

台灣高速鐵路橋梁通過斷層之設計考量

鍾賢慶¹ 陳逸宇² 黃永和³ 莫若楫⁴

一、前言

台灣地區位處活動造山帶，地質活動相當頻繁，斷層活動經常造成地質災害，本世紀以來，發生在台灣本島並造成重大災害的地震與斷層活動已有7次，包括：1906年的嘉義地震(梅山斷層滑動，地震規模7.1)，1935年的苗栗台中地震(屯子腳，獅潭及紙湖三條斷層滑動，地震規模7.1)，1941年的中埔地震(可能是嘉義地區潛伏在地下的一條盲斷層滑動，地震規模7.1)，1946年的台南地震(新化斷層滑動，地震規模6.5)，1951年10月的玉里地震(玉里斷層滑動，地震規模7.3)，1951年11月的花蓮地震(美崙斷層滑動，地震規模7.1)，及1964年的白河地震(可能是盲斷層滑動，地震規模6.5)，其造成居民傷亡及建物損毀非常鉅大，圖1.1為台灣活動斷層分佈圖。

台灣高速鐵路計畫路線由台北至高雄全長約345公里(如圖1.2)，路線結構約有75%採用高架橋梁型式，其中通過三大主要活動斷層-屯子腳斷層、梅山斷層及新化斷層，由於以往之橋梁設計規範中，對於通過斷層帶若以高架橋梁結構方式通過者，並無明確條文可供設計者遵循，通常僅簡要以避免落橋之重大損害作定性的需求，而在1999年9月21日台灣發生了集集大地震以及參考近年來之國外大地震後，許多專家學者皆發現於接近斷層之區域，實際發生之地震規模可能較規範所訂定的規模還要大，咸認為有必要針對近斷層結構物依其所在工址之斷層帶特性另制定一套合適之耐震需求，以為結構物設計之依據。因此，設計上除了需考量過斷層結構該如何克服斷層錯動下之巨大水平或垂直變位外，對於近斷層結構物之耐震安全檢核更應特別重視。

1 亞新工程顧問股份有限公司正工程師兼計畫經理

2 亞新工程顧問股份有限公司結構工程師

3 亞新工程顧問股份有限公司高鐵專案經理

4 亞新工程顧問股份有限公司總經理

台灣高速鐵路計畫為台灣近年來之重大交通建設之一，屬民間投資興建-營運-移轉計畫(BOT Project)，依合約規範其設計年限採用100年，列車設計速率為350公里/小時，其耐震功能標的概分成兩個等級：

- EQ_I -其最大地表加速度(PGA)相當於工址950年回歸期在設計年限100年內之超越機率為10%之標準，在此等級地震下之結構物必須是可修復的。在不超過規範規定之結構物容許韌性容量(Ra)下，結構物材料可允許到達非彈性範圍。
- EQ_{II} -此等級最大地表加速度定為EQ_I之三分之一，要求在最大列車設計速率(350公里/小時)時，結構物在此地震下不可有降伏之情形發生。

一般而言，台灣公路或鐵路橋梁耐震規範震區之劃分，主要係依整個台灣地區地震危害度分析所得之研究成果，並參考活動斷層位置與過去大地震發生之記錄，加以合理討論後決定之，其耐震設計係以對付工址回歸期475年的地震為目標。台灣高速鐵路計畫的合約耐震需求很顯然地遠高於一般耐震規範475年迴歸期之標準，然而對於通過斷層抑或接近斷層之結構物而言，這樣的耐震標準可能尚嫌不足，須進一步依斷層特性重新訂定出一套適當且符合工程經濟效益的耐震強度及設計方法，進而研擬出適切的耐震對策。

本文擬藉筆者在台灣高速鐵路土建工程C291標之高架橋梁通過新化活動斷層的設計經驗為例與工程界分享，依據台灣國家地震中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)針對新化斷層特性所研究制定之近斷層設計反應譜及近斷層影響範圍，進行近斷層橋梁耐震評估檢核，分別對過斷層(Cross Fault)及近斷層(Near Fault)結構提供設計方法與對策，而這套設計理念已實際運用在台灣高速鐵路計畫中，期待這樣的設計理念能獲得土木工程界的採納及認可。

