

NAR Labs

國家實驗研究院

「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」 簡介

洪曉慧 研究員

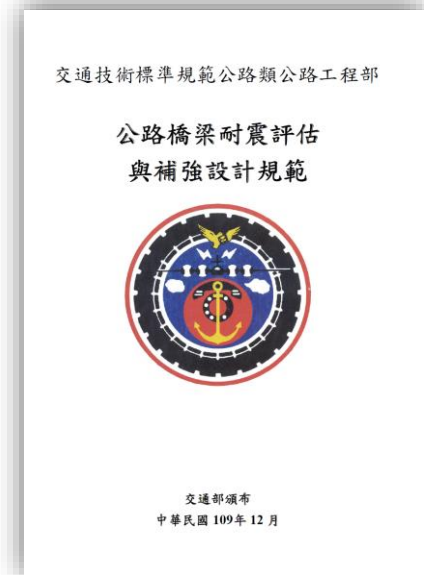
國家地震工程研究中心

中華民國 112年 5月 5日

www.narlabs.org.tw

背景

- 公路總局於民國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」研究計畫，該計畫於民國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)」
- 高公局委託國家地震工程研究中心和林同棧工程顧問公司辦理「研訂公路橋梁耐震補強評估與設計規範(草案)」之研究。民國107年完成公路橋梁耐震評估與補強設計規範(草案)
- 民國109年交通部委請中華民國地震工程學會辦理複審作業，同年12月頒布「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」



橋梁耐震評估與補強設計規範章節

章 節	內 容
第一章	總則 說明本規範適用公路既有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。
第二章	目標地震 ，內容包括橋梁工址之地盤分類、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。
第三章	耐震能力初步評估 ，內容包括耐震評估檢查表法、分數評定標準、篩選與排序。
第四章	耐震能力詳細評估 ，內容包括分析方法之選擇、橋梁構材之非線性行為、基礎、橋梁結構非線性行為之分析方法、橋梁耐震性能評估。
第五章	結構系統與防落系統補強設計 ，內容包括結構系統補強、防落系統補強。
第六章	結構構材補強設計 ，內容包括混凝土橋柱、帽梁、鋼橋柱、橋台。
第七章	基礎耐震補強 ，內容包括基礎耐震補強原則、基礎系統補強時機、直接基礎及樁帽之補強設計、樁基礎之補強設計。

第一章 總則

1.1 基本原則

1.1.2 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。

C1.1.2 適用範圍

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。

1.2 耐震性能目標

1.2.1 地震等級

~~等級I 地震~~

等級II 地震

(約475年回歸期地震)

等級III 地震

(約2500年回歸期地震)

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、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。

1.2.2 性能目標

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**

~~等級I地震下橋梁主體結構未發生明顯損傷且能維持原有功能。~~

(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柱崩塌。

(2) 等級III地震作用時，須防止落橋與避免橋柱崩塌。

1.2.3 耐震性能檢核規定

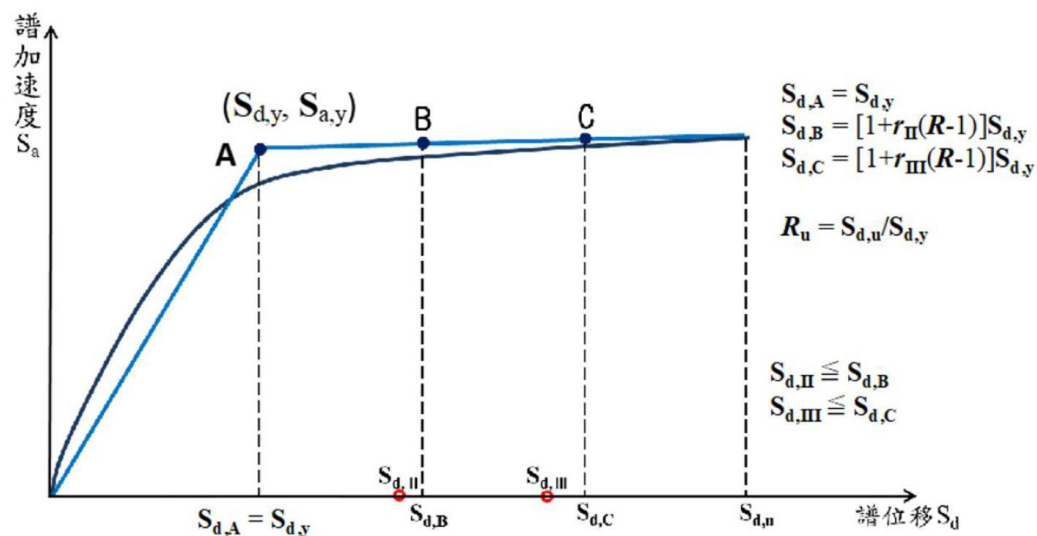
橋梁耐震性能以變位為主要檢核項目，以確保橋梁整體結構及局部構材在各種等級地震作用時所引致之變位需求，小於規定之變位量。

1. 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。
2. 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。

耐震評估檢核-整體橋梁耐震性能檢核



等級II地震

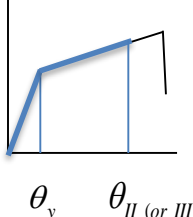
等級III地震

橋址/設計 規範年代 橋梁 重要性	γ_{II} (性能狀態 B)				γ_{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*

耐震評估檢核-單一構材之韌性需求檢核

等級II地震檢核

$$\mu_{II} = \frac{\theta_{II}}{\theta_y} < \mu_{II} \text{ 容許上限值}$$

$$\delta_{II} \leq 0.20 \frac{M_{ult}}{P_D}$$


等級III地震檢核

$$\mu_{III} = \frac{\theta_{III}}{\theta_y} < \mu_{III} \text{ 容許上限值}$$

$$\delta_{III} \leq 0.25 \frac{M_{ult}}{P_D}$$

單一構材之韌性比 μ_{II} 和 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*

**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

$\mu_{II(or III)}$ = 等級II(or III)地震作用時，發生於單一構材塑鉸區之轉角韌性比

$\theta_{II (or III)}$ = 等級II (or 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

$\delta_{II(III)}$ = 等級II(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

M_{ult} = 橋墩或基樁之極限彎矩

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

當橋梁判定未滿足耐震性能目標時應進行耐震補強。

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。

第二章 目標地震

等級II/III地震水平譜加速度係數

和現行耐震設計規範一致

第二章 耐震目標地震

依公路橋梁耐震設計規範

2.1 通則

2.2 工址之地盤分類

2.3 等級II 地震水平譜加速度係數

2.4 等級III 地震水平譜加速度係數

2.5 水平譜加速度係數調整

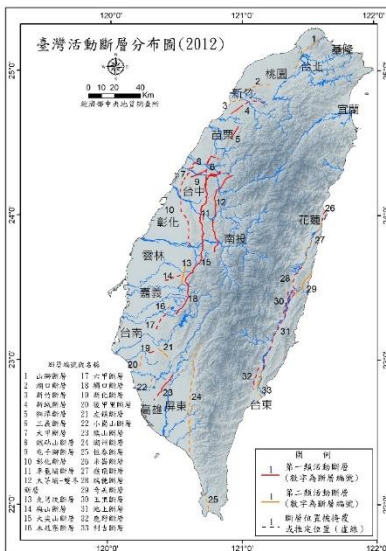
2.6 垂直譜加速度係數

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)



依2012年中央地質調查所公布之第一類活動斷層資料修正

第三章 耐震能力初步評估

第三章 耐震能力初步評估

5.1 通則

5.2 耐震評估檢查表法

5.2.1 落橋評估檢查表

5.2.2 強度韌性評估檢查表

5.3 分數評定標準

5.4 篩選與排序

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

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	橋址是否為第一類活動斷層近域	8	<input type="checkbox"/> 是(1.0) <input type="checkbox"/> 否(0)		
G102	地盤類別	4	<input type="checkbox"/> 台北盆地(1.0) <input type="checkbox"/> 軟弱地盤(0.67) <input type="checkbox"/> 普通地盤(0.33) <input type="checkbox"/> 堅實地盤(0)		
G103	相鄰橋墩間地表土質變化	2	<input type="checkbox"/> 大(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 小(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
G104	液化可能性	6	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
G105	相鄰兩振動單位結構系統差異性	8	<input type="checkbox"/> 大(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 小(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
G106	外懸梁	2	<input type="checkbox"/> 有(1.0) <input type="checkbox"/> 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	<input type="checkbox"/> 極差(1.0) <input type="checkbox"/> 不良(0.67) <input type="checkbox"/> 尚可(0.33) <input type="checkbox"/> 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	<input type="checkbox"/> 兩向均無裝設(1.0) <input type="checkbox"/> 僅垂直車向裝設(0.5) <input type="checkbox"/> 僅行車向裝設(0.25) <input type="checkbox"/> 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 <input type="checkbox"/> 嚴重(1.0) <input type="checkbox"/> 差(0.67) <input type="checkbox"/> 尚可(0.33) <input type="checkbox"/> 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 0 內值為

計算之權重。(3)評分愈高者表安全愈有疑慮。

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。

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

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：		<input type="checkbox"/> 民國 76 年版及以前		<input type="checkbox"/> 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	<input type="checkbox"/> 是(1.0) <input type="checkbox"/> 否(0)						
G202	地盤類別	6	<input type="checkbox"/> 台北盆地(1.0) <input type="checkbox"/> 軟弱地盤(0.67) <input type="checkbox"/> 普通地盤(0.33) <input type="checkbox"/> 堅實地盤(0) <input type="checkbox"/> 76 年以後設計(0)						
G203	環境液化可能性	6	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0) <input type="checkbox"/> 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	<input type="checkbox"/> 兩向均靜定(1.0) <input type="checkbox"/> 一向具靜不定(0.5) <input type="checkbox"/> 兩向均靜不定(0)					
G208		基礎裸露程度	24	樁基礎： $w = 2.0 - 2.0(h_{\text{eff}} / h)$ ；沉箱基礎： $w = 1.43 - 1.43(h_{\text{eff}} / h)$					
G209	一般	柱底主筋搭接與否	8	<input type="checkbox"/> 有搭接(1.0) <input type="checkbox"/> 無搭接(0)					
G210	結構細部	塑鉸區圍束箍筋細部	8	<input type="checkbox"/> 民國 49 年以前(1.0) <input type="checkbox"/> 民國 49 年~76 年(0.67) <input type="checkbox"/> 民國 76 年以後(0)					
G211		主筋斷點與箍筋細部	4	<input type="checkbox"/> 有斷點且箍筋較柱底少(1.0) <input type="checkbox"/> 有斷點但箍筋不少於柱底 (0.5) <input type="checkbox"/> 無斷點(0)					
G212		橋柱與基礎劣化程度	8	<input type="checkbox"/> 嚴重 (1.0) <input type="checkbox"/> 差(0.67) <input type="checkbox"/> 尚可(0.33) <input type="checkbox"/> 微(0)					
G209		壁式	底部主筋搭接與否	6	<input type="checkbox"/> 有搭接(1.0) <input type="checkbox"/> 無搭接(0)				
G210		縱、橫向鋼筋比與細部	8	<input type="checkbox"/> 民國 49 年以前(1.0) <input type="checkbox"/> 民國 49 年~76 年(0.67) <input type="checkbox"/> 民國 76 年以後(0)					
G211		橋墩	主筋斷點與箍筋細部	6	<input type="checkbox"/> 有斷點且箍筋較墩底少(1.0) <input type="checkbox"/> 有斷點但箍筋不少於墩底 (0.5) <input type="checkbox"/> 無斷點(0)				
G212		橋墩與基礎劣化程度	8	<input type="checkbox"/> 嚴重 (1.0) <input type="checkbox"/> 差(0.67) <input type="checkbox"/> 尚可(0.33) <input type="checkbox"/> 微(0)					

