

行政院原子能委員會
委託研究計畫研究報告

爆炸壓力波對建物影響之實驗與補強效益分析

Blast test of the RC structures and the retrofitted effectiveness

計畫編號：100200INER008

受委託機關(構)：陸軍軍官學校

計畫主持人：戴毓修 教授

核研所聯絡人員：朱棟樑

聯絡電話：(07)7456290#221

E-mail address：ystai@mail.cma.edu.tw

報告日期：100 年 12 月 15 日

目錄

目錄	I
中文摘要	1
ABSTRACT	2
壹、計畫緣起及目的	3
一、計畫緣起	3
二、文獻回顧	5
三、研究目標	7
貳、研究方法與過程	10
一、空氣中爆炸的基本概念及參數	10
(一) 爆藥的材料	11
(二) 爆震波的現象	11
(三) 自由場爆炸時衝擊波的初始參數	12
(四) 爆炸衝擊波的計算公式	17
二、結構物在爆炸壓力波作用下之分析	25
(一) 動態問題之基本特性	26
(二) 單自由度系統在爆炸壓力波作用下之分析	27
(三) 鋼筋混凝土梁之動態反應分析	31
(四) 鋼筋混凝土板之動態反應分析	42

(五) 等效靜態荷載分析法	50
三、FRP 補強 RC 板在爆炸荷載作用下的試驗研究	57
(一) 試驗計畫與配置	57
(二) 試體之製作	58
(三) 試驗結果與討論	62
四、FRP 補強 RC 板在爆炸荷載作用下之結構分析	66
(一) 分析模型之描述	67
(二) 材料組成律	68
(三) 狀態方程式	78
(四) 分析結果與討論	80
參、主要發現與結論	84
肆、參考文獻	86

中文摘要

使用 FRP 複合材料補強的鋼筋混凝土結構已經廣泛被接受。然而，對於動態荷載及炸藥爆炸作用下，FRP 補強混凝土結構之力學行為尚未有較完整的研究。因此，本計畫將透過現場試驗和數值模擬來對此一問題進行探討。由於爆炸荷載作用下結構力學行為之分析，主要的問題是確定爆炸負載的大小及作用方式，因此，首先將先進行一系列的自由場爆炸試驗，測試之結果將與經驗公式和 TM5-1300 中的資料進行驗證。其次將針對 FRP 補強之鋼筋混凝土結構進行研究，探討結構受不同載重作用下的開裂行為。最後，針對 FRP 補強之鋼筋混凝土結構元件在爆炸壓力波作用下的破壞影響因素進行分析。

Abstract

This project conducts an analysis on the propagation law of a blast pressure wave, and the dynamic response of reinforced concrete structures under the effect of explosive pressure wave. This study first chooses proper material parameters and equations of state, and then applies the nonlinear finite element analysis software LS-DYNA to conduct a numerical simulation of a free-field explosion model. After comparison with the computed results of empirical equations, and validating the reliability of the numerical analysis model, the destruction and influencing factors of reinforced concrete slabs, under the effects of a blast pressure wave, are investigated. The results can serve as reference for future analysis and design.

壹、計畫緣起及目的

一、計畫緣起

核電廠結構與一般民生建築結構最大不同之處在面對突如其來的外力或恐怖攻擊下，除了造成人員之傷亡以外，亦將導致更嚴重之災害，因此在設計上有其特殊性，對於飛機碰撞、爆炸等災難對結構物所產生的動態荷載遠比初始設計荷載要高出非常的多，設計者必須提高核電廠圍阻體結構之抗衝擊與抗爆壓的能力，方可確保其在遭受攻擊後之安全性。國內設計規範中並沒有關於結構抗衝擊與抗爆震的設計要求，這也使得現有建築物的抗爆能力極為有限，一旦遭到襲擊，後果不堪設想。如今歐美先進國家，如美國、英國、加拿大、澳洲，甚至日本與中國等的研究機構及學者均已著手此領域的研究工作，並獲取豐富的資料，建立完善的理論。以美國而言，自第二次世界大戰期間開始，著力於提升建築物的防護能力、預防恐怖攻擊等方面的研究及應用，自第二次世界大戰期間即已開始，例如美國的 Defense Nuclear Agency (DNA)、US Army Corps of Engineers (USACE)、National Research Council (NRC)等機構聯合展開了有關建築物防護恐怖爆炸工程技術的系統性研究；為了防止建築在動態荷重作用下連續性倒塌，在美國亦有兩套相關的技術規

範：The US General Services Administration (GSA)[1]和 The US Department of Defense (DoD)[2]，用來指導分析建築抗連續倒塌的能力。在 911 事件之後，美國核能管制委員會有鑑於核電廠可能成為恐怖攻擊之目標，遂制定新的法規，並置於 10CFR73[3]：核能發電保安規定下，規定電廠需建立適當的措施，以因應任何形式造成之大火及爆炸等事故。國內在此方面的研究尚屬起步階段，為了能因應日益複雜的犯罪活動，重要設施的抗爆震之設計乃為當前之研究重點。

由於爆炸試驗的高危險性，目前國內僅在軍事領域設有相關試驗設備，而一般民生建築的抗爆震研究中，因需進行大規模的實驗，故研究較為困難，而軍事研究中所獲得的實驗資料皆屬於機密資料而無法獲得，因此，本計畫藉由數值方法進行模擬及預測結構物在爆震負荷下之動態反應。由於電腦技術的快速發展和數值演算理論之發展日趨成熟，將電腦輔助分析與設計應用在衝擊與爆炸領域的分析已得到了廣泛的應用。相關之分析軟體如 LS-DYNA、ABAQUS、AUTODYN 均可用於求解此類高度非線性問題，透過對有限元素分析軟體的有效應用，不但節省了大量的實驗費用，而且還可對考慮各種不同之情況反覆進行計算及比較，此乃一般實驗研究無法比擬的優勢。

作用在結構物上的爆炸壓力波與物體間的相互作用是個複雜的

過程，結構上荷載大多是以震波管、風洞實驗或現場試驗所得之資料為依據。英國曼徹斯特大學曾對炸彈在市中心區爆炸所致之壓力波效應進行研究，結果顯示由於“溝槽效應”之影響，當炸彈在市區爆炸時，兩旁的建築物將導致壓力波產生反射，致使壓力波之鋒值和衝量增加。而美國爆炸效應及鑒定評估委員會曾對 Saudi Arabia 的爆炸壓力波傳播問題進行了分析，計算模擬之知結果顯示，利用三維流體動力學程式得出距爆炸中心 400 英尺處之平均壓力，約為採用美國軍方規範[4]中所列方法得出結果的一半。顯示對建築高度密集地區的爆炸壓力的計算，採用傳統方法可能產生較為保守的結果。另外，對於炸彈在交叉路口附近爆炸，由於路口的樣式不同，對壓力波也產生不同影響。Smith[5]曾使用了簡單城市幾何構形的比例模型，對建築承受爆炸壓力波之反應，進行了定性和定量的評估。

二、文獻回顧

對於爆炸作用原理的分析與研究，是發展結構抗爆研究的理論基礎，目前學者分別從空中、土體、岩石等多類介質分別研究了爆炸壓力波在各種複雜環境和介質中的傳播規律。Rogers[6]、Baker[7]、Kinney [8]、Mays [9]等對爆炸物理現象做過深入研究，各自提出爆炸壓力經驗計算公式；Hopkinson[10]提出各種爆炸物進行

等效換演算法則；美國軍方規範 TM5-1300[11]手冊對爆炸原理及計算方法進行詳細研究。

關於結構構件的抗爆性能分析，各國學者也分別對平板、梁、柱、牆等結構進行各種試驗與數值分析。在各類平板構件研究方面，Woznica and Pennetie[12]對金屬薄板承受爆炸加載下的粘塑性變形進行了試驗和數值模擬分析；Pan [13]等對於剛性金屬板承受氣體爆炸衝擊的響應進行了試驗和數值模擬；Coggin [14]等對簡支疊層金屬板遭受鄰近爆炸壓力波引起的瞬間響應做數值分析；Li [15]則進行了帶方形空洞的方形金屬板的抗爆研究；Duranovic[16]對鋼筋混凝土板在爆炸壓力下的建模問題做了具體研究與說明。

在構件抗爆研究方面，方秦等[17-20]等基於 Timoshenko 梁理論，採用有限差分法分析了鋼筋混凝土梁與鋼筋混凝土組合梁的動力響應和彎曲及剪切破壞的問題。Hao [21]等進行地下爆炸壓力波作用下鋼柱的彈塑性動力響應數值分析；Lan[22]分析模擬手提炸藥對鋼筋混凝土柱的破壞。Nash[23]對於混凝土牆體遭受鄰近空氣中帶有或未帶有外殼的炸彈爆炸壓力波引起的破壞進行研究；Varma [24]對於磚石擋板牆承受炸藥爆炸壓力的破壞進行試驗研究；Makovicka[25]研究薄石牆遭受爆炸荷載作用下的動力響應問題；Mays and Hetherington[26]分析了帶孔洞的混凝土牆板受爆炸壓力加載引起了動力響應問題。

三、研究目標

重要防護性設施多使用鋼筋混凝土結構，由於此一材料具有較高的抗壓強度，可用於抵抗外部之靜、動態荷重。然而當此等結構在承受瞬間動態荷重時，由於慣性效應且作用之延時極短，將於試體內部形成一衝擊波，衝擊波傳遞至自由面後將反射成為一張力波，由於混凝土材料之抗張強度極差，因此在結構物之背面將產生不規則破片飛出，造成內部人員、設備之損傷。有鑑於此，設計上除了可依據規範設計出可用之結構之外，在結構物之內部可內襯一鋼製之防痂落板(如圖 1.3.1)[4]，以防止飛出之碎片傷及內部之人員。

隨著新材料技術的進展，現已發展出具高比強度(強度/重量)、高模數、耐高溫、耐腐蝕等纖維強化材料，如玻璃纖維、碳纖維等材料均屬之，並已成功的應用於結構物之補強上。1994 年，Hughes 等針對纖維貼片補強之混凝土梁進行抗爆性能之研究，研究結果顯示黏貼纖維貼片補強將使混凝土梁之抗爆性能提高 4.4-9.0 倍。James[27]等針對牆體結構進行了抗爆性能之測試，試驗結果顯示進行纖維補強將能有效降低牆體結構在爆炸荷載下的位移。近年來，由於恐怖攻擊事件之增加，美國亦已開始針對此一材料用於補強既有結構物之抗爆炸性進行可行性之研究，結果顯示了 FRP 補強之構件其承载力提昇了約 2 倍。圖 1.3.2 為爆炸荷載作用下鋼筋混凝土柱

在 CFRP 貼片補強前、后的破壞模式。對於雙向鋼筋混凝土板補強後，在爆震負荷作用下其最大位移量可減少 40~70%，同時根據研究結果顯示雙面黏貼補強效果最佳。由於強化纖維補強材料之強度普遍較鋼材為高，且其比重比鋁還要輕，在同樣體積的材料下，強化纖維不但具有高強度、韌性，同時因其質量輕，不會增加結構物之荷重。

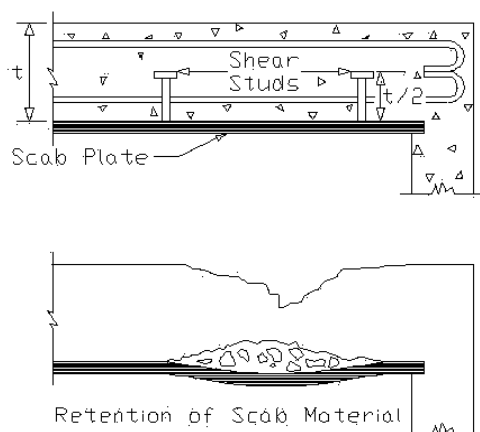


圖 1.3.1 防護工程之防痂落板配置[4]



圖 1.3.2 爆炸荷載作用下 CFRP 補強柱與未補強柱之破壞型態[28]

本研究之目的是

1. 針對不同藥量之炸藥爆炸後，壓力波的傳播規律進行實驗，並與經驗公式對爆炸壓力波評估與計算的方法進行比較。
2. 選取實尺寸鋼筋混凝土結構元件做為原型，進行縮尺模型製作與靜態力學試驗。
3. 縮尺模型之安裝與測試，並對其在爆炸壓力波作用下的動態反應進行實驗，探討起爆距離與藥量等對結構破壞模式的影響規律。
4. 探討配筋率及混凝土強度對混凝土構件靜、動態力學行為之影響。
5. 進行縮尺模型 FRP 或鋼板補強模型之製作，並進行爆壓作用下之反應估計與分析。

貳、研究方法與過程

一、空氣中爆炸的基本概念及參數

爆炸是一個系統中物理和化學的能量急劇轉化的一種過程，在此一過程中系統的內在勢能急劇轉化為動能、機械功以及光和熱的輻射。爆炸作功是系統內部的高壓、高溫氣體的突然膨脹對爆炸源周圍介質作功，因此，爆炸可說是一種極為迅速的化學能釋放的過程。當一炸藥在空氣中爆炸時，迅速釋放出大量的能量將導致爆炸氣體生成物的壓力和溫度局部上升，使周圍介質受到高溫、高壓爆炸產物的作用，在此瞬間空氣中產生一股壓力波，而壓力波形成之初期，其運動速度與爆炸氣體生成物一樣，接近炸藥的爆速。大多數炸藥在爆炸過程裡釋放的化學能約為總能量的三分之一，當爆炸生成物與空氣混合並且燃燒時，剩下的三分之二在爆炸過程中則緩慢地釋放在空氣中。

當爆炸壓力波在空氣裡擴散並正面碰擊到結構體時，整個結構將迅速的被壓力波包覆。而作用在結構面上壓力負荷之大小和分佈狀況則因下列因素而有不同：(1)爆炸特性，即爆藥使用的材料成分、能量，以及炸藥的重量；(2)防護結構與爆炸位置之間相對的位置；以及(3)震波與地面障礙或結構本身相互作用造成壓力的變化等。

(一) 爆藥的材料

爆藥根據其物性可區分為：固態、液態及氣態爆藥等，其中固態爆藥為一般高爆彈藥所使用，而液態及氣態爆藥雖同樣具有高爆性能，但是其爆炸所產生之壓力除了與爆藥之用量及成份有關以外，對於製造、儲存及操作方式等都將影響爆炸所衍生效應，因此較常被用於燃油、推進等用途。相較之下固態爆藥爆炸後所產生的效應則已經由理論與實驗等方式得出其規律性，並可經由計算而得到此些參數。

(二) 爆震波的現象

當爆炸發生時由於能量瞬間釋放形成高溫、高壓的氣團迅速的向外膨脹，並推擠周圍空氣介質形成一股爆震波。如圖 2.1.1 所示。當爆震波在時間 t_A 到達距離爆炸點外某處時，在此將造成突然快速上升的峰值入射壓力 P_{S0} ，在經過時間 t_0 後壓力迅速衰減至大氣壓力，在此段時間內為正壓段(positive pressure phase)作用，隨著爆震波向外傳遞，波陣面內的空氣密度下降，而波陣面的峰值壓力與傳播速度亦迅速下降，導致產生低於大氣壓力的負壓段(negative pressure phase)，而此負壓段之沿時為 t_0^- ，由於傳播速度下降，導致負壓段延時比正壓段之延時更長，同時最大負壓為 P_{S0}^- 。由於最大負壓較尖峰入射壓力低，因此，在設計時若是採柔性設計，為了計算

結構的總

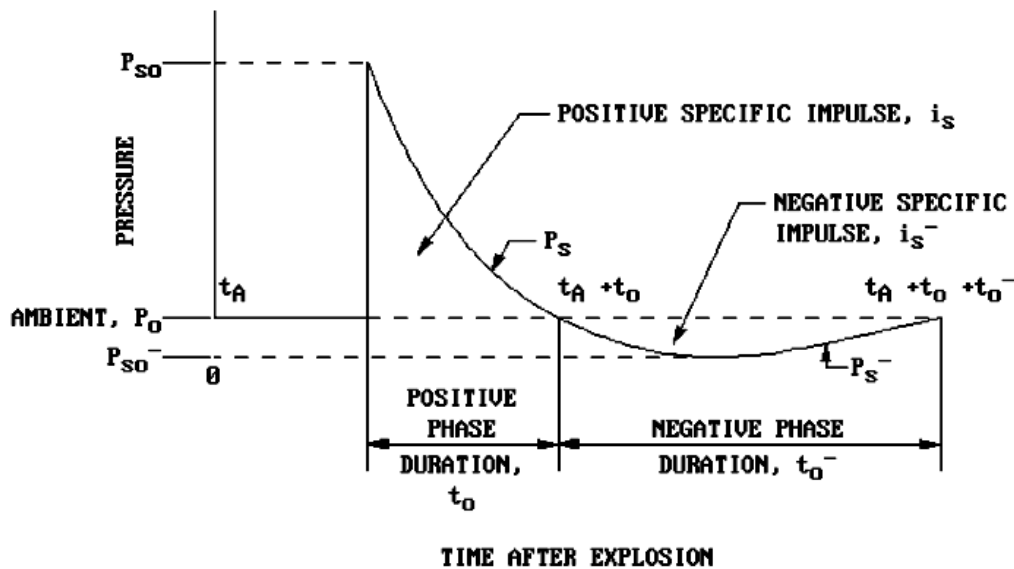


圖 2.1.1 自由場爆炸壓力時間曲線

體動態反應，可將負壓段之效應列入考慮，反之，若是採用剛性設計則無須考慮。

爆炸壓力波在空中傳遞時若未受到任何反射波之干擾，在壓力波後方會形成類似風壓的動態壓力(dynamic pressure)，此一動態壓的大小與空氣質點速度的平方成正比。由於動態壓力隨時間變化相當於風速的變化，因此動態壓力隨時衰減的速率比峰值壓力要快。

(三) 自由場爆炸時衝擊波的初始參數

爆藥爆炸時的作用機制，首先是其爆炸生成物強烈衝擊炸藥周圍的介質，此時形成強烈的壓力波，由於爆炸生成物與周圍介質的物理特性的不同，爆炸生成物中可能形成壓力波，其初始參數決定於炸藥爆炸時所產生的壓力波參數、周圍介質的力學特性、壓縮性

與密度等。由於空氣是一種阻抗較低的介質，所以炸藥在空氣中爆炸所形成初始壓力波陣面上的壓力會小於爆炸壓力，主要在於炸藥爆炸膨脹的過程是不等熵(entropy)，因此爆炸生成物膨脹的過程中，絕熱指數隨著壓力的降低而不斷的減小，要精確的確定空氣中爆炸所形成的壓力波參數，應先確定爆炸生成物的絕熱指數隨壓力變化的規律，然而這在理論與實驗上是仍待研究的課題。目前僅能用近似的方法來確定空氣爆震波的初始參數。Landau 建議在計算衝擊波初始參數時，若裝藥是球形，裝藥的初始半徑為 V_0 ，考慮爆炸生成物的膨脹過程可用兩種等熵式來描述，因此將爆炸生成物的膨脹過程近似的分成兩個階段：第一階段是爆炸生成物由壓力 P_D 膨脹到某一臨界壓力 P_K ，在此階段絕熱指數保持不變，則爆炸生成物的膨脹遵守以下之規律

$$P_D V_D^k = P_K V_K^k \quad (1.1)$$

其中 P_D 與 V_D 為爆震波陣面上的壓力和爆炸生成物的體積， P_K 與 V_K 為爆震波陣面膨脹至共軛點 K 時的壓力和體積。第二階段是爆炸生成物繼續膨脹則壓力從 P_K 變化為 P_x ，在此過程中爆炸生成物遵循理想氣體的等熵方程式，亦即

$$P_K V_K^\gamma = P_x V_x^\gamma \quad (1.2)$$

其中 P_x 與 V_x 為是爆炸形成初始衝擊震波陣面上的壓力和爆炸生成物

的體積， k 與 γ 是爆炸生成物在兩階段的絕熱指數，通常 $k=3$ ，

1.2~1.4。 P_K 與 V_K 之值的計算可用爆震波的 Hugoniot 方程式，得到

$$\frac{P_D V_D}{(k-1)} - \frac{P_K V_K}{k-1} + \Delta Q = \frac{P_D}{2} (V_0 - V_D) + Q_w \quad (1.3)$$

其中 ΔQ 為爆炸生成物膨脹至 K 點時剩餘的能量。 Q_w 為炸藥的原始爆熱。由於 $P_K V_K / k - 1$ 的值遠小於 $P_D V_D / k - 1$ 之值，因此計算上可忽略 $P_K V_K / k - 1$ 之影響，並將上式改寫為

$$\frac{P_D V_D}{(k-1)} + \Delta Q = \frac{P_D}{2} (V_0 - V_D) + Q_w \quad (1.4)$$

