

全尺寸鋼筋輕質混凝土構件之力學行為研究(I)



內政部建築研究所研究報告

中華民國 97 年 12 月

ISBN 978-986-01-6903-4

全尺寸鋼筋輕質混凝土構件之力學行為研究(I)



計畫主持人：何明錦

協同主持人：顏聰

研究員：干裕成

研究員：陳豪吉

研究員：黃中和

研究助理：吳崇豪、楊政蒲

內政部建築研究所研究報告

中華民國 97 年 12 月

目次

目次.....	I
表次.....	III
圖次.....	V
摘要.....	VII
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起.....	1
第二節 研究目的及內容.....	2
第二章 文獻回顧.....	3
第一節 輕質粒料的種類與特性.....	3
壹、輕質粒料的種類.....	3
貳、輕質粒料的物理特性.....	4
參、水庫淤泥輕質粒料.....	5
肆、輕質粒料混凝土的特性.....	6
伍、輕質粒料混凝土的相關設計規範.....	9
第二節 鋼筋混凝土梁之撓曲行為.....	11
壹、鋼筋常重混凝土梁之撓曲行為.....	11
貳、鋼筋輕質混凝土梁之撓曲行為.....	12
第三節 不含剪力筋 RC 梁之剪力作用模式.....	13
壹、剪力抵抗原理.....	13
貳、剪力強度的影響因素.....	14
參、梁之剪力破壞模式.....	15
肆、無剪力筋 RC 梁剪力強度之預測式.....	16
伍、無剪力筋 RC 梁極限剪力強度之預測式.....	17

陸、輕質 RC 梁剪力強度之預測式.....	18
第四節 梁之尺寸效應.....	19
第三章 試驗計畫.....	27
第一節 試驗材料.....	27
第二節 配比設計.....	27
第三節 鋼筋混凝土梁試體製作.....	28
第四節 試驗儀器設備.....	29
第五節 試驗步驟與方法.....	31
第六節 載重試驗.....	32
第四章 結果與討論.....	43
第一節 梁構件之撓曲行為.....	43
第二節 梁構件之剪力行為.....	44
壹、梁之破壞模式.....	44
貳、載重—位移性質.....	44
參、試驗結果與 ACI 規範值之比較.....	45
第三節 梁構件之尺寸效應.....	46
壹、梁構件之載重-位移關係.....	47
貳、尺寸效應分析.....	47
第五章 結論與建議.....	63
第一節 結論.....	63
第二節 建議.....	64
參考書目.....	65

表次

表 2-1	輕質粒料之種類與基本物理性質 ^[1,2]	20
表 2-2	CNS 及 ASTM 對輕質粒料混凝土強度規定	20
表 2-3	輕質粒料混凝土彈性模數與單位重、抗壓強度之關係	21
表 3-1	水泥之基本性質	33
表 3-2	常重粗粒料之篩分析	34
表 3-3	常重細粒料之篩分析	34
表 3-4	常重粗細粒料之物理性質	35
表 3-5	輕質粒料之篩分析	35
表 3-6	輕質粒料之物理性質	35
表 3-7	強塑劑之性質	36
表 3-8	試拌配比 (1 m ³) 與抗壓強度	36
表 3-9	混凝土配比	36
表 3-10	梁之混凝土配比 (1 m ³)	37
表 3-11	撓曲試驗之試體配置	37
表 3-12	剪力試驗之試體尺寸 (單位: cm)	37
表 3-13	尺寸效應試驗之試體尺寸 (單位: cm)	38
表 4-1	撓曲載重結果與變位分析	49
表 4-2	撓曲試驗之彎矩與曲率分析	49
表 4-3	梁構件之載重試驗結果與剪力強度分析	50
表 4-4	各種混凝土梁試體之尺寸 (單位: cm)	50
表 4-5	梁試體之鋼筋配置 (單位: cm)	50
表 4-6	梁之尺寸效應試驗結果	51



圖次

圖 2-1	良好的輕質粒料具堅硬的外殼以滯含內部的孔隙 ^[1, 2]	22
圖 2-2	輕質粒料點壓強度會隨著顆粒粒徑變大而降低 ^[2]	22
圖 2-3	水泥用量與輕質粒料混凝土抗壓強度關係 ^[2]	23
圖 2-4	輕質粒料混凝土抗壓強度與水泥砂漿、粒料強度間的關係 ^[32]	23
圖 2-5	輕質粒料混凝土的分界強度圖 ^[32]	24
圖 2-6	輕質、普通混凝土之強度成長比較 ^[2]	24
圖 2-7	E_c 、 E_m 、 E_a 之關係圖 ^[33]	25
圖 2-8	無腹筋RC梁之抗剪機制 ^[53]	25
圖 2-9	Bazant提出之尺寸效應法則 ^[74]	26
圖 3-1	100T MTS 結構試驗系統.....	38
圖 3-2	撓曲梁試體尺寸及鋼筋配置圖.....	39
圖 3-3	剪力試體尺寸及鋼筋配置.....	40
圖 3-4	尺寸效應試體尺寸及鋼筋配置.....	41
圖 3-5	三分點撓曲載重試驗配置.....	42
圖 3-6	中央點載重試驗試體配置圖.....	42
圖 4-1	梁試體之載重位移圖.....	52
圖 4-2	鋼筋輕質混凝土梁試體裂縫與破壞模式.....	52
圖 4-3	鋼筋常重混凝土梁試體裂縫與破壞模式.....	53
圖 4-4	梁試體之彎矩曲率圖.....	53
圖 4-5	不同跨深比常重混凝土梁之破壞模式.....	54
圖 4-6	不同跨深比輕質混凝土梁之破壞模式.....	54
圖 4-7	梁之剪壓破壞.....	55

圖 4-8	梁之剪拉破壞	55
圖 4-9	不同跨深比輕質混凝土梁之載重-位移關係.....	56
圖 4-10	不同跨深比常重混凝土梁之載重-位移關係.....	56
圖 4-11	不同跨深比之輕質與常重混凝土載重-位移關係	57
圖 4-12	兩種混凝土梁 (D1) 之載重-位移關係	57
圖 4-13	兩種混凝土梁 (D2) 之載重-位移關係	58
圖 4-14	兩種混凝土梁 (D3) 之載重-位移關係	58
圖 4-15	常重與輕質混凝土梁之延展比與尺寸(有效深)關係	59
圖 4-16	輕質粒料混凝土梁不同尺寸之載重-位移比較圖	59
圖 4-17	常重粒料混凝土梁不同尺寸之載重-位移比較圖	60
圖 4-18	輕質混凝土彎矩與撓度無因次分析	60
圖 4-19	常重混凝土彎矩與撓度無因次分析	61



摘要

關鍵詞：輕質混凝土、梁、撓曲、剪力、尺寸效應

一、研究緣起

國內對於輕質粒料混凝土的結構性能研究，迄今還大部分限於縮小構件尺寸的實驗分析，在鋼筋輕質混凝土梁方面的結構行為研究也不多見，要進行其結構設計和實務建造應用之前，還需有更多的技術資訊補強相關設計規範，特別是實尺寸梁的撓曲和剪力性能資料。在鋼筋混凝土梁的承載行為方面，對於輕質粒料混凝土鋼筋混凝土梁的結構行為研究較不多見，且大都為探討其撓曲和剪力之行為與承載力，成果資料還不足以作為制訂規範的依據。由於輕質粒料混凝土梁的結構反應行為與常重混凝土梁者相似，基本上可針對各項推估模式，藉由介入適當的修正係數，即能應用於結構分析與設計上。

二、研究方法及過程

本計畫探討實尺寸輕質粒料混凝土鋼筋混凝土構件之撓曲及剪力行為。輕質粒料混凝土配比設計之目標強度皆為 $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ ；所採用梁之斷面尺寸為 $25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 400 \text{ cm}$ ，分別採用三種不同鋼筋比（及三種不同跨深比），梁之加載採用三分點載重試驗法。另外，剪力試驗部分，選用三種不同剪跨與有效深度比， $a/d = 1.5、2.5$ 及 3.5 ，並以中央點載重方式試驗。同時，製造不同尺寸，但幾何形狀近似的鋼筋混凝土梁構件；梁之鋼筋量以最小鋼筋比配置，且加載方式採用中央點載重試驗法，剪跨與有效深度比為 $a/d = 3.0$ ，並分三種比例斷面及淨跨長，探討相同邊界條件及載重配置情形下的力學行為及尺寸效應。

三、重要發現

研究結果顯示，輕質鋼筋混凝土梁的撓曲降伏載重和極限載重與常重鋼筋混凝土梁者不相上下；前者的極限曲率和韌性比都大於後者。輕質鋼筋混凝土梁的剪力開裂破壞模式類似於常重鋼筋混凝土梁者，其破壞也分成剪壓破壞和剪拉破壞兩種。輕質鋼筋混凝土梁的剪力破壞面較為光滑，成為脆性破壞方式，

其載重—位移曲線，在上升段之斜率比常重鋼筋混凝土梁者平緩，又其極限剪力強度與 ACI 規範值的比值都大於 1.4，表示後者相當保守。另外，無剪力筋輕質鋼筋混凝土梁的延展比，類似於常重鋼筋混凝土梁者，都隨梁尺寸的增大而減小，即延展性愈差。其中，輕質鋼筋混凝土梁的延展比衰減幅度則大於常重鋼筋混凝土梁者。又無剪力筋輕質和常重鋼筋混凝土梁的極限位移比都隨梁尺寸的增大而減小，但輕質鋼筋混凝土梁的衰減幅度明顯大於常重鋼筋混凝土梁者。

四、主要建議事項

根據研究發現，輕質混凝土的構件行為與普通混凝土大致相似，唯有些力學行為上的差異性，必須考量。以下分別從立即可行的建議、及長期性建議加以列舉。

立即可行之建議

- 一、探討輕質鋼筋混凝土柱構件的行為⁽⁵⁹⁾
- 二、探討剪力筋對鋼筋混凝土梁構件撓度的影響⁽⁵⁹⁾
- 三、應重新檢討有剪力筋之輕質鋼筋混凝土梁構件之尺寸效應

中長期性建議

- 一、輕質鋼筋混凝土樑、柱及版等主要柱構件的行為，應進行系統性研究及確認⁽⁵⁹⁾
- 二、現有混凝土設計規範對於撓度限制公式，未考慮尺寸效應且年代已久，有重新檢討及確認的需要。
- 三、規範對於輕質混凝土構件設計的相關規定，尚有加強之需要。

ABSTRACT

Keywords: lightweight concrete, beam, flexure, shearing, size effect

The research works in Taiwan up to date mostly focus on the laboratory specimen size. It seems valid and necessary to engage on more studies of full size specimen tests, which will lead directly to the design work in practice. It is felt that more information about the flexural and shearing behaviors of reinforced lightweight concrete should be understood. Due to the similar behavior between normal concrete and lightweight concrete, the lightweight concrete specimen could be designed in conventional way as that of normal concrete with some appropriate modified parameters in their design works.

The experimental program mainly observes the flexural and shearing behaviors of reinforced concrete beam. The design strength of concrete is $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ for both concretes. For flexural test, third-point bend test was performed and beam dimension is $25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 400 \text{ cm}$, with three rebar contents and three shear-span-to-depth ratios. For shearing test, three-point bending test was adopted for beams with same cross section and various span-to-depth ratios ($a/d = 1.5, 2.5$ and 3.5). For size effect test, three-point bending test was performed for identical beams with three different scales in dimension. The beams all designed minimum reinforcement according to ACI and the $a/d = 3.0$, which is used to investigate the mechanical behavior and size effect.

The test results showed that the reinforced lightweight concrete has similar load capacities and failure types as those of reinforced normal concrete. However, lightweight concrete seems to perform larger curvature and ductility. For a given concrete mixture, the ductility in terms of the ratio of ultimate deflection to yielding deflection decreases with the increase of the scale of the specimen. From the specimen tests, the lightweight concrete behaves a stronger ductility decay rather than normal concrete. From a dimensionless analysis, it was also observed that the ultimate deflection to span ratio decreases with the increase of the specimen scale, and the ratio for those lightweight concrete beams were greater than those normal concrete beams.

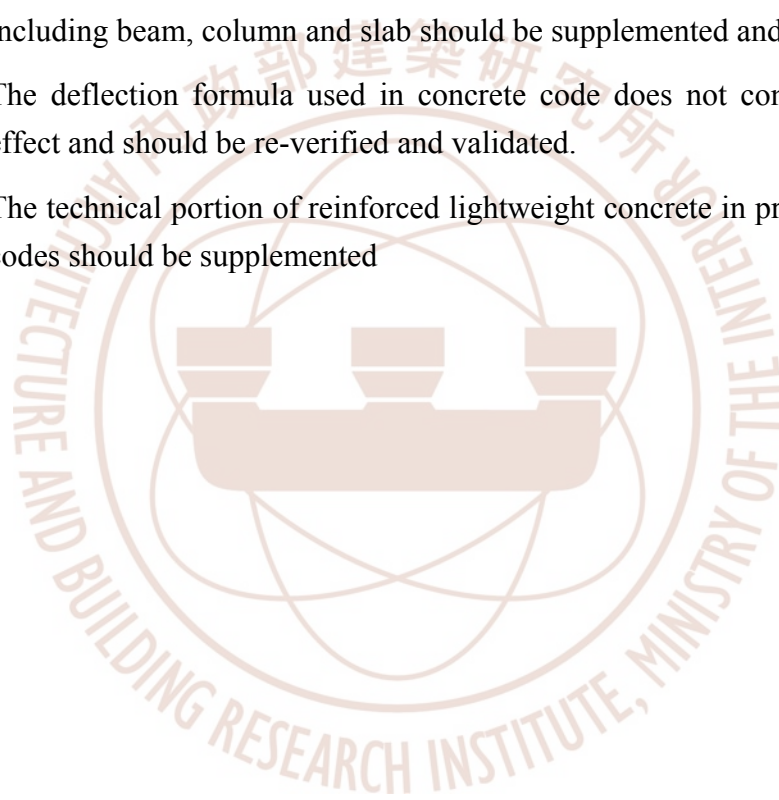
Based on the finding of this research, the sequent project comes to the immediate and long-term strategies.

For immediate strategies:

1. Investigate the structural behavior of lightweight concrete column
2. Investigate the influence of stirrups on the deflection of reinforced lightweight concrete beam
3. Investigate the size effect of reinforced lightweight concrete beam stirrups

For long-term strategies:

1. A comprehensive and systematic study of lightweight concrete structures, including beam, column and slab should be supplemented and validated.
2. The deflection formula used in concrete code does not consider the size effect and should be re-verified and validated.
3. The technical portion of reinforced lightweight concrete in present concrete codes should be supplemented



第一章 緒論

第一節 研究緣起

經過將近十年的研究與開發，台灣地區已確立利用水庫淤泥燒製輕質粒料的技術，並用以製作輕質粒料混凝土，研析出其工程與力學性質^[1-4]，以及鋼筋輕質混凝土的結構行為^[4-6]。由於輕質混凝土具有量輕、耐震、耐久性及隔熱等多項優點，應用到高樓建築、橋梁構造和海域結構物時，可降低營建成本、節省能源、減少維護費等效益^[7-14]，預期輕質粒料混凝土將在國內迅速發展，落實應用到各種建築和營建工程上。這種輕質粒料混凝土一旦大量應用，將會持續挖取各地水庫的淤泥以製造輕質粒料，如此則一方面可防範水庫淤積的環保問題，另一方面還可提供優質的砂石粒料，解決國內營建砂石不足的部分問題，實有一舉兩得之功效。

國內對於輕質粒料混凝土的結構性能研究，迄今還大部分限於縮小構件尺寸的實驗分析^[4,5,15-17]，在鋼筋輕質混凝土梁方面的結構行為研究也不多見。今後要進行結構設計和實用建造之前，還需有更多的技術資訊補強相關設計規範，特別是實尺寸梁的撓曲和剪力性能資料。在RC梁的承載行為方面，過去對常重混凝土梁已有較為完整的研究，重要的成果如Duan等人^[18]對梁的撓曲勁度提出預測公式；Soroushia等人^[19]探討鋼筋混凝土柱撓曲與軸力交互作用下之行為，指出縱向鋼筋的降伏強度愈高，撓曲強度愈大，撓曲強度也隨拉力鋼筋比的提高而增大；Bosco等人^[20]也探討高強度混凝土梁的最小鋼筋比。另外，Kotsovosm^[21]及Chana^[22]都曾針對RC梁的剪力破壞行為進行實驗與理論分析；Lee與Watanabe^[23]也依破壞模式提出RC梁的剪力強度預測公式；Gasteblednhe與May^[24]亦對無箍筋RC梁進行研究，提出無剪力筋RC梁撓剪破壞的破壞機制。黃世建與張英宜^[25]以斷面分析與彎矩面積法，建立鋼筋混凝土梁的位移分析模式。再者，Bazant與Planas^[26]也研討混凝土的破壞行為及尺寸效應。

對於輕質粒料混凝土RC梁的結構行為，以往也有不少相關的研究^[27-30]，這些研究大都為撓曲和剪力的行為與承載力探討，成果資料還不足以作為制訂規範的依據。從相關的研究成果，則已初步認知，輕質粒料混凝土梁的結構反應模式與常重混凝土梁相似，對於各項推估模式，可藉由介入適當的修正係數，

即能應用於結構分析與設計上。因此本計畫擬進行實尺寸輕質粒料混凝土梁的撓曲與剪力性質實驗研究，並同時探討尺寸效應，期能求得適當參數以供修正現有之輕質RC梁設計規範。

第二節 研究目的及內容

本計畫探討實尺寸輕質粒料混凝土 RC 構件的撓曲及剪力行為。主要研究短跨度、中跨度及長跨度之 RC 構件，在配置不同鋼筋含量下受力後之撓曲及剪力行為。另外將同時製造不同尺寸，但幾何形狀近似的 RC 構件，探討相同邊界條件及載重模式下之力學行為及尺寸效應。研究中將分析並比較強度相近的輕質粒料混凝土與常重混凝土梁構件，在力學行為方面的差異性。試驗上總共製作 18 支梁構件。研究工作也同時包括測試建研所新建之結構試驗系統。本研究之完成，將可補充現有規範在輕質混凝土梁設計上不足之處，同時提供國內未來鋼筋輕質混凝土梁設計之參考。



第二章 文獻回顧

第一節 輕質粒料的種類與特性

壹、輕質粒料的種類

輕質粒料可大致分為天然和人造兩大類；天然的輕質粒料大都為含有孔隙組織的火山噴出岩，人造的輕質粒料種類相當多，重要的有利用天然材料如粘土、頁岩等燒製而成的膨脹粘土、膨脹頁岩等。輕質粒料在製造過程中，原料本身具起泡成分，或添加了發泡材料，使得粒料具有堅硬外殼、內部卻充滿孔洞，而具有低單位重、隔熱及隔音佳之優點。輕質粒料會因種類及產製過程的不同，而形成不同的性質。因此，可從其成形、組織及粒徑大小三方面來瞭解輕質粒料與普通粒料的相異點及特質^[1-2]。

天然輕質粒料以火山岩居多，主要依岩漿外噴過程的深度不同而形成性質互異的材料，由於在形成過程中無法加以控制，致其表面和內部孔隙變異性甚大。而人造粒料最有利之處在於製造過程的人工化，可針對企求性質做某種程度的調控。

在粒料製造原料方面，膨脹黏土、頁岩及板岩可形成堅硬、渾圓且接近封閉的外表層外，其餘如膨脹爐石、燒結飛灰、真珠石等均無堅硬之表層，外表也較不規則、吸水率也較大，使其整體粒料品質較差。頁岩及板岩可由原料打碎並直接燒製成非造粒形輕質粒料，黏土或塑性較大之頁岩則可先行造粒，然後燒製成接近圓球形的造粒形粒料，粒徑可由原造粒控制其大小。

粒料組織方面，不論是天然或人造輕質粒料，其最大特點在於材質中含有相當高比例的孔隙。粒料組織中的孔隙可分為表層孔隙和內部孔隙二種，表層孔隙的存在，較不利於粒料的品質，最明顯的是對強度、吸水率和混凝土工作性的影響。而品質已被肯定為較理想的膨脹頁岩及膨脹黏土之類的輕質粒料，除了不含表層孔隙外，最重要的是它擁有一層燒結成形且強度高的硬表殼（如圖 2-1 所示），使它能因具有高含量的內部孔隙，而成為一種顆粒密度小，卻擁有低吸水性、高強度的輕質粒料。

輕質粒料的粒徑除了造粒型之膨脹粒料，可由事先的原料造粒完全控制其顆粒粒徑外，其餘非造粒型人造粒料其粒徑是依原料的碎粒大小而定，至於天

然輕質粒料，其顆粒粒徑為自然形成。粒徑的區分大都與普通粒料同樣方式處理，一般而言，輕質粒料之最大粒徑以 3/4" (19 mm) 而不超過 1" (25 mm) 為宜。

目前在結構性混凝土方面使用最多的人造膨脹頁岩、黏土、板岩等有兩項共同特點，一是粒料的粒徑愈大，其顆粒密度愈小，強度也愈差。另一是細粒料部分，細顆粒較少，尤其是 30 號篩以下之顆粒尤為缺乏。由於粒料之顆粒密度係依粒徑大小而改變，進行顆粒分佈的試驗分析時，各種粒徑粒料含量的體積百分比與重量百分比並不一致，這是與普通粒料最為不同的地方。至於輕質細粒料的缺乏，則可利用天然砂補充之，但會增加混凝土之單位重及降低其隔熱性。然而，在水泥含量及坍度條件均相同時，以天然砂取代輕質砂將能提高混凝土強度。

貳、輕質粒料的物理特性

輕質粒料物理特性，會因其原料的不同及製造方式的改變而有不同的變化，如表 2-1 所示。一般而言，輕質粒料具有低密度 ($0.7 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$)、高吸水率 (5~50%)、表面粗糙、低強度、低單位重等重要特性。輕質粒料內部含有之孔隙多，就相同材料的輕粒料而言，顆粒密度隨粒徑減小而增加。大部分輕質粒料為圓形、方形或多角形表面粗糙等形狀之顆粒，依粒徑大小可分為粗徑、中徑與細徑三種；粗徑之直徑在 19 mm~4.8 mm 之間，中徑之直徑在 9 mm~2.4 mm 之間，若通過 4 號篩之重量在 85 % 以上則稱為細徑。輕質粒料的密度大多在 1.8 g/cm^3 以下，而天然粒料在 2.6 g/cm^3 左右，對於結構物的自重則可減輕 1/3~1/5 左右，相對於同樣的基礎承载力而言，以輕質粒料當做建築材料，則可增加結構物的高度與樓層數。

