第一章 總 則

C1.1 適用範圍

本規範僅適用於跨度 150 公尺以下之一般性新建橋梁。特殊性橋梁如吊橋等，本規範並不適用，但規範中與橋型和跨度無關之規定，如工址設計水平譜加速度係數S_{aD}、工址最大考量水平譜加速度係數 S_{aM}、工址放大係數等，應可參考使用。本規範不適用於跨越活動斷層之橋梁設計。以現有的橋梁耐震技術仍難以確保跨越活動斷層橋梁之安全性，對於此類橋梁，仍宜採廣域之防災策略，如增加道路路網的通行餘裕度及建立迅速復舊之防災體制因應。

C1.2 耐震設計基本要求

耐震設計之基本原則為在設計地震作用下，橋梁能維持其應有的性能，即在設計地震作用下，允許橋梁產生可修復的損傷，因為在設計地震時若仍限制橋梁須保持彈性，殊不經濟，因此容許橋梁在一些特定位置產生塑性變形，但限制其容許值，藉以消散地震能量，並降低橋梁所受之地震力，惟產生塑性變形的位置最好在可檢視之處或容易修補的地方，以方便震後之修復。其他額外考量為在中度地震作用下，為避免常需修補之麻煩，所以要求橋梁保持在彈性限度內，使地震過後，橋梁結構沒有損壞，因此而有設計總橫力下限值之訂定；及在最大考量地震作用下，為避免造成嚴重的人命、財產損失，則要求橋梁不得產生落橋或崩塌。

C1.3 振動單元

茲舉一例說明橋梁沿縱向與橫向振動單元的取法，縱向係指橋軸向；橫向係指垂直於橋軸向。如圖 C1-1 所示之橋梁為四柱三跨連續梁橋梁，在 A、B 位置上設置伸縮縫，橋梁繼續往左、右延伸。

就縱向而言，中間兩柱上為固定支承，兩邊柱上為活動支承。因活動支承不會傳遞地震力，故以縱向承受地震力而言，上部結構的梁與中間兩柱構成一振動單元，兩邊柱另外視為兩個振動單元，兩邊柱應考慮活動支承產生的摩擦力，並

將其視為地震力作分析設計。就橫向而言，四根柱頂均為固定支承，因此以橫向承受地震力而言，上部結構的梁與四根柱子形成一個振動單元，即將圖 C1-1 所示的橋體整個視為一振動單元。

曲橋時，縱向之定義一般為沿兩端支承連線之方向；斜橋時，可取行車方向為縱向或與橋台垂直方向為縱向，在分析時應同時考慮此兩種方式，而以分析所得之最大值作為設計之參考。

C1.4 基面

基面係地震輸入橋體的水平面，其上之橋體即為本規範所訂的振動單元。通常此基面訂在橋柱直接基礎下緣、樁基礎之基礎版下緣或沉箱上緣。事實上橋體結構在基面下尚有土壤或基礎（如基樁或沉箱），因此要考慮其下土壤或土壤與基樁或沉箱的互制作用，得到基面的等值基礎勁度，納入基面以上的橋體一起作分析。

若於地震時土層產生液化，則會喪失其傳遞地震波至橋體的能力及支承的能力，此時應視該土層不存在，而將基面降低至液化土層的下方。當然屆時有一部分基礎構造（如基樁），會變為振動單元的一部分，而此時的等值基礎勁度必須根據降低後基面以下的構造特性去分析。

橋梁因沖刷或淤積，其基面會改變，設計時最好對基面可能的位置均檢核其安全性。關於沖刷影響之考量，在設計地震時，除須考慮河床長期的沖刷外，局部沖刷部份，不必考慮最大洪水位之沖刷，但須考慮常水位之沖刷及最大洪水位沖刷後之回淤。因沖刷與地震機率不同，原不應將其最大值相疊加。在台灣結構物受外力綜合影響之風險以及其因子未能確立前，暫以局部沖刷值之一半考慮地震之影響。

C1.5 耐震分析方法

以規則橋梁而言，按第二章靜力分析方法求得之設計總橫力與地震力之分布已頗為準確。但對不規則性橋梁而言，其動力特性較為複雜，所以應根據動力分析結果方可求得較準確之地震力與地震力之分布，故規定不規則性橋梁除靜力分析方法外，應另用較精確的動力分析法作分析。

C1.6 韌性設計

橋梁結構若設計成在設計地震發生時，其行為仍保持彈性反應，殊不經濟，故本規範容許在設計地震發生時，橋梁產生塑鉸，並具有良好的韌性，控制橋梁引致的地震力不增加，同時有較大的變形能力而不崩塌。上述橋梁的韌性行為須藉構材細部韌性設計來達成。因本規範制定設計地震力時，已考慮橋梁具有韌性，而將設計地震力加以折減，因此構材之設計應符合韌性設計要求，否則橋梁的耐震能力會偏低，在很小的地震地表加速度下就可能會產生破壞。

如因細部韌性設計不易施工，而擬採用較不具韌性的細部設計時，則必須進行韌性容量之分析，即依實際韌性容量換算容許韌性比，以求得較大的設計地震力作分析設計。

C1.7 隔震與消能設計

本規範所涵蓋之隔震系統包含垂直作用力承載系統、低水平勁度系統與阻尼消能系統。此系統於地震力作用時可提供適當的水平柔性以延長結構週期，降低水平地震力；阻尼器或消能系統可以提供適當的阻尼以控制橋梁因週期延長所可能導致的位移增加；此外亦須提供最起碼勁度，以控制橋梁在煞車力與風力等水平力作用下產生之位移。隔震系統之隔震概念與傳統耐震設計有所不同，故其分析與設計方法須依循第七章之相關規定。

第二章 靜力分析方法

C2.1 通則

形狀規則之橋梁，適用本章所提之靜力分析方法來決定設計總橫力，並以靜力法進行結構分析。對 1.5 節所提須採用動力分析之橋梁，則應依第三章之規定進行動力分析。

C2.2 工址之地盤分類

在許多地震事件中皆可觀察到所謂地盤場址效應，亦即地表運動特性深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：

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

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

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。

本次規範之修訂，係參照美國 IBC2000，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；並除台北盆地外，將台灣地區之地盤分為三類。事實上，在許多場址都無法提供實際量測之土壤剪力波速值，故本規範參照日本道路橋樑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 1997 年版之規範係以 N=25 (黏性土層)或 N=50 (砂質土層)當做基盤面，而藉由經驗公式換算所得之土壤剪力波速約為 V_S=290 m/s；故考慮規範之延續性，本次修訂以 V_{S30}=270 m/s 作為第一類地盤與第二類地盤之分界。

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。利用台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放大係數 F_v，F_v 值與地盤分類指標 V_{S30} 之變化關係如圖 C2-2-1 所示。同時，參照美國之經驗公式並配合台灣之地盤分類標準，可將小震幅震波輸入下之 F_a 與 F_v 經驗式修正為：

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

由圖 C2-2-1 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}=180m/s，並定義在小震幅震波之輸入條件下，第二類地盤與第三類地盤之工址放大係數 F_v 值分別為 F_v=1.5 與 F_v=1.8。另一方面，參照前述美國經驗公式中之 m_a 與 m_v 值，可在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，修正後之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 值，分別如表 2-4(a)與 2-4(b)所示。

C2.4 設計地震下之水平地震力

1. 基本說明

設計地震係考慮 50 年 10%超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為 475 年。最大考量地震係考慮 50 年 2%超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為 2500 年。中度地震係指地震發生頻率頗高，但地震地表加速度不大之地震。

圖 C2-1 所示為橋梁承受地震側向力與其所產生的側向位移關係，在外力不大時係線性，其後會變為非線性，最後橋梁在承受 P_u 的側力，側位移達 Δ_u 時，因韌性被用盡而崩塌。此非線性的關係可以彈塑性關係來理想化，亦即彈性一直維持到 P_u，其後變為完全塑性，韌性容量為 Δ_u/Δ_y 。

一般橋梁設計不論採用工作應力法或極限設計法，在設計地震力 P_d 作用下結構尚未開始降伏。當地震力增為 α_y 倍達 P_y 後，第一個構材斷面才開始降伏，即 $\alpha_y=P_y/P_d$。由於橋柱之塑性彎矩與降伏彎矩之比隨斷面幾何形狀而異，大概在 1.2 附近，因此外力須調升至 1.2 P_y，即 P_u 後，結構才達能承受的最大側力。

由於橋梁具有韌性，在設計地震作用下，若仍保持彈性殊不經濟，故在設計地震時容許橋梁進入非彈性變形，可將彈性設計地震力予以降低，而其降低幅度，端視韌性好壞而定。韌性好的橋梁，結構系統地震力折減係數 F_u 值較大。

2. 震區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 PGA 值之大小來區分，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。為使地震力回歸期準確，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震區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]。

台灣地區堅實地盤之震區設計地震水平譜加速度係數係根據 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律，及其他地體構造等資料，經複雜的或然率理論分析而得。由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來，必須進行震區微分化後再依實用性進行調整，故本規範之震區係直接以鄉、鎮、市、區等行政區域為震區劃分單位。圖 C2-3 至圖 C2-4 分別表示台灣震區短週期與一秒週期之設計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 2-5 查出該係數值。對於台北盆地地區，可依第 C2.4.6 節之說明辦理。

3. 活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期水平譜加速度係數

針對活動斷層近域而言，工址所屬震區堅實地盤之短週期與一秒週期水平譜加速度係數深受該斷層之特性以及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市、區等行政區域形心位置之均布危害度分析結果代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估部分工址之震區水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行斷層近域地震之危害度分析，以定義斷層近域調整因子 N_A 與 N_V，進而修正斷層近域工址堅實地盤之震區水平譜加速度係數，使活動斷層近域橋梁之設計地震力趨於合理。

斷層近域調整因子 N_A 與 N_V 為工址與斷層間之水平距離 r 的函數。表 2-6 中訂定之 N_A 與 N_V 值均不小於 1，表示若依據斷層近域衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜加速度係數時，設計地震力仍應由均布危害度分析結果所支配。由於考慮工址與斷層間之水平距離 r 不易求得，因此表 2-6 採整個鄰近活動斷層的某個鄉、鎮、市、區均使用同一平均化的 N_A 值與 N_V 值，而不與 r 有關。

本規範規定包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層與米崙斷層、玉里斷層、池上斷層、奇美斷層等曾經引致大規模地震之第一類活動斷層(如表 C2-1)，必須考量斷層近域效應，其鄰近之鄉、鎮、市、區已如表 2-5 所列。活動斷層近域之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為 $S_S^D N_A$ 與 $S_1^D N_V$，而工址堅實地盤

短週期與一秒週期最大考量地震水平譜加速度係數為$S_S^M N_A$與$S_1^M N_V$，其中N_A與N_V之值見表 2-6。N_A與N_V分別代表反應譜等加速度段與等速度段之斷層近域調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同。

某鄉、鎮、市、區如臨近兩個或兩個以上的斷層，其N_A與N_V值應採用其中較大之值。

4. 反應譜工址地盤放大係數

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，依據地盤種類與震區水平譜加速度係數，訂定工址地盤放大係數F_a與F_v。當計算工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1}時，工址地盤放大係數F_a與F_v必須依據震區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^D與S_1^D決定。

震區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S_S^D與S_1^D分別代表工址所屬震區在第一類（堅實）地盤下受設計地震作用時，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。

震區堅實地盤短週期與一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M分別代表工址所屬震區在第一類（堅實）地盤下受最大考量地震作用時，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。

我國之震區係以鄉、鎮、市、區等行政區為單位劃分，各微分區內之震區堅實地盤設計地震水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D乃根據 50 年 10%超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 475 年；震區堅實地盤最大考量地震水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M則根據 50 年 2%超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 2500 年。

除台北盆地外，工址地盤放大係數F_a與F_v如表 2-4 所示；震區堅實地盤設計地震水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D，以及震區堅實地盤最大考量地震水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M，如表 2-5 所示。

台灣地區之地盤，依其堅實或軟弱程度分為三類。此外，台北盆地因性質特殊，不必區分其地盤種類。

對於表 2-5 所述斷層近域之鄉、鎮、市、區，S_S^D 、S_1^D 、S_S^M 與 S_1^M 要先乘以 N_A 、N_V 後再求 F_a 與 F_v。

5. 一般工址與活動斷層近域之設計水平譜加速度係數

工址設計地震水平譜加速度係數 S_{aD} 代表橋梁在設計地震作用下所引致的工址絕對水平譜加速度係數，其為民國 88 年版規範中工址水平加速度係數 Z 與工址正規化水平加速度反應譜係數 C 之乘積；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=0.4 S_{DS} 進行分析。

(2-6)式訂定工址之設計水平譜加速度係數 S_{aD}。此反應譜係數在短週期部份為一常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}；當週期超過 T_0^D 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^D 須依據式(2-9c)式計算；在較短週期（$T \le 0.2T_0^D$）的範圍內，設計水平譜加速度係數 S_{aD} 與結構週期呈線性變化關係。

6. 台北縣市震區之設計水平譜加速度係數

(2-6)式訂定工址之設計水平譜加速度係數 S_{aD}，台北縣市震區因盆地效應性質特殊，故另訂其譜加速度係數。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，此部份為加速度敏感區，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。對台北盆地而言，更與盆地共振效應之顯著週期息息相關。台北縣市震區之工址設計地震水平譜加速度係數，在短週期部份為常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}；對中、長週期部分，當結構週期超過 T_0^D 秒後採 1/T 的衰減趨勢遞減。

本規範係依臺灣地區地震危害度分析所得最新之研究成果，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震區之劃分。針對台北盆地設計地震微分區之劃分，參考國家地震工程研究中心『規範委員會』審議委員建議，由原先 1 區調整為 3 區。

7. 用途係數

工址設計地震水平譜加速度係數因橋梁的重要性不同，應乘以不同之用途係數 I，如表 2-1 所示，使重要橋梁之設計地震力加大，提高其安全性及功能性。

公路橋梁之用途係數應依公路之種類、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。

高速公路橋梁在地震中損壞，造成之損失必相當大，因此用途係數採用 1.2。其他一般公路橋梁，若跨越重要設施，其損壞會連帶破壞此些設施者，I 亦取 1.2。此外，如某路線係某城鎮之主要聯外公路，地震後仍須維持其機能者，則其橋梁之設計 I 亦取 1.2。其他一般性公路橋梁，I 取 1.0 即可。

