

交通技術標準規範公路類公路工程部

公路橋梁耐震評估 與補強設計規範



交通部頒布

中華民國 109 年 12 月

交通技術標準規範公路類公路工程部

公路橋梁耐震評估 與補強設計規範

交通部頒布

中華民國 109 年 12 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

交通技術標準規範公路類公路工程部：
公路橋梁耐震評估與補強設計規範／交通部「編」--初版.

-- 臺北市：交通部，民 109. 12

面；公分

ISBN 978-986-531-211-4 (平裝)

1. 橋樑工程 2. 公路工程 3. 防震

441.88

109020879

交通技術標準規範公路類公路工程部

公路橋梁耐震評估與補強設計規範

出版者：交通部

編審者：交通部

地 址：10052 臺北市仁愛路 1 段 50 號

網 址：<http://www.motc.gov.tw/mocwebGIP/wSite/cti?xItem=4932&ctNode=154&mp=1>

電 話：(02)2349-2072

出版年月：中華民國 109 年 12 月

印 刷 者：宏仁影印社

地 址：台北市大安區新生南路三段 70 巷 1 號

電 話：(02) 2363-9407

版(刷)次冊數：初版一刷 130 冊

定 價：每本新台幣 320 元正

本書同時刊載於交通部網頁

展售處：五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號

電話：(04) 2226-0330

國家書店松江門市：10485 臺北市松江路 209 號 1 樓

電話：(02) 2518-0207

GPN：1010902412

ISBN：978-986-531-211-4(平裝)

交通技術標準規範

類：公路類

部：公路工程部

規範：公路橋梁耐震評估與補強設計規範

複審作業小組

行政召集人：夏明勝

委託召集人：歐昱辰

共同委託召集人：葉芳耀

複審委員：宋裕祺、邱俊翔、李姿瑩、林子剛、林生發、
周中哲、柯鎮洋、黃震興、陳松堂、陳國隆、
張國鎮、黃立遠、黃炳勳、黃三哲、曾榮川、
彭康瑜、詹文宗、鄭立輝、劉光晏、賴順政
(人名依姓氏筆劃為序)

工作人員：李柏翰、洪曉慧、陳俊仲
(人名依姓氏筆劃為序)

草案編訂小組

執行單位：美商同棧國際工程顧問股份有限公司
國家地震工程研究中心

計畫主持人：張國鎮

協同主持人：宋裕祺、黃俊鴻

研究人員：王柄雄、吳明興、邱志晃、洪曉慧、陳俊仲、
許家銓、郭國振、彭康瑜、蕭天任
(人名依姓氏筆劃為序)

前 言

1995 年阪神大地震後，日本政府積極進行既有橋梁耐震補強，台灣也開始重視這個課題。1999 年 921 大地震重創中部地區交通系統，造成大量橋梁損壞，橋梁主管機關開始著手透過耐震補強提高既有橋梁耐震能力。國內新建橋梁部分，最近幾年也跟隨世界潮流，逐步引進與發展以位移為基準之耐震性能設計方法。然而，耐震設計規範較適用於新建橋梁，對為數眾多的既有老舊橋梁，由於橋齡不一，尚存使用年限也不一，若一昧將老舊橋梁補強至新建橋梁標準並不經濟。在考量國家工程經費有限與資源有效分配的原則下，如何明確建立補強標準，有效完成補強工程實為一相當重要且急迫的課題，交通部公路總局乃於民國 97 年委託國家地震工程研究中心執行「公路橋梁耐震評估及補強準則之研究」計畫，於民國 98 年底完成成果報告，並提出「公路橋梁耐震評估及補強準則(草案)」。

近年來國內眾多既有橋梁的耐震評估與補強工作多參照該準則草案辦理，惟該準則草案尚非規範，且隨著該準則草案在既有橋梁的實際應用，耐震性能評估技術與分析工具皆有大幅精進，耐震補強設計技術也累積了豐富的經驗，因此實有必要整合既有相關技術經驗與資料，擬定適合台灣之公路橋梁耐震評估與補強設計規範，以使國內公路橋梁之耐震補強評估與設計依其公路等級能有一致性的遵循原則，因此，交通部高速公路局於民國 105 年委託美商林同棧國際工程顧問股份有限公司和國家地震工程研究中心執行「研訂公路橋梁耐震補強評估與設計規範(草案)工作」研究計畫。該計畫參酌交通部公路總局「公路橋梁耐震評估及補強準則之研究」的研究成果，按不同公路等級，研擬不同公路特性皆可適用的橋梁耐震補強評估與設計規範(草案)，並經由專家學者初審後，於民國 107 年提出「公路橋梁耐震評估與補強設計規範(草案)」提報交通部。交通部續委請中華民國地震工程學會辦理複審作業，邀集專長領域審查委員會進行複審作業，經六次審查會議，詳細反覆討論琢磨後始告定稿。

本規範編訂原則如下：

1. 本規範適用於跨徑 150 公尺以下之公路混凝土(鋼筋混凝土及預力混凝土)結構及鋼結構既有之一般性橋梁之耐震評估與補強設計；對於跨越斷層橋梁和特殊性橋梁如吊橋、斜張橋、脊背橋、桁架橋、拱橋、混合梁橋(如鋼梁與預力混凝土梁接合)、複合梁橋(如波形鋼腹板複合梁橋)、活動橋等及跨徑超過 150 公尺者，應依橋址地形、地質條件、橋梁現況、以往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素作適當之考量，惟本規範如有可適用的部分，仍應引用。
2. 依據交通部 99 年 8 月 2 日召開之「部頒規範公路養護手冊是否修正事宜會議」結論，部頒技術規範應為原則性、政策性或訓示性之技術規定，如屬實際操作面之詳細規定，應由各執行單位訂定。本規範主文採原則性規定方式撰寫；執行細節得由各公路養護管理機關自訂相應之作業手冊或規定。
3. 本規範解說為輔助使用者了解主文涵義，屬參考性質不具強制性；如解說所列橋柱補強工法、基礎補強方案示意圖及附錄所提供資料等均僅供參考，公路養護管理機關得於自訂之作業手冊或規定中提供參考圖說，以供同仁使用。
4. 本規範以交通部頒布之「公路橋梁耐震設計規範」、「公路橋梁設計規範」及「公路橋梁檢測及補強規範」為參考藍本訂定之。

本規範全篇共 7 章，茲簡要說明如下：

1. 第一章總則，說明本規範適用公路既有之一般性混凝土結構橋梁及鋼結構橋梁之耐震評估與補強設計。
2. 第二章目標地震，說明公路橋梁工址之地盤分類、等級 II 及等級 III 地震水平譜加速度係數、水平譜加速度係數調整及垂直譜加速度係數等。
3. 第三章耐震能力初步評估，說明本規範以耐震評估檢查表法作分數評定、篩選與排序，供橋梁後續進行耐震能力詳細評估之依據。
4. 第四章耐震能力詳細評估，說明詳細評估時應蒐集評估之橋梁相關數據資料，除基本資料、構件材料種類與結構系統特性外，如所需資料不足或無法取得，

致進行詳細評估有疑慮時，宜實施必要之相關檢測或試驗，以取得結構耐震容量計算使用參數，據以建立橋梁結構分析模型。

5. 第五章結構系統與防落系統補強設計，說明橋梁結構系統補強包含慣性力分散工法、隔震補強工法、消能減震補強工法、功能性支承系統補強工法等，其目的為提昇整體橋梁系統之耐震性能或降低地震力需求。
6. 第六章結構構材補強設計，說明橋梁結構構材補強工法包含混凝土橋柱、帽梁、鋼橋柱及橋台補強工法等，目的為提昇橋梁結構構材之強度或韌性。
7. 第七章基礎耐震補強，說明基礎耐震補強原則、時機及補強工法等。

公路橋梁耐震評估與補強設計規範

目錄

第一章 總則

1.1 基本原則.....	1
1.1.1 法令依據.....	1
1.1.2 適用範圍.....	1
1.1.3 規範內容.....	1
1.2 耐震性能目標.....	1
1.2.1 地震等級.....	1
1.2.2 性能目標.....	1
1.2.3 耐震性能檢核規定.....	1
1.2.3.1 等級 II 地震檢核規定.....	2
1.2.3.2 等級 III 地震檢核規定.....	2
1.3 耐震能力初步評估原則.....	3
1.4 耐震能力詳細評估原則.....	3
1.5 耐震補強原則與策略.....	3
1.5.1 補強原則.....	3
1.5.2 補強策略.....	3
1.5.2.1 補強方案.....	4
1.5.2.2 補強工法.....	4
1.6 符號說明.....	4

第二章 目標地震

2.1 通則.....	8
2.2 工址之地盤分類.....	8
2.3 等級 II 地震水平譜加速度係數.....	8

2.4 等級 III 地震水平譜加速度係數.....	10
2.5 水平譜加速度係數調整.....	12
2.6 垂直譜加速度係數.....	12

第三章 耐震能力初步評估

3.1 通則.....	14
3.2 耐震評估檢查表法.....	14
3.2.1 落橋評估檢查表.....	14
3.2.2 強度韌性評估檢查表.....	14
3.3 分數評定標準.....	14
3.4 篩選與排序.....	14

第四章 耐震能力詳細評估

4.1 通則.....	17
4.2 分析方法之選擇.....	17
4.3 橋梁構材之非線性行為.....	17
4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性.....	17
4.3.1.1 鋼筋與混凝土之應力-應變關係	17
4.3.1.2 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸設定.....	17
4.3.1.3 鋼筋混凝土壁式橋墩之塑鉸特性.....	17
4.3.2 鋼橋墩之塑鉸特性.....	18
4.3.3 支承.....	18
4.3.4 止震塊.....	18
4.3.5 橋台.....	18
4.3.6 增設防止落橋裝置.....	18
4.4 基礎.....	18
4.4.1 基礎耐震評估與補強設計原則.....	18

4.4.2 基礎耐震分析之載重組合.....	19
4.4.3 基礎耐震分析模式.....	19
4.4.4 基礎系統與構件之彈性限度.....	19
4.4.5 基礎系統之降伏狀態.....	20
4.4.6 基礎系統反應塑性率與變位.....	20
4.4.7 基礎系統之容許塑性率與變位.....	20
4.4.8 基礎構件之檢核.....	20
4.5 橋梁結構非線性行為之分析方法.....	21
4.5.1 靜態側推分析.....	21
4.5.2 非線性動力歷時分析.....	21
4.6 橋梁耐震性能評估.....	21
4.6.1 靜態側推分析耐震性能評估.....	21
4.6.2 非線性動力歷時分析耐震性能評估.....	22

第五章 結構系統與防落系統補強設計

5.1 結構系統補強.....	23
5.1.1 慣性力分散工法.....	23
5.1.2 隔震補強工法.....	23
5.1.3 消能減震補強工法.....	23
5.1.4 功能性支承系統補強工法.....	23
5.2 防落系統補強.....	23
5.2.1 防落長度.....	23
5.2.2 防止落橋措施.....	25

第六章 結構構材補強設計

6.1 通則.....	26
6.2 混凝土橋柱.....	26

6.2.1 鋼板包覆補強.....	26
6.2.2 混凝土包覆補強.....	26
6.2.3 纖維複合材料包覆補強.....	26
6.3 帽梁.....	27
6.4 鋼橋柱.....	27
6.4.1 充填混凝土補強.....	27
6.4.2 加設構材補強.....	27
6.5 橋台.....	27
6.5.1 橋台補強原則.....	27
6.5.2 橋台補強工法.....	27

第七章 基礎耐震補強

7.1 基礎耐震補強原則.....	29
7.2 基礎系統補強時機.....	29
7.3 直接基礎及樁帽之補強設計.....	29
7.4 樁基礎之補強設計.....	29

公路橋梁耐震評估與補強設計規範解說

目錄

第一章 總則

C1.1 基本原則	31
C1.1.1 法令依據	31
C1.1.2 適用範圍	31
C1.1.3 規範內容	31
C1.2 耐震性能目標	32
C1.2.1 地震等級	32
C1.2.2 性能目標	32
C1.2.3 耐震性能檢核規定	33
C1.3 耐震能力初步評估原則	34
C1.4 耐震能力詳細評估原則	34
C1.5 耐震補強原則與策略	34
C1.5.1 補強原則	34
C1.5.2 補強策略	35
C1.5.2.1 補強方案	35
C1.5.2.2 補強工法	36

第二章 目標地震

C2.1 通則	37
C2.2 工址之地盤分類	37
C2.3 等級 II 地震水平譜加速度係數	39
C2.4 等級 III 地震水平譜加速度係數	42
C2.5 水平譜加速度係數調整	42

第三章 耐震能力初步評估

C3.1 通則	44
C3.2 耐震評估檢查表法	45
C3.2.1 落橋評估檢查表	45
C3.2.2 強度韌性評估檢查表	49
C3.3 分數評定標準	55
C3.4 篩選與排序	55

第四章 耐震能力詳細評估

C4.1 通則	57
C4.2 分析方法之選擇	57
C4.3 橋梁構材之非線性行為	60
C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性	60
C4.3.1.1 鋼筋與混凝土之應力-應變關係	60
C4.3.1.2 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸設定	65
C4.3.1.3 鋼筋混凝土壁式橋墩之塑鉸特性	70
C4.3.2 鋼橋墩之塑鉸特性	71
C4.3.3 支承	77
C4.3.4 止震塊	79
C4.3.5 橋台	80
C4.3.6 增設防止落橋裝置	81
4.4 基礎	82
C4.4.1 基礎耐震評估與補強設計原則	82
C4.4.2 基礎耐震分析之載重組合	83
C4.4.3 基礎耐震分析模式	83
C4.4.4 基礎系統與構件之彈性限度	84
C4.4.5 基礎系統之降伏狀態	84

C4.4.6 基礎系統反應塑性率與變位	85
C4.4.7 基礎系統之容許塑性率與變位	86
C4.4.8 基礎構件之檢核	86
C4.5 橋梁結構非線性行為之分析方法	87
C4.5.1 靜態側推分析	87
C4.5.2 非線性動力歷時分析	88
C4.6 橋梁耐震性能評估	88
C4.6.1 靜態側推分析耐震性能評估	88
C4.6.2 非線性動力歷時分析耐震性能評估	91

第五章 結構系統與防落系統補強設計

C5.1 結構系統補強	92
C5.1.1 慣性力分散工法	92
C5.1.2 隔震補強工法	92
C5.1.3 消能減震補強工法	93
C5.1.4 功能性支承系統補強工法	93
C5.2 防落系統補強	94
C5.2.1 防落長度	94
C5.2.2 防止落橋措施	94

第六章 結構構材補強設計

C6.1 通則	97
C6.2 混凝土橋柱	97
C6.2.1 鋼板包覆補強	97
C6.2.2 混凝土包覆補強	104
C6.2.3 纖維複合材料包覆補強	104
C6.3 帽梁	106

C6.4 鋼橋柱	108
C6.4.1 充填混凝土補強	108
C6.4.2 加設構材補強	109
C6.5 橋台	109
C6.5.1 橋台補強原則	109
C6.5.2 橋台補強工法	109
第七章 基礎耐震補強	
C7.1 基礎耐震補強原則	111
C7.2 基礎系統補強時機	112
C7.3 直接基礎及樁帽之補強設計	112
C7.4 樁基礎之補強設計	113
參考文獻	116
規範附表	118
規範附圖	147
解說附表	151
解說附圖	154

公路橋梁耐震評估與補強設計規範

規範表目錄

表 1-1 橋梁類別	118
表 1-2 性能狀態 A 之譜位移與降伏譜位移 ($S_{d,A}/S_{d,y}$) 之比值	118
表 1-3 性能狀態 B 及 C 之非彈性譜位移與非彈性譜位移容量之比值 r_{II} 及 r_{III}	118
表 1-4 橋墩或基樁單一構材之韌性比 μ_{II} 及 μ_{III} 之容許上限值規定	119
表 2-1(a) 反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a (線性內插求值)	119
表 2-1(b) 反應譜等速度段之工址放大係數 F_v (線性內插求值)	120
表 2-2 震區短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_I^{II} 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_I^{III}	120
表 2-3(a) 臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分表	131
表 2-3(b) 臺北市及新北市屬一般震區之里其震區短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_I^{II} 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_I^{III} (本表行政區域依照 109 年行政區域制定)	139
表 2-4 各第一類活動斷層近域調整因子 N_A 與 N_V	141
表 2-5 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_I (線性內插求值)	142
表 2-6(a) 一般震區及活動斷層近域之水平譜加速度係數	142
表 2-6(b) 臺北盆地之水平譜加速度係數	142
表 3-1 公路橋梁耐震評估檢查表 - 落橋評估	143
表 3-2 公路橋梁耐震評估檢查表 - 強度韌性評估	145

公路橋梁耐震評估與補強設計規範

規範圖目錄

圖 1-1 橋梁耐震性能檢核示意圖	147
圖 2-1 臺北盆地設計地震微分區圖	147
圖 5-1 梁端防落長度 L_N 之定義	148
圖 5-2 L_e 參考圖性能檢參考圖	149
圖 6-1 包覆混凝土進行強度補強示意圖	150
圖 6-2 以包覆混凝土補強帽梁與橋柱接頭之剪力強度示意圖	150

公路橋梁耐震評估與補強設計規範

解說表目錄

表 C2-1 應考量近斷層效應之活動斷層性質表·····	151
表 C4-1 形狀規則橋梁·····	152
表 C4-2 活動支承之摩擦係數·····	152
表 C4-3 各種基礎型式之容許塑性率建議·····	152
表 C4-4 側推分析有效最大地表加速度與結構系統地震力折減係數關係表··	153
表 C4-5 側推分析有效最大地表加速度與有效週期及有效阻尼比關係表····	153

公路橋梁耐震評估與補強設計規範

解說圖目錄

圖 C2-1 反應譜等速度段之工址放大係數 F_v 與地盤分類指標 V_{s30} 之變化關係	154
圖 C2-2 區短週期設計水平譜加速度係數 S_s^H 分布圖	155
圖 C2-3 震區一秒週期設計水平譜加速度係數 S_l^H 分布圖	156
圖 C2-4 區短週期最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 分布圖	157
圖 C2-5 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_l^M 分布圖	158
圖 C2-6 等級 II 地震工址水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 示意圖	159
圖 C4-1 振動單元、橋墩與墩柱圖示	160
圖 C4-2 鋼筋應力-應變關係	161
圖 C4-3 Mander 模式混凝土應力-應變曲線	161
圖 C4-4 圓形橋柱斷面受圍束示意圖	162
圖 C4-5 矩形橋柱斷面受圍束示意圖	162
圖 C4-6 圓形橋柱斷面圍束力示意圖	163
圖 C4-7 矩形橋柱斷面圍束力示意圖	163
圖 C4-8 Mander 模式之矩形斷面圍束強度比	163
圖 C4-9 彎矩曲率分析法分析流程	164
圖 C4-10 混凝土剪力強度-轉角關係圖	165
圖 C4-11 混凝土柱剪力強度-轉角轉換至彎矩-轉角關係圖	165
圖 C4-12 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別	165
圖 C4-13 鋼筋混凝土柱剪力破壞模式塑性鉸之訂定	166
圖 C4-14 鋼筋混凝土柱撓曲-剪力破壞模式塑性鉸之訂定	166
圖 C4-15 鋼筋混凝土柱撓曲破壞模式塑性鉸之訂定	167
圖 C4-16 根據軸力-彎矩交互關係圖尋找柱斷面極限軸力	167
圖 C4-17 考慮軸力變化，極限狀態塑鉸定義方式	168
圖 C4-18 鋼材應力-應變關係	168
圖 C4-19 有加勁之鋼板加勁尺寸示意圖	169
圖 C4-20 內填充混凝土應力應變關係	169
圖 C4-21 無填充混凝土鋼橋墩斷面彎矩曲率關係	169
圖 C4-22 壓力側鋼板先降伏應變狀態	170
圖 C4-23 張力側鋼板降伏應變狀態	170
圖 C4-24 壓力側鋼板極限應變狀態	170
圖 C4-25 具填充混凝土鋼橋墩斷面彎矩曲率關係	171
圖 C4-26 具填充混凝土鋼橋墩張力側鋼板降伏應變狀態	171
圖 C4-27 具填充混凝土鋼橋墩壓力側鋼板極限應變狀態	171
圖 C4-28 無填充混凝土鋼橋墩塑鉸之訂定	172
圖 C4-29 具填充混凝土鋼橋墩塑鉸之訂定	173

圖 C4-30 固定支承模型示意圖	173
圖 C4-31 活動支承分析模型示意圖	174
圖 C4-32 橋台與土壤彈簧模擬方式示意圖	174
圖 C4-33 橋梁系統構件塑性化之各種狀況	175
圖 C4-34 橋梁基礎系統側推分析時之側推力作用位置	176
圖 C4-35 以 $\log S_a \sim \log \Delta$ 座標之雙線性法求交點	176
圖 C4-36 以 $\log S_a \sim \log \Delta$ 座標之雙線性法決定降伏點	177
圖 C4-37 雙線性模式之反應塑性率與變位推導示意圖	177
圖 C4-38 等極限能量與等降伏能量示意圖	178
圖 C4-39 容量曲線降伏點及雙線性化示意圖	179
圖 C4-40 性能點示意圖	179
圖 C5-1 慣性力分散工法示意圖	180
圖 C5-2 隔震補強工法示意圖	180
圖 C5-3 減震補強工法示意圖	181
圖 C5-4 功能性支承系統補強工法示意圖	181
圖 C5-5 加長防落長度方案示意圖	181
圖 C5-6 混凝土擴座尺寸大小示意圖	182
圖 C5-7 混凝土擴座作用力及承載寬度檢核示意圖	182
圖 C5-8 鋼製托架受力及尺寸示意圖	182
圖 C5-9 止震塊補強實例照片	182
圖 C5-10 防震拉桿示意圖	183
圖 C6-1 矩形柱典型鋼板包覆補強示意圖	183
圖 C6-2 包覆橢圓形鋼板之近似幾何形狀	184
圖 C6-3 矩形柱包覆鋼板並配置對拉螺桿	185
圖 C6-4 包覆橢圓形鋼板進行剪力強度補強示意圖	185
圖 C6-5 柱搭接鋼筋混凝土之劈裂	186
圖 C6-6 搭接鋼筋應力傳遞引起之混凝土拉應力	186
圖 C6-7 壁式橋墩補強示意圖	187
圖 C6-8 帽梁軸壓力對剪力強度之貢獻	187
圖 C6-9 帽梁與柱接頭地震時之受力情形	188
圖 C6-10 鋼橋柱加設構材補強方法示意圖	188
圖 C7-1 直接基礎補強方案示意圖	189
圖 C7-2 增加地梁工法	189
圖 C7-3 基腳壓力桿機制示意圖	190
圖 C7-4 既有基礎板底筋續接示意圖	190
圖 C7-5 增設水平預力鋼棒	191
圖 C7-6 新、舊混凝土界面植筋示意圖	191
圖 C7-7 基腳接合部剪力破壞模式	192

圖 C7-8 接合部設計之壓拉桿模式	192
圖 C7-9 增樁補強示意圖	193
圖 C7-10 垂直預力鋼棒詳圖	193
圖 C7-11 抗液化之地中壁圍束工法	194
圖 C7-12 以礫石樁改良橋台下液化土壤	194
圖 C7-13 以礫石樁改良橋墩附近之液化土壤	195
圖 C7-14 橋梁托底換基工法示意圖	195
圖 C7-15 先建後拆下構改建工法示意圖	195

第一章 總 則

1.1 基本原則

1.1.1 法令依據

本規範係依據公路法第 33 條訂定。

1.1.2 適用範圍

本規範適用於跨徑 150 公尺以下之既有的一般性公路橋梁。

跨越斷層橋梁和特殊性橋梁如吊橋、斜張橋、脊背橋、桁架橋、拱橋、混合梁橋(如鋼梁與預力混凝土梁接合)、複合梁橋(如波形鋼腹板複合梁橋)、活動橋等及跨徑超過 150 公尺者，應依橋址地形、地質條件、橋梁現況、以往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素作適當之考量，惟本規範如有仍可適用的部分，亦可參考使用。

1.1.3 規範內容

本規範主要為提供既有公路橋梁有耐震安全疑慮時，執行耐震能力之初步評估及其篩選排序、耐震能力詳細評估及耐震補強之相關規定。

1.2 耐震性能目標

1.2.1 地震等級

目標地震等級分為等級 II 地震（約 475 年回歸期地震）與等級 III 地震（約 2500 年回歸期地震）。有關目標地震之定義，詳見第二章規定。

1.2.2 性能目標

橋梁依其重要性如表 1-1 所示分為兩個類別。不同類別橋梁在不同地震等級作用下有不同耐震性能目標。

橋梁耐震性能目標之基本原則如下：

- (1) 等級 II 地震作用時，橋梁依設計年代及橋梁重要性容許產生不同程度且可修復之損傷，並須防止落橋與避免橋梁崩塌。
- (2) 等級 III 地震作用時，須防止落橋與避免橋梁崩塌。

1.2.3 耐震性能檢核規定

橋梁耐震性能以變位為主要檢核項目，以確保橋梁整體結構及局部構材在各

種等級地震作用時所引致之變位需求，小於規定之變位量。若分析採用靜力側推分析，須分別檢核整體結構之韌性需求與各構材之韌性需求是否合乎規定。若分析採用非線性動力歷時分析，須檢核各構材之韌性需求是否合乎規定。

耐震性能檢核分等級 II 地震檢核和等級 III 地震檢核。重要橋梁和一般橋梁須進行等級 II 地震檢核；重要橋梁中，對於發生災害時具緊急救災功能的橋梁，或在地震中損壞，對區域交通路網、震後緊急救災與經濟發展，造成大規模衝擊的橋梁，橋梁管理機關可視需要另再進行等級 III 地震檢核。

1.2.3.1 等級 II 地震檢核規定

等級 II 地震作用時，整體結構系統之譜位移需求 $S_{d,II}$ ，應小於性能狀態 B 所對應之譜位移容量 $S_{d,B}$ ，如圖 1-1 所示。譜位移需求 $S_{d,II}$ 依第 4.6 節規定計算；譜位移容量 $S_{d,B}$ 依表 1-3 決定。

橋墩或基樁單一構材塑鉸區之轉角韌性比 μ_{II} 依(1-1a)式計算，應滿足表 1-4 規定，且其相對位移 δ_{II} 應滿足(1-1b)式規定。

$$\mu_{II} = \frac{\theta_{II}}{\theta_y} \quad (1-1a)$$

$$\delta_{II} \leq 0.20 \frac{M_{ult}}{P_D} \quad (1-1b)$$

其中，符號定義如下：

μ_{II} ：等級 II 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角韌性比。

θ_{II} ：等級 II 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角。

θ_y ：發生於單一構材塑鉸區之降伏轉角。

δ_{II} ：等級 II 地震作用時，橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處間之相對位移，(cm)。分析採用之反曲點位置可由彈性分析予以決定。

M_{ult} ：橋墩或基樁之極限彎矩，依第 4.5 節計算，(kgf-cm)。

P_D ：靜載重作用時，橋墩或基樁之軸力，(kgf)。

1.2.3.2 等級 III 地震檢核規定

等級 III 地震作用時，整體結構系統之譜位移需求 $S_{d,III}$ ，應小於性能狀態 C 所對應之譜位移容量 $S_{d,C}$ ，如圖 1-1 所示。譜位移需求 $S_{d,III}$ 依第 4.6 節規定計算；譜位移容量 $S_{d,C}$ 依第 4.6 節規定計算及表 1-3 決定。

橋墩或基樁單一構材塑鉸區之轉角韌性比 μ_{III} 依(1-2a)式計算，應滿足表 1-4 規定，且其相對位移 δ_{III} 應滿足(1-2b)式規定。

$$\mu_{III} = \frac{\theta_{III}}{\theta_y} \quad (1-2a)$$

$$\delta_{III} \leq 0.25 \frac{M_{ult}}{P_D} \quad (1-2b)$$

其中，符號定義如下：

μ_{III} ：等級 III 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角韌性比。

θ_{III} ：等級 III 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角。

θ_y ：發生於單一構材塑鉸區之降伏轉角。

δ_{III} ：等級 III 地震作用時，橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處間之相對位移，(cm)。分析採用之反曲點位置可由彈性分析予以決定。

M_{ult} ：橋墩或基樁之極限彎矩，依第 4.5 節計算，(kgf-cm)。

P_D ：靜載重作用時，橋墩或基樁之軸力，(kgf)。

1.3 耐震能力初步評估原則

耐震能力初步評估係採用簡便、快速之方法，進行橋梁之耐震能力評估後並加以篩選排序，供橋梁進行後續的耐震能力詳細評估之依據。

1.4 耐震能力詳細評估原則

橋梁耐震能力詳細評估應依據結構構材之材料強度、斷面尺寸與構材設計細節等資料，採用合宜的結構分析方法，求取結構耐震容量，並配合橋梁工址之目標地震需求，建立橋梁耐震性能曲線以作為橋梁耐震能力是否合乎性能要求之判定依據。

1.5 耐震補強原則與策略

1.5.1 補強原則

當橋梁判定未滿足 1.2 節之耐震性能目標時應進行耐震補強。補強原則包含補強策略擬訂、補強方案比較、補強工法選擇及補強成效評估。

1.5.2 補強策略

橋梁進行耐震補強時宜同時考量耐洪能力、載重能力、耐久性等因素以尋求耐震補強之最大經濟效益。補強進行時所選用之方案與工法應力求與原結構相容並對交通維持產生最少之干擾。

1.5.2.1 補強方案

耐震補強方案包括(1)防落系統補強或置換、(2)結構系統補強、(3)結構構件補強或置換、(4)地盤改良及(5)其他可信之可行方案。

補強時應依據補強策略選擇上述合適之方案或其組合。

1.5.2.2 補強工法

橋梁耐震補強工法應考量施工可行性，其主要項目包括上部結構之防落措施、支承、帽梁、橋柱、基礎、橋台等構件之補強設計方法與細節。

1.6 符號說明

本規範採用之符號與其意義如下所述：

B_s	：短週期結構之阻尼比調整係數。2.5
B_l	：一秒週期結構之阻尼比調整係數。2.5
d_i	：第 i 層土層之厚度(m)。2.2
F_a	：反應譜等加速度段之工址地盤放大係數。2.2
F_v	：反應譜等速度段之工址地盤放大係數。2.2
H	：基面起算下部結構之高度，(m)。5.2.1
I	：用途係數。2.6
I_{cross}	：橋梁跨越道路指標。3.4
I_{pc}	：落橋指標。3.4
I_{pd}	：強度韌性指標。3.4
I_{util}	：橋梁附掛維生線指標。3.4
I_{width}	：橋寬指標。3.4
I_1	：落橋排序指標。3.4
I_2	：強度韌性排序指標。3.4
L	：跨徑，(m)。5.2.1
L_e	：影響梁端防落長度之下部結構間距。5.2.1

L_N : 梁端防落長度。5.2.1
 L_{Nmin} : 最小梁端防落長度，(cm)。5.2.1
 $L_{span,cross}$: 橋梁跨越道路之跨徑。3.4
 L_{width} : 橋梁寬度。3.4
 M_{ult} : 橋墩或基樁之極限彎矩，依第 4.5 節計算，(kgf-cm)。1.2.3.1, 1.2.3.2
 N_A : 反應譜等加速度段之斷層近域調整因子。2.3, 2.4
 N_i : 由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值。2.2
 N_V : 反應譜等速度段之斷層近域調整因子。2.3, 2.4
 P_D : 靜載重作用時，橋墩或基樁之軸力(kgf)。1.2.3.1, 1.2.3.2
 r : 基礎系統降伏後勁度與降伏前勁度之比值。4.4.6
 R_u : 結構系統韌性容量。1.1.1
 S : 橋墩之斜角，為橋墩橫向支承的連線與垂直橋軸方向之夾角，(度)。

5.2.1

S_{acF} : 基礎系統耐震檢核之設計譜加速度。4.4.6
 S_{ayF} : 基礎系統到達降伏狀態時之譜加速度。4.4.6
 $S_{a,u}$: 極限譜加速度。4.6.1
 $S_{a,y}$: 降伏譜加速度。4.6.1
 $S_{a,II}$: 等級 II 地震水平譜加速度係數 2.3
 $S_{d,B}$: 性能狀態 B 所對應之譜位移容量。1.2.3.1
 $S_{d,C}$: 性能狀態 C 所對應之譜位移容量。1.2.3.2
 $S_{d,u}$: 極限譜位移。4.6.1
 $S_{d,y}$: 降伏譜位移。4.6.1
 $S_{d,II}$: 結構系統在地震等級 II 下之譜位移需求。1.2.3.1, 4.6.1
 $S_{d,III}$: 結構系統在地震等級 III 下之譜位移需求。1.2.3.2, 4.6.1
 S_{pc} : 落橋初評分數。3.4
 S_{pcmax} : 落橋初評最高分數。3.4
 S_{pd} : 強度韌性初評分數。3.4
 S_{pdmax} : 強度韌性初評最高分數。3.4

S_S^{II}	: 工址堅實地盤短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數。2.3
S_S^{III}	: 工址堅實地盤短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。2.4
$S_{II,1}$	: 工址一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數。2.3
$S_{III,1}$	: 工址一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。2.4
$S_{II,S}$	: 工址短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數。2.3
$S_{III,S}$	: 工址短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。2.4
S_1^{II}	: 工址堅實地盤一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數。2.3
S_1^{III}	: 工址堅實地盤一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。2.4
T	: 橋梁振動單元在所考慮方向之基本振動週期。2.3
T_0^{II}	: 等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界。2.3
T_0^{III}	: 等級 III 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界。2.4
u_G	: 地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位，(cm)。5.2.1
u_R	: 等級 II 地震作用時所引致梁端與橋墩頂部之相對變位。5.2.1
u_{Ri}	: 振動單元 i 之最大變位， $i = 1, 2$ ，(cm)。5.2.1
U	: 有無附掛維生線資訊。3.4
V_{S30}	: 工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速。2.2
V_{si}	: 第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)。2.2
$V_{II,V}$	: 橋梁振動單元所引致之總垂直地震力。2.6
W_{sup}	: 上部結構自重。2.6
W_{sub}	: 下部結構自重。2.6
α_y	: 起始降伏地震力放大倍數。2.6
γ_{II}	: 性能狀態 B 之非彈性譜位移與非彈性譜位移容量之比值。1.1.1
γ_{III}	: 性能狀態 C 之非彈性譜位移與非彈性譜位移容量之比值。1.1.1
δ_{Fr}	: 因基礎系統變形上部結構慣性力作用位置之水平反應變位。4.4.6
δ_{Fy}	: 因基礎系統到達降伏狀態時上部結構慣性力作用位置之水平反應變位。4.4.6
δ_{II}	: 等級 II 地震作用時，橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處間之相對位移，(cm)。分析採用之反曲點位置可由彈性分析予以決定。1.2.3.1,

4.6.1

δ_{III} : 等級 III 地震作用時，橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處間之相對位移，(cm)。分析採用之反曲點位置可由彈性分析予以決定。1.2.3.2,

4.6.1

ε_G : 地盤變位係數，其值隨地盤種類而異。5.2.1

ξ : 橋梁有效阻尼比。2.5

θ_y : 發生於單一構材塑鉸區之降伏轉角。1.2.3.1

θ_{II} : 等級 II 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角。1.3.2.1

θ_{III} : 等級 III 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角。1.3.2.1

μ_{Fr} : 基礎系統反應之塑性率。4.4.6

μ_{II} : 等級 II 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角韌性比。1.2.3.1,

4.6.1

μ_{III} : 等級 III 地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角韌性比。1.2.3.2,

4.6.1

ϕ_M : 彎矩強度折減係數。4.4.8

ϕ_V : 剪力強度折減係數。4.4.8

第二章 目標地震

2.1 通則

本規範之目標地震等級係由橋梁工址堅實地盤之強地動特性與土壤放大特性決定，以地震譜加速度係數表示，地震譜加速度係數則由短週期與一秒週期的譜加速度係數值決定之。

2.2 工址之地盤分類

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除台北盆地區域外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 決定之。 $V_{S30} \geq 270\text{m/s}$ 者，為第一類地盤； $180\text{m/s} \leq V_{S30} < 270\text{m/s}$ 者，為第二類地盤； $V_{S30} < 180\text{m/s}$ 者，為第三類地盤。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \quad (2-1)$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)。 V_{si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

黏性土層：

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad 1 \leq N_i \leq 25 \quad (2-2)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-3)$$

其中， N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層的平均 N 值。

不同之地盤軟硬程度與地震大小，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。除臺北盆地外，依據地盤種類與震區，定義反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a ，如表 2-1(a)所示、反應譜等速度段之工址放大係數 F_v ，如表 2-1(b)所示。

2.3 等級Ⅱ地震水平譜加速度係數

橋梁沿行車向及垂直行車向之任一振動單元，其等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，依(2-4)式計算：

$$S_{a,II} = \begin{cases} S_{II,S}(0.4 + 3T / T_0^{II}) & ; T \leq 0.2T_0^{II} \\ S_{II,S} & ; 0.2T_0^{II} < T \leq T_0^{II} \\ S_{II,I} / T & ; T > T_0^{II} \end{cases} \quad (2-4)$$

(1) 一般震區

$$S_{II,S} = F_a S_S^{II} \quad (2-5)$$

$$S_{II,I} = F_v S_1^{II} \quad (2-6)$$

$$T_0^{II} = \frac{S_{II,I}}{S_{II,S}} \quad (2-7)$$

其中，符號定義如下：

F_a ：反應譜等加速度段之工址地盤放大係數，依表 2-1(a)規定之數值。

F_v ：反應譜等速度段之工址地盤放大係數，依表 2-1(b)規定之數值。

S_S^{II} ：工址堅實地盤短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數，

依表 2-2 和表 2-3(b)規定之數值。

S_1^{II} ：工址堅實地盤一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數，

依表 2-2 和表 2-3(b)規定之數值。

$S_{II,S}$ ：工址短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數。

$S_{II,I}$ ：工址一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數。

T_0^{II} ：等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界。

T ：橋梁振動單元在所考慮方向之基本振動週期。

(2) 活動斷層近域

必須考慮斷層近域效應之行政區域如表 2-2 所列。活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期等級 II 地震水平譜加速度係數調整為 $0.8N_A$ 與 $0.45N_v$ ，其中 N_A 為反應譜等加速度段之斷層近域調整因子、 N_v 為反應譜等速度段之斷層

近域調整因子，如表 2-4 所示。考慮斷層近域效應時，工址地盤放大係數 F_a 及 F_v ，應分別以 $0.8N_A$ 、 $0.45N_v$ 之譜加速度係數決定。

$$S_{II,S} = F_a \times (0.8N_A) \quad (2-8)$$

$$S_{II,I} = F_v \times (0.45N_v) \quad (2-9)$$

$$T_0^{II} = \frac{S_{II,I}}{S_{II,S}} \quad (2-10)$$

(3) 臺北盆地

臺北盆地範圍訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域，如圖 2-1 所示，包括臺北市及新北市之部分行政區，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-3(a)所列。

臺北盆地區域之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，係隨著橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 、工址短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界 T_0^{II} 而改變。 $S_{a,II}$ 應依(2-13)式計算。

$$S_{II,S} = 0.6 \quad (2-11)$$

$$T_0^{II} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒 (臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒 (臺北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒 (臺北三區)} \end{cases} \quad (2-12)$$

$$S_{a,II} = \begin{cases} S_{II,S}(0.4 + 3T / T_0^{II}) & ; T \leq 0.2T_0^{II} \\ S_{II,S} & ; 0.2T_0^{II} < T \leq T_0^{II} \\ S_{II,I}T_0^{II} / T & ; T > T_0^{II} \end{cases} \quad (2-13)$$

2.4 等級 III 地震水平譜加速度係數

橋梁沿行車向及垂直行車向之任一振動單元，其等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ ，依(2-14)式計算：

$$S_{a,III} = \begin{cases} S_{III,S}(0.4 + 3T / T_0^{III}) & ; T \leq 0.2T_0^{III} \\ S_{III,S} & ; 0.2T_0^{III} < T \leq T_0^{III} \\ S_{III,I} / T & ; T > T_0^{III} \end{cases} \quad (2-14)$$

(1) 一般震區

$$S_{III,S} = F_a S_S^{III} \quad (2-15)$$

$$S_{III,I} = F_v S_I^{III} \quad (2-16)$$

$$T_0^{III} = \frac{S_{III,I}}{S_{III,S}} \quad (2-17)$$

其中，符號定義如下：

F_a ：反應譜等加速度段之工址地盤放大係數，依表 2-1(a)規定之數值。

F_v ：反應譜等速度段之工址地盤放大係數，依表 2-1(b)規定之數值。

S_S^{III} ：工址堅實地盤短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數，依表 2-2 規定之數值。

S_I^{III} ：工址堅實地盤一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數，依表 2-2 規定之數值。

$S_{III,S}$ ：工址短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。

$S_{III,I}$ ：工址一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。

T_0^{III} ：等級 III 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界。

(2) 活動斷層近域

必須考慮斷層近域效應之行政區域如表 2-2 所列。活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期等級 III 地震水平譜加速度係數調整為 $1.0N_A$ 與 $0.55N_v$ ，其中 N_A 為反應譜等加速度段之斷層近域調整因子、 N_v 為反應譜等速度段之斷層近域調整因子，如表 2-4 所示。考慮斷層近域效應時，工址地盤放大係數 F_a 及 F_v ，應分別以 $1.0N_A$ 、 $0.55N_v$ 之譜加速度係數決定之。

$$S_{III,S} = F_a \times (1.0N_A) \quad (2-18)$$

$$S_{III,1} = F_v \times (0.55N_v) \quad (2-19)$$

$$T_0^{III} = \frac{S_{III,1}}{S_{III,S}} \quad (2-20)$$

(3) 臺北盆地

臺北盆地範圍訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域，如圖 2-1 所示，包括臺北市及新北市之部分行政區，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-3(a)所列。

臺北盆地區域之等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ ，係隨著橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 、工址短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ 與等級 III 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界 T_0^{III} 而改變。 $S_{a,III}$ 應依(2-23)式計算。

$$S_{III,S} = 0.8 \quad (2-21)$$

$$T_0^{III} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒 (臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒 (臺北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒 (臺北三區)} \end{cases} \quad (2-22)$$

$$S_{a,III} = \begin{cases} S_{III,S} (0.4 + 3T / T_0^{III}) & ; \quad T \leq 0.2T_0^{III} \\ S_{III,S} & ; \quad 0.2T_0^{III} < T \leq T_0^{III} \\ S_{III,S} T_0^{III} / T & ; \quad T > T_0^{III} \end{cases} \quad (2-23)$$

2.5 水平譜加速度係數調整

橋梁阻尼比異於 5%時，可依橋梁有效阻尼比 ξ ，由表 2-5 內插得短週期與一秒週期結構之阻尼比調整係數 B_s 與 B_l ，針對一般震區、活動斷層近域、臺北盆地之水平譜加速度係數進行調整，如表 2-6(a)、表 2-6(b)所示。

2.6 垂直譜加速度係數

位於必須考慮活動斷層近域效應之橋梁應考慮垂直地震力之影響。橋梁振動

單元所引致之總垂直地震力應包括上部結構及下部結構所引致者，依(2-24)式計算：

$$V_{II,V} = \frac{\alpha_v I S_{II,S}}{\alpha_y} W_{sup} + \frac{\alpha_v I (0.4 S_{II,S})}{\alpha_y} W_{sub} \quad (2-24)$$

其中

$$\alpha_v = \frac{2}{3}$$

$S_{II,S}$ ：工址短週期等級 II 地震水平譜加速度係數。

$V_{II,V}$ ：橋梁振動單元所引致之總垂直地震力。

W_{sup} ：上部結構自重。

W_{sub} ：下部結構自重。

α_y ：起始降伏地震力放大倍數。

I ：用途係數。

總垂直地震力應依其結構模式適當分配至各節點。上部結構若採預力構材者，應考慮垂直地震力對上部結構之影響。

第三章 耐震能力初步評估

3.1 通則

本章提供耐震能力初步評估方法為耐震評估檢查表法，見本章第3.2節，分數評定標準見3.3節，篩選與排序的方法則見第3.4節。耐震能力初步評估結果供橋梁後續進行耐震能力詳細評估之依據。

3.2 耐震評估檢查表法

本節提出兩種耐震能力初步評估檢查表格，分別為落橋評估檢查表與強度韌性評估檢查表，前者評估地震時發生落橋之可能性，見第3.2.1節；後者評估地震時由強度與韌性組合而得之耐震能力，見第3.2.2節。

3.2.1 落橋評估檢查表

落橋評估檢查表係考量橋址環境、結構系統與結構細部等三項要素，如表3-1所示。每一項目皆有其配分，根據評估內容得到該項目的權重，乘以配分後得該項目的評分，將各項目評分加總後得分數總計，以100分為滿分。評分愈高者，表示安全愈有疑慮。

3.2.2 強度韌性評估檢查表

強度韌性評估檢查表係考量橋址環境、結構系統與結構細部等三項要素，如表3-2所示。每一項目有其配分，根據評估內容可得該項目的權重，乘以配分後得該項目的評分，將各項目評分加總後得分數總計，以100分為滿分。評分愈高者，表示安全愈有疑慮。

有關結構細部的四個評估項目，表中分一般橋柱、壁式橋墩與鋼橋柱三種不同結構型式之情況，填表時依受評橋梁實際情形擇一填寫。

3.3 分數評定標準

分數小於30分之橋梁，不須進行耐震能力詳細評估；分數介於30分至60分者，宜進行耐震能力詳細評估；分數大於60分者，應優先進行耐震能力詳細評估。

3.4 篩選與排序

大量橋梁經初步評估後，可訂定篩選門檻與排序，做為進一步執行詳細耐震能力評估或耐震補強之參考。以耐震評估檢查表進行初步評估時，落橋與強度韌性之破壞風險應各自進行後續之篩選與排序。

排序時針對分數大於30者，先依下式計算落橋指標 I_{pc} 與強度韌性指標 I_{pd} ：

$$0 \leq I_{pc} = \frac{S_{pc} - 30}{S_{pcmax} - 30} \leq 1.0 \quad (3-1)$$

$$0 \leq I_{pd} = \frac{S_{pd} - 30}{S_{pdmax} - 30} \leq 1.0 \quad (3-2)$$

其次計算與橋梁重要性有關之橋寬指標 I_{width} 、橋梁跨越指標 I_{cross} 與橋梁附掛維生線指標 I_{util} 如下：

$$0 \leq I_{width} = \frac{L_{width} - 8}{16} \leq 1 \quad (3-3)$$

$$0 \leq I_{cross} = \frac{L_{span,cross} - 15}{45} \leq 1 \quad (3-4)$$

$$0 \leq I_{util} = \frac{U \times 100}{100} \leq 1 \quad (3-5)$$

其中：

S_{pc} ：落橋初評分數

S_{pcmax} ：落橋初評最高分數

S_{pd} ：強度韌性初評分數

S_{pdmax} ：強度韌性初評最高分數

L_{width} ：橋梁寬度

$L_{span,cross}$ ：橋梁跨越道路之跨徑

U ：有無附掛維生線資訊，等於 1 或 0

落橋排序指標 I_1 如下計算：

$$I_1 = I_{pc} \times 50 + I_{width} \times 20 + I_{cross} \times 20 + I_{util} \times 10 \quad (3-6)$$

強度韌性排序指標 I_2 如下計算：

$$I_2 = I_{pd} \times 50 + I_{width} \times 20 + I_{cross} \times 20 + I_{util} \times 10 \quad (3-7)$$

第四章 耐震能力詳細評估

4.1 通則

結構耐震能力詳細評估應綜合考量結構耐震容量與橋梁工址附近之地震需求等因素，藉由可信的結構力學方法進行相關分析，達到結構多重耐震性能評估之目的。

詳細評估時應蒐集評估之橋梁相關數據資料，除基本資料、構件材料種類與結構系統特性外，如所需資料不足或無法取得，致進行詳細評估有疑慮時，宜實施必要之相關檢測或試驗，以取得結構耐震容量計算使用參數，據以建立橋梁結構分析模型。

4.2 分析方法之選擇

規則性橋梁之結構非線性分析應採用靜態側推分析法或非線性動力歷時分析法；不規則性橋梁之結構非線性分析應採用非線性動力歷時分析法。

4.3 橋梁構材之非線性行為

4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性

4.3.1.1 鋼筋與混凝土之應力-應變關係

鋼筋之應力-應變關係應能反映鋼筋受力後之彈性與非彈性之特性。混凝土之應力-應變關係應能反映混凝土受圍束應力作用時，極限強度與極限應變會較無圍束者為大之現象。

4.3.1.2 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸設定

鋼筋混凝土橋墩柱之塑性鉸特性應能反映撓曲破壞、撓剪破壞或剪力破壞等三種破壞模式。

4.3.1.3 鋼筋混凝土壁式橋墩之塑鉸特性

鋼筋混凝土壁式橋墩之分類如下：

- (1) 低矮型鋼筋混凝土壁式橋墩：塑性鉸特性以剪力行為為主。
- (2) 非低矮型鋼筋混凝土壁式橋墩：塑性鉸特性須考量撓曲與剪力行為。

4.3.2 鋼橋墩之塑鉸特性

鋼橋墩之塑鉸特性應能反映撓曲破壞、撓剪破壞及剪力破壞等三種破壞模式。

4.3.3 支承

支承之分析模式應根據使用材料及邊界條件給予適當模擬。視支承實際狀況適度反映剪力變形、滑動變形及支承損壞後與鄰近構件碰撞現象。

4.3.4 止震塊

混凝土止震塊之非線性模式應考慮止震塊縱向、橫向鋼筋與混凝土剪力強度之貢獻。

4.3.5 橋台

橋台模擬應依其結構型式、基礎型式及背填土性質等合理反映其地震作用時彈性與非彈性特性。

4.3.6 增設防止落橋裝置

增設防止落橋裝置之分析模式應能反映上部結構在地震時之最大位移小於防落長度。

4.4 基礎

進行橋梁結構地震需求與耐震容量分析時，結構系統模擬須適當考量基礎勁度。對於基礎與土壤互制之模擬，應依據地質調查與相關試驗資料，針對不同目的，選用適當之分析模式與參數。

4.4.1 基礎耐震評估與補強設計原則

既有橋梁基礎耐震評估與補強設計應符合下列原則：

1. 等級 II 地震作用下，基礎承載地盤容許發生液化，基礎系統若非主要塑性化構件，其受力與變形不可超過基礎系統之降伏狀態。基礎系統若為主要塑性化構件，其受力與變形可超過基礎系統之降伏狀態，基礎系統進入塑性化狀態，其反應塑性率應小於基礎系統之等級II地震容許塑性率。
2. 等級 III 地震作用下，基礎承載地盤容許發生液化，基礎系統若非主要塑性化構件，其受力與變形不可超過基礎系統之降伏狀態。基礎系統若為主要塑

性化構件，其受力與變形可超過基礎系統之降伏狀態，基礎系統進入塑性化狀態，其反應塑性率應小於基礎系統之等級III地震容許塑性率。

4.4.2 基礎耐震分析之載重組合

基礎耐震分析需考慮下列載重：

(1) 主要載重

- A. 靜載重
- B. 靜土壓
- C. 水壓
- D. 浮力與上揚力

(2) 地震作用

- A. 結構物重量引起之慣性力
- B. 地震動態土壓
- C. 地震動態水壓
- D. 土壤液化與流動地盤
- E. 地震時地盤變位

(3) 載重組合

(1)主要載重+(2)地震作用

所有載重係數應為1.0

應選擇最不利載重組合，進行基礎系統之耐震評估設計。

4.4.3 基礎耐震分析模式

基礎耐震分析應針對不同等級之載重組合，依據基礎形式、基礎構材與地盤材料之非線性特性，建立分析模型，計算基礎系統變形、基礎構材斷面力與地盤反力，以檢核基礎系統與構件之耐震性能。基礎地盤若會發生液化，應檢核土壤液化對基礎耐震性能之影響。

4.4.4 基礎系統與構件之彈性限度

基礎系統與構件之彈性限度可定義為基礎系統加載、卸載後，無明顯殘餘變形條件下所能承受的最大受力與變位狀態。

4.4.5 基礎系統之降伏狀態

在載重作用過程中，因基礎構材塑性化、地盤塑性化或基礎上揚，使上部結構物慣性力作用位置上之位移開始急速增加之狀態，稱之為基礎系統之降伏狀態。

4.4.6 基礎系統之反應塑性率與變位

考慮基礎系統為主要塑性構件時，以下式計算基礎系統之反應塑性率與反應變位，若基礎地盤會發生液化，應考慮土壤液化的影響。

$$\begin{aligned}\mu_{Fr} &= \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(S_{acF}/S_{ayF})^2} \right\} & (r \neq 0) \\ \mu_{Fr} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (S_{acF}/S_{ayF})^2 \right\} & (r = 0) \\ \delta_{Fr} &= \mu_{Fr} \cdot \delta_{Fy}\end{aligned} \quad (4-1)$$

其中，

μ_{Fr} ：基礎系統之反應塑性率；

δ_{Fr} ：因基礎系統變形上部結構慣性力作用位置之水平反應變位；

δ_{Fy} ：因基礎系統到達降伏狀態時上部結構慣性力作用位置之水平反應變位；

r ：基礎系統降伏後勁度與降伏前勁度之比值；

S_{ayF} ：基礎系統到達降伏狀態時之譜加速度；

S_{acF} ：基礎系統耐震檢核之設計譜加速度。

4.4.7 基礎系統之容許塑性率與變位

基礎系統容許塑性率與變位之決定，應將橋墩基礎系統之性能，限制在等級II地震容許發生可修復之損傷，等級III地震時橋梁不發生坍塌。

4.4.8 基礎構件之檢核

依據4.4.3節所計算之基礎構件斷面力，應滿足下列要求。

1. 等級 II 地震作用下，非塑性構件斷面力小於斷面設計容量；彎矩強度折減係數 $\phi_M = 0.9$ ，剪力強度折減係數 $\phi_V = 0.85$ ；
2. 等級 III 地震作用下，非塑性構件斷面力小於斷面設計容量；彎矩強度折減係數 $\phi_M = 1.0$ ，剪力強度折減係數 $\phi_V = 1.0$ 。

4.5 橋梁結構非線性行為之分析方法

4.5.1 靜態側推分析

橋梁結構施作靜態側推分析時，應依據構材斷面計算各構材之塑鉸性質，釐訂各構材之結構非線性特性後，再進行全體橋梁靜態側推分析。

4.5.2 非線性動力歷時分析

非線性動力歷時分析至少須採用三個工址附近具代表性之水平地震紀錄，調整至與所考量之地震需求等級對應之工址反應譜相符之水平地震歷時進行分析。

製作與工址設計反應譜相符之水平地震歷時時，應針對任一個水平地震紀錄，計算其5%阻尼之反應譜，並同時調整地震紀錄使得位於 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為橋梁基本模態之振動週期。

