

基部與中間樓層隔震建築物之隔震效益研究

Comparing of Energy-Dissipation Effect of Base-isolated buildings and Mid-story isolation Buildings

黃銘智^{1*} 張哲榮² 葉崇偉³

Ming-Chih Huang Jer-Rong Chang Chung-Wei Yeh

^{1*} 空軍航空技術學院飛機工程系副教授

² 空軍航空技術學院機械科副教授

³ 空軍航空技術學院飛機工程系講師

^{1*} Associate Professor, Department of Aircraft Engineering, Air Force Institute of Technology

² Associate Professor, Department of Mechanical Engineering, Air Force Institute of Technology

³ Instructor, Department of Aircraft Engineering, Air Force Institute of Technology

摘要

本文旨在比較基部與中間樓層使用鉛心橡皮支承墊隔震建築物之減震效應。其中，鉛心橡皮支承墊將以雙線性遲滯模型模擬其遲滯行為，而主體結構則基於鉛心橡皮支承墊的遲滯吸能作用，將考慮為線性。經由數值範例之分析結果顯示，基部隔震建築物之消能效果略優於中間樓層隔震建築物。然由於基部隔震建築物將於基部產生較大之位移量，故本文建議若有地界問題時，建議使用中間樓層隔震，以避免地界問題之產生，反之若無地界問題，則建議使用基部隔震，以獲取較佳之減震效益。

關鍵詞：基部隔震建築物、中間樓層隔震建築物、鉛心橡皮支承墊、雙線性遲滯模型、消能效益

ABSTRACT

This paper intends to compare the energy-dissipation effect of the base-isolated buildings and mid-story isolation buildings equipped with lead-rubber-bearings (LRBs). The primary structures of base-isolated building and mid-isolated building are assumed to be linear on account of substantial reduction of seismic forces due to the installation of LRBs, while a bilinear hysteretic model is chosen for the isolated device. Numerical example indicates that the base-isolated buildings behave in energy-dissipation slightly better than mid-story isolation buildings. However, the base-isolated buildings will have greater displacement at base, this research propose using the mid-story isolation system when the buildings have boundary problem. Whereas the absence of boundary problems, it is recommend using base-isolation system to achieve beter energy-dissipation.

Key Words: Base-isolated building, Mid-isolated building, Lead-rubber-bearings, Bilinear hysteretic model, Energy-dissipation effect

1.前言

建築結構物於大型地震作用下，使用隔震裝置(Isolation device)以降低結構物的損傷為一相當有效的方式。基部隔震建築(Base-isolated building)物使用柔性支承墊的隔震原理，主要是利用其低水平勁度來延長建築物的主週期，其因週期的延長，而避開了主週期，進而達到減少地震力的傳入，及降低地震反應的效果。從 70 年代初期起，各種基部隔震系統(Base-isolated system)的解析解與實驗已被許多學者們廣泛地研究，其亦已廣泛地被採用於世界各地 [1-7]。其中，使用鉛心橡皮支承墊(Lead-rubber-bearing, LRB)做為基部隔震系統之隔震裝置，已被廣泛地使用於實際結構物上，包括紐西蘭、日本、美國、義大利、中國與台灣等 [8-10]。近期，此隔震技術已被認為可做為高層建築物的防震措施，如 32 層洛杉磯市政廳(Los Angeles City Halls)，18 層奧克蘭市政廳(Oakland City Hall) 和位於日本的許多建築物[11,12]。在過去的十年中，基部隔震建築的設計指引及守則，已被列於各國的建築技術規範中，包括統一建築規範 (Uniform Building Code, UBC)，國際建築規範 (International Building Code, IBC) 和中國設計規範的抗震建築 (China Design Code for Aseismic Buildings, CDCAB) 等[13-15]。

近三十年來所使用的支承墊，往往希望在支承墊內加入填充物，以藉由填充物的塑性變形來達到吸能的效果。其中，有利用加於其內的銅片或鉛片之變形以達此目的者 [16,17]，例如柔性橡皮支承墊(Flexible rubber bearing)配合消能裝置的概念，仍延用至今。隔震系統的設計一般是使用可被預期且可控制其側向變形與側向力的合成橡膠

(Elastomeric)或鉛心橡皮支承墊(Lead-rubber bearing)，此設計是基於不互換的柔性(Flexibility)，穩定性(Stability)，位移能力(Displacement capacity)和能量消散能力(Energy dissipation capacity)的側向平衡。規範中評估此側向變形是基於等值-線性分析(Equivalent-linear analysis)，縱使隔震系統基於增加能量消散裝置，例如高阻尼添加物或鉛心等，而造成高非線性現象的產生 [18,19]，然而規範仍使用此等值-線性分析方法以簡化分析過程。雙向互制的隔震裝置和由扭轉反應(Torsional response)所造成的放大效應亦已被探討[20]。近期有關隔震建築物的相關研究有：隔震裝置於地表振動下，其單向與雙向(模擬為正交的兩側向分量)的最大變形量或尖峰值，已可基於非線性反應歷時分析(Nonlinear response history analysis, NRHA)，再藉由簡化的過程評估而得[21]。對於地表運動的綜合效應，此簡化過程的精確度亦優於使用國際建築物規範(International Building Code, IBC)[14]所使用的等值-線性分析過程。此外，設計方程式亦已被擴展至非對稱的平面系統(Asymmetric-plan systems)，其中包含了隔震裝置外的偏心與距質量中心距離的計算 [22]。由實驗觀察軸向力在時間變化上對於支承墊的影響，而開發出一種重要的模型以模擬鉛心橡皮支承墊[23]，此模型之主要研究是延伸考慮於支承內之最大軸向力發生時的搖擺效應(Effects of rocking)和翻覆力(Overturning)，此翻覆分析迄今仍被限制於當對稱結構受單向振動之情形[24]。對於上述的搖擺現象，Ryan 等發展出考慮側向-搖擺-扭轉反應(Coupled lateral-rocking-torsion response)的連接系統，以模擬鉛心橡皮支承墊，並藉由非線性的反應歷時分析，以評估出側向變形