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。

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。

G209	鋼橋柱	橋柱板之寬厚比	8	矩形柱 $\square \frac{b}{t} \geq \frac{63}{\sqrt{F_y}} (1.0) ; \square \frac{43}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} < \frac{63}{\sqrt{F_y}} (0.5) ; \square \frac{b}{t} < \frac{43}{\sqrt{F_y}} (0)$ 圓形柱 $\square \frac{D}{t} \geq \frac{232}{F_y} (1.0) ; \square \frac{145}{F_y} < \frac{D}{t} < \frac{232}{F_y} (0.5) ; \square \frac{D}{t} < \frac{145}{F_y} (0) ; \text{ unit : tf/cm}^2$		
G210		縱向加勁板寬厚比	6	$\square \frac{b}{t} \geq \frac{63}{\sqrt{F_y}} (1.0) ; \square \frac{16}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} < \frac{63}{\sqrt{F_y}} (0.5) ; \square \frac{b}{t} < \frac{16}{\sqrt{F_y}} (0) ; \text{ unit : tf/cm}^2$		
G211		人孔位置	6	\square 內灌混凝土高/人孔位置高 $\geq 0.4(1.0) ; \square$ 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) ; \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，而另一向為壁式橋墩者，取兩者評分之大值。(2)評估內容中 W 或(0)內值為計算之權重。(3)評分愈高者表安全愈有疑慮。

第四章 耐震能力詳細評估

4.1 通則

4.2 分析方法之選擇

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

4.3.2 鋼橋墩之塑鉸特性

4.3.3 支承

4.3.4 止震塊

4.3.5 橋台

4.3.6 增設防止落橋裝置

4.4 基礎

4.4.1 基礎耐震評估與補強設計原則

4.4.2 基礎耐震分析之載重組合

4.4.3 基礎耐震分析模式

4.4.4 基礎系統與構件之彈性限度

4.4.5 基礎系統之降伏狀態

4.4.6 基礎系統反應塑性率與變位

4.4.7 基礎系統之容許塑性率與變位

4.4.8 基礎構件之檢核

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

4.5.2 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

4.6.2 非線性動力歷時分析耐震性能評估

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。

C4.1 通則

[解說]

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。

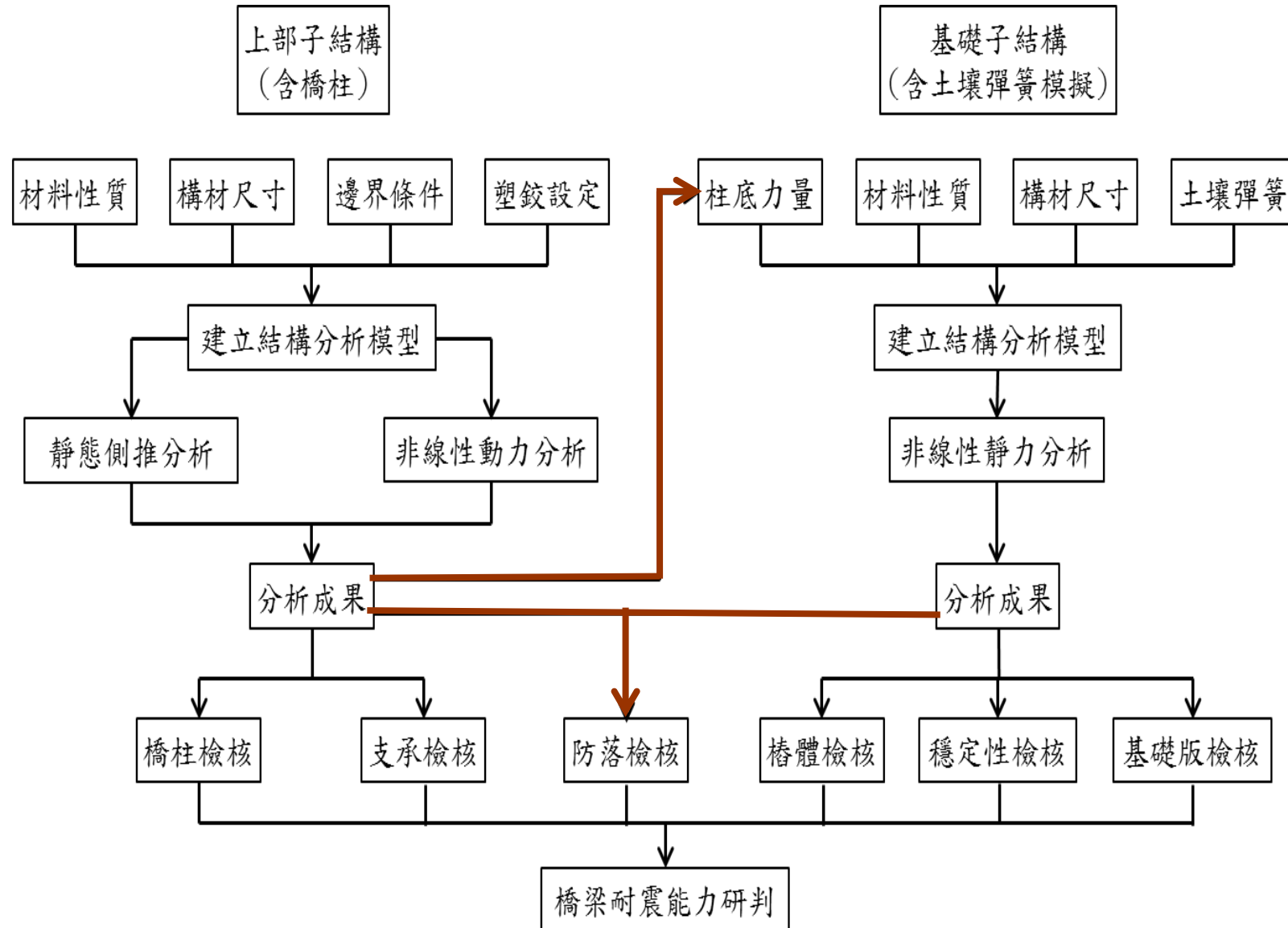
上部結構(含橋柱)耐震能力評估

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，個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。

耐震評估流程



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 橋梁構材之非線性行為 (續)

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。

C4.3 橋梁構材之非線性行為

[解說]

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

(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

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

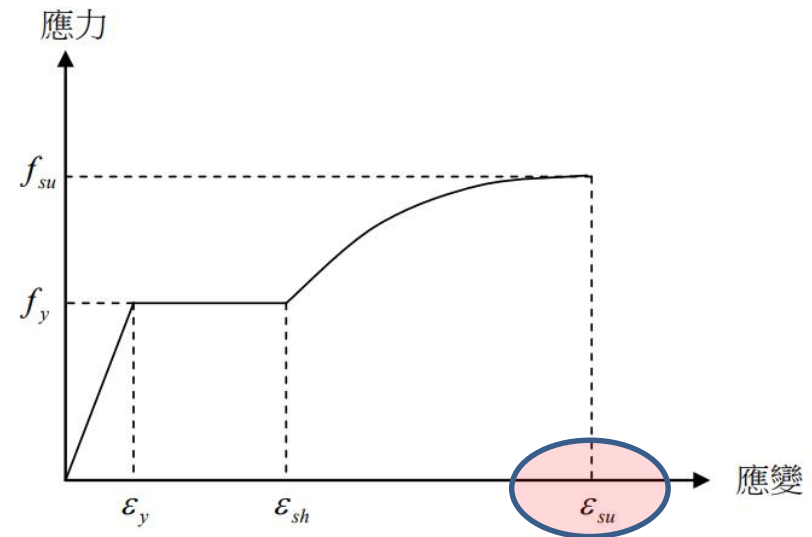
$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

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

$$f_s = f_y$$

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

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



為考量鋼筋在地震作用下受到的外力為反覆拉壓而非單向拉伸，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，依文獻建議可取 $2/3 \varepsilon_{su}$ 作為折減後之極限應變

C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性

(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

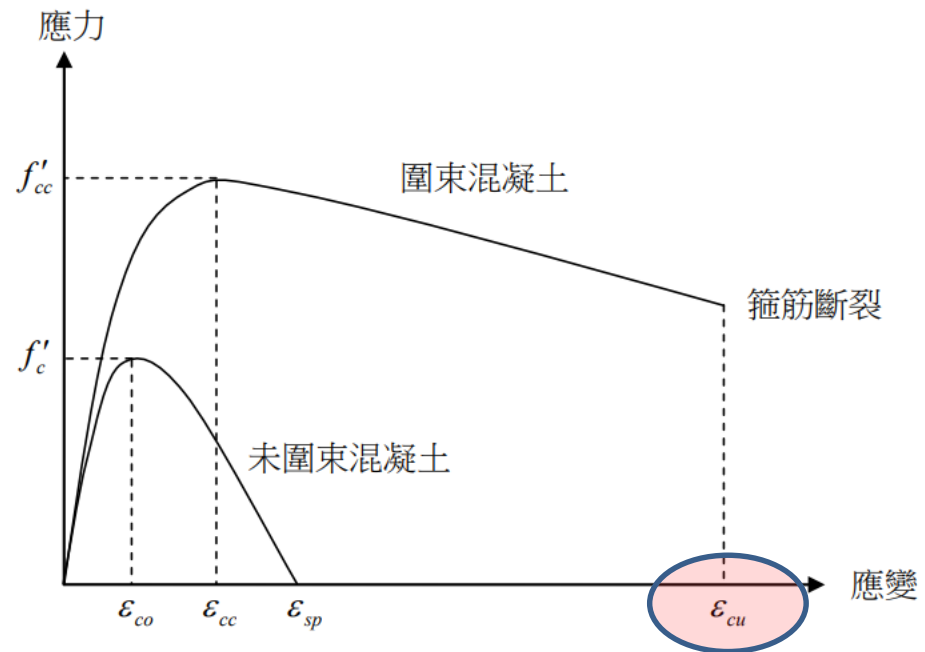
$$f_c = \frac{f'_{cc} (\epsilon_c / \epsilon_{cc})^r}{r - 1 + (\epsilon_c / \epsilon_{cc})^r}$$

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

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

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

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$



圍束區混凝土極限應變

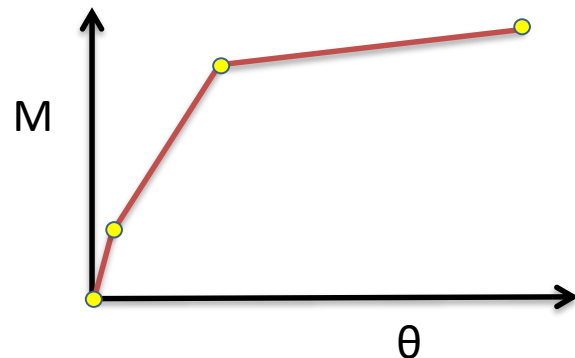
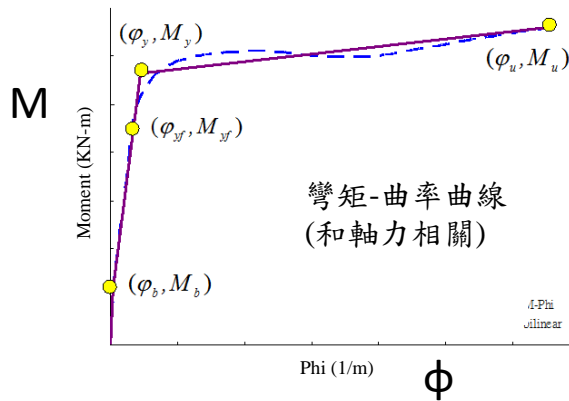
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{hu}}{f'_{cc}}$$

