直接分析設計法應用於廠房鋼構架建築之研究

華根

南亞技術學院建築系

摘　要

鋼構架的分析與設計主要是以有效長度概念來考慮構件強度，但其計算的過程卻相當繁複。為簡化設計程序，美國鋼結構協會 2005 版規範附錄七中提出直接分析設計法以二階彈性分析合併虛擬側向推力與折減勁度的應用，免除有效長度的使用。本文旨在探討台灣鄉間許多具倚靠柱的廠房鋼構架建築應用直接分析設計法的合理性，由於此類鋼構架結構側向穩定度較一般鋼結構為低，因此，原有的虛擬側向推力有過大之疑慮。研究數據結果發現，若梁勁度遠大於柱勁度時，虛擬側力不應施加，且無法應用原有 AISC-LRFD 之交互方程式，應予修正；對於一般具倚靠柱鋼構架建議在不考慮折減勁度時，取虛擬側力為樓層載重之千分之二即可。另外，柱構件的長細比與載重分佈對於分析結果的影響不大。

關鍵字：直接分析設計法、具椅靠柱鋼構架、有效長度因數、虛擬側向力

*E-mail：hwa@nanya.edu.tw　　Tel：03-4361070ext.4408　　Fax：03-4374236

THE STUDY OF THE DIRECT ANALYSIS METHOD FOR STEEL FACTORY BUILDING FRAME DESIGN

Ken Hwa

Department of Architecture, Nanya Institute of Technology
Jhongli, Taiwan

Abstract

Effective length concept has been used to evaluate member strength in a steel frame for many years. However, the process of calculating the effective length factors is not straightforward. The current trend is to avoid the use of effective length factors in the design of steel frames. In the 2005 AISC Specification Appendix 7, for ordinary steel frames, the direct analysis method is proposed to account for nonlinearities and inelastic effects by applying notional loads and/or modified stiffness to structures. In Taiwan, there are many factory steel frame buildings with leaned columns. Since the lateral stability of these frames is lower than ordinary steel frames, the purpose of this paper is to examine the factors used in the direct analysis method for these particular steel buildings. The research data show that for the case of beam stiffness is much greater than column stiffness, notional load need not be applied and interaction equations of AISC-LRFD are not appropriate. For ordinary steel frames with leaned columns, notional load is recommended to be equal to 0.2% of total design gravity loads acting on the considered floor level. In addition, slenderness ratio of column members and loading distribution do not have great influence to the analysis results.

Keywords：direct analysis method, leaned column frames, effective length factors, notional loads

*E-mail：hwa@nanya.edu.tw Tel：03-4361070ext.4408 Fax：03-4374236

壹、前言

一、研究動機

現行的鋼結構設計規範大都採用容許應力設計法(Allowable Stress Design, ASD)或載重及抗力係數設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)，這二種方法在分析結構時是採用一階彈性分析配合放大因數或二階彈性分析的方式來考慮構件的二階效應。進行結構設計時，每根構件由整個結構系統中獨立出來，並以規範所規定的構件強度公式及交互方程式(Interaction Equations)來設計。

個別的梁－柱構件與整個結構系統之間的相互關係是以簡單的有效長度因數 K (Effective Length Factor)來表示。但有效長度因數的大小受很多因素的影響，例如：結構的形狀、構件端點的束制情形、構件斷面的大小、材料的性質及載重的分佈。因此，對於一個形狀複雜的結構要求出各構件的 K 值是很困難的。同時，由於採用有效長度的設計方法並不適於電腦的應用，因此，以更簡捷的方法來設計鋼構架結構是工程師們所企盼的。

在使用現行 LRFD 規範時，梁－柱交互方程式中的彎矩放大因數包含二個不同的有效長度因數；若是採用二階彈性分析，則可直接得到包含二階效應的彎矩而避免了放大因數 B_1、B_2 及其所對應 K 值的求取。然而，在交互方程式中的柱曲線公式所包含的有效長度因數則無法免除。對於有側支鋼構架構件，K 值可保守地取為 1.0[1]；但對於無側支鋼構架構件，若 K 值取為 1.0，則誤差將甚大[2]。因此，現在鋼結構的設計趨勢是避免在設計的過程中應用有效長度因數。

二、研究目的

在台灣鄉間有許多規模較小的工業鋼造廠房係作為倉庫以堆放物品或機具，亦有作為簡易的製造物品如爆竹等之處所，此類廠房的共同特徵是較為低矮，一般都只有一層，許多屬違章性質，沒有申請各項建築與結構執照，且由於業主為降低施工成本，鋼構件接頭處經常以鉸接點型式施作，若柱構件二端均為鉸接點型式，則稱為倚靠柱(Leaning Column)，如圖一及二所示。此類型之柱構件無法提供鋼構架系統的側向支撐力，造成其餘的柱構件，或稱為被倚靠柱(Leaned Column)及整體鋼構架的側向勁度與結構穩定度明顯降低。

