

第六章 加強混凝土空心磚造建築物

6.1 適用範圍

- 6.1.1 本章適用於以混凝土空心磚（以下簡稱空心磚）疊砌並以鋼筋補強的結構牆、鋼筋混凝土造過梁、樓版及基礎所構成之加強混凝土空心磚造（以下簡稱空心磚造）建築物，或以此種結構與其他結構併用的建築物之空心磚造部分。結構牆應在插入鋼筋及鄰磚之空心部填充混凝土或砂漿。
- 6.1.2 本規範中未規定之鋼筋混凝土結構部分，依「結構混凝土設計規範」之規定設計。
- 6.1.3 各層樓所承擔地震力計算用之重量（kgf）平均值除以該層之壁量計算用樓版面積（平方公尺）之數值，應以 1200kgf/m^2 以下為原則。
- 6.1.4 除特別情況外，結構牆之壁量、厚度、配筋可依照本規範規定之數值設計。
- 6.1.5 結構設計時應儘量減少該層偏心現象。

[解說]

本章中關於加強混凝土空心磚造建築物之分割面積、牆身厚度、長度、壁量及配筋等規定數值，主要參照日本建築學會「補強コンクリートブロック造設計規準」（壁式構造關係設計規準集，1997 年）。該規準係根據過去日本之地震受害經驗、牆體試驗結果，並以滿足日本建築基準法規定之強震區耐震要求下計算而得。本章即採用相同的計算方式，並以滿足我國建築技術規則耐震設計規定之強震區要求下計算而得。茲將加強混凝土空心磚造建築物的特徵與耐震性說明如下：

1. 加強混凝土空心磚造的特徵

（1）構造

加強混凝土空心磚造是由以鋼筋加以補強的混凝土空心磚造壁體與鋼筋混凝土造的構材（樓版、屋頂版、過梁、連續基礎等）所構成的構造，屬於壁式結構的一種。

混凝土空心磚造壁體系使用在工廠生產的建築用混凝土空心磚（CNS 8905 規定之混凝土空心磚，以下簡稱空心磚），在部分空心部位插入鋼筋，並以灰漿填充灰縫疊砌而成。疊砌時，要在配置有鋼筋的空心部以及鄰接縱向灰縫的空心部中填充混凝土（或灰漿），以維持壁體的一體性。另外，壁體以外的結構構材，亦即串連各壁體頂部與底部之過梁、連續基礎及屋頂版、樓版則以鋼筋混凝土（以下簡稱 RC）製作，使壁體與 RC 構材能構成一體化的箱型結構。加強混凝土空心磚造就是由這些配置於壁體內的鋼筋及 RC 造的水平構材來確保能具有足夠的耐震性。

本構造的概要如圖 R6.1 所示。本構造所屬的壁式結構與 RC 柱梁結構不同，沒有柱突和梁突，故可以對室內空間作有效的利用，可說是適合用於住宅、公寓等低層建築物的構造方式。

壁體的空心部除有配置鋼筋者及縱向灰縫部位一定要填充混凝土等之外，其他的空心部則可以保持原狀。因此壁體內部會有許多空心部分，相較於 RC 造的壁體而言重量

較輕，在耐震上較為有利，隔熱性也較佳。加上屋頂版、樓版等皆以具有防火性的構造方式製作，則可使建築物成為防火構造，而得以建構能抵禦火災的建築物。

在施工方面，由於此構造之建材即使在狹小的道路也易於運輸，而且是不需要用到起重機也可在現場進行組構的工法，故亦可說是在都會的密集住宅區欲建設防火建築或簡易防火建築時最為適合的構造。

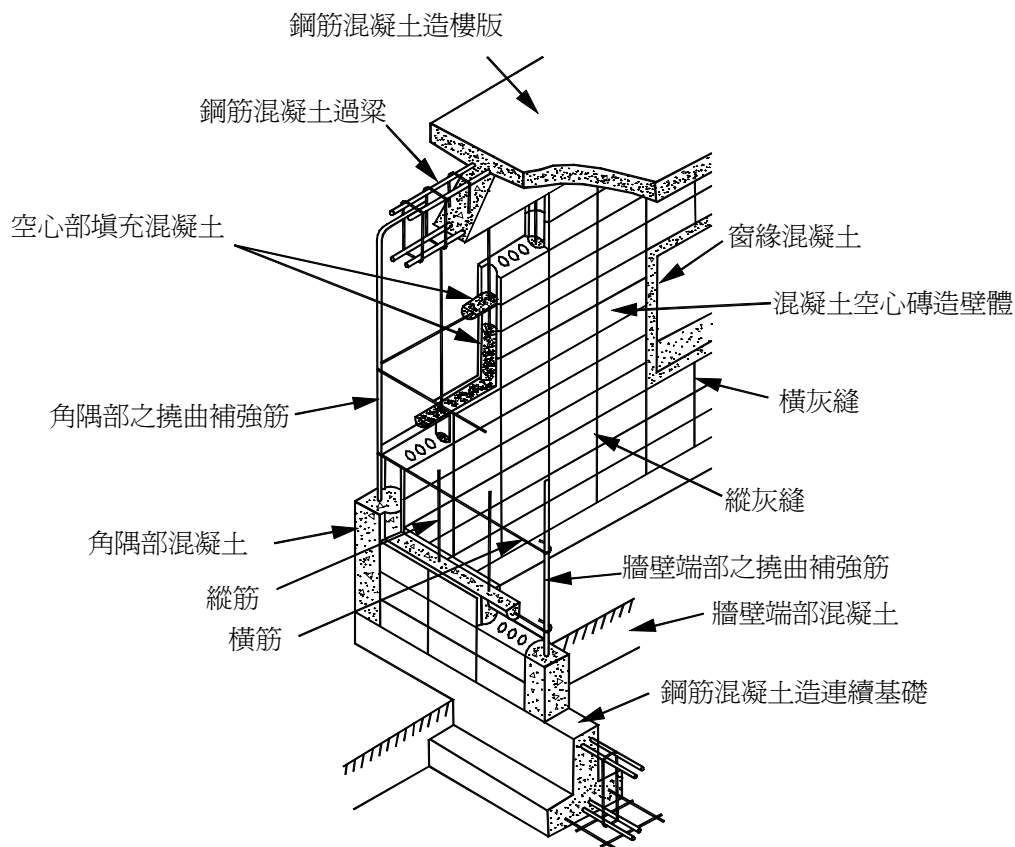


圖 R6.1 補強混凝土空心磚造之概要

(2) 疊砌材

作為疊砌材的空心磚中，使用火山岩渣製作的輕量空心磚與使用普通骨材製作的重量空心磚有很大的區別。輕量空心磚的製造可促成地下資源的活用，不生產火山岩渣的地區則採用普通骨材，可全面性造福材料產業。

就住宅建築而言，採用可在當地容易取得的建材是最理想的。空心磚製造業基於資源的活用與運輸上的限制，多採地區分散型的企業型態，故空心磚的取得再全國各地都十分容易。可造就著根於各地域的建築生產業，也可說是本構造的特徵之一。

(3) 設計計畫

由於所使用的空心磚尺寸是以 20 公分為模矩，空心磚造的設計也以此模矩為基準，因此進行設計時比較容易。另外因為此構造為壁式結構，只要確保足夠的壁量就可達到高耐震性，由於這種結構上的特性，故可建立不用進行太複雜的結構計算也可以確保耐震性的結構設計規範。因此，本工法可說是在混凝土類的耐震、耐火、及耐久性建築工

法中最為簡單的一種構造方式。

(4) 設計、施工方面的注意事項

從事補強混凝土空心磚造的設計與施工之際，務必先將前面所述之結構上及計畫上的特性充分理解之後再加以進行。

在此構造中，同時負擔垂直載重及水平載重之壁體稱為「結構牆」。由於結構牆的量與配置方式會左右建築物的耐震性能，故在平面、立面計畫時，應注意勿抹煞其原有的結構特質。

施工方面必須要考慮的是，本構造是藉由鋼筋、混凝土、灰漿及 RC 造構材的補強而成立的，因此施工時如何不使這些補強效果喪失是很重要的。尤其由於在本構造中，所謂疊砌這種人工作業是不可欠缺的，因此更容易受到施工品質的影響，施工時務必謹慎確實。

疊砌空心磚時，重要的是灰縫灰漿的施工。灰縫部分一旦有缺陷，除了無法完整發揮有效抵抗地震力等外力的機能，還會造成雨水的滲透與侵入，以及隨之而來的隔熱性減退或結露現象的發生等，對居住性及耐震性都有不良的影響。為了防止這一類的事情，確保灰縫灰漿的品質、灰縫施工確實及確保所使用的空心磚品質都是很重要的。

2. 加強混凝土空心磚造的耐震性

(1) 震害

自從加強混凝土空心磚造建築普及以來已經 40 餘年，在這期間，說到對一般建築物造成重大災害的地震，就有 1996 年的新瀉地震、1974 年的伊豆半島海底地震、1978 年的宮城縣海底地震、1982 年浦河海底地震、1984 年日本海中部地震、1995 年兵庫縣南部地震（阪神・淡路大震災）等。在各個地震對各種構造的建築物造成的災害中，加強混凝土空心磚造建築的受害例可說是微乎其微，這為數極少的受害例，也全部都是沒有按照日本規範規定進行正確設計施工者。光就因地盤破壞造成受害者而言，遵守設計規範的建築物皆未受到太大的損害。

(2) 足尺建築物耐震實驗

從本設計規範最初版本（1952 年）制定之後到現在為止，有許多研究者進行了關於本構造的耐震實驗。雖然大部分實驗都是關於壁體的，不過在足尺建築物的加載實驗方面，有建設省建築研究所^{1),2)}於 1952 年至 1954 年之間進行了平房以及 2 層樓建築物的振動台試驗。雖然該實驗由於振動台的容量不足而未能達到破壞階段，但可確認試體至少具有基底剪力係數 0.6~1.2 以上的強度。另外，靜態加載實驗方面，則有本會的特殊構造分科會針對平房進行了 2 組^{3),4)}，岡田等^{5),6)}亦進行了平房及 2 層樓學校建築的水平加載實驗，結果發現上述的試體都具有基底剪力係數約 0.8~1.0 左右的強度，對本構造的耐震性提供了充分的實證。

1) 建設省住宅局：不燃構造公營住宅耐震試驗報告書，第2号，1952.3.

2) 竹之內清次、中川恭次：補強コンクリートブロック造建築物の耐力試験，日本建築学会研究報告27号，1954.5.

3) 加藤一雄、松村 晃、遠藤利根穂 等：補強コンクリートブロック造実大建築物の水平加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981.10.

4) 加藤一雄、松村 晃、遠藤利根穂 等：補強コンクリートブロック造実大建築物の水平加力

実験（第2報），日本建築学会大会学術講演梗概集，1982.10.

5) 岡田恆男、大和田義正、木村秀雄 等：補強コンクリートブロック造平屋建校舎の水平加力実験（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，1985.10.

6) 岡田恆男、大和田義正、木村秀雄 等：補強コンクリートブロック造2階建校舎の水平加力実験（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，1985.10.

6.2 牆壁配置與牆身長限制

6.2.1 牆壁之配置應以將建築物分割面積為矩形為原則。建築物之外圍與角隅部分，平面上結構牆應配置成 T 形或 L 形。

6.2.2 建築物在各層平面上由各結構牆壁中心線區畫之各部分分割面積不得大於表 6-1 所示之數值：

表 6-1 分割面積

樓版及屋頂結構	分割面積 (m ²)
除最下層樓版外，各層均為鋼筋混凝土造或剛性之預鑄鋼筋混凝土造樓版	60
其他	45

6.2.3 結構牆的牆身長不得大於牆身厚度的 50 倍，且不得小於 55 公分或牆身高有效度之 3/10。有效高度為結構牆兩側開口部高度之平均值。開口部之上方垂壁或下方窗台若結構強度不如結構牆部分時，則將其高度加計於開口部高度。又結構牆一側與其他結構牆垂直相交時，則只取另一側的開口部高度作為有效高度。

[解說]

雖然混凝土空心磚造建築物之牆體內部通常配置有補強筋，但其基本牆壁配置原則仍與磚構造相同，應儘量配置為形狀完整的箱型結構，外圍角隅為應力容易集中之處，在平面上應至少有兩個方向的牆壁互相支持，以 T 形或 L 形方式配置。

限制分割面積可間接確保壁量並防止牆體偏心配置。

限制牆身長與牆身厚度之比是為了防止受到水平載重作用時，牆體會有產生面外撓曲破壞之虞；牆身長與牆身高度比之限制則是為了避免牆體面內方向高寬比過大時，其行為主要由撓曲而非剪力控制，變形量會增大而剛度降低，相較於牆身長較長的剪力控制型牆壁，撓曲型牆所分擔的剪力會大幅降低，而使整體結構之應力分配明顯不均。由於結構牆所負擔的剪力與其剛性成比例，同樣壁高而壁長較長的時候，牆壁的變形會以剪力變形佔大部分；壁長較短時，則撓曲變形的影響增大而剛性降低。另外，在結構與施工上可被認可為結構牆的最小壁長，約為標準空心磚一塊半^(註)的長度，即 55 公分。因此，在本規範僅有壁長在一定程度以上者才認定為結構牆。此外，牆壁的剪力剛性與其縱橫尺寸比有關，根據理論性及實驗性的研究可知，壁長對壁高的比值（壁長/壁高比，寬高比）小於 0.3 左右時，撓曲的影響會比剪力還要顯著，牆體的剪力剛性則急速減少。因此，本規範規定壁長以有效高度之 30% 為界限，且以 55 公分為最小值，此約為空心磚一塊半的長度，對空心磚牆而言為最低的條件。圖 R6.2 所示為計算壁長/壁高比之實例。窗台及垂壁等部分之結構比結構牆脆弱時，則計算有效高度時應將這些部分之壁體忽視而計入開口部高度內。

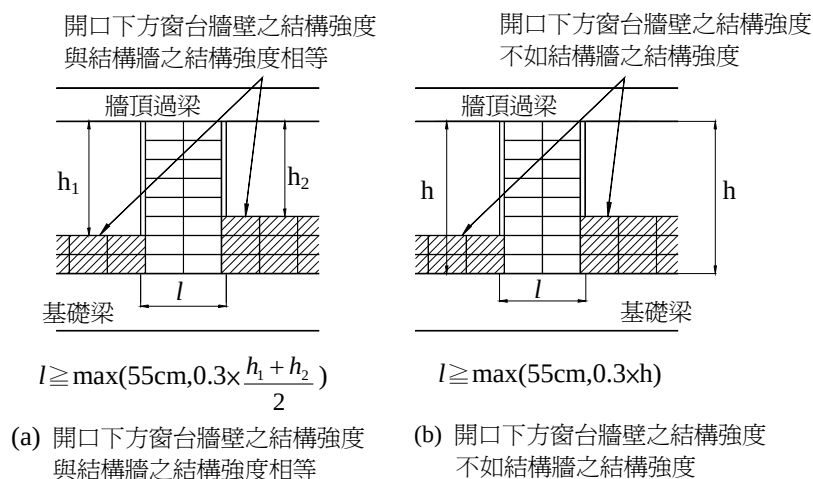
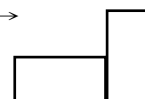


圖 R6.2 可認定為結構牆之最小壁長

註) 因為55cm原本是指開口部到牆體邊緣的最小距離，所謂的”一塊半”磚長度，應該是基於兩片牆成直角相交時，開口部至少與相交牆內面隔有一塊磚的情況，像這樣→
因為混凝土空心磚厚度有19、14cm兩種，如果取14cm者就是：
一塊磚的長度 39cm+灰縫 1cm+相交牆磚厚度 14cm = 54cm≐55cm。