橋梁施作非線性動力歷時分析時，應依據橋梁結構與斷面計算塑鉸特性，選定合宜的遲滯迴圈模式，釐訂各構材之結構非線性特性後，再進行全體橋梁之非線性動力歷時分析。

4.6 橋梁耐震性能評估

4.6.1 靜態側推分析耐震性能評估

1. 整體結構耐震性能

靜態側推分析所得之容量譜曲線經等值雙線性化程序可求得如圖1-1所示之降伏譜加速度 $S_{a,y}$ 、降伏譜位移 $S_{d,y}$ 、極限譜加速度 $S_{a,u}$ 與極限譜位移 $S_{d,u}$ ，再依圖1-1與表1-3可決定性能狀態 A 、 B 與 C 點對應之譜位移容量 $S_{d,A}$ 、 $S_{d,B}$ 與 $S_{d,C}$ 。整體結構系統在不同地震等級下之譜位移需求 $S_{d,II}$ 和 $S_{d,III}$ 可由雙線性化容量譜曲線各階段之非彈性位移，配合橋梁之振動週期與不同地震等級之設計反應譜計算而得，所求得之譜位移需求 $S_{d,II}$ 和 $S_{d,III}$ 須滿足1.2.3節之耐震性能檢核規定。

2. 局部構材耐震性能

當整體結構系統譜位移分別達 $S_{d,II}$ 和 $S_{d,III}$ 時，由此階段對應之單一構材位移與轉角反應可求得各等級地震作用時，橋墩或基樁集中塑鉸區轉角韌性需求

μ_{II} 和 μ_{III} ，以及等級II和等級III地震作用時，橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處間之相對位移 δ_{II} 和 δ_{III} 。所求得之韌性需求 μ_{II} 和 μ_{III} 和相對位移 δ_{II} 和 δ_{III} 須滿足1.2.3節之耐震性能檢核規定。

4.6.2 非線性動力歷時分析耐震性能評估

採用非線性動力歷時分析法進行耐震評估時，須分別以等級II和等級III地震對應之地表加速度歷時，利用非線性動力歷時分析求取橋墩或基樁單一構材於不同等級地震作用時之韌性比須滿足1.2.3節之規定。加速度歷時資料依第4.5.2節之規定。

第五章 結構系統與防落系統補強設計

5.1 結構系統補強

橋梁結構系統補強包含慣性力分散工法、隔震補強工法、消能減震補強工法、功能性支承系統補強工法等，其目的為提昇整體橋梁系統之耐震性能或降低地震力需求。

5.1.1 慣性力分散工法

慣性力分散工法係配置適當裝置，使地震力分散至所有橋墩柱，降低橋柱地震力需求。

5.1.2 隔震補強工法

橋梁使用隔震元件進行隔震補強，應依據現行「公路橋梁耐震設計規範」相關規定進行隔震支承墊之設計與檢核。隔震系統亦得併用消能減震元件，以降低地震反應。

5.1.3 消能減震補強工法

橋梁得使用消能減震系統來降低地震反應。消能減震系統之應用應考慮消能元件之特性及其平面與立面之配置，且應能反映振動頻率、環境及溫度等因素之影響。

5.1.4 功能性支承系統補強工法

功能性支承系統補強工法係使橡膠支承有適當摩擦力，強震下可產生摩擦滑動機制，並使用位移限制裝置限制滑動位移，且允許位移限制裝置損壞避免傳遞過大地震力至下部結構。此外，須增設防止落橋裝置與提供足夠防落長度以確保不發生落橋。

5.2 防落系統補強

5.2.1 防落長度

為防止地震時產生落橋，橋梁應有足夠之梁端防落長度。梁端防落長度 L_N 如圖5-1所示，應依本節之規定辦理。

I. 活動支承

梁端置於活動支承者，其防落長度 L_N 須符合下式之規定：

$$L_N \geq L_{Nmin} \text{ 且 } L_N \geq u_R + u_G \quad (5-1)$$

$$L_{Nmin} = (50 + 0.25L + 1.0H) \times \left(1 + \frac{S^2}{8000} \right) \quad (5-2)$$

$$u_R = \sqrt{u_{R1}^2 + u_{R2}^2} \quad (5-3)$$

$$u_G = \varepsilon_G \times L_e \quad (5-4)$$

式中：

L ：跨徑，(m)。

L_e ：影響梁端防落長度之下部結構間距，(cm)，如圖 5-2 所示。

L_N ：梁端防落長度，(cm)。

L_{Nmin} ：最小梁端防落長度，(cm)。

u_R ：等級 II 地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位，若需考慮等級 III 地震時，則逕行以等級 III 地震所引致梁端與橋墩頂部之相對變位計算之，(cm)。

u_G ：地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位，(cm)。

H ：基面起算下部結構之高度，(m)。對橋台而言，採用鄰近橋墩之橋墩高度，但單跨橋時， $H = 0$ ；對橋墩而言，採用該橋墩高；對懸臂式伸縮接頭言，取接頭前後鄰近橋墩之平均高度。

S ：橋墩之斜角，為橋墩橫向支承的連線與垂直橋軸方向之夾角，(度)。

u_{Ri} ：振動單元 i 之最大變位， $i = 1, 2$ ，(cm)。

ε_G ：地盤變位係數，其值隨地盤種類而異。第一類地盤時 $\varepsilon_G = 0.0025$ ；第二類地盤時 $\varepsilon_G = 0.00375$ ；第三類地盤時 $\varepsilon_G = 0.005 = 0.005$ ；台北盆地時 $\varepsilon_G = 0.00625$ （若需考慮等級 III 地震時，則上述地盤變位係數須乘以 $S_{III,S}/S_{II,S}$ ）。

II. 固定支承

梁端置於固定支承者，梁端防落長度 L_N 不得小於最小梁端防落長度 $L_{N\min}$ 。

5.2.2 防止落橋措施

在等級II地震作用下，梁端防落長度若小於橋墩與上部結構之相對變位，或小於(5-2)式計算所得之 L_{Nmin} 時，應加長防落長度或增設防止落橋裝置以避免落橋。

對於重要橋梁或大坡度橋梁，應依以下原則設置防止落橋措施：

- (1) 增設防止落橋裝置之降伏強度須大於支承靜載重反力之 1.5 倍。
- (2) 增設防止落橋裝置不得影響在常態載重下之溫度變化、乾縮、潛變及載重引致之支承移動或轉動功能。
- (3) 增設防止落橋裝置應留設可動距離並設置緩衝材以吸收衝擊力。
- (4) 增設防止落橋裝置不可妨礙支承維護管理或其他裝置之功能。

相鄰主梁支承靜載重反力之比值達2.0倍以上或相鄰主梁振動單元基本振動週期之比值達1.5倍以上時，應避免採用相鄰主梁互相連接型式之增設防止落橋裝置。

第六章 結構構材補強設計

6.1 通則

本規範橋梁結構構材補強工法包含混凝土橋柱、帽梁、鋼橋柱及橋台補強工法等，目的為提昇橋梁結構構材之強度或韌性。

6.2 混凝土橋柱

補強原理包括韌性補強、剪力補強與鋼筋搭接部補強，補強的方法包括鋼板包覆補強、混凝土包覆補強及纖維複合材料包覆補強等。

6.2.1 鋼板包覆補強

(1) 韌性補強

就鋼筋混凝土橋柱而言，柱端於地震時可能產生塑性鉸，如其韌性容量不足，可進行鋼板包覆韌性補強以提高其韌性。包覆之鋼板於柱上下端應設置適當間隙，鋼筋混凝土橋柱應做適當之表面處理，以利包覆鋼板、橋柱混凝土與填充材料間之充分密接。鋼板包覆補強設計應避免地震時包覆鋼板產生面外變形。

(2) 剪力補強

鋼筋混凝土柱可採用鋼板包覆補強以提高其剪力強度。

(3) 柱底續接部搭接補強

鋼筋混凝土可採用包覆鋼板補強以提高柱底鋼筋搭接處或橋柱中鋼筋截斷處之強度及韌性。

6.2.2 混凝土包覆補強

鋼筋混凝土橋柱可採用混凝土包覆補強。包覆混凝土需新增箍筋和主筋，以提高其強度或韌性。包覆混凝土若其目的為提昇橋柱韌性，則主筋無須植入其基礎；若其目的為提昇橋柱強度，則其補強主筋須植入其基礎，如圖6-1所示。鋼筋混凝土橋柱應做適當之表面處理，以利包覆混凝土與橋柱混凝土間之充分密接。

6.2.3 纖維複合材料包覆補強

(1) 韌性補強

就鋼筋混凝土橋柱而言，柱端於地震時可能產生塑性鉸，如其韌性需求不足，可進行包覆纖維複合材料韌性補強以提高其韌性。包覆之纖維複合材料於柱上下端應設置適當間隙，鋼筋混凝土橋柱應做適當之表面處理，以利纖維複合材料與橋柱混凝土間之充分密接。

(2) 剪力補強

鋼筋混凝土圓柱與矩形柱而言，如其剪力強度不足，可進行包覆纖維複合材料剪力補強以提高其剪力強度。

(3) 柱底續接部搭接補強

鋼筋混凝土可採用包覆纖維複合材料補強以提高柱底鋼筋搭接處或橋柱中鋼筋截斷處之強度及韌性。

6.3 帽梁

帽梁可在原帽梁兩側增設深窄之梁進行補強。如圖6-2所示，構架式橋墩帽梁與橋柱接頭可採用混凝土包覆方式進行補強。

6.4 鋼橋柱

6.4.1 充填混凝土補強

鋼橋柱斷面內部充填混凝土可有效防止鋼柱挫曲，進而提高斷面的強度與韌性。

6.4.2 加設構材補強

鋼橋柱可適當於斷面外部或內部加設構材防止鉸道提早破壞及防止鋼柱挫曲。

6.5 橋台

6.5.1 橋台補強原則

橋台如有結構體強度不足、穩定性不足、基礎承载力不足、背填土區沉陷等，應進行橋台補強。

6.5.2 橋台補強工法

目前國內常用之橋台補強工法包含：加厚牆身尺寸、增加扶壁或翼牆、橋台前趾加樁、背填土區增設密排樁、施拉地錨、背牆與主梁間之縫隙填充適當之緩衝材料等。

第七章 基礎耐震補強

7.1 基礎耐震補強原則

基礎結構補強費用昂貴，施工困難，故上部結構與墩柱之補強設計，不宜額外增加傳遞至基礎系統之地震需求，必要時應採分散地震力補強方案，力求基礎結構不需補強。基礎耐震補強應考量下列原則：

1. 若基礎系統補強不可避免時，應確保新、舊構件之強度、承載力及界面之力量能安全傳遞至基礎地盤。
2. 因土壤液化之基礎耐震設計補強，應充分發揮基礎系統之塑性率。
3. 基礎耐震補強方案須與基礎耐洪補強方案一起考量，以同時達到耐震防洪的效益。

7.2 基礎系統補強時機

基礎系統之耐震容量無法滿足地震需求時，必須考慮基礎補強。

7.3 直接基礎及樁帽之補強設計

直接基礎補強設計應考量安全性、經濟性及施工條件，選擇一種或數種合適的補強工法，其補強方法包括：

1. 置換新的直接基礎或樁帽
2. 基礎版或樁帽加大與增厚
3. 增設基樁
4. 增設垂直或水平預力鋼棒
5. 地盤改良
6. 增加地梁工法

基礎版加大與增厚必須考慮到抗彎、抗剪與及新、舊界面之剪力傳遞。短樁與基礎版之結合亦須考慮剪力與彎矩的傳遞。

7.4 樁基礎之補強設計

既有樁基礎可能因耐震容量不足、土壤液化或基礎沖刷問題進行補強設計。

其補強設計應考量安全性、經濟性及施工條件，選擇一種或數種合適的補強工法。

一般之補強工法包括：

1. 補樁與加大基礎板尺寸
2. 增設垂直預力錨桿
3. 圍束工法
4. 地盤改良工法
5. 鋼板包覆基樁工法
6. 橋基更換工法

第一章 總 則

C1.1 基本原則

C1.1.1 法令依據

依據 106 年 1 月 4 日修正之公路法第 33 條，公路設計、施工、養護及交通工程之各項技術規範，由交通部定之。

C1.1.2 適用範圍

本規範適用於跨徑 150 公尺以下之既有一般性公路橋梁，跨越斷層橋梁和特殊性橋梁需另作適當之考量。

私設通路、私人社區或類似通路之橋梁若符合上述條件宜由養護單位依本規範進行評估與補強。

橋梁具有下列情況之一者，則毋須進行耐震評估與補強：

- (1) 臨時便橋。
- (2) 已封閉且無跨越通行公路、鐵路或水路航道之橋梁。

橋梁於下列情況下宜重新進行調查檢測與必要之耐震評估：

- (1) 天然災害造成橋梁環境之明顯改變時，如基礎嚴重沖刷、土石流等。
- (2) 橋梁因老、劣化或車輛超載等因素致使結構耐震性能明顯降低時。
- (3) 凡橋梁主管機關指定之標的。

兩側俱為橋台之單跨橋評估與補強時，僅需依第六章之規定針對其防落長度與支承強度進行檢核與補強。

本規範頒布前各機關依 921 地震後所頒定之相關規範、準則或研究成果，如 98 年「公路橋梁耐震能力評估及補強準則研究成果報告」中「公路橋梁耐震能力評估及補強準則草案」[C1.1]所辦理之設計、評估與補強，除因公路橋梁耐震設計規範修訂或斷層近域效應致地震力需求提高外，得免再依本規範重新評估。

C1.1.3 規範內容

耐震能力初步評估之目的在於快速、簡便且保守地篩選耐震能力不足的橋梁加以排序後進行耐震能力詳細評估。耐震能力初步評估提供橋梁強度韌性、落橋

檢查表與定性定量評估方式，篩選排序時尚須合併考量橋梁重要性指標等因素。

耐震能力詳細評估須配合現場實際調查檢測、結構體耐震容量之計算，及訂定之耐震需求等綜合判斷橋梁之耐震能力。

耐震補強應根據現場檢測調查與耐震評估結果，釐定橋梁之補強策略、方案與工法。

C1.2 耐震性能目標

C1.2.1 地震等級

耐震性能目標之地震等級以地震回歸期表示。回歸期之訂定係基於均布危害度分析，考慮工址周圍約 200 公里以內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，經或然率理論分析而得。

等級Ⅱ地震定義為其水平譜加速度係數在 50 年內被超越之機率為 10%之地震，此等級地震之回歸期約為 475 年；等級Ⅲ地震定義為其水平譜加速度係數在 50 年內被超越之機率為 2%之地震，此等級地震之回歸期約為 2500 年。有關工址堅實地盤短週期與一秒週期之水平譜加速度係數，及工址地盤分類，詳見第二章規定。

C1.2.2 性能目標

本規範定義之性能目標可視為基本之性能要求，主管機關或設計者可依橋梁重要性、橋齡、橋梁現況與補強經費等因素綜合考量訂定不同之耐震性能目標。

本節所述為不同地震等級下之性能目標，至於橋梁該進行何種等級地震之檢核則依 1.2.3 節之規定。

本性能目標亦適用於隔震橋梁。

橋梁依其採用之設計規範年代分為兩類，分別為：

- (1) 採用 84 年版或其後部頒橋梁耐震設計規範設計之橋梁。
- (2) 採用 76 年版部頒規範或之前設計之橋梁。

橋梁依其重要性分為兩個類別，其規定依公路之種類、交通狀況、經濟性等因

素決定，其重要程度之考慮因素，主要有下列數項：

- (1) 地震後之救災、復舊工作對該橋梁之依賴程度。
- (2) 橋梁受損後對其他結構物或其他設施所造成之影響程度。
- (3) 橋梁機能喪失後，有無可替代其機能之構造物或設施。
- (4) 橋梁修復所需之時間與費用。

C1.2.3 耐震性能檢核規定

為達成第 1.2.2 節所預期之耐震性能要求，針對整體結構系統及局部構材之變形，採用定量分析進行橋梁耐震性能檢核。

橋梁之耐震性能檢核，係為確保等級 II 地震至等級 III 地震所引致之結構變形需求，均小於限定之位移容量。

另規定非彈性譜位移與非彈性譜位移容量 ($S_{d,u} - S_{d,y}$) 之比值，如表 1-3 所示，用以限制等級 II 和等級 III 地震作用下所允許之最大非彈性位移。非彈性位移容量可經由第 5.6 節獲得。

相較於一般震區，台北盆地因盆地效應顯著，橋梁結構物反覆變形次數較多，故性能要求較一般震區嚴格，容許非彈性變形程度較小。

等級 II 及等級 III 地震之檢核目的，則為確保橋梁具備足夠韌性展現非線性變形與消散能力，相關耐震性能檢核依第五章辦理。單一構材之韌性檢核，為方便計算，以塑鉸區集中塑性鉸之轉角韌性檢核替代。

等級 II 及等級 III 地震作用下，橋墩或基樁單一構材之韌性需求，不得大於表 1-4 所列之韌性容量。表 1-4 係以單柱式橋墩極限韌性容量為 6.0；壁式橋墩強軸方向（撓曲或撓剪破壞）之極限韌性容量為 3.0；壁式橋墩強軸方向（剪力破壞）之極限韌性容量為 1.0 當基準，並根據表 1-3 之關係推算各工址之韌性容量上限值。舉例而言，工址位於一般震區之重要橋梁，在等級 II 地震所允許之 γ_H 為 1/2，故對於單柱式橋墩 $\mu \leq 1 + (6-1) \times 1/2 = 3.5$ ；壁式橋墩強軸方向（撓曲或撓剪破壞） $\mu \leq 1 + (3-1) \times 1/2 = 2.0$ 。同理，如工址為台北盆地時， γ_H 為 1/3，故對於單柱式橋墩 $\mu \leq 1 + (6-1) \times 1/3 = 2.2$ ；壁式橋墩強軸方向（撓曲或撓剪破壞） $\mu \leq 1 + (3-1) \times 1/3 = 1.67$ 。

等級 II 和等級 III 地震亦應進行 $P-\Delta$ 效應檢核，以確保橋梁不會因二次彎矩之不穩定產生破壞。等級 II 地震作用時 $P-\Delta$ 效應之穩定指數不得超過 0.20；等級 III 地震作用時 $P-\Delta$ 效應之穩定指數不得超過 0.25，否則應進行可考慮大變形之幾何非線性動力分析，以確保系統之穩定性。

C1.3 耐震能力初步評估原則

如果有大量橋梁須進行耐震評估補強工作，可行的方法是發展一套簡便、快速之方法來進行耐震能力初步評估，其後再配合橋梁重要性指標（含橋寬指標、橋梁跨越道路指標及附掛維生管線指標）予以加權平均後加以篩選排序，供橋梁後續選擇進行耐震能力詳細評估之依據。耐震能力初步評估詳見第四章之規定。

C1.4 耐震能力詳細評估原則

橋梁耐震能力詳細評估務求能夠實際反映橋梁的耐震能力，因此應依據橋梁竣工圖或現地檢測所得之各項紀錄如材料強度、斷面尺寸、鋼筋混凝土構材配筋細節與材料劣化情形（如混凝土中性化、混凝土氯離子含量偏高或鹼骨材效應等），作為構材結構力學之計算基準。橋梁結構模型之建立，應力求幾何形狀、質量分佈、構材斷面性質、支承及土壤與基礎結構互制等之模擬能夠準確。耐震能力詳細評估詳見第五章之規定。

C1.5 耐震補強原則與策略

C1.5.1 補強原則

本規範補強策略指耐震補強的整體計畫。補強方案指改善耐震性能的思考方向，如提升強度即是一種方案。補強工法指實際用以改善構件性能的技術。補強策略與方案應根據耐震評估與現場檢測調查結果綜合判斷決定，可採用系統改善補強或部分結構補強等來進行，並宜結合維修方便性、使用功能性及美觀等考量。耐震補強設計應便於施工，並應考慮對日常交通之影響。橋梁進行耐震補強時，其耐震性能需求應詳定於補強設計中。進行補強設計與施工計畫前應進行現地勘查。

補強作業宜優先考量系統補強或更換支承系統，利用降低地震力傳遞至下部結構為原則，以盡量減少基礎補強。

C1.5.2 補強策略

耐震補強的目標在於確保目標地震作用下結構能具有期望之性能表現。對於不同橋齡之新舊橋，本規範之性能目標為只要不發生落橋和橋柱崩塌情況，均允許產生結構之損壞，且舊橋的損壞情況可能比新橋嚴重。

為提供適當的耐震性能，耐震補強工程通常較新建工程複雜也較昂貴。在某些情況，假設忽略間接損失，補強所投入的金額可能遠比震後修復一座未補強的橋梁高出許多。另既有橋梁可能因老、劣化或車輛超載等因素而降低使用性，或減少使用年限，此情況如同橋梁經歷地震一般，亦會增加耐震補強的經費。所以允許不同橋齡與重要性之橋梁具有不同程度之損壞，對所有需補強之橋梁是很重要的。

當補強所需經費過高或有其它原因時，得將拆除重建納入評估。

C1.5.2.1 補強方案

(1) 防落系統補強

防落設施補強方案包括：(i)加長防落長度、(ii)增設防止落橋裝置，與(iii)增設變位限制裝置。國內早期橋梁興建時尚無防落設施之相關規範，即使有設置相關防落設施，但尚無法符合目前耐震相關規定，故對於有落橋之虞的橋梁應檢核其防落設施是否足夠，並採取適當的補強措施。

(2) 結構系統補強

結構系統補強方案包含慣性力分散、功能性支承系統補強、隔震補強和減震補強等，其目的為提昇整體橋梁系統之耐震性能或降低地震力需求。為提高地震時支承之消能功能，部分橋梁之人造橡膠支承墊可能需考量予以置換為隔減震支承，惟應特別考量其橋墩頂施工空間之施工性及對現有交通維持之影響。利用改變橋單元之鉸接端及活動端，橋墩經由重新調整結構系統，將原本集中於某些橋墩之地震慣性力轉移至其它橋墩或橋台，以降低該橋單元橋墩之地震力，達到以最適當且經濟的方式提昇耐震能力至足夠標準即維修最小化。

(3) 結構構件補強或置換

結構桿件補強或置換方案包括：(i)增加強度、(ii)提高韌性。藉由橋柱、帽梁、基礎等增加構件之強度，與增大構件之變形能力即提高韌性，使橋梁得以抵抗更大之地震。

(4) 地盤改良

經土壤液化潛能評估分析後，對於橋梁基礎可能因土壤液化，造成支承力不足，基礎產生沉陷、傾斜、側向流動而破壞，必須選定適宜之補強工法，進行基礎結構補強或地盤改良，以確保橋梁基礎之安全性與穩定性。

(5) 其他可信之可行方案

配合材料與技術的改良與發展，其他採用新材料或新工法之補強方案，若經可信之驗證認為有效且施工上可行者，亦可選用。

C1.5.2.2 補強工法

近年來，橋梁耐震補強工法不斷推陳出新，針對上部結構、支承、支承墊座、橋柱、橋塔等，都已發展出諸多可用的工法；甚至包含橋台與基礎亦有不少工法可供參考使用。常見補強工法包括：加長防落長度、增設止震塊、增設防落拉桿、支承置換、換裝隔震支承、增設消能裝置、簡支梁橋上部結構連續化、橋柱補強、帽梁補強、基礎增厚、補樁和地盤改良等。

第二章 目標地震

C2.1 通則

本規範之目標地震等級依回歸期不同分兩級。每一個震區分別給定 0.3 秒週期之反應譜值當作短週期結構物地震反應之標準，以及 1.0 秒週期之反應譜值當作中、長週期結構物地震反應之標準，並提供設計者所需的工址堅實地盤短週期與一秒週期之設計地震水平譜加速度係數。此兩個週期（0.3 秒與 1.0 秒）的回歸期均相同，表示對此不同週期之結構物而言，其地震風險為一致。此外，考量土壤非線性放大效應之條件下，配合台灣地盤分類標準與小震幅震波之工址放大係數值，依比例修正得不同震區譜加速度係數所對應之工址放大係數。針對活動斷層近域，以斷層近域調整因子修正斷層近域工址堅實地盤之震區水平譜加速度係數。

C2.2 工址之地盤分類

本規範有關地盤之分類係依據公路橋梁耐震設計規範訂定。係參照美國 IBC2000[C2.1]，藉由工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{s30} 作為決定工址地盤放大係數之地盤分類指標。除臺北盆地外，將臺灣地區之地盤分為三類。若無法提供場址實際量測之土壤剪力波速值時，本規範參照日本道路橋梁示方書之波速換算公式，規定土壤剪力波波速除了可使用實際量測值外，亦可利用 q_u 及 N 值換算而得。由於公路橋梁耐震設計規範（84 年版）[C2.2]係以 $N = 25$ （黏性土層）或 $N = 50$ （砂質土層）作為基盤面，而藉由經驗公式換算所得之土壤剪力波速約為 $V_s = 290\text{m/s}$ ；本規範以 $V_{s30} = 270\text{m/s}$ 作為第一類地盤與第二類地盤之分界。

黏性或砂質之土壤剪力波波速除可使用實際量測值外，亦可利用 q_u 及 N 值換算而得，但對於卵礫石層建議採實測資料較為可靠。

在許多地震事件中皆可觀察到所謂地盤場址效應，亦即地表運動特性受各個工址局部土壤狀況之影響，且不同之搖晃程度將改變地盤週期，進而改變短週期結構與長週期結構之譜加速度放大倍率。Idriss 利用 1985 年墨西哥地震及 1989

年美國 Loma Prieta 地震之資料，統計得出當岩盤之最大加速度在 0.05g 至 0.10g 之間且其上有軟弱黏土層時，最大地表加速度會有 1.5 至 4.0 倍之放大效果；但當岩盤之最大加速度逐漸增加至 0.4g 時，最大地表加速度之平均放大倍率會從 2.5 至 3.0 倍下降至 1.0 倍，而此種效應直接與土壤之非線性應力-應變行為有關。同時，長週期段之譜加速度放大倍率會比短週期段來得大。因此，美國 IBC2000 採用 F_a 與 F_v 兩參數決定加速度反應譜之譜加速度放大效應，並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，分別訂定反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數 F_a 與 F_v 。利用 1989 年 Loma Prieta 之地震資料，可統計出工址放大係數 F_a 與 F_v 之值與工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 之經驗式為：

$$F_a = \left(\frac{V_{SI}}{V_{S30}} \right)^{m_a} ; m_a = \begin{cases} 0.35 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.1g \\ 0.25 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.2g \\ 0.10 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.3g \\ 0.05 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.4g \end{cases} \quad (C2-1)$$

$$F_v = \left(\frac{V_{SI}}{V_{S30}} \right)^{m_v} ; m_v = \begin{cases} 0.65 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.1g \\ 0.60 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.2g \\ 0.53 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.3g \\ 0.45 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.4g \end{cases} \quad (C2-2)$$

其中， V_{SI} 為岩盤之剪力波速，而參數 m_a 與 m_v 則會隨著岩盤輸入加速度值之增加而遞減。

理論上，可將土壤假設為軟弱土層覆蓋於岩盤之上的層狀模型，並配合理想化之一維彈性剪力波傳行為來解釋小震幅震波之土壤放大效應；其分析結果顯示，土壤自然頻率乃至於震波放大倍率，皆與土壤之阻尼比及表土層對岩層之阻抗比有關，且長週期段之譜加速度放大倍率會比短週期段來得大。利用臺灣之現地鑽探資料配合一維彈性剪力波傳理論，可在小震幅震波之輸入條件下求得反應譜等速度段之工址地盤放大係數 F_v 值與地盤分類指標 V_{S30} 之變化關係如圖 C2-1 所示。同時，參照美國之經驗公式並配合臺灣之地盤分類標準，可將小震幅震波輸入下之 F_a 與 F_v 經驗式修正為：

$$F_a = \left(\frac{270}{V_{S30}} \right)^{0.35} ; F_v = \left(\frac{270}{V_{S30}} \right)^{0.65} \quad \text{岩盤輸入加速度 } 0.1g \quad (C2-3)$$

由圖 C2-1 得知，一維剪力波傳分析結果與上述經驗公式相符。惟因一維彈性剪力波傳分析過於理想化，並考慮輸入震波與現地量測之變異性，故本次規範之修訂將第二類地盤與第三類地盤之分界定為 $V_{S30} = 180 \text{ m/s}$ ，並定義在小震幅震波之輸入條件下，第一類地盤與第三類地盤之工址放大係數 F_v 值分別為 $F_v = 1.0$ 與 $F_v = 1.8$ ，第二類地盤之 F_v 則依據 V_{S30} 線性內插。另一方面，參照前述美國經驗公式中之 m_a 與 m_v 值，再考量土壤非線性放大效應之條件下，配合臺灣地盤分類標準與小震幅震波之工址放大係數值，依比例修正得不同震區譜加速度係數所對應之工址放大係數，修正後之 F_a 與 F_v 值，分別如表 2-1(a)與表 2-1(b) 所示。

C2.3 等級 II 地震水平譜加速度係數

1. 一般工址之堅實地盤短週期與一秒週期水平譜加速度係數

傳統之設計地震水準是以最大地表加速度（Peak Ground Acceleration, PGA）之大小來區分，但計算地震力時尚要乘以正規化加速度反應譜係數，而正規化加速度反應譜係數本身還有其不確定性，因此算出的地震力對應的回歸期會高於 475 年，不甚合理。為計算準確對應各等級地震回歸期之地震力，乃直接利用譜加速度的衰減公式，獲致特定回歸期之設計反應譜。本規範對每一個震區分別給定 0.3 秒週期之反應譜值當作短週期結構物地震反應之標準，以及 1.0 秒週期之反應譜值當作中、長週期結構物地震反應之標準，並提供設計者所需的工址堅實地盤短週期與一秒週期之設計地震水平譜加速度係數。此兩個週期（0.3 秒與 1.0 秒）的回歸期均相同，表示對此不同週期之結構物而言，其地震風險為一致 [C2.3, C2.4]。

臺灣地區堅實地盤之震區等級 II 地震（475 年回歸期地震）水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 係根據 50 年 10% 超越機率的均布危害度分析求得。均布危害度分析須考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震央及震源深度等，並利用結構短週期與一秒週期水平譜加速度隨距離、地震規模變化之衰減率，及其他土層構造等資料，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後再依實用性進行調整，故本規範係直接以鄉、鎮、市、區等行政區域為震區劃分單位。

各微分區內之工址堅實地盤等級 II 地震（475 年回歸期地震）水平譜加速度係數 S_s^{II} 與 S_I^{II} 乃根據 50 年 10% 超越機率之均布危害度分析訂定；工址堅實地盤等級 III 地震（2500 年回歸期地震）水平譜加速度係數 S_s^{III} 與 S_I^{III} 則根據 50 年 2% 超越機率之均布危害度分析訂定。工址堅實地盤等級 II 地震（475 年回歸期地震）水平譜加速度係數 S_s^{II} 與 S_I^{II} ，以及工址堅實地盤等級 III 地震（2500 年回歸期地震）水平譜加速度係數 S_s^{III} 與 S_I^{III} ，如表 2-2 所示。

工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震（475 年回歸期地震）水平譜加速度係數 S_s^{II} 與 S_I^{II} 分別代表工址所屬震區在第一類（堅實）地盤下受等級 II 地震（475 年回歸期地震）作用時，短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。圖 C2-2 至圖 C2-3 分別表示臺灣震區短週期與一秒週期之等級 II 地震（475 年回歸期地震）水平譜加速度係數分布狀況，可依工址所屬之鄉、鎮、市、區位置由表 2-2 和表 2-3(b) 查出該係數值。

工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 III 地震（2500 年回歸期地震）水平譜加速度係數 S_s^{III} 與 S_I^{III} 分別代表工址所屬震區在第一類（堅實）地盤下受等級 III 地震（2500 年回歸期地震）作用時，短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。圖 C2-4 至圖 C2-5 分別表示臺灣震區短週期與一秒週期之等級 III 地震（2500 年回歸期地震）水平譜加速度係數分布狀況，可依工址所屬之鄉、鎮、市、區位置由表 2-2 查出該係數值。

2. 活動斷層近域之堅實地盤短週期與一秒週期水平譜加速度係數

臺灣地區活動斷層之公告權責單位為經濟部中央地質調查所，該所累積近年之調查研究成果於 2012 年重新公告第一類活動斷層分布圖，包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等（如表 C2-1）。鄰近第一類活斷層之鄉鎮市區其地震潛勢因而提高，故表 2-2 之行政區列有鄰近斷層者，須考慮斷層近域效應。

近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之值為近斷層地震之實際需求除以 $S_S^{II} = 0.8$ 、 $S_I^{II} = 0.45$ （或 $S_S^{III} = 1.0$ 與 $S_I^{III} = 0.55$ ）計算所得，故考量近斷層地震之實際需求時，應以 $S_S^{II} = 0.8N_A$ 、 $S_I^{II} = 0.45N_V$ （或 $S_S^{III} = 1.0N_A$ 與 $S_I^{III} = 0.55N_V$ ）計算之。

3. 臺北盆地之短週期與一秒週期水平譜加速度係數

臺北盆地範圍訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域。臺北盆地由於特殊的地形與地質條件，其地震動特性同時受到盆地扭轉效應與軟弱土層效應之影響，應特別考量其設計地震反應譜。由於臺北市及新北市內部分區域並不屬於臺北盆地範圍，為方便區分，故將臺北市及新北市屬一般震區之里，其工址堅實地盤短周期與一秒週期之等級 II 與等級 III 地震水平譜加速度係數獨立於表 2-3(b)。根據 (2-4) 式可訂定臺北盆地之等級 II 地震（475 年回歸期）水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ；(2-14) 式可訂定臺北盆地之等級 III 地震（2500 年回歸期）水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 。

一般而言，設計反應譜之形狀大致可區分為等加速度段（短週期）與等速度段（中、長週期）。等加速度段指的是設計反應譜之平台部分，此部分為加速度敏感區，深受近震源之影響，而等速度段之形狀，則易受遠震源之影響。對臺北盆地而言，反應譜形狀更受到前述盆地效應及軟弱土層效應之影響。臺北市與新北市震區之等級 II 地震及等級 III 地震水平譜加速度係數，在短週期部分為常數，分別等於工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 及 $S_{III,S}$ ；對中、長週期部分，當結構週期超過 T_0^{II} 及 T_0^{III} 秒後採 $1/T$ 的衰減趨勢遞減。

由於公路橋梁耐震設計規範（97 年版）[C2.5]關於臺北盆地微分區之訂定並未考量 921 以及 331 等災害性地震的影響，加上中央氣象局地震資料庫逐年更新，以及臺北市及新北市部分行政區域調整等，對於臺北盆地之設計地震微分區有其修訂的必要。本規範條文係參考國家地震工程研究中心研究報告[C2.6]略作調整而訂，其為針對臺北盆地區域之所有中央氣象局強震觀測網站，藉由篩選出的地震紀錄，計算各個測站之中、長週期設計反應譜修正因子，再配合行政區域範圍，將盆地部分劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區等三個微分區，並求得各微分區之轉換週期。

4. 水平譜加速度放大係數

當計算工址短週期與一秒週期等級 II 地震（475 年回歸期）水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與 $S_{II,I}$ 時，工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 必須依據工址堅實地盤短週期與一秒週期設計地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_I^{II} 決定。當計算工址短週期與一秒週期 2500 年回歸期水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ 與 $S_{III,I}$ 時，工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 必須依據工址堅實地盤短週期與一秒週期設計地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_I^{III} 決定。

對於表 2-2 所述斷層近域之鄉、鎮、市、區，應先選擇 $S_S^{II} = 0.8$ 、 $S_I^{II} = 0.45$ 、 $S_S^{III} = 1.0$ 與 $S_I^{III} = 0.55$ ，與 N_A 、 N_V 相乘後，再以 $0.8N_A$ 、 $0.45N_V$ 、 $1.0N_A$ 與 $0.55N_V$ 之數值再求對應之 F_a 與 F_v 。

5. 水平譜加速度係數函數

工址等級 II 地震（475 年回歸期地震）水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 代表橋梁在等級 II 地震作用下所引致的工址絕對水平譜加速度係數，其為公路橋梁耐震設計規範（89 年版）[C2.7]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；對於若有需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，即可取工址地表之水平加速度係數 $Z = 0.4S_{II,S}$ 進行分析。

(2-4)式訂定工址之等級 II 地震(475 年回歸期地震)水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，如圖 C2-6 所示。此反應譜係數在短週期部分為一常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ ；當週期超過 T_0^{II} 後，則隨 $1/T$ 的衰減趨勢遞減，其中 T 為橋梁的基本振動週期(秒)，而短週期與中週期的分界 T_0^{II} 須依據(2-7)、(2-10)或(2-12)式計算；在較短週期（ $T \leq 0.2T_0^{II}$ ）的範圍內， $S_{a,II}$ 與結構週期呈線性變化關係。

C2.4 等級 III 地震水平譜加速度係數

(2-14)式訂定工址之等級 III 地震（2500 年回歸期地震）水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 。此反應譜係數在短週期部分為一常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ ；當週期超過 T_0^{III} 後，則隨 $1/T$ 的衰減趨勢遞減，其中 T 為橋梁的基本振動週期(秒)，而短週期與中週期的分界 T_0^{III} 須依據(2-17)、(2-20)或(2-22)式計算；在較短週期（ $T \leq 0.2T_0^{III}$ ）的範圍內， $S_{a,III}$ 與結構週期呈線性變化關係。

C2.5 水平譜加速度係數調整

阻尼比異於 5%時之阻尼比修正係數 B_5 與 B_1 ，如表 2-5 所示，係參照美國 IBC2000[C2.1]及 ATC-32[C2.8]之規定略加調整而訂定。基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比應考慮土壤材料阻尼與輻射阻尼，並依可信理論計算。整個系統之複合振態阻尼比可依下式計算：

$$\xi_J = \frac{\sum_{i=1}^n \{\phi_J\}_i^T [k]_i \{\phi_J\}_i \xi_i}{\{\phi_J\}^T [K] \{\phi_J\}} \quad (C2-4)$$

其中，符號定義如下：

ξ_J : 第 J 個振態之複合振態阻尼比

$[K]$: 整個系統之勁度矩陣

$[k]_i$: 第 i 個構材之勁度矩陣

$\{\phi_J\}$: 第 J 個振態之振態形狀向量

$\{\phi_J\}_i$: 第 i 個構材在第 J 個振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i : 第 i 個構材的阻尼比

求得整個系統之複合振態阻尼比後，並依此阻尼比配合表 2-5 中所列之阻尼比修正係數，利用表 2-6 求算對應之水平譜加速度係數。

第三章 耐震能力初步評估

C3.1 通則

如須進行耐震評估的橋梁數目龐大，可行方法是發展一套簡便、快速又不失準確的方法來進行耐震能力初步評估，其後再配合橋梁重要性指標（含橋寬指標、橋梁跨越道路指標及附掛維生管線指標）予以加權平均後加以篩選排序，供橋梁後續進行選擇耐震能力詳細評估之依據。

本章提供兩種耐震能力初步評估方法，第一種較為簡單，稱為耐震評估檢查表法。此法係以填寫檢查表各項目，依橋梁實際情況得各項目之評分，加總後得分數總計，並根據分數高低以評定該橋梁耐震能力之優劣，配合橋梁重要性指標加以加權平均後，即可進行篩選排序之作業。

第 4.2 節提出的耐震評估檢查表分兩種，一為落橋評估，另為強度韌性評估。前者評估橋梁地震時上部結構位移太大，致使產生落橋之可能性；後者評估橋梁地震時下部結構強度與韌性組合而得之耐震能力。上述兩種檢查表目的不同，均須填寫。

第二種方法稱為耐震評估定性定量法，定量的部分將橋柱的高深比分為三類，由某類橋柱韌性完全發揮時其他兩類橋柱強度與韌性可發揮的比例，可算出橋梁達容許韌性容量與韌性容量時之地表加速度，並與最新規範工址 475 年與 2500 年回歸期地表加速度比較，可計算其評分。落橋定量評估亦可計算出 2500 年回歸期地震作用下橋梁滑動端與橋柱之相對位移，經與實際有效防落長度比較，可計算其評分。定性的部分不計定量部分已經考慮過之因素，將尚未考慮的因素以填表的方式評分，共佔四十分，定量部分則佔六十分（強度韌性評估佔四十分，落橋評估佔二十分），最後再配合橋梁重要性指標加權予以平均後，即可進行後續篩選排序作業。

兩種初步評估法開放由橋梁管理機關擇一進行，惟由於定性定量法需要知道橋柱配筋等資料，所以在沒有設計圖的情況下，建議採用耐震評估檢查表法。

C3.2 耐震評估檢查表法

橋梁地震中產生嚴重破壞主要來自兩方面，一為主梁由帽梁掉落橋下的破壞，另為橋梁強度、韌性不足產生之破壞，如墩柱之撓曲或剪力破壞等。由於落橋主要源於地震時上部與下部結構之相對位移過大，譬如相鄰兩振動單元的基本振動週期差異、土壤液化、基礎土壤互制、基礎裸露等諸多複雜因素，因此評估時通常將兩者獨立出來，各自評估。由於上述兩種檢查表目的不同，所以均須填寫。

強度、韌性不足，致使耐震能力偏低，或橋梁落橋風險高而須補強時，其所採用的補強方案也各自不同。譬如前者可對橋柱柱底包覆鋼板，藉以增進其韌性，而後者常藉增加防落長度與設置防落措施來降低落橋的風險，因此兩者可以分別評估與補強。

C3.2.1 落橋評估檢查表

橋梁初步耐震評估以橋梁之各振動單元為對象，橋梁結構振動單元之選取參照公路橋梁耐震設計規範第 1.3 節規定。由於落橋之發生，主要在行車方向，因此表 3-1 之落橋評估檢查表主要以評估行車向落橋風險性為主。

本評估檢查表共有 14 個項目，項次從 G101 編至 G114。其中又區分為橋址環境、結構系統及結構細部三大項，分別有 4、6 及 4 個項目。為說明落橋評估檢查表擬訂的背景，並使得不同評估人員評估時具有較一致的客觀標準，謹就該表撰寫解說如下：

項次【G101】是否為第一類活動斷層近域

橋址若位於第一類活動斷層近域，當此斷層錯動發生地震時，其所受之地震力與產生之位移可能不小，自然增加發生落橋的可能性。97 年版以前的公路橋梁耐震設計規範尚未計及第一類活動斷層近域的效應，但 97 年版規範列出台灣地區七條第一類活動斷層近域所屬之鄉、鎮、市、區。102 年經濟部中央地質調查所重新公告第一類活動斷層分布圖，評估者可按表 2-2 決定工址是否位於第一類活動斷層近域。

位於第一類活動斷層近域之橋梁，其所受到地震的威脅，並非全部來自該斷層影響，事實上地震直接來自該斷層的機率並非很高，而一般是來自較遠域的地震，基此考量配分僅訂為 8 分。

項次【G102】地盤類別

地盤越軟弱，中長週期加速度反應譜值就越大，地震時引起的位移也較大，因此提高落橋的可能性。所以位於台北盆地或第三類地盤之橋梁，其落橋的威脅性自然高於位於第二類地盤與第一類地盤之橋梁。

項次【G103】相鄰橋墩間地表土質變化

本項次指相鄰兩單元可能因土層軟硬不一，造成週期差異，以致會引起兩單元間之相對位移而落橋。影響橋梁是否落橋的位移，通常與相鄰兩振動單元的週期有關，週期相差越多，即使兩相鄰振動單元的橋墩高度相同，因振動時不同步，也會增加落橋的可能性。再者，若兩單元下的土層軟硬不同，經土壤結構互制後的週期就有差異，兩振動單元的相對位移就會增加而易產生落橋。此外，相鄰橋墩土層變化大時，輸入橋墩底的地震歷時不論在振幅與相位均有所不同，均可能增加相對變位而落橋。

項次【G104】液化可能性

地震時如造成液化現象，嚴重者基礎承载力可能不足或產生噴砂現象，致使基礎產生沉陷、平移或傾斜，導致柱頂位移變大而落橋。液化不嚴重時，承载力雖仍足夠，但基礎與土壤互制的勁度會變小，柱頂位移仍會變大而增加落橋的可能性。評估時宜配合現地勘查及參考附近地質之相關文獻資料考量水位、是否為飽和砂性土層及地震危害度大小等因素加以綜合研判。液化定量之計算，如需根據規範計算抗液化安全係數 F_L ，再計算土壤參數折減係數 D_E ，等同做詳評工作耗時費力。故初評只要根據水位、土壤種類及 475 年回歸期地表加速度等影響土壤液化最重要的參數進行綜合判定即可。

項次【G105】相鄰兩振動單元結構系統差異性

橋梁活動端與其下柱頂之相對位移，通常與兩個相鄰振動單元有關。如果二振動單元的週期相近，則因地震時產生較同步的振動，相對位移不大，較不易產生落橋。當相鄰兩振動單元因橋墩高度不同等因素，致使振動週期有較大的差異時，兩振動單元的反應就不會同步，致使梁端與柱頂之相對位移加大而增加落橋危險性。

相鄰兩振動單元的週期比大於或等於 1.5 時系統之差異最大；週期比介於 1.25 至 1.5 間差異居中；週期比介於 1.25 至 1.1 間差異較小；週期比小於 1.1 時無差異。相鄰兩振動單元計算週期比時，要考慮兩個主要因子的相乘結果，其中一為週期與柱高的 3/2 次方成正比，另一為與跨徑的 1/2 次方成正比，算式如下：

$$\frac{T_{L1}}{T_{L2}} = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^{\frac{1}{2}} \times \left(\frac{H_{L1}}{H_{L2}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (C3-1)$$

其中， L_1 、 L_2 為相鄰兩振動單元跨徑， $L_1 > L_2$ 。 H_{L1} 與 H_{L2} 為相對應於 L_1 與 L_2 之柱高。上述概算得到的結果可應用於大多數的簡支梁橋梁結構系統。若為連續梁橋且支承為鉸接端時，跨徑部分可取振動單元總長，柱高部分可取第 i 個振動單元內各鉸接端柱高 3 次方總和再開三次方。若於相鄰兩振動單元橋梁結構系統不同時，或上部結構材質相異時如混凝土橋與鋼橋，可填選較保守之值。

$$H_{Li} = \sqrt[3]{H_{Li1}^3 + H_{Li2}^3 + \dots + H_{Lin}^3} \quad ; \text{連續梁橋} \quad (C3-2)$$

項次【G106】外懸梁

橋梁有時將活動端、伸縮縫不設在橋墩頂部，而係設於橋墩外懸梁上。此時因地震時該處有垂直向的振動變形，懸臂梁也有旋轉角，比起活動端、伸縮縫設在橋墩頂部的情況複雜，會增加落橋的機會。

項次【G107】梁端與橋墩或橋台之夾角 θ°

θ° 是橋墩或橋台支承連線與垂直行車方向之夾角，橋梁正交時此夾角為 0，若夾角不為 0，則稱為非正交橋梁，其活動支承配置的方向仍沿主梁的方向，因此地震輸入行車向或垂直行車向時橋墩或橋台會同時承受兩向的地震力，產生兩向的位移而增加落橋的機會。

根據交通部 97 年 11 月頒布之「公路橋梁耐震設計規範」，梁端防落長度 L_N 依下式計算：

$$L_N = (50 + 0.25L + 1.0H)(1 + \theta^2 / 8000) \quad (C3-3)$$

顯然地斜橋的斜角越大，梁端防落長度需留設越長。惟 97 年版以前規範並未計及此效應，所以評估表中列入此項目。

項次【G108】縱坡坡度 S (%)

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。縱坡坡度是以斜坡的垂直邊與水平邊的比值乘以 100 而得。由評估內容計算權重的公式看，當縱坡坡度大於 6% 時，以 6% 計。

項次【G109】曲線橋(半徑 $\leq 100\text{m}$ 或斜交角度 $\geq 30^\circ$)

曲線橋或橋梁斜交角度大於 30° 時會造成橋梁的不規則性，地震時橋墩會產生兩方向的位移，自然增加落橋的可能性。要根據半徑與交角分別計算權重，再取兩者之大值。

項次【G110】基礎裸露程度

台灣地區因河川沖刷問題嚴重，致使許多橋梁有基礎裸露的問題。橋梁基礎裸露會降低橋墩的勁度，使地震時造成的位移增加而容易落橋。如基礎裸露嚴重，地震時可能因基礎承载力不足而產生平移、傾斜等現象，均會加重墩頂上構與橋墩之相對位移而落橋。

評估時，當樁基礎裸露長度 h_{exp} 為 2.4 倍樁徑時，權重將升至 1.0；對沉箱基礎而言，當裸露長度 h_{exp} 為原設計長度 h 之 20% 時，權重將升至 1.0。

項次【G111】支承狀況

支承狀況不良時，支承已難以發揮應有的功能，譬如原為固定支承，其現況可能已與活動支承相近，自然會增加落橋的可能性。

項次【G112】防落長度

依規範規定，防落長度計算僅與其跨徑、橋梁高度、橋梁斜交角度有關。足夠的防落長度，是防止落橋最有效的辦法。計算權重公式中 L_r 為受評橋梁實際有效防落長度，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分及上部主梁端部外緣混凝土保護層部分之長度不可計算在內。 L_N 為依 97 年 11 月部頒「公路橋梁耐震設計規範」計算所得之所需防落長度。權重公式的意義係當 L_r 不足 $L_N/2$ 時，權重為 1.0。

評估檢查表最下面備註提及實際有效防落長度如大於規範規定防落長度，橋址環境各項之評分可乘以折減係數 $\phi = 1 - 0.8[(L_r / L_N) - 1] \geq 0.6$ ，當 L_r / L_N 大於 1.5

時， ϕ 取 0.6 為下限。亦即防落長度很長的情況下，即使橋址環境對落橋不利，也不致落橋。

項次【G113】防落設施

防落設施如防震拉桿、止震塊等，為防止落橋之第二道防線。一般而言行車向較易落橋，因此僅行車向裝設防落設施，其權重為 0.25。此外，防落設施如果功能不良，也會影響其防止落橋的功效，因此權重須加上 0.25。最後當 $L_r \geq 1.2L_N$ ，行車向即使沒有防落設施，也不易落橋，因此視同行車向具有防落設施，且功能良好。

項次【G114】其他異常現象

若有其他異常現象，譬如橋墩已有傾斜，或梁端與帽梁邊緣混凝土有異常狀況等，評估者可依據實際狀況給予適當之權重。

C3.2.2 強度韌性評估檢查表

本評估檢查表共有 13 個項目，項次從 G201 編至 G213。其中又區分為橋址環境、結構系統及結構細部三大項，分別有 3、5 及 5 個項目。G209 至 G212 等四個項目，就一般橋柱、壁式橋墩或鋼橋柱擇一填寫，兩向均橋柱者，填一般橋柱部分，兩向均壁式橋墩者，填壁式橋墩部分，一向為橋柱，而另向為壁式橋墩者，取兩者評分之大值。為說明強度韌性評估檢查表擬訂的背景，並使得不同評估人員評估時具有較一致的客觀標準，謹就該表撰寫解說如後：

項次【G201】是否為第一類活動斷層近域

橋址若位於第一類活動斷層近域，當此斷層錯動發生地震時，其所受之地震力與產生之位移可能不小，自然增加強度韌性破壞的可能性。97 年版以前的規範都尚未計及第一類活動斷層近域的效應，但交通部 97 年 11 月頒布之「公路橋梁耐震設計規範」已列出台灣地區七條第一類活動斷層近域所屬之鄉、鎮、市、區。評估者可按表 2-2 決定工址是否位於第一類活動斷層近域。

位於第一類活動斷層近域之橋梁，其所受到地震的威脅，並非全部來自該斷層影響，事實上地震直接來自該斷層的機率並非很高，基此考量配分僅訂為 8 分。

項次【G202】地盤類別

地盤越軟弱，中長週期加速度反應譜值就越大，地震時引起的地震力也較大，因此提高強度韌性破壞的可能性。以往的規範中，自民國 76 年的規範開始，已考慮地盤的類別，將軟弱地盤的地震力提高，因此對 76 年以後設計之橋梁，本項目之權重可取 0。

項次【G203】液化可能性

地震時如造成液化現象，基面可能會降低，影響橋墩與基樁的內力，因此降伏或破壞的位置可能改變，譬如不在柱底產生塑鉸，或落在樁頂降伏，或在樁的某一斷面產生剪力破壞，因而影響其耐震能力。評估時宜配合現地勘查及參考附近地質之相關文獻資料考量水位、是否為砂性土層及地震危害度大小等因素加以綜合研判。自民國 84 年的規範開始，已有液化潛能的評估規定，並採用折減後之土壤參數設計，因此對 84 年以後設計之橋梁，本項目之權重可取 0。

液化定量之計算，如須根據規範計算液化抵抗率 F_L ，再計算土壤參數折減係數 D_E ，等同做詳評工作耗時費力。故初評只要根據水位、土壤種類及 475 年回歸期地表加速度等影響土壤液化最重要的參數進行綜合判定即可。

項次【G204】梁端與橋墩或橋台之夾角 θ°

θ° 是橋墩或橋台支承連線與垂直行車方向之夾角，橋梁正交時此夾角為 0，若夾角不為 0，則稱為非正交橋梁。此種斜橋具有高度的不規則性，如採靜力分析設計，恐不易掌握其行為，會影響其韌性發展的過程及耐震能力。

項次【G205】橋柱或壁式橋墩高深比 R

高度除以沿地震剪力方向寬度超過 5.0 時之橋墩柱，大致不會發生剪力破壞，因此韌性較佳。而高深比小於 2.5 之壁式橋墩，可能會產生剪力破壞，較不具韌性。若介於兩者之間，採內差計算其權重。行車向與垂直行車向均須計算，但取兩向計算所得之大值。

項次【G206】振動單元中最高墩(柱)與最矮墩(柱)柱高之比值

同一振動單元中，若橋柱或壁式橋墩高低差異大，其內力分佈以動力分析較準。以往大都採靜力分析，可能低估較低矮橋柱或壁式橋墩（勁度較大）承受之地震力，易先行破壞。

項次【G207】橋柱或壁式橋墩靜不定度

單柱式橋墩多在柱底產生塑鉸，但多柱式構架橋墩因靜不定度高，亦可能於柱頂也會產生塑鉸，韌性自然較佳。

壁式橋墩如與主梁剛接，靜不定度提高，除應力能重分配外，亦可提高韌性，耐震能力自然較佳。

項次【G208】基礎裸露程度

台灣地區因河川沖刷問題嚴重，致使許多橋梁有基礎裸露的問題。橋梁基礎裸露會降低橋墩的勁度，改變內力的分配，使塑鉸不發生在柱底而產生在樁頂，甚至在樁身產生剪力破壞。如基礎裸露嚴重，地震時可能因基礎承载力不足而產生平移、傾斜等現象，均會降低橋梁的耐震能力。

項次【G209】柱底主筋搭接與否(一般橋柱)