美國鋼結構協會(American Institute of Steel Construction, AISC)於 2005 年公佈新的鋼結構設計規範稱為直接分析設計法(Direct Analysis Method, DAM)[3]。直接分析設計法為一種二階彈性分析法，在該法中，構件的初始製造誤差及非彈性效

應所造成強度的減弱是以加入虛擬側向力(Notional Load)或降低構件勁度(Modified Stiffness)的方式來考慮；同時，構件強度是根據其無側向支撐長度來計算，因此，該法可以免除有效長度因數的計算。惟虛擬側向力中參數的設定對於穩定性較差之具倚靠柱鋼構架是否適用，不無疑義。本研究將針對具倚靠柱鋼構架應用直接分析設計法之設計參數進行檢核並提出相對於具倚靠柱鋼構架應用之參數值。

圖一 鉸支承

圖二 倚靠柱

三、研究範圍

由於直接分析設計法是應用現行 LRFD 法的設計公式，故構件側向扭轉挫屈(Lateral Torsional Buckling)及部份斷面挫屈(Local Buckling)的考慮已包含於本設計法中。由於一般具倚靠柱鋼構架係討論在側方向的承力行為，故本研究僅考慮二維鋼構架之情形。此外，在具倚靠柱的鋼構架中，鉸接點與抗彎矩接點受力行為差異頗大，因此，不考慮半剛性接點(Semi-rigid Connection)。

貳、文獻探討

一、概論

在 2005 年版 AISC 規範中第 C 章規定任何方法只要在整體構架及其各構件的分析及設計中考慮下列五項影響結構穩定性的因素，都是可以被接受與應用的

[3]：

(1) 撓曲、軸向及剪力變形；

(2) 因殘餘應力與材料降伏所造成的勁度降低(及相對應的變形量的增加)；

(3) P-Δ效應；

(4) P-δ效應；及

(5) 構件的初始形狀製造誤差(Initial Geometric Imperfections)

因此，避免繁複運算與檢核的鋼結構設計方法能逐漸發展，但簡化後的新方法能否應用於各類型的結構系統，也需進行驗證。

二、AISC-LRFD法

在 AISC-LRFD[1]法中，鋼結構設計的要求是載重作用對構件所造成的強度不超過構件本身的標稱強度(Nominal Strength)，而計算者可以一階彈性分析合併放大因數或二階彈性分析來計算構件力。上述二種分析法均須以構件的有效長度來計算其軸向壓力強度。

對於梁－柱鋼構件，其強度必須符合圖形為二段直線的交互方程式：

若 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$ 則 $\frac{1}{2}\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1.0$ (1)

若 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \ge 0.2$ 則 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1.0$ (2)

其中

P_u = 需要軸向壓力

P_n = 標稱軸向壓力

M_u = 需要彎曲力矩

M_n = 標稱彎曲力矩

ϕ_c = 軸向折減係數 = 0.9

ϕ_b = 撓曲折減係數 = 0.9

為了合理估算梁－柱構件的需要彎曲力矩，AISC-LRFD 規範要求由軸壓力對變形構件所產生的二階彎矩必須考慮。M_u 值可經由二階彈性分析或下列公式計算而得：

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3)$$

其中

M_{nt} = 假設剛架無側向變位時，構件的需要彎矩強度

M_{lt} = 假設剛架僅有側向變位時，構件的需要彎矩強度

放大因數 B_1 是用以計算所有構件的 P-δ 效應，而 B_2 是用來估算無側支剛架構件的 P-Δ 效應。P-δ 效應是構件軸向壓力作用相對於變形構件弦線所增加的彎矩，而 P-Δ 效應是軸向壓力作用變形構件二端相對變位所增加的彎矩。B_1 可計算為：

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\dfrac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1.0 \tag{4}$$

其中

P_u = 構件的需要壓力強度

$P_{e1} = \dfrac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$，其中 K 是根據無側移組合直線 K 值圖所得之有效長度因數

B_2 可表示如下：

$$B_2 = \frac{1}{1-\sum P_u\left[\dfrac{\Delta_{oh}}{\sum HL}\right]} \quad 或 \quad B_2 = \frac{1}{1-\dfrac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} \tag{5}$$

其中

ΣP_u = 該樓層中所有柱構件需要軸壓力之總和

Δ_{oh} = 該樓層的相對側向變位

ΣH = 該樓層中造成 Δ_{oh} 的所有水平力總和

$\sum P_{e2} = \sum\left[\dfrac{\pi^2 EI}{(KL)^2}\right]$，$K$ 值是根據有側移組合直線 K 值圖所得之有效長度因數

AISC-LRFD 規範中之柱曲線公式 P_n 已隱含二階效應、殘餘應力及初始構件缺陷等效應在內[4]，P_n 可計算如下：

若 $\lambda_c > 1.5$ 則 $P_n = \left(\dfrac{0.877}{\lambda_c^2}\right)P_y$ (6)

若 $\lambda_c \leq 1.5$ 則 $P_n = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right)P_y$ (7)

