2.7-1(b)所示。其中，表2.7-1(a)與2.7-1(b)中之短週期與中、長週期的分界 $T_0^D$ 與 $T_0^M$ 分別滿足

$$T_0^D = \left[ \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right] ; \quad T_0^M = \left[ \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \right]$$

台北盆地另計其工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，如表2.7-2中所示，在短週期部份為常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ ；中、長週期部分則沿襲原規範之規定，當結構週期超過1.32秒後，採 $1/T$ 的衰減趨勢遞減。

表 2.7-1(a) 一般工址區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2 T_0^D$	$0.2 T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D \leq T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$

表 2.7-1(b) 一般工址區域之最大水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M \leq T \leq T_0^M$	$T_0^M \leq T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$

表 2.7-2 台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.264$ 秒	$0.264$ 秒 $\leq T \leq 1.32$ 秒	$1.32$ 秒 $\leq T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 2.2727T)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = 1.32S_{DS}/T$

起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 係計及設計地震力放大 $\alpha_y$ 倍後，橋體開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關； $\alpha_y$ 值沿襲原規範之規定，但對採強度設計法設計之鋼橋言，新增 $\alpha_y$ 值可採1.2之建議。

對於原規範採用之結構系統特性係數 $R^*$ ，由於其與韌性容量 $R$ 間之關係為固定比例，所以該修訂草案直接採用韌性容量 $R$ 來取代結構系統特性係數 $R^*$ 。對於壁式橋墩由於其破壞型式屬於較無韌性之剪力破壞，所以將其韌性容量 $R$ 由原規範之1.67減為1.5。對於容許韌性容量 $R_a$ 與韌性容量 $R$ 間之關係依原規範如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{1.5}$$

結構系統地震力折減係數 $F_u$ 與容許韌性容量 $R_a$ 及基本振動週期 $T$ 的關係式如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

其中， $T_0^D$ 為設計水平加速度反應譜係數短週期與中、長週期的分界。

為確保避免橋梁在地震不太大時即產生若干之損壞，若此會增加結構構材須常修復的可能性，而徒增困擾。該草案以30年回歸期小地震發生時，橋梁仍維持彈性不產生損傷為考量，因為30年回歸期之地震其50年超越機率約為80%，所以其在橋梁使用年限中發生的機率相當高，故直接以30年回歸期之彈性反應值來訂定。根據FEMA273(1997)，30年回歸期之地震其水平譜加速度約為回歸期475年地震之1/3左右，所以直接採用475年未折減之地震力的1/3為最小地震設計總橫力。

構材斷面性質的大小，會明顯影響週期，因而影響設計水平地震力，亦會影響變形，因而會影響地震力分佈。對鋼筋混凝土橋柱斷面而言，使用開裂斷面性質或未開裂斷面性質應加以決定。假設斷面已開裂，則柱將較具柔性，而橋梁的週期變長，引致的地震力變小。然而，由於柔性增加，即使在較小地震力作用下，位移可能較大。當有疑慮時，結構分析可分兩次來進行，一次假設斷面開裂，另一次假設未開裂，再就應力與位移取大者來考慮。對於上部結構為鋼筋混凝土或預力混凝土造者，有效剛度亦可依同樣之方式來計算，但對預力混凝土造者須要考慮預力對有效剛度之影響；但若開裂斷面之計算困難，如上部結構之扭轉剛度，則可以直接採用未開裂斷面之剛度來使用。

## 二、第三章：動力分析方法

動力分析採用韌性折減之加速度反應譜係數 $S_{ad}/F_u$ ，其定義與第二章相同，動力分析之調整係數為 $1/(1.2 \alpha_y)$ 。

橋梁因上部結構、下部結構及基礎等值勁度對應之阻尼比不同時，得依可信理論計算複合振態阻尼比。橋梁阻尼比異於5%阻尼時，可依橋梁有效阻尼比 $\xi$ 由表2.7-3內插短週期與長週期的阻尼修正係數 $B_s$ 與 $B_1$ ，將工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 修正為 $S_{DS}/B_s$ 與 $S_{D1}/B_1$ 。 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 之定義與前相同。如無特別說明，結構阻尼均設定為5%，而阻尼修正係數 $B_s = B_1 = 1.0$ 。

一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{ad}$ ，隨橋梁基本振動週期 $T$ 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_{DS}/B_s$ 與 $S_{D1}/B_1$ 而改變，如表2.7-4所示。其中，短週期與中、長週期的分界 $T_0$ 滿足

$$T_0 = \left( \frac{S_{D1} B_s}{S_{DS} B_1} \right)$$

台北盆地之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，隨橋梁基本振動週期 $T$ 與工址短週期與中、長週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}/B_S$ 與 $1.32S_{DS}/B_1$ 而改變，如表2.7-5所示。其中，短週期與中、長週期的分界 $T_0$ 滿足

$$T_0 = \left( \frac{1.32B_S}{B_1} \right)$$

表 2.7-3 短週期與長週期結構之阻尼修正係數 $B_S$ 與 $B_1$

有效阻尼比 $\xi$ (%)	$B_S$	$B_1$
<2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
>50	3.0	2.0

表 2.7-4 一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 \leq T \leq T_0$	$T_0 \leq T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$

表 2.7-5 台北盆地設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 \leq T \leq T_0$	$T_0 \leq T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{1.32S_{DS}}{B_1 T}$

### 三、第四章：構材之設計

構材之設計，須先將各種載重引致之內力做載重組合後設計之。該草案配合現行「公路橋梁設計規範」之構材設計規定，新增提供採用強度設計法設計之鋼構材載重組合方式：

$$\text{組合載重效應} = 1.3(\beta_D D + EQ + B + SF + \beta_E E)$$

設計構材之最大強度不得小於上述組合載重效應，起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 值為1.2。



基腳、樁帽及基樁之設計，應考慮橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力。至於基樁之極限承壓力 $Q_u$ 或極限抗拉拔力 $P_u$ 可以根據建研所報告「建築技術規則建築構造編—基礎構造設計規範(含解說)」中之規定來計算，但在考慮橋柱產生塑鉸之情形下，支承力安全係數可以採用下述規定，(1)若以樁載重試驗推估其支承力時，則承壓及抗拉拔之安全係數可以取為1.0及1.25；(2)若以支承力推估公式計算其支承力時，則承壓及抗拉拔之安全係數可以取為1.25及1.5。

另根據研究文獻「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」中第五部份「基礎土壤承载力設計準則補充研究」之研究結果，基樁在塑鉸產生後設計所需強度可依下式檢核：

$$\phi\phi_3M_y \geq M_p$$

式中 $\phi$ 為整體群樁抗彎矩強度折減因數，訂為0.9； $\phi_3$ 為整體群樁之超額強度因數(overstrength factor)，其值與基樁排數 $N$ 有關； $M_y$ 為整體群樁之降伏彎矩。 $M_p$ 為橋柱柱底產生塑鉸時，樁帽底緣傳給群樁之彎矩。

至於直接基礎與沈箱基礎在橋柱產生塑鉸後，其承載安全之檢核與設計所需強度之規定，可依以下所列予以考慮：

1. 基礎底面最大反力  $\frac{Q_{\max}}{A_r} \leq \phi \times R_i \times R_e \times q_{ult}$

式中 $\phi$ 為承载力之強度折減因子，承载力估算略偏保守者，可取為1.0； $R_i$ 為傾斜載重折減因子； $R_e$ 為偏心載重折減因子； $q_{ult}$ 為基礎之極限承载力(不考慮載重之偏心、偏斜折減效應)； $A_r$ 為基礎之等效承載面積。

2. 基礎底面之有效接觸面積， $A_e \geq 50\%A$ (基礎底面積)
3. 直接基礎之合力偏心距， $e \leq 1/3B$ (基礎寬度)
4. 基礎底面水平力， $H_B \leq \phi_s(C_a \times A_c + Q \times \mu)$ (底面極限抗剪強度)

式中 $\phi_s$ 為抗剪強度折減因子，地震時可取1.0； $C_a$ 為基礎地盤之土壤粘著力， $C_a = \alpha C$ ； $\alpha$ 為粘著力折減係數， $C$ 為土壤之凝聚力； $A_c$ 為有效接觸面積； $Q$ 為作用於基礎底面之鉛直作用力； $\mu$ 為摩擦係數 $\mu = \tan \delta \leq 0.7$ ， $\delta$ 為界面摩擦角，約為 $2/3\phi \sim \phi$ 之間， $\phi$ 為土壤之內摩擦角。

有關樁帽、基礎版及沈箱體之設計，應求得柱底產生塑鉸時，各樁、基礎版及沈箱體之受力情形，再進行樁帽、基礎版及

沈箱體之彎矩鋼筋設計以及梁式剪力、穿孔剪力之檢核，惟設計或檢核應使用彎矩強度折減係數0.9及剪力強度折減係數0.85。

落橋為橋梁嚴重的破壞模式之一，最有效的方法為提供足夠的支承長度。所以對梁端置於活動支承者，規定梁端防落長度N不得小於依下式計算所得：

$$N = u_R \geq N_{\min}$$

$$N_{\min} = (50 + 0.25L + 1.0H)(1.0 + S^2/8000)$$

$$u_R = \sqrt{u_{R1}^2 + u_{R2}^2}$$

$$u_{Ri} = 1.2 \alpha_y R_a \delta_{ei} (i=1,2)$$

式中N為梁端防落長度(cm)； $N_{\min}$ 為最小梁端防落長度(cm)； $u_{Ri}(i=1,2)$ 為相鄰兩設計單元之計算位移(cm)； $\delta_{ei}$ 為設計地震力作用下梁端或墩頂之彈性位移(cm)；L為跨徑(m)；H為基面起算下部結構之高度(m)；S為歪斜角(deg)。

另規定對梁端置於固定支承者，梁端防落長度N不得小於最小梁端防落長度 $N_{\min}$ 。

對於重要之橋梁、近斷層區域橋梁或大坡度橋梁等，為確實防止落橋，除梁端防落長度應足夠外，亦應同時依以下之規定設置防止落橋措施

1. 設計防止落橋裝置所用之設計降伏強度，不可小於支承靜載反力 $R_d$ 。
2. 防止落橋裝置應留設可動距離及設置緩衝材以吸收衝擊力。
3. 防止落橋裝置不可妨礙支承或其他裝置之功能。
4. 相鄰主梁之靜載反力 $R_d$ 比值達2.0倍以上或相鄰主梁之設計單位基本振動週期達1.5倍以上，應避免採用相鄰主梁互相連接型式之防止落橋裝置。

對於支承耐震設計用垂直力，除靜載重之垂直反力外，尚須考慮水平及垂直設計地震力引起之支承垂直反力，並考慮其組合效應，所以支承之耐震設計用垂直力建議採下式計算

$$R_{BV} = R_d \pm \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2}$$

其中 $R_{BV}$ 為支承垂直向之設計力； $R_{HEQ}$ 為由塑鉸產生後水平力引致之支承垂直反力； $R_{VEQ}$ 為由垂直設計地震力引起之支承垂直反力。

#### 四、第五章：構材之韌性設計

為了減少橋柱因混凝土潛變造成的長期變形及為使斷面的彎矩強度不要低於開裂彎矩強度，所以主筋鋼筋比不得小於0.01。另為避免鋼筋過份擁擠，規定主筋鋼筋比不得大於0.04。最大鋼筋比不得大於0.04比前規範值或ACI規範(0.06)為低，主要為反映橋墩施工情形與建物不相同及參考ATC-32及Caltrans中之規定。

因橋柱可能沿軸向或橫向產生彎矩降伏，因此引致剪力應分別按軸向與橫向計算並設計剪力鋼筋。塑鉸區由於承受極大的反覆彎矩，混凝土必定會產生相當程度之開裂，因此在此情形下，塑鉸區混凝土承擔剪應力之能力必定有所下降，所以建議鋼筋混凝土橋柱之標稱剪力強度依下式計算，計算所得標稱剪力強度乘以強度折減因子 $\phi = 0.85$ 後不得小於橋柱所需剪力強度

$$V_n = V_s + V_c$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} d / s$$

$$V_c = 0.53(k+F) \sqrt{f'_c} A_e \geq 0$$

$$k = \frac{4 - R_a}{3} \geq 0$$

另由鋼筋所提供之剪力強度 $V_s$ 不得超過 $2.12 \sqrt{f'_c} A_e$ 。其中 $V_n$ 為計算之剪力強度(kg)； $V_s$ 為剪力鋼筋所提供之計算剪力強度(kg)； $V_c$ 為混凝土所提供之計算剪力強度(kg)； $A_{sh}$ 為剪力鋼筋於 $s$ 距離內之面積( $\text{cm}^2$ )； $d$ 為圍束區域之深度(cm)； $s$ 為剪力鋼筋於縱向鋼筋平行方向之間距(cm)； $A_e$ 為有效剪力面積，可取為 $0.84 A_g$ ( $\text{cm}^2$ )； $f_{yh}$ 為剪力鋼筋之設計降伏強度( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )； $F$ 為與軸力有關之調整係數。

對於中空橋柱之圍束箍筋量，建議將中空矩形橋柱斷面積依照抵抗剪力方向深度的不同，劃分成兩區來作不同箍筋數量的配置，如圖2.7-5所示，其各區之總斷面積 $A_{sh}$ 及 $A_{sh}^*$ 分別以下列各式計算，並取大者：

$$A_{sh} = 0.30a(2h_y) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_{g1}}{A_{C1}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09a(2h_y) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right]$$

$$A_{sh}^* = 0.30a(h_c - 2h_y) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_{g2}}{A_{C2}} - 1 \right]$$

$$A_{sh}^* = 0.09a(h_c - 2h_y) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right]$$

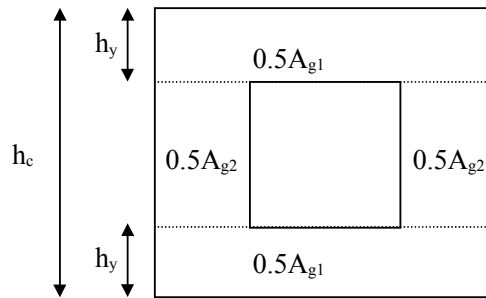


圖 2.7-5 中空橋柱斷面分區圖

對於中空圓形橋柱圍束箍筋比  $\rho_s$  之設計原理同實心圓形橋柱，但考慮斷面開孔率的不同而修正如下：

$$\rho_s = \frac{0.45}{1 + \alpha} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right]$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right]$$

上列二式算得之大值，不得小於下式：

$$\rho_s = \frac{0.45}{1 + \alpha} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

由於開孔率的影響，為了使混凝土徑向與弧向有相同之圍束效果，除了配置圍束箍筋外，尚須配合使用橫向繫筋以增加徑向圍束力，其繫筋量依下式計算

$$A'_h = \frac{4\pi\bar{R}(1 - \alpha_1)f_{yh}}{D_2(1 - \alpha)f'_{yh}} A_h$$

$$\bar{R} = \frac{2(r_2^3 - r_1^3)}{3(r_2^2 - r_1^2)}$$

其中， $\alpha$ ：開孔率，圍束區域內緣直徑與外緣直徑之比值。 $D_2$ ：圍束區域外緣直徑。 $r_2$ 圍束區域外緣半徑。 $r_1$ 圍束區域內緣半徑。 $A_h$ ：圍束箍筋斷面積。 $A'_h$ ：繫筋斷面積。 $\alpha_1$ ：徑向應力與弧向應力比值，參照表2.7-6。 $f_{yh}$ ：箍筋降伏強度  $f'_{yh}$ ：繫筋降伏強度。

表 2.7-6 徑向應力與弧向應力比值

$\alpha$	$\alpha_1$
----------	------------

0.2	0.700
0.4	0.4180
0.6	0.2411
0.8	0.1324

對於充填混凝土鋼橋柱，由於鋼橋柱充填混凝土之目的為在防止鋼材之局部挫屈而不在增加強度，所以建議儘量採用較低強度之混凝土為充填材料，以確保混凝土之強度不會大於鋼材之強度。中空鋼橋柱之設計除應依照交通部「公路橋梁設計規範」之相關規定進行設計外，還須要確保橋柱於地震下不產生脆性破壞使能發揮其強度與韌性；中空鋼橋柱若產生局部挫屈或角隅焊接處之破壞，會使橋柱本身之承載能力急速下降，而無法確保其應具有之強度與韌性的發揮，所以對於如此之脆性破壞應加以避免。另橋柱之錨定強度須設計使能抵抗橋柱塑鉸產生後傳遞之剪力、彎矩與軸力。

#### 五、第六章：近斷層區域橋梁之耐震檢核

本部份為新增加之章節，規定位於近斷層區域的橋梁，除依規定進行耐震設計外，另須進行耐震檢核。進行耐震檢核所採用之地震回歸期為2500年，與設計用地震之回歸期為475年不同，因為需求地震力向上提昇，所以構材檢核用之強度與韌性皆採用極限狀態下之值計算。耐震檢核除了提供橋梁更多一層之安全保障外，更進一步將性能設計法之基本概念初步引入於草案中。本處僅將分析步驟簡要加以介紹，詳細步驟與說明參見草案本文與解說。

對於單柱式橋墩之分析步驟為

1. 計算鋼筋混凝土橋柱之降伏及極限水平強度與位移；鋼筋混凝土橋柱之降伏水平力 $P_y$ 、降伏水平位移 $\delta_y$ 及極限水平力 $P_u$ 、極限水平位移 $\delta_u$ 的計算須基於以下各點之假設進行計算
  - (1) 斷面受撓曲後平面保持平面，採用彎矩曲率法求斷面降伏及極限彎矩強度。
  - (2) 水平力與水平位移關係曲線假設為雙線性模型。
  - (3) 採用之混凝土及鋼筋的應力應變曲線須能合理實際的反應出材料本身之特性。
  - (4) 降伏狀態為水平力與位移之完全彈塑性模型的彈性極限狀態。
  - (5) 極限狀態為當混凝土之壓應變達到規定之極限壓應變時之狀態。

2. 計算鋼筋混凝土橋柱水平容許承載力及容許韌性容量；鋼筋混凝土橋柱之容許水平強度 $P_a$ 依橋柱破壞模式採下式計算

$$P_a = \begin{cases} P_u (\text{撓曲破壞}) \\ V_{n0} (\text{剪力破壞}) \\ P_f (\text{撓剪破壞}) \end{cases}$$

其中 $P_u$ ：由步驟1計算所得之鋼筋混凝土橋柱的極限水平強度。容許韌性容量 $R_a$ 依橋柱破壞模式採下式計算

$$R_a = \begin{cases} 1 + (\delta_u - \delta_y) / 1.25\delta_y & : \text{撓曲破壞} (R_a \leq 4.0) \\ 4.0 - 3(P_f - V_{s0}) / (V_{n0} - V_{s0}) & : \text{撓剪破壞} (R_a \geq 1.40) \\ 1.40 & : \text{剪力破壞} \end{cases}$$

3. 耐震檢核；橋柱之容許水平強度必須要大於需求水平地震力，即

$$P_a > \frac{S_{aM} W}{F_u}$$

其中 $S_{aM}$ 為地震回歸期為2500年，計算之最大水平加速度反應譜需求。

對於構架式鋼筋混凝土橋柱分析步驟為

1. 建立各鋼筋混凝土構架中各個可能降伏斷面之彎矩曲率曲線及此些斷面所能提供之剪力強度。
2. 建立結構分析模型

對可能產生塑鉸之處皆需採用依步驟(1)分析所得之塑性彈簧加以模擬。對於可能產生塑鉸之處計算其塑鉸長度，塑性彈簧需置放於塑鉸範圍之中點，而兩端採線彈性元素模擬。

3. 求降伏點及極限位移

對構架逐步施加水平力，則可以得到構架之水平力與水平位移之關係圖形，並可以求得構架產生塑鉸之位置，並決定構架之初始降伏位移 $\delta_{y0}$ 、降伏位移 $\delta_y$ 、初始降伏水平強度 $P_{y0}$ 、極限位移 $\delta_u$ 及極限水平強度 $P_u$ 。

4. 容許水平強度及容許韌性容量

鋼筋混凝土構架，若經判斷所有桿件皆屬於撓曲破壞，則容許水平強度及容許韌性容量採下式計算

$$P_a = P_u ;$$

$$R_a = 1.0 + \frac{\delta_u - \delta_y}{1.25\delta_y}, R_a < 5.0;$$

若構架中有任何一桿件屬於剪力破壞模式，則容許水平強度及容許韌性容量採下式計算

$$P_a = \min\left(\frac{V_{n0,i}}{S_i}\right) P_y$$

$$R_a = 1.40$$

其中

$V_{n0,i}$ ：第*i*個桿件的剪力強度。

$P_y$ ：構架之降伏水平強度。

$S_i$ ：水平力 $P_y$ 作用下第*i*個桿件所需承受之剪力。

若構架中無桿件屬於剪力破壞模式，但有任一桿件為撓剪破壞模式時，則容許水平強度及容許韌性容量採下式計算

$$P_a = P_f;$$

$$R_a = \min\left(4.0 - 3.0 \frac{S_i - V_{s0,i}}{V_{n0,i} - V_{s0,i}}\right), R_a \geq 1.40$$

其中

$P_f$ ：構架中任一桿件產生撓剪破壞時，構架的水平強度。

$V_{s0,i}$ ：第*i*個桿件的剪力強度。

$S_i$ ：水平力 $P_f$ 作用下第*i*個桿件所需承受之剪力。

對於充填混凝土鋼橋柱之水平容許強度 $P_a$ 及韌性容量 $R_a$ 為基於(1)軸力完全由鋼材所承受(2)彎矩為由鋼材及混凝土所共同承受之假設，依下式計算

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{1.25}$$

$$R_a = \left(1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{1.25\delta_y}\right) \frac{P_y}{P_a}$$

其中

$P_y$ ：橋柱之水平降伏強度。

$P_u$ ：橋柱之水平極限強度

$\delta_y$ ：橋柱之水平降伏位移。

$\delta_u$ ：橋柱之水平極限位移。

## 六、第七章：隔震鉛心橡膠支承墊

本章主要取自公路橋梁耐震設計規範之補充研究(1997)中的研究內容。旨在提供公路橋梁使用隔震鉛心橡膠支承墊之設計準則，其適用範圍為水平隔震之公路橋梁，垂直方向以不考慮採用隔震設計為原則。另對於不適合採用隔震支承墊之橋梁型式規定為

1. 基礎週圍之土層經判斷為耐震設計用土壤參數為零之土層。
2. 橋梁採用隔震支承墊後，可能產生橋梁與週遭地盤共振之情形。
3. 當支承墊須要承受拉力之情形。
4. 橋梁基本振動週期(不含隔震支承墊時)大於1.5sec之情形。

對於隔震橋梁之分析方法提供靜力分析及動力分析兩種，對於規則型隔震橋以靜力分析原則，而對於不規則型橋梁則建議採動力分析。靜力分析一般可分為均佈水平力分析及單模態分析。由於隔震橋梁之上部結構的地震反應近似於剛體，單模態分析與均佈水平力分析所得結果一般而言並無甚大差異，因此本設計規範草案規定靜力分析僅採均佈水平力分析即可。動力分析則可分為多模態反應譜分析及非線(彈)性歷時分析。

本規範對隔震橋之設計理念為，在設計地震力作用下橋柱不產生降伏，所以將橋柱之設計地震力定為初始降伏地震力之1.2倍。採隔震設計之橋梁仍須進行韌性設計，以預防地震大於設計地震時不致有危險，惟圍束箍筋之要求可以放鬆一些使設計較經濟，但折減後之圍束箍筋量仍須使橋柱之韌性容量至少達規定之容許韌性容量。

隔震橋梁之梁端應留有充分之間距，以避免主梁與橋墩或相鄰兩主梁間之碰撞，其梁端最小應留間距不得小於採下式計算所得之值

$$S_B = D_d + 5.0 \text{ (主梁與橋墩間應留間距)}$$

$$S_B = c_B D_d + 5.0 \text{ (同一橋墩上之相鄰兩主梁間應留間距)}$$

其中 $S_B$ 為梁端最小應留間距(cm)； $D_d$ 為隔震器之設計位移(cm)； $c_B$ 為調整係數，與相鄰兩主梁的基本振動週期有關。

除了提供詳細之分析與設計方法外，另對於其他如材料特性要求下非地震力載重下之檢核要求、地震力載重組合下之檢核要求、穩定度要求、鉛心尺寸之規定、鋼板尺寸規定、原型測試與性能保證測試、隔震器特性之決定、試驗結果檢核等各方面提供了完整之建議方式。



## 七、第八章：有關耐震其他規定

民國86年5月公布之「建築物耐震設計規範」有關土壤液化之規定，係列於第七章"其他耐震相關規定"中。該規定係參考1990年日本道路協會「道路橋示方書V耐震設計編」之規定，作小幅度修正而得。1995年阪神地震後，日本道路協會已於1996年重新修訂，鐵路橋梁耐震設計規範也依此修訂。

鑑於國內所採行之土壤液化評估方法多種，各種評估方法各有所長，為顧及工程習慣，目前不宜強行統一，因此在條文中並不硬性規定土壤液化評估的方法，僅將日本道路協會1996年版之「道路橋示方書V耐震設計編」中有關土壤液化及Seed之簡易經驗法等方法之相關規定列於解說中，以供設計者參考。

地震作用時，發生土壤液化現象之地盤，隨土壤支承力之降低，若因地形或其他因素而有偏土壓作用時，就有可能發生地盤流動現象。1995年日本阪神大地震時，於海岸水際線附近有很多橋腳基礎發生震後殘餘變位，此屬地盤液化後發生流動現象所致。另外，日本昭和39年新瀉地震時也有因土壤液化及地盤流動使橋梁受害之案例。

目前對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，所引致之地震力亦無一致之標準，其中最值得參考的為日本「道路橋示方書·V耐震設計編」中之規定，已將1995年阪神大地震中之震害經驗的研究成果納入，因此本案亦提供其相關規定供設計者參考。

地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計主要章節有：耐震設計有關極軟弱土層之判定，砂土層之液化潛能判定，土壤參數折減之土層及其處理，經判定可能為極軟弱土層或土壤液化時之耐震設計等相關規定。

### 2.7.4 規範草案之研究案與84年版規範設計地震力比較與說明

截至本計畫執行期間，本研究案(MOTC-STAO-90-004，2001年12月)所提之設計地震力計算方式雖與84年版規範略有不同，但主要之變動僅為將84年版規範中之ZC以SaD取代而已，其餘在設計方法上雖有些許變動，但影響最後之設計結果並不大，所以本設計地震力示範例就本研究案所提之震區劃分與設計地震力計算方式計算可能之情形下的設計地震力，以(SaD/Fu)m之形式呈現，並與依89年所公佈之震區劃分計算所得之設計地震力進行比較，表2.7-7為比較案例之整理，詳細圖形參見圖2.7-6至2.7-10。後續覆審作業若有實質修訂，則須以最後定案之規範條文為準。

表 2.7-7 設計地震力比較案例整理

圖號	規範草案之研究案	84年版規範
圖2.7-6	$S_S^D = 0.50, S_1^D = 0.30$	$Z=0.23$
圖2.7-7	$S_S^D = 0.70, S_1^D = 0.40$	$Z=0.33$
圖2.7-8	$S_S^D = 0.60, S_1^D = 0.35$	$Z=0.33$
圖2.7-9	$S_S^D = 0.80, S_1^D = 0.45$	$Z=0.33$
圖2.7-10(台北盆地)	$S_{DS} = 0.60$	$Z=0.23$

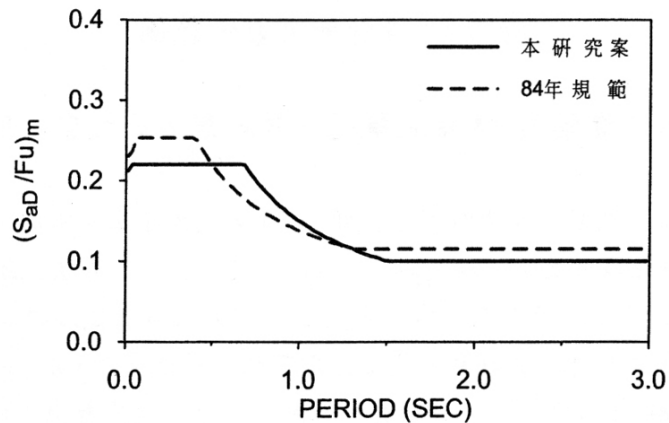


圖 2.7-6(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_S^D = 0.50, S_1^D = 0.30, Z=0.23, R=2.5$ ，地盤為第一類地盤。

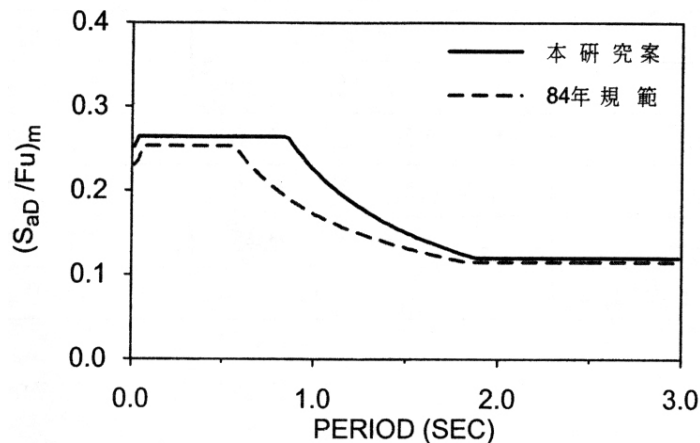


圖 2.7-6(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_S^D = 0.50, S_1^D = 0.30, Z=0.23, R=2.5$ ，地盤為第二類地盤。

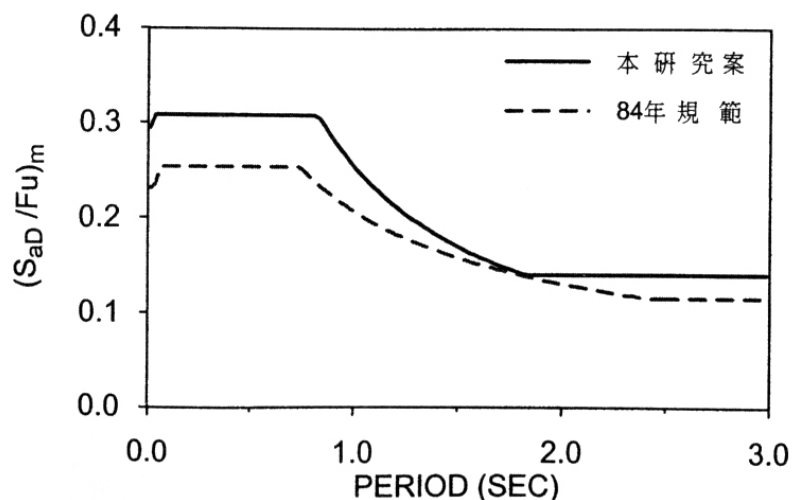


圖 2.7-6(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_s^D = 0.50$ ， $S_1^D = 0.30$ ， $Z=0.23$ ， $R=2.5$ ，地盤為第三類地盤。

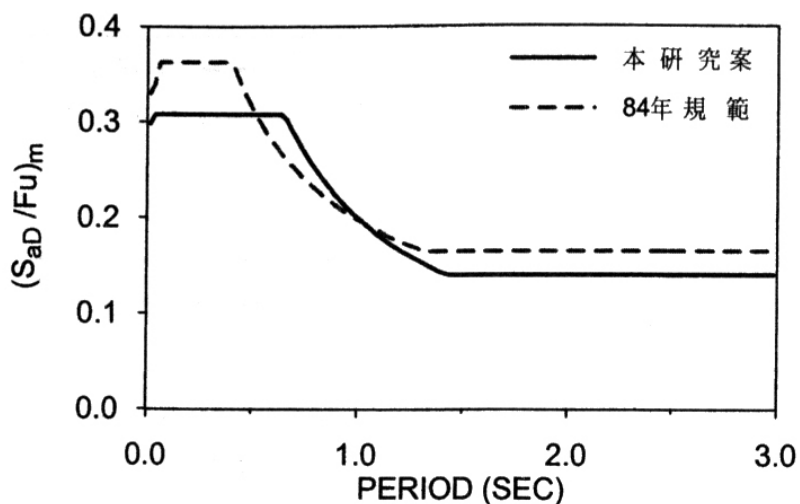


圖 2.7-7(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_s^D = 0.70$ ， $S_1^D = 0.40$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第一類地盤。

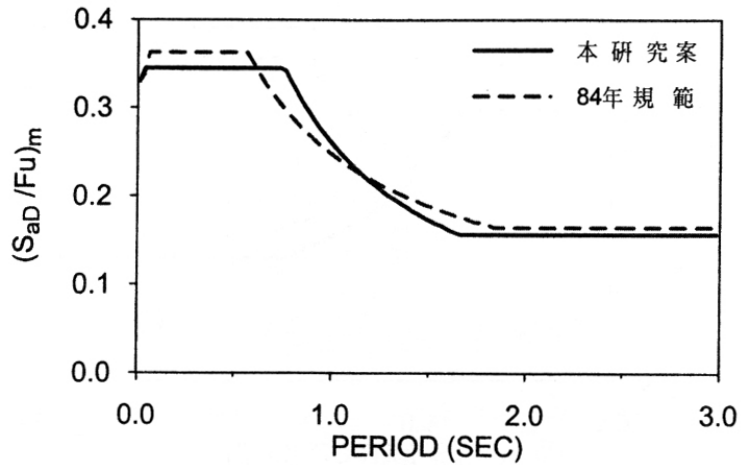


圖 2.7-7(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以 $(S_{aD}/F_u)_m$ 型式表示，其中 $S_s^D = 0.70$ ， $S_1^D = 0.40$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第二類地盤。

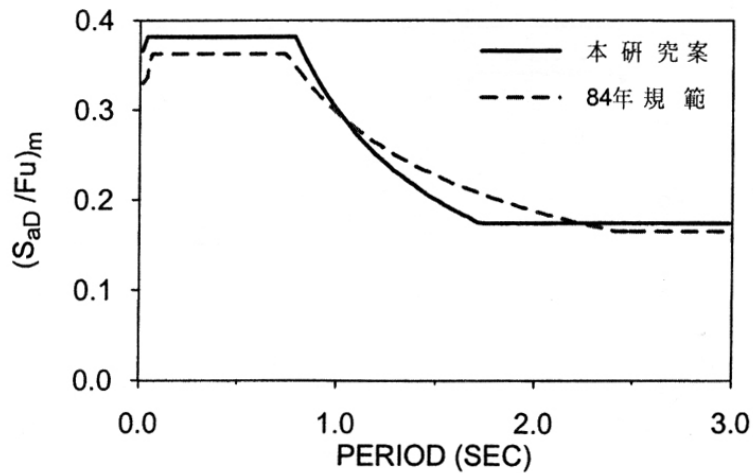


圖 2.7-7(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以 $(S_{aD}/F_u)_m$ 型式表示，其中 $S_s^D = 0.70$ ， $S_1^D = 0.40$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第三類地盤。

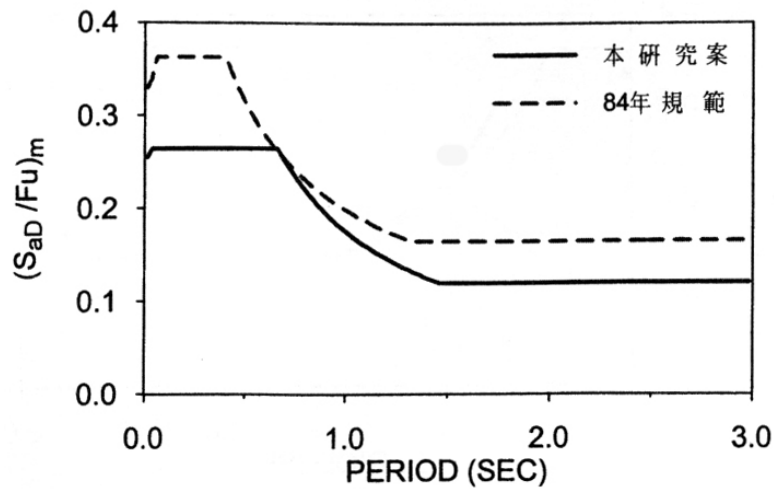


圖 2.7-8(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_s^D = 0.60$ ， $S_1^D = 0.35$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第一類地盤。

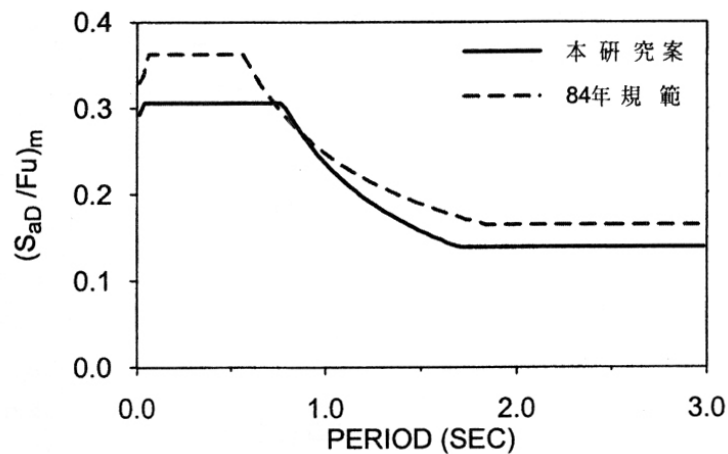


圖 2.7-8(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_s^D = 0.60$ ， $S_1^D = 0.35$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第二類地盤。

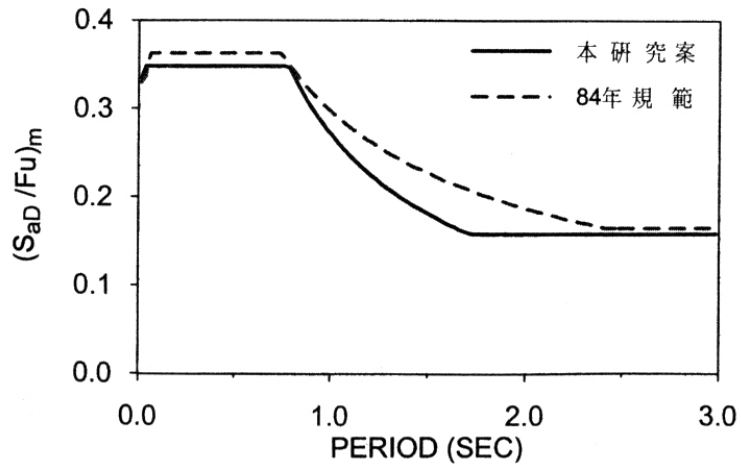


圖 2.7-8(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_s^D = 0.60$ ， $S_1^D = 0.35$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第三類地盤。

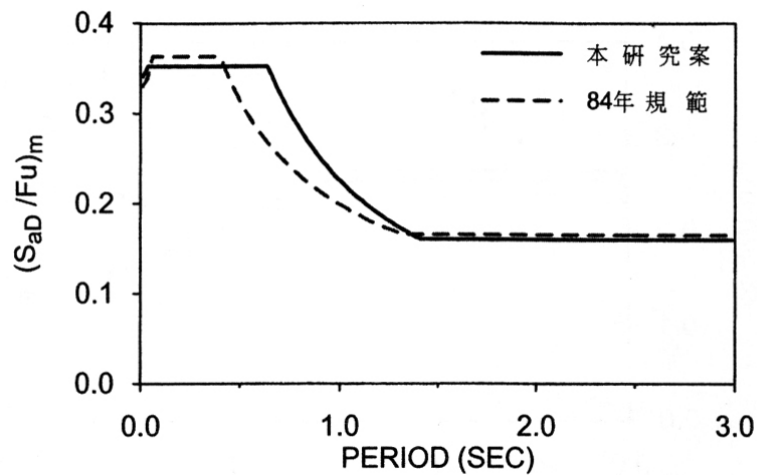


圖 2.7-9(a) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以  $(S_{aD}/F_u)_m$  型式表示，其中  $S_s^D = 0.80$ ， $S_1^D = 0.45$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第一類地盤。

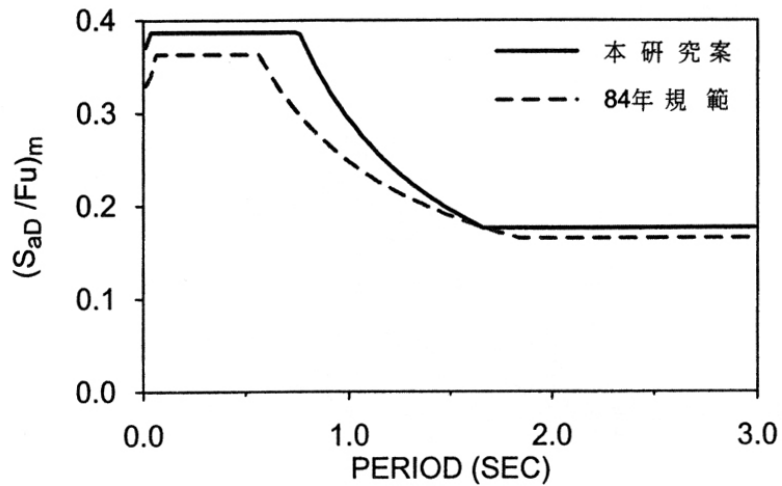


圖 2.7-9(b) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以 $(S_{aD}/F_u)_m$ 型式表示，其中 $S_s^D = 0.80$ ， $S_1^D = 0.45$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第二類地盤。

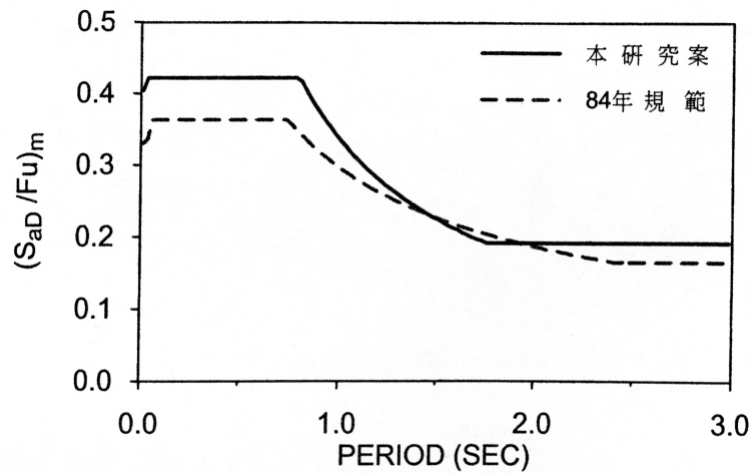


圖 2.7-9(c) 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以 $(S_{aD}/F_u)_m$ 型式表示，其中 $S_s^D = 0.80$ ， $S_1^D = 0.45$ ， $Z=0.33$ ， $R=2.5$ ，地盤為第三類地盤。

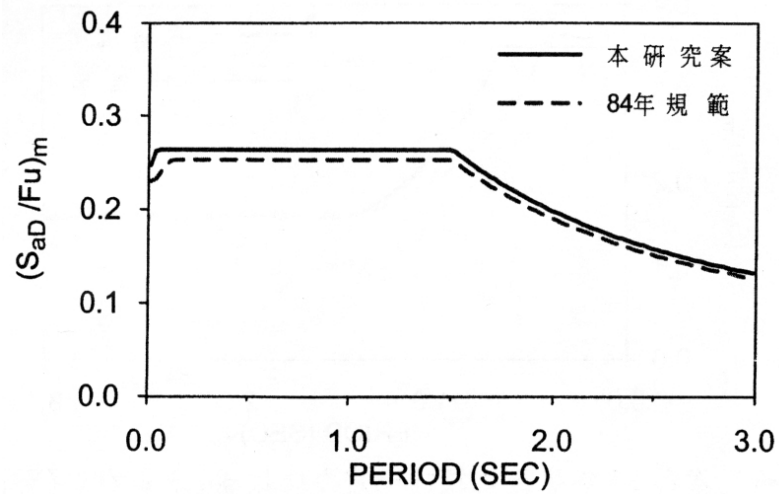


圖 2.7-10 規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖<sup>[1]</sup>

地震力以 $(S_{aD}/F_u)_m$ 型式表示，其中 $S_{DS}=0.60$ ， $Z=0.23$ ， $R=2.5$ ，地盤為台北盆地。



第二章	橋梁相關資料蒐集及研析 .....	1
2.1	原始設計圖說之蒐集及研析 .....	1
2.2	交通量調查資料之蒐集及研析 .....	1
2.3	中山高速公路橋梁結構耐震設計檢討 .....	2
2.4	921地震後國工局對於設計施工中之橋梁耐震處理原則 .....	18
2.4.1	國工局施工中橋梁之破壞情況 .....	19
2.5	921地震後公路總局之橋梁耐震補強處理原則 .....	25
2.6	北部區域第二高速公路計畫竣工報告概述 .....	28
2.7	交通部「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」 .....	35
2.7.1	規範修訂草案之研究背景與目的 .....	35
2.7.2	研究計畫內容主要架構 .....	36
2.7.3	期末報告書之重點說明 .....	36
2.7.4	規範草案之研究案與84年版規範設計地震力比較與說明 .....	52
表 2.3-1	原中山高橋長300公尺以上橋梁設計水平地震係數及設計單位 .....	4
表 2.3-2	原中山高300公尺以上橋梁上部結構及下部結構之類型 .....	5
表 2.3-2(續)	6	
表 2.3-3	中山高汐止五股段高架拓寬之結構型式 .....	11
表 2.3-4	新竹員林段拓寬工程設計公司及日期 .....	12
表 2.3-5	員林高雄拓寬工程設計公司及日期 .....	15
表 2.3-6	原中山高與改建部份橋梁設計水平地震係數比較 .....	17
表 2.4-1	國工局施工中橋梁之破壞模式及數量統計表 .....	20
表 2.4-2	集集大地震前七天(9.14-9.21)工區澆注混凝土數量統計表 .....	21
表 2.4-3	國工局未來設計路段國道橋梁耐震設計考量 .....	23
表 2.4-4	國工局921地震後橋梁工程補強對策 .....	24
表 2.6-1	北二高主要工程開工、竣工紀錄統計表 .....	34
表 2.7-1(a)	一般工址區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	40
表 2.7-1(b)	一般工址區域之最大水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$ .....	41
表 2.7-2	台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	41
表 2.7-3	短週期與長週期結構之阻尼修正係數 $B_S$ 與 $B_I$ .....	43
表 2.7-4	一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	43

表 2.7-5	台北盆地設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	43
表 2.7-6	徑向應力與弧向應力比值 .....	47
表 2.7-7	設計地震力比較案例整理 .....	53
圖 2.2-1	平均每日交通量(PCU).....	2
圖 2.7-1	震區短週期之設計水平譜加速度係數分佈圖 .....	38
圖 2.7-2	震區一秒週期之設計水平譜加速度係數分佈圖 .....	38
圖 2.7-3	震區短週期之最大水平譜加速度係數分佈圖 .....	39
圖 2.7-4	震區一秒週期之最大水平譜加速度係數分佈圖 .....	39
圖 2.7-5	中空橋柱斷面分區圖 .....	47
圖 2.7-6(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	53
圖 2.7-6(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	53
圖 2.7-6(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	54
圖 2.7-7(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	54
圖 2.7-7(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	55
圖 2.7-7(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	55
圖 2.7-8(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	56
圖 2.7-8(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	56
圖 2.7-8(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	57
圖 2.7-9(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	57
圖 2.7-9(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	58
圖 2.7-9(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	58
圖 2.7-10	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 .....	59

## 第二章 橋梁相關資料蒐集及研析

2.1	原始設計圖說之蒐集及研析 .....	2-1
2.2	交通量調查資料之蒐集及研析 .....	2-1
2.3	中山高速公路橋梁結構耐震設計檢討 .....	2-2
2.4	921地震後國工局對於設計施工中之橋梁耐震處理原則 .....	2-19
2.4.1	國工局施工中橋梁之破壞情況 .....	2-19
2.5	921地震後公路總局之橋梁耐震補強處理原則 .....	2-25
2.6	北部區域第二高速公路計畫竣工報告概述 .....	2-28
2.7	交通部「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」 .....	2-35
2.7.1	規範修訂草案之研究背景與目的 .....	2-35
2.7.2	研究計畫內容主要架構 .....	2-36
2.7.3	期末報告書之重點說明 .....	2-36
2.7.4	規範草案之研究案與84年版規範設計地震力比較與說明 .....	2-52
表2.3-1	原中山高橋長300公尺以上橋梁設計水平地震係數及設計單位 .....	2-4
表2.3-2	原中山高300公尺以上橋梁上部結構及下部結構之類型 .....	2-5
表2.3-3	中山高汐止五股段高架拓寬之結構型式 .....	2-11
表2.3-4	新竹員林段拓寬工程設計公司及日期 .....	2-12
表2.3-5	員林高雄拓寬工程設計公司及日期 .....	2-15
表2.3-6	原中山高與改建部份橋梁設計水平地震係數比較 .....	2-17
表2.4-1	國工局施工中橋梁之破壞模式及數量統計表 .....	2-20
表2.4-2	集集大地震前七天(9.14-9.21)工區澆注混凝土數量統計表 .....	2-21
表2.4-3	國工局未來設計路段國道橋梁耐震設計考量 .....	2-23
表2.4-4	國工局921地震後橋梁工程補強對策 .....	2-24
表2.6-1	北二高主要工程開工、竣工紀錄統計表 .....	2-34
表2.7-1(a)	一般工址區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-40
表2.7-1(b)	一般工址區域之最大水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$ .....	2-41
表2.7-2	台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-41
表2.7-3	短週期與長週期結構之阻尼修正係數 $B_S$ 與 $B_1$ .....	2-43
表2.7-4	一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-43
表2.7-5	台北盆地設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	2-43

表2.7-6	徑向應力與弧向應力比值 .....	2-48
表2.7-7	設計地震力比較案例整理 .....	2-53
圖2.2-1	平均每日交通量(PCU).....	2-2
圖2.7-1	震區短週期之設計水平譜加速度係數分佈圖 <sup>[1]</sup> .....	2-38
圖2.7-2	震區一秒週期之設計水平譜加速度係數分佈圖 <sup>[1]</sup> .....	2-38
圖2.7-3	震區短週期之最大水平譜加速度係數分佈圖 <sup>[1]</sup> .....	2-39
圖2.7-4	震區一秒週期之最大水平譜加速度係數分佈圖 <sup>[1]</sup> .....	2-39
圖2.7-5	中空橋柱斷面分區圖 .....	2-47
圖2.7-6(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-53
圖2.7-6(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-53
圖2.7-6(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-54
圖2.7-7(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-54
圖2.7-7(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-55
圖2.7-7(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-55
圖2.7-8(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-56
圖2.7-8(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-56
圖2.7-8(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-57
圖2.7-9(a)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-57
圖2.7-9(b)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-58
圖2.7-9(c)	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-58
圖2.7-10	規範草案之研究案與84年規範之設計地震力比較圖 <sup>[1]</sup> .....	2-59

### 第三章 橋梁耐震能力之初步評估

#### 3.1 橋梁耐震能力之初步評估方法

##### 3.1.1 日本建設省橋梁耐震能力初步評估法

日本由於了解早期設計的橋梁在耐震性能上有缺失，因此其耐震能力初步評估從1971年開始，由建設省定期進行，最近一次的普查在1986年，遍及全國各地區。1986年共普查四萬座橋梁，約有30%需要補強。此次評估的主要項目包括：(1)下部結構的老化與防落長度；(2)防落裝置；(3)土壤液化效應；(4)RC橋柱之強度(柱底與主筋斷點)；(5)基樁承載力；(6)有否不耐震的基礎(譬如構架式橋墩，但兩端的基礎各自獨立)。

日本進行之初步評估，完全針對技術層面，在排定補強順序時，會考慮橋梁的重要性。一般而言，1980年以前設計的橋梁，因橋柱無韌性，可能產生剪力破壞，或因圍束不良，致使韌性不佳。日本建設省1986年進行大規模的評估所用的表格，如表3.1-1所示，評估時要計算耐震性能指標X與Y，評估表內之項目及配分是透過對日本以往124座地震受損橋梁之資料統計分析而得。

一、指標X係設計來評估橋梁是否會產生大的位移，主要與下列因素有關：

1. 1956年以前設計的橋梁，得分最高；1956~1971年間設計者其次；1971年以後設計者，得分最低。
2. 橋梁具有高橋墩；具有高斜角或曲梁；具有大的縱坡坡度；具有軟弱或液化潛能高的土層；具有被沖刷潛能高的橋墩；具有不規則的土層性質及未配置防落措施等，得分均較高。

二、指標Y係設計來評估橋梁下部結構的耐震性缺失，主要與下列因素有關：

1. 評估RC柱在主筋斷點處，是否會發生脆性破壞。主要依柱的高寬比、主筋斷點處是否發生彎曲張力裂縫，主筋斷點降伏強度安全係數及剪應力大小來評定。
2. 評估RC柱的現況，若具有損壞的裂縫等，得分較高。

指標X與Y的得分，係各項目得分的乘積。其次，再根據X、Y與 $P_c$ 的值的相互關係，將橋梁評定為A、B、C三級，如表3.1-2所示。此處 $P_c$ 係評估主筋斷點是否產生脆性破壞的得分，而評定為A級的橋梁，耐震性差，B級為普通，C級為佳。上述評估準則之分析流程則請參見圖3.1-1所示。

表 3.1-1A 日本建設省橋梁耐震能力初步評估表

表 3.1-1B 日本建設省橋梁耐震能力初步評估表

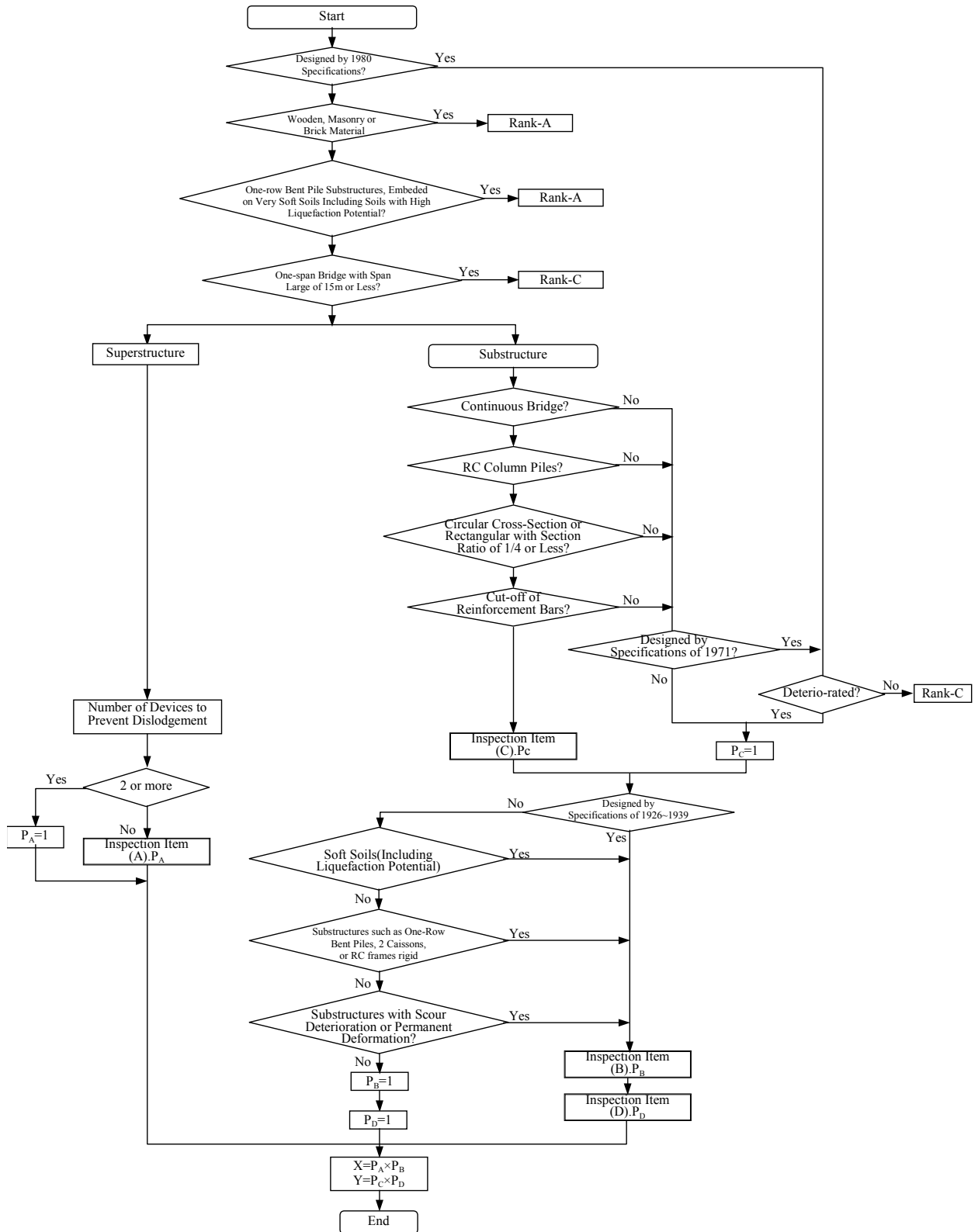


圖 3.1-1A 日本建設省橋梁耐震能力初步評估流程  
(資料來源：Kawashima)



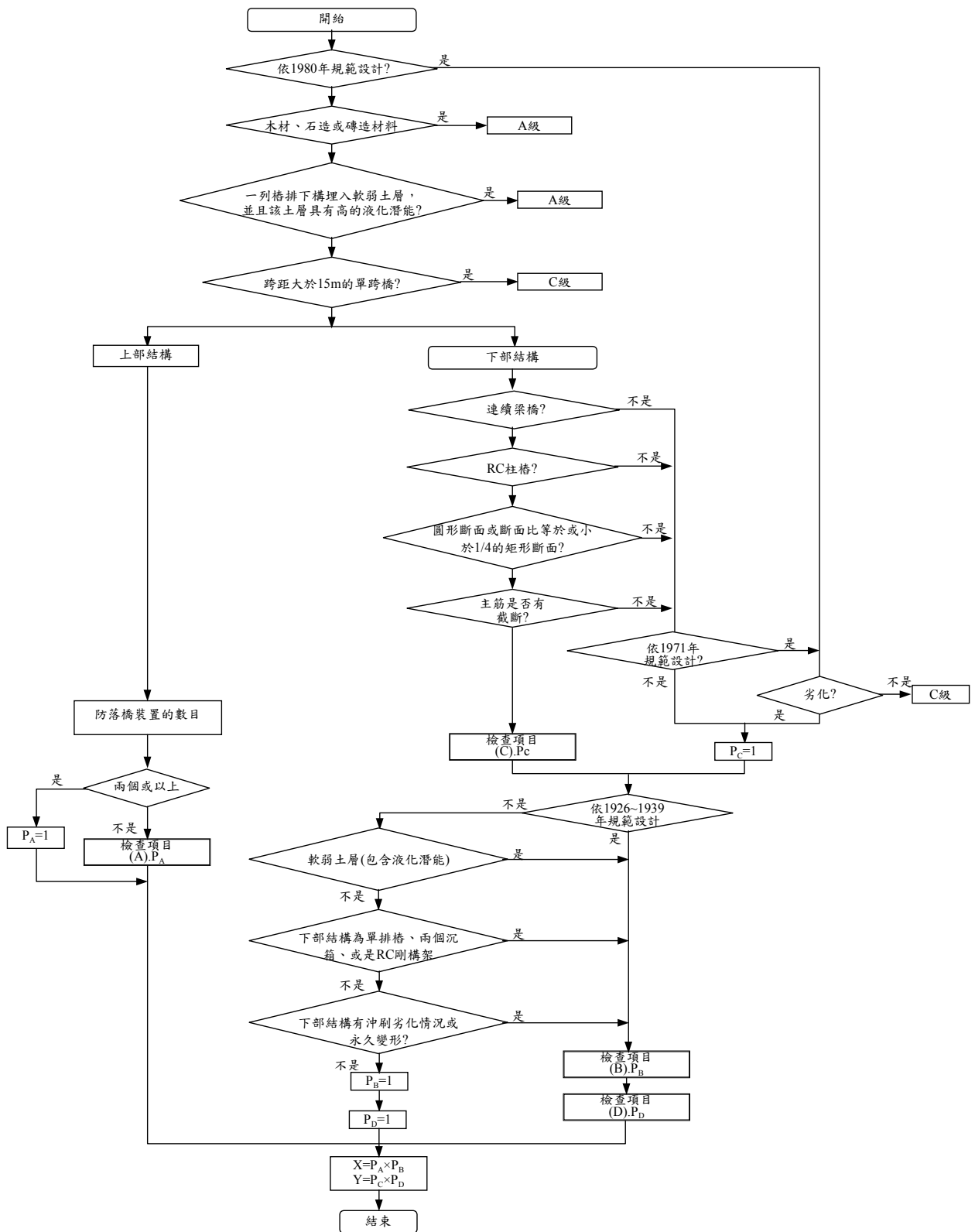


圖 3.1-1B 日本建設省橋梁耐震能力初步評估流程

表 3.1-2 日本建設省橋梁耐震能力評定標準

耐震等級	評分要點		
	X	P <sub>C</sub> =1.0	P <sub>C</sub> ≠1.0
A—易受震害	X ≥ 60	Y ≥ 10	Y ≥ 100
B—中等	20 ≤ X < 60	5 ≤ Y < 10	50 ≤ Y < 100
C—安全	X < 20	Y < 5	Y < 50

註：從X評分及Y評分得到兩個等級，應取較高的級別(A為最高的)作為評估橋梁的耐震等級。

### 3.1.2 美國加州Caltrans橋梁耐震能力初步評估法<sup>[5]</sup>

美國加州Caltrans橋梁耐震能力初步評估主要係採計分方式進行，共分五個主要項目如下：

$$R=S^*+I^*+V^*+Y^*+G^*$$

其中S\*為地震加速度因子，I\*為重要性因子，V\*為易受震害因子，Y\*為建造年代因子，G\*為土壤情況因子。R為加總之值，最小為0，最大為100%，數字越高，橋梁越需補強。茲將各因子評估的內容敘述如下：

#### 1. 地震加速度因子S\*

$$S^* = \frac{0.12A}{0.7g}$$

其中A為工址岩盤最大地震加速度，可由微分區圖查得。若A為最高值0.7g，S\*佔12%。

#### 2. 重要性因子I\*

$$I^* = 0.05r_1 + 0.08t_1 + 0.05d_1 + 0.06e_1$$

其中r<sub>1</sub>為橋梁本身道路類別因子，e<sub>1</sub>為橋梁跨過之道路類別因子，其值如表3.1-3所示。

表 3.1-3 道路類別因子r<sub>1</sub>與e<sub>1</sub>

r <sub>1</sub> or e <sub>1</sub>	道路種類(Route Type)
1.0	州際公路(Interstate Highways)
0.8	聯邦道路及州道(US and State Highways)
0.7	鐵道(Railroads)
0.5	聯邦政府資助的郡道或市街(Federally funded county routes or city streets)
0.2	非聯邦政府資助的郡道或市街(Non-federally funded county routes or city streets)
0.0	其他(Others)

$t_1$ 與每日平均交通量ADT(車輛數/日)及橋梁長度L(ft)有關，依下式計算：

$$t_1 = 1 - \frac{(ADT \cdot L - 2 \times 10^8)^2}{4 \times 10^{16}} \leq 1$$

當 $ADT \cdot L = 0$ 時， $t_1 = 0$ 為最小， $ADT \cdot L = 2 \times 10^8$ 時， $t_1 = 1.0$ 為最大。  
當 $ADT \cdot L > 2 \times 10^8$ 時， $t_1$ 仍取1.0。

$d_1$ 表示橋梁破壞致使道路不通，或橋梁崩塌致使其下道路不通的情況下，要找到替代道路所要行走的英里數乘以0.01，即：

$$d_1 = 0.01 \text{ 改道之距離(哩)} \leq 1.0$$

### 3. 建造年代因子 $Y^*$

橋梁建造於1945~1971年間，由於不考慮韌性細部設計，柱子較為細長以及設計地震力偏低， $Y^*$ 取最大值0.13。

橋梁建造於1945年以前者，由於設計較為保守，因此抵抗水平地震力的強度高，韌性需求因而較低，故取 $Y^* = 0.065$ 。

橋梁建造於1971年後，即San Fernando地震之後，工程師對橋梁的耐震設計較有信心，因此 $Y^*$ 值取為0。

### 4. 土壤情況因子 $G^*$

本因子反映會液化的工址、土壤軟弱或地震時地表加速度可能放大的工址。加州Caltrans備有資料庫可將此高危害區域界定出來，因此工址座落於高危害區時， $G^* = 0.12$ ；不在高危害區時， $G^* = 0$ 。

### 5. 易受震害因子 $V^*$

$$V^* = 0.11n_h + 0.07H + 0.07S_k + 0.1C_b + 0.04A_b$$

其中 $n_h$ 與橋梁中之內輓支數目有關，有兩個或以上時， $n_h$ 為1.0；一個時， $n_h = 0.5$ ，無內輓支時， $n_h = 0$ 。

因高橋墩橋梁較易造成損壞，因而與橋墩高度 $h_c$ (ft)有關的因子H計算如下：

$$H = 1 - \left[1 - \frac{h_c}{30}\right]^3 \leq 1.0$$

當 $h_c = 0$ ， $H = 0$ ；當 $h_c = 30$ ， $H = 1.0$ ；當 $h_c > 30$ ， $H$ 仍取1.0。

$S_k$ 表歪斜因子，依下式計算：

$$S_k = \left[\frac{\theta}{90}\right]^2 \leq 1.0$$

其中 $\theta$ (度)為歪斜角，係橋墩或帽梁垂直方向與主梁間之夾角。

正常情況下， $\theta=0$ ， $S_k=0$ ；當 $\theta=90$ ， $S_k=1.0$ 。

$C_b$ 值反映橋梁的靜不定度，橋梁為單柱時， $C_b=1.0$ ，為構造式橋墩時， $C_b=0.5$ 。 $A_b$ 則與橋台、主梁間的連接方式有關，若連成一體， $A_b=0$ ，若非連成一體， $A_b=1.0$ 。

若將上述評估的各個因素及其所佔的最高分數繪成圖，則請參考圖3.1-2所示；橋梁耐震評估用資料表如表3.1-4~3.1-6所示。

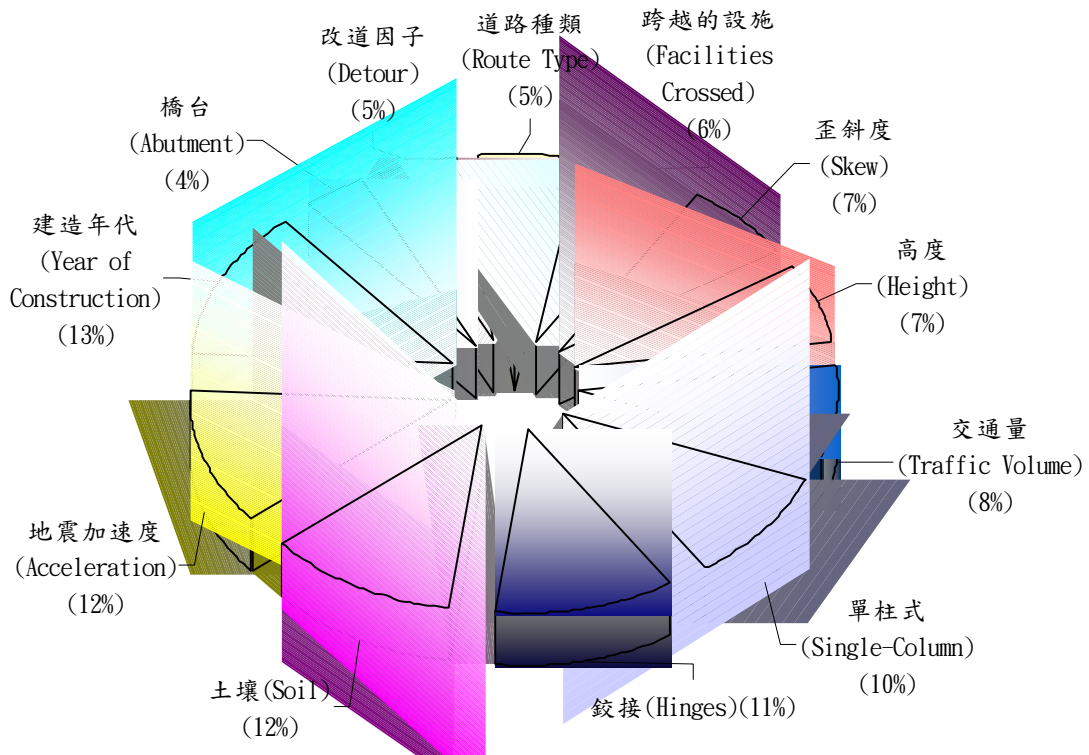


圖 3.1-2 Caltrans橋梁耐震初步評估項目與配分圖

6. 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例，請參見表3.1-7~3.1-9所示。

表 3.1-4A 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(一)

BRIDGE NO.   BRIDGE NAME

NUMBER OF INTERMEDIATE SUPERSTRUCTURE JOINTS (HINGE)   
(BENT)

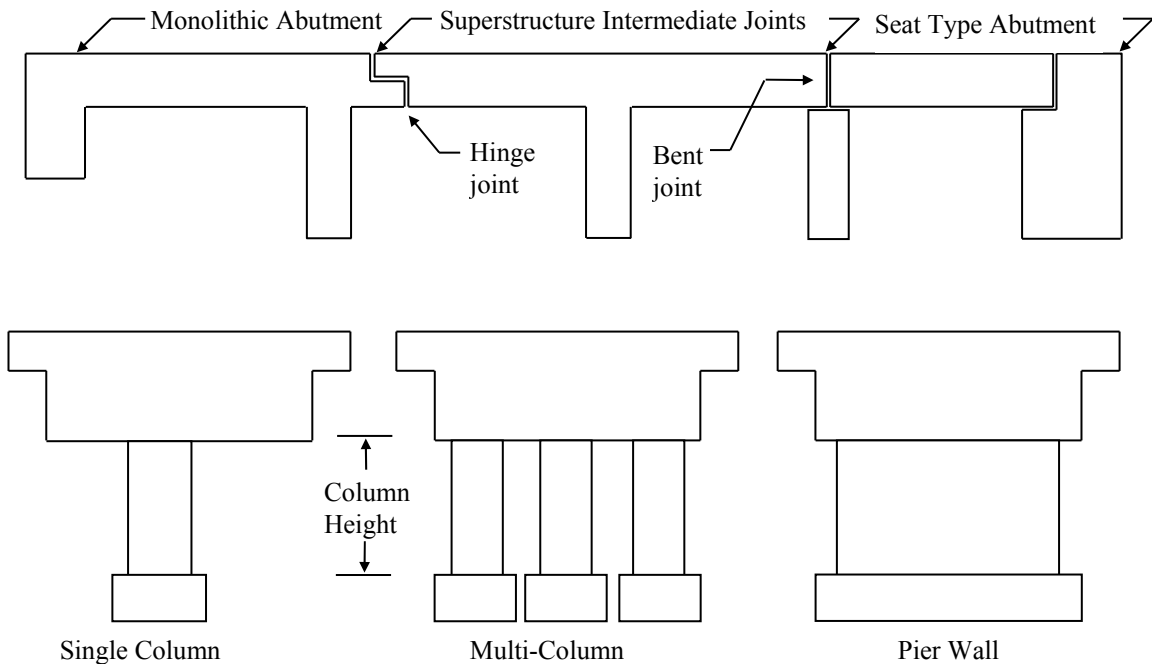
SUBSTRUCTURE : COLUMNS : Y N Y  
N

(CHECK SINGLE COLUMN :   PLANS AVAILABLE? :

APPROPRIATE MULTI-COLUMN :    
BOXED) PIER WALL :   ESTIMATED ADT :

PILE BENT :   MAXIMUM COLUMN/  
OTHER (DESCRIBE) : \_\_\_\_\_ PIER HEIGHT :  
ABUTMENTS : (CHECK ONE) 0' TO 20' :   
SEAT ABUTMENT :   20' TO 30' :   
MONOLITHIC ABUTMENT :    
OVER 30' :

DEFINITIONS :



PREPARED BY : \_\_\_\_\_ CONTACT : \_\_\_\_\_  
DATE : \_\_\_\_\_ OWNER/AGENCY : \_\_\_\_\_ ADDRESS : \_\_\_\_\_  
 COMMENTS ON BACK (SKETCHES, ETC.) PHONE : \_\_\_\_\_

表 3.1-4B 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(一)

橋梁編號   橋名

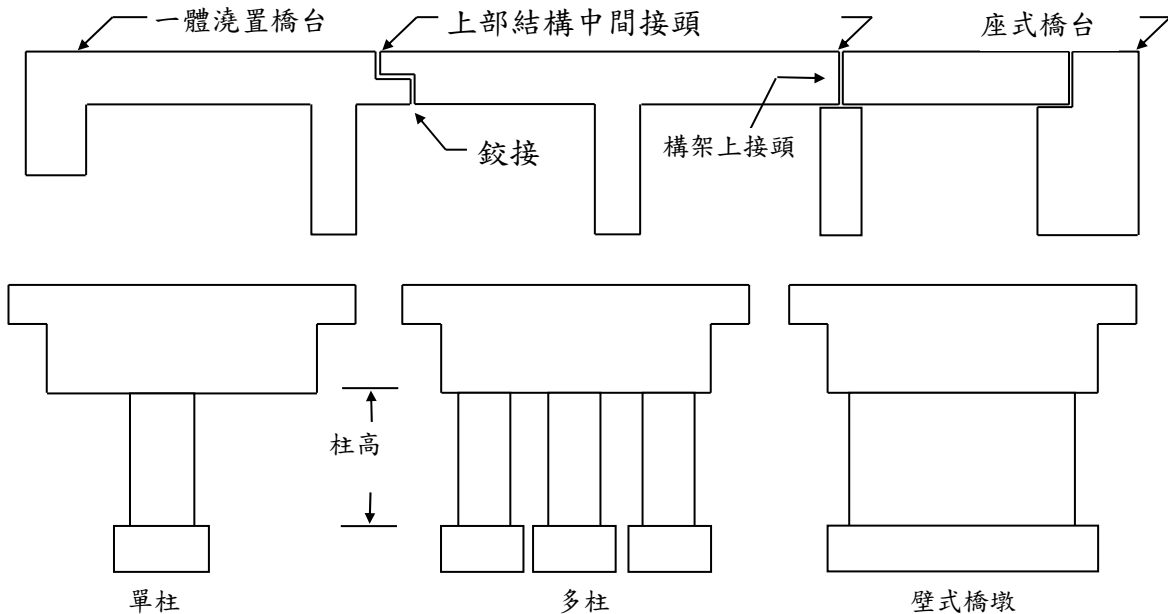
上部結構中間接頭的數目 (鉸接)   
(構架上接頭)

下部結構： 柱： Y  N  Y

(檢查 單柱：  可取得平面圖？：

適合的箱型梁) 多柱：  估計每日平均交通量：  
壁式橋墩：   
樁排式：  最大的柱/  
其他 (描述)：\_\_\_\_\_ 橋墩高度：  
(檢查一處)  
橋台： 0呎 至 20呎：  
座式橋台：  20呎 至 30呎：  
一體澆置橋台：   
超過 30呎：

定義：



收集者：\_\_\_\_\_

日期：\_\_\_\_\_

於背面的說明 (簡圖及其他)

連絡人：\_\_\_\_\_

所有者/公私機構：\_\_\_\_\_

地址：\_\_\_\_\_

電話：\_\_\_\_\_

表 3.1-5A 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(二)

**G.P. SEISMIC REVIEW**

DEPARTMENT OF TRANSPORTATION  
Division of Structures  
Special Projects Branch  
Seismic Retrofit Program

BRIDGE #: \_\_\_\_\_  
year designed? \_\_\_\_\_

- 0) special class reason:  
in, out, or hold, for reason(s) not listed below  
**Comments are required on the back of this page.**
- out 1) structures with all of the following :  
modern structure and details (1980+); ductile elements; no outriggers
- out 2) single-span structures with monolithic abutments
- out 3) timber bridges
- out 4) multi-span structures with all of the following:  
monolithic; multi-column or pier wall bents; end-diaphragm or well seated seat-type abutments; fairly balanced spans of less than 130 ft; total length less than 300 ft; (deck area)/(no. of columns)less than 5000; less than 25 ft of height; small to moderate skews; standard-like design
- hold 5) structures with all of the following:  
good superstructure details; reasonably good spiral spacing, but lapped at ends; footings lack the capacity to hold plastic moment; (i.e., no top mat of steel and /or no shear reinforcement )  
This would be a typical mid 70s vintage structure.
- hold 6) structures with all of the following:  
monolithic; multi-column; end-diaphragm or well seated seat-type abutments; fairly balanced spans between 130 ft and 175 ft; less than 50 ft of height; (deck area)/(no. of columns )less than 7000; small to moderate skews; standard-like design
- in 7) multi-span structures with simple beam construction (typically precast of steel I-girders)
- in 8) any structure with outriggers, C-bents, or shared columns
- in 9) any structure with rented airspace or public facilities below
- in 10) structures with all of the following:  
nonductile structural elements(except for cases 2,3,or 4); multiple frames; seat or support widths which are small or unknown; unrestrained hinge seats; steel or precast sections simply supported on seats or piers; single column frames.

STATUS: \_\_\_\_\_ REASON(#): \_\_\_\_\_

REVIEWED NAME: \_\_\_\_\_ DATE: \_\_\_\_\_

CHECKED NAME: \_\_\_\_\_ DATE: \_\_\_\_\_

(REF. 6-09-90)

表 3.1-5B 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(二)

耐震調查表

運輸部  
結構課  
特別計畫部門  
震害補修計畫

橋梁編號： \_\_\_\_\_

設計年? \_\_\_\_\_

- 0) 特殊類別的原因：  
包含，不包括，或保留的原因沒有在以下列出  
**需在本頁之後說明**
- 不包括 1) 結構為下述所有情形：  
較新的結構及細部設計(1980+)；韌性構材；無外附屬構架
- 不包括 2) 為與橋台一體澆置的單跨結構
- 不包括 3) 木橋
- 不包括 4) 多柱結構為下述所有情形：  
一體澆置；多柱或壁式橋墩；端隔板或為良好承墊的座式橋台；兩邊平衡且跨距小於130呎；全長小於300呎；(橋面版面積)/(橋柱數目)小於5000；高度小於25呎；小於中度的斜角；一般標準的設計
- 保留 5) 結構為下述所有情形：  
良好的上部結構細部設計；適當的螺箍筋間距，但在端部搭接；基腳缺乏承受塑性彎矩的能力；(即無上層鋼筋且/或無剪力筋)  
這種可能為70年代中期建造的結構型式
- 保留 6) 結構為下述所有情形：  
一體澆置；多柱或壁式橋墩；端隔板或為良好承墊的座式橋台；兩邊平衡且跨距介於130呎至175呎；高度小於50呎；(橋面版面積)/(橋柱數目)小於7000；小於中度的斜角；一般標準的設計
- 包含 7) 有簡單梁構造(典型預鑄的I型鋼梁)的多跨結構
- 包含 8) 有外跨構架，C型多柱構架，或頂部擴座柱的任何結構
- 包含 9) 橋下有商用空間或公共設施的任何結構
- 包含 10) 結構為下述所有情形：  
無韌性的結構單元(2，3，或4類除外)；多構架型式；座墊或支撐長度較小或無資料；未束制的鉸接承墊；鋼構或預鑄構件簡支於承墊或橋墩上；單柱構架

狀態： \_\_\_\_\_

原因(#): \_\_\_\_\_

審核 姓名： \_\_\_\_\_ 日期： \_\_\_\_\_

檢查 姓名： \_\_\_\_\_ 日期： \_\_\_\_\_

(REF. 6-09-90)



表 3.1-6A 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(三)

**DETAILED SEISMIC REVIEW DATA SHEET**

DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

BRIDGE #:

Division of Structures  
Special Projects Branch  
Seismic Retrofit Program

year designed? \_\_\_\_\_

**SUPERSTRUCTURE DETAILS:**

outriggers?  YES  NO  
 C-bents?  YES  NO  
 any rocker bearings?  YES  NO  
 shared columns?  YES  NO  
 super/sub conn. type?  monolithic joints  simple span supports  
 material type?  P. S. concrete  C.R. concrete  steel  timber  
 section type?  I-girder  box-girder  slab  arch  T-girder  truss  suspension  
 number of spans? \_\_\_\_\_  
 maximum span length? \_\_\_\_\_ minimum span length? \_\_\_\_\_ average span length? \_\_\_\_\_  
 maximum span width? \_\_\_\_\_ minimum span width? \_\_\_\_\_ average span width? \_\_\_\_\_  
 maximum skew? \_\_\_\_\_ minimum skew? \_\_\_\_\_ average skew? \_\_\_\_\_  
 overall length measured in feet? \_\_\_\_\_  
 curvature:  
 smallest radius in feet? \_\_\_\_\_ arc angle in degrees? \_\_\_\_\_

**HINGE DETAILS:**

number of hinges? \_\_\_\_\_ hinge seat width in inches? \_\_\_\_\_  
 restrainers?  YES  NO  
 seat extenders?  YES  NO

**ABUTMENT DETAILS:**

abut. type?  seat-type  end-diaphragm  other(tied down)  other(not tied down)  
 abut. seat width in inches? \_\_\_\_\_  
 shear keys?  YES  NO  YES, but very small  
 retrofit?  YES  NO

**COLUMN DETAILS:**

Is column confined in regions of possible yielding (can it behave in a ductile manner)?  
 YES  ?YES  ?NO  NO  
 material type?  P.S.concrete  C. R. concrete  steel  timber  
 number of columns per bent? \_\_\_\_\_ minimum per bent \_\_\_\_\_ maximum per bent \_\_\_\_\_  
 number of single-column bent? \_\_\_\_\_ number of multi-column bents? \_\_\_\_\_  
 maximum columns height? \_\_\_\_\_ minimum column height? \_\_\_\_\_ average column height? \_\_\_\_\_  
 transverse reinforcement:  spirals # \_\_\_\_\_ bars @ \_\_\_\_\_ inches  
 ties # \_\_\_\_\_ bars @ \_\_\_\_\_ inches  
 trans. reinf. well into footing & superstructure?  YES  NO

longitudinal reinforcement:

(to what degree are the columns reinforced?) → percent of longitudinal steel in column \_\_\_\_\_  
 lap slices in regions of possible yielding?  YES  NO

**FOOTING DETAILS:**

top mat of steel?  YES  NO  
 pedestal?  YES  NO  
 shear reinforcement?  YES  NO  construction only  
 column/footing connection?  pinned  fixed  
 piles or spread footing?  pile  spread  shaft  
 if piles, can they carry tension?  YES  NO  too difficult to judge

**SOIL DATA:**

log of test borings?  YES  NO date? \_\_\_\_\_  
 soil type?  sand  clay  silt  too difficult to judge  
 blow count greater than 20 at a depth of 15 feet below the surface?  YES  NO  
 depth to rock-like material in feet? \_\_\_\_\_  too difficult to judge  
 depth to waterline in feet? \_\_\_\_\_ date? \_\_\_\_\_  too difficult to judge  
 if geology contacted, ARS curve?  
 liquifaction potential?  high  low  none

STATUS: \_\_\_\_\_

REASON(#): \_\_\_\_\_

REVIEWED \_\_\_\_\_ NAME: \_\_\_\_\_

DATE: \_\_\_\_\_

CHECKED \_\_\_\_\_ NAME: \_\_\_\_\_

DATE: \_\_\_\_\_

DATA COLLECTOR & DATE \_\_\_\_\_ NAME: \_\_\_\_\_

DATE: \_\_\_\_\_

表 3.1-6B 美國加州Caltrans之橋梁耐震評估資料表(三)  
耐震細部檢查表

運輸部  
結構課  
特別計畫部門  
震害補修計畫

橋梁編號： \_\_\_\_\_  
設計年？ \_\_\_\_\_

上部結構細節：

- 外跨構架？ 是 否  
C型多柱構架？ 是 否  
任何輓支承？ 是 否  
頂部擴座柱？ 是 否  
上部/下部 連接型式？ 一體灌鑄接頭 簡支  
材料型式？ P.S.混凝土 C.R.混凝土 鋼構 木材  
斷面型式？ I-型梁 箱型梁 版 拱型 T型梁 桁架 吊橋

橋跨數？ \_\_\_\_\_  
最大的跨長？ \_\_\_\_\_ 最小的跨長？ \_\_\_\_\_ 平均跨長？ \_\_\_\_\_  
最大的跨寬？ \_\_\_\_\_ 最小的跨寬？ \_\_\_\_\_ 平均跨寬？ \_\_\_\_\_  
最大的斜交角？ \_\_\_\_\_ 最小的斜交角？ \_\_\_\_\_ 平均斜交角？ \_\_\_\_\_  
全長以呎表示？ \_\_\_\_\_  
曲率： 最小曲率半徑(以呎表示)？ \_\_\_\_\_ 弧角(以度表示)？ \_\_\_\_\_

鉸接細節：  
鉸接數？ \_\_\_\_\_ 鉸接座寬(以吋表示)？ \_\_\_\_\_  
束制？ 是 NO  
擴座？ 是 NO

橋台細節：  
橋台型式？ 座式 端隔版 其他(有束制) 其他(無束制)  
橋台座寬(以吋表示)？ \_\_\_\_\_  
剪力樺？ 是 否 是,但很小  
補修？ 是 否

柱細節：  
柱的圍束區有降伏的可能性(是否可表現出韌性的行為)？  
是 否 否 否  
材料型式？ P.S.混凝土 C.R. 混凝土 鋼構 木材  
每個樁排構架的柱數目？ \_\_\_\_\_ 最小的柱數目 \_\_\_\_\_ 最大的柱數目 \_\_\_\_\_  
單柱樁排構架的數目？ \_\_\_\_\_ 多柱樁排構架的數目？ \_\_\_\_\_  
最大柱高度？ \_\_\_\_\_ 最小柱高度？ \_\_\_\_\_ 平均柱高度？ \_\_\_\_\_  
橫向筋：  
螺筋 # \_\_\_\_\_ 筋 @ \_\_\_\_\_ 英吋  
肋筋 # \_\_\_\_\_ 筋 @ \_\_\_\_\_ 英吋  
橫向筋是否良好設至基腳及下部結構？ 是 否

縱向筋：  
(柱筋配置的程度)→ 柱縱向鋼筋比 \_\_\_\_\_  
搭接區是否有降伏的可能性？ 是 否

基腳細節：  
鋼筋頂部承墊？ 是 否  
基座？ 是 否  
剪力鋼筋？ 是 否 只有工作鋼筋  
柱/基腳 連接？ 鉸接 固接  
樁基或擴展基腳？ 樁 擴座 等軸斷面  
若為樁基，可否承受拉力？ 是 否 無法判斷

土層資料：  
鑽探試驗的記錄？ 是 否 日期？ \_\_\_\_\_  
土壤種類？ 砂 粘土 粉土 無法判斷  
地基以下15呎深度的打擊數大於20？ 是 否  
似岩盤材料的深度(以呎表示)？ \_\_\_\_\_ 無法判斷  
地下水深度(以呎表示)？ \_\_\_\_\_ 日期？ \_\_\_\_\_ 無法判斷  
若與大地單位連繫，則有否加速度反應譜(ARS)曲線？  
液化潛能？ 高 低 無

狀態： \_\_\_\_\_ 原因(＃)： \_\_\_\_\_  
審核 姓名： \_\_\_\_\_ 日期： \_\_\_\_\_  
檢查 姓名： \_\_\_\_\_ 日期： \_\_\_\_\_  
資料收集者及日期 姓名： \_\_\_\_\_ 日期： \_\_\_\_\_

表 3.1-7A 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例

<b><u>RISK ALGORITHM</u></b>		
YEAR CONSTRUCTED	0.13*	(0.0→yr>71; 0.5→yr≤45; 1.0→45<yr≤71)
PEAK ROCK ACC.	0.12*	(MCE acc, normalized to 0.7g)
SOIL AT SITE	0.12*	(0.0→low risk site; 1.0→high risk site)
# OF HINGES	0.11*	(0.0→0; 0.5→1; 1.0→2 or more)
COLUMNS PER BENT	0.10*	(0.5→multi-col; 1→single col)
TRAFFIC EXPOSURE (length & ADT on deck)	0.08*	(neg. parabola, normalized to 2*10 <sup>8</sup> ADT*LENGTH)
HEIGHT (length)	0.07*	((LOCAL)neg. cubic, normalized to 30) ((STATE)0.0→0-300; 0.5→300-600; 1.0→>600)
SKEW	0.07*	(pos. parabola, normalized to 90)
FACILITY CROSSED	0.06*	(same as RTE TYPE, STREAM=0.8)
ROUTE TYPE (on structure)	0.05*	(INTERSTATE→1.0; U.S. ROUTE→0.8; STATE ROUTE→0.8; RAILROAD→0.7; FED. FUNDED CO. ROUTE OR CITY ST.→0.5; NON-FED. FUNDED CO. ROUTE OR CITY ST.→0.2; FED LAND, STATE LAND, & UNDEFINED→0.0)
LENGTH OF DETOUR	0.05*	(linear, normalized to 100)
ABUT. TYPE	0.04*	(0.0→monolithic; 1.0→nonmonolithic)

THE SUM OF THESE WILL BE BETWEEN 0.0 AND 1.0

表 3.1-7B 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例

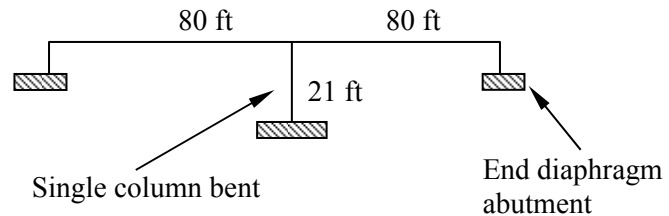
風險度規則		
建造年	0.13*	(0.0→yr>71；0.5→yr≤45；1.0→45<yr≤71)
尖峰岩盤加速度	0.12*	(最大可能加速度，正規化至0.7g)
工址的土壤	0.12*	(0.0→低風險工址；1.0→高風險工址)
鉸接數	0.11*	(0.0→0；0.5→1；1.0→2或更高)
柱構架型式	0.10*	(0.5→多柱；1→單柱)
交通衝擊因子 (長度 & 橋面的ADT)	0.08*	(負的拋物線型，正規化至 $2 \times 10^8 \text{ADT} \times \text{LENGTH}$ )
高度(length)	0.07*	((地方道路)負的三次線型，正規化至30) ((州道)0.0→0-300；0.5→300-600；1.0→>600)
斜交角	0.07*	(正的拋物線型，正規化至90)
跨越的設施	0.06*	(同道路種類，河川=0.8)
道路種類 (結構之上的)	0.05*	州際道路→1.0； 聯邦道路→0.8；州道→0.8； 鐵道→0.7； 聯邦政府資助的郡道或市街→0.5； 非聯邦政府資助的郡道或市街→0.2； 其他→0.0)
改道的長度	0.05*	(線性，正規化至100)
橋台型式	0.04*	(0.0→一體灌鑄；1.0→非一體灌鑄)

這些分數加總將介於 0.0 至 1.0

表 3.1-8A 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續1)

RISK RATING EXAMPLE:

GIVEN:

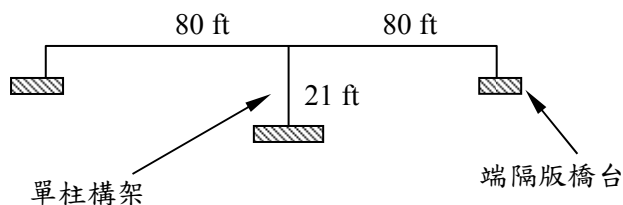


--YEAR DESIGNED	1955
--PEAK BEDROCK ACCELERATION	0.45g
--HIGH RISK SOIL SITE	not in a high risk soil zone
--# OF HINGES	0
--COLUMNS / BENT	1
--ADT ON BRIDGE	20,000 $\frac{veh}{day}$
--HEIGHT	21 ft (SRI form calls out 20 - 30 ft)
--LENGTH	160 ft
--SKEW	15 degrees
--FACILITY CROSSED	U.S. route
--ROUTE TYPE	county route
--DETOUR LENGTH	10 miles
--ABUTMENT TYPE	end - diaphragm

表 3.1-8B 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續1)

風險評估範例：

GIVEN：



--建造年	1955
--尖峰地盤加速度	0.45g
--是否為高風險工址	不是位於高風險工址土層區
--鉸接數	0
--柱數/ 構架	1
--橋的每日平均交通量(ADT)	20,000 輛/日
--高度	21 ft (SRI 格式介於 20 - 30 ft)
--長度	160 ft
--斜交角	15°
--跨越的設施	聯邦道路
--道路種類	郡道
--改道長度	10英哩
--橋台型式	端隔板

**表 3.1-9A 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續2)**

COMPONENT		
--YEAR DESIGNED	0.13*(1.0)	0.13
--PEAK BEDROCK ACCEL.	$0.12 * \left(\frac{0.45g}{0.7g}\right)$	0.077
--HIGH RISK SOIL SITE	0.12*(0)	0.0
--# OF HINGES	0.11*(0)	0.0
--COLUMN / BENT	0.10*(1.0)	0.1
--TRAFFIC EXPOSURE	$0.08 * \left(20,000 \frac{\text{veh}}{\text{day}} * 160 \text{ ft} = 3.2 * 10^6 \Rightarrow 0.0317\right)$	0.0025
--HEIGHT	See TRAFFIC EXPOSURE PREWEIGHT CURVE 0.07*(0.995) if height available use HEIGHT PREWEIGHT CURVE if height not available use length to estimate height In this case SRI form is the best available data, and an average for the 20-30 ft range is used.	0.07
--SKEW	0.07*(0.025) see SKEW PREWEIGHT CURVE	0.0018
--FACILITIES X-ED	0.06*(0.8) U.S. route crossed	0.048
--ROUTE TYPE	0.05*(0.5) county route on bridge	0.025
--DETOUR LENGTH	0.05*(0.1) see DETOUR PREWEIGHT CURVE	0.005
--ABUTMENT TYPE	0.04*(0) monolithic	0.0
RISK RATING $\Rightarrow$		$\Sigma = 0.46$

表 3.1-9B 美國加州Caltrans之橋梁耐震初步評估範例(續2)

項目		
--建造年	0.13*(1.0)	0.13
--尖峰地盤加速度	$0.12 * \left( \frac{0.45g}{0.7g} \right)$	0.077
--是否為高風險工址	0.12*(0)	0.0
--鉸接數	0.11*(0)	0.0
--柱數 / 構架	0.10*(1.0)	0.1
--交通衝擊因子	$0.08 * (20,000 \text{輛/日} * 160 \text{英呎} = 3.2 * 10^6 \Rightarrow 0.0317)$	0.0025
--高度	參照交通衝擊因子先期權重曲線 $0.07 * (0.995)$ 若高度資料可得，則用高度先期權重曲線 若高度資料不可得，則用長度來估計高度 此例中SRI格式為最佳的資料，且取平均值介於20-30ft	0.07
--斜交角	$0.07 * (0.025)$ 參照斜交角先期權重曲線	0.0018
--跨越的設施	$0.06 * (0.8)$ 聯邦道路	0.048
--道路種類	$0.05 * (0.5)$ 郡道	0.025
--改道長度	$0.05 * (0.1)$ 參照改道因子先期權重曲線	0.005
--橋台型式	$0.04 * (0)$ 一體灌鑄	0.0
風險評估 $\Rightarrow$		$\Sigma = 0.46$



### 3.1.3 橋梁耐震評估檢查表之建立<sup>[2] [3] [4]</sup>

本計畫於進行橋梁耐震能力初步評估前，首先必須決定採用之耐震評估檢查表及其評估準則，此一檢查表及其評估準則之決定將影響未來耐震補強策略之研擬，過於簡單之檢查表及評估準則，將無法提供足夠資訊進行耐震補強可行性研究及地震風險管理之決策；然過於複雜的檢查表及評估準則，將會造成評估人員的負擔，而且所得之資料可能也無法有效利用做耐震補強之決策，故選擇一有效率且功能適中的檢查表及評估準則，對整個橋梁初步目視檢測之時程、成本與管理有關鍵性之影響。

本公司考量上述因素，初步就交通部橋梁管理系統所使用之D.E.R.&U.目視檢測評估準則加以探討其應用於本計畫之適合性說明如下：

此方法為高公局自南非引進、改良並本土化而成，其將橋梁結構劣化的情況，依「嚴重程度(Degree)」、「劣化範圍(Extent)」、「對橋梁結構安全性與服務性之影響(Relevancy)」及「維修急迫性(Urgency)」，稱為D.E.R.&U.四個部份加以評估；此方法具有下列優點：

- 可簡化目視檢測工作
- 特別考量劣化構件對整體橋梁重要性之影響
- 減少輸入電腦之資料
- 可建議維修工法及經費概算
- 符合高公局及交通部橋梁管理系統之資料庫格式要求

在進行評估時，將D.E.R.&U.分成1~4加以評估，若各類評估值為0，有其特別代表之意義，然而，對各種劣化現象及程度對應之D值以及各部份構件劣化情形與嚴重性對整體結構之安全性與服務性之影響(R值)，均應予以一合理之評估值，至於D值與R值之評估原則以表3.1-10說明如下：

表 3.1-10 D.E.R.&U.目視檢測評估原則

	0	1	2	3	4
<b>D</b>	無此項目	良好	尚可	差	嚴重損壞
<b>E</b>	無法檢測	< 10%	< 30%	< 60%	<
<b>R</b>	無法判定	微	小	中	大
<b>U</b>	無法判定	例行維護	3年內	1年內	緊急維修

D.E.R.&U.目視檢測表及評估準則雖有上述各項特點，但主要還是設計來做為橋梁整體安全檢測之用(包含上部結構車輛承載能力、沖刷能力及材料耐久性之考量)，其並非是設計用來進行大規模橋梁耐震初步評估之現況初步目視檢測之用；根據交通部委託台灣營建研究中心所提出之「公路橋梁耐震安全初步評估準則(85年7月)」，其中橋梁耐震能力之初步評估表(參見表3.1-11~3.1-13)已有相當完備之考量，並於86年6月完成評估實例作業及校正研究計畫，就其中之條文、實施細項及配分等再作深入之推敲、調整及修正；並選擇台灣地區北、中、南之公路橋梁十五座做實地之初步安全評估作業，以作為驗證及校正之參考，冀能消除橋梁安全初步檢測及評估作業之盲點。

橋梁耐震安全初步評估，依照所附評估表所列項目予以評分。評估分落橋評估，強度、韌性評估及穩定性評估三大類，各類評估之項目分別為13項、15項及4項。各類評估表所有項目之總分，合計均為100分，各項目之配分乘以該項目評估內容所獲之權數為該項目之得分。

如就地震中橋梁破壞的情況加以分類，大致可分為落橋破壞，強度、韌性用盡之破壞，以及不穩定破壞。因此，橋梁耐震安全初步評估表分以上三類分別評估其耐震性。為讓評估人員了解各項目的涵意，以及幫助評估人員做最適當的圈選，謹做下列解說，以供參考。

#### 一、落橋評估

##### 1. 設計年度(B101)

國內交通部首次頒佈的公路橋梁工程設計規範，係於民國四十九年十一月，其內容參照AASHTO 1957年發行的第七版公路橋梁工程規範。有關地震力的規定很簡單，僅述及應視個別情形於設計時加以預估。

民國七十六年一月，交通部再度修正頒佈公路橋梁設計規範，主要係參照AASHTO 1977年版，但有關地震力的規定係參照日本道路學會1971年版的內容加以修訂而得。在該規範中，水平地震係數在橋墩高度不超過15公尺者，最小為0.1，最大為0.216；當橋墩高度超過15公尺時，再乘以調整係數，地震係數最大為0.27，最小為0.1。此規範中，構材之設計不考慮韌性設計。

民國八十四年一月，交通部首度頒佈公路橋梁耐震設計規範，地震總橫力的計算方式與以往有很大的不同，同時也強制要進行韌性設計。

各階段使用的設計地震力並不含有太大的差異，而規範規定之內容若有不周，也會反映到其他的評估項目，因此本項目的配分只分配很低的分數。

## 2. 地盤種類(B102)

地盤不同，其反應譜也跟著不同，一般而言，地盤越軟弱，以往之設計地震力有低估的可能。此外，地盤越軟弱，基礎與土壤的互制彈簧常數會較小，橋梁地震中的位移會較大，引起落橋的可能性會增加。

## 3. 液化潛能(B103)

地震時如產生液化，基礎會產生平移或傾斜，致使橋墩頂部有極大的水平位移，易於造成落橋。因此，本項目分配的總分頗高。

## 4. 同一振動單位土層變化(B104)

橋梁之耐震能力評估，係以振動單位為對象。若同一振動單位中土層變化很大，則各橋墩輸入的地表位移振幅會不同，加在墩底的土壤彈簧也有差異，會造成相鄰兩橋墩頂部的相對位移增加，而增加落橋的可能性。

## 5. 基礎裸露深度與容許沖刷深度比值 $R_H$ (B105)

基礎裸露深度若很長，地震時橋墩之基礎會因承载力不足產生平移或傾斜，致使橋墩頂部有很大的水平位移，易於造成落橋。此外，橋墩增長，勁度變小，也會使墩頂的位移增加。因此，本項目的配分與液化潛能同為8分。

容許沖刷深度 $H_{SA}$ ，如原設計有規定，按原設計值。如無規定，樁基礎取樁帽加樁長的1/5，沉箱基礎取沉箱長度的五分之一。 $R_H$ 值沒有小於或等於1.0的限制，其值可超過1.0。

## 6. 有無內連接(B106)

橋梁如有輓支或鉸支不在柱頂，而係將梁懸挑一段距離後，再讓另一懸臂梁來承放。此種情形的支承長度通常不會很長，易於造成落橋。

## 7. 防落長度 $N_e$ (B107)

足夠的防落長度，是防止落橋最有效的辦法。公式中 $N_e$ 為受評橋梁有效支承長度，應考慮溫度膨脹，收縮效應後之最短距

離。此外，帽梁外緣混凝土保護層部份及上部主梁端部外緣混凝土保護層部份之長度不可計算在內。N為依八十四年元月部頒規範計算所得之所需防落長度。此式的意義係當 $N_e$ 不足 $N/2$ 時，得分為25分，但不必超過25分。若 $N_e$ 比N還大，得分為零分。

#### 8. 防落裝置(B108)

防落裝置如止震塊、防震拉桿等，為防止落橋的第二道防線。但如其功能不良，譬如能抵抗的水平力太小或已銹蝕，其防止落橋的作用也會受到影響。

#### 9. 縱坡坡度S%(B109)

主梁縱坡坡度太陡時，當鉸支承破壞後，主梁會往低的方向滑動，易於造成落橋。此處之縱坡坡度係以斜坡的垂直邊與水平邊的商乘以100而得。通常匝道上的縱坡坡度有可能很大，但當其大於6%後，則以6%計。

#### 10. 橋址震區(B110)

防止落橋最有效的手段為增加防落長度，但規範中計算防落長度N時，並為計及震區的因素。橋梁若位於地震一甲區，產生的地震自然比地震三區所產者為大，因此造成的位移較大，也較易於造成落橋。用本項目的式子計算時，地震一甲區所獲得的權數為1.0，地震三區所獲得的權數為0。

#### 11. 具伸縮縫橋墩或橋台之歪斜角度 $\theta$ (B111)

為了讓橋墩的長向與水流方向平行，或與橋梁所跨越的道路行車方向平行，橋梁常有主梁方向與橋墩不垂直的情形發生。此處的歪斜角度係橋墩垂直方向與主梁間的夾角。正常情況下，此夾角應為零度，如夾角過大，表示橋梁很不對稱，地震時會引發橋梁的扭轉振動，使得梁端防落長度要增長才可防止落橋。若歪斜角度大於 $45^\circ$ ，則以 $45^\circ$ 計。

#### 12. 橋台及橋墩之基礎型式(B112)

具深基礎之橋梁，因承载力有問題而引起的基礎位移，傾斜的機會較少，因此柱頂的位移不會很大，較不會產生落橋。

#### 13. 其它會影響落橋之異常現象(B113)

會影響落橋的因素可能不止上述的項目，若有其他異常現象，譬如橋墩已有傾斜，評估者可根據此些現象給予適當的分數，若找不到任何異常現象，得分可令為零。

## 二、強度、韌性評估

### 1. 設計年度(B201)

請參見落橋評估本項目之解說。

### 2. 地盤種類(B202)

地盤不同，其反應譜也跟著不同，一般而言，地盤越軟弱，以往之設計地震力有低估的可能，較易造成強度、韌性之破壞。

### 3. 液化潛能(B203)

液化發生後，橋梁因地震的內力分佈可能異於原設計者，因此斷面降伏的位置也可能改變，此皆會影響強度、韌性破壞發生的過程。

### 4. 同一振動單位土層變化(B204)

同一振動單位土層變位大的情況，由於加在柱底的基礎土壤互制彈簧有很大的差異，致使地震引致的內力分配異於原設計，會影響強度、韌性發展的過程，降低其耐震能力。

### 5. 基礎裸露深度與容許沖刷深度比值 $R_H$ (B205)

基礎裸露深度若很長，基面下降，地震時內力的分佈可能異於原設計者，會影響強度、韌性發展的過程，使橋柱或基礎提早破壞，降低橋梁的耐震能力。

### 6. 橋墩高寬比 $R$ (B206)

以往的橋柱設計，均未控制塑鉸發生前不得產生剪力破壞，因此橋柱可能因剪力破壞而不具韌性。當橋墩高寬比大於4.0，大致不會發生剪力破壞，因此韌性較佳。當高寬比小於2.0，則大概會產生剪力破壞，不具韌性。當高寬比介於4.0到2.0間，則採內差計算得分。

### 7. 橋墩箍筋細部(B207)

橋柱產生彎矩破壞時，欲使橋梁具有優良的韌性，則極限塑鉸轉角要夠大，此時需有足夠的圍束箍筋才能竟其功。此處所謂的符合規定，係指圍束箍筋量要達到八十四年部頒規範的標準。當然圍束箍筋的細部，譬如 $135^\circ$ 的閉合箍筋，在柱心內足夠的延伸長度均為必需衡量的地方。

### 8. 振動單位中橋墩最高與最低之比值(B208)

較低的橋墩，勁度較大，同一振動單位中，若橋墩高低差異

大，則甚不規則，其內力分佈需以動力分析才較易掌握。以往橋梁大都採用靜力分析，可能短柱承受的地震力低估，易造成其先行破壞。

9. 柱主筋斷點之箍筋量 $A_{sh}$ (B209)

橋柱主筋斷點，通常係依據彎矩圖來決定，因此柱底與斷點會同時產生塑鉸。柱底的箍筋通常會較斷點處為多，但事實上，柱的地震剪力幾乎整根柱都一樣。由於柱底箍筋較多，斷點的塑鉸可能比柱底還早一點發生。當發生彎矩降伏後，混凝土產生較深的撓曲裂縫，會使得混凝土的剪力強度降低，加以斷點的箍筋較少，極易連帶發生剪力破壞，致使柱的韌性無從發生。式中 $A_{shb}$ 為柱底所配的箍筋量， $A_{sh}$ 為主筋斷點所配之箍筋量，若其值為柱底之半，則得分為總分的三分之二，計為4分。

10. 橋墩高度 $H$ (m)(B210)

橋墩高度越高，柱頂水平位移越大， $P-\Delta$ 效應益形顯著。 $P-\Delta$ 效應會使柱底彎矩增加，提早其降伏的時機，而降伏後由於 $P-\Delta$ 效應，也會使韌性對耐震的效用減少。

11. 橋墩及基礎裂損程度(B211)

橋墩及基礎如已裂損，表示其強度已經折減，而鋼筋也可能銹蝕，直接影響橋柱的強度與韌性。此部份可參照初步檢測結果來選項。

12. 靜不定度(B212)

單柱式橋柱只在柱底產生塑鉸，但多柱式構架不但靜不定度高，且柱頂也會產生塑鉸，韌性自然較佳。但橋梁耐震分析要分軸向與橫向，因此如兩向均為多柱式構架，其韌性自然最好。

13. 歪斜角度 $\theta^\circ$ (B213)

歪斜角度大的橋梁，具有高度的不規則性，其地震內力的分配，宜以動力分析決定之。以往設計泰多採用靜力分析，因此塑鉸發生的位置及韌性發展的過程較無法達到理想的情況。

14. 橋台及橋墩之基礎型式(B214)

採用深基礎的橋梁，基礎較不易發生承载力不足的情況，橋柱的強度與韌性較易充分發揮，達到較高的耐震能力。

15. 其它會影響強度、韌性之異常現象(B215)

會影響橋梁因強度、韌性用盡而破壞的因素可能不止上述的項目，若有其他異常現象，譬如柱與群樁的相關位置異常，評估者可根據此些現象給予適當的分數。若找不出任何異常現象，得分可填零。

### 三、穩定性評估

#### 1. 液化潛能(B301)

地震時產生液化可能會致使基礎產生位移及傾斜，連帶使上、下部結構產生穩定性問題。

#### 2. 基礎裸露深度與容許沖刷深度比值 $R_H$ (B302)

基礎裸露深度若很長，致使基面降低，則地震時可能產生承载力不足，而使基礎平移或旋轉而造成穩定性問題。

#### 3. 橋台及橋墩之基礎型式(B303)

具深基礎之橋梁，如果液化或沖刷不是很嚴重，尚不致造成承载力不足而產生穩定性問題。

#### 4. 其它會影響穩定性之異常現象(B304)

會影響橋梁發生不穩定而破壞的因素可能不止上述的項目，若有其他異常現象，評估者可自行研判給予適當的分數。若沒有任何異常現象，得分可令為零。

### 四、評定標準

不論落橋評估，強度、韌性評估或穩定性評估，均需將各類別中各項目的得分加總，再根據下列評定標準評定之：

1. 得分大於60分，安全有疑慮，應立即進行安全詳細檢測及評估。
2. 得分大於30分至等於60分間，安全略有疑慮，近期應進行詳細安全檢測及評估。
3. 得分小於等於30分，安全無疑慮，但須繼續進行例行性檢測維護。

#### 3.1.4 土壤液化初步評估與地盤分類

台灣由於位處環太平洋地震帶上，受板塊擠壓、碰撞作用之影響，自古以來其地殼活動即綿延不斷，是以本島飽受地震威脅。而於民國88年921集集大震時，除了造成人員重大傷亡以及房屋倒塌外，對於道路、橋梁、維生管線系統、水利設施、土木結構及坡地等亦產生了相當嚴重之破壞。而較特殊的是，此次地震導致台灣近代震害史中少有之土壤液化災害，引發多處地盤噴水冒砂、地基失敗、側向擴展及流動破壞等現

象，對於土木、結構設施等造成非常不利之影響。因此在本研究案中，土壤液化潛能之評估自是重要課題。

何謂土壤液化，簡單地說就是土壤由固體轉變為液體狀態。由於液體不能維持自身的形狀，具有流動性、有浮力、不能抗剪、土壤強度幾近喪失，故將引致工程上產生嚴重之變形變位後果。

土壤液化之發生有其一定之條件，包括地盤特性及地震特性等。經過多年來各國學者對土壤液化之研究，已大致確知液化潛能之影響因素有三：

#### 1. 土壤狀態

包括土壤所承受的有效圍壓、相對密度、細料含量、塑性程度、地下水位深度、前期應力與應變歷史、土壤結構、固結性、動態剪力模數等。

#### 2. 地震特性

包括地震作用的強度與延時、地震之頻率含量、最大地表加速度等。

#### 3. 環境特性

包括現地地質概況，如土層形成的方式、年代及地下水位深度等。

此次集集大地震於中部地區之地震強度高，又因地震規模達7.3，其強震延時長達25秒，地層中之疏鬆砂土層在超額孔隙水壓反復持續激發下，終致引發土壤液化，造成許多地基震害。

自1964年日本新潟地震以及美國阿拉斯加地震發生嚴重土壤液化破壞迄今，世界各國即不斷針對此一問題進行研究，並發展出各不同應用需求之液化評估法則。如果依土壤抗液化強度估算方式分類，則工程上常用之分析法可概分為室內試驗法以及現地試驗法，其中前者較適用於特殊重要工程，而一般性工程或是初步液化評估時通常係採用SPT-N值或CPT- $q_c$ 值來推求土壤之抗液化強度，也就是所謂現地試驗法。在評估液化潛能之簡易經驗法中，睽諸過去世界各地所發生之液化案例，大都僅有SPT-N可供參考，因此而據此所建立之液化潛能評估準則不僅發展得最早，遂也發展成為簡易經驗法之主流，而廣為工程界所採用。

目前世界上發展得較完整，且已納入相關耐震設計規範之SPT-N土壤液化評估簡易經驗法，大多係累積許多地震液化案例及大量現場與室



內試驗之研究成果，並針對工程實務之應用發展而成。基本上這些方法都不需要繁雜之理論計算，經由簡易公式即可獲得符合工程需要之評估結果。

目前最具代表性之五種利用SPT-N值之液化評估簡易經驗法為：

1. Seed法(Seed et al.,1985)
2. JRA法(日本道路協會，1990)
3. New JRA法(新日本道路協會，1996)
4. T-Y法(Tokimatsu & Yoshimi，1983)
5. CBC法(中國大陸，1989)

以上各法之評估流程如圖3.1-3~3.1-7所示，五種評估法中大抵以Seed法發展最早，國內使用較久。而我國公路橋梁耐震設計規範所採用者則為日本之JRA法，另New JRA法係於阪神大地震後日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬定新的土壤液化判定方法，其與1990年版本比較，主要是就原JRA方法低估高N土壤抗液化強度之缺點作改善，於考慮細料對抗液化強度之影響方面改以細料含量(FC%)參數為主，而捨棄原有以平均粒徑( $D_{50}$ )為參數之方法。以上五法其液化潛能評估所需土壤參數，列如表3.1-14所示。

在抗液化強度的評估法中，JRA及New JRA及T-Y法都採用現地不擾動土樣進行動力三軸試驗直接求取；而Seed評估法則是以其蒐集的液化案例所推求而得之臨界液化經驗曲線求得；CBC法則是直接將砂土的標準貫入試驗實測N值做為土壤判斷液化與否的抵抗強度。

各種簡易SPT-N液化潛能評估法有其各自發展的背景，也大多經過相當的現地案例資料的驗證分析比對，並分別被美日等國的規範所採用且行之有年，例如：Seed簡易法即是自1971首次提出以來，歷經多次修正而成的最終結果，並為美國的耐震相關規範所採用。目前我國相關的耐震設計規範也完全採納這些評估法而未作修正，其主要原因可能是為了保持各評估方法本身的完整性，以及當時缺乏台灣地區本土性地震液化案例可資比對修正所致。惟921大地震後，國內對於本土液化之研究，一時間如同雨後春筍般之蓬勃發展，最近更由國家地震工程研究中心舉辦"2002液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會"(Feb 22, 2002)，並有相當豐碩之研究成果發表出來。

由表3.1-14可知液化評估參數採用平均粒徑 $D_{50}$ 者有日本道路協會，而Seed et al.於1983年也曾以 $D_{50}$ 來考慮細顆粒對抗液化強度之影響，然至1985年改以細料含量(FC%)來考慮。本耐震補強可行性研究主要是利用各國道橋梁設計圖說之地層剖面圖來進行液化潛能評估，其評估時可用之土壤參數資料甚為有限，除土層及水位分佈外，只有SPT-N而已。

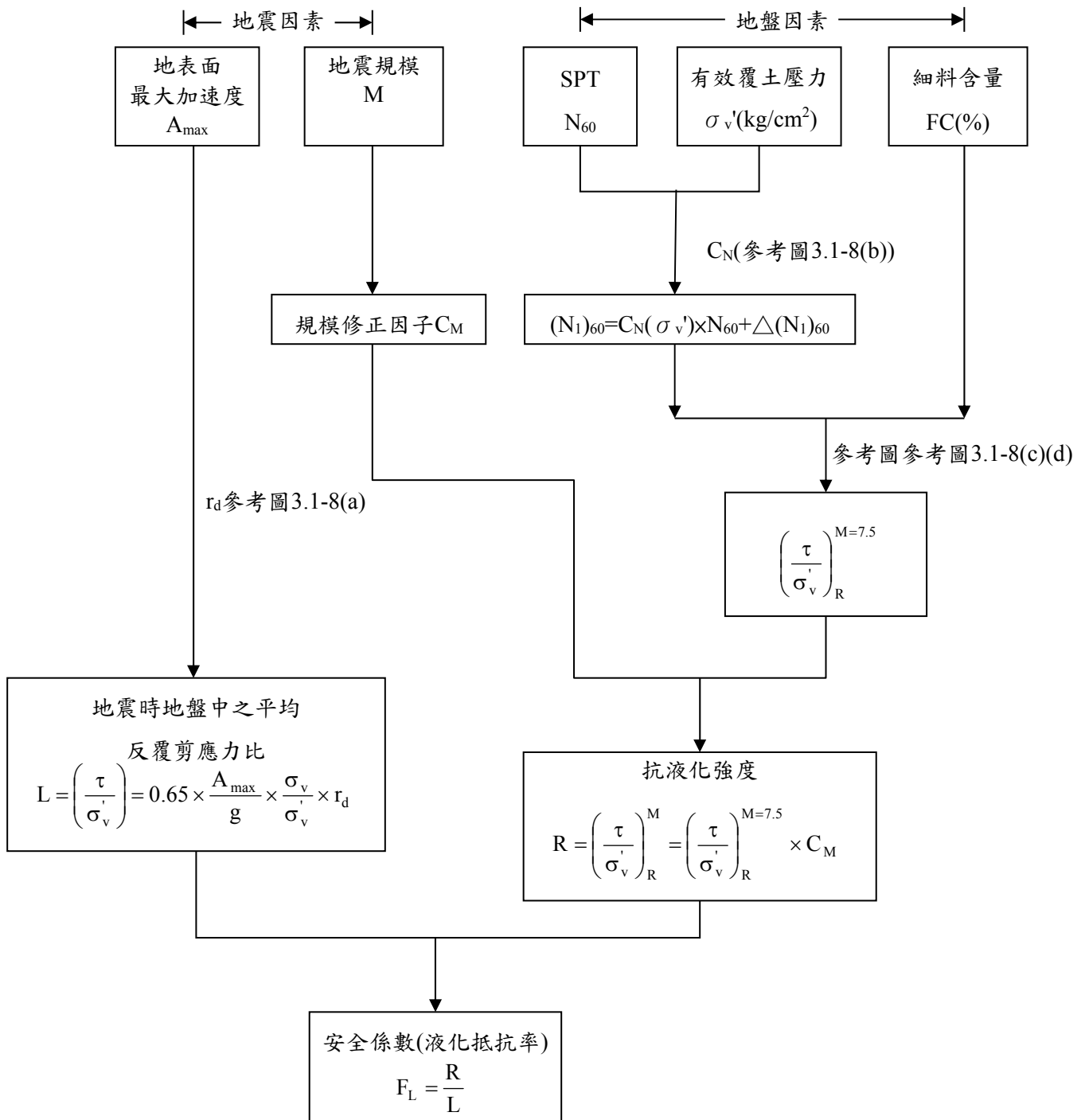


圖 3.1-3 液化潛能分析流程圖(Seed簡易經驗法(1985))

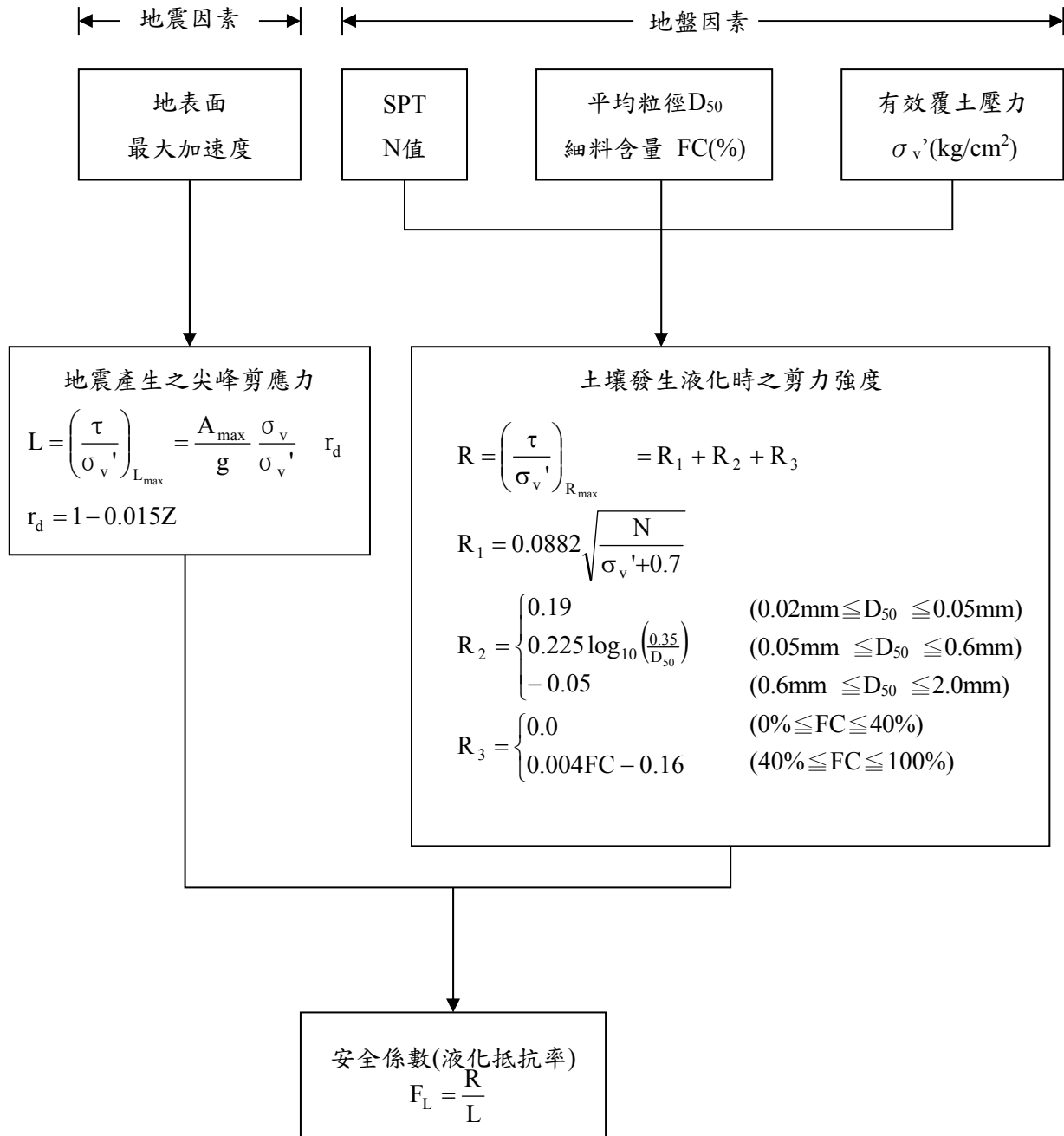


圖 3.1-4 液化潛能分析流程圖(日本道路橋簡易經驗法(1990))

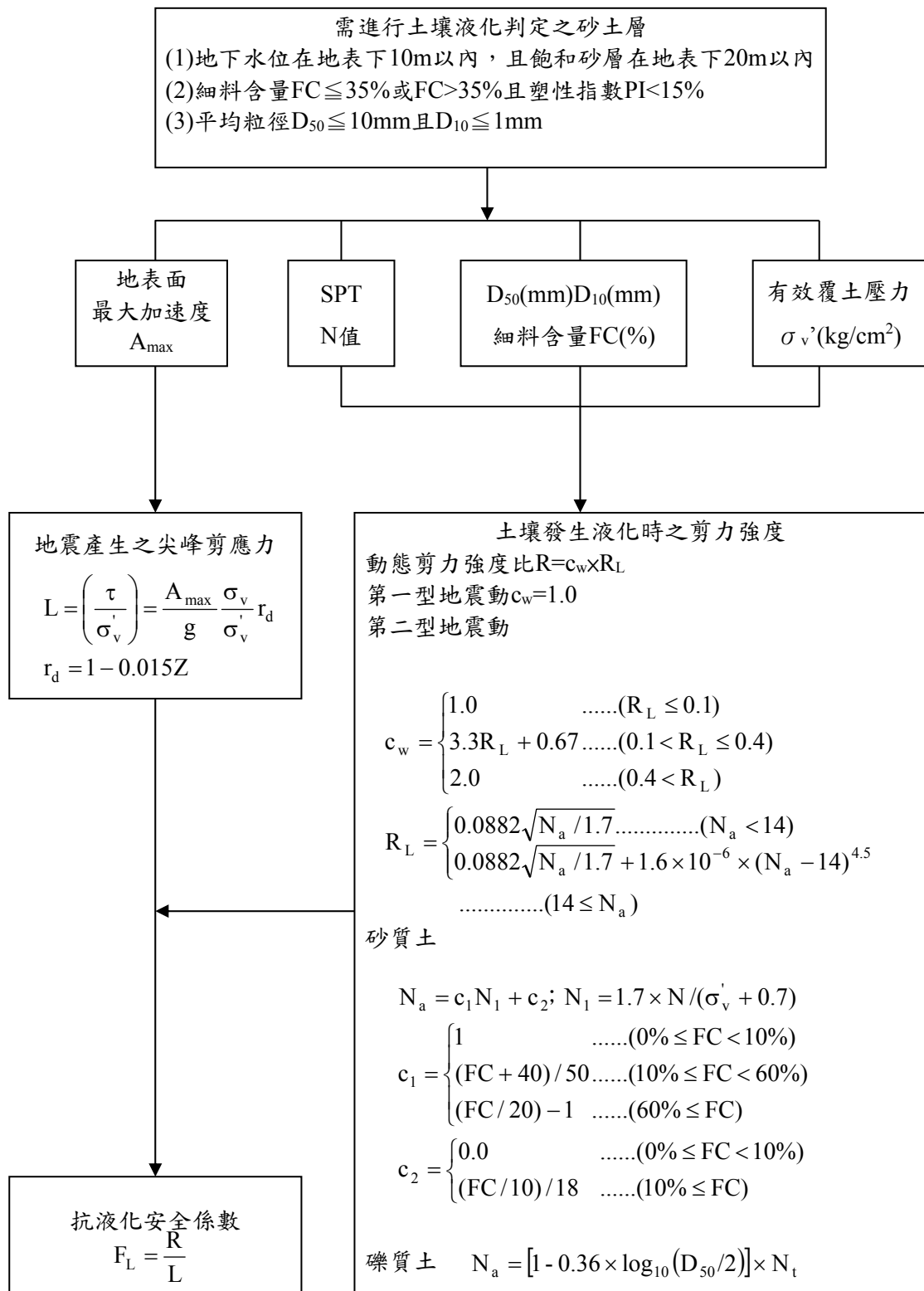


圖 3.1-5 液化分析流程圖(新日本道路橋簡易經驗法(1996))

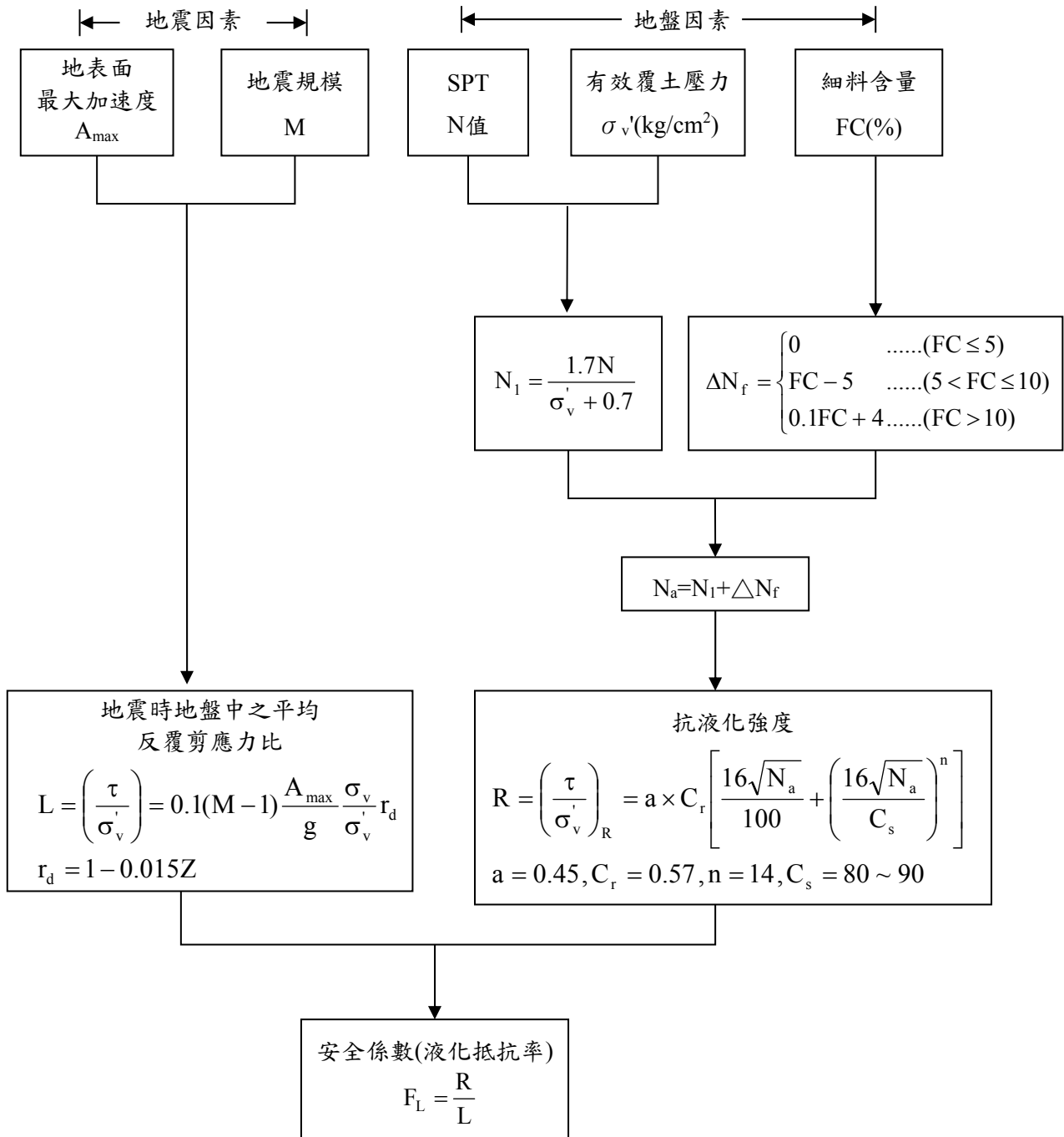
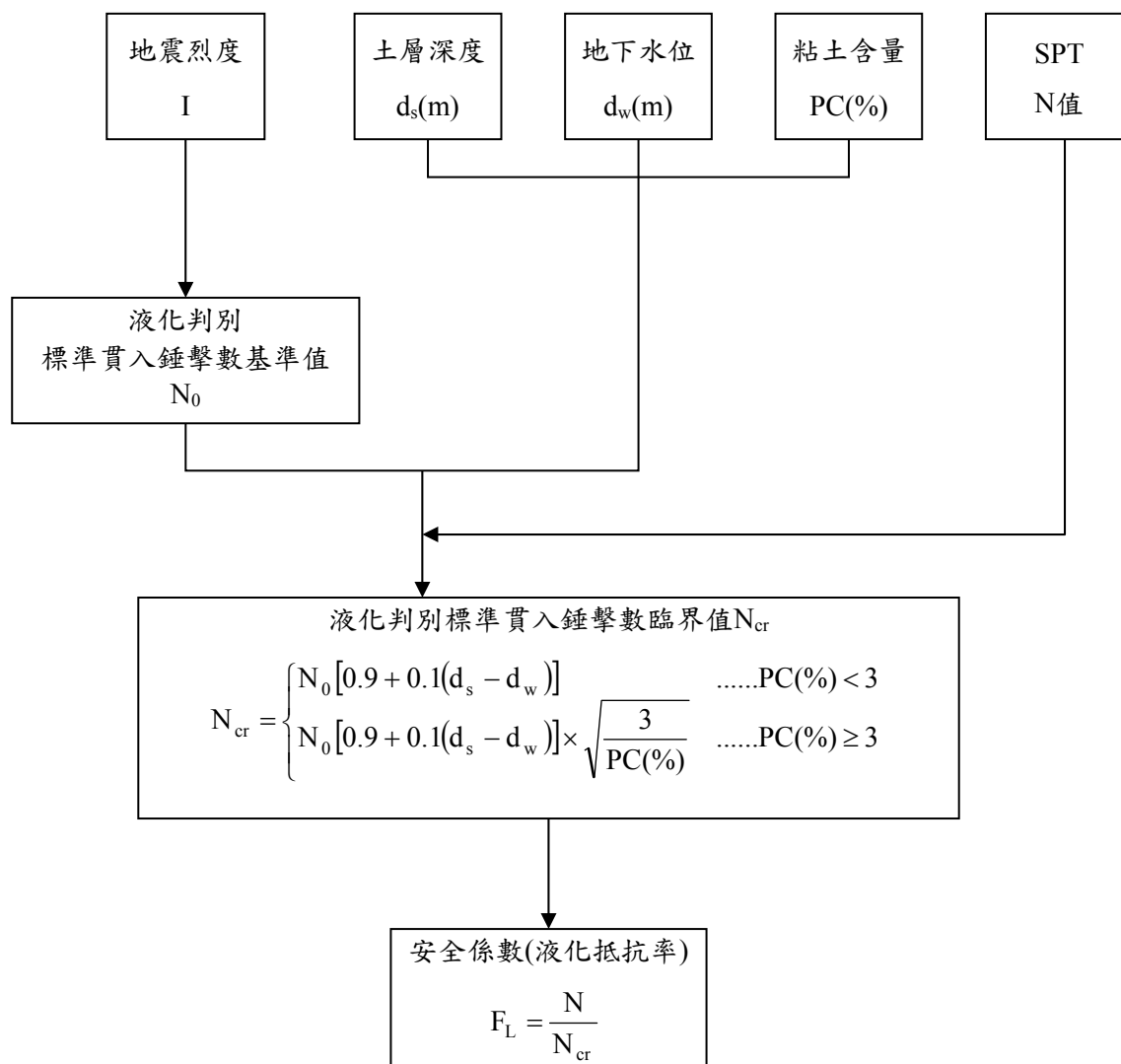


圖 3.1-6 液化潛能分析流程圖( Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法 (1983))



地表最大加速度 $A_{max}$	0.045g~0.096g	0.096g~0.206g	0.206g~0.441g
地震烈度	7	8	9
近震 $N_0$	6	10	16
遠震 $N_0$	8	12	-

圖 3.1-7 液化潛能分析流程圖(中國大陸簡易經驗法)

因土壤細料含量對於土壤組構具有相當大之影響，如膠結性、壓縮性等，另根據學者Tokimatsu & Yoshimi(1983)與Robertson & Fear之研究均顯示：土壤的抗液化強度會隨著細料含量之增加而增大。基本上此特性仍決定於細料本身之特性，如在液化之表現上具有塑性之細粒料可能就與含無塑性細料之土壤有所不同。T-Y法對於細料含量與抗液化強度間之增加關係，主要是歸納日本國內大約70個以及其他國家的20個之液化案例及研究經驗而得。此法將抗液化強度分為二個部份，第一部份稱為SPT-N值的貢獻( $N_1$ )，第二部份則為細料含量的貢獻( $\Delta N_f$ )，其公式如下：

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

而中國大陸法對於細料含量與抗液化強度之增加關係，主要是依據1975年與1976年發生在中國大陸的海城與唐山大地震之液化經驗，並配合機率理論所建立出的，以粒徑小於0.005mm之粘土含量(PC%)來作為細粒含量之參數。

在液化分析方法選擇方面：依過去之本土學者研究，李忠訓(1994)曾收集100個世界上發生液化與不液化的現地調查案例為基礎，對數個簡易SPT-N液化評估法進行可信度分析，發現Seed et al(1985)簡易法在判定有液化的可信度有90%，不液化的可信度有94%，為諸法之冠。徐正義(1997)則以國外14個地震34個現地案例71筆記錄作為比對標準，針對數個簡易SPT-N液化潛能評估法進行可信度分析，認為T-Y法(1983)於參數 $C_s$ 取90時有最佳的預測準確率。李咸亨(2001)曾以全世界100筆地震規模6.1以上之液化案例檢核21種簡易經驗(SPT-N)法，發現以Seed(1985)最高，T-Y(1983)法次之，新版日本道路協會(New JRA,1996)法排名第十，日本道路協會(JRA,1990)法則最差。黃俊鴻、陳正興(1998)指出我國過去建築物耐震設計規範(1997)所採用之JRA法，對高SPT-N值( $N > 20$ )之土壤，其抗液化強度將因被低估而造成不合理現象。

由於Seed本人對於液化研究之權威及莫大之貢獻，且所採用之評估方式較簡單易瞭解，加上國內所進行之標準貫入試驗操作流程均遵循美國ASTM D-1586-84規範之標準，因此較為國內包括工程界與學術界所熟悉與採用。復就以上對各法之評比結果，本研究案選擇以Seed法作為液化潛能之評估方法。

由表3.1-14可知，五種常用之液化潛能評估法多需細料含量這一土壤參數，而本研究案之既有鑽孔柱狀圖並未有此項資料。考量Seed曾提出砂土抗液化強度與( $N_1$ )<sub>60</sub>之關係圖如圖3.1-8所示，故本研究案採用Seed

法，也就是針對砂土地層評估液化而不計及其細料含量之強度增量修正，其評估結果當略保守些。至於土壤單位重( $\gamma_t$ )也非鑽孔柱狀圖所能提供，唯此參數之變異不大，故依經驗取 $\gamma_t=1.95\text{t/m}^3$ ，另地震規模則考量集集地震規模達7.3，故配合Seed法對土質抗液化強度之關係圖表，取地震規模 $M=7.5$ 加以評估。如此則本研究案之液化評估所需參數俱已定矣。Seed法之評估分析流程如圖3.1-3所示。

上述各種液化評估法分析所獲得之結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層是否液化，對於整個鑽孔而言其是否為液化區仍無定論。又發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會所編訂之「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二。其一為Ishihara(1985)之相對厚度法，將液化層厚度與地表非液化層厚度對照圖表，即可判定液化是否導致地表破壞。另一則為Iwasaki之液化潛能指數法，為本研究案所採用，茲敘述如下：

#### 液化潛能指數法：

Iwasaki等人為量化液化對結構物可能造成的災害，考慮深度之影響，提出一評估液化潛能之深度加權法，建議以液化潛能指數(Liquefaction Potential Index,  $P_L$ )來表示任一鑽孔之液化危險程度，其值介於0~100之間，其定義為

$$P_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

其中， $z$ 為土層深度，單位公尺

當 $F_L \leq 1.0$ 時， $F(z)=1-F_L$

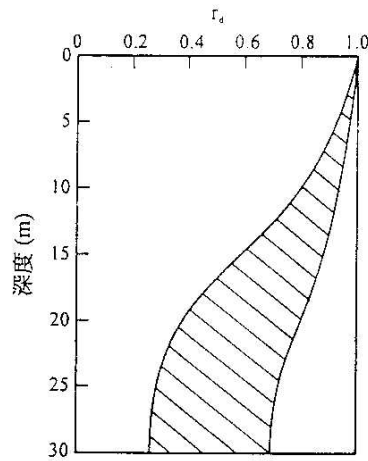
當 $F_L > 1.0$ 時， $F(z)=0$ ， $F_L$ 為抗液化安全係數

$w(z)=10-0.5z$

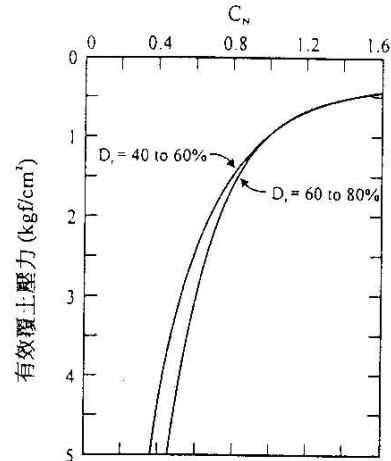
Iwasaki等人(1982)在對許多曾經發生液化與不曾液化的工址，進行液化潛能指數 $P_L$ 計算後發現， $P_L=15$ 是大部份液化與非液化工址的主要分界線。因此，提出以下四級，作為液化災害風險判斷的依據。

- $P_L=0$            ：液化災害風險極低
- $0 < P_L \leq 5$     ：液化災害風險低
- $5 < P_L \leq 15$    ：液化災害風險高
- $15 < P_L$         ：液化災害風險極高

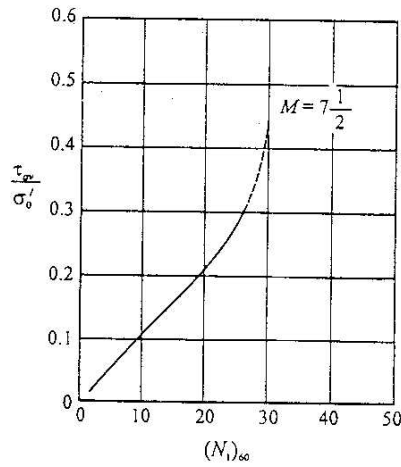




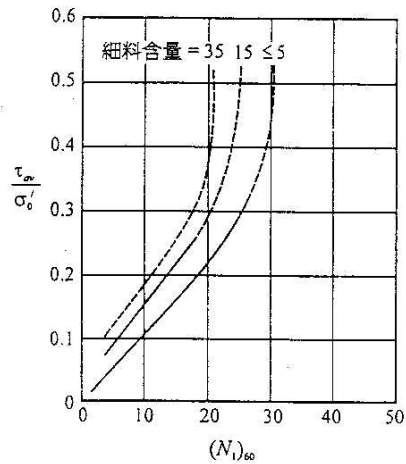
(a) 應力折減係數  $r_d$  隨深度之變化



(b)  $C_N$  隨有效覆土壓力之變化



(c) 砂土抗液化強度與  $(N_1)_{60}$  之關係



(d) 粉砂土抗液化強度與  $(N_1)_{60}$  之關係

圖 3.1-8 Seed簡易經驗法之相關圖表(Seed et al., 1985)

本研究除依Seed法計算地層某深度土壤之抗液化安全係數( $P_L$ )外，並配合Iwasaki之液化潛能指數( $P_L$ )作為簡易液化危害分析的評估方法。配合 $P_L$ 之四分級，本研究之液化潛能亦分別對應至無、低、中、高等四個等級。

液化評估工作步驟：

- (1) 針對各座橋梁涵蓋範圍，配合鑽孔柱狀圖，取代表性鑽孔，或土層較易液化之鑽孔。
- (2) 取0~20M內既有N值進行評估，對於粘土(CL)層則視為不液化，另N值大於30以上之地層也視為不液化。
- (3) 於得到不同深度N值所對應之液化安全係數後，再配合Iwasaki之液化潛能指數，求得該孔土壤液化嚴重程度之整體評估，並據以區分液化等級。

本研究針對國道高速公路之橋梁進行其地層液化潛能評估，所包含之大小橋梁總數計894座，其初步評估結果，無液化潛能者近乎6成，其餘為有液化潛能者，其中近一半以上具高液化潛能(圖3.1-9)，表3.1-15及圖3.1-10為依縣市區分之橋梁液化評估結果，各縣市之地層分佈有其地域性之特色，因此也影響到其液化評估成果。

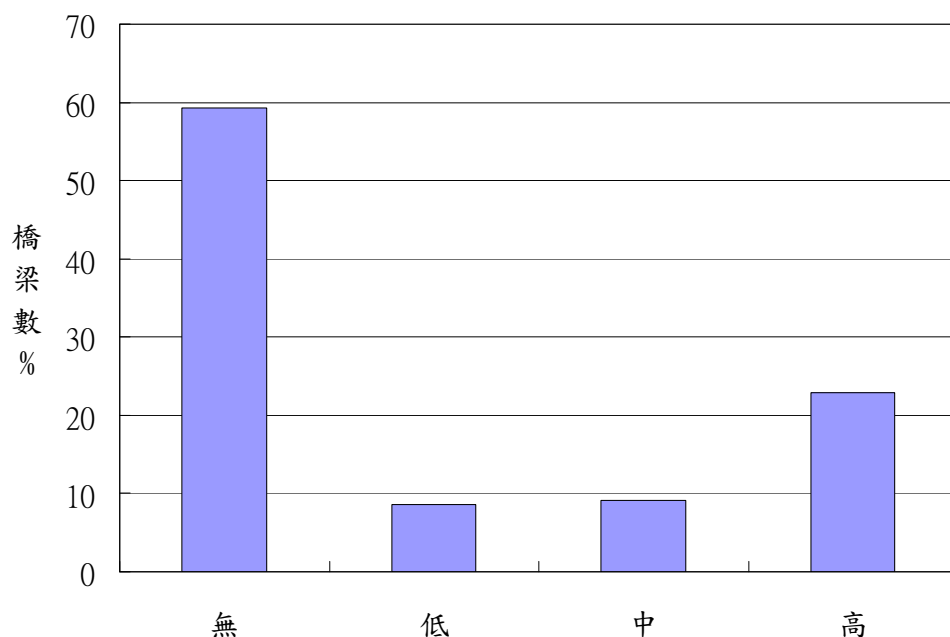


圖 3.1-9 國道橋梁液化等級評估結果

### 地盤分類：

橋梁耐震設計分析時最小設計水平地震力除設計地表水平加速度係數外，另與工址正規化加速度反應譜係數C有關，而C值又隨著周期T與地盤種類而變。而台灣地區之地盤則可依其堅實或軟弱程度而分為三類，另台北盆地因地層環境特殊，考量台北盆地之共振效應而獨立開來，自成一類，並另訂其震力係數。

至於地層分類，此處採用日本道路橋規範之做法，根據土層性質，計算其地盤周期 $T_G$ 決定之。其公式如下：

$$T_G = 4 \sum_{v=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

其中 $H_i$ 為第 $i$ 層土層厚(m)， $V_{si}$ 為第 $i$ 層土層平均剪力彈性波速(m/sec)，其原應依量測值決定，如無量測值時，日本規範之經驗公式也可用以決定土層之剪力波速：

$$\text{於粘性土層：} V_{si} = 100N_i^{1/3}, (1 < N_i < 25)$$

$$\text{砂質土層：} V_{si} = 80N_i^{1/3}, (1 < N_i < 50)$$

上式中 $N_i$ 為由標準貫入試驗所得之第 $i$ 層土層之平均 $N$ 值。 $i$ 為由地表面至基盤面分為 $n$ 層中之各層號碼。此處所指之基盤面為其下方粘性土層之 $N$ 值平均大於25，且其下方砂質土層之 $N$ 值均大於50，或其下方土層之剪力波速大於300m/sec之土層面是也。

在波速的本土研究方面，李咸亨曾迴歸台灣省及台北盆地之剪力彈性波速之相關經驗公式，惟因迴歸結果多較日本規範之經驗式所得高些，因此所求得之 $T_G$ 地盤周期將較短而導致分類結果偏向不安全側。故基於以上理由，本計畫仍採用日本規範所提供之經驗公式來加計以算。

至於台北盆地區域，其 $T_G$ 值無須計算，逕依行政區劃分之。所謂台北盆地，其區域包括台北市及台北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、永和市、新店市、蘆洲市、五股鄉、泰山鄉、樹林鎮及土城市等。

## 3.2 橋梁耐震能力之初步評估成果

於3.1節建立了耐震初步評估方法後，本節即是要利用該方法，藉由大筆橋梁資料庫的建立及電腦的快速運算，來進行大量的橋梁資料及耐震初步評估分析的統計工作，在電腦程式的建立(Setup)、及不斷重複除錯(Debug)和運算(Operation)以降低錯誤率後，本計畫所完成之橋梁基本

資料的統計及耐震評估統計結果分述於3.2.1節及3.2.2節，完整之評估資料庫則請參見附錄八。由於耐震補強工程經費之概算係以每平方公尺計算，以下所列之結果皆以橋面積(m<sup>2</sup>)為統計單位。

### 3.2.1 橋梁基本資料的統計

本計畫共收集統計並分析了894座橋梁之圖說資料，工作範圍主要為中山高速公路及第二高速公路已完工或89年12月31日前通車國道之一般橋梁，共涵蓋國道1號(中山高)，國道2號(機場支線及桃園內環線)、國道3號(北二高及南二高)、國道3甲號(台北聯絡道)、國道5號(北宜高速公路)、國道8號(台南環線)及國道10號(高雄環線及旗山支線)等國道系統，本計畫案所研究的橋梁類別(穿越橋、河川橋、跨越橋及匝道橋)之總橋面積與其所隸屬之國道系統相關統計列於表3.2-1與圖3.2-1、圖3.2-5及圖3.2-6。而橋梁類別(穿越橋、河川橋、跨越橋及匝道橋)之總橋面積與其所隸屬之主管單位之關係則列於表3.2-2與圖3.2-2及圖3.2-7。除了橋梁一般性的分類(穿越橋、河川橋、跨越橋及匝道橋)外，為了了解及評估橋梁地震的經濟損失，而將本計畫調查統計的橋梁分為八個類型：TYPE 1~TYPE 8(稱為HAZ-Taiwan系統，其詳細的分類原則原由可參考第十二章內容說明)，本計畫有關此HAZ-Taiwan橋梁分類系統之橋梁總面積統計數據見於表3.2-3與圖3.2-3及圖3.2-8；表3.2-4與圖3.2-4則說明本計畫所調查橋梁的設計規範年度的橋梁面積統計圖表，而所謂設計規範年度是指不同設計規範之相當年度，如Caltrans耐震設計規範及84年以後設計之橋梁則等值視為84年耐震設計規範，76年以前至49年之間設計之橋梁標記為79年度以前，而84年以前至76年之間設計之橋梁則視為76年設計規範。

由圖3.2-5中可看出，本計畫工作範圍中中山高(國道1號)之橋梁面積總和約佔37.1%為最高，其次為國道3號約佔35.9%，其餘東西向路段(國道2、8、10及5號)約佔26%。由圖3.2-1中，河川橋以國道3號佔的比例最大，其次為國道1號。

由圖3.2-6可看出，若以橋梁種類統計而言，全線主線穿越橋佔約63.4%最多，其次為河川橋約佔22.6%，而跨越橋則約佔3.8%。

由於本計畫之工作範圍如前所述集中南北兩區，且中山高路段主要為員林以北，所以本計畫所統計之橋梁面積和以高公局北工處所主管之橋梁約佔54.1%最多，其次為南工處所主管約佔34.6%如圖3.2-7所示。

若依HAZ-Taiwan所定義之橋梁類別統計結果而言，以TYPE 7(多跨連續壁式橋墩)佔約30.5%為最多，其次類別為TYPE 2(多跨簡支單柱橋墩)

佔約17.5%，再其次類別為TYPE 3(多跨簡支構架式橋墩)約佔14.5%，如圖3.2-8所示。此外由圖3.2-3中，河川橋類TYPE 7佔最多，其次為TYPE 2和TYPE 3。

### 3.2.2 橋梁耐震能力之初步評估統計

有關橋梁耐震能力之初步評估統計結果分別列於表3.2-5至表3.2-8，分別針對橋梁之落橋評估、強度韌性評估、及穩定性評估的橋梁面積統計三個子表，每一表皆相對於一圖，見於圖3.2-9至圖3.2-12，評估分數的區間則分成0~15分、15~30分、30~45分、45~60分、60~75分、和75~100分等六個分區。統計相關參數則分別為國道別、相當年度設計規範別、橋梁類別(穿越橋、河川橋、跨越橋及匝道橋)，HAZ-Taiwan橋梁類別(TYPE 1~TYPE 8)四大類別。

由圖3.2-9~圖3.2-12中觀察大致可獲得以下的結論：

1. 圖3.2-9為依國道別繪出評估結果，由圖中可看出，就落橋評估而言，所有國道大部份評估分數落在0~30之區間內，其次在30~45分區間內；而強度韌性評估項目，除國道1號外，主要評估結果落在30~45分間，另有少部份則落在45~60分區間內；穩定性評估方面，各國道得分差異頗大，國道1號與國道3號(含3甲)依評估分數分佈大致為常態分佈，以15~30分區間分數最多，值得注意的是國道3號(含3甲)約有少部份橋梁穩定性在60分以上，也就是這些橋梁依初步評估來看，其穩定性是有安全上疑慮的。
2. 圖3.2-10為依相當年度設計規範別所繪製之初步評估分數分佈圖。由圖中可看出，本計畫所涵蓋的橋梁大部份為依76年度設計規範所設計之橋梁，依84年度設計規範所設計之橋梁，其三類評估分數均不高(未超過45分)，大部份均在30分以下；值得注意的是，依76年度設計規範所設計之橋梁有少部份穩定性評估分數高於60分，而76年度設計規範以前設計之橋梁強度韌性評估分數大多小於45分。
3. 圖3.2-11為以橋梁別區分之初步評估分數，其中就落橋評估而言，穿越橋及匝道橋大部份的分數落在15~30分之區間，而河川橋及跨越橋之落橋評估分數大多不超過45分；就強度韌性評估而言，穿越橋及匝道橋的分數幾乎落在15~45分之區間內，河川橋則主要落在30~45分之間，以及部份高於45分低於60分；就穩定性評估而言，穿越橋、匝道橋和河川橋有部份高於60分，也就是穩定性評估顯示穩定性安全有疑慮，此部份以河川橋類所佔比例最高。

4. 圖3.2-12是以HAZ-Taiwan梁類別來分之初步評估統計分數；就落橋評估而言，所有類別之分數主要分佈在15~30分區間最多，而TYPE 6(多跨連續構架式橋墩)的評估分數更主要在此區間，而其餘類型之橋梁分佈趨勢大致類似；就強度韌性評估而言，部份分數落於45~60分區間(橋梁類型)主要橋梁類型有TYPE 4(多跨簡支壁式橋墩)、TYPE 6(多跨連續構架式橋墩)以及TYPE 7(多跨連續壁式橋墩)，值得注意的是壁式橋墩之強度韌性評估結果顯示，其韌性及強度屬不佳的類型；若依穩定性評估結果來看，TYPE 2(多跨簡支單柱橋墩)、TYPE 3(多跨簡支構架式橋墩)以及TYPE 7(多跨連續壁式橋墩)之分數均有較多比例超過60分以上，並且亦有部份在45~60分區間內。
5. 經查有關穩定性評估分數超過60分以上之橋梁資料，之所以造成穩定性評估分數如此高之結果，其主要原因有三：(1)淺基礎型式(2)有沖刷可能性(3)土壤有液化潛能。

表 3.2-1 依國道別之橋梁面積統計表(單位= m<sup>2</sup>)

國道別	國道1號	國道 2 號	國道3及3甲號	國道 5 號 (南港石碇段)	國道8號	國道10號
	(中山高)	(桃園內環線及 機場支線)	(北二高、南二高 及台北聯絡道)	(北宜高速公路)	(台南支線)	(高雄-旗山支線)
穿越橋	834,256	195,049	749,807	8,685	181,662	392,112
河川橋	355,728	643	403,994	6,085	6,285	70,771
跨越橋	57,455	13,882	54,634	-	-	13,907
匝道橋	129,214	7,453	120,332	-	61,390	44,646
其它	6,612	535	9,099	-	-	-

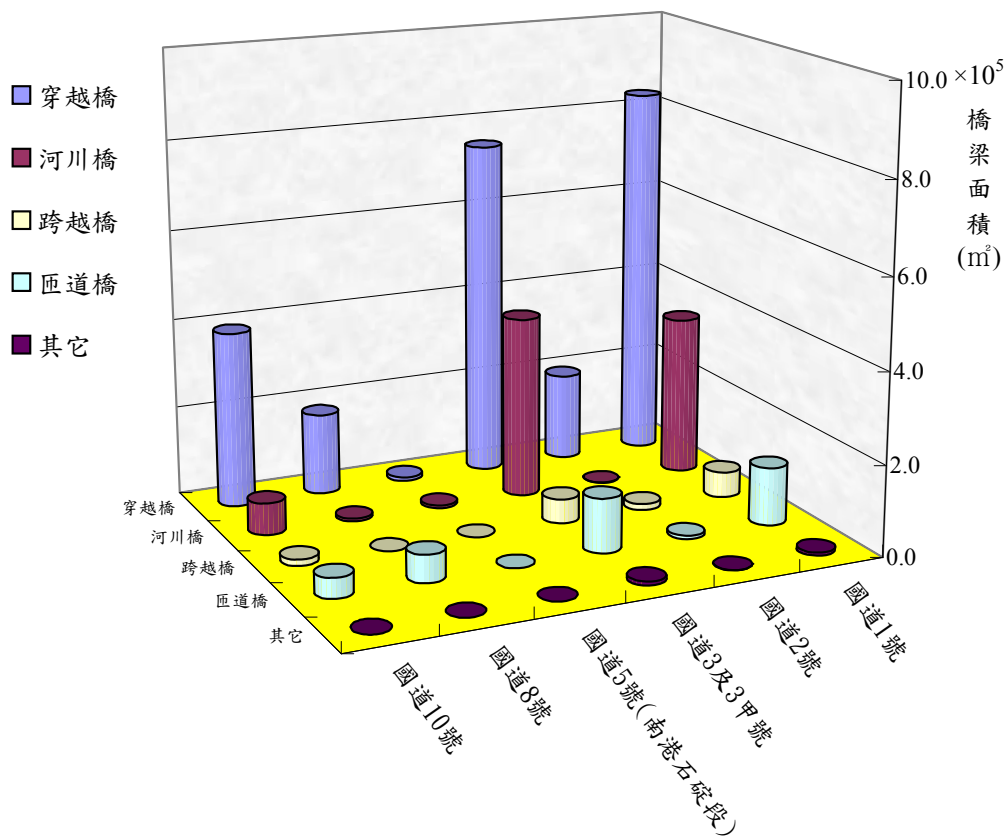


圖3.2-1依國道別之橋梁面積資料統計圖

表3.2-2 依主管單位別之橋梁面積資料統計表(單位= m<sup>2</sup>)

主管單位	高公局北區工程處	高公局中區工程處	高公局南區工程處
穿越橋	1,358,254	123,451	879,865
河川橋	377,882	215,042	250,583
跨越橋	70,640	38,718	30,520
匝道橋	204,719	39,231	119,084
其它	3,596	4,877	7,773

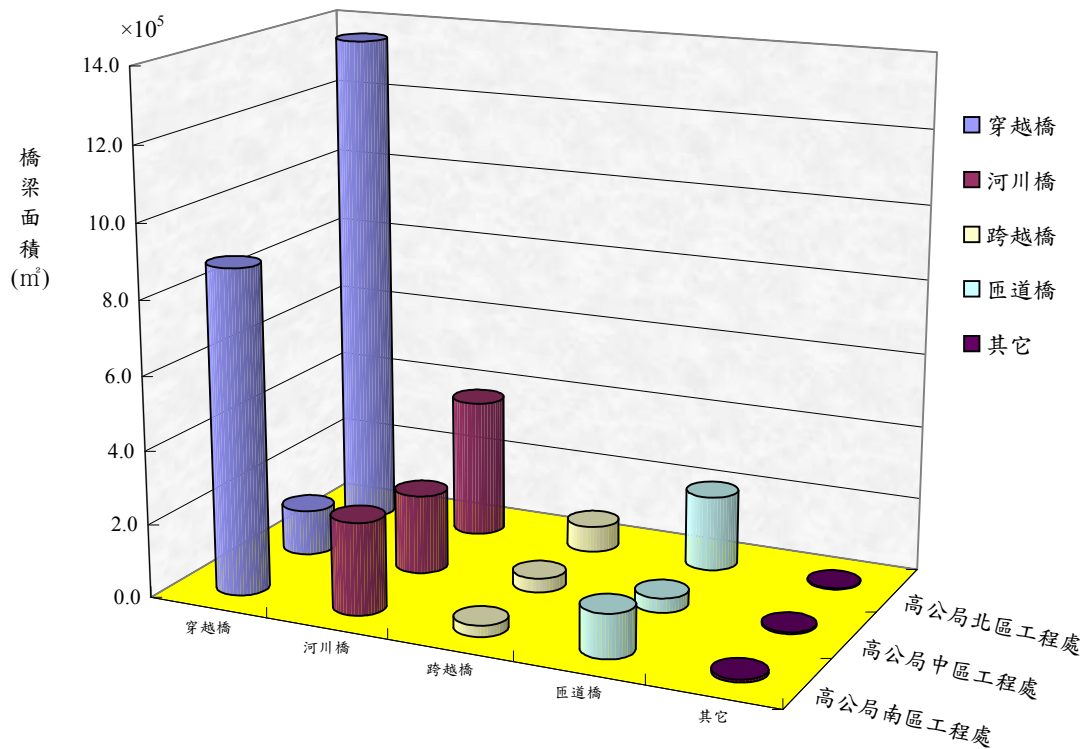


圖3.2-2依主管單位別之橋梁面積資料統計圖



表3.2-3 依Haz-Taiwan橋梁類別之橋梁面積統計表(單位= m<sup>2</sup>)