ϵ_{hu} ：橫向鋼筋之極限應變。

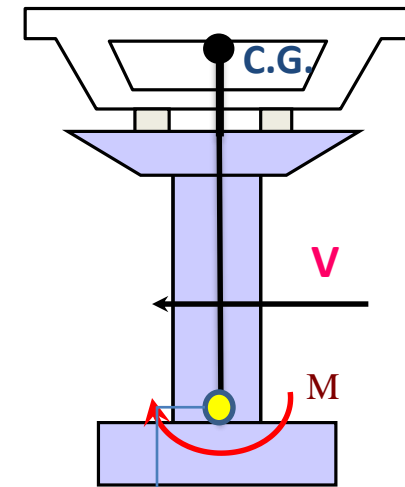
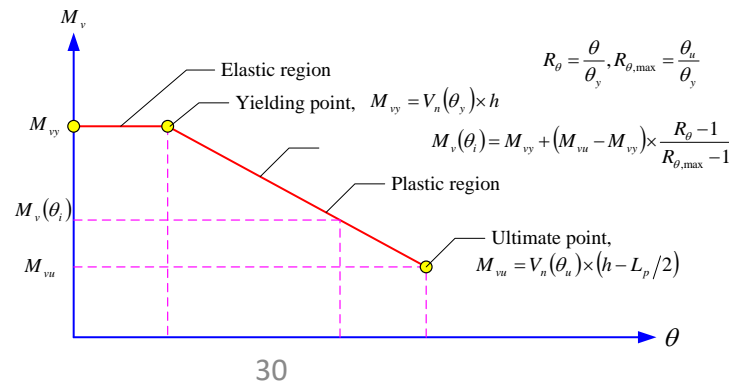
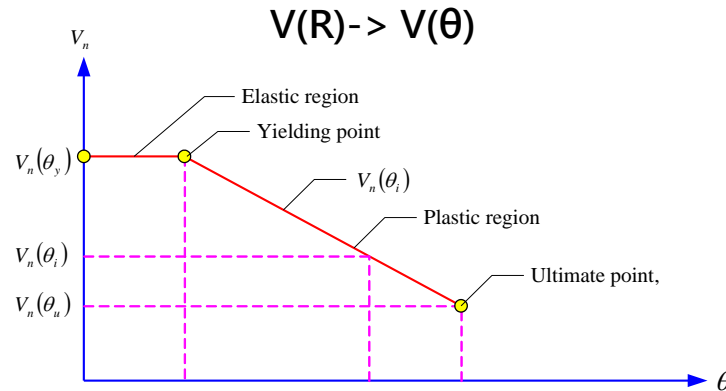
C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性 (續)

鋼筋混凝土橋墩之塑鉸設定

A、撓曲行為

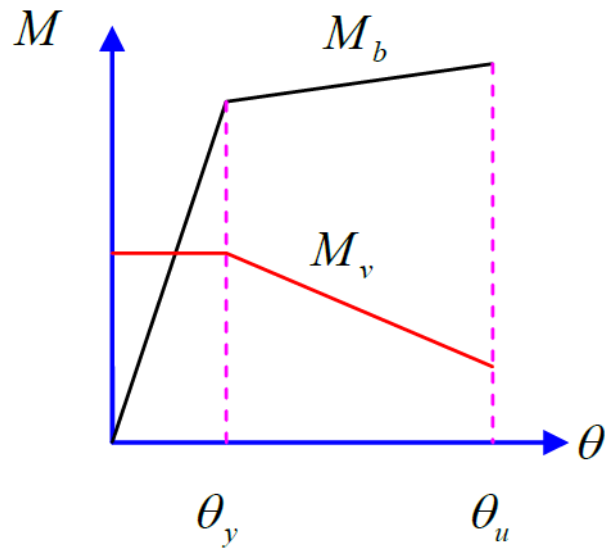


B、剪力行爲

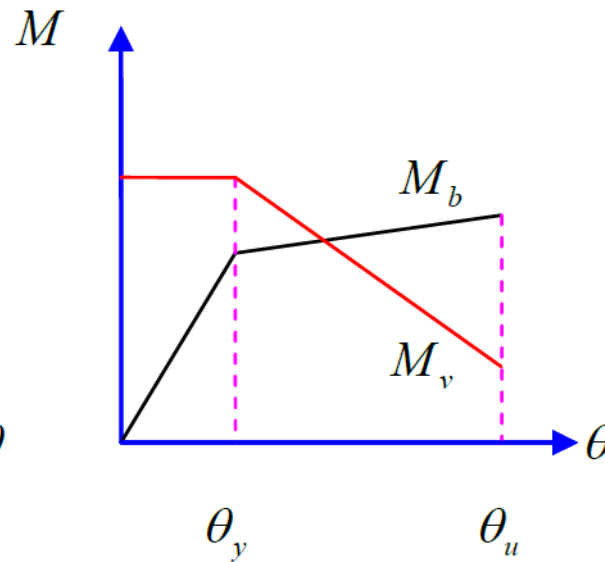


C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性 (續)

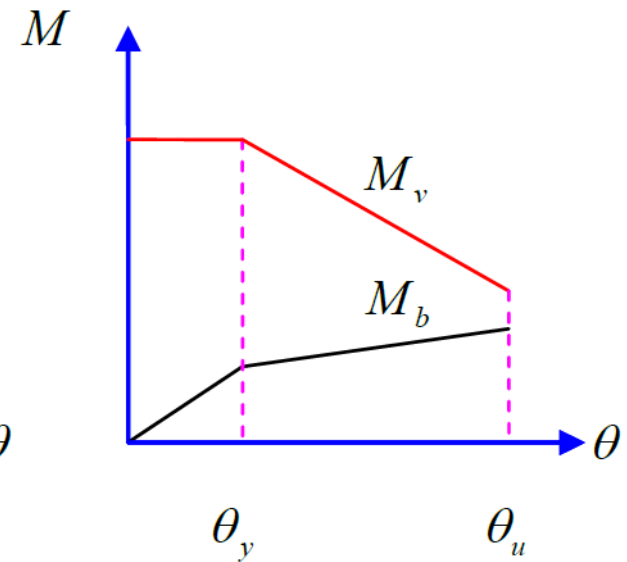
破壞模式之判別



(a) 剪力破壞



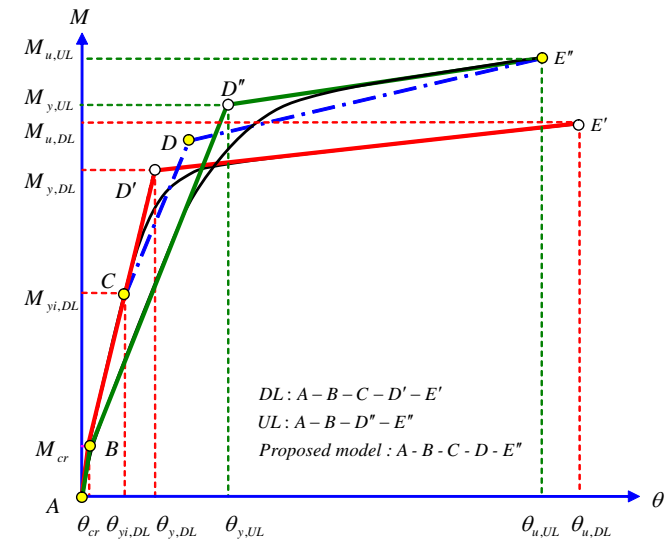
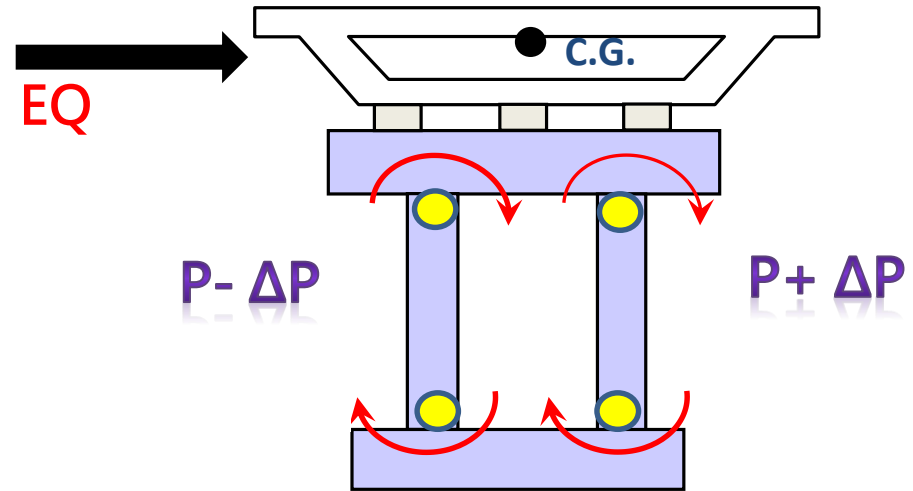
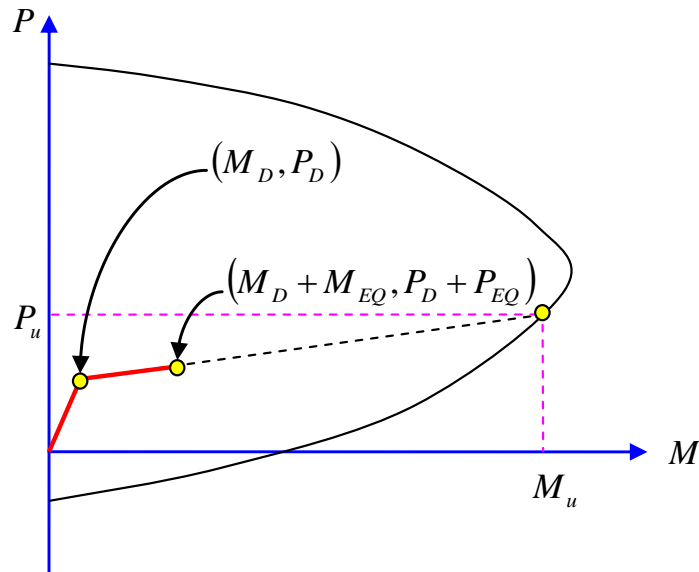
(b) 撓曲剪力破壞



(c) 撓曲破壞

C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性 (續)

構架式鋼筋混凝土橋墩柱 塑鉸特性之設定



考慮軸力變化，極限狀態塑鉸定義方式

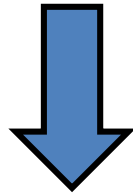
C4.3.1 鋼筋混凝土橋墩之塑鉸特性 (續)

橋柱混凝土剪力強度 V_c (kgf)

塑鉸區混凝土之剪力計算強度

公路橋梁耐震設計規範

$$V_c = 0.53(0.33 + F)\sqrt{f'_c} A_e \geq 0 \quad (1.66(0.33 + F)\sqrt{f'_c} A_e \geq 0)$$



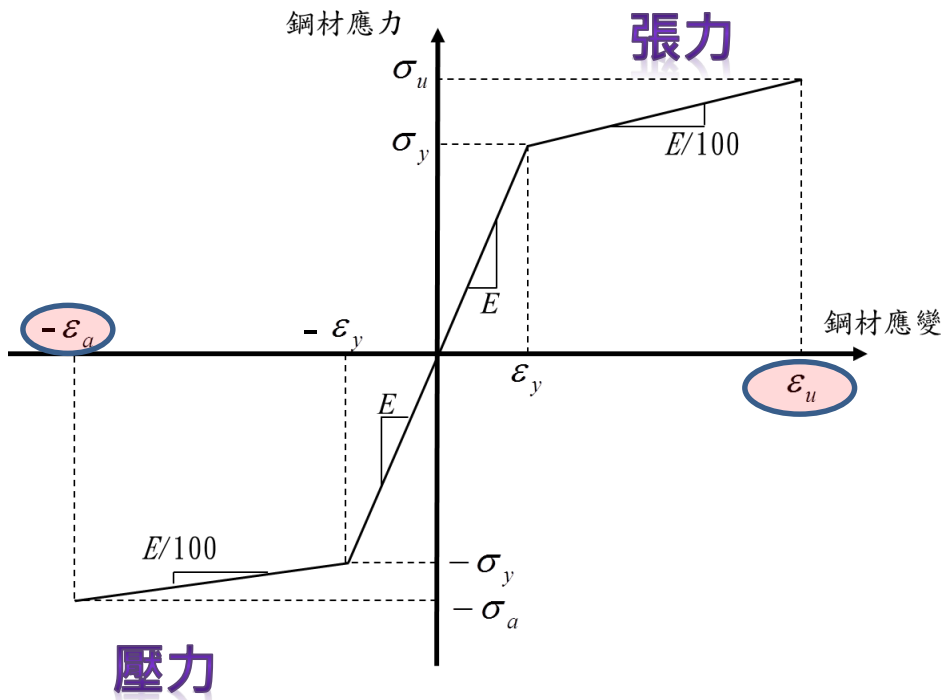
本規範 (評估補強規範)

