

目 次

中文摘要	i
英文摘要	ii
圖目錄	vi
表目錄	viii
第一章 緒論	01
1.1 緣起與目的	01
1.2 研究範圍與方法	02
1.3 研究內容	03
第二章 建築物含一樓軟弱層震害調查	04
2.1 國內外軟弱層震害調查	04
2.1.1 國內軟弱層震害調查	04
2.1.2 國外軟弱層震害調查	04
2.2 九二一集集地震震害調查	06
2.2.1 公共建築及中小學校舍震害調查	07
2.2.2 民宅震害調查	07
2.2.3 高樓震害調查	07
第三章 建築物含一樓軟弱層探討	09
3.1 結構軟弱層	09

3.1.1 軟弱層定義.....	09
3.1.2 軟弱層造成原因.....	10
3.1.3 軟弱層破壞原理.....	11
3.2 軟弱層之判斷與分析.....	11
3.2.1 判斷軟弱層計算方法.....	12
3.2.2 正確處理填充牆之結構分析.....	14
3.3 實例分析與探討.....	14
3.3.1 頂層加蓋實例分析.....	15
3.3.2 一樓磚牆拆除實例分析.....	22
3.3.3 九二一集集地震倒塌實例探討.....	24
第四章 建築物含一樓軟弱層耐震評估及補強.....	27
4.1 基於性能設計耐震評估.....	27
4.1.1 性能設計方法簡介.....	27
4.1.2 性能設計耐震評估.....	29
4.1.3 案例討論.....	32
4.2 建築物含一樓軟弱層補強.....	34
4.3 規範耐震診斷與耐震補強.....	34
第五章 建築物含一樓軟弱層相關法規及對策.....	36
5.1 相關耐震設計規範與條文.....	36
5.2 相關建築管理法令.....	37
5.2.1 建築物使用責任歸屬.....	37

5.2.2	建築物公共安全檢查簽證申報制度.....	38
5.2.3	室內裝修管理制度.....	38
5.2.4	公寓大廈管理條例.....	39
5.2.5	建築物變更使用程序.....	40
5.2.6	建築物規劃設計管理法令.....	40
5.3	實例探討.....	41
5.3.1	任意變更室內隔間法律問題.....	41
5.3.2	屋頂平台增建法律問題.....	42
5.4	處理對策與建議.....	43
第六章 結論與建議.....		45
6.1	結論.....	45
6.2	建議.....	46
參考文獻.....		48
附 圖		
附 表		
附 錄 一：期初期中及期末審查會議記錄及答覆		
附 錄 二：相關建築管理公文		
附 錄 三：簡報資料		
附 錄 四：防震宣導摺頁		
附 錄 五：照片		

圖 目 錄

圖 3.1	立面不規則結構示意圖.....	51
圖 3.2	平面不規則結構示意圖.....	52
圖 3.3	建築物含一樓軟弱層之破壞原理.....	53
圖 3.4	填充牆對構架樓層極限層剪力之影響.....	53
圖 3.5	案例一：三層樓之平面圖與立面圖.....	54
圖 3.6	三層樓頂層加蓋一、二層頂層變位-基底剪力關係圖.....	55
圖 3.7	三層樓頂層加蓋一、二層塑角產生分佈圖.....	56
圖 3.8	三層樓頂層加蓋層間變位與頂層變位關係圖.....	57
圖 3.9	三層樓頂層加蓋頂層變位角-正規化基底剪力關係圖.....	58
圖 3.10	案例二：四層樓之平面圖與立面圖.....	59
圖 3.11	四層樓頂層加蓋一、二層頂層變位-基底剪力關係圖.....	60
圖 3.12	四層樓頂層加蓋一、二層塑角產生分佈圖.....	61
圖 3.13	四層樓頂層加蓋層間變位與頂層變位關係圖.....	62
圖 3.14	四層樓頂層加蓋頂層變位角-正規化基底剪力關係圖.....	63
圖 3.15	案例三：五層樓之平面圖與立面圖.....	64
圖 3.16	五層樓頂層加蓋一、二層頂層變位-基底剪力關係圖.....	65
圖 3.17	五層樓頂層加蓋一、二層塑角產生分佈圖.....	66
圖 3.18	五層樓頂層加蓋層間變位與頂層變位關係圖.....	67
圖 3.19	五層樓頂層加蓋頂層變位角-正規化基底剪力關係圖....	68
圖 3.20	單向加載頂層位移變化圖.....	69

圖 3.21	新莊博士的家 C 棟倒塌破壞機制示意圖.....	70
圖 4.1	前瞻 2000 年損壞狀態反應譜.....	71
圖 4.2	前瞻 2000 年新建築物建議性能目標.....	71
圖 4.3	25 層高樓典型之剛架樓版平面圖.....	72
圖 4.4	外圍牆剛架系統基底剪力和屋頂變位結構能耐曲線.....	72
圖 4.5	樑旋轉韌性需求和能耐.....	73
圖 4.6	150 mm 厚內牆和屋頂變位曲線.....	73
圖 4.7	建築物含一樓軟弱層補強措施示意圖.....	74

表 目 錄

表 3.1	立面不規則結構.....	75
表 3.2	平面不規則結構.....	75
表 3.3	樓層樑柱構材斷面性質.....	76
表 3.4	樓層設計載重與設計地震力.....	76
表 3.5	構架塑形角產生順序與地震力倍數.....	77
表 3.6	樓層層間變位.....	79
表 3.7	三層樓頂層加蓋結構體崩落地表加速度.....	80
表 3.8	樓層樑柱構材斷面性質.....	81
表 3.9	樓層設計載重與設計地震力.....	81
表 3.10	構架塑形角產生順序與地震力倍數.....	82
表 3.11	樓層層間變位.....	84
表 3.12	四層樓頂層加蓋結構體崩落地表加速度.....	85
表 3.13	樓層樑柱構材斷面性質.....	86
表 3.14	樓層設計載重與設計地震力.....	86
表 3.15	構架塑形角產生順序與地震力倍數.....	87
表 3.16	樓層層間變位.....	90
表 3.17	五層樓頂層加蓋結構體崩落地表加速度.....	91
表 3.18	局部或全部敲除構架一樓牆壁影響耐震能力之程度...	92
表 4.1	屋頂層位移和層間變位.....	93
表 5.1	頂樓加蓋或牆壁敲除等違建之建築管理處罰方式.....	94

摘 要

關鍵詞：一樓軟弱層、耐震能力、屋頂加蓋、一樓牆壁敲除、耐震評估與補強

國內常見之挑高底層大樓設計、既有樓房住戶為了便利使用往往自行屋頂加蓋樓層或敲除一樓牆壁，如此不適當之興建、修建或改建行為，雖然未見承重強度不足之立即破壞現象，但已明顯降低一樓或其他樓層之結構強度與勁度，當地震來臨時，因塑性變形集中效應，容易造成建築物損壞甚至倒塌。最近全世界發生之大地震中，例如：1985 年墨西哥大地震、1994 年美國北嶺地震、1995 年日本阪神大地震、1999 年土耳其大地震，以及 1999 年國內九二一集集大地震，根據調查資料顯示，在毀損或倒塌的建築物中，佔相當大比例之破壞是屬於軟弱底層的破壞。因此本計畫主要研究內容在於：(1) 探討建築物屋頂加蓋或一樓敲除牆壁後對建築物耐震能力與結構安全影響程度，(2) 九二一集集地震建築物含一樓軟弱層之問題調查、探討以及耐震評估與補強，(3) 研提建築管理相關辦法或取締規定事項，研究成果提供編製宣導摺頁或現行規範之參考。

ABSTRACT

Keywords : a weak or soft first story, earthquake-resistant capacity, penthouse-surcharge on top floor, wall-removal of first floor, seismic evaluation and retrofit

In Taiwan, numerous buildings with the pilotis columns, the penthouse-surcharge on top floor or the wall-removal of first floor are often present for the convenience of utility. Although such irregular structures appear safe under heavy gravity loads, an earthquake sometimes causes severe damage or even collapse of these houses. In recent years, several large earthquakes in the world have occurred: the Mexico City (1985), the Northridge (1994), the Kobe (1995), the Turkey (1999) and the 921 Chi-Chi (1999) Earthquakes. The similar results of survey show that there were many examples of severe damages to the building with a weak or soft first story during these past earthquakes. Hence, this study mainly includes :

(1) investigating the effect of earthquake-resistant capacity due to buildings with the penthouse-surcharge on top floor or the wall-removal of first floor, (2) studying the damages of building with a weak or soft first story for the 921 Chi-Chi Earthquake, and (3) providing the suggestion and the countermeasure of the building code and other regulations for the building with a weak or soft first story.

第一章 緒論

1.1 緣起與目的

近年來國內建築流行都市社區高樓建築，在底層採開放空間的挑空中庭設計，即將一樓面積一部份移做公共庭園、休憩設施之用或作為商業活動，或是採局部挑高等，表面上看來雖然滿足了使用上之便利，但未必能滿足結構設計安全的要求，因此以往國內外發生之地震災害中，常可見此種軟弱底層的破壞，例如：1985年9月19日發生之墨西哥大地震，在所有破壞房屋中，有8%是屬於軟弱底層之破壞；另以日本阪神大地震為例，根據事後調查倒塌的建築物中，有許多是屬於開放空間及挑高型態之商店或停車場，由於這種開放空間的樓層勁度比其他樓層勁度小，導致破壞集中在軟弱之底層；而1999年8月17日發生的土耳其大地震，死傷至少四萬人以上，倒塌房屋中很多是違法加蓋樓房，引致軟弱底層之倒塌；去年九二一集集大地震毀損或倒塌的建築物中，有許多是屬於軟弱底層的破壞，在全國建築物損壞統計表中，若依立面形狀來區分，含有騎樓和底層挑高之建物損害比例，高達所有損壞建物之62%〔23〕。

目前國內流行之挑高底層或夾層式住宅，依目前相關法規規定，其中有諸多無法漠視的問題存在，不論是既有或新建的樓房，常常可見一樓因為便利營業使用，自行敲除牆壁或住戶屋頂加蓋樓層、部份樓板挖空、甚至有挖梁或打柱之施工行為，如此不當之修建或改建，雖然未見承重強度不足之立即破壞現象，但已明顯降低一樓或其他樓層之結構強度與勁度，這種「構架托牆」結構系統，上部樓層含有較多牆壁抗推勁度大，而下部樓層空洞少牆抗推勁度小，會形成相對軟弱底層，當地震來臨時，因塑性變形集中效應，容易導致底層破壞，甚至整棟建物倒塌。實際上，建築物興建、增建、改建或修建之建造行為，國內皆有相關法令規定進行管理，包括：建築法、建築技術規則、公寓大廈管理條例、建築物公共安全檢查、建築物室內裝修管理辦法等法令。只是對於國內目前既有之建築物使用和維護，一直未能讓法令落實於有效管理中，對政府積極推動之「維護公共安全」政策無疑投下一顆不定時炸彈。由去年

國內之九二一集集大地震，更可得到明顯驗證；集集大地震發生之後，內政部建築研究所即進行國內建築物震害調查工作，選擇損害較為明顯之 8773 棟進行詳細調查，受損建築以鋼筋混凝土造（52%）最多、磚（24%）及土造（13%）次之，其中受損鋼筋混凝土建築物中百分之九十二為設有騎樓、挑高底層及二樓以上懸臂。從以上統計中可發現，早期土造及磚造具較差之耐震能力，建築損害是無可避免的，至於鋼筋混凝土建築為後期建築主流，理應具較佳耐震能力，但因往往設計不當且其施工品質不易掌握，至受損比率偏高，尤其以有騎樓及挑高底層者居多，值得深思〔23〕。

本研究主要目的在探討建築物一樓為便利營業使用敲除牆壁和屋頂加蓋樓後對建築物安全影響的程度，分析九二一集集大地震建築物含一樓軟弱層之問題以及耐震評估和補強，列舉和研提建築管理相關辦法或取締規定事項、注意準則，並將研究成果提供建管單位，編製防震宣導摺頁及研修現行規範之參考。

1.2 研究範圍與方法

本計畫之研究範圍與方法說明如下：

1. 搜集和調查國內外有關軟弱樓層之相關資料，尤其有關九二一集集大地震建築物含一樓軟弱層之問題，整理其震害之破壞種類及原因。
2. 探討一樓可能為軟弱層之建築物，包括一樓為便利營業使用敲除牆壁或屋頂加蓋層之例子並進行實例分析，檢討其對建築物耐震能力和結構安全影響程度。
3. 討論目前國內有關軟弱底層建築物相關之法令及制度，同時研提地方建築管理單位對於一樓敲除牆壁或屋頂加蓋樓層之處理方式或辦法。另研提建築管理相關辦法或取締規定事項和注意準則，包括：既有含軟弱層建築物耐震評估和補強之法令規章。

1.3 研究內容

本計畫之研究內容，成果報告包括六章，第一章為緒論；第二章為建築物含一樓軟弱層震害調查，包括：國內外軟弱層震害調查以及九二一集集地震震害調查；第三章為建築物含一樓軟弱層探討，包括：軟弱層定義，軟弱層破壞原理，正確處理填充牆之結構分析及判斷軟弱層計算方法，並進行頂層加蓋和一樓磚牆拆除實例分析等；第四章為建築物含一樓軟弱層耐震評估及補強方法介紹等；第五章為建築物含一樓弱層對策及處理，包括：相關建築法令，建議增訂法令和防震宣導等；第六章為結論與建議；文末為參考文獻、圖表、附錄和照片等資料。

第二章 建築物含一樓軟弱層震害調查

2.1 國內外軟弱層震害調查

結構立面方向勁度或強度若變化過大，將產生結構軟層或弱層現象，會嚴重影響整體結構之耐震能力，例如：底層為停車場，其四周無牆，而二樓以上為住家則有隔間及隔戶牆，此種勁度及強度相差過大之系統，為一典型之軟弱底層結構；而近年來流行開放空間型大樓，其中之頂蓋型開放空間設計亦屬於不良之軟弱層結構系統。本章即調查過去國內外軟弱層建築物震害情形，尤其針對去年九二一集集大地震毀損或倒塌的建築物中，有許多是屬於軟弱底層的破壞，調查其破壞情形。

2.1.1 國內軟弱層震害調查

民國 75 年花蓮發生地震，導致中和市三層樓之華陽市場倒塌（照片 1），有 10 人死亡 42 人受傷，這座私人市場由於二樓和三樓變更用途為住宅，因隔間牆之超重與不平衡的配置，一樓柱承受額外的壓力，加以施工品質不良，一樓柱幾乎都遭折斷而磚牆傾倒，造成慘不忍睹的悲劇；而位於台北市復興南路 1 段 368 號的裕台大樓，一樓剪力牆破壞且一樓柱爆裂鋼筋扭曲，使得樓版和屋頂傾斜，部份玻璃門窗受到擠壓破碎，這些皆為過去國內建築物含一樓軟弱層典型震害實例。

