



交通部臺灣區國道高速公路局
Taiwan Area National Freeway Bureau

國道高速公路橋梁耐震補強 第2期工程(第1優先路段)規劃設計

第一次專家學者座談會 簡報

TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN
林同棧工程顧問股份有限公司

簡報人：彭康瑜 計畫主持人

中華民國 100 年 6 月 15 日



簡報大綱

- 1 前言
- 2 橋梁資料蒐集整理
- 3 大地與水利工程
- 4 橋梁耐震詳細評估
- 5 橋梁耐震補強工程
- 6 重點議題討論



TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN

1



1

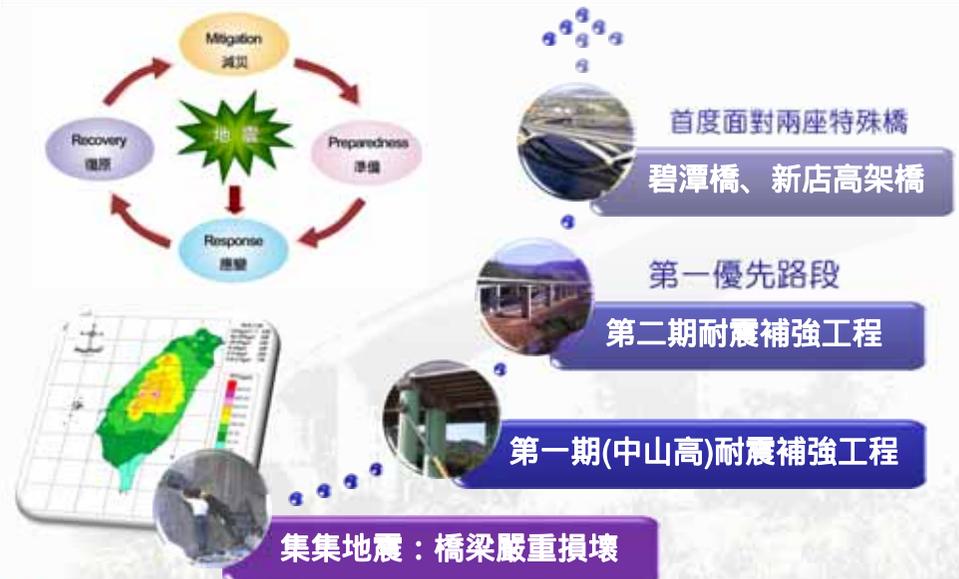
前言

TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN

2



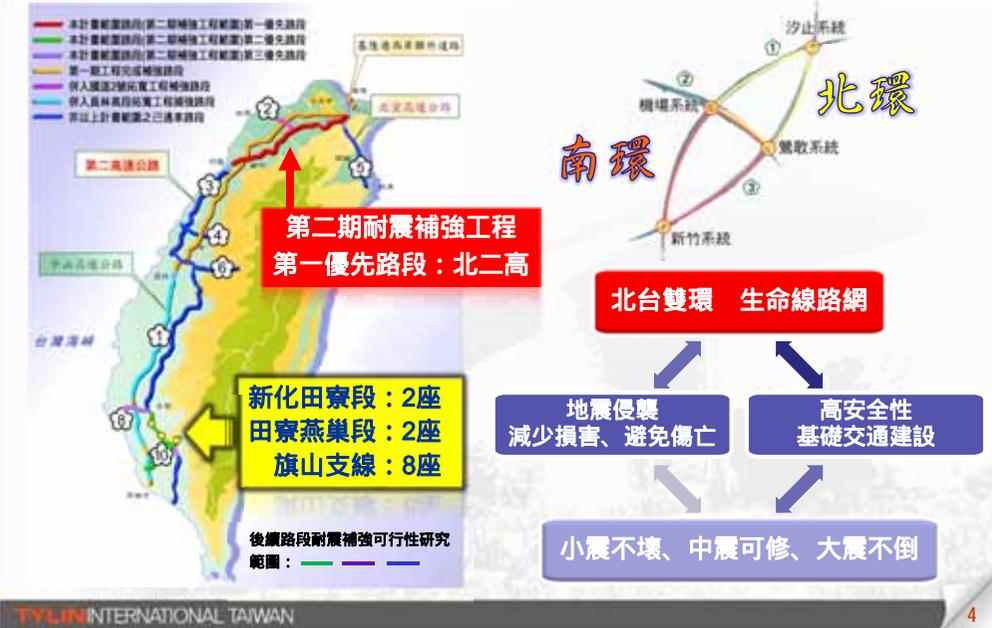
計畫緣起與目標



TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN

3

計畫緣起與目標



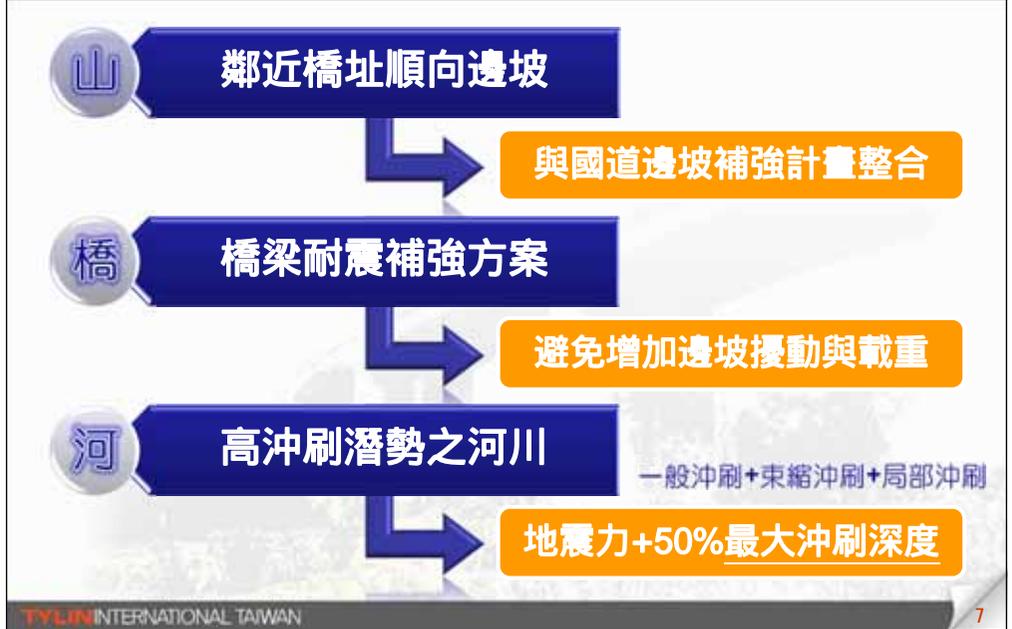
工程範圍與現況



永續思維與作法



「山·橋·河」共治理念



「山·橋·河」共治理念



預力地錨揚起試驗



鋼鍵內視鏡檢測



鋼鍵銹蝕狀況

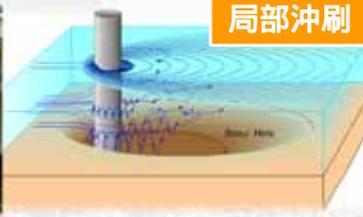
莫拉克風災之啟示



暴雨集中



飄流物掛淤



局部冲刷

北二高主要橋梁現況(1/3)



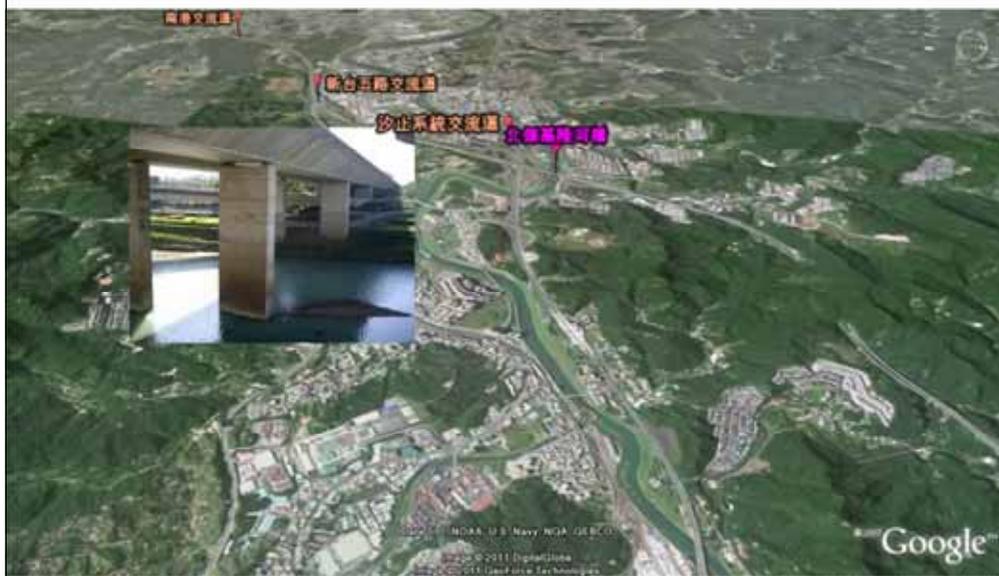
北二高主要橋梁現況(2/3)



北二高主要橋梁現況(3/3)



工程範圍內主要橋梁現況



2

橋梁資料蒐集整理

橋梁資料蒐集整理



橋梁耐震目視檢測 - 橋梁結構現況

■ 橋柱受不當束制，支承無防震設施



■ 基礎沖刷裸露，構件裂縫修補



橋梁耐震目視檢測 - 橋址環境現況

橋下市場、公園、造景、廟宇



橋址緊鄰鐵路箱涵、建物、停車場



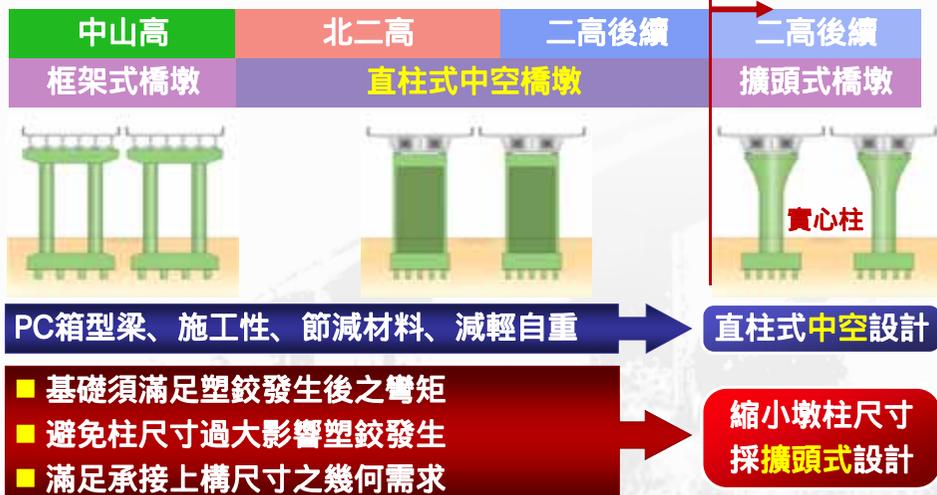
北二高橋梁結構特色

上部結構系統、工法演進



北二高橋梁結構特色

下部結構橋墩型式演進



既有橋梁耐震課題初探



橋梁耐震初步評估

■ 橋梁耐震初步評估表之選用

❖ 「公路橋梁安全初步檢測及評估準則」 (85.7)

- 落橋、強度韌性及穩定性評估
- 可行性研究階段初評依據

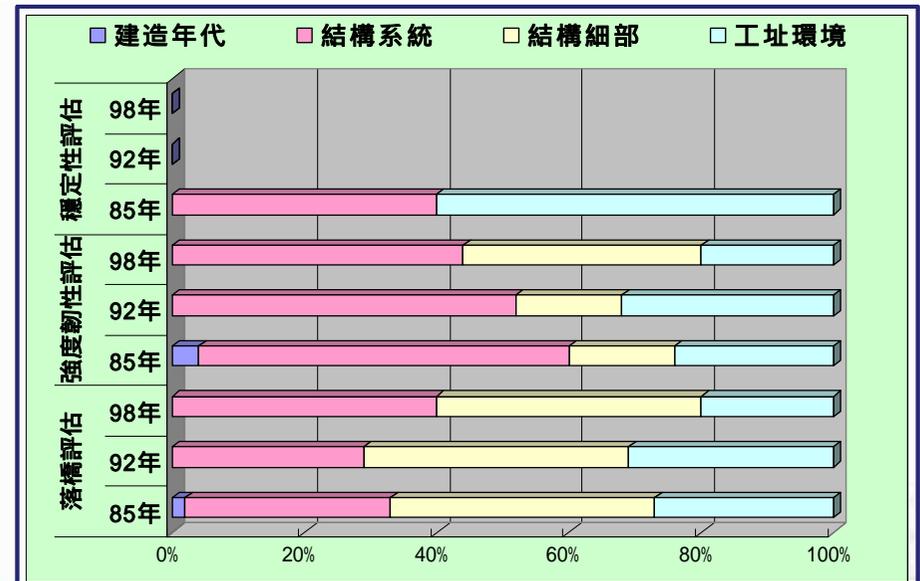
❖ 「橋梁耐震能力評估準則之建立」研究 (92.12)

- 落橋、強度韌性評估
- 第一期工程規劃階段初評依據

❖ 「公路橋梁耐震評估及補強準則之研究」 (98.12)

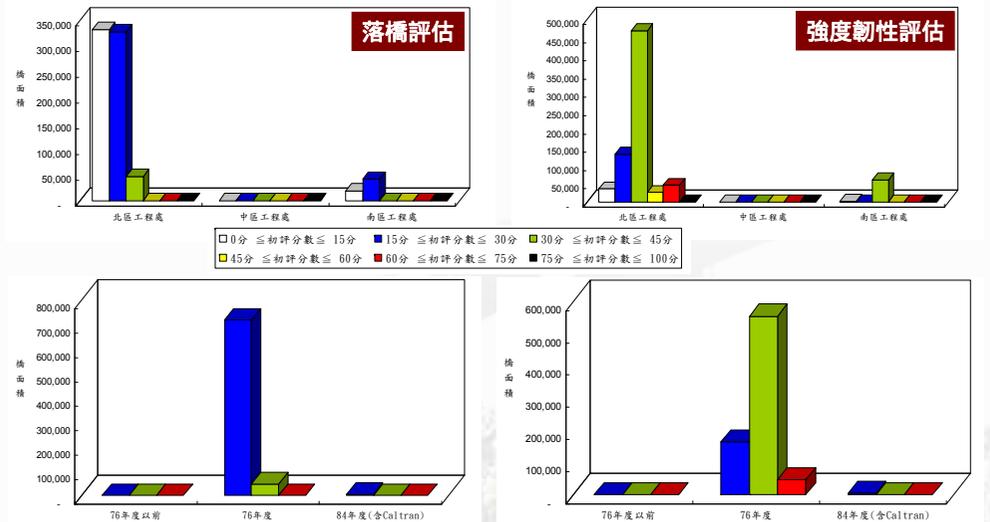
- 落橋、強度韌性評估
- 本工程初步評估依據

橋梁耐震初步評估成果



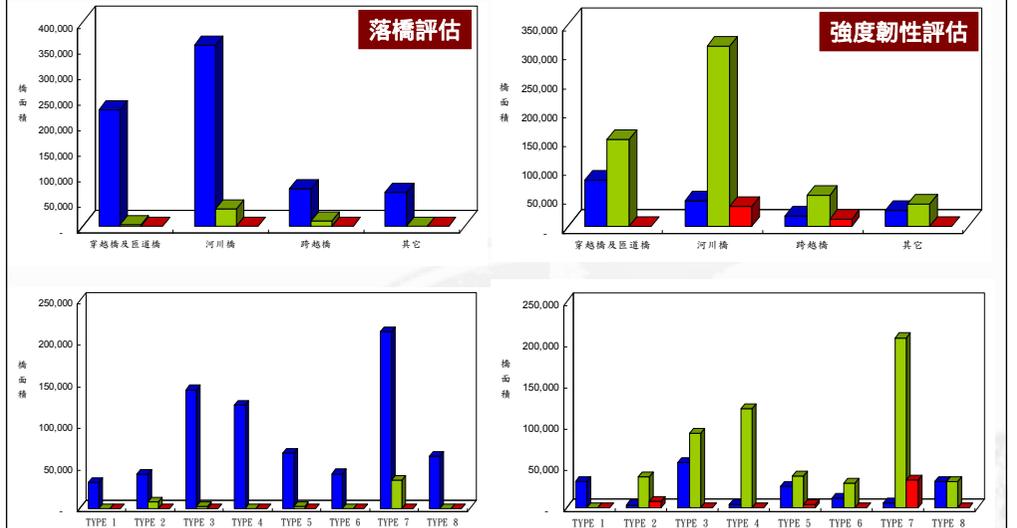
橋梁耐震初步評估

■ 0分 ≤ 初評分數 ≤ 30分 ■ 30分 < 初評分數 ≤ 60分 ■ 60分 < 初評分數 ≤ 100分



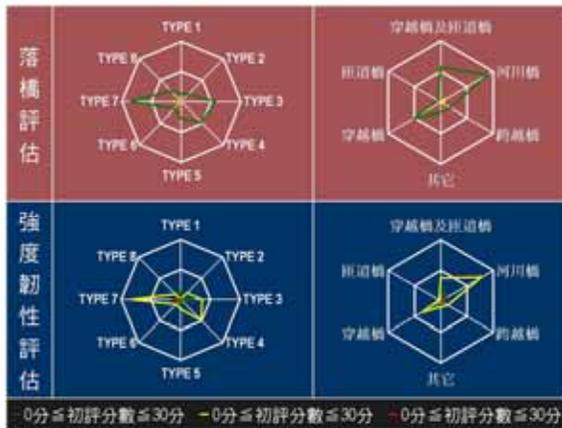
橋梁耐震初步評估

■ 0分 ≤ 初評分數 ≤ 30分 ■ 30分 < 初評分數 ≤ 60分 ■ 60分 < 初評分數 ≤ 100分



橋梁資料蒐集整理

■ 耐震初評結果統計 (依據公路總局98年「公路橋梁耐震評估及補強準則草案」)