由爆炸力學理論可知 $P_D = Q_w D^2 / (k+1)$ 以及 $V_D = k / ((k+1)Q_w)$ ，代入上式則得到

$$\Delta Q = Q_w - \frac{D^2}{2(k^2 - 1)} \quad (1.5)$$

由於 Q 為熱能，所以 $Q = C_v T_k$ ，當 $P < P_K$ 時，爆炸生成物可以假設為理想氣體，因此

$$P_K V_K = RT_k = \frac{R \Delta Q}{C_v} = (\gamma - 1) \Delta Q \quad (1.6)$$

聯立方程式(1.3)及(1.6)則可得到 P_K 和 V_K 之值。但是為了計算，必須知道爆炸生成物的成分，然而根據實驗證明對於一般高爆藥爆炸生

成物，可近似取值 1.3 進行計算。對於空氣初始衝擊波而言，當爆炸生成物所產生的壓力由 P_D 膨脹為 P_x 時，其質點的運動速度也從 v_D 增大為 v_x ，由爆炸力學理論可知 $v_x=v_1+v_D$ ，其中 v_1 為反射稀疏波傳入爆炸生成物時質點獲得的速度增量，表示為

$$v_1 = \int_{P_x}^{P_D} \frac{1}{\rho c} dP \quad (1.7)$$

式中 ρ 及 c 分別為爆炸生成物的密度與聲速。由於爆炸生成物的膨脹過程是用兩階段膨脹過程來描述，所以可將式(1.7)改寫為

$$v_1 = \int_{P_k}^{P_D} \frac{1}{\rho c} dP + \int_{P_x}^{P_k} \frac{1}{\rho c} dP \quad (1.8)$$

將上式積分，則得到

$$v_1 = \frac{2}{k-1}(C_D - C_k) + \frac{2}{\gamma-1}(C_k - C_x) \quad (1.9)$$

式中 C_D 、 C_k 、 C_x 分別為爆炸生成物相對應狀態下的聲速；且

$$C_k = \sqrt{\gamma P_k / \rho_k}，於是$$

$$v_x = v_D + \frac{2C_D}{k-1} \left(1 - \frac{C_k}{C_D}\right) + \frac{2C_k}{\gamma-1} \left(1 - \frac{C_x}{C_k}\right) \quad (1.10)$$

由以下之關係式 $v_D=D/(k+1)$ ； $C_D=kD/(k+1)$ ； $C_k/C_D=(P_k/P_D)^{(k-1/2k)}$ ；

$C_x/C_k=(P_x/P_k)^{(-1/2)}$ 可得到

$$v_x = \frac{D}{k+1} \left\{ 1 + \frac{2k}{k-1} \left[1 - \left(\frac{P_K}{P_D} \right)^{(k-1)/2k} \right] \right\} + \frac{2C_k}{\gamma-1} \left[1 - \left(\frac{P_x}{P_D} \right)^{(\gamma-1)/2\gamma} \right] \quad (1.11)$$

當爆震生成物在真空中擴散時， $P_x=0$ ，此時爆炸生成物飛散的速度要增強，且極限速度為

$$v_{xm} = \frac{D}{k+1} \left\{ 1 + \frac{2k}{k-1} \left[1 - \left(\frac{P_K}{P_D} \right)^{(k-1)/2k} \right] \right\} + \frac{2C_k}{\gamma-1} \quad (1.12)$$

在爆炸發生的最初瞬間，爆炸生成物的飛散速度與衝擊波陣面後的空氣運動速度相吻合，所以空氣衝擊波為一強衝擊波，其關係式為

$$\begin{aligned} D_x &= \frac{(\gamma_a + 1)v_x}{2} \\ P_x &= \frac{(\gamma_a + 1)\rho_a v_x^2}{2} \\ v_x &= \sqrt{2P_x / (\gamma_a + 1)\rho_a} \end{aligned} \quad (1.13)$$

式中 γ_a 為空氣的等熵絕熱指數(對於強衝擊波 $\gamma_a=1.2$)； ρ_a 為衝擊波陣面前未經擾動的空氣密度； D_x 為衝擊波陣面的質點速度。對於空氣中爆炸時衝擊波的初始參數即可以由式(1.11)~(1.13)計算得到，對於一些常見高爆藥的計算結果列於表 2.1.1 中。

表 2.1.1 空氣中爆炸時衝擊波的初始參數

爆藥種類	ρ_0 kg/m ³	D (m/s)	Q_w Kcal/kg	Q Kcal/kg	P_K kPa/cm ²	P_x kPa/cm ²	v_x (m/s)	D_x (m/s)	v_{xm} (m/s)
TNT	1600	7000	1000	285	1450	570	6450	7100	10500
Hexogen	1600	8200	1300	310	1500	760	7450	8200	11900
PETN	1690	8400	1400	350	1800	810	7700	8450	12400

表 2.1.2 裝藥形狀對峰值壓力的影響

炸藥種類	裝藥形狀	炸藥重量 (kg)	P_{s0} (kg/cm ²)	
			$W^{1/3}/R=1$	$W^{1/3}/R=10$
TNT	長方形	0.23	29.9	0.094
TNT	圓柱形	1.81	18.5	0.114
TNT/PETN 50/50	圓柱形	3.60	20.7	0.112
TNT/PETN 50/50	球形	1.71	11.9	0.124

(四) 爆炸衝擊波的計算公式

在進行結構物承受爆炸壓力波之分析與設計時，需考慮的衝擊波參數主要有：衝擊波的峰值壓力 P_{s0} 、正壓作用時間 t_0 、最大負壓為 P_{s0}^- 、負壓作用延時 t_0^- 、比衝量 i_s 等。以下即分別介紹這些參數的計算公式。

1. 衝擊波的峰值壓力的計算公式

空氣中衝擊波的峰值壓力 P_{s0} 如圖 2.1.1 是指波陣面上峰值壓力減去標準大氣壓力 P_0 後的超壓，而此峰值壓力遵守爆炸相似律，亦即其壓力的大小取決於爆炸點間的距離與裝藥半徑的比值，對於峰值壓力的計算，各國學者在大量的理論分析和實驗研究的基礎上，對壓力波參數的計算歸納一些可用的經驗公式，並規定這些公式的適用範圍。較常用的如 Henrych[29]用實驗的方法提出了無限域空氣中爆炸峰值壓力經驗計算公式：

$$\begin{aligned}
 P_{s0} &= 1.4072Z^{-1} + 0.554Z^{-2} - 0.0357Z^{-3} + 0.000625Z^{-4} \quad (0.1 \leq Z \leq 0.3) \\
 P_{s0} &= 0.619Z^{-1} - 0.033Z^{-2} + 0.213Z^{-3} \quad (0.3 \leq Z \leq 1) \\
 P_{s0} &= 0.066Z^{-1} + 0.405Z^{-2} + 0.329Z^{-3} \quad (1 \leq Z \leq 10)
 \end{aligned} \tag{1.14}$$

Baker[7]也歸納了 TNT 炸藥的峰值壓力計算公式：

$$\begin{aligned}
 P_{s0} &= 20.06Z^{-1} + 1.94Z^{-2} - 0.04Z^{-3} \quad (0.05 \leq Z \leq 0.5) \\
 P_{s0} &= 0.67Z^{-1} + 3.01Z^{-2} + 4.31Z^{-3} \quad (0.5 \leq Z \leq 70.9)
 \end{aligned} \tag{1.15}$$

Brode[30]提出超壓峰值計算公式：

$$\begin{aligned}
 P_{s0} &= \frac{6.7}{Z^3} + 1 \quad (P_{s0} > 10bar) \\
 P_{s0} &= \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.85}{Z^3} - 0.019 \quad (0.1 < P_{s0} < 10bar)
 \end{aligned} \tag{1.16}$$

中共國防工程設計規範對空中爆炸之公式

$$P_{s0} = 0.84Z^{-1} + 2.7Z^{-2} + 7Z^{-3} \quad (1.0 < Z < 10) \tag{1.17}$$

此一公式的適用範圍尚包括 $H/W^{1/3} > 0.35$ ，其中 H 是炸藥爆炸時的高度，符合上述條件的爆炸可以近似的被認為是在一無限空間中

的爆炸，因為若是炸藥在近地面爆炸時，由於地面的阻擋，衝擊波將不是向整個空間中傳播，而只向一半無限空間傳播，被衝擊波帶動的空氣量也將減少一半，因此尚須視地面條件修正式中的係數方可計算。

以上公式所使用之 Z 稱為縮尺距離，一般都用 TNT 炸藥做為標準來定義，其表示為：

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (1.18)$$

上述的公式對 TNT 炸藥在給定的比例距離 $R/W^{1/3}$ ($\text{m/kg}^{1/3}$) 的範圍內皆可適用。此外當比例距離值相對較小時，裝藥的形狀對峰值壓力的影響較大，而比例距離值相對較大時(距離爆炸點較遠處)，則裝藥形狀的影響就顯著的減小了如表 2.1.2，造成此一現象的原因，是空氣衝擊波在傳播過程中逐漸均勻化的結果。

2. 衝擊波的正壓作用延時的計算

衝擊波的峰值壓力是直接衡量爆炸對防護結構破壞作用大小的參數，然而，衝擊波正壓作用延時也是衡量爆炸對結構破壞程度的重要參數之一。根據爆炸相似律可知， $t_0/W^{3/1}=f(R/W^{1/3})$ ，因此對於空爆在 $H/W^{1/3}>0.35$ ，由實驗歸納得到

$$\frac{t_0}{W^{1/3}} = 1.35 \times 10^{-3} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right)^{0.5} \quad (\text{sec}/\text{kg}^{1/3}) \quad (1.19)$$

一般而言，空中爆炸所形成的衝擊波，其正壓作用延時介於幾毫秒至數十毫秒之間。

3. 衝擊波的比衝量的計算

衝擊波的比衝量(specific impulse)也是衡量衝擊波對結構破壞作用的重要參數之一，比衝量的大小直接決定了衝擊波破壞作用的程度。比衝量是由空氣中衝擊波陣面的壓力變化曲線和正壓作用延時直接積分確定的，由圖 2.1.1 觀察可知衝擊波壓力與時間在正壓段的是按指數率變化的，對此有許多經驗公式提出，其中較接近實際實驗之結果而又易於計算的公式為

$$P(t) = P_{s0} (1 - t/t_0) e^{-\alpha(t/t_0)} \quad (1.20)$$

式中 α 為時間衰減常數，當 $P_{s0} \leq 1.0 \text{ kPa/cm}^2$ 時， $\alpha = 0.5 + P_{s0}$ ，當 $1.0 \text{ kPa/cm}^2 \leq P_{s0} \leq 3.0 \text{ kPa/cm}^2$ 時， $\alpha = 0.5 + P_{s0} [1.1 - (0.13 + 0.20 P_{s0})]$ 。

而上式中壓力與時間關係曲線所包含的面積即為衝擊波的比衝量 i_s ，根據 M.A.Sadovskyi 提出的公式為

$$i_s = \int_0^{t_0} P(t) dt = A \frac{\sqrt[3]{W^2}}{R} \quad \text{kPa} \cdot \text{s/m}^2 \quad (R/W^{1/3} > 0.5) \quad (1.21)$$

$$i_s = 15 \frac{W}{R} \quad \text{kPa} \cdot \text{s/m}^2 \quad (R/W^{1/3} < 0.25) \quad (1.22)$$

式中 A 為常數， $A = 34 \sim 36$ 。

4.

空氣

衝擊波的反射

(1) 正反射(Normal Reflection)

當空氣衝擊波傳播方向與壁面(或結構物表面)垂直時，在地面空氣質點的速度驟然為零時，使得質點急劇的堆積，壓力與密度突然升高，達到一定程度後就將向反方向反射，於是形成反射波，由於衝擊波傳播方向與地面垂直，故屬於正反射的情況。設入射波前未擾動空氣的參數為 $P_0, \rho_0, v_0=0$ ；入射波陣面後的參數 P_1, ρ_1, v_1 ，因為壁面為絕對靜止的，因此靠近它的質點在反射前也應處於靜止狀態，所以在空氣衝擊波與壁面相接觸並發生反射的瞬間必然產生一反射波，若此反射波面上的參數為 P_2, ρ_2, v_2 ，而由於壁面的拘束導致 $v_2=0$ 。由衝擊波的基本關係式得到

$$v_1 - v_0 = \sqrt{(P_1 - P_0) \left(\frac{1}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_1} \right)} \quad (1.23)$$

$$v_2 - v_1 = -\sqrt{(P_2 - P_1) \left(\frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} \right)} \quad (1.24)$$

因為反射波的運動方向與入射波相反，故取負號。由於 $v_0=v_2=0$ ，所以

$$\frac{(P_1 - P_0)}{\rho_0} \left(1 - \frac{\rho_0}{\rho_1}\right) = \frac{(P_2 - P_1)}{\rho_1} \left(1 - \frac{\rho_1}{\rho_2}\right) \quad (1.25)$$

對於衝擊波其絕熱方程式為

$$\frac{\rho_1}{\rho_0} = \frac{(k+1)P_1/(k-1)P_0 + 1}{(k+1)/(k-1) + P_1/P_0} \quad (1.26)$$

$$\frac{\rho_2}{\rho_1} = \frac{(k+1)P_2/(k-1)P_1 + 1}{(k+1)/(k-1) + P_2/P_1}$$

將絕熱方程式代入前式，整理後得到

$$\frac{2(P_1 - P_0)^2}{[(k-1)P_1 + (k+1)P_0]} = \frac{2(P_2 - P_1)^2}{[(k+1)P_2 + (k-1)P_1]} = v_1^2 \quad (1.27)$$

而入射波及反射波的超壓(overpressure)分別為

$$\Delta P_1 = P_1 - P_0, \Delta P_2 = P_2 - P_0 \quad (1.28)$$

則反射波的峰值壓力為

$$\Delta P_2 = 2\Delta P_1 + \frac{(k+1)\Delta P_1^2}{(k-1)\Delta P_1 + 2kP_0} \quad (1.29)$$

對於空氣而言， $k=1.4$ 得到反射波的峰值壓力為

$$\Delta P_2 = 2\Delta P_1 + \frac{6\Delta P_1^2}{\Delta P_1 + 7P_0} \quad (1.30)$$

由上式中可看出對於強衝擊波而言，因為 $P_1 \gg P_0$ ，因此

$\frac{\Delta P_2}{\Delta P_1} \approx 8$ ，亦即在強衝擊波作用下反射波是入射波的 8 倍。

(2) 斜反射(Oblique Reflection)

當空氣衝擊波障礙物表面成 θ_1 角入射時，就會發生斜反射，而形成的反射波與障礙物壁面所夾的角 θ_2 並不一定等於入射角 θ_1 。

假設 D_1 與 D_2 分別為入射波與反射波的波速，反射的結果將使得空氣質點速度在垂直壁面方向的分量為零，如圖 2.1.2 所示。O 點在障礙物表面以 $D_1/\sin \phi_1$ 的速度自右向左移動，若採用以相同速度向左移動的動座標來表示，則入射衝擊波與反射衝擊波成為不動的波陣面，而原來靜止的空氣則以 $q_0 = D_1/\sin \phi_1$ 的速度向右移動。圖中“0”區表示未經擾動的區域；“I”區表示入射衝擊波已通過而反射衝擊波尚未到達的區域；“II”區表示反射波已經過的區域，而 q_1 、 q_2 分別為 I 區及 II 區氣體的流動速度。當氣體通過波陣面後其速度的大小和方向都將改變，由於平行於衝擊波陣面的切向分量不變，而法向分量變小，因此使得氣流的運動方向朝壁面偏轉，得 $q_0 \cos \phi_1 = q_1 \cos(\phi_1 - \theta)$ 。在入射波陣面的兩側，由動量與質量守恆定律可得

$$q_0 \sin \phi_1 = \rho_1 q_1 \sin(\phi_1 - \theta) \quad (1.31)$$

$$P_0 + \rho_0 q_0^2 \sin^2 \phi_1 = \rho_1 q_1^2 \sin^2(\phi_1 - \theta) + P_1 \quad (1.32)$$

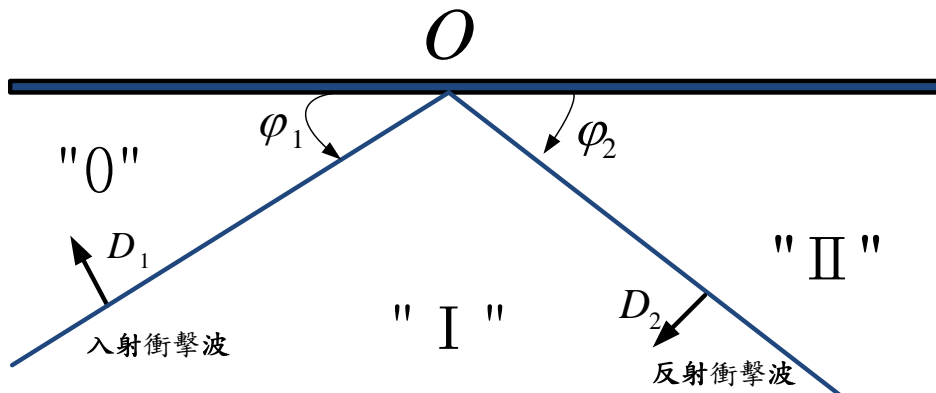


圖 2.1.2 衝擊波在剛性面之斜反射

同樣在 I 區中氣流以 q_1 的速度前進，並與反射波陣面 ϕ_2 的夾角流入 II 區，反射氣流 q_2 的方向由於速度分量 $q_1 \cos(\phi_2 + \theta)$ 的作用同樣向外偏轉，且平行於壁面，對於這種斜反射又稱為規則斜反射，對於反射波的兩側有

$$q_2 \cos \phi_2 = q_1 \cos(\phi_2 + \theta) \quad (1.33)$$

$$2q_2 \sin \phi_2 = \rho_1 q_1 \sin(\phi_2 + \theta) \quad (1.34)$$

$$P_2 + \rho_2 q_2^2 \sin^2 \phi_2 = \rho_1 q_1^2 \sin^2(\phi_2 + \theta) + P_1 \quad (1.35)$$

如同正反射代入入射波與反射波的絕熱方程式以後，反射波陣面上的參數與 ϕ_2 角則可求得，但是這樣的方法太過於複雜，因此就有學者提出了一個近似的計算公式

$$\Delta P_2 = (1 + \cos \phi_1) \Delta P_1 + \frac{6 \Delta P_1^2}{\Delta P_1 + 7 P_0} \cos^2 \phi_1 \quad (1.36)$$

(3) 馬赫反射(Mach Reflection)

對於前述的斜反射又稱之為規則斜反射，在規則斜反射的條件下存在有一個臨界入射角 ϕ_{1c} ，當入射角 ϕ_1 大於臨界入射角 ϕ_{1c} 時，Ernst Mach 在 1877 年時指出：入射衝擊波與反射衝擊波將會合而形成第三個衝擊波。而這個衝擊波即被命名為馬赫波(Mach wave)，此種現象就稱為馬赫反射。假設一空中爆炸發生在距地表面 H 的高度上如圖 2.1.3，當爆炸發生以後衝擊波以球面形狀在大氣中

傳播，經過一段時間後衝擊波陣面在與地面碰撞後，在爆炸中心投影點上(C點)，由於衝擊波傳播的方向與地面垂直，此時的反射為一正反射，隨著逐漸離開爆炸中心的投影點，入射波陣面傳播方向在此處與地面成 α_1 的夾角，此時為斜反射(E點)。隨著離爆炸中心的投影點的距離不斷增加，入射角 α_1 也越來越大，當 α_1 大於臨界入射角 α_{1c} 時，反射波陣面趕上並與入射波陣面會合而成為另一個單一的衝擊波，這個合成波就稱為馬赫波。由於入射波與反射波的會合是逐次言高度發生的，所以合成波陣面的高度會隨著與爆炸中心投影點的距離增大而增加。圖 2.1.3 中入射波、反射波與合成波等三個波陣面的焦點稱為三叉點(triple point)。

二、結構物在爆炸壓力波作用下之分析

當作用於結構物上之外力隨著時間迅速改變其大小、方向及位置時，則稱此等作用之載重為一動態荷載。對於結構物在動態荷載

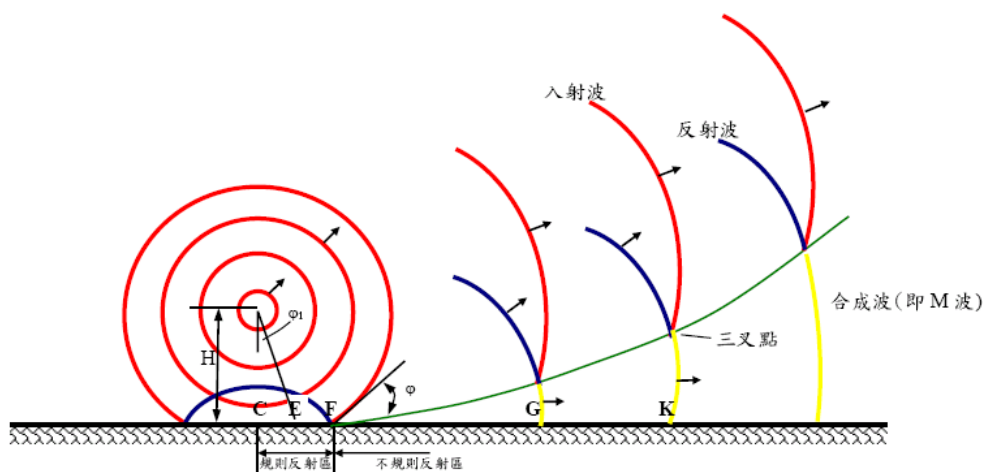


圖 2.1.3 馬赫反射

的作用下將發生振動，致使其位移和內力(剪力及彎矩)隨著時間而變化。結構之反應可能為彈性也可能進入塑性階段或是脆性破壞階段。對於鋼筋混凝土結構而言，若其受拉側中的鋼筋應力超過降伏極限，或者是受壓側之混凝土應力超過其動態強度，則將導致結構物桿件之破壞。對於防護性結構進行動態反應分析之目的，即是要瞭解結構在動態荷載作用下的運動規律，並確定其反應量之大小，以便進行結構設計。對於結構而言，若是在其工作條件下不允許出現不可恢復之永久變形，則進行動態反應分析時結構將被視為彈性體而進行分析。反之，則可進行彈塑性反應分析與設計。

