

科技部補助專題研究計畫成果報告 期末報告

先進國家地下實驗室岩力實驗之規劃與成果研析

計畫類別：個別型計畫
計畫編號：NSC 103-NU-E-032-001-NU
執行期間：103年01月01日至103年12月31日
執行單位：淡江大學土木工程學系

計畫主持人：楊長義

計畫參與人員：碩士班研究生-兼任助理人員：楊智凱

處理方式：

1. 公開資訊：本計畫涉及專利或其他智慧財產權，2年後可公開查詢
2. 「本研究」是否已有嚴重損及公共利益之發現：否
3. 「本報告」是否建議提供政府單位施政參考：否

中 華 民 國 103 年 12 月 22 日

中文摘要：在地下深處的地質處置場之選址及屏障設施的興建、執行掩埋之安全性等均須經過嚴格的評估與驗證，這是任何在地表進行調查或試驗所無法替代的，而是必須深入地下在真實環境中當場進行實際足尺寸的試驗且經過長時間的考驗。因此，以地底實驗室(URL)進行研究試驗，是確保地質處置場未來長久安全的最可信途徑。

目前在 URL 研究的先進國家例如芬蘭、瑞典都已投入長時間、足尺寸、實地 URL 試驗研究，依據我國用過核子燃料最終處置計畫之時程規劃，台電公司預定於第三階段「場址詳細調查與試驗」(2029~2038 年)，開始進行「地下實驗設施規劃與建構」，以執行相關地下現地試驗。台灣最快速且保險的做法就是汲取先進國家 URL 研究的寶貴經驗，以提升我國未來在 2029 年規劃本土 URL 實驗研究的效率。

本研究收集與研析：(1)芬蘭 Posiva 公司累積 30 年，設計開發 Olkiluoto 最終地質處置場之規畫試驗公開資料庫的研究報告、建造 ONKALO 地下設施與驗證經驗，精簡節錄其每一本報告之重點整理成一張單頁面參考資訊；及(2)瑞典 SKB 公司在 Äspö 地底實驗室執行之岩力耦合試驗經驗，整理其試驗經驗與結論；並(3)根據現階段我國地質處置場之規劃概念、及現有最具可行性且資料較完整之離島花崗岩現地實際試驗資料，嘗試規劃與配置一虛擬 Taiwan URL-TURL，以提供我國未來在規劃相關的地下試驗或地底實驗室配置之參考：

(1)我國可採最終處置場與 URL 共構方式，有益開發期程與整體經濟考慮。

(2)URL 若以豎井搭配迴圈式探查坑道有利調查範圍完整性；若場地受限可採豎井搭配水平式坑道。

(3)因 URL 的驗證隧道需平行於最終處置隧道之方向，故兩種隧道之軸向須安排在現地水平最大主應力 方向，亦即佈設在西北-東南向(大約在 N55oW 左右)。

(4)在深度 $Z=430\text{m}$ 以上，若假設取岩石平均單壓強度 $\text{UCS}=82.77\text{MPa}$ ，則 UCS/σ_1 均大於 5，即是於開挖坑道時應留意岩壁有可能輕微剝落問題。

中文關鍵詞：地質處置場、地底實驗室、岩石力學實驗、ONKALO、Äspö

英文摘要：The radioactive waste emplaced in deep geological repositories is to be isolated and to protect the environment. The engineered and geological barrier system is to be kept stability for a long-term safety. Therefore, the safety and appropriateness of the proposed system must be all proven and the

development process can progress. The key technical elements in the proposed design must be demonstrated. In these assessments and demonstrations, the underground research laboratory (URL) plays an important role. Only URLs can provide reliable in-situ data and demonstrating the operational safety in a realistic environment to build confidence.

The URLs of ONKALO in Finland and Aspo in Sweden perform numerous rock mechanics experiments for a long time and provide many technical reports in the open website. Learning their URL' s experimental experiences is a shortcut to well make Taiwan URL planning and forthermore the final repository design. The aim of this research focuses on studying the rock mechanics experiment programme and results in ONKALO and Aspo. The main topics involve the experiment planning, measurement approaches and developing instruments, and test results. The key points of research results are to be summarized and listed in one-page sheet. The layout of Taiwan URL embryo- TURL is preliminarily outlined.

英文關鍵詞： geological repository, Underground research laboratory(URL), rock mechanics experiment, ONKALO , Aspo.

科技部補助專題研究計畫成果報告

(☐期中進度報告/☒期末報告)

先進國家地底實驗室岩力實驗之規劃與成果研析

計畫類別：☒個別型計畫 ☐整合型計畫

計畫編號：NSC 103—NU—E—032—001—NU

執行期間：103 年 1 月 1 日至 103 年 12 月 31 日

執行機構及系所：淡江大學土木工程學系

計畫主持人：楊長義

共同主持人：

計畫參與人員：楊智凱

本計畫除繳交成果報告外，另含下列出國報告，共 ____ 份：

☐執行國際合作與移地研究心得報告

☐出席國際學術會議心得報告

期末報告處理方式：

1. 公開方式：

☐非列管計畫亦不具下列情形，立即公開查詢

☒涉及專利或其他智慧財產權，☐一年☒二年後可公開查詢

2. 「本研究」是否已有嚴重損及公共利益之發現：☐否 ☐是

3. 「本報告」是否建議提供政府單位施政參考 ☐否 ☐是，____（請列舉提供之單位；本部不經審議，依勾選逕予轉送）

中 華 民 國 104 年 3 月 31 日

中文摘要

在地下深處的地質處置場之選址及屏障設施的興建、執行掩埋之安全性等均須經過嚴格的評估與驗證，這是任何在地表進行調查或試驗所無法替代的，而是必須深入地下在真實環境中當場進行實際足尺寸的試驗且經過長時間的考驗。因此，以地底實驗室(URL)進行研究試驗，是確保地質處置場未來長久安全的最可信途徑。

目前在 URL 研究的先進國家例如芬蘭、瑞典都已投入長時間、足尺寸、實地 URL 試驗研究，依據我國用過核子燃料最終處置計畫之時程規劃，台電公司預定於第三階段「場址詳細調查與試驗」(2029~2038 年)，開始進行「地下實驗設施規劃與建構」，以執行相關地下現地試驗。台灣最快速且保險的做法就是汲取先進國家 URL 研究的寶貴經驗，以提升我國未來在 2029 年規劃本土 URL 實驗研究的效率。

本研究收集與研析：(1)芬蘭 Posiva 公司累積 30 年，設計開發 Olkiluoto 最終地質處置場之規畫試驗公開資料庫的研究報告、建造 ONKALO 地下設施與驗證經驗，精簡節錄其每一本報告之重點整理成一張單頁面參考資訊；及(2)瑞典 SKB 公司在 Äspö 地底實驗室執行之岩力耦合試驗經驗，整理其試驗經驗與結論；並(3)根據現階段我國地質處置場之規劃概念、及現有最具可行性且資料較完整之離島花崗岩現地實際試驗資料，嘗試規劃與配置一虛擬 Taiwan URL-TURL，以提供我國未來在規劃相關的地下試驗或地底實驗室配置之參考：

- (1)我國可採最終處置場與 URL 共構方式，有益開發期程與整體經濟考慮。
- (2)URL 若以豎井搭配迴圈式探查坑道有利調查範圍完整性；若場地受限可採豎井搭配水平式坑道。
- (3)因 URL 的驗證隧道需平行於最終處置隧道之方向，故兩種隧道之軸向須安排在現地水平最大主應力 σ_H 方向，亦即佈設在西北-東南向(大約在 N55°W 左右)。
- (4)在深度 $Z=430\text{m}$ 以上，若假設取岩石平均單壓強度 $\text{UCS}=82.77\text{MPa}$ ，則 UCS/σ_H 均大於 5，即是於開挖坑道時應留意岩壁有可能輕微剝落問題。

關鍵詞：地質處置場、地底實驗室、岩石力學實驗、ONKALO、Äspö。

ABSTRACT

The radioactive waste emplaced in deep geological repositories is to be isolated and to protect the environment. The engineered and geological barrier system is to be kept stability for a long-term safety. Therefore, the safety and appropriateness of the proposed system must be all proven and the development process can progress. The key technical elements in the proposed design must be demonstrated. In these assessments and demonstrations, the underground research laboratory (URL) plays an important role. Only URLs can provide reliable *in-situ* data and demonstrating the operational safety in a realistic environment to build confidence.

The URLs of ONKALO in Finland and Äspö in Sweden perform numerous rock mechanics experiments for a long time and provide many technical reports in the open website. Learning their URL's experimental experiences is a shortcut to well make Taiwan URL planning and furthermore the final repository design. The aim of this research focuses on studying the rock mechanics experiment programme and results in ONKALO and Äspö. The main topics involve the experiment planning, measurement approaches and developing instruments, and test results. The key points of research results are to be summarized and listed in one-page sheet. The layout of Taiwan URL embryo- TURL is preliminarily outlined.

Keywords : geological repository, Underground research laboratory(URL), rock mechanics experiment, ONKALO , Äspö.

目錄

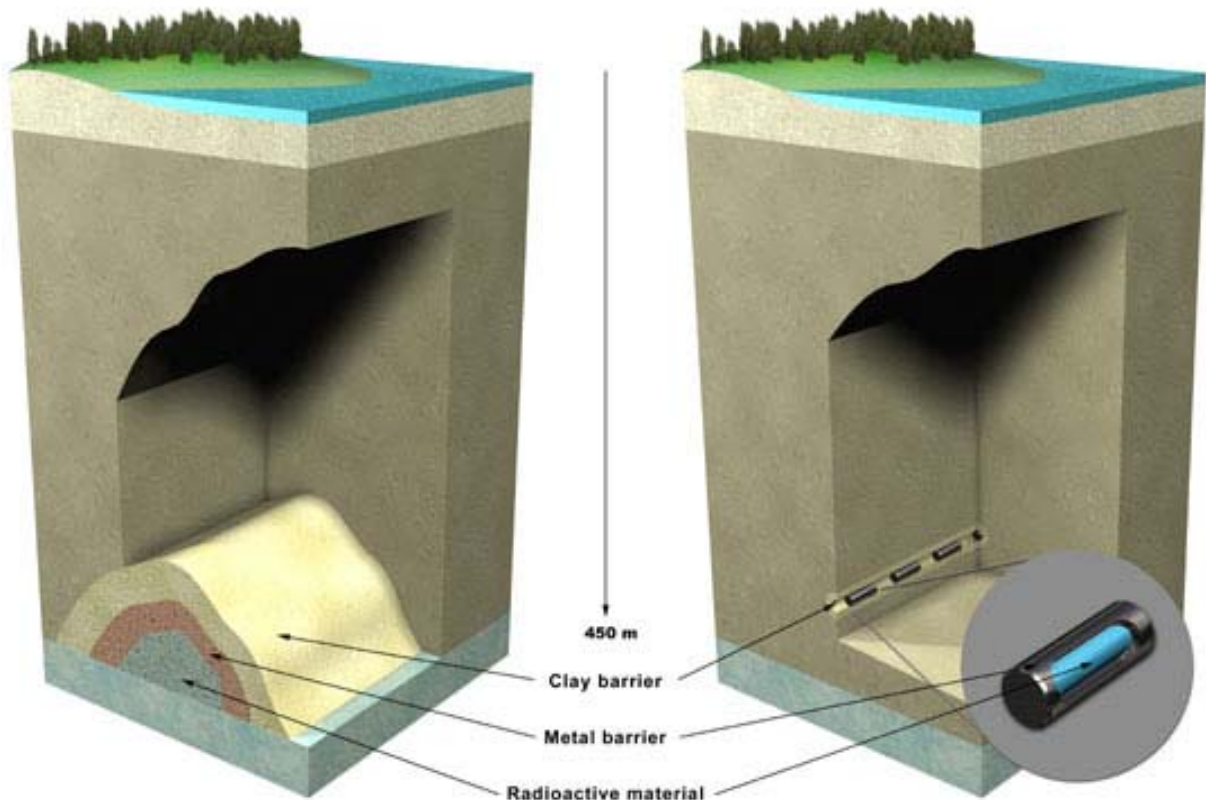
第一章、前言.....	1
第二章 地底實驗室.....	5
2.1 在 URL 的現場實驗領域.....	8
2.2 建構岩體力學模型之所需參數.....	8
2.3 ISRM 的岩石力學試驗法分類.....	9
第三章 芬蘭 ONKALO 地下調查設施.....	10
3.1 ONKALO 地下設施之規劃.....	10
3.2 Posiva 研究成果報告之重要摘錄.....	12
第四章 Äspö 硬岩實驗室.....	51
4.1 Äspö 硬岩實驗室之開發過程.....	51
4.2 Äspö 硬岩實驗室的實驗計畫 (SKB,2001).....	53
4.3 開挖擾動之實驗(Zedex).....	54
4.3.1 TBM 隧道之開挖參數.....	54
4.3.2 鑽炸法 D&B 之開挖過程.....	54
4.3.3 試驗結果.....	55
4.3.3 在 ZEDEX 實驗隧道進行的透水試驗.....	61
4.4 岩柱穩定性之實驗(A PSE).....	66
4.4.1 實驗配置之規劃概況：.....	67
4.4.2 開挖施工之擾動順序.....	69
4.4.3 受熱作用之試驗過程.....	69
4.4.4 岩壁剝落深度之試驗結果.....	70
第五章 虛擬台灣地底實驗室規劃.....	74
5.1 我國深層地質處置場配置規劃.....	74
5.2 我國花崗岩地層之實驗資料檢視.....	76
5.3 台灣離島地區花崗岩之破裂特性.....	82
5.4 台灣離島地區花崗岩試驗研析建議.....	
5.5 虛擬 Taiwan URL.....	85
第六章 結論與建議.....	86
6.1 結論.....	86
6.2 建議.....	87
參考文獻.....	88

第一章、前言

深層地質處置是國際公認適於處置高放射性廢棄物之方式，就是將高放射性廢棄物埋在深約 300~1000m 深的穩定地質環境中，藉由天然障壁(處置母岩、地質圈)與人工障壁(廢棄物罐、緩衝材與回填材料)組成有效阻絕或遲滯核種的外釋與遷移，換取足夠的時間，使高放射性廢棄物的輻射強度在到達生物圈之前已衰減至可忽略的程度。此一觀念可類比於以加拿大雪茄湖下所發現大量放射性物質所處的環境獲得論證(見圖 1-1)。

典型的深層地質處置場(geological repository)可設計如圖 1-2 所示瑞典的觀念(Bennett & Hicks, 2005)：設置觀念係將放入 5 公分厚鋼桶之放射性廢料桶，以 KBS-3V 方式放置於垂直處置坑洞內或以 KBS-3H 水平的處置坑洞內，周圍以夯實皂土塊緩衝材包圍之，再接觸到外圍母岩的天然障壁。在國際上，目前被推薦的母岩則多數選定花崗岩質結晶岩類為主流，公開的研究成果相對也就豐富。

在設計深層地質處置場設施之重要規劃，常包括決定(1)處置場設施之設置深度、相對配置，(2)地下坑道的形狀與大小，(3)開挖的方法，(4)運輸通道及處置隧道方向與現地主應力方位之相對關係，(5)處置坑洞間岩柱之寬距。此等規劃、施工、設計之可靠性，第一步均有賴對場址的岩石力學性質與實際力學環境有足夠且正確認識。



(a) 天然放射性物質之多重障壁

(b) 放射性物廢棄物之人工障壁

圖 1-1 類比於加拿大雪茄湖下鈾礦長期所處的天然地質障壁證據

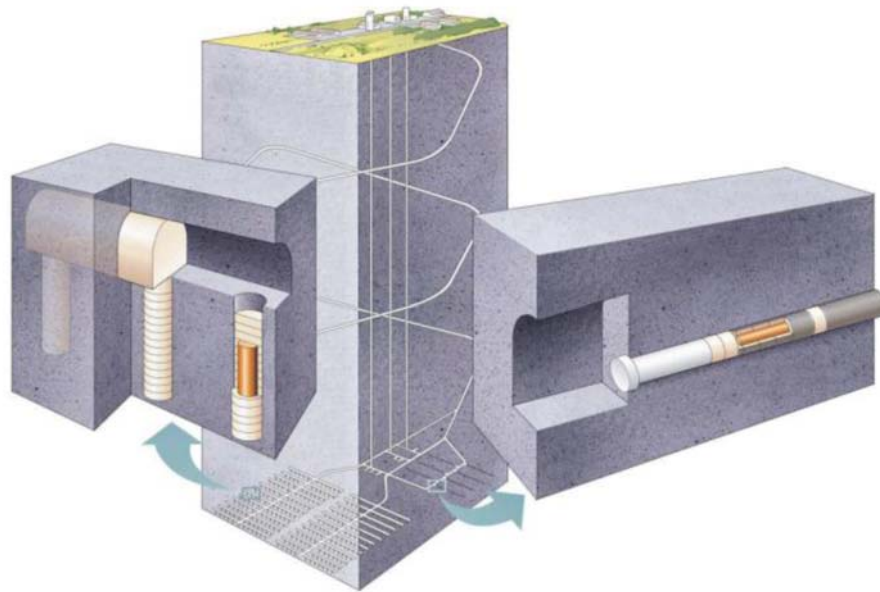


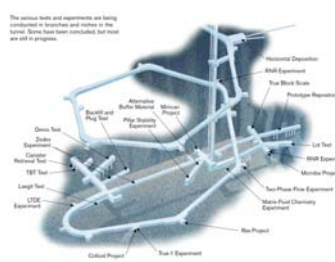
圖 1.2 瑞典規劃垂直與水平配置觀念之深層地質處置坑 (Bennett & Hicks, 2005)

地質處置場的地盤必須具備高度穩定性且低透水性，因此必須經過 (a)嚴格的選址、(b)小心確實建造施工與運轉，期使其間力學行為對原始地盤環境之擾動作用最少。因此，上述天然障壁或母岩之長期安全性，必需先經過嚴格的確認與評估，這是目前工程界以任何形態的地表調查方法或試驗所無法滿足的，而必須深入到地下深處的真實環境(通常在地下 300~500m)，當場進行實際試驗與驗證，以獲取有信心的評估(NEA,2013a,b)。

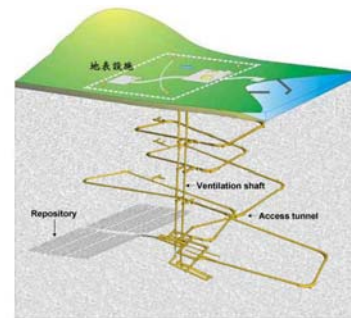
因此，於地底實驗室(URL, Underground Research Laboratory)進行試驗是確保地質處置場運作長久安全性的最可信途徑。地底實驗室 URL 之角色如圖 1.3 所示，將是承地面選址決策及確認下方處置場不可替代的中繼環節，研究完成後也有可能將地底實驗室之通道作為以後處置場的運輸通道，加速開發與經濟。目前地底實驗室 URL 的配置如圖 1.4 有下類幾型(王駒，2013)：(1)豎井-螺旋通道-水平坑道、(2) 豎井-水平坑道、(3) 斜坡坑道-水平坑道。



(a)選址



(b) 地底實驗室



(c) 地質處置場

圖 1.3 地下研究實驗室之於地質處置場與選址間之驗證橋樑角色

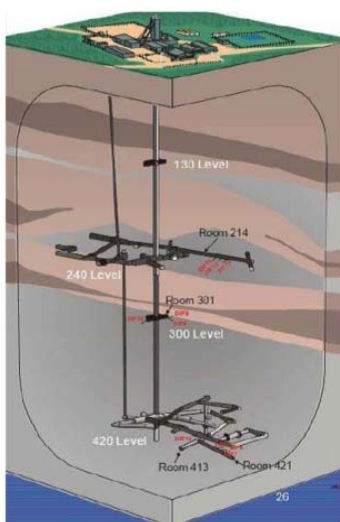


(瑞典) Aspo HRL



(芬蘭) ONKALO URL

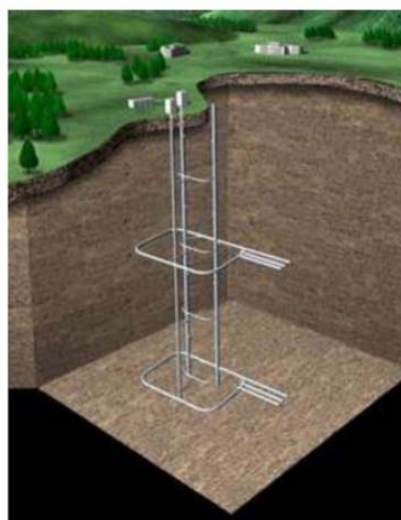
(1) 豎井-螺旋通道-水平坑道



(加拿大) AECL URL

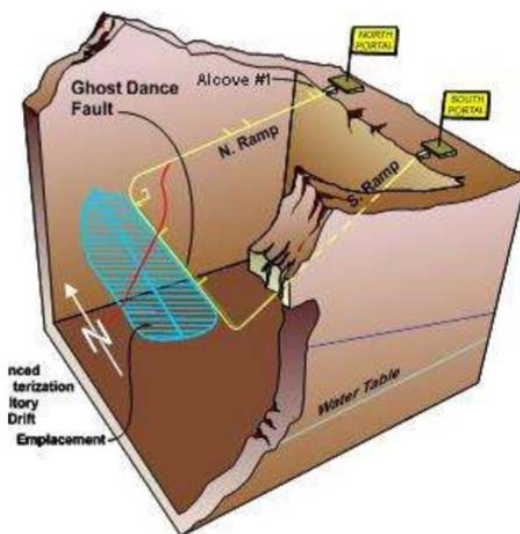


(日本) Mizunami URL



(日本) Horonobe URL

(2) 豎井-水平坑道



(美國) Yucca mountain URL

(3) 斜坡通道-水平坑道

圖 1.4 典型地底實驗室(URL)的配置型態

目前，世界上對深層地質處置之花崗岩場址性能問題的研究，幾個領先研究的國家例如加拿大、芬蘭、瑞典(NEA 2013; Juvonen 2002; SKB 2001)，長期已投入長達二、三十年且大批的高級研究人力，於地底實驗室(URLs)進行實地、長時間、足尺寸的試驗，甚至跨國合作有很強的研究團隊參與，但即使如此貼近的研究，對最終處置場的安全仍沒十足把握。

如同國際研究主流結論，台灣高放地質處置場之候選場址也有可能是花崗岩質。但台灣長久以來在花崗岩質母岩之一般室內、或現場岩力試驗成果則甚是不足，仍急待投入大量本土研究，才能趕上政府規劃於 2029 年進行詳細場址調查或設立台灣本土 URL 進程(見圖 1.5)。要達成此一目的，最快速有效的做法就是汲取先進國家 URL 的試驗研究經驗，包括國外在 URL 的規劃經驗、及 URL 研究成果與結論，以減低我國未來假如要規劃本土性 URL 時的犯錯機率，甚至可及早預先思考一套台灣虛擬的 URL (Taiwan URL)，並提供 2029 年台灣是否需要 URL 決策之參考。

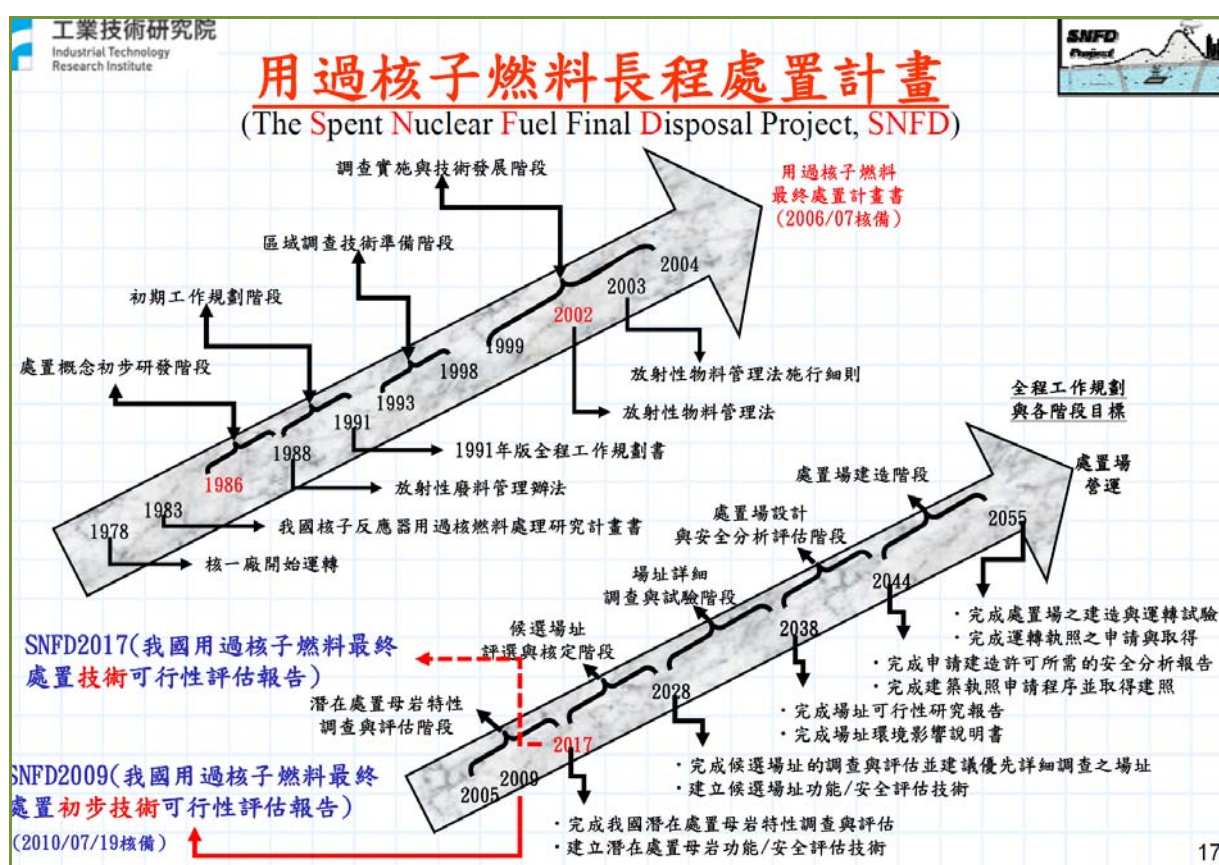


圖 1.5 台灣高放射性廢棄物深層地質處置發展進程規劃(林鎮國,2009；工業技術研究院簡報，2011)

第二章 地底實驗室

地底實驗室(URL)是設立在適合當成地質處置場之相同地盤或類似地盤內，通常位在地下幾百公尺深處的母岩內（花崗岩、鹽岩、黏土/頁岩、凝灰岩），目前國際上座落在花崗岩質母岩之 URL 的狀況如下表 2.1 所列(楊長義、翁孟嘉，2014)。URL 實驗活動，是用來驗證及開發深層地質處置的相關技術，這種真實性是一般僅在表層岩盤行為之研究所無法替代的。透過 URL 研究工作，期望可以提供有關地質處置場在建造、營運、封閉、長期安全評估之所有實用資料(Juvonen, 2002)。

URL 的類型有二(見圖 2.1)：(A) 依附在既有地下坑洞內，額外規劃新開挖的「一般性的地底實驗室」(Generic URL)進行特定的實驗，目的僅止確認在其他地方建置處置場時的知識或方法，不用作真正廢料處置場，如加拿大 Mine-by Experiment。或(B)在處置場場址或附近建造於一處有「特定場址地底實驗室」(Site-specific URL)，以進行實驗探索研究或成為處置場的初期建設，可供好幾年實驗之設施空間 (NEA, 2013)，如芬蘭 ONKALO 地下研究實驗室。是故：

在(A)「一般性的地底實驗室」的典型研發活動包括：(ii)開發與測試調查評估岩層的方法；(ii)開挖、建造、處置、封閉技術及監測其影響；(iii)實驗 THMC 耦合作用；(iv)腐蝕及核種遷移過程；(v)全尺寸大型的工程障壁系統實驗；(vi)坑洞與豎坑的封阻試驗；(vii)開發監測技術，瑞典 Äspö 硬岩實驗室(Äspö HRL, Äspö Hard Rock Laboratory)屬之。

在(B)「特定場址地下研究實驗室」(Site-specific URL)除了可進行上述(i)~(vii)活動外，尚可進一步檢視場址真實性質及驗證各項技術，如建造技術、廢棄物埋置、處置場運轉與封閉技術，芬蘭 ONKALO 地下研究設施屬之。

表 2.1 NEA 會員國在花崗岩內之地底實驗室(楊長義、翁孟嘉，2014)

地下研究實驗室 (URL)	母岩、位置、深度	管理機構/備註	合作研究的國家和機構
Kamaishi Mine	母岩：花崗岩 位置：Iwate Prefecture, 日本東北部 深度：300-700 m	管理機構：JAEA [註]：鐵礦礦廊道。運作自1988年至1998年。	Switzerland.
Stripa Mine	母岩：花崗岩 位置：Guldsmedshyttan, 瑞典 深度：360-410 m	管理機構：SKB [註]：鐵礦礦廊道。運作自1976年至1992年。	Canada, Finland, France, Japan, Spain, Switzerland, United States.
Grimmel Test Site (GTS)	母岩：花崗岩 位置：Grimmel 瑞士 深度：450 m	管理機構：Nagra [註]：水力工程之服務隧道廊道，自1984年起運作	Czech Republic, France, Germany, Japan, Spain, Sweden, United Kingdom, Finland, South Korea, United States, EC and the IAEA URF network.
Olkiluoto Research Tunnel	母岩：花崗岩(花崗閃長岩) 位置：Länsi-Suomi 芬蘭 深度：60-100 m	管理機構：Posiva [註]：連接到Olkiluoto 處置場的隧道。運作自1992年。	Sweden.
Climax	母岩：花崗岩 位置：Colorado, 美國 深度：420 m	管理機構：DOE [註]：開採現有的開挖橫坑。1978年至1983年進行廢燃料處置實驗。	
Fanay-Augères	母岩：花崗岩 位置：Limousin, 法國	管理機構：IRSN [註]：鈾礦廊道。運作自1980年至1990年。	
AECL Underground Research Laboratory	母岩：花崗岩 位置：Lac du Bonnet, Manitoba, 加拿大 深度：240-420 m	管理機構：AECL [註]：運作自1984年至2006年。2010年11月17日正式關閉。	France, Japan, Sweden, Finland, United States.
Mizunami Underground Research Laboratory (MIU)	母岩：花崗岩 位置：Gifu Prefecture, 日本中部 深度：300m, 500m(進行中) + 1 000 m(計畫中).	管理機構：JAEA [註]：自2002年建造。2003年開始開挖兩豎井，2008年完成深度300m廊道，2011年開始深度500m廊道開挖。	Korea, Switzerland, United States.
Äspö Hard Rock Laboratory	母岩：花崗岩 位置：Oskarshamn, 瑞典 深度：200-450 m	管理機構：SKB [註]：自1995年運作以來，ASPO已從Stripa Mine獲得大量的經驗和知識	Canada, Finland, France, Germany, Japan, Spain, Switzerland, United Kingdom, United States.
Korea Underground Research Tunnel (KURT)	母岩：花崗岩 位置：南韓 深度：90 m	管理機構：KAERI [註]：自2006年運作。	
ONKALO	母岩：花崗岩(花崗閃長岩) 位置：Eurajoki, 芬蘭 深度：500 m	管理機構：Posiva [註]：處置場的場址。2003年獲建築許可，2004年開始開挖。Posiva預計2012年左右提交處置場建照申請。	

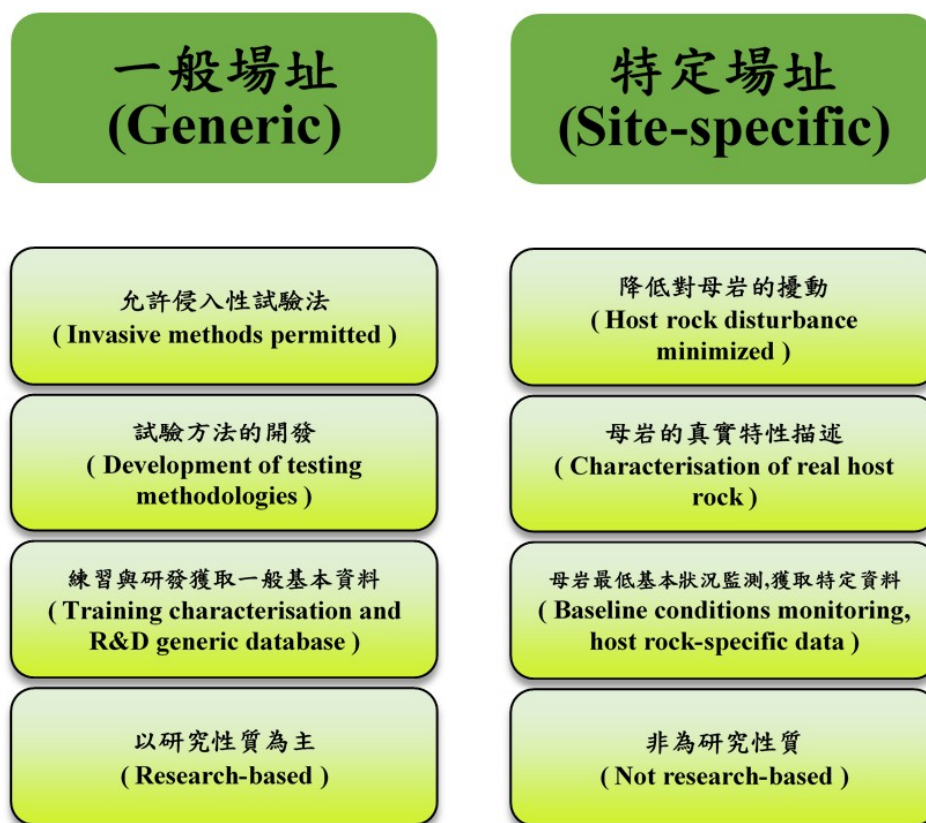


圖 2.1 一般性與特定場址地底實驗室之不同屬性比對

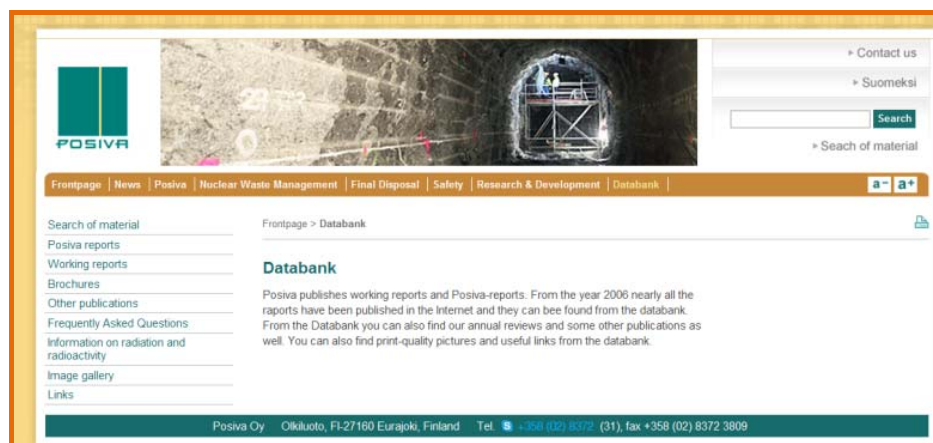
在 1960 年代的美國鹽岩地窖計畫(Project Salt Vault)應該是屬第一個地下研究實驗室 (Mariner *et al.*, 2011)；歐洲 1980 年代瑞典的 Stripa 礦區進行的研究，則是第一個設在花崗岩質岩層之 URL；1990 年代在日本東北 Kamaishi 礦區進行的研究則是亞洲最早的。加拿大早期於 1984 年 AECL 地下研究實驗室則是於花崗岩質最成功的 URL 案例，但 2010 年已正式關閉，資料的發表較早多分散且成果報告較不易有系統取得。

在許多 URLs 中，以芬蘭西南部 Okiluoto 地質處置場址附近的 ONKALO URL、瑞典東南隅 Forsmark 場址附近的 Äspö URL 下研究實驗室，兩地非常靠近見圖 2.2)，在 ONKALO 規劃之初與進行中，都已有參與並引用加拿大 AECL 的經驗，以後更可能是 Okiluoto 地質處置場的一部分，所以要求特別嚴格與真實。而且芬蘭 ONKALO 與瑞典 Äspö 的兩處 URL 均有極豐富的實驗成果、與資料庫公開(見圖 2.3)，但歷經數十年的研究報告資料極多，亟待我們台灣盡早投入更多人力陸續挖掘其經驗與歸納整理其成果，如此勢必可縮短國內未來的摸索時間，並減低犯錯的機率。

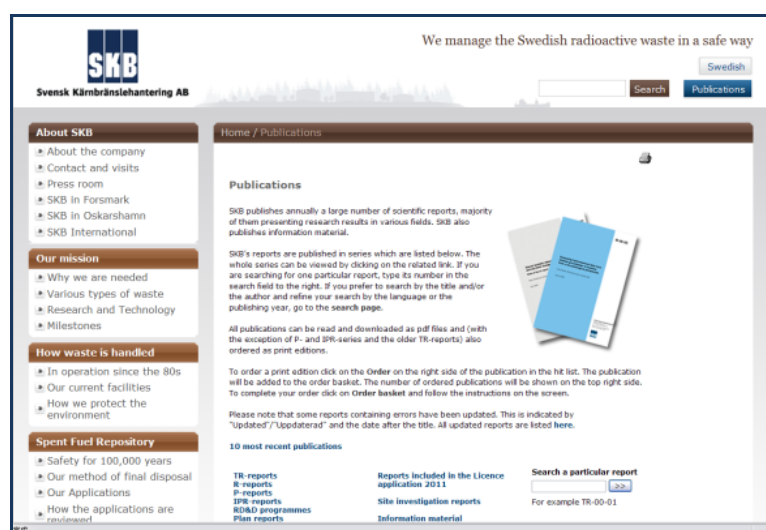
因此，以芬蘭 Posiva 的 ONKALO 地底研究實驗資料庫為主、以瑞典 Äspö 硬岩地下研究實驗室的 R&D 成果與經驗為輔，是本計畫主要研析的目標。本研究計畫在這第一年期的研析重點，放在針對芬蘭建造 Olkiluoto ONKALO 地下設施(見第三章)所進行的岩石力學 (rock mechanics)的基礎試驗主題、量測重點；及在瑞典 Äspö 硬岩實驗室中所進行現場岩力相關的偶合試驗(rock mechanics-coupled experiment)成果進行分析與歸納整理(見第四章)。



圖 2.2 芬蘭 Olkiluoto 處置場與瑞典 Äspö 實驗室的相對位置



(a) 芬蘭 Posiva 公開資料庫



(b) Äspö URL 公開資料庫

圖 2.3 芬蘭 Posiva 的 ONKALO URL 與瑞典 SKB 的 Äspö URL 資料庫

2.1 在URL的現場實驗領域

地底實驗室(URL)正是在現場規劃實際調查或足尺寸試驗之驗證，實驗通常包括有下列六大領域(本計劃僅就領域 III.岩石力學模型實驗進行研析)：

- I. 地質模型(geological model)研究建立
- II. 水文與水文地質模型(hydrology/hydrogeology model)實驗
- III. 地球化學/水文地球化學模型(geochemistry/hydrogeochemistry model)實驗
- IV. 岩石力學模型(rock mechanics model, RMM)實驗**
- V. 熱力性質模型(thermal properties model)實驗
- VI. 傳輸行為模型(transport properties model)實驗

2.2 建構岩體力學模型之所需參數

採用深層地質處置的思考，促使(1)長時間的阻截功能(2)高應力作用問題，此二項是特別需注意的岩石力學問題。於是，地質處置場之最終設計或長期安全性之評估，在岩石力學方面，建構於是否有可靠的現場岩盤力學模型，其內容通常包括三部份(Juvonen, 2002)：(1)對岩體及力學性質的正確描述；(2)正確的數值模擬對岩體性質與行為進行預測；(3)透過 URL 實驗量測值，以驗證岩石力學模型之正確度，藉以增加信心：