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

$$k = \frac{R_{\max} - R}{R_{\max} - 1} \geq 0$$

C4.3.2 鋼橋墩之塑鉸特性

鋼材應力應變關係



$$-\epsilon_y \leq \epsilon \leq \epsilon_y \quad \therefore \sigma = E \cdot \epsilon$$

$$\epsilon > \epsilon_y \quad \therefore \sigma = \frac{E}{100} \cdot (\epsilon - \epsilon_y) + \sigma_y$$

$$\epsilon < -\epsilon_y \quad \therefore \sigma = \frac{E}{100} \cdot (\epsilon + \epsilon_y) - \sigma_y$$

$$\epsilon_u = 15\epsilon_y$$

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

道路橋示方書之建議可取 $20\epsilon_y$
作為拉力極限應變上限值

單柱式鋼橋墩塑鉸特性之設定

極限壓應變值 $-\varepsilon_a$

參考日本道路協會於平成24年(2012年)道路橋示方書

(I) 無填充混凝土矩形橋墩

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

和有效挫屈長度、鋼橋墩之設計軸力、加勁材配置、鋼板挫屈控制參數等相關

(II) 無填充混凝土圓形橋墩

$$\varepsilon_a = (20 - 140R_t) \varepsilon_y$$

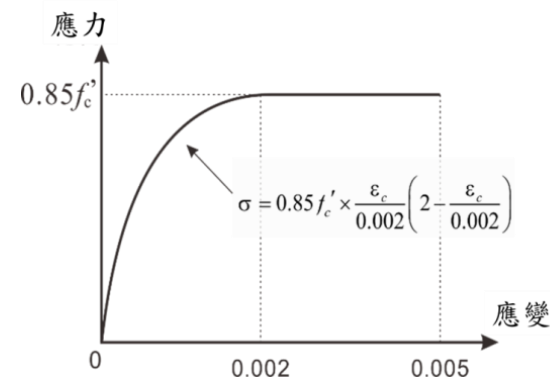
$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1 - \mu^2)}$$

(III) 具填充混凝土矩形與圓形橋墩

$$\varepsilon_a = 7 \varepsilon_y$$

日本： $\varepsilon_a = 5 \varepsilon_y$ (for 圓柱)

內填充混凝土應力應變關係

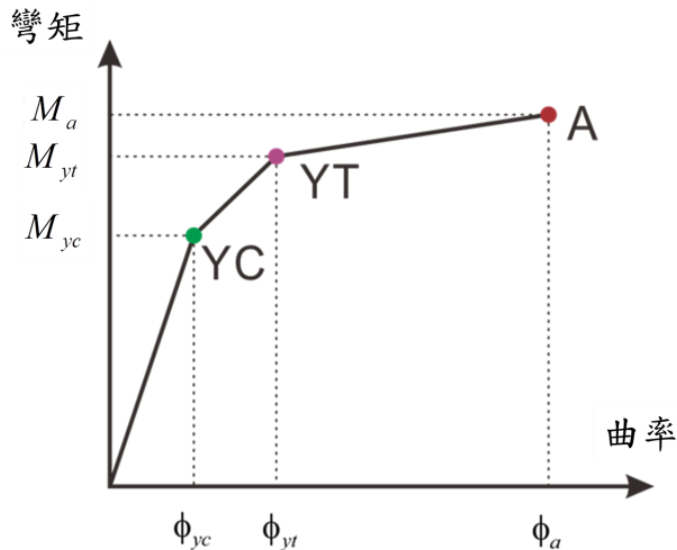


考量柱內填充混凝土之品質與施工確實性，設定混凝土受壓之極限應變為0.005。

鋼構材之彎矩曲率關係

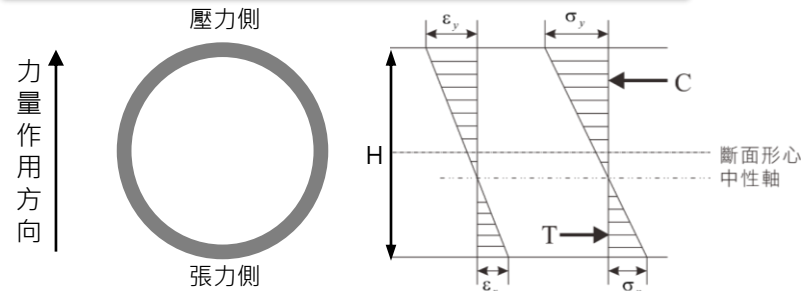
依據切片法

(I) 無填充混凝土

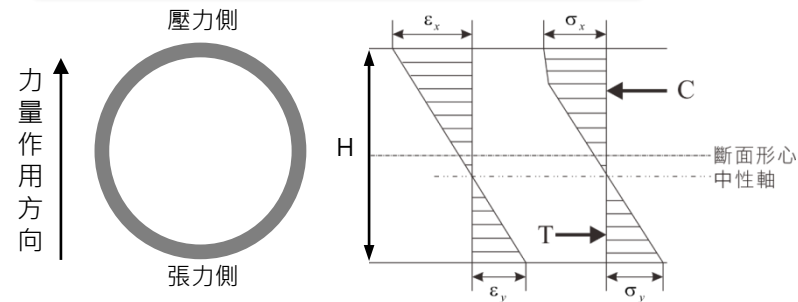


$$\phi = \frac{(\epsilon_y + \epsilon_x)}{H}$$

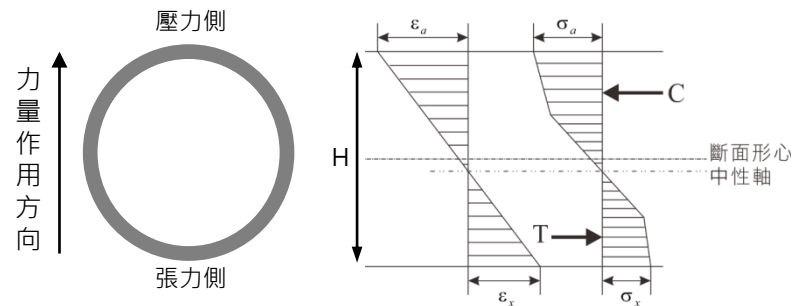
YC：壓力側鋼板先降伏應變狀態



YT：張力側鋼板降伏應變狀態



A：壓力側鋼板極限應變狀態

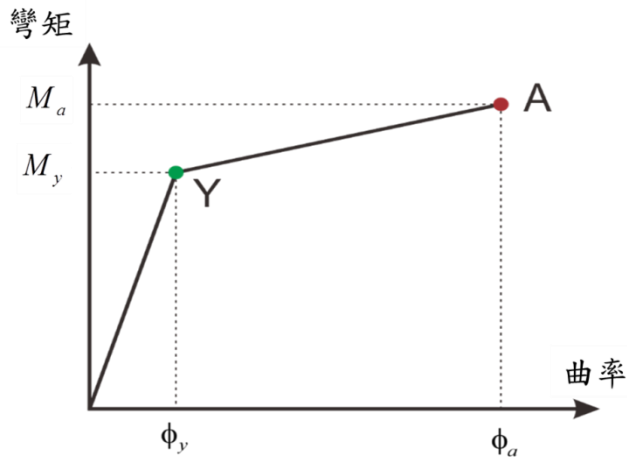


鋼構材之彎矩曲率關係

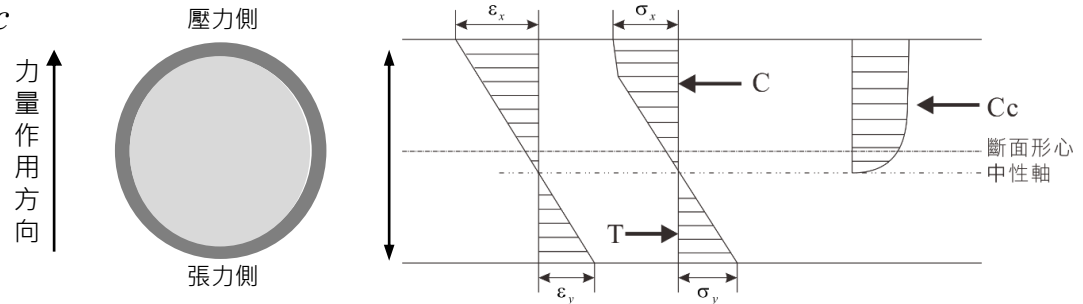
(II) 具填充混凝土

Y：張力側鋼板降伏應變狀態or
壓力側鋼板達降伏應變 (取小值)