2.1.2 國外軟弱層震害調查

過去國際間發生大地震時，軟弱底層建築物震害情形例如：南斯拉夫之斯科普耶市十月街的一棟五層大樓，上面各層為住宅隔牆較多，而底層為商店無隔牆，且正面全為玻璃門窗，1963 年地震後，上面各層幾無震害，但底層嚴重歪斜；1976 年羅馬尼亞地震，普魯耶什有一棟四層構架系統房屋，底層為咖啡店無隔牆，上面幾層為住宅，磚隔牆較多，受震後底層因柱子折斷而倒塌，上面幾層整體掉落〔6〕；1985 年墨西哥地震，底層為餐廳、停車場或大門廳的高

樓，有不少是底層發生嚴重破壞，據統計大樓因底層嚴重破壞而造成倒塌的佔 8 % [6]。1971 年美國 San Fernando 地震，Olive-View 醫院主樓遭到嚴重破壞，為軟弱底層大樓之著名震害案例（照片 2），該樓是六層鋼筋混凝土結構，三層以上為場鑄承重牆系統，底層及二層為構架系統，但二層砌有較多的磚隔牆；上下樓層的勁度相差約十倍，地震後，上面幾層震害很輕，而底層嚴重偏斜，縱向和橫向側移量皆達 60 公分且角柱碎裂，此說明了「構架托牆」系統很不利於防震。

日本阪神地震後，根據震害調查，實施 1981 年所謂新耐震設計法後之建築物其震害很少，此一新耐震設計法可說有效地發揮功能；然而底層開放形式之新建築物仍有明顯震害，該等建築物是否滿足新耐震設計法之設計理念，則有待加以檢驗，其原因加以檢討 [4] 如下：

1. 底層開放形式建築之震害：集合住宅常於最底層設置店鋪、停車場等，使得最底層成為軟弱第一層，該層容易造成變形集中而受損壞。立面方向勁度急劇變化之建築物，如何確保軟層之強度和韌性等問題，為耐震設計上急迫須解決之事項。
2. 形狀規則建物之第一層震害：雖然是形狀規則之建築物，也有很多於第一層受到震害，其原因係一般中低層建築物之地震變形模式以第一振態為主，故第一層之層剪力最大。
3. 中間層之建築物震害：中間層崩塌之原因有幾種可能，例如：中間層之強度勁度急劇變化，或者結構形式改變之層，該層易受到震害之集中，此次中間層崩塌之建築物中有幾個案例為從鋼骨鋼筋混凝土（SRC）轉換成鋼筋混凝土（RC）處受到震害。此外，上下垂直方向之地震反應使柱軸力受拉時，RC 柱之撓曲和剪力強度將減低，造成無法抵抗水平地震力，柱受壓力時將減少韌性造成無法承受變形，此情況下易受到 $P\Delta$ 效應之影響，因而倒塌。

1999 年 8 月 17 日土耳其 North Anatolian 斷層爆發規模 7.4 的大地震，根據調查，倒塌的建築物大部分為 RC 多層住商建築，多是過去 20 年內所蓋的 RC 柱梁構架，內部多用無筋磚牆填充，倒塌數量最多的是六至八樓的建築，反而許多老建築或單層房屋未在此次地

震中遭損。距震央約 200 公里外的伊斯坦堡老社區內並無嚴重災情，反而是西郊的新市區內有數棟公寓發生倒塌情事，可見得新造建築物存在嚴重的耐震問題；因為土耳其在過去 20 年內，工商業快速發展，形成許多中下階級百姓湧入都會區工作，這些人民買不起造價昂貴的建物，因此多採自建、違法增建、或在市場上遍尋低價位公寓作為棲身之地，許多建商為了圖謀暴利，利用偷工減料的方法建造房子，只要沒有地震來襲，房屋不會倒塌，便可賣得好價錢。但是一旦有地震發生，許多規範中所設定要用以抵抗地震的構件，因被省略而無法達到房屋抗震的目的。其實土耳其的耐震規範與美國的 UBC 規範類似，因此許多倒塌的建築物照理說應該可以抵抗不小的地震力，然而事實所顯現出來的現象卻不是如此。此種現象和國內近年來搶建情形非常類似。根據觀察，倒塌建築應該是以下原因所造成的〔18〕：

1. 設計未滿足耐震規範細部要求，包括主筋量和箍筋量不足以及大量採用圓鋼筋而非竹節鋼筋。
2. 大部分的結構工程師係受僱於營造商，因此施工過程中缺乏對施工品質進行監造的機構，以致為了遷就施工便利性而忽略許多結構耐震設計基本作法。
3. 結構體的混凝土倘非品質不佳，便是摻用海砂；加上工人素質不佳，以致建物品質良莠不齊。
4. 許多建築物蓋在明知不能建造房屋的地點，例如：活動斷層上或易生液化的區域。
5. 許多倒塌的建築在結構系統上均有底樓為軟弱樓層問題，包括：結構不當變更或頂樓加蓋等。

2.2 九二一集集地震震害調查

去年九二一集集大地震毀損或倒塌的建築物中，有許多是屬於軟弱底層的破壞，在全國建築物損壞統計表中，若依立面形狀來區分，含有騎樓和底層挑高之建物損害比例，高達所有損壞建物之 62 %〔23〕，可見軟弱底層建築物之耐震能力明顯不足，係造成房屋倒塌主因。本節依公共建築及中小學校舍震害、民宅震害和高樓震害三種類型，調查說明如下：

2.2.1 公共建築及中小學校舍震害調查

震害調查顯示，公共建築及中小學校造成軟弱底層破壞主要原因包括：結構系統不良，長短向勁度和強度相差懸殊；窗台與柱緊鄰，在地震時導致短柱效應；施工品質不佳；頂層加建影響底層柱強度等，例如：南投縣警察局埔里分局之三樓鋼筋混凝土建築，地震時底層柱遭剪斷，導致底層塌陷，雨遮掉落至地面（照片 3）；南投縣埔里鎮宏仁國中三樓校舍，走廊無柱，教室底層破壞，沿走廊方向崩塌（照片 4）；南投縣中寮鄉公所，原二樓鋼筋混凝土建築，後來加蓋第三層作為圖書館使用，地震時底層柱被剪斷，造成底層崩塌（照片 5）；台中縣東勢鎮消防隊二樓建築，因地面層作為救災設施空間，底層牆面較少，在地震力作用下，底層柱端彎矩破壞，鋼筋外露，混凝土剝落；中興新村省政府法規會，原三層鋼筋混凝土建築，後來加建至四層，地震時底層崩塌；其餘公共建築及中小學校舍震害調查，參考附錄五照片 6 至 10。

2.2.2 民宅震害調查

九二一集集地震後，台中縣、南投縣等災區，連棟式「透天厝」民宅，損壞極為嚴重；連棟式位於「三角窗」民宅，其一樓多作為營業用途，因此有兩面之開口，牆量不足且柱間距較大，加上屋頂違規加蓋，地震時容易造成軟弱底層崩塌（照片 11）。其餘民宅震害調查，參考附錄五照片 12 至 29。

2.3.3 高樓震害調查

本次地震倒塌的高樓除台北市東興大樓、台北縣龍閣社區和新莊博士的家外，中部地區包括台中市、大里、太平、豐原、東勢、霧峰、竹山、員林、斗六等地，共約有十五棟十至十六層的集合住宅、辦公大樓或住商綜合大樓倒塌。這些大樓除台北市東興大樓屋齡超過十年外，其餘大樓都未超過十年，照理應該是依耐震特別規定設計之韌性結構，即使在超越規範設計地震力作用下，也要「大震不倒」。其倒塌主要原因，在於底層之設計大多是開放性大廳或是店鋪，造成牆壁很少之軟弱底層，但是二樓以上當做住宅，牆壁較多且勁度較高，同一棟高樓勁度突變處之軟弱底層，吸收了大部份地震能量造成破壞而倒塌，其損壞情形參考附錄五照片 30 至 38。

第三章 建築物含一樓軟弱層探討

3.1 結構軟弱層

3.1.1 軟弱層定義

不規則性結構包含立面和平面不規則性結構兩種；而軟弱層結構係屬於立面不規則性結構，根據勁度及強度之相對大小，將其區分為軟層（soft story）及弱層（weak story）：

1. 軟層：指勁度不規則性，軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%或其上三層平均勁度之 80%。但在 IBC2000 新規範中，除了此項軟層之舊規定外，另外新加一項：「勁度不規則性：極軟層，係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60%或其上三層平均勁度之 70%」。
2. 弱層：指強度不連續性，弱層為該層強度低於其上層強度 80% 者。樓層強度係指所考慮方向上所有抵抗地震層剪力構材強度之和。

國內之建築物耐震設計規範中，關於軟弱層結構的定義與相關規定，與 UBC 1991 規範大同小異，相關之重要規定說明如下：任一結構可依其配置，區分為下列規則性結構與不規則性結構兩類。

1. 規則結構：

在平面或立面的結構上或抵抗側力的結構系統上，沒有不規則結構所具有的顯著不連續性。

2. 不規則結構：

- (1) 若結構在平面或立面的組構上或其抵抗側力的結構系統上有顯著的不連續性。一般之不規則性如表 3.1 及表 3.2 所示。
- (2) 如有表 3.1 中所列一或多項不規則性時，應視為具有立面上的不規則性者。
- (3) 如有表 3.2 中所列一或多項不規則性時，應視為具有平面上的不規則性者。

表 3.1 和表 3.2 所述情形，可分別以圖 3.1 和圖 3.2 示意說明之。在許多大地震中發現結構配置不良的不規則性結構，是引致結構發生破壞的主因。不規則性結構主要是立面、平面不規則或地震力傳

遞路徑不規則。一般規則性建築物在地震中的彈性反應較易掌握，因此構材進入非彈性的時機較勻稱，不會集中在局部構材，但不規則性結構的反應則較難了解。有些不規則性結構藉動力分析比較能反應實際情況，而地震力傳遞路徑不規則處，則需加強鄰近樑柱、斜撐等構材之承載能力。

3.1.2 軟弱層造成原因

造成建築物軟弱層原因可分成下列四種類型說明之〔11〕：

1. 底層挑高型：此種型的特徵為底層樓層高度明顯大於其上部的其他樓層高度，於是挑高底層相對於其他樓層在勁度上就明顯地小很多，相對地地震來臨時挑高底層的側移也會大於其他樓層很多。如果此挑高底層上的樓層數愈多、此樓層相對於其他樓層的樓層高差距愈大、或是相對勁度比值差異愈大，則此種情況會愈加嚴重。因此，底層挑高的樓層由於其側移較大，所以柱所受到彎矩及軸力的影響較其他樓層大。
2. 斷面或材料性質不連續：一般樓層設計柱的斷面尺寸愈往上層則漸漸愈小，倘若設計不當，斷面突然改變太小，則會造成樓層勁度突然改變的情況，而材料性質不連續的建築物也同樣會造成此種情況，例如：最近流行的鋼骨鋼筋混凝土結構（SRC），或預力混凝土結構與鋼筋混凝土結構的交接樓層等。此類型的建築物地震時容易因剪力過大而造成破壞，例如：1995年日本阪神大地震的地震災害中，大都集中於鋼結構與鋼筋混凝土結構的交接樓層，造成不少建築物的破壞。根據日本的調查研究〔4〕，這些建築物是因為設計剪力強度不足而造成破壞。
3. 牆不連續型：在結構配置設計時，常為了某些特殊理由，使剪力牆不連續，如此將會造成地震時剪力被限制在某一樓層，而造成此樓層先破壞。在結構設計時，非結構隔間牆強度常被忽略而不考慮，因為一般在決定抵抗地震力的結構分析時，非結構隔間牆常被認為無效用。然而，在地震發生時，非結構隔間牆對整體建築物的行為多少都會有所影響，倘若設計不當，甚至可能會是造成建築物破壞的主因。根據以往發生的地震災害資料，此類

型軟弱層的破壞原因，大都是剪力破壞，最典型的例子就是 Olive View 醫院(照片 2)，於 1971 年因 San Fernando 地震所造成的破壞，由於此棟大樓的一、二層並無剪力牆，而其上層皆有剪力牆，因此形成牆不連續型式的軟弱層。破壞現場可發現第一層樓相對於其他樓層產生相當嚴重的側移，此側移主要就是因為剪力集中於此樓層而造成。再比較第一層樓與第二層樓柱的破壞，很明顯地剪力破壞為其主要的破壞。

4. 柱線不連續：有些建築物為了使第一層樓能提供較大的平面空間而改變其立面及平面結構，減少第一層樓的內柱，也就是使建築物的內柱從第二層樓開始向上延伸，於是第一層樓的柱較其他樓層的柱承受較大的軸力。最能代表此種類型的建築物就是第一層樓提供為停車場的樓房，此類型的樓層最可能的破壞原因就是軸壓力破壞。在實際的工程設計上，上述的軟弱層特徵可能個別地出現，亦可能是以組合形式出現，例如建築物具有挑高底層及剪力牆不連續兩項特徵時，其受地震破壞時將更複雜且嚴重，因此在結構軟弱層之設計上應特別小心處理。

3.1.3 軟弱層破壞原理

含有軟弱底層的多層或高層大樓，當大地震來臨時，底層會發生嚴重的破壞，由圖 3.3 的吸收能量示意圖中，可進行瞭解。圖 3.3 (a) 為等強度結構，各樓層具有大略相同之極限剪力強度，因而地震作用下各樓層的層間側移量大致相等，其所吸收的地震能量沿高度分佈均勻，各層的輸入能量與吸收能量處於穩定平衡；而圖 3.3 (b) 為含有軟弱底層的多層高樓，由於底層的勁度及強度均較低，其極限層剪力強度比上面各層小得多，在地震力作用下，房屋的側移量大部份集中於底層，而上面各層的側移量減小。本該由上面各層來吸收地震能量，大部份被轉移至底層，導致底層需要吸收的能量，超過其最大容許變形所能吸收者，結果底層嚴重破壞，甚至使整棟大樓倒塌。

3.2 軟弱層之判斷與分析

3.2.1 判斷軟弱層計算方法

如何判斷軟弱層並沒有一個完美且合適之計算方法，目前幾種常見之計算方法〔11〕，說明如下：

1.各層極限層剪力的檢核：

1997年5月內政部修正公佈耐震設計規範第二章第十四節規定極限層剪力強度之檢核如下：「為使建築物各層具有均勻之極限剪力強度，無顯著弱層存在，應依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與其設計層剪力的比值低於其上層所得比值80%者。若弱層之強度足以抵抗總剪力 $V=ZICW$ 之地震者，不在此限。須檢核極限層剪力強度者，包括高度超過36公尺之規則性建築物及須進行動力分析之建築物。」本規定主要目的，在利用極限層剪力強度之檢核觀念，以避免某層之強度太低，防止於強震時造成軟弱層之破壞。不過在計算極限層剪力強度的方法上卻沒有一定的條文限制，一般而言，若以鋼筋混凝土構架為例，當做完韌性設計，將梁柱接頭梁的塑性彎矩和分配給柱，再由柱頂與柱底分配的彎矩和除以淨高，就可求得大地震時該柱承擔之剪力。將該層所有柱子的剪力加起來，就是該層的極限層剪力強度。不得有任一層強度與其設計層剪力的比值低於其上層所得比值80%者，否則即為弱層。