8. 起始降伏地震力放大倍數

圖 C2-1 所示為結構物受地震側力作用下，力與位移的非線性曲線。由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法都隱含有安全係數，因此在設計地震力 P_d 作用下，結構物距第一個斷面降伏所對應的地震力 P_y 還有一段距離，其比值 $\alpha_y = P_y / P_d$ 稱為起始降伏地震力放大倍數，各類構材設計方法之 α_y 值如表 2-2 所示。然如設計者依國際慣用並經業主同意之設計有關規範之載重組合及相關規定進行設計，可依所採用之規範分析 α_y 值，不須依照本節之規定。

9. 結構系統韌性容量

設計地震作用時若橋梁仍設計保持彈性殊不經濟，故容許橋梁進入非彈性變形，則可適度降低彈性設計地震力，而其降低幅度端視構材韌性好壞而定。橋梁承受側力與其所產生的側位移，當第一個斷面（此斷面通常為橋柱底之斷面）降伏後，其塑性彎矩與降伏彎矩的比值隨斷面形狀而異，但不論鋼橋柱或 RC 橋柱，取 1.2 皆為合理且保守之值，故本規範取 1.2 為 P_u 與 P_y 之比值。隨外力繼續增加至 P_u，而結構物達其極限位移 Δ_u，屆時結構才會完全崩塌。若將圖 C2-1 結構物

的非線性關係以彈塑性關係表示，即外力在 P_u 以下為線性，其後為完全塑性，則結構物的韌性容量 R 為 Δ_u/Δ_y ；在民國 88 年版規範中所定義之結構系統特性係數 R^* 代表之意義為 Δ_u/Δ_y^* ，其與韌性容量 R 之間的關係為 $R=R^*/1.2$ ，由於兩者之關係不隨橋梁型態與下部結構之類別而異，故直接規定韌性容量 R 取代 R^* 以簡化計算。

韌性容量 R 隨橋梁型態與下部結構之類別而異：

(1) 空心橋墩橋之結構韌性容量

不論圓形或矩形空心橋墩橋，若其圍束箍筋配置方式及用量合乎韌性之規定，則使用此種空心橋墩之單柱橋墩，其結構系統韌性容量 R 可用 3.0；多柱構架式空心橋墩之結構系統韌性容量 R 可用 4.2。單柱式橋墩因相關試驗數據較多，經由試驗結果驗證可將統韌性容量 R 提高為 3.0(原 $R^*=3.0$)，然對於構架式橋墩而言，相關試驗數據較少，故仍採原 R 值($R^*=5.0$)。

(2) π 型構架橋之結構系統韌性容量

π 型構架橋之柱底支承若為鉸接，柱頂與主梁剛接，則其行車向之結構系統韌性容量 R 可比照單柱橋墩，訂為 3.0；若柱底為固接，R 可訂為 4.2。

(3) 多跨剛接連續梁橋之結構系統韌性容量

多跨剛接連續梁橋之各柱，若其柱頂與柱底均照規定配置圍束箍筋，則其行車向之結構系統韌性容量 R 可比照多柱構架式橋墩訂為 4.2。

(4) 拱橋之結構系統韌性容量

拱橋不論固接或鉸接，其行車向之結構系統韌性容量 R 可取為 3.0。至於橫向，因係屬壁式橋墩，R 值為 2.0。

10. 結構系統地震力折減係數

具有韌性容量 R 的橋梁，從開始降伏到韌性用盡，地表加速度可以增加的倍數與橋梁的週期及其所適用的反應譜有關。一般而言，週期長的橋梁彈性系統與彈塑性系統最大動力位移反應約相等，即等位移原理，如圖 C2-5 所示。因此彈塑性系統降伏後，尚能承受 R 倍的地表加速度才會將韌性容量用盡而崩塌，取 F_u=R；但對週期短的橋梁而言，彈性系統與彈塑性系統吸收的能量約略相等，即等能量原理，如圖 C2-6 所示。因此結構物降伏後，只能再承受 $\sqrt{2R-1}$ 倍的地

表加速度就會將韌性容量用盡而崩塌，取 $F_u=\sqrt{2R-1}$。意即短週期橋梁之韌性不像長週期橋梁那麼有效[C2.2]。

長週期結構物的定義與反應譜形狀有關，反應譜最大值開始遞減的臨界週期點 T_0^D，比此週期長的結構物可視為長週期結構物。能量相等適用的週期範圍，依 Newmark-Hall 非彈性加速度反應譜製作的程序[C2.2]來看，與韌性比 R，阻尼比 ξ 有關。茲為簡化計，取 $0.2T_0^D$ 至 T_0^D 間分為兩個等長的週期段，較短週期的一段，適用能量相等法則，較長週期的另一段則用內插來銜接。事實上，對週期為零之剛性結構而言，韌性或非韌性對耐震能力而言並無任何差異，故可令 F_{uD} 值為 1.0，因此 0 秒與 $0.2T_0^D$ 間須再做為一次內插，如圖 C2-7 所示。

對長週期結構而言，$P-\Delta$ 效應較顯著，在橋梁未降伏前，此效應會增加橋柱的彎矩，在橋柱降伏後，此效應也會使韌性對耐震的效用變低，所以在計算設計地震力時，長週期段之工址設計水平譜加速度係數不得低於 $0.4S_{DS}$，以避免長週期橋梁的設計地震力過低；對短週期結構而言，因為其與土壤互制後阻尼比較高，地震力需求會降低，所以根據 S_{aD}/F_{uD} 值之不同，取阻尼比為 5%~15%左右，再依據表 3-1 中之短週期結構阻尼修正係數，計算其折減後之 S_{aD}/F_{uD} 值，並依此於(2-5)式中對 S_{aD}/F_{uD} 設其上限。對於地震力之折減方式，除採(2-5)式之規定外，設計時亦可依(C3-1)式實際計算結構與土壤互制後結構第一振態的複合振態阻尼比，並依此阻尼比配合表 3-1 中所列之阻尼比修正係數直接進行地震力折減。

11. 橋梁結構模擬與週期計算

有關結構之模擬，分(1)幾何形狀；(2)質量分布；(3)構材斷面性質；及(4)土壤與基礎結構互制模擬等四部份說明如下：

(1) 幾何形狀之模擬

上部結構節點之選擇，除每跨度兩端點外，最好再加上四分點為節點。鉸支承與活動支承應妥為模擬。若分析單元鄰接別的分析單元時，其共用的邊界柱亦應模擬進去。

橋柱或橋墩之模擬，一般而言，橋柱之高度若小於其旁跨度之 1/3 且勁度頗高者，可不必加中間節點，但為保守計，將柱之重量全集中在柱頂。

對較高且柔性之橋柱，則在三分點處增設節點。橋柱之頂端常需以剛性元素

模擬，以便將梁中心線抬高至上部結構重心高度。

(2) 質量分布之模擬

質量分布會影響地震力之分布，因此應力求較正確之模擬。上部結構、帽梁、橋柱、基礎、橋台之質量均應考慮，亦應包括橋面重量、附屬設備等重量。一般而言，若分析單元鄰接別的分析單元時,其共同邊界柱頂之質量應模擬鄰跨上部結構半跨的質量集中於柱頂。

(3) 構材斷面性質之模擬

構材斷面性質的大小，會明顯影響週期，因而影響設計水平地震力，亦會影響變形，因而會影響地震力分布。

正確模擬上部結構面內撓曲剛度與扭轉剛度甚為重要，尤其對連續梁之橫向分析為甚，因為剛度會影響上部結構所受地震力的大小與分布。對較剛性的上部結構，譬如箱形斷面，則可用整個斷面的全部深度依梁理論來計算面內撓曲剛度，對較柔性的上部結構，如多 T 形斷面，則面內撓曲剛度可能遠小於如上所計算者。

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

(4) 土壤與基礎結構互制之模擬

橋梁之基礎若採用基樁與沉箱，建立橋梁分析模式時不可將橋柱在樁頂上視為固定端來處理，其下之基樁受橋柱傳下之水平力與軸力作用，使其旁的土壤產生反作用力，可視為一組土壤彈簧系統，包括水平彈簧、模擬樁壁與土壤摩擦力之垂直彈簧與樁底的垂直彈簧，如圖 C2-8 及圖 C2-9 所示。以單樁而言，可根據勁度的定義，求得等值樁頭勁度矩陣，再將此矩陣加到上面橋梁的整體勁度矩陣進行結構分析。

分析上述等值樁頭勁度矩陣時，須定義土壤彈簧的勁度。土壤彈簧的勁度由設計者依工程習慣及適用性，自行參考相關文獻作合理決定，於此並不加以規定，僅提供文獻[C2.13]為參考。另有關橋台、沉箱與其旁土壤之交互作用，亦可參閱該文獻。

本節所建議橋梁週期計算公式之推導如下所述。茲參考圖 C2-10，以橋梁橫向運動為例，假設橫向施加載重 $w(x)$ 時產生之橫向變位 $u(x)$ 與橫向振動的第一振態形狀相似，則橋梁地震時之變位 $u(x,t)$ 可表示如下：

$$u(x,t) = u(x)u(t) \tag{C2-1}$$

此處 $u(t)$ 為廣義座標，第一振態形狀可能與 $u(x)$ 略有不同，但 $u(x)$ 已符合其應滿足之邊界條件。

假設外力 $w(x)$ 徐徐加上，則外力所做的功 W_E 亦為結構體存有的應變能 U ，可依下式計算：

$$W_E = \frac{1}{2}\int_0^L w(x)u(x)dx = \frac{\beta}{2} \tag{C2-2}$$

其中

$$\beta = \int_0^L w(x)u(x)dx \tag{C2-3}$$

假設外力 $w(x)$ 突然釋去，且不計阻尼效應，則橋體以此第一振態做簡諧自由振動，圓周頻率為 ω 。當橋梁振動至平衡位置時，全部的應變能化為動能，此時動能以下式表示：

$$T_{\max} = \frac{\omega^2}{2g}\int_0^L w(x)u^2(x)dx = \frac{\omega^2\zeta}{2g} \tag{C2-4}$$

其中

$$\zeta = \int_0^L w(x)u^2(x)dx \tag{C2-5}$$

令 $W_E = T_{\max}$ ，則

$$\frac{\beta}{2} = \frac{\omega^2\zeta}{2g} \tag{C2-6}$$

故橋梁橫向第一振態週期T為：

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{\zeta}{\beta g}} = 2.01\sqrt{\eta} \tag{C2-7}$$

其中$\eta = \frac{\zeta}{\beta}$，$u(x)$以$m$計。

在實際計算時，上述積分式之積分結果可以節點變數值相乘相加而得，以(C2-8)式為例

$$\eta = \frac{\Sigma w_i u_i^2}{\Sigma w_i u_i} \tag{C2-8}$$

其中w_i、u_i分別為節點i的重量與變位。

C2.5 避免最大考量地震下崩塌之水平地震力

台灣地區堅實地盤之震區最大考量水平譜加速度係數係根據 50 年 2%超越機率的均布危害度分析求得。圖 C2-11 至圖 C2-12 分別表示台灣震區短週期與一秒週期之最大考量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 2-5 查出該係數值。對於台北盆地地區，可比照第 C2.4.6 節之說明辦理。

最大考量地震下，允許結構物使用之韌性可以達到其韌性容量，在此情況下橋梁尚不致崩塌，設計也可較經濟。

C2.6 設計總橫力下限值

震區堅實地盤短週期與一秒週期之水平譜加速度係數下限值約可取為回歸期 475 年地震之 1/3~1/4，因此本規範直接取回歸期 475 年地震之 1/3.25 作為設計總橫力下限值之依據。

為避免橋梁在地震不太大時即產生若干損壞與構材需常修復的可能性，構材在設計總橫力下限值下，以未達降伏為原則。此外，設計總橫力下限值認定由遠域地震造成之可能性較大，故不考慮斷層近域效應。

C2.7 設計總橫力之分布

第 2.4 節至第 2.6 節所求者為整座橋梁沿縱向或橫向之地震力，至於地震力

如何分配至橋梁的各個部份，以圖 C2-10(c)橋梁承受橫向地震作用為例，因中央部份產生的側向位移大，加速度也大，因此引致的地震力較大。若假設地震時橋梁的側向變形近似於$u(x)$，則所施加的地震力亦應與$u(x)$成正比，但總地震力不變，如(2-20)式所示。最後施加的地震力，如圖 C2-10(e)所示。

振動單元的基面若設於基礎版下緣，則計算設計總橫力V所採用的W值不必包括基礎版，以免做地震力分布計算時，造成上部設計地震力不正確的增大。事實上，如只想考慮到橋柱柱底為止的內力時，基礎版的重量不會參與到第一振態的振動。如欲檢核基樁的承載力及以強度設計法配置基樁主筋時，則除了考慮柱底產生塑鉸後傳下的作用力外，另應考慮$(0.4S_{DS}W_F - R_S)$之作用力，其中W_F為基礎版重量，R_S為基礎版周遭土壤所提供之反力，其計算可採用設計水平地盤反力係數乘以基礎版之水平位移量及側向面積的方式或其他合理方法，但其值不宜大於被動土壓承載力的 2/3。

C2.8 活動支承傳遞之地震力

活動支承在結構分析時並不會傳遞任何地震力，但事實上由於活動支承有摩擦力，因此仍會傳遞些許地震力，傳遞之地震力最大為支承之靜載重反力乘以活動支承之摩擦係數，但其值不必超過將該支承視為鉸支所分配到的地震力。以簡支梁架設於橋台與橋墩間為例，見圖 C2-13，其沿橋軸方向水平地震力依下述計算：