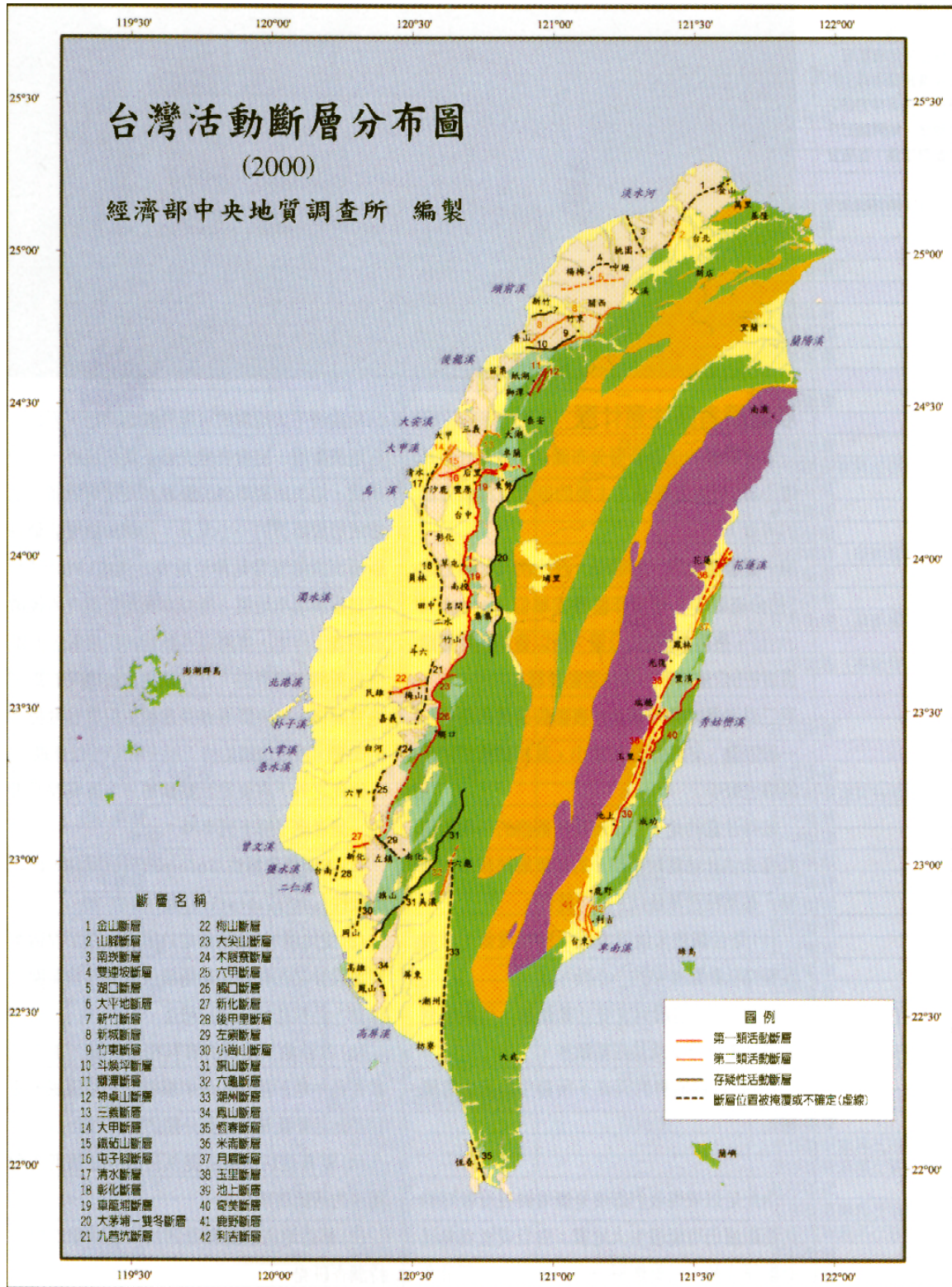
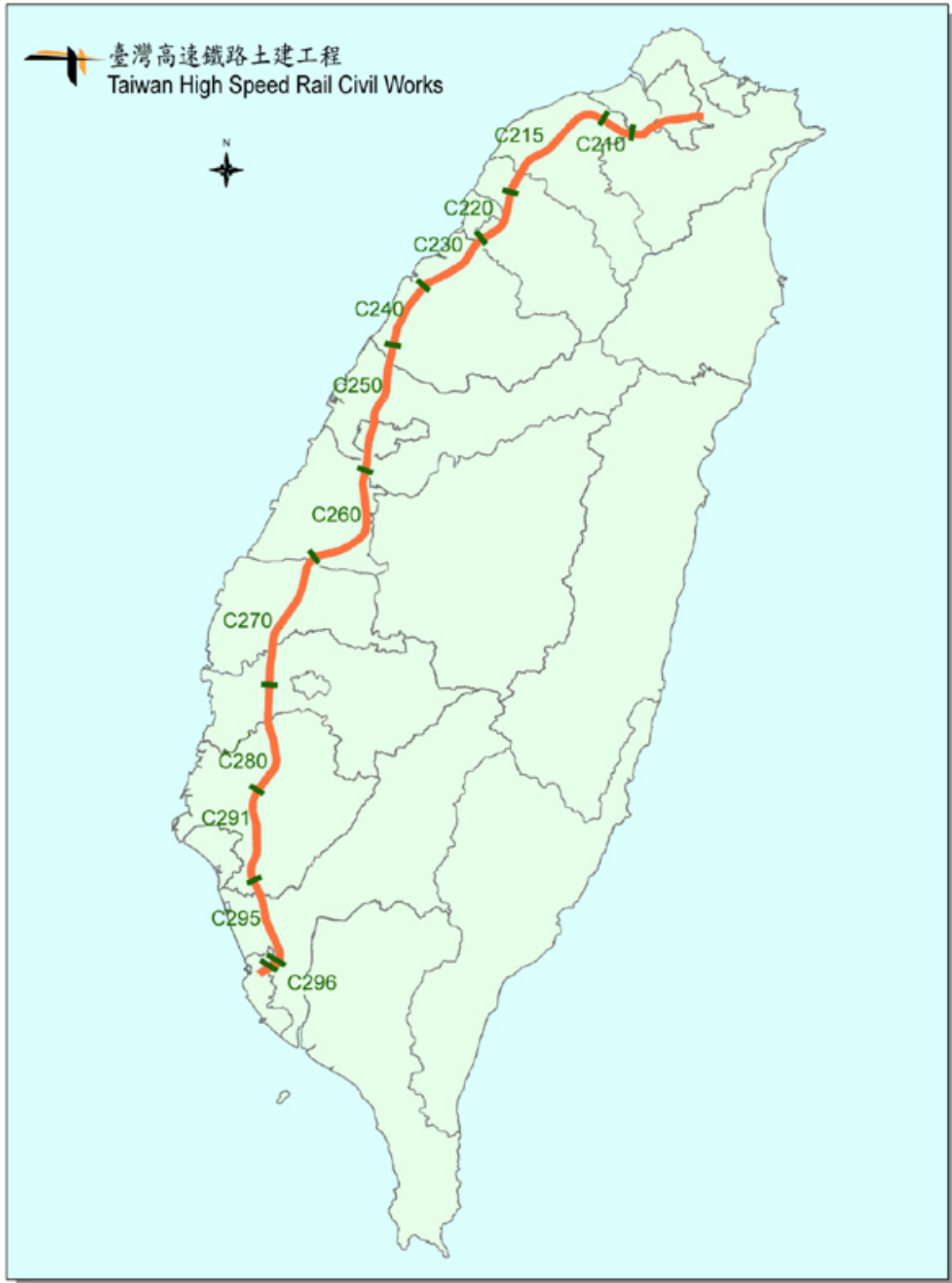


圖 1.1 台灣活動斷層分佈圖



<摘自台灣高鐵公司網站>

圖 1.2 台灣高速鐵路路線圖

二、新化斷層特性及其危害度分析

新化斷層屬於右移斷層,為1946年台南地震所造成的地震斷層,呈北北東走向。斷層由台南縣新化東北方約5.5公里之那菝林至新化西北方約2公里之北勢以東,長約6公里。亞新工程顧問公司曾於1998年5月提出新化斷層通過高鐵路線之調查報告,根據此斷層調查報告,其在高鐵路線上之推測位置如圖2.1所示,該斷層可能錯動範圍大約介於高鐵路里程TK299+200與TK299+800之間,約有600公尺長,其中推估有8處錯動或擾動帶分佈其中,依據歷史觀測紀錄,可簡單歸納其斷層特性如下:

- 地震規模: Local Magnitude, $M_L=6.1\sim6.5$
(Moment Magnitude, $M_W=6.8$)
- 震源深度(Focus Depth) = 3~5公里
- 斷層走向: 北偏東 $70^\circ\sim80^\circ$
- 傾斜角度(Dipping Angle) = 90°
- 斷層破裂長度(Fault Rupture Length) = 6公里
- 最大錯動量: 200~230公分(水平方向), 70公分(垂直方向)

以上的觀測紀錄係在該斷層破裂處之歷史資料,高鐵路線距離此歷史地震觀測位置大約有12公里遠,於通過高鐵路線附近當時並無觀測到任何地表錯動量,因此在進行其地震危害度分析時係參考工址附近如嘉義及台南地區之危害度分析及集集大地震之相關地震資料,再配合設計規範耐震需求,最後以地震規模 $M_W=6.8$ 或 $M_L=6.5$ 之地震強度作為推導近斷層設計反應譜之基礎。