其中

λ_c = 構件長細參數 = $\dfrac{KL}{\pi r}\sqrt{\dfrac{F_y}{E}}$

K = 有效長度因數

L = 構件無側向支撐長度

r = 構件斷面之迴轉半徑

E = 彈性模數

F_y = 鋼材的屈服應力

KL/r 等於強軸挫曲或弱軸挫曲之較大者

三、有效長度因數

有效長度因數是用來估計整個結構系統對個別構件強度的影響，若考慮有側支構架，其構件的 K 值可保守地取為 1.0；對於無側支構架的構件，則有幾種不同的方式估算其 K 值[1,5,6,7,8]。AISC-LRFD 建議的計算法是組合直線圖示法(Alignment Chart Approach)。

為了考慮結構彎矩會集中於側向勁度較大的構件，AISC-LRFD 規範的說明中提出修正有效長度因數的建議。對於一樓層中第 i 根構件，其修正有效長度因數為

$$K_i' = \sqrt{\frac{\sum P_u}{P_{ui}} \frac{I_i}{\sum\left(\frac{I_i}{K_i^2}\right)}} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} K_i \tag{8}$$

其中

K_i = 根據有側移組合直線 K 值圖所求得第 i 根剛接柱之有效長度因數

$\sum P_u$ = 在該樓層中所有柱構件需要軸向壓力之總和

P_{ui} = 第 i 根剛接柱的需要軸向壓力

I_i = 第 i 根剛接柱在撓曲方向的慣性矩

在 AISC-LRFD 法中，各構件自整個結構系統中分離出來，並以構件強度曲線公式及交互方程式來設計。有效長度因數概念的應用提供了整個結構系統與其構件間之相互關係。然而，有效長度觀念的應用還是有若干問題的。

有效長度因數在實際設計過程中不能被正確的預測，因為有效長度因數的推導是根據許多不存在於真實結構中的理想化的假設[1]，違背這些假設時，所得誤差可能甚大。

整個結構系統與其各構件的關係甚為複雜，很難以單一的數字來精確地表示二者間的關係。有效長度因數及柱構件挫屈荷載的求取可分為三類[6]：(1)挫屈行為僅包含構件本身及與其相接的構件；(2)挫屈行為受構件本身及同層樓其他構件的影響；(3)挫屈行為是以整個結構的挫屈來考慮。若是採用不同的模式，則所得 K 值會有相當大的差異。因此，結構的穩定計算若是根據有效長度的方法，則將會很複雜，也會導致設計工程師困惑及誤解。

四、直接分析設計法

在一階彈性分析中，包含二組有效長度因數的放大因數之計算是相當繁複，因此，應用電腦的方法直接求得構件力是較為方便和容易。在設計鋼結構時，二階彈性分析是現在一般實務上常用來估算二階彎矩的方法。二階彈性分析是根據二階變形，也即是平衡條件的建立是依據變形結構的幾何形狀。為了正確描述力與變位間的關係，漸增載重的觀念及重複計算的過程被應用於結構的分析中。雖然二階彈性分析可以計算構架的穩定效應，但是，該法無法考慮結構的非彈性效應；若採用二階分析法時，可完全免除有效長度因數而直接求得極限彎矩 M_u。然而，考慮梁－柱交互方程式中 P_n 項的有效長度因數 K，對於無側移構架構件，K 值經常小於 1.0，而 AISC-LRFD 規範則保守地建議取 K=1.0；但是，對於有側移的構件，若採用 K=1.0，則將導致不安全的設計結果。

直接分析設計法是一種鋼結構的二階彈性分析設計方法，當應用此法時，構件軸向力的計算是採用構件的無側向支撐長度或 K=1.0；而構材的非彈性及構件的初始製造缺陷效應則以虛擬側向力或修正勁度的方式來反應。為了適當估算結構中每一根構件的強度，仍然需要以梁－柱交互方程式來檢核每一根構件。

直接分析設計法之概念可由圖三加以說明：一合併有軸壓力與彎矩之構件其軸力 P 與彎矩 M 在外力遞增情形下，以二階彈性分析得其二者之歷程與應用實際 K 值所得交互方程式圖形之交點為 A 點，亦即極限軸壓力為 P_A，此即為 AISC-LRFD 之解；若以構件原長為其有效長度，即取 K=1.0 計算得一新的交互方程式圖形，則在外力遞增情形下，P 與 M 值之歷程曲線將與新圖形交於 B 點，並得極限軸壓力為 P_B，顯然高估其強度。若採用二階彈性分析時併用適當之虛擬側向推力及修正勁度，亦即降低構件及結構強度，使 P 與 M 值之歷程曲線與採用 K=1.0 計算所得之交互方程式圖形交於 C 點，即 P_C 略相等於 P_A，則設計結果可與 AISC-LRFD 相同，且有效長度因數之計算可以免除，此即為直接分析設計法之構想。