1. 設計橋台時，來自上部結構之水平地震力

(1) 支承A_L為固定，A_R為活動時

$$H_A = H_{Ah} \tag{C2-9}$$

其中H_{Ah}為視支承A_L為鉸支時，結構分析所得之水平軸向反力。

(2) 支承A_L為活動，A_R為鉸支時

$$H_A = f_{AL} \cdot R_{AL} \tag{C2-10}$$

其中f_{AL}為支承A_L為活動時之摩擦係數，R_{AL}為靜載重作用下支承A_L之反力。但

$$f_{AL} \cdot R_{AL} \le H_{AL} \tag{C2-11}$$

其中 H_{AL} 為視支承 A_L 與 A_R 均為鉸支時，結構分析所得支承 A_L 之水平軸向反力。

2. 設計橋墩時，來自上部結構之水平載重

(1) 支承 A_R，支承 B_L 均為鉸支時

$$H_p=H_{ph} \tag{C2-12}$$

其中 H_{ph} 為支承 A_R、B_L 均為鉸支時，結構分析所得水平軸向反力之和。

(2) 支承 A_R 鉸支，支承 A_L 為活動，支承 B_L 為活動時

$$H_p = H_{pA} \tag{C2-13}$$

或

$$H_p = H_{pA} - f_{AL} \cdot R_{AL} + f_{BL} \cdot R_{BL} \tag{C2-14}$$

兩式中取其大值，但

$$f_{AL} \cdot R_{AL} \le H_{AL} \tag{C2-15}$$

$$f_{BL} \cdot R_{BL} \le H_{BL} \tag{C2-16}$$

其中 H_{pA} 為支承 A_R 鉸支，A_L 活動，結構分析所得支承 A_R 之水平軸向反力。f_{BL} 為支承 B_L 為活動時之摩擦係數，R_{BL} 為靜載重作用下支承 B_L 的反力。H_{AL} 為 A_R，A_L 均為鉸支時，支承 A_L 之水平軸向反力，H_{BL} 為支承 B_R、B_L 均為鉸支時，支承 B_L 之水平軸向反力。

(3) 支承 A_R，支承 B_L，均為活動時

$$H_p = f_{AR} \cdot R_{AR} + f_{BL} \cdot R_{BL} \tag{C2-17}$$

但

$$f_{AB} \cdot R_{AR} \le H_{AR} \tag{C2-18}$$

$$f_{BL} \cdot R_{BL} \le H_{BL} \tag{C2-19}$$

其中 f_{AR}、f_{BL} 為支承 A_R、B_L 為活動時之摩擦係數，R_{AR}、R_{BL} 為支承 A_R、B_L 在靜載重作用下之反力。H_{AR} 為支承 A_R、A_L 均為鉸支時，支承 A_R 之水平軸向反力；H_{BL} 為支承 B_L、B_R 均為鉸支時，支承 B_L 之水平軸向反力。

C2.9 垂直地震力

為提升橋梁抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量。上部結構若採預力構材，應考慮垂直地震力對上部結構之影響，設計地震作用時考量大梁韌性行為得以發揮，韌性容量 R 取 2.0，並應根據(2-5)式降低地震力。水平懸臂構材與水平預力構材等尤其應就垂直地震效應做適當的考慮。

C2.10 地震效應之組合

任何一組地震記錄均同時有三個主軸方向的震動，即使在某主軸震動明顯大於其他主軸時，其他主軸方向仍有震動，因此結構物也同時會有各主軸地震輸入產生的振動。此外，地震何方向震動會較大，實具有高度的不確定性，謹參照 AASHTO 等規範之組合方式研擬其組合效應。

茲舉例說明雙向地震與垂直地震組合之意義。假設某橋柱、橋墩或橋台的兩個主軸方向為 z 軸及 y 軸，垂直向為 x 軸。在橫向設計地震力作用下，上述構材引致之剪力、彎矩及軸力分別以 V_z^T ，V_y^T ，M_z^T ，M_y^T 及 P^T 表示；縱向設計地震力作用下所引致者分別以 V_z^L ，V_y^L ，M_z^L ，M_y^L 及 P^L 表示；垂直向設計地震力作用下所引致者分別以 V_Z^V ，V_y^V ，M_Z^V ，M_y^V 及 P^V 表示，則構材設計內力以下列三種載重情況計算：

(1) 載重情況 1：

$$V_z^D = 1.0\left|V_z^L\right| + 0.3\left|V_z^T\right| + 0.3\left|V_z^V\right|$$

$$V_y^D = 1.0\left|V_y^L\right| + 0.3\left|V_y^T\right| + 0.3\left|V_y^V\right|$$

$$M_z^D = 1.0\left|M_z^L\right| + 0.3\left|M_z^T\right| + 0.3\left|M_z^V\right| \qquad \text{(C2-20)}$$

$$M_y^D = 1.0\left|M_y^L\right| + 0.3\left|M_y^T\right| + 0.3\left|M_y^V\right|$$

$$P^D = 1.0\left|P^L\right| + 0.3\left|P^T\right| + 0.3\left|P^V\right|$$

(2) 載重情況 2：

$$V_z^D = 0.3\left|V_z^L\right| + 1.0\left|V_z^T\right| + 0.3\left|V_z^V\right|$$

$$V_y^D = 0.3\left|V_y^L\right| + 1.0\left|V_y^T\right| + 0.3\left|V_y^V\right|$$

$$M_z^D = 0.3\left|M_z^L\right| + 1.0\left|M_z^T\right| + 0.3\left|M_z^V\right| \qquad \text{(C2-21)}$$

$$M_y^D = 0.3\left|M_y^L\right| + 1.0\left|M_y^T\right| + 0.3\left|M_y^V\right|$$

$$P^D = 0.3\left|P^L\right| + 1.0\left|P^T\right| + 0.3\left|P^V\right|$$

(3) 載重情況 3：

$$V_z^D = 0.3\left|V_z^L\right| + 0.3\left|V_z^T\right| + 1.0\left|V_z^V\right|$$

$$V_y^D = 0.3\left|V_y^L\right| + 0.3\left|V_y^T\right| + 1.0\left|V_y^V\right|$$

$$M_z^D = 0.3\left|M_z^L\right| + 0.3\left|M_z^T\right| + 1.0\left|M_z^V\right| \qquad \text{(C2-22)}$$

$$M_y^D = 0.3\left|M_y^L\right| + 0.3\left|M_y^T\right| + 1.0\left|M_y^V\right|$$

$$P^D = 0.3\left|P^L\right| + 0.3\left|P^T\right| + 1.0\left|P^V\right|$$

因水平地震係左右、前後、上下搖動，故需取絕對值以求得最大組合內力。惟組合後之軸力可為軸壓力或軸拉力，彎矩及剪力亦均具有正、負號。

第三章 動力分析方法

C3.1 通則

對不規則性橋梁而言，其動力特性較為複雜，應根據動力分析結果方可求得較準確之地震力分布。

形狀規則橋梁之要求可參考表 C3-1 所列[C3.1]。所謂不規則性包括質量、勁度、幾何等之不規則性。本節所條列的八種條件中，第 1 及 4 項所涉及者均為上述的不規則性。其中第 1 項中謂及橋墩土層情況變異性大者，係指如某橋墩坐落於良好地盤，另一橋墩坐落於軟弱地盤，則其基礎等值勁度就會有差異，故亦可視為勁度不規則的一種。此八種條件係參照日本道路協會（1996）『道路橋示方書・V 耐震設計編』[C3.2]、美國 AASHTO 規範[C3.3]及加州公路局橋梁設計規範[C3.4]等所擬定。

在大地震下橋梁進入非線性時，長週期或高橋墩橋梁之穩定性較短週期或低橋墩之橋梁具有較高的危險性，因此應依動力分析法進行檢核，以掌握較正確的內力分布，使橋體產生塑鉸的時機較為一致，提高其耐震能力。本規範對於長週期或高橋墩橋梁之定義，係根據日本道路協會（1996）『道路橋示方書・V 耐震設計編』中之建議，取週期 1.5 秒以上者為長週期橋梁，橋墩高 30 公尺以上者為高橋墩橋梁。

未曾受強烈地震考驗之新型橋梁，其耐震行為之弱點較不易掌握，故應進行動力分析，以便掌握較真實之地震反應。

架橋地點之土層極端軟弱者，地震分析之基面需降至此土層下緣，並進行動力分析與設計，以提高其安全性。

斜橋係極不規則的橋梁，必須以動力分析方法進行分析。斜橋因結構的不對稱性，較難研判兩個主要的振動方向，因此，進行動力分析時，除須包括橋梁的軸向及橫向兩個地震輸入的方向外，並應考量橋台、橋墩配置方向之變異性，多選擇幾個地震力輸入方向進行動力分析。

多跨連續式橋梁考量在設計地震時尚能維持正常及救災車輛通行之功能，因此必須依歷時分析方法進行分析。

動力分析所得之水平地震力，一般會低於靜力分析所得者。為提高橋梁的耐震安全性，對於形狀規則且不需採用動力分析之橋梁，亦可採用動力分析進行結構分析與設計，但所得水平地震力若低於靜力分析所得者之 80%，宜調整動力分析之水平地震力不得小於靜力分析所得值之 80%；對於需進行動力分析之橋梁，若動力分析所得水平地震力低於靜力分析所得者之 90%，宜調整動力分析之水平地震力不得小於靜力分析所得值之 90%；至於計算靜力分析之水平地震力時，橋梁之週期可採用動力分析所得之週期值。

動力分析時，橋梁結構模擬之原則與靜力分析模擬原則相似。有關幾何形狀、質量分布、構材斷面性質及基礎之模擬詳見第 C2.4.11 節。

由於不規則性橋梁軸向與橫向間有交互作用，因此應以三度空間結構模擬。靜力分析適用於規則性橋梁，原則上仍應儘量以三度空間結構模擬。

C3.2 譜加速度係數之阻尼比調整係數

阻尼比異於 5%時之阻尼比修正係數 B_S 與 B_1(如表 3-1)，係參照美國 IBC2000[C3.5]及 ATC-32[C3.6]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：

$$\xi_J = \frac{\sum_{i=1}^{n} \{\phi_J\}_i^T [k]_i \{\phi_J\}_i \xi_i}{\{\phi_J\}^T [K] \{\phi_J\}} \qquad \text{(C3-1)}$$

其中：

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 3-1 中所列之阻尼比修正係數配合表 3-2 至表 3-3 求算對應之水平譜加速度係數。

C3.3 反應譜分析法

多振態反應譜疊加法係以一線性動力分析程式進行。首先須作特徵值分析，現已有相當多之分析軟體可以進行下述之特徵值分析：

$$\left([k]-\omega^2[m]\right)\{\hat{V}\}=\{0\} \tag{C3-2}$$

其中$[k]$和$[m]$為橋梁之勁度和質量矩陣，含有n個自由度，$\{\hat{V}\}$表特徵向量，而ω則為對應之圓周頻率。此式之分析結果可以得n個圓周頻率ω_1，ω_2，$\ldots\omega_n$及對應之振態$\{\phi\}_1$、$\{\phi\}_2$、….，$\{\phi\}_n$。至於振態週期則為：

$$T_i=\frac{2\pi}{\omega_i} \qquad (i=1,\ 2,\ ....,n) \tag{C3-3}$$

考慮一具有n個自由度之結構，當此一結構受到一水平地表加速度$\ddot{V}_g(t)$之作用時，可寫出下列之運動方程式：

$$[m]\{\ddot{v}(t)\}+[c]\{\dot{v}(t)\}+[k]\{v(t)\}=-[m]\{B\}\ddot{V}_g(t) \tag{C3-4}$$

其中$[c]$表阻尼矩陣，$\{B\}$為一向量，其值為地表加速度$\ddot{V}_g(t)$之方向與各自由度間夾角的餘弦值。為方便計，吾人定義振態矩陣$[\Phi]$為

$$[\Phi]=\left[\{\phi\}_1\ \{\phi\}_2\ ...\{\phi\}_n\right] \tag{C3-5}$$

此時，可將位移向量$\{v(t)\}$表為特徵向量之線性組合，如下所示：

$$\{v(t)\}=[\Phi]\{Y(t)\} \tag{C3-6}$$

將(C3-6)式代入(C3-4)式，並將後者之兩邊乘以$[\Phi]^T$，可得：

$$[M]\ \{\ddot{Y}(t)\}+[C]\ \{\dot{Y}(t)\}+[K]\ \{Y(t)\}=\{P(t)\} \tag{C3-7}$$

其中

$[M]=[\Phi]^T[m]\ [\Phi]$　：廣義質量矩陣

$[C]=[\Phi]^T[c]\ [\Phi]$　：廣義阻尼矩陣

$[K]=[\Phi]^T[k]\ [\Phi]$　：廣義勁度矩陣

$\{P(t)\}$=-$[\Phi]^T[m]\{B\}\ddot{V}_g(t)$　：廣義荷載向量

由於特徵向量對$[m]$和$[k]$矩陣具有正交性，因此實際上$[M]$和$[K]$為對角矩陣。假若阻尼矩陣與質量及勁度成正比，即

$$[c]=\alpha_1[m]+\alpha_2[k] \tag{C3-8}$$

則$[C]$亦將變為對角矩陣。上式中之α_1與α_2為常係數，有關此二係數之設定，可由一般結構動力相關書籍查獲而得。

由於$[M]$，$[C]$和$[K]$俱為對角矩陣，因此(C3-7)式代表n個互不相關之方程式：

$$M_i\ddot{Y}_i(t)+C_i\dot{Y}_i(t)+K_iY_i(t)=P_i(t) \quad (i=1,\ 2,\ ...,n) \tag{C3-9}$$

上式為第i振態之運動方程式，該式之形式與單自由度系統完全相同，此處

$$M_i=[\Phi]_i^T[m]\ [\Phi]_i \tag{C3-10}$$

$$C_i=[\Phi]_i^T[c]\ [\Phi]_i \tag{C3-11}$$

$$K_i=[\Phi]_i^T[k]\ [\Phi]_i \tag{C3-12}$$

另外，亦可以阻尼比ξ_i和圓周頻率ω_i來表示C_i和K_i，即

$$C_i=2\xi_i\omega_iM_i \tag{C3-13}$$

$$K_i=\omega_i^2M_i \tag{C3-14}$$

此時，可將(C3-9)式改寫成

$$\ddot{Y}_i(t)+2\omega_i\xi_i\dot{Y}_i(t)+\omega_i^2Y_i(t)=\frac{P_i(t)}{M_i} \quad (i=1,\ 2,\ ....,n) \tag{C3-15}$$