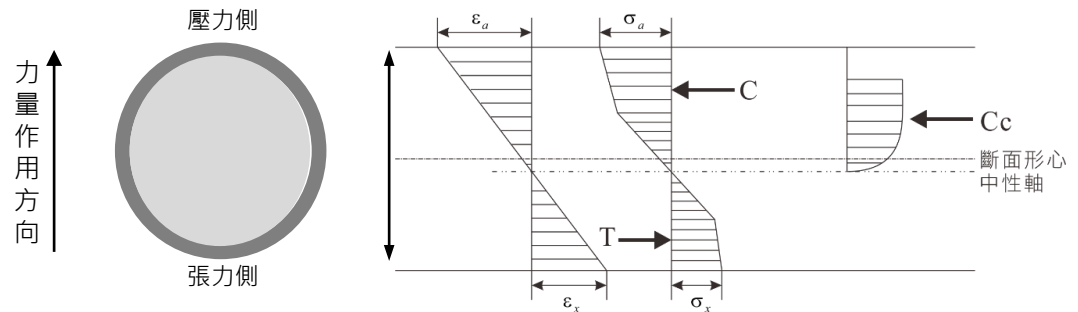
$$N = C - T + C_c$$



$$\phi = \frac{(\epsilon_y + \epsilon_x)}{H}$$



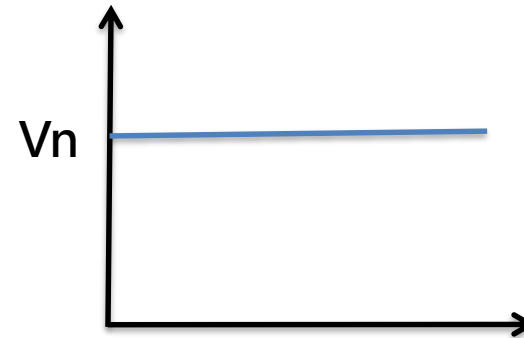
A：壓力側鋼板極限應變狀態



鋼構材之剪力強度

(I) 無填充混凝土之鋼橋墩

$$V_n = A_s \times \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

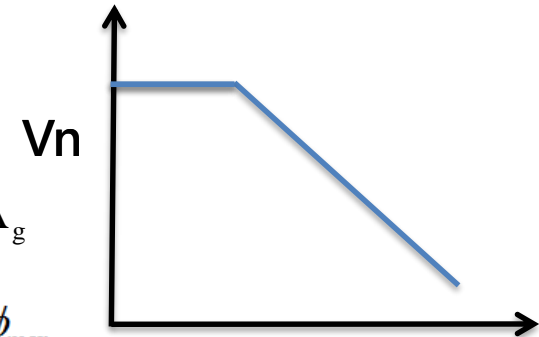


(II) 考慮柱內填充混凝土之剪力強度

$$V_n = V_s + V_c$$

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

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



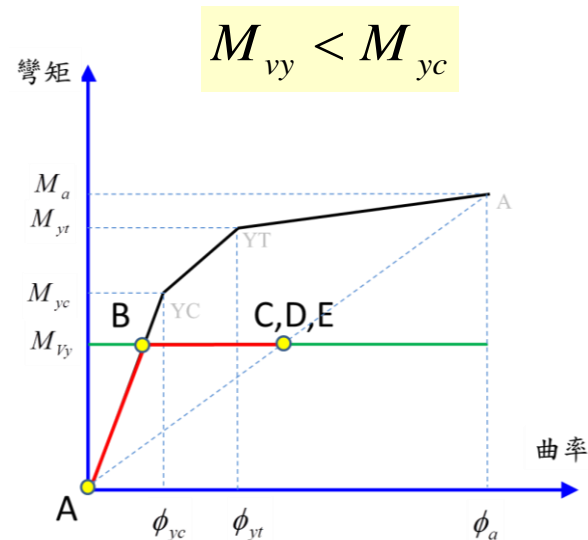
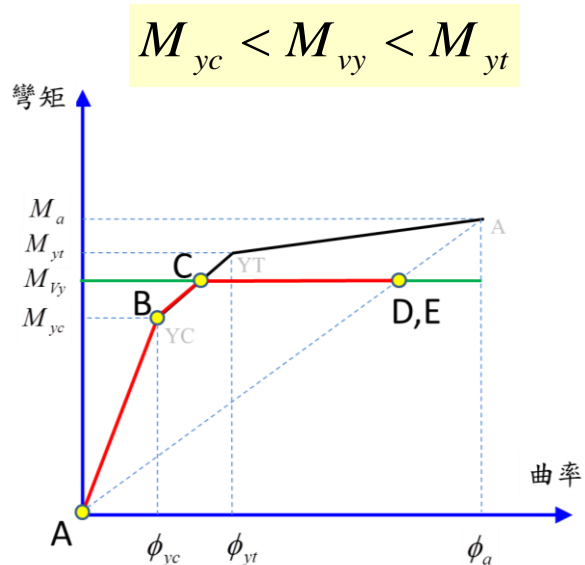
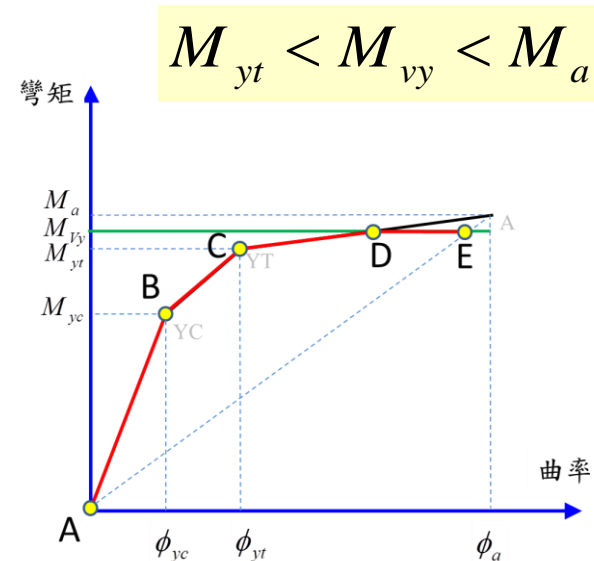
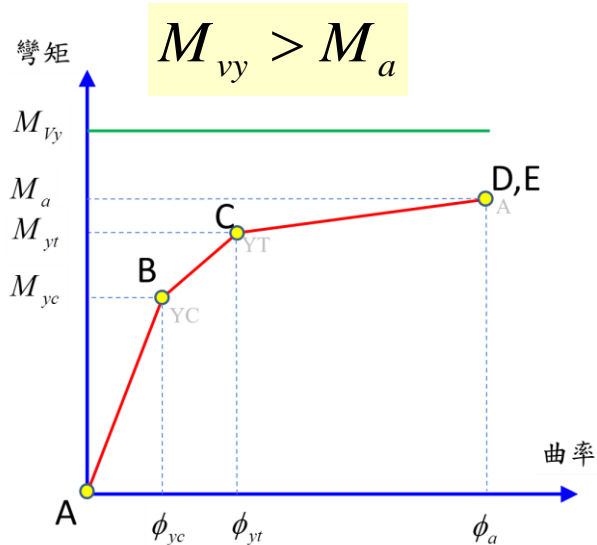
對應之剪力塑鉸：

$$M_{vy} = V_n \times H_0$$

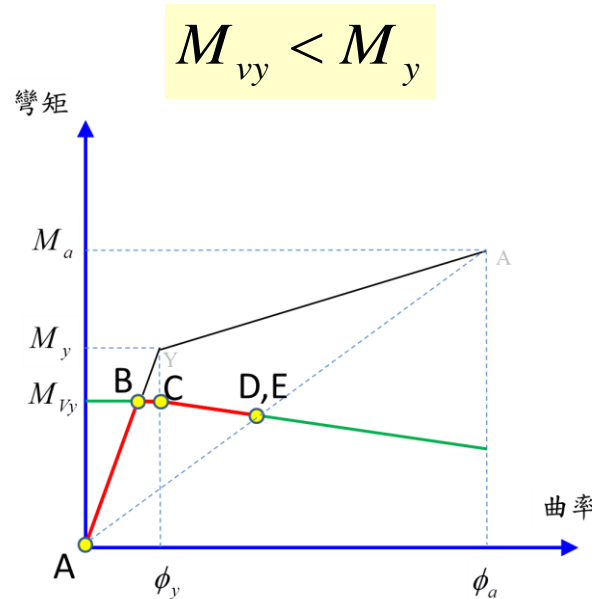
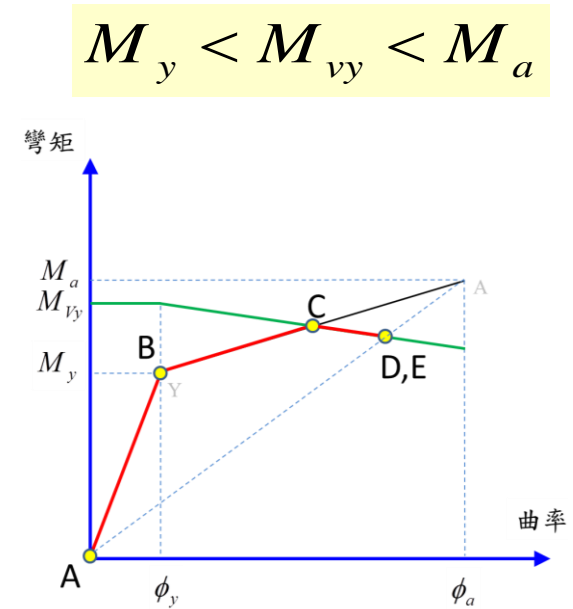
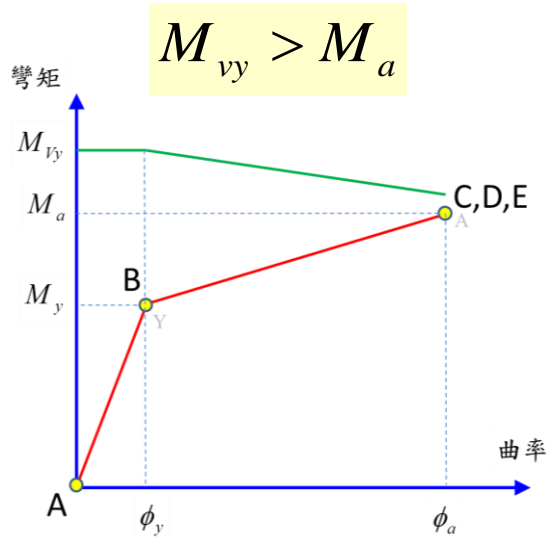
F 為軸力修正因子，

本規範於鋼橋墩情況不予考慮， $F = 0$

無填充混凝土鋼橋墩塑鉸之訂定



填充混凝土鋼橋墩塑鉸之訂定



4.4 基礎

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。

【解說】：

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。

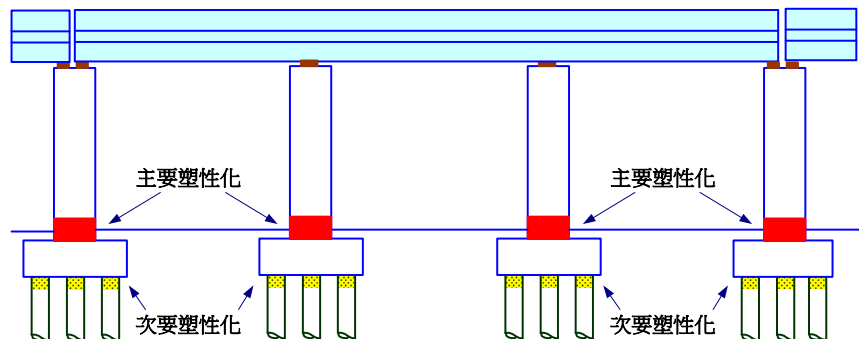
4.4.1 基礎耐震評估與補強設計原則

既有橋梁基礎耐震評估與補強設計應符合下列原則：

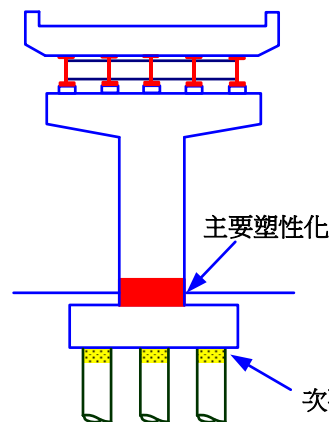
1. 等級 I 地震作用下，基礎承載地盤**不容許發生液化**，**基礎系統與其構件的受力與變形應維持在彈性限度內**。
2. 等級 II 地震作用下，基礎承載地盤容許發生液化，基礎系統若**非主要塑性化構件**，其受力與變形不可超過基礎系統之**降伏狀態**。基礎系統若為**主要塑性化構件**，其受力與變形可超過基礎系統之降伏狀態，基礎系統進入塑性化狀態，其**反應塑性率應小於基礎系統之等級 II 地震容許塑性率**。
3. 等級 III 地震作用下，基礎承載地盤容許發生液化，基礎系統若**非主要塑性化構件**，其受力與變形不可超過基礎系統之**降伏狀態**。基礎系統若為**主要塑性化構件**，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**。

橋梁系統構件塑性化之各種狀況

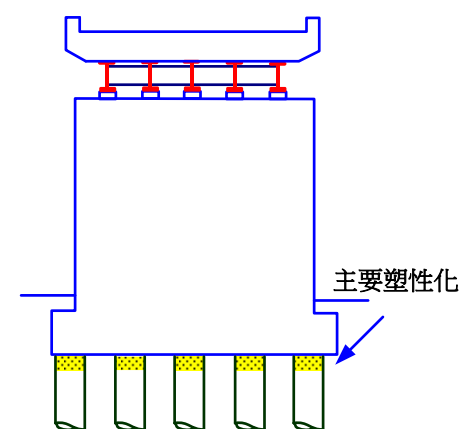
日本道路協會所建議的幾種橋梁塑性構件發生順序與消能設計理念



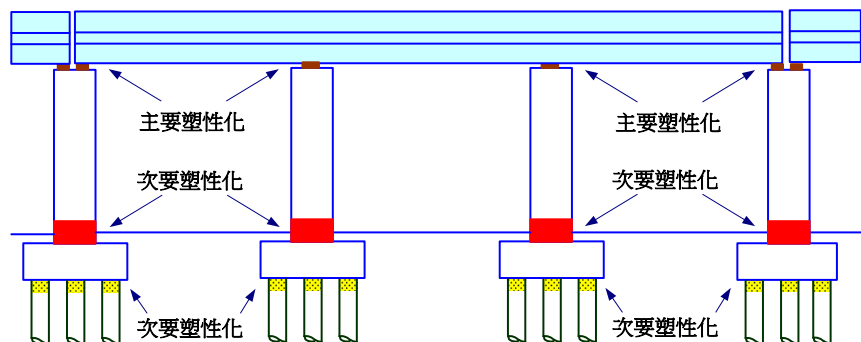
單柱橋腳塑性化之場合



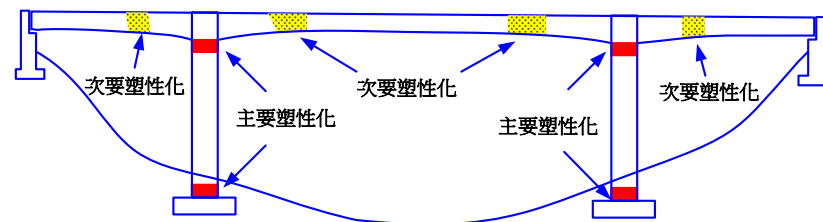
設定單柱橋墩塑性化之場合(橋軸直角方向)