一般橋柱係指單柱式或構架式鋼筋混凝土橋墩。

柱鋼筋之配置，理想配置方式為柱筋埋入基礎並作 90 度標準彎鉤，再將主筋向上延伸至柱頂。但部分考慮施工便利性，主筋配置方式採搭接方式，將柱筋延伸出柱底一段長度後截斷，再於此處搭接後向上延伸。此方法將使搭接處鋼筋量加倍，鋼筋不易降伏或降伏範圍小，無法發展出預期的韌性容量，降低耐震能力，所以具有較高配分。

項次【G209】底部主筋搭接與否(壁式橋墩)

除與一般橋柱相同理由外，壁式橋墩縱向鋼筋對剪力強度的貢獻，有時更超過橫向鋼筋，若主筋的施工採搭接方式，對剪力強度與韌性的發展較為不利。

項次【G209】橋柱板寬厚比(鋼橋柱)

鋼橋柱係指單柱式或構架式鋼橋柱。

根據阪神地區鋼橋柱震害的統計結果顯示，矩形鋼橋柱縱向加勁板間柱板寬厚比或圓形鋼橋柱柱板徑向寬厚比對橋柱之強度與韌性影響甚鉅，因其控制柱板局部挫屈發生之時機。寬厚比愈大，橋柱之韌性愈差，其行為與建築結構中之受壓構材相似。然因對於鋼橋柱寬厚比之設計目前尚未有較為具體之數據可供依循，故採用保守之國內鋼構造建築物鋼結構設計技術規範中對鉚接組合箱型柱受撓曲或純壓力構材之規定，將評估標準分成三個等級，有關矩形柱之規定如下：

1. 具有良好耐震能力的矩形柱寬厚比：

$$\frac{b}{t} < \frac{43}{\sqrt{F_y}} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-4})$$

2.具有較佳耐震能力的矩形柱寬厚比：

$$\frac{43}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} < \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-5})$$

3.耐震能力不佳的矩形柱寬厚比：

$$\frac{b}{t} \geq \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-6})$$

有關圓形鋼橋柱之規定則採用圓形中空斷面受軸壓力之相關規定，其規定如下：

1.具有良好耐震能力的圓形柱徑向寬厚比：

$$\frac{D}{t} < \frac{145}{F_y} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-7})$$

2.具有較佳耐震能力的圓形柱徑向寬厚比：

$$\frac{145}{F_y} < \frac{D}{t} < \frac{232}{F_y} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-8})$$

3.耐震能力不佳的圓形柱徑向寬厚比：

$$\frac{D}{t} \geq \frac{232}{F_y} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-9})$$

項次【G210】塑鉸區圍束箍筋細部(一般橋柱)

柱底塑鉸區須配置圍束箍筋，以便增加柱之韌性，達到規範預期的需求。圍束箍筋除須視箍筋量是否足夠，亦與箍筋或繫筋間距及細部是否照規定施作有關。此些細部大致與設計年份使用的規範有關，所以依設計年份來評分。

項次【G210】縱、橫向鋼筋比與細部(壁式橋墩)

壁式橋墩的耐震行為，係屬剪力牆行為，端視剪力強度發揮與對應韌性容量，及縱、橫向鋼筋量、間距等。此外，水平剪力筋端部之錨碇，也與鋼筋能否發揮

其剪力強度有關。此些細部大致與設計年份使用的規範有關，所以依設計年份來評分。

項次【G210】縱向加勁板寬厚比(鋼橋柱)

縱向加勁板所提供的勁度越高其耐震性能越佳，而加勁板的勁度則與加勁板的寬厚比息息相關。由於日本有關加勁板設計之規定過於繁複，故沿用國內鋼構造建築物鋼結構設計技術規範中對未加勁受壓構材寬厚比中之結實斷面之規定，以確保加勁板進入塑性階段前不至於發生局部挫屈之脆性破壞。有關加勁板之規定如下：

1. 具有良好耐震能力的加勁板寬厚比

$$\frac{b}{t} < \frac{16}{\sqrt{F_y}} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-10})$$

2. 具有較佳耐震能力的加勁板寬厚比：

$$\frac{16}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} < \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-11})$$

3. 耐震能力不佳的加勁板寬厚比

$$\frac{b}{t} \geq \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad F_y : \text{單位 tonf/cm}^2 \quad (\text{C3-12})$$

項次【G211】主筋斷點與箍筋細部(一般橋柱)

由於上構地震力作用點，在行車向為支承頂，在垂直行車向為上構重心，為節省鋼筋，常會將柱筋在某一高度截斷，因該處彎矩已遠小於柱底，所以設計時常會將鋼筋過早截斷。地震時有可能截斷處比柱底先降伏，致使其韌性遠低於柱底降伏的情況。主筋截斷也會影響剪力強度及韌性，因此規範規定須適量增加箍筋。在此情況下，即使塑鉸產生在主筋截斷處，也有較佳之韌性。

項次【G211】主筋斷點與箍筋細部(壁式橋墩)

壁式橋墩主要承擔剪力，而地震引致之剪力不論墩頂或墩底，其實差別有限。剪力牆抵抗剪力，縱向筋也佔同等的重要性，所以主筋截斷，會增加該處剪力破壞的可能性。此外，斷點處如箍筋亦減少，剪力強度則更為降低。

項次【G211】對於無設計圖說之橋梁將依其設計年代、建造年代之規範、施工當時之習慣、標準圖及採保守方式推估，大致可推估民國 76 年前設計竣工橋梁橋墩主筋「有斷點且箍筋較柱底少」，於民國 76~84 年間「有斷點但箍筋不少於柱底」，民國 84 年以後「無斷點」。

項次【G211】人孔位置(鋼橋柱)

傳統鋼橋柱為減低車輛撞擊所造成橋柱之破壞，往往採用柱底內灌混凝土之作法，雖然在鋼橋柱設計之初並未將混凝土之強度及勁度納入考量，但在地震力作用下鋼橋柱之內灌混凝土亦參與作用，其最直接之貢獻為提高柱翼板或腹板之面外挫屈勁度，防止柱翼板或腹板局部挫屈過早發生。依據研究結果顯示鋼橋柱內灌混凝土可大幅提高鋼橋柱之強度與韌性。然不論在阪神地震之破壞模式或相關之研究均發現，在地震力或反復載重作用下，破壞常發生在鋼橋柱混凝土灌漿與未灌漿之交界面，其主要原因為在此混凝土交界面鋼橋柱因勁度變化過大而產生應力集中效應，因而導致鋼板之挫屈。

此外，根據鋼橋柱在阪神地震作用時的震害統計資料可知，在人孔處產生挫屈的比率約佔所有挫屈量的 43%，因此人孔亦為影響橋梁強度、韌性的重要因數。造成橋柱於人孔處挫屈的原因有二：(i) 人孔處的斷面產生幾何不連續而導致應力集中現象。(ii) 橋柱斷面所受彎矩與距橋柱頂部的距離成正比，愈接近柱底其所受彎矩越大，故當人孔位置越低，因其所受應力越大，而再配合應力集中之效應，人孔處的鋼板就會比其他地方先產生降伏，亦即挫屈將產生在人孔處。

而由挫屈發生位置關係中可知當橋柱內灌混凝土高約佔人孔高的 40~50% 時，橋柱的挫屈並不會發生在人孔處，因為當人孔位置越高，其所受應力越小。故其檢核公式以內灌混凝土高與人孔高之比值是否小於 0.4 做為判斷之標準，即內灌混凝土高/人孔高 <0.4 時，行為較佳。

項次【G212】橋柱(墩)與基礎劣化程度(一般橋柱或壁式橋墩)

橋柱(墩)與基礎如已劣化，表示其強度已經折減，而主筋與箍筋也可能鏽蝕，直接影響橋柱(墩)與基礎的強度與韌性。

項次【G212】橋柱銲接細部(鋼橋柱)

傳統箱型柱柱板之銲接模式在阪神地震前僅在橋柱上、下端部可能發生塑鉸區採用全滲透銲，其他橋柱部分則採用半滲透銲，由於半滲透銲存在有天然之裂縫，若加上應力集中處如帽梁、橋柱之角隅處等則便會產生銲道開裂。鑑於阪神地震中部分箱型鋼橋柱因銲道龜裂造成鋼橋柱之脆性破壞，進而大幅降低鋼橋柱之強度與韌性，故日本在地震後橋柱之設計均採用全滲透銲接。國內鋼橋柱之設計一般以日本設計方法為設計之依歸，故橋柱之銲接型式亦以阪神地震前後作為分界，對於阪神地震前所設計之鋼橋柱需檢討其半滲透銲接可能造成銲道龜裂之影響。

項次【G213】支承狀況與其他異常現象

如受評橋梁具有上述表格項次中未述及之異常現象，譬如支承強度與損壞狀況、橋柱垂直度、跨徑差異大、曲線橋、橋柱型式不同、銲接品質不良等現象時，評估者可自行研判其影響強度韌性發展的程度，給予適當的權重。

C3.3 分數評定標準

設計年代久遠的橋梁，有關耐震設計的規定較不完備，評估分數較高是必然的結果，因此將分數評定標準酌予放寬，不屬於落橋或基礎裸露，得不須進行耐震能力詳細評估。分數小於 30 分之橋梁耐震能力不足為低風險範圍，不須進行耐震能力詳細評估；分數介於 30 分至 60 分之橋梁耐震能力不足為中風險範圍，宜進行耐震能力詳細評估；分數大於 60 分之橋梁耐震能力為高風險範圍，應優先進行耐震能力詳細評估。

C3.4 篩選與排序

由第 4.3 節可知，以耐震評估檢查表法進行耐震能力初步評估之篩選門檻為 30 分，即小於或等於 30 分者，認為耐震能力應無問題，不必進行後續之排序與耐震能力詳細評估工作。

(3-1)式與(3-2)式係將落橋指標 I_{pc} 與強度韌性指標 I_{pd} 予以正規化。由於分數小於或等於 30 分者不進行排序，因此參加排序的橋梁，初評分數最低為 30 分，最高為 $S_{pc\max}$ 或 $S_{pd\max}$ 。由此二式可算得 30 分對應的 I_{pc} 或 I_{pd} 為 0，而 $S_{pc\max}$ 或 $S_{pd\max}$ 對應的 I_{pc} 或 I_{pd} 為 1.0。

耐震評估檢查表的分數總計，代表橋梁產生落橋破壞或強度韌性破壞風險的高低，但不是做為後續進行耐震詳細評估或補強排序的唯一考量，橋梁的重要性也要給予適度的考量。本準則提出三個與橋梁重要性有關的指標，即橋寬指標 I_{width} 、橋梁跨越道路指標 I_{cross} 與橋梁附掛維生線指標 I_{util} 。

橋梁寬度越大，表示車道數越多，交通量越大，重要性因此越高。由(3-3)式可看出，橋寬大於或等於 24 公尺， I_{width} 的值為 1.0，表示屬交通量較大的橋梁，而橋寬小於或等於 8 公尺， I_{width} 的值為 0，表示屬交通量較小的橋梁。

橋梁常會跨越其他道路、軌道或航道，因此如果橋梁破壞，勢必會危及其下道路之安全與通行。其下道路的寬度越大，該道路一定越重要。由(3-4)式可知，以橋梁跨越道路之跨徑 $L_{span,cross}$ 代表道路的寬度， $L_{span,cross}$ 大於或等於 60 公尺，橋梁跨越道路指標 I_{cross} 為 1.0， $L_{span,cross}$ 若小於或等於 15 公尺， I_{cross} 之值為 0。

橋梁常會附掛水管、油管或電纜等維生管線，橋梁若破壞，維生管線勢必遭損，造成民生不便或經濟上之損失。由(3-5)式可知，沒有附掛管線之橋梁，橋梁附掛維生線指標 I_{util} 之值為 0，如有附掛，則 I_{util} 之值為 1.0。

橋梁管理單位如需考量交通改道成本、社會經濟等，可增訂相關之評估項目及對應之權重。

本準則提出落橋排序指標 I_1 與強度韌性排序指標 I_2 與其計算式，做為某一批橋梁進行耐震能力詳細評估或補強排序之依據。由(3-6)式與(3-7)式可看出，落橋指標 I_{pc} 與強度韌性指標 I_{pd} 的權重為 50%，而橋寬指標 I_{width} 、橋梁跨越道路指標 I_{cross} 與橋梁附掛維生線指標 I_{util} 的權重則分別為 20%、20%與 10%。

橋梁若有落橋破壞風險，經排序後可逕行依序進行防止落橋補強，如增加防落長度與設置防落措施。橋梁若有強度韌性破壞風險，經排序後可依序進行耐震能力詳細評估。

某橋梁若為某地區唯一對外聯絡道路，可逕進行詳細耐震能力評估。

第四章 耐震能力詳細評估

C4.1 通則

傳統結構耐震能力評估方式多以極限狀態下之力或強度為著眼點，若橋梁結構耐震容量 (Capacity, C) 大於地震需求 (Demand, D)，即 $C/D > 1$ ，則判定結構耐震能力足夠，否則即為耐震能力不足。以結構性能為基準之耐震能力評估則著重於判別橋梁結構在不同地震水準作用下，是否可以合乎多重耐震性能目標，因此其所需之結構分析方法除傳統的線性分析法之外，對於在較大地震作用下，結構超出線性範圍之相關評估，則須藉由非線性分析法乃能克盡其功。

為進行橋梁耐震能力詳細評估，必須計算其結構耐震容量，應調查橋梁相關數據資料，除基本資料，例如橋梁之名稱、建造時間、結構型式、構件材料、橋跨長度、跨徑配置、橋面寬度、橋孔數、環境資料、設計規範與地盤種類等項目，若有鋼筋混凝土構材，必須適當評估及瞭解其配筋細節與材料劣化情形（如混凝土中性化、混凝土氯離子含量偏高或鹼骨材效應等），如可取得工程設計圖說、結構計算書、施工紀錄、鑽探資料、歷史調查研究報告等資訊，亦應蒐集。

此外須至現場勘查並考量橋梁構件材料及結構系統現況特性，若詳細評估所需資料不足或無法取得，導致計算結構耐震容量有疑慮時，宜實施必要之相關檢測或試驗，以取得橋梁結構分析模型所需之計算使用參數。

橋梁的耐震能力詳細評估包括上部結構(含橋柱)之耐震能力評估與基礎之耐震能力評估，兩者可分別進行。上部結構(含橋柱)耐震能力評估所採用之結構分析模型至少應包含公路橋梁耐震設計規範所定義之結構振動單元，且各構材之分析模型與邊界條件須能適切反映結構實際之非線性行為，但基面下之基礎與土壤得以等值線性土壤彈簧進行模擬；基礎之耐震能力評估依 5.4 節之規定辦理，各別橋柱之基礎可分別進行模擬與分析，惟基礎結構於不同地震等級作用下所承受之地震力須依上部結構耐震能力評估結果決定。

C4.2 分析方法之選擇

橋梁的規則性與不規則性，將決定評估檢核時所採用的分析方法，形狀規則

橋梁之要求可參考表 C4-1 所列。所謂不規則性包括質量、勁度、幾何（形狀）等之不規則性。

不符合下列同一振動單元內橋墩之勁度平衡建議與相鄰振動單元間之幾何平衡建議者，則視為不規則橋梁。

(1) 同一振動單元內橋墩之勁度平衡建議：

為了增加結構行為由第 1 振態控制之可能性，參考美國 AASHTO 規範及加州運輸署橋梁設計規範等，建議同一振動單元內之橋墩盡可能滿足如下之勁度平衡規定：同一振動單元內非相鄰任意兩個橋墩之間，或是同一個橋墩中非相鄰任意兩根墩柱之間的有效勁度比盡可能滿足(C4-1)與(C4-2)式之規定。

$$\frac{k_i^e}{k_j^e} \geq 0.5 \quad (\text{橋面等寬者}) \quad (\text{C4-1})$$

$$\frac{k_i^e m_j}{k_j^e m_i} \geq 0.5 \quad (\text{橋面不等寬者}) \quad (\text{C4-2})$$

同一振動單元內相鄰兩個橋墩之間，或是在同一個橋墩中相鄰兩根墩柱之間的有效勁度比盡可能滿足(C4-3)與(C4-4)式之規定。

$$\frac{k_i^e}{k_j^e} \geq 0.75 \quad (\text{橋面等寬者}) \quad (\text{C4-3})$$

$$1.33 \geq \frac{k_i^e m_j}{k_j^e m_i} \geq 0.75 \quad (\text{橋面不等寬者}) \quad (\text{C4-4})$$

其中 k_i^e 為兩個橋墩之中或兩根墩柱之中，有效勁度較小者； k_j^e 為兩個橋墩之中或兩根墩柱之中，有效勁度較大者； m_i 為對應 k_i^e 之橋墩或墩柱所分配到的質量； m_j 為對應 k_j^e 之橋墩或墩柱所分配到的質量。橋墩之有效勁度除和其抗彎剛性 EI 值相關，也和柱高與柱之邊界條件相關，以變形為單曲率之單柱式橋墩而言，其側向有效勁度可以 $3EI/L^3$ 推估，對於變形呈現雙曲率之構架架式橋墩而言，其側向有效勁度可以 $12EI/L^3$ 推估，其中 L 為有效柱高。

上述所謂振動單元、橋墩與墩柱詳見圖C4-1之圖示。(C4-1)至(C4-4)式係藉由勁度與質量分布，控制同一振動單元中各橋墩或橋柱在受震下的基本振態，以避免橋墩(柱)之間的反應差異過大。

在計算有效勁度時，建議考慮完整的振動單元，並考慮基礎柔度的影響。而(C4-1)至(C4-4)式建議之相對勁度比並不包含考慮以下情況：

- (a) 對勁度較高的元件所增加之損傷；
- (b) 整體結構中非彈性反應分佈不均勻；
- (c) 上部結構的剛體旋轉導致柱扭力的增加。

若有上述情況者，應另行分析考慮之。

(2) 相鄰振動單元間之幾何平衡建議：

參考美國 AASHTO 規範及加州運輸署橋梁設計規範等，建議相鄰振動單元在縱向與橫向的基本振動週期比盡可能滿足(C4-5)式：

$$\frac{T_i}{T_j} \geq 0.7 \quad (C4-5)$$

其中， T_i 為相鄰兩單元相對較短之基本振動週期， T_j 為相鄰兩單元相對較長之基本振動週期。

(C4-5)式係藉由基本振動週期控制不同振動單元的幾何特性，以避免橋梁產生超出預期或無法預期的反應。

橋梁有下列任一情況者，也視為不規則橋梁。

- (1) 跨數超過 6 跨之橋梁。
- (2) 多跨連續式橋梁，因橋墩形式、高度、勁度及尺寸等之差異，或土層情況變異性大，致使橋梁各個部位之振動特性有顯著不同之橋梁。
- (3) 跨徑差異大，或質量分布不均勻之橋梁。
- (4) 最大弦切角超過 30 度之曲線橋。
- (5) 支承線方向與橋軸方向間之夾角小於 70 度之多跨徑斜橋。
- (6) 長週期（1.5 秒以上）或高橋墩（30 公尺以上）之橋梁。
- (7) 未曾受強烈地震考驗之新型橋梁。
- (8) 橋址之土層屬極軟弱土層。
- (9) 其他在地震時，結構行為反應複雜之橋梁。

C4.3 橋梁構材之非線性行為

經主辦機關同意，亦可使用其它塑鉸定義，例如剪力與彎矩及軸力行為之互制。

C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性

C4.3.1.1 鋼筋與混凝土之應力-應變關係

(1) 鋼筋之應力-應變關係

鋼筋之應力應變模式可設定為完全彈塑性模型，但若有特別需求時，亦可考量如圖C4-2所示之應變硬化效應，其中應變硬化段可以拋物線方式模擬，拋物線頂點位在極限應變處[C4.1, C4.2]：

① 彈性段 ($\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$)

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (C4-6)$$

② 降伏段 ($\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$)

$$f_s = f_y \quad (C4-7)$$

③ 應變硬化段 ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$)

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \quad (C4-8)$$

其中，各符號定義如下：

E_s ：鋼筋彈性模數 (kgf/cm²)

f_s ：鋼筋應力 (kgf/cm²)

f_{su} ：鋼筋極限應力 (kgf/cm²)

f_y ：鋼筋降伏應力 (kgf/cm²)

ε_s ：鋼筋應變

ε_{sh} ：鋼筋開始硬化之應變

ε_{su} ：鋼筋極限應變

ε_y ：鋼筋降伏應變

為考量鋼筋在地震作用下受到的外力為反覆拉壓而非純單拉，所以計算鋼筋混凝土構件之彎矩-曲率曲線時所採用的鋼筋極限應變需進行適當折減，依文獻[C4.3]之建議，可取 $2/3\varepsilon_{su}$ 作為折減後之極限應變。

(2) 混凝土之應力-應變關係

混凝土之應力-應變關係可採Mander所建議之公式[C4.4]。Mander所建議之圍束區混凝土應力-應變關係如圖C4-3所示，其相關公式如下：

$$f_c = \frac{f'_{cc}(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^r}{r-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^r} \quad (C4-9)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (C4-10)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (C4-11)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (C4-12)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (C4-13)$$

其中

f_c ：圍束區混凝土應力。(kgf/cm²)

ε_c ：圍束區混凝土應變。

f'_c ：無圍束混凝土之抗壓強度。(kgf/cm²)

f'_{cc} ：混凝土受圍束後之抗壓強度。(kgf/cm²)

ε_{cc} ：圍束混凝土在抗壓強度 f'_{cc} 時之壓應變。

ε_{co} ：無圍束混凝土在抗壓強度 f'_c 時之壓應變(取 $\varepsilon_{co} = 0.002$)。

E_c ：混凝土之彈性模數(kgf/cm²)。

E_{sec} ：圍束混凝土應力-應變曲線上升階段之割線斜率(kgf/cm²)。

圍束區混凝土極限應變 ε_{cu} 依以下公式計算

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{hu}}{f'_{cc}} \quad (C4-14)$$

其中，

ρ_s ：橫向鋼筋體積比。

f_{yh} ：橫向鋼筋之降伏強度(kgf/cm²)。

ε_{hu} ：橫向鋼筋之極限應變。當橫向鋼筋之 $f_{yh} = 2800$ (kgf/cm²)， ε_{hu} 可取 $0.14 + \varepsilon_{shh}$ ；

當橫向鋼筋之 $f_{yh} = 4200$ (kgf/cm²)， ε_{hu} 可取 0.12。

ε_{shh} ：橫向鋼筋達應變硬化時之應變。當橫向鋼筋之 $f_{yh} = 2800$ (kgf/cm²)， ε_{shh} 可取 $14\varepsilon_{yh}$ 。當橫向鋼筋之 $f_{yh} = 4200$ (kgf/cm²)， ε_{shh} 可取 $5\varepsilon_{yh}$ 。

ε_{yh} ：橫向鋼筋降伏應變。

混凝土受圍束後之抗壓強度 f'_{cc} 和橫向鋼筋之有效圍束力相關，有效圍束力和圍束力之比值為有效圍束係數，有效圍束係數 k_e 依以下公式計算。

$$k_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}} \quad (C4-15)$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (C4-16)$$

$$\rho_{cc} = \frac{n_{sl}A_{sl}}{A_c} \quad (C4-17)$$

其中

k_e ：有效圍束係數。

A_{cc} ：斷面圍束區內之混凝土面積(不包含縱向鋼筋之總斷面積)(cm²)。

A_{ce} ：有效圍束斷面積(cm²)。

A_c ：圍束區內之斷面積(包含縱向鋼筋之總斷面積)(cm²)。

n_{sl} ：縱向鋼筋(主筋)之根數。

A_{sl} ：縱向鋼筋(主筋)之斷面積(cm²)。

ρ_{cc} ：縱向鋼筋總斷面積 $n_{sl}A_{sl}$ 與圍束斷面積 A_c 之比值。

對於圓形斷面， A_c 和 A_{ce} 依以下公式計算

$$A_c = \frac{\pi D'^2}{4} \quad (C4-18)$$

$$A_{ce} = \frac{\pi}{4} \left(D' - \frac{s'}{2} \right)^2 = A_c \left(1 - \frac{s'}{2D'} \right)^2 \quad (C4-19)$$

對於矩形斷面， A_c 和 A_{ce} 依以下公式計算

$$A_c = b_{cx} b_{cy} \quad (C4-20)$$

$$A_{ce} = A_c \left(\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_{cx} b_{cy}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}} \right) \right) \quad (C4-21)$$

其中

D' ：圓形斷面圍束區之直徑(圍束鋼筋中心至中心之距離)(cm)，如圖 C4-4 所示。

s' ：橫向鋼筋之垂直淨間距(橫向鋼筋邊至邊的垂直距離)(cm)，其中

$$s' = s - d_{sh}, \quad d_{sh} \text{ 為箍筋直徑。}$$

s ：橫向鋼筋之垂直間距(圍束鋼筋中心至中心的垂直距離)(cm)。

b_{cx} ：矩形橋柱圍束斷面沿 x 軸方向之長度(cm)，如圖 C4-5 所示。

b_{cy} ：矩形橋柱圍束斷面沿 y 軸方向之長度(cm)，如圖 C4-5 所示。

w'_i ：相鄰二主筋之淨間距(邊到邊之距離)(cm)，如圖 C4-5 所示。

混凝土受圍束後之抗壓強度 f'_{cc} 之計算也依斷面為圓形或矩形而有所不同，
對於圓形斷面，

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right) \quad (C4-22)$$

$$f'_l = k_e f_l \quad (C4-23)$$

$$f_l = \frac{2A_{sh} f_{yh}}{D's} = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (C4-24)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sh}}{D's} \quad (C4-25)$$

其中

f'_l ：橫向鋼筋之有效圍束力，(kgf/cm²)

f_l ：橫向鋼筋之圍束力，(kgf/cm²)，如圖 C4-6 所示。

A_{sh} ：橫向鋼筋之斷面積，(cm²)。

對於矩形斷面， f'_{cc} 可利用 f'_{lx} 與 f'_{ly} 求得， f'_{lx} 與 f'_{ly} 分別為 x 方向和 y 方向之有效圍束力

$$f'_{lx} = k_e f_{lx} \quad (C4-26a)$$

$$f'_{ly} = k_e f_{ly} \quad (C4-26a)$$

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} = \frac{n_x A_{sh} f_{yh}}{sb_{cy}} \quad (C4-27a)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} = \frac{n_y A_{sh} f_{yh}}{sb_{cx}} \quad (C4-27b)$$

$$\rho_x = \frac{n_x A_{sh}}{sb_{cy}} \quad (C4-28a)$$

$$\rho_y = \frac{n_y A_{sh}}{sb_{cx}} \quad (C4-28b)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (C4-29)$$

其中，

f_{lx} ：矩形斷面 x 方向之圍束力，(kgf/cm²)，如圖 C4-7 所示。

f'_{lx} ：矩形斷面 x 方向之有效圍束力，(kgf/cm²)。

f_{ly} ：矩形斷面 y 方向之圍束力，(kgf/cm²)，如圖 C4-7 所示。

f'_{ly} ：矩形斷面 y 方向之有效圍束力，(kgf/cm²)。

n_x ：矩形斷面平行 x 方向之橫向鋼筋根數(包含箍筋與繫筋，假設箍筋與繫筋面積相同)。

n_y ：矩形斷面平行 y 方向之橫向鋼筋根數(包含箍筋與繫筋，假設箍筋與繫筋面積相同)。

ρ_x ：矩形斷面 x 方向之橫向鋼筋體積比。

ρ_y ：矩形斷面 y 方向之橫向鋼筋體積比。

一旦求得 f'_{lx} 與 f'_{ly} ，矩形斷面之混凝土受圍束後之抗壓強度 f'_{cc} 依以下公式計算，其中 f'_{l2} 為 f'_{lx} 和 f'_{ly} 中之大值， f'_{l1} 為 f'_{lx} 和 f'_{ly} 中之小值，圖C4-8所示為 f'_{cc} 與 f'_{l1} 和 f'_{l2} 所形成之圍壓圖。

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(1 + A\bar{x} \left(0.1 + \frac{0.9}{1 + B\bar{x}} \right) \right) \quad (C4-30)$$

$$\bar{x} = \frac{f'_{l1} + f'_{l2}}{2f'_{co}} \quad (C4-31)$$

$$r = \frac{f'_{l1}}{f'_{l2}} \quad f'_{l2} \geq f'_{l1} \quad (C4-32)$$

$$A = 6.8886 - (0.6069 + 17.275r)e^{-4.989r} \quad (C4-33)$$

$$B = \frac{4.5}{\frac{5}{A}(0.9849 - 0.6306e^{-3.8939r}) - 0.1} - 5 \quad (C4-34)$$

C4.3.1.2 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸設定

1. 單柱式鋼筋混凝土橋墩柱塑性鉸特性之設定

A、撓曲行為

構材的變形能力係由撓曲及剪力變形所提供，故應將構材此兩部分之變形能力加總以求得構材之整體變形，如以下所示：

(I) 撓曲彎矩與變形

採用斷面切片法將橋墩斷面切割為相當數目的條狀元素（strip element），設斷面之撓曲曲率為 φ ，各纖維元素中心距橋墩斷面受壓側最外緣處之距離為 x ，則各條狀元素內之鋼筋與混凝土應變可表示如下：

$$\varepsilon_i = \varepsilon_c + \varphi \cdot x \quad (C4-35)$$

式中 ε_c 為受壓側最外緣處之應變，並設定圍束混凝土最外緣處之應變達到 ε_{cu} 即中止迭代。

將上式分別代入混凝土與鋼材之組成律即可得各條狀元素之應力 σ_i ，因此各條狀元素所受軸力

$$N_i = \sigma_i \cdot \Delta A_i \quad (C4-36)$$

$$\sum_{i=1}^n N_i = N \quad (C4-37)$$

$$M = \sum_{i=1}^n N_i \cdot y_i \quad (C4-38)$$

式中 ΔA_i 為各條狀元素之面積。各條狀元素之軸力和與橋墩所受軸力 N 應相等。 n 為纖維元素之數目、 y_i 為各纖維元素中心至斷面中心軸之距離。

有關彎矩-曲率之計算流程如圖C4-9。以柱構材底部之曲率 φ 作為控制值，逐次增加曲率，由前述建立完成之彎矩-曲率關係，可得到對應的柱構材底部彎矩 M_b ，此時柱構材所受水平力可計算如下：

$$P = M_b / h \quad (C4-39)$$

式中 h 為柱構材高度。設某斷面 i 距柱構材頂部距離為 x_i ，則其彎矩為

$$M_i = P \cdot x_i \quad (C4-40)$$

由彎矩-曲率關係可得其對應之曲率 φ_i ，利用曲率面積法將各斷面之曲率對長度 x_i 作積分，可求得柱構材頂部變位 δ_b 與其對應的等值轉角 θ_b 如下：

$$\delta_b = \int_0^h \varphi_i x dx \quad (C4-41)$$

$$\theta_b = \delta_b / h \quad (C4-42)$$

對於降伏狀態之位移與等值轉角可依下列公式計算：

$$\delta_y = \frac{M_y h^2}{3E_c I_{eff}} = \frac{\varphi_y h^2}{3} \quad (C4-43)$$

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{h} \quad (C4-44)$$

根據相關實驗成果顯示：當柱底產生塑性鉸時，將有塑性擴展（plastic penetration）現象，柱底會有一塑鉸區（plastic zone），該區內曲率由柱底之極限曲率 φ_u 往上延伸到塑鉸區長度處之降伏曲率 φ_y ，塑鉸區長度通常以下式計算[C4.5]：

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y \geq 0.0044d_b f_y \quad (C4-45)$$

其中， L 為柱構材反曲點至最大彎矩處之距離(cm)， d_b 為主筋直徑(cm)， f_y 為主筋降伏強度(kgf/cm²)。

考量上述塑性擴展現象，柱構材頂部極限變位 $\delta_{b,u}$ 如下：

$$\delta_{b,u} = \int_0^{h-L_p} \varphi_i x dx + \int_{h-L_p}^h \varphi_u x dx = \delta_{b,e} + \delta_{b,p} \quad (C4-46)$$

式中 $\delta_{b,e}$ 即利用曲率面積法將斷面之曲率從柱頂積分至塑鉸頂部 $(h-L_p)$ 處的彈性變位； $\delta_{b,p}$ 表示對整個塑鉸區積分所得之變位。其對應的等值轉角 $\theta_{b,u}$ 便可計算如下：

$$\theta_{b,u} = \delta_{b,u} / h \quad (C4-47)$$

因此柱構材彎矩-轉角 $(M_b - \theta)$ 之關係便可建立。

對於極限狀態之位移與等值轉角可依下列公式計算：

$$\delta_u = \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \times (L - 0.5L_p) \quad (C4-48)$$

$$\theta_u = \delta_u / h \quad (C4-49)$$

上述等值轉角涵蓋整體構材由 $0 \sim h$ 之變位貢獻，由於一般分析時構件非塑鉸區係以彈性構件模擬，所以分析採用之等值塑鉸轉角應另再扣除非塑角區彈性位移之貢獻。

B、剪力行為

橋墩之標稱剪力強度 V_n (kgf) 計算如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad (C4-50)$$

箍筋提供之剪力強度 V_s (kgf) 計算如下

$$V_s = \frac{\pi n A_h f_{yh} D'}{2 s} \quad (\text{圓形斷面}) \quad (C4-51)$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{s} \quad (\text{矩形斷面}) \quad (C4-52)$$

橋柱混凝土剪力強度 V_c (kgf) 依下式計算：

$$V_c = 0.75(k + F) \sqrt{f'_c} A_e \geq 0 \quad \text{且} \quad \leq 0.93 \sqrt{f'_c} A_e \quad (C4-53)$$

$$k = \frac{R_{\max} - R}{R_{\max} - 1} \geq 0 \quad (C4-54)$$

其中，

n ：圓形斷面箍筋數目

A_{sh} ：沿剪力方向箍筋之總斷面積(含輔助繫筋)(cm²)。

A_h ：圓形箍筋的斷面積，(cm²)。

d ：沿剪力方向柱之有效深度(cm)。

s ：剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

A_e ：有效剪力面積，可取為 $0.8A_g$ (cm²)。

F ：與軸力有關之調整係數。

$$F = \frac{N}{140A_g} \quad ; \text{軸力為壓力時}$$

$$F = \frac{N}{35A_g} \quad ; \text{軸力為拉力時}$$

N ：軸力(kgf)，壓力時取正值，拉力時取負值。

k ：混凝土剪力強度折減因子。

R ：位移韌性比。

A_g ：柱之全斷面積(cm²)。

D' ：圓柱圍束區域之直徑(cm)。

式中 R 之計算係以轉角 θ 與降伏轉角 θ_y 之比值計算之， $R \geq 1$ 。 $R_{\max}$ 為最大韌性比， $R_{\max} = \theta_u / \theta_y$ 。據此，混凝土剪力強度與韌性比之關係 $V_n = f(R)$ 或剪力強度與轉角之關係 $V_n = f(\theta)$ 便可建立，如圖C4-10所示。

為綜合討論柱的撓曲行為與剪力行為，茲將柱剪力強度轉角的關係依不同狀況轉換為彎矩轉角的關係如下：

(I) 彈性階段與降伏階段(即 $\theta \leq \theta_y$ 時， θ_y 為降伏轉角)

$$M_{vy} = V_n(\theta) \times h \quad (C4-55)$$

(II) 極限階段(即 $\theta = \theta_u$ 時， θ_u 為極限轉角)

$$M_{vu} = V_n(\theta) \times (h - L_p/2) \quad (C4-56)$$

(III) 塑性階段(即 $\theta_y \leq \theta \leq \theta_u$ 時)

$$M_v = M_{vy} + (M_{vu} - M_{vy}) \times \frac{R - 1}{R_{\max} - 1} \quad (C4-57)$$

式中 $R = \theta / \theta_y$ ， $R_{\max} = \theta_u / \theta_y$ ，如此即可建立彎矩轉角($M_v - \theta$)的關係，如圖C4-11所示。

C、破壞模式之判別

將柱撓曲行為之彎矩轉角 ($M_b - \theta$) 圖與柱剪力行為之彎矩轉角 ($M_v - \theta$) 圖疊合，可得圖C4-12。圖中顯示 $M_b - \theta$ 與 $M_v - \theta$ 間有三種可能的情況：

(I) 剪力破壞模式

如圖C4-12(a)所示，在彈性階段下(即 $\theta \leq \theta_y$)，柱剪力強度對應之彎矩 M_v 小於撓曲強度 M_b ，顯示剪力破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為剪力破壞模式。

(II) 撓曲-剪力破壞模式

如圖C4-12(b)所示，在彈性階段及部分塑性階段下，柱剪力強度對應之彎矩 M_v 大於撓曲強度 M_b ；但在某一臨界韌性比時二者會相等(即 $M_v = M_b$)；當韌性超過該臨界值時則有 $M_v < M_b$ 。顯示在該臨界韌性比之前，柱會發生撓曲破壞；在該臨界韌性比之後，柱會發生剪力破壞。此種破壞模式可稱為撓曲-剪力破壞模式。

(III) 撓曲破壞模式

如圖C4-12(c)所示，柱剪力強度對應之彎矩 M_v 大於撓曲強度 M_b ，顯示撓曲破壞會先行發生。此種破壞模式可稱為撓曲破壞模式。

D、各種破壞模式之塑性鉸設定

(I) 剪力破壞模式

如圖C4-13 所示，塑性鉸特性可以圖中之A~E等五點描述之。其中A點為原點；B點為混凝土開裂點；C點為 M_{vy} 與 M_b 之交點；D、E點可同設為對應於(C4-56)式之 M_{vu} 與 θ_u 之座標點。

(II) 撓曲-剪力破壞模式

如圖C4-14所示，塑性鉸特性可以圖中之A~E等五點描述之。其中A點為原點；B點為混凝土開裂點；C點為 $M_b - \theta$ 圖中混凝土開裂後之彈性階段切線與塑性階段切線之交點，即 (θ_y, M_{by}) ；D點為 M_v 與 M_b 之交點；E點為對應於(C4-56)式之 M_{vu} 與 θ_u 之座標點。

(III) 撓曲破壞模式

如圖C4-15所示，塑性鉸特性可以圖中之A~E等五點描述之。其中A點為原點；B點為混凝土開裂點；C點為 $M_b - \theta$ 圖中混凝土開裂後之彈性階段切線與塑性階

段切線之交點，即 (θ_y, M_{by}) ；D點為後降伏線段之起點；E點可同設為對應於(C4-40)式與(C4-49)式之 M_u 與 θ_u 之座標點。

1. 構架式鋼筋混凝土橋墩柱塑性鉸特性之設定

在構架式鋼筋混凝土柱的側推分析中，隨著水平推力的增大，柱軸力與反曲點高度亦會隨之改變，依據前述單柱條件所輸入之固定軸力與反曲點所得到的塑性鉸將無法完全反應此現象。有關軸力變化對構架式鋼筋混凝土橋墩柱塑性鉸特性的影響可依以下步驟考量之：

步驟1：

先以柱構材靜重軸力 P_D 與彎矩 M_D 為基準，以構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，並依前述方法設定「靜重狀態塑性鉸」。

步驟2：

計算地震力所引致之柱構材軸力 P_{EQ} 與彎矩 M_{EQ} ，疊加靜重與地震力引致之柱構材軸力 $(P_D + P_{EQ})$ 與彎矩 $(M_D + M_{EQ})$ ，並將其套疊在柱斷面的軸力-彎矩交互關係圖，延伸 (M_D, P_D) 與 $(M_D + M_{EQ}, P_D + P_{EQ})$ 二點所構成之直線到軸力彎矩交互關係圖之交點，並以該交點之垂直座標為柱構材之極限軸力 P_u ，如圖C4-16所示。另外，疊加靜重與地震力引致之柱構材彎矩，找出各單柱受地震力作用後的反曲點高度。續以軸力 P_u 為基準，以靜重及地震力引致構材反曲點間之距離設為各構材之柱高，重新依前述方法設定「極限狀態塑性鉸」。

步驟3：

內插步驟1與步驟2所得之二塑性鉸特性，如圖C4-17所示。其原則為初期係以「靜重狀態塑性鉸」特性為基準，俟構材初始降伏後即開始向「極限狀態塑性鉸」特性逼近，直到最終點完全相同為止。圖C4-17中，下標DL代表靜重狀態、下標UL代表極限狀態。A點為原點；B點為靜重狀態混凝土開裂點；C點靜重狀態之鋼筋初始降伏點；D點為靜重狀態之雙線性降伏點 $D'(\theta_{y,DL}, M_{y,DL})$ 與極限狀態之雙線性降伏點 $D''(\theta_{y,UL}, M_{y,UL})$ 的平均值 $[\frac{1}{2}(\theta_{y,DL} + \theta_{y,UL}), \frac{1}{2}(M_{y,DL} + M_{y,UL})]$ ；E"點為極限狀態時 $M_{u,UL}$ 與 $\theta_{u,UL}$ 之座標點。

依據A~E 等五點即可設定出塑性鉸特性。

C4.3.1.3 鋼筋混凝土壁式橋墩之塑鉸特性

對於壁式橋墩，當 $h/d \leq 0.8$ 時，可視為低矮型鋼筋混凝土壁式橋墩，當 $h/d > 0.8$ 時，可視為非低矮型鋼筋混凝土壁式橋墩，其中 h 為壁式橋墩壁體高度， d 為有效深度。低矮型鋼筋混凝土壁式橋墩之塑性鉸特性以剪力行為為主，非低矮型鋼筋混凝土壁式橋墩之塑性鉸特性須考量撓曲與剪力行為。

C4.3.2 鋼橋墩之塑鉸特性

1. 單柱式鋼橋墩塑鉸特性之設定

A、鋼材應力應變關係

日本道路協會於平成24年(2012年)所公佈的道路橋示方書，其中第V篇耐震設計[C4.6]相關規定，建議鋼橋墩之非線性斷面行為，採建立斷面之 $M-\phi$ 關係(彎矩-曲率關係)之方式進行，而此斷面 $M-\phi$ 關係又建議區分柱內是否填充混凝土分別計算。本規範建議採用斷面切片法的方式進行斷面 $M-\phi$ 關係計算，鋼板材料之非線性應力應變關係，採用前述道路橋示方書耐震設計篇11.4節建議模型計算，如式(C4-58)所示：

$$-\varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_y : \sigma = E \cdot \varepsilon \quad (C4-58)$$

$$\varepsilon > \varepsilon_y : \sigma = \frac{E}{100} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_y) + \sigma_y \quad (C4-59)$$

$$\varepsilon < -\varepsilon_y : \sigma = \frac{E}{100} \cdot (\varepsilon + \varepsilon_y) - \sigma_y \quad (C4-60)$$

將上式所規定之應力應變關係以圖形顯示，可繪製出如圖C4-18之應力應變關係圖，其中可以發現，鋼板材料在進入降伏後，取彈性階段之彈性模數 E 的 $1/100$ 作為降伏後之材料楊氏係數。然而，鋼板材料在受拉後之極限應變，仍受到材料本身先天條件限制，依道路橋示方書之建議可取 $20\varepsilon_y$ 作為拉力極限應變之上限值，但考量國內鋼板製作之水準不一，以及材料因環境因素所導致之劣化因子，本規範在拉力極限應變之上限值將保守採用 $15\varepsilon_y$ 作為計算基準，亦即圖C4-18中張力側之 $\varepsilon_u = 15\varepsilon_y$ 。

鋼板材料受壓力作用下，其所能發揮之材料極限壓應變會受到幾何條件限制，需考慮版構造挫屈發生之控制條件，設定其壓應力之對應極限應變，及圖C4-18

之 $-\varepsilon_a$ 的位置，其中負號為表示壓應變狀態。以下說明道路橋示方書耐震設計篇所建議之極限壓應變值。

a) 無填充混凝土矩形橋墩

依道路橋示方書耐震設計篇第11.4節之建議，鋼板材料降伏後壓應變之上限值可採用式(C4-61)加以計算，

$$\varepsilon_a = \left\{ \frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_R)^{2.48} \times (0.65 - R_F)^{0.41} \times (23.87 - l'/b')^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1) \times (b_w/b_F)^{0.17}} + 0.5 \right\} \varepsilon_y \quad (C4-61)$$

採用上式計算壓應變上限值，適用條件如下：

(1) 受壓鋼板具有縱向加勁材及橫隔板。

(2) 翼板及腹板皆滿足下列條件：

$$0.5 \leq \frac{b_w}{b_F} \leq 2.0, \quad 0.3 \leq R_F \leq 0.5, \quad 0.3 \leq R_R \leq 0.5, \quad \frac{\gamma_l}{\gamma_l^*} \geq 1.0, \quad 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$$

$$2.5 \leq \frac{l'}{b'} \leq 9.0, \quad 0 \leq \frac{N}{N_y} \leq 0.5, \quad \text{各項參數定義如下：}$$

$$b_w: \text{腹板鋼板全寬}, \quad b_F: \text{翼版鋼板全寬}, \quad b' = \frac{b_w + b_F}{2}, \quad l' = \frac{l}{2}$$

l : 有效挫屈長度

N : 鋼橋墩之設計軸力

N_y : 依全斷面降伏條件計算之降伏軸力強度。

$$R_R = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}}, \quad \text{為鋼板挫屈控制參數。}$$

t_F : 加勁板厚度(mm)， μ : 鋼板包松比，

$k_R = 4n^2$ ，挫屈係數。 n : 加勁間格數，

$$R_F = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}}$$

$$k_F = \begin{cases} \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)}, & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l}, & (\alpha > \alpha_0) \end{cases}$$

$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_l}$ ， $\alpha = \frac{a}{b}$ ，有加勁之鋼板加勁尺寸比，如圖C4-19定義， a 為橫

隔板之間距。

$\delta_l = \frac{A_l}{bt}$ ，單一加勁材與鋼板之面積比

$\gamma_l = \frac{I_l}{bt^3/11}$ ，縱向加勁材之剛度比

$$\gamma_l^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n}, & (\alpha \leq \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \\ \frac{1}{n} \left\{ \left[2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right]^2 - 1 \right\}, & (\alpha > \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \end{cases}$$

$\alpha' = \frac{a}{b'}$ ， $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{1}{r}$ ， $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ 斷面之迴轉半徑。

依上述條件，檢核適用條件後，並計算相關參數，將可決定出受壓鋼板之極限壓應變值 ε_a 。

b) 無填充混凝土圓形橋墩

無填充混凝土之圓形鋼橋墩，依道路橋示方書第11.4節之建議，極限容許壓應變 ε_a 由下式定出：

$$\varepsilon_a = (20 - 140R_t)\varepsilon_y \quad (C4-62)$$

其中， $R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)}$ ， R 為圓形鋼柱板厚中心線之半徑， t 為板厚。

上式之適用範圍條件如下：

$$0.03 \leq R_t \leq 0.08 \quad , \quad 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4 \quad , \quad 0 \leq \frac{N}{N_y} \leq 0.2$$

相關參數之定義與計算如前節所示。

c) 具填充混凝土矩形與圓形橋墩

依道路橋示方書耐震設計篇第11.4節之建議，具內填充混凝土之鋼橋墩，其鋼板材料降伏後壓應變之上限值可採用下式加以計算，

$$\varepsilon_a = 7\varepsilon_y \quad (\text{C4-63})$$

鋼材料之應力應變關係如前述之模型設定，混凝土材料不考慮其受拉強度，受壓作用之應力應變關係則由公式(C4-64)與圖C4-20加以定義：

$$\sigma = 0.85f'_c \times \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) , \quad \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (\text{C4-64a})$$

$$\sigma = 0.85f'_c , \quad \varepsilon_c > 0.002 \quad (\text{C4-64b})$$

由於道路橋示方書中，並無混凝土受壓之極限應變限制，為考量柱內填充混凝土之品質與施工確實性，本規範設定混凝土受壓之極限應變為0.005。

B、鋼構材之彎矩曲率關係

a) 無填充混凝土

材料之非線性應力應變關係確定後，即可根據切片法，將斷面依平面保持平面之應變變形假設，設定不同斷面應變分布所對應的應力狀態，據以計算整體斷面之彎矩與轉角。根據道路橋示方書所建議的計算方式，對於無填充混凝土之鋼橋墩斷面，取圖C4-21所示之控制點加以計算。

由於一般情況下，鋼橋墩因上部結構自重作用下，將存在斷面軸壓力作用，以 N 表示。因此圖中，YC點表示壓力側鋼板先到達降伏應變狀態，如圖C4-22所示，隨斷面彎矩增加，拉力側鋼板將接續到達降伏狀態，如圖C4-23所示，而此狀態定義為YT點，此狀態下，壓力側鋼板因有部分區域以超過降伏應變，因此應力分布已進入非線性狀態。

若斷面彎矩持續增加，壓力側鋼板因受壓極限應變控制，將到達前述計算之 ε_a 值，此時斷面已無法再承受額外彎矩，因此為斷面之極限彎矩強度，如圖C4-24所示，此狀態以A點表示。

上述YC點、YT點及A點之應變控制狀態確定後，由於另一側應變值尚未求出，需根據斷面之內力平衡條件，計算確切之應變分布狀態，並定出中性軸位置。

相關之計算可採用切片法迭代程序進行，首先假設一個應變分布，並根據應力應變關係計算對應之應力，並由斷面合力平衡條件計算是否符合下式：

$$N = C + T \quad (C4-65)$$

其中，壓力C及拉力 T以各切片對應之壓力加總計算，

$$C = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj}, \quad T = \sum_{j=1}^n \sigma_{tj} \cdot \Delta A_{tj} \quad (C4-66)$$

由於假設之應變分布不一定會使上述合力平衡條件成立，因此可根據不平衡力之調整參數，修正另一側尚未確定之應變值，如下式所示：

$$\varepsilon_{x2} = \alpha \varepsilon_{x1} \quad (C4-67)$$

其中， α 修正係數如下：

$$\alpha = \frac{(C+T)}{N} \quad \text{使用於YC點及A點計算}$$

$$\alpha = \frac{N}{(C+T)} \quad \text{使用於於YT點計算}$$

當斷面合力平衡條件成立後，則斷面應力之分布亦隨之確定，再根據各切片對斷面形心計算彎矩如下：

$$M = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot y_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{tj} \cdot y_{tj} \cdot \Delta A_{tj} \quad (C4-68)$$

斷面曲率則以應變分布與斷面尺寸計算如下：

$$\phi = \frac{(\varepsilon_y + \varepsilon_x)}{H} \quad (C4-69)$$

因此，由上述步驟即可依據計算出圖C4-21所示之三個控制點，建立出斷面非線性之 $M - \phi$ 關係曲線。

b) 具填充混凝土

對於具填充混凝土之鋼橋墩斷面，取圖C4-25所示之控制點加以計算即可。

圖C4-25中之Y點為鋼板材料拉力側先到達降伏之點，再根據前節所述之切片法分析，設定Y點之應變分布控制狀態，如圖C4-26所示，以及A點之應變分布控制狀態，如圖C4-27所示，

並依內力合力軸力平衡條件，需滿足下式：

$$N = C + T + C_c \quad (C4-70)$$

其中

$$C_c = \sum_{j=1}^n \sigma_{ccj} \cdot \Delta A_{ccj} \quad (C4-71)$$

軸力合力平衡之修正條件則可採用下式設定：

$$\varepsilon_{x2} = \alpha \varepsilon_{x1} \quad (C4-72)$$

其中， α 修正係數如下：

$$\alpha = \frac{(C + T + C_c)}{N} \quad \text{使用於Y點計算}$$

$$\alpha = \frac{N}{(C + T + C_c)} \quad \text{使用於A點計算}$$

當斷面合力平衡條件成立後，則斷面應力之分布亦隨之確定，再根據各切片對斷面形心計算彎矩如下：

$$M = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot y_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{tj} \cdot y_j \cdot \Delta A_{tj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{ccj} \cdot y_{cj} \cdot \Delta A_{ccj} \quad (C4-73)$$

斷面曲率則以應變分布與斷面尺寸計算如下：

$$\varphi = \frac{(\varepsilon_y + \varepsilon_x)}{H} \quad (C4-74)$$

因此，由上述步驟即可依據計算出圖C4-25所示之兩個控制點，建立出斷面非線性之 $M - \varphi$ 關係曲線。

C、鋼構材之剪力強度

當橋墩高度低矮時，鋼橋墩斷面剪力可能會先使橋墩進入降伏狀態，而鋼板之剪力降伏，尚無可靠證據顯示具有降伏後之強度與勁度，因此本規範僅考慮鋼板之降伏剪力強度作為整體鋼橋墩斷面極限剪力強度。考慮無填充混凝土之鋼橋墩，剪力強度為：

$$V_n = A_s \times \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (C4-75)$$

其中， A_s 為鋼橋墩斷面積， σ_y 為鋼板拉力降伏強度。

若考慮柱內填充混凝土之剪力強度，則將混凝土之剪力強度貢獻納入，然而，混凝土剪力強度受軸力作用與斷面韌性之發揮有關，本規範不考慮軸力影響因素，僅考慮與韌性有關之強度折減因子，因此具填充混凝土鋼橋墩之剪力強度為：

$$V_n = V_s + V_c \quad (C4-76)$$

其中， V_s 為鋼板提供之剪力強度，與無填充者相同， V_c 以下式計算：

$$V_c = 0.75(k+F)\sqrt{f'_c}A_e \geq 0 \quad \text{且} \quad \leq 0.93\sqrt{f'_c}A_e, \quad A_e = 0.8A_g \quad (C4-77)$$

$$\text{其中，} k = \frac{R_{\max} - R}{R_{\max} - 1}, \quad 1 \leq R = \frac{\delta}{\delta_y} = \frac{\phi}{\phi_y} \leq R_{\max}, \quad R_{\max} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} = \frac{\phi_{\max}}{\phi_y}$$

F 為軸力修正因子，本規範於鋼橋墩情況不予考慮，即 $F = 0$ 。

進一步將柱高(取反曲點高度 H_0)乘上剪力強度 V_n ，可得到對應之剪力塑鉸：

$$M_{vy} = V_n \times H_0 \quad (C4-78)$$

D、鋼橋墩各構件破壞模式之設定

依據前節所計算之彎矩塑鉸 $M-\phi$ 與剪力曲線套疊，分別對於無填充混凝土斷面及具填充混凝土斷面，可能各有曲線交疊情況，並分別依圖C4-28與圖C4-29所示之結果，選取最後之鋼橋墩斷面塑鉸行為 $M-\phi$ 關係，以供後續側推分析使用。

a) 無填充混凝土

- (1) $M_{vy} > M_a$ ，取圖C4-28(a)中之A-B-C-D-E
- (2) $M_{yt} < M_{vy} < M_a$ ，取圖C4-28(b)中之A-B-C-D-E
- (3) $M_{yc} < M_{vy} < M_{yt}$ ，取圖C4-28(c)中之A-B-C-D-E
- (4) $M_{vy} < M_{yc}$ ，取圖C4-28(d)中之A-B-C-D-E

b) 具填充混凝土

- (1) $M_{vy} > M_a$ ，取圖C4-29(a)之A-B-C-D-E
- (2) $M_y < M_{vy} < M_a$ ，取圖C4-29(b)之A-B-C-D-E
- (3) $M_{vy} < M_y$ ，取圖C4-29(c)之A-B-C-D-E

