

建築物允許沉陷量之探討
A STUDY ON TOLERABLE SETTLEMENT
OF BUILDING

顏東利，張桂才
Tung-Lih Yen and Kui-Choi Chong

原著載於地工技術雜誌第34期，
1991年6月，78-96頁

Reprinted from
Sino-Geotechnics, No. 34
June 1991,
pp. 78-96

建築物允許沈陷量之探討

顏東利* 張桂才**

一、前言

建築物之允許沈陷量長久以來一直是大地工程師所關切之問題。大地工程師於進行基礎設計時，須先預估建築物之沈陷量，再依據建築物之允許沈陷量來決定其基礎型式係採用獨立基腳、筏式基礎或樁基礎等；另一方面，大地工程師於評估深開挖或潛盾等地下施工對建築物之影響情形，以及擬定監測之沈陷安全管理值時，亦須瞭解建築物所能承受之允許沈陷量，以作為施工安全之控制標準。

由於國內過去一直缺乏有關建築物允許沈陷量之調查及統計資料，因此大地工程師大多直接依據國外之相關文獻資料。惟國內建築物之特性，例如建材、結構型式與設計及施工等，並不完全與國外之建築物相同，因此實有依據國內建築物之沈陷量測結果，以檢討國外文獻資料適用性之需要。本文除先回顧並整理國外相關之文獻資料以供大地工程師參考外，並依據國內42棟建築物之沈陷量測結果，檢討並建議適合國內建築物特性之允許沈陷量。

二、相關名詞定義

於開始探討建築物之允許沈陷量之前，需先瞭解並統一定義相關之名詞以避免混淆。本文對與基礎位移量相關之常用名詞簡要定義並說明如下：

(1) 沈陷量 (Settlement) 與差異沈陷量 (Differential or Relative Settlement) — 分別以 ρ 與 $\delta \rho$ 表示，其定義參見圖一(a)，最大沈陷量與差異沈陷量分別以 ρ_{\max} 與 $\delta \rho_{\max}$ 表示。

(2) 傾角 (Rotation) — 以 θ 表示，其定義為兩不同點連線之傾斜變化量 (參見圖一(a))。

(3) 相對撓度 (Relative Deflection) — 以 Δ 表示，如圖一(b) 所示，為相對於相距 L 兩點連線之位移量。

(4) 撓度比 (Deflection Ratio) — 以 Δ/L 表示，為相對撓度與兩點距離之比值 (參見圖一(b))。

(5) 傾斜量 (Tilt) — 以 ω 表示，為建築物之剛體轉動量 (Rigid Body Rotation，參見圖一(c))。傾斜量主要僅會引起建築物之機能障礙與外觀視覺上之不安全感，但建築物因之而增加之應力極小。

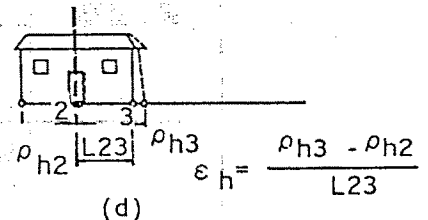
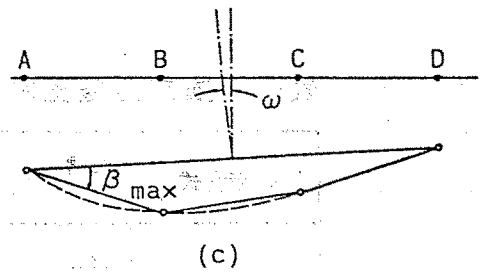
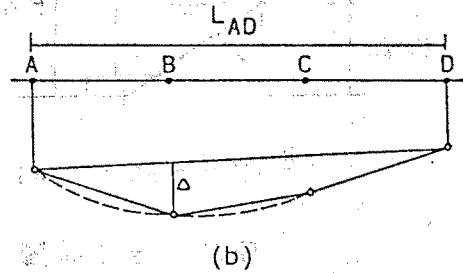
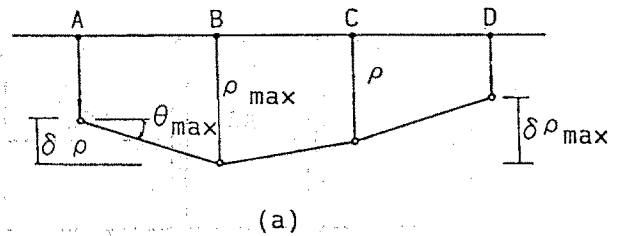
* 亞新工程顧問公司資深計劃工程師

** 南華工程股份有限公司監測組組長

(6) 角變量 (Angular Distortion) 或相對傾角量 (Relative Rotation) 一以 β 表示，為兩參考點之連線相對於傾斜之傾角變化量 (參見圖一(c))，即考慮傾角之影響。

(7) 水平位移 (Horizontal Displacement) 與水平應變 (Horizontal Strain) 一分別以 ρ_h 與 ϵ_h 表示，其定義參見圖一(d)。

前述之角變量定義方式最早係由 Skempton and MacDonald (1956) 所提出，亦為後來 Grant et al. (1974) 與 Burland et al. (1977) 所建議採用；另 Bjerrum (1963) 則將角變量定義為相鄰兩柱之差異沈陷與其水平距離之比值，即不考慮傾角之影響。由於角變量之定義並未一致，因此於參考或引用文獻資料時應先瞭解該文獻對角變量之定義方式。一般而言，Skempton 等人之定義方式較適合於筏式或連續基礎，但對獨立基腳 (Isolated Spread Footing)，由於個別基腳所發生之傾斜量很難完全一致，因此角變量之計算以不考慮傾角較為適宜 (Leonards, 1975)，其計算方式如圖二所示。

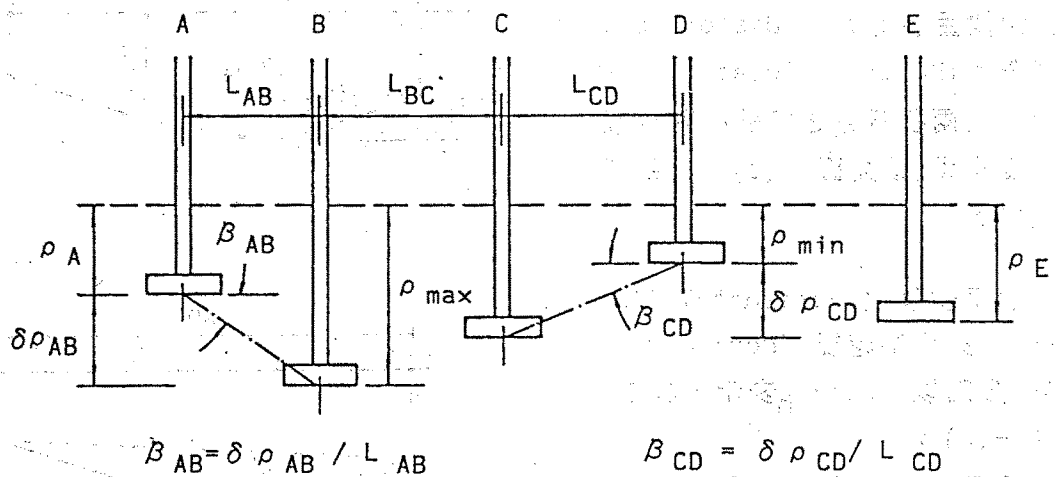


圖一 基礎位移量之名詞定義
(摘自 Burland et al., 1977, 與 Boscardin et al., 1989)

三、文獻回顧

由於影響建築物不均勻沈陷之因素極為複雜，因此有關建築物沈陷之允許值一般均係依據統計之實測調查資料而擬定。最大沈陷量與差異沈陷量為最早被採用作為擬定建築物允許沈陷量之參數，表一即為不同文獻所建議鋼筋混

土 (R.C.) 建築物之允許沈陷量，此表顯示：(1) 粘土層之允許沈陷量均大於砂土層，其主要原因為粘土層之沈陷速率較砂土層緩慢，因此建築物可逐漸調整其應力而不致於有過於急遽之變化，另砂土層局部變化之可能性較粘土層高，其沈陷量之預估較難準確掌握亦為原因



圖二 獨立基腳角變量之計算

(摘自Skempton and MacDonald, 1956)

表一 鋼筋混凝土結構物之允許沈陷量

基礎型式	土層	最大沈陷量 公分	差異沈陷量 公分	備註 ▲
獨立基腳	砂土	2.5	2.0	T
		5.0	3.0	S
		3.0	-	J
	粘土	7.5	-	S
10.0		-	J, C	
筏式基礎	砂土	5.0	2.0	T
		5.0 ~ 7.5	3.0	S
		6.0 ~ 8.0	-	J
		-	3.0	G
	粘土	7.5 ~ 12.5	4.5	S
		20.0 ~ 30.0	-	J, C
-	-	5.6	G	

▲ T=Terzaghi & Peck (1948)

S=Skempton & MacDonald (1957), 對應1/300 之角變量

J=日本建築學會(1988)