- (1) 岩盤及力學性質之描述：可以直接量測到的參數，例如有(1)岩石材料的單壓強度、(2)現地主應力的大小與方位；但無法量到的如 10m 立方巨大的岩體彈性模數，只能藉由現地實驗值並靠數值模型推測並驗證。
- (2) 數值模擬岩體性質與行為：可使用連續體數值模擬或離散體數值模擬，如 FLAC、UDEC、PFC，探討完整岩石與弱面如何正確組構成正確的模擬岩盤，岩石變形如何改變局部應力狀態、及開挖如何損傷擾動岩體等[屬於本案後續 2015 年研究主軸]。
- (3) URL 實驗案例量測驗證：經由 URL 現場真實狀況下的實驗量測結果，比對岩盤力學模型之正確度。

例如，Monkkonen *et al.* (2012)在建構 ONKALO 岩石力學模型(RMM, Rock Mechanics Model)時，計考慮到以下五項組成要項去描述岩力行為，以預測處置坑受力破壞潛能與後續設計：

- (1)完整岩石之強度與變形性
- (2)現地應力
- (3)岩體品質
- (4)岩石熱性質
- (5)脆性變形帶(BDZs, brittle deformation zones)之岩石力學性質

2.3 ISRM的岩石力學試驗法分類

處置場之隧道或洞室所關切的力學問題，可示如圖 2.4 其所涵蓋範疇實則是包括：(1)岩體力學性質(含完整岩石及弱面兩者)、(2)現地應力特性、(3)開挖方式，與該三要素有密切相關性。

又根據國際岩石力學協會(ISRM)所建議之岩石力學試驗方法的章節，包括：

(A)實驗室試驗(Laboratory Testing)方法：

包含，[1]岩石基本物性試驗 (含水量、孔隙率、密度、吸水率、消散耐久性)、[2]岩石硬度與磨損性質、[3]波傳速度、[4]點荷重強度、[5]單壓強度與變形性、[6]完整應力應變曲線、[7]三壓壓縮強度、[8]岩石潛變試驗、[9]剪力強度、[10]張力強度、[11]回脹試驗、[12]破裂韌度、[13]節理剪力強度試驗等等試驗建議；

(B)現地試驗(Field testing)方法：

包含，[1]岩盤變形性、[2]現地應力、[3]地球物理試驗法等等試驗建議。

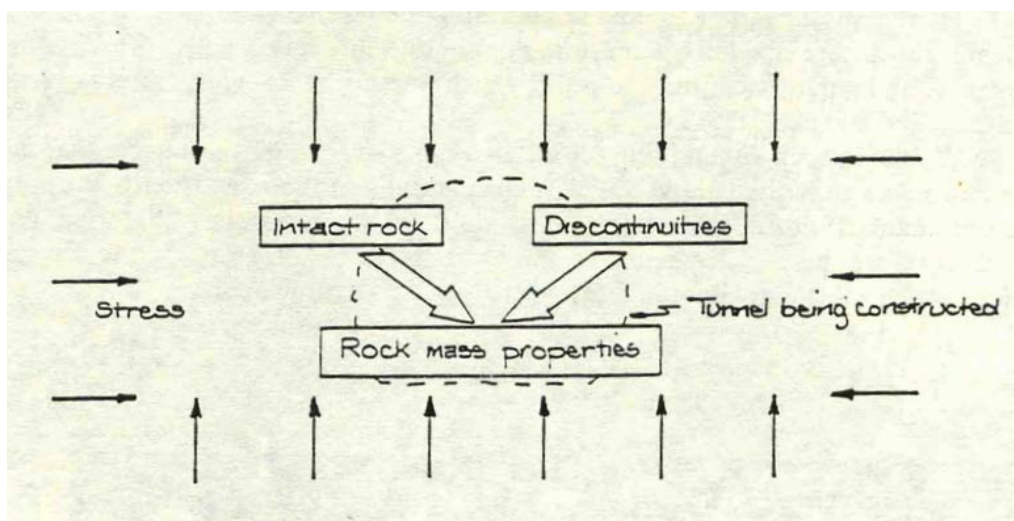


圖 2.4 處置坑道的相關岩力主題：[岩體力學性質(含岩石及弱面)、現地應力、開挖方式]

第三章 芬蘭 ONKALO 地底調查設施

3.1 ONKALO地底調查設施之規劃

芬蘭國會於 2001 年正式核准 Olkiluoto 地區作為用過核燃料最終處置場之申請，Olkiluoto 場址地質為年齡 16.5 億至 26.5 億年的結晶花崗岩，極為穩定，該地與瑞典的 Äspö 地區僅隔波的尼亞灣非常接近，所以部分研究工作是在 Äspö 合作進行驗證。處置場深入地下 500 公尺左右，採豎坑、兩層包封容器(外層純銅、內層鑄鐵)直立安置、有膨潤土緩衝材設計。

目前，芬蘭放射性廢棄物處置機構 Posiva 於 2004 年開始於同一地層佈設 ONKALO 地下研究設施(見圖 3.1)，進行大規模的實際現場實驗及場址調查工作，以確保其經驗移植到 Olkiluoto 處置場實際運作時之安全性。ONKALO 本身的建造就是一個大型的試驗，預定 2014 年完成實驗，之後的 ONKALO 坑道設施則成為部分抵達 Olkiluoto 地質處置場的通道。這 Olkiluoto 地質處置場與 ONKALO URL 共構模式我國應可以仿效。

Olkiluoto 處置場規劃於 2010 年提出建造申請，處置場開始運轉時間約為 2020 年，在 80 年後的 2100 年前完成封閉與回填。其興建計畫共分成四個階段：(這類發展歷史，可供我國規劃預估合理期程)

- [第一階段]：2004~2009 年，以鑽炸法挖掘隧道蜿蜒通往地下，直達 420 公尺深的地底（參考：台北 101 大樓為 508 公尺高）。
- [第二階段]：2009~2011 年，繼續挖掘，直至 520 公尺深。一邊挖掘一邊研究地層特性，以便設計適合的貯存設施，目前深達 455m 廊道寬 5.5m 高 6.3m 坡度 1:10。負責興建的公司 Posiva Oy 規劃在 2012 年申請貯存場的建造許可。
- [第三階段]：預計至 2015 年完成貯存設施的興建。
- [第四階段]：預計從 2020 年開始將用過核燃料封裝及掩埋在貯存場內。

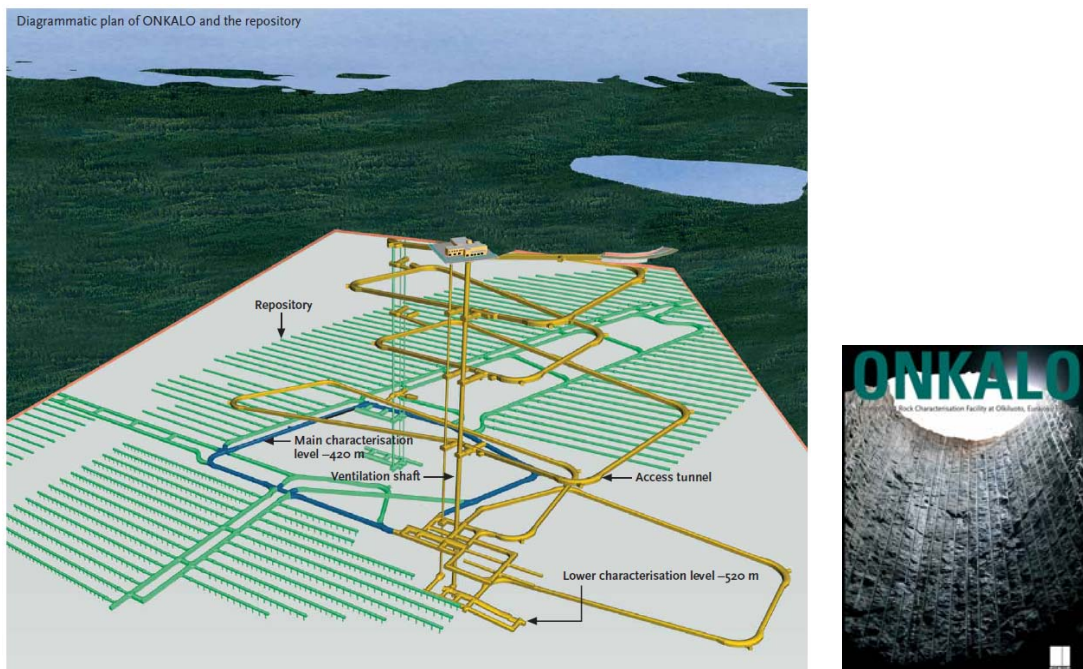


圖 3.1 Olkiluoto 地質處置場(綠色)與 ONKALO 地底實驗設施(黃色)之共構形式

在 ONKALO 所進行的研究(在接近最終處置深度地下-420m 至 437m 之間),可提供了解深層地質處置場的岩盤狀況調查描述、地下水流動行為資訊、及開挖建造對此等狀況的擾動影響程度,以及未來處置場規劃與設計時所需資料。其中,岩石力學技術與驗證研究可用於了解內部岩盤之現地應力方向大小、與岩石強度、及開挖對岩石的損傷。

Posiva 公司在選定 Olkiluoto 最終處置場與 ONKALO 地下研究設施之前,就曾回顧(Juvonen, 2002):(I)加拿大 URL 及(II)瑞典 Äspö URL,其中除收集回顧其(III)岩石力學參數(岩石強度、變形性、現地應力),特別(IV)探討音射(AE)之使用配置,(V) 岩石力學模擬與分析,並回顧(VI)岩盤各類監測方法,例如 URL 之音射使用、透地雷達的檢測破裂、微音速儀(Micro-velocity probe)探測岩石損傷裂縫、微震 MS(Microseismic)監測岩石脆性破裂不穩現象、伸張儀及收斂觀測變位改變。此等準備工作,仿照 Posiva 建置 Olkiluoto 最終處置場與 ONKALO URL 所考慮文獻回顧主題,直接也可促使準備規劃 Taiwan URL 之正確方向。

Posiva 公司共有 30 幾年實驗資料,已累積很豐富的研究報告—Posiva report(詳圖 3.2)、與詳盡工作報告—working report(詳圖 3.3)。因為 Posiva 資料庫比 Äspö 更完善,而且 Posiva 資料庫也包括與 Äspö URL 合作或參酌加拿大 AECL URL 的成果, Posiva 公司的資料庫: Posiva report 與 working report 應是目前國際上最具全面性考量,更是本報告彙整重點。

The screenshot displays the 'Posiva reports' database interface. On the left is a navigation menu with links to 'Posiva reports', 'Working reports', 'Brochures', 'Other publications', 'Frequently Asked Questions', 'Information on radiation and radioactivity', 'Image gallery', and 'Links'. The main content area shows a list of reports with search filters (Year: Any, Sort: Report number) and a 'List' button. A table lists five reports, each with a PDF icon, a download link (with file size), a summary link, the report title, authors, and date.

Report Number	Report Title	Authors	Date
Report 2012-34	Seismic Activity Parametres of the Olkiluoto Site	Saari Jouni	16.05.2013
Report 2012-27	Geological Discrete Fracture Network Model for the Olkiluoto Site, Eurajoki, Finland, Version 2.0	Fox, A., Forchhammer, K., Pettersson, A., La Pointe, P. & Lim, D.-H.	28.08.2012
Report 2012-26	Climate And Sea Level Scenarios For Olkiluoto For The Next 10,000	Natalia Pimenoff, Ari Venäläinen & Heikki Järvinen, Finnish Meteorological Institute	09.04.2013
Report 2012-24	Rock Suitability Classification - RSC 2012	McEwen, T. (ed.), Aro, S., Kosunen, P., Mattila, J., Pere, T., Käpyaho, A. & Hellä, P.	18.03.2013
Report 2012-21	Layout Determining Features, their Influence Zones and Respect Distances at the Olkiluoto		

圖 3.2、Posiva report 類型

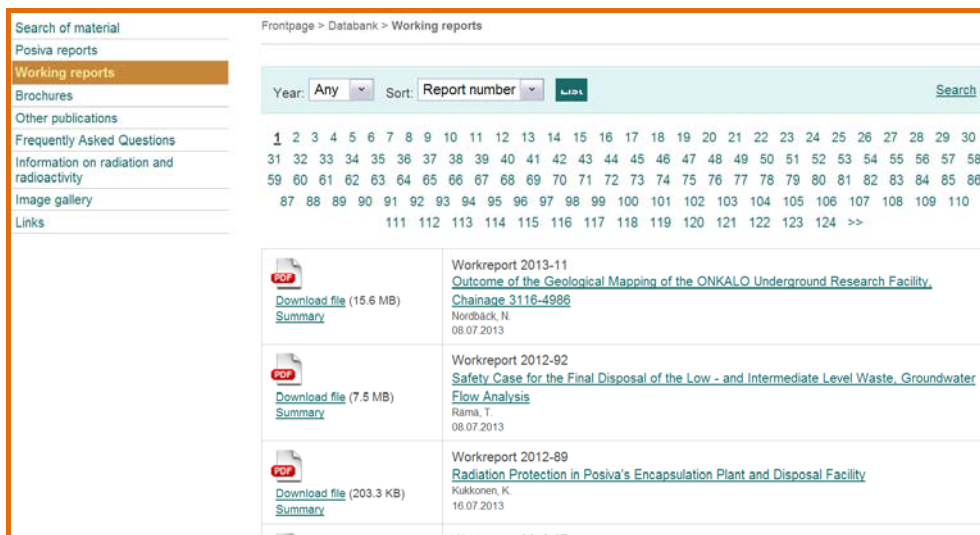


圖 3.3 Posiva 的報告 Working Report 類型

3.2 Posiva 研究成果報告之重要摘錄

在 Posiva 資料庫豐富實驗研究報告中，Hudson and Johansson(2006)將 2005 年以前有關岩石力學領域 80 篇研究大概可分成以下[01]~[15]類主題，可做為台灣岩力試驗規劃之參考。本報告的單一頁面(one-page)岩力試驗成果表之編號，正是沿用此號碼予以編號；

—

單頁面表格(one-page memo)之[編號]類別 (並使用同一顏色區別之)：

- [01] Olkiluoto 及其他場址與文獻之資料整理
- [02] 岩盤之現地應力情況
- [03] 完整岩石性質
- [04] 弱面性質
- [05] 岩體性質
- [06] 變形區(deformation zone)之岩石性質
- [07] 岩體分類經驗
- [08] 岩石之熱力學性質與分析
- [09] 岩石力學模擬與分析
- [10] 岩石力學之規畫
- [11] 開挖效應:應力損傷、EDZ、岩塊破壞(block failure)
- [12] 現地岩石量測與監測(含微震監測)
- [13] 岩石之長期行為與其開挖後之長期行為
- [14] 預測模型與 URL 試驗之驗證
- [15] 開挖後之穩定安全分析

[10]-1 岩石力學之規畫 –地下設施之規劃

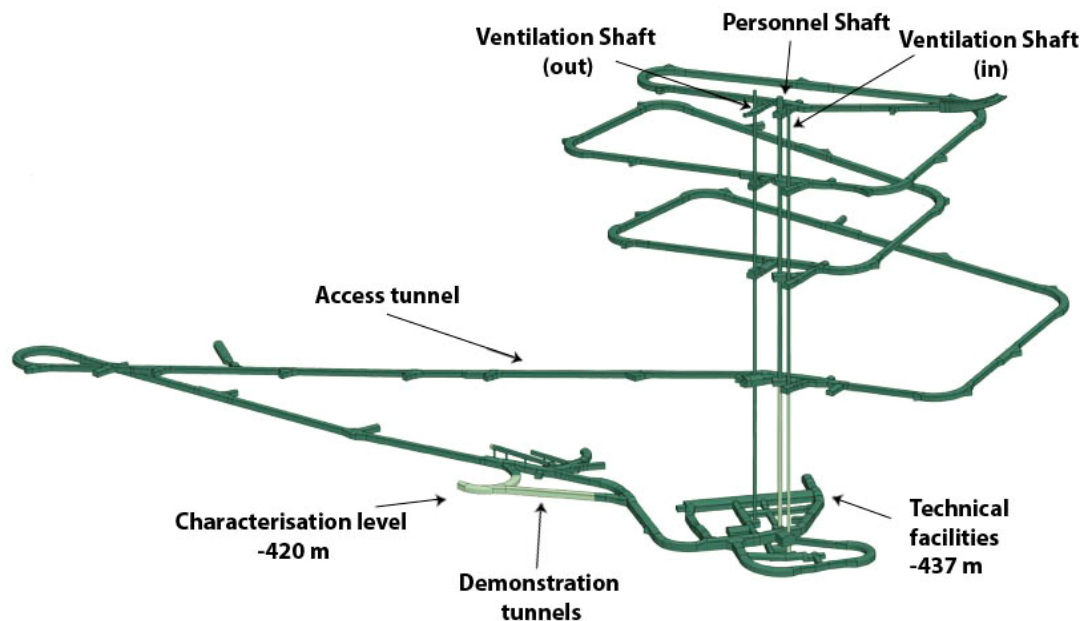
在處置隧道深度附近，通常規劃建造有以下三類空間：技術間(technical rooms)、後勤室(auxiliary rooms)、岩盤特性調查隧道(characterisation tunnel)、驗證隧道(demonstration tunnel)。(Posiva, 2003 [WR 2003-26])其中，

技術間(technical rooms)：混凝土地面面積 123m²，包括機電設備、通訊設備、消防設備。

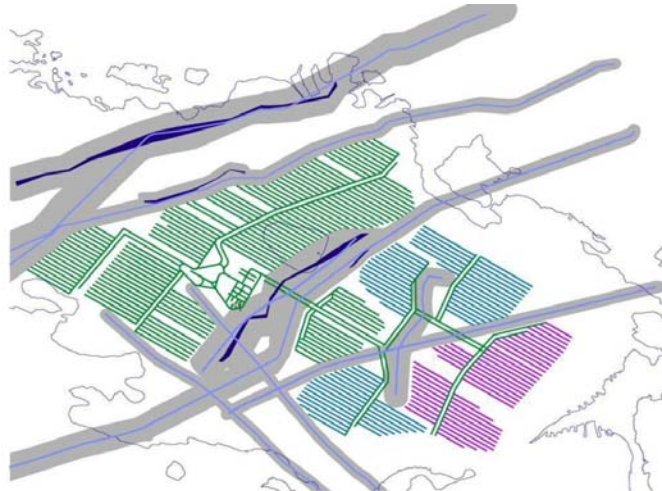
機電室應設在靠近通風豎井與運輸通道處，消防間設在通風豎井附近。

後勤室(auxiliary rooms)：係以混凝土地面，設在通風豎井附近。包括急救室、隔煙牆、維修廠、水與燃料補給室、停車間。

[使用提示]：瞭解處置場上需要之其他支援空間



[圖說 10]-1-1：ONKALO 各項試驗技術、驗證與場址特性調查區之配置

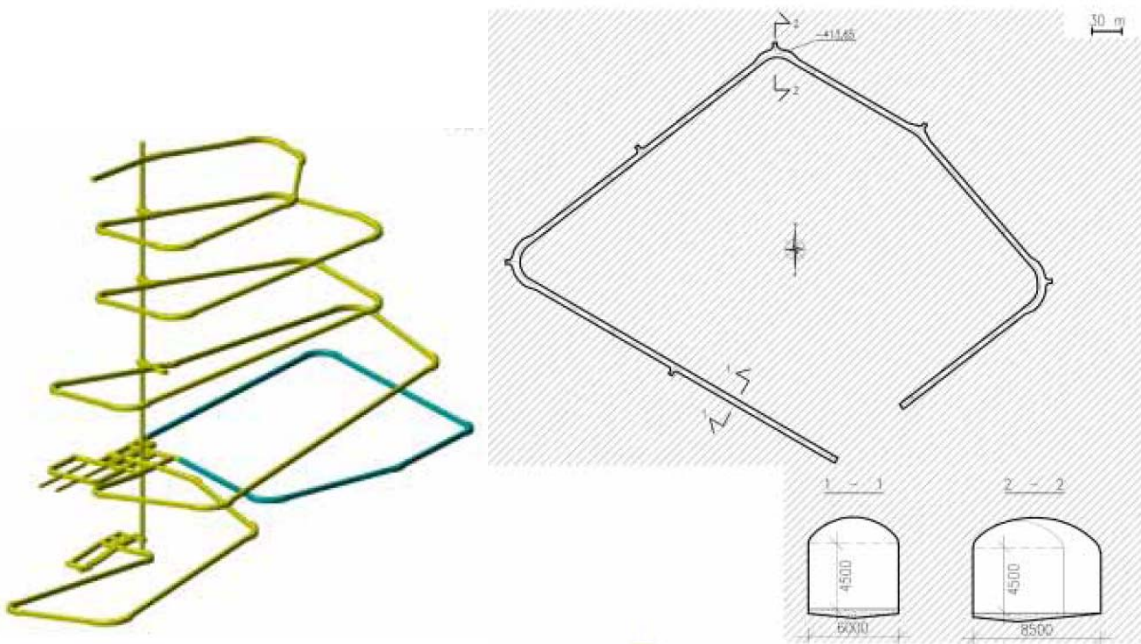


[圖說 10]-1-2：Olkiluoto 處置隧道(deposition tunnel)之最終配置(Anttila, et al. 2009 [WR2009-24])

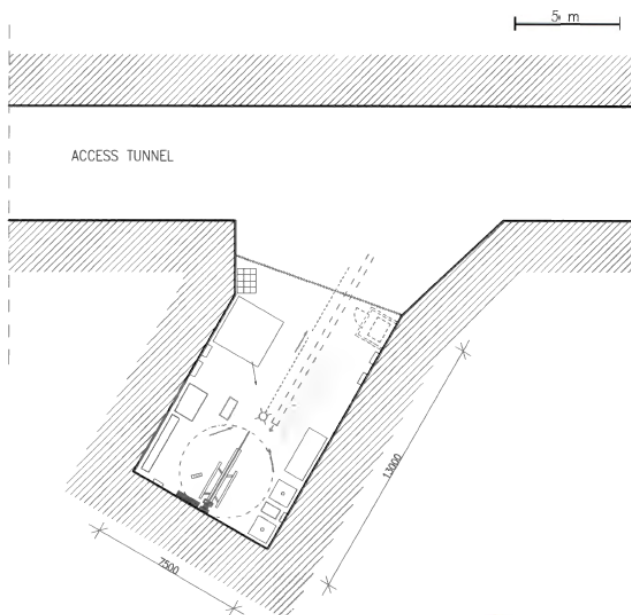
[10]-2 岩石力學之規畫 – 地底實驗室之規劃 (1)

岩盤特性調查隧道(characterisation tunnel)需建在處置隧道(deposition tunnel)的預定深度，大約座落於未來所有處置隧道群之中心代表位置，調查隧道應設計成迴圈型。本調查隧道斷面尺寸為寬 6 米、高 6.7 米，地面特別設計成一凹穴狀可以供排水作用、上鋪碎石的路面，路面坡度 1:100，並且每 250m 並設置斷面較大(寬 8.5 米)的迴轉空間，而短探查坑(高度 4.5m)則設置於調查隧道通道旁的短小橫坑或稱壁龕(niche)。

[使用提示]：瞭解調查隧道之斷面尺寸及壁龕佈設



[圖說 10]-2-1：在深 420m 規劃成迴圈型之場址特性調查隧道及隧道內每 250m 設迴轉空間

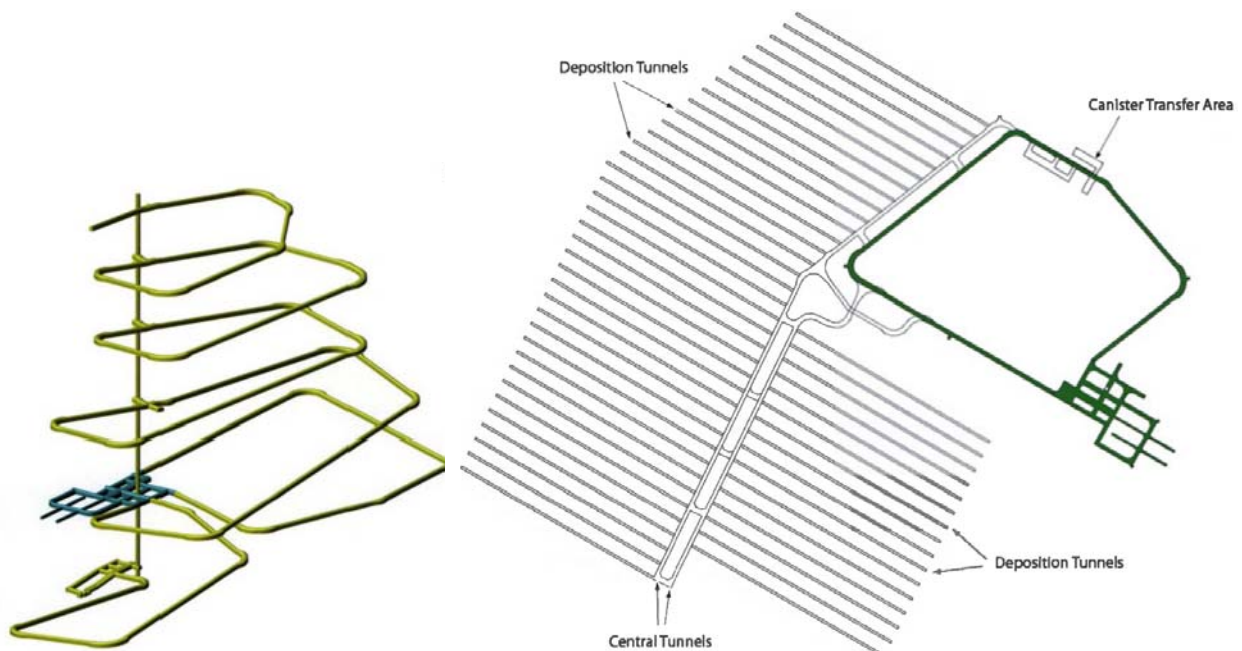


[圖說 10]-2-2：ONKALO 佈設在迴圈型通道旁橫坑(長 13 公尺)的探查試驗間

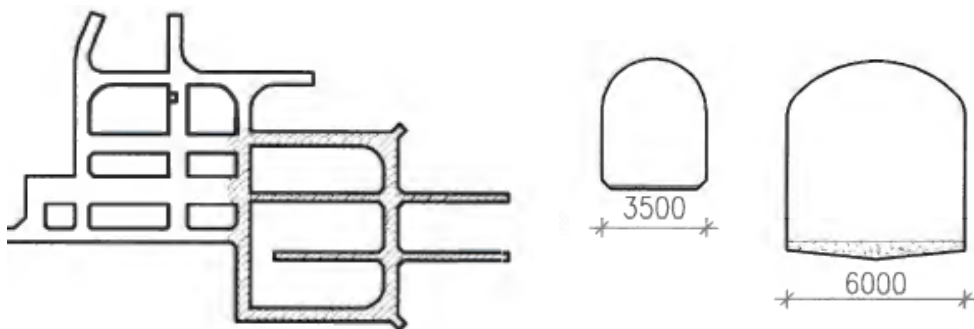
[10]-3 岩石力學之規畫- 地底實驗室之規劃 (2)

驗證隧道(demonstration tunnels)設置目的在提供真實環境，以供測試與驗證相關的處置技術，故通常也需安排平行於預定處置隧道(deposition tunnel)的方向，並劃分成一些隔間互相分開，此類驗證隧道的斷面為寬 3.5 米或 6 米兩種。

[使用提示]：瞭解由上述地底實驗室之規劃(1)(2)得知：迴圈型調查隧道斷面寬 6 米、高 6.7 米，迴轉斷面寬 8.5 米，壁龕內的探查坑高 4.5、驗證隧道的斷面寬 3.5 米或 6 米兩種，可供我國建構地底實驗室之規劃基本概念。



[圖說 10]-3-1：驗證隧道群配置方向平行於最終處置隧道群

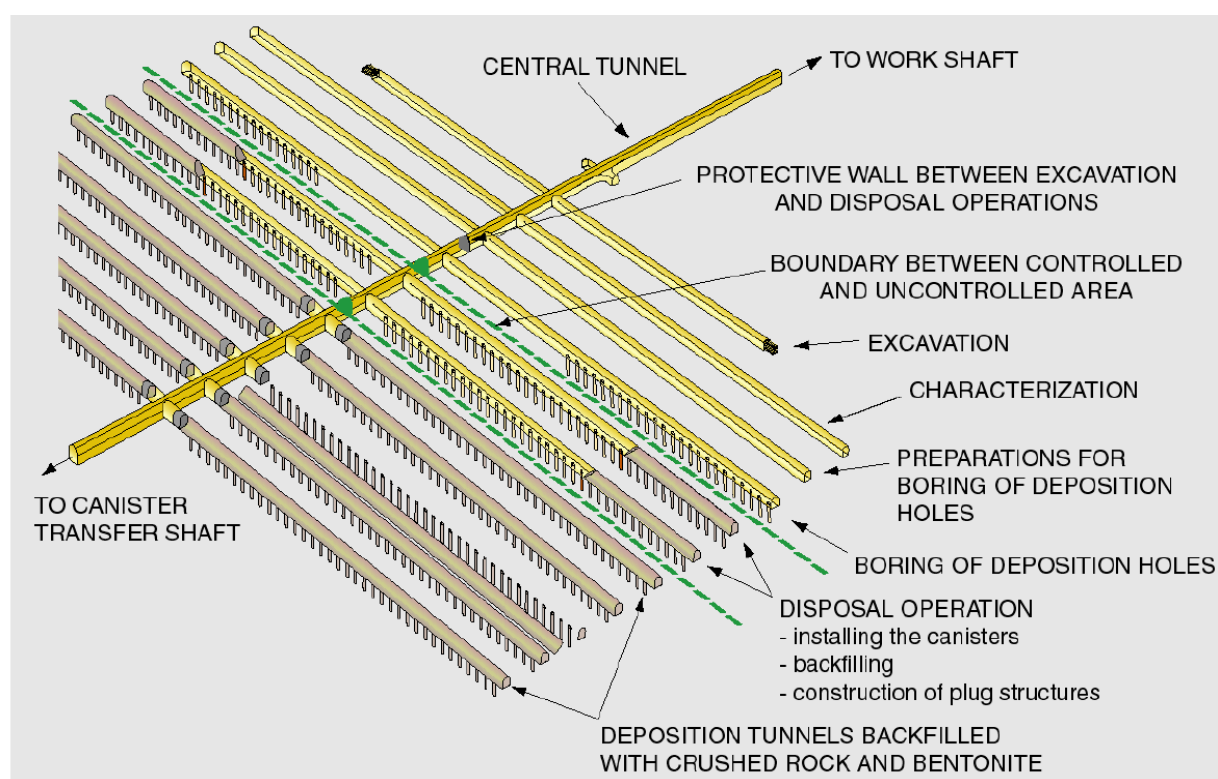


[圖說 10]-3-2：ONKALO 在深 420m 之驗證隧道群隔間與其寬度尺寸

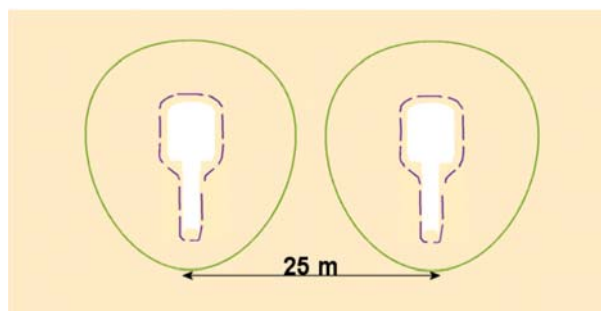
[10]-4 岩石力學之規畫 – 處置隧道群之開發次序

在一條兩線道中央隧道之兩側配置相互平行的魚骨狀配置之處置隧道群，兩個處置隧道之間距，須考慮避免開挖應力重分配(stress redistribution)之重疊互制問題，相隔至少 25m [曾經考慮間格 40m]；又考量施工效益，處置隧道之長度最好不超過 350m，長度大多在 95m~165m。處置隧道群之開發次序，考慮處置作業與開挖作業可同步進行，且互不相干擾，係由廢料桶輸送豎井端之處置隧道先儲存運轉之後並回填，同步並陸續擴充建造新的處置隧道群。而梳子內兩兩處置坑(deposition hole)之間距，以處置深度 400m 深為例，若考慮熱(thermal effect)效用目前訂為 11m 間格(針對 Olkiluoto 電廠燃料)及 8.6m 間格 (針對 Loviisa 電廠燃料)，是故應依不同核種來源而有區別。

[使用提示]：瞭解處置隧道之長度限制及間距或處置坑間格概念



[圖說 10]-4-1： 逐步建造處置隧道群的概念(Anttila *et al.*, 1999)



[圖說 10]-4-2： 兩條處置隧道之間隔 25 公尺(實綠:應力重整範圍、虛綠:開挖損傷區 EDZ)

13-1 岩石之長期行為與其開挖後之長期行為 (1)

1、影響處置場配置(layout)與位置(location)之岩力因素

A. 現地應力(in-situ stress)之影響

在岩石力學方面，現地應力之分佈會影響整體處置場(repository)的配置，因為它強烈主控處置隧道(deposition tunnel)適合座落的深度與方向(Hagros *et al.*, 2003 [WR 2003-04])。

☑ 處置場的深度考慮：(1)必須考慮岩石強度與現地應力之比值(strength/stress ratio)，一般是指岩石單壓強度(UCS)與最大主應力(最大水平應力 σ_H)之比值，此一(UCS/σ_H)比值會隨著地層深度之增加而漸漸變小，因現地應力是隨著地層深度漸增、但岩石強度則提高不多或沒規則。當處在(UCS/σ_H)比值太低的环境(即應力 σ_H 太大)，開挖時易導致岩石剝落(spalling)甚至岩爆(rock burst)。岩石的剝落可能導致須放棄該處置坑(deposition hole)，使得整個處置場之開挖範圍規模增加。(2)基於盡可能使處置隧道周圍之應力集中現象降到最低，最好的規劃就是將處置隧道(deposition tunnel)長軸方向佈設在最大水平應力 σ_H 的方向上，使最小水平應力 σ_h 是垂直於隧道的長軸時，處置隧道與處置坑洞的應力集中現象最低，因此提高了整體坑道的穩定程度。

Olkiluoto 在考慮上述(1)(2)兩因素時，獲知在該場址若令處置隧道方向在 σ_H 方向上時，且處置隧道座落在 500m 深處(其 $\sigma_H=25\sim30\text{MPa}$)或以上之位置可維持坑道穩定；若選在更深的 600~ 700m 處，處置坑處的應力會超過岩石初始破裂應力(crack initiation stress) σ_{ci} 。並進一步指出若令處置隧道長軸方向垂直於最大水平應力 σ_H ，即使僅在 500m 深，處置坑頂部的應力也會超過岩石初始破裂應力。故可知該處之處置深度不宜超過 500m 左右，該邏輯也可應用於台灣未來選定的特定場址。

B. 岩石變形性與強度之影響

如前所述，岩石單壓強度UCS決定(UCS/σ_H)比值，(UCS/σ_H)值太低易導致岩石剝落，可能必須放棄該處置坑(deposition hole)，會導致處置場之整個開挖規模增加；UCS也嚴重影響整體隧道設計，例如隧道的斷面大小或保留坑柱(rock pillar)的尺寸。岩石變形特性E、 ν 的影響則較小。

C. 裂面變形性與強度之影響

裂面之變形性與強度會影響處置坑(deposition hole) 的規劃位置，尤其是遭遇具有嚴重擦痕及開口性裂縫(表示該裂縫可能再發生明顯移位)。

D. 岩石熱力性質(thermal properties)之影響

由於目前之設計，均假定廢料桶表面及緩衝材內之溫度都不會超過100C，因此母岩之熱力性質(尤其是它的熱傳導性與熱擴散性)，直接影響到處置坑之設計間隔、或兩兩處置隧道之距離、及處置場的層數，以上都關係者整個處置場的需求規模。目前，Olkiluoto場址所設計是兩層樓式處置場方式，上下兩層距離相隔100m、處置隧道間之距離為25m、處置坑洞是設計為10m間格。台灣未來應依場址母岩熱力性質特性實際分析本地合適的間距。

E. 破裂帶水力性質之影響

在水文地質或大地工程方面，破裂帶之水力性質也會影響處置坑位置的規劃，例如與帶寬有關的導水率(transmissivity, m^2/sec)，處置坑的位置不宜通過導水率太高的破裂帶，Olkiluoto處置坑需離高導水率破裂帶50m遠之要求原則。

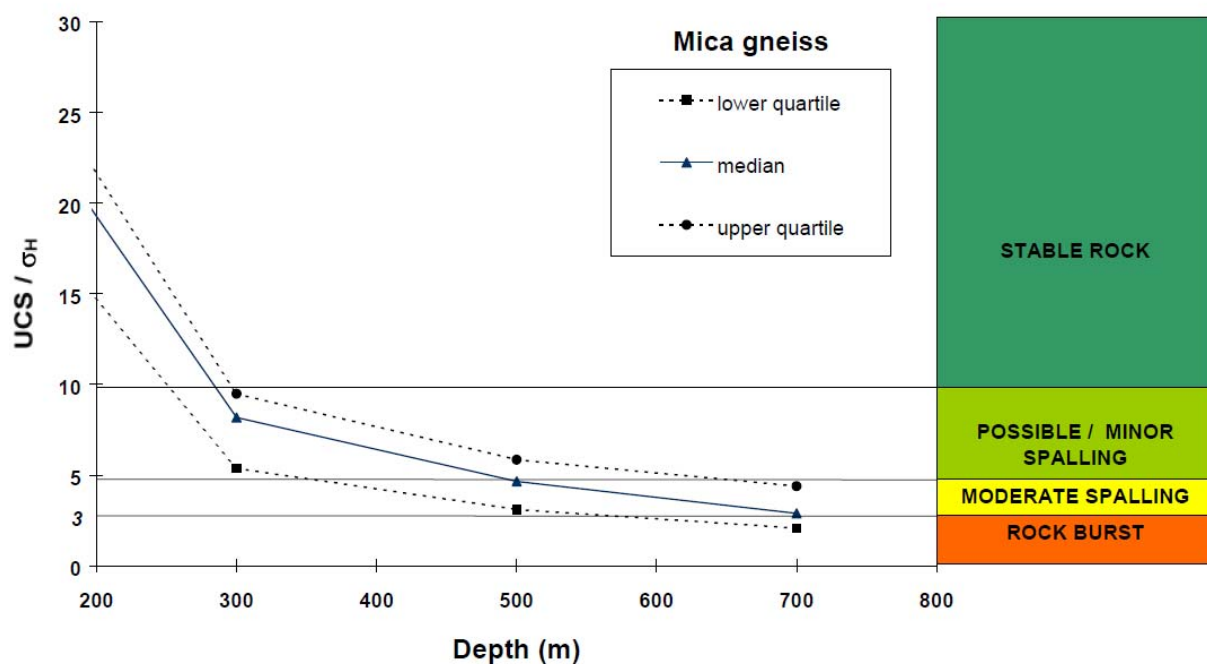
F. 岩體水力性質之影響

在水文地質或大地工程方面，岩體的滲透係數可能會影響處置場的深度與位置，高導水性岩體處易形成地下水主要的流通入滲管道。Olkiluoto 場址選擇在 400-500m 處蓋因其岩體滲透係數較低，規定當岩盤滲透係數大於 10^{-8}m/sec 處須放棄作為處置坑的位置。

[13]-1 岩石之長期行為與其開挖後之長期行為 (1) (續)

[使用提示]：瞭解坑道穩定判斷法

例如 $UCS/\sigma_H < 10$ 就可能發生剝落(spalling)問題， $UCS/\sigma_H < 3$ 甚至有岩爆問題，但是依 [Martin et al.\(2001\)](#)研究指出當坑壁邊界之切線應力超過 $0.3 \sim 0.4UCS$ 時就會發生應力控制破壞，因此對不同斷面形狀坑道應以數值分析預先判別之。