的尖峰值和側向力的尖峰值。其結果顯示，隔震支承墊內在側向力的影響，是導致對稱性結構產生偶然扭轉力的主因。由側向力改變而造成結構體的搖擺現象，是由於支承墊個體隨時間而有勁度與強度的改變，致使引起隨時間而變的偏心性 (Time-varying eccentricity) 所造成[25]。

由於地界等因素(i.e.基部隔震建築物，基部之變位相當大)，致使中間樓層建築物 (Mid-story isolation building) 近幾年來相當興盛。Loh 等[26]應用兩種識別技術，並分別利用環境振動資料與地震反應資料以識別出中間樓層隔震建物的時變(Time-varying)動態特性，文中將遞迴歸隨機子空間識別法 (Recursive stochastic subspace identification method) 使用於環境振動資料之識別，而對於地震反應資料則使用遞迴歸子空間識別法 (Recursive subspace identification)，研究最後對樓層隔震建築物的識別動態特性進行比較，並對中間樓層隔震建築物非線性行為的影響進行詳盡之討論。Loh 等[27]提出使用輸入一輸出動力反應資料，並基於子空間識別運算 (Subspace identification algorithm) 法進行結構動態特性之識別，文中結合子空間識別運算與移除不直接相關模態的技術將其運用於實際系統之識別；研究使用三個結構物(一座 7 層樓鋼筋混凝土建物、一座中間樓層隔震建築物和一座隔震橋梁)在過去 15 年中的地震資料進行識別分析，最後藉由識別出的基本模態之頻率與阻尼比的變化情形，對上述三座建築物的服務性能進行評估與詳盡討論。

本研究旨在比較基部使用 LRBs 隔震建築物與中間樓層使用 LRBs 隔震建築物的隔震效益。其中，隔震裝置將以雙線性遲滯模型 (Bilinear- hysteretic model) 模擬其遲滯行為 (Hysteretic behavior)，而主體結構基於隔震裝置之遲滯吸能作用，將考慮為線性。本文之

數值範例將進行基部使用 LRBs 之隔震建築物與中間樓層使用 LRBs 隔震建築物和傳統建築物(建物無隔震裝置)於受震下的動力行為進行比較，以瞭解建築物分別於基部與中間樓層使用隔震裝置後之實際消能減震效益，最後並進行討論與建議。

2.運動方程式

2.1 基部隔震建築物

現考慮一 N-樓層之剪力構架，其下方與基礎間將安裝鉛心橡皮支承墊 (Lead-Rubber Bearings, LRBs) 藉以吸收地震力之輸入，如圖 1 所示。由於地震力將被隔震裝置所大量吸收，致使上部結構 (Superstructure) 可假設為線性系統。據此，上部結構之運動方程可表為：

$$m_N \ddot{x}_N + C_N (\dot{x}_N - \dot{x}_{N-1}) + K_N (x_N - x_{N-1}) = -m_N (\ddot{x}_g + \ddot{x}_N) \quad (1)$$

$$m_{i-1} \ddot{x}_{i-1} + C_{i-1} (\dot{x}_{i-1} - \dot{x}_{i-2}) + K_{i-1} (x_{i-1} - x_{i-2}) - C_i (\dot{x}_i - \dot{x}_{i-1}) - K_i (x_i - x_{i-1}) = -m_{i-1} (\ddot{x}_g + \ddot{x}_{i-1}) \quad i = 3 \sim N \quad (2)$$

$$m_1 \ddot{x}_1 + C_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_b) + K_1 (x_1 - x_b) - C_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - K_2 (x_2 - x_1) = -m_1 (\ddot{x}_g + \ddot{x}_1) \quad (3)$$

而基部(Base)之運動方程式亦可表為

$$m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + h_b (x_b) - C_1 \dot{x}_1 - K_1 x_1 = -m_b \ddot{x}_g \quad (4)$$

其中 x_i 表第 i 樓層相對於基部之位移； x_b 表基部相對於基礎之位移；而 m_i 和 m_b 則分別表示第 i 樓層與基部之質量； C_i 和 K_i 表示第 i 樓層之阻尼值與勁度；而 c_b 則表示隔震裝置之線性黏性阻尼值 (Viscous damping)；另 $h_b(\bullet)$ 代表鉛心橡皮支承墊之遲滯回復力 (Hysteretic restoring force)，此回復力將於後述；而 $\ddot{x}_g$ 則代表地表加速度。

2.2 中間樓層隔震建築物

另考慮一 N -樓層之剪力構架，其第 i 層樓版上方安 LRB，如圖 2 所示。由於地震力將被隔震裝置所大量吸收，致使主體結構 (Primary structure) 可假設為線性系統。據此，中間樓層隔震建築物之運動方程可表為：

$$m_N \ddot{x}_N + C_N (\dot{x}_N - \dot{x}_{N-1}) + K_N (x_N - x_{N-1}) = -m_N (\ddot{x}_g + \ddot{x}_N)$$