HAZ_TAIWAN 類別	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 4	TYPE 5	TYPE 6	TYPE 7	TYPE 8
穿越橋	100,803	363,406	291,251	117,654	346,071	185,075	759,649	197,661
河川橋	21,001	221,979	183,350	71,854	72,965	12,515	224,637	35,207
跨越橋	3,998	7,373	24,369	5,988	23,121	5,224	39,324	30,482
匝道橋	11,942	58,421	35,081	9,416	73,020	4,600	109,892	60,662
其它	152	991	5,089	-	8,212	-	719	1,083

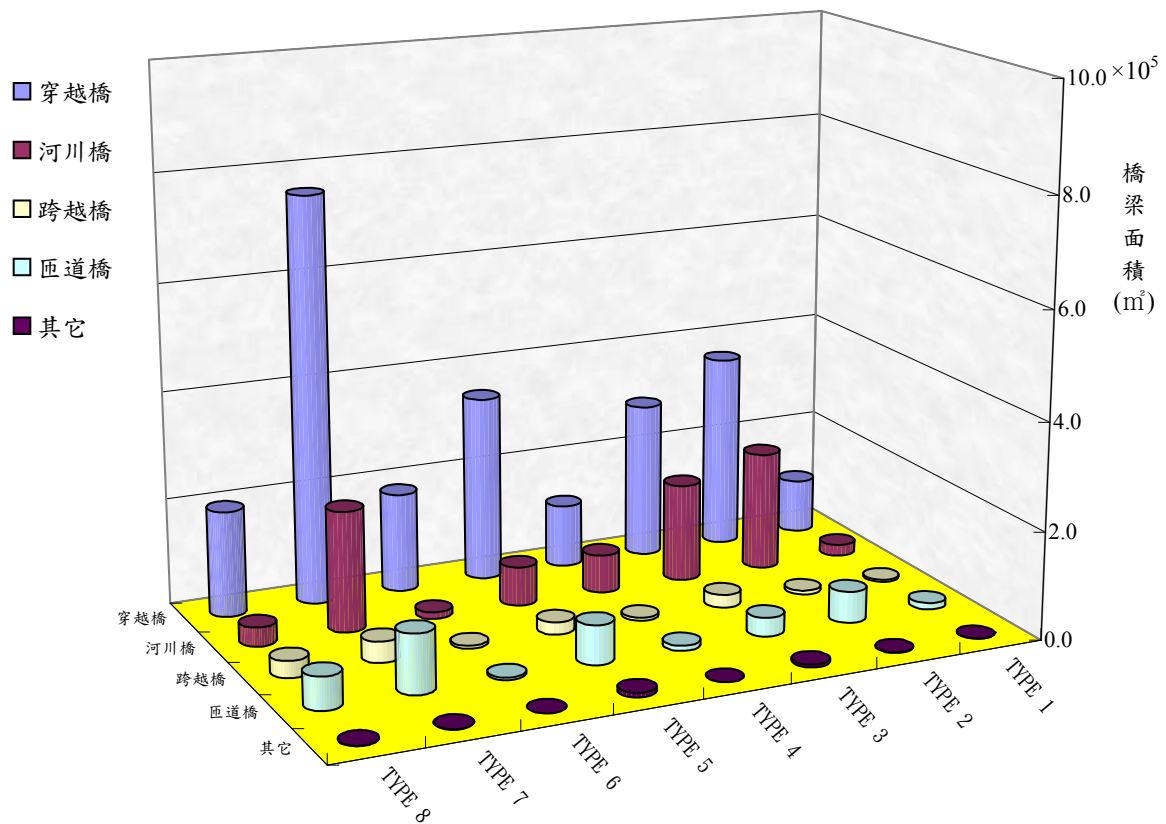


圖3.2-3 依Haz-Taiwan橋梁類別之橋梁面積統計表(單位= m<sup>2</sup>)

表3.2-4依設計規範年度之橋梁面積統計表(單位= m<sup>2</sup> )

相當規 範年度	國道 1 號 (中山高)	國道 2 號 (桃園內環線及 機場支線)	國道3及3甲號 (北二高、南二高 及台北聯絡道)	國道 5 號 (南港石碇段) (北宜 高速公路)	國道 8 號 (台南支線)	國道10號 (高雄-旗山 支線)
76年度以前	573,488	5,681	-	-	-	-
76年度設計 規範	222,086	211,881	1,318,892	-	249,336	521,436
84年度設計 規範 (含Caltran)	587,691	-	18,974	14,771	-	-

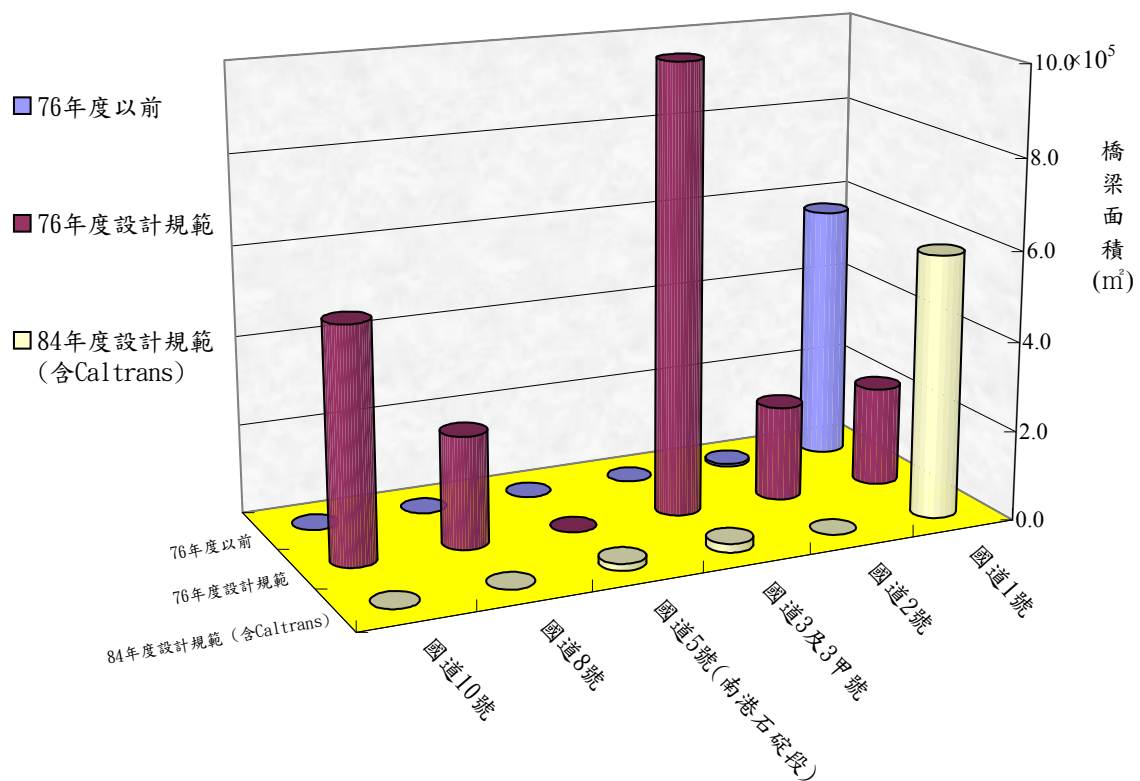


圖3.2-4依設計規範年度之橋梁面積統計圖

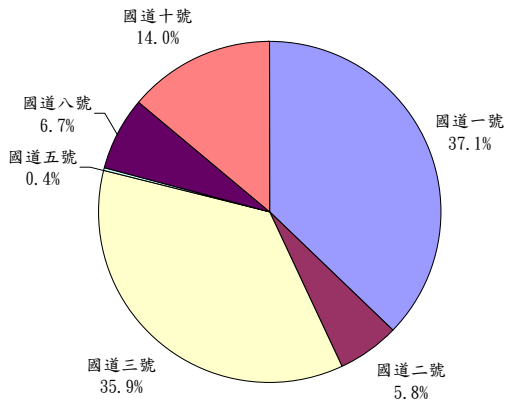


圖 3.2-5 依國道別統計圖

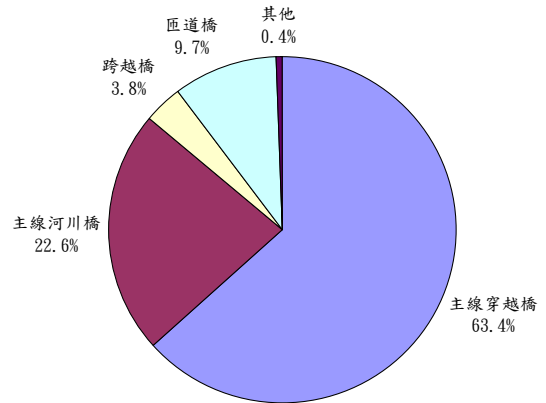


圖 3.2-6 依橋梁別統計圖

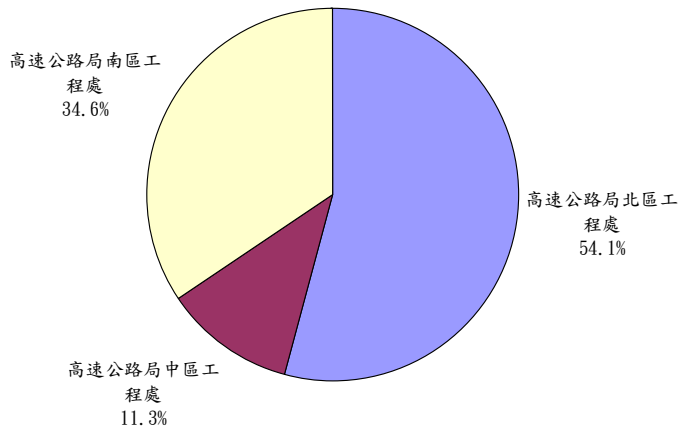


圖 3.2-7 依主管單位別統計圖

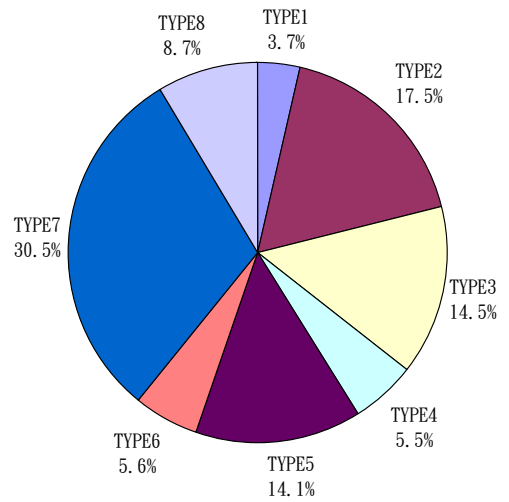


圖 3.2-8 依HAZ-Taiwan橋梁別統計圖

表 3.2-5 依國道別之橋梁耐震初步評估統計表

(單位：m<sup>2</sup>)

國道別	國道 1 號 (中山高)	國道 2 號 (桃園內環線 及機場支線)	國道3及3甲 號(北二高、 南二高及台 北聯絡道)	國道 5 號 (南港石碇段) (北宜高速公路)	國道 8 號 (台南支線)	國道 10 號 (高雄-旗山 支線)
0分≤初評分數≤15分	221,031	-	22,681	-	-	92383.12
15分<初評分數≤30分	945,869	209,795	1,161,119	8,685	157,667	367,711
30分<初評分數≤45分	212,543	7,767	154,066	6,085	91,669	60,097
45分<初評分數≤60分	3,821	-	-	-	-	1,245
60分<初評分數≤75分	-	-	-	-	-	-
75分<初評分數≤100分	-	-	-	-	-	-

(a) 落橋評估

(單位：m<sup>2</sup>)

國道別	國道 1 號 (中山高)	國道 2 號 (桃園內環線 及機場支線)	國道3及3甲 號(北二高、 南二高及台 北聯絡道)	國道 5 號 (南港石碇段) (北宜高速公路)	國道 8 號 (台南支線)	國道 10 號 (高雄-旗山 支線)
0分≤初評分數≤15分	8,437	-	-	-	-	-
15分<初評分數≤30分	751,484	66,846	378,059	1,726	181,231	229,773
30分<初評分數≤45分	606,826	150,716	758,596	13,044	68,105	284,882
45分<初評分數≤60分	16,518	-	199,388	-	-	6,781
60分<初評分數≤75分	-	-	-	-	-	-
75分<初評分數≤100分	-	-	-	-	-	--

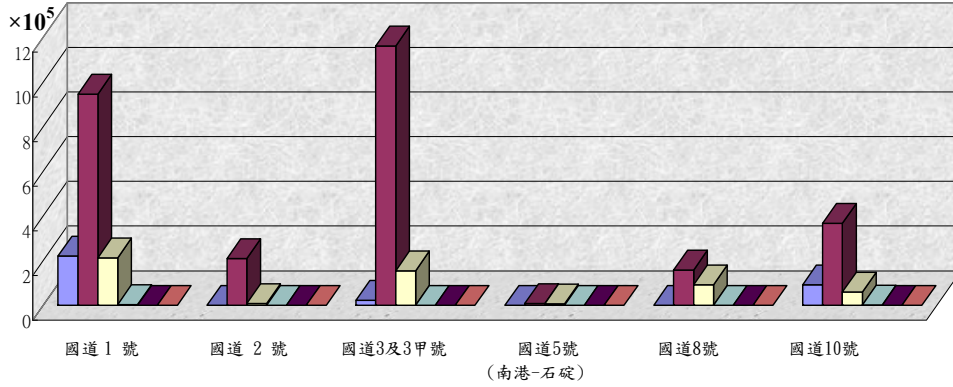
(b) 強度韌性評估

(單位：m<sup>2</sup>)

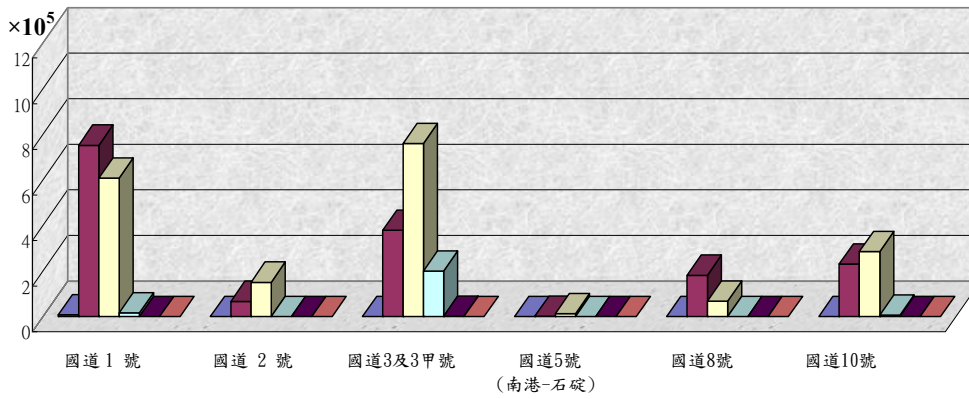
國道別	國道 1 號 (中山高)	國道 2 號 (桃園內環線 及機場支線)	國道3及3甲 號(北二高、 南二高及台 北聯絡道)	國道 5 號 (南港石碇段) (北宜高速公路)	國道 8 號 (台南支線)	國道 10 號 (高雄-旗山 支線)
0分≤初評分數≤15分	321,165	7,232	226,826	-	163,757	197,366
15分<初評分數≤30分	758,996	188,419	550,063	8,685	85,579	121,137
30分<初評分數≤45分	225,730	21,269	297,801	-	-	178,136
45分<初評分數≤60分	77,374	643	179,343	6,085	-	15,584
60分<初評分數≤75分	-	-	59,422	-	-	4,980
75分<初評分數≤100分	-	-	23,835	-	-	4,233

(c) 穩定性評估

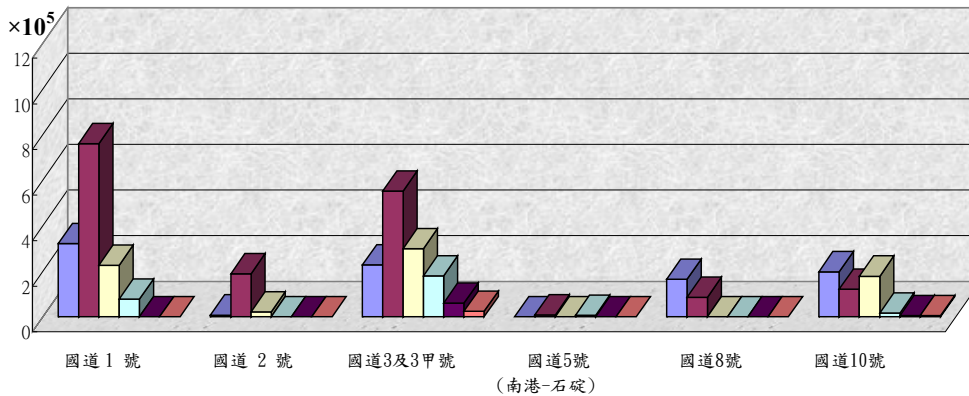
■ 0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分   
 ■ 15分 < 初評分數 ≤ 30分   
 ■ 30分 < 初評分數 ≤ 45分  
■ 45分 < 初評分數 ≤ 60分   
 ■ 60分 < 初評分數 ≤ 75分   
 ■ 75分 < 初評分數 ≤ 100分



(a) 落橋評估



(b) 強度韌性評估



(c) 穩定性評估

圖 3.2-9 以國道別區分之耐震初步評估統計圖

表 3.2-6 依設計規範年度別之橋梁耐震初步評估統計表

(單位：m<sup>2</sup>)

設計規範相當年度	76年度以前	76年度	84年度(含Caltrans)
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	9,842	144,997	181,255
15分 < 初評分數 ≤ 30分	400,040	2,018,741	432,066
30分 < 初評分數 ≤ 45分	165,530	358,584	8,114
45分 < 初評分數 ≤ 60分	3,757	1,310	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	-	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	-	-

(a)落橋評估

(單位：m<sup>2</sup>)

設計規範相當年度	76年度以前	76年度	84年度(含Caltrans)
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	-	5,476	2,961
15分 < 初評分數 ≤ 30分	131,358	987,918	489,844
30分 < 初評分數 ≤ 45分	431,293	1,322,247	128,631
45分 < 初評分數 ≤ 60分	16,518	206,168	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	1,823	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	-	-

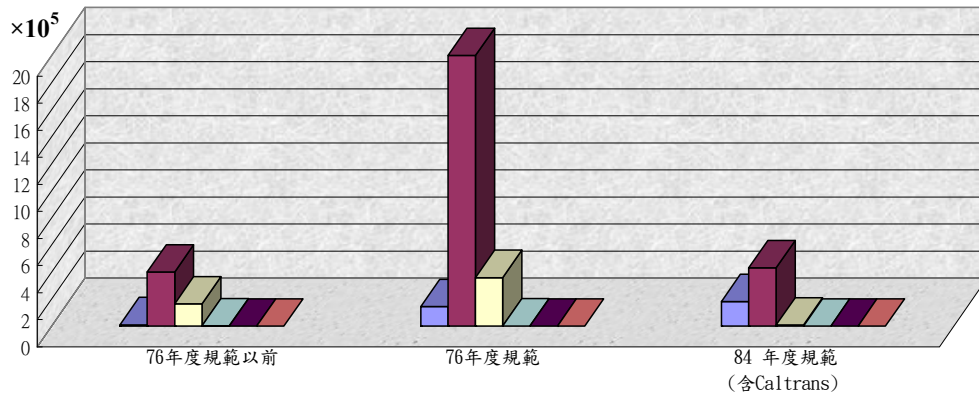
(b)強度韌性評估

(單位：m<sup>2</sup>)

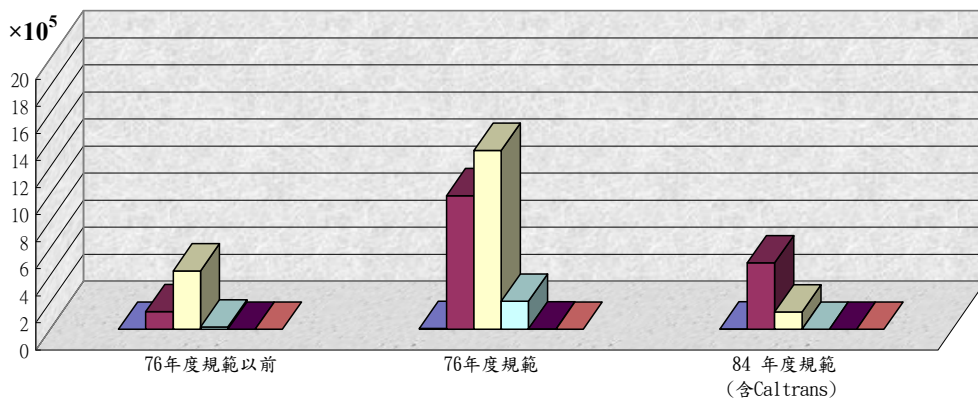
設計規範相當年度	76年度以前	76年度	84年度(含Caltrans)
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	59,605	658,400	198,341
15分 < 初評分數 ≤ 30分	317,429	1,061,546	334,480
30分 < 初評分數 ≤ 45分	127,442	512,964	82,530
45分 < 初評分數 ≤ 60分	74,694	198,251	6,085
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	64,402	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	28,068	-

(c)穩定性評估

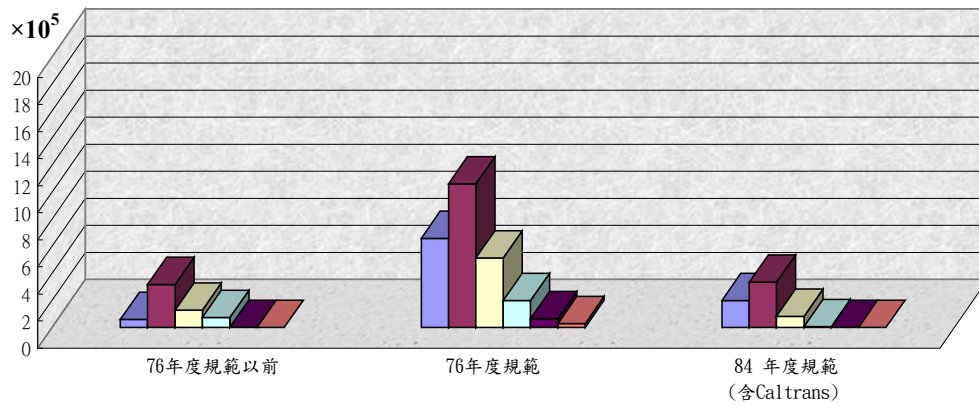
■ 0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分   
 ■ 15分 < 初評分數 ≤ 30分   
 ■ 30分 < 初評分數 ≤ 45分  
■ 45分 < 初評分數 ≤ 60分   
 ■ 60分 < 初評分數 ≤ 75分   
 ■ 75分 < 初評分數 ≤ 100分



(a) 落橋評估



(b) 強度韌性評估



(c) 穩定性評估

圖 3.2-10 以設計規範別區分之耐震初步評估統計圖

表 3.2-7 依橋梁類別之橋梁耐震初步評估統計表

(單位：m<sup>2</sup>)

橋梁類別	穿越橋及匝道橋	河川橋	跨越橋	其他
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	325,752	1,508	8,835	-
15分 < 初評分數 ≤ 30分	2,123,846	609,797	112,095	5,109
30分 < 初評分數 ≤ 45分	272,544	230,958	17,590	11,137
45分 < 初評分數 ≤ 60分	2,463	1,245	1,359	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	-	-	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	-	-	-

(a)落橋評估

(單位：m<sup>2</sup>)

橋梁類別	穿越橋及匝道橋	河川橋	跨越橋	其他
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	3,725	-	4,712	-
15分 < 初評分數 ≤ 30分	1,427,729	117,022	58,831	5,537
30分 < 初評分數 ≤ 45分	125,783	581,401	74,277	10,709
45分 < 初評分數 ≤ 60分	75,544	145,084	2,058	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	1,823	-	-	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	-	-	-

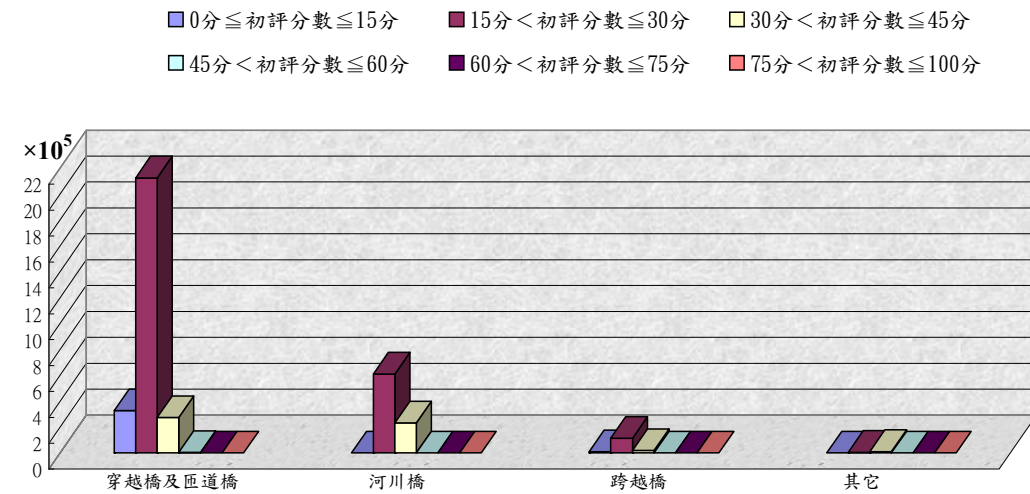
(b)強度韌性評估

(單位：m<sup>2</sup>)

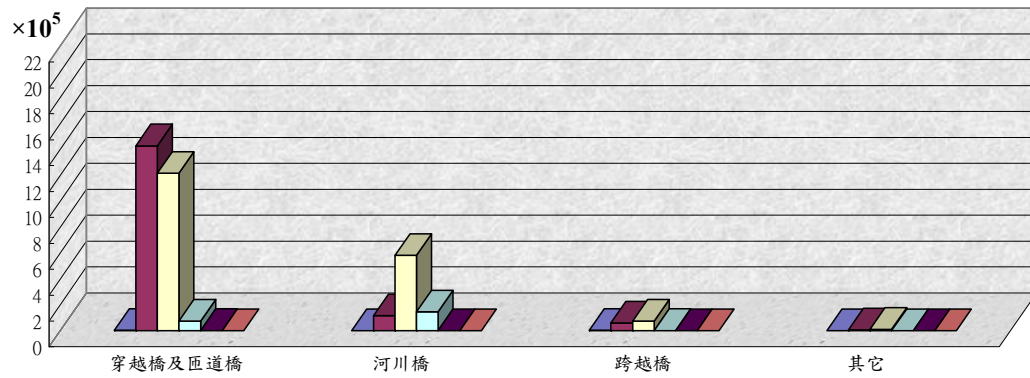
橋梁類別	穿越橋及匝道橋	河川橋	跨越橋	其他
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	771,804	127,988	13,446	3,107
15分 < 初評分數 ≤ 30分	1,353,454	239,730	113,356	6,915
30分 < 初評分數 ≤ 45分	480,300	234,783	7,748	106
45分 < 初評分數 ≤ 60分	100,675	173,027	5,328	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	58,283	-	6,119
75分 < 初評分數 ≤ 100分	18,372	9,697	-	-

(c)穩定性評估

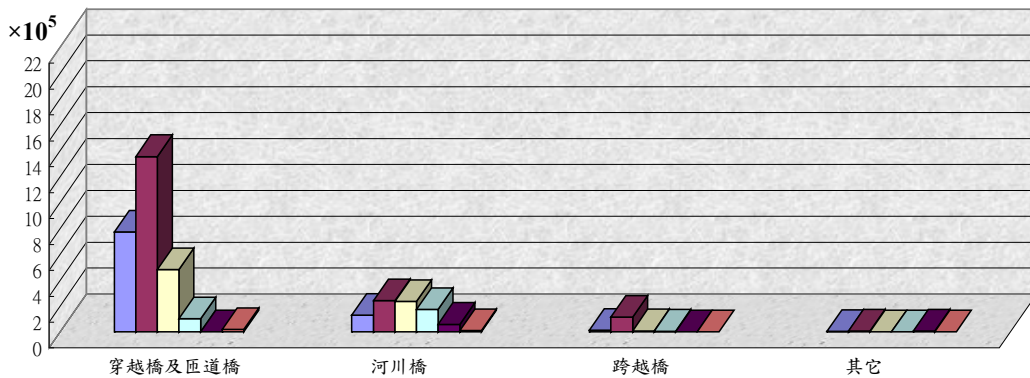




(a) 落橋評估



(b) 強度韌性評估



(c) 穩定性評估

圖 3.2-11 以橋梁別區分之耐震初步評估統計圖

表 3.2-8 依HAZ-Taiwan橋梁類別之橋梁耐震初步評估統計表

(單位：m<sup>2</sup>)

Haz_Taiwan 橋梁類別	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 4	TYPE 5	TYPE 6	TYPE 7	TYPE 8
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	3,061	81,560	47,115	-	43,823	-	91,403	68,833
15分 < 初評分數 ≤ 30分	104,256	493,046	379,409	175,692	411,761	198,996	880,922	206,766
30分 < 初評分數 ≤ 45分	28,209	77,265	112,615	29,221	6,446	8,418	160,557	49,497
45分 < 初評分數 ≤ 60分	2,370	-	-	-	1,359	-	1,338	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	-	-	-	-	-	-	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	-	-	-	-	-	-	-

(a)落橋評估

(單位：m<sup>2</sup>)

Haz_Taiwan 橋梁類別	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 4	TYPE 5	TYPE 6	TYPE 7	TYPE 8
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	-	-	7,366	-	-	-	-	1,071
15分 < 初評分數 ≤ 30分	137,895	301,979	237,383	2,046	224,767	53,934	401,514	249,601
30分 < 初評分數 ≤ 45分	-	342,670	294,390	153,391	295,342	141,390	580,565	74,424
45分 < 初評分數 ≤ 60分	-	7,521	-	49,476	3,280	12,090	150,319	-
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	-	-	-	-	-	1,823	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	-	-	-	-	-	-	-	-

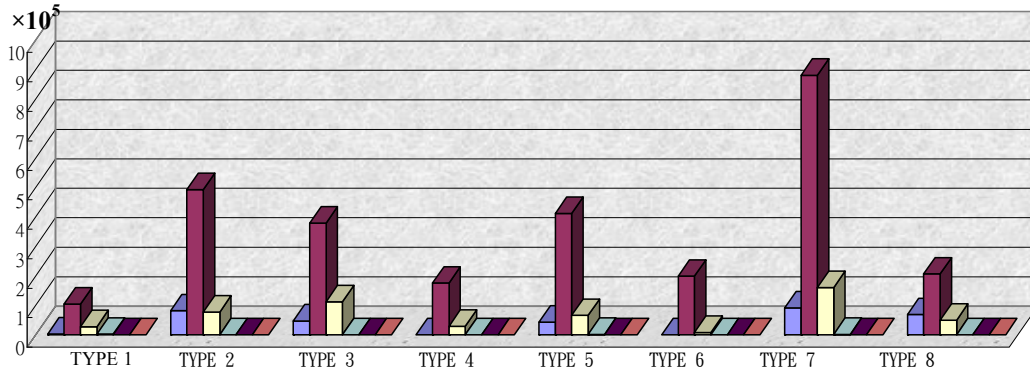
(b)強度韌性評估

(單位：m<sup>2</sup>)

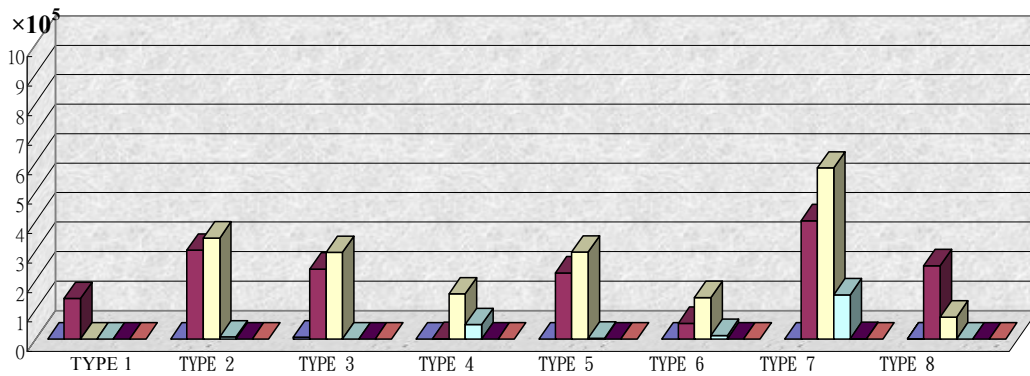
Haz_Taiwan 橋梁類別	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 4	TYPE 5	TYPE 6	TYPE 7	TYPE 8
0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分	30,384	154,384	126,504	11,052	169,137	35,998	308,811	80,082
15分 < 初評分數 ≤ 30分	78,809	338,441	231,125	90,805	156,161	152,067	460,191	205,855
30分 < 初評分數 ≤ 45分	18,999	101,136	109,110	55,890	184,019	19,349	197,833	36,600
45分 < 初評分數 ≤ 60分	8,458	50,346	61,544	47,165	7,953	-	101,007	2,558
60分 < 初評分數 ≤ 75分	-	6,198	2,952	-	6,119	-	49,133	-
75分 < 初評分數 ≤ 100分	1,245	1,673	7,903	-	-	-	17,247	-

(c)穩定性評估

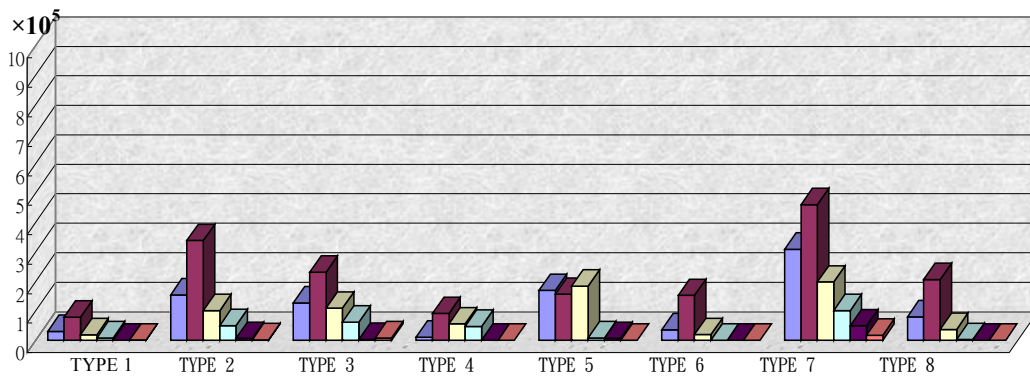
■ 0分 ≤ 初評分數 ≤ 15分    ■ 15分 < 初評分數 ≤ 30分    ■ 30分 < 初評分數 ≤ 45分  
■ 45分 < 初評分數 ≤ 60分    ■ 60分 < 初評分數 ≤ 75分    ■ 75分 < 初評分數 ≤ 100分



(a) 落橋評估



(b) 強度韌性評估



(c) 穩定性評估

圖 3.2-12 以HAZ-Taiwan橋梁別區分之耐震初步評估統計圖

第三章	橋梁耐震能力之初步評估	1
3.1	橋梁耐震能力之初步評估方法	1
3.1.1	日本建設省橋梁耐震能力初步評估法	1
3.1.2	美國加州Caltrans橋梁耐震能力初步評估法	6
3.1.3	橋梁耐震評估檢查表之建立	21
3.1.4	土壤液化初步評估與地盤分類	30
3.2	橋梁耐震能力之初步評估成果	44
3.2.1	橋梁基本資料的統計	45
3.2.2	橋梁耐震能力之初步評估統計	46

表 3.1-1A	日本建設省橋梁耐震能力初步評估表	2
----------	------------------	---

表 3.1-1B	日本建設省橋梁耐震能力初步評估表	3
----------	------------------	---

表 3.1-2	日本建設省橋梁耐震能力評定標準	6
---------	-----------------	---

表 3.1-3	道路類別因子 $r_1$ 與 $e_1$	6
---------	----------------------	---

表 3.1-4A	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震評估資料表(一)	9
----------	-----------------------------	---

表 3.1-4B	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震評估資料表(一)	10
----------	-----------------------------	----

表 3.1-5A	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震評估資料表(二)	11
----------	-----------------------------	----

表 3.1-5B	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震評估資料表(二)	
----------	-----------------------------	--

	12	
(REF.		6-09-90)
.....		
表 3.1-6A	12	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震評估資料表 (三)
.....		
表 3.1-6B	13	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震評估資料表 (三)
.....		
表 3.1-7A	14	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震初步評估範例
.....		
表 3.1-7B	15	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震初步評估範例
.....		
表 3.1-8A	16	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震初步評估範例 (續 1)
.....		
表 3.1-8B	17	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震初步評估範例 (續 1)
.....		
表 3.1-9A	18	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震初步評估範例 (續 2)
.....		
表 3.1-9B	19	美國加州 Caltrans 之橋梁耐震初步評估範例 (續 2)
.....		
表 3.1-10	20	D.E.R.&U. 目視檢測評估原則
.....		
表 3.2-1	21	依國道別之橋梁面積統計表 (單位 = m <sup>2</sup> )
.....		
	48	

表 3.2-2 依主管單位別之橋梁面積資料統計表(單位 =  $m^2$ )

49

表 3.2-3 依 Haz-Taiwan 橋梁類別之橋梁面積統計表(單位 =  $m^2$ )

50

表 3.2-4 依設計規範年度之橋梁面積統計表(單位 =  $m^2$ )

51

表 3.2-5 依國道別之橋梁耐震初步評估統計表

53

表 3.2-6 依設計規範年度別之橋梁耐震初步評估統計表

55

表 3.2-7 依橋梁類別之橋梁耐震初步評估統計表

57

表 3.2-8 依 HAZ-Taiwan 橋梁類別之橋梁耐震初步評估統計表

59

圖 3.1-1A 日本建設省橋梁耐震能力初步評估流程

4

圖 3.1-1B 日本建設省橋梁耐震能力初步評估流程

5

圖 3.1-2 Caltrans 橋梁耐震初步評估項目與配分圖

8

圖 3.1-3 液化潛能分析流程圖(Seed 簡易經驗法(1985))

33

圖 3.1-4 液化潛能分析流程圖(日本道路橋簡易經驗法(1990))

34

圖 3.1-5 液化分析流程圖(新日本道路橋簡易經驗法(1996))

35

圖 3.1-6 液化潛能分析流程圖( Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983))

36

圖 3.1-7 液化潛能分析流程圖(中國大陸簡易經驗法)

37

圖 3.1-8 Seed簡易經驗法之相關圖表(Seed et al., 1985)

41

圖 3.1-9 國道橋梁液化等級評估結果

42

圖 3.2-2 依主管單位別之橋梁面積資料統計圖

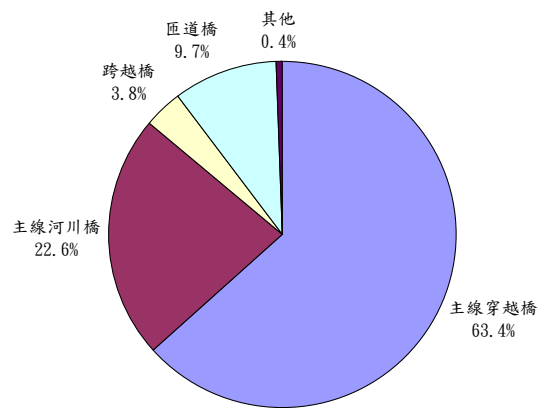
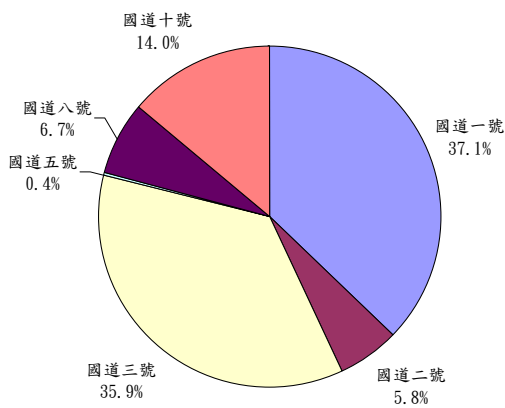
49

圖 3.2-3 依 Haz-Taiwan 橋梁類別之橋梁面積統計表(單位 =  $m^2$ )

50

圖 3.2-4 依設計規範年度之橋梁面積統計圖

51



52

圖 3.2-5 依國道別統計圖

圖 3.2-6 依橋梁別統計圖

52

圖 3.2-7 依主管單位別統計圖

圖 3.2-8 依 HAZ-Taiwan 橋梁別統計圖

52

圖 3.2-9 以國道別區分之耐震初步評估統計圖

54

圖 3.2-10 以設計規範別區分之耐震初步評估統計圖

56

圖 3.2-11 以橋梁別區分之耐震初步評估統計圖

58

圖 3.2-12 以 HAZ-Taiwan 橋梁別區分之耐震初步評估統計圖

60



## 第四章 國道高速公路橋梁之耐震補強策略

### 4.1 美國加州橋梁之耐震補強策略<sup>[5]</sup>

#### 4.1.1 Caltrans三階段之橋梁耐震初步評估

1971年San Fernando地震後，美國加州Caltrans開始進行三階段的橋梁耐震補強工作。

由於Caltrans認為落橋是最容易發生的橋梁震害，因此第一階段主要係在橋梁輓支與鉸支處加以連結裝置。此些連結裝置有的將上部結構與下部結構連結在一起，有的則將二個上部結構相連在一起。此一階段進行至1989年結束，共有1260座州際橋梁補強過。

第二階段的補強工作由1987年開始，對象是單柱橋墩，起因於1987年Whittier Narrows地震有些單柱橋梁發生剪力破壞。為了要進行單柱補強，因此也進行了一些研究計畫。一般而言，1971年以前設計建造的單柱橋墩較為危險。1989年Loma Prieta地震後，第二階段的補強工作加速進行，並開始執行第三階段構架式橋墩的評估補強工作。

1990年7月開始，Caltrans針對24,000座州、郡及市屬道路橋梁進行初步評估，並排定補強順序，其中有11,500座需要進行進一步評估。至北嶺地震發生時，完成的工作如下，有1,313座橋梁評定需要補強，其中有251座已完成補強工作。總數約12,000座之州際橋梁(Interstate Highway及State Highway Bridge)執行耐震補強初步評估計畫年度表(Seismic Retrofit Program Chronology of Screening Process)，詳見圖4.1-1所示。

#### 4.1.2 Caltrans橋梁耐震補強計畫

由於1987年以後進行過耐震補強之橋梁，在北嶺(Northridge Earthquake)地震中的表現極為優異，雖然此地震之強震歷時較短，但由州長任命於Caltrans成立之專家學者組成的地震諮詢委員會(Seismic Advisory Board, SAB)一致認為Caltrans的新橋梁設計及舊橋之耐震補強計畫在技術上極為可行，應加速進行，但應改進其橋梁耐震評估順序及其進行耐震補強之優先次序(Screening methods and priority setting)。

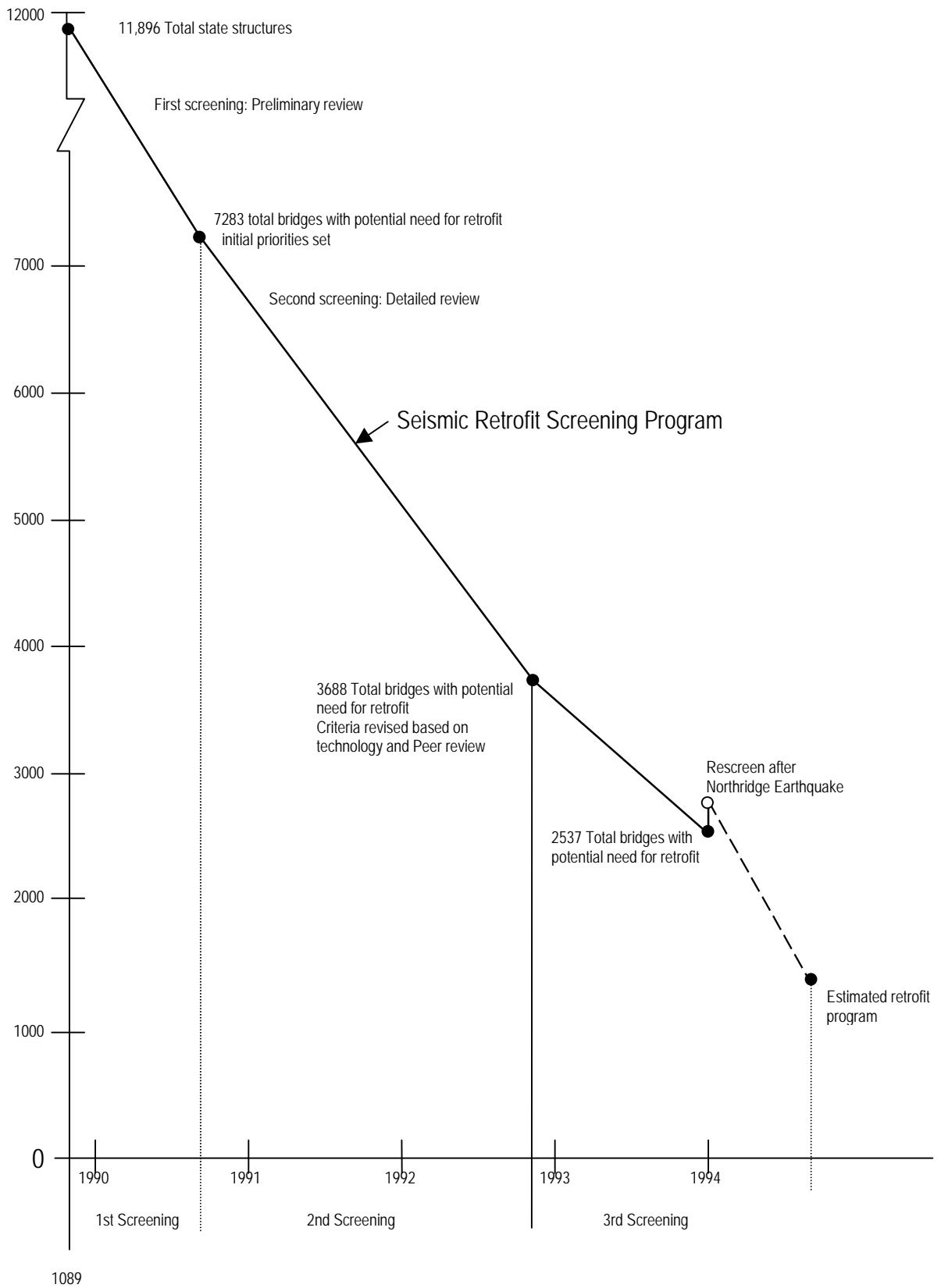


圖 4.1-1 加州州際橋梁耐震初步評估年度表

Caltrans橋梁耐震補強計畫之主要目的為避免橋梁倒塌，對於單橋柱橋梁而言，主要之補強方式為對每一構架完整的補強一根橋柱及基礎。在進行補強設計之前，設計者必須先以分析的方法，證明不補強時橋梁於大地震下是否可避免倒塌，因此設計者必須很小心之評估各種加載途徑之需求，並證實整個耐震構架中無缺陷存在。同時，耐震評估亦不應僅限於橋柱或橋墩之韌性容量，由於對一般橋梁僅補強至防止倒塌所需之耐震強度，因此在大地震之下將可能導致嚴重之局部損壞，而最後仍可能無法避免關閉橋梁修復之命運，因此，如橋梁必須於強震後仍保持其服務性，則應採取更保守之耐震加固設計。

### 一、橋梁之耐震評估及補強設計

結構極限承载力之耐震評估乃是對結構工程師的一大挑戰，因一般習已為常之設計分析程序不見得適用，某結構桿件之降伏不表示結構將倒塌，必須可能之破壞機制(Failure Mechanisms)先達到結構才會倒塌。而在構件降伏後，力量之傳遞及重新分佈亦將視結構而異，因此，必須對所有可能遭破壞之結構皆進行詳細之評估。在北嶺地震後，Caltrans橋梁之耐震補強流程如圖4.1-2所示。此流程圖僅為幫助工程師詳估可能發生橋梁倒塌之情況，但不應認為它已包括了所有可能之情形。

由圖4.1-2中，Caltrans採用彎矩韌性比， $\mu_F$ (Flexural Moment Ductility Ratio)的概念，其定義如下：

$$\mu_F = \frac{M_{EQ} + M_D}{M_n} \dots\dots\dots (4.1)$$

式中， $\mu_F$ 為彎矩韌性比

$M_{EQ}$ ：未折減地震力所造成之彎矩需求

$M_D$ ：靜載重所造成之彎矩需求

$M_n$ ：為橋柱之標稱彎矩強度(Nominal Moment)，其採用混凝土極限壓應變  $\epsilon_{cu}=0.003$  及可能之材料強度(Probable Material Strengths)；一般而言，具有相當橋齡之3,250psi混凝土強度可採用5,000psi，鋼筋降伏應力則採用1.1 $F_y$ 或由材料試驗之結果。

Caltrans認為彎矩韌性需求比 $\mu_F \geq 1.5$ 以上，方有可能產生塑性鉸，其對於圍束條件較差之構件，最大允許之彎矩韌性比 $\mu_{F \cdot MAX}$ 如下表所示：

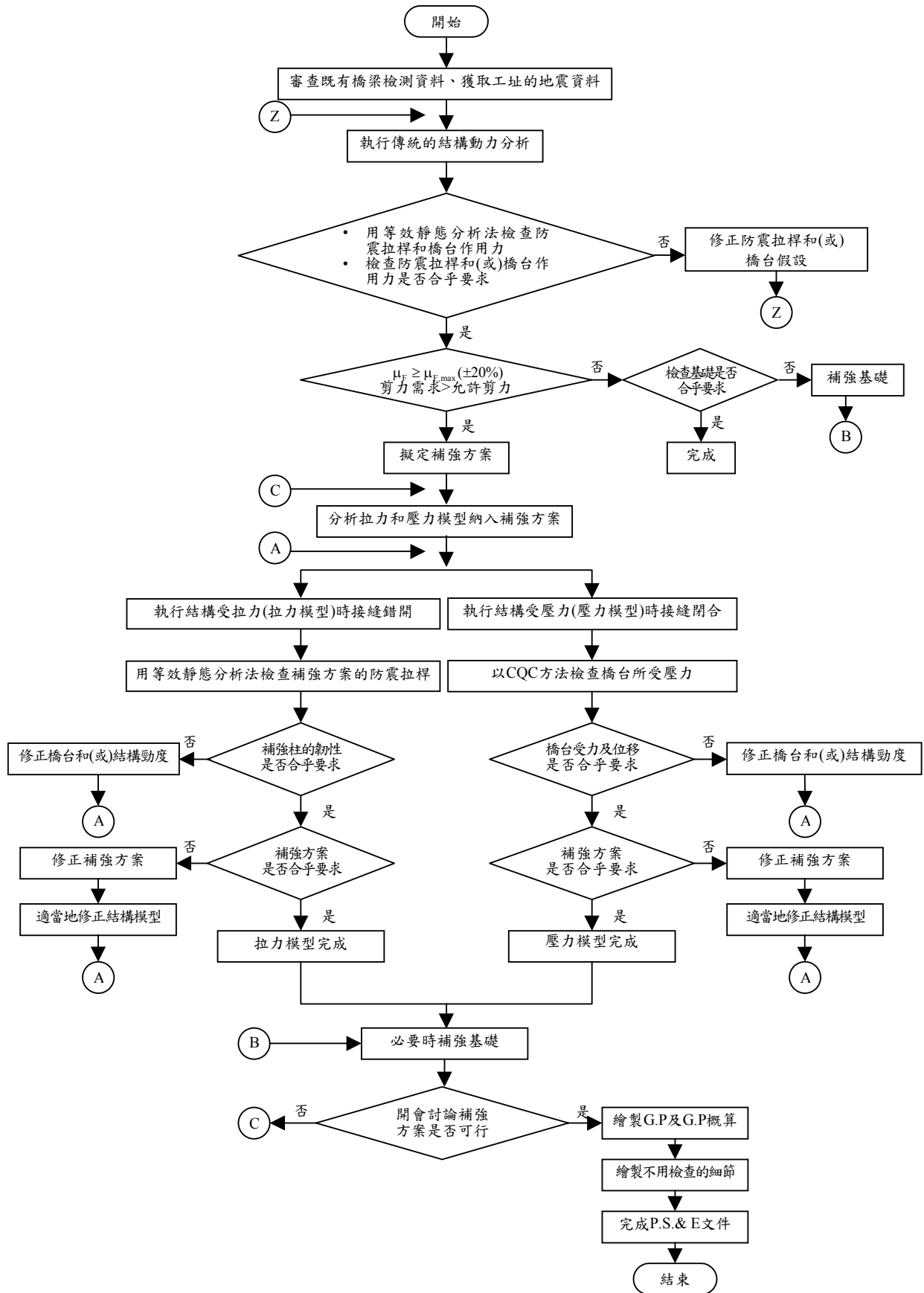


圖 4.1-2 Caltrans橋梁耐震補強設計流程

圍束條件較差構件之最大允許彎矩韌性比 $\mu_{F,MAX}$		
受壓構件型式	單柱橋墩	多柱橋墩
圓柱	1.5~2.0	2.0~3.0
矩形柱	1.0	1.5~2.0
樁構架(柱底僅受土壤圍束)式柱	2.0~3.0	3.0~4.0

橋梁耐震補強之方法以採用加州聖地牙哥大學(UCSD)等所發展出來之鋼板包覆法(Steel Jacketing)(圖 4.1-3)，RC 包覆法(RC Jacketing)(圖 4.1-4)，及強化纖維包覆法(High strength fiber epoxy column casing)(圖 4.1-5)，來增加橋柱之撓曲韌性及剪力強度為主。

## 二、耐震補強方案擬訂及執行

在評估過橋梁之耐震能力後，應由設計者、審查者、資深設計者及其他監督單位和專家組成耐震加固方案小組(Strategy panel)以擬訂耐震補強方案。此小組會議之目的為審查耐震補強計畫工程師所選訂之方案或提供其他可行之替代方案。審查之重點為：標準之耐震補強細節是否已充分使用；橋梁之美觀是否已納入考慮；對標準補強程序無法使用之部份提請注意；當不尋常之問題，如隔震技術之應用時，提出另外可行之耐震補強程序等。

在耐震補強方案擬訂後，必需按圖 4.1-2 進行詳細分析，直到所有之設計需求達到為止。

## 三、隔震技術之應用

Caltrans 尚未大量於其橋梁使用隔震技術，但亦允許以隔震為耐震補強替代方案之一，未來當此類技術在造價及經濟效益上可媲美其他耐震補強之方法時，將可提供設計者另一選擇。

但不論使用隔震之理由為何，設計者必須將其設計方案提至耐震補強方案小組討論，並確定隔震器有良好的力與位移關係及阻尼性質，並能於結構之使用期限內適當的保養，加隔震支承墊後之結構系統亦必須於靜載重及最大可能之地震下保持穩定。



圖 4.1-3 鋼板包覆補強工法

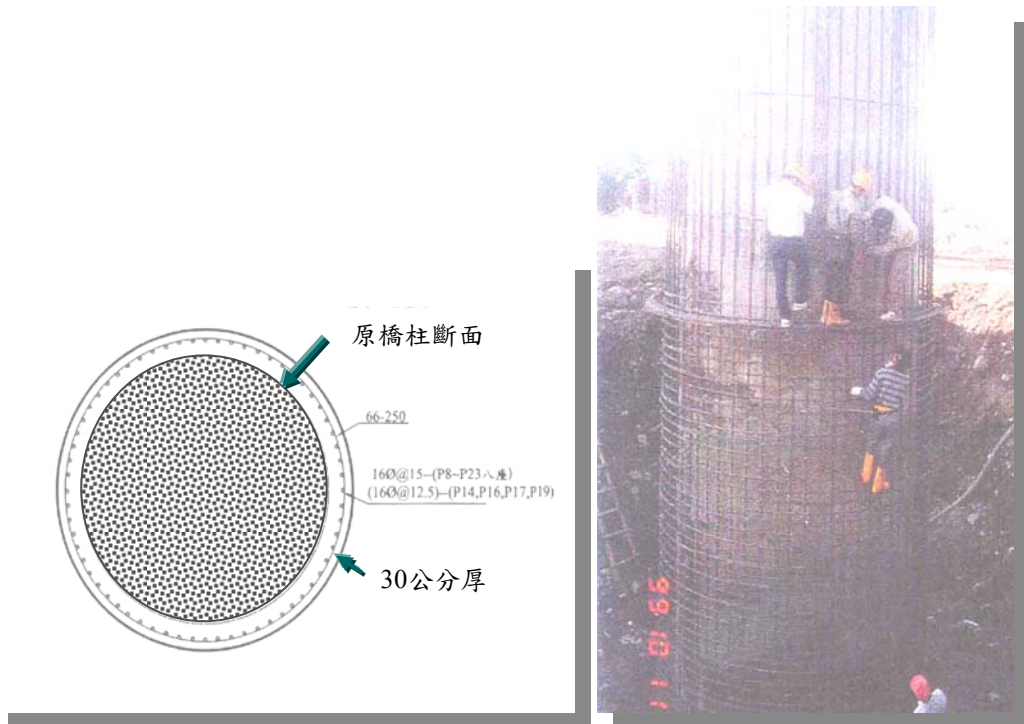


圖 4.1-4 RC 包覆補強工法<sup>[16]</sup>





圖 4.1-5 FRP包覆補強工法

#### 4.1.3 北嶺地震後橋梁之重建與補強<sup>[6]</sup>

Caltrans對重建橋梁之設計目標為避免在最大可能發生的地震下崩塌，即大地震時發生之非線性變形侷限於特定且經良好細部設計之橋柱部位，而橋梁之其他部份維持在彈性範圍內。經由地震的教訓，北嶺地震重建橋梁之設計亦作了以下之考量：

1. 儘量減少跨中伸縮縫以降低落橋之可能性。
2. 避免斜角過大之橋梁。
3. 使用等斷面橋柱，避免柱端擴座。
4. 使用具有工址特性之設計震譜。
5. 考慮垂直地震對上部結構可能造成之影響。
6. 調整同一構架內之橋柱勁度以避免地震力集中及產生過大之扭矩。
7. 避免基礎結構受損。
8. 以非線性分析來證實橋柱之位移容量等。

除了以上之設計考慮外，復舊橋梁之設計須考量在極短之時間內復舊完成，且須考慮到以下設計限制：

1. 必須儘量維持原有之路線，但儘量避開現有之基礎、橋柱及橋台。
2. 橋梁設計應考量使用鋼構造及混凝土構造兩種替代方案。
3. 考慮設計及建造合一之統包合約。

## 4.2 日本既有橋梁之耐震補強對策<sup>[8][9]</sup>

1995年1月17日阪神地震使得阪神地區之國道、阪神高速公路等諸多重要道路之橋梁，以及JR新幹線、各公私營鐵路之橋梁，產生嚴重的災害，導致的交通中斷，不僅造成救災上的困難，更對社會、經濟造成了持續性的重大影響。

因此，地震後的緊急修復，以儘速恢復交通為首要目標。故倒塌之橋梁及橋墩都被迅速的拆除；受損嚴重的橋墩，皆以臨時支撐加固，以防止餘震中再度受害；危險的橋墩並以應急的方式加以補強，以增加其強度及韌性。這些應急的臨時性修復工作、大致在地震後一個月完成。

### 一、建設省「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」

由於橋梁破壞極為嚴重，日本建設省於地震發生後次日(18日)，即派遣道路橋調查團赴災區勘查，並邀集了地震工程、橋梁工程之學者專家9人，組成「兵庫縣南部地震道路橋震災對策委員會」，全面檢討橋梁震害原因及審議橋梁復舊之相關對策等。該委員會首先緊急審議了「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」(以下簡稱『復舊辦法』)，並於2月27日由建設省通知各相關單位遵照辦理。由於震害復舊有相當的急迫性，故該委員會以現階段已知學理之最大極限，及提高橋梁耐震性為優先考量之前提，制定了此一『復舊辦法』，以供作此次地震受害道路橋之重建及耐震補強的指導原則。

有關該『復舊辦法』之基本構想、耐震對策及耐震設計之基本方針，簡述如下：

#### 1. 復舊辦法之基本概念

- (1) 重建或補強後之橋梁皆需且有承受此次地震強度之耐力。為達此一目的，將以現行設計規範為基本，再新增綜合性之耐震對策。
- (2) 由於此次地震對結構物之影響，迄今仍有未明之處，因此基於提昇橋梁耐震能力之考量，復舊辦法將以此次地震所觀測之最大地表加速度作為檢核橋墩耐震能力的標準。

#### 2. 主要耐震對策

- (1) 增進橋梁之柔性與韌性。
- (2) 採用吸能、減震技術。
- (3) 增設耐衝擊性之防止落橋措施。



(4) 重視土壤液化、土層流動對橋梁基礎之影響。

(5) 確實掌握橋梁在地震時之動力行為。

### 3. 耐震設計之基本方針

(1) 為增進橋梁整體結構系統之韌性，應以震度法設計後，再進行地震時保有水平耐力之檢核。

(2) 以動力分析(考慮非線性)檢核橋梁具有承受此次地震強度之能力。

(3) 連續性高架橋結構，宜採用彈性固定方式以分散地震力之構造。

(4) RC橋墩為確保必要之韌性，應配置足夠之箍筋，軸向主筋原則上不得截斷。

(5) 鋼橋墩內部宜充填混凝土以確保必要之韌性。

(6) 基礎應具有橋柱同等以上之耐力，並須具有充分之變形能力。

(7) 支承宜採用橡膠支承，尤以隔震支承為佳，支承之構造應採用更換容易之型式。

(8) 防止落橋裝置應採用可吸收衝擊力之構造，並提高連結部之強度及其變形能力，且以併用多種措施為原則。

(9) 橋梁基礎應考慮土壤液化及地盤流動之影響。

## 二、阪神高速公路「橋梁震害復舊計畫」

### 1. 復舊對策概要

阪神高速公路神戶線及灣岸線之橋梁，在此次地震受害最為嚴重(如表4.2-1)，阪神高速道路公團(HEPC)為使震害橋梁之重建工作能迅速有效的進行，成立了震災復舊對策技術委員會及三個分科委員會(鋼構造、混凝土構造、基礎構造)，來研究重建及修復方式。該委員會並於1995年3、4月間陸續研訂完成橋梁復舊設計、施工之相關準則作為該公團所轄震害橋梁重建或耐震補強設計、施工之依據。

阪神高速公路崩塌橋梁之清除及受損橋梁之臨時加固等緊急搶修工作，在震後一個月內完成；至於永久性之重建及補強工作也都在震後三個月內展開。

表 4.2-1 阪神高速公路損害概要

路 線	震 害 概 要
3號神戸線 (兵庫縣境內) L=32.6km	倒塌：1處(神戸市東灘高架橋，長635m) 落橋：4處(神戸市2處，西宮市2處) 損害橋墩：637座(全數為1,175座) 損害橋梁：551跨(全數為1,304跨)
5號灣岸線 (兵庫縣境內) L=14.3km	落橋：1處(西宮港大橋) 損害橋墩：57座(全數為366座) 損害橋梁：37跨(全數為462跨)

## 2. 復舊計畫概要

阪神高速公路3號神戸線在兵庫縣境內長約32.6公里，其中交通中斷之月見山~武庫川間長約27.7公里之高架橋，在此次地震中產生了崩塌、落橋或橋墩損壞等災情，該線橋梁受損之情形如表4.2-2，受損程度分為崩塌(落橋)、嚴重破壞、中度破壞、輕微破壞、無損壞等5級，復舊方式區分為「拆除、重建」與「修復、補強」，在約1,012座橋墩與1,304跨橋梁中，有約250餘座橋墩與183跨之橋梁「拆除、重建」，其餘全部「修復、補強」。3號神戸線復舊計畫之概要如表4.2-3。

表 4.2-2 神戸線橋梁震害數統計及修復方式

損壞程度	鋼橋墩	RC橋墩	主梁	支承系統	修復方式
As(崩塌)	3	65	29	--	拆除重建
A(嚴重)	8	84	64	220	拆除重建
B(中度)	12	107	243	195	重建或修復、補強
C(輕微)	112	246	215	206	修復、補強
D(無損)	28	510	753	348	補強
合計	163	1012	1304	969	

說明：表中主梁數目係指跨度數目，支承系統數目為橋墩上之支承線數目。

表 4.2-3 阪神高速公路3號神戶線復舊計畫概要

類 別		重 建	補 強
復舊之基本構 想		拆除原結構物，依『復舊辦法』 重建新結構物。	依『復舊辦法』對原結構物補強，以提 高其耐震能力。
基 礎		依損傷程度而定，必要時重建。	必要時加樁。
下 部 結 構 ( 橋 墩 )	RC	•基本上維持原有形狀(圓形或 矩形)，依『復舊辦法』決定斷 面大小。 •採用RC柱與鋼帽梁複合式橋墩。	維持原形狀，補修損傷部位，原有柱外 側包覆25~30cm厚之RC，視需要併用外 包鋼板。
	鋼製	•基本上維持原有形狀(圓形或 矩形)，依『復舊辦法』決定斷 面大小。 •柱內部充填混凝土。	補修裂縫、挫屈等損傷部位，以現狀尺 寸作柱內部補強，並充填混凝土。
上 部 結 構	混凝土梁	重建為連續鋼梁。	補修損傷部位。
	鋼 梁	原則上依原狀重建，橋梁連續 化。	•儘可能利用原來構材補修，梁端部損傷 部視需要切除更換。 •視需要補強端橫梁。 •儘可能將簡支梁連結化。
橋面版		採用鋼橋面板。	•補修龜裂等受損部位，再以鋼板接著工 法補強。 •打除原有橋面版，利用原主梁改採鋼橋 面板。
支 承		全面採用隔震支承。	儘可能更換，改用隔震支承。

### 三、日本道路公團之復舊對策

日本道路公團所轄的名神高速公路橋梁，此次地震亦遭到嚴重的震害，該公團依據建設省『復舊辦法』之原則，於該年5月制定了「耐震設計方針暫定案」，並於7月再頒訂了「耐震設計、施工要領(案)」。這些草案不僅適用於此次震害橋梁之復舊，也適用於該公團所轄既有或新建橋梁之耐震設計與補強之用。該公團並以下列原則決定既設橋梁耐震補強之優先順序：

1. 地震時保有水平耐力偏小之橋梁(特別是1980年道路橋示方書制定前所設計之橋梁)。
2. 東海地震對策強化地區及南關東地震對策地區內之橋梁。
3. 作為交通路網一環之橋梁。
4. 與幹線道路及鐵路立體交叉或平行之橋梁。
5. 斜角偏小之橋梁。

6. 具可搖橋柱(rocking column)之橋梁。

#### 4.3 國道高速公路橋梁之耐震補強策略

民國八十八年九月廿一日台灣地區發生芮氏地震規模達7.3(CWB)的大地震，最大地震強度為6級，最大地表加速度達989gal。本次地震造成全台地區相當重大的生命及財產損害，使人不得不懾於大自然無與倫比的力量，地震更因其無法預先掌握測知的特性，往往造成更大的災害。國家地震工程研究中心經檢討研究結果，提出『建築技術規則建築構造編耐震規範與解說』修正建議。其中影響較大的項目為地震分區由原規範的四區(地震一甲區、地震一乙區、地震二區及地震三區)改為二區(地震甲區及地震乙區)，震區水平加速度係數也分別由0.33g、0.28g、0.23g、0.18g、修正為0.33g及0.23g。另外亦提高台北盆地之地震反應譜係數、適度考量近斷層設計地震力及垂直向地震力等，交通部亦配合於八十九年四月七日以交技89字第003577號函頒修正「公路橋梁耐震設計規範」有關章節。

由於國道高速公路為台灣地區南北交通的大動脈，對於國家整體經濟發展及民生生活影響甚鉅，值得慶幸的是在這次的震災中，國道高速公路並未遭受太大的損害。然而為防範於未然，貴局擬對於中山高速公路及第二高速公路等已完工通車之橋梁進行耐震評估與必要之補強設計，期能於日後大地震時可達到減少損害，避免傷亡之主要目標。茲就本計畫研擬之國道高速公路橋梁之耐震補強策略說明如下：

**第一階段：**921集集大地震發生時，正值中山高速公路員林高雄段之拓寬工程進行細部設計作業，貴局利用變更設計的採購程序，將既有橋梁之耐震評估與必要之補強設計納入拓寬工程細部設計一併辦理，目前已完成細部設計預計於91年下旬陸續發包施工，此為國道高速公路第一階段之橋梁耐震補強工程。

**第二階段：**921集集大地震發生後，在交通部的協調與指示下，國道新建工程局對於設計中及施工中尚未通車之國道高速公路橋梁，擬進行不同程度必要之補強措施，故貴局即針對89年12月31日以前已完工通車之橋梁進行耐震補強工程；本階段之橋梁耐震補強計畫依據橋梁種類劃分為兩部份辦理：

**第一部份：**為國道高速公路(通車路段)一般性橋梁部份，本研究計畫即針對此部份橋梁進行耐震補強工程之可行性研究，藉由透過地震風險管理的四個基本手

段：風險識別、風險評量、風險管理策略選擇及風險事務管理等，建構合理可行的橋梁耐震補強計畫，具體之計畫則請參見第十六章。

**第二部份：**為國道高速公路(通車路段)特殊橋部份，此部份共五座特殊性橋梁，將於此第二階段另案同時辦理。

**第三階段：**針對89年12月31日以後陸續完工通車之橋梁進行耐震補強工程。

第四章	國道高速公路橋梁之耐震補強策略	1
4.1	美國加州橋梁之耐震補強策略 <sup>[5]</sup>	1
4.1.1	Caltrans三階段之橋梁耐震初步評估	1
4.1.2	Caltrans橋梁耐震補強計畫	1
4.1.3	北嶺地震後橋梁之重建與補強 <sup>[6]</sup>	7
4.2	日本既有橋梁之耐震補強對策 <sup>[8][9]</sup>	8
4.3	國道高速公路橋梁之耐震補強策略	12
表 4.2-1	阪神高速公路損害概要	10
表 4.2-2	神戶線橋梁震害數統計及修復方式	10
表 4.2-3	阪神高速公路3號神戶線復舊計畫概要	11
圖 4.1-1	加州州際橋梁耐震初步評估年度表	2
圖 4.1-2	Caltrans橋梁耐震補強設計流程	4
圖 4.1-3	鋼鈹包覆補強工法	6
圖 4.1-4	RC包覆補強工法 <sup>[16]</sup>	6
圖 4.1-5	FRP包覆補強工法	7

#### 第四章 國道高速公路橋梁之耐震補強策略

4.1	美國加州橋梁之耐震補強策略 <sup>[5]</sup> .....	4-1
4.1.1	Caltrans三階段之橋梁耐震初步評估 .....	4-1
4.1.2	Caltrans橋梁耐震補強計畫 .....	4-1
4.1.3	北嶺地震後橋梁之重建與補強 <sup>[6]</sup> .....	4-7
4.2	日本既有橋梁之耐震補強對策 <sup>[8][9]</sup> .....	4-8
4.3	國道高速公路橋梁之耐震補強策略 .....	4-12
表4.2-1	阪神高速公路損害概要 .....	4-10
表4.2-2	神戶線橋梁震害數統計及修復方式 .....	4-10
表4.2-3	阪神高速公路3號神戶線復舊計畫概要 .....	4-11
圖4.1-1	加州州際橋梁耐震初步評估年度表 .....	4-2
圖4.1-2	Caltrans橋梁耐震補強設計流程 .....	4-4
圖4.1-3	鋼板包覆補強工法 .....	4-6
圖4.1-4	RC包覆補強工法 <sup>[16]</sup> .....	4-6
圖4.1-5	FRP包覆補強工法 .....	4-7

## 第五章 橋梁耐震評估與補強之地震力標準

### 5.1 美國FHWA建議之橋梁耐震評估及補強標準

美國聯邦高公局(FHWA)於1995年5月出版之「Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges, Report No. FHWA-RD-94-052」<sup>[10]</sup>，其中第4.2節說明了既有橋梁耐震評估及補強標準(Seismic Performance Requirements)，FHWA認為既有橋梁耐震評估及補強之設計目標，主要是避免因下列三種破壞模式所造成之橋梁崩塌及(或)嚴重的結構損傷：

- (1) 因支承防落長度不足所造成之橋梁落橋破壞。
- (2) 主要的橋梁承載構件之強度嚴重劣化。
- (3) 因橋台及基礎破壞所造成橋梁通行條件中斷。

在進行橋梁耐震補強設計時，應注意不可讓額外之地震力轉移至其它不容易檢測或修補的構件上，FHWA認為既有橋梁之耐震評估及補強，原則是依最新的橋梁耐震設計規範之地表加速度係數為設計標準，但考量在工程實務性及經濟性的限制，如採用新建橋梁之設計標準可能並不合理，FHWA於是建議下列三種耐震補強標準(Performance Class of Seismic Retrofit)：

1. A級補強標準(Class A Retrofit)：

橋梁之耐震評估及補強標準，採用比新建橋梁更高之設計標準，此主要是適用於非常重要之橋梁。

2. B級補強標準(Class B Retrofit)：

橋梁之耐震評估及補強標準，採用如新建橋梁相同之設計標準，此為理想的設計標準，但在考量工程實務性及經濟性的限制後，常常並不容易達到。

3. C級補強標準(Class C Retrofit)：

橋梁之耐震評估及補強標準，採用比新建橋梁較低之設計標準，此為較不理想的設計標準，但在經過經濟性的詳細評估後，有進行補強總是比不做任何改善為佳(It is better than doing nothing)。

依據美國多年推動橋梁耐震補強計畫之經驗，大部份的情況是採用C級補強標準的，因為當採用B級補強標準若使得補強工程費超過新建工程費的60%時，補強策略小組將可能在考量經濟性的因素後，建議採重建新橋或降回C級補強標準；但無論如何，若考量橋梁的交通重要性後，



認為重建新橋所造成之交通受阻是不被接受的，且因地震損壞造成交通受阻亦是不被接受的，則採用B級補強標準(甚至A級補強標準)就成為唯一的選擇方案。

根據美國聯邦急難管理署(Federal Emergency Management Agency, FEMA)減災司(Mitigation)對Caltrans推動加州高速公路耐震減災計畫的統計資料([http://www.fema.gov/mit/c6\\_rfr.htm](http://www.fema.gov/mit/c6_rfr.htm))，一般規模的加州高速公路橋梁(約26,715 sq.-feet)之平均耐震補強工程費約\$31.71/sq.-feet；而橋梁若於地震中倒塌或受損經評估需打除重建，其不含打除費用之新建工程費約\$90~\$120/sq.-feet(按一般之施工工期概估)，一般橋梁之打除費用則約為\$30/sq.-feet，依據上述統計資料，橋梁打除重建之工程費約需\$135/sq.-feet；所以，美國加州Caltrans推動之耐震補強工程費約為重建新橋的22.7%。所以，基本上Caltrans的橋梁耐震補強策略是符合美國FHWA的建議與要求的。

## 5.2 歐洲橋梁耐震設計規範(Eurocode 8)之觀點

歐洲於1998年出版的「Eurocode 8：Design provisions for earthquake resistance of structures Part 2. Bridges」<sup>[13]</sup>，此規範於附錄A中提出設計地震事件(Design Seismic Event)的概念：在橋梁設計年限 $t_d$ 中及可接受的較低超越機率 $P$ 下，設計地震事件的回歸期 $t_r$ 如下：

$$t_r = \frac{1}{1 - (1 - P)^{1/t_d}} \dots\dots\dots (5.1)$$

一般標準橋梁之耐震設計事件之回歸期約為475年，其超越機率相對於設計年限50年及100年分別為0.1至0.19。對於某一個設計地震事件，其回歸期為 $t_r$ 年，則其設計地表加速度(Design Ground Acceleration) $a_{gr}$ 如下：

$$\frac{a_{gr}}{a_g} = \left(\frac{t_r}{t_0}\right)^k \dots\dots\dots (5.2)$$

上式中 $a_g$ 為標準設計地表加速度，其回歸期為 $t_0$ 年(例如475年)， $k$ 值則約為0.3~0.45，可依工址可靠的地震記錄資料統計分析而得。Eurocode 8橋梁耐震設計規範亦建議施工階段之設計地震事件(Design Seismic Event for the construction phase)，其設計年限一般可取 $t_c \leq 5$ 年，回歸期約為100年，其超越機率則建議不必超過0.05，即施工階段之設計地震力約為475年回歸期的50%<sup>[14]</sup>。

### 5.3 交通部「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」

依據交通部委託台大地震工程中心研擬之「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」(85年1月)<sup>[11][12]</sup>，橋梁耐震能力足夠與否之標準係參考歐洲橋梁耐震設計規範(Eurocode 8)之耐震設計之年限理念：

在進行各種破壞模式之崩塌地表加速度的推求之前，我們必須知道橋梁在預期的剩餘使用年限內，其應有的耐震能力為何，也就是應該要能抵抗多大的崩塌地表加速度。

現有橋梁如其預期剩餘使用年限為T年，則其耐震能力足夠與否之標準，係以T年內超越機率10%的地震地表加速度為準。其對應之回歸期 $T_r$ 依下式計算：

$$T_r = \frac{1}{1 - 0.9^{\frac{1}{T}}} \dots\dots\dots (5.3)$$

而回歸期 $T_r$ 對應之地表加速度 $a_{gr}$ 可由下式計算：

$$\frac{a_{gr}}{a_g} = \left(\frac{T_r}{475}\right)^k \dots\dots\dots (5.4)$$

上式中 $a_g$ 為475年回歸期之地表加速度，k值介於0.30至0.45之間。

### 5.4 日本建設省「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」

日本建設省於阪神地震後緊急審議並頒佈了「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」，不久即通令日本全國各單位採用，在橋、高架道路等技術基準(道路橋示方書)未改定前，為確保重建橋梁及經耐震補強之橋梁具有承受此次地震規模之耐力，橋梁之設計除應以日本道路協會於1990年制定之「道路橋示方書·耐震設計篇」為基準外，並應參照本「復舊辦法」新增規定辦理。日本道路協會於1996年亦已依「復舊辦法」之理念修訂完成了「道路橋示方書·耐震設計篇」，日本目前對於橋梁之新建、重建及補強之設計標準，即依據上述基準分三個階段進行：

Level I：震度設計法

Level II：地震時水平保有耐力之檢核

Level III：非線性動力分析之檢核

由上述之分析，日本對於既有橋梁之補強設計標準，原則是採用FHWA之B級補強標準，這點亦反應在日本之耐震補強工程費用上，日本於阪神地震後經過調查評估，全國初估約有28,000座橋梁須進行耐震補

強，於三年內完成須投入日幣5,500億元左右，方能使所有橋梁能達到最新耐震規範所定之耐震能力<sup>[8]</sup>。

## 5.5 國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則

依據 貴局89年9月「國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」之要求：「中山高速公路既有橋梁之耐震補強標準應以再使用年限50年為原則；但若以上述標準進行評估補強，造成不經濟或不合理的結果時，可研擬詳細分析報告專案向 貴局提報，以檢討其再使用年限與後續追蹤檢測評估等配套措施」。

上述現行之橋梁耐震評估及補強標準，其主要的理念係參考日本於阪神地震後的橋梁補強標準，以FHWA之B級補強標準為基本原則，經詳細檢討各補強方案之工程實務性及經濟性的限制後，若造成不經濟或不合理的結果時，才可檢討降低補強標準之可行性，其降低標準之定量評估則依據歐洲橋梁耐震設計規範(Eurocode 8)之年限理念，即交通部「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」之剩餘使用年限；惟若是採用了FHWA的C級補強標準，因其畢竟是不能符合交通部最新的橋梁耐震設計規範，所以要求設計單位應研擬詳細之分析報告專案向 貴局提報，以檢討其再使用年限與後續追蹤檢測評估等配套措施，如調整橋梁之檢測頻率或增設長期監測預警系統等。

然上述現行之橋梁耐震評估及補強標準，經由中山高速公路員林高雄段之實踐經驗，所謂「經濟性」之考量並不明確且易造成執行上之盲點，根據本計畫利用HAZ-Taiwan系統對於台灣主要活動斷層模擬地震之地震直接損失(Structural Loss)與各分類橋梁之案例研究，認為國道高速公路既有橋梁之補強工程費與同型式橋梁之新建工程費之合理比例約為35%~45%(略高於Caltrans之30.23%)，為避免不當或過量的補強設計，本計畫擬修正上述現行之橋梁耐震評估及補強標準如下：

「國道高速公路既有橋梁之耐震補強標準應以再使用年限50年為原則；設計單位得利用電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則(0.1g法)或FWHA評估手冊(C/D法)進行耐震評估與補強設計，然若其補強工程費超過同型式橋梁之新建工程費之45%，則需進一步採用側推評估法(Push-Over Method)來檢核評估補強設計之合理性，若經兩階段詳細檢討各補強方案之工程實務性及經濟性的限制後，仍造成不經濟或不合理的結果時，可研擬詳細分析報告專案向 貴局提報，以檢討其再使用年限與後續追蹤檢測評估等配套措施」。

第五章	橋梁耐震評估與補強之地震力標準 .....	1
5.1	美國FHWA建議之橋梁耐震評估及補強標準 .....	1
5.2	歐洲橋梁耐震設計規範(Eurocode 8)之觀點 .....	2
5.3	交通部「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」 .....	3
5.4	日本建設省「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」 .....	3
5.5	國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則 .....	4

錯誤! 找不到圖表目錄。

錯誤! 找不到圖表目錄。

## 第六章 國內外橋梁震害及破壞模式分析

由過去二十、三十年來美、日、墨西哥、土耳其與台灣等地發生大地震的經驗來看，橋梁結構的損害，往往會造成交通的阻斷，導致災後救災或重建修復的困難，嚴重影響國家社會經濟活動。我國的橋梁設計規範，大多參考美、日的設計準則，故美、日兩國的經驗，更是值得注意與借鏡。

藉由觀察並研究實際橋梁的破壞，可以進一步釐清及改進可能會有的橋梁耐震缺失，並可作為往後橋柱耐震評估補強策略研擬的參考，更可藉以改進國道高速公路橋梁設計品質。

### 6.1 橋梁常見之破壞模式

從國內外地震災後報告及研究之分析，橋梁倒塌或嚴重損壞的原因，其破壞模式大致有以下幾點：**(1) 支承座長度過短；(2) 帽梁破壞；(3) 橋墩(柱)破壞；(4) 橋台旋轉及後仰；(5) 基礎破壞與(6) 土壤液化等。**以下說明其發生的原因和導致的結果。而其中以橋柱破壞最為常見，且損害亦最為嚴重。<sup>[15][16][17][18]</sup>

#### 1. 支承座長度過短

在強烈地震力的作用下，每跨之間的軸向相對運動若不幸大於支承座的長度，常常會引發落橋的危機，這種現象，尤其在多跨橋梁或橋柱高度較高之橋梁，需要特別加以注意。另外，由於地震力的方向的不確定性，會使橋梁產生軸向和橫向的位移反應疊加，導致支承接觸面附近發生相對旋轉，形成橋面版接觸不確實，而引發落橋，或是斷層直接穿過橋梁而造成落橋（如圖6.1-1～圖6.1-3）。

如果，在地震橋梁位移反應沒大過所考量的範圍，不致有落橋情況發生，惟鄰接橋梁的結構物之安全距離不夠，則會發生橋梁撞擊鄰接結構物的破壞模式，導致橋梁或鄰接結構物的損壞（如圖6.1-4～圖6.1-5）。



圖 6.1-1 支承長度不足之落橋破壞<sup>[16]</sup>



圖 6.1-2 美國I-5,Gavin Canyon Undercrossing之落橋破壞  
(資料來源：F.Seible攝)



圖 6.1-3 埤豐橋由於斷層通過造成之落橋破壞



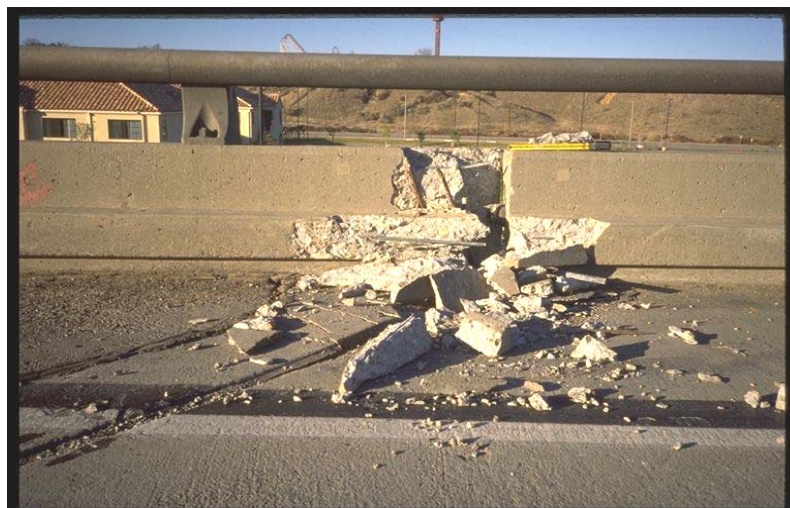


圖 6.1-4 美國I-5快速道路因碰撞造成RC護欄破壞



圖 6.1-5 美國I-280州際公路因地震變位碰撞到橋柱

## 2. 帽梁破壞

在幾次地震災後研究報告中，帽梁的破壞可以主要分為下列三種：

- A. 剪力容量不足的破壞，尤其是當在地震力和重力的疊加作用下，剪力需求有所增加的狀況。
- B. 帽梁內的鋼筋在梁端的錨定不足，引致錨定破壞。
- C. 帽梁的彎矩容量不足，在彎矩作用下，將會產生撓曲裂縫，在合併剪力的作用，則會進一步發展為撓曲剪力裂縫，使裂縫擴大而發生破壞。

## 3. 橋墩(柱)破壞

從幾次大地震來探討橋柱破壞的情形，通常橋柱的破壞大略可分為撓曲強度及韌性不足之破壞、撓曲—剪力破壞及剪力破壞，其在強烈地震後之破壞模式可歸納如下：

- A. 縱向鋼筋因錨定長度不足，而產生縱向鋼筋被抽出破壞。
- B. 縱向鋼筋之搭接因搭接長度不足而生搭接破壞，或同一斷面主筋搭接比率過高，由於柱在搭接面附近彎矩需求變化不大，但在搭接面處因為主筋搭接量過高易形成弱面而破壞，或是主筋搭接量過高，並且搭接長度不足，會引致突然大量主筋搭接破壞。
- C. 橋柱因剪力容量不足或塑性鉸產生後之剪力容量衰減，而造成剪力破壞(如圖6.1-6~圖6.1-7所示)



圖 6.1-6 RC橋柱之剪力破壞(一)<sup>[16]</sup>



圖 6.1-7 RC橋柱之剪力破壞(二)<sup>[16]</sup>



- D. 橋梁因圍束力不足，造成韌性不足之破壞。原因是當橋柱受地震力位移韌性達到2或3時，混凝土壓應變幾乎超過未圍束混凝土可承受之壓應變，表層混凝土剝落發生，核心混凝土強度不足而快速壓碎，主筋因而產生挫屈，強度驟減而無法支持自重而損壞(如圖6.1-8所示)。

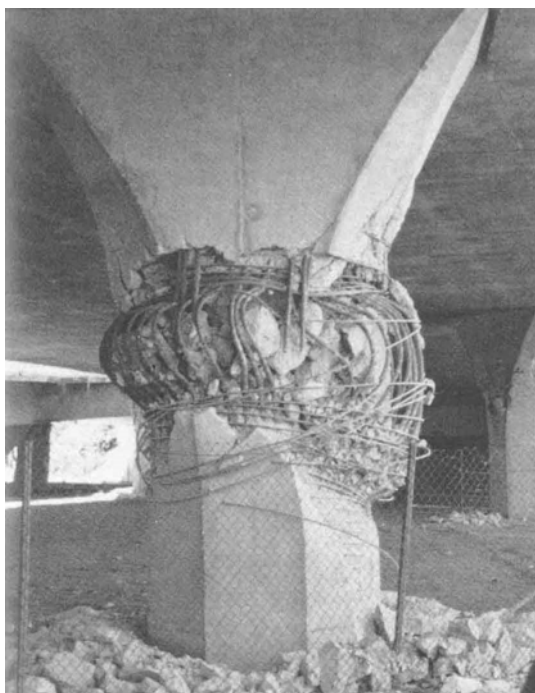


圖 6.1-8 美國SR-18 Mission & Gothic Undercrossing之壓潰破壞  
(資料來源：F.Seible攝)

#### 4. 橋台旋轉或後仰

與軟弱土質有關的破壞模式，還有橋台的後仰或旋轉所形成的損壞，這不但和先前所述的地震下軟弱土壤液化有關，也與橋台回填土不確實相關。一般會有以下三種損壞的情況發生(如圖6.1-9所示)：

- A. 橋台後仰位移過大，導致落橋。
- B. 橋台旋轉形成落橋，或者是橋面版撞擊其他結構物，而造成橋面版或其他結構物損害。
- C. 在過大的土壓力作用下，直接導致橋台損壞而引發橋梁結構其他部份損壞。



118州際道路Balboa Boulevard橋



I-5/I-210, South交流道橋

圖 6.1-9 美國北嶺地震造成之橋台破壞

(資料來源：美國 NCEER)

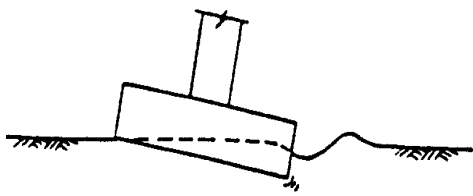
#### 5. 基礎破壞

基礎的破壞，一般可歸納為基礎之旋轉和(或)降伏，並且可能會發生在橋柱降伏之前。基礎旋轉和(或)降伏之程度，與其他破壞模式有絕大之關係，通常可分成幾種(如圖6.1-10所示)：

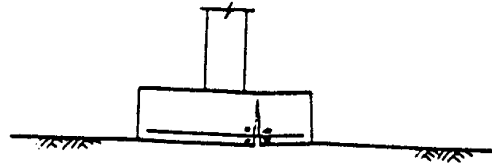
- A. 地震造成土壤液化或土壤支承之破壞，形成基礎滑動或翻覆，使得基礎發生較大之位移量。
- B. 基礎因受到過大之地震力，而產生基礎鋼筋降伏撓曲破壞。
- C. 柱鋼筋伸入基礎，但因錨定不足造成錨定破壞。
- D. 混凝土產生剪力破壞，造成基礎斷裂。
- E. 基樁斷裂或撓曲降伏之破壞。

#### 6. 土壤液化

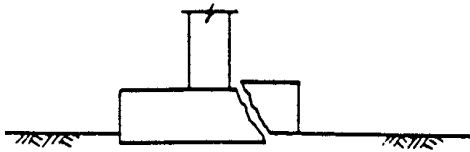
橋梁若是建立在飽和砂土之地區，由於飽和砂土通常在地震反覆震動的作用下，會發生土壤液化的現象，引致加大結構物振動反應的振幅，在這種情形下，可能會發生落橋。並且，一般液化的土壤很難提供足夠的支承力，亦會使橋墩失去支承力而損壞(如圖6.1-11~圖6.1-12所示)。



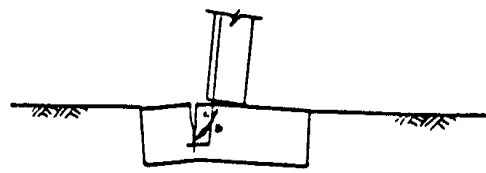
土壤支承破壞



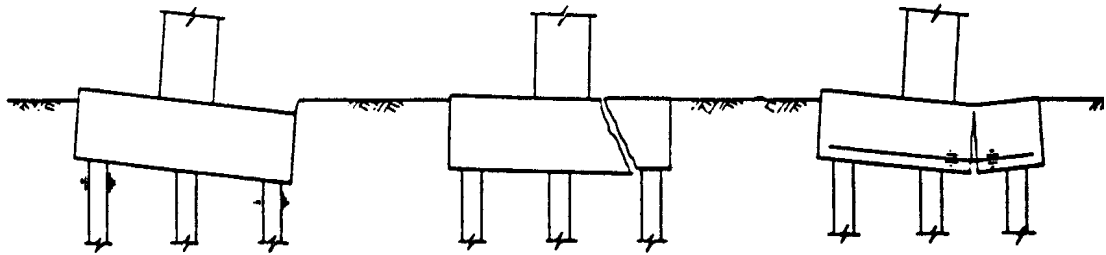
鋼筋之撓曲降伏



混凝土之剪力破壞



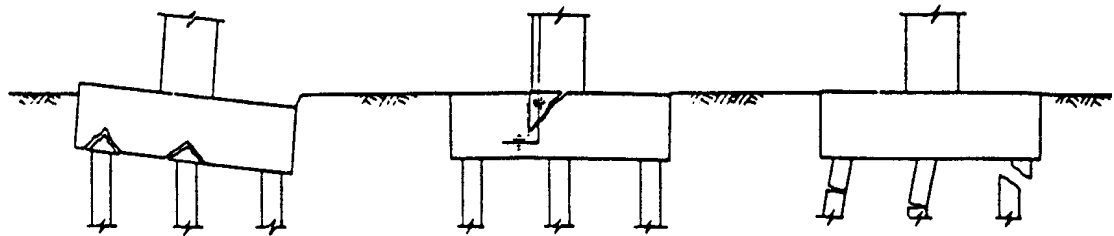
錨錠破壞



樁之負荷過大

混凝土之剪力破壞

鋼筋之撓曲降伏



樁基礎之拉拔破壞

錨錠破壞

樁之撓曲或剪力破壞

圖 6.1-10 基礎破壞模式示意圖<sup>[10]</sup>



圖 6.1-11 美國北嶺地震造成之土壤液化噴沙情形  
(資料來源：美國 NCEER)



圖 6.1-12 日本西宮大橋因阪神地震造成土壤液化及落橋破壞  
(資料來源：M. Yoshimiue攝)

## 6.2 國內舊有橋梁可能發生之破壞模式

國內大部份舊有橋梁的設計，大多在民國76年之設計規範公佈前已設計建造完成，其設計方法多半參照美國公路官員協會(AASHTO)1969年之公路橋標準規範及1971年之中期規範，再加上國內當時的施工水準與方式，如以當今最新耐震設計規範來看，國內舊有橋梁可能會有以下的破壞模式產生：<sup>[52]</sup>

1. 主筋切斷點約於橋柱總高1/2~2/3處切斷1/2數量之主筋。其切斷1/2主筋處，實際上大約位於橋柱最大彎矩之1/2~2/3處，且其橫向鋼筋(箍筋)量不足，因此極易造成斷筋附近過早降伏，造成韌性不足破壞，或再進一步造成剪力破壞。
2. 橫向鋼筋施工係以兩個門字形或半圓形鋼筋對套搭接而成，其對彎鉤施工不確實，再加上塑鉸區之橫向鋼筋量不足，可能會無法形成足夠的圍束效果，導致韌性不佳，造成圍束力不足破壞。
3. 同樣由於橫向鋼筋施工不良，無法產生足夠之圍束效果，因此於柱產生塑鉸後，其剪力強度急劇降低，造成彎矩—剪力破壞。
4. 主筋在同一斷面上搭接，且搭接量高達或超過原主筋量之50%。主筋搭接量過高，常會由於柱在搭接面附近彎矩需求變化不大，但在搭接面處因為主筋搭接量高易形成弱面而破壞，或者是主筋搭接量過高，並且搭接長度不足引致突然大量主筋搭接破壞，橋柱因此破壞急速且嚴重，是很危險的耐震缺失。
5. 剪力配筋未以 $M_u/l$ 計算，並且主筋量通常會過度考量，使得設計之主筋量大於實際需求，如此，往往會造成極嚴重的脆性剪力破壞，為國內常見情形，值得深入研究。
6. 柱主筋伸入基礎之錨定不足，在地震侵襲時，造成位移量大或彎矩需求大時，發生主筋錨定破壞甚至被抽出的情形。

第六章	國內外橋梁震害及破壞模式分析.....	1
6.1	橋梁常見之破壞模式.....	1
6.2	國內舊有橋梁可能發生之破壞模式.....	9

**錯誤! 找不到圖表目錄。**

圖 6.1-1	支承長度不足之落橋破壞.....	2
圖 6.1-2	美國I-5,Gavin Canyon Undercrossing之落橋破壞.....	2
圖 6.1-3	埤豐橋由於斷層通過造成之落橋破壞.....	2
圖 6.1-4	美國I-5快速道路因碰撞造成RC護欄破壞.....	3
圖 6.1-5	美國I-280州際公路因地震變位碰撞到橋柱.....	3
圖 6.1-6	RC橋柱之剪力破壞(一).....	4
圖 6.1-7	RC橋柱之剪力破壞.....	4
圖 6.1-8	美國SR-18 Mission & Gothic Undercrossing之壓潰破壞.....	5
圖 6.1-9	美國北嶺地震造成之橋台破壞.....	6
圖 6.1-10	基礎破壞模式示意圖.....	7
圖 6.1-11	美國北嶺地震造成之土壤液化噴沙情形.....	8
圖 6.1-12	日本西宮大橋因阪神地震造成土壤液化及落橋破壞.....	8

## 第七章 橋梁耐震能力之詳細評估方法

目前，國內橋梁耐震能力之細部評估方法主要有三種：

- (1) 台灣大學地震工程中心所研擬的「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則(民國85年)」(以下簡稱"耐震評估初步準則")。
- (2) 橋梁各部位之容量和需求比值法(C/D比值法)
- (3) 橋梁整體之側向強度評估法(Lateral Strength Method)

後兩種方法是美國加州Caltrans所採用的方法，其中容量和需求比值法著重於個別部位之結構行為，而忽略了不同部位之交互影響，但因其方法較為簡單且能清楚掌握構件補強重點；而側向強度評估法亦可稱側推評估法(Push-Over Method)，係考量整座橋梁受逐漸增加之側力作用，到達倒塌時之力-變形行為分析，著重於變形容量而非強度。<sup>[19][21][22][23]</sup>

目前國內既有橋梁之耐震能力分析評估，主要可依據下列規範及其它相關規範辦理：

1. 交通部84年1月9日頒布「公路橋梁耐震設計規範」
2. 交通部89年4月7日頒布「公路橋梁耐震設計規範」修正條文
3. 交通部台灣區國道高速公路局「國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」(民國89年9月)
4. 交通部台灣區國道新建工程局「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」(民國86年4月)
5. 交通部委託台大地震工程中心研究計畫之「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」(民國85年)
6. 「Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges」, Report No. FHWA-RD-94-052, May 1995, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration
7. Caltrans, 2001, 「Caltrans Seismic Design Criteria」, Version 1.2
8. Caltrans, March 1995, 「Memo To Designers 20-4」

以下各節將分別針對上述三種評估方法做簡單的說明。

### 7.1 國內橋梁耐震能力評估準則

台灣大學地震工程中心所研擬的"耐震評估初步準則"係採用「0.1g地震力分析模式」，評估時應根據被評估橋梁的實際或設計完成之尺寸、

配筋及材料強度，參照交通部新頒的「公路橋梁耐震設計規範」(民國84年)及89年4月7日函頒之「公路橋梁耐震設計規範」修正各相關章節，對於正規化加速度反應譜係數、結構系統地震力折減係數、工址水平加速度係數、以及對韌性設計之要求，來計算橋梁的強度與韌性，並且配合結構分析以及"耐震評估初步準則"，來決定橋梁發生各種破壞模式時對應的地震地表加速度。

評估時所涵蓋的各種破壞模式，應包括根據強度、韌性所推估之破壞模式，以及落橋、支承破壞、土壤液化等之破壞模式(如圖7.1-1所示)。在求出橋梁在各種破壞模式下對應之崩塌地表加速度，再以危害度評估之觀念，求出橋梁在預期使用年限內所對應之設計地表加速度，以此為標準評估橋梁耐震能力是否足夠，若發現既有橋梁之耐震能力不足，則檢討予以耐震補強、設置隔減震裝置或改建新橋，以提高其耐震能力。本節將對"耐震評估初步準則"之方法及步驟作一概述：

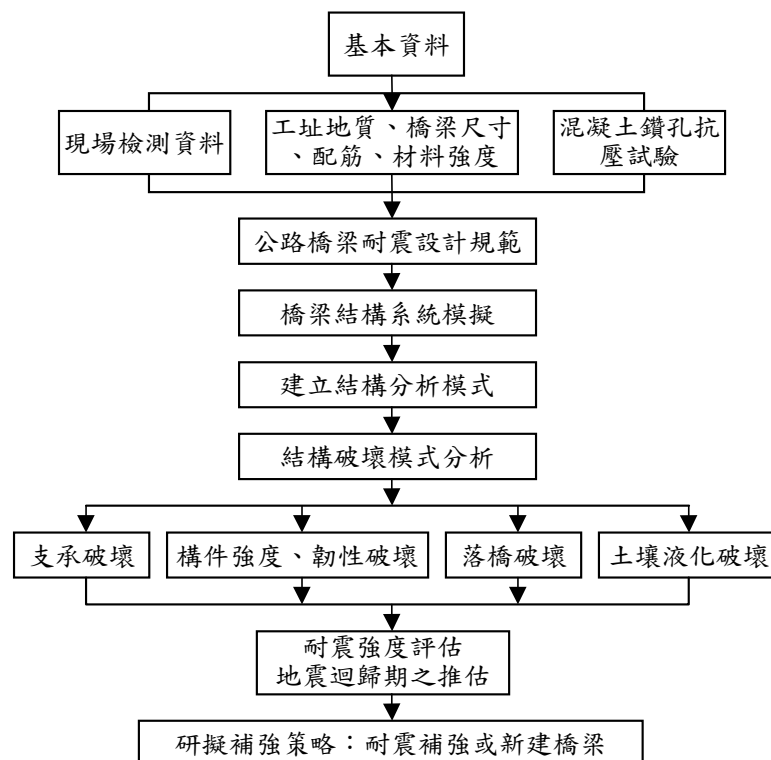


圖 7.1-1 橋梁耐震能力分析與評估流程

### 1. 根據強度、韌性推估之破壞

橋梁一般係靠強度與韌性來抵抗地震，在實際地震災害紀錄中，橋梁的破壞以構件強度或韌性用盡破壞為最多。在進行橋梁的耐震能力評估時，其軸向和橫向的振動單元，須分別加以評估。考慮橋梁因構件強度、韌性用盡而破壞之耐震能力的分析流程詳見圖



7.1-2所示，首先必須決定各橋墩之破壞模式和各橋墩的韌性容量，其次計算出整個振動單元的綜合起始降伏倍數、整體綜合容許韌性容量，以及結構系統地震力折減係數，最後算出橋梁沿軸向和橫向的耐震能力 $A_c$ 值。以下將簡述各個分析步驟。

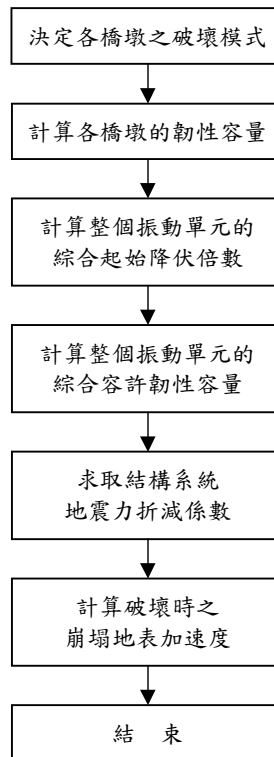


圖 7.1-2 構件強度、韌性破壞模式評估流程

#### 步驟一：橋墩破壞模式之決定

橋墩之破壞模式可分為三種：(1)構材降伏前的剪力破壞；(2)構材降伏後的剪力破壞，韌性部分發揮，但未用盡；(3)塑性鉸順利形成的彎矩破壞，韌性完全用盡。

隨著橋墩型式的不同，分析的方式略有差異，但其基本精神均與單柱橋墩破壞模式的決定相同，因此本節只敘述單柱橋墩破壞模式的決定方式。在耐震評估的結構分析模型中，以0.1CW之地震力當作分析時的參考地震力，規則橋梁可用靜力分析，不規則橋梁則須採用動力分析。

單柱橋墩破壞模式通常以柱底斷面判定之。首先依柱底實際尺寸、配筋及材料實際強度繪製軸力-彎矩交互影響圖，如圖7.1-3所示。由結構分析得靜載重引致之軸力 $P_D$ 及彎矩 $M_D$ ；0.1g地震力引致之軸力 $P_E$ 及彎矩 $M_E$ ，依圖7.1-3所示之方法可求得彎矩破壞係數 $\alpha_y$ 。

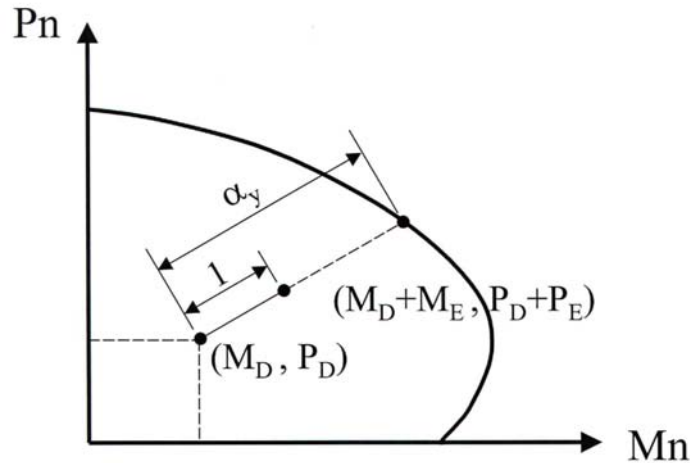


圖 7.1-3 軸力-彎矩交互影響圖

其次依柱底實際尺寸及箍筋配置情況，以及材料原設計強度或實測強度，計算柱斷面之標稱剪力強度  $V_n$ ，又靜載重引致之剪力為  $V_D$ ， $0.1g$ 地震力引致之剪力為  $V_E$ ，則可由下式求得塑鉸區剪力破壞係數  $\alpha_y^*$ ，

$$V_D + \alpha_y^* V_E = V_n \dots \dots \dots (7.1)$$

剪力標稱強度  $V_n$  之計算，應同時考慮箍筋和混凝土斷面對剪力強度之貢獻。但因塑鉸形成時的反覆彎矩，會使得混凝土的抗剪能力降低，故在構材降伏後，隨著  $\mu$  值 ( $\mu = \Delta_u / \Delta_y^*$ ) 之增加， $V_n$  之值會下降；另外柱軸力之大小，亦會影響柱的抗剪能力，橋柱開始降伏時之柱軸力為  $P_e$ ，

$$P_e = P_D + \alpha_y P_E \dots \dots \dots (7.2)$$

故剪力標稱強度  $V_n$  和柱軸力  $P_e$  及  $\mu$  之關係，如圖 7.1-4 所示，圖 7.1-4 中依柱軸力  $P_e$  之大小， $a$  之值分別如下：

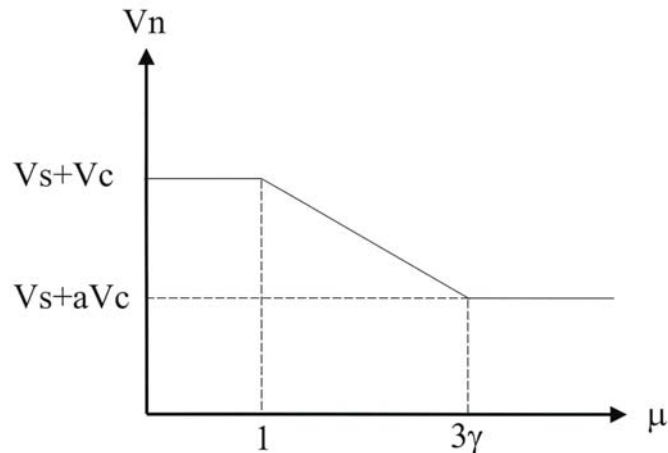


圖 7.1-4 塑鉸區標稱剪力強度  $V_n$  與  $P_e$ 、 $\mu$  之關係

(a) 當  $P_e \geq 0.1 f'_c A_g$  時， $a=1$ 。

(b) 當  $0.05 f'_c A_g \leq P_e < 0.1 f'_c A_g$  時，

$$a = \frac{P_e - 0.05 f'_c A_g}{0.05 f'_c A_g} \dots\dots\dots (7.3)$$

(c) 當  $P_e < 0.05 f'_c A_g$  時， $a=0$ 。

因塑鉸區之剪力標稱強度  $V_n$  並非一定值，所以在判斷柱之破壞模式時，須先求取塑鉸區剪力破壞係數  $\alpha^*_{y1}$ 、 $\alpha^*_{y2}$ ，如下：

$$V_D + \alpha^*_{y1} V_E = V_s + V_c \dots\dots\dots (7.4)$$

$$V_D + \alpha^*_{y2} V_E = V_s + a V_c \dots\dots\dots (7.5)$$

再依下式判斷各柱之破壞模式：

(a)  $\alpha_y \geq \alpha^*_{y1}$  時，為構材降伏前的剪力破壞；

$$(b) \frac{\alpha^*_{y2}}{1 + 0.3 \left( \frac{\gamma R^* - 1}{R^* - 1} \right)} \leq \alpha_y \leq \alpha^*_{y1} \text{ 時，} \dots\dots\dots (7.6)$$

為構材降伏後的剪力破壞，韌性部份發揮，但未用盡(式中  $\gamma$  為橋柱之韌性容量折減比例，見步驟二)。

$$(c) \alpha_y \leq \frac{\alpha^*_{y2}}{1 + 0.3 \left( \frac{\gamma R^* - 1}{R^* - 1} \right)} \text{ 時，為彎矩破壞，塑鉸完全發展。}$$

步驟二：計算各橋墩的韌性容量

單柱橋墩如屬彎矩破壞，而圍束箍筋達交通部84年頒耐震規範標準時，結構系統特性係數  $R^*=3.0$ ，韌性容量  $R=3.0/1.2=2.5$ 。橋墩之圍束箍筋如不符規範要求之體積比  $\rho_{code}$ ，則應計算實配之體積比  $\rho_{provided}$ ，並計算  $\alpha = \rho_{provided} / \rho_{code}$ ，而單柱之韌性容量  $\mu_{\Delta}$  可計算如下：

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(1 + 5.4 \alpha)(L_P / L)[2 - (L_P / L)] \dots\dots\dots (7.7)$$

其中  $L_P$  為塑鉸長度，可依下式計算，而  $L$  為反曲點至柱底的長度。

$$L_P = 0.08L + 6d_b \dots\dots\dots (7.8)$$

式中  $d_b$  為主筋直徑。如以  $\alpha=1.0$  為標準，則  $\alpha < 1.0$  時之韌性容量折減比例  $\gamma$  如下：

$$\gamma = \frac{\mu_{\Delta}(\alpha < 1)}{\mu_{\Delta}(\alpha = 1.0)} = \frac{1 + 3(1 + 5.4\alpha)(L_p/L)[2 - (L_p/L)]}{1 + 19.2(L_p/L)[2 - (L_p/L)]} \dots\dots\dots (7.9)$$

如此可求得各橋柱之韌性容量R

$$R = \frac{rR^*}{1 + 0.2 \left( \frac{rR^* - 1}{R^* - 1} \right)}$$

步驟三：計算整個振動單元的綜合起始降伏倍數 $\bar{\alpha}_y$

由於各柱開始破壞時所對應之地表加速度不同，因此必須計算整個振動單元的綜合起始降伏倍數，如下：

$$\bar{\alpha}_y = \frac{\sum(V_i - V_{iD})}{\sum V_{iE}} \dots\dots\dots (7.10)$$

上式中，

$V_i$ ：各柱破壞時之剪力

$V_{iD}$ ：靜載重引致各柱之剪力

$V_{iE}$ ：0.1g地震力引致各柱之剪力

則整體降伏地表加速度 $A_y = 0.1g \bar{\alpha}_y$ 。

步驟四：計算整個振動單元的綜合容許韌性容量 $R_a$

由於振動單元內各柱的韌性容量可能不同，因此以各柱所承擔的剪力為權重，計算整個振動單元的綜合韌性容量

$$R = \frac{\sum(V_i - V_{iD})R_i}{\sum(V_i - V_{iD})} \dots\dots\dots (7.11)$$

上式中，

$V_i$ ：各柱破壞時之剪力

$V_{iD}$ ：靜載重引致各柱之剪力

$R_i$ ：各柱的韌性容量

得到整個振動單元的綜合韌性容量R之後，可依下式進一步求取容許韌性容量 $R_a$

$$R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{1.5} \dots\dots\dots (7.12)$$

步驟五：計算結構系統地震力折減係數 $F_u$

結構降伏後至其韌性需求達容許韌性容量 $R_a$ 時，地表加速度可提高的倍數稱為 $F_u$ ，即 $F_u = A_c/A_y$ 。其中 $A_c$ 與 $A_y$ 分

別為破壞地表加速度與降伏地表加速度。F<sub>u</sub>之值與橋梁之容許韌性容量R<sub>a</sub>、橋梁的基本振動周期T及地盤種類有關。其計算如下：

1. 第一類地盤(堅實地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq 0.288\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.194)}{0.094} & ; 0.194\text{sec} \leq T \leq 0.288\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.10\text{sec} \leq T \leq 0.194\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.1)}{0.07} & ; 0.03\text{sec} \leq T \leq 0.10\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases} \dots (7.12a)$$

2. 第二類地盤(普通地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq 0.403\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.252)}{0.151} & ; 0.252\text{sec} \leq T \leq 0.403\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.10\text{sec} \leq T \leq 0.252\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.1)}{0.07} & ; 0.03\text{sec} \leq T \leq 0.10\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases} \dots (7.12b)$$

3. 第三類地盤(軟弱地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq 0.53\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.315)}{0.215} & ; 0.315\text{sec} \leq T \leq 0.53\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.10\text{sec} \leq T \leq 0.315\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.10)}{0.07} & ; 0.03\text{sec} \leq T \leq 0.10\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases} \dots (7.12c)$$

4. 台北盆地地區

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq 1.32\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.71)}{0.61} & ; 0.71\text{sec} \leq T \leq 1.32\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.10\text{sec} \leq T \leq 0.71\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.10)}{0.07} & ; 0.03\text{sec} \leq T \leq 0.10\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases} \dots (7.12d)$$

步驟六：計算整個振動單元的崩塌地表加速度A<sub>c</sub>

橋梁振動單元沿軸向或橫向，根據強度、韌性所推估之耐震能力A<sub>c</sub>可以下式計算之：

$$A_c = 0.1g \bar{\alpha}_y F_u \dots (7.13)$$

## 2. 落橋破壞時之崩塌地表加速度

落橋破壞的分析流程詳見圖7.1-5所示，其分析步驟如下：

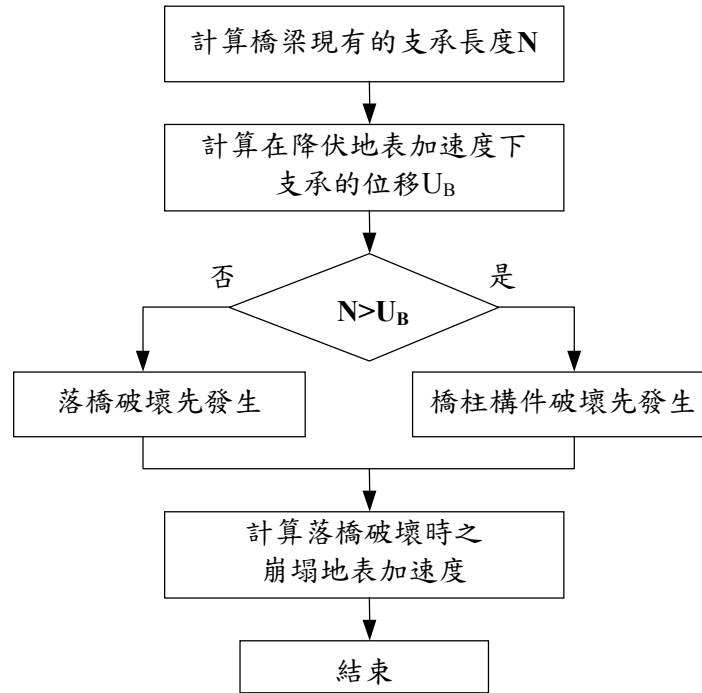


圖 7.1-5 落橋破壞耐震能力分析流程

步驟一：計算橋梁現有的支承長度N

在計算橋梁有效支承長度時，應考慮溫度膨脹、收縮效應後的最短距離。此外，橋柱外緣混凝土保護層部分，和上部結構外緣混凝土保護層部分之長度，不可計入有效支承長度內。

步驟二：計算在降伏地表加速度下，支承的位移 $U_B$

$$U_B = \bar{\alpha}_y U_{0.1g} \dots\dots\dots (7.14)$$

上式中，

$U_B$ ：在降伏地表加速度 $\bar{\alpha}_y \times 0.1g$ 下，對應的支承位移

$U_{0.1g}$ ：0.1g地震力引致的支承位移

步驟三：計算落橋時之崩塌地表加速度

分為下列兩種情形：

- (a)  $U_B \geq N$ ：構件強度、韌性未用盡時，先發生落橋破壞。  
落橋時所對應之崩塌地表加速度

$$A_c = 0.1g \bar{\alpha}_y \frac{N - U_D}{U_B} \dots\dots\dots (7.15)$$

上式中， $U_D$ 為靜載重引致的支承位移。

(b)  $U_B < N$ ：構件因強度、韌性用盡破壞時，尚未發生落橋破壞。而落橋時的橋梁韌性比  $\mu_N$  為

$$\mu_N = \frac{N - U_D}{U_B} \dots\dots\dots (7.16)$$

則落橋時之崩塌地表加速度

$$A_c = 0.1g \bar{\alpha}_y F_u(\mu_N) \dots\dots\dots (7.17)$$

### 3. 支承破壞時之崩塌地表加速度

支承破壞可能引發落橋，或使得地震力由其他橋柱承擔，而引發其它橋柱提早破壞。在軸向地震力作用時，因軸向變位小，支承也會降伏，因此以整個振動單元求支承破壞時所對應之崩塌地表加速度；而在橫向地震力作用時，每跨橋墩分別考慮，以最先產生支承破壞之橋墩，支承破壞時的崩塌地表加速度，當作橫向振動單元支承之耐震能力。支承破壞的分析流程如圖7.1-6所示，其分析步驟如下：

步驟一：計算支承的剪力強度 $S$ 。 $S_T$ 表示整個振動單元內支承的剪力強度， $S_i$ 表示每跨橋墩支承的剪力強度。

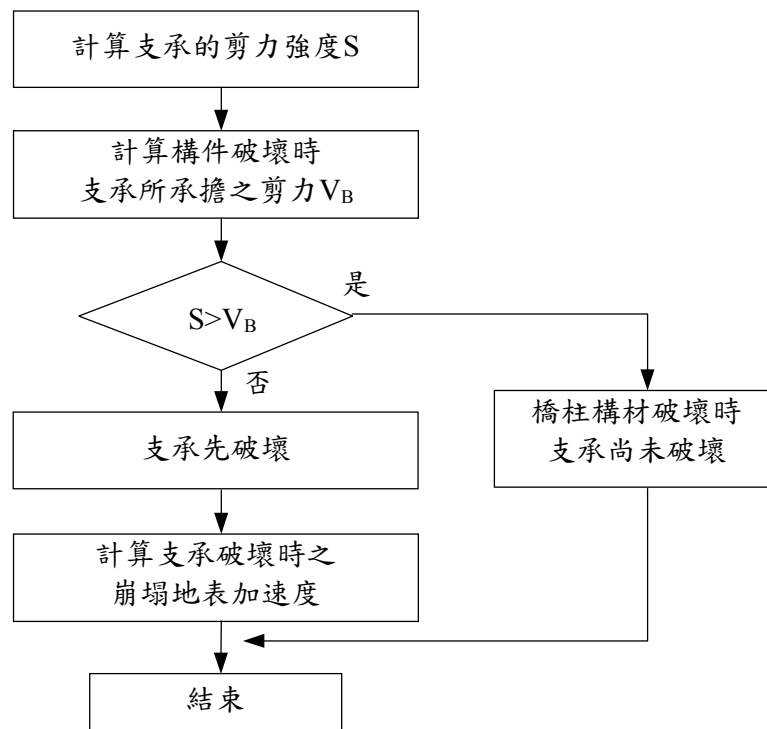


圖 7.1-6 支承破壞耐震能力分析流程

步驟二：計算構件因強度或韌性用盡而破壞時，支承所應承擔之剪力 $V_B$ 。 $V_{BT}$ 表示整個振動單元內支承所應承擔之剪力； $V$ 表示每跨橋墩支承所應承擔之剪力。

步驟三：計算支承破壞時之崩塌地表加速度

(a) $S > V_B$ ：橋柱因強度或韌性用盡產生破壞時，支承仍未破壞。

(b) $S \leq V_B$ ：表示支承較橋柱破壞在先。支承破壞時之崩塌地表加速度，對軸向振動單元為：

$$A_C = 0.1g \left( \frac{S_T}{B_T} \right) \dots \dots \dots (7.18)$$

上式中， $B_T$ 為0.1g地震力引致之整個振動單元內支承之總剪力。對橫向振動單元，其值如下：

$$A_C = 0.1g \min \left( \frac{S_i}{B_i} \right) \dots \dots \dots (7.19)$$

上式中， $B_i$ 為0.1g地震力引致之每跨橋墩支承之總剪力。

#### 4. 土壤液化評估

土壤液化係指飽和疏鬆之砂土，於地震作用下，剪力波使土壤顆粒產生反覆剪應變，引致孔隙水壓逐漸累積增大，上升的孔隙水壓力降低土壤的有效應力，更甚者使土壤喪失承受荷重能力而呈液態狀況，稱為液化現象(Liquefaction)。考量民國84年1月交通部頒之「公路橋梁耐震設計規範」有關土壤液化之規定，係參考1990年日本道路協會「道路橋示方書V耐震設計編」之規定(稱JRA法)，作小幅修正而得，然而1995年阪神大地震後，日本道路協會已於1996年重新修訂該示方書，並將1995年阪神大地震中土壤液化之震害經驗的研究成果納入，除提供液化判定方法外，尚提供完整之後續處理機制(稱NJRA法)，且交通部「鐵路橋梁耐震設計規範」即依此修訂完成，其修訂重點則請參考表7.1-1所示。

1996年美國地震工程研究中心(National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER)針對北美地區常用之土壤液化評估方法舉行研討會，邀請各界專家參與研討，尋求共識，最後由Youd與Idriss(1997)總結研究共識提出研討會報告，該本報告詳盡探討發展一套合理土壤液化評估方法之各項要點。在液化強度曲線方面，此研



表 7.1-1 日本道路協會新舊土壤液化評估方法之比較<sup>[37]</sup>

項目	舊版 (1990)			改訂版 (1996)				
需進行液化判定之砂質土層	1.沖積砂質土 2.地下水位在地表面下10m以內，且深度在20m以內 3.0.02mm≤D <sub>50</sub> ≤2.0mm			1.主要為沖積砂質土 2.地下水位在地表面下10m以內，且深度在20m以內 3.細料含量FC≤35%，且塑性指數PI≤15 4.D <sub>50</sub> ≤10mm，且D <sub>10</sub> ≤1mm				
抗液化安全係數F <sub>L</sub>	$F_L = \frac{R}{L}$			$F_L = \frac{R}{L}$				
動態剪力強度比R	沖積砂質土 $R = R_1 + R_2 + R_3$ $R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}}$ $R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \times \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.06\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$ $R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq FC \leq 40\%) \\ 0.004 \times FC - 0.16 & (40\% < FC \leq 100\%) \end{cases}$			$R = C_w \times R_L$ $R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a/17} & \dots\dots\dots (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a/17} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & \dots\dots (14 \leq N_a) \end{cases}$ 砂質土 $N_a = C_1 \times N_1 + C_2$ $N_1 = \frac{1.7 \times N}{\sigma_v + 0.7}$ $C_1 = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC+40)/50 & \dots\dots\dots (10\% \leq FC < 60\%) \\ (FC/20) - 1 & \dots\dots\dots (60\% \leq FC) \end{cases}$ $C_2 = \begin{cases} 0 & \dots\dots\dots (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC-10)/18 & \dots\dots\dots (10\% \leq FC) \end{cases}$ 礫質土 $N_a = [1 - 0.361 \times \log_{10}(D_{50}/2)] \times N_1$				
修正係數C <sub>w</sub>	$C_w = C_1 \times C_2$ $C_1 = \frac{(1+2k_0)}{3}$ ：現地應力修正係數 $C_2$ ：地震動波型修正係數			第I型地震動 $C_w = 1.0$ 第II型地震動 $C_w = \begin{cases} 1.0 & \dots\dots\dots (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & \dots\dots\dots (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & \dots\dots\dots (0.4 < R_L) \end{cases}$				
地震時最大剪應力比L	$L = \tau_d \times k_s \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$			$L = \tau_d \times k_{hc} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$				
地表面設計水平震度	$k_s = c_z \times c_G \times c_1 \times k_{s0}$ $k_{s0} = 0.15$ $c_z$ ：地區修正係數 $c_G$ ：地盤修正係數 $c_G = \begin{cases} 0.8 & \text{(第I種地盤)} \\ 1.0 & \text{(第II種地盤)} \\ 1.2 & \text{(第III種地盤)} \end{cases}$ $c_1$ ：重要度修正係數			震度法		地震時保有耐力法		
				$k_{hc} = c_z \times 15k_{h0}$ $k_{h0} = \begin{cases} 0.16 & \text{(第I種地盤)} \\ 0.20 & \text{(第II種地盤)} \\ 0.24 & \text{(第III種地盤)} \end{cases}$		$k_{hc} = c_z \times 15k_{hc0}$ 第I型地震動 $k_{hc0} = \begin{cases} 0.30 & \text{(第I種地盤)} \\ 0.35 & \text{(第II種地盤)} \\ 0.40 & \text{(第III種地盤)} \end{cases}$ 第II型地震動 $k_{hc0} = \begin{cases} 0.80 & \text{(第I種地盤)} \\ 0.70 & \text{(第II種地盤)} \\ 0.60 & \text{(第III種地盤)} \end{cases}$ $c_z$ ：地區修正係數		
土質參數折減係數D <sub>E</sub>	F <sub>L</sub> 之範圍	距地表面之深度(m)	D <sub>E</sub>	F <sub>L</sub> 之範圍	距地表面之深度(m)	D <sub>E</sub>		
	F <sub>L</sub> ≤ 0.6	0 ≤ X ≤ 10	0	F <sub>L</sub> ≤ 1/3	0 ≤ X ≤ 10	R ≤ 0.3	0.3 < R	
		10 < X ≤ 20	1/3		10 < X ≤ 20	1/3	1/3	
	0.6 < F <sub>L</sub> ≤ 0.8	0 ≤ X ≤ 10	1/3	1/3 < F <sub>L</sub> ≤ 2/3	0 ≤ X ≤ 10	1/3	2/3	2/3
		10 < X ≤ 20	2/3		10 < X ≤ 20	2/3	2/3	
	0.8 < F <sub>L</sub> ≤ 1.0	0 ≤ X ≤ 10	2/3	2/3 < F <sub>L</sub> ≤ 1	0 ≤ X ≤ 10	2/3	1	1
10 < X ≤ 20		1	10 < X ≤ 20		1	1		

討會仍然建議Seed(1985)所建議之方法為較佳之評估法，僅需做部份修改，加入極低 $N$ 值土壤仍保有抗液化強度之觀念，並將液化強度曲線公式化以方便設計者使用，在細粒料含量修正因子方面則採用Idriss and Seed所發展之修正公式。

921集集地震發生後，國內各政府機關與學術研究單位都投入大量人力、物力進行震後相關之土壤液化調查，成果豐碩。國立中央大學土木系在各單位既有調查成果的基礎上，對集集地震液化與非液化案例進行蒐集與分析，所蒐集之資料包括SPT- $N$ 、細粒料含量、PGA、可能液化深度等液化評估所需之重要資料<sup>[36][37][38]</sup>。該研究計畫以這些案例資料，對目前工程界最常用的液化評估法進行分析驗證，由集集地震案例之驗證結果，顯示日本道路協會方法(1990、1996)明顯低估高 $(N_1)_{60}$ 值土壤之抗液化強度，由於該法為目前國內耐震設計規範所採用，應儘速加以修正。且根據案例驗證結果，除了JRA法外，Seed法、NCEER法、T-Y法及NJRA法均有不錯之預估正確率。其中，NCEER法的正確率不但最高，且由液化強度曲線之變化特性來看也相當符合案例資料之趨勢，再加上其評估方法已經完成公式化，應用上頗為方便。因此，若無更準確且實用之新評估方法出現，該研究計畫建議採用NCEER法為較適用於本土案例資料的評估方法。

依據上述說明，本計畫之土壤液化潛能評估，配合正在進行複審作業之新版「公路橋梁耐震設計規範」，得採用下列評估方法：

- (1) Seed et al.簡易評估法(1985年)及美國NCEER(1996年)對此法之局部修正(簡稱Seed法)。
- (2) 日本道路協會簡易經驗法(1996年、2002年)(簡稱NJRA法)。
- (3) Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983年)(簡稱T-Y法)。
- (4) 交通部頒布「鐵路橋梁耐震設計規範」(1999年)。
- (5) 其它經學術單位證實及本局核可之方法。

## 7.2 美國FHWA橋柱耐震評估方法

交通部委託台大地震工程中心研究計畫之「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」中，介紹橋柱之耐震評估方法，內容主要是先決定橋柱之破壞模式及橋柱之容許韌性容量，其次計算整體降伏之地表加速度及整體之容許韌性容量，最後算出橋梁沿縱向及橫向之耐震能力 $A_c$ 。本節將介紹美國聯邦公路總署(Federal Highway Administration)公佈之橋柱耐震評估方法-容量和需求比值法，作為橋柱耐震評估之另一種選擇。

在一般之鋼筋混凝土橋柱、橋墩和(或)基礎經過強烈地震後，都可能降伏和產生塑鉸。為了評估橋柱、橋墩和基礎之可能破壞模式，首先需要決定塑鉸是否產生及其產生之位置，而塑鉸可能產生在柱端或是基礎內，但也可能產生在基樁上，其次再決定橋柱是否會因剪力容量不足或塑鉸產生後之剪力容量衰減而發生剪力破壞。

而當塑鉸形成時，必須研究橋柱和(或)基礎在塑鉸產生之位置和形式之可能破壞模式，而韌性指數 $\mu$ 是經常用於計算橋柱和(或)基礎在抵抗某些由降伏程度所控制之破壞模式之參數。故只要把極限彎矩容量 $M_u$ 和彈性彎矩需求 $M_d$ 之比值，乘上韌性指數 $\mu$ 當做彈性分析之結果，就可決定出各個部份在地震降伏時，容量和需求之比值 $r$ ，進而作為耐震評估之依據。

### 7.2.1 耐震評估方法

一般橋柱於強烈地震下之破壞模式有五種：(1)縱向鋼筋因錨錠長度不足而產生縱向鋼筋被抽出破壞，(2)縱向鋼筋之搭接因圍束力不足而產生搭接破壞，(3)橋柱因剪力容量不足或塑鉸產生後之剪力容量衰減，而造成剪力破壞，(4)橋柱因圍束力不足造成韌性不足之破壞，(5)基礎之旋轉和(或)降伏破壞。所以必須針對這五種破壞模式進行評估，下面之分析過程可決定出橋柱、橋墩和基礎容量和需求之比值，進而決定出塑鉸之形成位置和橋柱、橋墩和(或)基礎抵抗塑鉸之能力，及橋柱抵抗剪力或彎矩-剪力破壞之能力。其分析之流程參照圖7.2-1，分析之步驟如下：

步驟一：決定在不同地震載重組合下，橋柱或橋墩在兩端之彈性彎矩需求，進而決定出橋柱和基礎之彈性彎矩需求 $M_d$ 。彈性彎矩需求 $M_d$ 為由地震力作用和靜載重作用下之彎矩的絕對值和求得。

步驟二：計算橋柱和基礎在靜載重及因橋柱、橋墩和基礎塑鉸產生時之地震力，所造成之軸力下的標稱極限彎矩容量 $M_u$ 。

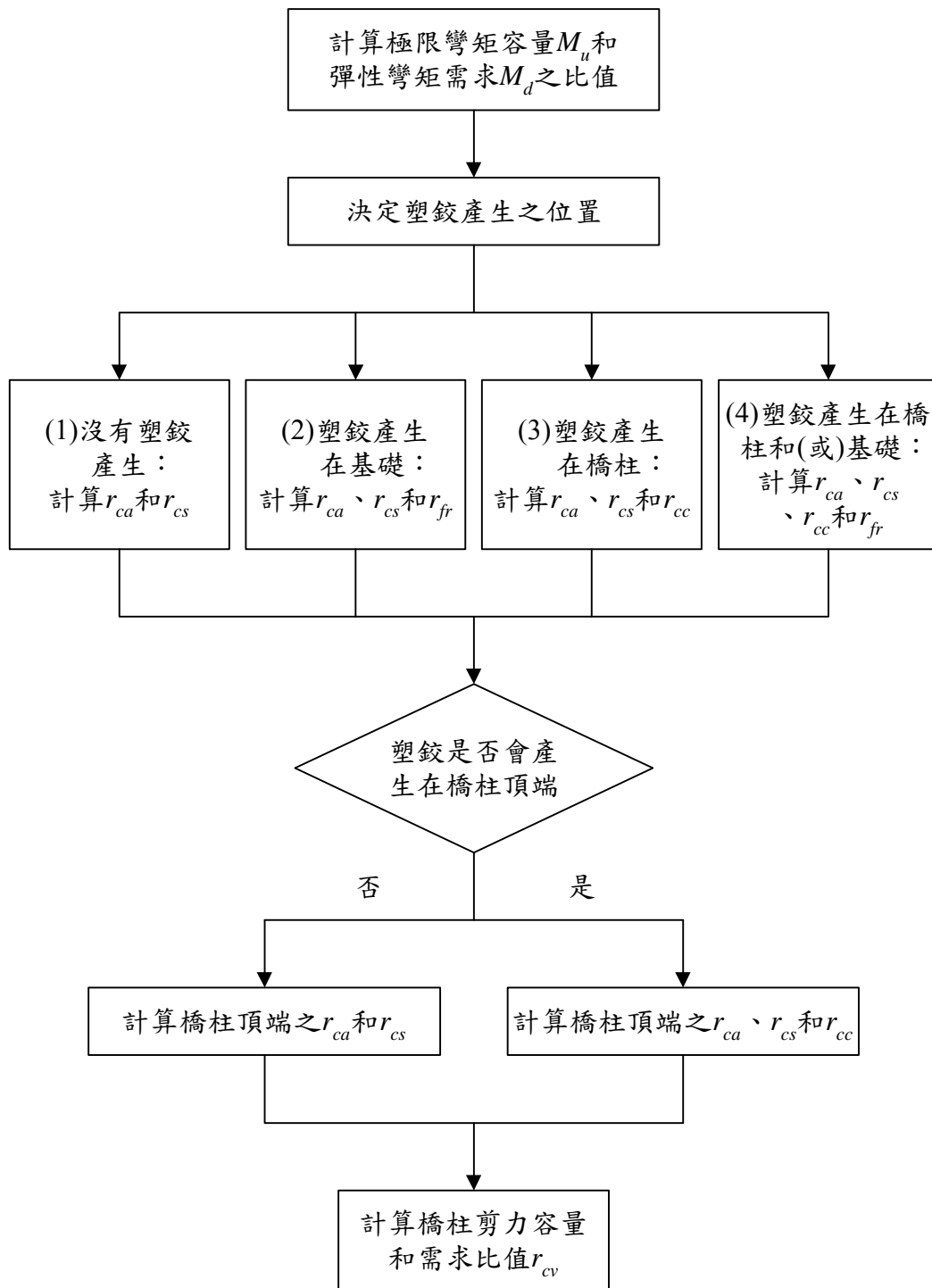


圖 7.2-1 橋柱和基礎之分析流程圖

步驟三：分別計算橋柱和基礎在每一種容量和需求組合的假設條件下，標稱極限彎矩容量 $M_u$ 和彈性彎矩需求 $M_d$ 之比值 $r_{ec}$ 和 $r_{ef}$ ，其計算如下：

$$r_{ec} = \left[ \frac{M_u}{M_d} \right]_{col} \dots\dots\dots (7.20)$$

$$r_{ef} = \left[ \frac{M_u}{M_d} \right]_{found} \dots\dots\dots (7.21)$$

而其假設條件可分成兩種：(1)假設橋柱降伏而基礎仍然保持彈性，(2)假設基礎降伏而橋柱仍然保持彈性。

步驟四：計算每一種 $r_{ec}$ 和 $r_{ef}$ 在塑鉸形成後可能發生最嚴重情況下之 $r_{ca}$ 、 $r_{cs}$ 、 $r_{cc}$ 和(或) $r_{fr}$ 。其中， $r_{ca}$ 為縱向鋼筋錨錠之容量和需求比值， $r_{cs}$ 為縱向鋼筋搭接之容量和需求比值， $r_{cc}$ 為橋柱底端之橫向圍束鋼筋之容量和需求比值， $r_{fr}$ 為基礎旋轉和(或)降伏之容量和需求比值。

步驟五：基於塑鉸形成之位置和程度，可分成四種情況，分述如下：

1. 當 $r_{ec} \geq 0.8$ 且 $r_{ef} \geq 0.8$ 時，則橋柱和基礎都可能不產生塑鉸，在這種情況下需計算 $r_{ca}$ 和 $r_{cs}$ 。
2. 當 $r_{ef} < 0.8$ 且 $r_{ec} \geq 0.8$ 或 $r_{ec} \geq 1.25r_{ef}$ 時，則基礎將產生旋轉和(或)降伏，在這種情況下需計算 $r_{fr}$ ，除非當 $r_{ca} < 0.8r_{ef}$ 或 $r_{cs} < 0.8r_{ef}$ 時，則將發生縱向鋼筋錨錠破壞或縱向鋼筋搭接破壞，而不會產生基礎旋轉和(或)降伏。
3. 當 $r_{ec} < 0.8$ 且 $r_{ef} \geq 0.8$ 或 $r_{ef} \geq 1.25r_{ec}$ 時，則橋柱將降伏，所以必須評估橋柱抵抗塑鉸之能力。在這種情況下需計算 $r_{ca}$ 、 $r_{cs}$ 和 $r_{cc}$ 。
4. 當 $r_{ec} < 0.8$ 、 $r_{ef} < 0.8$ 、且 $r_{ec}$ 和 $r_{ef}$ 彼此相差在25%以內，即 $r_{ec} \geq 0.75r_{ef}$ 或 $r_{ef} \geq 0.75r_{ec}$ 時，則橋柱和基礎都會降伏。因為橋柱在未達降伏時就破壞，會防止基礎降伏，所以需先計算 $r_{ca}$ 、 $r_{cs}$ 和 $r_{cc}$ ，當 $r_{ca} \geq 0.8$ 且 $r_{cs} \geq 0.8$ 時，則需計算 $r_{fr}$ 。

步驟六：計算橋柱頂端之 $r_{ca}$ 和 $r_{cs}$ ，當 $r_{ec} < 0.8$ 時，則需額外計算橋柱頂端之 $r_{cc}$ 。

步驟七：計算橋柱之剪力容量和需求比值 $r_{cv}$ 。

上述所提地震評估之容量和需求比值計有：(1)橋柱縱向鋼筋錨錠( $r_{ca}$ )，(2)橋柱縱向鋼筋搭接( $r_{cs}$ )，(3)橋柱剪力( $r_{cv}$ )，(4)橋柱橫向圍束鋼筋( $r_{cc}$ )，(5)基礎旋轉和(或)降伏( $r_{fr}$ )，都與橋柱或基礎之降伏程度有關，其

各項容量和需求比值之計算過程，將在下面章節作詳細介紹。

### 7.2.2 縱向鋼筋錨錠之評估

縱向鋼筋之錨錠破壞，可能發生在基礎或帽梁，這主要是起因於錨錠伸展長度(anchorage length)不足，或是基礎或帽梁因混凝土之撓曲或剪力裂縫導致握裹力衰減，使得縱向鋼筋無法發揮到達極限強度，進而造成縱向鋼筋抽出破壞。所以必須針對縱向鋼筋錨錠予與評估，其縱向鋼筋錨錠容量和需求比值 $r_{ca}$ 之分析流程參照圖7.2-2，分析之步驟如下：

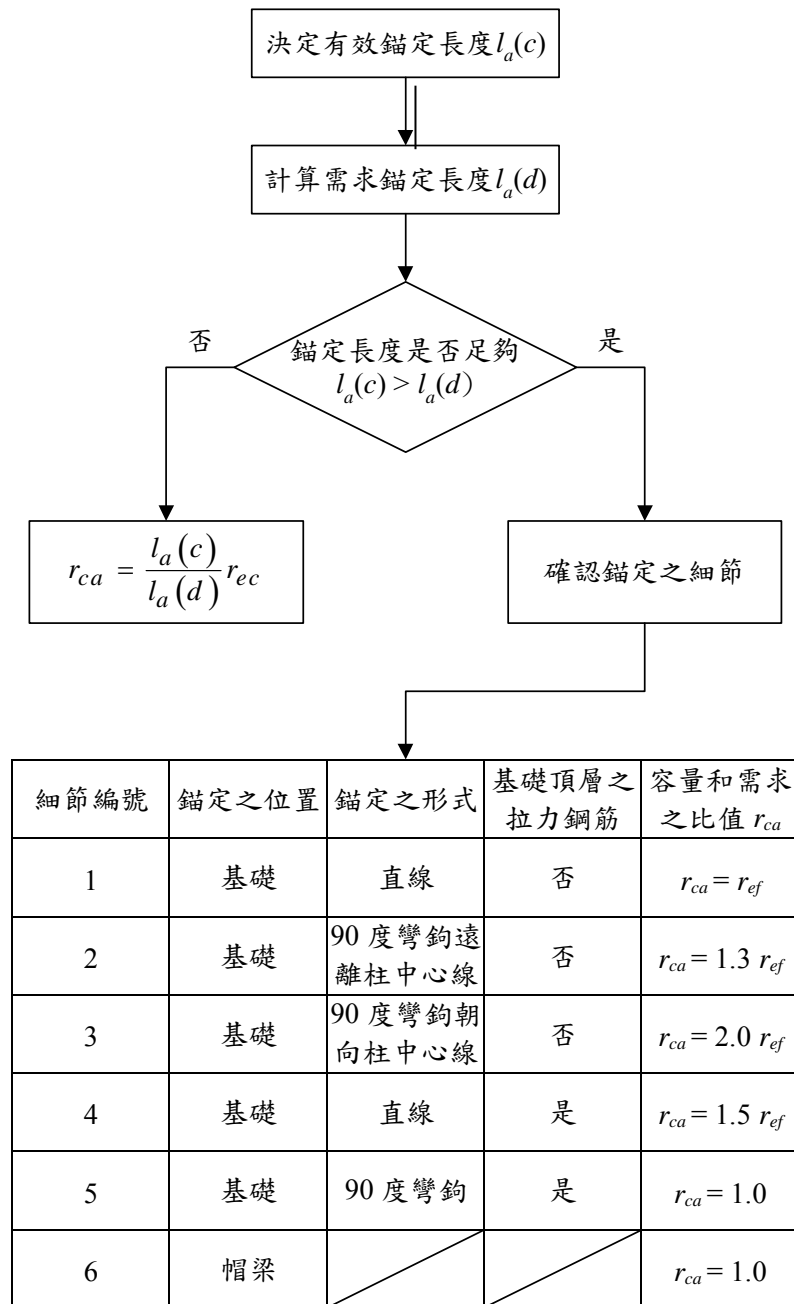


圖 7.2-2 縱向鋼筋錨錠之分析流程圖

步驟一：決定縱向鋼筋之有效錨錠伸展長度 $l_a(c)$ ，參照圖7.2-3。

步驟二：決定縱向鋼筋之需求錨錠伸展長度 $l_a(d)$ ，參照圖7.2-4。因錨錠之方式有直線和 $90^\circ$ 標準彎鈎兩種，其計算方式分述如下：

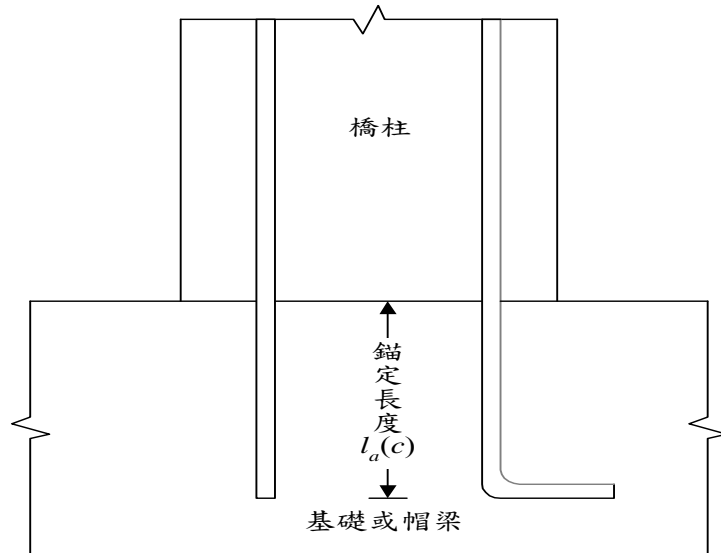


圖 7.2-3 縱向鋼筋之有效錨錠伸展長度

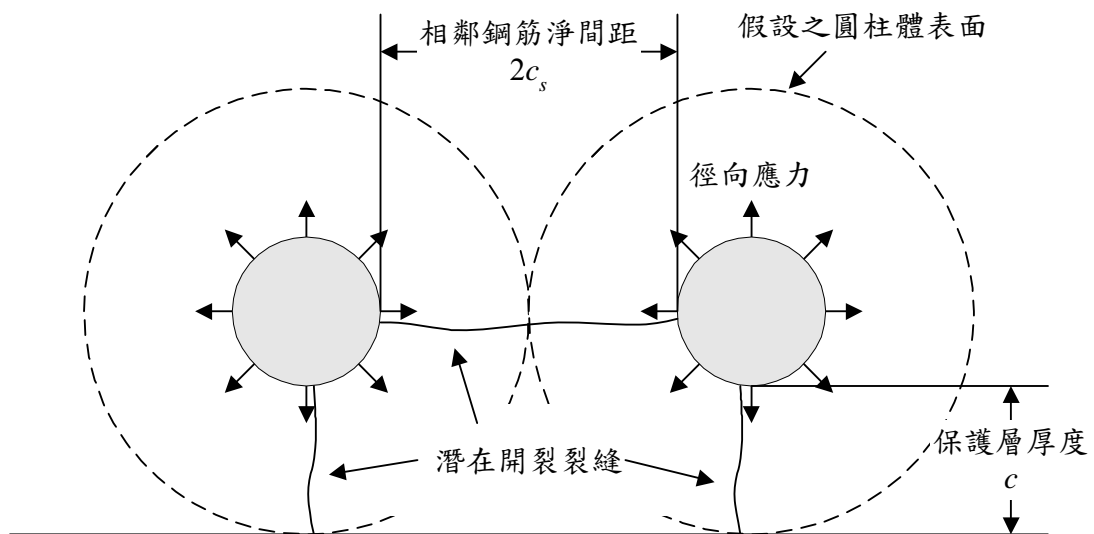


圖 7.2-4 錨錠之破壞面

1. 對於90°標準彎鉤錨錠需求伸展長度 $l_a(d)$ 之計算如下：

$$l_a(d) = 0.06 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq \max(8d_b, 15\text{cm}) \dots\dots\dots (7.22)$$

2. 對於直線錨錠需求伸展長度 $l_a(d)$ 之計算可分成兩種情況，分述如下：

- (1) 在鋼筋底下混凝土一次澆置之深度超過30公分時，需求伸展長度 $l_a(d)$ 之計算如下：

$$l_a(d) = 0.21 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (7.23)$$

- (2) 在鋼筋底下混凝土一次澆置之深度不超過30公分時，需求伸展長度 $l_a(d)$ 之計算如下：

$$l_a(d) = 0.15 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (7.24)$$

步驟三：針對有效錨錠伸展長度 $l_a(c)$ 和需求錨錠伸展長度 $l_a(d)$ ，可分成兩種情況，分述如下：

1. 提供之有效錨錠伸展長度不足時，即， $l_a(c) < l_a(d)$ 使得縱向鋼筋無法發揮到達極限強度，導致橋柱還未到達極限彎矩容量就已經發生錨錠破壞，故縱向鋼筋錨錠容量和需求比值 $r_{ca}$ 之計算如下：

$$r_{ca} = \frac{l_a(c)}{l_a(d)} r_{cc} \dots\dots\dots (7.25)$$

2. 提供之有效錨錠伸展長度足夠時，即 $l_a(c) \geq l_a(d)$ ，基礎混凝土因撓曲裂縫導致握裹力衰減，造成錨錠破壞。在此種情況下，錨錠破壞之發生與基礎降伏程度有關，故縱向鋼筋錨錠容量和需求比值 $r_{ca}$ ，可由下列六種情況決定：

- (1) 基礎頂端沒有配置拉力鋼筋且縱向鋼筋為直線錨錠時，錨錠破壞將伴隨著撓曲裂縫產生而突然發生，故採用 $r_{ca} = r_{ef}$ ，除非基礎反力超過土壤承载力之1.25倍或樁之錨錠不足以抵抗基礎之負彎矩時，則基礎將不發生錨錠破壞，故採用 $r_{ca} = 1.0$ 。

- (2) 基礎頂端沒有配置拉力鋼筋且縱向鋼筋為90°標準彎鉤錨錠，且彎鉤朝向基礎周邊時，因撓曲裂縫最後才沿伸至彎鉤附近之混凝土，此時錨錠破壞才發生，故採用 $r_{ca} = 1.3 r_{ef} \leq 1.0$ 。



- (3) 基礎頂端沒有配置拉力鋼筋且縱向鋼筋為 $90^\circ$ 標準彎鉤錨錠，且彎鉤朝向柱中心線時，由於彎鉤附近之混凝土受到壓力，會減緩錨錠破壞發生，故採用 $r_{ca}=2.0r_{ef} \leq 1.0$ 。
- (4) 基礎頂端有配置足夠之拉力鋼筋且縱向鋼筋為直線錨錠時，因拉力鋼筋之提供，減緩撓曲裂縫之產生，故採用 $r_{ca}=1.5r_{ef} \leq 1.0$ ，除非基礎反力超過土壤承载力或樁之錨錠不足以抵抗基礎之負彎矩時，則基礎將不發生錨錠破壞，故採用 $r_{ca}=1.0$ 。
- (5) 基礎頂端有配置足夠之拉力鋼筋且縱向鋼筋為 $90^\circ$ 標準彎鉤錨錠時，則基礎將不發生錨錠破壞，故採用 $r_{ca}=1.0$ 。
- (6) 縱向錨錠在帽梁時，則基礎將不發生錨錠破壞，故採用 $r_{ca}=1.0$ 。

### 7.2.3 縱向鋼筋搭接之評估

橋柱在塑鉸區域搭接，除非有足夠且較密之橫向鋼筋提供，否則因塑鉸形成後圍束效應減弱，使得縱向搭接鋼筋因圍束應力降低，導致縱向搭接鋼筋之勁度和強度快速衰減，無法發揮到達降伏強度，進而發生搭接破壞。所以必須針對縱向鋼筋搭接予與評估，其縱向鋼筋搭接容量和需求比值 $r_{cs}$ 之分析流程參照圖7.2-5，分析之步驟如下：

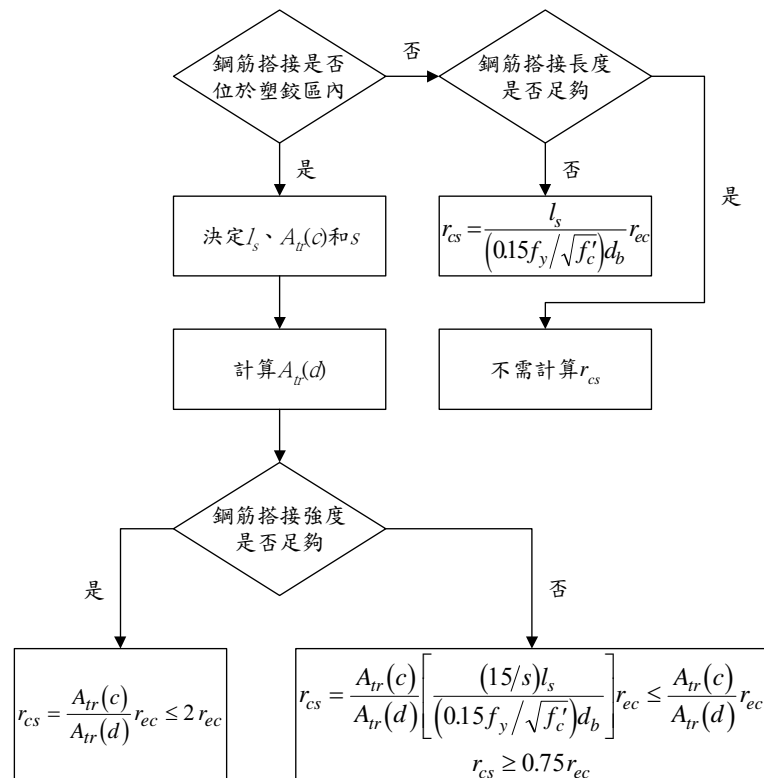


圖 7.2-5 縱向鋼筋搭接之分析流程圖

步驟一：決定塑鉸可能產生之區域：(1)當橋柱之細長比 $L/b > 3$  ( $b$ 為橋柱在受力方向之尺寸)時，則橋柱兩端 $L/4$ 區域內，為可能之塑鉸區域，(2)當橋柱之細長比 $L/b \leq 3$ 時，則整根橋柱都為可能之塑鉸區域。當縱向鋼筋搭接不位於塑鉸區域且搭接長度 $l_s$ 大於或等於最小之搭接長度 $l_{s(\min)}$ 時，因橋柱將不發生搭接破壞，故不需評估縱向鋼筋搭接容量和需求比值。而最小搭接長度 $l_{s(\min)}$ 之計算如下：

$$l_{s(\min)} = \frac{0.15d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (7.26)$$

當縱向鋼筋搭接不位於塑鉸區域且搭接長度 $l_s$ 小於最小之搭接長度 $l_{s(\min)}$ 時，使得縱向搭接鋼筋無法發揮到達降伏強度，導致橋柱還未到達極限彎矩容量就已經發生搭接破壞，故縱向鋼筋搭接容量和需求比值 $r_{cs}$ 之計算如下：

$$r_{cs} = \left( \frac{l_s}{(0.15f_y / \sqrt{f'_c})d_b} \right) r_{cc} \dots\dots\dots (7.27)$$

步驟二：當縱向鋼筋搭接位於塑鉸區域內時，則橫向鋼筋面積 $A_{tr}(c)$ 之計算如下：

1. 當縱向搭接鋼筋之淨間距大於或等於4倍搭接鋼筋直徑時，則橫向鋼筋之面積 $A_{tr}(c)$ 為橫向之鋼筋面積。
2. 當縱向搭接鋼筋之淨間距小於4倍搭接鋼筋直徑時，則橫向鋼筋之面積 $A_{tr}(c)$ 為潛在開裂裂縫所經過之橫向鋼筋面積除以所經過之縱向鋼筋根數。

步驟三：計算在受地震力作用下，防止搭接破壞所需最小橫向鋼筋面積 $A_{tr}(d)$ 之計算如下：

$$A_{tr}(d) = \frac{s f_y}{l_s f_{yh}} A'_b \dots\dots\dots (7.28)$$

式中， $A'_b$ 為搭接鋼筋之面積。

步驟四：針對縱向鋼筋之搭接長度 $l_s$ ，橫向鋼筋之間距 $s$ ，橫向鋼筋之面積 $A_{tr}(c)$ 和最小橫向鋼筋面積 $A_{tr}(d)$ ，可分成兩種情況，分述如下：

1. 當縱向鋼筋之搭接長度 $l_s < l_{s(\min)}$ ，橫向鋼筋之面積 $A_{tr}(c) < A_{tr}(d)$ 或橫向鋼筋之間距 $s > 15$ 公分時，因提供之橫向鋼筋之間距太大，使得兩相鄰之縱向搭接鋼筋間產生裂縫，再加上提供之橫向鋼筋面積不足，則裂縫將沿伸至整個搭接區

域，進而造成搭接破壞，故縱向鋼筋搭接容量和需求比值 $r_{cs}$ 之計算如下：

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} \left[ \frac{(15/s)l_s}{(0.15f_y / \sqrt{f'_c})d_b} \right] r_{ec} \leq \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \quad \dots\dots\dots (7.29)$$

式中，需滿足 $15/S \leq 1$ 且 $0.15f_y / \sqrt{f'_c} \geq 30$ 。

當搭接長度 $l_s \geq l_{s(min)}$ 時，因縱向搭接鋼筋所受之應力不超過0.75倍之降伏容量，則縱向搭接鋼筋之勁度和強度將不會衰減，故 $r_{cs} \geq 0.75r_{ec}$ 。

2. 當縱向鋼筋之搭接長度 $l_s \geq l_{s(min)}$ ，橫向鋼筋之面積 $A_{tr}(c) \geq A_{tr}(d)$ 且橫向鋼筋之間距 $s \leq 15$ 公分時，如果在橋柱不發生降伏且提供大約2倍之橫向鋼筋面積，會造成橋柱之破壞模式為縱向搭接鋼筋之斷裂，故縱向鋼筋搭接容量和需求比值 $r_{cs}$ 之計算如下：

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \leq 2r_{ec} \quad \dots\dots\dots (7.30)$$

#### 7.2.4 橋柱剪力之評估

當剪力需求大於剪力容量時，則橋柱發生剪力破壞，這可能發生在橋柱降伏前，也可能發生在塑鉸形成後之剪力容量衰減而導致，但不管如何，橋柱剪力破壞是一種無預警之脆性破壞，可能導致整座橋梁倒塌，而造成嚴重之傷亡，故不得不慎防。所以必須針對橋柱剪力予與評估，其橋柱剪力容量和需求比值 $r_{cv}$ 之分析流程參照圖7.2-6，分析之步驟如下：

步驟一：從彈性分析過程，決定彈性剪力需求 $V_e(d)$ 。

步驟二：從容量設計法(capacity design)，決定最大之剪力需求 $V_u(d)$ ，其計算如下：

$$V_u(d) = k_s \frac{\sum M_u}{L} \quad \dots\dots\dots (7.31)$$

式中， $k_s$ 為剪力放大因子，依據Caltrans SDC Version 1.2 (2001)之建議採用 $k_s=1.2$ ，此時強度折減因子 $\phi_s=1.0$ ， $M_u$ 為橋柱之極限彎矩容量。

步驟三：計算橋柱未損壞前之初始剪力容量 $V_i(c)$ 和損壞後之最終剪力容量 $V_f(c)$ 。橋柱之初始剪力容量 $V_i(c)$ 包含兩部份：(1)全斷面混凝土所提供之剪力，(2)橫向鋼筋所提供之剪力，而橋柱損壞後之最終剪力容量 $V_f(c)$ 包含兩部份：(1)核心混凝土所提供之剪力，