AISC 建議對於一般鋼構架除原有載重情形外，應加虛擬側向推力值為千分之二的樓層及向下載重，該值係假設樓層上下二端之初始水平誤差為柱構件長的五百分之一：

$$N_i = 0.002Y_i \tag{9}$$

其中

N_i = 作用於 i 樓層的虛擬側向推力

Y_i = 作用於 i 樓層的全部重力負載

對於提供側向穩定能力的構件均折減其撓曲與軸向勁度為原有之百分之八十：

$$EI^* = 0.8\tau_b EI \tag{10}$$

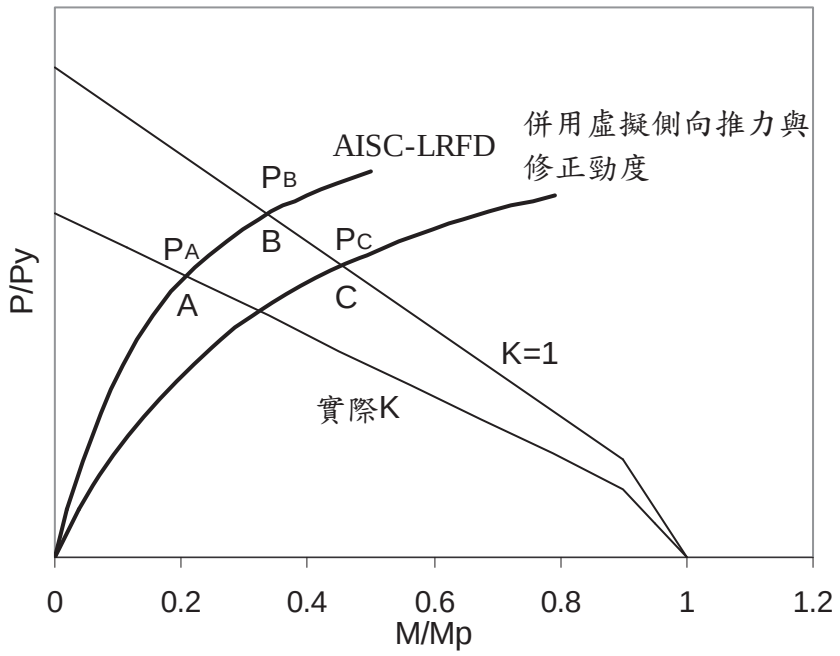
$$EA^* = 0.8EA \tag{11}$$

其中，τ_b 為考慮鋼構材殘餘應力所應用的 CRC 正切模數概念，主要係修正彈性模數 E 值。若為簡化計算，AISC 規定 τ_b 可取為 1.0，但為同時考慮構架及其構件的初始缺陷效應及因材料屈服所造成的勁度損失，虛擬側向推力應增為

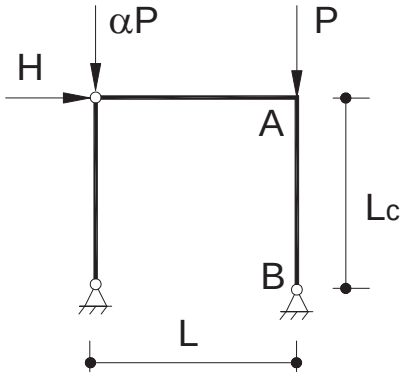
$$N_i = 0.003Y_i \tag{12}$$

參、研究方法

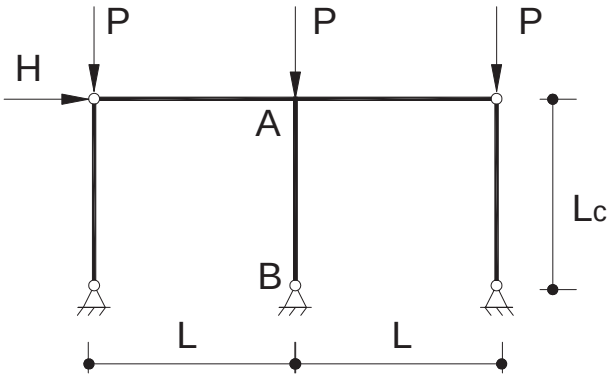
由於台灣鄉間作為工廠或倉儲使用的簡易型鋼構架許多為具倚靠柱鋼構架系統，為探討直接分析設計法對於此類鋼構架應用的合理性，本研究將依梁勁度之強弱、強軸與弱軸破壞差異與載重分佈變化等不同的條件對此類鋼構架進行比較。研究模型如圖四與圖五所示，圖四係單跨鋼構架，其中 AB 柱為被倚靠柱，其 A 端係剛接點，B 點為鉸支承，其餘柱構件為倚靠柱；圖五為二跨鋼構架，AB 柱為被倚靠柱，其餘之柱構件為倚靠柱。構架將分七種不同條件分析，如表一所示。