單跨	TYPE1
	TYPE2
簡支梁	TYPE3
	TYPE4
	TYPE5
連續梁	TYPE6
	TYPE7
	TYPE8
其他	TYPE8

本工程橋梁主要潛在課題 → **強度韌性 (較落橋嚴重)**



3 大地工程

鄰近橋址地質敏感邊坡

依 貴局「32處順向坡體檢成果」：4處橋址屬地質敏感邊坡



敏感邊坡現況目視檢測

跨越橋STA.94+383	雲南路跨越橋	新竹一號跨越橋	寶山三號跨越橋
噴凝土坡面	格梁地錨 + 監測系統	石籠	格梁地錨 + 監測系統
坡面空洞	邊坡無異樣	邊坡出水現象	邊坡縱向溝變形

➔ **補強策略：位移拘束工法、CFRP包覆補強**
界面整合：與國道邊坡補強計畫整體考量



形跨越橋及其橋址邊坡之案例研討

- 形橋屬剛性結構物，僅能容許微量之基礎變位
 - ❖ 若邊坡坍塌，斜撐墩柱受擠壓造成上構預力損失而影響結構安全
- 不適用先行施築跨越橋梁後，挖除其下土方工法

形橋建議施工程序

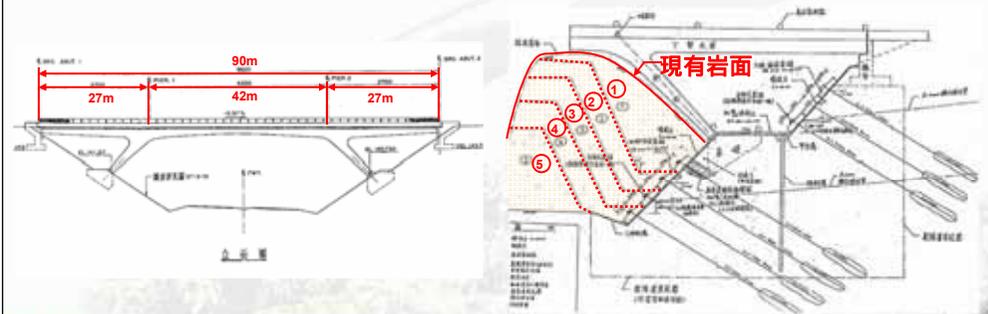
- ❖ 依設計需要開挖路幅及施設邊坡穩定措施
- ❖ 邊坡穩定措施完成後再進行跨越橋之施工



形跨越橋及其橋址邊坡之案例研討

96K+445雲南路跨越橋

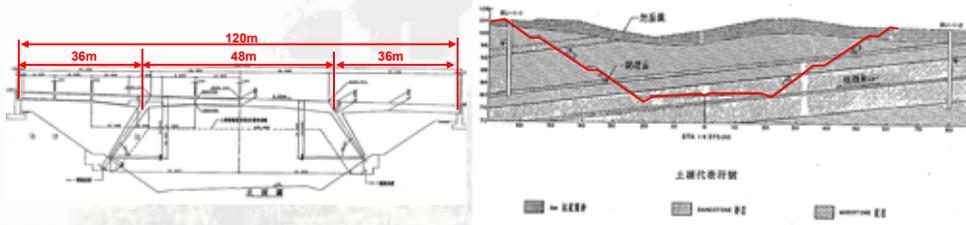
- ❖ 兩側邊坡皆為順向坡，本區地下水位高，兩側邊坡經分析有坍塌之虞
- ❖ 施工時先行完成橋梁後，再進行土方開挖
 - 為維橋梁安全，橋下土方開挖及地錨施作須分階段審慎進行



形跨越橋及其橋址邊坡之案例研討

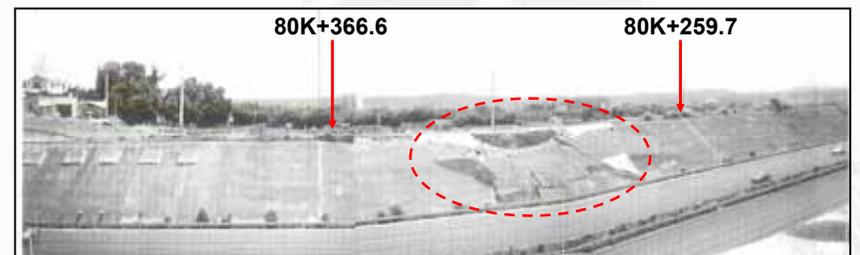
102K+783寶山三號跨越橋

- ❖ 右側邊坡為順向坡，左側邊坡為逆向坡
- ❖ 與新竹竹南、關西新竹段地質條件相似
 - 依關西竹南段邊坡坍塌整治案例，原設計泥岩參數可能高估
 - 施工前檢討於第二階邊坡加設三排預力地錨
- ❖ 施工時先行完成邊坡地錨施工，再施築跨越橋



北二高關西新竹段設計里程80K+300右側邊坡坍塌簡介

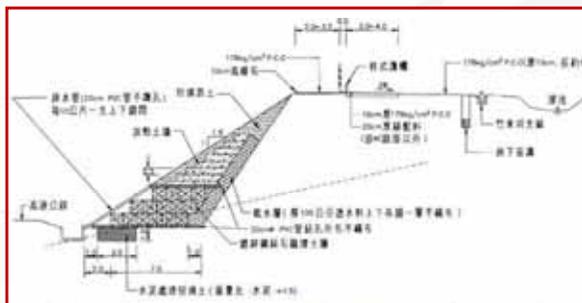
- 為順向坡，接近柑子崎向斜軸部，岩層傾角約 12°
- 坡頂有一溜池，加上連續數日豪雨，地表水入滲；泥岩膠結不良，易於沖蝕且植生不易，泥岩材料吸水後，剪力強度急遽下降遂沿土、岩層間形成平面滑動



北二高關西新竹段設計里程80K+300右側邊坡坍塌簡介

■ 採具相當柔性及透水性之石籠與加勁土牆為整治工法

- ❖ 較具柔性，因而能承受較大之沉陷量
- ❖ 具較高之阻尼，因而耐震較佳
- ❖ 施工快速、開挖少、不需重型機械
- ❖ 無排水不良之問題



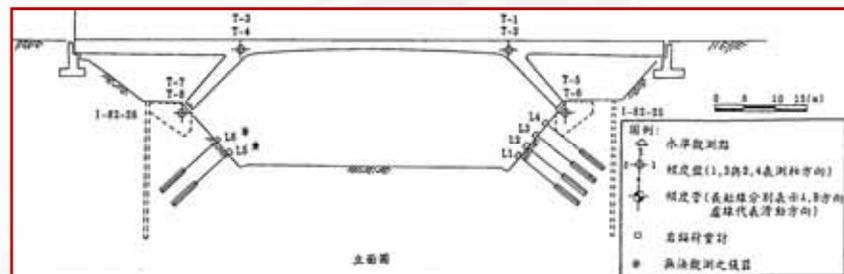
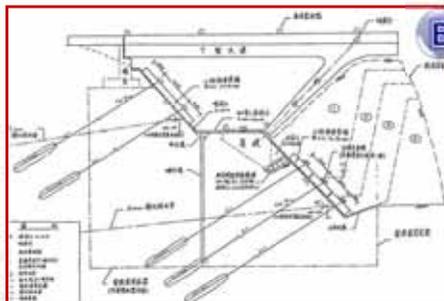
北二高關西新竹段設計里程82K+262兩側邊坡坍塌簡介

- 柑子崎向斜軸，兩側邊坡皆為順向坡，岩屬於右側之傾角為 $8\sim 12^\circ S$ ，左側傾角為 $5\sim 10^\circ N$
- 因向斜軸部係地下水匯集之處，故本區地下水位頗高
- 破壞模式主要為砂泥岩層面間之平面型滑動
- 原設計所採泥岩參數為 $C=5 T/m^2$ ， $\phi=35^\circ$ ；檢討後改採 $C=0$ ， $\phi=17^\circ$
- ❖ 兩側邊坡均須加設地錨維持穩定性

北二高關西新竹段設計里程82K+262兩側邊坡坍塌簡介

■ 邊坡穩定措施

- ❖ 增設地錨
- ❖ 岩層節理填縫固結灌漿
- ❖ 橋梁及邊坡裝設監測儀器以調整施工程序並作必要處理



橋梁鄰近敏感邊坡資料確立

■ 中央地質調查所：地質災害潛勢圖



■ 國道邊坡補強計畫之敏感邊坡評估成果

■ 橋墩基礎承載能力依據規範

- ❖ 公路橋梁耐震設計規範(98年6月修訂)
- ❖ 國道新建工程局頒「大地工程設計注意事項」
- ❖ AASHTO, “ Standard Specification for Highway Bridges ” (2002)
- ❖ 日本「道路橋示方書」下部結構篇及耐震設計篇

■ 工址液化潛能評估

- ❖ 主要採用JRA(2002)法，及NCEER之SPT-N簡易法(1997)、HBF評估法(陳、黃,2011)為輔
- ❖ 根據Iwasaki et al.(1982)所提出之方法，求得地盤液化之損害程度

■ 工址液化潛能評估

F _L 範圍	地表面下深度z(m)	土壤參數折減係數 D _E			
		R ≤ 0.3		0.3 < R	
		Level I 地震	Level II 地震	Level I 地震	Level II 地震
F _L ≤ 1/3	0 ≤ z ≤ 10	1/6	0	1/3	1/6
	10 < z ≤ 20	2/3	1/3	2/3	1/3
1/3 < F _L ≤ 2/3	0 ≤ z ≤ 10	2/3	1/3	1	2/3
	10 < z ≤ 20	1	2/3	1	2/3
2/3 < F _L ≤ 1	0 ≤ z ≤ 10	1	2/3	1	1
	10 < z ≤ 20	1	1	1	1

■ 資料來源：

- ❖ 陳正興 國立台灣大學土木工程學系
- ❖ 黃俊鴻 國立中央大學土木工程學系
- ❖ 莊長賢 美國Clemson University土木工程學系

■ 說明大綱：

- 一、研究背景
- 二、地震案例與簡易評估法
- 三、分析模式不確定性之評估
- 四、HBF法與其他液化評估法性能之比較
- 五、結論與建議

■ 地層反覆剪應力比(CSR)之半經驗反算公式

❖
$$CSR = 0.65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \times r_d \quad (\text{Seed, 1971})$$

- ❖ 反算出M=7.5之臨界液化強度曲線CRR
- ❖ 簡易法安全係數 FS = CRR / CSR
- ❖ Seed法的演進：1971,1979,1985
- ❖ NCEER法(1997)：將Seed法圖表公式化

各簡易評估方法之特性

- 中國大陸法：
 - ❖ 採用地震烈度、水位、土層深度與N值為參數，公式特殊，不適用台灣之耐震設計實務
- 日本JRA法：
 - ❖ 公式完整，不考慮地震規模影響，嚴重低估高N值土壤之CRR
- 日本T-Y法：公式完整，低估高N值土壤之CRR
- Seed法：準確度高，使用需查經驗圖表
- NCEER法：準確度高，經驗公式複雜，無物理意義
- HBF法：公式完整，準確度高，有物理意義

地震案例與簡易評估法

- 選用之地震案例：
 - ❖ 集集地震(1999)
 - ❖ 世界案例(Youd et al.,1997) , Cetin et al.(2000)
- 檢核的簡易評估法
 - ❖ Seed法
 - ❖ NCEER法
 - ❖ NJRA法
 - ❖ T-Y法
 - ❖ HBF法

交通部公路橋梁耐震設計規範

C8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計鑑於國內所採行之土壤液化評估方法眾多，各種評估方法各有所長，為顧及工程習慣，目前不宜強行統一，因此在條文中並未硬性規定土壤液化評估的方法，僅將日本道路協會1996年版之『道路橋示方書・V耐震設計編』中有關土壤液化及Seed、T-Y簡易經驗法等相關規定列於解說中，供設計者參考。

SPT-N案例資料數量之統計表

案例來源	液化案例數	非液化案例數	總案例數
台灣集集地震(1999)	178 (59%)	124 (41%)	302
Cetin et al.(2000)	91 (58%)	65 (42%)	156
Youd et al.(1997)	185 (59%)	131 (41%)	316
總計	454	320	774

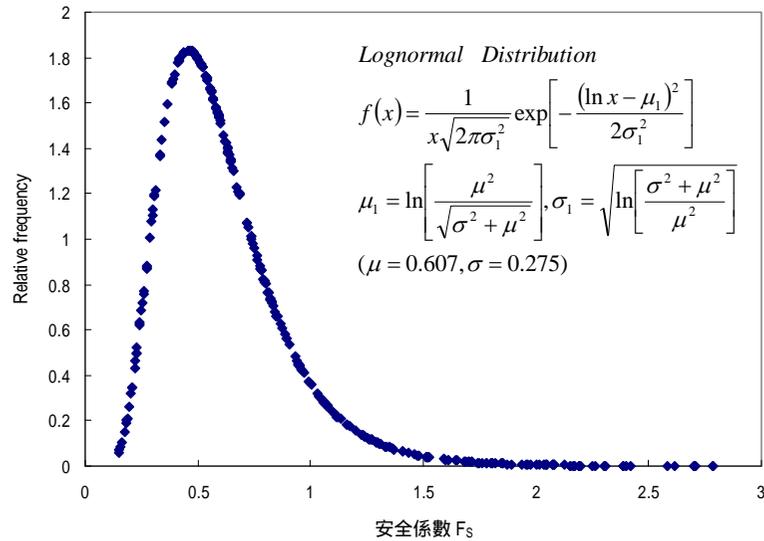
分析模式不確定性之評估

- 可靠度分析(Reliability Analysis)
 - ❖ 概念機率(Notional Probability)
- 貝氏定理(Bayes Theorem)
 - ❖ 貝氏機率(Bayesian probability)
- Notional v.s. Bayesian 機率圖(N-B 圖)
 - ❖ 量化模式不確定性
 - ❖ 求出模式修正因子
- 可靠度指標
- 液化機率