(2)有效錨錠之橫向鋼筋所提供之剪力。

步驟四：當 $r_{ec} \geq 1.0$ ，即橋柱不發生降伏時，則橋柱剪力容量和需求比值 $r_{cv}$ 之計算如下：

$$r_{cv} = \frac{V_i(c)}{V_e(d)} \dots\dots\dots (7.32)$$

當 $r_{ec} < 1.0$ ，即橋柱發生降伏時，則橋柱剪力容量和需求比值 $r_{cv}$ ，依破壞之模式可分成三種情況，參照圖7.2-7，分述如下：

1. 當 $V_i(c) < V_u(d)$ 時，橋柱發生脆性之剪力破壞，則橋柱剪力容量和需求比值 $r_{cv}$ 之計算如下：

$$r_{cv} = \frac{V_i(c)}{V_e(d)} \leq r_{ec} \dots\dots\dots (7.33)$$

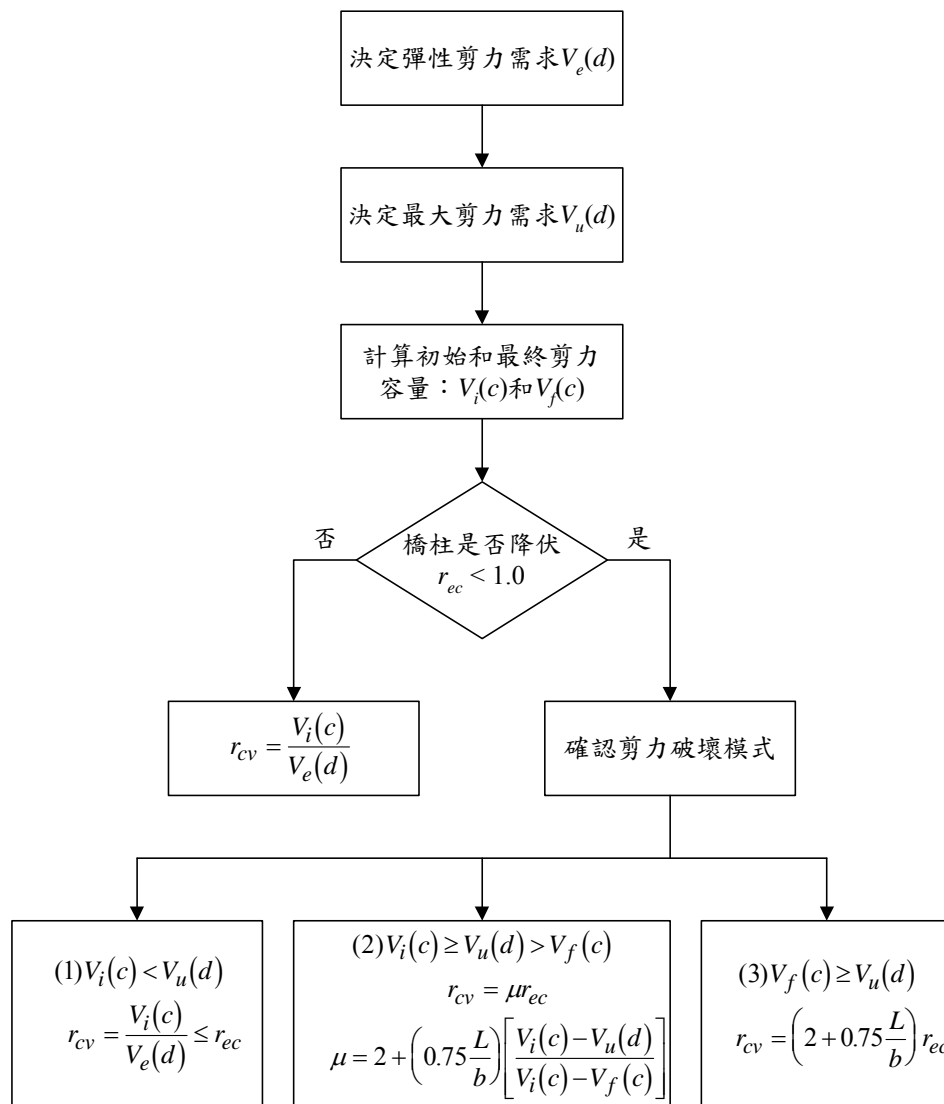


圖 7.2-6 橋柱剪力之分析流程圖

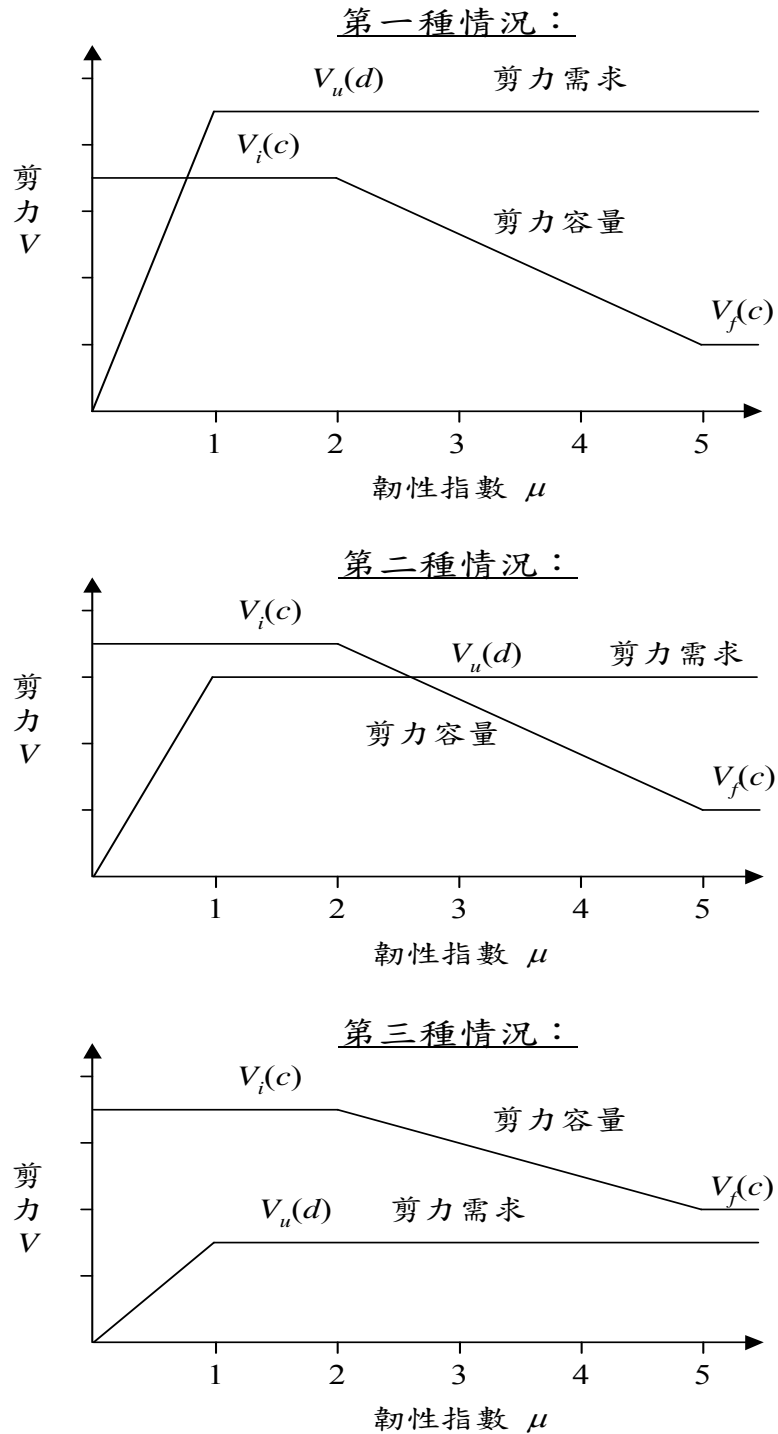


圖 7.2-7 橋柱剪力容量和需求之示意圖<sup>[20]</sup>

2. 當  $V_i(c) \geq V_u(d) > V_f(c)$  時，橋柱因塑鉸形成，導致剪力容量隨韌性增加而衰減，進而發生剪力破壞，則橋柱剪力容量和需求比值  $r_{cv}$  之計算如下：

$$r_{cv} = \mu r_{ec} \quad \dots\dots\dots (7.34)$$

其中

$$\mu = 2 + \left(0.75 \frac{L}{b}\right) \left[ \frac{V_i(c) - V_u(d)}{V_i(c) - V_f(c)} \right] \quad \dots\dots\dots (7.35)$$

式中，需滿足橋柱之細長比  $L/b \leq 4$ 。

3. 當  $V_f(c) \geq V_u(d)$  時，橋柱因塑鉸形成導致撓曲破壞，則橋柱剪力容量和需求比值  $r_{cv}$  之計算如下：

$$r_{cv} = \left(2 + 0.75 \frac{L}{b}\right) r_{ec} \quad \dots\dots\dots (7.36)$$

式中，需滿足橋柱之細長比  $L/b \leq 4$ 。

### 7.2.5 橫向圍束鋼筋之評估

橋柱在塑鉸區域內橫向圍束鋼筋不足時，可能因縱向鋼筋挫屈和混凝土壓碎，使得彎矩容量快速喪失，造成橋柱破壞。所以橫向圍束鋼筋之間距、數量和錨錠效果，是影響橋柱容量之主要因素，故必須針對橋柱橫向圍束鋼筋予與評估，其橋柱橫向圍束鋼筋容量和需求比值  $r_{cc}$  之計算如下：

$$r_{cc} = \mu r_{ec} \quad \dots\dots\dots (7.37)$$

其中

$$\mu = 2 + 4 \left( \frac{k_1 + k_2}{2} \right) k_3 \quad \dots\dots\dots (7.38)$$

$$k_1 = \frac{\rho(c)}{\rho(d)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (7.39)$$

$$k_2 = \min \left( \frac{6d_b}{s} \leq 1, \frac{0.2b_{\min}}{s} \leq 1 \right) \quad \dots\dots\dots (7.40)$$

式中， $\rho(c)$  為實際橫向鋼筋量比， $\rho(d)$  為規範規定之需求橫向鋼筋量比， $b_{\min}$  為橋柱斷面之最小尺寸， $k_3$  為橫向鋼筋之錨錠效率，參照圖 7.2-8，由於  $k_3$  與韌性指數  $\mu$  有關，所以式(7.38)要經過疊代過程才能求得。

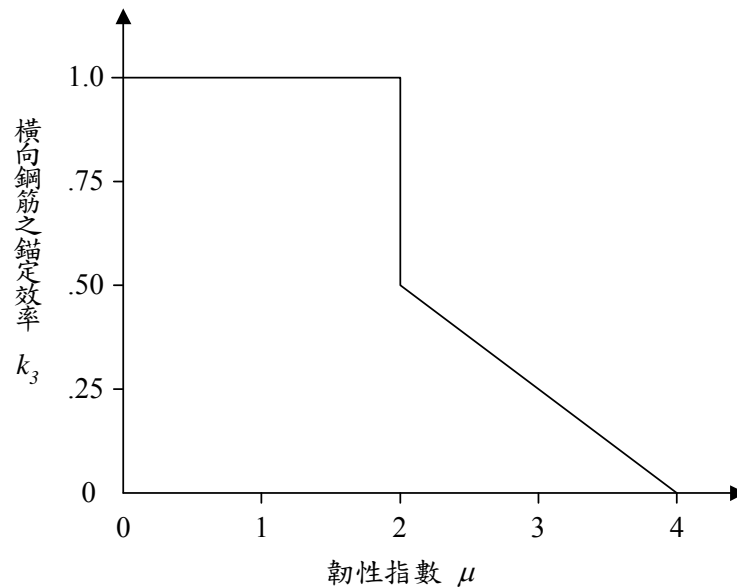


圖 7.2-8 橫向鋼筋之錨錠效率與韌性指數之關係<sup>[20]</sup>

### 7.2.6 基礎旋轉和(或)降伏之評估

基礎之旋轉和(或)降伏，可能發生在橋柱降伏之前，這是很多種破壞模式中之一種，而基礎旋轉和(或)降伏之程度，與破壞模式有絕大之關係。基礎之破壞模式可分成兩種：(1)地震造成土壤液化或傾斜，使得基礎發生較大之位移量，(2)基礎因過大之地震力，而產生降伏或斷裂，包含了鋼筋降伏和(或)混凝土斷裂之破壞、土壤支承之破壞、基礎滑動和(或)翻覆之破壞和基樁之破壞。所以必須依據這些破壞模式，評估基礎之旋轉和(或)降伏，其基礎旋轉和(或)降伏容量和需求比值 $\Gamma_{fr}$ 之計算如下：

$$\Gamma_{fr} = \mu \Gamma_{ef} \dots\dots\dots (7.41)$$

式中， $\mu$  為韌性指數，如表 7.2-1 所述，與基礎之形式和破壞模式有關，參照圖 7.2-9 和圖 7.2-10。

表 7.2-1 基礎之韌性指數

基礎之形式	破壞模式	$\mu$
擴座基礎	土壤支承破壞	4
	基礎之鋼筋降伏	4
	基礎之混凝土剪力或拉力破壞	1
樁基礎	樁之負荷過大	3
	基礎之鋼筋降伏	4
	樁基礎之拉拔破壞	2
	基礎之混凝土剪力或拉力破壞	1
	樁之撓曲破壞	4
	樁之剪力破壞	1

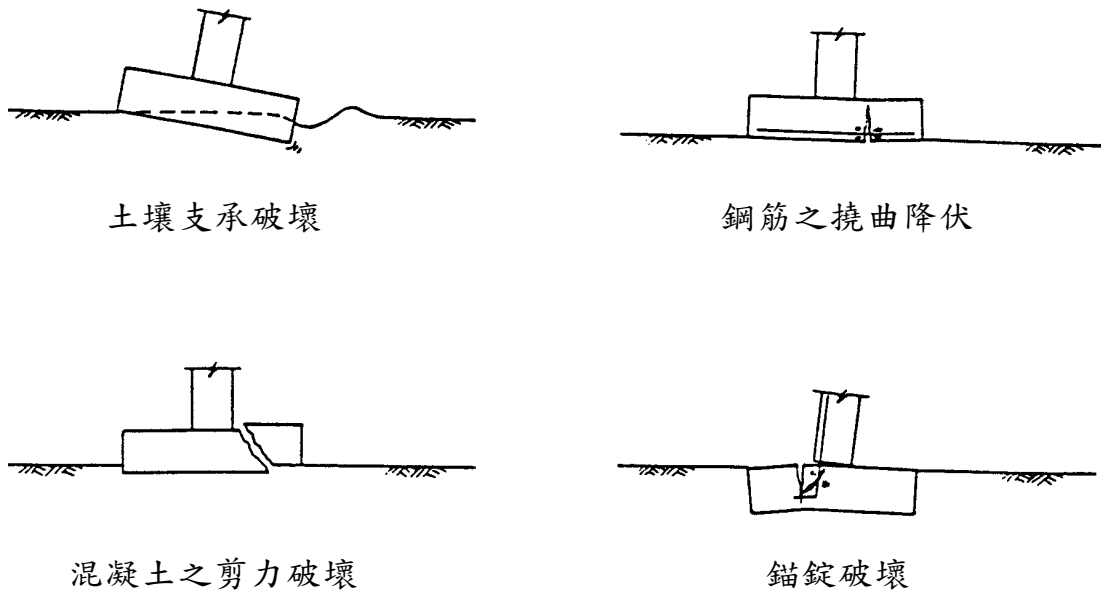


圖 7.2-9 擴座基礎之破壞模式<sup>[10]</sup>

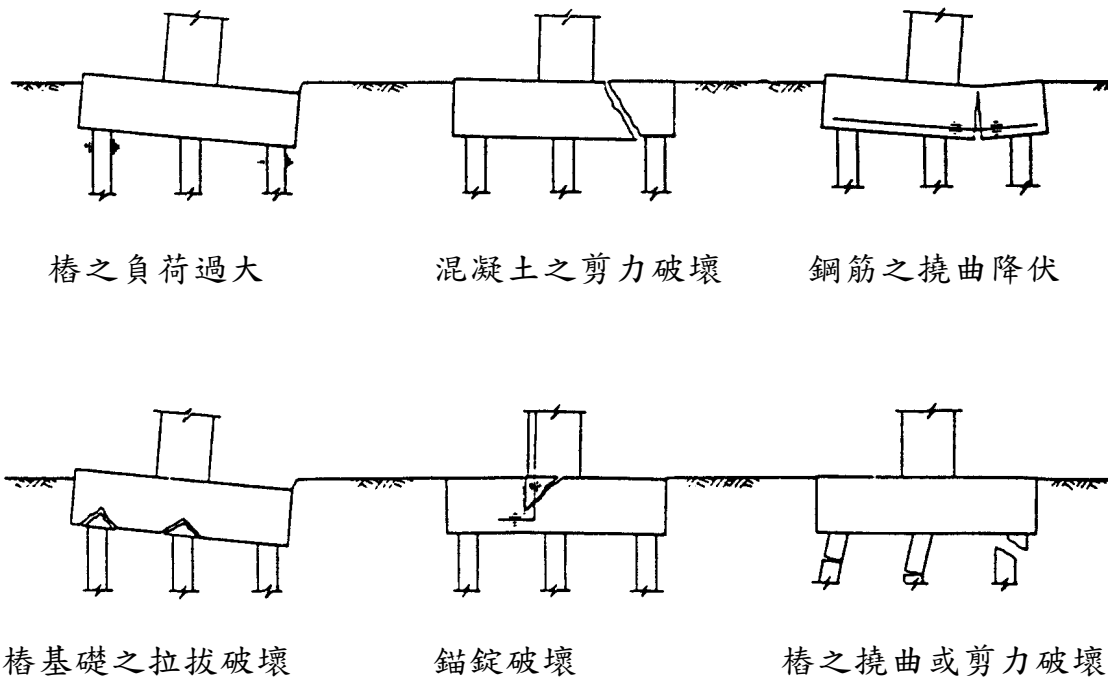


圖 7.2-10 樁基礎之破壞模式<sup>[10]</sup>



### 7.3 側向強度評估法(Lateral Strength Method)

側向強度評估法(Lateral Strength Method)，亦可稱側推評估法(Push-Over Method)係考量整座橋梁受逐漸增加之側力作用，到達倒塌時之力-變形行為分析，著重於變形容量而非強度，此法為美國聯邦高公局(Federal Highway Administration, FHWA)針對既有橋梁耐震能力評估所提供新的方法選擇，其除了可求得橋梁結構預期的側向力與位移性質，亦可推估相對應的等值彈性強度(Equivalent Elastic Lateral Strength)，為了決定側向力與位移性質，如位移韌性容量、搭接的完整性、鋼筋的錨錠、相鄰構件剪力強度及其它等多項條件必須先加以詳細評估。以下各節係根據美國聯邦高公局於1995年5月出版之「Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges, Report No. FHWA-RD-94-052」(以下簡稱"FHWA評估手冊")逐一說明此法之評估流程；此評估手冊於附錄中提供了各橋梁構件之評估強度及韌性容量計算方法，其主要係根據美國近年來之實驗研究成果，但也有許多是因為實驗資料尚未十分充足而僅有理論公式。

#### 7.3.1 評估之極限狀態

美國FHWA考慮下列三種可能的極限狀態(Assessment Limit State)：

1. 服務性極限狀態(Serviceability Limit State)：

此極限狀態係指橋梁不同構件可發揮其強度，但沒有顯著的位移韌性需求，且預期橋梁在地震後可立即提供正常之服務性功能，地震所造成之任何損害基本上僅為表面破壞而非結構體之破壞。

2. 損害控制極限狀態(Damage Control Limit State)：

這個極限狀態指橋梁表現出較大的地震反應程度，地震後就現今經濟與技術層面之考量，可選用合適的方法修復橋梁。

3. 生命安全極限狀態(Survival Limit State)：

這個極限狀態代表極大的地震反應程度，超過這個極限狀態，橋梁將有倒塌的危險。

透過上述定義，可將橋梁耐震能力評估很清楚地與相對應的極限狀態作連結，服務性極限狀態一般而言是相當直接且易於理解的，利用簡單的彈性分析及構件強度與其地震力反應，即可快速辨識出臨界構件或斷面之位置。損害控制極限狀態在某種程度上，是橋梁耐震能力評估最重要的一環，其必須按照流程詳細評估，橋梁地震反應一但超越該極限

狀態，構件強度將隨位移增加而逐漸下降。

生命安全極限狀態之判定雖然是較迫切且重要的思考方向，但卻鮮少引起注意，一般橋梁處於此極限狀態下，橋梁已無法再繼續提供垂直力(重力)之承載功能，此條件可視為一個實用且有效的方式來定義此極限狀態；然以橋梁側向抵抗力取20%~50%之折減用來定義此極限狀態並不適當，因為橋梁結構體有可能在極低的殘留強度時仍保持穩定，此時側向位移反應已發揮至極限。當橋柱剪力破壞或塑性鉸造成垂直承載能力低於垂直外力，則橋梁倒塌就可能發生；另外，橋梁倒塌也可能由穩定性破壞(Stability Failure)所造成，例如二次彎矩效應(P- $\Delta$ 效應)超越橋柱殘留的彎矩容量時，如圖7.3-1所示。

極限位移可由側向抵抗力與P- $\Delta$ 彎矩的交點來決定，若其超過預期地震力，則穩定性破壞就不可能發生，根據上述研究方法評估橋梁，目前並不適合用來決定補強與否的標準，較適合做為橋梁耐震補強優先次序比較之參考。

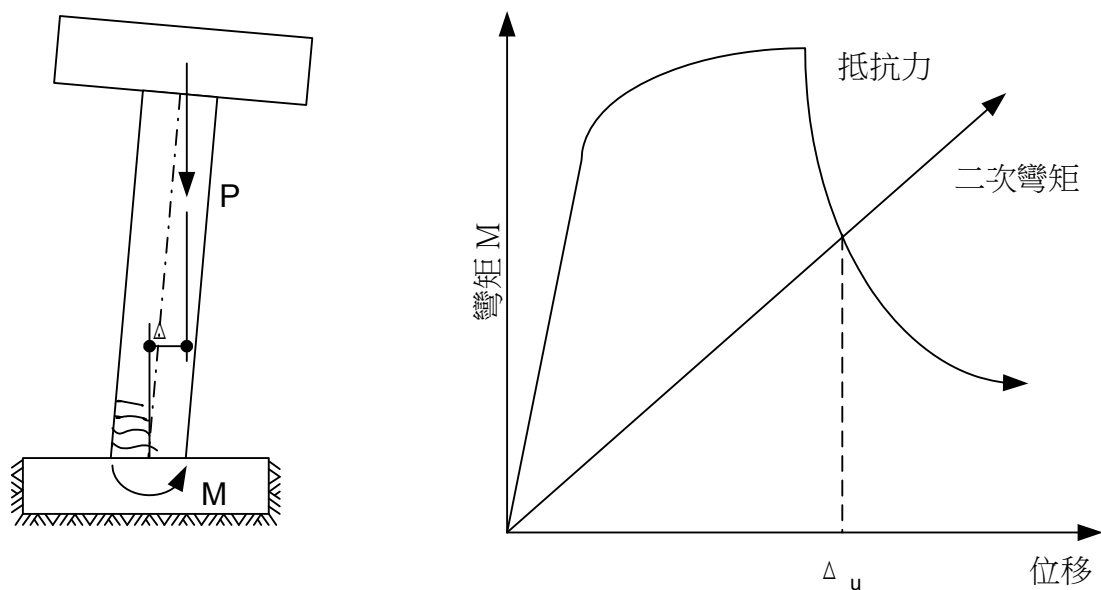


圖 7.3-1 橋柱之二次彎矩效應

### 7.3.2 等值彈性側向強度

當橋梁破壞機構的位移韌性與強度已決定，根據橋梁結構之週期及「等能量原理」或「等位移原理」就可推估等值的彈性反應，比較等值彈性反應與工址現地彈性反應譜便可獲得年超越機率，圖7.3-2與圖7.3-3說明此分析流程。

在圖7.3-2中，側向力與位移關係曲線係考慮塑鉸產生與其塑性轉角容量；圖7.3-2(a)表示單一塑鉸形成與對應的等值降伏強度 $V_f$ ，若一個橋梁系統具有多個塑鉸產生，等值降伏強度 $V_f$ 則如圖7.3-2(b)所示。就上述兩種情況，等值彈性側向強度可表示為：

$$V_E = R \cdot V_f \dots\dots\dots (7.42)$$

上式中R值代表設計規範的等值地震力折減因子，與位移韌性容量 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 有關，對於長週期結構而言，依「等位移原理」得 $R = \mu$ 是合適的；對於短週期結構而言，「等能量原理」即使在極短週期有些不保守，卻仍是較合適的；FHWA建議R值可表示如下：

$$R = 1 + 0.67(\mu - 1) \frac{T}{T_0} \leq \mu \dots\dots\dots (7.43)$$

其中，T代表橋梁彈性基本振動週期， $T_0$ 代表工址尖峰加速度反應譜所對應的週期。公式(7.43)說明了當 $T=0$ 時 $R=1$ ，且隨著週期的增加，當 $T \geq 1.5 T_0$ 時則 $R = \mu$ ；值得注意的是在 $T=0$ 、 $R=1$ 時，其與 $\mu$ 並無直接關係，這是理論解也是正解，因為當橋梁結構勁度非常大時，其幾乎是與地表同時運動的，直接受到實際地表加速度之影響，可忽略韌性之表現。

圖7.3-3(a)顯示等值彈性側向強度 $V_E$ 的 $S_{a(v)}$ 值，及其與工址地震反應譜 $S_{a(r)}$ 值的關係， $S_{a(r)}$ 相對應於年超越機率（一般常見的年超越機率為10%-50年），兩者的關係可表示如下：

$$S_{a(v)} = k_{(r)} \cdot S_{a(r)} \dots\dots\dots (7.44)$$

假設 $S_{a(v)}$ 可以由橋梁嚴重的崩塌破壞機構來確認，如上述所言，其對應之超越機率r，可由(7.44)式重新排列後得到：

$$k_{(r)} = \frac{S_{a(v)}}{S_{a(r)}} \dots\dots\dots (7.45)$$

$k_{(r)}$ 和r的關係如圖7.3-3(b)所示。

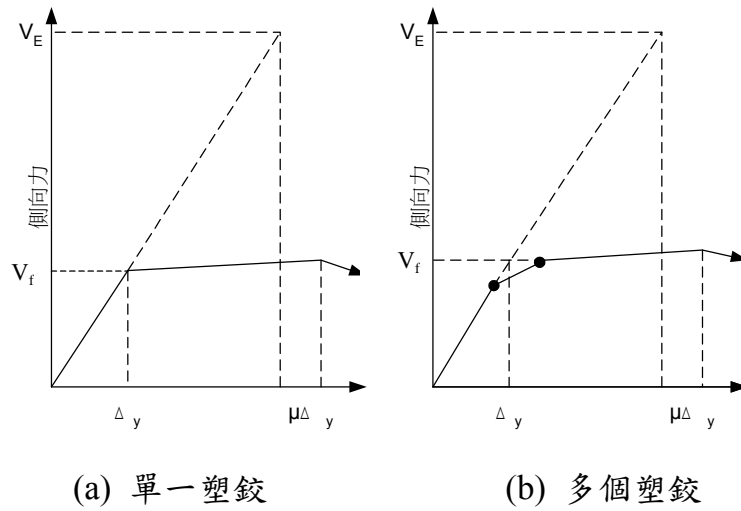


圖 7.3-2 等值彈性側向強度

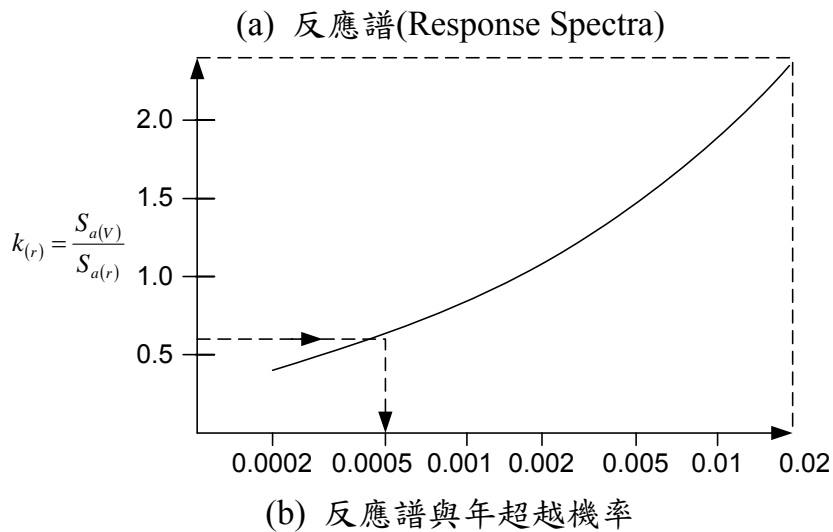
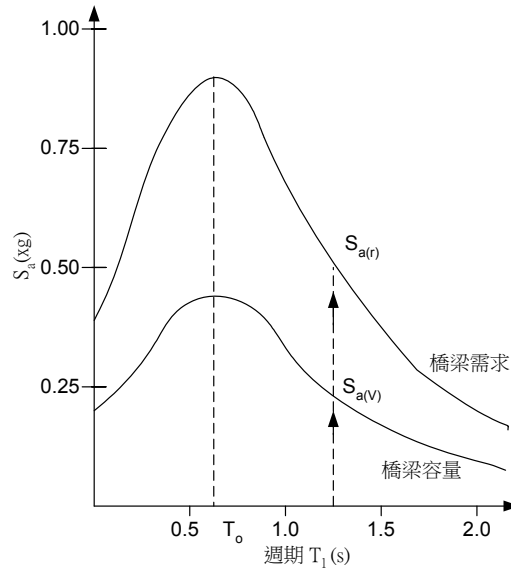


圖 7.3-3 由極限狀態反應譜決定地震危害度

修正後的容量設計概念(Capacity Design)將用來決定那一個非線性位移破壞機構將會產生，此在橋梁耐震評估中是十分重要的，因為韌性容量、等值彈性側向強度和選擇適當的破壞機構彼此息息相關。

以下舉例加以說明，當初始計算之臨界構件剪力強度超越撓曲強度10%，表示這將會是一個韌性撓曲破壞模式，若假設位移韌性 $\mu = 3$ 及 $T \geq 1.5T_0$ ，則等值彈性側向強度 $V_E = 3V_f$ 。如圖7.3-4所示， $V_f$ 代表撓曲破壞機構所對應的強度(以線(1)表示)，撓曲強度可能超越構件標稱強度的結果必須加以考慮，如主筋的降伏強度通常是非常的高，故實際的撓曲強度可能大於 $1.1V_f$ ，在這個情況下，剪力強度會較撓曲強度提早到達，如圖7.3-4之線(2)所示，將會出現脆性的剪力破壞模式，於是其位移韌性必須修正為 $\mu = 1$ ，等值剪力強度等於 $1.1V_f$ ，由於此非預期的撓曲強度增加，等值側向強度將可能下降約63%。

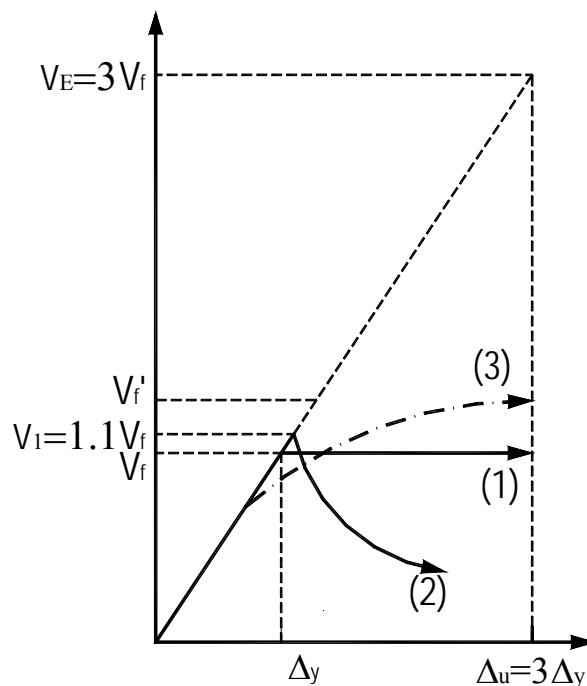


圖 7.3-4 不同破壞模式之等值彈性強度

上述之討論為一個十分簡化的例子，實際評估時不僅要考慮過高的降伏強度，還要考慮應變硬化，且混凝土橋柱之剪力強度並非固定的參數，其會隨著位移韌性的增加而逐漸下降。更進一步，彈塑性撓曲反應的假設也非真實情形，強度在低韌性時偏高、在高韌性時偏低(由於應變硬化緣故)。較實際的例子如圖7.3-4之虛線(3)所示，其表示等值側向強度 $1.1V_f$ 在上述例子中是過度保守的，因為評估的撓曲容量在位移韌性未達到2之前並不會如期發揮。

即使有上述影響因素影響評估計算之精確與品質，但是在實際評估的流程中，仍應儘可能的對不確定性的影響及對已知風險的衝擊，加以妥適考量以增加評估的準確性。

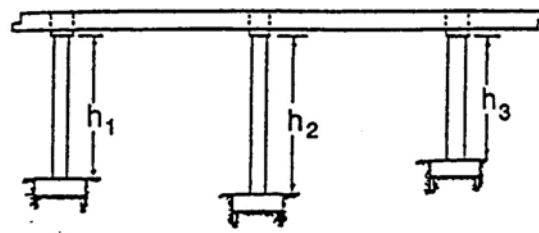
### 7.3.3 側向強度評估法之分析流程

雖然彈性振態分析法(Elastic Modal Analysis Method)在一般的橋梁結構分析中仍廣泛為工程師所使用，但應用在既有橋梁的耐震能力評估上則仍有許多值得進一步考量的地方。其中，最重要的就是反應譜修正因子，由於其無法正確地反應實際構件的韌性需求，且缺乏適當的非線性歷時分析方法，FHWA於評估手冊中提出一套簡化的作法，採逐次評估橋梁各構架(Bent)的耐震能力。該方法視伸縮縫位置將橋梁區分為多個獨立的振動單元，逐次增加外力及破壞機構數目以求出各構架中臨界構件(最有可能發生破壞)的位置及其外力與變形之關係曲線，而由各獨立構架之週期與彈性設計反應譜可推估等值的彈性反應，同時亦可計算出防止崩塌與設計地震力兩個等級間的比值。

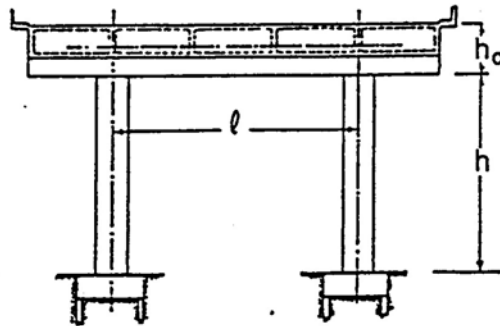
首先，我們考慮橋梁的橫向地震反應，再討論縱向地震反應，上部結構在伸縮縫的位移與橋柱的二次彎矩效應(P- $\Delta$ 效應)亦應一併考量其影響，這部分的內容可參考FHWA評估手冊(1995)及Priestley, M.J.N., Seible, F.等教授之研究報告，有較詳盡的說明。至於各個構件強度與變形能力之評估方法，可參考FHWA評估手冊(1995)附錄B所整理之計算方法。

#### 一、逐次評估橋梁構架之橫向反應(Frame-by-Frame Analysis of Transverse Response)

如圖7.3-5所示，考慮一個典型的橋梁含有三個橫向構架抗彎系統，每一個抗彎系統為雙柱式橋墩，柱頂端深入帽梁且底端埋入基礎版中。假設所有橋墩之柱高與配筋皆不相同，且忽略鄰跨橋梁單元所產生的扭轉效應時，則所有抗彎構架系統在給定的地震外力下將引致相同的變形；惟若當橋柱勁度變化較大或橋梁一端受橋台束制之影響時，橋梁整體的橫向反應將呈高度非均佈化，此時耐震能力評估對於扭轉的效應就必須加以考慮。



(a) 立面圖



(b) 標準斷面圖

圖 7.3-5 橋梁耐震能力評估之說明範例<sup>[10]</sup>

橋梁構架之橫向之耐震能力評估可依據下列步驟進行：

步驟一：初始勁度與週期

首先，針對橋梁每一個橫向構架(即橋墩)建立簡單的分析模型，在上部結構質心高度施加參考作用力 $F$ ，並計算帽梁頂部之位移 $\Delta$ 及其引致的彎矩，如圖7.3-6所示。分析時，橋柱與帽梁勁度應以「開裂斷面」計算，這是因為構件變形後大量開裂的情形是可以預期的，另基礎旋轉彈簧與側向彈簧勁度亦需妥適加以模擬。對於每個橫向構架 $i$ 之初始勁度為：

$$K_i = F/\Delta_i \dots\dots\dots (7.46)$$

每個橫向構架的自然振動週期則可近似表示如下：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_i}} \dots\dots\dots (7.47)$$

其中， $W$ 代表上部結構總重量(包含50%的橋柱重量)，活載重一般是忽略不計的，這是因為活載重並不和上部結構慣性力耦合(Couple)，根據上述之說明，構架之設計彈性地震反應 $S_{a(R)}$ 即可求得。

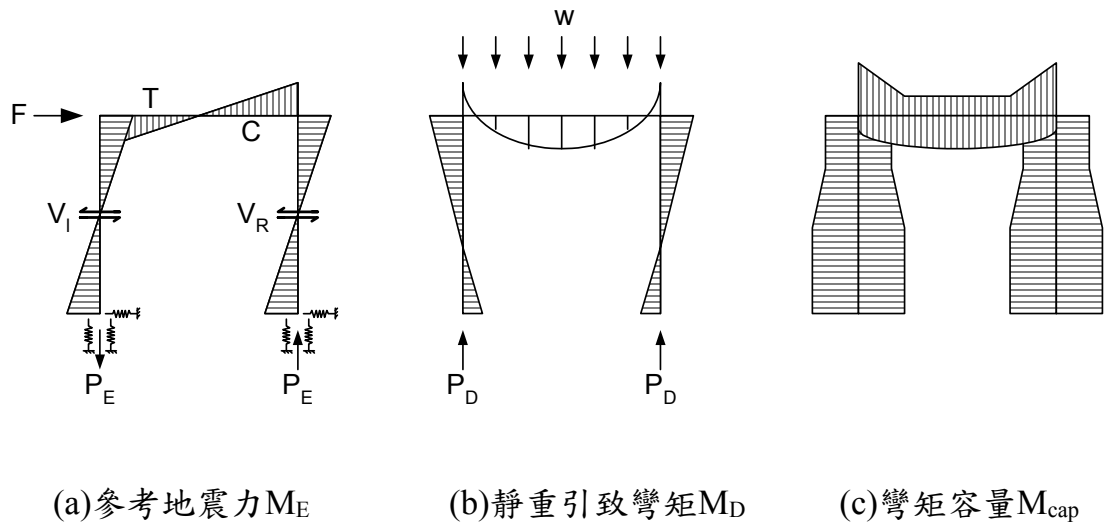


圖 7.3-6 初始評估之彎矩分配圖

步驟二：重力所引致的彎矩

計算重力所引致的彎矩時，假設構件勁度條件與分析側向力時相同，此重力引致的彎矩分佈將影響側向力作用後各構件降伏的位置與程度。一般而言，即使在可能有活載重的條件下，重力引致的彎矩僅須考量由靜載重所造成的貢獻。如圖7.3-6(b)所示，此類彎矩標示成 $M_D$ 。

步驟三：構架中各個構件之橫向彎矩容量

計算每一橫向構架中橋柱與帽梁臨界面處的彎矩容量 $M_{cap}$ ，並繪製彎矩包絡線圖，如圖7.3-6(c)所示。在計算彎矩包絡線時，應注意以下幾點：

- (a) 為使所有可能發生之破壞機構能順利產生，對於雙柱構架式系統的彎矩包絡線，必須根據預期之軸力作用進行疊代計算求得。舉例來說，在圖7.3-6(a)中，橋柱之軸力可表示為：

$$P = P_D \pm P_E \dots\dots\dots (7.48)$$

其中， $P_E$ 代表由產生所有破壞機構的側向力 $F_m$ 作用下所產生的軸力，同時帽梁左端承受一軸拉力 $T = V_l$ ，右端則承受一軸壓力 $C = V_r$ ， $V_l$ 及 $V_r$ 各代表左側與右側柱之剪力，兩者的總和即為側向力 $F_m$ ，即 $F_m = V_l + V_r$ 。

計算預測的 $P_E$ 、 $T$ 及 $C$ 值時並不需要十分的準確， $P_E$ 值的微小誤差將只增加某一柱的彎矩容量及等量地降低另一



柱之彎矩容量，影響破壞機構抵抗側力容量的程度並不明顯，對於韌性之影響亦有限。所以，橋柱彎矩容量的初始值可僅考慮重力作用，並以單次疊代過程計算求得  $P_E$  值應可符合評估之需求，最後將重力引致的初始值加(減)上述疊代計算求得  $P_E$  值，用以評估構件最後的彎矩容量。

- (b) 評估構件容量之臨界斷面並非只有相鄰構件的交接面。舉例來說，帽梁上層鋼筋中斷的位置將可能導致自柱面延伸一段距離後的臨界斷面，當評估斷筋區域的強度時，必須加入鋼筋伸展長度效應的評估，並依照彎矩梯度評估撓曲容量之增加方式。

當RC構件剪應力大於  $0.17\sqrt{f'_c}$  MPa ( $2\sqrt{f'_c}$  psi) 時，因非直接撓剪裂縫(Indirect Flexural-Shear Cracks)引致的拉力偏移效應(Effects of Tension Shift)需加以妥適考慮。

- (c) 評估構件容量應考量鋼筋搭接對於彎矩容量的修正，此部份的檢核可參閱FHWA評估手冊(1995)附錄B.3節之內容。另為維持構件彎矩容量之充份發展，亦應針對接頭彎矩容量加以檢核，此部份的檢核可參閱FHWA評估手冊(1995)附錄B.7節之內容；帽梁及橋柱接頭之彎矩容量檢核，只有針對相鄰帽梁及橋柱較低之彎矩容量加以檢核。

#### 步驟四：產生第一個塑鉸

如圖7.3-6所示，計算並比較所有斷面之R值，我們可以很明確的找出地震力作用下產生第一個塑鉸所對應的位置。

$$R = \frac{M_{cap} - M_D}{M_E} \dots\dots\dots (7.49)$$

則該橫向構架抗彎系統所對應的地震力為：

$$F_1 = R \times F \dots\dots\dots (7.50)$$

相對應的位移為：

$$\Delta_1 = R \times \Delta \dots\dots\dots (7.51)$$

在這個階段，橫向構架抗彎系統的反應屬於彈性，超出構件彎矩容量的節點也已經決定出來。然而，為確保第一個塑鉸能順利產生，相對應的剪力強度必須加以檢核。撓曲容量的計算可參考FHWA評估手冊(1995)附錄B.2及B.3節之內容，材料強度應採用最確實的資料而非標稱值；另為防止剪力破壞提早發

生，應檢核下述條件：

$$V_{cap} \geq 1.1V_1 \dots\dots\dots (7.52)$$

其中， $V_{cap}$  代表初始剪力容量，即位移韌性( $\mu=1$ )所對應的剪力強度。 $V_1$  代表  $F_1$  作用時的斷面剪力，對於帽梁構件塑鉸之檢核，則須包含重力作用引致的剪力。

依據FHWA評估手冊(1995)附錄B.6節內容計算  $V_{cap}$  之結果，若發現一個或多個斷面無法滿足(7.52)式之要求，則脆性剪力破壞極有可能發生，這時由(7.50)式、(7.51)式所得的力與變形關係就必須線性折減至對應的最小剪力強度，此結構系統將無韌性可言，等值彈性側向強度則應與造成脆性破壞的側向力相同。

步驟五：產生第二個塑鉸

如果所有斷面皆滿足(7.52)式，則該結構系統可發揮部分的韌性；假設在正彎矩情形下，由(7.49)式所得的最小值出現在帽梁左端位置，所以修正原始結構於節點1的位置插入一個塑鉸後重新分析，如圖7.3-7(a)所示；選擇任意一組側向力增量  $\Delta F_1$  用來定義增量勁度與形成彎矩分佈型式。

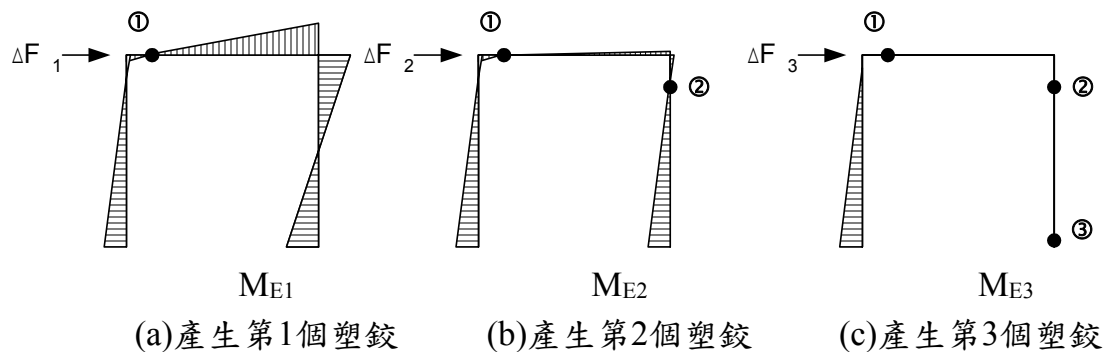


圖 7.3-7 修正橫向抗彎系統之彎矩分佈

如前所述假設第一個塑鉸發生於帽梁左端，其具有彈塑性彎矩與轉角性質，第一個塑鉸處之總彎矩為  $M_1$ ：

$$M_1 = M_D + R \times M_E \dots\dots\dots (7.53)$$

由任意側向力增量  $\Delta F_1$  所造成的彎矩稱為  $M_{E1}$ ，則第二個塑鉸的位置可對所有斷面透過尋找下列方程式之最小值求得：

$$R_1 = \frac{M_{cap} - M_1}{M_{E1}} \dots\dots\dots (7.54)$$

在這個例子中，我們假設第二個塑鉸發生於右側柱頂，則該階段水平向總地震抵抗力為：

$$F_2 = F_1 + R_1 \times \Delta F_1 \dots\dots\dots (7.55a)$$

相對應的位移為：

$$\Delta_2 = \Delta_1 + R_1 \times \Delta_{(\Delta F_1)} \dots\dots\dots (7.55b)$$

其中， $\Delta_{(\Delta F_1)}$  為對應  $\Delta F_1$  之位移增量。

同步驟四，為確保第二個塑鉸可順利產生，再次利用(7.52)式將  $V_1$  置換為  $V_2$  檢核相對應的剪力強度。此外，第一個塑鉸產生後的塑性轉角及構件韌性需求皆要加以檢核，即滿足  $\theta_{pl} \leq \theta_p$ 、 $\mu_{\Delta 1} \leq \mu_{\Delta}$  才有機會產生第二個塑鉸，詳細內容可參閱 FHWA 評估手冊(1995)附錄(B-13)式與(B-15)式規定。當檢核構件韌性時，FHWA 評估手冊(1995)(B-15)式中的長度  $l$  為側向力  $F_2$  作用時，第一個塑鉸至帽梁上的距離。在第一個塑鉸位置的剪力強度必須視位移韌性加以折減，接頭剪力強度檢核亦需比照辦理，這部分內容可參閱 FHWA 評估手冊(1995)所建議的模型。

若任何斷面的剪力或轉角容量已無法支持產生新的塑鉸，則極限容量的位移或力量可在  $\Delta_1$  與  $\Delta_2$  間作內插，即可完成破壞機構的分析工作。

如果第一個塑鉸的撓曲強度隨著轉角增加而增加(由應變硬化造成)或減少(由搭接破壞造成)，則上述討論必須作些微的修正。當計算完塑性轉角  $\theta_{pl}$  及相對應的位移韌性  $\mu_{\Delta 1}$ ，可推估修改後的塑鉸撓曲容量，由(7.49)式所計算的  $R$  值亦應等比例修正。如此，(7.53)式中的  $M_1$  和(7.54)式中的  $R_1$  就會隨之修正。利用(7.55)式及快速疊代流程將可求得  $F_2$  和  $\Delta_2$  的最後結果。

#### 步驟六：後續塑鉸的產生

依據上述分析步驟修正結構模型，直到出現剪力破壞、超出塑性轉角容量、或側向力與變形曲線已達隨位移增加強度降低的趨勢，如圖 7.3-7 (b)、(c) 所示。

以上步驟一~六之分析流程所討論的要點，係針對圖 7.3-5 中三個獨立的橫向抗彎構架，當其中任一橫向抗彎構架達到極限位移後，可視為該橋梁整體也達到極限位移容量。如圖 7.3-8 所示，將三個獨立橫向抗彎構架的力量與位移關係相互疊加，可視作該橋梁整體系統的反應。橋梁整體系統的極限側向強度

$V_f$ 及降伏位移 $\Delta_y$ 可由系統的初始斜率與最終斜率的交互關係得到，位移韌性則定義為極限位移與降伏位移的比值，等值彈性側向強度可參考7.3.2節之內容，如圖7.3-8所示可求得橋梁整體系統的韌性比。

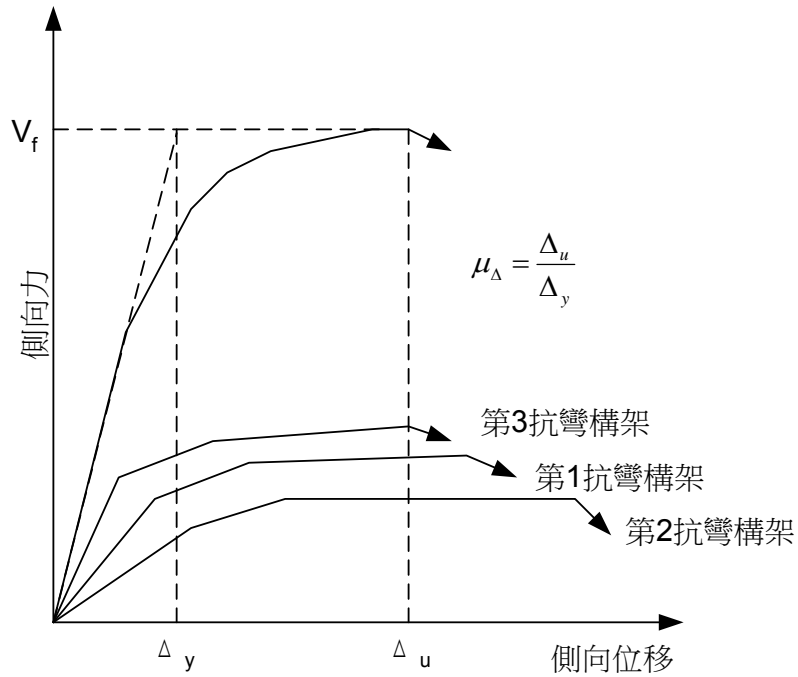
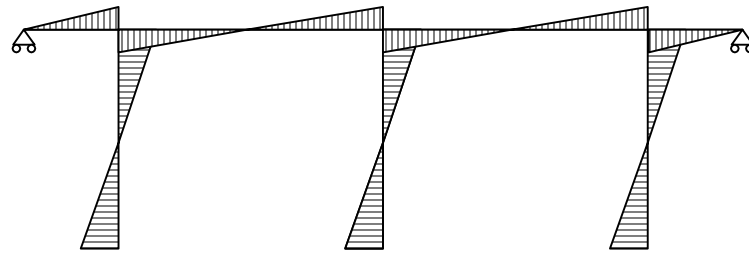


圖 7.3-8 橋梁整體系統側向力與位移反應之疊加

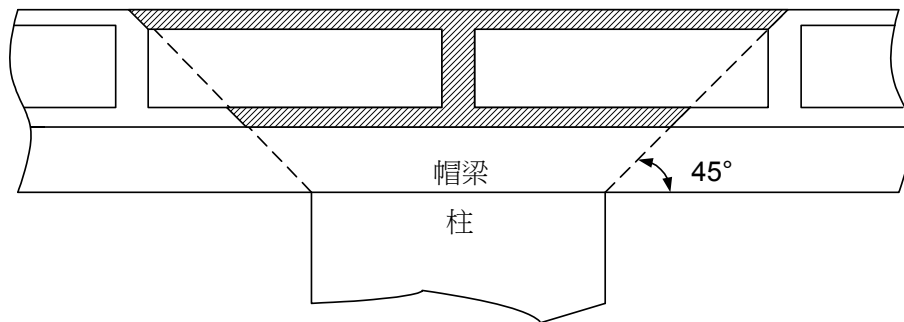
## 二、逐次評估橋梁構架之縱向反應 (Frame-by-Frame Analysis of Longitudinal Response)

評估縱向構架反應的分析流程和橫向構架是相同的。但如果上部結構和橋柱剛接成整體性結構(Rigid Connection)，則上部結構的撓曲容量須考慮不同的效應。在橫向反應分析中，如何決定合適的帽梁撓曲容量並不是一件困難的事，但是在縱向反應分析中，當上部結構與帽梁成為一體時，如現地澆置的混凝土箱型梁橋，帽梁內有多少比例的橫向鋼筋貢獻到縱向中，則需要適當的評估。

在縱向反應分析中，即使上部結構為整體的，但是其全斷面抗彎矩能力並不如下部結構的橋柱有效。如圖7.3-9所示，縱向地震力作用下，帽梁兩側彎矩值將會差一負號。由於此種彎矩的改變，將導致帽梁承受可觀的扭力，甚至破壞，因而降低帽梁抵抗上部結構的容量；另FHWA評估手冊(1995)建議使用折減過後的斷面檢核上部結構的彎矩容量。如圖7.3-9 (b)所示，由柱頂沿45度方向穿越帽梁可定出有效斷面之範圍。



(a) 縱向彎矩



(b) 上部結構有效斷面

圖 7.3-9 上部結構大梁縱向地震力之反應

大多數老舊橋梁僅設計承受垂直向載重(重力)，而且上部結構的鋼筋依照該重力所得的彎矩分佈，在不需抵抗彎矩位置截斷鋼筋。儘管側向力引致的彎矩隨距帽梁距離增加而降低，且抵抗該彎矩的上部結構有效寬度逐漸增加，因為主筋中斷的影響，可能造成大梁彎矩容量降低的速度較需求降低的速度快。在這個例子中，上部結構的彎矩容量，以45度朝兩個方向擴張或許需要適當的評估。如果大梁內部之銜接位置太靠近帽梁，上部結構將承受橋柱所有的彎矩需求。

如果上部結構有效斷面(陰影區域內)的彎矩容量不足以發展出橋柱的彎矩容量，則上部結構可能將產生塑鉸，由於缺乏此類破壞機構的研究及其不確定性高的後續破壞行為，FHWA評估手冊(1995)建議於評估上部結構塑鉸化時，混凝土之極限壓應變應小於0.004。當上部結構發生塑性轉角時，大梁之有效寬度將會擴大，緊接著會增加帽梁處的扭矩需求，此時應對帽梁扭轉容量加以評估。

第七章	橋梁耐震能力之詳細評估方法 .....	1
7.1	國內橋梁耐震能力評估準則 .....	1
7.2	美國FHWA橋柱耐震評估方法.....	13
7.2.1	耐震評估方法.....	13
7.2.2	縱向鋼筋錨錠之評估.....	16
7.2.3	縱向鋼筋搭接之評估.....	19
7.2.4	橋柱剪力之評估.....	21
7.2.5	橫向圍束鋼筋之評估.....	24
7.2.6	基礎旋轉和(或)降伏之評估.....	25
7.3	側向強度評估法(Lateral Strength Method) .....	27
7.3.1	評估之極限狀態.....	27
7.3.2	等值彈性側向強度.....	29
表 7.1-1	日本道路協會新舊土壤液化評估方法之比較	11
表 7.2-1	基礎之韌性指數	25
圖 7.1-1	橋梁耐震能力分析與評估流程	2
圖 7.1-2	構件強度、韌性破壞模式評估流程	3
圖 7.1-3	軸力-彎矩交互影響圖	4
圖 7.1-4	塑鉸區標稱剪力強度 $V_n$ 與 $P_e$ 、 $\mu$ 之關係	4
圖 7.1-5	落橋破壞耐震能力分析流程	8
圖 7.1-6	支承破壞耐震能力分析流程	9
圖 7.2-1	橋柱和基礎之分析流程圖	14
圖 7.2-3	縱向鋼筋之有效錨錠伸展長度	17
圖 7.2-4	錨錠之破壞面	17
圖 7.2-5	縱向鋼筋搭接之分析流程圖	19
圖 7.2-6	橋柱剪力之分析流程圖	22
圖 7.2-7	橋柱剪力容量和需求之示意圖	23
圖 7.2-8	橫向鋼筋之錨錠效率與韌性指數之關係	25

圖 7.2-9	擴座基礎之破壞模式	26
圖 7.2-10	樁基礎之破壞模式	26
圖 7.3-1	橋柱之二次彎矩效應	28
圖 7.3-2	等值彈性側向強度	30
	30	
圖 7.3-3	由極限狀態反應譜決定地震危害度	30
圖 7.3-4	不同破壞模式之等值彈性強度	31
圖 7.3-5	橋梁耐震能力評估之說明範例(10)	33
圖 7.3-6	初始評估之彎矩分配圖	34
圖 7.3-7	修正橫向抗彎系統之彎矩分佈	36
圖 7.3-8	橋梁整體系統側向力與位移反應之疊加	38
圖 7.3-9	上部結構大梁縱向地震力之反應	39

## 第八章 橋梁耐震補強設計方法及其考量重點

### 8.1 耐震補強設計之基本原則

本計畫於進行耐震補強之規劃與設計方案研擬時，應把握下列基本原則：

1. 耐震能力不足之橋梁進行補強方案研擬時，應尋找最適當且經濟的方法，將耐震能力提昇至足夠之標準。
2. 橋梁耐震補強的方法很多，包括增加構材的韌性或強度、增設止震塊、增加梁端防落長度、設置防落橋設施、基礎補強、降低液化之潛能及改變橋梁結構系統等，應妥為靈活運用。
3. 補強方案應使橋梁上部結構、下部結構及基礎構造等整體結構系統耐震能力均衡提昇。
4. 藉由橋柱的補強，來增進橋梁之強度與韌性，使橋梁得以抵抗更大之地震。
5. 增設妥適耐衝擊性的防止落橋裝置，以防止支承破壞所可能產生之落橋事件。
6. 變更橋梁之結構系統，以反力分散、阻尼器或周期延長來減輕地震慣性力。

### 8.2 RC橋柱補強設計原理

一般而言，RC橋柱耐震能力的不足，主要有下列幾點原因：

1. 柱於塑鉸區域之圍束不足，導致柱之韌性不佳。
2. 柱於塑鉸區域鋼筋搭接且搭接長度不足，致使發生握裹破壞，消能能力相當有限。
3. 柱之剪力容量小於產生塑鉸所需之剪力需求，以致在未產生塑鉸前即產生剪力破壞。
4. 柱於塑鉸處之剪力容量因韌性比增加而減少，導致剪力不足而產生彎矩-剪力破壞。
5. 柱雖產生塑鉸，惟其耐震力不足(例如縱向鋼筋量比小於1%)導致彎矩破壞，須增加其彎矩強度。
6. 主筋斷筋點處或其附近過早降伏、剪力不足及韌性不足。



針對上述幾種耐震能力不足的原因，本計畫將針對美國及日本常採用之鋼板包覆補強、纖維強化高分子複合材料(FRP)包覆補強及RC包覆補強三種方法，就其補強設計原理說明如下。[24][25]

### 8.2.1 橋柱剪力補強設計原理

若橋柱之剪力強度不足以承擔產生塑鉸所需之剪力時，則可藉由外包鋼板、FRP、RC補強來增加其抗剪強度。而外包材料補強所須提供的剪力強度可由下式計算：

$$V_j = \frac{V^0}{\phi_s} - V_n \dots\dots\dots (8.1)$$

式中， $V_j$ 為外包材料補強所提供的剪力強度， $V^0$ 為橋柱產生塑鉸所需之柱的剪力強度(如圖8.2-1所示)， $\phi_s$ 剪力強度折減因子可取0.85， $V_n$ 為橋柱之剪力容量，以上各項剪力可由下列各節所提供之公式分別求得。

#### 1. 塑鉸發生後柱所引致的剪力 $V^0$ ：

橋柱之彎矩容量可由 $M_p=1.3M_n$ 求得或由橋柱斷面應力-應變理論求得橋柱的彎矩容量後，將之除以橋柱淨高再乘上一放大因子 $k_s$ ，即可得預測之橋柱剪力需求，其計算如下所示：

$$V^0 = k_s \left[ \frac{M_p}{L} \right] \quad \text{(for single bending).....(8.2a)}$$

$$V^0 = k_s \left[ \frac{M_{pt} + M_{pb}}{L} \right] \quad \text{(for double bending) .... (8.2b)}$$

式中， $M_p$ 為橋柱發生單向彎矩(single bending)時之彎矩容量(如圖8.2-2a所示)， $M_{pt}$ 、 $M_{pb}$ 為橋柱發生雙向彎矩(double bending)時之柱頂及柱底彎矩容量(如圖8.2-2b所示)， $L$ 為橋柱之淨高， $k_s$ 為剪力放大因子，可取1.2<sup>[26]</sup>。此剪力放大因子係依據Caltrans Seismic Design Criteria(2001)第4.3節超強放大因子(Overstrength Magnifier)之理念，其考量橋柱混凝土材料之變異性及RC橋柱降伏後真實之彎矩容量(Column Moment Capacity)可能大於理論之塑性彎矩(Idealized Plastic Moment Capacity)。

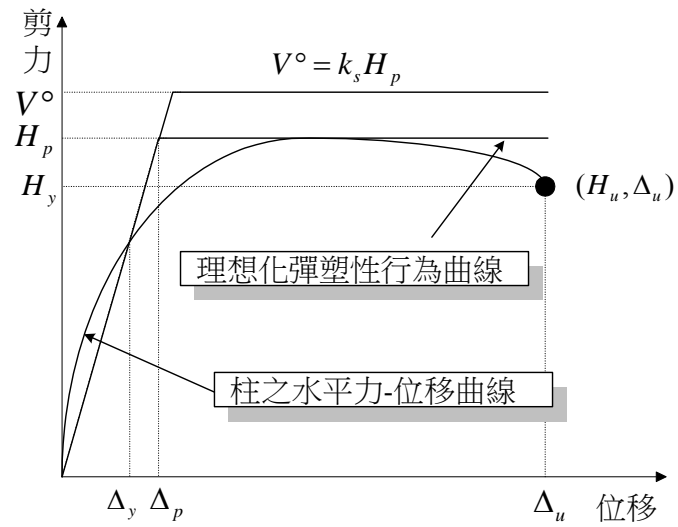


圖 8.2-1 橋柱剪力需求與位移之關係

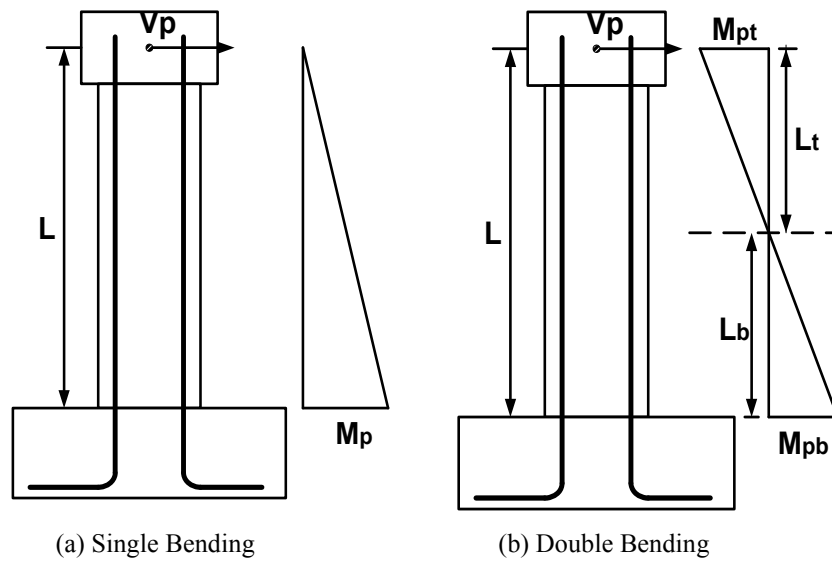


圖 8.2-2 橋柱單向與雙向彎矩示意圖

## 2. 橋柱剪力容量 $V_n$

橋柱之剪力容量 $V_n$ ，可由(1)ATC-32、(2)AASHTO、(3)Aschheim and Moehle(1992-1993)、(4)Priestley, Verma and Xiao(1993-1994)、(5)Caltrans(2001)等五種剪力設計理論分別求得。一般而言，第三種方法為與試驗結果較為接近方法，且為加州Caltrans所採用之方法，Caltrans並加以修正成為第五種方法。原則上，第五種方法是本計畫建議採用的方法，其餘四種方法可列為參考<sup>[28]</sup>。

### (1) ATC-32規範(1997)<sup>[30]</sup>

ATC-32規範中規定橋柱本身剪力容量的求法如下式所示：

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (8.3)$$

式中， $V_c$ 為混凝土提供的剪力強度， $V_s$ 為橫向鋼筋提供的剪力強度。

混凝土於塑鉸區及非塑鉸區之剪力強度計算如下所示：

非塑鉸區：

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (P/A_g \text{的單位為kg/cm}^2) \dots\dots (8.4)$$

塑鉸區：

$$V_c = 0.53 \left( 0.5 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (P/A_g \text{的單位為kg/cm}^2) \dots\dots (8.5)$$

式中， $A_g$ 為橋柱之總斷面積， $A_e$ 為有效剪力斷面積(圓形取 $0.8A_g$ ；矩形取 $b_w d$ ， $b_w$ 、 $d$ 各為矩斷面之寬與有效深度)， $f'_c$ 為混凝土之抗壓強度， $P$ 為橋柱所受之軸向力。

橫向鋼筋所提供的剪力強度與其本身的材料性質、相互間之間距及其圍束的範圍有關，其剪力強度之計算如下所示：

A. 圓形斷面：

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_{sh} f_{yh} \left( \frac{D'}{s_t} \right) \cot \theta \dots\dots\dots (8.6)$$

B. 矩形斷面：

$$V_s = n_n A_{sh} f_{yh} \left( \frac{d}{s_t} \right) \cot \theta \dots\dots\dots (8.7)$$

式中， $A_{sh}$ 與 $f_{yh}$ 各為橫向鋼筋之斷面積與降伏強度， $n_n$ 為斜裂縫切過橫向鋼筋之截面數， $s_t$ 為橫向鋼筋間之垂直間距， $D'$ 為圓

形之橫向鋼筋所圍束之直徑， $d$ 為0.8倍之矩形橋柱承受剪力方向之深度， $\theta$ 為斜向裂縫與水平線之夾角於評估時可取 $45^\circ$ ，補強設計時可取 $35^\circ$ 。

(2) AASHTO規範

AASHTO規範中規定橋柱本身剪力容量的計算如下所示：

$$V_n = V_c + V_s$$

在塑鉸區時，若設計最小軸力產生的平均壓應力小於 $0.1f'_c$ ，則混凝土之剪力強度可忽略不計。除此之外，混凝土之剪力強度計算如下所示：

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (P/A_g \text{的單位為kg/cm}^2) \dots (8.8)$$

橫向鋼筋所提供的剪力強度可取式(8.6)、(8.7)所計算。

(3) Aschhiem and Moehle(1992)

Aschhiem and Moehle於1992年提出此橋柱剪力強度之計算方法，與上述二規範所不同的是此方法認為混凝土的剪力強度應與其構件的韌性有關，韌性愈大，則混凝土剪力強度有遞減至一定值之趨勢。其剪力強度之計算如下所示：

$$V_n = V_c + V_s$$

其中， $V_c$ 值與一參數 $k$ 值有關， $k$ 值會因橋柱韌性比的增加而由1下降至0(如圖8.2-3所示)，其計算如下所示：

$$V_c = 0.93 \left( k + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (P/A_g \text{的單位為kg/cm}^2) \dots (8.9)$$

$k$ 值與橋柱之位移韌性比的關係如下所示：

$$\begin{aligned} k &= 1 && \text{for } \mu_\Delta \leq 1 \\ k &= \frac{4}{3} - \frac{1}{3} \mu_\Delta && \text{for } 1 \leq \mu_\Delta \leq 4 \dots \dots \dots (8.10) \\ k &= 0 && \text{for } \mu_\Delta \geq 4 \end{aligned}$$

橫向鋼筋所提供的剪力強度可取式(8.6)、(8.7)所計算。

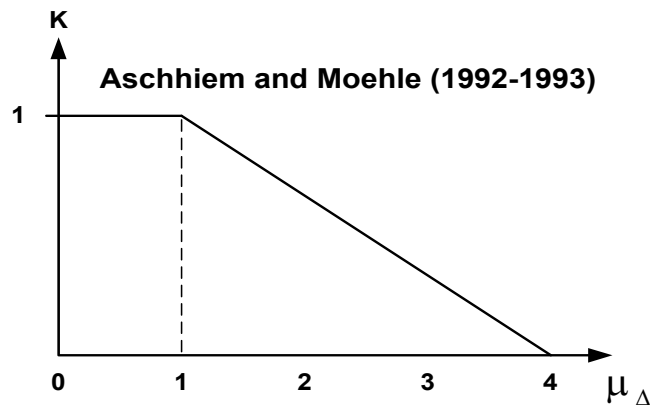


圖 8.2-3 混凝土剪力係數k與橋柱位移韌性之關係

(4) Priestley, Verma and Xiao(1993-1994)<sup>[29]</sup>

此剪力容量理論與現有規範所計算之剪力強度不同點有二：(1)混凝土本身剪力強度與構件韌性有關，(2)獨立考量軸向力所提供之剪力強度。其橋柱剪力容量的表示式如下所示：

$$V_n = V_c + V_s + V_p \dots \dots \dots (8.11)$$

式中， $V_p$ 為軸向力作用所提供的剪力強度。

混凝土本身所提供的剪力強度與橋柱的非彈性變形有關，當韌性比愈大時，混凝土本身的剪力強度有下降至一定值的趨勢，其計算如下所示：

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \dots \dots \dots (8.12)$$

A. 單軸韌性(Uniaxial Ductility)(如圖8.2-4所示)

$$\begin{aligned} k &= 0.93 && \text{for } \mu_{\Delta} \leq 2 \\ k &= 1.54 - 0.305 \mu_{\Delta} && \text{for } 2 \leq \mu_{\Delta} \leq 4 \dots \dots \dots (8.13a) \\ k &= 0.32 && \text{for } \mu_{\Delta} \geq 4 \end{aligned}$$

B. 雙軸韌性(Biaxial Ductility)

$$\begin{aligned} k &= 0.93 && \text{for } \mu_{\Delta} \leq 1 \\ k &= 1.235 - 0.305 \mu_{\Delta} && \text{for } 1 \leq \mu_{\Delta} \leq 3 \dots \dots \dots (8.13b) \\ k &= 0.32 && \text{for } \mu_{\Delta} \geq 3 \end{aligned}$$

式中， $\mu_{\Delta}$ 為橋柱之位移韌性比。

軸向力之所以會增加橋柱的抗剪強度乃是因為拱效應(Arch Effect)作用的影響(如圖8.2-5(a)、(b)所示)。一個橋柱在單向彎矩(Single Bending)或雙向彎矩(Double Bending)的作用下，其等效斜

桿(Inclined Strut)所形成的位置各不相同，而所增加橋柱的剪力強度計算如下所示：

$$V_p = Pk_\ell \frac{(D - c)}{L} \dots\dots\dots (8.14)$$

式中，D為橋柱受力方向之斷面長度，c受壓斷面之總力至橋柱邊的2倍長，在單向彎矩(Single Bending)時 $k_\ell=0.5$ ，雙向彎矩(Double Bending)時 $k_\ell=1$ 。

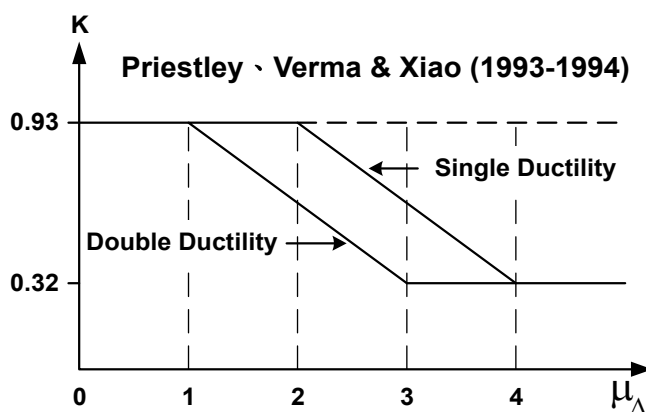


圖 8.2-4 混凝土剪力係數k與位移韌性之關係

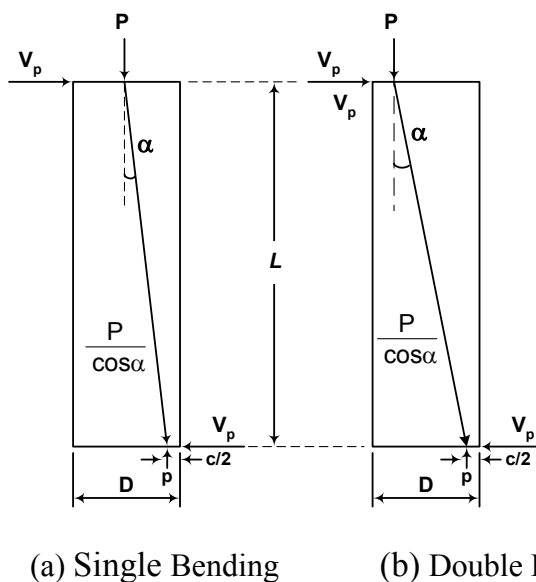


圖 8.2-5 軸向力對橋柱剪力之關係

(5) Caltrans耐震設計規範(Seismic Design Criteria, SDC(2001))

SDC(2001)規範中規定橋柱本身剪力容量的求法如下所示：

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(8.14a)$$

式中， $V_c$ 為混凝土提供的剪力強度， $V_s$ 為橫向鋼筋提供的剪力強度。

混凝土於塑鉸區及非塑鉸區之剪力強度計算如下所示：

非塑鉸區：

$$V_c = 0.795K_2\sqrt{f'_c}A_e \leq 1.06\sqrt{f'_c}A_e \quad (f'_c \text{ 的單位為 } \text{kg/cm}^2)(8.14b)$$

塑鉸區：

$$V_c = K_1K_2\sqrt{f'_c}A_e \leq 1.06\sqrt{f'_c}A_e \quad (f'_c \text{ 的單位為 } \text{kg/cm}^2)(8.14c)$$

式中， $A_g$ 為橋柱之總斷面積， $A_e$ 為有效剪力斷面積(圓形取 $0.8A_g$ ；矩形取 $b_wd$ ， $b_w$ 、 $d$ 各為矩斷面之寬與有效深度)， $f'_c$ 為混凝土之抗壓強度， $P$ 為橋柱所受之軸向力。 $K_1$ 及 $K_2$ 定義如下：

$$K_1 = \frac{\rho_s f_{yh}}{39.74} + 0.972 - 0.265\mu_\Delta, \quad 0.0795 \leq K_1 < 0.795$$

$$K_2 = 1 + \frac{P}{140A_g} < 1.5 \quad \dots\dots\dots(8.14d)$$

橫向鋼筋所提供的剪力強度與其本身的材料性質、相互間之間距及其圍束的範圍有關，其剪力強度之計算如下所示：

A. 圓形斷面：

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_{sh} f_{yh} \left( \frac{D'}{s_t} \right) \cot \theta \quad \dots\dots\dots(8.14e)$$

B. 矩形斷面：

$$V_s = n_h A_{sh} f_{yh} \left( \frac{d}{s_t} \right) \cot \theta \quad \dots\dots\dots(8.14f)$$

式中， $A_{sh}$ 與 $f_{yh}$ 各為橫向鋼筋之斷面積與降伏強度， $n_h$ 為斜裂縫切過橫向鋼筋之截面數， $s_t$ 為橫向鋼筋間之垂直間距， $D'$ 為圓形之橫向鋼筋所圍束之直徑， $d$ 為0.8倍之矩形橋柱承受剪力方向之深度， $\theta$ 為斜向裂縫與水平線之夾角於評估時可取 $45^\circ$ ，補強設計時可取 $35^\circ$ 。

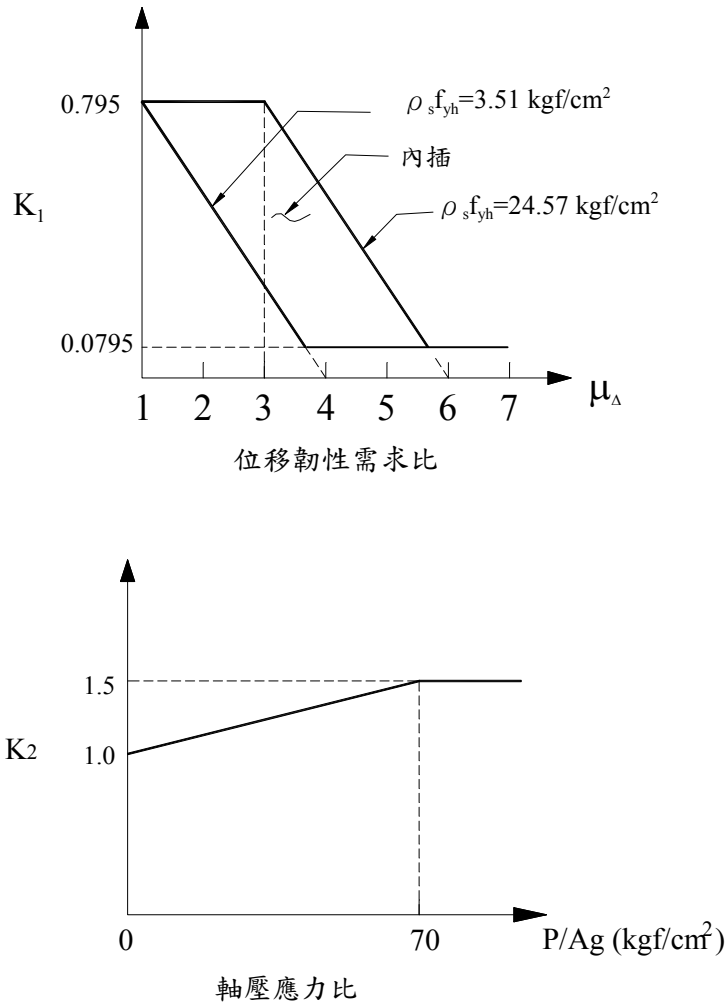


圖 8.2-6 混凝土剪力強度因子 $K_1$ 及 $K_2$  [27]

### 8.2.2 橋柱韌性補強設計原理

以下介紹各規範之最小橫向鋼筋比之規定：

#### 1. ATC-32規範

(1) 圓形橋柱：最小橫向鋼筋量比之規定如下所示。

$$\rho_s = \frac{0.16f'_{ce}}{f_{ye}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13(\rho_{\ell} - 0.01) \dots\dots\dots (8.15)$$

(2) 矩形橋柱：最小橫向鋼筋量之規定如下所示。

$$A_{sh} = 0.12s_t h_c \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13s_t h_c (\rho_{\ell} - 0.01) \quad (8.16)$$



$$f_{ce}' = 1.3f_c'$$

$$f_{ye} = 1.1f_{yh}$$

式中， $h_c$ 為圍束混凝土之平面尺寸， $\rho_\ell = \frac{A_{st}}{A_g}$ 為縱向鋼筋量比， $A_{st}$ 為縱向鋼筋之總斷面積， $\rho_s$ 為塑鉸區所需之最小橫向鋼筋量比。

## 2. AASHTO規範

根據AASHTO規範規定，橋柱或樁架式橋墩之柱頂或柱底，可能產生塑鉸的區域應配置橫向圍束鋼筋將柱心予以圍束。且圍束鋼筋的降伏強度不可大於主筋的降伏強度。其規定之最小橫向鋼筋量比如下所示：

### (1) 圓形橋柱：

圓形橋柱之最小橫向鋼筋量之規定如式(8.17)、(8.18)所計算，並取大者。

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c'}{f_{yh}} \dots\dots\dots (8.17)$$

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_{yh}} \dots\dots\dots (8.18)$$

### (2) 矩形橋柱：

矩形橋柱之最小橫向鋼筋量之規定如式(8.19)、(8.20)所計算，並取大者。

$$A_{sh} = 0.30S_t h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \dots\dots\dots (8.19)$$

$$A_{sh} = 0.12S_t h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \dots\dots\dots (8.20)$$

## 3. Caltrans規範

### (1) 圓形橋柱：最小橫向鋼筋量比之規定如下所示。

當 $D \leq 1m$ 時

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f_c' A_g} \right] \dots\dots\dots (8.21)$$

當 $D > 1\text{m}$ 時

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \dots\dots\dots (8.22)$$

但在塑鉸區時，(8.21)與(8.22)式不能小於(8.23)式所計算之值。

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \dots\dots\dots (8.23)$$

(2) 矩形橋柱：

矩形橋柱之最小橫向鋼筋量之規定如式(8.24)、(8.25)所計算，並取大者。

$$A_{sh} = 0.30 S_t h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \dots\dots\dots (8.24)$$

$$A_{sh} = 0.12 S_t h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \dots\dots\dots (8.25)$$

4. 圍束混凝土之理論極限應變(Mander et al.理論)

圍束混凝土斷面的極限應變 $\epsilon_{cu}$ 與其所需橫向鋼筋量比 $\rho_s$ 的關係可依Mander et al.理論，由下式所計算。

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \dots\dots\dots (8.26)$$

式中， $f'_{cc}$ 為圍束混凝土之抗壓強度。

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c_u} \dots\dots\dots (8.27)$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \dots\dots\dots (8.28)$$

$$L_p = 0.08L + 0.0022 f_y d_b \text{ (建議評估時用)} \dots\dots\dots (8.29)$$

或 $L_p = g + 2 \chi d_b$  (建議補強時用)

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \dots\dots\dots (8.30)$$

式中， $c_u$ 為中性軸與壓力緣外側之距離， $d_b$ 為主筋直徑， $f_y$ 縱向鋼筋之降伏強度， $g$ 為補強斷面與基礎或帽梁之距離， $\chi = 6$ (當 $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$ 時)， $\chi = 9$ (當 $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ 時)， $\phi_y$ 、 $\phi_u$ 各為斷面降伏與極限曲率， $\mu_\phi$ 為斷面之曲率延展性， $\mu_\Delta$ 橋柱之位移韌性， $L_p$ 為理論之塑鉸長度。

### 8.2.3 避免橋柱主筋挫屈之補強設計原理

避免塑鉸區主筋發生挫屈，ATC-32規範規定當橋柱之  $\frac{L}{D} = \frac{M}{VD} \geq 4$  時，則須對橋柱做預防挫屈之評估，其最小橫向鋼筋量如下式所示：

$$\rho_s = \frac{0.45n_b f_s^2}{E_{ds} E_t} \dots\dots\dots (8.31)$$

其中

$$E_{ds} = \frac{4E_{su} E_i}{(\sqrt{E_{su}} + \sqrt{E_i})^2} \dots\dots\dots (8.32)$$

式中， $n_b$ 為縱向鋼筋根數， $f_s$ 為主筋於應變  $\epsilon_s=0.04$ 時的應力， $E_t$ 為橫向鋼筋的彈性模數， $E_i$ 為縱向鋼筋的彈性模數， $E_{su}$ 為 $f_s$ 至 $f_{su}$ 的正割(Secant)模數， $f_{su}$ 為縱向鋼筋之極限強度 $=1.5f_y$ 。

### 8.2.4 鋼筋搭接長度不足之補強設計原理

橋柱主筋的配置，若從基礎延伸至搭接段，再與柱底鋼筋搭接，常因搭接長度不足而無法發揮塑鉸區主筋應力超過降伏應力之需求。鋼筋搭接長度不足將會使混凝土與主筋接觸面發生開裂現象，降低主筋與混凝土間的接觸面積與握裹力。而藉由補強的設計可增加混凝土的圍束應力，進而加大鋼筋即將發生搭接破壞時之混凝土開裂面之摩擦力。所需之圍束應力 $f_\ell$ 計算如下式所示：

$$f_\ell \geq \frac{A_b f_s}{\mu p \ell_s} \dots\dots\dots (8.33)$$

圓形橋柱：

$$p = \frac{\pi D'}{2n_b} + 2(d_b + cc) \leq 2\sqrt{2}(cc + d_b) \dots\dots\dots (8.34)$$

矩形橋柱：

$$p = \frac{s_b}{2} + 2(d_b + cc) \leq 2\sqrt{2}(cc + d_b) \dots\dots\dots (8.35)$$

式中， $A_b$ 為縱向鋼筋之斷面積， $cc$ 為混凝土保護層厚度， $s_b$ 為搭接主筋之平均間距。若在塑鉸區搭接時，計及實際降伏強度高於標準降伏強度 $f_y$ ，且計及應變硬化為保守起見， $f_s$ 取 $1.7f_y$ 。 $\mu$ 為摩擦係數，取 $1.4$ 。 $\ell_s$ 為搭接長度， $p$ 為搭接破壞時混凝土開裂面之周長(如圖8.2-7所示)， $f_\ell$ 為橫向鋼筋應變 $\epsilon_d=0.0015$ 時之圍束力。

然而，主筋的搭接長度亦應檢核其最小需求已達安全之標準。

$$l_s(\text{min}) \geq \frac{0.15d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} (\text{cm}) \quad (f'_c \text{單位為kg/cm}^2) \dots\dots\dots (8.36)$$

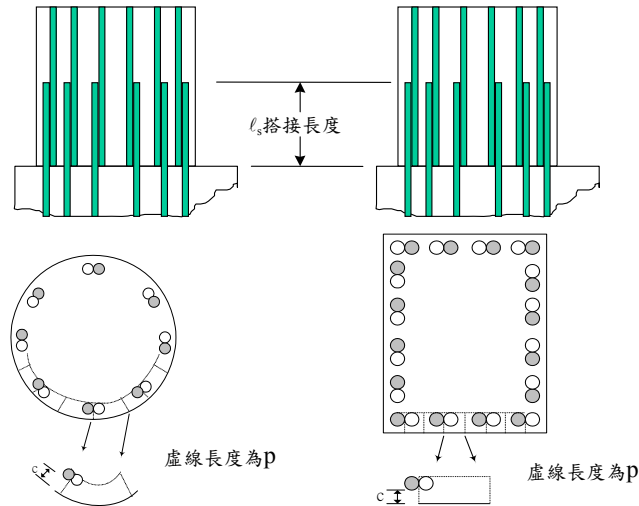


圖 8.2-7 橋柱鋼筋搭接破壞模式

### 8.2.5 主筋斷筋點附近(或圍束箍筋間距變大處)之補強設計原理

當塑鉸區之塑鉸還未完全形成時，若主筋斷筋點附近或圍束箍筋間距變大處之彎矩就已經大於該區域之彎矩容量，則可能使非塑鉸區較原先所期望產生塑鉸之柱底區更早產生塑鉸而破壞。

會發生此情形的原因可能是因為主筋的延長度不足，易發生握裹脆性破壞。或因此處之箍筋量比柱底少，塑鉸即使產生，也無法完全發揮。此外，彎矩降伏會降低混凝土的抗剪強度，因此也有可能發生彎矩剪力破壞。由上可知，主筋斷筋點的破壞模式非常複雜，有彎矩破壞、握裹破壞、剪力破壞及韌性不足等。

如圖8.2-8所示可求得主筋之實際斷筋點應以多長為宜，其避免塑鉸於主筋斷筋點附近產生之縱向鋼筋實際斷筋長度 $L_a$ 計算如下所示：

$$\text{彎矩需求} = \frac{L-L'}{L} \leq \frac{M_{p2}}{M_{p1}} = \text{彎矩容量比} \dots\dots\dots (8.37)$$

$$L' = L_a - L_d \dots\dots\dots (8.38)$$

將(8.38)式代入(8.37)式可得

$$L_a \geq L \left[ 1 - \frac{M_{p2}}{M_{p1}} \right] + L_d \dots\dots\dots (8.39)$$

式中， $L$ ：自橋墩底部至上部結構慣性力作用位置之高度

$L_a$ ：縱向鋼筋截斷位置距橋墩底部之高度

$M_{p2}$ ：縱向鋼筋截斷位置處之斷面降伏彎矩

$M_{p1}$ ：橋墩底部斷面之降伏彎矩

$L_d$ ：規範規定之縱向鋼筋最小伸展長度

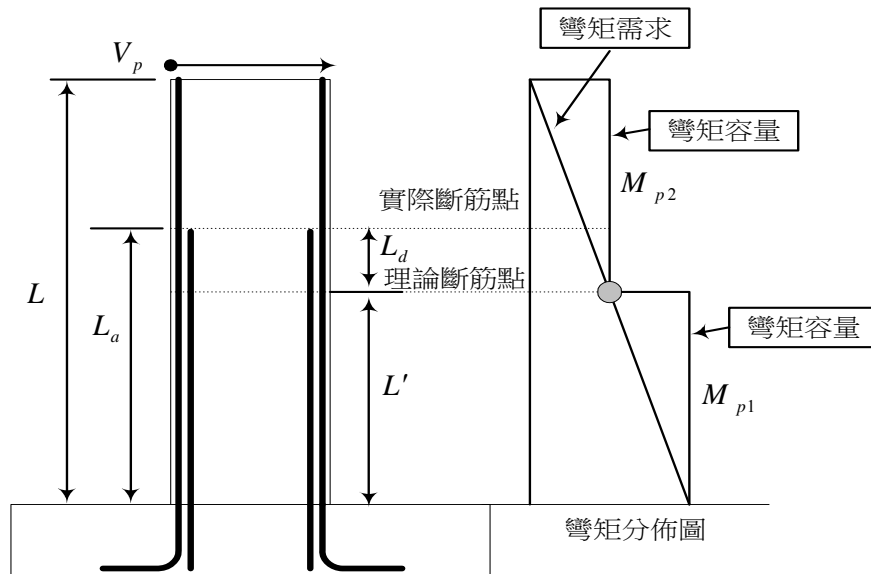


圖 8.2-8 橋柱主筋斷筋位置圖

### 8.3 橋柱鋼鈹補強設計

#### 8.3.1 橋柱鋼鈹剪力補強<sup>[31]</sup>

橋柱外包鋼鈹剪力強度 $V_j$ 之計算，可視為連續性之橫向鋼筋處理，其計算如下所示：

1. 圓形橋柱：

$$V_j = \frac{\pi}{2} t_j f_{yj} D \cot \theta \dots\dots\dots (8.40)$$

2. 矩形橋柱：

$$V_j = 2 t_j f_{yj} D \cot \theta \dots\dots\dots (8.41)$$

式中， $D$ 為柱受力方向之斷面尺寸， $t_j$ 為鋼鈹厚度， $f_{yj}$ 為鋼鈹之降伏強度， $\theta$ 可取 $35^\circ$ 。經過補強後，不管在任何情況下， $V^0/A_e$ 均不得超過 $0.2f'_c$ 。

故橋柱補強之所需最小鋼鈹厚度計算如下所示：

(1) 圓形橋柱：由(8.1)、(8.40)計算。

$$t_j \geq \frac{\frac{V^0}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D \cot \theta} \dots\dots\dots (8.42)$$

(2) 矩形橋柱：由(8.1)、(8.41)計算。

$$t_j \geq \frac{\frac{V^0}{\phi_s} - V_n}{2 f_{yj} D \cot \theta} \dots\dots\dots (8.43)$$

式中， $V^0$ 與 $V_n$ 計算如8.2.1節所示。

### 8.3.2 橋柱之鋼鈹韌性補強

外包材料補強來增加橋柱塑鉸區的韌性，原則上可視為連續性之橫向鋼筋，用以增加對混凝土的圍束應力並改善其極限強度與應變，進而達到斷面曲率韌性、極限塑鉸轉角及整體橋梁韌性容量之需求。

(1) 圓形橋柱：

未補強橋柱之橫向鋼筋量比的計算如下所示：

$$\rho_s = \frac{4A_{sh}}{D's_t} \dots\dots\dots (8.44)$$

將(8.44)式之 $A_{sh}$ 取 $t_j$ ， $s_t$ 取1， $D'$ 取 $D$ 即可求得圓形橋柱鋼鈹包覆補強之等效橫向鋼筋量比，其計算如下所示：

$$\rho_j = \frac{4t_j}{D} \dots\dots\dots (8.45)$$

式中， $t_j$ 為外包補強材料之厚度。

(2) 矩形橋柱：

未補強橋柱之橫向鋼筋量比的計算如下所示：

$$\rho_s = \frac{2A_{sh}(B'+D')}{s_t B' D'} \dots\dots\dots (8.46)$$

將(8.46)式之 $A_{sh}$ 取 $t_j$ ， $s_t$ 取1， $B'$ 與 $D'$ 各取 $B$ 、 $D$ 即可求得矩形橋柱鋼鈹包覆補強之等效橫向鋼筋量比，其計算如下所示：

$$\rho_j = 2t_j \left( \frac{B+D}{BD} \right) \dots\dots\dots (8.47)$$

式中， $D'$ 、 $B'$ 為橫向鋼筋之圍束長度與寬度， $D$ 、 $B$ 為矩形斷面之長與寬。

### 1. ATC-32規範

#### (1) 圓形橋柱：

因為外包材料補強可視為連續性之橫向鋼筋，故由(8.15)、(8.45)式可求得其最小補強鋼板厚度，其計算如下所示：

$$t_j = \frac{D}{4} \rho_j = \frac{D}{4} \left\{ \frac{0.16f'_{ce}}{f_{je}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13(\rho_\ell - 0.01) \right\} \quad (8.48a)$$

$$f_{je} = 1.1f_{yj}$$

式中， $f_{yj}$ 為鋼板之降伏強度。

#### (2) 矩形橋柱：

由式(8.16)、(8.46)與(8.47)可求得

$$t_j = \left\{ 0.12s_t h_c \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13s_t h_c (\rho_\ell - 0.01) \right\} \frac{1}{2(B+D)} \quad (8.48b)$$

### 2. AASHTO規範

#### (1) 圓形橋柱：

由(8.17)、(8.45)式可求得其最小補強鋼板厚度，其計算如下所示：

$$t_j = 0.03D \frac{f'_c}{f_{yj}} \dots\dots\dots(8.49a)$$

#### (2) 矩形橋柱：

由(8.19)、(8.20)、(8.46)與(8.47)式可求得：

$$t_j = 0.30h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \dots\dots\dots(8.49b)$$

$$t_j = 0.12h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \dots\dots\dots(8.49c)$$

二式求大者設計。

### 3. Caltrans規範

#### (1) 圓形橋柱：

由(8.22)、(8.45)式可求得橋柱塑鉸區之最小補強鋼板厚度，其計算如下所示：

$$t_j = 0.03D \frac{f'_c}{f_{yj}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \dots\dots\dots(8.50a)$$

(2) 矩形橋柱：

由(8.24)、(8.25)、(8.46)、(8.47)式可求得：

$$t_j = 0.03h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \dots\dots\dots (8.50b)$$

$$t_j = 0.12h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \dots\dots\dots (8.50c)$$

二式求大者設計。

4. 圍束混凝土之理論極限應變

(1) 圓形橋柱：

由(8.26)、(8.45)知，其最小補強鋼板厚度計算如下所示：

$$t_j = \frac{D(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{5.6f_{yj}\varepsilon_{ju}} \text{ (by Mander et al.)} \dots\dots\dots (8.51)$$

式中， $\varepsilon_{ju}$  為鋼板之極限應變。

(2) 矩形橋柱：

矩形柱外包鋼板補強，其增加之剪力強度 $V_{sj}$ 之計算方式與橫向鋼筋同，惟若欲增加韌性，有時必須配置成橢圓形(如圖8.3-1所示)，其計算除可參考FHWA、Caltrans的方法外，亦可依據如下所示之方法：

$$a=kb$$

$$b = \sqrt{\left(\frac{D}{2k}\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2} \dots\dots\dots (8.52)$$

$$k = \left(\frac{D}{B}\right)^{2/3}$$

$$R_1 = \frac{b^2}{a}, R_3 = \frac{a^2}{b} \dots\dots\dots (8.53)$$

$$D_{equ} = R_1 + R_3 = \frac{b^3 + a^3}{ab} \dots\dots\dots (8.54)$$

式中， $a$ 、 $b$ 為補強後橢圓之長軸、短軸， $D_{equ}$ 為等效之柱直徑。

補強所增加之剪力強度計算近似於圓形橋柱，其強軸與弱軸方向之剪力強度計算如下所示：

在強軸方向：

$$V_j = 2t_j a f_{yj} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{b}{a} \right] \cot \theta \dots\dots\dots (8.55)$$



在弱軸方向：

$$V_j = 2t_j b f_{yj} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{a}{b} \right] \cot \theta \dots\dots\dots (8.56)$$

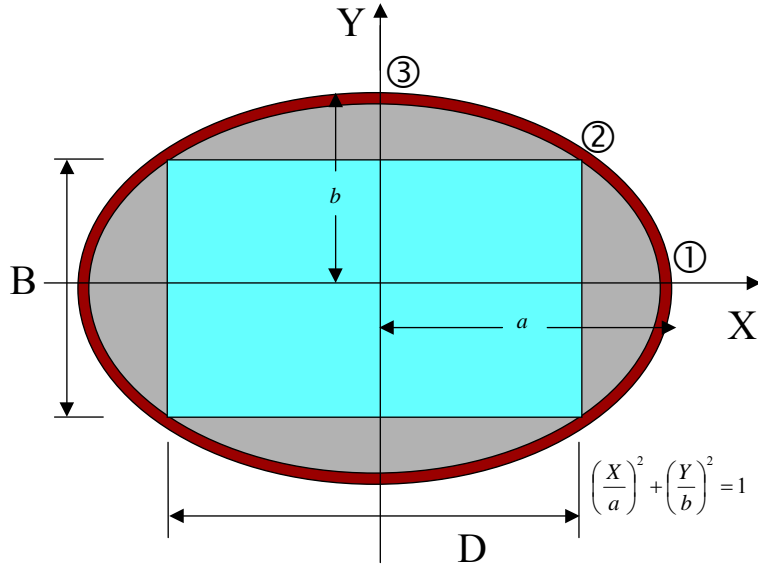


圖 8.3-1 矩形橋柱鋼板補強

### 8.3.3 避免橋柱主筋挫屈之鋼板補強

由式由(8.31)、(8.45)、(8.47)可推求其鋼板補強最小厚度值，其計算如下所示：

(1) 圓形橋柱：

$$t_j = \frac{D n_b f_s^2}{8.89 E_{ds} E_t} \dots\dots\dots (8.57)$$

(2) 矩形橋柱：

$$t_j = \frac{n_b f_s^2}{4.44 E_{ds} E_t} \left( \frac{BD}{B+D} \right) \dots\dots\dots (8.58)$$

其中，上式只需用於細長柱之檢查，也就是  $\frac{L}{D} = \frac{M}{VD} \geq 4$  時。

### 8.3.4 避免橋柱主筋搭接不足之鋼板補強

其需要鋼板補強的厚度計算如下(由圖8.3-2所示)：

$$2t_j f_s = f_t D \dots\dots\dots (8.59)$$

式中， $t_j$ 為鋼板補強之厚度， $f_s$ 為鋼板包覆之應力， $D$ 為柱之直徑(mm)。假設鋼筋的彈性模數 $E_s=2.03 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ ，故當應變 $\epsilon_s=0.001$ 時，

其應力  $f_s=2030\text{kg/cm}^2$ ，代入式(8.59)可得在鋼筋搭接長度不足時補強之最小需求之鋼板補強厚。

$$t_j \geq \frac{f_l D}{4060} (\text{cm}) \quad (f_l \text{單位為kg/cm}^2) \dots\dots\dots (8.60)$$

式中， $f_l$ 為斷面圍束力。

根據美國加州Caltrans的經驗，主筋禁止於塑鉸區搭接。因為主筋搭接縱然具有足夠的搭接長度，其消能力均相當有限。因此，主筋於塑鉸區搭接之橋柱在加州被列為補強的對象。根據Caltrans的新規定，縱然採用續接器(Coupler)亦不允許主筋於塑鉸區搭接。

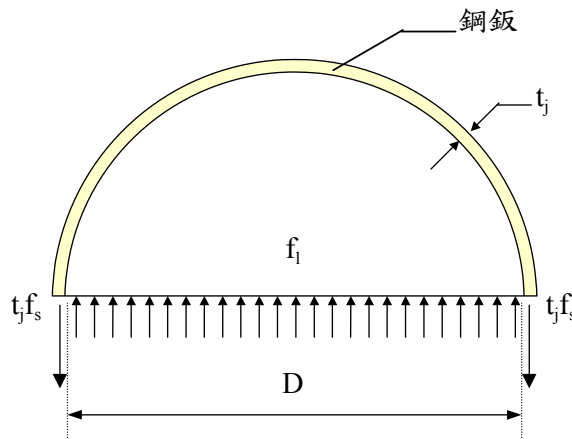


圖 8.3-2 圓形橋柱補強之圍束力分佈圖

## 8.4 橋柱連續纖維高分子複合材料(FRP)補強設計

### 8.4.1 橋柱FRP剪力補強<sup>[32]</sup>

橋柱外包FRP補強可視為橫向鋼筋處理，其補強之剪力強度  $V_j$  計算如下：

(1) 圓形橋柱：

$$V_j = \frac{\pi}{2} t_j f_{jd} D \cot \theta \dots\dots\dots (8.61)$$

(2) 矩形橋柱：

$$V_j = 2 t_j f_{jd} D \cot \theta \dots\dots\dots (8.62)$$

式中， $t_j$ 為橋柱FRP補強之厚度， $D$ 為圓形橋柱之直徑或矩形橋柱在受力方向之尺寸， $\theta$ 為剪力裂縫與縱向鋼筋之夾角，設計時可採用 $\theta=35^\circ$ ， $f_{jd}$ 為FRP之設計應力，因為環向之設計應變(Hoop Strain) $\varepsilon_{jd}=0.004$ ，所以 $f_{jd}=E_j \varepsilon_{jd}=0.004E_j$ ， $E_j$ 為FRP材料之彈性模數。

故由式(8.61)、(8.62)和(8.1)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

(1) 圓形橋柱：

$$t_j \geq \frac{\frac{V^o}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi}{2} f_{jd} D \cot \theta} \dots\dots\dots (8.63)$$

(2) 矩形橋柱：

$$t_j \geq \frac{\frac{V^o}{\phi_s} - V_n}{2 f_{jd} D \cot \theta} \dots\dots\dots (8.64)$$

## 8.4.2 橋柱FRP韌性補強

1. ATC-32規範

(1) 圓形橋柱：

橋柱外包FRP可視為連續性之橫向鋼筋，故由式(8.45)和(8.15)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

$$t_j = \frac{D}{4} \left\{ \frac{k_j f'_{ce}}{f_{ju}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13(\rho_\ell - 0.01) \right\} \dots\dots\dots (8.65)$$

式中， $f_{ju}$ 為FRP之極限應力， $k_j=0.16$ 。

基於考量材料之長期耐久性，在碳纖維補強時，採用0.9之強度折減因子，而在玻璃纖維補強時，採用0.6之強度折減因子，則FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

A. 碳纖維補強：

$$t_j = \frac{D}{22.5} \left\{ \frac{f'_{ce}}{f_{ju}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13(\rho_\ell - 0.01) \right\} \dots\dots\dots (8.66)$$

B. 玻璃纖維補強：

$$t_j = \frac{D}{3} \left\{ \frac{f'_{ce}}{f_{ju}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13(\rho_\ell - 0.01) \right\} \dots\dots\dots (8.67)$$

至於其他材料之強度折減因子，依據其所期望之耐久性決定之。

補強後之橋柱韌性，需檢核其是否達到規範之要求，其檢核公式如下所示。

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.8\rho_j f_{ju} \varepsilon_{ju}}{f'_{cc}} \quad (\text{圓形碳纖維補強}) \dots\dots\dots (8.68)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{0.75\rho_j f_{ju} \varepsilon_{ju}}{f'_{cc}} \quad (\text{圓形玻璃纖維補強}) \dots\dots\dots (8.69)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5\rho_j f_{ju} \varepsilon_{ju}}{f'_{cc}} \quad (\text{圓形Priestly建議}) \dots\dots\dots (8.70)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u} \dots\dots\dots (8.71)$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \dots\dots\dots (8.72)$$

$$L_p = g + 2\chi d_b \dots\dots\dots (8.73)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \dots\dots\dots (8.74)$$

式中， $\varepsilon_{cu}$ 為補強後圍束混凝土斷面之極限應變， $f'_{cc}$ 為圍束混凝土之抗壓強度， $\varepsilon_{ju}$ 為FRP之極限應變， $c_u$ 為中性軸與混凝土壓力緣外側之距離， $\mu_\phi$ 為曲率韌性， $\phi_y$ 、 $\phi_u$ 各為橋柱斷面採用彎矩曲率分析之降伏曲率與極限曲率， $L_p$ 為塑鉸之長度， $g$ 為補強斷面與基礎或帽梁之距離，一般可採用5公分， $d_b$ 、 $f_y$ 各為縱向鋼筋之直徑與降伏強度，當 $f_y=2800\text{kg/cm}^2$ 時， $\chi=6$ ，當 $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ 時， $\chi=9$ ， $\mu_\Delta$ 為位移韌性， $L$ 為橋柱之高度。

另一方面，如果給定橋柱之位移韌性 $\mu_\Delta$ ，則由式(8.45)及(8.68)至(8.74)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

A. 碳纖維補強：

$$t_j = 0.09 \frac{D(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \dots\dots\dots (8.75)$$

B. 玻璃纖維補強：

$$t_j = 0.33 \frac{D(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \dots\dots\dots (8.76)$$

基於考量材料之長期耐久性，在碳纖維補強時，採用0.9之

強度折減因子，而在玻璃纖維補強時，採用0.6之強度折減因子，則FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

A. 碳纖維補強：

$$t_j = 0.1 \frac{D(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{ju}\varepsilon_{ju}} \dots\dots\dots (8.77)$$

B. 玻璃纖維補強：

$$t_j = 0.56 \frac{D(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{ju}\varepsilon_{ju}} \dots\dots\dots (8.78)$$

至於其他材料之強度折減因子，依據其所期望之耐久性決定之。

(2) 矩形橋柱：

對於矩形橋柱當軸力  $P \leq 0.15f'_{cc}A_g$ ，縱向鋼筋量比  $\rho_l < 0.03$  及  $M/(VD) < 3$  時，可採用FRP矩形補強，但須滿足下面二點：(1) 在角落需磨出半徑大於3公分之圓角，(2) 必須利用等效直徑  $D_{equ}$  代入式(8.55)或(8.56)所求得之厚度的2倍來作為FRP矩形補強之厚度，而當  $M/(VD) > 3$  時則採用橢圓形補強以增加其韌性，其計算方式如式(8.52)至(8.56)，

## 2. AASHTO規範

(1) 圓形橋柱：

橋柱外包FRP可視為連續性之橫向鋼筋，基於能量平衡之考量及補強後混凝土有較高之應變，因此可將其係數提高五倍。故由式(8.45)和(8.17)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

$$t_j = \frac{D}{4} \left[ 0.6 \frac{f'_c}{f_{ju}} \right] \dots\dots\dots (8.79)$$

基於考量材料之長期耐久性，在碳纖維補強時，採用0.9之強度折減因子，而在玻璃纖維補強時，採用0.6之強度折減因子，則FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

A. 碳纖維補強：

$$t_j = \frac{D}{6} \left[ \frac{f'_c}{f_{ju}} \right] \dots\dots\dots (8.80)$$

B. 玻璃纖維補強：

$$t_j = \frac{D}{4} \left[ \frac{f'_c}{f_{ju}} \right] \dots\dots\dots (8.81)$$

至於其他材料之強度折減因子，依據其所期望之耐久性決定之。

(2) 矩形橋柱：

對於矩形橋柱之補強，採用與ATC-32規範建議之相同方法。

3. Caltrans規範

(1) 圓形橋柱：

橋柱外包FRP可視為連續性之橫向鋼筋，基於能量平衡之考量及補強後混凝土有較高之應變，因此可將其係數提高五倍。故由式(8.45)和(8.22)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

$$t_j = \frac{D}{4} \left\{ 0.6 \frac{f'_c}{f_{ju}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \right\} \dots\dots\dots (8.82)$$

基於考量材料之長期耐久性，在碳纖維補強時，採用0.9之強度折減因子，而在玻璃纖維補強時，採用0.6之強度折減因子，則FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

A. 碳纖維補強：

$$t_j = \frac{D}{6} \frac{f'_c}{f_{ju}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \dots\dots\dots (8.83)$$

B. 玻璃纖維補強：

$$t_j = \frac{D}{4} \frac{f'_c}{f_{ju}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \dots\dots\dots (8.84)$$

至於其他材料之強度折減因子，依據其所期望之耐久性決定之。

(2) 矩形橋柱：

對於矩形橋柱之補強，採用與ATC-32規範建議之相同方法。

8.4.3 避免橋柱縱向鋼筋挫屈之FRP補強

故由式(8.21)、(8.45)、(8.47)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

1. 圓形橋柱：

$$t_j = \frac{D n f_s^2}{8.89 E_{ds} E_t} \dots\dots\dots (8.85)$$

2. 矩形橋柱：

$$t_j = \frac{nf_s^2}{4.44E_{ds}E_t} \left( \frac{BD}{B+D} \right) \dots\dots\dots (8.86)$$

上式只需用於細長柱之檢查，即 $L/D=M/(VD) \geq 4$ 。

#### 8.4.4 鋼筋搭接長度不足之FRP補強

基於FRP圓形橋柱圍束補強模型而言，參照圖8.4-1，其FRP補強之最小厚度計算如下：

$$t_j = \frac{f'_\ell D'}{2f_{jd}} \dots\dots\dots (8.87)$$

為防止搭接處鋼筋產生滑動，則採用FRP環向之設計極限應變 $\varepsilon_j=0.0015$ ，故可得FRP之設計應力 $f_{jd}$ 計算如下：

$$f_{jd} = E_j \varepsilon_j = 0.0015E_j \dots\dots\dots (8.88)$$

所以由式(8.87)可得FRP補強之最小厚度 $t_j$ 計算如下：

$$t_j = \frac{D' f'_\ell}{0.003E_j} \dots\dots\dots (8.89)$$

對於矩形橋柱之補強，大都採用橢圓形補強，除非允許搭接鋼筋之互相滑動是可以控制的，則矩形補強可以採用，但需比照韌性補強時一樣之限制。

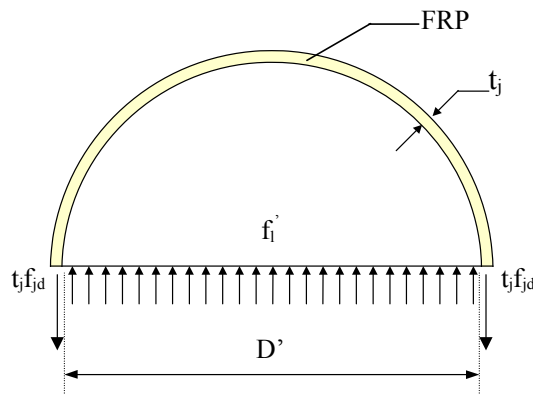


圖 8.4-1 圓形橋柱補強

## 8.5 橋柱RC包覆補強設計

橋柱RC包覆補強可增加混凝土圍束應力，進而增加橋柱之撓曲強度、韌性與剪力強度。圖8.5-1為RC包覆補強示意圖，其工作項目包括打毛原橋柱面、配置及錨錠主筋、配置橫向箍筋、與灌漿。將主筋錨錠足夠長度於基礎，如圖8.5-1(a)，RC包覆補強可增加橋柱撓曲強度。由於橋柱撓曲強度之增加，基礎撓曲及剪力強度亦應做適當補強，以滿足橋柱塑性鉸區之強度。若為韌性補強，則不可植筋深入基礎，且需預留5cm間隙，如圖8.5-1(b)。圓形橋柱補強所需之圍束強度可以圓形箍筋或螺旋箍筋達到，如圖8.5-2(a)。矩形橋柱之RC包覆補強則可使用圓形、橢圓形或矩形RC包覆，圖8.5-2(b)、(c)、(d)。除非使用橢圓形或圓形RC包覆補強，否則包覆的RC對矩形橋柱所產生的圍束效果有限，僅四個角上之主筋能被有效束制。此現象可藉削去原橋柱四角混凝土，將箍筋於四角做45度彎曲且與矩形閉合箍筋交替使用，及將繫筋穿過原橋柱而改善，圖8.5-2(d)。

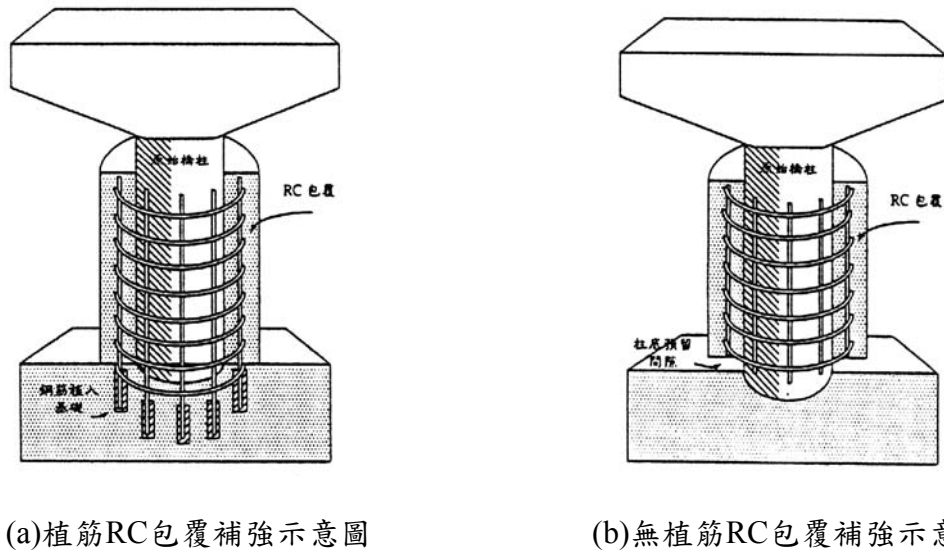
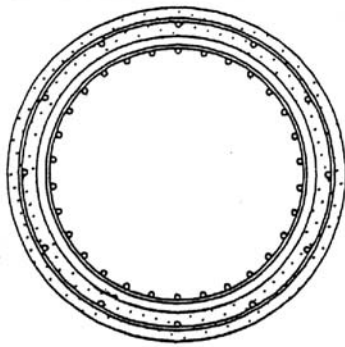
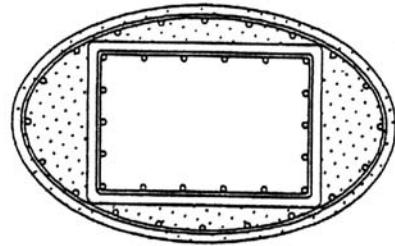


圖 8.5-1 橋柱之RC包覆補強示意圖(一)  
(資料來源：鍾立來，NCREE-01-024)

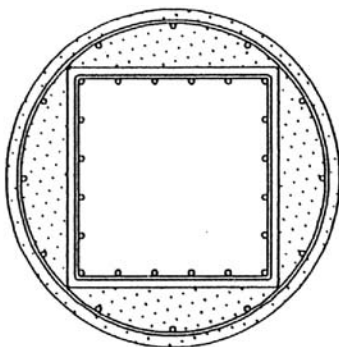




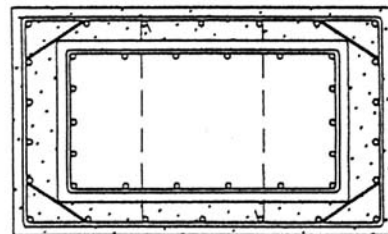
(a)圓柱之圓形RC包覆補強示意圖



(b)矩形柱之橢圓形RC包覆補強示意圖



(c)矩形柱之圓形RC包覆補強示意圖



(d)矩形柱之矩形RC包覆補強示意圖

圖 8.5-2 橋柱之RC包覆補強示意圖(二)

(資料來源：鍾立來，NCREE-01-024)

### 8.5.1 橋柱RC剪力補強

橋柱剪力強度不足時，可藉RC包覆補強增加抗剪強度。RC包覆補強之剪力強度計算和新建橋柱剪力強度計算相同。惟考慮新舊混凝土之間可能不具良好黏合關係，尤其當塑性鉸區具較大變形時，因此只考慮鋼筋對剪力強度的貢獻，忽略新增混凝土對剪力強度之貢獻。RC包覆補強所提供的剪力強度 $V_j$ 同式(8.6)及(8.7)所計算，故橋柱採用RC剪力補強所需之最小箍筋面積為：

1. 圓形橋柱：

$$A_{sh} \geq \frac{\frac{V^o}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi f_{yh} D'}{2 s_t}} \dots\dots\dots (8.90)$$

2. 矩形橋柱：

$$A_{sh} \geq \frac{\frac{V^o}{\phi_s} - V_n}{\frac{f_{yh} d}{s_t}} \dots\dots\dots (8.91)$$

### 8.5.2 橋柱RC抗彎補強

使用RC包覆補強來增加橋柱韌性，主要是藉補強所增加的圍束鋼筋，增加對混凝土的圍束應力並改善其極限強度與應變，達到增加斷面曲率及橋梁整體韌性之需求。根據塑性鉸之旋轉需求 $\theta_p$ ，圍束鋼筋依下列步驟設計：

1. 根據結構分析，計算橋柱塑性鉸之塑性旋轉需求 $\theta_p$ 。
2. 計算橋柱塑性曲率需求

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \dots\dots\dots (8.92)$$

3. 計算曲率需求

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \dots\dots\dots (8.93)$$

式中， $\phi_y$ 為斷面之降伏曲率。

4. 計算混凝土最大壓應變需求

$$\varepsilon_{cu} = \phi_m c \dots\dots\dots (8.94)$$

式中， $c$ 為中性軸深度。

5. 計算需要之圍束鋼筋量  $\rho_s$

$$\rho_s = \Phi_j(\varepsilon_{cu}) \dots\dots\dots (8.95)$$

式中， $\Phi_j$  代表圍束鋼筋量  $\rho_s$  與混凝土極限壓應變  $\varepsilon_{cu}$  的關係，如式(8.26)所示。

因此，RC 包覆補強所需之圍束鋼筋體積比為

$$\rho_s = \frac{(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{1.4f_{yh}\varepsilon_{su}} \dots\dots\dots (8.96)$$

使用矩形RC 包覆補強時，建議將有效圍束應力乘以係數2/3。

另橋柱韌性補強設計所配置之箍筋量不得小於避免橋柱主筋挫屈的需求，如式(8.31)。

**8.5.3 避免橋柱主筋挫屈之RC補強**

為避免塑鉸區主筋挫屈，最小橫向箍筋體積比應滿足第8.2.3節之規定。

**8.5.4 避免鋼筋搭接長度不足之RC補強**

混凝土所需圍束力  $f_l$  與主筋關係同式(8.33)所計算。

由原橋柱主筋搭接長度  $l_s$  可推算所需圍束力  $f_l$ 。由混凝土圍束力  $f_l$ 、橫向箍筋應力、與Mander et al 圍束混凝土應力-應變理論，反推可得補強所須之箍筋量。對矩形柱而言，若使用橢圓形箍筋，橢圓形或矩形RC 包覆均可達到有效之圍束效果。RC 矩形包覆厚度以大於圍束方向尺寸之六分之一為宜，其有效圍束應力為新橋柱設計之三分之二，如此亦限制了矩形RC 包覆補強的使用性。

**8.5.5 主筋錨錠長度之設計**

使用RC 包覆補強，主筋必需錨錠足夠長度於基礎內，以發展主筋強度，避免握裹破壞。RC 包覆補強時之主筋錨錠長度設計，以AASHTO及ATC32之鋼筋基本發展長度乘以係數1.3為依據。AASHTO及ATC32之鋼筋基本發展長度為：

1. AASHTO規範

不同鋼筋尺寸，其基本發展長度如下：

$$\text{小於或等於D36} \quad \frac{0.04A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \text{ 不小於 } 0.0004d_b f_y \dots\dots\dots (8.97)$$

$$D43 \quad \frac{0.085f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.98)$$

$$D57 \quad \frac{0.11f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.99)$$

## 2. ATC-32規範

鋼筋間距大於 $2d_b$ ，保護層大於 $d_b$ ：

$$\text{鋼筋尺寸小於或等於D19} \quad \frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha \beta \lambda}{25\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.100)$$

$$\text{鋼筋尺寸大於或等於D22} \quad \frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha \beta \lambda}{20\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.101)$$

其他：

$$\text{鋼筋尺寸小於或等於D19} \quad \frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda}{50\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.102)$$

$$\text{鋼筋尺寸大於或等於D22} \quad \frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda}{40\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.103)$$

式中， $A_b$ 為鋼筋斷面積， $\ell_d$ 為鋼筋發展長度。 $\alpha$ 為鋼筋位置係數取 $\alpha=1.0$ ； $\beta$ 為鋼筋塗層係數，具環氧樹脂塗層者 $\beta=1.5$ ，其他 $\beta=1.0$ ； $\lambda$ 為混凝土級配係數，輕質混凝土 $\lambda=1.3$ ，考慮混凝土拉力強度 $f_{ct}$ 者 $\lambda=6.7\sqrt{f'_c/f_{ct}}$ ，其他 $\lambda=1.0$ 。

### 8.5.6 RC包覆補強在橋柱修復上之應用

對在地震中受損之橋柱，如其受損應局部限於保護層混凝土之脫落及主筋或箍筋之降伏，可使用上述之RC包覆補強策略修復。設計方法可參考第8.5.1至8.5.5節。受損情形較嚴重之橋墩，建議以鋼板或FRP補強。

## 8.6 鋼橋墩之補強設計方法

### 8.6.1 日本阪神地震後之耐震補強作法

目前國內高速公路橋梁尚未大量採用鋼橋墩的設計，本節相關的耐震補強考量重點，主要係參考日本阪神地震後之相關耐震補強經驗。<sup>[8][9]</sup>

鋼橋墩耐震補強之基本概念可用圖8.6-1表示之，補強設計應注意之基本事項如下：

(1) 鋼橋墩為防止局部挫屈之產生及增進韌性，內部應填充混凝土或增

設角隅補強材。

- (2) 鋼橋墩內填充之混凝土，未予密閉或完整性有顧慮時，則其所提供之強度不予考慮，但可考慮它對防止挫屈之效果。
- (3) 充填混凝土若灌注至上端之橫隔板並予密閉時，則可考慮混凝土部份所提供之強度效果。
- (4) 充填之混凝土應採用富流動性者，以增加其密實。
- (5) 鋼橋墩之破壞模式主要是因彈塑性挫屈所致，過大之非線性應變反復作用，即使是數次至數十次的反復次數，亦將使鋼板龜裂而產生脆性之不穩定破壞，故鋼材之極限應變應予限制，日本建設省之「復舊對策」將鋼材之極限應變  $\epsilon_u$  定為降伏應變  $\epsilon_y$  之10倍。
- (6) 鋼橋墩錨錠部份之極限強度檢核，應以鋼橋柱產生塑鉸之狀態為之，錨錠部份可將錨栓視為鋼筋，以RC斷面設計之。
- (7) 由於錨錠部份之錨栓及錨錠構架，對橋梁之使用、崩塌有極重要之任務，故日本對Level II之地震所產生之應變，較通常RC構造之限制嚴格，即鋼筋之拉應變  $\epsilon_{cr}=0.03$  ( $\sigma_{cr}=\sigma_y$ )，混凝土之壓應變  $\epsilon_{cr}=0.002$  ( $\sigma_{cr}=0.85\sigma_{ck}$ )；對Level III之地震則為一般RC構造採用之極限狀態，即鋼筋之拉應變  $\epsilon_{cr}=0.05$  ( $\sigma_{cr}=\sigma_y$ )，混凝土之壓應變  $\epsilon_{cr}=0.0035$  ( $\sigma_{cr}=0.85\sigma_{ck}$ )。

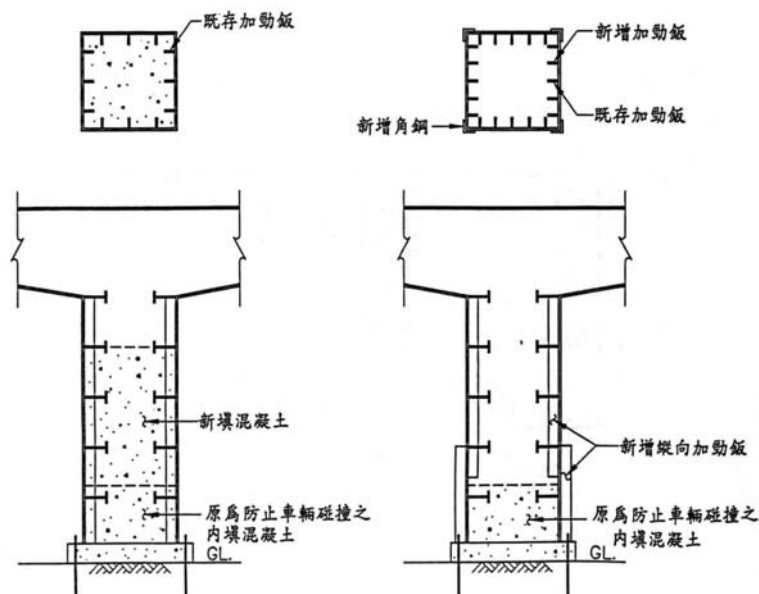


圖 8.6-1 既存鋼橋墩之耐震補強<sup>[8]</sup>

## 8.6.2 鋼橋墩耐震設計之相關規定

### 1. 充填混凝土鋼橋柱

#### (1) 充填用混凝土儘量採用低強度混凝土：

由於鋼橋柱充填混凝土之目的為在防止鋼材之局部挫屈而不在增加強度，所以建議儘量採用較低強度混凝土為充填材料，以確保混凝土之強度不會大於鋼材之強度。

#### (2) 混凝土之充填高度須達到鋼材不會產生挫屈之高度。

#### (3) 充填混凝土鋼橋柱之剪力強度僅考慮鋼材對剪力強度之貢獻，其計算方式應依交通部「公路橋梁設計規範」之規定。

### 2. 中空鋼橋柱

中空鋼橋柱之設計除應依照交通部「公路橋梁設計規範」之相關規定進行設計外，還須要確保橋柱於地震下不產生脆性破壞使能發揮其強度與韌性。因為中空鋼橋柱若產生局部挫屈或角隅焊接處之破壞，會使橋柱本身之承載能力急速下降，而無法確保其應具有之強度與韌性的發揮，所以對於如此之脆性破壞應加以避免。依據美國ATC-32、日本1996年「道路橋示方書·V耐震設計編」之規定，若要確保中空鋼橋柱的強度與韌性，可參考以下之規定進行檢核及相關補強設計：

#### (1) 加勁矩形斷面

##### A. 最小鈹厚之限制：

$$\frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2 n^2}} \leq 0.5 \quad (8.104)$$

##### B. 縱向加勁鈹挫屈因子 $\gamma$ 之限制：

$$\gamma / \gamma^* \geq 1.0 \quad (8.105)$$

##### C. 縱向加勁面積比之限制：

$$d_1 / d_1^* \geq 1.0 \quad (8.106)$$

其中

$$\gamma = \frac{I_1}{bt^3 / 11} \quad (8.107)$$

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n(1 + nd_1) - \frac{(1 + \alpha^2)^2}{n}; \alpha \leq \alpha_0 \quad (8.108)$$

$$\gamma^* = \frac{1}{n} (2n^2 (1 + nd_1) - 1)^2 - \frac{1}{n}; \alpha > \alpha_0 \dots\dots\dots (8.109)$$

$$\alpha = a/b \dots\dots\dots (8.110)$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{(1 + n\gamma)} \dots\dots\dots (8.111)$$

$$d_1 = A_1/bt \dots\dots\dots (8.112)$$

$$d_1^* = \frac{0.10}{n} \dots\dots\dots (8.113)$$

a : 縱向加勁鈹之間距

b : 翼鈹寬度

t : 鈹厚

I<sub>1</sub> : 縱向加勁鈹以翼鈹內側為軸線之慣性矩

A<sub>1</sub> : 縱向加勁鈹之斷面積

n : 翼鈹上縱向加勁鈹數目+1

f<sub>y</sub> : 鋼材降伏強度

E<sub>s</sub> : 鋼材的楊氏模數

ν : 柏松比(Poisson's ratio,=0.3)

(2) 未加勁矩形斷面

最小鈹厚之限制：

$$\frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \leq 0.7 \dots\dots\dots (8.114)$$

(3) 圓形斷面

最小鈹厚之限制：

$$\sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{f_y}{E_s} \frac{2D}{2t} \leq 0.09 \dots\dots\dots (8.115)$$

其中

D : 斷面直徑

圖8.6-2為具縱向加勁鈹之矩形斷面鋼橋柱示意圖及一些角隅補強材之細部要求。

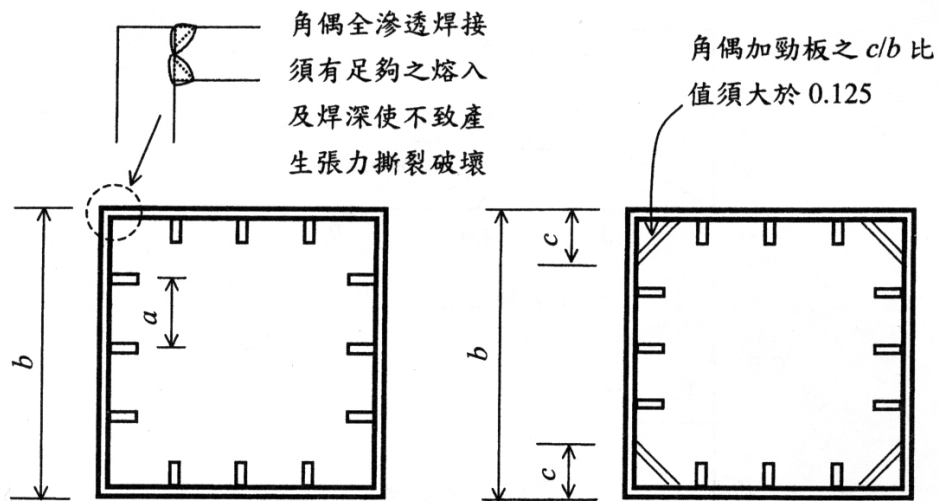


圖 8.6-2 具縱向加勁板之矩形斷面鋼橋柱示意圖<sup>[1]</sup>

### 3. 鋼橋柱之錨錠

- (1) 橋柱之錨錠強度須設計使能抵抗橋柱塑鉸產生後傳遞之剪力、彎矩與軸力，如圖8.6-3。
- (2) 橋柱之錨錠為傳遞橋柱所受之剪力、彎矩與軸力到基礎之路徑，所以對橋梁耐震性能影響頗大；基於橋柱錨錠部份之檢視與修復不易，所以設計須儘量不使錨錠構材產生降伏為宜。若橋柱為採充填混凝土之鋼橋柱則計算塑鉸產生後傳遞之剪力、彎矩與軸力時須計及混凝土所貢獻之強度。

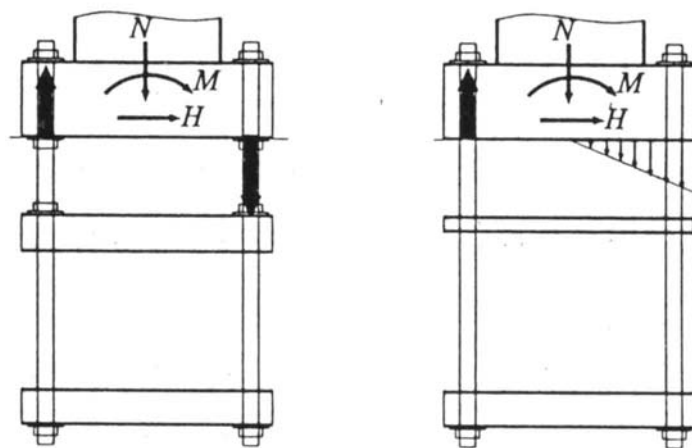


圖 8.6-3 鋼橋柱錨錠示意圖<sup>[1]</sup>

## 8.7 RC帽梁及接頭之補強設計方法

帽梁耐震能力不足，依結構特性與地震力作用方向，主要原因有(如圖8.7-1所示)：



1. 受垂直橋軸向地震力時，梁底部鋼筋不足或錨錠入梁柱接頭之長度不足，致使正彎矩強度不足。
2. 多柱構架式橋墩之帽梁，受垂直橋軸向地震力時，梁頂部鋼筋過早切斷，以致梁負彎矩強度不足。
3. 箍筋量不足導致帽梁剪力強度不足。
4. 上部結構、帽梁與橋柱整體構造，受橋軸向地震力時，由於箍筋量不足，導致扭力強度不足。此種結構在台灣地區較少。
5. 梁柱接頭強度不足。

針對上述耐震能力不足原因，建議可以增加帽梁強度至橋柱可能塑性鉸之強度，使塑性鉸發生於橋柱，或改變結構特性減少帽梁受力二種方法補強，分述如下。

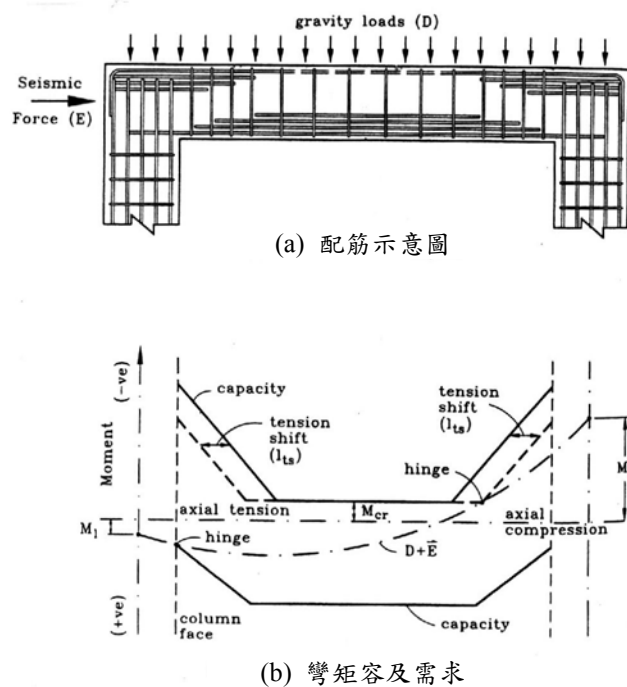


圖 8.7-1 帽梁耐震能力不足原因示意圖<sup>[29]</sup>

### 8.7.1 減少帽梁地震力

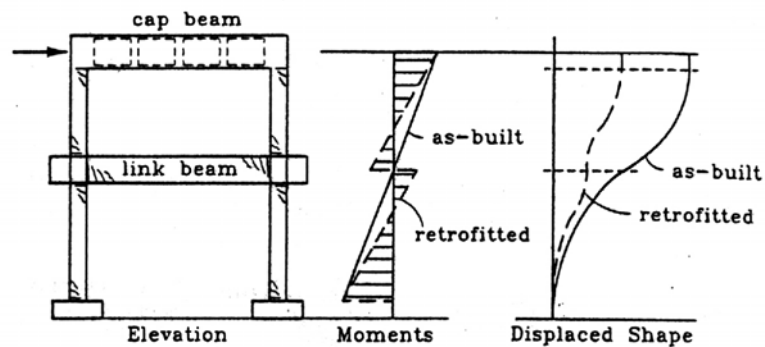
#### 1. 垂直橋軸向

當帽梁或是梁柱接頭所受橫向地震力超過其容量時，使用連接梁(Link Beam)連接橋柱，能有效降低帽梁受力，並強迫塑性鉸發生於橋柱，如圖8.7-2所示。當橋柱於連接梁與帽梁間高度較小時，帽梁及此段橋柱所受彎矩將變小。一般而言，帽梁與橋柱的質量均小

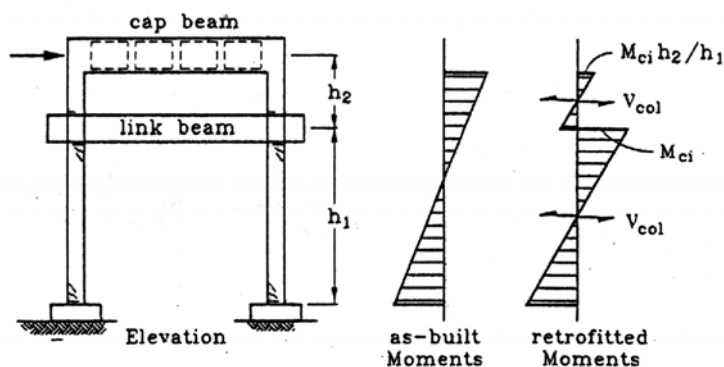
於上部結構質量，橋柱將受均勻剪力  $V_{col}$ ，帽梁所受彎矩則為  $M_{ci}h_2/h_1$ ，如圖8.7-2所示。 $M_{ci}$ 為橋柱彎矩容量。

## 2. 橋軸向

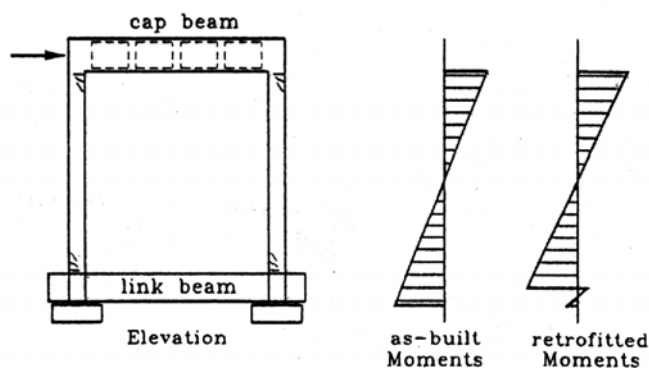
當帽梁與上部結構為整體構造時，如圖8.7-3，上部結構所受橋軸向地震力將藉由帽梁扭力傳至橋柱。此一情況，帽梁扭力強度需大於橋柱彎矩強度。解決帽梁扭力破壞的可行方案之一，為利用足夠強度與勁度之橋軸向連接梁連接上部結構，將上部結構彎矩直接傳至橋柱，減少帽梁所受扭力，如圖8.7-4所示。在此情況下，帽梁的主要功用為支撐上部結構重力與抵抗橫向地震力。



(a) 減少側移量

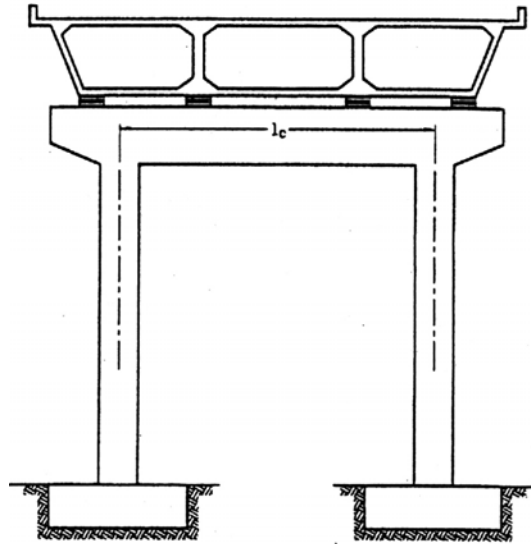


(b) 降低帽梁內力

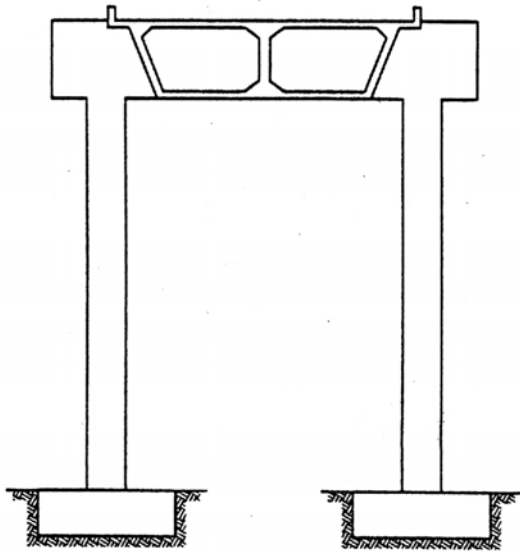


(c) 降低基礎內力

圖 8.7-2 利用連接梁改善橫向地震反應<sup>[29]</sup>



(a) 帽梁與上部結構鉸接



(b) 帽梁與上部結構固接

圖 8.7-3 帽梁與上部結構之連接方式<sup>[19]</sup>

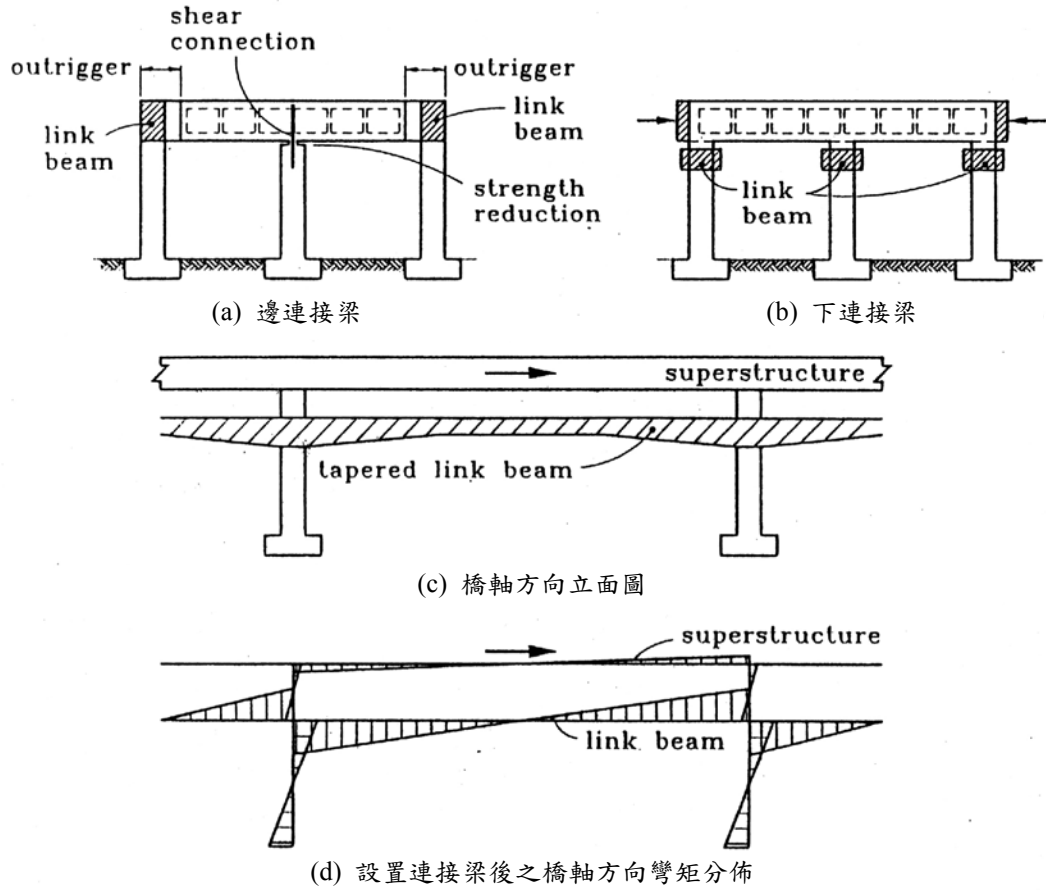


圖 8.7-4 利用橋軸向連接梁改善地震反應<sup>[29]</sup>

## 8.7.2 提高帽梁強度

### 1. 彎矩強度

帽梁彎矩補強的原則，乃將帽梁強度提高致使塑性鉸發生於橋柱。補強方式可藉粗糙帽梁表面，增加混凝土塊於帽梁兩側達到。圖8.7-5(a)為上部結構座於支承之帽梁彎矩補強示意，圖8.7-5(b)則為帽梁與上部結構一體時之可行補強方案。新增混凝土塊可藉鋼筋錨錠於帽梁，錨錠鋼筋最好能穿過帽梁。為保證新增拉力筋受力能有效傳至原帽梁，所錨錠鋼筋面積不得少於

$$\sum A_d = \frac{A_{sb} f_{yl}}{f_{yd}} \dots\dots\dots (8.116)$$

式中， $A_{sb}$ 為新增之受拉鋼筋， $f_{yl}$ 與 $f_{yd}$ 分別為混凝土塊主筋與錨錠鋼筋之降伏應力。預力的使用亦可增加帽梁彎矩強度，可外露或包覆於混凝土塊中，如圖8.7-5所示。

鋼板及複合材料包覆亦為有效方法。

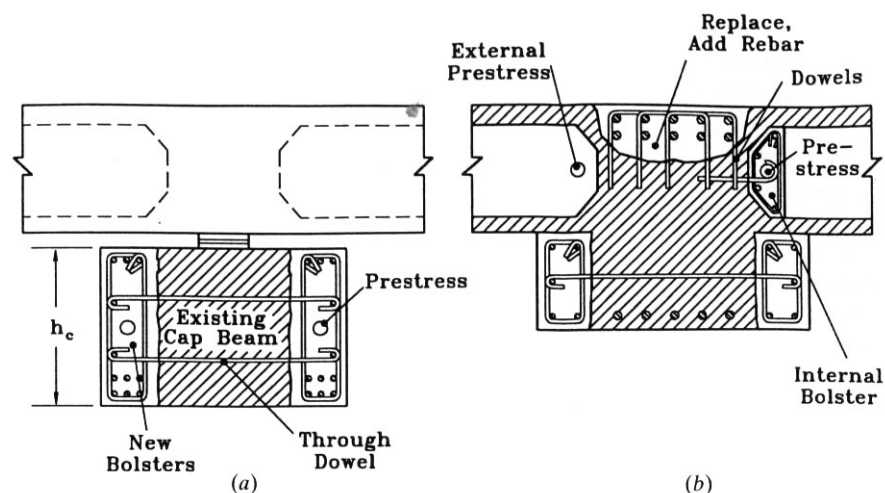


圖 8.7-5 帽梁利用RC及預力彎矩補強示意圖<sup>[29]</sup>

### 2. 剪力強度

圖8.7-5所示方法配合適當箍筋可增加帽梁剪力強度，補強後之帽梁剪力強度可依橋柱補強之剪力強度計算方式計算。預力的使用也可增加帽梁剪力強度，其剪力強度的計算，可將預力考慮為帽梁所受軸向力，因而增加剪力強度。複合材料(FRP)包覆帽梁兩側亦為增加剪力強度可行方案，最有效的包覆方式為複合材料能包覆帽梁頂部與底部。當無法包覆帽梁頂部與底部時，其補強效果必須折減。

### 3. 扭力強度

扭力強度可藉由混凝土與封閉式箍筋而增加。複合材料包覆整個帽梁斷面亦為增加扭力強度方案之一。對帽梁與上部結構整體構造者，使用箍筋或複合材料增加扭力強度均有其執行上的困難。在此情形下，預力的使用可避免扭轉裂縫與增加扭力強度。

#### 8.7.3 梁柱接頭補強

梁柱接頭補強方案的選擇，包括減少受力、施拉預力、包覆補強與接頭替換。一般用於減少帽梁受力的方法，亦能有效減少梁柱接頭受力，參考章節8.7.1。

多柱構架式橋墩之外柱梁柱接頭(Knee Joint)，受正、負彎矩作用時之平衡狀態如圖8.7-6所示。多柱構架式橋墩內柱之T型接頭(Tee Joint)，受彎矩作用時之平衡狀態如圖8.7-7所示。

因此，梁柱接頭之主應力如式(8.117)所示。

$$P_c, P_t = \frac{f_v + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_v - f_h}{2}\right)^2 + v_j^2} \dots\dots\dots (8.117)$$

式中， $p_c$ 、 $p_t$ 為主應力， $f_v$ 、 $f_h$ 為梁柱接頭之垂直與水平平均軸應力， $v_j$ 為梁柱接頭剪應力。 $f_v$ 與 $f_h$ 分別由梁、柱軸向力 $P_c$ 與 $P_b$ (參考圖8.7-6與8.7-7)除以其受力面積。 $f_v$ 為梁中間高度之垂直應力，假設橋柱軸向力由梁柱交接面，以 $45^\circ$ 角伸入梁中。 $f_h$ 則考慮梁斷面積。

$$f_h = \frac{P_b}{b_b h_b} \dots\dots\dots (8.118)$$

$v_j$ 則為

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_{je} h_c} = v_{jv} = \frac{V_{jv}}{b_{je} h_b} \dots\dots\dots (8.119)$$

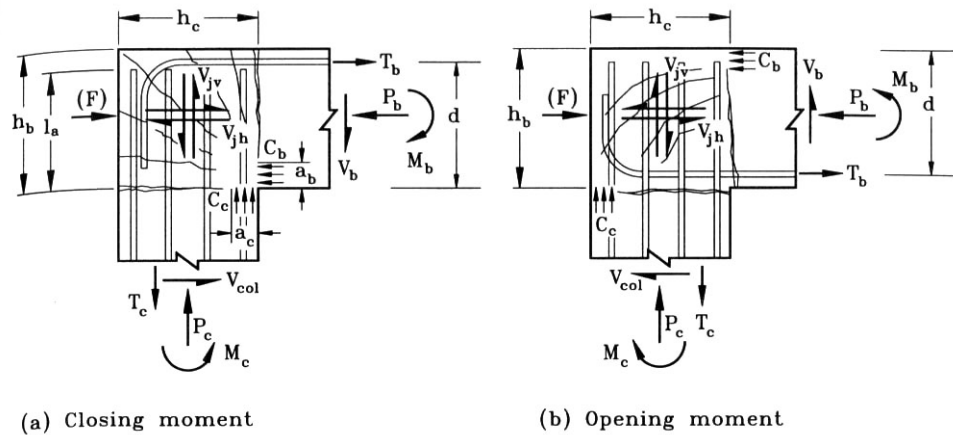


圖 8.7-6 Knee Joint 受力圖<sup>[29]</sup>

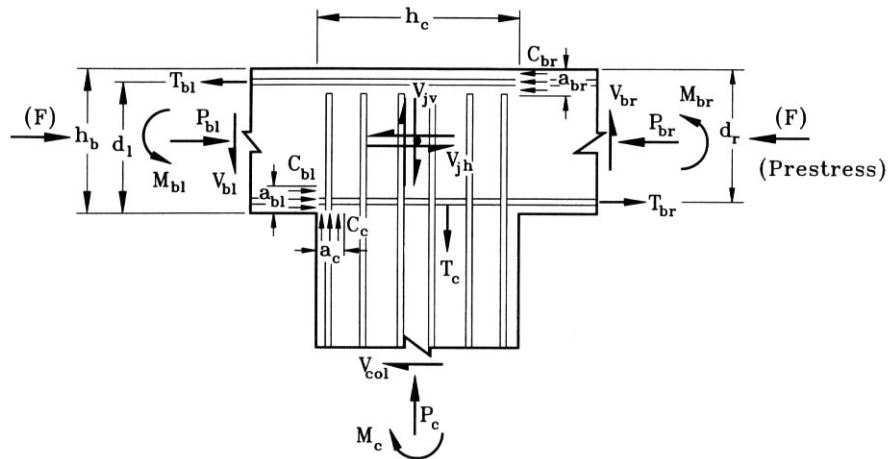


圖 8.7-7 Tee Joint 受力圖<sup>[29]</sup>

式中，有關梁柱接頭有效寬度( $b_{je}$ )，參考圖8.7-8。

為避免梁柱接頭受過大主拉應力( $p_t$ )而開裂，主拉應力值不得大於開裂強度 $3.5\sqrt{f'_c}$  psi ( $0.29\sqrt{f'_c}$  MPa)，主壓應力( $p_c$ )亦應限制於 $0.3f'_c$ 以下，以避免混凝土壓碎破壞。

### 1. 施拉預力

梁柱接頭施拉預力不僅能增加彎矩與剪力強度，也能減少裂縫寬度。然而，預力亦增加主壓應力( $p_c$ )，應確定其小於 $0.3f'_c$ ，以避免混凝土壓碎破壞。儘管預力可減少主拉應力，但其值仍可能大於 $3.5\sqrt{f'_c}$  psi。當主拉應力小於混凝土開裂強度，使用預力對梁柱接頭補強具較大效果。

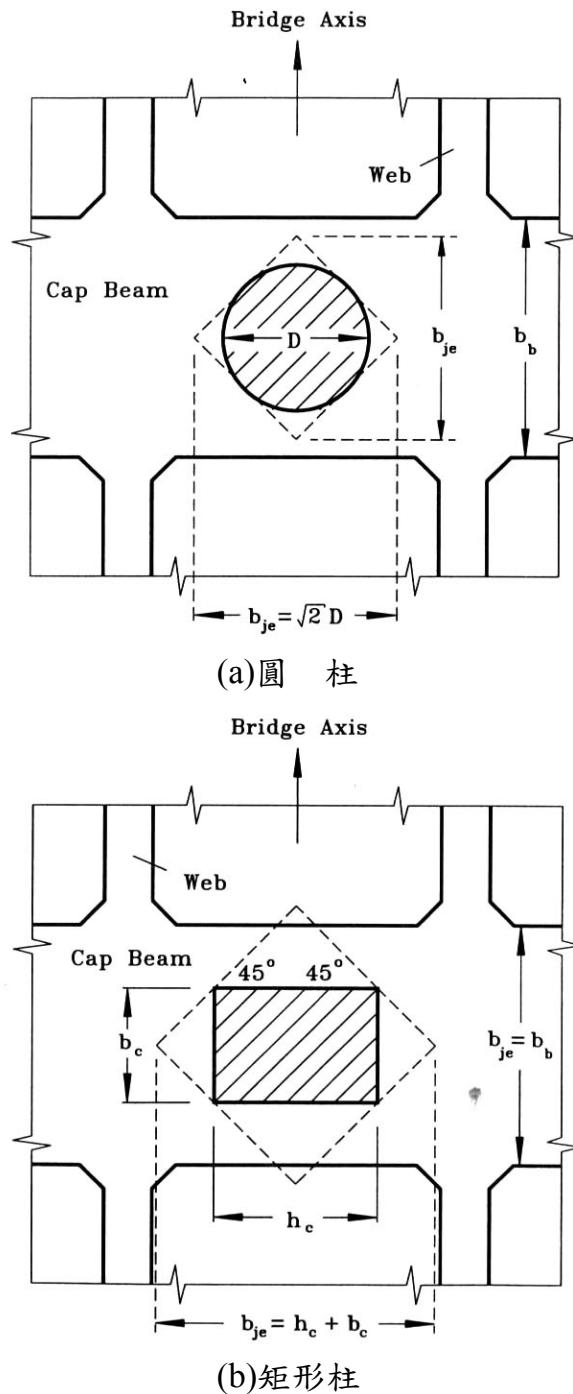


圖 8.7-8 梁柱接頭有效寬度<sup>[29]</sup>

## 2. 包覆補強

梁柱接頭包覆補強可使用RC、鋼板、或高分子複合材料(FRP)。使用得宜，其效果一般比施拉預力為佳。

使用RC包覆補強，其包覆範圍應超過原梁柱接頭，如圖8.7-9。其水平與垂直剪應力分別為



$$v_{jh} \approx \frac{V_{jh}}{2h_b h_c} \dots\dots\dots(8.120a)$$

$$v_{jv} \approx \frac{V_{jv}}{2h_b h_c} \dots\dots\dots(8.120b)$$

式中係數2為考慮包覆於兩側。最大剪應力則為

$$v_i = \sqrt{v_{jh}^2 + v_{jv}^2} \dots\dots\dots(8.121)$$

為確保新舊混凝土介面能承受 $V_i$ 之磨擦剪應力，最少錨錠鋼筋應滿足

$$\frac{A_d f_y}{S^2} \geq v_i \dots\dots\dots(8.122)$$

式中， $A_d$ 、 $f_y$ 分別為錨錠鋼筋面積與降伏強度、 $s$ 為錨錠鋼筋以方形配置之間距。

鋼板及複合材料包覆亦能有效增加梁柱接頭強度。

### 3. 接頭替換

當施拉預力與包覆補強等方案不可行時，接頭替換為另一選擇。施工時應考慮對上部結構臨時支撐的安置，及由於替換過程將減少對側向力的抵抗，只能對少數接頭同時施工。接頭重新設計應可參考Priestley對梁柱接頭設計之建議，包括混凝土的移去、增加水平箍筋、增加接頭區域尺寸並以鋼筋將其與原接頭結合。

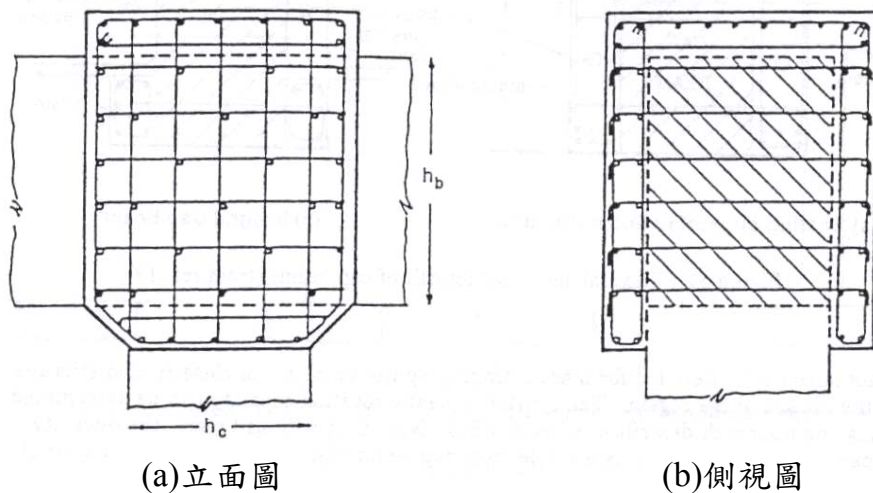


圖 8.7-9 梁柱接頭RC包覆補強示意圖<sup>[19]</sup>

## 8.8 基礎補強

### 8.8.1 基腳補強

橋梁之基腳在橋柱或橋墩完全發揮其塑性強度之前破壞，這常是因為缺少可抵擋上舉力之上層鋼筋及垂直繫筋。在地震時，這會造成基腳混凝土的撓曲破裂而使橋柱縱向鋼筋錨錠不足，尤以單橋柱下方之基礎最為嚴重。

所有橋梁耐震補強項目中，就屬基腳補強費用最高。而撓曲強度、剪力強度、橋柱與基腳接頭之剪力強度、橋柱鋼筋錨錠、基樁強度，抗傾倒能力是基腳常見之問題。截至目前為止，由於缺乏足夠之試驗數據，這些設計大多依理論推算。

#### 1. 撓曲強度

基腳與基樁之間有張力連繫者常會因其缺少上層鋼筋而致撓曲強度不足；在大型基腳，亦可能因四周鋼筋距柱太遠不具效用，而使底層鋼筋量不足。撓曲強度之補強，可在現有基腳之上再加一層鋼筋混凝土，新舊材料之間則以綴合釘(dowel)結合，如圖8.8-1(a)。若 $h_f$ 為補強後之基腳厚度，則大部份上層鋼筋須置於距離橋柱 $h_f$ 範圍之內。綴合釘須足以傳遞新舊材料間之剪力，其值可由剪力摩擦求取，而摩擦係數以1取代，這是假設原基腳表面經打毛後再澆注。倘若綴合釘同時被用於增加剪力強度，則要穿透舊有基腳，且須完全錨錠。增加基腳厚度同時也會增加正向彎矩強度，若強度仍然不足，則須增加基腳寬度，並補足下層鋼筋，但須注意距橋柱一個 $h_f$ 以外的鋼筋對抵抗撓曲並無太大用處。另一補強方式則如圖8.8-1(b)，除了增加基腳厚度、寬度，並於四周以繫筋連結，此種方式常為Caltrans使用。倘若因條件限制不能採用覆蓋加厚，則可改採預力補強，其方式可對基腳垂直鑽孔再於兩端施拉，或於四周補加混凝土，而對新灌混凝土施加預力，顯然前者效果較好。

#### 2. 剪力強度

剪力強度不足之補強更為複雜。對許多基腳而言，由橋柱壓力與基礎反力造成之剪力，可藉斜角度力支撐(diagonal compression strut)抵抗，條件是下層鋼筋須如圖8.8-2(a)採90度彎鉤錨錠。倘若斜角壓力支撐之角度小於30度或下層鋼筋錨錠不足，則下列方式亦可替代。

- (1) 增加基腳厚度，以增加混凝土抗剪能力
- (2) 鑽設垂直孔，以鋼筋錨錠或施加預力，當作額外剪力筋
- (3) 鑽設水平孔，再施加預力，其作用有如預力梁