(5)

$$m_i \ddot{x}_i + C_i (\dot{x}_i - \dot{x}_{i-1}) + K_i (x_i - x_{i-1}) - c_m (x_m - x_i) - h_m (x_m - x_i) - C_{i+1} (\dot{x}_{i+1} - \dot{x}_m) - K_{i+1} (x_{i+1} - x_m) = -m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}_i)$$

(6)

$$m_{j-1} \ddot{x}_{j-1} + C_{j-1} (\dot{x}_{j-1} - \dot{x}_{j-2}) + K_{j-1} (x_{j-1} - x_{j-2}) - C_j (\dot{x}_j - \dot{x}_{j-1}) - K_j (x_j - x_{j-1}) = -m_{j-1} (\ddot{x}_g + \ddot{x}_{j-1})$$

$$j = 3 \sim N \text{ and } j \neq i$$

(7)

$$m_1 \ddot{x}_1 + C_1 \dot{x}_1 + K_1 x_1 - C_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - K_2 (x_2 - x_1) = -m_1 (\ddot{x}_g + \ddot{x}_1)$$

(8)

其中 x_i 表第 i 樓層之位移， x_m 表示中間樓層隔震層之位移；而 m_i 則表示第 i 樓層之質量； C_i 和 K_i 表示第 i 樓層之阻尼值與勁度；而 c_m 則表示中間樓層隔震裝置之線性黏性阻尼；另 $h_m(\bullet)$ 代表中間樓層隔震裝置之非線性回復力 (Nonlinear restoring force)，此回復力亦將於後述；而 $\ddot{x}_g$ 則代表地表加速度。

3. 雙線性遲滯模型

前節中隔震裝置與減震裝置之遲滯行為 $h_b(\bullet)$ 與 $h_m(\bullet)$ ，研究中將以背骨曲線模擬其遲滯行為。Masing 認為，任一遲滯行為的加載與解壓部份，具有相同形狀，且可由背骨曲線之反轉點視為原點再作尺度的兩倍調整而得 [28]，如圖 3 所示。

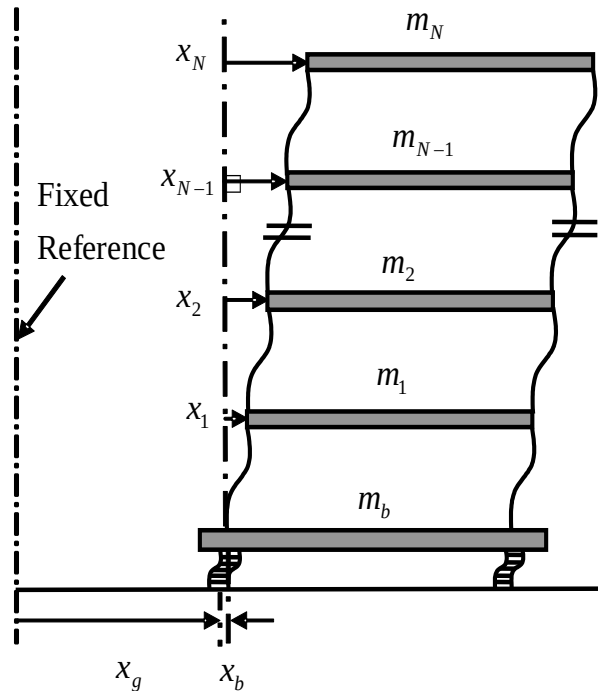


圖 1 基部隔震建築物示意圖

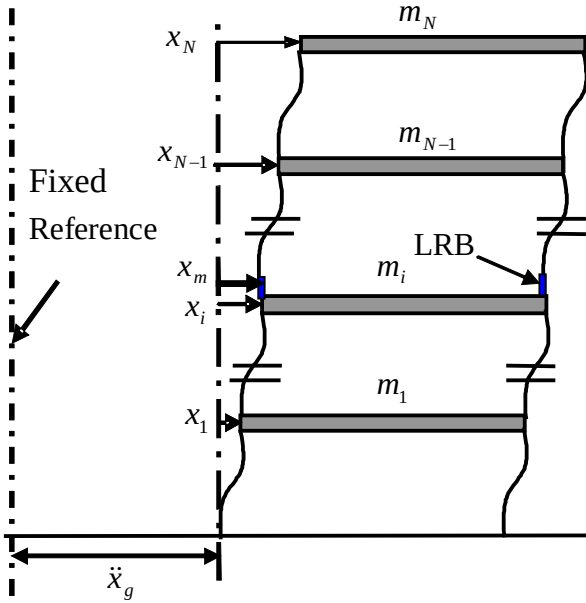


圖 2 中間樓層隔震建築物示意圖

3.1 基部隔震建築物

利用上述 Masing 之概念，則非線性函數 $h_b(x_b)$ 可表成

$$h_b(x_b^i) = h_b(x_b^I) + 2f_b\left(\frac{x_b^i - x_b^I}{2}\right) \quad (9)$$

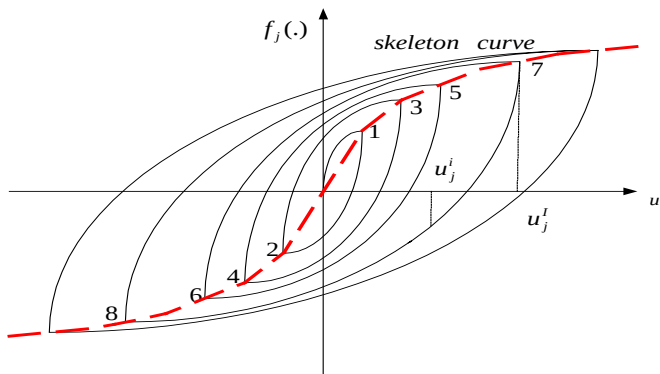


圖 3 遲滯路徑與背骨曲線示意圖

式中，上標 I 表從開始到最近一次加載或解載所歷的時間， x_b^i 表示基部在 i 瞬間的位移， $i=I$,

$I+1, \dots$ ，而 $f_b(\bullet)$ 則表 LRB 的背骨曲線方程式。現將(9)式代入(4)式，則在 i 瞬間的控制方程式可表為

$$m_b \ddot{x}_b^i + c_b \dot{x}_b^i + h_b(x_b^I) + 2f_b\left(\frac{x_b^i - x_b^I}{2}\right) - C_1 \dot{x}_1^i - K_1 x_1^i = -m_b \ddot{x}_g \quad (10)$$