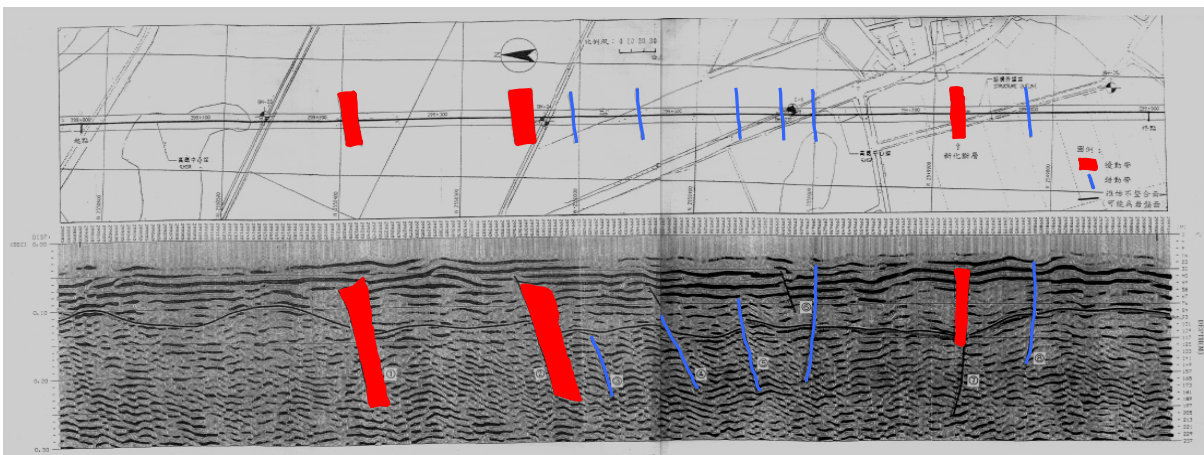


圖 2.1 新化斷層於台灣高速鐵路路線上之分佈圖

三、近斷層設計反應譜之推導

近斷層設計反應譜，主要受二大因素之影響，一為近斷層因子 (Near-Source Factors)，另一為斷層走向分量比 (Component Ratios)，而近斷層因子係為考量與斷層距離之關係，而斷層走向分量比則是為了決定在斷層走向及正交方向上之放大效應，基本上近斷層因子可分成三個不同週期而其定義如下：

- N_g ：指在最大地表加速度(PGA)下之近斷層因子(極短周期)
- N_a ：指在結構周期0.3秒($S_{A,0.3}$)下之近斷層因子(中周期)
- N_v ：指在週期1.0秒($S_{A,1.0}$)下之近斷層因子(長周期)

本文中所採用之地震衰減律公式有Boore-Joyner-Funel (BJF) 衰減律公式及Campbell衰減律公式，在有限的強地震資料情況下，BJF衰減律係援用北美西部之地動資料($M_w=6.8$)，而Campbell衰減律則引用近年來台灣地區之地動資料($M_L=6.5$)作為推導近斷層因子之依據，圖3.1顯示了新化斷層在二不同衰減律公式推導下不同周期之加速度值對斷層距離之變化差異，由圖可看出Campbell衰減律與BJF衰減律在斷層附近之譜加速度值相差頗大，接下來只要對照在不同距離下由衰減律推導之加速度值與規範耐震需求值便可求得各近斷層因子，圖3.2為新化斷層各近斷層因子與斷層距離之分佈圖。最後應用各近斷層因子至原設計規範中之設計反應譜即可決定出受近斷層因子影響之近斷層設計反應譜，圖3.3為新化斷層在不同距離下之僅考慮受近斷層因子影響之近斷層設計反應譜。

本文斷層走向分量比是參考1966年Parkfield地震及1979年Imperial Valley地震共三處測站之近斷層地動資料所推估，可表示如下：

$$\begin{aligned} C_{PG}(r) &= 1 + \frac{N_g(r)-1}{N_{g,0}-1} (C_{PG,0} - 1) & ; & \quad C_{NG}(r) = 1 + \frac{N_g(r)-1}{N_{g,0}-1} (C_{NG,0} - 1) \\ C_{PA}(r) &= 1 + \frac{N_a(r)-1}{N_{a,0}-1} (C_{PA,0} - 1) & ; & \quad C_{NA}(r) = 1 + \frac{N_a(r)-1}{N_{a,0}-1} (C_{NA,0} - 1) \\ C_{PV}(r) &= 1 + \frac{N_v(r)-1}{N_{v,0}-1} (C_{PV,0} - 1) & ; & \quad C_{NV}(r) = 1 + \frac{N_v(r)-1}{N_{v,0}-1} (C_{NV,0} - 1) \end{aligned}$$

其中 C_{PG} , C_{PA} , C_{PV} 分別表示與斷層平行在不同周期之斷層走向

分量比，而 C_{NG} , C_{NA} , C_{NV} 分別表示與斷層正交在不同周期之斷層走向分量比，圖3.4為斷層走向分量加速度譜。

綜合以上二因素，最後便可推導出最後之近斷層正規化設計反應譜如下：

1. 與斷層平行之設計反應譜

周期 (秒)	極短周期	較短周期	短周期	中周期	長周期
	$T \leq 0.03$	$0.03 \leq T \leq 0.143$	$0.143 \leq T \leq T_1$	$T_1 \leq T \leq T_2$	$T \geq T_2$
$C_{NF,P}(T)$	$N_g C_{PG}$	Linear with T	$2.0 N_a C_{PA}$	$1.8 N_v C_{PV} / T^{2/3}$	C_L

$$C_{NF,P}(T) = N_g C_{PG} + \frac{T - 0.03}{0.113} (2.0 N_a C_{PA} - N_g C_{PG})$$

$$T_1 = [1.8 N_v C_{PV} / 2.0 N_a C_{PA}]^{3/2}$$

$$T_2 = [1.8 N_v C_{PV} / C_L]^{3/2}$$

$$C_L = \max[1.25 \quad N_v C_{PV}]$$

2. 與斷層正交之設計反應譜

周期 (秒)	極短周期	較短周期	短周期	中周期	長周期
	$T \leq 0.03$	$0.03 \leq T \leq 0.143$	$0.143 \leq T \leq T_1$	$T_1 \leq T \leq T_2$	$T \geq T_2$
$C_{NF,N}(T)$	$N_g C_{NG}$	Linear with T	$2.5 N_a C_{NA}$	$1.8 N_v C_{NV} / T^{2/3}$	C_L

$$C_{NF,N}(T) = N_g C_{NG} + \frac{T - 0.03}{0.113} (2.0 N_a C_{NA} - N_g C_{NG})$$