設定基礎塑性化之場合(壁式橋腳，橋軸直角方向)



設計隔震支承非線性之場合
(隔震橋，橋軸方向)



設定橋墩與上部構造塑性化之場合
(鋼構橋橋軸方向)

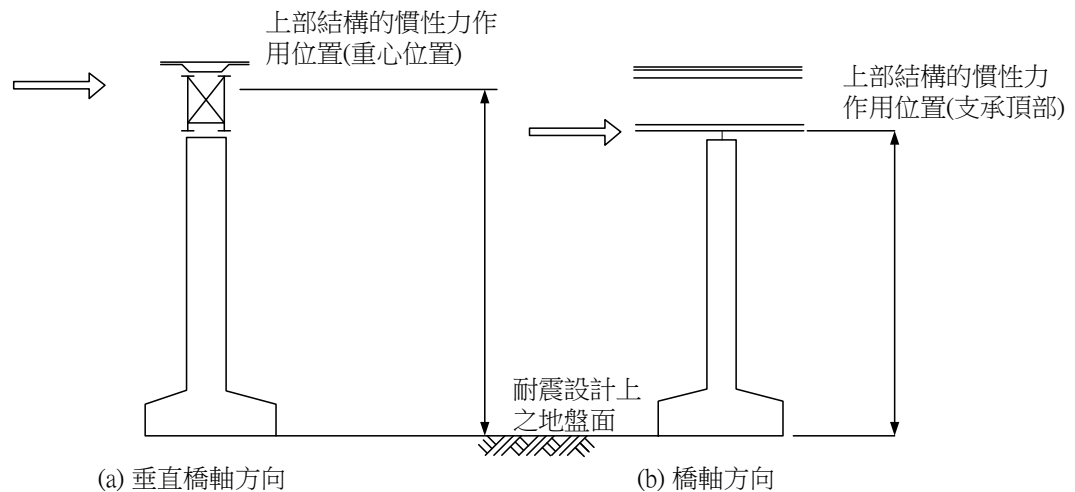
4.4.3 基礎耐震分析模式

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。

[解說]

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。

橋梁基礎系統側推分析時之
側推力作用位置

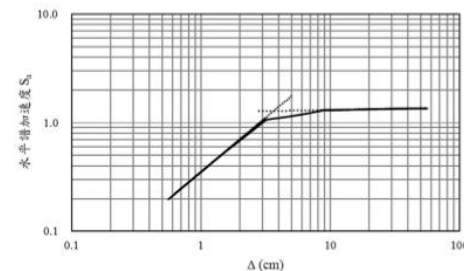
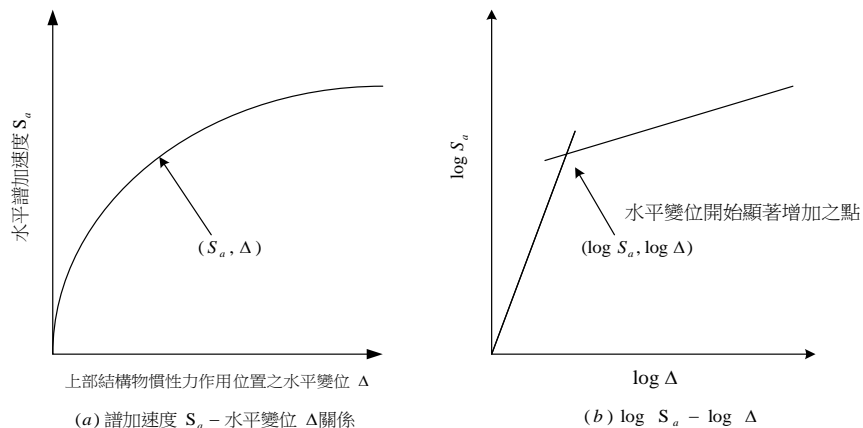


4.4.5 基礎系統之降伏狀態

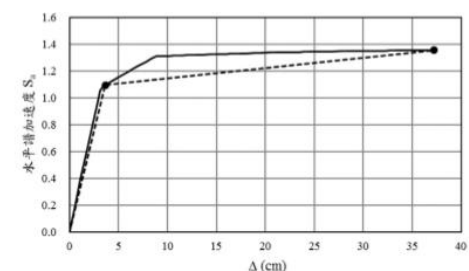
在載重作用過程中，因基礎構材塑性化、地盤塑性化或基礎上揚，使上部結構物慣性力作用位置上之位移開始急速增加之狀態，稱之為基礎系統之降伏狀態。

[解說]

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。一般常用的有幾種定義的方法一般常用的定義方法為 $\text{Log } S_a \sim \text{Log } \Delta$ 座標轉換法：



(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交點即為降伏點

以 $\text{Log } S_a \sim \text{Log } \Delta$ 座標之雙線性求交點

C4.4.5 基礎系統之降伏狀態

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

■ 直接基礎

- ✓ 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；
- ✓ 直接基礎之水平承載降伏點為 $1/1.2 \times$ 水平極限承載力

■ 沉箱基礎

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

■ 樁基礎

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

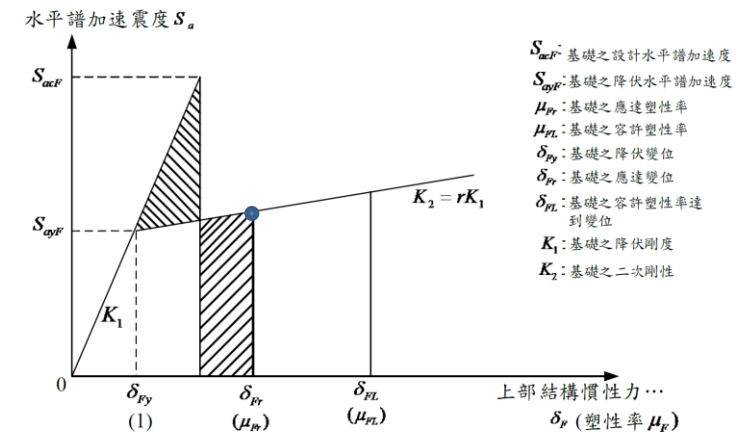
4.4.6 基礎系統反應塑性率與變位

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。

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r + r(S_{acF} / S_{ayF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \quad \text{反應塑性率}$$

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + (S_{acF} / S_{ayF})^2 \right\} \quad (r = 0)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \cdot \delta_{Fy} \quad \text{反應變位}$$



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。**

[解說]

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。

基礎型式			等級Ⅱ地震	等級Ⅲ地震
			容許塑性率 μ_o	
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			$\mu_o=1+\frac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\cdot\delta_y},\ (\alpha=1.8)$	$\mu_o=1+\frac{\delta_u-\delta_y}{\alpha\cdot\delta_y},\ (\alpha=1.0)$

4.5 橋梁結構非線性行為之分析方法

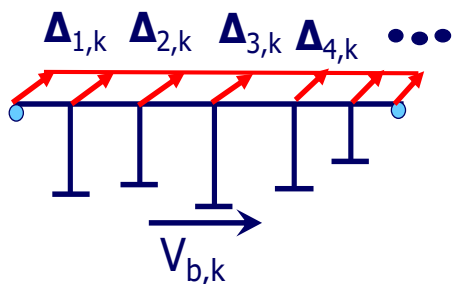
4.5.1 靜態側推分析

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。

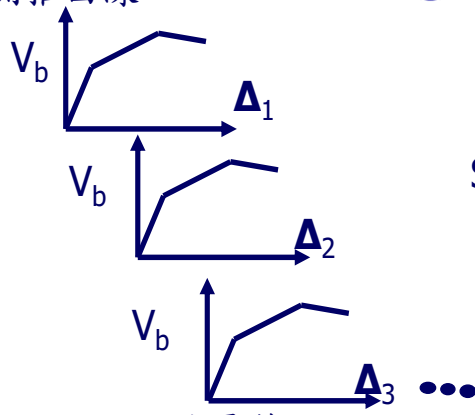
[解說]

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。

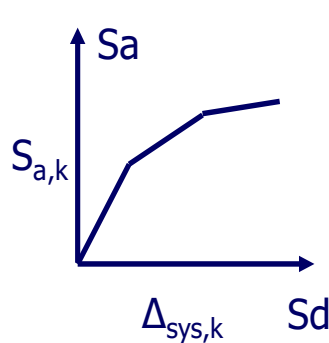
1 側推



2 記錄各橋墩之側推曲線



3 由各橋墩之側推曲線換算容量譜曲線



$$S_{a,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sys,k} g}$$

$$S_{d,k} = \Delta_{sys,k}$$

$$M_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_{sys,k}}, \quad \Delta_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum_i m_i \Delta_{i,k}}$$

4.5 橋梁結構非線性行為之分析方法(續)

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。

[解說]

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
2. 局部構材耐震性能

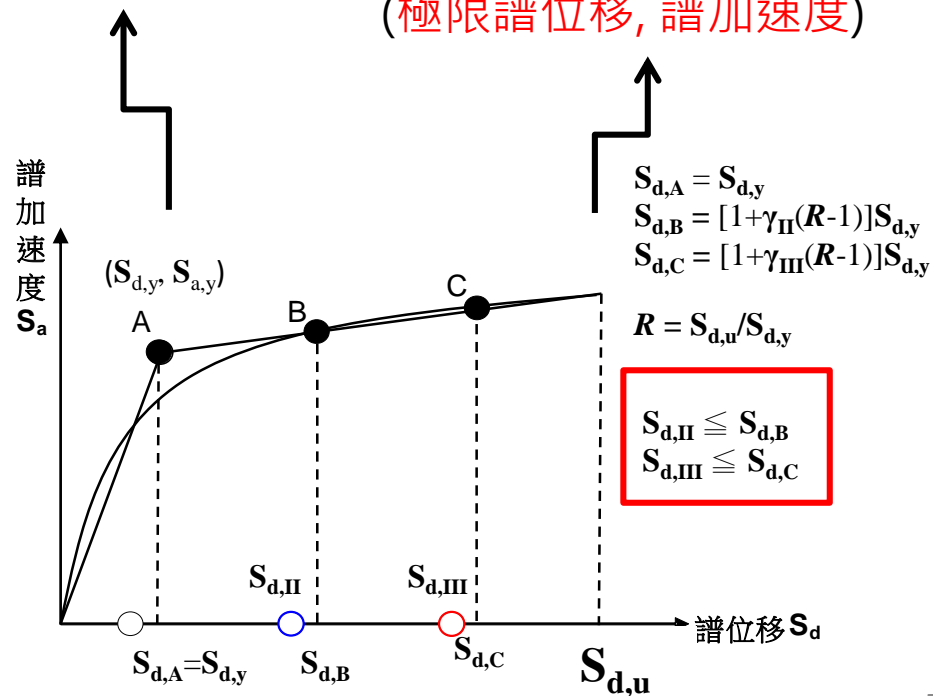
4.6.1 靜態側推分析耐震性能評估

1. 整體結構耐震性能

靜態側推分析所得之容量震譜曲線經等值雙線性化程序求得降伏譜加速度、降伏譜位移、極限加速度與極限譜位移，並藉以求得 $S_{d,A}$, $S_{d,B}$, $S_{d,C}$

(降伏譜位移, 譜加速度)

(極限譜位移, 譜加速度)