圖三 直接分析設計法之概念



圖四 單跨倚靠柱鋼構架



圖五 二跨倚靠柱鋼構架

表一 各構架構件斷面及長度

編號	柱斷面	柱長度(cm)	梁斷面	梁長度(cm)
X-0-20-11	W8×31	176.3	-	-
X-4-20-11	W8×31	176.3	W8×31	705.1
X-0-40-21	W8×31	352.6	-	-
Y-0-40-21	W8×31	205.2	-	-
X-4-20-21	W8×31	176.3	W8×31	705.1
Y-4-40-21	W8×31	205.2	W8×31	816.9
X-4-20-111	W24×94	500	W24×94	1000

表一中所示編號第一組符號區別構件為強(X)軸或弱(Y)軸撓曲，第二組符號表示被倚靠柱之柱梁勁度比值，即 A 點之 G 值，

$$G_A = \frac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{柱}}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{梁}} \tag{13}$$

G_A 為 0 表梁勁度遠大於柱勁度之極限情形；第三組符號表柱構件長細條件之區別，該值等於 L_C/r_x 或 L_C/r_y；第四組符號表示樓層載重之比值，該符號若為「**11**」表係單跨倚靠柱鋼構架且圖四中之 α 為 1，該符號若為「**21**」表圖四中之 α 為 2；該符號若為「111」表係二跨倚靠柱鋼構架。所有鋼構材之彈性模數為 2×10^5MPa，屈服應力為 250MPa，分析之數據均已考慮設計折減因數。

為簡化分析程序，本研究將柱與梁構件之軸向與撓曲勁度均取為直接分析設

計法所規定之修正勁度，即構件慣性矩取實際值，而鋼構材之彈性模數為 0.8Es。因具倚靠柱鋼構架之結構穩定度較弱，虛擬側向推力自千分之三的樓層載重依千分之一樓層載重之減率，遞減至零，以觀察由直接分析設計法分析所得構件強度極限值與精確值之差異。

推演過程需與精確解進行比對，本研究將採 W. F. Chen 及 S. E. Kim 所發展的 PAAP(Practical Advanced Analysis Program)[9]程式之計算結果為精確解(Advanced Analysis, AA)，該程式以 Fortran 軟體寫成，在一般個人電腦上均可運算，其為鋼結構的二階非彈性分析程式，以改良之塑性鉸分析概念，並以載重遞增及重複運算的方式，可計算整體結構及其個別構件之受力歷程與變形，其已經驗證與精確解近似，且符合現行 AISC-LRFD 規範要求。

肆、結果分析

對不同條件之具倚靠柱鋼構架分別進行以合併施加不同虛擬側向推力之直接分析設計法分析與精確解的分析與計算，所得結果分別繪製成強度曲線圖，如圖六至圖十二所示。為便於結果之判斷與解讀，各圖之縱軸與橫軸皆予單位化，取縱軸為 P/P_y，橫軸為 HL_C/M_P，其中