再令瞬間 $i = I$ ，則上式可改寫成

$$h_b(x_b^I) = -m_b \ddot{x}_b^I - c_b \dot{x}_b^I + C_1 \dot{x}_1^I + K_1 x_1^I - m_b \ddot{x}_g^I \quad (11)$$

再將(11)式代入(10)式，吾人可得

$$m_b (\ddot{x}_b^i - \ddot{x}_b^I) + c_b (\dot{x}_b^i - \dot{x}_b^I) + 2f_b\left(\frac{x_b^i - x_b^I}{2}\right) = -m_b (\ddot{x}_g^i - \ddot{x}_g^I) + C_1 (\dot{x}_1^i - \dot{x}_1^I) + K_1 (x_1^i - x_1^I) \quad (12)$$

)

現定義

$$u_b^i = x_b^i - x_b^I \quad (13)$$

則(12)式可改寫為

$$m_b (\ddot{u}_b^i) + c_b (\dot{u}_b^i) + 2f_b\left(\frac{u_b^i}{2}\right) = -m_b (\ddot{x}_g^i - \ddot{x}_g^I) + C_1 (\dot{x}_1^i - \dot{x}_1^I) + K_1 (x_1^i - x_1^I) \quad (14)$$

理想化的背骨曲線，一般可用雙線性遲滯模

其中上標 I 表從開始到最近一次載重或解壓所歷時間； $i = I, I+1, \dots$ ，即表示在“ i ”瞬間的變位。而 $f_m(\bullet)$ 代表中間隔震層之背骨曲線方程式。現今瞬間 $i = I$ ，則(20)式可改寫成

$$\begin{aligned} \frac{h_m(x_m^I - x_i^I)}{m_i} &= -\ddot{x}_g^I - (\ddot{x}_i^I - \ddot{x}_{i-1}^I) - (\ddot{x}_i^I - \ddot{x}_{i-1}^I) \\ &- \frac{C_i}{m_i}(\dot{x}_i^I - \dot{x}_{i-1}^I) - \frac{K_i}{m_i}(x_i^I - x_{i-1}^I) + \frac{C_{i+1}}{m_i}(\dot{x}_{i+1}^I - \dot{x}_m^I) \\ &+ \frac{K_{i+1}}{m_i}(x_{i+1}^I - x_m^I) \end{aligned} \quad (22)$$

現將(22)式代入(21)式，經整理可得

$$\begin{aligned} &[(\ddot{x}_i^I - \ddot{x}_{i-1}^I) - (\ddot{x}_i^I - \ddot{x}_{i-1}^I)] + \\ &\frac{C_i}{m_i}[(\dot{x}_i^I - \dot{x}_{i-1}^I) - (\dot{x}_i^I - \dot{x}_{i-1}^I)] \\ &+ \frac{K_i}{m_i}[(x_i^I - x_{i-1}^I) - (x_i^I - x_{i-1}^I)] \\ &+ \frac{C_m}{m_i}[(\dot{x}_m^I - \dot{x}_i^I) - (\dot{x}_m^I - \dot{x}_i^I)] \\ &+ \frac{2f_m\{[(x_m^I - x_i^I) - (x_m^I - x_i^I)]/2\}}{m_i} \\ &- \frac{C_{i+1}}{m_i}[(\dot{x}_{i+1}^I - \dot{x}_m^I) - (\dot{x}_{i+1}^I - \dot{x}_m^I)] \\ &- \frac{K_{i+1}}{m_i}[(x_{i+1}^I - x_m^I) - (x_{i+1}^I - x_m^I)] \\ &= -[(\ddot{x}_g^I - \ddot{x}_g^I) + (\ddot{x}_i^I - \ddot{x}_{i-1}^I) - (\ddot{x}_i^I + \ddot{x}_{i-1}^I)] \end{aligned} \quad (23)$$

現今

$$u_m^i = [(x_m^i - x_{i-1}^i) - (x_m^I - x_{i-1}^I)] \quad (24)$$

和

$$u_i^i = [(x_i^i - x_{i-1}^i) - (x_i^I - x_{i-1}^I)] \quad (25)$$

與

$$u_{i+1}^i = [(x_{i+1}^i - x_m^i) - (x_{i+1}^I - x_m^I)] \quad (26)$$

則(23)式可改寫成

$$\begin{aligned} \ddot{u}_m^i + \frac{C_m}{m_i}\dot{u}_m^i + \frac{2f_m(\frac{u_m^i}{2})}{m_N} &= -[(\ddot{x}_g^i - \ddot{x}_g^I) \\ &+ \ddot{u}_i^i] - \frac{C_i}{m_i}\dot{u}_i^i - \frac{K_i}{m_i}u_i^i + \frac{C_{i+1}}{m_i}\dot{u}_{i+1}^i + \frac{K_{i+1}}{m_i}u_{i+1}^i \end{aligned} \quad (27)$$