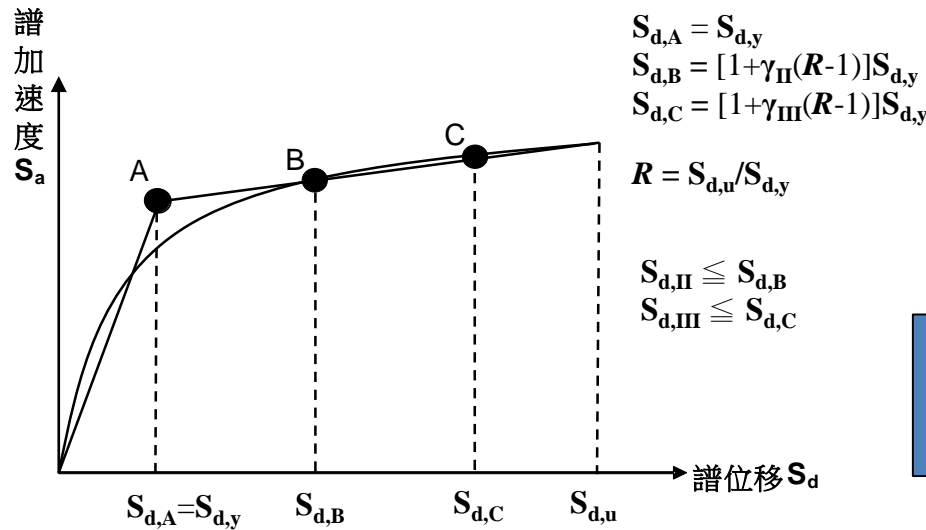
配合橋梁之振動週期計算結構系統地震力折減係數 F_u 求取不同地震等級下之位移 $S_{d,II}$, $S_{d,III}$

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	$EPA = \frac{a \times F_{u,II}(R_i)}{\left(\frac{2.5 S_{a,II}(T)}{S_{II,S}} \right)} = \frac{a \times F_{u,II}(R_i)}{2.5} \quad (T \leq T_0^{II})$	$EPA = \frac{a \times F_{u,II}(R_i)}{\left(\frac{2.5 S_{a,II}(T)}{S_{II,S}} \right)} \quad (T_0^{II} \leq T)$
等級 III 地震 加速度反應譜	$EPA = \frac{a \times F_{u,III}(R_i)}{\left(\frac{2.5 S_{a,III}(T)}{S_{III,S}} \right)} = \frac{a \times F_{u,III}(R_i)}{2.5} \quad (T \leq T_0^{III})$	$EPA = \frac{a \times F_{u,III}(R_i)}{\left(\frac{2.5 S_{a,III}(T)}{S_{III,S}} \right)} \quad (T_0^{III} \leq T)$

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

性能狀態 $S_{d,A}$, $S_{d,B}$, $S_{d,C}$ 之決定



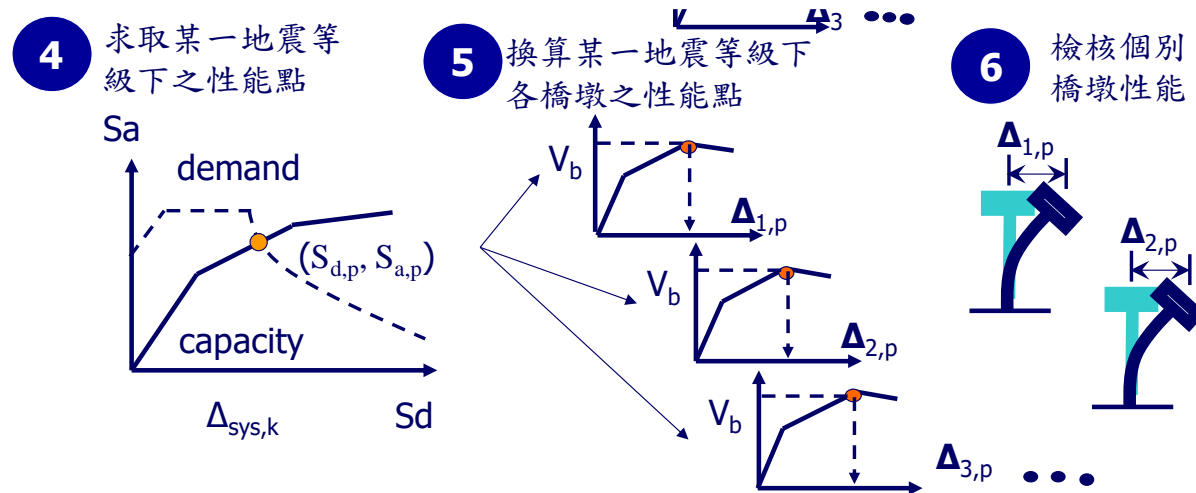
性能狀態A之譜位移與降伏譜位移
 $S_{d,A}/S_{d,y} = 1.0$ 。

橋址/設計 規範年代 橋梁 重要性	γ_{II} (性能狀態 B)				γ_{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*

4.6.1 靜態側推分析耐震性能評估

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，由此階段對應之局部構材韌性需求 μ 需小於所規定的上限值，相對位移 δ 亦須滿足時P- Δ 效應之相關規定



檢核

$$\mu = \frac{\theta}{\theta_y}$$

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，所求得各構材之韌性比須滿足1.2.3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

5.1.1 慣性力分散工法

5.1.2 隔震補強工法

5.1.3 消能減震補強工法

5.1.4 功能性支承系統補強工法

5.2 防落系統補強

5.2.1 防落長度

5.2.2 防止落橋措施

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。

[解說]

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：

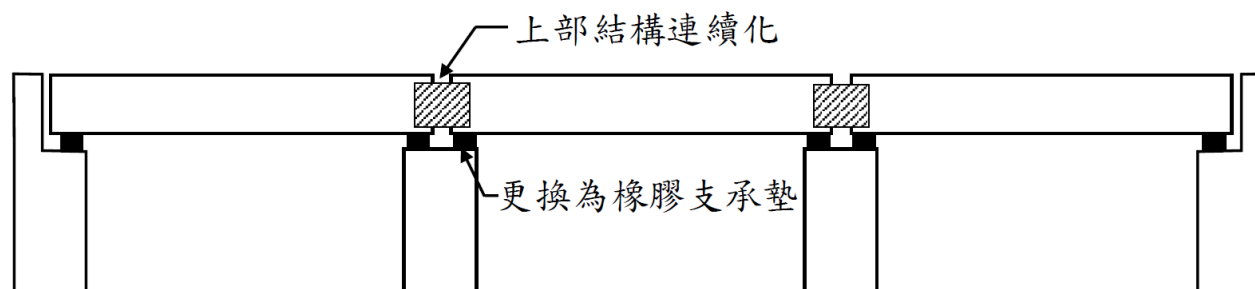
- (1) 上部結構連續化、輕量化。
- (2) 延長結構物週期、並提高橋梁系統整體阻尼比。
- (3) 改善支承系統性能，減少下部結構補強需求。

5.1 結構系統補強 (續)

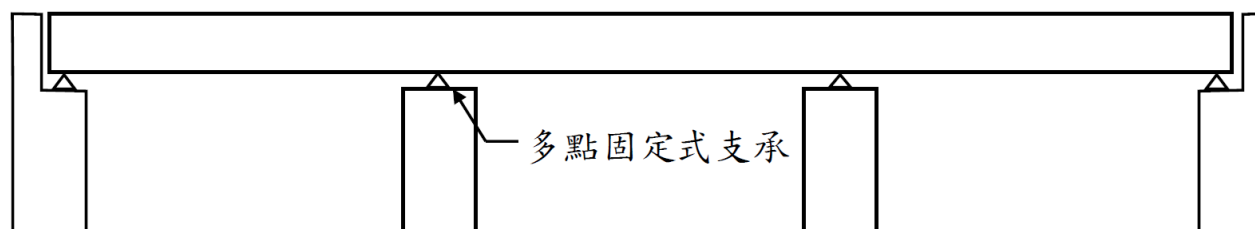
5.1.1 慣性力分散工法

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

[解說]



(a) 更換為橡膠支承墊，與上部結構連續化併用



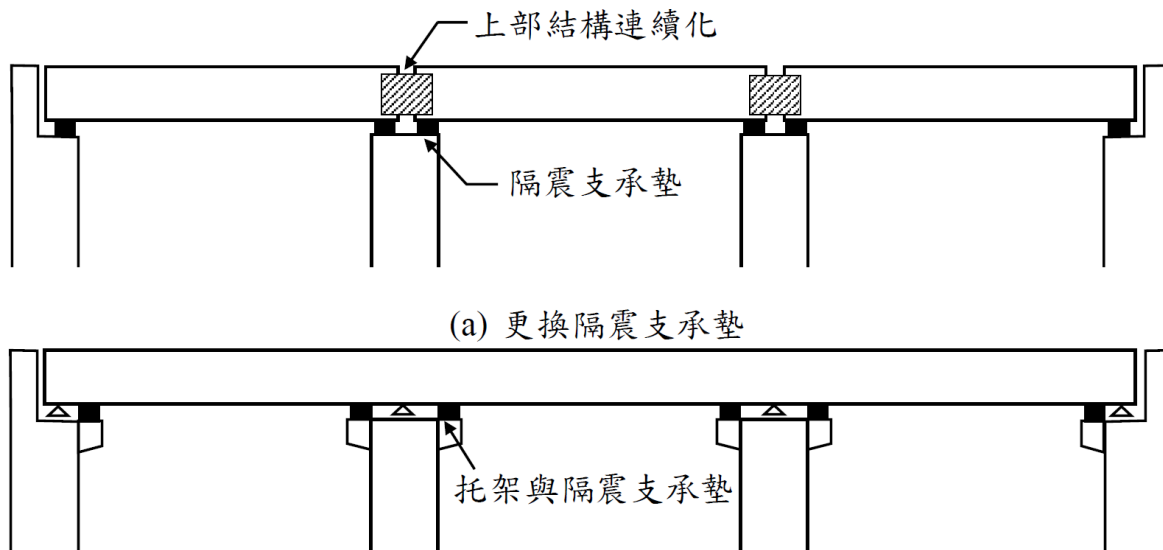
(b) 多點固定式支承

5.1 結構系統補強 (續)

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。

[解說] 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。



(b) 可動支承端製作托架與安裝隔震支承墊

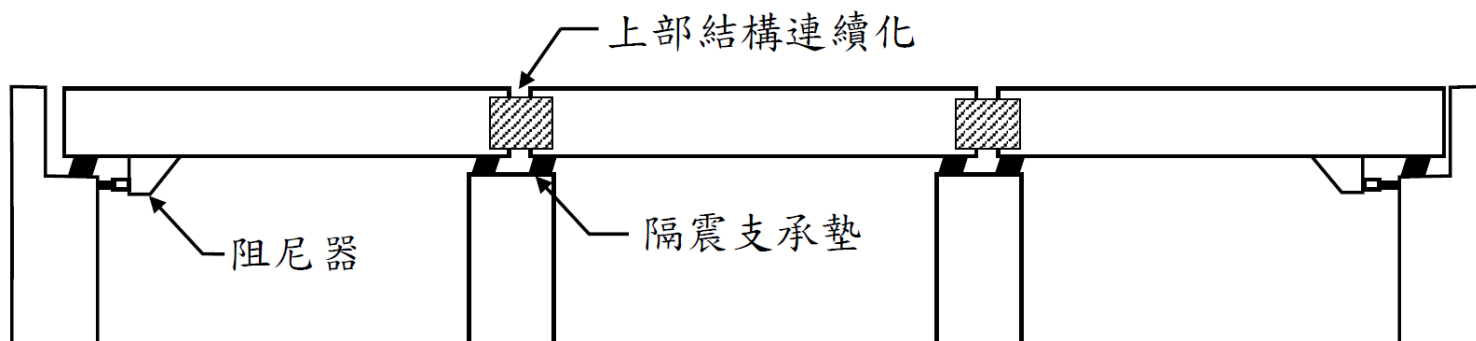
5.1 結構系統補強 (續)

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。隔震系統亦得併用消能減震元件，以降低地震反應。

[解說]