C=中華民國建築學會 (民國78年)

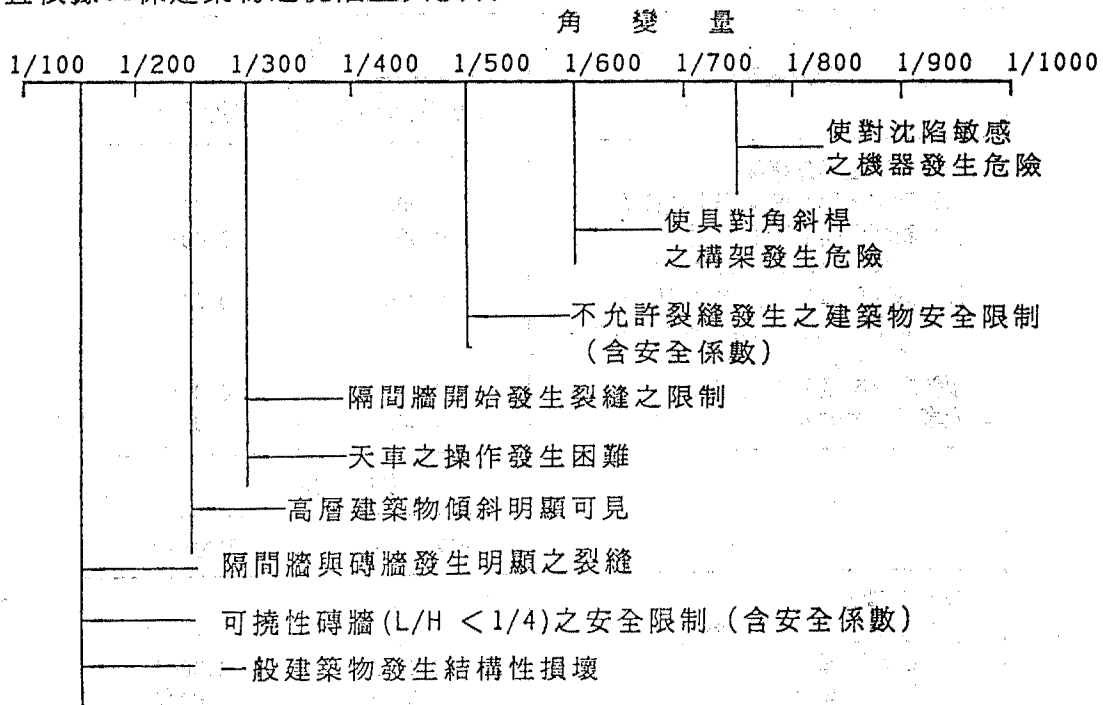
G=Grant et al. (1974), 對應1/300 之角變量

之一；(2) 除日本建築物學會允許承載於粘土層上之筏基可發生較大之最大沈陷量(20~30公分)外，其他所有研究者所建議之允許沈陷量相差並不大，砂土層上之獨立基腳允許最大沈陷量與差異沈陷量分別為2.5~5.0公分與2.0~3.0公分，粘土層上獨立基腳則分別約 7.5~10.0 公分與4.5 公分；砂土層上筏基之允許最大沈陷量與差異沈陷量分別為5.0~8.0公分與2.0~3.0公分，粘土層上筏基則分別為7.5~12.5公分與4.5~5.6公分。

除最大沈陷量與差異沈陷量之外，角變量亦為目前普遍採用之建築物允許沈陷量控制參數。由於建築物之破壞似乎均與扭曲變形有密切之關係，因此 Skempton與MacDonald(1956) 首先以角變量作為建築物沈陷量安全控制之參數，並且根據98棟建築物之沈陷量與損壞

情況調查結果，歸納出下列之結論：(1) 當角變量超過1/300 時，承重牆及構架式建築物之隔間牆可能會發生開裂之現象，(2) 當角變量超過1/150 時，則可能發生結構性之破壞。Skempton與MacDonald(1956) 並且建議可以考慮適當之安全係數而採用1/500 作為結構物發生裂縫損壞之安全管理值。

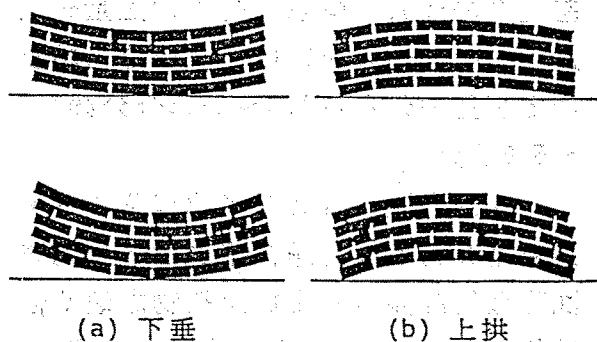
參考Skempton與MacDonald 之建議，Bjerrum(1963) 建議建築物之極限角變量如圖三所示，分別採用1/150 與1/500 之角變量作為一般構架式建築物結構性破壞與牆發生裂縫之安全管理值，Grant 等人(1974)根據更多之調查資料，進一步探討建築物之允許沈陷量，其研究結果亦指出1/300 之角變量為合理之建築物裂縫極限值，此與Skempton MacDonald (1956)之建議相同。



圖三 Bjerrum 建議之極限角變量 (摘自 Bjerrum, 1963)

Polshin與Tokar(1957)提出蘇聯之經驗並引用1955年U.S.S.R.建築規範如表二所示。對於構架式結構物之允許沈陷量係以相鄰兩柱間之差異沈陷量與其水平距離之比值來表示，此與Bjerrum(1963)之角變量定義方式相同，由表二可知除最側排柱(End Rows of Columns)之外，Polshin與Tokar(1957)所建議之極限角變量(1/500~1/200)與Skempton與MacDonald(1956)之建議相近。對於非加強承重牆(Unreinforced Bearing Walls)，由於其破壞模式(如圖四)與構架式建築物不同，因此係以最大撓度比來作為安全評估之依據，Polshin與Tokar(1957)並考慮建築物長高比(L/H)與土層之種類而分別建議撓度比之極限值。

表三為文獻所建議之建築物角變量與撓度比綜合整理結果，由此表之比較結果可歸納出兩點結論：(1)使構架式結構物發生結構性損壞與裂縫損壞之極限角變量分別約為1/150與1/300，若考慮適當之安全係數，則可採用1/500作為避免裂縫發生之安全管理值，惟前述



圖四 非加強承重牆之破壞模式

表二 1955年蘇聯建築規範對允許沈陷量之規定

建築物種類	角 變 量	
	砂與堅實粘土	塑性粘土
1.一般性與工業建築物：		
(1) 鋼結構與鋼筋混凝土結構物	0.002	0.002
(2) 表面砌磚之最側排柱 (End rows of columns)	0.007	0.001
(3) 於基礎產生不均勻沈陷時， 並不發生額外應變(Auxiliary strain)之建築物	0.005	0.005
2.傾斜之煙囪及高塔與儲倉等	0.004	0.004
3.天車(Craneways)	0.003	0.003
	撓 度 比	
	砂與堅實粘土	塑性粘土
1.非加強磚造結構物		
(1) 多層住宅與一般建築物 $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
$L/H \leq 5$	0.0005	0.0007
(2) 單層廠房	0.0010	0.0010

註：本表摘自Polshin & Tokar (1957)

表三 文獻建議之建築物允許沈陷量一覽表
(a) RC構架或加強磚造結構

	角 變 量			
	Skempton & Meyerhof MacDonald		Polshin & Tokar	Bjerrum Grant et al.
結構體損壞	1/150	1/250	1/200	1/150
牆或隔間牆裂開	1/300▲	1/500	1/500 ▲▲	1/500 1/300

▲ : 考慮安全係數時建議值為 1/500

▲▲ : 不包括最側排柱

(b) 非加強磚造結構

	允許撓度比 (Δ / L)		
	Meyerhof	Polshin & Tokar	Burland & Worth
下垂 (Sagging)	1/2500	(i) $L/H < 3$ ▲ 1/3500(砂土)-1/2500(粘土)	(i) $L/H=1$ 1/2500
		(ii) $L/H > 5$ 1/2000(砂土)-1/1500(粘土)	(ii) $L/H=5$ 1/1250
上拱 (Hogging)	--	--	(i) $L/H=1$ 1/5000
			(ii) $L/H=5$ 1/2500

▲ : H 與 L 分別為建築物之高度及長度

之角變量僅適用於具一般尺寸及勁度之樑柱結構，若樑柱之尺寸及勁度較大或較特殊時，角變量極限值將顯著降低，因此須重新加以評估；(2) 非加強承重牆之極限撓度比約在 1/5000 至 1/1500 之間，隨建築物長高比(L/H) 之減小而