輕質粒料因內部含有大孔隙，使其彈性模數、強度、密度等均隨粒徑增大而降低。就普通混凝土而言，粒料最大粒徑愈大，對混凝土品質愈有利，這種觀念在輕質粒料混凝土方面並不全然適合，因為它只能減少拌合水用量，從而減少材料析離、混凝土泌水現象及收縮等，雖有利於混凝土之強度，但粒徑愈大的輕質粒料其強度將愈低，如圖 2-2 所示，反而會限制其混凝土的強度發展。故欲獲得較高強度的輕質粒料混凝土，須選用粒徑小、顆料密度大、強度高的輕質粒料，然而，如此則使其混凝土的單位重從而增大，這是必須同時考量的

要項。

參、水庫淤泥輕質粒料

台灣地區蘊藏著豐富的粘土、頁岩、板岩及泥岩等岩石，這些岩石均為適合用來燒製輕質粒料的原料。而水庫地區的淤泥是由這些岩石風化，遇雨水冲刷成為泥土流進入河川或水庫集水區，經沈積後將充填庫底，使水庫容量因而降低。若能應用這些水庫淤泥來燒結輕質粒料，不僅可將廢棄淤泥再生資源化，提高水庫運轉的經濟效益，同時更能用以製造出具有質輕、隔熱及抗震效果的輕質混凝土。

國立中興大學自 1991 年起在榮工處與內政部建研所先後資助下，完成頁岩及黏土人造輕質粒料之生產及輕質混凝土工業化之研究，已大致掌握台灣島內，適合生產輕質粒料的料源區分佈和原料物性。另 2000 年國科會委託之水庫淤泥製造輕質粒料研究^[3]及台灣科技大學之研究報告中，已確定國內水庫淤泥具備有製造輕質粒料之條件，且水庫淤泥在製造輕質粒料過程中，可直接造粒而省去一般岩石碎化之過程，是為更有利的條件。

內政部建築研究所在 2003 年曾委託中華民國節能輕質粒料混凝土推廣協會進行「水庫淤泥輕質粒料產製及輕質粒料混凝土應用與推廣」計畫案，該計畫案的研究成果顯示^[4]，經實地採取台灣西部地區 15 座水庫之淤泥樣品進行測試(包含翡翠、石門、青草湖、大埔、寶山、明德、明潭、日月潭、仁義潭、鏡面、虎頭埤、白河、阿公店、鳳山、澄清湖等)，證明 15 座水庫淤泥樣品均可利用旋窯或實驗室程式控制電熱爐方式進行高溫燒結，所燒結而得之輕質粒料外表呈圓形顆粒形狀，內部則為多孔隙結構，其比重約為 0.5~2.0、吸水率約為 5~15%，筒壓強度則大致介於 1.0~7.5 MPa 間。利用這些水庫淤泥輕質粒料所拌製而得之混凝土，單位重可降至 1800 kg/m³ 以下，相較普通混凝土的 2300~2400 kg/m³，單位重約降低 25%；而抗壓強度則隨著配比而異，可產製出強度達 55 MPa 之輕質粒料混凝土；另外，輕質混凝土的熱傳導係數介於 0.75~0.81 kcal/m.hr.°C 之間，優於一般常重混凝土熱傳導係數之 1.0~1.5 kcal/m.hr.°C。這些研究成果均顯示出，以水庫淤泥燒製而得之輕質粒料，不僅具有基本強度，且其混凝土製品更具有重量輕、隔熱和強度夠等優點。

肆、輕質粒料混凝土的特性

輕質粒料混凝土性質會受到混凝土配比與所使用輕質粒料種類的影響，其與常重混凝土的差異點主要有單位重的大小、隔熱性能、抗壓強度、彈性模數等等，分述如下：

1. 單位重

輕質粒料混凝土與常重混凝土最大的差異在於單位重的大小。由於輕質粒料的密度較一般砂石輕，因此所拌製的混凝土單位重也較小。輕質粒料混凝土其氣乾單位重一般不超過 2000 kg/m^3 ，但這種定義並不是強制的標準，譬如 ASTM 規定的氣乾單位重為 1850 kg/m^3 以下。不過，優良的輕質粒料混凝土其單位重應較相同配比之常重混凝土低約 25~40% 為佳。適合作為結構用途的輕質粒料混凝土，其單位重之要求至少在 1200 kg/m^3 以上，常用的輕質粒料混凝土大致在 $1400 \sim 1800 \text{ kg/m}^3$ 之間。

2. 乾縮及潛變

乾縮的發生在於混凝土中水分的喪失，因此如果能減少水泥漿量或降低水灰比，或是採用緻密而大的粒料，均能有效減少乾縮。一般輕質粒料混凝土之乾縮值約在 4×10^{-4} 至 6×10^{-4} 之間，而普通混凝土為 7×10^{-4} 至 10×10^{-4} ，表示輕質粒料混凝土乾縮量平均較低。但部分文獻則指出，輕質粒料混凝土乾縮量比普通混凝土高；顯見乾縮量之高低並非絕對，而且變數亦多，如水灰比、用漿量、粒料種類、環境條件及尺寸效應等，都會產生影響，無法一概而論。不過，蒸汽養護可減少 10~40% 之乾縮量^[31]，尤其是高溫高壓蒸汽養護更具效果，這點是可以肯定的。一般規範如 CNS、ASTM 等，對輕質粒料混凝土乾縮量之規定為不得大於 0.01%。

在潛變方面，影響之因素主要包括：水泥性質、粒料種類、級配、水泥漿體品質、用量、環境條件、所受應力大小及加載時間點等。由其影響因素可知，潛變與乾縮有密切之關係，因為潛變的發生通常都是從乾縮或膨脹變形處開始蔓延的。

強度較高的輕質粒料混凝土，其承載能力較大、潛變量少；另低壓蒸氣養

護可比濕治之試體減少 25 %至 40 %之潛變，而高壓蒸氣養護則可減少高達 60 %至 80 %之潛變。

3. 抗壓強度

輕質粒料混凝土的抗壓強度與其單位重密切相關，CNS 3691 和 ASTM C330 中對強度性質的規定，因而都以單位重高低作為分級標準，如表 2-2 所示。抗壓強度與單位重之比例關係，是衡量輕質粒料混凝土品質優劣的重要指標。在各先進國家，對輕質粒料混凝土均劃定出一抗壓強度與單位重或水泥用量之關係範圍。台灣地區生產之膨脹頁岩輕質粒料，其水泥用量與混凝土強度間之關係如圖 2-3 所示^[2]。

影響輕質粒料混凝土抗壓強度的因素甚多，如輕質粒料種類、級配、強度、水泥漿量及水灰比等。粒料粒徑愈大對混凝土強度愈不利，故一般建議輕質粒料最大粒徑應在 25 mm 以下。輕質粒料本身具有的強度也會影響到混凝土抗壓強度，其關係可由圖 2-4 說明之。輕質粒料混凝土在強度的發展過程中，因輕質粒料具有一定的顆粒強度，而水泥砂漿的強度則會隨著材齡而增長，當水泥砂漿的強度超越輕質粒料顆粒強度時，混凝土的破壞將由輕質粒料主控，導致混凝土的強度受到一定的限制，這也形成輕質粒料混凝土具有分界強度的存在^[32]，如圖 2-5 所示。

若要提高輕質粒料混凝土的強度，則需配合以較高強度的水泥砂漿，或即採用較低的水灰比。然而輕質粒料的彈性模數等於水泥砂漿彈性模數時，混凝土的受力行為將有所改變，即圖 2-5(a) 中的第一階段進入第二階段，該分界點所對應的混凝土強度，即稱之為分界強度。進入第二階段後，輕質粒料混凝土的強度提升將趨緩，亦即提高水泥砂漿的強度，將無法有效提高輕質粒料混凝土的抗壓強度，形成不經濟的配比。輕質粒料混凝土的分界強度與輕質粒料的種類有關，輕質粒料的強度愈高，其混凝土的分界強度也愈高。圖 2-5(b) 為水灰比 0.4 的常重混凝土、輕質混凝土與水泥砂漿強度的關係，由圖中可知，輕質粒料混凝土約在 35 MPa 時具有轉折點，即為該組配比的分界強度。

輕質粒料混凝土在同等強度下，其水泥砂漿強度將比一般常重混凝土所用之水泥砂漿强度高，意即需要以較多的水泥用量或較低之水灰比來拌製混

土，相對地，其強度亦會發生早強現象（如圖 2-6 所示）^[2]。

水灰比對輕質粒料混凝土的工作性影響頗大；若在低水灰比時使用全輕質粒料（輕質粗粒料+輕質砂），則混凝土的工作性將受到嚴重影響，解決之道為增加水泥漿量或改用天然砂做為細粒料，而後者的方式較為經濟可行。在相同水灰比下，天然砂輕質粒料混凝土之抗壓強度較高，這點不會因輕質粒料種類不同而有所差異。

4. 應力應變行為

輕質粒料混凝土之應力-應變曲線較普通混凝土更接近直線，因為輕質粒料混凝土在降伏破壞以前，其受力主要由水泥砂漿承擔，而水泥砂漿為均質材料，故應力-應變關係呈線性發展。當輕質粒料混凝土受力超過強度上限而破壞時，水泥漿體承受之力量迅速傳至輕質粒料，將因粒料強度無法承受而急遽破壞，所以使輕質粒料混凝土之破壞更具脆性。輕質混凝土之極限應變值 $\varepsilon_{cu} = 0.002 \sim 0.0035$ 間，比常重混凝土的極限應變值 $\varepsilon_{cu} = 0.004 \sim 0.006$ 小，ACI則建議常重混凝土的 $\varepsilon_{cu} = 0.003$ 。

5. 彈性模數及柏松比

輕質粒料混凝土的彈性模數一般約介於 10~25 GPa 之間，如表 2-3 所示。影響彈性模數的因素甚多，一般研究大都歸納出，彈性模數與混凝土單位重、抗壓強度有關，參考的關係式可寫成：

$$E_c = 560\sqrt{\rho_c^3 f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2-1)$$

其中 ρ_c 為混凝土 28 天的氣乾單位重 (kg/m^3)。

輕質粒料混凝土的彈性模數亦可由水泥砂漿體積、輕質粒料體積及相對應的彈性模數求得^[33]，如圖 2-7 所示。

輕質粒料混凝土的柏松比與常重混凝土者相近，其值介於 0.15~0.25 間，平均可取為 0.20，視粒料種類、用漿量、齡期及含水量等因素而定。

6. 劈裂抗張及彎曲強度

混凝土之張力強度較難以用直接而令人滿意的方法來量測，因此，一般都是採劈裂或彎曲破壞之方式，間接測定其張力強度。劈裂強度或抗彎強度常轉換成以抗壓強度為變數之函數，不過有的是取與 $\sqrt{f'c}$ 成正比關係，如 Andrew & Willian；有些直接採用 $f'c^{2/3}$ 為關係式，如 CEB/FIP；但也有直接以 $f'c$ 為關係式者，如柚原治美、Swamy & Lambert 及王纓茂教授等。

伍、輕質粒料混凝土的相關設計規範

1. 輕質粒料之相關規範

內政部建築研究所在 2003 年的整合與積極推動下，由中華民國節能輕質粒料混凝土推廣協會承辦，完成研訂「燒結型輕質粒料」多項標準，共計有「輕質粗粒料的顆粒筒壓強度試驗法」、「輕質粒料比重及吸水率試驗法」、「結構混凝土用之輕質粒料」、「混凝土圬工用之輕質粒料」、「隔熱混凝土用之輕質粒料」、「結構輕質混凝土密度試驗法」、及「輕質混凝土粒料中含鐵污染材料試驗法」，並完成研訂「輕質粒料混凝土技術規範」、「結構及非結構用輕質粒料混凝土預鑄產品技術規範」、「輕質粒料品質試驗方法」、「水庫淤泥輕質粒料之品質驗證」等，其中，輕質粗粒料的顆粒筒壓強度試驗法已由中央標準局上網公告。

2. 美國對於輕質混凝土的相關法規

美國混凝土學會 (American Concrete Institute, ACI) 於 318-02 版的規範中，提及有關輕質混凝土和常重混凝土在設計規範中的不同，主要針對輕質混凝土的開裂模數、剪力及扭力強度與鋼筋伸展長度等作了特別的規定，分述如下：

(1) 開裂模數

對常重混凝土而言，開裂模數 $f_r = 2.0\sqrt{f'c}$ ；對輕質混凝土而言，其開裂模數可依下列方法之一修正之：

- (a) 當 f_{ct} 已予規定時， f_r 之公式須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'c}$ ，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'c}$ 。

- (b) 當 f_{ct} 未予規定時， f_r 之公式中之 $\sqrt{f'_c}$ ，對粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質混凝土須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85。介於以上兩者間之含有部分輕質細粒料之混凝土可以內插法定之。

其中， f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度 (kgf/cm²)。

(2) 剪力及扭力強度

輕質混凝土之剪力與扭力強度與常重混凝土相似，但須應用下列方法之一修正之：

- (a) 當 f_{ct} 已予規定時， f_r 之公式須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ ，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。
- (b) 當 f_{ct} 未予規定時， f_r 之公式中之 $\sqrt{f'_c}$ ，對粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質混凝土須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85。介於以上兩者間之含有部分輕質細粒料之混凝土可以內插法定之。

(3) 鋼筋伸展長度

在 ACI 規範中，輕質混凝土內之受拉竹節鋼筋與麻面鋼線等之基本伸展長度均須修正，以反應輕質和常重混凝土間之差異，修正因數為：

- (a) 當 f_{ct} 已知時，修正因數 = $\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$ 。
- (b) 當 f_{ct} 未知時，修正因數 = 1.3。

(4) 彈性模數

在 ACI 規範中，混凝土之彈性模數 E_c 定為：

$$E_c = \omega_c^{1.5} \times 4270 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-2)$$

其中， ω_c 為混凝土之單位重，適用範圍為 1.5 至 2.5 tf/m³。若混

凝土單位重超出此範圍時，則須另外以試驗方式定之。

3. 國內對於輕質混凝土的相關法規

國內對於輕質混凝土的相關法規，則由中國土木工程學會依據美國 ACI 318-02 為範本，來進行設計規範之編撰。基本上，有關輕質混凝土設計規範之內容，均與上述之 ACI 318-02 版的規範大致相同。

第二節 鋼筋混凝土梁之撓曲行為

壹、鋼筋常重混凝土梁之撓曲行為

拉力筋量為撓曲強度之主要影響因素，Lin. C. H. 教授^[34]研究發現提高拉力筋量可提高混凝土梁之撓曲強度但其延展性卻會下降。增加壓力筋量、混凝土強度對梁之撓曲強度助益不如拉力筋量明顯，但皆可增加梁之延展性。另外，採用 $\rho_s f_{yh}$ 以探討圍束效應對梁之延展性影響，箍筋之 $\rho_s f_{yh}$ 愈高，梁之延展性愈佳。增加壓力筋對鋼筋補強不足梁之撓曲強度，於梁保護層剝落後才有明顯提高，而增加壓力筋量亦可提高梁之延展性。

Pecce, M. 教授^[35]以多種不同變數探討中、高強度混凝土梁之塑性旋轉能力。結果發現鋼筋比乘上鋼筋降伏強度除以混凝土強度之值，影響韌性行為頗大。適當的斷面設計可使高強度混凝土梁趨於韌性，但其他因素亦可能使其韌性降低。細長比較小的梁，不論是高或低強度，其撓剪行為對梁整體行為影響較大，而使得韌性降低。

Fang, I. K. 等學者^[36]在高強度混凝土深梁動態行為之研究中，發現高強度深梁受動態荷重時，位移延展性指數達 3~4。位移延展性指數達 3 之後，其最大強度及撓曲勁度明顯下降，高強度混凝土梁在上下層縱向筋量比不同時，其強度下降並無明顯差異。

陳展裕之碩士論文指出，提高混凝土強度在梁的動態行為上，可使得構件及斷面延展性提高，有較好的裂縫控制，強度與勁度遞減較慢。但在能量消散方面，混凝土強度看不出有明顯的影響趨勢。在相同條件下提高拉力筋量，會使延展性降低，能量消散降低，裂縫控制變差，使得構件之強度、勁度遞減加

快。在梁的動態行為上，提高正負彎矩鋼筋比，可使延展性提高，能量消散變大，強度與勁度遞減慢，有利於梁構件之耐震行為。

貳、鋼筋輕質混凝土梁之撓曲行為

高健章教授^[37]在模擬地震力下探討鋼筋輕質粒料混凝土梁之撓曲行為，發現鋼筋輕質粒料混凝土梁受純彎矩反覆作用時，其行為與一般混凝土梁之行為相似，歷經加壓、解壓作用時，其勁度無顯著之變化，約重複三次其永久變形即趨穩定。輕質粒料混凝土梁受反覆載重時，其負方向（梁底）之勁度較正方向小，反向載重（拉力）之大小漸增時，其勁度漸減，當前期曾受較大之反向載重時，其勁度不再衰退。受反向載重之輕質粒料混凝土梁，其極限強度比受單向靜態載重者高，且負方向之降伏載重較正方向者小。

陳豪吉教授等^[38]針對以膨脹頁岩和水庫淤泥燒製而成的輕質粒料，進行鋼筋輕質粒料混凝土梁的耐震性質研究，發現鋼筋輕質粒料混凝土梁勁度受混凝土的抗壓強度與彈性模數之影響較小。

黃中和教授^[39]進行反覆荷重下鋼筋輕質粒料混凝土梁的撓曲行為研究，其內容中有以下重要結論：

1. 當鋼筋輕質粒料混凝土梁之鋼筋比介於最大鋼筋比與最小鋼筋比之間時，其各項撓曲性質（強度、勁度、延展性、消散能量的能力）皆比鋼筋常重混凝土梁優越，當試體為過量補強時，其各項撓曲性質則與鋼筋常重混凝土相似或稍差。
2. 鋼筋比愈大的梁試體，裂縫分佈愈密集、裂縫深度及寬度愈大，保護層寬度剝落的時間愈早、勁度與強度遞減愈快、延展性指數愈低、能量消散能力愈差。
3. 提高混凝土強度，對鋼筋輕質混凝土梁及鋼筋常重混凝土梁之能量消散值皆相對提昇。

方一匡教授^[40]針對以水庫淤泥燒製而成的輕質粒料，進行水庫淤泥輕質粒料混凝土梁構件之力學行為研究，獲得以下結論：

1. 配置設計規範所規定之最低撓曲鋼筋量的梁，在承受純彎矩作用之試體，其實測開裂強度小於規範之預測值。

2. 配置設計規範所規定的 0.75 倍之平衡撓曲鋼筋量的梁，在承受純彎矩作用之試體，其實測開裂強度大於規範之預測值。
3. 承受純彎矩作用之試體，其實測極限強度均大於規範之預測值。

第三節 不含剪力筋 RC 梁之剪力作用模式

混凝土結構物內部通常不只承受單獨一種應力，諸如梁構件內之混凝土即處於多軸應力作用狀況下，尤其是無腹筋鋼筋混凝土梁，一旦撓曲應力與剪應力所形成的斜拉應力超過混凝土的破裂模數，則會產生斜拉裂縫。因此，長久以來已有許多研究者從事無腹筋鋼筋混凝土梁之抗剪行為^[41-47]。由於鋼筋混凝土梁構材之行為非常複雜，以致所推導出的理論公式往往過於繁冗。為簡化起見，許多研究者將未開裂混凝土視為均質等向性的彈性體來分析，但各分析方式不盡相同。

如前所述，相較於常重粒料混凝土，輕質粒料混凝土擁有許多優異的工程性質。惟現行結構混凝土設計規範大都依據常重混凝土的試驗研究結果來訂定，其適用性實有待驗證。雖然多數設計規範已針對使用輕質粒料混凝土的情況做了一些修訂或規定，如 ACI 318-05 規範即將握裹長度增加 1.3 倍或以平均開裂抗拉強度 f_{ct} (或稱劈裂強度) 加以修訂，至於混凝土剪力強度亦以 f_{ct} 來修訂或以 0.85 或 0.75 來折減^[48]。但對強度、材料組成均異於傳統混凝土的輕質混凝土而言，現行規範的適用性有必要加以探討。以下針對 RC 梁之受剪力作用之行為作進一步探討。

壹、剪力抵抗原理

1899 年 Ritter^[49] 提出桁架模型 (truss model) 之概念，並指出混凝土的剪力破壞實際是因斜拉力造成混凝土開裂所致。Mörsch^[50] 認同前述論點，並認為混凝土的抗壓強度 $\sqrt{f'_c}$ 是影響其剪力強度之主要因素。Clark^[51] 則認為影響混凝土剪力強度的主要因素除 $\sqrt{f'_c}$ 之外，還包括剪力跨深比 (a/d) 及拉力鋼筋比 ($\rho\omega$)。Bresler 與 MacGregor^[15] 提出相當具說服力的剪力破壞機制，且由 ASCE-ACI Committee 426^[52] 加以擴充，也因而奠定今日 ACI 規範公式之基礎。

綜而觀之，無腹筋RC梁開裂時，其主要的抗剪機制如下所列(圖 2-8)：

- 抗壓區未開裂混凝土所提供的剪力抵抗 V_{CZ}
- 裂縫兩側混凝土表面的粒料鎖結作用力 V_{ag} 之垂直分量 V_{ay}
- 縱向鋼筋的合釘作用力 V_d

承受橫向荷重作用之梁構件，依材料力學所介紹之分析方法，可推導出梁斷面之彎矩與剪力關係。若忽略合釘作用力，則抵抗彎矩可簡化為 $M = Tjd$ ，其中 T =縱向鋼筋的拉力； j =內力臂和有效深度間的比值； d =梁的有效深度^[53]。

由材料力學可知，梁內的剪力抵抗可表示如下：

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(Tjd) = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad (2-3)$$