而後再將隔震裝置之遲滯行為以雙線性遲滯模型模擬之，如圖 4 所示。其背骨曲線方程式可表為：

$$\begin{aligned} h_m(v) &= k_{me}v & -D \leq v \leq D \\ &= b_m + k_{mf}v & v > D \\ &= -b_m + k_{mf}v & v < -D \end{aligned} \quad (28)$$

其中 k_{me} 為隔震裝置降伏前勁度， k_{mf} 為隔震裝置降伏後勁度， b_m 為隔震裝置之固有降伏強度。吾人將(27)式右方諸項以 $\ddot{u}_{mg}^i$ 表示，再將(28)式代入(27)式，可得

$$\ddot{u}_m^i + \frac{c_m}{m_i} \dot{u}_m^i + \frac{k_{me}}{m_i} u_m^i = \ddot{u}_{mg}^i$$

$$-D \leq u_m^i \leq D \quad (29)$$

$$\ddot{u}_m^i + \frac{c_m}{m_i} \dot{u}_m^i + \frac{2b_m}{m_i} + \frac{k_{mf}}{m_i} u_m^i = \ddot{u}_{mg}^i$$

$$u_m^i > D \quad (30)$$

$$\ddot{u}_m^i + \frac{c_m}{m_i} \dot{u}_m^i - \frac{2b_m}{m_i} + \frac{k_{mf}}{m_i} u_m^i = \ddot{u}_{mg}^i$$

$$u_m^i < -D \quad (31)$$

(29)~(31)式，即為中間樓層隔震建築物隔震層之雙線性模型之運動方程式。

4、數值範例

1.傳統建築物以一三樓層建築物為分析範例，其相關之數值資料如下：

$$m_1 = m_2 = m_3 = 58.32t \quad ,$$

$$C_1 = C_2 = C_3 = 321.0kN.s/m \quad ,$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = 168.06MN/m ;$$

2.基部隔震建築物則以一三樓層基部使用 LRBs 之隔震建築物為分析範例。其相關之數值資料如下：

$$m_b = 68.04t \quad , \quad c_b = 156.0kN.m/sec \quad ,$$

$$b = 245.25kN \quad , \quad k_{by} = 6.867MN/m \quad ,$$

$$k_{be} = 44.145MN/m ; m_1 = m_2 = m_3 = 58.32t \quad ,$$

$$C_1 = C_2 = C_3 = 321.0kN.s/m \quad ,$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = 168.06MN/m .$$

3.中間樓層隔震建築物乃以一三樓層於第一二樓層底部裝置 LRBs 之隔震建築物為分析範例。其物理參數之數值資料同基部隔震建築物。

分析時，使用 Newmark β 線性加速度法，求得受 1940 年 N-S 向 El Centro 地震下的結

構動態反應，其時間間隔(Time-step)則取 0.02sec。而後將進行隔震建築物與減震建築物之減震效益比較。

首先吾人將驗證模型之正確性。(1)基部隔震建築物部分：由圖 5 可知，隔震裝置具有雙線性遲滯行為，與假設相符；圖 6 為樓層 1 之回復力與位移關係圖，由圖可知，樓層 1 之回復力具線性行為，亦與假設相符。(2)中間樓層隔震建築物部分：由圖 7 可知，隔震裝置亦具有雙線性遲滯行為，與假設相符。圖 8 為樓層 1 之回復力與位移關係圖，由圖可知，樓層 1 之回復力為線性行為，亦與假設相符。