$$T_1 = [1.8 N_v C_{NV} / 2.0 N_a C_{NA}]^{3/2}$$

$$T_2 = [1.8 N_v C_{NV} / C_L]^{3/2}$$

$$C_L = \max[1.25 \quad N_v C_{NV}]$$

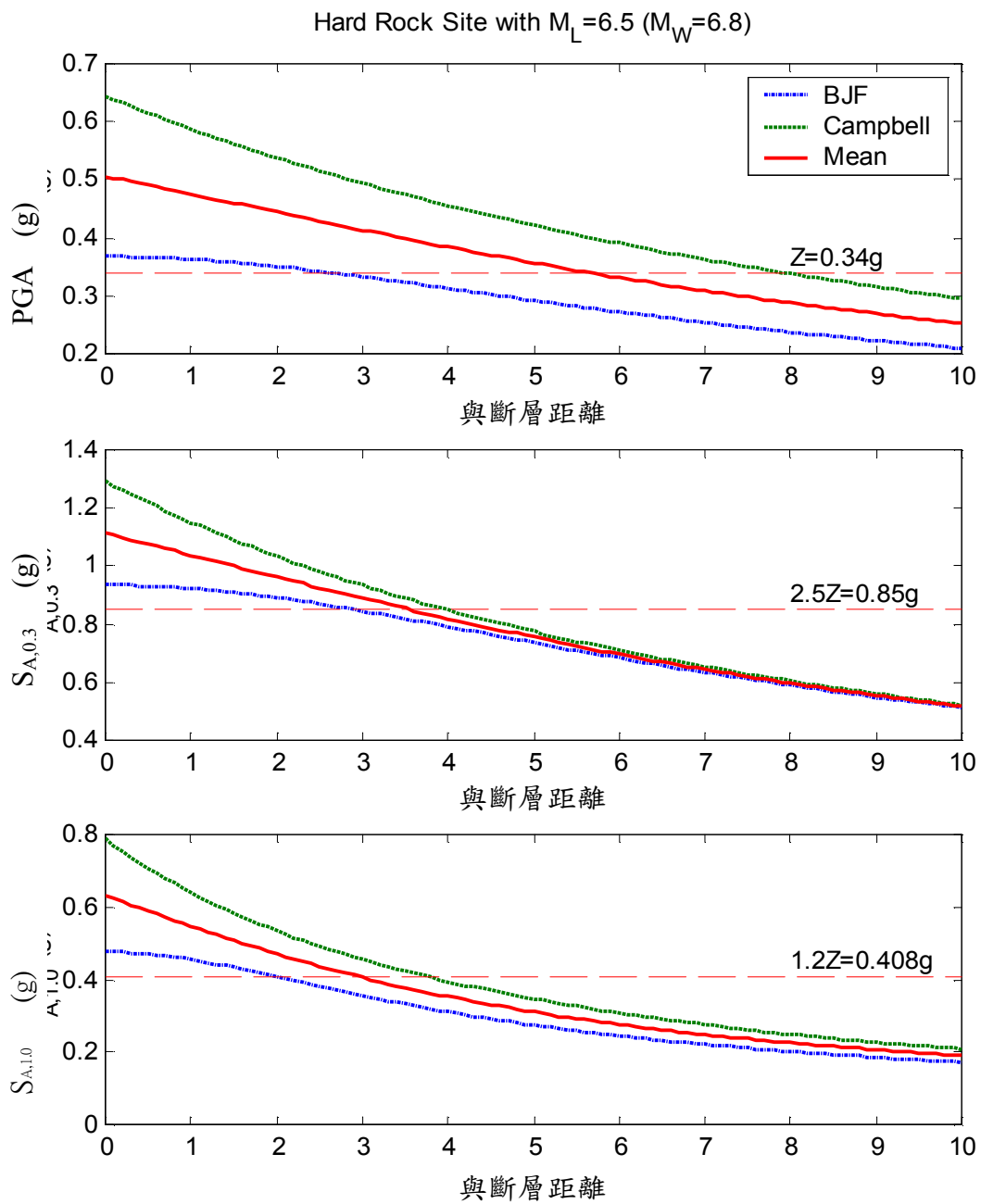


圖 3.1 新化斷層在二不同衰減律公式推導下周期之加速度
值與斷層距離關係之比較圖

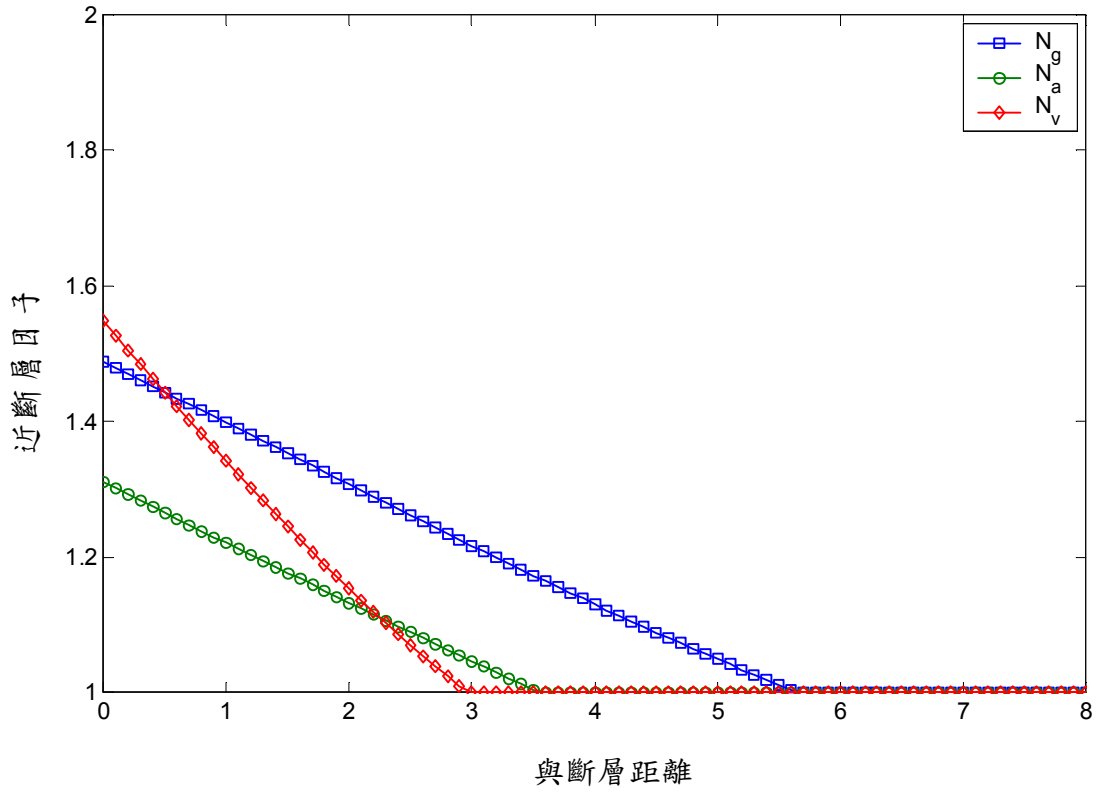


圖 3.2 新化斷層近斷層因子與斷層距離關係圖

Strike-slip Fault: $M_L=6.5$ ($M_W=6.8$); Zone 1B: $Z = 0.34g$; Soft soil(Type III)