令$S_{aD}^i(\xi_i,T_i)$為第i個振態對應之水平譜加速度係數，則可得$Y_i(t)$之最大絕對值如下：

$$Y_i(t)_{\max}=\frac{S_{aD}^i(\xi_i,T_i)}{\omega_i^2}\frac{\{\phi\}_i^T[m]\{B\}}{\{\phi\}_i^T[m]\{\phi\}_i} \tag{C3-16}$$

欲決定某一物理量（如剪力、彎矩或位移）之最大值，首先需將該物理量$Z(t)$表為振態之線性組合：

$$Z(t)=\sum_{i=1}^{n}q_iY_i(t) \tag{C3-17}$$

其中 q_i 為已知之係數。

各振態最大構材內力與變位等須以各種認可的方法加以疊加，其一為 SRSS 疊加法，其係利用平方和開根號得該物理量之最大值：

$$|Z(t)|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} q_i^2 |Y_i(t)|_{\max}^2} \tag{C3-18}$$

一般而言，SRSS 疊加法適用於結構之各個週期較為分散之系統，如果結構週期極為靠近，則應採用其他改良方法，如 CQC 法來疊加。

CQC 法為 Complete Quadratic Combination Method 的簡寫，其振態疊加考慮了兩兩振態間的相關性。物理量 $Z(t)$ 之最大值依 CQC 法疊加為：

$$|Z(t)|_{\max} = \left[\sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{n} S_{jk} \left(q_j Y_j(t)\right)_{\max} \left(q_k Y_k(t)\right)_{\max} \right]^{1/2} \tag{C3-19}$$

式中

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k}\left(\xi_j + r\xi_k\right) r^{3/2}}{\left(1-r^2\right)^2 + 4\xi_j \xi_k r\left(1+r^2\right) + 4\left(\xi_j^2 + \xi_k^2\right) r^2} \tag{C3-20}$$

$$r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \tag{C3-21}$$

其中 $\left(q_j Y_j(t)\right)_{\max}$，$\left(q_k Y_k(t)\right)_{\max}$ 分別為第 j 振態及第 k 振態最大反應值，S_{jk} 為第 j 振態與第 k 振態之關係係數。ξ_j、ξ_k 分別為第 j、k 振態的阻尼比，ω_k、ω_j 分別為第 k、j 振態的圓周頻率。

進行多振態反應譜疊加時，對於主軸方向不明確之不規則橋梁，地震輸入方向應多考慮幾個角度，或先作振態分析，由振態形狀尋找真正之主軸方向，以決定水平地震輸入方向。

C3.4 歷時分析法

強地動紀錄之選取，應盡量以能確切反映工址設計地震之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄為基準，進行模擬與調整以得到與設計反應譜相符之紀錄；地震紀錄模擬之方法，應為具有可信理論之方法或由公信單位所提供之方法。在進行與設計反應譜相符之地震紀錄模擬時，不需考量長周期 $S_{aD} = 0.4S_{DS}$

之限制。

進行線性歷時分析時，應針對任一水平地震紀錄，計算其 5%阻尼之反應譜。同時應調整地震紀錄，使得位於 0.2T 至 1.5T 週期範圍內任一點譜加速度值不低於設計譜加速度值之 90%，且於此週期範圍內之平均值不低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為橋梁所考慮方向之基本振態之振動週期。

為考量短週期結構與土壤互制後之阻尼比較高，分析時可依靜力分析所得 S_{aD}/F_{uD} 值求得等效之阻尼比來進行分析，等效阻尼比可依下式計算：

$$\xi=\begin{cases}5\% & ;\quad S_{aD}/F_u \le 0.3\\ (16S_{aD}/F_{uD}+0.2)\% & ;\quad 0.3 < S_{aD}/F_{uD} < 0.8\\ 13\% & ;\quad S_{aD}/F_{uD} \ge 0.8\end{cases} \qquad \text{(C3-22)}$$

非線性歷時分析之輸入地震紀錄振幅需先乘以用途係數 I 值後，再進行分析；結構構材之非線性分析模型，在降伏強度、破壞機制及遲滯行為各方面皆需要能確切反映出構材真實之非線性行為；非線性歷時分析之結果除須檢核整體結構之韌性需求是否小於規定之容許韌性容量外，還需要考量各構材之韌性需求是否妥當。

為達到有效的歷時數學運算成果，宜慎選適當之時間增量逐步分析。輸入地震之加速度歷時應依規範 3.4.1 節地震歷時擇取。

C3.5 垂直地震效應

地震震央可能發生於陸地，為提升橋梁抵抗淺層地震之耐震能力，垂直地震力應做適當之考量，垂直向不規則之橋梁振動單元應依動力分析方法作耐震性檢核。

進行動力分析時，各方向地震效應之組合方式與靜力分析相同，解說詳見 C2.10 節。

第四章 構材之設計

C4.1 載重組合

本節所提供之五種載重組合方法及其配合的構材設計方法係參考部頒『公路橋梁設計規範』之規定，而為一般設計所使用的方法。前四種方法亦與 AASHTO 規範所規定者相同。

一般而言，地震載重效應主要係與靜載重效應組合，若車輛載重效應與靜載重效應的比值較高時，最好亦將部份車輛載重效應列入組合。

由於每一種載重組合的載重係數不同，構材設計時或用容許應力，或乘以強度折減係數，當地震譜加速度等於設計譜加速度時，構材尚不會降伏，地表加速度要提高α_y倍後才開始降伏，此稱為起始降伏地震力放大倍數，如 2.4 節所述。本規範提供本節所提五種載重組合對應之α_y建議值，其中採用容許應力法設計之鋼構材，α_y為 1.7；採用強度設計法設計之鋼筋混凝土構材或預力構材，α_y為 1.65。對於經詳細分析求得α_y值者，可依分析結果設定，不需依照本節中之規定。另若採用其他載重組合方式及設計方法時，α_y值需重新校正。

C4.2 橋墩設計剪力

就單柱橋墩而言，其塑鉸會產生在彎矩最大之柱底，其塑性彎矩強度就鋼筋混凝土柱而言，得以其標稱彎矩強度乘以 1.3 倍得之，此係考慮到(1)實際鋼筋降伏應力高於規定降伏應力；(2)大應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度；(3)橋柱因受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變會提高。

單柱橋墩受地震力作用時，通常不會引致軸力，因此計算標稱彎矩強度時，可將柱軸力直接訂為靜載重引致之軸力。

具雙柱或雙柱以上之構架式橋墩，與構架平行方向承受地震力時，柱有反曲點，柱之上、下斷面彎矩最大，會產生塑鉸。因構架邊柱引致之軸力，一邊為壓力，另一邊為拉力，需以迭代方法求得柱軸力，因此先以靜載重引致的軸力當做迭代的起始值。

利用迭代過程求較正確的軸力，請參照圖 C4-1 所示。構架承受向右地震力

時，柱底加上 M_p 的反時鐘方向設計彎矩強度及向左之剪力。靜載重引致之軸力以 P 表示，地震力引致之軸力以ΔP 表示，右柱軸壓力增加，左柱則減小。由此圖可依靜力平衡方程式解得ΔP 。

橋梁之橫向若以壁式橋墩來抵抗地震力，則設計地震時，一般並不會產生塑鉸，而會產生剪力破壞。根據韌性設計要求而設計之壁式橋墩，當發生剪力破壞時也並非全然沒有韌性，因此種系統仍有韌性容量 R = 2.0。壁式橋墩承受垂直載重時大概不會產生橫向剪力，其橫向剪力全由橫向地震力所引致。設計壁式橋墩的剪力筋時，應依上述計算所得之地震總橫力求得壁式橋墩彈性分析所得之剪力配置剪力筋，惟此時必須使用強度折減係數ϕ=0.85。

對於多跨剛接連續梁橋沿行車向之柱，為使其上、下端能順利產生塑鉸，而不使塑鉸產生前發生剪力破壞，則設計剪力應取為柱底與柱頂塑性彎矩和除以柱之淨高。由靜力非線性分析來看，柱頂與柱底產生塑鉸的時機不會完全一致，因此當一個塑鉸先破壞時，其對應的剪力會略小於上述者。惟基於保守的做法，仍應依上述計算設計剪力。

依塑鉸產生後計算所得之柱剪力為柱在大地震中可能承受之最大剪力，此剪力係經支承傳遞至橋柱，可利用此剪力檢核支承之極限強度是否足夠。至於上部結構與帽梁間之接合部、帽梁與橋柱間之接合部、橋柱與基礎或樁帽間之接合部之設計剪力，可依塑鉸產生後引致之剪力設計剪力筋，惟為保證不發生剪力脆性破壞，設計時必須使用剪力強度折減係數ϕ=0.85。

C4.4 基礎之設計力

橋柱基礎之設計，應考慮橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力。至於基樁之極限承壓力 Q_u 或極限抗拉拔力 P_u 可根據內政部建築研究所報告『建築技術規則建築構造編－基礎構造設計規範（含解說）』(1998)[C4.3]中之規定計算，但在考慮橋柱產生塑鉸之情形下，承載力安全係數可以採用下述規定：(1)若以樁載重試驗驗證承載力時，承壓及抗拉拔之安全係數可分別取為 1.0 及 1.25；(2)若僅以承載力推估公式計算其承載力時，承壓及抗拉拔之安全係數可分別取為 1.25 及 1.5。

另根據研究文獻『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』中第五部份"基礎土

壤承載力設計準則補充研究”之研究結果，基樁在塑鉸產生後設計所需強度可依下式檢核[C4.4]：

$$\phi\phi_3 M_{fy} \geq M_{fu} \qquad \text{(C4-1)}$$

式中

ϕ ：整體群樁抗彎矩強度折減因數，訂為 0.9。

ϕ_3 ：整體群樁之超額強度因數(overstrength factor)，其值與基樁排數 N 有關：

$$\phi_3 = \frac{1}{120}(N^3 - 15N^2 + 80N + 12) \leq 1.35 \qquad \text{(C4-2)}$$

上式適用於 $N \geq 2$

M_{fy} ： 整體群樁之降伏彎矩。整體群樁之降伏彎矩係指符合下列二項條件時，各樁頭反力對橋墩柱中心線所形成之力矩和。

(1) 各基樁之樁頭反力和 ＝ 橋墩柱所傳遞之軸力。

(2) 最外側基樁之樁頭變位恰好達到降伏變位 δ_y（不論是承壓或承拉，視何者先達到，如圖 C4-2 所示），亦即最外側基樁之軸力達到極限承壓力 Q_u 或極限抗拉拔力 P_u。

M_{fu} ： 橋柱柱底產生塑鉸時，樁帽底緣傳給群樁之彎矩，其值不必超過 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 所得之彎矩。

至於直接基礎與沈箱基礎在橋柱產生塑鉸後，其承載安全之檢核與設計所需強度之規定，根據研究文獻『建築物基礎構造設計規範』，可依以下所列予以考慮：

(1) 直接基礎底面最大合壓力可依下式檢核：

$$\frac{Q_{\max}}{A_r} \leq \frac{q'_u}{FS} + \gamma_2 D_f \qquad \text{(C4-3)}$$

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B' N^*_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{ri} - \gamma_2 D_f \qquad \text{(C4-4)}$$

式中

$Q_{\max}$ ：作用於基礎底面之最大垂直力。

A_r ：基礎之等效承載面積。直接基礎底面最大合壓力之應力分佈在該有效面積內假設為均勻受壓。

q'_u ： 基礎淨極限支承力(tf/m^2)。

FS ： 安全係數，地震時取 1.5。

c ： 基礎版底面以下之土壤凝聚力(tf/m^2)。

γ_1 ： 基礎版底以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m^3)。

γ_2 ： 基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m^3)。

D_f ： 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，如鄰近有開挖，須考慮其可能之影響(m)。

β ： 載重方向與鉛直線之夾角(°)。

N_c，N_q，N_γ，N^*_γ：支承力因素，與土壤摩擦角(ϕ)之關係如表 C4-1 所示。

F_{cs}，F_{qs}，$F_{\gamma s}$ ： 形狀影響因素。

F_{cd}，F_{qd}，$F_{\gamma d}$ ： 埋置深度影響因素。

F_{ci}，F_{qi}，$F_{\gamma i}$： 載重傾斜影響因素。

上述各形狀、埋置深度及載重傾斜影響因素如表 C4-2 所示，其中對於偏心基礎之形狀影響因素應以有效寬度 B' 取代 B，按表 C4-2 計算。

有關有效面積 A_r 之計算，根據基礎形狀說明如下：

a.長方形基礎單向偏心時，如圖 C4-3 所示：

有效接觸面積 $A = B'L$ (C4-5)

有效寬度 $B' = B - 2e_B$ (C4-6)

短邊偏心距 $e_B = \dfrac{M_{PB} + V_{PB}Z}{P}$ (C4-7)

b.長方形基礎雙向偏心時，如圖 C4-3 所示：：

有效接觸面積 $A = B'L'$ (C4-8)

有效寬度 $B' = B - 2e_B$ (C4-9)

有效長度 $L' = L - 2e_L$ (C4-10)

短邊偏心距 $e_B = \dfrac{M_{PB} + V_{PB}h_f}{P}$ (C4-11)

長邊偏心距 $e_L = \dfrac{M_{PL} + V_{PL}h_f}{P}$ (C4-12)

c.圓形基礎，如圖 C4-4 所示：

有效接觸面積 $A' = r^2(\alpha - \cos\alpha \sin\alpha)$ (C4-13)