2. 構架式鋼橋墩塑鉸特性之設定

須考量軸力變化對構架式鋼橋墩柱塑鉸特性的影響，其作法類似構架式鋼筋混凝土橋墩柱塑鉸特性之設定方式。

C4.3.3 支承

支承系統包括支承本體、移動限制裝置及落橋防止裝置，分為活動支承系統與固定支承系統兩大類型，如圖C4-30與圖C4-31所示。活動支承系統係指容許支

承在橋梁縱向或橫向產生適當滑動或活動位移；固定支承系統則不容許產生位移。一般常見支承型式計有天然或合成橡膠支承墊、單向/雙向滑動式盤式支承墊、固定式盤式支承墊與鑄鋼支承等；移動限制裝置如剪力鋼棒、剪力鋼箱與止震塊等；防止落橋裝置如防震拉桿。活動支承系統之摩擦係數如表C4-2所示。

1. 橡膠支承墊

橡膠支承墊被使用於橋梁結構之最主要目的，除了承擔載重外，並可供作因一般載重及溫度效應下所產生之上部結構和下部結構間的相對位移之用。橡膠支承墊（Steel-reinforced Elastomeric Bearing，亦稱Rubber bearing；RB），係由薄鋼板與薄橡膠層相互堆疊黏結而成，包括天然橡膠（Natural Rubber）及合成橡膠（Synthetic Rubber）兩種。鋼板與橡膠層相互黏結，鋼板能有效束制橡膠層受到垂直壓力下之側向膨脹，而提高垂直向勁度；但橡膠層水平向之變形則不受束制，而能保持原有之低水平勁度。

橋梁的支承與橋柱之耐震容量通常都不盡相同，當支承強度較強時，即形成強支承—弱橋柱之現像，此時破壞將發生在橋柱，橋柱的耐震可根據橋柱的耐震評估進行鋼板、碳纖維或混凝土包覆補強。921集集大地震受損橋梁勘災報告顯示，對於橋柱耐震能力強於支承耐震能力之橋梁，其破壞多起因於支承之破壞，產生滑動現象，即弱支承—強橋柱的情況。因此對於支承損壞模式應反應滑動前剪力破壞之可能，及滑動後之位移增加行為。

A. 垂直勁度

$$K_V = \frac{E_c A}{N t_i} = \frac{E_c A}{T} \quad (C4-79)$$

式中

E_c = 橡膠層墊之壓縮模數

A = 支承墊之受壓面積

N = 支承墊橡膠層之層數

t_i = 單一橡膠層厚度

T = 橡膠層之厚度，等於 $N t_i$

B. 水平勁度

$$K_h = \frac{GA}{T} \quad (C4-80)$$

式中

G = 橡膠之剪力模數

A = 支承墊之受壓面積

T = 橡膠層之總厚度

C. 旋轉勁度

$$K_r = \frac{E_r I}{T} \quad (C4-81)$$

式中

E_r = 橡膠層墊之旋轉模數

I = 支承墊平面面積對旋轉軸之慣性矩

D. 摩擦係數

在水平地震力之方向，上下部結構之連接型式為活動支承（輓支）時，以支承靜摩擦力作為水平載重作用於下部結構。支承靜摩擦力可由作用於支承之靜載重反力乘以活動支承之摩擦係數而得，惟其值不必大於假設該支承為鉸支承時所分擔之上部結構水平地震力。活動支承之摩擦係數為接觸材質、速度、滑動距離、軸壓力、溫度等之函數，根據國家地震工程研究中心實驗研究，橡膠支承與砂漿、混凝土之摩擦係數約為0.3，橡膠支承與鋼板摩擦係數約為0.2，如為鐵弗龍（PTFE）則約為0.1。

2. 盤式支承

盤式支承墊可分為單向活動式、雙向活動式或固定式配置三種。鐵氟龍（PTFE）及不銹鋼板（Stainless Steel）間之滑動摩擦係數約為0.03。如因地震作用使盤式支承之盤面產生破損，可將盤式支承將視同為活動式支承。盤式支承如因地震作用使盤式支承之盤面產生破損，可將盤式支承將視同為活動支承，此時上部結構之慣性力可假設由鄰近橋柱承受，以橋柱所承受之地震力大小而言，此一假設代表最極端的情況。

C4.3.4 止震塊

止震塊主要用以限制上部結構移動以防止落橋。止震塊通常將其設置在兩大梁之間的帽梁上，與大梁之間大部分採用間距2cm~2.5cm 之保麗龍隔開。止震塊之剪力強度依現行「公路橋梁設計規範」[C4.7]之相關規定計算。

C4.3.5 橋台

橋台與其翼牆之束制效應於地震作用時可提昇橋梁之耐震性能，因其背填土可有效抵抗上部結構慣性力而減少橋梁之韌性需求，此對橋梁耐震性能提昇之程度則依橋梁結構型式、橋台支承型式、力量傳遞機制、牆與土壤系統之承載容量與勁度、橋台可接受之損壞狀態等因素有關。合理之橋台結構-土壤系統的模擬可使橋梁較能反應地震作用時之行為，圖C4-32為橋台-土壤系統模擬之示意圖，橋台背填土一般以受壓不受拉之彈塑性土壤彈簧模擬其行為，受壓時土壤彈簧係數 K 依(C4-82)式計算：

$$K = k_H A \quad (C4-82)$$

上式中，

k_H ：水平向地盤反力係數

A ：水平向荷重面積

不同深度之土壤彈簧強度以被動土壓力上限值 p_{Hu} 表示， p_{Hu} 依(C4-83)式計算：

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{Ep} \quad (C4-83)$$

其中 α_p 為被動土壓力上限係數，對 N 值為2以下之軟弱粘土， α_p 取為1.0，其他情況以 $\alpha_p = 1.0 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0$ 計算。 p_{Ep} 為橋台背填土之地震被動土壓力，依下列公式計算：

$$p_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}} \quad (C4-84)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \quad (C4-85)$$

上列各式中，

p_{Ep} ：深度 x 處之地震時被動土壓力，(tonf/m²)

K_{EP} ：被動土壓力係數

γ ：土壤單位重，(tonf/m³)

c ：土壤凝聚力，(tonf/m²)

ϕ ：土壤摩擦角，(deg)

α ：地表面與水平面之夾角，(deg)

δ ：橋台背面與土壤間之摩擦角，(deg)，若無相關資料建議可取 $\delta = -\phi/3$

x ：土壓力 p_{EP} 作用於牆面之深度，(m)

於圖C4-32中，對於活動支承，間隙彈簧之間隙寬可取為梁端與背牆之間距，背牆水平剪力彈簧以斷面剪力強度與摩擦剪力強度之小者為降伏強度；若橋台支承為鉸支情況且具足夠強度則不需設置圖中之間隙彈簧與背牆之水平剪力彈簧。圖C4-32僅為用於進行非線性靜力與動力分析時之結構模擬，對於橋台本身之耐震性能仍需檢核設計地震主動土壓力作用下橋台之穩定性。

對於橋台支承為活動支承情況，若該橋梁無須藉由翼牆之束制效應提昇橋梁之耐震性能，或背填土抵抗上部結構慣性力以減少橋梁之韌性需求，則無須依本節模擬橋台之非線性行為。

C4.3.6 增設防止落橋裝置

防止落橋設施係指落橋防制系統中，設置在梁頂端部，即使上下部結構間發生無法預期的相對變位時，將可避免達到梁端防落長度的結構。位移限制裝置係指落橋防制系統中，具有輔助支承及抵抗地震慣性力的目的，支承受損時，也可避免上下結構間，發生嚴重相對變位的結構。

防止落橋裝置用以限制上部結構軸向、橫向與垂直向等三方向位移，同時亦能發揮消散地震能量與使上部結構歸位的功能，參考日本防止落橋構造設計指針，可分為拉力型（鋼索、鋼棒）、壓力型（橡膠緩衝墊、鋼箱）及剪力型（積層橡膠支承墊、隔震支承墊）等三種類型。

一般橋梁所使用的防震拉桿可分為鋼絞索、鋼棒等各種不同型式，其主要目的為限制橋梁相鄰結構間的相對位移並發揮防止落橋的功能。防震拉桿為鋼絞索的形式，根據實驗結果力學行為近似為雙線性的方式。若以鋼棒形式作為防震拉桿，則需考慮鋼棒與緩衝橡膠材料的組合效應，避免防震拉桿將承受劇烈衝擊力

造成鋼棒瞬間拉斷。通常防震拉桿的設計乃是希望在大規模地震時才發揮作用，因此需考慮溫度變化、混凝土乾縮潛變與活載重等效應預留適當活動間隙。

防止落橋裝置的數量受到許多因素影響，其中，最重要的參數是受防止落橋裝置影響的相鄰振動單位，行車向週期的比值。

C4.4 基礎

基礎與土壤之互制作用得以基礎與土壤間之彈簧模擬，該彈簧係由地盤反力係數與基礎尺寸求得。地盤反力係數應依據地質調查與相關試驗資料，再考慮基礎受力寬幅之影響決定之，故依基礎型式不同，地盤反力係數計算方法略有不同。有關各式基礎之分析模式與地盤反力係數之計算，請參考現行交通部「公路橋梁耐震設計規範」[C4.8]之規定，若有不足處，可參照「日本道路橋示方書·同解說：IV下部構造編」[C4.9]。

對於線性靜力分析與動力分析，基礎土壤互制彈簧可以簡化之基礎底等值線性彈簧模擬，對於非線性靜力與動力分析，基礎之土壤互制彈簧應能合理反映土壤之非線性行為。

基礎系統之勁度與強度對橋梁結構之受震反應影響甚鉅，因為基礎勁度會影響整體橋梁之勁度與強度，進而影響整體橋梁之地震需求以及地震力分配。尤其一般基礎補強成本常大於新建之基礎，且常須在施工環境不佳情況下作業，所以基礎補強設計之模擬分析，應儘量符合現況，避免過於保守設計。分析模型除需依更嚴謹之數值模型模擬基礎勁度外，在符合學理和現況條件限制下，宜適度容許考量基礎系統降伏消能機制，以達到橋梁耐震補強之經濟性與可行性。

C4.4.1 基礎耐震評估與補強設計原則

等級II之地震為大地震，若要設計橋梁受震行為在彈性狀態，殊為不經濟。因此全世界對此種等級地震，均容許部分橋梁構件進入塑性，發揮塑性消能之機制，但不容許發生嚴重不可修復之損壞或落橋，稱之為韌性設計。惟塑性構件之選擇與發生順序，需考量震後修補的容易性，加以嚴謹設計。圖C4-33為日本道路協會所建議的幾種橋梁塑性構件發生順序與消能設計理念。

由於基礎系統多埋置於地表面下，若產生塑性損傷，較難修補，故常見之設計是將橋墩的底部或頂部設計為塑性消能構件，震後若有損傷，較容易迅速修補，如圖C4-33(a)、(e)，在此狀況，通常設計上不使基礎系統發生降伏狀態，以確保塑性消能先發生在橋墩構件上。但若既有橋墩斷面之降伏容量較大，彈性地震力將可能完全傳至基礎系統，此時設計上若仍要求基礎系統不發生降伏，將過於保守，因此可容許基礎系統進入降伏狀態，發揮塑性消能的功能，但此時基礎系統之反應塑性率與變位應小於容許之反應塑性率與變位，以控制基礎系統之損傷程度，使震後短期可以修補損傷與回復橋梁功能。

等級III之地震屬於最大考量地震，若基礎系統非主要塑性化消能構件，其受力與變形不可超過降伏狀態，以確保其他主要塑性構件發揮消能機制。若基礎系統為主要塑性化構件，相對等級II之地震，可再提高其塑性消能程度，提高其容許反應塑性率與變位，但要控制基礎系統之損傷程度，不容許發生造成落橋或長期無法修補與恢復橋梁功能之損傷。

C4.4.2 基礎耐震分析之載重組合

本條文列出所有基礎耐震設計需考慮之載重。原則上耐震設計不考慮橋梁之活載重，因活載重隨時間與空間變動，滿載之活載重與地震同時發生機率很小，傳統上耐震設計不考慮活載重。惟對於有長時間塞車狀況之橋梁，可適當地考慮活載重之影響。

本條文亦列出地震作用所需考慮的各種影響，其中，(2)E. 地震時地盤變位之影響包括地震時地表斷層錯位對基礎與上部結構的影響，以及橋墩周遭地盤大規模滑動對橋梁的影響。

橋梁基礎耐震設計應注意到所有載重係數均為1.0，不應有載重放大係數。此乃地震為發生機率甚低之偶發載重，此時不宜考慮各種主要載重之變異性，而提高載重係數，以免設計過於保守。

C4.4.3 基礎耐震分析模式

要進行基礎耐震性能設計，首先須建立基礎系統之非線性分析模型，其上之墩柱以剛性構件模擬，在上構質量中心位置逐步增加水平譜加速度，也就是增加水平慣性力，求得水平慣性力與上構質量中心處之位移曲線，稱之為基礎系統之

側推曲線，可定義側推曲線變形開始明顯增加之點為基礎系統之降伏點，接著可計算超過降伏點後基礎系統之反應塑性率與極限狀態。垂直橋軸方向與橋軸方向之慣性力作用位置如圖C4-34所示。

上述基礎系統之耐震分析模型，基礎版與基樁構件均可以雙線性或多線性的非線性梁元素加以模擬，土壤與基礎構件之互制作用，可以雙線性之非線性彈簧加以模擬，因此在側推分析過程，可同時記錄基礎構件之斷面力與斷面變形，以及周圍地盤之反力，因此可檢核整個基礎系統與組成構件之耐震性能。

基礎地盤如發生液化，則需折減土壤之彈簧參數與極限承载力，以進行側推分析，檢核液化狀況下基礎之耐震性能。有關基礎土壤液化潛能之判定，液化土質參數之折減，與液化地盤流動力之計算，請參照現行請參考現行交通部「公路橋梁耐震設計規範」之規定辦理。

C4.4.4 基礎系統與構件之彈性限度

基礎系統與構件之彈性限度係指某種最大受力與變位狀態，在此狀態內加載、卸載後，基礎系統與構件不會產生明顯殘餘變形之性能狀態。有關各式基礎之承载力之計算，請參考現行『公路橋梁設計規範』及內政部頒布之『建築物基礎構造設計規範』中之規定。

C4.4.5 基礎系統之降伏狀態

在慣性力逐漸增加的載重作過程中，可能因基礎構材塑性化、地盤塑性化或基礎版上揚，使上部結構物慣性力作用位置上之位移開始急速增加之狀態，稱之基礎系統之降伏狀態。從橋梁基礎系統之側推曲線，決定基礎降伏狀態，並無科學上唯一的定義，一般常用的定義方法為 $\text{Log}S_d \sim \text{Log}\Delta$ 座標轉換法。

如圖C4-35所示，將基礎系統的非線性側推曲線 $S_d \sim \Delta$ (或 $V \sim \Delta$) 曲線，轉換在雙對數座標上，即以 $\text{Log}S_d \sim \text{Log}\Delta$ 曲線表示，通常會有兩個雙線性段，將此兩個線段延伸後，取其交點，以此交點為準垂直向下對應至原側推曲線上之交點即為降伏點。圖C4-36為一實際基礎側推曲線以 $\text{Log}S_d \sim \text{Log}\Delta$ 座標之雙線性法交點決定降伏點之結果。

在此須注意，依據日本道路協會道路橋示方書，由實際基礎耐震分析案例所累積的經驗，基礎降伏點對應之經驗定義如後。

(1) 直接基礎

- ① 直接基礎之旋轉側推曲線之降伏點，取基礎版接觸地盤面積達50%之狀態；
- ② 直接基礎之水平承載降伏點為 $\frac{1}{1.2}$ ×水平極限承載力；

(2) 沉箱基礎

- ① 沉箱結構體開始降伏；
- ② 周遭側向地盤彈簧有60%達到塑性狀態；
- ③ 沉箱底部上揚面積達60%。

(3) 樁基礎

- ① 所有基樁之樁體達到降伏；
- ② 一排基樁之樁頂反力達到極限抗壓承載力。

C4.4.6 基礎系統反應塑性率與變位

以基礎系統耐震分析模式進行側推分析，將得到基礎系統之非線性側推曲線，即 $S_a \sim \Delta$ 曲線，該曲線可以一個雙線性模式近似之。此雙線性模式具有第一線性段勁度 K_1 與第二段線性段勁度 K_2 ， $r = K_2 / K_1$ 稱之為二次勁度比，第一線段與第二線段之交點為降伏點。

基礎系統於不同等級地震作用下之反應塑性率與變位，依等能量法原則，如圖C4-37所示，假設基礎雙線性塑性系統與線彈性系統吸收地震能量相等，可得到計算公式4-1。其中基礎系統耐震檢核之設計譜加速度 S_{acF} 依上部結構(含橋柱)耐震能力評估結果決定。對於等級II及等級III地震，若基礎之降伏譜加速度 S_{ayF} 小於由柱底傳來之耐震檢核設計譜加速度 S_{acF} 且橋基為深基礎型式如樁基礎、沉箱(井式)基礎及地下連續壁基礎等時，據以檢核基礎結構塑性率與變位之設計譜加速度 S_{acF} 取為柱底傳遞至基礎之地震水平譜加速度，但不必大於對應等級地震之地震水平譜加速度係數($S_{a,II}$ 或 $S_{a,III}$)乘以基礎阻尼常數折減係數 C_D 值。其中基礎阻尼常數折減係數 C_D 值參照日本道路協會「道路橋示方書-耐震設計編」，考量深基礎於大地震作用時，由於埋置深度較深，可期待其往側向之地盤振動能量耗散，以及基礎系統於圖C4-37所訂定之降伏點前之期間，基礎構件發生之塑

性化及地盤阻抗之非線性行為所引起之能量吸收，訂定基礎阻尼常數折減係數 C_D 值為2/3。

以等能量法原則，令基礎雙線性塑性系統與線彈性系統吸收地震能量相等，如圖C4-37所示，可進行雙線性模式之反應塑性率與變位的推導，可得到本條文之計算公式。

C4.4.7 基礎系統之容許塑性率與變位

由於基礎系統通常埋置於地盤中，若基礎系統受震發生損傷，修復不易；再者，基礎系統若有傾斜或沉陷，將對上部結構的承載與服務功能有顯著的影響；因此對於基礎系統容許塑性率與變位之要求，一般較橋墩與上部結構之容許韌性為嚴格。

對於非主要塑性化構件之基礎系統，其容許塑性率為1.0，基礎系統不容許超過降伏狀態，此時變位尚小，損傷輕微。對於設計上為主要塑性化構件之基礎系統，參考日本道路協會「道路橋示方書耐震設計編」與日本土木研究所之「既設道路橋の耐震性能簡易評價手法に関する研究」之建議，一般高度之各種橋墩基礎容許塑性率如表C4-3，其基礎頂部容許傾斜量為0.02 rad.。對於高橋墩之基礎系統，其容許塑性率與傾斜量，需另行詳細檢討，以避免落橋。

液化後地盤沉陷量得參考內政部「建築物基礎構造設計規範(草案)」或其他相關規範建議方法進行評估。液化後地盤沉陷量之評估法，有(1)Ishihara與Yoshimine法(1992)或(2)Tokimatsu與Seed法(1987)。對於既有直接基礎座落於高液化潛勢土層之基礎系統，應視工址之土層特性、相對厚度與液化潛勢風險，依橋梁之重要性、結構系統特性，相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量等進行損害評估，並依損害評估結果，檢討地層改良、基礎補強或其他因應對策。

C4.4.8 基礎構件之檢核

基礎系統之耐震檢核，除等級II與III地震須檢核基礎系統反應塑性率與變位是否小於容許值外，尚須檢核個別非塑性構件(容量保護構件)斷面之受力與變形。對於等級II與III地震，基礎系統之非塑性構件(容量保護構件)，其構件斷面之受力應小於斷面極限容量乘以強度折減係數，斷面極限容量依強度設計法計算之。

C4.5 橋梁結構非線性行為之分析方法

C4.5.1 靜態側推分析

靜態側推分析(Static Pushover Analysis)，係藉由施加單調側向力(Monotonic Loading)於結構物上，隨著力量緩慢增加，記錄構材開裂、降伏、塑性變形和結構失敗等發展行為，並在一連串的迭代過程中，依各不同受力階段之結構行為，修正構材有效勁度與不平衡力，採用階段線性分析的方式，直到塑鉸發展至崩塌機制或到達極限塑性變形為止。最後可得到側向力加載過程中結構物基底剪力與結構位移之關係曲線，稱為容量曲線(Capacity Curve)。靜態側推分析較能提供結構物在各性能階段破壞進展的過程。

靜態側推分析所採用的地震力分布方式可以等加速度加載模式施加。進行靜態側推分析時，結構之模擬應儘量反映實際情形，力求幾何形狀、質量分布、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。構材之非線性分析模型須要能確切反應構材真實之非線性行為，構材之塑鉸設定，可參考5.3節之規定。

透過靜態側推分析所求得之容量取線，可換算整體結構之譜加速度 $S_{a,k}$ 與譜位移 $S_{d,k}$ 關係曲線，稱為容量譜曲線。容量譜曲線推算方式應綜合考慮不同節點位移之貢獻，因此建議採用系統等效位移和系統等效質量推求等值單自由度系統容量譜關係曲線如下：

$$S_{a,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sys,k} g}, S_{d,k} = \Delta_{sys,k} \quad (C4-86)$$

其中 $M_{sys,k}$ 為第 k 步幅之系統等效質量； $\Delta_{sys,k}$ 為第 k 步幅之系統等效位移：

$$M_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_{sys,k}}, \Delta_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum_i m_i \Delta_{i,k}} \quad (C4-87)$$

系統等效位移推算公式之理論基礎為等效單自由度系統位移所作之功等同於原多自由度系統所作之功；而系統等效質量 $M_{sys,k}$ 與基本模態 n 之有效振態質量 M_n^* 相當類似，惟 M_n^* 只考慮彈性狀態之基本模態，而 $M_{sys,k}$ 以結構於第 k 分析步幅之實際位移分佈推算其對應之等值單自由系統有效質量，故 $M_{sys,k}$ 隨著步幅增加而改變，而 M_n^* 為一定值。(C4-87)式中之 i 代表結構各節點，故依(C4-86)式

所得之容量譜已綜合考慮各節點位移之影響。對於橋梁而言，為簡化起見，可僅考慮各橋柱對應之上構節點。

C4.5.2 非線性動力歷時分析

強地動紀錄之選取，盡量採用能確切反應工址考量地震需求等級之實測地震紀錄來進行模擬與調整得到與設計反應譜相符之歷時；地震歷時模擬之方法，應為具有可信理論之方法或為由公信單位所提供之方法。

進行非線性動力歷時分析時，結構之模擬應儘量反映實際情形，力求幾何形狀、質量分布、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。構材之非線性分析模型須要能確切反應構材真實之非線性行為，構材之塑鉸設定，可參考第5.3節之規定。非線性歷時分析之結果須檢核各構材之韌性需求是否合乎表1-4之規定。

一般而言，橋梁耐震設計並不期待上部結構產生塑鉸消散地震能量，因此在進行結構非線性動力歷時分析時，上部結構構材可假設為彈性，以切實際。

C4.6 橋梁耐震性能評估

C4.6.1 靜態側推分析耐震性能評估

有關整體結構系統的容量譜曲線雙線性化，可採用以下步驟求得：

本方法根據等能量原則(包括等極限能量與等降伏能量)求取降伏點，亦即降伏點須能同時滿足如圖C4-38所示等極限能量($A_2 \approx A_1$)，以及等降伏能量($A_4 \approx A_3$)，可以有效反應整體結構系統降伏點與韌性行為，使得後續評估有效地表加速度EPA更具有可靠度。計算步驟羅列如下：

1. 假設初始勁度 K_1 及降伏後勁度 K_2 及其交點 P_1 如圖C4-39(a)所示，同時計算容量譜曲線下所包圍之面積 A_1 。
2. 以容量譜曲線之原點為基準點，沿順時針方向逐次修正 K_1 ，並計算修正後 K_1 與 K_2 所圍成之面積 A_2 ，比對及 A_1 之面積，如果 ($A_2 \approx A_1$)，則計算此狀態之 K_1 值與 K_2 之交點 P_2 ，如果 $A_2 \neq A_1$ 則重覆步驟2，直到 ($A_2 \approx A_1$) (如圖C4-39(b))。

3. 以容量譜曲線之終點為原點，沿逆時針方向逐次修正 K_2 與原始 K_1 所圍成之面積 A_3 ，比對 A_3 及 A_1 之面積，如果 $(A_3 \approx A_1)$ 則計算此狀態之 K_2 值與原始 K_1 之交點 P_3 ，如果 $A_3 \neq A_1$ 則重覆步驟3，直到 $(A_3 \approx A_1)$ (如圖C4-39(c))。
4. 此時 P_3 至 P_2 線段上任一點與原點及極限點所包圍的面積皆與原曲線面積相等(等極限能量)，如圖C4-39(d)所示。
5. 據等降伏能量，由 P_3 為起始點往 P_2 方向給予增量，此時可得在 P_3 至 P_2 線段上交點 P_4 ，以及 P_4 對應之 Δ 軸座標 x_1 ，同時計算在 x_1 座標下，原曲線的面積 A_4 (圖C4-39(e))，以及雙線性化後的降伏面積 A_5 (圖C4-39(f))，如果 $A_5 \neq A_4$ 則重覆步驟5，直到 $(A_5 \approx A_4)$ (等降伏能量)。
6. P_4 座標點與原點及極限點相連，便可得到雙線性容量譜曲線，如圖C4-39(g)所示。

耐震性能評估方法一：(適用於未採用隔震與消能系統之橋梁)

以側推分析所得之容量譜曲線經雙線性化後可求得等值降伏點 $(S_{d,y}, S_{a,y})$ ，由各階段之譜位移 $S_{d,i}$ 與降伏位移 $S_{d,y}$ 比值可計算結構物各階段下之韌性比 R_i ，將韌性比 R_i 代入(C4-88)式，即可求得橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 對應之結構系統地震力折減係數 F_u 。 F_u 依據不同等級地震之計算方式如下：

等級 II：

$$F_{u,II} = \begin{cases} R_i & ; T \geq T_0^{II} \\ A + (R_i - A) \times \frac{T - 0.6T_0^{II}}{0.4T_0^{II}} & ; 0.6T_0^{II} \leq T \leq T_0^{II} \\ A & ; 0.2T_0^{II} \leq T \leq 0.6T_0^{II} \\ A + (A - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^{II}}{0.2T_0^{II}} & ; T \leq 0.2T_0^{II} \end{cases} \quad (C4-88b)$$

等級 III：

$$F_{u,III} = \begin{cases} R_i & ; T \geq T_0^{III} \\ A + (R_i - A) \times \frac{T - 0.6T_0^{III}}{0.4T_0^{III}} & ; 0.6T_0^{III} \leq T \leq T_0^{III} \\ A & ; 0.2T_0^{III} \leq T \leq 0.6T_0^{III} \\ A + (A - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^{III}}{0.2T_0^{III}} & ; T \leq 0.2T_0^{III} \end{cases} \quad (C4-88c)$$

其中，

$$A = \sqrt{2R_i - 1 + \alpha(R_i - 1)^2} \quad (C4-89)$$

$$R_i = \frac{S_{d,i}}{S_{d,y}} \geq 1 \quad (C4-90)$$

α = 結構系統降伏勁度比。將容量譜曲線雙線性化後，以後降伏勁度 (K_s) 除以初始勁度 (K_e) 即可求得 α 。若 R_i 小於 1.0，取 R_i 等於 1.0。

由上述求得之 F_u ，可依表 C4-4 計算不同等級地震對應之譜位移 $S_{d,i}$ 和有效最大地表加速度 EPA_i 之關係曲線。此三條關係曲線在 EPA_i 分別等於 $0.4S_{II,s}$ 和 $0.4S_{III,s}$ 時對應之譜位移即為整體結構系統之譜位移需求 $S_{d,II}$ 和 $S_{d,III}$ ，此譜位移需求須滿足 1.2.3 節耐震性能檢核規定。橋墩或基樁集中塑鉸在譜位移分別為 $S_{d,II}$ 和 $S_{d,III}$ 時之轉角即為 1.2.3 節所述之 θ_{II} 和 θ_{III} 。構件轉角 θ_{II} 和 θ_{III} 也須滿足 1.2.3 節耐震性能檢核規定。

耐震性能評估方法二：(適用於採用隔震與消能系統之橋梁)

結構物進入非線性階段之後的有效黏滯性阻尼比 β_{eff} 包含原結構本身固有黏滯阻尼比 β_{basic} (一般取為 0.05) 及結構物非彈性遲滯行為的等值黏滯性阻尼比 β_0 兩部分，可表示如下：

$$\beta_{eff} = \beta_{basic} + \beta_0 = \beta_{basic} + \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (C4-91)$$

其中， a_y 與 d_y 則分別代表容量譜曲線中降伏點之譜加速度與譜位移。

阻尼比異於 5% 時之加速度修正係數依結構週期長短不同而有 B_1 或 B_s 之規定(如表 2-5)，可由彈性譜加速度與非彈性譜加速度之比求得：

$$B_1 \text{ 或 } B_s = \frac{(S_a)_{elastic}}{(S_a)_{inelastic}} \quad (C4-92)$$

如圖 C4-40 所示，性能點 (performance point) 位於結構容量譜與非彈性需求譜之交點上，性能點需同時滿足該二者之特性，故容量譜上之譜加速度 a_{pi} 與譜位移 d_{pi} 等於非彈性需求譜上的譜加速度 $(S_a)_{inelastic}$ 與譜位移 $(S_d)_{inelastic}$ 。

即：

$$(S_a)_{inelastic} = a_{pi} \quad (C4-93)$$

$$(S_d)_{inelastic} = d_{pi} \quad (C4-94)$$

側推分析所得容量震譜中任何一處譜加速度 a_{pi} 對應的有效最大地表加速度(EPA)與所在工址之地震需求特性(如 $S_{a,II}$ 和 $S_{II,s}$ 等),橋梁結構物等效振動週期 T_{eff} 、等值黏滯性阻尼 β_{eff} 與阻尼比異於5%加速度修正係數 B_l 或 B_s 等有關,依表C4-5計算。

C4.6.2 非線性動力歷時分析耐震性能評估

進行非線性動力歷時分析前亦應先比照側推分析之方式,設定構材之塑鉸性質,並配合構材力與位移遲滯迴圈之性質,模擬橋墩等結構構材之非線性特性。

對於軟弱地盤、液化潛勢高之地盤與層次分布不規則之地盤等應適度考慮地盤動力特性,選用合適分析方式反應地震波傳遞及地盤非線性行為。

第五章 結構系統與防落系統補強設計

C5.1 結構系統補強

為提昇整體橋梁系統之耐震性能或降低地震力需求，橋梁耐震補強工程可依下列原則進行結構系統補強：

- (1) 上部結構連續化、輕量化。
- (2) 延長結構物週期、並提高橋梁系統整體阻尼比。
- (3) 改善支承系統性能，減少下部結構補強需求。

C5.1.1 慣性力分散工法

橋梁結構因地震引致慣性力作用於結構體中，一般而言地震力由配置固定支承端之少數橋柱所承受，可能造成較嚴重的破壞。為改善此現象，變更支承系統或配置適當裝置，則可使地震力均勻分散至所有橋墩柱，降低橋柱地震力需求與損壞情形。

當橋梁位處較堅硬之地盤、下部結構之基本振動週期短且上部結構為多跨連續或多跨鉸接版連續時，若施工性允許，得將原支承更換為上下錨錠式橡膠支承墊，以平均分散地震力至所有橋墩柱。橡膠支承墊之分析模式可參考第 5.3.3 節之規定，包含軸向勁度、水平勁度與撓曲勁度等，地震力作用下橡膠支承墊之剪應變量不得大於 250%。橡膠支承墊應錨錠於大梁底及橋柱頂之支承墊塊，並確保錨錠裝置所提供之剪力強度，大於橡膠支承墊產生剪力破壞之強度。

採用多點固定式支承之設計，或於可動支承端裝設可消能之增設變位限制裝置，亦為慣性力分散工法可行方案之一。補強工法示意如圖 C5-1 所示。

C5.1.2 隔震補強工法

當橋梁位處較堅硬之地盤、下部結構之基本振動週期短且上部結構為多跨連續或多跨鉸接版連續時，可將原支承更換為隔震支承墊，以延長基本振動週期，降低傳遞至下部結構之地震力。如有下列情形則應避免使用隔震支承墊：(1) 工址依現行「公路橋梁耐震設計規範」判定為極軟弱之土層或可能液化之砂土層者；(2) 下部結構勁度較小或基本振動週期較長者；(3) 支承可能產生上揚力者；

(4) 工址地盤土壤軟弱，可能發生橋梁與地盤共振情形者。

隔震補強依據現行「公路橋梁耐震設計規範」[C5.1]之規定，進行隔震支承墊之設計與檢核。如橋梁橫向存在耐震能力不足之疑慮，宜考慮使用雙向隔震設計，一般而言以橋軸向之單向隔震為主。隔震補強示意如圖 C5-2 所示。

C5.1.3 消能減震補強工法

減震補強依據現行「公路橋梁耐震設計規範」[C5.1]之規定，進行消能系統之設計與檢核。消能元件之分析應包括消能元件之特性及其平面與立面之配置，且應能反映振動頻率、環境及溫度等因素之影響。所有消能元件之力學特性須經試驗驗證與設計參數相符。減震補強示意如圖 C5-3 所示。

C5.1.4 功能性支承系統補強工法

功能性支承系統之概念係源自於 921 集集大地震中部分橋梁的損壞經驗。當支承產生滑動後產生隔震的效果，降低傳遞至下部結構之慣性力，因此下部結構受損輕微。補強工法示意如圖 C5-4 所示。

功能性支承系統各元件功能及設置方式如下：

(1) 橡膠支承墊

橡膠支承墊能夠在等級 II 地震(含)以上地震作用下，可發揮摩擦滑動機制消散地震能量。

(2) 位移限制裝置

位移限制裝置主要功能在於將支承摩擦滑動位移限制在容許範圍內，並控制上部結構碰撞該裝置後傳遞至下部結構之慣性力，避免橋柱產生嚴重損壞。該裝置不可影響在常態載重下因溫度變化、乾縮、潛變及載重引致之支承移動或旋轉功能，且不可妨礙支承檢查及維護作業，其設置方式可參考第 C5.2 節。

(3) 增設防止落橋裝置

增設防止落橋裝置主要功能在於當位移限制裝置發生破壞後，避免上部結構發生不可預期之過大位移，以致產生落橋的情況。該裝置不可影響常態載重下因溫度變化、乾縮、潛變及載重引致之支承移動或旋轉功能，且不可妨礙支承檢查及維護作業，其設置方式可參考第 C5.2 節。

(4) 防落長度

防落長度為防止上部結構在劇烈地震中掉落之最後防線，梁端防落長度須符合第 6.2 節最小梁端防落長度之規定，防落長度不足者須加長防落長度，其設置方式可參考第 6.2 節。

C5.2 防落系統補強

C5.2.1 防落長度

有關地震作用所引致梁端與橋墩頂部之最大相對變位 u_{Ri} 之計算，其計算方式可採用非線性靜力分析方法，說明如下：

依第 5.5.1 節進行橋梁結構之靜態側推分析，求得容量曲線上橋墩頂部對應於相應等級地震時之非線性最大變位，此最大變位即為 u_{Ri} 。

C5.2.2 防止落橋措施

對於落橋有疑慮之橋梁其補強方案目前國內外較常採用之方案為下列三種：

(1) 加長防落長度

對於防落長度不足的 RC 橋墩可於帽梁側面採混凝土擴座或鋼托架方式增長防落長度，混凝土擴座型式可以植筋方式施作 RC 托架或以 PC 鋼棒固定預鑄混凝土塊，混凝土可用高流動性之自充填混凝土以增加施工性，若採鋼製托架則以錨碇螺栓固定。鋼橋墩則可以現場鉚接方式或是高拉力螺栓將鋼製托架固定於帽梁，增長防落長度，如圖 C5-5 所示。

A、混凝土擴座之設計：原則採橋墩帽梁橫向全長增設

(I) 擴座尺寸：

最小擴寬量應符合鋼筋伸展之需求及施工性，通常最少 30cm，支撐最小高度 h 應如圖 C5-6 所示，鋼筋或錨栓之埋深應能發展鋼筋或錨栓至其設計強度，最上層位置距頂端 15~20cm。

(II) 擴座分析檢核：

增設擴座應檢核錨筋之拉力、剪力及混凝土面壓應力，擴座之荷重應能承受各支承之靜載重反力 R_d ，其作用點為擴座之邊緣，檢核混凝土面壓應力其有效承載寬度 B 為支承寬度 b 加擴座最小高度 h ，如圖 C5-7 所示。

B、鋼製托架之設計：

(I) 鋼製托架尺寸：

鋼製托架最小橫向長度為支承寬度 b 加 2 倍的支承邊端距離 S ，最小擴寬量應符合施工性，最小高度 h 必須大於支承邊端距離 S ，鋼板最小厚度為 22mm，間隔 20~30cm 設置加勁肋板，如圖 C5-8 所示。

(II) 分析檢核：

鋼製托架承受之載重及作用力點與混凝土擴座相同，應檢核錨碇螺栓之剪力及拉力。

(2) 增設防止落橋裝置

增設防止落橋裝置係一種加長梁端防落長度的結構，若下部結構或支承遭受破壞，以及上下部結構間發生無法預期的巨大相對變位，則該相對變位在達到梁端防落長度之前，使能發揮功能的結構。增設防止落橋裝置包括：(1) 連接上部結構與下部結構之結構、(2) 在上部結構及下部結構設置突出的結構、(3) 將兩系列之上部相互連接之結構。具體的結構包括：利用預力鋼材或錨桿等連接上部結構與下部結構之結構、在下部結構的頂部或上部結構設置突出或防止落橋之結構、以及利用預力鋼材等將兩跨徑間之上部結構相互連接之結構等。地震時上下部結構若發生無法預期之相對變位時，可避免變位超過梁端防落長度之設施。增設防止落橋裝置不得因上部結構的溫度變化或活載重，束制支承的移動或旋轉功能，且不構成支承檢查補修等維護管理的障礙。一般常用者為(i)混凝土或鋼製止震塊、(ii)防落拉桿，如圖 C5-9 至圖 C5-10 所示。

一般而言，防震拉桿多作為防止落橋設施使用，但止震塊之功能則須視其與大梁間距判斷。

A、止震塊之設計：

止震塊可設於帽梁上方或側面，對於 RC 橋墩可以植筋方式施作 RC 止震塊或是以化學錨栓將鋼製止震塊固定於帽梁。鋼橋墩通常採用鋼製止震塊，並以現場銲接方式或是高拉力螺栓固定於帽梁。止震塊與上部結構接觸面應設置緩衝材（如橡膠墊）以緩衝地震時之衝擊力。

新設止震塊採植筋澆置混凝土施工，以上部結構支承靜載重反力 R_d 之 1.5 倍為外力需求作用於止震塊，即 $V_n \geq 1.5R_d$ 。止震塊依 98 年版「公路橋梁設計規範」[C5.2]第 7.2.5 節剪力摩擦鋼筋之規定設計。

B、防震拉桿、拉環之設計

於相臨上部結構間增設防震拉桿或上下結構以防落設施連結，限制橋梁之變位，防止落橋之發生。新設防震拉桿，以上部結構支承靜載重反力 R_d 之 1.5 倍為需求，依下式計算：

$$n \times F \geq 1.5R_d \quad (C5-1)$$

其中， $F = \sigma_y \times A$ ，代表防震拉桿每根鋼棒的設計力； $n = 1.5R_d / F$ ，代表新設防震拉桿數量； R_d 為上部結構支承靜載重反力。 σ_y 為防震拉桿降伏應力； A 為防震拉桿所需斷面積。

增設防止落橋裝置可移動量不得超過下式：

$$SF = \text{梁端防落長度 } L_N \times 0.75 \text{ (設計變位係數)}$$

(3) 設置位移限制裝置

位移限制裝置係指落橋防制系統中，具有輔助支承及抵抗地震慣性力的目的，支承受損時，也可避免上下結構間，發生嚴重相對變位的結構。一般可分為與支承結合之構件、混凝土或鋼製止震塊或剪力鋼棒等裝置。

增設變位限制裝置之設計強度，參考日本道路橋示方書·耐震設計編[C5.3]之建議，可取為 $3S_{a,I}$ 及 3 倍靜載支承反力。增設變位限制裝置安裝的位置，應能使增設變位限制裝置的設計地震力確實傳達至上下部結構。增設變位限制裝置之間隙量，必須在支承損傷時，使增設變位限制裝置迅速發揮功能，以免上下部結構的相對變形量過大，因此間隙量應與支承在中度地震的變形能力同等大小，再加上施工的餘裕量，在正負方向約各 1.5cm 較為適當。此外，增設變位限制裝置因多設置於支承附近，不得因上部結構的溫度變化或活載重，束制支承的移動或旋轉功能，且不構成支承檢查補修等維護管理的障礙。

第六章 結構構材補強設計

C6.1 通則

橋梁耐震能力評估時，若構材位移韌性不足或構材強度不足時，可藉由結構構材補強設計工法提昇其韌性或強度。

C6.2 混凝土橋柱

本規範係依混凝土極限應變理論及性能目標決定補強材料用量，工程師可參考國外橋梁相關設計規範或準則建議，或使用考慮混凝土受鋼板或纖維複合材料包覆後之材料組成律，使補強結果滿足性能目標之檢核即可。

混凝土橋柱韌性不足或強度不足時應進行補強設計，包括混凝土圓柱與混凝土矩形柱，須依評估後補強之對象設計適當之補強方法，包覆補強厚度必須符合補強計算之要求。

C6.2.1 鋼板包覆補強

(1) 鋼板包覆韌性補強

就鋼筋混凝土矩形柱而言，包覆鋼板之圍束效率不彰，需將矩形柱擴大為橢圓柱後，再包覆鋼板，如圖 C6-1 所示，鋼板與矩形柱四個角落接觸處，直角須修整為圓弧。此外，鋼板與鋼筋混凝土矩形柱之空間須灌置混凝土。圖 C6-2 為包覆鋼板之橢圓形柱，X 軸端點之曲率半徑 r_1 與 Y 軸端點之曲率半徑 r_3 可計算如下：

$$r_1 = \frac{B_y^2}{B_x} \quad (C6-1)$$

$$r_3 = \frac{B_x^2}{B_y} \quad (C6-2)$$

式中， B_x 與 B_y 分別為橢圓 X 向與 Y 向軸長之半。矩形柱四個角落處之曲率可假設為 r_1 與 r_3 的平均值 r_2 。實際補強時，橢圓形可以四個圓弧來組合，X 軸前、後兩個圓弧的半徑 r_x 與 Y 軸上、下兩個圓弧的半徑 r_y 可取平均值如下：

$$r_x = \frac{(r_1 + r_2)}{2} \quad (C6-3)$$

$$r_y = \frac{(r_3 + r_2)}{2} \quad (C6-4)$$

此兩組圓弧所需補強鋼板之厚度，其計算視為等值圓柱，直徑分別為 $2r_x$ 與 $2r_y$ ，按圓柱包覆鋼板設計所需厚度之設計流程辦理。

依據混凝土極限應變理論，在地震作用時，柱底斷面混凝土受壓最外緣預期之壓應變 ε_{cu} 究為若干，須先知道柱頂塑性位移 Δ_p ，如此就可進一步獲得柱底斷面之塑鉸轉角 θ_p 、塑性曲率 ϕ_p 和總曲率 ϕ_m ，說明如下：

$$\Delta_p = (R_{req} - 1)\Delta_y \quad (C6-5)$$

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{(L - 0.5L_p)} \quad (C6-6)$$

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (C6-7)$$

$$\phi_m = \phi_p + \phi_y \quad (C6-8)$$

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y \quad (C6-9)$$

其中， R_{req} 為補強所需之位移韌性、 Δ_y 為降伏位移，橋柱補強前後可假設相同； ϕ_y 為降伏曲率、 L_p (cm) 為塑鉸長度、 L (cm) 為反曲點高度、 d_b 為橋柱縱向主筋之直徑 (cm)、 f_y 為橋柱縱向主筋之降伏強度 (kgf/cm^2)。

地震時柱底斷面混凝土受壓最外緣預期之壓應變 ε_{cu} ，在求得總曲率 ϕ_m 後，可求之如下：

$$\varepsilon_{cu} = \phi_m c \quad (C6-10)$$

其中， c 為柱底斷面產生之曲率達 ϕ_m 時，中性軸至混凝土最外壓力緣之距離，可先假設補強前與補強後之 c 相同進行分析。

根據 Mander 圍束混凝土應力應變曲線，混凝土極限應變 ε_{cu} 可計算如下：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yj} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (C6-11)$$

其中， ρ_s 為包覆鋼板體積比，等於 $\frac{4t_j}{D}$ ，而 f'_{cc} 可求之如下：

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c}} - \frac{2 f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (C6-12)$$

式中， f'_c 為無圍束混凝土抗壓強度、 f_l 為包覆鋼板產生之圍束應力，等於 $\frac{2t_j f_{yj}}{D}$ 。

如將此圍束應力代回(C6-12)式，則：

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{15.88 t_j f_{yj}}{D f'_c}} - \frac{4 t_j f_{yj}}{D f'_c} - 1.254 \right) \quad (C6-13)$$

將 ρ_s 等於 $\frac{4t_j}{D}$ 代回(C6-7)式，則：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{5.6 t_j f_{yj} \varepsilon_{su}}{D f'_{cc}} \quad (C6-14)$$

所須包覆鋼板之厚度 t_j 可求得如下式：

$$t_j \geq \frac{(\varepsilon_{cu} - 0.004) D f'_{cc}}{5.6 f_{yj} \varepsilon_{su}} \quad (C6-15)$$

式中：

t_j ：包覆鋼板之厚度(cm)。

ε_{cu} ：地震時柱底斷面混凝土受壓最外緣預期之壓應變。

D ：包覆鋼板之直徑(cm)。

f'_{cc} ：受鋼板圍束混凝土之最大抗壓強度(kgf/cm²)。

f_{yj} ：包覆鋼板之降伏強度(kgf/cm²)。

ε_{su} ：包覆鋼板抗拉強度對應之應變。

就鋼筋混凝土矩形柱而言，包覆鋼板之所以圍束效率不彰的原因係四個面的鋼板都是平的，曲率為零，所以無法產生圍束應力。如果要增加其圍束效果，須於帽梁鑽孔穿透柱斷面，配置拉桿對拉，如圖 C6-3 所示。惟在受反覆載重下，

其圍束與韌性的性能，遠不如將矩形柱以橢圓形鋼板包覆內再澆灌混凝土。因此建議儘量以擴大為橢圓形柱處理。

包覆之鋼板不得與基礎面接觸，以留設間隙 5cm 為原則的目的，乃不希望橋柱變形後鋼板與基礎面接觸，而增加柱底的彎矩強度與剪力，如此會增加基礎的強度需求，可能須補強基礎之強度。

(2) 鋼板包覆剪力補強

圓柱所須包覆鋼板之厚度 t_j 如下式：

$$t_j \geq \frac{\frac{V_0}{\phi_s} - (V_c + V_s)}{0.5\pi f_{yj} D \cot \theta} = \frac{V_{sj}}{1.57 f_{yj} D \cot \theta} \quad (C6-16)$$

式中：

ϕ_s ：剪力強度折減因數。

V_0 ：地震時柱底斷面預期之剪力需求。

V_c ：地震時柱底斷面混凝土之剪力計算強度。

V_s ：柱底斷面剪力筋之剪力計算強度。

V_{sj} ：包覆鋼板之所需剪力計算強度。

f_{yj} ：包覆鋼板之降伏強度；kgf/cm²。

D ：包覆鋼板之直徑；cm。

θ ：剪力裂縫與柱縱向間之夾角。

地震時柱底斷面預期之剪力需求 V_0 ，可根據柱底預期之彎矩除以反曲點至柱底之距離。

地震時柱底斷面混凝土之剪力計算強度 V_c ，則要計及塑鉸區剪力強度隨韌性增加而衰減與隨軸力變化之關係，計算如下：

$$V_c = 0.75 \left[\frac{R_{\max} - R}{R_{\max} - 1} + \frac{N}{140A_g} \right] \sqrt{f'_c} A_e \text{ 且 } \leq 0.93 \sqrt{f'_c} A_e \quad (N \text{ 為軸壓力時}) \quad (C6-17a)$$

$$V_c = 0.75 \left[\frac{R_{\max} - R}{R_{\max} - 1} + \frac{N}{35A_g} \right] \sqrt{f'_c} A_e \text{ 且 } \leq 0.93 \sqrt{f'_c} A_e \quad (N \text{ 為軸拉力時}) \quad (C6-17b)$$

其中：

R_{max} ：橋柱韌性容量，可取為 R_{req} 。

R ：橋柱地震作用時韌性比。

N ：軸力，壓力時取正值，拉力時取負值；kgf。

A_g ：柱之全斷面積； cm^2 。

f'_c ：混凝土抗壓強度； kgf/cm^2 。

A_e ：有效剪力面積，可取為 $0.8 A_g$ ； cm^2 。

V_s 為柱底斷面剪力筋之剪力計算強度，依下式計算：

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D \cot \theta}{2 a} \quad (\text{C6-18})$$

式中：

A_h ：圓柱螺箍筋斷面積； cm^2 。

f_{yh} ：螺箍筋降伏強度； kgf/cm^2 。

D ：圓柱之直徑；cm。

a ：螺箍筋之間距；cm。

V_{sj} 為包覆鋼板之所需剪力計算強度，圓形斷面可計算如下：

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j f_{yj} D \cot \theta \quad (\text{C6-19})$$

為考慮同時韌性補強，矩形柱得以擴大後的橢圓柱考量。橢圓鋼板在強軸與弱軸之剪力計算強度 V_{sj} 可參照圖 C6-4 計算如下：

$$V_{sj} = \begin{cases} 2 f_{yj} t_j D_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta & (\text{強軸}) \\ 2 f_{yj} t_j B_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot \theta & (\text{弱軸}) \end{cases} \quad (\text{C6-20})$$

其中， t_j 為包覆鋼板厚度， f_{yj} 為包覆鋼板之降伏強度， D_j 、 B_j 分別為橢圓長軸與短軸的長度，因 V_{sj} 已知，故 t_j 可求得。

剪力裂縫與柱縱向間之夾角 θ 可分下列兩種情況計算：

1. 柱為鉸接-固端者，即產生單曲率變形：

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\rho_v n + 1.26 \frac{\rho_v}{\rho_l}}{1 + \rho_v n} \right] > \alpha \quad (C6-21)$$

2. 柱為固端-固端者，即產生雙曲率變形：

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\rho_v n + 0.46 \frac{\rho_v}{\rho_l}}{1 + \rho_v n} \right] > \alpha \quad (C6-22)$$

其中：

$$\rho_v = 2 \frac{t_j}{r}, \quad r \text{ 為圓柱半徑。}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{A_g}, \quad \text{為縱向鋼筋比。}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \quad \text{為鋼筋與混凝土之彈性模數比。}$$

$$\alpha = \frac{D'}{L}, \quad \text{為柱之幾何尺寸比例。}$$

D' ：剪力方向兩最外側主筋間之距離。

L ：反曲點至固定端距離之兩倍。

(3) 鋼板包覆進行柱底續接部搭接補強

老舊橋梁之橋柱，常在柱底進行鋼筋搭接而導致鋼筋量加倍，因此柱底處鋼筋降伏不顯著，致使韌性不佳。對沒有圍束鋼板之柱底搭接橋柱言，當主筋傳遞的應力增加，致使鋼筋周圍之混凝土劈裂，就會產生握裹破壞，詳見圖 C6-5，而圖 C6-6 係搭接鋼筋之應力傳遞。可看出主筋可傳遞的拉力 T_b 與混凝土的拉力強度 f_t 有關，如下所示：

$$T_b = A_b f_s = f_t p l_s \quad (C6-23)$$

至於搭接鋼筋發生劈裂後，一根鋼筋之外環繞裂縫之周長 p ，可參照圖 C6-5 依下式計算：

$$p = \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \quad (C6-24)$$

其中 D' 為核心混凝土之直徑， n 為主筋之根數， d_b 為主筋直徑， c 為主筋表面至

柱表面之距離。如主筋的根數不多，則會發生如圖 C6-5(c)之破壞，其時 p 為 $2\sqrt{2}(c+d_b)$ ，因此 p 要取二者之小值。

有包覆鋼板之柱，混凝土劈裂後並不一定會破壞，如果圍束應力夠大，搭接鋼筋會發展出很大的應力 f_s 且降伏，並滿足下式：

$$A_b f_s = f_l \mu p l_s \quad (\text{C6-25})$$

其中， μ 為摩擦係數，可取 1.4， $f_l = \frac{2t_j f_{sj}}{D}$ 為由圍束鋼板產生之圍束應力，

$f_{sj} = 0.0015E_s \leq f_{yj}$ ，而設計時預期主筋應力可能達 $1.7 f_{yl}$ 。

矩形柱須以擴大後的橢圓柱考量。就矩形柱而言，一根鋼筋之外環繞裂縫之周長 p 要參照圖 C6-5(b)修正為：

$$p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \quad (\text{C6-26})$$

其中， s 為主筋之間距。

就鋼筋混凝土矩形柱而言，如因柱底搭接致使韌性不足，可進行包覆鋼板補強以提高其搭接強度與韌性。此時之補強柱已擴大為橢圓柱，惟 p 變大，而 D 亦需以等值橢圓的直徑代替，但 t_j 可能變小，而由圍束或剪力補強所需鋼板厚度控制。鋼筋此時也可能不會劈裂破壞，改為拔出破壞，不過增加圍束也一樣可能提高被拔出之應力。

所須包覆鋼板之厚度 t_j 如下式：

$$t_j = \frac{0.605 A_b f_{yl} D}{p l_s f_{sj}} \quad (\text{C6-27})$$

式中：

A_b ：單根圓柱主筋之斷面積； cm^2 。

f_{yl} ：主筋之規定降伏強度； kgf/cm^2 。

D ：包覆鋼板之直徑； cm 。

p ：搭接鋼筋發生劈裂後，一根鋼筋之外環繞裂縫之周長； cm 。

l_s ：柱底搭接鋼筋之搭接長度； cm 。

f_{sj} ：包覆鋼板之應力，為 $0.0015E_s \leq f_{yj}$ ； kgf/cm^2 。

(4) 壁式橋墩

壁式橋墩可採用鋼板包覆以提高強度或韌性，鋼板包覆應將包覆之鋼板與補強之橋墩適當連結（如圖 C6-7），如基礎有預留搭接鋼筋時，在塑鉸區須增加螺栓數量及加設墊片。壁式橋柱進行耐震能力評估時，須確保橋柱基礎具備足夠強度抵抗橋柱於地震時傳遞下來之橫向力，同時須避免地震作用時基礎產生過大位移造成結構不穩定之情形發生。