6.3 結構牆牆身厚度限制

6.3.1 牆身厚度依建築物之樓層數與該牆壁高度而定。表 6-2 所示為其最小值：

表 6-2 牆身最小厚度 (cm)

樓層	最小牆厚 t_0 (cm)
平房、最上層	14 且大於 $h/20$
由最上層算起之第二層	19 且大於 $h/16$
由最上層算起之第三層	19 且大於 $h/16$

註：h=牆身高度 (cm)

6.3.2 建築物各樓層之牆厚，不得小於其上方之牆厚。

[解說]

牆身厚度的限制是為保障牆體具有足夠抵抗面外方向撓曲的能力，並減少斷面平均應力。此外，混凝土空心磚牆厚較厚時，空心部混凝土的填充性也會比較好，對強度與耐久性而言皆較為有利。而為使牆體應力可有效往下傳遞至基礎，牆壁之立面配置時應上下連通，且下層牆身厚度亦不得小於其上方之牆厚。

6.4 壁量及強度規定

6.4.1 壁量為各層樓短向及長向兩方向各自計算其結構牆總長度(公分)(牆長度計算須扣除開口部長度，但符合 6.6 節規定之小型開口可視為無開口之牆體計算長度)，除以該層樓之壁量計算用樓版面積(平方公尺)所得之數值。在計算壁量用樓版面積時，若上面層樓有陽台則須加計所有陽台面積的

1/2。

6.4.2 各層樓短向及長向結構牆壁量須符合表 6-3 規定：

表 6-3 結構牆壁量 (cm/m²)

空心磚造之種類	壁量 (cm/m ²)		
	平房、最上層	由最上層算起之第二層	由最上層算起之第三層
A 種空心磚造	15	21	—
B 種空心磚造	15	18	25
C 種空心磚造	15	16	22

6.4.3 檢核每片結構牆垂直向的壓應力不超過單塊混凝土空心磚（即砌體單元）全斷面抗壓強度的 1/6（短期載重應力則為 1/3）。

[解說]

壁量為確保建築物耐震性所必須，通常對於壁量的定義係指牆壁之剖面面積而言，但由於本規範已在 6.3 節中規定了牆身厚度，故在此是以牆身長度作為計算標準，另外由於所需壁量應與建築物之規模有關，故本規範以結構牆總長度與該層樓樓版面積之比 (cm/m²) 來定義壁量。

計算壁量時係先就建築物平面短向及長向分開累計該向結構牆總長度，累計時必須扣除牆體內之開口部長度，但若開口為符合 6.6 節規定之小型開口，則可不用扣除。用來定義壁量的壁量計算用樓版面積係指該層樓的牆壁所承載的上層樓版總面積 (平方公尺)，當上層樓版有陽台時，考慮到陽台的荷重通常較室內輕，故只以 1/2 面積計算。

為防止牆體發生軸向壓力破壞，應確保結構牆承受長期垂直載重時之軸壓應力不超過混凝土空心磚塊全斷面抗壓強度之 1/6，當軸壓應力為短期地震載重所造成時，此限制可放寬為兩倍（即 1/3）。

詳細說明如下：

(1) 混凝土空心磚造結構牆之容許應力

以工作應力設計法計算混凝土空心磚造結構牆之計算用工作（容許）應力值（全斷面平均）列於表 R6.1 中。

表 R6.1 混凝土空心磚造牆體之容許應力值

	承受長期載重時之容許應力 (kgf/cm ²)		承受短期載重時之容許應力 (kgf/cm ²)	
	壓力	剪力	壓力	剪力
A 種空心磚造	8.67	0.87	17.0	1.7
B 種空心磚造	12.0	1.20	24.0	2.4
C 種空心磚造	14.7	1.47	29.4	2.9

表 R6.1 之數值係參考日本過去的混凝土空心磚造牆體相關試驗結果，以下式求得：

牆體容許壓應力 = (空心磚之抗壓強度) × (疊砌係數) / (設計用安全係數)

設計用長期安全係數：3.0

設計用短期安全係數：1.5

牆體容許剪應力 = (牆體容許壓應力) / 10

其中，空心磚之抗壓強度：依 CNS 規定混凝土空心磚全斷面抗壓強度（氣乾）下限值疊砌係數：因疊砌動作造成的牆體強度之折減係數

A 種空心磚造：0.65

B 種空心磚造：0.60

C 種空心磚造：0.55

疊砌係數是參考了國內外各實驗研究之結果所決定，根據這些研究，多半得到約在 0.6~0.9 範圍內的實驗值，不過考慮現場施工環境等因素後採用較低的值。根據以上所算出的結構牆短期容許應力值如表 R6.2 所示。此處之短期容許應力安全係數採用 1.5，若欲設計安全要求更高的建築物，則可假設更高的安全係數，將規定壁量依比例增加設計之。

表 R6.2 混凝土空心磚之全斷面抗壓強度與短期容許應力值

	混凝土空心磚之 CNS 規定抗壓強度 下限值		短期容許應力	
			壓應力	剪應力
	N / mm ²	kgf / cm ²	kgf / cm ²	kgf / cm ²
A 種空心磚造	4.1	40	40×0.65/1.5=17.3 → 17.0	17 / 10 = 1.7
B 種空心磚造	6.1	60	60×0.60/1.5=24.0 → 24.0	24 / 10 = 2.4
C 種空心磚造	8.2	80	80×0.55/1.5=29.3 → 29.0	29 / 10 = 2.9

(2) 混凝土空心磚造之地震力換算用建築物重量計算（牆厚 19cm 的情況）

考慮到混凝土空心磚造建築物設計上的多樣化，檢討壁量時取保守側，以高於一般標準值的重量來進行計算，以下為幾項基本假設。

- 牆 厚：19 cm
- 牆體疊砌高度：2.6 m
- 建築物高度 平房：3.6 m
- 二層建築物：6.65 m
- 三層建築物：9.8 m
- RC 樓版厚度：15 cm
- 屋簷 屋頂層：樓版面積之 30%
- 1、2 層：樓版面積之 10%
- 陽台：根據其存在與否的檢討結果，由於無陽台的情況平均剪力較大（有陽台時，因需加算其面積之 1/2，結果壁量亦增加），故在此取保守考量假設陽台不存在。
- 過梁單位重量：如表 R6.3 所示。
- 牆體單位重量：如表 R6.4 與表 R6.5 所示。
- 窗台：各層之牆體單位重量之 3 成。
- 樓版載重：如表 R6.6 所示。

表 R6.3 過梁之單位重量（相對於樓版面）

樓層	bxD (cm)	單位重量 (tf / m)	單位重量 (tf / m ²)	因粉刷層而增加 之係數*
R	20×45	0.144	0.119	1.13
2	20×50	0.168	0.139	1.13
1	20×55	0.192	0.158	1.13

*：單側之情況

表 R6.4 牆體之單位重量（立面）

空心磚造類別	A 種	B 種	C 種
單位重量*（tf / m ² ）	0.300	0.330	0.350

*：厚度 19 cm，無粉刷層

表 R6.5 牆體之單位重量（水平面）

壁量 (cm / m ²)	相對於水平面之牆體單位重量* ¹ (tf / m ²)		
	A 種空心磚造	B 種空心磚造	C 種空心磚造
10	0.078	0.086	0.091
12	0.094	0.103	0.109
15	0.117	0.129	0.137
18	0.140	0.154	0.164
20	0.156	0.172	0.182
22	0.172	0.189	0.200
24	0.187	0.206	0.218
係數* ²	1.13	1.12	1.11

*1：厚度 19 cm，無粉刷層

*2：單面有粉刷時之增加係數

表 R6.6 樓版載重表（kgf / m²）

		靜載重	活載重	全載重
屋頂	樓版用	480	60	540
	過梁用	480	60	540
	地震用	480	30	510
2、3 層	樓版用	470	300	770
	過梁用	470	180	650
	地震用	470	80	550
陽台	樓版用	470	300	770
	過梁用	470	180	650
	地震用	470	80	550
屋簷	樓版用	400	60	460
	過梁用	400	60	460
	地震用	400	0	400

（3）軸壓應力檢核

長期軸壓應力：每片結構牆垂直向的壓應力不超過單塊混凝土空心磚（砌體單元）全斷面抗壓強度的 1/6。

短期軸壓應力：每片結構牆垂直向的壓應力不超過單塊混凝土空心磚（砌體單元）全斷面抗壓強度的 1/3。

利用表 R6.9 中之各層累積重量與壁量及壁厚的關係，可以發現在不同的壁量與壁厚的組合中，軸壓應力均小於長期的軸壓應力。如圖 R6.3 所示。

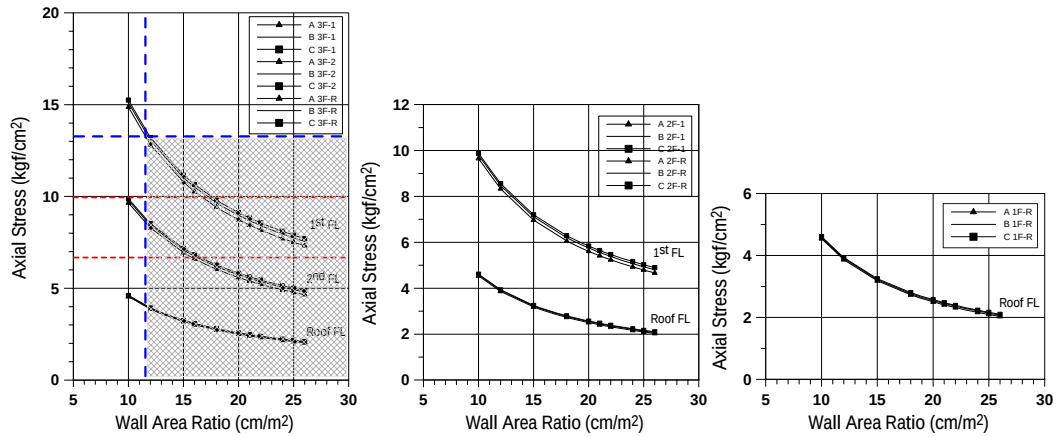


圖 R6.3a 壁量與軸壓應力關係圖（壁厚為 19cm）

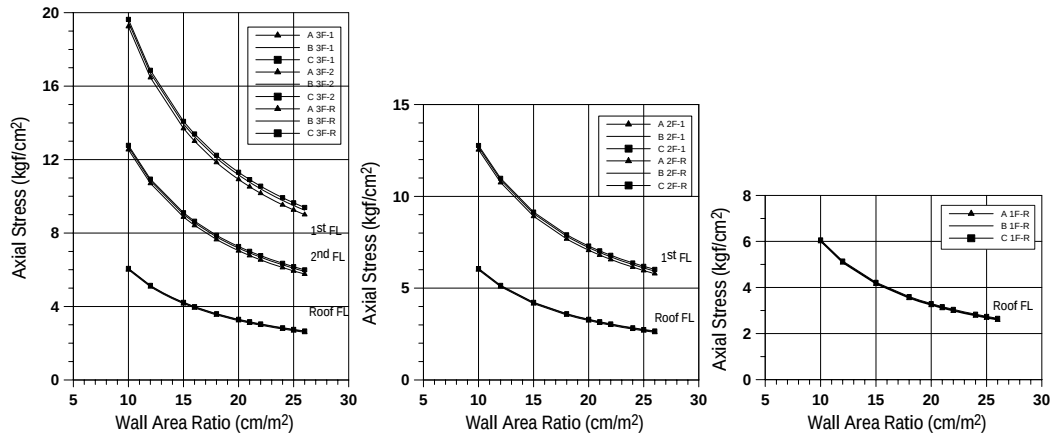


圖 R6.3b 壁量與軸壓應力關係圖（壁厚為 14cm）

(4) 壁量之規定

所需壁量是由根據地震力換算用建築物重量求出之每單位面積層剪力 $\bar{Q}_i$ ，除以結構牆之容許剪應力與牆厚所求得。如下式所示。

$$L = \frac{\bar{Q}_i}{f_s \cdot t} \alpha \quad (6.1)$$

其中 L ：壁量（ cm / m^2 ）

t ：牆厚（ cm ）

$\bar{Q}_i$ ：作用於第 i 層每單位樓版面積之地震層剪力，依（6.4）式計算（ kgf / m^2 ）

f_s ：結構牆之短期容許剪應力（ kgf / cm^2 ）

α ：集中係數（ $= 1.5$ ）

α 為由於結構牆之不均勻配置或結構牆之應力分布不均等原因所導致的結構牆應力增加率，一般稱為集中係數。當剪應力均勻分布於每片結構牆時 $\alpha = 1.0$ ，不過實際上此種理想狀況難以達成，故在此取 $\alpha = 1.5$ 。

地震力之計算係根據 94 年 7 月 1 日前之建築物耐震設計規範及解說，依下式計算：

$$V = \frac{Z \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right) \cdot W = Z_d \cdot C \cdot W \quad ; \quad C / F_u \leq 1.0 \quad (6.2)$$

其中 V ：最小水平總橫力

W ：建築物重量

Z ：震區水平加速度係數。本計算中取 0.33

I ：建築物之重要係數，分為 1.0、1.25 及 1.5 三種。

α_y ：起始降伏地震力放大倍數。本計算中取 1.5

C ：工址正規化水平加速度反應係數。與建築物基本振動週期 T 及地盤種類有關。列如表 R6.7 所示。建築物的基本振動週期 T 可以用 $T=0.05 \cdot h_n^{3/4}$ 計算。基本振動週期亦可以用其他結構力學方法計算，但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期值的 1.4 倍。

F_u ：結構系統地震力折減係數。結構系統的韌性容量 R ，本計算取 2.4。因此容許韌性容量 R_a 可以依下式計算得 $R_a = 1.7$ 。

$$R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{2.0}$$

本計算利用上式，代入各類地盤求 F_u 。

表 R6.7 不同地盤之工址正規化水平加速度反應係數

地盤	極短週期 (sec)	較短週期 (sec)	短週期 (sec)	中週期 (sec)	長週期 (sec)
第一類 (堅實)	$T \leq 0.03$ $C = 1.0$	$0.03 < T < 0.15$ $C = 12.5T + 0.625$	$0.15 \leq T < 0.333$ $C = 2.5$	$0.333 < T < 1.315$ $C = 1.2/T^{2/3}$	$T \geq 1.315$ $C = 1.0$
第二類 (堅實)	$T \leq 0.03$ $C = 1.0$	$0.03 < T < 0.15$ $C = 12.5T + 0.625$	$0.15 \leq T < 0.465$ $C = 2.5$	$0.465 < T < 1.837$ $C = 1.5/T^{2/3}$	$T \geq 1.837$ $C = 1.0$
第三類 (堅實)	$T \leq 0.03$ $C = 1.0$	$0.03 < T < 0.20$ $C = 12.5T + 0.625$	$0.20 \leq T < 0.611$ $C = 2.5$	$0.611 < T < 2.415$ $C = 1.8/T^{2/3}$	$T \geq 2.415$ $C = 1.0$
台北 盆地	$T \leq 0.03$ $C = 1.0$	$0.03 < T < 0.20$ $C = 8.824T + 0.735$	$0.20 \leq T < 1.32$ $C = 2.5$	$1.32 < T < 3.3$ $C = 3.3/T$	$T \geq 3.300$ $C = 1.0$

保守起見，將第一類、第二類及第三類地盤的 C/F_u 各自計算，再於三個數值中比較取大者。表 R6.9 為計算後最大的 (C/F_u) 值。

表 R6.8 本規範計算地震力之 (C/F_u) 值

空心磚造種類	C/F_u		
	一層樓建築	二層樓建築	三層樓建築
A 種空心磚造建築物	1.447	1.282	1.282
B 種空心磚造建築物	1.446	1.282	1.282
C 種空心磚造建築物	1.446	1.282	1.282