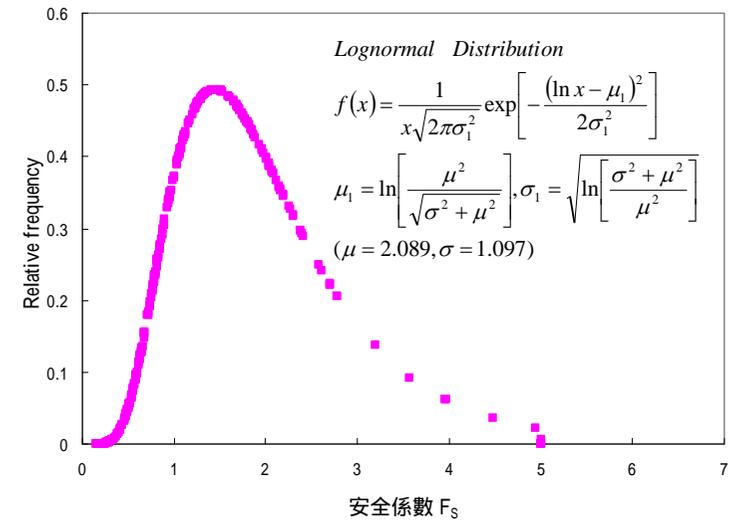
$$\beta = \min_{x \in F} \sqrt{\left[\frac{x_i^* - \mu_i}{\sigma_i} \right]^T [\rho]^{-1} \left[\frac{x_i^* - \mu_i}{\sigma_i} \right]}$$

$$P_f = \phi(-\beta) = 1 - \phi(\beta)$$

液化案例安全係數之機率分佈



非液化案例安全係數之機率分佈

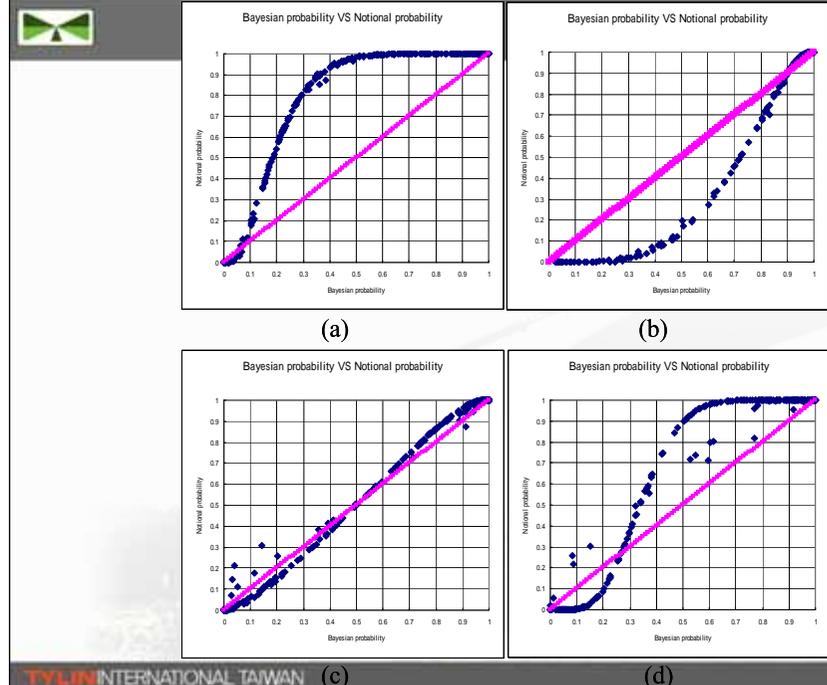


概念機率與貝氏機率

- 概念機率 (Notional probability)
 - ❖ 屬理論上的土壤液化機率
- 貝氏機率 (Bayesian probability)
 - ❖ 可視為真實的機率
- Notional v.s. Bayesian 機率圖 (N-B圖)
 - ❖ 量化模式不確定性
 - ❖ 不確定性修正因子
 - ❖ 機率均方根誤差：

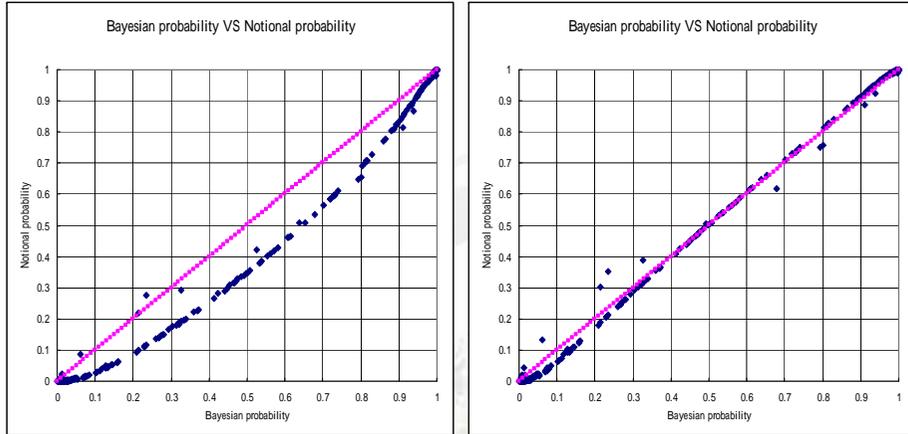
(root mean squared error, RMSE)

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [(P_{LN})_i - (P_{LB})_i]^2}{N}}$$



經由C₁值修正後之N-B機率比較圖之差異

$$F_s = \frac{C_1 \times CRR}{CSR}$$



(a)

(b)

HBF法與其他液化評估法性能比較

■ HBF法介紹

◆ 各液化評估方法性能之比較

■ 建立正規化標準貫入阻抗：

$$(N_1)_{60} = C_N \times N \times \frac{E_m}{E_{60}} \quad C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (\sigma'_v : \text{kg/cm}^2)$$

■ 細粒料含量對貫入阻抗N值之影響

$$(N_1)_{60,CS} = K_S \times (N_1)_{60}$$

當FC(%) 10 $K_S=1.0$

當FC(%) > 10 $K_S = 1 + 0.07 \times \sqrt{FC - 10}$

HBF法與其他液化評估法性能比較

■ 計算反覆抗液化強度比CRR

$$CRR = A + \frac{B \times (N_1)_{60,CS}}{1 - (N_1)_{60,CS} / C}$$

■ 其中

A=土壤抗液化強度之最低值， $CRR_{lim}=0.08$

B=強度隨 $(N_1)_{60,CS}$ 的增加程度， $B=0.0035$

C=可能發生液化的 $(N_1)_{60,CS}$ 上限值，約為39

若是 $(N_1)_{60,CS}$ 大於39，則直接判定為非液化

HBF法與其他液化評估法性能比較

■ 計算地震反覆剪應力比CSR

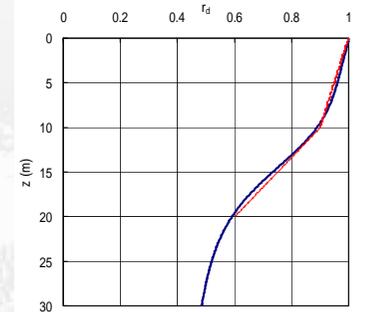
$$CSR = 0.65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \times r_d(z)$$

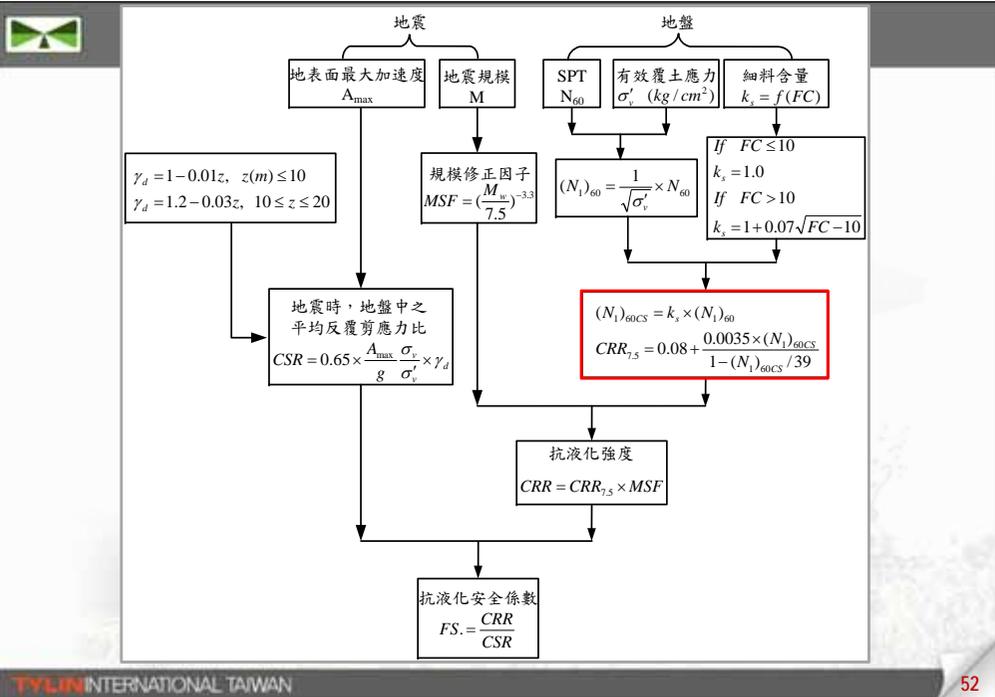
當 $z(m) \leq 10 \rightarrow r_d = 1 - 0.01z$

當 $10 \leq z(m) \leq 20 \rightarrow r_d = 1.2 - 0.03z$

■ 計算安全係數 $F_s = \frac{CRR}{CSR} \times MSF$

$$MSF = (7.5/M_w)^{-3.3}$$





各液化評估方法性能之比較

以Seed法分析各案例之結果

案例類別	Seed 法 (1985)		準確度
	C_1	RMSE	
集集地震	1.0	0.027	良好
集集地震	1.035	0.014(min)	最佳
Cetin et al.	1.0	0.283	過於保守
Youd et al.	1.0	0.206	偏不保守

TYL INTERNATIONAL TAIWAN 53

各液化評估方法性能之比較

以NCEER法分析各案例之結果

案例類別	NCEER 法 (1997)		準確度
	C_1	RMSE	
集集地震	1.0	0.051	良好
集集地震	0.945	0.031(min)	最佳
Cetin et al.	1.0	0.224	偏不保守
Youd et al.	1.0	0.219	過於保守

TYL INTERNATIONAL TAIWAN 54

各液化評估方法性能之比較

以NJRA法分析各案例之結果

案例類別	NJRA 法 (1996)		準確度
	C_1	RMSE	
集集地震	1.0	0.159	尚可
集集地震	1.17	0.126(min)	尚可
Cetin et al.	1.0	0.218	對稱於擬合線
Youd et al.	1.0	0.333	對稱於擬合線

TYL INTERNATIONAL TAIWAN 55

各液化評估方法性能之比較

以T&Y法分析各案例之結果

案例類別	T&Y 法 (1983)		準確度
	C_1	RMSE	
集集地震	1.0	0.072	良好
集集地震	0.92	0.021(min)	最佳
Cetin et al.	1.0	0.218	偏不保守
Youd et al.	1.0	0.162	對稱於擬合線

各液化評估方法性能之比較

以HBF法分析各案例之結果

案例類別	HBF 法 (2005)		準確度
	C_1	RMSE	
集集地震	1.0	0.036	良好
集集地震	1.015	0.035(min)	最佳
Cetin et al.	1.0	0.379	過於不保守
Youd et al.	1.0	0.188	偏保守

各液化評估方法性能之比較

各評估法以集集地震案例校正之結果

評估方法	C_1	RMSE	準確度
Seed	1.035	0.014	良好
NCEER	0.945	0.031	良好
NJRA	1.17	0.126	普通
T&Y	0.92	0.021	普通
HBF	1.015	0.035	良好

HBF法與其他液化評估法性能比較

結論與建議 (陳正興、黃俊鴻、莊長賢, 2011)

- ❖ HBF法、Seed法與NCEER法有最少的模式不確定性與較小的誤差，明顯優於日本NJRA法與T&Y法
- ❖ 各簡易評估法均可以模式修正因子 C_1 修正，求得更準確的評估值
- ❖ HBF法相較Seed法與NCEER法，有公式簡單易記，參數有明確物理意義等優點，便於工程實務應用



4

水利工程



河川水理與沖刷潛勢

坡度
陡急



牛欄河

具沖刷
潛勢



鳳山溪

流路
擺盪

砂石
開採



大漢溪

側向
侵蝕



三峽溪

保護工
未收邊

結構物
互制



大漢溪

河床
下降



二仁溪

浮木
掛淤

縮減通
水斷面



河川橋沖刷深度初步評估

橋梁名稱	沖刷現況	斷面號數	重現期	洪峰流量 (cms)	水位 (m)	局部沖刷	束縮沖刷	保護工有效係數	沖刷深度
碧潭橋	迎水面積大	24.2	Q_{200}	9,100	21.56	17.32	0.95	0.4	10.68
安坑橋		22	Q_{200}	9,600	11.87	7.74	0.37	0.1	7.29
三峽溪河川橋	河床長期下降	4.2	Q_{200}	9,600	17.22	6.57	0.52	0.7	2.13
大漢溪河川橋		64.2	Q_{100}	11,500	50.05	11.01	2.99	0.7	4.20
頭前溪河川橋		38.2	Q_{100}	7,200	86.30	7.37	0.46	0.3	5.55
二仁溪		P10(淺基)	Q_{100}	1,835	17.85	2.45	0.25	0.1	2.43
二號河川橋		P16(樁基)	Q_{100}	1,835	17.85	3.51	0.81	0.1	3.89