C6.2.2 混凝土包覆補強

使用混凝土包覆補強工法，當其建築界限無空間限制時，較其他工法經濟，且維護管理上也較其他工法有利。此工法主要將既有混凝土與補強混凝土合而為一，兩者要有良好的密接性，故充分的表面處理是相當重要的，且要考量植入主筋與橋柱之施工空間。計算上可依一般新建混凝土設計補強之，惟因包覆混凝土自重較大，將引致額外之慣性力，對橋墩基礎較為不利，須適當考量之。

C6.2.3 纖維複合材料包覆補強

(1) 纖維複合材料包覆韌性補強

纖維複合材料貼布與包覆鋼板情況之推導類似，所不同者為纖維複合材料貼布到達其拉力強度前，其應力應變關係均屬線性，其圍束較會產生降伏的鋼板為佳，故(C6-16)式混凝土極限應變 ε_{cu} 可計算如下：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5\rho_s f_{du} \varepsilon_{du}}{f'_{cc}} \quad (C6-28)$$

所須包覆纖維複合材料貼布之厚度 t_j 如下式：

$$t_j \geq \frac{0.1(\varepsilon_{cu} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{du} \varepsilon_{du}} \quad (C6-29)$$

式中：

t_j ：包覆纖維複合材料貼布之厚度；cm。

ε_{cu} ：地震時柱底斷面混凝土受壓最外緣預期之壓應變。

D ：包覆纖維複合材料貼布之直徑；cm。

f'_{cc} ：受纖維複合材料貼布圍束混凝土之最大抗壓強度；kgf/cm²。

f_{du} ：包覆纖維複合材料貼布之設計拉力強度；kgf/cm²。

ε_{du} ：包覆纖維複合材料貼布之設計拉力應變。

如第 7.2.1 節，橢圓柱仍以兩組圓弧來近似，此兩組圓弧所需補強纖維複合材料貼布之厚度，其計算視為等值圓柱，直徑分別為 $2r_x$ 與 $2r_y$ ，按圓柱包覆纖維複合材料貼布設計所需厚度之設計流程辦理。

(2) 纖維複合材料包覆剪力補強

纖維複合材料貼布與包覆鋼板情況之推導類似，所不同者為纖維複合材料貼布到達其拉力強度前，其應力應變關係均屬線性。

圓形柱包覆纖維複合材料提供之剪力計算強度 V_{sj} 可計算如下：

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j f_j D \cot \theta \quad (C6-30)$$

為考慮同時韌性補強，矩形柱須以擴大後的橢圓柱考量，如圖 C6-4 所示。矩形柱包覆纖維複合材料貼片提供之剪力計算強度 V_{sj} 可計算如下：

$$V_{sj} = \begin{cases} 2 f_j t_j D_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta & (\text{強軸}) \\ 2 f_j t_j B_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot \theta & (\text{弱軸}) \end{cases} \quad (C6-31)$$

其中， f_j 為所包覆纖維複合材料貼片之應力，應取 $0.004E_j$ ，其中 E_j 為纖維複合材料貼片之彈性模數。

(3) 纖維複合材料包覆柱底續接部搭接補強

就鋼筋混凝土圓柱言，包覆纖維複合材料柱底搭接補強，與鋼板補強相似，只要將包覆纖維複合材料貼片之應力，取為 $0.0015E_j \leq f_{du}$ ； kgf/cm^2 。

就鋼筋混凝土矩形柱而言，如因柱底搭接致使韌性不足，可進行包覆纖維複合材料補強以提高其搭接強度與韌性。此時之補強柱已擴大為橢圓柱，惟 p 變大，而 D 亦需以等值橢圓的直徑代替，但 t_j 可能變小，而由圍束或剪力補強所需纖維複合材料厚度控制。鋼筋此時也可能不會劈裂破壞，改為拔出破壞，不過增加圍束也一樣可能提高被拔出之應力。

所須包覆纖維複合材料貼片之厚度 t_j 如下式：

$$t_j = \frac{0.605 A_b f_{yl} D}{p l_s f_j} \quad (C6-32)$$

式中：

A_b ：單根圓柱主筋之斷面積； cm^2 。

f_{yl} ：主筋之規定降伏強度； kgf/cm^2 。

D ：包覆纖維複合材料貼片之直徑； cm 。

p ：搭接鋼筋發生劈裂後，一根鋼筋之外環繞裂縫之周長； cm 。

l_s ：柱底搭接鋼筋之搭接長度； cm 。

f_j ：包覆纖維複合材料貼片之應力，為 $0.0015 E_j \leq f_{du}$ ； kgf/cm^2 。

C6.3 帽梁

就構架式橋墩承受垂直行車向地震而言，帽梁必須在橋柱塑鉸發生後，依然保持安全，如此橋梁之韌性才得以發揮。然就現存橋梁而言，常會發現帽梁與橋柱交界面之正彎矩鋼筋不足、負彎矩鋼筋之伸展長度不足。此外，帽梁之剪力強度亦常無法抵抗柱產生塑鉸後引致之剪力。由於帽梁強度補強並非易事，進行帽梁鑽孔施工困難，所以如能進行結構上的修改，使帽梁引致之內力降低，實際上是較可行的方法。

(1) 增加彎矩強度

原帽梁表面宜粗糙化，可配置穿過原帽梁之繫筋或其它方式以形成整體作用新帽梁。深窄梁內可施拉預力，以增加整體帽梁之彎矩強度。預力亦可藉施加外部預力來完成。帽梁補強後之彎矩強度應大到塑鉸得以發生在柱端。如一側深窄梁之拉力筋面積為 A_{sb} ，並假設在與柱交接面處之應力達降伏強度 f_{yl} ，則欲將此力傳回原帽梁所需繫筋總面積 $\sum A_d$ 如下：

$$\sum A_d = \frac{A_{sb} f_{yl}}{f_{yd}} \quad (C6-33)$$

式中， f_{yd} 為繫筋之降伏強度。此式係依剪力摩擦理論，並假設摩擦係數 $\mu=1.0$ 。除非使用深窄梁完成後前後貫穿螺桿，前述繫筋之降伏強度不得超過 4200kgf/cm^2 。前述繫筋應分佈在 $h_c l_c / 4$ 面積上，其中 h_c 為帽梁深度，而 l_c 為帽梁

跨徑。

施加適當預力，可使帽梁仍屬拉力控制破壞，但會增加其彎矩強度。如使用外部預力，為防止腐蝕，應將預力鋼材置於鍍鋅管內並灌漿。亦可使用不銹鋼預力鋼棒，其優點為不必進行腐蝕防護，且易於檢查更換。

對上部結構與帽梁整體澆置之橋梁，擴大帽梁斷面只容易在下半部施作，如圖 7-2(b)，只能增加正彎矩強度，此種情況下採用預力較易達到增加負彎矩強度與正彎矩強度之目的。

(2) 增加剪力強度

增設之深窄梁其混凝土剪力強度與箍筋之剪力強度均可計入補強帽梁剪力強度之增加量。帽梁若有預力，尚可計入軸壓力增加剪力強度之部分。帽梁剪力強度之補強，應使得柱端產生塑性鉸，而不致產生剪力破壞。帽梁若有預力，如圖 C6-8 所示，帽梁中混凝土壓桿與水平軸之夾角為 α ，而斷面 1-1 之軸力 P 與斷面 2-2 之軸力 P' 為：

$$P = F_p - V_{col1} \quad (C6-34)$$

$$P' = F_p + V_{col2} \quad (C6-35)$$

因此，斷面 1-1 與斷面 2-2 因軸壓力增加剪力強度的部分 V_p 分別如下：

$$V_p = 0.85(F_p - V_{col1}) \tan \alpha \quad (\text{斷面 1-1}) \quad (C6-36)$$

$$V_p = 0.85(F_p + V_{col2}) \tan \alpha \quad (\text{斷面 2-2}) \quad (C6-37)$$

(3) 帽梁與橋柱接頭

帽梁與橋柱接頭，在承受地震力作用下之受力情形，如圖 C6-9 所示。 T_b 為柱產生塑鉸時，帽梁上層鋼筋之拉力。 V_{jh} 為接頭所受之水平剪力，其值為：

$$V_{jh} = T_b \quad (C6-38)$$

因接頭之剪應力相等，故接頭之垂直剪力 V_{jv} 如下：

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_b}{h_c} \quad (C6-39)$$

式中， h_c 為接頭寬度， h_b 為接頭深度。

假設所有剪力強度均由原接頭兩側包覆混凝土部分之剪力筋提供，則包覆部分與原帽梁界面之水平剪應力 v_{ih} 與垂直剪應力 v_{iv} 為：

$$v_{ih} = \frac{V_{jh}}{2h_b h_c} \quad (C6-40)$$

$$v_{iv} = \frac{V_{jv}}{2h_b h_c} \quad (C6-41)$$

其合剪應力 v_i 如下：

$$v_i = \sqrt{v_{ih}^2 + v_{iv}^2} = \frac{V_{jh}}{2h_b h_c} \sqrt{1 + \left(\frac{h_b}{h_c}\right)^2} \quad (C6-42)$$

則新舊混凝土界面之剪力摩擦筋單根面積 A_d 需求如下：

$$\frac{A_d f_y}{s^2} \geq v_i \quad (C6-43)$$

式中， s 為剪力摩擦筋水平與垂直間距，且 v_i 不得大於 $0.2 f'_c$ 或 $56.2(\text{kgf/cm}^2)$ 。

C6.4 鋼橋柱

C6.4.1 充填混凝土補強

鋼橋柱內部充填混凝土可有效防止挫曲並提高斷面之強度與韌性。充填之混凝土重量應計入補強設計檢核考量。充填混凝土設計高度參考日本道路協會道路橋示方書耐震設計編[C5.4]之建議。

$$h_c \geq \left(1 - \frac{M_{ys}}{M_a}\right)h \quad (C6-44)$$

式中， h_c 為充填混凝土高度， h 為橋柱高度， M_{ys} 為鋼柱斷面彎矩強度， M_a 為橋柱於容許變位時對應之斷面彎矩。

$$M_{ys} = (\sigma_{sy} - \sigma_{sN})Z_g \quad (C6-45)$$

式中， σ_{sy} 為鋼斷面挫曲容許應力乘 1.7 倍安全係數之值， σ_{sN} 為鋼構材斷面之軸

向應力值， Z_g 為鋼構材之斷面係數。

補強後之橋柱必須避免過度提高其強度，而引致橋柱下方基礎於地震時可能發生破壞的情形。

C6.4.2 加設構材補強

鋼構斷面構材於適當位置銲接補強加勁材是常見的補強工法，與充填混凝土補強工法類似，均可有效提高鋼構斷面的強度與韌性，對於補強構材之配置尺寸、方向和位置均須適當考量，應避免因補強構材引致地震時斷面構材局部變形甚至破壞之情形發生。矩形斷面內部主要可於角隅處加設角隅連接板，防止銲道破壞，圓形斷面可於外側加設圓環，如圖 C6-10 所示。

C6.5 橋台

C6.5.1 橋台補強原則

橋台失去服務性功能很少是因為本身結構倒塌所致，最常見的破壞就是背填土區沉陷、進橋版陷落及背牆破壞，針對土壤液化、橋台基礎沖刷裸露或因為考慮系統補強則必須一併考慮橋台補強的可行性。橋台若因承載力及穩定性不足而需補強，其所需經費將會高於結構體強度不足之補強。

C6.5.2 橋台補強工法

以下針對各工法之特性進行介紹：

1. 加厚牆身尺寸：橋台牆身強度不足以抵擋背填土區之土壓力，藉由增加牆身尺寸提高抗剪及抗彎強度。
2. 增加扶壁或翼牆：橋台無法抵抗背填土區之土壓力並有傾斜疑慮時，在牆身處固接扶壁，可以大幅增加其抗彎強度，或於兩側增加(加厚)翼牆，藉以抵抗地震力，惟扶壁施作於橋台前緣時應檢討符合「申請施設跨河建造物審核要點」之相關規定。
3. 橋台前趾加樁：橋台前趾無法抵抗傾覆力矩，藉由增樁增加其穩定性，惟橋台處淨高之限制，基樁得採多段續接方式施作。
4. 背填土區增設密排樁：透過增設密排樁以增加土壤抗剪強度，藉此防止土壤滑動面破壞，但須考慮施工時對行車服務性之影響。

5. 施拉地錨：於牆身向背填土區施做地錨以防止橋台向河床側位移，地錨之固定端必須深入背填土區土壤相當距離才能發揮功用。另一種方式為繫桿錨碇工法，施工時於橋台後設置錨碇支柱，再以繫桿連接錨碇支柱與橋台。
6. 背牆與主梁間之縫隙填充消能材：於橋台背牆與大梁間可填充緩衝材料，將行車向部分地震力傳至橋台，藉以降低橋墩地震力需求。
7. 土壤改良工法：當橋台基礎底面土壤承载力不足需補強時，若橋台基礎補強施工不易，可採用土壤改良工法以增加土壤之承载力。

於路堤填築段橋台通常設有進橋板結構，以提高道路與橋梁段路面連結平整性，而橋梁進橋板可採用混凝土澆置填平進行補強。

第七章 基礎耐震補強

C7.1 基礎耐震補強原則

1. 因為基礎補強須進行地下開挖且作業空間狹小，施工困難，費用昂貴，且施工時可能會影響既有橋梁之安全性與交通功能，因此應先考慮其他耐震補強方案，非不得已，方進行基礎耐震補強。尤須注意，在進行上部結構與墩柱之補強設計，要避免額外增加傳遞至基礎系統之地震需求，而導致基礎系統須進行大規模補強。
2. 若基礎系統須進行補強設計，既有基礎系統與新增基礎構件間之剪力、彎矩與軸力都要確保能安全傳遞至周圍地盤，因此在設計上與施工細節都要檢核確保界面力量之安全傳遞。
3. 因基礎土壤液化而引致之基礎系統補強通常費用龐大，因此建議應充分考量土壤液化的減震效應，包括結構振動週期的拉長以及基礎阻尼的效應，方可降低基礎補強數量。也可放寬基礎系統之容許塑性率，以橋梁不倒塌為原則，以減少基礎補強的規模。強震時，若橋址發生嚴重液化現象，再進行開挖檢視基礎損傷狀況，謀求對策。
4. 若橋梁基礎系統遭遇嚴重沖刷者，其基礎系統耐震能力通常不佳，因此基礎系統之耐洪與耐震問題須一起檢討考量。對於老舊橋梁若有土壤液化導致基礎承载力不足或基礎遭遇嚴重沖刷而需補強基礎者，若其補強費用太高或補強施工至規範需求有困難者，建議考慮另建新橋。

對於跨徑小且橋墩為壁式橋墩的橋梁，若加上有沖刷或高液化潛能，需進行基礎補強者，因其補強經費可能大於重建費用，基礎補強之經濟效益差，建議考慮直接改建。若因經費，無法改建者，建議現階段不作基礎補強，僅進行橋梁防落設施之補強即可。

對於重要之聯絡橋梁，無法中斷其交通服務功能時，建議可採用橋基更換工法，可在不影響交通功能下，將整個基礎與墩柱系統換新，同時解決淘刷與耐震的問題，惟所需費用極為龐大。

C7.2 基礎系統補強時機

基礎系統耐震容量無法滿足地震需求，係指在各級地震作用下基礎系統與其構件之承載能力、塑性率與變形量無法達到規範的要求數值。

一般進行橋柱補強，增加其耐震容量時，必須一併檢核既有基礎系統是否依然能夠通過第 5.4 節之性能檢核。若既有基礎尺寸或配筋無法抵抗此作用力時，則必須進行基礎補強，或重新評估橋柱補強方案之適用性。對於台灣常見之基礎嚴重裸露，導致耐震能力或承載力不足之基礎；或位於高液化潛能場址之基礎結構，一般必須考慮基礎補強。

若使用結構系統補強方案後，基礎系統之耐震容量仍然不足時，亦應進行基礎補強。

C7.3 直接基礎及樁帽之補強設計

直接基礎補強方法包括置換新的直接基礎、基礎版加大與增厚、增設短樁、增設垂直或水平預力鋼棒與局部地盤改良等，其示意如圖 C7-1 所示。茲說明如下：

1. 置換新的直接基礎

此法僅適用於置換新的墩柱時，既有直接基礎補強不可行或不適合的情況。在新基礎施工期間，若還要繼續維持交通的狀況，需要設置臨時支撐，此時狀況變成相當複雜。

2. 基礎版加大與增厚

基礎版加大可增加直接基礎承載力與旋轉穩定性，基礎版增厚可提高斷面之抗彎與抗剪容量，設計須注意確保新、舊混凝土界面之剪力傳遞細節。

3. 增設短樁

於加大基礎版之兩側增設短樁，可增加直接基礎之旋轉容量，與提高基礎水平承載能力。可採內填混凝土之鋼管樁，樁頭需新設基礎版固接。

4. 增設垂直預力鋼棒

增設垂直預力鋼棒可增加基礎版之旋轉容量與斷面之抗剪強度。

5. 局部地盤改良

可於基礎版之兩側進行局部地盤改良，可提高兩側之承載力與基礎版之旋轉

容量。

6. 增加地梁工法

可在獨立基腳間增設地中連梁，如圖 C7-2 所示。此目的係將柱底塑鉸限制在地梁上方，再由地梁分擔部分彎矩，使基礎板承受之彎矩減少。

C7.4 樁基礎之補強設計

地震時，樁基礎需承擔軸壓力、拉拔力與側向力，若其耐震容量不足，則有必要進行耐震補強，以達到本規範之耐震性能需求。以下針對樁基礎常用的補強工法進行簡要說明：

1. 補樁與加大基礎板尺寸

既有樁基礎耐震容量不足，最常見的補強工法是補樁與加大基礎板尺寸。補樁是在既有樁基礎四周增設新樁，並加大基礎板尺寸，以連結既有基礎與新樁成為一個新的樁基礎系統，如圖 C7-9。其中，新、舊基礎板之連結設計，可參見 C7.3 之說明。補設新樁的最大困難在於上部結構物的限制，使基樁施工的淨高受限，無法使用大型基樁施工機械施工。因此要將基樁分割為短長度的樁段，進行施工，再進行搭接。若使用鋼管樁，容易進行焊接，管內會填充混凝土；若使用場鑄樁，則鋼筋籠要進行多次搭接作業，施工較為繁複。若是拉力樁補強，須注意基樁與基礎板結合之錨定細節，以確保基樁之拉力強度。如為側向承載補強，則應選擇大口徑基樁為原則。補設新樁的方式，普遍適用於地震力提高、土壤液化或基礎沖刷使得樁基礎耐震容量不足之情況。

2. 增設垂直預力錨桿

對於基礎板承受彎矩過大，基樁拉力強度不足者，可於原有基礎板加設垂直預力錨桿，如圖 C7-10 所示。錨桿通常施加工作預力，以提供足夠之抗拉勁度。施加預力之大小受限於其餘基樁之抗壓承载力，如此將使錨桿充分發揮前，基礎板有顯著的旋轉量，對於高橋墩，需檢核此旋轉量是否小於容許值。因此，此補強工法一般較適用於短橋墩的情況。

3. 圍束工法

圍束工法係在樁基礎四周設置密閉式鋼板樁、鋼管樁、地盤改良壁、地中連續壁，以圍束基礎下方土壤，防止其液化後流失。此圍束壁體須貫入非液化土層，

才會發揮充分效果。若採用剛性高的圍束壁，如連續壁，則兼有降低超額孔隙水壓，降低液化潛能之效果。此種補強工法通常應用在土壤液化之情況，如圖 C7-11 所示。

4. 地盤改良工法

地盤改良工法通常應用在改良基礎土壤使其不發生液化，少用於橋梁工程。應用在橋梁工程，較可行者為排水工法，如礫石樁排水工法，因排水礫石樁施工，擠壓與振動效應較小，不會損及既有基礎結構物，如對抗橋台填土因液化流動所進行的排水礫石樁改良，如圖 C7-12 所示；以及降低橋墩附近地盤液化潛能之排水礫石工法，如圖 C7-13 所示。也可用水泥固化土壤的方法構築上述之圍束壁體，也有直接固化基礎下方土壤的方案，此種狀況須採自然漿液滲透的方式，灌漿壓力不可過高，恐損及既有之基礎結構物。

5. 鋼板包覆基樁工法

既有樁基礎在有淘刷之情況，且耐震能力有疑慮時，為恐洪水來時，流石與流木撞擊裸露基樁，損及基樁結構物，可將基樁包覆鋼板，增加其防撞強度與耐震容量，屬於短期補強之作法，長期還是要解決基礎沖刷之問題。

6. 橋基更換工法

對於有嚴重基礎沖刷問題之重要聯絡橋梁，因基樁裸露嚴重，樁基礎之耐震與耐洪能力嚴重不足，此時須將基礎更換成新的樁基礎系統，以解決長期基礎淘刷問題。此時又要維持橋梁的交通功能，因此須於基礎處周圍構築新的樁基礎系統，於此新基礎系統上搭設臨時支撐，以承擔上部結構物之載重，再拆掉既有墩柱系統，重新建構新的墩柱與帽梁系統，再將上部結構物載重轉至新的系統，拆掉臨時支撐系統，完成橋基更換的工作，如圖 C7-14 所示。在進行橋基更換工法，須對臨時支撐與上部結構進行安全監測，尤其在載重移轉期間，尤須加密自動監測，以確保上部結構物荷載能安全傳遞至新的基礎系統。

此外，「先建後拆下構改建工法」係在維持既有橋梁上部結構繼續使用之情況下進行下構改建，其改建順序係於橋梁外側或任何空間建立新下構，其基礎設置於河床面下以降低阻水面積，並利用新帽梁包覆舊帽梁成為門架式構造，於新帽梁施拉預力；在減少上構變位之情況下將原橋柱上之力量轉移至新結構後，

拆除原有下構即達成下構改建之目的，如圖 C7-15 所示。本工法適用於上部結構完整，且因交通因素，車道無法封閉及改道時，可在維持既有交通之情況下完成下構改建。

參考文獻

- [C1.1] 交通部公路總局，2009，「公路橋梁耐震評估及補強準則之研究成果報告」。
- [C2.1] IBC, 2000, International Building Code. International Code Council, Inc., Birmingham, AL.
- [C2.2] 交通部，1995，「公路橋梁耐震設計規範」。
- [C2.3] 交通部，2003，「公路橋梁耐震設計規範（草案）複審成果報告書」。
- [C2.4] 內政部，2003，「建築物耐震設計規範與解說修正草案」，。
- [C2.5] 交通部，2008，「公路橋梁耐震設計規範」。
- [C2.6] 邱世彬、張毓文、簡文郁、柴駿甫，2008，「臺北盆地設計地震微分區研究」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-08-043。
- [C2.7] 交通部，2000，「公路橋梁耐震設計規範」。
- [C2.8] ATC, 1996, ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Applied Technology Council, Report ATC-32, Redwood City, California.
- [C4.1] FHWA, LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, Publication No. FHWA-NHI-15-004, October 2014
- [C4.2] Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky. (2007) Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS press, Pavia, Italy.
- [C4.3] Caltrans. (2013). Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.7, California Department of Transportation.
- [C4.4] Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(3). 1804-1826.
- [C4.5] M.J.N. Priestley, F. Sieble, G.M. Calvi. (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- [C4.6] 日本道路協會，2012，「道路橋示方書・V 耐震設計編」。(日文)
- [C4.7] 交通部，2009，「公路橋梁設計規範」。
- [C4.8] 交通部，2008，「公路橋梁耐震設計規範」。
- [C4.9] 日本道路協會，2012，「道路橋示方書・IV 下部構造編」。(日文)
- [C5.1] 交通部，2008，「公路橋梁耐震設計規範」。
- [C5.2] 交通部，2009，「公路橋梁設計規範」。
- [C5.3] 日本道路協會，2002，「道路橋示方書・V 耐震設計編」。(日文)
- [C7.1] 內政部，2001，「建築技術規則建築構造編－基礎構造設計規範（含解

說)」。

[C7.2] Priestly, M. J. N., F. Seible, and G. M. Calvi., 1996, Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley and Sons, New York, NY.

[C7.3] 交通部，2009，「公路橋梁設計規範」。

表 1-1 橋梁類別

重要橋梁	重要公路橋梁、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁。例如：國道高速公路橋梁、省道快速公路橋梁、省或市道重要公路橋梁等。
一般橋梁	其它非屬重要橋梁者。例如：鄉鎮或山區交通量較低的橋梁等。

表 1-2 性能狀態 A 之彈性譜位移與降伏譜位移 ($S_{d,A}/S_{d,y}$) 之比值

性能狀態	一般橋梁	重要橋梁
A	1	1

表 1-3 性能狀態 B 及 C 之非彈性譜位移與非彈性譜位移容量之比值 r_{II} 及 r_{III}

橋址/設計 規範年代 橋梁 重要性	r_{II} (性能狀態 B)				r_{III} (性能狀態 C)	
	一般震區 及斷層近域		台北盆地		一般震區及 斷層近域	台北盆地
	84 年版 及以後	76 年版 及以前	84 年版 及以後	76 年版 及以前		
一般橋梁	2/3	3/4	1/2	2/3	-	-
重要橋梁	1/2	2/3	1/3	1/2	1*	1*

*重要橋梁中，對於發生災害時具緊急救災功能的橋梁，或在地震中損壞，對區域交通路網、震後緊急救災與經濟發展，造成大規模衝擊的橋梁，橋梁管理機關可視需要進行等級 III 地震檢核。

表 1-4 橋墩或基樁單一構材之韌性比 μ_{II} 及 μ_{III} 之容許上限值規定

構件型式		等級 II 地震(μ_{II} 上限值)		等級 III 地震(μ_{III} 上限值)	
		一般震區 及斷層近域	台北 盆地	一般震區 及斷層近域	台北 盆地
一般 橋梁	壁式(強軸) 撓曲或撓剪破壞	2.33	2	-	-
	壁式(強軸) 剪力破壞	1	1	-	-
	單柱式 **	4.33	3.5	-	-
重要 橋梁	壁式(強軸) 撓曲或撓剪破壞	2	1.67	3*	3*
	壁式(強軸) 剪力破壞	1	1	1*	1*
	單柱式 **	3.5	2.67	6*	6*

*重要橋梁中，對於發生災害時具緊急救災功能的橋梁，或在地震中損壞，對區域交通路網、震後緊急救災與經濟發展，造成大規模衝擊的橋梁，橋梁管理機關可視需要進行等級 III 地震檢核。

**此處單柱式之規定係指構件反曲點到最大彎矩處之非壁式橋墩構件，所以對於變形為雙曲率之構架式橋墩可視為兩個單柱式構件之組合，基樁亦須依其變形，將反曲點到最大彎矩處之構件視為單柱式。

表 2-1(a) 反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_s				
	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$
第一類地盤 (堅實地盤) ($V_{S30} \geq 270\text{m/s}$)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤) ($270\text{m/s} > V_{S30} > 180\text{m/s}$)	$F_{a,2}$	$F_{a,2}$	$F_{a,2}$	1.0	1.0
第三類地盤 (軟弱地盤) ($V_{S30} \leq 180\text{m/s}$)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

$$F_{a,2} = 1.0 + \frac{F_{a,3} - 1.0}{90} \times (270 - V_{S30}), \quad F_{a,3} = \begin{cases} 1.2 & ; S_s < 0.6 \\ 1.2 - (S_s - 0.6) & ; 0.6 \leq S_s < 0.7 \\ 1.1 - (S_s - 0.7) & ; 0.7 \leq S_s < 0.8 \\ 1.0 & ; S_s \geq 0.8 \end{cases}$$

$F_{a,3}$ 為第三類地盤依 S_s 內插所得之反應譜等加速度段工址放大係數

$F_{a,2}$ 為第二類地盤依 S_s 內插所得之反應譜等加速度段工址放大係數

表 2-1(b) 反應譜等速度段之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1				
	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
第一類地盤 (堅實地盤) ($V_{s30} \geq 270\text{m/s}$)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤) ($270\text{m/s} > V_{s30} > 180\text{m/s}$)	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$
第三類地盤 (軟弱地盤) ($V_{s30} \leq 180\text{m/s}$)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

$$F_{v,2} = 1.0 + \frac{F_{v,3} - 1.0}{90} \times (270 - V_{s30}), \quad F_{v,3} = \begin{cases} 1.8 & ; S_1 < 0.3 \\ 1.8 - 2(S_1 - 0.3) & ; 0.3 \leq S_1 < 0.5 \\ 1.4 & ; 0.5 \leq S_1 \end{cases}$$

$F_{v,3}$ 為第三類地盤依 S_1 內插所得之反應譜等速度段工址放大係數

$F_{v,2}$ 為第二類地盤依 S_1 內插所得之反應譜等速度段工址放大係數

表 2-2 工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_s^{II} 與

S_1^{II} 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_s^{III} 與 S_1^{III}

縣市	鄉鎮市區	S_s^{II}	S_1^{II}	S_s^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
基隆市	中正區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	七堵區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	暖暖區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	仁愛區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	中山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	安樂區	0.60	0.30	0.80	0.50	
	信義區	0.60	0.35	0.80	0.50	
宜蘭縣	宜蘭市	0.80	0.45	0.90	0.55	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	頭城鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	礁溪鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	壯圍鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	員山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	羅東鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	五結鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	冬山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	蘇澳鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	
	三星鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	大同鄉	0.80	0.45	0.90	0.50	
	南澳鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
桃園市	桃園區	0.50	0.30	0.80	0.40	
	大溪區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	中壢區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	楊梅區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	蘆竹區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	大園區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	龜山區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	八德區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	龍潭區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	平鎮區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	新屋區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	觀音區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	復興區	0.70	0.40	0.90	0.50	
新竹縣	竹東鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	關西鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	新埔鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	竹北市	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	湖口鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	橫山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	新豐鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	芎林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	寶山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	北埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	峨眉鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	尖石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	五峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
新竹市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	香山區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
苗栗縣	苗栗市	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
	苑裡鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、 鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	通霄鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、 鐵砧山斷層、彰化斷層
	公館鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、三義斷層
	銅鑼鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、車籠 埔斷層全段
	三義鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、 鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	西湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	頭屋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	竹南鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	頭份市	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	造橋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	後龍鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	三灣鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	南庄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	大湖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、車籠 埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	卓蘭鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全 段、大茅埔-雙冬斷層
	獅潭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	泰安鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙 冬斷層
臺中市	豐原區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、 鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全 段、大茅埔-雙冬斷層
	東勢區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全 段、大茅埔-雙冬斷層
	大甲區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、 鐵砧山斷層、彰化斷層
	清水區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷 層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	沙鹿區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷 層、彰化斷層、車籠埔斷層全段

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	梧棲區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	后里區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	神岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	潭子區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大雅區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	新社區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	石岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	外埔區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大安區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	烏日區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大肚區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	龍井區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	霧峰區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	太平區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大里區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	和平區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	中區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	南區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	西屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	南屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	北屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
彰化縣	彰化市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	鹿港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	和美鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	北斗鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	員林市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	溪湖鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	田中鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	二林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	線西鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	伸港鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	福興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	秀水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	花壇鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	芬園鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大村鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	埔鹽鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	埔心鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	永靖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	社頭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	二水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	田尾鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	埤頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	芳苑鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大城鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	竹塘鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	溪州鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
南投縣	南投市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	埔里鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	草屯鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	竹山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	集集鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	名間鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	鹿谷鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	中寮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	魚池鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	國姓鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	水里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	信義鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	仁愛鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
雲林縣	斗六市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	斗南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	虎尾鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西螺鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	土庫鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	古坑鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	大埤鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	莿桐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	林內鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大尖山斷層、觸口斷層
	二崙鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	崙背鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	麥寮鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東勢鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	褒忠鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	臺西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	元長鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	四湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	口湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	水林鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
嘉義縣	朴子市	0.70	0.40	0.90	0.50	
	布袋鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	民雄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	溪口鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	六腳鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	義竹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹿草鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	太保市	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	水上鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山斷層、觸口斷層
	中埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	竹崎鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	梅山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	番路鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	大埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	阿里山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山斷層、觸口斷層
嘉義市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
臺南市	新營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽水區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	白河區	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層
	柳營區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	後壁區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東山區	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層
	麻豆區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	下營區	0.70	0.40	0.90	0.50	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	六甲區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	官田區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	大內區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	佳里區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西港區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	七股區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	將軍區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北門區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	學甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	新化區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	善化區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	新市區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	安定區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	山上區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	玉井區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	楠西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	南化區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	左鎮區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	仁德區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	歸仁區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	關廟區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	龍崎區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	永康區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安平區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	中西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
高雄市	鳳山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	林園區	0.50	0.30	0.70	0.45	
	大寮區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	大樹區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	大社區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	仁武區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	鳥松區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	岡山區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	橋頭區	0.80	0.40	1.00	0.55	旗山斷層
	燕巢區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	田寮區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	阿蓮區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	路竹區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	湖內區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	茄萣區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	永安區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	彌陀區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	梓官區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	旗山區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	美濃區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	六龜區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	甲仙區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	杉林區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	內門區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	茂林區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	桃源區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	那瑪夏區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽埕區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	鼓山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	左營區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	楠梓區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	三民區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	新興區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前金區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	苓雅區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前鎮區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	旗津區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	小港區	0.50	0.35	0.70	0.45	
屏東縣	屏東市	0.60	0.35	0.80	0.50	
	潮州鎮	0.60	0.30	0.80	0.45	
	東港鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	恆春鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
	萬丹鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	長治鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	麟洛鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	九如鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	里港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	鹽埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	高樹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	萬巒鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	內埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	竹田鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	新埤鄉	0.60	0.30	0.70	0.40	
	枋寮鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	新園鄉	0.50	0.30	0.70	0.45	
	崁頂鄉	0.50	0.30	0.80	0.45	
	林邊鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	南州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	佳冬鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	琉球鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	車城鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	滿州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	三地門鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	霧臺鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	瑪家鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	泰武鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	來義鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	春日鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	獅子鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	牡丹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
澎湖縣*	馬公市	0.40	0.25	0.65	0.35	
	湖西鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	白沙鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	西嶼鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	望安鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	

縣市	鄉鎮市區	S_S^H	S_I^H	S_S^M	S_I^M	鄰近之斷層
	七美鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
臺東縣	臺東市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	成功鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	關山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卑南鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	大武鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	太麻里鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東河鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	長濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鹿野鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	池上鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	綠島鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
	延平鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	海端鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	達仁鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	金峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	蘭嶼鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
花蓮縣	花蓮市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	光復鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	玉里鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	新城鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	吉安鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	壽豐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鳳林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	豐濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}	鄰近之斷層
	瑞穗鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	富里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	秀林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	萬榮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卓溪鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
金門縣*	金湖鎮	0.40	0.25	0.50	0.35	
	金沙鎮	0.35	0.20	0.50	0.35	
	金城鎮	0.35	0.20	0.50	0.35	
	金寧鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	烈嶼鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	烏坵鄉 (代管**)	0.80	0.50	1.00	0.55	
連江縣*	南竿鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	北竿鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	莒光鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	東引鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	

*外島地區(澎湖縣、金門縣以及連江縣)之設計地震依據國家地震工程研究中心之研究報告 NCREE-10-016 後經審議所得。

**烏坵鄉原屬福建省莆田縣，自民國 43 年起由金門縣代管。其位置大約位於金門與馬祖中間，因鄰近閩粵東南沿海地震帶，設計水平譜加速度係數值會高於金門及馬祖地區。

表 2-3(a) 臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分表(本表行政區域依照 109 年行政區域制定)

市	區	里	微分區
新北市	三重區	全區所有里 (共 116 里)	臺北一區
	蘆洲區	全區所有里 (共 36 里)	臺北一區
	五股區	興珍里、更寮里、集福里、成州里、成功里、五股里、五福里、德音里、陸一里、貿商里、德泰里、成德里、六福里、民義里、集賢里、	臺北一區

		水碓里、福德里、成泰里 (共 18 里)	
	泰山區	山腳里、福泰里、楓樹里、同榮里、義學里、明志里、貴子里、貴和里、同興里、義仁里、泰友里、新明里、貴賢里、全興里、福興里 (共 15 里)	臺北一區
	永和區	全區所有里 (共 58 里)	臺北二區
	土城區	埤塘里、土城里、員林里、員仁里、長風里、日新里、日和里、貨饒里、柑林里、埤林里、瑞興里、清水里、清和里、永豐里、清溪里、峰廷里、平和里、廷寮里、大安里、永寧里、沛陂里、頂埔里、頂福里、頂新里、樂利里、廣福里、學府里、延壽里、安和里、青雲里、員福里、延吉里、復興里、裕生里、員信里、永富里、學成里、延和里、廣興里、明德里、學士里、中正里、青山里、金城、延祿里 (共 45 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
新北市	新莊區	海山里、頭前里、國泰里、全安里、福基里、豐年里、忠孝里、恆安里、後港里、文衡里、中美里、興漢里、中和里、榮和里、中泰里、瓊林里、文德里、中誠里、文明里、中港里、思源里、立人里、仁愛里、立德里、信義里、立言里、和平里、立功里、化成里、立志里、思賢里、營盤里、自強里、自立里、幸福里、自信里、中華里、中隆里、中原里、中信里、建福里、中宏里、中全里、立泰里、全泰里、仁義里、立基里、昌明里、昌平里、文聖里、福營里、後德里、建安里、泰豐里、昌隆里、中平里、福興里、立廷里、昌信里 (共 59 里)	臺北一區
		八德里、西盛里、裕民里、富國里、南港里、民安里、民本里、光華里、光榮里、丹鳳里、光明里、合鳳里、雙鳳里、龍鳳里、四維里、萬安里、龍安里、成德里、龍福里、民有里、光和里、民全里、翔鳳里、光正里、富民里 (共 25 里)	臺北二區
	汐止區	義民里、禮門里、智慧里、信望里、橋東里、秀峰里、新昌里、復興里、長安里、鄉長里、江北里、樟樹里、北峰里、北山里、橫科里、福山里、宜興里、中興里、湖光里、仁德里、厚德里、忠孝里、自強里、城中里、建成里、湖蓮里 (共 26 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
新北市	樹林區	三多里、三福里、圳安里、保安里、潭底里、羌寮里、圳福里、光興里、金寮里、文林里、圳民里、圳生里、三龍里 (共 13 里)	臺北二區
		樹德里、樹西里、樹南里、樹人里、坡內里、樹東里、大同里、和平里、彭厝里、彭福里、東山里、東陽里、東昇里、樹北里、樹興里、樹福里、彭興里、山佳里、育英里、中華里、太順里 (共 21 里)	臺北三區
	板橋區	中正里、江翠里、純翠里、溪頭里、宏翠里、仁翠里、吉翠里、德翠里、滿翠里、松翠里、柏翠里、龍翠里、華翠里、忠翠里、嵐翠里、文翠里、青翠里、懷翠里、福翠里、港嘴里、振興里、振義里、光復里、埔墘里、長壽里、九如里、光仁里、埤墘里、永安里、雙玉里、廣新里、東丘里、文化里、新海里、富貴里、正泰里、松柏里、文聖里 (共 38 里)	臺北一區
		留侯里、流芳里、赤松里、黃石里、挹秀里、滿興里、新興里、社後里、香社里、自強里、自立里、光華里、國光里、港尾里、金華里、港德里、民權里、建國里、漢生里、公館里、新民里、幸福里、忠誠里、百壽里、介壽里、新埔里、華江里、聯翠里、新翠里、明翠里、福壽里、海山里、玉光里、深丘里、香丘里、西安里、長安里、福丘里、福祿里、民族里、國泰里、福德里、景星里、福星里、鄉雲里、廣德里、大豐里、仁愛里、華興里、華貴里、華東里、浮洲里、華中里、僑中里、中山里、復興里、大安里、福安里、聚安里、龍安里、崑崙里、香雅里、新生里、文德里、莒光里、民生里、後埔里、華福里、成和里、光榮里、民安里、陽明里、朝陽里、居仁里、莊敬里、東安里、大觀里、歡園里 (共 78 里)	臺北二區
		重慶里、和平里、廣福里、華德里、信義里、溪洲里、溪北里、堂春里、五權里、溪福里 (共 10 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
新北市	中和區	中原里、平河里、信和里、仁和里、中正里、建和里、連和里、連城里、力行里、枋寮里、漳和里、廟美里、福真里、福善里、福美里、福祥里、瓦瓦里、福和里、佳和里、安和里、泰安里、新南里、南山里、秀景里、秀峰里、頂南里、華新里、東南里、華南里、忠孝里、崇南里、景南里、壽南里、外南里、復興里、和興里、景平里、景新里、景福里、景安里、景文里、錦和里、錦昌里、積穗里、民享里、員山里、嘉穗里、文元里、嘉新里、民安里、安穗里、瑞穗里、德穗里、民生里、國光里、德行里、秀士里、興南里、景本里、福南里、中興里、吉興里、中山里、碧河里、錦中里、錦盛里、民有里、員富里、冠穗里、國華里、正南里、正行里、安樂里、安平里、中安里、秀山里、秀成里、秀福里、秀明里、秀仁里、秀水里、宜安里、安順里、秀義里 (共 84 里)	臺北二區
		灰灰里、明穗里、清穗里、自強里、壽德里、明德里、嘉慶里 (共 7 里)	臺北三區
	新店區	永安里、永平里、新和里 (共 3 里)	臺北二區
		國豐里、明德里、大豐里、大同里、江陵里、寶興里、寶安里、信義里、忠孝里、大鵬里、頂城里、下城里、公崙里、張北里、新安里、忠誠里、中正里、中華里、仁愛里、百忍里、百和里、福德里、百福里、福民里、中山里、和平里、中央里、安和里、安昌里、長春里、建國里、復興里 (共 32 里)	臺北三區
	淡水區	福德里、竹園里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里、大庄里、民權里、幸福里、新民里、新春里、新義里、學府里 (共 22 里)	臺北二區
	八里區	龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罟里 (共 9 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
臺北市	大同區	全區所有里 (共 25 里)	臺北二區
	士林區	社新里、社園里、永倫里、福安里、富洲里 (共 5 里)	臺北一區
		仁勇里、義信里、福林里、福德里、福志里、舊佳里、福佳里、後港里、福中里、前港里、百齡里、承德里、福華里、明勝里、福順里、富光里、葫蘆里、葫東里、社子里、岩山里、名山里、德行里、德華里、聖山里、忠誠里、芝山里、東山里、三玉里、蘭雅里、蘭興里、天福里、天祿里、天壽里、天和里、天山里、天玉里、臨溪里 (共 37 里)	臺北二區
	北投區	建民里、文林里、石牌里、福興里、榮光里、吉慶里、立賢里、洲美里、關渡里 (共 9 里)	臺北一區
		榮華里、裕民里、振華里、永明里、吉利里、尊賢里、立農里、八仙里、一德里、永欣里、東華里、奇岩里、清江里、中央里、長安里、大同里、溫泉里、中心里、中庸里、智仁里、文化里、豐年里、稻香里、桃源里 (共 24 里)	臺北二區
	中山區	正守里、正義里、康樂里、中山里、聚盛里、聚葉里、恆安里、晴光里、圓山里、劍潭里、大直里、成功里、永安里、大佳里、新喜里、新庄里、新福里、松江里、新生里、中庄里、行政里、行仁里、行孝里、下埤里、江寧里、江山里、中吉里、中原里、興亞里、中央里、朱馥里、龍洲里、朱園里、埤頭里、朱崙里、力行里、復華里、北安里 (共 38 里)	臺北一區
		正得里、民安里、集英里、金泰里 (共 4 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
臺北市	松山區	精忠里、龍田里、東昌里、東勢里、中華里、民有里、民福里、中正里、中崙里、美仁里、吉仁里、敦化里、福成里、松基里 (共 14 里)	臺北一區
		莊敬里、東榮里、三民里、新益里、富錦里、新東里、富泰里、介壽里、東光里、安平里、鵬程里、自強里、吉祥里、新聚里、復盛里、復源里、復建里、復勢里 (共 18 里)	臺北二區
		慈祐里 (共 1 里)	臺北三區
	大安區	德安里、仁慈里、和安里、民炤里、仁愛里、義村里、民輝里、昌隆里、誠安里、光武里、龍圖里、住安里、建安里、建倫里 (共 14 里)	臺北一區
		龍坡里、龍泉里、古風里、古莊里、龍安里、錦安里、福住里、永康里、光明里、錦泰里、錦華里、新龍里、龍陣里、龍雲里、龍生里、義安里、通化里、通安里、臨江里、法治里、全安里、群賢里、群英里、虎嘯里、臥龍里、龍淵里、龍門里、大學里、芳和里、敦安里、正聲里、敦煌里、華聲里、車層里、光信里、學府里 (共 36 里)	臺北二區
		黎元里、黎孝里、黎和里 (共 3 里)	臺北三區
	中正區	梅花里、幸市里、三愛里 (共 3 里)	臺北一區
		水源里、富水里、文盛里、林興里、河堤里、頂東里、網溪里、板溪里、螢圃里、螢雪里、永功里、永昌里、龍興里、忠勤里、廈安里、愛國里、南門里、龍光里、南福里、龍福里、新營里、建國里、光復里、黎明里、幸福里、東門里、文北里、文祥里 (共 28 里)	臺北二區
	萬華區	全區所有里 (共 36 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
臺北市	文山區	景行里、景東里、景美里、景慶里、景仁里、景華里、萬有里、萬祥里、萬隆里、萬年里、萬和里、萬盛里、興豐里、興光里、興家里、興得里、興業里、興安里、興福里、興旺里、興泰里、興昌里、試院里、華興里、明義里、明興里、木柵里、木新里、順興里、樟林里、樟新里、樟腳里、萬興里、忠順里、政大里、樟文里、樟樹里、興邦里 (共 38 里)	臺北三區
	信義區	西村里、正和里、興隆里、中興里、新仁里、景新里、景聯里、景勤里、嘉興里、黎順里、黎平里、三張里、雙和里 (共 13 里)	臺北二區
		興雅里、敦厚里、廣居里、安康里、六藝里、雅祥里、五常里、五全里、永吉里、長春里、四育里、四維里、永春里、富臺里、國業里、松隆里、松友里、松光里、中坡里、中行里、大道里、大仁里、惠安里、三犁里、黎忠里、六合里、泰和里、黎安里 (共 28 里)	臺北三區
	內湖區	西湖里、西康里、西安里 (共 3 里)	臺北二區
		港墘里、港都里、港富里、港華里、內湖里、湖濱里、紫星里、金龍里、紫雲里、清白里、葫洲里、紫陽里、瑞陽里、瑞光里、五分里、東湖里、樂康里、週美里、行善里、石潭里、湖興里、湖元里、安湖里、金湖里、康寧里、明湖里、蘆洲里、麗山里、南湖里、寶湖里 (共 30 里)	臺北三區
	南港區	南港里、中南里、新富里、三重里、東新里、新光里、東明里、西新里、玉成里、合成里、成福里、萬福里、鴻福里、百福里、聯成里、中研里、仁福里、重陽里 (共 18 里)	臺北三區

表 2-3(b) 臺北市及新北市屬一般工址之里及其工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_I^{II} 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_I^{III} (本表行政區域依照 109 年行政區域制定)

市	區	里	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}
新北市	中和區	橫路里、內南里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	新店區	太平里、柴埕里、德安里、雙城里、日興里、玫瑰里、塗潭里、美潭里、員潭里、雙坑里、粗坑里、屈尺里、龜山里、廣興里、直潭里、青潭里、新店里、張南里、國校里、文中里、廣明里、文明里、中興里、新生里、新德里、五峰里、明城里、寶福里、小城里、吉祥里、美城里、香坡里、華城里、達觀里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	樹林區	三興里、樂山里、東園里、西園里、南園里、北園里、柑園里、中山里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	土城區	清化里、祖田里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	五股區	觀音里、五龍里 (共 2 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	泰山區	大科里、黎明里 (共 2 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	淡水區	中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、崁頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里、北新里、正德里 (共 20 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	汐止區	八連里、白雲里、東山里、長青里、崇德里、環河里、大同里、文化里、東勢里、拱北里、康福里、湖興里、山光里、忠山里、金龍里、保安里、茄荖里、福安里、興福里、秀山里、保長里、烘內里、福德里、保新里	0.6	0.35	0.8	0.5

		(共 24 里)				
	八里區	長坑里 (共 1 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

市	區	里	S_s^{II}	S_1^{II}	S_s^{III}	S_1^{III}
新北市	鶯歌區	全區所有里 (共 20 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	三峽區	全區所有里 (共 26 里)	0.7	0.40	0.8	0.5
	瑞芳區	全區所有里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
	林口區	全區所有里 (共 17 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	深坑區	全區所有里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	石碇區	全區所有里 (共 12 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	坪林區	全區所有里 (共 7 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	三芝區	全區所有里 (共 13 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	石門區	全區所有里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	平溪區	全區所有里 (共 12 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
	雙溪區	全區所有里 (共 12 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	貢寮區	全區所有里 (共 11 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	金山區	全區所有里 (共 15 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	萬里區	全區所有里 (共 10 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
	烏來區	全區所有里 (共 5 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北市	文山區	指南里、萬芳里、老泉里、博嘉里、萬美里 (共 5 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	南港區	舊莊里、九如里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	內湖區	大湖里、金瑞里、碧山里、內溝里、安泰里、秀湖里 (共 6 里)	0.6	0.35	0.7	0.45
	士林區	天母里、永福里、公館里、新安里、陽明里、菁山里、平等里、溪山里、翠山里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
	北投區	永和里、林泉里、開明里、中和里、秀山里、泉源里、湖山里、大屯里、	0.5	0.3	0.7	0.45

		湖田里 (共 9 里)				
--	--	-------------	--	--	--	--

表 2-4 各第一類活動斷層近域調整因子 N_A 與 N_V

斷層名稱	等級Ⅱ地震		等級Ⅲ地震	
	N_A	N_V	N_A	N_V
1. 獅潭斷層	1.14	1.17	1.13	1.21
2. 屯子腳斷層	1.14	1.16	1.13	1.21
3. 車籠埔斷層	1.12	1.18	1.13	1.25
4. 梅山斷層	1.19	1.22	1.15	1.24
5. 大尖山斷層、觸口斷層	1.08	1.08	1.11	1.21
6. 新化斷層	1.12	1.08	1.15	1.15
7. 花東縱谷地區斷層 (米崙、瑞穗、玉里、池上與鹿野斷層)	1.21	1.29	1.16	1.29
8. 彰化、大甲、鐵砧山斷層	1.15	1.16	1.13	1.22
9. 大茅埔-雙冬斷層	1.15	1.16	1.11	1.23
10. 新城斷層	1.04	1.08	1.09	1.16
11. 三義斷層	1.04	1.08	1.09	1.16
12. 六甲斷層	1.05	1.08	1.05	1.12
13. 旗山斷層	1.08	1.09	1.09	1.16

表 2-5 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 B_s 與 B_1 (線性內插求值)

有效阻尼比 ξ (%)	B_s	B_1
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
≥ 20	1.60	1.50

表 2-6 (a) 一般震區及活動斷層近域之水平譜加速度係數

地震 等級	較短週期	短週期	中長週期	周期分界
	$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T$	T_0
II	$S_{II,S} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$\frac{S_{II,S}}{B_s}$	$\frac{S_{II,I}}{B_1 T}$	$\frac{S_{II,I} B_s}{S_{II,S} B_1}$
III	$S_{III,S} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$\frac{S_{III,S}}{B_s}$	$\frac{S_{III,I}}{B_1 T}$	$\frac{S_{III,I} B_s}{S_{III,S} B_1}$

表 2-6 (b) 臺北盆地之水平譜加速度係數

地震 等級	較短週期	短週期	中長週期	周期分界
	$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T$	T_0
II	$S_{II,S} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$\frac{S_{II,S}}{B_s}$	$\frac{S_{II,S} T_0}{B_s T}$	$\frac{T_0^{II} B_s}{B_1}$
III	$S_{III,S} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$\frac{S_{III,S}}{B_s}$	$\frac{S_{III,S} T_0}{B_s T}$	$\frac{T_0^{III} B_s}{B_1}$

表 3-1 公路橋梁耐震評估檢查表 – 落橋評估

橋梁名稱： 橋梁編號： 里程數： 振動單位：P ~P 評估者： 評估日期：

設計規範版本： ☐民國 76 年版及以前 ☐民國 84 年版及以後

項次	項目		配分	評 估 內 容	權 重	評 分
G101	橋址環境	是否為第一類活動斷層近域	8	☐ 是(1.0) ☐ 否(0)		
G102		地盤類別	4	☐ 台北盆地(1.0) ☐ 軟弱地盤(0.67) ☐ 普通地盤(0.33) ☐ 堅實地盤(0)		
G103		相鄰橋墩間地表土質變化	2	☐ 大(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 小(0.33) ☐ 無(0)		
G104		液化可能性	6	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0)		
G105	結構系統	相鄰兩振動單位結構系統差異性	8	☐ 大(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 小(0.33) ☐ 無(0)		
G106		外懸梁	2	☐ 有(1.0) ☐ 無(0)		
G107		梁端與橋墩或橋台之夾角 θ°	4	$w = \theta^\circ / 60^\circ \leq 1.0$		
G108		縱坡坡度 $S(\%)$	2	$w = S / 6\% \leq 1.0$		
G109		曲線橋 (半徑 $\leq 100m$ 或斜交角度 $\geq 30^\circ$)	4	$w_1 = 1 - (r/100)$; $w_2 = (\alpha^\circ / 30^\circ) - 1$; $w = \max(w_1, w_2)$; r : 半徑 ; α° : 交角		
G110		基礎裸露程度	20	樁基礎： $w = h_{exp} / (2.4D)$; 沉箱基礎： $w = h_{exp} / (0.2h)$, h_{exp} : 樁基礎、沉箱基礎超出容許之裸露長度 ; D : 樁基礎斷面直徑 ; h : 沉箱基礎設計長度		
G111		支承狀況	4	☐ 極差(1.0) ☐ 不良(0.67) ☐ 尚可(0.33) ☐ 良好(0)		

G112	結構細部	防落長度	20	$w = \frac{L_N - L_r}{L_N / 2} \leq 1.0$ ，當 $L_N - L_r \geq 0$ ； $w = 0$ ，當 $L_r \geq L_N$ ； L_r ：實際有效防落長度 L_N ：97 年規範規定之防落長度； $L_N = (50 + 0.25L + 1.0H)(1 + \theta^2 / 8000)$		
G113		防落設施	12	☐ 兩向均無裝設(1.0) ☐ 僅垂直行車向裝設(0.5) ☐ 僅行車向裝設(0.25) ☐ 兩向均有裝設(0) 註：(1)防落設施功能不良者，權重再加 0.25。 (2) 當 $L_r \geq 1.2L_N$ ，行車向視為具有防落設施，且功能良好。		
G114		其他異常現象	4	橋柱垂直度、支承座至帽梁邊緣混凝土之異常狀況等 ☐ 嚴重(1.0) ☐ 差(0.67) ☐ 尚可(0.33) ☐ 微(0)		
分數總計			100			