2.日本新耐震設計法：

根據日本新耐震設計法之條文，在考量建築物立面勁度不規則性時必須檢核剛性率 R_{Si} 。

$$R_{Si} = \frac{\frac{1}{\theta_i}}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\theta_i}} \quad \theta_i = \frac{\delta_i}{h_i}$$

R_{Si} = 第*i*樓層之剛性率，定義如下：

θ_i = 第*i*樓層之層間變位角

δ_i = 第*i*樓層之層間相對側向位移

h_i = 第*i*樓層之樓高

$n = \text{總樓層數}$

若 R_{si} 小於 0.6，則會有弱層上的疑慮。

3. 簡單靜力非線性分析：

針對某一結構承受設計豎向分佈地震力 V_i 的作用，假設地震時活載重為設計值的一半，先算出各梁、柱構材端點的彎矩 $M_{D+L/2}$ 。加上設計地震力後，各斷面會引致彎矩 M_E ，若地震力放大為 α 倍，則該斷面的彎矩會增至標稱彎矩 M_n ，如此可求得 α 值。比較求得最小的值 α_{min} ，就知道地震力放大為 α_{min} 倍，某一斷面最先降伏。其次將此構材的此端點改為鉸接，求其勁度矩陣，再組結構的整體勁度矩陣。此時再加上增量地震力 V_i ，同樣去求第二個塑角發生的位置與地震力大小，餘此類推，即可完成此簡單靜力非線性分析。如果繪出各層的層位移與 V_i 的關係曲線，如第一層已發生非線性行為而其他各層仍保持線性的話，即判定第一層為軟弱層。

4. 層間位移檢核法：

此法為 Scarlet 所建議 [8]：

第 i 樓層 $\delta_i = U_i - U_{i-1}$ ，

第 $i+1$ 樓層 $\delta_{i+1} = U_{i+1} - U_i$

若 δ_{i+1} / δ_i 小於 0.7 則會有軟弱層產生。Scarlet 認為以勁度來定義及判別軟層之存在值得商榷，因為其忽略了剪力的效應，因此建議以此法代替之。

5. 彎矩強度檢核法：

$$S_p = \frac{\sum_{i=1}^j (\sum M_{Bn,i})}{\sum_{i=1}^j (\sum M_{Cn,i})}$$

此法定義一指標 S_p (sway potential index)：

式中， $M_{Bn,i}$ = 第 n 層樓中第 i 個梁柱接頭的中心點上，其梁左右兩端的彎矩強度和。

$M_{Cn,i}$ = 第 n 層樓中第 i 個梁柱接頭的中心點上，其柱

上下兩端的彎矩強度和。

若 S_p 大於 1，則會產生所謂的柱側移的破壞模式，因此若 S_p 大於 1，只發生在第一樓層，就會形成軟弱層建築物。一般由於考慮材料性質上的不確定性，以及此法預測破壞模式所產生的誤差，故暫定以 S_p 大於 0.85 為標準。

3.2.2 正確處理填充牆之結構分析

鋼筋混凝土建築物常在構架中填充鋼筋混凝土牆或磚牆，並將一樓挑高但不填充鋼筋混凝土牆，然而進行結構分析及設計時，卻將實際構架以未填充鋼筋混凝土牆或磚牆的空構架來處理。地震來襲時，兩者會呈現截然不同的反應。往往二樓以上含填充鋼筋混凝土外牆之實際建築物，其塑角會集中於底層發生，而模擬空構架分析模式，其塑角係均佈發生之韌性破壞方式，兩者比較，截然不同。因此對於新建結構物，其正確分析方法應將填充鋼筋混凝土牆或磚牆視為結構體，在結構分析中予以分析考慮。以北京一棟二十層住宅高樓為例說明〔6〕，此建築係採用鋼筋混凝土構架系統，並用砌塊作隔間牆及外牆，由於建築功能上的需要，第六層未設置砌塊填充牆。分別採用兩種方法對這棟大樓進行地震分析，第一種方法是不考慮填充牆的耐震作用，計算構架樓層剪力 V ，如圖 3.4 (a) 所示；另一種方法係考慮填充牆的抗推勁度及抗震作用，計算出構架樓層剪力，如圖 3.4 (b) 所示，由此圖顯示，構架所承擔之水平地震剪力 V ，在第六層之軟弱中間層處突然增加很多，對整個結構的耐震能力帶來不良影響。由於填充鋼筋混凝土牆或磚牆具有較大的抗推勁度，因而在高樓中的平面上或立面上都不能任意佈置。其佈置是否適當，關係著構架各樓層的剪力分佈以及整個高樓的安全。在建築平面上，填充牆的佈置應力求對稱和均勻，避免造成結構偏心，導致建築物在地震時發生扭轉振動。沿高樓立面方向，填充牆應儘量連續貫通，避免填充牆中斷的樓層，出現構架剪力的突然增大。

3.3 實例分析與探討

3.3.1 頂層加蓋實例分析

台灣地區的民間住宅，居民常為了增加使用空間，私自變更建築結構，即在屋頂頂層加蓋一或二層樓的情形，普遍存在；雖說頂層加蓋後，並不會因垂直載重的增加而產生立即性的危險，但加蓋會對原建築結構體強度、勁度及耐震能力會有顯著的不良影響，本節即針對此一情況，加以探討。

1. 崩塌地表加速度 a_c 之計算

當地震地表加速度小於降伏地表加速度 $\alpha_y a_0$ 時，結構物所受之地震力與地震地表加速度大小成正比，因此可直接以施加之總地震橫力來評估當時之地表加速度大小。但若當地震地表加速度大於 $\alpha_y a_0$ 時，則結構物所受之地震力與地震地表加速度已不再呈比例係，而和受力後所發揮之整體韌性成比例關係。

結構體韌性完全用盡後，屆時結構才發生破壞，破壞時之地震地表加速度即為耐震能力 a_c 。因此結構分析時，必須利用力與位移曲線，藉由曲線判斷結構體所發揮之韌性，並進而推估破壞之地表加速度大小。

求取結構體之崩塌地表地表加速度的第一步工作係對結構體進行地震靜力或動力分析，求得每一構架地震力之豎向分配，在對最危險的平面構架進行非線性分析，求其降伏地震力及韌性容量，用來計算結構體之崩塌地表加速度 a_c 。進行構架非線性分析時，各層地震力之豎向分配以共同的倍率增加，文獻〔3〕中假設水平力遞增至 α_y 倍時，有一斷面開始降伏，則降伏地表加速度為 $\alpha_y a_0$ ；本文則利用基底剪力-頂層變位圖中，結構體進入非線性段時，水平力遞增的倍數來估計降伏地表加速度 $\alpha_y a_0$ ，在此時頂層水平位移為 Δ_y ；由文獻〔3〕我們定義構架層間變位角達 2% 時，構架發生崩塌，其時頂層水平位移為 Δ_u ，則構架之韌性容量 R 計算如下：

$$R = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

由於結構體非線性反應下的崩塌地表加速度與降伏地表加速度關係較難掌握，若將其模擬成彈塑性系統，結構系統地震力折減係數 F_u 可基於以下兩點現象，並根據結構體的基本震動週期 T 和韌性容量 R 計算而得。

(1) 短週期結構體基於能量相等原理：

$$F_u = \sqrt{2R-1}$$

(2) 長週期結構體基於最大動力位移反應約相同：

$$F_u = R$$

而 F_u 值之詳細計算可參考文獻〔5〕。結構體崩塌地表加速度 a_c 可依下式計算：

$$a_c = F_u \alpha_y a_0$$

其中
$$a_0 = \frac{V}{S_a(T) \frac{W}{g} F_d}$$

上式， V 為設計時使用之設計地震總橫力或非線性分析時之總橫力； W 為結構體之靜載重； $S_a(T)$ 為地表加速度為 1.0g 之工址正規化加速度反應譜係數：

(一) 台北盆地

$$S_a = 1.0 \quad ; T \leq 0.03 \text{ 秒}$$

$$= 5.882T + 0.824 \quad ; 0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.2 \text{ 秒}$$

$$= 2.0 \quad ; 0.2 \text{ 秒} \leq T \leq 1.65 \text{ 秒}$$

$$= 3.3/T \quad ; T \geq 1.65 \text{ 秒}$$

(二) 堅實地盤

$$S_a = 1.0 \quad ; T \leq 0.03 \text{ 秒}$$

$$= 12.5T + 0.625 \quad ; 0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.15 \text{ 秒}$$

$$= 2.5 \quad ; 0.15 \text{ 秒} \leq T \leq 0.333 \text{ 秒}$$

$$= 1.2/T^{2/3} \quad ; T \geq 0.333 \text{ 秒}$$

(三) 普通地盤

$$S_a = 1.0 \quad ; T \leq 0.03 \text{ 秒}$$

$$= 12.5T + 0.625 \quad ; 0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.15 \text{ 秒}$$

$$= 2.5 \quad ; 0.15 \text{ 秒} \leq T \leq 0.465 \text{ 秒}$$

$$= 1.5/T^{2/3} \quad ; T \geq 0.465 \text{ 秒}$$

(四) 軟弱地盤

$$S_a = 1.0 \quad ; T \leq 0.03 \text{ 秒}$$

$$= 8.824T + 0.7352 \quad ; 0.03 \text{ 秒} \leq T \leq 0.20 \text{ 秒}$$

$$= 2.5 \quad ; 0.20 \text{ 秒} \leq T \leq 0.611 \text{ 秒}$$

$$= 1.8/T^{2/3} \quad ; T \geq 0.611 \text{ 秒}$$

F_d 為將結構體視為單自由度系統之修正係數：

(一) 台北盆地

$$F_d = 0.8 \quad ; T \leq 1.65 \text{ 秒}$$

$$= 0.8 + (T - 1.65)/2.9 \times 0.2 \quad ; 1.65 \leq T \leq 4.55 \text{ 秒}$$

(二) 堅實地盤

$$F_d = 0.8 \quad ; T \leq 0.333 \text{ 秒}$$

$$= 0.8 + (T - 0.333)/4.217 \times 0.2 \quad ; 0.333 \leq T \leq 4.55 \text{ 秒}$$

(三) 普通地盤

$$F_d = 0.8 \quad ; T \leq 0.465 \text{ 秒}$$

$$= 0.8 + (T - 0.465)/4.085 \times 0.2 \quad ; 0.465 \leq T \leq 4.55 \text{ 秒}$$

(四) 軟弱地盤

$$F_d = 0.8 \quad ; T \leq 0.611 \text{ 秒}$$

$$= 0.8 + (T - 0.611)/3.939 \times 0.2 \quad ; 0.611 \leq T \leq 4.55 \text{ 秒}$$

2. 非線性靜力推覆法分析過程

使用 Drain2D+進行非線性靜力分析可採反覆或單向加載方式施加於節點上進行，非線性靜力分析可以採數組載重組合分成指定的段落以等載重增量施加於結構體上，構架發生非線性行為時則進行不平衡力計算與勁度更新迭代運算，直到構架內力與外力完全平衡為止。

3.案例一：三層樓及頂層加蓋一、二樓之耐震能力分析

以一棟由武騰清法、二次迴轉法典型設計的地上三層鋼筋混凝土建築物為分析的對象，其平面和立面如圖 3.5(a)所示，X 向為雙跨，跨距 6 公尺由三個構架組成，Y 向為雙跨由三個構架組成，各層高 3.3 公尺，構材之斷面尺寸、配筋及箍筋量見表 3.3(a)、(b)，各樓層之設計靜載重與活載重見表 3.4(a)。根據建築技術規則(民國 86 年)計算設計地震力與地震力豎向分配時，震區水平加速度係數 $Z=0.23$ (地震二區)用途係數 $I=1.0$ (第四類建築)起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y=1.5$ ，基本週期採經驗公式： $T=0.07 h_n^{3/4}=0.391$ 秒，工址正規化水平加速度反應譜係數 $C=2.0$ ，結構系統地震力折減係數 $F_u=2.0$ ，結構體自重 290t，由以上資料，最小設計水平總橫力 $V=31.77(t)$ ；水平地震力之豎向分配依建築技術規則第四十五條形狀或構架規則之構造物：

$$F = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{分配}$$

假想地震力作用時，結構體 X 向三個構架是一起作用的，則任一構架各層所受地震力如表 3.4(b)所示。

地震力單向加載：

構架再承受靜、活載重後，將地震側向力按豎向分配之比例每次加載 1/1000，各增量載重作用於左側梁柱交點處；三層樓空構架在承受 1 倍水平地震側向力時，並無塑角產生，側向力增加至 1.93 倍時，於梁端產生第一個塑角，至 1.96 倍時結構體進入非線性段發生降伏，此時頂層變位 $\Delta_y=4.59\text{cm}$ ，當側向力加至 2.77 倍時 2F 之層間變位 6.60cm，層間變位角達 2%，結構體崩塌破壞，此時頂層變位 $\Delta_U=14.70\text{cm}$ 見圖 3.6(a)，由塑角產生的順序得知結構體破壞前有 10 個塑角 (63%) 產生於柱端，且集中於底下的樓層，容易造成弱柱強梁式脆性破壞見表 3.5(a)、圖 3.7(a)；韌性容量 $R=3.20$ ， $F_u=2.78$ ，降伏地表加速度為 0.107g，崩塌地表加速度為 0.297g 表 3.7。由層間

變位圖可知：當大地震來臨時 2、3 樓會產生大層間變位，能量消耗易集中於該二樓層而造成結構體的破壞見表 3.6(a)、圖 3.8(a)、(b)，因此在使用武藤清法、二次迴轉法設計時，建議在設計完成後額外增加底層柱之鋼筋量以增加整體結構的安全性。

模擬三層樓頂層加蓋一樓後，進行非線性靜力分析當水平側向力增至 1.34 倍時梁端產生第一個塑角，至 1.50 倍時結構體發生降伏， $\Delta_y=6.7\text{cm}$ ，側向力增至 1.90 倍時，結構體發生崩塌破壞 $\Delta_U=18.33\text{cm}$ 見圖 3.6(b)，韌性容量 R 減少為 2.73， $F_u=2.73$ ，頂層若加蓋一層後，底下二層的層間變位和佔總側移量約 71% 見圖 3.8(b)，底層軟弱的程度因加蓋而更加明顯。結構體破壞前共有 9 個塑角產生於柱端 (50%) 見圖 3.7(b)，降伏地表加速度為 0.083g 較未加蓋前減少約 22%，崩落地表加速度為 0.226g 較未加蓋前減少約 24% 見表 3.7。

