

# 第五章 結論與建議

## 5.1 結論

1. 有鑒於劉英助(2002)與廖智偉(2003)之試驗結果，若試體側向束制不良，試體底部有張力裂縫產生，故本研究於試體製作完成後，側模不予拆除以維持較佳之束制狀況；由試驗結果觀察本研究之破壞模式概略一致，試體底部並未出現張力裂縫，且與劉英助(2002)側向具束制之破壞模式相若，故進行淺基礎模型承載試驗時，若束制條件良好，則位於試體下方之完整區，應不會有張力裂縫產生。
2. 觀察本研究試驗之破壞模式，基礎下方岩體受壓後概略可分為基礎正下方三角楔形之主動壓力區，鄰近自由表面之被動壓力區，在此兩區之間負責應力傳遞且發生較大塑性變形為輻射應力區，試體其餘部分，未發生破壞及塑性變形之區域為完整區。
3. 本研究膠結不良砂岩配合承載沉陷曲線探討之破壞機制可分為：
  - (1)閉合階段：加載設備逐漸與試體密合。
  - (2)線性階段：基腳兩側因應力集中產生初始裂縫。
  - (3)塑性階段：輻射應力區隨主動壓力區推擠應力及塑性變形增加，逐漸產生剪裂面。
  - (4)破壞階段：輻射應力區新生剪裂面，逐漸與初始裂縫及主動壓力區連通，使基礎下方岩體失去側向支撐，產生極限承載破壞。
4. 上述閉合階段及線性階段，各試驗結果約略相同，但塑性階段則與基礎兩側岩體大小有關，當基礎置於水平地表時，基礎兩側岩體體積相同，可抵抗相同之推擠應力及塑性變形，故其塑性變形歷時較長。當基礎置於邊坡頂部，基礎兩側岩體體積之差異，影響其承受

應力及塑性變形之大小，亦使其承载力及承载行为不同。

5. 由於膠結不良砂岩所容許之塑性變形較土壤為低，且本研究採用剛性基礎，故於加載初期之線性階段因應力集中，於基礎兩側邊緣產生初始裂縫，本研究所使用之基礎為中碳鋼，彈形模數約為 210 GPa，而混凝土之彈形模數約為 25~30 GPa，相較之下膠結不良砂岩之彈性模數甚低，約為 0.18~0.24 GPa，故混凝土基礎於加載初期基礎邊緣亦可能因應力集中而產生初始裂縫。
6. 膠結不良砂岩相較於土壤屬脆性材料，故於受載過程中，裂縫發生之時間及位置，與其破壞模式息息相關，例如線性階段應力集中之初始裂縫，塑性階段於輻射應力區發生之剪裂面，隨應力及基礎沉陷量增加，逐漸發展為主要破壞面。
7. 依基礎置於邊坡頂部不同退縮距離之試驗，承载力隨基礎與邊坡之距離增加而遞增，當基礎與邊坡距離 3 倍基礎寬度時，承载力便與基礎置於水平地表相若，但由承载沉陷曲線之比較，塑性階段歷時仍較水平地表試驗為短，且近邊坡側之破壞面較為發達，故當基礎距邊坡 3 倍基礎寬度之臨界位置時，其承载行為仍稍受邊坡影響而與水平地表略有不同。

## 5.2 建議

1. 當基礎置於邊坡頂部時，除基礎距邊坡之距離外，基礎埋入深度亦影響其承載行為，後續研究可嘗試探討基礎置於不同距離及不同深度之承載力。
2. 本研究之成果皆於實驗室中完成，受限於儀器及加載設備，大型人造軟岩製作不易，故建議利用現地試驗，印證實驗室試驗之研究成果，並進一步探討天然與人造膠結不良砂岩之相異性，以及尺寸效應的影響。
3. 本研究為均質等向性材料，工程上較不易見，可於實際方面的工程狀況，嘗試以分層壓密之方式製作試體，對例如異向性及原本就存有弱面等的現地特性，進行更進一步的探討。
4. 由於膠結不良砂岩屬土壤及硬岩間之過度材料，以目前所知的承載理論，無法對膠結不良砂岩等軟弱岩石之承載力及基礎位置不受邊坡影響之退縮距離，提出合理的預測與解釋，本研究經參考劉英助（2002）、廖智偉（2003）之試驗結果，對試驗程序再予改進，本研究之試驗成果，不論試體之物理、力學性質及承載試驗時之破壞模式皆頗接近，若經由實驗室破壞模式之觀察，試驗數據之累積，現地試驗之印證比較後，以現有相關理論基礎，嘗試找出適合膠結不良砂岩之承載理論或經驗公式。
5. 由基礎置於水平地表及距邊坡 3 倍基礎寬度之試驗，二試驗之極限承載力相若，但受地形因子之影響，破壞模式及破壞範圍略有不同，綜合二試驗結果，本研究膠結不良砂岩邊坡之臨界安全退縮距離約為 3~4 倍基礎寬度，惟此範圍建議增加試驗組數予以驗證。