[圖說 13]-1-1： Olkiluoto 地區雲母片岩岩體在各深度之穩定性

13-2 岩石之長期行為與其開挖後之長期行為

2、影響處置場長期安全性(long-term safety)之岩力因素

A. 現地應力(in-situ stress)之影響

在岩石力學方面，現地應力的大小及方向分佈，與在這類高應力環境下影響處置場的長期安全有密切關係。依 Olkiluoto 經驗當處置坑壁之切線應力超過 0.3~0.4UCS 時則發生平行坑壁表面的裂面使岩石剝落，更增加岩盤的透水率；應力所導致的過分破裂都可能損傷到工程障壁系統的完整。在高軸差應力環境下則易導致剪切變形，高應力環境又更利於潛變之發生長期引起處置坑壁的收斂變形，擠壓到皂土塊增高其密度以致提高膨脹壓力。地震作用，也可能破壞工程障壁系統的完整，或在處置坑壁發生新的破裂而改變阻擋地下水流的狀況(Hagros et al., 2003 [WR 2003-04])。

B. 岩石變形性與強度之影響

岩石變形性 E 、 ν 對處置場長期穩定影響較小。母岩強度則很重要，岩石的破裂而產生微細裂縫，致體積膨脹可能導致皂土及廢料筒受到額外擠壓的應力，SKB假設處置坑的坑壁變形量超過100mm就會損傷到工程障壁。處置坑周圍岩石的破裂使裂縫擴大也會侵蝕到皂土塊、或使皂土塊失去約束而損失膨脹壓力，破裂的新裂縫也會形成新的導水路徑、或新的破裂受損使岩體的阻隔效能降低。

C. 裂面變形性與強度之影響

裂面之變形特性，長期上會影響處置坑變形與其內皂土與廢料桶之完整性，粗糙裂面剪變形造成裂縫內寬增大以致透水率，裂面之變為均會造成岩體阻隔效果之下降。裂面之強度特性，長期上會影響岩石的力學穩定及岩塊行為，坑道封閉回填後，隧道上方不穩定岩塊若鬆動易形成隧道軸向滲透係數之增大。

D. 岩石熱力性質(thermal properties)之影響

由於岩石熱力性質控制衰變熱慢慢擴散到周圍岩體，在近場上，岩石的受熱膨脹(thermal expansion) 導致應力重新分佈、改變岩體內裂面的性質，改變岩體變形性以至導水性質。

E. 破裂帶水力性質之影響

在水文地質方面，具高導水率的破裂帶，會增高地下水入滲機會，當這類破裂帶通過處置坑其所帶來地下水極可能腐蝕廢料桶，長時間下也是核種外釋的重要管道影響其長期安全性，當滲透係數高於 10^{-8} m/sec則該破裂帶可視為不具核種阻隔效果。

F. 岩體水力性質之影響

在水文地質或大地工程方面，岩盤的滲透係數控制地下水流量多寡，地下水滲入會帶來腐蝕廢料桶的物質，高流量會侵蝕(erosion)皂土及回填材而改變其密度，甚至攜載核種外釋。岩盤的滲透係數大於 10^{-8} m/sec(相當於每 100m 隧道入滲 10 公升/分鐘)則地下水流速太快，可視為幾乎不具阻隔效果。皂土在吸水飽和後滲透係數約 10^{-13} m/sec 則可達成阻隔效果，但必須使吸水均勻膨脹，使廢料桶可位於處置坑中心，處置坑周圍開挖之損傷區 EDZ 內水流也許可使皂土均勻浸濕。

13-3 岩石之長期行為與其開挖後之長期行為 (3)

3、影響處置場施工性(constructability)之岩力因素

A. 現地應力(in-situ stress)之影響

在岩石力學方面，在高應力環境下，會阻礙鑽炸法之鑽孔卡鑽或鑽孔的崩壞，也因此需採用較長岩栓或較厚噴凝土施作。當(UCS/σ_H)比太低開挖可能導致岩石剝落甚至岩爆，則需較多的臨時支撐或施作系統性岩栓，使施工速度減慢(Hagros *et al.*, 2003 [WR 2003-04])。

B. 岩石變形性與強度之影響

岩石強度(抗壓及抗張強度)強烈控制岩體的施工性及支撐要求，當強度比(UCS/σ_H)太低易導致岩石剝落，而改變隧道斷面形狀，會增加回填工(backfilling)作的困難。岩石組織及礦物成分、顆粒大小及張力強度則影響鑽挖速率與開炸性能等施工性。岩石變形特性 E 、 ν 則是分析隧道穩定的輸入參數，間接影響岩石支撐程度，也關係開挖擊碎岩石的效能。

C. 裂面變形性與強度之影響

裂面之變形特性是設計隧道支撐系統重要的輸入參數，些微影響開挖與灌漿效果，裂面的粗糙度或摩擦角與岩盤之開炸性質有關。裂面之強度性質主控岩盤之穩定性與支撐要求，是分析岩盤穩定與分類重要參數。在建造與運轉期間，因降低地下水壓力會使開挖區附近的裂面剪力強度提高。

D. 岩石熱力性質(thermal properties)之影響

(無)

E. 破裂帶水力性質之影響

在水文地質方面，處置場的豎井、通道、處置坑多少都會遇到破裂帶，在瑞典認為導水率低於 $10^{-5} \text{m}^2/\text{sec}$ 之破裂帶不會對施工造成嚴重的影響。高滲透係數破裂帶有增加地下水入滲，均會增加開挖施工、支撐(岩栓或噴凝土施工)或灌漿的困難。

F. 岩體水力性質之影響

在水文地質或大地工程方面，岩盤的滲透係數影響地下水入侵量，太多入侵地下水也許需要抽水、打設岩栓前也需事先灌漿處理，施設噴凝土、回填也有施工困難。針對長期安全性，瑞典建議處置坑在 400m 深的入滲量必須少於 10 l/min(每 100m 長)，相當於岩盤的滲透係數必須低於 $10^{-8} \sim 10^{-7} \text{m}/\text{sec}$ 。

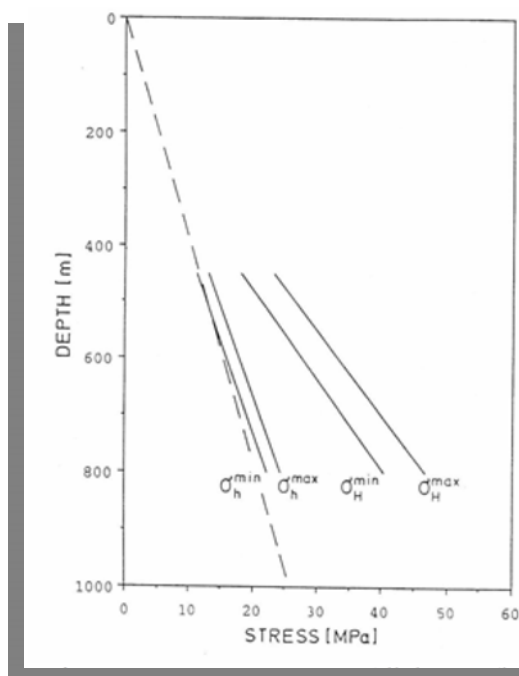
[02]-1 岩盤之現地應力情況

1990年[報告編號YJT-90-18]在選址過程，利用水力破裂法量得Olkiluoto深度在500m及800m左右之現地應力，獲知水平最大主應力 σ_H 隨深度之增加應力梯度(stress gradient)為6.5MPa/100m(即每100m增加6.5MPa)，在Olkiluoto處之應力場有旋轉現象。

2002年試驗以3-D套鑽法及水力破裂法，只有40%成功量測(可能因岩石之異向性造成變異)，也得知Olkiluoto水平最大主應力 σ_H 隨深度之應力梯度為5.6MPa/100m。

2003年3-D套鑽法Olkiluoto現地應力只有在深度310~388成功量測， $\sigma_H=16\sim21$ MPa,後來2003年確認是因套鑽法時造成岩石發生微破裂。

[使用提示]：瞭解設計高放處置坑時，為避免受高應力損傷(相對於岩石強度)，最好將所有處置隧道布設在最大主應力的方向。為使現地應力成功量測，技術宜採用套鑽法或水力破裂法；Olkiluoto 水平最大主應力 σ_H 隨深度之增加應力梯度在(5.6~6.5)MPa/100m 之間。比較台電報告，在離島地區曾量測的資料，整理得知水平最大主應力 σ_H 增加梯度僅是3MPa/100M，與 Olkiluoto 差距一倍，差異頗大。



[圖說 02]-1-1: Olkiluoto 地區水平最大主應力 σ_H 隨深度之增加應力梯度 6.5MPa/100m

[02]-2 岩盤之現地應力情況

1996 年 [報告編號 YJT-90-18] 在 280-800 m 使用水力破裂法，及在深度 300、450、600 m 使用 3-D 套鑽法（76 mm 鑽孔）量測獲知：

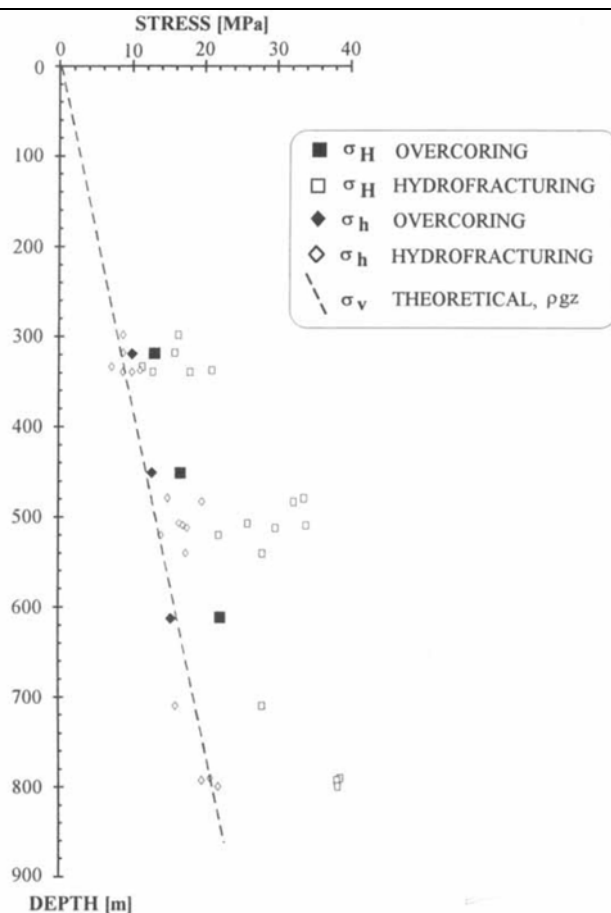
Olkiluoto: $\sigma_H = 26 \text{ MPa (E)}$, $\sigma_h = \sim 16 \text{ MPa}$

Kivetty: $\sigma_H = \sim 26 \text{ MPa (SE)}$, $\sigma_h = \sim 15 \text{ MPa}$, sigmaH SE

Romuvaara: $\sigma_H = \sim 32 \text{ MPa (SE-E)}$, sigmaH $\sim 18 \text{ MPa}$

3-D 套鑽法在 Olkiluoto、Kivetty、Romuvaara 不同場址都能成功，但水力破裂法只在 Kivetty 地區成功使用，在其他二處因所產生的水力破裂面不平行鑽孔，無法得到鉛直裂面。故水力破裂法所得 σ_H 值高於套鑽法。

[使用提示]：瞭解採水力破裂法所得 σ_H 高於套鑽法技術，水力破裂法可能因無法產生鉛直裂面而失敗，3-D 套鑽法(overcoring)成功率相對較穩定。

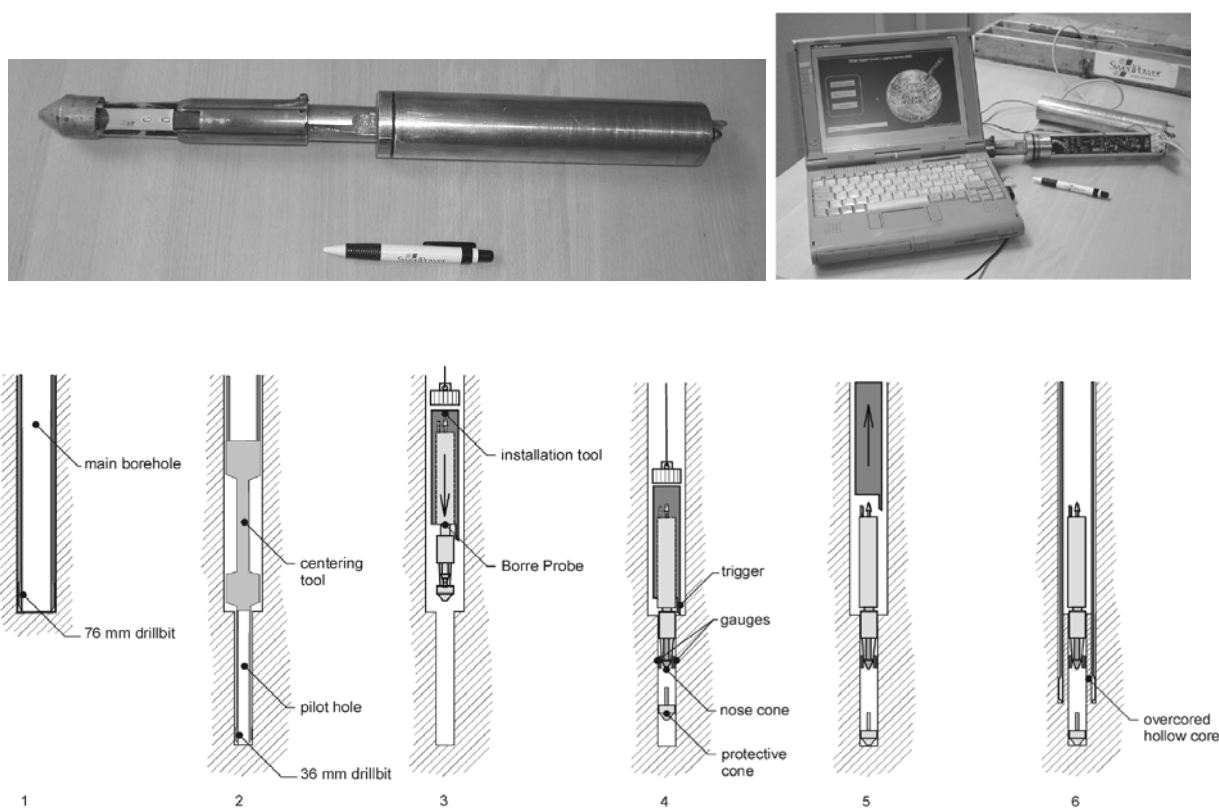


[圖說 02]-2-1：採用水力破裂法與套鑽法量測結果之比較

[02]-3 岩盤之現地應力情況

2003 年 [WR-2003-60]在 Olkiluoto 地區深 310-390 m 處,使用 Borre 探頭以套鑽法量測 3-D 現地應力,其試驗操作步驟示如下圖示。獲知,最大主應力在 16~21MPa (方向幾乎是水平的);在套鑽過程中,造成岩石溫度升高的應變會影響到最後所計算得現地應力量測值,影響可達 3MPa 之大 (Posiva 2006-03; Posiva 2012-43; Hakala (2006))。

[使用提示]:瞭解利用瑞典發展出來的3-D的Borre探測器經套鑽法(overcoring)原理測知現地主應力相對成功率較穩定,但有時因鑽孔破裂而失敗。在套鑽過程中造成岩石溫度升高,現地應力量測值變動可達3MPa。



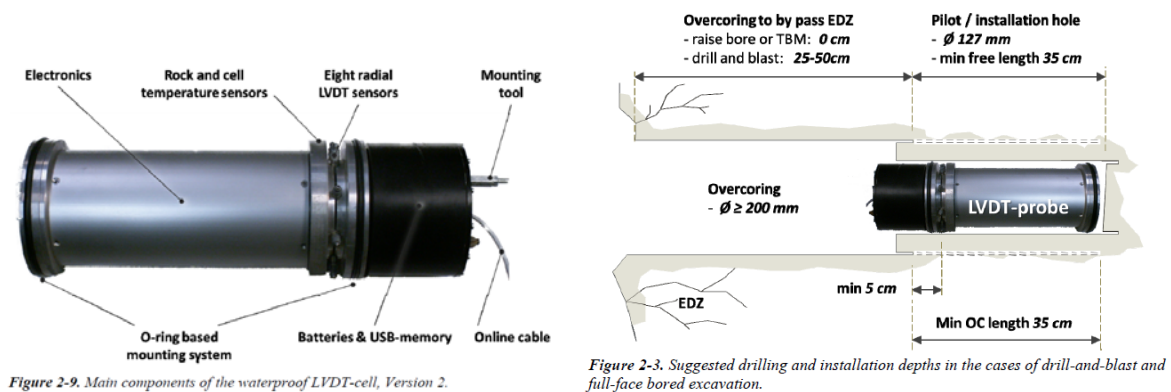
- (A) 鑽取較大的孔徑之鑽孔, 直徑 76mm 之鑽孔至試驗段
- (B) 將孔底磨平後再鑽同心且直徑為 36mm 小孔, 深度約 45cm
- (C) 清孔後裝設三軸應變計並推入孔內
- (D) 以定向裝置顯示正確位置, 輸入壓縮空氣使錐頂應變計頂出, 並黏貼於孔內側壁上
- (E) 待應變計黏貼牢固後記讀初始讀數至穩定為止
- (F) 套鑽大孔取出岩心, 並記讀應變計最終讀數直到穩定為止

[圖說 02]-3-1: 套鑽法現地應力量測探測器及試驗流程

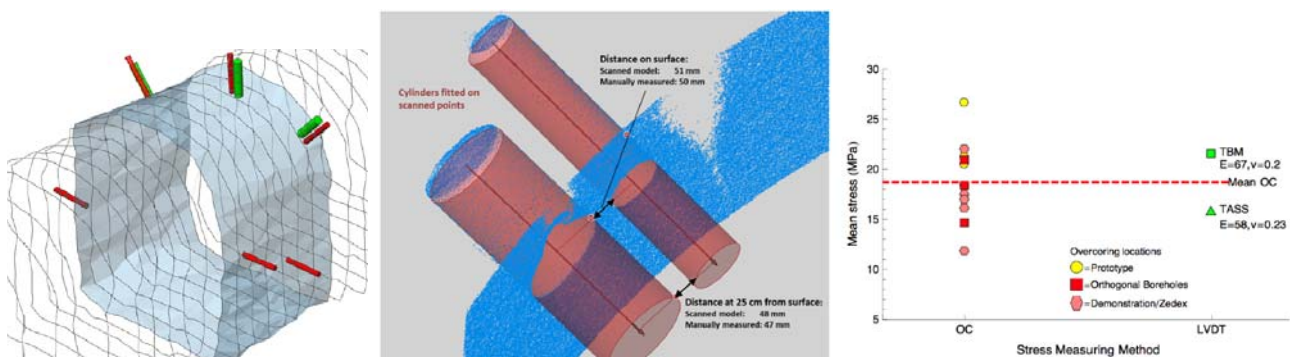
[02]-4 岩盤之現地應力情況

2012 年經 SKB([Hakala et al. 2013](#) [[Posiva 2012-43](#)])開發出一個 LVDT 探測管新儀器如下圖(類似 USBM 三維應變計)可在既有坑隧道壁面附近，鑽深度超出 EDZ 範圍外 (在 50cm~75cm 之外)之岩石，以量測釋放應力引致的徑向收斂位移量，再以數值模型反算以試得現地應力值。其試驗過程是：先鑽一直徑 126mm 導孔，套孔直徑 200mm 且最少套鑽深度 350mm，在一隧道斷面至少進行三處且分佈位置涵蓋 90 度角範圍之套鑽量測應力。針對在高應力環境下或片狀岩石(如台灣東部之板岩/片岩)，易因套鑽而破碎時，則可利用鑽一個邊孔(sidecoring)以釋放部分應力原理予以反算，若都僅用鑽邊孔則至少需做 5~6 處試驗；若兩種互相搭配可以安排 1~2 處套鑽方式、加上 3~4 處鑽邊孔方式。

[使用提示]：瞭解此新試驗法，只要鑽5個淺套鑽孔，卻可反映出隧道尺度(tunnel scale)的體積大岩體之整體應力狀態，而非傳統套鑽法僅量到在小尺度鑽孔內之應力狀況；高應力下，可在LVDT探測室導孔旁距25cm處用鑽邊孔以釋放部分應力求得。



[圖說 02]-4-1: SKB發展的LVDT探測管及其所需套鑽孔尺寸



[圖說 02]-4-2: 以側壁2處套鑽配合拱頂3處鑽邊孔釋放現地應力方式以量測配置及其結果

[03]-1 完整岩石性質(property of intact rock)

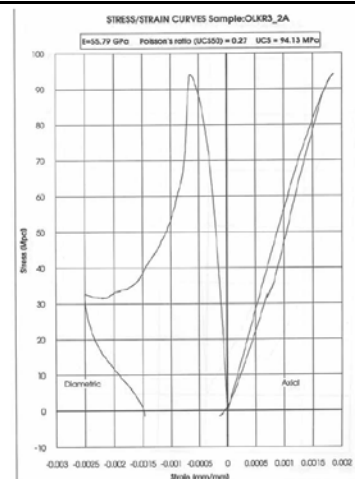
1992 年 Posiva 公司初期分別採取自五處潛在候選場址之岩心(報告編號 WR 92-36)，進行初步場址合適性之研究，後來中選的 Olkiluoto 處有 11 個試體，取樣深度分散在 109~327m 之間，以遵照 ISRM(1978)規範進行室內單軸壓縮之強度與變形性，試驗結果數據(見圖 3.2-1)：

- (1)雲母片麻岩單壓強度 UCS=94~153MPa、彈性模數 $E=39\sim72\text{GPa}$ ，
- (2)花崗岩 UCS=118~159MPa、 $E=64\sim69\text{GPa}$ 。

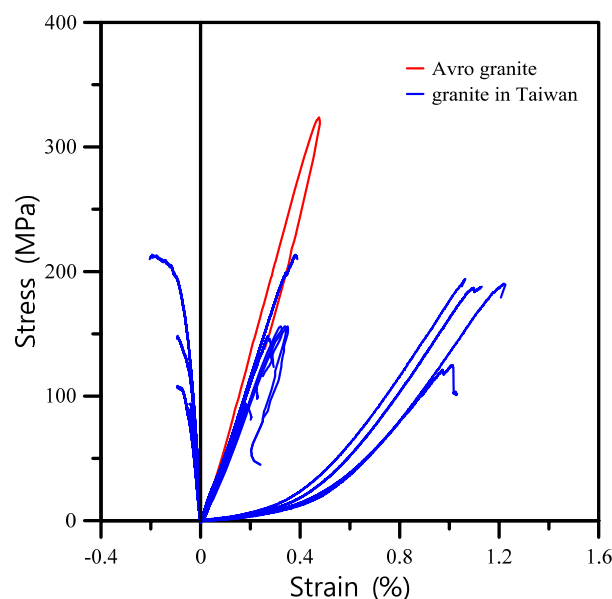
[使用提示]：瞭解在這試驗試體之直徑約為 42mm，小於 ISRM 建議的 54mm；高徑比 l/d 約採用 2.78 倍(ISRM 建議的 2.5~3.0 倍)；試驗中更標示柏松比所指的 UCS 對應值，ISRM 建議取在 50%UCS 處：花崗岩之模數比 $E/\text{UCS}=1710\sim2480$ ，Olkiluoto 花崗岩依 Deere & Miller 分類係屬高模數比岩石。

OLKILUOTO

Näyte nro	syvyys	kvilaji	E	v	UCS	d	l	Huom.
			GPa		MPa	mm	mm	
OL-KR1/1A	184.70 - 185.05	Gr	68.98	0.27	159.37	41.71	117.25	
OL-KR1/2A	238.27 - 238.49	KGn	61.16	0.25	123.73	41.59	117.29	
OL-KR2/1A	145.85 - 146.10	Gr	64.34	0.31	118.82	41.55	116.54	
OL-KR2/2A	192.50 - 192.85	KGn	72.58	0.25	153.20	41.58	117.07	
OL-KR2/3A	326.80 - 327.25	Ton	64.26	0.28	104.03	41.51	117.21	
OL-KR2/3B	326.80 - 327.25	Ton	64.06	0.29	101.92	41.64	117.15	
OL-KR3/1A	176.70 - 177.10	Gr	68.84	0.27	141.32	41.62	117.28	
OL-KR3/2A	308.05 - 308.37	KGn	55.79	0.27	94.13	41.51	117.36	
OL-KR5/1A	109.02 - 109.37	KGn	39.35	0.18	101.03	41.42	116.95	
OL-KR5/2A	206.50 - 207.0	Ton	62.67	0.25	113.66	41.71	116.96	
OL-KR5/2B	206.50 - 207.0	Ton	66.71	0.29	118.20	41.72	117.15	



[圖說 03]-1-1: Olkiluoto 岩心之基本岩力性質 (Hudson and Johansson,2006)



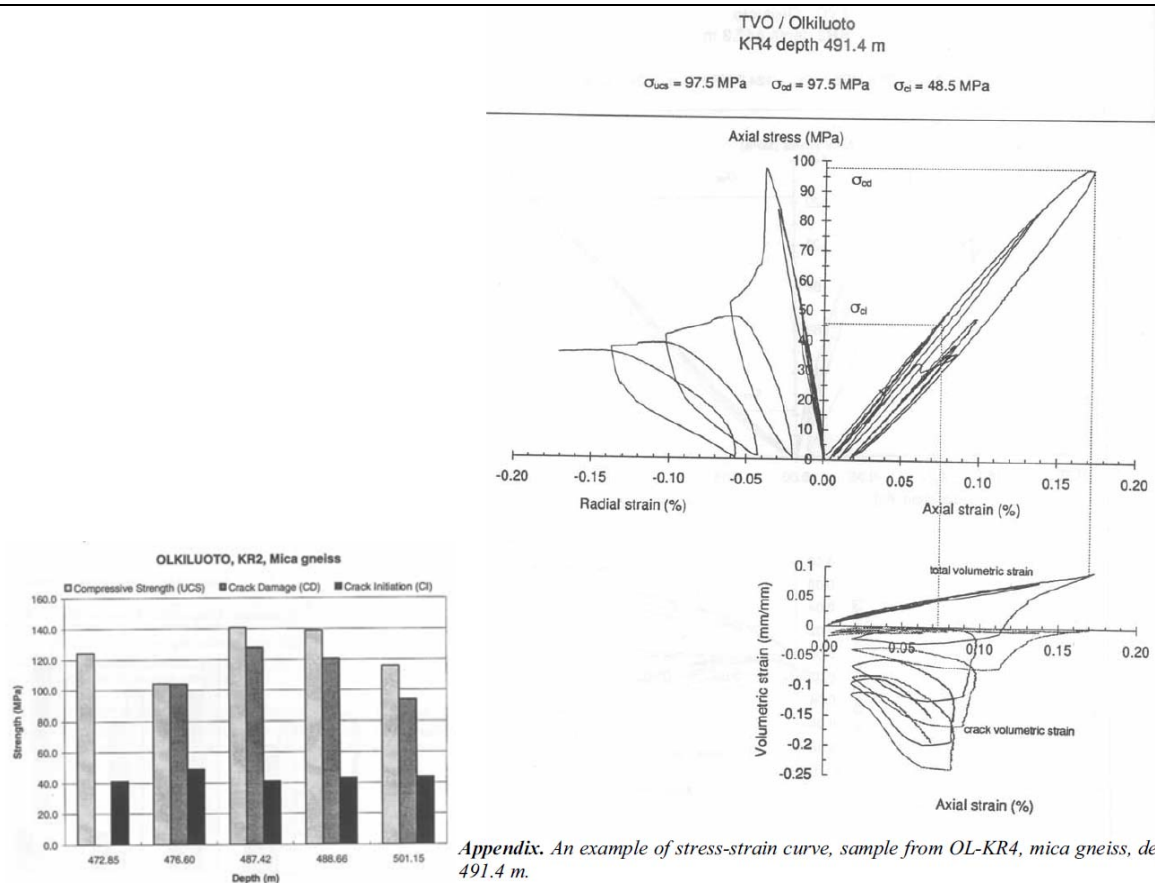
[圖說 03]-1-2: 離島花崗岩與瑞典 Avro 花崗岩之強度比較 (楊長義等人，2014)

[03]-2 完整岩石性質

1994 年(WR- TEKA -94-13)取自 Olkiluoto 處有 7 個試體，其取樣深度在 443~809m 之間。利用 MTS 壓力機以加壓-解壓方式進行室內單軸壓縮試驗，試驗結果：雲母片麻岩之 UCS=98~127 MPa、偉晶花崗岩(pegmatites)之 UCS=113~136 MPa。尚未確認 UCS 與初始破裂應力(crack initiation stress) σ_{ci} 或破裂損傷應力(crack damage stress) σ_{cd} 間之關聯性。

1995 年(WR- TEKA -95-10)又取自 98-155m 之五個試體，結果知 UCS=99~155 MPa、 $E=43\sim69\text{GPa}$ 。取自 473 -501m 之五個雲母片岩試體，結果知 UCS=100~150 MPa 左右，但與深度變化無明顯關聯性。

[使用提示]：瞭解在這試驗知 Olkiluoto 區花崗岩係屬第二類岩石(Classs II) [與離島花崗岩相同]，即過尖峰強度後岩石承载力會下降、但變形量也會減小具膨脹回彈不穩定的特性。



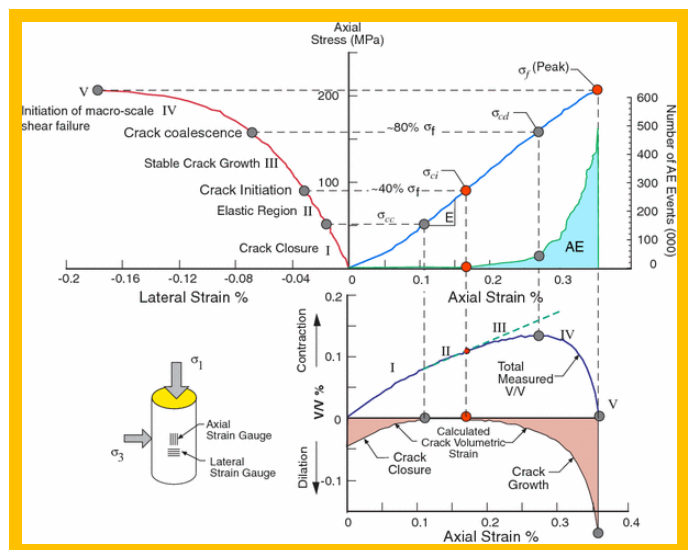
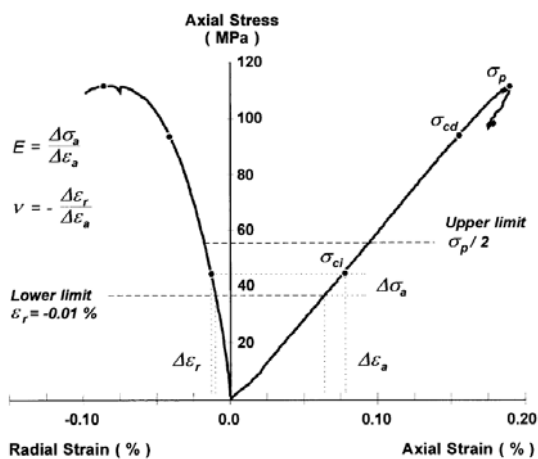
[圖說 03]-2-1: Olkiluoto 在不同深度岩心之單壓強度與應力應變行為

[03]-3 完整岩石性質

1997 年(WR-97-07e、WR98-77、POSIVA-97-04)取自深度 400~450m 及 550~600m 處 132 個雲母片麻岩(雲母平均含量 30%)、12 個偉晶花崗岩試體(直徑 62mm)，進行單軸及三軸壓縮試驗、並配合音射 AE(acoustic emission)技術監測破裂行為，獲得完整應力應變曲線(complete stress-strain curve)，指出應考慮試驗力學參數值之變異性，並建議需考量葉理方向及雲母含量所造成的異向性及變異問題。

訂立岩石應力應變曲線的參數計算：彈性係數 E 係取自 -0.01% 徑向應變處到 1/2 尖峰強度處兩點間之割線；張力強度 σ_t 以巴西人法試驗獲得；破裂損傷應力 σ_{cd} 定義為體積應變由壓縮轉為膨脹處之應力(不穩定破裂)；初始破裂應力(crack initiation stress) σ_{ci} 定義為總體積應變為零處之應力， σ_{ci} 可用以預測岩石長期現地強度(一般 $\sigma_{ci} / \sigma_{cd} = 0.4 \sim 0.6$)。圍束壓力小於 5MPa(或單壓)屬第二類(Class II)岩石不穩定破壞，意即過尖峰強度後岩石發生脆性破裂，但當圍壓高於 15 MPa 後可稍微穩定岩石峰後的脆性破壞行為。

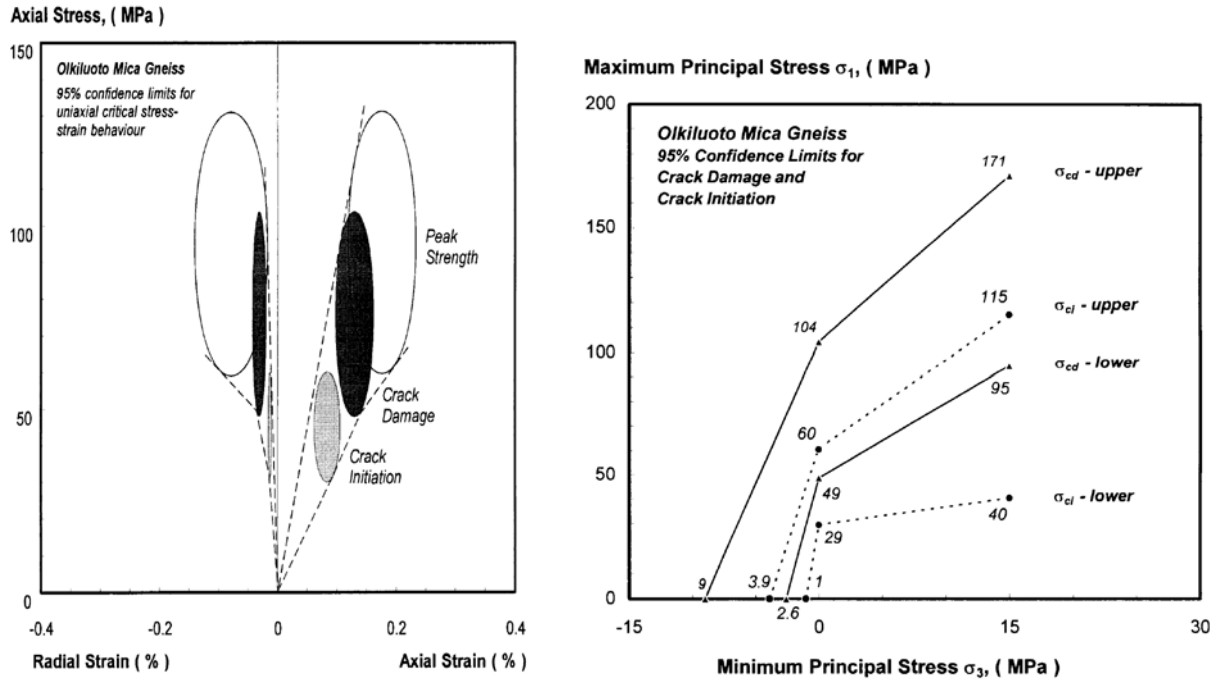
[使用提示]：瞭解針對岩石材料之長期強度最多僅到破裂損傷應力 σ_{cd} ，不同於一般岩石工程僅取尖峰強度 UCS。圍壓大於 15 MPa 後稍可穩定岩石不穩定破壞行為，故處置場位置不宜太淺；彈性係數 E 係取自 -0.01% 徑向應變處到 1/2 尖峰強度處兩點間之割線模數。



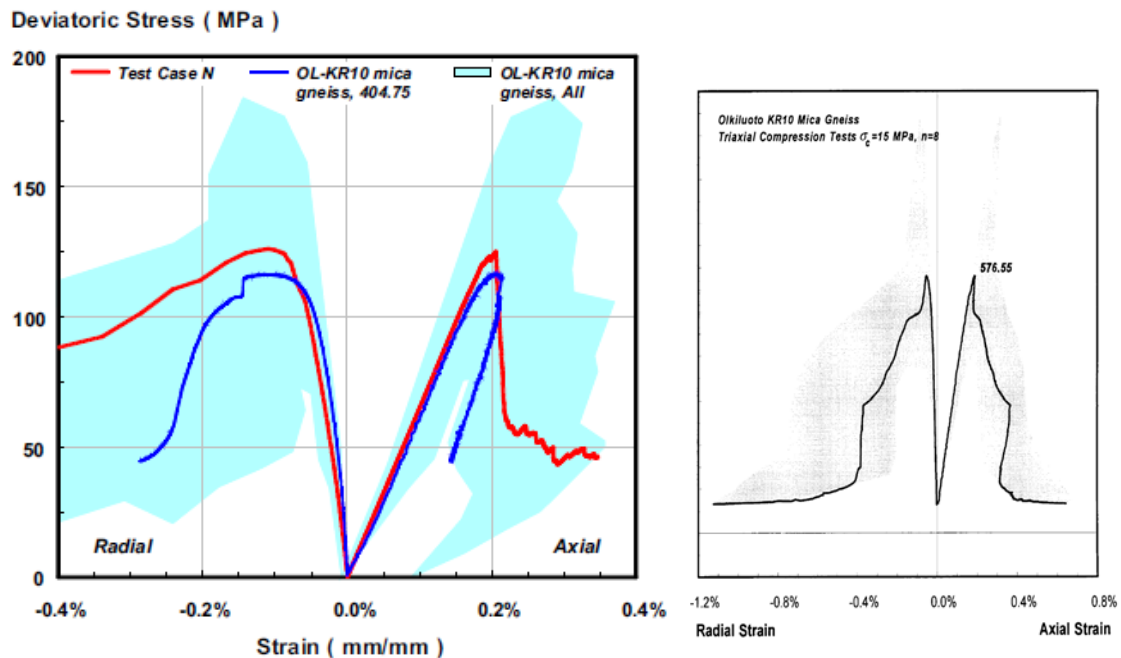
[圖說 03]-3-1：訂定獲取岩石彈性模數與破裂應力之定義

[03]-3 完整岩石性質 [續]

[使用提示]：瞭解岩石受壓應力應變行為極具變異性，岩石強度與變形性應需導入可靠度分析，不宜斷然只取一個平均值數字進行判定。



[圖說 03]-3-2: Olkiluoto 雲母片麻石的初始破裂應力 σ_{ci} 、破裂損傷應力 σ_{cd} 之上下限範圍



[圖說 03]-3-3: 岩石的力學行為極具變異性

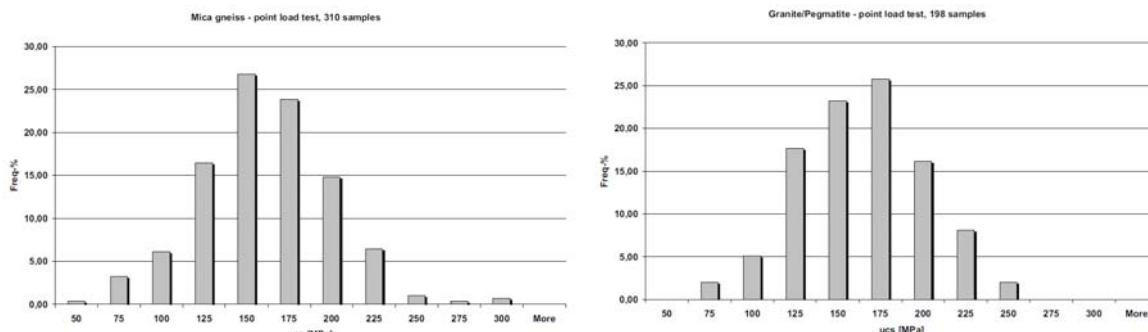
[03]-4 完整岩石性質

2003 年在 Olkiluoto 地區 23 個鑽孔分別取自深度 10m~1038m 各 132 個及 814 個岩心試體，分屬五種結晶鹽(其中含雲母片麻岩、偉晶花崗岩)，進行點荷重試驗(Point load test)(Niinimäki & Aaltonen, 2006 [WR 2006-106])，間接以 $UCS=12I_{s(50)}$ 推估岩石單壓強度，並分析其值與深度之關係。表 03-4-1 為五種岩石之平均 UCS 及其標準偏差，圖 03-4-1 則為雲母片麻岩、偉晶花崗岩之實際強度分布，圖 03-4-2 為表達 UCS 與深度之關聯性，但 UCS 與深度不具相關性。