由表 R6.8 中發現所得之 (C/F_u) 數值均較公式 (6.2) 容許最大值 1.0 大許多，在參參考照日本建築學會「補強コンクリートブロック造設計規準」(壁式構造關係設計規準集，1997 年)後，以 $(C/F_u) = 1.30$ 為最後建議代入公式 (6.2) 的分析數據。

Z_d ：設計地震力水平加速度係數，為設計地表水平加速度與重力加速度 g 的比值。

計算作用於混凝土空心磚造之層剪力 (Q_x) 時，可先由 (6.3) 式計算第 X 層所分配之水平作用力，再將其上部樓層的水平作用力累加即可求得。即

$$F_x = (V - F_t)W_x h_x / \sum_{i=1}^N W_i h_i \quad (6.3)$$

$$Q_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (6.4)$$

其中

W_x ：任意層之重量

h_x ：任意層至地面高度

F_t ：構造物頂層外加之集中橫力。 $F_t = 0.07T \cdot V$ ； $F_t \leq 0.25V$ 。若建築物基本振動週期 $T < 0.7$ 秒時， $F_t = 0$ 。本計算 F_t 取 0。

另外，地震時發生於結構牆之平均剪應力可依 (6.5) 式求出。

$$\bar{\tau}_D = \frac{W \cdot Q_x}{L \cdot t} \cdot \alpha \quad (6.5)$$

其中 $\bar{\tau}_D$ ：因地震層剪力而發生於牆體之設計用平均剪應力 (kgf/cm^2)

N ：建築物之地上層數

由上述假設及關係式求出的各種混凝土空心磚造及不同壁量的建築物每單位面積 (m^2) 之檢討結果如表 R6.9 所示。另外，發生於結構牆之平均剪應力 ($\bar{\tau}_D$) 與壁量之關係如圖 R6.4 所示。

表 R6.9 壁量檢討之一例 (C 種, 19 cm, 三層樓建築物)

樓層		屋頂層			第二層			第一層		
		基本值	係數	計算值	基本值	係數	計算值	基本值	係數	計算值
壁量 (cm/m^2)		22	1	22	22	1	22	22	1	22
壁厚 (cm)		19	1	19	19	1	19	19	1	19
DL (tf/m^2)	樓版	-	-	0.480	-	-	0.470	-	-	0.470
	屋簷	0.400	0.3	0.120	0.400	0.1	0.040	0.400	0.1	0.040
	陽台	0.550	0	0.000	0.550	0	0.000	0.550	0	0.000
	過梁	0.119	1.131	0.135	0.139	1.131	0.157	0.158	1.131	0.179
	壁體上	0	0	0.000	0.200	1.114	0.223	0.200	1.114	0.223
	窗台	0	0	0.000	0.223	0.3	0.067	0.223	0.3	0.067
	壁體下	0.200	1.114	0.223	0.200	1.114	0.223	0.200	1.114	0.223
	窗框及其他	0.010	1	0.010	0.010	2	0.020	0.010	2	0.020
LL (tf/m^2)		-	-	0.030	-	-	0.080	-	-	0.080
Wj (tf/m^2)		-	-	0.997	-	-	1.280	-	-	1.301
$\sum_{j=1}^n W_j$ (tf/m^2)		0.997			2.277			3.578		
$W_x h_x / \sum_{i=x}^N W_i h_i$		0.426			0.370			0.204		
軸壓應力 (kgf/cm^2)		2.39			5.45			8.56		

長期容許軸壓應力 (kgf/cm^2)	13.33		
T (sec)	0.277		
C	2.500		
F_u	1.949		
C/F_u	1.282		
F_x	0.307	0.267	0.147
Q_x	0.307	0.574	0.721
τ_d (kgf/cm^2)	1.101	2.060	2.588
f_s (kgf/cm^2)	2.900		
τ_d / f_s	0.380	0.710	0.892

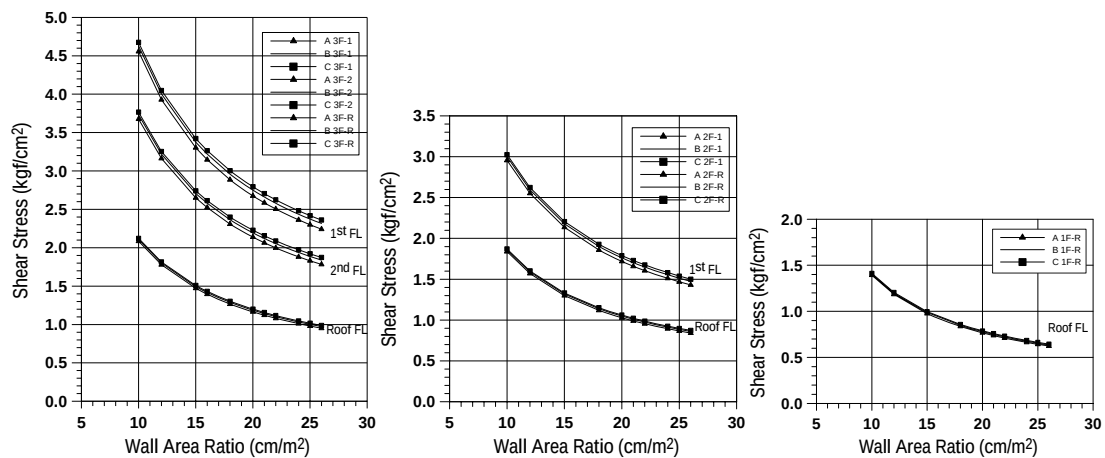


圖 R6.4a 壁量與剪應力（壁厚為 19cm）

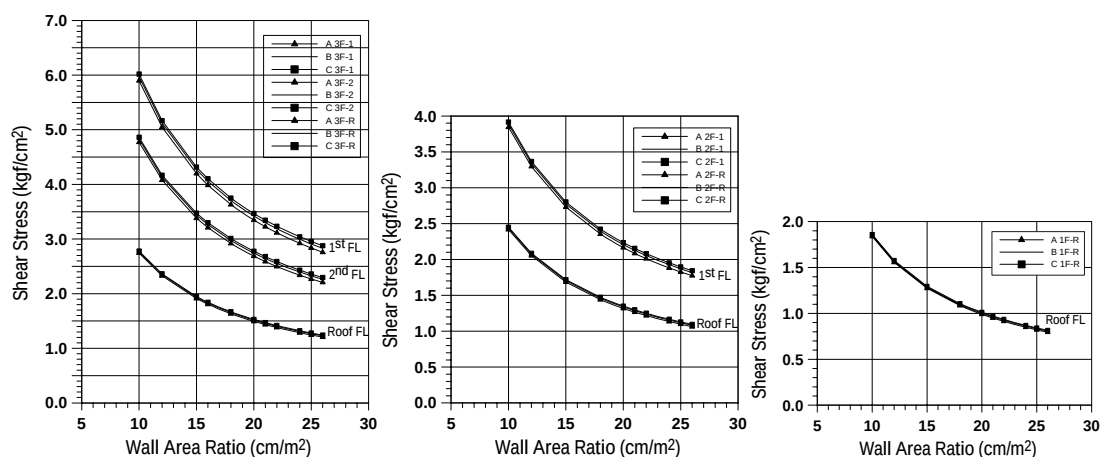


圖 R6.4b 壁量與剪應力（壁厚為 14cm）

圖 R6.4a 與圖 R6.4b 所示為 A 種空心磚造、B 種空心磚造、C 種空心磚造在壁厚為 19 公分與 14 公分時之平均剪應力與壁量之關係，將前述的結構牆短期容許應力代入時，即可求出各種空心磚造各層樓所需要的壁量，將依此求出之壁量再取保守側的完整

數值後如表 R6.10 所示，此處的數值即為本規範規定壁量之表 6-3 所列數值。

表 R6.10 規定壁量

空心磚造之種類	短期容許應力 (kgf/cm^2)	牆厚 (cm)	壁量 (cm/m^2)			
			平房、最上層	二層樓之第一層	三層樓之第二層	三層樓之第一層
A 種空心磚造	1.7	14	(15)	—	—	—
		19	(15)	20.3→21	—	—
B 種空心磚造	2.4	14	(15)	—	—	—
		19	(15)	13.4→18	17.7→18	24.6→25
C 種空心磚造	2.9	19	(15)	10.7→15	14→16	19.0→22

[備註] 括號內之數值為本規範所定的下限值。

6.5 結構牆配筋

6.5.1 剪力補強筋

配置於結構牆內的縱筋與橫筋（開口部邊緣之補強筋除外，以下稱剪力補強筋）之標稱直徑與間距應依表 6-4 規定，或為與之同等以上之配筋。

表 6-4 結構牆之剪力補強筋

樓層	縱 筋	橫 筋
	標稱直徑—間距 (cm)	標稱直徑—間距 (cm)
平房 二層建築物之 2 樓	D10 以上—80 以下	D10 以上—80 以下且在 $(3/4)l$ 以下*
二層建築物之 1 樓	D10 以上—40 以下 或 D13 以上—80 以下	D10 以上—40 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—80 以下且在 $(3/4)l$ 以下
三層建築物之 3 樓		D10 以上—60 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—80 以下且在 $(3/4)l$ 以下
三層建築物之 2 樓		D10 以上—40 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—60 以下且在 $(3/4)l$ 以下
三層建築物之 1 樓	D13 以上—40 以下	D10 以上—40 以下且在 $(3/4)l$ 以下 或 D13 以上—60 以下且在 $(3/4)l$ 以下

[備註] 平房、二層建築物之最上層，當橫筋間距取 60 cm 以下時，得不受 $(3/4)l$ 之限。
 l 為結構牆長度 (cm)。

6.5.2 撓曲補強筋及交會部之縱筋

配置於結構牆之端部、L 形或 T 形牆角隅部、開口部之上緣及下緣的鋼筋（以下稱撓曲補強筋）及配置於十字形交會部的鋼筋應依表 6-5 所規定，或與之同等以上之配筋。

表 6-5 結構牆之撓曲補強筋及交會部的縱筋

樓層	結構牆端部、 L 形、T 形交會部及開口部兩側之縱筋			開口部上 緣及下緣 之橫筋	結構牆十 字形交會 部之縱筋
	$h_0 \leq 1.5 \text{ m}$	$1.5 \text{ m} < h_0 \leq 2.4 \text{ m}$	$2.4 \text{ m} < h_0$		
平房	1—D13	1—D13	1—D13	1—D13	1—D13
二層建築物之 2 樓	1—D13	1—D13	1—D13	1—D13	1—D13
二層建築物之 1 樓	1—D16	1—D19	1—D19	1—D16	1—D13
三層建築物之 3 樓	1—D13	1—D16	1—D16	1—D13	1—D13
三層建築物之 2 樓	1—D16	1—D19	1—D19	1—D16	1—D13
三層建築物之 1 樓	1—D16	1—D19	1—D19	1—D16	1—D13

[備註] (1) h_0 (m): 結構牆兩側各開口部之高度。但開口部之上方垂壁或下方窗台若結構強度不如結構牆部分時, 則將其高度加計於開口部高度。

(2) 開口部上下緣之水平向補強筋, 當開口部上方垂壁及下方窗台之結構強度不如結構牆部分時, 得皆以 1 支 D13 配之。

6.5.3 結構牆之端部及角隅部, 應以場鑄混凝土構成牆體之邊緣結構為原則, 不過此部分亦得使用表面層厚約 3 公分之「」字形、L 形混凝土製模框或模框形磚, 再填充混凝土而成。

[解說]

本條規定剪力補強筋在提供牆體足夠抵抗地震力之水平剪力強度時, 所需的最小號數與最大間距, 此數值係假設牆體已發生剪力開裂, 由鋼筋承擔水平地震剪力時計算而得, 另外為使斜向剪力裂縫應至少有一根橫筋通過, 另限制橫筋之間距不得大於牆身長度的 $1/4$ 。

結構牆端部之撓曲補強筋、牆體交會部之縱筋及開口部上下緣之補強筋, 分別為使牆體可抵抗水平地震力及垂直載重於開口部上下緣所造成之撓曲應力所計算而得。

結構牆之端部與角隅部由於同時承受剪力與撓曲等多重應力同時作用, 在這些部位應使補強橫筋可相互貫通到相交牆體內部, 故原則上應以場鑄混凝土施作, 以提高角隅與交會部位的一體性, 如圖 R6.5a 所示, 原則上要保持混凝土空心磚磚體的完整性, 並使橫筋可以連通錨定; 也可以使用混凝土製模框或模框形磚, 再填充混凝土的做法, 如如圖 6.5b 所示。不可採用圖 6.6 將混凝土空心磚部分磚體敲除再現場灌注混凝土的施作法。不過若為維持外觀上之統一感, 亦可改採與混凝土空心磚質感相近之預鑄模框形磚作為外框, 再於內部填充混凝土。

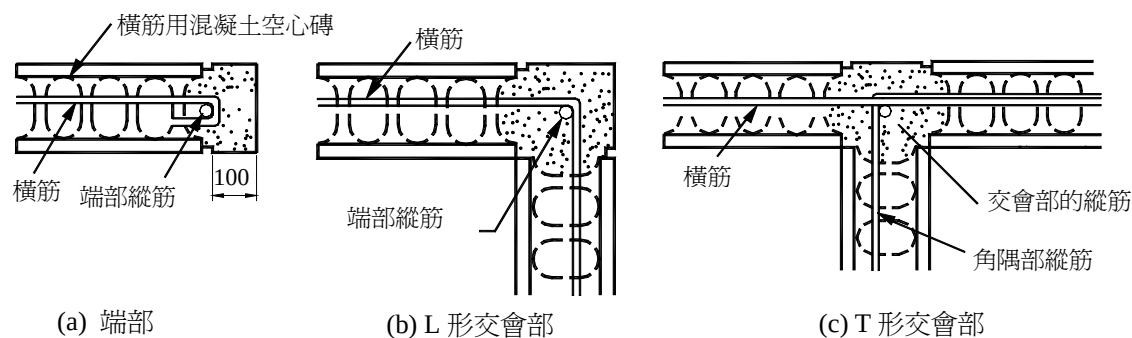


圖 R6.5a 結構牆端部、L 形、T 形交會部場鑄混凝土施工例

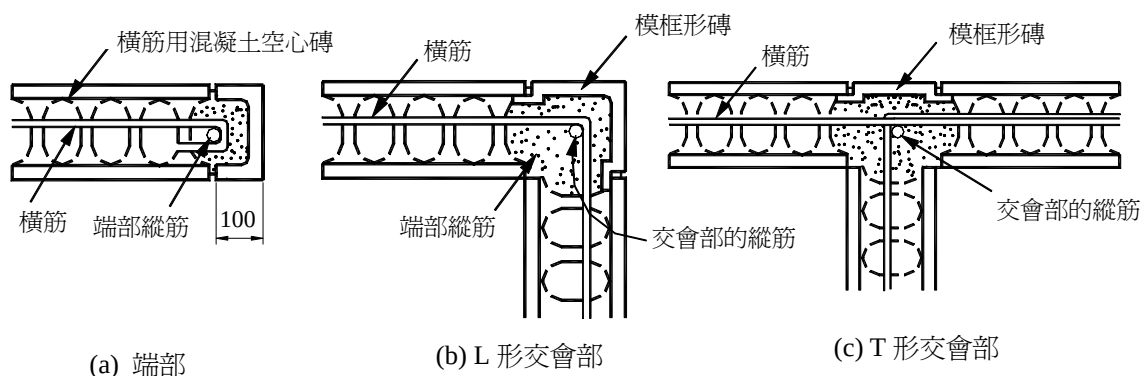


圖 R6.5b 結構牆端部、L 形、T 形交會部模框形磚施工例

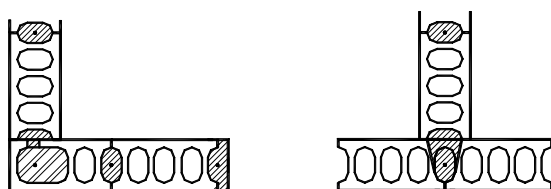


圖 R6.6 結構牆 L 形及 T 形角隅端部錯誤施工例

上述配筋量之詳細解說說明如下：

(1) 剪力補強筋之規定根據

結構牆必須有充分的剪力補強與撓曲補強。結構立面遭受到水平方向的地震力，而產生裂縫的情況，就會如圖 R6.7 (a)、(b) 所示，大多為 45° 方向之剪力裂縫會呈斜向或階梯狀伸展，又因為地震力會從左右往復作用，也可能如圖 R6.7 (c) 所示發生大量交叉裂縫。如果沒有配置能將開裂處拉住的橫筋（水平方向剪力補強筋）時，就算有縱筋，也會如圖 R6.7 (b) 所示地以裂縫為界，上部與下部脫開，而導致建築物的崩塌。