基隆河橋、景美溪橋、鳳山溪橋、鹽港溪橋及美濃溪河川橋：沖刷深度約0.99~9.65m



大漢溪橋橋下鼎塊



安坑橋基礎裸露



頭前溪橋墩前鼎塊



頭前溪橋潛在沖刷課題

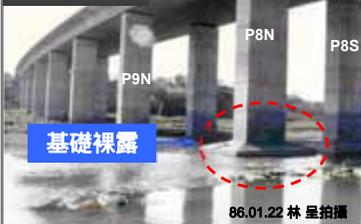


基礎沖刷評估

考量上下游河工構造影響

頭前溪河川橋址處河道變化

民國86年



民國93年

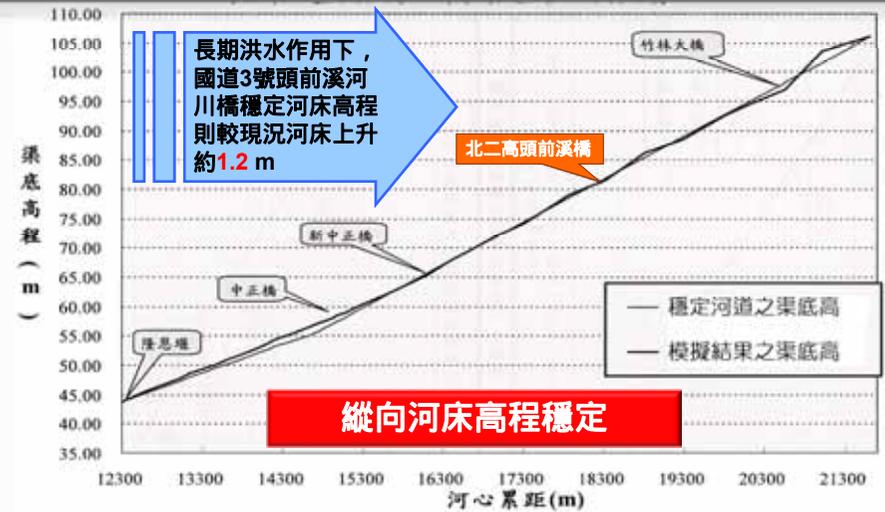


民國100年



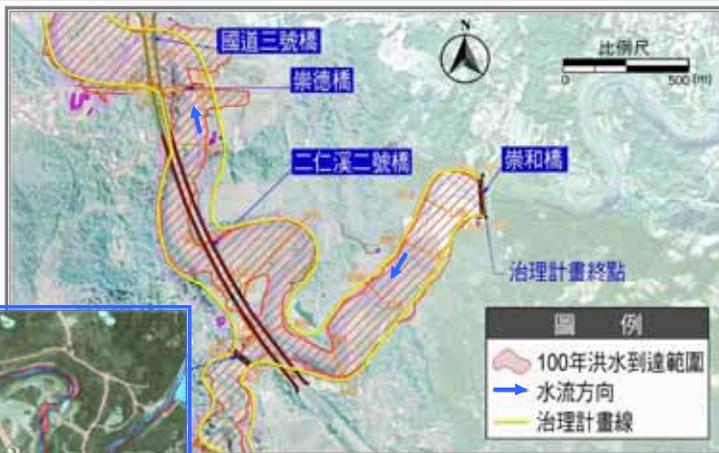
下游固床工移除渠底沖淤模擬

中正大橋下游固床工潰決之情形下，穩定河道長期流量作用向之一維動床水理模擬結果



【摘自：水利署第二河川局，頭前溪中正大橋河段沖刷防治工法規劃設計，2011】

二仁溪二號河川橋沖刷課題



- 治理計畫線內
 - 洪水到達範圍
- 洪水到達範圍 含括整座橋梁

莫拉克颱風現況淹沒範圍



莫拉克風災洪水現況

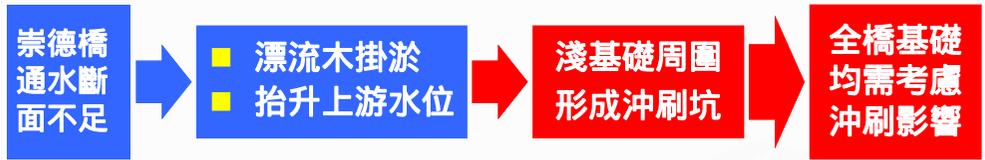


淺基礎洪水冲刷情勢

■ 莫拉克颱風時P20附近淹水痕跡平均高程為EL. 20.95 m，地面高程EL. 14.73 m，P20橋墩處平均淹水深度為6.22 m

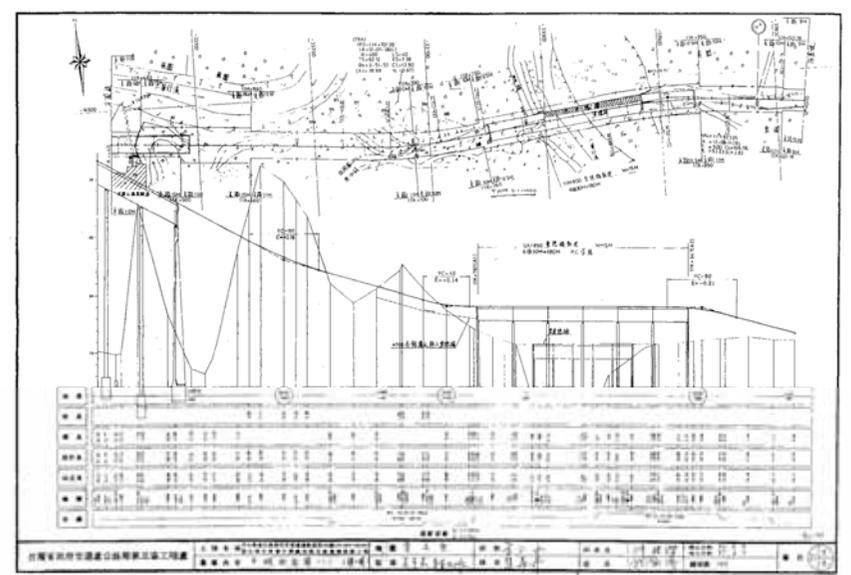


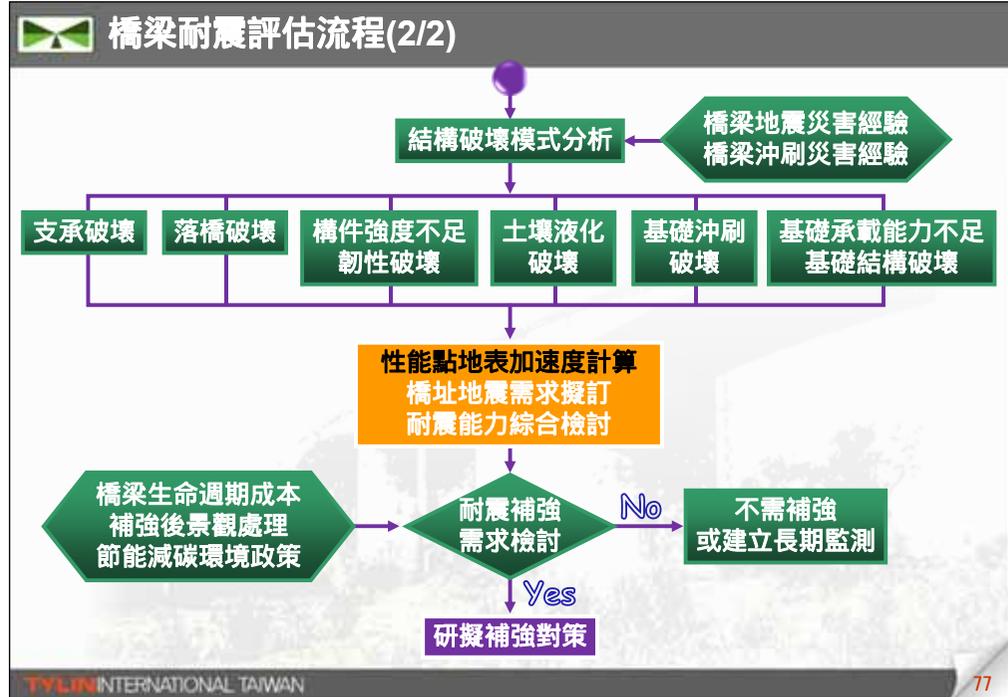
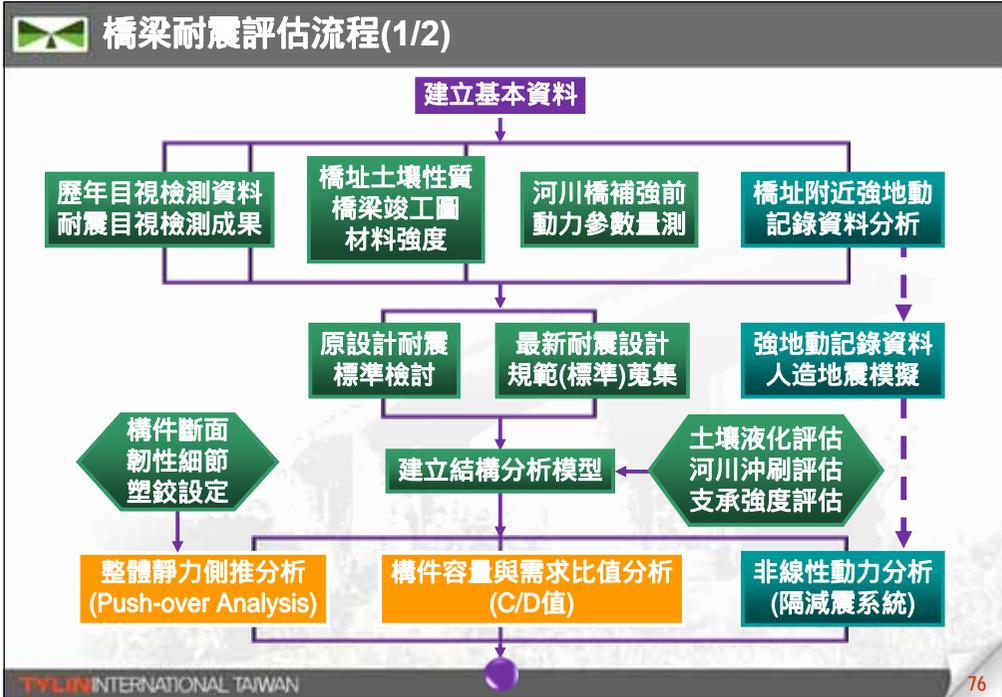
二仁溪二號河川橋冲刷潛勢



橋墩編號	基礎形式	基礎頂部高程	基礎底部高程	莫拉克洪水高程痕跡	河床高程(88年)	河床高程(100年)
P3	樁基	10m	8m	19.96~20.12m	16.95m	11.43m
P4	樁基	11m	9m	16.20~17.58m	15.40m	11.49m
P12	樁基	15m	13m	19.92~20.11m	19.14m	16.95m
P15	擴展基腳(淺基)	11.8m	10m	18.90~21.06m	17.19m	15.20m
P17	擴展基腳(淺基)	14.5m	11.5m	19.28~20.06m	17.25m	15.40m
P19	擴展基腳(淺基)	13.5m	10.5m	20.43~21.34m	16.55m	15.72m

崇德橋竣工圖：結構平面圖





- ### 耐震補強設計基本原則
- 國道高速公路橋梁耐震補強設計基本原則
 - ❖ 確保設計之橋梁主結構體在發生**中度地震**時能保持在彈性限度內
 - ❖ 發生**設計地震時(約475年回歸期)**容許產生塑性變形及一些韌性損壞，但仍可修復
 - ❖ 發生**最大考量地震時(約2500年回歸期)**容許產生較大塑性變形，但須避免產生落橋或崩塌
- 78

耐震性能準則(Seismic Performance Criteria)

地震力等級	工址水平譜加速度係數	耐震理念	服務性能	損壞等級	
中度地震	依行政區劃分	結構保持彈性	震後正常通行	輕微	
	回歸期475年地震之1/3.25				
設計地震	依行政區劃分	構件產生塑鉸發揮容許韌性容量	震後有限通行	可修復	
	回歸期：475年				S_s^D 0.80、0.70、0.60、0.50
	50年超越機率：10%				S_1^D 0.45、0.40、0.35、0.30
最大考量地震	依行政區劃分	結構韌性容量完全發揮，但橋梁避免落橋、崩塌	震後緊急通行	嚴重	
	回歸期：2500年				S_s^M 1.00、0.90、0.80、0.70
	50年超越機率：2%				S_1^M 0.55、0.50、0.45、0.40

79

耐震性能準則(Seismic Performance Criteria)

■ 服務性能 (Service Levels)

❖ 震後正常通行(Immediate)

- 地震後於24小時內，橋上交通可全面通行

❖ 震後有限通行(Limited)

- 地震後於幾天內，橋上可通行有限的交通(如車道縮減、輕型救災車輛等)；橋上全面通行則需數個月的時間復舊搶修

❖ 震後緊急通行(Emergent)

- 地震後於幾天內，利用緊急臨時支撐系統(可能需封閉局部交通搶修)，橋上可通行有限的交通(如車道縮減、輕型救災車輛等)；橋上全面通行則需數個月的時間復舊搶修

耐震性能準則(Seismic Performance Criteria)

■ 損壞等級 (Damage Levels)

❖ 輕微(Minimal)：地震時，結構保持在彈性階段

❖ 可修復(Repairable)：地震造成橋梁構件之損壞，可在不損失其主要功能下修復；如韌性構件產生塑鉸，發揮至容許韌性容量為限

❖ 嚴重(Significant)：地震可能造成橋梁構件之嚴重損壞，但應避免崩塌(No Collapse)，需封閉局部交通復舊搶修；如韌性構件產生塑鉸，可發揮較大韌性容量

橋梁結構系統模擬

■ 振動單元

❖ Tension Model、Compression Model

■ 基面之認定

❖ 土壤液化深度 (NJRA法, 2002年)

❖ 最大沖刷深度之50% (AASHTO 2002第4.4.5.2節)

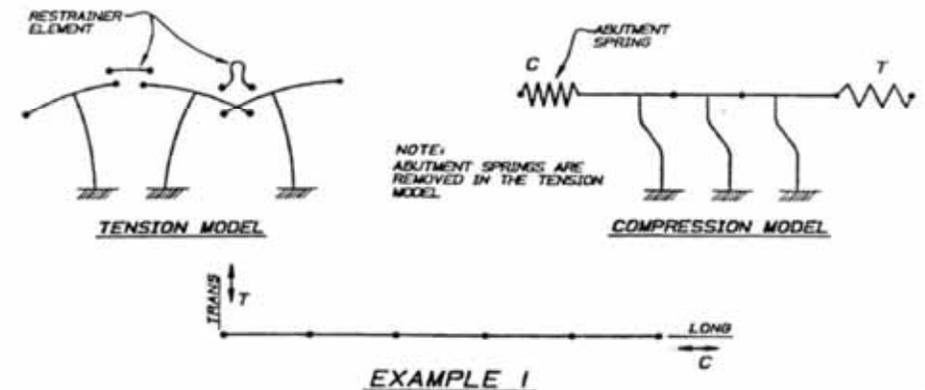
■ 土壤彈簧之認定

❖ 依橋址現場條件與鑽探資料加以研判認定

❖ 橋台於地震力作用時之等值土壤彈簧模擬應特別考量

橋梁結構系統模擬

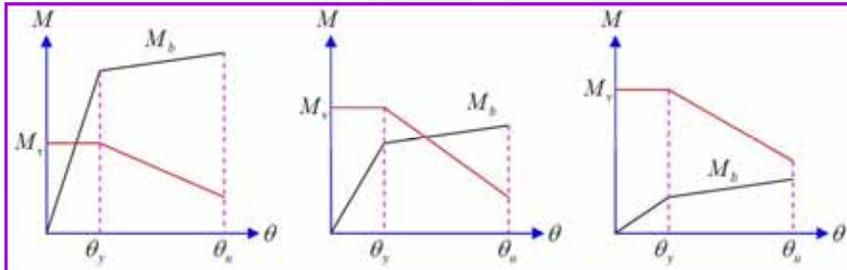
Tension Model、Compression Model



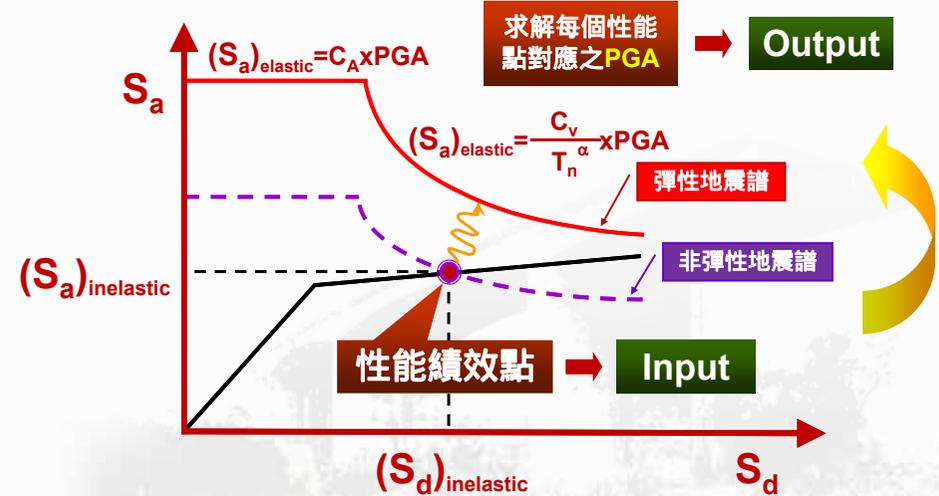
橋梁耐震能力分析評估方法

- 容量和需求比值法 (C/D比值法)
- 非線性側推評估法 (Push-Over Method)
 - ❖ 高速公路局「橋梁結構性能耐震評估法(93年)」
 - ❖ 國家地震中心「公路橋梁耐震評估及補強準則之研究成果報告(98年12月)」

M3塑鉸：考量破壞模式



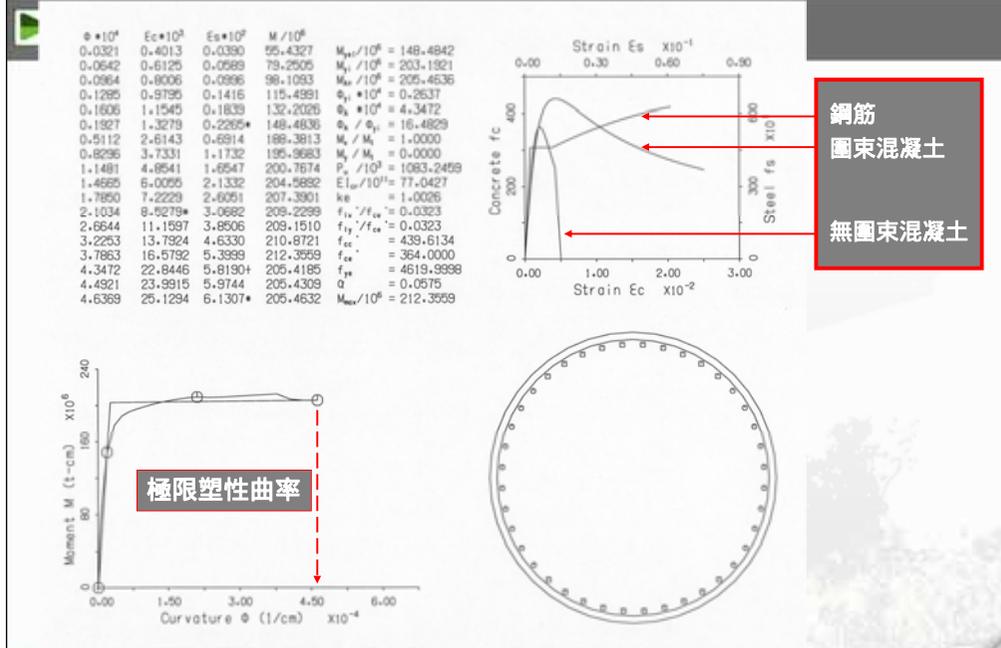
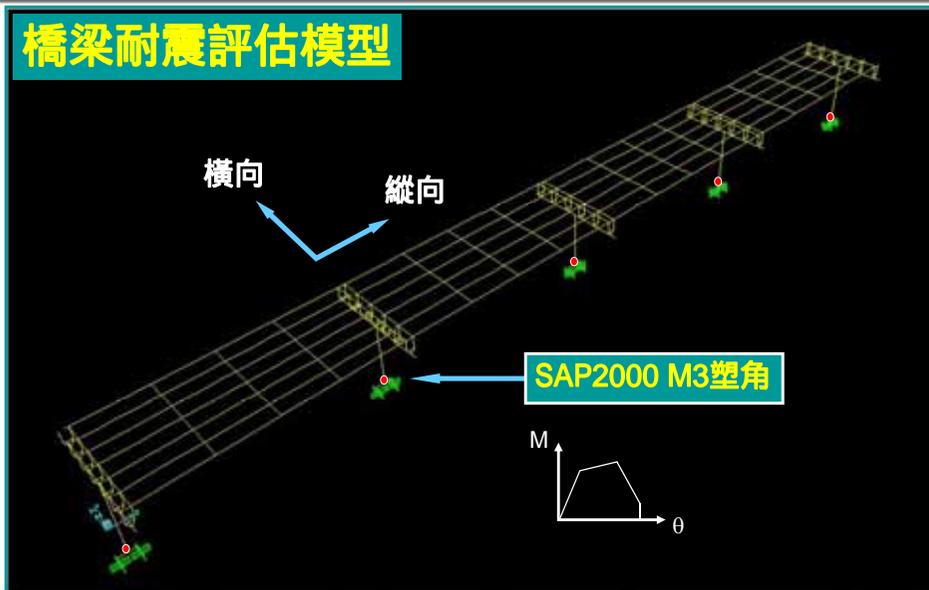
高公局「橋梁結構性能耐震評估法」