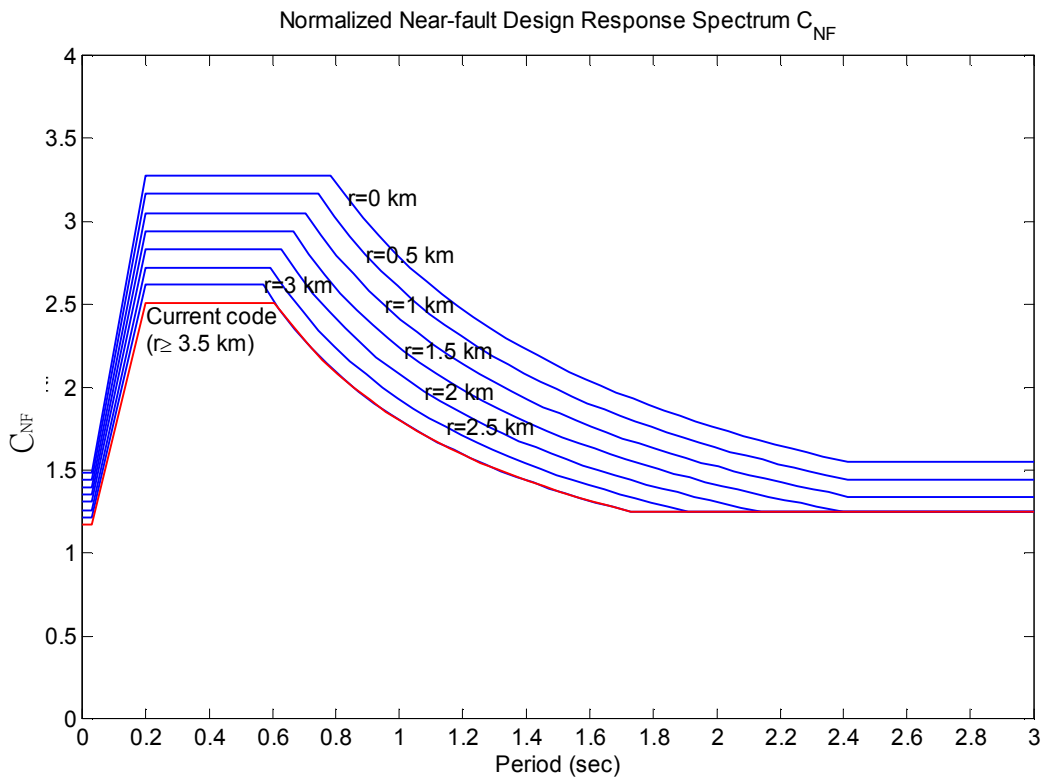
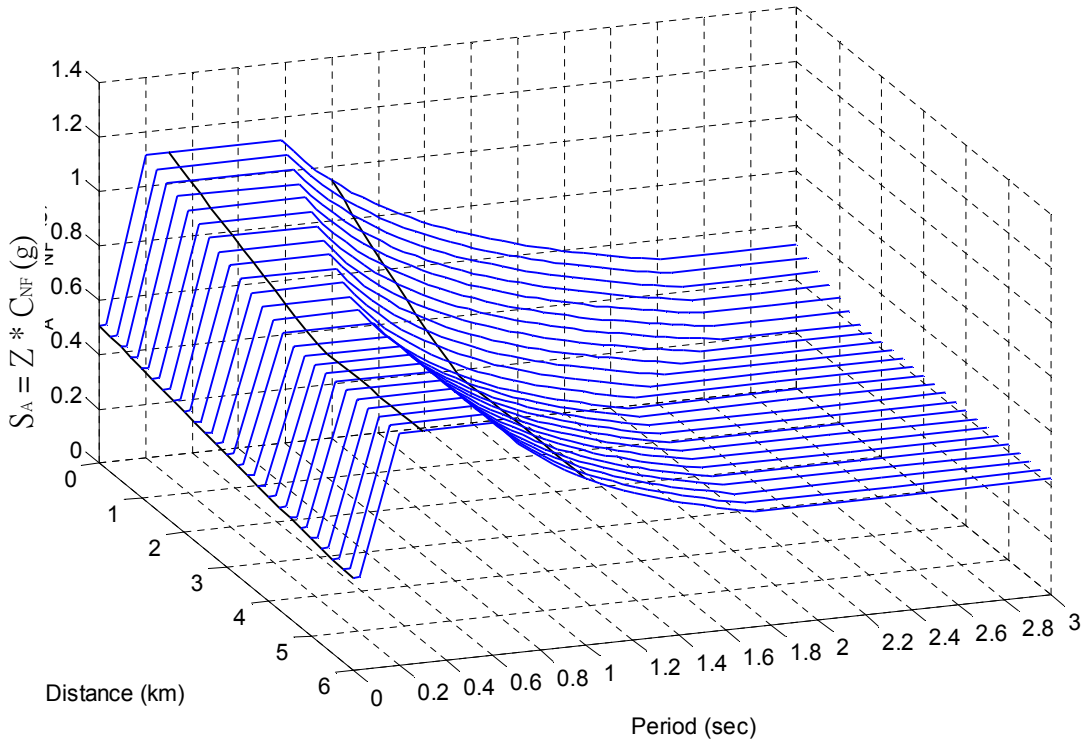