將其中局部擴大則如圖 R6.8 所示，橫筋會將裂縫以上的部分與以下的部分拉在一起（橫筋本身則受拉），而防止它們往左右脫開。圖中能發揮有效作用的橫筋畫了 2 根，不過實際上到底能有幾根（n）橫筋有效發揮作用，則和壁長 l 與橫筋間距 Δx 有關：

$$n \doteq j / \Delta x$$

$$\text{其中 } j: \text{應力中心距離} = \frac{3}{4}l \text{ [參照式 (6.17)]}$$

對於結構牆，通常希望在斜向裂縫上至少有 1 根橫筋通過，故下式必須成立：[參照圖 R6.8 (b)]

$$\Delta x \leq \frac{3}{4}l \quad (6.6)$$

上式主要是對於壁長較小的結構牆之要求條件，結構牆各部分設計時所需之橫筋直徑及所需間距則假設裂縫發生後，假設地震力大小為整棟建築物重量的 0.2，全部由這些橫筋來分擔的條件下來概算。

以下為計算壁量時之各相關數值：

Q_i ：地震時作用於設計層每 1 m^2 樓版之地震層剪力值（以 $V=0.2W$ 計算）

l ：壁長（cm）

L ：壁量（ cm / m^2 ）

t ：牆厚（cm）

α ：集中係數 = 1.5

$\bar{\tau}$ ：結構牆之平均剪應力（ kgf / cm^2 ）

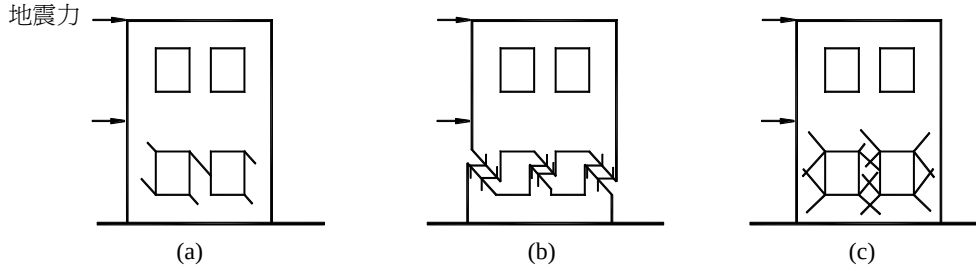


圖 R6.7 受地震力作用的結構牆之剪力裂縫

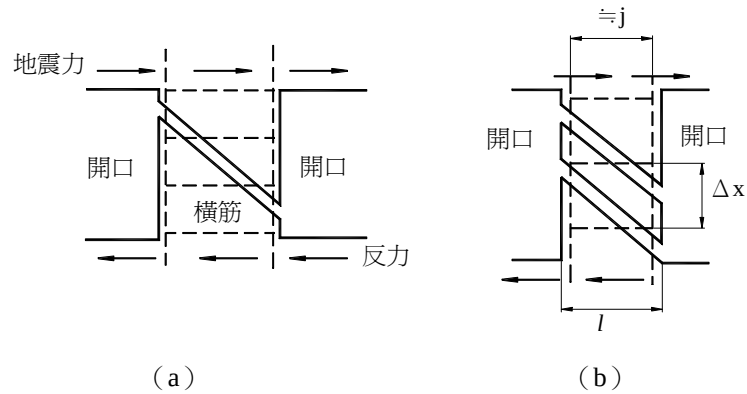


圖 R6.8 結構牆之剪力裂縫與水平補強筋

$\bar{Q}_i$ ：結構牆每單位長度分擔的層剪力（ kgf / cm ）（ $= \frac{Q_i}{L}$ ）

f_t ：鋼筋之短期容許拉應力（ $= 2.80 \text{ tf} / \text{cm}^2 = 2800 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ ）（採用 SD280 鋼筋）

a_h ：橫筋之斷面積（ cm^2 ）

p_s ：剪力補強筋比（ $= \frac{a_h}{x \cdot t}$ ）

x ：剪力補強筋間距（cm）

則實際之平均剪應力 τ 為

$$\tau = \frac{\bar{Q}_i \cdot \alpha}{L \cdot t} \quad (6.7)$$

又根據 RC 梁之剪力理論，剪力筋之容許剪應力 $\bar{\tau}$ 為

$$\bar{\tau} = p_s \cdot f_t \quad \text{亦即} \quad p_s = \frac{\bar{\tau}}{f_t} \quad (6.8)$$

其中， p_s 為橫筋斷面積 a_h 除以橫筋間距與牆厚之乘積，如下式

$$p_s = \frac{a_h}{x \cdot t} \quad (6.9)$$

因此可由已知的橫筋斷面積求出所需剪力補強筋間距：

$$x = \frac{a_h}{p_s \cdot t} \quad (6.10)$$

上式又可寫成：

$$x = \frac{a_h}{\frac{\tau}{f_t} \cdot t} = \frac{a_h \cdot f_t}{\tau \cdot t} \quad (6.11)$$

將(6.7)式代入(6.11)式，則當橫筋直徑已知時，間距如下式所示：

$$x = \frac{a_h \cdot f_t}{\left(\frac{Q_i \cdot \alpha}{L \cdot t} \right) \times t} \quad (6.12)$$

根據(6.12)式，發生於牆體之剪應力與橫筋直徑及所對應的間距之關係圖如圖 R6.9 所示，在橫軸上找出牆體之容許剪應力位置，如圖上虛線所示與各曲線之交點縱座標即為該種鋼筋之最大間距。此處以 $f_t = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 為準，依空心磚之比可求出規範之規定值，根據規定之壁量求出之剪應力與橫筋量如表 R6.11 所示。

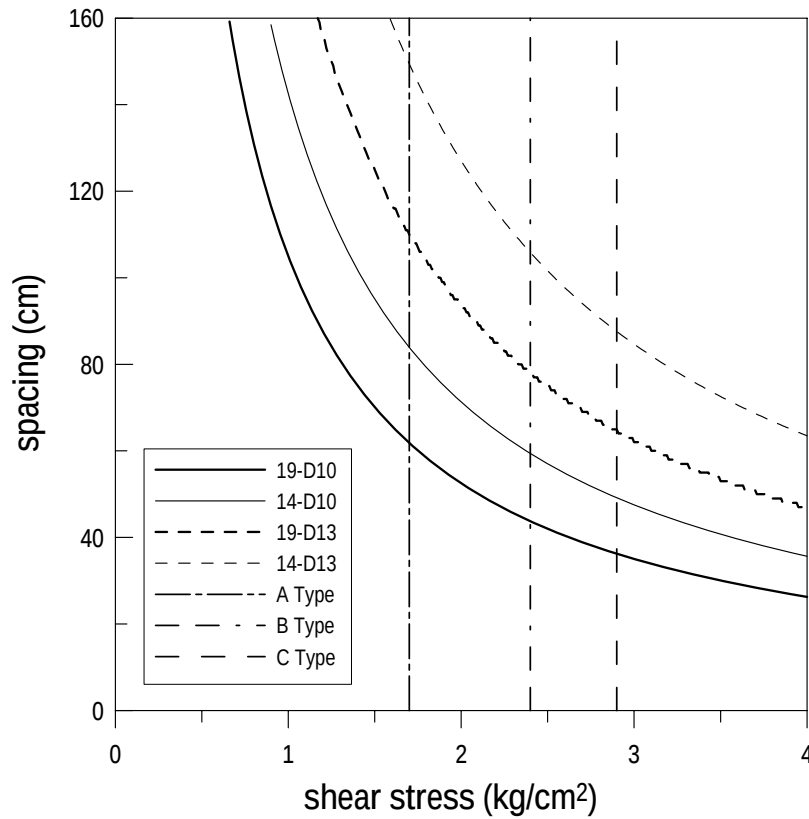


圖 R6.9 對應於牆體剪應力之橫筋間距

表 R6.11 根據規定壁量求出之剪應力與所需橫筋量

空心磚種類	壁厚 (cm)	平房	二層建築物		三層建築物		
			第一層	第二層	第一層	第二層	第三層
A 種	14	1.416 101(D10)	—	1.663	—	—	—
	19	1.085 97(D10)	1.637 64(D10)	1.282 82(D10)	—	—	—
B 種	14	1.430 100(D10)	—	1.683 85(D10)	—	—	—
	19	1.099 96(D10)	1.876 56(D10) 108(D13)	1.301 81(D10) 173(D13)	2.342 45(D10) 80(D13)	2.333 45(D10) 80(D13)	1.474 71(D10) 127(D13)
C 種	14	1.439 99(D10)	2.763	1.695 84(D10)	—	—	1.921 74(D10) 132(D13)
	19	1.108 95(D10)	2.176 48(D10) 86(D13)	1.314 80(D10) 142(D13)	2.589 41(D10) 72(D13)	2.578 41(D10) 73(D13)	1.488 71(D10) 126(D13)

[註]同表中上方的數字為剪應力 (kgf / cm^2)，中、下的數字為橫筋間距 (cm)，() 內的數字則為對應的鋼筋直徑。

另外就如計算壁量時的情況，當遇到結構牆配置不均勻的建築物，欲提高安全標準設計時，則可將 α 取高於 1.5 再重新計算鋼筋直徑與間距。又即使是平房，如果有層剪力特別集中於其上的結構牆，最好也加以類似的考慮。垂直載重特別大的建築物之層剪力 Q 亦有可能會增大，此時最好也重新檢討，儘量不要一概照著規定值設計。

當結構牆的壁長 l 相對其有效高度 h 而言較小時，根據梁理論，橫筋對於剪力補強是有效的，但是當壁長/牆高之比變大時，縱筋也可以在剪力補強上發揮效果，此時縱橫筋之應力分擔比在目前還不是非常清楚，以規範的立場為求簡明，原則上縱橫筋採用同樣的配筋比加以配筋。

縱筋間距當為使空心磚牆體一體化而在空心磚之縱向灰縫處配筋時，以 40 公分以下為原則。不過若為平房且壁量十分充足，或兩層樓的小規模建築物時，原則上為使每單位牆斷面積之鋼筋量均等，使用 D13 鋼筋時，間距可放寬至 80 公分以下即可。

縱筋除了上述的作用以外，也有著可防止當牆面受到直角方向的預期以外的外力（包含地震力）時發生撓曲破壞的功用。

(2) 撓曲補強筋之規定根據

如圖 R6.10 所示之建築物受到地震力作用時，或將結構牆與過梁置換成純構架之線型構件時，其撓曲彎矩圖如同圖 (b) 所示。由此可知，撓曲補強筋除了配置在結構牆的端部，也必須配置於開口部的上下緣。

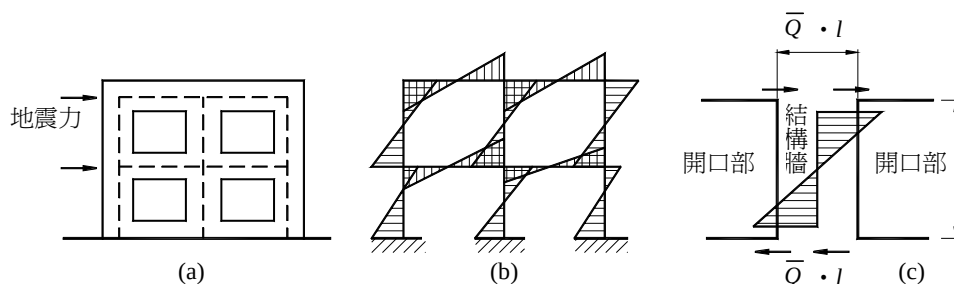


圖 R6.10 地震時發生於結構牆之撓曲彎矩

i) 結構牆端部之縱筋

發生於結構牆上下端之撓曲彎矩大小，雖然是以置換為純構架的方式進行應力計算，但為考慮到各種平面、立面多樣化的建築物而決定規範值，採取以下的假定：如圖 R6.10 (c) 所示，假設反曲點的位置位於空心磚疊砌高度之中央，以求取結構牆上下端產生的撓曲彎矩。

若假定反曲點高度在牆高 h 之中央處時，

$$M = \bar{Q}_i \cdot l \cdot \frac{h}{2} \alpha \quad (6.13)$$

$$\text{或} \quad M = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (6.14)$$

由於 (6.13) 式中的 $\bar{Q}_i$ 並非固定值，而是與壁量、牆厚及空心磚造類別有關，故依據之前已經提過的 (6.7) 式：

$$\text{由 } \bar{\tau} = \frac{Q_i \cdot \alpha}{L \cdot t} \text{ 可知 } \bar{Q}_i = \bar{\tau} \cdot t \frac{1}{\alpha} \quad (6.15)$$

其中， a_t = 撓曲補強筋之斷面積 (cm^2)

由 (6.13) 式、(6.14) 式及 (6.15) 式：

$$a_t = \frac{\tau \cdot t \cdot l \cdot h \cdot \alpha}{f_t \cdot j \cdot \alpha \cdot 2} \quad (6.16)$$

$$\text{其中，} j = \frac{7}{8} d$$

d = 結構牆長度方向之有效深度 (cm)

牆體端部之縱筋保護層厚度取 5~8 公分 (亦即端部澆灌 10 公分厚之混凝土)，平均值取 6 公分，則壁長最小值取 60 公分時， d 為 54 公分， j 即為

$$j = \frac{7}{8} \times 54 = \frac{7}{8} \left(\frac{54}{60} \right) l \doteq \frac{3}{4} l \quad (6.17)$$

取 $f_t = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，將 (6.17) 式代入 (6.16) 式可求出 a 如下式所示

$$a_t = \frac{4 \times \bar{\tau} \cdot t \cdot l \cdot h}{f_t \times 3 \times 2 \times l} = 0.000238 \cdot \bar{\tau} \cdot t \cdot h \text{ (cm}^2\text{)} \quad (6.18)$$

此處 $\bar{\tau}$ 為發生於牆體之剪應力，必須保持在容許應力以下，根據 (6.18) 式，畫出如圖 R6.11 三種不同開口高度、兩種不同壁厚之牆體之剪應力與撓曲補強筋量 a_t 的關係；撓曲補強筋量 a_t 之計算如表 R6.12 所示，可推導出規範之撓曲補強筋量。