(一) 動態問題之基本特性

由於動態荷載是一隨著時間變化的作用力，此一荷載導致結構產生振動，分析時對於結構質量加速度的影響不可忽略，亦即在建立平衡方程式時，必須考慮振動加速度所引起之慣性力，或者是動能的影響。因此，研究之過程中，構件將可轉化成等效集中質量，整體結構的抗力則以慣性力之和與結構抗力關係來表示。由於爆炸荷載作用時間及結構自由振動週期的相對大小，導引出了壓力波的脈衝荷載和擬靜態荷載之概念，並使結構產生與之對應的動態反應特性，而這些動態反應特性可用壓力-衝量(P-I)曲線表示[28]。

為了方便分析將結構簡化為一個單自由度系統，以瞭解系統在

不同型態之壓力波作用下之反應。因此，本計畫將先透過簡化為單自由度系統的結構構件在爆炸荷載作用下的動態反應方程式之推導。[29]

(二) 單自由度系統在爆炸壓力波作用下之分析

對於一質量為 m 之單自由度系統如圖 2.2.1 所示，支承中之內力(或稱之為抗力)為 R ，根據 d'Alembert 原理，在平衡條件下之運動方程式可以表為：

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + R(y) = p(t) \quad (2.1)$$

當對此一系統加載時，彈簧將產生變形，於此同時系統亦將產生抗力，抗力隨著變形量之增加而逐漸增加，故可將抗力 R 表示成系統

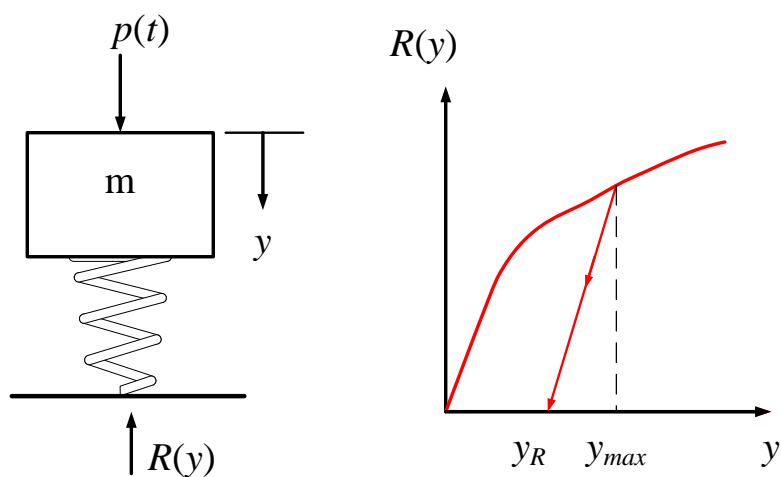


圖 2.2.1 單自由度之彈塑性系統

變形量 y 之函數如圖 2.2.1 所示。卸載時，對於彈塑性材料之抗力與

位移在成線性關係之條件下

$$R(y) = c(y - y_R) \quad (2.2)$$

式中 $y_R = y_{\max} - \frac{R(y_{\max})}{c}$; y_{\max} 是 $\frac{dy}{dt} = 0$ 時系統之最大位移量 ; c 是系

統之勁度。因此對於加載與卸載時的運動方程式可分別表示為

$$m \frac{d^2 y_1}{dt^2} + R(y_1) = p(t) \quad \text{Loading} \quad (2.3)$$

$$m \frac{d^2 y_2}{dt^2} + c(y_2 - y_R) = p(t) \quad \text{Unloading} \quad (2.4)$$

當荷載 $p(t)$ 是突然施加，且壓力之大小不隨時間而變化時(即 $p(t) = p_0$)，在初始位移與速度均為靜止之情況下，對上式積分可得到

$$y_{\max} = \left[\frac{(n+1)p_0}{k} \right]^{1/n} \quad (2.5)$$

式中 k, n 為抗力係數。

1. 彈性-理想塑性抗力模式

當單自由度系統之抗力函數為彈性-理想塑性性質所示之雙線性模式時如圖 2.2.2 所示。

$$\begin{aligned} y_1 \leq \frac{R_0}{c}, \quad R(y) &= cy \\ y_1 \geq \frac{R_0}{c}, \quad R(y) &= R_0 \end{aligned} \quad (2.6)$$

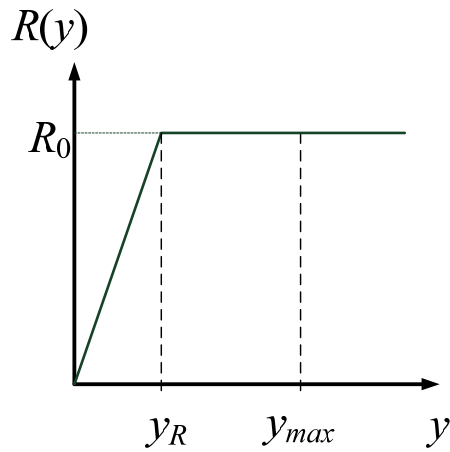


圖 2.2.2 彈性-理想塑性系統

當系統中之 $R=cy$ 時，系統之運動方程式如下

$$m \frac{d^2 y_1}{dt^2} + cy_1 = p(t) \quad (2.7)$$

當系統中之 $R=R_0$ 時

$$m \frac{d^2 y_1}{dt^2} + R_0 = p(t) \quad (2.8)$$

因此，對於此一系統方程式將分解為兩線性微分方程式。

$$\text{當 } t < t_0 \text{ 時， } y_1 \leq \frac{R_0}{c}$$

$$y_1 = \frac{1}{m\omega} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \quad (2.9)$$

當 $t > t_0$ 時，

$$y_2 = \frac{1}{m} \left[\int_{t_0}^t \int_{t_0}^t p(t) dt dt - \frac{R_0(t-t_0)^2}{2} \right] + \dot{y}_1(t_0)(t-t_0) + y_0 \quad (2.10)$$

對於此一情況，在 $t=t_{max}$ 時，可以得到系統之最大位移。

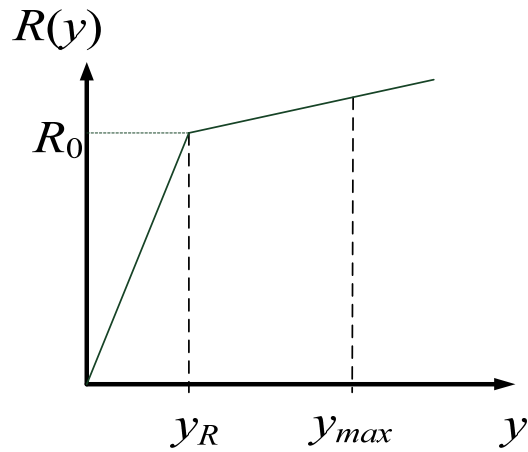


圖 2.2.3 雙線性應變硬化系統

2. 雙線性應變硬化抗力模式

對於系統之抗力函數為雙線性應變硬化模式時如圖 2.2.3 所示。

$$R(y) = \begin{cases} cy & 0 \leq y \leq \frac{R_0}{c} \\ c_1 y + R_0 \left(1 - \frac{c_1}{c}\right) & y \geq \frac{R_0}{c} \end{cases} \quad (2.11)$$

同樣的，系統方程式可分解為兩組線性微分方程式，如下

$$m \frac{d^2 y_1}{dt^2} + cy_1 = p(t) \quad (2.12)$$

$$m \frac{d^2 y_2}{dt^2} + c_1 y_2 = p(t) - R_0 \left(1 - \frac{c_1}{c}\right) \quad (2.13)$$

因此，對於此一方程式之解在求解時，尚須遵守位移與速度的連續條件，亦即在求得式(2.12)之解以後，所得到之位移與速度將用於式(2.13)之初始條件。對於上述方程式計算後可得到系統之最大位移為

$$y_{\max} = \frac{R_0}{c} \left[\left(\frac{p_0}{R_0} - 1\right) \frac{c}{c_1} + 1 + \sqrt{\frac{c^2}{c_1^2} \left(1 - \frac{p_0}{R_0}\right)^2 + \frac{c^2}{c_1^2} \left(\frac{2p_0}{R_0} - 1\right)} \right] \quad (2.14)$$

3. 剛塑性抗力模式

對於結構系統受到突加、短延時之爆炸荷載時，慣性效應無法忽略，結構物之變形將進入塑性狀態，若假設結構之力學行為在到達彈性極限前，處於靜止狀態，運動方程式表示為

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} = p(t) - R_0 \quad (2.15)$$

從上述方程式觀察，欲使系統之運動停止，唯須外加荷載 $P_0 < R_0$ 。對於 $p(t) = p_0(1 - t/t_d)$ 規律之荷載，由式(2.15)在初始條件為零之情況下進行積分，可得到最大位移為

$$y_{\max} = \frac{2p_0 t_d^2}{3m} \left(1 - \frac{R_0}{p_0}\right)^3 \quad (2.16)$$

對於具有硬化行為之剛塑性模式，其抗力表示為

$$R(y) = R_0 + cy \quad (2.17)$$

運動方程式表示為

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + cy = p(t) - R_0 \quad (2.18)$$

最大位移為

$$y_{\max} = \frac{2p_0 - R_0}{c} = \frac{2p_0}{c} \left(1 - \frac{R_0}{p_0}\right) \quad (2.19)$$

(三) 鋼筋混凝土梁之動態反應分析

1. 彈性階段

在爆炸荷載作用下，鋼筋混凝土梁的變形過程與靜態荷載條件

一樣，經歷三個變形階段：(1)裂縫形成前的彈性變形階段；(2)裂縫形成到縱向鋼筋降伏階段；(3)降伏階段。對於一跨度為 l 之簡支梁，單位長度之質量為 m ，在動態荷載 $p(x, t)$ 作用下，梁的動態撓曲微分方程式為

$$EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} = p(x, t) \quad (2.20)$$

式中 EI 為彈性階段鋼筋混凝土梁的撓曲剛度， $y(x, t)$ 為梁之撓度函數。梁在動態荷載下的內力則表示為

$$M_d(x, t) = -B \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (2.21)$$

$$Q_d(x, t) = -B \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} \quad (2.22)$$

式中 $M_d(x, t)$ 、 $Q_d(x, t)$ 分別為動態彎矩與動態剪力。對於前一章所描述爆炸壓力波的變化規律一般是隨時間衰減的，為了簡化設計之計算，對於鋼筋混凝土梁進行動力分析時，本計畫將其簡化為直線衰減及具上升段之三角形荷載進行研究。

(1) 三角形爆炸荷載

對於結構承受直線衰減之三角形荷載時，若動態荷載沿著梁跨度分佈之規律不變時，由分離變數法可將動態荷載表示為

$$P(x, t) = p_0 f(x) f(t) \quad (2.23)$$

式中 p_0 為動態荷載的幅值， $f(x)$ 、 $f(t)$ 分別為描述荷載隨跨度及時間變化之特徵函數。同理，對於梁之撓度表示為

$$y(x,t) = p_0 F(x)T(t) \quad (2.24)$$

式中 $F(x)$ 為撓曲形狀函數， $T(t)$ 則為位移之時間函數，其中函數 $F(x)$

可由 $EI \frac{\partial^4 F}{\partial x^4} = f(x)$ 之關係求得，同時此一函數亦隨著不同之邊界之

城條件而變化。將上式代入動態撓曲微分方程式中，得到

$$p_0 EI [F^{(4)}(x)T(t)] + mp_0 [F(x)\ddot{T}(t)] = p_0 f(x)f(t) \quad (2.25)$$

根據 Galerkin 加權殘值法，上述方程式可表示為

$$\int_0^l \{p_0 EI [F^{(4)}(x)T(t)] + mp_0 [F(x)\ddot{T}(t)] - p_0 f(x)f(t)\} F(x) dx = 0 \quad (2.26)$$

整理後可得到一微分方程式

$$\ddot{T}(t) + \omega^2 T(t) = \omega^2 f(t) \quad (2.27)$$

式中 ω 是梁自然振頻，其大小取決於梁端支承之類型。

$$\omega^2 = \frac{\int_0^l f(x)F(x)dx}{m \int_0^l F^2(x)dx} \quad (2.28)$$

對於兩端為鉸支承之梁，邊界條件為：

$$\begin{aligned} y(0) = 0, \quad M(0) = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \Big|_{x=0} &= 0 \\ y(l) = 0, \quad M(l) = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \Big|_{x=l} &= 0 \end{aligned} \quad (2.29)$$

於是，梁的振形函數可根據前述之結果得到，表示為

$$F(x) = \frac{1}{12EI} \left(\frac{x^4}{2} - l \cdot x^3 + \frac{l^3 x}{2} \right) \quad (2.30)$$

將此一結果代入頻率方程式中，即可求出梁之基本振動頻率

$$\omega = \frac{9.876}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

梁中之彎矩為

$$M(x,t) = -p_0 F''(x) T(t) = \frac{p_0}{2} (lx - x^2) T(t) \quad (2.31)$$

根據初始條件， $t=0$ 時，梁的撓度和振動速度等於零，即

$$T(0) = 0, \quad \dot{T}(0) = 0 \quad (2.32)$$

假設梁承受三角形爆炸壓力荷重，該荷重表示為

$$p(t) = \begin{cases} p_0 \left(1 - \frac{t}{t_d}\right), & 0 \leq t \leq t_d \\ 0, & t > t_d \end{cases} \quad (2.33)$$

當 $t \leq t_d$ 時，式 3.27 改寫為

$$\ddot{T}(t) + \omega^2 T(t) = \omega^2 \left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \quad (2.34)$$

則上式在滿足初始條件下之通解為

$$T(t) = \frac{1}{\omega t_d} \sin(\omega t) - \cos(\omega t) + 1 - \frac{t}{t_d} \quad (2.35)$$

當 $t = t_{\max}$ 時，動態函數 $T(t)$ 達到最大值，令 $\frac{dT(t)}{dt} = 0$ ，則

$$\omega \frac{2 \tan(\omega t/2)}{1 + \tan^2(\omega t/2)} + \frac{1 - \tan^2(\omega t/2)}{1 + \tan^2(\omega t/2)} \frac{1}{t_d} - \frac{1}{t_d} = 0 \quad (2.36)$$

則

$$T(t_{\max}) = k_d = 2 \left(1 - \frac{\tan^{-1}(\omega t_d)}{\omega t_d}\right) \quad (2.37)$$

式中 k_d 為梁在彈性階段之動力系數。當 $t_{\max} \leq t_d$ 時，即結構之最大位

移是在爆炸荷載作用之時間內達到的，因此式(2.37)須在 $\omega t_d > 2.356$ 時方適用。當 $t > t_d$ 時，則表示結構所承受之荷載移除，進入自由振動階段，對此，動力函數使用 $g(t)$ 來表示，撓曲微分方程只需令式(2.7)中之 $f(t)=0$ 即可得到

$$\ddot{g}(t) + \omega^2 g(t) = 0 \quad (2.38)$$

式(2.38)之初始條件是由荷載停止作用時刻，以及結構位移和速度的連續性條件來決定。

$$\begin{cases} T(t_d) = \frac{\sin(\omega t_d)}{\omega t_d} - \cos(\omega t_d) \\ \dot{T}(t_d) = \omega \sin(\omega t_d) + \frac{\cos(\omega t_d)}{t_d} - \frac{1}{t_d} \end{cases} \quad (2.39)$$

則式(2.38)之解表示為

$$g(t) = \frac{\dot{T}(t_d)}{\omega} \sin[\omega(t - t_d)] + T(t_d) \cos[\omega(t - t_d)] \quad (2.40)$$

同樣的，在自由振動的階段內，結構最大位移發生之時間亦是由

$$\frac{dg(t)}{dt} = 0 \text{ 來得到，即}$$

$$\tan[\omega(t_{\max} - t_d)] = \frac{\dot{T}(t_d)}{\omega T(t_d)} \quad (2.41)$$

將最大位移時間代入上式中，則可得到動力係數值

$$k_d = \frac{1}{\omega t_d} \left(4 \sin^4 \left(\frac{\omega t_d}{2} \right) + [\omega t_d - \sin(\omega t_d)]^2 \right)^{1/2} \quad (2.42)$$

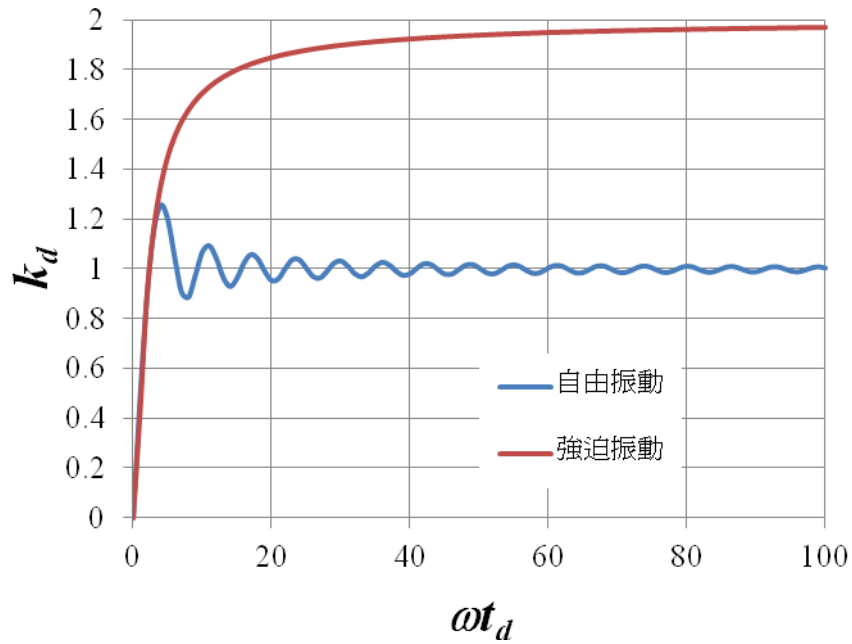


圖 2.2.4 動力係數與 t_d 之關係曲線

圖 2.2.4 為爆炸荷載下鋼筋混凝土梁在彈性階段之動力係數與 t_d 之關係曲線。

(2) 具上升段之三角形爆炸荷載

具上升段之三角形爆炸荷載作用下的計算，其荷載型式如下所示。

$$p(t) = \begin{cases} p_0 \frac{t}{t_1}, & 0 < t \leq t_1 \\ p_0 \left(1 - \frac{t-t_1}{t_2} \right), & t_1 < t \leq t_1 + t_2 = t_d \\ 0, & t > t_d \end{cases} \quad (2.43)$$

若使用 $T_1(t)$ 表示 $0 < t \leq t_1$ 時的動力函數， $T_2(t)$ 表示 $t_1 < t \leq t_d$ 時的動力函數， $T_3(t)$ 表示 $t > t_d$ 時的動力函數，方程式與式(2.27)相同，函數 $f(t)$

分別等於爆炸荷重隨時間變化之特徵函數。唯在各階段變化之時刻，應滿足位移與速度之連續條件，對此求出方程式在三個階段的解為

$$T_1(t) = \frac{t}{t_1} - \frac{\sin(\omega t)}{\omega t_1} \quad (2.44)$$

$$T_2(t) = 1 - \frac{t-t_1}{t_1} + \left[\frac{1}{\omega t_1} + \frac{1}{\omega t_2} \right] \sin[\omega(t-t_1)] - \frac{\sin(\omega t)}{\omega t_1} \quad (2.45)$$

$$T_3(t) = A \sin[\omega(t-t_d)] + B \cos[\omega(t-t_d)] \quad (2.46)$$

$$\text{式中 } A = -\frac{1}{\omega t_2} + \left(\frac{1}{\omega t_1} + \frac{1}{\omega t_2} \right) \cos(\omega t_2) - \frac{\cos(\omega t_d)}{\omega t_1}$$

$$B = \left(\frac{1}{\omega t_1} + \frac{1}{\omega t_2} \right) \sin(\omega t_2) - \frac{\sin(\omega t_d)}{\omega t_1}$$