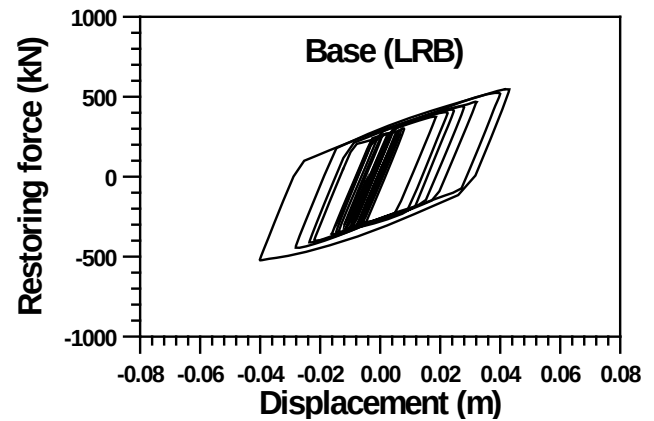


圖 5 LRB 之回復力與位移關係圖

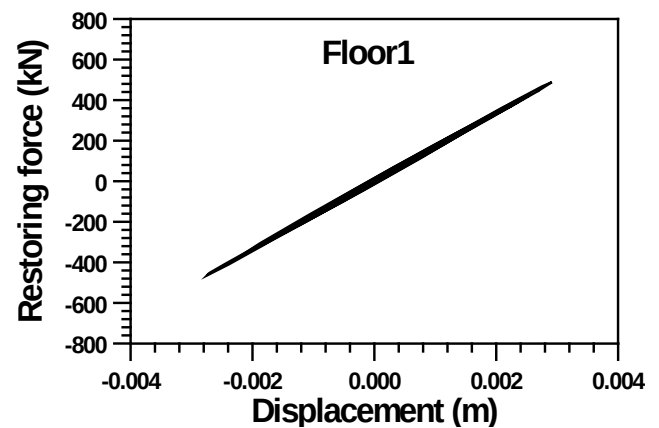


圖 6 樓層 1 之回復力與位移關係圖

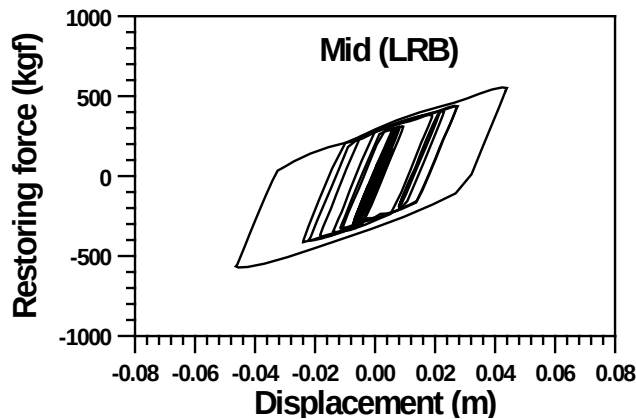


圖 7 LRB 之回復力與位移關係圖

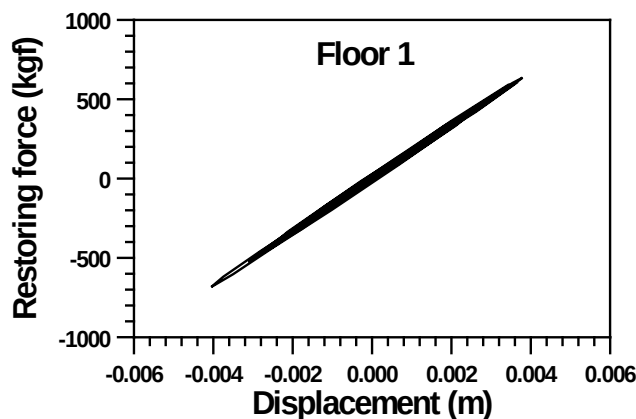


圖 8 樓層 1 之回復力與位移關係圖

表 1 為傳統建築物與基部使用 LRBs 隔震裝置隔震建築物和中間樓層使用 LRBs 隔震裝置隔震建築物，於受震下各樓層所受之最大加速度比較表。由表可知基部使用 LRBs 隔震裝置將使樓層 1~3 之最大加速度分別減少：34%、61%和 67%；而中間樓層使用 LRBs 隔震裝置將使樓層 1~3 之最大加速度分別減少：35%、56%和 56%。由表可知基部與中間樓層使用 LRBs 隔震裝置之隔震建築物皆能使各樓層所受之最大加速度明顯降低許多，另於比較各樓層之消能效果後，可知基部隔震建築物之消能效果略優於中間樓層隔震建築物。

進一步，吾人對傳統建築物與中間樓層使用 LRBs 隔震裝置隔震建築物 and 基部使用 LRBs 隔震裝置隔震建築物，於各樓層受震下的加速

度歷時反應進行比較。圖 9~11 分別為樓層 1~3 表 1 傳統建築物與基部隔震建築物和中間樓層隔震建築物於各樓層受最大加速度比較表

建物形式 樓層	傳統建物 (m/sec^2)	基部隔震 建物 (m/sec^2)	中間樓層 隔震建物 (m/sec^2)
樓層 3	13.776	4.557	6.051
樓層 2	11.643	4.541	5.177
樓層 1	7.105	4.689	4.571

之傳統建築物、中間樓層隔震建築物與基部隔震建築物的加速度反應歷時比較圖，由圖 9~11 可明顯看出，中間樓層隔震建築物與基部隔震建築物，皆能藉由隔震裝置所提供之遲滯圈消散能量，致使各樓層之反應全面性地降低。其中以基部使用 LRBs 隔震裝置之減震效果略優於中間樓層使用隔震裝置之隔震建築物。而圖 12~14 分別為樓層 1~3 之傳統建築物、中間樓層隔震建築物與基部隔震建築物的位移反應歷時比較圖。圖 12 由於基部隔震建築物，乃於基部產生消能遲滯圈，致使樓層 1 之位移反應遠大於中間樓層隔震建築物與傳統建築物，而由圖 13~14 可看出，於中間隔震層上方之樓層，中間樓層隔震與基部隔震建築物之位移反應則相去不大。由圖 15 可看出，基部隔震建築物於基部產生大量地變位，亦藉此產生遲滯消能圈，以消散上傳結構物之能量。然於地稠地區，將可能產生地界之問題。