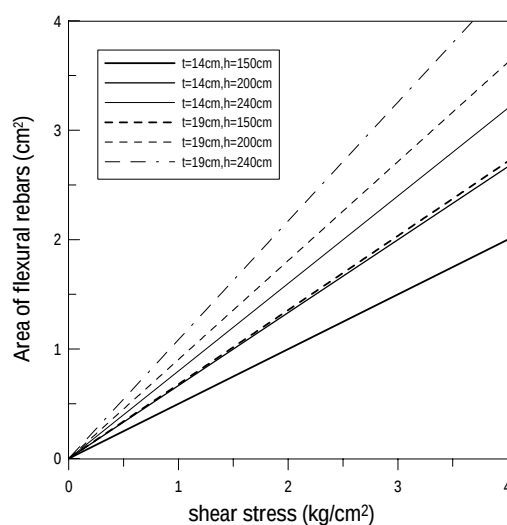


圖 R6.11 對應於牆體剪應力之縱筋量

表 R6.12 根據結構牆之規定壁量求出之剪應力與撓曲補強筋量

類別	壁厚 (cm)	變數		平房	二層建築物		三層建築物		
					第一層	第二層	第一層	第二層	第三層
A	14		$\bar{\tau}$	1.416		1.663			
		h (m)	1.50	0.708 (D10)	—	0.831 (D13)	—	—	—
			2.00	0.994 (D13)	—	1.108 (D13)	—	—	—
			2.40	1.132 (D13)	—	1.330 (D16)	—	—	—
	19			$\bar{\tau}$	1.085	1.637	1.282		
		h (m)	1.50	0.736 (D13)	1.110 (D13)	0.870 (D13)	—	—	—
			2.00	0.981 (D13)	1.481 (D16)	1.159 (D13)	—	—	—
			2.40	1.178 (D13)	1.777 (D16)	1.391 (D16)	—	—	—
B	14			$\bar{\tau}$	1.430	2.365	1.683	2.871	2.935
		h (m)	1.50	0.715 (D13)	—	0.841 (D13)	—	—	0.953 (D13)
			2.00	0.953 (D13)	—	1.122 (D13)	—	—	1.271 (D16)
			2.40	1.144 (D13)	—	1.346 (D16)	—	—	1.525 (D16)
	19			$\bar{\tau}$	1.099	1.876	1.301	2.342	2.333
		h (m)	1.50	0.745 (D13)	1.272 (D13)	0.882 (D13)	1.589 (D16)	1.582 (D16)	1.000 (D13)
			2.00	0.994 (D13)	1.697 (D16)	1.177 (D13)	2.118 (D19)	2.110 (D19)	1.333 (D16)
			2.40	1.193 (D13)	2.036 (D19)	1.412 (D16)	2.542 (D19)	2.532 (D19)	1.600 (D16)
C	14			$\bar{\tau}$	1.439	2.763	1.695	3.420	3.426
		h (m)	1.50	0.719 (D13)	—	0.847 (D13)	—	—	0.960 (D13)
			2.00	0.959 (D13)	—	1.130 (D13)	—	—	1.280 (D16)
			2.40	1.151 (D13)	—	1.355 (D16)	—	—	1.536 (D16)
	19			$\bar{\tau}$	1.108	2.176	1.134	2.589	2.578
		h (m)	1.50	0.752 (D13)	1.476 (D16)	0.891 (D13)	1.756 (D16)	1.749 (D16)	1.009 (D13)
			2.00	1.002 (D13)	1.968 (D19)	1.188 (D13)	2.341 (D19)	2.332 (D19)	1.346 (D16)
			2.40	1.202 (D13)	2.362 (D19)	1.426 (D16)	2.810 (D19)	2.798 (D19)	1.615 (D16)

[註]： $\bar{\tau}$ (kgf/cm²) 為發生於規定壁量的剪應力，h (m) 為開口部高度。撓曲補強筋量之數字單位為 cm²，() 內為竹節鋼筋之標稱直徑。

另外，載重較為特殊的建築物則最好重新檢討端部鋼筋量。

ii) 開口部上緣及下緣之撓曲補強筋

被上下層的開口部夾在中間的小牆雖然不屬於結構牆，但由於並未與兩側之結構牆完全分開，也不具有束制結構牆上下端的功能，而可視為純構架之一部分，負擔撓曲彎矩，故開口部之上下緣亦必須配置撓曲補強用的橫筋（圖 R6.12）。開口上下緣之補強筋直徑的規定值，是以假設牆壁如圖 R6.12 所示規則配置的情況決定的。通常這些部位的端部撓曲彎矩值大約會與結構牆上下端之撓曲彎矩值相等，故開口部之上緣與下緣的補強筋取與結構牆端部縱筋同樣直徑，各層樓皆規定為 D13 及 D16 以上。

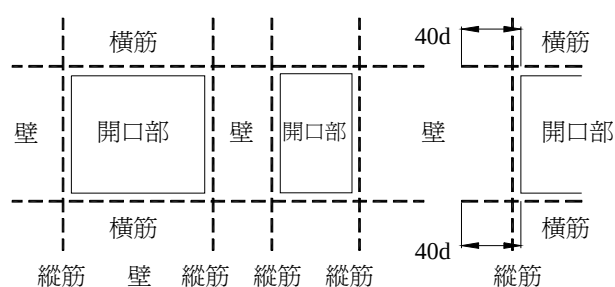


圖 R6.12 開口部周圍之補強

另外，因為這種牆壁也可以算是一種梁，也會承受因垂直載重（或地盤反力）而產生的撓曲彎矩，不過通常這些應力是由 RC 造的過梁與連續基礎所負擔了，故只要依照規範規定的鋼筋量配筋即可。

6.6 開口規定

6.6.1 開口部離牆體邊緣至少 55 公分，開口部彼此之淨間距至少 55 公分。

6.6.2 開口部上緣應設置鋼筋混凝土造之楣梁以支承上方之垂壁，但垂壁部分之結構強度經檢核後足以支撐其自重者除外。楣梁兩端應安全地支撐於結構牆內部，支撐楣梁部分支持之長度不得小於 20 公分，並為可充分支承上方重量之長度。楣梁下方至下層過梁或基礎之牆體空心部分須填充混凝土或砂漿。開口部上下緣應以表 6-5 備註（2）所示之鋼筋補強。

6.6.3 符合以下各規定之小型開口，計算壁量時可視為無開口。

- （1）開口之淨表面積不得大於縱×橫 = 30 公分×30 公分。
- （2）開口之縱橫邊緣均配置 1 支 D13 以上之邊緣鋼筋補強。
- （3）開口邊緣至結構牆端部之距離應為 40 公分以上。

[解說]

對開口部距牆體邊緣及開口部彼此間距離之限制，係為防止開口部之間的牆體長度太小，與 6.2.3 節之牆身長度下限用意是相同的。

開口部上緣垂壁若強度不足以支撐自重時，應設置可支承上方垂壁重量的楣梁，關於楣梁之說明可參考 4.3 節及圖 R4.2。楣梁伸入牆壁部分之下方直至下層過梁或基礎之間的牆體空心部應以混凝土或砂漿填滿，使支承應力可往下傳遞。

於本章之 6.4 節計算壁量時，牆體若有開口，則開口部長度應不予計入，但若該開口部每邊不大於 30 公分、邊緣四周皆有 D13 以上的鋼筋補強，且距離牆體端部 40 公分以上時，則可視為不至於影響牆體強度之小型開口，於計算壁量時可不需扣除。

6.7 錨定與搭接

- 6.7.1 結構牆之縱向鋼筋應錨定於上下鄰接之過梁、基礎或樓版。
- 6.7.2 結構牆之橫向鋼筋應錨定於交會在端部之另一向結構牆內，若端部沒有與之交會的其他結構牆，則以 180° 彎鉤鉤住端部之縱向撓曲補強筋。
- 6.7.3 開口部上下緣之撓曲補強筋應錨定於其左右的結構牆中。
- 6.7.4 結構牆之縱向鋼筋不得在牆體高度之中間搭接。但牆厚 19 公分以上之結構牆，縱向剪力補強筋為 D13 以下，空心部之最小寬度大於 9 公分，且鋼筋末端無彎鉤者，不在此限。
- 6.7.5 鋼筋之錨定及搭接長度不得小於表 6-6 所示之數值規定。

表 6-6 鋼筋錨定及搭接長度最小規定

種類	結構部位	錨定及搭接長度	
		竹節鋼筋	
		無彎鉤	有彎鉤
錨定		40d	30d
搭接	結構牆及橫筋及 6.7.4 節所規定之縱筋搭接	45d	35d

[備註] (1) d 為竹節鋼筋之標稱直徑 (mm)。

(2) 不同直徑的鋼筋搭接長度應取較細者之 d 計算。

[解說]

結構牆內的縱向鋼筋，包括配置於端部的撓曲補強筋及配置於牆體內部的剪力補強縱筋，皆應錨定於上下鄰接的橫向構件，如過梁、基礎或屋頂樓版內，藉此可確保與整個建築物的一體性，並使鋼筋能有效發揮作用。

配置於牆體內部的剪力補強橫筋，最好能繞過牆端部的縱向鋼筋後，錨定於垂直相交的另一向結構牆內。若牆體端部沒有相交結構牆時，則改採 180° 彎鉤繞過並鉤住端部之縱向鋼筋，此處施工時須注意彎鉤應確實與縱筋密接。

當開口部上下的垂壁或窗台具有承重功能時，開口部上下緣之撓曲補強筋也會承受撓曲應力，故應充分錨定於開口部左右之牆體內。

牆體內的縱向鋼筋不得在混凝土空心磚內部搭接，因為混凝土空心磚之空心部最窄處通常只有約 7~8 公分左右的寬度，搭接鋼筋會使得此處混凝土或砂漿之填充狀態變差，使鋼筋周圍的保護層厚度不足，造成應力無法順利透過握裹傳遞或防鏽不良等問題。因此除採用銲接續接方式外，縱向鋼筋應從基礎或下層的過梁連續直通至上層的過梁。不過可滿足牆厚大於 19 公分、縱筋在 D13 以下、空心部之最小寬度大於 9 公分，且鋼筋末端無彎鉤時，則根據木大介等[補強コンクリートブロック造設計規準, *1]學者之試驗結果認為，可使搭接處維持足夠韌性，可不受前述限制。

所有鋼筋之錨定與搭接所需最小長度，皆依照建築技術規則建築構造編結構混凝土構造之鋼筋錨定與搭接相關規定為之。

*1 木大介、五十嵐泉、松村晃，“補強コンクリートブロック造における鉄筋の重ね継手實驗”，日本建築學會大會學術講演梗概集，C，構造 II，pp.1847~1848，1994。

6.8 鋼筋保護層厚度及防水規定

6.8.1 結構牆鋼筋周圍之混凝土保護層最小厚度不得小於 2 公分（不算混凝土空心磚之厚度）。

6.8.2 外牆面為防止雨水滲入，確保耐久性，除特別情況外，應採取適當的防水處理。

[解說]

1. 混凝土保護層厚度

左右混凝土空心磚造建築物的強度與耐久性的因素，是鋼筋周圍的混凝土（或砂漿）保護層厚度。由於空心磚本身是多孔質的材料，再加上以灰漿疊砌而成，會有雨水從空心磚表面或灰縫滲透進去之虞，因此要非常注意混凝土或砂漿保護層的厚度是否足夠。

於牆壁之空心部中填充混凝土時，由於空心部很小，應將縱筋保持固定在空心部的中央。配置橫筋及開口部上下緣鋼筋時，也一樣應以能確保保護層厚度的方式施工。

2. 外牆面的防水處理

為增強混凝土空心磚造建築物的耐久性、避免結凍、防止隔熱性衰退及保持美觀，空心磚造牆體的外表面務必施作防水處理。

A 種、B 種空心磚因為吸水性強，一定要有充分的防水處理。防水處理的方法除了常用的防水砂漿粉刷以外，也有塗佈防水劑或撥水劑的方式。塗膜性的材料性能會隨著時間而逐漸衰減，故需每隔一段適當時期就重新塗佈之類的維護。用於混凝土類表面的粉刷，有透明表面處理與不透明著色處理等種類，不透明著色處理又可分類成高耐候性與耐候性。選擇粉刷材料的細節則請參考相關之「粉刷工程」。

6.9 過梁規定

6.9.1 過梁的寬度不得小於其鄰接之牆身厚度，深度不小於梁寬之 1.5 倍且不得小於 30 公分（平房為 25 公分）。斷面與配筋應針對垂直載重與面內、面外方向之水平載重設計，並符合「結構混凝土設計規範」之規定。

6.9.2 未與鋼筋混凝土屋頂版連接之過梁，除須符合 6.9.1 節規定外，其有效寬度並應大於牆身長度 1/20 且在 20 公分以上。過梁斷面若為 L 形或 T 形時，厚度在 15 公分（平房為 12 公分）以上的翼版部分可計入有效寬度之內，如圖 6-1。

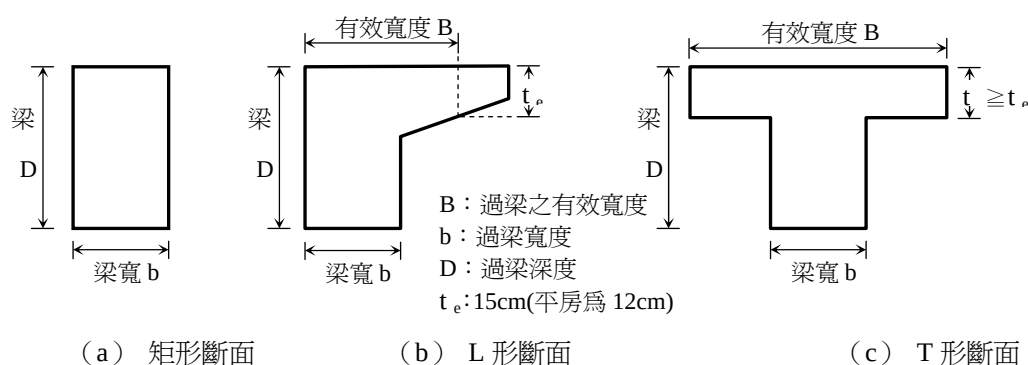


圖 6-1 過梁之有效寬度

[解說]

過梁之寬度不得小於鄰接之牆身厚度，以確保應力可充分傳遞；深度應至少大於梁寬之 1.5 倍且不得小於 30 公分（平房為 25 公分），以使牆體縱向鋼筋在過梁內有足夠的錨定空間。實際斷面與配筋則應根據其承受的垂直載重及作用於牆體面內、面外方向之水平載重，依照「結構混凝土設計規範」相關規定進行設計。

過梁未與鋼筋混凝土屋頂版連接時，因水平向剛度較弱，必須再符合有效寬度大於牆身長度的 1/20 且在 20 公分以上之要求。所謂有效寬度之定義如圖 6-1 所示，當過梁斷面為含有翼版之 L 形或 T 形時，翼版厚度在 15 公分（平房為 12 公分）以上的部分可計入有效寬度內。

6.10 基礎結構

6.10.1 建築物最下層之牆體底部應設置可安全支持各牆體並使之互相連結之鋼筋混凝土造連續牆基礎。

6.10.2 連續牆基礎之寬度不得小於其鄰接之牆身厚度；深度應在牆高之 1/12 以上，且不得小於 60 公分（平房則為 45 公分），並依建築物基礎構造設計規範設計之。

[解說]

各牆體之底部應設置連續牆基礎，除了可連結所有牆體維持安定，並將載重均勻傳遞至地盤以外，也可防止因局部土壤反力集中而造成不均勻沈陷。一般基礎常使用基腳或地梁。

連續牆基礎之寬度應至少大於其鄰接之牆身厚度，以確保應力可充分傳遞；深度除應符 6.10.2 節之最小限制外，原則上越深越好，以增加剛性與對地震傾覆力矩之抵抗力。連續牆基礎之實際斷面與配筋則依照建築物基礎構造設計規範設計之。