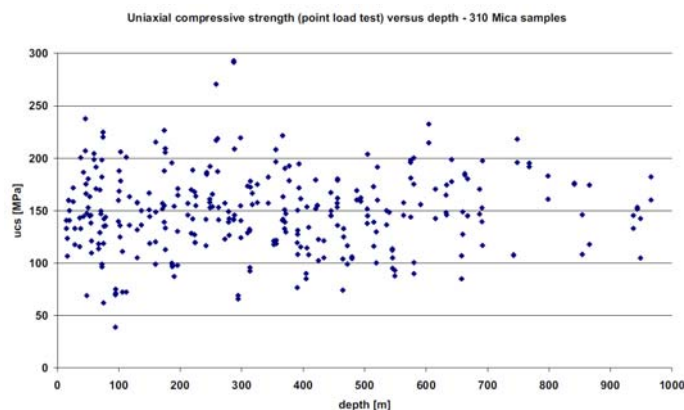
[使用提示]：瞭解實務上欲掌握岩石材料之單壓強度，進行大量或現場試驗，試驗方式可用點荷重試驗快速進行，但應考慮其變異性，Olkiluoto 岩石單壓強度平均 142MPa(標準偏差為 35MPa)，此等資料表達做法可供台灣參考。

表 03-4-1 Olkiluoto 地區不同深度五類岩石由點荷重試驗獲得之單壓強度

	UCS [MPa] median	UCS [MPa] average	Standard deviation [MPa]	Number of samples
Mica gneiss	145	149	22,1	233
Veined gneiss	128	131	21,7	176
Granite/Pegmatite	152	152	25,3	160
Tonalite	146	151	22,9	65
Amphibolite/Metadiabase	111	111	9,1	4
Hornblende gneiss	156	156	2,4	2
Total (unmodified)	143	145	36,7	814



[圖說 03]-4-1: 雲母片麻岩、花崗岩強度之標準分佈狀態

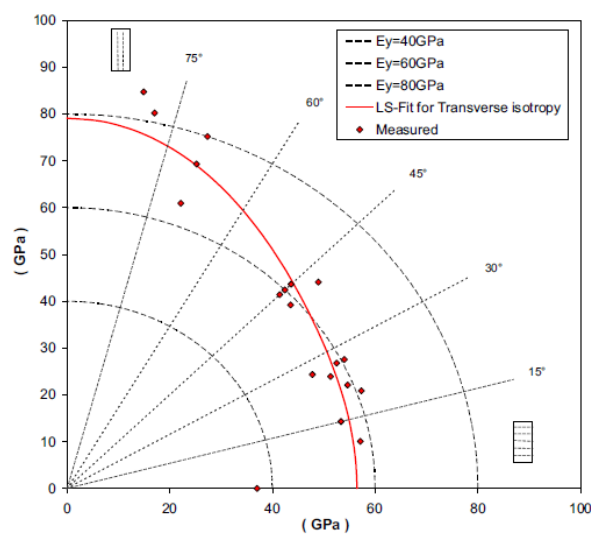


[圖說 03]-4-2: Olkiluoto 地區不同岩石單壓強度隨深度之變化狀況

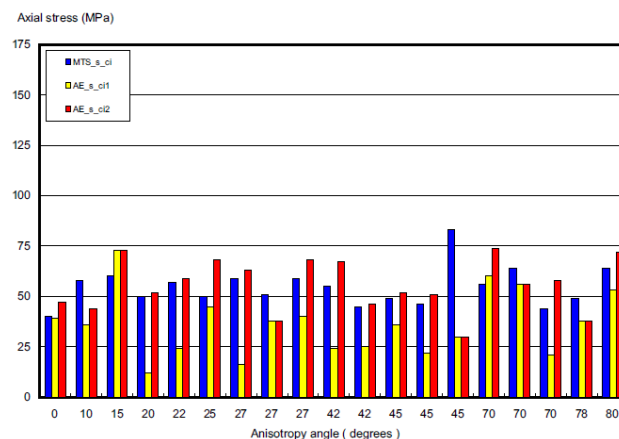
[03]-5 完整岩石性質

2005 年在 Olkiluoto 地區 2 個鑽孔取自深度 333m -619m 的 132 個、19 個雲母片麻岩岩心試體，進行單壓試驗並配合音射 AE 量測，以探討異向性力學性質(WR2005-61)。雲母片麻岩單壓強度 UCS 之異向性程度達 1.4；以傳統 LVDT/伸張計(extensometer)或音射技術 AE 量測結果，判定初始破裂應力會有差異。

[使用提示]：瞭解實務上代表葉理發達的雲母片麻岩單壓強度，需考慮岩石之方向性問題；尖峰強度除外，對破裂初始應力(或破裂損傷應力)之判定除用位移計量測之外，必須搭配 AE 技術量測，以確知母岩破裂最低門檻應力，確保母岩裂隙之有無外洩滲流管道。



[圖說 03]-5-1: Olkiluoto 地區雲母片麻岩彈性模數之異向性分佈

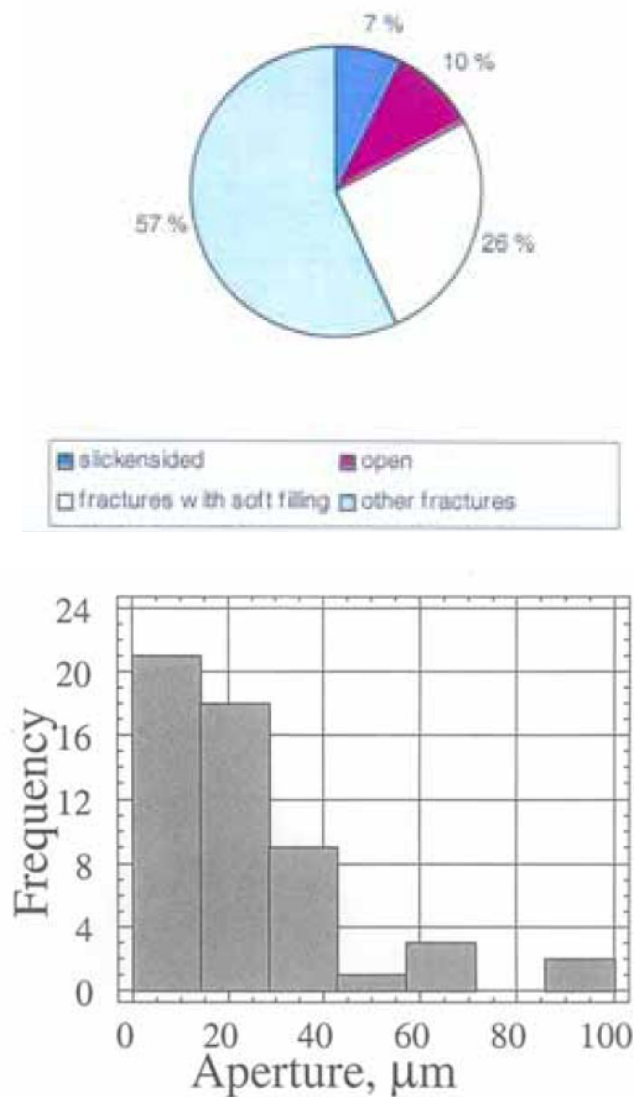


[圖說 03]-5-2: Olkiluoto 地區雲母片麻岩以 AE 量測或變形判定初始破裂應力之結果

[04]-1 弱面性質

2001 年調查在 Olkiluoto 地區深 300-600 m 間之弱面方位、弱面性質(開口、有無夾泥與擦痕)與水力內寬分佈見下圖。

[使用提示]:瞭解水力內寬(hydraulic aperture)仍是目前估算岩盤滲流量重要參數，Olkiluoto 地區弱面之開口多在0.2mm以下(在RMR分類系統是屬於緊閉或很緊閉)。

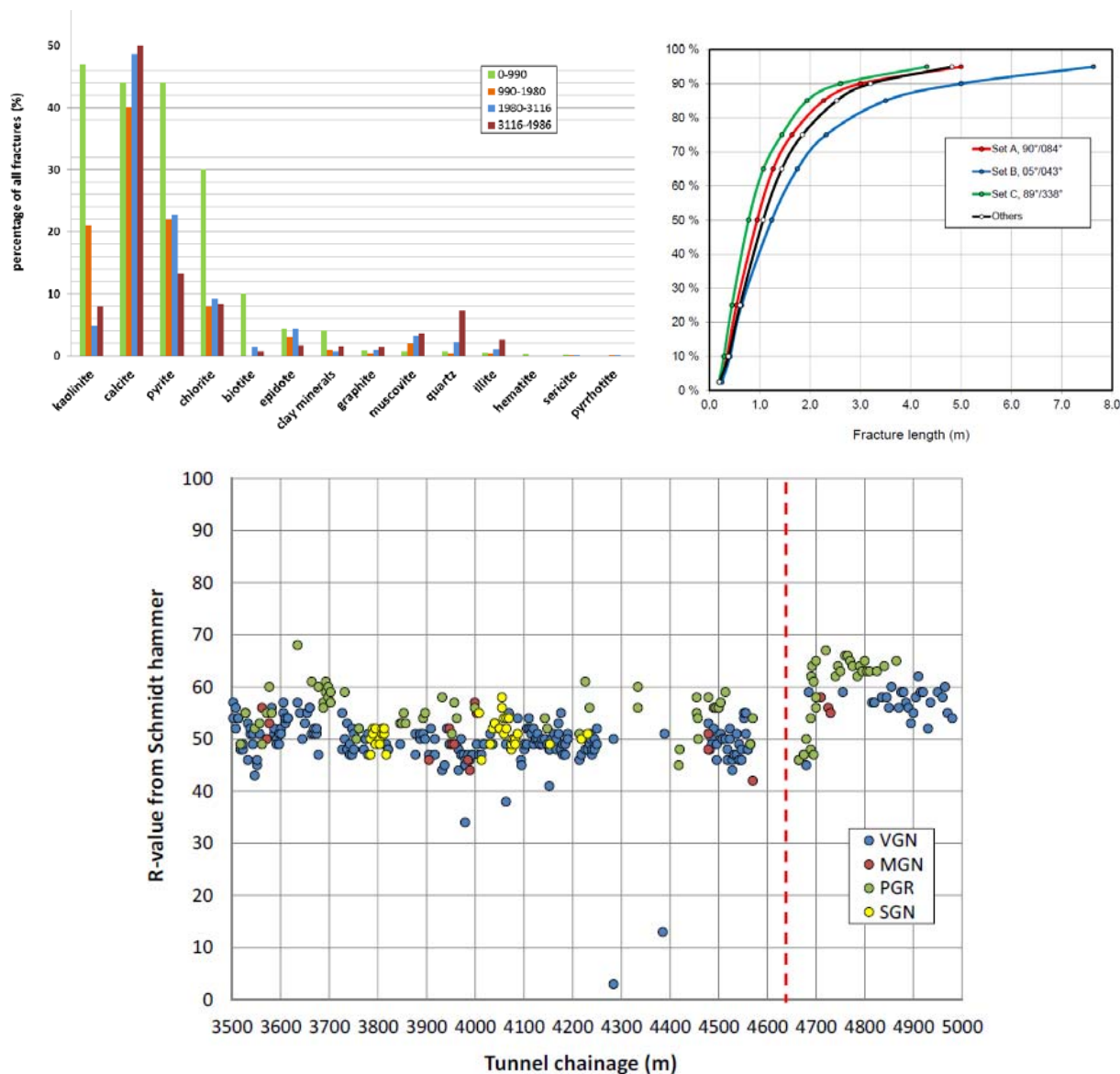


[圖說 04]-1-1: Olkiluoto地區之弱面密合性質及其水力內寬範圍

[04]-2 弱面性質

ONKALO 通道之裂縫內軟弱夾泥的礦物以方解石、高嶺土為主，越深處高嶺土含量漸少。裂縫之延伸長度在上部淺層處約長 0.5~1.5m、深層處長度 0.8~1.2m，有的長達 3.2m，端點大多停止於完整岩石；以 1m 長的裂面上看凹凸起伏 20~50mm(Simelius *et al.*, 2014 [WR 2013-32])。裂面壁材強度以 Schmidt [N-type]反彈數 R 值代表，花崗岩質 R 值略大於雲母片麻岩。

[使用提示]：瞭解 ONKALO 場址之可接受裂縫長度



[圖說 04]-2-1: ONKALO通道上裂面之軟弱夾泥成分、延伸長度與壁材強度參數

[04]-3 弱面性質

ONKALO 地下調查累計共進行 4990 公尺長隧道開挖通道之場址觀察，在較深處(里程 2400m~4990m)處弱面力學性質統計如下，該等弱面力學性質資料足以供我國未來選用初步分析參數之參考。

[使用提示]：瞭解 ONKALO 場址弱面力學強度之參數範圍

Joint properties from lab. testing Sets A, B, C						
Basic friction angle [°] ⁽¹⁾	26.7					
JCS0 (laboratory scale) [MPa] ⁽²⁾	115					
JRC0 (laboratory scale)	5					
L0 (laboratory scale) [m] ⁽³⁾	0.092					
Ln (natural block size) [m] ⁽⁴⁾	1					
Intact rock strength [MPa] ⁽⁵⁾	115					
Estimated joint properties (Set)	A	B*	B2	C	C2	D
Mean Dip/Dip direction [°]	89/262	05/043	26/342	89/338	61/335	52/181
JRCn (natural block size) [-] ⁽⁶⁾	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	8
JCSn (natural block size) [MPa]	80	80	80	80	80	80
Normal stress $\sigma_n = 0-2$ MPa ⁽⁷⁾						
Friction angle [°] ⁽⁸⁾	28-32	28-32	-	28-32	-	-
Cohesion [MPa]	0.1-0.6	0.1-0.7	-	0.1-0.7	-	-
Normal stiffness [GPa/m]	200-300	200-300	-	200-300	-	-
Shear stiffness [GPa/m]	0.1-0.3	0.1-0.3	-	0.1-0.3	-	-
Design dilatation angle [°]	1.5-5.3	1.5-6.0	-	1.5-6.0	-	-
Normal stress $\sigma_n = 0-10.6$ MPa ⁽⁹⁾						
Friction angle [°] ⁽⁸⁾	28-32	28-32	-	28-32	-	-
Cohesion [MPa]	0.1-0.6	0.1-0.7	-	0.1-0.7	-	-
Normal stiffness [GPa/m]	2500-3000	3000		2500-3000		
Shear stiffness [GPa/m]	0-2	0-2	-	0-2	-	-
Design dilatation angle [°]	1.0-3.3	1.0-3.7	-	1.0-3.7	-	-
1) Average residual friction angle value from laboratory tests on smooth fractures. 2) 100% of intact rock strength. 3) Specimen size at laboratory 92 mm. 4) Natural block size was selected to be equal to the block size of JRC100 value. 5) Mean strength of intact rock specimen. 6) Median values from Q-logging between chainages 4390-4990 m. Fracture length < 5 m. In the calculations, these values were used as fixed input values. 7) Near tunnel perimeter low normal stresses are possible. 8) Effective friction angles at different chainages are discussed in Section "Fracture friction angle" 9) Mean vertical stress at 400 m depth is about 10.6 MPa.						

*Fracture Set B values interpreted between chainages 4390-4990 m

[圖說 04]-3-1: 在 ONKALO 隧道調察之弱面力學性質統計

[06]-1 變形帶(deformation zone)之岩石性質

對 ONKALO 通道所經過 23 處延展性較長、開口較寬的脆性變形帶(BDZ, Brittle Deformation Zone)之岩力性質描述，是依岩體評分概念以 Q' 值轉換算成 GSI (即 $GSI=9 \times \ln Q' + 44$)，並據 GSI 以 [Hoek-Brown \(2002\)](#) 準則估算變形帶強度，而變形模數則以孔內 P 波估算，此處僅列其中 6 處脆性變形帶的強度與變形參數如下。

[使用提示]：瞭解 ONKALO 場址評估所遭遇剪裂帶之選用強度參數

	OL-BFZ011	OL-BFZ016	OL-BFZ019a	OL-BFZ019c	OL-BFZ020a	OL-BFZ020b
BFZ characteristics						
Core width	-	-	-	0.2	0.1	2
Rock mass quality (GSI)	51	49	59	64	54	50
	1st quartile of drillhole intersections	drillhole intersection	1st quartile of drillhole intersections	mapped core value from tunnel intersection	mapped core value from tunnel intersection	mapped core value from tunnel intersection
Strength of intact parts						
sigci (Mpa)	22	22	22	22	22	22
mi	10	10	10	10	10	10
D	0	0	0	0	0	0
Strength of BFZ						
Hoek Brown Criterion						
mb	1.74	1.62	2.31	2.76	1.93	1.68
s	0.0043	0.0035	0.0105	0.0183	0.0060	0.0039
a	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50	0.51
Mohr-Coulomb Fit						
cohesion (Mpa)	0.9	0.8	1.0	1.1	0.9	0.8
friction angle (°)	34	34	36	38	35	34
tensile strength (Mpa)	0.05	0.05	0.10	0.15	0.07	0.05
compressive strength (Mpa)	1.40	1.2	2.2	3.0	1.7	1.3
Deformability of BFZ						
Young's Modulus (Gpa)	24.5	29.4	14.6	27.5	22.6	20.5
$G = E / 2(1+n)$, $n = 0.25$ (Gpa)	9.8	11.8	5.8	11.0	9.04	8.2
Equivalent Stiffness of BFZ*						
$Kn = E / \text{width}$ (Gpa/m)	-	-	-	137.5	226	10.25
$Ks = G / \text{width}$ (Gpa/m)	-	-	-	55	90.4	4.1

* Due to variation of the width of the zone core in drillcore intersections, stiffness parameters have been determined only for zones which intersect the tunnel (minimum width used)

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right), \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right), \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

$$E = 10 \times 10^{((V_p - 3.5)/3)}$$

[圖說 06]-1-1: ONKALO 脆性變形帶的強度與變形參數

[07]-1 岩體分類經驗 (僅適 Olkiluoto 地區岩盤分類準則)

[使用提示]：瞭解 Olkiluoto 地區岩盤分類準則；不可直接引用到其他地區岩盤，但可參考它所考慮的重要關鍵因素；隨著考慮的工程規模(scale)不同所需評估的要素並不相同。

針對 Olkiluoto 地區岩盤，在考慮長期安全性、施工性、配置規劃上，Posiva 發展出一套處置場分類準則(Hagra, *et al.* 2005 [WR2005-07])，隨著考慮的工程規模(scale)，其關鍵影響因素略有不同，分別是考慮：

1. 針對整個處置場的尺度(repository scale)

- ☒破裂帶(fracture zones) (其透水率、Q'值、長度與帶寬)
- ☒強度/應力比(strength/ stress ratio)
- ☒水力傳導係數(hydraulic conductivity)
- ☒總體溶解固體物(TDS, total dissolved solids)

2. 針對處置隧道的尺度(tunnel scale)

- ☒水力傳導係數(hydraulic conductivity)
- ☒Q'值(Q' value)
- ☒破裂帶(fracture zones) (其透水率、Q'值、長度與帶寬)

3. 針對廢料桶的尺度(canister scale)

- ☒水力傳導係數(hydraulic conductivity)
- ☒Q'值(Q' value)
- ☒破裂帶(fracture zones) (其透水率、Q'值、長度與帶寬)
- ☒裂縫內寬(fracture width) (aperture + filling)
- ☒裂縫跡長(fracture trace length)

[07]-2 岩體分類經驗

岩體分類是為處置場的配置、施工性、長期安全等考量，以下岩石力學、現地應力、水文地質、熱力性質、傳輸性質等等關鍵因素之重要性次序彙整，可供未來處置坑場或地底實驗室在規劃、設計、施工參考。

[使用提示]：瞭解處置場的配置、施工性、長期安全的考量重點

[表 07]-2-1 影響 Olkiluoto 處置場長期安全、配置、施工性因素之彙整：(1)

性質 / 影響程度 Property/Influence	長期安全 Long-term safety		外觀&位置 Layout & Location	開挖 (鑽、炸) Excavation (drilling, blasting)	穩定性&岩盤支撐 Stability & rock support	地下水入侵&灌漿 Groundwater ingress & Grouting
	近域 Near-field	遠域 Far-field				
1 局部破裂帶 (Local fracture zones)						
1.1 位置 (Location)	3	3	3	3	3	3
1.2 方位 (Orientation)	3	3	3	3	3	2
1.3 長度 (Length)	2	3	2	2	2	2
1.4 寬度 (Width)	1	3	2	3	3	3
2 單一裂縫 (Individual fractures)						
2.1 裂縫組數 (Number of fracture sets)	2	2	2	3	3	3
2.2 裂縫頻率 (Fracture frequency)	3	3	3	3	3	3
2.3 裂縫跡長 (Fracture trace length)	3	3	3	1	2	3
2.4 粗糙度 (Roughness)	2	2	2	3	3	3
2.5 填充物 (Fracture filling)	3	3	3	3	3	3
2.6 風化程度 (Alteration)	3	3	2	3	3	2
2.7 內寬 (Aperture)	3	3	3	2	3	3
2.8 裂縫方位 (Fracture orientation)	2	2	3	3	3	3

岩石力學 ROCK MECHANICS	近域 Near-field	遠域 Far-field	外觀 Layout	開挖 Excavation	支撐 Support	灌漿 Grouting
4 岩石材料的力學性質 Mechanical properties of rock material						
4.1 變形性質 (Deformation properties)	2	2	2	2	3	1
4.2 強度性質 (Strength properties)	3	3	3	3	3	2
4.3 鑽探參數 (Drilling parameters)	1	1	1	3	1	1
2 裂縫的力學性質 Mechanical properties of fractures						
2.1 (Deformation properties)	3	2	2	2	3	2
2.2 (Strength properties)	3	2	2	2	3	1
3 現地應力 In situ stresses						
3.1 應力分布 (Stress distribution)	3	3	3	3	3	2
3.2 未來載重 (Future loads)	3	3	2	1	2	1
3.3 地震特性 (Seismicity)	3	3	3	1	1	1

熱力性質 THERMAL PROPERTIES	近域 Near-field	遠域 Far-field	外觀 Layout	開挖 Excavation	支撐 Support	灌漿 Grouting
3 岩石熱力性質 Thermal properties of the rock						
3.1 熱傳導性 (Thermal conductivity)	3	3	3	1	1	1
3.2 比熱 (Heat capacity)	2	2	2	1	1	1
3.3 熱擴散性 (Thermal diffusivity)	3	2	3	1	1	1
3.4 膨脹係數 (Coefficient of thermal expansion)	2	2	2	1	1	1

APPENDIX 1: The influence of host rock properties on long-term safety, repository layout and constructability
1 = no influence, 2 = some influence, 3 = significant influence

[07]-2 岩體分類經驗 (續)

[使用提示]：瞭解處置場的配置、施工性、長期安全的考量重點

[表 07]-2-2 影響 Olkiluoto 處置場長期安全、配置、施工性因素之彙整：(2)

水文地質 HYDROGEOLOGY	近域 Near-field	遠域 Far-field	外觀 Layout	開挖 Excavation	支撐 Support	灌漿 Grouting
1 破裂岩體水力性質 Hydraulic properties of fractured rock mass						
1.1 水力傳導性 (Hydraulic conductivity)	3	3	3	3	3	3
2 破裂帶岩體水力性質 Hydraulic properties of fracture zones						
2.1 傳輸性 (Transmissivity)	3	3	3	3	3	3
3 地下水性質 Groundwater properties						
3.1 密度與黏滯性 (Density and viscosity)	3	3	1	1	1	1
4 邊界狀況 Boundary conditions						
4.1 水頭 (Hydraulic head)	3	3	3	2	3	3
4.2 水力梯度 (Hydraulic gradient)	3	3	2	1	1	1

傳輸性質 TRANSPORT PROPERTIES	近域 Near-field	遠域 Far-field	外觀 Layout	開挖 Excavation	支撐 Support	灌漿 Grouting
1 地下水流 (Groundwater flow)	3	3	3	3	3	3
2 裂縫寬度與幾何 (Fracture aperture and geometry)	3	3	3	3	3	3
3 流徑之岩體性質 (Properties of the rock mass along the flow paths)	3	3	2	1	1	1
4 地下水化性 (Groundwater chemistry)	3	3	3	3	3	3

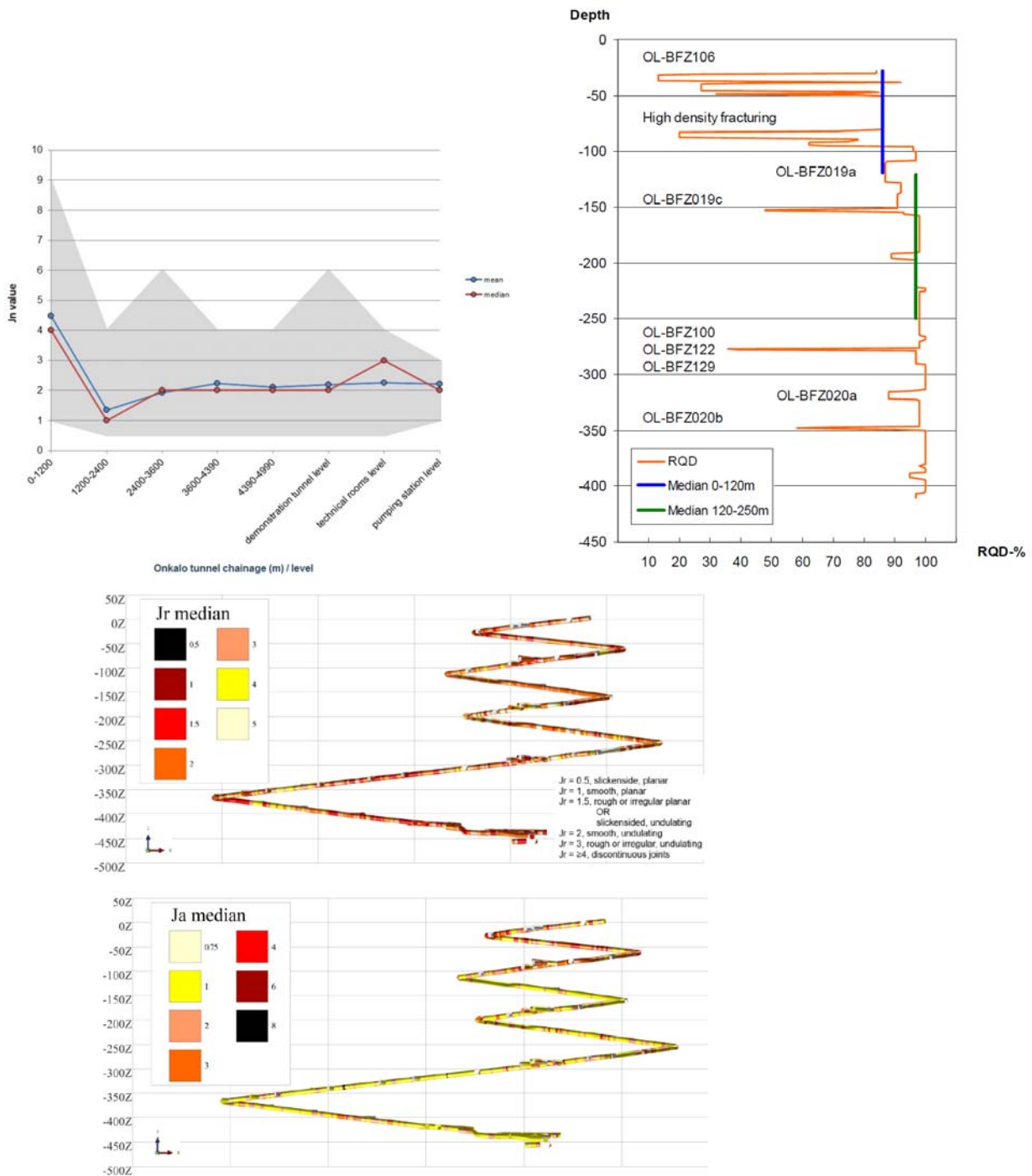
APPENDIX 1: The influence of host rock properties on long-term safety, repository layout and constructability

1 = no influence, 2 = some influence, 3 = significant influence

[07]-3 岩體分類經驗

在 ONKALO 是以隧道開挖品質指數 Q' 內的 RQD、 J_n 、 J_r 、 J_a 四參數對 Olkiluoto 場址的弱面或脆性變形帶(23 處)進行描述(Simelius *et al.*, 2014 [WR 2013-32])，共累積 4990 公尺長之隧道開挖面調查資料統計，得知須依深度不同分開描述，深處岩盤品質愈佳。在驗證隧道深度處： J_n 在 2~3 之間，依岩塊理論判斷弱面數不足以形成掉落滑動岩；塊 RQD=89%，以上二者可描述岩體內之構造狀況。 $J_r=1\sim 1.5$ 、 $J_a=0.75\sim 2$ 左右，以上二者是描述弱面之粗糙度與摩擦特性，該計畫弱面尖峰摩擦角是用 $\text{actn}(J_r/J_a)$ 估計。

[使用提示]：瞭解 ONKALO 場址岩體品質指數 RQD、 J_n 、 J_r 、 J_a 四參數的範圍



[圖說 07]-1-1：在 ONKALO 五百公尺深隧道通道內調查之 J_n 、RQD、 J_r 、 J_a 指數分佈值

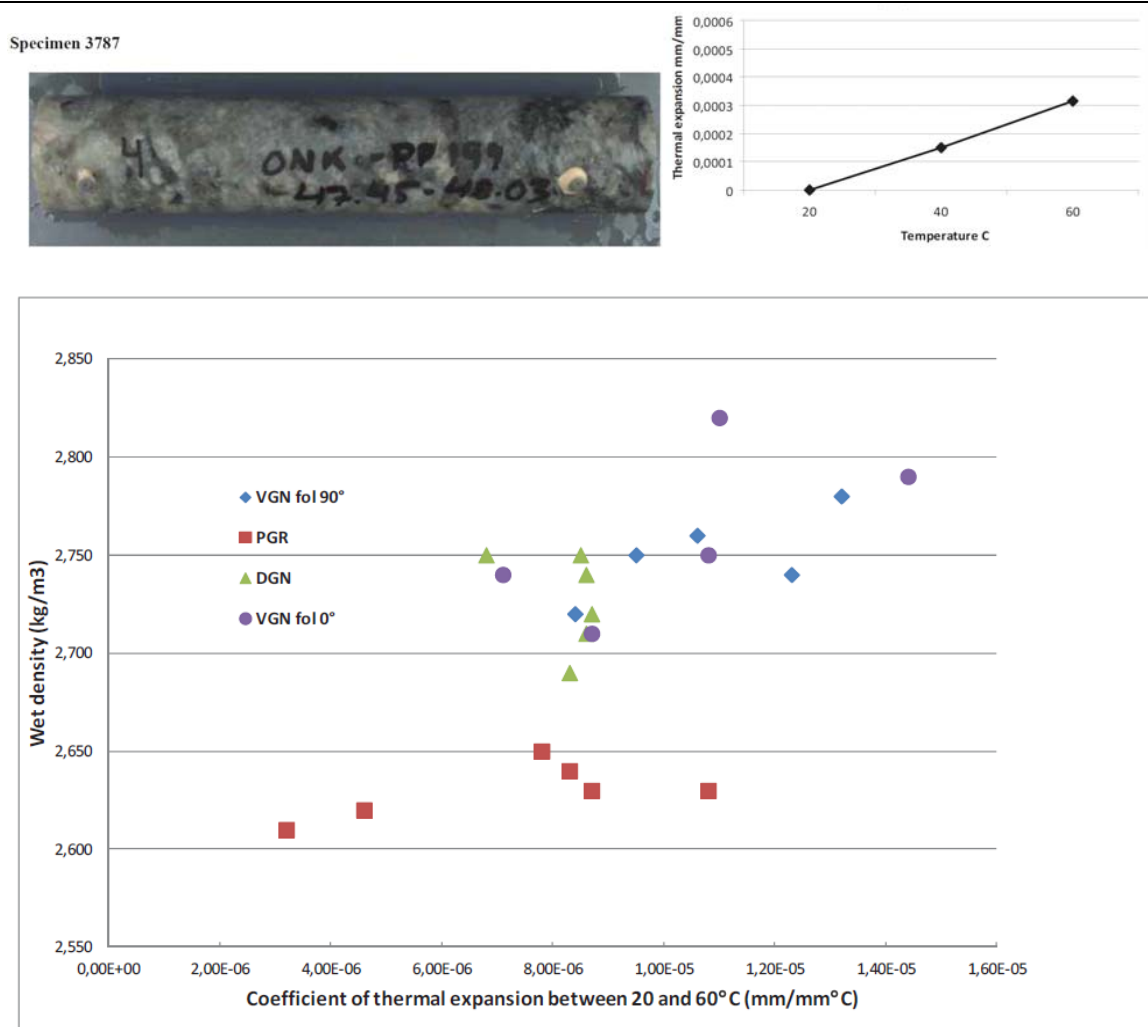
[08] -1 岩石之熱力學性質與分析

芬蘭ONKALO計畫中2010年在Olkiluoto鑽孔的22個岩心試體(WR 2012-14)，深度在290m深的運輸通道上，試驗單位是在瑞典一試驗中心。依 SKB MD 191.002規定進行試驗。

試驗步驟為：岩心切平後、事先泡水飽和7天、並量測濕密度，在20、40、60°C 進行熱膨脹試驗，於每一溫度下每隔24hr量測膨脹變形，持續3~5回以確定膨脹已完成，其變形量係量測岩心上標記相距20cm兩點長度之變形。

其中，偉晶花崗岩(Pegmatitic granite, PGR)有6個試驗資料，在濕密度在2610~2650kg/m³下，偉晶花崗岩(PGR)之的線膨脹係數(coefficient of thermal expansion)結果分散在3.2 – 10.8 ×10⁻⁶/°C 之間，平均7.2×10⁻⁶mm/mm-°C。

[使用提示]：瞭解芬蘭Posiva均委託瑞典 SKB使用與Aspo相同試驗儀器與試驗步驟，俾易於相互確認試驗之正確度，足為我國參考。熱膨脹試驗方式可遵循SKB MD 191.002規定。



[圖說 08]-1-1： 在20~60度間Olkiluoto三類主要岩石(偉晶花崗岩,PGR)之熱膨脹試驗係數

[08]-2 岩石之熱力學性質與分析

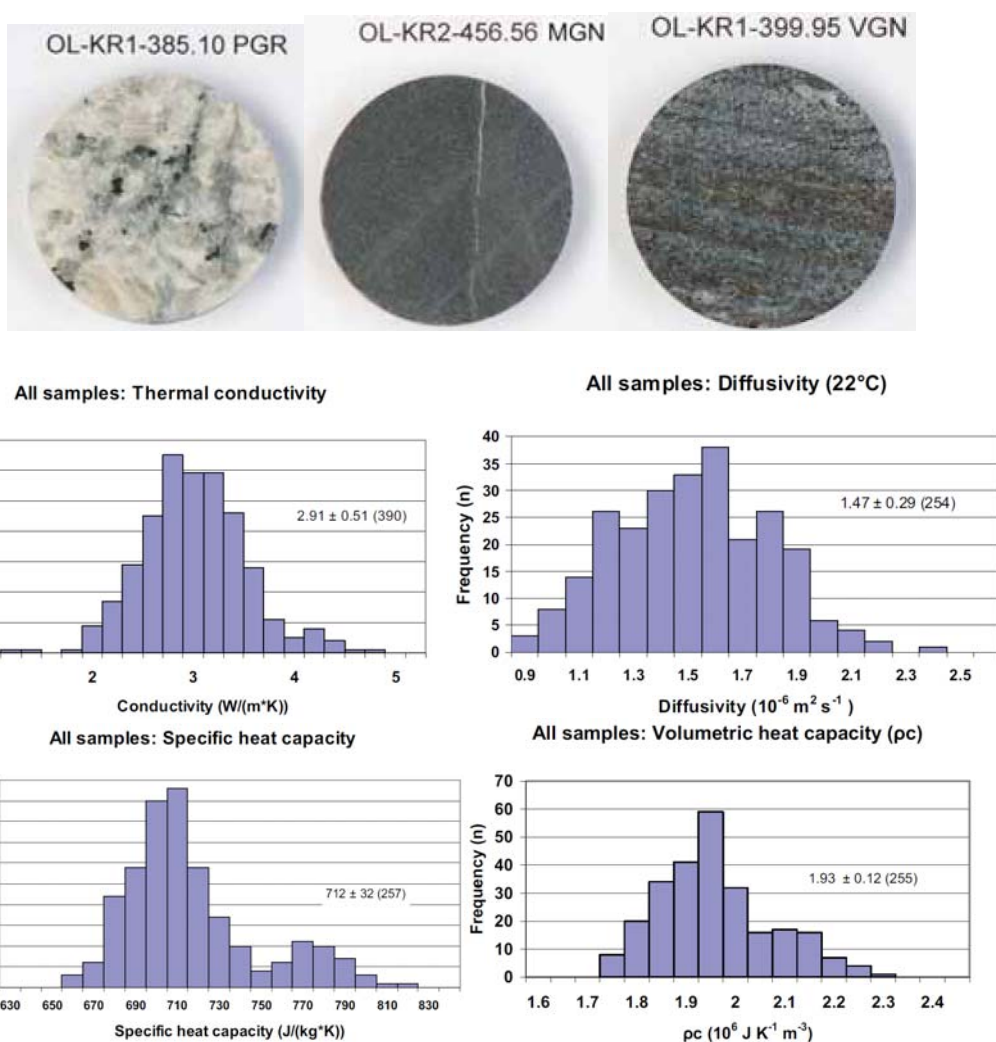
1994~2010年之間芬蘭在Olkiluoto的12個鑽孔(深度400~500m)、共進行392個岩心熱力學性質試驗(WR 2011-17)。

在25°C下，三類主要岩石平均熱傳導係數(thermal conductivity)為 $2.91 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$ ，分散在 $2.66 \sim 3.20 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$ 之間(標準偏差 $0.4 \sim 0.6 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$)，偉晶花崗岩(Pegmatitic granite, PGR)最高、雲母片麻岩(Mica gneiss, DGN)最低。

在25°C下，平均比熱(specific heat capacity)為 $712 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ (標準偏差 $19 \sim 41 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$)，脈狀片麻岩(Vained gneiss, VGN)及雲母片麻岩最高、偉晶花崗岩最低。

平均熱擴散係數(Diffusivity)為 $1.47 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ ，分散在 $1.34 \sim 1.75 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ 之間(標準偏差 $0.1 \sim 0.3 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$)，偉晶花崗岩最高、雲母片麻岩最低。

[使用提示]：瞭解Posiva熱力學性質試驗結果均具有標準分布特性，這是國內對任何岩石性質試驗所需檢視的重複性，片麻岩之熱力學性質也須注意葉理之異向性問題。



[圖說 08]-2-1: Olkiluoto偉晶花崗岩(PGR)之熱膨脹試驗係數(楊長義等、2014)