式中

B ： 矩形基腳在短邊方向之寬度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)。

B' ： 矩形基腳在短邊方向之有效寬度。

L ： 矩形基腳在長邊方向之長度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)。

L' ： 矩形基腳在長邊方向之有效寬度。

e_B ： 偏心載重在短邊方向之偏心量。

e_L ： 偏心載重在長邊方向之偏心量。

M_{PB} ： 橋柱在短邊方向之塑鉸彎矩，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

M_{PL} ： 橋柱在長邊方向之塑鉸彎矩，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

V_{PB} ： 橋柱在短邊方向之塑鉸剪力，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

V_{PL} ： 橋柱在長邊方向之塑鉸剪力，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

P ： 依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算之柱軸力、基礎版自重及基礎版頂上方土壤重量之總和。

h_f ： 基礎版厚度(m)。

r： 圓形基礎之半徑（m）

α ： 接觸面積之半圓周角（rad），其值如圖 C4-5 所示：

(2) 沉箱基礎底面最大合壓力可依下式檢核：

$$q \le \frac{1}{FS}(q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \quad \text{(C4-14)}$$

$$q_u = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + 0.5\gamma_1 \beta B N_\gamma \quad \text{(C4-15)}$$

q ： 基礎版底部所受之最大合壓力(tf/m^2)。

q_u ： 基礎底面地層之極限支承力(tf/m^2)。

FS ： 安全係數，地震時取 2.0。

c ： 基礎底面下之土壤凝聚力(tf/m^2)。

γ_1 ： 基礎底面下以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m^3)。

γ_2 ： 基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有者，應為其有效單位重(tf/m^3)。

B ： 基礎寬度。

D_f ： 基礎之有效埋置深度(m)。

α 、β ： 基礎底面形狀影響因素，如表 C4-3 所示。

N_c ，N_q ，N_γ ：支承力因素，與土壤摩擦角(ϕ)之關係如表 C4-4 所示。

(3) 基礎底面水平力 H_B 不得大於底面極限抗剪強度，即

$$H_B \le \phi_s (C_a A_e + Q \cdot \mu) \qquad \text{(C4-16)}$$

式中

ϕ_s ： 抗剪強度折減因子，地震時可取 1.0。

C_a ： 基礎地盤之土壤粘著力。$C_a = \alpha C$，其中 α 為粘著力折減係數；C 為土壤之凝聚力。

A_e ： 有效接觸面積。

Q ： 作用於基礎底面之垂直作用力。

μ ： 摩擦係數。$\mu = \tan\delta \le 0.7$，δ 為界面摩擦角，約為 $2/3\phi \sim \phi$ 之間，ϕ 為土壤之內摩擦角。

在設計地震力 V_D 作用下，基礎底面之有效接觸面積 A_e 不得小於基礎底面積之 50%。

在地震力為$1.2\alpha_y F_{uD} V_D$或橋墩產生塑鉸時地震力之較小值時，基礎版處之合力位置應依整體力平衡狀態計算，但距離基礎版邊緣不得小於 $B/10$，亦即基礎反力之合力位置必須作用在中央基礎寬度 80%內，並根據該合力作用位置設計基礎版，如圖 C4-6 所示。

在地震力為$1.2\alpha_y F_{uD} V_D$或橋墩產生塑鉸時地震力之較小值時，假設基礎版底之土壤反力在有效面積內為均勻分布，並依式(C4-3)進行土壤承載力檢核。

橋柱之設計，有時係由其他與地震力無關之載重組合所控制，如靜重加車輛載重或含溫度載重之載重組合。此時若以塑鉸產生後來推求柱剪力或傳給基礎的力量會過於高估。事實上在此種情況下，當設計地震發生時，柱並不會產生塑鉸，此時柱產生的內力可依振動單元承受總橫力為V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$之彈性分析所得來估計，並用此來進行柱之剪力設計、接合部之設計及基礎結構之設計。

有關樁帽、基礎版及沈箱體之設計，應求得柱底產生塑鉸時，各樁、基礎版及沈箱體之受力情形，再進行樁帽、基礎版及沈箱體之彎矩鋼筋設計，以及梁式剪力、穿孔剪力之檢核，惟設計或檢核應使用彎矩強度折減係數 0.9 及剪力強度折減係數 0.85。

C4.5 支承系統之設計

固定支承之極限承載力係依據墩柱塑鉸產生後推算之支承水平力或水平地震力為V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$時彈性分析所得之支承水平反力，兩者之小值進行設計，以確保支承足以傳遞地震時之水平力。至於支承各構件之容許應力值規定可參考研究文獻『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』中第四部份"防止落橋構造及支承之相關設計補充研究"[C4.4]。支承耐震設計用垂直力，除靜載重之垂直反力外，尚須考慮水平及垂直地震力引致之支承垂直反力，並考慮其組合效應；當計算所得之支承耐震設計用垂直力為拉拔力時，則依本節之規定進行設計。

本節之規定係按照 AASHTO 的規定。水平地震引致之支承拉拔力以塑鉸產生後來推求，可得其最大拉拔力，惟若橋柱之設計由非地震力控制時，拉拔力可

以地震力為V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$時彈性分析所得替代之。

C4.6 P-Δ效應與偏心載重

當穩定指數Q_S超過 0.05 時，二次彎矩會較大，因此彈性設計時應加以考慮，以避免柱底提早降伏。

大地震時，即地震地表加速度為$0.4S_{DS}Ig$時，柱的位移會很大，其 P-Δ效應可能會造成動態不穩定的情況，若下式算得之穩定指數Q_S超過 0.25，宜進行非線性動力分析，以檢核其耐震能力是否足夠。

$$Q_S = \frac{P_D \Delta_0}{V_P l_c} \tag{C4-4}$$

其中，

P_D ：靜載重引致之柱軸力。

Δ_0 ：大地震柱頂與柱底之相對變形。

V_P ：塑鉸發生後之柱剪力。

l_c ：柱高。

進行非線性動力分析時，應注意橋柱非彈性遲滯特性的合理模擬，如雙線性勁度以及卸載時的勁度衰減等，可參考文獻[C4.5]。

第五章 鋼筋混凝土構材之韌性設計

C5.1 通則

本規範的耐震設計理念係確保強震發生時,橋柱在彎矩降伏發生前不致產生剪力破壞等脆性破壞模式。當柱端產生彎矩降伏時，為使橋柱具有所需之韌性容量，而在地震中不致崩塌，其應依本章的韌性設計要求進行細部設計。由於設計地震力業經結構系統地震力折減係數折減,因此本章規定之構材韌性設計須確實執行，以使構材的韌性得以發揮。本章之韌性設計細部，主要參照AASHTO(2002)[C5.1]、日本道路橋示方書(1996)[C5.2]、國家地震工程研究中心研究報告[C5.3][C5.4]與蔡益超教授等之研究報告[C5.5][C5.6][C5.7]所研擬。其他被認可之規範，其相關細部亦可參照使用。本節提供橋柱與壁式橋墩區別的準則，對於 H/d 小於 2.5 之橋柱，若以塑鉸產生後來計算設計所需強度將遠超過彈性分析之作用力，今將其視為壁式橋墩，則不必以塑鉸產生後之條件來計算設計所需剪力。設計時採用的結構系統韌性容量 R 為 2.0，且須符合壁式橋墩之韌性要求。

C5.2 混凝土與鋼筋之材質要求

本節之規定係參考中國土木水利工程學會出版之『混凝土工程設計規範與解說』 (土木 401-92)[C5.8]中，第十五章耐震設計之特別規定。

鋼筋試驗之實際降伏強度不得超出規定降伏強度 f_y 太多之規定，主要係避免彎矩強度增加，致使剪力增加，可能產生剪力破壞。此外，鋼筋降伏強度增加，亦可能導致握裹破壞。

至於極限抗拉強度與降伏強度的比值，會影響塑性區的大小，其值越大，塑性區越長，極限塑鉸轉角越大。

CNS560 之 SD420W 及 SD280W 鋼筋，其降伏強度已有上限之規定，且實際抗拉強度必須大於實際降伏強度的 1.25 倍以上，故不必另作規定。

C5.3 鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

C5.3.1 主筋量規定

主筋鋼筋比不得小於 0.01，可減少橋柱因混凝土潛變造成的長期變形，同時，亦可使斷面之彎矩強度大於開裂彎矩強度。實際超過 4%主筋之柱斷面之施工呈現困難應予限制，故限定主筋鋼筋比不得大於 0.04，可避免鋼筋配置過份擁擠，並使主筋有較佳的錨碇效果。

當橋柱的設計非地震力控制，且斷面大於承受載重所需者，可採用一足以承受該載重之折減後有效斷面積 A_g^*，但主筋量不得小於折減後斷面積之 0.01，且 A_g^* 不得小於 $0.5\,A_g$。

C5.3.2 彎矩強度

因地震作用係兩個水平方向與一個垂直方向同時發生，因此柱之設計須考慮同時受水平地震雙向彎矩作用，並檢核各種載重組合之情況。由於軸力增加會降低柱子斷面的韌性，因此隨軸壓力增加，要使用較小的強度折減因子。AASHTO 規範在軸壓應力超過 $0.2f_c^{'}$ 時，採用的強度折減因子太小(0.5)，茲改為與 ACI 規範相同。若用過於保守的強度折減因子，將增加柱底配筋量，因此塑性彎矩會增加，柱設計剪力因此也增加，而傳給基礎的彎矩、剪力也會增加。

C5.3.3 橋柱剪力強度

因橋柱可能沿軸向或橫向產生彎矩降伏，因此所引致之剪力應分別按軸向與橫向計算並據以設計剪力鋼筋。由於塑鉸區承受極大的反覆彎矩，混凝土必定會產生相當程度之開裂，因此，塑鉸區混凝土承擔剪應力之能力必定有所下降，以下為混凝土剪力強度之相關研究:

Priestley 等人[C5.9]認為混凝土之抗剪強度會隨構材韌性增加而降低，提出下列公式：

$$V = V_s + V_c + V_a \tag{C5-1}$$

其中：

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yh} h_c}{s} \cot\theta$$

$$V_c = k\sqrt{f_c'}\, A_e$$

式中 V_a 為施加軸力所提供之剪力強度，A_e 為 0.8 倍的柱斷面積，k 為與構材韌性 R 有關之係數，對於普通混凝土而言：

$$k = 0.93 \quad ; \quad R < 2.0$$
$$k = 0.93 - 0.305(R-2) \quad ; \quad 2 \le R \le 4$$
$$k = 0.32 \quad ; \quad R > 4$$

Aschheim 等人[C5.10]亦提出與軸壓力 N 及構材韌性 R 有關之混凝土剪力強度計算式：

$$V_c = 0.93\left(k + N/140A_g\right)\sqrt{f_c'}\, A_e \qquad \text{(C5-2)}$$

式中

$$k = \frac{4-R}{3} \ge 0$$

另 Moehle 等人[C5.11]亦對混凝土剪力強度提出計算式，其認為對於一受撓之混凝土柱，由於撓曲應力與剪應力之交互作用及裂縫之生成，混凝土剪力強度會因此而折減，並將此效應採用比值 a/d 表示，其中 a 為由最大彎矩點到反曲點之距離，其所提出之計算式為

$$V_c = k\left(\frac{0.5\sqrt{f_c'}}{a/d}\sqrt{1+\frac{N}{0.5A_g\sqrt{f_c'}}}\right)A_g \qquad \text{(C5-3)}$$

其中 k 為對塑鉸區中考慮強度折減且與位移韌性有關的係數，其值介於 0.7 到 1.0 之間。

ATC-32 規範中則建議對於塑鉸區混凝土所能提供之剪力強度約取為非塑鉸區強度之一半，以下式表示：

$$V_c = 0.53(1+F)\sqrt{f_c'}\, A_e \quad \text{；非塑鉸區} \qquad \text{(C5-4a)}$$

$$V_c = 0.53(0.5+F)\sqrt{f_c'}\, A_e \quad \text{；塑鉸區} \qquad \text{(C5-4b)}$$

根據國家地震工程研究中心對於混凝土橋柱之試驗結果顯示[C5.4][C5.12]，Priestley 等人所提出之剪力強度計算式最為接近實驗所得之結果，但有時會略為高估橋柱之剪力強度，Aschheim 等人所提出之剪力強度計算式與 CALTRANS(1999)所建議之公式也相當接近實驗值，但採 ACI 之計算結果則過於保守。以上文獻所述之韌性為單一構材之位移韌性，與本規範規定之結構系統韌性容量並不相同，對於單柱式橋墩而言，橋墩之位移韌性約略可視為結構系統之韌性容量，但構架式橋墩則有所不同，由於構架式橋墩各個構材之位移韌性求取複雜及基於構架式與單柱橋墩之韌性設計細節要求相同，所以計算塑鉸區之混凝土剪力強度時，本規範(5-1)式參照 Aschheim 等人及 ATC-32 所提出之公式，直接將單柱式橋墩之結構系統韌性容量 R=3 視為單一構材之位移韌性 ($k=\frac{4-R}{3}=0.33$)，以略為保守之方式修改而得。

採用(5-1)式計算時，僅在可能發生塑鉸之圍束區內（其長度至少等於沿剪力方向之柱深，柱淨高之六分之一及 45 公分），才需考慮混凝土剪力強度折減因子 k，對於上述範圍外（非塑鉸區）之剪力強度計算，則仍採用 k=1.0。

C5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋

塑鉸區加橫向圍束鋼筋的目的，在於使塑鉸區因承受軸力與彎矩以致混凝土保護層剝落後，由於柱心圍束情況良好，其抵抗軸力的能力不致低於保護層剝落前之能力。同時，橫向圍束鋼筋亦可防止主筋挫屈，故其間距不得太大。此外，由於橫向圍束鋼筋圍束區內之柱心混凝土極限應變提高許多，將使塑鉸區斷面的極限曲率增加，進而增加橋柱之韌性。

圖 C5-1 所示為柱心混凝土單元之受力情況，其中水平兩方向所受之圍束壓力以 f_2' 表示。垂直方向混凝土的抗壓強度 f_c^* 必大於單軸抗壓強度 $0.85f_c'$，其增量為 f_c^* -$0.85f_c'$。此增量值與圍束壓力 f_2' 的關係如下：

$$f_c^* - 0.85f_c' = 4.0f_2' \tag{C5-5}$$

鋼筋混凝土螺箍柱或閉合圓箍柱柱心產生的圍束壓力 f_2' 如圖 C5-2 所示，可依下式計算：

$$f_2' = \frac{2A_s f_{yh}}{SD} \tag{C5-6}$$

其中，S 為螺箍筋或閉合圓箍筋間距，D 為柱心直徑，A_s 為螺箍筋或閉合圓箍筋

斷面積，f_{yh} 為箍筋規定降伏強度。

螺箍筋或閉合圓箍筋的體積比 ρ_s 如下：

$$\rho_s=\frac{4\pi DA_s}{\pi D^2 S}=\frac{4A_s}{DS} \tag{C5-7}$$

將(C5-7)式之 A_s 代入(C5-6)式，可得圍束壓力 f_2' 與 ρ_s 之關係式如下：

$$f_2'=\frac{\rho_s f_{yh}}{2} \tag{C5-8}$$

因混凝土保護層剝落後所損失之軸力抵抗力，須由柱心增加之抗壓強度補回，故：

$$0.85\,f_c'(A_g-A_c)=4.0\,f_2'A_c=2\,\rho_s f_{yh}A_c$$

$$\therefore \rho_s=0.425\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yh}} \tag{C5-9}$$