在 $t_1 \leq t \leq t_d$ 階段內，動力函數 $T_2(t)$ 可能會達到最大值。在這種情況下，動力放大係數 $k_d = T_2(t_{\max})$ ， t_{\max} 可由 $\dot{T}_2(t_{\max}) = 0$ 條件求得。

$$\dot{T}_2(t) = \left(\frac{1}{t_1} + \frac{1}{t_2} \right) \cos[\omega(t_{\max} - t_1)] - \frac{\cos(\omega t_{\max})}{t_1} - \frac{1}{t_2} = 0 \quad (2.47)$$

當荷載作用之時間持續很長時，即 $t_2 \rightarrow \infty$ 時，有

$$k_d = 1 + 2 \frac{\sin(\omega t_1/2)}{\omega t_1} \quad (2.48)$$

一般 $\sin(\omega t_1/2)$ 為正值，故由 $\cos(t_{\max} - t_1/2) = -1$ 可推出

$$\omega \left(t_{\max} - \frac{t_1}{2} \right) = n\pi \quad (n=1, 3, 5, \dots) \quad (2.49)$$

由式(2.48)所繪製出之動力係數曲線是隨著 t_1 之變化的波浪形曲線如圖 2.2.5，由圖中可見動力係數曲線變化隨著不同之 t_1 而劇烈變

化，然而，在設計時考慮此一變化並不符合實際，因此，取該曲線之包

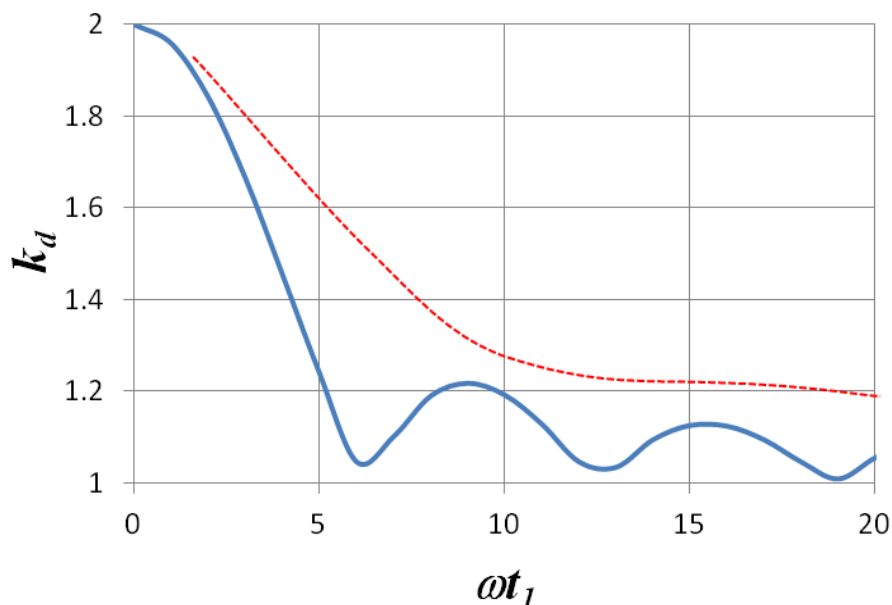


圖 2.2.5 動力係數與 t_1 之關係曲線

絡線在應用上較方便，亦偏於保守。

2. 塑性階段

當鋼筋混凝土梁承受動態荷重，最大彎矩截面中受拉側鋼筋的應力達到材料的動態屈服強度時，即認為梁進入了塑性階段，並在截面處出現塑性鉸。計算時，首先要確定彈性階段終止的時間以做為此一階段分析之初始條件，彈性階段終止的條件可以寫成

$$M(\tau) = M_p T(\tau) = M_{u,d} \quad (2.50)$$

式中， τ 為梁在彈性階段的終止時間； M_p 則為靜態荷載作用下鋼筋混凝土梁的降伏彎矩。因此，對於降伏彎矩的動力係數定義為

$$k_M = T(\tau) = \frac{M_{u,d}}{M_p} \quad (2.51)$$

在計算梁的動態降伏彎矩 $M_{u,d}$ 時，必須考慮到應變速率對鋼筋和混凝土材料的動態強化作用。因此對於鋼筋的動態強度應表示為 $f_{sd} = k_s f_s$ ，對於混凝土的動態強度表示為 $f_{sb} = k_b f_b$ 。式中 k_s 、 k_b 分別表示鋼筋與混凝土之動態增強因數(dynamic increase factor, DIF)，其值如圖 2.2.6 及 2.2.7 所示。彈性階段終止時間則可表示為

$$1 - \frac{\tau}{t_d} - \cos(\omega\tau) + \frac{\sin(\omega\tau)}{\omega t_d} = k_M \quad (2.52)$$

(1) 荷載作用階段

在塑性階段，假設鋼筋混凝土梁受爆炸荷載 $p(t)$ 作用，在彈性階段終止時刻的撓度和位移速度應保持連續條件，即 $t = \tau$ 時有

$$w_0(x, \tau) = p_0 T(\tau) F(x) \quad (2.53)$$

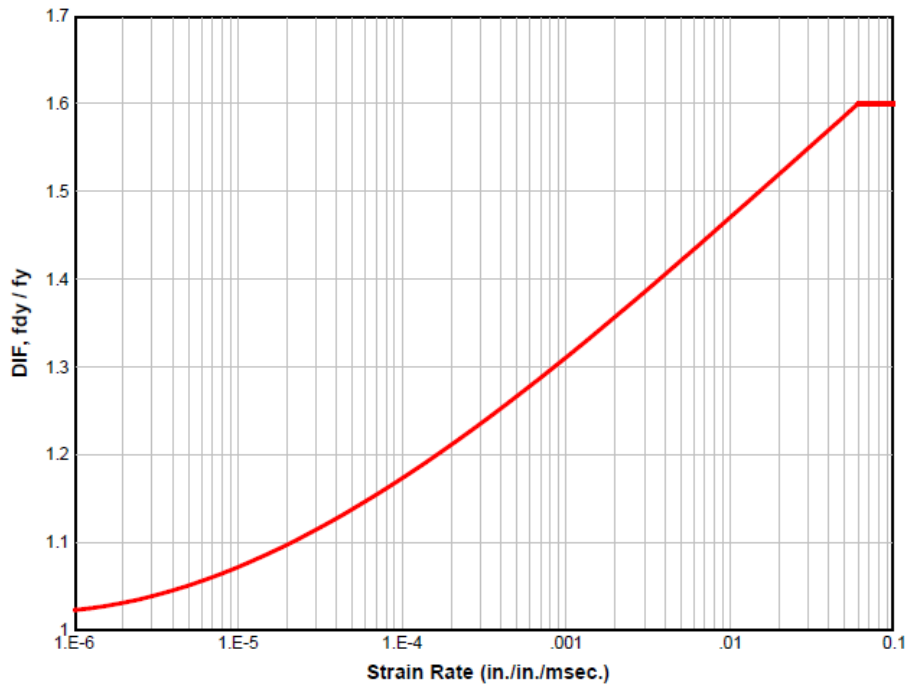


圖 2.2.6 ASTM 60 級鋼筋之動態增強因數曲線

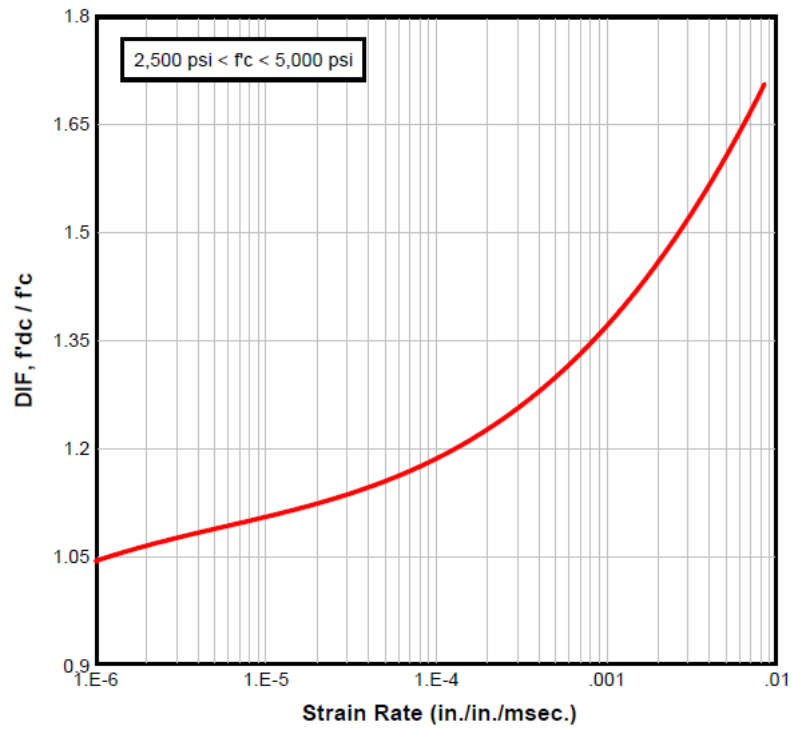


圖 2.2.7 混凝土材料之動態增強因數曲線

$$w_0(x, \tau) = p_0 F(x) \omega \left[\sin(\omega \tau) - \frac{1 - \cos(\omega \tau)}{\omega t_d} \right] \quad (2.54)$$

如圖 2.2.8 所示，在塑性階段，在梁跨中截面形成塑性鉸時，梁的撓度為

$$y(x, t) = w_0(x) + \varphi(t)x \quad (2.55)$$

式中， $\varphi(t)$ 為梁段在左半端的轉角。對於塑性階段梁的動力方程根據勢能原理，令所有作用於梁上的力(包括慣性力)，在可能位移上所做功的總和等於零。

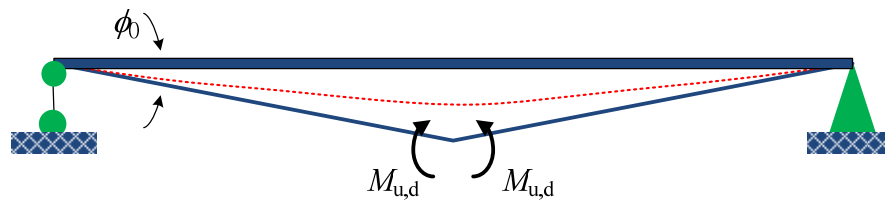


圖 2.2.8 塑性階段簡支梁變形圖

$$\int_0^{l/2} p(t) \delta \varphi x dx - \int_0^{l/2} (m \ddot{w}_0) \delta \varphi x dx - M_{u,d} \delta \varphi = 0 \quad (2.56)$$

$$\frac{p(t)l^2}{8} - \frac{ml^3}{24} \ddot{w}_0 = M_{u,d} \quad (2.57)$$

當動態荷載超出了梁的承載能力時，所超出的荷載將由慣性力來進行平衡。由於慣性力之效應，使結構可以短時間承受較高的動態荷載，然而結構則可能會出現較大的塑性變形。

若鋼筋混凝土梁在塑性階段仍承受直線衰減形的爆炸荷載，即

$$p(t) = p_0 \left(1 - \frac{t + \tau}{t_d} \right) = p_0 \left(\delta - \frac{t}{t_d} \right) \quad (2.58)$$

式中 $\delta = 1 - \tau/t_d$ ，將式(2.58)代入(2.57)，並重新整理後可得到

$$\ddot{\phi}(t) = \frac{24M_P}{ml^3} \left(\delta - \frac{t}{t_d} - k_M \right) \quad (2.59)$$

對於塑性階段梁的初始條件為 $t=0$ 時， $\phi=0$ ； $\dot{\phi}=\dot{\phi}_0$ ，其中 $\dot{\phi}_0$ 為塑性鉸之初始角速度，其可根據彈性段之最終反應與塑性階段初始反應對系統動量守恆條件求解。將式(2.59)積分

$$\dot{\phi}(t) = \frac{24M_P}{ml^3} \left[(\delta - k_M)t - \frac{t^2}{2t_d} \right] + \dot{\phi}_0 \quad (2.60)$$

$$\phi(t) = \frac{24M_P}{ml^3} \left[(\delta - k_M)\frac{t^2}{2} - \frac{t^3}{6t_d} \right] + \dot{\phi}_0 t \quad (2.61)$$

此外，在時間 t_{max} 時，梁之最大轉角應滿足 $\dot{\phi}=0$ ，故

$$t_{max} = t_d \left[\delta - k_M + \sqrt{(\delta - k_M)^2 + \frac{2.17r}{\omega t_d}} \right] \quad (2.62)$$

將梁在彈性階段與塑性階段之最大位移相加，即可得到梁跨中之最大撓度。

$$y_{max} = w_0 \left(\frac{l}{2} \right) + \phi_{max} \left(\frac{l}{2} \right) \quad (2.63)$$

(四) 鋼筋混凝土板之動態反應分析

對於鋼筋混凝土板之動態反應分析，根據 TM5-855[4]所示，由於爆炸所產生之壓力波直接衝擊結構表面時，由於壓力波作用之時間及峰值大小均不相同，此將導致分析與計算上之困難，為此，分析時可將結構迎爆面簡化為單自由度系統，並假設鋼筋混凝土板跨

中心 O 點的位置為 u_0 ，令

$$u_i = u_0 X(x, y) \quad (2.64)$$

$$\dot{u}_i = \dot{u}_0 X(x, y) \quad (2.65)$$

$$\ddot{u}_i = \ddot{u}_0 X(x, y) \quad (2.66)$$

式中， u_i ， \dot{u}_i 和 \ddot{u}_i 分別為結構板跨上任意點 i 處的位移，速度和加速度； u_0 ， \dot{u}_0 和 \ddot{u}_0 分別為結構板中心 O 處的位移，速度和加速度； $X(x, y)$ 則為結構板塊位移的形狀函數。

根據虛位移原理，對於作用在板上的動態荷載為 p_i ，結構抗力 R ；以及慣性力 $m\ddot{u}_i = m\ddot{u}_0 X(x, y)$ ，其中 m 為鋼筋混凝土板單位面積的質量。設板中心有一虛位移 δ ，則任意點 i 的虛位移為 $\delta X(x, y)$ ，對於混凝土板的虛功方程式為

$$\iint_S p_i \delta X(x, y) dS - \iint_S R \delta X(x, y) dS - \iint_S m \ddot{u}_0 X(x, y) \delta X(x, y) dS = 0 \quad (2.67)$$

將式(2.66)代入式(2.67)，得

$$\ddot{u}_0 + 2\eta \dot{u}_0 + \frac{k_{lm}}{m} R = \frac{2\sigma_{o0} f(t) k_{lm}}{m} C_e \quad (2.68)$$

$$\text{其中 } \eta = \frac{\rho c}{2m} = \frac{\rho c}{2\rho_c h} \quad (2.69)$$

$$k_{lm} = \frac{k_l}{k_m} \quad (2.70)$$

$$k_l = \frac{1}{S} \iint_S X(x, y) dS \quad (2.71)$$

$$k_M = \frac{1}{S} \iint_S X^2(x, y) dS \quad (2.72)$$

$$C_e = \frac{\iint f(x, y) X(x, y) dS}{\iint_s X(x, y) dS} \quad (2.73)$$

式中， ρ_c 為結構介質的密度； h 為混凝土板的厚度； k_l 和 k_m 分別為荷載係數和質量係數； C_e 為荷載的均佈係數，計算的過程中，透過此一係數將結構面上分佈不均勻的自由場爆炸壓力轉化成一個均佈分佈荷載。

1. 荷重的均佈化

對於作用於結構面上的自由場爆炸壓力，為了簡化計算過程中壓力分佈與時變的複雜性，在作法上一般是按荷載的總幅值取其平均進行平均化，算式如下：

$$\bar{p} = \frac{\iint p_{io} dS}{\iint_s dS} \quad (2.74)$$

式中， \bar{p} 為均佈荷載峰值壓力。然而，此一並沒有較合理之理論基礎，計算之過程中亦如可避免產生不同程度之誤差，尤其是當荷載分佈變化較劇烈，壓力差較大時，此一演算法對結構的反應量評估亦會產生較大誤差。美國軍方規範 TM5-855-1[4]中提供了一個較合理的方法，首先針對結構形式進行考量，並將非均佈荷載和等效均佈荷載均視為靜態荷載，隨後採用有限元素分析，由其所受荷載產

生的最大變形量來反算均佈荷載。透過此一方法給出了四邊簡支或固支邊界條件下的等效均佈荷載。對於邊界條件未知時，為保守估算結構之反應，建議採用固支邊界條件計算。

對於不均勻荷載在結構板面每一點上峰值為 $\sigma_{i0} = \sigma_{o0}f(x, y)$ ，等效均佈荷載峰值為 $\bar{\sigma}_0 = C_e\sigma_{o0}$ ，則這兩個荷載對結構體系做的功分別如下。

(1) 非均佈荷載作功

$$\iint_s \sigma_{i0} u_i dS = \iint_s \sigma_{o0} f(x, y) u_0 X(x, y) dS = \sigma_{o0} u_0 \iint_s f(x, y) X(x, y) dS \quad (2.75)$$

(2) 均佈荷載作功

$$\iint_s C_e \sigma_{i0} u_i dS = C_e \sigma_{i0} \iint_s u_0 X(x, y) dS \quad (2.76)$$

將式(2.62)代入式(2.66)，得均佈荷載做的功為

$$\begin{aligned} C_e \sigma_{i0} \iint_s u_0 X(x, y) dS &= \frac{\iint_s f(x, y) X(x, y) dS}{\iint_s X(x, y) dS} \sigma_{o0} \iint_s u_0 X(x, y) dS \\ &= \sigma_{o0} u_0 \iint_s f(x, y) X(x, y) dS \end{aligned} \quad (2.77)$$

顯然，不均勻荷載與等效均佈荷載對結構體系做的功相等。此外，這兩個荷載作用下結構體系的位移也相等，均為 $u_0 X(x, y)$ 。因此，對於等效均佈荷載峰值 $\bar{\sigma}_0$ 可表示為

$$\bar{\sigma}_{o0} = C_e \sigma_{o0} = \frac{\iint \sigma_{o0} f(x, y) X(x, y) dS}{\iint_s X(x, y) dS} = \frac{\iint \sigma_{i0} X(x, y) dS}{\iint_s X(x, y) dS} \quad (2.78)$$

利用虛功原理將空間分佈不均勻荷載依據假設之變形模式進行均佈化之計算，與前述兩種方法相比，除了較具有實質之物理意義外，在等效過程中更能真實反應出結構反應與變形情況，然而關鍵在於形狀函數 $X(x, y)$ 的選擇。有鑑於此，分析之前首先要確定的是結構構件變形的形狀函數。

在爆炸荷載作用下，結構構件將進入塑性狀態。為此，荷載的等效均佈也應按結構構件進入塑性變形階段考慮。為了要確定變形形狀，即要確定結構構件的塑性鉸線位置，這與結構構件支撐邊界條件，作用荷載等因素有關，非常複雜。一般來說，按固支計算的等效均佈荷載是偏於保守的，因為要達到同樣的變形與內力，其荷載最大。

對於四邊固支板在自由場爆炸荷載條件下之等效均佈係數 C_e ，其規定如表 2.2.1，而荷載的分佈採用美國軍方規範 TM5-855-1 建議之分佈形式決定。四邊固支板的降伏線按 45° 分佈，如圖 2.2.9 所示。若以圖 2.2.9 所示的座標原點為板中心，在板平面內為 x, y 座標，垂直板平面的為 z 軸。當 O 點虛位移為 1 時，則塑性鉸線為以下四個平面的兩兩相交的直線。

表 2.2.1 荷載均佈係數 C_e

H/A \ A/B	≤0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	≥2.0
0.5	0.05	0.15	0.35	0.52	0.64	0.72	0.78	0.83	0.86	0.89	0.91
0.75	0.08	0.21	0.47	0.64	0.75	0.82	0.87	0.90	0.92	0.93	0.95
1.0	0.08	0.23	0.50	0.68	0.78	0.85	0.89	0.91	0.93	0.95	0.96