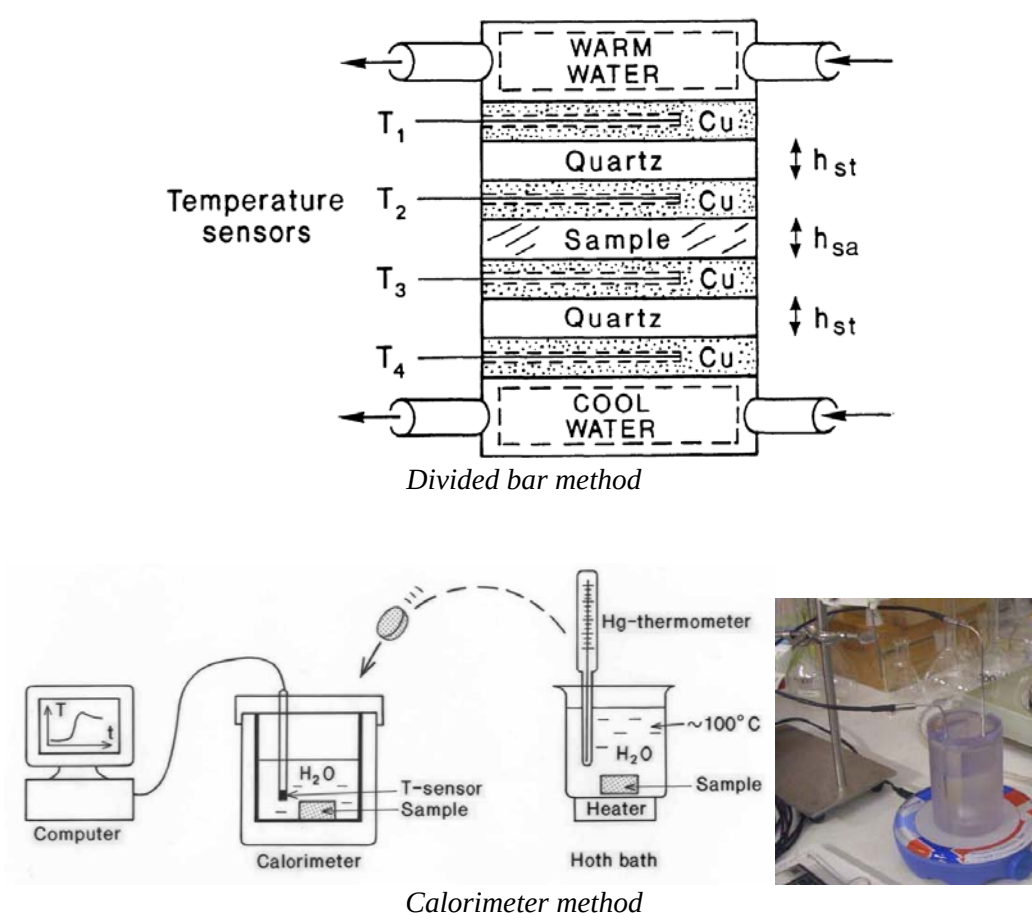
[08] -3 岩石之熱力學性質與分析

瑞典SKB使用量測熱傳導係數(thermal conductivity)、比熱(specific heat capacity)試驗方式與試驗步驟如下(Kukkonen *et al.* 2011, WR 2011-17)：

熱傳導係數：採用分割棒法(divided bar method)，試體是由直徑42mm鑽探岩心裁出厚度7mm的圓盤試體，夾在兩已知熱傳導係數石英板之間。先在室溫下浸水飽和並進行熱傳導試驗，持續2天至熱平衡。

比熱試驗：採用calorimeter法，切割後岩石經浸水飽和7天，量得濕單位重：試體先在熱水裡加熱至某一溫度，再放入Calorimeter直至平衡後最終水溫。

[使用提示]：瞭解SKB量測母岩熱力學參數之作法

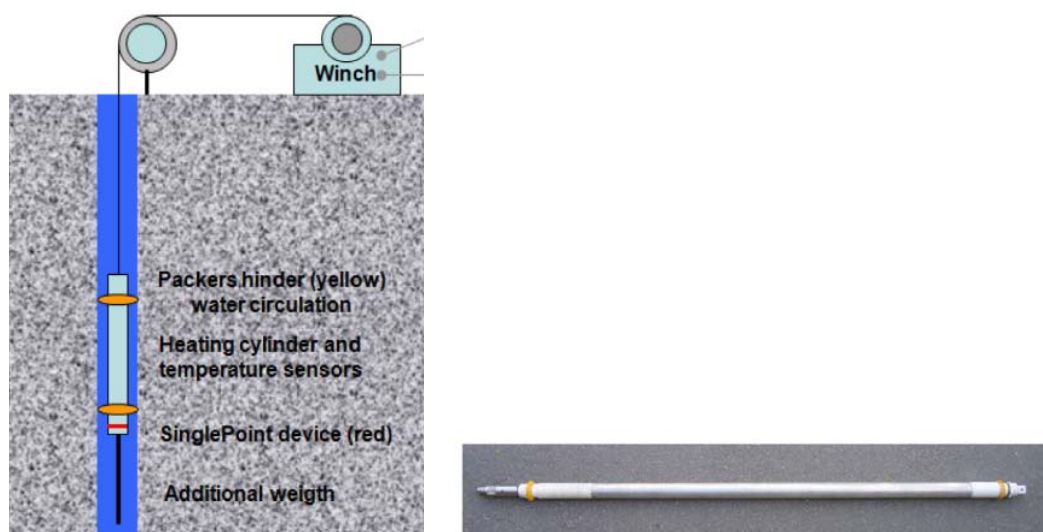


[圖說 08]-3-1：芬蘭Olkiluoto區岩石委託瑞典SKB之熱力學試驗方式

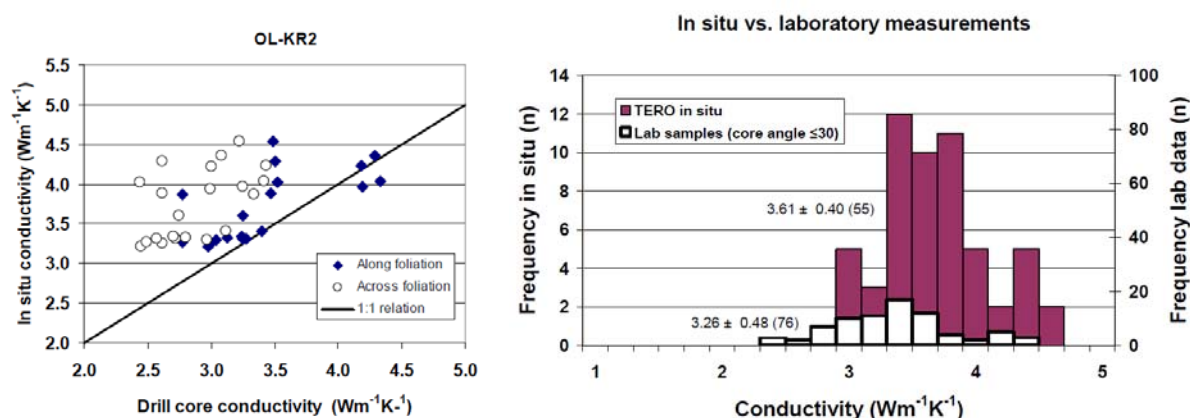
[08] -4 岩石之熱力學性質與分析

芬蘭Posiva開發一可使用於現地以量測熱傳導係數的新儀器TERO (Kukkonen *et al.*, 2014 [POSIVA 2013-06])，試驗儀器分TERO56及TERO76兩型，可分別在56mm或76mm鑽探孔內進行。孔內探測儀由一長1630mm鋁製圓管，內裝加熱設備(加熱段1500mm)，吊以電纜線深入試驗段(可深達700m)。試驗過程是經1~5小時的加熱穩定之後，再經1~8小時的冷卻過程，量測這一回合間之溫度變化，再經理論模式反求 10m^3 大範圍的熱傳導係數。試驗結果顯示，大範圍岩盤內之熱傳導係數均大於在實驗室岩心尺度之熱傳試驗結果。

[使用提示]：瞭解用於現地之熱傳導係數的量測新儀器，並知熱傳導係數之量測結果與試體規模有關，應考慮規模問題。



[圖說 08]-4-1: 芬蘭Posiva新開發可用於現地量測熱傳導係數之儀器(TERO)



[圖說 08]-4-2: 在現地量得熱傳導係數與實驗室試驗質之比較

[12] -1 現地岩石量測與監測 (含微震監測)

[使用提示]：瞭解 Olkiluoto 高放處置場之六大監測領域及岩力方面監測對象與方法

2012年[POSIVA 2012-01]檢討目前在 Okiluoto 處置場的監測並調整規畫未來營運前(before operation)之實際監測計畫架構，計進行了 6 個領域之監測計畫：

- I.岩石力學(Rock Mechanics)監測計畫
- II.水文地質(Hydrogeology)監測計畫
- III.水文-大地-化學(Hydrogeochemistry)監測計畫
- IV.地表環境(Surface Enviroment)監測計畫
- V.工程障壁系統(Engineered Barrier System)監測計畫
- VI.外來材料(Foreign materials)監測計畫

在岩石力學領域，Olkiluoto 地區的監測主要在評估構造運動(tectonic bedrock movement)的潛在移動與地盤穩定性，主要是針對下述 8 項關切問題（監測項目）進行監測：

- 1.應力重新分佈（伸張儀、收斂儀陣列、目測檢視）
- 2.既有弱帶再度活動及新產生破裂帶（微震、裂帶收斂儀陣列、裂縫計）
- 3.岩石潛變（伸張儀、收斂儀陣列、目測檢視、岩釘應力）
- 4.剝落（目測檢視、微震）
- 5.溫度的發展（岩石溫度）
- 6.地盤的隆起/ 岩盤之穩定性（精密水準測量）
- 7.板塊的移動（GPS、EDM 基準值、控制點量測）
- 8.地震活動度（自然與開挖地震事件）

12-1 現地岩石量測與監測 (含微震監測) (續)

[使用提示]：瞭解在岩力領域之監測目的、對象及其可用以評估問題

Objectives						Process	Targets	Overlap, comments
1: Long-term safety (site)	2: Site characterisation and modelling	3: Environmental impact	4: Feedback for constructors and design	5: EBS performance	6: Compulsory radiological monitoring			
X	X		X			Stress redistribution	Rock displacements Visual observations Microseismic activity	
X	X					Reactivation of existing fractures / zones, formation of new fractures	Microseismic activity Displacement measurements in fractures/fracture zones Visual observations	Changes in fracture aperture and observed fracture slips possibly affect hydraulic properties
	X		X			Rock creep	Rock displacements Visual observations Loads in rock bolts	
X	X		X			Spalling	Visual observations MS-monitoring	
X	X	X		X		Thermal evolution	In-situ temperature measurements Temperature monitoring	Flow log measurements and geophysics give also such data
X	X	X				Isostatic uplift/bedrock stability	Rate of regional land uplift Relative uplift within Olkiluoto	
X	X					Tectonic bedrock movements	Horizontal displacements	
X	X					Seismicity	Magnitudes, locations, slips and source radii of seismic events	

[圖說 12]-1-1: 岩石力學領域之監測目的、事件及監測對象

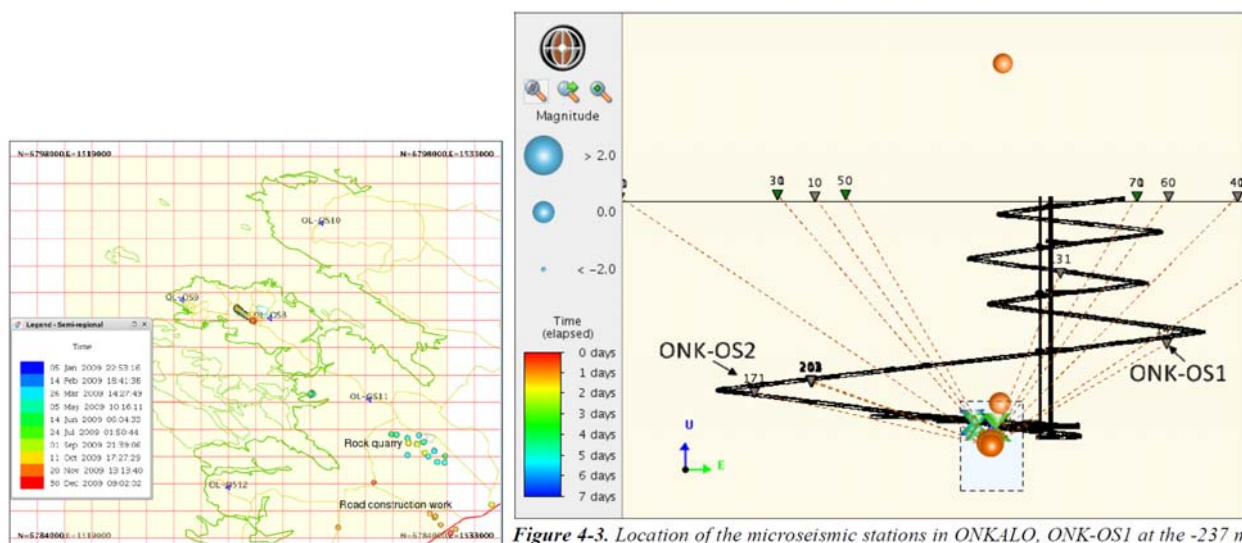
12]-2 現地岩石量測與監測(含微震監測)

[使用提示]：瞭解目前 ONKALO 正在監測項目

目前在 ONKALO 計畫所進行的七項監測工作- (1)

(1)微震監測網(microseismic network)

目的在監測島上的地震、及小區域(2km x22km x2km 稱為 seismic ONKALO block)監測開挖導致的微震事件，2010 年 Posiva 公司在 Olkiluoto 島上建立一包括 15 個測站的微震網，其中 11 個佈設在地表上、1 個在鑽孔內深-150m 下、2 個在 ONKALA 深度-280m 及 370m 處。



[圖說 12]-2-1: Olkiluoto 島的微震測網配置

(2) GPS 監測網

目的在監測島上的地殼的移動及破裂帶之活動，陸續直至 2010 年監測網共包括 19 個 GPS 測站，未來至 2018 年根據監測資訊將在地殼活躍區增設 8 測站。



[圖說 12]-2-2: Olkiluoto 的 19 個 GPS 監測站配置

[12]-2 現地岩石量測與監測 (含微震監測) (續)

[使用提示]：瞭解 ONKALO 監測作法

目前在 ONKALO 計畫所進行的七項監測工作- (2)

(3)精密水準量測(Precise leveling measurements)

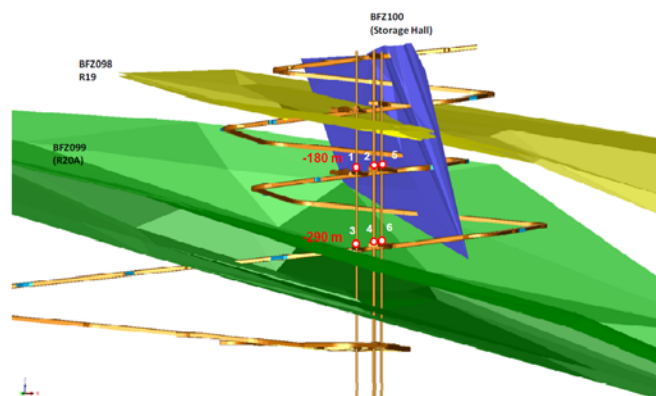
由於 GPS 較適合於決定水平移位，精密水準量測目的則在配合 GPS 決定小區域的高程變化之精度，自 2003 年每兩年進行一次，均測到 ONKALO 區高程有 1.1mm 至 1.9mm 升降

(4)伸張儀量測

ONKALO 在人行豎井深-180m 處鑽孔裝設一組五點式伸張儀以量測岩石位移，2010 年在 POSE 實驗(Posiva Olkiluoto Spalling Experiment)壁龕探查坑處（深度 345m）設計一組三點式伸張儀，以自動紀錄系統擷取量測資料。其經驗指出，長期會有伸張儀固定點黏著失敗問題。

(5) 收斂量測

在開挖壁設立收斂觀測釘監測兩點的相對位移，佈設在三個豎井深度 180m 及 290m 處以及 POSE 試驗室、豎井佈設 24 支收斂觀測釘，鋼鋼尺長度達 30m，故發現常因變位量只有 0.3mm，但儀器精度卻達 1mm 之變異性干擾。



[圖說 12]-2-3: Olkiluoto 的收斂監測佈設位置安排

(6) 目視隧道檢測

在 ONKALO 自 2007 年開始觀察應力引致的隧道與豎井的損傷，損傷程度分五類為：無損傷、有岩石噪音（無目視損傷）、有目視損傷（在岩石開口破裂或噴凝土裂隙）、剝落(目視損傷與岩塊脫離)、岩爆(即刻變形)。

(7) 溫度量測:

通常伴隨於伸張儀量測裝置以量測岩石溫度。

[12] -3 現地岩石量測與監測 (含微震監測)

[使用提示]：瞭解未來 ONKALO 之監測走向

ONKALO 預計在 2012 至 2018 的監測計畫及監測頻率：

1. **應力重新分佈(stress redistribution)**：在岩石內開挖的應力重新分佈或後來受鄰近隧道開挖的應力重新分佈所造成位移量測可採用(1)伸張儀量測、(2)收斂儀量測、也可以(3)目測檢視岩石的損傷或掉落，未來將在高程-437m 處置坑位置新設伸張儀、收斂儀量測。
2. **既有弱帶再度活動及新生破裂帶(reactivation of existing fractures/zones, formation of new fractures)**：岩石內的應力調整最易造成既有弱帶位移，因此(1)MS 微震量測可測知主要弱帶的位移或滑動、(2)收斂儀也可監測裂帶位移，單一裂縫之位移可利用(3)裂縫計(crackmeter/ jointmeter)觀測，(4)目測隧道檢視亦是重要
3. **岩石潛變 (rock creep)**：岩體一種慢速的連續依時物理性變形過程，主要發生在沿既有不連續面，岩石材料因應力場差異(differential stress fields)也會發生非常慢的潛變，為了解此類變形 ONKALO 採用連續性量測器具，即(1)伸張儀量測、(2)收斂儀量測、(3)岩釘應力計量測、及(4)目測隧道觀察。
- 4 **剝落(spalling)**：因開挖岩壁使發生高應力集中，導致有較大剪應力作用現象，在應力超過岩石強度時，使岩壁表面岩石發生一種物理性弱化。可用目視觀察隧道/豎井剝落現象視主要方法，微震監測也可用於監視剝落的擴大。觀察已發生剝落區隨時間之變化是未來重點。
5. **溫度的發展 (temperature evolution)**：伴隨力學量測岩石基礎溫度，及受衰變熱後之變化，進一步了解熱應力索引起的**應力重新分佈、岩石潛變、剝落**。
6. **地盤的隆起/ 基岩之穩定(isostatic uplift/ bedrock stability)**:利用 GPS 及精密水準量測地盤之穩定
7. **地盤的移動 (GPS、EDM、控制點量測)**
8. **地震活動度 (自然與開挖地震事件)**

12]-3 現地岩石量測與監測 (含微震監測) (續)

[使用提示]：瞭解 ONKALO 對岩力方面各項問題之監測頻率

Process	Target / method	Location	started	2012	-13	-14	-15	-16	-17	-18	Notes
Stress redistribution	Extensometer measurements	ONKALO	2011	C	C	C	C	C	C	C	
	Convergence measurements	ONKALO	2008	1	2	2	2	2	2	2	
	Visual observations	ONKALO	2007	C	C	C	C	C	C	C	
Reactivation of existing fractures / zones, formation of new fractures	Microseismic activity	Olkiluoto, ONKALO	2004	C	C	C	C	C	C	C	
	Fracture zone convergence measurements	ONKALO	will start 2014			2	2	2	2	2	
	Fracture crack- or jointmeter measurements	ONKALO	will start 2014			C	C	C	C	C	
	Visual observations	ONKALO	2007	C	C	C	C	C	C	C	
Rock creep	Extensometer measurements	ONKALO	2012	C	C	C	C	C	C	C	
	Convergence measurements	ONKALO	2012	1	2	2	2	2	2	2	
	Visual observations	ONKALO	2012	C	C	C	C	C	C	C	
	Loads in rock bolts	ONKALO	will start 2013		C	C	C	C	C	C	
Spalling	Visual observations	ONKALO	2007	C	C	C	C	C	C	C	
	Microseismic-monitoring	ONKALO	2012	C	C	C	C	C	C	C	
Thermal evolution	Rock temperature measurements	Olkiluoto bedrock in-situ measurements	2004 (with PFL-measurements)	C	C	C	C	C	C	C	various data sources
		ONKALO surface	2009	C	C	C	C	C	C	C	
Isostatic uplift/bedrock stability	Precise levelling	ONKALO/VLJ loops and Olkiluoto strait	2005/2008	1	1	1	1	1	1	1	
		Olkiluoto GPS network	2005	1		1		1		1	
		Regional: Olkiluoto-Lapjoki	2003				1				
Tectonic bedrock movements	GPS measurements	Olkiluoto, 9 automated stations	2012		C	C	C	C	C	C	
		Olkiluoto, 9 manual stations	1995	2	2	2	2	2	2	2	
	EDM baseline measurement	Olkiluoto	2002	2	2	2	2	2	2	2	
	Control marker measurement	Olkiluoto	1995		1			1			
Seismicity	Microseismic monitoring	Olkiluoto, ONKALO	2002	C	C	C	C	C	C	C	

(1: 1 次/年， 2: 2 次/年， C: 連續監測)

[圖說 12]-3-1: ONKALO 規畫在 2012 至 2018 的監測對象/方法及預計監測頻率

12-4 現地岩石量測與監測

[使用提示]：彙整 ONKALO 各監測目的、量測對象與作法、量測頻率與位置及變動誤差

Process / feature	Parameters / Targets	Method	Measurement cycle	Location	Natural fluctuation	Action limits
Stress redistribution	Rock displacements	Extensometer measurement	Once a day	ONKALO 345 – 450 m.	0 – 1 mm	> 5 mm or 50 % under or over prediction, rock damage expected
		Convergence measurement	Twice a year	ONKALO 345 – 450 m.	0 – 1 mm	
Stress redistribution and spalling/damage	Rock damage at tunnel surfaces	Visual observations	Continuously (when visited underground)	ONKALO, repository volume	No damage – spalling, visual damage	Rockburst, severe spalling
Reactivation of existing fractures/fracture zones	Displacement	Convergence measurement	Twice a year	OL-BFZ045B OL-BFZ019c	0 – 1 mm 0 – 1 mm	> 5 mm, reactivation has taken place > 5 mm, reactivation has taken place
		Crackmeter	Once a day	ONKALO 400 – 450 m	0 – 1 mm	
Reactivation of existing fracture zones	Events, slip	MS	Continuously	ONKALO, repository volume	$M_L < -2.5$ *	Several events interpreted as reactivation
Rock creep	Rock displacement	Extensometer and convergence measurement	Once a day, twice a year	ONKALO 345 – 450 m	0 – 2 mm/y (in undisturbed areas)	> 5 mm/y, long-term changes take place in rock
Rock creep	Load in rock bolts	Load cell	Once a day	ONKALO 345 – 450 m	0 – 5 kN/y (in undisturbed areas)	> 10 kN/y, long-term changes take place in rock
Spalling/damage	Events, magnitude	MS	Continuously	ONKALO, repository volume	$M_L < -2.5$ *	Several events interpreted as spalling
Rock temperature evolution	Temperature in degrees Celsius	Thermistors thermo-couples	Once a day	ONKALO, repository volume	7 – 20 °C during construction, 20 – 60 °C during operation	> 60 °C, high thermal stresses may exist
Isostatic uplift/bedrock stability	Rate of regional land uplift	Precise levelling	Every fourth year	Olkiluoto and vicinity	< 7 mm/y	> 10 mm/y
	Relative uplift within Olkiluoto	Precise levelling	Biennial	Olkiluoto	< 1 mm/y	> 5 mm/y
Tectonic bedrock movements	Horizontal displacements	GPS observations, EDM baseline measurement	Continuous (9 stations in 2012) and twice a year	Olkiluoto site ground surface, GPS stations (18 in 2012)	< 1 mm/y	> 5 mm/y > 5 mm/y
Seismicity	Magnitudes, locations, slips and source radii of seismic events	Seismic network	Continuous	Olkiluoto site ground surface, ONKALO 150 – 450 m, repository volume, every seismic station (15 in 2011)	$M_L < -1.0$ *	Several events of magnitude $M_L > 1$ during the monitoring period of 2012–2018

* There are no natural events detected in Olkiluoto and, therefore, natural fluctuation can be expected to be below network sensitivity. Network sensitivity in the ONKALO area is $M_L < -2.5$ and in the Olkiluoto area it is $M_L < -1.0$.

[圖說 12]-4-1: ONKALO 在岩力方面的監測計畫彙整(監測目的、對象、方法、頻率、位置、變異)

第四章 Äspö 硬岩實驗室

4.1 Äspö硬岩實驗室之開發過程

Äspö 地下硬岩實驗室(Äspö HRL, Äspö Hard Rock Laboratory)座落於瑞典 Oskashamn 自治區的 Simpevarp 地區，見圖 4.1-1，整體工程包含開挖一條開挖起自 Simpevarp 半島的坑道一直挖到 Äspö 小島南端，螺旋迂迴向下達到 460m 深長度共 3600m，配置有一主要的豎井及二通風豎井與地面聯結，其開挖方式前端係採鑽炸法開挖，最末 400m 利用直徑 5m 的 TBM 開挖。Äspö HRL 的設立期程可分成三個時期：

1986-1990 探勘階段：目標在尋求合適的實驗室座落位置，在開挖坑道期間對母岩的地質、水文地質、大地工程及岩石力學狀況均經詳細描述記錄與預測，並為實驗室建造階段與操作階段做規畫。

1990-1995 建造階段：完成主要運輸坑道並進行廣泛的試驗與探查，也完成地面 Äspö 研究村的建築。

1995~ 操作實驗階段：執行 SKB 於 1992 提出的研發與展示(RD&D)計畫的實驗內容，並每三年修正 SKB 的 RD&D 計畫。有關母岩受熱(thermal-)與受力學(mechanical-)耦合作用之 Äspö 岩柱穩定性實驗(APSE, Äspö Pillar Stability experiment) 研究正是其中之一。

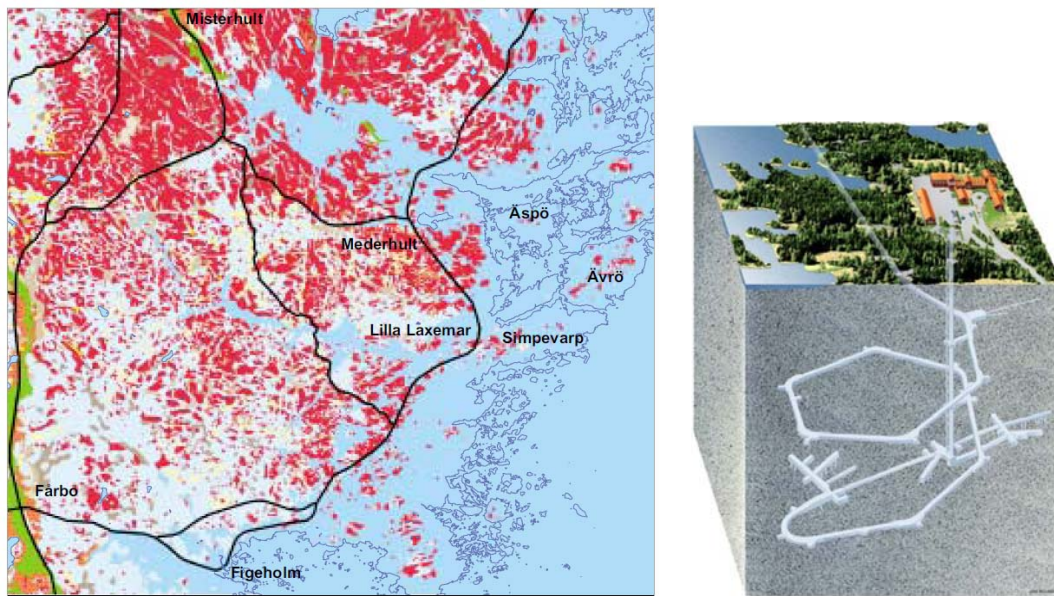


圖 4.1-1 位於瑞典東南 Simpevarp 半島之 Äspö HRL 實驗室配置圖

Äspö HRL 計畫都是為特定議題進行現地試驗驗證，圖 4.1-2 目前 Äspö 地下硬岩實驗室(Äspö HRL)吸引 8 個國家之九個研究單位(芬蘭 Posiva Oy、加拿大 NWMO、韓國 KAERI、日本 JAEA、CRIEPI、德國 BMWi、法國 Andra、智利 Rawra)的協同研究。Äspö HRLs 實驗室，主要工作在開發技術與試驗方法驗證上，在 220m~460m 間已執行的眾多且豐富實驗計畫與深度如圖 4.1-2 所示為目前對特定議題進行的研究 (SKB, 2013)：

The various tests and experiments are being conducted in branches and niches in the tunnel. Some have been concluded, but most are still in progress.

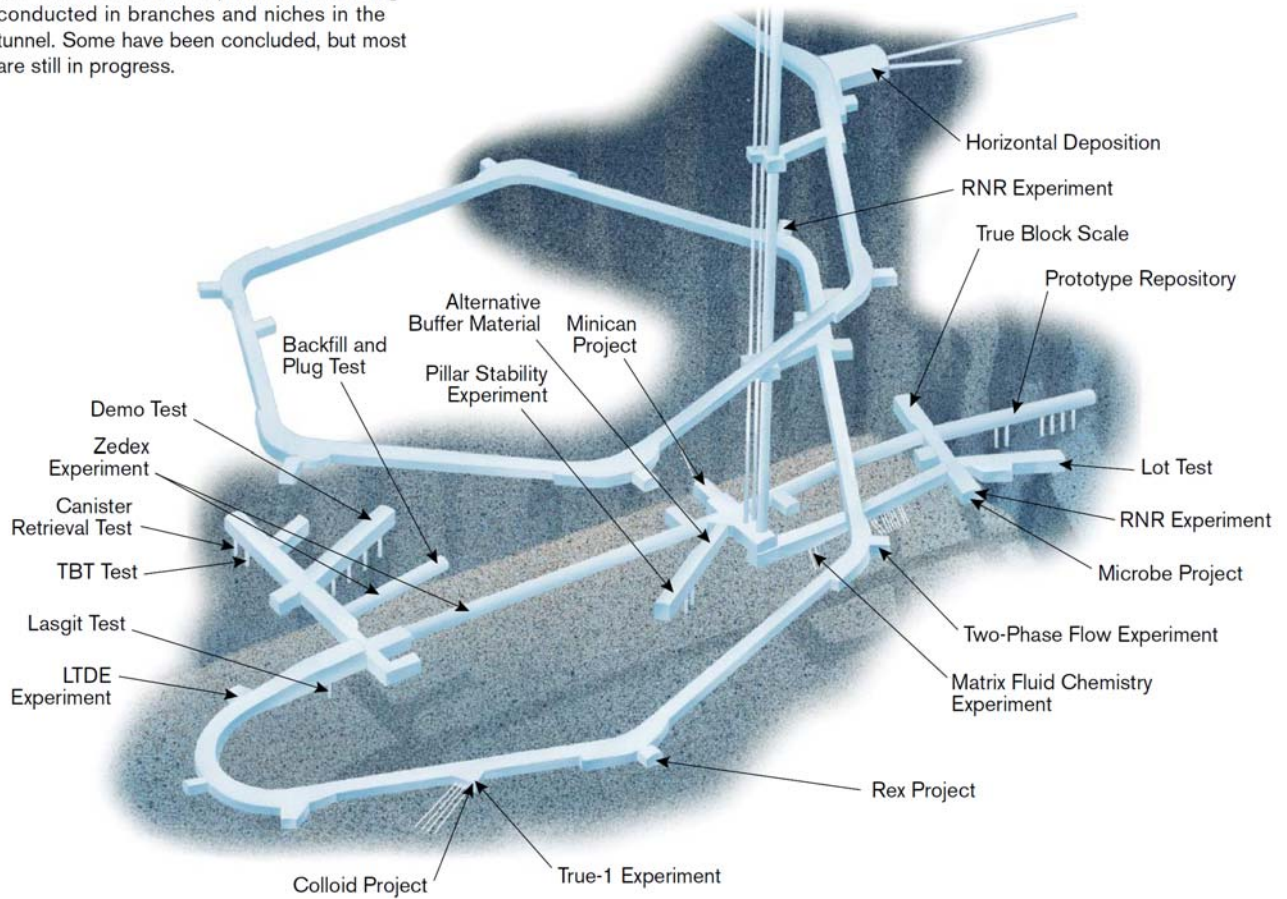


圖 4.1-2 瑞典 Äspö 硬岩實驗室於深度 220m~460m 處所進行的各項現場實驗。

4.2 Äspö硬岩實驗室的實驗計畫 (SKB,2001)

1. Demo Test：在真實環境，探試以開發不同機器與方法放置 25T 重廢棄筒進入處置坑及填入皂土塊；
2. Alternative Buffer Material:試驗除了美國皂土對母岩的膨脹壓力外，也測試其他希臘或印度皂土功能。
3. Backfill and Plug Test: 試驗回填與封阻 30m 長坑道之技術，使用 200 多種儀器監測其圍阻效果
4. Canister Retrieval Test-在嚴謹的要求下，萬一需將廢棄筒自處置坑取上來再改善修補技術；
5. Prototype Repository: 在一深 450m 處置坑道安置六個實際大小的廢棄筒放至於機械挖掘的處置坑(直徑 1.75m 深度 8m)，以電熱棒加熱在 90°C，將持續 20 年以上監測對銅桶、緩衝材、圍岩之作用。
6. Horizontal Deposition: 針對水平處置的可能，在深度 220m 處設計鑽掘水平坑洞機器及安放廢棄筒的設備
7. Minican Project: 探討廢棄桶受地下水入侵腐蝕問題；
8. Lasgit(Large Scale Gas Injection Test): 探討電離子侵入廢棄桶形成氣壓，膨脹擠壓皂土造成黏土裂縫管道問題；
9. Two-Phase Flow Experiment:2000 年探討處置坑附近岩體內氣-水二相流行為。
10. Microbe Project:1999 年探討皂土層微生物細菌是否可生存，產生硫化物離子可能腐蝕銅容器筒；
11. Rex Project:1996/1999 年在深 70m 處破裂待探討處置場封閉後地下水母岩內溶氧量，這因素與銅容器劣化有關。
12. True-1 Experiment (Tracer Retention Understanding Experiment):在 1994 年進行為期兩年的追蹤劑試驗，以了解核種傳輸在結晶岩之吸附行為；
13. True Block Scale:繼 True-1 後 1996 年進一步在 10~50m 破裂岩體進行追蹤劑試驗，以了解核種傳輸在裂隙網絡之傳輸行為；
14. LTDE Experiment(Long Term Diffusion Experiment): 1999 年研究核種長時間自裂隙侵入圍岩孔隙或裂縫的範圍及吸附能力。
15. RNR Experiment(Radionuclide Retention Experiment)):自 1996 年研究核種入侵吸附能力。
16. Matrix Fluid Chemistry Experiment：1999 年開始研究不同地下水化學成份在岩石內的滲透問題(LTDE 實驗目的類似)。
17. Lot (Long Term Test of Buffer Material)：研究皂土功能長時間受熱的改變及核種侵入程度；
18. Colloid Project: 超過10年研究皂土容出懸浮膠體粒之攜帶核種外釋問題；
19. TBT Test(Temperature Buffer Test):研究皂土緩衝材承受100°C溫度作用的能力與行為。
20. Zedex Experiment (Zone of Excavation Disturbance Experiment):試驗目的在比較在高應力地下，以 D&B 開挖法與以 TBM 法造成開挖擾動區(EDZ, Excavation-disturbed zone)之差異，包括瞭解不同開挖法對 EDZ 區域力學及滲透性質之改變、EDZ 範圍，及測試各類量化檢視出 EDZ 範圍大小的方法(例如以 AE 音射技術可行性)、與技術設備(例如以穿透性雷達執行的效果)。
21. Pillar Stability Experiment：在深度 450M 處進行岩柱穩定性實驗，目的在證明目前對岩石破裂剝落的預測能力、皂土緩衝材膨脹所產生之壓力對岩盤之效應、及比較各種預測熱與力耦合作用的模擬分析能力。

所以，各項試驗中 Zedex Experiment、Pillar Stability Experiment 兩項實驗，屬於探討岩石受到外力及熱應力作用之力學耦合問題。

4.3 開挖擾動區之實驗(Zedex)

Zedex (Zone of Excavation Disturbance Experiment)試驗目的(Emsley *et al.*, 1997)，在比較高應力地下，以 D&B (Drilling and Blasting)開挖法與以 TBM(Tunnel-boring machine)法造成開挖擾動區(EDZ, Excavation-disturbed zone)之差異，包括瞭解不同開挖法對 EDZ 區域力學及滲透性質之改變、EDZ 範圍。並測試各類量化檢視出 EDZ 範圍大小的方法(例如以 AE 音射技術可行性)、與技術設備(例如以穿透性雷達執行的效果)。

EDZ 的範圍與性質，受(i)開挖方法 (ii)現地應力大小與其方向(iii)岩體強度與變形性(iv)周邊地下水壓力。故在 1994~1996 年，此一 Zedex 實驗係在深度 420m 處，見圖 4.3-1，開挖兩相互平行直徑 5m 的圓形實驗隧道，其一是使用 D&B 法開挖(半圓形但底部水平)、另一者以 TBM 法開挖(圓形)，又採 D&B 法隧道僅距原 TBM 隧道 25m，期使位於均質的 Äspö 閃長岩內地質條件相似，並特別使隧道軸向與最大水平應力安排成相互夾高角度關係，期盼可以產生較嚴重的開挖擾動 EDZ。

在 Zedex 實驗，開挖實驗隧道前許多探測孔(孔徑 86mm)佈設於隧道軸向、及開挖後徑向鑽進隧道壁面內岩石，以量測或檢查開挖前、開挖中、開挖後岩石性質之改變，例如 EDZ 區域範圍大小，因這些力學性質改變是永久的故稱損傷區(其外被擾動的彈性變形區 EdZ 不計)。檢測判定 EDZ 方法包括使用：音射事件 AE 分布量測、震測性質量測、岩石位移量測、超音波量測、電阻量測、破裂面延伸度觀察、溫度分布量測、現地應力變化量測，其中以 AE 量測最敏感，最容易量得裂縫的張開與滑移(NEA, 2002;SKB, 1994, 1997a,b)。

4.3.1 TBM 隧道之開挖參數

1994 年以 TBM 開挖，直徑 5.03m 的圓形隧道，向下傾斜 10 度，TBM 參數如下：

TBM Diameter	5.03 m
Rotation Rate	max. 10 RPM
Typical Penetration Rate	1200-2000 mmh ⁻¹
Maximum Thrust Force	8300 kN
Typical Torque	40 kNm
Number of Cutters	34
Gripper load	25000 kN
Stroke length	1.52 m
Installed Power for breaking the rock	1680 MW

4.3.2 鑽炸法 D&B 之開挖過程

以鑽炸法 D&B 開挖步驟，見圖 4.3-2，共分 11 輪開炸水平且直徑 5m 的圓形隧道(水平地面)，與最大水平主應力夾角約為 45 度。前 2 輪不列入試驗內容，旨在去除進洞段的複雜應力幾何效益之干擾、並使後續開挖輪進研究可形成如平面應變條件。後續 4 輪開挖以低炸能鑽炸技術(low-shock energy smooth blasting)開炸，剩餘 5 輪以正常勻炸法(normal smooth blasting)技術開炸，開挖斷面 17.7m²，實驗隧道長度 38.5m。

佈設於平行於 D&B 隧道軸向(開挖前)、部分由 TBM 隧道鑽向 D&B 隧道，探測孔長度可達數十公尺(40m~50m)；及 D&B 隧道徑向(開挖後)之短孔監測探測孔(孔徑 86mm)配置如圖 4.3-2 及圖 4.3-3 所示，以探測裂損傷 EDZ 的延伸範圍與其他性質之改變。