模擬三層樓頂層加蓋二樓後，進行非線性靜力分析，當施加側向力增至 1.03 倍時梁端產生第一個塑角見表 3.5(c)，至 1.11 倍時結構體發生降伏， $\Delta_y=8.43\text{cm}$ ，側向力增至 1.41 倍時，結構體發生崩塌破壞 $\Delta_U=21.77\text{cm}$ 見圖 3.6(c)，韌性容量 R 減少為 2.58；結構體降伏後至崩塌前可增加的水平側向力倍數明顯降低僅為未加蓋前 36%；與前二者相同，當大地震來臨時，底層的層間變位明顯大於較上層的樓層見圖 3.8(b)。降伏地表加速度較未加蓋前減少約 35% 為 0.069g，而崩落地表加速度較未加蓋前減少約 40% 為 0.179g 表 3.5。樓房頂層加蓋對原建築的影響亦可由頂層變位角-正規化基底剪力關係圖 3.9 觀察得知，加蓋一、二層後結構體在彈性範圍內之整體勁度分別減少了約 12% 及 27%，而整體的強度及非彈性段勁度的降低亦可由該圖觀察得知。

案例二：四層樓及頂層加蓋一、二樓之耐震能力分析

以 ETABS 作為設計之基本軟體，為一地上四層樓之鋼筋混凝土建築位於台北市，其平面立面如圖 3.10(a) 所示，X 向為雙跨，跨距 8 公尺由三個構架組成，Y 向為五跨，跨距為 6 公尺，由六個構架組成，各層高 3.2 公尺，為一規則且對稱的結構，設計為強柱弱梁的結構系統，構材之斷面尺寸、配筋及箍筋量見表 3.8(a)、(b) 及各樓層之設計靜載重與活載重見表 3.9(a)。震區水平加速度係數 $Z=0.23$ ，用途係數 $I=1.0$ ，起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y=1.5$ ，基本週期 $T=0.474$ 秒，工址正規化水平加速度反應譜係數 $C=2.5$ ，結構系統地震力折減係數 $F_u=2.0$ 最小設計水平總橫力 $V=252.33\text{t}$ ；假想地震力作用時，結

構體 Y 向六個構架是一起作用的，則任一構架各層所受地震力如表 3.9(b) 所示。

四層樓空構架進行非線性靜力分析，當側向力增加至 1.53 倍時，於梁端產生第一個塑角，至 1.56 倍時結構體進入非線性段發生降伏，頂層變位 $\Delta_y=5.20\text{cm}$ ，當側向力加至 2.25 倍時，結構體崩塌破壞，此時頂層變位 $\Delta_U=19.17\text{cm}$ 見圖 3.11(a)，此時除頂層層間變位較小外，其餘各層層間變位值大小相近，大地震來時，能量消耗較為平均見表 3.11(a)及圖 3.13(a)、(b)；同時除了底層柱底端發生塑角外，其餘的塑角均產生於梁上，顯示強柱弱梁設計有其效果見圖 3.12(a)。結構體韌性容量 $R=3.68$ ， $F_u=2.52$ ，降伏地表加速度為 $0.107g$ ，崩場地表加速度為 $0.269g$ 。

模擬四層樓頂層加蓋一樓後，進行非線性靜力分析當水平側向力增至 1.04 倍時梁端產生第一個塑角，至 1.21 倍時結構體發生降伏， $\Delta_y=7.64$ ，側向力增至 1.61 倍時，結構體發生崩塌破壞 $\Delta_U=24.65\text{cm}$ 見圖 3.11(b)，韌性容量 R 為 3.23， $F_u=2.33$ ，結構體的各層層間變位的相差值較三層樓的案例為近，見圖 3.13(a)、(b)，但由於頂層的加蓋，樓層中柱端塑角亦開始增加，降伏地表加速度為 $0.083g$ 較未加蓋前減少約 22%，崩場地表加速度為 $0.193g$ 較未加蓋前減少約 28%。

模擬四層樓頂層加蓋二樓後，當施加側向力增至 0.42 倍時梁端產生第一個塑角見表 3.10(c)，至 0.91 倍時結構體發生降伏 $\Delta_y=9.42\text{cm}$ ，側向力增至 1.26 倍時，結構體發生崩塌 $\Delta_U=29.77\text{cm}$ ，韌性容量 R 減少為 3.16，但平均的韌性容量 R 值為三層樓算例的 1.2 倍，顯示強柱弱梁設計對系統的韌性確有幫助；與三層樓的案例相同，頂層加蓋後結構體降伏後至崩塌前可增加的水平側向力倍數亦明顯降低僅為未加蓋前 50%，值得一提的是塑角先產生於加蓋樓層的梁端見圖 3.12(c)，且明顯提前（0.42~0.58 倍的水平側向力）。降伏地表加速度為 $0.063g$ 較未加蓋前減少約 41%，崩場地表加速度為 $0.146g$ 較未加蓋前減少 46%，由頂層變位角-正規化基底剪力關係圖 3.14 觀察得知，加蓋一、二層後結構體在彈性範圍內之整體勁度分別減少了約 29%及 46%。

算例三：五層樓及頂層加蓋一、二樓之耐震能力分析

為位於桃園市榮民路上一幢地上五層鋼筋混凝土建築，其平面、立面如圖 3.15(a)所示，X 向為單跨，跨距 4.8 公尺由二個構架組

成，Y 向為四跨，由五個構架組成，各層高 3.0 公尺，構材之斷面尺寸、配筋及箍筋量見表 3.13(a)、(b)，各樓層之設計靜載重與活載重見表 3.14(a)。由於設計水平總橫力未知，故吾人嘗試以已知的資料來估計進行非線性靜力分析時所需之水平側向力 $V=38.54t$ ，在最後評估建築物耐震能力是決定於可承受之地表加速度，因此只需將該水平側向力轉換成地表加速度，即可得到最後的結果。假想地震力作用時，結構體 X 向二個構架是一起作用的，則任一構架各層所受地震力如表 3.14(b)所示。

五層樓空構架進行非線性靜力分析，當側向力增加至 1.24 倍時，於梁端產生第一個塑角，至 1.42 倍時結構體進入非線性段發生降伏，頂層變位 $\Delta_y=5.19cm$ ，當側向力加至 2.59 倍時，結構體崩塌破壞，此時頂層變位 $\Delta_U=22.45cm$ 見圖 3.16(a)，在側向力增加的過程中，我們可發現塑角都產生於梁端見圖 3.17(a)，梁主筋配筋量似顯不足，同時集中於跨距較短的“短梁”上，使得該跨成為整個構架最危險的一環，大地震來時易從該處發生破壞，由於底層柱配筋量明顯大於其上各層，大層間變位並非發生於底層，而是往上發生於 3、4F 見表 3.16(a)、圖 3.17(a)；結構體韌性容量 $R=4.33$ ， $F_u=4.33$ ，降伏地表加速度 $0.086g$ ，崩落地表加速度為 $0.372g$ 。

模擬五層樓民厝頂層加蓋一樓後，進行非線性靜力分析當水平側向力增至 0.987 倍時第一個塑角產生，至 1.086 倍時結構體發生降伏， $\Delta_y=5.81cm$ ，側向力增至 2.01 倍時，結構體發生崩塌破壞 $\Delta_U=23.42cm$ 見圖 3.16(b)，韌性容量 R 減少為 4.03，降伏地表加速度為 $0.0719g$ 較未加蓋前減少約 17%，崩落地表加速度為 $0.290g$ 較未加蓋前減少約 22%。

模擬五層樓頂層加蓋二樓後，進行非線性靜力分析，當施加側向力增至 0.80 倍時梁端產生第一個塑角，至 0.92 倍時結構體發生降伏， $\Delta_y=7.05cm$ ，側向力增至 1.59 倍時，結構體發生崩塌破壞 $\Delta_U=25.67cm$ 見圖 3.16(c)，韌性容量 R 減少為 3.64，大層間變位集中於 3、4、5 樓中見表 3.16(c)；頂層加蓋二樓後，結構體降伏後至崩塌前可增加的水平側向力倍數降低為未加蓋前的 58%，降伏地表加速度為 $0.066g$ 較未加蓋前減少約 24%，崩落地表加速度為 $0.238g$ 亦較未加蓋前減少約 36%；加蓋一、二層後結構體在彈性範圍內之整體勁度分別減少了約 17%及 33%見圖 3.19。

根據以上三個案例分析結果，針對一般低層建築物，如三至五層樓的民宅而言，其事先若未考慮頂層加蓋預做設計而私自加蓋，當加蓋一層樓時，其耐震能力降低的百分比平均約為 25%，而加蓋二層樓時，其耐震能力降低的百分比平均約為 40%；綜上所述可知，雖然每棟頂層加蓋之建築物皆有其特殊性，但若原結構體缺乏預先考量日後加蓋之設計和施工，即逕行頂層加建，的確對整棟結構體之耐震能力有不良影響。

3.3.2 一樓磚牆拆除實例分析

國內一般鋼筋混凝土建築物常於構架中填充非結構磚牆作為外牆、隔間牆或窗台等用途，但在進行結構分析與設計時卻未考慮其存在，而以空構架來處理；當地震來時，磚牆會承受一部份地震力，致使其旁的梁、柱內力與空構架者有極大差異。填滿磚牆之構架，其旁柱之內力主要為軸力，剪力和彎矩均甚小。當地震力較大致使構架破壞時，將是柱產生軸壓脆性破壞，而非原先預期空構架產生塑角的韌性破壞。而部份填充磚牆之構架如窗台或隔間牆，由於未被填充到的梁段或柱段因剪力與彎矩的相對大小改變，致使地震時梁段或柱段易會產生剪力脆性破壞，即短柱效應，亦非先前預期產生塑角的韌性破壞。解決的方法有二：一為設法將磚牆與構架隔開，使地震來時，磚牆不承受地震力；二為將磚牆視為結構體，在結構分析中予以考慮，並設計其旁梁柱在磚牆破壞時梁、柱仍保安全，或不致產生脆性破壞。

本研究首先引用參考文獻〔2〕，以一棟地上八層地下一層鋼筋混凝土建築物作為分析的對象，以不同填充磚牆方式，包括：(1) 空構架 (2) 完全填充磚牆構架 (3) 第一層不填但以上各層填充磚牆之構架，分別以地震力單向加載靜力非線性分析及進行動力非線性分析。靜力非線性分析係探討各種構架塑角產生之順序及位置、構架之韌性容量、層間變位及破壞機構。分析結果得知，空構架之韌性容量 $R = 5.25$ ，顯示韌性設計有其功能。完全填充磚牆構架之韌性容量 $R = 3.70$ ；而第一層不填但以上各層填充磚牆之構架其韌性容量 $R = 2.50$ ，僅為完全填充磚牆構架之 68%，其韌性容量最差。進行動力非線性分析時， $PGA=0.15g$ 時，由於最大地表加速度不大，空構架只在第四層梁端產生一個塑角，全填構架因勁度大，尚無塑角產生，樓層變位也不大；第一層不填磚牆構架則只在第一層柱產

生一個塑角。因各種構架產生的塑角數目不多，構架仍大致在彈性範圍內。當 $PGA=0.3g$ 時，空構架產生 14 個塑角，前幾個大多位於梁端，全填構架只有三個塑角產生。第一層不填構架的情形較為嚴重，其塑角是由第一層柱之上下端開始降伏，接著是第一層之梁及第二層柱。當 $PGA=0.4g$ 時，上述情形更為明顯，空構架產生 20 個塑角，比 $0.3g$ 時多 6 個，順序為先在梁端產生，接著是較上層的柱子；其最大樓層變位以第二層樓最大，往上均勻遞減；全填構架則有 6 個塑角產生，較 $0.3g$ 時多了 3 個，雖然大多產生於柱上，可是層間變位都不大；而第一層不填構架的情形是， PGA 由 $0.3g$ 增加到 $0.4g$ 後，塑角只多出一個，但產生的時間皆提早了，且第一層的層間變位增加了許多，其餘各層增加不多、變位差異也很小，可見地震的能量大都是由側向勁度突然變小的第一層來消耗，這是此種構架最大的缺點。同時，在 $PGA=0.15g$ 時，空構架之最大底層剪力較小，全填及第一層不填構架因為勁度較大，所引致的地震力亦較大，但二者相差不多； PGA 值提高後底層最大剪力亦提高，但空構架由於塑角的逐漸產生，從 $PGA=0.3g$ 增到 $PGA=0.4g$ 時，底層最大剪力增加不多，但全填及第一層不填構架仍持續增加，而以全填構架增加的為多。

由以上分析結果得知：

1. 經韌性設計後之空構架，塑角會先產生於梁端，構架降伏後仍有極大之變形而不崩塌。動力分析時必須當 PGA 值增大後才会有柱產生塑角，而且多在較上層之柱，所以空構架韌性最好。
2. 全填構架勁度最大，層間位移及桿端彎矩皆比空構架為小，所以塑角數目少，而且多產生於柱端；而且磚牆承擔大部份層剪力，使得其周圍桿件軸力較空構架大。
3. 第一層不填構架塑角集中於底層，是由底層柱上、下端先產生，地震力持續增大時並不會多產生塑角，只會使第一層的層間變位變位增大而已；由同樣數目的塑角來消耗地震能量，所以該構架的韌性容量最低。這種幾乎全由第一層來消耗大部分地震能量的構架容易由底層先行崩塌。
4. 動力分析歷時過程中之底層最大剪力以空構架為最小；全填構架因勁度最大，所引致之地震力亦最大，提高 PGA 值後發現各種構架之底層最大剪力都提高了，但空構架由於韌性的發揮，所引致的地

震橫力增加不多；而勁度最大的全填構架之底層剪力最大，增加也最多，第一層不填構架略小。

5. 由層間變位可看出空構架及全填構架各樓之層間變位都相差不大，其中全填構架由於各層勁度大，所以層間變位都很小。第一層不填構架的第一樓層間變位則較其他樓層大很多，側向強度突然減小導致該層樓柱子降伏，為此種構架易於在底層崩塌的主要原因。

由以上得知，若以韌性容量表示構架耐震能力，以一棟地上八層地下一層鋼筋混凝土單跨構架而言，當第一層其完全填充磚牆被拆除時，其耐震能力降低非常明顯，參考圖 3.20。因此，若一樓磚牆拆除時，此建築物幾乎由第一層來消耗大部分地震能量，則此構架極易使底層先行崩塌。

本研究第二個案例有關一樓磚牆敲除後之耐震能力評估，係以圖 3.15 五層樓之鋼筋混凝土建築為例進行探討，仍使用 Drain2D+ 進行非線性靜力分析，以反覆和單向加載方式施加於節點上，當一樓磚牆敲除之壁量分別為 33%，67% 和 100% 時，根據參考文獻[16]定義構架層間變位達 0.5% 可視為破壞 (collapse) 為準則，得知以上三種不同磚牆敲除情形其耐震能力減少量分別約為 10%、25% 和 40%。本案例分析結果，再次證明當第一層之填充磚牆被局部或全部拆除時，其降低原來整棟建築物之耐震能力至鉅。