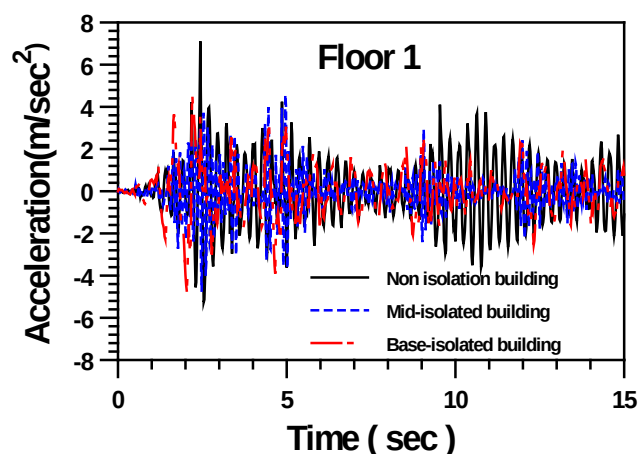


圖 9 樓層 1 之加速度反應歷時比較圖

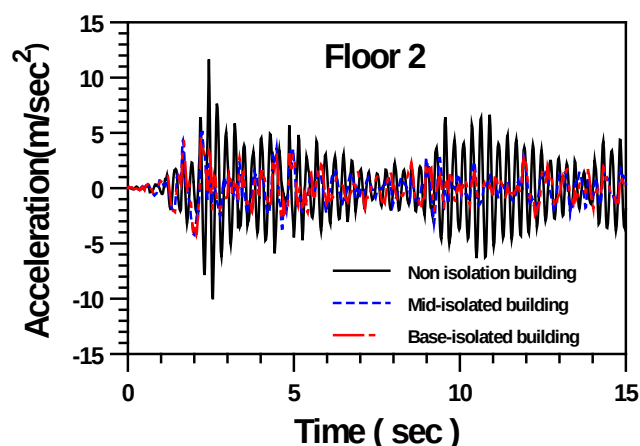


圖 10 樓層 2 之加速度反應歷時比較圖

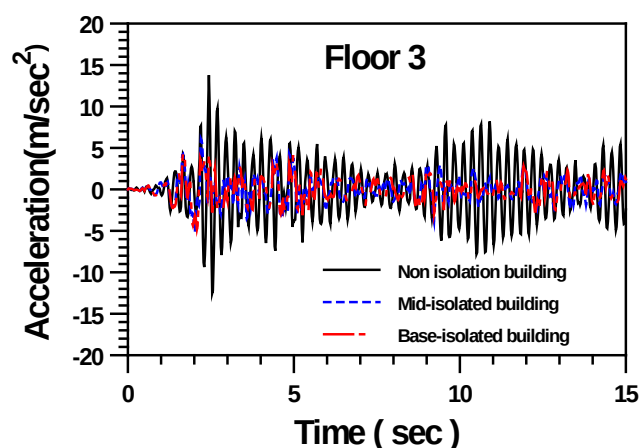


圖 11 樓層 3 之加速度反應歷時比較圖

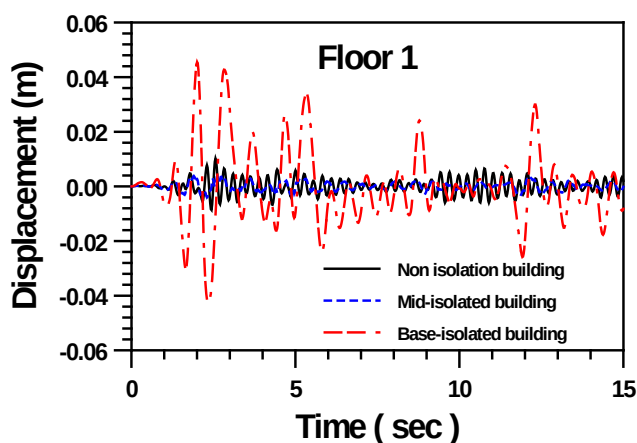


圖 12 樓層 1 之位移反應歷時比較圖

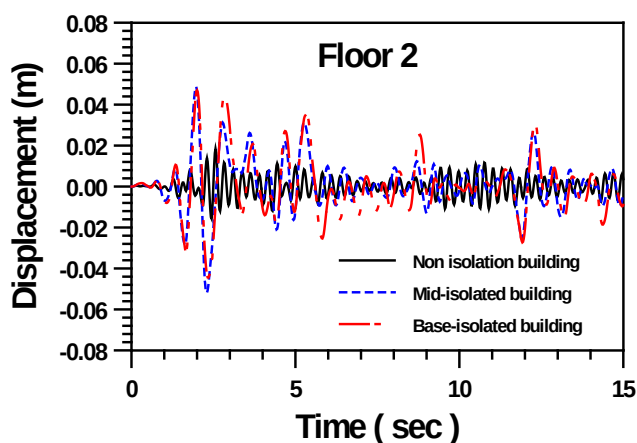


圖 13 樓層 2 之位移反應歷時比較圖

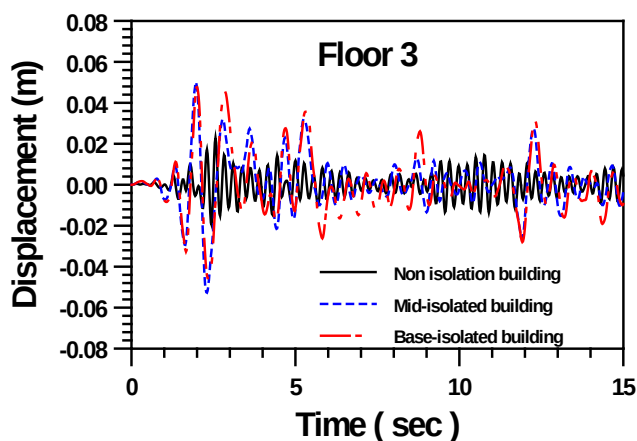


圖 14 樓層 3 之位移反應歷時比較圖

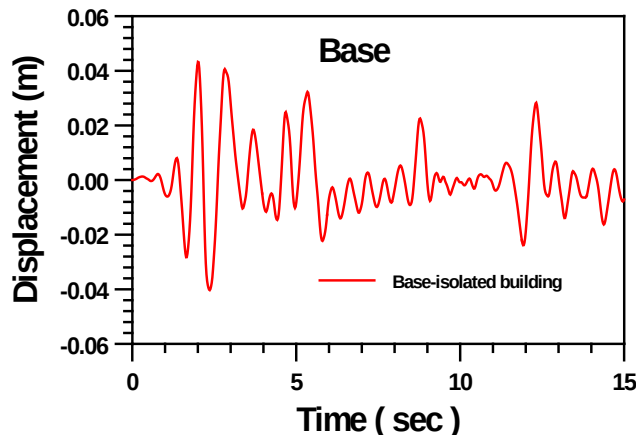


圖 15 基部隔震建築物基部之位移反應歷時

5、結論

本文旨在比較基部隔震建築物與中間樓層隔震建築物之減震效益。分析時，由於隔震裝置裝置將降低各樓層之反應，故各樓層主體結構之模型將考慮為線性，而隔震裝置(i.e.鉛心橡皮支承墊)將以遲滯雙線性模型模擬其遲滯行為。經由數值範例之分析結果顯示，基部隔震建築物與中間樓層隔震建築物皆藉由隔震裝置之遲滯消能，致使各樓層之加速度明顯降低許多，其中以基部使用隔震裝置之減震效果略優於中間樓層使用隔震裝置。然於地稠地區，基部隔震建築物因於基部產生大量之位移，如此將可能產生地界之問題，故建議若有地界問題，可使用中間樓層隔震方式，以避免地界問題之產生。