註： H/A 為爆距與短跨的比值， A/B 為結構短跨與長跨的比值。

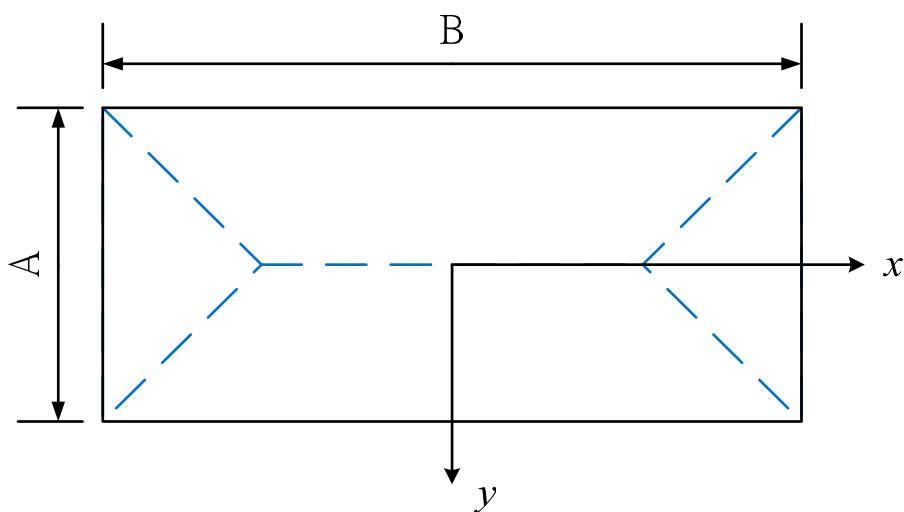


圖 2.2.9 四端固支矩形板之降伏線

$$\begin{cases} z = X(x, y) = (b - 2x)/a \\ z = X(x, y) = (a - 2y)/a \\ z = X(x, y) = (b + 2x)/a \\ z = X(x, y) = (a + 2y)/a \end{cases} \quad (2.79)$$

並且考量下式

$$\iint_S X(x, y) dS = AB/2 - A^2/6 \quad (A < B) \quad (2.80)$$

即板虛位移前後位置之間所夾的體積。根據式(2.73)就可計算得到四端固支板在自由場爆炸條件下的荷載等效均佈係數 C_e ，如表 2.2.1 所示。其值與美軍規範 TM5-855-1 的係數值要小一些。這是因為表中的係數是考慮結構進入塑性極限狀態，採用降服線理論計算得到的；而 TM5-855-1 採用的有限元素法，採彈性或採塑性計算及構件中是否形成塑性鉸之定義模糊。一般而言，採降服線理論計算的等效荷載較小，因為考慮結構構件進入塑性極限狀態，充分地發揮了結構構件變形的能力和抵抗外部荷載的能力。

2. 作用到結構上的均佈動載

自由場荷載經均佈化後，式(2.68)則變成均佈動載作用下的結構系統之運動方程式(彈性階段)，即

$$m\ddot{u}_o + 2\eta m\dot{u}_o + \omega^2 u_o = \frac{2\sigma_{o0} f(t) k_{lm}}{m} C_e \quad (2.81)$$

式中 ω 為結構的自然振動頻率。該方程式與單自由度阻尼體系的強迫振動方程式類似。因此，假設 η 為結構阻尼量的量度，則阻尼體系的自然振動頻率 ω_d 可按下式計算：

$$\omega_d = \sqrt{\omega^2 - \eta^2} \quad (2.82)$$

一般來說， $\eta < \omega$ 。若 $\eta \geq \omega$ ，則 $\omega_d = 0$ ，或無法計算，這時結構體系屬於過阻尼系統，即結構沒有振動，但這種情況在爆炸荷載作用下的結構反應並不常見。

設結構的初始位移和初始速度等於零，則式(2.81)的解為

$$u_o = \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega_d} \int_0^t f(\tau) e^{-\eta(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (2.83)$$

將 $f(t)$ 代入上式可得到結構迎爆面的位移。當 $0 \leq t \leq t_r$ 時，結構板塊中點位移、速度和加速度分別為

$$\begin{aligned} u_o &= \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega_d} \int_0^{t_r} \tau e^{-\eta(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \\ &= \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega^2 t_r} \left[t - \frac{2\eta}{\omega} + \frac{e^{-\eta t}}{\omega_d} \sin(\omega_d t - 2\alpha) \right] \end{aligned} \quad (2.84)$$

其中 $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{\omega_d}{\eta} \right)$

$$\dot{u}_o = \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega^2 t_r} \left[1 - e^{-\eta t} \left(\frac{\eta}{\omega_d} \sin \omega_d t + \cos \omega_d t \right) \right] \quad (2.85)$$

$$\ddot{u}_o = \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega^2 t_r} e^{-\eta t} \sin \omega_d t \quad (2.86)$$

當 $t = t_r$ 時，結構中點位移、速度和加速度分別為

$$u_o(t_r) = \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega^2 t_r} \left[t_r - \frac{2\eta}{\omega^2} + \frac{e^{-\eta t_r}}{\omega_d} \sin(\omega_d t_r - 2\alpha) \right] \quad (2.87)$$

$$\dot{u}_o(t_r) = \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega^2 t_r} \left[1 - e^{-\eta t_r} \left(\frac{\eta}{\omega_d} \sin \omega_d t_r + \cos \omega_d t_r \right) \right] \quad (2.88)$$

當 $t > t_r$ 時，結構中點位移為

$$u_o = \frac{2C_e \sigma_{o0} k_{lm}}{m\omega_d} \left[\int_0^{t_r} \tau e^{-\eta(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau + \int_{t_r}^t \frac{t_d - \tau}{t_d - t_r} e^{-\eta(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \right] \quad (2.89)$$

(五) 等效靜態荷載分析法

對於彈性結構系統而言，以模態疊加法計算最大動態位移與動態彎矩時，可以忽略較高階振型的影響，並利用主振型的位移與彎矩，在假設構件振型不變之情況下進行分析，由於該振型通常根據動態荷載分佈取與靜態荷載相同的撓度曲線。因此，透過等效的靜態荷載所產生的變位將近似的等於動態荷載作用下的最大動態位移。對於彈塑性結構而言，等效靜態荷載則是等於動態荷載作用下位移達到容許延性比值時所需要的最大抗力。從設計角度來看，只要知道等效靜態荷載並確定結構系統之內力，就能滿足動態荷載作用下最大抗力的要求，依此進行結構動力計算的方法即稱為等效靜載法。結構的等效靜載等於動態荷載峰值與動力係數的乘積：

$$\text{彈性設計： } q_d = k_d p_m$$

$$\text{彈塑性設計： } q_m = k_h p_m$$

式中 q_d 和 q_m 分別為按彈性和彈塑性階段工作設計的等效靜載； p_m 為動載峰值； k_d 和 k_h 分別為按彈性和彈塑性階段工作設計的動力係數。

等效靜載法的概念就是考慮動態荷載對結構的動力效應，將動

態荷載峰值乘上動力係數，並將作用在結構上的動態荷載等效成一個靜態荷載，並使該靜態荷載作用下的位移和內力與動態荷載作用下的最大動位移與主大動內力相等，或滿足動態荷載作用下最大抗力的要求。

由於等效靜載法是一種近似的動力分析法，在分佈質量的等效結構系統中，由於慣性力分佈規律與動態荷載的分佈形式不會完全一致，因此在等效靜態荷載作用下，一般只能做到某一截面的內力(如彎矩)與動態荷載下的最大值相等。實際上，動態荷載作用下所產生的最大內力與動態荷載峰值作為靜力分析所得內力的比值，並不完全相等。按等效靜載法設計時，結構的自振頻率可按照假設的振型以能量法求出，一般採用靜撓度曲線作為一階振型。

結構一般由多種構件組成，如頂板、梁、外牆和柱等構件，屬於多構件體系。這些構件有的直接受到不同峰值的外加動態荷載作用，動態荷載作用的時間有先後，變化規律也不一致。要對此一結構作精確動力分析十分困難，一般採用有限元素法等數值方法。在防護性結構設計與分析時，通常將它拆分成單個構件，每個構件都按單獨的等效單自由度體系採用等效靜載法進行分析。

2. 容許延性比

延性比為結構系統最大動態位移與彈性極限位移之比值。為了確定塑性工作階段的等效靜載，因此需要知道構件的延性比，並以

容許延性比 $[\beta]$ 來控制結構系統之變位。當 $[\beta]=1$ 時，構件處於彈性階段，當 $[\beta]>1$ 時，則構件處於彈塑性階段。因此，也就有動力係數 K_d 在數值上等於允許延性比 $[\beta]=1$ 時的動力係數 K_h 。結構構件的允許延性比 $[\beta]$ ，主要取決於兩個條件：一個條件是滿足結構的密閉防水以及撓度控制等功能要求，在動態荷載作用下不殘留過大的變形及裂縫；另一個條件是構件本身能夠提供的延性，這與構件的受力狀態、破壞形態、材料及配筋方式等因素有關。如果結構構件具有較大的允許延性比，則能吸收較多的能量，對於抵抗動載能力較佳。

對鋼筋混凝土結構構件，按表2.2.2選取允許延性比 $[\beta]$ 值；對砌體結構件，由於其脆性較大，通常允許延性比 $[\beta]=1.0\sim 1.2$ 。對於爆炸荷載由於其作用時間較短，易使結構構件產生變形回彈的特點，其允許延性比 $[\beta]$ 可以取得大一些，以充分發揮結構材料的塑性變形性能，吸收爆炸能量。因此，鋼筋混凝土結構構件在爆炸荷載作用下按彈塑性工作階段計算時，其允許延性比 $[\beta]$ 可取表2.2.2中的較大值。如果無變形限制要求，受彎構件的允許延性比 $[\beta]$ 可不受表2.2.2所列數值的限制，但不宜大於10，並應滿足配筋率的要求。雖然允許延性比不完全反應結構構件的強度、撓度及裂縫等情況，但與這三者關係密切，且能直接表明結構構件所處極限狀態。因此，用允許延性比表示結構構件的工作狀態較為合理。

表2.2.2 鋼筋混凝土構件之允許延性比

構件使用要求	構件之受力狀態			
	受彎曲荷載	大偏心荷載	小偏心荷載	軸心受壓
防水要求高	1.0~2.0	1.0~1.5	1.0~1.2	1.0
防水要一般	3.0~4.0	2.0~3.0	1.5	1.2
無變形控制要求	3.0~5.0	3.0	1.5	1.2~1.3

3. 疊加慣性荷載近似法

結構在動態荷載作用下會產生動彎矩、動態剪力等動內力。此外，在整個結構體系中，動態荷載的作用會以動態反力相互作用的形式從一個構件傳遞到另一個構件上。例如，在構件支承處附近作截面抗剪強度計算時，必須確定構件支承處的動態剪力，亦即在支座的動反力。目前，對結構構件的動態內力和動態反力的計算方法主要有等效靜載法及疊加慣性荷載法。其中等效靜載法如果用於動彎矩計算，誤差不大，其精度是可以滿足工程設計要求的；但如果用於動態剪力或動態反力計算，則誤差較大，需要修正。由於動態荷載作用下，構件任一時刻的動態內力為該時刻的動態荷載與慣性力共同作用下所產生。由於慣性力的分佈形狀與振型成比例，因而與作用動態荷載的分佈形狀不完全一致，如圖2.2.10所示。因此，這樣

計算得到的動反力精度必然較傳統的等效靜載法要高，以下針對這一方法加以討論。

(1) 彈性階段

設振型 $\phi(x)$ 為靜撓曲線形狀，跨中位移為 $y(t)$ 。取半跨長的梁為隔離體，作用於隔離體上的外力有動載、慣性力以及支座反力和跨中截面的內力。由對稱性可知跨中之剪力必然為零，而慣性力合力點到支座之距離為

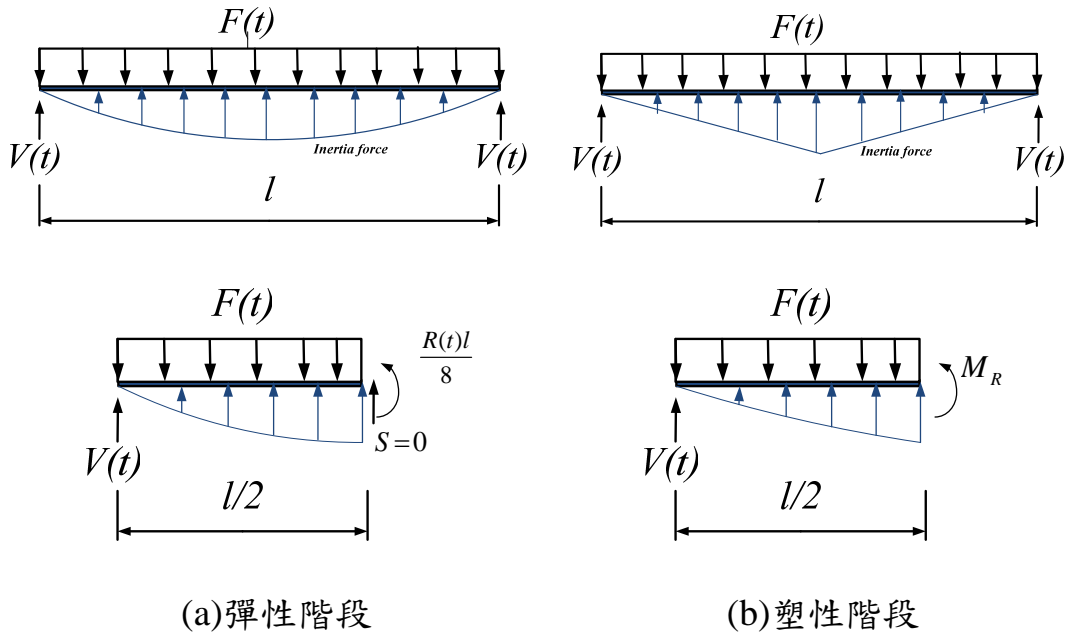


圖 2.2.10 均佈荷載下動態荷載與反力分佈圖

$$\bar{x} = \frac{\int_0^{l/2} x\phi(x)dx}{\int_0^{l/2} \phi(x)dx} = \frac{61}{192}l \quad (2.90)$$

式中 $\phi(x)$ 為假設振形函數，對於簡支梁其形式為

$$\phi(x) = \frac{16}{5l^4}(l^3x - 2lx^3 + x^4) \quad (2.91)$$

將自由體上全部作用力對慣性力的合力作用點取力矩合，寫出平衡方程為

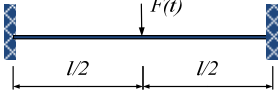
$$V \frac{61}{192}l - M - \frac{1}{2}F \left(\frac{61}{192}l - \frac{1}{4}l \right) = 0 \quad (2.92)$$

式中 M 為跨中之動力彎矩，表示為 $M = \frac{Rl}{8}$ ，其中 R 為隨時間變化

之抗力。將 M 代入上式，可得

表 2.2.3 梁與單向板之等效係數

荷載與支承種類	變形範圍	荷載係數 k_L	質量係數 k_M		荷載-質量係數 k_{LM}		最大抗力 R_m	彈簧常數 K	動反力 V
			集中質量	均佈質量	集中質量	均佈質量			
	彈性	0.64	--	0.50	--	0.78	$\frac{8\mu_p}{l}$	$\frac{384EI}{5l^3}$	$0.39R+0.11F$
	塑性	0.50	--	0.33	--	0.66	$\frac{8\mu_p}{l}$	0	$0.38R_m+0.12F$
	彈性	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{4\mu_p}{l}$	$\frac{48EI}{5l^3}$	$0.78R-0.28F$
	塑性	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4\mu_p}{l}$	0	$0.75R_m-0.25F$
	彈性	0.53	--	0.41	--	0.77	$\frac{12\mu_p}{l}$	$\frac{384EI}{l^3}$	$0.36R+0.14F$
	彈塑性	0.64	--	0.50	--	0.78	$\frac{8(\mu_{ps} + \mu_{pm})}{l}$	$\frac{384EI}{5l^3}$	$0.39R+0.11F$

	塑性	0.50	--	0.33	--	0.66	$\frac{8(\mu_{ps} + \mu_{pm})}{l}$	0	$0.38R_m + 0.12F$
	彈性	1.0	1.0	0.37	1.0	0.37	$\frac{4(\mu_{ps} + \mu_{pm})}{l}$	$\frac{192EI}{l^3}$	$0.71R - 0.21F$
	塑性	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4(\mu_{ps} + \mu_{pm})}{l}$	0	$0.75R_m - 0.25F$

$$V = 0.39R + 0.11F \quad (2.93)$$

因此，動反力與結構之抗力和外加荷載有關，而抗力和外加荷載又都是時間的函數。對於其他荷載或支承條件的梁或板，也可進行如上相同的計算並得到類似的反力計算公式，只是假定的撓曲線有所不同而已。表2.2.3列出了均佈動態荷載作用下樑板構件動反力的計算運算式。

(2) 塑性階段

塑性階段的振型 $X(x)$ 假定為三角形，跨中彎矩 $M = M_R$ ，慣性力合力中心到支座距離 $a = \frac{1}{3}$ ，如圖 2.2.10 (b) 所示，取半跨梁為自由體，對慣性力合力中心取力矩平衡方程，可得

$$V(t) = \frac{3}{8}R_m + \frac{1}{8}F \quad (2.94)$$

式中 R_m 為構件之最大抗力，表示為 $R_m = \frac{8M_R}{l}$ ，對於梁、板構件受均佈動態荷載作用下，塑性階段動反力的運算式如表 2.2.3 所示。

三、FRP 補強 RC 板在爆炸荷载作用下的試驗研究

鋼筋混凝土構件之補強方法有非常多種，但是相較於傳統補強法，外貼 FRP 補強技術由於本身之優點，使其應用於鋼筋混凝土結構補強時有其獨特之優點。為了研究此等材料補強混凝土構件在爆炸荷载作用下之受力性能及破壞特徵，本研究將針對補強及未補強之雙向鋼筋混凝土板承受爆炸荷在時的抗裂性能，變形能力、裂縫分佈等進行研究。

(一) 試驗計畫與配置

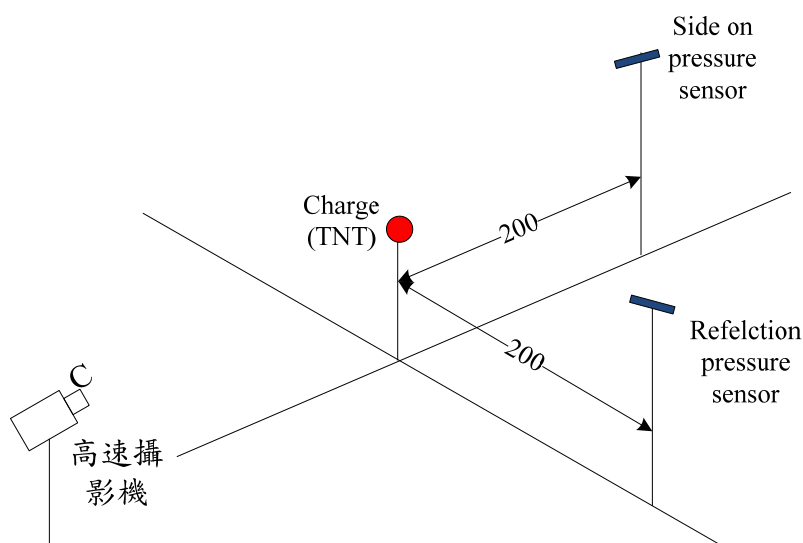


圖 2.3.1 試驗配置

本次實驗所採用之儀器計有超動態應變放大計、數位式示波器、資料擷取系統、應變片、爆壓計等，其中爆壓計是採用美國 PCB 公司所生產之之 137A21 之自由場爆壓計，此爆壓計以壓電方式產生

訊號，最大可擷取爆壓為 6895KPa 相當於大約 6.9 個大氣壓。試驗配置如圖 2.3.1 所示，炸藥距離地面 1m 處，藥量分別採用 0.25lb，0.5lb，0.75lb 及 1.0lb 之 TNT 進行測試，爆壓計則架設於具炸藥中心 2m 處，為了避免因爆炸時爆壓作用在訊號線上，導致線材晃動過大而造成資料擷取誤差或失真，試驗時將訊號線固定一個於地面上。

(二) 試體之製作

本實驗共製作了 20 塊 90×90×10cm 之試體用於動態試驗，藉以瞭解試體補強之效益。試驗用配比如表 2.3.1 所示，試體之尺寸與配

表 2.3.1 混凝土配比(kg/m³)

水泥	水	砂	骨材 (<16mm)
360	159	675	1114

表 2.3.2 碳纖維貼片性質[30]

品名	AEC-S200	AEC-S250	AEC-S300
單位面積重量 g/m ²	200	250	300
抗張強度 kg/cm.ply	> 560	> 700	> 820
抗張係數 kg/cm.ply	33000	41200	49500
設計抗張係數 (E _{cf}) kg/mm ²	30000	30000	30000
設計厚度(t) mm/ply	0.110	0.1375	0.165
伸長率(e _u)%	1.7	1.7	1.7

筋細節如圖 2.3.2 所示，碳纖維採用安固公司之碳纖維貼片，貼片之性質如表 2.3.2 所示。本試驗除了針對未補強之試體進行試驗外，另外規畫兩種補強模式，分別是單層單向補強與雙層雙向補強。試驗前先將混凝土表面的劣化層以砂輪機去除並研磨。以空壓噴嘴、砂輪機和毛刷將粉塵及鬆動物質去除，凹陷部份則以環氧樹脂補土或樹脂砂漿填補之，而後將底漆主劑和硬化劑依 1:3 的配比放置於拌合桶中攪拌，使其均勻的混合。並以毛刷滾輓均勻塗佈於試體上。纖