降低，且建築物上拱時之極限值僅約為下垂時之半。

前述之所有允許沈陷量判斷準則主要均為根據觀察與調查結果所歸納之經驗法則，無法進一步瞭解建築物發生損壞之機制(Mechanism) 與原因以及影響

因素，因此Burland 與Wroth(1974) 採用當建築物之拉應變大於材料之極限拉應變 ϵ_{lim} (Limiting Tensile Strain) 時將開始發生裂縫之觀念，建議可將建築物簡化後以圖五所示之簡支深樑(Simply Supported Deep Beam)模擬，發生撓度(Deflection)後之簡支深樑可能因彎矩所引致之撓曲應變(Extreme Fiber Strain)或因剪力所引致之斜拉應變(Diagonal Tensile Strain)大於已知極限拉應變而開始開裂。使樑開始發生裂縫之極限撓度與建築物之長高比 (L/H)、彈性模數(E) 與剪力模數(G) 有關。根據彈性力學，單位厚度之簡支深樑當承受作用於中點之集中荷重(P) 時，中點處之撓度(Δ)可以下式表示：

$$\Delta = \frac{P}{48} \cdot \frac{L^3}{EI} \left(1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right) \quad \text{式(一)}$$

其中 $I =$ 斷面慣性矩 $= H^3/12$

式(一)若以最大撓曲應變 ϵ_{bmax} (Max. Extreme Fiber Strain) 表示，則可以寫為：

$$\frac{\Delta_{lim}}{L} = \epsilon_{bmax} \cdot \frac{L}{6H} \left(1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right) \quad \text{式(二)}$$

其中 $\Delta_{lim} =$ 樑之極限撓度

同理，式(一)亦可以最大斜拉應變

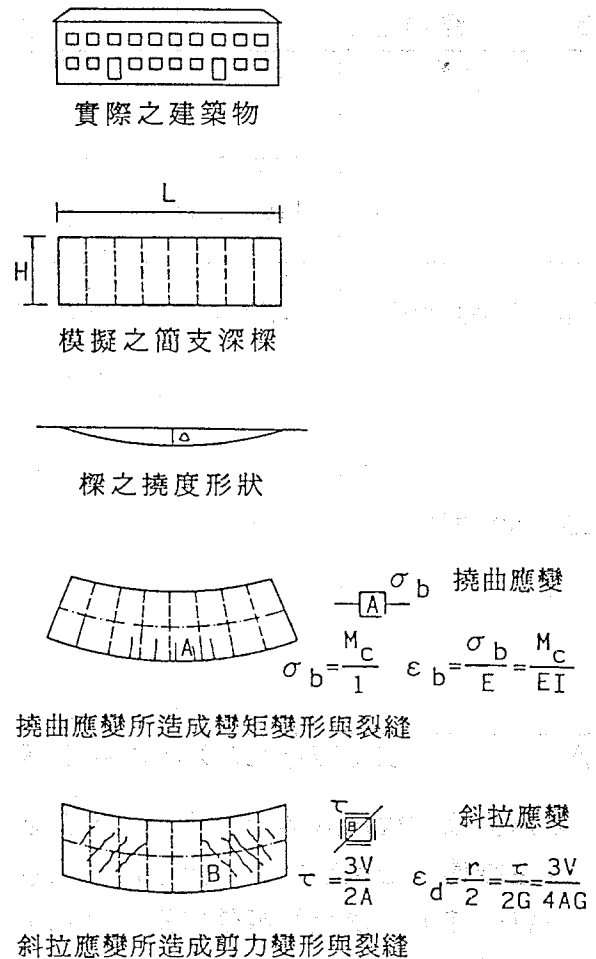
ϵ_{dmax} (Max. Diagonal Strain) 表示而改寫為：

$$\frac{\Delta_{lim}}{L} = \epsilon_{dmax} \left(1 + \frac{L^2}{18} \cdot \frac{H}{I} \cdot \frac{G}{E} \right) \quad \text{式(三)}$$

於式(二)與(三)中，分別令 $\epsilon_{bmax} = \epsilon_{lim}$ 與 $\epsilon_{dmax} = \epsilon_{lim}$ ，即可分別求出簡支深樑分別受撓曲應變與斜拉應變控制而開始發生裂縫時之極限撓度比

(Δ_{lim}/L)。由式(二)與(三)可知，當 ϵ_{lim} 為已知時，極限撓度比與 L/H 、 E/G 與中立軸之位置(即 I 之大小)有關。

由於荷重型式(例如集中荷重或均佈荷重)對極限撓度比之影響不大，因此Burland與Wroth(1974)即依據式(二)與(三)建議建築物之極限撓度比。當樑之 $E/G=2.6$ ，且中立軸位於樑之中央時， $\Delta_{lim}/L \epsilon_{lim}$ 與 L/H 之關係如圖六之曲線 I 所示，此曲線可代表下垂之非加

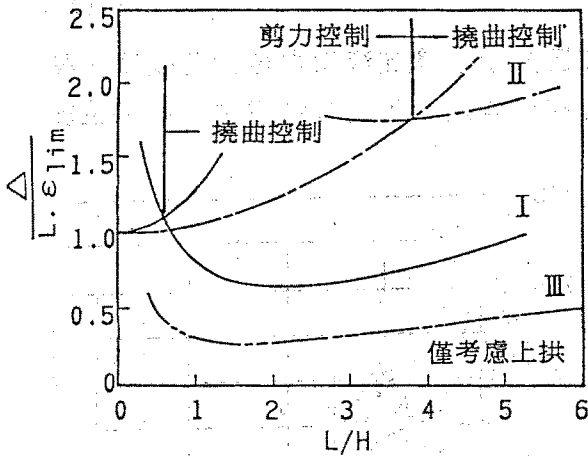


圖五 簡化深支樑模式

(摘自Burland et al., 1974)

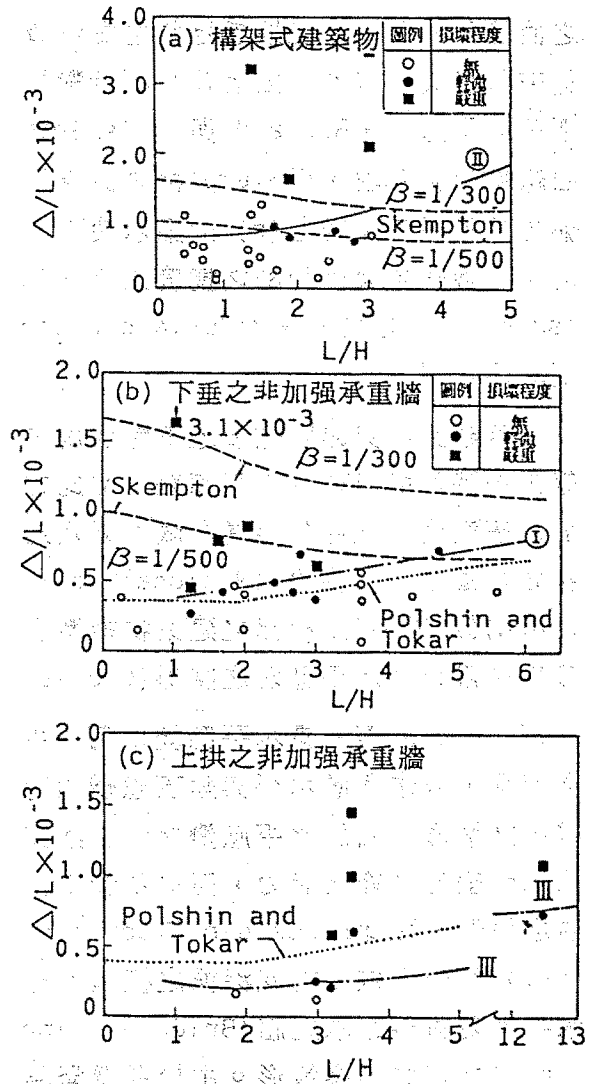
強承重牆 (Unreinforced Load-Bearing Walls) ; 當樑之剪力勁度較低時 ($E/G = 12.5$) , 而中立軸仍位於樑中央時 , $\Delta_{lim}/L \epsilon_{lim}$ 與 L/H 之關係如圖六之曲線 II 所示 , 此曲線可代表構架式建築物 (Framed Structures) 或加強式承重牆 (Reinforced Load Bearing Walls) ; 當樑因發生上拱現象 , 而使其撓曲勁度降低 ($E/G = 0.5$) 且中立軸位於樑之底端時 , $\Delta_{lim}/L \epsilon_{lim}$ 與 L/H 之關係如圖六之曲線 III 所示 , 此曲線可代表上拱之非加強承重牆。

- I ——— $E/G = 2.6$
- II - - - $E/G = 12.5$ 剪力勁度較低
- III - - - $E/G = 0.5$ 中立軸位於樑之底端



圖六 彈性模數與剪力模數比對樑發生裂縫之影響情形 (摘自 Burland et al., 1974)

根據 Burland 與 Wroth (1974) 之初步調查結果 , 磚構造物與鋼筋混凝土構造物開始發生裂縫之 ϵ_{lim} 分別為 0.05 至 0.1 % 與 0.03 至 0.05 % 之間。為檢討前述簡支深樑模式之適用性 , Burland 與 Wroth 取 $\epsilon_{lim} = 0.075\%$ 而將圖六之曲