4.3.3 試驗結果

結果顯示，開挖隧道勢必造成應力重新分佈，隧道周邊損傷區 EDZ 性質之永久改變依使用量測方法不同而異。開挖隧道時會造成新裂縫之出現，D&B 開挖可發生深入地板達 80cm 裂縫最長(染色劑可深入 50cm)，深入側壁約 30cm 深(圖 4.3-4 及圖 4.3-5)。TBM 開挖隧道則新裂縫多在 3cm 以內，地板、側壁、天花板差不多，損傷均勻(圖 4.3-6)。EDZ 岩石之損傷裂縫密度高處，使得波速下降(表 4.3-2)透水性增加，但很難證明 EDZ 岩石滲透性之增大(後來建議應量整個隧道斷面之導水係數(transimissity))。

若用 AE 量測法，D&B 開挖 AE 事件可達 1m 遠、TBM 開挖則在數十公分(圖 4.3-7)，EDZ 是核種傳輸的優勢通道。EDZ 之外的擾動區(EdZ, excavation disturbance zone)多為彈性變形，故使用 D&B 或 TBM 開挖之 AE 事件非常少(都是既有裂隙之滑移)，雖有應力調整但材料性質不變。由 Zedex 經驗貢獻到實務上是：若用 TBM 開挖可假設岩石滲透係數沒太大改變；但若是用一般 D&B 開挖，地面深 1m 內的岩石滲透係數可提高 100 倍(NEA, 2002)。

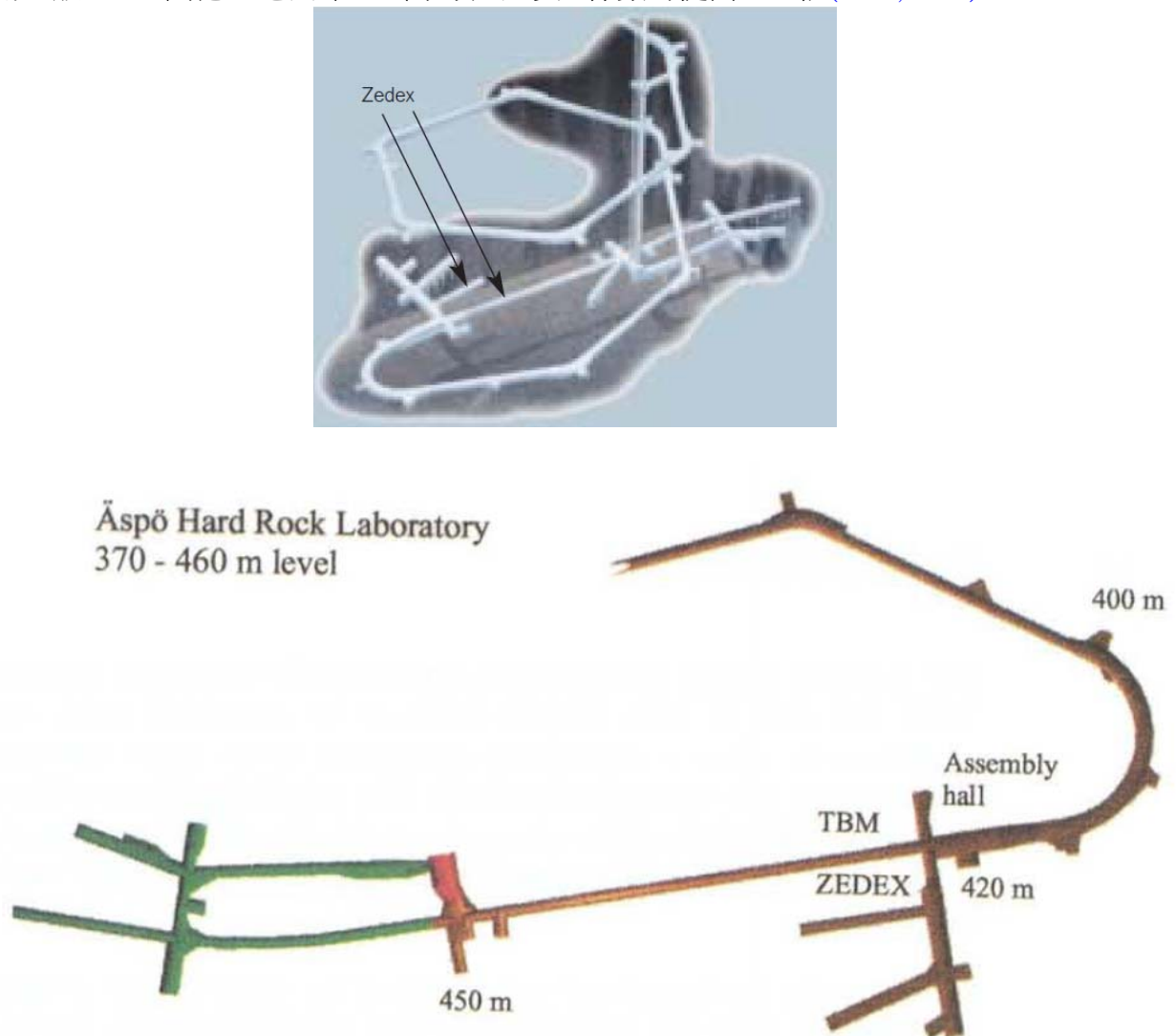


圖 4.3-1 在 Äspö HRL 開挖擾動區實驗(ZEDEX)位置安排於平行 TBM 主通道

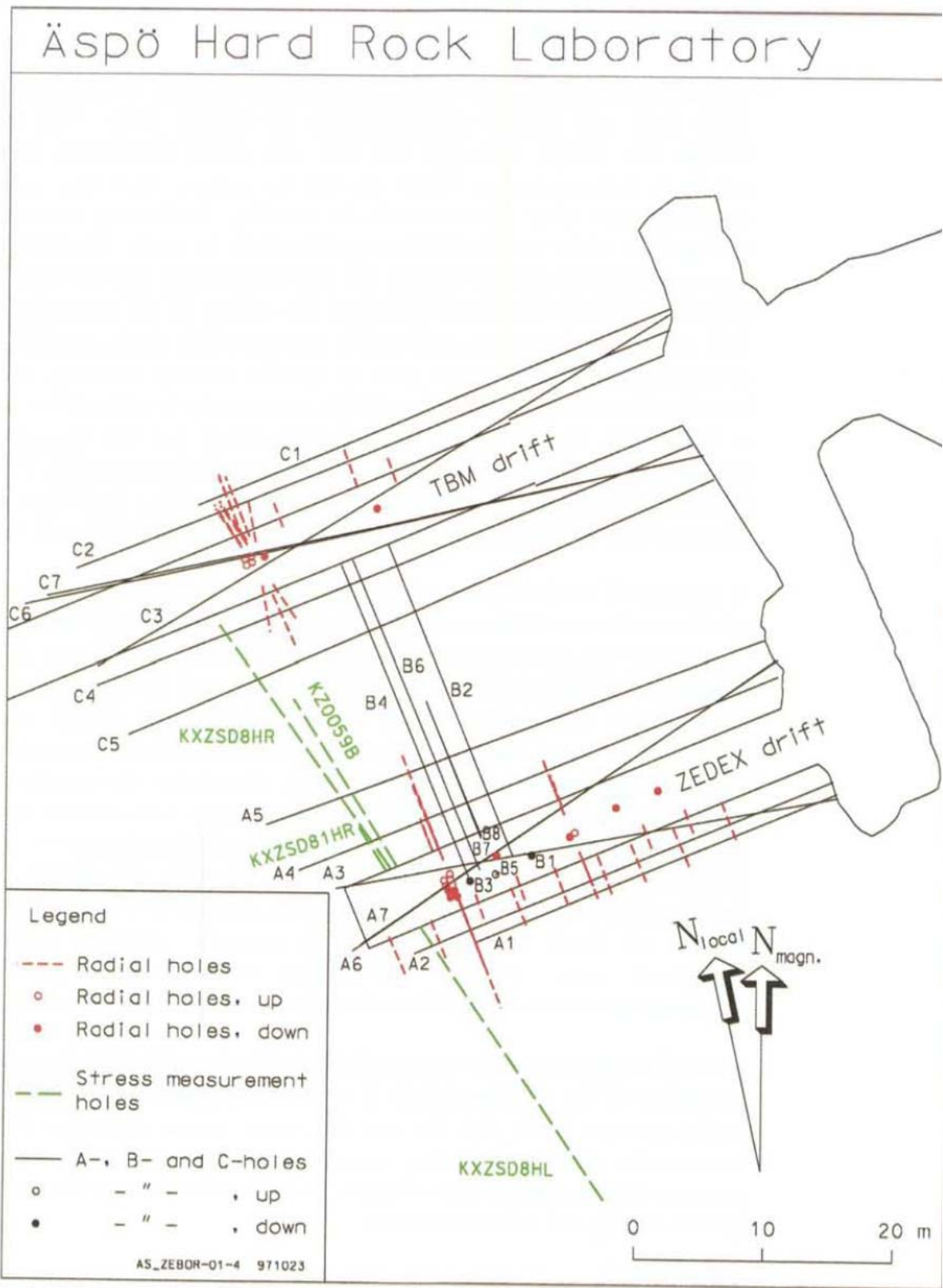


圖 4.3-2 在 ZEDEX 實驗中 TBM 法與 D&B 法所開挖隧道位置平面配置與探測孔分佈

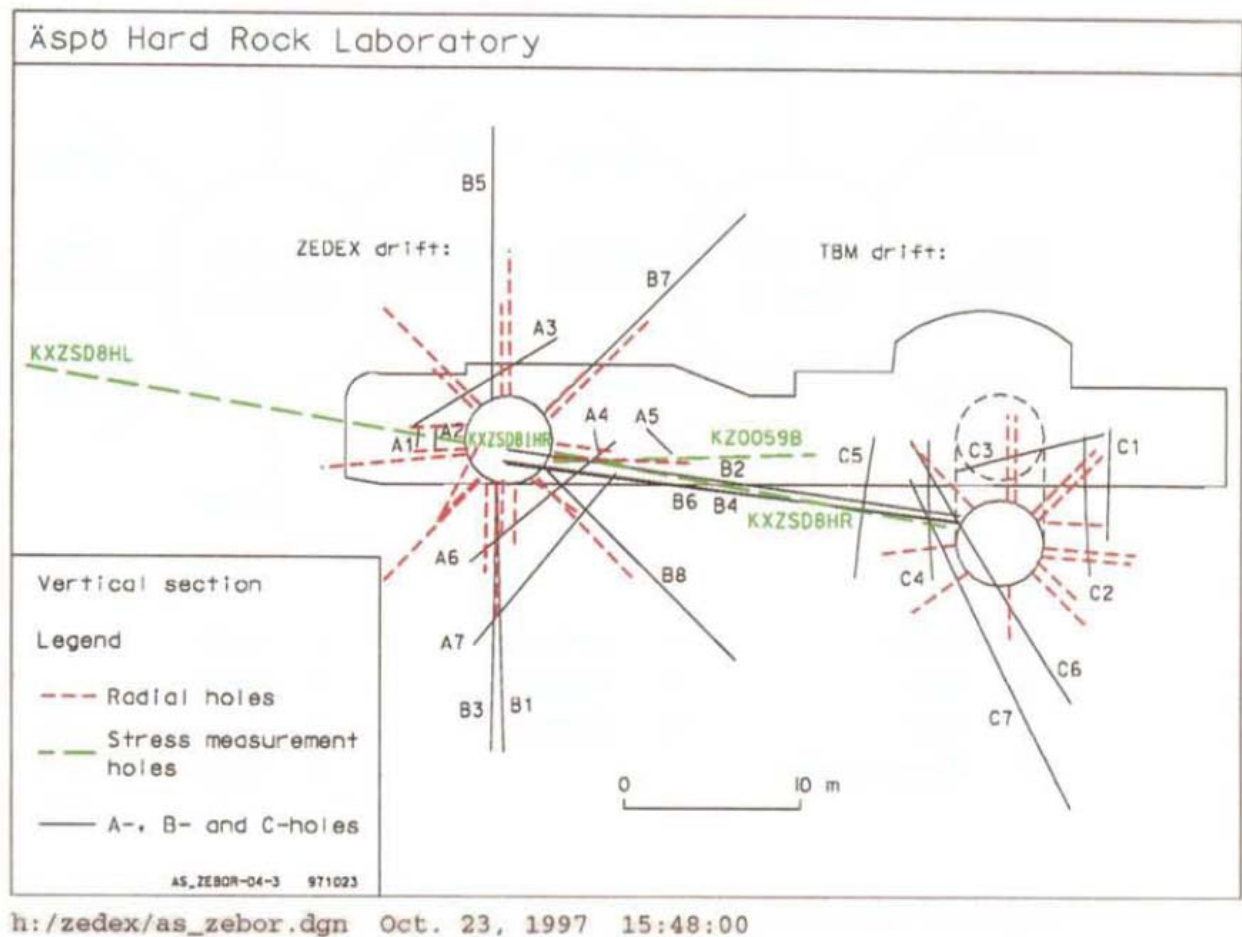


圖 4.3-3 在 TBM 與 D&B 開挖隧道之橫斷面配置及其徑向檢測孔的位置

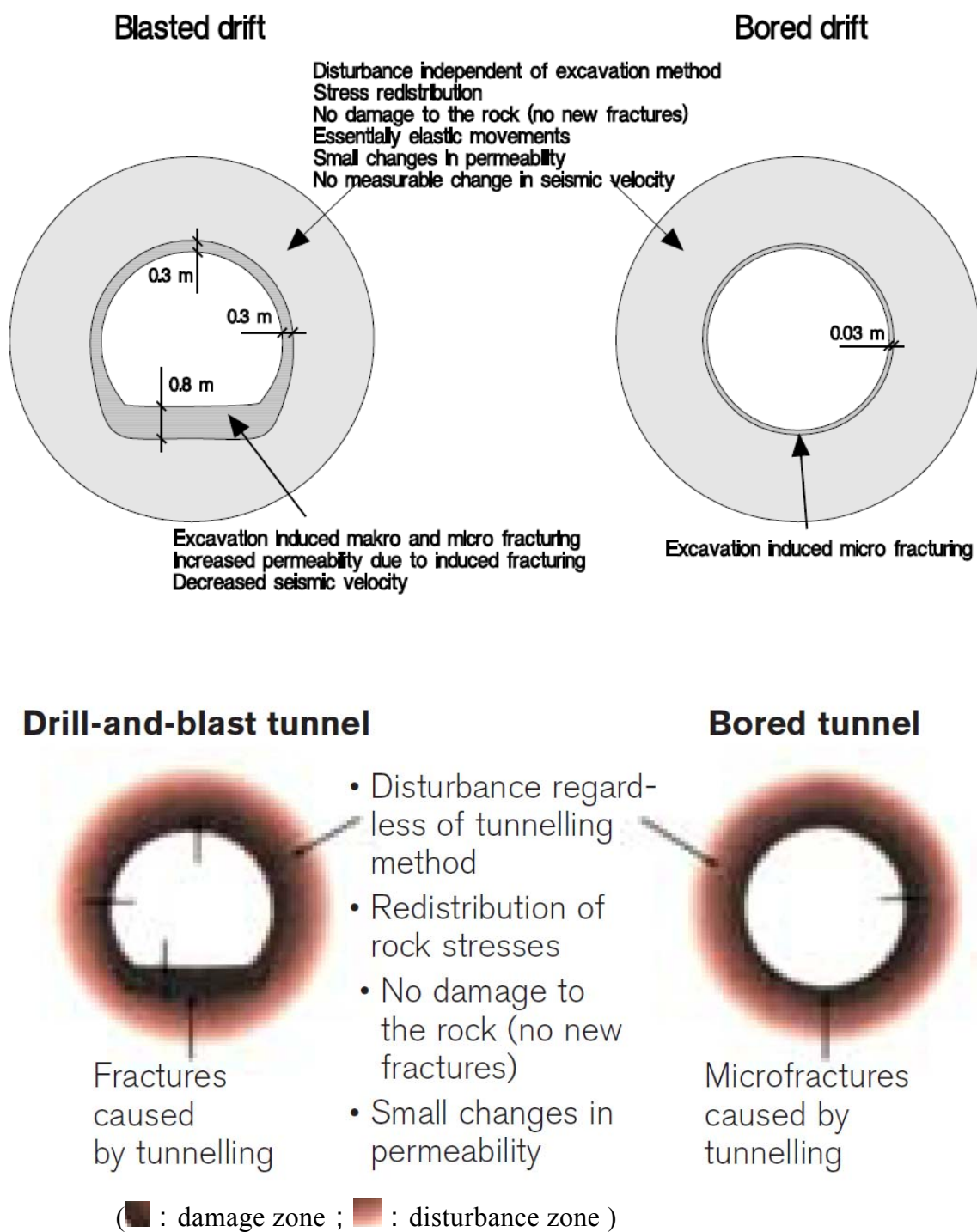


圖 4.3-4 以 TBM 與 D&B 開挖造成之 EDZ 範圍(及 EdZ)大小比較示意



Figure 5-51. Round R4, wall, ZEDEX D&B drift.



Figure 5-52. Round R5, wall, ZEDEX D&B drift.



Figure 5-53. Round R4, floor, ZEDEX D&B drift.



Figure 5-54. Round R5, floor, ZEDEX D&B drift.



圖 4.3-5 D&B 開挖結果之 EDZ 破裂照片(最深發生在隧道地板 80cm 深)



A bored tunnel causes less disturbance of the rock than a drill-and-blast tunnel.



Figure 5-55. Section 3213 metres, wall, TBM drift.

圖 4.3-6 TBM 開挖結果之 EDZ 破裂照片(最深 3 cm)

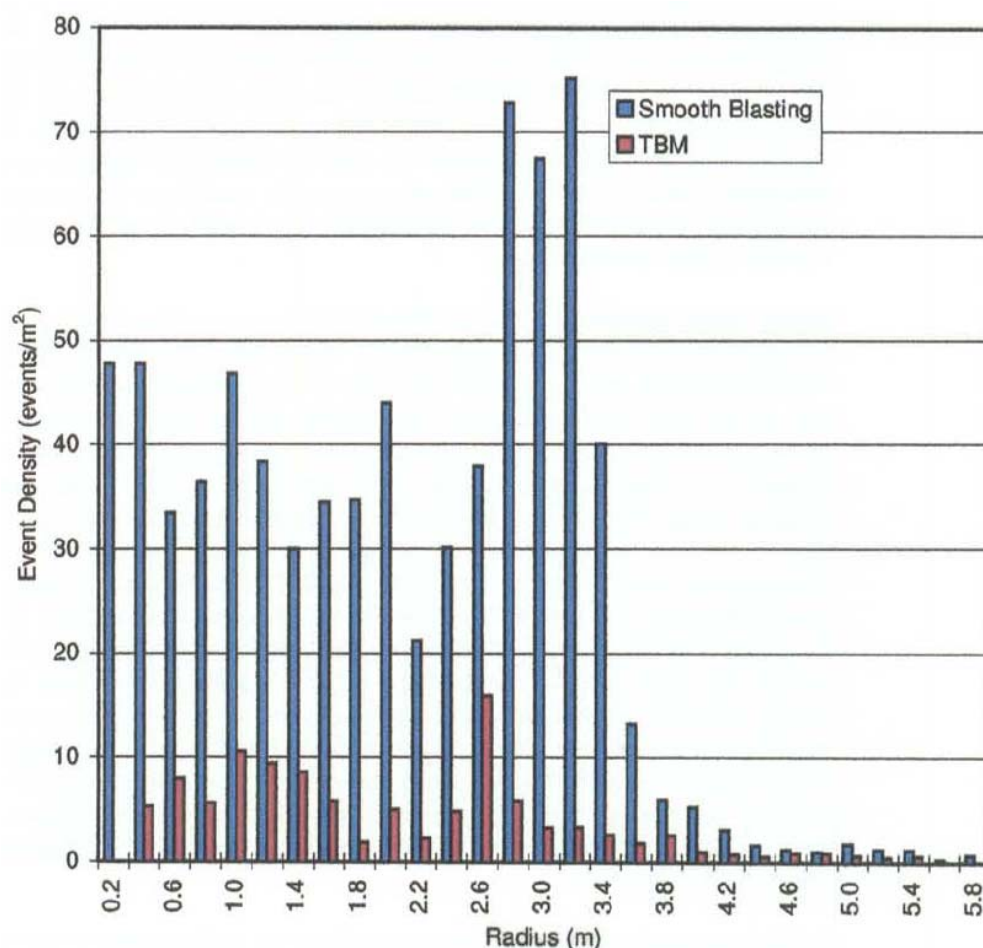


圖 4.3-7 以 TBM 與 D&B 開挖損傷隧道圍岩之 AE 事件頻率比較

表 4.3-2 在 D&B 與 TBM 開挖隧道 EDZ 區所量得之波速比較

	TBM		D&B	
	V_P (ms ⁻¹)	V_S (ms ⁻¹)	V_P (ms ⁻¹)	V_S (ms ⁻¹)
Downhole logging	5900		5900	
Mini-sonic logging (low frequency)		3100		3100
Micro-velocity logging (high frequency)	6150	3200	6150	3200
Refraction seismics (aver)	6000		5800	
Velocity (max.)	6200	3600	6200	3600
Velocity (min.)	5600	3000	5600	3000
Radial hole tomography	6000		5940	3450
Disturbed Zone tomography	6060	3500	6060	3500

4.3.3 在 ZEDEX 實驗隧道進行的透水試驗

(1) 水力脈衝試驗規劃

水力傳導係數是在 Zedex 實驗隧道之岩心取樣鑽孔(core borehole)進行，分別以現地單孔單封塞脈衝式驗(pulse test)及取樣至室內試驗兩種(SKB,1997b)。因在岩心鑽孔內都沒有地下水流，故在現地進行水力脈衝試驗(pulse test)於短時間內注入定水頭壓力，觀察水流的壓力變化。試驗鑽孔長 1m 的其直徑為 56mm；及常鑽孔 5m、8m、或 25m 的其直徑為 56mm 或 76mm；但皆使用單一鑽孔進行試驗，其配置如圖 4.3-8。

鑽孔長 1m 試驗孔試驗主要在 1998 年 9~10 月間進行，皆以單孔且單封塞注入定水頭方式進行水力脈衝試驗，所以試水段長度是等於封塞位置到孔底之長度，其配置與過程如圖 4.3-9 及圖 4.3-10。

(2)試驗結果

以鑽炸法 D&B 開挖之 EDZ 大於 TBM 開挖，D&B 最深發生在隧道地板 80cm 深、隧道側壁 EDZ 深入 30 cm，依量測方法不同有所差異(0~ 150cm)。以 TBM 開挖之 EDZ 在隧道地面、隧道壁、天花板均小於 3cm(依量測方法不同有所差異差不 0~35 cm)，損傷較均勻，這 EDZ 是未來封閉後核種外洩的優勢通道。現地水力傳導係數(permeability)在 $10^{-11} \sim 10^{-10}$ m/s 之間(見圖 4.3-11 及表 4.3-3)，多受到既有先天裂面之影響使趨勢很不規則，TBM 開挖後壁面的岩石室內水力傳導係數集中在 $1 \times 10^{-13} \sim 6 \times 10^{-13}$ m/s 之間，但 D&B 岩石水力傳導係數分散在 $1 \times 10^{-13} \sim 6 \times 10^{-9}$ m/s 之間。

由安排在垂直 ZEDEX 隧道壁面之 1m 透水試驗孔內((試水段 0.3m~0.7m 不等)，測得側壁水力傳導係數 K 甚小，但地板上的水力傳導係數則較高甚至明顯漏水，可能是受 D&B 損傷造成。

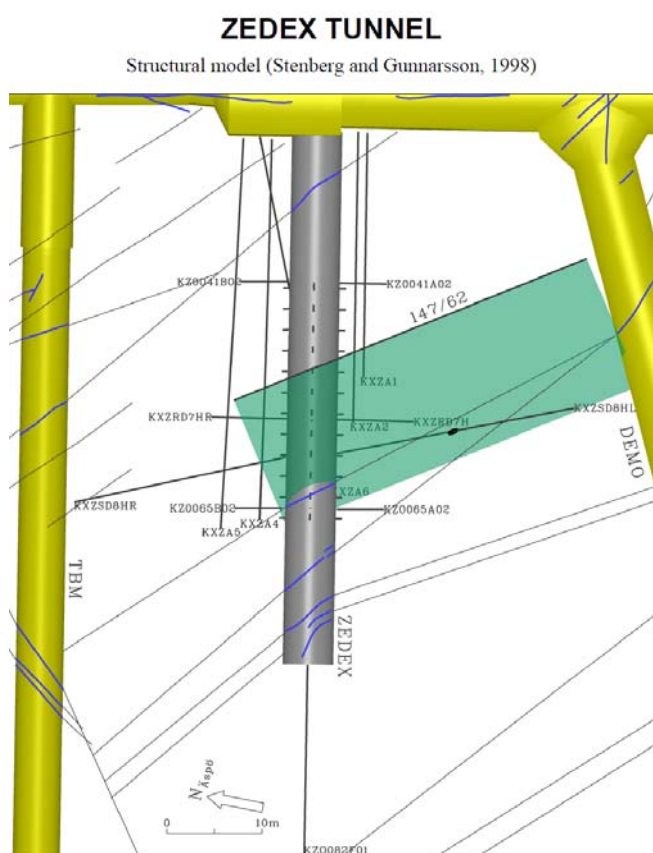


Table A1-1. Final borehole Test plan for single-packer hydraulic tests in the Zedex tunnel.

Rock instrum. Borehole	Length (m)	diameter (mm)	inclination ° + = up - =down
Test 24 holes	1	56	18 up, 6 down
KZ0041B02	5	56	-2
KZ0041G02	5	56	-90
KZ0041A02	5	56	2
KZ0065B02	5	56	-1
KZ0065G02	5	56	-90
KZ0065A02	5	56	-1
KXZSD8HR	23.16	86	-2 ?
KXZB3	15.2	56	-90 ?
KXZRD7H	8.2	86	-2 ?
KXZRD7HR	8.09	86	-2 ?
KXZA1	30.24	86	-1
KXZA2	35.14	56	-1.2
KXZA6	c. 40	56	-8.9

圖 4.3-8 ZEDEX 隧道現地進行透水性水力脈衝試驗(pulse test)配置位置與鑽孔長度

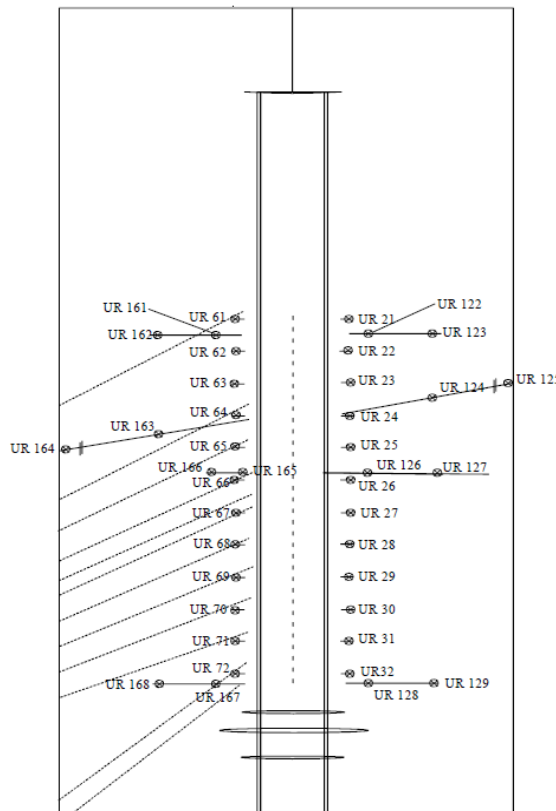


Figure A1-2. Position of measuring points in the boreholes of the rock in the walls. Horizontal section. (From Clay Technology)

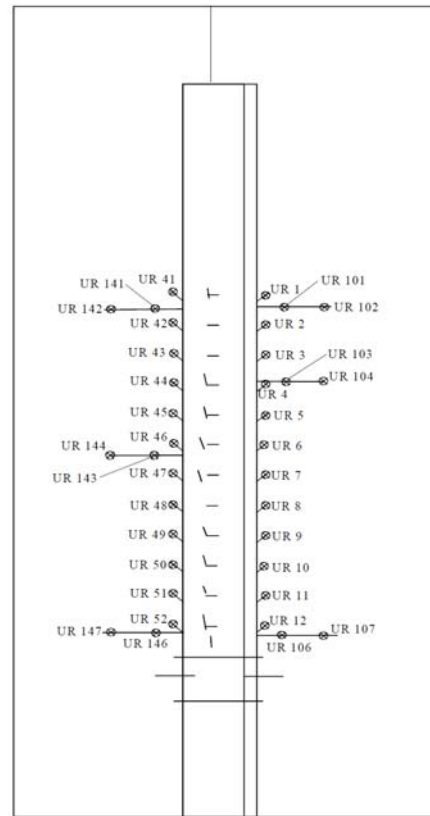


Fig.A1-1. Position of measuring points in the boreholes of the rock in the floor (left part) and the roof. Vertical section. (From Clay Technology).

(1) 隧道壁面

(2) 隧道地面

圖 4.3-9 ZEDEX 隧道壁及地板之水力脈衝試驗(pulse test)位置配置

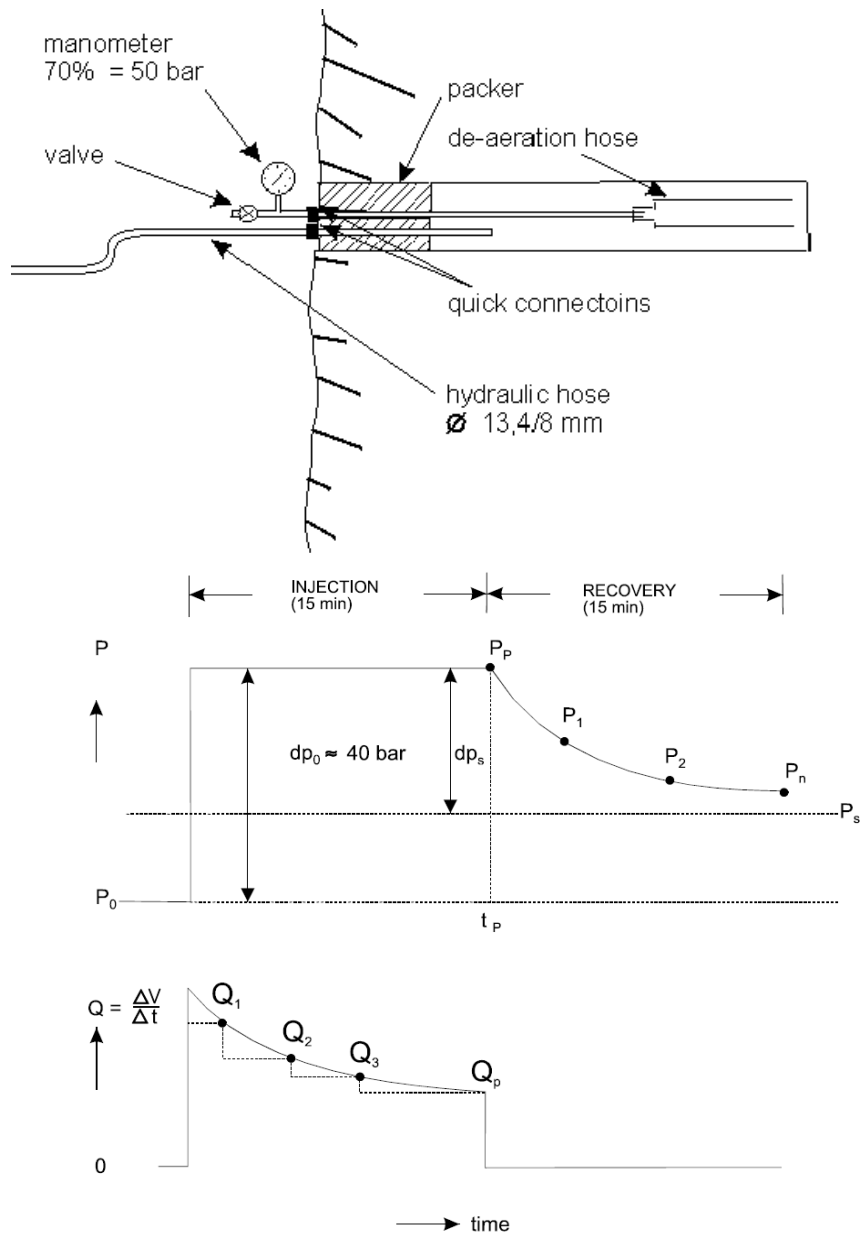
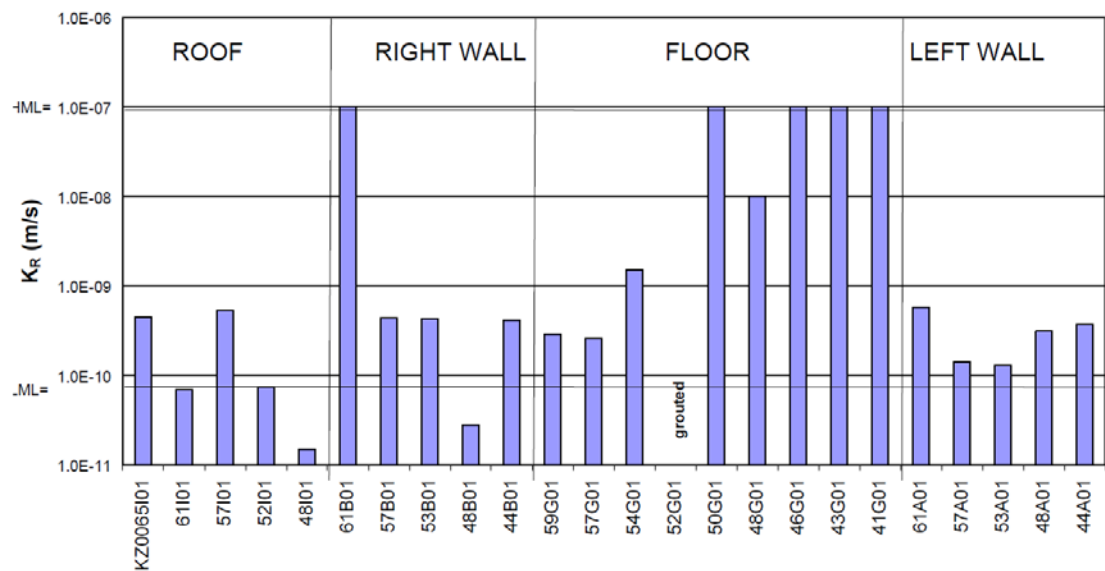
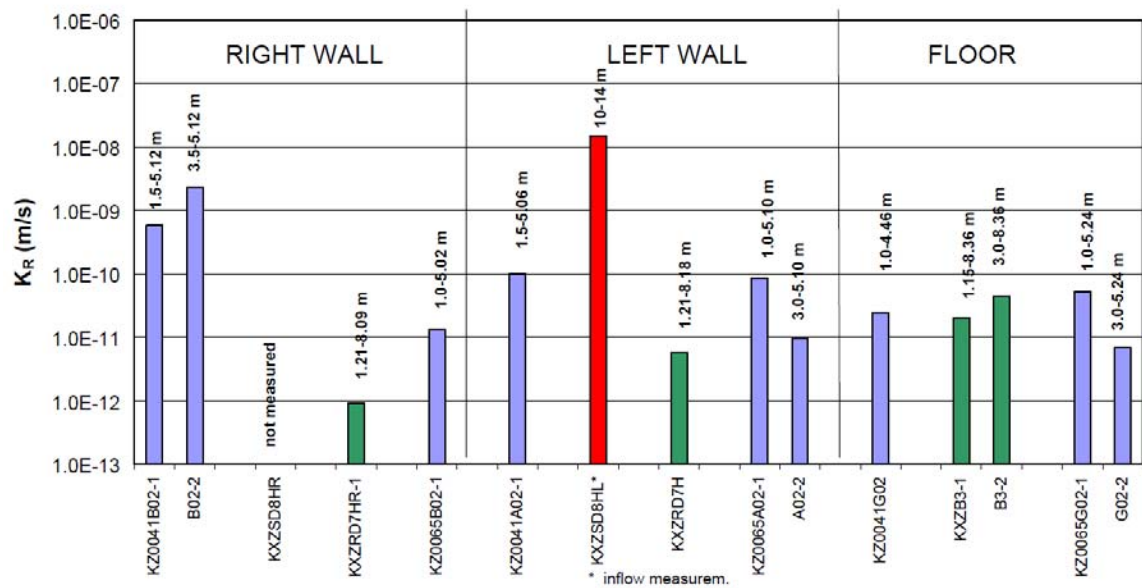


圖 4.3-10 現地定水頭單孔之單封塞水力脈衝試驗配置及其試水過程示意



(1) 在 1-m 鑽孔測得 Zedex 隧道各部位之滲透係數

Estimated hydraulic conductivity (K_R) of tested sections in selected Rock instrumentation boreholes in the Zedex tunnel (c.5 m, c. 8 m and c. 25 m long boreholes)
 Blue=c. 5 m boreholes, Green=c. 8 m boreholes, Red=c.25 m boreholes



(2) 在長鑽孔(5-m、8-m、25-m)測得 Zedex 隧道各部位之滲透係數

圖 4.3-11 ZEDEX 實驗隧道在各部位所量得之滲透係數滲透性質

表 4.3-3 ZEDEX 實驗隧道在 1m 探測孔所量得之導水性質

BOREHOLE SECTION			INJECTION PHASE				Comments
Borehole	Length (m)	Measured Section (m)	Flow rate Q_p (ml/min)	Pressure P_p (bar)	$T_{ss}(m^{2/s})$	$K_{ss}(m/s)$	
KZ0065I01 (UR1)	1.02	0.43-1.02	0.5	40	$5.3 \cdot 10^{-11}$	$9.0 \cdot 10^{-11}$	
KZ0061I01 (UR3)	0.99	0.43-0.99	0.2	40	$2.1 \cdot 10^{-11}$	$3.8 \cdot 10^{-11}$	
KZ0057I01 (UR5)	1.15	0.43-1.15	0.8	39.9	$8.5 \cdot 10^{-11}$	$1.2 \cdot 10^{-10}$	
KZ0052I01 (UR7)	1.04	0.43-1.04	0.2	39.5	$2.2 \cdot 10^{-11}$	$3.6 \cdot 10^{-11}$	
KZ0048I01 (UR9)	1.05	0.43-1.05	0.1	39.5	$1.1 \cdot 10^{-11}$	$1.8 \cdot 10^{-11}$	
KZ0061B01 (UR23)	0.95	0.43 - 0.95	220	38.1	$\geq 2.7 \cdot 10^{-8}$	$\geq 5.1 \cdot 10^{-8}$	Rock leakage
KZ0057B01 (UR25)	0.97	0.43 - 0.97	1.0	39.5	$1.1 \cdot 10^{-10}$	$2.0 \cdot 10^{-10}$	
KZ0053B01 (UR27)	0.95	0.43 - 0.95	2.0	38.9	$2.3 \cdot 10^{-10}$	$4.4 \cdot 10^{-10}$	
KZ0048B01 (UR29)	1.07	0.43 - 1.07	0.09	41.8	$8.4 \cdot 10^{-12}$	$1.3 \cdot 10^{-11}$	
KZ0044B01 (UR31)	0.95	0.43 - 0.95	0.9	41	$8.9 \cdot 10^{-11}$	$1.7 \cdot 10^{-10}$	
KZ0059G01 (UR44)	0.86	0.43 - 0.86	1.4	40	$1.5 \cdot 10^{-10}$	$3.4 \cdot 10^{-10}$	
KZ0057G01 (UR45)	1.05	0.43 - 1.05	6.2	39.9	$6.6 \cdot 10^{-10}$	$1.1 \cdot 10^{-9}$	
KZ0054G01 (UR46)	0.88	0.43 - 0.88	3.8	39.9	$4.0 \cdot 10^{-10}$	$8.9 \cdot 10^{-10}$	
KZ0052G01 (UR47)	(0.1)	-	-	-	-	-	Borh. grouted
KZ0050G01 (UR48)	1	-	-	-	$> 5 \cdot 10^{-8}$	$> 1 \cdot 10^{-7}$	Int. fract. rock
KZ0048G01 (UR49)	1.01	0.43 - 1.01	22.4	39.9	$2.4 \cdot 10^{-9}$	$4.1 \cdot 10^{-9}$	(Rock leakage)
KZ0046G01 (UR50)	1	-	-	-	$> 5 \cdot 10^{-8}$	$> 1 \cdot 10^{-7}$	Rock leakage
KZ0043G01 (UR51)	0.95	-	-	-	$> 5 \cdot 10^{-8}$	$> 1 \cdot 10^{-7}$	Rock leakage
KZ0041G01 (UR52)	0.96	-	-	-	$> 5 \cdot 10^{-8}$	$> 1 \cdot 10^{-7}$	Rock leakage
KZ0061A01 (UR63)	0.99	0.43 - 0.99	0.7	40.9	$7.0 \cdot 10^{-11}$	$1.3 \cdot 10^{-10}$	
KZ0057A01 (UR65)	1.02	0.43 - 1.02	1.0	40.5	$9.9 \cdot 10^{-11}$	$1.7 \cdot 10^{-10}$	
KZ0053A01 (UR67)	0.87	0.43 - 0.87	2.2	40	$2.3 \cdot 10^{-10}$	$5.2 \cdot 10^{-10}$	
KZ0048A01 (UR69)	1.01	0.43 - 1.01	0.9	40	$9.5 \cdot 10^{-11}$	$1.6 \cdot 10^{-10}$	
KZ0044A01 (UR71)	1.10	0.43 - 1.10	2.0	40.3	$2.0 \cdot 10^{-10}$	$3.0 \cdot 10^{-10}$	