註：(1)實際防落長度如大於規範規定防落長度，橋址環境各項之評分可乘以折減係數 $\phi = 1 - 0.8[(L_r / L_N) - 1] \geq 0.6$ 。(2)評估內容中 w 或 $()$ 內值為

計算之權重。(3)評分愈高者表安全愈有疑慮。

表 3-2 公路橋梁耐震評估檢查表 - 強度韌性評估

橋梁名稱： 橋梁編號： 里程數： 振動單位： 評估者： 評估日期：

設計規範版本： ☐民國 76 年版及以前 ☐民國 84 年版及以後

項次	項目		配分	評 估 內 容	權重	評分
G201	橋址	是否為第一類活動斷層近域	8	☐ 是(1.0) ☐ 否(0)		
G202		地盤類別	6	☐ 台北盆地(1.0) ☐ 軟弱地盤(0.67) ☐ 普通地盤(0.33) ☐ 堅實地盤(0) ☐ 76 年以後設計(0)		
G203	環境	液化可能性	6	☐ 高(1.0) ☐ 中(0.67) ☐ 低(0.33) ☐ 無(0) ☐ 84 年以後設計(0)		
G204	結構系統	梁端與橋墩或橋台之夾角 θ°	4	$w = \theta^\circ / 60^\circ \leq 1.0$		
G205		橋柱或壁式橋墩高深比 R	6	當 $R \leq 2.5$, $w = 1.0$; 當 $2.5 < R < 5$, $w = (5 - R) / 2.5$; 當 $R \geq 5$, $w = 0$ (取兩向評估之大值)		
G206		振動單元中最高墩(柱)與最矮墩(柱)柱高之比值	4	當 $r \geq 1.5$, $w = 1.0$; 當 $1.0 \leq r < 1.5$, $w = -2 + 2r$		
G207		橋柱或壁式橋墩靜不定度	6	☐ 兩向均靜定(1.0) ☐ 一向具靜不定(0.5) ☐ 兩向均靜不定(0)		
G208		基礎裸露程度	24	樁基礎： $w = 2.0 - 2.0(h_{left} / h)$ ；沉箱基礎： $w = 1.43 - 1.43(h_{left} / h)$		
G209	一般橋柱細部	柱底主筋搭接與否	8	☐ 有搭接(1.0) ☐ 無搭接(0)		
G210		塑鉸區圍束箍筋細部	8	☐ 民國 49 年以前(1.0) ☐ 民國 49 年~76 年(0.67) ☐ 民國 76 年以後(0)		
G211		主筋斷點與箍筋細部	4	☐ 有斷點且箍筋較柱底少(1.0) ☐ 有斷點但箍筋不少於柱底 (0.5) ☐ 無斷點(0)		
G212		橋柱與基礎劣化程度	8	☐ 嚴重 (1.0) ☐ 差(0.67) ☐ 尚可(0.33) ☐ 微(0)		
G209		底部主筋搭接與否	6	☐ 有搭接(1.0) ☐ 無搭接(0)		
G210		縱、橫向鋼筋比與細部	8	☐ 民國 49 年以前(1.0) ☐ 民國 49 年~76 年(0.67) ☐ 民國 76 年以後(0)		
G211		主筋斷點與箍筋細部	6	☐ 有斷點且箍筋較墩底少(1.0) ☐ 有斷點但箍筋不少於墩底 (0.5) ☐ 無斷點(0)		
G212		橋墩與基礎劣化程度	8	☐ 嚴重 (1.0) ☐ 差(0.67) ☐ 尚可(0.33) ☐ 微(0)		

G209	鋼橋柱	橋柱板之寬厚比	8	矩形柱 $\square \frac{b}{t} \geq \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad (1.0) \quad ; \square \frac{43}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} < \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad (0.5) \quad ; \square \frac{b}{t} < \frac{43}{\sqrt{F_y}} \quad (0)$ 圓形柱 $\square \frac{D}{t} \geq \frac{232}{F_y} (1.0) \quad ; \square \frac{145}{F_y} < \frac{D}{t} < \frac{232}{F_y} (0.5) \quad ; \square \frac{D}{t} < \frac{145}{F_y} \quad (0) ; \quad \text{unit : tf/cm}^2$		
G210		縱向加勁板寬厚比	6	$\square \frac{b}{t} \geq \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad (1.0) ; \quad \square \frac{16}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} < \frac{63}{\sqrt{F_y}} \quad (0.5) ; \square \frac{b}{t} < \frac{16}{\sqrt{F_y}} \quad (0) \quad ; \quad \text{unit : tf/cm}^2$		
G211		人孔位置	6	$\square$ 內灌混凝土高/人孔位置高 $\geq 0.4(1.0) ; \quad \square$ 內灌混凝土高/人孔位置高 $< 0.4(0)$		
G212		橋柱銲接細部	8	$\square$ 半滲透銲(1.0) $;\quad \square$ 全滲透銲(0)		
G213		支承狀況與其他異常現象	8	支承強度與損壞狀況、橋柱垂直度、跨徑差異大、曲線橋、橋柱型式不同、銲接品質不良、腐蝕等 $\square$ 嚴重(1.0) $\square$ 差(0.67) $\square$ 尚可(0.33) $\square$ 微(0)		
分數總計			100			

註：(1) G209 至 G212 項，兩向均橋柱者填一般橋柱部分，兩向均壁式橋墩者填壁式橋墩部分，一向為橋柱，而另向為壁式橋墩者，取兩者評分之最大值。(2)評估內容中 W 或()內值為計算之權重。(3)評分愈高者表安全愈有疑慮。

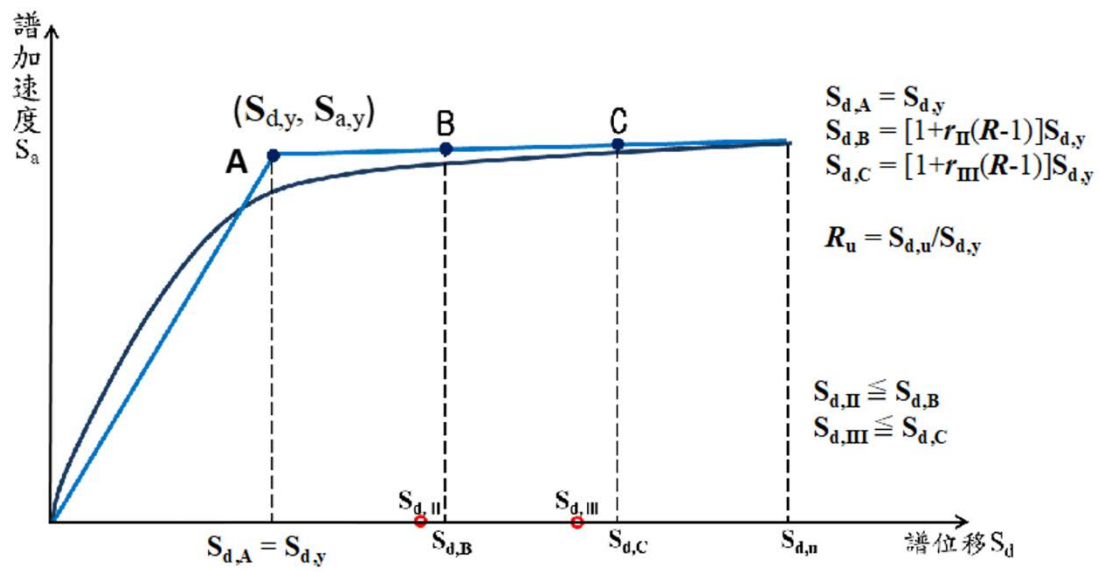


圖 1-1 橋梁耐震性能檢核示意圖

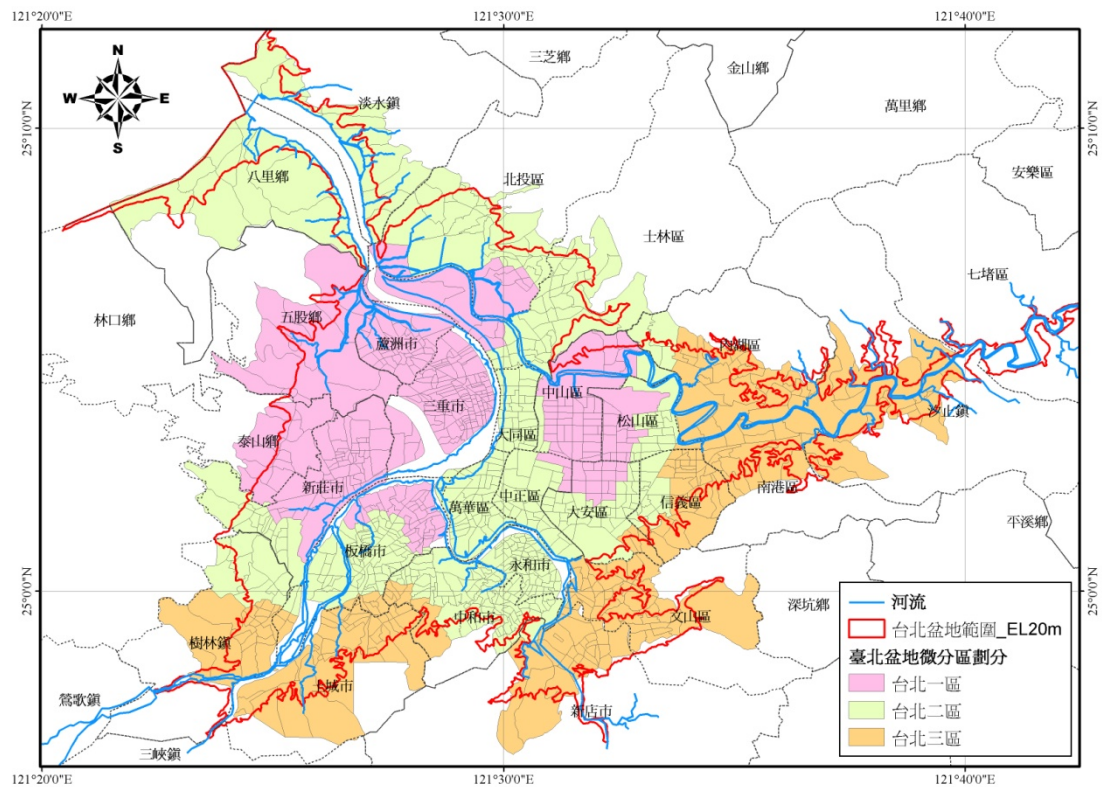


圖 2-1 臺北盆地設計地震微分區圖

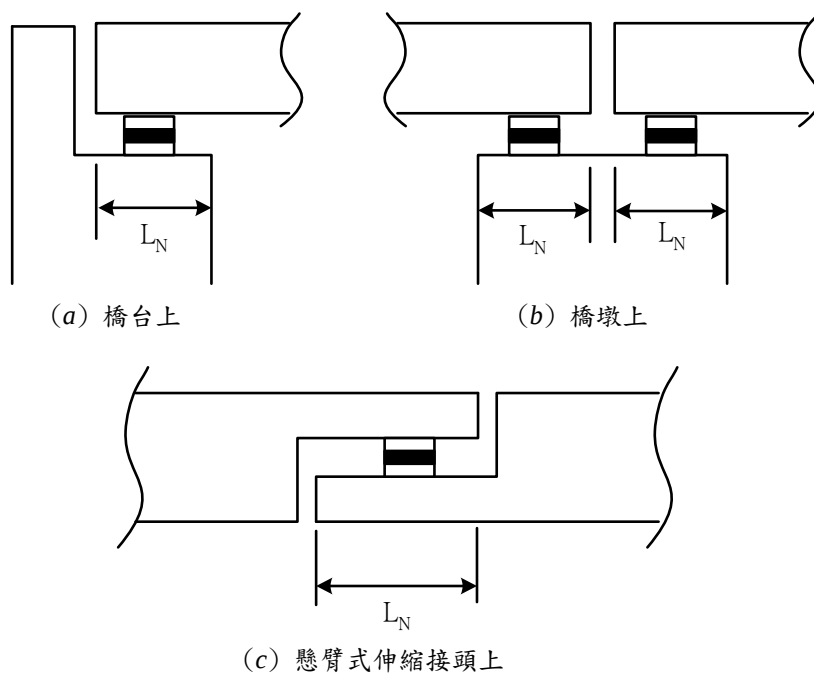


圖 5-1 梁端防落長度 L_N 之定義

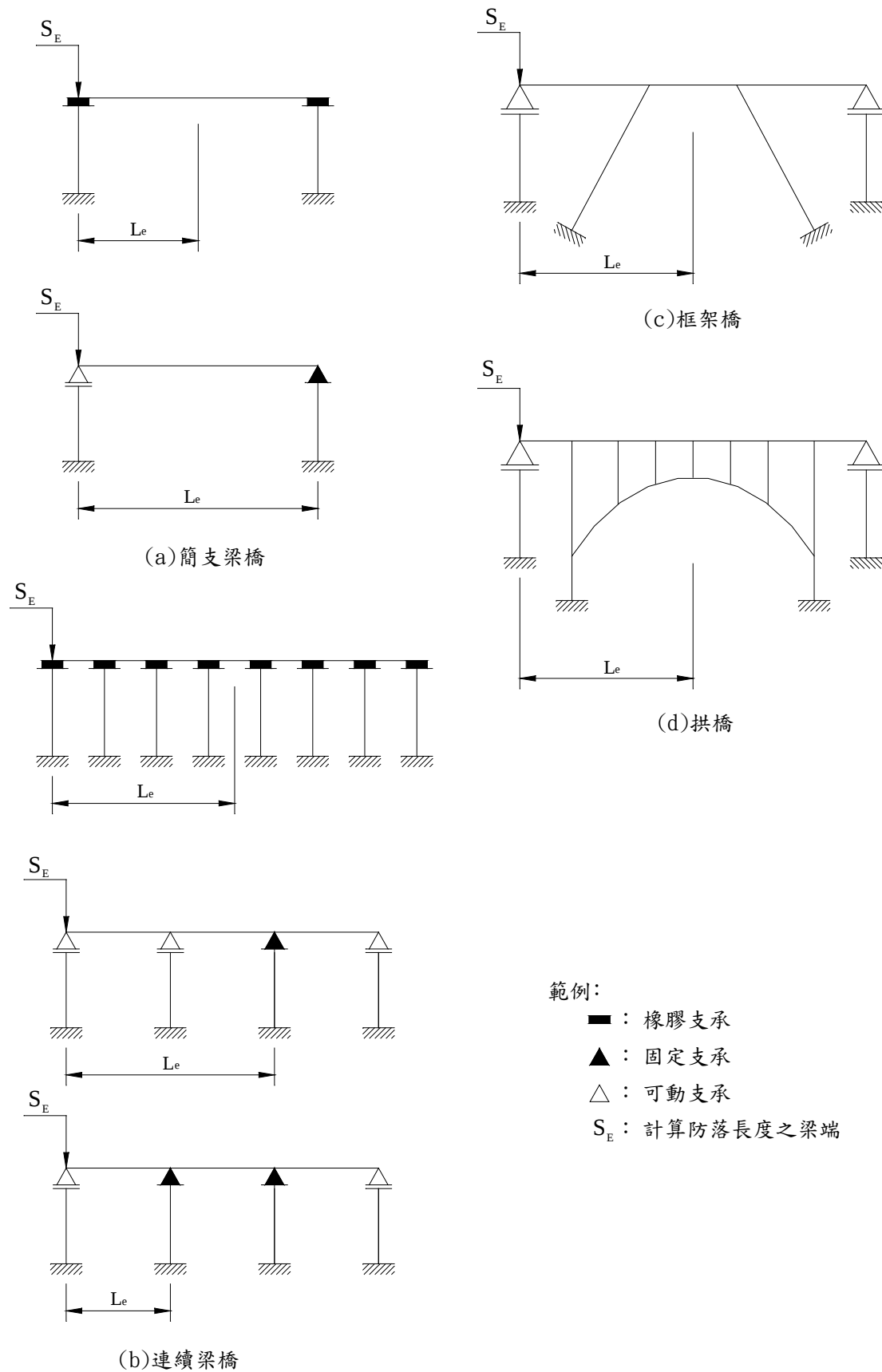


圖 5-2 L_e 參考圖

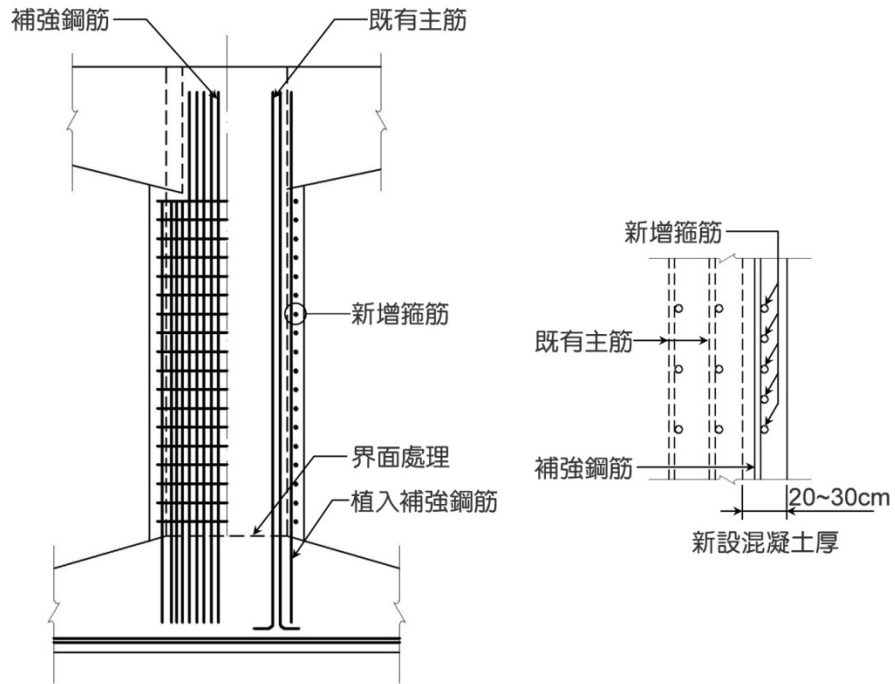


圖 6-1 包覆混凝土進行強度補強示意圖

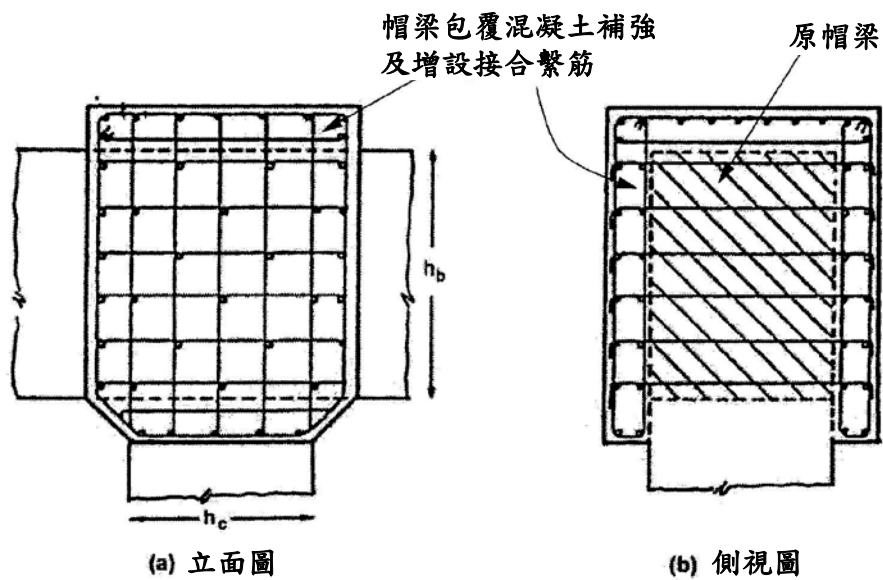


圖 6-2 以包覆混凝土補強帽梁與橋柱接頭之剪力強度示意圖

表 C2-1 應考量近斷層效應之活動斷層性質表 *

編號	斷層名稱	長度 (公里)	斷層性質	歷史地震規模
1	新城斷層	29	逆移斷層	
2	獅潭斷層	11	逆移斷層	M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震
	屯子腳斷層	14	右移斷層	
3	三義斷層	34	逆移斷層	
4	大甲斷層	8	逆移斷層	
	大甲斷層(清水，南段)	23		
	鐵砧山斷層	13		
	彰化斷層	36		
5	車籠埔斷層(北段)	38	逆移斷層	M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震
	車籠埔斷層(南段)	38		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層	
7	梅山斷層	15	右移斷層	M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震
8	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震
	觸口斷層	27	逆移斷層	
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層	
10	新化斷層	6	右移斷層	M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震
11	旗山斷層	26	逆移斷層	
12	米崙斷層	8	左移兼逆移斷層	M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	
	鹿野斷層	18	逆移斷層	

*本表所列之活動斷層為 2012 年中央地質調查所公布之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集（鄭世楠等人著，1999）

表 C4-1 形狀規則橋梁

連續跨距數	2	3	4	5	6
曲線橋最大弦切角	30°	30°	30°	30°	30°
相鄰跨徑比	3	2	2	1.5	1.5
除橋台外，相鄰跨距之 構架/墩柱勁度比	-	4	4	3	2

表 C4-2 活動支承之摩擦係數

支承類別	滾承 搖動支承	PTFE 板支承	滑動支承	鑄鋼支承	合成橡膠支承墊
摩擦係數	0.05	0.1	0.15	0.25	0.2

表 C4-3 各種基礎型式之容許塑性率建議

基礎型式			等級II地震	等級III地震
			容許塑性率 μ_a	
直接基礎			4	8
樁基礎 (斜樁折 減3/4)	場鑄樁	76版前	2	4
		76版	3	6
		84版後	4	8
	預鑄樁	84版前	2	4
		84版後	4	8
	鋼管樁	84版前	2	4
		84版後	4	8
沉箱與井基			$\mu_a=1+\frac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\cdot\delta_y},\ (\alpha=1.8)$	$\mu_a=1+\frac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\cdot\delta_y},\ (\alpha=1.0)$

表 C4-4 側推分析有效最大地表加速度與結構系統地震力折減係數關係表

結構週期	較短及短週期	中長週期
等級 II 地震 加速度反應譜	$EPA = \frac{a \times F_{u,II}(R_i)}{\left(\frac{2.5S_{a,II}(T)}{S_{II,S}} \right)} = \frac{a \times F_{u,II}(R_i)}{2.5} \quad (T \leq T_0^{II})$	$EPA = \frac{a \times F_{u,II}(R_i)}{\left(\frac{2.5S_{a,II}(T)}{S_{II,S}} \right)} \quad (T_0^{II} \leq T)$
等級 III 地震 加速度反應譜	$EPA = \frac{a \times F_{u,III}(R_i)}{\left(\frac{2.5S_{a,III}(T)}{S_{III,S}} \right)} = \frac{a \times F_{u,III}(R_i)}{2.5} \quad (T \leq T_0^{III})$	$EPA = \frac{a \times F_{u,III}(R_i)}{\left(\frac{2.5S_{a,III}(T)}{S_{III,S}} \right)} \quad (T_0^{III} \leq T)$

註：若 $S_{a,i} < S_{a,y}$, $a = S_{a,i}$ ；若 $S_{a,i} \geq S_{a,y}$, $a = S_{a,y}$

$S_{a,i}$ 為容量譜曲線於第 i 階段之譜加速度

表 C4-5 側推分析有效最大地表加速度與有效週期及有效阻尼比關係表

較短及短週期	中長週期
$T_{eff} \leq T_0^{II} \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^{II} \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff}$
$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{a,II}(T_{eff})}{S_{II,S}} \right)} = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{a,II}(T_{eff})}{S_{II,S}} \right)}$