圖 3.3 新化斷層在不同距離下僅考慮受近斷層因子影響之之近斷層設計反應譜

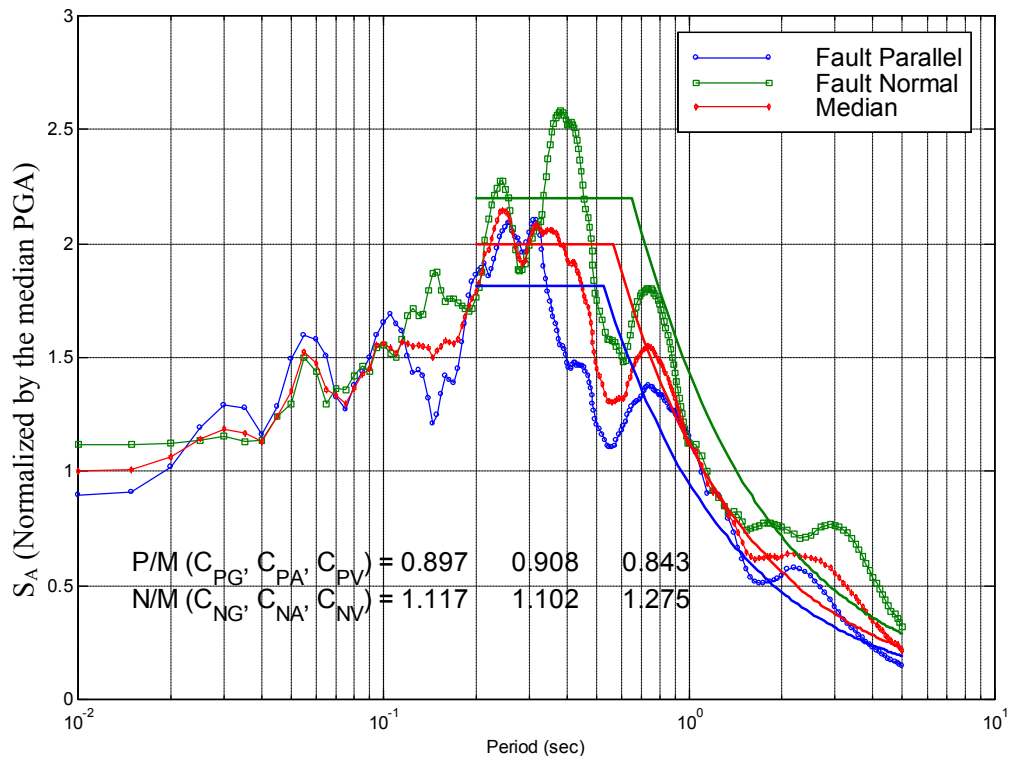


圖 3.4 平行斷層與垂直斷層加速度反應譜

四、近斷層結構設計考量

對於近斷層結構之橋柱而言，若以前述所推導之近斷層設計反應譜，援用合約規範中所訂定之韌性設計法來設計橋柱，可以預期所設計出之橋柱尺寸將會比依原設計規範所設計之結果大許多，這將大大影響基礎之設計力，由於實際橋柱韌性會高於規範之容許值甚多，考量以如此地震規模所對應之工址回歸期已超過2500年以上，就工程效益而言如此之設計方式實屬太過浪費且增加施工困難性，因此最後提出了以原有規範950年回歸期地震力先進行橋柱設計，再以近斷層效應進行橋柱耐震能力評估之構想並獲得業主之認可，因此在進行近斷層耐震能力評估時，除了採用了材料非線性應力應變關係外，並採桿件彎矩曲率法來決定斷面彎矩強度。

以新化斷層為例，原設計規範950年回歸期之工址設計地表加速度為0.34g，首先依照規範韌性設計需求之設計反應譜及容許韌性容量(F_u)進行橋柱設計後，柱斷面及配筋初步已被決定，接下來便可依其實際配筋量，採用彎矩曲率法，由認可之混凝土應力應變模型(如圖4.1為Mander's Model)及鋼筋之應力應變模型(如圖4.2為Park's Model)，求得不同狀態下斷面之彎矩強度及曲率(如圖4.3)，並計算橋柱容許水平承载力及容許韌性容量因子，最後再依等能量法則進行需求彈性水平地震力(近斷層)的折減，以折減後之水平地震力與容許水平承载力相比較，判定其是否滿足近斷層下之耐震需求。若折減後之水平地震力無法滿足近斷層設計反應譜下之耐震需求，則必須增加柱之配筋量或改變橋柱尺寸，然後再重覆上述之檢核步驟，直到滿足近斷層之耐震需求為止。

下表簡單摘要原高鐵一般橋梁耐震設計與近斷層橋梁耐震檢核之差異如下：

	原有耐震設計規定	近(過)斷層檢核
地表最大加速度	依震區化分而定	依距離斷層距離及可能發生之地震規模而定
地震反應譜	區分為水平及垂直反應譜	依斷層走向分為水平向平行斷層反應譜及水平向垂直斷層反應譜
地震力載重組合	<ul style="list-style-type: none"> ● 100%縱向+30%橫向+30%垂直 ● 30%縱向+100%橫向+30%垂直 ● 30%縱向+30%橫向+100%垂直 	<ul style="list-style-type: none"> ● 100%水平向平行斷層+30%垂直 ● 100%水平向垂直斷層+30%垂直
混凝土極限應變大小	依規範規定取最大值為 0.003	根據 Mander 的理論，在圍束良好的情況下，混凝土壓碎時之應變介於 0.012~0.05 之間
容許韌性容量	依橋柱之類別分為： <ul style="list-style-type: none"> ● 壁式橋柱: 1.44 ● 單柱: 2.0 ● 雙柱: 3.11 	依實際配筋量，採用 Mander 的混凝土應力應變模型及 Park 的鋼筋應力應變模型，求得斷面之彎矩強度及曲率，計算橋柱之容許韌性容量。

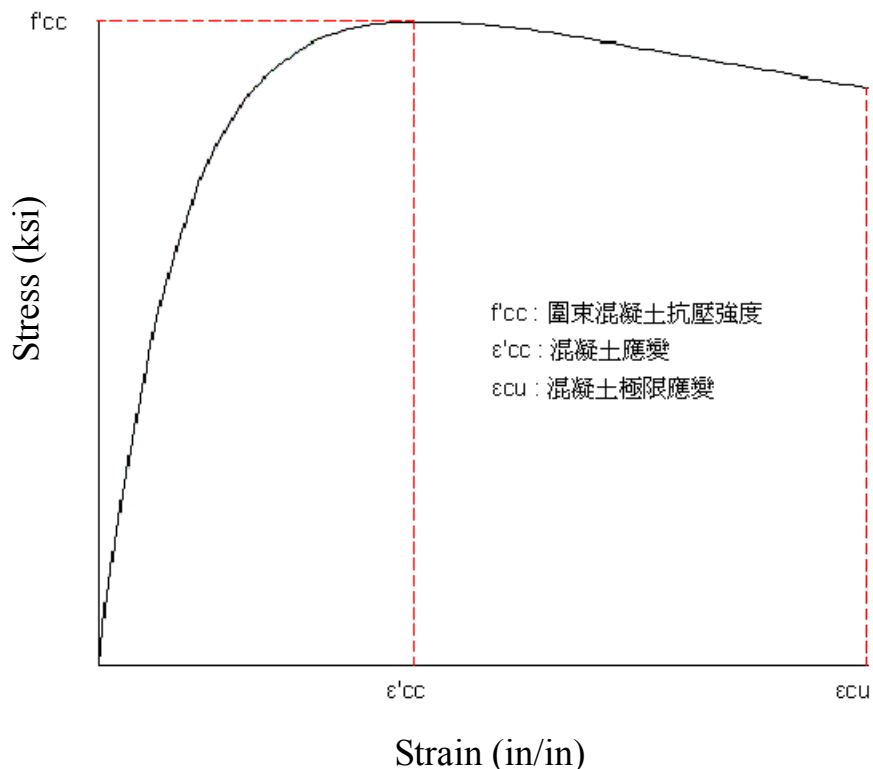


圖 4.1 混凝土應力應變圖 (Mander's Model)