M3塑鉸：考量破壞模式

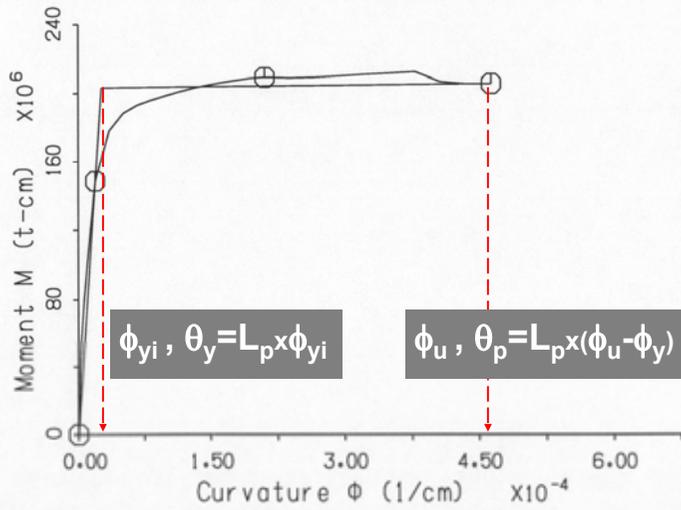
橋梁耐震詳細評估

橋梁耐震評估模型



橋梁耐震詳細評估

SAP2000 M3塑鉸(M-θ)之參數選用

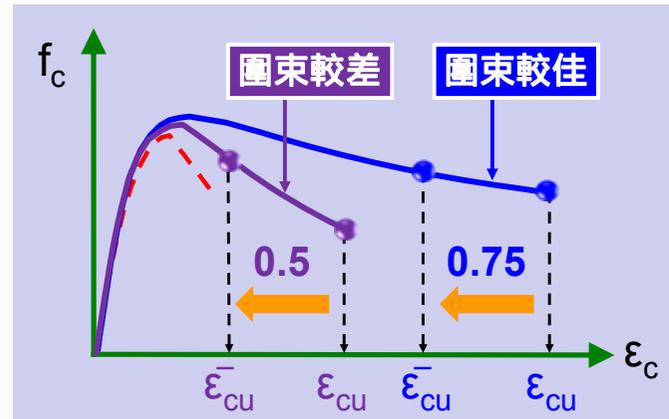


團束混凝土組成律之探討

團束混凝土
組成律

Kawashima組成律：相對過於保守

Mander組成律：極限應變折減因子



考量
補強前後一致性
建議本工程採用

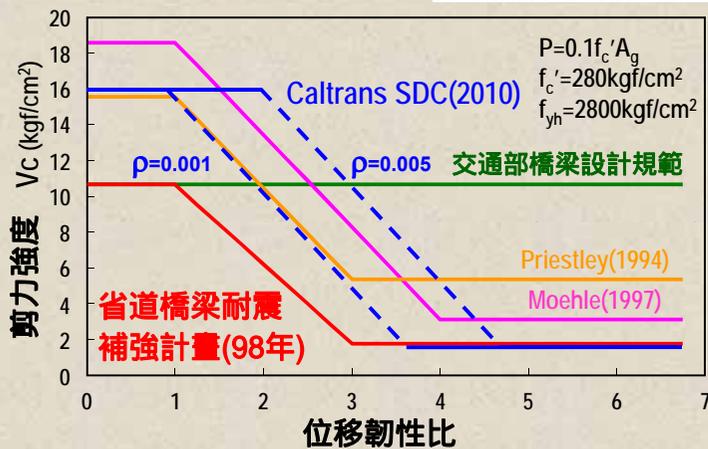
參考：
Caltrans SDC(2010)

混凝土剪力容量公式之探討

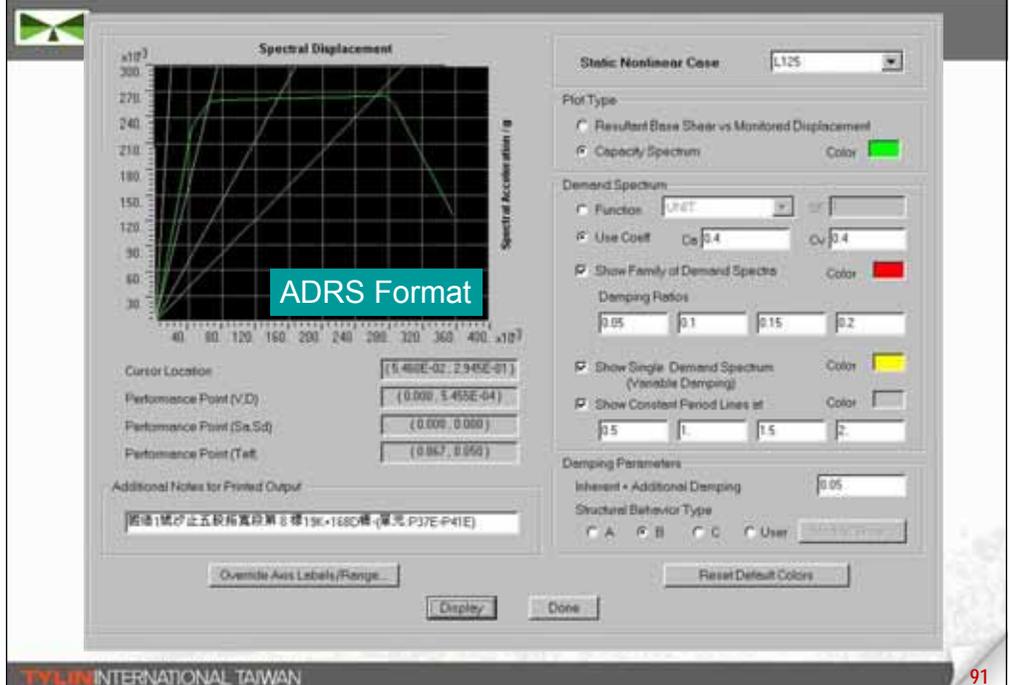
混凝土剪力容量公式

省道耐震補強計畫：相對比較保守

Caltrans Vc公式：已為AASHTO採用

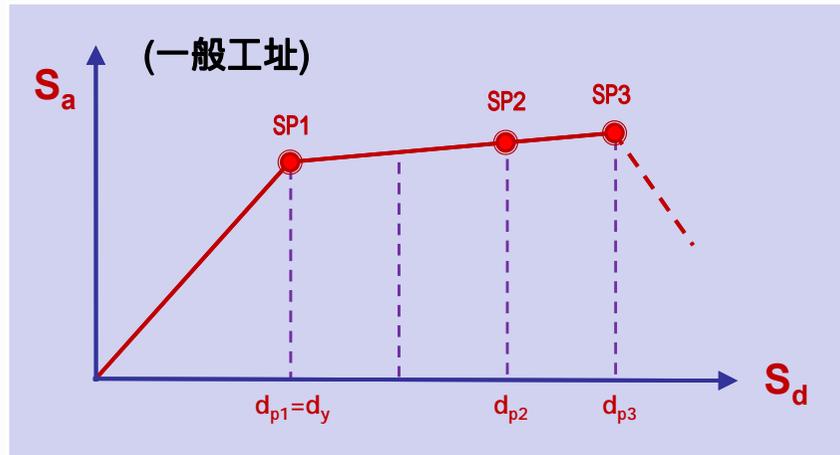


建議
本工程採用





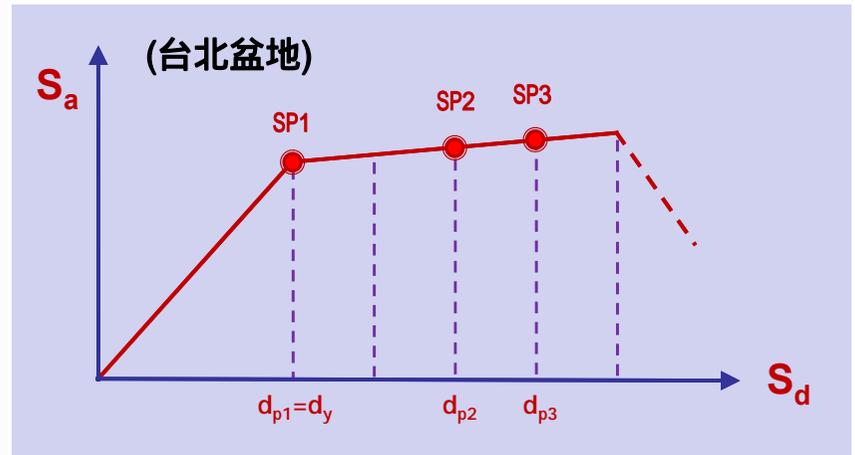
橋梁耐震詳細評估



$$d_{p2} = d_y + \frac{d_{p3} - d_y}{\alpha} ; \alpha = 1.5$$



橋梁耐震詳細評估



$$d_{p2} = d_y + \frac{d_{p3} - d_y}{\alpha} ; \alpha = 1.5$$



橋梁耐震補強之標準

- 國道高速公路既有橋梁之耐震補強標準
 - ❖ 以再服務年限達50年為原則
- 本工程於進行橋梁之耐震評估與補強設計時，若其補強工程費超過同型式橋梁新建工程費之45%，則需進一步檢核評估補強設計之合理性
 - ❖ 若經詳細檢討各補強方案之工程實務性及經濟性後，仍造成不經濟或不合理的結果時，得檢討其再服務年限或性能標準與後續追縱檢測評估或監測等配套措施



橋梁耐震補強之標準

■ 美國FHWA橋梁耐震補強經費之統計資料

Table I-10. Cost of various retrofit strategies as percentage of new construction costs^{1,2}

RANGE	RETROFIT STRATEGY			TOTALS (weighted sum all retrofits in California, 1993 and 1994)
	Superstructure Only ³	Superstructure and Substructure	Superstructure, Substructure and Foundations	
Low	1.3	0.7	2.3	0.7
Average	3.1	15.4	28.8	15.1
High	13.2	64.8	232.9	232.9

Notes: 1. Caltrans data for 165 bridges retrofitted in 1993 and 1994.
2. Costs expressed as percentage of new construction for same time frame.
3. Superstructure includes restrainers and seat width extensions.

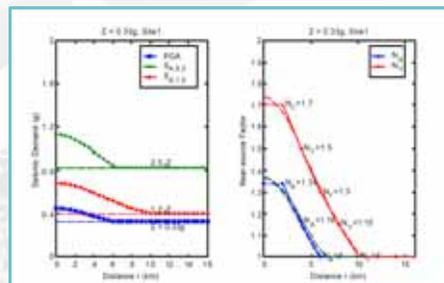
資料來源：FHWA Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures : Part I Bridges 2006

橋梁耐震補強之標準

橋址鄰近活動斷層之地震力考量

- ❖ 部份橋梁距離曾經引致大規模地震之第一類活動斷層較近，依據交通部「公路橋梁耐震設計規範」第2.5節之規定，本工程部份橋梁將合理考量活動斷層之近域效應

斷層近域調整因子

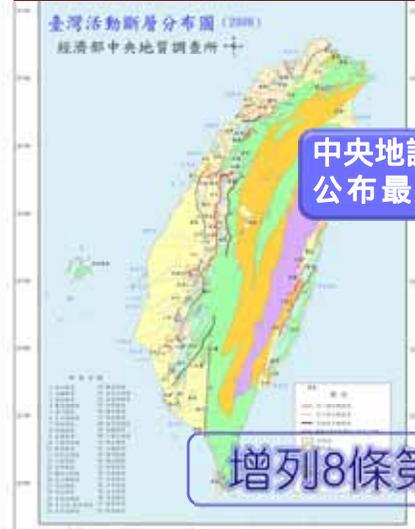


中央地調所2010/5/10
公布最新活動斷層

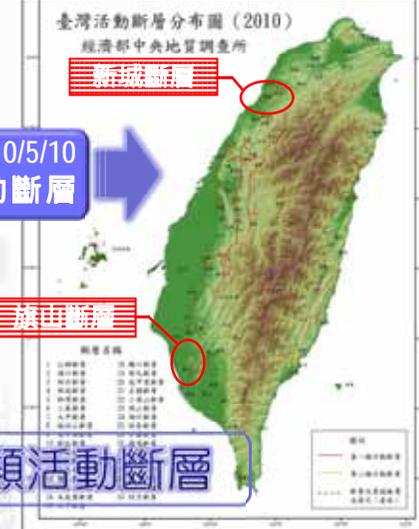
- ❖ 獅潭及神卓山斷層
- ❖ **新城斷層**
- ❖ **旗山斷層**

2010年新增第一類活動斷層

2000年版第一類活動斷層12條



2010年版第一類活動斷層20條



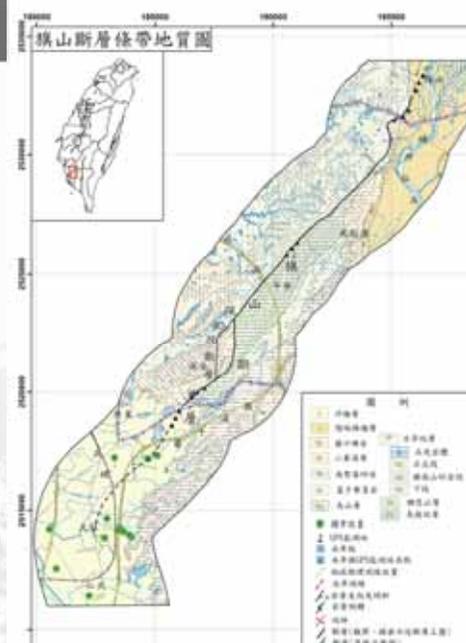
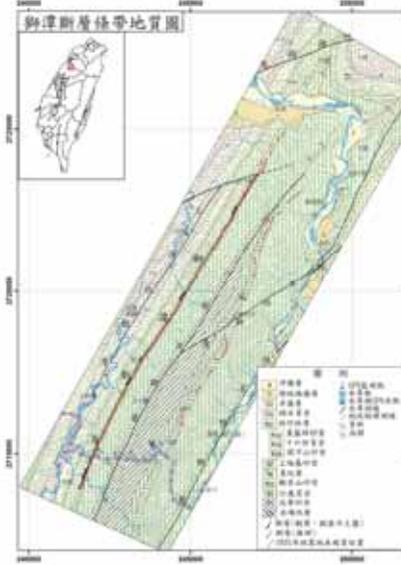
中央地調所2010/5/10
公布最新活動斷層

增列8條第一類活動斷層

新城斷層



獅潭斷層、旗山斷層



橋梁耐震補強之標準

新城斷層考量範圍：約8 km



旗山斷層考量範圍：約8 km



斷層	距斷層200M內橋梁	近斷層橋梁
新城	1 座	95 座
旗山	0 座	10 座

考量橋梁近斷層效應
(N_A, N_V)

橋梁耐震補強之標準

■ 橋址鄰近活動斷層之地震力考量

❖ 設計地震等級： $Z_{475}=0.4S_S^D F_a N_A, N_A \geq 1$

❖ 最大考量地震等級： $Z_{2500}=0.4S_S^M F_a N_A, N_A \geq 1$

❖ S_S^D ：震區短週期之設計水平加速度係數(=0.7、0.8)

❖ S_S^M ：震區短週期之最大考量水平加速度係數(=0.9、1.0)

❖ F_a ：反應譜等加速段之工址放大係數(=1.0、1.1)

❖ N_A ：反應譜等加速段之近域效應調整因子，隨工址與斷層之水平距離 r 而改變

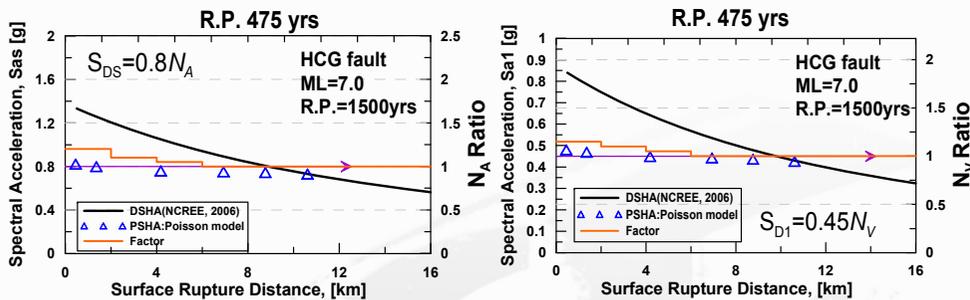
■ 獅潭及神卓山斷層： $N_A=1.14, N_V=1.17$ (設計地震)