但若加寬基腳尺寸且於其中增加剪力鋼筋，則因距離橋柱壓力區過遠，而不產生效果。

剪應力之計算方式如下：

$$v_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (8.123)$$

### 3. 接頭剪力強度

橋柱與基腳之接頭可視為橋柱與帽梁接頭之轉換。許多基腳與橋柱之接頭會發生剪力強度不足。接頭剪力強度不足，可用上述剪力強度補強方法改善，若以垂直鋼筋補強則其位置須接近橋柱且介於壓力與橋柱張力之間。

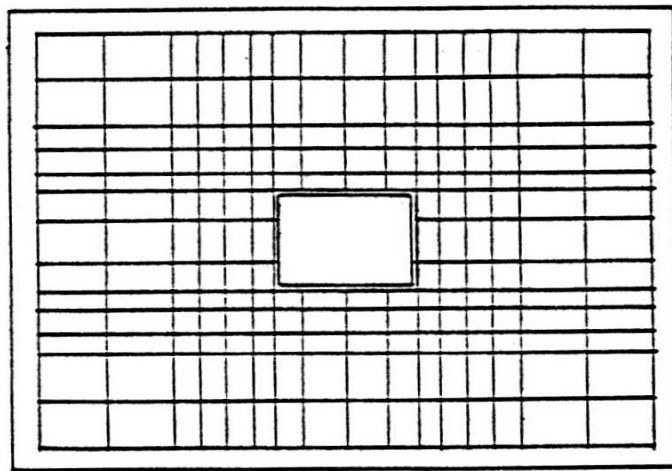
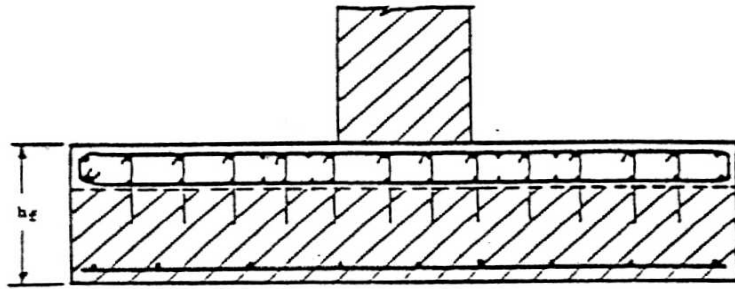
### 4. 橋柱鋼筋錨錠

有時橋柱縱向鋼筋在基腳之錨錠長度不足，縱使錨錠長度足夠，但若未深達下層鋼筋，則在擴座基腳或無抵抗張力能力之基樁上，也會產生張力不連續之問題。如圖8.8-3之中，橋柱張力 $T_c$ 與基腳之 $T_f$ 即不連續，可能發生劈裂及接頭破壞。此類缺失之補強極不容易，在原基腳上覆蓋鋼筋混凝土雖可改善狀況，但仍無法解決不連續之問題。

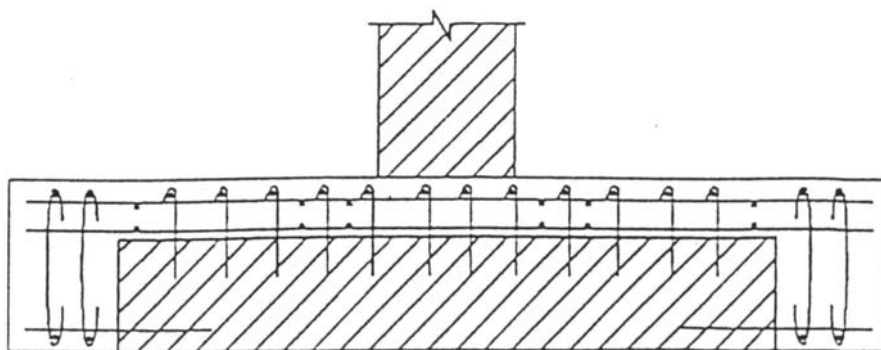
### 5. 抵抗傾倒能力

抵抗傾倒能力，可藉增加基腳尺寸、加設扭力樁或地錨來改善。現有基樁之抗扭能力通常並不好，此乃因為基樁與基腳連結不良，或由於基樁本身並無連續的張力筋。

基腳之補強方式可彙整於圖8.8-4。



(a) 增加基礎厚度



(b) 增加基礎厚度及寬度

圖 8.8-1 基腳撓曲強度補強<sup>[19]</sup>

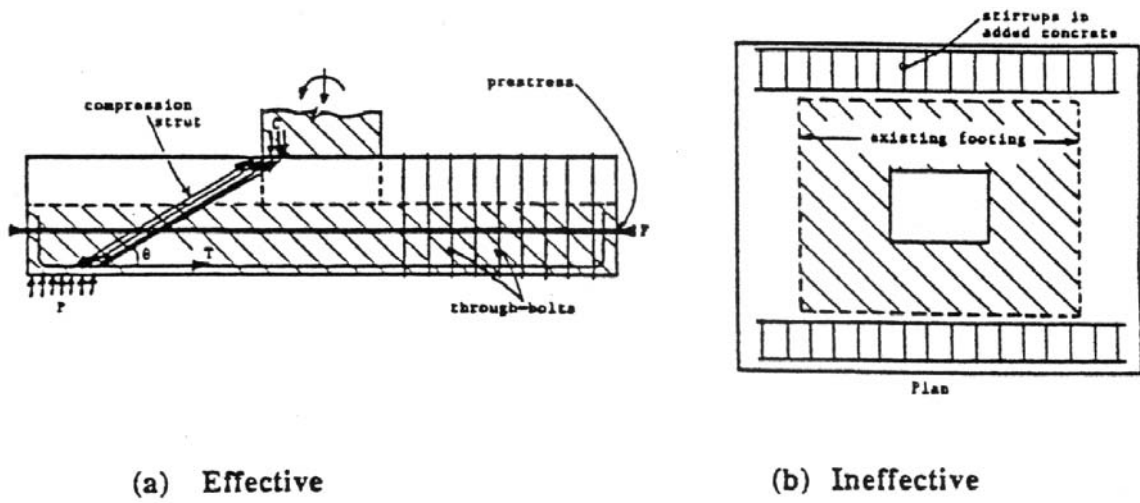


圖 8.8-2 基腳剪力強度補強方式<sup>[19]</sup>

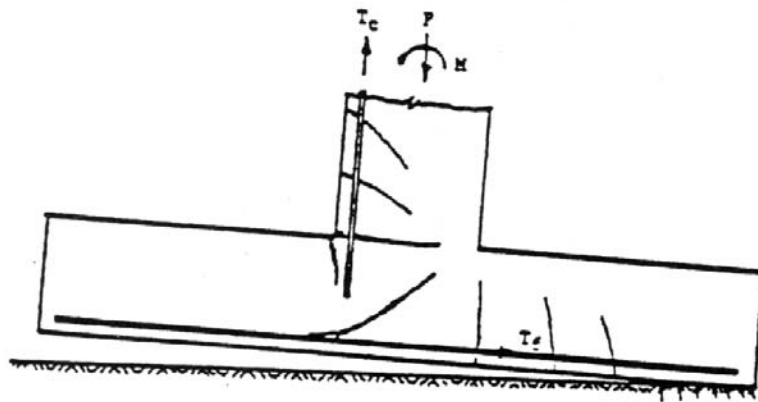


圖 8.8-3 擴座基腳之傾倒<sup>[19]</sup>

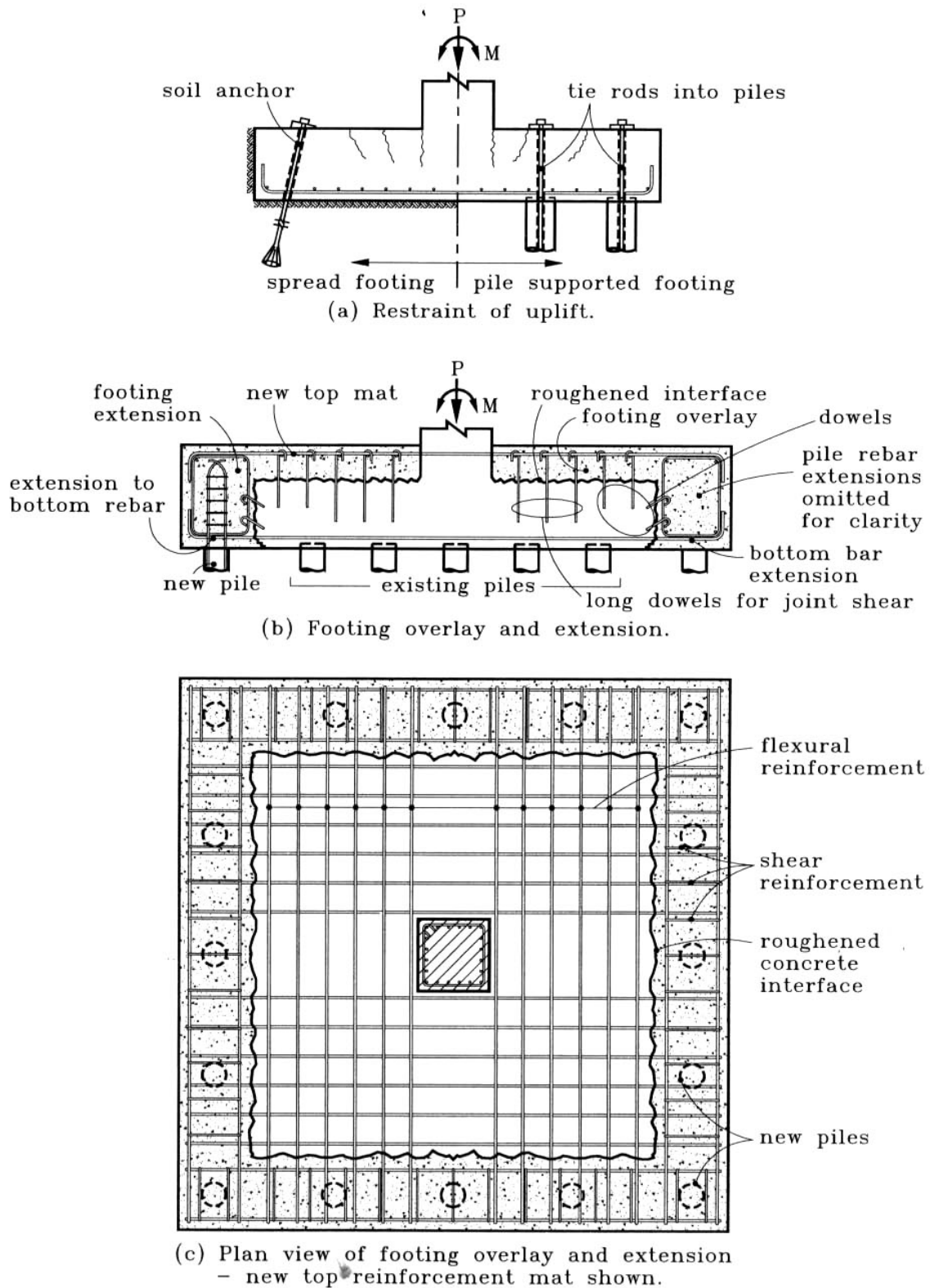


圖 8.8-4 基腳補強方法<sup>[29]</sup>

## 8.8.2 橋台補強

橋台失去功能通常很少導致結構倒塌，除非伴隨著液化破壞，但橋台的側向位移或回填土壓密會使橋梁降低服務性，對於一些特別重要的橋梁，這是無法接受的。如果利用防震拉桿限制橋台支承之相對位移可能造成更大的橋台應力，須特別注意。

橋台的水平位移可能使橋梁無法通行，但可藉地錨將影響減至最小。圖8.8-5所示即為以地錨補強橋台之範例。背填土可能因為地震而導致位移，所以地錨之固定端必須深入背填土壤中相當的距離，才不會因此造成失敗。

另外一種方式為繫桿錨錠工法，施工時於橋台後設至錨錠支柱，再以繫桿連接錨錠支柱與橋台。這兩種錨錠型式的能力必須大於地震時從上部結構傳至橋台的力量或橋台背牆的土壓力。

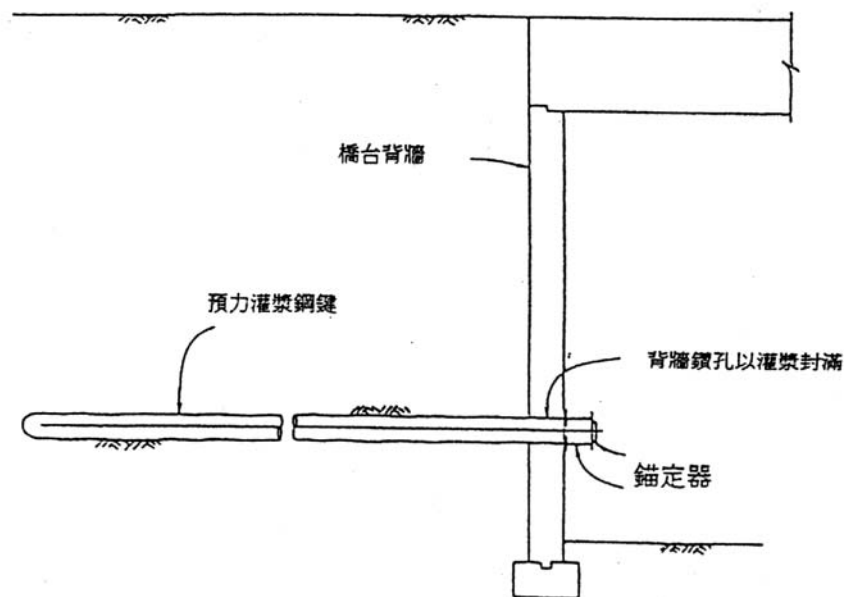


圖 8.8-5 橋台之地錨補強工法<sup>[24]</sup>

## 8.8.3 沉箱補強

沉箱基礎之剛性通常較橋柱高，過去與直接基礎同被視為剛體基礎。但於阪神地震後，考量沉箱基礎周圍土壤可能發生液化現象，造成其側向承載強度大幅降低，日本道路協會於1996年11月修訂「道路示方書」下部構造編時，不再將沉箱基礎視為剛體，而以彈性體考量；同時容

許於Level II地震時，沉箱基礎前方地盤在沉箱深度之60%範圍達塑性狀態，底面有效接觸面積達40%，且此時沉箱基礎頂部之水平變位及轉角容許值分別為40cm及0.025rad，而沉箱基礎結構體之彎曲應力亦容許達降伏強度。依據國內高速公路河川橋沉箱基礎工程條件改變之常見狀況，除需考慮土壤可能發生液化現象外，尚需面對河床沖刷造成基礎裸露課題。根據國工局委托國家地震中心所擬訂之「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」建議<sup>[31]</sup>，沉箱基礎之穩定性應符合

1. 基礎底面最大反力 $\leq$ 極限承载力
2. 基礎底面之有效接觸面積 $\geq$ 50%
3. 基礎底面水平力 $\leq$ 基礎底面之極限抗剪強度

另沉箱基礎結構分析結果所得之內力應符合

沉箱基礎結構體之斷面力 $\leq$ 斷面之降伏強度

沉箱基礎在橋柱或橋墩完全發揮其塑性強度之前破壞，沉箱箱體撓曲或剪力強度不足、抵抗傾倒能力不足、蓋版撓曲強度或剪力強度不足、蓋版抗拉鋼筋不足及橋柱鋼筋錨錠不足是可能的原因。目前，由於缺乏足夠之試驗數據，其補強設計大多依理論推算，沉箱基礎之補強原則說明如下(詳圖8.8-6)

1. 蓋版撓曲強度不足

沉箱蓋版會因其上層鋼筋或下層鋼筋不足，而導致撓曲破壞。撓曲強度之補強，可在現有基礎之上再加一層鋼筋混凝土，以增加其彎矩強度。新舊材料間以綴合釘(Dowel)結合，綴合釘須足以傳遞新舊材料間之剪力，其值可由剪力摩擦求取，而摩擦係數以1取代，這是假設原沉箱基礎蓋版表面經打毛後再澆注。倘若綴合釘同時被用於增加剪力強度，則要穿透舊有蓋版，且須完全錨錠。

2. 蓋版剪力強度不足

對許多沉箱基礎而言，由橋柱壓力與沉箱側牆承座反力造成之剪力，可藉斜角壓力 (Diagonal Compression Strut) 支撐抵抗，條件是下層鋼筋須採90度彎鉤錨錠。倘若斜角壓力支撐之角度小於30度或下層鋼筋錨錠不足，則下列方式補強：

- (1) 增加蓋版厚度，以增加混凝土抗剪能力。
- (2) 鑽設垂直孔，以鋼筋錨錠或施加預力，當作額外剪力筋。



### 3. 蓋版抗拉鋼筋不足

地震時支承面外緣可能產生拉力，將沉箱蓋版往上掀開，必須由蓋版抗拉鋼筋抵抗，以避免橋柱與沉箱分離。若蓋版抗拉鋼筋不足，可鑽設斜孔，並用鋼筋錨錠以提供蓋版與側壁之連結，避免沉箱蓋版被拉起破壞。

### 4. 橋柱鋼筋錨錠不足

雖然沉箱蓋版設有抗拉鋼筋，可避免如擴座基腳之張力不連續問題，但若橋柱縱向鋼筋在沉箱蓋版之錨錠長度不足或錨錠細節不良，同樣會發生縱向鋼筋抽出破壞，可藉向上增加蓋版厚度來改善。

### 5. 沉箱箱體撓曲或剪力強度不足

從不同的角度來看，沉箱可視為橋柱之向下延伸，箱體撓曲及剪力行為類似橋柱。因此，當沉箱箱體撓曲或剪力強度不足時，可參考橋墩之補強方式，進行補強設計。

### 6. 抵抗傾倒能力不足

若河床沖刷或周圍土壤液化，將造成土壤承载力、沉箱穩定性或抗扭能力不足。抵抗傾倒能力可藉由增設樁帽與沉箱箱體結合，並配合打設基樁來改善。

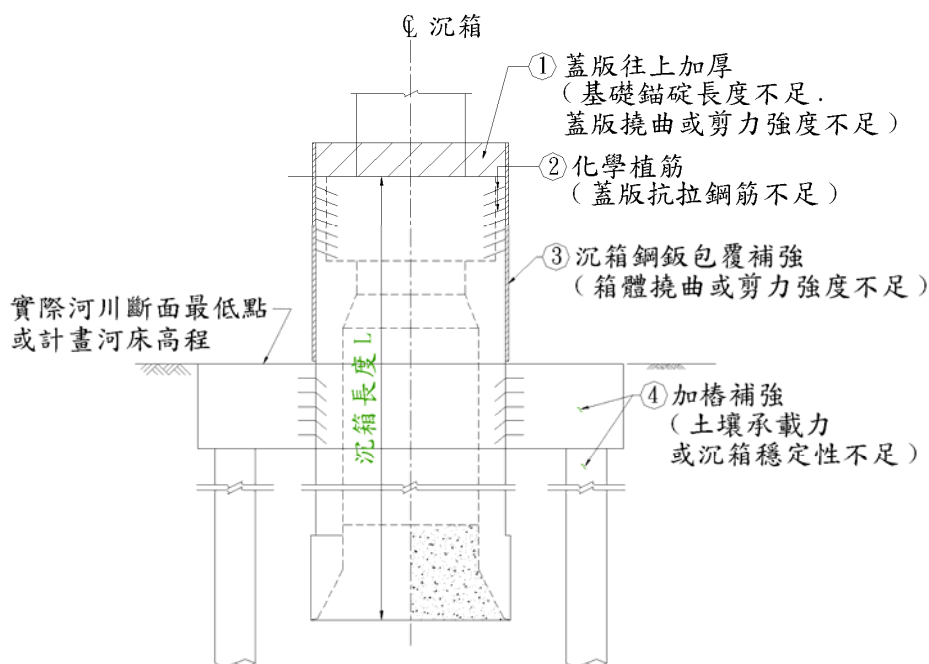


圖 8.8-6 沉箱基礎補強示意圖

## 8.9 支承及防止落橋裝置之補強設計考量重點

為防止橋梁受大規模地震侵襲時上部結構由橋墩、橋台或伸縮縫處掉落，對於梁端防落長度或是支承強度不足時，可藉由防落裝置或落橋防制系統來降低落橋的發生機率，以此補強方式來提昇橋梁耐震能力是較經濟且有效的方法。

支承強度不足者，可以採設置止震塊或其他方式增加其強度，惟設置止震塊時應考量日後支承維修或抽換之作業空間，且可採設置支承檢測維修平台(如圖8.9-1所示)，並透過確實的檢測維護以確保支承之耐震功能；若經評估擬採支承抽換工法時，則應特別注意其施工性與交通維持之要求。



圖 8.9-1 支承檢測維修平台

防止落橋裝置因為是防止支承失去機能時，也不致發生落橋事件之最後一道的安全裝置，故其設計須以地震力作用下，也不超過其極限強度；對既有橋梁防止落橋措施之補強設計，其主要的考量如下：

1. 防止落橋構造基本上應先具有足夠之梁端防落長度(如圖8.9-2所示)，再加上妥適之防止落橋裝置(如圖8.9-3~8.9-5所示)。
2. 梁端防落長度須符合現行公路橋梁耐震設計規範規定，對於下列橋梁並須考慮適當加大(如1.2N~1.5N)：
  - (1) 斜角 $60^\circ$ 以下之斜橋及半徑100m以下、交角 $30^\circ$ 以上之曲線橋。
  - (2) 基本振動周期1.5秒以上具高橋墩之橋梁。
  - (3) 土壤液化使下部結構產生大變位之虞之橋梁。
3. 防止落橋裝置之設計載重P，應考慮為支承靜載重反力1.5倍Rd以

上，且應為具有緩衝材以緩和衝擊之構造。

4. 防止落橋裝置應留設餘裕空間及可動距離，以避免損害支承及其他防落裝置之機能。
5. 既有橋梁防止落橋之補強設計流程及對策，可參考圖8.9-6所示。
6. 除了上述防止落橋裝置的基本理念與設計方法之外，亦可參考日本「道路橋示方書同解說-耐震設計篇」、「既設橋梁落橋防制系統-設計指南」<sup>[34]</sup>、「既設橋梁落橋防制系統-現場施工指南」<sup>[35]</sup>及美國Caltrans「Memo To Designers 20-4」、FEWA「Seismic Retrofit Manual for Highway Bridges」等規範之相關建議辦理。

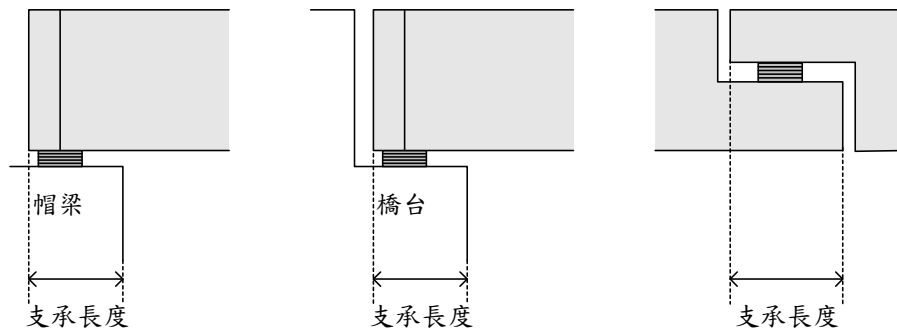


圖 8.9-2 梁端防落長度示意圖

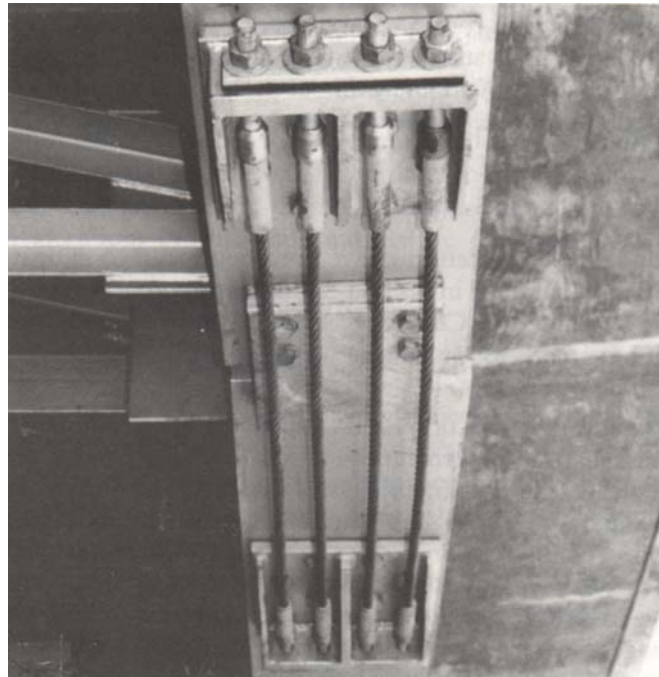


圖 8.9-3 美國加州增設防震拉條(Restrainer)補強工法(一)



圖 8.9-4 美國加州增設防震拉條(Restrainer)補強工法(二)

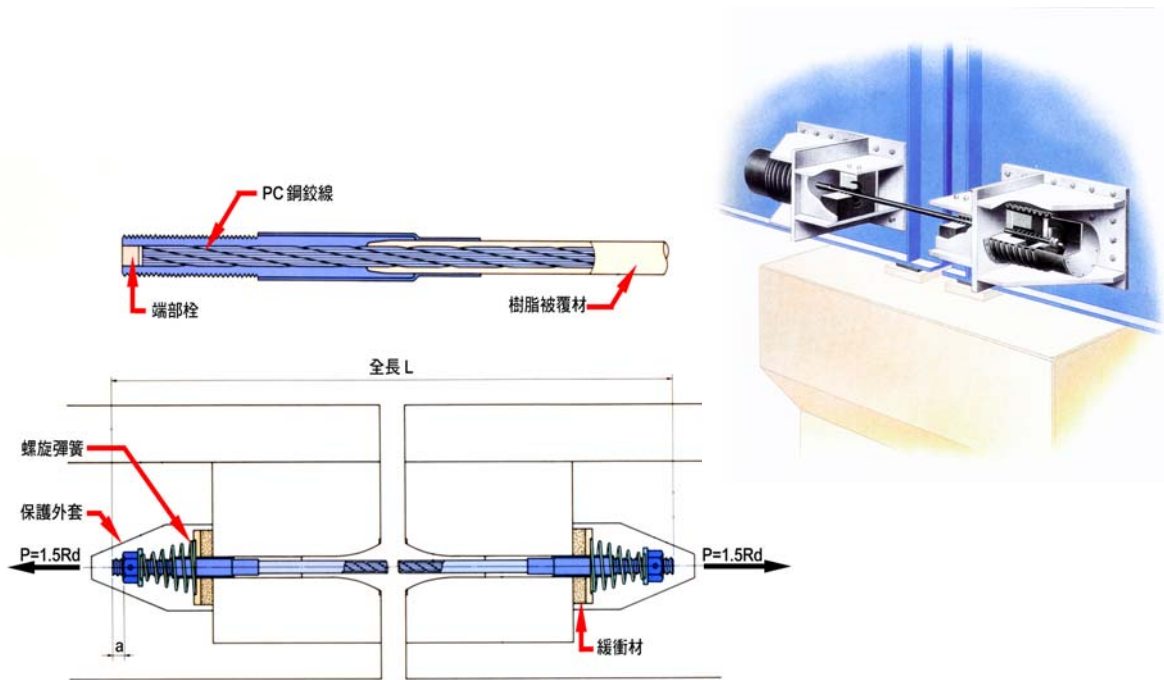


圖 8.9-5 日本新型高拉力鋼絞索防震拉條

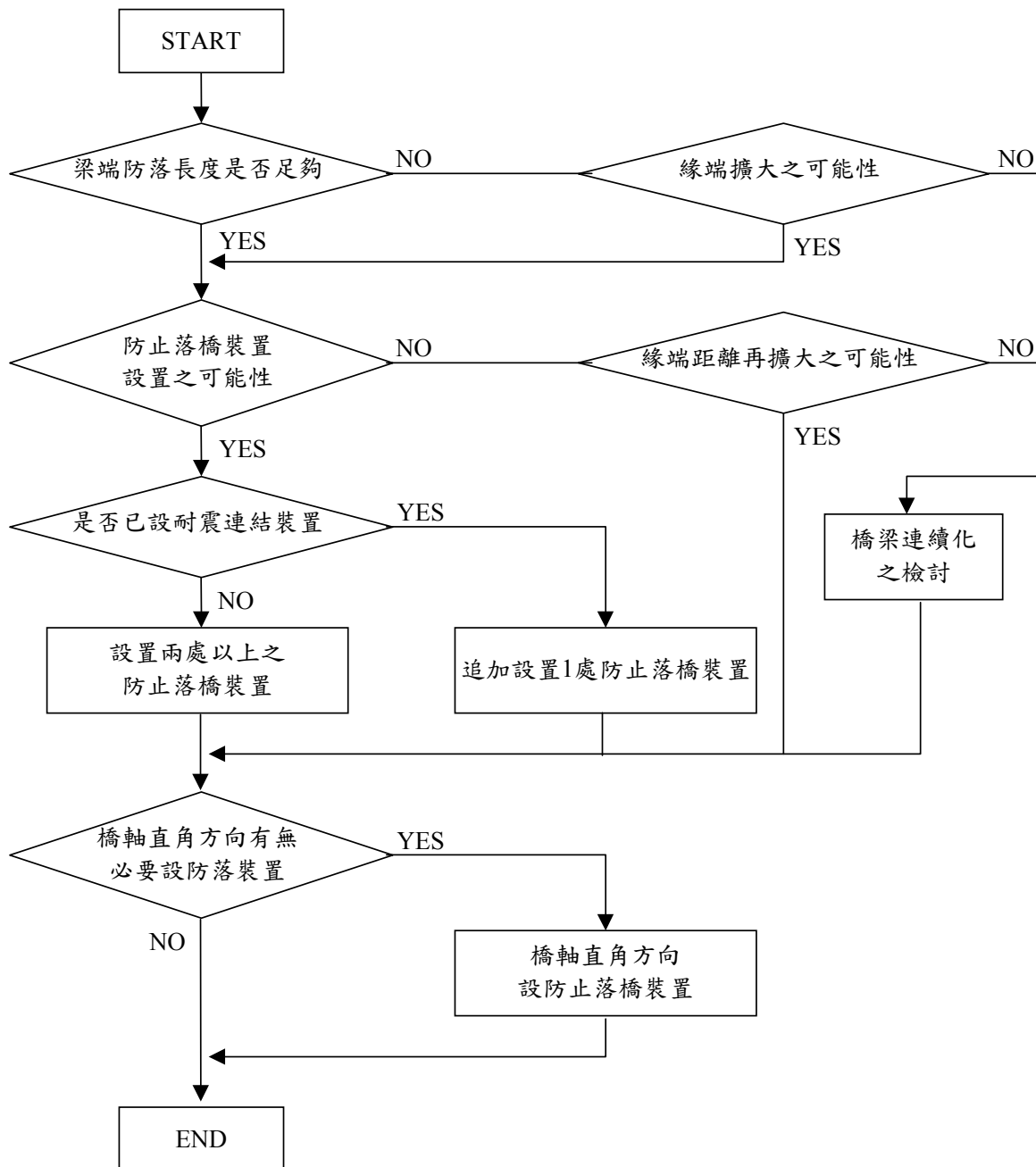


圖 8.9-6 既有橋梁之防止落橋對策<sup>[8]</sup>

## 8.10 土壤液化之防治對策

### 8.10.1 土壤液化之評估方法<sup>[36]</sup>

#### 一、土壤液化

1. 橋梁工址應針對基地之土層進行土壤液化潛能分析，評估地震時是否產生地盤破壞現象，作為橋梁基礎耐震補強設計之依據。
2. 地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之基本機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，即產生土壤液化現象，而造成嚴重之損壞，諸如基礎支承力的喪失，崩瀉、橋梁坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象，依土壤變形程度常分為液化(liquefaction)及反覆流動(cyclic mobility)兩種情況，兩種情況均須加以評估其安全性。

#### 二、土壤液化潛能評估

1. 橋址土壤於地震作用下是否會發生土壤液化現象，係以地震引致地層中之剪應力大小是否大於土壤之抗液化強度作為判斷之標準。在工程應用上，一般使用安全係數來表示，安全係數定義為土壤抗液化強度與地震引致剪應力的比值，即液化抵抗率 $F_L$ 。

$$FS = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (8.124)$$

上式中

$FS$  = 安全係數(即液化抵抗率 $F_L$ )

$R = \tau / \sigma_v'$  為土壤抗液化強度  $\tau$  與有效覆土壓力  $\sigma_v'$  之比值，係指土壤在  $N$  次反覆荷載作用下達到初始液化或反覆流動所需之反覆剪應力比值。

$L = \tau_{av} / \sigma_v'$  為設計地震對應於相當於  $N$  次反覆荷載作用之平均剪應力  $\tau_{av}$  與土壤有效覆土壓力  $\sigma_v'$  之比值。

2. 一般而言，土壤液化潛能的評估方法主要包含下列二項工作：

#### (1) 評估地震引致之剪應力

欲評估地震引致之剪應力，應根據交通部頒橋梁耐震設計規範所述設計地震之大小，採用簡化法(Seed et al.1971)估計，或依設計地震歷時記錄用類似SHAKE程式(Schnabel et al,1972)之單向度擬線性地盤反應分析法計算，所得之剪應力歷時可用「相當於均勻剪應力作用次數」的觀念求取平均剪

應力的大小(Seed et al,1975)，以代表地盤於地震作用時所受剪應力的大小。Seed et al.(1971)所提出土壤液化簡易評估法中，採用下式估計地震引致之平均剪應力大小：

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_v'} = 0.65 A_{max} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \gamma_d \dots\dots\dots (8.125)$$

其中

- $A_{max}$ 為設計地震的最大地表加速度值(以g為單位)。
- $\sigma_v$ 為土壤之垂直覆土壓力，
- $\sigma_v'$ 為土壤之有效覆土壓力，
- $\gamma_d$ 為考慮土壤為可變形體之應力折減係數，可用圖3.1-8查得或用經驗式計算。

## (2) 評估基地土壤之抗液化強度

欲評估基地土壤之抗液化強度須有詳細之地質鑽探與土壤試驗資料，根據土壤動態性質求得，依試驗方式可分為室內試驗法與現地試驗法兩類。

### A. 室內試驗法

於現地鑽取土壤試體，在試驗室求取土壤之抗液化強度，可用動力三軸試驗、反覆單剪試驗、或反覆扭剪試驗等，試驗所用之試體應為具代表現場土壤狀況之試體，並須符合下列各條件：

- a. 須作不同剪應力比之試驗，以建立土壤液化曲線。
- b. 試驗所用之圍壓必須符合工程完成後之狀況。
- c. 試驗時須記錄試體內孔隙水壓及試體變形與反覆振動次數之關係。
- d. 應詳細記錄試驗時孔隙水壓消散後之體積變化。

利用試驗室試驗所得資料推估現地土壤之抗液化強度時，須考慮模擬現地情況之各項修正因素，諸如試驗應力環境與現地的差異、土壤試體的擾動程度、沉積時間及地震不規則剪應力效應等因素，此項調整包含有相當程度的經驗判斷，可根據現地試驗資料加以調整。

### B. 現地試驗法

現地試驗法主要係根據現地試驗之資料來評估土壤之抗液化強度，可分為SPT-N法，CPT- $q_c$ 法及 $V_s$ 法等，其中前兩法為工程上較常使用之方法，將其分述如下：



a. SPT-N法

SPT-N法基本上是根據土壤鑽探時之標準貫入試驗打擊數 $N$ 來評估土壤液化之潛能，目前常用之分析法有下列數種：

① Seed et al.簡易經驗法(1971,1979,1983,1985)：

此法為美國H·B·Seed教授所領導之研究群，長期累積相關研究成果所提出之簡易經驗法，為類似方法之原創者，其分析流程如圖3.1-3所示，該法主要是蒐集世界上許多規模 $M=7.5$ 大地震之案例，估計現地液化及非液化飽和砂土所受之地震反覆剪應力比 $SR_{15}$ (振動周數約為15)與 $(N_1)_{60}$ 之關係， $(N_1)_{60}$ 為鑽桿能量比為60%標準落錘能量且修正至有效覆土應力為 $1\text{kgf/cm}^2$ 之SPT-N值，據以建立一條判定液化與否之臨界關係曲線 $SR_{15}=f((N_1)_{60})$ ，即抗液化強度 $SR_{15}$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係。對於不同地震規模，則利用規模與振動作用周數之經驗關係，建立了不同地震規模之臨界曲線。如此，即可直接利用現地SPT-N值評估地層在不同地震規模作用下之液化潛能，在使用上甚為簡便。此法歷經多年之改進，從早期(1971、1979)並未考慮細料含量對抗液化強度之貢獻，也未說明SPT-N之鑽桿能量標準，至1983年提出 $(N_1)_{60}$ 之標準，並以 $D_{50}$ 為參數考慮細料含量之影響，後於1985年則改以細料含量 $FC(\%)$ 為考慮細料之參數，才較為完善。此法廣泛應用於歐美大陸，並已納入AASHTO規範中，在我國早期亦廣為工程界使用，為工程師較熟悉之液化評估方法。1996年美國地震工程研究中心(National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER)針對北美地區常用之土壤液化評估方法舉行研討會，邀請各界專家參與研討，尋求共識，最後由Youd與Idriss(1997)總結研究共識提出研討會報告，該本報告詳盡探討發展一套合理土壤液化評估方法之各項要點。在液化強度曲線方面，此研討會仍然建議Seed(1985)所建議之方法為較佳之評估法，僅需做部份修改，加入極低 $N$ 值土壤仍保有抗液化強度之觀念，並將液化強度曲線



公式化以方面設計者使用，在細粒料含量修正因子方面則採用 Idriss and Seed 所發展之修正公式。

② 日本道路協會簡易經驗法(1978,1982,1990,1996)：

目前我國之公路橋梁及建築耐震設計規範所採用之土壤液化潛能評估法即為日本道路協會(1990)道路橋示方書第五部耐震設計規範所列之方法，該法為 Iwasaki et al.(1978,1982)及 Tatsuoka et al.(1980)根據大量高品質現地取樣試體，於室內進行土壤液化試驗所得20振動周數抗液化強度 $SR_{20}$ 。與現地之SPT-N關係所發展出來之評估法，曾以日本6次地震，64個液化案例與23個非液化案例驗證其可靠性。該法之特點在於以最大反覆剪應力比而非以平均反覆剪應力比作為比較之基準，同時所用之設計地震參數僅需地表最大加速度PGA值；而不需地震規模M，這些都是與其他方法不同之處。根據國內許多研究顯示，此法將低估高N值土壤之抗液化強度，尤其是當 $N > 20$ 以後，為其不合理之處，使用時應特別謹慎。

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬訂新的土壤液化判定方法(1996)，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，重訂液化強度的計算方法與液化後土質參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析設計方法。新方法之分析流程如圖3.1-5所示，該法已稍微改善舊方法低估高N值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響方面亦改用細料含量FC(%)為參數，而放棄原有以平均粒徑 $D_{50}$ 為參數之方法，並考慮緊密砂土液化後仍具有相當阻抗之特性。

③ Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983)：

此法為東京工業大學Tokimatsu與Yoshimi教授整理日本地震液化案例及綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考量最為詳盡。此法略經修改後，近年來已被日本建築學會及原子能委員會接受納為設計規範。此法之特色為

在小N值時，所估之抗液化強度與日本道路協會之方法相近，在大N值時，則與Seed方法相近，有關細料影響之參數係採用過200#篩之含量FC(%)，此外本法亦將地震規模M之影響直接併入地震引致地盤剪應力之計算式中，相當方便。經研究顯示，此法在各層次的考量，均比較合理，為一值得參考使用之土壤液化評估方法，參見圖3.1-6。

#### b. CPT- $q_c$ 法

基本上，此法之精神與SPT-N法一樣，其差別僅在於改使用圓錐貫入阻抗 $q_c$ 作為評估之參數，在Seed et al.(1983)及Robertson(1985)之研究中，僅將SPT-N與CPT- $q_c$ 間作轉換，所用之現地案例還是SPT-N案例，故此法實質上係由SPT-N法換算而得，至於所採用CPT- $q_c$ 與SPT-N值間的相關性須以適合於現地土壤之關係式為原則，一般常用的平均式為：

淨砂： $q_c=4\sim 5N$

粉泥質砂： $q_c=3.5\sim 4.5N$

另外，Shibata教授於1988年重新蒐集各國之CPT案例，獨立建立判斷液化與否之 $q_{cr}$ 臨界曲線，發展出一套CPT- $q_c$ 之分析評估方法，其分析流程如圖8.10-1所示。CPT法之優點在於能夠較細緻準確地識別土層剖面(通常每5cm一點)，然無法直接取得土樣，因此對於細料含量的判定，尚無法量化，為其一大缺點，此外，試驗前貫入錐之率定(calibration)亦相當重要，否則錐尖阻抗會有相當大的誤差。惟該試驗之重覆性高，人為操作誤差小，為極有發展潛力之方法。

CPT- $q_c$ 液化評估法  
(Shibata et al. · 1988)

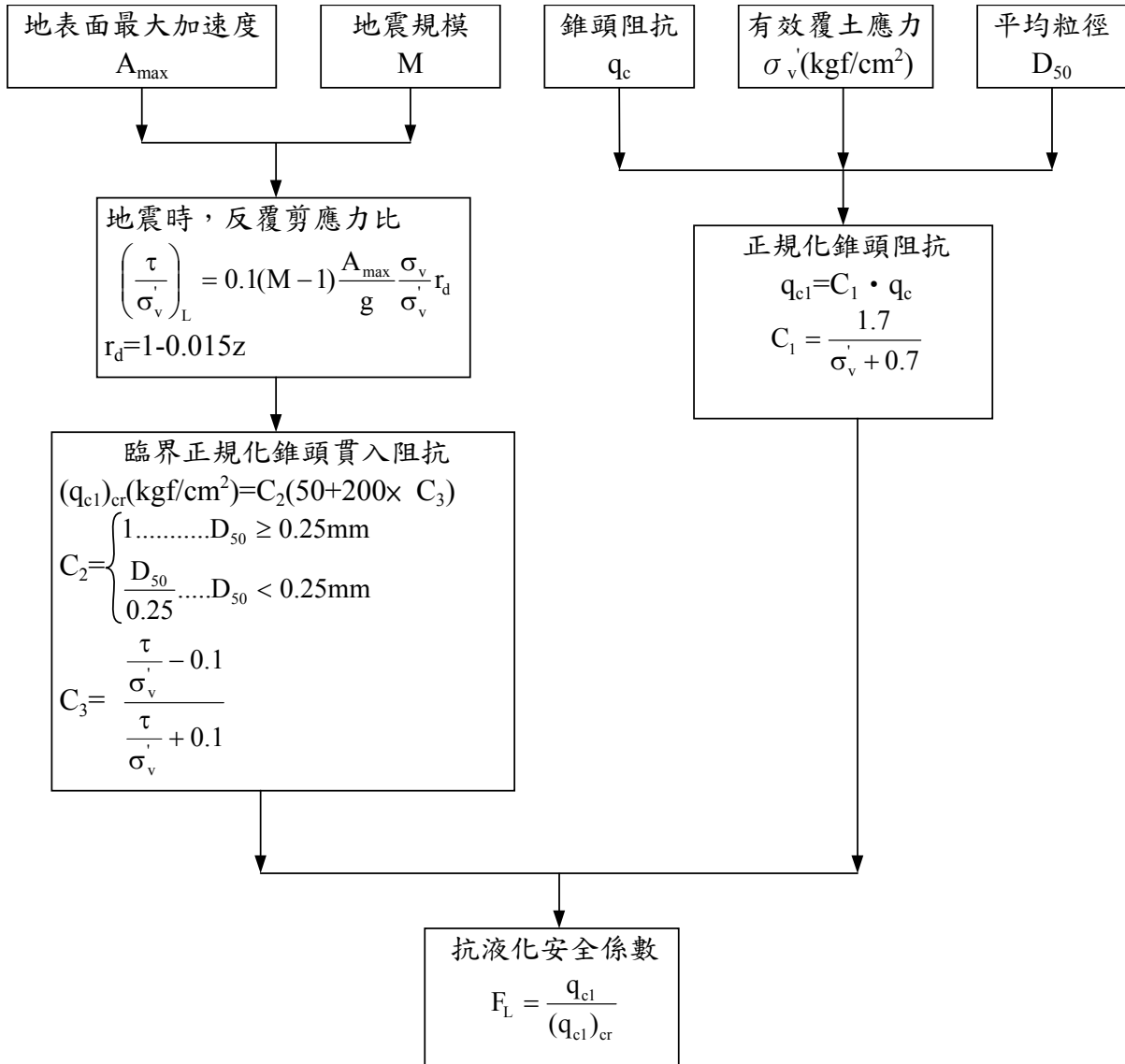


圖 8.10-1 CPT- $q_c$ 法之分析流程

### 三、損害評估

1. 橋梁工址若具有高液化潛能之土層，應評估其受地震作用時之可能損害程度，以進行地層改良設計或於結構物耐震設計時加以考量。
2. 發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會(ISSMFE TC4, 1993)所編訂「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二：

#### (1) 相對厚度

根據Ishihara(1985)之研究，地表是否產生土壤液化破壞現象決定於液化土層厚度與其上非液化土層厚度之比值，在各種不同震度下之關係如圖8.10-2所示，當地表非液化土層之厚度 $H_1$ 大於其下液化土層之厚度 $H_2$ 時，地表將不會產生顯著之破壞現象，在各種不同情況時 $H_1$ 之決定方法如圖8.10-3所示。

#### (2) 液化潛能指數

Iwasaki et al.(1982)提出以液化潛能指數 $P_L$ (Liquefaction Potential Index)來評估土壤液化之嚴重程度，其定義如下所示

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \dots\dots\dots (8.126)$$

式內

$P_L$ =液化潛能指數，介於0~100之間

$z$ =地盤深度(m)，考慮之深度範圍為0~20m

$F(z)$ =抗液化係數，介於0~1之間，以下式估計

$$F(z)=1-F_L \quad \text{若 } F_L > 1, \text{ 則 } F(z)=0 \dots\dots\dots (8.127)$$

$W(z)$ =深度權重係數，以下式計算

$$W(z)=10-0.5z \dots\dots\dots (8.128)$$

Iwasaki et al.(1982)根據日本地震案例之研究，定義地盤液化之損害程度可分為三級，如下所示

$P_L > 15$                       嚴重液化

$5 < P_L < 15$                 中度液化

$P_L < 5$                         輕微液化

依上分析，對於具高液化潛能之基地，應視基地之地層特

性、結構物型式及其重要性，參照相關設計規範所述之方法進行地層改良，或依本節第五部份所述之方法將土質參數折減，進行耐震設計，以免地震時發生土壤液化引致之災害。

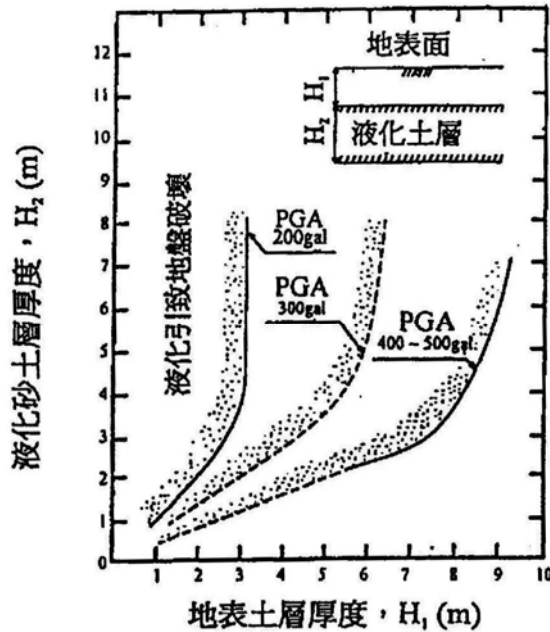


圖 8.10-2 土壤液化破壞之分界線 (Ishihara, 1985)

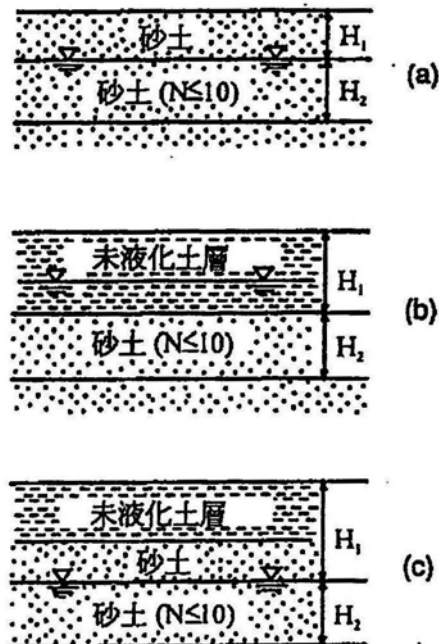


圖 8.10-3 非液化土層與液化土層厚度之定義 (Ishihara, 1985)

#### 四、地盤流動化之基礎耐震設計

橋梁工地若位於可能發生土壤液化流動現象之地盤時，設計時應適當考量地盤流動化之影響。

地震作用時，發生土壤液化現象之地盤，隨土壤支承力之降低，若因地形或其他因素而有偏土壓作用時，就有可能發生地盤流動現象。1995年日本兵庫縣南部地震時，於海岸水際線附近有很多橋腳基礎產生震後殘餘變位，此屬地盤液化後發生流動現象所致。另外，昭和39年新潟地震時新潟市信濃川沿岸也有因土壤液化及地盤流動使橋梁受害之案例。

目前對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，所引致之地震力亦無一致之標準，其中最值得參考的為日本「道路橋示方書·同解說-V耐震設計編第七章地震時不安定地盤之耐震設計」(1996年)，該準則係依據兵庫縣南部地震之受災事例而作之修正版本，其中規定符合下列兩個條件之地盤，應檢討發生地盤流動化的可能：

1. 海邊護岸前面水底與背後地盤高程差在5m以上，離護岸水際線100m範圍內之地盤。
2. 會發生液化之砂質土層厚度在5m以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

同時，該準則亦列有液化土層與非液化土層作用在構造物上流動力之計算式，可供參考使用。

#### 五、液化地層土質參數之折減

對於判定會液化之土層，在設計分析時應將其土質參數作適當之折減，作為耐震設計之依據。

1. 液化後之砂質土層，其強度及支承力會降低，因此，依規範判定會液化之砂質土層，應將其土質參數折減作為耐震設計上之土質參數。關於液化地層土質參數之折減係數，在日本道路協會「道路橋示方書·同解說-V耐震設計編」(1996年)及日本建築學會「建築基礎構造設計指針」(1988)中均列有建議之土質參數折減係數表，分別如表8.10-1及表8.10-2所示，比較此兩表所列舉之折減值，可知其間之差異性甚大，顯然兩者之設計理念並不一致，而有關液化後土壤之殘餘強度，目前已有之研究資料仍相當有限，於工程設計時應採用保守之估計為宜。

2. 耐震設計上土質參數為零或折減之土層，未來若無沖刷及挖除的可能性時，可視為作用在其下地盤之荷載重量。因此在計算基腳底面支承力時，此種土層之重量可以考慮為覆土壓力。

表 8.10-1 日本道路協會規範之土質參數折減係數 $D_E$

抗液化安全係數 $F_L$	地表面下深度 $z$	土質參數折減係數 $D_E$	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 \leq z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 \leq z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 \leq z \leq 20$	1	1

註：R為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

表 8.10-2 日本建築學會規範之土質參數折減係數 $D_E$

抗液化安全係數 $F_L$	地表面下深度 $z$	土質參數折減係數 $D_E$		
		$N_a \leq 10$	$10 \leq N_a \leq 20$	$20 \leq N_a$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1
	$10 \leq z \leq 20$	0	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.1	0.2
	$10 \leq z \leq 20$	0.05	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.2	0.5
	$10 \leq z \leq 20$	0.1	0.5	1.0

註： $N_a$ 為依該規範計算所得之土壤抗液化N值

## 8.10.2 土壤液化防治概念與工法選擇之考量因素<sup>[16]</sup>

### 1. 防治概念

- (1) 降低地下水位、提高土壤之有效應力—可採排水工法。
- (2) 提升土壤之緊密程度與內摩擦角—可採如動力壓實之夯實工法。
- (3) 結合(1)、(2)項之條件—可採碎石樁或壓實砂樁工法。
- (4) 增加土壤顆粒間之膠結力、大幅提高地盤之承载力—可採化學固結工法系列。
- (5) 改變土壤之粒徑分佈—可採土壤置換工法。
- (6) 採用設計良好之基礎結構—可採樁基礎或特殊基礎以支承上部結構物，防範地震時之地盤沈陷或土壤流失。
- (7) 抑制剪力變形的發生—可採構築遮斷壁工法(如鈹樁壁或地中壁)。

### 2. 工法選擇之考量因素

- (1) 原地盤之土壤地質概況與分佈。
- (2) 地下水位之季節性變動。
- (3) 需處理之地盤將來的使用計畫及目的。
- (4) 需處理之地盤期望達到的改良程度與要求。
- (5) 需處理之地盤範圍與深度。
- (6) 外在環境因素之考量與限制及公害性之有無(如：是否有噪音管制、飛航限高、污染問題、.....)。
- (7) 可供選擇之工法種類、機器設備、使用材料。
- (8) 過去之施工經驗、績效與口碑。
- (9) 工期之長短。
- (10) 所需費用與成本分析。

3. 根據日本地盤工學會之液化防治研究，其防止液化之對策及原理如圖8.10-4及圖8.10-5所示，另圖8.10-6及圖8.10-7則為日本阪神地震後橋梁之液化防治補強例子。



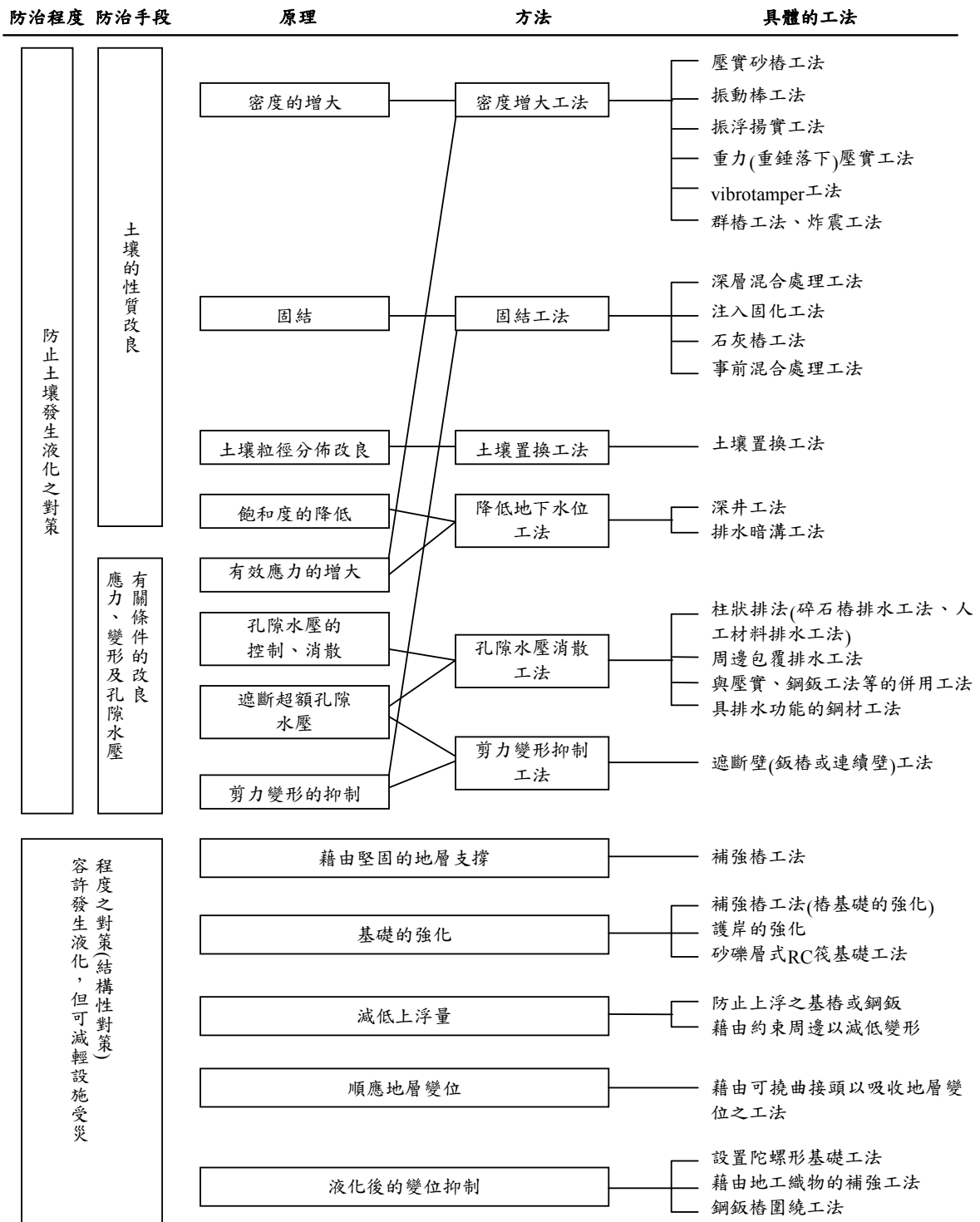


圖 8.10-4 防止液化之原理與方法(資料來源：日本地盤工學會，1988)

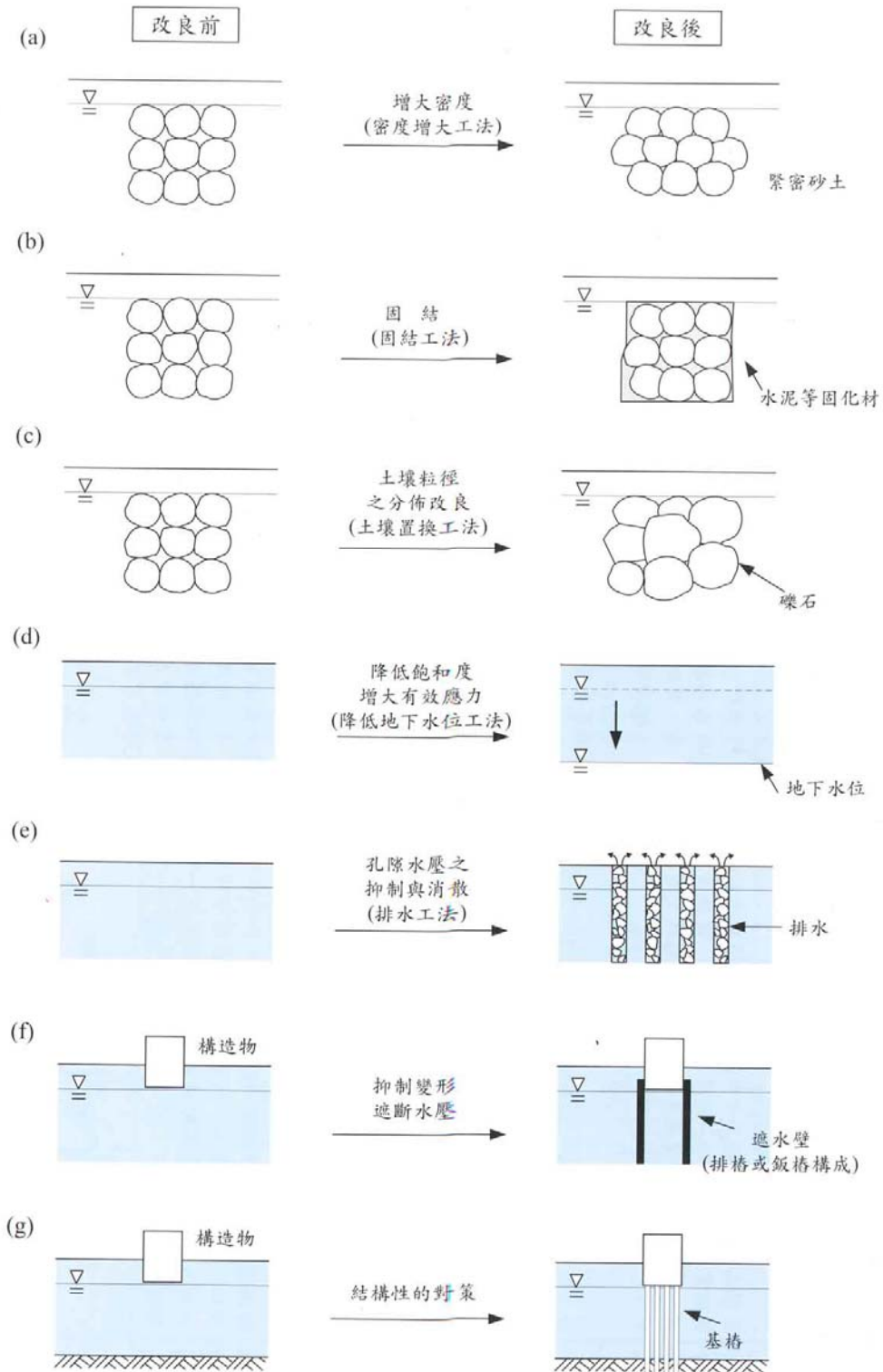


圖 8.10-5 防止液化之對策原理與種類<sup>[16]</sup>

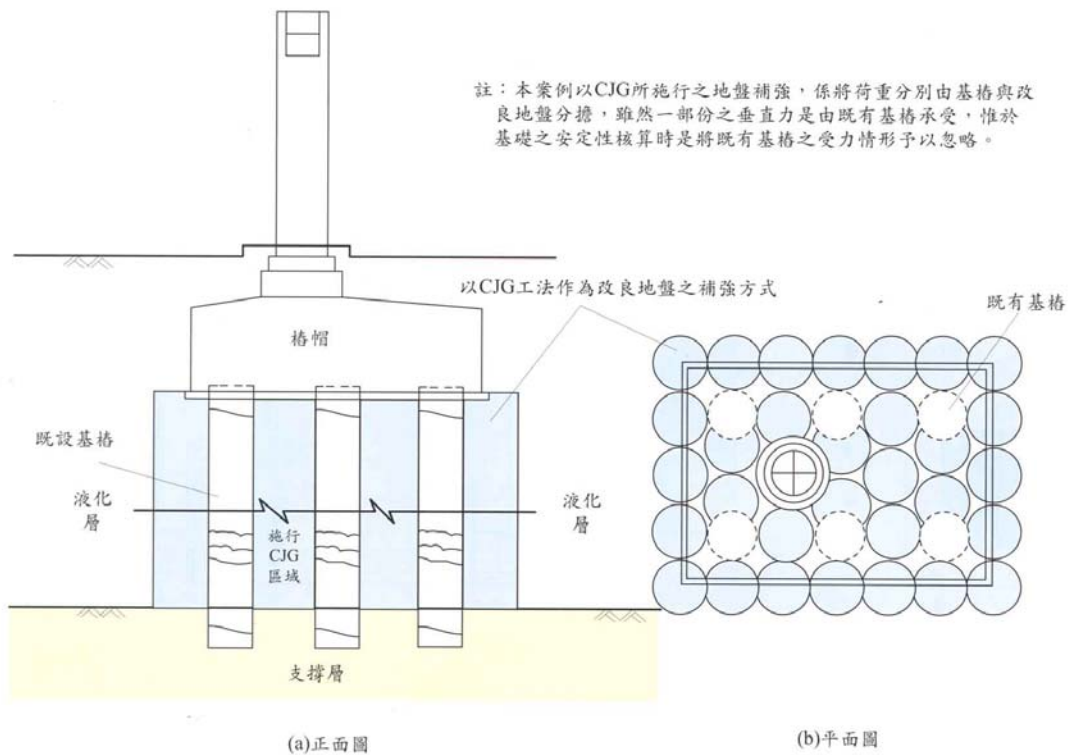


圖 8.10-6 使用CJG工法之地盤補強示意圖－日本神戶港港灣幹線道路<sup>[16]</sup>

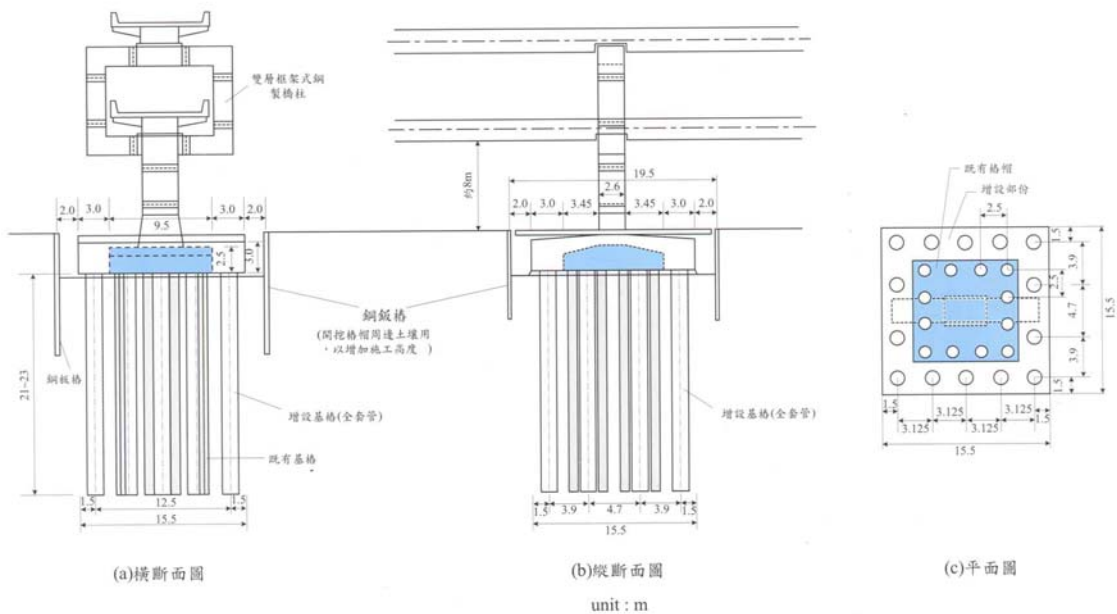


圖 8.10-7 以托底工法作為橋梁基礎之補強及防止液化對策－日本神戶港港灣幹線道路<sup>[16]</sup>

## 8.11 河川沖刷之考量重點<sup>[39]</sup>

### 8.11.1 河床下降與沖刷對橋梁安全之影響

河床下降(含沖刷)除了將使橋梁抵抗地震之能力降低外,更對橋基之穩定產生重大影響,兩者之相互影響因素說明如下:

1. 台灣河川陡急、沖刷力強,河床受長期沖刷而下降,導致橋墩基礎貫入深度產生不足情形。
2. 上游阻水構造(壩、堤)的興建與中游砂石的開採,使得砂石自然供輸失衡,造成河床下降,橋墩基礎裸露,錨錠能力降低。
3. 河道變遷,使得原位處高灘地的橋墩,變成在深河槽中,基礎貫入深度大減。
4. 砂石濫採不僅降低河床,並影響河道之穩定,加深局部沖刷力,形成橋梁水害的主因之一。
5. 橋梁長度不足,束縮河道,河川的通水斷面減少,使得兩側橋台或引道沖毀。
6. 橋梁跨度過小,阻水斷面增加,不僅橋墩易受流木流石衝撞破損,更使局部沖刷加大。
7. 橋梁高度不足,通水斷面減少,橋梁承受流水、流木衝擊而沖毀。
8. 橋墩基礎版高於河床,使得阻水面積增加,沖刷增大而基礎淘空,裸露基樁受砂石沖蝕撞擊受損,穩定能力大減。
9. 基礎貫入深度不足,洪水沖刷力大,而致沖毀。
10. 其他如橋墩的形式與方向、河床廢土棄物之淤積情形,防止橋墩沖刷保護措施之妥適與否等等,也都是影響河川沖刷的因素。

### 8.11.2 沖刷防治對策與橋基加固補強方法

#### 1. 基本原則

- (1) 橋基保護工法及其實施的範圍應審慎評估。不當的加固,可能改變河道、河相及水流方向,產生新的弱勢河床面,造成局部性沖刷加劇,危及橋基穩定性。
- (2) 橋基保固應將全橋整體考量,保護工置於河床下為宜,以免成為阻水構造。
- (3) 河床保護工應以橋群為單位,為避免因保護上游橋梁而致下游橋梁河床更降低之顧此失彼情形,應以整個河段或河系統籌進行保

護設施。

(4) 橋基加固宜同時考量橋基耐震能力的提昇。

## 2. 加固補強工法

保護工法可分為兩大類，一為橋基加固工法，一為河床保護工法，另外，亦可考慮採用橋基結構之補強工法，茲簡要說明如下：

### (1) 橋基加固工法

主要目的是用來防止或減緩橋基之局部性沖刷，一般係在橋墩周邊設置蛇籠、拋石、覆蓋混凝土塊及圍堰等設施直接保護橋基。

### (2) 河床保護工法

主要係以導流、攔沙方式防止河床下降，來間接保護橋基。如上游設置導流壩堤，下游設置攔砂堰等制水設施。

### (3) 橋基結構補強工法

本工法以恢復或改善橋梁之側向抵抗能力，增加穩定度為主，同時可提昇橋梁之承載與耐震能力。可採用橋柱補強、基礎擴大、增設基樁或土壤改良等工法。採用補強工法前，應審慎評估河川與橋梁的變異性及施工可行性。

第八章	橋梁耐震補強設計方法及其考量重點 .....	1
8.1	耐震補強設計之基本原則 .....	1
8.2	RC橋柱補強設計原理 .....	1
8.2.1	橋柱剪力補強設計原理 .....	2
8.2.2	橋柱韌性補強設計原理 .....	9
8.2.3	避免橋柱主筋挫屈之補強設計原理 .....	12
8.2.4	鋼筋搭接長度不足之補強設計原理 .....	12
8.2.5	主筋斷筋點附近(或圍束箍筋間距變大處)之補強設計原理 .....	13
8.3	橋柱鋼鈹補強設計 .....	14
8.3.1	橋柱鋼鈹剪力補強 .....	14
8.3.2	橋柱之鋼鈹韌性補強 .....	15
8.3.3	避免橋柱主筋挫屈之鋼鈹補強 .....	18
8.3.4	避免橋柱主筋搭接不足之鋼鈹補強 .....	18
8.4	橋柱連續纖維高分子複合材料(FRP)補強設計 .....	19
8.4.1	橋柱FRP剪力補強 .....	19
8.4.2	橋柱FRP韌性補強 .....	20
8.4.3	避免橋柱縱向鋼筋挫屈之FRP補強 .....	23
8.4.4	鋼筋搭接長度不足之FRP補強 .....	24
8.5	橋柱RC包覆補強設計 .....	25
8.5.1	橋柱RC剪力補強 .....	27
8.5.2	橋柱RC抗彎補強 .....	27
8.5.3	避免橋柱主筋挫屈之RC補強 .....	28
8.5.4	避免鋼筋搭接長度不足之RC補強 .....	28
8.5.5	主筋錨錠長度之設計 .....	28
8.5.6	RC包覆補強在橋柱修復上之應用 .....	29
8.6	鋼橋墩之補強設計方法 .....	29
8.6.1	日本阪神地震後之耐震補強作法 .....	29
8.6.2	鋼橋墩耐震設計之相關規定 .....	31
8.7	RC帽梁及接頭之補強設計方法 .....	33
8.7.1	減少帽梁地震力 .....	34
8.7.2	提高帽梁強度 .....	38
8.7.3	梁柱接頭補強 .....	39
8.8	基礎補強 .....	43

8.8.1	基腳補強.....	43
8.8.2	橋台補強.....	48
8.8.3	沉箱補強.....	48
8.9	支承及防止落橋裝置之補強設計考量重點.....	51
8.10	土壤液化之防治對策.....	55
8.10.1	土壤液化之評估方法.....	55
8.10.2	土壤液化防治概念與工法選擇之考量因素.....	65
8.11	河川沖刷之考量重點.....	69
8.11.1	河床下降與沖刷對橋梁安全之影響.....	69
8.11.2	沖刷防治對策與橋基加固補強方法.....	69
表 8.10-1	日本道路協會規範之土質參數折減係數 $D_E$ .....	64
表 8.10-2	日本建築學會規範之土質參數折減係數 $D_E$ .....	64
圖 8.2-1	橋柱剪力需求與位移之關係.....	3
圖 8.2-2	橋柱單向與雙向彎矩示意圖.....	3
圖 8.2-3	混凝土剪力係數 $k$ 與橋柱位移韌性之關係.....	6
圖 8.2-4	混凝土剪力係數 $k$ 與位移韌性之關係.....	7
圖 8.2-5	軸向力對橋柱剪力之關係.....	7
圖 8.2-6	混凝土剪力強度因子 $K_1$ 及 $K_2$ .....	9
圖 8.2-7	橋柱鋼筋搭接破壞模式.....	13
圖 8.2-8	橋柱主筋斷筋位置圖.....	14
圖 8.3-1	矩形橋柱鋼板補強.....	18
圖 8.3-2	圓形橋柱補強之圍束力分佈圖.....	19
圖 8.4-1	圓形橋柱補強.....	24
圖 8.5-1	橋柱之RC包覆補強示意圖(一).....	25
圖 8.5-2	橋柱之RC包覆補強示意圖(二).....	26
圖 8.6-1	既存鋼橋墩之耐震補強.....	30
圖 8.6-2	具縱向加勁板之矩形斷面鋼橋柱示意圖.....	33
圖 8.6-3	鋼橋柱錨錠示意圖.....	33
圖 8.7-1	帽梁耐震能力不足原因示意圖(29).....	34
圖 8.7-2	利用連接梁改善橫向地震反應(29).....	35

圖 8.7-3	帽梁與上部結構之連接方式(29).....	36
圖 8.7-4	利用橋軸向連接梁改善地震反應(29).....	37
圖 8.7-5	帽梁利用RC及預力彎矩補強示意圖(29).....	38
圖 8.7-6	Knee Joint受力圖(29).....	40
圖 8.7-7	Tee Joint受力圖(29).....	40
圖 8.7-8	梁柱接頭有效寬度(29).....	41
圖 8.7-9	梁柱接頭RC包覆補強示意圖(10).....	42
圖 8.8-1	基腳撓曲強度補強(10).....	45
圖 8.8-2	基腳剪力強度補強方式(10).....	46
圖 8.8-3	擴座基腳之傾倒(10).....	46
圖 8.8-4	基腳補強方法(29).....	47
圖 8.8-5	橋台之地錨補強工法(10).....	48
圖 8.8-6	沉箱基礎補強示意圖.....	50
圖 8.9-1	支承檢測維修平台.....	51
圖 8.9-2	梁端防落長度示意圖.....	52
圖 8.9-3	美國加州增設防震拉條(Restrainer)補強工法(一).....	52
圖 8.9-4	美國加州增設防震拉條(Restrainer)補強工法(二).....	53
圖 8.9-5	日本新型高拉力鋼絞索防震拉條.....	53
圖 8.9-6	既有橋梁之防止落橋對策.....	54
圖 8.10-1	CPT-q <sub>c</sub> 法之分析流程.....	60
圖 8.10-2	土壤液化破壞之分界線 (Ishihara, 1985).....	62
圖 8.10-3	非液化土層與液化土層厚度之定義 (Ishihara, 1985).....	62
圖 8.10-4	防止液化之原理與方法(資料來源：日本地盤工學會，1988).....	66
圖 8.10-5	防止液化之對策原理與種類.....	67
圖 8.10-6	使用CJG工法之地盤補強示意圖—日本神戶港港灣幹線道路.....	68
圖 8.10-7	以托底工法作為橋梁基礎之補強及防止液化對策—日本神戶港港灣幹線道路.....	68



## 第九章 FRP耐震補強方法之適用條件

現階段依據美國及日本之橋墩耐震補強經驗與研究資料，對於耐震能力不足之RC橋墩的補強方式，大致可採用下列三種方法(1)RC包覆工法(2)鋼板包覆工法(3)FRP包覆工法。

本計畫基於經濟性及維護上的考量，對於RC橋墩之補強工法之研選，建議是以RC包覆工法為原則，若因空間受限或施工條件不適用RC包覆工法時，則採用鋼板包覆工法或FRP包覆工法，此作法係參考日本於阪神地震後之補強方案研選順序，詳見圖9-1所示。

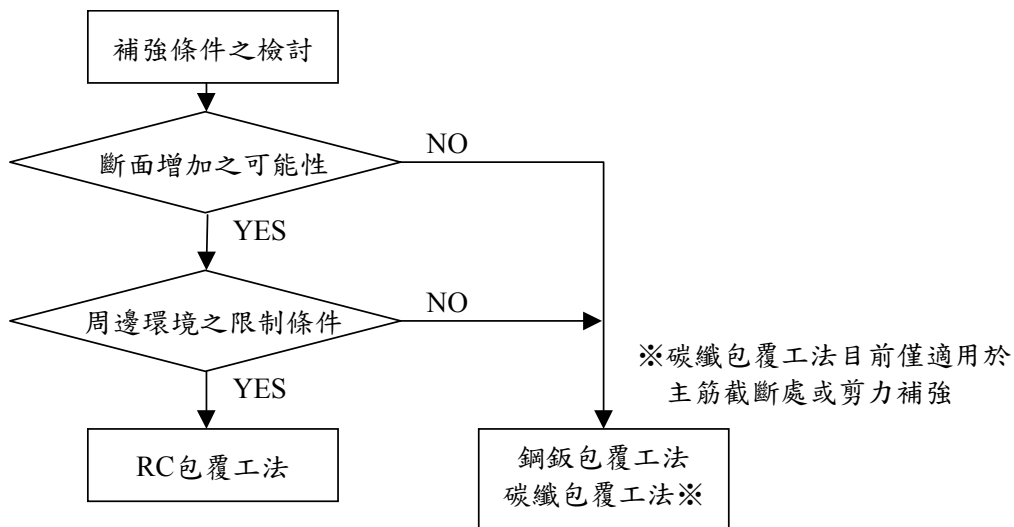


圖 9-1 RC橋墩補強工法選定流程<sup>[8]</sup>

其中，FRP包覆工法雖具有材料輕、柔性、搬運容易及施工迅速等優點，但因此一工法對RC橋柱束制效果之「尺寸效應(Size Effect)」、韌性改善的成效及本土化施工條件是否成熟，仍有待證實；現階段除非補強設計單位提出詳細之適用性研究報告，並經 貴局審核確認外，本計畫建議應參考美國Caltrans Bridge Memo to Designers 20-4,1996對FRP包覆補強之規定(參見表9-1所示)做為選用之原則。現階段，美國Caltrans對於FRP之選用政策，是在設計單位提出耐久性、施工性之詳細說明及一些嚴格的條件要求下，方可視FRP包覆工法為鋼板補強工法之替代工法(Alternative Method)，目前，Caltrans認可三種FRP系統可用於橋墩FRP包覆工法，第一種是常溫兩劑型Epoxy樹脂E-glass貼片系統(ambient cure 2 part epoxy E-glass hand lay-up system)，第二種是預含浸碳纖維纏繞補強系統(pre-preg filament wound epoxy carbon fiber wrapping system)，第三種則是預成型管狀玻纖薄殼補強系統(pre-manufactured Vinyl ester E-glass shells)。



## 2. Composite Column Casings

Several composites column casing systems have undergone laboratory testing and are approved for use in limited situations. Composite column casing thicknesses as shown on the Standard Drawing are designed to prevent plastic shearing. Material testing standards and provisional specifications have been developed to allow limited field installations for both E-glass and carbon fiber composites, under strict conditions.

Composites systems shall be specified as an alternative if conditions below are satisfied:

1. In all cases, all projects shall be detailed for steel casings as a standard with composites retrofit as an alternative.
2. Displacement ductility demand not more than 6 for circular columns and not more than 3 for rectangular columns. It may be permissible to use composites on circular columns with ductility demands approaching 8, with the written approval of the Office of Earthquake Engineering and the Design Supervisor.
3. For rectangular columns, the longest dimension is limited to a maximum of 36 inches. Rectangular column sides aspect ratio shall not be greater than 1.5.
4. For circular columns, the diameter must be 72 inches or less.
5. A steel jacket is the only approved retrofit method for columns that require a fully contained (fixed) lap splice. Composites may be used if a pin or slipping is assumed in the analysis at a lap splice.
6. Composites shall not be used for single column bent structures.
7. Composites shall not be used if the axial dead load is greater than  $0.15 f'_c A_g$ .
8. Composites shall not be used if the columns longitudinal reinforcement ratio is greater than 2.5%.
9. Composites shall not be used for bridges which require flame-sprayed plastic.
10. Composites shall be used with prismatic columns only.

For situations not falling within the above limits, the Office of Earthquake Engineering shall be consulted for necessary design guidelines and approval. A list of current allowable systems may be obtained from the Office of Earthquake Engineering, New Technology Management Branch at (916) 227-8247. Requirements above are subject to change as more information becomes available.

Questions on the above should be directed to the New Technology Management Branch at (916) 227-8247 or Seismic Technology at (916) 227-8806.

### Design Instructions

Refer to the attached detail sheet titled "Composite Column Casing" (Figure B6) for design instructions.

表 9-1 Caltrans Memo 20-4對FRP包覆補強之規定

另外，依據日本於阪神大地震後之橋梁耐震補強經驗(張荻薇，1996)<sup>[8]</sup>，認為碳纖包覆工法(CFRP)雖經試驗證實對橋柱軸向主筋截斷部之補強或剪力補強有效，但對束制效果仍有疑義，故該工法大部份適用於橋柱軸向主筋截斷部份之耐震補強(如圖9-2所示)；依據日本之經驗，CFRP包覆工法主要原則如下：

1. 碳纖補強須採用碳纖絞線或碳纖貼片施工，並以不超過10層為原則。
2. 碳纖抗拉強度須在 $25,000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上，底塗、浸漬、接著等液劑，皆須符合JIS規範所定之環氧樹脂系。

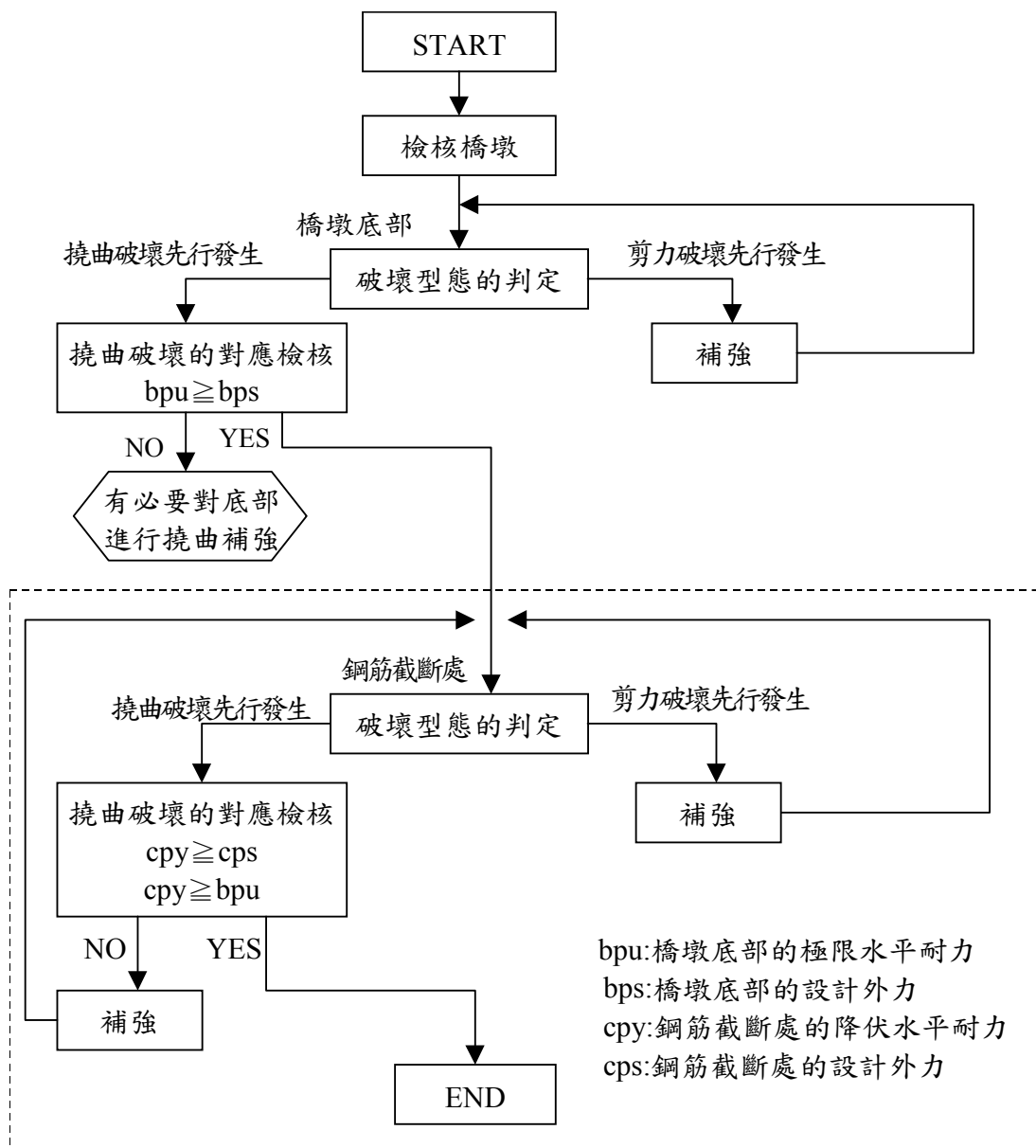


圖 9-2 日本CFRP包覆補強之設計流程<sup>[8]</sup>

3. 碳纖維補強之目標，應使原可能由軸向主筋截斷部之破壞模式，轉移為柱底撓曲破壞之模式。
4. 日本「混凝土橋柱碳纖維補強設計手冊」(Kawashima, CERI 1999)<sup>[40]</sup>中，說明橋柱尺寸需小於3公尺。

本計畫依據國家地震工程研究中心多組CFRP補強之縮小尺寸試驗結果及參考目前美國、日本之研究報告及橋梁工程實務，建議採用FRP耐震補強方法(CFRP或E-Glass FRP)之適用條件如下：

除非設計單位提出詳細之適用性研究報告(包含圍束效果、耐久性、施工性之詳細說明)，並經 貴局審核確認外，現階段採用FRP包覆補強工法必須滿足下列八點嚴格條件：

1. 對於圓形橋柱及矩形橋柱，其位移韌性需求不得超過6及3。
2. 對於矩形橋柱，其長邊長度不得超過100cm，長短邊之比值不得超過1.5。
3. 對於圓形橋柱，其直徑不得超過250cm。
4. 不得採用於橋柱之鋼筋搭接補強。
5. 單柱橋柱不得採用FRP包覆耐震補強。
6. 橋柱之軸壓應力不得超過 $0.15f_c A_g$ 及主筋比不得超過2.5%。
7. 橋柱變斷面處不得採用FRP包覆耐震補強。
8. 河川橋橋柱不得採用FRP包覆耐震補強。

上述第3點之要求，係考量國內外有關FRP補強工法之足尺寸試驗(Full Scale Test)報告並不多，且部份較大比例之縮尺寸試驗結果並不足以讓此工法大量應用於橋梁補強，第5點則為結構靜不定度風險性的考量；故本計畫建議國道高速公路現階段採「逐步放寬、累積施工經驗與試驗驗證」之策略，待部份滿足上述條件之多柱式橋柱系統，採用FRP補強工法之實際成效得到具體驗證後再逐步修正上述條件。

第九章 FRP耐震補強方法之適用條件 .....	1
表 9-1 Caltrans Memo 20-4對FRP包覆補強之規定 .....	2
圖 9-1 RC橋墩補強工法選定流程 .....	1
圖 9-2 日本CFRP包覆補強之設計流程 .....	3

## 第十章 橋梁耐震補強施工法及其注意事項

### 10.1 基樁之補強施工考量重點

基樁補強設計時，基樁的承載力將利用到土壤之極限承載力，另對於具多排的群樁而言，因群樁不會在第一根樁達到土壤極限承載力時就破壞，基樁在塑鉸產生後所需之設計強度將依據國工局頒行之「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」中之「基礎土壤承載力設計準則補充研究」之規定檢核；至於其它直接基礎與沉箱之檢核亦應依上述「基礎土壤承載力設計準則補充研究」之規定檢核。

在「增樁工法」中，最大的問題是要在既有梁下僅有數公尺的空間，埋設數十公尺的場鑄樁，施工相當困難，故低淨空式樁機是必要的施工機械，設計單位應評估引進上述施工機械之可行性；在梁下淨空不足處施工，若採地面降挖工法則應特別注意對周遭交通、排水或鄰房之影響，另對用地取得與地下埋設物等之因素亦應加以考量。

本公司於辦理 貴局中山高速公路大林新營段十七座橋梁耐震評估及補強設計時，原有橋墩均為樁帽及群樁之基礎型式，且於橋柱鋼鈹包覆補強後，須能承受橋柱產生塑鉸由柱底傳至基礎之作用力，經檢核原基礎強度並不足以承受此作用力，在審慎評估各個補強方案之優缺點後，決定採用增補基樁加固法，即在原基礎周邊增設 $610\text{mm}$   $\phi$  內灌混凝土鋼管樁( $t=12.7\text{mm}$ )(如圖 10.1-1 所示)[41][42][43]。

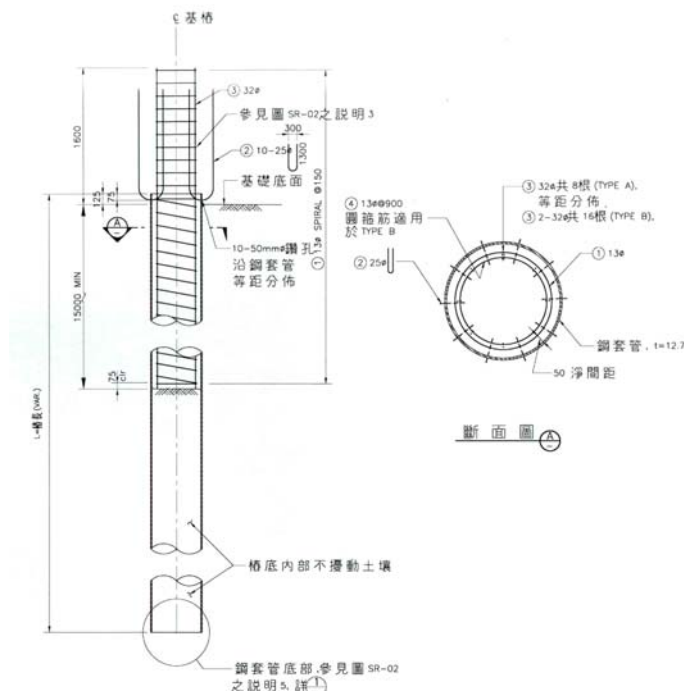


圖 10.1-1 中山高大林新營段 $610\text{mm}$   $\phi$  內灌混凝土鋼管樁

由於新設基樁須於橋下淨空不足處施工，需採用低淨空式樁機施做，然為何選用610mm  $\phi$  內灌混凝土鋼管樁？我們主要的考量邏輯是：要在橋下低淨空條件下施工，小口徑基樁(610mm  $\phi$ )所需之樁機能量應較小，機械設備改裝或引進之門檻亦較低，相對的施工成本應較可掌握；採用鋼管樁則是因為RC全套管場鑄基樁無法解決基樁頂部塑鉸區鋼筋續接的困擾及套管拔除費時對工率之影響，而RC反循環基樁則有坍孔影響舊橋基礎之疑慮；另該標段之土壤液化潛能頗高，折減後之土壤參數使得鋼管樁之彎矩強度需求增加，故採樁頭15m範圍內設置鋼筋籠形成「鋼管鋼筋混凝土」複合斷面以增加其彎矩容量；依據上述之分析，採用610mm  $\phi$  內灌混凝土鋼管樁應為一較佳之選擇，且此工法亦是美國加州自1971年San Fernando地震以來基礎耐震補強常用的方法。

對於鋼管樁之低淨空式樁機，經廣泛地對國內外廠商進行調查，較專業者如美國加州American Piledriving, INC.的Tubex piles(如圖10.1-2所示)，以及在日本歸屬「回轉工法」之SPACE21工法、SPD20工法(如圖10.1-3所示)，「中掘工法」之Pile-Man1820工法等[45]，惟國內尚未有專為鋼管樁低淨空施工之樁機，但於該標設計階段與多家國內及日本駐台之全套管基樁廠商深入研究後，認為將既有之全套管基樁搖管器加以局部改裝及調整施工程序，亦可做為鋼管樁之低淨空式樁機，且在日本已有實際之施工案例，這對該標工程的意義是十分重要的，其顯示鋼管樁低淨空施工之成本將有機會降低。



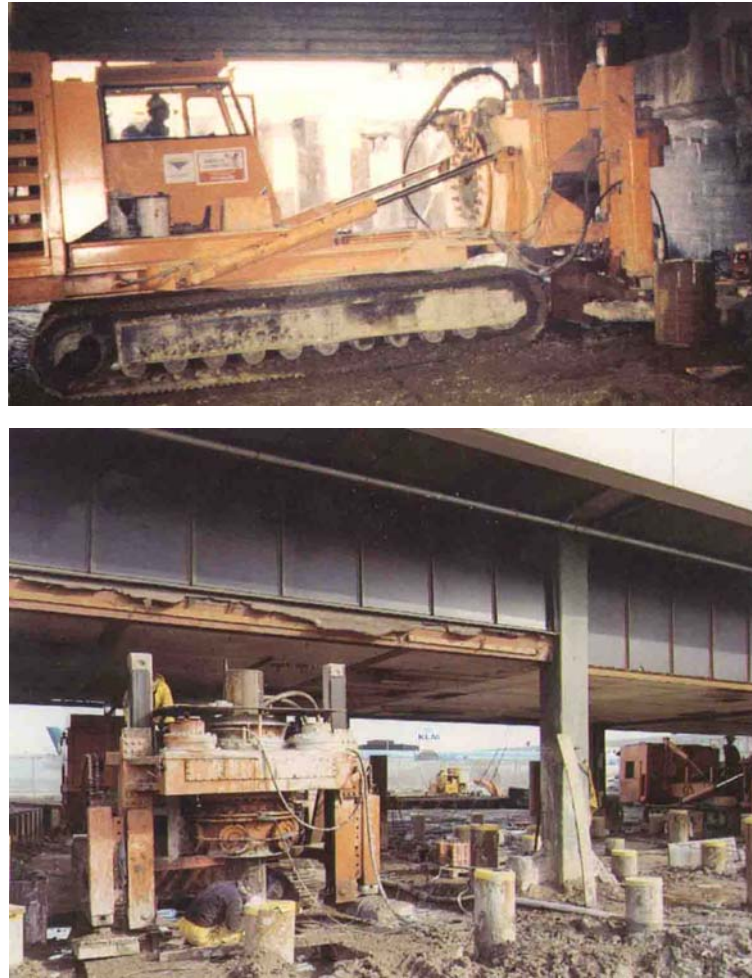


圖 10.1-2 美國加州低淨空鋼管樁Tubex工法<sup>[46]</sup>

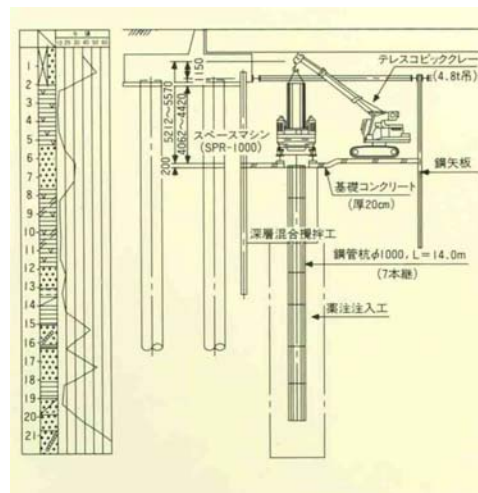


圖 10.1-3 日本低淨空鋼管樁SPACE21工法<sup>[47]</sup>



## 10.2 基礎之補強施工考量重點

較佳的橋墩柱耐震補強方法，係在不改變強度的原則下，加強舊橋墩之剪力容量及圍束能力，以提昇韌性率 $\mu$ ，亦即增大橋墩吸收地震能量的能力，藉由包覆工法(柱底部不錨錠)所獲致之束制效果，達到提昇韌性；雖然墩柱之主筋及彎矩強度並未增加，但由於採鋼板或RC包覆後，其圍束能力已符合新規範之要求，為確保墩柱能有非常好的韌性發展，其基礎強度應須能承受墩柱採鋼板包覆後所產生之塑鉸彎矩。

由於以往基礎之設計並未以橋柱產生塑鉸之彎矩來設計，或因地盤液化潛能較高，其基礎強度可能不足而需要予以補強，一般可採增厚提昇基礎版之彎矩及剪力強度(如圖10.2-1所示)，考量混凝土澆置與鋼筋綁紮之施工性及樁帽補強之效果，原則上將採往上增厚補強的方式處理。

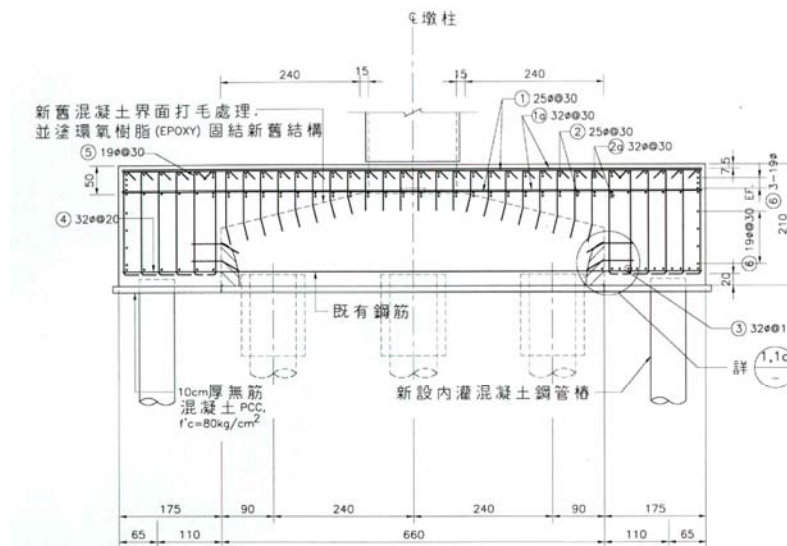


圖 10.2-1 中山高大林新營段橋墩基礎往上增厚補強工法

但對於河川橋，因水利單位常強烈要求補強後之樁帽頂高程須低於計畫河床高，此乃為避免基礎版向上增厚後，造成阻水斷面之加大，故將採往下增厚基礎之補強方式施做(如圖10.2-2所示)，然考量樁帽鋼筋綁紮之施工空間，往下增加之樁帽厚可採200cm，惟此補強方式除造成基礎施工之開挖支撐加大加深，且因無法對樁帽澆置之混凝土確實予以搗實，且考量國內混凝土預拌廠之生產與品管能力，認為可採用自充填混凝土(Self-Compacting Concrete；SCC)予以克服[44][48]。

所謂SCC係指28天規定抗壓強度為 $240\text{kgf/cm}^2$ 、高流動性(工地坍流度 $55\sim 70\text{cm}$ )及施工免振動搗實之混凝土，其材料、配比、製程、成品、澆置及施工品質管制等均須按施工特訂條款之規定辦理，且SCC之工作性除坍流度外，尚須經V型漏斗流下試驗，通過時間為 $7\sim 20$ 秒；經間隙通過性試驗(箱型或U型填充高度試驗)，採用RI障礙，其填充高度應達 $300\text{mm}$ 以上；及現場全量通過試驗(工地可視澆置速率改以間隙通過率試驗取代)[49][50]。

由於SCC應用在國內高速公路之經驗並不多，初期可要求承包商於施工前須進行一處模擬樁帽實際條件之全尺寸試灌作業(Mockup Test)，再以此成功之澆置計畫推展至其它河川橋基礎補強之施工。

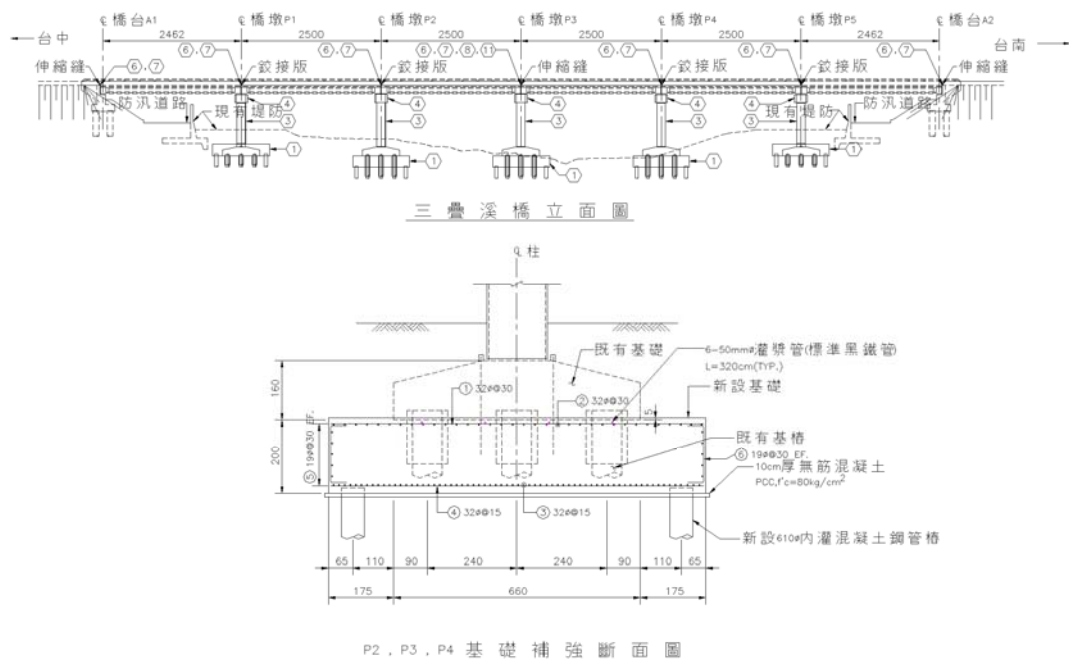


圖 10.2-2 中山高大林新營段橋墩基礎往下增厚補強工法

### 10.3 RC帽梁之補強施工考量重點

對於下部結構為門架式橋墩或樁構架式橋墩之橋梁，為使塑鉸產生於橋柱，而不發生於帽梁，經評估計算結果，帽梁可能須進行彎矩強度及剪力強度之補強，此項設計要求係依據Caltrans Seismic Design Criteria V1.2 (2001)之規定，亦即國內所謂「強梁弱柱」之設計理念。

帽梁補強可採RC包覆工法，於帽梁之左右兩側及下方加大混凝土斷面，並往上伸出做為新增之RC止震塊，可做為防止落橋之第二道防線，另新舊混凝土間以化學植筋及貫穿帽梁之螺栓使其成為一體之合成斷

面，以增加其彎矩、剪力強度(如圖10.3-1所示)，此補強工法於補強後與原橋之外觀改變不大，能維持橋梁既有景觀為其優點之一。

考量帽梁採RC包覆時，須於厚度僅數十公分且配置有緊密鋼筋之構件上澆置混凝土，應添加合適的強塑劑(Superplasticizer)及達18~20cm坍度，以提高其工作性；另添加合適的膨脹劑可緩和新舊混凝土材齡之差異所引起之收縮裂縫[51]。

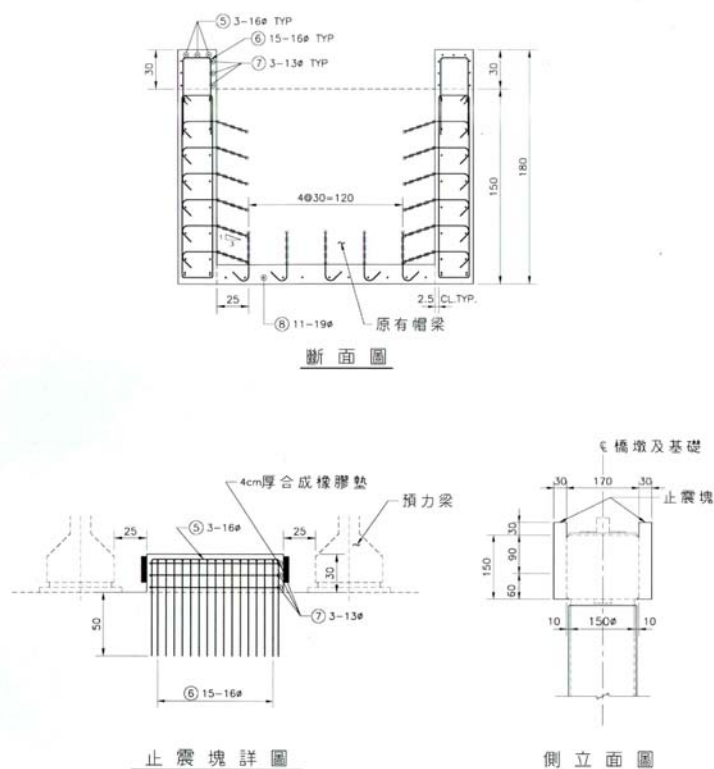


圖 10.3-1 中山高大林新營段橋墩帽梁採RC包覆補強工法

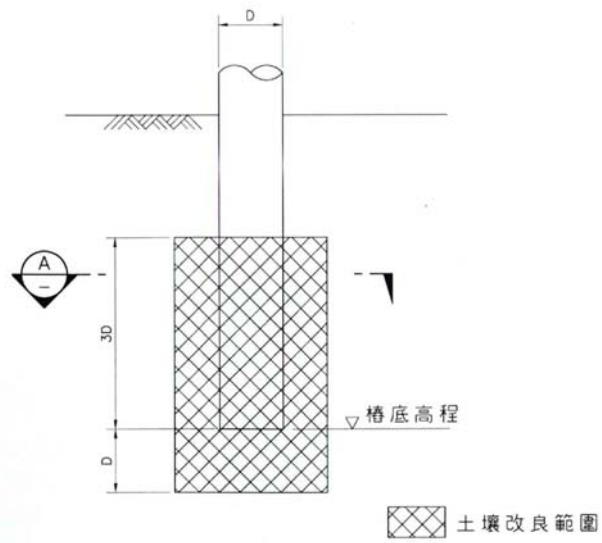
#### 10.4 樁構架式基礎補強施工考量重點

對於樁構架式橋墩之基礎(即地表以下之基樁部份)，除可採整體性的地盤改良方式補強外，亦可於地表至地表下6~7m採鋼板包覆補強，由於在補強施工中，需將鋼管與樁體間之殘餘土壤沖除，此將使基樁之承载力降低，且完工後之鋼板與土壤之摩擦力亦較原RC樁與土壤之摩擦力為小，補強後將造成基樁承载力之下降，且若帽梁亦同時採RC包覆工法補強，所增大之斷面及重量亦須由基樁承受，我們可沿原基樁底部四周以高壓混凝土噴射樁加以局部改良，其改

良深度範圍為樁底以下1D，樁底以上3D，合計約4D(D為樁徑)。補強後在不考慮鋼板包覆處之土壤摩擦力下，可提高基樁承載力至符合施工之要求(如圖10.4-1所示)。

因為樁構架式橋墩基礎之鋼板包覆補強，係於地表至地表以下6~7m範圍包覆鋼板，為避免大量深開挖及降低交通衝擊，可採用所謂「壓入工法」施工，其主要施工步驟說明如下(如圖10.4-2所示)：

1. 首先，於地面放樣定位後，將第一節鋼管(約3m長)予以組裝。
2. 將千斤頂與施力環組合並固定前述組裝好之鋼管。
3. 藉千斤頂以帽梁為反力座，配合高壓水沖鑽方式壓入第一節鋼管至地表下。
4. 將第二節鋼管(約3m長)予以組裝，並與第一節鋼管焊接。
5. 藉千斤頂以帽梁為反力座，配合高壓水沖鑽方式壓入整組鋼管至預定深度。
6. 於舊基樁週圍至少四處放下鑽桿及沖鑽頭，由下而上以正循環水沖方式清除鋼管與舊基樁間之殘餘土壤至預定深度。
7. 待迴水顏色呈清淨後，再開始於鋼套管與舊基樁間之灌漿作業。



樁底土壤改良示意圖

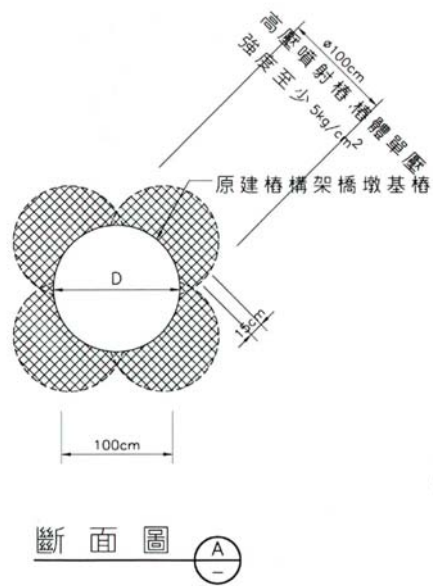
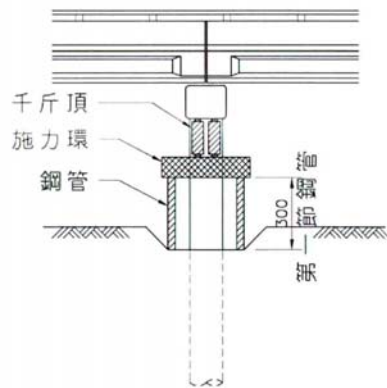
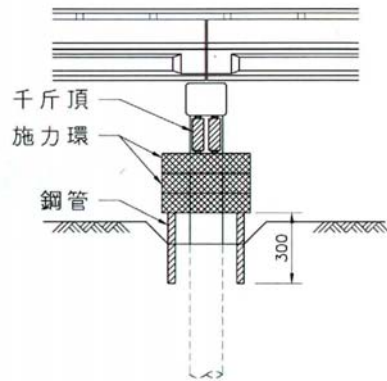


圖 10.4-1 樁構架式橋墩基礎地盤改良



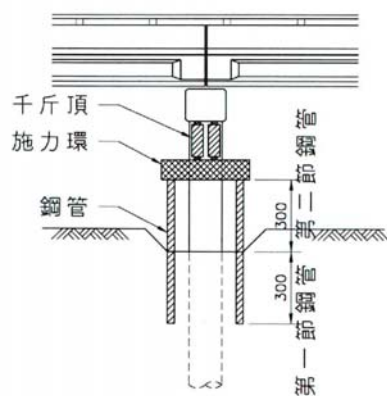
步驟一

1. 基樁四週地盤改良(詳見圖 SR-10).
2. 於地面放樣定位第一節 3m 長鋼管予以組合.
3. 將千斤頂與施力環組合並固定前組合鋼管.



步驟二

1. 藉千斤頂以帽梁為反力座配合水沖鑽方式將鋼管壓入地面下.

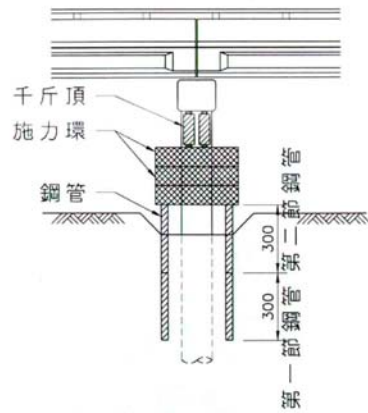


步驟三

1. 將第二節 3m 長鋼管予以組合,並與第一節鋼管銲接.
2. 將千斤頂與施力環組合並固定前組合鋼管.

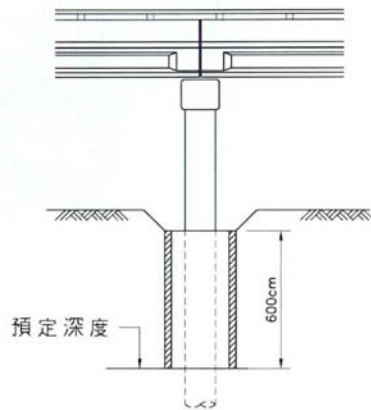
圖 10.4-2 樁構架式橋墩基礎補強施工步驟圖





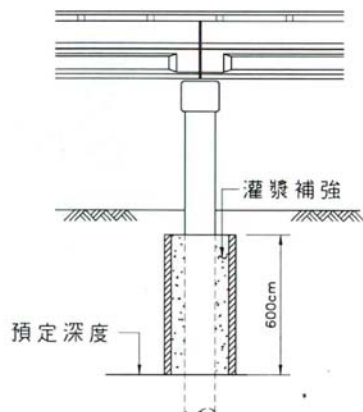
#### 步驟四

1. 將千斤頂以帽梁為反力座, 配合水沖鑽方式壓入鋼管至預定位置。



#### 步驟五

1. 於基樁週圍至少四處放下鑽桿及沖鑽頭至預定深度後, 由下而上以正循環水沖方式清除鋼管與舊基樁間之殘餘土壤。



#### 步驟六

1. 澆置水泥砂漿或工程司代表核可之材料, 作為封底層。
2. 待迴水顏色清淨後抽乾, 開始第一次灌漿補強作業。

圖 10.4-2 樁構架式橋墩基礎補強施工步驟圖(續)

## 10.5 橋梁於補強施工中地震之考量

橋梁施工中結構體之支撐臨時結構物亦應考慮其耐震性，惟因這些臨時結構物之使用期間較短，其設計之地表加速度對應之回歸期應可較短，可依此期間(譬如三~五年)內超越機率仍為10%為準，求出設計地震的回歸期，並據以求得工址之水平地表加速度來設計。

施工中耐震設計與檢核應於幾個重要施工階段進行，其時橋梁結構與支撐臨時結構可能結合為一結構物，耐震分析係針對此結構物而言，並假設結構物保持彈性來計算地震力。構材強度之設計或檢核，如採用工作應力法設計時，橋梁構材之容許應力可提高1/3，臨時結構物則可提高1/2。採用工作應力法或強度設計法，應使用對應之 $\alpha_y$ 值。

施工中若遭遇較上述地震力為大之地震作用後，應檢核該橋梁結構構材是否超過彈性限度，如已超過彈性限度，則應進行適當的補強措施。

## 10.6 複合材料(FRP)包覆補強施工考量重點

### 10.6.1 複合材料(FRP)補強施工順序規定

複合材料補強施工順序係參考國外的補強工法、經驗以及考慮國內施工環境與生態與國內成功案例之經驗所歸納出之基本要求，其它詳細之施工規範可依據交通部科技顧問室委託台灣營建研究院之「FRP複合材料補強橋墩設計準則之研究(88年8月)」成果報告辦理[52]；其基本施工順序規定請參見圖10.6-1所示。

#### 一、準備工程

本節主要在建議進行FRP補強工程前所須準備和注意事項。

1. 儘可能收集結構物之設計圖，以做為補強設計時之參考資料。
2. 評估結構物的損傷和破壞模式，以決定補強的方式。
3. 施工材料必須有品質證明書或測試報告，來判斷材料性能是否合乎補強工程之品質要求。
4. 施工材料必須儲存於通風良好，溫度在5~25°C的儲藏所。
5. 施工過程必須全程拍照或攝影存檔，以做為施工品質優劣之判定依據。



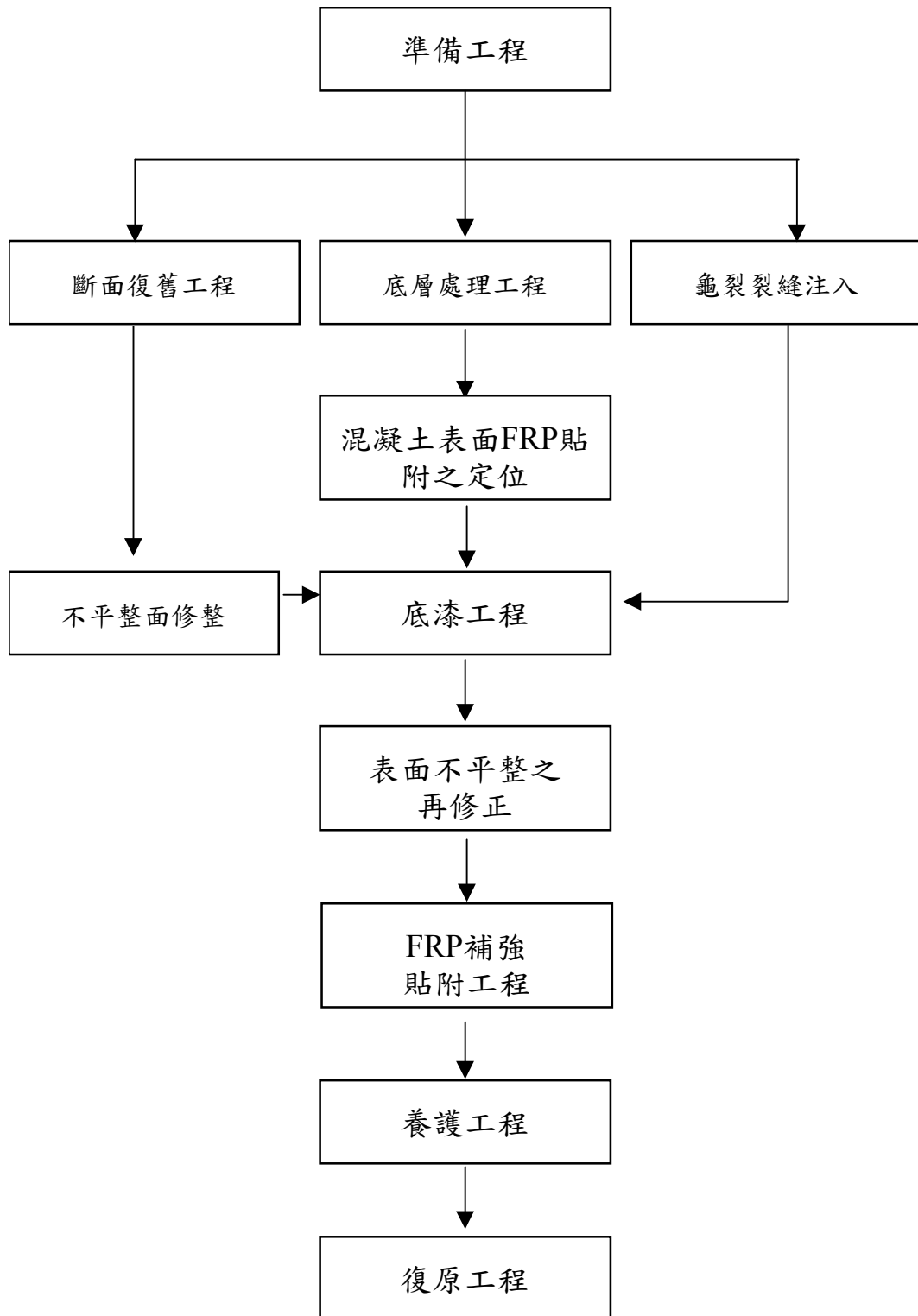


圖 10.6-1 FRP補強施工順序[52]

## 二、底層(面層)處理工程

1. 使用砂輪機或磨光機將混凝土表面的劣化層除去並研磨至出現粗骨材為止。
2. 研磨完後以毛刷或高壓空氣鎗將粉塵及已鬆動的物質去除掉，然後以水或丙酮清洗。
3. 若補強施工之構件為具有銳利的角隅時，必須將其磨成圓弧R角(圖10.6-2)。對方形梁、柱而言使用碳纖維補強物時圓弧R角之半徑為3cm以上，使用玻璃纖維補強物時R角之半徑為2cm以上。
4. 若補強施工標的是屬於凹角部位時，則需使用環氧樹脂砂漿修整，使其凹面成曲線平滑化(內R角)，圓弧R角之半徑為3cm以上。

## 三、斷面復舊與不平整面修整工程

1. 鋼筋露出部位需做防銹處理。
2. 斷面面層上有孔隙、蜂窩的部位要先研磨去除掉，然後再使用與混凝土具同強度以上的環氧樹脂砂漿或壓克力樹脂砂漿進行修復，而對於大區域凹洞之修補則以無收縮水泥砂漿修補。
3. 不平整面須以砂輪機磨平，如模版間的斷面落差太大則可使用環氧樹脂砂漿修整，但修復完工後的高度差要求在1mm以內，或調整成斜坡度1：10以下之斜面。
4. 裂縫或打除部份若有漏水情形時，應先以其他適當方法，做止水、導水處理。

## 四、裂縫注入工程

結構物若有龜裂現象產生時，視情況以下列方式處理：

1. 若裂縫寬度大於5 mm以上時則可以水泥砂漿填入，然後抹平結構物表面。
2. 若裂縫寬度小於5mm以下且無法以水泥砂漿填注的地方，則以低壓樹脂注入法將灌注用樹脂注入裂縫中。

## 五、混凝土表面加勁材貼附之定位

依設計圖之指示，繪好貼附位置以確保材料之補強效果，貼歪、貼錯位置均會影響材料之特性與補強效果。

## 六、底漆工程

1. 確認施工環境

濕氣太高會導致樹脂與水氣產生作用而干擾了膠化過程。如

果不得不施工時，則：

- a. 施工現場必須有保溫和除濕設備以降低濕度。
  - b. 選用濕潤面專用的底漆來施工。
2. 施工環境確認後，即可選用適當的底漆材料針對上述之處理後施工面進行底漆施工。施工過程及注意要點如下：
- a. 將底漆之主劑和硬化劑依規定的配比(100：35)稱重，然後置於攪拌槽中以低速電動攪拌器充分且均勻攪拌(低速上下旋轉約2~3分鐘)，一次的攪拌量為在可使用時間之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。
  - b. 施工面以滾筒毛刷含浸底漆均勻塗佈(圖10.6-3)，塗佈量隨施工面的狀況不同而異(標準塗佈量約 $0.3 \text{ kg/m}^2$ )，塗佈次數依現場狀況決定是否塗佈第二道，塗佈第二道時須等第一道初乾後再進行。
  - c. 底漆之指觸乾燥時間約3~12小時。
  - d. 施工現場嚴禁火源，施工人員必須使用保護工具(如保護面罩、保護眼鏡和塑膠手套等)。

#### 七、表面不平整之再修正(較小區域凹洞之補土工作)

本工作為在貼片貼附工程前之再修正工作。

1. 將補土之主劑和硬化劑依所規定之配比(2：1)稱重，然後置於攪拌器中攪拌，一次的攪拌量為在可使用時間之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。
2. 等底漆乾燥後，將補土材料塗抹於上述之缺陷上(圖10.6-4)，塗抹後的施工面必須使用適當工具(如刮刀、砂輪機、研磨機等)加以修整，使整個施工面平整光滑，斷面落差在1 mm以內。

#### 八、FRP補強貼附工程

##### 1. 確認施工環境

濕度太高會導致樹脂與水氣產生作用而干擾了膠化過程。如果不得不施工時，則施工現場必須有保溫設施和除濕設備，以確保底漆表面或貼片表面沒有水氣存在。

##### 2. 施工過程與注意要點

- a. 塗佈接著樹脂前，必須先確認底漆狀況為指觸乾燥。
- b. 纖維加勁材貼片預先依所設計的尺寸大小裁好，裁剪數量只

- 裁當日所需用的數量，且為防止施工的不連續性，在還沒粘貼前就須把所有的貼片裁好且標上記號以利粘貼(裁切的長度在2m內最適當)。若裁剪數量過多，在保管時纖維不能有折斷或折角之現象發生。若人力許可，可由專人負責裁剪。
- c. 將環氧樹脂的主劑和硬化劑依所規定的配比(100：35)稱重，然後置於攪拌槽中以低速電動攪拌器充分均勻的攪拌，一次的攪拌量為在可使用時間之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。
  - d. 施工面以滾筒毛刷含浸接著樹脂均勻的塗佈(圖10.6-5)，其使用量隨混凝土表面的狀況不同而斟酌使用。惟需避免樹脂過量導致纖維滑移或扭曲，或樹脂不足導致纖維含浸不足而影響補強功效。
  - e. 將纖維貼片平順的貼合在含浸樹脂的塗佈面(圖10.6-6)，並用刮刀沿著纖維方向用力刮平以除去氣泡和貼平貼片，然後小心移除離形紙。
  - f. 利用FRP脫泡滾輪或塑膠具凹槽型式塑膠滾輪沿著纖維方向來回滾壓以充分含浸樹脂和除去氣泡，拱起部位和角落容易產生氣泡，必須小心除泡。
  - g. 在貼上纖維貼片上，再度以含浸樹脂的滾筒毛刷將樹脂均勻的塗佈在上面(圖10.6-7)，然後再重覆f的步驟，務必使其含浸完全。纖維貼片貼附30分鐘後才能進行上層樹脂塗抹，此期間要注意貼片是否有浮起，錯位現象，若有則以滾輪或刮刀壓平修正。
  - h. 二層以上的積層，重覆d~g的步驟，但以相隔一天的效果最好，若迫於工時，則至少要間隔1小時以上。冬季施工以一日一層施工，品質最好。
  - i. 纖維貼片貼附需要搭接時，貼片纖維方向交接處，搭接長度必須在10 cm以上。
  - j. 施工中若有發生結露現象，則必須擦乾和保持乾燥才可施工，同時在貼附後要考慮施工環境對貼附的影響(如風壓效應，端部的固定等等)。
  - k. 施工完後要目視去確認層數，同時貼附處有不平地方均需將貼片拉平。

1. 施工人員一定要穿著保護工具(如面罩、眼鏡、手套等)。

#### 九、養護工程

室外施工時為了不使雨水、砂、灰塵等附著於貼片上，必須使用塑膠布養護。其養護原則如下：

1. 纖維貼片施工後要用塑膠布覆蓋24小時以上，以防止雨淋或風砂，灰塵之污染，要注意覆蓋布不能碰觸到施工面。
2. 於溫度20°C左右時須養護1週，於溫度10°C左右時須養護2週。
3. 平均溫度在10°C以下，初期硬化養護時間約2天；
4. 平均溫度在10~20°C，初期硬化養護時間約1~2天；
5. 平均溫度在20°C以上，初期硬化養護時間約1天。

#### 十、復原工程

1. 施工面如係受日光直接照射(因樹脂抗紫外線能力較差，易老化)，或要求美觀的場所則噴塗耐候性塗料保護較為適當(圖10.6-8)。
2. 噴塗保護漆必須等樹脂初期硬化後施行，此時先上一層噴沙可增加其附著力。
3. 施工要依各種塗料的標準施工法分別施工。
4. 粘貼後若表面上仍有不平處時可用環氧樹脂砂漿(補土)做細部加工後再塗漆。

#### 十一、施工記錄(工程日報表)

施工必須要作記錄，其記錄內容至少必須包括：

1. 施工名稱及單位；
2. 天候(溫度、濕度)；
3. 施工項目；
4. 材料的使用量；
5. 施工人員類別與出工人數
6. 施工概要；
7. 其他。

工程日報表範例如表10.6-1所示。

表 10.6-1 工程日報表範例[52]

工程日報表

工程名稱：\_\_\_\_\_ 開工日期：\_\_ / \_\_ / \_\_ 第\_\_工作天/第\_\_日曆天

業主：\_\_\_\_\_ 完工期限：\_\_ / \_\_ / \_\_ 天氣：\_\_\_\_\_

施工單位：\_\_\_\_\_ 填表日期：\_\_ / \_\_ / \_\_ 溫度：\_\_\_\_°C 濕度：\_\_\_\_%

完成主要項目				出工表			
項目	本日數量	單位	累計數量				
進場材料				本日施工概要			
項目	本日數量	單位	累計出工				
				業主指示事項			

業主審核：\_\_\_\_\_ 施工處所主管：\_\_\_\_\_ 填表：\_\_\_\_\_

10.6.2 FRP補強工程之品質檢驗

由於施工過程中很多因素會影響到施工品質，因此除了施工前必須由材料製造商提出使用材料試驗報告等相關品質證明書外，在施工過程中必須實施補強品質檢驗，補強品質檢驗項目主要為現場接著強度試驗，測試要點和注意事項描述如下。

在施工現場中為了要判斷FRP與混凝土表面的接著性能好壞以及判

斷FRP層是否均勻而進行接著強度試驗(拉拔實驗)(圖10.6-9)。試驗的區域可在施工範圍內、施工範圍外或另外製作與施工體等同強度的混凝土面上製作同式樣的貼片做實驗。但在施工範圍內製作試片則必須在做完測試後，恢復補強前之舊觀。測試儀器可採用建研式接著力試驗器(圖10.6-10)。

### 10.6.3 FRP補強施工過程中之安全管理

1. 充份確認使用材料的使用方法、保管及管理方法後才可施工。
2. 安排整理好通道，施工架等作業環境，同時施工人員必備的口罩、面具、護目鏡、橡皮手套、安全罩等必須嚴格要求穿戴。
3. 使用有機溶劑或密閉的場所，必須注意通風問題，要有抽、送風機風管等設備以強制換氣，同時要避免吸入過多的有機溶劑。
4. 底漆、環氧樹脂、塗料等若不小心沾到皮膚，應以肥皂水洗淨，如碰到眼睛時，應即以大量清水沖洗，並緊急送醫作適當處理。
5. 碳纖維貼片具導電性，飛散的碳纖維會造成電動機械的短路，因此在有機器的開關部位，宜用塑膠布包封絕緣。
6. 由世界各國研究機構調查報告得知尚未能證明飛散的碳纖維是否會危害人體。為安全起見，作業需帶防塵口罩。
7. 提取碳纖維貼片時可能會造成皮膚過敏，故必須帶保護手套提存。
8. 碳纖維貼片的廢棄物要以產業廢棄物處理方法處理。
9. 注意火源應遠離工作場所，並配備有滅火器具及設備。

### 10.6.4 FRP補強工程之驗收規範

材料驗收包括清點數量與材料性質檢測。清點數量以實際到貨量計算。碳纖維材料性質檢測，承商應會同業主及監造單位於現場取樣製作試片。每1000 m<sup>2</sup>(每批)至少3片以上。

完工驗收應包含施工期間工程日報表及碳纖維貼覆完成後，進行之檢測，以確定補強品質。其步驟為：以目視檢測纖維貼片有無缺脂皺折等外表異常處；再持螺絲起子之塑膠柄輕劃過完工表面或以啄木鳥敲擊器，以聲音判斷是否有空孔存在；最後用硬度測試計測試其硬度。若硬度不足，則需視情形挑選局部區域切開。

由於施工過程中很多因素會影響到施工品質，因此除了施工前必須由材料製造商提出使用材料試驗報告等相關品質證明書外，在施工過程

中必須實施補強品質檢驗，才能控制施工品質，補強品質檢驗項目主要為現場接著強度試驗，測試要點和注意事項描述如下。

在施工現場中為了要判斷FRP與混凝土表面的接著性能好壞以及判斷FRP層是否均勻而進行接著強度試驗(拉拔實驗，圖10.6-9)。試驗的區域可在施工範圍內、施工範圍外或另外製作與施工體等同強度的混凝土面上製作同式樣的貼片做實驗，以判斷當時的施工品質。但在施工範圍內製作試片則必須在做完測試後，恢復補強前之舊觀(樹脂配方，施工方式均與現場施工情況相同)。測試儀器可採用建研式接著力試驗器(圖10.6-10)或其他具相同功能之儀器(如DYNA Pull-off Tester)。

複合材料補強施工時，補強材料系統以及補強施工過程的品質管理好壞，影響施工後的品質和補強效果甚巨，因此只要能掌控施工前和施工中的品質管理就能做好補強工作，然而整個補強工事的品質好壞，並不能單憑目視或經驗來判斷，必須有一套合理的驗收標準來加以衡量，有鑑於此，FRP複合材料補強橋墩設計準則的研究中，驗收規範就必須包括施工前以及完工後的品質檢測二大項目分述如下：

#### 一、施工前品質檢驗

補強材料品質影響施工後品質和補強效果，因此在施工前必須針對補強材料性質作品質檢查，以確保材料品質。

FRP補強材料系統主要有四項：(一)纖維系統；(二)樹脂系統；(三)底漆系統；與(四)補土系統。這些測試報告應由材料供應廠商提供經設計單位確認合乎補強材料規格後方可進場施工，為確保材料品質，施工承攬廠商應會同監造單位於現場採樣，交由經ISO認證之試驗機構進行材料確認測試。

#### 二、試驗項目

1. FRP纖維板的抗拉強度及係數試驗(CNS 13555)。
2. 樹脂固成份99%以上(CNS 13069)。
3. 樹脂的配合實驗：粘度(CNS 13065)和可使用時間(CNS 13065)。

#### 三、檢驗次數

1. 每施工一次，樹脂的檢驗項目至少需做一組試驗。
2. 施工之FRP量超過2000m<sup>2</sup>時，每2000m<sup>2</sup>的纖維板需測試一組，施工量不足2000m<sup>2</sup>時，纖維板測試亦做至少一組試驗，



## 10.6.5 FRP施工完工後的品質檢測

### 一、檢測項目及順序

#### 1. 目視檢測

檢查標準：不能有間隙，缺酯區(圖10.6-11)、皺紋(圖10.6-12)、脫層、空孔及氣泡(圖10.6-13)等之缺陷產生。

FRP完工後之缺陷與其處置方法如表10.6-2所示。

表 10.6-2 FRP完工後之缺陷與其處置方法[52]

缺陷	處置方法
間隙 ( Gaps)、缺酯區 (Starved Areas )	加補樹脂
皺紋 ( Wrinkles )	磨平再上樹脂
脫層(Delamination)	拆除、重新貼附
孔洞 ( Holes )、起泡 ( Blister )	如表10.6-3所示

表 10.6-3 空孔、氣泡處置方式[52]

氣泡長度	對象	集中程度	處置方式	方法
$\geq 3\text{ cm}$	全部氣泡	—	補修	凸出3 cm以上拆去再貼付 凹陷3 cm以上樹脂注入
$\geq 1\text{ cm}$ 且 $< 3\text{ cm}$	7~10個/ $m^2$ 以上，面積率0.2%程度以上	分散(*1)	補修	樹脂注入
	7~10個/ $m^2$ 以上，面積率0.2%程度以上	密集(*1)	補修	再施工(拆去，再貼付)
	7個/ $m^2$ 未滿，最大直徑2 cm以上	分散(*1)	合格	—
	7個/ $m^2$ 未滿，最大直徑2 cm以下	分散(*1)	合格	—
	7個/ $m^2$ 未滿	密集(*1)	補修	樹脂注入(*3)再施工(拆去再貼付)(*4)
$< 1\text{ cm}$	—	分散(*2)	合格	—
	—	密集(*2)	補修	再施工(拆去再貼付)

\*1：對象面積在20 cm×20 cm中有佔80%(5~8個)以上為密集，若80%以下則為分散。

\*2：對象面積在5 cm×5 cm中有5個以上為密集，若5個以下則為分散

\*3：氣泡直徑未滿2 cm的處理方式。

\*4：直徑大於2 cm的處理方式。

2. 金屬錘測試(圖10.6-14)

使用時機：完工後三天，目視檢測有疑問之大區域檢測

檢測標準：完工後三天，以金屬錘輕敲整個修補區域，不能有空隙，脫層分離現象。

處理方法：不合格須拆去重新貼附。

3. Durometer shore D(或Durometer JIS D)硬度測試(CNS 12628) (圖10.6-15)

使用時機：完工後三天，金屬錘檢測無缺陷部位之檢測。

檢測標準：完工後三天，硬度值需達80以上視為合格。若達不到80以上則完工後七天重測，硬度值必須達80以上始視為合格。

處理方法：不合格者須拆去重新貼附。

4. 接著強度測試(拉拔實驗)

使用時機：完工後三天，目視檢測、金屬錘測試、硬度測試均無疑問之部位。

檢測標準：

- a. 若是碳纖維貼片與混凝土粘結在一起剝落則視為合格。
- b. 若是碳纖維貼片與混凝土發生界面剝離現象，則接著強度必須大於 $20 \text{ kgf/cm}^2$ 始視為合格。
- c. 若是碳纖維貼片產生層間剝離現象時視為不合格。

處理方法：不合格須拆去重新貼附。

二、CFRP補強設計之基本原則與一般規定：

1. 採用貼附CFRP補強修復混凝土結構時，透過樹脂將碳纖維片貼附於RC構件表面，應使碳纖維片承受拉應力，並與混凝土構件變形協調，共同受力。
2. CFRP用於混凝土結構的補強形式主要有：
  - a. 在梁、板構件的受拉面貼附CFRP進行彎矩補強，纖維方向應與構件軸向一致。
  - b. 採用圍束貼附、U形貼附或側面貼附對梁、柱構件進行剪力補強，纖維方向宜與構件軸向垂直。

- c. 採用圍束形式對柱進行耐震補強，纖維方向應與柱軸向垂直。
3. 鋼筋和混凝土材料宜按結構檢測得到的實際強度作為設計指標。CFRP應根據構件相應極限狀態時所選到的應變，按線性應力—應變關係確定其設計指標。
4. CFRP的極限抗拉強度宜採取廠商提供產品的抗拉強度標準值。
5. 為保證補強修復後結構的可靠性，應使結構或構件在CFRP補強修復失效的情況下，不產生嚴重破壞。
6. 當採用CFRP貼片對結構或構件進行補強時，應同時考慮補強後在荷載或結構系統改變的情況下，對結構中的其他構件或構件的其他性能可能產生影響。
7. 採用CFRP貼片進行結構補強時，宜儘量卸除結構上的荷載作用。當不能完全卸載進行補強時，應考慮結構二次受力的影響。
8. 彎矩補強和剪力補強時，建議被補強混凝土結構或構件的實際混凝土強度應不低於 $100 \text{ kgf/cm}^2$ ，採用CFRP圍束混凝土補強時，混凝土強度等級應不低於 $70 \text{ kgf/cm}^2$ 。
9. 當CFRP沿其纖維方向需繞構件轉角時，轉角處的曲率半徑不應小於 $30 \text{ mm}$ 。
10. CFRP貼片沿受力方向的搭接長度不應小於 $100 \text{ mm}$ ，各層搭接位置應相互錯開。
11. 為保證CFRP能與混凝土構件接著良好，必要時應採取附錨定措施。

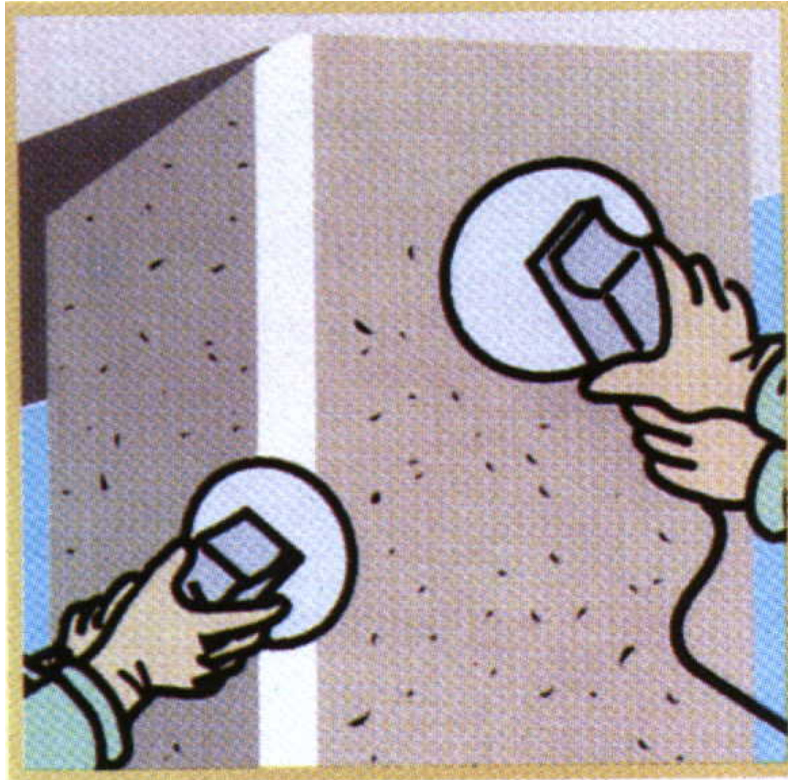


圖 10.6-2 表面磨平，並修角成弧狀( $R=3\text{ cm}$ )[52]

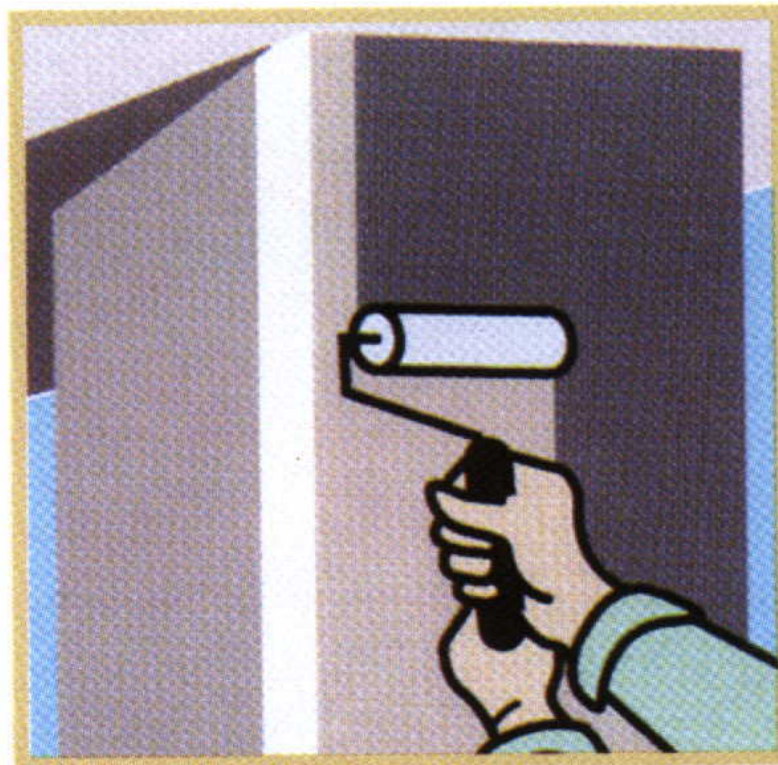


圖 10.6-3 塗上底膠漆(Primer)[52]



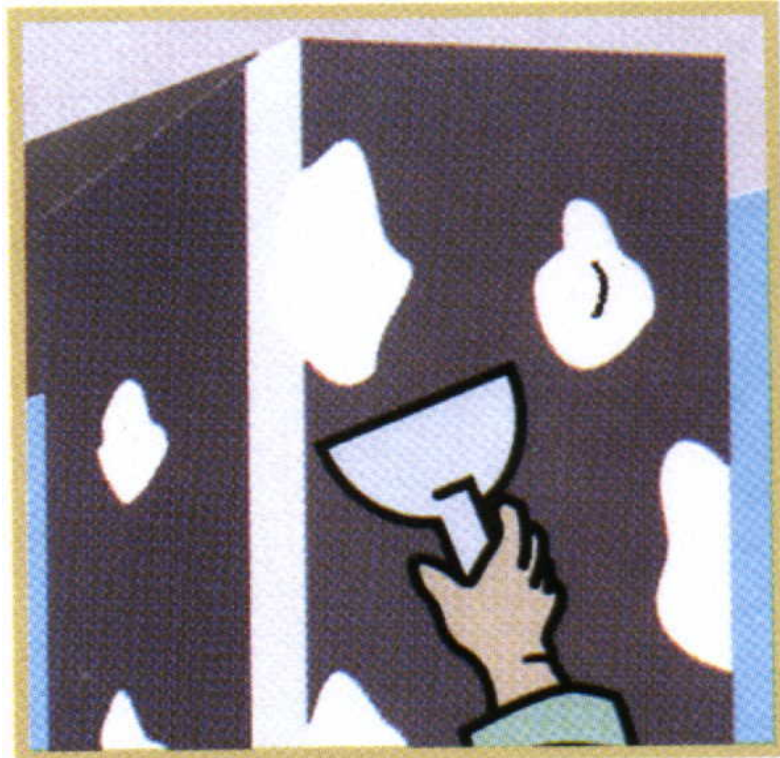


圖 10.6-4 表面凹洞補平[52]

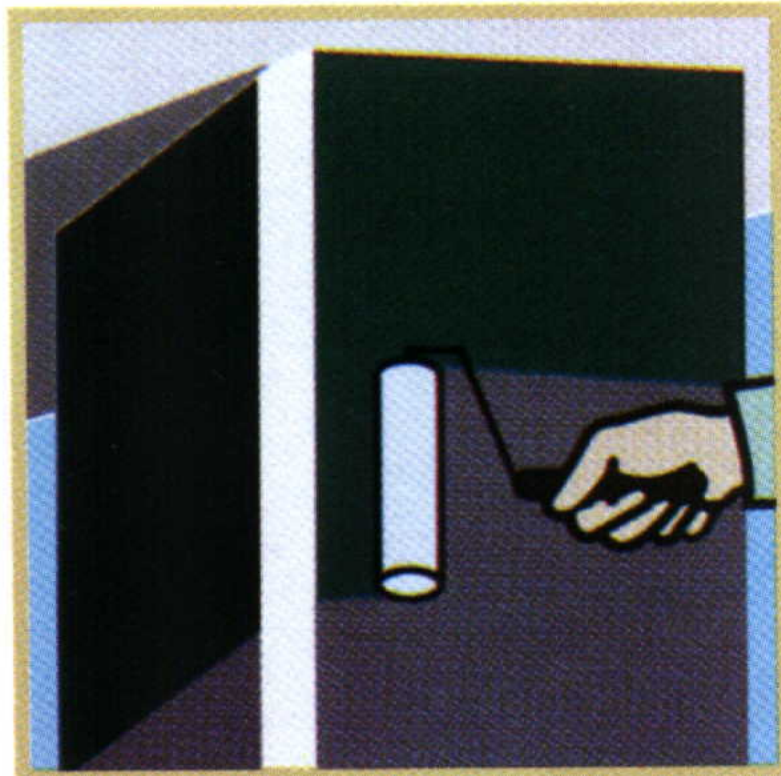


圖 10.6-5 樹脂塗佈施工[52]

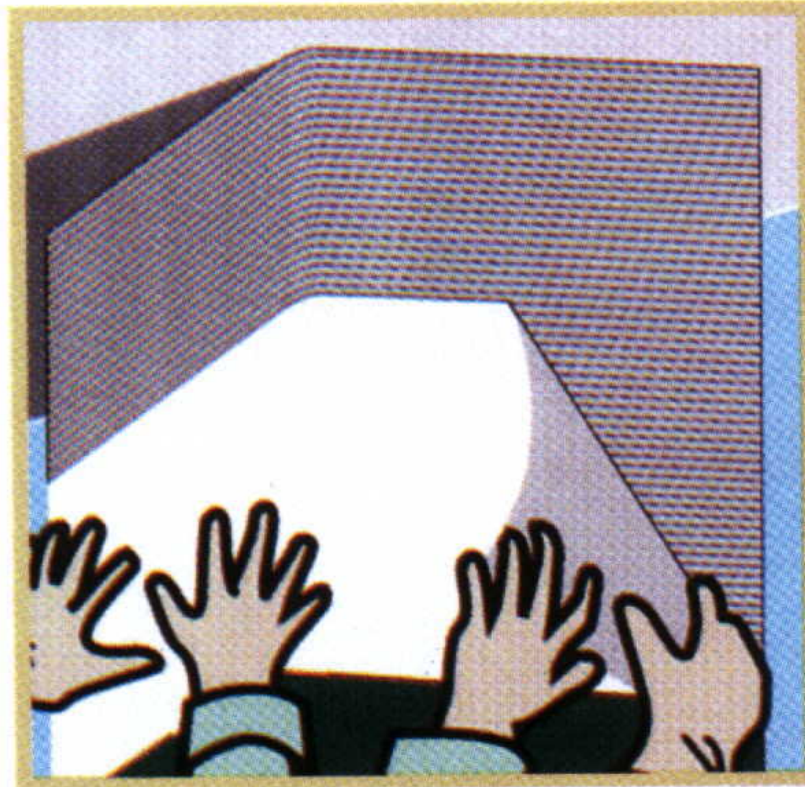


圖 10.6-6 貼上碳纖維織布[52]

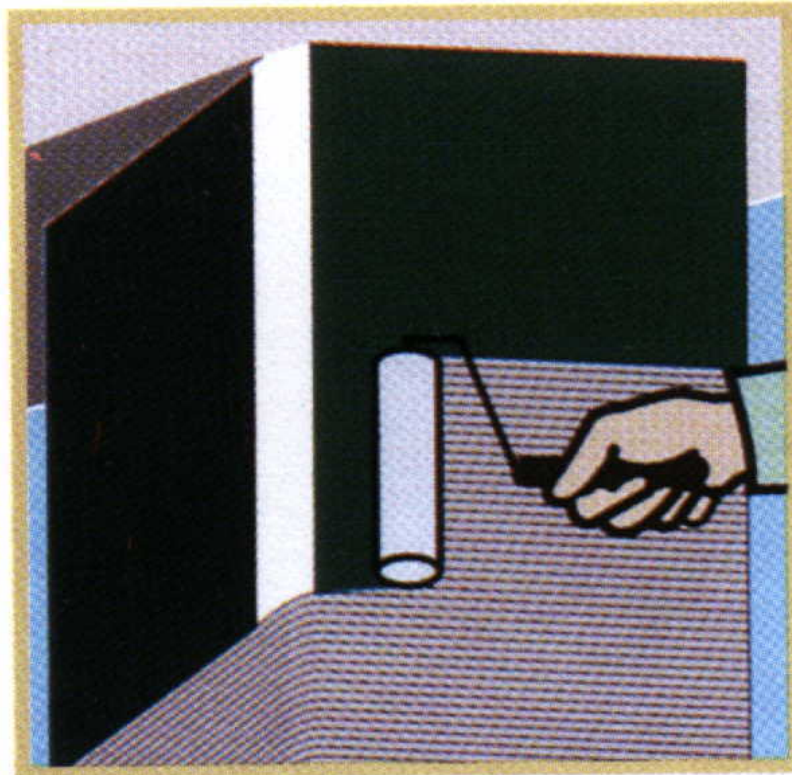


圖 10.6-7 表面樹脂塗佈[52]

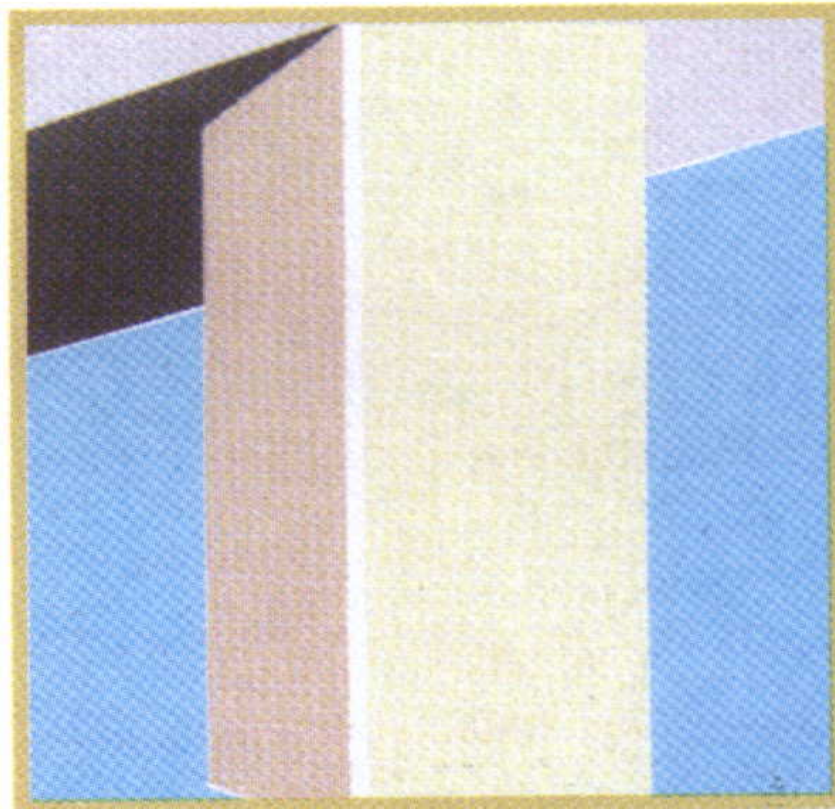


圖 10.6-8 抗UV或防火塗料處理(視需求而定)[52]

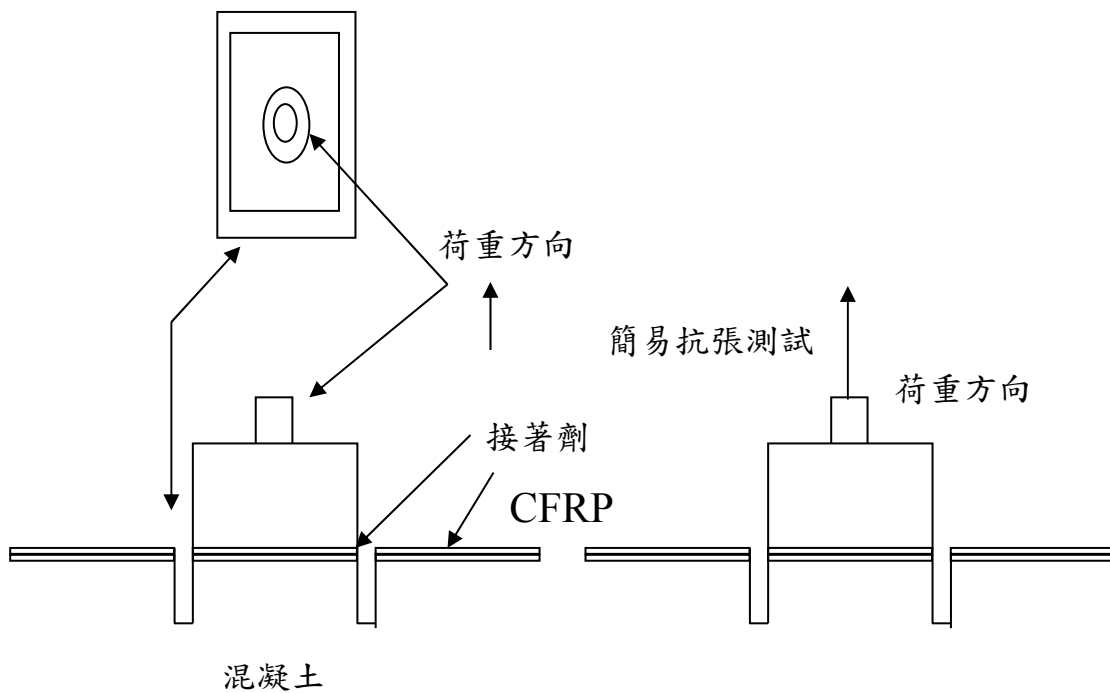


圖 10.6-9 附著強度試驗[52]





圖 10.6-10 建研式接著力試驗器[52]





圖 10.6-11 缺脂之劣化狀況<sup>[52]</sup>



圖 10.6-12 皺紋之劣化狀況<sup>[52]</sup>



圖 10.6-13 空孔、氣泡之劣化狀況<sup>[52]</sup>



圖 10.6-14 金屬鏈測試<sup>[52]</sup>



圖 10.6-15 Durometer JIS D 硬度計<sup>[52]</sup>



第十章	橋梁耐震補強施工法及其注意事項 .....	1
10.1	基樁之補強施工考量重點 .....	1
10.2	基礎之補強施工考量重點 .....	4
10.3	RC帽梁之補強施工考量重點 .....	5
10.4	樁構架式基礎補強施工考量重點 .....	6
10.5	橋梁於補強施工中地震之考量 .....	11
10.6	複合材料(FRP)包覆補強施工考量重點 .....	11
10.6.1	複合材料(FRP)補強施工順序規定 .....	11
10.6.2	FRP補強工程之品質檢驗 .....	17
10.6.3	FRP補強施工過程中之安全管理 .....	18
10.6.4	FRP補強工程之驗收規範 .....	18
10.6.5	FRP施工完工後的品質檢測 .....	20
表 10.6-1	工程日報表範例 .....	17
表 10.6-2	FRP完工後之缺陷與其處置方法 .....	20
表 10.6-3	空孔、氣泡處置方式 .....	20
圖 10.1-1	中山高大林新營段610mm $\phi$ 內灌混凝土鋼管樁 .....	1
圖 10.1-2	美國加州低淨空鋼管樁Tubex工法 .....	3
圖 10.1-3	日本低淨空鋼管樁SPACE21工法 .....	3
圖 10.2-1	中山高大林新營段橋墩基礎往上增厚補強工法 .....	4
圖 10.2-2	中山高大林新營段橋墩基礎往下增厚補強工法 .....	5
圖 10.3-1	中山高大林新營段橋墩帽梁採RC包覆補強工法 .....	6
圖 10.4-1	樁構架式橋墩基礎地盤改良 .....	8
圖 10.4-2	樁構架式橋墩基礎補強施工步驟圖 .....	9
圖 10.4-2	樁構架式橋墩基礎補強施工步驟圖(續) .....	10
圖 10.6-1	FRP補強施工順序 .....	12
圖 10.6-2	表面磨平，並修角成弧狀(R=3 cm) .....	23
圖 10.6-3	塗上底膠漆(Primer) .....	23

圖 10.6-4	表面凹洞補平	24
圖 10.6-5	樹脂塗佈施工	24
圖 10.6-6	貼上碳纖維織布	25
圖 10.6-7	表面樹脂塗佈	25
圖 10.6-8	抗UV或防火塗料處理(視需求而定)	26
圖 10.6-9	附著強度試驗	26
圖 10.6-10	建研式接著力試驗器	27
圖 10.6-11	缺脂之劣化狀況	28
圖 10.6-12	皺紋之劣化狀況	28
圖 10.6-13	空孔、氣泡之劣化狀況	29
圖 10.6-14	金屬鎚測試	29
圖 10.6-15	Durometer JIS D硬度計	30

## 第十一章 隔震消能耐震補強方法及其設計原則

目前橋梁設計較為常見的隔減震裝置有：鉛心橡膠支承墊(LRB)、高阻尼橡膠支承墊(HRB)、摩擦單擺支承(FPB)、反力分散裝置及其它金屬機械的消能器等。目前在世界各國中，採用鉛心橡膠支承墊及反力分散裝置做為隔減震設置的實例佔絕大多數，以下就鉛心橡膠支承墊及反力分散裝置進行說明，但如果其他產品也能符合下述要求，隔減震裝置並不侷限於鉛心橡膠支承墊及反力分散裝置。

### 11.1 隔震設計與分散水平力設計之理念<sup>[53]</sup>

一般大家所熟悉的橋梁隔震設計，其基本理念如圖11.1-1所示，不外乎在延長橋梁的週期及增加橋梁的阻尼比，藉以降低橋梁的地震力反應及控制橋梁因週期延長而可能造成的位移增加。而分散水平力的設計則在防止地震所引發的水平剪力過度集中於少數幾個橋柱，而造成剪力或彎矩破壞集中於這些橋柱，進而造成整座橋梁的破壞或倒塌。以下為兩個常見之地震水平力集中於少數幾個橋柱的例子。如圖11.1-2所示，由於地形關係而造成橋柱之長短不一，加上為施工方便起見所有橋柱均採相同斷面，因此當地震發生時，破壞常集中於較短的橋柱亦即水平勁度較大的橋柱。另外，由於一般橋梁支承的設計須考慮橋軸方向的熱漲冷縮，因此常須提供一些固定(hinge)及可動(roller)支承如圖11.1-3所示。當地震發生時，水平力常集中於使用固定支承之橋柱，而成破壞集中於這些使用固定支承的橋柱。分散水平力設計即是將圖11.1-2、11.1-3所示之固定及可動支承改由橡膠支承墊取代，而使得橋柱與支承墊串聯之勁度近似於支承墊單獨之勁度，因此所有橋墩及橋台之水平勁度將幾乎相等，而地震力亦將幾乎平均地分配於各橋柱而不致有破壞集中於少數橋柱的現象發生。根據上述，各橋柱水平力分散率可由下式計算：

$$\beta_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \dots\dots\dots (11.1)$$