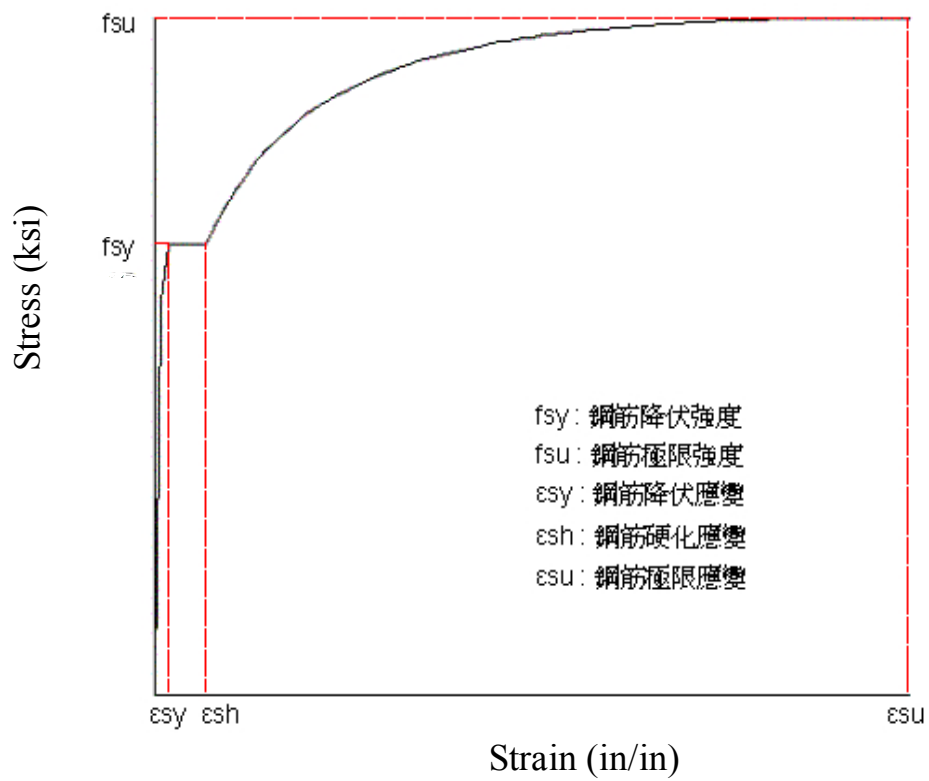


圖 4.2 鋼筋應力應變圖 (Park's Model)

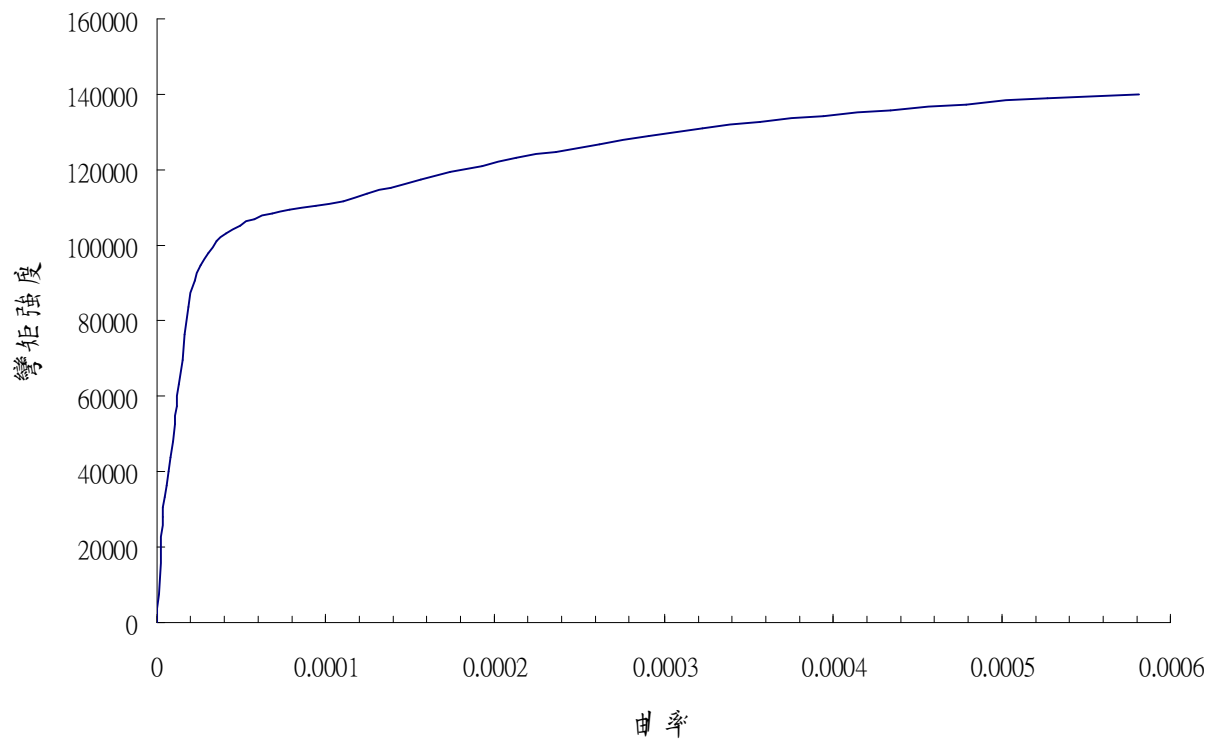
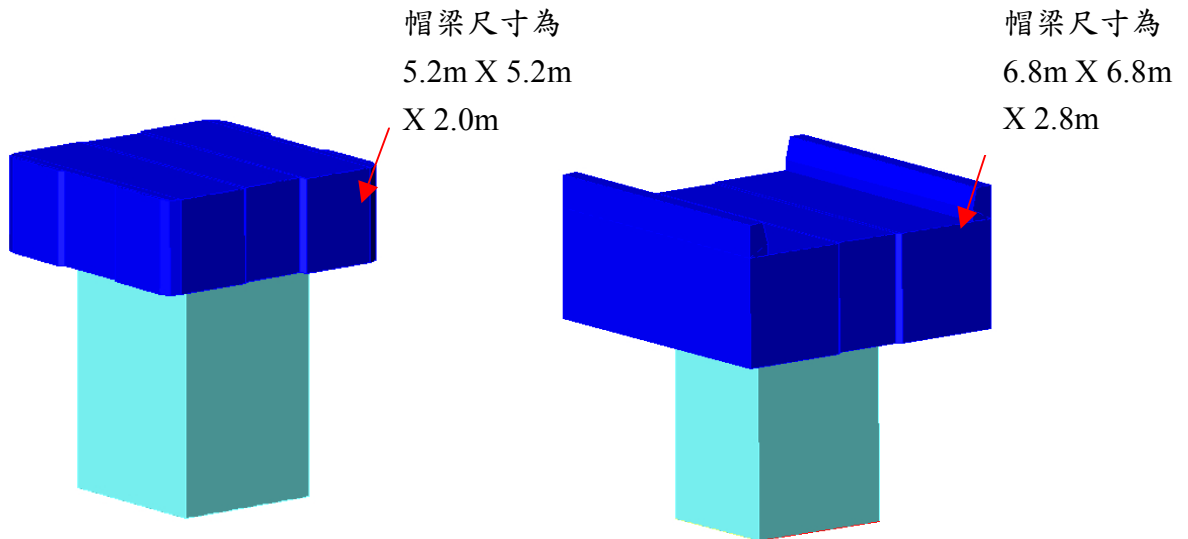