3.3.3 九二一集集地震震害倒塌實例探討

台北縣新莊市民安路「博士的家」住宅大樓為地下二層，地上十二層之鋼筋混凝土構造建築物，建築物高度約 38 公尺，於民國八十四年完工使用迄今僅約五年；共通的地下室供停車使用，地上為獨立三棟供住宅使用，A 棟 47 戶、B 棟 46 戶、C 棟 44 戶，計 137 戶。其中 C 棟大樓，在本次 921 集集大地震中，因不耐地震而倒塌，其頂部並撞擊對面二棟五層住宅將其部份損毀，因而造成 121 人受傷，數十人死亡之重大傷亡情事。C 棟大樓倒塌後，地下室結構之樑柱版折斷損壞，由於地下室相通，A、B 棟與 C 棟相接處之樑柱等結構系統，均遭不同程度之損傷，A、B 棟雖仍屹立，但其基礎已呈不穩定狀態。本節以「博士的家」C 棟大樓軟弱底層結構倒塌實例進行探討〔24〕。

1. C 棟大樓倒塌破壞機制：

本次 921 集集大地震，地震規模雖達芮氏 7.3，但就地震強度而言，「博士的家」所在位置之工址地表加速度，根據中央氣象局即時測報網所量測，臨近新莊市源溪街 63 號昌隆國小之量測測站地表加速度之資料顯示，新莊地區之地表加速度南北同為 97gal，東西同為 111gal，而垂直向地表加速度為 34gal。

C 棟大樓若依建築技術規則耐震規範設計施工，於發生 921 集集大地震時，標的物之水平地表加速度應僅為設計值一半以下，故 C 棟大樓若依耐震規範設計及施工，則當不致於倒塌。然依混凝土抗壓強度試驗結果得知，其混凝土抗壓強度遠低於規範所容許數值，故在本次 921 集集大地震發生時，由於鋼筋混凝土構架受到地震引致之軸力及彎矩作用下，混凝土即產生被壓碎之現象，即鋼筋混凝土柱之鋼筋需額外承受本應由混凝土承受之力，又因鋼筋搭接長度不足及圍束鋼筋之箍筋間距均不符規範要求，推測係一樓 C1、C3 柱先行挫屈斷裂，結構體陷入地下室，並引致另側外柱一樓 C8~C11 柱底主筋挫曲並拉斷，而產生倒塌現象（圖 3.21）。

2. C 棟大樓倒塌破壞原因：

- (1) 針對 C 棟大樓採取九個混凝土鑽心試體進行抗壓強度試驗，其結果強度在 $85\text{kg/cm}^2\sim 167\text{kg/cm}^2$ ，平均抗壓強度為 134kg/cm^2 ，佔原設計強度之 55%，小於建築技術規則建築構造篇第三五二條第二款規定，混凝土鑽心試體抗壓強度應達設計強度之百分八十五方為合格，由於 C 棟大樓混凝土鑽心試體抗壓強度試驗結果無一試體達此標準，且單一試體未達 75%，因此可據以判斷 C 棟大樓混凝土抗壓強度不合格。此外依據建築技術規則建築構造篇第六章混凝土構造之第四節耐震設計特別規定中第 408 條，耐震要求下混凝土抗壓強度不得少於 210kg/cm^2 ，依上述情況研判 C 棟大樓混凝土強度明顯不足。
- (2) 依提供之結構計算書及結構平面圖，顯示其柱編號平面尺寸與配筋圖之尺寸及混凝土強度之標示均有不符之處。
- (3) 經現場勘查，柱主筋搭接位置，均在柱底同一位置，並未按規範規定錯開六十公分設置；另柱箍筋太疏，搭接長度不足且彎鉤不符耐震規範規定之韌性需求。
- (4) 鑑定標的物平面不規則，僅四周有獨立柱，中間以樓梯間鋼筋混凝土狹長牆為柱，構架不完整；由立面來看，一樓挑高無牆，屬

立面勁度不規則形狀。

綜上所述，C 棟大樓之結構系統抗震性不佳，依中央氣象局強震資料顯示，921 集集大地震雖然位於震央附近之日月潭氣象站測得地表水平加速度高達 980gal 以上，但在 C 棟大樓附近之測站新莊昌隆國小，所測得地表水平加速度，最大僅 111gal，故 C 棟大樓在本次地震作用下，若按建築技術規則耐震規範設計施工，C 棟不應發生坍塌。C 棟因建築配置與結構系統規劃不佳，加上混凝土強度及鋼筋配置未符設計圖說及規範規定，一樓無牆且挑高達 4.65 公尺，屬軟弱底層結構，致整體耐震力降低，在本次 921 集集大地震之地震力作用下，C 棟大樓一樓柱之混凝土壓碎爆裂、柱紮筋被撐開和主筋挫屈，因而造成大樓之瞬間毀損倒塌。

第四章 建築物含一樓軟弱層耐震評估及補強

4.1 基於性能設計耐震評估

採用基於性能設計方法 (performance-based design approach) 準則，針對既有建築物進行耐震評估及修復補強，應是目前較新穎且合適之方法，此法強調的是樓層的層間變位。基於性能耐震設計方法的準則包括定義性能極限狀態與所需性能目標需一致，然後使設計之建築物性能保證在定義極限狀態之內。既有建築物的耐震評估方法不同於傳統的設計方式，在設計新建築物時，傳統上係依構件損壞控制和預防建築物倒塌等方面需滿足規範條文，而這些條文僅著重在建築物的彈性或未降伏前行為上，對於實際描述建築物使用壽命或修復補強所需之降伏後行為較少注意，因此傳統的方法對於實際結構物之耐震弱點，難以掌握。而既有建築物的耐震評估及修復需考慮到建築物受震降伏後之行為，因此採用基於性能設計方法係一種合乎實際情況且適當的方法。本文首先簡介性能耐震設計方法，其次在鋼筋混凝土建築物耐震評估方面，探討性能極限狀態、構件和系統能耐 (capacity)、建築物非彈性位移等，最後進行耐震評估案例討論。

4.1.1 性能設計方法簡介

過去耐震設計規範之主要目標，在保障建築住戶之生命安全。但最近幾年來，根據國際間屢次發生的強震經驗，若依照目前規範設計之建築物雖然滿足了保障"生命安全"的目標，但是有許多建築物受到不同輕重的損害，其修復費用和時間出乎意料的高，造成很大的財產損失，一方面是現代社會日趨複雜，往往建築物結構體造價僅為全部造價的一小部份，而建築內容之損失可能遠大於結構體之損失。另外，美國保險公司在加州北嶺地震後，因傳統保險方案之理賠金額遠超過其保險金收入之數十倍，而不再樂於提供地震險。因此，提高耐震設計的水準以降低地震災害的風險成為另一選擇。為了適應此社會需求的改變，耐震設計的理念亦需作大幅度的修改。以往美國的耐震規範，主要目標在於設計強烈地震之下不至於倒塌而傷害到人命安全的結構物，並未考慮在各種地震下結構物

的性能績效。有鑑於此，自 1992 年起，加州結構工程師協會(Structural Engineers Association of California , SEAOC) 組成一特別委員會，發展出一套設計方法，使所設計之結構體具有可預期的性能績效，此委員會稱為 Vision 2000(前瞻 2000 年)，係由多重的組織共同努力，以著眼於最後的目標和程序能如期完成。除了前瞻 2000 致力於確認設計程序之架構外，其餘的團體則預期將此架構轉換成設計指針和規範的條文。SEAOC 的地震委員會將產生下個世紀的耐震規範，整個計畫預定於西元 2006 年完成。在日本方面，建築基準法是 1981 年公告施行的，目前日本建築研究所亦致力於基於性能設計之規範研發。

性能目標係對安全性要求不同之建築物在各種設計地震水準下之期望性能水準。前瞻 2000 對地震性能水準、地震設計水準以及各類建築物之設計性能目標皆定出明確的水準。

(一) 地震性能水準 (earthquake performance level)

性能水準是建築物在某一特定設計地震水準下所允許最大損害程度的極限。性能水準所考慮的因素包括結構構件、非結構構件及建築物內容之狀況。性能水準與所對應結構損害程度之定義如下(圖 4.1):

1. 正常使用 (Fully Operational):

在地震後，結構物主體和非結構體部份損傷可以忽略或無損傷 ($DLT_{max} < 0.2\%$)。

2. 使用中 (Operational):

結構物輕微受損，在地震過後，大部份結構性能可立即恢復($DLT_{max} < 0.5\%$)。

3. 生命安全 (Life Safe):

結構物中度受損，但結構主體部分仍然穩定 ($DLT_{max} < 1.5\%$)。

4. 接近倒塌 (Near Collapse):

結構物嚴重受損，非結構主體構件破壞，但結構物不會倒塌($DLT_{max} < 2.5\%$)。

5. 倒塌 (Collapse):

結構物主體完全破壞，結構物倒塌 ($DLT_{max} > 2.5\%$)。

以上 DLT_{max} 為最大層間變位角。

以上各階段下，建築物之層間變位、層間永久變位、垂直載重系統、水平載重系統、建築系統以及空調水電系統之損害程度皆有

明確的定義〔28〕。

（二）地震設計水準（earthquake design level）

地震設計水準是以回歸期或超越機率來定義地震，例如：目前美國統一建築規範（Uniform Building Code, UBC）以平均 475 年回歸期之地震或 50 年內有 10% 之超越機率定義為設計地震，又稱為基本地震設計。圖 4.2 為目前建議之四種地震設計水準，其回歸期分別為 43 年、72 年、475 年和 970 年。建築物之結構與非結構系統之適用性將在分析程序之建議中界定。如有必要，需採用特定的減災手段來控制損壞之程度，使之與所界定之性能水準相吻合。

（三）設計性能目標（design performance objectives）

依三種不同的使用目的：基本（basic）目標、重要（essential）目標和極度重要（safety critical）目標之建議建築物最低設計性能目標，如圖 4.2 所示。業主或住戶可依其需求，對各個案例選定建議不同之設計性能目標。根據圖 4.2 所示，使用目的不同之結構物，在不同之地震設計水準下，應達到特定之耐震性能水準，以確保其在地震下合理的耐震表現。

4.1.2 性能設計耐震評估

欲設計和分析一新建築物，以合乎某一耐震性能目標，目前已屬成熟階段。基於性能設計之觀念，可提供新設計建築物多重之性能目標，以達到經濟且安全之效果。但是一既有建築物之耐震能力評估，其性能目標之選定，並不同於設計或分析一新建築物，例如：一既有建築物之耐震評估，其結構和非結構之性能水準是可以獨立分開去定義的，讓業主或設計者更有彈性地選擇性能目標。理論上，基於性能設計必須選用最適當之性能目標，以進行評估或補強；為達到此一目的，業主必須考慮到結構體及非結構體破壞時之性能水準是否可以接受，尤其更要考慮到為達更有效補強效果所增加之費用。然而，當既有建築物要提高一等級性能目標水準時，其所增加之經費相當可觀，結果造成既有建築物不是不評估補強就是整體拆除，此點也是與新設計建築物不同的。的確，一既有建築物耐震評估與補強，對業主而言，就是代表一項龐大的開銷。美國聯邦緊急事務處理總署（Federal Emergency Management Agency, FEMA）曾統計兩千多棟建築物受損案例指出，在大多數建築物補強後，若提供到"

生命安全"這個等級時，即要花費相當於新建築物的百分之十到二十五，甚至更多。

結構物損壞主因係由於地震引起之結構變位，而層間變位亦通常是造成損壞的原因之一。過去設計和分析之觀念多著重於應力或強度之觀念，較少注意到變位；而在提出基於性能之結構耐震設計理念時，結構位移或變形將作為衡量結構性能的重要指標〔17〕：

(一) 性能極限狀態

耐震評估過程首先要定義一已知性能極限狀態，此極限狀態因建築物抗側力結構之不同而異。在圖 4.1 或圖 4.2 中所表示的"生命安全"等級中，所指的性極限狀態就是限制結構物層間變位，此變位有以下之限制：

1. 未束制剪力牆的混凝土壓應變為 0.003，在有束制的情況下容許較大的應變。
2. 有填充磚牆剛架構件的混凝土壓應變為 0.003。
3. 彎矩剛架未束制樑及柱的混凝土壓應變為 0.004，在有束制的情況下能有較大的應變值。
4. 連樑的層間變位角需小於 1.25%，若結構強度及勁度減少，變位角會增大。
5. 依據經驗或實驗決定填充磚牆的尖峰壓應變。
6. 在任一已知樓層中，造成 20%或以上的強度損失之層間位移。

以上性能極限狀態表現在不同的性能目標上，即有不同的限制。"接近倒塌"的性能目標等級中，以上六點很明顯的極限狀態限制不足，在"使用中"性能目標上規範則限制太多。除了以上性能設計的規範外，另有其他規範也會決定耐震評估及補強設計之方式，例如：在某些案例中，其規範會限制建築物樓板的地表加速度，因為地表加速度會使建築物內部之物品，如電腦、精緻藝術品等或非結構系統，如建築外部帷幕牆、緊急通訊設備等遭到毀損。

(二) 構件和系統能耐

此處所談之能耐主要係指結構構件和整體結構系統變形的能力，但這不是指強度能力是不重要，只是在考慮建築物受強震之彈性後行為時，變位能力是較為重要的。然而對於主要性能目標是要減少損壞，則也要適當考慮強度能力。首先必須建立個別結構構件

的能耐，用力量和變位關係來表示，此處變位可能是位移、旋轉或曲率。往往在評估既有建築物時，其構件細部並不能與現場實際情形完全相同，因此評估構件耐震能力對工程師而言是很大的挑戰。對於既有建築物在抗側向力結構系統上，所常出現下列明顯的缺陷，而必須做初步的評估〔26〕：

1. 樑：不足箍筋量、過大箍筋間距、箍筋彎鉤 90 度、鋼筋伸展長度不足等。
2. 柱：主筋在樑柱接頭及柱與樓版交接部分搭接，搭接長度及剪力筋不足等。
3. 樑柱接頭：少量或不足的橫向鋼筋。
4. 剪力牆：邊界構材沒受到束制、搭接長度不符需求、在牆系統的下半部樓層不連續的狀況等。

一般而言，整體結構系統耐震能力之缺陷，則包括不完整力之傳遞路徑，強度和勁度之不連續，立面和平面質量不規則，弱柱強樑現象和偏心問題等[26]。以上造成這些明顯的缺陷是因不良的結構系統和較差的耐震細部設計和施工，因此比較構件位移、降伏後需求(demand)及系統的極限狀態，來判斷結構物的構件是否會超出預期的變位而導致破壞。