而 $K_i$ 為橋柱 $i$ 與支承墊 $i$ 串聯之勁度，可由下式計算

$$K_i = \frac{K_{r_i} K_{p_i}}{K_{r_i} + K_{p_i}} \dots\dots\dots (11.2)$$

其中 $K_{r_i}$ =橡膠支承墊 $i$ 之水平勁度， $K_{p_i}$ =橋柱 $i$ 之水平勁度。

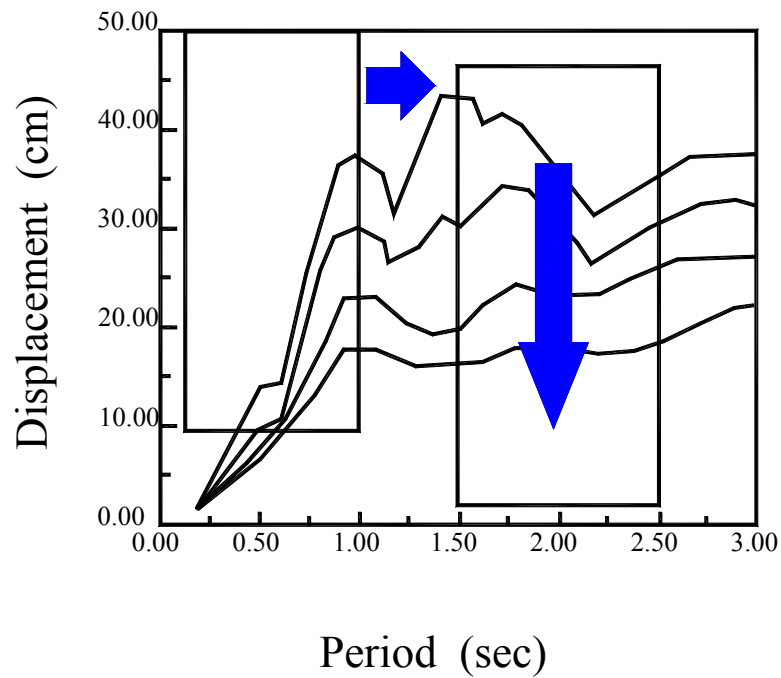
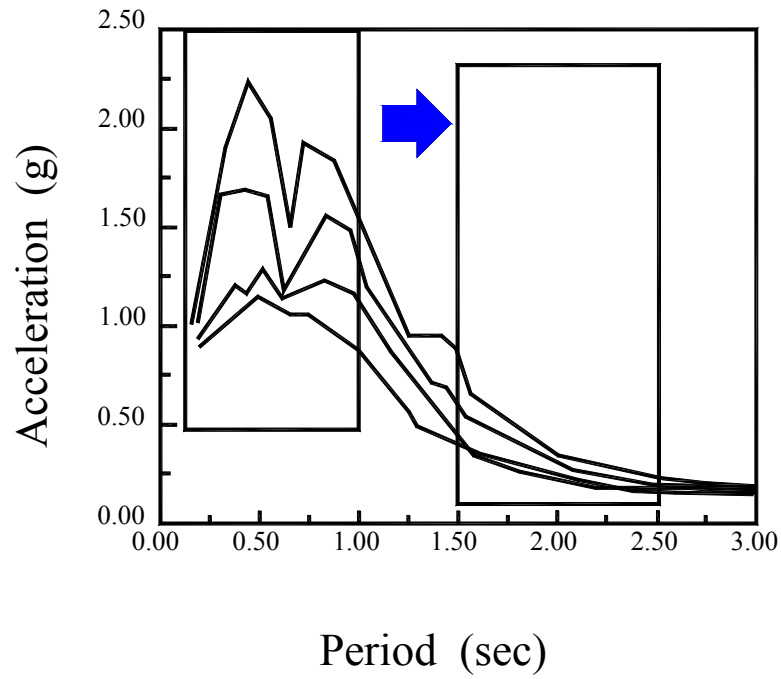


圖 11.1-1 隔震之基本理念

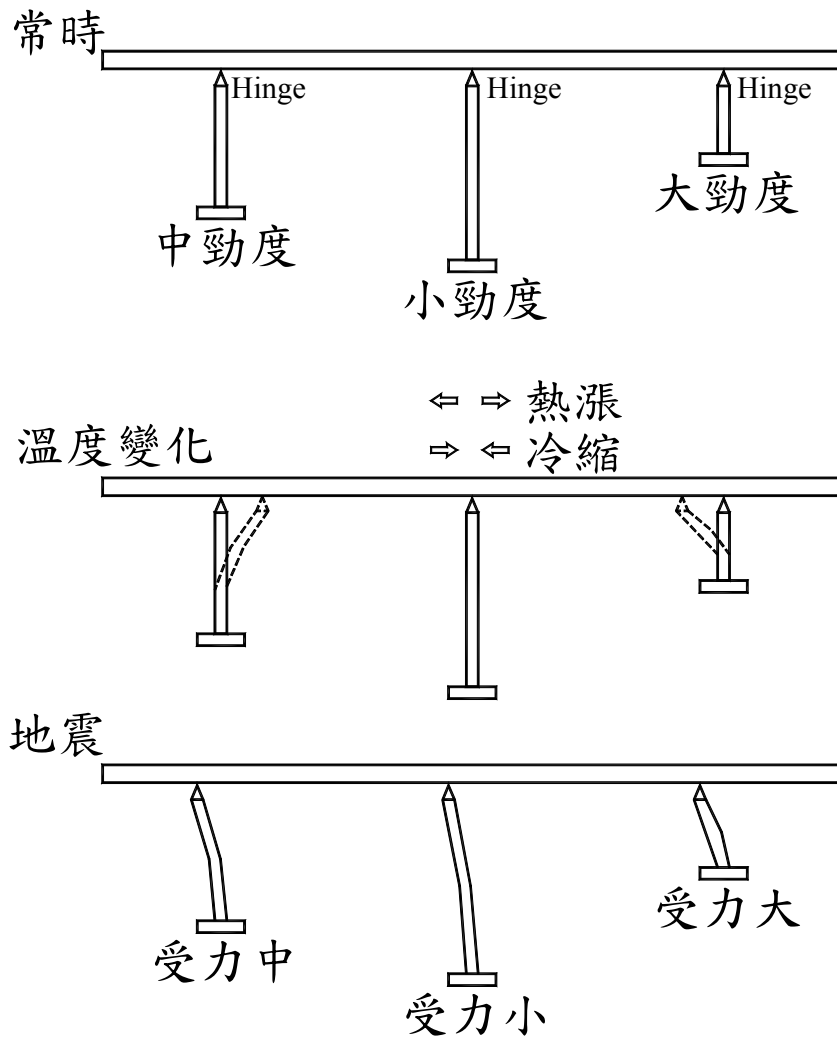


圖 11.1-2 橋柱勁度不一在地震作用下之受力不均情形



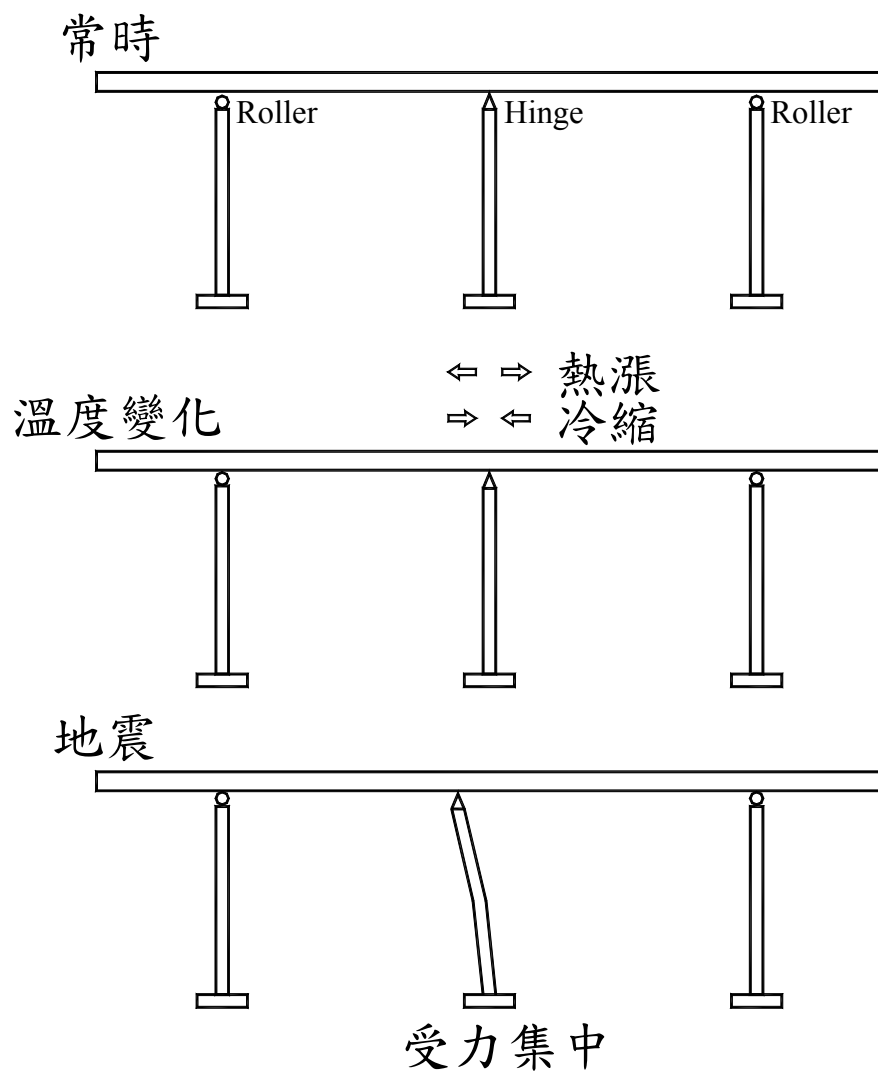


圖 11.1-3 橋梁使用固定與可動支承在地震作用下之受力集中情形

使用於分散水平力設計之橡膠支承墊為一般常用之天然橡膠(NR)支承墊或人造橡膠(Neoprene)支承墊，與使用於隔震設計之鉛心橡膠支承墊或高阻尼橡膠支承墊並不一樣。但是若在經濟因素許可的情況下採用鉛心橡膠支承墊或高阻尼橡膠支承墊來取代天然橡膠支承墊或人造橡膠(Neoprene)支承墊，並在設計時不考慮鉛心橡膠支承墊或高阻尼橡膠支承墊所提供的高阻尼效應，則設計將因支承墊所提供的額外消能能力而更趨於保守與安全。以日本於阪神地震的復舊工作為例，使用高阻尼橡膠支承墊於分散水平力設計情形經常可見，而其設計則僅須將高阻尼橡膠支承墊之有效勁度加以考慮，其餘之設計則與一般橡膠支承墊相同，其設計流程如圖11.1-4示。由圖11.1-4可知其設計檢核不外乎壓應力檢核、穩定檢核及總剪力應變檢核等。在日本的分散水平力設計中，值得一提的是常態載重下之容許最大總剪力應變為70%，而使用震度係數法設計時所求得之最大總剪力應變不得大於150%。

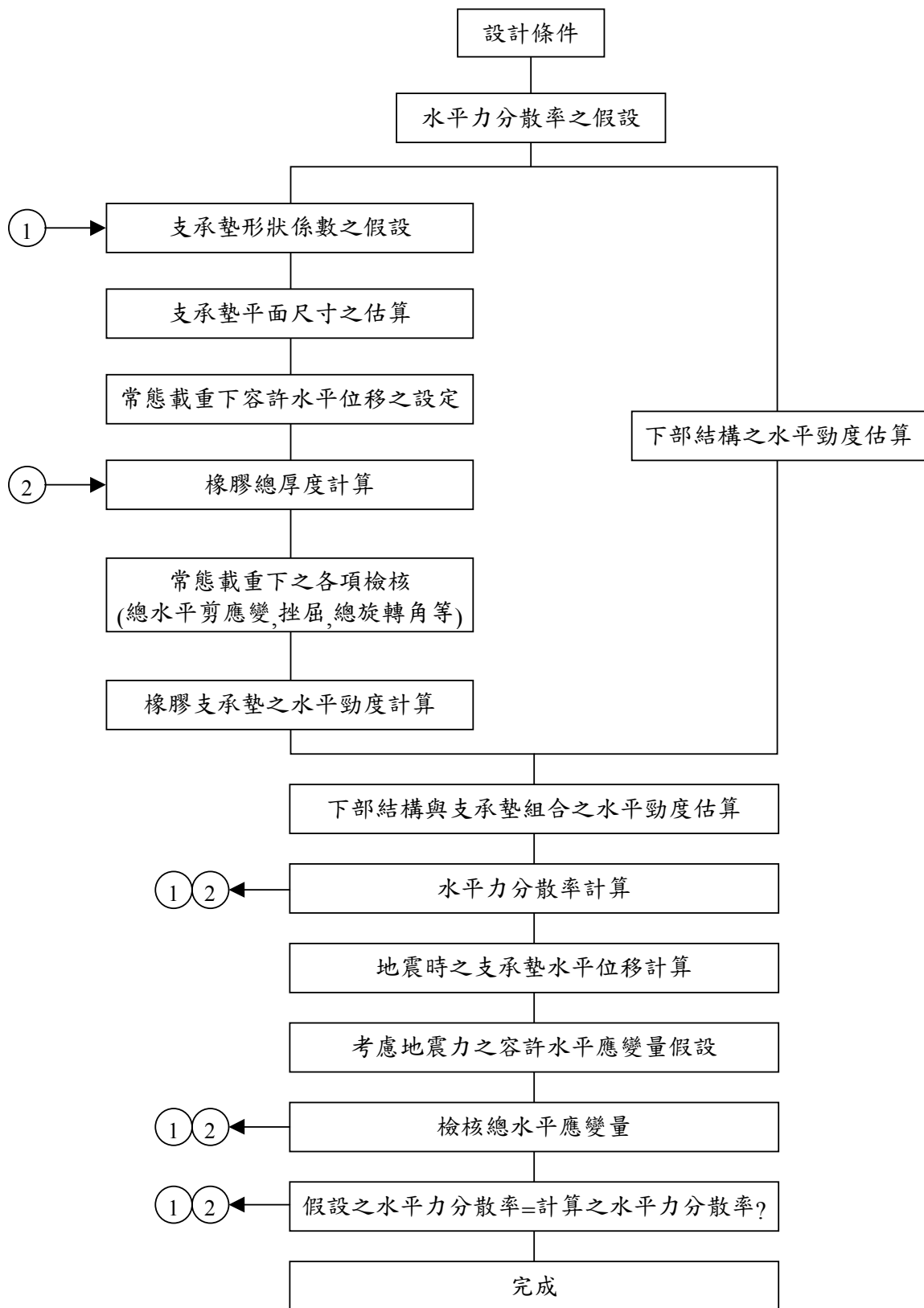


圖 11.1-4 分散水平力之設計流程<sup>[53]</sup>

## 11.2 隔震設計適用範圍之檢討

隔震設計於橋梁結構的應用，並非任何情形均適用，當下列情形發生時，則以不採用隔震設計為原則：

1. **當橋梁所在的土壤狀況具高液化潛能時：**當採用隔震設計時橋柱上部之隔震器於地震發生時將產生塑性化(如鉛心橡膠支承墊)或柔性化(高阻尼橡膠支承墊)，若橋柱下部之土層發生液化或承载力降低之情形，則橋梁結構將產生結構失穩之現象如圖11.2-1所示，因此以不採用隔震設計或分散水平力設計為佳。
2. **當隔震設計的週期延長與阻尼比增加對橋梁防震沒有太多實質意義時：**隔震設計的最主要目的是在防止橋柱及橋台的破壞。但對單跨橋梁而言，由於其並不具橋柱，因此採用隔震設計並不具太多實質意義。而且，橋台的實際強度甚難準確地予以評估，是否需要或值得採用隔震設計來再加以保護，值得商榷。另外，根據過去歷次加州大地震的經驗，單跨短橋甚少發生嚴重破壞或倒塌，若採用隔震設計對於實際效益而言有欠合理之處。因此，對於一般單跨短橋採用傳統式的固定與可動支承即可，而對單跨長橋則可採用傳統固定與可動支承或分散水平力設計。
3. **當隔震設計有損橋梁的使用性及經濟性時：**由於採隔震設計時，須要較大的可供移動空間，以使得隔震系統得以充分地發揮隔震消能的功效。然而，對於一些單跨橋梁而言，由於其伸縮縫空間不足，須將伸縮空間予以擴大，且為防止落橋須將橋台座長部分予以擴張，因此基於經濟效益的考量隔震設計並不適用。另外，對於一些跨距為20至30公尺的多跨簡支梁橋而言，除了上述之問題外，若各跨之質量不同，則可能產生不同步之振動，為避免各跨之間的碰撞問題，其所需之間距可能加大，伸縮縫空間及橋柱頂端座長之問題將更為嚴重，因此並不適合採用隔震設計。然而，對於長跨距之多跨簡支梁橋，則可將各簡支梁予以連續化，這種連續化的較長跨距多跨簡支梁橋則可採用隔震設計或分散水平力設計。
4. **當橋梁具高橋墩或位於柔軟地盤時：**具高橋墩或位於柔軟地盤的橋梁，其自然週期原本就較長，因此採用隔震設計時，週期能夠被延長的範圍相當有限，因此週期延長所能獲致的效益並不多。再者，由於橋柱或土壤勁度小，更易使得結構因週期延長而產生變位遽增的情形。另外，根據複合阻尼比的概念，這種橋梁的等效阻尼比受

橋柱勁度或土壤勁度的影響較大，隔震器阻尼的效應較不易發揮。基於以上的原因，當橋梁具高橋墩或位於柔軟地盤(如液化潛能高之地盤)時不宜採用隔震設計。

除上述四種情形外，隔震設計及分散水平力設計均可應用於橋梁之設計。而至於採用隔震設計抑或分散水平力設計則端視橋梁之重要性、有無替代道路、橋梁所在之震區而定。綜合上述，隔震設計或分散水平力設計的適用性可以圖11.2-2及圖11.2-3加以分類及說明。

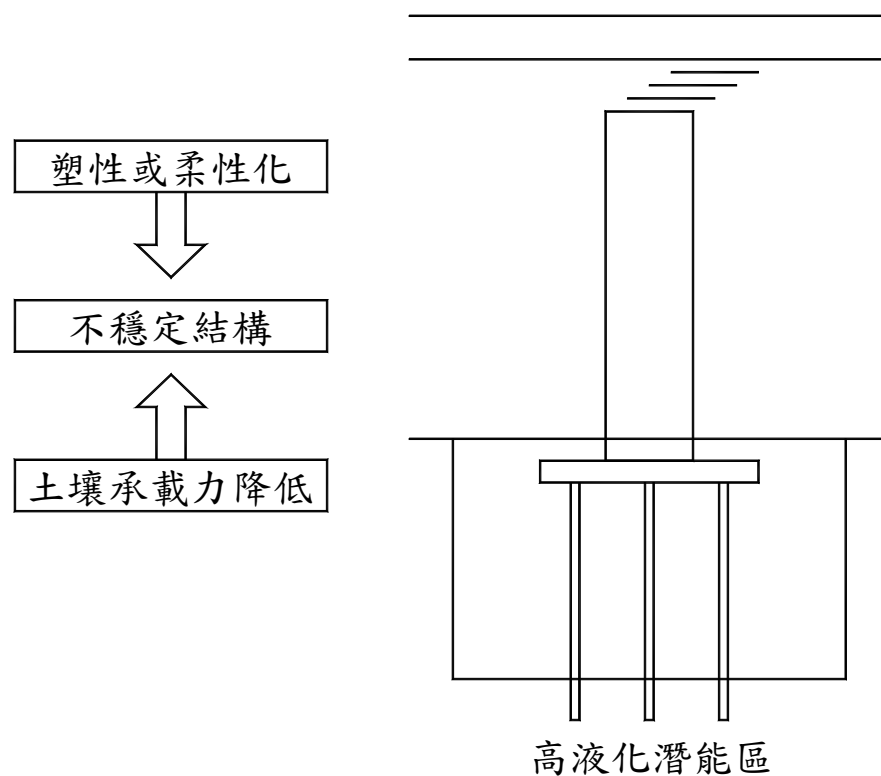


圖 11.2-1 高液化潛能區之隔震橋梁易生失穩現象

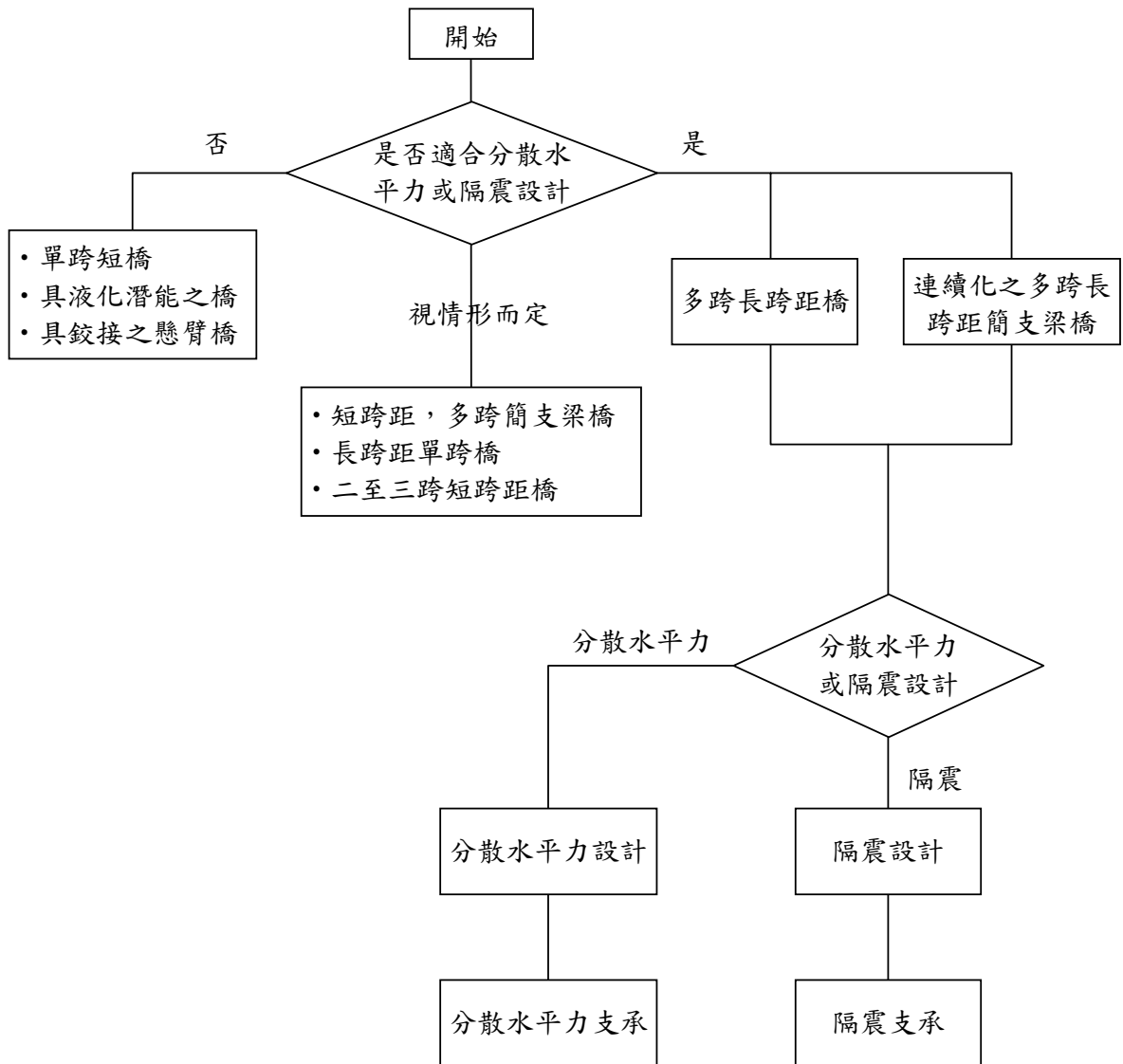
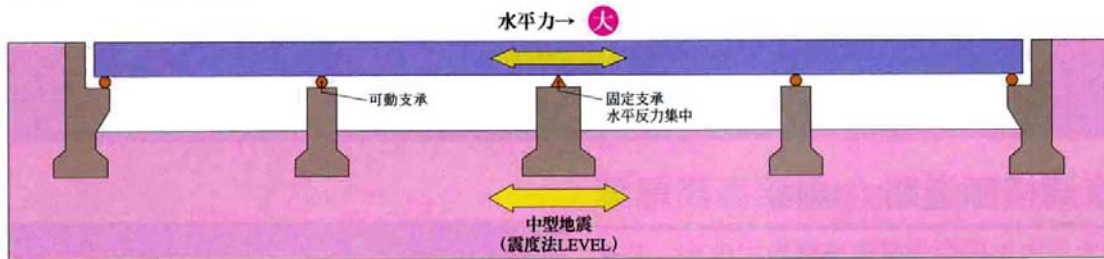
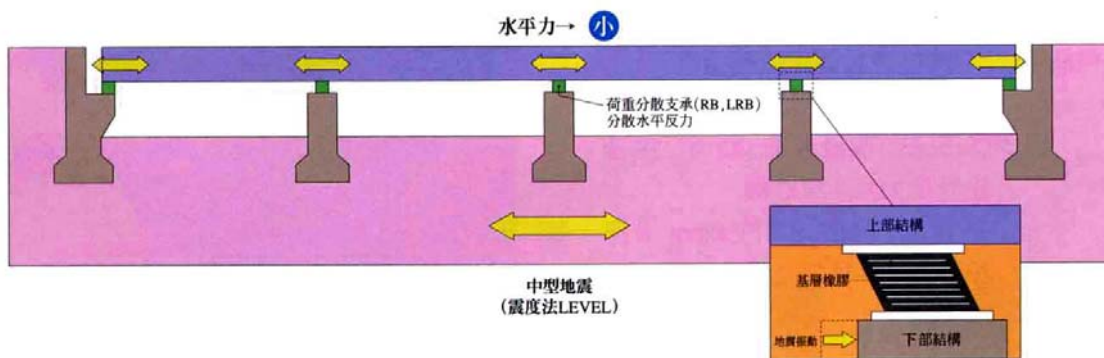


圖 11.2-2 隔震設計及分散水平力設計之適用性<sup>[53]</sup>

●以往之耐震橋樑…… 水平力集中於固定橋墩



●載重分散橋樑…… 使用 RB、LRB，將水平力分散於各橋墩。使用 LRB 可得更佳之效果。



●隔震橋樑…… 利用 LRB 延長橋樑振動之週期並進行能量衰減。

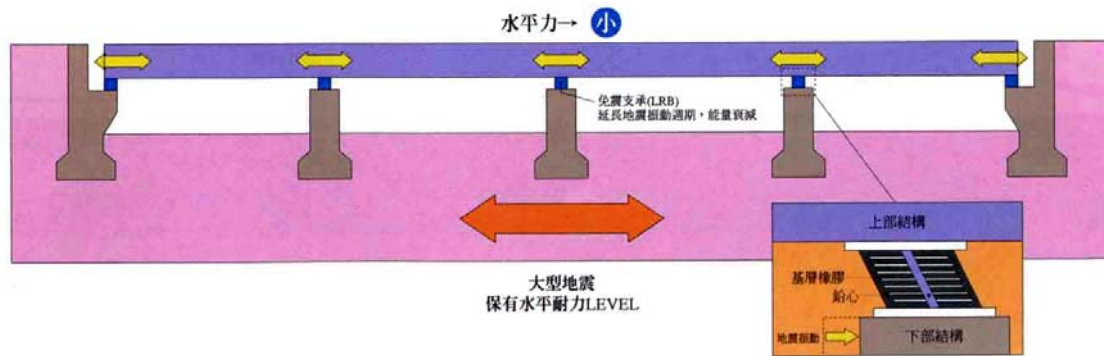


圖 11.2-3 日本隔震橋梁與載重分散橋梁之功能說明<sup>[54]</sup>

(資料來源：日本OILES工業社株式會社)

## 11.3 隔震系統之設計原則<sup>[1]</sup>

### 1. 隔震設計基本要求

隔震系統至少須包含三要素：

- (1) 為一垂直重量及垂直作用力承載系統，於地震力作用時該系統可提供適當的水平柔性以延長結構週期，降低水平地震力。
- (2) 為一阻尼器或消能系統，足以提供適當的阻尼以控制橋梁因週期延長所可能導致的位移增加。
- (3) 為一足以提供適當剛度之系統以控制橋梁在常態載重下之位移或振幅。另外，若基於設計需要，隔震系統尚可包含第二防制系統以提供在意外情形下之保護系統。第二防制系統設計以不影響隔震系統之功能為原則。

### 2. 不適合採用隔震系統之橋梁

當具有下列所述之任一情形時，設計橋梁不可採用隔震支承墊：

- (1) 基礎週圍之土層為經由「橋梁耐震設計規範」判斷為耐震設計用土壤參數為零之土層。
- (2) 橋梁採用隔震支承墊後，可能產生橋梁與週遭地盤共振之情形。
- (3) 當支承墊須要承受扭力之情形。
- (4) 橋梁採固定支承時，其基本振動週期大於1.5sec之情形。

### 3. 其它相關規定

- (1) 隔震橋梁之梁端防落長度不得小於「橋梁耐震設計規範」規定之最小梁端防落長度 $N_{min}$ 。
- (2) 僅對橋軸方向進行隔震設計之單向隔震橋梁，其垂直橋軸方向之位移限制裝置或防落橋裝置，應以不影響隔震系統之功能為原則。
- (3) 橋梁採用隔震支承墊後，其基本振動週期須大於採固定支承時橋梁基本振動週期之兩倍。
- (4) 隔震之裝置位置與傳統橋梁之支承墊的裝置位置相同，除特殊情形外應將其安置於上部與下部結構之間。

### 4. 分析方法之選擇

隔震橋梁之分析方法可分為靜力分析及動力分析兩種，對於規則型隔震橋梁可採用靜力分析，而對於不規則型橋梁則應採動力分



析。

### 5. 梁端間距

隔震橋梁之梁端應留有充分之間距，以避免主梁與橋墩或相鄰兩主梁間之碰撞，其梁端應留間距不得小於採下式計算所得之值

$$S_B = D_d + 5.0 \quad (\text{主梁與橋墩間應留間距}) \dots\dots\dots (11.3a)$$

$$S_B = C_B D_d + 5.0 \quad (\text{同一橋墩上之相鄰兩主梁間應留間距}) \dots\dots\dots (11.3b)$$

其中 $S_B$ 為梁端最小應留間距(cm)，如圖11.3-1中所示； $D_d$ 為隔震器之設計位移(cm)； $C_B$ 為調整係數，與相鄰兩主梁的基本振動週期有關，依表11.3-1中所示決定。

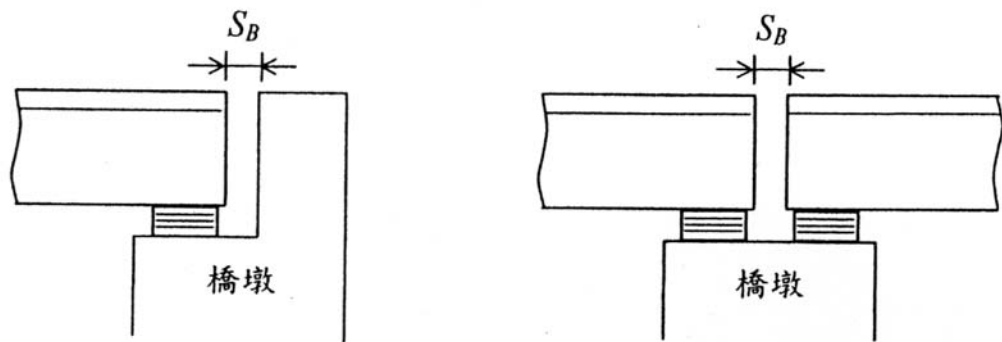


圖 11.3-1 梁端間距示意圖

表 11.3-1 調整係數 $C_B$ <sup>[1]</sup>

週期比 $\Delta T/T_1^*$	$C_B$
$0 \leq \Delta T/T_1 \leq 0.1$	1.0
$0.1 < \Delta T/T_1 \leq 0.8$	1.4
$0.8 < \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1.0

\* $\Delta T$ 為 $T_1 - T_2$ ， $T_1$ 及 $T_2$ 分別為相鄰主梁之基本振動週期且 $T_1 \geq T_2$ 。

### 11.4 隔震系統之原型測試與性能保證測試

在採用隔震裝置前，須藉由原型測試結果來確認隔震系統在地震時之行為與原設計相符。原型測試至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震單元來進行試驗，其結果經設計工程師確認後始得進行製作生產。原型測試所用的試體不得再使用於橋梁結構建造上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆需予以記錄。

## 一、原型測試

### (1) 常態載重試驗

在垂直荷重為設計靜載重與活載重總和之下，進行20個循環測試，每個循環測試之最大力量或位移為隔震支承所受之常態載重(風力、溫度變化等)或其所對應之位移。

### (2) 不同變形之特性試驗

在垂直荷重為設計靜載重下，實施3個循環試驗，每個循環之最大位移依序分別為隔震器地震力設計位移的1.0，0.50，0.75，1.0及1.25倍。

### (3) 性能穩定性試驗

在垂直載重為設計靜載重下進行10個循環測試，每循環之最大側向位移應為隔震器之地震力設計位移。

### (4) 隔震器穩定度試驗

在 $P_{DL} + \frac{1}{2} P_{LL} + (0.35Z \cdot P_{DL} + P_{EQ})$ 及 $P_{DL} - (0.35Z \cdot P_{DL} + P_{EQ})$ 兩種垂直載重下，分別進行三個循環測試，每個循環之側向位移為隔震器地震力設計位移的1.5倍，Z為工址水平加速度係數。

## 二、隔震器特性之決定

隔震器在每個載重循環的有效勁度可由下式決定：

$$K_{\text{eff}}^i = \frac{F_m^+ - F_m^-}{\Delta_m^+ - \Delta_m^-} \dots\dots\dots (11.4)$$

其等效阻尼比 $\xi_{\text{eq}}$ 則為

$$\xi_{\text{eq}}^i = \frac{1}{2\pi} \frac{E_d^i}{K_{\text{eff}}^i \Delta_m^2} \dots\dots\dots (11.5)$$

$F_m^+, F_m^-$  = 該循環測試中正向及負向之最大剪力

$\Delta_m^+, \Delta_m^-$  = 該循環測試中正向及負向之最大位移

$K_{\text{eff}}^i$  = 單一循環的有效勁度

$E_d^i$  = 消能能力EDC(Energy Dissipation Capacity)為原型試驗中隔震單元在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積。

## 三、試驗結果檢核

試驗結果必須滿足下列要求，該試體的行為方可被接受，若其中任一個試驗的測試結果無法符合下列要求，則原型試體須重新設

計、製作及測試。

- (1) 所有測試之力-位移圖的勁度必須為正值。
- (2) 在原型試驗(1)中在設計風力或其對應之側向位移下，隔震器的變位或應力必須在可接受的範圍。例如，對鉛心橡膠支承墊而言，其力和位移迴圈不得有明顯降伏之情形發生。
- (3) 在原型試驗(2)中，各試體在每個指定的測試位移和垂直荷重下，各試體每個循環的有效勁度與3個循環的平均有效勁度差異必須在10%以內。即

$$\frac{|K_{\text{eff}}^i - K_{\text{eff}}|}{K_{\text{eff}}} \leq 10\% \dots\dots\dots (11.6)$$

$K_{\text{eff}}^i$  = 第i個循環的有效勁度值

$K_{\text{eff}}$  = 平均有效勁度

- (4) 在原型試驗(2)中，在每個指定的測試位移和垂直載重下，兩個試體的平均有效勁度值相差不得大於10%

$$\frac{|K_{\text{eff}}^A - K_{\text{eff}}^B|}{\{K_{\text{eff}}^A, K_{\text{eff}}^B\}_{\min}} \leq 10\% \dots\dots\dots (11.7)$$

$K_{\text{eff}}^A, K_{\text{eff}}^B$  分別為兩個試體的平均有效勁度

$\{K_{\text{eff}}^A, K_{\text{eff}}^B\}_{\min}$  為  $K_{\text{eff}}^A$  與  $K_{\text{eff}}^B$  之較小者。

- (5) 在原型試驗(2)中，於第二次最大水平位移為隔震器地震力設計位移之3個循環測試時，各試體之3個循環測試的平均有效勁度值與設計之有效勁度值相差不得超過15%。各試體之3個循環測試的平均等效阻尼比或消能能力(EDC)不得小於設計之等效阻尼比或消能能力(EDC)的85%。
- (6) 在原型試驗(3)中，任一循環測試之有效勁度與第一循環的有效勁度差值不得大於20%。而且任一循環之消能能力(EDC)不得小於第二循環之消能能力(EDC)的70%。
- (7) 在原型試驗(4)中，在保持指定的垂直荷重下，試體必須在整個受力歷時保持穩定，其水平承载力必須隨位移增加而增加，試體亦不能有可見的破壞。
- (8) 原型試驗結束後，將兩個原型試體切割，以檢核鋼片與橡膠間之界面粘著是否破壞，及鋼片與橡膠本身是否破壞。如有上述任何破壞情形產生，原型試體須重新設計，製作及測試，原型測試成

功後始可生產同型之支承墊。

#### 四、性能保證測試

在進行安裝之前，每個隔震支承墊皆須進行性能保證測試，評定其機械特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內，試驗結果經設計工程師確認其滿足設計要求後始得裝置於橋梁結構上。

##### 1. 壓力試驗

支承墊應承受1.5倍設計靜重12個小時，並且至少需二次觀察，分別在起始之30分鐘內和試驗結束前之30分鐘內觀察。壓力試驗中，觀察橡膠的膨脹突出(buldge)，鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良或疊置錯誤的情形，在橡膠層表面不能有3道或3道以上大於2mm寬、2mm深的裂縫產生。

##### 2. 壓力及剪力組合試驗

支承墊應在承受垂直荷重等於隔震支承之設計靜載重狀態下進行3循環測試，每個循環測試之最大位移為其地震力設計位移。壓力及剪力組合試驗中，每個試體的平均有效勁度和設計值差異不超過±15%；每個試體的平均消能能力(EDC)或等效阻尼比不得小於設計值的85%。

第十一章	隔震消能耐震補強方法及其設計原則	1
11.1	隔震設計與分散水平力設計之理念[53]	1
11.2	隔震設計適用範圍之檢討	7
11.3	隔震系統之設計原則[1]	11
11.4	隔震系統之原型測試與性能保證測試	12
表 11.3-1	調整係數 $C_B$ [1]	12
圖 11.1-1	隔震之基本理念	2
圖 11.1-2	橋柱勁度不一在地震作用下之受力不均情形	3
圖 11.1-3	橋梁使用固定與可動支承在地震作用下之受力集中情形	4
圖 11.1-4	分散水平力之設計流程[53]	6
圖 11.2-1	高液化潛能區之隔震橋梁易生失穩現象	8
圖 11.2-2	隔震設計及分散水平力設計之適用性[53]	9
圖 11.2-3	日本隔震橋梁與載重分散橋梁之功能說明[54]	10
圖 11.3-1	梁端間距示意圖	12

## 第十二章 高速公路橋梁地震直接經濟損失評估

### 12.1 高速公路橋梁地震災害風險管理策略

本章節主要目的為將台灣地區常見的高速公路橋梁型式進行分類、建立各類橋梁之易損性曲線及進行橋梁補強的經濟效益評估，整體之分析流程圖如圖12.1-1中所示。在橋梁型式分類方面，就既有調查之橋梁基本資料根據HAZUS 99之橋梁損害評估方法和分類原則，將橋梁區分為八個類型。每一類型的橋梁再依其耐震設計細節(由設計規範或年代決定)分為傳統設計及耐震設計兩個子類。在易損性曲線建立方面，將橋梁的損害程度區分為輕微損害、中度損害、嚴重損害和完全損害等等級，再以數值模擬的方法，並參考HAZUS 99之橋梁損害評估方法及配合台灣地區之強震記錄特性，修訂各類代表性橋梁的易損性曲線。在假設易損性曲線為對數常態分布曲線情況下，主要求取的參數為不同損害程度之中值和變異係數。個別橋梁的差異性，如基礎型式、工址地盤、彎斜角等影響橋梁耐震性能的因素，在研究中參考HAZUS 99之方式以個別修正係數納入易損性分析。在橋梁補強的經濟效益評估方面，主要為評估橋梁經補強以後的直接經濟效益。依未補強前和補強後橋梁的耐震能力，分別推估橋梁在475年回歸期之地表加速度值下某震害損傷狀態的平均年發生機率，與模擬地震之地震需求下的損害程度和對應的機率。根據推估所得的損害比，依或然率理論推估個別損失的期望值，以求得橋梁補強的直接經濟效益。

### 12.2 HAZ-Taiwan系統之高速公路橋梁分類

國道高速公路的橋梁為數眾多，不可能對每座橋梁作詳細的耐震能力評估來建立其易損性曲線，是以首先需要根據其橋梁結構特性加以分類，建立各類標準型式橋梁之易損性曲線，然後利用地震需求與損害關係來評估橋梁震害風險。

ATC-13就橋長和上部結構連續性，將橋梁粗分為三類，如表12.2-1所示。這樣的分類方式僅概略地依幾何特性分類，無法顯現橋梁結構特性與地震損害間的關連性。

HAZUS 97的作法是以ATC-13的分類為基準，加上耐震設計和高風險性(high risk)的考量，進一步將橋梁區分成12類( $3 \times 2 \times 2 = 12$ ，參見表12.2-2)，所謂高風險性係指會提高橋梁風險的因子，諸如：(1)不規則的橋面線型，(2)橋齡，(3)多跨簡支橋。

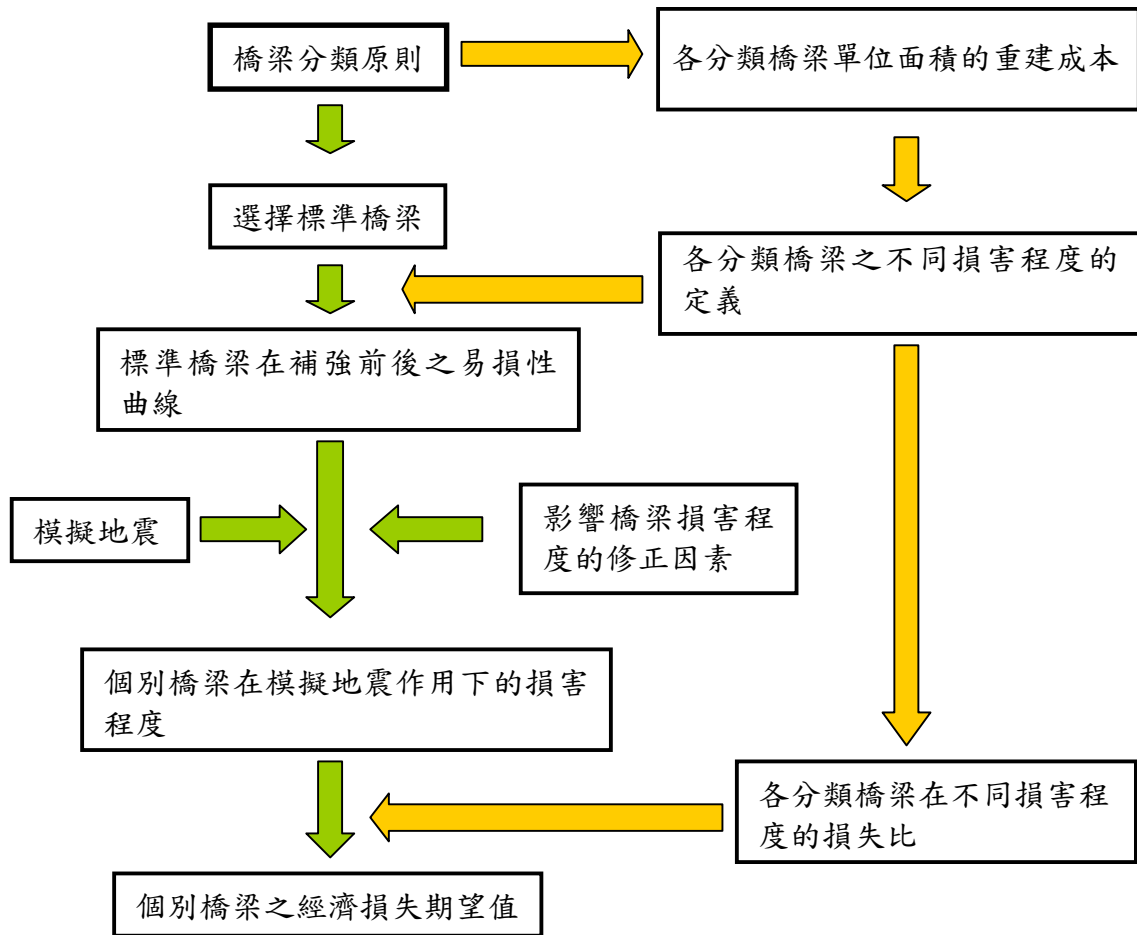


圖 12.1-1 橋梁經濟損失評估流程

表 12.2-1 ATC-13之橋梁分類

設施編號 (Facility number)	描述 (Description)
24	傳統橋梁(跨徑小於500呎) (Conventional (less than 500 ft span)) a) 多跨簡支 (Multiple simple spans)
25	b) 連續剛接(包含簡支) (Continuous monolithic (includes simple span))
30	重要橋梁(跨徑大於500呎) (Major (greater than 500 ft span))

表 12.2-2 HAZUS97之橋梁分類

描述 (Description)			編號 (Label)
風險 (Risk)	跨徑&連續性 (Span Length & Continuity)	設計 (Design)	
低風險 (Low Risk)	重要橋梁(L>500ft) (Major Bridge ( L>500 ft ))	S	HBR1
		C	HBR2
	連續橋梁 (Continuous Bridges)	S	HBR3
		C	HBR4
	簡支橋梁 (Simply-Supported Bridge)	S	HBR5
		C	HBR6
高風險 (High Risk)	重要橋梁(L>500ft) (Major Bridge ( L>500 ft ))	S	HBR7
		C	HBR8
	連續橋梁 (Continuous Bridges)	S	HBR9
		C	HBR10
	簡支橋梁 (Simply-Supported Bridge)	S	HBR11
		C	HBR12

註：S表seismic(耐震設計)，C表conventional(傳統設計)

HAZUS 99的橋梁分類則依據以下的結構特性，總共分為28類(表12.2-3)。

- 耐震設計與否
- 跨數：單跨/多跨
- 結構類型：混凝土構造/鋼構造/其他
- 橋墩類型：單柱/多柱/壁式橋墩
- 橋台類型：整體式/非整體式
- 支承類型：高的搖動支承/低的鋼支承/合成橡膠支承墊(high rocker bearings/low steel bearings/neoprene rubber bearings)
- 橋跨連續性：連續/跨間簡支(in-span hinges)/簡支



表 12.2-3 HAZUS99之橋梁分類

描述(Description)			設計 (Design (age))	跨徑 (Span)	州 (State)	等級 (CLASS)
材料 (material)	橋跨連續性 (span continuity)	結構系統 (structure)				
重要橋梁L>150m (Major Bridge L>150m)			C	L>150m		HWB1
			S			HWB2
單跨 (Single Span)			C			HWB3
			S			HWB4
鋼筋 混凝土 (Concrete)	簡支 (Simple Support)	多柱構架 (Multi-Col. Bent)	C		加州以外 (Non-CA)	HWB5
			S			加州 (CA)
	連續 (Continuous)	單柱，箱型梁 (Single Col., Box Girder)	C			HWB7
			S			HWB8
			C			HWB9
			S			HWB10
其他 (Others)		C	HWB11			
S						
預力 混凝土 (PC)	簡支 (Simple Support)	多柱構架 (Multi-Col. Bent)	C		加州以外 (Non-CA)	HWB17
			S			加州 (CA)
	連續 (Continuous)	單柱，箱型梁 (Single Col., Box Girder)	C			HWB19
			S			HWB20
			C			HWB21
			S			HWB22
其他 (the others)		C	HWB23			
S						
鋼構 (Steel)	簡支 (Simple Support)	多柱構架 (Multi-Col. Bent)	C	L > 20m	加州以外 (Non-CA)	HWB12
					加州 (CA)	HWB13
			S	L < 20m	加州以外 (Non-CA)	HWB24
					加州 (CA)	HWB25
	連續 (Continuous)		C	L > 20m		HWB14
						HWB15
			S	L < 20m	加州以外 (Non-CA)	HWB26
					加州 (CA)	HWB27
其他無法分類的橋梁(All other bridges that are not classified)			S			HWB16
						HWB28

如果將橋梁各部分結構種類加以細分再組合，所得到的分類數量亦十分可觀，如此一來，欲完成所有類型橋梁之易損曲線非常耗時且不甚經濟，在時間有限的情況下，必須依據台灣橋梁的常見型式加以取捨。

在HAZUS 99的分類中雖然將一般混凝土橋與預力混凝土橋分成兩個群組，但這兩個群組不論在易損性曲線之中值，或各項修正因子之計算式都是一樣的。由於國內高速公路上絕大多數為預力混凝土橋，且混凝土橋和預力混凝土橋在數值模擬方面不易顯現其差異性，所以在大跨距與特殊橋梁不列入評估的情形下，將橋梁區分為8個類型(TYPE)，對於佔橋梁總數之比例很小的鋼橋與少見的結構型式一併歸於其他類，橋梁分類型式與易損性分析時採用之橋梁如表12.2-4中所示。每一類型的橋梁再依是否為耐震設計(由設計規範或年代決定)分為兩個子類，其中C代表傳統設計，S代表耐震設計。由於橋梁結構在補強後須達現行耐震設計規範的標準，所以補強後之橋梁皆視為耐震設計橋梁。

表 12.2-4a 本計畫之橋梁分類表

跨數	上部結構	橋墩型式	設計	分類
單跨			傳統	TYPE 1C
			耐震/補強	TYPE 1S
多跨	簡支橋	單柱	傳統	TYPE 2C
			耐震/補強	TYPE 2S
		構架式	傳統	TYPE 3C
			耐震/補強	TYPE 3S
		壁式	傳統	TYPE 4C
			耐震/補強	TYPE 4S
	連續橋	單柱	傳統	TYPE 5C
			耐震/補強	TYPE 5S
		構架式	傳統	TYPE 6C
			耐震/補強	TYPE 6S
		壁式	傳統	TYPE 7C
			耐震/補強	TYPE 7S
其他橋梁			傳統	TYPE 8C
			耐震/補強	TYPE 8S

表 12.2-4b 本計畫分析所選用之橋例

分類	橋梁型式	橋 例	備註
TYPE 1	單跨橋梁	新市鳳山段STA.341K+480.5穿越橋	PCI, 1973
		九如一號穿越橋	PCI, 1994
		重慶北路穿越橋	PCI, 1972
TYPE 2	單柱簡支橋	汐止--五股段高架拓寬工程 第1標	PCI, 1991
		新竹--苗栗段 第48標	PCI, 1974
		汐止中和段舊庄高架橋	PCI, 1990
		嘉南大圳排水橋(二高台南環線)	PCI, 1995
TYPE 3	構架式橋墩簡支橋	汐止中和段四分里坑高架橋	PCI, 1987
		路竹岡山段STA.344K+210洩洪橋	PCI, 1994
TYPE 4	壁式橋墩簡支橋	新竹--苗栗段 第53標	PCI, 1974
		新竹竹南段 117縣道穿越橋	PCI, 1990
		典寶溪排水橋	PCI, 1991
TYPE 5	單柱連續橋	新化田寮段C366台20穿越橋	PC Box, 1994
		汐止--五股段高架拓寬工程 第17標	PC Box, 1991
TYPE 6	構架式橋墩連續橋	新化田寮段C367關廟連絡道穿越橋	PC Box, 1994
		基隆--內湖段 第18標 13+038	PCI, 1972
		新化田寮段關廟連絡道穿越橋(支承剛接)	PC Box, 1994
TYPE 7	壁式橋墩連續橋	苗栗--台中段 第63標 149+311.16	PC Box, 1974
		台中嘉義段穿越橋	PC Box, 1975
TYPE 8	其他橋梁	牛欄河橋	

### 12.3 地震需求分析(Analysis of Seismic Demand)

地震需求評估乃為地震風險評估作業中之首要工作，本研究計畫採用之地震需求分為兩個部份，一為根據最新之地震危害度分析結果所劃分的震區，以回歸期為475年之設計地震力為標準，比例調整危害度曲線，使其475年回歸期之地表加速度值與規範值相當後再進行結構物震害損傷達某狀態以上的平均年發生機率，有了結構各種震害損傷狀態的平均年發生機率後即可配合損失率估算直接經濟損失。

另一為進行地震境況模擬，假設某一地區發生模擬地震，其地震規模、斷層開裂長度與方向、震央位置和震源深度等，可假設為影響評估結果的最大可能地震(Maximum Credible Earthquake, MCE)；由一般的衰

減律公式和場址修正係數等，求得各橋梁工址於此一模擬地震下的地震需求，並比較未補強前和補強後橋梁之經濟損失。在模擬地震作用下，各地的地表振動強度之推估則詳述於12.5節中。

在以最新之震區劃分為危害度曲線比例調整部份，震區劃分乃採用交通部研究報告「公路橋梁耐震設計規範修訂草案」之研究成果。對每一個震區直接給定0.3秒週期之加速度反應譜值 $S_s^D = S_a(T = 0.3\text{sec})$ ，當作短週期結構物之耐震設計標準；以1.0秒週期之加速度反應譜值 $S_1^D = S_a(T = 1.0\text{sec})$ ，當作中、長週期結構物之耐震設計標準。其中上標D代表設計(Design)地震，但本研究將其視為需求(Demand)。此兩個週期(0.3秒與1.0秒)之譜加速度值的回歸期均相同，表示對不同週期之結構物而言，其地震風險一致。圖12.3-1及12.3-2分別為台灣地區之短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數分佈狀況。

上述之 $S_s^D$ 與 $S_1^D$ 係適用於第一類地盤，其他類地盤須乘以地盤工址放大係數來加以修正如下。

$$S_{DS} = F_a S_s^D \dots\dots\dots (12.1a)$$

$$S_{DI} = F_v S_1^D \dots\dots\dots (12.1b)$$

其中 $F_a$ 為短週期之工址放大係數， $F_v$ 為1.0秒週期之工址放大係數。

由於HAZUS 99對於地表振動引致的橋梁易損性評估中，地震需求乃以1.0秒週期之譜加速度值來表示。配合此一要求，在建立各標準橋梁之易損性曲線時，本研究採用之需求加速度反應譜型式如圖12.3-3所示。

$$S_a = \begin{cases} S_s^D (0.4 + 7.5T) & ; T \leq 0.08 \text{ sec} \\ S_s^D & ; 0.08 < T < 0.4 \text{ sec} \dots\dots\dots (12.2) \\ 0.4 S_s^D / T & ; T \geq 0.4 \text{ sec} \end{cases}$$

採用此種加速度反應譜型式之主要原因為其1.0秒週期之譜加速度值 $S_a(T = 1.0\text{sec})$ 剛好等於EPA值(或PGA值)，將使建立易損性曲線之分析步驟簡單化，亦與HAZUS 99採用之地震需求形式相同。另其正規化之需求加速度反應譜C之形式為

$$C = \begin{cases} 2.5(0.4 + 7.5T) & ; T \leq 0.08 \text{ sec} \\ 2.5 & ; 0.08 < T < 0.4 \text{ sec} \dots\dots\dots (12.3) \\ 1.0/T & ; T \geq 0.4 \text{ sec} \end{cases}$$

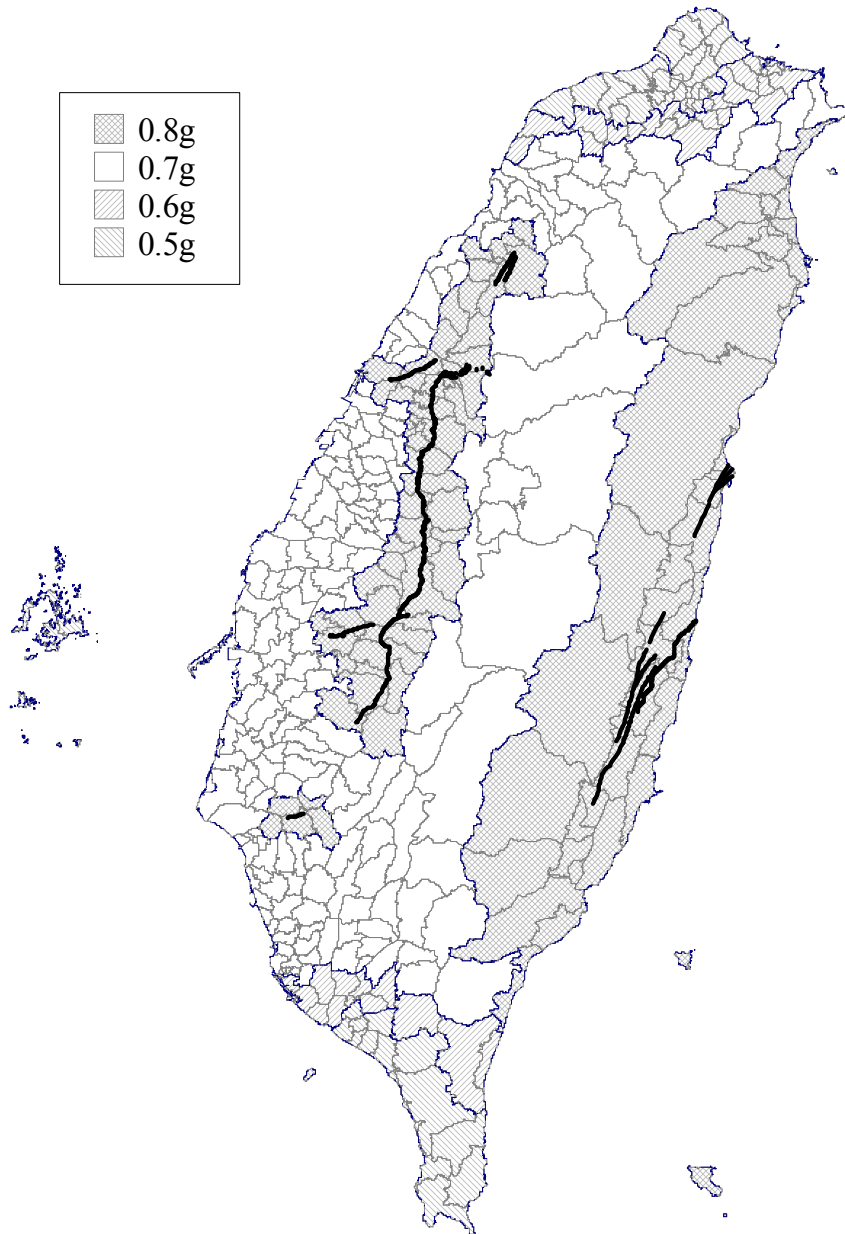


圖 12.3-1 震區短週期需求水平譜加速度係數  $S_s^D$  分布圖

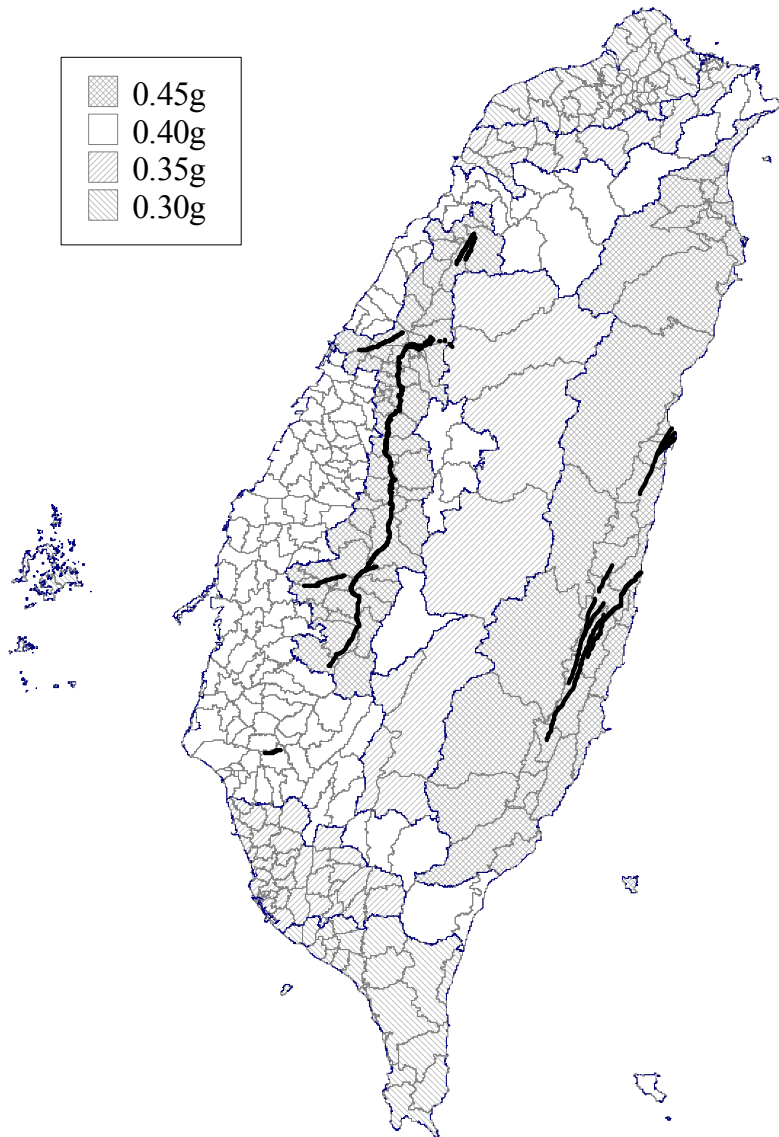


圖 12.3-2 震區1秒週期需求水平譜加速度係數  $S_1^D$  分布圖

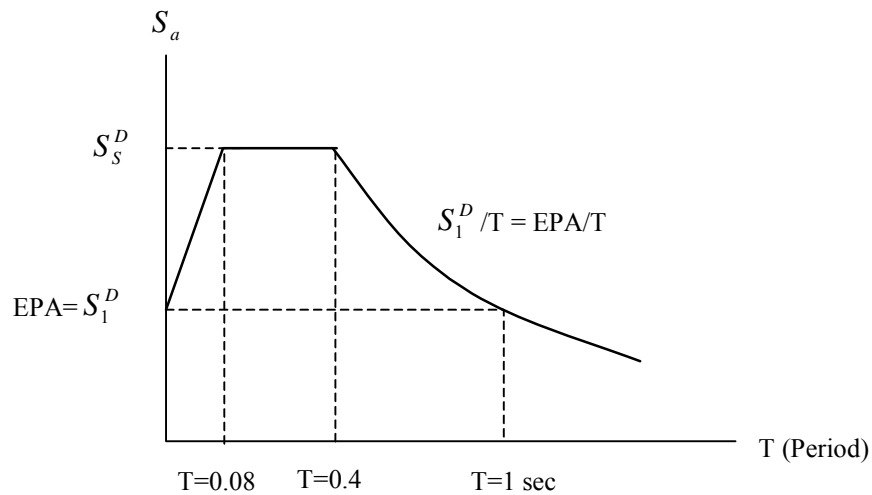


圖 12.3-3 需求加速度反應譜

因為本研究採用之需求加速度反應譜型式，與地震危害度分析或地震境況模擬所得之反應譜型式可能不同，其次，考慮各類地盤之放大效應，所以分析採用之反應譜形式，對於各類地盤之地震需求參數  $S_a(T=1.0\text{sec})$  需要以工址反應譜形狀修正係數  $K_{\text{shape}}$  來加以修正，其中  $K_{\text{shape}}$  為：

$$K_{\text{shape}} = \frac{2.5S_1^D}{S_s^D} \dots\dots\dots (12.4)$$

其中  $S_s^D$  及  $S_1^D$  分別為由地震危害度分析或地震境況模擬所得之0.3秒及1秒週期之譜加速度值，修正後之地震需求參數為：

$$S_a(T=0.3)_{\text{new}} = F_a S_a(T=0.3)_{\text{old}} \dots\dots\dots (12.5a)$$

$$S_a(T=1.0)_{\text{new}} = K_{\text{shape}} F_v S_a(T=1.0)_{\text{old}} \dots\dots\dots (12.5b)$$

## 12.4 高速公路橋梁易損性曲線之建立(Fragility Curve)

橋梁震害之易損性曲線(fragility curve)用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率，藉此評估橋梁在地震後的損害情形(功能性與經濟損失)及修復所需的成本(時間與金錢)。

一般橋梁地震損害評估方法可區分為理論方法與經驗方法：理論評估方法主要針對單一特定橋梁，建立力學分析模型後進行分析計算；或採Mander等人所發展出的簡便分析程序，計算橋梁在不同損壞狀態下所對應之地震水準。經驗方法大都是收集以往地震發生後的橋梁損害資料，建立各類橋梁的損害狀態與地震需求參數(PGA,  $S_a$ )之關係。橋梁類別的定義與各種損害程度的界定為易損性曲線適用性的關鍵。本研究建立易損性曲線的方式屬於理論分析法，從已完成分類的橋梁資料庫中，對每一類型之橋梁挑選出至少一座具代表性之橋梁來進行分析，建立其

易損性曲線。本研究採用之分析方法於後面章節中將有詳細之介紹與範例說明；另有鑑於Mander所發展出的分析程序亦有其理論依據，且為HAZUS 99之標準分析模式，所以本章節中對此一方法亦加以介紹，並輔以簡單示範例來說明其方法。

### 一、橋梁地震損壞狀態

在分析橋梁易損性曲線前，首先要定性及定量的描繪出橋梁之損壞狀態，本研究參考Mander及HAZUS 99定義損壞狀態的方式，將損壞狀態區分為輕微損壞(Slight Damage)，中度損壞(Moderate Damage)，嚴重損壞(Extensive Damage)，完全損壞(Complete Damage)等，表12.4-1為各損壞狀態之描述及對應之定量指標。表12.4-1之 $R_f$ 代表為橋柱產生彎矩剪力破壞時所對應之韌性，其意義參見圖12.4-1中之說明。

對於屬於傳統設計類之橋梁，其圍束箍筋量一般並無法達到現行耐震設計規範之要求，亦即其韌性容量無法達到表12.4-1中耐震設計類橋梁各損壞狀態下之對應值，所以必須對傳統設計類橋梁之韌性容量進行適當之折減，而折減之方式則根據交通部研究報告「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」中所提之方式，其韌性容量折減比例 $r$ 為

$$r = \frac{1 + 3.0(1 + 5.4 \times \rho_{provd} / \rho_{code})(L_p / L_r)(2 - L_p / L_r)}{1 + 19.2 \times (L_p / L_r)(2 - L_p / L_r)} \quad (12.5c)$$

其中為 $L_p$ 橋墩塑鉸長度， $L_r$ 為反曲點至柱底之長度， $\rho_{code}$ 為依據現行耐震設計規範計算所得之圍束箍筋體積比， $\rho_{provd}$ 為依據實際設計圖計算所得之圍束箍筋體積比。

經由對所有挑選之傳統設計橋梁進行圍束箍筋量計算後，可以得知本計畫中挑選出進行分析的傳統設計橋梁，其橋墩之圍束箍筋體積比，對壁式橋墩而言，其弱軸之圍束箍筋量一般僅約為規範值之15~25%左右，對柱式橋墩則其圍束箍筋量約為規範規定值之30~70%左右。另可以得知，控制韌性容量折減比例 $r$ 之參數除圍束箍筋量外，亦與橋墩高度、塑鉸長度及橋墩型式有關，經由對所有選擇分析之橋梁進行相關分析後，發現韌性容量折減比例變動性頗大，但其平均的韌性容量折減比例 $r$ 值約在0.5左右，所以本研究就直接選用 $r=0.5$ 來代表所有傳統設計橋梁其橋墩之韌性容量折減比例，即傳統設計橋梁其橋墩之韌性容量為耐震設計橋梁之一半，所以傳統設計橋梁各損壞狀態對應之韌性容量亦有別於耐震設計類橋梁。



表 12.4-1 橋梁損壞之說明

損壞狀態	說明	強支承-弱橋柱		弱支承-強橋柱 (側向位移)
		耐震設計 (S)	傳統設計 (C)	
輕微損壞	橋台處產生細微之裂縫並發生輕微之混凝土剝落現象，橋台剪力鋼棒及橋面版產生細微之裂縫，橋柱有輕微混凝土剝落現象。	韌性需求 $R=2.0$	韌性需求 $R=1.0$	支承達降伏強度
中度損壞	橋柱出現中度之剪力裂縫及混凝土剝落，橋柱結構似仍安全；橋台發生中度之位移(小於5公分)；剪力鋼棒出現嚴重之裂縫及混凝土剝落現象；橋台連結鋼筋破壞，失去錨定作用；剛性支承破壞或發生中度沈陷現象。	$R=4.0$	$R = \min(1 + \frac{R_f - 1}{2}, 2.0)$	側向位移達10cm
嚴重損壞	橋柱因剪力破壞造成強度嚴重下降，橋柱結構屬不安全狀態，但尚未崩塌；在交接處產生明顯之殘餘移動量或發生明顯之沈陷；橋台產生垂直之位移；剛性支承破壞或發生中度沈陷。	$R=6.0$	$R = \min(R_f, 3.0)$	側向位移達20cm
完全損壞	橋柱傾倒崩塌，連接處失去支承能力，並可能造成橋面版之崩塌；基礎之破壞造成下部結構嚴重傾斜。	$R=9.0$	$R \geq R_f$ 或 $R=4.5$ ，橋柱達耐震能力極限	側向位移達 $\min(40, 2N/3)$

N：防落長度(cm)

$R_f$ ：橋柱產生彎矩剪力破壞時對應之韌性

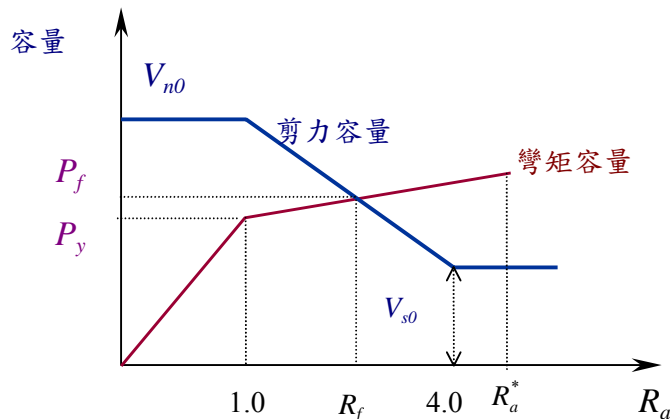


圖 12.4-1 橋柱為彎矩剪力破壞時之示意圖

## 二、易損性曲線之建置方式

### 1. 本研究採用之分析方式

由於中山高路段設計時，對於支承墊或防落橋裝置之設計並不一定採用橋墩產生塑鉸後反算之水平力來設計，所以橋梁之破壞並非都為橋柱破壞，亦有可能破壞產生於支承處，所以進行分析時需要考慮強支承-弱橋柱及弱支承-強橋柱兩種分析模式，以下針對不同破壞型式之易損性曲線的建置過程分別加以說明：

#### (1) 強支承-弱橋柱之情形

在HAZUS 99中對於橋柱破壞時之分析，為根據經驗式計算出橋柱之強度，然後配合ATC-40中之震譜容量法，求得不同損壞狀態下之易損性曲線的中值。震譜容量法以等值線性系統之等效阻尼來折減彈性需求震譜，但是經相關研究證實，其結果於某些情形下並不可靠。所以有研究指出，若運用適當的折減係數將彈性需求震譜折減成非彈性需求震譜，其結果會較為合理 [Chopra 1999, 2000]。所以以下就針對近來Reinhorn(1997)及Chopra等(1999, 2000)所提出之方法作一介紹，於此稱之為修正容量震譜法，此修正容量震譜法結合了圖形表現優勢，及另一種物理意義之非彈性反應譜的建立兩項優點，成為另一個耐震評估方法，所以本研究採用此一分析方法來進行橋梁結構易損性曲線之建立。

以下將本研究採用之修正容量震譜法進行介紹，其詳細評估步驟如下：

#### A. 容量震譜的建立：

橋梁結構物容量曲線(Capacity Curve)是橋梁整體於所考慮方向上總橫力與某固定點位移的關係圖，其所代表的是結構物承受側向力時之變形特性及其耐震能力。以基本振態振形乘以節點質量為側向力分佈比例，並經由非線性靜力側推分析，可以獲得整體橋梁在彈性限度之後的反應。側力加載之分佈形式會影響側推分析之結果，於此側力分佈採用基本振態形式進行分配，其計算式為：

$$F_i = \left[ \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \right] V \dots\dots\dots (12.6)$$

其中

$F_i$  = 第*i*個節點之側向力

$m_i$  = 第*i*個節點之集中質量

$\phi_{i1}$  : 為正規化基本振態振形

橋梁的容量曲線可由非線性分析軟體(如DRAIN-3DX及SAP2000N等)協助建立。而容量震譜可由分析所得之容量曲線轉換而得，其轉換的公式如下：

$$PF_1 = \frac{\sum_i m_i \phi_{i1}}{\sum_i m_i \phi_{i1}^2} \dots\dots\dots (12.7a)$$

$$\alpha_1 = \frac{(\sum_i m_i \phi_{i1})^2}{(\sum_i m_i \phi_{i1}^2) \sum_j m_j} \dots\dots\dots (12.7b)$$

$$S_a = \frac{V}{W\alpha_1} \dots\dots\dots (12.7c)$$

$$S_d = \frac{\Delta_d}{PF_1 \phi_{d,1}} \dots\dots\dots (12.7d)$$

其中

$PF_1$  = 第一振態之振態參與因子(modal participation factor for the first mode)

$\alpha_1$  = 第一振態之振態質量係數(modal mass coefficient for the first mode)

$m_i$  = 第*i*節點集中質量

$\phi_{i1}$  = 第一振態在節點*i*之振幅

$W$  = 橋梁分析單元總重量

$\Delta_d$  = 某固定點位移

$S_a$  = 譜加速度(spectral-acceleration)

$S_d$  = 譜位移(spectral-displacement)

經由以上的轉換，即可將容量曲線(capacity curve)轉成以ADRS為格式的容量震譜(capacity spectrum)。

B. 彈性震譜的轉換：

對於一彈性震譜，其對應之非線性反應譜中的 $S_d$ 和 $S_a$ ，則可運用下列公式獲得：

$$S_a = \frac{S_{ae}}{F_u} \dots\dots\dots (12.8a)$$

$$S_d = \frac{R}{F_u} S_{de} = \frac{R}{F_u} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = R \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \dots\dots\dots (12.8b)$$

其中， $S_{ae}$ 及 $S_{de}$ 代表線性反應譜中的譜加速度與譜位移； $R$ 為韌性容量，為設計位移和降伏位移的比值； $T$ 為結構物週期； $F_u$ 則為與韌性有關的地震力折減係數。在地震力折減係數的使用上，對於分類屬於耐震設計(S類)之橋梁，直接採用耐震設計規範所規定之折減係數，但對於分類屬於傳統設計(C類)之橋梁，因其遲滯耗能之能力可能較差且強度衰減較快，所以須對其地震力折減係數進行適當之修正。耐震設計規範之折減因數與韌性容量之關係如下(圖12.4-2)：

$$F_u = \begin{cases} R & ; T \geq T_0 \\ \sqrt{2R-1} + (R - \sqrt{2R-1}) \times \frac{T-0.6T_0}{0.4T_0} & ; 0.6T_0 \leq T \leq T_0 \\ \sqrt{2R-1} & ; 0.2T_0 \leq T \leq 0.6T_0 \\ \sqrt{2R-1} + (\sqrt{2R-1} - 1) \times \frac{T-0.2T_0}{0.2T_0} & ; T \leq 0.2T_0 \end{cases} \dots\dots\dots (12.9)$$

其中 $T_0=T_c$ 為反應譜中之等加速度段轉為等速度段之轉折週期，於本研究中因已設定固定之反應譜型式，所以 $T_0=0.4$  sec；至此便可將彈性反應譜經由式(12.8a)及(12.8b)的轉換形成以ADRS為格式之非彈性需求震譜。

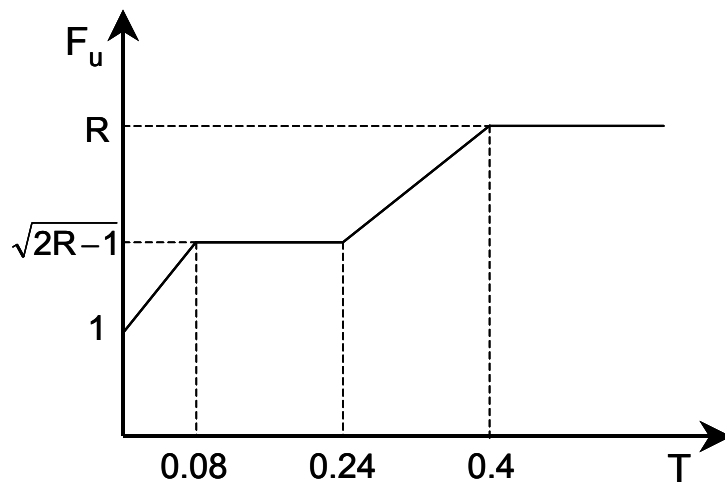


圖 12.4-2 強度折減係數 $F_u$ 與週期 $T$ 之關係

C. 耐震能力(易損性曲線中值)之決定：

結構物彈性階段的週期可由下式求得：

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} \dots\dots\dots (12.10)$$

其中

$S_{dy}$ ：結構降伏時對應之譜位移。

$S_{ay}$ ：結構降伏時對應之譜加速度。

由不同損壞狀態下對應之韌性比即可求得其地震力折減係數 $F_u$ ，再由ADRS格式中將容量震譜的彈性區段加以延伸，將與彈性震譜相交於一點，如圖12.4-3所示，此時所對應 $S_a$ 的值則為 $S_{ae}$ ，若採用在(12.2)及(12.3)式中所定義之需求反應譜即可以決定此損壞狀態下對應之EPA或1秒週期之譜加速度值。

利用上述之修正容量震譜法進行耐震評估，不但方法簡易，而且採用了可考慮結構物非線性反應之非線性靜力分析，其結果較傳統僅考慮線彈性模型所得之地震力分析來得精確，將可以估計結構物在特定地震力作用下進入非線性範圍之各項位移需求，瞭解構材在不同地震水準要求下之行為。

$$EPA = S_a(T = 1.0) = \frac{S_{ay} F_u}{C} \dots\dots\dots (12.11)$$

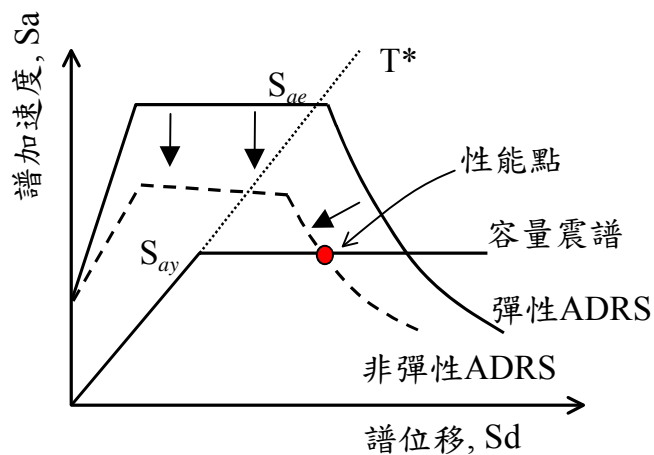


圖 12.4-3 性能點之決定

(2) 弱支承-強橋柱之情形：

在支承發生破壞而橋柱不壞的情況下，橋梁在支承破壞後，僅存上部結構與下部結構間之摩擦力來抵抗地震力，所以其側向力與位移之關係如圖12.4-4中所示，在本分析中參考Mander定義損壞狀態與側向位移關係之方式，將各種損壞狀態定義如下：

輕微損壞：支承達降伏強度。

中度損壞：支承損壞，側向位移達10 cm。

嚴重損壞：側向位移達20 cm。

完全損壞：側向位移達 $\min(40, 2N/3)$ ，N為防落長度。

在支承受力剛達到降伏強度時，此損害狀態下對應的EPA值的計算方式為：

$$EPA = S_a(T=1.0) = \frac{F_y / W}{C} \dots\dots\dots (12.12)$$

其中 $F_y$ 為支承降伏強度，W為上部結構有效重量。

在支承破壞後，橋梁以摩擦力消能來抵抗地震力時，其損壞狀態對應之EPA值的計算方式為

$$EPA = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_{ay}g}} S_{ay} B_L = 2\pi \sqrt{\frac{S_d \mu}{g}} B_L \dots\dots\dots (12.13)$$

其中 $S_d$ 為不同損壞狀態所對應之需求位移值， $\mu$ 為摩擦係數， $B_L$ 為中長週期阻尼調整係數，於本研究取為2.0(Mander等取 $B_L=1.5$ )。

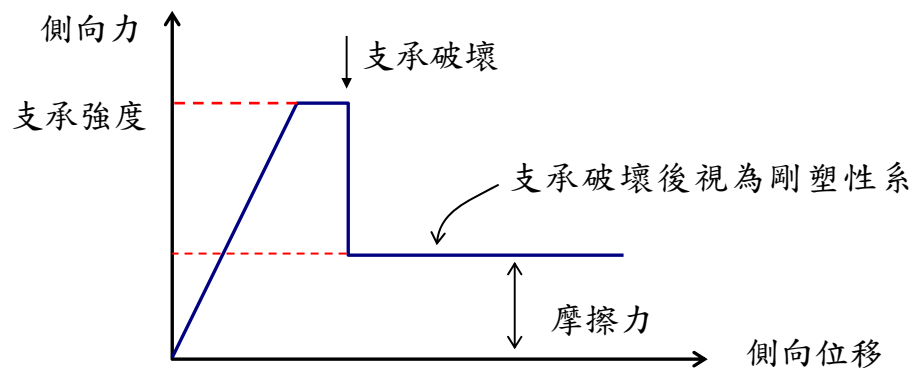


圖 12.4-4 支承部之側向力與變形示意圖

### (3) 對數標準偏差值之研究

由於在以上分析步驟中只求出易損性曲線的中值，要求其機率密度函數的分佈，一般需要考慮橋梁結構本身之不確定性及地震需求參數之不確定性，對於橋梁結構本身之變異性的決定常需要進行大規模之調查與分析才可以得到一可靠之數據，所以在本研究中並不考慮橋梁結構本身之不確定性，僅以臺灣地區實測地震記錄位移反應譜的分佈來決定易

損曲線之 $\beta$ 值，另配合Haz-Taiwan為以1秒週期之譜加速度值為地震需求參數，所以取1秒週期之位移反應譜分佈值來訂定 $\beta$ 值。圖12.4-5中所示之譜位移 $S_d(T=1.0 \text{ sec})$ 的分佈圖形為採用921集集地震時台北盆地所記錄到之地震記錄所分析得到之機率密度函數及累積機率函數圖形，其譜位移 $S_d(T=1.0 \text{ sec})$ 的 $\beta$ 值為0.27；另圖12.4-6a-圖12.4-6c中所示之譜位移 $S_d(T=1.0 \text{ sec})$ 的分佈圖形則為921地震時台灣地區第一類、第二類及第三類地盤所記錄到之地震記錄分析所得之機率密度函數及累積機率函數圖形，其譜位移 $S_d(T=1.0 \text{ sec})$ 的 $\beta$ 值為0.28至0.47不等。雖然由圖中可以得知，某些地震記錄位移反應譜之 $\beta$ 值小於HAZUS所採用之0.4，但若將結構本身之不確定性加以考量的話，易損曲線之 $\beta$ 值應會大於僅考量譜位移所得之 $\beta$ 值，所以本研究於此根據對所有分析橋梁之經驗及HAZUS所採用值，將橋梁易損曲線之 $\beta$ 值依其損壞狀態之不同訂為：輕微損壞時 $\beta=0.5$ ，中度損壞時 $\beta=0.45$ ，嚴重及完全損壞時 $\beta=0.4$ 。輕微損壞及中度損壞易損曲線之 $\beta$ 值較高之原因主要在於，輕微損壞及中度損壞一般為由伸縮縫、橋台或支承破壞所控制，對於傳統設計橋梁而言，其設計時一般皆與設計地震力無關而是由其他因素所控制，另橋台不論在型式、本身強度及背填土等皆有較大之變異性，所以對於輕微損壞及中度損壞之易損曲線的 $\beta$ 值於本研究中採用高於HAZUS所採用之0.4。對於嚴重及完全損壞狀態，其一般為由橋墩之破壞所控制，所以其變異性應較小，因此本研究對於嚴重及完全損壞易損曲線的 $\beta$ 值則採用同HAZUS所採用之0.4。

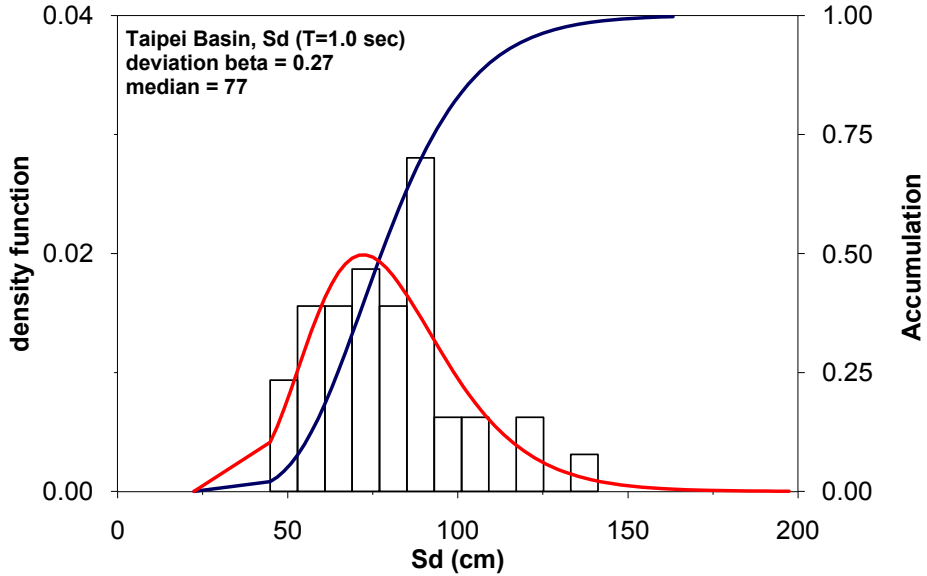


圖 12.4-5 台北盆地之地震記錄分析得到之譜位移  $S_d$  (T=1.0 sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形，其  $\beta$  值為 0.27。

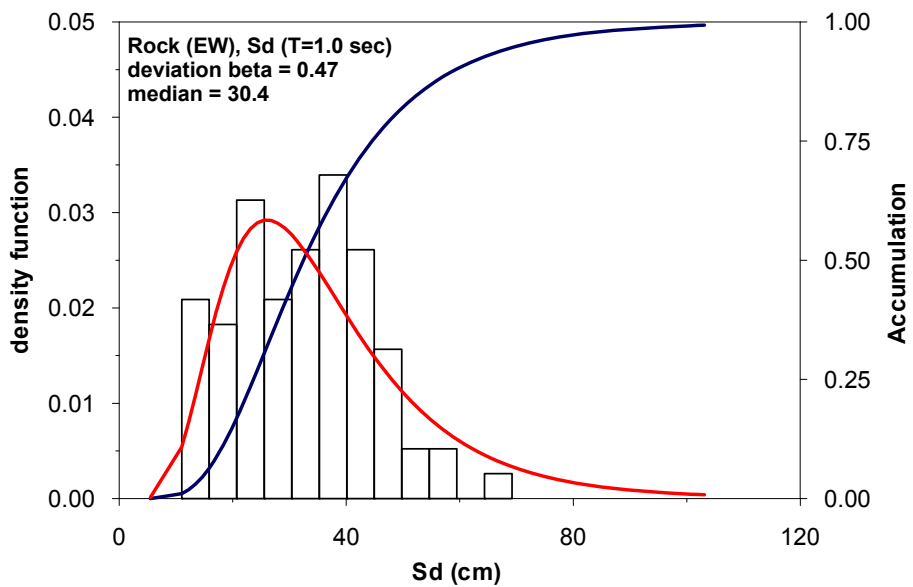


圖 12.4-6a 第一類地盤之地震記錄分析得到之譜位移  $S_d$  (T=1.0 sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形，其  $\beta$  值為 0.47。



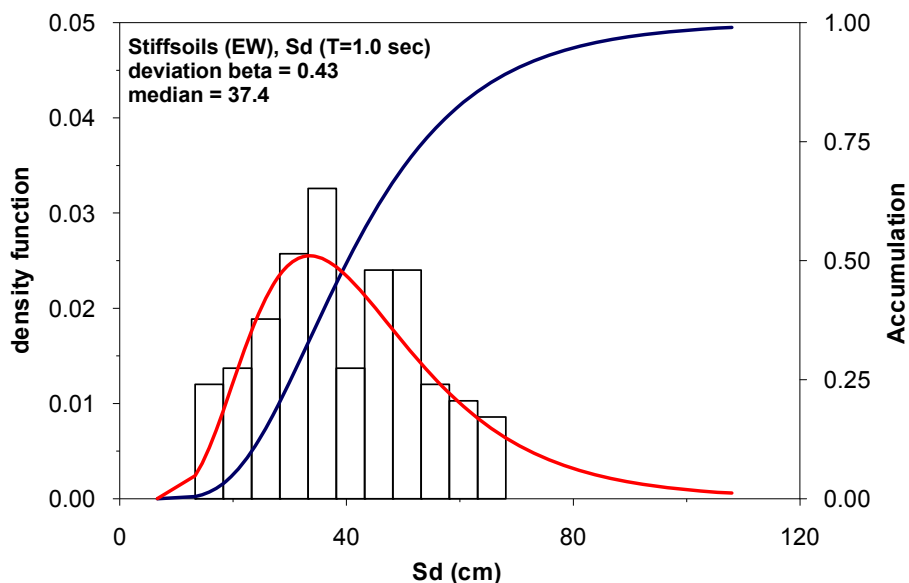


圖 12.4-6b 第二類地盤之地震記錄分析得到之譜位移  $S_d$  ( $T=1.0$  sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形，其  $\beta$  值為 0.43。

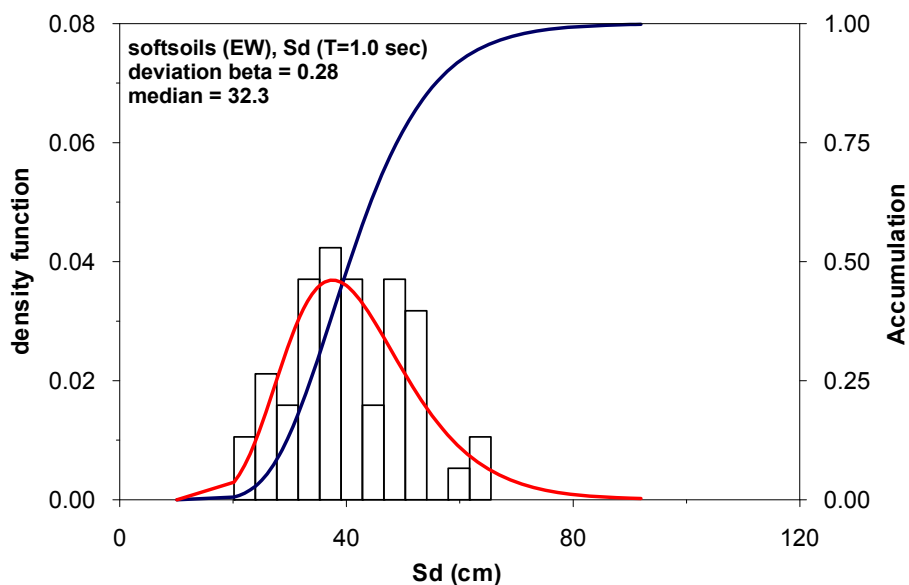


圖 12.4-6c 第三類地盤之地震記錄分析得到之譜位移  $S_d$  ( $T=1.0$  sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形，其  $\beta$  值為 0.28。

## 2. HAZUS 99與Mander等採用之分析方式

Mander等人所發展出的分析程序，係藉由地震需求與耐震容量之比較，訂出不同損害程度之地震需求門檻值，各損害狀態會有其相對應之地表加速度峰值，如以此門檻值為對數常態分佈(log-normal distribution)之中值(median)，再假設對數標準差(dispersion, HAZUS-99之建議值為0.4)，即可據此建立各類型橋梁之易損曲線。

### (1) 易損曲線分析之基本原理

根據實際的阻尼公式，需求係數( $C_d$ )可表示成：

$$C_d = \frac{SA}{TB_L} \leq \frac{2.5A}{B_s} \dots\dots\dots (12.14)$$

其中， $A$ 為地表最大加速度， $S$ 為土盤種類， $B_L$ 與 $B_s$ 為長週期與短週期反應譜折減因數， $T$ 為有效週期，經代換後可得：

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi\sqrt{\frac{W\Delta}{gF}} = 2\pi\sqrt{\frac{\Delta}{C_c g}} \dots\dots\dots (12.15)$$

上式中， $m$ 、 $k$ 、 $W$ 、 $\Delta$ 、 $F$ 依序為系統的質量、勁度、重量、位移、作用力， $g$ 是重力加速度， $C_c=F/W$ 為容能係數(相當於容量震譜之譜加速度值)，藉著假設容能係數與需求係數相等，可得到損害狀態下的PGA值：

$$A = \max\left[0.4C_c B_s, \frac{2\pi}{S} \sqrt{\frac{C_c \Delta}{g}} B_L\right] \dots\dots\dots (12.16)$$

根據Cheng和Mander (1997)的研究建議，在理想情況下，反應譜折減因數為

$$B_s = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05}\right)^{0.5} ; B_L = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05}\right)^{0.3} \dots\dots\dots (12.17)$$

並進一步將有效阻尼與韌性容量間之關係表示為：

$$\text{無韌性設計的橋柱(傳統設計)} \xi_{eff} = 0.05 + 0.16(1 - 1/\mu) \dots\dots (12.18a)$$

$$\text{韌性設計的橋柱(耐震設計)} \xi_{eff} = 0.05 + 0.24(1 - 1/\mu) \dots\dots (12.18b)$$

至於一般滑動的支承，其等效阻尼比 $\xi_{eff}$ 則假設為0.20。如上所述，各種損害狀態(damage state；ds)的韌性比( $\mu$ )與反應譜折減因數可參見表12.4-2，HAZUS99定義的損害狀態與相對應的破壞機制則見於表12.4-3。

表 12.4-2 損害狀態 $d_s$ 、韌性比 $\mu$ 與折減因數對應表

		橋柱				支承	
		非耐震設計		耐震設計			
$d_s$	$\mu$	$B_s$	$B_L$	$B_s$	$B_L$	$B_s$	$B_L$
1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	1.61	1.33	1.84	1.44	2	1.5
3	4	1.84	1.44	2.14	1.58	2	1.5
4	7	1.93	1.49	2.26	1.63	2	1.5
5	> 12	2	1.54	2.40	1.69	2	1.5

表 12.4-3 HAZUS99各損害狀態簡述

$d_s$	HAZUS損害狀態 (HAZUS damage state)	損害機制 (Failure mechanisms)
1	無損壞 (No damage)	初始降伏 (First yield)
2	輕微損壞 (Slight damage)	裂縫，混凝土剝落 (Cracking, spalling)
3	中度損壞 (Moderate damage)	連結鋼筋破壞，橋台背牆崩壞 (Bond, abutment backwall collapse)
4	嚴重損壞 (Extensive damage)	橋墩混凝土破壞 (Pier concrete failure)
5	完全損壞 (Complete damage)	橋面版崩塌，橋墩崩毀 (Deck unseating, pier collapse)

(2) 橋梁的容能係數( $C_c$ )

橋梁之容能係數表示為

$$C_c = C_{cp} + C_{cd} \dots \dots \dots (12.19)$$

其中 $C_{cp}$ 為橋柱之容能係數， $C_{cd}$ 乃藉由橋面版之拱勢行為 (the arching action of the deck) 所提供之容能係數。須注意的是 $C_{cd}$ 值與跨度數有關，對於一座相對無限長的橋梁而言，由於其拱勢行為並不太會發生作用，故可假設 $C_{cd}=0$ ；另一方面，若橋梁勁度很大導致側向位移量很小，此時拱勢行為亦不會發生。

基於上述原因，利用 $C_{cp}$ 代替 $C_c$ 作為估計橋梁之容量是合理且保守的，並以 $K_{3D}$ 作為修正3D拱勢行為所影響之係數，(12.16)式可改寫成：

$$A = \max \left[ 0.4C_{cp}B_s, \frac{2\pi}{S} \sqrt{\frac{C_{cp}\Delta}{g}} B_L \right] \dots\dots\dots (12.20)$$

對於橋柱容能係數  $C_{cp}$  的計算，Mander 等採用之方法為

$$C_{cp} = \lambda_Q \times k_p \times \frac{D}{H} \dots\dots\dots (12.21a)$$

$$k_p = \xi \times j \left[ 1 + \frac{0.64}{\psi} \times \rho_t \times \frac{f_y}{f'_c} \right] \dots\dots\dots (12.21b)$$

$$\psi = \frac{W_D}{f'_c \times A_g} \dots\dots\dots (12.21c)$$

其中

$D$  = 橋柱直徑

$H$  = 橋柱高度

$\xi$  = 1 對於多柱橋墩， $\xi=0.5$  對於單柱橋墩

$j$  = 內部桿臂係數，可假設為 0.8

$\rho_t$  = 縱向鋼筋比，傳統設計可設為 0.01，耐震設計可設為 0.02。

$f_y$  = 鋼筋之降伏應力，對 1975 年以前設計之橋梁設為 330MPa，而 1975 年之後設為 440MPa。

$f'_c$  = 混凝土抗壓強度，設為 28MPa。

$\psi$  = 靜軸向載重應力比，一般典型橋梁之範圍在 0.05~0.10。

$\lambda_Q$  = 強度折減因子，根據 Dutta(1998) 與 ATC-43 之研究，其值列於表 12.4-4 中。

而 3D 行為所造成之效應，其修正係數  $K_{3D}$  之計算方式為：

A. 弱柱強支承之多跨橋

$$K_{3D} = 1 + \frac{k_{3D}}{n-1} \dots\dots\dots (12.22)$$

其中  $n$  為橋梁跨數，係數  $k_{3D}$  則列於表 12.4-5。

B. 強柱弱支承之多跨橋

$$K_{3D} = 1 + \frac{f_{3D}}{n-1} \dots\dots\dots (12.23)$$

$f_{3D} = 0.05$  for high steel rocker bearings ( $L > 20m$ )

$f_{3D} = 0.10$  for low steel rocker bearings ( $L < 20m$ )

$f_{3D} = 0.21$  for neoprene pads

C. 整體式橋台

$$K_{3D} \cong 1 + \frac{0.5}{n} \dots\dots\dots (12.24)$$

D. 單跨橋

橋面版型式 (Deck type)	支承型式 (Bearing type)	$K_{3D}$
混凝土版 (Concrete deck)	合成橡膠支墊 (Neoprene bearing pads)	1.2
鋼梁-L > 20m (Steel girder - L > 20m)	高的搖動支承 (High rocker bearings)	1.05
鋼梁 - L < 20m (Steel girder - L < 20m)	低的鋼製支承 (Low steel bearing)	1.1

(3) 損害狀態與側向變位之關係

在(12.20)式中的 $\Delta$ 為橋梁的位移量，此位移可藉由柱之偏斜角( $\theta_u$ )求得，即

$$\Delta = \theta_u \times H \dots\dots\dots (12.25)$$

對於不同等級的損害狀態所對應之橋墩變位角與側向位移值，Mander等之建議值如表12.4-6中所示。

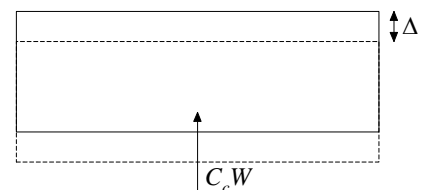
(4) 破壞機制之探討

A. 單跨度橋梁分析

對單跨橋而言，其容量是因支承的移動而產生，考慮平移與旋轉兩種情況

機制1：平移

$$\begin{aligned} EWD &= IES \\ C_c W \Delta &= \mu_t W \Delta \\ C_c &= \mu_t \end{aligned}$$



其中 $\mu_t$ 為支承在橫向之滑動摩擦係數

表 12.4-4 強度折減因子

損害狀態	非耐震設計	耐震設計
1	1	1
2	1	1
3	0.6 (0.8)	0.9
4	$1/k_p$ (0.6)	0.8
5	$0.8/k_p$ ( $1/k_p$ )	0.7

表 12.4-5  $k_{3D}$  係數表

橋梁型式 (Bridge type)	支承型式 (Bearing type)	$k_{3D}$
簡支橋梁 (Simply supported)	合成橡膠支承墊 (Neoprene pads)	0.25
	高的搖動支承 (High steel rocker bearings)	0.09
	低的搖動支承 (Low steel rocker bearings)	0.20
非連續橋梁(有跨間鉸接的加州型式橋梁) (Discontinuous bridges (CA type bridges with in-span hinges))		0.20
連續橋梁 (Continuous bridges)		0.33

表 12.4-6 損壞狀態對應之橋墩變位角與側向位移值

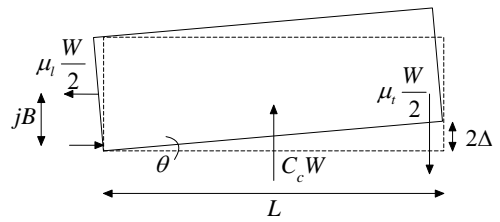
損害狀態 (Damage state)	弱橋墩對應的變位角 (Drift limits for weak piers)		弱支承對應的側向位移值(m) (Displacement limits for weak bearings (m))
	非耐震 (Non-seismic)	耐震 (Seismic)	
2	0.005 ( $\theta_y$ )	0.010 ( $\theta_y$ )	0.050
3	0.010 (0.08)	0.025	0.100
4	0.020	0.05	0.175
5	0.05	0.075	0.350

機制2：旋轉

$$EWD = IWD$$

$$C_c W \Delta = \mu_t \frac{W}{2} 2\Delta + \mu_1 \frac{W}{2} jB\theta$$

$$C_c = \mu_t + \mu_1 W \left[ \frac{jB}{\Delta W} \frac{2\Delta/L}{\Delta W} \right]$$



其中  $\mu_1$  為支承在縱向之滑動摩擦係數

因為  $\mu_t < \mu_t + \mu_1 \dots$ ，所以由平移機制控制，故  $C_c = \mu$

B. 多跨簡支橋分析

$$C_c C_{cp} + \frac{jB}{(1+\lambda)L} \mu_{le} \cdot K$$

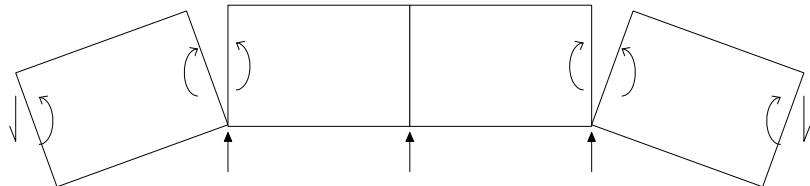
$\mu_{le}$ ：活動支承之摩擦係數

$\mu_{lf}$ ：固定支承之等效摩擦係數

$$K = \min[K_1, K_2, K_3, K_4, K_L]$$

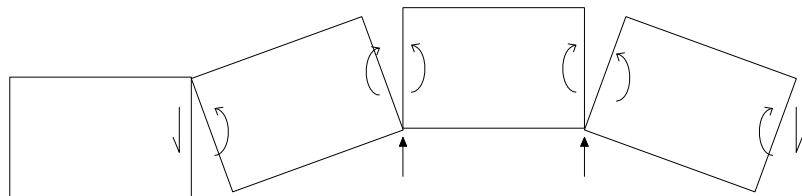
在Mander等之分析中，對於多跨簡支橋的分析，所考慮之破壞模態為：

Mode 1：



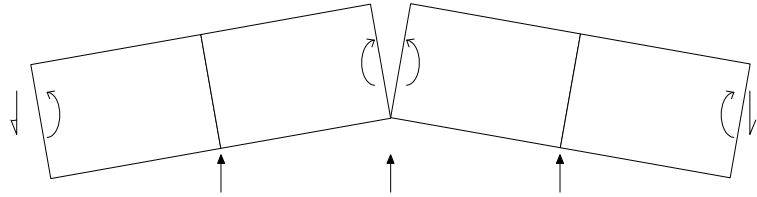
$$K_1 = \frac{2}{n-1} \left[ 0.75 + 0.25 \frac{\mu_{lf}}{\mu_{le}} \right]$$

Mode 2：



$$K_2 = \frac{2}{n-1}$$

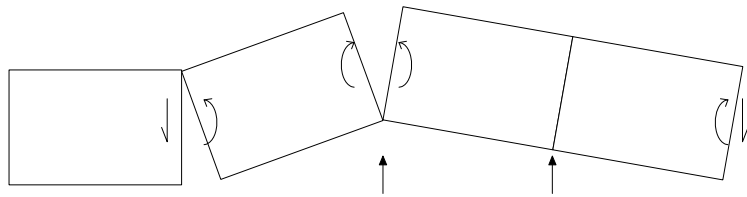
Mode 3：



n是偶數  $K_3 = \frac{8}{n^2} \left[ 0.75 + 0.25 \frac{\mu_{1f}}{\mu_{1e}} \right]$

n是奇數  $K_3 = \min \left\{ \frac{2}{n(n-1)} \left[ \frac{\mu_{1f}}{\mu_{1e}} + \left( 1 + \frac{2(n-1)}{n+1} \right) \right], \frac{2}{n(n+1)} \left[ \frac{\mu_{1f}}{\mu_{1e}} + \left( 1 + \frac{2(n+1)}{n-1} \right) \right] \right\}$

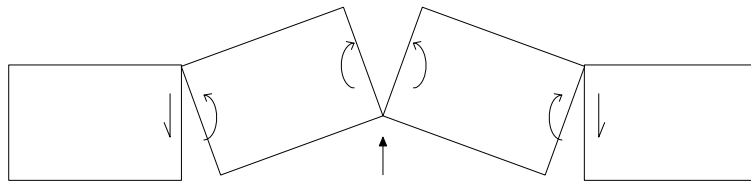
Mode 4 :



n是偶數  $K_4 = \frac{8}{n(n-2)}$

n是奇數  $K_4 = \frac{8}{n(n-1)^2}$

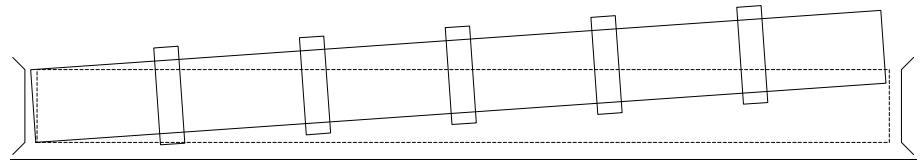
Mode L : (局部破壞)



$K_L=2$

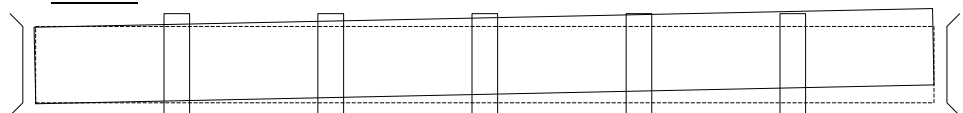
C. 多跨連續橋

機制1 : 弱柱強支承



$$C_c = C_{cp} \frac{(1+\lambda)}{\left( \frac{n}{n-1} + \lambda \right)} + \frac{\mu_1^a \frac{jB}{nL} + \mu_t^a}{n \left( 1 + \frac{n-1}{n} \lambda \right)}$$

機制2 : 強柱弱支承





$$C_c = \frac{\mu_t^a}{n_2} \frac{jB}{L} + \mu_t^p \frac{n-1}{n} + \frac{\mu_t^a}{n}$$

$\mu_t^a$  : 橋台橫向摩擦係數

$\mu_t^a$  : 橋台縱向摩擦係數

$\mu_t^p$  : 橋柱橫向摩擦係數

n : 跨數

$\lambda = W_p/W_d$  : 橋柱與上部結構重量比

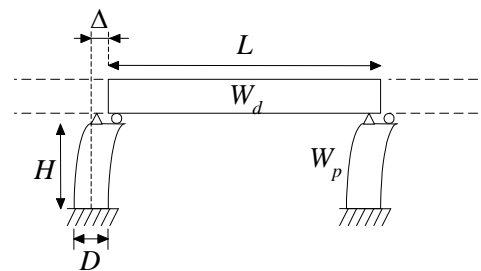
對於多跨橋梁不論簡支或連續，橋梁之容能係數大致可以寫成  $C_c = a \cdot C_{cp} + b \mu$  的型式，且與跨數有關，若將其化約成  $K_{3D}$  的修正因子，在計算上就更加簡便。

#### D. 多跨簡支橋(縱向)

由於在Mander等人的文獻中，對於縱向位移的破壞機制並無任何說明其處理方式，然而實際震害中，落橋卻較常發生在車行方向，故依循虛功原理的作法，作以下之推導：

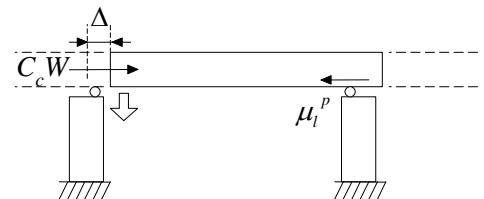
##### 機制1：弱柱強支承

$$\begin{aligned} EWD &= IWD \\ C_c(W_d + W_p)\Delta &= C_{cp}(W_d + W_p)\Delta \\ C_c &= C_{cp} \end{aligned}$$



##### 機制2：強柱弱支承

$$\begin{aligned} EWD &= IWD \\ C_c(W_d + W_p)\Delta &= \mu_t^p(W_d + W_p)\Delta \\ C_c &= \mu_t^p \end{aligned}$$



##### 機制3：柱間相對位移

$$\begin{aligned} EWD &= IWD \\ C_c(W_d + W_p)\Delta &= \mu_t^p(W_d + W_p)\Delta + \mu_t^p W_d \Delta \\ C_c &= \mu_t^p \end{aligned}$$



$\mu_1^p$ ：橋柱縱向摩擦係數

綜合破壞機制的討論，可以發現由於支承束制所化約成的摩擦係數，影響到容能係數之決定，但問題在於如何合理的決定等效摩擦係數。

E. 計算範例：

現假設一座耐震設計之6跨單柱簡支橋，採用橡膠支承墊(neoprene pad)，座落於堅硬地盤上，各項參數如後： $n=6$ ， $L=25\text{m}$ ， $H=6\text{m}$ ， $D=1\text{m}$ ， $\xi=0.5$ ， $j=0.8$ ， $f_y=440\text{MPa}$ ， $f_c'=28\text{MPa}$ ， $\rho_t=0.02$ ， $S=1$ 。

(a) Mander法( $C_c \approx C_{cp}$ )

$$K_p = \xi \cdot j \cdot \left( 1 + \frac{0.64}{\psi} \rho_t \frac{f_y}{f_c'} \right) \approx \xi \cdot j \cdot \left( 1 + 12 \rho_t \frac{f_y}{f_c'} \right) = 0.5 \cdot 0.8 \cdot \left( 1 + 12 \cdot 0.02 \cdot \frac{440}{28} \right) = 1.91$$

$$K_{3D} = 1 + \frac{k_{3D}}{n-1} = 1 + \frac{0.25}{6-1} = 1.05$$

配合查表12.4-2、表12.4-4、表12.4-5和表12.4-6，將 $k_p$ 和 $k_{3D}$ 代入(12.20)、(12.21)兩式，可得各損害狀態相對應的最大加速度之中值( $A_i$ )，其結果如下所示：

ds	$\lambda_Q$	$C_c = C_{cp}$	$B_L$	$\theta_u$	$A_i$	$\Delta = H \cdot \theta_u$
2	1.0	0.32	1.44	0.010	0.42	0.060
3	0.9	0.29	1.58	0.025	0.69	0.150
4	0.8	0.25	1.63	0.050	0.95	0.300
5	0.7	0.22	1.69	0.075	1.13	0.450

若再依HAZUS99之建議，取 $\beta=0.4$ (對數標準差)，則可繪出該橋之易損曲線如圖12.4-7a所示。

(b) 縱向破壞機制2：強柱弱支承( $C_c = \mu_1^p$ )

$$K_{3D} = 1 + \frac{f_{3D}}{n-1} = 1 + \frac{0.21}{6-1} = 1.04 \quad \text{且取 } B_S = 2, B_L = 1.5$$

由表12.4-6最後一欄之臨界值，並假設兩組不同的摩擦係數，則可得以下之結果與圖12.4-7b之易損曲線。

ds	Displ.(m)	$C_c = \mu_1^p$	$A_{i,1}$	$C_c = \mu_1^p$	$A_{i,2}$
----	-----------	-----------------	-----------	-----------------	-----------

2	0.050	0.8	0.64	0.6	0.54
3	0.100	0.8	0.88	0.6	0.76
4	0.175	0.8	1.16	0.6	1.00
5	0.350	0.5	1.30	0.4	1.16

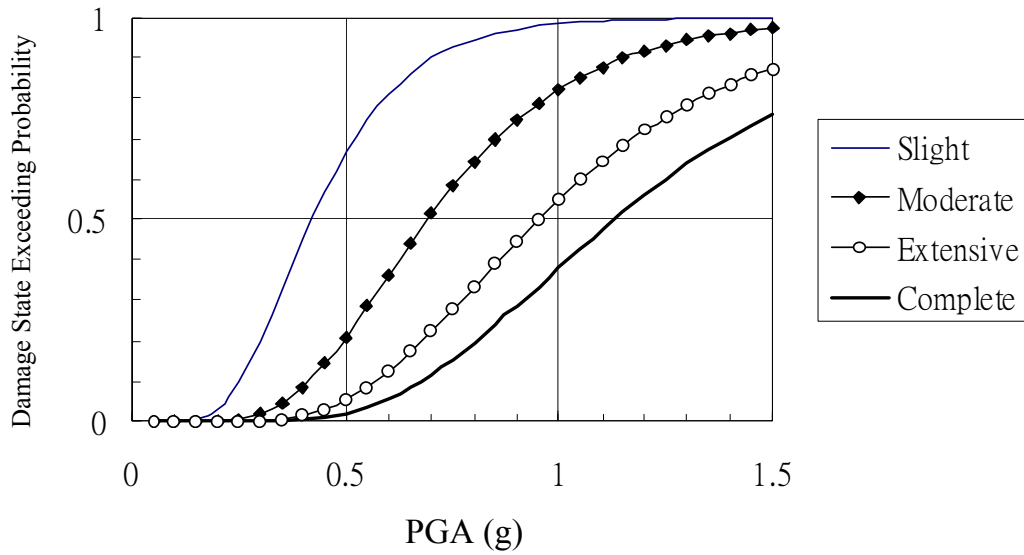


圖 12.4-7a Mander法計算所得之易損性曲線

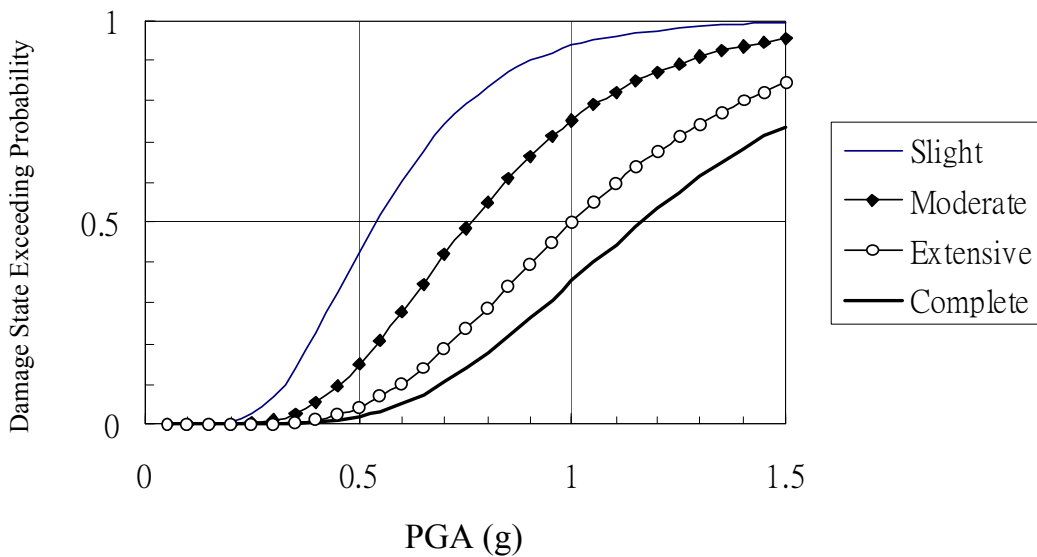


圖 12.4-7b 強柱弱支承下縱向破壞之易損性曲線

### 三、橋梁易損曲線建立示範例

#### 1. 中山高基隆—內湖段(構架式橋墩、連續橋)

在本節中以中山高基隆—內湖段為例說明如何建立橋梁之易損曲線。中山高基隆—內湖段在分類中屬於TYPE6之5跨構架式橋墩連續橋，見圖12.4-8a，跨度30m，柱高從7m~13m不等，上部結構由6根I型小梁組成(圖12.4-8b)，分為2跨及3跨連續，在此取右3跨作為一振動單元來分析，此一振動單元在橋台及左端伸縮縫處為活動支承，中間兩橋柱處則為以剪力鋼棒固定之固定支承，支承均採用合成橡膠墊。

##### (1) 橋梁概述與分析模型

為瞭解橋梁受力後的力學行為，在此以有限元素分析軟體DRAIN-3DX來模擬。橋梁的模型示意如圖12.4-9，橋台端伸縮縫寬度為2cm，所以假設在主梁位移達約4公分時，進橋板損壞及伸縮縫已經產生損壞；另主梁梁端與橋台間有10公分的空隙，在10公分的變形範圍內橋台假設不受力，若主梁位移超過10公分，則其將與橋台背牆產生碰撞，其力學行為則以完全彈塑性的方式模擬，在不考慮背牆回填土強度與基礎破壞情形下計算所得橋台背牆之破壞強度約為700噸(摩擦剪力控制)，並假設其整體降伏位移為2公分，即主梁總位移量達12公分時，橋台背牆將產生破壞。依設計圖知每一帽梁上所有剪力鋼棒(固定支承)的摩擦剪力強度總合為428噸，於分析時其降伏面為以一圓形之降伏面來描述，橋柱一圓形斷面之單跨構架式橋墩，柱斷面直徑為2.0m；上部結構則假設為彈性元素，其斷面性質為 $A=7.1\text{m}^2$ ， $I_{xx}=3.01\text{m}^4$ ， $I_{yy}=125.5\text{m}^4$ 。橋梁之基本振動週期為 $T=0.93\text{sec}$ (扭轉振態)， $T=0.91\text{sec}$ (軸向振態)， $T=0.52\text{sec}$ (橫向振態)。

##### (2) 橋梁軸向分析

將建立完成之結構分析模型，以分析軟體DRAIN-3DX進行側推分析，側向力沿著車行方向施加於結構物上，為考慮橋梁各部分結構破壞的可能性及不同的破壞模式，將整體結構的破壞方式區分為橋台破壞與橋柱破壞，即先對整體橋梁進行側推分析，在橋台破壞後，將橋台提供之強度移除後再進行第二階段之側推分析，則整座橋梁的容量震譜曲線如圖12.4-10所示。

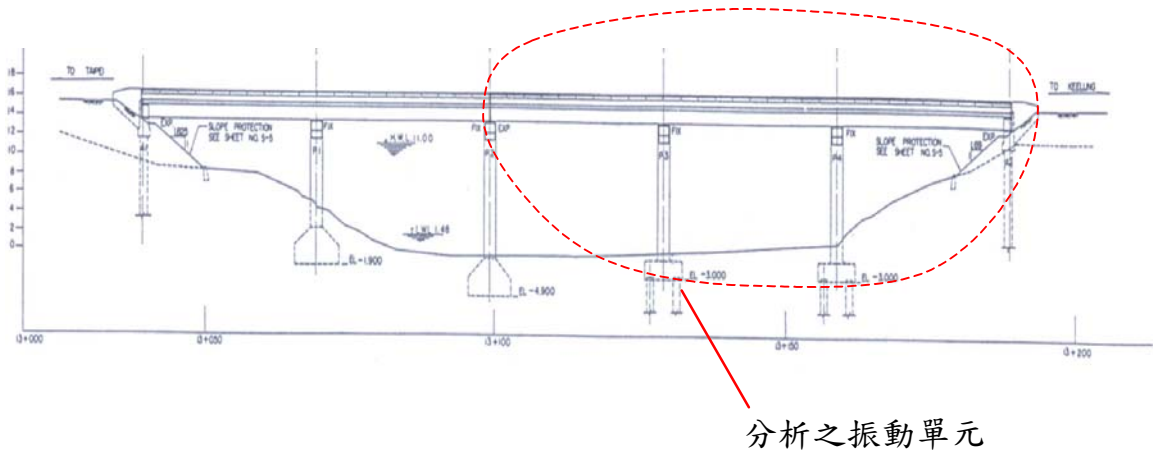


圖 12.4-8a 中山高基隆—內湖段橋梁示意圖

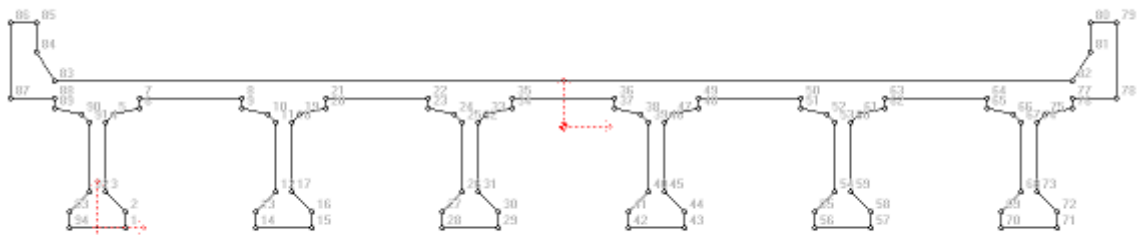


圖 12.4-8b 上部結構剖面圖

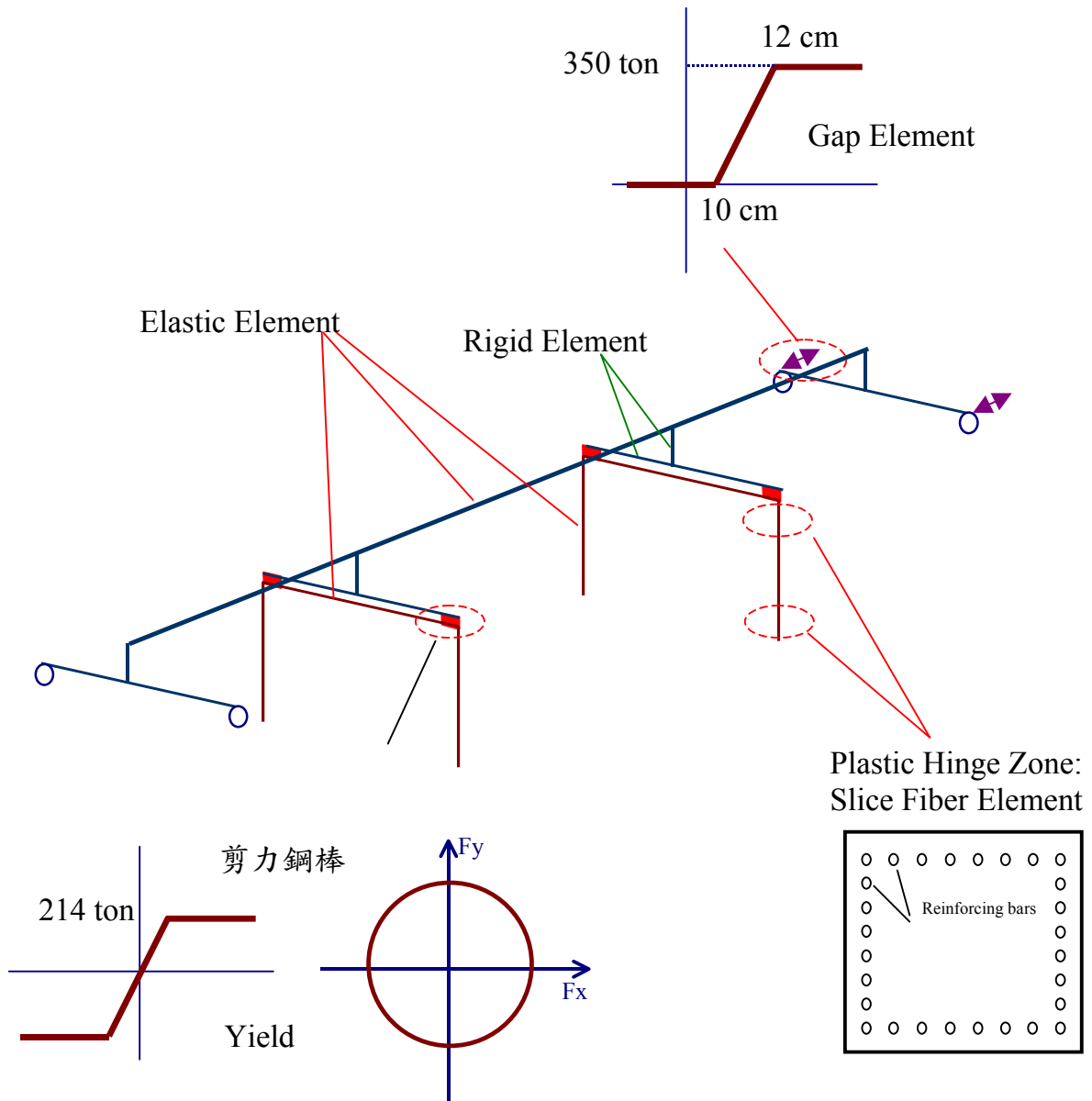


圖 12.4-9 橋梁之有限元素分析模型示意圖

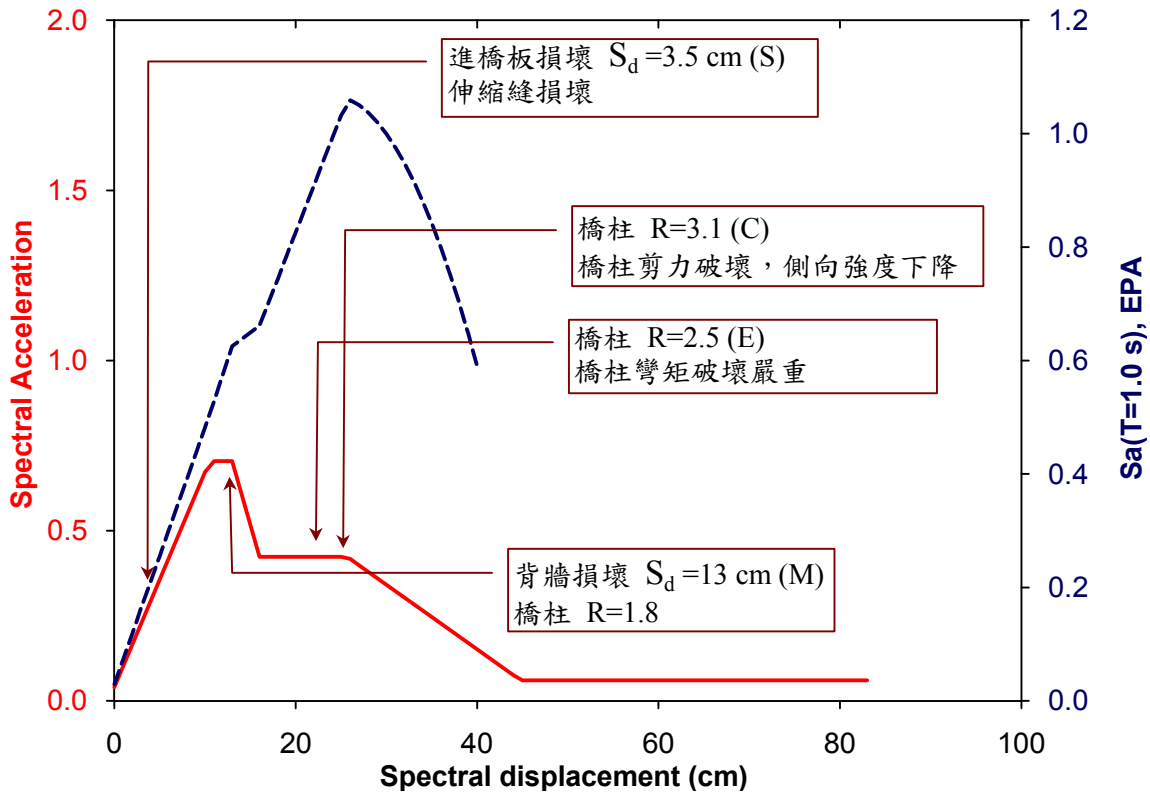


圖 12.4-10 橋梁軸向之容量震譜圖(實線)與Sd-EPA圖(虛線), 及各損害狀態對應之譜位移或需求韌性值

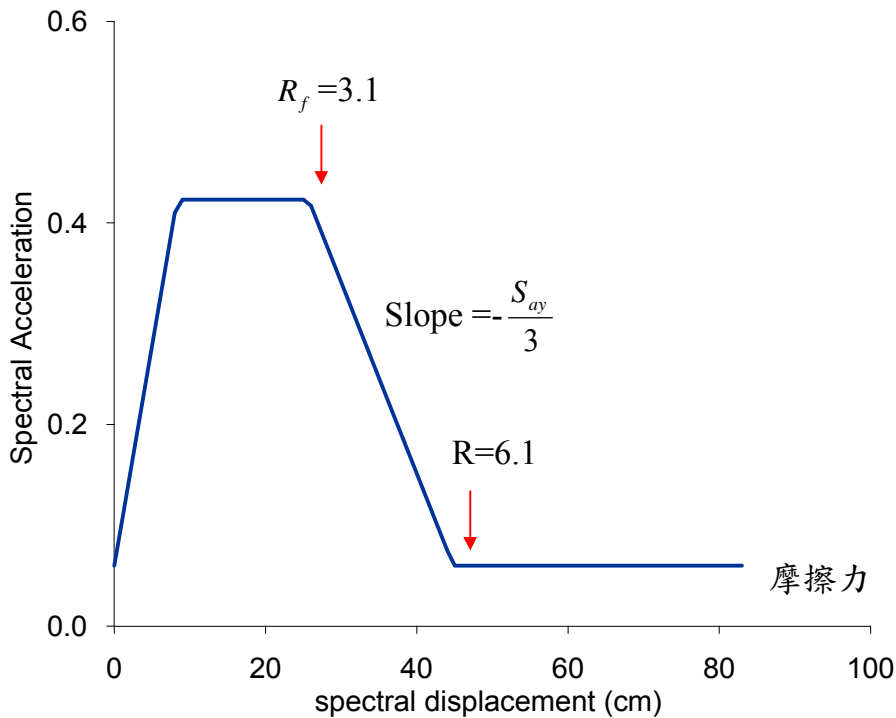


圖 12.4-11 橋梁軸向在橋台破壞後之容量震譜曲線



另橋台破壞後用以評估耐震能力之容量震譜則如圖 12.4-11 中所示。所以此橋梁之容量曲線主要分為二階段，大致分為橋台破壞前與橋台破壞後，在橋台破壞前的橋梁容量曲線為整體之容量曲線，在橋台破壞後，整座橋梁僅剩橋柱能抵抗外力，此時的橋梁容量曲線將與橋柱容量曲線相同。

在不考慮橋台基礎的破壞情形之下，背牆的破壞為橋台的主要破壞模式，由於背牆破壞為由摩擦剪力控制，所以在背牆破壞後，容量曲線快速下降，最後在橋台部僅以活動支承的摩擦力提供抗側力能力，橋台活動支承摩擦係數在背牆破壞前取為 0.15，在背牆破壞後則取為 0.30，在製作容量曲線時，為簡化分析，於此忽略了橋台樁基礎之變形及其破壞，使容量曲線能提供足夠資料而又便於利用。

在橋台背牆破壞後，橋梁之容量曲線則為由橋柱所控制(圖 12.4-11)，在本範例中橋柱鋼筋提供之剪力強度為  $V_s=116$  ton，混凝土提供之剪力強度為  $V_c=241$  ton，但橋柱之平均需求剪力為  $V=186$  ton，所以破壞模式為彎矩-剪力破壞，計算可得發生彎矩剪力破壞時對應之韌性  $R_f$  為 3.1，在容量曲線對韌性的關係圖中，假設當韌性達到  $R_f=3.1$  後，其強度隨即以斜率  $-S_{ay}/3$  的趨勢下降，其中  $S_{ay}$  為結構物降伏時容量震譜之譜加速度值，而當橋柱完全破壞後，則只有摩擦力能提供抵抗力。

經由橋梁的側推分析，可決定出發生各種損壞狀態下橋梁所達到的韌性  $R$  值，如輕微損壞定義為進橋板損壞或伸縮縫損壞；中度損壞為背牆損壞，橋柱  $R=1.8$ ；嚴重損壞為橋柱彎矩破壞且韌性  $R$  達 2.5；完全損壞為橋柱剪力破壞、側向強度下降，此時  $R=3.1$ 。如之前章節所述，採用預設之需求反應譜(圖 12.3-3)，配合在側推分析決定出各種損壞狀態所對應的韌性  $R$  以及容量震譜加速度值後，即可算出對應於橋梁易損曲線中值，即

$$S_a(T=1.0) = EPA = S_{ay} \cdot \frac{F_u}{C} \dots\dots\dots (12.26)$$

其中  $C$  定義於(12.3)式中。由此即可將震譜加速度轉換成 EPA 值，如圖 12.4-10 中虛線所示。此橋梁軸向各損傷狀態易損曲線中值為：輕度損壞， $EPA=0.20g$ ，中度損壞， $EPA=0.62g$ ，嚴重損壞， $EPA=0.90g$ ，完全損壞， $EPA=1.06g$ 。

各個損害狀態之EPA( $S_a(T=1.0)$ )值找出後，即可求出此橋梁在某地盤情況下之易損曲線，如圖12.4-12，於此在對數標準偏差值之研究未完善前，先假定 $\beta$ 值為0.4。

### (3) 橋梁橫向分析

上述步驟僅針對橋梁的軸向來計算，若要考慮橋梁整體行為的完整性，則必須加入橫向分析來做比較。

在橋梁的橫向分析部分，由於側牆與主梁間隔達70 cm，所以在側牆與主梁發生碰撞前，破壞僅會發生在橋柱或支承部，支承部剪力鋼棒之剪力強度為 $1.4f_yA_s=428$  ton，橋柱橫向平均降伏強度為590 ton，所以支承部會先發生破壞；但在考慮其他同類型橋梁之破壞並不一定為支承先破壞，所以分別考慮支承及橋柱兩種損壞情形，並假設此一類型橋梁橋柱與支承破壞之機率各為一半，再取兩種情形分析所得之平均值來建立易損性曲線。以下分別探討兩種破壞情形之分析結果：

#### A. 支承破壞之情形：

在支承發生破壞而橋柱不壞的情況下，側推分析所得之容量震譜與對應之EPA值如圖12.4-13所示，剪力鋼棒在譜位移 $S_d=6$ cm時發生降伏，此時對應之EPA為0.33g；對應表12.4-1，當上部結構位移量達20 cm時

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_{ay}g}} = 2.32 \text{ sec}$$

$$\text{則 EPA} = \mu \cdot T_{\text{eff}} B_L = 2\pi \sqrt{\frac{S_d \mu}{g}} B_L = 0.70g$$

當 $S_d$ 達 $\min(40\text{cm}, 2N/3) = 40$  cm時( $N=120$  cm)

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_{ay}g}} = 3.28 \text{ sec}$$

$$\text{EPA} = 0.98 \text{ g}$$

故各個損傷狀態之EPA值為：輕微損壞，EPA=0.33g，中度損壞，EPA=0.49g，嚴重損壞，EPA=0.70g，完全損壞，EPA=0.98g。

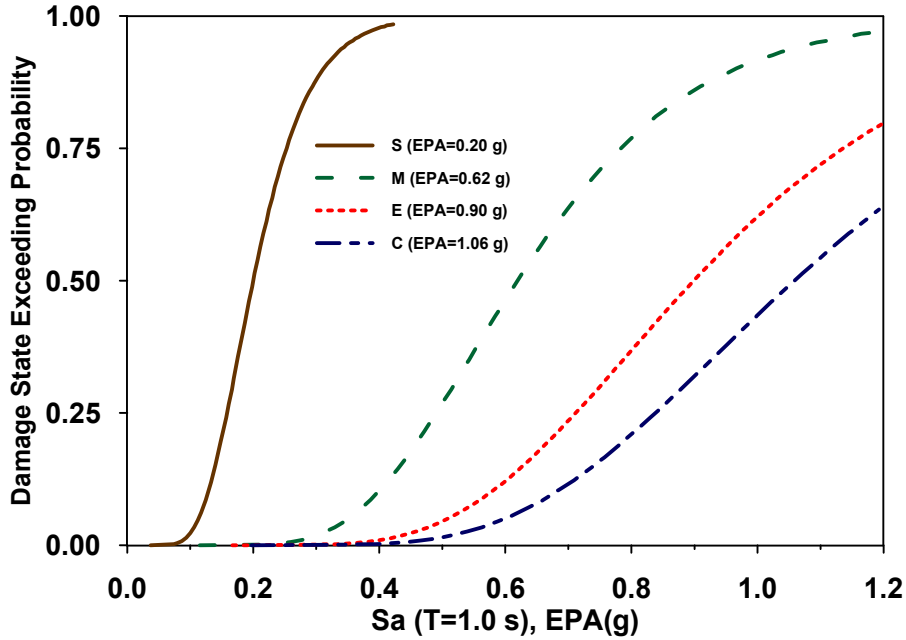


圖 12.4-12 橋梁軸向之易損性曲線

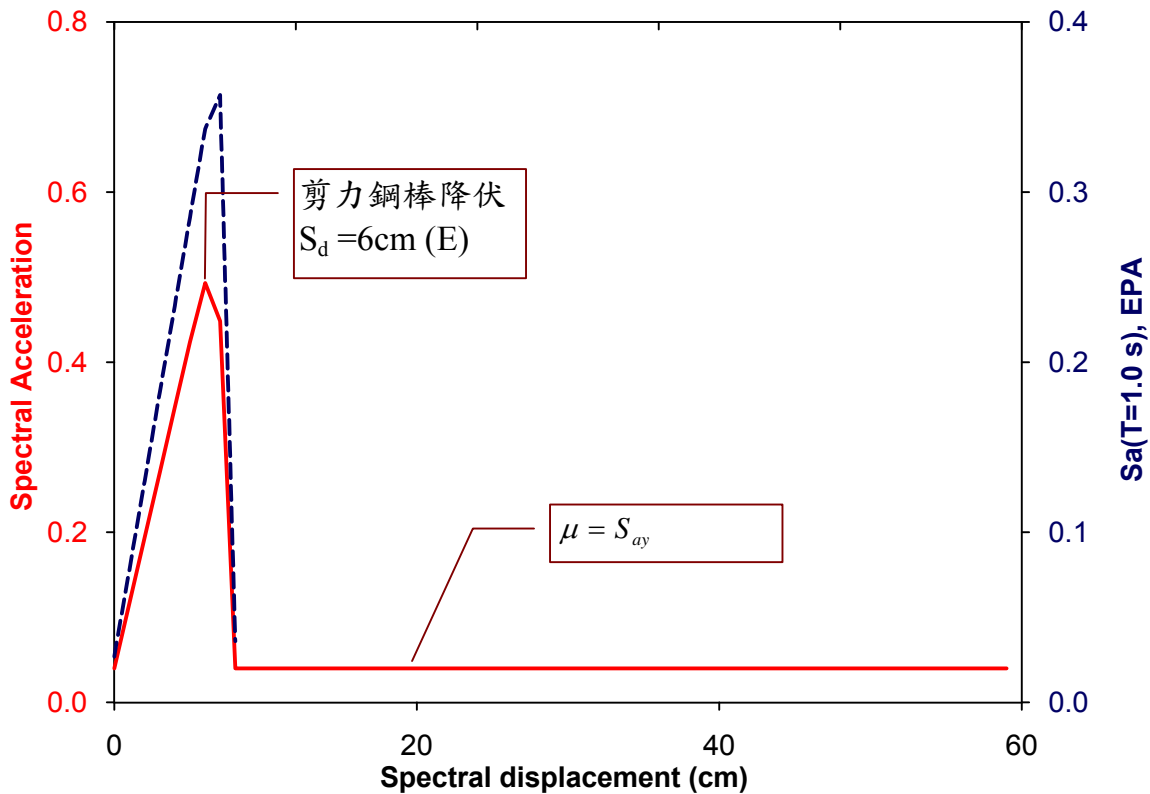


圖 12.4-13 橋梁橫向考慮弱支承-強橋柱之容量震譜圖(實線)與Sd-EPA圖(虛線)

## B. 橋柱破壞之情形：

支承不發生破壞的情況下，橋柱剪力強度為 $V_s = 116$  ton,  $V_c=241$  ton；橋柱之平均需求剪力為 $V=295$  ton，所以破壞為彎矩-剪力破壞，對應之 $R_f=1.8$ ，側推分析所得之容量震譜與對應之EPA值如圖12.4-14所示，橋柱產生降伏時，譜位移 $S_d=8$ cm，發生剪力破壞時 $S_d=14$ cm，橋柱強度喪失，達耐震能力極限時， $S_d=19$ cm。將各損傷狀態轉換成EPA值可得：輕微損壞，EPA=0.45g，中度損壞，EPA=0.61g，嚴重損壞，EPA=0.77g，完全損壞，EPA=0.83g。

平均支承及橋柱兩者破壞模式可得此橋梁橫向易損曲線中值為：輕微損壞，EPA=0.39g，中度損壞，EPA=0.55g，嚴重損壞，EPA=0.74g，完全損壞，EPA=0.91g。

考慮橋梁整體的破壞情況，將橫向與軸向加以比較，可得整體橋梁易損性曲線之中值為：輕微損壞，EPA=0.20g，中度損壞，EPA=0.55g，嚴重損壞，EPA=0.74g，完全損壞，EPA=0.91g。如此，整體橋梁之易損曲線也可繪出如圖12.4-15。

### 2. 北二高牛欄河橋(多跨剛接式橋梁)

北二高牛欄河橋為一多跨剛接式橋梁，在本研究之橋梁分類中屬於其他類(耐震設計子類)，其立面圖及結構分析模型示意圖分別如圖12.4-16a及12.4-16b中所示，因為其屬於耐震設計子類之橋梁，所以分析主要考慮之破壞模式僅限於橋柱破壞，圖12.4-16c為分析所得橋梁之易損性曲線。

### 3. 汐止中和段四分里坑高架橋 (TYPE-3)

汐止中和段四分里坑高架橋為一多跨簡支橋梁，橋墩型式為多柱式橋墩，在本研究之橋梁分類中屬於TYPE-3類，其橋梁整體立面圖及支承、橋墩與橋台圖如圖12.4-17a中所示，其軸向之圍束箍筋量與規範規定值之比約為0.67，所以本研究將其規屬於傳統設計子類之橋梁，分析所得橋梁之容量曲線及易損性曲線之中值如圖12.4-17b中所示。為了使分析之橋例增多，及考量耐震設計與傳統設計間之差異處主要為橋墩之圍束箍筋量，所以直接將此橋梁之箍筋量調整到規範規定值後再進行分析，如此所得之易損性曲線的中值如表12.4-7c中所示。

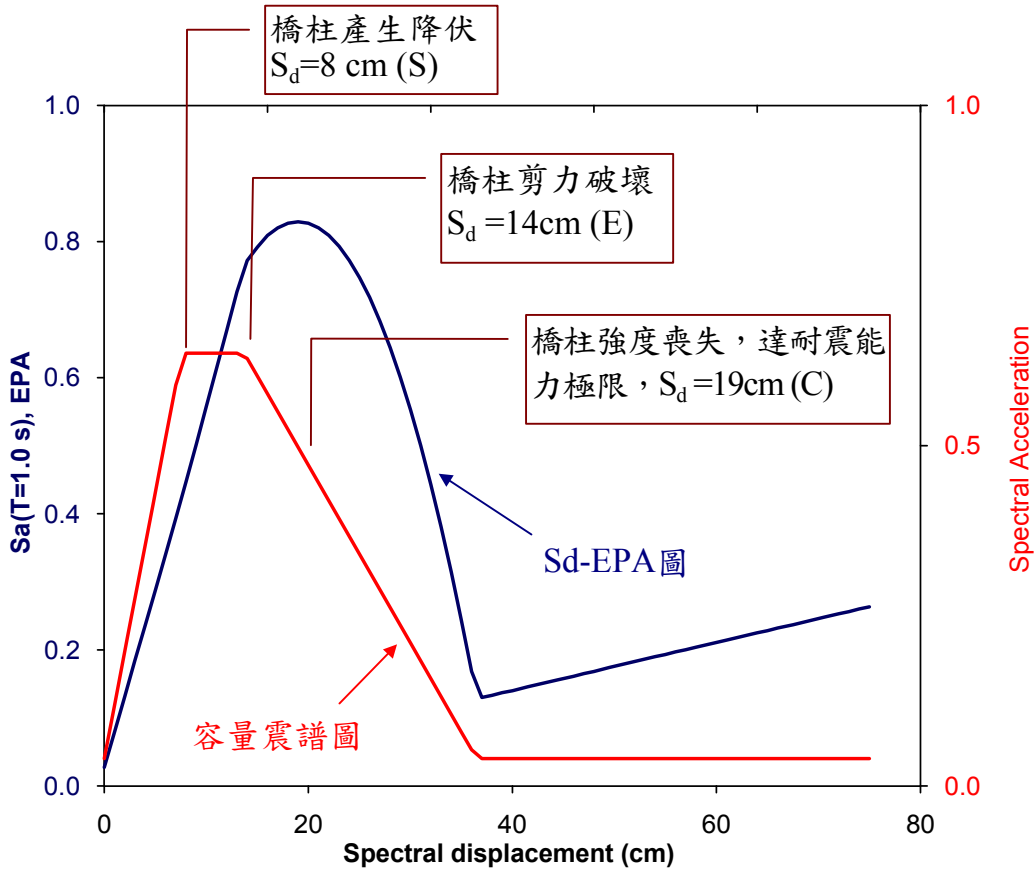


圖 12.4-14 橋梁橫向考慮強支承-弱橋柱之容量震譜圖與Sd-EPA圖

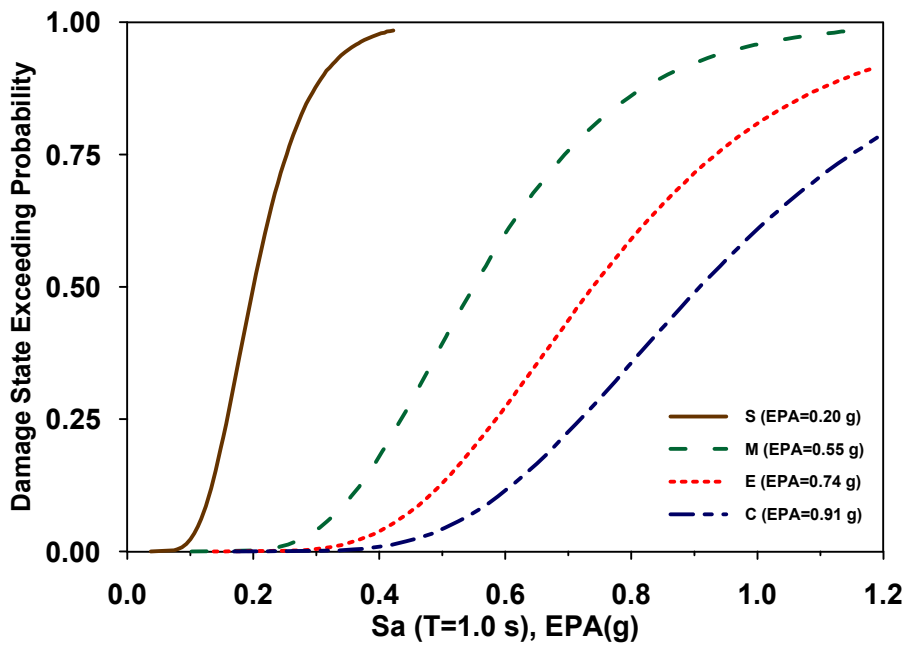


圖 12.4-15 橋梁整體之易損性曲線

#### 4. 新竹--苗栗段第53標橋 (TYPE-4)

新竹--苗栗段第53標橋為三跨簡支橋梁，其橋墩型式為壁式橋墩，在本研究之橋梁分類中屬於TYPE-4C類，其橋梁整體立面圖及支承、橋墩與橋台圖如圖12.4-18a中所示，本橋梁本屬於傳統設計子類之橋梁，其軸向之圍束箍筋量與規範規定值之比約為0.19，分析所得橋梁軸向及橫向之容量曲線及易損性曲線中值分別如圖12.4-18b中所示。為了使分析之橋例增多，及考量耐震設計與傳統設計間之差異處主要為橋墩之圍束箍筋量，所以直接將此橋梁之箍筋量調整到規範規定值後再進行分析，如此所得之易損性曲線的中值如表12.4-7d中所示。

#### 5. 新化田寮段關廟連絡道穿越橋 (TYPE-6)

新化田寮段關廟連絡道穿越橋為一三跨支承部剛接之連續橋梁，其橋墩型式為多柱式橋墩，在本研究之橋梁分類中屬於TYPE-6S類，其橋梁整體立面圖及橋墩與橋台圖如圖12.4-19a中所示，本橋梁屬於耐震設計子類之橋梁，因其圍束箍筋量與規範規定值之比約為0.99；分析所得橋梁之容量曲線及易損性曲線之中值如圖12.4-19b中所示。為了使分析之橋例增多，及考量耐震設計與傳統設計間之差異處主要為橋墩之圍束箍筋量，所以直接將此橋梁之箍筋量調整為規範規定值之50%後再進行分析，如此所得之易損性曲線的中值如表12.4-7f中所示。

#### 6. 苗栗-台中段之大雅穿越橋 (TYPE-7)

苗栗-台中段之大雅穿越橋為一三跨連續橋梁，其橋墩型式為壁式橋墩，在本研究之橋梁分類中屬於TYPE-7C類，其橋梁整體立面圖及支承、橋墩與橋台圖如圖12.4-20a中所示，本橋梁屬於傳統設計子類之橋梁，其軸向之圍束箍筋量與規範規定值之比約為0.16，分析所得橋梁之容量曲線及易損性曲線之中值如圖12.4-20b中所示。由於對於TYPE-7型式之橋梁，並不容易找到耐震設計子類之橋梁，所以考量耐震設計與傳統設計間之差異處主要為橋墩之圍束箍筋量，其他在橋台及上部結構上並不會有太多之變化，因此直接將此橋梁之箍筋量調整為規範規定值後再進行分析，所得之易損性曲線的中值如表12.4-7g中所示。表中另一座橋梁台中嘉義段穿越橋，其易損性曲線值的計算及耐震設計與傳統設計子類之區分採同上所述方式進行。

對於其他分析之橋梁，由於分析方式與上述橋梁並無明顯之不同，所以於此並不特別加以說明，僅將所有挑選出來分析橋梁的橋名及易損性曲線中值列於表12.4-7中，於表12.4-7中最下面一列則為經由經驗判斷決定出的代表各類橋梁易損性曲線的中值，其區分為耐震設計與傳統設計兩個子類。另為了比較分析橋梁在各損壞狀態下易損性曲線中值的變異性，所以將所有分析所得之資料依傳統設計與耐震設計類分別繪於圖12.4-21a及圖12.4-21b中，由圖中可以得知，不論是傳統設計類或耐震設計類，皆有不小之變異性存在。

經由完成對所有挑選之橋梁的分析後，可以觀察到國道高速公路橋梁，其結構上具有下述之特徵：

1. 大部份橋梁之跨度皆約介於25m~40m之間；另對於多跨簡支橋梁，除伸縮縫處外，橋面版皆採用鉸接版型式。
2. 橋梁之防落橋長度N都約在70~80cm，所以防落橋長度一般皆符合現行耐震設計規範之規定。
3. 對於傳統設計橋梁，其橋墩之圍束箍筋體積比，壁式橋墩之弱軸一般約為規範值之15~25%左右，柱式橋墩約為規範值之30~70%左右。
4. 對於上部結構採PCI Girder者，其支承幾乎全皆採用橡膠支承墊(Rubber Bearing)，且皆有設置混凝土止震塊，而鉸接支承處一般為採用剪力鋼棒來傳遞剪力。
5. 對於上部結構採Box Girder者，其支承為採用上下部結構剛接型式或採鋼筋有貫穿之鉸接支承型式。
6. 對於壁式橋墩，其強軸之剪力強度一般皆大於止震塊之強度，所以壁式橋墩橫向分析結果常由止震塊之強度所控制。
7. 對於柱式橋墩，止震塊之剪力強度一般皆大於橋墩本身之強度，所以採柱式橋墩之橋梁或採壁式橋墩之橋梁的軸向分析結果常由橋墩強度所控制。
8. 輕微損壞及中度損壞一般為由橋台破壞或支承破壞所控制，但橋台之型式及其強度的變異性相當之大。所以對於輕微損壞及中度損壞之易損曲線的 $\beta$ 值於本研究中分別取為0.5及0.45，其大於HAZUS所採用之0.4。
9. 對於長週期橋梁，其輕微及中度損壞對應之EPA一般較短週期橋梁小，但嚴重及完全損壞所EPA對應之EPA則較短週期橋梁大。

表 12.4-7a Type-1橋梁 (單跨簡支橋)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註
1C	0.43	0.87	0.98	1.39	重慶北路穿越橋	PCI, 1972
1C	0.24	0.48	0.98	1.39	新市鳳山段STA.341K+480.5穿越橋	PCI, 1973
1S	0.23	0.46	0.98	1.39	燕巢九如段九如一號穿越橋	PCI, 1994
選定值						
1C	0.3	0.6	0.98	1.39		
1S	0.3	0.6	0.98	1.39		

表 12.4-7b Type-2橋梁(簡支橋，單柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註	$\rho_{prode} / \rho_{code}$
2C	0.22	0.43	0.83	1.25	新竹-苗栗段 第48標 78+722	PCI, 1974	0.23
2C	0.19	0.27	0.42	0.54	汐止中和段舊庄高架橋	PCI, 1990	0.53
2C	0.20	0.28	0.47	0.59	嘉南大圳排水橋(二高台南環線)	PCI,1995	0.67
2S	0.27	0.38	0.59	0.76	汐止中和段舊庄高架橋	PCI, 1990	1.0*
2S	0.20	0.28	0.69	0.86	嘉南大圳排水橋(二高台南環線)	PCI,1995	1.0*
2S	0.22	0.58	0.73	0.93	汐止-五股段高架拓寬工程 第1標	PCI, 1991	1.0
選定值							
2C	0.20	0.28	0.46	0.58			
2S	0.22	0.35	0.65	0.83			

\*代表採用原設計之幾何尺寸與設計強度但調整韌性(箍筋比)所得之結果



表 12.4-7c Type-3橋梁(簡支橋，多柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註	$\rho_{prode} / \rho_{code}$
3C	0.20	0.28	0.50	0.64	汐止中和段四分里坑高架橋	PCI, 1987	0.67
3C	0.21	0.42	0.61	0.73	路竹岡山段STA.344K+210洩洪橋	PCI, 1994	0.63
3S	0.20	0.28	0.74	0.93	汐止中和段四分里坑高架橋	PCI, 1987	1.0*
3S	0.30	0.55	0.70	0.86	路竹岡山段STA.344K+210洩洪橋	PCI, 1994	1.0*
選定值							
3C	0.20	0.30	0.52	0.66			
3S	0.22	0.40	0.72	0.90			

表 12.4-7d Type-4橋梁(簡支橋，壁式橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註	$\rho_{prode} / \rho_{code}$
4C	0.22	0.35	0.41	0.53	新竹--苗栗段 第53標 100+187~125+193	PCI, 1974	0.19
4C	0.17	0.24	0.35	0.44	新竹竹南段 117縣道穿越橋	PCI, 1990	0.12
4C	0.22	0.31	0.40	0.51	典寶溪排水橋	PCI, 1991	0.18
4S	0.22	0.35	0.61	0.77	新竹--苗栗段 第53標 100+187~125+193	PCI, 1974	1.0*
4S	0.17	0.24	0.51	0.64	新竹竹南段 117縣道穿越橋	PCI, 1990	1.0*
4S	0.22	0.47	0.59	0.74	典寶溪排水橋	PCI, 1991	1.0*
選定值							
4C	0.20	0.30	0.38	0.50			
4S	0.22	0.35	0.55	0.70			

表 12.4-7e Type-5橋梁(連續橋，單柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註	$\rho_{prode} / \rho_{code}$
5C	0.20	0.29	0.37	0.47	新化田寮段C366台20穿越橋(支承剛接)	PC Box, 1994	0.5*
5C	0.32	0.45	0.51	0.52	汐止--五股段高架拓寬工程 第17標	PC Box, 1991	0.5*
5S	0.20	0.45	0.55	0.69	新化田寮段C366台20穿越橋	PC Box, 1994	1.0
5S	0.45	0.63	0.73	0.74	汐止--五股段高架拓寬工程 第17標	PC Box, 1991	1.0
選定值							
5C	0.20	0.28	0.40	0.50			
5S	0.22	0.40	0.60	0.80			

表 12.4-7f Type-6橋梁(連續橋，多柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註	$\rho_{prode} / \rho_{code}$
6C	0.20	0.55	0.74	0.91	基隆--內湖段 第18標 13+038	PCI, 1972	0.27
6C	0.27	0.40	0.47	0.59	新化田寮段關廟連絡道穿越橋	PC Box, 1994	0.50*
6S	0.20	0.55	0.95	1.18	基隆--內湖段 第18標 13+038	PCI, 1972	1.0*
6S	0.27	0.46	0.69	0.86	新化田寮段關廟連絡道穿越橋(支承剛接)	PC Box, 1994	0.99
選定值							
6C	0.23	0.38	0.53	0.70			
6S	0.26	0.42	0.75	0.95			

表 12.4-7g Type-7橋梁(連續橋，壁式橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值

分類	S	M	E	C	橋 例	備註	$\rho_{prode} / \rho_{code}$
7C	0.30	0.42	0.42	0.51	苗栗--台中段 第63標 149+311.16	PC Box, 1974	0.15
7C	0.18	0.25	0.36	0.45	台中嘉義段穿越橋	PC Box, 1975	0.16
7S	0.30	0.42	0.61	0.74	苗栗--台中段 第63標 149+311.16	PC Box, 1974	1.0*
7S	0.20	0.28	0.53	0.65	台中嘉義段穿越橋	PC Box, 1975	1.0*
選定值							
7C	0.23	0.32	0.40	0.50			
7S	0.25	0.35	0.57	0.70			

表 12.4-8 各類橋梁各損害狀態易損性曲線之中值表

上 構	橋墩型式	分類	S	M	E	C
單跨簡支		1C	0.3	0.6	0.98	1.39
		1S	0.3	0.6	0.98	1.39
簡支	單柱	2C	0.20	0.28	0.46	0.58
		2S	0.22	0.35	0.65	0.83
	構架	3C	0.20	0.30	0.52	0.66
		3S	0.22	0.40	0.72	0.90
	壁式	4C	0.20	0.30	0.38	0.50
		4S	0.22	0.35	0.55	0.70
連續	單柱	5C	0.20	0.28	0.40	0.50
		5S	0.22	0.40	0.60	0.80
	構架	6C	0.23	0.38	0.53	0.70
		6S	0.26	0.42	0.75	0.95
	壁式	7C	0.23	0.32	0.40	0.50
		7S	0.25	0.35	0.57	0.70
其他		8C	0.22	0.35	0.52	0.69
		8S	0.24	0.41	0.69	0.90
	變異性	$\beta$	0.50	0.45	0.40	0.40