依行政分區規定 $N_A=1.13, N_V=1.21$ (最大考量地震)

橋址鄰近活動斷層之地震力考量

國震中心草案

■ 新城斷層(475年回歸期)

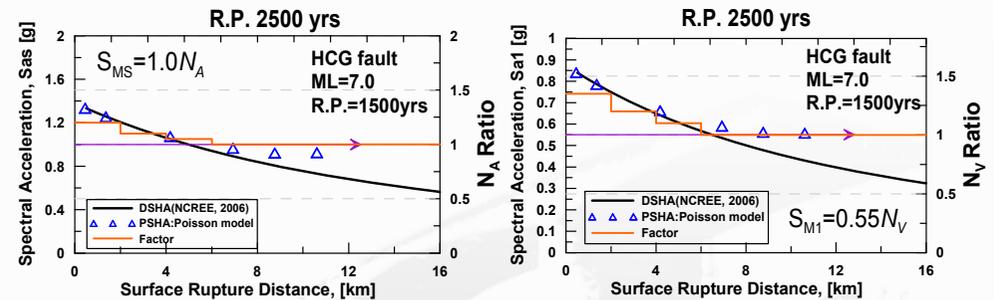


N_A	$r < 2\text{km}$	$2\text{km} < r < 4\text{km}$	$4\text{km} < r < 6\text{km}$	$6\text{km} < r < 8\text{km}$	$r > 8\text{km}$
	1.10	1.05	1.00	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r < 2\text{km}$	$2\text{km} < r < 4\text{km}$	$4\text{km} < r < 6\text{km}$	$6\text{km} < r < 8\text{km}$	$r > 8\text{km}$
	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子

橋址鄰近活動斷層之地震力考量

國震中心草案

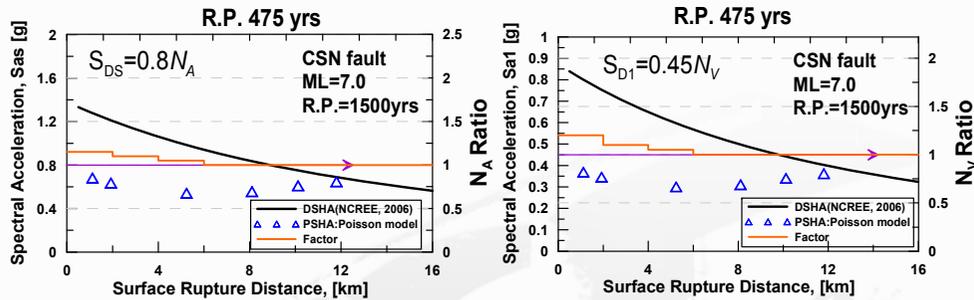
■ 新城斷層(2500年回歸期)



N_A	$r < 2\text{km}$	$2\text{km} < r < 4\text{km}$	$4\text{km} < r < 6\text{km}$	$6\text{km} < r < 8\text{km}$	$r > 8\text{km}$
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	$r < 2\text{km}$	$2\text{km} < r < 4\text{km}$	$4\text{km} < r < 6\text{km}$	$6\text{km} < r < 8\text{km}$	$r > 8\text{km}$
	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子



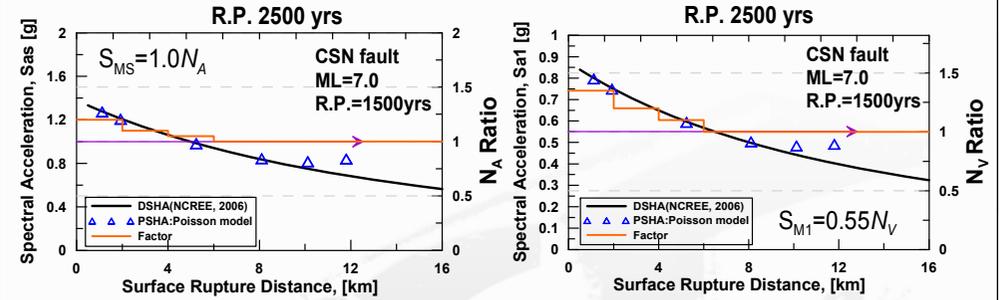
旗山斷層(475年回歸期)



N_A	r < 2km	2km < r < 4km	4km < r < 6km	6km < r < 8km	r > 8km
	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	r < 2km	2km < r < 4km	4km < r < 6km	6km < r < 8km	r > 8km
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子



旗山斷層(2500年回歸期)



N_A	r < 2km	2km < r < 4km	4km < r < 6km	6km < r < 8km	r > 8km
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層因子
N_V	r < 2km	2km < r < 4km	4km < r < 6km	6km < r < 8km	r > 8km
	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層因子



7 橋梁耐震補強工程



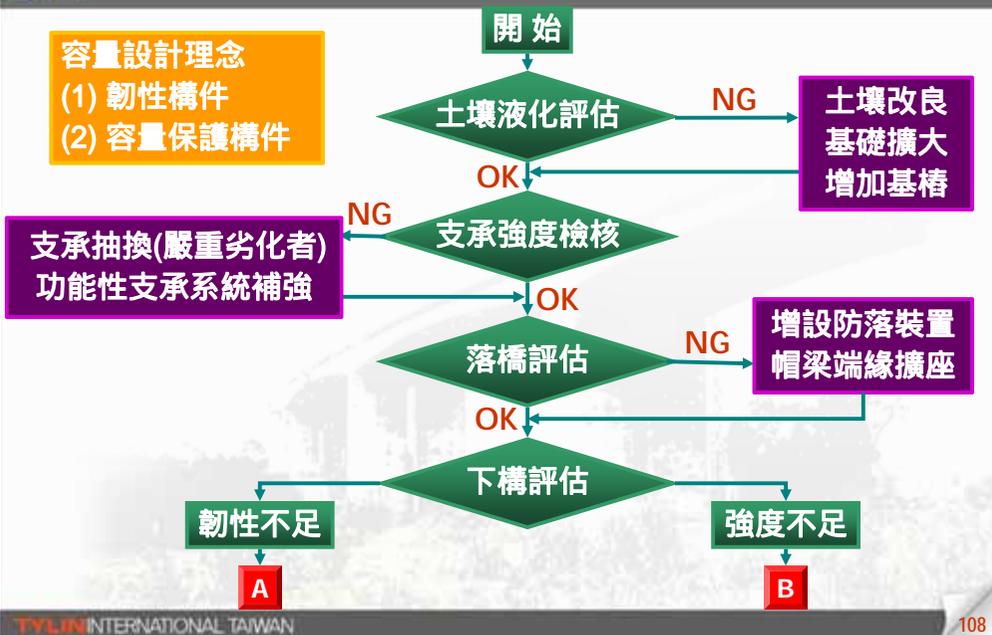
橋梁耐震補強設計基本策略

耐震補強之基本策略

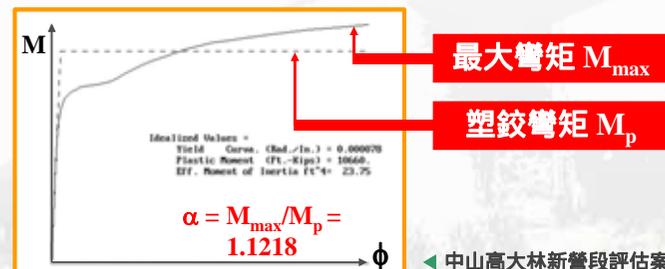
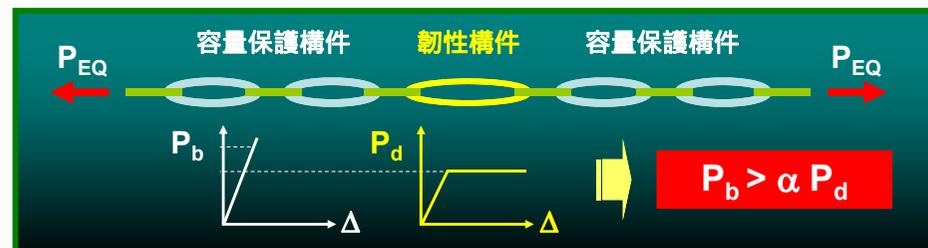
- ❖ 整體結構系統：耐震能力均衡提昇
- ❖ 藉由橋柱補強：增進橋梁強度、韌性
- ❖ 增設妥適的防止落橋裝置
 - 合理的位移控制，避免落橋
- ❖ 變更橋梁結構系統，減輕地震慣性力
 - 上部結構輕量化、連續化
 - 「系統變位拘束補強工法」之應用
 - 反力分散、隔減震裝置：延長周期、增加阻尼

土壤液化、支承及落橋補強對策

容量設計理念
(1) 韌性構件
(2) 容量保護構件



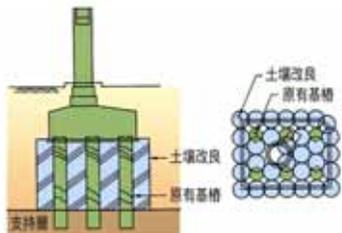
容量設計理念



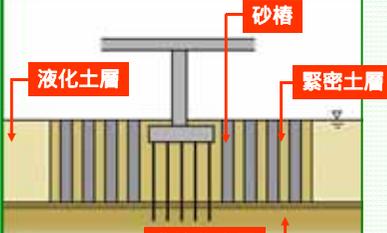
中山高大林新營段評估案例

土壤改良、增設防落橋裝置

土壤改良工法



排水砂樁工法



增設防落橋裝置



支承現況與橋梁耐震性能

支承現況
水平耐震能力不足

弱支承

應用「功能性支承」理念?

汶川地震：弱支承損壞或未回復，造成交通中斷，影響震後救災



不符國道「生命線救災道路」之定位

適用於

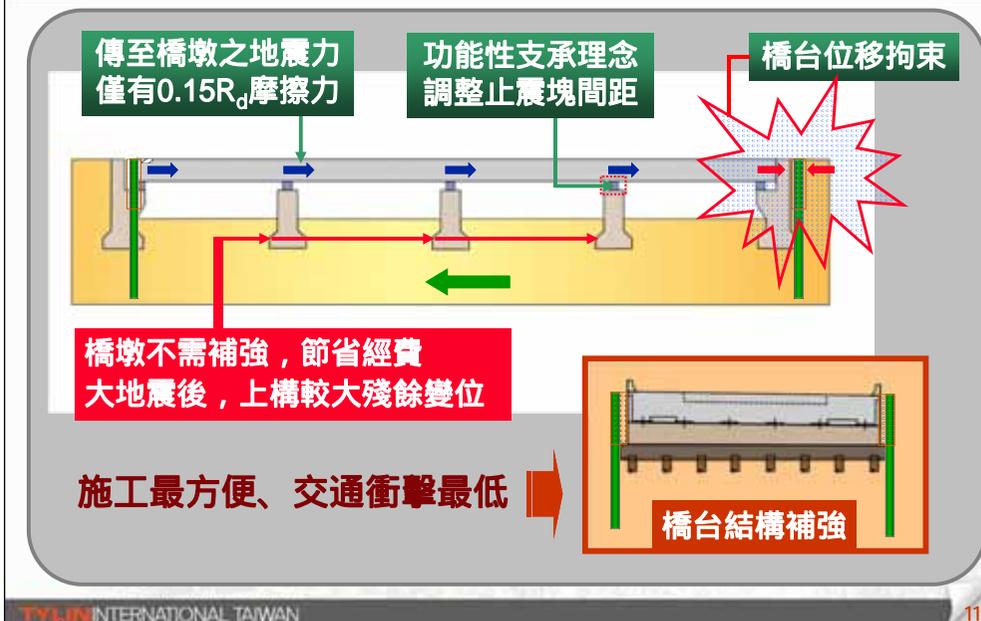
中、小規模橋梁、地方道路跨越橋

✎ 支承現況與橋梁耐震性能

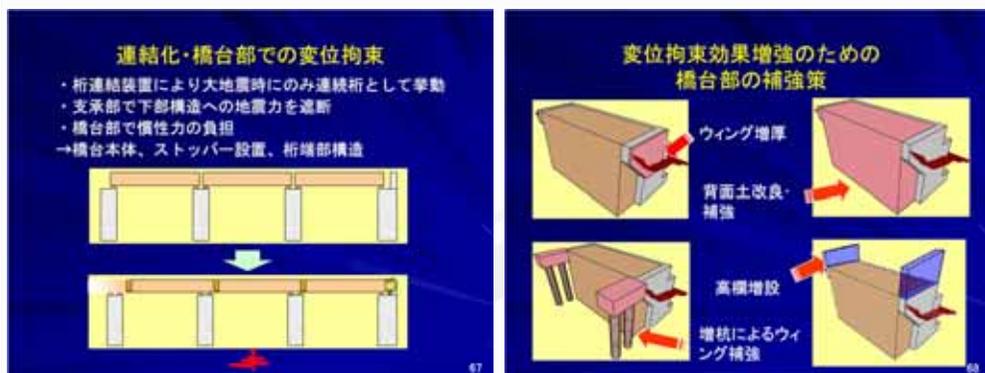
■ 系統變位拘束工法之應用

- ❖ 利用橋台勁度及背填土非線性彈簧，限制橋梁整體系統之振動變位置，以降低橋墩及基礎之地震力需求
- 適用橋梁類別：**跨越橋、中小長度之穿越橋**
 - ❖ 上部結構連續化(如增設鉸接版)
 - ❖ 調整墩頂各設施(廣義的支承系統)受力機能
 - ❖ 利用橋台消能或補強後承受大部份地震力
 - ❖ 合適的位移控制，確保震後正常通行