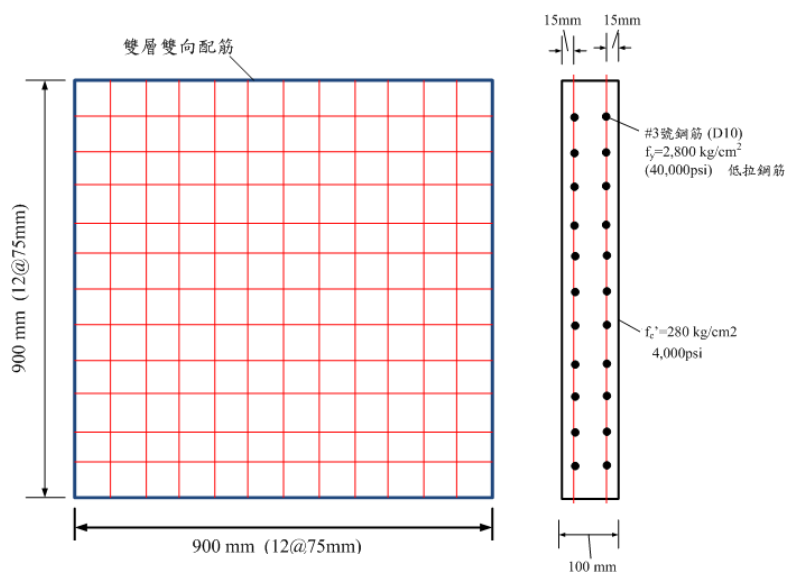


圖 2.3.2 試體規格與配筋細節





圖 2.3.3 纖維布粘貼與處理程序

纖維布則先以剪刀依所設計的尺寸大小裁好，將環氧樹脂的主劑和硬化劑依 1:3 的配比放置於拌合桶中攪拌均勻。將環氧樹脂均勻塗佈於底漆上，而後將纖維粘貼於塗佈面，並以橡皮刮刀順著纖維方向用力推平 2~3 次，使樹脂浸透於纖維層內並去除氣泡。當第二層纖維相疊粘貼時，重覆前述步驟(如圖 2.3.3 所示)。

試件製作完畢後，將應變片黏貼於試體表面以量測混凝土板承受不同爆炸荷載下之變形歷程，應變計黏貼位置如圖 2.3.4 所示，應變片黏貼完畢後側式電阻值正常後，即將訊號線與超動態應變放大器及示波器連接。在混凝土板試件試驗過程中，試件兩邊各放置兩根鋼梁，以使試體背面懸空，準備完成後將炸藥置於試體上方中心處，並以保麗龍塊墊高至預設之距離，試驗細節如圖 2.3.5 及表 2.2.3 所示。最後將起爆雷管放置於 TNT 內，接通電源。上述工作全部完

成後，使用引爆器引爆雷管。

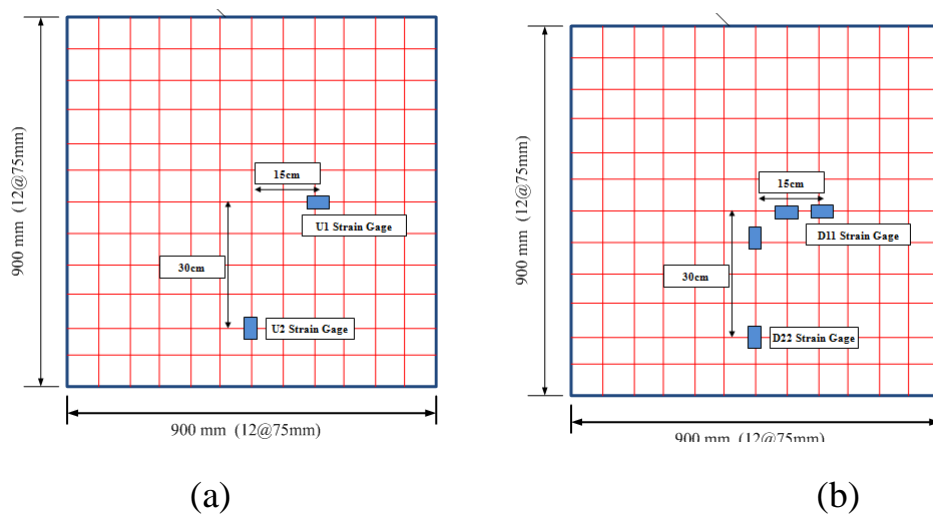


圖 2.3.4 應變片黏貼位置(a)上表面；(b)下表面

表 2.3.3 試驗細節

編號	URS1	URS2	SRS1	SRS2	DRS1	DRS2
補強方式	未補強	未補強	單層 單向	單層 單向	雙層 雙向	雙層 雙向
爆藥質量 (g)	500					
距離 (cm)	10	5	10	5	10	5

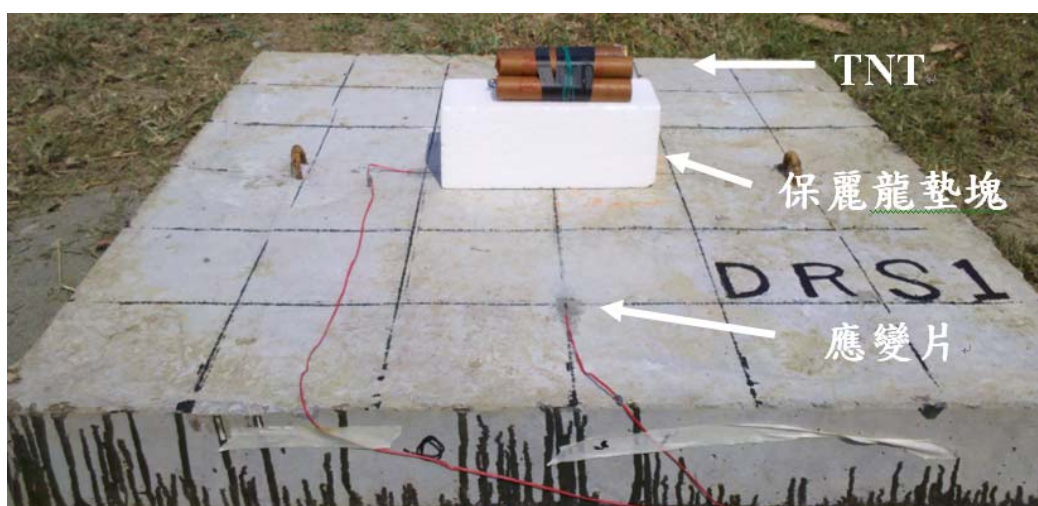


圖 2.3.5 試驗加載方式示意圖

(三) 試驗結果與討論

試驗之前，本計畫為了校正爆壓計所量測之爆壓歷時曲線，分別採用0.25lb，0.5lb，0.75lb及1.0lb之TNT進行測試，測試結果如圖2.3.6所示，由圖中可以看出，爆炸壓力在開始階段瞬間達到峰值，並隨時間推移約在1毫秒時降至零，而後隨著時間之推移爆炸壓力曲線進入負壓力階段，約在2毫秒時形成第二次峰值，造成此二次峰值之原因推測是由於爆炸壓力波呈球面波向外幅射時，因受到地表面之反射壓力波所致。將此一爆炸壓力歷時在2毫秒內之變化放大如圖2.3.7所示，可看出爆炸壓力峰值隨著炸藥量的減小有了明顯的降低，壓力波作用之延時亦有增長。

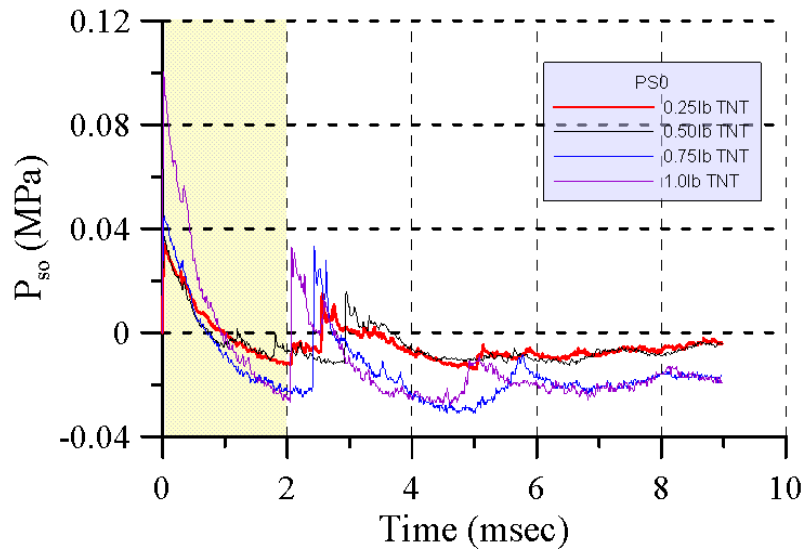


圖 2.3.6 不同炸藥量爆炸壓力歷時曲線圖

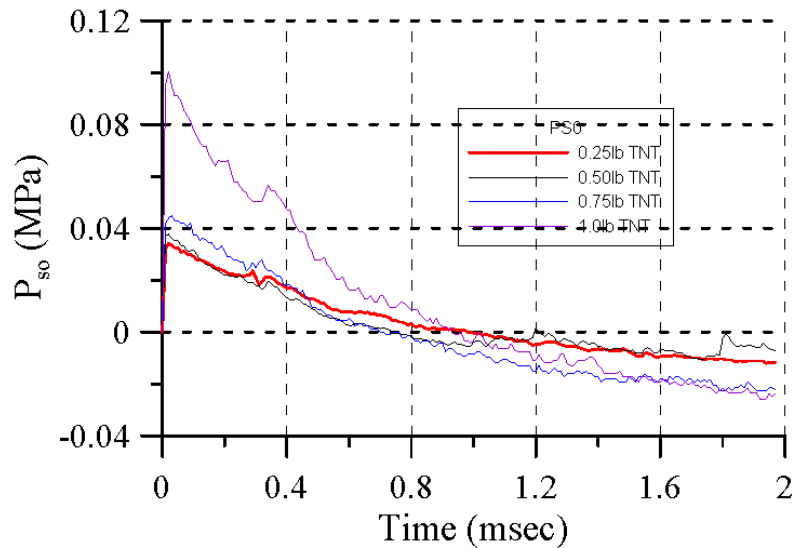


圖 2.3.7 不同炸藥量爆炸壓力歷時曲線局部放大圖

圖2.3.8與2.3.9為現場試驗，對不同補強方式的試件承受相同爆炸荷載之破壞情形。由於爆炸荷在作用之時間極短，約為2.4毫秒，因此試體之動態反應時間亦非常短暫，因此無法在加載的過程中觀察試體從開裂至破壞之過程，僅能在試驗完成後記錄不同狀況下鋼

筋混凝土板的破壞模式。圖2.3.8為受炸面之損傷情形，由圖中可看出不同補強方式對正面之效應並不明顯，所有的試體均式於上表面形成一塊與炸藥形狀相似之長條形痂落，然而，對於炸藥與混凝土板之距離縮小時，表面之損傷亦將隨之擴大，這主要是由於縮尺距離($R/W^{1/3}$)減少二分之一，因此作用於混凝土表面之壓力增加所致。

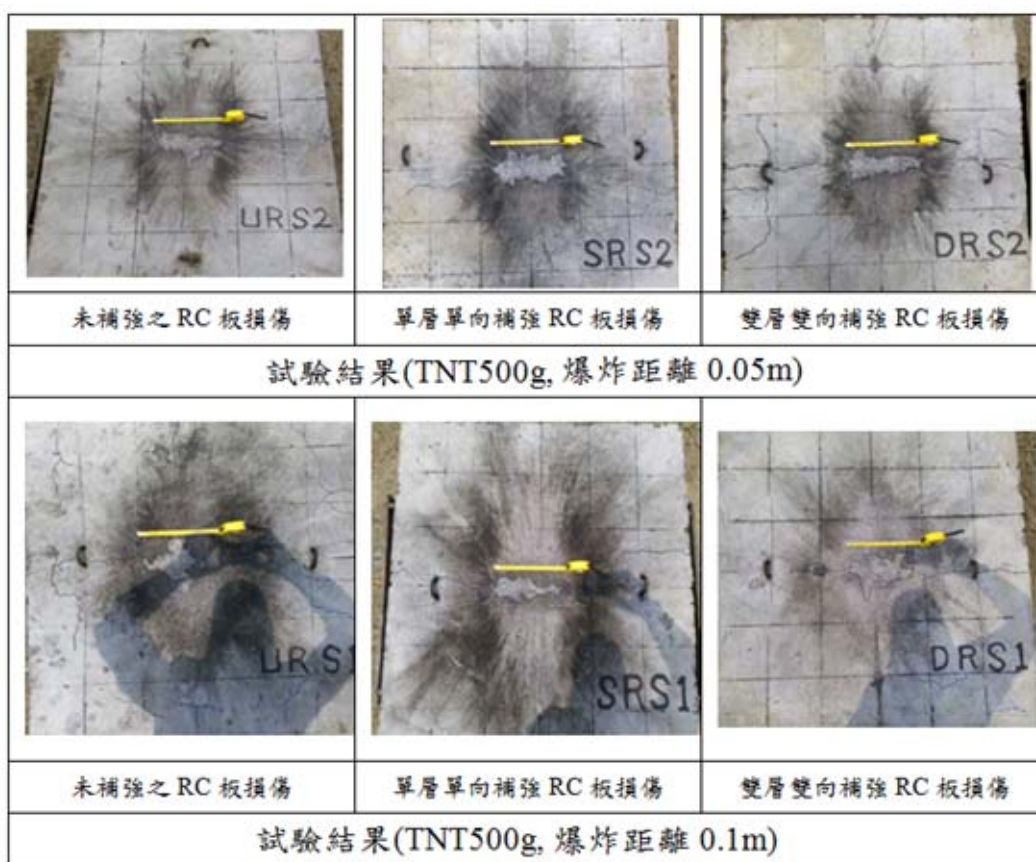


圖 2.3.8 不同補強板承受爆炸壓力下之正面損傷

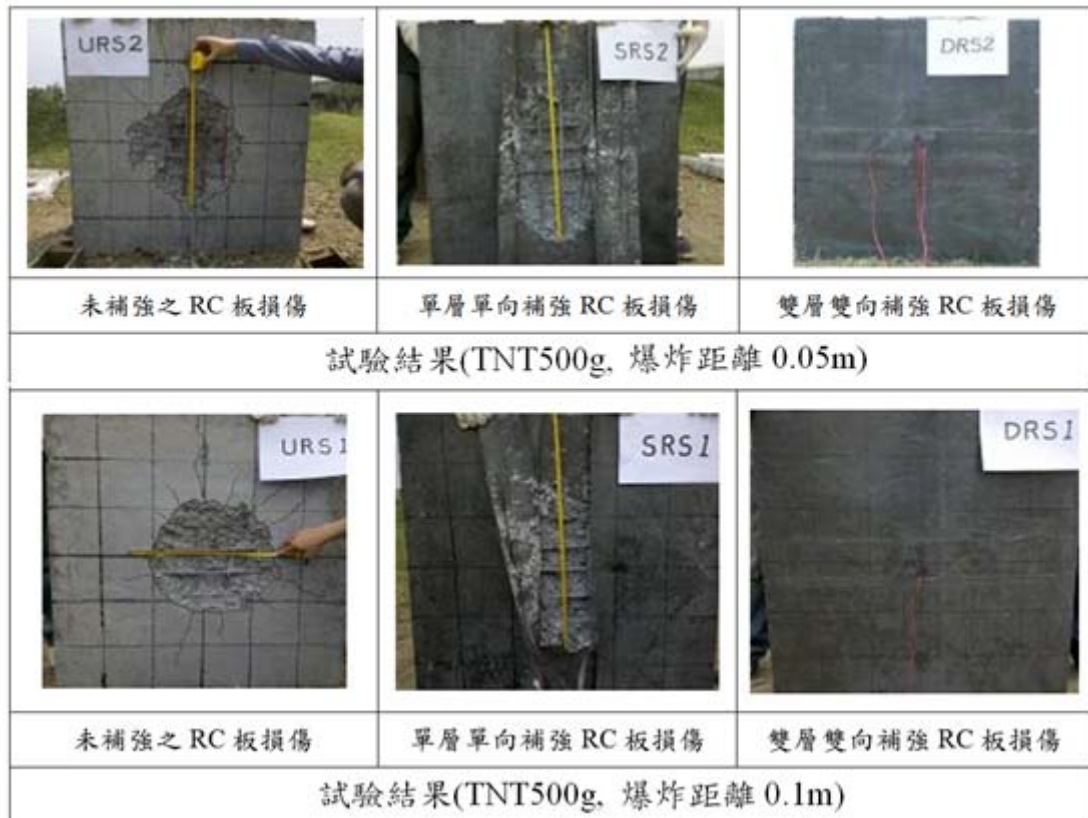


圖 2.3.9 不同補強板承受爆炸壓力下之背面損傷

圖 2.3.9 是在爆炸荷載下之背面損傷，無論是有碳纖維補強或是未補強之構件，其在受載面僅可觀察到輕微之損傷與裂縫，然而背面之損傷則因不同之補強方式而有明顯之不同。對於未補強之試體背面形成嚴重之破損，並於底面形成放射狀之裂縫，主要是由於爆炸過程中，爆炸壓力波透過試體傳遞至背面時，由於背面裸空，因此壓力波於此自由面上反射為拉力波，混凝土由於承受拉力之能力極低，因此形成嚴重之剝落，除此之外，慣性效應造成混凝土板之持續變形，因此裂縫在此一過程中向外擴展而伴隨彎曲破壞模式。對於單層貼片補強之試體，雖能有效抑

制損傷面，但是由於補強僅有單層水平方向，故同樣造成試體之碎裂及貼片於弱向扯裂之破壞。對於雙層雙向補強之試體則於外觀尚無明顯之可見損傷，同時變形量亦明顯的較小，顯示透過碳纖維貼片補強之鋼筋混凝土構件，其抗爆炸壓力波的能力卻能明顯之提高。

四、FRP 補強 RC 板在爆炸荷載作用下之結構分析

由於爆炸產生的超壓荷載具有高度的非線性，並且作用延時較短，導致鋼筋及混凝土材料等隨著應變速率的提高，應力-應變關係更複雜，除此之外，一些特徵參數，如強度、延性、彈性模數和阻尼比均會發生不同程度的變化，因此，鋼筋混凝土板在爆炸荷載作用下的破壞形態十分複雜。透過試驗進行此一議題之研究雖是獲取結構承受動態負荷歷程及反應之有效方法，然而試驗需耗費較多之人力、物力，費用較高並且存在一定的缺陷。隨著有限元理論和電腦技術的快速發展，數值模擬技術得到了快速的發展，使得此一方法成為對試驗研究的一種有效輔助工具。近年來，隨著多位學者對混凝土及鋼筋等材料動態組成律關係的深入研究，使得對鋼筋混凝土結構的動態有限元素分析得到了快速的進展。透過此一方式可以精確的模擬結構在受力過程中的反應，同時亦能瞭解結構在爆炸荷載作用下的受力性能和破壞機制。本計畫將應用 LS-DYNA 分析程

式[31]模擬雙向鋼筋混凝土板在爆炸荷載作用下的反應。

(一) 分析模型之描述

本計畫針對所進行之實驗為分析對象。其中鋼筋混凝土板之尺寸為 $90 \times 90 \times 10 \text{cm}$ ，混凝土靶板內配置雙層雙向#3 鋼筋網。鋼筋混凝土靶板、配筋情況如圖 2.3.2 所示。為了模擬炸藥爆炸之過程，本計畫採用 ALE 演算法，即炸藥與空氣採用 Eulerian 網格，鋼筋混凝土板與 FRP 補強貼片採用 Lagrangian 網格，為簡化計算，取對稱 X-Z 面之 1/2 模型分析，分析模型如圖 2.4.1 所示。

鋼筋混凝土在工程設計和非線性有限元素分析中的模型鍵結仍以經驗模型為主，主要有分離式、組合式和整體式三種方法。當研究爆炸作用下鋼筋混凝土的局部損傷時，常用分離式模型，對於複雜結構、高配筋率模型，組合式和整體式的計算精度較差，無法直接觀察鋼筋的損傷情形。本計畫利用 LS-DYNA 有限元素分析程式進行分析時，採用了分離式模型，亦即對於鋼筋及混凝土分別建立元素，並假設其在承受瞬間爆炸外力作用之情況下，鋼筋與混凝土間具有良好之握裹性，不容許兩者間產生滑移，因此透過 `CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID` 指令將鋼筋元素與混凝土元素進行耦合，使其變形具有一致性，有限元素分析網格如圖 2.4.2 所示。