式中： $jd \left(\frac{dT}{dx} \right)$ 稱為梁效應，係內力臂維持不變條件下，因縱向鋼筋拉力改變所產生之抗剪力； $T \left(\frac{d(jd)}{dx} \right)$ 則稱為拱效應，係縱向鋼筋拉力維持不變條件下，因內力臂改變所產生之抗剪力。因此，無腹筋 RC 梁的極限剪力強度 V_c 可由下式計算：

$$V_c = V_b + V_a \quad (2-4)$$

V_b 為梁效應所提供的剪力強度， V_a 為拱效應所提供的剪力強度。

貳、剪力強度的影響因素

RC 梁的剪力強度會依使用的材料、梁的尺寸及載重條件等而改變，其影響因素甚多，較為重要者如下所述：

- (1) **跨深比**：從加載點到支承點間水平方向的距離稱為剪跨長度 a ，考慮梁之有效深度 d ，則定義 a/d 之值為跨深比。跨深比是影響 RC 梁剪力強度之重要因素，不同的跨深比會形成不同的壓力傳遞軌跡，也使其剪力破壞型式不一樣。
- (2) **拉力鋼筋比**：拉力鋼筋比越大表示拉力筋含量愈高，在相同之載重條件下會有較狹窄的撓曲裂縫及傾斜裂縫，使得粒料之聯鎖作用及拉力鋼筋之綴縫作用更能發揮效果，RC梁所能承載之荷重相對提高^[54,55]。因此，拉力鋼筋比愈大，梁所能達到的剪力強度將愈大。
- (3) **混凝土抗壓強度**：混凝土抗壓強度提高時，可強化粒料與水泥漿體間之作

用力，使混凝土抗拉強度因而提高，RC梁將須於承受較大之荷重後才會形成斜開裂。且當梁開裂後，由於粒料與水泥漿體間界面作用力增大，可使粒料聯鎖效應更為明顯。因此，RC梁的剪力強度，會隨混凝土抗壓強度之提高而增大，但影響程度並不明顯^[56,57]。

- (4) **梁尺寸大小**：使用形狀、尺寸相同之鋼筋及粒料製作梁時，若梁尺寸變大，則粒料之聯鎖作用及鋼筋的綴縫作用將較不明顯。因此，梁尺寸愈大，其梁剪力強度將會下降^[58]。文獻^[56,59]亦指出，無剪力筋RC梁之剪力強度，會隨著有效深度(d)增加而減少趨勢。

另外，文獻^[59]的研究結果也認為，梁之剪力破壞型式受跨深比及拉力鋼筋比影響，當梁發生剪力破壞時，梁上緣的壓力區為多軸應力狀態，而開裂區則藉由粒料之聯鎖力及綴縫作用承受外力。文獻^[60,61]則指出，沿著支承到另一支承間壓力傳遞路線之應力狀態，造成了不同的剪力破壞型式，其壓力線之應力狀態，也隨著跨深比不同而變化。

參、梁之剪力破壞模式

隨著荷重增加，剪力裂縫的長度和寬度將逐漸擴大，數目也持續增多。裂縫中有幾條明顯且寬度較大者將會發展形成主要的斜裂縫，最後並形成RC梁破壞的主體。其破壞模式可依 a/d 的變化分為下述四種^[62,63]。

- (1) **長梁**：跨深比較大，即較淺的梁，一旦斜裂縫產生，便立即從梁的張力鋼筋開始穿過壓力面而導致劈裂破壞。這種破壞係突發性的且無事先警告跡象顯示，基於此因，設計時常需加入最小剪力鋼筋量，增加梁之延展性，使在破壞前先有預兆。除非實際作用在梁上之剪應力值較 V_{cr} 小得很多才可省略剪力鋼筋，其 $a/d > 6$ 。
- (2) **中等長度梁**：首先在梁底產生了多條垂直撓曲裂縫，在RC梁上分隔成數小塊，如同牙齒形狀一般。之後，撓曲裂縫向上延伸與梁腰附近斜裂縫會合。隨著載重增加，斜裂縫向上延伸並通過壓力區貫穿整個梁斷面形成破壞，稱之為對角張力破壞 (diagonal tension failure) 或斜張破壞。此種破壞型式常見於一般中長梁，其 a/d 介於2.5~6.0之間。
- (3) **短梁**：梁在載重下，會於梁腰部位先形成傾斜裂縫，而垂直的撓曲裂縫也

隨後發生。隨著載重增加，該斜裂縫將會往兩側發展。向拉力側延伸的裂縫又沿著拉力筋方向產生次要裂縫，常見於一般短梁，其 a/d 介於 1 ~ 2.5 之間。

- (4) **深梁**：對於深梁，當梁產生剪力開裂後，即延伸入至壓力區內一部份，就告停止，而未完全貫穿壓力面，在此情況下，並不會造成突發性破壞，其梁所承受之載重由梁上緣未開裂的壓力區及拉力筋共同承擔，其破壞載重強度遠大於斜裂縫產生時的強度，承載行為會顯示出繫拱效應傾向。其破壞型式又分肋拱破壞 (arch-rib failure)、撓曲破壞 (flexure failure)、支承破壞 (bearing failure)、錨定破壞 (anchorage failure) 等四種。此種破壞型式常見於深梁之情形，其 $a/d < 1$ 。

肆、無剪力筋 RC 梁剪力強度之預測式

1. ACI 之剪力強度計算式(psi)

對於僅承受剪力與撓曲之無腹筋鋼筋混凝土梁，ACI 318-05 規範提供兩種方式以求得其開裂剪力計算強度 V_c ^[48]，其中簡化的經驗公式可表示如下：

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \quad (2-5)$$

式中： b_w =梁的寬度； d =梁的有效深度； f'_c =混凝土抗壓強度。上式所得剪力強度較為保守，且式中之 $\sqrt{f'_c}$ 值不得超過 0.69 MPa。至於較精確的剪力計算強度經驗公式，則可表示如下：

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.3\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-6)$$

式中： ρ_w =縱向鋼筋比 $A_s / (bwd)$ ； V_u 與 M_u 為所求斷面同時承受之設計剪力及設計彎矩；其餘符號之定義如前所述，但必須注意其限制條件，即 $\sqrt{f'_c} \leq 70$ MPa 且 $V_u d / M_u \leq 1$ 。

此外，對輕質粒料混凝土而言，當其平均開裂抗拉強度 f_{ct} 已予以規定時， $\sqrt{f'_c}$ 須以 $f_{ct} / 1.8$ 替代修正之，但所用之 $f_{ct} / 1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。當輕質粒料混

凝土之平均開裂抗拉強度 f_{cr} 未予規定時， $\sqrt{f_c'}$ 之值對全輕質粒料混凝土須乘以 0.75；對於砂輕質粒料混凝土須乘以 0.85；介於以上兩者間之含有部分輕質骨之輕質粒料混凝土可採內插法決定之。

2. Zsutty 之剪力強度計算式(SI)

對於一般強度之鋼筋混凝土梁構件，其開裂強度預測是可依照跨深比之大小分類，現將試體的開裂強度分為兩種^[64]。

i. 當 $\frac{a}{d} \geq 2.5$ 時：

$$V_{cr} = 141 \times \left(f_c' \times \rho \times \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2-7)$$

ii. 當 $\frac{a}{d} < 2.5$ 時：

$$V_{cr} = \frac{2.5}{a/d} \times \left[141 \times \left(f_c' \times \rho \times \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \quad (2-8)$$

其中 V_{cr} 表示梁試體之剪力開裂強度， f_c' 為混凝土抗壓強度， ρ 為拉力鋼筋比， d 為梁斷面之有效深度， b 矩形梁斷面之梁腹寬， a 為加載點到支承點之跨長度， a/d 表示梁試體之跨深比。

伍、無剪力筋 RC 梁極限剪力強度之預測式

1. Zsutty 之極限剪力強度計算式(SI)

Zsutty 所建議之極限剪力強度預測式，與剪力開裂強度預測式有相同的變數。不同的是，基於極限強度大於開裂強度之考量，Zsutty 將開裂剪力強度計算式中所採用的係數放大^[64]。因此，對於一般強度之 RC 梁構件，其極限剪力強度預測式亦以 a/d 為分界點，依跨深比之大小，將梁試體的極限剪力強度預測式分為以下兩段。

i. 當 $\frac{a}{d} \geq 2.5$ 時：

$$V_u = 151 \times \left(f_c' \times \rho \times \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2-9)$$

ii. 當 $\frac{a}{d} < 2.5$ 時：

$$V_u = \frac{2.5}{\frac{a}{d}} \times \left[151 \times \left(f_c' \times \rho \times \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \quad (2-10)$$

2. Bazant & Kim之極限剪力強度計算式^[66] (SI)

$$V_u = \frac{10 \times \sqrt[3]{\rho}}{\sqrt{1 + \frac{d}{25D_a}}} \times \left[0.0828 \sqrt{f_c'} + 20.58 \times \sqrt{\frac{\rho}{\left[\frac{a}{d} \right]^5}} \right] \quad (2-11)$$

上式中 V_u 為梁的極限剪力強度預測值， f_c' 為混凝土強度， ρ 為拉力鋼筋比， d 為梁斷面之有效深度， a 為加載點到支承點之剪跨長度， a/d 表示梁試體之跨深比。而 D_a 表示為粗粒料的最大粒徑，單位為英吋。

陸、輕質 RC 梁剪力強度之預測式

上述研究成果除 ACI-318 有針對輕質粒料混凝土使用於無腹筋 RC 梁，其抵抗剪力作用時之計算方式有所著墨外，其餘預測式均以常重粒料為設計基準。再者，台灣利用水庫淤泥產製之輕質粒料是否適用此一 ACI-318 預測式仍須加以驗證，尤其是實尺寸鋼筋輕質混凝土梁之研究在台灣尚無研究成果，故藉本研究計畫之機會，補充現有規範在輕質混凝土梁設計上不足之處，同時提供國內未來鋼筋輕質混凝土梁設計之參考。

第四節 梁之尺寸效應

一般而言，混凝土結構的強度與其尺寸存在有相互依存的關係；形狀相似的結構，其強度隨尺寸增大而降低^[67]。近二十年來對混凝土破壞的研究頗為積極，且已澄清出，強度方面的尺寸效應主要與相對上大之破裂延伸過程相關^[68]。過去非線性破壞模式被用以分析和預測混凝土結構的尺寸效應^[68-70]，重要的預測模式如Hillerborg等提出的虛開裂模式^[71]、Bazant建議的開裂帶模式^[72]、以及Jeng與Shah建議的二參數模式^[73]。比較上，Bazant所提出的尺寸效應法則，雖然較為簡單，卻能有效描述撓曲強度、劈裂強度、和扭力強度等的尺寸依存關係^[74-77]。

Bazant曾對尺寸效應法則提出一方程式^[74]，如下所列，可用以描述形狀相似混凝土結構的強度與其尺寸的相互關係：

$$\sigma_n = \frac{Bf_t}{\sqrt{1+\beta}} \quad (2-12)$$

$$\beta = \frac{d}{d_0}$$

式中： f_t = 材料之抗拉強度

β = 脆性指數

B, d_0 = 經驗常數

d = 試體尺寸特性，如梁之深度

式(2-12)可表示成圖2-9。而由圖2-9或式(2-12)可知，當 β 很小時(如 < 0.1)，結構行為較具延性，其標稱強度近於塑性或降伏限度；若 β 很大(如 > 10)，則其行為趨近於較具脆性，而標稱強度可趨近於線彈性破壞力學的預測值。

表 2-1 輕質粒料之種類與基本物理性質^[1, 2]

來源	種類	物理性質					
		顏色	外型	單位重	顆粒密度	孔隙率	吸水率
				g/cm ³		%	
天然	浮石	白色及淺灰色	渾圓或方形	0.34~0.63	0.35~1.15	85	達 50
	熔岩 (泡沫火山岩)	棕色或棕褐色	渾圓或方形	0.75~1.4	1.8~2.8	40	10
人造	珠岩	白色或淡色	粗短形	0.04~0.15	0.1~0.3	95	≒0
	蛭岩	黃棕色	立方形或長條形	0.06~0.17	0.1~0.35	95	≒0
	膨脹黏土	紅棕色或黑色	圓形	0.3~0.9	0.6~1.8	75	8~12
	膨脹頁岩	棕色或灰棕色	立方形或長條形	0.45~0.9	0.8~1.8	70	5~10
	膨脹爐渣	灰色或灰暗色	粗短多角或尖銳形	0.5~0.85	1.0~2.0	46~60	20~35
	有機質泡沫球	白色	圓形	0.02	0.04	99	≒0

表 2-2 CNS及ASTM對輕質粒料混凝土強度規定^[1, 2]

規範		最大平均 單位重 (kg/m ³)	最小平均28天 抗劈、張力強度 (kgf/cm ²)	最小平均28天 抗壓強度 (kgf/cm ²)
CNS 3691		1840	20	280以上
		1760	20	210
		1680	20	175
ASTM C330	全 輕 質	1760	22.5	281
		1680	21.1	211
		1600	20.4	176
	砂 非 輕 質	1840	23.2	281
		1760	21.8	211
		1680	21.1	176

表 2-3 輕質粒料混凝土彈性模數與單位重、抗壓強度之關係^[1,2]

抗壓強度 (MPa)	彈性模數 (GPa)		
	輕質粒料混凝土		常重混凝土
	單位重 1400 kg/m ³	單位重 1900 kg/m ³	單位重 2300 kg/m ³
30	11	19	28
40	12	21	31
50	13	23	34
60	14	25	36

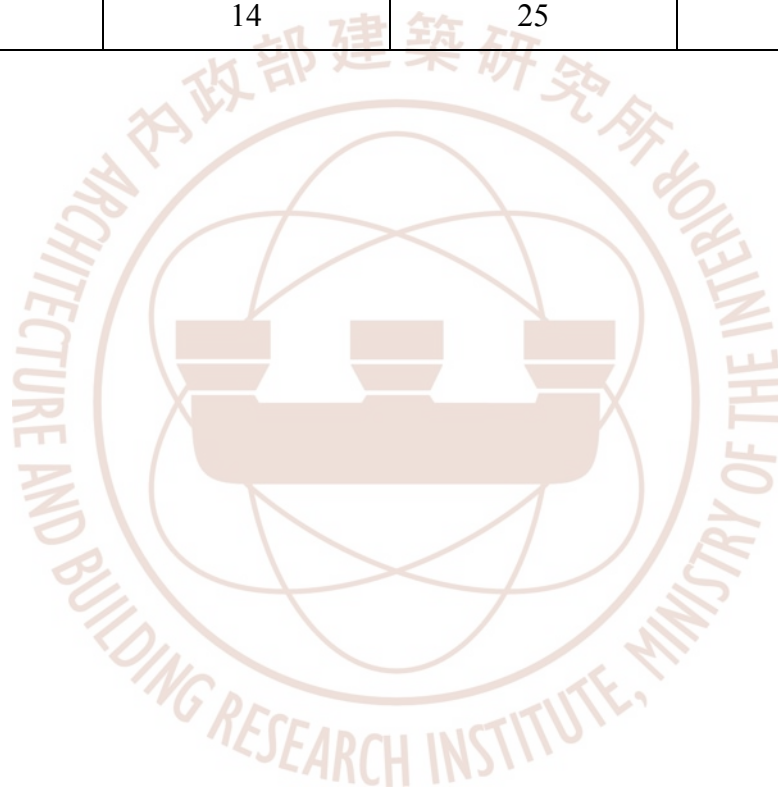




圖 2-1 良好的輕質粒料具堅硬的外殼以滯含內部的孔隙^[1, 2]

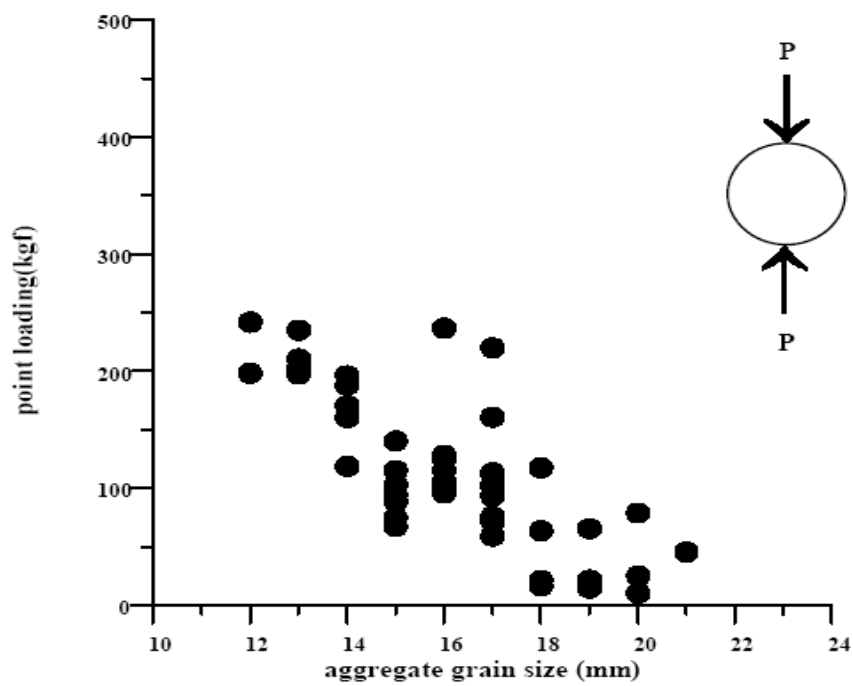


圖 2-2 輕質粒料點壓強度會隨著顆粒粒徑變大而降低^[2]

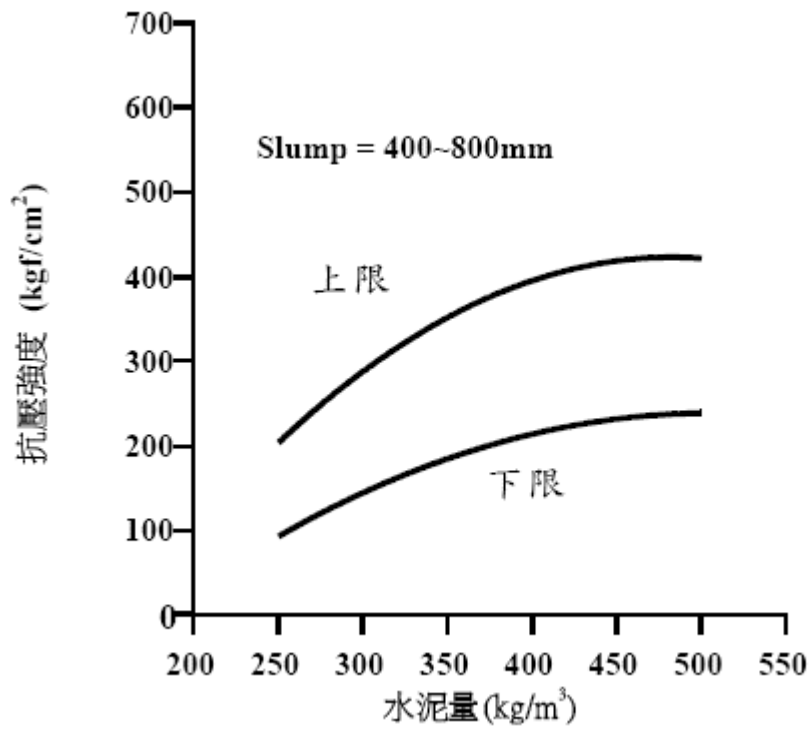


圖 2-3 水泥用量與輕質粒料混凝土抗壓強度關係^[2]

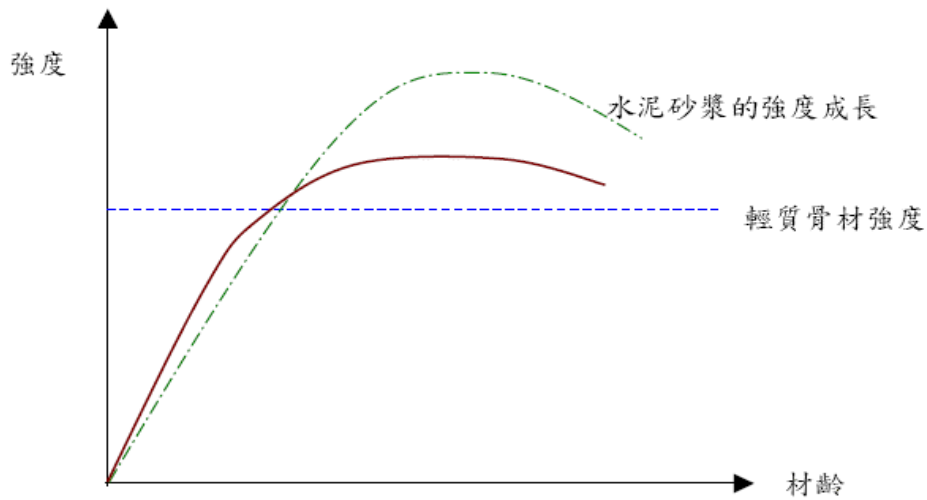


圖 2-4 輕質粒料混凝土抗壓強度與水泥砂漿、粒料強度間的關係^[32]

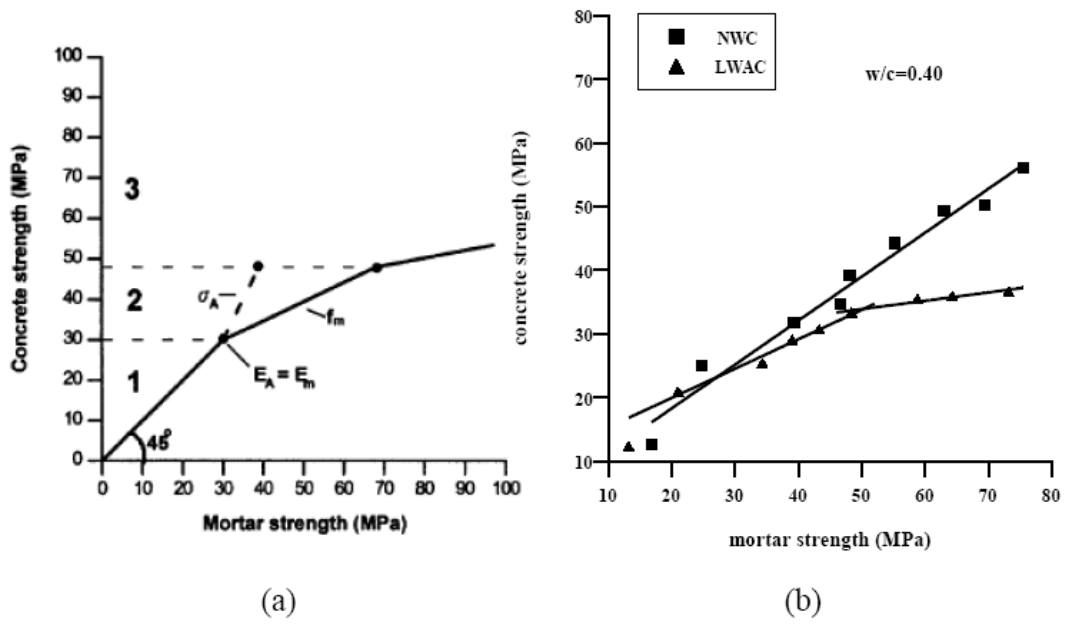


圖 2-5 輕質粒料混凝土的分界強度圖^[32]