圖七 不同建議之 Δ/L 與 L/H 關係與實測資料之比較 (摘自 Burland et al., 1974)

線 II、I 與 III 分別轉算為圖七(a)、七(b) 與七(c) 以分別表示構架式建築物與產生下垂以及上拱現象非加強承重牆之撓度比與長高比之關係 , 圖七亦包括實測之資料以及 Skempton-MacDonald 與 Polshin-Tokar 之建議曲線以作為比較。圖七(a) 顯示 Burland 與 Skempton 之曲線對於 L/H 小於 3 之構架式建築物均甚合理 , 但當 L/H 大於 3 時 , Skempton

之曲線則較保守，但缺乏足夠之實測資料來印證其正確性；圖七(b)顯示對於下垂之承重牆，Burland 與 Polshin之曲線均相當合理，但Skempton之曲線則偏向於不保守；圖七(c)則顯示使下垂之承重牆開始發生裂縫之撓度比低於Polshin-Tokar之曲線，而Burland-Wroth則較為合理。

當建築物緊臨明挖或地下隧道施工等工地時可能將產生水平應變，惟此方面之研究資料迄今尚相當有限。圖八為英國之國立煤礦協會 (National Coal Board) 於1975年所提出之建築物損壞程度與長度以及水平應變之關係(Geddes, 1984)，此圖僅考慮水平應變單獨發生之情況，並未考慮水平與垂直應變同時發生之情形。由於水平應變會減少建築物承受垂直應變之能力，而更易發生損壞之情形，因此Boscardin 與Cording(1987) 進一步依據簡支深樑之模式探討水平應變對磚造承重牆(Brick Bearing-Wall)之實際影響情形。由於考慮緊臨開挖工地之建築物沈陷形狀為上拱，而且建築物之變形會受到基礎與土壤間之摩擦力束制，因此Boscardin 所考慮之簡支深樑如圖九所示，其中性軸係位於樑之底端，當取包生比(Poisson's ratio)為0.3時，則式(二)與(三)可分別修正為下列之式(四)與式(五)：

$$\frac{\Delta l_{lim}}{L} = (0.083 \frac{L}{H} + 1.3 \frac{H}{L}) \epsilon_{bmax} \quad \text{式(四)}$$

$$\frac{\Delta l_{lim}}{L} = (0.064 + \frac{L^2}{H^2} + 1) \epsilon_{dmax} \quad \text{式(五)}$$

若建築物除垂直應變之外同時亦發生水平應變(ϵ_h)時，則簡支深樑之 ϵ_{lim}

與 ϵ_{bmax} 及 ϵ_{dmax} 之關係可以下列二式表示：

$$\epsilon_{lim} = \epsilon_{bmax} + \epsilon_h \quad \text{式(六)}$$

$$\epsilon_{lim} = \epsilon_{\theta max}$$

$$\epsilon_{lim} = \epsilon_h \cos^2 \theta_{max} + 2 \epsilon_{dmax} \cos \theta_{max} \sin \theta_{max} \quad \text{式(七)}$$

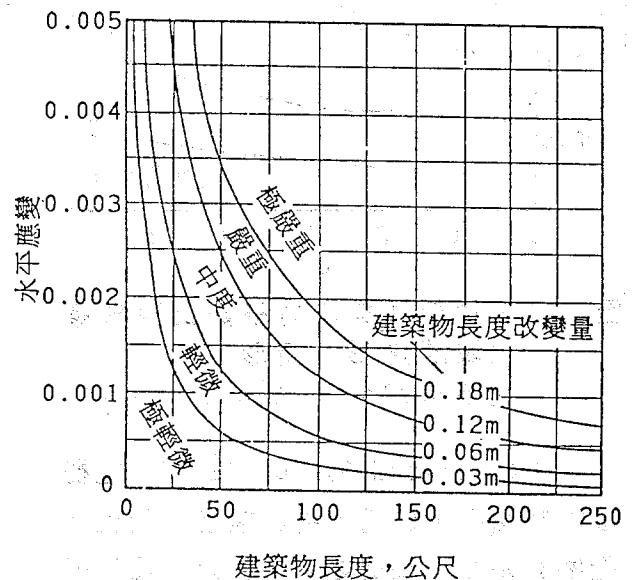
其中 θ_{max} =發生 ϵ_{dmax} 之方向與水平方向之夾角將式(六)代入式(四)可得：

$$\frac{\Delta l_{lim}}{L} = (0.083 \frac{L}{H} + 1.3 \frac{H}{L}) (\epsilon_{lim} - \epsilon_h) \quad \text{式(八)}$$

同理將式(七)代入式(五)可得：

$$\frac{\Delta l_{lim}}{L} = (0.064 \frac{L^2}{H^2} + 1) (\frac{\epsilon_{lim} - \epsilon_h \cos^2 \theta_{max}}{2 \cos \theta_{max} \sin \theta_{max}}) \quad \text{式(九)}$$

如圖九所示簡支深樑之最大角變量係發生在支承處，因此當考慮中性軸係位於

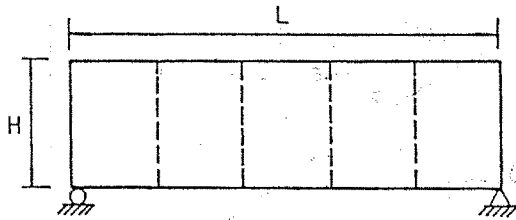


圖八 建築物損壞情形與建築物長度以及水平應變之關係
(摘自Geddes, 1984)

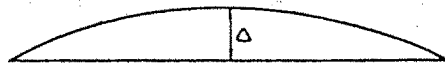
樑之下端時，極限角變量 β_{lim} 可以下式計算：

$$\beta_{lim} = \frac{3\Delta_{lim}}{L} \left(\frac{1+4\left(\frac{E}{G}\right)\left(\frac{H^2}{L^2}\right)}{1+6\left(\frac{E}{G}\right)\left(\frac{H^2}{L^2}\right)} \right) \quad \text{式(十)}$$

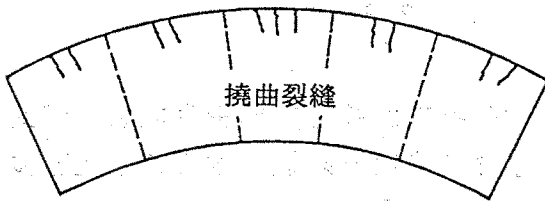
上式中之 Δ_{lim}/L 可以式(八)與(九)代入計算。由式(八)、(九)與(十)可知建築物之極限撓度比 (Δ_{lim}/L) 與角變量 (β_{lim}) 會因水平變位之發生而降低。圖十為當 $\epsilon_{lim}=0.00075$ ， $\epsilon_h=0.0005$ 且包生比=0.3時，由式(十)所計算之



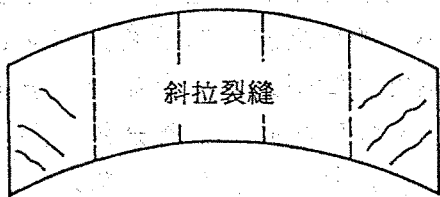
a) 模擬建築物之簡支深樑



b) 撓度形狀



c) 彎矩控制

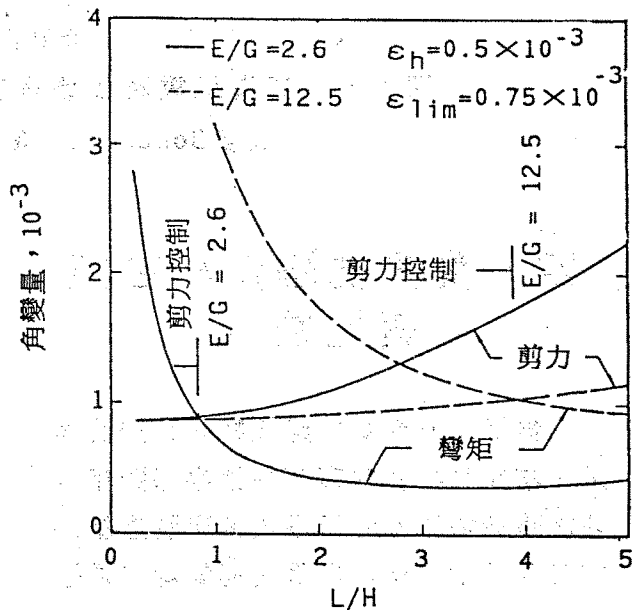


d) 剪力控制

圖九 簡支深樑模式 (摘自 Boscardin & Cording, 1989)