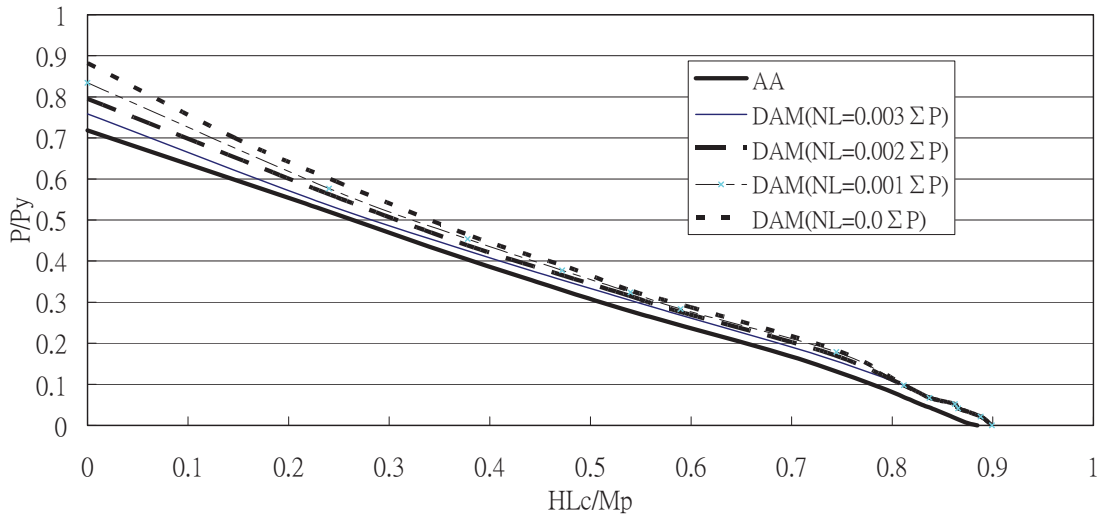
$$P_y = A_g F_y$$

$$M_p = ZF_y$$

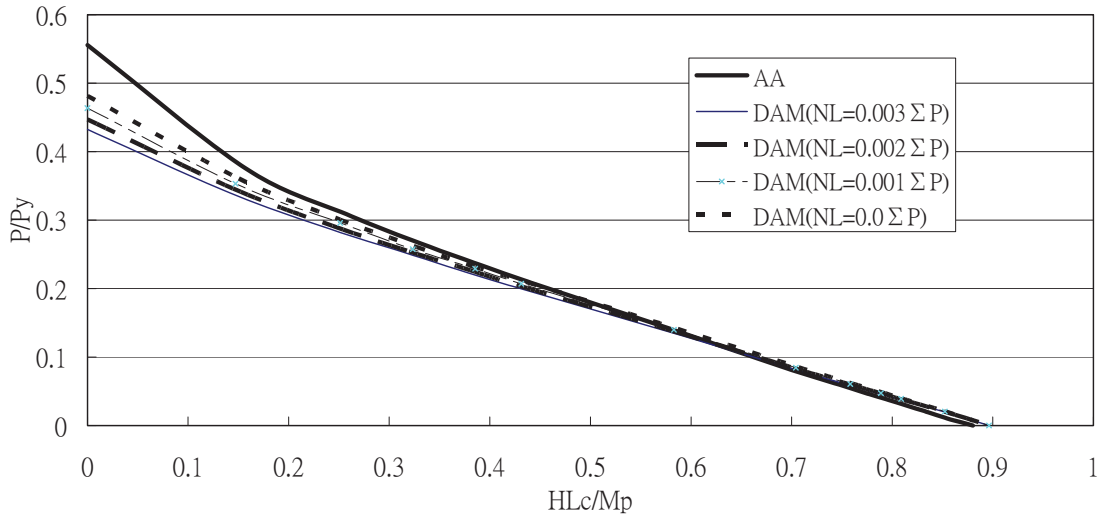
A_g 為構件斷面積，Z 為塑性模數，F_y 為屈服應力，H 為水平側向力，L_c 為柱構件長度。

由圖六至圖十二的數據結果分析可得：

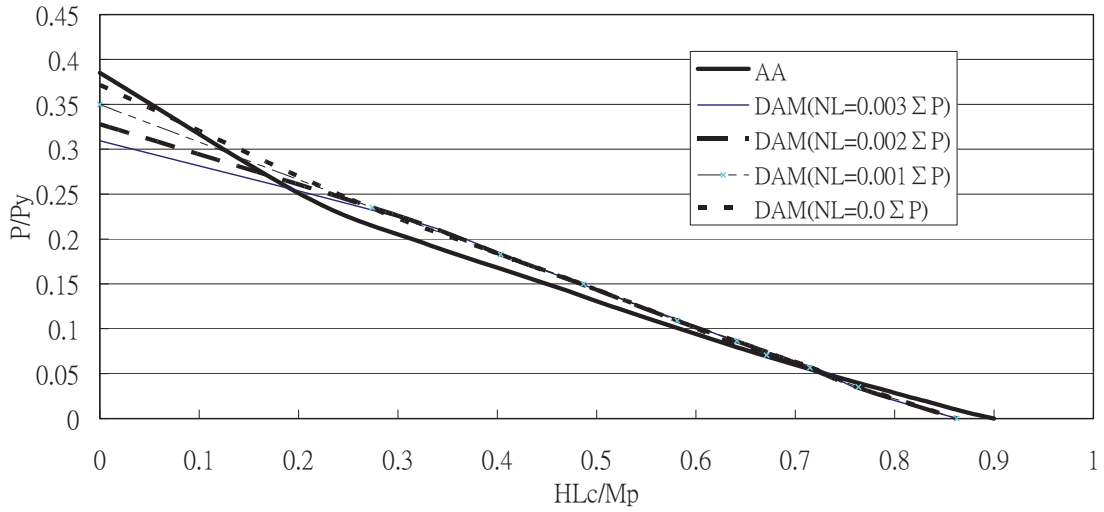
1. 虛擬側向推力在實際水平側力W較小時，其對於鋼構架的作用效果相當明顯；反之，在W力較大時，不論虛擬側向推力是採千分之三或0倍的樓層載重，其結果幾乎一致。
2. 對於梁構件撓曲勁度遠大於柱構件撓曲勁度之具倚靠柱鋼構架(即G_A=0)，不論虛擬側向推力為零至千分之三的樓層載重，由直接分析設計法所得之極限載重大多大於精確解之值。惟此類鋼構架屬較為極端之情況，實務上並不常見。
3. 對於強柱弱梁的構架(即G_A=4)，除二跨構架在實際水平側力較小且虛擬側向推力為零或千分之一樓層載重的情形下，直接分析設計法有高估構件強度之疑慮，其餘均未超過精確解之值。