圖 4.3 彎矩強度與曲率關係圖

五、過斷層之設計對策

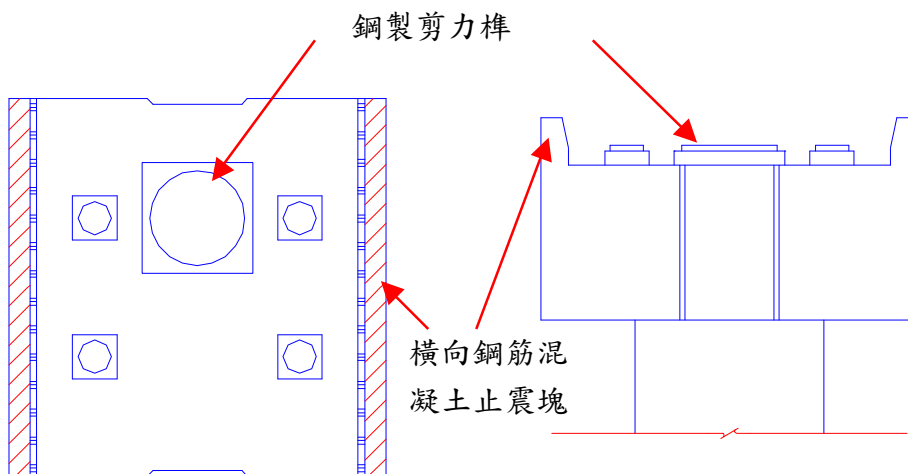
過斷層結構除了亦需進行前節所述之耐震能力檢核外(即與斷層距離設為零)，尚需特別考量防落橋措施，以高鐵通過新化斷層為例，其推估平均斷層水平錯動量約為80公分，而垂直錯動量約為25公分，在考量高速鐵路橋梁結構之重要性及保障乘客生命安全優先之前提下，除了配置以30公尺跨徑之簡支橋外並提供了多道防落橋措施以為因應，分別有：

- 擴大帽梁尺寸以增加梁端防落長度-如圖5.1
- 鋼製剪力樺(Shear Key)-如圖5.2
- 縱向防震拉條(Longitudinal Restrainer) -如圖5.3
- 橫向鋼筋混凝土止震塊(Transverse Girder Stopper)-如圖5.4



一般區域之帽梁

過斷層區域之帽梁



帽梁平面圖

帽梁立面圖



圖 5.1 過斷層區域之帽梁



圖 5.2 鋼製剪力樺

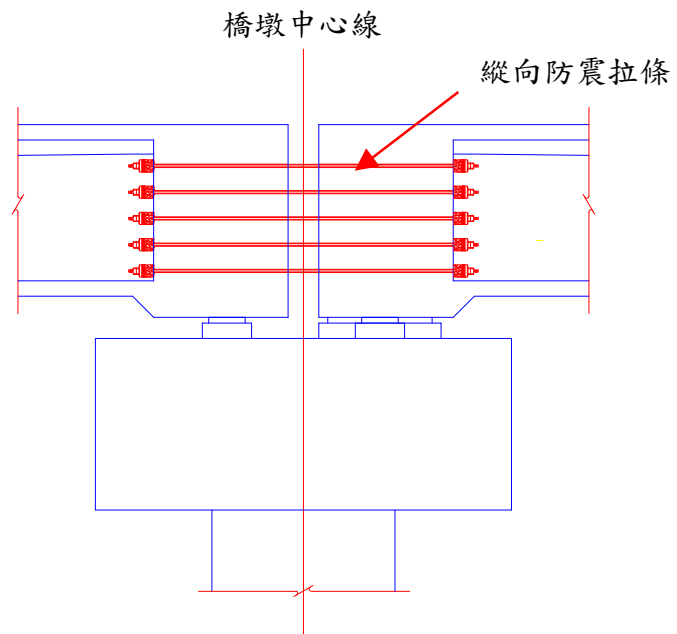


圖 5.3 縱向防震拉條



圖 5.4 橫向鋼筋混凝土止震塊

六、結論

- (1) 近斷層地震對結構物之影響，應予特別重視。除了需滿足現有耐震規範之最小耐震需求外，應針對各斷層獨特的地質特性，分別訂定合適之近斷層設計反應譜以為設計者遵循確保結構物在生命週期內之安全。
- (2) 近斷層耐震需求需由地震危害度分析決定並與所採用的地震衰減律公式及地動資料有關，以本文之案例而言，以BJF衰減律公式所推導之斷層處最大地表加速僅約0.37g，而以Campbell衰減律公式所推導之最大地表加速度卻高達0.64g，二者相差極大。
- (3) 依NCREE之建議若為設計目的(Design Purpose)可採用BJF及Campbell衰減律公式之平均值，進行推導設計反應譜。然而倘若是作為結構物耐震能力檢核之用，則建議以Campbell衰減公式作為推導的基準。本文對於近斷層橋柱而言，可考量橋柱發揮到較高韌性容量，係以耐震能力評估為主，故採用Campbell衰減律公式所推導之設計反應譜作為耐震評估之標準，然而對橋梁基礎結構，則必須確保在大地震下且橋柱發生塑鉸前，基礎仍處於彈性狀態，為免過度保守及增加工程困難性，採用BJF及Campbell二衰減律公式推導之平均值，應屬合理。
- (4) 對橋柱進行耐震能力評估時，可採用實際配筋量以彎矩曲率法，由確實合適之材料應力應變關係，求得斷面的彎矩曲率關係後，進而可求出橋柱的容許韌性容量，然後再依等能量法則計算折減後之水平地震力，並與容許水平承载力相比較，判定其是否滿足所要之耐震需求。
- (5) 對於重要性高如高速鐵路橋梁結構物者，在通過斷層帶時建議考慮設置多道防落措施以為因應，因為在僅增加相當有限工程成本下，卻可大大地降低其發生落橋災害的機率，本文中提出了增加帽梁尺寸、設置剪力樺、縱向防震拉條及橫向鋼筋混凝土止震塊等四道防落橋措施作為因應之道且現場已實際完工。

誌謝

本文撰寫過程中承蒙亞新工程顧問公司莫若礪董事長及焦中和協理給予寶貴建議及指正，特此致上誠摯之謝忱。

參考文獻

- [1] 中央大學應用地質研究所，「台灣活斷層研究計畫」，臺北，(1997)。
- [2] Taiwan High Speed Rail Corporation(THSRC)，「Volume 9， Design Specifications」 Taipei， (2000)。
- [3] 中華民國交通部，「鐵路橋梁耐震設計規範」，交通技術標準規範鐵路類工務部，臺北，(1999)。
- [4] 亞新工程顧問公司，「新化斷層補充調查報告」，臺北，(1998)。
- [5] M.J.H.Priestley, F.Seible and G.M.Calvi，「Seismic Design and Retrofit of Bridges」， John Wiley & Sons, Inc.， (1996)。