6.11 混凝土空心磚圍牆結構

6.11.1 圍牆高度

圍牆高度自地表面算起不得大於 2 公尺，但圍牆兩側地表面有高低差時，以低者為準。側面臨接溝渠之圍牆高度及基礎埋入深度，應由側溝底面算起。

6.11.2 圍牆厚度不得小於 14 公分。

6.11.3 圍牆基礎

圍牆牆體不得直接接觸土壤。圍牆底部應設置可安全支持各牆體並使之互相連結之鋼筋混凝土造連續牆基礎。連續牆基礎之寬度不得小於其臨接之牆身厚度，埋入深度應在 40 公分以上；有基礎版時，版厚應在 20 公分以上，並依建築物基礎構造設計規範設計之。

[解說]

圍牆之高度定義如圖 R6.13 所示，當基地內外地面有高低差時，為求保守，自較低處起算。側面臨接溝渠時，由於無法預期溝壁的側向支撐能力，故視為等同於地面高低差之情況，由最低處即溝底面起算。

為抵抗平時或地震時圍牆不均勻沈陷造成應力集中的現象，並維持圍牆之一體性，

圍牆底部應設置連續之鋼筋混凝土牆基礎（常使用基腳或地梁），且為提供抵抗面外傾倒之能力，應具備足夠之埋入深度，並依本規定及建築物基礎構造設計規範設計之，埋入深度之定義如圖 R6.13 所示。因兩側地面高低差導致圍牆牆體有部分需接觸土壤時，應施作防水措施，並於該範圍之磚塊空心部填充混凝土，以維持牆體之耐久性及安全性。

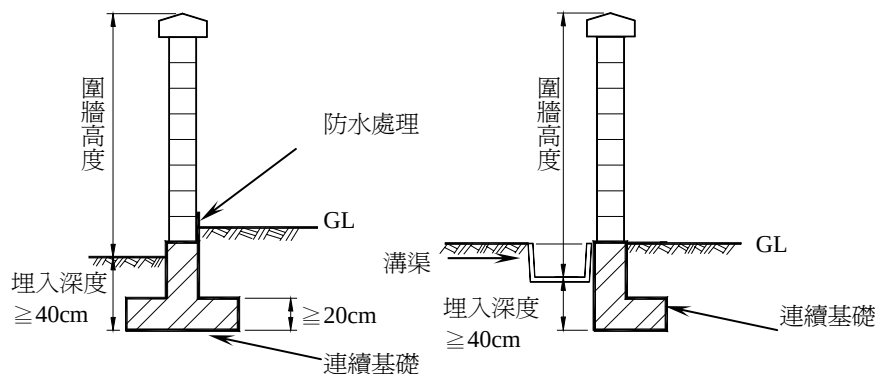


圖 R6.13 圍牆高度與基礎埋入深度

6.11.4 圍牆構造

- 6.11.4.1 圍牆之高度超過 1.6 公尺，圍牆長度每 3.4 公尺以內應設與基礎及混凝土空心磚圍牆連結之扶壁或扶柱，每 50 公尺以內設置一伸縮縫。
- 6.11.4.2 圍牆自端部算起 80 公分以內應以扶壁或扶柱加以補強。
- 6.11.4.3 圍牆彼此交會時，其交會角度與圍牆直角方向之夾角在 45° 以下，且交會圍牆在垂直牆面方向之投影長度至少 40 公分時，得視為扶壁。
- 6.11.4.4 同一面圍牆內有不同高度時，較高部分長度超過圍牆長度一半以上時，以較高者之高度為圍牆高度，且高度變化處應以縱橫兩向 D13 以上之鋼筋補強。
- 6.11.4.5 透空混凝土磚應採用縱筋可穿過之形狀，且不得 2 塊以上連續配置，或配置於圍牆頂部、底部及端部。
- 6.11.4.6 壓頂磚應採用可使縱筋鉤於牆頂橫筋或錨定於空心部內的形狀。

[解說]

基本上為增加圍牆抵抗面外傾倒之能力，設置扶壁或扶柱是較有效的方式，但由於一般建築基地通常沒有太多空間可供在圍牆與建築物或鄰地之間設置扶壁，因此僅規定高度超過 1.6 公尺之圍牆必須在每 3.4 公尺以內設置扶壁或扶柱，且必須與基礎和牆體緊密相連；高度不超過 1.6 公尺的圍牆之面外傾倒抵抗能力則靠連續基礎來提供，此高度係根據日本建築學會之建議值。扶壁與扶柱之設計另規定於 6.11.5 節。

扶壁之最大間隔除了防止面外傾倒之考量外，也考慮到混凝土空心磚長度為 40 公分（含灰縫）之模矩，故取 3.4 公尺為準，如圖 R6.14 所示。另外，圍牆長度太長時，容易因為土質或地盤面高低差之變化產生額外應力，地震時壁面也容易於面外方向發生波狀變形，再加上熱脹冷縮之溫度應力，綜合考量之下圍牆長度短者較為適宜，故規定在每 50 公尺以內應設置一伸縮縫。

圍牆的端部若為無任何支撐之自由端，則容易因地震晃動產生局部應力集中破壞，因此最好在端部設置扶壁或扶柱等支撐物。但因現場情況也可能有配置上的困難，故放

寬至在距端部兩塊混凝土空心磚長度（80 公分）範圍內設置即可。

不同方向的圍牆彼此交會時，若角度足夠則可具有互相支撐的效果，如圖 R6.15 所示，當交會的圍牆在垂直牆面之支撐方向投影長度大於 40 公分時，可視為等同扶壁之功能。

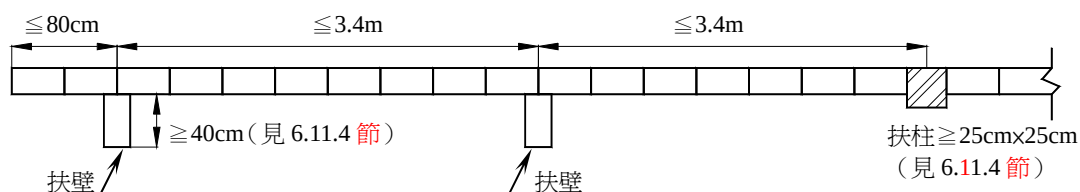


圖 R6.14 扶壁與扶柱

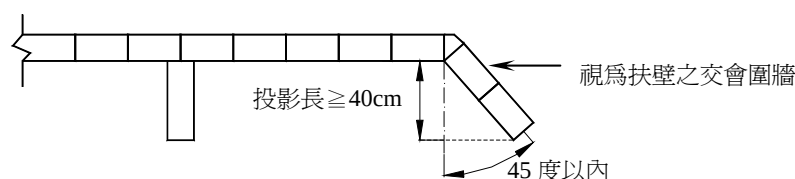


圖 R6.15 交會圍牆可視為扶壁之情況

同一圍牆內高度有變化時，若較高部分過半，則應採用較高高度者之適用規定。高低變化處之角隅容易因應力集中產生斜向或垂直裂縫，故需要再以鋼筋加以縱橫方向之補強。

圍牆中使用特殊的透空混凝土磚處，會形成牆體的弱點，在地震時容易在此處發生裂縫甚至造成破壞，通常透空磚的形狀都無法同時讓縱、橫筋通過，因此務必採用至少能使縱筋穿過兩側邊之透空混凝土磚。另外由於其強度較差，使用時不得左右、上下或斜向連續配置 2 塊以上，如圖 R6.16 所示，也不得配置於最頂層、最底層或圍牆端部。

圍牆頂部的壓頂磚在地震時常有掉落的危險，應使用內有空心部可容納橫筋穿過之形狀，並使下部牆體之縱筋可以藉由彎鉤鉤住橫筋錨定，如圖 R6.17 所示。

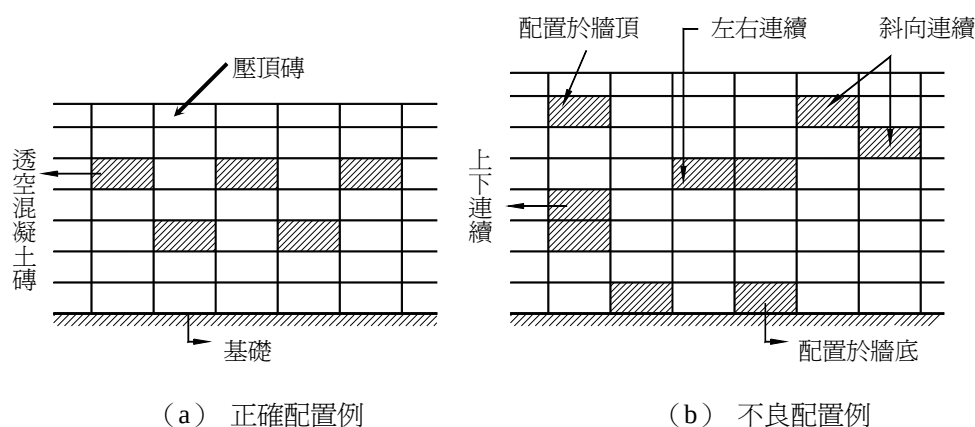


圖 R6.16 透空混凝土磚之配置方式

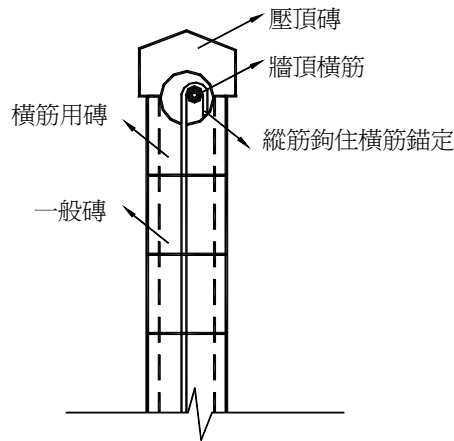


圖 R6.17 壓頂磚作法剖面圖

6.11.5 扶壁、扶柱

6.11.5.1 扶壁配置於圍牆單側時，突出圍牆面長度不得小於 40 公分，配置於圍牆兩側時，則每側不得小於 20 公分，高度不得較圍牆高度低超過 45 公分。

6.11.5.2 扶壁應為場鑄鋼筋混凝土造，其厚度不得小於圍牆厚度。

6.11.5.3 扶柱之結構應為場鑄鋼筋混凝土造，短邊不得小於 25 公分，高度應與圍牆同高。

6.11.5.4 扶壁、扶柱應與圍牆成為一體之結構。

6.11.5.5 扶壁、扶柱之基礎結構為鋼筋混凝土造，基礎寬度至少與上部之扶壁、扶柱相同，與圍牆成為一體之結構，並依建築物基礎構造設計規範設計之。

[解說]

扶壁是可防止圍牆傾倒之有效補強構材，主要用以抵抗作用於圍牆面外方向之外力，其形狀由於基地或面臨道路的關係，多半設置於單側。當圍牆面外方向力矩使扶壁受壓時，扶壁底下必須有足以支撐並將力量傳到地盤之牢固基礎，當面外力矩方向轉為使扶壁受張時，則是靠扶壁本身的重量來保持穩定，防止圍牆傾倒，故扶壁之長度與厚度必須足夠。

對於作用於圍牆之面外力，雖然可以由基礎地盤的穩固支撐確保受壓側具有足夠的耐力，但對於沒有扶壁之一側作用之傾覆力矩，則由於扶壁受拉力，故亦必須設計成也具備能將圍牆拉住以免傾倒之強度的結構。為達此一目的，扶壁突出部分的長度必須在 40 公分以上，且其厚度應至少為能被預期具備與空心磚圍牆本身厚度成比例的重量與耐力之牆厚。這也有為了由扶壁自身的重量提供制止力，以防止圍牆傾倒的目的，故場鑄混凝土造或以模框空心磚施作的扶壁向來也都可以被接受。

將扶壁配置於鄰地邊界時，可如圖 R6.18 所示，將扶壁配置於兩側，不管在基地的有效利用及結構方面皆為有效率的方式。且扶壁只需要突出壁面兩側 20 公分以上，可縮減伸出壁面之突出肢長度。此時雖然扶壁因圍牆之面外力而承受拉力與壓力之狀況與扶壁設置於單側之情況一樣，但卻是不會造成偏心的平衡形態。

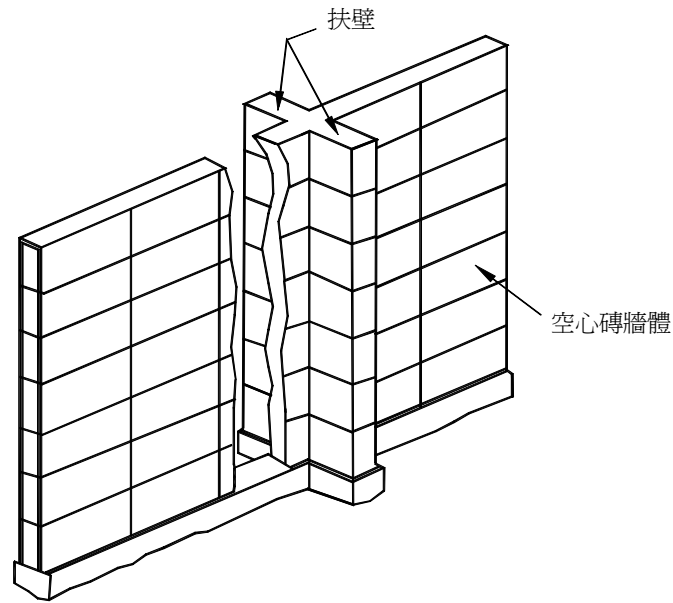


圖 R6.18 扶壁配置於圍牆兩側的例子

如前項所述，扶壁與牆體及基礎應緊密連結，扶壁與空心磚圍牆必須要成為一體，故扶壁與空心磚圍牆之接合部，當扶壁配置於圍牆單側時應如圖 R6.19 (a) 所示，使扶壁橫筋以彎鉤鉤住牆體縱筋，扶壁配置於圍牆兩側時則如圖 R6.19 (b) 所示，應使牆體與扶壁之橫筋皆可彼此穿越連通，以力求扶壁與圍牆本體之一體化。

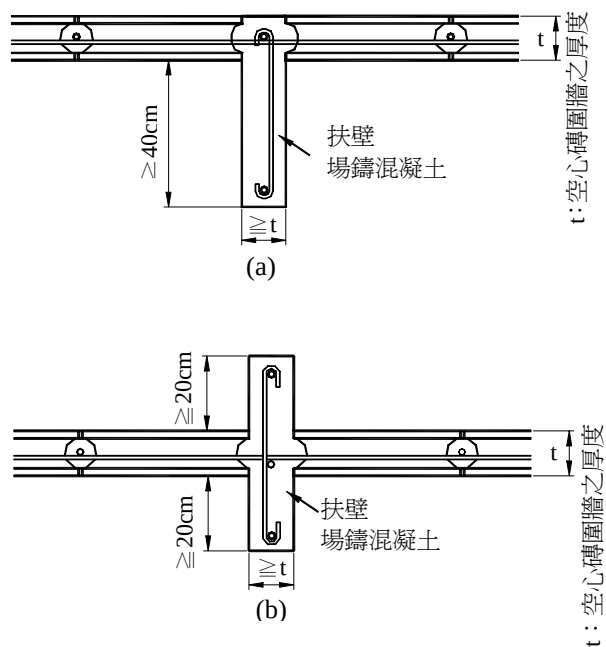


圖 R6.19 鋼筋混凝土造扶壁配置例

當圍牆兩側空間不足，無法設置扶壁時，可以斷面至少為 25 公分見方之扶柱代替。扶柱應為場鑄鋼筋混凝土造，並使牆體之橫筋連通穿越，扶柱之配筋則詳見 6.12 節規定。