β_{lim} 與建築物長高比 (L/H) 之關係，此圖顯示當 L/H 小於 1 時，建築物裂縫之發生係由剪力變形 (ϵ_{dmax}) 所控制； E/G 值愈大，亦即剪力勁度愈低，則受剪力變形控制而發生裂縫之建築物 L/H 範圍愈大。由於開挖對周圍土壤位移之影響範圍係隨開挖之進行而逐漸向外延伸，因此受開挖影響而發生變形之建築物長高比 (L/H) 於剛開始時數值均很小，然後再隨開挖之繼續進行而逐漸變大；另外建築物常因門窗等開洞之存在而使其 E/G 值變大，因此建築物若因鄰近開挖工地而發生水平應變時，則造成其開始發生裂縫之主要控制因素為剪力變形，而非撓曲變形。

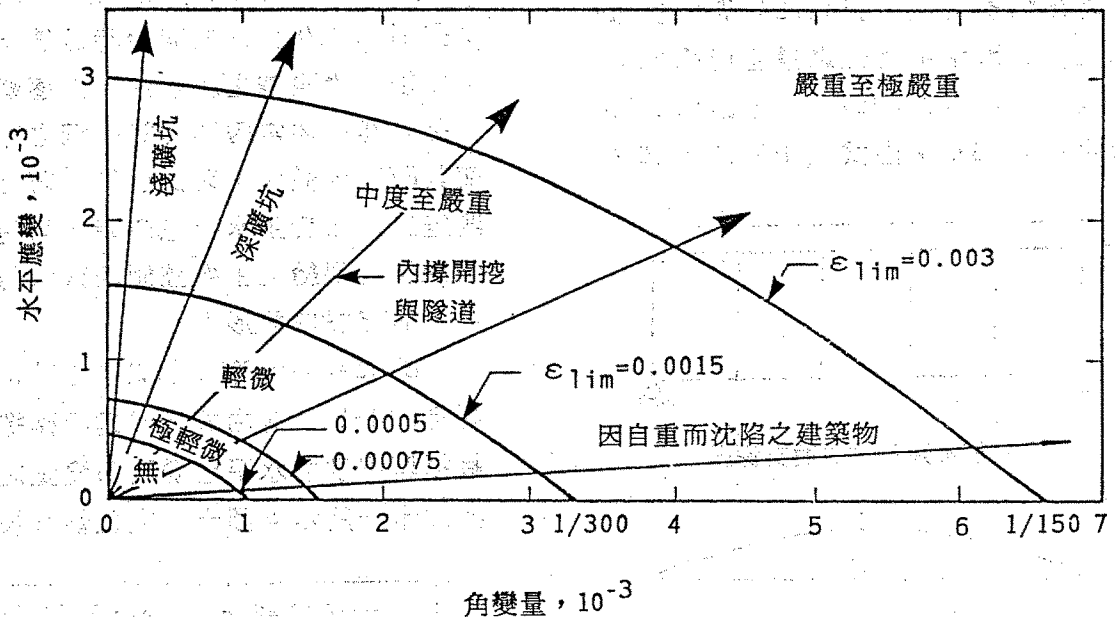
Boscardin 等人考慮中立軸位於下端且 $L/H=1$ ，並由式(十)建議磚造承重牆損壞程度與水平應變及角變量之關係如圖十一所示。圖十一之極輕微損壞區



圖十 考慮水平應變時 E/G 對極限角變量與 L/H 之影響 (摘自 Boscardin & Cording, 1989)

域上、下限係參考 Bur-land與 Worth(1974)之建議,分別取極限拉應變(ϵ_{lim})等於0.0005與0.00075;輕微損壞區域之上限係採 $\epsilon_{lim}=0.0015$,所對應當水平應變為零時之角變量等為1/300,此值與Skempton與MacDonald(1956)所建議構架式與加強磚造建築物之牆開始

發生裂縫之角變量相等;中度至嚴重損壞之上限則採用 $\epsilon_{lim}=0.0030$,所對應當水平應變為零時之角變量為1/150,此值亦與Skempton與MacDonald(1956)所建議構架式及加強磚造建築物開始發生結構性破壞之角變量相等。



圖十一 磚造承重牆損壞程度與水平應變及角變量之關係

(摘自Boscardin & Cording, 1989)

四、實測沈陷資料之整理與比較

為探討適合國內建築物之允許沈陷量,本文收集台北市42棟緊鄰深開挖工地之建築物沈陷量與損壞情形調查結果如表四所示,沈陷之量測期間均自鄰近工地開始進行開挖至地下室全部構築完成為止,各建築物於監測之前並無明顯之損壞情形,所量測之沈陷量並未包括

建築物於開挖之前已發生之量,因此應小於建築物自新建完成後實際上已發生之總沈陷量,以此等較實際總沈陷量為小之沈陷量來探討建築物允許沈陷量之大小,所得之結果應較偏保守。表四之建築物位置係以大台北盆地之土層分區表示,各區之典型土層分佈情形如表五(亞新公司,民國76年)所示,由於調查之建築物所座落之K1區土層,其第V與Ⅲ次層之砂性土壤有尖滅或減薄之現象,因此本文於將實測沈陷量與文獻之

表四 建築物沈陷量與損壞情形調查結果

位置	結構▲ 種類	估計 屋齡,年	尺寸,公尺		層數		基礎▲▲ 種類	最大沉陷 量,公分	角變量	差異沉陷 量,公分	▲▲▲ 損壞 等級
			長	寬	地下	地上					
T2	RB	50	18.5	14.0	0	3	F	3.40	1/250	1.80	4
K1	RB	25	21.0	15.0	0	3	F	1.40	1/625	0.80	2
K1	RB	15	-	-	0	1	F	3.94	1/362	2.90	2
K1	RC	2	43.0	39.0	2	14	F	2.14	1/1943	0.40	1
K1	RC	10	29.0	-	-	7	F	2.22	1/2750	0.64	1
T2	RB	30	44.0	12.0	0	5	F	2.10	-	0.60	1
T2	RC	15	31.5	24.5	0	2	F	2.00	1/833	0.60	2
T2	RB	30	24.5	16.0	0	4	F	4.60	1/485	1.90	3
T2	RB	30	23.5	14.5	0	1	F	1.50	1/2727	0.30	1
T2	RC	10	-	-	-	-	F	1.20	-	-	2
T2	RB	30	44.0	44.0	0	4	F	2.30	1/1093	-	1
K1	RB	20	116.0	18.0	0	4	F	4.01	1/636	0.57	2
T2	RB	50	-	48.0	0	3	F	1.60	1/750	0.60	2
K1	RB	20	40.0	21.0	0	5	F	3.15	1/1083	0.51	2
T2	RB	30	50.0	18.0	0	4	F	3.40	1/225	2.80	3
T2	RC	10	15.0	11.0	1	7	F	3.70	1/304	2.08	3
T2	RB	15	20.0	18.0	0	5	F	1.22	1/1801	0.20	1
K1	RB	20	20.0	11.0	0	3	F	3.69	1/694	0.64	2
T2	RC	50	-	-	0	1	F	1.80	1/1242	0.80	1
T2	RB	15	18.7	7.6	0	3	F	1.64	1/1574	0.46	1
T2	RB	10	30.0	24.0	0	5	F	0.70	-	-	1
T2	RC	1	31.4	18.0	0	4	F	0.93	1/3390	0.41	1
T2	RB	25	19.0	11.5	0	4	F	1.60	1/1193	0.20	1
T2	RB	15	16.2	11.0	0	4	F	2.63	1/1039	1.54	1
T2	RB	30	48.0	34.0	0	1	F	1.40	-	-	1
T2	RB	20	25.0	13.0	0	4	F	0.40	1/822	0.50	1
T2	RB	30	28.0	18.0	0	1	F	2.87	1/995	-	1
T2	RB	30	27.0	-	0	4	F	1.90	-	-	-
T2	RB	30	43.0	-	0	4	F	0.70	-	-	-
T2	RC	10	36.0	28.0	1	12	M	1.70	1/1057	0.50	1
K1	ST	1	196.0	128.0	2	7	M	6.20	1/923	1.70	2
T2	RC	5	-	-	1	10	M	2.60	1/2390	-	1
T2	RC	5	31.0	26.0	1	11	M	0.67	1/1475	0.50	2
T2	RC	5	33.0	31.0	1	12	M	3.60	1/1420	0.60	2

(續下頁)

(承上頁)

T2	RC	5	32.0	-	1	6	M	1.09	1/1110	0.69	2
K1	ST	1	196.0	128.0	2	7	M	8.00	1/760	2.30	2
T2	RC	10	31.0	20.0	1	4	M	1.40	1/1241	0.20	1
T2	RC	5	28.0	19.0	1	10	M	0.50	-	-	1
T2	RC	-	18.0	14.0	1	14	M	1.96	1/1890	0.20	1
T2	RC	1	37.8	20.0	1	12	M	2.67	1/507	1.24	1
K1	RC	20	18.0	18.0	0	12	M	5.10	1/847	0.70	1
T2	RC	5	91.0	12.8	0	5	M	1.48	-	-	1