參考文獻

1. J. M. Kelly, "A seismic base isolation: review and bibliography," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.5, No.3, pp.202-217, 1986.
2. C. G. Koh and J. M. Kelly, "Viscoelastic stability model for elastomeric isolation

bearings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.15, No.2, pp.285-302, 1989.

3. F. G. Fan and G. Ahmadi, "Seismic responses of secondary systems in base-isolated structures," *Engineering Structures*, Vol.14, No.1, pp.35-48, 1992.
4. T. C. Pan and W. Cui, "Dynamic characteristics of shear buildings on laminated rubber bearing,," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.23, No.12, pp.1315-1329, 1994.
5. W. J. Chung, C. B. Yun and N. S. Kim, "Shaking table and pseudo-dynamic tests for the evaluation of the seismic performance of base-isolated structures," *Engineering Structures*, Vol.21, No.4, pp.365-379, 1999.
6. W. J. Huang and T. Y. Hsu, "Experimental study of isolated building under triaxial ground excitations," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.126, No.8, pp.879-886, 2000.
7. R. S. Jangid and J. M. Kelly, "Base isolation for near fault motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.30, No.5, pp.691-707, 2001
8. R. I. Shinner, W. H. Robinson and G. H. McVerry, "An introduction to seismic isolation," Wiley, New York, 1993
9. H. N. Li and X. X. Wu, "Limitations of height-to-width ratio for base-isolated buildings under earthquake," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol.15, pp.277-287, 2006.
10. Z. K Lee, T. H. Wu and C. H. Lo,

- “System identification on the seismic behavior of an isolated bridge,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp.1797-1812, 2003.
11. L. R. Keri and K. C. Anil, “Estimating seismic demands for isolation bearings with building overturning effects,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.7, pp.1118-1128, 2006.
 12. P. Pan, D. Zamfirescu, M. Nakayasu and H. Kashiwa, “Base-isolation design practice in Japan: Introduction to the post-Kobe approach,” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.9, No.1, pp.147-171, 2005.
 13. ICBO (International Conference of Building Officials), *Uniform Building Code, (UBC)*, Whitter, CA, 1997.
 14. ICC (International Code Council), *International Building Code (IBC)*, final draft. Whitter, CA, 1998.
 15. China Standard and Code Committee, *China Design Code for Aseismic Buildings (CDCAB)*, China building Industrial Press, Beijing, 2000.
 16. R. I. Skinner, R.G. Tyler, A. J. Heine and W. H. Robinson, “Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes”, *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthquake Eng.*, Vol.13, No.1, pp.22-36, 1980.
 17. W. H. Robison and W. J. Consions, “Recent development in lead damper for base isolation”, *Pacific Conf. Earthquake Eng.*, Wairakei, New Zealand (2), Aug., pp.279-283, 1987.
 18. R. J. Skinner, W. H. Robinson, G. H. McVerry, “An introduction to seismic isolation,” Wiley: New York, 1993.
 19. F Naeim, J. M. Kelly, “Design of Seismic isolated structures: from theory to practice,” Willy: New York, 1999.
 20. W. H. Huang *et al.*, “Characterization of seismic isolation bearings for bridges from bi-directional testing,” *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, No. 207, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Upper Hut, New Zealand, 2000.
 21. K. L. Ryan, A. K. Chopra, “Estimation of seismic demands on isolators based on nonlinear analysis,” *Journal of Structural Engineering* (ASCE), Vol. 130, No. 3, pp. 392-402. 2004.
 - 22 .K. L. Ryan, A. K. Chopra, “Estimation asymmetric buildings using nonlinear analysis,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, No. 3, pp. 395-418, 2004.
 23. K. L. Ryan, J. M. Kelly, A. K. Chopra, “Nonlinear model for lead-rubber bearings that includes axial-load effects,” *Journal of Engineering Mechanics* (ASCE), Vol.131, No. 12, pp. 1270-1278, 2005.
 24. K. L. Ryan, A. K. Chopra, “Estimating seismic demands for isolation bearings with building overturning effects,” *Journal of Structural Engineering* (ASCE), in press, 2005.
 25. K. L. Ryan and A. K. Chopra, “Estimating bearing response in symmetric and asymmetric-plan isolated buildings with rocking and torsion,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1009-1036, 2006.

26. C. H. Loh, J. H. Weng, C. H. Chen, and K. C. Lu, "System identification of mid-story isolation building using both ambient and earthquake response data," *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 20, pp.139-155, 2013.
27. C. H. Loh, S. H. Chao, J. H. Weng, and T. H. Wu, "Application of subspace identification technique to long-term seismic response monitoring of structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Published online in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/eqe.2475, 2014.
28. P. C. Jennings, "Earthquake response of a yielding structure," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.91, pp.41-68, 1965.