4.4 岩柱穩定性之實驗(A PSE)

處置坑之間岩柱(受熱)穩定性實驗(APSE, Äspö Pillar Stability Experiment)在深 450M 處進行 (圖 4.4-1)，探討 T-M 耦合問題。該岩柱的現場試驗是於一條與最大主應力(30MPa)垂直之運輸隧道底面，以 TBM 向下先後鑽兩個直徑 1.75m 深度約 6m 左右的豎坑，因兩豎坑相隔 1m 故可以形成一厚度 1m 的岩柱(見圖 4.4-2)。目的在證明對岩石破裂剝落的預測能力、緩衝材膨脹壓力對岩盤之效應、及比較各種預測熱與力耦合作用的模擬分析能力。另亦進行探討緩衝材之受熱作用試驗(TBT, Temperature Buffer Test)。

APSE試驗後，並在加熱孔KQ0046G03進行注水滲透試驗，檢測母岩受熱剝落區之封塞水力脈衝試驗，探討開挖孔受熱應力後 T-M-(H)耦合作用，部份試驗資料如，THM重要驗證資料(Ledesma & Chen, 2004)。

瑞典Äspö硬岩實驗室(Äspö URL)估計核廢料衰變熱可以上升到70°C，此等溫度可使岩石受到額外的熱應力及造成礦物顆粒間之微裂隙，將使岩石的力學行為與滲透性發生改變，故在20°C、50、~70°C間進行3個Äspö花崗岩之熱膨脹試驗，以應變計量測軸向及切向應變，以得知膨脹係數：

線膨脹係數 α 定義為：在一溫度增加量下岩石長度之增長應變量，

$$\alpha_t = \frac{\Delta L / L_0}{\Delta T} (1/^\circ\text{C})$$

對均質岩石體積膨脹係數 $\beta = 3\alpha_t = \frac{\Delta V / V_0}{\Delta T} (1/^\circ\text{C})$ ，花崗岩之的線膨脹係數約為 $4.5 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ 、體積膨脹係數約為 $14.1 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ (Larsson, 2001; 楊長義、翁孟嘉，2014)。

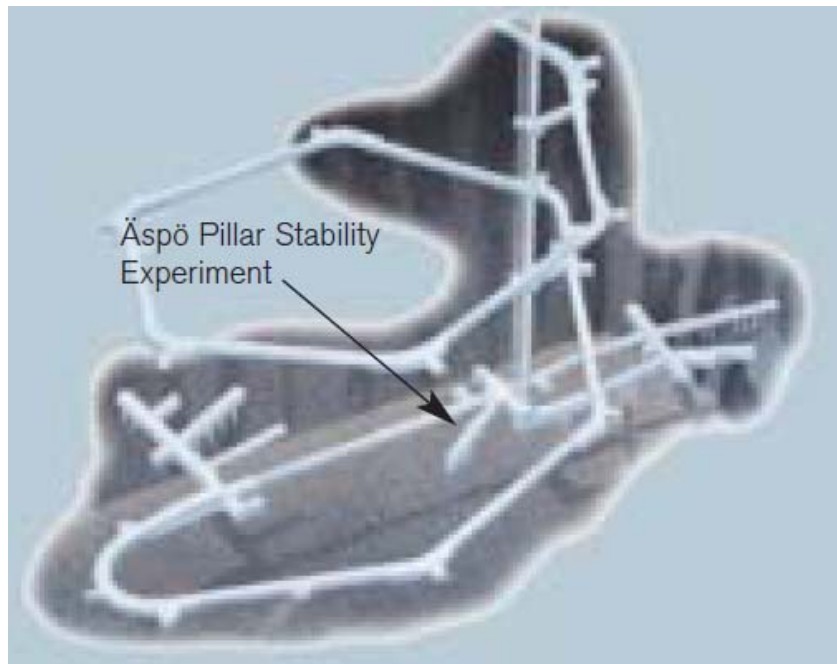


圖 4.4-1 岩柱穩定性實驗(APSE)在 Äspö HRL 之安置位置

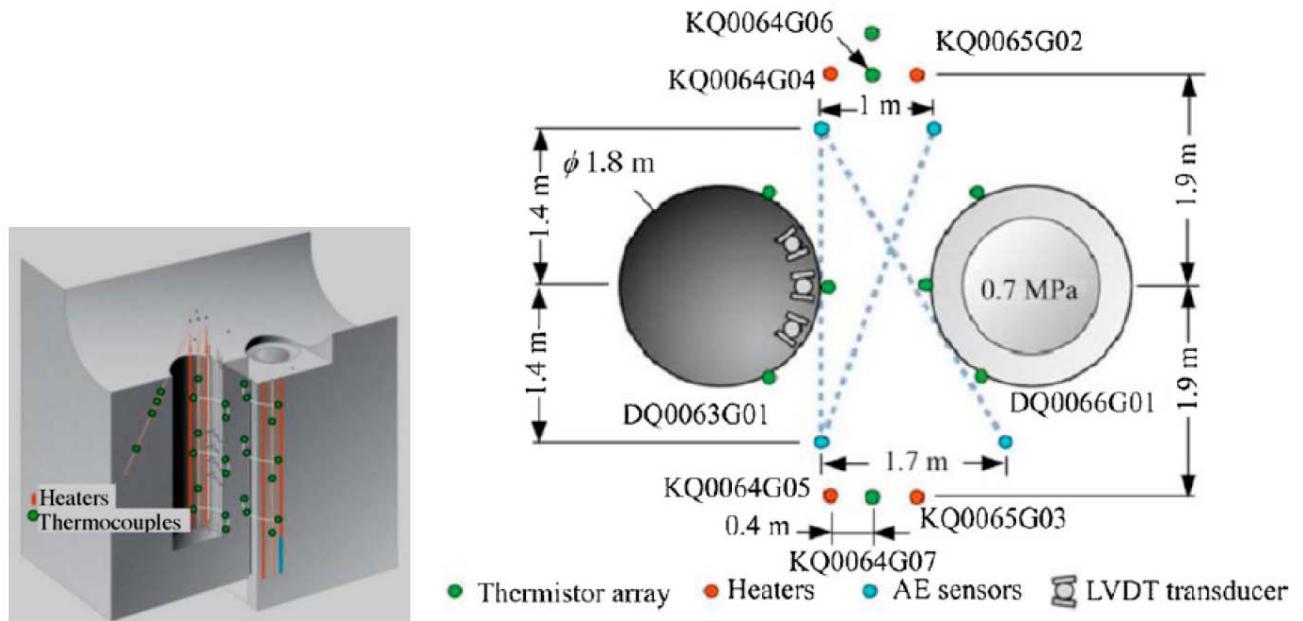


圖 4.4-2 瑞典 Äspö 實驗中 THM 耦合實驗之處置坑(受壓孔)與監測孔配置

4.4.1 實驗配置之規劃概況：

Äspö 岩柱穩定性實驗(APSE) 係在深度 450M 處進行，目的在證明目前對岩石破裂剝落的預測能力、皂土緩衝材膨脹所產生之壓力對岩盤之效應、及比較各種預測熱與力耦合作用的模擬分析能力(楊長義、翁孟嘉，2014)。

如圖 4.4-3 所示，該岩柱的現場試驗是於一條與最大主應力(30MPa)垂直之運輸坑道底面，以 TBM 向下先後鑽兩個直徑 1.75m 深度約 6m 左右的豎坑，因兩豎坑相隔 1m 故可以形成一厚度 1m 的岩柱。

為了使前進坑道底面中央岩石(岩柱頂端)受到最高的應力作用，前進坑道分二階段完成(圖 4.4-4)：先完成上半部導坑開挖，在已沒覆蓋岩盤狀況下再向下以鑽炸法挖除一半徑 2M 半圓形仰拱，如此減低開炸對底面岩石之損傷，以確保靠近坑道底面的岩柱仍處在彈性狀態，並可使坑道底面因開挖引致之應力集中均勻的分佈。

在該 450m 深度處之最大水平應力 $\sigma_1=25\sim35$ MPa (垂直兩豎坑之連線方向)、最小水平應力 $\sigma_3=10$ MPa (平行兩豎坑連線方向及前進坑道軸向)，鉛垂應力為中間主應力 $\sigma_2=15$ MPa。豎坑平均的直徑 1.75M、在深度 0.5M 處兩豎坑中心距離 2.78M，故岩柱厚度約 1.03M。

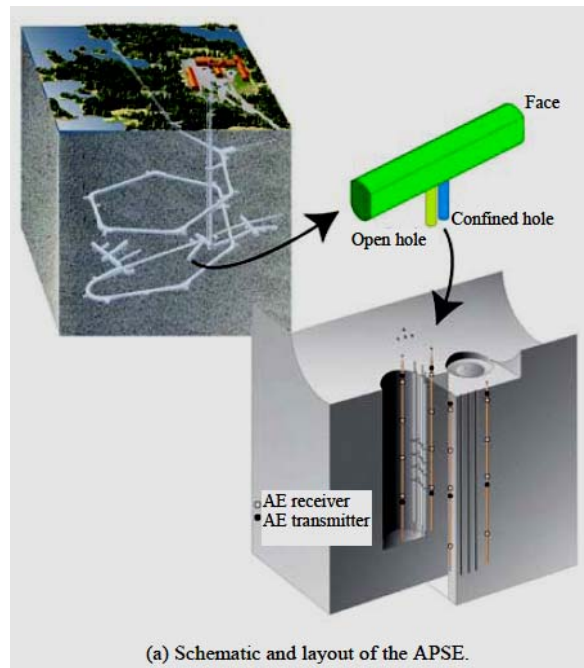


圖 4.4-3 在深 450m 處 Äspö 岩柱穩定性實驗(APSE)配置圖

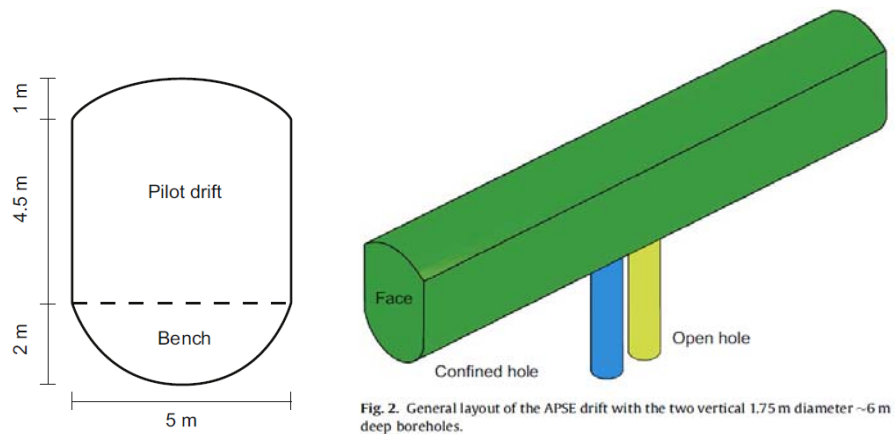


Fig. 3. Photograph of the drift shortly after excavation. Note the rounded shape of the floor. Photograph by Nick Barton.

圖 4.4-4 Äspö 岩柱穩定性實驗(APSE)配置與豎坑開挖規劃與實況

4.4.2 開挖施工之擾動順序

1. 現地應力量測並前進開挖 70m 長的坑道，以避開其他實驗對應力場之擾亂，並安排坑道軸向使垂直於最大水平應力方向；
2. 在離開前進坑道開挖面 15M 處之坑道底面，以 TBM 向下開挖第一個處置豎坑(Confined hole)DQ0066G01：分向下 2、4、6.5m 三階段到底，並設置膨脹壓力圍束系統
3. 以 TBM 開挖第二個監測豎坑 DQ0063G01：分向下 1、2、2.5、5、6.2m 五階段到底，以形成岩柱，期間開挖導致的音射位置監測如圖 4.4-5 所示。

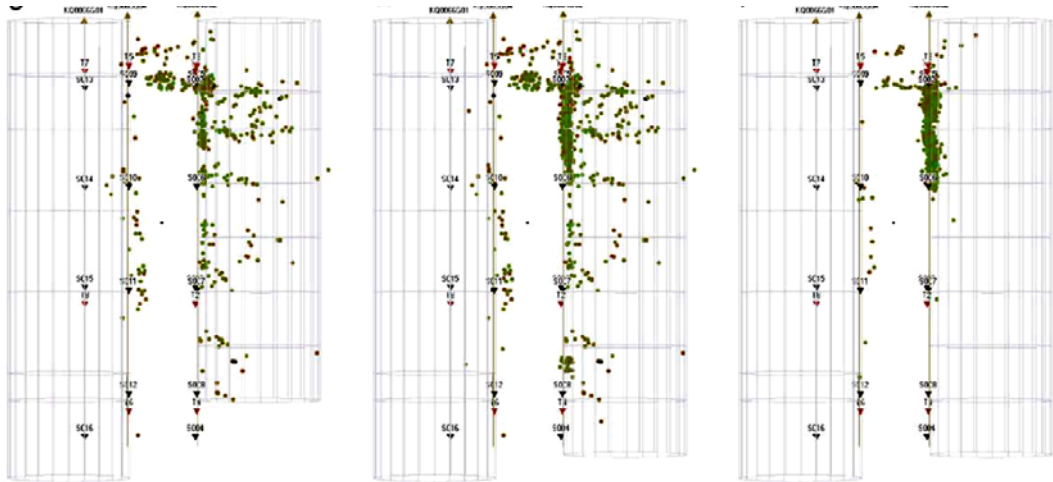


圖 4.4-5 開挖豎坑導致的 AE 監測結果

4.4.3 受熱作用之試驗過程

進行受熱試驗時，先於其中豎坑 DQ0066G01 (Confined hole)內以橡膠氣囊充滿 0.7MPa 水壓作用於坑內岩壁(圖 4.4-6)，以模擬皂土緩衝材之膨脹圍壓作用效益，豎坑 DQ0063G01 則架設位移監測儀器、圍岩則鑽 14 處孔徑 76mm 鑽孔以備裝置加熱棒、感溫(thermocouple)及音射(AE)監測儀器之用。於岩柱外圍四鑽孔(KQ0064G04、KQ0064G05、KQ0065G02、KQ0065G03)垂直佈設 6.5m 長電子加熱棒，進行為期 66 天的加熱升溫試驗，加熱溫度最高已使熱源附近岩石升溫到接近 80C(圖 4.4-7)、傳到豎坑溫度昇高到 20C，同時並觀測監測 DQ0063G01 豎坑壁之變形與剝落發展過程。

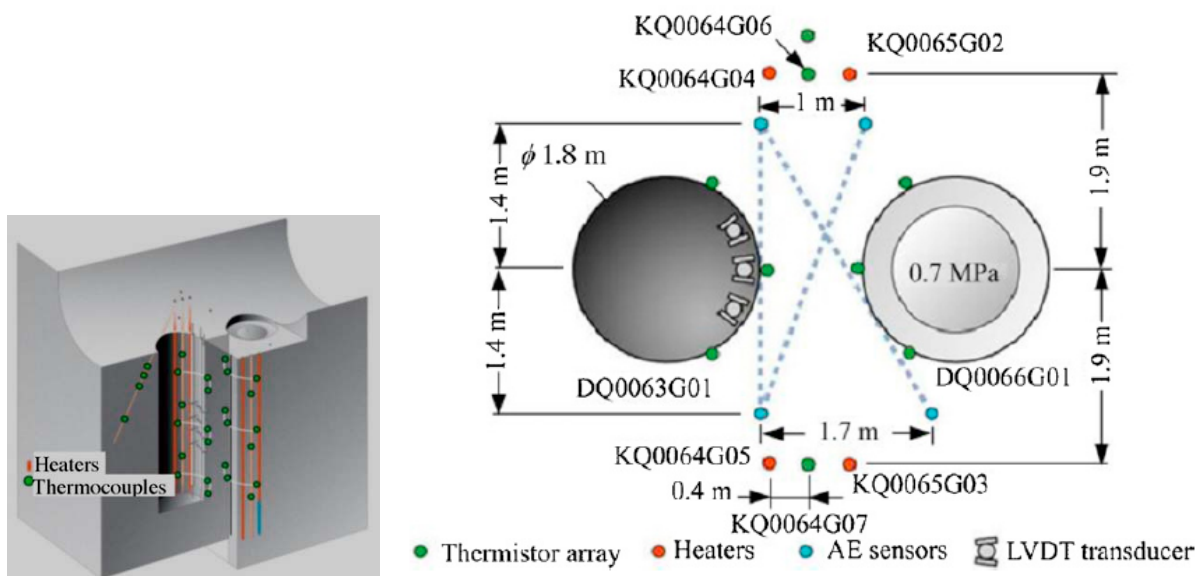


圖 4.4-6 在地底深 450 處 APSE 實驗中溫度監測孔與加熱孔之相對配置規劃

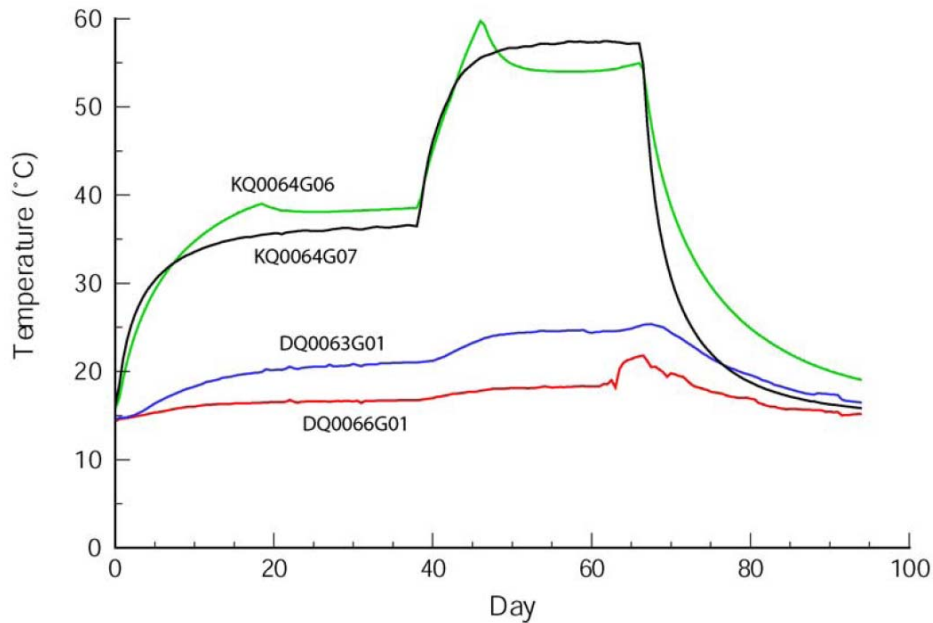


圖 4.4-7 在 APSE 實驗中各個溫度感測孔內之溫度變化

4.4.4 岩壁剝落深度之試驗結果

Andersson *et al.* (2009) 指出瑞典 KBS-3 試驗在深 450m 的 Äspö 閃長岩內開挖一直徑 1.75m 處置坑，研究開挖－溫度二者耦合作用所造成之破裂問題，指出（見表 4.4-1）開挖所導致的應力集中可能上部足以產生剝落，但經熱應力額外增加微小的切線應力後，就可使裂隙再延伸發生剝落現象。發現單軸壓縮時初始破裂應力 σ_{ci} 約發生在 $0.43\sigma_c$ （註： σ_c 為單壓強度），也經以三軸應力狀態則建議依經驗式： $\sigma_{ci} = 0.44\sigma_c + 2.17\sigma_3$ 估算。在造成處置坑壁之剝落後，隨後再加熱試驗之熱應力(thermal stress)作用，如圖 4.4-8 所示確實可使剝落範圍更為擴大，該時刻切線應力應已高達 $0.58\sigma_c$ 。

表 4.4-1 開挖後應力集中再受熱應力耦合而導致剝落

Depth (m)	Geometry stress (MPa)	Thermal stress (MPa) (E=55 GPa)	Spalling strength (MPa)
1.95	125	0*	125
3.0	111	13 – 15	124 – 126
3.55	106	24	130
(4.1)	101	21	(122)

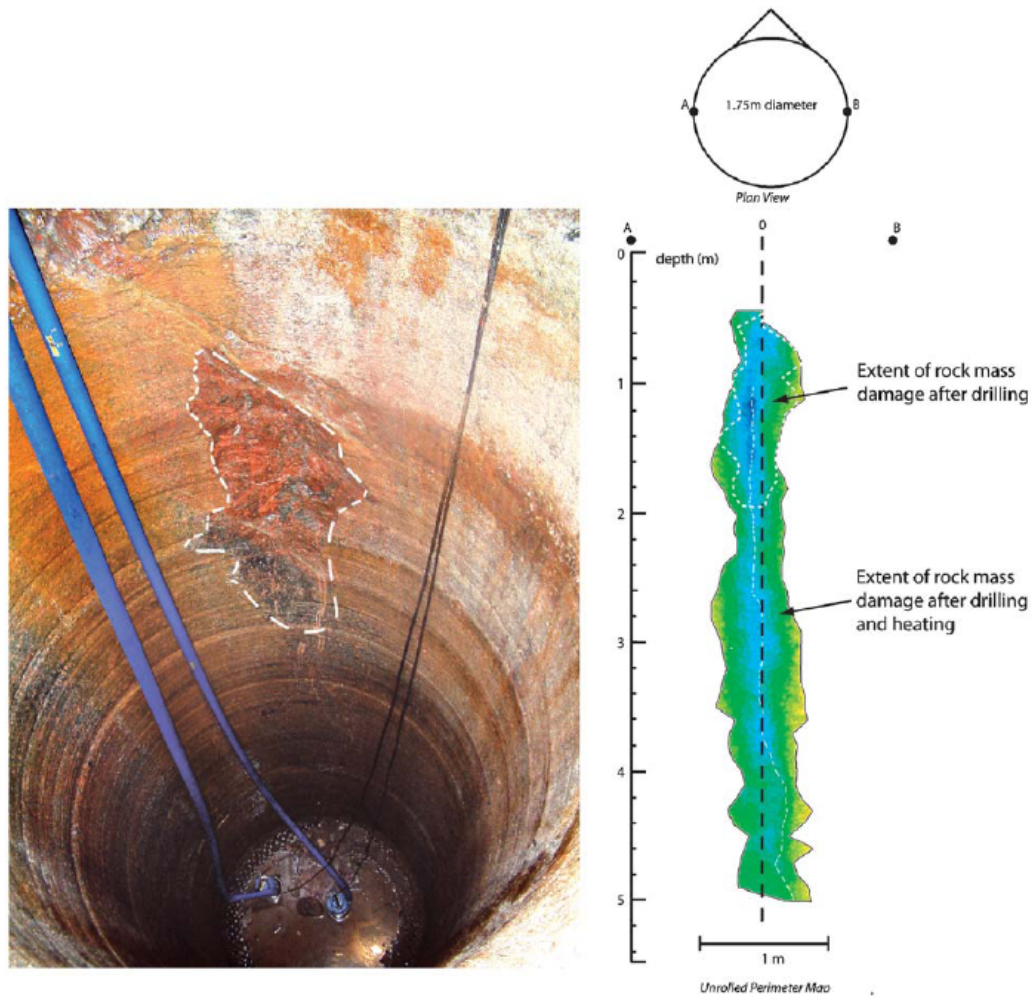


圖4.4-8 開挖應力造成剝落(藍色區)與受熱應力後剝落區之擴大(綠色區)

在高覆蓋深層硬岩之空洞開挖多數為應力控制之破壞，而其破壞機制常是伸張劈裂 (extensional splitting) 而非軟岩之剪力破裂，這類破裂稱為剝落 (Spalling) 其臨界值稱為剝落強度 (spalling strength)。

圖4.4-9是由加拿大 AECL mine-by 及瑞典 APSE 現地開挖試驗資料統計，得知剝落深度 S_d 若以坑道半徑 a 予以正規化，

$$S_d = a \left(0.5 \frac{\sigma_{\theta\theta}}{\sigma_{sm}} - 0.52 \right)$$

式中，根據 Kirsch 公式可知彈性切線應力最大值為 $\sigma_{\theta\theta} = 3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ ， σ_{sm} 為現地岩體剝落強度，其值約為試驗室岩心單壓強度平均值 σ_c 之 57% [+2%] (Martin *et al.*, 2001 ; Lan *et al.*, 2013)，即 $\sigma_{sm} = 0.57\sigma_c$ 。圖內 $D_f = a + S_d$ 。

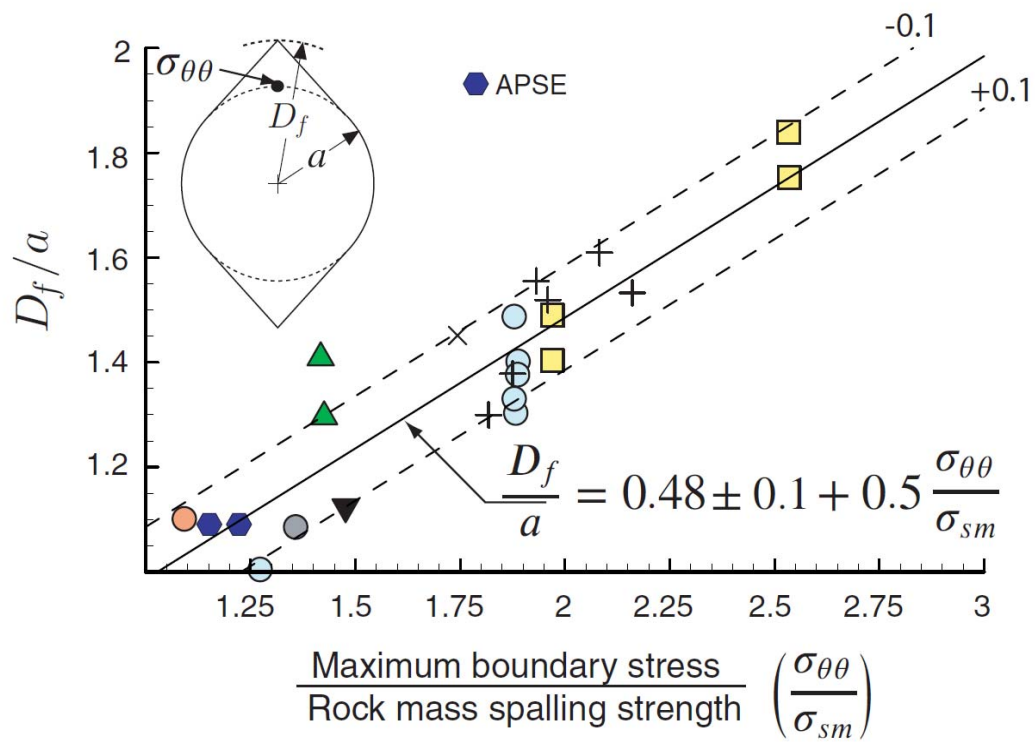


圖4.4-9 剝落深度與集中應力之經驗關係(Martin *et al.*,2001;Anderson,2005)

第五章 虛擬台灣地底實驗室規劃

經本案研析，未來台灣可能必得規畫屬於自己的本土URL，因為我們沒有芬蘭Olkiluoto最終處置場靠近瑞典Äspö HRL實驗室之得天獨厚可替代的合作優點。折衷之道，應可學習芬蘭Olkiluoto最終處置場，在到達地下處置隧道設施之前，在接近的深度規劃類似ONKALO探試設施佈設共構之Taiwan URL- **TURL**，進行各項驗證試驗以增強信心，之後則或可成為最終地質處置場的通道，如此應可縮短建造期程且更貼近安全實況。

據國際高放處置趨勢，在花崗岩質母岩規劃最終處置場、或地底實驗室(URL)是目前國際的主流研究(Mariner *et al.*, 2011)。據原能會指出依照台電過去的研究，台灣的花崗岩適合做為核廢料最終處置場的潛在處置母岩，但仍需要進一步研究、調查。例如，楊長義等(2014)發現本土離島花崗岩之彈性模數(45Gpa)與瑞典 Avro 花崗岩相近、但是單壓強度(150~200Mpa)約只達其 2/3，因此更易因額外應力增加(如力學應力集中、熱應力)而剝落，故未來規畫其處置場或 URL 應當不完全相同於歐美先進國家，而應當更嚴謹考慮本土性的場址特性。

5.1我國深層地質處置場配置規劃

本節暫依據台電(2010)、張哲維(2007)論文所述公開資料為例，核能研究所於 2002 年提出之我國未來處置場設施配置初步概念設計，如圖 5.1-1 所示。處置場配置可分為地表設施、運輸通道、與地下設施三大部分：

- (1)處置場全長 1340m、寬 800 m(處置面積約 1.1 平方公里)，可容納 2700 個廢料罐。
- (2)處置深度：地下設施預定位於地表以下 300~1000 公尺。
- (4)處置隧道：隧道高度 4.1m/4.9m、寬度 3.6m、每一區 6 條相互平行隧道(長 320m)，處置隧道間隔 40m (見圖 5.1-2 所示)。
- (5)處置坑：處置坑深度 7.91m、直徑 1.75m、間距 6m 圖 5.1-3 所示。
- (6)廢料罐：外徑 1.05m、高 4.91m 銅質外殼，內裡為鑄鐵之圓柱狀處置容器。

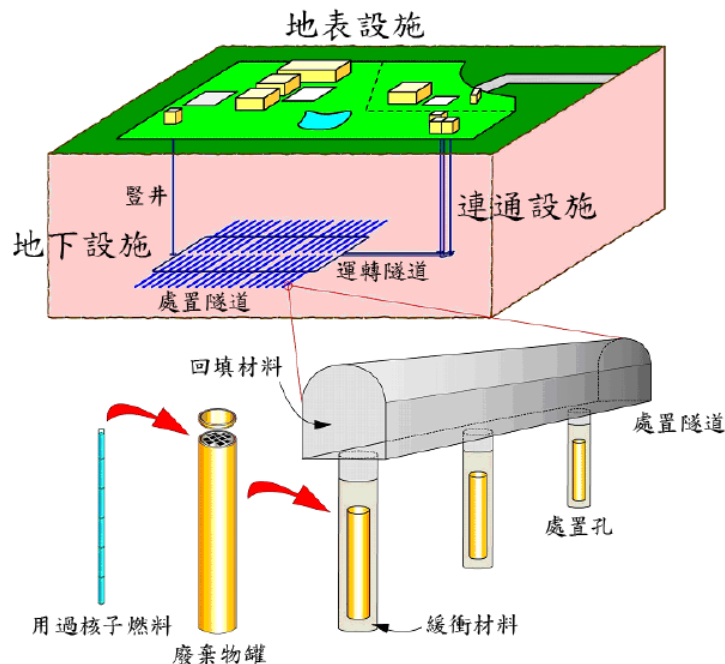


圖 3-4：處置設施概念圖

(紀立民，2002)

圖 5.1-1 我國暫定的處置場配置(台電，2010)

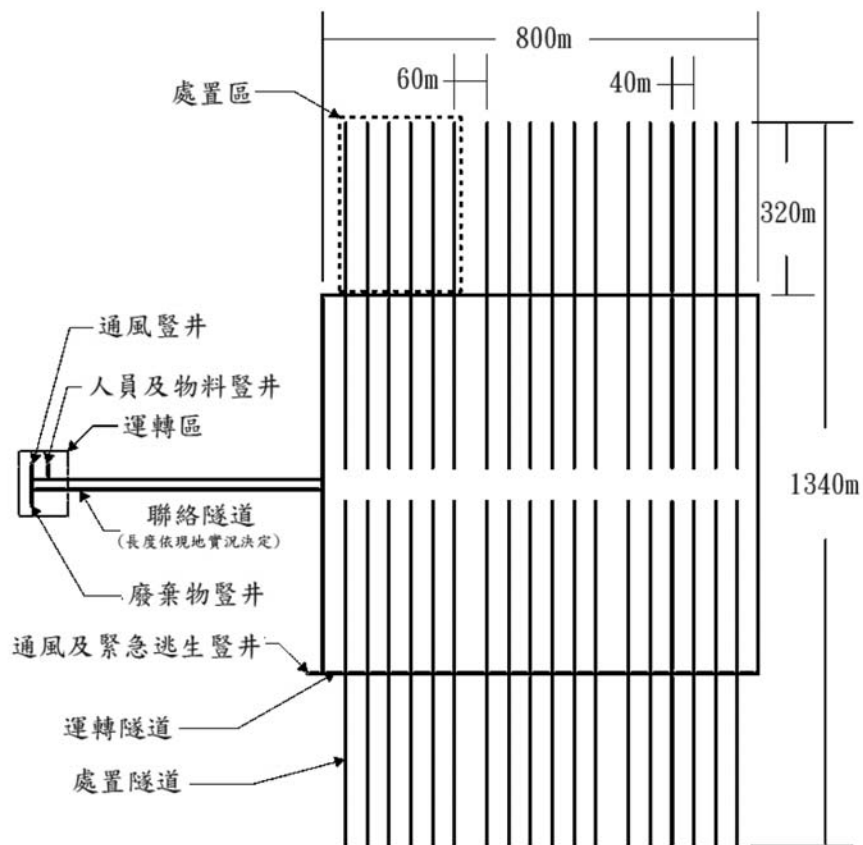


圖 5.1-2 我國處置隧道群之幾何配置圖(台電，2010)

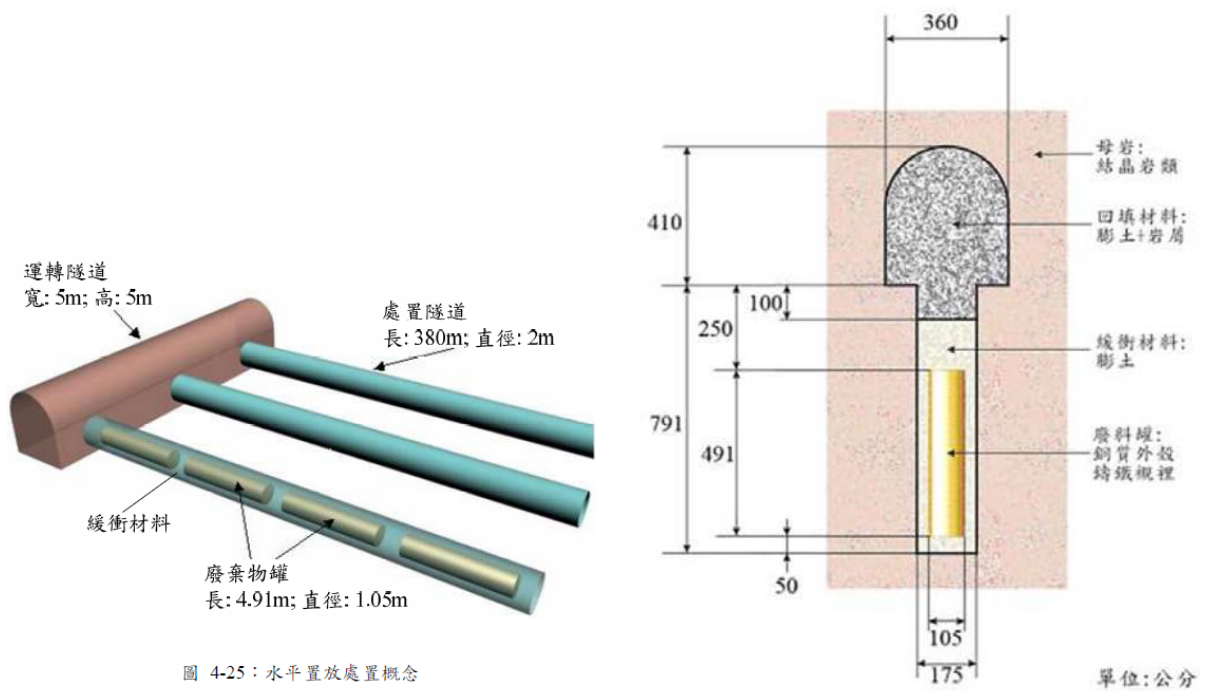


圖 4-25：水平置放處置概念

(許秀真等，2003)

圖 5.1-3 我國處置隧道與處置坑幾何配置(台電，2010)

5.2 我國花崗岩地層之實驗資料檢視

據國際處置趨勢，在花崗岩質母岩規劃高放最終處置場、或地底研究實驗室(URL)是目前國際主流研究(Mariner,2011)，台灣地區又以離島之花崗岩最豐富。故本節以離島花崗岩可公開取得之力學參數為例，依據前述芬蘭與瑞典的國際經驗，探討如果假設我國未來地底實驗室 URL 應有的考慮。

若依循 Hudson and Johansson(2006)對 Olkiluoto ONKALO 岩力資料的分類方式，我國可依此分類一一檢視整理本地岩力實驗研究成果之完整性，或未來在規劃 URL 岩石力試驗之正確需求方向。亦即，台灣未來規劃深層地質處置場有關岩力實驗之完整性查核項目有：

- [1]岩盤之現地應力
- [2]完整岩石力學性質
- [3]裂面性質與分佈特性研究
- [4]節理岩體行為模式
- [5]岩體分類應用修正
- [6]既有變形弱帶之岩石性質
- [7]開挖應力損傷效應
- [8]現地量測與監測規劃
- [9]岩石之長期穩定性行為
- [10]預測模型與其經 URL 試驗結果之驗證

但因深層的地質處置之座落深度較深，岩石力學行為是屬於如圖 5.2-1 所示「應力控制」(stress-controlled)之強度破壞問題，故 (1)現地應力(in-situ stress)與(2)完整岩石(intact rock)強度試驗資料相對重要，目前本文主要依已公開可取得台電研究報告中試驗數據之資料品質，討論此二者對台灣在未來深層地質處置場或地底 URL 規劃時應注意的問題。