茲將上式係數 0.425 略為放大為 0.45，即得(5-5)式。

對大斷面圓柱而言，因 A_c 與 A_g 相去不多，致使依(5-5)式計算所得之 ρ_s 偏小，故另以(5-6)式計算 ρ_s，取其大值。通常對大斷面圓柱而言，(5-6)式控制螺箍筋或閉合圓箍筋量。由於矩形橫向箍筋的圍束效應低於螺箍筋者，因此採用較高體積比之箍筋。此外，根據紐西蘭 Canterbury 大學實驗研究顯示，圍束箍筋量與柱軸力呈線性比例關係，故(5-6)式與(5-8)式中之括號係反應軸力效應。

對於圓柱而言，螺箍筋或閉合圓箍筋之配置細部要求可參考日本道路橋示方書中之規定，圖 C5-3 為螺箍筋或閉合圓箍筋之配置示意圖。

對於矩形柱而言，橫向箍筋或輔助箍筋之配置細部要求可參考鐵路橋梁耐震設計規範或日本道路橋示方書中之規定，圖 C5-4 為橫向箍筋或輔助箍筋之配置示意圖。

由於塑鉸區混凝土保護層可能剝落，因此矩形橫向箍筋的錨碇應特別注意。箍筋每一端應具 135 度或以上的彎勾角度，並必須錨碇於柱心內，彎勾須延伸至少 6 倍箍筋直徑，且不小於 7.5 公分。橫向箍筋可採用足夠的銲接或機械式續接器，使其能傳遞極限拉力；輔助箍筋亦可採用足夠的銲接、搭接或機械式續接器，使其能傳遞極限拉力。`

C5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置

塑鉸附近的圍束區均應配置橫向圍束鋼筋，因此區內軸力與彎矩均大，配置圍束鋼筋可增加斷面極限曲率，進而增加結構物之韌性。

圍束區內之混凝土保護層可能剝落，因此螺箍筋或閉合圓箍筋不得在此區內搭接，但容許採用足夠的銲接，使能傳遞箍筋的極限拉力。

C5.3.6 主筋續接

橋柱施工時可能自基礎預留插筋，柱之主筋再與其搭接。從耐震觀點而言，此種作法甚不理想，理由之一為：此處為塑鉸產生區，在此續接，握裹需求難以達到。理由之二為:主筋在此搭接將使塑性變形集中在柱之底端一小範圍，搭接部份之鋼筋因力量尚在傳遞而未能降伏，因此有效塑鉸長度變短。在此情況下欲達一定的結構韌性容量，塑鉸處的曲率韌性要求則須很高。

搭接長度應按部頒『公路橋梁耐震設計規範』之規定計算之，不得少於40cm。續接區段內橫向箍筋之最大間距不得超過 15cm，亦不得超過柱短邊尺寸之四分之一。

若因施工上的理由，不得已考慮在塑鉸區的範圍內續接時，必須選擇可靠之續接器。使用機械接頭、套筒接頭、銲接接頭及加壓氣銲接頭(gas-pressure welding joint)等情形時，應考慮鋼筋之種類、直徑、應力狀態及續接位置等，並施行試驗，藉以決定續接部位之強度。

C5.4 壁式橋墩之韌性要求

本節之規定係根據有限的壁式橋墩非線性行為資料來制訂，因此結構系統韌性容量 R 採用 2.0，係假設壁式橋墩僅有少量的非彈性變形能力。

剪力鋼筋至少取雙層配置的原因，乃在於當混凝土開裂後，橋墩受雙層鋼筋的束制，較具有完整性。此外，就施工而言，雙層鋼筋構成鋼筋籠，其排紮位置較易控制。

C5.5 橋柱接頭部

橋柱上下端之設計，考慮強震時產生塑鉸，則其附近的接頭部應保持完整無

損。橋柱所有主筋通過接頭後，儘可能伸入帽梁或基礎版內。塑鉸產生後，主筋應力可能達 1.25 f_y，故主筋的錨錠延伸長度，應以此應力計算，且至少 24 倍主鋼筋直徑長度，並不得以增加彎鉤或機械錨錠裝置抵減錨錠長度。2 支捆束筋之延伸長度須至少增加單筋之 20%，3 支捆束筋則至少增加 50%。此外，柱內之橫向圍束鋼筋應延伸進入接頭部，並有足夠之距離，以避免在接頭面產生脆弱面而破壞。

C5.6 橋墩施工縫

壁式橋墩與橋柱中因施工需要而產生的施工縫應妥為設計與施工，使能抵抗因地震在該施工縫所引致之設計所需強度。(5-10)式係根據剪力摩擦觀念計算所得施工縫所能抵抗之剪力。

C5.7 基樁

基樁頂部靠近樁帽部份，因地震時彎矩甚大，係塑鉸可能產生之處，因此韌性細部設計要求有其必要。本節之規定主要參照 AASHTO 規範。

樁頂圍束箍筋延伸進入樁帽及其配置範圍等相關規定可依 5.3 節及 5.5 節之規定辦理。

C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求規定得參照蔡益超教授等人[C5.5][C5.6][C5.7]及莫詒隆教授等人[C5.3][C5.4]之研究報告所研擬。

第六章 鋼橋柱韌性要求

C6.1 通則

鋼橋柱之設計，除須符合本規範之規定外，尚須依據部頒『公路橋梁設計規範』及『鋼橋極限設計法規範及解說』草案之相關規定辦理。

C6.2 耐震鋼材之材質要求

有關耐震鋼材之衝擊韌性需求及降伏比上限可參考最新『鋼橋極限設計法規範及解說』草案、『日本道路橋示方書・V 耐震設計編』與『AISC』等之規定。

C6.3 鋼橋柱細部設計要求

矩形鋼橋柱在受力過程中，若產生如圖 C6-1 所示的情形，因角隅破裂，將造成加勁板之角銲部位沿縱方向產生破裂及加勁板分離，導致橋柱本身之承載能力急速下降。而對於圓形橋柱，若產生如圖 C6-2 所示的情形，則在承受地震力過程中，變形會集中於先發生局部挫屈的部位，而引致橋柱傾斜，或由於變形的發展，而在圓周方向發生破裂的狀態。上面所述兩種情形均會引致產生局部挫屈、銲道撕裂、剪力破壞或其他脆性破壞，而無法發揮預期之韌性，因此須採用避免此種破壞產生的局部構造。相關設計細節可參考最新『日本道路橋示方書・V 耐震設計編』、『AASHTO』與『AISC』等之規定。

第七章 隔震與消能設計

C7.1 通則

本章主要根據『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』(1997)[C7.1]中的內容，及參考日本『道路橋示方書・V 耐震設計編』[C7.2]與建研所報告『建築物耐震設計規範及解說之修訂研究』[C7.3]所研擬，隔震之基本理念及隔震橋梁示意圖分別參見圖 C7-1 及圖 C7-2。

橋梁之耐震能力與其周遭之地盤有相當大的關係，隔震設計為利用隔震系統之高柔度來降低水平地震力，所以地震時，上部結構與下部結構之間會產生較大之相對位移量；也因此當周遭地盤為不穩定情況時，隔震之效果可能無法發揮，所以規定當基礎週圍之土層經由 8.1 節中判斷為耐震設計用土壤參數為零之土層時，橋梁設計不可採用隔震設計。當橋梁採用隔震支承墊後，其基本振動週期若大於採固定支承時橋梁基本振動週期之兩倍，則可以確保橋梁之變形主要集中於隔震支承墊並發揮其隔震功效，反之，則橋梁之變形可能主要集中於下部結構，隔震功效也無法發揮，所以規定當橋梁採用隔震支承墊後，其基本振動週期須大於採固定支承時橋梁基本振動週期之兩倍。

C7.1.2 隔震設計基本要求

為防止過大位移得以設置第二防制系統以提供在意外情形下之保護系統。第二防制系統設計以不影響隔震系統之功能為原則。

C7.2 分析方法之選擇

靜力分析一般可分為均佈水平力分析及單模態分析，由於隔震橋梁之上部結構的地震力反應近似於剛體運動，單模態分析與均佈水平力分析所得結果一般而言並無甚大差異，因此靜力分析可僅採均佈水平力分析即可。動力分析則可分為多模態反應譜分析及非線（彈）性歷時分析。

C7.3 靜力分析方法

隔震系統之特性(如有效勁度)可能因垂直力、作用力方向或載重速率等因素之改變而變化。針對某些系統，其特性可能隨著負載的循環數而變化，或有相當程度的變異性。若系統特性之變異相當嚴重時(如原型測試時有效勁度之變化量超過 15%)，隔震系統之模擬必須明確考慮其變化範圍。一般而言，可以利用兩組不同勁度的模型來反應其變異範圍，勁度較高的隔震系統模型可用以計算設計地震力，而勁度較小的隔震系統模型可用以計算設計位移。

計算隔震器之有效勁度時，由於考慮每一循環載重下隔震器有效勁度可能有所變異，所以應以循環測試下三個遲滯迴圈(圖 C7-3)之平均有效有效勁度為隔震器之有效勁度。

隔震橋梁之靜力分析基本上為一迭代的分析方法，其迭代流程之各步驟可採如下之說明：

假設隔震橋梁於設計地震作用下其上部結構質量中心在所考慮之水平方向的設計位移 D_s。

根據所假設之 D_s 計算位於各橋墩之隔震器的設計位移 D_d。

$$D_d = D_s - D_P \tag{C7-1}$$

其中 D_P 為墩柱或橋台頂端之水平位移，可由下式求得

$$D_P = \frac{F_d}{K_P} = \frac{Q_d + K_d D_s}{K_P + K_d} \tag{C7-2}$$

其中 F_d 為隔震器相對應於 D_d 所傳遞之水平力；Q_d 為隔震器之特性強度；K_d 為隔震器之非彈性水平勁度；K_P 為橋墩之彈性勁度。

根據前一步驟所得之隔震器設計位移 D_d 計算隔震器之有效勁度 K_{eff} 及等效阻尼 ξ_{eq}。

將隔震器之有效勁度與其他結構元件之水平彈性勁度組合為隔震橋梁之有效勁度，並依(7-5)式計算隔震橋梁之等效阻尼比。依(7-1a)式進行等效線性分析計算上部結構質中心於所考慮之水平方向的側向位移 D_s，並檢核所得之 D_s 值是否與原先所假設之 D_s 值相等或非常接近。若不相等或誤差為不可接受則以計算所得之 D_s 值為新的假設值並重複分析直至收斂為止。

根據所得之D_s值及(C7-1)式及(C7-2)式計算各隔震器之設計位移$D_{d,i}$，並依下列公式計算各隔震器所傳遞之水平剪力

$$V_{b,i} = K_{eff,i} D_{d,i} \tag{C7-3}$$

或

$$V_{b,i} = Q_{d,i} + K_{d,i} D_{d,i} \tag{C7-4}$$

使用式(C7-3)式及(C7-4)式必須注意此為一較簡便之公式，雖其基本假設在學理上並不合理，然由於其所得之隔震器水平力$V_{b,i}$一般較趨於保守，因此各國規範常採用之。另外，(C7-4)式為依計算所得之隔震器設計位移$D_{d,i}$及隔震器之遲滯迴圈所求得之設計水平力，其值一般較接近於非線性動力分析所得之最大值。

C7.4 相關耐震設計細節

C7.4.1 橋墩與連結構材之設計地震力

本規範對隔震橋梁之設計理念為在設計地震力作用下橋柱不產生降伏。採隔震設計之橋梁仍須進行韌性設計，以預防地震大於設計地震時發生危險，惟圍束箍筋之要求可以放鬆一些使設計較經濟，但折減後之圍束箍筋量仍須使橋柱之韌性容量至少達 5.3 節中所規定之容許韌性容量。對於單向隔震橋梁，若橋墩在非隔震方向橋墩為柱式橋墩之型式，則其圍束箍筋須照第五章中之規定配置不得折減。

C7.4.2 梁端間隙

為使隔震橋梁能發揮其預期之功效，梁端應留有充分之間隙，以避免產生碰撞之情形，因其會造成地震下之實際反應與設計考量間之明顯差異。對於橋梁設置有防落橋裝置者，防落橋裝置留設之可動距離應不小於依(7-7)式計算所得，另對於橋軸方向採隔震設計者，其伸縮縫之伸縮量亦應不小於依(7-7)式計算所得。同一橋墩上之相鄰兩主梁間應留間距之計算，其各主梁之基本振動週期的計算可

將橋墩視為剛體僅考慮隔震支承之勁度來進行計算，隔震器之設計位移D_d則取週期較長者(T_1)之設計位移。

C7.6 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗

C7.6.1 通則

為適合所有隔震系統，本章中對隔震元件規定一系列的試驗步驟。設計所使用之勁度與阻尼依這些試驗結果而定，不能滿足這些試驗步驟的隔震系統則為不適用之隔震系統。

尺寸、設計參數相似之定義為與設計隔震元件之尺寸與設計參數(設計位移D_d、有效勁度K_{eff}與遲滯迴圈面積E_D)相差 15%以內者且該隔震元件於國內已有使用案例，並經本規範規定之實體試驗流程試驗通過。

C7.6.2 實體試驗

C7.6.2.1 側向位移與垂直載重控制

(1) 垂直載重試驗

在垂直載重依序為$\frac{1}{4}(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$、$\frac{1}{2}(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$、$\frac{3}{4}(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$、$(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$、$\frac{3}{4}(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$、$\frac{1}{2}(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$、$\frac{1}{4}(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$下，分別進行垂直載重試驗。