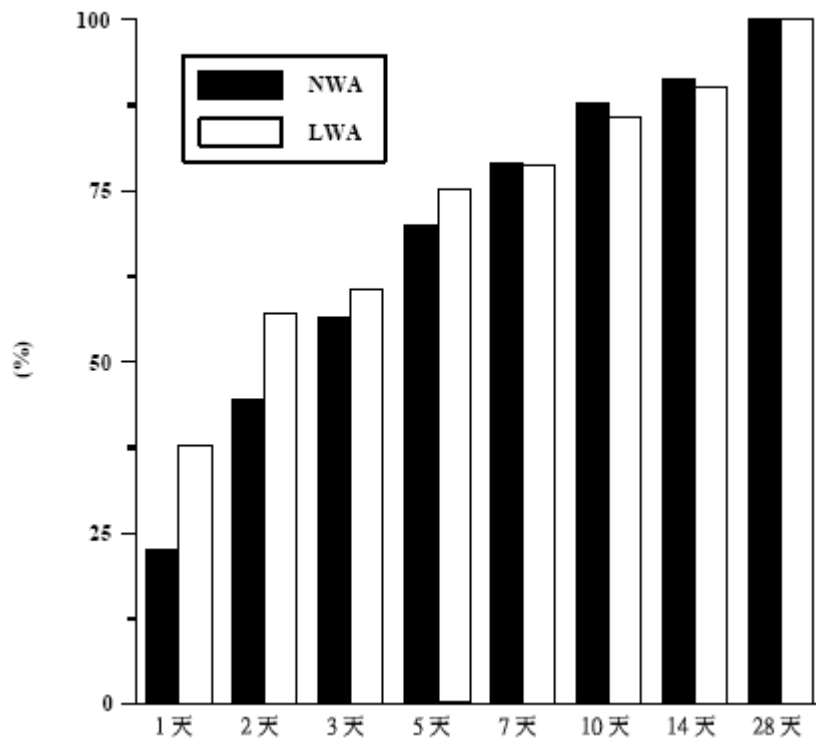


圖 2-6 輕質、普通混凝土之強度成長比較^[2]

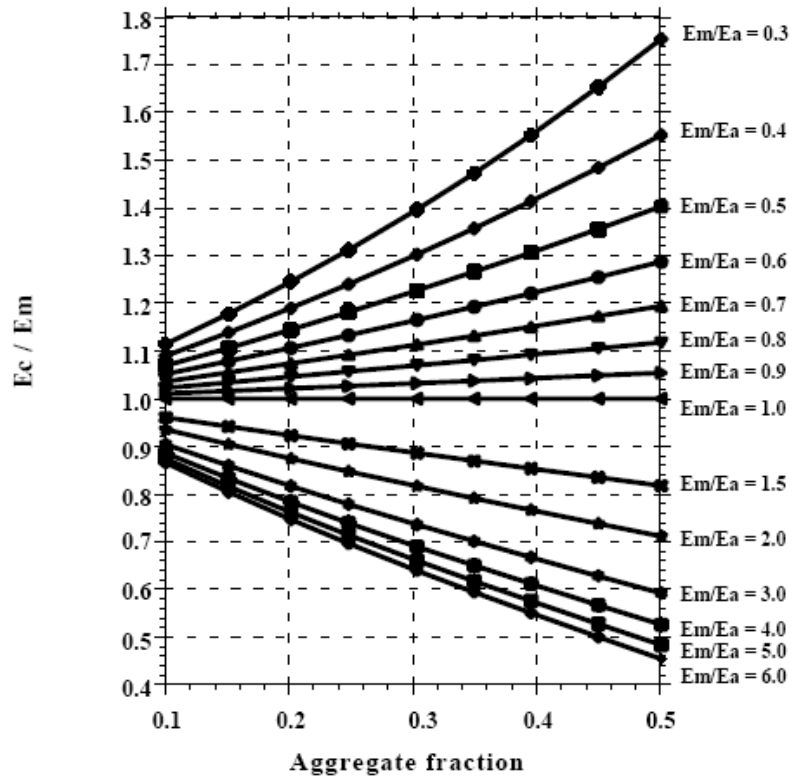


圖 2-7 E_c 、 E_m 、 E_a 之關係圖^[33]

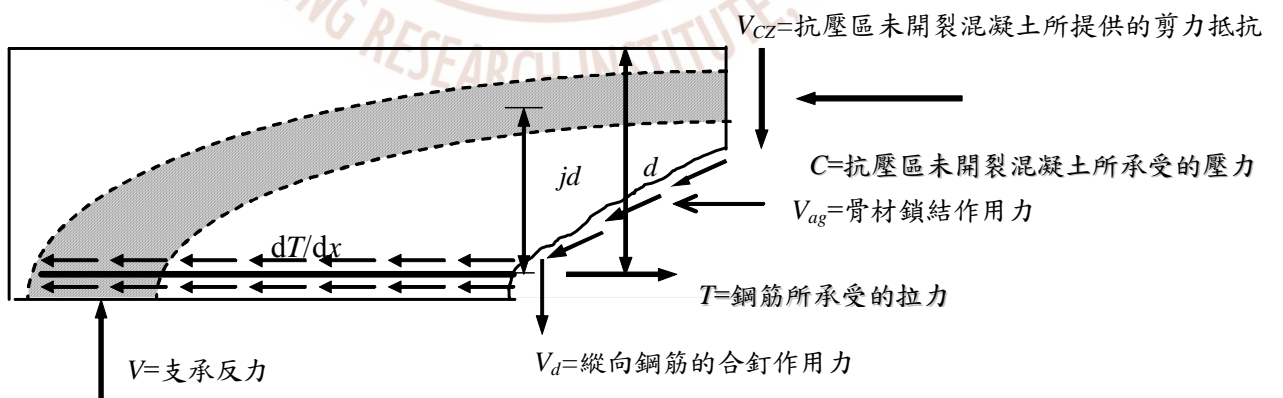


圖 2-8 無腹筋RC梁之抗剪機制^[53]

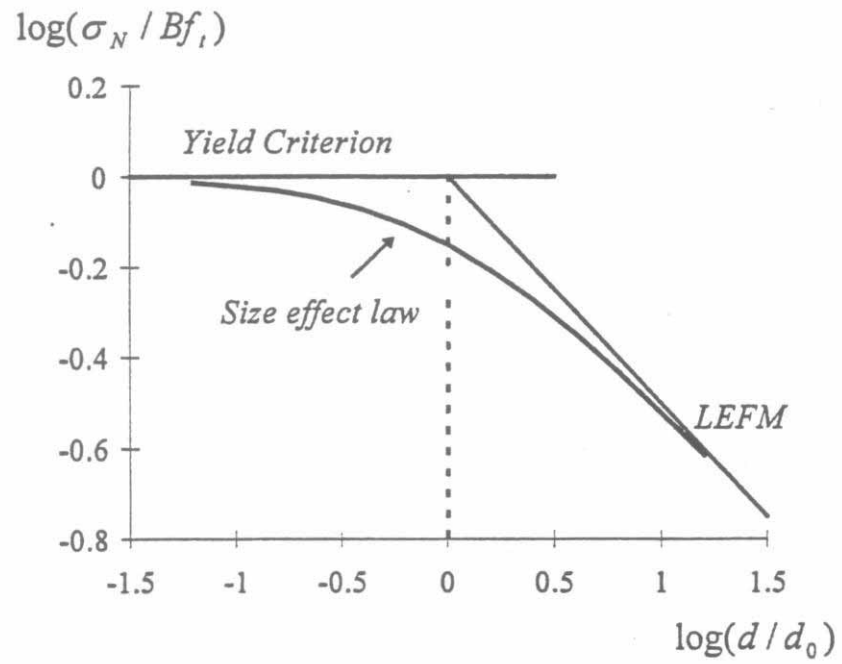


圖 2-9 Bazant提出之尺寸效應法則^[74]



第三章 試驗計畫

第一節 試驗材料

試驗時採用的材料包括水泥、水、天然粗細粒料、輕質粒料及強塑劑等，其性質如下所述：

1. 水泥：台灣水泥公司生產的波特蘭 Type I 型水泥，其物理性質和化學性質詳列於表 3-1。
2. 水：一般之自來水。
3. 天然粗、細粒料：天然粗粒料為大甲溪的碎石。天然細粒料取自烏溪的細砂，F.M. 為 2.67。其性質列於表 3-2 至 3-4。
4. 輕質粒料：輕質粒料為以石門水庫淤泥為原料所燒製成的造粒型輕質粒料，其粒料基本性質如表 3-5 至表 3-6 所示。
5. 強塑劑：採用仲欣公司產品 HICON HPC 1000，符合美國 ASTM C494 TYPE-G 之規範，其性質如表 3-7 所示。

第二節 配比設計

由於輕質粒料具有高吸水率及低顆粒單位重之特性，且其強度小於天然粒料，此種與傳統粒料間的性質差異，將使輕質粒料混凝土無法依照常重混凝土配比計算方法設計。本研究以材料體積觀念進行輕質粒料混凝土之配比設計。其中，細粒料部分採用天然砂，藉由輕質粒料混凝土試拌，測定新拌混凝土之坍度、單位重和混凝土的抗壓強度，以確立輕質粒料混凝土之配比。以下為輕質粒料混凝土配比設計步驟：

1. 材料性質

(a) 水泥比重： γ_c

(b) 輕質粒料的顆粒單位重(ρ)及30 mins吸水率(ω)。

(c) 天然砂比重 (S.S.D.)： γ_s

2. 設計步驟

Step1. 設計之條件之決定：

- (a)設計坍度
- (b)設計空氣含量：air %
- (c)粗粒料最大粒徑

Step2. 決定單位水泥用量：選定水泥用量 C (kg/m^3) 或水灰比。

Step3. 決定單位設計用水量：依ACI法由設計坍度與粗粒料最大粒徑決定設計用水量 W_w (kg/m^3)。

Step4. 計算所需粒料材料體積：以絕對體積觀念計算粒料體積 V_a 。

Step5. 決定砂率及輕質粒料用量比例：以符合ASTM C330 結構用輕質粒料混凝土標準級配曲線要求，另依 ACI 之建議決定天然細粒料之砂率 (S/A)。

Step6. 計算輕質粒料的用量(LA)及30 mins 吸水量(W)。

Step7. 計算天然砂用量： W_s

$$W_s = V_a \times S/A \times \gamma_s$$

Step8. 設計新拌混凝土單位重： ρ

$$\rho = C + W_w + LA + W_s + W_{30 \text{ mins}}$$

由上述計算所得到配比，進行輕質混凝土試拌；常重及輕質混凝土各試拌三次，試拌所得之強度如表 3-8 所示；再根據試拌結果加以調整，實際採用之輕質粒料混凝土配比列於表 3-9，以L280 代表之，L代表輕質粒料，280 代表混凝土的設計強度(f_c')為 $280 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 。常重混凝土之配比設計，也根據材料體積觀念配比計算，再由試拌結果加以調整，常重混凝土配比詳列於表 3-9，以N280 代表之。

第三節 鋼筋混凝土梁試體製作

輕質粒料混凝土拌合過程與常重混凝土之拌合過程大致上一樣，兩者間最大的不同點，是在於輕質粒料拌合前之拌合水量調整。因為輕質粒料的吸水率變化大且不穩定，在絕乾狀態下浸入水中，前 2 分鐘之瞬間吸水率約為 24 小時吸水率之 25 %至 30 %，而 30 分鐘以後輕質粒料吸水已經小很多且吸水速率非

常緩慢，故拌製輕質粒料混凝土時的用水量需額外再加入輕質粒料 30 分鐘的吸水量。

依前述規劃的各組試驗配比，採用強制式水平雙軸拌合機拌製混凝土，其拌合及程序如下：

1. 拌合前，先測試輕質粒料的含水量，再調整配比設計的用水量以供輕質粒料 30 分鐘吸水量之所需。至於天然粗、細粒料則處理成面乾內飽和狀態。
2. 將水泥及天然砂置入拌合機具內，充分乾拌以達均勻混合。
3. 將水與強塑劑充分攪拌均勻後，倒入拌合機具內，拌合約 60~90 秒，使其成為水泥砂漿。
4. 最後將粗粒料倒入拌合機具內，拌合約 90~120 秒，即成新拌混凝土。

混凝土拌合完成後，部分試料做坍度試驗，其餘澆置試體，分兩層灌模並以振動棒夯實之。輕質粒料混凝土在夯實時，以適度為宜，避免振動過度導致輕質粒料上浮、水泥砂漿下沉，而造成材料分離之現象。澆置完成後以帆布遮蓋，以防止混凝土中水分蒸發，除了鋼筋混凝土梁試體外，其餘試體在澆置完成一天後拆模。全部試體均在預鑄場養護，每天灑水並用帆布遮蓋，以保持濕潤狀態，如此進行至 7 天後停止灑水。鋼筋混凝土梁試體在 28 天後拆模，分別運送至內政部建築研究所之結構試驗室與朝陽科技大學進行相關試驗。

第四節 試驗儀器設備

本研究之梁試體主要為實尺寸，體積大而重量重，需使用大型油壓制動器才能進行相關試驗；本研究試驗即利用內政部建築研究所新購置之 100T MTS 油壓制動器，進行大型構件載重試驗測試。其中，部分試體則利用朝陽科技大學營建系結構試驗室之 50T MTS 油壓制動器，進行梁試體剪力試驗。

內政部建築研究所之試驗儀器主要利用裝設在反力架上之一座 100T MTS 油壓制動器，並配合朝陽科技大學之 KYOWA 資料擷取器來進行相關試驗。儀器規格詳細說明如下：

(1) 100 噸結構試驗系統 MTS

如圖 3-1 所示，本試驗系統係為自動封閉迴路循環伺服油壓控制系統，主要包括油壓主機、工作平台、可外接電腦或手動下達命令之主控制箱、手動控制面板及電腦。本研究之鋼筋混凝土梁載重試驗乃利用 MTS 100 噸結構試驗系統，以位移控制方式進行測驗。

(2) 應變計 (Strain Gage)

本次實驗所使用之應變計 (Strain Gage) 有兩種，分別是適用於金屬類 (TML TYPE FLA-5-11) 及混凝土 (TML TYPE PFL-10-11) 測定用之應變計，其長度各為 5 mm 及 10 mm，最大量測範圍約為 30000 μ 。

(3) 電子位移計 (LVDT)

實驗所使用之位移計 (LVDT)，在材料試驗方面使用 10 mm 者，主要用以量測彈性模數；在結構試驗方面則使用 100 mm 電子位移計，主要用來量測梁中點之垂直變位。

(4) KYOWA UCAM-60A 資料擷取器

實驗用的資料截取器 (Data Acquisition Controller) 為 KYOWA UCAM-60A，包含 10 個 channels，具有 0.1 μ m/m 的解析度，可量測到 20000 μ m/m 的應變，以每頻道 50 ms 的速度掃描，亦可選擇高速的每頻道 20 ms 掃描。資料截取器可藉由 LAN 或 RS-232，以 PC 做控制，DC 操作版本可供戶外使用。資料截取器與 LVDT 相容或滑動的電阻傳輸器。資料截取器內建：

1. 掃描器：可做到 30 頻道的量測。外接的掃描器最多可達到 1000 頻道的量測。
2. 插卡式的 PC 卡：供資料收集。
3. 內建熱感式列表機：可迅速確認量測結果。

(5) 全自動抗壓試驗機

本次實驗所使用之抗壓試驗機為 FONEY 200 噸全自動抗壓試驗機，以力控制方式進行混凝土圓柱試體抗壓強度試驗。

第五節 試驗步驟與方法

本研究的試驗包括實尺寸梁構件的撓曲與剪力行為，以及梁構件的尺寸效應三部分，分述如下：

1. 實尺寸梁構件之撓曲行為

試驗用之梁試體斷面為 25 cm x 40 cm (有效深度為 35 cm)，梁上配置的拉力筋取 0.33%、0.97% 及 13% 三種鋼筋比，梁上並配置有剪力筋，試體配置如表 3-11 所示。混凝土設計強度為 27.44 MPa (常重及輕質混凝土)。撓曲試驗之梁試體全長為 4.6 m，試驗之淨跨為 4.0 m，並以三分點之載重方式進行彎曲載重試驗，梁上二個加載點間距為 1.2 m，如圖 3-2 所示。此部分共製作 6 支梁試體。

2. 實尺寸梁構件之剪力行為

本項試驗所採用之梁斷面為 25 cm x 40 cm (有效深度為 35 cm)，試體以 ACI 規定之最小鋼筋比設計；試體配置列於表 3-12。混凝土設計強度為 280 kgf/cm² (常重及輕質混凝土)。剪力試驗部分，選用三種不同剪跨與有效深度比， $a/d = 1.5$ 、 2.5 及 3.5 ，梁構件的淨跨分別為 1.05m、1.75m 及 2.45 m，其全長則為 1.65m、2.35m 及 3.05 m，並以中央點載重方式試驗，如圖 3-3 所示。此部分共製作 6 支梁試體。

3. 梁構件尺寸效應

本項研究的試驗試體，以常重及輕質兩種混凝土製作，其設計強度均為 280 kgf/cm²。梁之鋼筋量以最小鋼筋比配置。梁之加載採用三點載重試驗法，淨跨與有效深度比取 $S/d = 6.0$ (剪跨與有效深度比為 $a/d = 3.0$)，並分三種斷面及跨長，即：

$$b = 25 \text{ cm} \quad 、 \quad h = 40 \text{ cm} \quad (d = 30 \text{ cm}) \quad 、 \quad S = 180 \text{ cm} \quad (L = 240 \text{ cm})$$

$$b = 37.5 \text{ cm} \quad 、 \quad h = 55 \text{ cm} \quad (d = 45 \text{ cm}) \quad 、 \quad S = 270 \text{ cm} \quad (L = 330 \text{ cm})$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad 、 \quad h = 70 \text{ cm} \quad (d = 60 \text{ cm}) \quad 、 \quad S = 360 \text{ cm} \quad (L = 420 \text{ cm})$$

此部分共製作 6 支梁試體，其尺寸如圖 3-4 及表 3-13 所示。

第六節 載重試驗

鋼筋混凝土梁經過 28 天的養護齡期後，分別運至建築研究所之結構實驗室及朝陽科技大學的結構實驗室內進行各項試驗。撓曲試驗之進行，同時在梁中央頂底兩部分別裝置一只 LVDT，固定於鋼架上，如圖 3-5 所示，量測載重下之水平位移，用以監測曲率的變化。剪力試驗及尺寸效應試驗是採用中央點彎曲試驗，試驗配置如圖 3-6 所示。加載過程所需載重係由伺服油壓控制之 MTS 結構試驗系統提供，其衝程先連接於荷重計，再傳到傳遞鋼梁上，如此形成單點荷重施加於梁構件。此外，於構件中央下方裝設 1 支 100mm 的線性位移計 (LVDT)，以量測梁試體中央點的位移量。試驗展開前，將所有 LVDT 與應變計連接資料擷取器及個人電腦，先將其歸零，並檢核執行程式檔是否操作正常。經測試其功能無誤後，隨即進行加載試驗。

本研究採用單向靜態之加載方式，其過程全部以位移控制，加載速率為 0.05mm/sec，持續加載直到試體破壞為止。在試驗過中，除了以資料擷取器蒐集相關數值外，在加載力量每 2t 時，以麥克筆描繪試體裂縫，來觀察裂縫發展情況和破壞模式。另一方面，圓柱試體依 CNS 1232 之規定進行抗壓試驗，之前先將試體兩端以石膏蓋平，然後將圓柱試體置於試驗機承壓軸中心進行加壓試驗，加壓速率介於 180~200kg/sec 之間，直到試體破壞為止，並紀錄其最大荷重，以計算試體之抗壓強度。

表 3-1 水泥之基本性質

項 目	試 驗 結 果		規 範
	水 泥 型	型	水 泥 型
			CNS 61 R2001
			ASTM C150
比 重		3.15	--
細度(透氣儀試驗) m ² /kg		362	min.280
正常稠度用水量 %		25.8	--
假凝結 %		87.3	min.50
凝結時間(吉爾摩氏試驗)			--
初 凝 min		195	min.60
終 凝 min		290	max.600
健度(熱壓膨脹試驗) %		0.073	max.0.80
抗壓強度 psi	3 天	3602	min.1800
	7 天	5092	min.2800
	28 天	6418	min.4000
水泥砂漿空氣含量 (體積比)%		3.23	max.12
水化熱 cal/g	7 天	72.84	--
	28 天	85.41	--

(資料來源：本研究整理)

表 3-2 常重粗粒料之篩分析

篩網尺寸 mm	3/8" ~ #8			規範(ASTM C33)
	停留量(g)	停留率(%)	通過率(%)	通過率(%)
38	--	--	--	--
25	--	--	--	--
19	--	--	--	--
12.5	--	--	--	100
9.5	0	0	100	85~100
4.75	1826	100	--	10~30
2.36	--	--	--	0~10
合計	1826			

(資料來源：本研究整理)

表 3-3 常重細粒料之篩分析

篩號	留篩重 (g)	留篩百分率 (%)	累篩百分率 (%)	過篩百分率 (%)	CNS1240規定 (%)
3/8"	0	0	0	100	100
#4	5.9	1.3	1.3	98.7	95~100
#8	43.8	9.6	10.9	89.1	80~100
#16	100.1	22.0	32.9	67.1	50~85
#30	117.8	25.9	58.8	41.2	25~60
#50	94.2	20.7	79.5	20.5	10~30
#100	62.9	13.8	93.3	6.7	2~10
底盤	30.7	6.7	100.0	0	--
合計	455.5	100.0	--	--	--
F.M.	--	--	2.81	--	--

(資料來源：本研究整理)

表 3-4 常重粗細粒料之物理性質

	粗粒料	細粒料
SSD比重	2.64	2.62
SSD吸水率 (%)	0.94	1.36
細度模數	--	2.8

(資料來源：本研究整理)