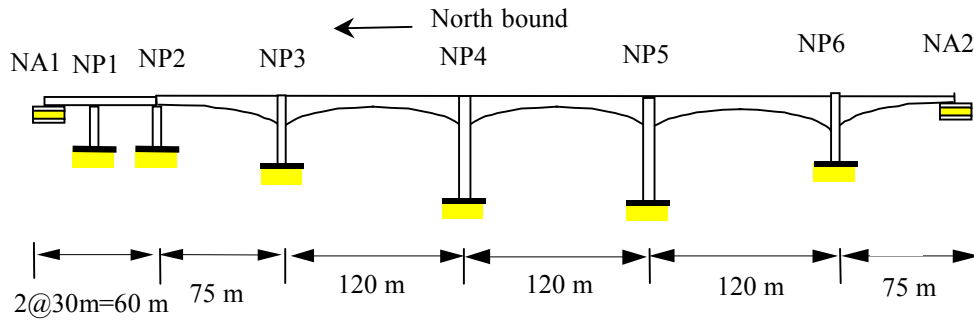


圖 12.4-16a 牛欄河橋之立面圖

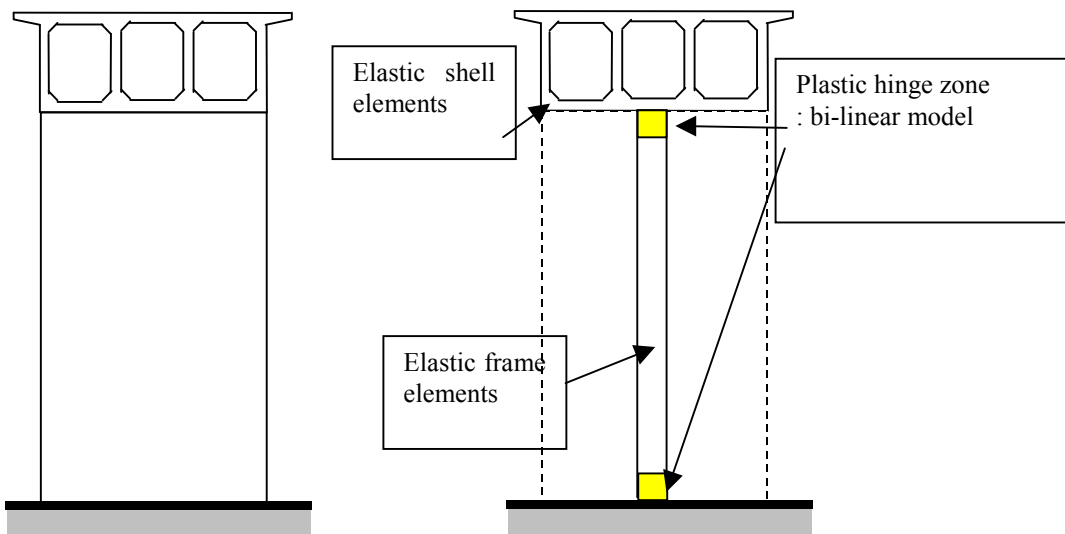


圖 12.4-16b 牛欄河橋之分析模型

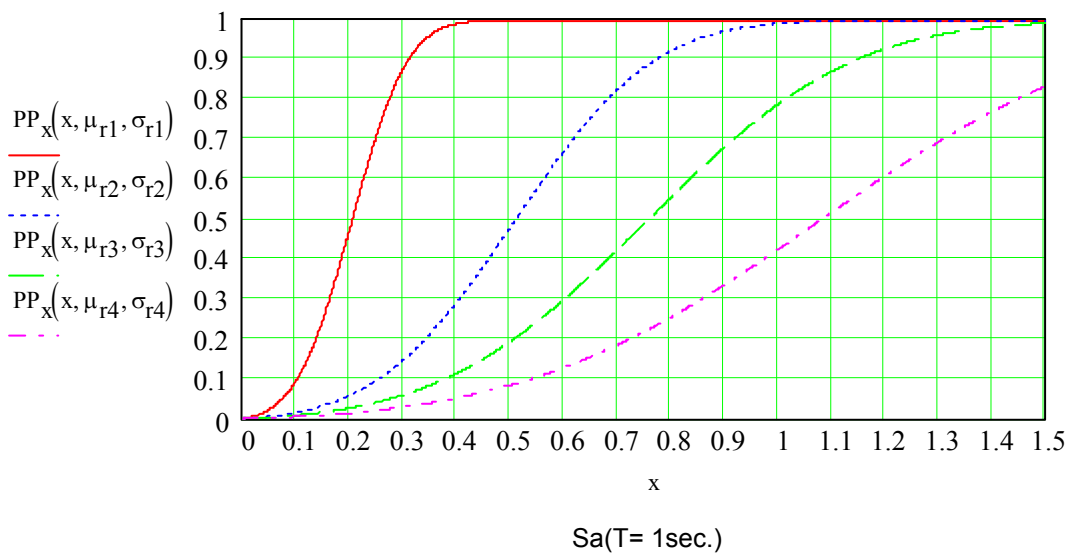


圖 12.4-16c 牛欄河橋之易損性曲線

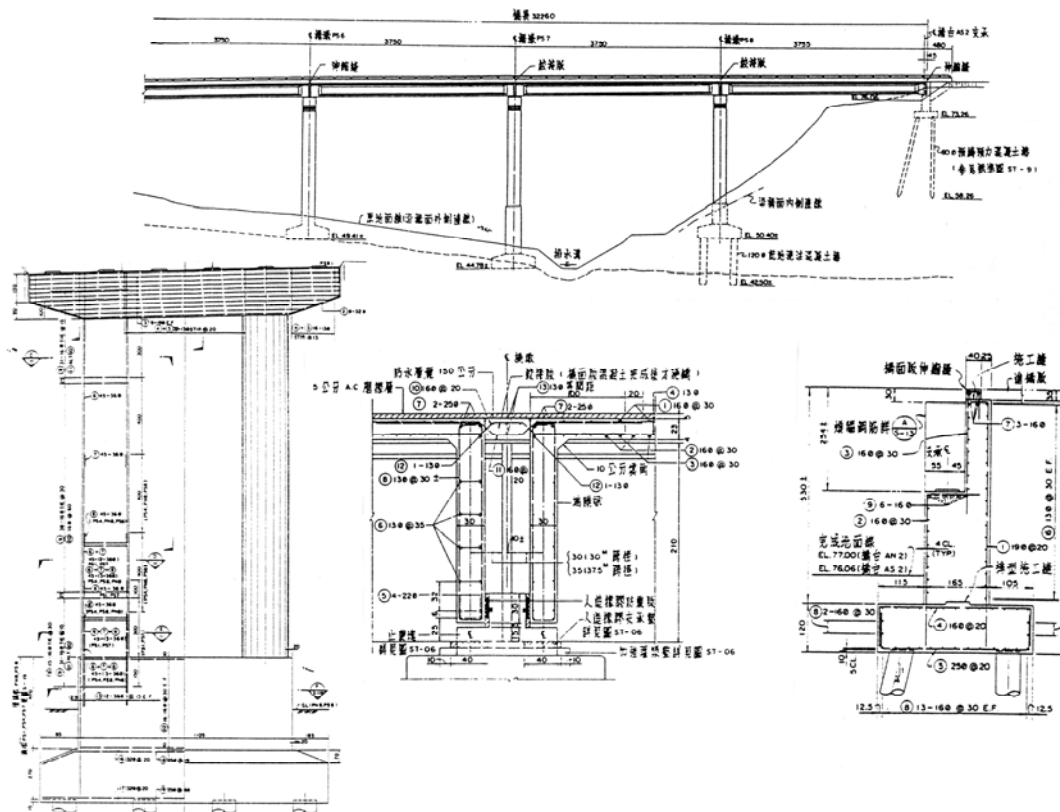


圖 12.4-17a 汐止中和段四分里坑高架橋，其橋梁立面圖及支承、橋墩與橋台圖

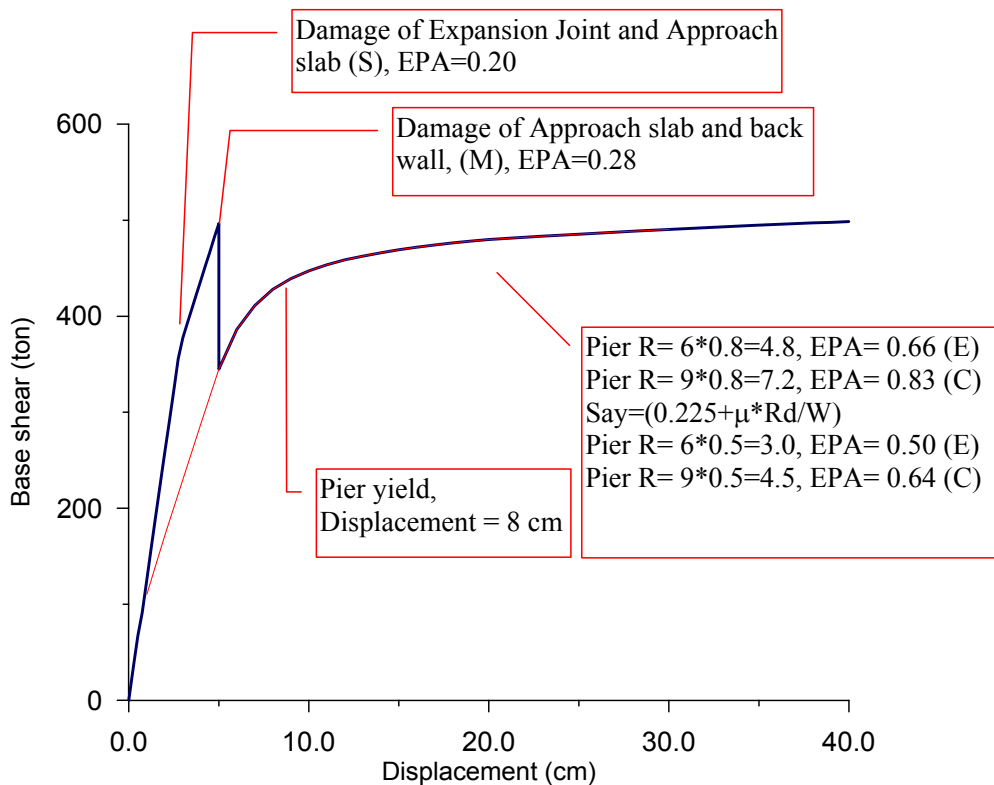


圖 12.4-17b 汐止中和段四分里坑高架橋，其容量曲線及易損性曲線中值。

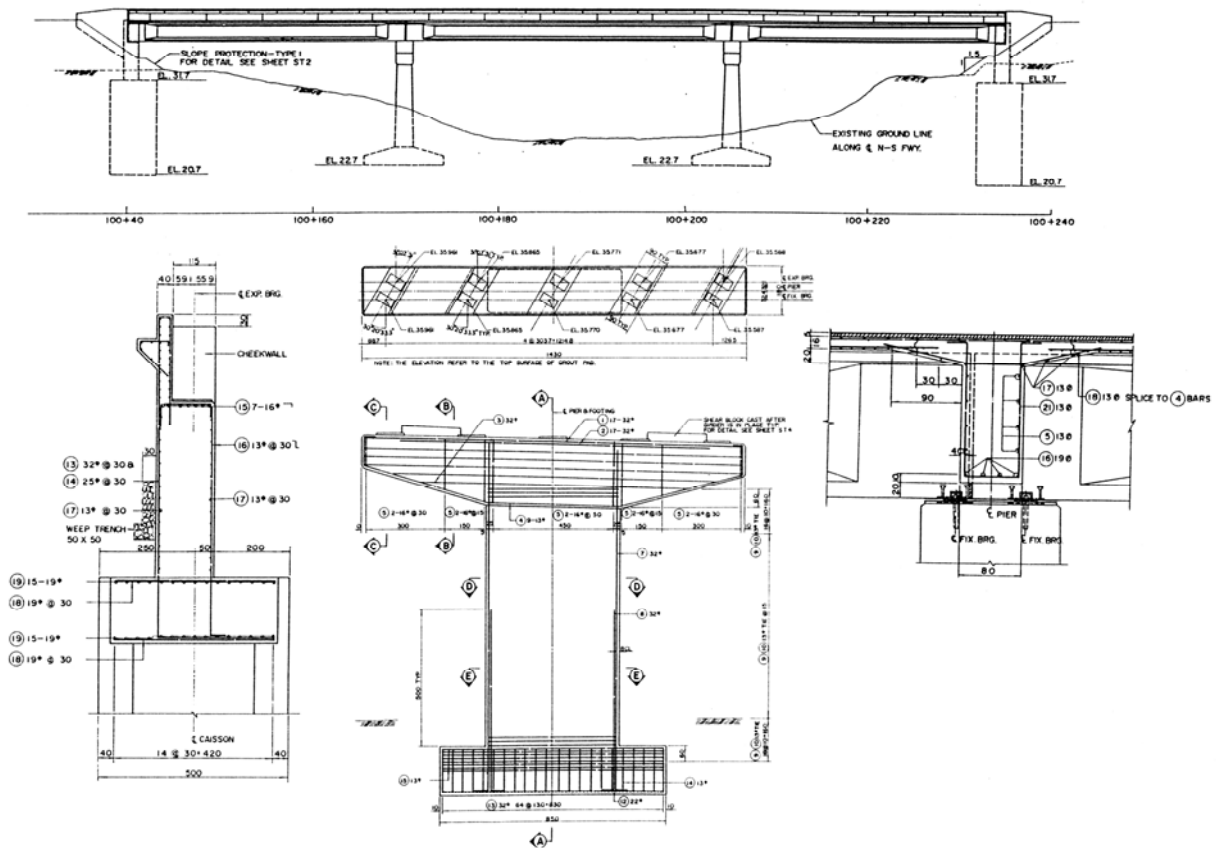


圖 12.4-18a 新竹-苗栗段第53標橋梁，其橋梁整體立面圖及支承、橋墩與橋台圖

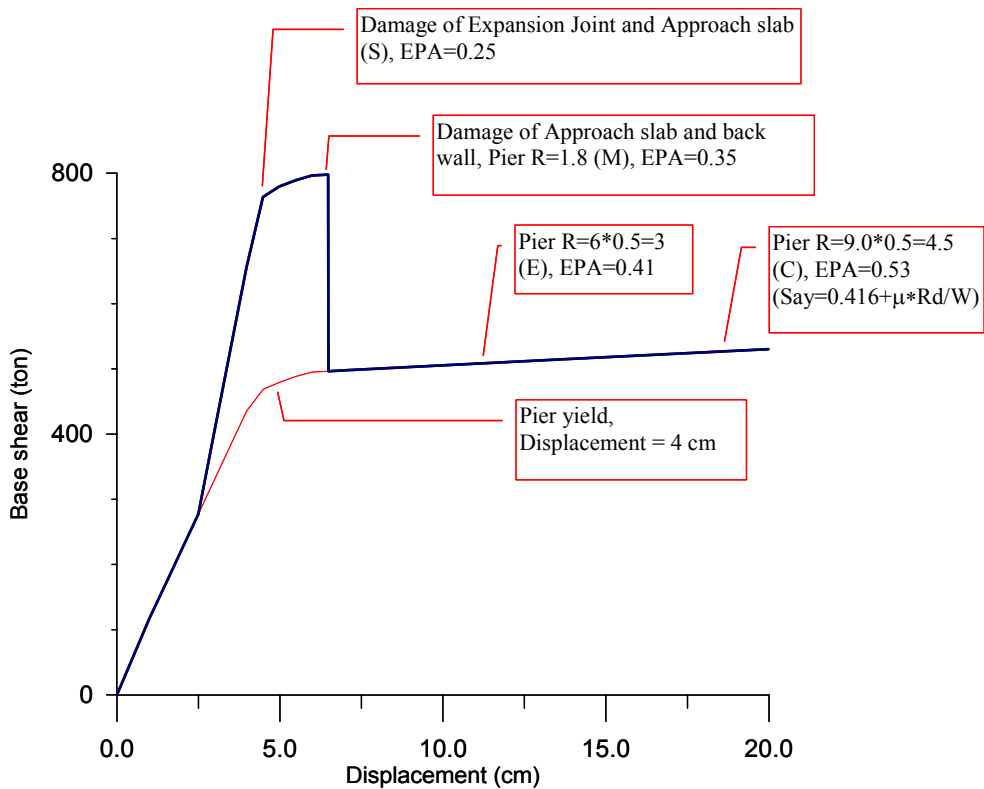


圖 12.4-18b 新竹-苗栗段第53標橋梁，其容量曲線及易損性曲線中值。

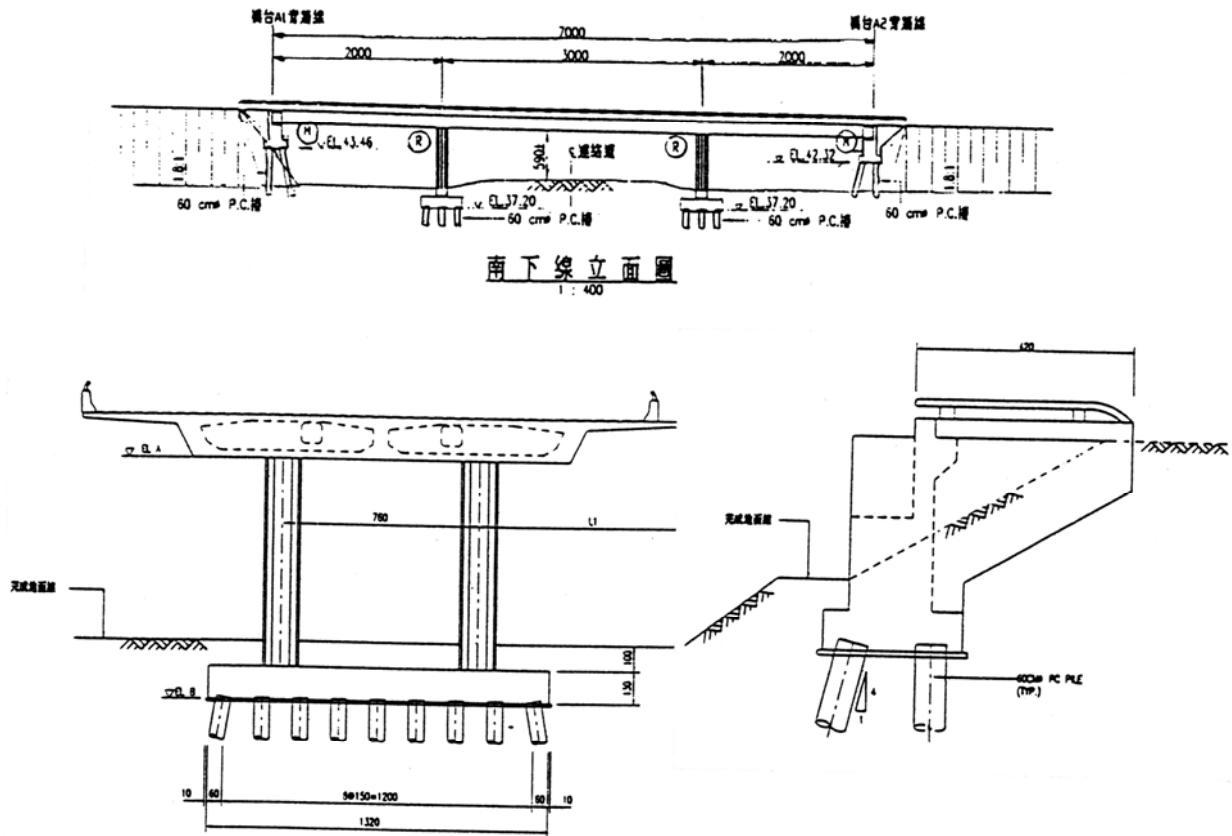


圖 12.4-19a 新化田寮段關廟連絡道穿越橋，其立面圖及橋墩與橋台圖

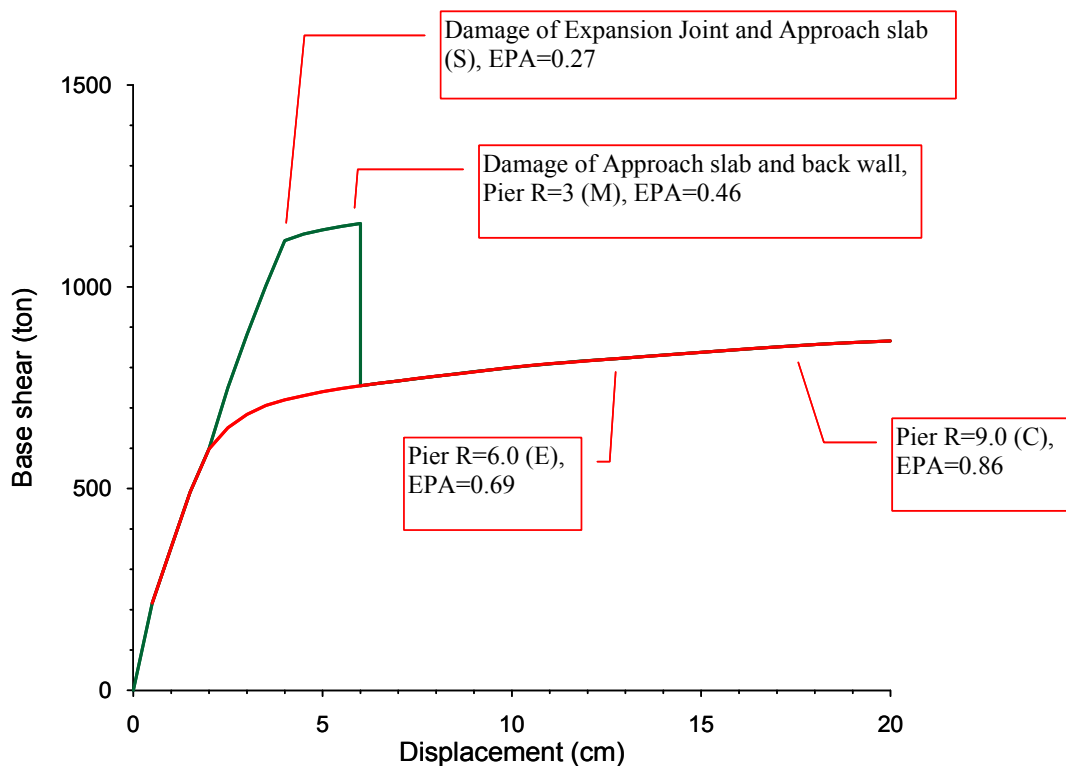


圖 12.4-19b 新化田寮段關廟連絡道穿越橋，其容量曲線及易損性曲線中值。

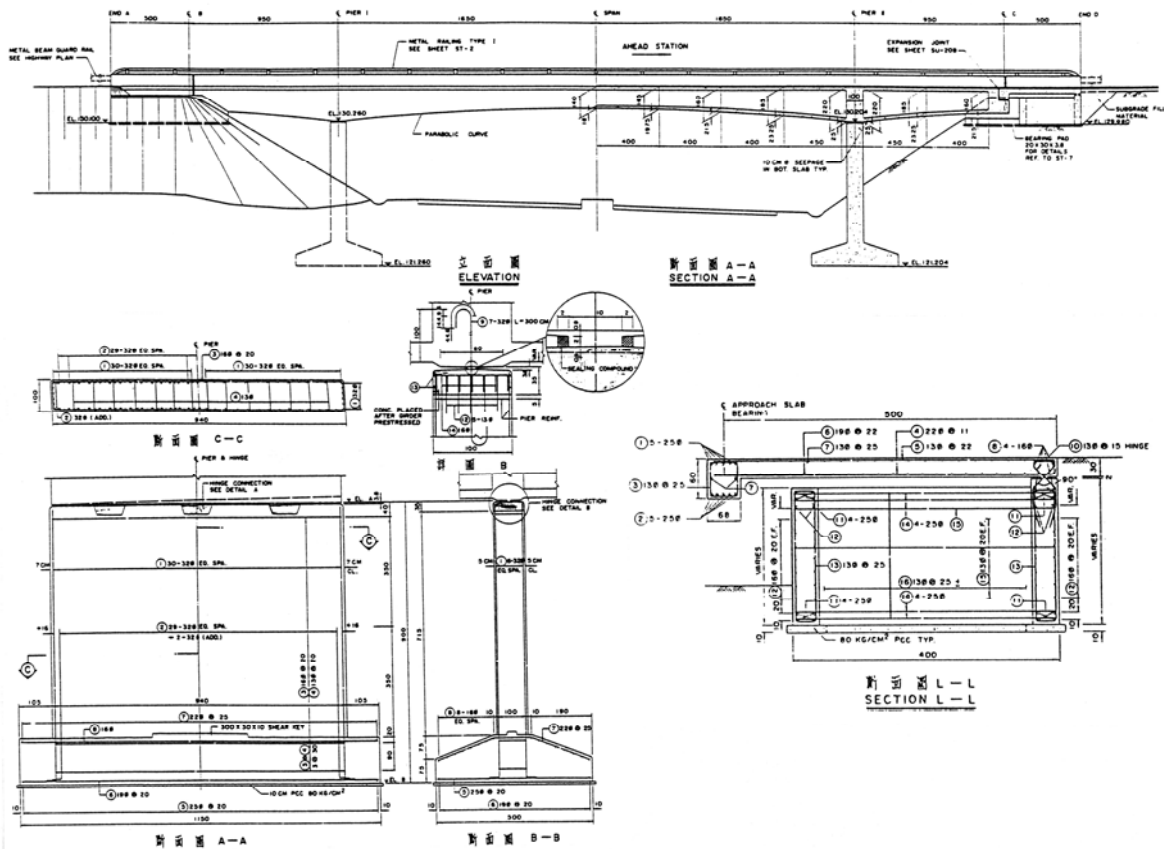


圖 12.4-20a 苗栗-台中段之大雅穿越橋，其立面圖及支承、橋墩與橋台圖

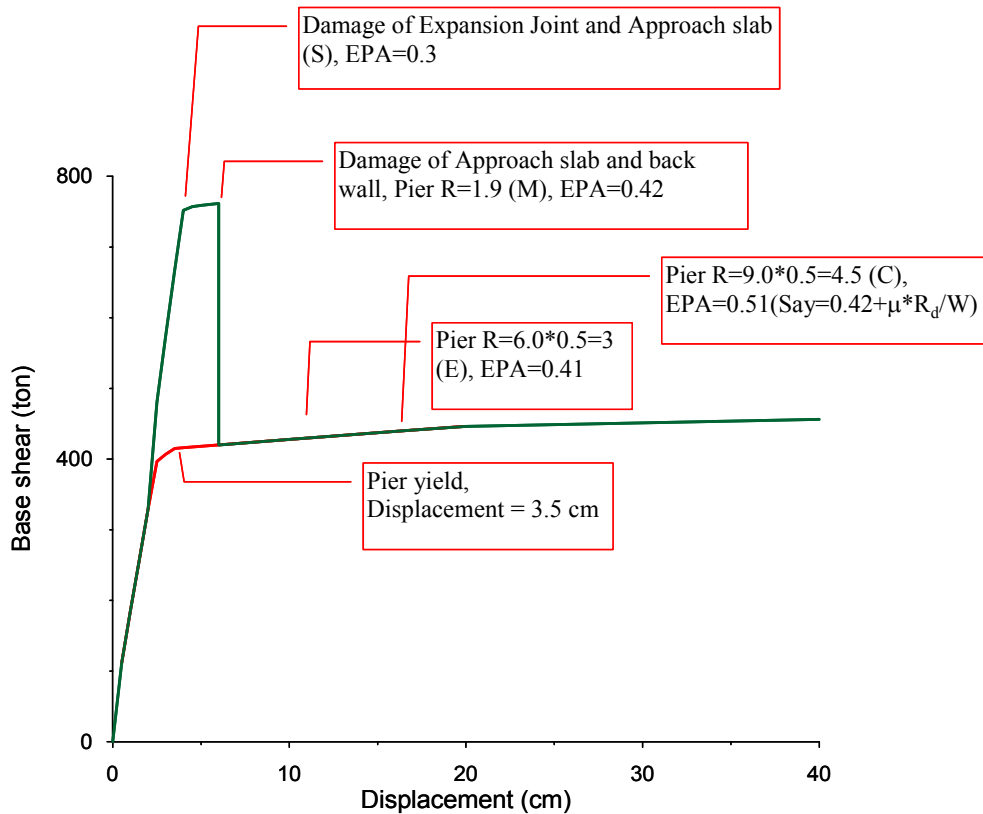


圖 12.4-20b 苗栗-台中段之大雅穿越橋，其容量曲線及易損性曲線中值。



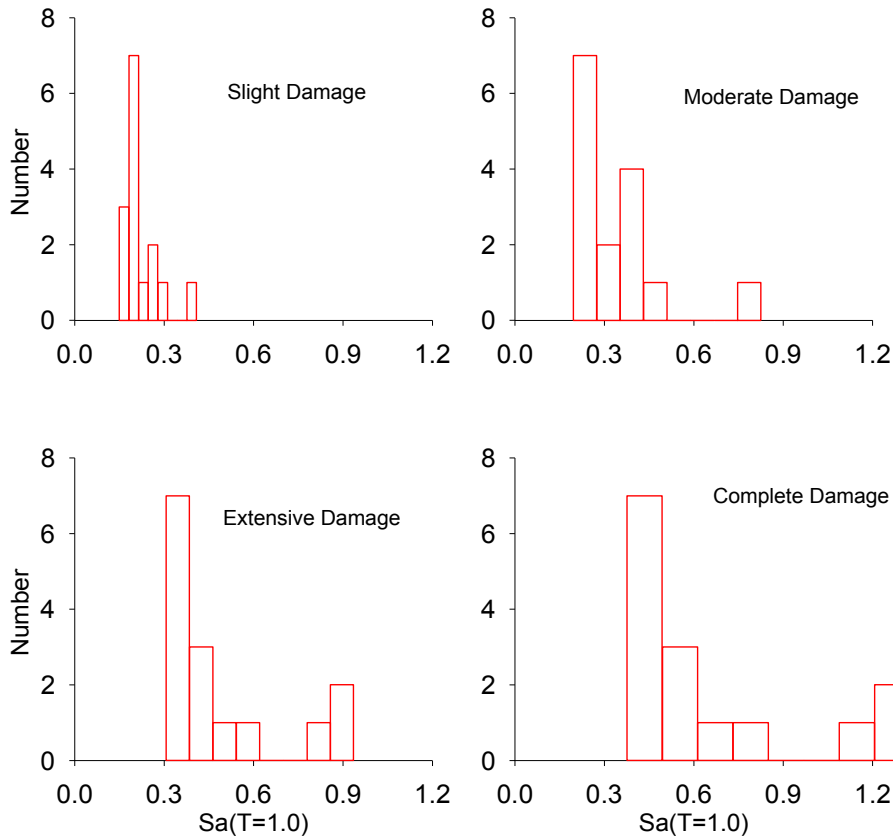


圖 12.4-21a 傳統設計橋梁各損壞狀態下易損曲線中值分佈圖

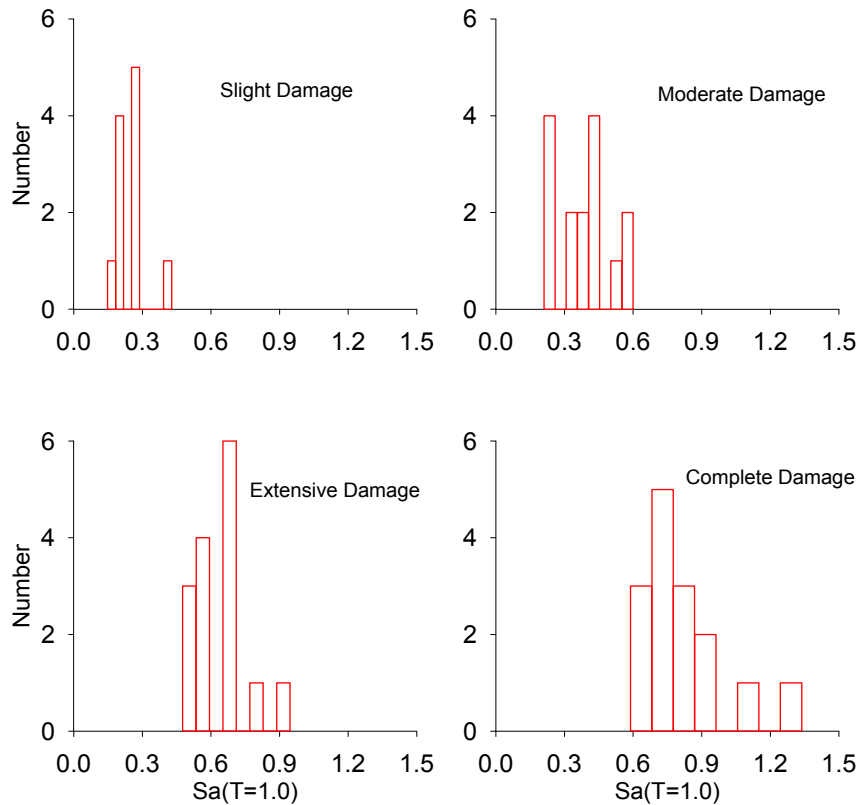


圖 12.4-21b 耐震設計橋梁各損壞狀態下易損曲線中值分佈圖

## 12.5 橋梁經濟損失境況模擬

橋梁在地震作用下，通常因地表振動強度或相對位移量過大而導致損害。土壤液化現象、山崩或地表斷層錯動是常見的地震引致土層破壞或永久位移的原因，但山崩和斷層錯動引致的損害評估，一方面因分析模式尚不夠健全，另一方面因橋梁基本資料庫無法提供有效的資訊，因此，本計畫僅考慮因地表振動和土壤液化引致的橋梁損害和直接經濟損失。

### 一、地表振動強度之推估

在模擬地震作用下，各地的地表振動強度可根據震源參數、地表振動衰減律、場址效應修正係數等進行推估。詳細的分析模式與架構可參考葉錦勳(1999)或HAZUS 99的技術手冊。本計畫所採用的模擬地震共有五個，分別為假設車籠埔斷層、獅潭斷層、梅山斷層、觸口斷層和新化斷層發生錯動，引起的地震規模、震源深度和地表破裂長度如表12.5-1所列。所選擇的五個活動斷層都是中央地質調查所歸為第一類活動斷層，屬於高地震風險的區域。地震規模大小的設定乃參照歷史地震的資料；地表破裂長度則根據中央地質調查所2001年版的台灣地區活動斷層的數位化圖層資料計算而得。另一方面因缺乏未來可能發生地震之震源深度的資訊，在此假設震源深度統一為10公里。

根據HAZUS 99的技術手冊，工程結構物的耐震需求以結構彈性反應譜的標準型為基礎，根據不同結構型態、地震規模等調整非彈性反應譜的推估式。結構彈性反應譜的標準型以地表最大加速度、短週期( $T = 0.3$ 秒)的譜加速度、和一秒週期的譜加速度作為主要的控制點；並假設在短週期區譜加速度為定值，在長週期區譜速度為定值。本計畫中，地表最大加速度和加速度反應譜值的振動衰減律採用簡文郁(2001)所迴歸的公式，該衰減律採用Campbell (1981)所提出的函數型式，如下所示：

$$Y = A_0 e^{aM} [R + b e^{cM}]^{-d} \quad (12.27)$$

式中  $A_0$ 、 $a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $d$  為根據歷史性地震紀錄所迴歸計算的常數，最大加速度(PGA)、短週期譜加速度( $S_{as}$ )、和一秒週期的譜加速度( $S_{a1}$ )的參數值如表12.5-2所示。

在中等地盤、軟弱地盤、或台北盆地的橋梁耐震需求，須考慮場址效應或地盤修正係數，本計畫參考HAZUS 99和研擬中的耐震設計規範的精神，將短週期譜加速度和一秒週期的譜加速度，首先依衰減律推估堅實地盤的振動強度，再根據橋梁資料表所記載的地盤

種類予以適當的修正。為簡化分析模式，在台北盆地之橋梁的耐震需求仍舊參考其它地盤的推估模式。本計畫所採用的短週期和一秒週期之譜加速度的場址修正係數，分別如表12.5-3和表12.5-4所列。在所列數值間的修正係數依線性內插的方式求得。

## 二、土壤液化潛能與地表沉陷量之推估

土壤液化潛能評估以往乃根據固定的地震規模、地表最大加速度、和鑽孔時所量測的地下水位深度，推估由Iwasaki (1982)所定義的土壤液化潛能指數( $P_L$ , soil liquefaction potential index)，並根據 $P_L$ 值的大小將鑽孔所在地區概分為高液化潛能區( $P_L > 15$ )、中液化潛能區( $5 \leq P_L \leq 15$ )、或低液化潛能區( $P_L < 5$ )三類(林美聆等, 2001)。雖然此方式已將各地區或橋梁所在位置的土壤液化潛能予以分類，但無法根據各地區不同的PGA調整其土壤液化的機率或沉陷量、側移量的推估值，因此無法作為震災境況模擬之用。

在台灣地區，地震規模通常設為7.5，地表最大加速度則依震區劃分與震區係數設為0.18g、0.23g、0.28g或0.33g等。由於上述方式判斷各鑽孔的液化潛能，無法反應該鑽孔在不同地震規模、不同地表最大加速度時的液化潛能，因此Yeh, et al (2002)提出一套分析模式，藉以判定不同鑽孔所屬的液化潛能類別，依所屬的液化潛能類別分別迴歸求得經驗公式。該經驗公式可推估在不同地震規模、最大地表加速度、和地下水位深度時的 $P_L$ 值。在 $P_L$ 值與土壤液化機率呈線性關係的假設下，可應用於推估土壤液化現象的地震災害境況模擬。

依Yeh, et al (2002)的研究成果，計算各鑽孔在地震規模7.5、地下水位1.5公尺條件下， $P_L$ 值超過15的臨界加速度；並依臨界加速度的大小區分個別鑽孔的液化潛能類別。該論文建議臨界加速度以0.15g、0.2g、0.25g、0.35g和0.45g作為"極高"、"高"、"中"、"低"、"極低"和"無"液化敏感類別的界線。換言之，極高液化敏感類別的鑽孔在地震規模7.5、地下水位1.5公尺、PGA等於0.15g時， $P_L$ 值已超過15，因此屬於最易發生液化現象的區域。由於在橋梁基本資料表中沒有建立 $P_L$ 值超過15的臨界加速度的資料，僅有在地震規模7.5和震區設計地震力作用下的 $P_L$ 值。因此本計畫參考Yeh, et al (2002)之各液化敏感類別，在地震規模7.5和地下水位1.5公尺條件下，所求得的 $P_L$ 值和最大地表加速度的關係式，將各橋梁所在地的液化敏感類別依 $P_L$ 值加以分類。參考圖12.5-1，如橋梁資料表中的 $P_L$ 值是在0.33g的條件下求得，以44、36、28、20、12作為"極高"、"高"、"中"、"低"、

"極低"、"無"液化敏感類別的界線；如該  $P_L$  值是在0.23g的條件下求得，則以32、24、16、10、4作為"極高"、"高"、"中"、"低"、"極低"、"無"液化敏感類別的界線。

決定各橋梁所在位置的土壤液化敏感類別後，在不同地震規模 ( $M$ )、地下水位 ( $d_w$ ) 和地表最大加速度(PGA)作用下的  $P_L$  值，即可利用下式推估(Yeh, et al, 2002)：

$$(P_L)_i = \alpha_i f(M) g(d_w) (PGA) + \beta_i \quad (12.2)$$

其中

$$f(M) = 0.03528M^2 - 0.18549M + 0.40688 \quad (12.28)$$

$$g(d_w) = 0.0001915d_w^4 - 0.005145d_w^3 + 0.05345d_w^2 - 0.27583d_w + 1.31054 \quad (12.29)$$

各液化敏感類別的  $\alpha_i$  和  $\beta_i$  則列於表12.5-5。

為簡化土壤液化引致地表沉陷量的推估，假設地表沉陷量的大小與  $P_L$  值呈線性關係；且各液化敏感類別在地表加速度逐漸增大的情況下，沉陷量將逐漸達到飽和，有一固定值，如表12.5-5所示。換言之，由式(12.28)可推估在不同地震規模和地下水位條件下，產生土壤液化現象的加速度門檻值。本計畫假設在最大地表加速度未達門檻值前，土壤液化機率為零且無沉陷；當  $P_L$  值大於20以上時，土壤液化機率為1且沉陷量達飽和值。

本計畫對土壤液化引致側移量的推估乃參考HAZUS 99的分析模式，可以下式表示：

$$E[PGD_{sc}] = K_{\Delta} \cdot E[PGD] \left| \frac{PGA}{A_{t,sc}} = a \right|$$

其中  $A_{t,sc}$  是代表液化敏感類別(sc)在指定的地震規模和地下水位的條件下，發生土壤液化現象的PGA門檻值。根據經驗液化引致側移量的大小與地震規模，亦即地震延時有關，其修正係數可以下式表示：

$$K_{\Delta} = 0.0086M^3 - 0.0914M^2 + 0.4698M - 0.9835$$

地震引致側移量的大小也與PGA的大小有關，在此假設側移量與PGA和門檻值的比值有關，並可以下式表示：

$$E \left[ PGD \left| \frac{PGA}{A_{t,sc}} = a \right. \right] = \begin{cases} 0, & PGA/A_{t,sc} < 1 \\ 12a - 12, & 1 \leq PGA/A_{t,sc} < 2 \\ 18a - 24, & 2 \leq PGA/A_{t,sc} < 3 \\ 70a - 180, & 3 \leq PGA/A_{t,sc} < 4 \end{cases}$$

### 三、橋梁損害評估的易損性曲線的參數

表12.5-6所示為本計畫所推導之典型橋梁，在堅實地盤條件、橋梁車行主軸方向與橋墩正交、及不考慮橋面板三維效應下，因地表振動引致損害之易損性曲線的參數，其中參考HAZUS 99的技術手冊以及在對數常態分布的假設下， $m_i$  和  $\beta_i$ ， $i=2、3、4$ 和 $5$ ，分別為超過輕微、中度、嚴重和完全損害程度之 $S_{a1}$ 的中值和變異性。假設傳統設計的橋梁沒有考慮在中等地盤或軟弱地盤時的耐震需求須適當提高，因此傳統設計的橋梁所對應的易損性曲線的中值不因地盤種類而改變。但經耐震設計或補強的橋梁，由於已考慮提高橋梁的強度或韌性，因此在中等地盤或軟弱地盤的橋梁，其易損性曲線的中值分別乘以1.3和1.5，以反應其耐震能力提高。

橋梁主軸與橋墩的彎斜，以及橋面板的三維效應則仿照HAZUS 99的公式，

$$K_{skew} = \sqrt{\cos(90 - \alpha)} \quad (12.30)$$

$$K_{3D} = 1 + \frac{a}{N - b} \quad (12.31)$$

其中 $\alpha$ 代表橋梁車行方向與橋墩方向的夾角，各類典型橋梁的 $a$ 和 $b$ 分別列於表12.5-6。除輕微損害外，超越其他各損害程度之易損性曲線 $S_{a1}$ 的中值須乘以 $K_{skew}K_{3D}$ 。

因土壤液化或其他土層破壞而引起的永久位移也會造成橋梁損害，本計畫參考HAZUS 99對土層破壞引致的橋梁損害評估方法，但根據現有橋梁資料表的內容略作修改。由於高速公路橋梁基本資料表所對應的振動單元資料表有基礎型式的記錄，因此可以區分每一座橋梁的基礎型式為深基礎、淺基礎或混合型式。根據經驗，具深基礎的橋梁較能抵抗土壤的沉陷或滑移，因此與永久位移相關的易損性曲線的中值應適度放大。在此，假設經耐震設計或補強後的橋梁基礎與傳統設計的橋梁基礎比較，其易損性曲線的中值可提高三倍；深基礎與淺基礎相比，其易損性曲線的中值可提高兩倍。表12.5-7所示為具淺基礎型式之典型橋梁的永久位移相關之易損性曲線的參數。某些橋梁之不同振動單元採用不同的基礎型式，則以加權平均的方式求得該座橋梁易損性曲線之中值的調整係數。

本計畫也參考HAZUS 99對具彎斜角、簡支承之橋梁的易損性曲線的中值作修正。茲分為三種情況，第一種情況( $I_{pgd} = 1$ )為單跨橋

梁，第二種情況( $I_{pgd} = 2$ )為多跨簡支承橋梁，第三種情況( $I_{pgd} = 0$ )為多跨連續橋梁。超過輕微、中度、與嚴重損害的易損性曲線的中值須乘以  $f_1$ ，完全損害的易損性曲線的中值則須乘以  $f_2$ 。 $f_1$  與  $f_2$  可以下兩式表示：

$$f_1 = \begin{cases} 1 & I_{pgd} = 1 \\ \frac{2NW\sin\alpha}{L} & I_{pgd} = 2 \\ 1 & I_{pgd} = 0 \end{cases} \quad (12.32)$$

$$f_2 = \begin{cases} 1 & I_{pgd} = 1 \\ \frac{2NW\sin\alpha}{L} & I_{pgd} = 2 \\ \sin\alpha & I_{pgd} = 0 \end{cases} \quad (12.33)$$

其中  $N$  為跨數， $W$  為橋寬， $L$  為橋長， $\alpha$  為彎斜角。

#### 四、橋梁直接經濟損失評估

假設各座橋梁在模擬地震作用下的損害狀態機率(damage state probability)已經由易損性分析推估而得。各座橋梁於模擬地震作用下，屬於輕微、中度、嚴重或完全損害狀態的機率，分別以  $p_2$ 、 $p_3$ 、 $p_4$  和  $p_5$  代表。為簡化經濟損失的評估模式，假設各類橋梁在不同損害狀態下的修復成本與重建成本的比值已知，並以  $d_2$ 、 $d_3$ 、 $d_4$  和  $d_5$  代表。則各座橋梁在模擬地震作用下的直接經濟損失的期望值  $E[L]$ ，依總機率原理(total probability theory)可表為下式：

$$E[L] = \left[ \sum_{i=2}^5 (p_i \cdot d_i) \right] \cdot C \quad (12.34)$$

其中  $C$  代表該座橋梁的重建成本。由於各項外在環境因素，如交通便利與否、一旦中斷對週遭環境的衝擊等，理論上每一座橋梁的重建成本須個別評估。但為簡化分析流程，無法逐一推估每一座橋梁的重建成本，本計畫假設重建成本與橋梁類型和基礎型式有關，各類橋梁單位面積的重建成本如表12.5-9所示，各橋梁的總重建成本可合計各振動單元的重建成本而得。

在不同損害程度下的損害比  $d_i$ ，根據HAZUS 99的技術手冊應在某一範圍內，如表12.5-8所示。考量經耐震設計和補強後的效果，假設在相同的損害程度下，經耐震設計或補強後的橋梁將使損害集中

在較小的範圍，因此可以減小損害比。在輕微、中度與嚴重損害程度下的損害比如表12.5-9所示，約可減少2/3至3/4。在完全損害程度下，假設損害比與跨數有關，但為避免小於嚴重損害的損害比而訂有下限值，如表12.5-9所示。

根據前述各項假設和分析參數的設定值，在不同模擬地震作用下，表12.5-10和表12.5-11分別為考慮或不考慮土壤液化現象時，高速公路橋梁補強前後之直接經濟損失的比較，其差值即為橋梁補強的直接經濟效益。由表12.5-10所示，觸口斷層引致的模擬地震對本計畫所評估之南部路段高速公路橋梁影響極大，相對地其補強效益也最大，約七十四億餘元；即使不考慮土壤液化對橋梁的損害，其補強效益也高達五十七億餘元。經比較表12.5-10和表12.5-11的數據，土壤液化現象對觸口斷層附近的橋梁影響較大，可能與該地區的土壤液化敏感類別偏向高液化敏感有關。其次，如將高速公路局南區工程處所轄橋梁單獨計算，其補強前後的損失金額和經濟效益如表12.5-12所示。換言之，若是南區工程處所轄橋梁的補強經費小於九十億元，則直接經濟效益即大於補強所需成本。

在不考慮土壤液化引致的損害和經濟損失，將各座橋梁在不同地表振動強度下的整體損失比，與一秒週期的譜加速度( $S_{a1}$ )或最大地表加速度( $A$ )的關係，分別畫在不同的圖上，如圖12.5-2至圖12.5-5所示；並將各資料點以最小平方差的方法求得最佳的二次多項式如下：

補強前，

$$d_r = 0.5704S_{a1}^2 + 0.1298S_{a1} \quad (12.35a)$$

$$d_r = 1.1422A^2 + 0.0692A \quad (12.35b)$$

補強後，

$$d_r = 0.1579S_{a1}^2 + 0.0015S_{a1} \quad (12.36a)$$

$$d_r = 0.3481A^2 - 0.0333A \quad (12.36b)$$

其中，假設二次多項式的y軸截距為零。這些二次多項式可作為往後橋梁損失評估的概估式。參考表12.5-13，如設計地震力以最大加速度為0.33g計算，由於考慮橋梁的重要性須乘以1.2，在不考慮土壤液化條件下，補強前的平均損失約為重建成本的0.2065，補強後的平均損失約為重建成本的0.0414，其差值為0.1651。由於補強設計時

大多偏向保守，假設安全係數為1.2，此時橋梁真正的設計地震力相當於是以0.475g計算，在不考慮土壤液化條件下，補強前的平均損失約為重建成本的0.2908，補強後的平均損失約為重建成本的0.0628，其差值為0.228。因此，倘若補強成本在重建成本22.8%以內都是合理的花費。如設計的最大加速度為0.23g，經相同的推論，在作補強設計時將以0.331g計算。此時補強前的平均損失約為重建成本的0.1482，補強後的平均損失約為重建成本的0.0272，差值約為0.1211。因此，倘若補強成本在12.1%以內算是合理的花費。上述重建成本考慮同型橋梁新建成本之30%拆橋成本。

上述所得的迴歸式是不考慮土壤液化現象的結果，如考慮土壤液化的影響，則整體損失比與最大加速度的關係圖將如圖12.5-6和圖12.5-7所示，其變異性增大許多。橋梁整體損失比與最大加速度(A)的迴歸式可以下式表示：補強前，

$$d_r = 1.2559A^2 + 0.0886A \quad (12.37a)$$

補強後，

$$d_r = 0.4468A^2 - 0.0449A \quad (12.37b)$$

重複前段的論述並參考表12.5-13，當補強設計時的最大加速度為0.475g時，補強前的平均損失約為重建成本的0.3257，補強後的平均損失約為重建成本的0.0796。因此，在震區係數為0.33g的橋梁，其補強工程費在重建成本的24.6%以內算是合理的花費。同理，在震區係數為0.23g的橋梁，其補強經費在重建成本的13.3%以內是合理的花費。

以上合理補強工程經費的概估乃根據堅實地盤的條件，如在中等或軟弱地盤的橋梁，則須適度提高其補強工程經費，以反映該座橋梁耐震需求的增加。其次，因土層破壞而導致橋梁損害的不確定性較振動引致損害的不確定性大。如橋梁所在位置屬於液化敏感的区域，應個別考量其補強成本。由以上之分析，本計畫橋梁之補強工程費與同型橋梁新建工程費之比值，約在35%~45%是合理且保守的設計目標。

## 五、年平均直接經濟損失

在耐震設計實務中通常先根據結構設計壽命與風險考量，設定一設計迴歸期，再由工址危害度曲線定出設計 PGA值，並用以調降正規化設計反應譜值計算設計地震力，進行分析設計。對於結構物



之耐震能力、耐震設計可靠度或震害損失評估，則可經由適當之分析定出結構易損性曲線，配合結構所在工址之危害度曲線分析得到。

## 六、PGA機率密度函數

傳統之或然率地震危害度分析，所建立之危害度曲線係以不同地表加速度值(A)之年超越機率表示，以 $Q_A(a)$ 表示。則其機率分布函數可直接求得，因此該地表加速度值A之或然率密度函數， $p_A(a)$ ，可表示如下：

$$p_A(a) = \frac{d}{dA} P_A(a) = \frac{d}{da} [1 - Q_A(a)] = -\frac{dQ_A(a)}{da} \quad (12.38)$$

其中 $P_A(a) = 1 - Q_A(a)$ 為A的機率分布函數。危害度曲線與該地表加速度值A之或然率密度函數之關係如圖12.5-8a所示。

## 七、結構易損性曲線

結構易損性曲線為在某一地震(A)作用下，結構達到特定損傷狀態的機率，以S表示損傷狀態，其對地震(A)的機率分布函數採用對數常態分布函數如下：

$$p_S(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \beta a} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln a - \lambda}{\beta} \right)^2 \right], \quad 0 < a < \infty \quad (12.39)$$

其中 $\beta$ 及 $\lambda$ 為對數常態分布函數之形狀及比例參數，亦即易損性曲線之變異值與平均值。結構易損性曲線可表為 $Pr_S(a)$ ，由式(12.39)積分可得

$$Pr_S(a) = \int_0^a p_S(\tau) d\tau = \Phi \left( \frac{\ln a - \lambda}{\beta} \right) \quad (12.40)$$

其中 $\Phi(\bullet)$ 為標準常態機率分布函數。

## 八、結構損傷平均年發生機率

結構物震害損傷達狀態S以上的平均年發生機率可由式(12.38)及式(12.40)的乘積積分求得，如下：

$$P[S] = \int_{a=0}^{\infty} Pr_S(a) \cdot p_A(a) da = \int_{a=0}^{\infty} \Phi \left( \frac{\ln a - \lambda}{\beta} \right) \cdot p_A(a) da \quad (12.41)$$

地表加速度值A之機率密度函數與結構易損性曲線之關係如圖12.5-8b所示，經由式(12.41)即可求得結構物震害損傷達狀態S的平均年發生機率。分析時，危害度曲線 $Q_A(a)$ 必須根據耐震設計規範之震

區係數比例調整，使其475年回歸期之地表加速度值與規範之Z值相當，並考量規範之重要性係數 $I=1.2$ 。而各種橋梁模型結構亦須根據當時之設計規範之震區分區條件與地盤特性條件之規定，適當比例調整其易損性曲線之平均值。有了模型結構各種震害損傷狀態S的平均年發生機率後即可配合損失率估算直接經濟損失。

根據各類橋梁在不同震區和地盤條件下，在不同損害程度的機率( $\bar{p}_i$ )求得後，各座橋梁的年平均損失可根據下式推估：

$$E[L] = \left[ \sum_{i=2}^5 (\bar{p}_i \cdot d_i) \right] \cdot C \quad (12.42)$$

其中 $d_i$ 和 $C$ 的定義如式(12.34)。經計算後，本計畫範圍內之橋梁於補強前的年平均經濟損失約為397,186千元，補強後的經濟損失約為38,204千元。換言之，執行橋梁補強計畫每年減少的損失約為3.590億元。

表 12.5-1 模擬地震事件的定義

地震事件	活動斷層	規模	深度	地表破裂長度	歷史最大地震事件
1	車籠埔斷層	7.3	10公里	100公里	1999/09/21, M=7.3
2	獅潭斷層	7.1	10公里	12公里	1935/04/21, M=7.1
3	梅山斷層	7.0	10公里	15公里	1906/03/17, M=7.0
4	觸口斷層	7.1	10公里	57公里	1941/12/17, M=7.1
5	新化斷層	6.3	10公里	6公里	1946/12/05, M=6.3

表 12.5-2 Campbell衰減律迴歸分析所得的常數

	$A_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
PGA	0.0036944	1.7537666	0.1221955	0.7831508	2.0564446
$S_{as}$	0.0097360	1.7348416	0.1136533	0.8003162	2.0857212
$S_{a1}$	0.0027914	1.7730463	0.1154175	0.7713924	2.0419005

表 12.5-3 短週期譜加速度的場址修正係數

PGA	$S_{as}$	堅實地盤	中等地盤	軟弱地盤	台北盆地
< 0.10	< 0.25	1.00	1.20	1.40	1.40
0.20	0.50	1.00	1.15	1.30	1.30
0.30	0.75	1.00	1.10	1.20	1.20
0.40	1.00	1.00	1.05	1.10	1.10
> 0.50	> 1.25	1.00	1.00	1.00	1.00

表 12.5-4 一秒週期之譜加速度的場址修正係數

$S_{a1}$	S1	S2	S3	T1
< 0.10	1.00	1.60	1.80	2.00
0.20	1.00	1.50	1.70	1.90
0.30	1.00	1.40	1.60	1.80
0.40	1.00	1.30	1.50	1.70
> 0.50	1.00	1.20	1.40	1.60

表 12.5-5 各液化敏感類別的 $\alpha_i$ 、 $\beta_i$ 和飽和沉陷量

液化敏感類別	$\alpha_i$	$\beta_i$	飽和沉陷量
極高	227.52	-13.63	15 cm
高	188.30	-18.45	25 cm
中	157.35	-20.51	35 cm
低	103.02	-14.95	45 cm
極低	66.95	-10.64	50 cm

表 12.5-6 因地表振動引致損害的典型橋梁之易損性曲線的參數

Class	a	b	$m_2$	$\beta_2$	$m_3$	$\beta_3$	$m_4$	$\beta_4$	$m_5$	$\beta_5$
TYL1C	0.250	1	0.30	0.50	0.60	0.45	0.98	0.40	1.39	0.40
TYL1S	0.250	1	0.30	0.50	0.60	0.45	0.98	0.40	1.39	0.40
TYL2C	0.250	1	0.20	0.50	0.28	0.45	0.46	0.40	0.58	0.40
TYL2S	0.250	1	0.22	0.50	0.35	0.45	0.65	0.40	0.83	0.40
TYL3C	0.250	1	0.20	0.50	0.30	0.45	0.52	0.40	0.66	0.40
TYL3S	0.250	1	0.22	0.50	0.40	0.45	0.72	0.40	0.90	0.40
TYL4C	0.250	1	0.20	0.50	0.30	0.45	0.38	0.40	0.50	0.40
TYL4S	0.250	1	0.22	0.50	0.35	0.45	0.55	0.40	0.70	0.40
TYL5C	0.330	0	0.20	0.50	0.28	0.45	0.40	0.40	0.50	0.40
TYL5S	0.330	1	0.22	0.50	0.40	0.45	0.60	0.40	0.80	0.40
TYL6C	0.330	0	0.23	0.50	0.38	0.45	0.53	0.40	0.70	0.40
TYL6S	0.330	1	0.26	0.50	0.42	0.45	0.75	0.40	0.95	0.40
TYL7C	0.330	0	0.23	0.50	0.32	0.45	0.40	0.40	0.50	0.40
TYL7S	0.330	1	0.25	0.50	0.35	0.45	0.57	0.40	0.70	0.40
TYL8C	0.330	0	0.22	0.50	0.35	0.45	0.52	0.40	0.69	0.40
TYL8S	0.330	1	0.24	0.50	0.41	0.45	0.69	0.40	0.90	0.40

表 12.5-7 因土層破壞引致損害的典型橋梁之易損性曲線的參數

Class	$I_{pgd}$	$m_2$	$\beta_2$	$m_3$	$\beta_3$	$m_4$	$\beta_4$	$m_5$	$\beta_5$
TYL1C	1	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	45.00	0.20
TYL1S	1	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	135.00	0.20
TYL2C	2	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	35.00	0.20
TYL2S	2	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	105.00	0.20
TYL3C	2	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	35.00	0.20
TYL3S	2	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	105.00	0.20
TYL4C	2	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	35.00	0.20
TYL4S	2	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	105.00	0.20
TYL5C	0	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	25.00	0.20
TYL5S	0	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	75.00	0.20
TYL6C	0	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	25.00	0.20
TYL6S	0	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	75.00	0.20
TYL7C	0	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	25.00	0.20
TYL7S	0	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	75.00	0.20
TYL8C	0	10.00	0.20	10.00	0.20	15.00	0.20	25.00	0.20
TYL8S	0	30.00	0.20	30.00	0.20	45.00	0.20	75.00	0.20

表 12.5-8 HAZUS所建議的修復成本或損害率

損害狀態	最佳的修復成本比率	修復成本比率的範圍
輕微	0.03	0.01~0.03
中度	0.08	0.02~0.15
嚴重	0.25	0.10~0.40
完全損害	1.0 if n<3; 2/n if n≥3	0.30~1.00

表 12.5-9 高速公路橋梁之直接經濟損失評估參數與數值

上構型式	橋墩型式	分類	重建費(元/M <sup>2</sup> )		損害比(Damage Ratio)			
			深基礎	淺基礎	Slight	Mod.	Ext.	Complete
單跨簡支	—	1C	22,750	18,200	0.03	0.15	0.40	1.00
		1S			0.01	0.04	0.10	0.30
多跨簡支	單柱式	2C	27,950	22,100	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		2S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*
	構架式	3C	27,950	22,100	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		3S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*
	壁式	4C	27,950	22,100	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		4S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*
多跨連續	單柱式	5C	35,750	29,900	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		5S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*
	構架式	6C	35,750	29,900	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		6S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*
	壁式	7C	35,750	29,900	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		7S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*
其他	—	8C	42,250	36,400	0.03	0.15	0.40	2/n ≥ 0.50 if n ≥ 3*
		8S			0.01	0.04	0.10	2/n ≥ 0.125 if n ≥ 3*

\* 振動單元數等於2時，完全損害狀態的損害率設為0.67。

表 12.5-10 模擬地震作用下，考慮土壤液化之補強前後的可能損失  
與直接經濟效益評估

地震事件	活動斷層	規模	補強前可能損失 (千元)	補強後可能損失 (千元)	直接經濟效益 (千元)
1	車籠埔斷層	7.3	3,322,756	976,395	2,346,361
2	獅潭斷層	7.1	2,664,026	464,131	2,199,895
3	梅山斷層	7.0	127,970	7,399	120,571
4	觸口斷層	7.1	8,593,980	1,140,065	7,453,915
5	新化斷層	6.3	4,136,867	637,474	3,499,393

表 12.5-11 模擬地震作用下，不考慮土壤液化之補強前後的可能損失與直接經濟效益評估

地震事件	活動斷層	規模	補強前可能損失 (千元)	補強後可能損失 (千元)	直接經濟效益 (千元)
1	車籠埔斷層	7.3	3,088,149	631,122	2,457,027
2	獅潭斷層	7.1	2,568,620	447,259	2,121,361
3	梅山斷層	7.0	126,633	7,399	119,234
4	觸口斷層	7.1	6,462,183	756,895	5,705,288
5	新化斷層	6.3	4,115,421	636,215	3,479,206

表 12.5-12 高速公路局南區工程處所轄橋梁在觸口斷層或新化斷層錯動時的可能損失

活動斷層	考慮土壤液化			不考慮土壤液化		
	未補強 (千元)	補強後 (千元)	經濟效益 (千元)	未補強 (千元)	補強後 (千元)	經濟效益 (千元)
觸口斷層	8,593,980	1,140,065	7,453,915	6,462,183	756,895	5,705,288
新化斷層	4,136,867	637,474	3,499,393	4,115,421	636,215	3,479,206

表 12.5-13 高速公路局橋梁在不同PGA之下的損失比的推估值

PGA	1.2*PGA	不考慮土壤液化			考慮土壤液化		
		補強前	補強後	差值	補強前	補強後	差值
0.230	0.276	0.1061	0.0173	0.0888	0.1201	0.0216	0.0985
0.276	0.331	0.1482	0.0272	0.1211	0.1671	0.0341	0.1330
0.330	0.396	0.2065	0.0414	0.1651	0.2320	0.0523	0.1797
0.396	0.475	0.2908	0.0628	0.2280	0.3257	0.0796	0.2461

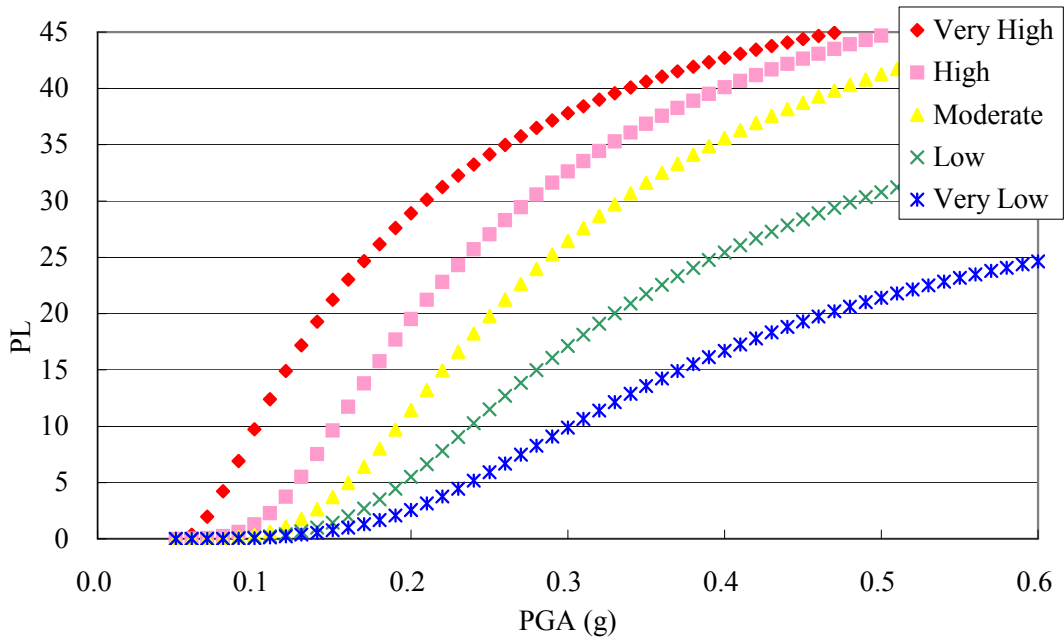


圖 12.5-1地震規模7.5、地下水位1.5公尺條件下，各類土壤液化敏感類別的  $P_L$  值與PGA的關係。

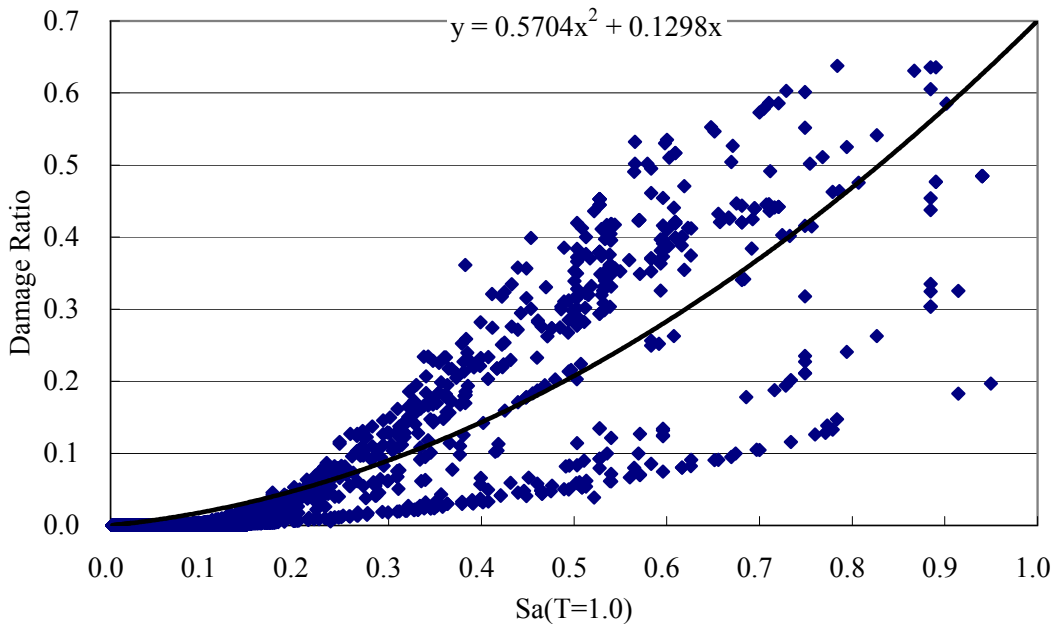


圖 12.5-2補強前，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與一秒週期譜加速度的關係圖。



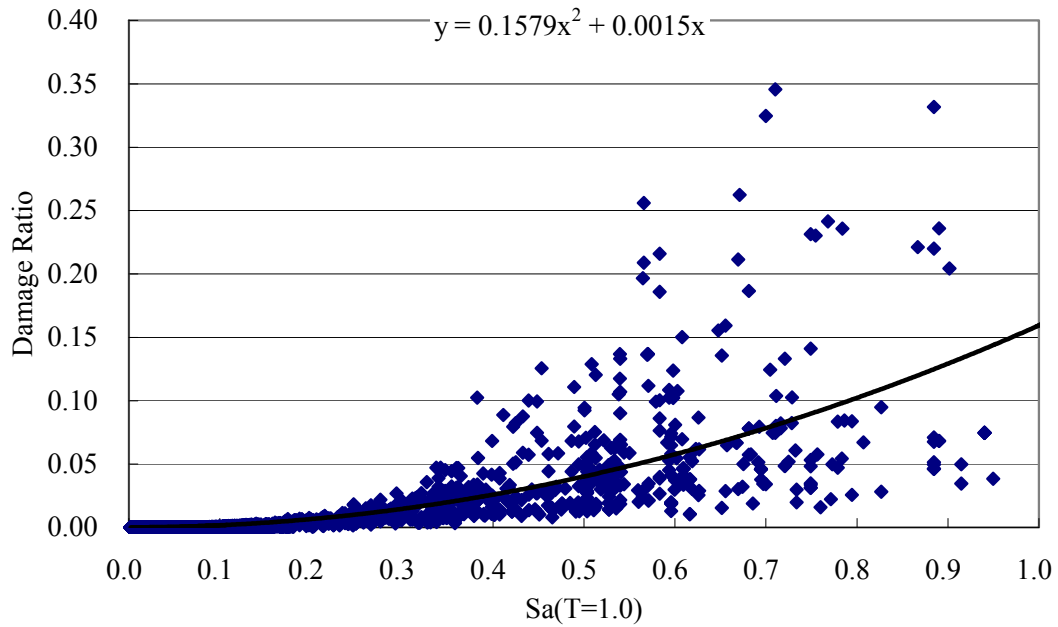


圖 12.5-3 補強後，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與一秒週期譜加速度的關係圖。

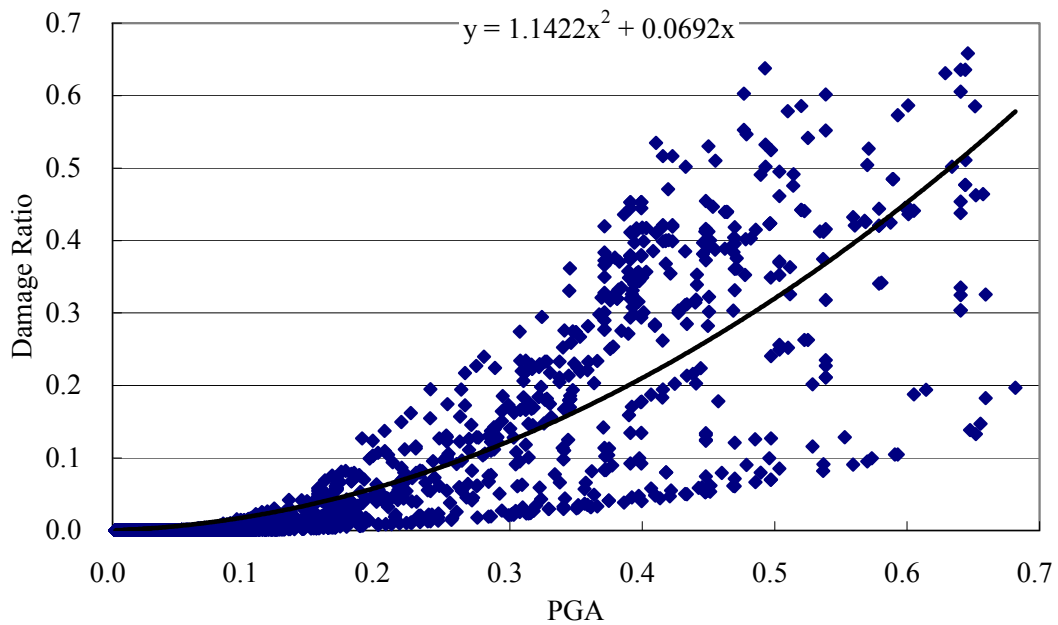


圖 12.5-4 補強前，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。

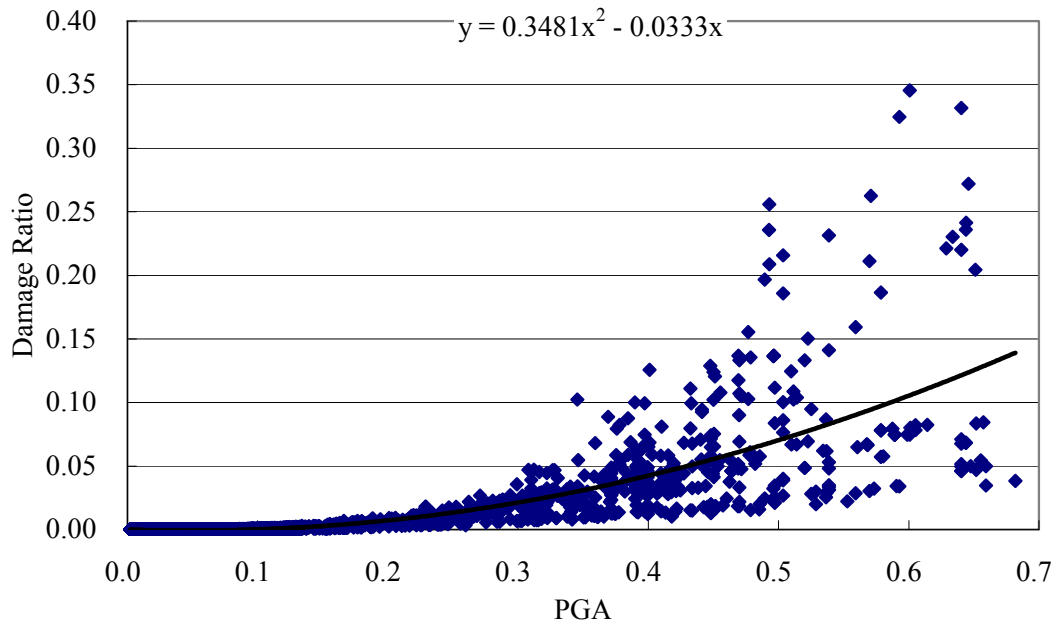


圖 12.5-5 補強後，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。

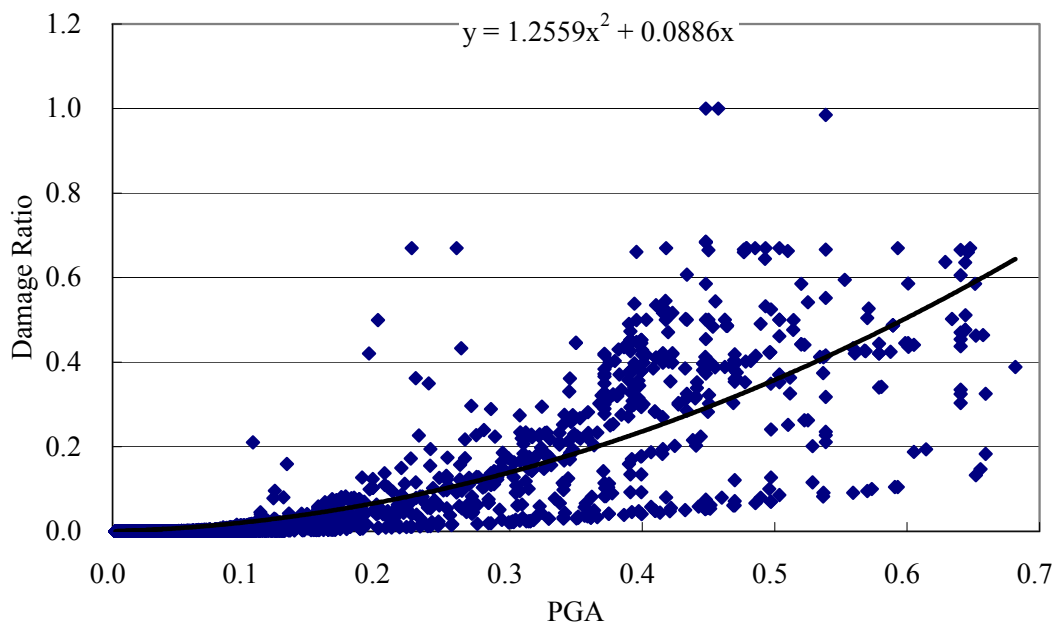


圖 12.5-6 補強前，考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。

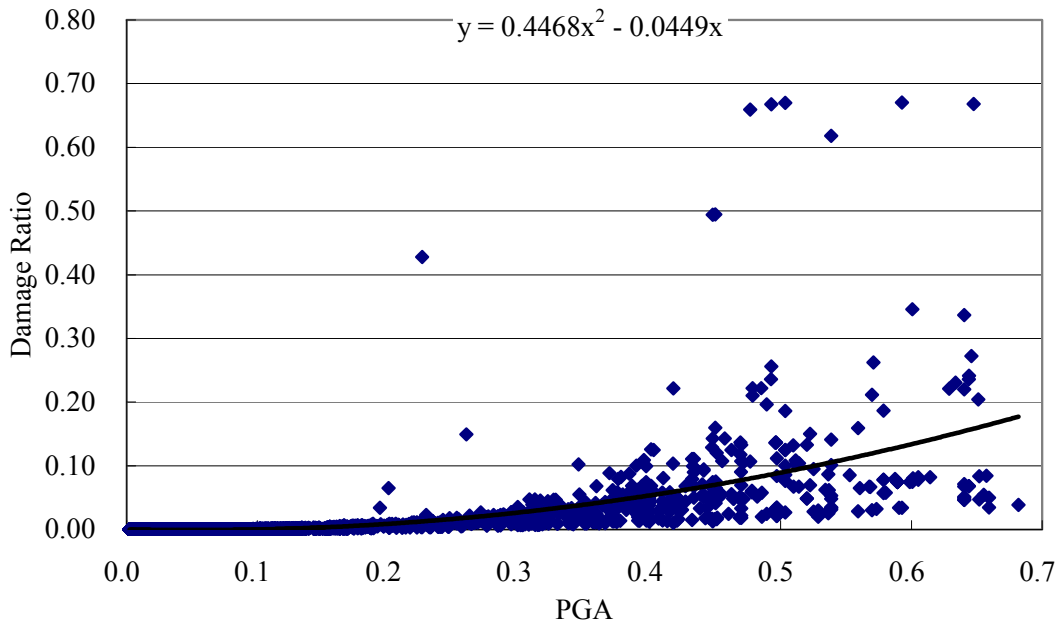


圖 12.5-7 補強後，考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。

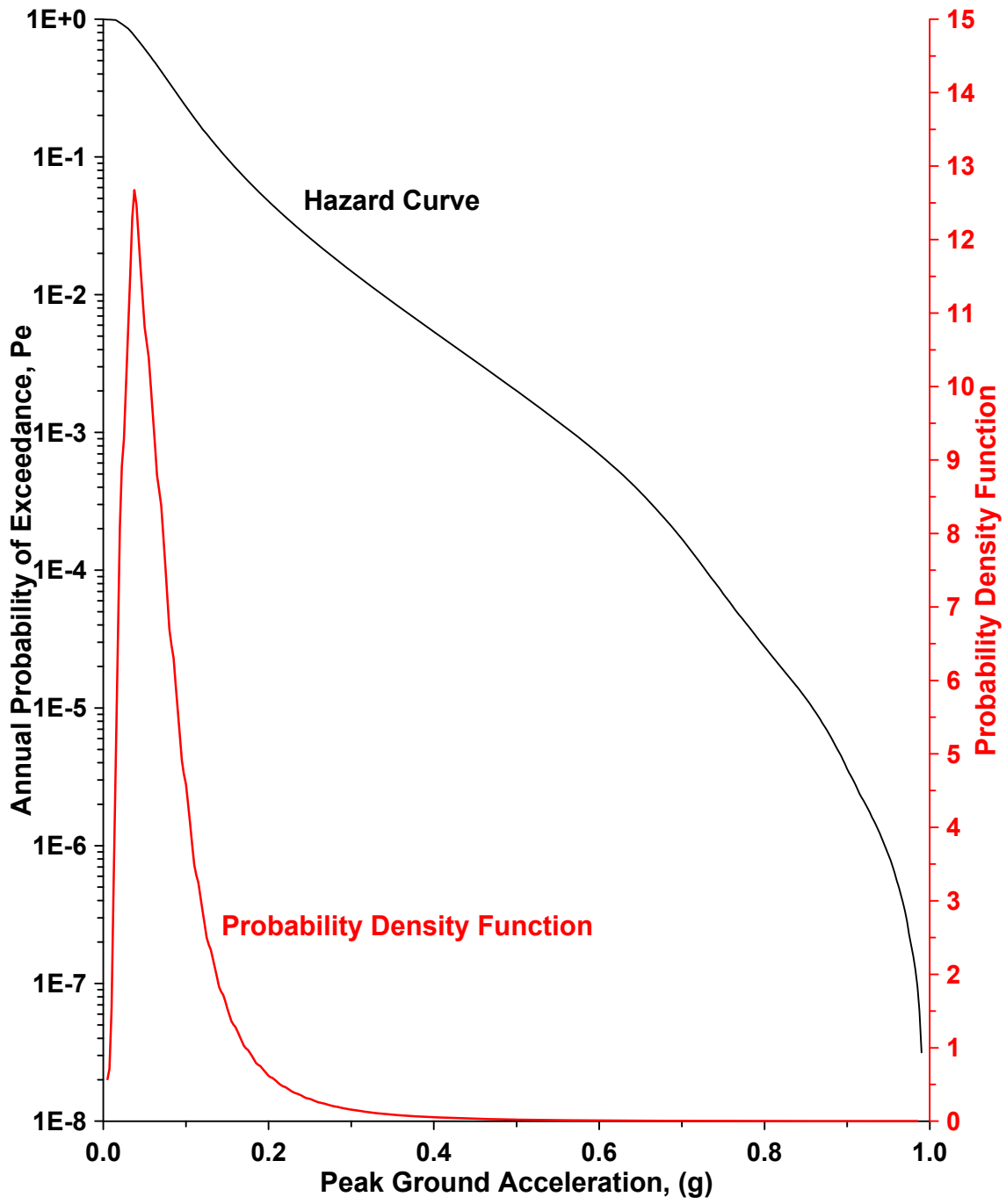


圖 12.5-8a 工址PGA危害度曲線與地震機率密度函數示意圖

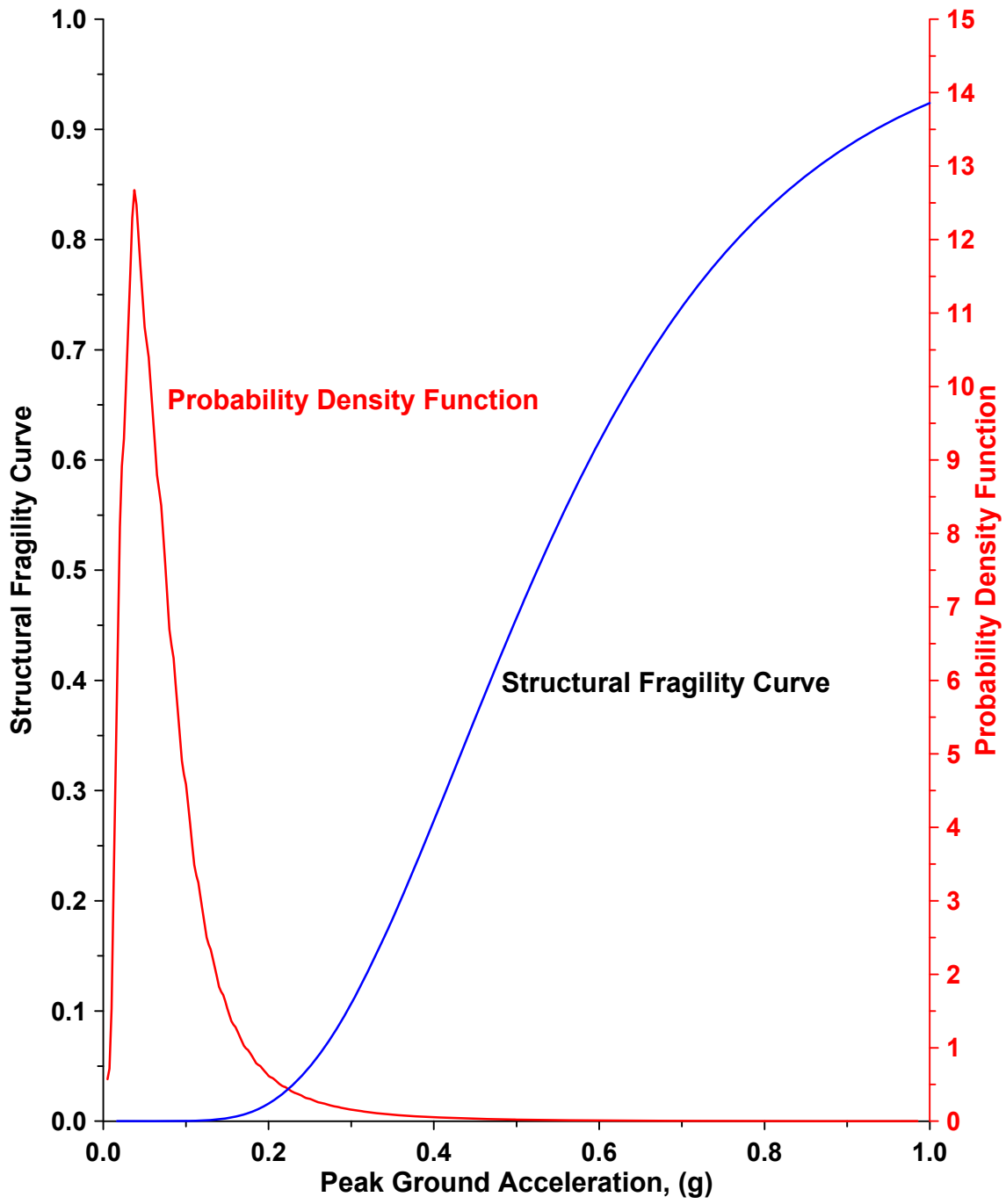


圖 12.5-8b 工址地震PGA機率密度函數與結構易損性曲線關係示意圖

第十二章	高速公路橋梁地震直接經濟損失評估 .....	1
12.1	高速公路橋梁地震災害風險管理策略 .....	1
12.2	HAZ-Taiwan系統之高速公路橋梁分類 .....	1
12.3	地震需求分析(Analysis of Seismic Demand) .....	6
12.4	高速公路橋梁易損性曲線之建立(Fragility Curve) .....	10
12.5	橋梁經濟損失境況模擬 .....	53
表 12.2-1	ATC-13之橋梁分類 .....	3
表 12.2-2	HAZUS97之橋梁分類 .....	3
表 12.2-3	HAZUS99之橋梁分類 .....	4
表 12.2-4a	本計畫之橋梁分類表 .....	5
表 12.2-4b	本計畫分析所選用之橋例 .....	6
表 12.4-1	橋梁損壞之說明 .....	12
表 12.4-2	損害狀態 $d_s$ 、韌性比 $\mu$ 與折減因數對應表 .....	22
表 12.4-3	HAZUS99各損害狀態簡述 .....	22
表 12.4-4	強度折減因子 .....	25
表 12.4-5	$k_{3D}$ 係數表 .....	25
表 12.4-6	損壞狀態對應之橋墩變位角與側向位移值 .....	25
表 12.4-7a	Type-1橋梁(單跨簡支橋)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	43
表 12.4-7b	Type-2橋梁(簡支橋, 單柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	43
表 12.4-7c	Type-3橋梁(簡支橋, 多柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	44
表 12.4-7d	Type-4橋梁(簡支橋, 壁式橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	44
表 12.4-7e	Type-5橋梁(連續橋, 單柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	45
表 12.4-7f	Type-6橋梁(連續橋, 多柱橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	45
表 12.4-7g	Type-7橋梁(連續橋, 壁式橋墩)分析所得各損害狀態易損性曲線之中值 .....	46
表 12.4-8	各類橋梁各損害狀態易損性曲線之中值表 .....	46
圖 12.4-17a	汐止中和段四分里坑高架橋, 其橋梁立面圖及支承、橋墩與橋台圖 .....	48
圖 12.4-18a	新竹-苗栗段第53標橋梁, 其橋梁整體立面圖及支承、橋墩與橋台圖 .....	49
表 12.5-1	模擬地震事件的定義 .....	62
表 12.5-2	Campbell衰減律迴歸分析所得的常數 .....	62
表 12.5-3	短週期譜加速度的場址修正係數 .....	62
表 12.5-4	一秒週期之譜加速度的場址修正係數 .....	62
表 12.5-5	各液化敏感類別的 $\alpha_i$ 、 $\beta_i$ 和飽和沉陷量 .....	63
表 12.5-6	因地表振動引致損害的典型橋梁之易損性曲線的參數 .....	63
表 12.5-7	因土層破壞引致損害的典型橋梁之易損性曲線的參數 .....	64
表 12.5-8	HAZUS所建議的修復成本或損害率 .....	64
表 12.5-9	高速公路橋梁之直接經濟損失評估參數與數值 .....	65
表 12.5-10	模擬地震作用下, 考慮土壤液化之補強前後的可能損失 與直接經濟效益評估 .....	65
表 12.5-11	模擬地震作用下, 不考慮土壤液化之補強前後的可能損失與 直接經濟效益評估 .....	66
表 12.5-12	高速公路局南區工程處所轄橋梁在觸口斷層或新化斷層錯動時的可能損失 .....	66
表 12.5-13	高速公路局橋梁在不同PGA之下的損失比的推估值 .....	66

圖 12.1-1	橋梁經濟損失評估流程.....	2
圖 12.3-1	震區短週期需求水平譜加速度係數 $S_5^D$ 分布圖.....	8
圖 12.3-2	震區1秒週期需求水平譜加速度係數 $S_1^D$ 分布圖.....	9
圖 12.3-3	需求加速度反應譜.....	10
圖 12.4-1	橋柱為彎矩剪力破壞時之示意圖.....	12
圖 12.4-2	強度折減係數 $F_u$ 與週期 $T$ 之關係.....	15
圖 12.4-3	性能點之決定.....	16
圖 12.4-4	支承部之側向力與變形示意圖.....	17
圖 12.4-5	台北盆地之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形, 其 $\beta$ 值為0.27。.....	19
圖 12.4-6a	第一類地盤之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形, 其 $\beta$ 值為0.47。.....	19
圖 12.4-6b	第二類地盤之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形, 其 $\beta$ 值為0.43。.....	20
圖 12.4-6c	第三類地盤之地震記錄分析得到之譜位移 $S_d$ ( $T=1.0$ sec) 機率密度函數及累積機率函數圖形, 其 $\beta$ 值為0.28。.....	20
圖 12.4-7a	Mander法計算所得之易損性曲線.....	31
圖 12.4-7b	強柱弱支承下縱向破壞之易損性曲線.....	31
圖 12.4-8a	中山高基隆—內湖段橋梁示意圖.....	33
圖 12.4-8b	上部結構剖面圖.....	33
圖 12.4-9	橋梁之有限元素分析模型示意圖.....	34
圖 12.4-10	橋梁軸向之容量震譜圖(實線)與Sd-EPA圖(虛線), 及各損害狀態對應之譜位移或需求韌性值.....	35
圖 12.4-11	橋梁軸向在橋台破壞後之容量震譜曲線.....	35
圖 12.4-12	橋梁軸向之易損性曲線.....	38
圖 12.4-13	橋梁橫向考慮弱支承-強橋柱之容量震譜圖(實線)與Sd-EPA圖(虛線).....	38
圖 12.4-14	橋梁橫向考慮強支承-弱橋柱之容量震譜圖與Sd-EPA圖.....	40
圖 12.4-15	橋梁整體之易損性曲線.....	40
圖 12.4-16a	牛欄河橋之立面圖.....	47
圖 12.4-16b	牛欄河橋之分析模型.....	47
圖 12.4-16c	牛欄河橋之易損性曲線.....	47
圖 12.4-17b	汐止中和段四分里坑高架橋, 其容量曲線及易損性曲線中值。.....	48
圖 12.4-18b	新竹-苗栗段第53標橋梁, 其容量曲線及易損性曲線中值。.....	49
圖 12.4-19a	新化田寮段關廟連絡道穿越橋, 其立面圖及橋墩與橋台圖.....	50
圖 12.4-19b	新化田寮段關廟連絡道穿越橋, 其容量曲線及易損性曲線中值。.....	50
圖 12.4-20a	苗栗-台中段之大雅穿越橋, 其立面圖及支承、橋墩與橋台圖.....	51
圖 12.4-20b	苗栗-台中段之大雅穿越橋, 其容量曲線及易損性曲線中值。.....	51
圖 12.4-21a	傳統設計橋梁各損壞狀態下易損曲線中值分佈圖.....	52
圖 12.4-21b	耐震設計橋梁各損壞狀態下易損曲線中值分佈圖.....	52
圖 12.5-1	地震規模7.5、地下水位1.5公尺條件下, 各類土壤液化敏感類別的 $P_L$ 值與PGA的關係。 67	
圖 12.5-2	補強前, 不考慮土壤液化的影響, 橋梁整體的損失比與一秒週期譜加速度的關係圖。 67	
圖 12.5-3	補強後, 不考慮土壤液化的影響, 橋梁整體的損失比與一秒週期譜加速度的關係圖。 68	

圖 12.5-4	補強前，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。	68
圖 12.5-5	補強後，不考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。	69
圖 12.5-6	補強前，考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。	69
圖 12.5-7	補強後，考慮土壤液化的影響，橋梁整體的損失比與PGA的關係圖。	70
圖 12.5-8a	工址PGA危害度曲線與地震機率密度函數示意圖	71
圖 12.5-8b	工址地震PGA機率密度函數與結構易損性曲線關係示意圖	72



## 第十三章 施工計畫與交通維持

### 13.1 施工計畫

本計畫範圍內含括穿越橋、跨越橋、河川排水橋及山谷高架橋等各式橋梁，總計約894餘座，各個橋梁所在區域、位置皆異，依據耐震評估分析及後續補強需求亦各有不同，因此在本階段施工計畫之擬訂，將針對不同之需求作原則性、技術性規劃，以期後續補強計畫執行有所依循。

#### 13.1.1 補強施工方式概述

橋梁耐震補強的方法很多，包括增加構材的韌性或強度、增設止震塊、增加梁端防落長度、設置防落橋設施、基礎補強、降低液化之潛能及改變橋梁結構系統等，依照耐震評估分析決定各橋梁之耐震補強位置與方法，大致可區分上部結構防落設施及下部結構帽梁、墩柱、基礎補強，各部分結構補強施工方式概述如後。

1. 上部結構防落設施，一般為增設止震塊、增加梁端防落長度、設置防落橋設施等，由於施工位置皆在帽梁或橋台與橋面板及大梁間有限且狹窄之空間施工，場鑄施工需以搭設施工架施做，預鑄施工則可配合吊車等機械之選用進行補強作業。
2. 下部結構帽梁、墩柱，可採RC包覆、鋼板包覆或FRP包覆等增加構材的韌性或強度之工法，除鋼板可在工廠內預製加工外，其餘工作均屬現場施作。
  - (1) 場鑄RC包覆施工方式，基本上與一般混凝土之紮筋、組模、混凝土澆置施工略同，惟包覆工作施作前，新舊材料銜接面之處理，需以高壓水刀或其他適宜之方法，將舊有混凝土表面清理、處理至規定狀態；化學植筋及貫穿帽梁之螺栓施工前，應以金屬探測器偵測，避免傷害到舊有結構鋼筋；另外在混凝土澆置後之養生，由於在通車中橋梁結構補強施工，為避免車輛震動對新澆置混凝土之強度影響，可考慮蒸氣養生及添加早強劑，並控制在交通離峰時段進行澆置作業及養生。
  - (2) 鋼板包覆施工方式，主要注意事項在包覆鋼板之精度控制及現場焊接之要求，施工時應嚴格要求達到規範之規定，大體上依高壓水刀施工面清理、鋼板吊裝及焊接、包覆鋼板封邊及固定、無收縮水泥砂漿或環氧樹脂灌注、油漆塗裝及防水或防蝕處理等順序施工。

- (3) FRP 包覆工法，係以纖維絞線或纖維膜片包覆墩柱，纖維抗拉強度應在 $25000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上，底塗、浸漬、接著等液劑主要為環氧樹脂系；層與層包覆施工時，應注意液劑之乾燥時間控制，包覆通常以不超過10層為原則。依據國外使用之經驗顯示，具有材料輕、柔性、搬運容易及施工迅速等優點，但國內運用實例較少且規模亦小，本土化施工技術規範之研擬及纖維材料之製造生產條件是否成熟，尚有待開發，現階段並不排除爾後大量應用之可行性。
3. 下部結構基礎補強，基礎補強分為淺基礎及深基礎，淺基礎之補強工法主要為加大RC結構，深基礎除加大樁帽基礎RC結構，並配合增加基樁或基樁鋼板包覆工法，必要時考慮使用地盤改良以增加土壤承载力等方式施作。
- (1) 淺基礎加大RC結構，施工方式多採傳統明挖方式施作，即打設臨時擋土設施如鋼板樁、鋼軌樁、H型鋼樁等，進行開挖，加大RC結構部分施作，回填，拔除擋土設施，基礎地面復舊。
- (2) 深基礎(群樁與樁帽基礎型式)除加大樁帽基礎RC結構，並配合增加基樁，增加基樁採場鑄施工，場鑄施工可採鋼管植入法、全套管施工或反循環工法，惟應注意橋下淨高限制、基樁鋼筋續接要求、混凝土澆置品質以及既有舊基礎之保護。
- (3) 深基礎(樁構架基礎型式)，以增加基樁鋼板包覆為原則，基樁鋼板包覆注意事項在包覆鋼板之控制精度、現場焊接及壓入工法之要求，依包覆鋼板吊裝及焊接、利用帽梁為反力座將包覆鋼板壓入、高壓水刀清理夾縫土石、無收縮水泥混凝土灌注及防水或防蝕處理等順序施工。
- (4) 地盤改良施工，施工方式採鑽掘灌漿機之注入固結漿液或鑽掘攪拌機之拌和土壤強化，選擇利用高低壓注漿設備配合施做。

上述橋梁各結構部位之各種補強施工方式，僅為單純工法施做之概述，施工方式應用至各類橋梁時，需配合主客觀環境再作較詳細之施工計畫，後續各節將進一步就穿越橋、跨越橋、河川排水橋及山谷高架橋等各式橋梁應注意或特別要求事項逐一再作說明。

### 13.1.2 穿越橋補強施工

穿越橋之補強施工時，對於高速公路之交通幾無影響，主要是涉及

地區道路之交通維持以及生活環境之影響，施工機具以選擇低噪音震動者為主，施工方法之選用與施工影響範圍之大小，皆需詳加考量。首先地區道路施工區圍籬面積，應配合區域交通需求，以符合施工之最小範圍設置為原則，兩跨以上穿越橋結構補強施工，採分階段或左右兩側或半半施工，端視地區道路寬度及交通量而定。

補強工作較需考量部份為增做基樁工程，所採用之施工方式應採用少污染之乾鑽施做，以避免污染水源或影響區域排水系統；在橋下空間高度之限制條件下，需採用低淨空基樁鑽掘機，此類機具可選擇者如美國加州American Piledriving INC.的Tubex piles，以及在日本歸屬「迴轉工法」之SPACE21工法、SPD20工法，「中掘工法」之Pile-Man1820工法等；另外亦可將國內現有全套管基樁搖管機加以改裝，配合高壓水洗出土機具，調整施工程序以達低淨空基樁施工之要求。專用機具有施工較快優勢，改裝機具則成本較低，應配合工期要求及主客觀條件選用。

其次為橋台補強，較需考量部份為橋台側之高速公路護坡開挖擋土臨時工程，為避免損及鄰近橋台之高速公路路基，應選用合適之擋土設施，如鋼板樁、H型鋼樁、PC樁等，必要時加做地錨配合，以增加施工保護安全性。

### 13.1.3 跨越橋補強施工

跨越橋補強施工，施工用地在高速公路範圍，主要施工考量條件係高速公路交通之影響，兩跨以上跨越橋，則有落墩於高速公路主線範圍內之狀況產生，交通維持方案是施工計畫之重點，交通維持規劃原則參見本章13.2節，施工時程應安排於最短時間內完成，以減少高速公路交通影響之時間。

其次為橋台補強，較需考量部份為鄰近護坡開挖擋土臨時工程，為避免損及鄰近橋台之區域道路路基，應選用合適之擋土設施，如鋼板樁、H型鋼樁、PC樁等，必要時加做地錨配合，如邊坡用地不足則考慮佔用部分路肩，需納入交通維持計畫內一併考量。

### 13.1.4 河川橋補強施工

河川橋補強與路上穿越橋最大不同點，在於坐落於河川公地，施工時需架設便道、便橋及築島圍堰等假設臨時工程，必要時尚需破堤施工，影響層面較大，受到的限制條件也多，如防汛期防洪規定、跨河構造物設置規定、破堤施工規定及河川公地使用申請等，施工計畫需依河川主

管機關之要求辦理。由於受到諸多條件之限制，橋梁補強工作較困難，基於防汛期施工時間之限制，一次施工數量必須可控制於規定期限內施做完成，以避免假設工程重複設置之浪費；考量跨河構造物設置之阻水斷面規定，便道、便橋及築島圍堰等假設臨時工程設置之位置、範圍亦需慎重規劃。

補強工法需考量之重點在於樁帽基礎之加大RC結構，受跨河構造物設置規定，加大RC結構須向下增補，圍堰內逆打開挖支撐是施工之一大考驗，施工前要提送經專業技師簽證之相關設計及結構計算書；設計採用之自充填混凝土(Self-Compacting Concrete；SCC)，著重於品質控制及施工流程管制，施工前需進行模擬樁帽基礎實際條件之全尺寸試灌作業(Mockup Test)，至完全符合設計及規範規定，再進行河川橋樁帽基礎之補強作業。

其次考量的是高橋墩之包覆補強施工，原則上採由下向上分階段施做，一次施做高度以3公尺為限，配合搭設重型工作架，逐階向上推進施工，最後再進行帽梁包覆補強工程。由於屬高架作業，必要時尚需經過主管機關審查，依「危險性工作場所評估」規定，申請核准方可施工。

### 13.1.5 山谷高架橋補強施工

山谷高架橋補強特殊之處在於位處峻嶺深谷，施工不易到達，施工便道或便橋之設置費力費時，此外需考量自然景觀之破壞及復舊困難度，施工時，宜對自然生態景觀之破壞做限制；由於山谷高架橋所在位置，施工環境與條件差異較大，施工原則較不易擬定，但原則上施工便道或便橋等之假設工程必須作審慎之評估及考量，至於結構補強之方法，則不外13.1.1節所述。

補強方式則請參考前述各節內容。

### 13.1.6 施工安排及步驟

本計畫各類橋梁之所在位置及現況環境各有差異，詳細施工計畫應在規劃設計階段再進一步研擬，依據各類橋梁補強及施工方式之運用，相關陸地交通維持、河川水利規定及環境保護措施等皆應審慎規劃處理。

施工步驟之規劃，橋墩、帽梁及淺基礎較為單純不另贅述，現階段初步就深基礎(群樁與樁帽基礎型式)橋墩、帽梁及基礎部分補強，擬定之施工安排步驟略舉如下，僅供參考，俟後續作業階段，對計畫橋梁耐震評估分析及補強迫切性決定後，再就需求及必要性評估，是否需再做較

進一步之分類整理，並對施工安排步驟進行修訂，以符實際。

1. 群樁與樁帽基礎型式之穿越橋、跨越橋施工步驟：
  - A. 交維改道、圍籬架設；
  - B. 低淨空鑽掘機增補鋼管樁；
  - C. 臨時擋土樁打設，開挖，加大基礎施工；
  - D. 墩柱高壓水刀清洗，鋼板包覆及油漆塗裝；
  - E. 填縫灌漿，第一型瀝青防水處理；
  - F. 帽梁支撐架及工作架組立；
  - G. 帽梁RC包覆；
  - H. 帽梁支撐架及工作架拆除；
  - I. 基礎回填，鋼板樁拔除；
  - J. 圍籬拆除，清理，恢復交通。
2. 樁構架基礎型式之穿越橋、跨越橋施工步驟：
  - A. 交維改道、圍籬架設；
  - B. 樁體鋼板包覆、下沉；
  - C. 夾縫土石清理，填縫混凝土灌鑄；
  - D. 墩柱高壓水刀清洗，鋼板包覆及油漆塗裝；
  - E. 填縫灌漿，第一型瀝青防水處理；
  - F. 帽梁支撐架及工作架組立；
  - G. 帽梁RC包覆；
  - H. 帽梁支撐架及工作架拆除；
  - I. 高壓噴射樁地盤改良；
  - J. 圍籬拆除，清理，恢復交通。
3. 群樁與樁帽基礎型式之河川橋、山谷高架橋施工步驟：
  - A. 施工便道及便橋；
  - B. 臨時擋土樁打設、圍堰施築；
  - C. (低淨空)鑽掘機增補基樁；
  - D. 開挖，自充填混凝土加大基礎施工；
  - E. 墩柱高壓水刀清洗，鋼板包覆及油漆塗裝；
  - F. 填縫灌漿，第一型瀝青防水處理及第二型防蝕塗裝；

- G. 帽梁支撐架及工作架組立；
  - H. 帽梁RC包覆；
  - I. 帽梁支撐架及工作架拆除；
  - J. 圍堰及便橋拆除，清理復舊。
4. 樁構架基礎型式之河川橋、山谷高架橋施工步驟：
- A. 施工便道及便橋
  - B. 臨時擋土樁打設、圍堰施築；
  - C. 樁體鋼板包覆、下沉；
  - D. 夾縫土石清理，填縫混凝土灌鑄；
  - E. 墩柱高壓水刀清洗，鋼板包覆及油漆塗裝；
  - F. 填縫灌漿，第一型瀝青防水處理及第二型防蝕塗裝；
  - G. 帽梁支撐架及工作架組立；
  - H. 帽梁RC包覆；
  - I. 帽梁支撐架及工作架拆除；
  - J. 高壓噴射樁地盤改良；
  - K. 圍堰及便橋拆除，清理復舊。

### 13.1.7 施工計畫方案及安全性檢討

施工計畫方案之研擬應充分掌握施工相關之管制及配合事項，特別是該工程對第三者安全之影響。施工計畫方案之內容應包括施工方法及程序、預定使用之機械、材料、人員、工期管制、安全管理、環境保護等詳細之執行方案，主要內容略如下列：

- 施工管理組織及人員
- 主要施工項目及其施工方法
- 施工程序
- 機具設備使用配置計畫
- 環境保護對策
- 協議組織及制度
- 緊急應變措施
- 施工規劃方案之修正程序
- 自主施工管理制度

■ 其他經工程司指示事項

施工計畫方案編訂過程應由具施工經驗之人員先就主要作業項目於作業過程可能出現之危害狀況予以辨識。施工計畫方案擬定後應邀集具施工經驗之資深工程師、安全衛生專業人員、合格安全評估人員等組成「施工安全檢討小組」，以檢討該施工計畫方案之安全性，施予必要之修正及補充以確保施工方法及程序之安全。茲就橋樑補強施工計畫方案考量應檢討之安全項目，舉例如表13.1-1~13.1-3。

表 13.1-1 施工場地配置

工作項目	安全檢討事項
一、整地	1. 坡地作業安全-機械、人員
二、工作場所及通路	1. 安全圍籬 2. 施工道路 3. 進場管制 4. 交通指揮、管制、改道 5. 棧橋 6. 上下設施
三、圍堰、河渠、人車改道	1. 圍堰設計〈尺寸、構造形式、強度等〉 2. 排水設施 3. 人車通行設施 4. 緊急避難設備及信號 5. 航道警示及防撞設施
四、施工設備之配置	1. 設置安全機具動線及作業範圍管制
五、供電系統安全	1. 供電系統、電動機具之設置及使用漏電斷路器、自動電擊防止裝置近接作業
六、材料儲存場〈庫〉	1. 儲存設施強度 2. 儲存安全設施規劃〈火警、感電、粉塵、氣爆、缺氧及有害氣體災害等之防止〉 3. 管狀材料堆放安全 4. 揮發性溶劑、塗料等儲存通風
七、公眾安全之防護	1. 施工範圍之警戒及防護 2. 物體飛落之防止

表 13.1-2 基礎開挖作業

工作項目	安全檢討事項
一、整地	1. 地上、下障礙物、管線等遷移、拆除 2. 施工通道設置位置、構造
二、擋土壁體施工	1. 擋土壁體施工順序及方法 2. 機具作業安全
三、開挖作業	1. 機具作業安全 2. 廢棄土處理
四、止水或排水措施	1. 擋土措施之止水性 2. 開挖排水措施 3. 抽排水及地盤改良措施
五、支撐系統架設	1. 支撐系統組裝順序及固定 2. 起重機具作業安全(位置、動線、吊掛)
六、基礎結構施工	1. 鋼筋、模板吊裝路徑、儲存位置 2. 混凝土澆置 3. 預拌混凝土車進入動線 4. 混凝土壓送泵作業位置
七、支撐系統拆除	1. 支撐系統拆除順序及方法 2. 起重機作業位置、安定性 3. 拆除順序及拆除過程之安全
八、回填	1. 回填材料運輸路徑 2. 回填夯實順序及方法
九、擋土措施拆除	1. 擋土措施拆除順序及方法 2. 起重機作業位置、安定性 3. 擋土措施拆除順序及作業安全

表 13.1-3 基樁工程〈以反循環基樁工程為例〉

工作項目	安全檢討事項
一、準備作業	1. 地上、下障礙物、管線等遷移、拆除
二、放樣、定樁	1. 測量安全
三、套管設置	1. 套管打設安全 2. 埋設深度
四、鉗機定位	1. 鉗機運行安全
五、鉗掘	1. 地質構造 2. 穩定液管理 3. 坍孔、溢水防止措施 4. 鉗掘作業安全
六、穩定液處理	1. 沈澱池位置、容量、構造 2. 泥水設備安 3. 廢棄土處理



七、鋼筋籠吊放	1. 鋼筋加工及進場作業安全 2. 鋼筋籠吊放 3. 鋼筋籠搭接
八、特密管安放	1. 特密管吊放
九、混凝土澆置	1. 預拌混凝土車動線 2. 混凝土澆置
十、特密管拔出	1. 特密管拔除
十一、套管拔出	1. 套管拔除

### 13.1.8 施工機具、設備、人力及施工時程

施工機具、設備、人力及施工時程，取決於發包施工標之規模大小及目標開工、完工之時間，可俟細設階段施工標之規模大小及目標開工、完工時間較明確後，再做安排及計算。

### 13.2 交通維持

為促進道路施工期間工程順利進行及維持交通安全、順暢，交通維持策略須參酌工程實際狀況與需求擬定，除確保工程品質外，並應考量行車速限、交通需求、道路線形管制長度、管制期間與危險性等要素，加強交通管制安全與警示設施之佈設，以維護行車及工作人員之安全。

本計畫進行補強工程期間所影響之道路系統，包括高速公路主線及橫交地方道路，其交通維持策略擬定均應依據下列規定辦理。本節將分別就高速公路主線及橫交地方道路之交通維持原則與策略進行探討。

1. 交通部頒「道路交通標誌、標線、號誌設置規則」及交通部編審「交通工程手冊」之規定。
2. 高速公路局編印之「台灣區高速公路施工之交通管制設施」與「台灣區高速公路交通工程規範」所示原則。
3. 除上述外，另依據合約文件及設計圖之內容及承包商提送經核定之交通維持計畫內容辦理。

#### 13.2.1 施工中高速公路主線之交通維持

國道高速公路係國內道路等級最高之道路運輸系統，因此施工期間之交通維持策略應以其現有交通需求及工程品質為優先考量，就現地道路容量及動線維持提出因應策略，以降低交通衝擊與確保施工品質。茲就高速公路施工期間應遵守之各項基本原則及交通維持策略簡述如下：

##### 一、基本原則

1. 本工程應以施工快速及降低交通干擾為交通維持之主要目標。
2. 管制範圍以施工確實需要之路段，及規定之最小寬度為限。
3. 施工期間應盡量以不封閉、不改道及避免車行路徑之頻繁突變為優先考量，故施工方法應配合擬定以維持現有車道配置，以利對交通車流影響降至最低。
4. 施工管制路段不得長於3公里，兩管制路段間之緩衝路段至少為2公里。
5. 原則上施工區段設計速限為60公里以上，每車道寬至少3.25公尺，內側路肩寬至少0.5公尺，外側路肩寬至少0.7公尺。
6. 施工機具或車輛進出工作區，應儘量於非尖峰時段進行。
7. 如施工會對車流造成重大干擾，應儘量安排於夜間進行。
8. 兼顧高速公路主線與進出口匝道之交通維持，及地區道路交通疏導。

## 二、交通維持策略

高速公路主線交通可能因補強工程進行而受影響之情境，主要包括穿越橋下部結構補強須暫行封閉車道、穿越橋改建、橫交跨越橋下部結構補強等。為維持現有主線交通行車安全及順暢，其交通維持策略除須考量交通需求外，亦應由補強方式、施工方法及順序等方面一併考量，使工程能順利執行如期完成，並降低對高速公路主線交通之負面影響。茲就各情境之交通維持策略說明如后：

### 1. 穿越橋下部結構補強須暫行封閉車道

穿越橋下部結構補強期間，若因灌漿等工程需求宜暫行封閉主線車道時，應盡量利用離峰或夜間時段進行，且以每方向封閉一車道為原則，並加強交通管制安全設施之佈設及派員指揮交通，以維行車安全。

### 2. 穿越橋改建

穿越橋改建對高速公路主線交通影響甚鉅，故以避免採改建方案為優先考量。若須採行改建方案，則必須能利用下列幾種策略配合，方得以維持交通：

- (1) 考量高速公路兩側之部分路權可供施工及改道利用，以彌補道路寬度之不足。
- (2) 縮減車道、路肩及中央分隔帶之寬度，以增加行車空間。

(3) 分階段施工以降低工區寬度需求。

(4) 研擬大區域車流疏導計畫，以降低施工區段之交通需求。

### 3. 橫交跨越橋下部結構補強

若跨越橋於高速公路主線中央分隔帶或路側有落墩，則當其下部結構補強期間勢必對主線交通有所影響，故為維持主線原有車道數及內外路肩最小寬度之需求，應於符合施工需求下盡量以縮減施工區寬度為原則，方能利用縮減車道及路肩寬度以維持交通。

## 13.2.2 施工中橫交地方道路之交通維持

高速公路之橫交道路包括跨越橋及穿越橋下地方道路，而施工期間之交通維持策略亦應以維持其基本交通需求為原則，並就現地道路容量及動線維持提出因應策略，以降低交通衝擊。茲就施工期間地方道路應遵守之各項基本原則及交通維持策略簡述如下：

### 一、基本原則

1. 補強工程應以施工快速及降低對地方道路交通干擾為交通維持之主要目標。
2. 施工期間應優先考量維持原有行車方向不封閉為原則。
3. 施工期間對地區性道路交通有嚴重影響時，應安排於非尖峰時段內辦理。
4. 鄰近施工區之路段及路口應加強設置告示牌，以引導車輛改道及加強行車安全性。

### 二、交通維持策略

高速公路橫交地方道路之交通可能因補強工程進行而受影響之情境，主要包括穿越橋改建、穿越橋下部結構補強、跨越橋改建及跨越橋下部結構補強須暫行封閉車道等。為維持既有地方道路交通行車安全及順暢，進行交通維持策略之研擬時，亦須同時考量交通需求、補強方式、施工方法及順序等要素，以降低對地方道路交通之負面影響。茲就各情境之交通維持策略說明如后：

#### 1. 穿越橋改建或下部結構補強

穿越橋下部結構改建或補強期間對其下方之地方道路交通必產生影響，尤以基礎補強或改建期間必佔用較多道路面積進行施工，故為維持其基本交通需求，宜採行下列因應策略：

- (1) 穿越橋鄰近地區有合宜之替代道路或橋梁，可提供車輛便利之改道動線，則可封閉原來穿越橋下地方道路進行改建工程。
- (2) 穿越橋鄰近地區若無合宜之替代道路或橋梁，應盡量利用路側用地圍設工區，並以至少維持單行道4.5公尺寬或雙向6公尺寬之行車空間為原則，必要時並配合擬定車流疏導動線，以使交通衝擊降至最低。

## 2. 跨越橋改建

跨越橋進行改建工程必封閉原有行車動線，為維持地方道路交通需求，應考量各地方特性採行下列因應措施：

- (1) 跨越橋鄰近地區若有合宜之替代道路或橋梁，可提供車輛便利之改道動線，則可封閉原來跨越橋進行施工。
- (2) 跨越橋鄰近地區若無適當之替代道路，則應利用毗鄰用地興建便橋，先進行車輛改道後，方得封閉原橋進行改建工程。

## 3. 跨越橋下部結構補強須暫行封閉車道

跨越橋下部結構補強期間，若因灌漿等工程需求宜暫行封閉車道時，應盡量利用離峰或夜間時段進行，且至少以能維持單線通車為原則，並加強交通管制安全設施之佈設及派員指揮交通，以維行車安全。若經評估須暫行全線封閉，亦應提前於路口設置安全設施及派員指揮交通，以利車輛提早改道。

第十三章	施工計畫與交通維持	1
13.1	施工計畫	1
13.1.1	補強施工方式概述	1
13.1.2	穿越橋補強施工	2
13.1.3	跨越橋補強施工	3
13.1.4	河川橋補強施工	3
13.1.5	山谷高架橋補強施工	4
13.1.6	施工安排及步驟	4
13.1.7	施工計畫方案及安全性檢討	6
13.1.8	施工機具、設備、人力及施工時程	9
13.2	交通維持	9
13.2.1	施工中高速公路主線之交通維持	9
13.2.2	施工中橫交地方道路之交通維持	11
表 13.1-1	施工場地配置	7
表 13.1-2	基礎開挖作業	8
表 13.1-3	基樁工程〈以反循環基樁工程為例〉	8

錯誤! 找不到圖表目錄。

第十三章 施工計畫與交通維持

13.1	施工計畫 .....	13-1
13.1.1	補強施工方式概述 .....	13-1
13.1.2	穿越橋補強施工 .....	13-2
13.1.3	跨越橋補強施工 .....	13-3
13.1.4	河川橋補強施工 .....	13-3
13.1.5	山谷高架橋補強施工 .....	13-4
13.1.6	施工安排及步驟 .....	13-4
13.1.7	施工計畫方案及安全性檢討 .....	13-6
13.1.8	施工機具、設備、人力及施工時程 .....	13-9
13.2	交通維持 .....	13-9
13.2.1	施工中高速公路主線之交通維持 .....	13-9
13.2.2	施工中橫交地方道路之交通維持 .....	13-11
表13.1-1	施工場地配置 .....	13-7
表13.1-2	基礎開挖作業 .....	13-8
表13.1-3	基樁工程〈以反循環基樁工程為例〉 .....	13-8

## 第十四章 環境衝擊研究

### 14.1 前言

#### 14.1.1 計畫之需要性

88年9月21日台灣地區發生芮氏地震規模達7.3的大地震，造成全台地區相當重大的生命及財產損害。國家地震工程研究中心經檢討研究，將全台地震分區由原規範的四區改為二區(地震甲區及地震乙區)。交通部亦配合於89年4月間修正「公路橋梁耐震設計規範」有關章節。

為防範災害於未然，本計畫即針對國道一中山高速公路及第二高速公路等已完工通車之橋梁結構物以依修正後「公路橋梁耐震設計規範」，重新檢核及評估高速公路之新舊橋梁結構物，對於不符合最新耐震規範之橋梁進行補強設計，並進行各種補強工程之可行性研究，期能於日後大地震時可達到減少損害，避免傷亡之主要目標。

由於高速公路已完工通車之橋梁分佈於各都會區、鄉村及山區內；各橋梁有穿越橋、跨越橋、河川橋及山谷橋等型式，其補強施工時將各有不同施工方案。可預期的是施工階段及營運階段對高速公路沿線環境造成相當程度不利影響及衝擊，此類衝擊的影響可能是短期的或長期性的；可回復的或不可回復。因此為求各補強施工方案對環境不利影響程度儘可能減至最低，本計畫將對各施工方案於施工階段及營運階段可能對鄰近環境造成衝擊的工程活動進行調查，並提出改善對策，以避免或減輕不利影響，達成工程作業與環境保護間的平衡。

#### 14.1.2 工作程序

本計畫將對各方案之工程活動項目進行調查、分析與研究，以列出工程進行可能引起各項環境衝擊因素，並對可能造成環境不利影響之工程作業提出減輕或避免之因應對策，作為爾後工程規劃設計之參考。

### 14.2 環境背景資料說明

了解環境現況背景資料為評估本計畫於施工階段中各項施工方案對環境可能產生影響重要的參考依據，故不應忽略對環境現況的了解。

本計畫工程範圍北起基隆南至高雄地區，幾乎涵蓋台灣西半部地區，且包含第二高速公路已通車路段之橋梁耐震力評估及補強。故現階段僅就各項大區域環境現況諸如：氣象、地理環境、水文水質、空氣品

質及噪音振動等項目做概略簡介。日後，本計畫案進行規劃設計階段時，應由每個參與規劃設計單位對空氣品質、河川水系之水文水質、交通量及環境噪音做進一步監測以做為施工單位實施施工階段環境保護工程之依據。

## 14.2.1 氣象

依據中央氣象局自西元1971年至2000年觀測統計資料分析結果，高速公路沿線氣象資料如次：(參閱表14.2-1~表14.2-6)

### 1. 氣溫

#### (1) 基隆、台北地區

全年平均氣溫屬偏高，年平均可達22.1~22.4°C之間，最高為7月份平均氣溫為29°C，最低為1月份平均氣溫為13.7°C。

#### (2) 新竹地區

全年平均氣溫屬偏高，年平均可達22.3°C，最高為7月份平均氣溫為28.7°C，最低為1、2月份平均氣溫為12.7°C。

#### (3) 台中地區

全年平均氣溫屬偏高，年平均可達23°C，最高為7月份平均氣溫為28.5°C，最低為1月份平均氣溫為12.4°C。

#### (4) 嘉義地區

全年平均氣溫屬偏高，年平均可達22.8°C，最高為7月份平均氣溫為28.4°C，最低為1月份平均氣溫為12.1°C。

#### (5) 台南地區

全年平均氣溫屬較高，年平均可達24.1°C，最高為7月份平均氣溫為29°C，最低為1月份平均氣溫為13.6°C。

### 2. 日照

#### (1) 基隆、台北地區

全年平均日照天數以7月份最高，全年該月日照天數平均為22天，年平均日照最低天數為1月份，全年該月日照天數平均為10天左右。

#### (2) 新竹地區

全年平均日照天數以11月份最高，全年該月日照天數平均為25天，年平均日照最低天數為2月份，全年該月日照天數平均為



14天左右。

(3) 台中地區

全年平均日照天數以10月份最高，全年該月日照天數平均為27天，年平均日照最低天數為6月份，全年該月日照天數平均為15天左右。

(4) 嘉義地區

全年平均日照天數以11月份最高，全年該月日照天數平均為26天，年平均日照最低天數為8月份，全年該月日照天數平均為13天左右。

(5) 台南地區

全年平均日照天數以10月份最高，全年該月日照天數平均為28天，年平均日照最低天數為8月份，全年該月日照天數平均為14天左右。

3. 降雨量

(1) 北部地區

北部地區一般降雨乾濕季不甚明顯，雨量多集中於夏季，冬季自十月下旬開始至翌年三月下旬，其間東北季風盛行，雨日甚長且雨量不多，空氣潮濕，每年四月至六月為梅雨季。夏季西南季風盛行風力溫和，惟因高溫及旺盛西南氣流及颱風影響，帶來大量豪雨，故五月至九月為雨季，雨量占全年降雨量60%以上，降雨頻率不顯著，平均全年降雨量在2,497公釐左右。

(2) 中部地區

中部地區一般降雨乾濕季較為明顯，雨量多集中於夏季之4~8月份，冬季自十月下旬開始至翌年三月下旬，雨日短且雨量少，空氣較為乾燥，每年四月至六月為梅雨季。夏季西南季風盛行風力溫和，惟因高溫及旺盛西南氣流及颱風影響，常帶來大量豪雨，故四月至九月為雨季，雨量占全年降雨量75%以上，降雨頻率不顯著，平均全年降雨量在1,684.1公釐左右。

(3) 南部地區

南部地區一般降雨乾濕季明顯，雨量多集中於夏季之5~8月份，冬季自十月下旬開始至翌年三月下旬，雨日短且雨量少，空氣較為乾燥，每年五月至六月為梅雨季。夏季西南季風盛行風力溫和，惟因高溫及旺盛西南氣流及颱風影響，常帶來大量豪雨，

故五月至九月為雨季，雨量占全年降雨量85% 以上，降雨頻率不顯著，平均全年降雨量在1,655.9公釐左右。

### 3. 相對濕度

#### (1) 北部地區

台灣地區屬海島型氣候，相對濕度全年變化小。北部地區夏季(5~9月份)平均相對濕度為79.2% ；冬季(12月~2月)平均相對濕度為80.8% 。

#### (2) 中部地區

夏季(5~9月份)平均相對濕度為80.9% ；冬季(12月~2月)平均相對濕度為78.8% 。

#### (3) 南部地區

夏季(5~9月份)平均相對濕度為79.6% ；冬季(12月~2月)平均相對濕度為78.3% 。

表 14.2-1 基隆氣象站氣候資料表

項目	降雨量	降雨天數	平均氣溫	相對濕度	最高氣溫	最低氣溫
單位	公釐	天	°C	%	°C	°C
1月	335.8	21	15.8	81	18.0	13.7
2月	399.0	20	15.8	83	18.2	13.7
3月	332.3	21	17.6	84	20.3	15.3
4月	240.9	17	21.1	82	24.1	18.7
5月	296.1	19	24.2	82	27.1	21.7
6月	286.7	14	27.1	80	30.4	24.5
7月	150.4	9	29.0	75	32.6	26.0
8月	212.8	12	28.6	77	31.9	25.9
9月	360.8	15	26.8	79	29.5	24.4
10月	413.4	18	24.0	79	26.1	22.1
11月	394.7	20	20.8	79	22.7	18.9
12月	332.7	20	17.6	79	19.7	15.6
合計	3755.0	206	22.4	80	25.1	20.0
統計期間	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000

資料來源：中央氣象局網站氣候資料統計

表 14.2-2 台北氣象站氣候資料表

項目	降雨量	降雨天數	平均氣溫	相對濕度	最高氣溫	最低氣溫
單位	公釐	天	°C	%	°C	°C
1月	86.5	15	15.8	79	18.9	13.3
2月	157.5	15	16.0	82	19.3	13.6
3月	186.3	16	18.0	81	21.9	15.3
4月	189.6	15	21.8	79	25.9	18.7
5月	268.9	16	24.7	80	28.8	21.9
6月	322.6	15	27.4	79	31.9	24.3
7月	241.4	12	29.3	74	34.1	25.8
8月	296.0	14	28.9	76	33.5	25.6
9月	288.0	13	27.1	77	31.2	24.3
10月	149.0	12	24.4	77	27.8	22.0
11月	92.8	14	20.9	77	23.9	18.6
12月	85.1	13	17.5	77	20.7	15.1
合計	2636.7	170	22.7	78	26.5	19.9
統計期間	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000

資料來源：中央氣象局網站氣候資料統計

表 14.2-3 新竹氣象站氣候資料表

項目	降雨量	降雨天數	平均氣溫	相對濕度	最高氣溫	最低氣溫
單位	公釐	天	°C	%	°C	°C
1月	64.4	10	15.3	79	18.8	12.7
2月	191.3	14	15.3	80	18.7	12.7
3月	172.8	14	17.6	83	21.0	14.9
4月	161.4	13	21.5	81	25.0	18.5
5月	247.2	12	24.4	80	28.0	21.2
6月	266.1	10	27.4	78	30.8	24.3
7月	100.9	8	28.7	76	32.7	25.4
8月	179.7	11	28.3	78	32.3	25.2
9月	96.0	8	26.6	76	30.5	23.5
10月	56.5	6	23.8	77	27.4	21.1
11月	33.9	5	21.0	76	24.9	18.1
12月	47.4	8	17.8	77	21.3	15.2
合計	1617.6	119	22.3	78	26.0	19.4
統計期間	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000

資料來源：中央氣象局網站氣候資料統計

表 14.2-4 台中氣象站氣候資料表

項目	降雨量	降雨天數	平均氣溫	相對濕度	最高氣溫	最低氣溫
單位	公釐	天	°C	%	°C	°C
1月	36.6	7	16.2	76	22.0	12.4
2月	87.8	10	16.8	78	22.0	13.3
3月	94.0	12	19.4	78	24.6	15.6
4月	134.5	11	23.0	78	27.8	19.4
5月	225.3	13	25.7	80	30.0	22.3
6月	342.7	15	27.5	80	31.8	24.2
7月	245.8	13	28.5	77	33.0	24.9
8月	317.1	15	28.0	79	32.4	24.7
9月	98.1	8	27.2	77	31.9	23.7
10月	16.2	4	24.9	75	30.1	21.4
11月	18.6	4	21.4	74	26.9	17.6
12月	25.7	5	17.8	74	23.6	13.8
合計	1642.1	117	23.0	77	28.0	19.4
統計期間	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000

資料來源：中央氣象局網站氣候資料統計

表 14.2-5 嘉義氣象站氣候資料表

項目	降雨量	降雨天數	平均氣溫	相對濕度	最高氣溫	最低氣溫
單位	公釐	天	℃	%	℃	℃
1月	27.6	5	16.1	82	21.8	12.1
2月	57.7	7	16.8	83	22.0	13.3
3月	62.2	7	19.4	81	24.7	15.5
4月	107.6	8	22.9	84	27.9	18.9
5月	189.2	11	25.5	85	30.3	21.8
6月	350.7	14	27.6	82	32.2	24.0
7月	304.3	15	28.4	80	32.9	24.9
8月	422.0	18	27.8	84	32.2	24.6
9月	148.9	10	26.7	85	31.6	23.2
10月	22.7	4	24.3	84	29.8	20.6
11月	12.2	3	20.9	81	26.9	16.8
12月	20.9	4	17.4	80	23.7	13.0
合計	1726.1	106	22.8	82	28.0	19.1
統計期間	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000

資料來源：中央氣象局網站氣候資料統計

表 14.2-6 台南氣象站氣候資料表

項目	降雨量	降雨天數	平均氣溫	相對濕度	最高氣溫	最低氣溫
單位	公釐	天	℃	%	℃	℃
1月	21.2	5	17.3	78	23.0	13.6
2月	30.5	6	18.2	79	23.8	14.5
3月	37.3	5	21.0	77	26.5	17.1
4月	84.6	7	24.5	77	29.4	20.8
5月	184.3	10	27.1	78	31.3	23.8
6月	375.6	13	28.4	80	32.2	25.5
7月	318.6	13	29.0	79	32.9	26.1
8月	411.6	17	28.4	82	32.3	25.7
9月	144.1	9	28.0	79	32.2	24.9
10月	22.3	3	25.8	77	30.8	22.4
11月	15.8	3	22.3	77	27.7	18.8
12月	10.0	3	18.7	77	24.3	15.1
合計	1655.9	94	24.1	78	28.9	20.7
統計期間	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000	1971~2000

資料來源：中央氣象局網站氣候資料統計

## 14.2.2 地理環境

### 1. 北部地區

北部地區主要地形為台北盆地、林口台地、中壢台地、新竹平原及竹東丘陵等地形，各地形特徵如下：

#### (1) 台北盆地

平均高程約在50~100公尺左右，地勢由四週向中心逐次降低，屬典型盆地地形。

#### (2) 林口台地

平均高程約在100~300公尺左右，呈緩和起伏之老年期地形。

#### (3) 中壢台地

位於林口台地以南，平均高程約在100公尺，地勢由東向西逐次降低，呈緩起伏之老年期地形，屬大漢溪沖積扇範圍之內。

#### (4) 新竹平原

位於中壢台地與竹東丘陵間，由鳳山溪與頭前溪共同沖積而成之平原，地勢平坦，高程約在40公尺上下。

#### (5) 竹東丘陵

位於頭前溪與中港溪之間，為一受切割之台地，高度由東向西漸減。

### 2. 中部地區

中部路段地形主要有竹南沖積平原、竹南丘陵、苗栗河谷平原、苗栗丘陵、后里台地、台中盆地及彰化隆起海岸平原，其特徵如下：

#### (1) 竹南沖積平原

位於竹東丘陵與竹南丘陵間，由中港溪沖積而成平原，地勢平緩，高程在40公尺以下。

#### (2) 竹南丘陵

為一受切割之台地，因中港溪支流南港溪之侵蝕作用較後龍溪活躍，致分水嶺顯著偏南，本計畫路線附近地勢高程約在110~150公尺之間。

#### (3) 苗栗河谷平原

為後龍溪貫穿之河谷平原，主要呈南北走向。地形由北向南漸增，地勢平緩，高程約在60~90公尺之間。

(4) 苗栗丘陵

高度大致由北向南漸增，中山高速公路主要沿西湖溪呈南北向通過，西湖溪谷地高程約在200~300公尺之間。兩側稜線可達600公尺，中山高最高點位於三義交流道附近。高程約在360公尺左右。

(5) 后里台地

位於大安溪與大甲溪之間，北側台地高度約40公尺，南側則為20~30公尺之陡崖臨近大甲溪。

(6) 台中盆地

為構造性盆地，呈南北向延伸，地勢平坦，高度由北向南遞減。中山速公路沿線由大甲溪南岸之180公尺緩降至烏溪北岸之20公尺。

(7) 彰化海岸隆起平原

屬濁水溪沖積平原，地勢平坦寬闊。

3. 南部地區

南部地形主要為西部濱海平原區地勢較平坦，為年輕之海岸地形，地勢大致為由北向南逐漸降低，員林至水上之間高程約在19~30公尺之間，水上到高雄之間高程約2~17公尺之間。沿線跨越濁水溪、牛稠溪、八掌溪、急水溪、曾文溪、鹽水溪及二仁溪等主要河川及其他如虎尾溪、北港溪、朴子溪、阿公店溪等次要水系。

4. 已知斷層

本計畫路線上及其附近已知主要斷層有山腳斷層、南崁斷層、雙連坡斷層、湖口斷層、新竹斷層、新城斷層、大坪地斷層、斗煥坪斷層、三義斷層、車籠埔斷層、鐵占山斷層、彰化斷層、大甲斷層、屯子腳斷層、九芎坑斷層、梅山斷層、古坑斷層、六甲斷層、後甲里斷層、小南山斷層、旗山斷層等。

### 14.2.3 水文水質

本計畫將分區概述河川水質情形，有關河川水質分類標準如下表14.2-7表：

表 14.2-7 主要河川污染程度分類標準

項 目	未受 稍受 污染	輕度污染	中度污染	嚴重污染
溶氧量(OD)(mg/l)	6.5 以上	4.6~6.5	2.0~4.5	2.0 以下
生化需氧量(BOD) (mg/l)	3.0 以下	3.0~4.9	5.0~15	15 以上
懸浮固體(SS) (mg/l)	20 以下	20 ~ 49	50 ~ 100	100 以上
氨氮(NH-N) (mg/l)	0.5 以下	0.5~0.99	1.0~3.0	3.0 以上
點 數	1	3	6	10
積 分	2.0 以下	2.0~3.0	3.1~6.0	6.0 以上

### 1. 北部地區

本區域水系計有為基隆河、淡水河、二重疏洪道、中港大排、員林坑溪、南崁溪、茄苳溪、馬陵坑溪、友蚋溪、新街溪、老街溪、社子溪、大漢溪、鳳山溪、頭前溪、客雅溪及牛欄河等大小河川水體。

其中基隆河、淡水河、二重疏洪道、中港大排、友蚋溪、大漢溪屬淡水河主流河川，淡水河上游水系如大漢溪、基隆河自八堵以前之上游水質皆能符合水體水質標準，淡水河系中、下游段沿岸兩側有家庭、工廠等之污水直接排入，水質呈現中度至嚴重污染程度。

南崁溪則受兩岸皮革工廠廢水直接排入的影響，水質呈重度污染之現象；頭前溪水質於上游處屬稍受污染程度，中下游段因家庭污水排入之現象，水質已呈現中度至重度污染。鳳山溪上游水質為輕度污染，中游水質為稍受污染至輕度污染，下游水質則呈中度污染程度。客雅溪上游呈中度污染，下游則受新竹市都市廢水匯入影響，水質不佳，呈重度污染現象。



表 14.2-8 淡水河、基隆河水質檢驗資料

測 站	採 樣 日 期	溶 氧 量 (OD) (mg/l)	生 化 需 氧 量 (BOD) (mg/l)	懸 浮 固 體 (SS) (mg/l)	氨 氮 (NH-N) (mg/l)	積 分	污 染 程 度	
基 隆 河	成功橋	79.6.11	6.9	3	19	0.29	1.5	稍受污染
		79.6.22	4.7	6	26	0.81	3.75	中度污染
	內湖橋	79.6.11	5.3	15	11	0.40	2.75	輕度污染
		79.6.22	4.2	12	17	0.91	4.0	中度污染
	大直橋	79.6.11	5.9	16	11	0.39	3.75	中度污染
		79.6.22	3.8	6	32	0.90	4.5	中度污染
	中山橋	79.6.11	6.2	5	19	0.38	2.75	輕度污染
		79.6.22	33.8	26	15	0.84	5.0	中度污染
淡 水 河	中興橋	79.6.11	5.1	15	21	0.60	3.75	中度污染
		79.6.22	0	35	17	0.63	6.0	中度污染
	台北橋	79.6.11	5.1	16	6	0.55	4.25	中度污染
		79.6.22	0	24	14	0.61	6.0	中度污染

資料來源：台北市政府環境保護局，河川水質調查資料，79年6月

表 14.2-9 北部地區河川水質檢驗資料

測站	項 目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污 染 程 度	
頭 前 溪	竹林大橋	生化需氧量(BOD)	0.65	1.6	0.2	≤2.0	稍 受 污 染
		溶氧量(OD)	8.87	10.5	7.6	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.13	0.4	<0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	-	-	-	≤25	
	中正大橋	生化需氧量(BOD)	1.62	4.6	0.3	≤2.0	稍 受 污 染
		溶氧量(OD)	8.78	9.8	8.0	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.09	0.3	<0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	30.75	39	17	≤25	

表 14.2-9 北部地區河川水質檢驗資料(續一)

測站		項目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度
頭前溪	頭前溪橋	生化需氧量(BOD)	1.74	5.7	0.3	≤2.0	稍受污染
		溶氧量(OD)	8.75	10.5	7.1	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.12	0.32	<0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	30.9	57	13	≤25	
	溪州大橋	生化需氧量(BOD)	1.07	1.9	1.3	≤2.0	稍受污染
		溶氧量(OD)	8.48	10.9	7.0	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.19	0.43	<0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	<36.7	51	<4.0	≤25	
鳳山溪	渡船大橋	生化需氧量(BOD)	3.48	5.6	2.3	≤2.0	輕度污染
		溶氧量(OD)	8.65	10.5	6.7	≥6.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.18	0.6	<0.02	≤0.1	
		懸浮固體(SS)	20	38	8.0	≤25	
	新埔大橋	生化需氧量(BOD)	3.45	5.3	1.9	≤2.0	稍受污染
		溶氧量(OD)	8.85	11.0	7.0	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.28	0.56	<0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	16.6	34	9.0	≤25	
	鳳山溪橋	生化需氧量(BOD)	5.74	10	2.7	≤4.0	輕度污染
		溶氧量(OD)	6.23	10.6	3.7	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.31	0.76	0.05	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	17.6	23	13	≤40	
	鳳崗大橋	生化需氧量(BOD)	10.3	25	2.6	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	5.22	9.0	0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	<0.48	0.94	<0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	45.5	94	17	≤40	
客雅溪	青草湖	生化需氧量(BOD)	12.1	35	3.6	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	5.3	7.7	2.8	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.53	1.6	0.05	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	44	58	16	≤40	

表 14.2-9 北部地區河川水質檢驗資料(續二)

測站	項目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度	
客雅溪	客雅溪橋	生化需氧量(BOD)	12.6	37	4.8	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	3.85	6.3	1.8	-	
		氨氮(NH-N)	5.64	9.6	1.6	-	
		懸浮固體(SS)	43.8	91	18	-	
	香雅橋	生化需氧量(BOD)	20	34	11	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	1.82	9.1	0	-	
		氨氮(NH-N)	4.45	6.4	2.3	-	
		懸浮固體(SS)	55.7	79	41	-	

資料來源：台灣省政府環境保護處，台灣省河川水質年報，83年3月

## 2. 中部地區

本區域水系計有鹽港溪、中港溪、後龍溪、西湖溪、大安溪、大甲溪、烏溪、鹿港溪主要河川水系。

鹽港溪於中興橋附近之上游段屬稍受污染，中下游則因河道蜿蜒，水質惡化為中度污染。

中港溪(含支流南港溪在內)受沿岸生活及工業廢水排入影響下，水質均屬嚴重至重度污染。

後龍溪沿岸無明顯污染源除頭屋大橋以西屬稍受污染外，其他各段水質均為未受污染。

西湖溪沿岸無明顯污染源，各段水質均為未受污染。

大安溪因上游地質結構不佳，雨季易受沖刷，水中懸浮固體濃度較高，高速公路橋以下河段均屬中度污染。

大甲溪高速公路橋以上河段沿岸無明顯污染源河川水質均為未受污染，高速公路橋以下河段水質稍受污染。

烏溪中彰大橋以上河段及支流筏子溪受沿岸彰化、台中等家庭及工業廢水影響，河川水質屬中度污染；中彰大橋以下河段則屬中度至重度污染。

鹿港溪又名員林大排，因屬區域排水性質，加上沿岸家庭及工業廢水不斷排入，河川水質已受嚴重污染。

表 14.2-10 中部地區河川水質檢驗資料

測站		項 目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度
鹽港溪	中興橋	生化需氧量(BOD)	2.3	2.7	1.8	-	稍受污染
		溶氧量(OD)	7.5	8.1	6.6	-	
		氨 氮(NH-N)	<0.10	0.18	<0.10	-	
		懸浮固體(SS)	16	24	12	-	
	中隘橋	生化需氧量(BOD)	6.6	11.0	4.1	-	中度污染
		溶氧量(OD)	4.9	9.0	0	-	
		氨 氮(NH-N)	2.91	12.0	0.43	-	
		懸浮固體(SS)	20	37	<4.0	-	
中港溪	東興橋	生化需氧量(BOD)	7.7	21.0	1.5	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	7.4	9.4	3.8	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.67	2.7	0.03	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	44	73	21	≤40	
	中港溪橋	生化需氧量(BOD)	41.5	140.0	5.4	≤4.0	嚴重污染
		溶氧量(OD)	4.0	8.7	0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	14.49	80.0	0.3	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	33	53	6	≤40	
南港溪	南港溪橋	生化需氧量(BOD)	43.5	115.0	14.0	≤4.0	嚴重污染
		溶氧量(OD)	2.1	5.3	0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	7.15	15.0	1.20	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	90	194	19	≤40	
後龍溪	龜山橋	生化需氧量(BOD)	2.2	4.9	0.8	≤2.0	未受污染
		溶氧量(OD)	9.1	11.0	7.0	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	0.20	0.42	0.01	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	16	31	2	≤25	
	頭屋大橋	生化需氧量(BOD)	2.8	5.1	0.5	≤2.0	未受污染
		溶氧量(OD)	9.7	12.5	8.0	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	0.19	0.49	0.01	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	12	22	1	≤25	

表 14.2-10 中部地區河川水質檢驗資料(續一)

測站		項目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度
西湖溪	銅鑼橋	生化需氧量(BOD)	1.7	2.7	0.9	≤2.0	未受污染
		溶氧量(OD)	8.6	9.7	7.8	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	0.18	0.42	0.09	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	14	24	2	≤25	
大安溪	高速公路橋下游	生化需氧量(BOD)	1.9	2.8	1.1	≤2.0	中度污染
		溶氧量(OD)	7.3	7.4	7.2	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	0.10	0.09	<0.10	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	164	478	<4	≤25	
	大安橋	生化需氧量(BOD)	3.9	5.2	2.5	≤2.0	中度污染
		溶氧量(OD)	8.7	9.3	8.2	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	0.70	2.5	0.06	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	147	276	12	≤25	
大甲溪	高速公路橋	生化需氧量(BOD)	2.6	5.0	0.9	≤4.0	未受污染
		溶氧量(OD)	9.0	10.4	8.0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.36	1.2	0.01	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	15	25	2	≤40	
烏溪	高速公路橋下游	生化需氧量(BOD)	4.4	8.9	2.1	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	6.5	7.0	6.3	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.58	0.96	<0.10	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	264	375	56	≤40	
	中彰大橋	生化需氧量(BOD)	3.1	9.0	1.6	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	6.2	8.0	5.1	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.99	2.6	0.21	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	95	270	41	≤40	
筏子溪	東海橋	生化需氧量(BOD)	5.5	11.0	2.9	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	8.1	9.7	6.8	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.74	4.5	0.02	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	24	56	6	≤40	
	集泉橋	生化需氧量(BOD)	9.8	17.0	3.2	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	6.3	8.8	2.3	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	0.70	5.1	0.01	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	22	41	4	≤40	
鹿港溪	萬祥橋	生化需氧量(BOD)	37.1	102.0	10.0	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	3.3	6.8	0	-	
		氨 氮(NH-N)	9.28	19.0	0.32	-	
		懸浮固體(SS)	129	962	11	-	

資料來源：台灣省政府環境保護處，台灣省河川水質年報，83年3月

### 3. 南部地區

南部地區水系計有濁水溪、新虎尾溪、北港溪、朴子溪、八掌溪、急水溪、曾文溪、鹽水溪、二仁溪、阿公店溪、旗山溪及高屏溪等主、次要河川。

依據省環保處資料統計分析高速公路所通過之水系除濁水溪、新虎尾溪、曾文溪屬中度污染外，其他如北港溪、朴子溪、八掌溪、急水溪、鹽水溪、二仁溪、阿公店溪、旗山溪及高屏溪等皆已遭受嚴重污染。

表 14.2-11 南部地區河川水質檢驗資料

測站		項目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度
濁水溪	西螺大橋	生化需氧量(BOD)	1.4	2.5	0.3	≤2.0	中度污染
		溶氧量(OD)	6.6	7.8	4.6	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	0.15	0.25	0.07	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	364	1029	15	≤25	
新虎尾溪	新虎尾橋	生化需氧量(BOD)	4.9	9.6	1.8	-	中度污染
		溶氧量(OD)	5.8	6.6	4.6	-	
		氨 氮(NH-N)	17.0	6.1	0.04	-	
		懸浮固體(SS)	241	388	69	-	
	中正橋	生化需氧量(BOD)	4.5	5.8	3.0	-	輕度污染
		溶氧量(OD)	5.2	6.1	4.3	-	
		氨 氮(NH-N)	0.71	2.0	0.12	-	
		懸浮固體(SS)	47	117	6	-	
北港溪	榮 橋	生化需氧量(BOD)	13.2	30.0	6.0	≤2.0	嚴重污染
		溶氧量(OD)	2.8	5.7	0	≥5.5	
		氨 氮(NH-N)	3.4	14.0	1.1	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	130	218	35	≤25	
	土庫大橋	生化需氧量(BOD)	12.6	33.0	5.4	≤4.0	嚴重污染
		溶氧量(OD)	3.3	5.9	0.7	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	5.0	23.0	1.3	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	130	347	43	≤40	
朴子溪	牛稠溪橋	生化需氧量(BOD)	31.9	96.0	2.8	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	3.0	7.5	0	≥2.0	
		氨 氮(NH-N)	8.4	28.0	0.6	-	
		懸浮固體(SS)	51	71	23	≤100	
	月眉潭橋	生化需氧量(BOD)	10.7	21.0	3.9	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	2.7	6.7	0	≥2.0	
		氨 氮(NH-N)	9.6	25.0	1.1	-	
		懸浮固體(SS)	70	226	12	≤100	

表 14.2-11 南部地區河川水質檢驗資料(續一)

測站		項目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度
八掌溪	八掌溪游	生化需氧量(BOD)	11.1	30.0	3.7	≤4.0	嚴重污染
		溶氧量(OD)	3.0	6.2	0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	3.9	8.1	0.77	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	35	140	7	≤40	
	厚生橋	生化需氧量(BOD)	10.0	19.0	3.1	≤4.0	
		溶氧量(OD)	5.8	8.3	2.8	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	3.2	6.8	0.76	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	65	247	13	≤40	
急水溪	急水溪橋	生化需氧量(BOD)	9.5	25.0	3.8	≤4.0	嚴重污染
		溶氧量(OD)	2.6	4.3	0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	3.2	8.8	0.57	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	24	38	16	≤40	
	宅港橋	生化需氧量(BOD)	8.6	29.0	3.3	≤4.0	
		溶氧量(OD)	2.2	7.3	0	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	6.0	11.0	0.81	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	23	68	9.5	≤40	
將軍溪	文瑞橋	生化需氧量(BOD)	53.8	124	11.0	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	0	0.32	0	-	
		氨 氮(NH-N)	52.8	120	5.1	-	
		懸浮固體(SS)	39	101	17	-	
曾文溪	麻善橋	生化需氧量(BOD)	8.7	16.0	1.2	≤4.0	中度污染
		溶氧量(OD)	9.9	17.0	3.3	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	2.8	9.6	0.47	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	30	45	18	≤40	
	西港大橋	生化需氧量(BOD)	6.8	17.0	1.6	≤4.0	
		溶氧量(OD)	9.0	16.0	2.1	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	1.7	4.6	0.68	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	31	61	12	≤40	
鹽水溪	豐化橋	生化需氧量(BOD)	16.3	42.0	4.2	-	嚴重污染
		溶氧量(OD)	0.7	4.3	0	≥2.0	
		氨 氮(NH-N)	9.2	21.0	0.97	-	
		懸浮固體(SS)	39	185	13	≤100	
	太平橋	生化需氧量(BOD)	19.7	44.0	4.1	-	
		溶氧量(OD)	0.1	0.8	0	≥2.0	
		氨 氮(NH-N)	9.8	15.0	1.2	-	
		懸浮固體(SS)	21	46	7	≤100	

表 14.2-11 南部地區河川水質檢驗資料(續二)

測站	項目	平均值	最大值	最小值	水質標準	污染程度	
二 仁 溪	崇德大橋	生化需氧量(BOD)	8.5	17.0	2.8	≤4.0	嚴重 污染
		溶氧量(OD)	3.8	5.4	2.2	≥4.5	
		氨 氮(NH-N)	5.1	14.0	0.33	≤0.3	
		懸浮固體(SS)	108	414	12	≤40	
	二層行橋	生化需氧量(BOD)	18.0	55.0	3.3	-	嚴重 污染
		溶氧量(OD)	0.6	3.8	0	≥2.0	
		氨 氮(NH-N)	13.5	40.0	0.77	-	
		懸浮固體(SS)	30	120	8.5	≤100	
阿 公 店 溪	阿公店溪	生化需氧量(BOD)	4.2	12.0	0.5	-	中 度 污 染
		溶氧量(OD)	4.5	12.0	0	-	
		氨 氮(NH-N)	0.8	3.5	0.09	-	
		懸浮固體(SS)	48	136	19	-	
	阿公店橋	生化需氧量(BOD)	13.0	26.0	3.3	-	嚴重 污 染
		溶氧量(OD)	4.3	11.7	0	-	
		氨 氮(NH-N)	30.8	62.0	0.71	-	
		懸浮固體(SS)	24	72	2	-	

資料來源：台灣省政府環境保護處，台灣省河川水質年報，83年3月

#### 14.2.4 空氣品質

空氣品質評估基準主要依據空氣污染防制法、空氣污染防制法施行細則及行政院環境保護署於79年公告之「台灣地區環境空氣品質標準」(詳如表14.2-12)

表 14.2-12 台灣地區環境空氣品質標準

一、總懸浮微粒(TSP)( $\mu\text{g}/\text{m}^3$ )	
(1)24小時值	≤250
(2)年平均幾何值	≤130
二、粒徑小於10 $\mu\text{m}$ 之懸浮微粒(PM <sub>10</sub> )( $\mu\text{g}/\text{m}^3$ )	
(1)日平均值	≤125
(2)年算數平均值	≤65
三、二氧化硫(SO <sub>2</sub> )(ppm)	
(1)小時平均值	≤0.25
(2)日平均值	≤0.10
(3)年平均值	≤0.03
四、二氧化氮(NO <sub>2</sub> )(ppm)	
(1)小時平均值	≤0.25
(2)年平均值	≤0.05



表 14.2-12 台灣地區環境空氣品質標準(續)

五、一氧化碳(CO)(ppm)	
(1)小時平均值	≤35
(2)8小時平均值	≤9
六、臭氧(O <sub>3</sub> )(ppb)	
(1)小時平均值	≤0.12
(2)8小時平均值	≤0.06
七、鉛(Pb) (μg/m <sup>3</sup> )	
月平均值小於1.0 μg/m <sup>3</sup>	

註：84.4.10行政院環境保護署修正公告

1. 北部地區

依據環保署監測結果顯示，北部地區空氣年平均值尚能符合標準。

表 14.2-13 北部地區空氣品質監測資料

時間	項目 測站	懸浮微粒		二氧化硫		二氧化氮		一氧化碳		臭氧	
		(μg/m <sup>3</sup> )		(ppb)		(ppb)		(ppm)		(ppb)	
		新竹	湖口	新竹	湖口	新竹	湖口	新竹	湖口	新竹	湖口
82年	11月	67.77	60.06	8.38	7.44	24.75	16.54	0.89	0.64	26.30	42.16
	12月	65.53	40.54	6.44	4.97	20.36	14.05	0.70	0.49	39.42	36.51
83年	1月	84.93	52.61	5.61	5.09	25.08	16.23	0.91	0.63	40.96	33.86
	2月	78.23	43.73	4.17	3.73	23.04	14.63	0.82	0.57	46.40	31.56
	3月	77.42	37.16	4.67	4.47	25.55	18.43	0.89	0.58	46.75	48.18
	4月	70.8	58.1	7.29	6.05	22.84	19.28	1.00	0.77	48.86	48.32
	5月	59.44	63.76	6.71	6.38	23.14	20.57	0.89	0.68	55.23	58.29
	6月	42.31	40.59	5.56	6.46	17.21	13.73	0.71	0.52	46.76	41.42
	7月	52.68	53.43	1.19	3.61	19.14	16.15	0.82	0.57	37.75	56.16
	8月	42.15	33.18	1.56	4.04	15.05	14.09	0.75	0.51	35.86	40.55
	9月	50.07	47.40	8.01	6.70	21.27	16.61	0.71	0.59	53.66	50.91
	10月	57.63	52.70	8.71	7.36	23.52	17.18	0.66	0.57	42.66	39.94
	平均值	621.44	45.82	5.69	5.53	21.80	16.46	0.81	0.59	43.38	43.99

資料來源：行政院環境保護署「中華民國台灣地區環境保護統計月報」

## 2. 中部地區

依據環保署監測結果顯示，中部地區空氣年平均值尚能符合標準。

表 14.2-14 中部地區空氣品質監測資料

偵測地點	總懸浮微粒 TSP ( $\mu\text{g}/\text{m}^3$ )	懸浮微粒 TM10 ( $\mu\text{g}/\text{m}^3$ )	二氧化硫 SO <sub>2</sub> (ppb)	二氧化氮 NO <sub>2</sub> (ppb)	一氧化碳 CO (ppm)	臭氧 O <sub>3</sub> (ppb)	鉛 Pb ( $\mu\text{g}/\text{m}^3$ )
新竹交流道	110~148	47~107	19~28	36~52	1.1~4.1	12~27	0.144~0.302
新城國小	38~127	30~109	21~37	44~55	0.55~1.3	7~43	0.061~0.090
造橋國小	67~115	59~78	7~28	30~85	0.7~1.6	7~41	0.040~0.164
苗栗交流道	111~123	46~89	13~59	61~75	0.9~1.4	12~40	0.080~0.097
僑成國小	81~158	28~78	8~18	70~150	1.0~1.6	8~17	0.040~0.109
后里收費站	63~169	23~114	11~27	32~140	1.2~2.9	10~14	0.067~0.363
豐原交流道	86~118	42~78	21~29	26~210	1.3~1.5	12~31	0.055~0.150
台中交流道	105~162	70~110	11~28	22~150	1.6~5.5	7~39	0.126~0.313
王田交流道	14~156	76~108	7~30	42~100	1.5~1.9	13~30	0.120~0.170
員田交流道	111~153	45~136	8~39	32~92	1.0~1.3	19~29	0.090~0.101
標準	≤250	≤125	≤250	≤250	≤35	≤120	≤1.0

資料來源：「中山高速公路新竹-員林段拓寬工程環境說明書」

## 3. 南部地區

依行政院環境保護署空氣品質測站資料(如表14.2-15)顯示除臭氣外，其餘污染物測值皆符合空氣品質限值，可歸類為「無污染」至「輕度污染」

表 14.2-15 南部地區空氣品質監測資料

項目	懸浮微粒 ( $\mu\text{g}/\text{m}^3$ )	二氧化硫 (ppb)	二氧化氮 (ppb)	一氧化碳 (ppm)	臭氧 (ppb)
測站					
嘉義市垂陽國小	87.09	6.6	31.9	1.0	63.79*
新營市新營國小	73.2	5.6	22.4	0.61	63.86*
台南市環保局	102.73	8.9	23.0	0.96	61.57*
橋頭鄉公所	88.1	8.72	23.83	0.69	66.99*
高雄市楠梓國中	85.8	8.34	27.5	0.66	61.26*
仁武鄉八卦國小	97.5	18.4	29.7	0.77	52.60
鳳山市曹公國小	108.7	20.9	33.8	1.10	62.30*
空氣品質標準	≤130	≤30	≤50	≤9	≤60

資料來源：1.行政院環境保護署「中華民國台灣地區環境保護統計月報」

2.各標準值除「一氧化碳、臭氧」為8小時平均值外，其他均為年平均値

## 14.2.5 噪音及振動

### 1. 噪音及振動管制標準

依88.12.22修正公告之「噪音管制法」第二條規定：噪音指超過管制標準之聲音。目前國內主要噪音管制法規除「噪音管制法」外，尚有有88.8.25修正公布之「噪音管制法施行細則」其他如「噪音管制區劃分作業要點」、「機動車輛噪音管制辦法」等多項管制法規。

噪音管制標準則有85.9.11修正公布之「噪音管制標準」及85.1.31公布之「環境音量標準」，前者為對工廠、娛樂場所、營建工程、擴音設施等營業行為所產之音量進行管制，後者則為對道路、鐵路、航空及其他交通工具所產生音量訂定管制標準。

與本計畫有關者為「噪音管制標準」第四條之營建工程噪音管制標準(表14.2-16)及「環境音量標準」第四條道路交通噪音管制標準及第五條道路噪音改善後標準及第十二條一般地區環境音量管制標準(詳如表14.2-17~表14.2-18)。

表 14.2-16 營建工程噪音管制標準

音量 管制區		機械名			
		打樁機	空氣壓縮機	破碎機 鑿岩機	推土機、壓路機、挖土機及其他重機械
均能音量 (Leq)	第一、二類	75(50)	70(50)	70(50)	70
	第三、四類	80(65)	75(65)	75(65)	70
最大音量 (Lmax)	第一、二類	100	85	85	80
	第三、四類				

資料來源：行政院環境保護署85年9月11日修正發布。

註1：管制區之分類標準為：

第一類管制區：指環境亟需安寧之地區。

第二類管制區：指供住宅使用為主而需安寧之地區。

第三類管制區：指供工業、商業及住宅使用為主而需維護其住宅安寧之地區。

第四類管制區：指供工業使用為主而需防止嚴重噪音影響附近住宅安寧之地區。

2：時段區分為

括弧內音量適用時段，在第一、二類管制區為晚上七時至翌日上午七時，在第三、四類管制區為晚上十時至翌日上午六時，未加括弧者為其他時間適用。

表 14.2-17 道路交通噪音管制標準

單位：dB(A)

管制區	時段	均能音量(L <sub>eq</sub> )		
		早、晚	日間	夜間
第一類或第二類管制區內 緊鄰六公尺以上未滿八公尺之道路		69(66)	71(68)	63(62)
第一類或第二類管制區內 緊鄰八公尺(含)以上之道路		70(66)	74(69)	67(62)
第三類或第四類管制區內 緊鄰六公尺以上未滿八公尺之道路		73(69)	74(72)	69(66)
第一類或第二類管制區內 緊鄰八公尺(含)以上之道路		75(73)	76(75)	73(70)

註：1.資料來源85.01.31行政院環境保護署發布

2.管制區之分類：

第一類管制區：指環境亟需安寧之地區。

第二類管制區：指供住宅使用為主而需安寧之地區。

第三類管制區：指供工業、商業及住宅使用為主而需維護其住宅安寧之地區。

第四類管制區：指供工業使用為主而需防止嚴重噪音影響附近住宅安寧之地區。

3.時段區分：

早：指上午五時至上午七時前。

晚：指晚上八時至晚上十時前。

日間：指上午七時至晚上八時前。

夜間：指上午零時至上午五時前及晚上十時至晚上十二時前。

4.括弧內數值為新建道路或既有道路噪音改善後應達到之音量標準

表 14.2-18 一般地區環境音量管制標準

單位：dB(A)

管制區	時段	均能音量(Leq)		
		早、晚	日間	夜間
第一類管制區		45	50	40
第二類管制區		55	60	50
第三類管制區		60	65	55
第四類管制區		70	75	65