✎ 系統變位拘束工法之應用

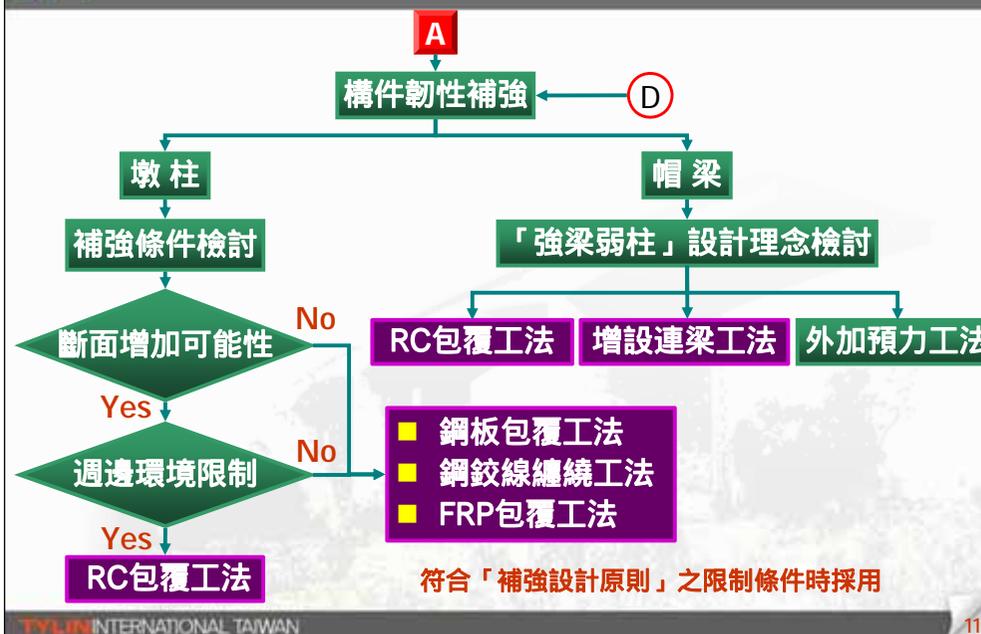


✎ 系統變位拘束工法之應用



日本道路協會(2005)：最近の地震による橋梁被害と耐震性向上策

✎ 橋柱及帽梁補強對策

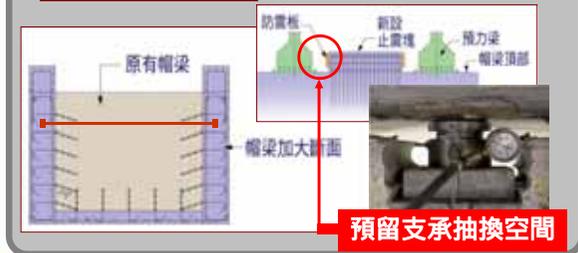


橋柱及帽梁補強工法

橋柱包覆工法



帽梁RC包覆

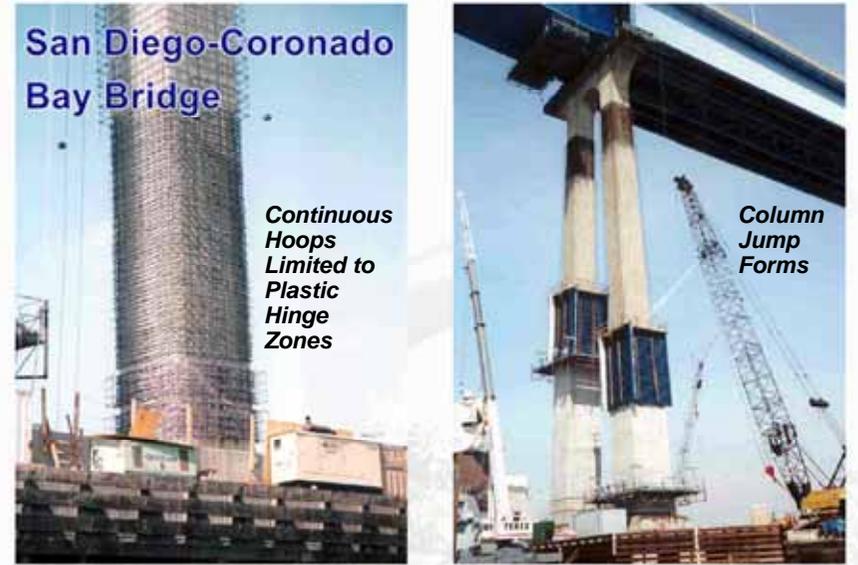


增設連梁工法

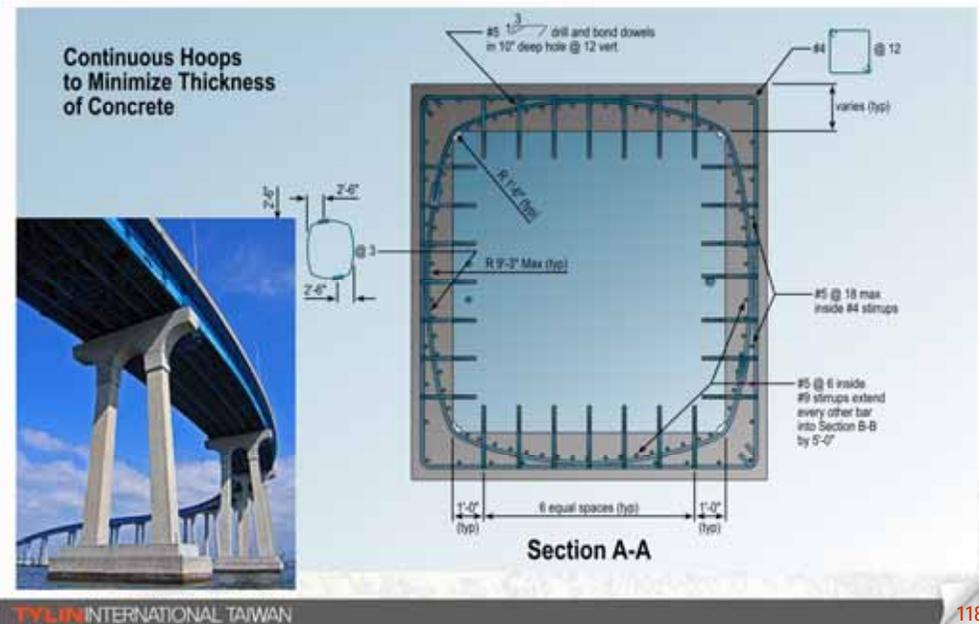


橋柱混凝土包覆補強 (Concrete Jacket)

San Diego-Coronado Bay Bridge

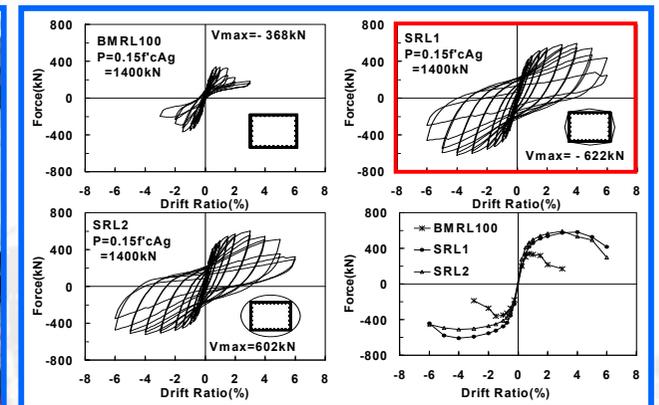


橋柱混凝土包覆補強 (Concrete Jacket)



鋼板包覆補強工法

八角鋼板包覆補強技術



資料來源：NCEE (Tsai et al)

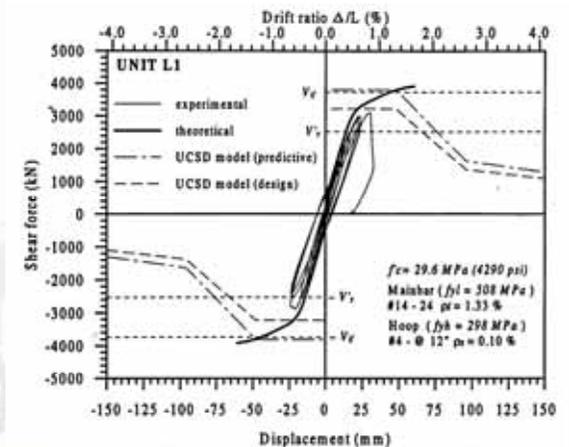
FRP包覆補強工法



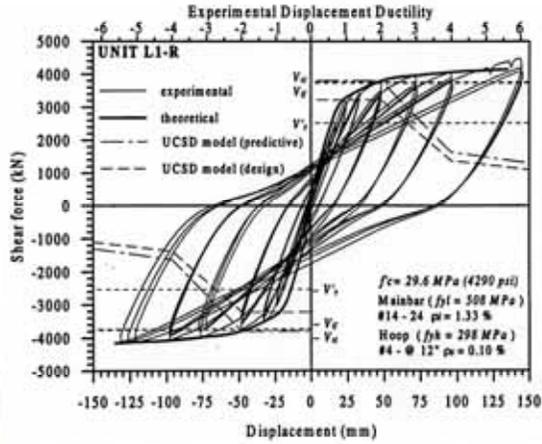
橋柱採用FRP包覆補強工法之適用性條件

參考 Caltrans BDA-14-3 Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites Column Casing Systems, 2008

- ❖ 對於圓形橋柱及矩形橋柱，其位移韌性需求不得超過6及3
- ❖ 對於矩形橋柱，其長邊長度不得超過100cm，長短邊之比值不得超過1.5
- ❖ 對於圓形橋柱，其直徑不得超過250cm (6 feet /BDA14-3)
- ❖ 不得採用於橋柱之鋼筋搭接補強
- ❖ 單柱橋柱不得採用FRP包覆耐震補強
- ❖ 橋柱之軸壓應力不得超過 $0.15f_c A_g$ 及主筋比不得超過2.5%
- ❖ 橋柱變斷面處不得採用FRP包覆耐震補強
- ❖ 河川橋橋柱不得採用FRP包覆耐震補強



Full-Scale Column Test at UCSD



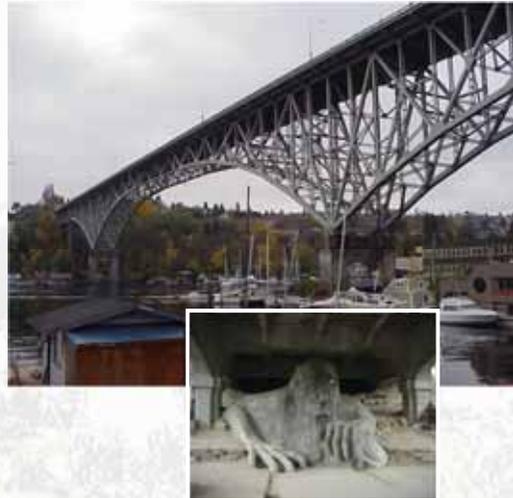
FRP包覆補強工法之探討

十字造形(Cruciformu shape)橋柱FRP Anchor錨碇技術



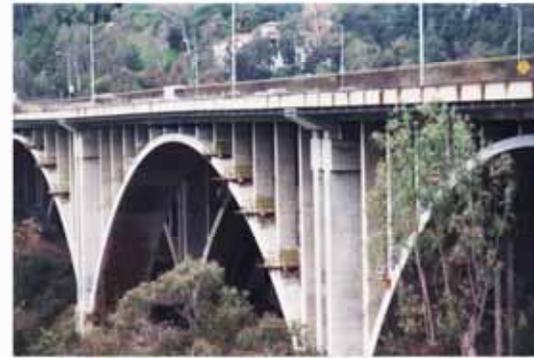
FRP包覆補強工法之探討

WSDOT Aurora Ave Bridge Project



FRP包覆補強工法之探討

RC拱橋FRP補強施工(一)



FRP包覆補強工法之探討

RC拱橋FRP補強施工(二)

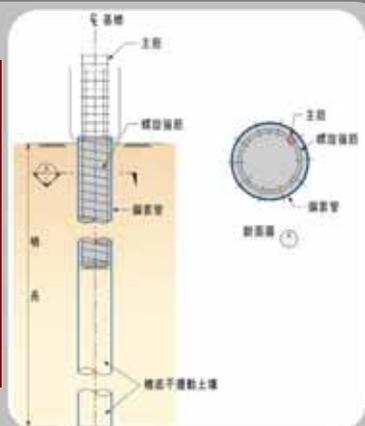


基礎補強對策



基礎增樁補強工法

內灌混凝土鋼管樁



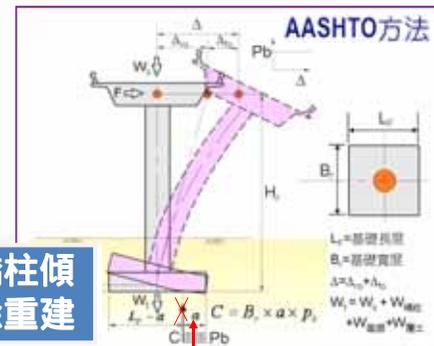
高強度微型樁



直接基礎搖擺分析之探討

直接基礎搖擺分析

須考量：基礎可能產生永久沉陷、滑移與旋轉



阪神地震後，約100根橋柱傾斜角度大於1.75%，拆除重建



經專家學者諮詢會議同意方納入設計

Discussion of Ballot Items - Seismic Guide Specifications and Revised LRFD Seismic Provisions

Presentation for AASHTO Annual Meeting
T-3 Committee

Lee Marsh – BERGER/ABAM Engineers
Tony Allen – WSDOT

May 19, 2008
(Re-presented to WSDOT ACEC Structures Team - June 13, 2008)

Guide Specification – Section 6 (Foundation and Abutment Design)

- Spread Footings Not Permitted In Liquefiable Soils Unless Ground Improvement Used
- Limits On Spread Footing Uplift Included, If Uplift Is Greater, Then Use Appendix A – Rocking
- Pile Cap Foundation Requirements Clarified – Essentially Match Caltrans' Approach
- Guidance Provided For Pile Cap Passive Soil Resistance and Side Friction Contributions
- Abutment Longitudinal Soil Resistance Requirements Clarified (including use of 50% reduction factor)

Guide Specification – Section 9 (References) and Appendix A (Rocking)

- Section 9 - References Updated
- Appendix A – Rocking
 - Limitations On Method Added (i.e. Method Derived Based On SDOF, Single-Column Bent Behavior)
 - Notation Updated To Match LRFD

6.3.4 Resistance to Overturning

Additionally, the location of the resultant of the reaction forces shall be located within the middle two-thirds of the base, if no live load is present. Otherwise, Article 6.3.9 is applicable. If full live load is present, then the resultant shall be within the middle eight-tenths of the base. If live load acts to reduce the eccentricity, then it shall not be included in the check of overturning.

6.3.9 Foundation Rocking

Footings that do not satisfy the requirements of Eq. 6.3.4-1 are subjected to rocking and with the owner's approval, If permitted by the Owner, foundation rocking, as specified in Appendix A, may be explicitly modeled used to accommodate seismic demands.

Where rocking is allowed by the Owner considered as an ERE, the impacts on system behavior shall be evaluated considered. Global (i.e., full bridge or frame system) dynamic effects of rocking, whether by individual piers or more, shall be considered. Geotechnical capacities of the foundations, including assessment of potential settlement, shall be assessed undertaken to ensure that undesirable system deformations do not jeopardize the resistance or stability of the bridge system (ERS).

C6.3.9

Foundation rocking may be used as an effective means of accommodating seismic demands in a manner similar to isolation bearings. However, rocking may result in large permanent soil movement which may affect bridge performance during and following the seismic event. The amount of permanent movement may be sufficient to affect the ability for repairing the bridge after the earthquake. For this reason the decision to allow rocking beyond the limits in Eq. 6.3.4-1 must be made after careful consideration of the consequences of this approach.

In general, research is ongoing in the area of foundation rocking. At this time, the state of the practice does not warrant the utilization of foundation rocking for typical highway bridge structures.

直接基礎搖擺分析之探討

AASHTO方法 (Appendix A)

The flowchart outlines the AASHTO method for evaluating and strengthening rocking foundations. It starts with '搖擺基礎評估補強' (Rocking foundation evaluation and strengthening). The process involves estimating foundation dimensions based on service load or three times the column diameter. Key steps include calculating Δ , $\mu = \Delta / \Delta_{y,ol}$, and checking if $\mu \leq 8$. If not, the foundation dimensions are increased. Further steps include calculating $M_o = 1.2M_o$ and $\beta = P\Delta / \text{Min}(M_o, M_r)$, with a check for $\beta \leq 0.25$. The final output is the '檢核搖擺方向之基礎剪力及撓曲強度' (Check shear and flexure strength in the rocking direction), leading to '完成' (Complete).

The diagram shows a bridge pier of height H_p and base width B_f on a foundation of length L_f . It illustrates the forces W_1 , W_2 , W_3 , W_4 , $W_{\text{橋柱}}$, and $W_{\text{橋土}}$ acting on the pier and foundation. The base width is defined as $C = B_f \times a \times p_b$.

TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN 136

直接基礎搖擺分析之探討

Implementation of Rocking Isolation to Analysis of a Whole Bridge

Idealization of Interaction between Abutment and Backsoils

Idealization of Target Bridge

The diagrams illustrate the idealization of a bridge for seismic analysis. The top diagram shows a bridge with a 200m span supported by multiple piers. The middle diagram shows the idealization of the target bridge with piers labeled A1, P1, P2, P3, P4, and A2. The bottom diagram shows the idealization of interaction between abutments and backsoils, including 'Backsoils' and 'Overburden Soil' layers. It also shows longitudinal and transverse/vertical displacement profiles with parameters P_i and δ .

Caltrans-PEER Seismic Research Seminar Sacramento, CA, USA, 2009
 "Rocking Seismic Isolation of Bridges Supported by Direct Foundations"
 Prof. Kazuhiko Kawashima
 Tokyo Institute of Technology

TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN 137

直接基礎搖擺分析之探討

Deck Acceleration at P2

The graphs compare deck acceleration at pier P2 for 'Conventional' and 'Rocking Isolation' cases. The top row shows 'Longitudinal' and 'Transverse' acceleration (m/s²) over 20 seconds. The bottom row shows 'Vertical' acceleration (m/s²) over 20 seconds. The 'Rocking Isolation' case shows significantly reduced acceleration levels compared to the 'Conventional' case. A schematic diagram of the bridge pier P2 is included at the bottom right.

TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN 138

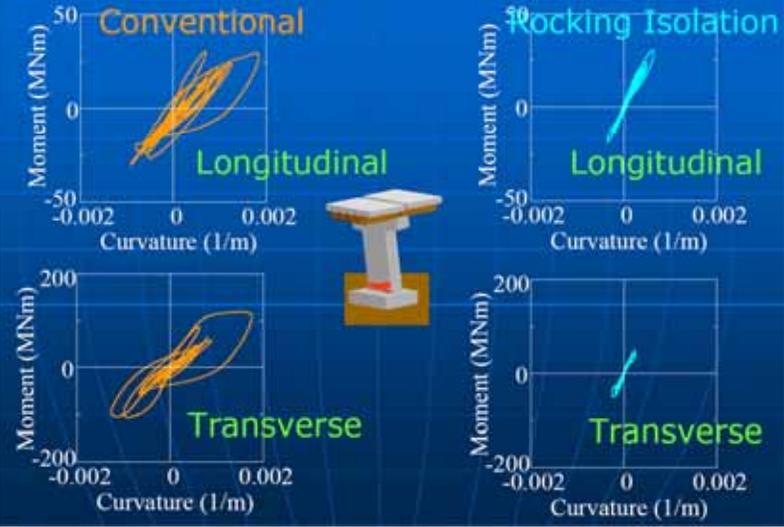
直接基礎搖擺分析之探討

Deck Displacement at P2

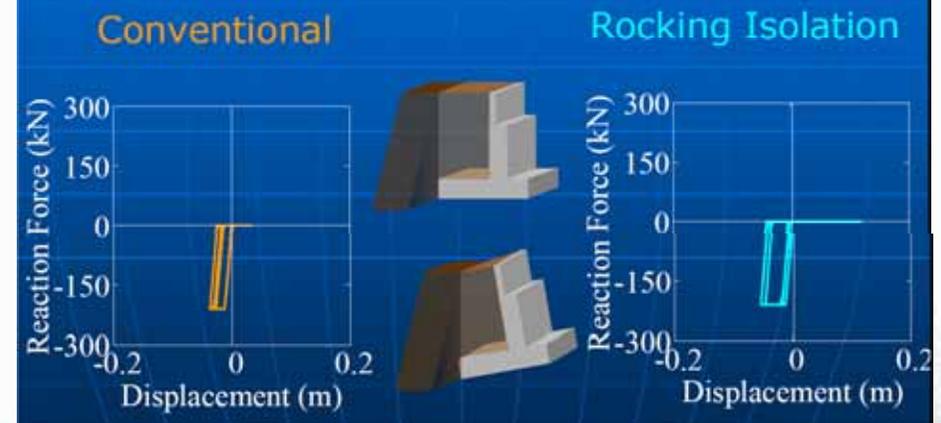
The graphs compare deck displacement at pier P2 for 'Conventional' and 'Rocking Isolation' cases. The top row shows 'Longitudinal' and 'Transverse' displacement (m) over 20 seconds. The bottom row shows 'Vertical' displacement (m) over 20 seconds. The 'Rocking Isolation' case shows significantly reduced displacement levels compared to the 'Conventional' case. A schematic diagram of the bridge pier P2 is included at the bottom right.