表 3-5 輕質粒料之篩分析

篩號	停留總重(g)	停留百分比	累積停留百分比	過篩百分比
3/4"	0	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	30	0.33%	0.33%	99.7%
3/8"	5470	61%	61.3%	38.7%
#4	2170	24.2%	85.5%	14.5%
pan	1300	14.5%		
總計	8970			

(資料來源：本研究整理)

表 3-6 輕質粒料之物理性質

30mins 吸水率	5.3%
24hrs 吸水率	9.2%
顆粒密度 (SSD)	1.75 g/cm ³

(資料來源：本研究整理)

表 3-7 強塑劑之性質

名稱	pH 值	比重值(25 下)	固成分(%)
HICON HPC 1000	7.0±1.0	1.02	42±2%

(資料來源：本研究整理)

表 3-8 試拌配比 (1 m³) 與抗壓強度

輕質混凝土										抗壓強度
編號	空氣含量	設計坍度	砂率	水灰比	水泥	水量	藥劑	常重砂	粗粒料	7 天
	%	cm	%	W/B	kg					kgf/cm ²
L280A	3.5	15	50	0.45	350	150.5	7.0	920	613	401
L280B				0.50	350	168.7	6.3	896	598	365
L280C				0.55	350	188.3	4.2	873	582	330

常重混凝土										抗壓強度
編號	空氣含量	設計坍度	砂率	水灰比	水泥	水量	藥劑	細粒料	粗粒料	7 天
	%	cm	%	W/B	kg					kgf/cm ²
N280A	2.0	15	50	0.50	350	167.3	7.7	916	909	440
N280B				0.55	350	187.6	4.9	888	881	375
N280C				0.60	350	206.5	3.5	870	863	355

(資料來源：本研究整理)

表 3-9 混凝土配比

輕質混凝土										
編號	空氣含量	設計坍度	砂率	水灰比	水泥	用水量	強塑劑	常重砂	粗粒料	
	%	cm	%	W/C	kg/m ³					
LC	3.5	22	50	0.60	350	210.0	5.6	1.6%	843	567

常重混凝土										
編號	空氣含量	設計坍度	砂率	水灰比	水泥	用水量	強塑劑	細粒料	粗粒料	
	%	cm	%	W/C	kg/m ³					
NC	2.0	22	50	0.65	350	227.5	4.2	1.2%	841	835

(資料來源：本研究整理)

表 3-10 梁之混凝土配比 (1 m³)

編號	空氣含量	坍度	砂率	水灰比	水泥	水	藥劑	細粒料	粗粒料
	%	cm	%	W/C	kg				
L280	3.5	15	50	0.57	350	199.5	4.9	857	572
N280	2.0	15	50	0.63	350	220.5	3.5	851	845

(資料來源：本研究整理)

表 3-11 撓曲試驗之試體配置

試體編號	試體尺寸 b×h mm	ρ %	壓力筋 / 拉力筋	剪力筋
FL1	250×400	0.33	2#3 / 1#6	8#3
FL2	250×400	0.97	2#3 / 3#6	16#3
FL3	250×400	1.3	2#3 / 4#6	18#3
FN1	250×400	0.33	2#3 / 1#6	8#3
FN2	250×400	0.97	2#3 / 3#6	16#3
FN3	250×400	1.3	2#3 / 4#6	18#3

註：1.FL：撓曲試驗之輕質混凝土梁

2.FN：撓曲試驗之常重混凝土梁 (資料來源：本研究整理)

表 3-12 剪力試驗之試體尺寸 (單位：cm)

粒料 種類	試體 編號	試體尺寸				
		b	h	d	S	L
輕質 混凝土	SL1	25	40	35	105	165
	SL2	25	40	35	175	235
	SL3	25	40	35	245	305
常重 混凝土	SN1	25	40	35	105	165
	SN2	25	40	35	175	235
	SN3	25	40	35	245	305

註：1. b：寬度、h：高度、d：有效深度、S：淨跨、L：長度

2. SN：剪力試驗之常重混凝土梁

3. SL：剪力試驗之輕質混凝土梁

(資料來源：本研究整理)

表 3-13 尺寸效應試驗之試體尺寸 (單位: cm)

粒料 種類	試體 編號	試體尺寸				
		b	h	d	S	L
輕質 混凝土	DL1	25	40	30	180	240
	DL2	37.5	55	45	270	330
	DL3	50	70	60	360	420
常重 混凝土	DN1	25	40	30	180	240
	DN2	37.5	55	45	270	330
	DN3	50	70	60	360	420

註: 1. b: 寬度、h: 高度、d: 有效深度、S: 淨跨、L: 長度

2. DN: 尺寸效應試驗之常重混凝土梁

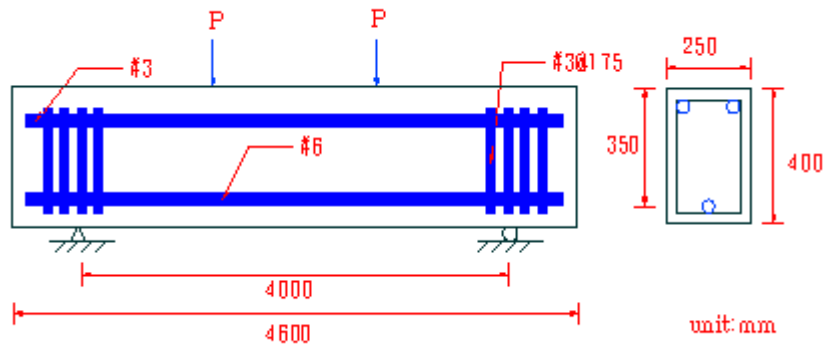
3. DL: 尺寸效應試驗之輕質混凝土梁

(資料來源: 本研究整理)

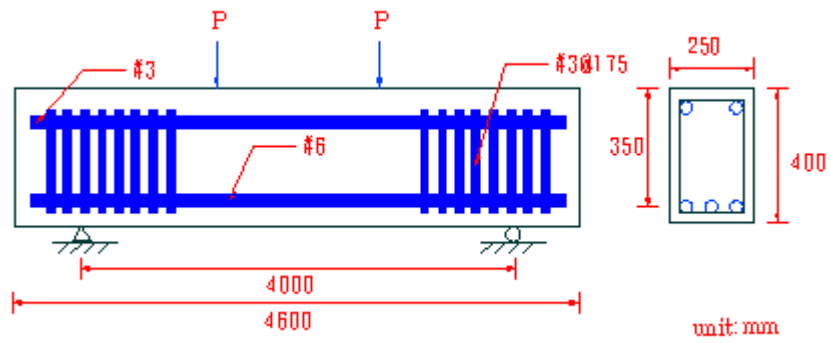


圖 3-1 100T MTS 結構試驗系統

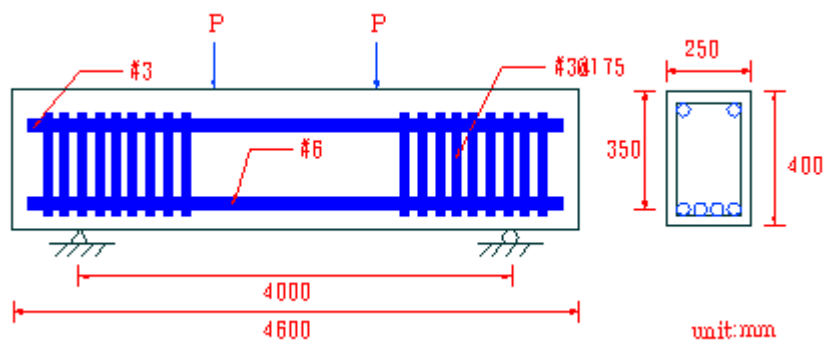
(資料來源: 本研究整理)



(a) 鋼筋比 0.32%



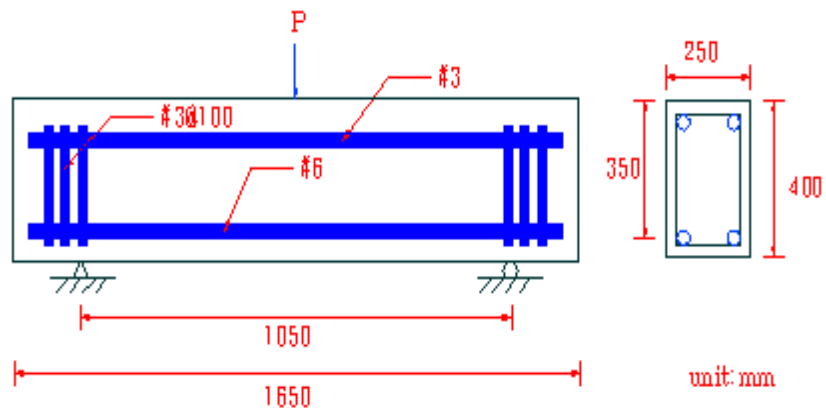
(b) 鋼筋比 0.97%



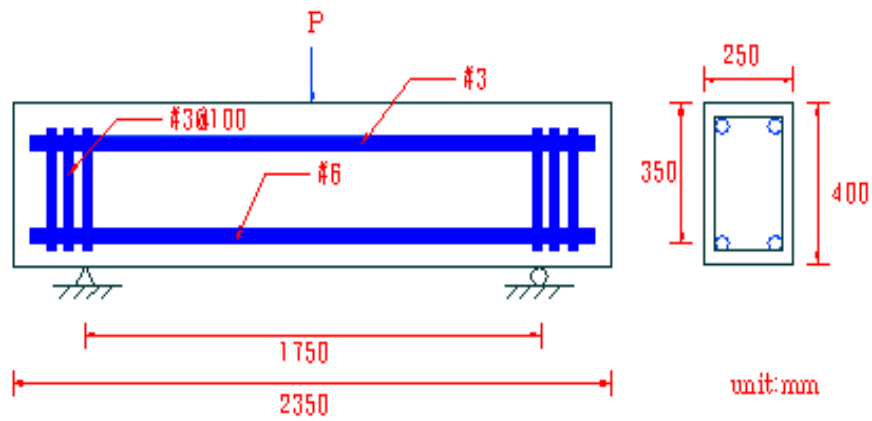
(c) 鋼筋比 1.29%

圖 3-2 撓曲梁試體尺寸及鋼筋配置圖

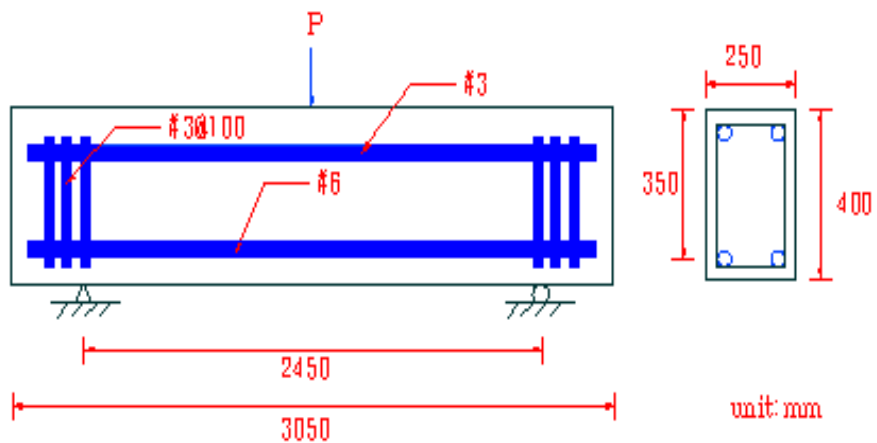
(資料來源：本研究整理)



(a) 剪跨及有效深比 $a/d = 1.5$



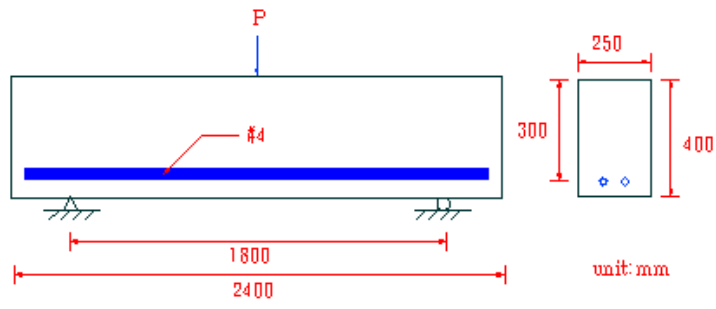
(b) 剪跨及有效深比 $a/d = 2.5$



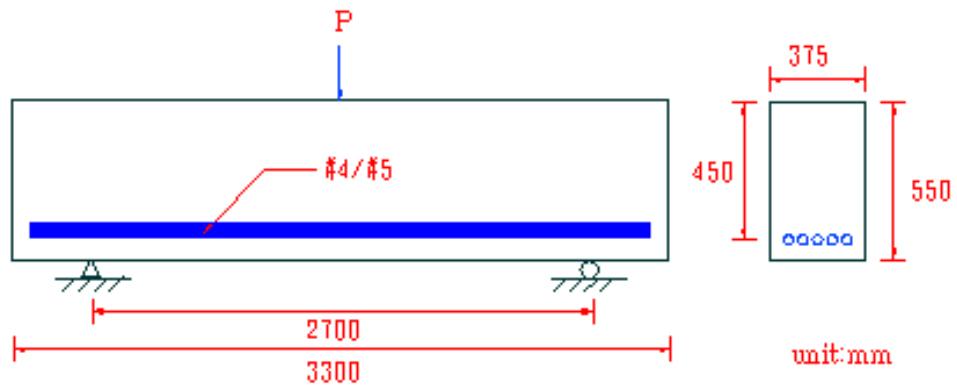
(c) 剪跨及有效深比 $a/d = 3.5$

圖 3-3 剪力試體尺寸及鋼筋配置

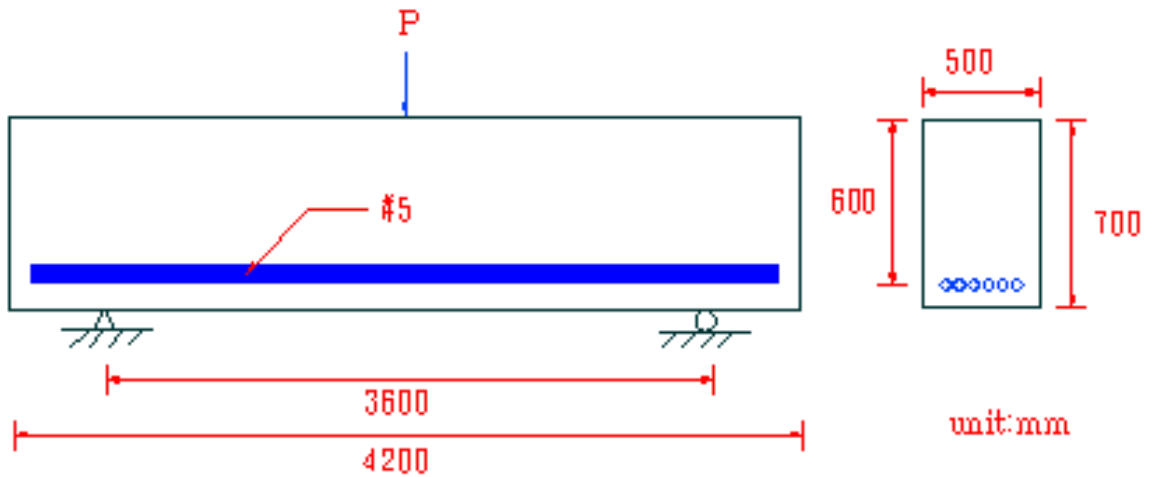
(資料來源：本研究整理)



(a) 試體尺寸 250 mm × 300 mm × 1800 mm (b×h×S)



(b) 試體尺寸 375 mm × 450 mm × 2700 mm (b×h×S)



(c) 試體尺寸 500 mm × 600 mm × 3600 mm (b×h×S)

圖 3-4 尺寸效應試體尺寸及鋼筋配置

(資料來源：本研究整理)

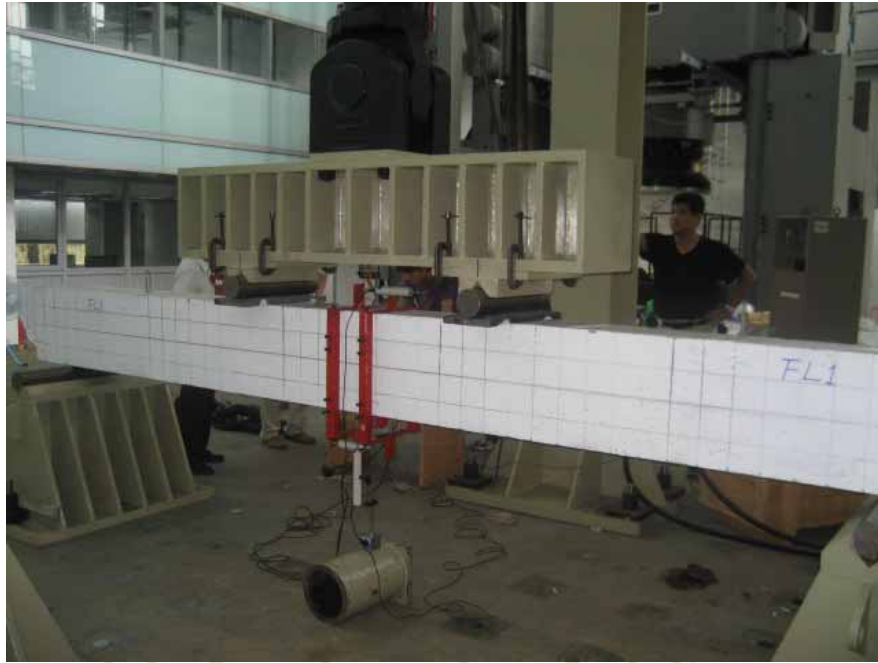


圖 3-5 三分點撓曲載重試驗配置

(資料來源：本研究整理)

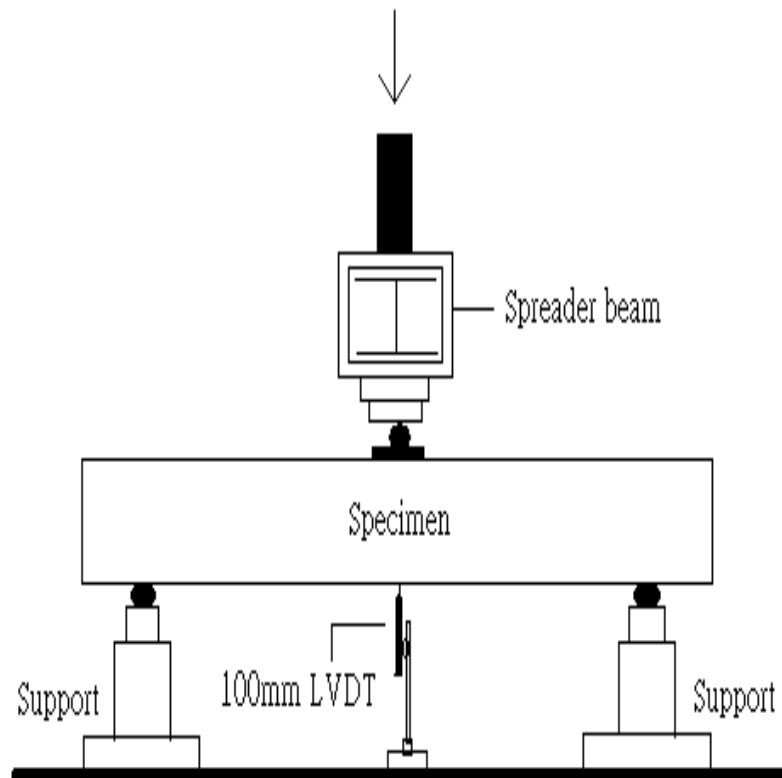


圖 3-6 中央點載重試驗試體配置圖

(資料來源：本研究整理)

第四章 結果與討論

本研究主要針對輕質及常重鋼筋混凝土梁構件，進行撓曲、剪力行為及尺寸效應之探討，茲分述如下：

第一節 梁構件之撓曲行為

所有試體之試驗結果如表 4-1 所示。試體的載重位移關係則繪於圖 4-1 上。從圖 4-1 上可看出，輕質或常重混凝土梁，在加載過程中，都會出現明顯的降伏現象，其降伏載重，如表 4-1，都隨鋼筋比的增加而增大。同樣的，其極限載重也隨鋼筋比的增加而增大。另外，比較兩種混凝土梁的降伏或極限載重，則可從表 4-1 或圖 4-1 上看出，兩者的承载力不相上下，表示梁的斷面和配筋相同時，輕質粒料混凝土的配比強度若與常重者相近，其 RC 梁可擁有的承載能力並不比常重者差。不過應考量者，相同強度的輕質粒料混凝土，其水灰比須小於常重混凝土者。

兩種 RC 梁的載重試驗過程中，同時觀察試體的裂縫發展和破壞行為，如圖 4-2 與圖 4-3 所示。比較配筋相同的兩種混凝土 RC 梁，即 FL1 與 FN1，FL2 與 FN2，及 FL3 與 FN3，可發現，輕質 RC 梁載重作用下形成開裂時，其分岔裂縫都比常重 RC 梁者少，造成這種現象的原因可能是輕質 RC 梁中的輕質粒料強度較低，受力破壞時裂縫會直接貫穿粒料，因而減少粒料週邊水泥漿的開裂傾向。

從表 4-1 另可看出，輕質 RC 梁的降伏強度與常重 RC 梁者相近，但前者的極限撓度則明顯大於後者，表示輕質混凝土的脆性以及較小的彈性模數，使其 RC 梁在撓曲載重下，較易開裂而產生較大的撓度。

表 4-2 及圖 4-4 為撓曲試驗結果的彎矩和曲率分析值。表 4-2 中顯示，兩種混凝土 RC 梁的降伏彎矩和極限彎矩，與載重值相同，都相當接近，此為合理之結果。至於曲率方面，輕質 RC 梁的降伏曲率和極限曲率大致與常重 RC 梁近似。由表 4-2 另可看出，兩種混凝土 RC 梁的韌性比，隨拉力鋼筋比的增加而提升，顯然輕質 RC 梁的韌性行為仍遵循一般 RC 梁的結構反應。