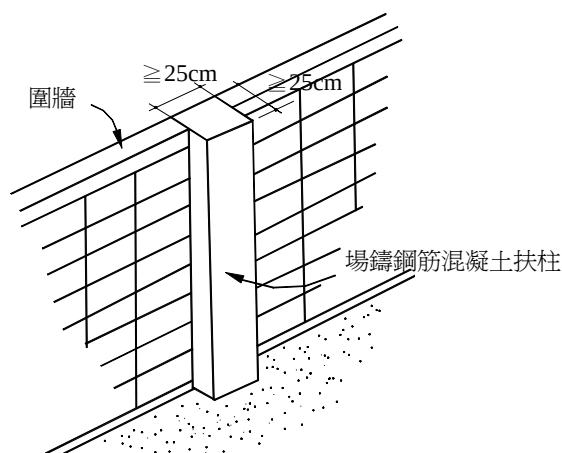


圖 R6.20 鋼筋混凝土造扶柱配置例

6.11.6 其他

6.11.6.1 除有增建計畫者外，不得在既存圍牆之上增砌。

6.11.6.2 連續於既存圍牆之增設圍牆，除有增建計畫者外，在接合處應以設置伸縮縫為原則。

6.11.6.3 在高度 1 公尺以上之鋼筋混凝土造擋土壁頂部設置圍牆時，其高度不得大於 1 公尺。但擋土壁高度未滿 1 公尺時，圍牆得設至自擋土壁底部地表面算起 2 公尺高處。圍牆與擋土壁之施工應連續，且縱筋應充分錨定於擋土壁內。

6.11.6.4 圍牆不得設置開口部。但開口部寬度不大之出入口，無礙結構安全者，不受此限。

6.11.6.5 既存圍牆之頂部不得設置屋頂及工作物等。

[解說]

圍牆之增建應在設計當初先考慮到未來打算加高的高度，先以較低的高度施工，日後再增建剩下的部分，且增建時鋼筋之接續應採用銲接續接，並採用與既有部分相同的磚塊及疊砌方式。在圍牆長度方向增設延長的圍牆時，若之前未預先將增建部分納入設計考慮，則應視為新建的獨立圍牆，與既有圍牆之接合處應設置伸縮縫加以區隔。

若欲於擋土壁頂部設置圍牆，兩者最好一起進行設計，並連續施工，若圍牆在之後才施作時，圍牆之縱筋應充分錨定至擋土壁內。由於是設置於擋土壁上方，圍牆本體之高度限制沿用一般混凝土空心磚造屋頂女兒牆之高度限制為 1 公尺，但如果擋土壁本身高度不滿 1 公尺時，則圍牆加上擋土壁之全高度可滿足 6.11.1 節之一般圍牆高度限制 2 公尺即可。

原則上圍牆不得設置開口部，但若開口部寬度不大，且其頂部有充分補強，或直接将圍牆分離者，則不在此限，如圖 R6.21 所示。但若採用後者，則開口部兩側皆形成圍牆端部，應依 6.11.4.2 節設置扶壁。

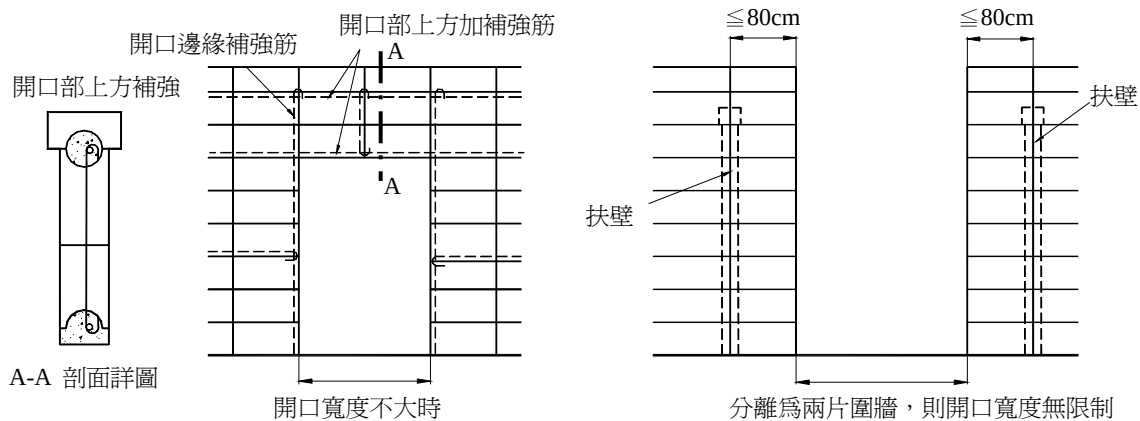


圖 R6.21 圍牆設置開口部之作法

6.12 混凝土空心磚圍牆之配筋

6.12.1 配置於圍牆內之縱筋及橫筋應為 D10 以上之鋼筋。縱筋間距不得大於表 6-7 所示之數值，橫筋間距不得大於 80 公分。

表 6-7 混凝土空心磚圍牆之縱筋間距

扶壁	圍牆高度 (cm)	使用空心磚者 縱筋間距 (cm)
有	160 以下	80
	超過 160	40
無	120 以下	80
	160 以下，超過 120	40 (80)

[備註] () 內之數值為使用 D13 時之間距

6.12.2 橫筋應配置於橫筋用磚內，牆頂應插入橫筋。

6.12.3 橫筋應錨定於圍牆端部之扶壁、扶柱內。

6.12.4 縱筋不得以搭接方式續接。

6.12.5 圍牆之縱筋應錨定於基礎，並鉤住牆頂橫筋，或錨定於牆頂空心部。

6.12.6 配置於扶壁內之縱筋及橫筋應為 D10 以上之鋼筋。橫筋間距不得大於 80 公分，並應鉤住縱筋。扶壁兩端之縱筋直徑不得小於表 6-8 所示之數值。

表 6-8 扶壁的配筋

圍牆高度 (cm)	配筋
180 以下	D10
180 以上	D13

6.12.7 扶壁外端之縱筋應錨定於基礎，並鉤住牆頂橫筋，或與另一端縱筋搭接。

6.12.8 鋼筋混凝土扶柱之主筋不得小於表 6-9 所示數值。箍筋應為 D10 以上，間距應為 30 公分以上。且主筋頂部應設彎鉤。

表 6-9 鋼筋混凝土扶柱的配筋

圍牆高度 (cm)	配筋
180 以下	4-D13
180 以上	4-D16

6.12.9 圍牆之交會部應配置 D13 以上之縱筋，橫筋應錨定於垂直交會之牆中，或與垂直交會牆之橫筋搭接。

6.12.10 鋼筋之錨定與搭接長度依表 6-10 規定。

表 6-10 錨定與搭接長度

種類	結構部位	錨定與搭接		備註
		無彎鉤	有彎鉤	
錨定	橫筋錨定於扶壁、扶柱、門柱內鋼筋錨定於基礎	40 d	30 d	d：竹節鋼筋之標稱直徑 (mm)
	縱筋錨定於牆頂空心部	25 d	—	
搭接	橫筋續接	40 d	35 d	
	橫筋與鋼筋續接	25 d	—	

【解說】

1. 圍牆之配筋計算

圍牆之耐震要求幾乎是完全取決於面外方向的抗彎能力，在日本 1978 年之宮城縣地震、1982 年的浦河地震及 1995 年的兵庫縣南部地震中，即發現許多圍牆之上部結構的撓曲破壞震害案例。由於圍牆多屬靜定結構，且相對於長度而言厚度很薄，地震時容易發生圍牆各處不同時振動，而有局部振動特別嚴重之不利現象，因此計算面外抗彎所需之鋼筋量時，保守假設地震力以自重的 0.5 計算（地震力=0.5 自重）。若地震力大於 0.5 自重，則設計者須另行檢核。

表 R6.13 所示為作用於混凝土空心磚圍牆之水平地震力與風壓力，由表中可見設計載重由地震力控制。

表 R6.13 作用於混凝土空心磚圍牆之水平外力 W

牆厚 (cm)	牆體自重 W_B (kgf/m ²)	地震力 ($V=0.5W$) (kgf/m ²)	風壓力 (kgf/m ²)	設計載重 w (kgf/m ²)
14	235	118	85* ¹ , 110* ²	118
19	300	150	85* ¹ , 110* ²	150

*¹ 日本規範計算圍牆均布風壓力 w_e 的計算為 $w_e = 0.8 \cdot C \cdot q_0 = 0.96 \cdot 60 \sqrt{H}$ 。詳細計算如下：

$$w = C \cdot q$$

其中

w ：風壓力（垂直作用於牆面 1m² 面積的風力）。

C ：風力係數，圍牆取 1.2。

q ：速度壓； $q = 60 \sqrt{h}$ ， h 為距地面高度。

代入圍牆的高度求圍牆所受的風力 W ，如圖 R6.22，即

$$W = \int_0^H w \cdot dh = C \cdot 60 \int_0^H \sqrt{h} \cdot dh = C \cdot 60 \cdot \frac{2}{3} H^{1.5} = \frac{2}{3} C \cdot q_0 \cdot H$$

其中

q_0 ：圍牆頂部速度壓（kgf/m²）。

H ：為圍牆高度。此處圍牆高度取 2.2 公尺。

圍牆底部所受彎矩 M 可以表示為

$$M = \int_0^H wh \cdot dh = C \cdot 60 \int_0^H h \sqrt{h} \cdot dh = C \cdot 60 \cdot \frac{2}{5} H^{2.5} = \frac{2}{5} C \cdot q_0 \cdot H^2$$

而風力 W 的形心高度位置 $\bar{h}$ 即為

$$\bar{h} = \frac{M}{W} = \frac{3}{5} H = 0.6H$$

因此，可以以下式將上述之風壓力轉換成沿圍牆高度呈均布風壓載重 w_e ，即

$$\frac{2}{5} C \cdot q_0 \cdot H^2 = \frac{1}{2} w_e \cdot H^2$$

故

$$w_e = 0.8 \cdot C \cdot q_0$$

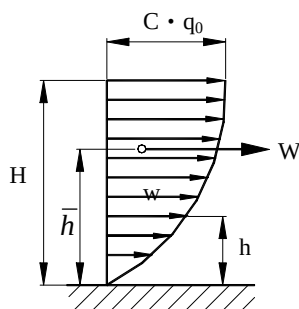


圖 R6.22 作用於圍牆之風壓力分布圖

*² 以 96 年 1 月 1 日建築技術規則建築構造編修正前之第 32 條至 41 條條文計算風壓力時，考慮台灣西半部沿海風力區為 150 級、則圍牆均布風壓力為 110 kgf/m² 計算。若圍牆所在地區為風力區大於 150 級者，需另行檢核。

(1) 含扶壁混凝土空心磚圍牆之縱筋

假設表 R6.13 之水平載重 w 原則上垂直牆面均勻分布，且含扶壁之混凝土空心磚圍牆如圖 R6.23 所示，兩側邊由扶壁形成簡單支持，頂部為自由端，而底部為固定端，此時可求出發生於牆體之面外彎矩如表 R6.14 所示，彎矩大小會隨牆面之高寬比 H/l 而變化，此處要檢討的是牆體底部之最大彎矩 M_y 。

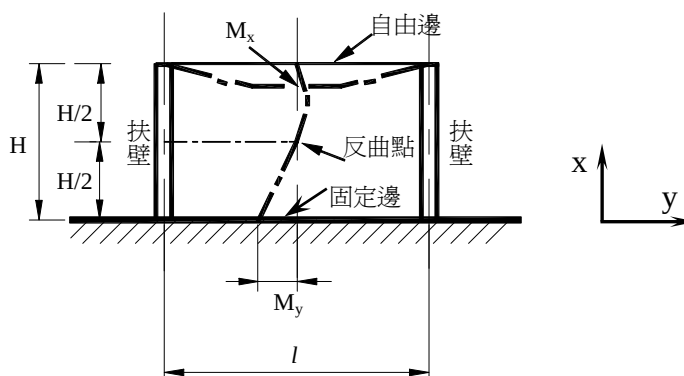


圖 R6.23 發生於有扶壁的圍牆內之撓曲彎矩

表 R6.14 發生於混凝土空心磚圍牆之最大彎矩

H/l	M _x	M _y
0	0	-0.500Wh ² *
1/3	0.0078wl ²	-0.428Wh ²
0.47	0.0254 wl ²	-0.327 Wh ²
1/2	0.0293wl ²	-0.319Wh ²
0.65	0.0522wl ²	-0.232w H ²
2/3	0.0558wl ²	-0.227Wh ²
1	0.0972wl ²	-0.119Wh ²

*：為無扶壁之狀況

以本規範中之扶壁最大間距 3.4 公尺代入 l ，並考慮圍牆最大高度 2.2 公尺及需設置扶壁之最小高度 1.6 公尺之兩種情況，所計算出之牆底最大彎矩 M_y 如表 R6.15 所示。

表 R6.15 含扶壁之混凝土空心磚牆底最大彎矩與所需配筋量

牆高 (cm)	牆厚 (cm)	M _y (kgf-m / m)	每單位牆長所需 縱筋量 (cm ²)	使用 D10 鋼筋 時之間距 (cm)	使用 D13 鋼筋 時之間距 (cm)
160 cm	14	98.7	0.705	101.1	180.1
220 cm	19	168.4	0.886	80.5	143.3

所需鋼筋量之計算，根據木村之研究，採用應力集中距離 $j = 5/7d$ 。

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (6.19)$$

其中， M_a 為容許彎矩 (kgf-m / m)， a_t 為拉力鋼筋斷面積， f_t 為鋼筋之短期容許拉力強度 (2800 kgf/cm²)， d 為有效深度 (牆厚之 1/2) (m)。

(2) 無扶壁混凝土空心磚圍牆之縱筋

無扶壁之混凝土空心磚圍牆可視為懸臂構件，設計地震力雖與含扶壁時一樣假設剪力係數為 0.5 計算，但由於其較含扶壁者更缺乏剛性，故假設地震力之分布型態為頂部較大之倒三角形，如圖 R6.24 所示，牆底處之最大彎矩 M 可根據 (6.20) 式計算。

$$M = 0.5W_B H \times \frac{2}{3} H = \frac{1}{3} W_B H^2 \quad (6.20)$$

其中， M 為牆底最大彎矩 (kgf-m / m)， w_B 為牆體重量 (kgf/m²)， H 為牆高 (m)。

根據上式算出之無扶壁混凝土空心磚圍牆底部最大彎矩 M 及所需鋼筋量如表 R6.16 所示。

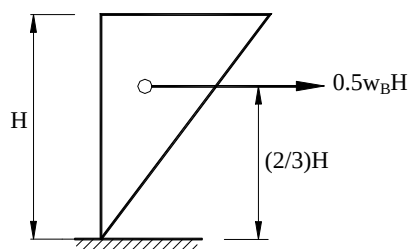


圖 R6.24 地震力倒三角形分布

表 R6.16 無扶壁之混凝土空心磚牆底最大彎矩與所需配筋量

牆高 (cm)	牆厚 (cm)	M_y (kgf-m / m)	每單位牆長所需 縱筋量 (cm^2)	使用 D10 鋼筋時 之間距 (cm)	使用 D13 鋼筋 時之間距 (cm)
160	14	200.5	1.432	49.8	112.8

根據 (1)、(2) 之縱筋計算結果再考慮安全性之後，本文規定如表 6-7。

(3) 橫筋之計算

作用於空心磚圍牆頂部之橫向面外撓曲彎矩如表 R6.14 所示，由此可計算最大應力之所需鋼筋量，如表 R6.17 所示。

表 R6.17 橫筋量計算

牆厚 (cm)	M_x (kgf-m / m) H = 2.2 m	每 1 公尺之橫筋量 (cm^2) H = 2.2 m	使用 D10 時之鋼筋 間距 (cm)
14	71.2	0.51	139.8
19	90.5	0.48	148.5