註：1.資料來源85.01.31行政院環境保護署發布

2.一般地區指道路邊地區以外之地區。

3.道路邊地區：距離寬度八公尺以上之道路邊緣三十公尺以內或距離寬度六公尺以上未滿八公尺之道路邊緣十五公尺以之內地區。

4.管制區之分類：

第一類管制區：指環境亟需安寧之地區。

第二類管制區：指供住宅使用為主而需安寧之地區。

第三類管制區：指供工業、商業及住宅使用為主而需維護其住宅安寧之地區。

第四類管制區：指供工業使用為主而需防止嚴重噪音影響附近住宅安寧之地區。

5.時段區分：

早：指上午五時至上午七時前。

晚：指晚上八時至晚上十時前。

日間：指上午七時至晚上八時前。

夜間：指上午零時至上午五時前及晚上十時至晚上十二時前。

所謂「振動」係指物體規則或不規則之振盪，其來源可分自然及人為。依據日本研究評估成果指出，人體曝露於振動環境下最敏感之頻率為4~8赫間之垂直振動及2赫以下之水平振動。目前國內尚未對振動限制標準，一般交通工程中皆使用日本東京都公害振動規則之交通道路振動基準值(表14.2-19)作為本計畫之管制標準。

表 14.2-19 日本東京都公害振動規制之交通道路振動基準值

單位：dB

區域別	時 段	
	日 間	夜 間
第一種區域	65	60
第二種區域	70	65

註：1.摘譯自日本環境廳總務課，「環境六法」，昭和58年版。

2.第一種區域：供住宅使用而需安寧之地區。

第二種區域：供工商業使用而需保全居住生活環境之地區。

3.日間：上午五時~下午七時。

夜間：下午七時至翌日上午五時。

## 2. 本計畫沿線噪音分析

依據「中山高速公路交通噪音污染改善規劃」研究紀錄如表 14.2-20所示：

表 14.2-20 高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準

單位：dB(A)

交 流 道 區 間	北 向			南 向		
	早上	下午	晚上	早上	下午	晚上
基隆至八堵	78.7	78.6	76.9	80.3	80.4	79.7
八堵至五堵	81.8	81.0	79.3	82.5	82.6	80.5
五堵至汐止	83.6	80.8	79.0	83.0	81.5	77.8
汐止至內湖	82.1	82.1	79.4	85.2	82.9	80.1
內湖至圓山	82.7	82.8	77.0	80.4	82.4	79.1
圓山至台北	78.5	78.6	80.7	81.2	79.2	79.8
台北至三重	81.4	81.6	81.0	81.4	80.4	80.8
三重至五股	82.6	82.8	81.1	83.4	84.2	82.1
五股至林口	82.6	82.8	81.1	83.4	83.9	80.3
林口至桃園	82.4	82.2	80.9	81.3	81.4	79.7
桃園至機場	82.5	83.2	81.5	84.0	83.9	81.6
機場至大園	75.7	74.4	71.1	77.9	79.0	74.5
機場至內壢	83.5	83.7	80.9	80.2	81.7	79.8
內壢至中壢	84.3	82.4	80.2	83.5	82.4	79.7
中壢至幼獅	82.8	85.3	81.5	83.7	82.7	81.8
幼獅至楊梅	82.7	82.7	81.5	83.0	82.5	79.8
楊梅至湖口	82.5	83.1	81.2	81.6	81.7	79.7

表 14.2-20 高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準(續)

單位：dB(A)

交流道 區 間	北 向			南 向		
	早上	下午	晚上	早上	下午	晚上
湖口至新竹	84.1	82.8	79.8	82.2	82.9	79.4
新竹至頭份	81.2	81.0	80.3	81.4	81.9	80.3
頭份至苗栗	79.7	79.8	80.1	83.2	82.1	81.6
苗栗至三義	80.4	81.8	79.7	81.7	81.7	79.8
三義至豐原	80.9	81.4	80.7	82.3	82.8	81.5
豐原至大雅	80.2	81.5	78.9	80.8	81.4	81.0
大雅至台中	82.1	81.7	80.1	81.1	81.9	74.0
台中至王田	83.3	81.9	81.7	81.3	83.0	80.3
王田至彰化	82.5	81.6	81.3	81.5	82.2	80.3
彰化至員林	81.3	81.6	81.2	79.7	81.2	81.4
員林至西螺	79.4	82.8	79.6	81.4	82.5	82.0
西螺至斗南	80.2	82.4	81.0	78.6	82.1	81.1
斗南至嘉義	82.5	80.6	81.3	80.6	80.5	81.4
嘉義至水上	84.1	84.1	82.5	81.6	82.0	80.2
水上至新營	82.0	81.4	81.6	81.6	81.6	82.5
新營至麻豆	83.6	84.3	81.7	82.7	88.5	81.6
麻豆至永康	81.6	81.8	80.1	81.0	81.8	79.3
永康至台南	84.2	84.2	78.6	83.0	83.1	77.8
台南至路竹	84.6	85.0	—	82.5	84.6	—
路竹至岡山	83.5	82.8	81.0	83.3	83.3	80.0
岡山至楠梓	85.3	85.6	79.0	85.1	85.9	78.2
楠梓至高雄	84.3	82.2	77.8	81.1	80.8	78.9

資料來源：節錄自「中山高速公路交通噪音污染改善規劃」，79.12.1版

### 14.3 環境衝擊說明

高速公路各橋梁經耐震檢測、評估後，將就不同耐震能力進行補強工作。依初步之耐震補強施工計畫規劃，可區分為上部結構防落設施及下部結構帽梁、墩柱、基礎補強。

本節係就各類補強施工方式於施工期間及營運期間，因工程活動或營運行為對自然及社會環境可能引起之環境影響提出預測及說明。

#### 14.3.1 施工階段

##### 1. 水文水質：

##### (1) 水文

本計畫施工期間可能對水體水文產生影響來源包括：裸露地表之形成、施工取水、橋墩設施之改變。茲就其可能產生之影響說明如下：

#### A. 裸露地表之形成

因施工因素所施築之施工便道將增加裸露地表，施工期間各施工面將設置臨時性導排水及沉砂設施，可減輕地表之沖蝕現象，同時可避免泥砂挾帶進入既有排水設施，導致排水不良之現象。故預期本項影響輕微。

#### B. 施工用水

本計畫各項施工補強方案之工程用水主要為補樁鑽掘及混凝土拌製時所需用水、施工人員之生活用水及洗滌用水等。其中混凝土大部份將使用預拌混凝土，而生活用水及洗滌用水大部份可引接當地之自來水系統，因此，預期對當地河川水體或地下水產生影響較為輕微。

#### C. 橋墩設施之改變

本計畫將對既有之橋梁基礎、橋墩及帽梁等下部結構進行補強，加寬橋墩設施以增強橋梁耐震力。惟因應水利單位要求補強後樁帽頂須低於計畫河床高，預計將採向下增厚基礎之補強方式施作，可避免對河川水理之衝擊。故預期對水文影響屬於輕微。

### (2) 水質

本計畫於施工期間可能影響水體水質之主要因素包括：經沖蝕之土壤、施工人員之生活污水、施工機具保養廢油水及基樁補強工程所產生之污水等，茲說明如下：

#### A. 沖蝕之土壤

施工階段，由於施工活動中的開挖、整地及取、棄土作業均大量造成裸露地表之形成，於雨季之暴雨期間對裸露地表造成沖刷，其所挾帶之泥砂將流進下游水體，致使水體之懸浮固體物與濁度上升。本計畫將以設置臨時沉砂池、截排水路等設施收集地表逕流水，以截除地表逕流所挾帶之泥砂，以減少裸露地表沖蝕現象，則對下游水體水質影響應屬有限。

#### B. 施工人員生活污水

就施工人員每日之生活污水而言，若以各施工區內工作人員約30人推估，並假設每人每日排放之污水量約為200公升，含生化需氧量約200 mg/l、懸浮固體量約250 mg/l，則施工人員之生活污水量約為6 m<sup>3</sup>/日，含生化需氧量約為1.2 kg/



日，懸浮固體約1.5 kg/日。若本工程施工期間，可於各工區工務所及宿舍設置高效率暴氣式化糞池，對施工人員每日產生的生活污水以預作方式處理後，再行排放於各橋梁下或下游之水體內，則本項影響甚為輕微。

#### C. 施工機具保養廢油廢水

施工機具保養所產生之廢油水，其污染物包括懸浮固體、油脂及微量金屬等，按一般廢油水之產量屬非連續性者，其產生量有限，且將責成施工廠商予以集中後處置，本項影響有限。

#### D. 橋墩基樁補強工程

本工程於各橋梁基礎增補基樁時，所進行之鑽掘作業時，將影響河川水質。而本工程預計採用全套管方式增補基樁，並以套管維持孔壁穩定，不需任何穩定液而新增污染源。因此基樁增補施工階段之廢水主要來源為抓斗所掘取之土壤所挾帶水份，直接滴落於河川水體內。故應將抓斗掘取之土壤導入橋墩附近之臨時沉砂池內，藉由該等地區透水性佳之砂質土壤沉砂池內滲入河床，經由土層過濾作用，有效攔除水體內之懸浮固體物。預期本項工程施工將使施工位置下游約100公尺範圍內水體濁度略為提昇外，不致影響其他河段之水體水質，其影響應屬有限。

### 2. 空氣品質：

本計畫各種施工機械之運作、工程項目之進行及工程車輛之進出等，均屬可能影響附近空氣品質之因素。因此施工階段空氣污染物約可分為兩類，一為工作面排放源，一為運輸作業排放源。工作面所產生之空氣污染以逸散性之粒狀污染物為主，另施工機具所排放之廢氣亦有影響，但影響範圍多侷限於施工區域附近；運輸作業所產生之空氣污染則包括運輸車輛排放之廢氣及揚塵，影響範圍則以運輸道路兩側為主。

#### (1) 工作面排放

本計畫施工階段，由於整地開挖、填土等均易造成塵土飛揚，所產生之粒狀污染物經大氣作用逸散至大氣中，使得施工面之空氣懸浮微粒濃度及落塵量增加。

依據美國環境保護署「空氣污染物排放係數彙編AP-42」資料查得，大型土建工程之粒狀污染物產生量(以粒徑小於30  $\mu$ m

之微粒為主約為 $1.56 \mu\text{g} / \text{m}^2 / \text{sec}$ 。若工區施工面經常灑水，估計可降低50%之粒狀污染物排放量。若施工面經常灑水並於周界施築有效圍籬或護網，約可減90%之粒狀污染物排放量。

此外，施工機具如推土機、挖土機等機械於運轉時所產生之含有一氧化碳(CO)、氮氧化物(NO<sub>x</sub>)、硫化物(SO<sub>x</sub>)及總懸浮微粒(TSP)污染物之廢氣，將造成工區附近空氣品質有所影響。

若估計施工期間，每施工面同時使用鑽掘機2部、吊車2部、挖土機2部，傾卸卡車6部；參考美國環保署彙編之施工機具空氣污染排放係數資料(表14.3-1)顯示，施工期間施工機具排放廢氣所造成之空氣污染以氮氧化物較為顯著。

表 14.3-1 各類施工機具空氣污染物排放率

施工機具	空氣污染物排放量(kg / month)				
	一氧化碳	碳氫化合物	氮氧化合物	硫氧化合物	粒狀化合物
平路機	14.24	3.76	67.48	8.11	5.76
推土機	169.90	18.06	392.95	32.86	15.60
壓路機	28.70	6.36	81.72	6.34	4.72
吊車	63.72	14.42	159.60	13.46	13.15
挖土機	63.72	14.42	159.60	13.46	13.15
裝料機	53.99	23.54	178.50	17.16	16.20
傾卸卡車	169.90	18.06	392.95	32.86	15.60
鑽掘機	31.86	14.42	159.60	13.46	13.15

註：1.資料來源—美國環境保護署(U.S. EPA)

2.表中數據以每月工作26天，每天工作8小時為計算基礎。

## (2) 運輸工具排放

運輸工具污染源除車輛本身排放之廢氣，另外有車輛行駛引起的揚塵，其污染物包括有一氧化碳(CO)、氮氧化物(NO<sub>x</sub>)、硫化物(SO<sub>x</sub>)及粒狀污染物等，對工區附近空氣品質有所影響。

各類車輛排放係數如表14.3-2所示。

表 14.3-2 各類車輛於不同行車速率下空氣污染物排放係數

車種	車速 (km/hr)	污染物項目			
		總懸浮微粒	硫氧化物	氮氧化物	一氧化碳
小客車	40	0.33	0.25	1.451	12.66
	80	0.33	0.25	2.235	4.27
小貨車	40	0.33	0.34	1.948	14.86
	80	0.33	0.34	2.998	5.01
大客貨車	40	0.99	4.25	13.5	5.50
	80	0.99	4.25	18.30	2.55

資料來源：行政院環保署「台灣地區空氣污染物總排放量推估」，民國79年4月。

### 3. 噪音及振動

#### (1) 噪音

就施工階段噪音來源區可分為：A.工作面施工機具作業時所產生之噪音影響，B.運輸車輛所產生之噪音影響。

##### A. 工作面噪音影響

本計畫施工期間使用機具主要為挖土機、卡車、混凝土拌合機、移動式吊車、空氣壓縮機、發電機、打樁機及空壓設備等而各型施工機具所產之噪音量如表14.3-3。

由於影響噪音參數甚多，如音源距離，受音場地形、吸音或反射之特性、氣象條件等因素等影響，施工面距離至道路邊界200公尺處可能衰減至68~72.5 dB(A)之間。故本計畫施工期間將採用低噪音機具。

##### B. 運輸車輛噪音影響

運輸車輛噪音影響主要產生於車輛於施工面等待期間及車輛往來於工地與料場之間。其主要影響區域範圍為進出道路兩側及運輸路線。

#### (2) 振動

施工作業所引起振動主要為鑽掘、夯實、土方開挖等經由近距離之土傳振動，依據日本環境廳於1973年之調查報告，建設作業之施工機具以單動式打樁機、錘擊式打樁機、鋼球破壞機及鋪裝板破碎機等之振動量最大，於距振動源5公尺處大於70dB(參考表14.3-4行政院環保署「環境振動測量與評估系統之建立」研究計畫成果，常用之打樁機振動實測值)。本計畫部份施工項目為鋼板樁打設，可能使用到單動式打樁機及錘擊式打樁機，但受限於須於既設橋梁下施工，須使用低淨空之打樁機，故其振動量必遠低於70dB。假設65dB為本計畫施工階段產生之最大振動量，而振動量在地盤中傳播時，其幾何衰減常數(n)為0.83，則其距離路緣50公尺以外之振動量約48 dB，已低於人體對振動之有感位準55 dB及日本東京都道路交通及營建工程公害振動規劃基準(參考表14.3-5)之第一種區域之日間振動限值65及70 dB，其對鄰近地區之影響應屬輕微。

另運輸車輛所引起之振動，依日本時田等人研究，假設以20噸之卡車為主要運輸車輛，以40公里/小時之速率行駛，同時參考國內交通部公路工程施工規範，假設道路之路面凹凸標準偏差為±6mm，經評估結果，施工車輛所產之振動量為55.5dB，符合日本東京都道路交通及營建工程公害振動規劃基準之第一種區域之日間振動限值65及70dB，對振動影響輕微。

表 14.3-3 各類施工機具噪音量

單位：dB(A)

施工機具	A 黃光輝等人 之研究資料	B Daryl N. May 之研究資料	C 採用值
發電機	83.6	72~82	74.1
抽水泵	80.7	—	71.2
反循環機組	78.1	—	68.6
門型起重機	81.4	—	71.9
電銲鎗	66.9	—	57.4
混凝土泵	88.4	81~83	80.9
預拌混凝土車	79.4	—	69.9
傾卸卡車	83.4	83~94	83.2
載貨大卡車	82.6	83~94	82.9
履帶式起重機	75.5	—	66.0
膠輪式起重機	79.1	—	69.6
膠輪式吊車	73.1	75~88	74.9
掘削機	82.0	—	72.5
推土機	82.0	87	79.4
壓路機	79.0	72~74	71.8
破碎機	97.5	87~89	88.0
振動機	91.0	—	81.5
打樁機	98.0	95~106	97.2
挖土機	—	73~92	82.0
平路機	—	80~93	86.3
裝料機	—	72~84	77.8
鋪路機	—	87~88	88.0
鏟裝機	—	80~93	86.3
混凝土拌合機	—	75~88	81.2
空氣壓縮機	—	75~87	80.8
空壓設備	—	83~89	85.9
鑽岩機	—	81~89	89.1
混凝土振動器	—	69~81	74.8
電鋸	—	73~82	77.4

註：1. “A行”：摘自「工程營建施工噪音評估之研究」，中華民國音響學會第一屆學術研討會論文集，民國77年11月。所示噪音量為距離音源5公尺處之均能噪音位準。

2. “B行”：摘自「Handbook of Noise Assessment」，Daryl N. May.1978。所示噪音量為距離施工工具15公尺處之均能噪音位準。

“C行”：依據“A行”及“B行”之測值計算距離15公尺處之均能噪音位準。“A行”測值經距離衰減至15公尺處之均能噪音位準介於“B行”之均能噪音位準變化範圍內，則採用之；否則採用“A行”距15公尺處噪音位準與“B行”噪音位準之幾何平均值；“A行”無測值者，採用“B行”噪音位準之幾何平均值。

表 14.3-4 各類打樁機作業振動值

機具名稱	振動值(dB)
單動式柴油打樁機	84
複動式打樁機	80
錘擊式打樁機	84
振動式打樁機	70

註：1.行政院環保署「環境振動測量與評估系統之建立」民國77年11月。  
2.表列振動值為距作業點5公尺處之垂直振動值。

表 14.3-5 日本東京都道路交通及營建工程振動基準

時間區分 區域分區	日 間		夜 間	
	時 間	基準值	時 間	基準值
第一種區域	上午8點至下午7點	65 dB	下午7點至上午8點	60 dB
第二種區域	上午8點至下午7點	70 dB	下午7點至上午8點	65 dB

註：1.以垂直振動值為限，其參位準為0 dB等於 $10^{-5}m/sec^2$   
2.第一種區域約相當於我國噪音管制區之第1類及第2類管制區；  
第二種區域約相當於我國噪音管制區之第3類及第4類管制區。  
3.日本昭和61年東京都環境廳修正資料。

#### 4. 景觀

施工階段有礙視覺景觀的因子，計有土堤之施工、材料之堆放、挖填方、施工圍籬、施工機具及施工時所造成之落塵等。本計畫基礎補強施工時主要位於既設橋梁下，基本上只要施工機具、材料堆置及運輸車輛之運作不超過橋上用路人視覺死角範圍時將不影響景觀。

就補強工法而言，本計畫採用(1)橋墩包覆鋼板並灌注 $350kg/cm^2$ 無縮收水泥砂漿補強法；(2)帽梁RC包覆工法及(3)基礎補強工法，來加強橋梁耐震能力。原則上，前述工法皆以橋墩為中心進行補強可避免開挖而影響高速公路邊坡穩定及行車安全，且可降低對地方道路之衝擊。

#### 5. 交通運輸

施工階段可能影響交通運輸的因子為施工材料之運輸，此等材料的運輸將增加行經道路之車流量，進而可能影響道路服務水準，惟運輸車量可以調配運輸時間，避免於交通尖峰時段行駛，即可減低影響程度。

## 14.3.2 營運階段

### 1. 水文水質

#### (1) 水文

本工程施工完成後，既有排水水路並未受影響仍將維持既有排水功能。另河川、排水橋橋墩設施的增加，將減少通水斷面，產生水位壅高之現象，惟將不影響河川排洪能量，不致產生洪水溢頂現象。

#### (2) 水質

本工程主要在增加橋梁耐震能力，原則上對橋梁上部結構並無調整，即維持原有道路橋面寬度。理論上，營運期間交通量並無增加，故相關車輛之洩漏油脂、廢氣、塵埃等遇雨將隨地表逕流排放入下游水體之污染量並無增加，即不增加對水質的影響。

### 2. 空氣品質

本工程完工後，理論上，營運期間空氣品質因交通量仍維持原來之水準，污染源(即車輛污染物的排放)並未增加，即對空氣品質的影響無變化。

### 3. 噪音及振動

營運階段之噪音及振動主要來自使用高速公路之往來車輛，本工程完工後使用道路之車輛仍維持原有流量，目標年的噪音位準仍維持原預測值，故整體而言本工程完工後於營運階段噪音及振動影響無變化。

### 4. 景觀

就本計畫完成補強後，因補強方法對視覺環境產生影響概述如下：

#### (1) 橋墩包覆鋼板：

橋墩包覆鋼板將增大橋墩直徑，且因鋼板顏色與原橋墩之混凝土顏色有所差別。若鋼板能漆上混凝土顏色則對視覺衝擊將大大減低。

#### (2) 帽梁RC包覆工法：

帽梁左右兩側及下方加大混凝土斷面並新增RC止震塊，且以化學植筋及貫穿帽梁之螺栓方式補強。此補強方式若貫穿帽梁之螺栓及新增RC止震塊須加以美化，否則景觀上將因螺栓及止

震塊的突出於原帽梁上，視覺上較無法協調。

### (3) 基礎補強工程

橋墩基礎經補強後，原則上基礎應避免突出地面，除可避免對河川水理有所影響外，且可避免對景觀產生影響。

## 14.4 不利影響之減輕對策

任何工程於施工過程中皆可能對其附近環境產生不同程度之影響，惟經由適當環境保護對策將可使影響減至最低，茲就各水文水質、空氣品質、噪音振動及景觀分別擬定減輕對策。

### 14.4.1 水文水質

#### 1. 設計階段

- (1) 於施工規範中責成施工廠商於各施工房舍設置污水處理設施，並應符合放流水標準後始可放流。
- (2) 於施工規範中責成施工廠商對於各工區內機具維修保養所產之廢機油應集中處理，不得任意棄置。

#### 2. 施工階段

- (1) 要求承包廠商設置高效率之化糞池，以有效減除施工人員所排放之污染量。
- (2) 對於河川、排水橋補強施工，擬定水質維護計畫，要求施工廠商配合。
- (3) 對相關河川水體水質進行監測作業，以做為採行後續減輕對策之參考。

#### 3. 營運階段

定期清理排水路內掉落之枝葉及淤積之泥砂，確保排水功能。

### 14.4.2 空氣品質

#### 1. 設計階段

將施工區及運輸路徑之揚塵抑制措施納入規範中要求廠商確實執行。

#### 2. 施工階段

- (1) 施工作业面經常灑水，每日至少4次，分別上、下午上工後下工前施行，並配合天候條件增加噴灑頻率。

- (2) 於施工區設置清洗地坪以清洗進出車輛輪胎。
  - (3) 運輸車輛應覆蓋膠布，避免材料掉落，運輸路線路面定期清掃及灑水。
  - (4) 要求承包商選用狀況良好之施工機具及運輸車輛，做好保養維護工作。
  - (5) 視需要設置施工圍籬，以阻隔粒狀污染物之逸散。
  - (6) 辦理空氣品質監測工作，以做為採行後續減輕對策之參考。
3. 營運階段
- (1) 路面保持經常灑水，並配合路面清掃機定時定點清掃，以減少路面粒狀污染物之產生及逸散。
  - (2) 應持續定期辦理空氣品質監測工作，作為日後採行後續減輕對策之參考。

### 14.4.3 噪音、振動

1. 設計階段
  - (1) 將施工階段有關噪音及振動相關之防治措施納入施工規範中，要廠商確實執行。
  - (2) 施工計畫中將明文規定，避免深夜間或清晨時段運輸材料或棄土。
2. 施工階段
  - (1) 視情況於工區周圍設置圍籬，降低部份機具噪音。
  - (2) 調整施工時段，減輕干擾鄰近住宅社區，非必要避免夜間施工。
  - (3) 加強施工期間之噪音監測，工區周界超出營建工程噪音管制標準時，將責成承包更換、調整施工機具種類、數量或局部設置臨時隔音設備。
  - (4) 選用低噪音、低振動之工法及機具，並對機具實施定期維修及保養工作，紀錄其噪音，如超過正常值，則加以調整恢復原音量。
3. 營運階段

定期作噪音及振動之監測，以做為爾後實施改善對策的依據。

## 14.5 施工前空氣品質監測工作

### 14.5.1 工作緣起

本監測工作係辦理國道橋梁耐震補強施工前一年的背景空氣品質、



噪音振動、水質監測調查工作，藉由本監測工作之執行，將可有效掌握並瞭解橋梁耐震補強工程施工前一年的背景空氣品質、噪音振動、水質現況，其監測成果方可做為本工程施工期間環境影響比對分析之參考。

## 14.5.2 工作內容

有關本監測工作之工作步驟與方法；茲概述如下：

### 1. 研定環境品質監測系統

環境品質監測系統之制定乃在確保其監測項目、測站位置與監測頻率等，以期能符合環境影響評估報告書及審查結論的要求。

### 2. 選取調查單位

選取適當的檢測調查單位辦理本監測工作。

### 3. 測站勘選

選定調查單位之後，將相關之監測工作內容(如：監測項目、測站位置、監測頻率、工作進度、監測報告格式等)，提供予委辦之調查單位，再會同調查單位赴現地進行測站勘選，以確定各調查測站的位置。

### 4. 執行環境品質監測作業與查核

完成測站勘選之後，將要求調查單位確實依預定工作進度執行本監測工作，各項工作(如：採樣作業、樣品保存、樣品運送、實驗分析、數據記錄整理等)應由調查單位依規定之查核方式執行辦理，若有不符規定者，將要求重新補行採樣分析作業。

此外，為能隨時掌握調查單位之工作進度，將視需要不定期抽查監測作業之工作狀況，並於收到調查單位之監測資料後依規定審查其監測成果。

### 5. 彙整監測資料及編製監測報告

調查單位完成之監測作業成果經審查核可後，將進行監測資料分析，以瞭解施工期前之背景空氣品質現況，並據以編製完成環境監測報告提送核定。

## 14.5.3 監測內容

### 1. 測站位置

依據環保署於民國86年所頒佈之「開發行為環境影響評估作業準則」，其中對於監測地點的選定有原則性的說明，如表14.5-1所示：

表 14.5-1 各項監測工作之監測方法及地點一覽表

類別	監測方法	監測地點	備註
空氣品質	<p>1.既有資料蒐集。</p> <p>2.現地調查</p> <p>(1)二氧化硫、氮氧化物、一氧化碳、碳氫化合物等設立自動偵測站。</p> <p>(2)依環保署公告之環境檢測方法，若無則採經環保署認可之方法。</p>	<p>1.點源：計畫場址一處以上，周圍地區二處以上(含主要上、下風處)。</p> <p>2.線源：沿線兩側各500公尺範圍內之代表點及沿線10公里一站以上。</p>	<p>若開發位址預定測點周界半徑五公里內有空氣品質監測站，經分析足以代表計畫區位之空氣品質，可引用該測站最近一年之資料。</p>
噪音與振動	<p>1.位置圖、環保署、縣市政府法規。</p> <p>2.噪音測定以CNS NO. 7127 -7129規定之儀器測定並依噪音管制法及參考ISO，JIS測定方法執行，若有關主管機關另訂定標準方法，應從其規定。</p> <p>3.振動測量依JIS Z8735及ISO 2631方法執行，若有關主管機關另訂定標準方法，應從其規定。</p>	<p>1.開發範圍及附近。</p> <p>2.計畫區、取棄土場、運輸道路及取棄土道路之敏感點。</p>	
水質	<p>1.既有資料蒐集。</p> <p>2.調查方法：混合均勻處取中心點、河寬三十公尺以上取左中右三垂直斷面全深混合。</p> <p>3.水質分析方法：環保署公告之環境檢測方法，若無則採經環保署認可之方法。</p>	<p>放流口上游未受影響段至少一點、放流口至少一點、放流口下游十公里內或影響段內及重要取水口至少一點、河流交會口或河海交會處一點，但線形開發行為與河川僅單點交叉者，則於該水體影響區至少調查一點，其他情形則沿受影響河段之上、中、下游各至少調查一點。</p>	<p>若調查點上下游二公里影響之流域範圍內有具代表性水質、水文監測站，可引用該測站最近一年之資料。</p>

綜合所述，建議將來各後續規劃設計標中各類監測之測站數量如表14.5-2所示。但確實之測站數則必須於現場踏勘後，儘可能利用已有的測站，並參考沿線已有之環境影響說明書(或環境影響評估)中之測站位置，及根據準則中規定之環境敏感區予以設立。

表 14.5-2 各後續規劃設計標中之建議測站數

規劃標別	段別	起始里程	結束里程	段長(km)	空氣品質及噪音振動測站數	水質監測測站數
第1標- 國道1新竹 以北路段	基隆內湖段	0	20.278	20.278	12	50
	內湖台北段	20.278	24.738	4.46		
	台北三重段	24.738	27.445	2.707		
	三重中壢段	27.445	57.306	29.861		
	中壢楊梅段	57.306	68.643	11.337		
	楊梅新竹段	68.643	97.031	28.388		
	汐止五股拓寬段	0	0	0		
	林口楊梅拓寬	0	0	0		
	楊梅新竹拓寬	0	0	0		
第2標- 國道1新竹 以南路段 (含國道2號 +機場支線)	新竹苗栗段	96.486	140.131	43.645	20	58
	苗栗台中段	140.131	179.613	39.482		
	台中彰化段	179.613	202.53	22.917		
	彰化西螺段 (員林交流道以北)	202.53	214.23	11.7		
	新營台南段	310.589	310.619	0.03		
	台南鳳山段	343.446	372.751	29.305		
	新竹員林拓寬	0	0	0		
	機場支線	0	7.663	7.663		
	桃園內環線	9.1	20.285	11.185		
第3標- 國道3北部 路段 +國道5	基隆汐止段	0.058	10.16	10.102	14	148
	汐止中和段	10.16	32.514	22.354		
	中和鶯歌段	32.514	53.418	20.904		
	鶯歌關西段	53.418	79.248	25.83		
	關西新竹段	79.248	100.7	21.452		
	新竹竹南段	100.7	109.938	9.238		
	台北聯絡線	0.171	5.565	5.394		
	北宜南港石碇段	12.061	16.21	4.149		
第4標-- 國道3南部 路段 +國道8,10	新化田寮段	348.11	367.878	19.768	11	115
	田寮燕巢段	367.878	381.887	14.009		
	燕巢九如段	381.887	391.478	9.591		
	台南支線	0	15.45	15.45		
	高雄支線	0	17.227	17.227		
	旗山支線	20.344	33.127	12.783		

## 2. 建議監測項目

考慮施工階段對環境可能造成之衝擊，建議監測工作須含空氣品質、噪音振動、河川水質，水文及地下水水文水質四大項，監測之頻率則依據「環境影響評估作業準則」中所規範，不得少於準則中之規定。監測細項及頻率建議如下：

- (1) 空氣品質監測：TSP、PM<sub>10</sub>、SO<sub>2</sub>、NO<sub>2</sub>、CO、O<sub>3</sub>、Pb、風速、風向、溫度、溼度，頻率為每季一次，每次7天，每天連續24小時。
- (2) 噪音振動：  
噪音—逐時均能音量(L<sub>eq</sub>)、百分比音量(L<sub>x</sub>)(x=5、10、50、90、95)、最大音量(L<sub>max</sub>)，頻率為每半年一次，每次連續7天，每天連續24小時。  
振動—逐時均能振動位準(L<sub>eq</sub>)、百分比振動位準(L<sub>x</sub>)(x=5、10、50、90、95)、最大振動位準(L<sub>max</sub>)，頻率為每半年一次，每次連續7天，每天連續24小時。
- (3) 河川水質水文：溫度、BOD、COD、pH值、透視度、SS、NH<sub>3</sub>、電導度、油脂，頻率為每季一次，於河川橋及排水橋橋址進行。
- (4) 地下水水質水文：溫度、pH值、SS、NH<sub>3</sub>、電導度、油質，頻率為每季一次，於穿越橋及跨越橋橋址進行。

第十四章	環境衝擊研究 .....	1
14.1	前言 .....	1
14.1.1	計畫之需要性 .....	1
14.1.2	工作程序 .....	1
14.2	環境背景資料說明 .....	1
14.2.1	氣象 2 .....	
14.2.2	地理環境 .....	8
14.2.3	水文水質 .....	9
14.2.4	空氣品質 .....	18
14.2.5	噪音及振動 .....	21
14.3	環境衝擊說明 .....	25
14.3.1	施工階段 .....	25
14.3.2	營運階段 .....	32
14.4	不利影響之減輕對策 .....	33
14.4.1	水文水質 .....	33
14.4.2	空氣品質 .....	33
14.4.3	噪音、振動 .....	34
14.5	施工前空氣品質監測工作 .....	34
14.5.1	工作緣起 .....	34
14.5.2	工作內容 .....	35
14.5.3	監測內容 .....	35
表 14.2-1	基隆氣象站氣候資料表 .....	5
表 14.2-2	台北氣象站氣候資料表 .....	5
表 14.2-3	新竹氣象站氣候資料表 .....	6
表 14.2-4	台中氣象站氣候資料表 .....	6
表 14.2-5	嘉義氣象站氣候資料表 .....	7
表 14.2-6	台南氣象站氣候資料表 .....	7
表 14.2-7	主要河川污染程度分類標準 .....	10
表 14.2-8	淡水河、基隆河水質檢驗資料 .....	11
表 14.2-9	北部地區河川水質檢驗資料 .....	11

表 14.2-9	北部地區河川水質檢驗資料(續一)	12
表 14.2-9	北部地區河川水質檢驗資料(續二)	13
表 14.2-10	中部地區河川水質檢驗資料	14
表 14.2-10	中部地區河川水質檢驗資料(續一)	15
表 14.2-11	南部地區河川水質檢驗資料	16
表 14.2-11	南部地區河川水質檢驗資料(續一)	17
表 14.2-11	南部地區河川水質檢驗資料(續二)	18
表 14.2-12	台灣地區環境空氣品質標準	18
表 14.2-12	台灣地區環境空氣品質標準(續)	19
表 14.2-13	北部地區空氣品質監測資料	19
表 14.2-14	中部地區空氣品質監測資料	20
表 14.2-15	南部地區空氣品質監測資料	20
表 14.2-16	營建工程噪音管制標準	21
表 14.2-17	道路交通噪音管制標準	22
表 14.2-18	一般地區環境音量管制標準	23
表 14.2-19	日本東京都公害振動規制之交通道路振動基準值	24
表 14.2-20	高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準	24
表 14.2-20	高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準(續)	25
表 14.3-1	各類施工機具空氣污染物排放率	28
表 14.3-2	各類車輛於不同行車速率下空氣污染物排放係數	28
表 14.3-3	各類施工機具噪音量	30
表 14.3-4	各類打樁機作業振動值	31
表 14.3-5	日本東京都道路交通及營建工程振動基準	31
表 14.5-1	各項監測工作之監測方法及地點一覽表	36
表 14.5-2	各後續規劃設計標中之建議測站數	37

## 第十四章 環境衝擊研究

14.1	前言 .....	14-1
14.1.1	計畫之需要性 .....	14-1
14.1.2	工作程序 .....	14-1
14.2	環境背景資料說明 .....	14-1
14.2.1	氣象 .....	14-2
14.2.2	地理環境 .....	14-8
14.2.3	水文水質 .....	14-9
14.2.4	空氣品質 .....	14-18
14.2.5	噪音及振動 .....	14-21
14.3	環境衝擊說明 .....	14-25
14.3.1	施工階段 .....	14-25
14.3.2	營運階段 .....	14-32
14.4	不利影響之減輕對策 .....	14-33
14.4.1	水文水質 .....	14-33
14.4.2	空氣品質 .....	14-33
14.4.3	噪音、振動 .....	14-34
14.5	施工前空氣品質監測工作 .....	14-34
14.5.1	工作緣起 .....	14-34
14.5.2	工作內容 .....	14-35
14.5.3	監測內容 .....	14-35
表14.2-1	基隆氣象站氣候資料表 .....	14-5
表14.2-2	台北氣象站氣候資料表 .....	14-5
表14.2-3	新竹氣象站氣候資料表 .....	14-6
表14.2-4	台中氣象站氣候資料表 .....	14-6
表14.2-5	嘉義氣象站氣候資料表 .....	14-7
表14.2-6	台南氣象站氣候資料表 .....	14-7
表14.2-7	主要河川污染程度分類標準 .....	14-10
表14.2-8	淡水河、基隆河水質檢驗資料 .....	14-11
表14.2-9	北部地區河川水質檢驗資料 .....	14-11
表14.2-10	中部地區河川水質檢驗資料 .....	14-14
表14.2-11	南部地區河川水質檢驗資料 .....	14-16

表14.2-12	台灣地區環境空氣品質標準 .....	14-18
表14.2-13	北部地區空氣品質監測資料 .....	14-19
表14.2-14	中部地區空氣品質監測資料 .....	14-20
表14.2-15	南部地區空氣品質監測資料 .....	14-20
表14.2-16	營建工程噪音管制標準 .....	14-21
表14.2-17	道路交通噪音管制標準 .....	14-22
表14.2-18	一般地區環境音量管制標準 .....	14-23
表14.2-19	日本東京都公害振動規制之交通道路振動基準值 .....	14-24
表14.2-20	高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準 .....	14-24
表14.2-20	高速公路各交流道區間路肩平均噪音均能位準(續) .....	14-25
表14.3-1	各類施工機具空氣污染物排放率 .....	14-28
表14.3-2	各類車輛於不同行車速率下空氣污染物排放係數 .....	14-28
表14.3-3	各類施工機具噪音量 .....	14-30
表14.3-4	各類打樁機作業振動值 .....	14-31
表14.3-5	日本東京都道路交通及營建工程振動基準 .....	14-31
表14.5-1	各項監測工作之監測方法及地點一覽表 .....	14-36
表14.5-2	各後續規劃設計標中之建議測站數 .....	14-37



## 第十五章 國道高速公路橋梁(部份路段)之耐震評估建議

### 15.1 中山高速公路汐止五股段新圓山橋

#### 15.1.1 概述

本橋段範圍自圓山交流道東側，經台北市三號公園，跨越基隆河、濱江公園、北安路、中山北路、圓山飯店之進出道路及再春游泳池後，再次跨起基隆河，接著經承德橋而至重慶北路及其部份匝道。全段滿佈現有道路、結構物及河川地形，甚是複雜。橋位之選擇受限，跨徑之安排已儘量予保持均衡以配合經濟要求。全長計：北上線自STA.22+632U~STA.25+243U，長2,611M，區分為七個單元橋。南下線自STA.22+638D~STA.25+232D，長2,594M，區分為六個單元橋。為避開航高限制，北上線於圓山交流道東側約STA.22+732U附近，跨越現有高速公路與南下線並行，至STA.23+417U附近，再次跨越現有高速公路而恢復至原有南側位置，南下線更提升高程，以跨越STA.24+190D附近之斜張水管橋，然後逐漸下降，以配合環河北路交流道之設計。

本段橋梁大部份設於舊圓山橋之兩側，並與之平行，與舊圓山橋同樣採懸臂施工場鑄節塊變斷面預力箱型梁(圖15.1-1)，其結構平立面詳圖15.1-2所示。由於本路段位處交通最繁忙之地帶以及基隆河河道最窄處，因此柱位之選定，限制甚多。本圓山橋台北段南下線，計分為六個單元橋，每一單元橋均為三跨連續至六跨連續不等。跨徑之選定，以對稱為優先，計有單元橋A、B、J、M為對稱配置，其中單元橋A、B、J為三跨連續，M為四跨連續。其跨徑配置如下：

橋A：100~160~100公尺

橋B：85~160~85公尺

橋J：65~123~65公尺

橋M：70~105~105~70公尺

除上述A、B、J、M四單元橋，屬完全對稱外，尚有C、D、E、F、G、H、K、L、N共九單元橋，均或多或少具有不對稱性，其跨徑配置如下：

橋C：95~155~110公尺

橋D：115~165~145~145~90公尺

橋E：95~160~100公尺

橋F：75~120~105~110~70公尺

圖 15.1-1 汐止~五股拓寬段新圓山橋標準斷面

圖 15.1-2 汐止~五股拓寬段新圓山橋結構平立面圖

橋G：75~120~140~175~150~90公尺

橋H：50~80~75~75~43公尺

橋K：65~95~95~70公尺

橋L：52~75~75~70~45公尺

橋N：66~100~100~76公尺

本路段之橋梁結構，採用剛構架(Rigid Frame)之結構系統設計。在13個單元橋中，每一單元橋，有2至3個橋墩與上部結構固接，其它橋墩柱頂支承座，均採單向可活動式，以減少溫度與乾縮產生之柱應力。固接之墩柱，有利於懸臂施工法施工中結構之穩定性。非固接之其它中間柱，於施工中臨時固定，俟整個單元橋施工完成後，再去除臨時固定，以達到減少溫度與乾縮應力之目的。

各單元橋即橋A、B、C、D、E、F及G，其內側橋墩均採變斷面之圓柱體，頂部除部份因剪力樺及安置盤式支承，需要稍為擴大外，皆為4.5m之正方形。近兩端伸縮縫處，以及台北交流道橋段之橋墩，除PU7K採用圓柱外，其餘均採用兩半圓形圍成之扁實心體，以別於主橋墩，且柱體可配置雙環筋互相箝扣，而形成圍束柱，增加柱體之抗震性。圓柱體之墩柱，主要採用空心柱體，惟部份單元橋之剪力太大，空心柱體抗剪力不足，故本橋段墩柱混凝土應力，均提升至 $f'_c=350\text{kg/cm}^2$ ，部份柱體亦改為實心圓柱，以抵抗巨大之地震剪力。

## 15.1.2 原設計之耐震設計規範

### 1. 設計規範

本橋梁段依據之設計規範如下：

- (1) 交通部76年頒行之「公路橋梁設計規範」。
- (2) 美國公路及運輸官員協會(AASHTO)1989年「公路橋梁標準規範」第14版。
- (3) 美國混凝土學會(ACI)ACI 318-89「鋼筋混凝土設計規範」。
- (4) 美國電焊協會(AWS)1990年「鋼結構電焊規範」。
- (5) 美國AISC 1989年「鋼構造設計規範」第9版。
- (6) 美國AASHTO 1989年「GUIDE SPECIFICATIONS FOR DESIGN & CONSTRUCTION OF SEGMENTAL CONCRETE BRIDGE」。
- (7) 日本道路協會「道路橋示方書」。
- (8) 美國加州公路局「公路橋梁標準規範」1990年。

## 2. 設計地震力

本橋耐震設計部份係採用美國加州公路局 Caltrans(California Department of Transportation)耐震設計規範，其主要考慮地域與活動斷層之相關性、地盤之地震反應、橋梁之彈性反應特性等，屬於"韌性設計"之設計理念，在中小規模之地震，以彈性領域之抵抗來設計，對於大地震若以彈性設計甚為不經濟，橋梁應具有可能範圍之韌性，橋墩之柱腳部份容許產生塑性鉸，基礎及結合部則不容許有明顯之損壞。

本橋梁考慮台北盆地地震危害度分析，結構物之使用年限為50年，破壞機率不超過10%，所對應之回歸期為475年，最大地表加速度為0.2g，至於設計加速度反應譜，依民國76年蔡益超教授等所提「台北都會區捷運系統高架耐震設計建議規範」作結構分析，本路段採用 $S_a$ 之最大值為3.06。

Caltrans之耐震設計理念，主要在考慮下構之耐震效果維持大地震時橋梁不至於崩塌，因此墩柱之設計GROUP VII之桿件力係由地震反應譜(ARS)，依彈性解析所得之地震力，再除以折減係數(Z)後所得之結果來設計。對有圍束效果且具韌性之橋墩彎矩之Z值為3~8，剪力與軸力不得折減。至於剪力設計則視未折減之地震力與靜重(DL)產生之彎矩與可能產生之塑性彎矩( $M_p$ )比較，若大於塑性彎矩( $M_p$ )，即橋柱產生塑性鉸，則以塑性彎矩強度計算之柱剪力設計剪力鋼筋，若小於塑性彎矩( $M_p$ )則依 $Z=1$ ，GROUP I至GROUP VII之柱剪力( $V_u$ )設計剪力鋼筋。

基礎之設計理念，除GROUP I至GROUP VII以工作應力法設計外，GROUP VII如同上述之剪力設計，視ARS彈性解析所得之地震力與靜重(DL)產生之彎矩與塑性彎矩( $M_p$ )比較，取小者以極限應力法設計。基腳、樁帽及基樁之折減係數Z值取1.0。

所以設計地震力可由下式求得：

$$EQ = \frac{ARS \cdot W}{Z} \dots\dots\dots (15.1)$$

- A : 最大設計地表加速度
- R : 正規化阻尼5%彈性加速度反應譜
- S : 土壤放大係數
- Z : 韌性反應修正因子(上述所謂折減係數)
- W : 橋梁自重

備註：A=0.2g，Z=3

RS查台北盆地內加速度反應譜Sa(圖15.1-3)。

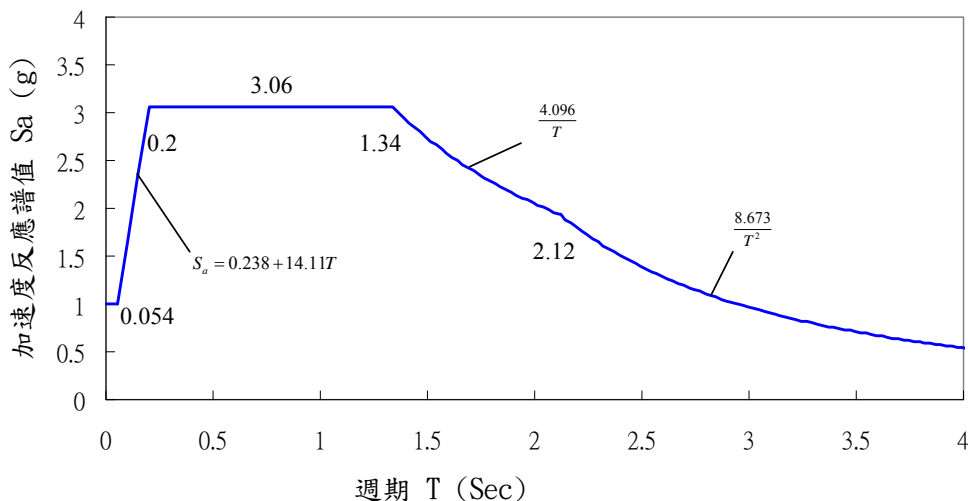


圖 15.1-3 76年「台北都會區捷運系統高架耐震設計建議規範」

### 3. 液化潛能

本橋段於細部設計階段已考量土壤液化之效應，依據實驗室研究與實地觀察結果，在地震時影響土壤液化潛能之主要因素包括：(1)土壤性質(2)相對密度或孔隙比(3)初圍束壓力(4)地震強度(5)地震延時等。液化潛能分析可分為三類，即(1)經驗法(2)比較法(3)理論法，其中理論法係根據地震波在土壤層次中傳遞的理論，解析出各土壤層次、不同時間對地震的效應、有效應力、孔隙水壓等相關數值，為最精確的方法。本橋址現場未進行往復式動力三軸試驗，有關土壤液化分析係參考Seed等人(1985)所建議之經驗法進行，其地表最大加速度 $a_{max}=0.18g$ ，地震規模 $M=7.0$ 。本計畫執行初步評估所依據之土壤液化潛能分析，詳3.1.4節之說明，經分析並參考圖15.1-4及圖15.1-5以及參酌國家地震工程研究中心第四十二期(2002年6月)簡訊，有關土壤液化潛能分析之專題報導後，可知本橋工址液化潛能甚高。

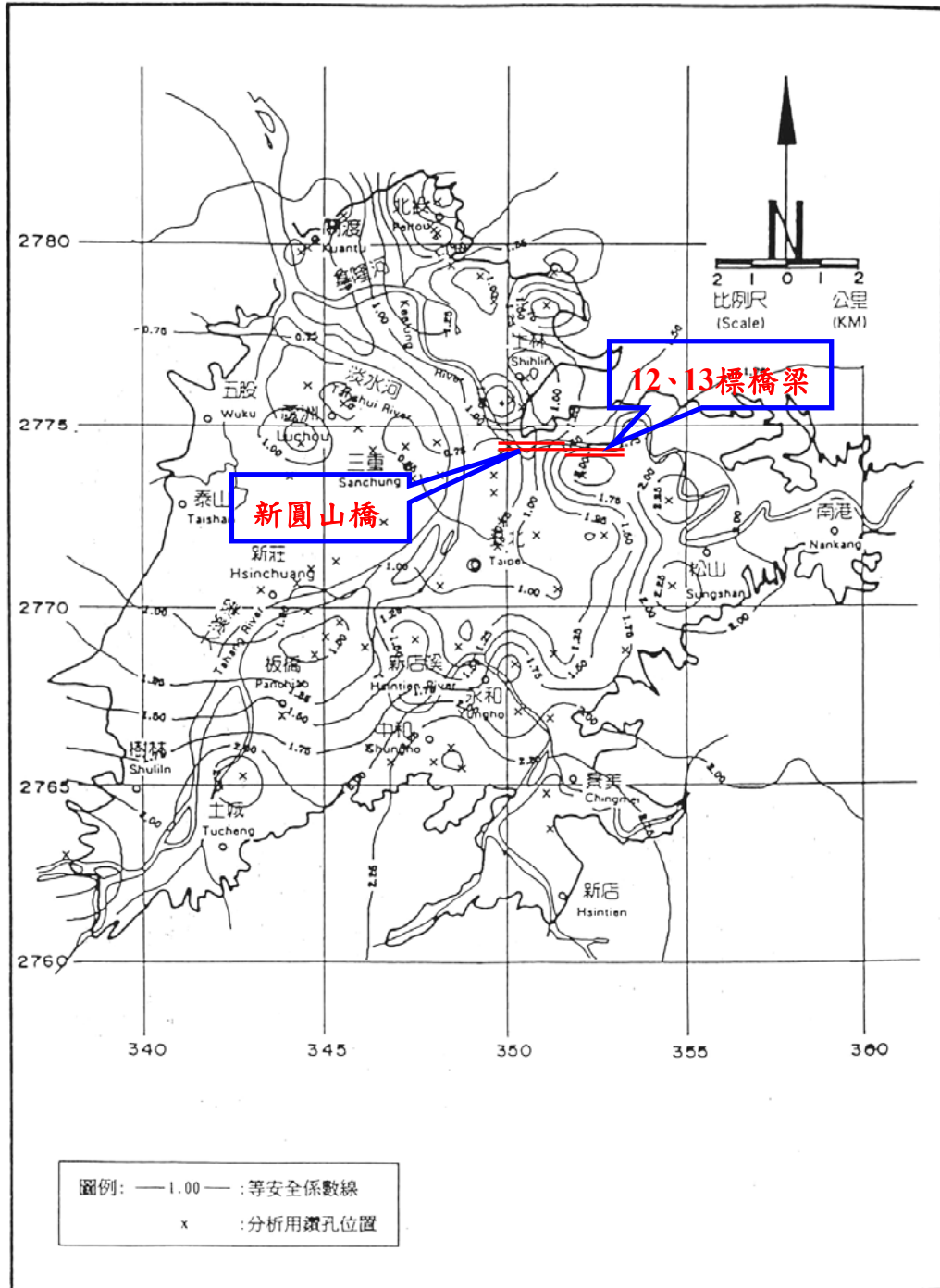


圖 15.1-4 以Seed簡化法對台北盆地進行液化潛能之評估結果(劉震隆，1994)

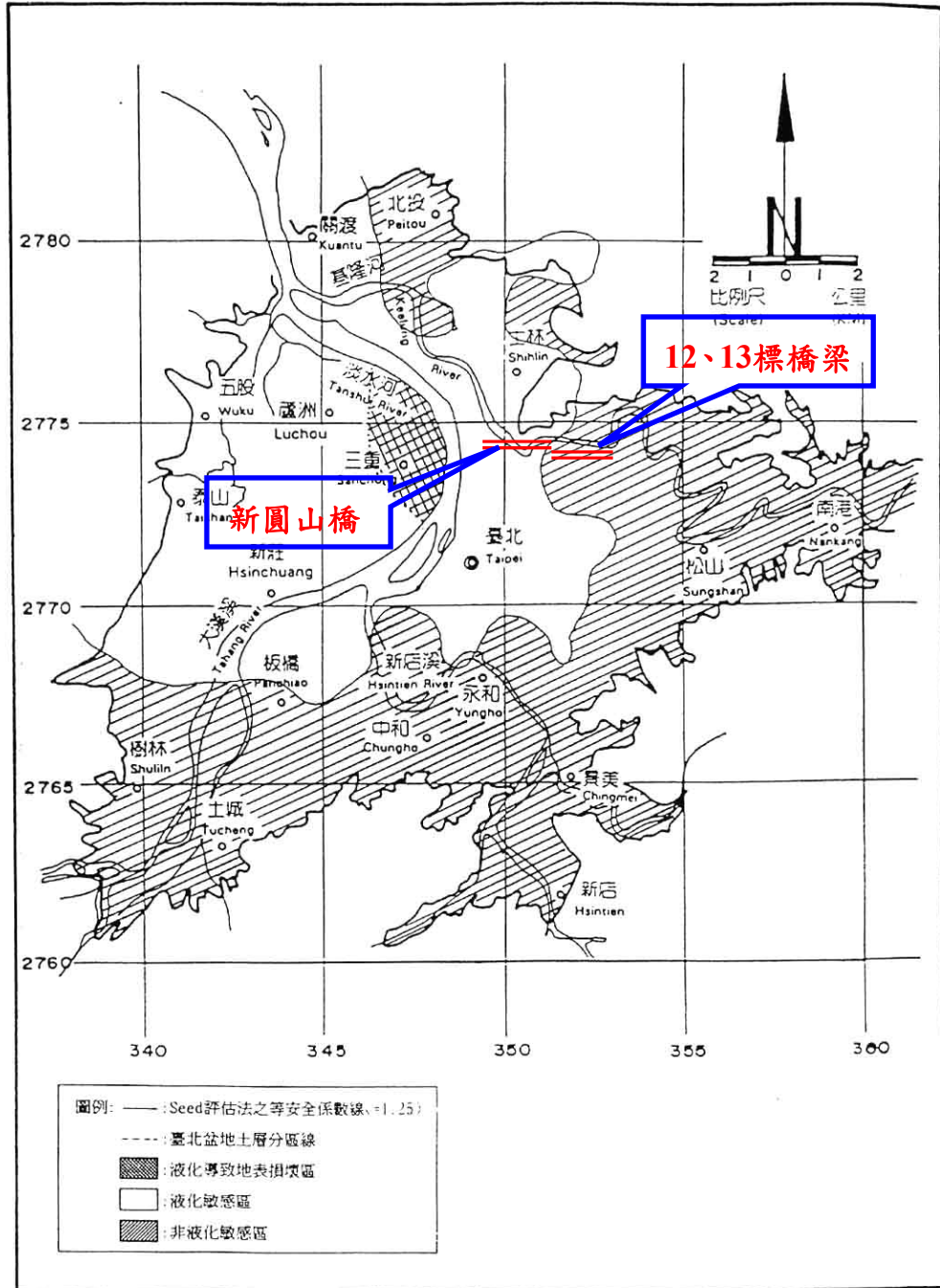


圖 15.1-5 以Ishihara液化層厚度經驗判別法，判斷出因液化導致地表損壞與液化敏感區域分佈圖(劉震隆，1994)



### 15.1.3 耐震能力初步評估結果與說明

橋梁耐震補強之最主要目的，是要使橋梁於使用年限內經歷重大之地震後，將不可接受之損壞風險降至最低。對於高速公路橋梁而言，不可接受之損壞大致上是指因橋梁全部或部份倒塌，導致重大之生命財產損失，或造成主要維生運輸系統(Life Line)之中斷。但並非所有橋梁都需進行耐震補強，而是經由橋梁耐震評估後，耐震能力不足之橋梁才需進行耐震補強。

本橋梁根據交通部委託台灣營建研究中心所提出之「公路橋梁耐震安全初步評估準則(85年7月)」，橋梁耐震能力之初步評估，係依照評估表所列項目予以評分，評估分落橋評估、強度韌性評估及穩定性評估三大類，各類評估之項目分別為13項、15項及4項，各類中所有項目之總分，合計均為100分；評估作業係以填表格、打分數的方式來進行，各項目之配分乘以該項目評估內容所獲之權數為該項目之危險度評分，不論是落橋評估、強度韌性評估或穩定性評估，均需將各類別中各項目的得分加總，再根據下列評定標準評定之：

1. 得分大於60分，為安全有疑慮，應立即進行詳細檢測及評估。
2. 得分大於30分至等於60分間，安全略有疑慮，近期應進行詳細檢測及評估。
3. 得分小於等於30分，為安全無疑慮。

其評估結果詳附錄七及整理列於表15.1-1中。

表 15.1-1 中山高汐止五股段新圓山橋耐震初步評估統計表

標 別	橋梁墩位編號	B1	B2	B3
		落橋評估	強度韌性評估	穩定性評估
16標 (新圓山橋)	PU1J~PU1K	17.07	31.34	30.00
	PD1K~PD1L	17.77	33.19	32.22
17標 (新圓山橋)	PU1K~PU1L	17.36	34.38	30.00
	PD1L~PD1M	17.46	33.93	30.00

由表15.1-1中可看出，新圓山橋(16及17標)之落橋評估分數均不大於30分，屬於安全無虞，但於強度韌性和穩定性之評估分數略大於30分，亦即就強度韌性及穩定性而言，安全略有疑慮，不過僅僅稍微超過30分而已，離60分還有一段距離，因此整體而言，本路段橋梁之耐震能力不差。

### 15.1.4 與84年公路橋梁耐震設計規範之比較

本路段橋梁是依據1990年版之Caltrans規範設計(以下簡稱Caltrans)，而台灣經歷921集集大地震後，交通部於隔年4月修訂了84年版之「公路橋梁耐震設計規範」部份條文(以下簡稱部頒規範)，為了了解本橋是否合乎「部頒規範」耐震設計規範之標準，茲就Caltrans與部頒規範之地震力係數 $K_h$ 做一比較：

#### 1. Caltrans之地震力係數 $K_h$

由(15.1)式

$$EQ = \frac{ARS}{Z} \cdot W = K_h W$$

$$K_h = \frac{ARS}{Z} \dots\dots\dots (15.2)$$

#### 2. 部頒規範之地震力係數 $K_h$

$$EQ = \frac{ZI}{1.2\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W \dots\dots\dots (15.3)$$

$$\text{其中 } \left(\frac{C}{F}\right)_m \leq \begin{cases} 1.2(R^* = 2.0) \\ 1.1(R^* = 3.0) \\ 1.0(R^* = 5.0) \end{cases}$$

所以

$$K_h = \frac{ZI}{1.2\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m \dots\dots\dots (15.4)$$

在(15.2)式中， $A=0.2g$ ，RS取圖15.1-3之值，Z取3；而(15.4)式之各值悉依部頒規範規定求取，完成上述計算後可得到表15.1-2，表中可知部頒規範之 $K_h$ 值均小於Caltrans設計規範之 $K_h$ 值，此外，新圓山橋之韌性設計細節均符合部頒規範耐震設計規定。

表 15.1-2 新圓山橋  $K_h$ 值比較表

橋梁名稱		原依Caltrans設計 $K_h=ARS/Z$	依84年公路橋梁耐震 設計規範(修正版) $K_h=ZIC/1.2\alpha_y F_u$	韌性設計細節
新圓山橋	軸向	0.204	0.140	符合
	橫向	0.204	0.154	符合

### 15.1.5 耐震補強建議

依據第15.1.3節及第15.1.4節之評估結果，中山高速公路汐止五股高架段新圓山橋，由於係採用Caltrans耐震設計規範(1990版)設計，其對於橋柱之韌性細節之要求比現行交通部頒公路橋梁耐震設計規範更加嚴謹，例如橋柱圍束箍筋不得採用搭接，僅能用機械續接(Mechanical coupler)或焊接，其圍束箍筋體積比亦符合部頒耐震設計規範之要求，另外橋柱之混凝土剪力強度為保守考量，採用 $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$ 設計，依據本計畫利用Push-Over分析之成果(參見表12.4-7e TYPE 5S橋例之說明)，本路段橋梁之平均崩塌地表加速度約為0.74g，應能符合交通部最新頒佈之公路橋梁耐震設計規範之要求。

但值得進一步說明的是，本橋段之防止落橋裝置有RC止震塊(橫向)，RC止震塊係依據彈性地震力與塑鉸引致之地震力之小值來設計，符合部頒耐震設計規範之要求，但並未設置防震拉條。部頒耐震設計規範於921集集地震後，採用日本道路協會·耐震設計篇(1996)之規定，防震接條設計力須大於1~1.5倍支承靜重反力(國際上稱之為W/2-Method)，其耐震設計之性能標準(Performance Level)是要求在不可預期之地震力造成大梁脫離支承座後，仍可利用此防震拉條將其拉住，使其不致於落橋造成崩塌，此設計標準高於Caltrans等值靜力法之設計理念，故就部頒耐震設計規範之防震拉條設計要求而言，本路段橋梁之縱向需增設防震拉條，考量柱頂空間之限制，建議採增設防震拉條來補強。

另外，本路段各橋梁單元原則上係採用剛接(Rigid)設計，惟在考量溫度及潛變乾縮效應後，部份橋墩柱頂改採縱向活動支承設計，其中央則設有RC剪力樺(亦可視為RC止震塊)，在921集集地震時，部份RC剪力樺及支承座有局部之損傷，參見圖15.1-6所示，建議於後續規劃設計階段應逐一加以詳細檢測，並依據其詳細之檢測成果進行RC剪力樺及支承(座)之耐震能力評估。



圖 15.1-6 921集集地震造成新圓山橋部份橋墩剪力樺及支承座之局部損傷

## 15.2 中山高速公路汐止五股段12、13標橋梁(濱江街路段)

### 15.2.1 概述

本高架橋配置於濱江街中心，北上里程為STA.20+114U~STA.22+616.16U，全長共2502.16公尺，本橋型斷面主要為預鑄預力箱型梁，在考慮高架橋美觀因素以及配合濱江街道路之闢建時程壓力下，乃選用此一結構型式，此橋型屬於既美觀又利趕工之預鑄工法，基於吊裝之考慮，跨徑以25公尺為限，大於25公尺跨徑跨越現有道路則配置箱型鋼梁，以求整體之美觀及其一致性。大梁均為簡支，惟橋面則配置鉸接版並於每3至4跨設一伸縮縫，以減少伸縮縫，降低工程造價，增加行車之舒適感，除與台北市濱江街立體交叉共構部份為雙方柱外，其餘各橋墩大多為單圓柱式T型橋墩，由於墩柱係利用台北市濱江街道路中央分隔島設置，柱徑有採小至1.6公尺之設計，對墩柱較高者外觀上稍見纖細。其標準斷面示於圖15.2-1中；本橋橋墩型則示於圖15.2-2中，結構平立面配置圖則參見圖15.2-3~圖15.2-11中。

### 15.2.2 原設計之耐震設計規範

#### 1. 設計規範

參考15.1.2節中1.之說明。

#### 2. 設計地震力

本段高架橋梁係依據加州公路橋梁耐震設計規範設計，其耐震需求除須設計高架橋能抵抗強震所產生之力量，並須預防於強震時高架橋梁產生大變化而導致落橋。本工程防止落橋之裝置係用防震拉條及混凝土止震塊組合。防震拉條為鍍鋅鋼棒，且兩端配以合成人造伸縮橡膠墊組成，設置於伸縮縫處兩邊端隔梁上。常時防震拉條兩端之合成人造伸縮橡膠墊之壓縮量可使伸縮縫正常伸縮，於強震大位移時，防震拉條可使伸縮縫兩邊之上部結構聯結一起，以防止縱向之落橋。混凝土止震塊設置於帽梁上，利用混凝土止震塊及端隔梁阻擋強震時橫向或縱向之落橋。設計時並考慮防震拉條及混凝土止震塊於破壞性地震發生時均處於彈性範圍內，以避免強震後造成落橋無法修復。

本段高架橋之耐震設計為依照1990年版Caltrans之耐震設計規範，Caltrans耐震設計之理念，主要在考慮下構之耐震效果維持大地震時橋梁不至於崩塌，因此墩柱之設計GROUP VII之桿件力係由地震反應譜(ARS)，依彈性解析所得之地震力，再除以折減係數(Z)後所得之結果來設計。

圖15.2-1 汐止~五股拓寬段濱江街高架橋標準斷面圖

本橋梁考慮台北盆地地震危害度分析，結構物之使用年限為50年，破壞機率不超過10%，所對應之回歸期為475年，最大地表加速度為0.2g，至於設計加速度反應譜RS，則採用八十年「建築技術規則有關地震力條文修訂研究」設計，如圖15.2-12所示，本路段採用 $S_a$ 之最大值為2.4。

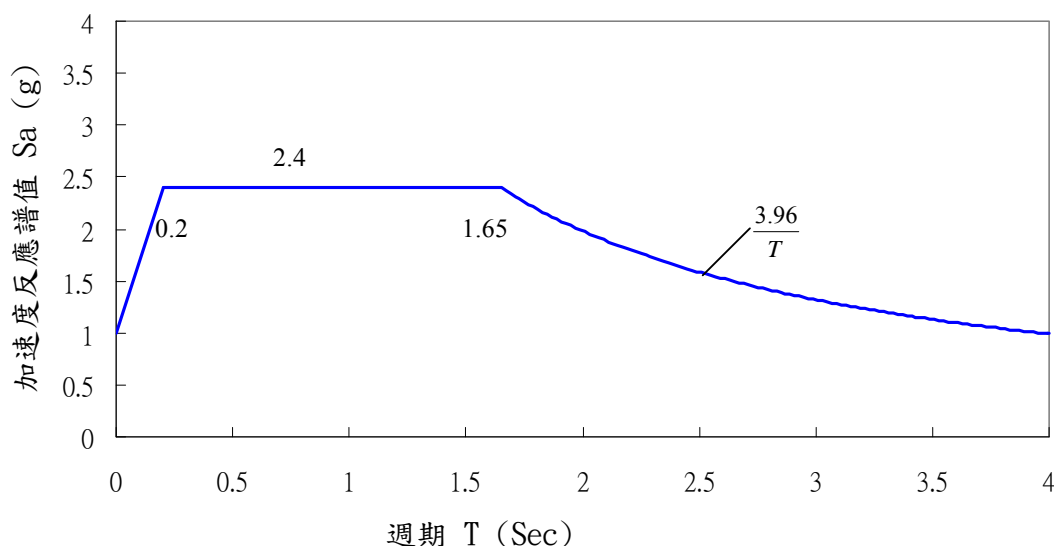


圖 15.2-12 80年「建築技術規則有關地震力條文修訂研究」

### 3. 液化潛能

本橋工址有關土壤液化分析係參考Seed等人(1985)所建議之經驗法進行，本計畫之執行亦對土壤液化課題深入探討，其詳細內容可參考3.1.4節之說明。而本橋址之液化潛能經研判並參考圖15.1-4及圖15.1-5以及參酌國家地震工程研究中心第四十二期(2002年6月)簡訊，有關土壤液化潛能分析之專題報導後，可知本橋工址土壤液化之可能性不高。

## 15.2.3 耐震能力初步評估結果與說明

依據交通部委託台灣營建研究中心所提出之「公路橋梁耐震安全初步評估準則(85年7月)」，所評估之結果列於表15.2-1及附錄七中。由表15.2-1中可看出濱江街高架橋於三項評估分數(落橋評估、強度韌性評估及穩定性評估)均未超過30分。

表 15.2-1 中山高汐止五股段12、13標橋梁(濱江街路段)耐震初步評估統計表

標別	橋梁墩位編號	B1 落橋評估	B2 強度韌性評估	B3 穩定性評估
12標	PU1G ~ PU10G	9.05	19.27	0.00
	PU10G ~ PU1H	8.80	16.66	0.00
	AB5 ~ PU21G	12.12	20.76	0.00
13標	PU1H~PU7H	8.83	16.78	0.00
	PU7H~PU9H	8.82	16.62	0.00
	PU9H~PU33H	8.70	16.13	0.00
	PU33H~PU35H	8.52	16.90	0.00
	PU35H~PU41H	8.94	16.56	0.00
	PU41H~PU43H	9.00	13.65	0.00
	PU43H~PU54H	9.11	16.25	0.00
	PU54H~PU1J	10.16	17.58	0.00

#### 15.2.4 與84年公路橋梁耐震設計規範比較

本橋是依據1990年版之Caltrans規範設計(以下簡稱Caltrans)，而台灣於921地震後，修訂了「公路橋梁耐震設計規範」部份條文(以下簡稱部頒規範)，此兩種版本設計規範所計算出濱江街高架橋之水平地震力係數 $K_h$ 後列於表15.2-2中，由表中可知，部頒規範之 $K_h$ 值均小於Caltrans設計規範之 $K_h$ 值，此外韌性設計細節均符合部頒規範之耐震設計規範。

表 15.2-2 12、13標橋(濱江街路段)  $K_h$ 值比較表

橋梁名稱		原依Caltrans設計 $K_h=ARS/Z$	依84年公路橋梁耐震 設計規範(修正版) $K_h=ZIC/1.2 \alpha_y F_u$	韌性設計細節
12、13標橋 (濱江街路段)	軸向	0.160	0.140	符合
	橫向	0.160	0.154	符合

#### 15.2.5 耐震補強建議

依據第15.2.3節及第15.2.4節之評估結果，中山高速公路汐止五股高架濱江街段，由於係採用Caltrans耐震設計規範(1990版)設計，其對於橋柱之韌性細節符合現行交通部頒公路橋梁耐震設計規範之規定，其圍束



箍筋體積比亦符合部頒耐震設計規範之要求；但此路段除與台北市濱江街立體交叉共構部份為雙柱外，其餘各橋墩大多為單柱式T型橋墩，且橋柱係利用台北市濱江街中央分隔島設置，由細設階段之報告得知，為符合當時台北市政府濱江街道路斷面設計及景觀之需求，本路段橋柱在符合Caltrans耐震規範的條件下，採1.6公尺柱徑之設計，其橋柱軸壓應力較高，此對橋柱塑鉸產生後所引致之最大彎矩 $M_{max}(Mp)$ 及剪力需求 $(Vp)$ 可能有所低估(參考圖15.2-13所示)，此將造成橋柱韌性無法如預期發展而形成撓剪破壞模式，此外，較高之橋柱軸壓應力亦對橋柱韌性有不良之影響，此效應可參考Priestley(1989)針對 $\frac{P}{f'_c A_g}$ 與 $\frac{\phi_u}{\phi_y}$ 之研究成果(參考圖15.2-14所示)。

考量本橋段之設計地震力係數 $K_h$ 為0.16僅稍大於部頒規範之 $K_h$ 值，其設計之安全餘裕量較少，且為符合當時台北市政府濱江街道路斷面設計及景觀之需求，本橋段橋柱之軸壓應力較高，故建議本路段橋柱於規劃設計階段進行詳細耐震評估後，採鋼板包覆補強來提高橋柱之韌性與剪力強度。

本橋段之防止落橋裝置設有RC止震塊(橫向)與防震拉條(縱向)，其中，RC止震塊係依據彈性地震力與塑鉸引致之地震力之小值來設計，符合部頒耐震設計規範之要求；但防震拉條則依據Caltrans等值靜力法(Equivalent static Analysis of Restrainers)之設計程序來決定其根數，一般而言，防震拉條之根數低於部頒耐震設計規範之要求，因部頒耐震設計規範於921集集地震後，採用日本道路協會·耐震設計篇(1996)之規定，其設計力須大於1~1.5倍支承靜重反力(國際上稱之為W/2-Method)，其耐震設計之性能標準(Performance Level)是要求在不可預期之地震力造成大梁脫離支承座後，仍可利用此防震拉條將其拉住，使其不致於落橋造成崩塌，此設計標準高於Caltrans等值靜力法之設計理念，故就部頒耐震設計規範之防震拉條設計要求而言，本路段橋梁之縱向防震拉條需加以適當補強，其補強方式應考量柱頂空間之限制條件，建議可採增設防震拉條或RC止震塊(縱向)來補強。

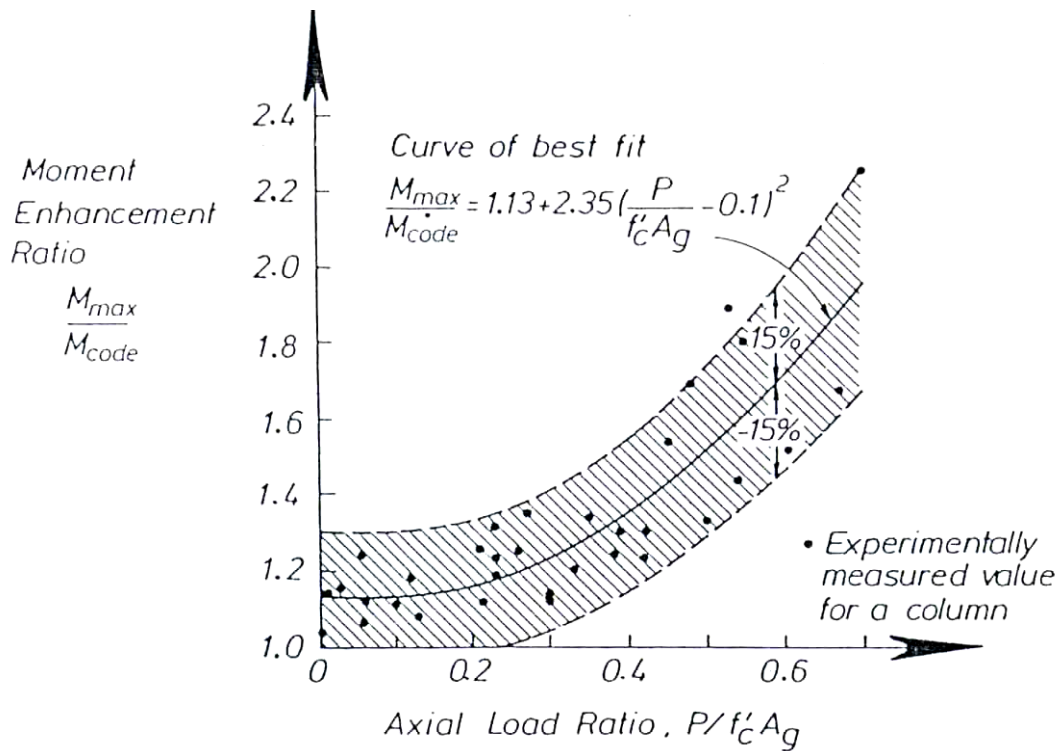


圖 15.2-13 圓形混凝土橋柱之最大彎矩強度與規範強度之比較(Priestley, 1984)

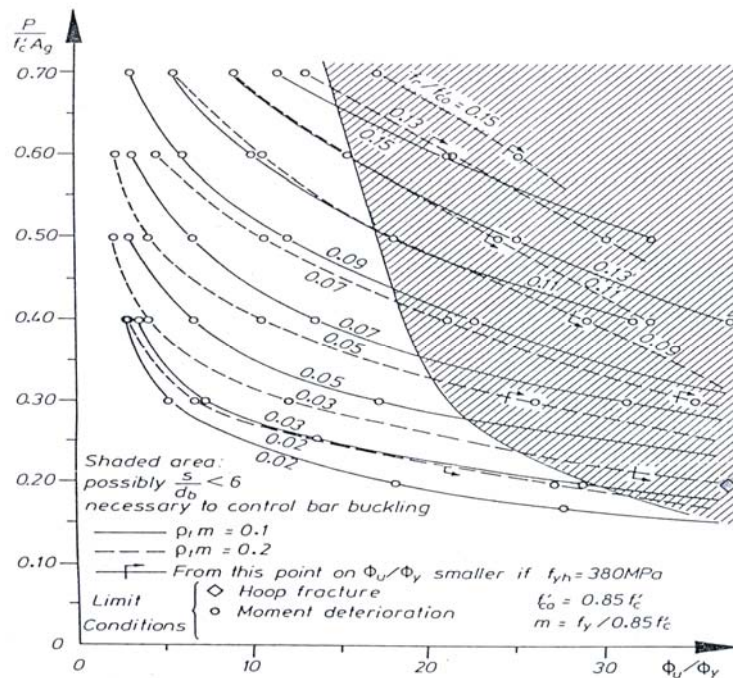


圖 15.2-14 圓形混凝土柱軸壓應力對曲率韌性比之影響(Priestley, 1989)

## 15.3 中山高速公路中港溪橋

### 15.3.1 中港溪橋基本資料及現況

中港溪橋可分為原橋及為配合主線路段拓寬而將原橋向外側拓寬兩部份。原橋為南北分離，南下線共有10跨，其跨徑配置為37.071+8@37+37.068公尺，總長370.139公尺，北上線則共有10跨，其跨徑配置為37.074+8@37+37.066公尺，總長370.14公尺，原橋全寬為27.1公尺。上部結構皆為預鑄預力I型梁，結構系統為簡支型式，支承型式為合成人造橡膠支承墊。下部結構為單柱橋墩，基礎型式除橋台為淺基礎外，橋墩均為沉箱基礎。原橋之平立面圖可參考圖15.3-1、圖15.3-2及圖15.3-3。拓寬部份之橋寬為兩側各3.72公尺(拓寬後全橋寬34.54公尺)，上部結構亦為預鑄預力I型梁，支承型式為合成人造橡膠支承墊。下部結構為單柱橋墩及樁基礎，橋台之基礎形式與原橋同為淺基礎。本橋之橋墩立面圖可參考圖15.3-4，相關橋梁資料彙整詳如表15.3-1(橋梁之現況相片，詳見附錄九)。

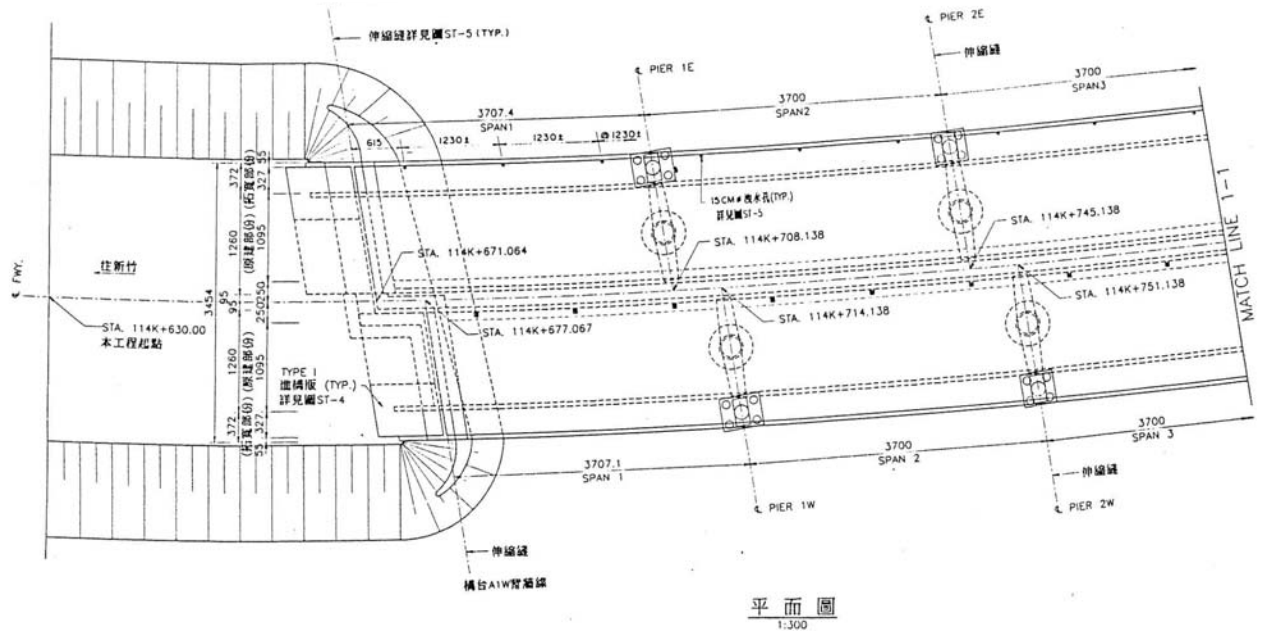
表 15.3-1 中港溪橋相關橋梁資料彙整表

結構系統	簡支型式
上部結構型式	預鑄預力I型梁
下部結構型式	單柱橋墩
支承型式	合成人造橡膠支承墊
設計水平震力係數 $k_h$	0.15
混凝土強度 $f_c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	240
設計鋼筋強度 $f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1400

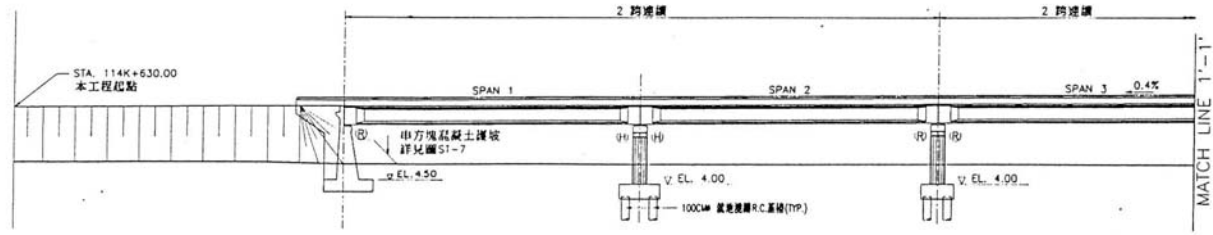
### 15.3.2 中港溪橋耐震能力評估

根據「公路橋梁安全之耐震初步評估準則」初步評估表，原橋耐震能力初步評估結果，落橋、強度韌性及穩定性之危險度評分，分別為23.15、37.47及20.00，詳附錄七，其中除強度韌性項目為「安全略有疑慮」外，均屬「安全無疑慮」。

以使用年限50年為原則，中港溪橋的耐震能力至少須為 $0.33g \times 1.2 = 0.396g$ ，否則須加以補強或設置隔減震裝置，以提高其耐震能力。根據「交通部電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」，以原橋橋柱強度韌性推估，則橫向振動單元之耐震能力為 $A_c = 0.423g$ ，大於耐震能力需求 $0.396g$ 。軸向振動單元之耐震能力為 $A_c = 0.357g$ ，則小於需求，需進行補強。



平面圖  
1:300



立面圖  
1:300

- 說明：
1. 一般說明詳見圖 ST-1。
  2. (R) 表示固定端支承。
  3. (S) 表示活動端支承。
  4. 原橋主線鋼筋有 12.6 公尺 (每處約 1.8 公尺, 共計 7 處) 之扁型伸縮縫受損, 承商須配合本工程施作, 並依工地工程師之指示予以換裝新品。

圖 15.3-1 中港溪橋平立面圖(一)

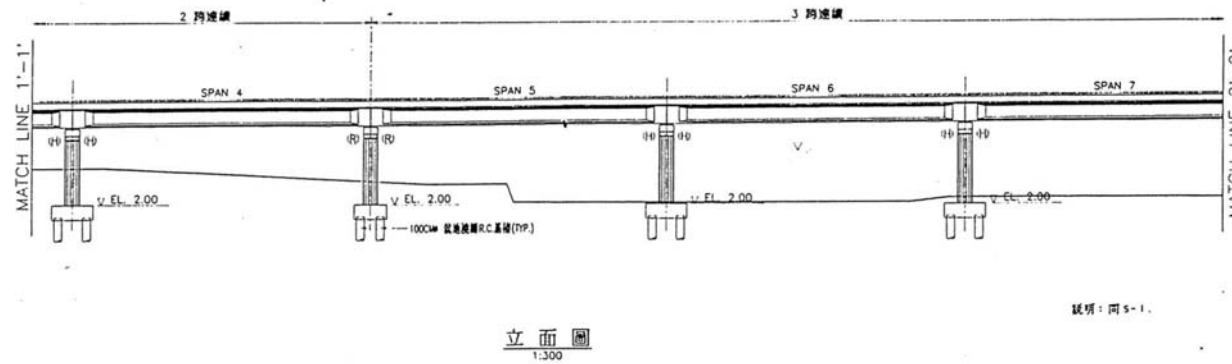
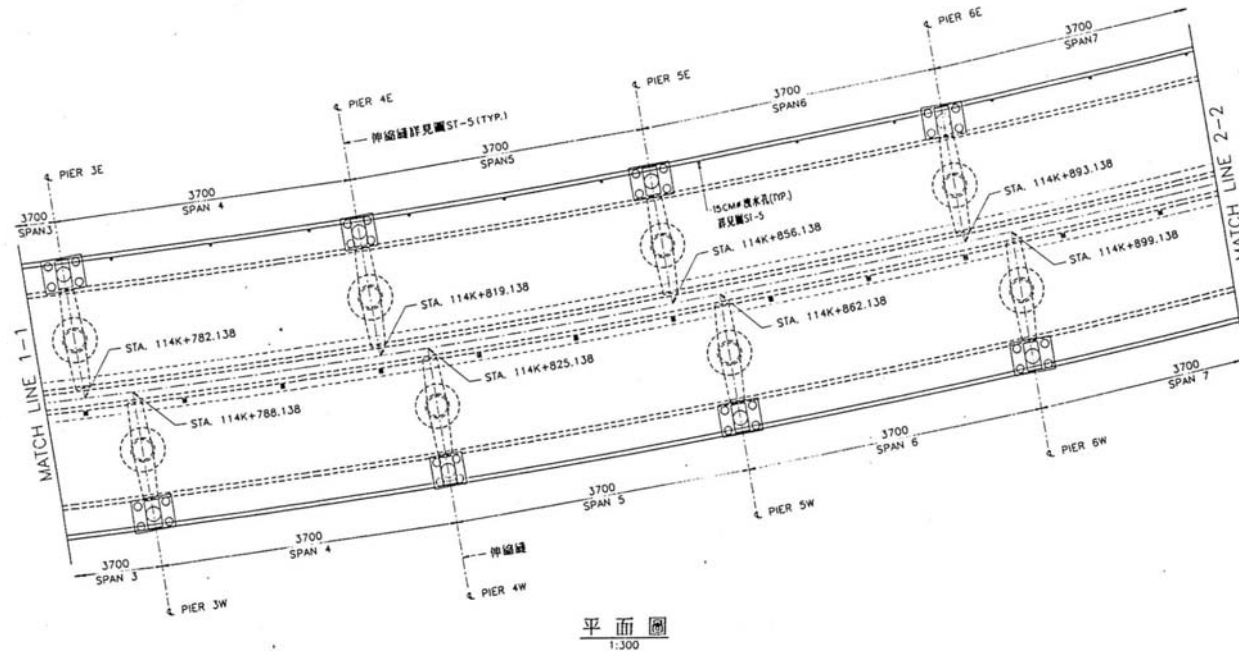
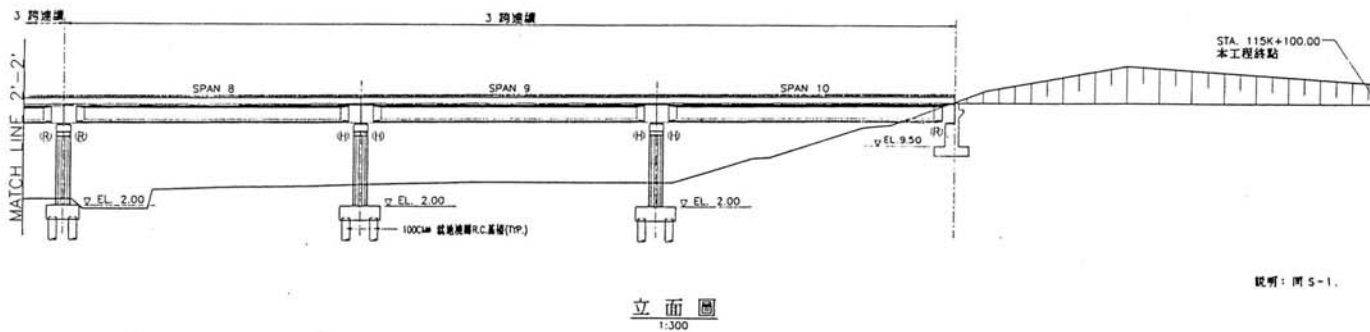
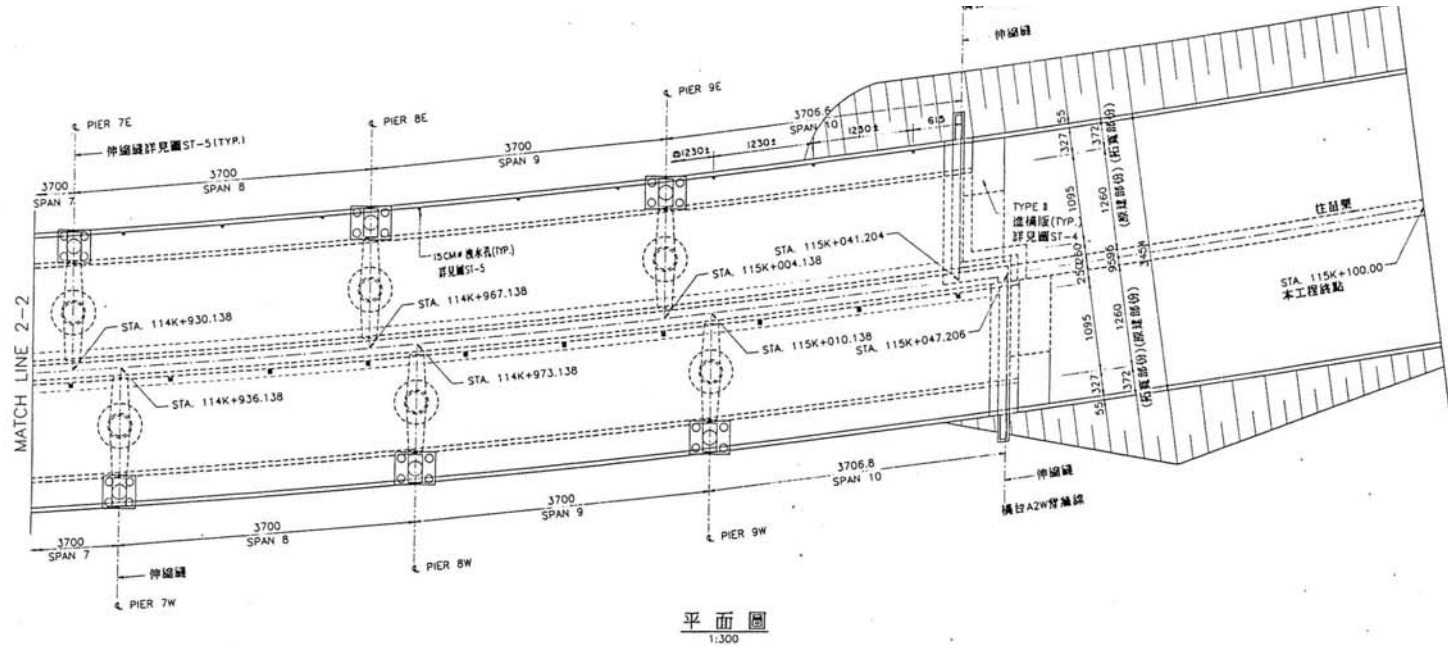
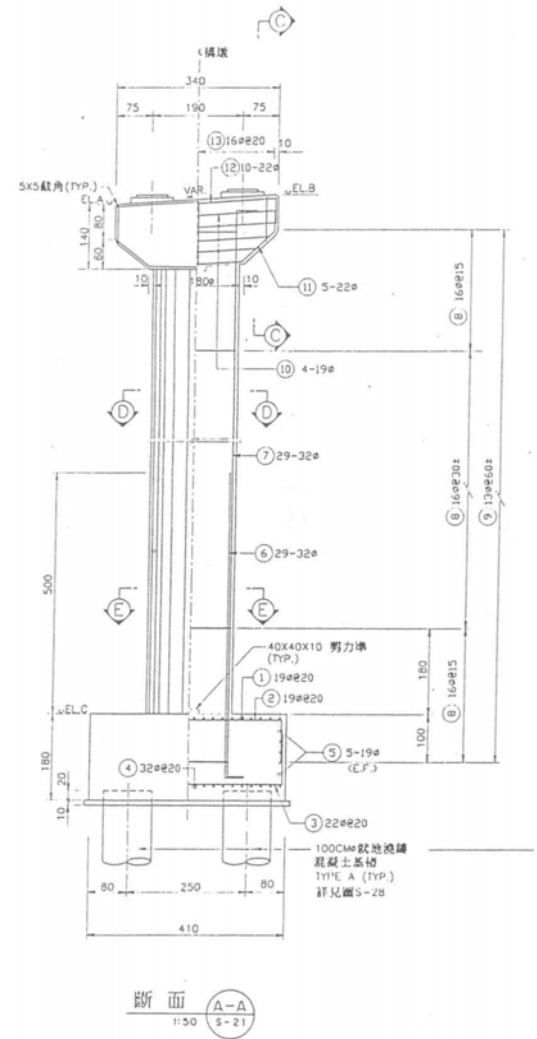
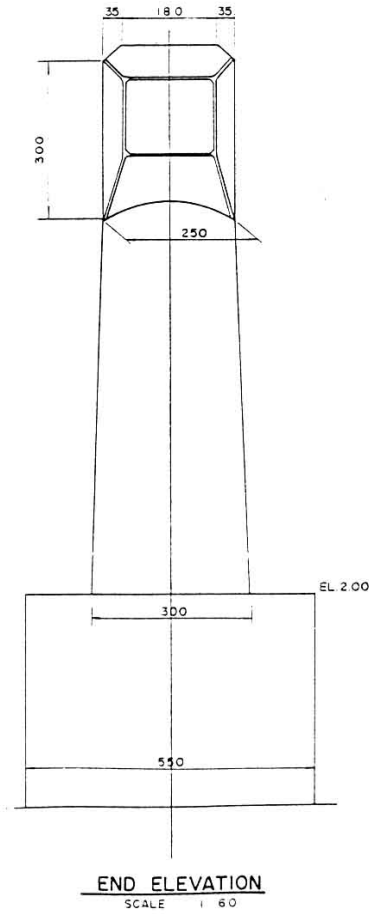
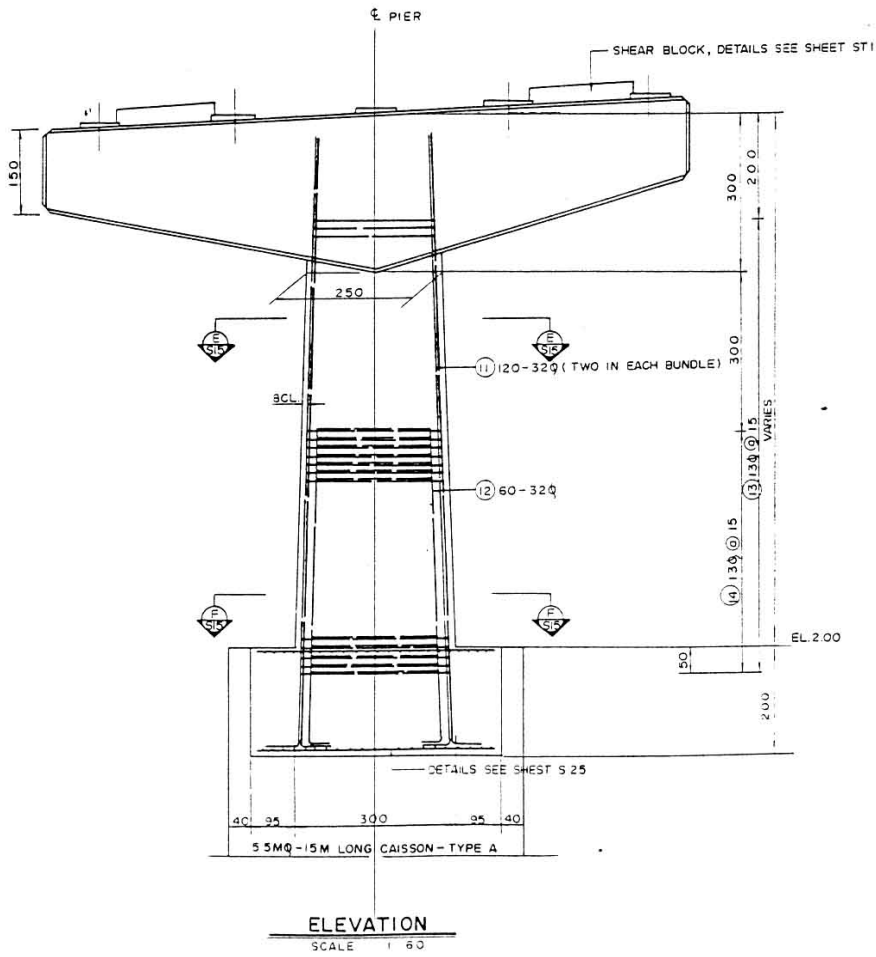


圖 15.3-2 中港溪橋平立面圖(二)



說明: 同 S-1.

圖 15.3-3 中港溪橋平立面圖(三)



(原橋橋墩立面圖)

(拓寬部份橋墩立面圖)

圖 15.3-4 中港溪橋墩立面圖

採用美國聯邦公路總署(FHWA)公佈之橋柱耐震評估方法評估本橋，其各項容量需求比值詳表15.3-2，軸向評估結果顯示橋柱及基礎都不產生塑鉸( $r_{ec}=0.98>0.8$ ， $r_{ef}=0.86>0.8$ )。從蒐集之相關資料無法獲知原橋施工時，柱筋是否搭接及其搭接確實位置，若假設主筋斷筋位置為其搭接確實位置，即使原橋施工時有足夠的主筋搭接長度，但其橫向鋼筋所提供之搭接強度仍有所不足( $r_{cs}=0.74$ )。剪力評估部份，預期將在塑鉸形成前發生脆性之剪力破壞模式( $r_{cv}=0.98$ )。橫向評估結果顯示橋柱及基礎均不產生塑鉸( $r_{ec}=1.12>0.8$ ， $r_{ef}=0.99>0.8$ )，搭接強度則也是有不足的情況( $r_{cs}=0.84$ )。

表 15.3-2 中港溪橋容量需求比值表

項 目		橫向	軸向
$r_{ec}$	橋柱彎矩比	1.12	0.98
$r_{ef}$	基礎彎矩比	0.99	0.86
$r_{ca}$	縱向鋼筋錨錠比	1.00	1.00
$r_{cs}$	縱向鋼筋搭接比	0.84	0.74
$r_{cv}$	橋柱之剪力比	1.51	0.98
$r_{cc}$	橋柱底端之橫向圍束鋼筋比	3.17	2.79
$r_{fr}$	基礎旋轉和(或)降伏比	3.96	0.86

### 15.3.3 中港溪橋耐震補強建議

#### 1. 橋柱補強

經耐震評估後，軸向崩塌地表加速度小於耐震標準 $0.396g$ ，由詳細的評估過程中探討，橋墩之剪力容量不足，導致其韌性無法完全發揮即造成脆性的剪力破壞。另假設之柱主筋搭接處，橫向鋼筋所提供之搭接強度不足，將導致縱向搭接鋼筋之勁度和強度無法充分發揮。故其耐震補強之主要策略為在不改變強度的原則下，加強原橋橋墩之剪力容量及圍束能力，以提昇韌性率 $\mu$ ，亦即增大橋墩吸收地震能量的能力。此點可藉由包覆工法(柱底部不錨錠)所獲致之束制效果，達到提昇韌性的目標。

#### 2. 基礎補強

原橋採沉箱基礎，由詳細的評估過程中探討，沉箱箱體彎矩及剪力容量均有不足的現象，蓋版之彎矩及剪力容量則均大於需求。因墩柱之耐震補強方法，係藉由包覆工法在不改變強度的原則下，提昇剪力容量及



圍束能力，所以墩柱補強後之塑鉸彎矩並未提昇；以橫向而言，沉箱基礎因可能產生剪力破壞，須進行沉箱基礎補強( $r_{fr}=0.86<1$ )。為確保墩柱能有非常好的韌性發展，應比照新橋設計，基礎補強後之強度須能承受墩柱所產生之塑鉸彎矩。根據Caltrans Seismic Design Criteria(2001)之規定，要求如基礎等與橋柱塑鉸相鄰之彈性構件之設計力，須考量20%超強放大因子，即 $M_o^{col}=1.2\times M_p^{col}$ 。

### 3. 防止落橋裝置

根據「公路橋梁安全之耐震初步評估準則」初步評估表，原橋耐震能力初步評估結果，落橋之危險度評分為23.15，其中規範規定防落長度(68.5公分)小於實際防落長度(85公分)，顯示原橋有足夠的防落長度。但為確實防止落橋，除梁端防落長度應足夠外，亦應同時增設能承受支承靜載重反力( $R_d$ )1.5倍以上設計載重之防止落橋設施，以做為最後一道安全裝置。

## 15.4 中山高速公路後龍溪橋

### 15.4.1 後龍溪橋基本資料及現況

後龍溪橋可分為原橋及為配合主線路段拓寬而將原橋向外側拓寬兩部份。原橋為南北分離，南下線共有22跨，其跨徑配置為 $34.57+20@35+34.57$ 公尺，總長769.14公尺，北上線則共有21跨，其跨徑配置為 $34.57+18@35+40+39.57$ 公尺，總長744.14公尺，原橋全寬為27.1公尺。上部結構皆為預鑄預力I型梁，結構系統為簡支型式，支承型式為合成人造橡膠支承墊。下部結構為單柱橋墩，基礎型式除橋墩P20W、P21W、P20E及橋台A2W、A2E為淺基礎外均為沉箱基礎。原橋之平立面圖可參考圖15.4-1、圖15.4-2及圖15.4-3。拓寬部份之橋寬為兩側各3.72公尺(拓寬後全橋寬34.54公尺)，南下線則於A2橋台端漸變至6.17公尺，上部結構亦為預鑄預力I型梁，支承型式為合成人造橡膠支承墊。下部結構為單柱橋墩及樁基礎，A1橋台之基礎形式為樁基礎，A2橋台則為淺基礎。本橋之橋墩立面圖可參考圖15.4-4，相關橋梁資料彙整詳如表15.4-1(橋梁之現況，詳見附錄九)。

表 15.4-1 後龍溪橋相關橋梁資料彙整表

結構系統	簡支型式
上部結構型式	預鑄預力I型梁
下部結構型式	單柱橋墩
支承型式	合成人造橡膠支承墊
設計水平震力係數 $k_h$	0.15
混凝土強度 $f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	240
設計鋼筋強度 $f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1400

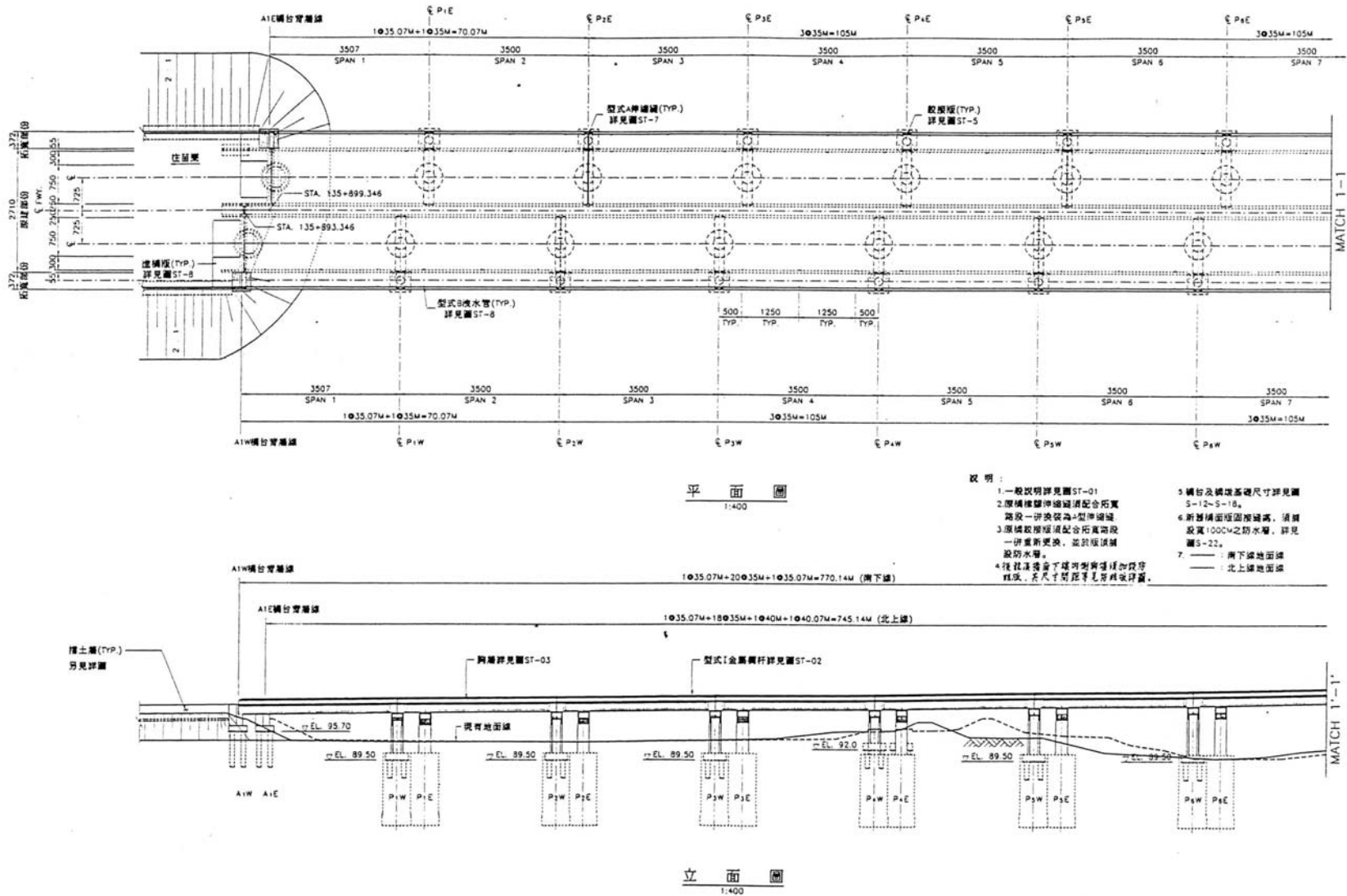


圖 15.4-1 後龍溪橋平立面圖(一)

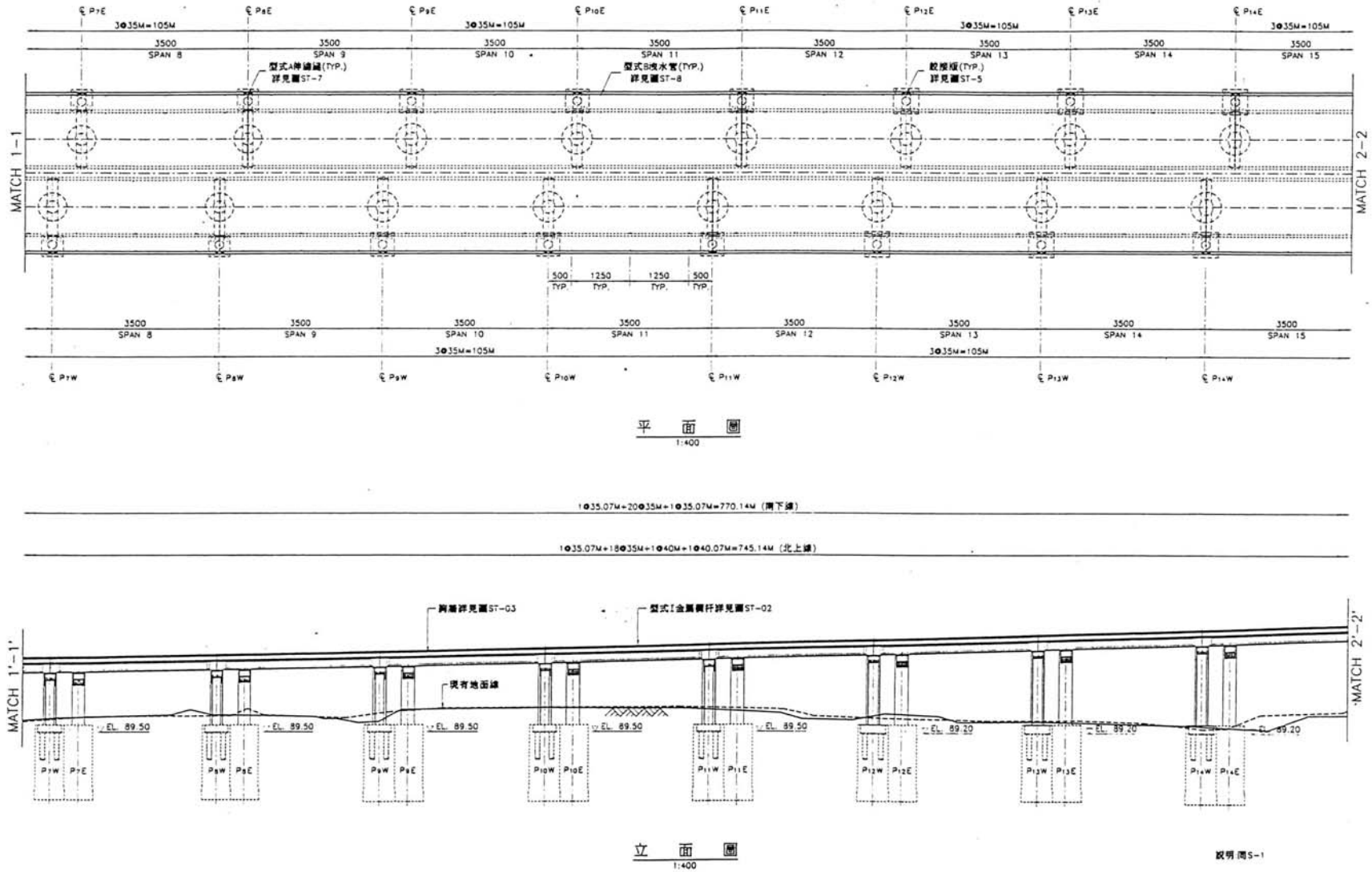


圖 15.4-2 後龍溪橋平立面圖(二)

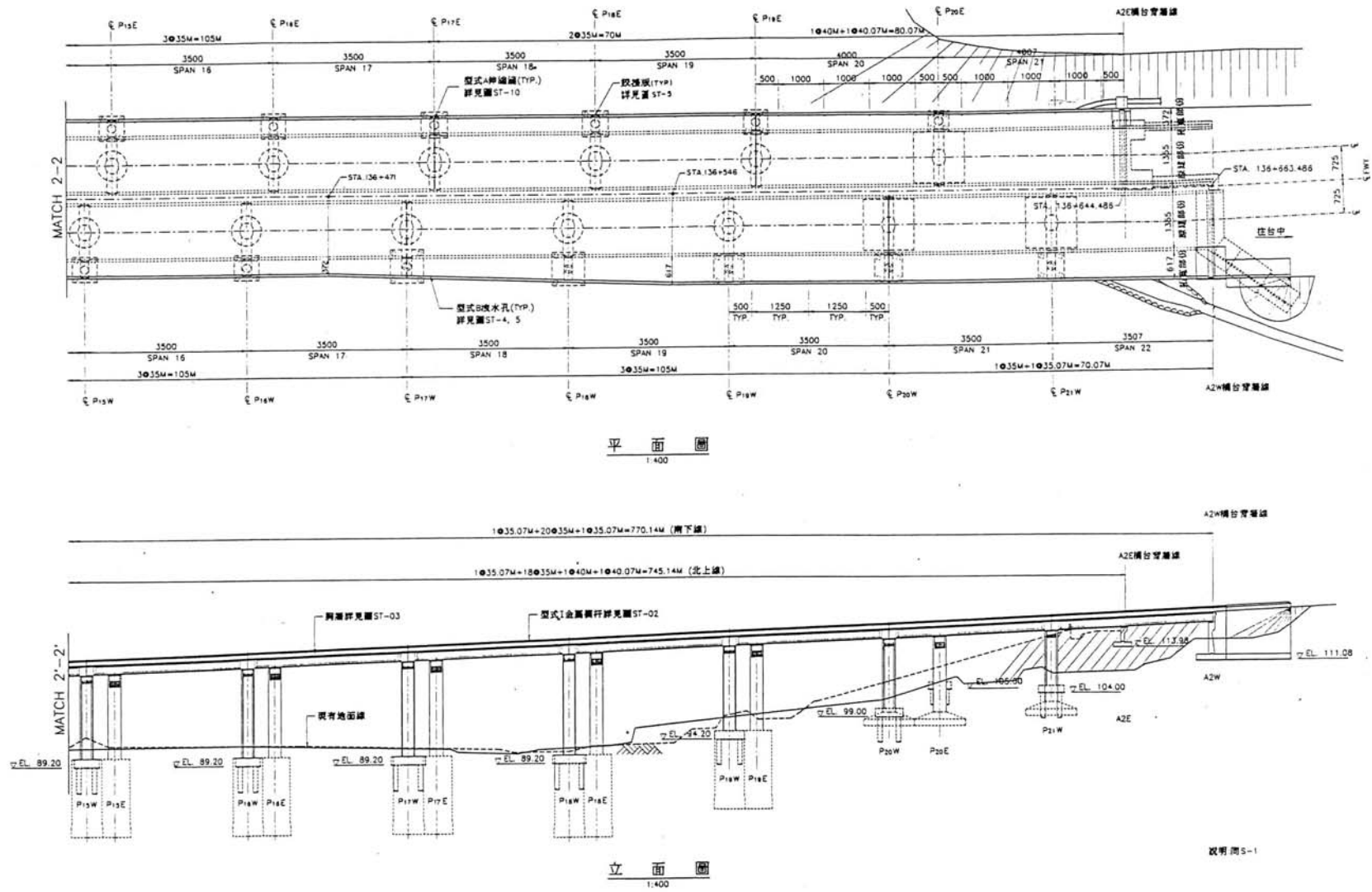
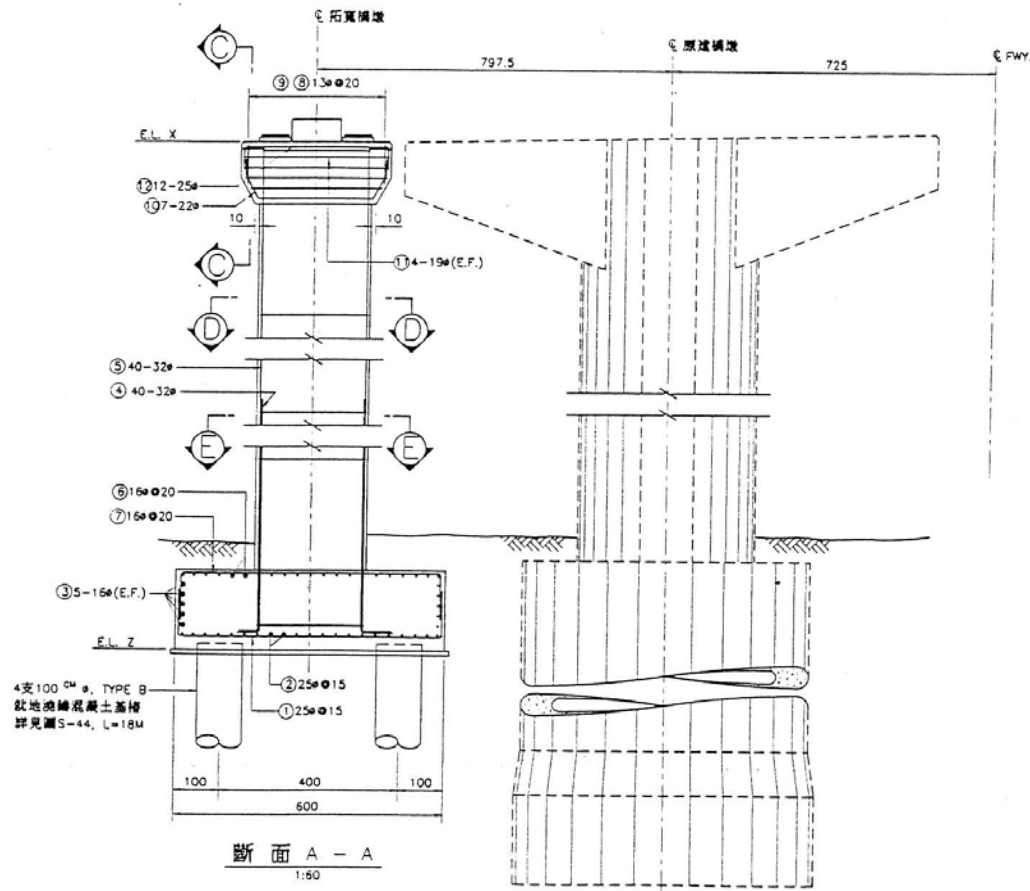
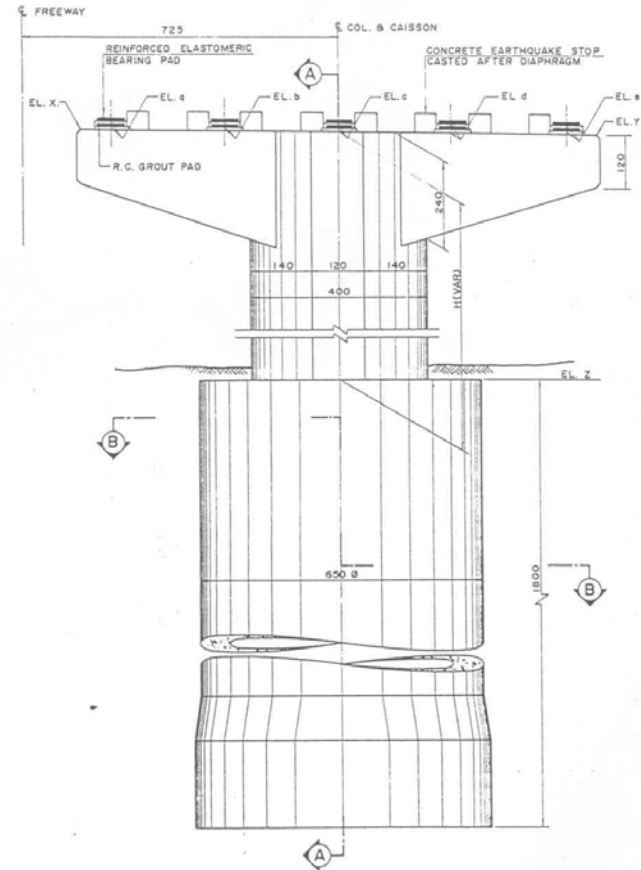


圖 15.4-3 後龍溪橋平立面圖(三)



(拓寬部份橋墩立面圖)



(原橋橋墩立面圖)

圖 15.4-4 後龍溪橋橋墩立面圖

## 15.4.2 後龍溪橋耐震能力評估

根據「公路橋梁安全之耐震初步評估準則」初步評估表，本橋耐震能力初步評估結果，落橋、強度韌性及穩定性之危險度評分，分別為24.87、36.20及37.50，詳附錄七，其中除落橋項目為「安全無疑慮」外，均屬「安全略有疑慮」。

以使用年限50年為原則，後龍溪橋的耐震能力至少須為 $0.33g \times 1.2 = 0.396g$ ，否則須加以補強或設置隔減震裝置，以提高其耐震能力。根據「交通部電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」，以原橋橋柱強度韌性推估，則軸向振動單元之耐震能力為 $A_c = 0.566g$ ，大於耐震能力需求 $0.396g$ 。橫向振動單元之耐震能力為 $A_c = 0.364g$ ，則約略小於需求，需進行補強。

採用美國聯邦公路總署(FHWA)公佈之橋柱耐震評估方法評估本橋，其各項容量需求比值詳表15.4-2，橫向評估結果顯示橋柱及基礎均會降伏( $r_{ec} = 0.71$ ， $r_{ef} = 0.76$ )。從蒐集之相關資料無法獲知原橋施工時，柱筋是否搭接及其搭接確實位置，若假設主筋斷筋位置為其搭接確實位置，即使原橋施工時有足夠的主筋搭接長度，但其橫向鋼筋所提供之搭接強度仍有所不足( $r_{cs} = 0.54$ )。剪力部份評估，雖預期之破壞模式為塑鉸形成，導致剪力容量衰減，而伴隨剪力破壞發生，但本橋承受的地震力並不足以使其發生( $r_{cv} = 2.67$ )。軸向評估結果顯示橋柱及基礎均不會產生塑鉸( $r_{ec} = 1.04$ ， $r_{ef} = 1.47$ )，搭接強度則也是有不足的情況( $r_{cs} = 0.78$ )。

表 15.4-2 後龍溪橋容量需求比值表

項 目		橫向	軸向
$r_{ec}$	橋柱彎矩比	0.71	1.04
$r_{ef}$	基礎彎矩比	0.76	1.47
$r_{ca}$	縱向鋼筋錨錠比	1.00	1.00
$r_{cs}$	縱向鋼筋搭接比	0.54	0.78
$r_{cv}$	橋柱之剪力比	2.67	4.43
$r_{cc}$	橋柱底端之橫向圍束鋼筋比	2.03	2.97
$r_{fr}$	基礎旋轉和(或)降伏比	3.02	5.86

### 15.4.3 後龍溪橋耐震補強建議

#### 1. 橋柱補強

經耐震評估後，橫向崩塌地表加速度小於耐震標準 $0.396g$ ，由詳細的評估過程中探討，雖能因塑鉸形成導致撓曲破壞，但原橋橋墩之彎矩容量不足，致使崩塌地表加速度不符耐震標準之要求。另所假設的橋柱主筋搭接位置，其橫向鋼筋所提供之搭接強度不足，將導致縱向搭接鋼筋之勁度和強度快速衰減。故其耐震補強之主要策略，為提高橋墩強度及縱向鋼筋搭接處圍束力，藉由包覆工法(柱底部錨錠)所獲致之效果，達到提昇彎矩容量及圍束力的目標。

#### 2. 基礎補強

原橋採沉箱基礎，由詳細的評估過程中探討，沉箱箱體彎矩容量及蓋版抗拉鋼筋均有不足的現象。因考量基礎檢測及修復困難等因素，應避免基礎發生破壞；且墩柱之耐震補強方法，係藉由包覆工法提昇強度，加強原橋橋墩之彎矩容量及圍束能力。為確保墩柱能有非常好的韌性發展，沉箱基礎強度應須能承受墩柱補強後所產生之塑鉸彎矩。根據要求如基礎等與橋柱塑鉸相鄰之彈性構件之設計力須考量 $20\%$ 超強放大因子之規定，詳細評估之結果，原橋沉箱基礎之彎矩強度 $C/D$ 值為 $0.9$ 小於 $1$ ，亦顯示基礎須予以補強。另為避免地震時支承面外緣可能產生拉力，將沉箱蓋版往上掀開，導致橋柱與沉箱分離。蓋版抗拉鋼筋不足部份，可採用錨錠鋼筋以提供蓋版與側壁之連結。

#### 3. 防止落橋裝置

根據「公路橋梁安全之耐震初步評估準則」初步評估表，原橋耐震能力初步評估結果，落橋之危險度評分為 $24.87$ ，其中規範規定防落長度( $80.3$ 公分)小於實際防落長度( $85$ 公分)，顯示原橋有足夠的防落長度，且設有防震拉條。但為確實防止落橋，除梁端防落長度應足夠外，亦應同時將防止落橋設施之設計載重提昇至支承靜載重反力( $R_d$ ) $1.5$ 倍以上，以做為最後一道安全裝置。



圖 15.4-1	後龍溪橋平立面圖(一) .....	37
圖 15.4-2	後龍溪橋平立面圖(二) .....	38
圖 15.4-3	後龍溪橋平立面圖(三) .....	39
圖 15.4-4	後龍溪橋橋墩立面圖 .....	40
圖 15.3-1	中港溪橋平立面圖(一) .....	31
圖 15.3-2	中港溪橋平立面圖(二) .....	32
圖 15.3-3	中港溪橋平立面圖(三) .....	33
圖 15.3-4	中港溪橋墩立面圖 .....	34

## 第十六章 國道高速公路橋梁之耐震補強計畫

國道高速公路為台灣地區南北交通的大動脈，對於國家整體經濟發展及民生生活影響甚鉅，貴局為防範於未然，並期能於日後大地震侵襲時，可達到減少損害、避免傷亡之主要目標，擬對於中山高速公路及第二高速公路(含後續路段)等已完工通車之橋梁進行耐震評估與必要之補強設計。

本計畫於2002年4月23日假高公局簡報室舉辦國外專家學者討論會議(參見附錄五)，會中針對分標策略有具體且深入的討論，其中Jim Roberts先生(前美國Caltrans Director, Engineering Service)建議「採分區段進行補強，因如僅補強其中一座，而同路段的其它橋梁若發生震害，也會造成交通中斷，其經濟效益並不佳，Caltrans也已注意到此現象」；另外，Dr. Tao亦建議「一般可考慮路段、區域及其它關鍵性因素(Impact Factor)等來考量優選順序，目前加州對於整體交通路網之衝擊之權重為60%，值得供台灣高公局做決策之參考」。

另本計畫於2003年8月15日向行政院經濟建設委員會簡報，獲與會官員及專家學者之肯定，並獲致會議結論如次：「1.本計畫有其必要性，應予積極推動。2.本計畫應從經濟層面考量，在發生類似921嚴重震災時，至少能維持一條國道暢通為原則，就中山高速公路或第二高速公路研選其一可於最短時期內完成橋梁之全部耐震補強工程。」。

茲就本計畫參酌美日專家之建議及目前國家財政與路網結構重要性之衝擊影響等，初步研擬之國道高速公路橋梁耐震補強計畫說明如下：

**第一階段：**921集集大地震發生時，正值中山高速公路員林至高雄段之拓寬工程進行細部設計作業，貴局利用變更設計的採購程序，將既有橋梁之耐震評估與必要之補強設計納入拓寬工程細部設計一併辦理，目前已完成細部設計預計於91年下旬陸續發包施工，此為國道高速公路第一階段之橋梁耐震補強工程。

**第二階段：**921集集大地震發生後，在交通部的協調與指示下，國道新建工程局對於設計中及施工中尚未通車之國道高速公路橋梁，擬進行不同程度之必要補強措施，故貴局即針對89年12月31日以前已完工通車(已移交高公局者)之橋梁進行耐震補強工程；本階段之橋梁耐震補強計畫依據橋梁種類劃分為兩部份辦理：

**第一部份：**為國道高速公路(通車路段)一般性橋梁部份，本研究計畫即針對此部份橋梁進行耐震補強工程之可行性研究，藉由透過地震風險管理的四個基本手段：風險識

別、風險評量、風險管理策略選擇及風險事務管理等，  
建構合理可行的橋梁耐震補強計畫。

第二部份：為國道高速公路(通車路段)特殊橋部份，此部份共五座  
特殊性橋梁，建議此第二階段另案同時辦理。

第三階段：針對89年12月31日以後陸續完工通車之橋梁進行耐震補強工程。

茲就本計畫國道高速公路(通車路段)橋梁之耐震補強計畫(第二階段/第一  
部份)說明如下：

1. 依據本計畫對工程範圍內總數約894座橋耐震能力之初步研究，在詳細檢討每一座橋梁之橋梁易損性、河川橋施工特性、橋梁設計年代(規範標準)、橋梁分類及工址震區等因素後，本計畫推估總補強工程費高達約300億元，依據本計畫向行政院經濟建設委員會簡報之會議結論，考量目前之國家財務狀況並與 貴局商討多次後，認為將本計畫橋梁之耐震補強工程，考量國道別、路段別及工程處之管轄範圍，劃分為三個標段分年執行，各標之工程規模已考慮國內一般設計單位之作業能量，說明如下(參見表16-1所示)：
  - (1) 第一期：國道1號員林以北路段及員林以南不包含於員林高雄段拓寬工程之橋梁耐震補強工程。
  - (2) 第二期：國道2,3,5號(北部通車路段)橋梁耐震補強工程。
  - (3) 第三期：國道3,8,10號(南部通車路段)橋梁耐震補強工程。
2. 本計畫從投資成本、風險評估與國家財務之考量，對於部份河川橋梁，或因有拓寬需求之老舊橋梁以全面改建較適宜者、或因河床高程改變基礎已裸露以致基礎結構及基礎承載能力均降低須改建者，建議以專案計畫報部處理外；有鑑於中山高速公路(國道1號)之交通量相當高(對路網之衝擊影響最大)，其設計施工年代已有二十多年，且目前已全面展開施工之中山高速公路員林高雄段拓寬工程已包含既有橋梁之耐震補強工程；所以，中山高速公路相較於第二高速公路可於最短時期內完成全部橋梁之耐震補強，進而能在最短時間內建立一條縱貫台灣本島高效率、高安全性之防災路廊，故將中山高速公路之補強列於優先辦理之第一期執行。
3. 對於第二高速公路(國道3號)、台南環線(國道8號)、高雄環線(國道10號)及北宜高速公路(國道5號)，則考量其設計施工年代較近且目前交通量相對較低，列為第二、三期辦理，另考量本計畫整體預算支出之壓力，建議將其稍為延後辦理。

4. 本計畫業於2004年1月9日經經濟建設委員會邀集行政院秘書處、主計處、公共工程委員會、財政部國庫署、交通部路政司、運輸研究所、台灣區國道高速公路局及國道新建工程局等單位共同研商，獲與會官員及專家學者之肯定，並獲致會議結論如次：「1.本案建設計畫具必要性、可行性及經濟效益性，建議原則同意。2.建議同意先行辦理本計畫所列第一期工程，執行期程自93年度至98年度止；至於第二、三期工程則請交通部於第一期工程完成前，另就工程經費、效益及財務計畫重新檢討修正後，再報行政院審議」。
5. 依據上述分期原則，本計畫後續規劃、設計與施工時程計畫研擬如表16-2所示，其中有關第二、三期工程部份為本計畫現階段之初步構想，後續將依據前述會議結論檢討修正。
6. 對於各期規劃標於執行規劃評估階段，可參考本研究計畫對於每座橋梁之耐震評估分數(參見附錄十)，並考量每座橋梁之主管工程處、橋梁易損性及各項衝擊因素來規劃合適的施工標及其相應設計標之優先順序，並據以推動該標補強設計與發包施工之執行，另考量橋梁耐震補強之工程技術日新月異及後續 貴局各工務段之維修養護需要，建議採單一規劃設計單位來整合各施工標段之工法及補強品質。

表 16-1 後續規劃設計階段分期計畫

國道編號	段別名稱	規劃設計期別	說明
1	基隆內湖段	第一期	優先辦理
1	內湖台北段	第一期	優先辦理
1	台北三重段	第一期	優先辦理
1	三重中壢段	第一期	優先辦理
1	中壢楊梅段	第一期	優先辦理
1	楊梅新竹段	第一期	優先辦理
1	新竹苗栗段	第一期	優先辦理
1	苗栗台中段	第一期	優先辦理
1	台中彰化段	第一期	優先辦理
1	彰化西螺段(員林交流道以北)	第一期	優先辦理
1	新營台南段	第一期	優先辦理
1	台南鳳山段	第一期	優先辦理
1	汐止五股拓寬段	第一期	優先辦理
1	林口楊梅拓寬	第一期	優先辦理
1	楊梅新竹拓寬	第一期	優先辦理
1	新竹員林拓寬	第一期	優先辦理
2	機場支線	第二期	(1甲)
2	桃園內環線	第二期	
3	基隆汐止段	第二期	
3	汐止中和段	第二期	
3	中和鶯歌段	第二期	
3	鶯歌關西段	第二期	
3	關西新竹段	第二期	
3	新竹竹南段	第二期	
3	台北聯絡線	第二期	(3甲)
3	新化田寮段	第三期	
3	田寮燕巢段	第三期	
3	燕巢九如段	第三期	
5	北宜南港石碇段	第二期	
8	台南支線	第三期	
10	高雄支線	第三期	
10	旗山支線	第三期	

表 16-2 後續規劃、設計及施工預定進度表

## 第十七章 高速公路橋梁耐震補強之經濟效益評估

### 17.1 經濟效益評估方法

本計畫所採用之經濟效益評估方法，包括成本及效益流量表、淨現值法、益本比法、內部報酬率法，茲簡述如下：

#### 1. 成本及效益流量表

在進行效益與成本估算時，必須依實際狀況將其分攤至產生效益與成本項目的各年度，經由每期可能產生之效益減去可能發生之成本即為每期所產生的經濟效益，據以了解評估年期內各年度之成本及效益流量變化。

#### 2. 淨現值法(The Net Present Value Method, NPV)

淨現值法是評估公共投資最簡便、使用最廣的一種方法，因其考慮了貨幣之時間價值及整體投資計畫全部年限內的效益和成本。若以淨現值法分析投資效益時，當計畫年期內累計效益現值與成本現值的差(淨現值)大於零時，顯示該計畫利於整體社會。有關其計算式如下：

$$NPV = \sum_{j=0}^N \frac{B_j - C_j}{(1+r)^j} \dots\dots\dots (17.1)$$

$$r = (1 + \text{名目折現率}) * (1 + \text{物價上漲率}) - 1$$

其中 NPV：淨現值

C<sub>j</sub>：第j期投入成本

B<sub>j</sub>：第j期之效益

r：實質折現率

N：計畫年期

#### 3. 益本比法(Benefit-Cost Ratio Method, B/C)

益本比法為以投資效益當量值B與成本當量值C之比值來評估投資方案可行與否。若B/C值大於1，則該方案具經濟可行性值得投資；若B/C值小於1，則不值得投資；若B/C等於1，則投資與否均可，計算式如下：

$$B/C = \frac{\sum_{j=0}^N B_j(1+r)^{-j}}{\sum_{j=0}^N C_j(1+r)^{-j}} \dots\dots\dots (17.2)$$

其中 B<sub>j</sub>：第j期所發生的效益現金流量

$C_j$ ：第j期所發生的成本現金流量

#### 4. 內部報酬率法(Internal Rate of Return, IRR)

內部報酬率法即是求出一利率水準，使投資之所有收入的現值等於所有支出之現值，此利率即是投資的內部報酬率。若內部報酬率大於最低可接受報酬率，則可接受該方案，否則應予審慎考慮。其計算式如下：

$$NPV = \sum_{j=0}^N \frac{B_j - C_j}{(1 + r^*)^j} = 0 \dots\dots\dots (17.3)$$

其中  $B_j$ ：第j期所發生的效益現金流量

$C_j$ ：第j期所發生的成本現金流量

N：方案之評估年期

$r^*$ ：內部報酬率

## 17.2 基本假設

對於分析所需之基本參數假設如下：

### 1. 評估年期

經濟效益評估年期包括評估基年、工程建設期及完工營運期。本計畫設定評估基年為民國92年，並依據橋梁使用壽命，其效益估算以橋梁補強工程完工後營運50年為效益評估基礎，評估所使用年度為民國一般年度。由於本研究規劃之橋梁耐震補強工程施工階段主要分成3大標，各大標又細分成若干小標，因此，本研究之分年效益計算係以各小標分年效益為基礎，再加總成各大標之分年效益。

### 2. 物價上漲率

係為估列相關成本與效益項目時，隨物價波動調整之基準，本計畫依據台灣地區歷年之物價上漲率趨勢，以每年3%調整之，假設依據詳見18.3.2節說明。

### 3. 薪資與所得成長趨勢

參考行政院經建會於新世紀國家建設計畫(民國90至93年四年計畫暨民國100年展望)中預估未來薪資與所得成長趨勢，本計畫以每年3.0%調整之。

### 4. 折現率(資金成本率)

折現率係用來將不同年期產生之成本與效益轉換為基年貨幣價值，由於經濟效益衡量的是公共建設對於社會整體經濟的貢獻程度，故在選用折現率時應以整體社會之資金成本率為依據。一般而



言，近年來國內主要大型交通建設均以銀行存款利率或政府公債發行利率作為折現率採用基礎，相關大型交通建設使用之折現率與其基礎整理如表17.2-1所示。經參考目前銀行定存利率(一年期存款利率：2.110%，民國91年9月1日)及政府公債利率水準(二十年期公債利率：3.838%，民國91年8月13日)，本計畫進行經濟效益分析時，擬務實而又不失保守地反應目前低利率狀況，以5%列計名目折現率，進行貨幣現值之計算。

表 17.2-1 相關大型交通建設折現率使用分析表

項次	計畫名稱	折現率採用基礎	折現率
1	民間參與台北捷運系統環狀現之可行性研究，台北縣政府，中華民國90年12月。	1. 銀行存款利率 2. 政府公債利率	6.000%
2	東西向快速公路八里新店線八里五股段可行性研究，交通部台灣區國道新建工程局，中華民國90年12月。	政府公債利率	5.000%
3	國道一基隆至汐止段拓寬工程可行性研究，交通部台灣區國道高速公路局，中華民國91年4月。	銀行存款利率	8.000%
4	民間參與國道東部公路蘇澳花蓮段建設可行性研究，交通部台灣區國道新建工程局，中華民國91年5月。	銀行存款利率	8.000%
5	民間參與桃園都會區大眾捷運系統優先辦理路線可行性研究，交通部高速鐵路工程局，中華民國91年8月。	—	7.275%

#### 5. 資料型態及估算方式

資料型態以年資料為主，若僅有某些特定年資料時，本計畫係以內插法、外差法來估算其他各年之分年資料。

#### 6. 經濟成本

經濟成本直接引用財務成本，但不含轉移支付(租稅成本、利息等)。

### 17.3 成本與效益項目

#### 17.3.1 成本項目

本計畫成本主要為工程建造經費，包含規劃設計費用、直接工程成本、間接工程成本、工程預備費以及物價調整費，詳見18.2節推算。

#### 17.3.2 效益項目

橋梁進行耐震補強工程後，由於耐震能力增加，可減少地震對橋梁所造成之損害。而橋梁耐震補強之經濟效益則可視為因進行耐震補強工程，而使得橋梁對地震之承受能力增加，因地震所造成之損害會減小，

此損害減小之程度即為橋梁耐震補強之效益，依據此效益，可進一步將其量化，計算其經濟效益。

#### 1. 直接效益

為橋梁進行耐震補強工程前後，面臨地震時，所要付出之修復或重建成本之減少。本計畫依據第12章所建立之橋梁易損性曲線及國家地震研究中心所研擬之最新地震危害度曲線，利用Haz-Taiwan系統推估橋梁之地震損失，詳見12.4節及12.5節說明。

#### 2. 間接效益

由於橋梁受損可能會有中斷或限制通行之情況產生，一旦中斷或限制通行，除會造成旅行時間、距離之增加外，尚會因旅行時間之增加而產生對整體產業之負面衝擊。橋梁耐震補強工程可強化橋梁對地震之衝擊，減低橋梁受損所造成之中斷或限制通行機率，此即為橋梁耐震補強工程之間接效益。因此，橋梁耐震補強工程間接效益主要有下列幾項：

- (1) 減少繞行、限制通行的旅行成本
- (2) 減少繞行、限制通行所帶來之經濟損失
- (3) 減少人員傷亡之損失
- (4) 減少產業發展之損失
- (5) 降低社會與心理之影響

### 17.4 成本估算

依據18.2節估計的工程經費分攤成分年經費作為每年成本，詳見18.3.2節。

### 17.5 效益評估

#### 17.5.1 直接效益

依據12.5節之推估，可計算各橋梁在評估年期內(50年)，橋梁於進行耐震補強前後因地震所造成橋梁修復或重建成本之減少，依據本計畫施工工期(詳見18.3.1節)，將各標各年期之直接效益彙整於表17.5-1所示，由表中可知本計畫總直接效益達52,905.52百萬元(含物價調整)。

表 17.5-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程直接效益彙整表(當年幣值)

單位：百萬元

年	第一期直接效益	第二期直接效益	第三期直接效益	直接效益合計
92	0.00	0.00	0.00	0.00
93	0.00	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00	0.00
95	0.00	0.00	0.00	0.00
96	37.34	0.00	0.00	37.34
97	96.16	0.00	0.00	96.16
98	99.05	0.00	0.00	99.05
99	102.02	22.39	0.00	124.41
100	105.08	92.25	0.00	197.33
101	108.23	118.77	0.00	227.00
102	111.48	122.34	0.00	233.82
103	114.82	126.01	170.73	411.56
104	118.27	129.79	263.78	511.84
105	121.81	133.68	271.69	527.18
106	125.47	137.69	279.84	543.00
107	129.23	141.82	288.24	559.29
108	133.11	146.08	296.89	576.08
109	137.10	150.46	305.79	593.35
110	141.22	154.97	314.97	611.16
111	145.45	159.62	324.42	629.49
112	149.82	164.41	334.15	648.38
113	154.31	169.34	344.17	667.82
114	158.94	174.42	354.50	687.86
115	163.71	179.66	365.13	708.50
116	168.62	185.05	376.09	729.76
117	173.68	190.60	387.37	751.65
118	178.89	196.31	398.99	774.19
119	184.26	202.20	410.96	797.42
120	189.78	208.27	423.29	821.34
121	195.48	214.52	435.99	845.99
122	201.34	220.95	449.07	871.36
123	207.38	227.58	462.54	897.50
124	213.60	234.41	476.42	924.43
125	220.01	241.44	490.71	952.16
126	226.61	248.69	505.43	980.73
127	233.41	256.15	520.59	1,010.15
128	240.41	263.83	536.21	1,040.45
129	247.62	271.75	552.30	1,071.67
130	255.05	279.90	568.87	1,103.82
131	262.70	288.29	585.93	1,136.92
132	270.59	296.94	603.51	1,171.04
133	278.70	305.85	621.61	1,206.16
134	287.06	315.03	640.26	1,242.35
135	295.68	324.48	659.47	1,279.63
136	304.55	334.21	679.26	1,318.02
137	313.68	344.24	699.63	1,357.55
138	323.09	354.57	720.62	1,398.28
139	332.79	365.20	742.24	1,440.23

註：1資料來源：本計畫推估。

2.效益推算基年為民國92年，每年以年物價上漲率3.0%調整至各年期。

表 17.5-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程直接效益彙整表(當年幣值)(續)

單位：百萬元

年	第一期直接效益	第二期直接效益	第三期直接效益	直接效益合計
140	342.77	376.16	764.51	1,483.44
141	353.05	387.44	787.44	1,527.93
142	363.65	399.07	811.07	1,573.79
143	374.55	411.04	835.40	1,620.99
144	385.79	423.37	860.46	1,669.62
145	397.36	436.07	886.27	1,719.70
146	245.57	449.15	912.86	1,607.58
147	0.00	462.63	940.25	1,402.88
148	0.00	476.51	968.46	1,444.97
149	0.00	392.64	997.51	1,390.15
150	0.00	101.11	1,027.43	1,128.54
151	0.00	0.00	1,058.26	1,058.26
152	0.00	0.00	1,090.01	1,090.01
153	0.00	0.00	374.24	374.24
合計	10,720.34	13,009.35	29,175.83	52,905.52

註：1 資料來源：本計畫推估。

2. 效益推算基年為民國92年，每年以年物價上漲率3.0%調整至各年期。

## 17.5.2 間接效益

由17.3.2節討論可知，橋梁進行耐震補強之間接效益主要包括旅行成本減少、產業損失減少、人員傷亡減少及降低社會與心理的影響等。其中，旅行成本減少係指橋梁進行耐震補強後，道路使用者不會因為橋梁損害而須繞道完成某次旅次目的所節省之時間成本；產業損失減少係指橋梁進行耐震補強後，貨物運輸不會因為橋梁損害而須繞道完成運送目的所節省之時間成本；人員傷亡減少係指道路使用者不會因橋梁損害而造成生命或財產損失而減少之社會成本。

然而，間接效益之估計是一個困難的課題，目前尚無最佳的計算方法，一般較可行的做法是根據現有的地震災害資料並結合專家學者的經驗，將直接效益乘以一係數，做為間接效益之粗略估計(即所謂的 "Quick and Dirty" 估計)，這個係數如何取決，仍有待於生命線地震工程研究中解決。由於國內相關研究仍缺乏，因此，本計畫參考國外相關研究結果以及利用「台灣區整體高快速公路網主要計畫與發展策略研究，交通部台灣區國道新建工程局，中華民國91年7月」所構建之路網及相關資料進行模擬，參考其推估之係數，以作為本計畫間接效益估算之依據。

### 1. 間接效益係數值

#### (1) 國外相關研究

由於國外因地震所產生之經濟影響的相關文獻以直接損失

(或含間接損失)之估算為主，因此，本計畫蒐集之國外相關研究報告係以地震所產生之直接損失與間接損失之估算為主，說明如下。

#### A. 美國加州洛杉磯市地震損失模擬

洛杉磯市Elysian Park地震損失境況模擬，係以規模7.1大地震為基礎並利用SCPM2系統(Southern California Planning Model Version 2)來進行模擬，其考量橋梁損傷指數 $BDI \geq 0.3$ 即封閉該橋，此估算之直接損失即為結構損失，間接損失則包含產業損失及旅行成本損失。其中，洛杉磯市地震模擬中之交通量預測係以最短路徑(Shortest Path)方法進行橋梁封閉前後之交通量指派，再以此計畫推估之時間價值進行間接損失計算，相關模擬結果如表17.5-2所示。

由表17.5-2洛杉磯市地震損失模擬結果可知，地震所造成之直接損失約佔總損失之33.50%，間接損失約佔總損失之66.50%，間接損失為直接損失之1.99倍。

#### B. 日本阪神大地震統計結果

20世紀90年代，日本列島近海地震頻繁，僅1993年以來就發生7.5級以上地震五次，但這些地震對陸地造成的破壞不算嚴重，僅其中1995年1月17日當地時間凌晨5時46分發生的阪神7.2級地震，由於震源在兵庫縣神戶市和淡路島之間的海底，震源淺，震級大，發震斷層正好穿越而過，被日本稱之為「直下型」地震，給神戶市及其附近的西宮市、淡路島等地區，造成了極其嚴重的破壞：房屋橋梁倒塌、城市癱瘓，大量居民困埋在倒塌的結構體中，繼起的大火更加劇了震害和傷亡，這是日本自1923年關東大地震以來損失最為嚴重的一次地震，直接經濟損失的絕對數值超過了關東大地震。據日本國土廳防災局神戶地震後40天內的統計，道路橋梁破壞達9,402處，三條高速公路、山陽新幹線JR(日本鐵路)鐵路線、兩條私營鐵路及城市地鐵均被切斷。

根據日本通產省1995年2月統計概算，這次地震的直接經濟損失約為96,000億日元，約合1,000億美元；直接經濟損失約佔日本1995年國內生產總值(GDP)的2%，它是1994年美國北嶺地震損失的4~7倍，其間接經濟損失估計高達400,000億日元。日本阪神大地震直接損失與間接損失估算為統計結果，

相關統計結果如表17.5-2所示。

由表17.5-2可知日本阪神地區大地震損失統計結果。其中，日本阪神地區大地震所造成之直接損失約佔總損失之19.35%，間接損失約佔總損失之80.65%，間接損失為直接損失之4.17倍。

表 17.5-2 地震直接損失及間接損失結果分析表

單位：百萬美元

損失項目		地震區域			
		洛杉磯市模擬結果		日本阪神地區	
1.結構損失 (Structure Loss)		45,250(33.50 %)		100,000(19.35 %)	
2.間接損失(Indirect Loss)		89,693(66.50 %)		416,667(80.65 %)	
(1)產業損失 (Business Loss)	直接損失(Direct Loss)	46,737	28,155	—	—
	間接損失(Indirect Loss)		9,627		—
	衍生損失(Induced Loss)		8,955		—
(2)旅行成本損失 (Total Travel Cost)	旅客運輸成本(Personal Travel Cost)	42,956	35,010	—	—
	貨物運輸成本(Freight Travel Cost)		7,946		—

資料來源：1. Sungbin Cho and Peter Gordon, etc. , 「Integrating transportation network and regional economic models to estimate the cost of a large urban earthquake」, Journal of Regional Science. Vol 41, No. 1, 2001.