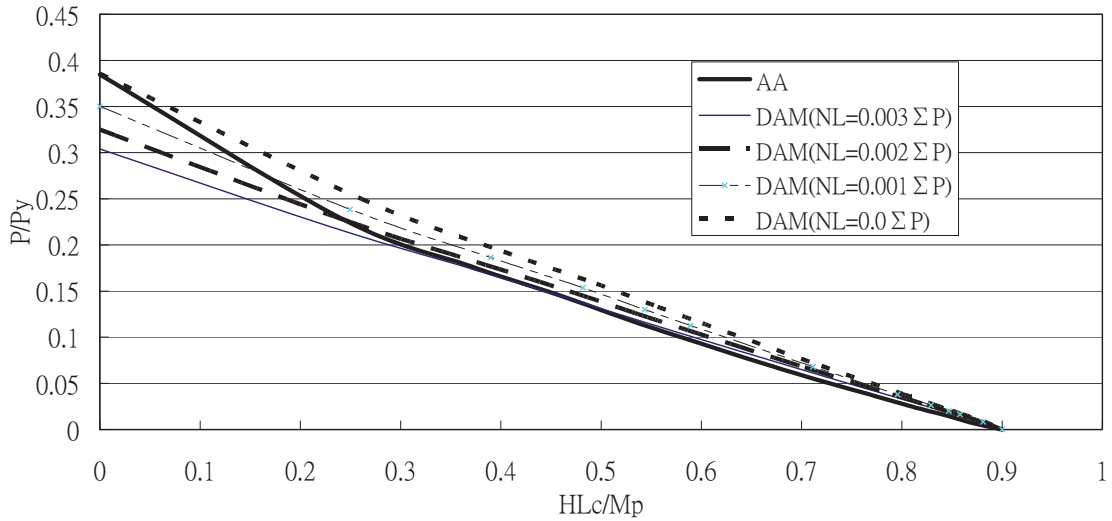
圖六 編號 X-0-20-11 構架之強度曲線圖



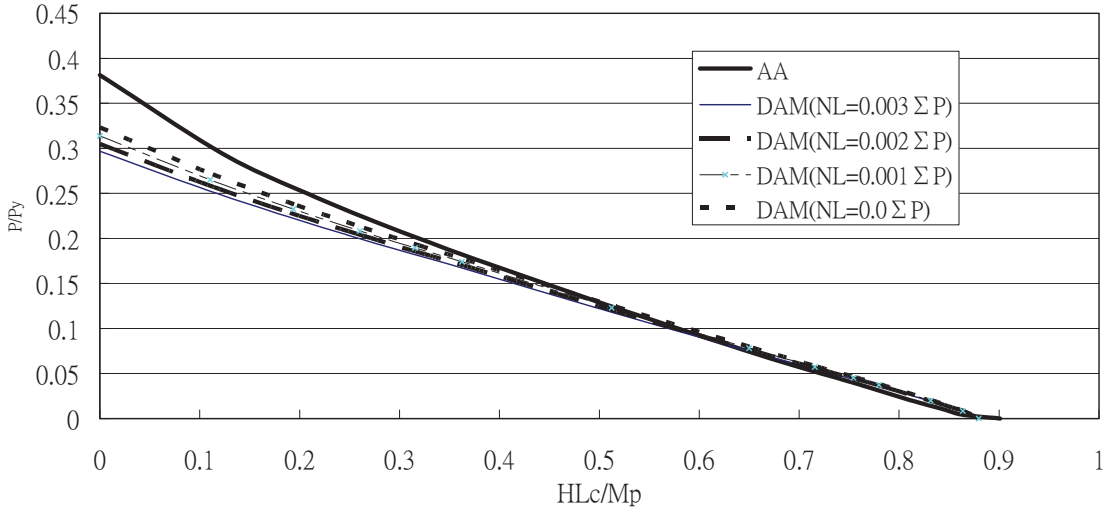
圖七 編號 X-4-20-11 構架之強度曲線圖



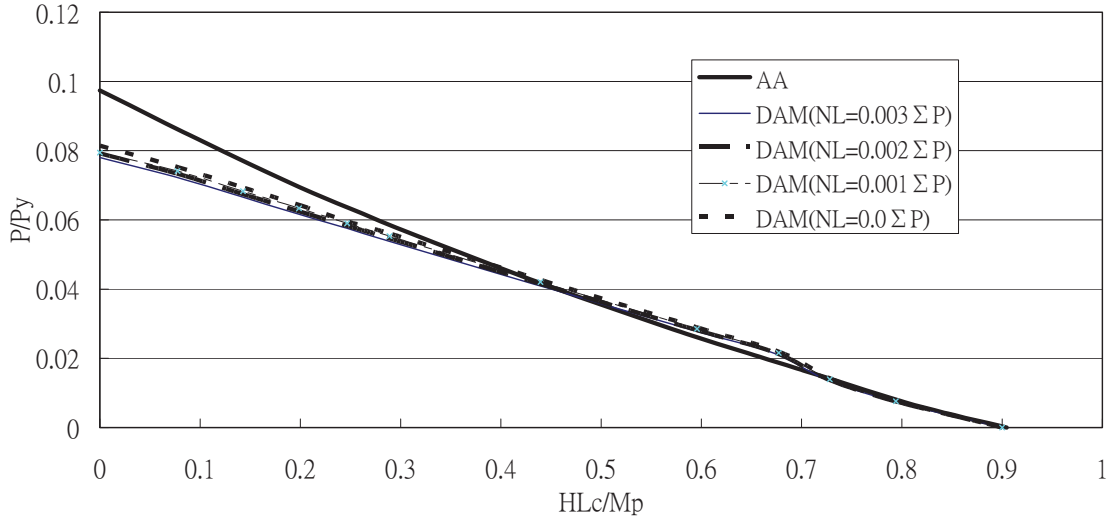
圖八 編號 X-0-40-21 構架之強度曲線圖



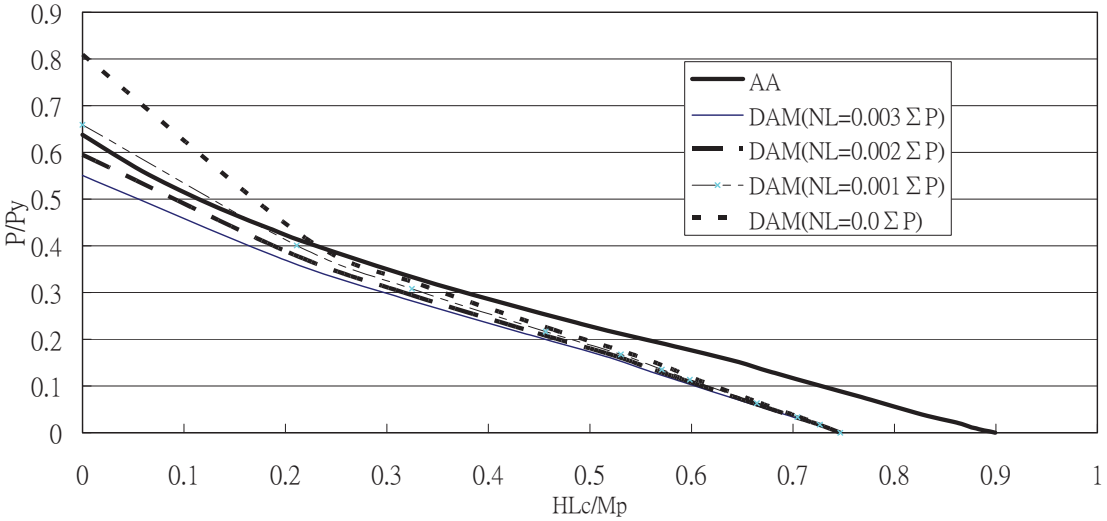
圖九 編號 Y-0-40-21 構架之強度曲線圖



圖十 編號 X-4-20-21 構架之強度曲線圖



圖十一 編號 Y-4-40-21 構架之強度曲線圖



圖十二 編號 X-4-20-111 構架之強度曲線圖

伍、結論與建議

本研究探討以直接分析設計法應用於具倚靠柱鋼構架廠房建築結構時，其分析設計參數的合理性，研究分別依梁-柱構件勁度、柱構件長細比、強弱軸破壞模式及載重分佈之不同分七個研究模型。經比較研究數據結果可得以下結論：

1. 若梁勁度遠大於柱勁度時，虛擬側力不應施加，且無法應用原有AISC-LRFD之交互方程式，應予修正。
2. 對於一般具倚靠柱鋼構架建議在不考慮折減勁度時，取虛擬側力為樓層載重之千分之二即可。
3. 柱構件的長細比差異、強軸破壞與若軸破壞及載重分怖不同對於分析結果的影響不大。

由於研究時間與經費之限制，本研究之結果尚不完整，尚有繼續深入進行的空間：

1. 雖然梁勁度遠大於柱勁度的情形於實務上並不常見，但仍應推導並驗證適用之交互方程式，以供設計之用。
2. 虛擬側力之大小與柱構件軸向力有關，為得精確之分析及設計結果，應將其關係推衍並驗證。

參考文獻

1. AISC, *Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction*, 3rd ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2001.
2. J. Y. R. Liew, D.W. White, and W. F. Chen, " Beam-Column Design in Steel Frameworks-Insights on Current Methods and Trends," *Journal of Constructional Steel Research*, 18, 269-308 (1991)
3. AISC, *Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction*, 3rd ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2005.
4. W. F. Chen and E. M. Lui, *Structural Stability Theory and Implementation*, Elsevier, New York, 1987.
5. N. E. Shanmugam and W. F. Chen, " An Assessment of K Factor Formulas," *Engineering Journal*, 32, 3-11 (1995)
6. D. W. White and J. F. Hajjar, " Buckling Models and Stability Design of Steel Frames: a Unified Approach," *Journal of Constructional Steel Research*, 42, 171-207 (1997).
7. L. F. Geschwindner, " A Practical Look at a Frame Analysis, Stability, and Leaning Columns," *Engineering Journal*, 39, 167-181 (2002)
8. W. F. Chen, *Handbook of Structural Engineering*, CRC Press, New York, 1997.
9. W. F. Chen and S. E. Kim, *LRFD Steel Design using Advanced Analysis*, CRC press, New York, 1997.