TYLIN INTERNATIONAL TAIWAN 139

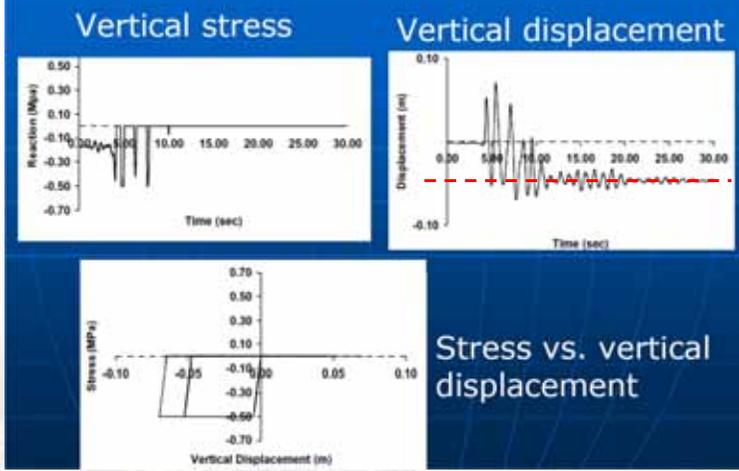
Curvature at the Plastic Hinge of P2



Abutment and Backsoils Interaction in the Longitudinal Direction



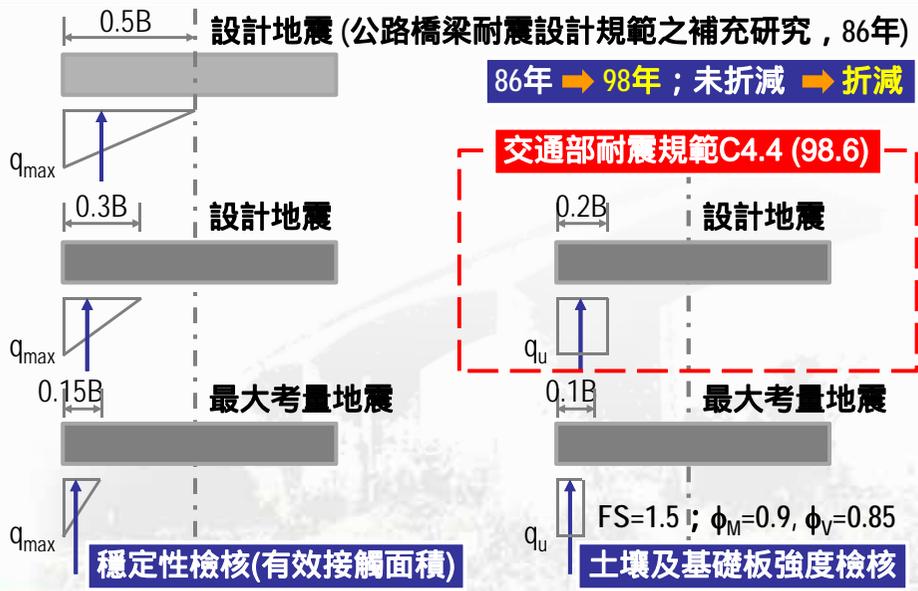
Effect of Yield of the Underlying Ground (0.5MPa)



Prof. Kazuhiko Kawashima

- When separation of a footing from the underlying ground due to rocking response is included in analysis, the plastic deformation of a column significantly decreases as a result of softening of the moment vs. rotation hysteresis of the footing.
- If the underlying ground yields, it enhances the effect of rocking isolation, **however it increases the deck response displacement and it can result in residual drift.**
- Bridge response acceleration decreases under the seismic rocking isolation, however bridge response displacement increases.

直接基礎搖擺分析之探討 (公路橋梁耐震設計規範, 98年)



直接基礎搖擺分析之探討

Washington State Department of Transportation TECHNICAL MANUAL

Chapter 4 Seismic Design and Retrofit

4.1	General	4.1-1
4.2	WSDOT Modifications to AASHTO Guide specifications for LRFD Seismic Bridge Design	4.2-1
4.3	Seismic Analysis and Retrofit Design of Existing Bridges	4.3-1
4.3.1	General	4.3-1
4.3.2	Seismic Analysis Requirements	4.3-1
4.3.3	Seismic Retrofit Design	4.3-1
4.3.4	Computer Analysis Verification	4.3-8
4.3.5	Earthquake Restraints	4.3-8

Bridge Design Manual

M 23-50.02
May 2008

4.2.20 Foundation Rocking

Guide Specifications Article 6.3.9

Foundation rocking shall not be used for the design of WSDOT bridges.

4.2.21 Footing Joint Shear for SDCs C and D

Guide Specifications Article 6.4.5

直接基礎搖擺分析之探討

ODOT Bridge Design Conference
May 20-21, 2009

1.1.10.3-2 - Revisions and Modifications

Earthquake Resisting Systems (ERS):

- ☺ - Permissible
- ☺ - Obtain Approval from Bridge Section HQ

直接基礎搖擺分析之探討

ODOT Bridge Design Conference
May 20-21, 2009

1.1.10.3-2 - Revisions and Modifications

Earthquake Resisting Elements (ERE):

- ☺ - Permissible
- ☺ - Obtain Approval from Bridge Section HQ
- ☹ - Not permissible

ODOT Bridge Design Conference
May 20-21, 2009

1.1.10.3-2 - Revisions and Modifications

Earthquake Resisting Elements (ERE):

- Obtain Approval from Bridge Section HQ
- Not permissible

ODOT Bridge Design Conference
May 20-21, 2009

1.1.10.3-2 - Revisions and Modifications

Earthquake Resisting Elements (ERE):

- Not permissible

Identify ERS for SDC B when: $0.25 \leq S_{DI} < 0.30$

ODOT Bridge Design Conference
May 20-21, 2009

1.1.10.3-2 - Revisions and Modifications

Select the Foundation Modeling Method (FMM) (GSA 5.3.1) according to Section 1.1.4 of BDDM. For spread footing, use $2 \times$ (spring constant)

Limit rocking of spread footing so no uplift will occur under the seismic loading (for all SDCs)

100+ RESEARCH

SEISMIC RETROFIT GUIDELINES FOR UTAH HIGHWAY BRIDGES

Report No. UH-08-05

Prepared For: Utah Department of Transportation

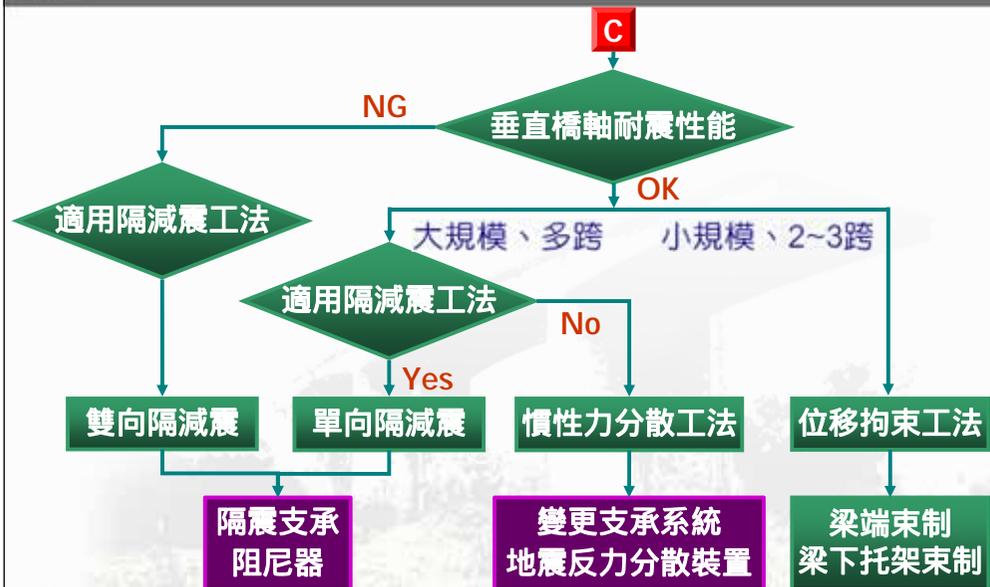
Reviewed By: Utah State University, Department of Civil & Environmental Engineering

Authored By: Steve L. Priestly, Steve L. Priestly, May 2008

Question 12: Does Caltrans consider the effects of foundation rocking for bents on spread footings?

Response: Caltrans likes rocking as a way to reduce the costs of construction or retrofit and frequently allows rocking. Suggestions are to consider constraints and fairly evaluate whether the foundation can really rock, and to consider whether something will be built in the future to prevent rocking. A textbook on seismic retrofitting by Priestly has a simple way of dealing with rocking: the newer edition may have a more sophisticated procedure. Ultimately, the iterative procedure definitively evaluates whether the foundation will rock and the resultant forces in the structure. Caltrans uses software written by Steve McBride for rocking, which considers degradation of the soil due to bearing. Caltrans sometimes assumes poorly designed piles, such that the connections to the piles will break and the foundation can rock on the piles. However, a pile footing is much smaller and may not be able to rock as much.

系統補強對策



隔減震裝置之應用

■ 技術較成熟的隔減震裝置

- ❖ 鉛心橡膠支承墊 (LRB)
- ❖ 高阻尼橡膠支承墊 (HRB)
- ❖ 摩擦單擺支承 (FPB)
- ❖ 金屬機械式阻尼器



不宜採用隔減震設計之條件

工址土壤具高液化潛能時
高橋墩或位於柔軟地盤時
周期延長、阻尼增加對防震無太大意義時
有損橋梁之使用性與經濟性時

系統補強工法

隔震支承



阻尼器

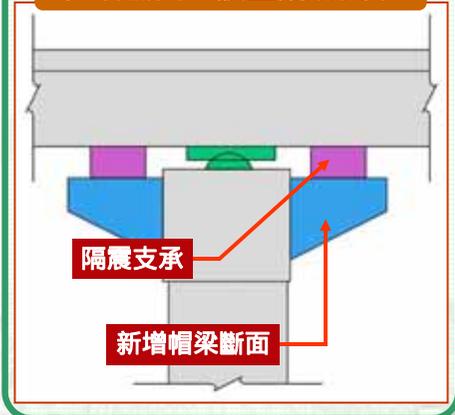


地震力量分散裝置



梁底空間不足對策

新增斷面：設置隔震支承



系統補強工法

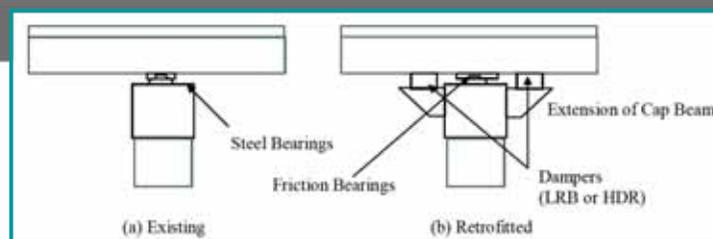


Fig. 10. 48 Seismic Retrofit using Seismic Isolation; (a) Installation of lead rubber bearings and sliding bearings, and (b) after retrofitted

橋梁補強工程之景觀思維

強調工程美學，尊重人文歷史景觀

特色橋梁工程美學

保留原特色，不加多餘包覆

景觀美化補強手法

彩繪、拼貼、浮雕、綠美化



新型FRP工法

色彩
彩繪



補強後景觀造型處理



拼貼
綠美化

橋梁補強工程之景觀思維

凝聚地方力量，定位環境特色

民眾參與，符合地方需求

融入地方特色
營造地方自明性

橋下環境空間，景觀美化



透過民眾參與，更符地方需求



碧潭風景區環境復舊

整體補強工程之景觀構想

工程量體突兀

輕量化手法柔化量體

結構比例美學

掩飾厚重混凝土墩柱



橋梁墩柱的虛與實

1. 支承處做視覺造型的轉化
2. 分割手法勾勒出線條俐落
3. 延續橋體本身色彩



新店高架橋

整體補強工程之景觀構想

橋梁補強景觀美化處理

公共藝術、街道家具
植栽美化、鋪面設計



公共藝術

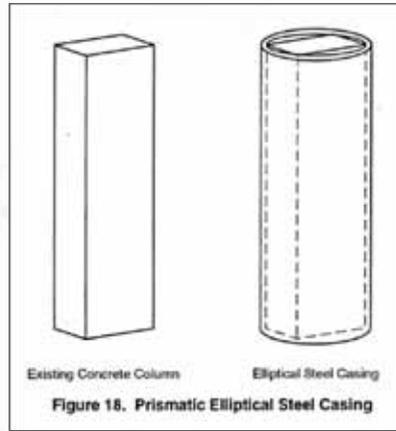


國道邊坡綠美化

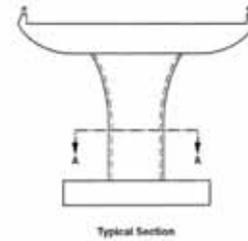


植栽鋪面景觀

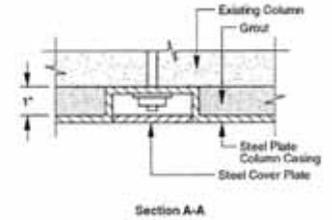
橋墩包覆補強之景觀考量



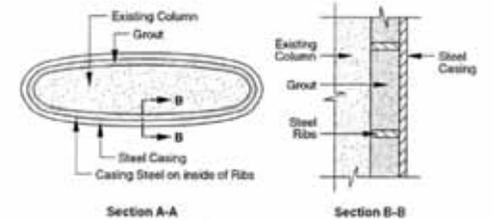
橋墩包覆補強之景觀考量



Caltrans Bridge Design Practice
Chapter 7 : Bridge Design Aesthetics



■ 增加圍束之橫向繫桿—採隱藏式處理



■ 增加圍束之橫向肋板—採隱藏式處理

橋墩包覆補強之景觀考量



■ 全柱高包覆補強：建議採用



■ 部份柱高包覆補強：不建議採用



施工計畫與交通維持

■ 耐震補強工程之施工特性

- ❖ 需維持高速公路通車情況下施工，工作空間及動線不良
- ❖ 補強施工需修改原結構，安全措施及監測需謹慎與周延
- ❖ 補強施工空間較小，無法使用較大工具，工法受到限制

類別 \ 施工特性	圍堰	交通維持	管線遷移	施工便道
穿越橋(高架橋)				
跨越橋				
排水橋				
河川橋				

：極重要 ：重要 ：次重要 -：無需求

補強施工之注意事項分類表

類別	施工考量	施工淨高	工址平面範圍	施工機具	重型支撐架	工程風險
增設防落橋設施	止震塊					
	防震拉條					
	限制位移之突出物					
	垂直防落裝置					
增加防落橋長度	支承擴座					
支承之更換	更換支承					
	帽梁及橋墩柱					
	直接基礎					
下部結構補強	槽基礎					
降低液化潛能	地質改良					
改變橋梁結構系統	更換隔減震支承					

：極重要 ：重要 ：次重要



12

重點議題討論

重點議題討論

- 議題一：橋梁耐震評估及補強設計原則(初稿)
 - ❖ 依據本工程之橋梁特性，擬訂三個性能等級之補強設計原則，各節規定與解說，請各位委員指正
- 議題二：活動斷層近域效應(N_A, N_V)之規定
- 議題三：本土化HBF液化評估方法之輔助應用
- 議題四：現階段直接基礎採搖擺分析(Rocking)之適用性
- 議題五：FRP包覆補強之適用性條件
- 議題六：國道3號二仁溪河川橋之沖刷課題



簡報完畢
敬請指教