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

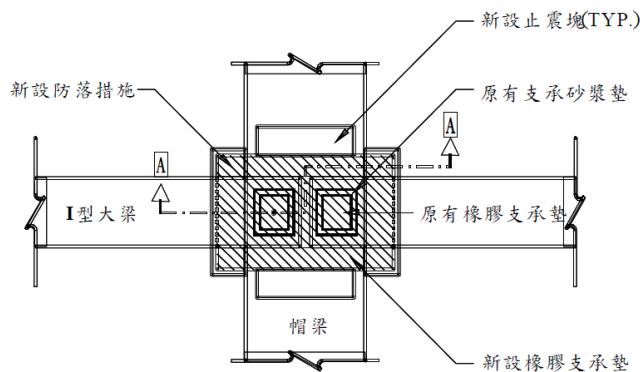


5.1 結構系統補強 (續)

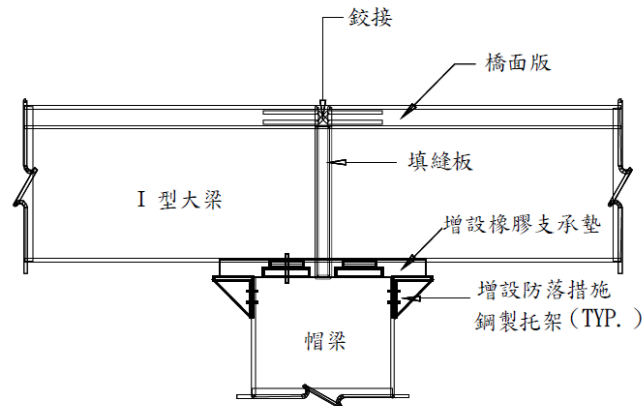
5.1.4 功能性支承系統補強工法

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。

[解說]



橋墩增設橡膠支承墊



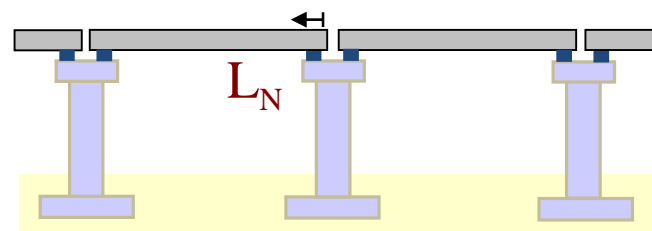
A-A剖面圖

5.2 防落系統補強

5.2.1 防落長度

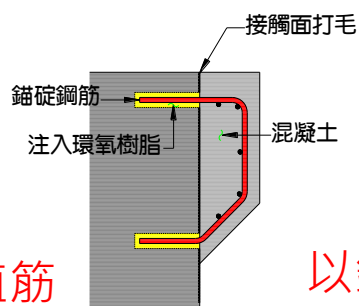
為防止地震時產生落橋，橋梁應有足夠之梁端防落長度 L_N 。

$$L_N \geq L_{Nmin} = (50 + 0.25L + 1.0H) (1 + S^2 / 8000) \text{ (cm)}$$

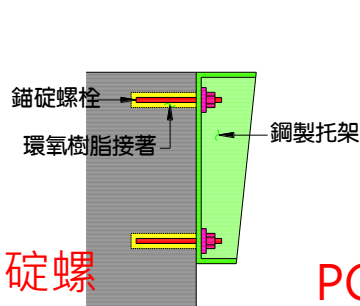


5.2.2 防止落橋措施

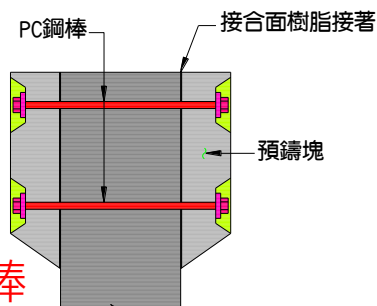
在等級II地震作用下，梁端防落長度若小於橋墩與上部結構之相對變位，或小於 L_{Nmin} 時，應加長防落長度或增設防止落橋裝置以避免落橋。



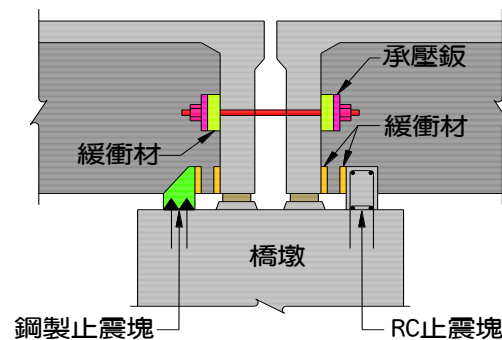
植筋
方式



以錨碇螺
栓固定



PC鋼棒
固定



第六章 結構構材補強設計

6.1 通則

6.2 混凝土橋柱

6.2.1 鋼板包覆補強

6.2.2 混凝土包覆補強

6.2.3 纖維複合材料包覆補強

6.3 帽梁

6.4 鋼橋柱

6.4.1 充填混凝土補強

6.4.2 加設構材補強

6.5 橋台

6.5.1 橋台補強原則

6.5.2 橋台補強工法

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。

		RC包覆工法	鋼板包覆工法	纖維包覆工法
補強對象	斷面變化處	可適用	可適用	可適用
	剪力補強	<ul style="list-style-type: none"> 就施工性、景觀性觀點，可適用橋墩整體包覆之情形很多。 	<ul style="list-style-type: none"> 使用於斷面變化處補強。 	<ul style="list-style-type: none"> 使用於斷面變化處補強。
	韌性補強	<ul style="list-style-type: none"> 使用於壁式橋墩韌性補強時，以中間貫穿鋼材增加圍束效果。 	<ul style="list-style-type: none"> 使用於壁式橋墩作韌性補強時，以中間貫穿鋼材增加圍束效果。 	<ul style="list-style-type: none"> 使用於壁式橋墩作韌性補強時，以中間貫穿鋼材增加圍束效果。
	彎矩補強	<ul style="list-style-type: none"> 彎矩強度過度增加時，基礎結構將受到影響。 	<ul style="list-style-type: none"> 彎矩強度過度增加時，基礎結構將受到影響。 	<ul style="list-style-type: none"> 不適用 不能僅使用纖維包覆作為彎矩補強。
結構特性		<ul style="list-style-type: none"> 包覆厚度有時會受空間限制。 補強部份增加的靜重會影響基礎結構。 	<ul style="list-style-type: none"> 較不受空間限制。 包覆部份增加的靜重對橋墩基礎影響較小。 	<ul style="list-style-type: none"> 較不受空間限制。 包覆部分增加的靜重對橋墩基礎影響甚微。 可使用於複雜的結構物形狀。 對於較大柱斷面或柱長短邊比差異大時，需妥適評估其有效性。
施工性		<ul style="list-style-type: none"> 既有混凝土表面必須充分處理。 	<ul style="list-style-type: none"> 在狹窄場地施工有時會有所限制。 	<ul style="list-style-type: none"> 纖維使用EPOXY樹脂接著，工期短。 以手工施工，不需重型機械，輕巧可搬運，適合狹小場地的作業。施工技術影響品質甚大。 必須注意施工時的氣溫及濕度。
維持管理		<ul style="list-style-type: none"> 維護管理方便。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板必須作防蝕處理。 	<ul style="list-style-type: none"> 纖維易受碰撞損傷，必須作保護處理。 接著樹脂有防水效果，可抑制混凝土劣化、鋼筋腐蝕。
經濟性		<ul style="list-style-type: none"> 一般而言比鋼板及纖維包覆工法經濟。 		<ul style="list-style-type: none"> 經濟與否取決於包覆層數及外層保護措施。

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銲道提早破壞及防止鋼柱挫曲。

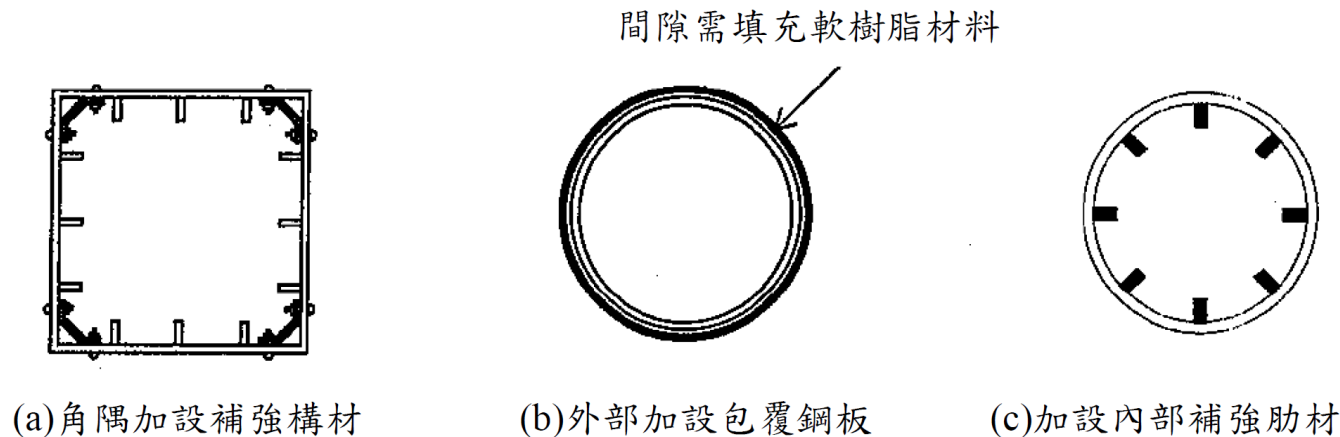


圖 C6-10 鋼橋柱加設構材補強方法示意圖

第七章 基礎耐震補強

7.1 基礎耐震補強原則

7.2 基礎系統補強時機

7.3 直接基礎及樁帽之補強設計

7.4 樁基礎之補強設計

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

【解說】：

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。

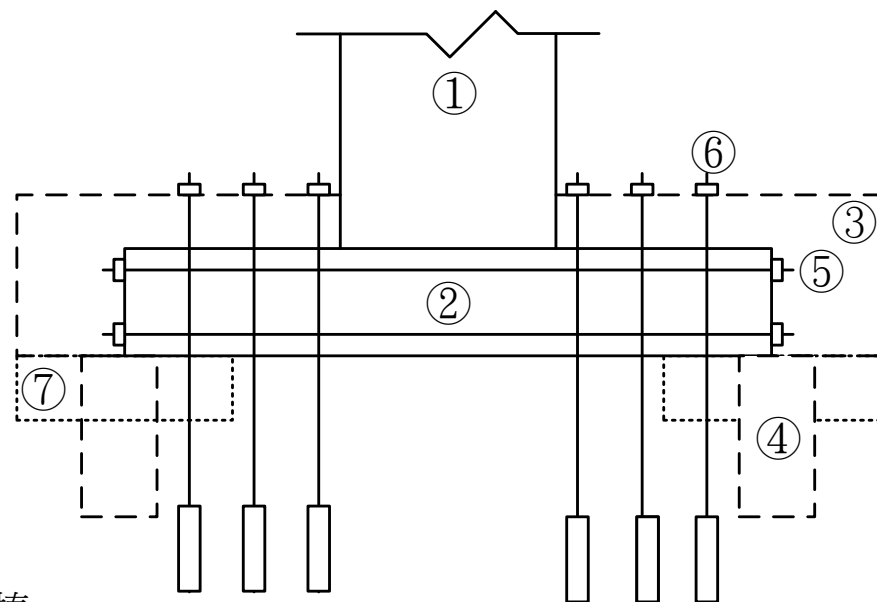
對於台灣常見之基礎嚴重裸露，導致耐震能力或承載力不足之基礎；或位於高液化潛能場址之基礎結構，一般必須考慮基礎補強。

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

- ①:墩柱
 ②:舊基礎板
 ③:新基礎板
 ④:增樁
 ⑤:水平預力鋼棒
 ⑥:垂直預力鋼棒
 ⑦:淺層改良



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



感謝聆聽