(2) 常態載重試驗

在垂直載重為$P_{DL}+P_{LL}$下，進行二十個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件所受之常態載重包括(溫度變化、潛變、乾縮及載重引致之支承移動或旋轉等)所對應之位移。

(3) 不同變形之特性試驗

在垂直載重為P_{DL}下，進行三個循環之反覆載重試驗，每種反覆載重之最大側向位移依序為隔震元件設計位移D_d的 0.25、 0.50、 0.75、1.0、1.25 及 1.0 倍。

(4) 性能穩定性試驗

在垂直載重為P_{DL}下進行十個循環之反覆載重試驗，每循環之最大側向位移為隔震元件之水平設計位移D_d。

(5) 隔震元件穩定度試驗

在垂直載重分別為$(P_{DL}+\frac{1}{2}P_{LL}+P_{EQ})$及$(P_{DL}-P_{EQ})$下，各進行三個循環之反覆載重試驗，每個循環之側向位移為隔震元件水平設計位移D_d的 1.5 倍。

其中P_{EQ}為水平及垂直設計地震所造成之支承垂直載重

P_{DL}為設計靜載重所造成之支承垂直載重

P_{LL}為設計活載重所造成之支承垂直載重

C7.6.2.2 側向剪應變與垂直壓應力控制

(1) 垂直載重試驗

在垂直壓應力依序為 50kgf/cm^2、100kgf/cm^2、150kgf/cm^2、200kgf/cm^2、150kgf/cm^2、100kgf/cm^2、50kgf/cm^2下，分別進行垂直載重試驗。

(2) 常態載重試驗

在垂直壓應力為 150kgf/cm^2下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之水平力為隔震元件所承受之常態載重 (溫度變化、潛變、乾縮及載重引致之支承移動或旋轉等)所對應之位移。

(3) 不同變形之特性試驗

在垂直壓應力為 100kgf/cm^2下，進行三個循環之反覆載重試驗，每種反覆載重之最大側向位移依序為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 50%、100%、150%、200%、250%及 200%所對應之位移。

(4) 性能穩定性試驗

在垂直壓應力為 100kgf/cm^2下，進行十個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 200%所對應之位移。

(5) 隔震元件穩定度試驗

在垂直壓應力分別為 200kgf/cm^2與 20kgf/cm^2下，各進行三個循環之反覆載重試驗，

每個循環之最大側向位移為隔震元件水平設計位移D_d的 1.5 倍。

C7.6.2.3 隔震元件特性之決定

隔震元件在第i個循環試驗下的有效勁度可由下式決定

$$K_{eff}^{i}=\frac{F_i^{+}-F_i^{-}}{2\Delta_i} \tag{C7-5}$$

其等效阻尼比ξ_{eq}^{i}則為

$$\xi_{eq}^{i}=\frac{1}{2\pi}\frac{E_d^{i}}{K_{eff}^{i}\Delta_i^{2}} \tag{C7-6}$$

F_i^{+}, F_i^{-} = 該循環試驗中正向及負向之最大剪力

Δ_i = 該循環試驗中正向及負向最大位移絕對值之平均值

K_{eff}^{i} = 該循環的有效勁度

E_d^{i} = 消散能力為C7.6.2.1或C7.6.2.2節項目(3)試驗中隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積。

C7.6.2.4 試驗結果檢核

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

(1) 所有測試之力-變形關係圖的切線勁度必須為正值。

(2) 依C7.6.2.2節之第(1)項試驗，垂直勁度之變異度應在±20％範圍內。

(3) 依C7.6.2.1節或C7.6.2.2節之第(2)項試驗，在常態載重下，隔震元件的變位應在10mm範圍內。

(4) 依C7.6.2.1節或C7.6.2.2節之第(3)項試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在±10%以內。即

$$\frac{\left|K_{eff}^{i}-K_{eff}\right|}{K_{eff}}\le 10\% \tag{C7-7}$$

K_{eff}^{i}= 任一個循環的有效勁度值

K_{eff}= 平均有效勁度

(5) 依C7.6.2.1節或C7.6.2.2節之第(3)項試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於10%。即

$$\frac{\left|K_{eff}^{A}-K_{eff}^{B}\right|}{\left\{K_{eff}^{A},K_{eff}^{B}\right\}_{\min}}\le 10\% \qquad \text{(C7-8)}$$

K_{eff}^{A} ，K_{eff}^{B} 分別為試體 A、B 的平均有效勁度

$\left\{K_{eff}^{A},K_{eff}^{B}\right\}_{\min}$ 為 K_{eff}^{A} 與 K_{eff}^{B} 之較小者。

(6) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(3)項試驗，最後一組之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過 15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的 85%。

(7) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(4)項試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於 20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之 70%。

(8) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(5)項試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

C7.6.3 性能保證試驗

C7.6.3.1 側向位移與垂直載重控制

(1) 垂直載重試驗

每個隔震元件應在承受 $1.5(P_{DL}+P_{LL})$ 之垂直載重下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

(2) 垂直載重及側向位移組合試驗

每個隔震元件應在垂直載重為 P_{DL} 載重下進行三個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移應為隔震元件之水平設計位移 D_d。

C7.6.3.2 側向剪應變與垂直壓應力條件

(1) 壓應力試驗

每個隔震元件應在承受 $200kgf/cm^2$ 之垂直壓應力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

(2) 壓應力及剪應變組合試驗

每個隔震元件應在垂直壓應力為 $100kgf/cm^2$ 下進行三個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移應為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為

200%所對應之位移。

C7.6.3.3 試驗結果檢核

(1) 橡膠隔震元件依 C7.6.3.1 節或 C7.6.3.2 節之第(1)項試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，且鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面亦不能產生有三道或三道以上大於 2mm 寬或 2mm 深的裂縫。

(2) 滑動式或滾動式隔震元件依 C7.6.3.1 節或 C7.6.3.2 節試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形,以及塗層內含外洩等情形時，則不予通過。

(3) 試驗 C7.6.3.1 節或 C7.6.3.2 節之第(2)項試驗，每個試體的平均有效勁度與設計值之差異不超過±15%；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值的 85%。

第八章 有關耐震其他規定

C8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計

極軟弱粘土層或粉土層以及飽和砂土層在地震作用下，將因反覆變形而造成動態超額孔隙水壓，致使土壤強度降低，進而產生液化。土壤產生液化時將導致：

1. 結構物下陷或上浮、基礎水平抵抗力降低及產生大變形等現象。
2. 水際線附近或傾斜地盤處之結構物易遭受流動化現象的側擠作用。

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』[C8.1]中有關土壤液化及 Seed 之簡易經驗法[C8.2]等相關規定列於解說中，以供設計者參考。

C8.1.1 極軟弱土層之判定

單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm^2 (20kPa)以下之粘土層或粉土層，在進行試驗時，其試體略遭擾動成形都有困難，因此當地震發生時，該等土層抗剪強度易弱化將無法對基礎之承載能力提供貢獻。

C8.1.2 砂土層之液化潛能判定

地震時的地盤運動會使地下水位以下之非緊密砂質土層喪失剪力強度而發生土壤液化現象。橋墩基礎層以下的土層若發生液化，且該基礎未作適當處理，則可能造成基礎沉陷或橋梁傾斜破壞，譬如 1964 年日本新潟地震、1990 年菲律賓北呂宋地震、1995 年日本阪神地震及 1999 年 921 集集大地震均有此種例子。因此應針對在地震時可能產生液化現象之沖積層飽和砂土層進行液化潛能判定，以下提供數種判定方法供設計者參考。

1. 日本道路協會 1996 年版之『道路橋示方書・V 耐震設計編』[C8.1]，已將 1995 年阪神大地震震害經驗中有關土壤液化的研究成果納入，相當值得參考，所以本解說將其所提的評估方法略作修正概述如下，提供設計者參考使用。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

符合以下所有三項條件的沖積飽和砂土層，在地震時可能發生液化現象，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之判定。

(1) 地表面下 20 公尺以內之飽和砂土層，且地下水位在地表面下 10 公尺以內時。

(2) 細料含量 *FC* 在 35% 以下之土層，或 *FC* 超過 35%，但塑性指數 I_p 在 15 以下之土層。

(3) 通過率為 50%之粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且通過率為 10%之粒徑 D_{10} 在 1mm 以下之土層。

其中，

FC：細料含量(%)，為粒徑 75μm 以下土粒之通過重量百分率

I_p：塑性指數

D_{50}：過篩百分率達 50%所對應之土壤粒徑，(mm)

D_{10}：過篩百分率達 10%所對應之土壤粒，(mm)

根據往例，地震時會產生液化的土層，絕大多數屬於沖積砂土層，然而在 1995 年日本阪神大地震中，亦有沖積砂土層以外之土層發生液化之案例產生。

日本近年來依據實際地震案例及研究成果發現，會產生土壤液化的土層大多屬於下列二種：

(1) 細料含量 *FC* 在 35% 以下之土層。

(2) *FC* 超過 35%，但塑性指數低之土層，如低塑性粉質砂，亦有液化的情形產生。

雖然阪神地震中發現平均粒徑 D_{50} 超過 2mm 之礫質土亦有產生液化之情形，在此根據阪神震害土壤液化之實際案例及相關研究結果，將 D_{50} 之規定從 2mm 以下修正為 10mm 以下。

b. 液化之判定

液化之評估由液化抵抗率 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{R_S}{L_S} \tag{C8-1}$$

$$L_S = \gamma_d k_h \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} \tag{C8-2}$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015\,x \tag{C8-3}$$

$$\sigma_0 = \left\{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}\,(x - h_w)\right\} \diagup 10 \quad (\sigma_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\}) \tag{C8-4}$$

$$\sigma_0' = \left\{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}'\,(x - h_w)\right\} \diagup 10 \quad (\sigma_0' = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}'(x - h_w)\}) \tag{C8-5}$$

其中，

F_L ：液化抵抗率

R_S ：地震時工址土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值，見本節第 c 項

L_S ：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值

γ_d ：地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數

k_h ：水平地表加速度係數，為水平地表加速度與重力加速度之比值

σ_0 ：總覆土壓力，(kgf/cm^2)(kPa)

σ_0' ：有效覆土壓力，(kgf/cm^2)(kPa)

x ：受評估土層距離地表面之深度，(m)

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重，(tf/m^3)(kN/m^3)

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重，(tf/m^3)(kN/m^3)

γ_{t2}' ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重，(tf/m^3)(kN/m^3)

h_w ：地下水位之深度，(m)

c. 地震時工址土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值 R_S，可以反覆三軸試驗之剪力強度比 R 計算代表之。R 值可依下式計算

$$R = \begin{cases} 0.0882\ \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\ \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \le N_a) \end{cases} \tag{C8-6}$$

其中，

砂質土

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \tag{C8-7}$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \quad \left(N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(0.01\sigma'_0 + 0.7)} \right) \tag{C8-8}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \le FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \le FC) \end{cases} \tag{C8-9}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \le FC) \end{cases} \tag{C8-10}$$

礫質土

$$N_a = \left\{ 1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2) \right\} N_1 \tag{C8-11}$$

其中，

N ：由標準貫入試驗所得之 N 值。

N_1 ：以有效覆土壓力 1kgf/cm^2(100kPa)等值換算求得之 N 值。

N_a ：考慮土壤粒度影響之修正 N 值。

C_1 , C_2：與細料含量相關之 N 值修正係數。

以往耐震設計規範有關反覆三軸剪力強度比 R 係考量 N 值、平均粒徑 D_{50} 及細料含量 FC 等三者對剪力強度之影響，分別計算其影響修正係數後，再予以累加之方式計得。惟此處有關粒度之影響，在砂質土時則改採以細料含量 FC 依(C8-7)式至(C8-10)式計算修正 N 值後，再按(C8-6)式計算反覆三軸剪力強度比 R 之方式予以推求，其理由如下：

(1) 土壤粒度特性對於反覆三軸剪力強度比之影響，在比較細粒的砂質土時，以細料含量來評價粒度之影響，可獲得較佳之結果。

(2) 與以粒度之影響作為計算反覆三軸剪力強度比之方法相比，採用修正 N 值之方法對於細料含量較高且 N 值較大之土壤動態剪力強度之計算，將可獲得更適切合宜的結果。

回填土之反覆三軸剪力強度比通常較(C8-6)式計得者為低，由於目前尚未累積充足之資料，且其與沖積土強度特性之差異情形至今尚不明確，因此

對於回填土部份，此處並未予以特別規定，有待日後再作進一步之調查研究。

2. Seed et al. 簡易經驗法[C8.2]為美國 H.B. Seed 教授所領導之研究群，長期累積相關研究成果所提出之簡易經驗法，其為類似方法之原創者，分析流程如圖 C8-1(a)中所示。該法主要經由蒐集世界上許多規模約為 7.5 地震之案例，建立一條判定液化與否之臨界關係曲線 $SR_{15} = f((N_1)_{60})$，其中 SR_{15}（振動周數約為 15）為現地液化及非液化飽和砂土所受之地震反覆剪應力比，$(N_1)_{60}$ 為鑽桿能量比為 60%標準落錘能量且修正至有效覆土應力為 1kgf/cm^2(100kPa)之 SPT-N 值；有關各國所使用 SPT 試驗之傳遞能量百分比及修正係數，可參考 Seed 等人[C8.2]之著作及陳景文[C8.3]之研究報告。對於不同地震規模，則利用規模與振動周數之經驗關係，建立不同地震規模之臨界曲線，如此則可以直接利用現地 SPT-N 值評估地層在不同地震規模作用下之液化潛能。此方法詳細說明可參考相關文獻[C8.2][C8.3][C8.4][C8.5]。

3. 其他工程常用之方法，如 Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法及 CPT－q_c 液化評估法之流程圖，亦列於圖 C8-1(b)與 C8-1(c)中，這些方法的詳細說明可參考相關文獻[C8.3][C8.4][C8.5][C8.6][C8.7]。

C8.1.3 土壤參數折減

極軟弱粘土層及粉土層之強度與承載能力在地震時可能無法提供貢獻，故將耐震設計用土壤參數設為零。

依據日本道路協會(1996 年)『道路橋示方書・V 耐震設計編』[C8.1]之規定，判定可能產生液化之土壤，應將其土壤參數乘以折減係數 D_E，D_E 值詳見表 8-1。其中 D_E＝0 之土層即為耐震設計用土壤參數為零之土層。