第二節 梁構件之剪力行為

壹、梁之破壞模式

梁載重下裂縫的形成過程都在試驗中詳細觀察並記錄，如圖 4-5 及圖 4-6 所示。輕質和常重兩種混凝土梁的初始髮裂同樣發生在梁跨度中央附近，是由彎矩作用形成，其載重約為極限載重的約 10~30%。載重增加時，中央跨度附近的撓曲裂縫會相應增多，而且這類裂縫對 $a/d=3.5$ 的兩種混凝土 RC 梁，都較為明顯。在施加的載重繼續增大時，支承點附近的主裂縫將傾斜延伸，在剪跨範圍內形成斜裂縫。最後，其中一條主斜裂縫的寬度擴大並延伸而導致破壞。

兩種混凝土梁的破壞模式也相類似，分成「剪壓破壞」和「剪拉破壞」兩種。「剪壓破壞」是指梁在斜裂縫上端的混凝土頂面被壓碎而破壞，如圖 4-7，其 a/d 為 1.5~2.5。至於「剪拉破壞」則是梁的破壞乃因沿著拉力筋產生劈裂而破壞，如圖 4-8 所示，其 a/d 為 3.5。

觀察輕質粒料混凝土梁的剪力破壞面軌跡時可以發現，其破壞面較為平滑，且大部分裂縫線貫穿粗粒料而非沿著其周緣。這種平滑破壞面只能傳遞較小的應力從而形成脆性破壞。會促成上述異於常重混凝土梁的破壞模式，除了輕質粗粒料的強度較低外，其表面有粗糙孔隙，使得水泥漿的鎖結裹握力較理想，應是另一種因素。

貳、載重—位移性質

圖 4-9 及圖 4-10 為兩種混凝土梁，在不同跨深比 (a/d) 條件下的載重—位移關係曲線。兩圖上的曲線同樣顯示，在發生第一個微裂之前，曲線走向接近線性，開裂後即逐漸趨於非線性。從圖上另可發現，兩種混凝土梁的 $a/d=1.5$ 的曲線斜率都大於 $a/d=2.5$ 或 $a/d=3.5$ 者。

所有梁的載重試驗和剪力分析結果如表 4-3。由表列數據，並比較圖 4-9、圖 4-10 上曲線可看出，當 a/d 比由 1.5 增加至 3.5 時，其極限載重會明顯降低。此乃因 a/d 比小於 2.5 者會發展出壓力桿，而在剪跨內形成壓力拱，使 a/d 比較小者可擁有較大的極限載重抗力。

圖 4-11 為輕質和常重 RC 梁的所有載重—位移曲線。比較圖上的曲線走勢

可以看出，輕質混凝土梁曲線上升段的斜率，對相同 a/d 比者，都比常重混凝土梁者有較為平緩的趨勢。這種差異行為，主要是因輕質混凝土的彈性模數較小所致。

另外，除了 a/d 比，事實上混凝土的抗壓強度也對 RC 梁的剪力行為產生關鍵的影響。此可從圖 4-11 上比較出，輕質混凝土梁的載重—位移曲線，在尖峰後的下降段斜率，大於常重混凝土梁者，即前者之曲線下降較為陡直。這種現象可能是因輕質粒料混凝土梁的剪力破壞，會產生較大的局部裂縫，且該裂縫的快速延伸同樣引起脆性破壞。

參、試驗結果與 ACI 規範值之比較

表 4-3 綜合列出量測的極限載重、推算的剪力強度、觀察的剪力破壞模式，以及依 ACI 規範計算值。剪力強度的計算值是依據 ACI 318 2005 規範的經驗公式，如下列計算：

$$V_{ACI} = [0.16\sqrt{f'_c} + 17\rho_w (V_{uf} d / M_u)] b_w d \leq 0.3\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-1)$$

式中：

$$f'_c < 70\text{MPa}$$

ρ_w = 縱向拉力鋼筋比

V_{uf} = 任一斷面上之因子剪力

M_u = 同時與 V_{uf} 存在於任一斷面上之因子彎矩

式 (4-1) 中， $V_{uf} d / M_u$ 項不得大於 1.0。

各試驗 RC 梁的開裂剪力強度 $V_{c,t}$ ，如表 4-3 所列，是以發生第一條斜裂縫的載重推算之；極限剪力強度則由極限尖峰載重推算之。梁的破壞模式是依據試驗至極限狀態後的裂縫和破壞模式作判斷。

一般 RC 梁的剪跨比 (a/d) 減小，都會造成梁開裂剪力強度 ($V_{c,t}$) 的提高，

如表 4-3 所示。輕質混凝土梁的開裂剪力強度，隨 a/d 的改變而變化，但不論 a/d 為 1.5、2.5 或 3.5，其 $V_{c,t}$ 都比ACI計算值 V_{ACI} 者小，而 $V_{c,t}/V_{ACI}$ 比值則介於 0.69~0.41。這種現象也同樣發生在常重混凝土梁上，其 $V_{c,t}/V_{ACI}$ 比值介於 0.93~0.27。顯然，輕質混凝土梁的剪力開裂行為與常重混凝土者相類似，其開裂剪力強度與 a/d 的關係也具有與常重混凝土梁相似的趨勢。

在極限剪力強度方面，輕質粒料混凝土梁的表現，基本上類似於常重混凝土梁，兩者的極限剪力強度 ($V_{u,t}$) 都隨 a/d 比的減小而增大，如表 4-3 所示。不過輕質混凝土梁之 $a/d=1.5$ 者，其 $V_{u,t}$ 有偏高的現象，可能是因輕質粒料混凝土的抗壓強度較高，在 a/d 比較小時，其抗壓強度對壓桿強度有較大的貢獻所致。而且，輕質混凝土梁的極限剪力強度，在 $a/d=1.5\sim 3.5$ 時，都小於常重混凝土梁者。此結果可歸因於輕質粒料混凝土的開裂面較為光滑，使其開裂面的鎖結作用 (interlocking action) 較不理想，摩擦力較小。

由於ACI規範對於剪力強度的預測，是以梁發生明顯裂縫時所推估的公式，因而會低於極限剪力強度。此由表 4-3 上看出，輕質混凝土梁的 $V_{u,t}/V_{ACI}$ 比值，依不同 a/d 比而介於 0.83~3.01。該 $V_{u,t}/V_{ACI}$ 比值在常重混凝土梁，則介於 0.90~2.68。以上結果顯示，輕質混凝土梁的剪力強度與常重混凝土者一樣，甚受 a/d 比的影響，也有類似的趨勢。其中，考慮 a/d 比在 2.5 以下時，其 $V_{u,t}/V_{ACI}$ 比值都在 1.4 以上，表示ACI預測式相當保守。不過就輕質混凝土梁而言，或可將此差距當作設計上的安全因子。

第三節 梁構件之尺寸效應

對於RC梁尺寸效應的研究，本文利用輕質和常重混凝土，製作不同尺寸的試體進行探討，其尺寸如表 4-4。其中，DN表示常重混凝土、DL表示輕質混凝土、其後編號 1 表示試體尺寸 $b \times h = 25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ 、編號 2 表示試體尺寸 $b \times h = 37.5 \text{ cm} \times 55 \text{ cm}$ 、編號 3 表示試體尺寸 $b \times h = 50 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$ 。試體的拉力鋼筋量根據ACI規定的最小鋼筋比($14/f_y$)進行配置，鋼筋之配置如表 4-5。本試驗梁上並未配置剪力筋。

壹、梁構件之載重-位移關係

本項試驗之梁構件，其跨深比皆取為 3，屬於中等梁。所有梁的試驗結果列於表 4-6。兩種混凝土試驗梁之中點位移與載重的關係曲線如圖 4-12 至圖 4-14 所示。由圖上三組曲線走勢可初步觀察到，兩種混凝土梁的載重—變形行為大致相似，輕質混凝土梁有較小的極限載重和降伏載重，主要原因是輕質粒料的強度較小，當裂縫發生時，會直接貫穿輕質粒料，而常重混凝土裂縫則沿著粒料表面剝離，間接影響混凝土強度。由表 4-6 上也可看出，在降伏和極限載重作用下的梁撓度，多是輕質混凝土者較小，已初步顯示輕質混凝土梁的撓曲韌性較弱。

貳、尺寸效應分析

由表 4-6 可比較看出，兩種混凝土梁的延展比，皆隨梁尺寸的增大而減小，即延展性愈差。另外，中、小型輕質混凝土梁的延展比大致比常重混凝土梁者大，但大型輕質混凝土梁則以後者較大。此現象經進一步分析發現，兩種混凝土梁的延展比與其尺寸（梁有效深度）的關係，如圖 4-15 可看出，二種混凝土梁皆隨著試體尺寸之增大而減小；其趨勢線皆接近線性。其中，輕質混凝土梁之延展比與梁有效深度的關係曲線為 $y = -0.2787x + 21.937$ ， $R^2 = 0.9947$ ；常重混凝土梁則為 $y = -0.07x + 10.88$ ， $R^2 = 0.9932$ 。由此可看出，輕質混凝土梁延展比的衰減幅度大於常重混凝土梁者。

圖 4-16 及圖 4-17 表示兩種梁的載重—變位圖。參考 Bosco 與 Carpinteri 等人建議之方法^[20]，進一步做彎矩及位移之無因次分析，可得圖 4-18 及圖 4-19。其中，極限位移比指極限載重之相對位移與跨徑之比值 (Δ^u/L)， M 為彎矩， h 為梁深， b 為梁寬， L 為跨徑， K_{IC} 為臨界應力強度因子，可由 Shah^[60] 建議之公式 $K_{IC} = 0.0597(f_c')^{0.75}$ (單位為 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$) 推算之。由表 4-6 中看出，不論是輕質或是常重混凝土梁，尺寸愈大者，其極限位移比愈小；二者之極限位移比，當梁之有效深由 30cm 增大至 60cm 時，常重混凝土梁者由 1/115 減小至 1/150，折減率約為 77%；而輕質混凝土梁者則由 1/84 減小至 1/188，折減率約為 45%，顯然隨著尺寸愈大，輕質混凝土梁的極限位移比的衰減幅度也增大。此亦表示輕質混凝土

梁在極限位移比的衰減幅度上明顯大於常重混凝土者。因此相關規範(如ACI)對RC構件撓度的限制規定，可就尺寸效應的衰減做進一步考量，尤其對輕質粒料混凝土梁構件更須考慮作修正。



表 4-1 撓曲載重結果與變位分析

試體 編號	初裂 載重 P_{ic} kN	初裂 應變 ϵ_{ic} $\times 10^{-3}$	初裂 撓度 Δ_{ic} mm	降伏 載重 P_y kN	降伏 應變 ϵ_{yc} $\times 10^{-3}$	降伏 撓度 Δ_y mm	極限 載重 P_u kN	極限 應變 ϵ_{uc} $\times 10^{-3}$	極限 撓度 Δ_{uy} mm	混凝土 抗壓 強度 kgf/cm ²
FL1	20	0.22	1.00	68.81	1.75	18.45	75.74	5.93	70.97	349
FL2	40	0.78	2.96	191.7	3.69	22.11	201.2	10.0	67.41	
FL3	40	0.50	2.14	253.9	6.00	26.28	260.2	7.02	52.17	
FN1	25	0.27	1.57	63.67	2.00	15.81	67.61	4.30	64.34	330
FN2	40	0.52	2.03	207.2	3.13	22.72	210.2	4.09	32.94	
FN3	40	0.38	2.46	246.4	3.17	26.24	247.3	3.14	44.87	

(資料來源：本研究整理)

表 4-2 撓曲試驗之彎矩與曲率分析

試體 編號	初裂 彎矩 M_{ic} kN-m	初裂 曲率 ϕ_{ic} $\times 10^{-3}$	降伏 彎矩 M_y kN-m	降伏 曲率 ϕ_y^* $\times 10^{-3}$	極限 彎矩 M_u kN-m	極限 曲率 ϕ_u $\times 10^{-3}$	韌性比 μ
FL1	14.6	0.7	48.19	3.25	53.02	30.5	9.4
FL2	27.91	0.56	134.16	3.00	140.71	21.0	7.0
FL3	28.00	0.43	177.73	2.63	182.11	17.0	6.5
FN1	17.36	0.14	44.57	3.75	47.27	32.0	8.5
FN2	28.19	0.29	145.03	3.50	147.25	22.0	6.3
FN3	27.77	0.34	172.51	2.50	172.59	14.8	5.9

(資料來源：本研究整理)

表 4-3 梁構件之載重試驗結果與剪力強度分析

混凝土種類	試體編號	跨深比 a/d	混凝土強度 f'_c (kgf/cm ²)	試驗結果		ACI 計算值 V_{ACI} (KN)	$\frac{V_{c,t}}{V_{ACI}}$	$\frac{V_{u,t}}{V_{ACI}}$	破壞模式
				開裂剪力強度 V_{st} (KN)	極限剪力強度 $V_{u,t}$ (KN)				
輕質 粒料 混凝土	SL1	1.5	349	49	214	71.1	0.69	3.01	剪壓
	SL2	2.5		34.2	102		0.48	1.43	剪壓
	SL3	3.5		29	59		0.41	0.83	剪拉
常重 混凝土	SN1	1.5	330	69	227	84.8	0.93	2.68	剪壓
	SN2	2.5		39	141		0.53	1.66	剪壓
	SN3	3.5		20	76		0.27	0.90	剪拉

(資料來源：本研究整理)

表 4-4 各種混凝土梁試體之尺寸 (單位: cm)

粒料 種類	試體 編號	試體尺寸					抗壓強度 kgf/cm ²
		b	h	d	S	L	
常重 混凝土	DN1	25	40	30	180	240	349
	DN2	37.5	55	45	270	330	
	DN3	50	70	60	360	420	
輕質 混凝土	DL1	25	40	30	180	240	330
	DL2	37.5	55	45	270	330	
	DL3	50	70	60	360	420	

註：b:寬度、h:高度、d:有效深度、S:淨跨、L:長度

(資料來源：本研究整理)

表 4-5 梁試體之鋼筋配置 (單位:cm)

試體尺寸(b×h)	鋼筋配置
25×40	2 # 4
37.5×55	1 # 5 4 # 4
50×70	6 # 5

(資料來源：本研究整理)

表 4-6 梁之尺寸效應試驗結果

試體編號	DN1	DN2	DN3	DL1	DL2	DL3	
斷面尺寸 b×h (mm)	250×400	375×550	500×700	250×400	375×550	500×700	
跨徑 S (mm)	1800	2700	3600	1800	2700	3600	
鋼筋配置	2#4	1#5 4#4	6#5	2#4	1#5 4#4	6#5	
鋼筋比(%)	0.359	0.372	0.437	0.359	0.372	0.437	
鋼筋降伏 強度(N/cm ²)	382.2	376.0	313.6	382.2	376.0	313.6	
初裂 階段	載重 (kN)	40	80	200	50	100	150
	位移 (mm)	0.5	0.2	1.5	0.6	0.6	1.6
降伏 階段	載重 (kN)	65.5	165.6	278.5	54.7	161.9	248.0
	位移 (mm)	1.8	2.60	3.6	1.60	1.7	3.8
極限 階段	載重 (kN)	82.8	198.6	306.9	82.71	191.1	288.7
	位移 (mm)	15.7	19.8	23.9	21.44	16.4	19.2
延展比	8.7	7.6	6.6	13.4	9.6	5.0	
極限位移比 (Δ_u/L)	1/115	1/136	1/150	1/84	1/165	1/188	

(資料來源：本研究整理)

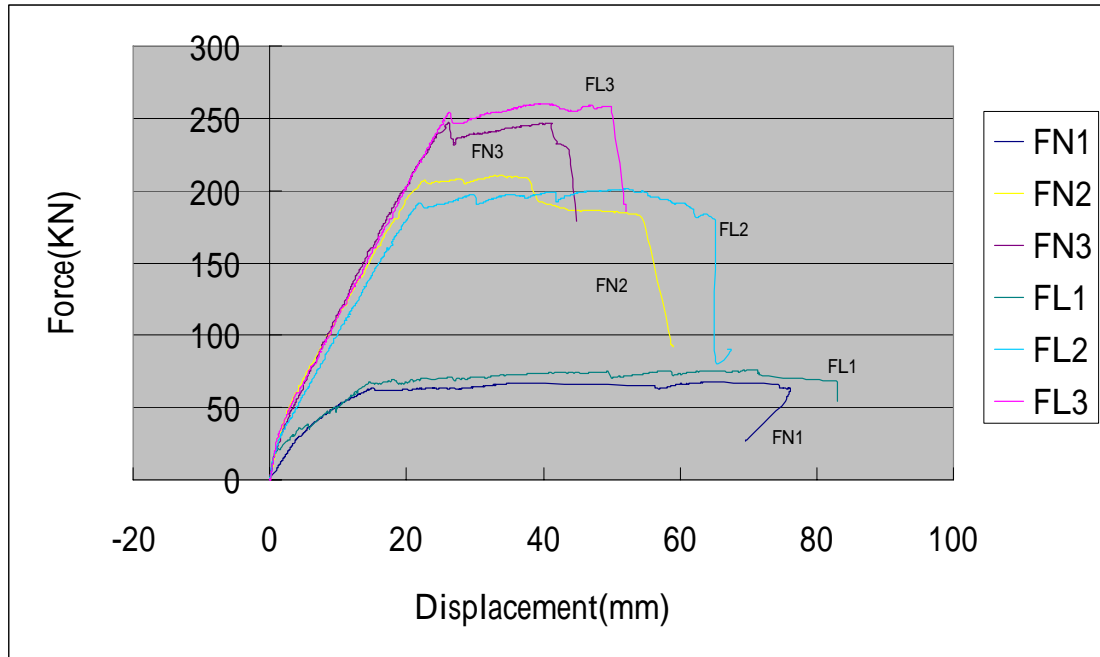


圖 4-1 梁試體之載重位移圖

(資料來源：本研究整理)



(a)FL1



(b)FL2



(c)FL3

圖 4-2 鋼筋輕質混凝土梁試體裂縫與破壞模式

(資料來源：本研究整理)



(a)FN1



(b)FN2



(c)FN3

圖 4-3 鋼筋常重混凝土梁試體裂縫與破壞模式

(資料來源：本研究整理)

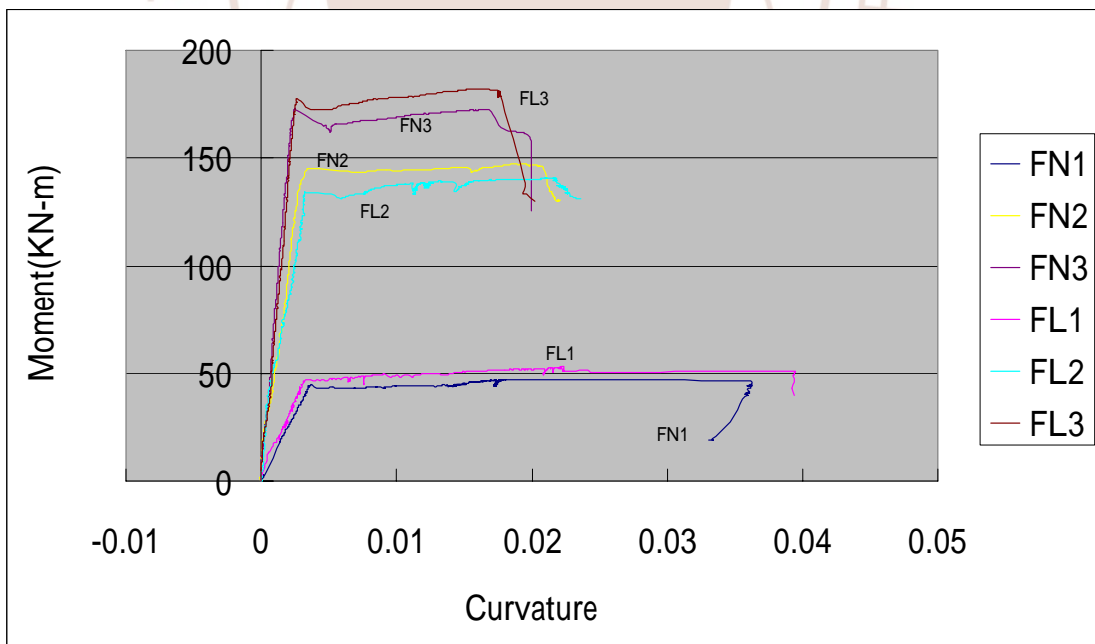
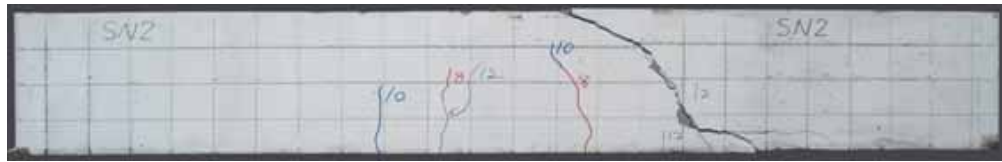


圖 4-4 梁試體之彎矩曲率圖

(資料來源：本研究整理)



(a) $a/d = 2.5$



(b) $a/d = 3.5$

圖 4-5 不同跨深比常重混凝土梁之破壞模式

(資料來源：本研究整理)



(a) $a/d = 2.5$



(b) $a/d = 3.5$

圖 4-6 不同跨深比輕質混凝土梁之破壞模式

(資料來源：本研究整理)



圖 4-7 梁之剪壓破壞

(資料來源：本研究整理)

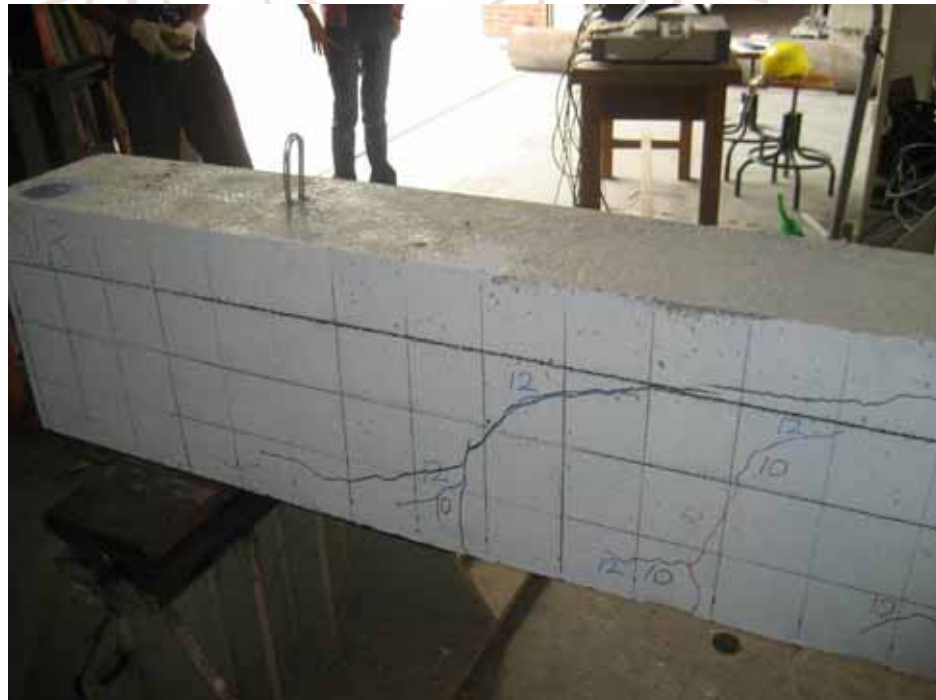


圖 4-8 梁之剪拉破壞

(資料來源：本研究整理)