▲ : RB加強磚造, RC鋼筋混凝土, ST鋼結構

▲ ▲ : F 獨立基脚, M 筏基

▲ ▲ ▲ : 1 無, 2 極輕微, 3 輕微, 4 中度

表五 K1區與T2區土層之典型分佈情形

土層分區	分佈範圍	松山層次層	平均厚度, 公尺	土壤種類
K1	南港, 內湖, 松山, 中山區與大安區東部	VI	4.3	粉土質粘土
		V	6.6	粉土質砂
		IV	20.0	粉土質粘土
		III	3.6	粉土質砂
		II	9.0	粉土質粘土
		I	4.7	粉土質砂
T2	大同, 延平, 建成, 龍山, 城中, 雙園區, 古亭區北部, 中山與大安區西部	VI	4.5	粉土或粉土質粘土
		V	10.1	粉土質砂
		IV	9.0	粉土質粘土
		III	10.6	粉土質砂
		II	8.4	粉土質粘土
		I	4.5	粉土質砂

允許沈陷量進行比較時, 係將K1區之土層簡化考慮為粘性土壤; T2區大致為砂與粘土互層之土層, 由於其粘性土層較薄, 而砂性土層則相對較厚, 因此本文於比較時係將T2區簡化考慮為砂土層。為統一並且明確定義建築物之損壞程度, 有關表四中之建築物損壞程度, 本文

係據Burland 等人(1977)之建議(如表六)以進行評估。表四之獨立基脚角變量係以相鄰兩柱之差異沈陷量與水平距離之比計算; 對於筏基, 由於沈陷點於現場無法完全按理想設置於適當之位置, 無法量得完整之沈陷剖面以計算建築物之傾角, 因此角變量之計算亦採用與

表六 建築物損壞程度分級說明

損壞等級	損壞情形說明	裂縫寬度，公厘
1. 無損壞 (Negligible)	毛細裂縫	< 0.1
2. 極輕微 (Very slight)	裂縫可輕易裝飾處理，建築物上可能出現單獨之微細裂縫，磚牆上可近距離檢視出小裂縫。	0.1~1.0
3. 輕微 (Slight)	裂縫可輕易填補，於結構物可發現數條裂縫，建築物外表可看出有裂縫並需填塞以免漏水，門窗之開啓稍受影響。	1.0~5.0
4. 中度 (Moderate)	裂縫須修補，經常發生之裂縫可以適當之材料掩飾，門窗卡住，管線有可能斷裂，須常修補漏水。	5.0~15.0 (或數條>3.0)
5. 嚴重 (Severe)	須大規模修補建築物，包括拆除或置換部份牆壁（尤其是門窗上方之牆），門窗之外框扭曲，樓版明顯傾斜，管線斷裂。	15.0~25.0 (亦與裂縫之數量有關)
6. 極嚴重 (Very severe)	建築物須部份或全部重建，樑與牆失去支承，窗戶因扭曲而破壞，結構體有不穩定之情形。	> 25.0 (亦與裂縫之數量有關)

註：1. 本表主要係依據裂縫修補之難易度以評估損壞之等級。

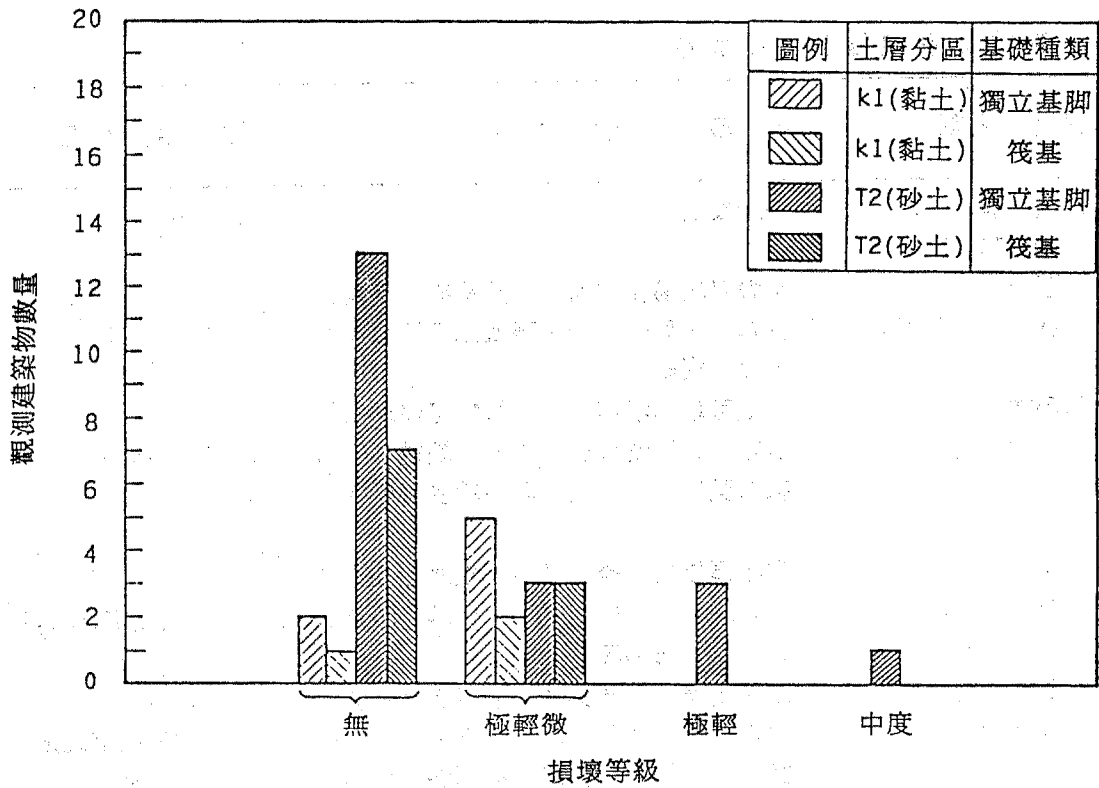
2. 裂縫寬度並非評估之惟一標準，應一併考慮其他之資料（如裂縫之位置及數量）

3. 本表摘自 Burland 等人(1977)

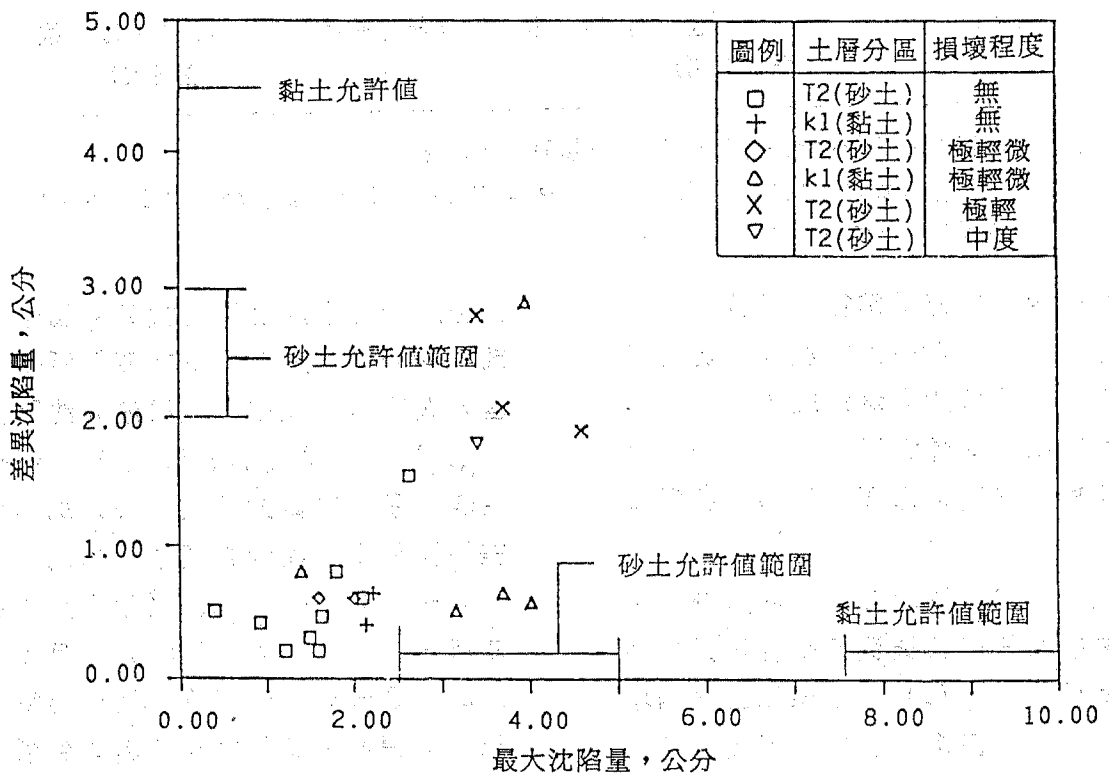
獨立基腳相同之方式進行，即並未考慮傾角之影響。表四所列之沈陷量實測資料並無水平位移量之量測結果，惟由於所有建築物均緊鄰深開挖工地，因此水平位移對建築物之影響應已隱含於所調查之損壞情形之中。