2. 洛杉磯市地震模擬個人旅行成本6.5 dollars/hr；貨物旅行成本35 dollars/hr。

3. 李國洋，「日本阪神、淡路大震災的特點與啟示」，中國建築工程出版社，1996年6月。

4. 黃南翼、張錫雲、姜夢香，「日本阪神大地震建築震害分析與加固技術」，中國北京地震出版社，2000年12月。

5. 本計畫整理。

## (2) 本計畫之模擬分析

本計畫之模擬分析主要以過去曾發生之歷史地震模擬(以獅潭斷層地震為例)為基礎，茲將其說明如下：

本計畫依據Haz-Taiwan系統模擬分析獅潭斷層地震造成之橋梁損害，以損害比(Damage Ratio)超過0.3來判定獅潭斷層地震封閉橋梁之數量與位置，並利用「台灣區整體高快速公路網主要計畫與發展策略研究，交通部台灣區國道新建工程局，中華民國91年7月」所構建之路網與相關資料來進行路網中斷之間接損失估算；本計畫以運輸地理資訊系統TransCad軟體，利用使用者均衡(User Equilibrium, UE)方法，以民國91年為基礎進行橋梁封閉前後(獅潭斷層地震前後)預測交通量指派及旅行時間作業(相關路網及因獅潭斷層地震封閉之橋梁位置如圖17.5-1所示)，再依據本計畫推估之時間價值進行間接效益計算，並與Haz-Taiwan系統所推估之直接效益比較，相關模擬結果如表17.5-3所示。其中，本計畫模擬推估之間接效益僅考慮橋梁耐震補強後道路使用者

旅行時間成本之節省，而時間價值計算係以薪資之60%為依據(依據交通部運輸研究所於民國77年與中央大學合作進行時間價值實證研究結果顯示，單位時間價值為單位時間薪資所得之60%-80%，本評估採用較低之標準)，另外參考行政院主計處歷年「職業別薪資調查報告」資料，計算車輛單位時間價值，並以物價及所得上漲幅度調整成民國91年現值，考慮車種組成，計算平均每一小客車當量(PCU)加權之時間價值為321元/PCU小時。

表 17.5-3 獅潭斷層地震直接效益及間接效益模擬結果分析表

單位：百萬元

直接效益	間接效益
727.52 (13.67%)	4,594.60 (86.33%)
5322.12 (100%)	

資料來源：本計畫分析及整理。

- 註：1. 橋梁損壞後恢復通行以180日曆天計算。  
2. 92年幣值。

由表17.5-3本計畫模擬分析結果可知，獅潭斷層地震因橋梁耐震補強所造成之直接效益約佔總效益之13.67%，間接效益約佔總效益之86.33%，間接效益為直接效益之6.32倍。

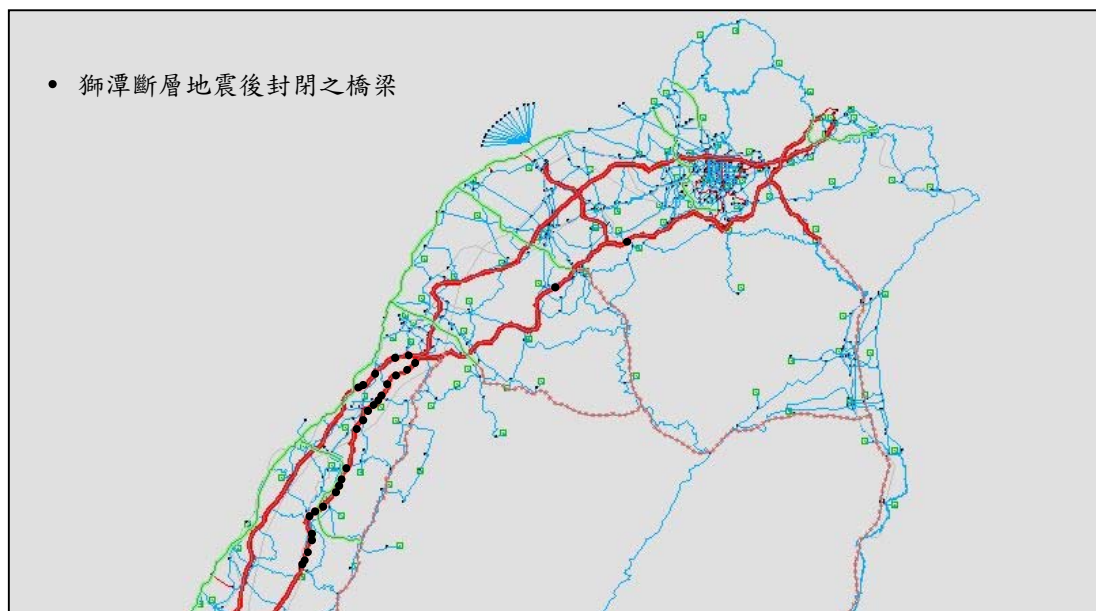


圖 17.5-1 獅潭斷層地震模擬路網及封閉橋梁位置圖

### (3) 間接效益係數值引用

由於橋梁耐震補強之經濟效益可視為因進行耐震補強工程，使得橋梁對地震之承受能力增加，因地震所造成之損害會減小，此損害減小之程度即為橋梁耐震補強之效益。

因此，依據此效益定義及地震所造成之間接損失與直接損失之關係，就間接效益係數值之適用性，考量國內生命線交通路網之健全度及地震防災救災動員能力與美國、日本相比仍有不足之處，故國外之模擬結果僅做為本計畫之參考，間接效益係數值主要係以本計畫獅潭斷層地震模擬結果為主。由於本計畫並未包含89年12月31日前尚未通車之路段及中山高速公路員林-高雄拓寬段，且由圖17.7-1可知，本計畫工程範圍高速公路北部路段之橋梁資料較為完整，故選擇獅潭斷層地震做為地震災害之情境模擬。為務實及不失保守的反應間接效益係數值，**本計畫設定間接效益為直接效益之6.32倍**，以作為本計畫後續經濟效益評估之依據。

由於本計畫模擬分析尚未將人員傷亡損失、產業減少損失(如對新竹科學園區高科際產業及中正國際機場客貨運輸之衝擊等)及社會及心理影響損失納入計算，若考量此等較難貨幣化之因素，地震所造成之間接效益之比例亦將提高。

## 2. 間接效益推估結果

依據直接效益推估結果，可推算各年期之間接效益，推算結果彙整於表17.5-4所示，由表中可知本計畫總間接效益達334,362.88百萬元(含物價調整)，總效益為387,268.40百萬元(含物價調整)。



表 17.5-4 國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表

單位：百萬元

年	直接效益	間接效益	總效益
92	0.00	0.00	0.00
93	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00
95	0.00	0.00	0.00
96	37.34	235.99	273.33
97	96.16	607.73	703.89
98	99.05	626.00	725.05
99	124.41	786.27	910.68
100	197.33	1,247.13	1,444.46
101	227.00	1,434.64	1,661.64
102	233.82	1,477.74	1,711.56
103	411.56	2,601.06	3,012.62
104	511.84	3,234.83	3,746.67
105	527.18	3,331.78	3,858.96
106	543.00	3,431.76	3,974.76
107	559.29	3,534.71	4,094.00
108	576.08	3,640.83	4,216.91
109	593.35	3,749.97	4,343.32
110	611.16	3,862.53	4,473.69
111	629.49	3,978.38	4,607.87
112	648.38	4,097.76	4,746.14
113	667.82	4,220.62	4,888.44
114	687.86	4,347.28	5,035.14
115	708.50	4,477.72	5,186.22
116	729.76	4,612.08	5,341.84
117	751.65	4,750.43	5,502.08
118	774.19	4,892.88	5,667.07
119	797.42	5,039.69	5,837.11
120	821.34	5,190.87	6,012.21
121	845.99	5,346.66	6,192.65
122	871.36	5,507.00	6,378.36
123	897.50	5,672.20	6,569.70
124	924.43	5,842.40	6,766.83
125	952.16	6,017.65	6,969.81
126	980.73	6,198.21	7,178.94
127	1,010.15	6,384.15	7,394.30
128	1,040.45	6,575.64	7,616.09
129	1,071.67	6,772.95	7,844.62
130	1,103.82	6,976.14	8,079.96
131	1,136.92	7,185.33	8,322.25
132	1,171.04	7,400.97	8,572.01
133	1,206.16	7,622.93	8,829.09
134	1,242.35	7,851.65	9,094.00
135	1,279.63	8,087.26	9,366.89
136	1,318.02	8,329.89	9,647.91
137	1,357.55	8,579.72	9,937.27
138	1,398.28	8,837.13	10,235.41
139	1,440.23	9,102.25	10,542.48

註：1資料來源：本計畫推估。

2.效益推算基年為民國92年，每年以年物價上漲率3.0%調整至各年期。

3.當年幣值。

表 17.5-4 國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(續)

單位：百萬元

年	直接效益	間接效益	總效益
140	1,483.44	9,375.34	10,858.78
141	1,527.93	9,656.52	11,184.45
142	1,573.79	9,946.35	11,520.14
143	1,620.99	10,244.66	11,865.65
144	1,669.62	10,552.00	12,221.62
145	1,719.70	10,868.50	12,588.20
146	1,607.58	10,159.91	11,767.49
147	1,402.88	8,866.20	10,269.08
148	1,444.97	9,132.21	10,577.18
149	1,390.15	8,785.75	10,175.90
150	1,128.54	7,132.37	8,260.91
151	1,058.26	6,688.20	7,746.46
152	1,090.01	6,888.86	7,978.87
153	374.24	2,365.20	2,739.44
合計	52,905.52	334,362.88	387,268.40

註：1資料來源：本計畫推估。

2.效益推算基年為民國92年，每年以年物價上漲率3.0%調整至各年期。

3.當年幣值。

## 17.6 成本效益分析

### 1. 成本及效益流量表

經由成本及效益估算及折現後，本計畫分年成本及效益流量請見表17.6-1所示。

表 17.6-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程分年成本及效益流量彙整表

單位：百萬元

年	成本	直接效益	間接效益	效益合計	淨效益1 <sup>註1</sup>	淨效益2 <sup>註2</sup>
92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
93	59.62	0.00	0.00	0.00	-59.62	-59.62
94	108.98	0.00	0.00	0.00	-108.98	-108.98
95	1,723.25	0.00	0.00	0.00	-1,723.25	-1,723.25
96	2,421.34	27.30	172.52	199.82	-2,394.04	-2,221.52
97	2,313.11	64.99	410.76	475.75	-2,248.12	-1,837.36
98	1,805.58	61.90	391.20	453.10	-1,743.68	-1,352.48
99	1,871.19	71.89	454.34	526.23	-1,799.30	-1,344.96
100	2,252.05	105.43	666.34	771.78	-2,146.62	-1,480.27
101	2,263.40	112.15	708.78	820.93	-2,151.25	-1,442.47
102	1,813.67	106.81	675.03	781.84	-1,706.86	-1,031.83
103	2,009.69	173.84	1,098.65	1,272.49	-1,835.85	-737.20
104	1,952.81	199.90	1,263.36	1,463.26	-1,752.91	-489.55
105	809.34	190.38	1,203.20	1,393.58	-618.96	584.24
106	0.00	181.31	1,145.91	1,327.22	181.31	1,327.22
107	0.00	172.68	1,091.34	1,264.02	172.68	1,264.02
108	0.00	164.46	1,039.37	1,203.83	164.46	1,203.83
109	0.00	156.63	989.88	1,146.50	156.63	1,146.50
110	0.00	149.17	942.74	1,091.91	149.17	1,091.91
111	0.00	142.06	897.85	1,039.91	142.06	1,039.91
112	0.00	135.30	855.09	990.39	135.30	990.39
113	0.00	128.86	814.37	943.23	128.86	943.23
114	0.00	122.72	775.59	898.32	122.72	898.32
115	0.00	116.88	738.66	855.54	116.88	855.54
116	0.00	111.31	703.49	814.80	111.31	814.80
117	0.00	106.01	669.99	776.00	106.01	776.00
118	0.00	100.96	638.08	739.05	100.96	739.05
119	0.00	96.15	607.70	703.85	96.15	703.85
120	0.00	91.58	578.76	670.34	91.58	670.34
121	0.00	87.22	551.20	638.42	87.22	638.42
122	0.00	83.06	524.95	608.02	83.06	608.02
123	0.00	79.11	499.96	579.06	79.11	579.06
124	0.00	75.34	476.15	551.49	75.34	551.49
125	0.00	71.75	453.47	525.23	71.75	525.23
126	0.00	68.34	431.88	500.22	68.34	500.22
127	0.00	65.08	411.31	476.40	65.08	476.40
128	0.00	61.98	391.73	453.71	61.98	453.71
129	0.00	59.03	373.07	432.11	59.03	432.11
130	0.00	56.22	355.31	411.53	56.22	411.53
131	0.00	53.54	338.39	391.93	53.54	391.93
132	0.00	50.99	322.28	373.27	50.99	373.27
133	0.00	48.56	306.93	355.49	48.56	355.49
134	0.00	46.25	292.31	338.57	46.25	338.57
135	0.00	44.05	278.39	322.44	44.05	322.44
136	0.00	41.95	265.14	307.09	41.95	307.09
137	0.00	39.95	252.51	292.47	39.95	292.47
138	0.00	38.05	240.49	278.54	38.05	278.54
139	0.00	36.24	229.04	265.28	36.24	265.28

註：1.淨效益1為直接效益-成本。

2.淨效益2為效益合計-成本。

3.折現92年幣值。

表 17.6-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程分年成本及效益流量彙整表(續)

單位：百萬元

年	成本	直接效益	間接效益	效益合計	淨效益1 <sup>註1</sup>	淨效益2 <sup>註2</sup>
140	0.00	34.51	218.13	252.64	34.51	218.13
141	0.00	32.87	207.74	240.61	32.87	207.74
142	0.00	31.31	197.85	229.15	31.31	197.85
143	0.00	29.81	188.43	218.24	29.81	188.43
144	0.00	28.39	179.46	207.85	28.39	179.46
145	0.00	27.04	170.91	197.95	27.04	170.91
146	0.00	23.37	147.73	171.10	23.37	147.73
147	0.00	18.86	119.20	138.06	18.86	119.20
148	0.00	17.96	113.52	131.49	17.96	113.52
149	0.00	15.98	100.99	116.97	15.98	100.99
150	0.00	11.99	75.80	87.80	11.99	75.80
151	0.00	10.40	65.73	76.13	10.40	65.73
152	0.00	9.90	62.60	72.50	9.90	62.60
153	0.00	3.14	19.87	23.02	3.14	19.87
合計	21,404.04	4,492.91	28,395.47	32,888.47	-16,911.13	11,484.43

註：1.淨效益1為直接效益-成本。

2.淨效益2為效益合計-成本。

3.民國92年幣值。

## 2. 淨現值、益本比及內部報酬率評估

經濟效益指標評估結果彙整於表17.6-2所示，由表中可看出，若僅考量直接效益，其淨現值為負值，B/C小於1，若加上間接效益，可使淨現值成為正值，B/C值從0.21提昇至1.54。

由上述評估結果可看出，在僅考量橋梁耐震補強之直接效益，其B/C值偏低，若進一步加上間接效益，其B/C值有所提昇，惟間接效益目前並無一套完整之量化方法，本計畫直接依據國外模擬結果、已發生之地震事後統計推估及本計畫模擬分析，但其適用性為何，目前尚無法得知。且間接效益除產業損失減少及旅行成本損失減少外，尚包括人員傷亡損失之減少、產業損失以及社會與心理之影響，由於本計畫間接效益尚未包含此三項目，所以本計畫推估之間接效益應有低估之情況。

表 17.6-2 本計畫經濟效益評估結果彙整表

評估指標 \ 考量情境	僅考量直接效益	考量直接、間接效益
內部報酬率(IRR)	1%	12%
淨現值(NPV) (折現92年幣值)	-16,911.08 (百萬元)	11,484.39 (百萬元)
益本比(B/C)	0.21	1.54

資料來源：本計畫推算。

## 17.7 敏感度分析

由於經濟效益評估年限長達數十年，因此評估年期內各項參數可能因外在環境變動而有所變化，如此會影響本計畫之經濟可行性，故本計畫乃進行敏感度分析，考慮之變數為折現率變動、建造成本變動、直接效益變動、薪資與所得成長趨勢變動及評估年期變動之情境，以瞭解其變動而產生之影響程度。

### 1. 各項參數變動影響

將敏感度分析結果彙整於表17.7-1所示，結果說明如下：

#### (1) 折現率變動

當名目折現率從5%逐漸往下降，淨現值與B/C指標值逐漸增加，當名目折現率從5%逐漸往上升，淨現值與B/C指標值逐漸減少。當名目折現率為4%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為18,577.61百萬，B/C為1.81；當名目折現率為0%時，其淨現值為100,001.56百萬，B/C為4.19；當名目折現率為6%時，淨現值為6,527.20百萬，B/C為1.33；當名目折現率為10%時，淨現值為-2,467.06百萬，B/C為0.84。

#### (2) 興建成本變動

當興建成本增減10%及20%時，在考量直接、間接效益下，淨現值與B/C指標值有所變動，惟淨現值、B/C值均具經濟效益。

#### (3) 直接效益變動

由於本計畫推算之直接效益為一期望平均值，故實際直接效益與地震發生機率與強度有關。當直接效益變為2倍時，在考量直接、間接效益下，淨現值為44,372.82百萬，B/C為3.07，當直接效益變為0.5倍時，其淨現值為-4,959.82百萬，B/C為0.77。

#### (4) 薪資與所得成長趨勢變動

當薪資與所得成長率從3%逐漸往下降，淨現值與B/C指標值逐漸減少，當薪資與所得成長率從3%逐漸往上升，淨現值與B/C指標值逐漸增加。當薪資與所得成長率為2.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為6,751.81百萬，B/C為1.32；當薪資與所得成長率為2.0%時，在考量直接、間接效益下，其淨現值為2,019.24百萬，B/C為1.09；當薪資與所得成長率為1.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為-2,713.34百萬，B/C為0.87；當薪資與所得成長率為3.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為16,216.97百萬，B/C為1.76；當薪資與所得成長率為4.0%時，在考量直接、間接效益下，其淨現值為20,949.55百萬，B/C為1.98；當薪資與所得成長率為4.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為25,682.13百萬，B/C為2.20。

#### (5) 評估年期變動

本計畫經濟效益評估係依據橋梁使用壽命，並以橋梁補強工程完工後營運50年為效益評估基礎，因此，當評估年期從50年逐漸往下降，淨現值與B/C指標值將逐漸減少。當評估年期為40年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為9,676.45百萬，B/C為1.45；當評估年期為30年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為6,563.50百萬，B/C為1.31；當評估年期為20年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為1,792.80百萬，B/C為1.07；當評估年期為15年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為-2,135.76百萬，B/C為0.90。

由於本計畫經濟效益評估年期係以橋梁使用壽命為基礎，所以當評估年期為50年時，橋梁並無殘值存在，但若評估年期小於50年，理論上橋梁應有殘值存在，但因為橋梁殘值之估算困難，於評估年期敏感度分析時，本研究亦未將橋梁殘值納入計算。因此，在考量直接、間接效益下，若將橋梁殘值納入考慮，各年期（評估年期小於50年者）之淨現值與B/C值將比上述分析提高。

表 17.7-1 本計畫敏感度分析結果彙整表

變動項目	變動方式	僅考量直接效益		考量直接、間接效益	
		NPV (百萬元)	B/C	NPV (百萬元)	B/C
基本方案(名目折現率5%)		-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
折現率	10%	-13,425.82	0.11	-2,467.06	0.84
	6%	-16,306.72	0.18	6,527.20	1.33
	4%	-17,349.28	0.25	18,577.61	1.81
	0%	-13,439.28	0.57	100,001.56	4.19
興建成本	20%	-21,191.89	0.17	7,203.59	1.28
	10%	-19,051.48	0.19	9,343.99	1.40
	-10%	-14,770.68	0.23	13,624.80	1.71
	-20%	-12,630.27	0.26	15,765.20	1.92
直接效益	200%	-12,418.13	0.42	44,372.82	3.07
	50%	-19,157.56	0.10	-4,959.82	0.77
薪資與 所得成長	4.5%	-16,911.08	0.21	25,682.13	2.20
	4.0%	-16,911.08	0.21	20,949.55	1.98
	3.5%	-16,911.08	0.21	16,216.97	1.76
	3.0%	-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
	2.5%	-16,911.08	0.21	6,751.81	1.32
	2.0%	-16,911.08	0.21	2,019.24	1.09
	1.5%	-16,911.08	0.21	-2,713.34	0.87
評估年期	50	-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
	40	-17,158.07	0.20	9,676.45	1.45
	30	-17,583.33	0.18	6,563.50	1.31
	20	-18,276.05	0.15	1,792.80	1.07
	15	-18,771.76	0.12	-2,135.76	0.90

資料來源：本計畫推算。

## 2. 間接效益推估係數變動影響

本計畫間接效益推估方式為將直接效益乘以一係數，做為間接效益之粗略估計值，此係數值決定則依本計畫模擬分析結果設定為6.32，惟實際數值如何，尚不可知。為瞭解此一係數值之影響，特別針對不同之係數值大小進行敏感度分析，結果彙整如表17.7-2。由表中可看出，隨著係數值之變大，淨現值與B/C指標值有所提昇，由情境1可看出，當係數值為基本方案之2倍時，淨現值為正值，B/C值大於1；而情境2則表示若B/C值為1時，其係數值為基本方案之0.596倍，其值為3.77。因此可看出，若間接效益可為直接效益之3.77倍時，橋梁耐震補強工程即具經濟可行性。

由於台灣地區人口、產業密集程度高，而國道高速公路在整體產業發展中之角色不容忽視，再加上本計畫模擬並未考慮人員傷亡、產業損失及社會與心理影響，因此，若橋梁因地震受損而有交

通中斷、繞道之情況，此時間接效益與直接效益之比值將會比本計畫之模擬結果大，應會超過3.77，此顯示橋梁耐震補強工程應具經濟上之可行性。

表 17.7-2 間接效益推估係數值變動分析結果彙整表

變動項目	變動方式	僅考量直接效益		考量直接、間接效益	
		NPV (百萬元)	B/C	NPV (百萬元)	B/C
基本方案(係數值6.32)		-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
間接效益係數	200%	-16,911.08	0.21	39,879.87	2.86
	59.6%	-16,911.08	0.21	12.62	1.00

資料來源：本計畫推算。

### 3. 模擬地震事件效益估算

本計畫依據台灣地區地震發生之歷史資料，利用國家地震工程研究中心Haz-Taiwan系統模擬5個地震事件發生所造成之效益，各斷層相對位置請見圖17.7-1，模擬結果彙整於表17.7-3。由表中可知，由於模擬地震事件發生位置不同，所造成之影響也各異，其直接效益約在1.2億元~74.5億元之間，間接效益約在7.6億元~471.0億元之間，總效益約在8.8億元~545.6億元之間。其中，梅山斷層於橋梁耐震補強前後直接效益偏低，其主要原因為受限於本研究之計畫範圍，不包含國道高速公路於梅山斷層附近路段之橋梁所致。

表 17.7-3 模擬地震事件效益估算彙整表

地震事件	活動斷層	規模	深度	地表破裂長度	歷史最大地震事件	模擬地震事件之直接經濟效益(萬元)				
						補強前 (考慮土層破壞)	補強後 (考慮土層破壞)	直接 效益	間接 效益	總效益
1	車籠埔斷層	7.3	10公里	100公里	1999/09/21, M=7.3	332,276	97,640	234,636	1,482,900	1,717,536
2	獅潭斷層	7.1	10公里	12公里	1935/04/21, M=7.1	266,403	46,413	219,990	1,390,337	1,610,327
3	梅山斷層	7	10公里	15公里	1906/03/17, M=7.0	12,797	740	12,057	76,200	88,257
4	觸口斷層	7.1	10公里	57公里	1941/12/17, M=7.1	859,398	114,007	745,391	4,710,871	5,456,262
5	新化斷層	6.3	10公里	6公里	1946/12/05, M=6.3	413,687	63,747	349,940	2,211,621	2,561,561

資料來源：本計畫推算。



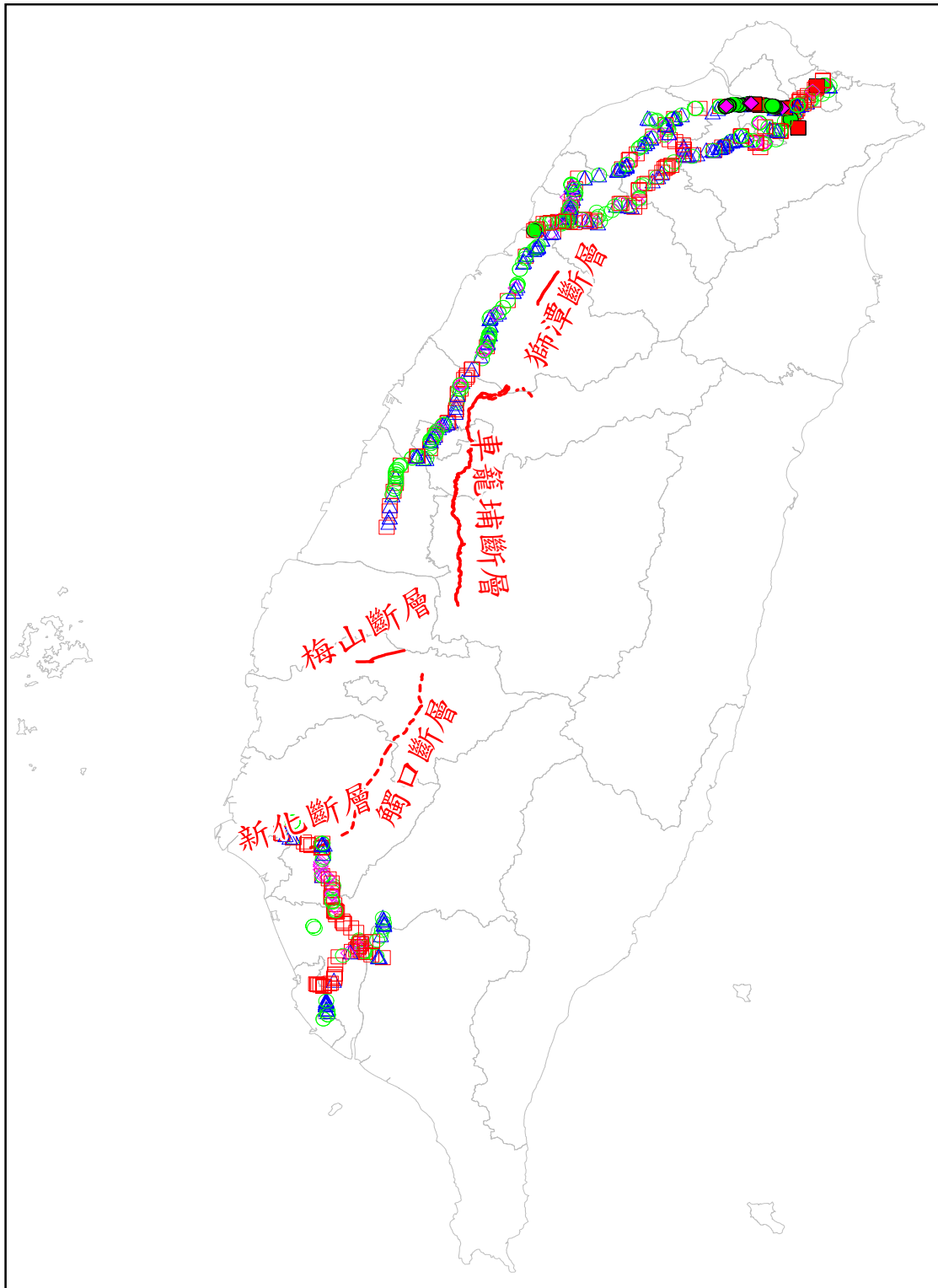


圖 17.7-1 模擬地震事件斷層位置示意圖

## 第十八章 財務計畫

### 18.1 計畫性質分析

由於本計畫橋梁耐震補強工程並無金錢收入部分，所以不具有財務報酬率誘因，因此對於財務計畫將以財源籌措為主要分析評估對象。

### 18.2 工程經費概估

本計畫工程經費編列，係依據「公共建設工程經費估算編列手冊」規定及「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」相關規劃成果，並考量本計畫橋梁耐震補強工程特性推估。工程經費分成兩大部分，分別為規劃、設計階段作業費以及工程建造費，工程經費計算結果如表18.2-1所示，總工程經費為31,385.61百萬元，各工程項目成本說明如下：

#### 1. 規劃、設計階段作業費

依據本計畫估算，規劃、設計費為725.03百萬元，環境監測調查費為66.38百萬元，補充測量及鑽探作業費分別為43.06及58.12百萬元。

#### 2. 工程建造費

工程建造費分成四項，分別為直接工程成本、間接工程成本、工程預備費以及物價調整費，各項計算結果說明如下：

##### (1) 直接工程成本

依據橋梁特性，本計畫將國道高速公路橋梁分成八大類型，分別估算耐震補強工程數量以及單價，並依據需求編列其他工程項目所需費用，直接工程成本估算結果為25,000.99百萬元。

此項成本係採用國家地震工程研究中心Haz-Taiwan系統橋梁模組之分類(TYPE 1~8)，並根據每座橋梁工址土層液化潛能高低、河川橋施工特性及橋梁結構耐震易損性等，來進行各分類橋梁補強工程費用之參數分析與試算平均而得。其中橋梁分類TYPE 2、TYPE 5、TYPE 6及TYPE 8之補強工程費用，基礎補強部份比橋墩(橋台)補強部份較低的主要因素，係考量本計畫894座橋梁中，除具高度液化潛能區域之橋梁外，其基礎可利用不同之補強策略或先進的補強技術，於進行橋墩韌性補強時儘量不增加(甚或減少)基礎承受之外力。

經參數分析結果，本計畫屬分類TYPE 2、TYPE 5、TYPE 6及TYPE 8之橋梁基礎應可不必每一墩均進行大規模的補強，故

將其平均攤除到橋面積上之平均補強單位費用(萬元/M<sup>2</sup>)後，於是造成比橋墩補強單位費用較低之現象。

(2) 間接工程成本

間接工程成本包括環境保護查核費、空污費、管理費、工程監造、技術顧問及工地實驗費等工程項目，分別依據相關規定或需求估算，間接工程成本估算結果為1,741.89百萬元。

(3) 工程預備費

由於橋梁耐震補強工程性質複雜，不確定因素多，本計畫以較保守方式編列，以因應此一特性；工程預備費以直接工程成本之15%估算，為3,750.14百萬元。

(4) 物價調整費

由於物價調整費編列涉及預定之施工時程，將於分年資金需求編列時考量，詳見18.3節。

表 18.2-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(元)	
一	規劃、設計階段作業費					
1	規劃、設計費 <sup>註3</sup>	式	1	725,027,111	725,027,111	
2	環境監測調查費	式	1	66,375,360	66,375,360	
3	補充測量作業費	式	1	43,060,788	43,060,788	
4	補充鑽探調查費	式	1	58,120,759	58,120,759	
	計一				892,584,018	
二	工程建造費					
	直接工程成本					
1	(1)TYPE 1 橋梁工程 (單跨)	防落裝置	M <sup>2</sup>	137,895	1,155	159,268,725
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	137,895	478	65,913,810
		基礎補強	M <sup>2</sup>	137,895	0	0
	(2)TYPE 2 橋梁工程 (多跨、簡支、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	652,170	1,525	994,559,250
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	652,170	2,077	1,354,557,090
		基礎補強	M <sup>2</sup>	652,170	1,741	1,135,427,970
	(3)TYPE 3 橋梁工程 (多跨、簡支、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	539,139	1,610	868,013,790
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	539,139	2,601	1,402,300,539
		基礎補強	M <sup>2</sup>	539,139	3,149	1,697,748,711
	(4)TYPE 4 橋梁工程 (多跨、簡支、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	204,913	1,608	329,500,104
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	204,913	2,879	589,944,527
		基礎補強	M <sup>2</sup>	204,913	3,466	710,228,458
	(5)TYPE 5 橋梁工程 (多跨、連續、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	523,388	1,335	698,722,980
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	523,388	2,102	1,100,161,576
		基礎補強	M <sup>2</sup>	523,388	1,905	997,054,140
	(6)TYPE 6 橋梁工程 (多跨、連續、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	207,414	1,384	287,060,976
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	207,414	2,324	482,030,136
		基礎補強	M <sup>2</sup>	207,414	1,984	411,509,376

表 18.2-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表(續)

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(元)
(7)TYPE 7 橋梁工程 (多跨、連續、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	1,134,221	1,383	1,568,627,643
	橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	1,134,221	2,642	2,996,611,882
	基礎補強	M <sup>2</sup>	1,134,221	3,432	3,892,646,472
(8)TYPE 8 橋梁工程 (其它)	防落裝置	M <sup>2</sup>	325,096	1,337	434,653,352
	橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	325,096	1,760	572,168,960
	基礎補強	M <sup>2</sup>	325,096	1,100	357,605,600
(9)排水工程		式	1	231,057,769	231,057,769
(10)交通維持費		式	1	231,057,769	231,057,769
(11)安全衛生費		式	1	462,115,539	462,115,539
(12)環境保護費		式	1	231,057,769	231,057,769
(13)試驗與檢驗費		式	1	46,211,554	46,211,554
(14)按日計酬部分		式	1	231,057,769	231,057,769
(15)雜項工程費		式	1	462,115,539	462,115,539
計二.1直接工程成本					25,000,989,775
間接工程成本					
2	(1)環境保護查核費 <sup>註4</sup>	式	1	5,000,187	5,000,187
	(2)空污費 <sup>註5</sup>	式	1	66,827,344	66,827,344
	(3)管理費 <sup>註6</sup>	式	1	375,013,472	375,013,472
	(4)工程監造、技術顧問及工地實驗費 <sup>註7</sup>	式	1	1,295,046,525	1,295,046,525
計二.2間接工程成本					1,741,887,528
3	工程預備費 <sup>註8</sup>	式	1	3,750,142,697	3,750,142,697
4	物價調整費				另計
計二(1+2+3+4)					30,493,020,000
合計(一+二)					
三	建造成本				31,385,604,018

備註：1. 本總概算以92年06月之現值編列，未含物價調整費。  
 2. 考量橋梁補強工程可在原路權範圍內施作，故無用地取得及拆遷補償費用，實際施作時若有需要，由工程預備費支應。  
 3. 以直接工程成本之2.9%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
 4. 以直接工程成本之0.02%計算。  
 5. 依據營建工程空氣污染防治費費率計算(橋梁面積(M<sup>2</sup>)×工期(月)×0.28元/M<sup>2</sup>/月)。  
 6. 以直接工程成本之1.5%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
 7. 以直接工程成本之5.18%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
 8. 由於補強工程複雜度高，不確定因素多，以直接工程成本之15%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
 9. 單價已含承包商管理費利潤及加值營業稅。  
 10. 表列之數量及單價僅作說明之用，並非實際單價。

資料來源：本計畫計算，包含第一、二及三期工程。

### 3. 第一期工程經費估算

本計畫業於2004年1月9日經經濟建設委員會邀集行政院秘書處、主計處、公共工程委員會、財政部國庫署、交通部路政司、運輸研究所、台灣區國道高速公路局及國道新建工程局等單位共同研商，獲與會官員及專家學者之肯定，並獲致會議結論如次：「1.本案

建設計畫具必要性、可行性及經濟效益性，建議原則同意。2.建議同意先行辦理本計畫所列第一期工程，執行期程自93年度至98年度止；至於第二、三期工程則請交通部於第一期工程完成前，另就工程經費、效益及財務計畫重新檢討修正後，再報行政院審議」，故本計畫特將第一期工程經費予以獨立估算，包含規劃、設計階段作業費及工程建造費(直接工程成本、間接工程成本、工程預備費以及物價調整費)，各項計算結果如表18-2-2所示。

第一期工程之直接工程成本估算，亦採用國家地震工程研究中心Haz-Taiwan系統橋梁模組之分類(TYPE 1~8)，並根據每座橋梁工址土層液化潛能高低、河川橋施工特性及橋梁結構耐震易損性等，來進行各分類橋梁補強工程費用之參數分析與試算平均而得，由於需考量中山高速公路橋梁之特性，故第一期工程與考慮全體計畫橋梁之耐震補強平均單價已各有不同程度的修正。

表 18.2-2 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程經費估算明細表

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(元)	
一	規劃、設計階段作業費					
1	規劃、設計費 <sup>註3</sup>	式	1	226,211,275	226,211,275	
2	環境監測調查費	式	1	20,709,370	20,709,370	
3	補充測量作業費	式	1	13,435,133	13,435,133	
4	補充鑽探調查費	式	1	18,133,908	18,133,903	
	計一				278,489,681	
二	工程建造費					
	直接工程成本					
1	(1)TYPE 1 橋梁工程 (單跨)	防落裝置	M <sup>2</sup>	77,746	1,157	89,952,536
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	77,746	480	37,318,253
		基礎補強	M <sup>2</sup>	77,746	0	0
	(2)TYPE 2 橋梁工程 (多跨、簡支、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	508,304	1,500	762,455,520
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	508,304	1,924	977,976,280
		基礎補強	M <sup>2</sup>	508,304	1,443	733,482,210
	(3)TYPE 3 橋梁工程 (多跨、簡支、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	307,457	1,605	493,467,763
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	307,457	2,606	801,231,769
		基礎補強	M <sup>2</sup>	307,457	3,751	1,153,269,519
	(4)TYPE 4 橋梁工程 (多跨、簡支、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	47,124	1,619	76,293,108
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	47,124	2,888	136,092,957
		基礎補強	M <sup>2</sup>	47,124	2,912	137,223,923
	(5)TYPE 5 橋梁工程 (多跨、連續、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	129,319	1,192	154,147,771
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	129,319	1,362	176,131,933
		基礎補強	M <sup>2</sup>	129,319	470	60,779,742
	(6)TYPE 6 橋梁工程 (多跨、連續、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	12,921	1,388	17,933,807
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	12,921	2,522	32,585,778
		基礎補強	M <sup>2</sup>	12,921	6,362	82,200,921

表 18.2-2 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程經費估算明細表(續)

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(百萬元)
(7)TYPE 7 橋梁工程 (多跨、連續、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	28,184	1,388	39,119,933
	橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	28,184	2,767	77,986,207
	基礎補強	M <sup>2</sup>	28,184	4,452	125,476,904
(8)TYPE 8 橋梁工程 (其它)	防落裝置	M <sup>2</sup>	272,211	1,282	348,974,720
	橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	272,211	1,598	434,993,450
	基礎補強	M <sup>2</sup>	272,211	956	260,233,879
(9)排水工程		式	1	72,093,289	72,093,289
(10)交通維持費		式	1	72,093,289	72,093,289
(11)安全衛生費		式	1	144,186,578	144,186,578
(12)環境保護費		式	1	72,093,289	72,093,289
(13)試驗與檢驗費		式	1	14,418,658	14,418,658
(14)按日計酬部分		式	1	72,093,289	72,093,289
(15)雜項工程費		式	1	144,186,578	144,186,578
計二.1直接工程成本					7,800,493,857
間接工程成本					
2	(1)環境保護查核費 <sup>註4</sup>	式	1	1,560,099	1,560,099
	(2)空污費 <sup>註5</sup>	式	1	20,739,648	20,739,648
	(3)管理費 <sup>註6</sup>	式	1	117,007,408	117,007,408
	(4)工程監造、技術顧問及工地實驗費 <sup>註7</sup>	式	1	404,065,582	404,065,582
	計二.2間接工程成本				
3	工程預備費 <sup>註8</sup>	式	1	1,170,074,079	1,170,074,079
4	物價調整費				另計
計二(1+2+3+4)					9,513,940,673
合計(一+二)					9,792,430,354
三	建造成本				9,792,430,354

備註：1. 本總概算以92年06月之現值編列，未含物價調整費。  
2. 考量橋梁補強工程可在原路權範圍內施作，故無用地取得及拆遷補償費用，實際施作時若有需要，由工程預備費支應。  
3. 以直接工程成本之2.9%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
4. 以直接工程成本之0.02%計算。  
5. 依據營建工程空氣污染防治費率計算(橋梁面積(M<sup>2</sup>)×工期(月)×0.28元/M<sup>2</sup>/月)。  
6. 以直接工程成本之1.5%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
7. 以直接工程成本之5.18%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
8. 以直接工程成本之15%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
9. 單價已含承包商管理費利潤及加值營業稅。  
10. 表列之數量及單價僅作說明之用，並非實際單價。

## 18.3 分年資金需求

### 18.3.1 分期及工程預定進度

#### 1. 分期計畫

綜合考量國道高速公路使用情況以及橋梁耐震能力初步評估結果，將計畫範圍內橋梁耐震補強工程分成三期，第一期為國道1號(員林以北路段及員林以南不包含於員高段拓寬工程之橋梁)各橋梁，第二期包括國道2號、國道3號及國道5號(北部通車路段)各橋梁，第三期包括國道3號、國道8號及國道10號(南部通車路段)各橋梁。各分期包含之國道高速公路路段彙整於表18.3-1所示，

表 18.3-1 後續規劃設計階段分期計畫

國道編號	段別名稱	規劃設計期別	說明
1	基隆內湖段	第一期	優先辦理
1	內湖台北段	第一期	優先辦理
1	台北三重段	第一期	優先辦理
1	三重中壢段	第一期	優先辦理
1	中壢楊梅段	第一期	優先辦理
1	楊梅新竹段	第一期	優先辦理
1	新竹苗栗段	第一期	優先辦理
1	苗栗台中段	第一期	優先辦理
1	台中彰化段	第一期	優先辦理
1	彰化西螺段(員林交流道以北)	第一期	優先辦理
1	新營台南段	第一期	優先辦理
1	台南鳳山段	第一期	優先辦理
1	汐止五股拓寬段	第一期	優先辦理
1	林口楊梅拓寬	第一期	優先辦理
1	楊梅新竹拓寬	第一期	優先辦理
1	新竹員林拓寬	第一期	優先辦理
2	機場支線	第二期	(1甲)
2	桃園內環線	第二期	
3	基隆汐止段	第二期	
3	汐止中和段	第二期	
3	中和鶯歌段	第二期	
3	鶯歌關西段	第二期	
3	關西新竹段	第二期	
3	新竹竹南段	第二期	
3	台北聯絡線	第二期	(3甲)
3	新化田寮段	第三期	
3	田寮燕巢段	第三期	
3	燕巢九如段	第三期	
5	北宜南港石碇段	第二期	
8	台南支線	第三期	
10	高雄支線	第三期	
10	旗山支線	第三期	

## 2. 工程預定進度

考量本計畫工程特性，預定從93年中開始進行規劃設計工作，至105年共計13年完成所有國道高速公路橋梁耐震補強工程，各分期工程預定進度說明如下，詳細規劃、設計及施工預定進度詳見表16-2所示；其中有關第二、三期工程部份為本計畫現階段之初步構想，後續將依據第一期工程之執行成效與實踐經驗檢討修正。

### (1) 第一期

第一期工程工程預定進度從民國93年4月至民國98年12月，共計約5年9個月完成。規劃設計階段從民國93年4月至民國95年7月完成，施工階段從民國94年11月至民國98年12月完成。

### (2) 第二期

第二期工程預定進度從民國96年4月至民國102年6月，共計約6年3個月完成。規劃設計階段從民國96年4月至民國99年2月完成，施工階段從民國98年7月至民國102年6月完成。

### (3) 第三期

第三期工程預定進度從民國99年1月至民國105年12月，共計7年完成。規劃設計階段從民國99年1月至民國102年6月完成，施工階段從民國101年7月至民國105年12月完成。

## 18.3.2 分年經費概估

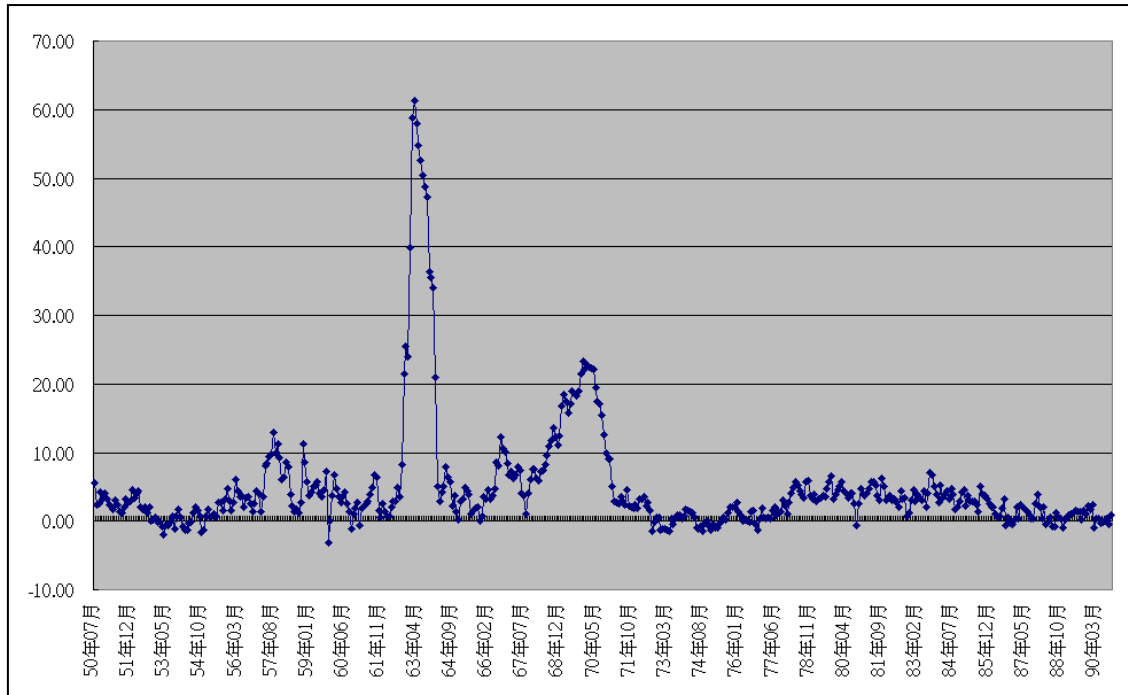
依據18.2節概估之工程經費，以及本計畫規劃之工程預定進度，可推估施工年期內各年之資金需求。上述概估之經費係按民國92年6月之物價水準估算，由於本計畫工期長，若以此概估作為編列未來實施預算之依據，會發生無法反應物價上漲而產生預算不足之情形，因此需進行物價調整。

### 1. 物價調整依據

物價上漲率的假設主要來自於過去對於未來的預估。圖18.3-1為民國50年7月至90年10月物價上漲率年增率趨勢，由圖中可發現自民國50年7月至今，國內共歷經二次石油危機，期間之年物價上漲率曾經達20%以上。



於本可行性研究中，乃是利用過去40年的物價資料，並將石油危機等非季節性因素去除後之物價上漲率加以算術平均，以做為物價上漲率假設之基礎，計算結果平均物價上漲率為3.0%。



資料來源：中央銀行網站

圖 18.3-1 台灣地區歷年物價上漲率年增率變化趨勢圖

## 2. 物價調整結果

經物價調整後之分年經費概估彙整於表18.3-2。由表中可看出，在考量物價調整費用下，民國93、94年尚在規劃設計階段，資金需求較低，分別為64.48百萬元及127.47百萬元；民國95年後開始施工，資金需求較高，其中以民國104年資金需求最高，達5,000.10百萬元，其餘各年約2,179.86百萬元~4,757.97百萬元。考量物價調整後之工程經費為40,000.01百萬元，物價調整費為8,614.40百萬元。

考量第一期工程(中山高速公路)為優先辦理路段，茲將其經物價調整後之分年經費概估單獨彙整於表18.3-3，供 貴局參考。

表 18.3-2 國道高速公路橋梁耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整)

單位：百萬元

項次	費用項目	時程						
		93年	94年	95年	96年	97年	98年	99年
一	規劃、設計階段作業費							
1	規劃、設計費	45.24	101.79	79.17	65.41	77.33	77.33	85.42
2	環境監測調查費		4.14	12.43	4.14	8.79	11.36	
3	補充測量作業費	7.39	6.05		7.71	5.36		10.71
4	補充鑽探調查費	9.97	8.16		10.43	7.21		14.51
二	工程建造費							
1	直接工程成本			1,560.10	2,340.15	2,340.15	1,911.57	2,067.80
2	間接工程成本			108.67	163.01	163.01	132.75	144.07
3	工程預備費			234.01	351.02	351.02	286.75	310.17
三	物價調整費	*0.03=	*0.061=	*0.093=	*0.126=	*0.159=	*0.194=	*0.230=
	(以年上漲率3.0%估計)	1.88	7.33	185.48	370.68	469.51	469.43	605.52
四	合計(一至三項)	64.48	127.47	2,179.86	3,312.55	3,422.38	2,889.19	3,238.20
項次	費用項目							總計
		100年	101年	102年	103年	104年	105年	
一	規劃、設計階段作業費							
1	規劃、設計費	80.56	77.34	35.44				725.03
2	環境監測調查費	12.83	12.69					66.38
3	補充測量作業費	5.84						43.06
4	補充鑽探調查費	7.84						58.12
二	工程建造費							
1	直接工程成本	2,639.74	2,879.13	2,392.98	2,743.64	2,874.85	1,250.88	25,000.99
2	間接工程成本	183.92	172.11	166.73	220.18	200.30	87.14	1,741.89
3	工程預備費	395.96	369.39	358.95	474.02	431.23	187.62	3,750.14
三	物價調整費	*0.267=	*0.305=	*0.344=	*0.384=	*0.426=	*0.469=	
	(以年上漲率3.0%估計)	888.23	1,070.75	1,016.21	1,320.13	1,493.72	715.53	8,614.40
四	合計(一至三項)	4,214.92	4,581.41	3,970.31	4,757.97	5,000.10	2,241.17	40,000.01

註：物價調整費計算方式為(一+二)\*各年期調整係數。

資料來源：本計畫推估，包含第一、二及三期工程。

表 18.3-3 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整)

項次	費用項目	時 程						總計
		93年	94年	95年	96年	97年	98年	
一	規劃、設計階段作業費							
1	規劃、設計費	45.24	101.79	79.17				226.20
2	環境監測調查費		4.14	12.43	4.14			20.71
3	補充測量作業費	7.39	6.05					13.44
4	補充鑽探調查費	9.97	8.16					18.13
二	工程建造費							
1	直接工程成本			1,560.10	2,340.15	2,340.15	1,560.10	7,800.50
2	間接工程成本			108.67	163.01	163.01	108.67	543.36
3	工程預備費			234.01	351.02	351.02	234.01	1,170.06
三	物價調整費	*0.03=	*0.061=	*0.093=	*0.126=	*0.159=	*0.194=	
	(以年上漲率3.0%估計)	1.88	7.33	185.48	360.15	453.81	369.14	1,377.79
四	合計(一至三項)	64.48	127.47	2,179.86	3,218.47	3,307.99	2,271.92	11,170.19

註：物價調整費計算方式為(一+二)\*各年期調整係數。

## 18.4 財源籌措計畫

### 18.4.1 財源籌措方式

依據國內高速公路投資計畫之財務特性，及其可能之興辦、籌資主體型態，初步彙整其財源籌措之可行途徑如表18.4-1所示。由於本計畫並無金錢收入部分，所以建設不具有自償性，因此初步排除「民間參與興建」方式來推動。

有關經費來源部分，目前貴局正辦理國道公路建設管理基金財務管理與營運管理之研究，依據貴局提供之「國道公路建設管理基金」研究成果說明：貴局與國工局共同辦理之「國道公路建設管理基金財務計畫修訂(草案)」已於91年11月18日報行政院，並經行政院經建會91年12月27日邀集學者專家開會，其結論除請交通部參酌學者專家及各機關代表意見外，將俟東部國道蘇花段及國道六號(南投支線)建設計畫經費核定後儘速補充報院。

由於上述財務計畫已將本計畫總經費約400億元，期程由93年至105年納入「道路維護經費」試算，自償率約為74.42%。故建議由「國道公路建設管理基金」支付本計畫所需之工程經費。

表 18.4-1 我國高快速公路財源籌措可行途徑彙整表

財務特性	興辦主體	籌資主體	資金來源
非自償	中央政府	中央政府	稅收 甲類公債 國庫券
自償		國道公路建設 管理基金	乙類公債 郵政儲金 銀行一般融資 專案融資
		民間興建團體	民間興建團體

資料來源：交通部台灣區國道新建工程局，中橫快速道路第二階段可行性研究摘要報告，民國84年9月。

## 18.4.2 工程資金來源與運用

依據分年工程經費資金需求以及財源籌措方式，將本計畫建設所需工程資金來源與運用彙整於表18.4-2，由表中可看出，依據各年度資金需求編列預算，總預算規模達40,000.01百萬元，各年度資金無餘絀情況。

考量第一期工程(中山高速公路)為優先辦理路段，茲將其所需工程資金來源與運用單獨彙整於表18.4-3，供 貴局參考。

**表 18.4-2 國道高速公路橋梁耐震補強工程工程資金來源與運用估算表**  
(含物價調整)

單位：百萬元

會計年度	資金來源	資金運用					資金餘絀		工作內容
	國道公路建設管理基金支出	規劃設計費	直接工程費	間接工程費	合計	累計	年度餘絀	累計餘絀	
93	64.48	64.48	—	—	64.48	64.48	0.00	0.00	第一期規劃設計
94	127.47	127.47	—	—	127.47	191.95	0.00	0.00	第一期規劃設計施工
95	2,179.86	100.12	1,960.96	118.78	2,179.86	2,371.81	0.00	0.00	第一期設計施工
96	3,312.55	98.74	3,030.26	183.55	3,312.55	5,684.36	0.00	0.00	第一期施工 第二期規劃
97	3,422.38	114.38	3,119.07	188.93	3,422.38	9,106.74	0.00	0.00	第一期施工 第二期規劃設計
98	2,889.19	105.90	2,624.79	158.50	2,889.19	11,995.93	0.00	0.00	第一期完工 第二期規劃設計施工
99	3,238.20	136.09	2,924.90	177.21	3,238.20	15,234.13	0.00	0.00	第二期施工 第三期規劃
100	4,214.92	135.66	3,846.23	233.03	4,214.92	19,449.05	0.00	0.00	第二期施工 第三期規劃設計
101	4,581.41	117.49	4,239.32	224.60	4,581.41	24,030.46	0.00	0.00	第二期施工 第三期規劃設計施工
102	3,970.31	47.63	3,698.59	224.09	3,970.31	28,000.77	0.00	0.00	第二期完工 第三期設計施工
103	4,757.97	—	4,453.24	304.73	4,757.97	32,758.74	0.00	0.00	第三期施工
104	5,000.10	—	4,714.47	285.63	5,000.10	37,758.84	0.00	0.00	第三期施工
105	2,241.17	—	2,113.16	128.01	2,241.17	40,000.01	0.00	0.00	第三期完工
合計	40,000.01	1,047.96	36,724.99	2,227.06	40,000.01	—	0.00	0.00	

- 註：1. 規劃設計費包含環境監測調查費。  
2. 直接工程費包含工程預備費。  
3. 包含第一、二及三期工程。

表 18.4-3 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程工程資金來源與運用估算表  
(含物價調整)

單位：百萬元

會計年度	資金來源	資金運用					資金餘絀		工作內容
		規劃設計費	直接工程費	間接工程費	合計	累計	年度餘絀	累計餘絀	
93	64.48	64.48	—	—	64.48	64.48	0.00	0.00	第一期規劃設計
94	127.47	127.47	—	—	127.47	191.95	0.00	0.00	第一期規劃設計施工
95	2,179.86	100.12	1,960.96	118.78	2,179.86	2,371.81	0.00	0.00	第一期設計施工
96	3,218.47	4.66	3,030.26	183.55	3,218.47	5,590.28	0.00	0.00	第一期施工
97	3,307.99	—	3,119.06	188.93	3,307.99	8,898.27	0.00	0.00	第一期施工
98	2,271.92	—	2,142.17	129.75	2,271.92	11,170.19	0.00	0.00	第一期完工
合計	11,170.19	296.73	10,252.45	621.01	11,170.19	—	0.00	0.00	

註：1. 規劃設計費包含環境監測調查費。

2. 直接工程費包含工程預備費。

## 第十九章 可行性綜合評估與建議

### 19.1 可行性綜合評估

本可行性研究計畫之執行，主要可分下列三大部份加以探討：(一)耐震補強之工程可行性、(二)經濟效益評估及(三)財務計畫之可行性。茲將本計畫之各項研究結論說明如下：

#### 1. 耐震補強之工程可行性

鑑於美國加州於1971年San Fernando地震、1989年Loma Prieta地震、1994年Northridge地震及日本於1995年阪神地震後，均針對歷次橋梁之地震損害教訓與經驗，積極修訂其橋梁耐震設計規範及耐震補強策略，且從美國1994年Northridge地震及日本於1995年阪神地震之經驗，對於已採用新進耐震補強技術之橋梁，均表現不錯而無嚴重損傷。

本計畫藉由有系統的將美國及日本最新之耐震補強理論與策略加以整理與本土化，客觀地認為對國道高速公路既有橋梁耐震補強之工程可行性是「肯定的」。

本計畫從投資成本、風險管理與國家財務等綜合考量，有鑑於中山高速公路(國道1號)之交通量相當高(對路網之衝擊影響最大)，設計施工年代已有二十多年，且全線補強預估工程費用較低、工期較短，故將中山高速公路之補強列於優先辦理之第一期工程執行，預訂目標在六年內(配合員林-高雄段拓寬工程)完成中山高的耐震補強工程，使台灣能在最短時間內擁有一條縱貫南北之防災生命線高速公路。

當然，地震之所以為「地震」，主要是在於其不確定性，本計畫總結國內外橋梁震害教訓，尤其是最近十年來之橋梁震害教訓，得到下列一些重要結論與工程界應持續努力的發展方向：

- (1) 橋梁耐震設計應採用性能設計原則(Performance-Based Design)，即在考慮工程造價、結構遭遇地震作用大小、緊急情況下維持交通能力之必要性以及結構的耐久性和修復費用等因素下，定義橋梁的重要性及其允許的損害程度(性能)。
- (2) 橋梁耐震設計應同時考慮強度與韌性，尤其應注重提高橋梁整體和鋼筋混凝土橋墩之韌性。
- (3) 重視採用隔減震的設計技術，以提高橋梁的耐震性能。

- (4) 對於複雜橋梁(如斜彎橋、高墩橋梁或勁度變化很大的橋梁)，強調進行空間動力歷時分析之必要性。
- (5) 重視橋梁支承的作用與其設計，同時開發更有效的防止落橋系統。

除了以上這些結論外，對於既有橋梁，應充份認識到按早期規範設計之舊橋的**地震易損性**，認識到對重要性高之既有橋梁進行耐震補強之**緊迫性**。對位於都會區之生命線橋梁，則充份認識到其破壞可能導致的嚴重社會經濟後果，認識到保證都會區生命線橋梁耐震安全性的**必要性**。

## 2. 經濟效益評估

本計畫所採用之經濟效益評估方法，包括淨現值法、益本比法、內部報酬率法，對於分析所需之基本參數假設如下：

- (1) 經濟效益評估年期包括工程建設期及完工營運期。依據橋梁使用壽命，其效益估算以橋梁補強工程完工後營運50年為效益評估基礎，評估所使用年度為民國一般年度。由於本研究規劃之橋梁耐震補強工程施工階段主要分成三期工程執行，各期工程(大標)又細分成若干小標，因此，本研究之分年效益計算係以各小標分年效益為基礎，再加總成各大標之分年效益。
- (2) 評估基年為民國92年。
- (3) 物價上漲率，係為估列相關成本與效益項目時，隨物價波動調整之基準，本計畫依據台灣地區歷年之物價上漲率趨勢，以每年3%調整之。
- (4) 折現率(資金成本率)，係用來將不同年期產生之成本與效益轉換為基年貨幣價值，由於經濟效益衡量的是公共建設對於社會整體經濟的貢獻程度，故在選用折現率時應以整體社會之資金成本率為依據，依據目前銀行定期存款利率水準與政府公債利率水準，可採用5%為本計畫之名目折現率。
- (5) 資料型態及估算方式，資料型態以年資料為主，若僅有某些特定年資料時，本計畫係以內插法、外差法來估算其他各年之分年資料。
- (6) 經濟成本直接引用財務成本，但不含轉移支付(租稅成本、利息等)。

本計畫直接經濟效益為橋梁進行耐震補強前後，因地震所造成橋梁損失之減少，間接經濟效益則為考慮由於橋梁受損而產生中斷



或限制通行之情況所造成旅行時間、距離之增加以及對整體產業之衝擊。在考量物價調整下，根據推估結果，直接經濟效益為52,905.52百萬元，間接經濟效益為334,362.88百萬元，總效益為387,268.40百萬元，而總成本約為40,000.01百萬元。若僅考量直接經濟效益，其淨現值為-16,911.08百萬元，B/C為0.21，加上間接經濟效益，淨現值為11,484.39百萬元，B/C為1.54。

就生命線橋梁工程之研究而言，間接經濟效益除考量產業損失減少及旅行成本損失減少外，尚包括人員傷亡損失之減少以及社會與心理之影響，由於本計畫間接經濟效益尚未包含此兩項目，因此本計畫推估之間接經濟效益應有低估之情況。

#### 本計畫經濟效益評估之結果

評估指標 \ 考量情境	僅考量直接效益	考量直接、間接效益
內部報酬率(IRR)	1%	12%
淨現值(NPV) (折現92年幣值)	-16,911.08 (百萬元)	11,484.39 (百萬元)
益本比(B/C)	0.21	1.54

### 3. 財務計畫之可行性

本計畫工程經費編列，係依據「公共建設工程經費估算編列手冊」之規定及「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」相關規劃成果，並考量本計畫橋梁耐震補強工程特性推估。工程經費分成兩大部分，分別為規劃、設計階段作業費以及工程建造費，總工程經費為31,385.61百萬元，各工程項目成本說明如下：

#### (1) 規劃、設計階段作業費

依據本計畫估算，規劃、設計費為725.03百萬元，環境監測調查費為66.38百萬元，補充測量作業費為43.06百萬元，補充鑽探作業費為58.12百萬元。

#### (2) 工程建造費

工程建造費分成四項，分別為直接工程成本、間接工程成本、工程預備費以及物價調整費，各項計算結果說明如下：

##### A. 直接工程成本

依據橋梁特性，本計畫將橋梁耐震補強分成八大類型，

分別估算工程數量以及單價，並依據需求編列其他工程項目所需費用，直接工程成本估算結果為25,000.99百萬元。

#### B. 間接工程成本

間接工程成本包括環境保護查核費、空污費、管理費、監造費以及試驗監驗費等工程項目，分別依據相關規定或需求估算，間接工程成本估算結果為1,741.89百萬元。

#### C. 工程預備費

由於橋梁耐震補強工程，其工程性質複雜，不確定因素多，本計畫以較保守方式編列，以因應此一特性；工程預備費以直接工程成本之15%估算，為3,750.14百萬元。

#### D. 物價調整費

由於物價調整費編列涉及預定之施工時程，於分年資金需求編列時考量。

本計畫考量耐震補強工程特性與風險評估研判以及目前政府之財政狀況，研擬合理之分期及時程，依此本計畫之分年經費概估如下：

##### (1) 分年資金需求

在考量物價調整費用下，民國93、94年尚在規劃設計階段，資金需求較低，分別為64.48百萬元及127.47百萬元；民國95年後開始施工，資金需求較高，其中以民國104年資金需求最高，達5,000.10百萬元，其餘各年約2,179.86百萬元~4,757.97百萬元。考量物價調整後之工程經費為40,000.01百萬元，物價調整費為8,614.40百萬元。

##### (2) 工程資金來源與運用

由於本計畫並無金錢收入部分，所以建設不具有自償性，因此初步排除「民間參與興建」方式來推動。有關經費來源部分，目前貴局正辦理國道公路建設管理基金財務管理與營運管理之研究，依據貴局提供之「國道公路建設管理基金」研究成果說明：貴局與國工局共同辦理之「國道公路建設管理基金財務計畫修訂(草案)」已於91年11月18日報行政院，並經行政院經建會91年12月27日邀集學者專家開會，其結論除請交通部參酌學者專家及各機關代表意見外，將俟東部國道蘇花段及國道六號(南投支線)建設計畫經費核定後儘速補充報院。

由於上述財務計畫已將本計畫總經費約400億元，期程由93年至105年納入「道路維護經費」試算，自償率約為74.42%。故建議由「國道公路建設管理基金」支付本計畫所需之工程經費。

## 19.2 結論與建議

根據本研究團隊(本公司與國家地震工程研究中心、邱毅工程顧問有限公司)一年多來的積極研究與探討，深感國道高速公路既有橋梁耐震補強工程，對國家經濟及人民生命財產損失之重大影響；就本計畫之經濟效益指標，B/C雖僅為1.54，但這是在5%的利率水準及保守參考美國Los Angeles市遭逢Elysian Park地震(規模7.1)之境況模擬、日本兵庫縣南部阪神地區發生規模7.3強烈地震所造成之巨大經濟損失及利用本計畫獅潭地震模擬成果所推估之間接經濟損失與直接經濟損失比值(6.32)來計算的。

但若以1995年1月17日凌晨，日本兵庫縣南部阪神地區發生規模7.3強烈地震所造成之巨大經濟損失來考量，這次地震造成的直接經濟損失最低的估算為9.6兆日元(約折合1,000億美元)，直接經濟損失約占日本1995年國內生產總值(GDP)的2%，它是1994年美國Los Angeles之Northridge地震損失的4~7倍，其間接經濟損失估計高達40兆日元，約為直接經濟損失的4倍，並且迫使正在進行的總投資3,000億美元、800處重大工程停頓。依據日本官方之恢復重建(復興)計畫，震後5年內將投入12兆日元，10年共投入17兆日元，可見一次現代化都會區之地震災害所造成之經濟損失是多麼嚴重。

經由本計畫之敏感度分析得知，即使間接效益降為直接效益之3.77倍時，本計畫橋梁耐震補強工程仍具經濟可行性(經濟效益指標B/C可達到1.00)，若再考量人員傷亡之損失、社會與心理及對國家經濟產業之深遠影響，本計畫實值得納入國家防災系統中積極推動，以確保人民財產之安全及提昇台灣之產業競爭力。

本計畫於92年8月15日向行政院經濟建設委員會做第一次簡報，獲與會官員及專家學者之肯定，並獲致會議結論如次：「1.本計畫有其必要性，應予積極推動。2.本計畫應從經濟層面考量，在發生類似921嚴重震災時，至少能維持一條國道暢通為原則，就中山高速公路或第二高速公路研選其一可於最短時期內完成橋梁之全部耐震補強工程」。

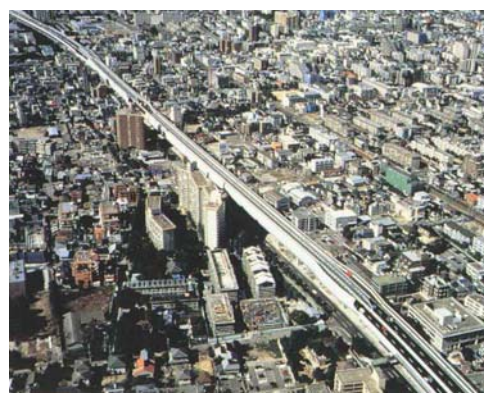
93年1月9日經濟建設委員會再次邀集行政院秘書處、主計處、公共工程委員會、財政部國庫署、交通部路政司、運輸研究所、台灣區國道高速公路局及國道新建工程局等單位共同研商，並獲致會議結論如次：

「1.本案建設計畫具必要性、可行性及經濟效益性，建議原則同意。2.建議同意先行辦理本計畫所列第一期工程，執行期程自93年度至98年度止；至於第二、三期工程則請交通部於第一期工程完成前，另就工程經費、效益及財務計畫重新檢討修正後，再報行政院審議」。

依據上述會議結論，本計畫建議於第一期工程設計施工後期(97年~98年)，根據第一期工程之實踐經驗，針對第二、三期工程部份進行檢討與修正，期能使本計畫「國道高速公路橋梁耐震補強工程」更為完善，並能提供做為其它道路橋梁進行耐震補強工程之參考與借鏡。



地震倒塌



重建通車

## 第二十章 國道高速公路(通車路段)橋梁耐震補強工程建設計畫

### 20.1 實施計畫

本章將針對有關高速公路橋梁耐震補強工程之工程數量、工程經費、工期以及分年資金需求等，就「建設計畫」之主要內容進行分析評估與整理。

#### 20.1.1 計畫概述

本計畫之工作範圍主要係針對中山高速公路及第二高速公路等已完工且於89年12月31日前通車之一般橋梁結構物進行耐震評估及補強工程之可行性研究，但不包括交通部頒耐震設計規範所定義之特殊性橋梁，如斜張橋、 $\pi$ 橋、桁架橋、拱橋、吊橋及跨徑超過150公尺(不含150公尺)者，另對於交通部公路總局及內政部營建署所管轄一般地區道路跨越高速公路之跨越橋，亦不包括在本計畫之工作範圍內。另考量中央主管單位對國道高速公路各路段別劃分之認知，本計畫所擬「建設計畫」將依據國道編號來說明工程範圍，茲將其分述如下：

##### 1. 國道一號：

- (1) 員林以北路段：包括拓寬橋梁及汐止五股段高架拓寬橋梁。
- (2) 員林以南之安定交流道、路竹岡山段洩洪橋、366K+500以南之中山高路段及五甲交流道(641標範圍之橋梁除外)。員林以南路段其它橋梁之耐震補強，因已包含於員林至高雄段拓寬工程計畫中施作，不屬本計畫範圍。

##### 2. 國道二號：中正機場支線及桃園內環線。

##### 3. 國道三號：包括北部第二高速公路基隆至竹南路段、國道三甲台北連絡線，以及南部第二高速公路新化至九如路段。

##### 4. 國道五號：北宜高速公路南港石碇段。

##### 5. 國道八號：台南環線。

##### 6. 國道十號：高雄環線及旗山支線。

#### 20.1.2 工程數量和經費

工程經費主要分成兩大部分，分別為規劃、設計階段作業費以及工程建造費，工程經費計算結果如表20.1-1所示，總工程經費為31,385.61百萬元。

##### 1. 規劃、設計階段作業費

規劃、設計費為725.03百萬元，環境監測調查費為66.38百萬元，補充測量及鑽探作業費分別為43.06及58.12百萬元。

## 2. 工程建造費

### (1) 直接工程成本

本計畫將國道高速公路橋梁依據Haz-Taiwan系統分成八大類型，分別估算耐震補強工程數量以及單價，直接工程成本估算結果為25,000.99百萬元。此項成本係採用國家地震工程研究中心Haz-Taiwan系統橋梁模組之分類(TYPE 1~8)，並根據每座橋梁工址土層液化潛能高低、河川橋施工特性及橋梁結構耐震易損性等，來進行各分類橋梁補強工程費用之參數分析與試算平均而得。

### (2) 間接工程成本

間接工程成本包括環境保護查核費、空污費、管理費、工程監造、技術顧問及工地實驗費等工程項目，估算結果為1,741.89百萬元。

### (3) 工程預備費

由於橋梁耐震補強工程性質複雜，不確定因素多，工程預備費以直接工程成本之15%估算，為3,750.14百萬元。

### (4) 物價調整費

由於物價調整費編列涉及預定之施工時程，將於分年資金需求編列時考量，詳見20.1.4節。

表 20.1-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(元)	
一	規劃、設計階段作業費					
1	規劃、設計費 <sup>註3</sup>	式	1	725,027,111	725,027,111	
2	環境監測調查費	式	1	66,375,360	66,375,360	
3	補充測量作業費	式	1	43,060,788	43,060,788	
4	補充鑽探調查費	式	1	58,120,759	58,120,759	
	計一				892,584,018	
二	工程建造費					
	直接工程成本					
1	(1)TYPE 1 橋梁工程 (單跨)	防落裝置	M <sup>2</sup>	137,895	1,155	159,268,725
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	137,895	478	65,913,810
		基礎補強	M <sup>2</sup>	137,895	0	0
	(2)TYPE 2 橋梁工程 (多跨、簡支、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	652,170	1,525	994,559,250
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	652,170	2,077	1,354,557,090
		基礎補強	M <sup>2</sup>	652,170	1,741	1,135,427,970
	(3)TYPE 3 橋梁工程 (多跨、簡支、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	539,139	1,610	868,013,790
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	539,139	2,601	1,402,300,539
		基礎補強	M <sup>2</sup>	539,139	3,149	1,697,748,711
	(4)TYPE 4 橋梁工程 (多跨、簡支、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	204,913	1,608	329,500,104
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	204,913	2,879	589,944,527
		基礎補強	M <sup>2</sup>	204,913	3,466	710,228,458
	(5)TYPE 5 橋梁工程 (多跨、連續、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	523,388	1,335	698,722,980
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	523,388	2,102	1,100,161,576
		基礎補強	M <sup>2</sup>	523,388	1,905	997,054,140
	(6)TYPE 6 橋梁工程 (多跨、連續、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	207,414	1,384	287,060,976
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	207,414	2,324	482,030,136
		基礎補強	M <sup>2</sup>	207,414	1,984	411,509,376
	(7)TYPE 7 橋梁工程 (多跨、連續、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	1,134,221	1,383	1,568,627,643
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	1,134,221	2,642	2,996,611,882
		基礎補強	M <sup>2</sup>	1,134,221	3,432	3,892,646,472
	(8)TYPE 8 橋梁工程 (其它)	防落裝置	M <sup>2</sup>	325,096	1,337	434,653,352
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	325,096	1,760	572,168,960
		基礎補強	M <sup>2</sup>	325,096	1,100	357,605,600
	(9)排水工程	式	1	231,057,769	231,057,769	

表 20.1-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表(續)

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(元)
	(10)交通維持費	式	1	231,057,769	231,057,769
	(11)安全衛生費	式	1	462,115,539	462,115,539
	(12)環境保護費	式	1	231,057,769	231,057,769
	(13)試驗與檢驗費	式	1	46,211,554	46,211,554
	(14)按日計酬部分	式	1	231,057,769	231,057,769
	(15)雜項工程費	式	1	462,115,539	462,115,539
	計二.1直接工程成本				25,000,989,775
	間接工程成本				
	(1)環境保護查核費 <sup>註4</sup>	式	1	5,000,187	5,000,187
	(2)空污費 <sup>註5</sup>	式	1	66,827,344	66,827,344
	(3)管理費 <sup>註6</sup>	式	1	375,013,472	375,013,472
	(4)工程監造、技術顧問及工地實驗費 <sup>註7</sup>	式	1	1,295,046,525	1,295,046,525
	計二.2間接工程成本			1,741,887,528	1,741,887,528
3	工程預備費 <sup>註8</sup>	式	1	3,750,142,697	3,750,142,697
4	物價調整費				另計
	計二(1+2+3+4)				30,493,020,000
	合計(一+二)				
三	建造成本				31,385,604,018

備註：1. 本總概算以92年06月之現值編列，未含物價調整費。  
 2. 考量橋梁補強工程可在原路權範圍內施作，故無用地取得及拆遷補償費用，實際施作時若有需要，由工程預備費支應。  
 3. 以直接工程成本之2.9%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
 4. 以直接工程成本之0.02%計算。  
 5. 依據營建工程空氣污染防治費費率計算(橋梁面積(M<sup>2</sup>)×工期(月)×0.28元/M<sup>2</sup>/月)。  
 6. 以直接工程成本之1.5%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
 7. 以直接工程成本之5.18%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
 8. 由於補強工程複雜度高，不確定因素多，以直接工程成本之15%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
 9. 單價已含承包商管理費利潤及加值營業稅。  
 10.表列之數量及單價僅作說明之用，並非實際單價。

資料來源：本計畫計算，包含第一、二及三期工程。

### 3. 第一期工程經費估算

本計畫業於2004年1月9日經經濟建設委員會邀集行政院秘書處、主計處、公共工程委員會、財政部國庫署、交通部路政司、運輸研究所、台灣區國道高速公路局及國道新建工程局等單位共同研商，獲與會官員及專家學者之肯定，並獲致會議結論如次：「1.本案建設計畫具必要性、可行性及經濟效益性，建議原則同意。2.建議同意先行辦理本計畫所列第一期工程，執行期程自93年度至98年度



止；至於第二、三期工程則請交通部於第一期工程完成前，另就工程經費、效益及財務計畫重新檢討修正後，再報行政院審議」，故本計畫特將第一期工程經費予以獨立估算，包含規劃、設計階段作業費及工程建造費(直接工程成本、間接工程成本、工程預備費以及物價調整費)，各項計算結果如表20-1-2所示。

表 20.1-2 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程經費估算明細表

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(元)	
一	規劃、設計階段作業費					
1	規劃、設計費 <sup>註3</sup>	式	1	226,211,275	226,211,275	
2	環境監測調查費	式	1	20,709,370	20,709,370	
3	補充測量作業費	式	1	13,435,133	13,435,133	
4	補充鑽探調查費	式	1	18,133,908	18,133,908	
	計一				278,489,681	
二	工程建造費					
	直接工程成本					
1	(1)TYPE 1 橋梁工程 (單跨)	防落裝置	M <sup>2</sup>	77,746	1,157	89,952,536
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	77,746	480	37,318,253
		基礎補強	M <sup>2</sup>	77,746	0	0
	(2)TYPE 2 橋梁工程 (多跨、簡支、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	508,304	1,500	762,455,520
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	508,304	1,924	977,976,280
		基礎補強	M <sup>2</sup>	508,304	1,443	733,482,210
	(3)TYPE 3 橋梁工程 (多跨、簡支、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	307,457	1,605	493,467,763
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	307,457	2,606	801,231,769
		基礎補強	M <sup>2</sup>	307,457	3,751	1,153,269,519
	(4)TYPE 4 橋梁工程 (多跨、簡支、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	47,124	1,619	76,293,108
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	47,124	2,888	136,092,957
		基礎補強	M <sup>2</sup>	47,124	2,912	137,223,923
	(5)TYPE 5 橋梁工程 (多跨、連續、單柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	129,319	1,192	154,147,771
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	129,319	1,362	176,131,933
		基礎補強	M <sup>2</sup>	129,319	470	60,779,742
	(6)TYPE 6 橋梁工程 (多跨、連續、多柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	12,921	1,388	17,933,807
		橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	12,921	2,522	32,585,778
		基礎補強	M <sup>2</sup>	12,921	6,362	82,200,921

表 20.1-2 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程經費估算明細表(續)

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	複價(百萬元)
(7)TYPE 7 橋梁工程 (多跨、連續、壁式柱)	防落裝置	M <sup>2</sup>	28,184	1,388	39,119,933
	橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	28,184	2,767	77,986,207
	基礎補強	M <sup>2</sup>	28,184	4,452	125,476,904
(8)TYPE 8 橋梁工程 (其它)	防落裝置	M <sup>2</sup>	272,211	1,282	348,974,720
	橋墩(橋台)補強	M <sup>2</sup>	272,211	1,598	434,993,450
	基礎補強	M <sup>2</sup>	272,211	956	260,233,879
(9)排水工程		式	1	72,093,289	72,093,289
(10)交通維持費		式	1	72,093,289	72,093,289
(11)安全衛生費		式	1	144,186,578	144,186,578
(12)環境保護費		式	1	72,093,289	72,093,289
(13)試驗與檢驗費		式	1	14,418,658	14,418,658
(14)按日計酬部分		式	1	72,093,289	72,093,289
(15)雜項工程費		式	1	144,186,578	144,186,578
計二.1直接工程成本					7,800,493,857
間接工程成本					
2	(1)環境保護查核費 <sup>註4</sup>	式	1	1,560,099	1,560,099
	(2)空污費 <sup>註5</sup>	式	1	20,739,648	20,739,648
	(3)管理費 <sup>註6</sup>	式	1	117,007,408	117,007,408
	(4)工程監造、技術顧問及工地實驗費 <sup>註7</sup>	式	1	404,065,582	404,065,582
	計二.2間接工程成本				
3	工程預備費 <sup>註8</sup>	式	1	1,170,074,079	1,170,074,079
4	物價調整費				另計
計二(1+2+3+4)					9,513,940,673
合計(一+二)					9,792,430,354
三	建造成本				9,792,430,354

備註：1. 本總概算以92年06月之現值編列，未含物價調整費。  
2. 考量橋梁補強工程可在原路權範圍內施作，故無用地取得及拆遷補償費用，實際施作時若有需要，由工程預備費支應。  
3. 以直接工程成本之2.9%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
4. 以直接工程成本之0.02%計算。  
5. 依據營建工程空氣污染防治費率計算(橋梁面積(M<sup>2</sup>)×工期(月)×0.28元/M<sup>2</sup>/月)。  
6. 以直接工程成本之1.5%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
7. 以直接工程成本之5.18%計算(依據「中山高速公路員林—高雄段拓寬工程計畫」規劃成果)。  
8. 以直接工程成本之15%計算(依據公共建設工程經費估算編列手冊規定)。  
9. 單價已含承包商管理費利潤及加值營業稅。  
10. 表列之數量及單價僅作說明之用，並非實際單價。

### 20.1.3 施工時程

綜合考量國道高速公路使用情況以及橋梁耐震能力初步評估結果，將計畫範圍內橋梁耐震補強工程分成三期工程，第一期為國道1號(員林以北路段及員林以南不包含於員高段拓寬工程之橋梁)各橋梁，第標包括國道2號、國道3號及國道5號(北部通車路段)各橋梁，第三期包括國道3號、國道8號及國道10號(南部通車路段)各橋梁。考量本計畫工程特性，預定從93年初開始進行規劃設計工作，至105年共計13年完成本計畫所有國道高速公路橋梁耐震補強工程。

本計畫從投資成本、風險評估與國家財務之考量，建議採用公路總局『921地震後公路總局之橋梁耐震補強處理原則』的作法，對於部份河川橋梁，或因有拓寬需求之老舊橋梁以全面改建較適宜者、或因河床高程改變基礎已裸露以致基礎結構及基礎承載能力均降低須改建者，建議以專案計畫報部處理外；有鑑於中山高速公路(國道1號)之交通量相當高(對路網之衝擊影響最大)且設計施工年代已有二十多年，且目前已全面展開施工之中山高速公路員林高雄段拓寬工程已包含既有橋梁之耐震補強工程；所以，中山高速公路相較於第二高速公路可於最短時期內完成全部橋梁之耐震補強，進而能在最短時間內建立一條縱貫台灣本島高效率、高安全性之防災路廊，故將中山高速公路之補強列於優先辦理之第一期工程執行。

對於第二高速公路(國道3號)、台南環線(國道8號)、高雄環線(國道10號)及北宜高速公路(國道5號)，則考量其設計施工年代較近且目前交通量相對較低，列為第二、三期工程辦理，另考量本計畫整體預算支出之壓力，建議將其稍為延後辦理，並依據第一期工程之執行經驗與成效，檢討修正第二、三期工程之規劃。

整體而言，就各階段之計畫目標而言，本計畫仍可以“三期工程”來說明，茲將各期之規劃設計、施工預定進度及工程經費列表如表20.1-3及表20.1-4所示。

### 20.1.4 分年經費概估

#### 1. 分年資金需求

分年資金需求彙整於表20.1-5，在考量物價調整費用下，民國93、94年尚在規劃設計階段，資金需求較低，分別為64.48百萬元及127.47百萬元；民國95年後開始施工，資金需求較高，其中以民國104

年資金需求最高，達5,000.10百萬元，其餘各年約2,179.86百萬元~4,757.97百萬元。考量物價調整後之工程經費為40,000.01百萬元，物價調整費為8,614.40百萬元。

考量第一期工程(中山高速公路)為優先辦理路段，茲將其經物價調整後之分年經費概估單獨彙整於表20.1-6，供 貴局參考。

## 2. 工程資金來源與運用

目前 貴局正辦理國道公路建設管理基金財務管理與營運管理之研究，依據 貴局提供之「國道公路建設管理基金」研究成果說明： 貴局與國工局共同辦理之「國道公路建設管理基金財務計畫修訂(草案)」已於91年11月18日報行政院，並經行政院經建會91年12月27日邀集學者專家開會，其結論除請交通部參酌學者專家及各機關代表意見外，將俟東部國道蘇花段及國道六號(南投支線)建設計畫經費核定後儘速補充報院。

由於上述財務計畫已將本計畫總經費約400億元，期程由93年至105年納入「道路維護經費」試算，自償率約為74.42%。故建議由「國道公路建設管理基金」支付本計畫所需之工程經費。詳見表20.1-7所示。

考量第一期工程(中山高速公路)為優先辦理路段，茲將其所需工程資金來源與運用單獨彙整於表20.1-8，供 貴局參考。

表 20.1-3 國道高速公路耐震補強規劃、設計及施工預定進度表

表 20.1-4 國道高速公路耐震補強工程經費概估

表 20.1-5 國道高速公路橋梁耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整)

單位：百萬元

項次	費用項目	時程						
		93年	94年	95年	96年	97年	98年	99年
一	規劃、設計階段作業費							
1	規劃、設計費	45.24	101.79	79.17	65.41	77.33	77.33	85.42
2	環境監測調查費		4.14	12.43	4.14	8.79	11.36	
3	補充測量作業費	7.39	6.05		7.71	5.36		10.71
4	補充鑽探調查費	9.97	8.16		10.43	7.21		14.51
二	工程建造費							
1	直接工程成本			1,560.10	2,340.15	2,340.15	1,911.57	2,067.80
2	間接工程成本			108.67	163.01	163.01	132.75	144.07
3	工程預備費			234.01	351.02	351.02	286.75	310.17
三	物價調整費	*0.03=	*0.061=	*0.093=	*0.126=	*0.159=	*0.194=	*0.230=
	(以年上漲率3.0%估計)	1.88	7.33	185.48	370.68	469.51	469.43	605.52
四	合計(一至三項)	64.48	127.47	2,179.86	3,312.55	3,422.38	2,889.19	3,238.20
項次	費用項目						總計	
		100年	101年	102年	103年	104年	105年	
一	規劃、設計階段作業費							
1	規劃、設計費	80.56	77.34	35.44				725.03
2	環境監測調查費	12.83	12.69					66.38
3	補充測量作業費	5.84						43.06
4	補充鑽探調查費	7.84						58.12
二	工程建造費							
1	直接工程成本	2,639.74	2,879.13	2,392.98	2,743.64	2,874.85	1,250.88	25,000.99
2	間接工程成本	183.92	172.11	166.73	220.18	200.30	87.14	1,741.89
3	工程預備費	395.96	369.39	358.95	474.02	431.23	187.62	3,750.14
三	物價調整費	*0.267=	*0.305=	*0.344=	*0.384=	*0.426=	*0.469=	
	(以年上漲率3.0%估計)	888.23	1,070.75	1,016.21	1,320.13	1,493.72	715.53	8,614.40
四	合計(一至三項)	4,214.92	4,581.41	3,970.31	4,757.97	5,000.10	2,241.17	40,000.01

註：物價調整費計算方式為(一+二)\*各年期調整係數。

資料來源：本計畫推估，包含第一、二及三期工程。

表 20.1-6 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整)

項次	費用項目	時程						總計
		93年	94年	95年	96年	97年	98年	
一	規劃、設計階段作業費							
1	規劃、設計費	45.24	101.79	79.17				226.20
2	環境監測調查費		4.14	12.43	4.14			20.71
3	補充測量作業費	7.39	6.05					13.44
4	補充鑽探調查費	9.97	8.16					18.13
二	工程建造費							
1	直接工程成本			1,560.10	2,340.15	2,340.15	1,560.10	7,800.50
2	間接工程成本			108.67	163.01	163.01	108.67	543.36
3	工程預備費			234.01	351.02	351.02	234.01	1,170.06
三	物價調整費	*0.03=	*0.061=	*0.093=	*0.126=	*0.159=	*0.194=	
	(以年上漲率3.0%估計)	1.88	7.33	185.48	360.15	453.81	369.14	1,377.79
四	合計(一至三項)	64.48	127.47	2,179.86	3,218.47	3,307.99	2,271.92	11,170.19

註：物價調整費計算方式為(一+二)\*各年期調整係數。



表 20.1-7 國道高速公路橋梁耐震補強工程工程資金來源與運用估算表  
(含物價調整)

單位：百萬元

會計年度	資金來源	資金運用					資金餘絀		工作內容
	國道公路建設管理基金支出	規劃設計費	直接工程費	間接工程費	合計	累計	年度餘絀	累計餘絀	
93	64.48	64.48	—	—	64.48	64.48	0.00	0.00	第一期規劃設計
94	127.47	127.47	—	—	127.47	191.95	0.00	0.00	第一期規劃設計施工
95	2,179.86	100.12	1,960.96	118.78	2,179.86	2,371.81	0.00	0.00	第一期設計施工
96	3,312.55	98.74	3,030.26	183.55	3,312.55	5,684.36	0.00	0.00	第一期施工 第二期規劃
97	3,422.38	114.38	3,119.07	188.93	3,422.38	9,106.74	0.00	0.00	第一期施工 第二期規劃設計
98	2,889.19	105.90	2,624.79	158.50	2,889.19	11,995.93	0.00	0.00	第一期完工 第二期規劃設計施工
99	3,238.20	136.09	2,924.90	177.21	3,238.20	15,234.13	0.00	0.00	第二期施工 第三期規劃
100	4,214.92	135.66	3,846.23	233.03	4,214.92	19,449.05	0.00	0.00	第二期施工 第三期規劃設計
101	4,581.41	117.49	4,239.32	224.60	4,581.41	24,030.46	0.00	0.00	第二期施工 第三期規劃設計施工
102	3,970.31	47.63	3,698.59	224.09	3,970.31	28,000.77	0.00	0.00	第二期完工 第三期設計施工
103	4,757.97	—	4,453.24	304.73	4,757.97	32,758.74	0.00	0.00	第三期施工
104	5,000.10	—	4,714.47	285.63	5,000.10	37,758.84	0.00	0.00	第三期施工
105	2,241.17	—	2,113.16	128.01	2,241.17	40,000.01	0.00	0.00	第三期完工
合計	40,000.01	1,047.96	36,724.99	2,227.06	40,000.01	—	0.00	0.00	

註：1. 規劃設計費包含環境監測調查費、補充測量作業費及補充鑽探調查費。  
2. 直接工程費包含工程預備費(包含第一、二及三期工程)。

表 20.1-8 國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程工程資金來源與運用估算表  
(含物價調整)

會計年度	資金來源	資金運用					資金餘絀		工作內容
	國道公路建設管理基金支出	規劃設計費	直接工程費	間接工程費	合計	累計	年度餘絀	累計餘絀	
93	64.48	64.48	—	—	64.48	64.48	0.00	0.00	第一期規劃設計
94	127.47	127.47	—	—	127.47	191.95	0.00	0.00	第一期規劃設計施工
95	2,179.86	100.12	1,960.96	118.78	2,179.86	2,371.81	0.00	0.00	第一期設計施工
96	3,218.47	4.66	3,030.26	183.55	3,218.47	5,590.28	0.00	0.00	第一期施工
97	3,307.99	—	3,119.06	188.93	3,307.99	8,898.27	0.00	0.00	第一期施工
98	2,271.92	—	2,142.17	129.75	2,271.92	11,170.19	0.00	0.00	第一期完工
合計	11,170.19	296.73	10,252.45	621.01	11,170.19	—	0.00	0.00	

註：1. 規劃設計費包含環境監測調查費、補充測量作業費及補充鑽探調查費。  
2. 直接工程費包含工程預備費。

### 20.1.5 高公局組織及人力

本計畫耐震補強橋梁包括國道1號、2號、3號、5號、8號、10號，共計894座，經綜合評估，預定從93年中開始進行規劃設計工作，至105年共計13年完成。依據高公局現有組織及人力，若要執行此一建設計畫，在人力上負擔恐過龐大，建議委託顧問公司擔任規劃、設計、監造以及施工管理之大部分工作，高速公路局本身擔任協調及督導之工作。

### 20.1.6 顧問公司規劃、設計及施工管理人力

依據本計畫施工時程及分期計畫，擬劃分為三期工程分階段執行，以行政院核定優先辦理的第一期工程為例，其橋梁面積約1,383,265M<sup>2</sup>，規劃設計費約2.26億元，時程約在三年內完成，平均每年約0.7~0.9億元，負責規劃設計的顧問公司，平均人力約需40名各類專業工程師及行政人員，以此工程規模來評估，國內中大型工程顧問公司即能勝任本計畫第一期工程之規劃設計工作。

由於第一期工程將是國內首次辦理的大規模橋梁耐震補強工程，其執行經驗與成果，將可做為後續第二、三期工程及其它橋梁主管單位推動類似計畫之參考，建議可引進美國、日本等已有辦理橋梁耐震補強工程豐富經驗的專家顧問協助辦理。

另考量本計畫橋梁耐震補強工程之特性，其補強設計方法、補強材料之選用、低淨空施工設備及國外先進補強工法之引進，皆需考量避免因認知上之差異引致補強工法及材料規格種類太過繁雜，造成日後貴局養護橋梁之困擾與盲點，至於預算編列基準亦應統一，以免造成補強經費差異太大，故規劃設計階段的整合作業及成果之一致性十分重要，採單一設計單位負責第一期工程之規劃設計工作，應是較佳的計畫執行方式。

第一期工程施工階段之監造及施工管理工作，因考量98年完工之計畫目標，將劃分數個設計施工分標，依序並重疊時程鑽趕工進，故監造單位由原設計單位負責擔任，應是最佳且符合實際需求的作法。

至於後續第二、三期工程之執行方式，可依據第一期工程之執行成效與實踐經驗，調整上述作法，如第一期工程若能成功累積國內橋梁耐震補強工程為數個「標準工法」，則第二、三期工程或可利用此「標準工法」做為整合不同顧問公司設計界面之工具，以克服不同顧問公司之補強工法及材料規格種類太過繁雜，造成日後橋梁養護之困擾。

## 20.2 環境影響及相應對策

任何工程於施工過程中皆可能對其附近環境產生不同程度之影響，惟經由適當環境保護對策將可使影響減至最低，茲就各水文水質、空氣品質、噪音震動分別評估可能之影響並擬定減輕對策。

### 20.2.1 水文水質

本計畫施工期間可能對水體水文產生影響來源包括，裸露地表之形成、施工取水、橋墩設施之改變；施工期間可能影響水體水質之主要因素包括，經沖蝕之土壤、施工人員之生活污水、施工機具保養廢油水及基樁補強工程所產生之污水等，可行之減輕對策如下各點：

1. 要求承包廠商設置高效率之化糞池，以有效減除施工人員所排放之污染量。
2. 對於河川、排水橋補強施工，擬定水質維護計畫，要求施工廠商配合。
3. 對相關河川水體水質進行監測作業，以做為採行後續減輕對策之參考。

### 20.2.2 空氣品質

本計畫各種施工機械之運作、工程項目之進行及工程車輛之進出等，均屬可能影響附近空氣品質之因素。因此施工階段空氣污染物約可分為兩類，一為工作面排放源，一為運輸作業排放源。工作面所產生之空氣污染以逸散性之粒狀污染物為主，另施工機具所排放之廢氣亦有影響，但影響範圍多侷限於施工區域附近；運輸作業所產生之空氣污染則包括運輸車輛排放之廢氣及揚塵，影響範圍則以運輸道路兩側為主。可行之減輕對策如下各點：

1. 施工作业面經常灑水，每日至少4次，分別上、下午上工後下工前施行，並配合天候條件增加噴灑頻率。
2. 於施工區設置清洗地坪以清洗進出車輛輪胎。
3. 運輸車輛應覆蓋膠布，避免材料掉落，運輸路線路面定期清掃及灑水。
4. 要求承包商選用狀況良好之施工機具及運輸車輛，做好保養維護工作。
5. 視需要設置施工圍籬，以阻隔粒狀污染物之逸散。

6. 辦理空氣品質監測工作，以做為採行後續減輕對策之參考。

### 20.2.3 噪音及震動

就施工階段噪音來源區可分為工作面施工機具作業時所產生之噪音影響以及運輸車輛所產生之噪音影響。而施工作業所引起振動主要為鑽掘、夯實、土方開挖等經由近距離之土傳振動。可行之減輕對策如下各點：

1. 視情況於工區周圍設置圍籬，降低部份機具噪音。
2. 調整施工時段，減輕干擾鄰近住宅社區，非必要避免夜間施工。
3. 加強施工期間之噪音監測，工區周界超出營建工程噪音管制標準時，將責成承包更換、調整施工機具種類、數量或局部設置臨時隔音設備。
4. 選用低噪音、低振動之工法及機具，並對機具實施定期維修及保養工作，記錄其噪音，如超過正常值，則加以調整恢復原音量。

### 20.3 經濟效益分析

本計畫所採用之經濟效益評估方法，包括淨現值法、益本比法、內部報酬率法，對於分析所需之基本參數假設如下：

#### 1. 評估年期

經濟效益評估年期包括評估基年、工程建設期及完工營運期。本計畫設定評估基年為民國92年，並依據橋梁使用壽命，其效益估算以橋梁補強工程完工後營運50年為效益評估基礎，評估所使用年度為民國一般年度。由於本研究規劃之橋梁耐震補強工程施工階段主要分成3大標，各大標又細分成若干小標，因此，本研究之分年效益計算係以各小標分年效益為基礎，再加總成各大標之分年效益。

#### 2. 物價上漲率

係為估列相關成本與效益項目時，隨物價波動調整之基準，本計畫依據台灣地區歷年之物價上漲率趨勢，以每年3%調整之。

#### 3. 薪資與所得成長趨勢

參考行政院經建會於新世紀國家建設計畫(民國90至93年四年計畫暨民國100年展望)中預估未來薪資與所得成長趨勢，本計畫以每年3.0%調整之。

### 3. 折現率(資金成本率)

折現率係用來將不同年期產生之成本與效益轉換為基年貨幣價值，由於經濟效益衡量的是公共建設對於社會整體經濟的貢獻程度，故在選用折現率時應以整體社會之資金成本率為依據。一般而言，近年來國內主要大型交通建設均以銀行存款利率或政府公債發行利率作為折現率採用基礎。經參考目前銀行定存利率(一年期存款利率：2.110%，民國91年9月1日)及政府公債利率水準(二十年期公債利率：3.838%，民國91年8月13日)，本計畫進行經濟效益分析時，擬務實而又不失保守地反應目前低利率狀況，以5%列計名目折現率，進行貨幣現值之計算。

### 4. 資料型態及估算方式

資料型態以年資料為主，若僅有某些特定年資料時，本計畫係以內插法、外差法來估算其他各年之分年資料。

### 5. 經濟成本

經濟成本直接引用財務成本，但不含轉移支付(租稅成本、利息等)。

## 20.3.1 效益分析

橋梁進行耐震補強工程後，由於耐震能力增加，可減少地震對橋梁所造成之損害。而橋梁耐震補強之效益則可視為因進行耐震補強工程，而使得橋梁對地震之承受能力增加，因地震所造成之損害會減小，此損害減小之程度即為橋梁耐震補強之效益。此效益主要可分為直接效益與間接效益兩部份，說明如下。

#### 1. 直接效益

為橋梁進行耐震補強工程前後，面臨地震時，所要付出之修復或重建成本之減少。

#### 2. 間接效益

由於橋梁受損可能會有中斷或限制通行及人員傷亡之情況產生，一旦中斷或限制通行，除會造成旅行時間、距離之增加外，尚會因旅行時間之增加而產生對整體產業之負面衝擊。橋梁耐震補強工程可強化橋梁對地震之衝擊，減低橋梁受損所造成之中斷或限制通行機率。因此，橋梁耐震補強工程間接效益主要有下列幾項：

(1) 減少繞行、限制通行的旅行成本

- (2) 減少繞行、限制通行所帶來之經濟損失
- (3) 減少人員傷亡之損失
- (4) 減少產業發展之損失
- (5) 降低社會與心理之影響

然而，間接效益之估計是一個困難的課題，目前尚無最佳的計算方法，一般較可行的做法是根據現有的地震災害資料並結合專家學者的經驗，將直接效益乘以一係數，做為間接效益之粗略估計(即所謂的”Quick and Dirty”估計)。由於國內相關研究仍缺乏，因此，本計畫參考國外相關研究成果及方法，利用「台灣區整體高快速公路網主要計畫與發展策略研究，交通部台灣區國道新建工程局，中華民國91年7月」所構建的路網及相關資料進行已發生之歷史地震進行地震損失之境況模擬分析，以作為本計畫間接效益估算之依據。

由於本計畫並未包含89年12月31日前尚未通車之路段及中山高速公路員林-高雄拓寬段，因此本計畫工程範圍高速公路北部路段之橋梁資料較為完整，故選擇獅潭斷層地震做為地震災害之情境模擬。本研究利用歷史地震模擬交通中斷，並據以分析旅行時間成本增加之結果，並與國家地震工程研究中心Haz-Taiwan系統所推估之直接效益比較，獅潭斷層地震因橋梁耐震補強所造成之直接效益約佔總效益之13.67%，間接效益約佔總效益之86.33%，間接效益約為直接效益之6.32倍，為務實及不失保守的反應間接效益係數值，本計畫設定間接效益為直接效益之6.32倍，以作為本計畫經濟效益評估之依據。

據此，本計畫效益推估結果整理如表20.3-1所示，直接效益為52,905.52百萬元(含物價調整)，間接效益為334,362.88百萬元(含物價調整)，總效益為387,268.40百萬元(含物價調整)。其中，本計畫間接效益僅考慮橋梁進行耐震補強前後旅行時間成本之減少(考慮交通中斷)，尚未包括人員傷亡損失之減少、產業損失以及社會與心理之影響，所以本計畫推估之間接效益應有低估之情況。

表 20.3-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(當年幣值)

單位：百萬元

年	直接效益	間接效益	總效益
92	0.00	0.00	0.00
93	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00
95	0.00	0.00	0.00
96	37.34	235.99	273.33
97	96.16	607.73	703.89
98	99.05	626.00	725.05
99	124.41	786.27	910.68
100	197.33	1,247.13	1,444.46
101	227.00	1,434.64	1,661.64
102	233.82	1,477.74	1,711.56
103	411.56	2,601.06	3,012.62
104	511.84	3,234.83	3,746.67
105	527.18	3,331.78	3,858.96
106	543.00	3,431.76	3,974.76
107	559.29	3,534.71	4,094.00
108	576.08	3,640.83	4,216.91
109	593.35	3,749.97	4,343.32
110	611.16	3,862.53	4,473.69
111	629.49	3,978.38	4,607.87
112	648.38	4,097.76	4,746.14
113	667.82	4,220.62	4,888.44
114	687.86	4,347.28	5,035.14
115	708.50	4,477.72	5,186.22
116	729.76	4,612.08	5,341.84
117	751.65	4,750.43	5,502.08
118	774.19	4,892.88	5,667.07
119	797.42	5,039.69	5,837.11
120	821.34	5,190.87	6,012.21
121	845.99	5,346.66	6,192.65
122	871.36	5,507.00	6,378.36
123	897.50	5,672.20	6,569.70
124	924.43	5,842.40	6,766.83
125	952.16	6,017.65	6,969.81
126	980.73	6,198.21	7,178.94
127	1,010.15	6,384.15	7,394.30
128	1,040.45	6,575.64	7,616.09
129	1,071.67	6,772.95	7,844.62
130	1,103.82	6,976.14	8,079.96
131	1,136.92	7,185.33	8,322.25
132	1,171.04	7,400.97	8,572.01
133	1,206.16	7,622.93	8,829.09
134	1,242.35	7,851.65	9,094.00
135	1,279.63	8,087.26	9,366.89
136	1,318.02	8,329.89	9,647.91
137	1,357.55	8,579.72	9,937.27
138	1,398.28	8,837.13	10,235.41
139	1,440.23	9,102.25	10,542.48

註：1資料來源：本計畫推估。

2.效益推算基年為民國92年，每年以年物價上漲率3.0%調整至各年期。

表 20.3-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(當年幣值)(續)

單位：百萬元

年	直接效益	間接效益	總效益
140	1,483.44	9,375.34	10,858.78
141	1,527.93	9,656.52	11,184.45
142	1,573.79	9,946.35	11,520.14
143	1,620.99	10,244.66	11,865.65
144	1,669.62	10,552.00	12,221.62
145	1,719.70	10,868.50	12,588.20
146	1,607.58	10,159.91	11,767.49
147	1,402.88	8,866.20	10,269.08
148	1,444.97	9,132.21	10,577.18
149	1,390.15	8,785.75	10,175.90
150	1,128.54	7,132.37	8,260.91
151	1,058.26	6,688.20	7,746.46
152	1,090.01	6,888.86	7,978.87
153	374.24	2,365.20	2,739.44
合計	52,905.52	334,362.88	387,268.40

註：1資料來源：本計畫推估。

2.效益推算基年為民國92年，每年以年物價上漲率3.0%調整至各年期。

### 20.3.2 成本分析

各年期成本詳見20.1.4節表20.1-4所示，總成本為40,000.01百萬元。

### 20.3.3 評估結果

經濟效益指標評估結果彙整於表20.3-2所示，由表中可看出，僅考量直接效益，其淨現值為-16,911.08百萬元，B/C為0.21，加上間接效益，淨現值為11,484.39百萬元，B/C為1.54。

間接效益除產業損失減少及旅行成本損失減少外，尚包括人員傷亡損失之減少以及社會與心理之影響，由於本計畫間接效益尚未包含此兩項目，因此本計畫推估之間接效益有低估之情況。

表 20.3-2 本計畫經濟效益評估結果彙整表

評估指標	考量情境	僅考量直接效益	考量直接、間接效益
	內部報酬率(IRR)		1%
淨現值(NPV) (折現92年幣值)		-16,911.08 (百萬元)	11,484.39 (百萬元)
益本比(B/C)		0.21	1.54

資料來源：本計畫推算。



## 20.3.4 敏感度分析

由於經濟效益評估年限長達數十年，因此評估年期內各項參數可能因外在環境變動而有所變化，如此會影響本計畫之經濟可行性，故本計畫乃進行敏感度分析，考慮之變數為折現率變動、建造成本變動、直接效益變動、薪資與所得成長趨勢變動及評估年期變動之情境，以瞭解其變動而產生之影響程度。

### 1. 各項參數變動影響

將敏感度分析結果彙整於表20.3-3所示，說明如下：

#### (1) 折現率變動

當名目折現率從5%逐漸往下降，淨現值與B/C指標值逐漸增加，當名目折現率從5%逐漸往上升，淨現值與B/C指標值逐漸減少。當名目折現率為4%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為18,577.61百萬，B/C為1.81；當名目折現率為0%時，其淨現值為100,001.56百萬，B/C為4.19；當名目折現率為6%時，淨現值為6,527.20百萬，B/C為1.33；當名目折現率為10%時，淨現值為-2,467.06百萬，B/C為0.84。

#### (2) 興建成本變動

當興建成本增減10%及20%時，淨現值與B/C指標值有所變動，惟淨現值、B/C值均具經濟效益。

#### (3) 直接效益變動

由於本計畫推算之直接效益為一期望平均值，故實際直接效益與地震發生機率與強度有關。當直接效益變為2倍時，在考量直接、間接效益下，淨現值為44,372.82百萬，B/C為3.07，當直接效益變為0.5倍時，其淨現值為-4,959.82百萬，B/C為0.77。

#### (4) 薪資與所得成長趨勢變動

當薪資與所得成長率從3%逐漸往下降，淨現值與B/C指標值逐漸減少，當薪資與所得成長率從3%逐漸往上升，淨現值與B/C指標值逐漸增加。當薪資與所得成長率為2.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為6,751.81百萬，B/C為1.32；當薪資與所得成長率為2.0%時，在考量直接、間接效益下，其淨現值為2,019.24百萬，B/C為1.09；當薪資與所得成長率為1.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為-2,713.34百萬，B/C為0.87；當薪資與所

得成長率為3.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為16,216.97百萬元，B/C為1.76；當薪資與所得成長率為4.0%時，在考量直接、間接效益下，其淨現值為20,949.55百萬元，B/C為1.98；當薪資與所得成長率為4.5%時，在考量直接、間接效益下，淨現值為25,682.13百萬元，B/C為2.20。

#### (5) 評估年期變動

本計畫經濟效益評估係依據橋梁使用壽命，並以橋梁補強工程完工後營運50年為效益評估基礎，因此，當評估年期從50年逐漸往下降，淨現值與B/C指標值將逐漸減少。當評估年期為40年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為9,676.45百萬元，B/C為1.45；當評估年期為30年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為6,563.50百萬元，B/C為1.31；當評估年期為20年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為1,792.80百萬元，B/C為1.07；當評估年期為15年時，在考量直接、間接效益下，淨現值為-2,135.76百萬元，B/C為0.90。

由於本計畫經濟效益評估年期係以橋梁使用壽命為基礎，所以當評估年期為50年時，橋梁並無殘值存在，但若評估年期小於50年，理論上橋梁應有殘值存在，但因為橋梁殘值之估算困難，於評估年期敏感度分析時，本研究亦未將橋梁殘值納入計算。因此，在考量直接、間接效益下，若將橋梁殘值納入考慮，各年期(評估年期小於50年者)之淨現值與B/C值將比上述分析提高。

### 2. 間接效益推估係數變動影響

特別針對不同之間接效益估算係數值大小進行敏感度分析，結果彙整如表20.3-4。由表中可看出，隨著係數值之變大，淨現值與B/C指標值有所提昇，由情境1可看出，當係數值為基本方案之2倍時，淨現值為正值，B/C值大於1；而情境2則表示若B/C值為1時，其係數值為基本方案之0.596倍，其值為3.77。因此可看出，若間接效益可為直接效益之3.77倍時，橋梁耐震補強工程即具經濟可行性。

由於台灣地區人口、產業密集程度高，而國道高速公路在整體產業發展中之角色也不容忽視，若橋梁因地震受損而有交通中斷、繞道之情況，此時間接效益與直接效益之比值將比本計畫之模擬結果大，應會超過3.77，此顯示橋梁耐震補強工應具經濟上之可行性。

表 20.3-3 本計畫敏感度分析結果彙整表

變動項目	變動方式	僅考量直接效益		考量直接、間接效益	
		NPV (百萬元)	B/C	NPV (百萬元)	B/C
基本方案(名目折現率5%)		-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
折現率	10%	-13,425.82	0.11	-2,467.06	0.84
	6%	-16,306.72	0.18	6,527.20	1.33
	4%	-17,349.28	0.25	18,577.61	1.81
	0%	-13,439.28	0.57	100,001.56	4.19
興建成本	20%	-21,191.89	0.17	7,203.59	1.28
	10%	-19,051.48	0.19	9,343.99	1.40
	-10%	-14,770.68	0.23	13,624.80	1.71
	-20%	-12,630.27	0.26	15,765.20	1.92
直接效益	200%	-12,418.13	0.42	44,372.82	3.07
	50%	-19,157.56	0.10	-4,959.82	0.77
薪資與 所得成長	4.5%	-16,911.08	0.21	25,682.13	2.20
	4.0%	-16,911.08	0.21	20,949.55	1.98
	3.5%	-16,911.08	0.21	16,216.97	1.76
	3.0%	-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
	2.5%	-16,911.08	0.21	6,751.81	1.32
	2.0%	-16,911.08	0.21	2,019.24	1.09
	1.5%	-16,911.08	0.21	-2,713.34	0.87
評估年期	50	-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
	40	-17,158.07	0.20	9,676.45	1.45
	30	-17,583.33	0.18	6,563.50	1.31
	20	-18,276.05	0.15	1,792.80	1.07
	15	-18,771.76	0.12	-2,135.76	0.90

資料來源：本計畫推算。

表 20.3-4 間接效益推估係數值變動分析結果彙整表

變動項目	變動方式	僅考量直接效益		考量直接、間接效益	
		NPV (百萬元)	B/C	NPV (百萬元)	B/C
基本方案(係數值6.32)		-16,911.08	0.21	11,484.39	1.54
間接效益係數	200%	-16,911.08	0.21	39,879.87	2.86
	59.6%	-16,911.08	0.21	12.62	1.00

資料來源：本計畫推算。

## 20.4 計畫相關配合措施

### 20.4.1 交通維持

#### 1. 施工中高速公路主線之交通維持

##### (1) 基本原則

- A. 本工程應以施工快速及降低交通干擾為交通維持之主要目標。
- B. 管制範圍以施工確實需要之路段，及規定之最小寬度為限。
- C. 施工期間應儘量以不封閉、不改道及避免車行路徑之頻繁突變為優先考量，故施工方法應配合擬定以維持現有車道配置，以利對交通車流影響降至最低。
- D. 施工管制路段不得長於3公里，兩管制路段間之緩衝路段至少為2公里。
- E. 原則上施工區段設計速限為60公里以上，每車道寬至少3.25公尺，內側路肩寬至少0.5公尺，外側路肩寬至少0.7公尺。
- F. 施工機具或車輛進出工作區，應儘量於非尖峰時段進行。
- G. 如施工會對車流造成重大干擾，應儘量安排於夜間進行。
- H. 兼顧高速公路主線與進出口匝道之交通維持，及地區道路交通疏導。

##### (2) 交通維持策略

高速公路主線交通可能因補強工程進行而受影響之情境，主要包括穿越橋下部結構補強須暫行封閉車道、穿越橋改建、橫交跨越橋下部結構補強等。為維持現有主線交通行車安全及順暢，其交通維持策略除須考量交通需求外，亦應由補強方式、施工方法及順序等方面一併考量，使工程能順利執行如期完成，並降低對高速公路主線交通之負面影響。

#### A. 穿越橋下部結構補強須暫行封閉車道

穿越橋下部結構補強期間，若因灌漿等工程需求宜暫行封閉主線車道時，應儘量利用離峰或夜間時段進行，且以每方向封閉一車道為原則，並加強交通管制安全設施之佈設及派員指揮交通，以維行車安全。

#### B. 穿越橋改建

穿越橋改建對高速公路主線交通影響甚鉅，故以避免採改建方案為優先考量。若須採行改建方案，則必須能利用下列幾種策略配合，方得以維持交通：

- (A) 考量高速公路兩側之部分路權可供施工及改道利用，以彌補道路寬度之不足。
- (B) 減車道、路肩及中央分隔帶之寬度，以增加行車空間。
- (C) 分階段施工以降低工區寬度需求。
- (D) 研擬大區域車流疏導計畫，以降低施工區段之交通需求。

### C. 橫交跨越橋下部結構補強

若跨越橋於高速公路主線中央分隔帶或路側有落墩，則當其下部結構補強期間勢必對主線交通有所影響，故為維持主線原有車道數及內外路肩最小寬度之需求，應儘量以縮減施工區寬度為原則，方能利用縮減車道及路肩寬度以維持交通。

## 2. 施工中橫交地方道路之交通維持

### (1) 基本原則

- A. 補強工程應以施工快速及降低對地方道路交通干擾為交通維持之主要目標。
- B. 施工期間應優先考量維持原有行車方向不封閉為原則。
- C. 施工期間對地區性道路交通有嚴重影響時，應安排於非尖峰時段內辦理。
- D. 鄰近施工區之路段及路口應加強設置告示牌，以引導車輛改道及加強行車安全性。

### (2) 交通維持策略

高速公路橫交地方道路之交通可能因補強工程進行而受影響之情境，主要包括穿越橋改建、穿越橋下部結構補強、跨越橋改建及跨越橋下部結構補強須暫行封閉車道等。為維持既有地方道路通行車安全及順暢，進行交通維持策略之研擬時，亦須同時考量交通需求、補強方式、施工方法及順序等要素，以降低對地方道路交通之負面影響

#### A. 穿越橋改建或下部結構補強

穿越橋下部結構改建或補強期間對其下方之地方道路交

通必產生影響，尤以基礎補強或改建期間必佔用較多道路面積進行施工，故為維持其基本交通需求，宜採行下列因應策略：

- (A) 穿越橋鄰近地區有合宜之替代道路或橋梁，可提供車輛便利之改道動線，則可封閉原來穿越橋下地方道路進行改建工程。
- (B) 穿越橋鄰近地區若無合宜之替代道路或橋梁，應儘量利用路側用地圍設工區，並以至少維持單行道4.5公尺寬或雙向6公尺寬之行車空間為原則，必要時並配合擬定車流疏導動線，以使交通衝擊降至最低。

#### B. 跨越橋改建

跨越橋進行改建工程必封閉原有行車動線，為維持地方道路交通需求，應考量各地方特性採行下列因應措施：

- (A) 跨越橋鄰近地區若有合宜之替代道路或橋梁，可提供車輛便利之改道動線，則可封閉原來跨越橋進行施工。
- (B) 跨越橋鄰近地區若無適當之替代道路，則應利用毗鄰用地興建便橋，先進行車輛改道後，方得封閉原橋進行改建工程。

#### C. 跨越橋下部結構補強須暫行封閉車道

跨越橋下部結構補強期間，若因灌漿等工程需求宜暫行封閉車道時，應儘量利用離峰或夜間時段進行，且至少以能維持單線通車為原則，並加強交通管制安全設施之佈設及派員指揮交通，以維行車安全。若經評估須暫行全線封閉，亦應提前於路口設置安全設施及派員指揮交通，以利車輛提早改道。

第二十章	國道高速公路(通車路段)橋梁耐震補強工程建設計畫.....	1
20.1	實施計畫 .....	1
20.1.1	計畫概述.....	1
20.1.2	工程數量和經費.....	1
20.1.3	施工時程.....	7
20.1.4	分年經費概估.....	7
20.1.5	高公局組織及人力.....	14
20.1.6	顧問公司規劃、設計及施工管理人力.....	14
20.2	環境影響及相應對策.....	15
20.2.1	水文水質.....	15
20.2.2	空氣品質.....	15
20.2.3	噪音及震動.....	16
20.3	經濟效益分析.....	16
20.3.1	效益分析.....	17
20.3.2	成本分析.....	20
20.3.3	評估結果.....	20
20.3.4	敏感度分析.....	21
20.4	計畫相關配合措施.....	24
20.4.1	交通維持.....	24
表 20.1-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表.....	3
表 20.1-1	國道高速公路橋梁耐震補強工程經費估算明細表(續).....	4
表 20.1-2	國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程經費估算明細表.....	5
表 20.1-2	國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程經費估算明細表(續)....	6
表 20.1-3	國道高速公路耐震補強規劃、設計及施工預定進度表.....	9
表 20.1-4	國道高速公路耐震補強工程經費概估.....	10
表 20.1-5	國道高速公路橋梁耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整)	11
表 20.1-6	國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程分年經費估算表(含物價調整)	12
表 20.1-7	國道高速公路橋梁耐震補強工程工程資金來源與運用估算表...13	
表 20.1-8	國道高速公路橋梁第一期耐震補強工程工程資金來源與運用估算表	

.....	13
表 20.3-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(當年幣值).....	19
表 20.3-1 國道高速公路橋梁耐震補強工程總效益彙整表(當年幣值)(續)..	20
表 20.3-2 本計畫經濟效益評估結果彙整表.....	20
表 20.3-3 本計畫敏感度分析結果彙整表.....	23
表 20.3-4 間接效益推估係數值變動分析結果彙整表.....	23



## 第二十一章 國道高速公路橋梁耐震分析評估 及補強設計原則(草案)

說明：本原則係依據國道高速公路局89年9月頒布「國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」及本計畫之研究成果修訂，以下為『國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則』之草案。其修訂之標示符號說明如下：

原有條文如無修正以此字型表示，但標題除外採用隸書粗體字型

原有條文如已刪除，加註刪除橫線

新增條文採用斜體並加註底線

解說部份則加註字元網底

草案：

### 國道中山高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則

民國八十八年九月二十一日台灣地區發生芮氏地震規模達 $M_L=7.3$ (CWB)的大地震，最大地震強度為6級，最大地表加速度達到989gal。本次地震的震央位於南投縣的集集鎮，在交通部民國84年1月9日頒布的『公路橋梁耐震設計規範』中該地區僅列於地震二區，然而卻發生最大地表加速度超過日本阪神大地震(818gal)之強震，完全出乎地震工程學者專家的意料之外。

國家地震工程研究中心針對中部地區，原地震規範僅列於中度地震區，卻發生如此強震，展開檢討研究，並提出『公路橋梁耐震設計規範』之修正建議，交通部並於民國八十九年四月七日正式頒布上述修正條文。其中影響較大的項目為地震分區由原規範的四區(地震一甲區、地震一乙區、地震二區及地震三區)改為二區(地震甲區及地震乙區)，震區水平加速度係數也分別由0.18g、0.23g、0.28g及0.33g修正提高為0.23g及0.33g。

中山國道高速公路為台灣南北交通的大動脈，對於國家整體經濟發展及民生生活影響甚鉅。基於近年來交通量的飽和，中山高也正進行一連串拓寬工程的設計及施工，值得慶幸的是在這次的震災中，中山國道高速公路並未遭受太大的損害。然而為防範於未然，本局認為

對於中山國道高速公路既有橋梁進行適當的耐震評估及補救措施，確有其急迫性與必要性。茲將中山國道高速公路既有橋梁之耐震分析評估與補強設計之原則分述如下：

### 一、適用範圍

本原則適用於跨度150公尺以下之一般性橋梁，如屬特殊性橋梁如吊橋、斜張橋、拱橋及活動橋等或臨時便橋及跨度超過150公尺者，應依橋址地形、土層條件、橋梁之構造特性與規模、已往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素，另作適當之考量，本原則如有仍可適用的部份，亦可參考使用。

### 二、耐震補強設計基本原則

國道高速公路橋梁耐震補強設計之基本原則，係確保設計之橋梁主結構體在發生中小地震時(約30年回歸期)能保持在彈性限度內；發生設計地震時(約475年回歸期)容許產生塑性變形及一些韌性損壞，但仍可修復；發生最大考量地震時(約2500年回歸期)容許產生極限塑性變形，但不得產生落橋或崩塌等致命性的損壞。

耐震補強設計之基本原則是在不同等級(或回歸期)之地震作用下，橋梁能維持其應有的性能(Performance)，即：在最大可能地震(約2500年回歸期)時，橋梁不得產生落橋或崩塌，以避免造成嚴重的人命、財產損失。因為地震之水準已經為最大考量地震，若還限制其韌性容量之使用，殊不經濟，所以允許橋梁之塑性變形達其極限值；在設計地震(約475年回歸期)作用時，允許橋梁產生可修復之塑性變形，在設計地震時若限制橋梁須保持彈性，殊不經濟，因此容許橋梁在一些特定位置產生塑性變形，但限制其容許值，藉以消耗地震能量，並降低橋梁所受之地震力，惟產生塑性變形的地方最好在可檢視之處或容易修補的地方，以方便震後之維護；在中小地震(約30年回歸期)作用時，橋梁能保持在彈性限度內，使地震過後，橋梁結構及附屬設施沒有任何損壞，以避免常需修補之麻煩。一般而言，對高韌性容量及長週期的橋梁而言，此一目標可能控制構材之設計。

### 三、橋梁結構系統模擬

橋梁結構之模擬，應儘量反映實際情形，力求幾何形狀、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制等之模擬能夠準確，對於振動單元與基面之認定，說明如下：

### (一) 振動單元

振動單元即耐震分析時視為一體振動的單元，亦即分析單元。橋梁沿橋軸方向的振動單元與橫向的振動單元要分別確定，一般取在橋梁兩伸縮縫間的橋體，經適度修正，可獲得軸向與橫向之振動單元。

### (二) 基面之認定

基面係指地震輸入於橋體之水平面，或可使其上之構造視為振動體之水平面。基面通常可訂在基腳下緣、樁帽下緣或沉箱上緣；對會產生液化之砂質土層，或極軟弱粘土層及粉土層，基面則通常設定在此些土層的下方；對會因洪水沖刷之河床，其基面則設定於沖刷面之下。惟在最大考量地震時，不必考慮最大洪水位之沖刷，但需考慮常水位之沖刷。

基面係地震輸入橋體的水平面，其上之橋體即為本規範所訂的振動單位。通常此基面訂在橋柱基腳下緣、樁帽下緣或沉箱上緣。事實上橋體結構在基面下尚有土壤或基礎(如基樁或沉箱)，因此要考慮其下土壤彈簧或土壤彈簧與基樁或沉箱的互制作用，得到基面的等值基礎勁度，納入基面以上的橋體一起作分析。

若於地震時土層產生液化，則會喪失其傳遞地震波至橋體的能力及支承的能力，此時應視該土層不存在，而將基面降低至液化土層的下方。當然屆時有一部份基礎構造(如基樁)，會變為振動單位的一部份，而此時的等值基礎勁度必須根據降低後基面以下的構造特性去分析。

橋梁因沖刷或淤積，其基面會改變，設計時最好對基面可能的位置均檢核其安全性。此外，橋梁使用中做定期檢查時，應注意基面的位置是否超過設計時考慮的範圍。

### (三) 土壤彈簧之認定

橋梁結構模擬所使用之土壤彈簧，須依橋址現場條件與鑽探資料加以研判認定。對於橋台於地震力作用時之等值土壤彈簧模擬應特別考量。

對於中小長度之橋梁而言(如 $L < 100\text{m}$ )，合理地模擬橋台承受之地震力，對於研擬較經濟之補強方案十分重要。利如分析上述橋台等值樁頭勁度矩陣時，須定義土壤彈簧的勁度，土壤彈簧的勁度得由設計者依工程習慣及適用性參考相關文獻來合理決定，於此並不加以規定，僅提供文獻(FHWA, 1986)為參考。另有關橋台、沉箱與其旁土壤之交互作用，亦可參閱該文獻。

Federal Highway Administration, 「Seismic Design of Highway Bridges Foundation」，FHWA/RD-86/102，June，1986。

#### 二四、橋梁耐震能力分析評估方法

橋梁耐震能力之細部評估方法則有兩種：(1)橋梁各部位之容量和需求比值法(C/D比值法)、(2)台灣大學地震工程研究中心所研擬的「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則(民國84年)」(以下簡稱「耐震評估初步準則」)及(3)橋梁側推評估法(Lateral Pushover Analysis)，前第一種及第三種方法是美國聯邦公路總署FHWA及美國加州Caltrans所採用的方法。

容量和需求比值法著重於個別部位之結構行為，而忽略了不同部位之交互影響，但因其方法較為簡單且能清楚掌握構件補強重點，本計畫國道高速公路既有橋梁各主要構件之耐震能力評估可採用此種方法。側推評估法則考量整座橋梁受逐漸增加之側力作用，到達倒塌時之力-變形行為分析，故其乃著重於變形容量而非強度，本方法應採用實際分析計算之極限韌性容量來評估橋梁之耐震能力。

至於第二種方法，台灣大學地震工程研究中心所研擬的「耐震評估初步準則」，則亦是考量整座橋梁受逐漸增加之側力作用(即0.1g地震力分析模式)，來推估橋梁之崩塌地表加速度到達倒塌時之力-變形行為分析，故其乃著重於變形容量而非強度。評估時應根據被評估橋梁的實際或設計完成之尺寸、配筋及材料強度，參照交通部新頒的「公路橋梁耐震設計規範」(民國84年)及89年4月7日函頒之「公路橋梁耐震設計規範」修正各相關章節，對於正規化加速度反應譜係數、結構系統地震力折減係數、工址水平加速度係數以及對韌性設計之要求，來計算橋梁的強度與韌性，並且配合結構分析以及「耐震評估初步準則」，來決定橋梁發生各種破壞模式時對應的地震地表加速度。

評估時所涵蓋的各種破壞模式，應包括根據強度、韌性所推估之破壞模式，以及落橋、支承破壞、土壤液化等之破壞模式，本計畫國道高速公路既有橋梁整體結構系統之耐震能力評估應可採用此種方法；其中橋柱之韌性容量若經合理且詳細的分析評估後，得採用實際評估所得之極限韌性容量來推估橋梁之崩塌地表加速度，至於其評估所採用之混凝土圍束理論，得採用Mander或Kawashima或其它經國內學術單位證實之混凝土及鋼筋應力應變曲線。

就耐震評估之觀點，應在一定條件下允許設計者採用較大之韌性容量，以避免不必要的保守與降低補強工程費用。對於斷面之降伏與極限曲率及對應之彎矩強度的計算採用彎矩曲率法，彎矩曲率法基於斷面受撓曲後平面保持平面、混凝土與鋼筋間無相對滑移等假設，進行已知軸力作用下之彎矩與曲率間關係之分析。在進行彎矩曲率分析前，必須先得知混凝土與鋼筋之應力應變曲線，才可進行分析；混凝土的應力應變曲線已有相當多之分析模型，各有其實驗或理論背景，所以於此並不強行規定混凝土之應力應變曲線，僅提供Mander及Kawashima兩種發展成熟及廣為使用之模型供設計者參考。

在求出橋梁在各種破壞模式下對應之崩塌地表加速度後，再以危害度評估之觀念，求出橋梁在預期使用服務年限內所對應之設計地表加速度，以此為標準評估橋梁耐震能力是否足夠，若發現既有橋梁之耐震能力不足，則應予以耐震補強、設置隔減震裝置或改建新橋，以提高其耐震能力；其中，補強設計需要依據橋梁不同之破壞模式進行設計，且需確保補強設計後橋梁之其它部位不致因應力之重新分配而導致破壞。

本計畫國道高速公路既有橋梁耐震能力分析評估應依據下列規範及其它相關規範與國內外學術單位之研究報告辦理：

- 1.交通部84年1月9日頒布「公路橋梁耐震設計規範」
- 2.交通部89年4月7日頒布「公路橋梁耐震設計規範」修正條文
- 3.交通部90年1月12日頒布「公路橋梁設計規範」
- 4.交通部國道高速公路局91年xx月頒布「國道高速公路橋梁耐震分析評估及補強設計原則」
- 35.交通部國道新建工程局86年4月出版頒布「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」

46. 交通部委託台大地震工程中心研擬「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則(民國86年)」(附件A)
57. 「Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges」, Report No. FHWA-RD-94-052, May 1995, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (附件B)
8. 經濟部90年6月18日頒布「跨河建造物設置規範」
9. 美國Caltrans「橋梁耐震設計規範(Seismic Design Criteria VI.2)」, 2001
10. 日本道路協會「道路橋示方書・同解書(V耐震設計編)」, 2002
11. 「Guide Specifications for Seismic Isolation Design」, AASHTO, 2000
12. 「Manual for Menshin Design of Highway Bridges」, Public Works Research Institute, Japan, 1992
13. 「Seismic Design of Highway Bridges Foundation」, Report No. FHWA-RD-86-102, June 1986, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration
14. 「Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils」, Technical Report NCEER-97-0022, Dec.31, 1997, U.S. National Center for Earthquake Engineering Research

### 三五、耐震補強之標準

本計畫國道高速公路既有橋梁之耐震補強標準應以再使用服務年限達50年為原則，並應考慮重要性係數 $I=1.2$ ；設計單位得採用「耐震評估初步準則」或C/D評估法進行橋梁之耐震評估與補強設計，但若其補強工程費超過同型式橋梁新建工程費之45%，則需進一步採用側推評估法來檢核評估補強設計之合理性，若經兩階段詳細檢討各補強方案之工程實務性及經濟性後，惟若以上述標準進行評估補強，仍造成不經濟或不合理的結果時，可研擬詳細分析報告專案向本局簡報，以檢討其再使用服務年限與後續追縱檢測評估或監測等配套措施。

採用簡單的擬靜態非線性評估(Quasi-Static Nonlinear Assessment)來

充份利用橋梁整體之韌性容量，可達到補強工程費用最佳化(經濟化)之目標，此兩階段作業機制係考量 貴局尚未設置如美國Caltrans之耐震補強方案審核委員會(SAB, Seismic Advisory Board)，為避免設計者採用過份保守的評估與設計而建議之過渡性作法，亦可做為銜接未來耐震設計規範採性能設計法(Performance-based Design Method)之趨勢。

#### 四六、耐震補強設計之基本原則策略

本計畫國道高速公路既有橋梁於進行耐震補強之規劃與設計時，應把握下列基本原則策略：

- (一) 耐震能力不足之橋梁進行補強時，應尋找最適當且經濟的方法，將耐震能力提昇至足夠之標準。
- (二) 必須以詳細耐震能力評估之結果，來進行耐震補強分析與設計，以及支承系統之改善。
- (三) 橋梁耐震補強的方法很多，包括增加構材的韌性或強度、增設止震塊、增加梁端防落長度、設置防落橋設施、基礎補強、地盤改良、降低液化之潛能及改變橋梁結構系統等，應妥為靈活運用。
- (四) 橋梁經耐震補強分析與設計後，應再次進行詳細耐震能力評估，以確定其耐震能力已提昇至足夠之標準。
- (五) 補強計畫應使橋梁上部結構、下部結構及基礎構造等整體結構系統耐震能力之均衡提昇。
- (六) 原則上應藉由橋柱的補強，來增進橋梁之強度與韌性，使橋梁得以抵抗更大之地震。
- (七) 增設妥適及具耐衝擊性的防止落橋裝置，以防止支承破壞所可能產生之落橋事件。
- (八) 在工址地質條件符合規範的要求下，得採變更橋梁之結構系統，以反力分散、增加阻尼或周期延長來減輕地震慣性力。
- (九) 對橋長小於100公尺且交角小於15度之短跨橋梁，宜考量橋台之地震動力反應(Dynamic response)與土壤之阻尼效應。

## 五七、RC橋墩之補強設計考量重點

- (一) 增加橋柱韌性之補強：RC橋墩以補強提高韌性為首要主，增加強度為次要輔。
- (二) 鋼筋搭接長度不足之補強方式應妥適研擬，並不得採用FRP材料包覆補強工法。
- (三) 剪力強度不足之補強：RC橋墩耐震評估用之剪力強度 $V_c$ ，應採用美國Caltrans橋梁耐震設計規範之剪力強度公式，應依適當合理之模式(理論)加以評估計算惟其它經國內外學術單位證實之理論或公式，於提報本局同意後亦可採用。

根據本計畫檢核國家地震工程研究中心及其它學術單位多組試驗結果後，認為Aschhiem and Moehle(1992-1993)及Priestley, Verma and Xiao(1993-1994)之剪力強度公式與試驗資料較接近，而美國Caltrans SDC2001之剪力強度公式則介於兩者間且較保守，故建議本計畫採用此剪力強度公式。

混凝土橋柱之剪力強度如下所示：

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (1)$$

式中， $V_c$ 為混凝土提供的剪力強度， $V_s$ 為橫向鋼筋提供的剪力強度。

混凝土於塑鉸區及非塑鉸區之剪力強度計算如下所示：

非塑鉸區：

$$V_c = 0.795K_2 \sqrt{f'_c} A_e \leq 1.06 \sqrt{f'_c} A_e \quad (\text{kgf}) \dots \dots \dots (2)$$

塑鉸區：

$$V_c = K_1 K_2 \sqrt{f'_c} A_e \leq 1.06 \sqrt{f'_c} A_e \quad (\text{kgf}) \dots \dots \dots (3)$$

式中， $A_g$ 為橋柱之總斷面積， $A_e$ 為有效剪力斷面積(圓形取 $0.8A_g$ ；矩形取 $b_w d$ ， $b_w$ 、 $d$ 各為矩斷面之寬與有效深度)， $f'_c$ 為混凝土之抗壓強度， $P$ 為橋柱所受之軸向力。 $K_1$ 及 $K_2$ 定義如下：

$$K_1 = \frac{\rho_s f_{yh}}{39.74} + 0.972 - 0.265\mu_\Delta, \quad 0.0795 \leq K_1 < 0.795$$

$$K_2 = 1 + \frac{P}{140A_g} < 1.5 \quad \dots \dots \dots (4)$$

橫向鋼筋所提供的剪力強度與其本身的材料性質、相互間之間距及其圍束的範圍有關，其剪力強度之計算如下所示：



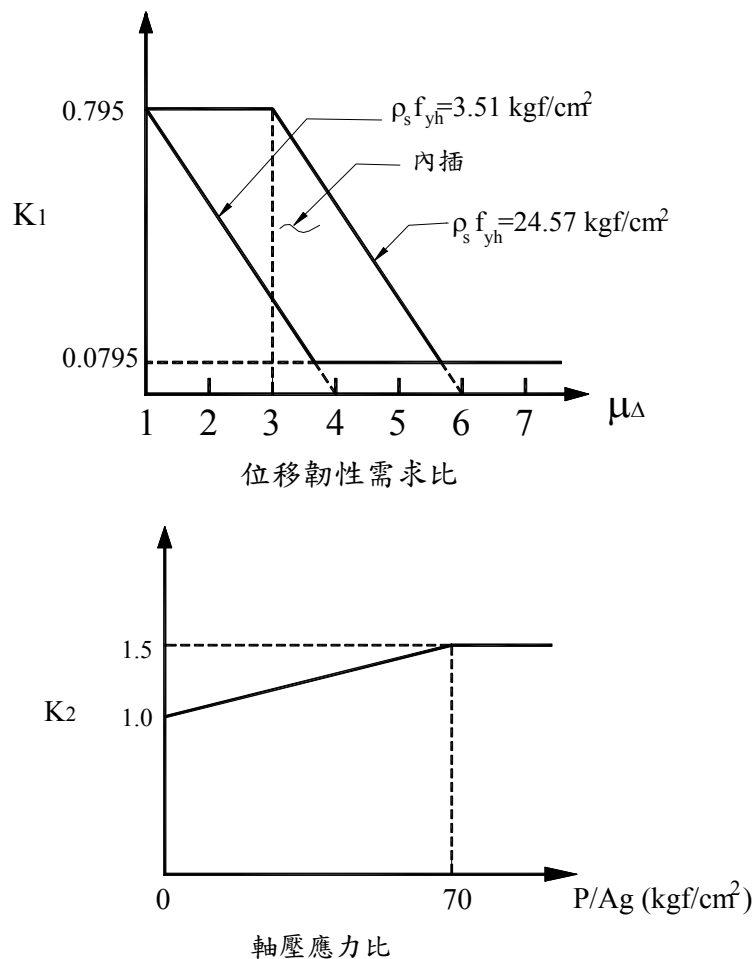
A. 圓形斷面：

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_{sh} f_{yh} \left( \frac{D'}{s_t} \right) \cot \theta \dots\dots\dots (5)$$

B. 矩形斷面：

$$V_s = n_h A_{sh} f_{yh} \left( \frac{d}{s_t} \right) \cot \theta \dots\dots\dots (6)$$

式中， $A_{sh}$ 與 $f_{yh}$ 各為橫向鋼筋之斷面積與降伏強度， $n_h$ 為斜裂縫切過橫向鋼筋之截面數， $s_t$ 為橫向鋼筋間之垂直間距， $D'$ 為圓形之橫向鋼筋所圍束之直徑， $d$ 為0.8倍之矩形橋柱承受剪力方向之深度， $\theta$ 為斜向裂縫與水平線之夾角於評估時可取 $45^\circ$ ，補強設計時可取 $35^\circ$ 。



圖一 混凝土剪力強度因子 $K_1$ 及 $K_2$

(四) 主筋斷點處之補強方式應檢核實際竣工圖說之位置妥適研擬。

- (五) 彎矩強度之補強：橋柱採彎矩強度之補強方式，若地震力導入基礎之力量因而增加，則基礎應一併配合檢核補強。
- (六) 矩形橋柱之包覆補強時，應以改為橢圓形或圓形柱或八角柱為原則，若以原矩形柱直接以包覆補強時，應另予詳細評估其可行性。
- (七) 增進RC橋墩之耐震能力的方法有二種方式：
1. 不改變強度的原則下，提昇位移韌性率 $\mu$ ，亦即增大橋墩吸收地震能量的能力，可藉由鋼板包覆或RC包覆(柱底部不錨錠)或FRP包覆等所獲致之圍束制效果，達到提昇韌性的目標。此法因對橋柱之水平耐力強度Pa增加有限，故對基礎負擔不致之增加亦有限，故為耐震補強對策之優先採用方式。
  2. 增大橋柱之水平強度耐力Pa，以強度(與變形能力)抵抗更大的地震力，以藉由鋼板或RC包覆並錨錠於基礎版，以增加橋柱之水平強度耐力Pa。此法在僅以提昇位移韌性率 $\mu$ 仍無法達到補強目標時採用，惟應注意的是橋柱強度的增加，常會增大基礎的負擔，而須作基礎補強。此時若基礎補強之空間受限，則可考慮變更結構系統，採用反力分散構造或隔減震構造以減輕作用於橋柱之地震力。
- (八) RC橋墩耐震補強工法之選定原則

對於耐震能力不足之RC橋墩的補強方式，大致可採用下列三種方法(1)RC包覆工法(2)鋼板包覆工法(3)FRP包覆工法。但基於經濟性及維護上的考量，補強工法是以應以優先考量RC包覆工法為原則，若在空間受限或施工條件不適用RC包覆工法時，則採用鋼板包覆工法。

至於FRP包覆工法雖具有材料輕、柔性、搬運容易及施工迅速等優點，但因此一工法對RC橋柱之圍束效果、韌性改善的成效及本土化施工條件是否成熟，仍有待證實，現階段除非設計單位提出進行詳細之適用性研究報告(包含圍束效果、耐久性及施工性之詳細說明)，並經本局審核確認外，採用FRP包覆補強工法必須滿足下列八點嚴格條件：否則應以美國Caltrans Memo 20-4(1996)對FRP包覆補強之規定(附件C)為選用之原則

1. 對於圓形橋柱及矩形橋柱，其位移韌性需求不得超過6及3。

2. 對於矩形橋柱，其長邊長度不得超過100cm，長短邊之比值不得超過1.5。
3. 對於圓形橋柱，其直徑不得超過250cm。
4. 不得採用於橋柱之鋼筋搭接補強。
5. 單柱橋柱不得採用FRP 包覆耐震補強。
6. 橋柱之軸壓應力不得超過 $0.15f_c A_g$ 及主筋比不得超過2.5%。
7. 橋柱變斷面處不得採用FRP 包覆耐震補強。
8. 河川橋橋柱不得採用FRP 包覆耐震補強。

上述第3點之要求，係考量國內外有關FRP補強工法之足尺寸試驗(Full Scale Test)報告並不多，且部份較大比例之縮尺寸試驗結果並不足以讓此工法大量應用於橋梁補強，且美國Caltrans(1996)及日本CERI(1999)均對橋柱尺寸大小有不同程度之限制；第5點則為結構靜不定度風險性的考量；故本計畫建議國道高速公路現階段採「逐步放寬、累積施工經驗與試驗驗證」之策略，待部份滿足上述條件之多柱式橋柱系統，採用FRP補強工法之實際成效得到具體驗證後再逐步修正上述條件。

## 六八、支承之補強設計考量重點

支承強度不足抵抗橋柱產生塑鉸所引致之剪力或未折減地震力(彈性地震力)之小值者，可以採設置止震塊、剪力樺或其它方式設施增加其強度以共同抵抗地震力。另外亦允許既有支承於大地震時損壞，但需增設止震塊、剪力樺或其它設施，並妥適考量其作用順序使其能單獨抵抗橋柱產生塑鉸所引致之剪力或未折減地震力(彈性地震力)之小值。若經評估擬需採支承抽換工法時，應特別注意其施工性與交通維持之要求。

## 七九、基樁之補強設計考量重點

基樁補強設計時，基樁的承载力可利用到土壤之極限承载力，另對於具多排的群樁而言，因群樁不會在第一根樁達到土壤極限承载力時就破壞，基樁在塑鉸產生後所需之設計強度可依據國工局頒行之

「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」中之「基礎土壤承载力設計準則補充研究」之規定檢核；至於其它直接基礎與沉箱之檢核亦應依上述「基礎土壤承载力設計準則補充研究」之規定檢核。

如設計者進行詳細的非線性分析，求得群樁整體破壞時所能抵抗的外力作為群樁的極限強度時，只要補強後的群樁極限強度乘以適當的強度折減因數後，大於橋柱塑鉸產生時傳入基礎的力量，則基樁之補強設計應可接受。

在增樁工法中，最大的問題是要在既有梁下僅有數公尺的空間，埋設數十公尺的場鑄樁，施工相當困難，故低淨空式樁機是必要的施工機械，設計單位應評估引進採用上述施工機械之可行性；在梁下淨空不足處施工，若採地面降挖工法則應特別注意對周遭交通、排水或鄰房之影響，另對用地取得與地下埋設物等之因素亦應加以考量。

除了河川橋因有沖刷造成基樁裸空形成塑鉸之可能外，其它橋梁基礎若經詳細之檢核，證明樁頂不可能產生顯著側向位移形成塑鉸，則所增設補強之場鑄混凝土基樁得不符合公路橋梁耐震設計規範第5.2.6節主筋續接位置之規定，惟相鄰兩根主筋之續接處仍至少應錯開60cm以上。

依據公路橋梁耐震設計規範第5.6節基樁之規定：「2.除非證明樁頂不可能產生顯著側向位移，樁頂應考慮會產生塑鉸，...」，可知若能檢核樁頂不可能產生顯著側向位移形成塑鉸，則規範第5.2.6節：「柱之主筋續接不得在可能發生塑鉸之圍束區內，...。相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開60cm以上。」之規定應可檢討放寬以符合現場工程實務之需求。

## 八十一、降低液化潛能

地震時產生土壤液化，若會引致落橋或使得基樁土壤承载力不足或基樁結構體破壞，可考慮採用土壤改良以降低產生液化之可能性。

### (一) 土壤液化

1. 橋梁工址應針對基地之土層進行土壤液化潛能分析，評估地震時是否產生地盤破壞現象，作為橋梁基礎耐震補強設計之依據。

2. 地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之基本機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，即產生土壤液化現象，而造成嚴重之損壞，諸如基礎支承力的喪失，崩瀉、橋梁坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象，依土壤變形程度常分為液化(liquefaction)及反覆流動(cyclic mobility)兩種情況，兩種情況均須加以評估其安全性。

## (二) 土壤液化潛能評估

3. 橋址土壤於地震作用下是否會發生土壤液化現象，係以地震引致地層中之剪應力大小是否大於土壤之抗液化強度作為判斷之標準。在工程應用上，一般使用安全係數來表示，安全係數FS之定義為土壤抗液化強度與地震引致剪應力的比值，即所謂液化抵抗率 $F_L$ 。

$$FS = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (7)$$

上式中

FS=安全係數(即液化抵抗率 $F_L$ )

$R = \tau / \sigma_v'$ 為土壤抗液化強度 $\tau$ 與有效覆土壓力 $\sigma_v'$ 之比值，係指土壤在N次反覆荷載作用下達到初始液化或反覆流動所需之反覆剪應力比值。

$L = \tau_{av} / \sigma_v'$ 為設計地震對應於相當於N次反覆荷載作用之平均剪應力 $\tau_{av}$ 與土壤有效覆土壓力 $\sigma_v'$ 之比值。

4. 對於液化潛能之評估得採用下列評估方法：

- (1) Seed et al.簡易評估法(1985年)及美國NCEER(1996年)對此法之局部修正(簡稱Seed法)。
- (2) 日本道路協會簡易經驗法(1996年、2002年)(簡稱NJRA法)。
- (3) Tokimatsu與Yoshimi簡易經驗法(1983年)(簡稱T-Y法)。
- (4) 交通部頒布「鐵路橋梁耐震設計規範」(1999年)。
- (5) 或其它經學術單位證實及本局核可之方法。

考量交通部84年版「公路橋梁耐震設計規範」之液化評估，係依據日

本道路協會簡易經驗法(1990年)(簡稱JRA法)研擬制訂，但根據國內大地工程學者之研究證實，JRA法在 $N > 20$ 時過於保守，故配合正在進行複審作業之新版「公路橋梁耐震設計規範」，建議得採用國際上其它具代表性之方法。

### (三) 土壤液化損害評估

橋梁工址若具有高液化潛能之土層，應評估其受地震作用時之可能損害程度，以進行地層改良設計或於結構物耐震設計時加以考量。

發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會(ISSMFE TC4, 1993)所編訂「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二：相對厚度(Ishihara, 1985)及液化潛能指數(Iwasaki et al., 1982)。

### (四) 地盤流動化之基礎耐震設計

橋梁工地若位於可能發生土壤液化流動現象之地盤時，設計時應適當考量地盤流動化之影響。

目前工程界對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，所引致之地震力亦無一致之標準，其中最值得參考的為日本「道路橋示方書·同解說-V耐震設計編第八章地震時不安定地盤之影響」(2002年)，該規範係依據兵庫縣南部地震之受災事例及1996年版道路橋示方書而作之修正版本，其中規定符合下列兩個條件之地盤，應檢討發生地盤流動化的可能：

1. 海邊護岸前面水底與背後地盤高程差在5m以上，離護岸水際線100m範圍內之地盤。
2. 會發生液化之砂質土層厚度在5m以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

同時，該規範亦列有液化土層與非液化土層作用在構造物上流動力之計算式，可供參考使用。

### (五) 液化地層土質參數之折減

對於判定會液化之土層，在設計分析時應將其土質參數作適當之折減，作為耐震設計之依據；耐震設計土壤參數為零之土層存在時，則應將耐震設計用地盤面設定於該土層之下緣。

工址應評估地震地表水平加速度為  $A = \frac{ZIg}{3\alpha_y}$  時基地不得發生液

化，否則應進行土質改良等措施，使土壤液化不致產生。

大地震發生，地表水平加速度為  $A=ZIg$  時，容許發生土壤液化，  
但應以降低後之地盤面及折減後之土壤參數檢核橋梁結構之安全性。

本原則建議須檢核液化的兩種地震地表加速度，其一為  $ZIg/3\alpha_y$ ，另為  $ZIg$ 。地表加速度等於  $ZIg/3\alpha_y$  時，橋梁不得進入降伏，以便地震過後，橋梁沒有任何損傷。茲根據此設計理念，規定地盤不得發生液化 ( $FS > 1.0$ )，以避免因液化產生的任何損壞。此時地表加速度不大，液化的機會小，但若會液化，則要進行土質改良等措施，以防此液化之發生。

地震地表加速度等於  $ZIg$  時，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，可能處理的費用所費不貲。茲規定容許液化發生，但要降低基盤面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度重新分析檢核其安全性。由於基盤面下降，橋柱之塑鉸位置亦會下降，可能發生於基樁，因此原地盤面至降低後地盤面間之構材均應配置圍束箍筋，以因應塑鉸可能發生在其間的任一位置。

## 九十一、RC帽梁之補強設計考量重點

構架式橋墩之帽梁在梁柱接頭處，常有底部正彎矩鋼筋量不足，頂部負彎矩鋼筋延伸不足之缺點，帽梁亦可能產生剪力強度不足之現象。RC帽梁之補強原則，應以使塑鉸產生在橋柱，不要發生在帽梁為目的，其檢核標準為RC帽梁標稱彎矩  $M_n$  之1.2倍不得小於橋柱產生塑鉸與未折減地震力(彈性地震力)所引致之彎矩之小值。

1.2 $M_n$ 之設計理念係依據Caltrans Memo to Designers 20-4(1996)之規定擬訂，其係考慮帽梁開裂彎矩之強度。

為滿足上述耐震性能目標(Seismic Performance Limit)，可以於墩柱間增設連接梁(Link Beam)以降低帽梁之受力，其位置若較靠近帽梁，可使下段柱之頂部、底部可產生塑鉸；除了上述增設連接梁法外，亦可補強帽梁之彎矩強度、剪力強度等，以達到塑鉸產生在橋柱的要求。

## 十二、鋼梁之補強設計考量重點

為確保鋼橋上部結構在橫向具有整體之作用，以及全部支承能共同抵禦橫向總地震力，鋼梁之端部應補強其端隔梁，使其具有良好的勁度與強度。

## 十一、防止落橋補強設計考量重點

防止落橋裝置系統因為是防止支承失去機能時，也不致發生落橋事件之最後一道的安全裝置，故其設計須以地震力作用下，也不超過其極限降伏強度。對既有橋梁防止落橋措施系統之設計，主要考量如下：

1. 防止落橋構造系統基本上應先具有足夠之梁端防落長度，再增設加上妥適之防止落橋裝置(止震塊或防震拉條等)，若既有橋梁已有某種強度之防止落橋裝置，原則上可不拆除，做為中小地震時保護伸縮縫之用。
2. 梁端防落長度須符合現行公路橋梁耐震設計規範之規定。對於下列橋梁並須考慮適當加大。
  - (1) 斜角 $60^\circ$ 以下之斜橋及半徑100m以下、交角 $30^\circ$ 以上之曲線橋。
  - (2) 基本振動周期1.5秒以上具高橋墩之橋梁。
  - (3) 土壤液化使下部結構產生大變位之虞之橋梁。
3. 防止落橋裝置(防震拉條)之設計載重 $P$ ，除可採用美國Caltrans之等值靜力法外，應考慮為支承靜載重反力1.5倍 $R_d$ 以上，且應為具有緩衝材以緩和衝擊之構造。
4. 防止落橋系統各裝置間應留設餘裕空間及可動距離，以避免損害支承及其它防止落橋裝置之機能。
5. 防震拉條得採用高拉力鋼棒或鋼絞索，其材料設計強度應符合下列規定： $P_a=0.6 \times P_u$ ， $P_a=0.75 \times P_y$ ， $T=1.5 \times P_a$ ，其中 $P_u$ 為防震拉條之極限強度， $P_y$ 為防震拉條之降伏強度， $P_a$ 為防震拉條之容許抗拉強度， $T$ 為防震拉條之設計強度。



參考日本橋梁建設協會「既設橋梁落橋防制系統：現場設計指南(平成11年3月)」之規定，防震拉條之材料設計強度如下： $P_a=0.6 \times P_u$ ， $P_a=0.75 \times P_y$ ， $T=1.5 \times P_a$ ；另外，美國Caltrans之MTD 20-3(1996)則規定設計拉力  $T=A_r \times F_y=A_r \times 0.85 \times F_u$ ，且建議使用 A722 Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete及A633 Zinc Coated Steel Structural Wire Rope。兩者皆要求使用到比降伏應力稍大之應力水準，本計畫考量1.5Rd係依日本道路橋示方書(平成14年3月)之規定，故建議配套採用日本橋梁建設協會之規定較適宜。

6. 橋梁防止落橋系統之補強設計應確保下列耐震性能：

橋梁整體的崩塌強度 $\geq$ 防落橋裝置的破壞強度 $\geq$ 支承的破壞強度

7. 橋梁防止落橋系統可由多種不同機能之構造或裝置所組成，各個不同的重要機能必須考量其設計載重、作用順序及作用方向予以妥適規劃。

8. 相鄰主梁之支承靜載重反力比值達2.0倍以上或相鄰主梁之振動單位基本振動週期達1.5倍以上，應避免採用相鄰主梁互相連接型式之防止落橋裝置。

## 十二四、隔減震設計之原則

目前在世界各國中，除義大利外，採用鉛心橡膠支承墊做為隔震裝置的實例佔絕大多數，以下亦就鉛心橡膠支承墊進行說明，但如果其它產品也能符合上述設計要求，隔減震裝置並不局限於鉛心橡膠支承墊。

鉛心橡膠支承墊係由積層橡膠支承墊（多層鋼片與橡膠片），及內部所加入的鉛心所組成，其中積層橡膠支承墊提供垂直及水平向勁度與少部分阻尼；鉛心則增加支承墊垂直勁度及提供初始水平勁度、以抵抗煞車力或風力等常時水平載重，地震時鉛心降伏，產生穩定的遲滯迴圈以消散地震部分能量。因鉛心力學行為為一雙線性（Bilinear），而一般設計規範為求簡化，得以等值線性模式來模擬。

目前國外的隔震設計規範，如美國AASHTO「Guide Specifications for Seismic Isolation Design」與日本「道路橋免震設計

法指針草案」等，皆有鉛心橡膠支承墊的規範條文或設計實例。而國內由國工局頒行之「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」中之「橋梁使用隔震鉛心橡膠支承墊之設計指引」，與紐西蘭之「Design of Lead-Rubber Bridge Bearings」等，更是主要針對鉛心橡膠支承墊隔震橋梁的設計規範。由於「橋梁使用隔震鉛心橡膠支承墊之設計指引」為國內自行制定研擬之參考規範，本計畫國道高速公路既有橋梁之耐震補強，應主要即依據此一參考規範進行評估，其它規範則做為輔助參考之用。

根據「橋梁使用隔震鉛心橡膠支承墊之設計指引」所述，一般規則性橋梁採用鉛心橡膠支承墊建議以靜力分析之均佈水平力法分析，對於具較大斜角或曲率之不規則型橋梁則須採動力分析以為檢核。不宜採用隔減震設計之條件如下：

1. 當橋梁工址土壤狀況具高液化潛能時。
2. 當橋梁具高橋墩或位於柔軟地盤時。
3. 當隔減震設計之周期延長與阻尼增加對橋梁防震無太大意義時，如單跨橋梁。
4. 當隔減震設計有損橋梁之使用性與經濟性時。

### 十三五、其它重要原則

- (一) 有關橋梁耐震評估與補強設計所引用之混凝土強度 $f_c'$ ，橋梁現況若有劣化現象則應以鑽心取樣進行抗壓試驗或其它非破壞性試驗決定之，進行橋墩彎矩與剪力強度評估時， $f_c'$ 應採用試驗值與原設計值之小值；然於設計基礎時，若其設計力為橋墩產生塑鉸所導入， $f_c'$ 則應採用試驗值與原設計值之大值；若無鑽心取樣抗壓試驗值則以原設計混凝土強度為準。
- (二) 河川橋及陸橋之補強方式，應分開各別考量；尤其對河床沖刷對河川橋耐震之影響應特別考量，並依據經濟部「跨河建造物設置規範」及相關河川主管單位之要求辦理。
- (三) 各顧問公司於補強細設前(規劃評估階段)，均應提出每座橋之「橋梁現況評估分析報告」(含不需補強者)，內容應含各建議補強方案之比較，包括建議方案之補強工程費與同型橋梁新建

工程費之比較，於以供本局審核確定後再行細設作業。

- (四) 橋梁耐震補強設計時，應對水泥混凝土之施工性(包含車輛振動之影響)與耐久性特別考量，尤其對於在鋼筋較密集處之灌漿作業，可考量採用藉由適當化學摻料及卜作嵐(Pozzolans)之應用，以達到流動性較佳之水泥混凝土；上述水泥混凝土及其配比設計須符合CNS相關規定或依據中國土木水利工程學會〔土木402-88〕「混凝土工程施工規範與解說」之規定辦理，並於施工前充分檢討其適用性。
- (五) 施工中結構體之支撐臨時結構物亦應考慮其耐震性，惟其設計之地表加速度對應之回歸期可較短，可依此期間(譬如三年)內超越機率仍為10%為準，求出設計地震的回歸期，並據以求得工址之水平地表加速度來設計。

參考Eurocode 8(1998)橋梁耐震設計規範建議施工階段之設計地震事件(Design Seismic Event for The Construction Phase)修訂，其設計年限一般可取 $t_c \leq 5$ 年，回歸期約為100年，其超越機率則建議不必超過0.05，即施工階段之設計地震力約為475年回歸期的50%。

- (六) 於進行耐震補強工法設計時，應考量工址之腐蝕環境研擬合適的防蝕策略，以確保橋墩於補強施工後之耐久性要求。
- (七) 於進行耐震補強工法設計時，應考量補強施工完成後，本局後續養護維修之需求，妥適研擬對策(包含檢測方法之建議)。
- (八) 橋梁若鄰近或跨越活動斷層(依據經濟部中央地質調查研究所公佈之資料來認定)，設計單位於進行耐震補強工法設計時，應合理考量此近斷層效應。

921集集大地震後，國家地震工程研究中心已提出「近斷層耐震設計草案」，並經交通部路政司89年4月11日台工八十九字第09535號函送相關單位參考，且公共工程委員會九十一年度亦委託財團法人台灣營建研究院進行「跨越活動斷層橋梁規劃設計方式之研究」，故建議對既有橋梁之補強設計亦應合理地予以考量。本計畫認為以現有的橋梁耐震(補強)技術仍難以確保跨越活動斷層橋梁之安全性，對於此類橋梁，仍宜採廣域之防災策略，如增加道路路網的通行餘裕度及建立迅速復舊之防災體系來因。



## 參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」，MOTC-STAO-90-004，2001年12月。
2. 交通部科技顧問室，「公路橋梁安全初步檢測及評估實例作業及校正研究計畫」，1997年6月。
3. 交通部科技顧問室，「建立公路橋梁安全檢測評估子系統軟體研究計畫」，1998年7月。
4. 李有豐、林安彥，「橋梁檢測評估與補強」，全華科技圖書股份有限公司，2000年10月。
5. 蔡益超，「橋梁耐震能力評估與補強國內發展方向之探討」，由阪神地震探討國內橋梁耐震工程發展方向論文集，財團法人臺灣營建研究中心，1996年9月。
6. 張國鎮、黃震興，「美國北嶺地震橋梁震害與復舊補強」，由阪神地震探討國內橋梁耐震工程發展方向論文集，財團法人臺灣營建研究中心，1996年9月。
7. Li-Hong Sheng，「The Screening Process in the Seismic Retrofit of Highway Bridges」，Proceedings of the Second International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures，Taipei, Taiwan, R.O.C.，September 13-15, 2000。
8. 張荻薇，「日本阪神震災橋梁之復舊及耐震補強」，由阪神地震探討國內橋梁耐震工程發展方向論文集，財團法人臺灣營建研究中心，1996年9月。
9. 張荻薇，「災後橋梁之震害診斷與處理對策」，橋梁設計與耐震補強研討會論文集，台灣營建研究院，1999年12月。
10. 「Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges」，Report No. FHWA-RD-94-052，U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration，May 1995。
11. 「交通部電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」，國立台灣大學工學院地震工程研究中心，1996年1月。
12. 蔡益超，「交通部設施耐震安全評估準則說明：第四章橋梁耐震評估準則」，交通部設施耐震安全評估準則說明研討會，1996年3月。
13. 「ENV 1998-2:1996, Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures」，European Committee for Standardization，1998。

14. 「Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures : Current and Future」, ATC-18, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1997。
15. 林呈、石川一美等, 「集集大地震橋梁震害原因與因應對策探討」, 土木工程技術〔震殤與重建, 九二一集集大地震周年紀念專輯〕, 中華民國土木工程技師公會, 2000年8月。
16. 林呈、孫洪福, 「見證921集集大地震-震害成因與因應對策」, 麥格羅·希爾出版公司, 2000年9月。
17. 徐耀賜, 「橋梁結構損壞模式」, 橋梁設計與耐震補強研討會論文集, 台灣營建研究院, 1999年12月。
18. 張國鎮、黃震興、蔡孟豪, 「921大地震橋梁損壞調查與探討」, 橋梁設計與耐震補強研討會論文集, 台灣營建研究院, 1999年12月。
19. M.J.Nigel Priestley and Frieder Seible, 「Seismic Assessment and Retrofit of Bridges」, Report No. SSRP-91/03, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, July 1991。
20. 陳昭明, 「混凝土橋梁耐震評估與補強方法研究」, 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文, 張國鎮教授指導, 1998年6月。
21. Dennis J. Jang, 「Seismic Evaluation and Retrofit Design of Bridges in California」, 橋梁耐震評估補強工程技術, 台灣營建研究院, 2002年4月。
22. Jian Ren Tao、Dennis J. Jang, 「Seismic Retrofit Design of Santa Margarita Creek Bridge」, 橋梁耐震評估補強工程技術, 台灣營建研究院, 2002年4月。
23. 張國鎮、林裕淵、王元利, 「位移設計法於混凝土柱耐震補強之應用」, 橋梁耐震補強設計施工實務, 台灣營建研究院, 2001年8月。
24. 交通部科技顧問室, 「橋梁耐震補強準則」, 1998年9月。
25. 黃震興, 「交通部橋梁耐震補強準則之探討」, 橋梁設計與耐震補強研討會論文集, 台灣營建研究院, 1999年12月。
26. Caltrans, 「Caltrans Seismic Design Criteria」, Version 1.2, 2001。
27. Caltrans, 「Memo to Designers 20-4」, 1995~1996。
28. M. Yashinsky, 「New Developments in Caltrans Seismic Analysis and Design Procedures for Bridges」, Seismic Response of Concrete Bridges, ACI SP-187, 1999。

29. M.J.N. Priestley、F. Seible、G.M. Calvi，「Seismic Design and Retrofit of Bridges」，John Wiley & Sons, Inc.，1996。
30. 「Improved Seismic Design Criteria for California Bridges：Provisional Recommendations」，ATC-32，Applied Technology Council，Redwood City，California，June 1996。
31. 黃震興、謝有明、鄭橙標及周志雄，「RC橋柱之鋼板包覆耐震補強」，報告編號：NCREE-99-016，國家地震工程研究中心，1999年6月。
32. 李有豐、朱國棟、張國鎮、黃震興，「複合材料之橋柱耐震補強設計」，橋梁設計與耐震補強研討會論文集，台灣營建研究院，1999年12月。
33. 張荻薇、周功台等，「基礎土壤承载力設計準則補充研究」，公路橋梁耐震設計規範之補充研究，交通部台灣區國道新建工程局，1997年4月。
34. 「既設橋梁落橋防止系統-設計手冊」，財團法人日本橋梁建設協會，1999年3月(日文)。
35. 「既設橋梁落橋防止系統-現場施工手冊」，財團法人日本橋梁建設協會，1999年3月(日文)。
36. 黃俊鴻、陳正興，「土壤液化評估規範之回顧與前瞻」，2002年集集地震液化工程問題研討會論文集，2002年5月。
37. 黃俊鴻、楊志文，「以集集地震案例探討本土液化評估方法之適用性」，2002年集集地震液化工程問題研討會論文集，2002年5月。
38. 黃俊鴻、鍾明劍，「液化地盤中樁基礎之耐震設計」，橋梁耐震評估補強工程技術，台灣營建研究院，2002年4月。
39. 張荻薇，「橋梁之災害防治與加固補強」，台灣地區橋梁安全維護與管理研討會論文集，1990年9月。
40. Kazuhito Kawashima，「Seismic Design and Retrofit of Bridges」，Conference Proceedings of 12th WCEE，2000。
41. 彭康瑜，「中山高速公路大林至新營段耐震評估與補強設計案例」，橋梁耐震補強設計施工實務，台灣營建研究院，2001年8月。
42. 「中山高速公路員林至高雄段拓寬工程(大林-新營段)：細部設計報告書」，林同棧工程顧問股份有限公司，2001年7月。
43. 「中山高速公路員林至高雄段拓寬工程(大林-新營段)：施工特訂條款」，林同棧工程顧問股份有限公司，2001年7月。
44. Kazuhiko Kawashima，「Current Practice for Seismic Evaluation and Retrofit of

- Existing Bridges in Japan」，橋梁耐震評估補強工程技術，台灣營建研究院，2002年4月。
45. 荒井政南、小原直，「狹隘場所之樁基礎施工及其施工機械」，基礎工，Vol.26，No.8，1998年(日文)。
  46. 「Tubex Piles & Tubex Grout Injection Piles」，美國American Piledriving, INC. 技術資料，1996年。
  47. 「SPACE21工法 Technology Guide」，日本SPACE21工法協會技術資料，1999年(日文)。
  48. 真山悟，「Tanuki-Bori工法於樁基礎補強工程之應用」，橋梁與基礎，1994年8月(日文)。
  49. 廖肇昌、陳志超，「自充填混凝土之特訂條款」，台灣營建研究院網站，2001年。
  50. 趙文成，「簡易化、自動化一般強度自充填混凝土之工程應用與產製技術」，土木水利，第二十八卷，第一期，2001年5月。
  51. 紫桃孝一郎，「阪神、淡路大地震災後高速公路橋梁之耐震檢查與補強」，第二十一屆中日工程技術研討會公共工程論文集，2001年5月(中譯版)。
  52. 李有豐、朱國棟、張國鎮等，「FRP複合材料補強橋墩設計準則之研究」，交通部科技顧問室委託財團法人臺灣營建研究院研究報告，1999年10月。
  53. 黃震興、張國鎮，「橋梁使用隔震、消能系統國內發展方向之探討」，由阪神地震探討國內橋梁耐震工程發展方向論文集，財團法人臺灣營建研究中心，1996年9月。
  54. 日本OILES工業株式會社，「LRB應用篇-橋梁實例：東扇島高架橋、東京灣橫斷道路」，和樁技刊雜誌No.7，2000年3月。
  55. James E. Roberts，「Caltrans Structural Control for Bridges in High Seismic Zones」，橋梁耐震評估補強工程技術，台灣營建研究院，2002年4月。
  56. 羅俊雄、張國鎮等，「強地動觀測網評估震後橋梁損害情形」，公共工程委員會專案研究計畫〔研究報告109〕，2000年11月。
  57. 謝定亞、蔣偉寧等，「公共工程地震風險評估之研究」，公共工程委員會專案研究計畫〔研究報告107〕，2000年11月。
  58. 趙成剛、馮啟民等，「生命線地震工程」，中國北京地震出版社，1994年6月。
  59. 許文科，「整合性多目標地震風險評估系統之建立」，國立中央大學土木



- 工程研究所博士論文，蔣偉寧教授指導，2000年6月。
60. 謝禮立、張曉志、周雍年，「論工程抗震設防標準」，城市綜合防災減災戰略與對策論文集，中國建築工業出版社，1996年6月。
  61. Basoz, N., Mander, J., 「Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS」，1999。
  62. Dutta, A., Mander, J., 「Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges」，1998。
  63. Shey-Ching Yeh and Chin-Hsiung Loh, 「Seismic Risk Analysis for Highway Transportation Networks」，Proceedings of the Second International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, Taipei, Taiwan, R.O.C., September 13-15 2000。
  64. A. Dutta and J. B. Mander, 「Seismic Vulnerability of Existing Highway Bridges」。
  65. National Institute of Building Sciences. HAZUS99 Technical Manual.
  66. Chopra A. K., and Goel, R. K., 「Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems」, PEER-19902, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, April 1999.
  67. Chopra, A. K., and Goel, R. K., 「Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF Systems」, Journal of Structural Engineering, April 2000.
  68. Reinhorn, A.M., 「Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations」, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, pp. 277-287, Eds. Fajfar, P. and Krawinkler, Balkema, Rotterdam, 1997.
  69. 葉錦勳，1999，「地理資訊系統在地震災害潛勢分析與損失評估之應用」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-99-035。
  70. 簡文郁，2001，「考慮特徵地震與場址效應的地震危害度分析」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-01-036。
  71. Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K., 1982, 「Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquake」, Proceedings of the Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Volume II, pp. 925-939.
  72. 林美聆、陳銘鴻、沈建志等，2001，「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-01-017。

73. Yeh, C. H., Hsieh, M. Y., and Loh, C. H., 2002, "Classification and Parametric Study on Soil Liquefaction Potential", Proceedings of Second Japan-Taiwan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation, Kobe, Japan, May 13-15.
74. 「中山高速公路新竹-員林段拓寬工程環境說明書」，國道台灣區高速公路局，1994年6月。
75. 「中山高速公路員林-高雄段拓寬工程環境影響說明書」，國道台灣區高速公路局，1996年。
76. 「中山高速公路交通噪音污染改善規劃」，國道台灣區高速公路局，1990年12月。
77. 葉錦勳，「土壤液化潛能分析專題報導」，國家地震工程研究中心簡訊第42期，2002年6月。
78. James E. Roberts，「Establishing a Sound Seismic Retrofit Program for Highway Structures」，橋梁耐震評估補強工程技術，台灣營建研究院，2002年4月。
79. 范立礎、卓衛東，「橋梁延性抗震設計」，北京：人民交通出版社，2001年4月。
80. 侯建軍等，「防震與減災」，中國北京：金盾出版社，1996年11月。
81. 李國半，「日本阪神、淡路大震災的特點與啟示」，城市綜合防災減災戰略與對策論文集，中國建築工業出版社，1996年。
82. 王光遠、程耿東、邵卓民、陳厚群，「抗震結構的最佳設防烈度與可靠度」，中國，科學出版社，1999年。
83. Craig D. Comartin, Marjorie Greene and Susan K. Tubbesing，「The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake Great Hanshin Earthquake Disaster January 17, 1995：Preliminary Reconnaissance Report」，EERI 95-04，February 1995。
84. 佐伯光昭，「Strategic Approaches for Mitigating Seismic Damages of Bridges」，橋梁與基礎，2001年8月(日文)。
85. Cho, Sungbin, Peter Gordon, James E. Moore II, Harry W. Richardson, M. Shinozuka, and Stephanie Chang，「Integrating Transportation Network and Regional Economic Models to Estimate the Costs of a Large Urban Earthquake」，Journal of Regional Science, VOL. 41, NO. 1, pp.39-65, February 2001。
86. David S. Brookshire, Stephanie E. Chang, Hal Cochrane, Robert A. Olson,

- Adam Rose, and Jerry Steenson , 「 Direct and Indirect Economic Losses from Earthquake Damage 」 , Earthquake Spectra, Volume 13, No. 4, pp.683-701, November 1997 。
87. Robert V. Whitman, Thalia Anagnos, Charles A. Kircher, Henry J. Lagorio, R. Scott Lawson, and Philip Schneider , 「 Development of a National Earthquake Loss Estimation Methodology 」 , Earthquake Spectra, Volume 13, No. 4, pp.643-661, November 1997 。
88. Ronald T. Eguchi, James D. Goltz, Craig E. Taylor, Stephanie E. Chang, Paul J. Flores, Laurie A. Johnson, Hope A. Seligson, and Neil C. Blais , 「 Direct Economic Losses in the Northridge Earthquake : A Three-Year Post-Event Perspective 」 , Earthquake Spectra, Volume 14, No. 2, pp.245-264, May 1998 。
89. Peter N. Nemetz and Kelvin Dushnisky , 「 Estimating Potential Capital Losses from Large Earthquakes 」 , Urban Studies, Vol.31, No.1, pp.99-121, February 1994 。
90. 財團法人台灣營建研究院 , 「 跨越活動斷層橋梁規劃設計方式之研究(期中報告) 」 , 公共工程委員會 , 2002年7月 。