本節所謂土壤參數係指地盤反力係數。距地表面 10 公尺以內之土層性質，對結構物水平抵抗能力之影響甚大，多數震害之產生均起自於此，對於較深之地盤，其振動較小，土壤深度在 10 公尺以下之土層產生完全液化之案例實在很少，故以 10 公尺為界限作為折減係數 D_E 之變化依據。土壤參數為零或經折減之土層，在進行耐震設計時，可不考慮地震時動水壓及地震時土壓之影響。

C8.1.4 基礎耐震設計

地震時支持力降低之土層，其土壤參數須予折減，故對於土壤條件差的土層，須採取基礎貫入深度加大，勁度增加，土壤改良等必要措施，以增進橋梁之耐震性。

耐震設計用地盤面(基面)如圖 C8-2 及圖 C8-3 所示，一般係以長期設計地盤面為準，如有土壤參數為零之土層存在時，則設定於該土層之下面。

如圖 C8-4 所示，若土壤參數為零之土層以互層狀態存在時，耐震設計用地盤面(基面)應設定於厚度至少 3 公尺以上之土壤參數不為零之土層或無液化可能之土層上面。此規定係基於以往震害實例，且現階段對於土壤參數為零之土層與土壤參數不為零之淺薄土層之影響並未能夠作定量評估。

原則上，耐震設計用地盤面(基面)應取在直接基礎或樁基礎之基礎版下緣，沉箱頂版之上緣。但若直接基礎或樁基礎之側面回填部份，因採用適當之回填材料及施工法等而可獲得與原有土層同等以上之強度，同時亦無河床沖刷之虞，可保有地表面安定狀態時，則可取基礎版之上緣作為耐震設計用地盤面(基面)。

橋台之背面與前面之耐震設計用地盤面(基面)深度可能不同，但一般為獲得設計上偏安全側之結果，以橋台前面所設定的耐震設計用地盤面(基面)為準。此外，若橋台背面之耐震設計用地盤面(基面)在基礎版底部或下緣，只須將橋台背面作用於橋台之地震時土壓力作用於橋台背面之基礎底部之上方部份即可。位於橋台前面耐震設計用地盤面(基面)上方之土層的水平承載力，設計上不宜予以考慮。

本規範規定在地震地表加速度 $A=(0.4S_{DS})$g 下須檢核液化。在地震地表水平加速度 $A=(0.4S_{DS})$g 發生下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土質改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，但必要時須降低基面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度，重新分析檢核其安全性。但由於基面下降，橋柱之塑鉸位置亦可能會下降，甚至可能發生於基樁處，因此應於原基面至降低後之基面範圍間，對構材進行配置圍束箍筋，以因應塑鉸可能發生在其間的任一位置。

地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為設計之依據。

地震作用下，當地盤發生土壤液化使得土壤支承力降低時，若再加上因地形或其他因素而有側向土壓力作用其上時，則地盤可能發生側向流動化現象。1995年日本阪神大地震時，於海岸水際線附近有很多墩柱基礎發生震後殘餘變位，此為地盤液化後發生流動化現象所致。另外，日本昭和 39 年新潟地震亦有因土壤液化引發之側向地盤流動化，使橋梁發生破壞之案例。

目前對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，而其所引致之地震力亦無一致之標準，相關文獻中最值得參考者為日本道路協會(1996 年)『道路橋示方書・V 耐震設計編』[C8.1]，其已將 1995 年阪神大地震震害經驗之研究成果納入，因此本規範提供其相關規定，以供設計者參考：

1. 符合下列二種情況者，應檢討發生側向流動化的可能：

(1) 臨海區，護岸背面地盤與其前方水底之高差為 5 公尺以上，且距水際線 100 公尺範圍內之地盤。

(2) 依判定會產生液化土層厚度在 5 公尺以上，且該土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

2. 側向流動化對橋梁基礎之影響可視為水平力作用，有關流動化影響範圍及流動力之計算模式詳見圖 C8-5(a), (b), (c)。

3. 如圖 C8-5(c) 所示，在須考慮流動化影響之範圍內，非液化層及液化層內之構材所受單位面積流動力依下二式計算。此時位於須考慮流動化影響範圍內之土層，其水平抵抗能力不予考慮。

$$q_{NL} = C_S\, C_{NL}\, K_P\, \gamma_{NL}\, x \qquad \text{當 } 0 \le x \le H_{NL} \qquad \text{(C8-12a)}$$

$$q_L = C_S\, C_L \left\{ \gamma_{NL}\, H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \right\} \qquad \text{當 } H_{NL} < x \le H_{NL} + H_L \qquad \text{(C8-12b)}$$

式中

q_{NL} ：非液化層中，作用於深度 x (m) 位置處，構材之單位面積所受流動力，(tf/m^2) (kPa)

q_L ：液化層中，作用於深度 x (m) 位置處，構材之單位面積所受流動力，(tf/m^2) (kPa)

γ_{NL} ：非液化層之土壤單位體積重，(tf/m^3) (kN/m^3)

γ_L ：液化層之土壤單位體積重，(tf/m^3) (kN/m^3)

H_{NL}：非液化層厚度，(m)

H_L ：液化層厚度，(m)

C_S ：距水際線距離之修正係數。

距水際線的距離 s (m)	修正係數 C_s
$s \le 50$	1.0
$50 < s \le 100$	0.5
$100 < s$	0.0

C_{NL} ：非液化層中流動力之修正係數，與下式之液化指數 P_L 值有關，

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x)\, dx \qquad \text{(C8-13)}$$

C_{NL} 與 P_L 之關係如下表：

液化指數 P_L	修正係數 C_{NL}
$P_L \le 5$	0.0
$5 < P_L \le 20$	$(0.2\,P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1.0

C_L ：液化層中流動力之修正係數，一般可取 $C_L = 0.3$

K_P ：被動土壓係數 (常時)

F_L ：液化抵抗率。若 $F_L \ge 1.0$ ，取 $F_L = 1.0$

4. 若下部結構為直接基礎時，依式 C8-12 計得之單位面積流動力乘以對應位置處橋墩及直接基礎之寬度即可得單位深度之等值流動力。若為樁基礎，則以單位面積流動力乘以流動化抵抗面兩端點位置處之基樁的最外緣距離即可得單位深度之等值流動力。若基樁並非對齊排列，則可取基樁最外緣的投影面積為準計算之。
5. 至今，有關地盤側向流動化的發生機制，不確定因素仍然很多，故若經判斷可能因液化產生側向流動化時，橋梁之耐震設計應按以下三種情形況分別考

慮之，並取最嚴格的分析結果作為耐震設計之依據。

(1) 考慮流動化發生時之狀況。

(2) 考慮液化發生時之狀況。

(3) 考慮液化及流動化均不發生時之狀況。

C8.2 地震土壓力

本節用以計算地震土壓力之方法，主要係參照日本道路協會『道路橋示方書』之規定，在設計地震下之 k_h 採用 AASHTO-1996 規範之建議，用 475 年回歸期地震地表加速度係數之半。就本規範之架構而言，取 $0.2S_{DS}$ 。

本節之計算式係參照 Mononobe-Okabe[C8.8]分析所得者，主動土壓力適用於重力式橋台或懸臂式擋土牆，當地震時容許橋台或擋土牆外移之情況，此種情形的土壓力最小，此時橋台上之支承為可自由滑動之輥支。事實上，橋台所受之力除上述主動土壓力外，尚需計及其慣性力及支承摩擦力傳給橋台之側向力。被動土壓力適用於橋台往內擠而使土體破壞時所引致之土壓力。橋台若有錨碇或斜樁，顯然不能自由外移，其引致之土壓力必大於上述之主動土壓力，依照 AASHTO-1996 規範建議，設計地震下 k_h 取 $0.6S_{DS}$ 計算之。

C8.3 地震動水壓

在水中之下部結構或與水接觸之下部結構，地震時因水的因素而受到複雜的影響，但一般在耐震設計上是依振動加速度比例之力，以水之動水壓方式來處理。

1. 對於像橋台這種僅單側臨水之壁狀結構物，其地震動水壓之計算可依據 Westergaard 公式。此類結構物在地震時之動水壓，是在靜水壓作用方向與相反方向（貯水池方向），以增減靜水壓之方式作用之。因此，在靜水壓作用方向為（靜水壓＋地震時動水壓），而在貯水池方向為（地震時動水壓－靜水壓）之合水壓作用。依此，在壁式結構物之耐震計算，在靜水壓之作用方向，除了慣性力外，須同時考慮靜水壓與地震時動水壓；在貯水池方向，則僅考慮慣性力與土壓，而靜水壓與地震時動水壓可略去不計。在貯水池方向，將靜水壓與地震時動水壓略去不計，是基於設計上安全側之考慮。
2. 關於四周環水結構物之地震動水壓，考慮到水之迴降引起之水壓降低，規定

如(8-8)式與(8-9)式。在四周有水作用結構物之耐震設計中，檢討結構物之整體穩定時，因靜水壓在結構物之前後保持平衡，故僅考慮地震時動水壓即可。(8-8)式與(8-9)式為後藤與土岐兩氏之提案式，當 b/h 較 4 大之範圍，基於安全側之考量，不以 b/h 值決定，而採用一定值。此外，在軟弱土層及液化性土壤內之地震時動水壓，設計上不予考慮。

C8.4 施工期間地震之考慮

橋梁施工中所使用的支撐、臨時結構物等，應考慮其耐震性。惟因為這些臨時結構物的使用期間較短，設計可依此期間（譬如三年）內超越機率仍為 10%為準，求出設計地震的回歸期，並據以求得工址水平譜加速度係數來設計。

施工中若遭遇較上述地震為大的地震作用後，應檢核橋梁結構構材是否超過彈性限度，如超過彈性限度，應進行適當的補強措施。

C8.5 梁端防落長度與防落設施

通常防止落橋結構包括 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牆之結構，以及利用預力鋼材等將 2 跨度間之上部結構相互連接之結構等。有關防止落橋結構可參照日本『道路橋示方書(V 耐震設計篇)・同解說 』[C8.1]。

u_R 為最大考量地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位，其計算方式之背景可參照日本『道路橋示方書(V 耐震設計篇)・同解說』[C8.1]。

有關最大考量地震作用所引致梁端與橋墩頂部之最大相對變位 u_R 之計算，可採用非線性靜力分析方法或近似線性靜力分析方法。茲分述如下：

I. 近似線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應 R_I 依下式計算：

$$R_I = \frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \qquad \text{(C8-14)}$$

將(C8-14)式計得之上部結構慣性力效應R_I依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式施加於橋梁結構體上，執行靜力線性分析，求得梁端與墩頂最大彈性相對變位u_e。梁端與墩頂最大相對變位u_R依下式計算：

$$u_R = 1.2\alpha_y R u_e \tag{C8-15}$$

II. 非線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應R_I仍採用(C8-14)式計得之地震總橫力，並依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式，施加於橋梁結構體上。

目前如 SAP-2000 等常用的結構分析軟體均具有結構非線性分析的功能，工程師僅須詳細設定基礎與上、下部結構構材之塑性鉸(plastic hinge)性質[C8.9]，並將(C8-14)式計得之地震總橫力分佈施加於橋梁結構體上，執行側推分析(Pushover Analysis)，求得容量曲線上橋墩墩頂對應於最大考量地震時之非線性最大變位，此最大變位即為u_R。

C8.6 梁端間隙

有關u_S之計算，可採用非線性靜力分析方法或近似線性靜力分析方法。茲分述如下：

I. 近似線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應R_I依下式計算：

$$R_I = \frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W \tag{C8-16}$$

將(C8-16)式計得之上部結構慣性力效應R_I依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式施加於橋梁結構體上，執行靜力線性分析，求得較長週期上部結構與下部結構間最大相對變位彈性變位u_{Se}。最大相對變位u_S依下式計算：

$$u_S = 1.2\alpha_y R_a u_{Se} \tag{C8-17}$$

II. 非線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應R_I仍採用(C8-16)式計得之地震總橫力，並依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式，施加於橋梁結構體上。設定基礎與上、下部結構構材之塑性鉸(plastic hinge)性質，執行側推分析(Pushover Analysis)，求得容量曲線上橋墩墩頂之非線性變位，並計算設計地震下主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之最大相對變位u_S。

為避免橋梁在設計地震作用下，其耐震性能因主梁與橋台或相鄰兩主梁間產生之碰撞而受到損害，梁端應留有足夠間隙。特別針對隔震橋梁，其梁端間距之設計一定得避免主梁與橋台或相鄰兩主梁間產生碰撞。因隔震橋梁是以隔震支承之變形來達到提高橋梁週期與阻尼之目的，若上部構造之變位因梁端之碰撞而受到束制，則隔震支承之變形亦會受到束制而使實際隔震效果與設計考量間有明顯差異。

對於非隔震橋梁，若依(8-12)式計算所得之梁端間隙過長，以致所需之伸縮裝置太大而不合經濟效益，並引發維護管理、行車舒適性、振動和噪音等問題時，在確保不影響其耐震性能條件下，允許採用較短之梁端間距。但此時，梁端間距之設計仍應避免在設計總橫力之下限值作用下，主梁與橋台或相鄰兩主梁間產生碰撞。

C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量

有關L_E之計算，可採用線性分析方法。茲敘述如下：

將設計總橫力依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式施加於橋梁結構體上，執行靜力線性分析，求得伸縮裝置之伸縮量L_E。

伸縮裝置及其伸縮量之設計除應考量依第 7.4.2 節及第 8.6 節計算所得之梁端間距外，其基本原則乃為使其在設計總橫力下不產生損傷，以確保在地震發生後其伸縮機能與地震發生前相同；因伸縮裝置之損傷對橋梁引致致命性損害的可能性很低，但爲使其容易修復，以期早日恢復橋梁原有機能，建議採用容易換修之伸縮裝置。此外，為避免在常時載重下影響伸縮裝置之作用，若依(8-13)式求得之地震時設計伸縮量小於常時之設計伸縮量，仍應採用常時設計伸縮量設計伸縮裝置。