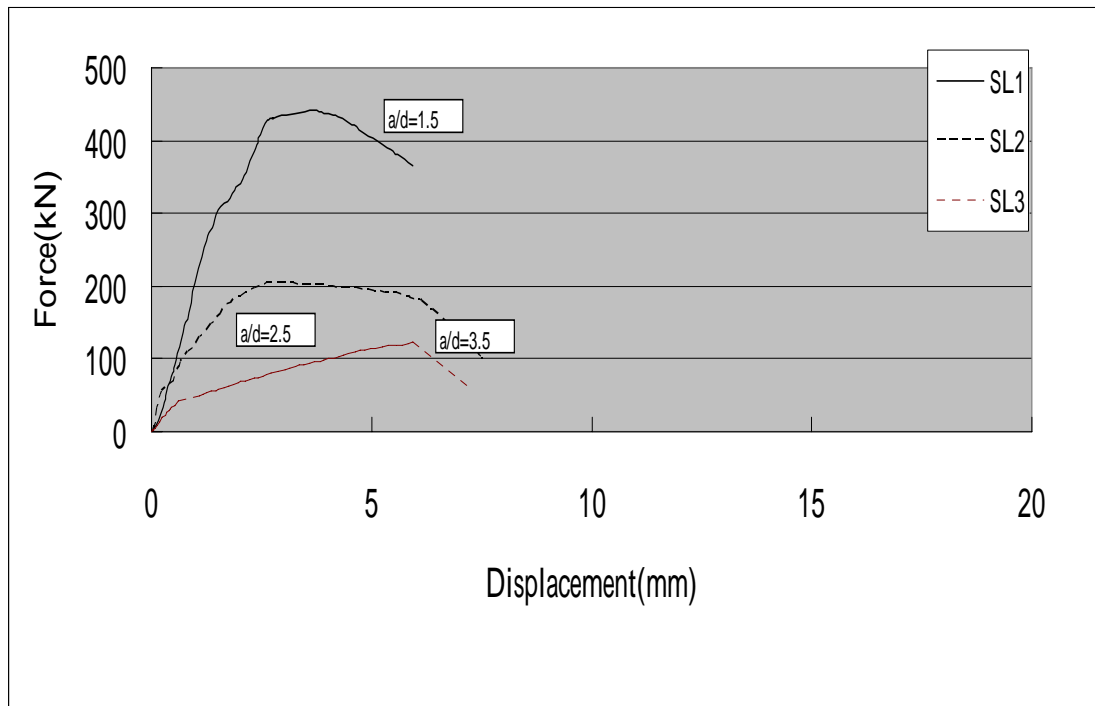


圖 4-9 不同跨深比輕質混凝土梁之載重-位移關係

(資料來源：本研究整理)

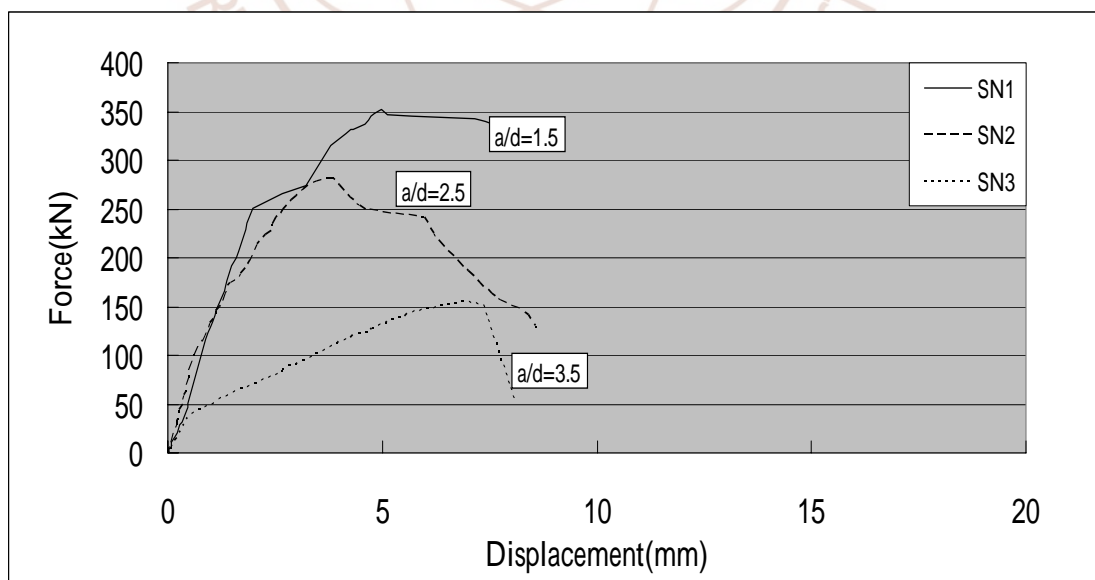


圖 4-10 不同跨深比常重混凝土梁之載重-位移關係

(資料來源：本研究整理)

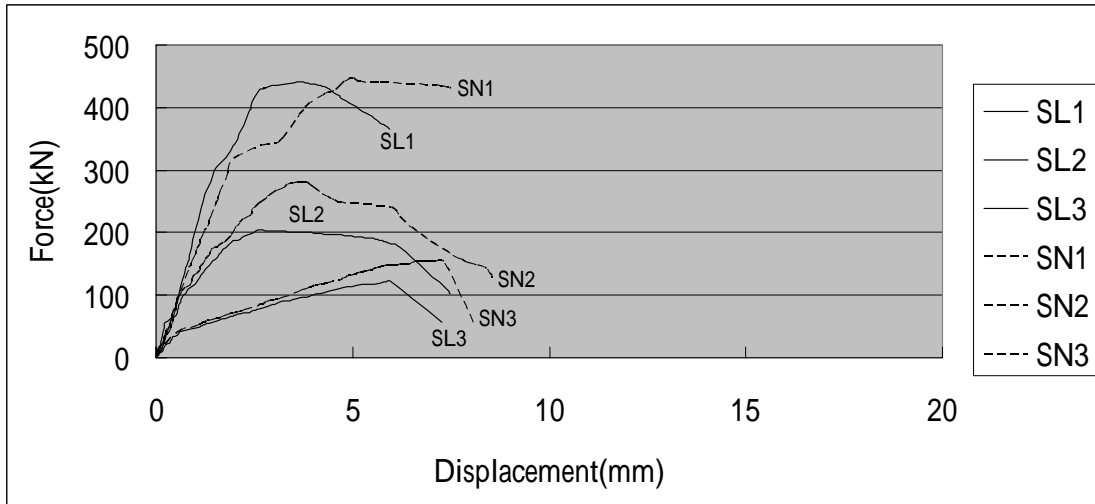


圖 4-11 不同跨深比之輕質與常重混凝土載重-位移關係
(資料來源：本研究整理)

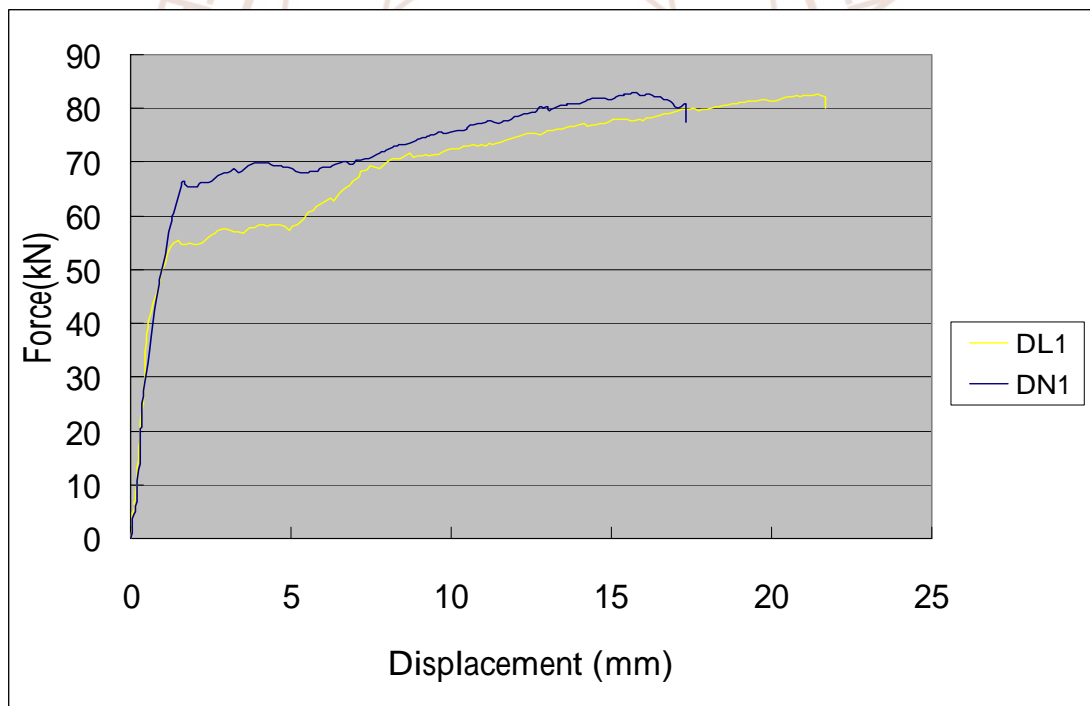


圖 4-12 兩種混凝土梁 (D1) 之載重-位移關係
(資料來源：本研究整理)

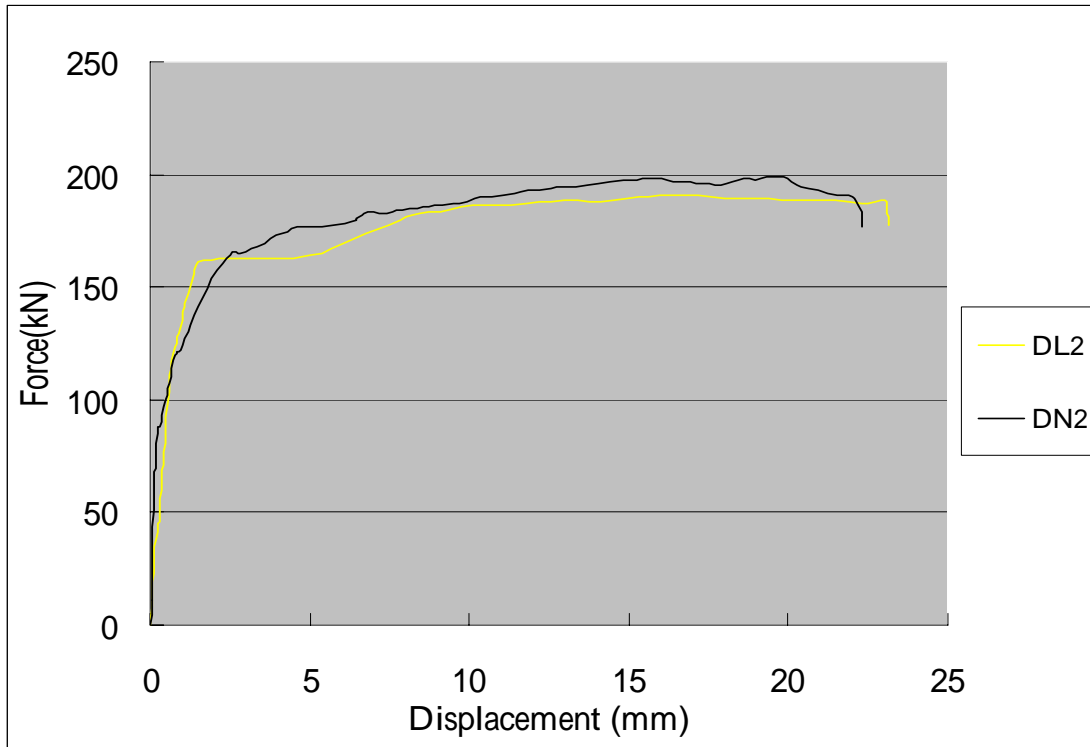


圖 4-13 兩種混凝土梁 (D2) 之載重-位移關係
(資料來源：本研究整理)

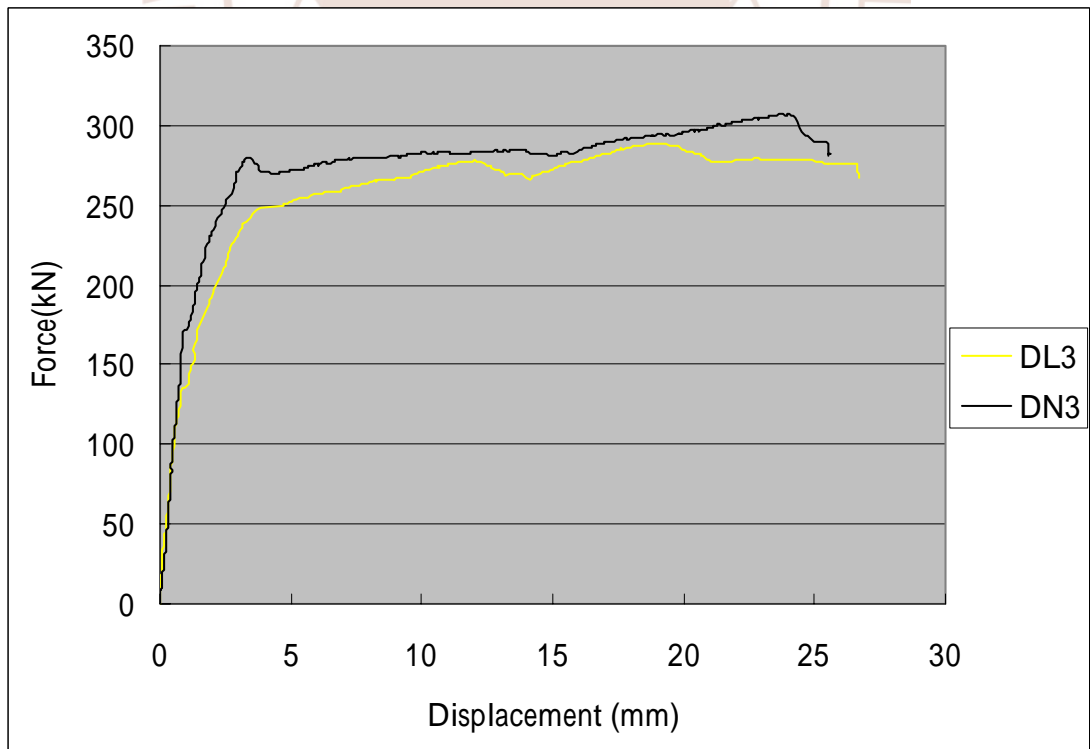


圖 4-14 兩種混凝土梁 (D3) 之載重-位移關係
(資料來源：本研究整理)

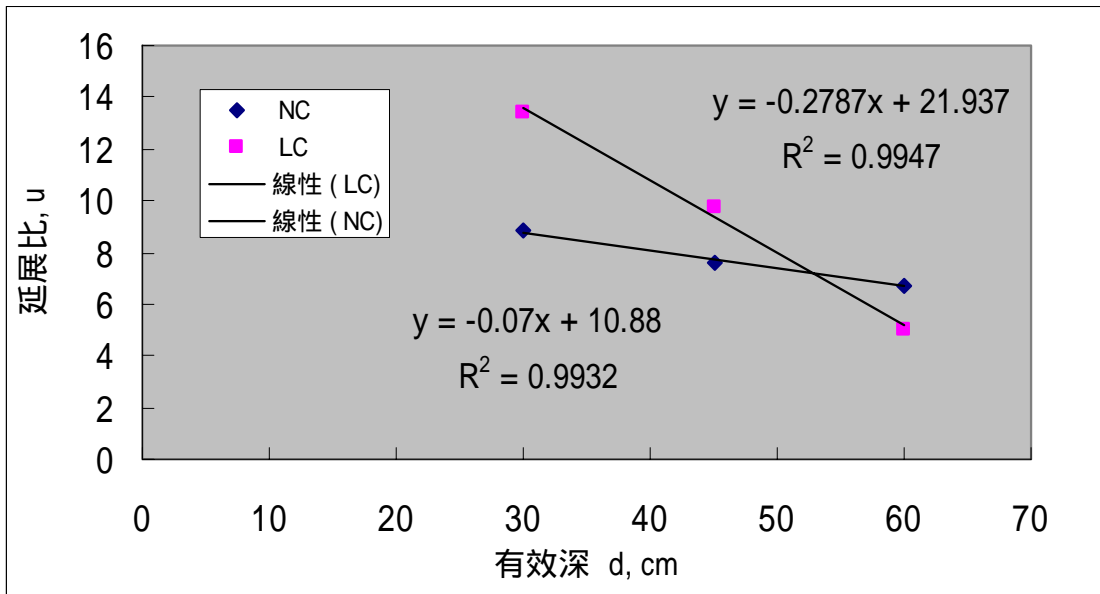


圖 4-15 常重與輕質混凝土梁之延展比與尺寸(有效深)關係
(資料來源：本研究整理)

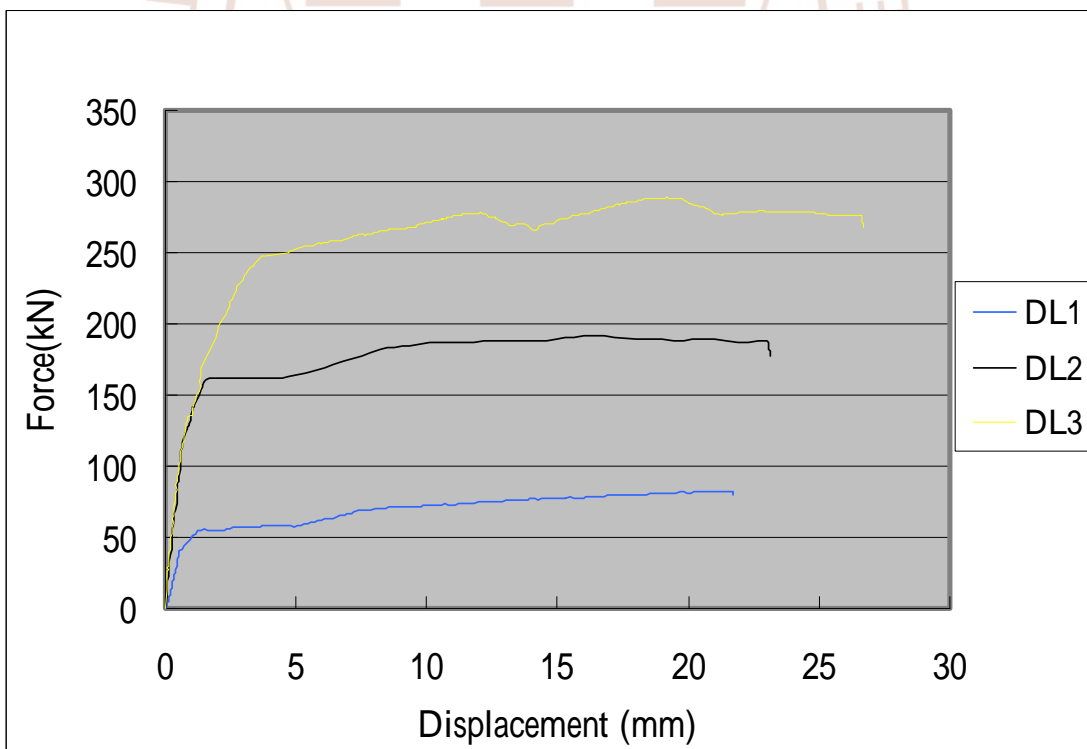


圖 4-16 輕質粒料混凝土梁不同尺寸之載重-位移比較圖
(資料來源：本研究整理)

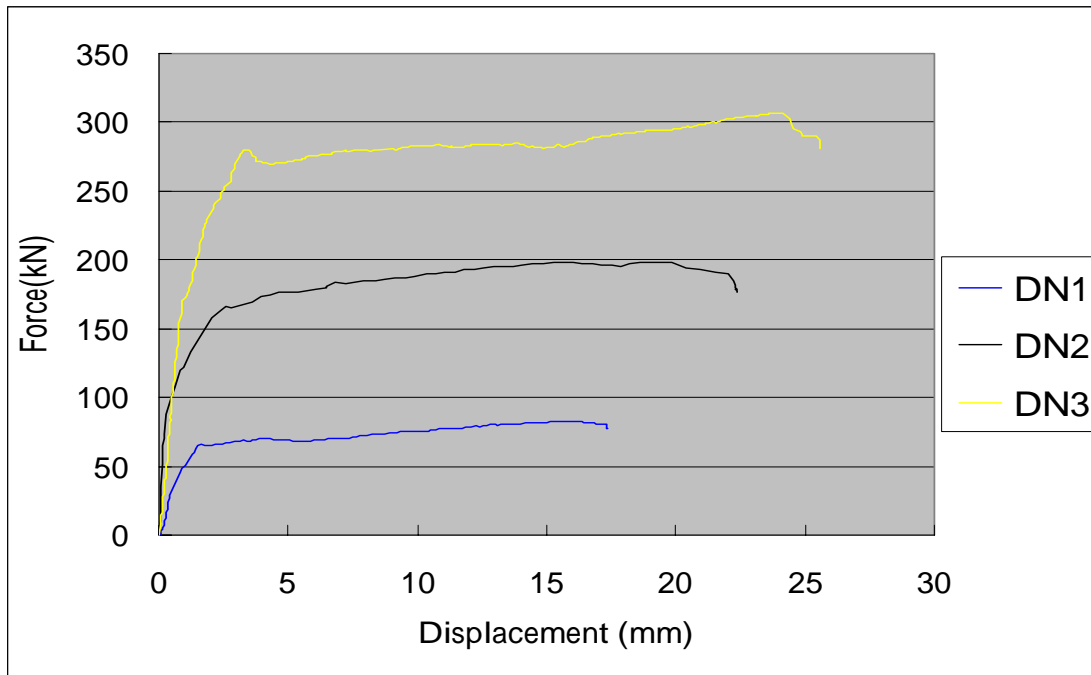


圖 4-17 常重粒料混凝土梁不同尺寸之載重-位移比較圖
(資料來源：本研究整理)