常用的結構非線性地震反應分析方法有二種，即靜力非線性和動力非線性方法，來建立極限基底剪力及位移之系統能耐曲線。目前國際上比較普遍採用的"推覆" (pushover) 計算分析方法是一種靜力非線性方法[14,15]，比較符合基於結構性能的耐震設計理念，其計算的過程大致是：首先指定結構的性能水準以及每一個水準下的耐震性能目標，其次決定每一個水準下可接受的結構反應限值，如：層間位移、塑性鉸位置和轉角、結構的破壞程度、抗力、變形要求與變形能力之比等。在進行推覆計算時，按地震反應譜計算求得結構基底剪力並依據某個振型（一般取第一振型）係數分配水平地震力，再根據水平地震力的分佈分級加荷，求得每個構件在各級地震荷載下的內力和變形。如果某個構件進入非線性，則修改剛度矩陣，重新計算，一直到一定數量的構件的變形超過了規定的限值為止。此時可以認為結構已被"推覆"，即達不到其性能目標了。動力非線性方法真正在工程中比較實用的是二維平面構件系統模型的分析方法。對於平面比較規則、對稱、結構扭轉效應很小的建築，將空間結構簡化為平面構件系統模型，採用非線性動力分析方法就可以得

到比較滿意的結果。對於不對稱、扭轉效應明顯的結構，則往往要求作三維空間分析，計算工作量和資料處理量龐大，實際工程極少採用非線性動力分析方法[26,27,28]。

(三) 建築物可能之非彈性變位

既有建築物的耐震評估及修復需考慮到受強震之建築物降伏後之非彈性行為，亦即要求得到預期的地震發生後建築物的最大位移及層間變位。因此基於性能設計之方法，需特別考慮到建築物可能產生之非彈性變位。過去數十年來不少專家學者一直在探討結構物非彈性行為，使用電腦進行二維及三維的分析已發展成預測非彈性反應的典型方法。然而在這些分析法中，尤其是三維空間分析方法卻鮮少被工程師所應用。主要原因是因為三維分析方法過於複雜，很難建立真實的非彈性結構及材料行為的模型，其他原因則是因為它牽涉到許多假設及不確定性，導致它的真實性及可靠性受到懷疑。在彈性分析方法中，工程師們有使用一些方法來預測建築物屋頂層的非彈性位移，例如：有三維彈性動力反應譜分析方法，使用有效勁度（採用破裂斷面）之特性及利用彈性位移間接預測可能之非彈性位移。對於長周期的結構物，如高層建築物，已經證明彈性位移值及非彈性位移值約略相同的[1]。然而這項通則有一些限制，其中最重要的是需對結構物構件作彈塑性行為力量和變形的假設，而此假設往往與既有 RC 建築物在反覆地震力作用下強度或勁度會衰減之彈性後行為不符。儘管有此缺點以及缺乏較佳的分析方法，對於長周期結構物而言，假設有相同的位移仍被廣泛利用，而此項假設可作為整體變位之估算而非個別的層間變位。對於屋頂層位移通常用推覆法分析來求得，然後再求得各樓層間之層間變位。

4.1.3 案例討論

基於性能設計耐震評估之觀念如何應用，最好的方法就是經由案例來討論〔16〕。這個案例是興建於 1960 年代早期的 25 層 RC 建築物，建物的抗側向力結構系統包含周邊外圍剪力牆剛架系統，150mm 厚的內部 RC 隔間牆及兩組核心牆（圖 4.3）。主要的性能目標是“生命安全”，但是損壞控制亦是重要的次要考量。對於這個案例的性能極限狀態如下：

1. 剪力牆邊構材的最大壓應變必須低於混凝土剝落之壓應變，此壓

應變保守值為 0.003。

2. 柱或樑的最大壓應變需低於混凝土剝落之壓應變 (0.003)。
3. 當樑或剪力牆產生裂縫時需用環氧樹脂作修補 (次要考量)。

本案例中，建築物可能產生之變位是一些不同分析方法的重點。這些分析方法包括彈性分析及非彈性分析。彈性分析包括三維反應譜分析法及時程分析法，需配合基本地震設計；非彈性分析方法則包括二維非線性時程分析法、推覆算法及力量和變形分析法，而推覆算法係將作用在周邊剛架牆系統的載重簡化成倒三角形型態，力量和變形分析法則分析核心牆及 150mm 厚的隔間牆。對於彈性動力分析法則利用彎矩和曲率關係來計算構件的勁度。此高樓的基本周期經計算後為 3.0 秒，表 4.1 顯示高樓屋頂位移及層間變位的計算值；假設非線性的時程分析法所算出之結果為正確值，那麼用彈性分析法算出的屋頂變位則太大，而層間變位則太小。然而這些差異影響並不大，因若假設屋頂變形是相同的，則此結果趨於保守。在此案例中，屋頂層的變形保守假設為 508 mm (20in)，而此變形可作為評估重要結構構件之降服後性能如何。圖 4.4 顯示利用推覆算法針對外圍剛架系統計算所得之基底剪力和屋頂變位之結構能耐曲線，此結果建議屋頂之變位大約為 508 mm (20in)，而牆剛架系統可預期值介於階段 6 和階段 7 之間。圖 4.5 表示牆剛架系統在階段 7 之狀態。在此變位狀態下，大多數長樑及許多短樑已處於降伏後區域。但是對於長樑之彈性後旋轉需求與提供之能耐比較，最大混凝土壓應變皆未超過 0.003 之極限值 (圖 4.5)，因此，這些長樑並不會產生混凝土之剝落損壞。在短樑方面，許多短樑因已達到剪力極限狀態，會出現相當大之剪力開裂。因此要建議業主在下次地震來臨之前，必須置換或改善這些短梁。核心牆具相當柔性，在達到屋頂預期的位移 508 mm 時，並未有或只有很小非彈性需求，在內牆的表面除了些微的裂痕外，並沒有任何損壞。150 mm 厚的混凝土牆也是相當柔性，尚未達到預期的撓曲極限狀態。經過計算後，這些牆的最大混凝土壓應變低於 0.0025 (圖 4.6)。

對於既有 RC 建築物耐震能力之評估，並不能只利用彈性時程分析方法，因既有建築物之補強和使用壽命，取決於崩塌前非彈性變形之行為表現。推覆法是一種簡單且有效的非彈性靜力側向力結構系統耐震評估之分析方法 [9,14,15,26]；若其假設條件合理，推覆法提供了簡單分析方法之不準確度和非線性動態時程分析之複雜

性，兩者之間最佳妥協的分析方法。基於性能設計之方法目前在美國、日本、中國大陸和歐洲，已如火如荼的展開，而位處地震帶台灣地區也開始注意此一課題發展，本文僅初步探討其耐震評估觀念與方法，較為深入之設計觀念和設計實例討論，值得後續進一步研究。

4.2 建築物含一樓軟弱層補強

就此次九二一集集地震建築物破壞而言，大部份建築倒塌的主要原因是一樓牆量較少，柱強度不足，造成軟弱底層，導至建築物整體的崩塌，所以針對未嚴重毀壞之建築應以加強第一樓結構之強度及勁度為主。一般對軟弱層建築物補強之建議方法如下〔11〕：

1. 增加連梁：係於底層挑高柱新增連梁，儘量使底層各柱高皆相同，避免長短柱共存現象，以免地震時易造成短柱破壞。
2. 增加底層柱數：於底層加柱，使底層的強度和勁度增大，不過底層的空間因此而減少，會影響當初的設計用途。
3. 增加柱斜撐：此法是在底層挑高柱上增加斜撐柱，幫助傳遞力量，減少底層柱所受的彎矩及軸力，以增加底層的側向強度。如圖 4.7 所示，可採用鋼骨斜撐或增設剪力牆（或耐震壁）之補強方式〔21〕。

另外，對於上層部份受損的非承重隔間牆則應予以拆除，改以輕鋼架石膏板或其他輕隔間板方式施作，以減少重量，使保持上下層及前後側之間剛性的平衡。

然而結構受損後，修復及補強之成本頗高，若以遲滯消能裝置來控制結構受震下的反應，將結構降伏或損壞定位在預先設定的位置，使大部分的地震輸入能量能夠以受控制下的消能方式來消散，不失為經濟之方法〔10〕。

4.3 規範耐震診斷與耐震補強〔29〕

1. 通則：既有建築物經診斷後，認為有必要提昇其耐震能力時，應進行耐震補強。耐震診斷與耐震補強應依建築主管機關認可之規範辦理，耐震補強設計應依規定送請建築主管機關審查認可後方可施工。辦理建築物耐震診斷與耐震補強之人員應為經建築主管機關認可者。

2. 耐震能力評估與耐震補強

- (1) 建築物進行耐震診斷前，應對主要結構部份（如梁、柱、剪力牆與斜撐系統等）作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。
- (2) 耐震診斷的基準應為建築主管機關所認可者，耐震診斷的方法應為公認之學理。
- (3) 耐震補強應依據耐震診斷之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依建築主管機關規定之程序辦理。
- (4) 耐震補強應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震元素之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇。
- (5) 耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形（如沈陷、變形等）。

3. 耐震補強效果之確認

- (1) 耐震補強應以分析計算方法或實測法等已公認之學理與方法，進行補強效果之確認。
- (2) 耐震補強應有確實的設計、施工以及嚴格的品管等，以達到預期的目標。

4. 耐震補強之施工

- (1) 耐震補強應注意施工中之安全。尤其建築物在繼續使用中或以階段施工方式進行耐震補強時，應輔以必要之臨時安全支撐，以避免施工過程結構系統產生弱點。
- (2) 施工時應防止噪音、振動及其他有害環境衛生之情形產生。

第五章 建築物含一樓軟弱層相關法規及對策

5.1 相關耐震設計規範和條文

現有建築物耐震設計規範依建築技術規則修訂年代，至目前為止主要可分為五個階段：民國六十三年，七十一年，七十八年，八十六年和八十八年。其中第四階段民國八十六年修訂的內涵係將規則與規範分立，使建築技術規則建築構造篇第一章第五節地震之最小總橫力計算參數及公式改由「建築物耐震設計規範及解說」訂定，以期回應國際科技發展及國內需要，可適時加以修正的彈性。此修訂之耐震設計規範及解說有關建築物含一樓弱層規定，包括：建築物結構之配置，可區分為規則性結構與不規則性結構兩類，而建築物含一樓弱層之結構系統係屬不規則性結構，建築技術規則規定靜力分析方法適用於大部份規則性結構，因此現行分析建築物含一樓弱層目前規定須使用動力分析方法，同時為避免某層強度或勁度太低，地震時易造成軟弱層破壞，在動力分析方法中也要求極限層剪力強度之檢核及相關 $P\Delta$ 效應與垂直地震效應的影響。由於很難精確分析出某一樓層之剪力強度，而且不準度大約 10% 至 20% 之間，針對國內常見之樓房軟弱底層設計包括騎樓設計，建議規範有關極限層剪力強度之檢核，應該再要求「第一層強度與其設計層剪力的比值不得低於其上層所得比值」，以確保該建築物結構可視為立面規則結構〔13〕。同時根據國外大地震和此次九二一集集大地震震害顯示，太多軟弱第一層高樓或低矮樓房倒塌或嚴重損壞，建議規範應該要求「所有建築物耐震設計均須進行極限層剪力強度之檢核」。

九二一集集大地震導致國內人民生命財產損失甚鉅，不論中央或地方政府針對導致一樓弱層建築物之相關課題皆進行檢討。內政部對於受損慘重之中部地區，其建築結構耐震能力在震區劃分上做大幅度修改，已調整為地震一甲區〔附錄二-1〕；臺北縣政府對開放空間或挑高設計建築案件，要求原結構設計簽證技師進行評估查核〔附錄二-2〕；內政部營建署收集九二一集集地震相關資料，於民國八十八年十二月二十九日修改震區水平加速度係數以及台北盆地

橫力係數亦予調整等〔附錄二-3〕；高雄市政府對興建完成之開放空間建築物認為有補強必要者，經報備後其頂蓋型開放空間長柱准予設置過樑補強，以提高耐震能力〔附錄二-4〕；內政部關於八十八年十二月二十九日建築技術規則建築構造篇耐震設計規範與解說有關震區劃分及震區水平加速度係數修正以前，已受理掛號申請建造執照但尚未領得建造執照者，應勸導起造人按修正後之規定設計，已領得建造執照但尚未領得使用執照者，應勸導起造人參照新修正後之規定就建築物之結構系統再行檢討，尤其有挑高、騎樓、夾層或不規則性結構者，應特別加強檢討，以確保其結構安全〔附錄二-5〕。

5.2 相關建築管理法令

近年來由於產業結構的改變及商業活動的蓬勃發展，促使都市人口的大量集中，建築物如雨後春筍般的興起，而舊有建築物為因應現今新興商業活動的需求，往往變更其使用用途，並大肆進行室內裝修任意改變其構造及設備，嚴重影響公共安全，導致地震侵襲時，即造成生命財產嚴重的損失。建築法的立法目的係為實施建築管理，以維護公共安全、公共衛生及增進市容觀瞻。至今台灣地區已全部實施建築管理，惟二十多年來的建築管理工作，始終停留於核發建築執照階段，而漠視建築物興建完成後的使用管理。有鑑於此，內政部自八十二年，即著手檢討修正建築法中有關使用管理法規之缺失，並積極推動公寓大廈管理條例之立法工作，以期健全建築使用管理制度。

5.2.1 建築物使用責任歸屬

為使建築物使用行為主體與責任歸屬能具體明確，建築法第七十七條第一項明定建築物所有權人、使用人應維護建築物合法使用與其構造及設備安全。對於違反上開規定者，建築法第九十一條第一項明定處建築物所有權人、使用人新臺幣六萬元以上三十萬元以下罰鍰，並限期改善或補辦手續，逾期仍未改善或補辦手續者得連續處罰，並停止其使用。必要時並停止供水、供電或封閉、強制拆除。

另為對妨害公共安全者予以有效制裁，建築法第九十一條第二項明定供營業使用之建築物，其所有權人、使用人違反第七十七條第一項有關維護防火避難設施合法使用或構造安全規定致人於死者，處七年以下有期徒刑，得併科新臺幣二百萬元以下罰金；致重傷者，處五年以下有期徒刑，得併科新臺幣一百五十萬元以下罰金。

5.2.2 建築物公共安全檢查簽證申報制度

為加強建築物公共安全檢查及因應主管建築機關執行人力之不足，並促使建築物所有權人、使用人維護建築物合法使用與構造及設備安全，建築法第七十七條第三項及第四項明定供公眾使用之建築物，應由建築物所有權人、使用人定期委託中央主管建築機關認可之專業機構或人員檢查簽證，其檢查簽證結果應向當地主管建築機關申報。非供公眾使用之建築物，經內政部認有必要時亦同。該檢查簽證結果主管建築機關得隨時派員或定期會同各有關機關複查。

對於建築物所有權人、使用人違反前開規定者，建築法第九十一條第一項明定處新臺幣六萬元以上三十萬元以下罰鍰，並限期改善或補辦手續，逾期仍未改善或補辦手續者得連續處罰，並停止供水、供電或封閉、強制拆除。

5.2.3 室內裝修管理制度

由於國內室內裝修的相關業者良莠不齊，專業知識不足，往往發生破壞原有建築物之結構系統及建築設備等情形，使得室內裝修之安全與品質一直處於難以控制的狀況，其所衍生的公共安全問題更帶給主管建築機關在建築物使用管理上的困擾。