圖十二為根據表四之資料所統計之建築物損壞等級與觀測建築物數量之關係，此圖顯示：(1) 極輕微以上之損壞均發生在獨立基腳之基礎，即獨立基腳較筏基易發生損壞；(2) 砂土層上之獨

立基腳較粘土層易發生損壞。圖十三與圖十四分別為依據表四之資料所得獨立基腳與筏基之損壞程度與最大沈陷量 (ρ_{max}) 與差異沈陷量 (δ_{ρ}) 之關係，另表一所示文獻對於允許最大沈陷量與差異沈陷量之建議範圍亦示於此二圖中。圖十三顯示位於T2區（砂土）之獨立基腳，當 ρ_{max} 大於3.5 公分且 δ_{ρ} 大於2.0 公分時，建築物將發生輕微程度以上之損壞，此與文獻資料之建議值相當一致 (ρ_{max} 等於2.5 至5.0 公分， δ_{ρ}



圖十二 建築物損壞等級與觀測數量之關係

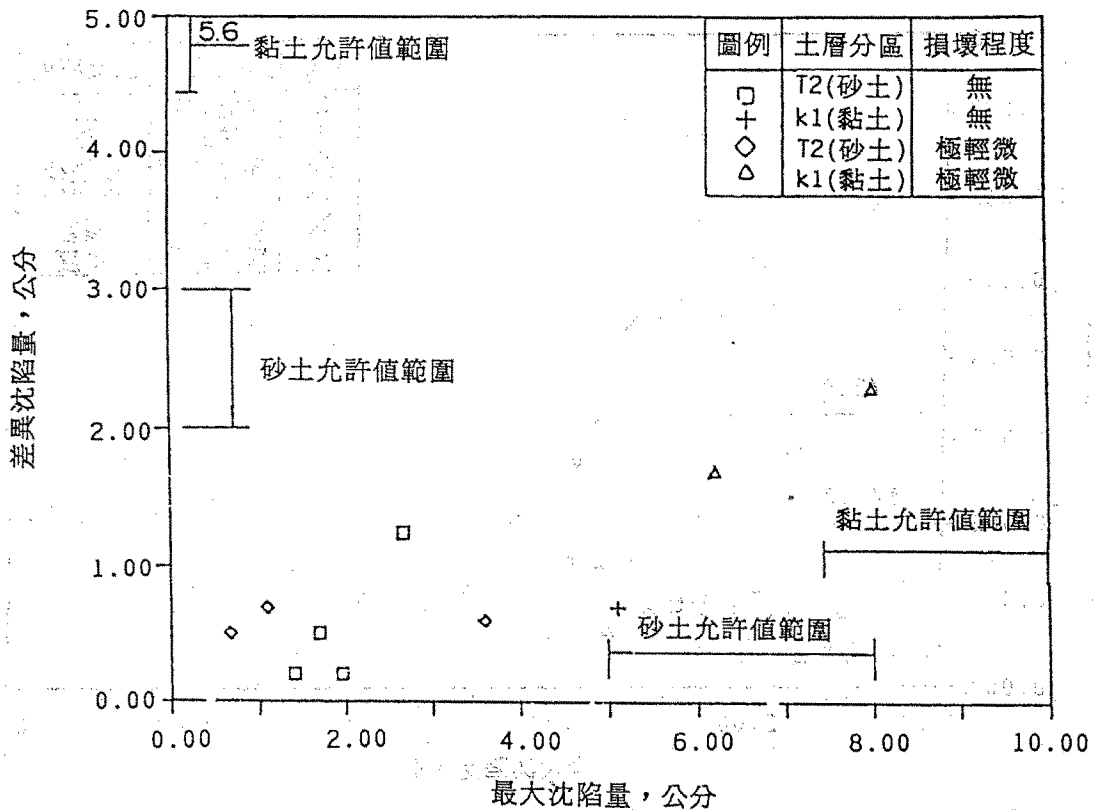


圖十三 獨立基脚建築物損壞程度與沈陷量之關係

等於2至3公分)；k1區(粘土)之獨立基腳，當 ρ_{max} 與 $\delta\rho$ 分別小於3.9與2.9公分時，建築物之損壞程度為無至極輕微，惟損壞程度有限，無法與文獻資料之建議值($\rho_{max}=7.5\sim 10$ 公分， $\delta\rho=4.5$ 公分)互相比較。圖十四顯示位於T2區(砂土)之筏基當 ρ_{max} 與 $\delta\rho$ 分別小於3.6與1.3公分時，建築物之損壞程度為無至極輕微，亦因實測資料有限，無法與文獻資料所建議之允許值($\rho_{max}=5\sim 8$ 公分， $\delta\rho=2\sim 3$ 公分)相互比較；圖十四顯示位於k1區(粘土)之筏基，當最大沈陷量與差異沈陷量分別達8與2.3公分時，建築物僅可能發生極輕微之損壞。

為探討粘土層上筏基之允許沈陷量

，本文收集位於台北市信義計劃區(K1區)之某大樓(地上7層、地下2層)筏基長期沈陷量實測結果如表七所示，該大樓之基礎係由四塊結構上完全分離，尺寸大小約為85×80公尺且荷重相當均勻之筏基所構成，由量測結果顯示單一測點之最大沈陷量達15公分左右，由於此沈陷量並未完全包含構築期間所發生之沈陷量，因此實際之最大沈陷量應大於此值，由於該建築物並未發生任何明顯之裂縫與結構損壞，因此可得知於此案例粘土層上筏基於均勻荷重之條件下至少可允許發生15公分之最大沈陷量(不考慮建築物與其外管線之連接問題)，此值與表一所示之允許值相較，顯示Skempton與MacDonald(1956)所建議之



圖十四 筏基建築物損壞程度與最大沈陷量以及差異沈陷量之關係

表七 K₁區某大樓筏基沉陷量長期量測結果

量測期間，年/月	單一測點之最大沈陷量，公分
73 / 11 ~ 74 / 7	5.6
74 / 7 ~ 76 / 4	6.4
76 / 4 ~ 77 / 9	3.0