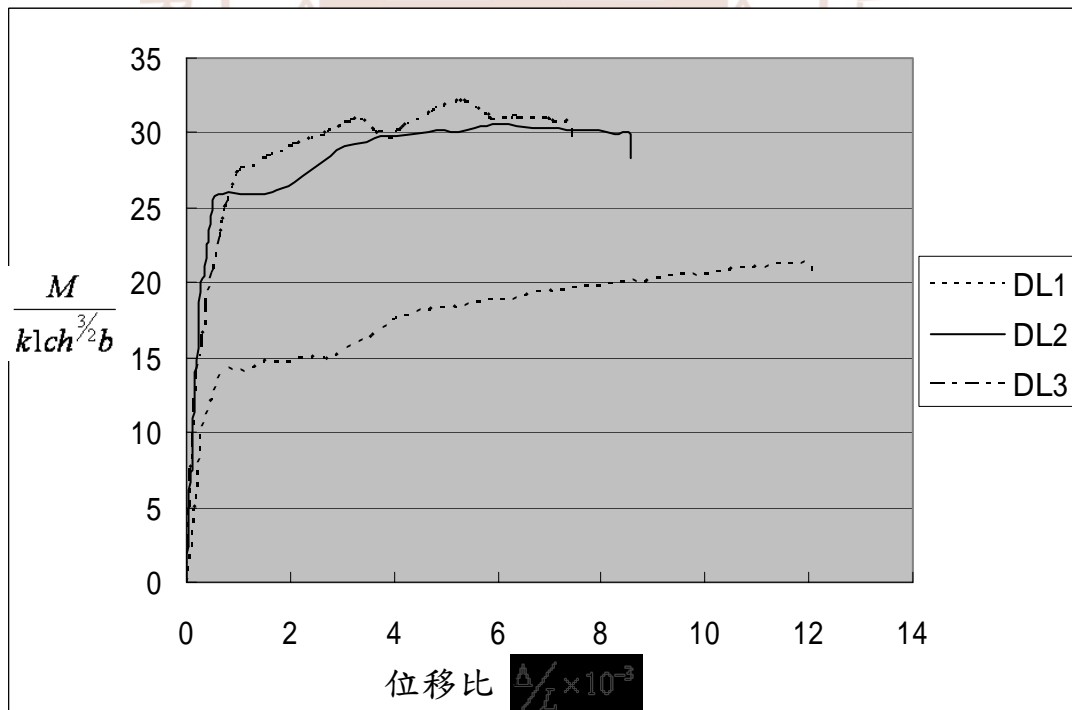


圖 4-18 輕質混凝土彎矩與撓度無因次分析
(資料來源：本研究整理)

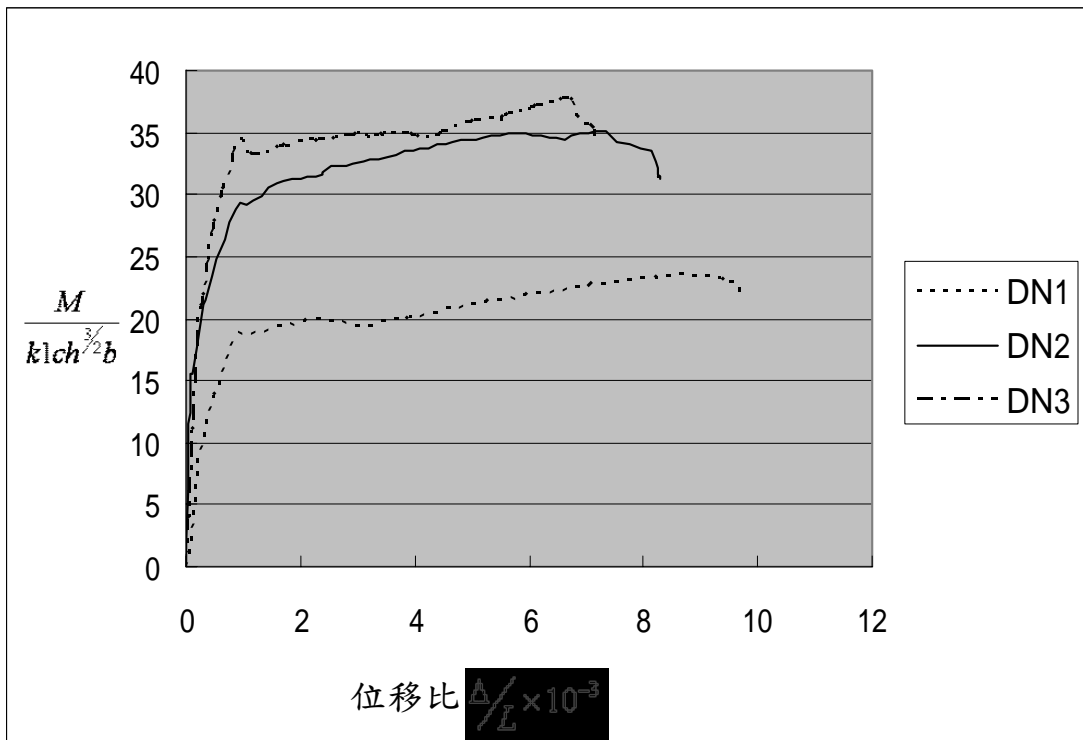


圖 4-19 常重混凝土彎矩與撓度無因次分析

(資料來源：本研究整理)



第五章 結論與建議

第一節 結論

本研究利用全尺寸輕質粒料混凝土 RC 梁進行撓曲行為、剪力強度和尺寸效應的試驗，由實驗結果與分析獲得下列結論：

- 1、輕質粒料混凝土強度與常重混凝土者相近，其相同斷面和配筋的 RC 梁所擁有的撓曲降伏載重和極限載重，與常重 RC 梁者不相上下，但輕質混凝土的水灰比較小。
- 2、輕質 RC 梁的極限撓度大於常重 RC 梁者，乃因輕質粒料混凝土較具脆性，彈性模數亦較小所致。二種 RC 梁的極限曲率和韌性比大致近似，即曲率和韌性比都隨拉力鋼筋比的增加而減小。
- 3、輕質粒料混凝土 RC 梁的剪力開裂模式，類似於常重混凝土 RC 梁者，都是在支承附近先產生撓曲裂縫，然後在剪跨範圍內形成斜裂縫，在趨近於極限狀態時，因主斜裂縫寬度擴大、延伸而破壞；由梁頂壓裂者為「剪壓破壞」，其 $a/d=1.5\sim 2.5$ ；沿著拉力筋產生劈裂破壞者為「剪拉破壞」，其 a/d 為約 3.5。
- 4、輕質 RC 梁的剪力破壞面比常重 RC 梁者光滑，裂縫大部分貫穿粗粒料，形成脆性破壞方式。又輕質 RC 梁的載重—位移曲線，其上升段的斜率，對相同 a/d 者，都比常重 RC 梁者平緩，但尖峰段的下降段斜率則大於常重 RC 者，即較為陡直。
- 5、輕質 RC 梁的開裂剪力強度和極限剪力強度，與常重 RC 梁者相類似，都隨 a/d 比的減小而增大；其中，輕質 RC 梁的極限剪力強度，在 $a/d=1.5\sim 3.5$ 時，都小於常重 RC 梁者，主要是因輕質混凝土的破裂面光滑，摩擦力較小所致。
- 6、輕質 RC 梁的極限剪力強度 ($V_{u,t}$)，與常重 RC 梁者一樣，在 $a/d < 2.5$ 時，都大於 ACI 規範建議的計算值 (V_{ACI})，兩者的比值 $V_{u,t}/V_{ACI}$ 均大於 1.4，表示 ACI 預測式頗為保守。不過，就輕質 RC 梁而言，此差距值可考慮當作設計上的安全因子。
- 7、無剪力筋輕質 RC 梁的延展比，類似於常重 RC 梁者，都隨梁尺寸的增大

而減小，即延展性愈差。其中，輕質 RC 梁的延展比衰減幅度則大於常重 RC 梁者。

- 8、無剪力筋輕質和常重RC梁的極限位移比 (Δ_u/L) 都隨梁尺寸的增大而減小，但輕質RC梁的 (Δ_u/L) 衰減幅度明顯大於常重RC梁者。因此後續研究對於RC構件撓度限制的規定，應針對有剪力筋之輕質RC梁構件，就尺寸效應的衰減而言，做進一步探討及確認。

第二節 建議

本計畫乃研究全尺寸輕質 RC 梁的構件行為，可瞭解此大型構件的撓曲、剪力與尺寸效應等性能，以供相關規範研訂之參考，因此需要有更完整的全尺寸構件實驗資訊。以下建議兩項適合繼續研究的課題：

1. 改變製作構件的材料參數，如輕質混凝土抗壓強度、全輕質混凝土等，及結構參數，如斷面尺寸、補強鋼筋、短梁等。

梁以外的構件，如柱、版、牆等，也需要個別進行全尺寸構件的行為探討。

參考書目

1. 顏聰,「水庫淤泥之資源化應用—輕質粒料之燒製與量產」,水庫淤泥輕質粒料混凝土產製及規範研討會論文集,中興大學,台中,2003,pp.3-16。
2. 陳豪吉,「以台灣地區生產之輕質粒料探討輕質混凝土之配比、製作及強度性質」,博士論文,中興大學土木工程系,1998。
3. 陳豪吉,「以水庫淤泥製造輕質粒料及輕質混凝土之研究」,國科會報告,2000。
4. 顏聰、黃兆龍、高健章等,「水庫淤泥輕質粒料產製及輕質粒料混凝土應用與推廣」,內政部建築研究所計畫期末報告,2003。
5. 顏聰,「水庫淤泥輕質粒料之產製及輕質粒料混凝土之產業化應用」,國科會研究計畫報告,2006。
6. 顏聰,「輕質粒料混凝土之力學性質」,高性能混凝土於結構工程之應用研討會論文集,台中,2003.12,pp.1-1~1-21。
7. Chandra, S. and Berntsson, L.,「Lightweight aggregate concrete」,Noyes Publications, N. Y. USA, 2002, pp.369-399.
8. 顏聰,「輕質粒料混凝土」,中華輕質粒料協會,2005,第91~101頁。
9. Bardhan-Roy, B. K.,「Lightweight aggregate concrete in UK」,International Symposium on structural lightweight aggregate concrete, Sandefjord, Norway, 1995, pp.52-69.
10. Helgesen, K. H.,「Lightweight aggregate concrete in Norway」,International Symposium on structural lightweight aggregate concrete, Sandefjord, Norway, 1995, pp.70-82.
11. Ikeda, S., and Fujiki, E.,「Recent Development in Lightweight Aggregate Concrete in Japan」,Proc. 2nd Int. Symp. Structural Lightweight Aggregate Concrete Kristiansand, Norway, 2000, pp.16-25.
12. McSaveney, L. G.,「The Wellington Stadium, New Zealand's First Use of High Strength Lightweight Precast Concrete」,Proc. 2nd Int. Symp. Structural Lightweight Aggregate Concrete Kristiansand, Norway, 2000, pp.385-395.
13. Melby, K.,「Use of high-strength LWAC in Norwegian bridges」,Proc. 2nd Int.

- Symp. Structural Lightweight Aggregate Concrete Kristiansand, Norway, 2000, pp.47-56.
14. Jakobsen, S. E., 「The use of LWAC in the pontoons of the Nordhordland Floating Bridge, Norway」, Proc. 2nd Int. Symp. Structural Lightweight Aggregate Concrete Kristiansand, Norway, 2000, pp.73-78.
 15. 吳正一, 黃玉麟等, 「鋼筋輕質粒料混凝土牆反覆荷重之力學行為」, 第三屆全國輕質粒料混凝土研討會, 台中, 台灣, 2007, pp.171-186。
 16. 許協隆, 曲天強, 「鋼筋輕質粒料混凝土梁構件之結構行為與設計」, 土木水利, 第33卷, 第5期, 2006, pp.82-89。
 17. 湯兆緯, 顏聰, 陳豪吉, 「無腹筋輕質粒料混凝土 RC 梁之剪力行為」, 中國土木水利工程學刊, 第十九卷, 第一期, pp.57-66。
 18. Duan, L., Wang, F. M., and Chen, W. F., 「Flexural Rigidity of Reinforced-Concrete Member」, ACI Structural Journal, Vol.86(Iss4), 2003, pp.419-427.
 19. Soroushian, P., J. S. Sim, et al, 「Axial Flexural Behavior of Reinforced-Concrete Sections-Effects of the Design Variable」, ACI Structural Journal, Vol.88(Iss1), 1991, pp.17-21.
 20. Bosco, C., A. Carpinteri and P. G. Debernardi, 'Minimum Reinforcement in High-Strength Concrete,' Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 2, February, 1990.
 21. Kotsovos, M. D., 「Shear Failure of Reinforced-Concrete Beams」, Engineering Structures vol.9(Iss 1), 1987, pp.32-38.
 22. Chana, P. S., 「Analytical and Experimental Studies of Shear Failures in Reinforced-Concrete Beams」, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2-Research and Theory Vol.85(Iss DEC), 1988, pp.609-628.
 23. Lee, J. Y. and F. Watanabe, 「Shear Design of Reinforced-Concrete Beams with Shear Reinforcement Considering Failure Modes」, ACI Structural Journal Vol.97(Iss 3), 2000, pp.477-484.
 24. Gastbled, O. J. and I. M. May, 「Fracture-Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced-Concrete Beams Without Stirrups」, ACI Structural

- Journal Vol.98(Iss 2) , 2001, pp.184-190.
25. 張英宜，黃世建，「鋼筋混凝土梁位移之預測」，中國土木水利工程學刊，第七卷，第二期，1995，pp.171-181。
 26. Bazant, Z. P. and J. Planas, Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials, CRC Press LLC, pg.349-365, 1998.
 27. Ahmad, S. H. and R. Barker, 「Flexural Behavior of Reinforced High-strength Lightweight Concrete Beams」, ACI Structural Journal, NO.88, 1991.
 28. Ahmad, S. H. and J. Batts, 「Flexural Behavior of Doubly Reinforced High-strength Lightweight Concrete Beams With Web Reinforcement」, ACI Structural Journal, NO.88, 1991.
 29. Ahmad, S. H., Y. Xie and T. Yu, 「Shear Strength of Reinforced Lightweight Concrete Beams of Normal and High Strength Concrete」, Magazine of Concrete Research, No.166, 1994, pp.57-66.
 30. Salandra, M. A. and S. H. Ahmad., 「Shear Capacity of Reinforced Lightweight High-strength Concrete Beams」, ACI Structural Journal, No.86, 1989.
 31. A. Short and W. Kinniburgh, “Lightweight Concrete”, Formerly Building Research Establishment, Garston, Watford, U.K. 1976.
 32. H.J. Chen, T. Yen, T. P. Lai, and Y. L. Huang, ”Determination of the dividing strength and its relation to the concrete strength in lightweight aggreg Cement & Concrete Composites, Vol.21, pp.29-37, 1999.
 33. How-Ji Chen, Tsong Yen, and Kuan-Hung Chen, “Evaluating Elastic Modulus of Lightweight Aggregate”, ACI Materials Journal, Vol.100, No.2, pp.108-113, 2003.
 34. Lin, C. H., and Lee, F. S., “Ductility of High-Performance Concrete Beam with High strength Lateral Reinforcement,” ACI Structural Journal, Vol.98, No.4, PP.1~9, Jul.~Aug. 2001.
 35. Pecce, M., and Fabbrocion, G., “Plastic Rotation Capacity of Beam in Normal and High-Performance Concrete,” ACI Structural Journal, pp.290~296, Mar.~Apr. 1999.
 36. Fang, I. K., Yen, S. T., Wang, C. S., and Hong, K. L., “Cyclic Behavior of Moderately Deep HSC Beams,” ACI Structural Journal, Vol.119, pp.2573~2592,

Sep.1993.

37. 高健章、張阿本，「頁岩燒製輕質粒料之工程性質研究」，營建知訊，民國 81 年 9 月。
38. 陳豪吉、黃中和、湯兆緯，「鋼筋輕質混凝土之耐震特性評估」，興大工程學刊，第十五卷，第二期，民國 93 年 7 月。
39. 黃中和，「輕質粒料混凝土梁耐震行為之研究」，博士論文，國立中興大學土木工程研究所，民國 94 年 8 月。
40. 方一匡，「水庫淤泥輕質粒料混凝土梁構件之力學行為研究」，水庫淤泥輕質粒料混凝土產製及應用研討會論文集，第 145~165 頁，民國 92 年 12 月。
41. T.C., Zsutty, "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Test," ACI Journal, Proceedings V. 68, No. 2, Feb., pp138-143, 1971.
42. K.S., Rebeiz, "Shear Strength Prediction for Concrete Members," Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 3, March, pp. 301-308, 1999.
43. P.D. Zarais, and G.C. Papadakis, "Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement," Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 7, July, pp. 733-742, 2001.
44. G. Russo, G. Somma, and D. Mitri, "Shear strength analysis and prediction for reinforced concrete beams without shear stirrups," Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 1, January, pp. 66-74, 2005.
45. S.H. Cho, "Shear Strength Prediction by Modified Plasticity Theory for Short Beams," ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 1, January, pp. 105-112, 2003.
46. P.D. Zararis, "Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams," ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 2, March 1, pp. 203-214, 2003.
47. E.C. Bentz, "Empirical modeling of reinforced concrete shear strength size effect for members without stirrups," ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 2, March 1, pp. 232-241, 2005.
48. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05)," American Concrete Intitute, Farmington Hills, Mich., 2005.

49. W. Ritter, "Die bauweise hennebique," Schweizerische Bauzeitung, 33(7),59-61, 1899.
50. E. Mörsch, "Concrete Steel Construction (translation of the 3rd German Edition of Der Eisenbetonbau by E. P. Goodrich), McGraw-Hill Book Co., New York, 368 pp., 1909
51. A.P. Clark, "Diagonal tension in reinforced concrete beams," ACI Journal, Vol. 48, No. 10, Oct., pp. 145-15, 1951.
52. Joint ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," Journal of Structural Division, ASCE, V99, No. ST6, June, pp.1091-1187, 1973.
53. R. Park and T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, John wily & Sons, 1975.
54. Kani, G. N. J., "How Safe are our Reinforced concrete Beams?" ACI Journal, Proceedings Vol.64, No3, Mar. 1967, pp. 128~141.
55. Kani, G. N. J., "Riddle of shear failure and it's solution," ACI Journal, Proceedings Vol.63, No6, Jan. 1966, pp. 675~692.
56. Ahmad, Shuaib H.; Khaloo A.R. & Poveda A., "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams," ACI Journal, Proceedings Vol.83, No2, Mar. ~ Apr. 1986, pp. 297~305.
57. Ahmad, Shuaib H. & Lue, D. M., "Flexure-Shear Interaction of Reinforced High-Strength concrete Beams," ACI Structure Journal, Vol.84, No4, Jul. ~ Aug 1987, pp. 330~341.
58. H. P. J. Taylor, "Shear Strength of large Beams," Journal of The Structure Division, ASCE, Vol.98, No4, Nov. 1972, pp. 2473~2490.
59. Neville , Adam M., "A General Relation For Strength of Concrete Specimens of Different Shapes And Size," ACI Structure Journal, Vol.60, No10, Dec 1966, pp. 1095~1109.
60. Arroyo Alberto etc., "Flexure-Shear Interaction of Reinforced High-Strength concrete Beams," By Shuaib H. Ahamad and D. M. Lue, ACI Structure Journal, Vol.85,No3, May. ~ Jun. 1988 pp. 354~358.
61. Akhtaruzaman Ali A. , And Hasant, Abul, "Shear And Flexural Behavior of Brick-Aggregate Concrete Beams Without Web Reinforcement," ACI Journal,

- May. ~ Apr., 1986 pp. 284~290.
62. S.U. Pillai, D.W. Kirk, "Reinforced Concrete Design," Second Edition.
 63. ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (AC1318-99) and Commentary (AC1318R-99)," American Concrete Institute, June 1999.
 64. Zsutty T. C., "Beam Shear Strength Prediction By Analysis of Existing Data", ACI Journal, Proceedings V.65, No. 11, Nov. 1986, pp.943-951.
 65. 陳建權,「大飛灰含量高強度混凝土 RC 梁之剪力強度」, 中興大學土木工程研究所碩士論文, 1991 年 6 月。
 66. Bazant Zdenek P. and Kim-Keun, "Size Effect In Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams," ACI Journal, Proceedings V.81, No. 5, Sep. ~ Oct., 1984, pp. 456-468.
 67. H. Mihashi, H. Okamura and Z.P. Bazant(eds.) Size Effect in Concrete Structures, E & FN Spon, London, 1994.
 68. S. P. Shah, S. E. Swartz and C. Ouyang, p.552, Fracture Mechanics of Concrete, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1995.
 69. A. Carpinteri, Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, Elsevier Science Publishers Ltd., England, 1992.
 70. P. J. Gustafsson and A. Hillerborg, ACI Struct. J. 85, 286(1988).
 71. A. Hillerborg, M. Modeer and P. E. Petersson, Cem. Concr. Res. 6,773(1976).
 72. Z. P. Bazant and B. H. Oh, Mater. Struct. 16, 155(1983).
 73. Y. S. Jenq and S. P. Shah, J. Eng. Mech. 111, 1227(1985)
 74. Z. P. Bazant, J. Engrg. Mech. 110, 518(1985).
 75. Z. P. Bazant, M. T. Kazemi, T. Hazegawa, and J. Mazars, ACI Mater. J. 88, 325(1991)
 76. Z. P. Bazant, S. Sener and P. Prat, Mater, Struct. 21, 425(1988)
 77. B. Barr and Z. Y. Tokatly, Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, A. Capinteri (ed.), Elsevier Science Publishers Ltd., England, 1992.

全尺寸鋼筋輕質混凝土構件之力學行為研究(I)

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：何明錦、顏聰、干裕成、陳豪吉、黃中和、
吳崇豪、楊政蒲

出版年月：98 年 12 月

版(刷)次：初版

ISBN：978-986-01-6903-4