因此，為加強室內裝修行為與室內裝修業者之管理與輔導，建築法第七十七條之二明定建築物室內裝修應遵守下列規定：(1) 供公眾使用建築物之室內裝修應申請審查許可，非供公眾使用建築物，經內政部認有必要時亦同；(2)

裝修材料應合於建築技術規則之規定；(3)不得妨害或破壞防火避難設施、消防設備、防火區劃及主要構造。並明定建築物室內裝修應由經內政部登記許可之室內裝修從業者辦理。室內裝修從業者應經內政部登記許可，並依其業務範圍及責任執行業務。

未遵守室內裝修規定者處建築物所有權人、使用人或室內裝修從業者新臺幣六萬元以上三十萬元以下罰鍰，並限期改善或補辦，逾期仍未改善或補辦者得連續處罰；必要時強制拆除其室內裝修違規部分。室內裝修未經室內裝修從業者辦理者處建築物所有權人、使用人或室內裝修從業者新臺幣六萬元以上三十萬元以下罰鍰，並限期改善或補辦，逾期仍未改善或補辦者得連續處罰；必要時強制拆除其室內裝修違規部分。室內裝修從業者未經登記許可或未依其業務範圍及責任執行業務者處新臺幣六萬元以上三十萬元以下罰鍰，並得勒令其停止業務，必要時並撤銷其登記；其為公司組織者，通知該管主管機關撤銷其登記，經勒令停止業務，不遵從而繼續執業者，處一年以下有期徒刑、拘役或科或併科新臺幣三十萬元以下罰金；其為公司組織者，處罰其負責人及行為人。

5.2.4 公寓大廈管理條例

加強公寓大廈及社區之管理維護，提昇居住品質，公寓大廈管理條例明定建築物區分所有的物權關係、住戶之權利義務、管理維護費用之負擔、管理組織運作及惡鄰之罰則等。

現行民法物權編第七九九條有關建築物區分有相鄰關係、共有關係等規定，係仿日本舊民法第二八條之立法只能適用平面縱切式建築。對於普遍且居絕大多數的立體建築物，則有賴學說、判例擴張範圍以解決之。故有必要立法規範高層建築物之使用、管理、處分等法律關係。

「遠親不如近鄰」係強調四鄰的重要性，但對於「以鄰

為壑」的惡鄰居，道德勸說的效果往往非常有限。本條例之訂定，有助於公寓大廈住戶間權利義務關係之明確化，並賦予一定程度的強制性。

公寓大廈管理條例規定應成立管理組織：區分所有權人會議、管理委員會，以期透過共同參與、多數決以及強制執行等方式處理與住戶有切身利害關係之共同事務。

基於維護公共安全的考量下，增訂有供營業事實之住戶如有危害公安行為致人於死或重傷者應科處徒刑，並得併科罰金。

5.2.5 建築物變更使用程序

為正視大多數營業場所違規使用事實，考量舊有建築物適用新法規之問題，在不影響公共安全之原則下，訂定「建築法第七十三條執行要點」，以簡化建築物申請變更使用程序及其應檢討之項目，並整合建築物用途分類，明確界定建築物變更使用行為之管理範疇，輔導業者合法經營。換言之，其合法經營後，即納入公共安全檢查申報及公共安全保險之制度中加強其管理，以保障生命財產安全。

5.2.6 建築物規劃設計管理法令

建築物規劃設計中，相關結構系統若有挑高騎樓、夾層或不規則性結構者，容易有一樓軟弱層現象產生。依建築法第十三條規定，有關建築物結構與設備等專業工程部份，除五層以下非供公眾使用之建築物外，應由承辦建築師交由依法登記開業之專業工程技師負責辦理；建築師並負連帶責任。有關建築物規劃設計責任建築師與專業工程技師責無旁貸。而相關技師法已於民國八十九年一月十九日修正公佈，主要修正內容：(1)技師主管機關由經濟部變更為公共工程委員會；(2)技師職業執照有效期間為四年；(3)領有該執業執照之技師應於執業執照有效期屆滿日之三個月前，檢具中央主管機關認可之執業證明及訓練證明之文件申請換發執照。以後執業技師不再是保用終身，還需不斷再教育、進

修，研習新知累積一定的訓練時數，此制度對於爾後執業技師的品質應有正面的提昇。而有關刑法第一九三條「違背建築術成現罪」於九二一地震後，立法院二讀通過修正條文為「工程設計人、承攬人或監工人於設計營造或拆卸建築物或其他工作時，違背建築技術法令或成規致生公共危險者，處五年以下有期徒刑，拘役或三萬元以下罰金，因而致人於死者，處無期徒刑或七年以上有期徒刑；因過失犯第一項之罪者處六個月以下有期徒刑、拘役或五千元以下罰金」條文將設計人違背建築技術法令明確納入刑期並大幅提高並加重設計而導致之刑事責任。

5.3 實例探討

5.3.1 任意變更室內隔間法律問題〔22〕

民法第七百六十五條規定：所有人於法令限制之範圍內，得自由使用、收益、處分其所有物並排除其干涉，而公寓大廈管理條例第四條第一項亦規定：區分所有權人除法律另有限制外，對其專有部分，得自由使用、收益、處分，並排除他人干涉。室內隔間雖屬公寓大廈住戶的專有部分，可自由使用、收益、處分，但因室內隔間的變更，涉及拆除、重新配置等工程施作，必須考量是否會影響建築物的結構安全。因此，擬變更室內隔間的公寓大廈住戶，需了解擬變更的隔間性質為何及其相關法規，以免有違背法律之嫌。

建築法第七十條第一項規定：建築工程完竣後，其主要構造、室內隔間及建築物主要設備等與設計圖樣相符者，發給使用執照。而建築法第七十三條後段亦規定：建築物非經領得變更使用執照，不得變更其使用。至於建築物的主要構造為基礎、主要樑柱、承重牆壁、樓地板及屋頂構造；所稱建築物設備為敷設於建築物的電氣、煤氣、給水、排水、空氣調節、昇降、消防、防空避難及污物處理等設備〔參照建築法第八、第十條規定〕。由此推知，前述建築法所指室內隔間，乃指不在上揭建築物主要構造之列，卻具有分隔建築物內部空間的牆壁或其他固定物。況且，依據內政部營建

署於民國八十五年五月二十九日發布建築物室內裝修管理辦法第二條第一款對室內裝修的定義，為固著於建築物構造體的天花板、內部牆面或高度超過一點二公尺固定於地板的隔屏的裝修施工或分間牆的變更，即包括室內隔間變更；且建築物室內裝修應依前揭裝修管理辦法第五條規定：申請審查許可，惟此乃指供公眾使用或經內政部認有管理必要的非供公眾使用或非供公眾使用變更為供公眾使用或原供公眾使用變更為他種公共使用的建築物為限。因此，公寓大廈住戶若有變更室內隔間的計畫，應請結構專業技師評估並注意前揭建築法令的規定，否則將有依建築法相關規定被處罰鍰之虞。

5.3.2 屋頂平台增建法律問題〔22〕

屋頂平台並非公寓大廈管理條例第七條所規定：不得供作約定專用的部分，換言之，屋頂平台雖屬公寓大廈的共用部分，但卻可經由區分所有權人會議的特別決議或規約，為區分所有權人設定專用使用權〔公寓大廈管理條例第三十一條第一項第一款、第五款及同條例第四十五條第二項〕；而在本條例施行前，建商對此種專用權的約定或設定，多已在買賣契約上註明屋頂平台專屬頂樓所有權人管理使用等文義，使其他區分所有權人於簽約時即形成所謂的同意，完成其合法約定專用權的目的。

但依公寓大廈管理條例第八條第一項規定：樓頂平台非依法令規定並經區分所有權人會議的決議，不得有變更使用目的的行為。因此買受人雖享有該屋頂平台的專用權，但其在屋頂平台僱工增建供己專用等情事，顯已違反屋頂平台設置的避難目的及通常使用方法，不僅違反公寓大廈管理條例第八條第一項、第九條第二項及第十五條第一項等相關項定；同時由於建築物的增建，依建築法應請領建造執照而未請領者，將有被主管機關視為違章建築而遭拆除之虞。縱使買受人於屋頂平台增建之前，業經取得全體區分所有權人的同意，也無妨其違反建築法令的相關規定，因此，管理委員會應依公寓大廈管理條例前揭規定出面制止，制止無效後，

可報請主管機關為拆除、回復原狀或處以罰鍰等必要之處置，以收嚇阻之效果。

住戶面對以上所述任意變更室內隔間或牆壁敲除以及屋頂平台增建等法律問題，需審慎小心處理，否則容易遭到違建之建築管理處罰（表 5.1），得不償失。

5.4 處理對策與建議

雖然現階段之建築管理法令有不少之規定與限制，且範圍甚廣，項目龐雜，在執行建築管理工作過程中，對於建築物實質違規之行為，仍未達到防範及改善之效果，位處地震頻繁環太平洋地震帶之台灣，一旦遭遇強烈地震來臨，仍然產生嚴重的生命與財產損失。因此，在法規、制度與宣導等各方面，本文提供一些處理對策與建議：

1. 法規方面：

- (1) 申請屋頂加蓋或牆壁敲除應檢附整體大樓結構檢討結構計算書，否則不應核准；結構體變更使用亦應經結構計算複核，方可核發執照。
- (2) 建築執照之預審，應依建築法第三十四條之一規定，特重結構之安全，尤其結構系統應予預審。
- (3) 建立建築物公共意外責任險、地震險及補償辦法。
- (4) 頂層違建、擅自變更隔間或結構系統等妨害公共安全之行為，目前均列為民法上之侵權行為，屬告訴乃論而非以公共危險罪來論述。若改之為公訴罪，並在社會教育中進行宣導，或可使上述不當行為較具執行之強制性。
- (5) 違建住宅不得移轉買賣，亦不失為嚇阻違建之有效方法。

2. 制度方面：

- (1) 建立建築物使用手冊制度，其目的乃教導使用者或所有人如何使用及維護建築物。此使用手冊在申請使用執照時應一併審查，並列入買賣或變更使用時之必要文件。
- (2) 建立建築物結構安全定期健康檢查制度，確保建築物的公共安全及使用年限。建立住戶或管理委員會自我檢視制度，由政府擬定簡易檢視書表提供大眾使用。
- (3) 建立快速反應的申訴或通報制度，對不依法申請或妨礙

安全之違建行為者能迅速制止，例如可以仿照日本用拍照舉發處置之，讓相鄰住戶或管理委員對制度產生信心，樂意為維護公共安全付出心力。

3. 教育宣導方面：

加強建築物公共安全維護宣導工作，例如藉由電視媒體宣傳或製作防震宣導摺頁〔附錄四〕，明白告知民眾建築物違規使用對公共安全的影響，讓民眾為維護其自身權益，而抗拒建築物違規使用。

4. 其他方面：

- (1) 迅速由中央主管機關透過各種管道，彙集整理建築物使用情形，並予資訊化建檔，除供施政決策參考外，並提供各地方相關權責單位追蹤查核建築物使用情形。
- (2) 建築物使用情形資訊應予公開透明化，並善用資訊與通訊科技促進資訊流通，例如利用電話語音查詢系統、BBS 電子公佈欄系統，或 INTERNET 網路系統等電子媒體方式傳播，讓民眾容易取得及明瞭建築物使用情形，對違規使用行為產生輿情壓力迫其改善，以保障自身權益與安全。

第六章 結論與建議

並非底層含開放空間或底層柱挑高之大樓以及傳統式騎樓住宅，就一定是軟弱層結構，只是這些立面不規則結構，其結構系統規劃、結構分析與設計、結構施工和使用維護，必須特別審慎小心處理，方能避免地震來臨時建築物嚴重損壞或甚至倒塌。以下為本研究之結論與建議。

6.1 結論

1. 結構系統方面：

台灣是地震頻繁活動區域，反省九二一集集地震慘痛教訓，最重要的是有關建築結構系統之選用，在安全、適用、經濟和美觀四項考量下，應首重安全。建築物結構平面要力求簡單對稱，結構立面之勁度和強度要分佈均勻，避免軟弱第一層或軟弱中間層之產生。耐震設計規範所規定之不規則結構處理方式，應具體落實在所有建築設計上。而建築執照之預審，應依建築法第三十四條之一規定確實執行，特重結構之安全，尤其結構系統應予預審。

2. 結構設計與分析方面：

對於新興建築物之結構設計，其正確分析方法應將填充鋼筋混凝土牆或磚牆視為結構體，在結構分析中予以考慮。耐震設計規定「建築物應進行韌性設計」；針對此點，九二一地震中仍有不少五樓以下新完工民宅建物，在其騎樓中產生「弱柱強樑」之柱頭破壞，此乃違反了韌性設計原則，因而造成建物倒塌；國內目前可能五樓以下之建物大都沒有經過耐震分析與結構設計，只是套圖配筋，此點應加以檢討。另外，國內建築設計習慣將排水管及消防管埋在柱內，因而減少了柱斷面之有效面積，如此容易造成地震來臨時，受力最大之底層柱遭受破壞，故應避免此種管路設計方式。

3. 材料和施工品質方面：

材料品質直接影響工程施工品質，因此材料製造廠商所提供之材料，包括鋼筋和混凝土等，應符合規範之規定。而施工品質方面，必須從法令制度、施工作業、施工規範以及檢驗與驗收方面，加以考核，以提升工程品質。結構施工時，尤其要嚴格遵守「耐震設計

之特別規定」。

4. 使用和維護方面：

所有住戶勿任意變更建築物使用用途，不要加蓋屋頂違建，勿任意打通牆壁，確保牆、梁、柱和版之完整，同時多諮詢專家之意見，以採取安全可靠之避震措施。根據本研究分析結果得知，針對一般低層建築物如三至五層樓的民宅，若未考慮預做設計頂層加蓋而違法加蓋，當加蓋一層樓時，其耐震能力降低的平均百分比達 25%，而加蓋二層樓時，其耐震能力降低的平均百分比達 40%；雖然每棟頂層加蓋之建築物皆有其特殊性，但若原結構體缺乏預先考量日後加蓋之設計和施工，即逕行頂層加建，對整棟建築物日後之耐震能力和結構安全絕對有不良影響。另外，本研究針對一棟五層鋼筋混凝土造建築物，當第一層樓被敲除磚牆之壁量分別為 33%，67% 和 100%時，經分析結果其耐震能力降低的平均百分比達 10%，25% 和 40%，可知當第一層之填充磚牆被局部或全部拆除時，其對原來整棟建築物之耐震能力不良影響至鉅，此建築物大部分由第一層來消耗地震能量，造成此構架容易由底層先行崩塌。