- 橫筋一定要配置在橫筋用磚內，橫筋必然需要續接，但位置原則上應設於應力小處，特別應注意確保續接部分的保護層厚度，採用搭接時以上下搭接較為容易施工。
- 橫筋在圍牆端部應如圖 R6.25 所示，錨定於扶壁或扶柱之內，若橫筋之錨定長度不足，亦可改用彎鉤鉤住縱筋即可，但此種情況時鋼筋加工應正確施作，且組立時應謹慎為之。

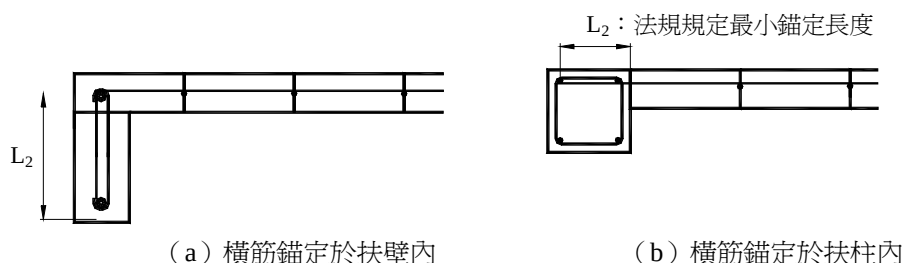


圖 R6.25 圍牆端部之橫筋錨定方式

- 縱筋除了採銲接續接外，禁止於混凝土空心磚內部搭接，因空心磚圍牆的空心磚多半厚度較薄，空心部也較窄，鋼筋的保護層厚度常會不足，因此無法期待搭接能發揮多少強度，故最好從基礎到牆頂使用一整根連通的鋼筋。
- 圍牆之縱筋，應從基礎錨定部開始組立，上端以 180°彎鉤鉤住牆頂橫筋或以 90°彎鉤錨定於牆頂空心部。
- 扶壁是為防止混凝土空心磚圍牆於面外方向傾倒並提高剛性等目的而設置，因此應為堅固的結構，從過去經驗來看，圍牆比較容易倒向沒有扶壁的外側，所以通常不把扶壁當成支撐牆體的支柱，而是當成拉住牆體，防止其向外側傾倒的結構，為了發揮這樣的功用，扶壁內應配置由基礎往上連通的縱筋，而扶壁的橫筋應確實鉤住此縱筋，使這些縱筋能與扶壁的自重一起發揮拉住圍牆使不往外側方向傾倒的功用。因此在扶壁的底部會產生很大的傾覆力矩，縱筋應配置於靠近扶壁外端的位置。當扶壁以一定間隔設置的時候，產生於扶壁的應力由作用於圖 R6.26 之陰影區域之地震力決定（風壓力小於地震力），此應力以一般扶壁配置情況（淨間距為 8 塊混凝土空

心磚，約 3.2 公尺）的圍牆，高 1.8 公尺及 2.2 公尺（容許最大高度）計算，則如表 R6.18 所示，此表中是將圍牆所受的地震力假設為圖 R6.27 所示之均勻分布於牆面及倒三角形分布兩種情況之中間值下去估算。單僅牆面部分的應力計算，當有扶壁時雖然地震力假設為均勻分布，但此處由於考慮到應力集中於扶壁處，其值應稍微放大。如圖 R6.26 所示之負擔面積，地震力採倒三角形分布時，扶壁底部之撓曲彎矩大約會增大為均勻分布時之 1.5 倍。

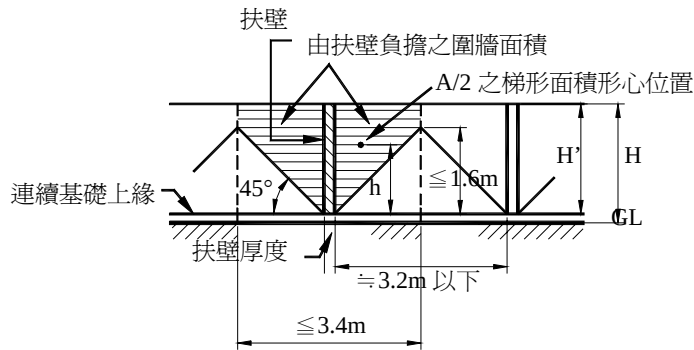


圖 R6.26 依一定間距配置之扶壁負擔圍牆面積

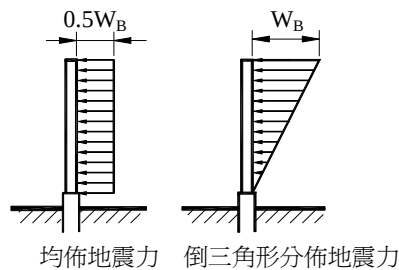


圖 R6.27 地震力之分布方式

表 R6.18 扶壁底部之應力與配筋計算

圍牆高度 H (m)	連續基礎以上之牆體高度 H' (m)	牆厚 t (cm)	牆體重量 w_B (tf/m ²)	扶壁重量 w_s (tf/m ²)	負擔面積 A (m ²)	A 之形心高度 h (m)	底部撓曲彎矩 M (tf-m)			底部之平均剪應力 (kgf/cm ²)	縱筋斷面積 a_t (cm ²)	配筋
							均勻分布	倒三角形分布	平均值			
1.80	1.75	14	0.235	0.181	3.04	1.163	0.554	0.806	0.680	1.00	0.59	D10
2.20	2.15	19	0.300	0.181	4.32	1.396	1.396	1.714	1.478	1.20	1.16	D13

[備註] 1. 底部之應力係以連續基礎上端位置計算。

2. 扶壁之有效深度 d 為（全深度 - 7 cm），全深度指含圍牆厚度及突出圍牆之扶壁長度。若圍牆厚 14cm，則全深度至少為 $(14 + 40) = 54\text{cm}$ ；若圍牆厚 19cm，則全深度至少為 $(19 + 40) = 59\text{cm}$ ； w_s 為扶壁採場鑄混凝土施作之單位高度水平剖面面積的重量，若扶壁厚 14cm，則 $w_s = 0.14\text{m} * (0.14 + 0.40) \text{m} * 2.4\text{t/m}^3 = 0.181\text{t/m}$ 。

3. $f_t = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ， $f_s = 8.7 \text{ kgf/cm}^2$ （ $F_c = 180 \text{ kgf/cm}^2$ 之短期容許應力），

$$\tau = Q / (B \cdot j), \quad (j = \frac{7}{8} d) \quad B \text{ 為扶壁厚度。}$$

7. 如前項所述，扶壁擔負拉住圍牆本體的功能，故扶壁外側之縱筋下端應錨定於基礎內部，扶壁頂部橫筋則應以彎鉤鉤住圍牆本體部分的縱筋，而與扶壁外側之縱筋以搭接方式續接。

由於扶壁是確保混凝土空心磚圍牆安全之重要部分，其配筋務必謹慎施工，因此為使配筋施工容易確實，最好採用場鑄混凝土造或扶壁專用空心磚來製作，期能與圍牆本體一體化，並且應特別留意扶壁之縱筋位置勿有偏差。混凝土空心磚圍牆之配筋例如圖 R6.28 所示，扶壁配筋例如圖 R6.29 所示。

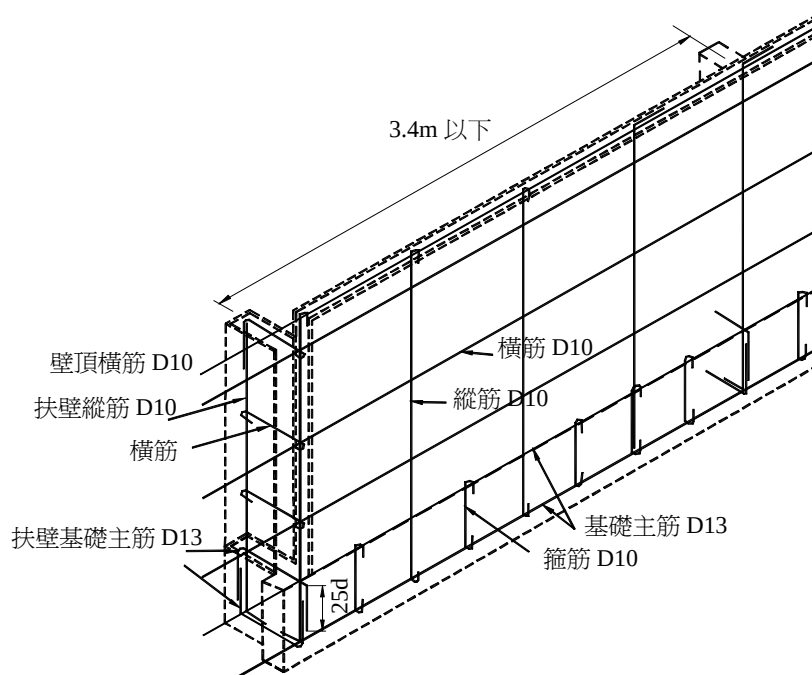


圖 6.28 混凝土空心磚圍牆配筋例

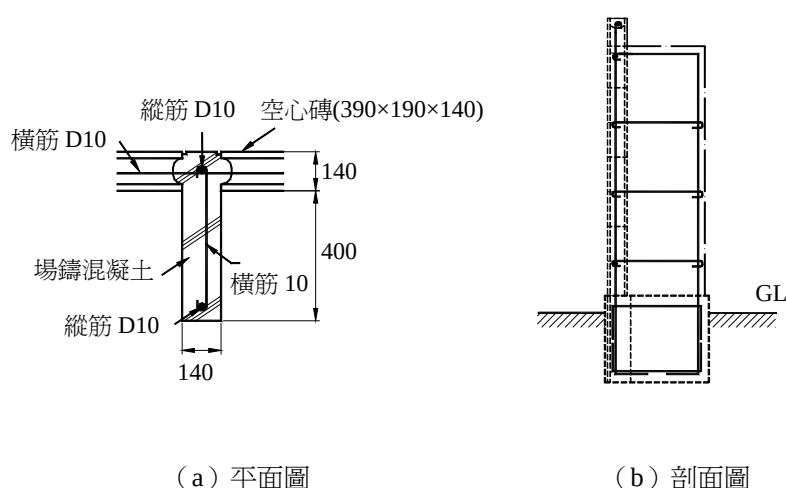


圖 R6.29 扶壁為場鑄鋼筋混凝土造之配筋圖

8. 扶柱之配筋

扶柱所受的應力狀態可以假設與圖 R6.26 所示之扶壁一樣，但由於扶柱之有效深度較扶壁小，剛性也較差，故地震力以倒三角形分布計算。表 R6.19 所示為分別以圍

牆高度 1.8 公尺及 2.2 公尺計算發生於扶柱底部之應力及所需主筋之結果。

表 R6.19 扶柱底部之應力與配筋計算

圍牆高度 H (m)	連續基礎以上之牆體高度 H' (m)	牆厚 t (cm)	牆體重量 W _B (tf/m ²)	扶柱重量 W _S (tf/m ²)	負擔面積 A (m ²)	A 之形心高度 h (m)	柱腳剪斷力 Q (tf)	剪斷應力 (kgf/cm ²)	底部之平均撓曲應力 (tf·m)	縱筋斷面積 a _t (cm ²)	配筋
1.80	1.75	14	0.235	0.15	3.032	1.161	0.604	1.453	0.771	1.66	2-D13
2.20	2.15	19	0.300	0.15	4.292	1.393	0.995	2.395	1.544	3.32	2-D16

[備註] 1. 底部之應力係以連續基礎上端位置計算。

2. 扶柱之有效深度 d 取 $(25 - 6 = 19 \text{ cm})$ ， $B = D = 25 \text{ cm}$ 。B 為扶柱平行圍牆的寬度。

3. $f_t = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ， $f_s = 9.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($F_c = 180 \text{ kgf/cm}^2$ 之短期容許應力)，

$\tau = Q / (B \cdot j)$ ， $(j = \frac{7}{8} d)$ 。w_s 為扶柱採場鑄混凝土施作之單位高度水平剖面面積的

重量，一般扶柱寬 $B = 25 \text{ cm}$ 、 $D = 25 \text{ cm}$ ，則 $w_s = 0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 0.150 \text{ t/m}$ 。

4. 剪力及撓曲彎矩係依地震力倒三角形分布計算。

於扶柱之底部撓曲彎矩會隨圍牆高度而增大，因此會出現 1.8 公尺以下高度的圍牆由於高度較小，配置少於計算結果的主筋即可的情況，但因扶柱本來就是希望以較小斷面而能發揮與扶壁同等效果之構件，故計算時是以施工正確為前提。例如當採用 D10 左右之小直徑鋼筋為主筋時，實際上施工較為困難，因此改規定最小鋼筋直徑為 D13。

雖然剪應力則與扶壁一樣都很小，發生剪力破壞的危險較低，但為保守，仍然配置 D10 的箍筋，間距在 30 公分以下。

鋼筋配置如圖 R6.30 所示，主筋在柱頂部一定要做成彎鉤。

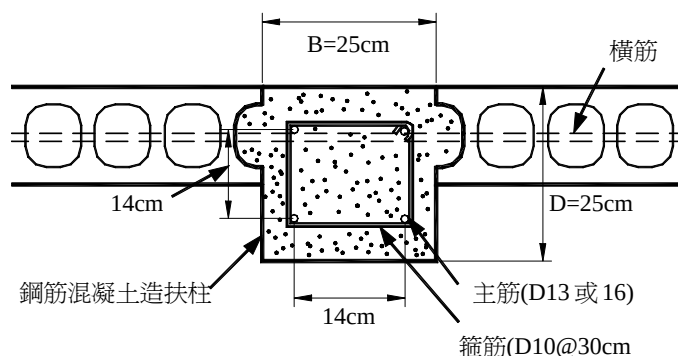


圖 R6.30 扶柱之配筋例圖（水平斷面）

9. 配置於圍牆之交會部的縱筋主要提供撓曲補強之功能，故容易承受較大應力，通常應配置直徑較其他一般縱筋更大的鋼筋。

橫筋則如圍牆端部一樣採用錨定的方式，或和垂直相交的圍牆之橫筋以搭接方式續接。

10. 鋼筋之錨定長度及搭接長度應在表 6-10 所示數值以上。

不可於混凝土澆灌完成後才植筋。

由於竹節鋼筋之握裹性佳，錨定及搭接時通常不作彎鉤也無妨。

雖然鋼筋之錨定長度及搭接長度應依鋼筋應力大小、混凝土強度與由鋼筋材質

而定之容許應力、鋼筋末端彎鉤之有無來決定，但若一一指定詳細的計算方法，則欠缺實用性，基於本規範為設計規範，故考慮施工性等各種條件之後加以規定。

鋼筋應力低而混凝土強度高時，在計算上雖然握裹長度可縮短，但為防預期以外的高應力或施工失誤，原則上還是應確保最小錨定或搭接長度要達到表 6-10 的數值。

再考慮到鋼筋保護層的問題，雖然一般認為需要設置容易造成混凝土開裂的彎鉤的地方會比較多，不過其實反而是鋼筋應力低的地方比較多，而且混凝土受到周圍的空心磚束制，整體來說安全係數亦取得較大，故通常端部並不需要設置彎鉤。另外，在非常狹窄的空心磚空心部內設置彎鉤時，會造成混凝土的填充性變差，保護層厚度也會變薄，在鋼筋之應力傳遞及防鏽上發生重大缺陷的可能性會增大。

雖然鋼筋在錨定、搭接時應力傳遞之檢討很重要，但搭配實際施工可行之配筋方式也是很要緊的。