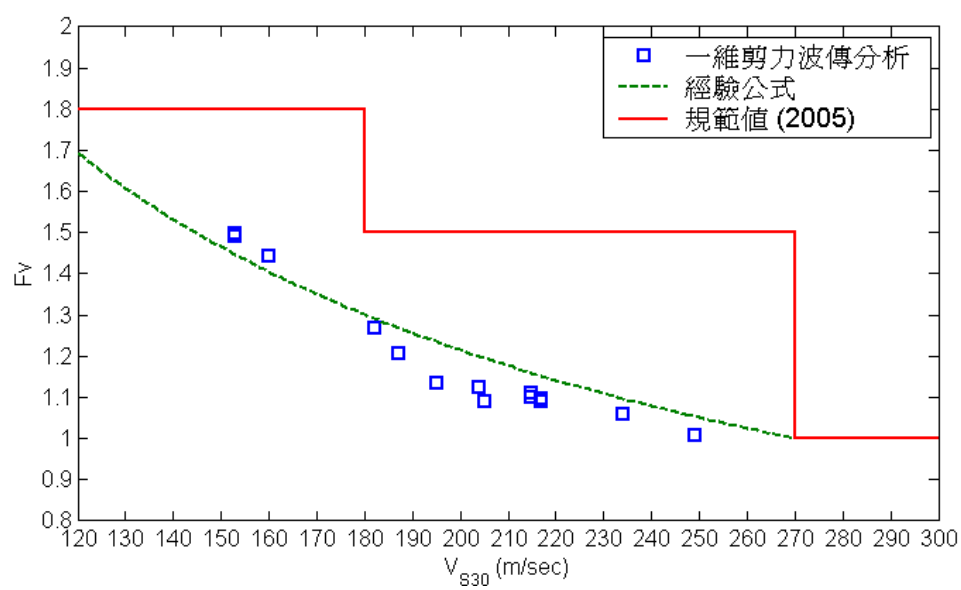


圖 C2-1 反應譜等速度段之工址放大係數 F_v 與地盤分類指標 V_{S30} 之變化關係

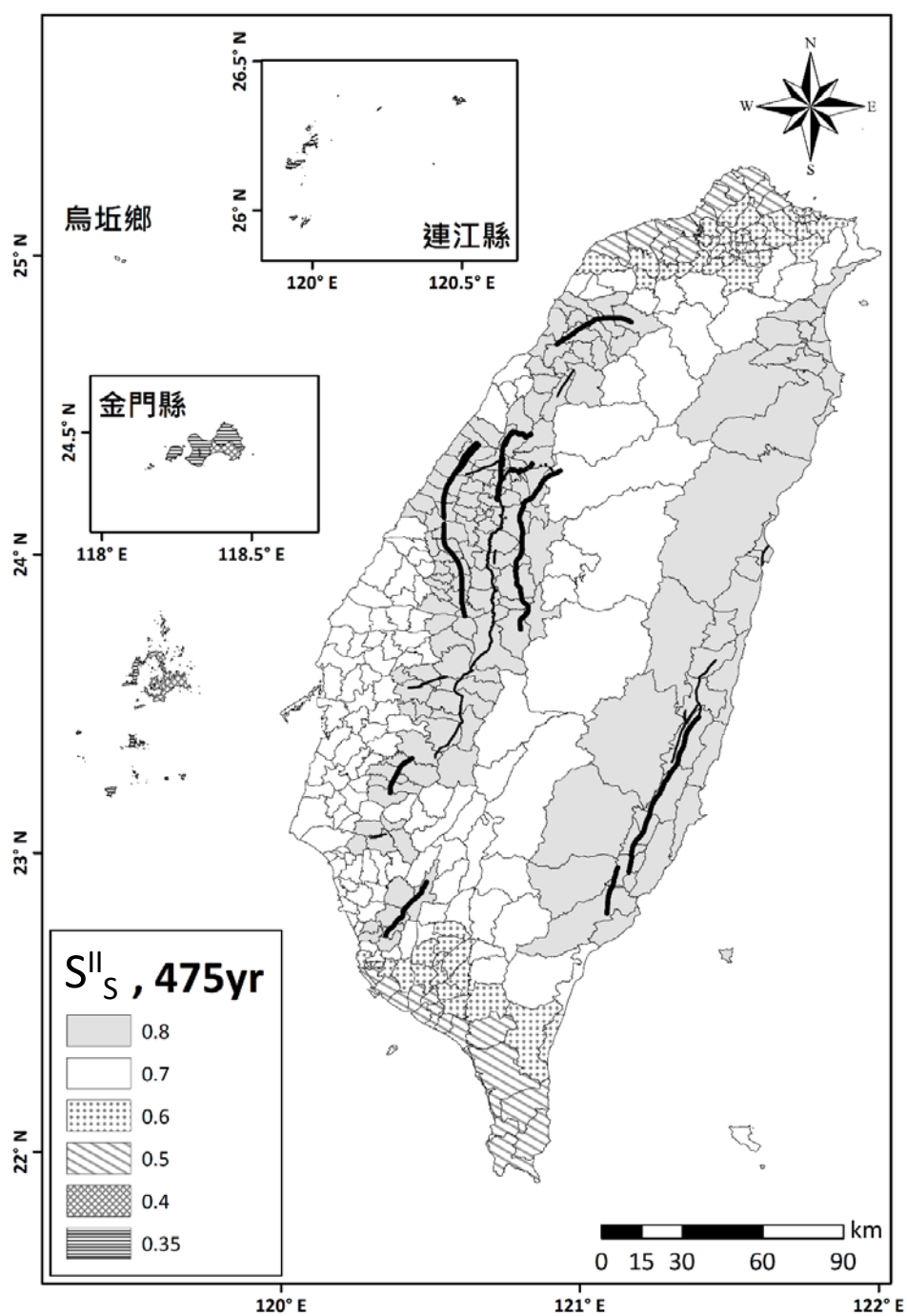


圖 C2-2 震區短週期設計水平譜加速度係數 S_s^H 分布圖

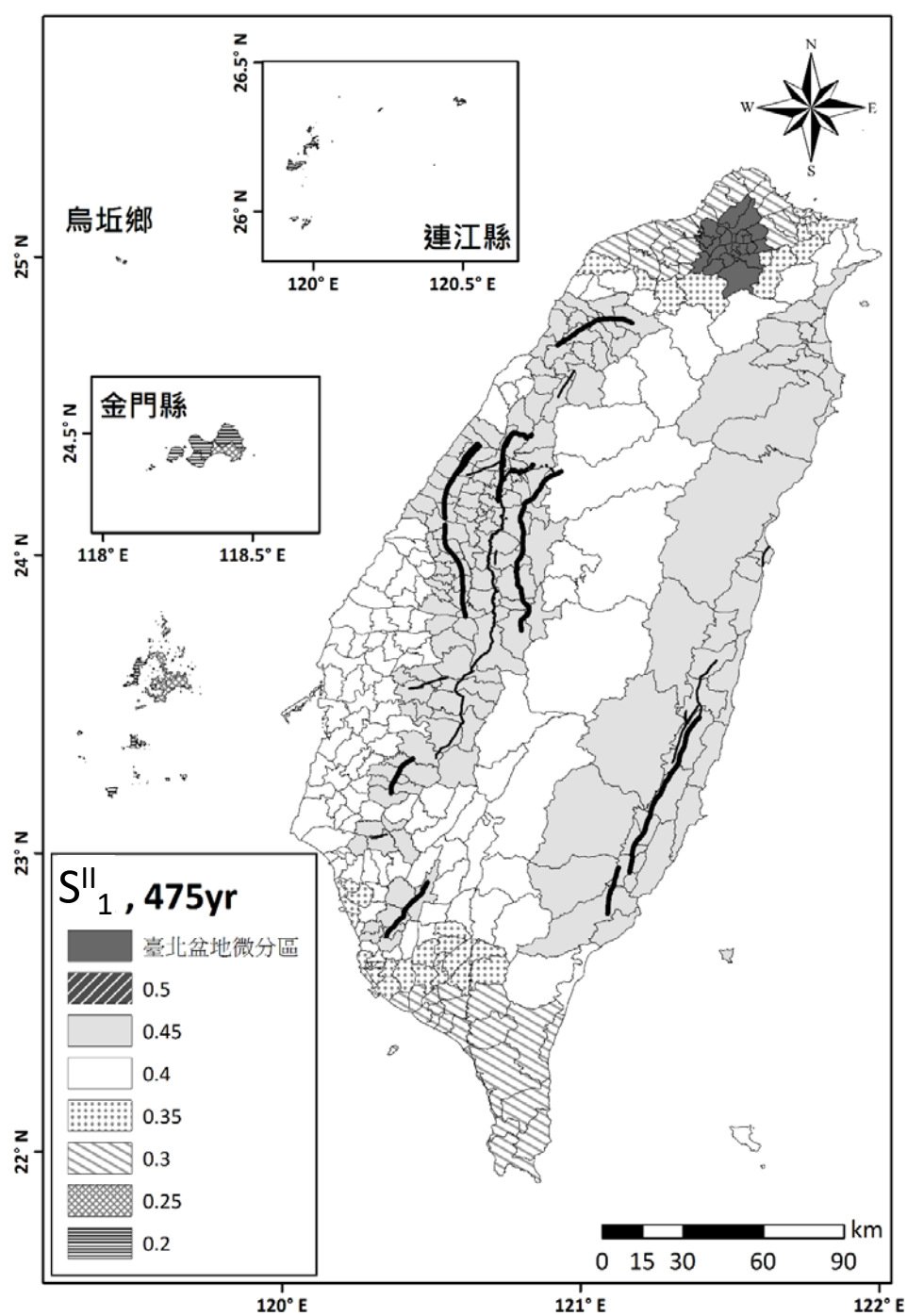


圖 C2-3 震區一秒週期設計水平譜加速度係數 S_1^{II} 分布圖

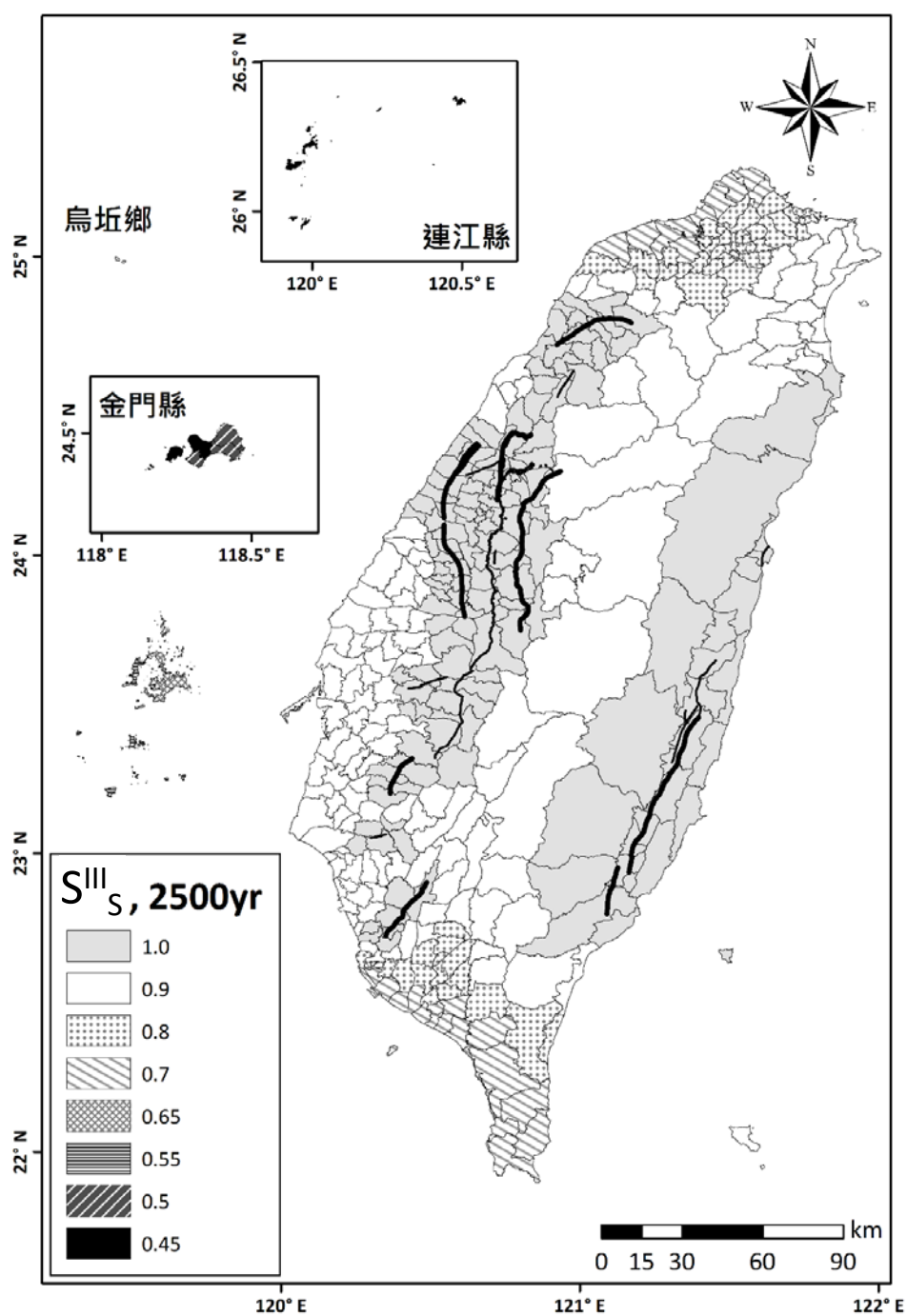


圖 C2-4 震區短週期最大考量水平譜加速度係數 S_S^{III} 分布圖

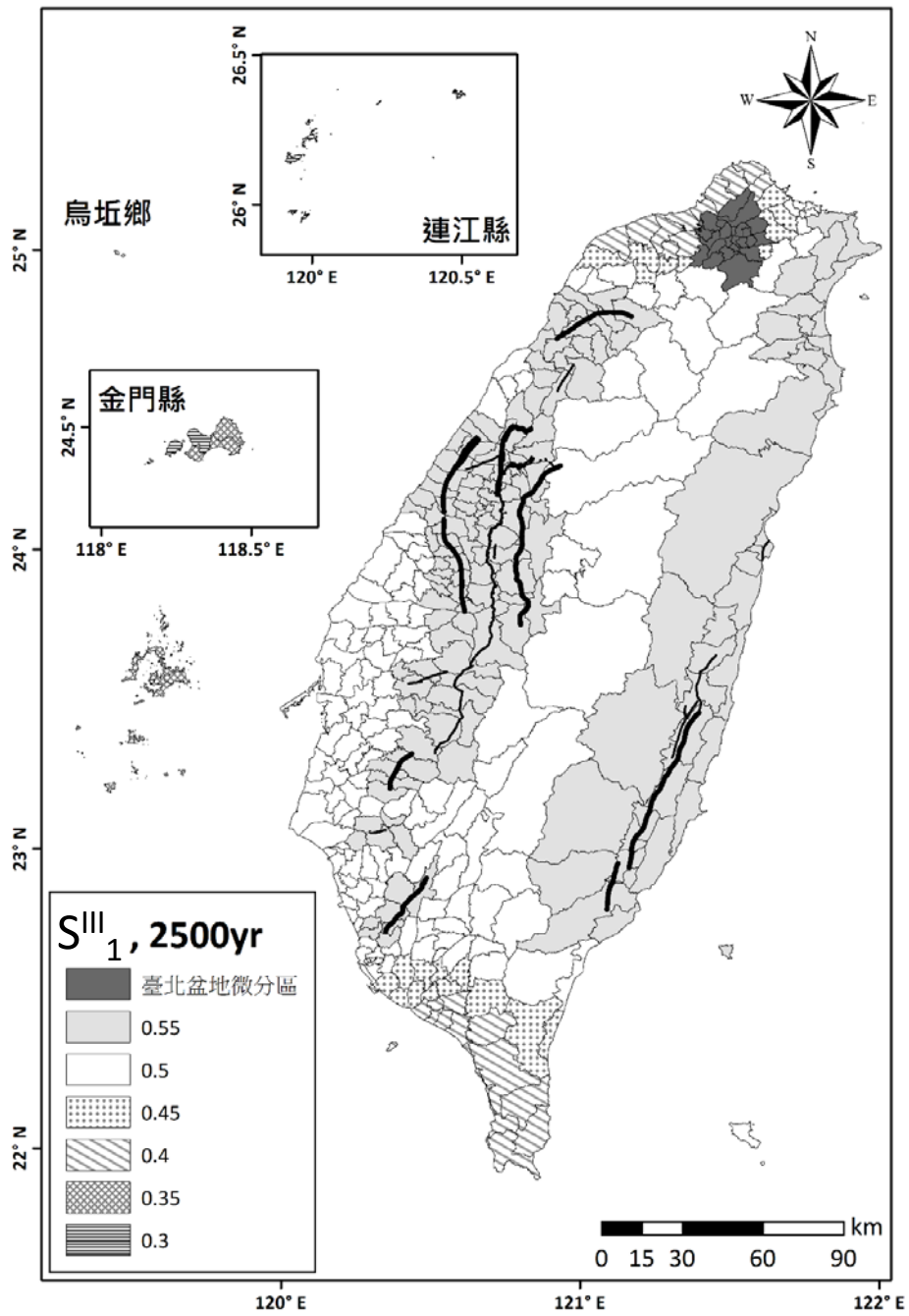


圖 C2-5 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_I^{III} 分布圖

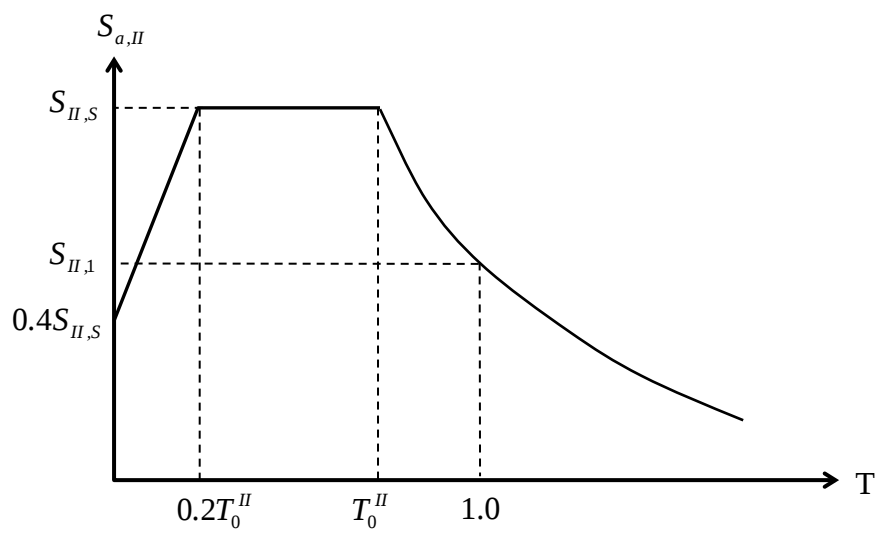


圖 C2-6 等級 II 地震工址水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 示意圖

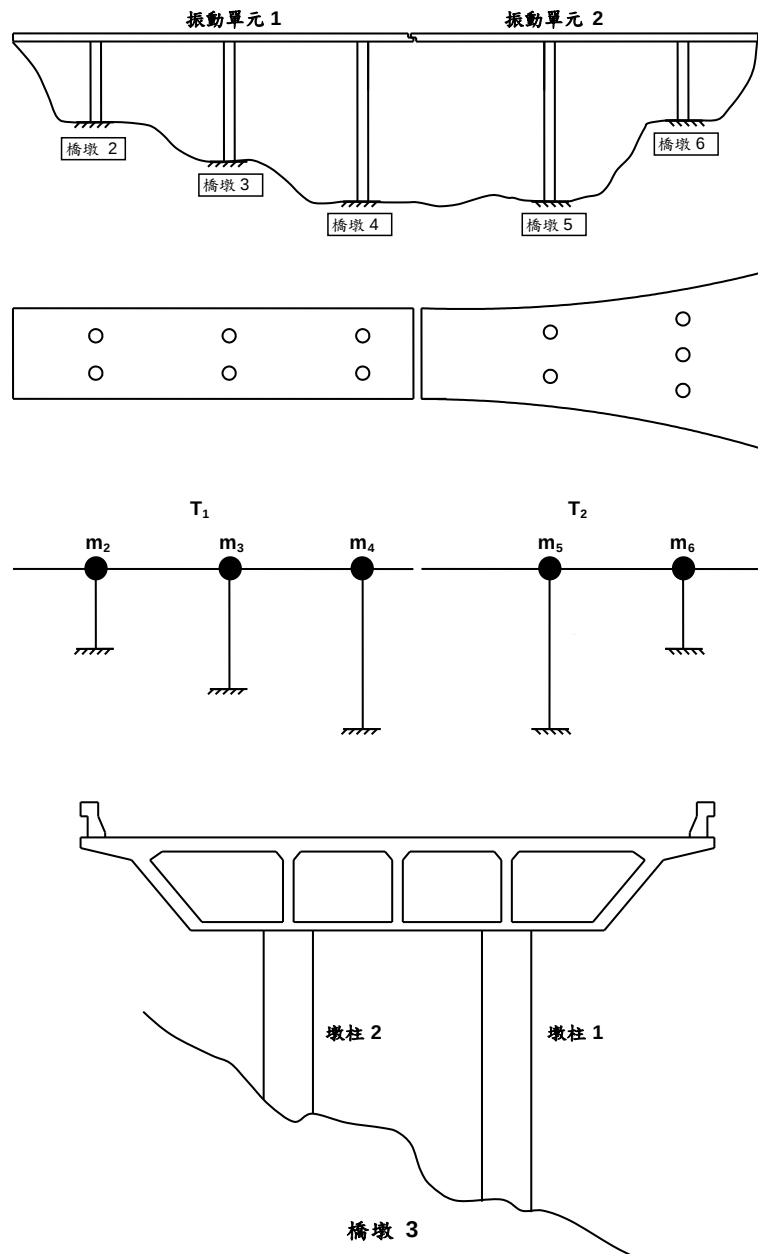


圖 C4-1 振動單元、橋墩與墩柱圖示

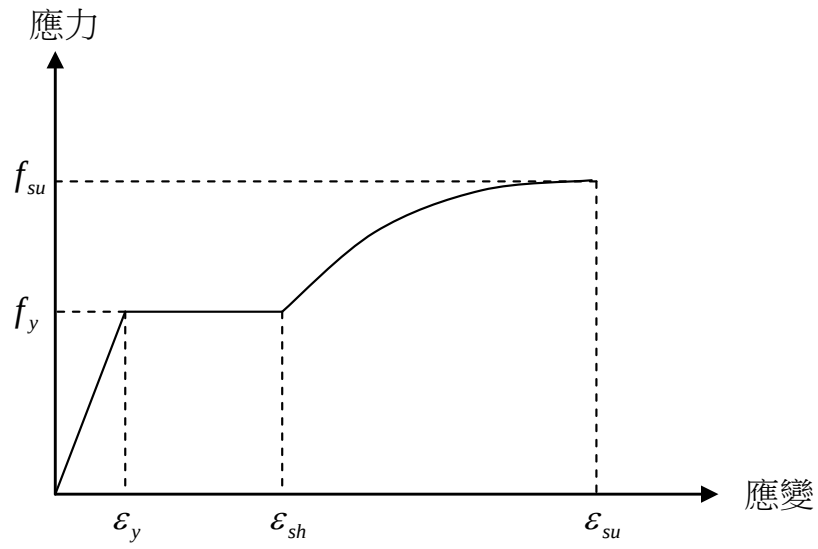


圖 C4-2 鋼筋應力-應變關係

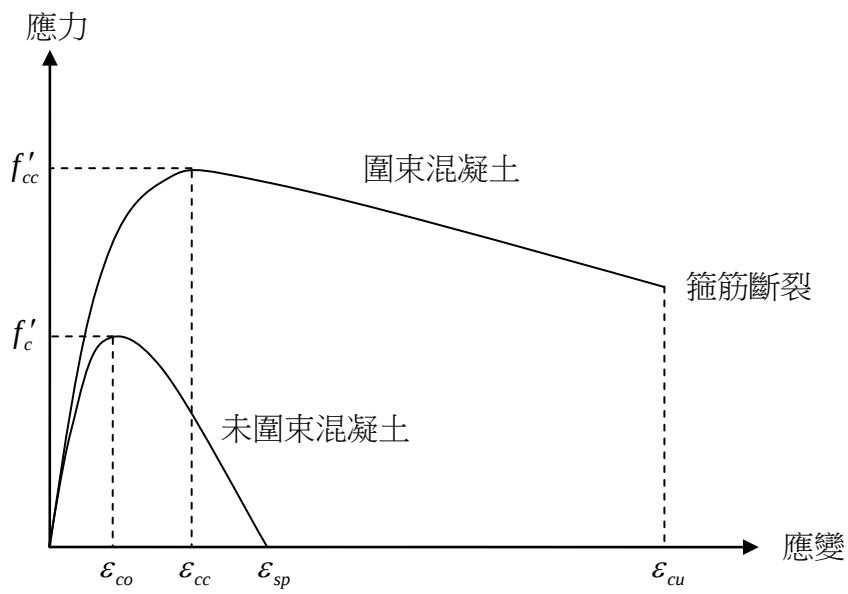


圖 C4-3 Mander 模式混凝土應力-應變曲線

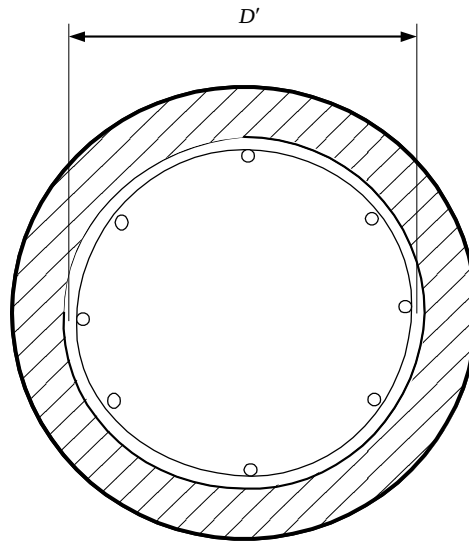


圖 C4-4 圓形橋柱斷面受圍束示意圖

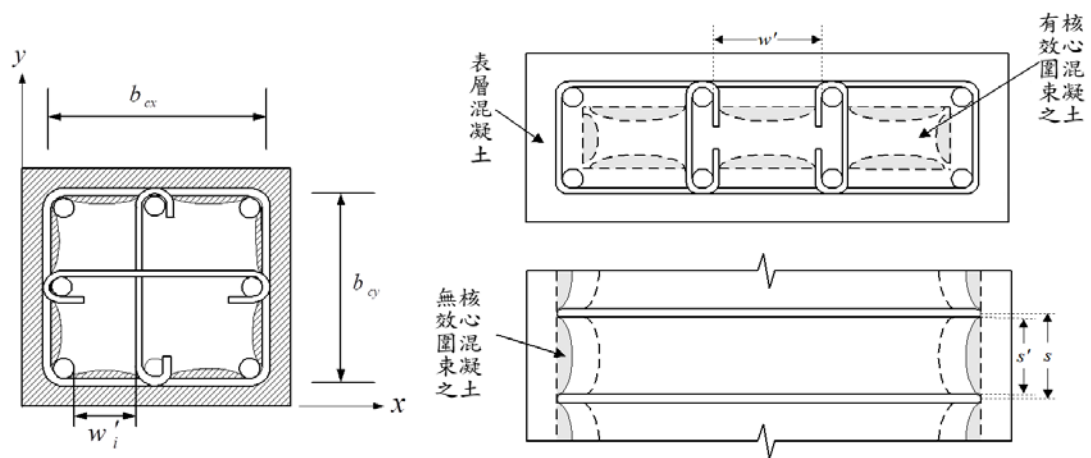


圖 C4-5 矩形橋柱斷面受圍束示意圖

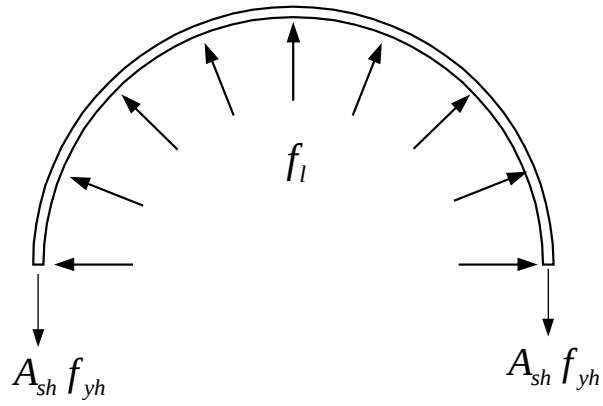


圖 C4-6 圓形橋柱斷面圍束力示意圖

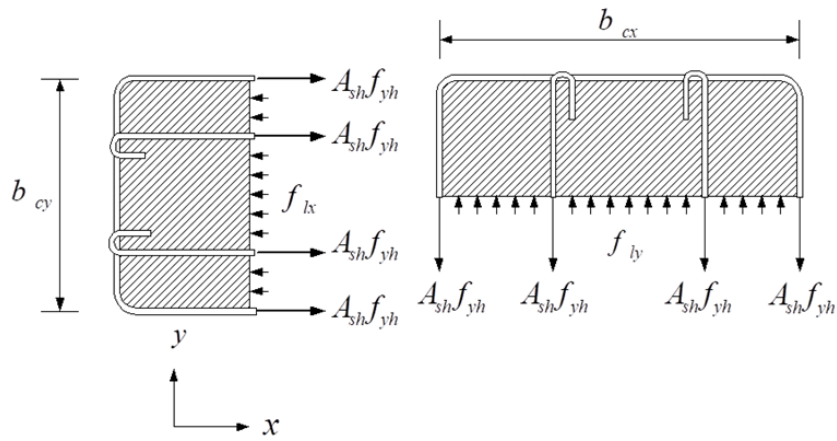


圖 C4-7 矩形橋柱斷面圍束力示意圖

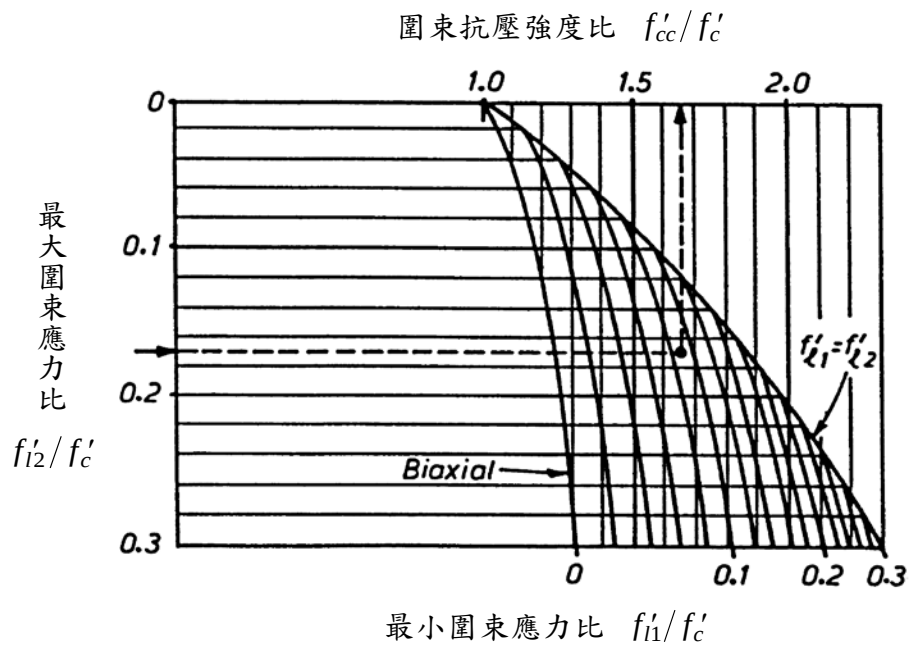


圖 C4-8 Mander 模式之矩形斷面圍束強度比

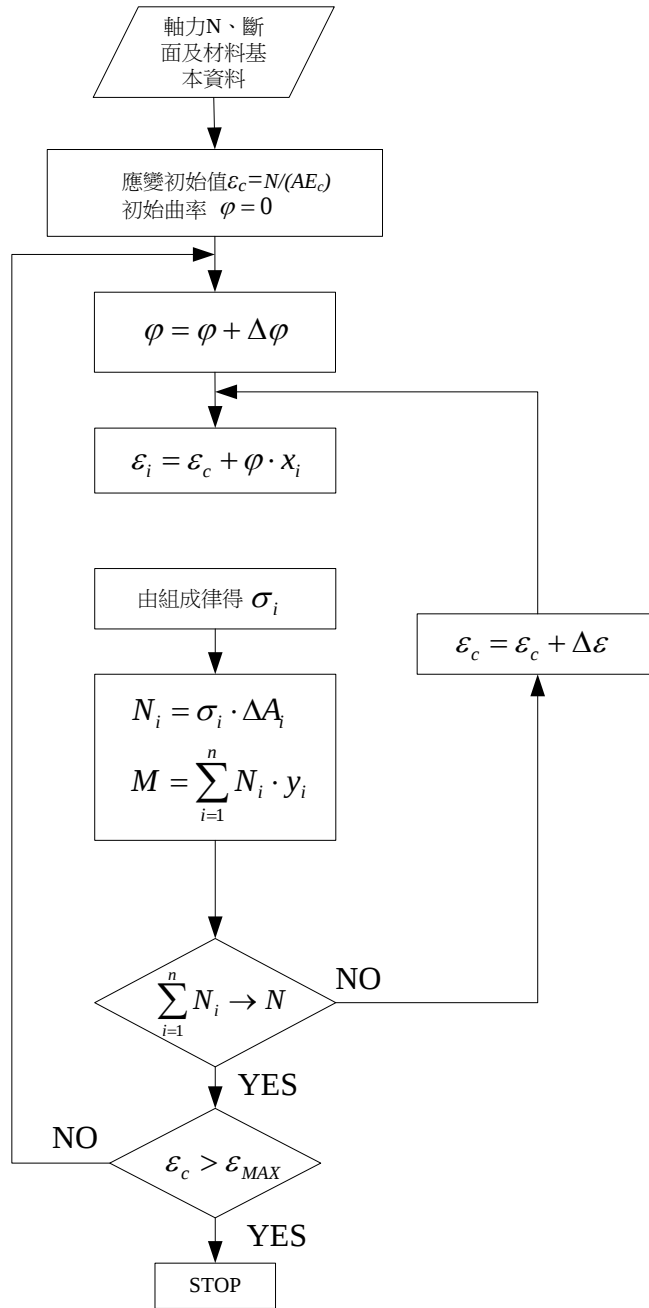


圖 C4-9 彎矩曲率分析法分析流程

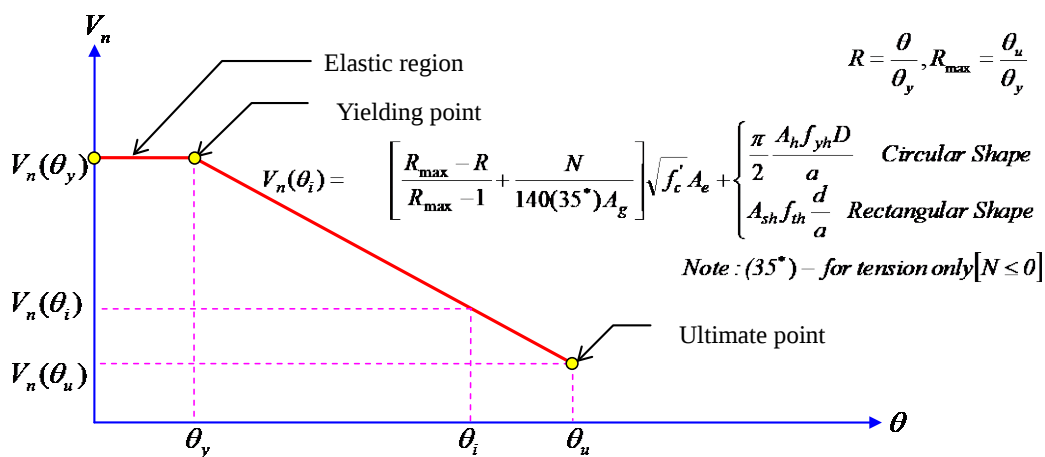


圖 C4-10 混凝土剪力強度-轉角關係圖

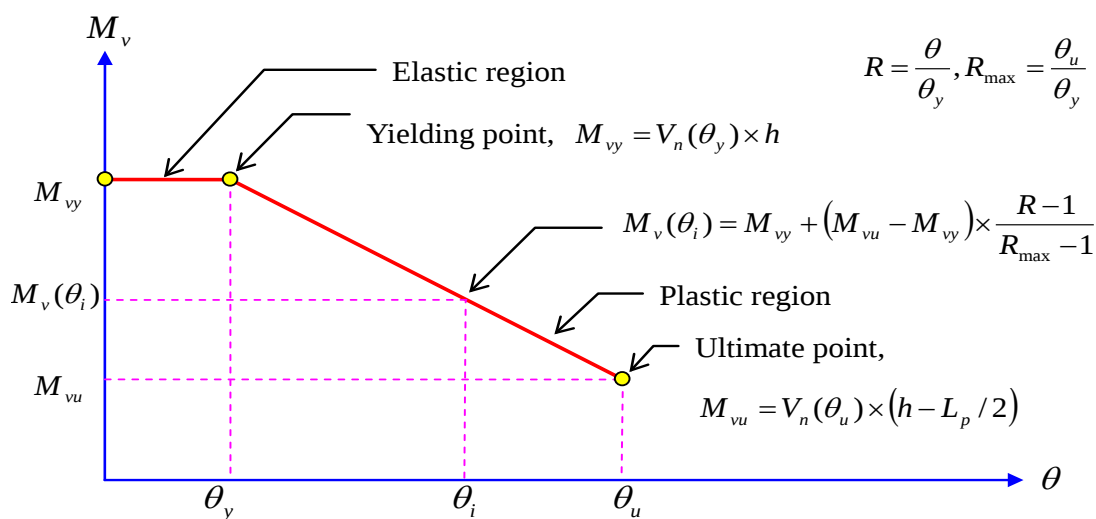


圖 C4-11 混凝土柱剪力強度-轉角轉換至彎矩-轉角關係圖

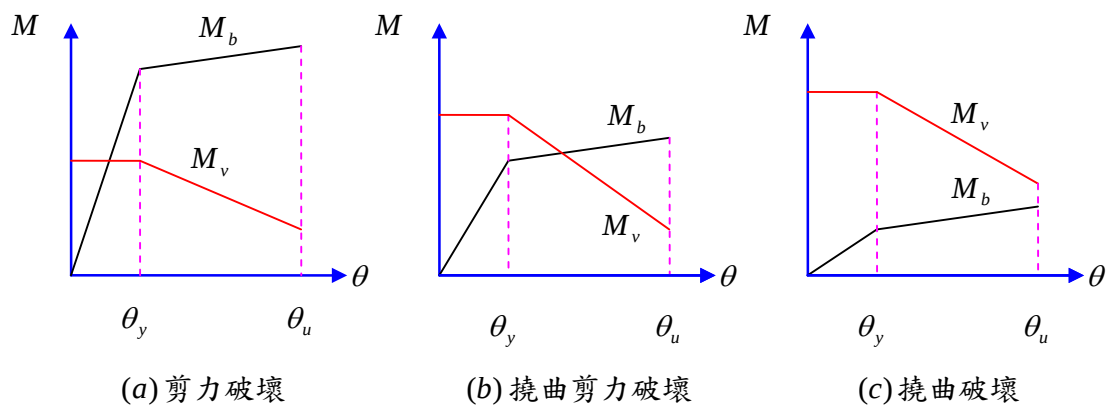


圖 C4-12 鋼筋混凝土柱破壞模式之判別

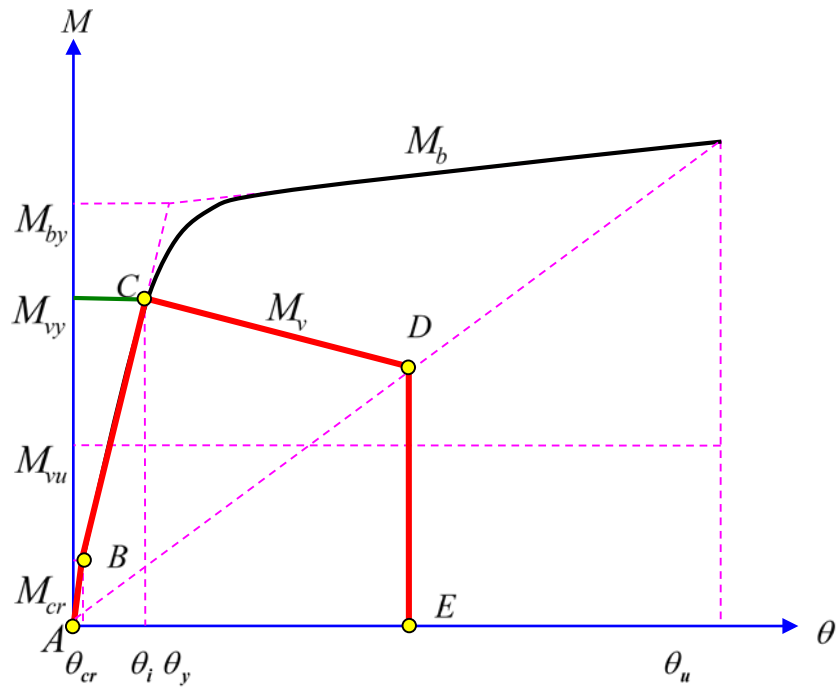


圖 C4-13 鋼筋混凝土柱剪力破壞模式塑性鉸之訂定

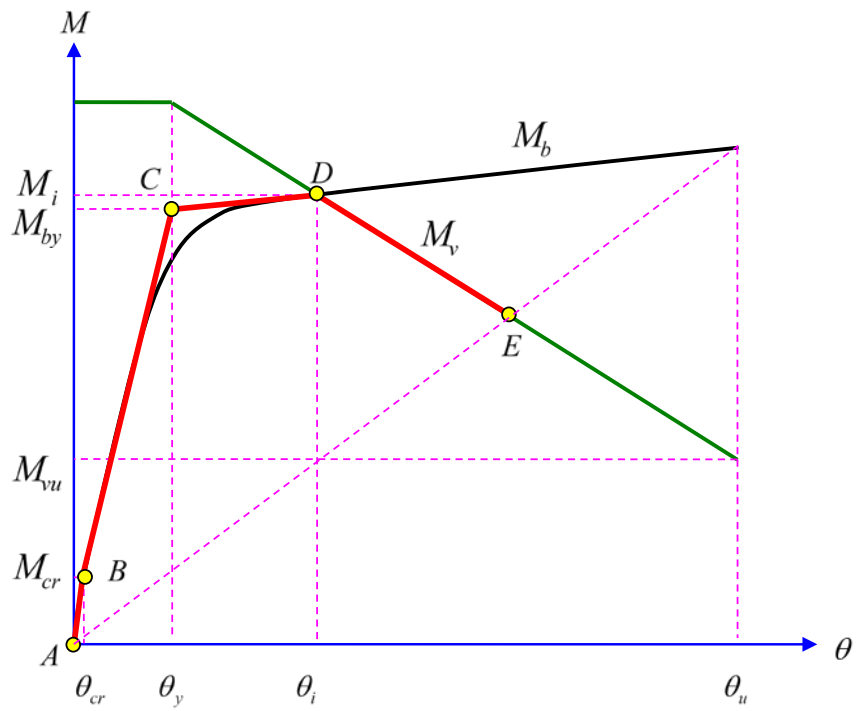


圖 C4-14 鋼筋混凝土柱撓曲-剪力破壞模式塑性鉸之訂定

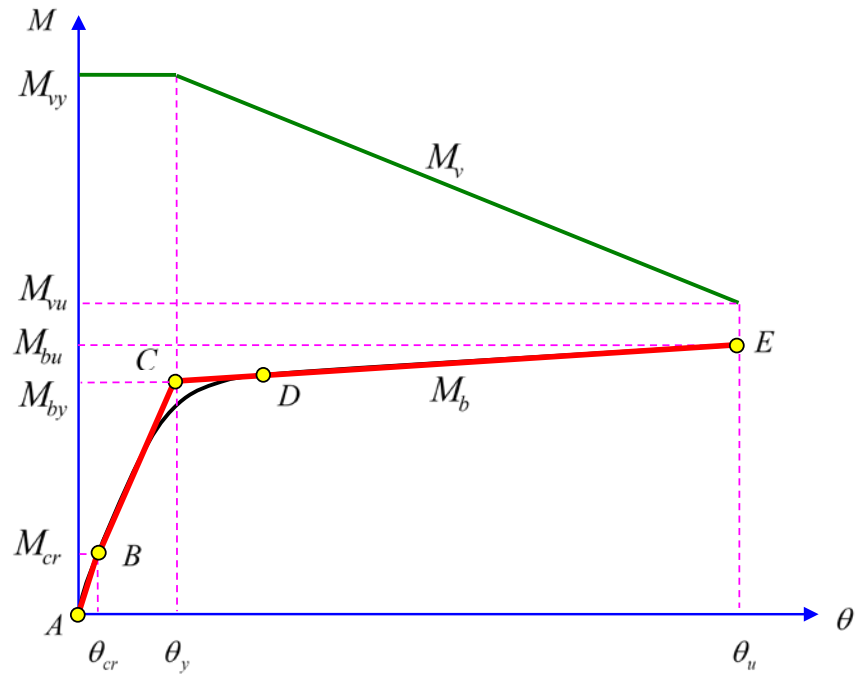


圖 C4-15 鋼筋混凝土柱撓曲破壞模式塑性鉸之訂定

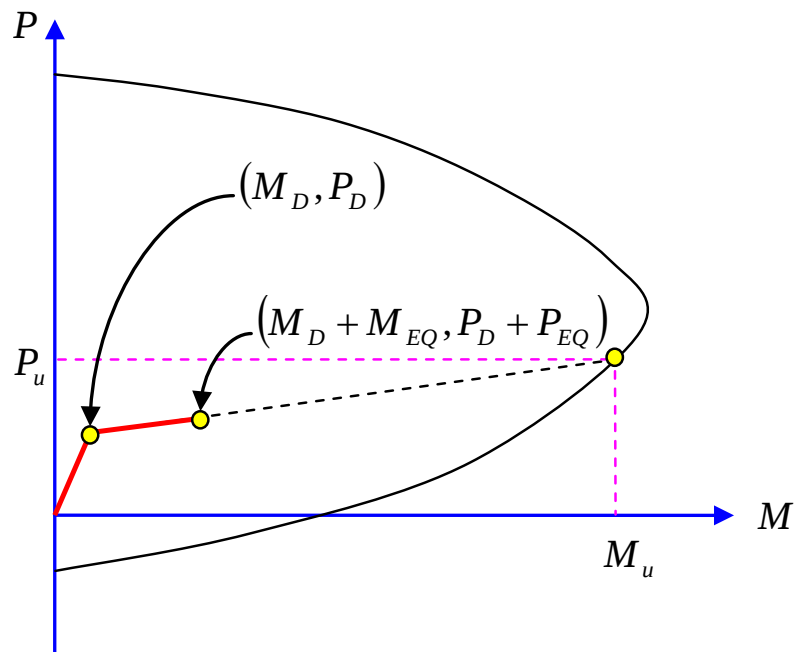


圖 C4-16 根據軸力-彎矩交互關係圖尋找柱斷面極限軸力

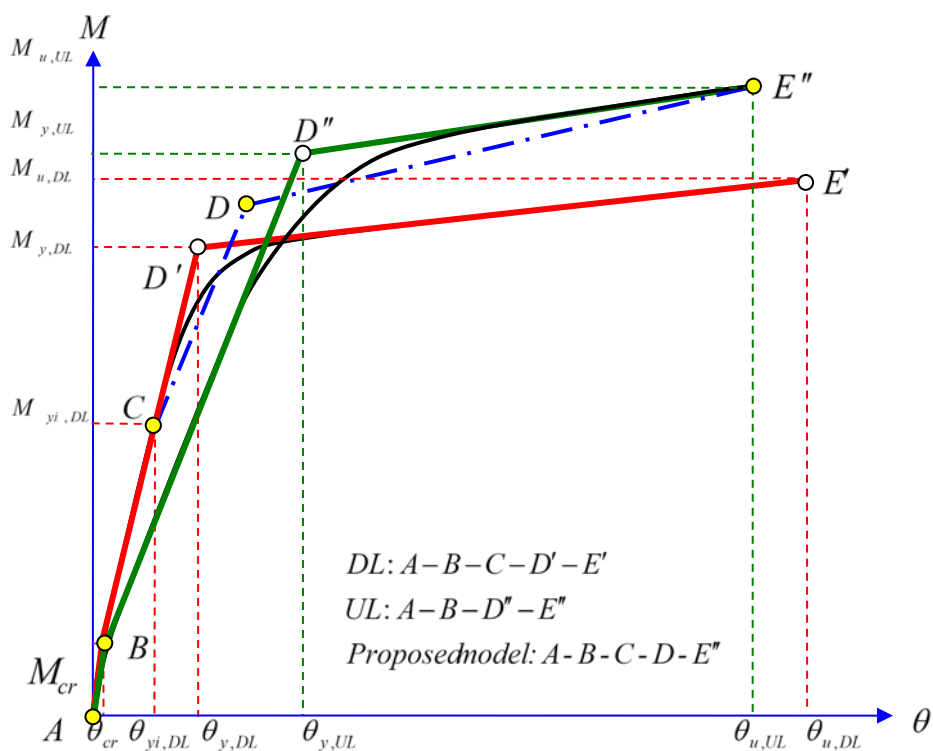


圖 C4-17 考慮軸力變化，極限狀態塑鉸定義方式

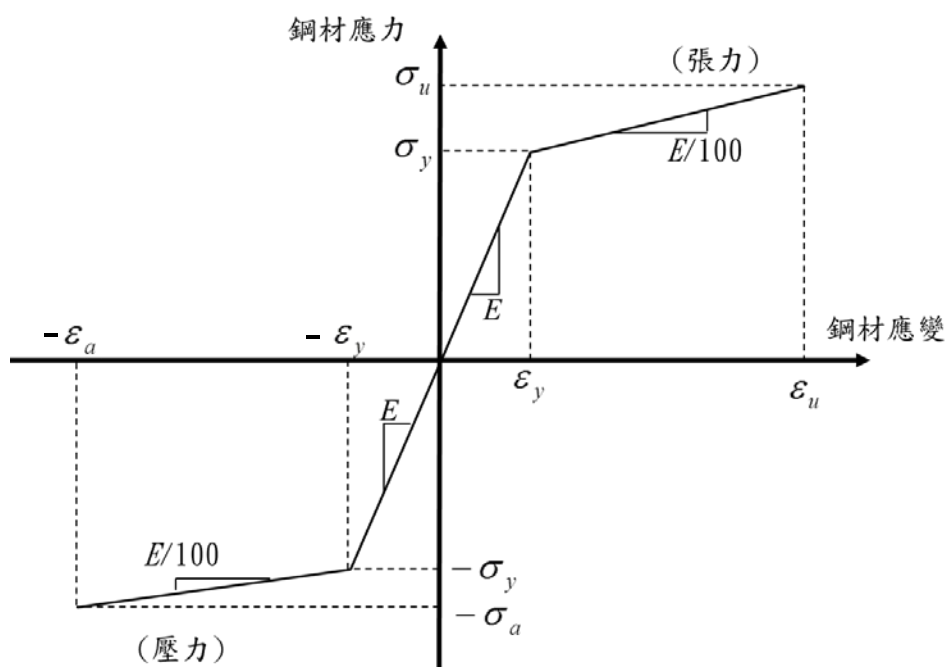


圖 C4-18 鋼材應力-應變關係

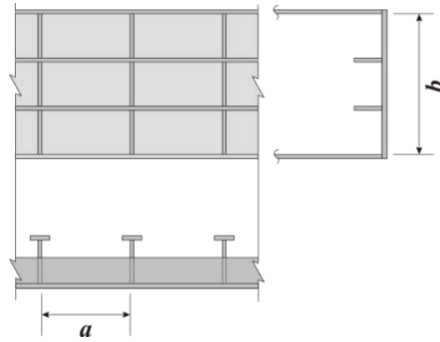


圖 C4-19 有加勁之鋼板加勁尺寸示意圖

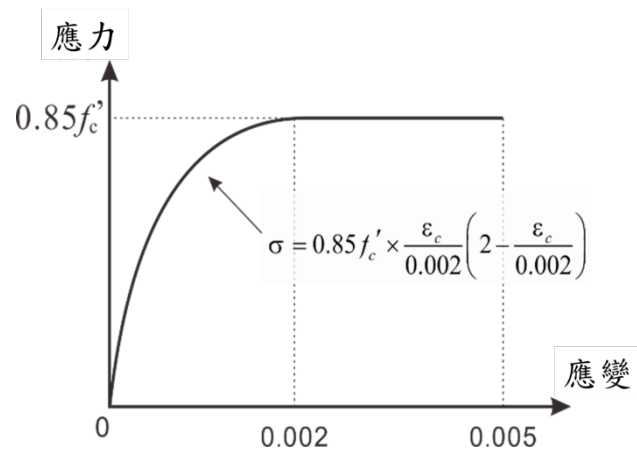


圖 C4-20 內填充混凝土應力應變關係

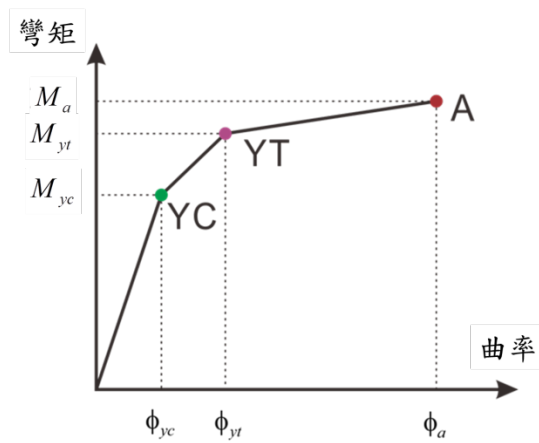


圖 C4-21 無填充混凝土鋼橋墩斷面彎矩曲率關係

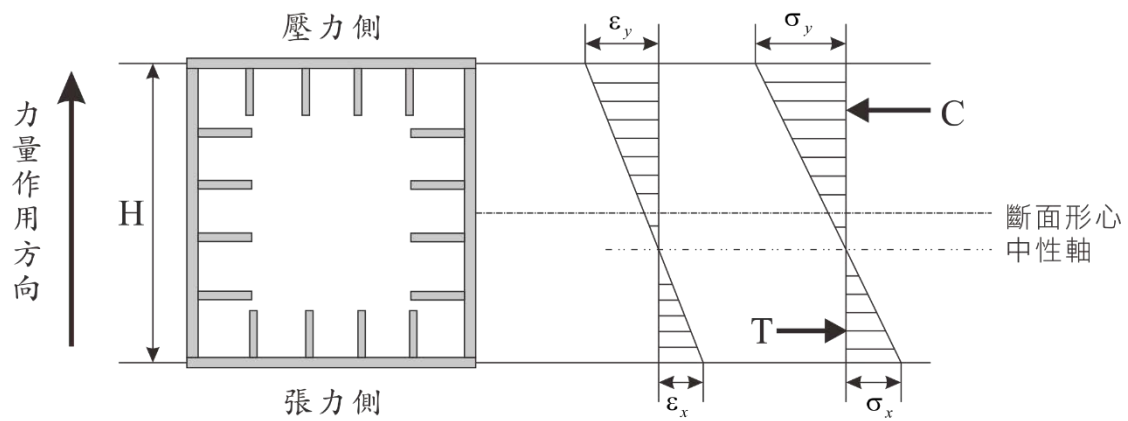


圖 C4-22 壓力側鋼板先降伏應變狀態

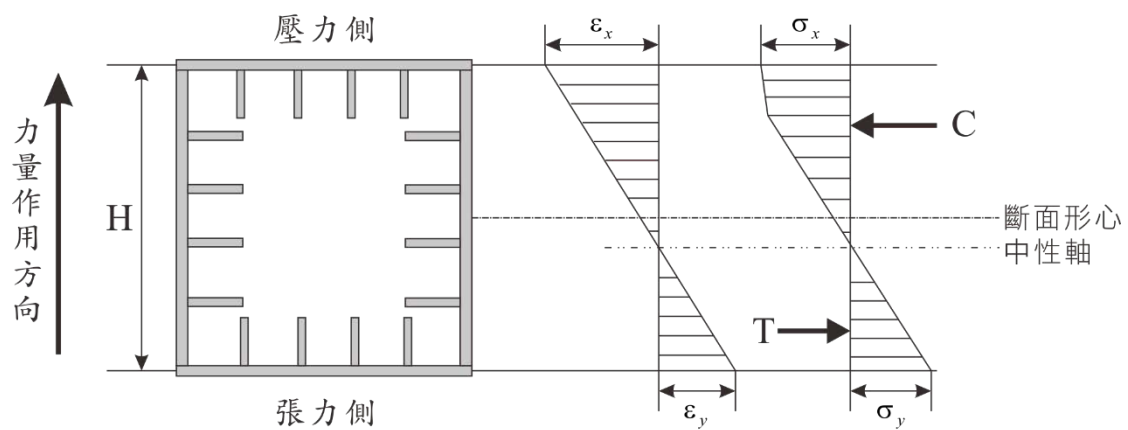


圖 C4-23 張力側鋼板降伏應變狀態

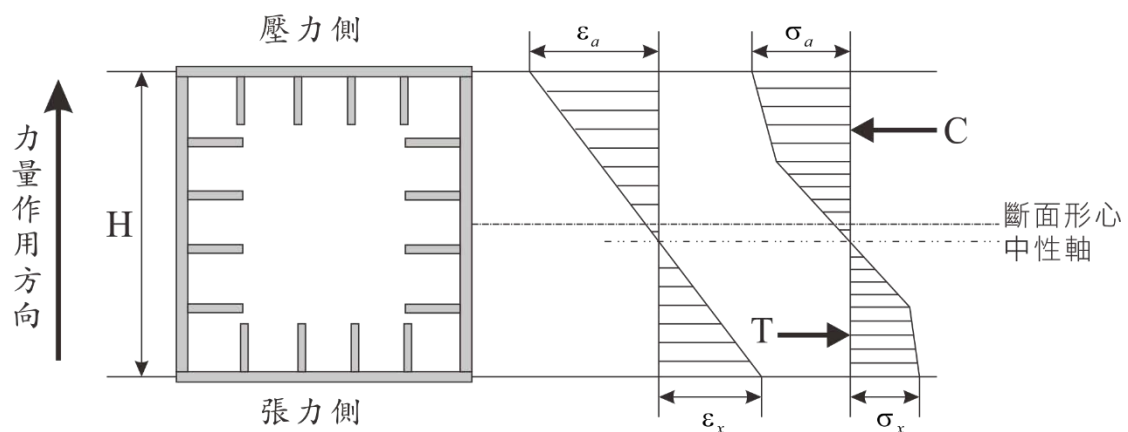


圖 C4-24 壓力側鋼板極限應變狀態

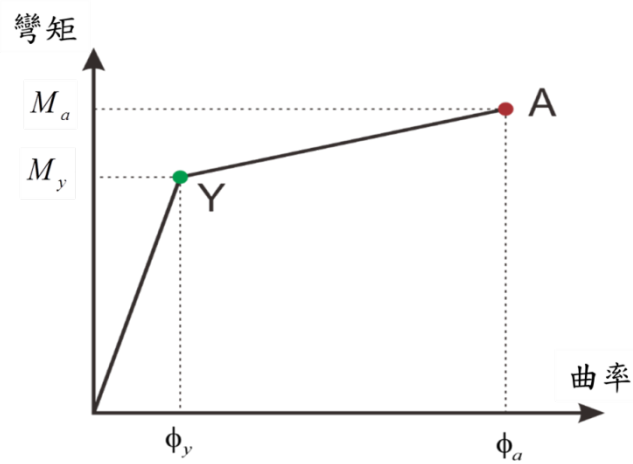


圖 C4-25 具填充混凝土鋼橋墩斷面彎矩曲率關係

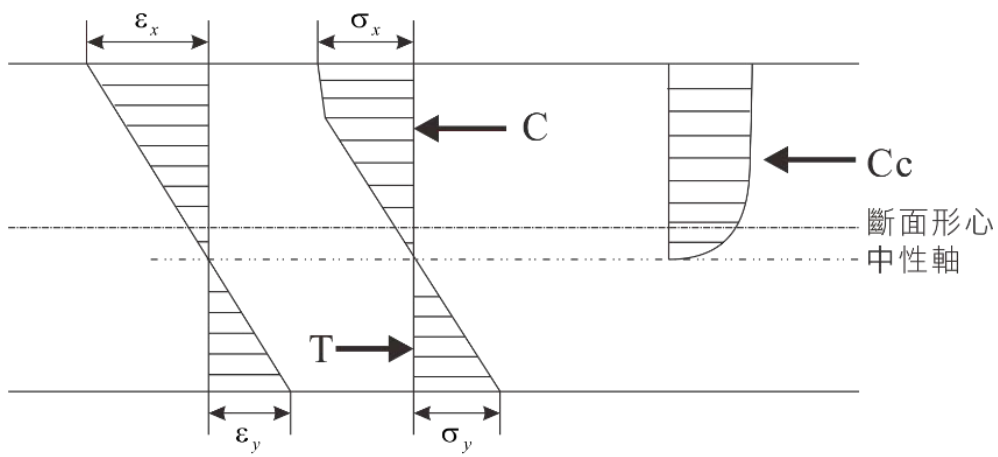


圖 C4-26 具填充混凝土鋼橋墩張力側鋼板降伏應變狀態

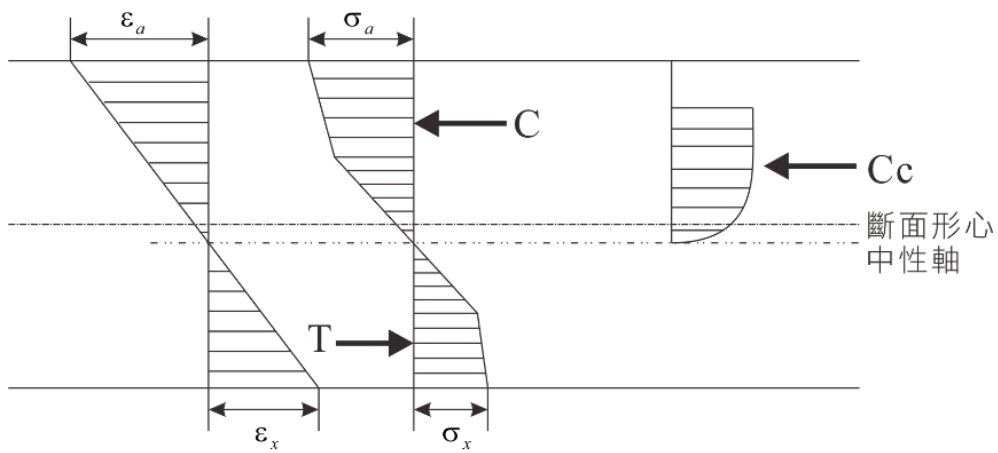


圖 C4-27 具填充混凝土鋼橋墩壓力側鋼板極限應變狀態

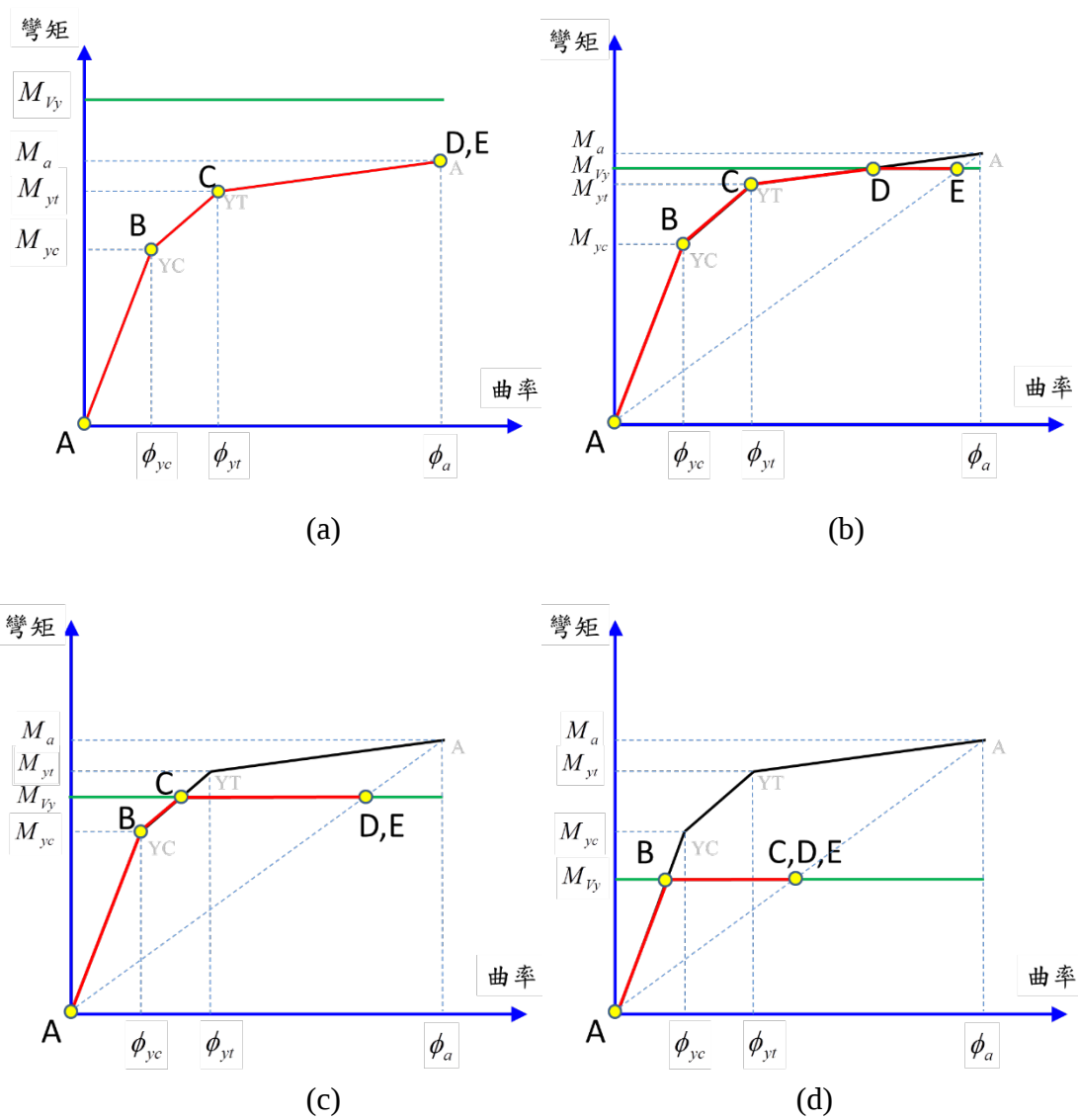


圖 C4-28 無填充混凝土鋼橋墩塑鉸之訂定

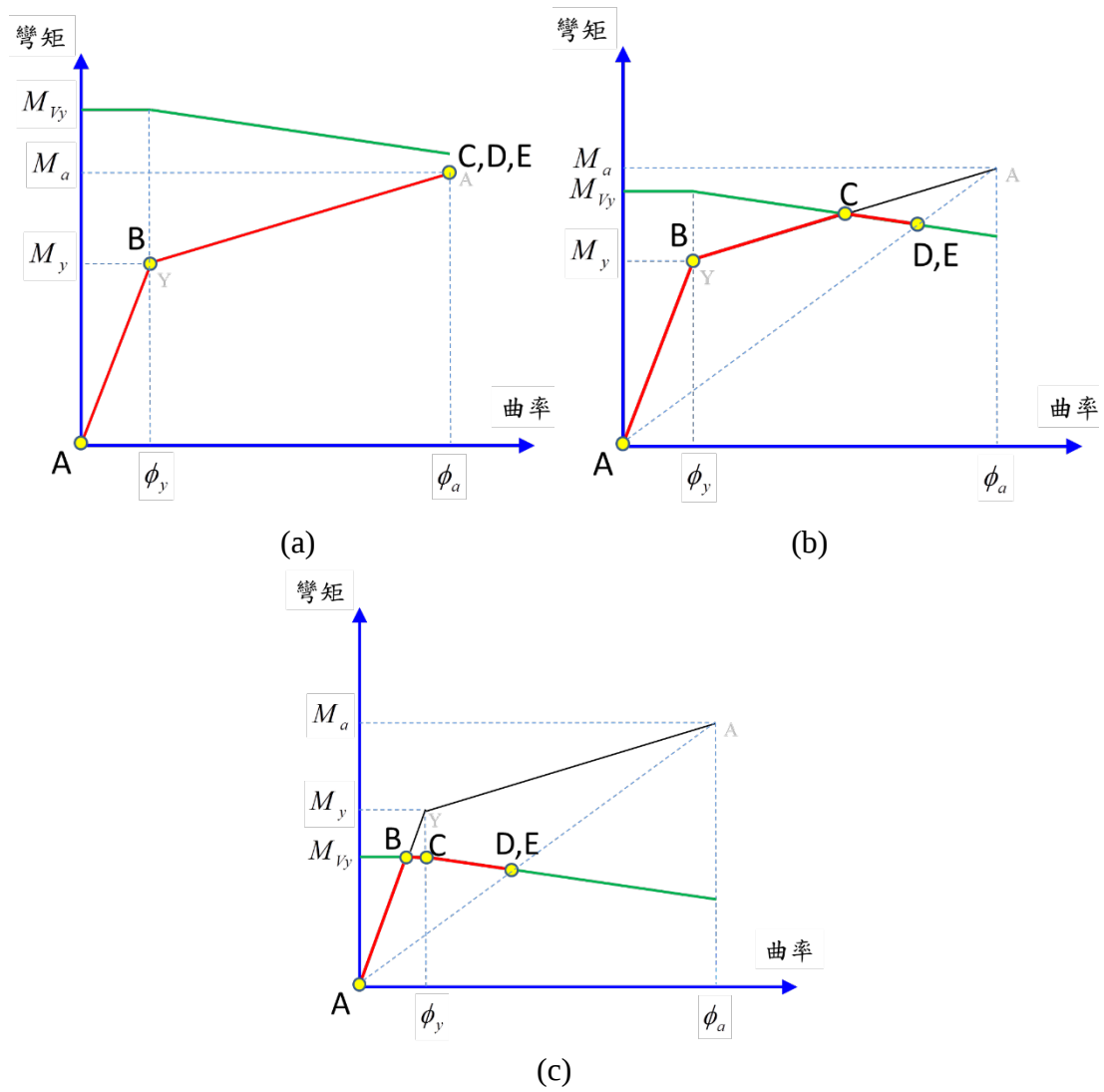


圖 C4-29 具填充混凝土鋼橋墩塑鉸之訂定

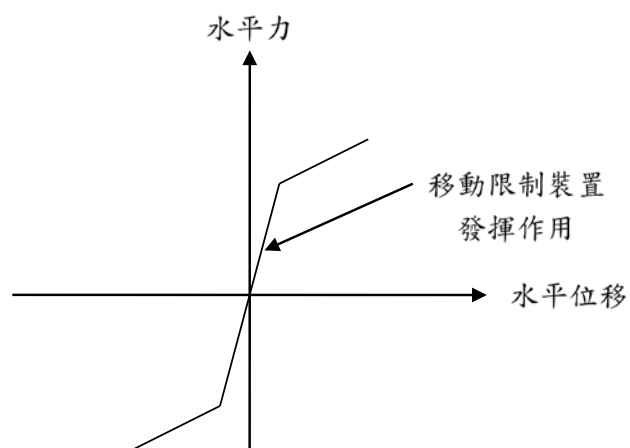


圖 C4-30 固定支承模型示意圖

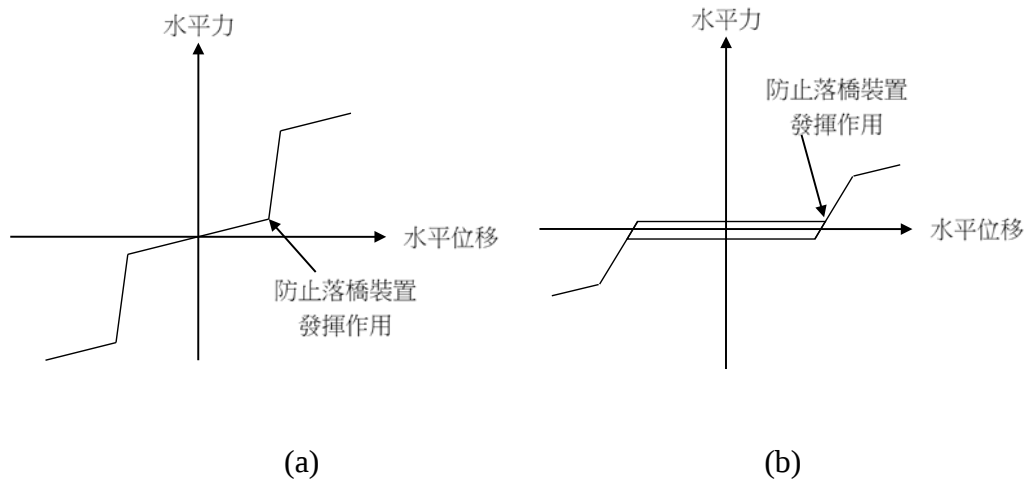


圖 C4-31 活動支承分析模型示意圖

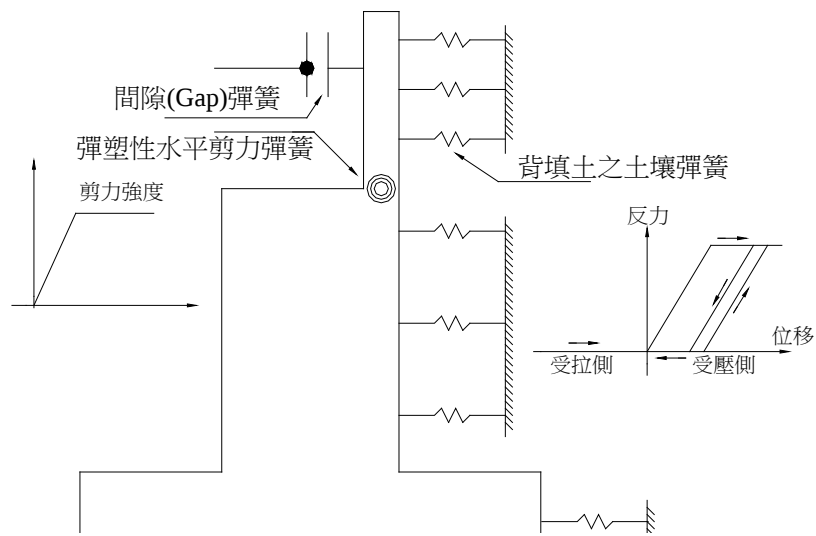
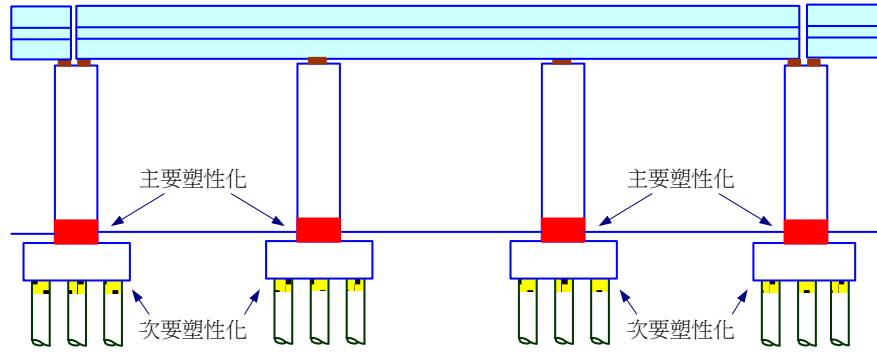
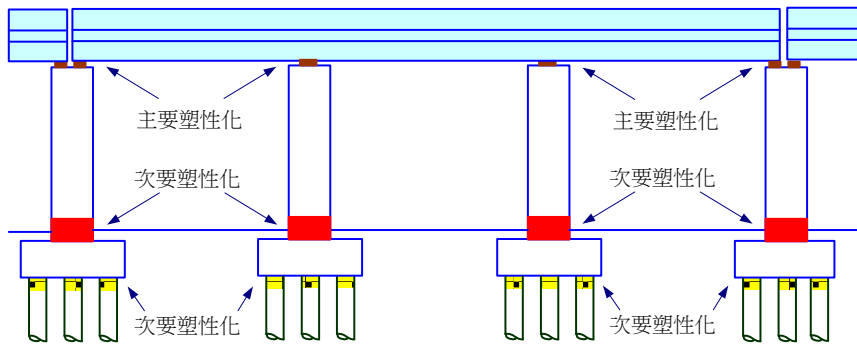


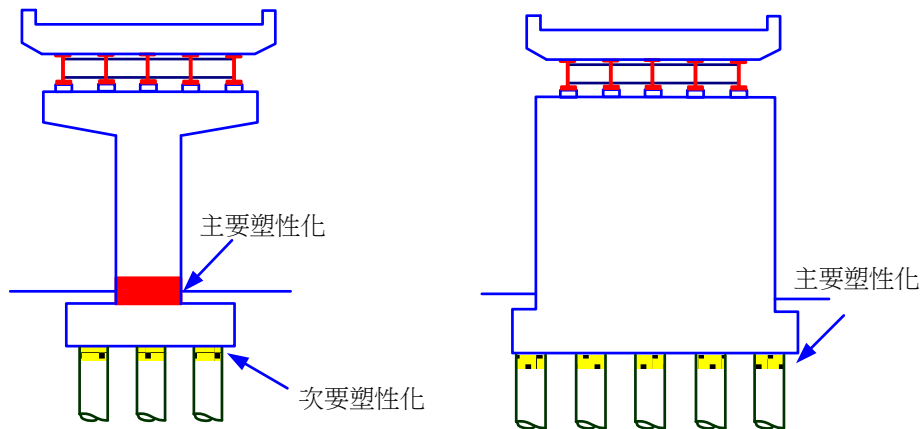
圖 C4-32 橋台與土壤彈簧模擬方式示意圖



(a) 單柱橋腳塑性化之場合

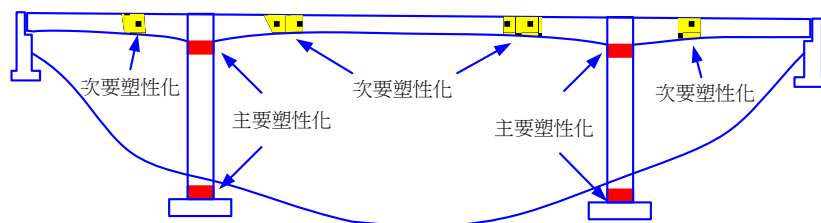


(b) 設計隔震支承非線性之場合 (隔震橋，橋軸方向)



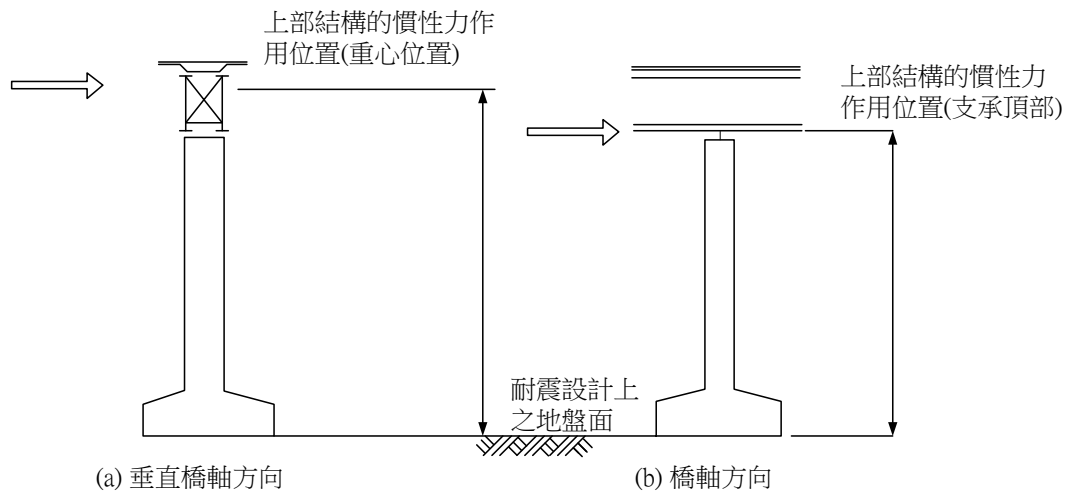
(c) 設定單柱橋墩塑性化之場合 (橋軸直角方向)

(d) 設定基礎塑性化之場合 (壁式橋腳，橋軸直角方向)

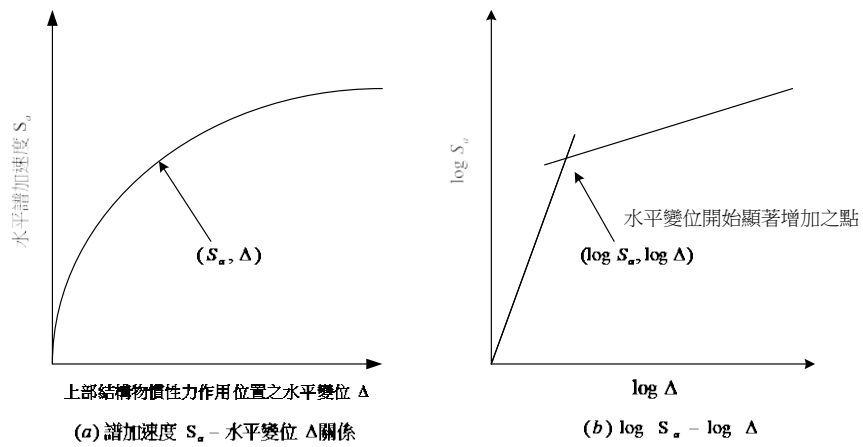


(e) 設定橋墩與上部構造塑性化之場合 (鋼構橋橋軸方向)

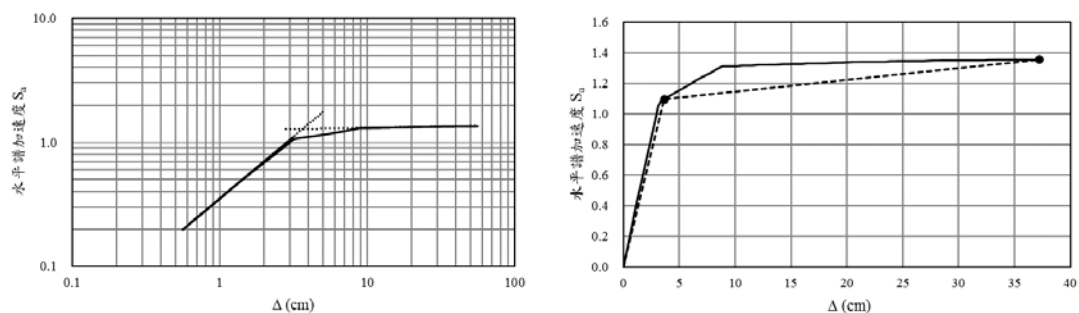
圖 C4-33 橋梁系統構件塑性化之各種狀況



圖C4-34 橋梁基礎系統側推分析時之側推力作用位置



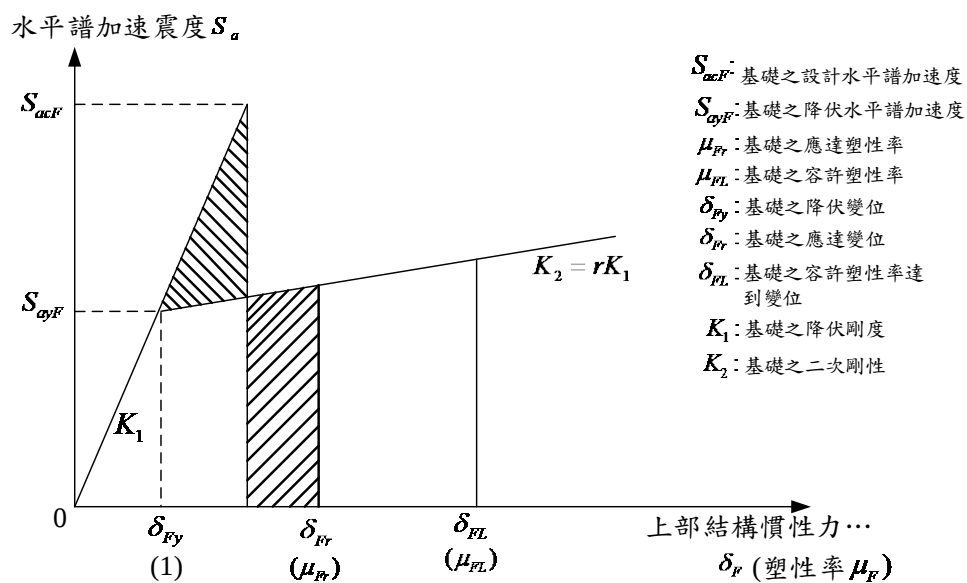
圖C4-35 以 $\text{Log}S_a \sim \text{Log}\Delta$ 座標之雙線性法求交點