(二) 材料組成律

鋼筋、混凝土與複合材料之材料組成律及材料參數分述如下：

1. 鋼筋

鋼筋採用彈塑性材料組成律，硬化模型為等向硬化律(isotropic

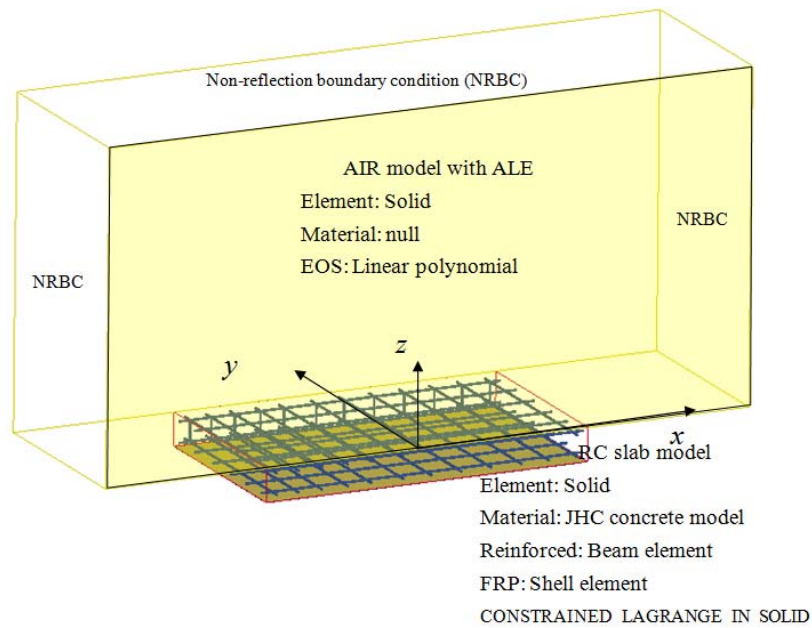


圖 2.4.1 ALE 分析模型與邊界條件

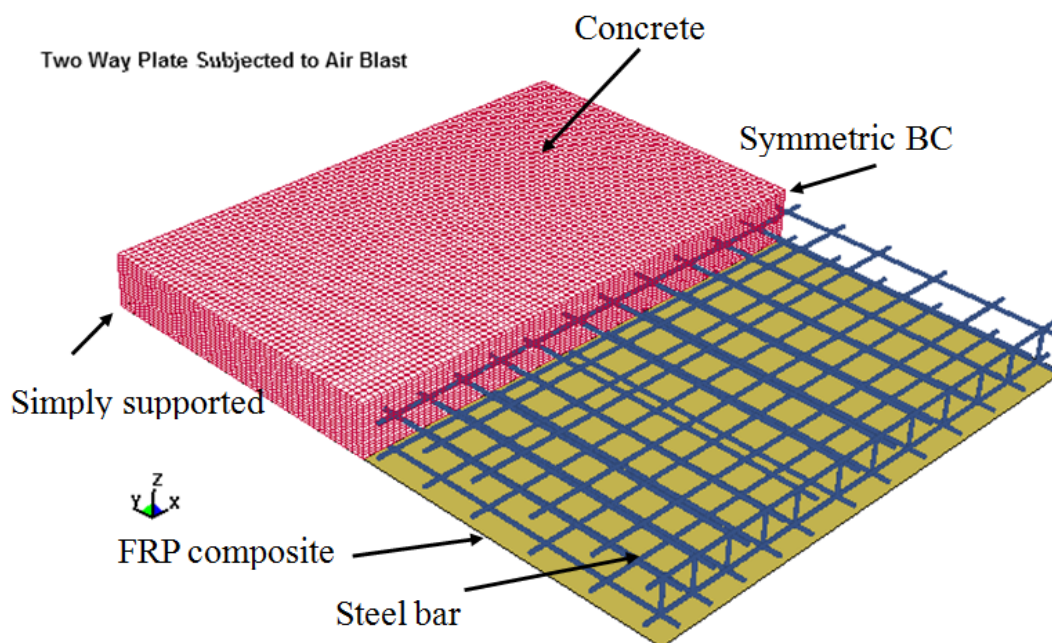


圖 2.4.2 FRP 補強鋼筋混凝土板之有限元素分析模型

hardening rules)，並採用最大塑性應變為破壞判據，計算之過程中當元素達到此一塑性應變時，即視為元素已破壞而移除。此外，材料在承受瞬間動態負荷時，其應力-應變之關係會隨著應變率(strain rate)的提升而呈現非線性的變化。有關應變率對材料特性之影響，文獻上已有許多不同的組成律被提出，並將材料在動態負載下應力-應變的關係以迴歸的方式來得到材料的組成律。對此，Cowper-Symonds[32]曾提出了一個較簡單的模式，可由靜態強度推求材料之動態降服應力，其關係表示如下：

$$\sigma_{dy} = D \left(\frac{\sigma_{dy}}{\sigma_y} - 1 \right)^n \quad \sigma_{dy} > \sigma_y \quad (2.95)$$

$$\sigma_{dy} = \sigma_y \left[1 + |\dot{\epsilon} D|^{1/n} \right] \quad (2.96)$$

式中 $\dot{\epsilon}$ 為真實應變率， σ_{dy} 是率相關的動態降服應力， σ_y 為靜態降服應力， D 、 n 為待定之材料參數。對於一般鋼材(mild steel)，Symonds[33]指出當 $D = 40.4s^{-1}$ 及 $n = 5$ 時，其預估結果與實驗資料相當一致。鋼筋之材料參數如表一所示：

表 2.4.1 鋼筋材料參數

Density, ρ kg/m^3	Modulus of elasticity, E GPa	Poisson ratio	Yield stress, σ_y MPa	Tangent modulus, E_T GPa
7860.0	200.0	0.3	344.7	4.83
Strain rate parameter				
D	n			
40.4	5			

2. 混凝土

混凝土之質量密度 $2440kg/m^3$ 、抗壓強度為 $40MPa$ 、由於混凝土之應力-應變曲線呈現高度非線性性質，因此對於彈性模數之計算，根據 ACI 所提出之經驗式 $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ MPa，波松比為 0.2 。對於混凝土在承受衝擊過程中的動態行為，組成律除了包含混凝土之強度性質外，通常須利用流動塑性理論將其主應力空間區分為體積(volumetric)與偏差(deviatoric)應力兩部分部分，並分別由不同的荷重函數來描述這兩個部分之行為；在低壓力區材料之模式是由偏差應力來描述；衝擊過程中若在材料內所引致的衝擊波壓力若遠高於材料的強度極限，此時偏差應力部分影響較小，可將固體視為可壓縮

流來處理，並利用描述壓力與體積變化之狀態方程式(Equation of state, EOS)取代應力與應變之關係。為了精確的描述混凝土靶體在衝擊過程中高應變率條件下之動態反應，本研究採用 LS-DYNA 中之 JHC 混凝土模式[34,35]。對於等效強度模型、累積破裂損傷模型及 EOS 分述如下：

(1) 等效強度模型

混凝土之等效強度模型如圖 2.4.3(a)所示，其主要是以正規化之等效應力(normalized equivalent stress)描述強度模型：

$$\sigma^* = [A(1-D) + BP^{*N}] \cdot [1 + C \ln \dot{\epsilon}^*] \quad (2.97)$$

式中 $\sigma^* = \sigma/f'_c$ 為真實應力與擬靜態屈服強度之比，其中 σ 為真實應力， f'_c 為混凝土的單軸抗壓強度； P^* 為正規化壓力，表示為 $P^* = P/f'_c$ ； $\dot{\epsilon}^*$ 為無因次應變率，表示為 $\dot{\epsilon}^* = \dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0$ ， $\dot{\epsilon}_0$ 為真實應變率， $\dot{\epsilon}_0 = 1.0s^{-1}$ 為參考應變率； $D(0 \leq D \leq 1)$ 為損傷參數；而正規化的最大抗拉強度表示為 $T^* = T/f'_c$ ，其中 T 為混凝土之最大抗拉強度；此外，式中 A 、 B 、 N 、 C 和 S_{\max} 為材料常數，分別為正規化凝聚力、正規化壓力硬化係數、壓力硬化指數、應變率係數及最大強度。

(2) 累積破裂損傷模型

混凝土之破裂損傷模型如 2.4.3 (b)所示，對於破裂損傷之累積方式類似於 Johnson-Cook 破碎模型[36]，將等效塑性應變所引起之損傷累積起來外；此外，JHC 混凝土模式亦將由塑性體積應變所引起

之損傷列入考慮，其損傷模式表示為

$$D = \sum \frac{\Delta \varepsilon_p + \Delta \mu_p}{\varepsilon_p^f + \mu_p^f} \quad (2.98)$$

式中 $\Delta \varepsilon_p$ 及 $\Delta \mu_p$ 分別為一次循環積分計算中塑性應變增量和塑性體積應變增量，而

$$f(P) = \varepsilon_p^f + \mu_p^f = D_1(P^* + T^*)^{D_2} \quad (2.99)$$

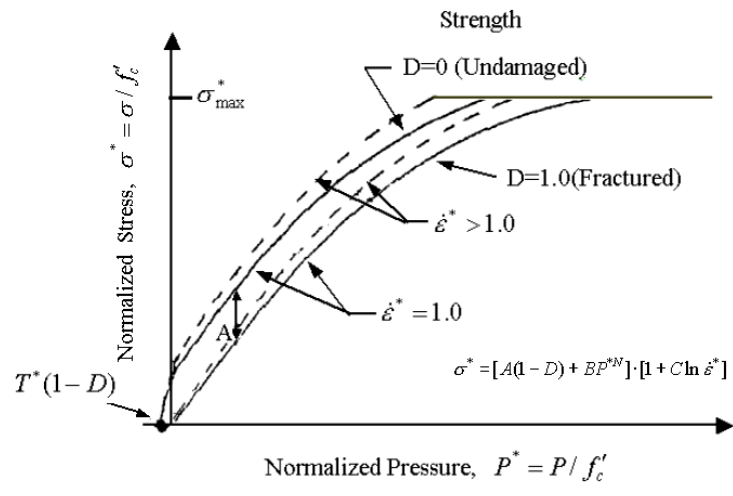
為常壓 P 作用下，破裂時的塑性應變和塑性體積應變， D_1 及 D_2 為損傷常數。

(3) 狀態方程式(Equation of state, EOS)

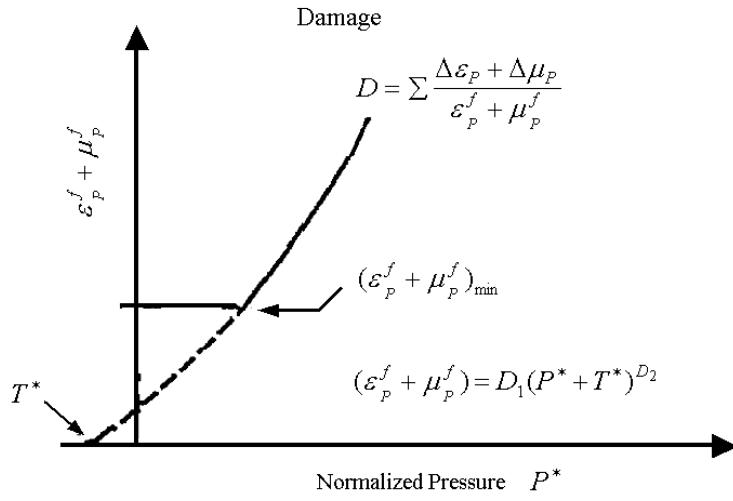
EOS 將混凝土於加載和卸載之過程區分三階段進行描述(如圖 2.4.3 (c)所示)，第一階段為線彈性區，當 $P \leq P_{crush}$ ，材料為線彈性狀態，彈性體積模數(elastic bulk modulus) $K = P_{crush} / \mu_{crush}$ ，其中 P_{crush} 及 μ_{crush} 為壓碎壓力及壓碎體積應變，在線彈性範圍內加載與卸載之狀態方程式表示為

$$P = K \mu \quad (2.100)$$

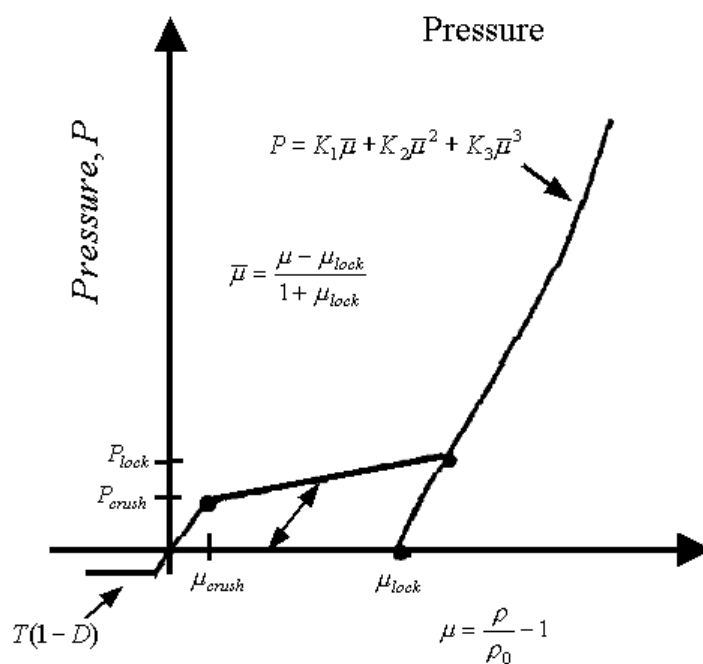
式中 $\mu = \frac{\rho}{\rho_0} - 1$ ， ρ 為現時密度， ρ_0 為初始密度。第二階段為塑性過渡區，當 $P_{crush} \leq P \leq P_{lock}$ 時，材料位於塑性過渡狀態，在此階段中混凝土內部孔隙隨著壓力及塑性體積應變之增加逐漸減少，而卸載曲線之斜率是由相鄰區域間進行差值而算得到。第三階段為密實區，滿足凝聚態材料之 Hugoniot 關係，當壓力大於第二階段壓力時，



(a) 混凝土強度模型



(b) 混凝土損傷模型



(c) 混凝土壓力-體積變形關係

圖 2.4.3 JHC 混凝土模式

表 2.4.2 JHC 材料參數

Density, ρ kg/m^3	Shear modulus, G MPa	Strength constants					
		A	B	N	C	f'_c	S_{max}
2240	12386	0.75	1.65	0.76	0.007	40.0	11.7
		& 1.0					
Damage constants							
D_1	D_2	$(\epsilon_p^f + \mu_p^f)_{min}$					
0.03	1.0	0.01					
Equation of state, EOS constants							
P_{crush} MPa	μ_{crush}	K_1 GPa	K_2 GPa	K_3 GPa	P_{lock} GPa	μ_{lock}	
13.6	0.00058	17.4	38.8	29.8	1.05	0.1	

混凝土內之孔隙完全密實，其壓力與體積應變關係式表示為

$$P = K_1 \bar{\mu} + K_2 \bar{\mu}^2 + K_3 \bar{\mu}^3 \quad (2.101)$$

式中 $\bar{\mu} = \frac{\mu - \mu_{lock}}{1 + \mu_{lock}}$ 為修正的體積應變， K_1 、 K_2 、 K_3 為常數。為了求

取組成律中各項材料參數，須針對混凝土進行三軸壓縮試驗及高應變率

之動態試驗，以求得混凝土壓力與體積應變關係及材料強度參數。

本文在分析時所採用之材料參數如表 2.4.2 所示。

3 複合材料

FRP 貼片之模擬採用 LS-DYNA 中 Type 54 的材料組成律，此一材料模型雖只適用於薄殼元素，但分析時可以透過向量的方式任意定義材料主軸之方向，並給予單層複合材料之材料性質薄殼元素採用四個節點的 Belytschko-Tsay 薄殼元素進行模擬，此元素於顯性分析中適合分析大變形行為，厚度方向採用 6 個積分點進行運算，同時透過斷面積分點之參數設定給予不同之疊層數目與疊層之角度，材料座標如圖 2.4.3 所示，而沙漏控制則是利用勁度型式以消除零能模態。碳纖維之軸向與橫向兩向拉力與壓縮強度、彈性模數如表 2.4.3。破壞準則的選擇主要是針對正向性複合材料單層板於任意之纖維角度下，對於強度做準確的預測與評估。根據研究，複合材料之破壞準則概略可分成四種類型：(1)極限理論，如最大應力準則與

最大應變準則；(2)應變能理論之 von Mises 降伏準則及 Tsai-Hill 破壞準則；(3)多項式理論，如 Hoffman 破壞準則和 Tsai-Wu 破壞準則 (4)直接模式運算理論，如 Hashin-Rotem 破壞準則、Hashin 破壞準則、Lee 破壞準則、Edge 破壞準則及 Chang 破壞準則等。所有運算理論中，皆假設材料具正向性和均質性，用以簡化理論公式。

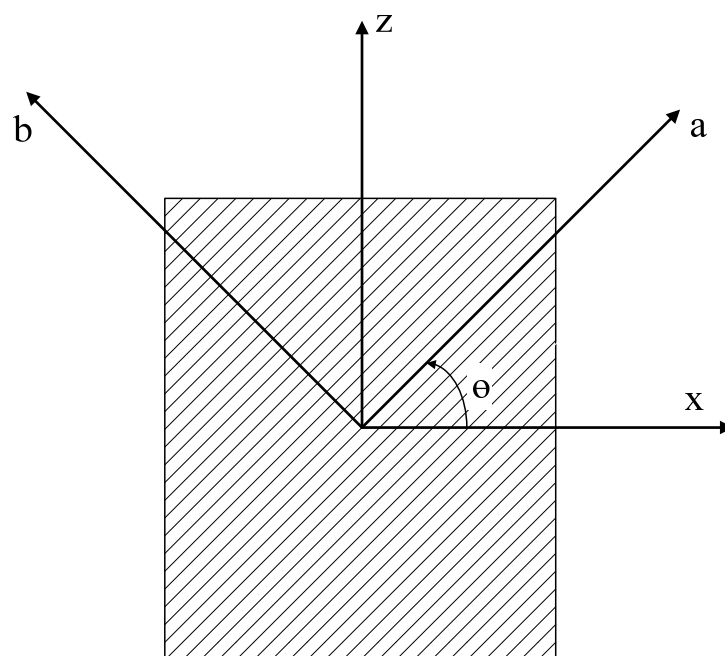


圖 2.4.3 FRP 材料座標之定義

表 2.4.3 複合材料之材料機械性質

Property	Description	Value(Carbon)	Value(Glass)
ρ	Density	1.53 g/cm ³	1.80 g/cm ³
E_a	Longitudinal modulus (fiber direction)	135 Gpa	30.9 Gpa
E_b	Transverse modulus (perpendicular to fiber)	9.12 Gpa	8.3 Gpa
G_{ab}	In-plane shear modulus (ab plane)	5.67 Gpa	2.8 Gpa
ν_{ba}	Minor poisson's ratio	0.021	0.0866
X_t	Longitudinal tension strength (fiber direction)	2326 Mpa	798 Mpa
X_c	Longitudinal compressive strength (fiber direction)	1236 Mpa	480 Mpa
Y_t	Transverse tension strength (perpendicular to fiber)	51 Mpa	40 Mpa
Y_c	Transverse compressive strength (perpendicular to fiber)	209 Mpa	140 Mpa
S_c	In-plane shear strength	87.9 Mpa	70 Mpa

本計畫分析是採用張-張(Chang-Chang)破壞準則進行分析，此準則之根據為透過修正 Hashin's 之破壞準則而得，將非線性剪應力之應力應變行為納入考慮，其主要包含以下四種破壞模式來考慮複合材料之破壞

(1) 當纖維承受拉力發生破壞時,此時 $E_a, E_b, G_{ab}, \nu_{ab}, \nu_{ba}$ 將為零。

$$\sigma_{aa} > 0 \text{ then } e_f^2 = \left(\frac{\sigma_{aa}}{X_t}\right)^2 + \beta \left(\frac{\sigma_{ab}}{S_c}\right) - 1 \begin{cases} \geq 0 & \text{破壞} \\ < 0 & \text{彈性} \end{cases}$$

(2) 纖維承受壓力導致纖維挫屈之破壞模式時，導致 E_a, ν_{ab}, ν_{ba} 此三個參數為零。

$$\sigma_{aa} < 0 \text{ then } e_c^2 = \left(\frac{\sigma_{aa}}{X_c}\right)^2 - 1 \begin{cases} \geq 0 & \text{破壞} \\ < 0 & \text{彈性} \end{cases}$$

(3) 當基材開始開裂，將造成 E_b, ν_{ba}, G_{ab} 為零，導致基材之拉力破壞模式。

$$\sigma_{bb} > 0 \text{ then } e_m^2 = \left(\frac{\sigma_{bb}}{Y_t}\right)^2 + \beta\left(\frac{\sigma_{ab}}{S_c}\right) - 1 \begin{cases} \geq 0 & \text{破壞} \\ < 0 & \text{彈性} \end{cases}$$