6.2 建議

1. 由於很難精確分析出某一樓層之剪力強度，而且不準度大約 10% 至 20% 之間，針對國內常見之樓房軟弱底層設計包括騎樓設計，建議規範有關極限層剪力強度之檢核，應該再要求「第一層強度與其設計層剪力的比值不得低於其上層所得比值」，以確保該建築物結構可視為立面規則結構〔13〕。同時根據國外大地震和此次九二一集集大地震震害顯示，太多軟弱第一層高樓或低矮樓房倒塌或嚴重損壞，建議規範應該要求：「所有建築物耐震設計均須進行極限層剪力強度之檢核」。
2. 由九二一集集地震大樓倒塌案例中，並未發現有通過特殊結構審查之高樓倒塌，可見特殊結構審查制度之實施，已發揮其功效，可以讓建築物多一層安全保障，因此建議特殊結構審查之範圍，應適當加以擴大。
3. 有關建築物含軟弱層之耐震評估與補強，建議應儘速建立檢核軟弱層簡易方法及補強設計指針，方便結構專業人員參考使用。

4. 建議一樓牆壁違法敲除或頂樓違法加蓋等破壞公共安全之行為應改為公訴罪，而非僅告訴乃論；另外違建住宅不得移轉買賣，亦不失為嚇阻違建之有效方法。
5. 建立快速反應的申訴或通報制度，對不依法申請或妨礙安全之違建行為者能迅速制止，例如可以仿照日本用拍照舉發處置之，讓住戶或管理委員樂意為維護公共安全付出心力。
6. 建立建築物使用維護手冊制度，教導使用者或所有人如何使用及維護建築物，以及建立建築物結構安全定期健康檢查制度，確保建築物的公共安全及使用年限。
7. 建立建築物地震保險制度，讓保險業藉由建築結構專業技師對受保戶之建築物進行結構鑑定，劃分出保費等級；設計與施工良好之房屋其保費低，反之則提高保費。另外銀行業亦可經由結構鑑定方式，劃分出住宅貸款比率之高低，耐震能力佳和結構安全性高的住宅，其容許之貸款比率可較高，反之則降低貸款比率。此項地震保險制度或住宅貸款方式之建立，不僅可保障保險業者或銀行業者之權益，無形中可督促建築業者、設計者、施工者和使用者共同提昇建築物結構之安全性。
8. 加強建築物公共安全維護宣導工作，例如藉由電視媒體宣傳或製作防震宣導摺頁，告知民眾建築物違規使用對公共安全的影響，讓民眾為維護其自身權益，而抗拒建築物違規使用。
9. 迅速由中央主管機關透過各種管道，彙集整理建築物使用情形，並予資訊化建檔，除供施政決策參考外，並提供各地方相關權責單位追蹤查核建築物使用或違建情形。

參考文獻

1. Newmark, N. M. and Hall, N. J., "*Earthquake Spectra and Design*", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, 103 pages (1982)
2. 蔡益超、劉國卿, "鋼筋混凝土構架填充部分非結構磚牆耐震動力分析", 國立台灣大學工學院地震工程研究中心報告(1992)
3. 蔡益超, "建築物之韌性與耐震", 中華民國結構工程學會, 結構工程, 第八卷第三期, 第 3~17 頁 (1993)
4. 內政部營建署, "鋼筋混凝土建築之震害", 日本阪神大地震建築災害研討會論文集, 八十四年七月 (1995)
5. 內政部建築研究所, 既有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊, 內政部建築研究所專題研究計劃成果報告 (1996)
6. 劉大海、楊翠如、鍾錫根, 高樓結構概念與系統, 科技圖書股份有限公司, 台北 (1996)
7. 鄭繁, 中美日建築結構耐震設計實務之比較探討, 內政部建築研究所專題研究計劃成果報告 (1996)
8. Scarlet, A. S., "*Approximate Methods in Structural Seismic Design*", E & FN SPON Inc., New York, pp. 195~196 (1996)
9. Applied Technology Council (ATC), "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*", Report No. ATC-40, Redwood City, California: ATC (1996)
10. 黃信誠, 壹樓弱層結構物之耐震分析與補強, 國立台灣大學土木工程研究所, 蔡益超教授指導碩士論文, 92 頁 (1997)
11. 張景鐘、李俊卿, "具軟層建築物之判斷方法與補強方式探討", 八十六年九月, 土木工程技術, 第 1~14 頁 (1997)

12. Priestley, M. J. N., "*Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Building*", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 30~41 (1997)
13. Valmundsson, E. V. and Nau, J. M., "*Seismic Response of Building Frames with Vertical Structural Irregularities*", Journal of Structural Engineering, Vol.123, No. 1, pp.30~41 (1997)
14. Rojansky, M. and Ewert, T., "*Seismic Retrofit of Concrete Structures*", Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures-A Handbook, Editors : D. E. Beskos & S. A. Anagnostopoulos, Computational Mechanics Publications, pp. 869~913 (1997)
15. Krawinkler, H. and Seneviratna, G. D. P. K., "*Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation*", Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4~6, pp. 452~464 (1997)
16. Michailidis, C., Kappos, A. J. and Stylianidis, K., "*Irregularities in the Seismic Response of RC Buildings Due to the Presence of Masonry Infills*", Earthquake Resistant Engineering Structures, Computational Mechanics Publications, pp. 525~534, (1997)
17. Islam, S., "*Seismic Evaluation of an Existing Building Using Performance-Based Approach*", Structural Engineers World Congress, editor : N. K. Srivastava, July 19-23, San Francisco, pp. 747 (1998)
18. 國家地震工程研究中心, 簡訊, 八十八年九月第三十一期(1999)
19. 蕭江碧, 內政部建築研究所新聞稿, 八十八年十一月十一日 (1999)
20. 張嘉祥、陳嘉基、陳建發, " 九二一集集地震公共建築震害", 921 集集地震與建築物耐震技術研討會論文集, 內政部建築研究所主辦, 八十八年十二月 (1999)
21. 陳建忠、許茂雄、張嘉祥, 建築物耐震評估與補強實施制度研擬, 內政部建築研究所專題研究計畫成果報告, 八十八年六月 (1999)

22. 李永然、劉智園，優良公寓大廈社區之管理須知法律手冊，花田文化公司（1999）
23. 內政部建築研究所，921 集集大地震建築物震害調查初步報告，八十八年十一月（1999）
24. 臺灣省結構技師公會，新莊市民安路 308 巷 1, 3, 5, 7 號（博士的家）等建築物結構安全鑑定案鑑定報告書，八十八年十一月（1999）
25. Mario, M. E. and Aristizabal, J. C., "*Evaluation of a Seismic Damage Parameter*", Earthq. Engng. Struct. Dyn. 28,463-477 (1999)
26. Ghobarah, A., "*Seismic Assessment of Existing RC Structures*", Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 2, No. 1, pp. 60~71 (2000) .
27. 王亞勇，"中國 2000 年工程耐震設計模式規範基本問題研究"，和樁技刊雜誌，3 月，第七期，頁 89~92 (2000)
28. 王亞勇，"中國 2000 年耐震設計模式規範展望"，和樁技刊雜誌，3 月，第七期，頁 93~99 (2000)
29. 葉超雄，建築物耐震規範及解說之修訂研究，內政部建築研究所專題研究計劃期中報告（2000）

附錄一：期初期中及期末審查會議記錄及答覆

一、期初簡報

1. 本案調查範圍，宜與「示範區建築物構造分類及使用狀況統計分析」研究案有所區分，以避免對同一區間進行重覆性之調查。答：本案調查重點在於軟弱樓層之類型，並非建築物構造分類之調查。
2. 本案可針對建築物之防震安全考量，研擬違法進行裝修之具體罰則，提供政府做為修訂相關法令之參考，藉以嚇阻室內裝修業漠視公共安全之行為。答：室內裝修設計及施工應以考慮公共安全為優先，並依相關法令行事，尤其必須合乎建築法地七十七條規定，否則依建築法第九十一條規定罰則，予以懲處。
3. 建議本案可針對目前國內違章建築之現況，以及於地震後可產生之破壞型態，做一整理與介紹，並研提相關防範對策與建議。答：建議很好，可以採行。
4. 建築物之耐震考量，除應探討軟弱樓層之問題外，仍須對於其非對稱與偏心之行為進行討論。答：可以進行討論。
5. 請於計畫書內述明，將如何進行台北地區建築弱層案例之蒐集工作，例如預期之調查數量及其代表性等問題。答：可以。
6. 請說明本案將如何探討建築物一樓遭敲除牆體後，對建築物安全影響程度之評估方式。答：本案將參考國內外最新之資料，採用其評估方式，以代表性之案例探討建築物一樓非結構磚牆敲除前後耐震能力之差異。
7. 建議將「建築物室內裝修管理辦法」條文中，有關建築物防震安

全考量之部份，結構專業工程技師應有資格進行專業設計，請納入本案內檢討。 答：應該建議，以提供有關單位採納。

8. 由於建築法及相關子法太多，且既有之法令又無法落實執行，因此在現階段而言，惟有善用各住戶管委會之自律力量，宜多方加強宣導任意打除壁體嚴重性，方能短時見效。 答：本研究計劃成果，將製作成防震宣導摺頁，以加強民眾了解建築結構安全之重視性。
9. 本案研究重點宜側重於建築耐震能力之調查，配合調查與分析結果，提出具體之量化數據，並藉以提醒住戶提警覺。 答：同意辦理。
10. 除任意敲除壁體會產生弱層外，對於以切開混凝土樓板施做樓梯之施工方式，亦將影響結構系統剪力之傳遞，而形成另一種建築物弱層。 答：同意。
11. 以往政府機關在辦理道路拓寬時，常默許拆遷戶就地加蓋一至二層之建物，此亦造成弱層之發生。 答：台灣確實有不少此種「合法違建」建物存在，而且國內屋頂違法加蓋樓層情形嚴重，此問題本案應予以考量之。
12. 民國七十年以前所建之老舊建築，其韌性能力大都嚴重不足，且一般建築之弱層亦非僅於低樓層發生，因此對於建築物耐震能力之評估工作，應由一樓層往高層進行。 答：本案調查及評估重點在於軟弱第一層，但亦會探討相關軟弱中間層問題。
13. 國內住商合一之大樓到處可見，因此對於建築弱層之產生恐不限於一層，在國外地震震災的實際案例中，亦見有二層或三層崩塌之情形發生。 答：同意，本案會探討相關軟弱中間層問題。
14. 由於建築物之種類繁多，且各種結構系統與弱層間互制之關係，亦相當複雜，因此宜適度縮小本案之研究對象與範圍。 答：同意。

15. 本案將使用何種方式評估牆壁拆除後，對建築物耐震能力折減之影響，請於計畫書中述明。 答：將以代表性之案例，採用分析軟體 DRAIN2D，探討建築物一樓非結構磚牆敲除前後耐震能力之差異。
16. 建議本案宜將建築物耐震能力之折減與安全指標，予以具體量化，以使民眾更易瞭解實際問題之嚴重性。 答：同意。
17. 民國 75 年規模 6.8 的地震，台北地區倒塌房屋並不算多，因為以前任意拆除牆壁的例子並不多；但近年來商業發達，一樓商家敲除牆壁案例增加，對大地震可能隨時侵襲台灣之威脅下，本研究計畫案，必須以嚴肅的態度來面對。 答：本研究計畫成果，將製作成防震宣導摺頁，以加強民眾了解建築結構安全之重視性。
18. 針對建築物違規加蓋而形成另一種軟弱層問題，請列入研究內辦理並對其耐震能力之折減提出定量與定性之討論。 答：同意辦理。

二、期中簡報

1. 由九二一震災之個案研究中，不難發現許多弱層之發生，無論發生於一樓或其他樓層，均會造成該樓層側向位移增大，尤其是弱層在一樓時，由於柱所受之軸力較大，將造成二次撓曲力矩之放大，造成撓曲及剪力破壞，因此該破壞模式之分析軟體，應具有分析 P - 效應之功能。
答：本案採用之非線性結構分析軟體 DRAIN2D 已考慮到 P - 效應之問題。
2. 有關九二一集集地震震害之調查，請著重於軟弱底層、短柱與施工不良等因素之敘述，並請列出破壞建物中軟弱底層之比例。
答：同意辦理。
3. 對於軟弱一層之處理對策，應注意原有結構系統補強後之受力模式改變，以及是否有應力集中之情形發生。
答：建議很好，可以進行討論。

4. 任意敲除建築物壁體，以及屋頂加蓋違建之行為，將致使建築物之耐震能力降低，為目前國內建築安全管理上之隱憂，因此建議本案之研究成果，可採用較為社會大眾容易瞭解之方式表達，以利宣導並協助取得立法上之共識。

答：同意辦理。

5. 一般而言，以四樓或五樓之建築物，發生屋頂加蓋之情形較多，建議本案可以此類建築為分析檢討之對象。

答：建議很好，可以進行分析檢討。

6. 報告中提及耐震結構之「建築結構平面優劣示意圖」，建議以更清晰之方式表達。

答：同意辦理。

7. 對於現存弱層建物，採用消能與減震混合使用之補修對策，建議於報告中加以介紹。

答：同意辦理。

8. 對於已知一樓未採緊密箍筋之既有建築物，應採行如何之緊急補強對策，亦請提出適當之建議。

答：建議很好，可以考慮。

9. 對於建築物於頂層違規加蓋，以及任意敲除壁體之現象，應針對其耐震能力之折損，研提定量之討論，以利製作宣導資料，向社會大眾介紹適切之防震知識。

答：同意辦理。

三、 期末簡報

1. 一樓軟弱層（weak or soft first story）建物造成之震害，在國內外早已多見。故本研究搜集案例分類介紹，並佐以非線性之結構分析，研究報告之內容不錯，有參考應用之價值。

答：將更仔細校正本研究計劃成果報告，以提供相關人員參考。

2. RC 加強磚造中內牆之拆除或強度不足造成某一方向之耐震力不足，亦為軟弱第一層之案例，建議納入。

答：同意辦理。

3. 國內目前的房屋建築，含有不少軟弱層的隱憂，本研究成果提供不少具體的例證及相應對策的建議，值得宣揚與落實。
答：本研究計劃成果，將製作成防震宣導摺頁，以加強民眾了解建築結構安全之重視性。
4. 對既有建築物之耐震能力評估及相應修復與補強對策，用性能設計法應較合理，安全與經濟的平衡點可較明確，建議後續進一步研究。
答：建議很好，可以提供國內相關單位研究之方向。
5. 頁 27 所述「武騰法」，似為「武藤清」所建議的方法，請查明。頁 61 後面起第 6 行「凝牆」間漏打「土」字建議修正。
答：同意辦理。
6. 建議本案再考量，假設某一棟建築如五層樓，於一樓敲除不同比例之壁量，以求取其耐震能力減少之程度，俾供宣導引用。
答：假設一樓敲除不同比例之壁量，以求取其耐震能力減少之程度，需進行非線性分析，且因每棟樓房之立面和平面結構佈置皆有其特殊性，較難以分析且歸納出統一之量化數據。惟本研究仍參考文獻〔16〕，以一棟地上五層鋼筋混凝土構架為案例，當第一層磚牆被局部或全部拆除時，分析其耐震能力大約降低程度。
7. 對於既有含一樓軟弱層之建築物如何改善補強，請酌予研擬對策。
答：同意辦理。
8. 所附宣導文宣建請以宣導改善之方向著手，並以淺顯通俗方式表達。
答：同意辦理。