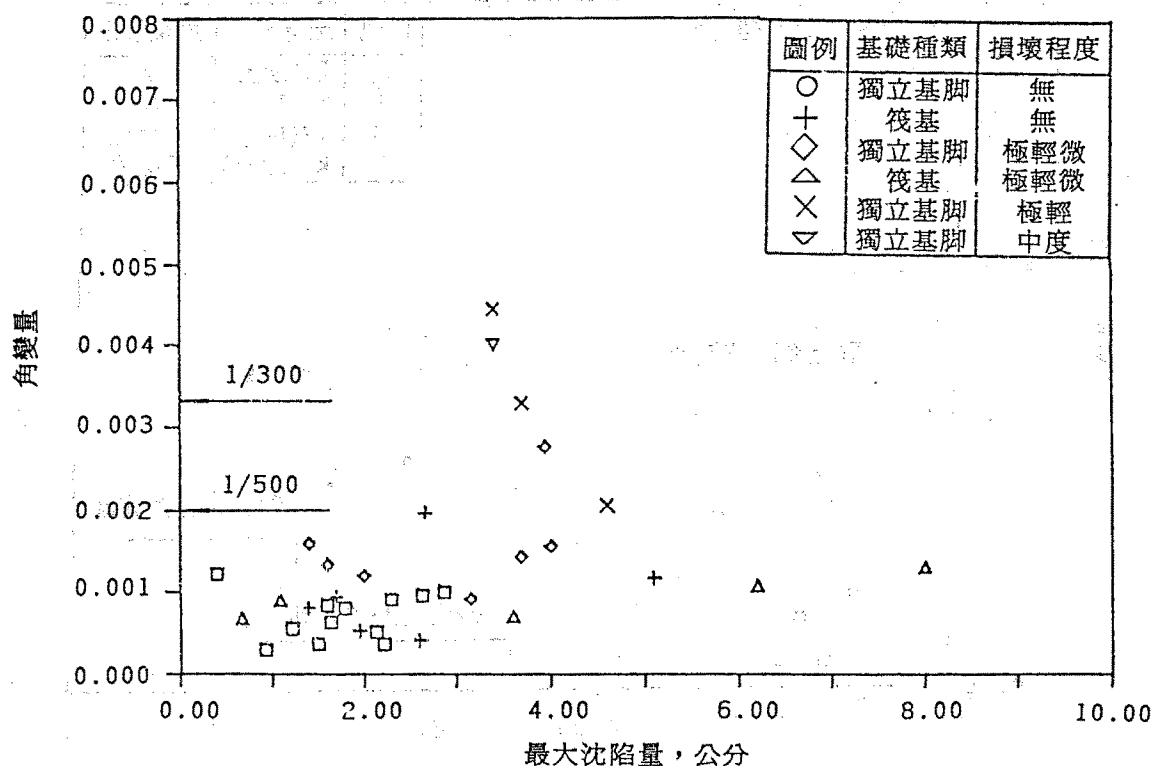
註：摘自亞新公司（民國77年與民國78年）。

允許值(7.5至12.5公分)偏向保守，而日本與中華民國建築學會之值(20至30公分)則較為接近。

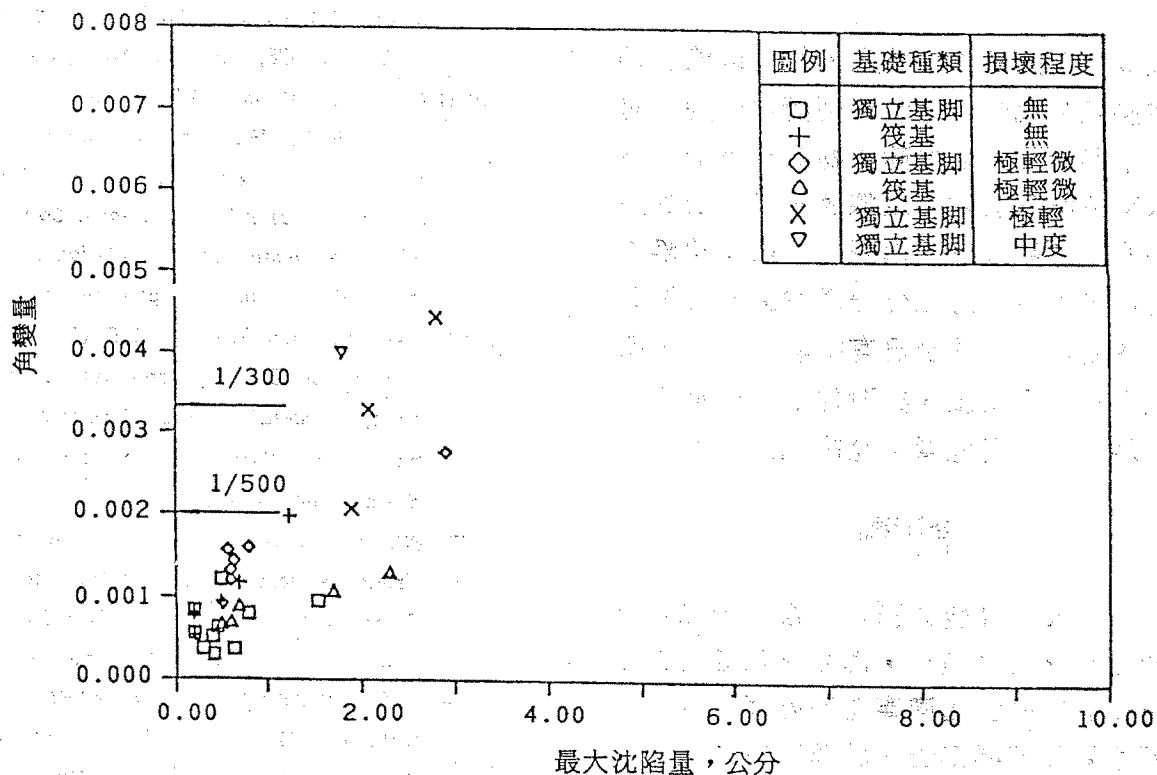
圖十五及圖十六分別為建築物最大沈陷量及差異沈陷量與建築物損壞程度及角變量之關係，顯示：(1) 筏基因其剛性較高，因此於較大之總沈陷下，結構物之角變量與損壞程度均較獨立基腳

低；(2)建築物之角變量小於1/500時，其損壞程度為無或極輕微；(3)當角變量介於1/500至1/300時，建築物將開始發生輕微之損壞，此與表三之文獻資料建議值相當一致；(4)建築物之角變量達1/250時，則可能發生中度程度之損壞；(5)對應於角變量為1/300時，建築物之差異沈陷約在2至3公分，此亦與表一之文獻中位於砂土層之獨立基腳之允許差異沈陷量相當一致。惟前述之所有比較結果並不適用於原先已有損壞發生之建築物。

由於缺乏完整之建築物沈陷剖面，因此本文無法依據實測之沈陷資料，以進一步探討簡支深樑模式之適用性。



圖十五 建築物損壞程度與角變量以及最大差異沈陷量之關係



圖十六 建築物損壞程度與角變量以及差異沈陷量之關係

五、結語

最大沈陷量、差異沈陷量與角變量為最早被採用作為擬定建築物允許沈陷量之參數。對於獨立基脚之角變量計算，建議可不考慮傾角，即角變量等於相鄰兩柱之差異沈陷與水平距離之比值，但對於筏基則建議應以考慮扣除建築物剛性位移之傾角為原則。

依據實測之沈陷資料，位於砂土層上之獨立基脚其最大沈陷量大於3.5公分且差異沈陷量大於2.0公分時，建築物將發生輕微程度以上之損壞；砂土層上筏基之最大總沈陷量與差異沈陷量分別低於3.6與1.3公分時，建築物並無輕微程度以上之損壞；粘土層上之筏基在荷重均勻之情況下，於不考慮與建築

物外管線之連接問題時，其允許最大沈陷量至少可達15公分。建築物之角變量小於1/500時，其損壞程度為無至極輕微，當角變量達1/500至1/300時，建築物將開始發生輕微程度之損壞。惟前述之比較結果並不適用於原先已有損壞發生之建築物。

簡支深樑模式可探討建築物發生損壞之原因、機制及影響因素，並可進一步探討因臨近開挖而引起之水平應變對磚造承重牆之影響情形，為一較有理論基礎之允許沈陷量分析方法。建議可對此種分析模式繼續加以研究，並將實測建築物沈陷資料與此種模式所分析之允許撓度比與角變量相互加以比較，以增進其實用性。

於規劃安全監測系統時，沈陷點之

設置應以選擇位於柱上，並且以能量得完整且具代表性之沈陷剖面為原則；對於緊鄰開挖工地之建築物並應考慮設置水平位移量測點，以探討水平應變對建築物之影響情形。於擬定建築物沈陷之監測管理值時應充份考慮建築物之屋齡、使用現況（是否已有損壞發生）、樑柱之尺寸及勁度、與荷重之均勻程度等資料，而採用適當之允許沈陷量。

誌謝

本文之資料來源均來自亞新工程顧問公司之工作報告，同時承蒙亞新工程顧問公司監測組同事協助整理，撰寫期間亦承謝旭昇博士、郭漢興與朱耀光先生提供寶貴意見，謹在此一併誌謝。

參考文獻

- 中華民國建築學會（民國77年），建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範，內政部營建署。
- 亞新工程顧問公司（民國77年），阿波羅美麗殿大飯店新建工程基礎施工安全觀測系統工作報告。
- 亞新工程顧問公司（民國78年），台北世界貿易中心國際會議中心第二標工程觀測系統工作報告。
- 亞新工程顧問公司（民國76年），台北市地層大地工程性質分析報告。
- 日本建築學會（1988），建築基礎構造設計指針。
- BJERRUM, I. (1963), "Allowable Settlement of Structures," *Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Weisbaden, Germany, Vol. II, pp. 135-137.
- BOSCARDIN, M.D., CORDING, E.J. (1989), "Building Response to Excavation Induced Settlement,"

- Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 115, No. 1*, pp. 1-21.
- BURLAND, J.B., BROMS, B.B. and de MELLO, V. F.B. (1977), "Behavior of Foundation and Structures," State-of-the-Art Report, *Proceedings of 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II*, Tokyo, Japan, pp. 495-546.
- BURLAND, J.B., and WROTH, C.P. (1974), "Settlement of Buildings and Associated Damage," *Proceedings of Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, London, England, pp. 611-654.
- GEDDES, J.D. (1984), "Structural Design and Ground Movement," *Ground Movements and Their Effects on Structures*, Edited by Atterwell, P.B. and Taylor, R.K., pp. 243-267.
- GRANT, R., CHRISTIAN, J.T., and VANMARCKE, E.H., (1974), "Differential Settlement of Buildings," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GR9*, pp. 973-991.
- Institute of Structural Engineers, (1977), *Structure-Soil Interaction; A State of the Art Report, the Institution of Structural Engineers*, London.
- LEONARDS, G.A. (1975), Discussion of "Differential Settlement of Buildings," by Grant et al., *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT7*, pp. 700-702.
- POLSHIN, D.E. and TOKAR, R.A. (1957), "Maximum Allowable Nonuniform Settlement of Structures," *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I*, London, pp. 402-406.
- SKEMPTON, A.W., and MACDONALD, D.H., (1956), "Allowable Settlement of Buildings," *Proceedings, Institute of Civil Engineers, Part III, Vol. 5*, pp. 727-768.
- TERZAGHI, K., and R.B. PECK, (1948), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Son, Inc., New York.

A STUDY ON TOLERABLE SETTLEMENT OF BUILDING

ABSTRACT

Tolerable settlement of buildings is a critical concern of engineers when designing and selecting building foundations and establishing settlement warning level for the buildings adjacent to opencutting and tunneling. Current concepts and practice for establishing tolerable settlement for buildings are reviewed and discussed in this paper. In addition, settlement monitoring results of forty-two buildings in vicinity to opencutting in Taipei city are presented and used to verify the tolerance of building settlement.