(4) 複材層板發生破壞時，由於材料參數 $E_b, G_{ab}, \nu_{ab}, \nu_{ba}$ 為零，此時，將產生基材承受壓力之破壞模式。

$$\sigma_{bb} < 0 \text{ then } e_d^2 = \left(\frac{\sigma_{bb}}{2S_c}\right)^2 + \left[\left(\frac{Y_c}{2S_c}\right)^2 - 1\right]\left(\frac{\sigma_{bb}}{Y_c}\right) + \left(\frac{\sigma_{ab}}{S_c}\right)^2 - 1 \begin{cases} \geq 0 & \text{破壞} \\ < 0 & \text{彈性} \end{cases}$$

式中， σ_{aa} 是纖維方向之應力， σ_{bb} 為垂直纖維方向之應力， σ_{ab} 則為單層複材之平面剪應力，而 ν_{ab} 和 ν_{ba} 則分別為 ab 與 ba 平面之柏松比。

(三) 狀態方程式

在處理爆炸問題時，其體積應變部分須考慮激震波效應，因此程式中必須考慮材料之狀態方程式，如此才能模擬出其真實之力學行為。LS-DYNA 程式中較常使用之狀態方程式有：Gamma Law 狀態方程式可描述理想氣體壓力與其內能和體積之關係，須輸入理想氣體比熱、單位質量內能和密度；另多項式狀態方程式和 JWL 狀態方程式則依據材料性質將其相關係數輸入

1. JWL EOS

本計畫所使用之炸藥為 TNT 炸藥，除了採用 LS-DYNA 程式中 HIGH_EXPLOSIVE_BURN 材料模式外，分析時搭配 JWL EOS，描述如下：

$$P = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V_r}\right) e^{-R_1 V_r} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V_r}\right) e^{-R_2 V_r} + \frac{\omega E_0}{V_r}$$

其中， A 、 B 、 R_1 、 R_2 、 ω 、 λ 等參數皆為方程式係數， P 為壓力， V_r 為相對體積， E_0 為初始的能量密度，相關參數如表 2.4.4 所示。

2. Polynomial EOS

空氣是使用 NULL 的材料模式及 Linear_Polynomial EOS 來描述其行為，描述如下：

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E_0$$

其中， E_0 為初始的能量密度， $\mu = \frac{\rho_{current}}{\rho_{initial}} - 1$ ， C_i ($i = 0 \sim 6$) 為控制係數。

若考慮理想氣體，狀態方程式可以用適當的係數 $C_0 = C_1 = C_2 = C_3 = C_6 = 0$ ，並令 $C_4 = C_5 = \gamma - 1$ ，如此狀態方程式可以簡化為

$$P = (\gamma - 1) \frac{\rho_{current}}{\rho_{initial}} E_0$$

$$E_0 = \rho_{initial} C_v T$$

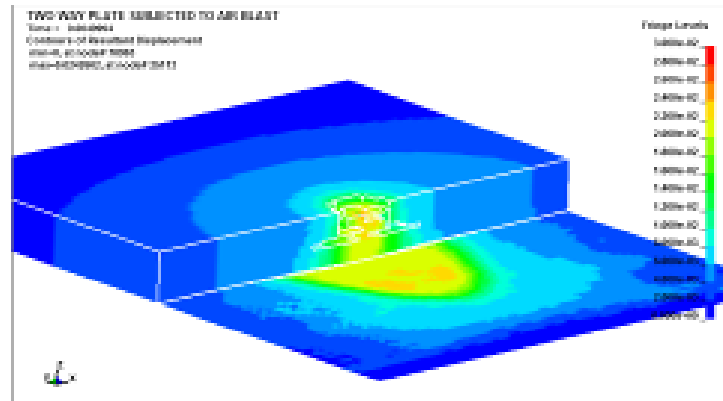
表 2.4.4 TNT 與空氣之狀態方程係數

JWL EOS				
ρ	D	PCJ	A	B
1630	6930	1.85×10^{10}	5.409×10^{11}	0.094×10^{11}
R_1	R_2	Ω	E_0	ν_0
4.5	1.1	0.35	8×10^9	1.0
多項式 EOS				
ρ	C_0	C_1	C_2	C_3
1.293	0	0	0	0
C_4	C_5	C_6	E_0	ν_0
0.4	0.4	0	2.5×10^5	1.0

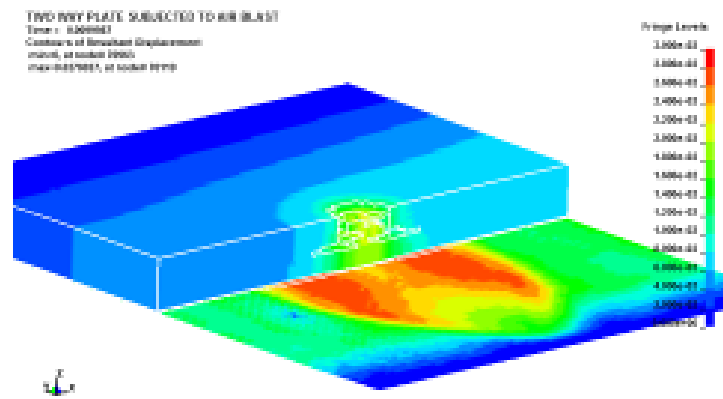
其中， $\frac{\rho_{current}}{\rho_{initial}}$ 為相對密度， γ 空氣比熱， $\rho_{initial}$ 為空氣密度的初始值
 $\rho_{current}$ 為目前空氣密度值， C_v 為空氣的定容比熱， T 為空氣初始溫度，參數如表 2.4.4 所示。

(四) 分析結果與討論

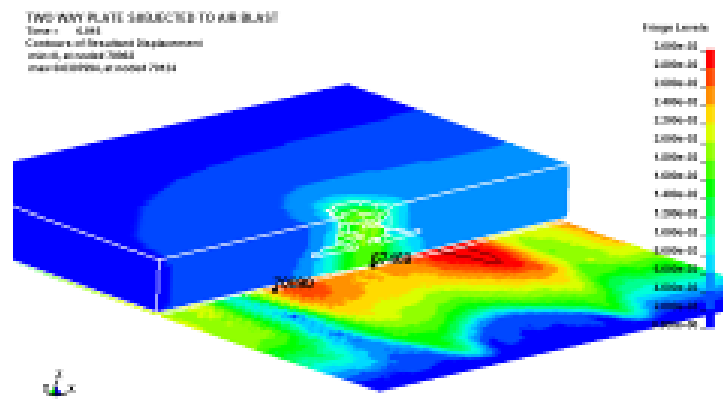
對於單層 FRP 補強及雙層雙向 FRP 補強之鋼筋混凝土板，在承受質量為 5.0kg, 10kg 及 15kg 之 TNT 爆炸荷載作用下的動態反應及破壞型態如圖 2.4.5~2.4.10 所示。圖 2.4.5 為單層補強混凝土板在承受質量 5.0kg 之 TNT 爆炸荷載作用下之變形狀態，圖 2.4.6 則為雙層雙向補強混凝土板在承受質量 5.0kg 之 TNT 爆炸荷載作用下之變形狀態，由圖中看出在加載初期混凝土板即出現破壞及損傷，同時中心點之變形隨著時間增加向四周擴展，然而，由兩種補強模式分析之結果顯示雙層雙向補強混凝土板之變形明顯較單層補強者小，此一結果可由 2.4.7 及圖 2.4.8 之變形歷程看出。



Time= 5ms

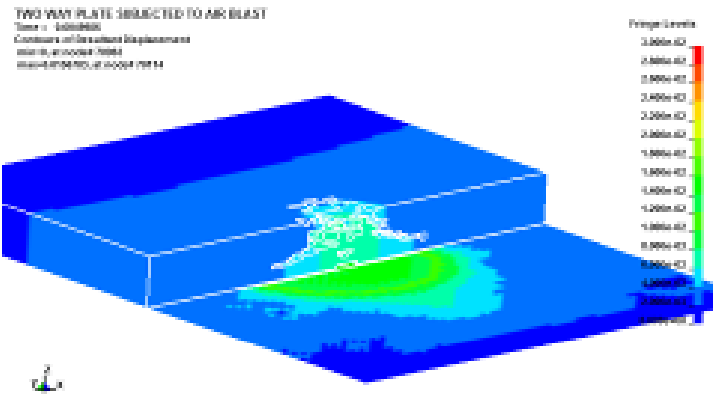


Time= 10ms

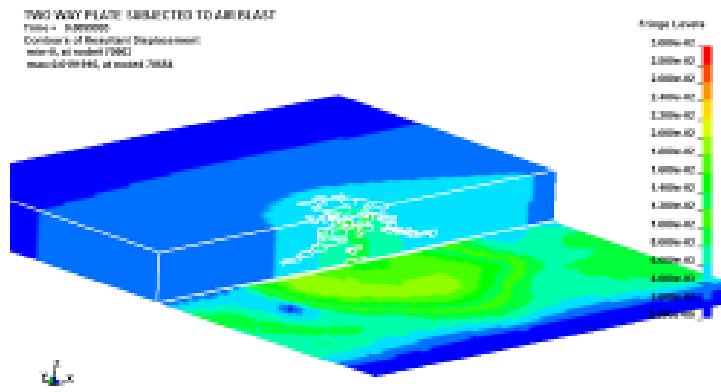


Time= 15ms

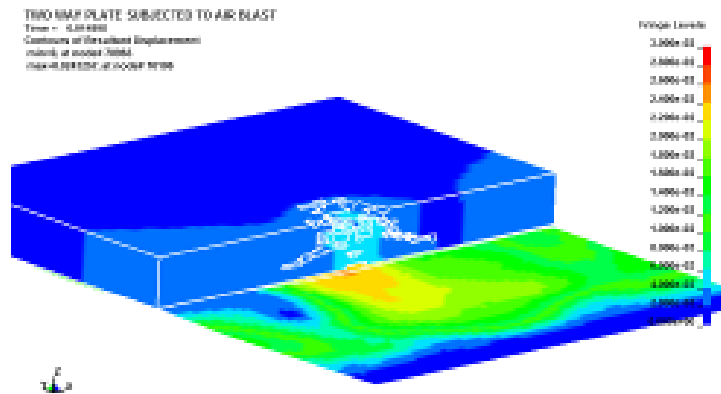
圖 2.4.5 單層單向補強板之變形狀態



Time= 5ms



Time= 10ms



Time= 15ms

圖 2.4.6 雙層雙向補強板之變形狀態

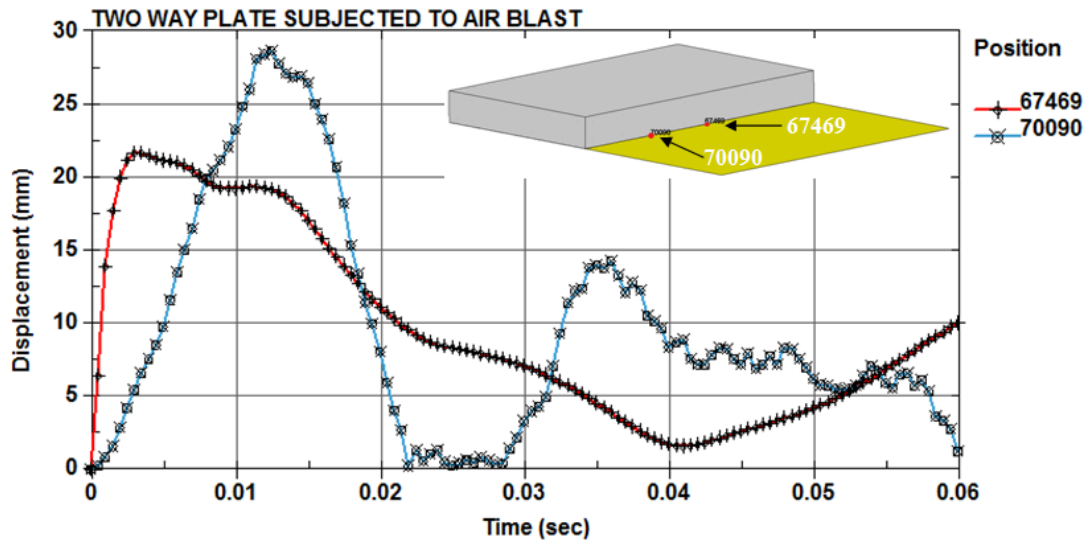


圖 2.4.7 單層單向補強板之變形歷程

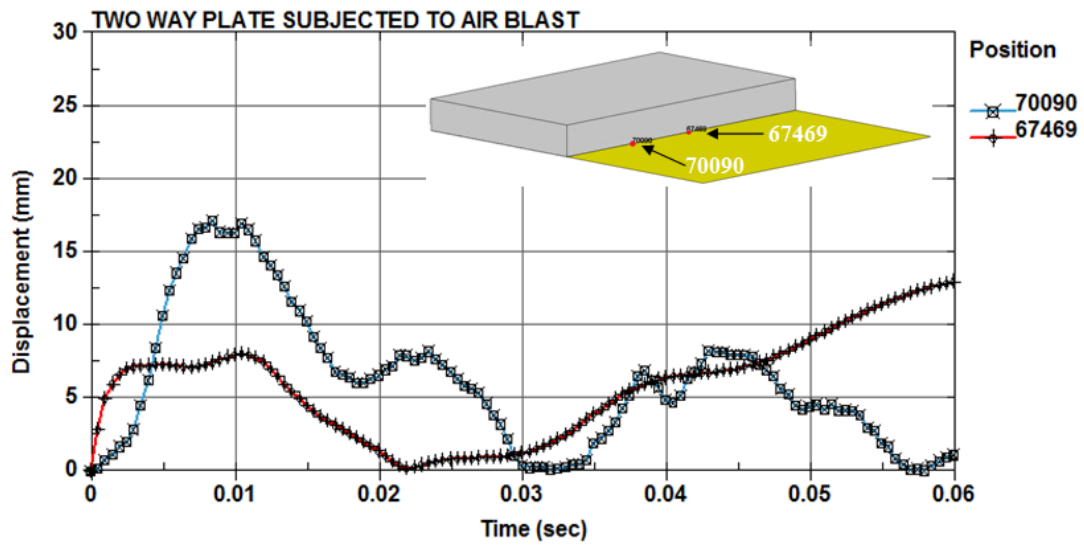


圖 2.4.8 雙層雙向補強板之變形歷程

參、主要發現與結論

1. 本計畫首先針對外貼碳纖維貼片補強鋼筋混凝土板在爆炸荷重下進行試驗，並探討了自由場爆炸下，壓力波作用特性與反應歷程。
2. 在補強混凝土板的試驗方面，由混凝土板的表面破壞現象以及動態反應之結果顯示，在爆炸荷載的作用下，雙向纖維補強混凝土構件的抗爆炸與衝擊波能力明顯的較未補強試體為高。
3. 從不同構件在爆炸荷載作用下的裂縫分佈、破壞形態等現象的比較中可以看出，外貼纖維貼片可以有效的改善鋼筋混凝土板在爆炸荷載作用下的抗爆性能，提高結構的抗彎能力，延緩並限制裂縫的擴展。
4. 本計畫亦採用 LS-DYNA3D 有限元素分析程式，針對外貼纖維貼片補強之混凝土構件在爆炸荷載作用下動態反應進行了分析，同時探討了不同藥量爆炸時，壓力波之傳播特性，結構的位移、加速度及應變等歷時反應和破壞特徵。
5. 從爆

炸壓力波傳播過程可以看出：炸藥爆炸後產生的衝擊壓力在自由場中的傳播過程十分迅速，爆炸壓力波以球面的形式向外傳播。

6. 由 混

凝土構件在爆炸荷載作用下之分析結果顯示，由於結構慣性效應及材料應變率效應，致使鋼筋混凝土板的各種結構應變反應之的最大值均出現在爆炸壓力波的衰減段，且在壓力波卸載後仍繼續反應，此一反應亦隨著爆藥量的增加而增加。

7. 由 分

析結果顯示纖維貼片補強能夠有效的延緩了混凝土的開裂、限制裂縫的擴展，提高結構的抗爆性能

肆、参考文献

1. General Services Administration(GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, 2000.
2. Department of Defense (DOD), Interim Antiterrorism/Force Protection Construction Standards, Guidance on Structural Requirements, 1999.
3. 10CFR 73, Power Reactor Security Requirements, Federal Register, 2009, 74(58): 13926-13992
4. TM 5-855-1, Fundamentals of protective design for conventional weapons, Department of the Army 1986
5. Smith ,P.D., Whalen, G.P., Rose, T.A., “Blast Propagation in an Urban Environment,” Proceedings of the 9th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, Berlin, Germany, May3-7, 1999.
6. Rogers, G. L. Dynamics of framed structures. John Wiley & Sons, Inc. New York. 1959:80-91
7. Baker W E. Explosions in air. University of Texas Press, Austin, TX,

1973:7-15 ◦

8. Kinney G F, Graham K J. Explosive shocks in air. Springer-Verlag, New York, USA, 1985:44-50
9. Mays G C, Smith P D. Blast effects on building. Thomas Telford Publications, London, 1995:121
10. Department of the Army (1990), “Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions,” Technical Manual TM 5-1300
11. Hopkinson B. British ordnance minutes 13565, 1915.
12. Wozniak K, Penetier O, Renard J. Experiments and numerical simulations on thin metallic plates subjected to an explosion. Journal of Engineering Material and Technology, Transactions of the ASME, 2001, 123(2):203-209
13. Pan Y G, Louca L A. Experimental and numerical studies on the response of stiffened plates subjected to gas explosions. Journal of Constructional Steel Research, 1999, 52(2):171-193
14. Coggins J M, Kapania R K, Johnson E R. Transient response of laminated plates subjected to close proximity explosions. ASME Aerospace Division AD, 1999, 58: 155-162
15. Li G, Chen B Z, Deng X F. Explosion resistance of a square plate with a

- square hole. Journal De Physique, 2002, 12(7):121-124
16. Duran
ovic N. Impulsive loading on reinforced concrete slabs-modeling
considerations. International Conference on Structures Under Shock
and Impact, SUSI, 1998:817-826
17. 方秦,
吳平安.爆炸荷載作用下 RC 梁破壞形態的主要因素分析.計算力
學學報,2003, 20(1):39-42
18. 方秦,
柳錦春.爆炸荷載作用下鋼板與鋼筋混凝土組合梁動力響應分析.
工程力學 1997, 00(A03):321-325
19. 方秦,
柳錦春等.爆炸荷載作用下鋼筋混凝土梁破壞形態有限元分析.工
程力學,2001, 18(2):1-8
20. 柳錦
春,方秦,龔自明等.爆炸荷載作用下鋼筋混凝土梁的動力響應及
破壞形態分析.爆炸與衝擊 2003, 23(1):25-30
21. Hao
H, Cheong HK, Cui SJ. Numerical study of dynamic buckling of
steel columns subjected to underground explosion. Key Engineering
Materials, 2002, 233-236:211-216
22. Sheng
R L, John E C, Kenneth B M. Design of reinforced concrete
columns to resist the effects of suitcase bombs. the 6th Asia-Pacific
conference shock & impact loads on structures. Perth W Australia,
2005:325-331

23. Nash
P T, Vallabhan C V G, Knight T C. Spall damage to concrete walls from close-in cased and uncased explosions in air. ACI Structural Journal, 1995, 92(6): 680-688
24. Varm
a R K, Tomar C P S, Parkash S, et al. Damage to brick masonry panel walls under high explosive detonation. ASME, Pressure Vessels and Piping Division PVP, 1997, 351:207-216
25. Mako
vicka D. Dynamic response of thin masonry wall under explosion effect. Structures and Materials, 2002, 11:47-56
26. Mays
G C, Hetherington J G, Rose T A. Response to blast loading of concrete wall panels with openings. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(12): 1448-1450
27. D.
James, “Blast Response of Retrofitted Concrete structures” ,
CONNELL, 1999
28. Crawf
ord, J. E., Malvar, L. J., Morrill, K. B., Freeitto, J. M.,” Composite Retrofits To Increase The Blast Resistance Of Reinforced Concrete Buildings” K&C, 2550 N. Hollywood Way, Suite 500, Burbank, CA 91505, 2001
29. 方
秦，簡明土木工程系列專輯：地下防護結構，中國水利水電出版社，2010。
30. 安 固

公司 <http://www.anchors.com.tw/>

31. LS-D
YNA Theory Manual, V.971, Livermore Software Technology Corporation, Livermore, CA, USA, 2006
32. Cowper, G.R., Symond, P.S., “Strain hardening and strain rate effects in the impact loading of cantilever beams,” Brown University, Division of applied mathematics report, No. 28, 1957
33. Symo
nd, P.S., “Survey of methods of analysis for plastic deformation of structures under dynamic loading,” Brown University, Division of engineering report, BU/NSRDC/1-67, 1967
34. Holm
quist, T.J., Johnson, G.R., and Cook, W.H., “A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates, and high pressures, ” The 14th International Symposium on Ballistics, Quebec City, Canada, pp.591-600, 1993
35. Johns
on, G.R., “Computed radial stresses in a concrete target penetrated by a steel projectile,” Proceedings of the 5th International Conference on Structures under shock and impact, pp.793-806, 1998
36. Johns
on, G.R., Cook, W.H., “Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures,” Journal of Engineering Fracture Mechanics, 21(1), pp.31-48, 1985