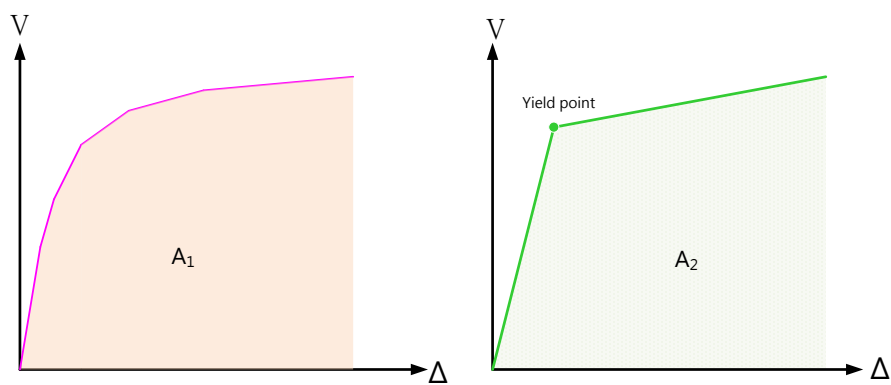
(a) 由雙對數座標決定交點

(b) 交點置於原曲線，以此交點為準
垂直向下對應至原側推曲線上之交點
即為降伏點

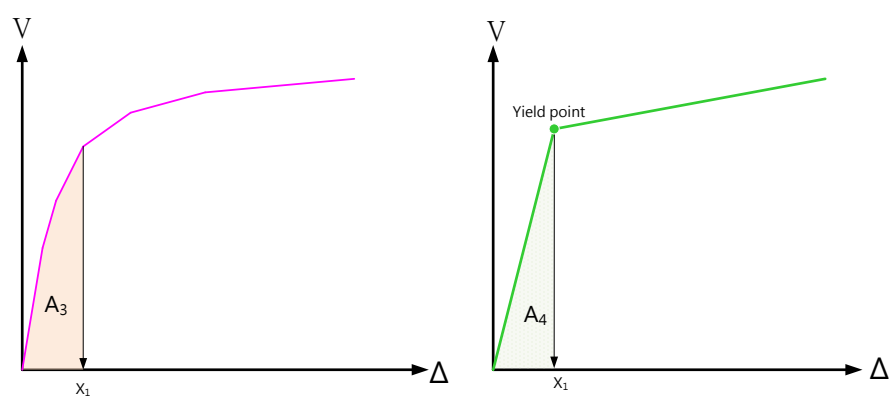
圖C4-36 以 $\text{Log}S_a \sim \text{Log}\Delta$ 座標之雙線性法決定降伏點



圖C4-37 雙線性模式之反應塑性率與變位推導示意圖



(a) 等極限能量相同 ($A_2 \approx A_1$)



(b) 等降伏能量相同 ($A_4 \approx A_3$)

圖 C4-38 等極限能量與等降伏能量示意圖

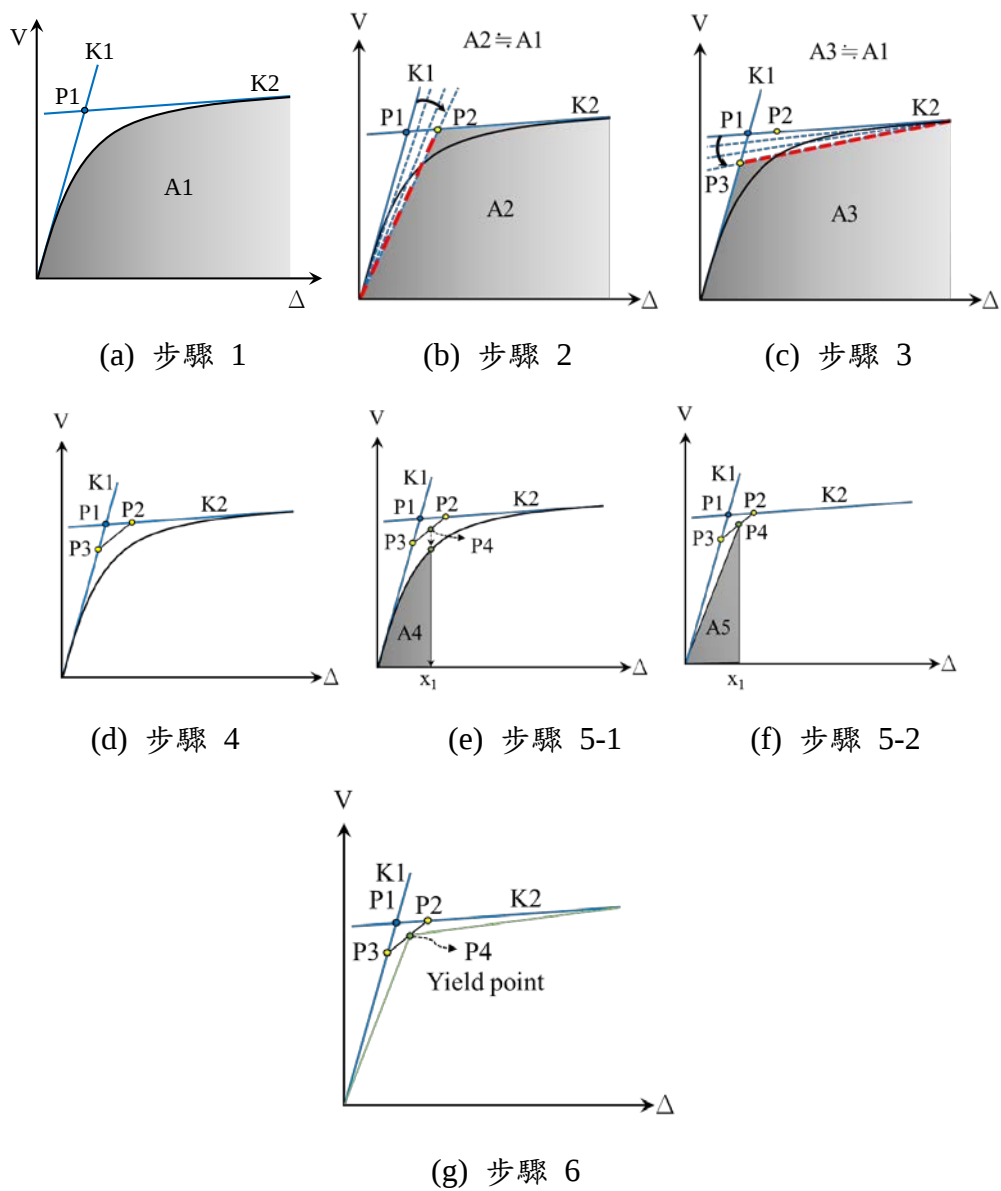


圖 C4-39 容量曲線降伏點及雙線性化示意圖

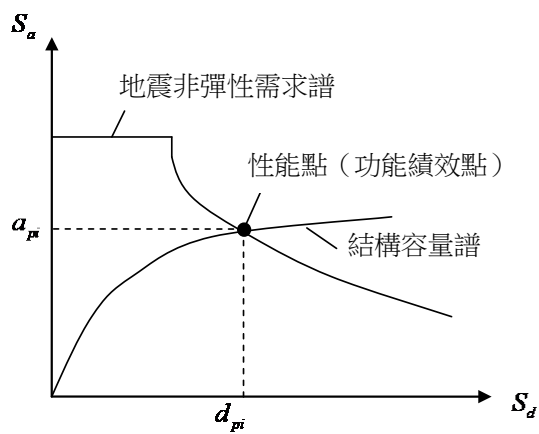
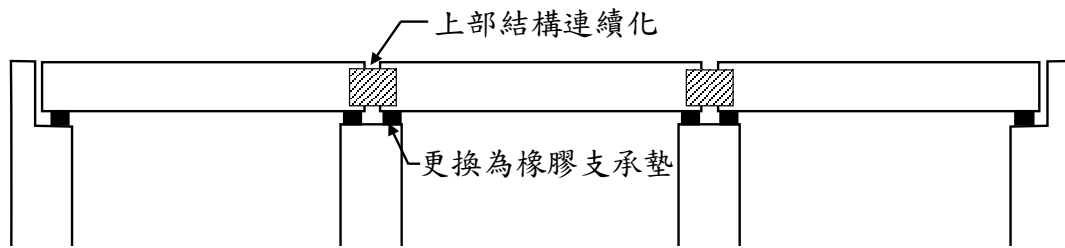
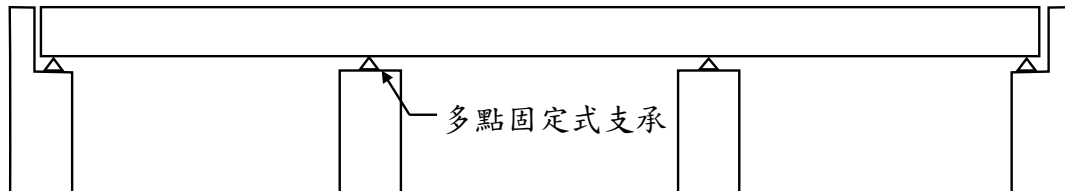


圖 C4-40 性能點示意圖

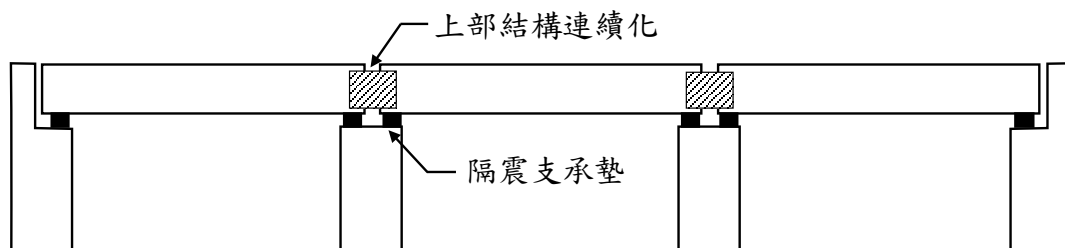


(a) 更換為橡膠支承墊，與上部結構連續化併用

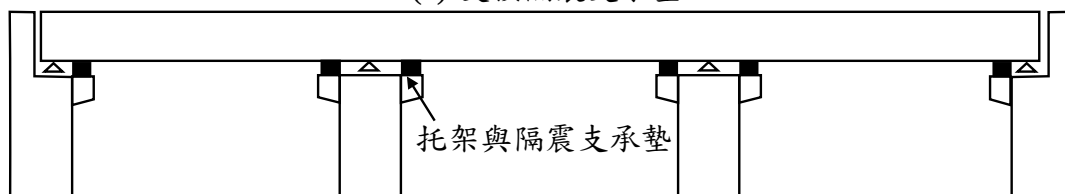


(b) 多點固定式支承

圖 C5-1 慣性力分散工法示意圖



(a) 更換隔震支承墊



(b) 可動支承端製作托架與安裝隔震支承墊

圖 C5-2 隔震補強工法示意圖

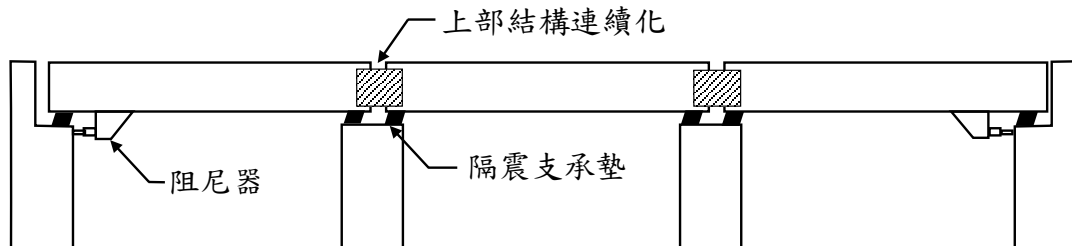


圖 C5-3 減震補強工法示意圖

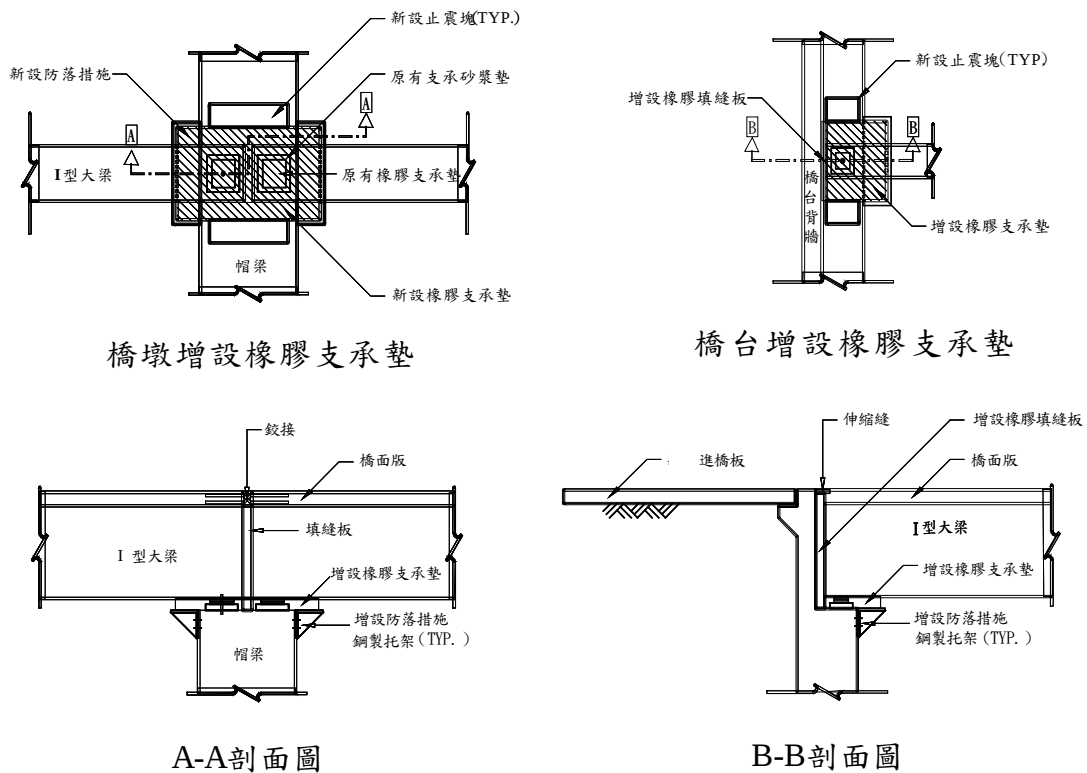


圖 C5-4 功能性支承系統補強工法示意圖

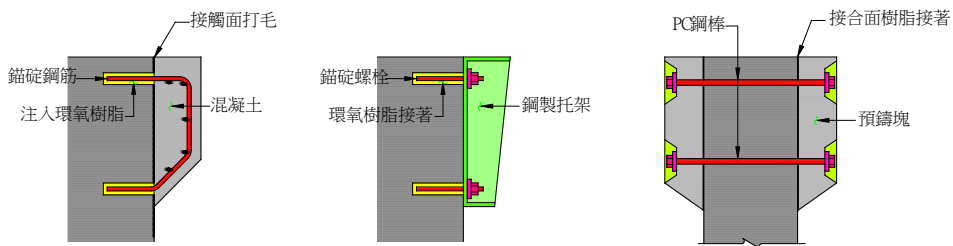


圖 C5-5 加長防落長度方案示意圖

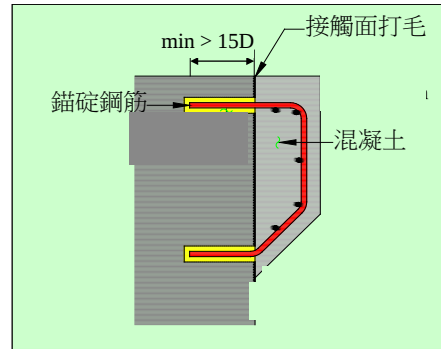
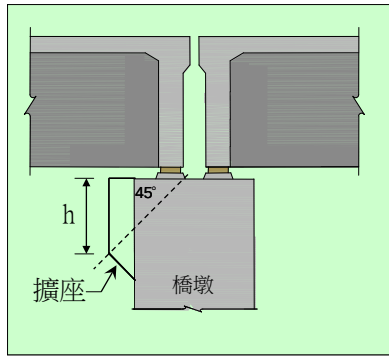


圖 C5-6 混凝土擴座尺寸大小示意圖

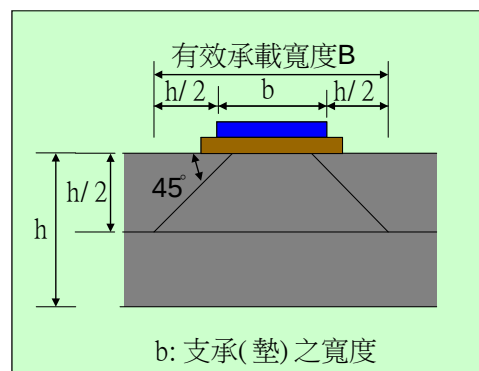
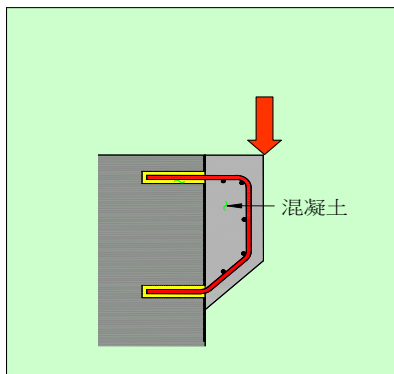


圖 C5-7 混凝土擴座作用力及承載寬度檢核示意圖

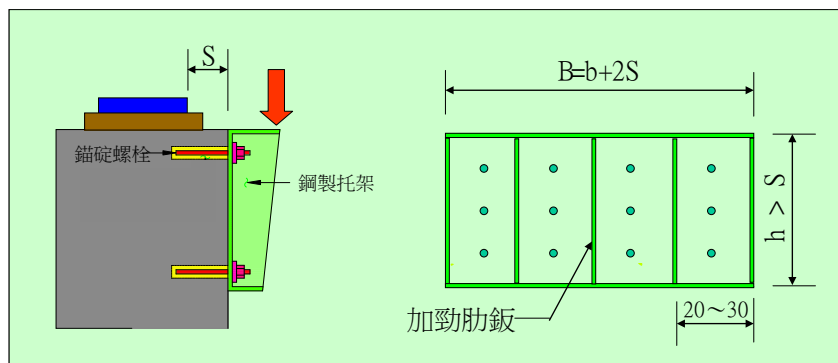


圖 C5-8 鋼製托架受力及尺寸示意圖



混凝土止震塊

鋼製托架及止震塊

圖 C5-9 止震塊補強實例照片



圖 C5-10 防震拉桿示意圖

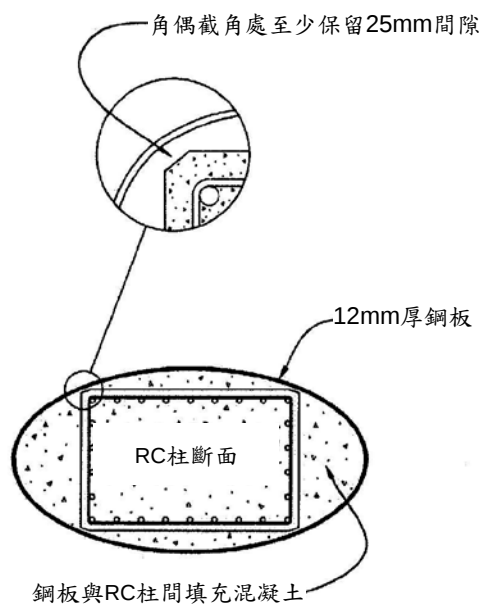
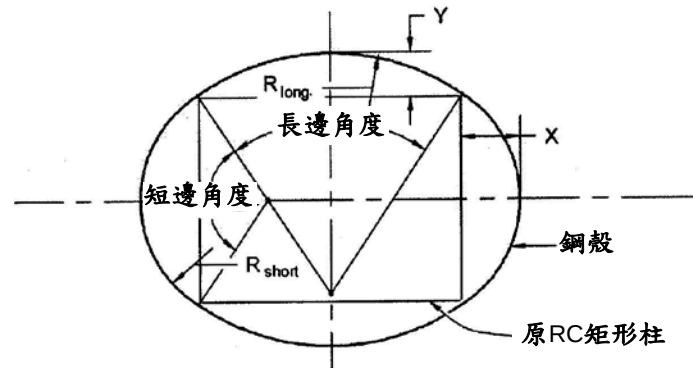


圖 C6-1 矩形柱典型鋼板包覆補強示意圖(間隙與厚度應依實際需要調整)

RC矩形柱之長邊

RC矩形柱之短邊

橢圓之幾何形狀



利用兩圓曲線近似橢圓形狀

圖 C6-2 包覆橢圓形鋼板之近似幾何形狀

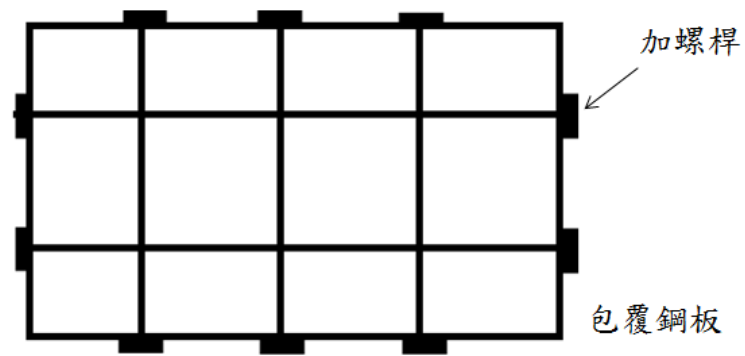


圖 C6-3 矩形柱包覆鋼板並配置對拉螺桿

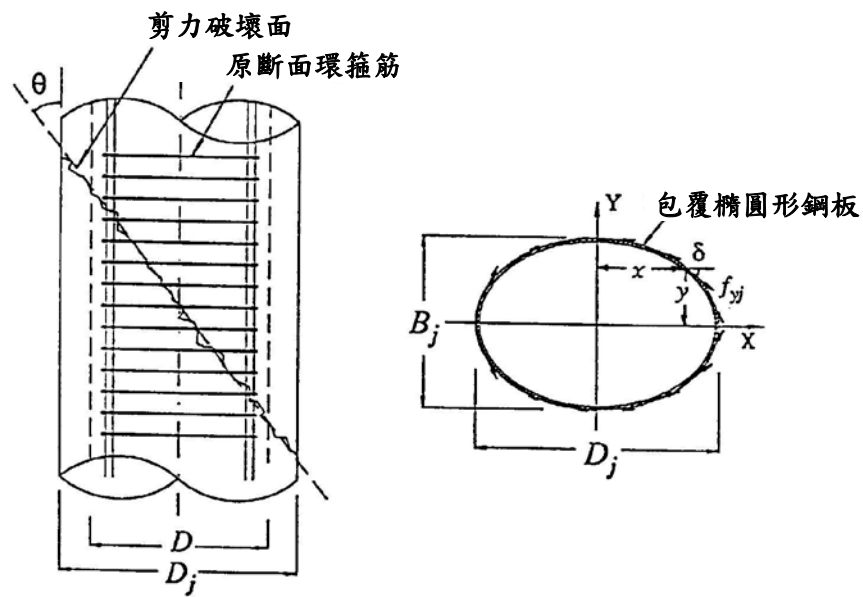


圖 C6-4 包覆橢圓形鋼板進行剪力強度補強示意圖

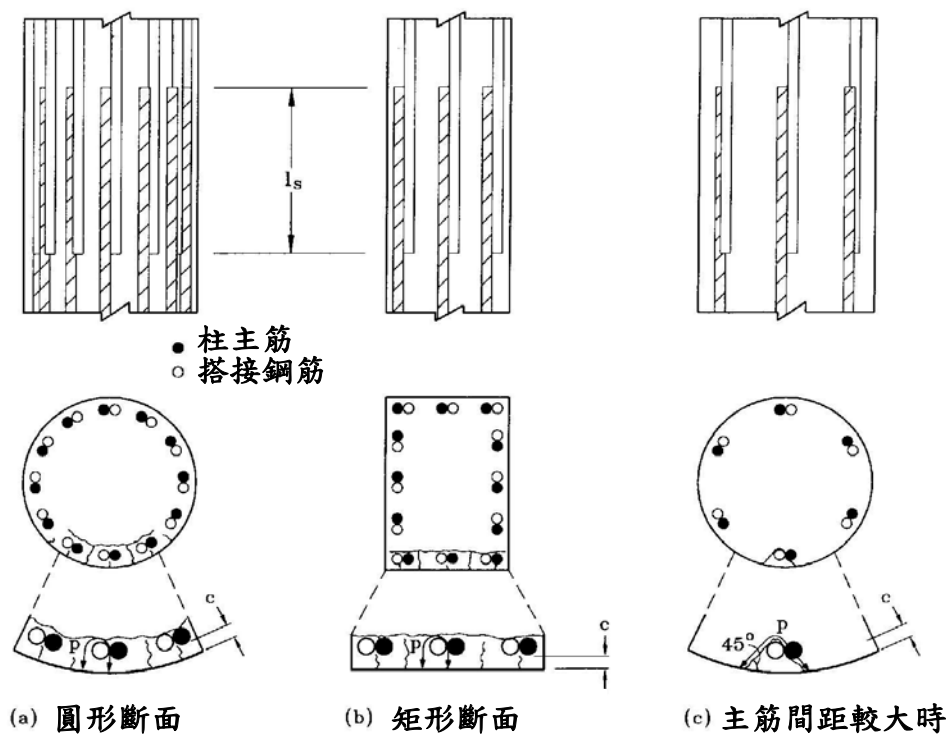


圖 C6-5 柱搭接鋼筋混凝土之劈裂

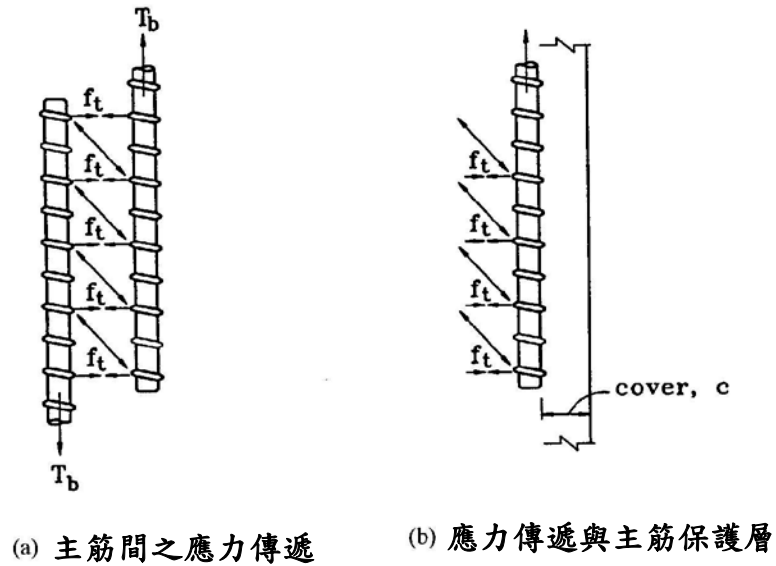


圖 C6-6 搭接鋼筋應力傳遞引起之混凝土拉應力

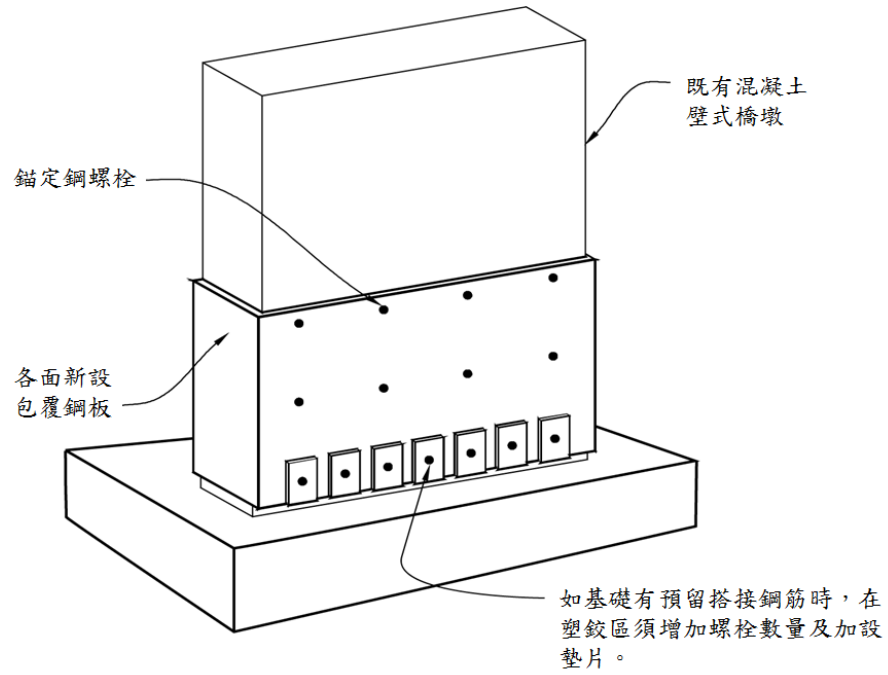


圖 C6-7 壁式橋墩補強示意圖

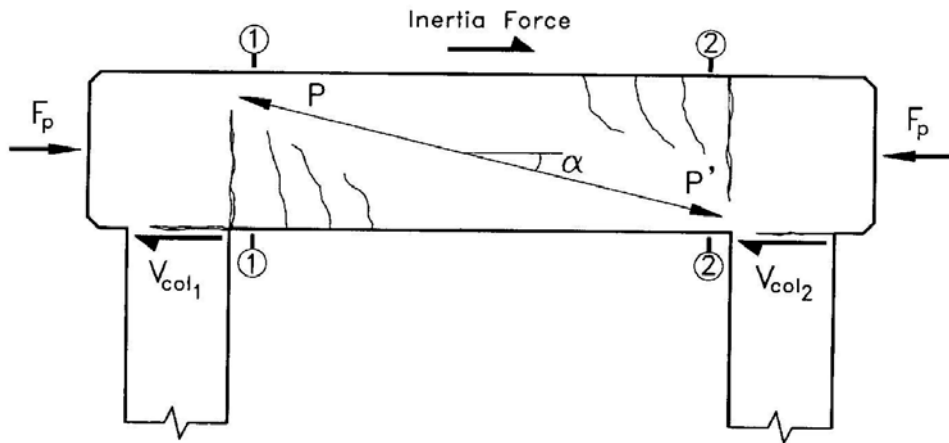


圖 C6-8 帽梁軸壓力對剪力強度之貢獻

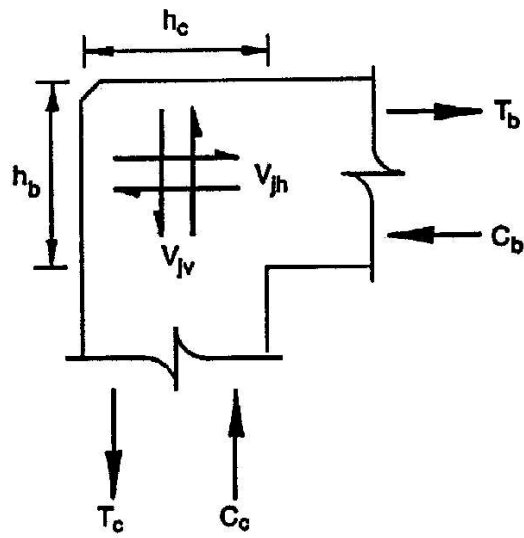


圖 C6-9 帽梁與柱接頭地震時之受力情形

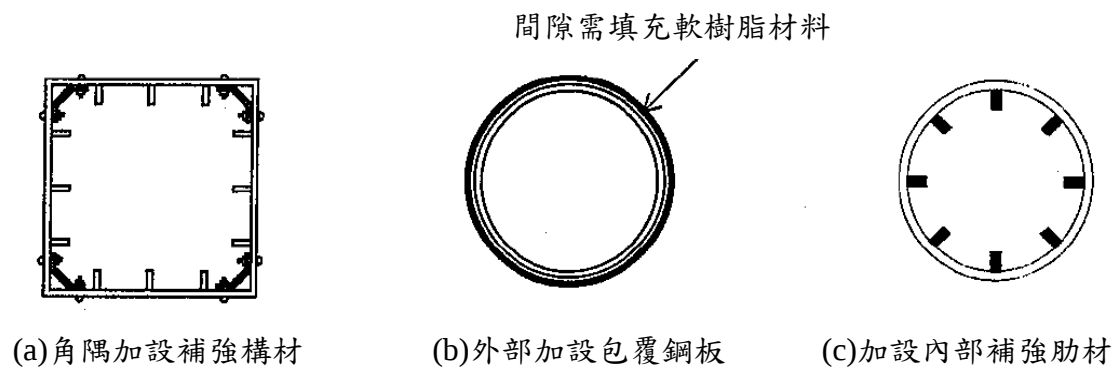


圖 C6-10 鋼橋柱加設構材補強方法示意圖

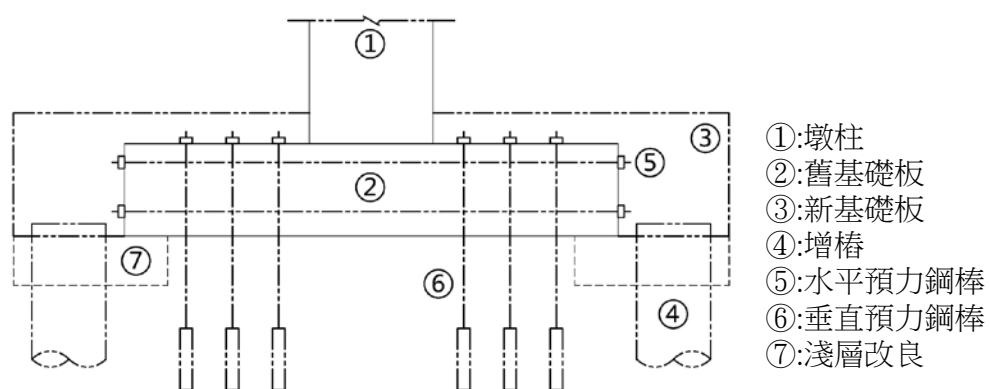


圖 C7-1 直接基礎補強方案示意圖

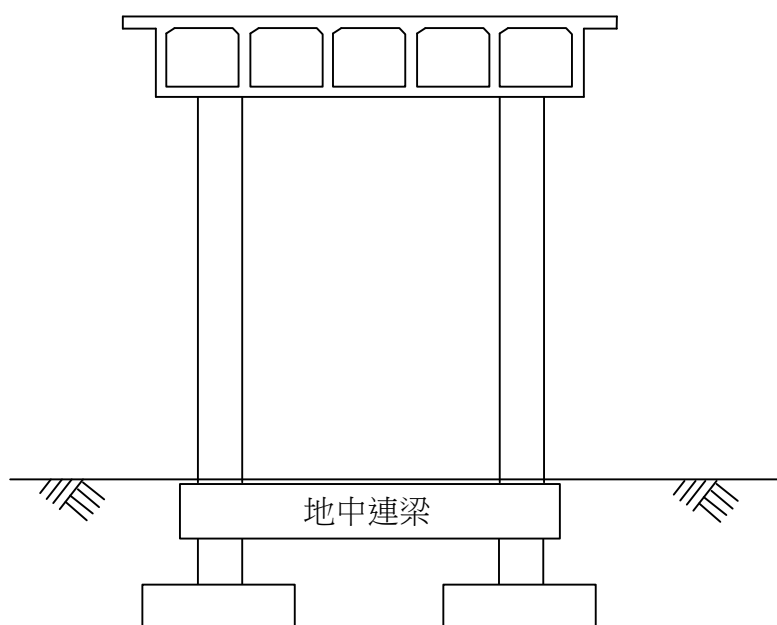


圖 C7-2 增加地梁工法

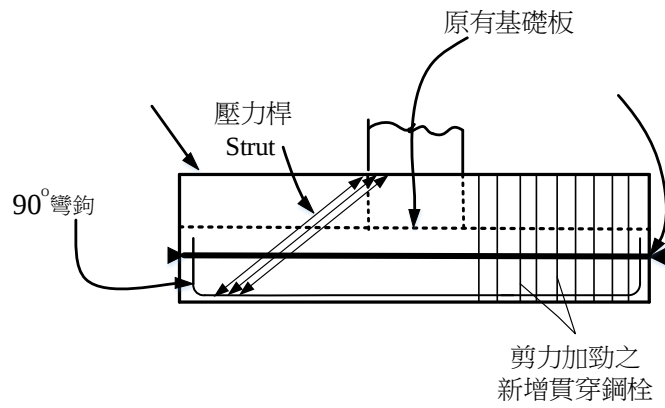


圖 C7-3 基腳壓力桿機制示意圖

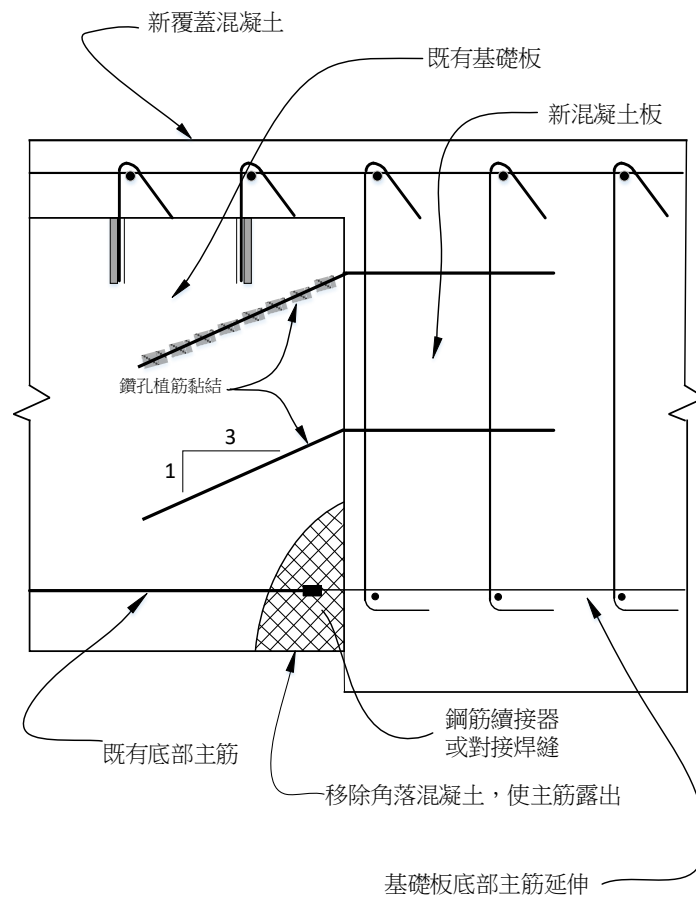


圖 C7-4 既有基礎板底筋續接示意圖

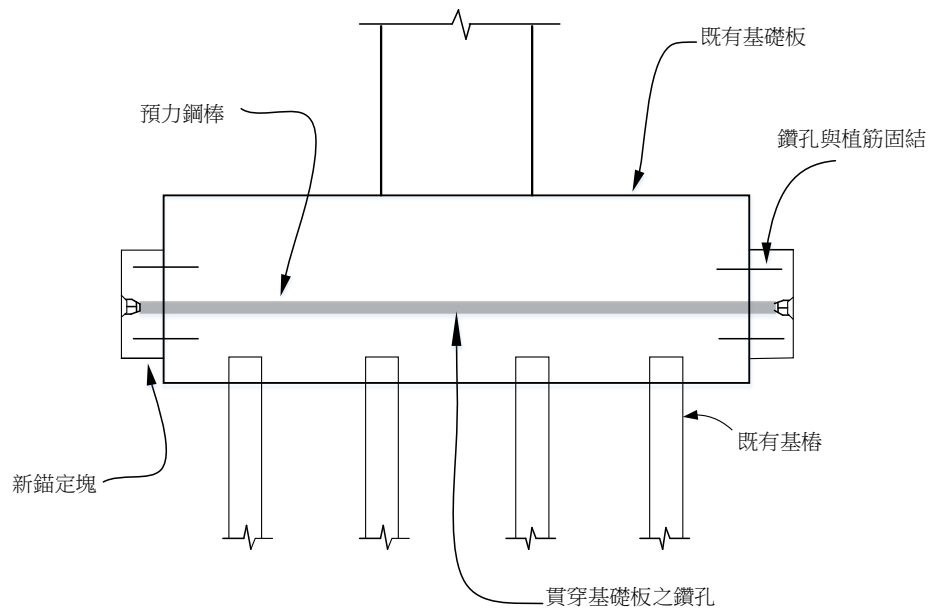


圖 C7-5 增設水平預力鋼棒

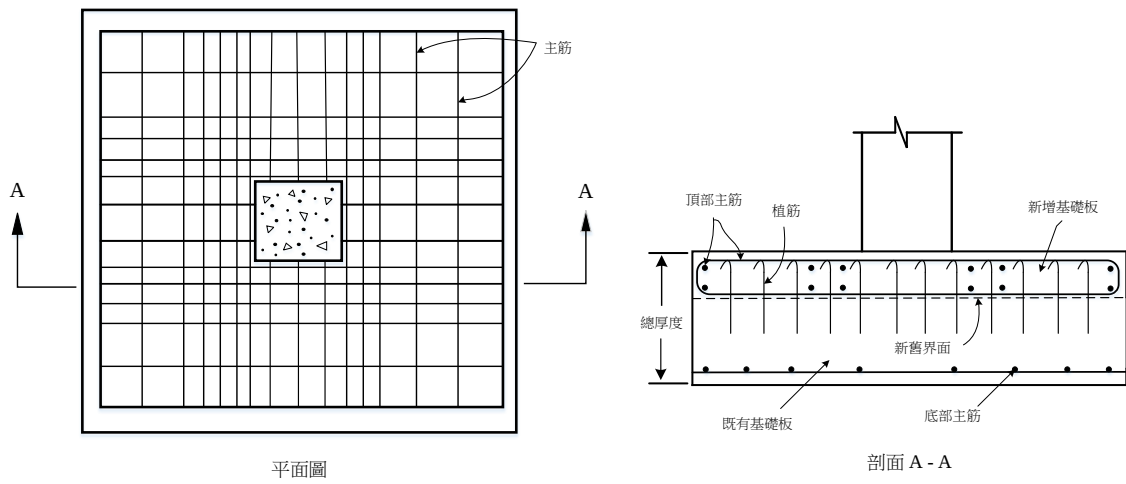


圖 C7-6 新、舊混凝土界面植筋示意圖

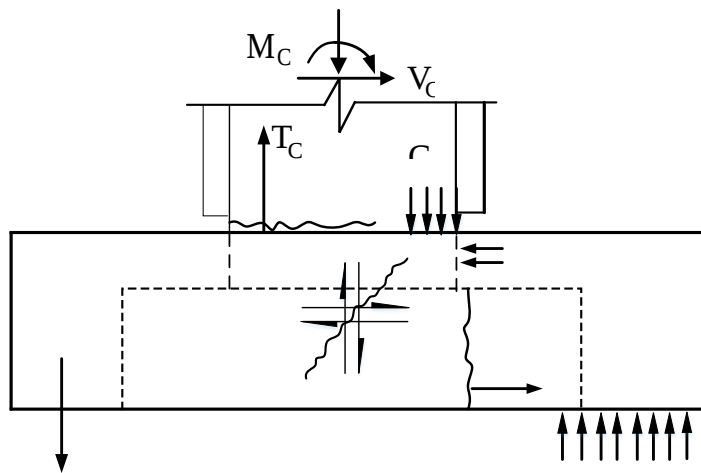


圖 C7-7 基腳接合部剪力破壞模式

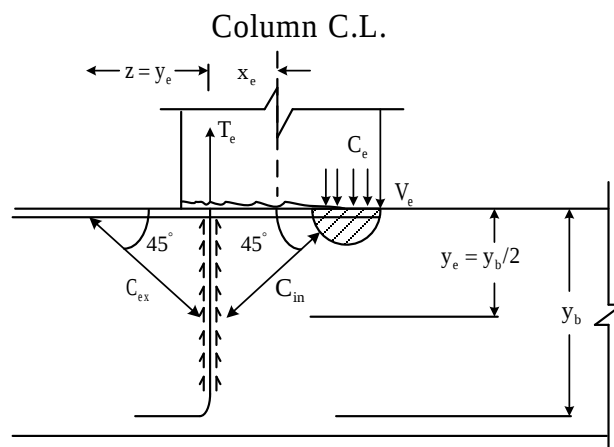


圖 C7-8 接合部設計之壓拉桿模式

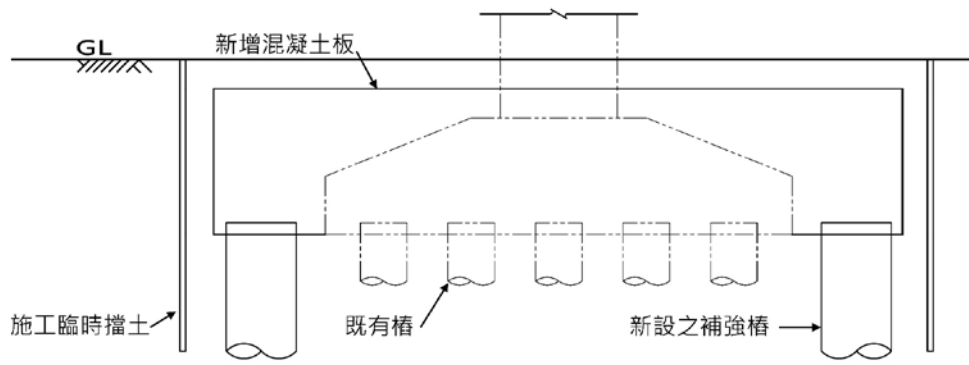


圖 C7-9 增樁補強示意圖

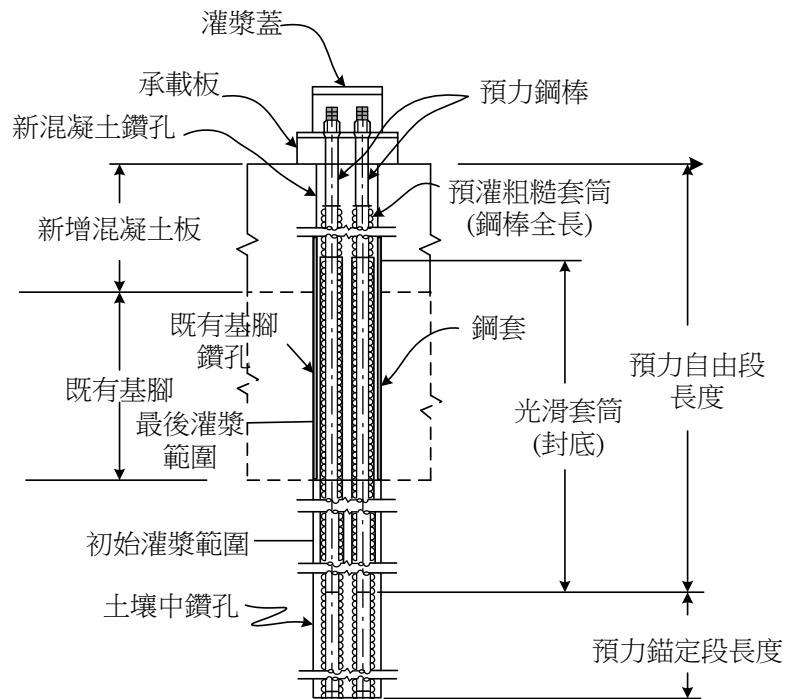


圖 C7-10 垂直預力鋼棒詳圖

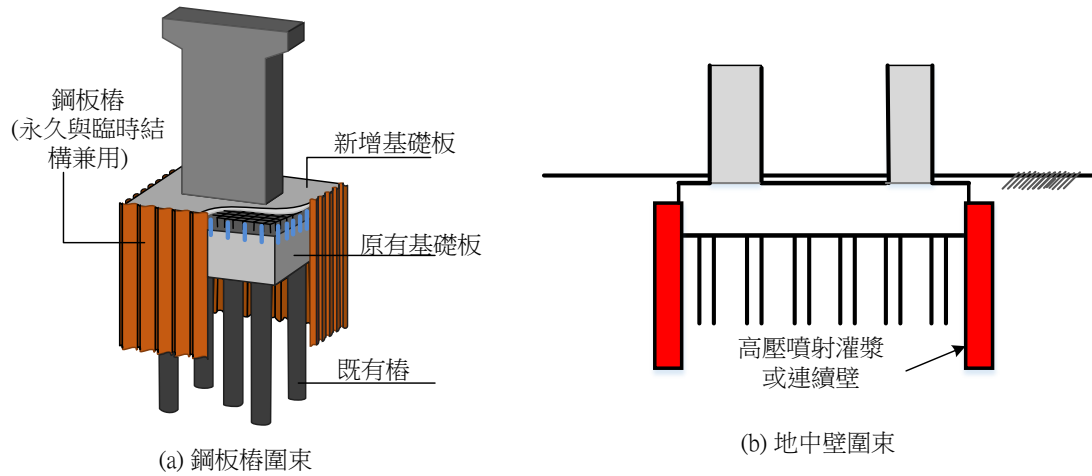


圖 C7-11 抗液化之地中壁圍束工法

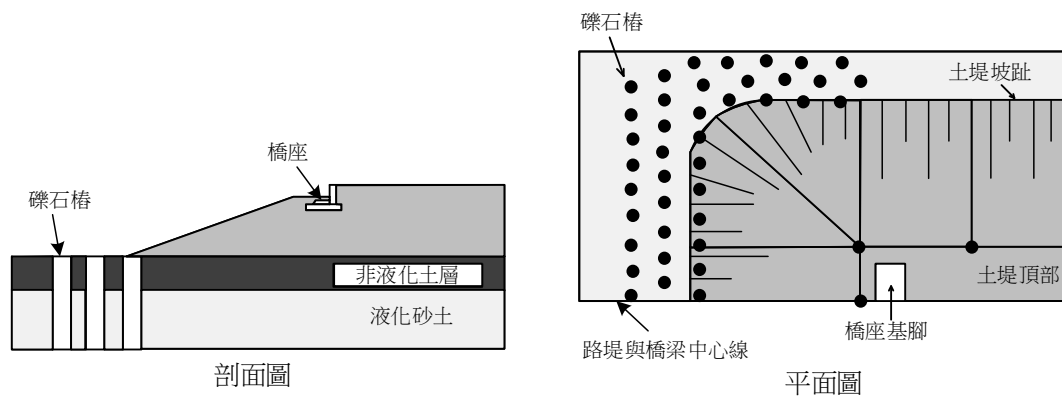


圖 C7-12 以礫石樁改良橋台下液化土壤

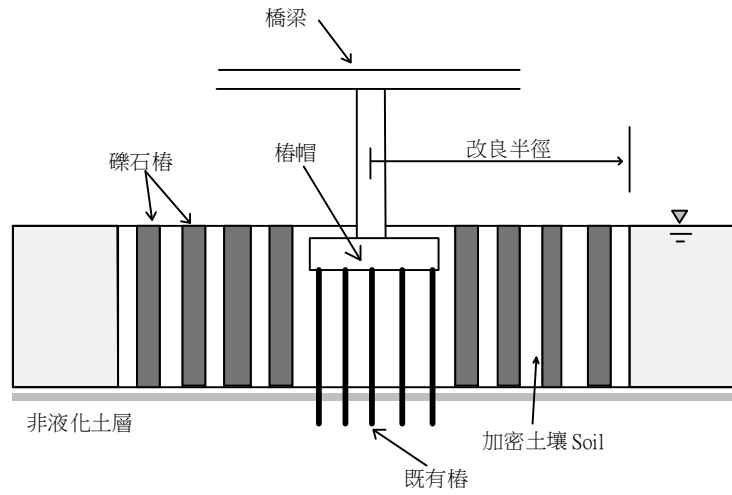


圖 C7-13 以礫石樁改良橋墩附近之液化土壤

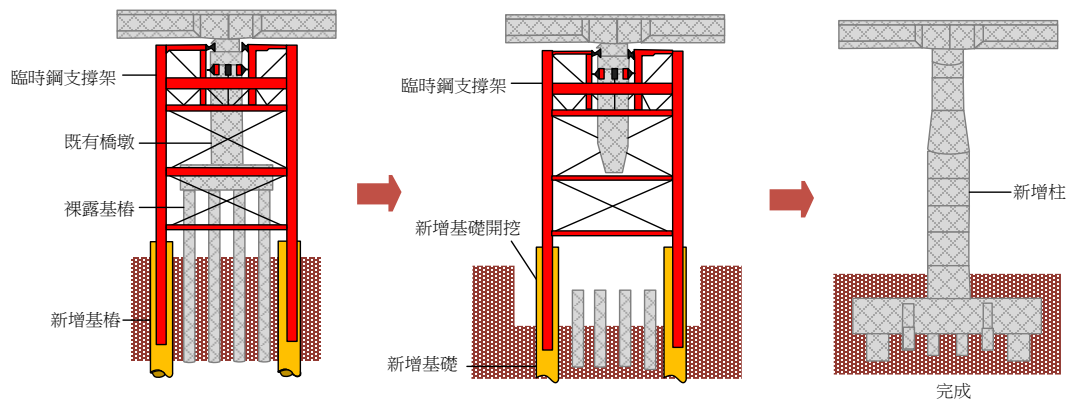


圖 C7-14 橋梁橋基更換工法示意圖

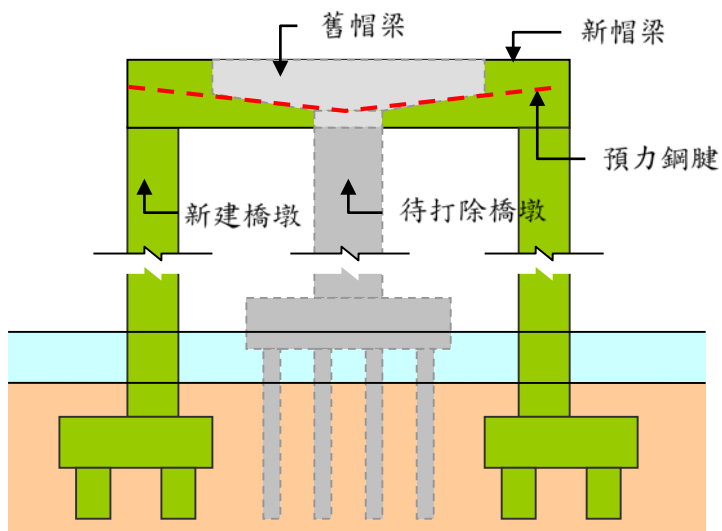
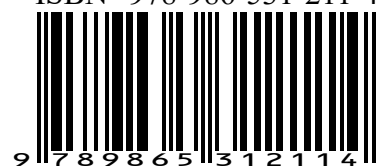


圖 C7-15 先建後拆下構改建工法示意圖

ISBN 978-986-531-211-4



GPN : 1010902412

定價：320 元