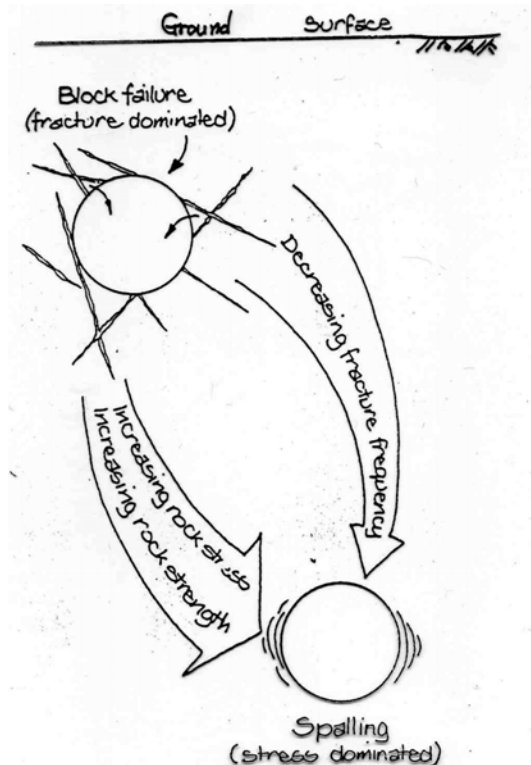


圖 5.2-1 深層地質處置是屬於「應力控制」的岩力問題

5.2 [1]岩盤之現地應力

根據台電 (2003, 2004, 2006, 2010, 2012) 工作成果報告及楊明宗等(2004)中，已經利用水力破裂法初步得知我國離島地區之現地應力資料，如表 5.2-1 所列。其中，在深度 238m、292m、306m、430m 之最大、最小水平應力(σ_H, σ_h)分別為(8.41,4.54) Mpa、(9.84,6.25)、(10.68,5.73)、(14.43,9.38)，對應之水力破裂面之破裂方式如圖 5.2-2 所示。

表 5.2-1 水力破裂試驗結果整理表(BH01) (台電，2004; 1010)

深度 (m)	P_{C1} (MPa)	P_{C2} (MPa)	σ_V (MPa)	σ_h (MPa)	σ_H (MPa)	T_0 (MPa)	σ_H 方向	σ_H / σ_V
175	15.48	5.44	4.64	4.58	8.29	10.04	N 55.9°W	1.79
238	12.19	5.21	6.31	4.54	8.41	6.98	N 58.2°W	1.11
306	14.31	6.49	8.11	5.73	10.68	7.81	N 53.6°W	1.32
430	18.95	13.71	11.40	9.38	14.43	5.24	N 76.4°W	1.27

註：用過核燃料長程處置潛在母岩特性調查與評估階段潛在母岩特性調查(91 年計畫)第 3-102、3-103 頁

P_{C1} = 岩石破裂壓力(Fracture Pressure)， P_{C2} = 裂縫重開壓力(Re-open Pressure)，

T_0 = 岩體張力強度 = $P_{C1} - P_{C2}$

σ_V = 垂直應力 = γZ ； $\gamma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ ， Z ：深度。 σ_h = 水平最小主應力， σ_H = 水平最大主應力

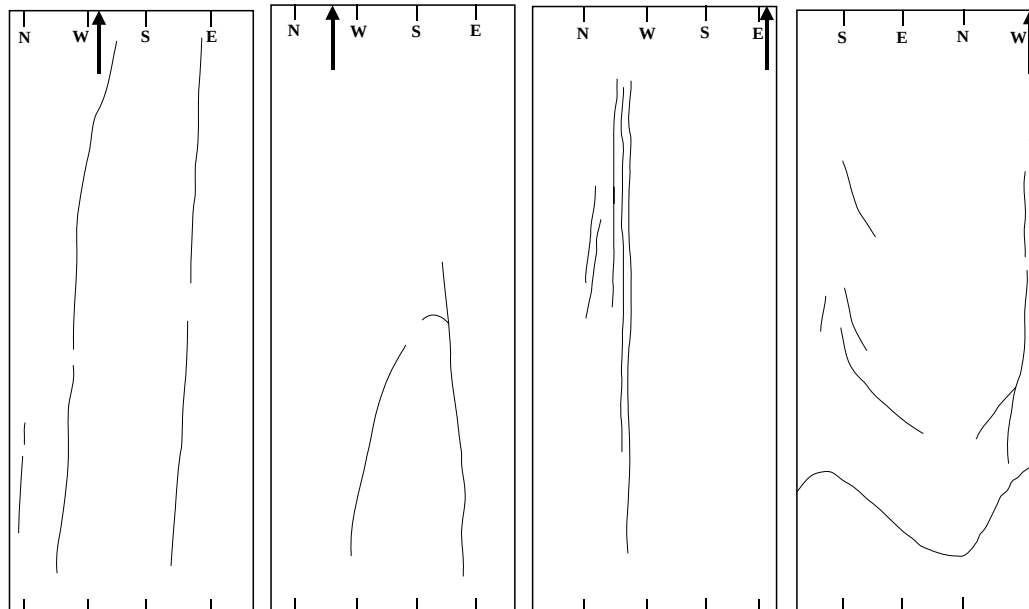


圖 5.2-2 水力破裂試驗結果整理表(BH01) (台電，2004; 2010)

(1) 水平最大主應力 σ_H

本研究並將該四組最大、最小水平應力一深度分布整理畫於圖 5.2-3，經研析回歸後得知：水平向最大主應力 σ_H 方向大約在西北-東南向(N55°W)，其 σ_H 值(單位: MPa)與深度 Z(單位:m)之關係式約為

$$\sigma_H = 0.035 \times Z$$

意謂，處置場深度每往下深 100m，其水平最大主應力 σ_H 約為增加 3.5MPa/100M 之應力梯度。比較之於 Olkiluoto 地區水平最大主應力 σ_H 隨深度增加之應力梯度 6.5MPa/100m，差距甚大。

又在深度 430m 處最大主應力 σ_H 方位在 N 76.4°W，與其上方 306m 處 σ_H 方位(N 53.6°W)差異 23 度之多，是否真正有應力旋轉(在 Olkiluoto 處之應力場有旋轉現象)，均需再度確認；甚至可由水力破裂面型態，以檢討水力破裂法試驗資料之成敗與取捨，如前第三章所述 Olkiluoto 均曾因無法產生平行於鑽孔方向的水力破裂面而宣告失敗，或未來可再於開挖坑道間實際搭配套鑽法以改善確認之。

進一步經與圖 5.2-4 本島地區之坪林隧道(雪山隧道)水力破裂法量測的現地應力結果比較如圖 5.2-5 所示，獲知離島地區最大主應力都比坪林隧道還高。

(2) 軸差應力 $\sigma_1 - \sigma_3$

軸差應力是影響岩石是否發生剪力破壞行為的重要參數，故若已知離島 $\sigma_1 = \sigma_H$ 、 $\sigma_2 = \sigma_v$ 、 $\sigma_3 = \sigma_h$ ，由圖 5.2-3 可得到其軸差應力之最大值大約為 $\sigma_1 - \sigma_3 = 0.014Z$ 。表示，處置場佈設深度越深，其軸差應力也越高。

又須留意因所評估對象的規模不同(參見表[107]-1)，而有不同的破壞強度：例如針對廢料桶的尺度(canister scale)，當 $\sigma_1 - \sigma_3 \geq 0.33UCS$ 岩石就開始破裂；針對處置隧道(tunnel scale)或整個處置場(repository scale)的尺度，則當 $\sigma_1 - \sigma_3 \geq 0.13UCS$ 岩盤就會開始破裂。因此，未來進行不同工程規模(scale)問題評估時，應考慮對應的試驗之規模效應(scale effect)問題。

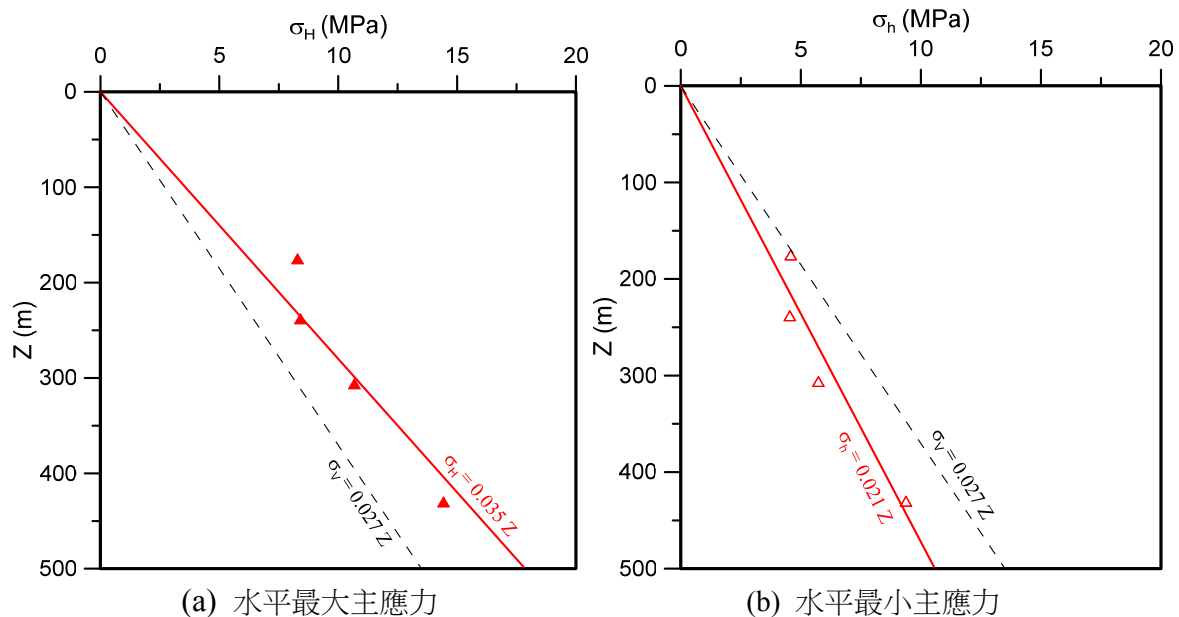
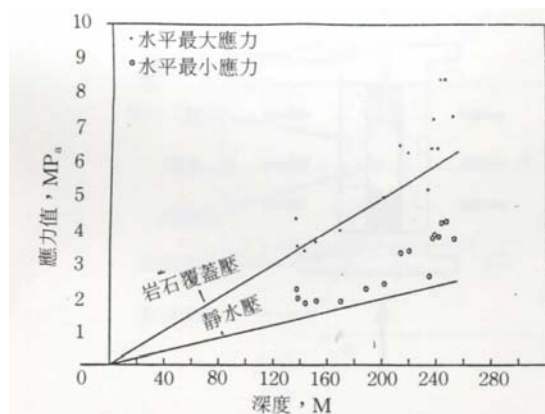
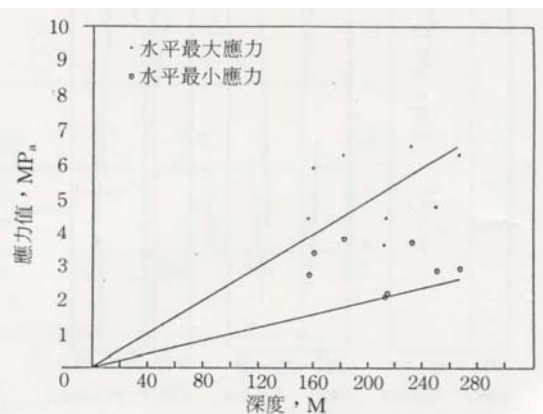


圖 5.2-3 離島地區水平最大與最小主應力隨深度之分佈狀況



圖八 鑽孔PH-19現地應力與深度關係



圖十 鑽孔PH-20現地應力與深度關係

圖 5.2-4 本島坪林隧道之水平最大主應力與最小主應力

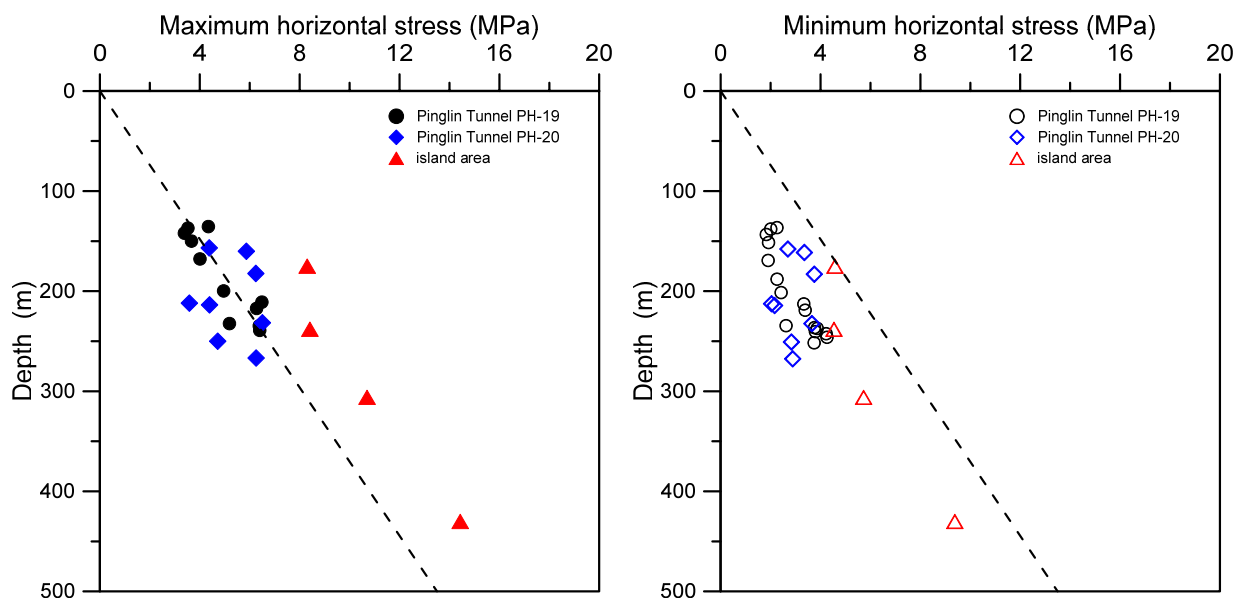


圖 5.2-5 我國離島與本島坪林隧道之水平最大與最小主應力之比較

根據公開於[原能會網站](http://www.aec.gov.tw/)(<http://www.aec.gov.tw/>)核物料管制/管制動態/用過核子燃料最終處置管制動態)資料顯示：

台電「我國用過核燃料長程處置潛在母岩特性調查與評估階段潛在母岩特性調查」有關報告，可查得離島地區的花崗質母岩之完整岩石強度性質(台電,2010)，台電在離島地區共完成 6 口深度達 500m 的鑽探(BH01~06)。91 年計畫為第一孔(BH01)、及第二孔(BH02)，93 年度計畫為第三孔(BH03)、第四孔(BH04)，其平均單壓強度及彈性模數見下表 5.2-2，可獲知其完整岩石單壓強度(UCS)散佈在 58.97~106.56MPa，其平均值為 $UCS=82.77MPa$ 。

其中，第二孔(BH02)報告並附有深度資料(台電 SNFD-ERL-90-199)，初步顯示因岩性變化，故岩石 UCS 值與深度無明顯正相關之關係。若另再增補金門大橋資料(台灣世曦, 2011)及離島深孔試驗資料，可將離島花崗岩質岩石 UCS 與深度關係可畫如圖 5.2-6，圖中顯示此地層岩石之 UCS 有隨深度而增加的趨勢，但資料有限其規律本文目前尚難確定。

進一步，若只取 BH02 平均 $UCS=82.77MPa$ 為例，根據 UCS/σ_H 比值，可初步判定本地開挖時岩石之穩定狀況，計算 UCS/σ_H 比值結果如表 5.2-4 所列(或圖 5.2-7)，可知其 UCS/σ_H 值均低於 10、但都大於 5，因此可能會有坑道壁面岩石輕微剝落現象，是為未來設計施工應留意支撐補強之處。

表 5.2-2 我國離島(BH01、BH02) 岩石材料之實驗室試驗結果與國外比較

試驗項目	金門試驗 (註 1)	前人研究 (註 2)	瑞典 SITE94 (註 3)	日本 H12 (註 4)	瑞士 NTB87 (註 5)	芬蘭 Olkiluoto (註 6)
比重	2.62~2.68	2.69~2.75	--	2.70	--	
乾密度 (g/cm ³)	2.60~2.66	2.64~2.68	2.70	2.67	2.66±0.23	
孔隙率 (%)	0.63~0.79	0.25~0.30	0.1	2	0.4~1	
吸水率 (%)	0.24~0.31	--	--	--	--	
單軸壓縮強度 (MPa)	58.97~106.56	62.88~149.83	128~250	115	169.1±37.1	94-153
凝聚力 (MPa)	34.92	14.43~19.41	5~10	15	--	
摩擦角 (度)	57	57.03~62.73	20~40	45	33	
抗張強度 (MPa)	6.43~10.72	5.64~9.83	10	8	9.06±1.48	
靜彈性模數 (GPa)	28.50~35.64	31.49~42.89	35.71~65	37	53.3±11.0	39-72
卜松比	0.14~0.18	0.20~0.23	0.32	0.25	0.37±0.12	
動彈性模數 (GPa)	30.20~37.90	36.97~48.49	--	48.06	--	
動態卜松比	0.21~0.26	0.17~0.25	--	0.315	--	

註 1：本次試驗結果整理以花崗片麻岩為主。

註 2：尤崇極等 6 人(1991)；岩石種類以金門地區的花崗片麻岩及花崗岩為主。

註 3：SKB(1999)；岩石種類以瑞典 Aspo 花崗岩為主。

註 4：JNC(2000)

註 5：NAGRA(1989)

表 5.2-3 我國離島 BH02 不同深度之岩石單壓強度(台電，2003)

樣品編號	樣品深度(m)	岩 性	單壓強度(MPa)
BH1-U1	252.35~252.50	變質輝綠岩脈	92.47
BH1-U2	297.10~297.25	變質輝綠岩脈	51.51
BH2-U1	13.60~13.75	花崗片麻岩	95.22
BH2-U2	40.10~40.25	花崗片麻岩	106.56
BH2-U3	67.00~67.15	偉晶花崗岩	33.69
BH2-U4	89.20~89.35	花崗片麻岩	58.97
BH2-U5	110.10~110.25	花崗片麻岩	60.93
BH2-U6	156.10~156.25	花崗片麻岩	96.65
BH2-U7	192.10~192.25	花崗岩	54.63

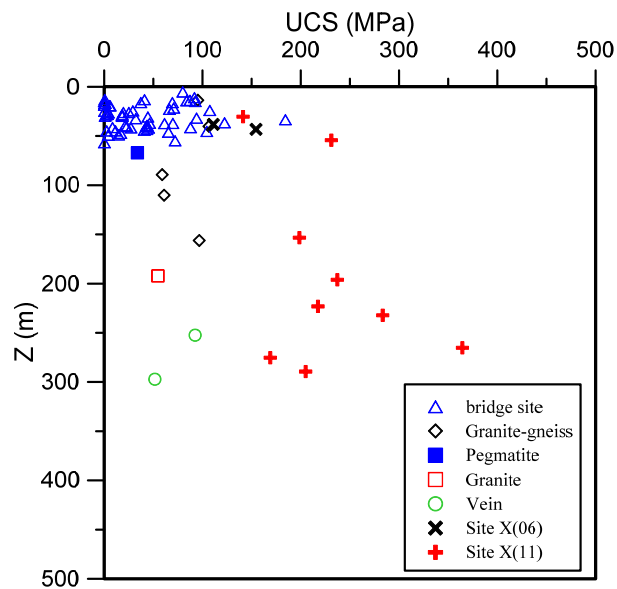


圖 5.2-6 離島花崗岩質岩石單壓強度與深度之關係

表 5.2-4 岩石開挖之穩定性判別

Depth (m)	σ_H (MPa)	UCS / σ_H	
175	8.29	9.88	possible/minor spalling
238	8.41	9.84	
306	10.68	7.75	
430	14.43	5.74	

average UCS= 82.77 MPa

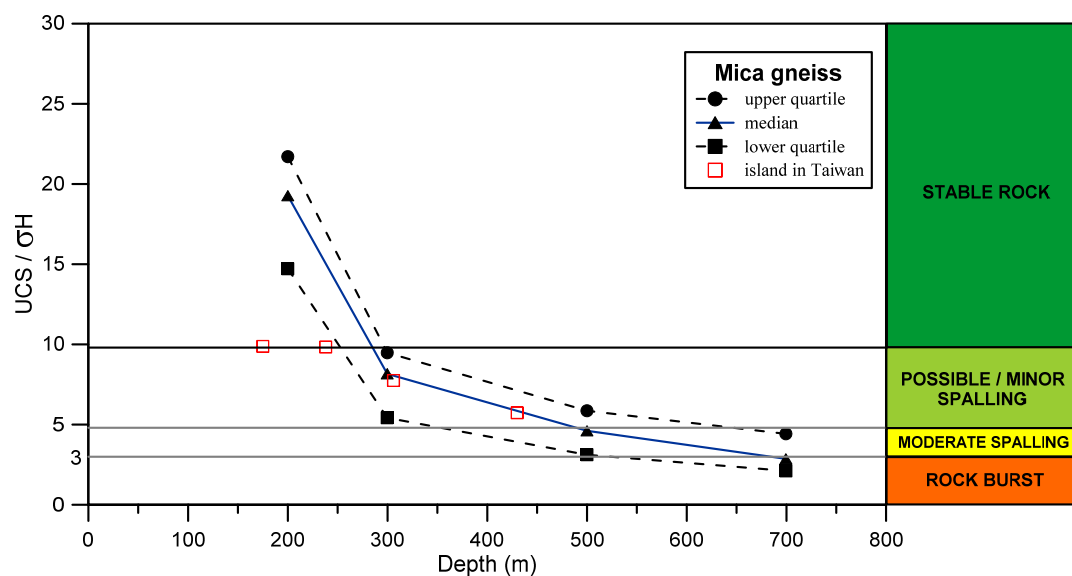


圖 5.2-7 在離島地區花崗岩開挖之穩定性評估

5.3 台灣離島地區花崗岩之破裂特性

Andersson *et al.* (2009)指出在深450m 的 Äspö 閃長岩內開挖一直徑1.75m 處置坑，研究開挖與溫度二者 M-T 耦合作用所造成之破裂問題，提高微小的切線應力增加(例如1MPa)就可使裂隙不穩定再延伸，發現室內單軸壓縮時之發生初始破裂應力 σ_{ci} 約在0.43UCS，也經以三軸試驗建議經驗式為： $\sigma_{ci} = 0.44 \times UCS + 2.17\sigma_3$ 。

台大論文蔡美貞(2006)研究採取購買自離島的花崗岩進行試驗，以 MTS 勁性壓力機探討之單壓破裂行為，並觀測其音射事件(AE)。獲知，購買自離島的花崗岩彈性模數 $E=34\text{GPa}$ 、柏松比為0.1、尖峰破壞強度為110Mpa，其試體在峰後破壞屬粉碎性破裂(Yang *et al.*,2011)；由音射 AE 頻率監測(見圖5.3-1)可知約在應力約達到25Mpa，約為20% $\sigma_c (=0.2\text{UCS})$ 時 AE 事件迅速增加，可參考作為初始破裂之門檻。

徐力平(1996)以 MTS 勁性壓力研究論文試驗之完整應力應變曲線，亦可知離島花崗岩屬於第 II 類(class II)岩石與 Avro 花崗岩一致，表示花崗岩在接近破壞強度下，極易因額外應力而失穩。

由圖5.3-2內與瑞典 Avro 花崗岩應力應變曲線(黃線)比較，卻發現與上述兩者試驗花崗岩彈性模數之特性極為相似，芬蘭 ONKALO 地質與瑞典 Äspö 接近。

鑒於岩石之長期強度趨於破裂損傷應力 σ_{cd} ，不等同於尖峰強度 UCS，而一般 $\sigma_{ci} / \sigma_{cd} = 0.4 \sim 0.6$ ，因此可用初始破裂應力 σ_{ci} 以預測岩石長期現地強度。故未來對岩石抗壓試驗，宜增加對側向應變或體積應變之量測，或兼測 AE 音射事件頻率發展，以利初始破裂應力 σ_{ci} 之判定。

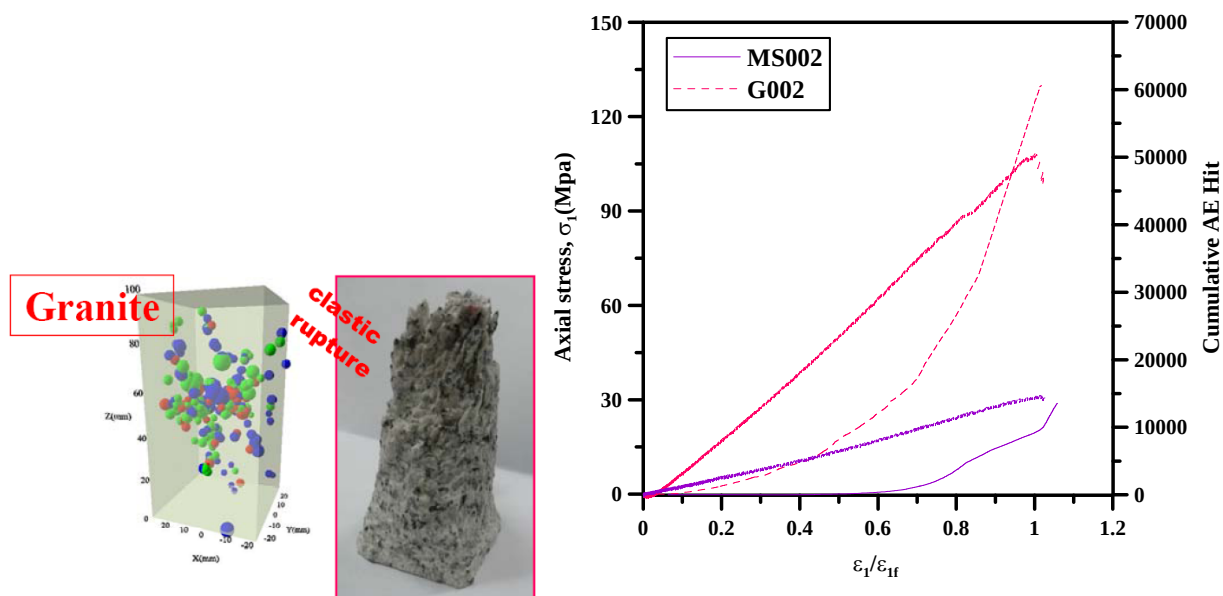


圖5.3-1 台大研究外島花崗岩(紅色線)之單壓應力應變曲線與破裂之 AE 事件 (蔡美貞,2006; Yang *et al.*,2011)

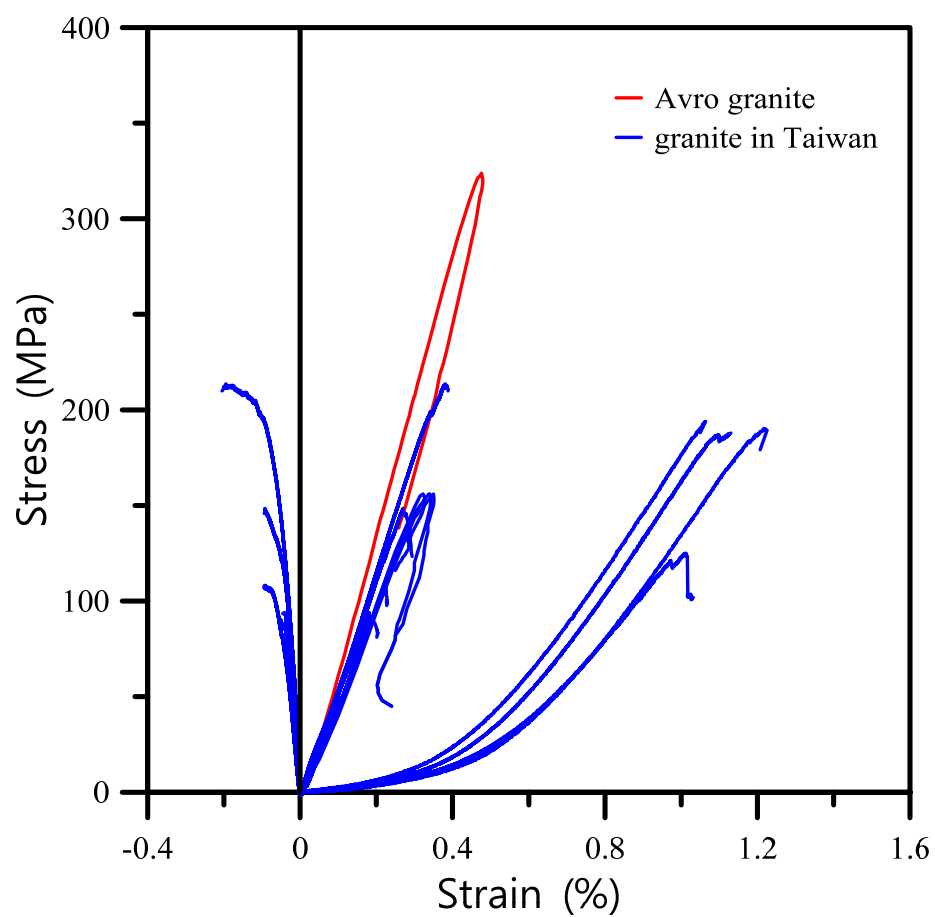


圖5.3-2 台大研究室花崗岩與瑞典 Avro 花崗岩應力應變曲線之差異

5.4 台灣離島地區花崗岩試驗結果之研析建議

因此，若針對國內離島地區既有之[1]岩盤之現地應力、[2]完整岩石力學性質，兩項試驗成果之研析結論與建議，可整理成單一頁面的岩力試驗成果表提示(one-page memo)，並沿用3.2節之編碼規則，如下：

[1]岩盤之現地應力
(1) 離島地區水平向最大主應力 σ_H 方向大約在西北-東南向(N55°W)，其值與深度 Z(單位:MPa 與 m)關係約為 $\sigma_H = 0.035 \times Z$ 即應力梯度約為3.5MPa/100M 小於 Olkiluoto 地區之6.5MPa/100m，兩著差距甚大。未來可由水力破裂面方位，以檢討水力破裂法試驗資料之成敗與取捨，或再於實際開挖坑道間搭配套鑽法以確認之。 (2) 在國際 URL 試驗經驗已知：當 $\sigma_1 - \sigma_3 \geq 0.33UCS$ 岩石就開始破裂(Martin, 1997)、當 $\sigma_1 - \sigma_3 \geq 0.13UCS$ 岩體就可開始破裂(Emsley et al., 1997)，因此可善用水平向最大與最小主應之應用性，並留意室內試驗因尺寸限制，在評估大規模處置場力學穩定性時應考慮規模效應(scale effect)問題。
[2]完整岩石力學性質
(1) 離島花崗質岩石完整岩石之單壓強度(UCS)散佈在 58.97~106.56MPa 之間，與深度無明顯正相關之關係，平均值 UCS=82.77MPa，若據以計算 UCS/σ_H，其比值大於 5，開挖時可能會有坑道壁面之岩石輕微剝落現象。 (2) 岩石之長期強度趨於破裂損傷應力 σ_{cd}，不等同於尖峰強度 UCS，而一般 $\sigma_{ci} / \sigma_{cd} = 0.4 \sim 0.6$，因此可用初始破裂應力 σ_{ci} 以預測岩石長期現地強度。故未來對岩石抗壓試驗，宜增加對側向應變或體積應變之量測，或兼測 AE 音射事件頻率發展，以利初始破裂應力 σ_{ci} 之判定。

5.5 虛擬Taiwan URL

針對我國現階對地質處置場之規劃概念、並根據離島花崗岩現地試驗與初步室內試驗資料，及國內研究論文資訊，本研究虛擬建議 Taiwan URL – TURL，如下圖 5.5-1 之配置，建議於高放最終處置計畫第三階段(2029 年起)，進行地底實驗設施之規劃與建構，可參酌以下建議：

- (1) 可考慮採最終處置場(Repository)與 URL 共構方式。
- (2) URL 若以豎井搭配迴圈式調查坑道之方式，較有利調查範圍之完整性；若場地面積受限可採豎井搭配水平式調查坑道方式。
- (3) 因驗證隧道(demonstration tunnels)需與預定處置隧道(deposition tunnel)方向平行，故二者之軸向皆必須安排在最大水平應力方向，亦即大約在西北-東南(N55°W 左右)方向最佳。
- (4) 在深度 $Z=430\text{m}$ 以上，若如本研究估計取岩石平均單壓強度 $UCS=82.77\text{MPa}$ ，則因 $UCS/\sigma_H > 5$ ，坑道開挖時，尚不致發生岩爆問題，須留意坑壁可能有輕微剝落問題。

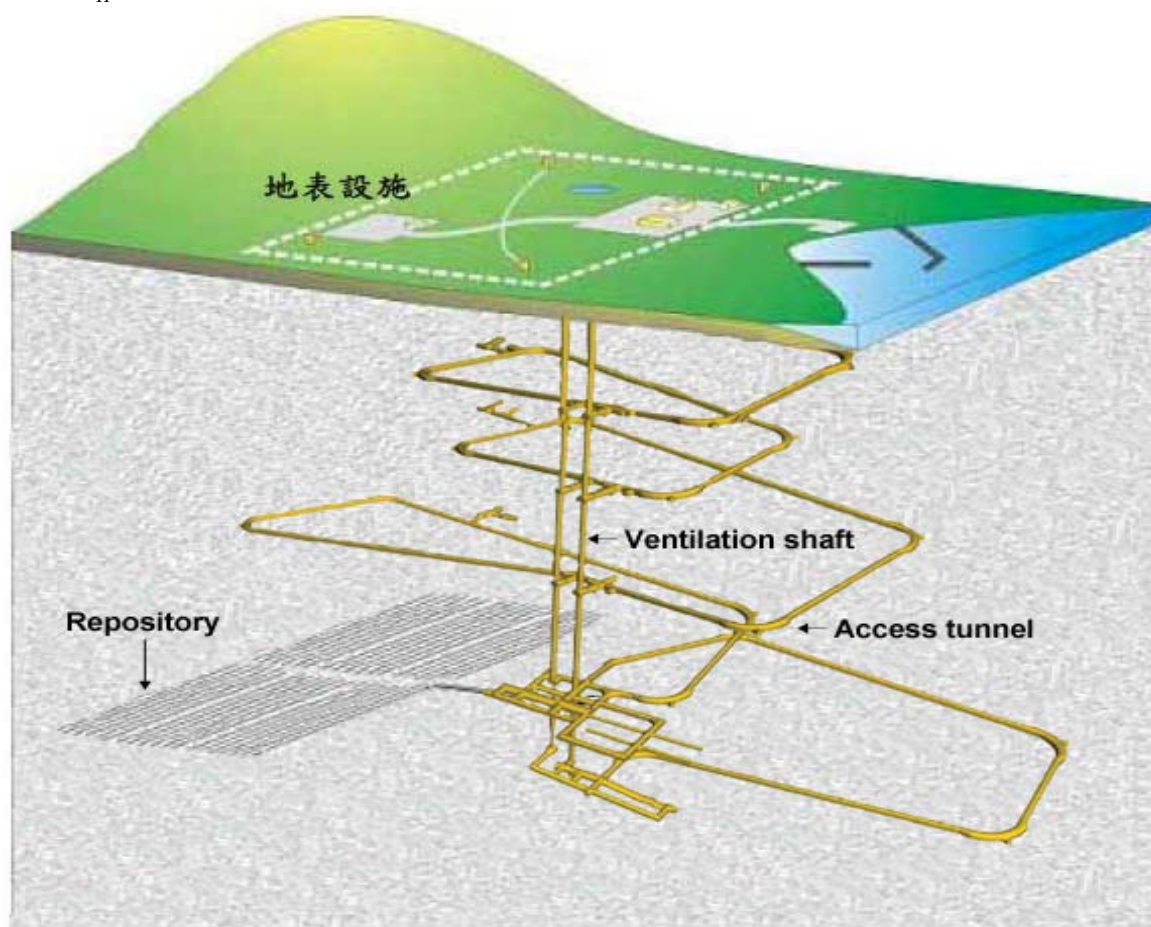


圖 5.5-1 虛擬 Taiwan URL – TURL 配置示意圖

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究透過收集與研析(1)芬蘭 Posiva 公司公開累積 30 年設計開發 Olkiluoto 最終地質處置場之規畫試驗研究報告資料庫、建造 ONKALO 地下設施與驗證實驗的經驗，精簡節錄其每一本報告重點表達成一張單頁面參考資訊(one-page memo)；及(2)瑞典 SKB 公司在 Äspö 地底實驗室之試驗規劃經驗，整理其在岩力耦合試驗(rock mechanics-coupled test)方面之試驗經驗與結論；並(3)根據我國現階段對地質處置場之規劃概念、及現有最具可行性且現地資料較完整之離島花崗岩試驗資料，虛擬台灣 Taiwan URL – **TURL** 之配置規畫概念，此等建議的邏輯仍可供未來 2029 年在任一處置場址所參考。

1. 台灣 URL 之岩力實驗規劃方向

台灣未來深層地質處置場或 URL 有關岩力實驗調查之完整規劃項目應涵蓋：

- [1]岩盤之現地應力
- [2]完整岩石力學性質
- [3]裂面性質與分佈特性研究
- [4]節理岩體行為模式
- [5]岩體分類應用修正
- [6]既有變形弱帶之岩體性質
- [7]開挖應力損傷效應
- [8]現地量測與監測規劃
- [9]岩石之長期穩定性行為
- [10]預測模型與其經 URL 試驗結果之驗證結果

2. 台灣既有岩力實驗之待加強處

- (1)在已調查的深度內，水平最大主應力 σ_H 之應力梯度 3.5MPa/100m，遠低於 Olkiluoto 地區之應力梯度 6.5MPa/100m；及在深度 430m 處最大主應力 σ_H 方位為 N 76.4°W，卻與在 306m 處 σ_H 方位 N 53.6°W 差異 23 度之多，是否真正有主應力旋轉，均需再度確認。甚至檢討水力破裂法試驗結果之取捨，或未來可再於開挖坑道實際搭配套鑽法 (overcoring method) 以改善並確認之。
- (2)岩石材料之長期強度大多趨於破裂損傷應力 σ_{cd} ，不同於一般岩石工程的尖峰強度，而一般岩石之 $\sigma_{ci} / \sigma_{cd} = 0.4 \sim 0.6$ ，因此可用初始破裂應力 σ_{ci} 以預測岩石之長期強度 σ_{cd} 。故國內未來對岩石抗壓實驗時，宜加強對側向應變或體積應變之量測，兼測 AE 音射事件更佳，以利初始破裂應力 σ_{ci} 之判斷，以至正確推估岩石之長期強度，評估時並應考慮試驗尺寸之規模效應問題。

3. 台灣虛擬地底實驗室 **TURL** 之規劃

針對我國現階段對地質處置場之規劃概念、並假定根據離島地區花崗岩之現地試驗及國內學術研究論文資訊與初步室內試驗資料，本文虛擬建議 Taiwan URL – **TURL** 之配置注意事項如下：

- (1) 可考慮採 URL 與最終處置場(repository)共構方式。
- (2) URL 若以「豎井」搭配「迴圈式坑道」方式，有利調查範圍完整性；若場地面積

受限則可採「豎井」搭配「水平式坑道」方式。

- (3) 因驗證隧道(demonstration tunnels)需平行於處置隧道(deposition tunnel) 預定方向，故以上二者隧道之軸向安排在最大水平應力方向最佳，亦即大約在西北-東南 N55°W 方向。
- (4) 在深度 $Z=430\text{m}$ 以上，若如本研究取岩石平均單壓強度 $\text{UCS}=82.77\text{MPa}$ ，則 $\text{UCS}/\sigma_H > 5$ ，意即在坑道開挖時須留意坑壁岩石可能有輕微剝落問題。

6.2 建議

1. 目前本文研究方向是以現有較完整的現地資料，作為規劃虛擬的 Taiwan URL- **TURL** 案例的測試之用。台電也曾研議類似計畫，該試驗定位為深地層處置技術發展及驗證之一般性地底實驗場地，惟該計畫因地方民眾反對因而停止。未來如為本土深地層處置技術發展及驗證，仍值得鼓勵繼續朝規畫 Taiwan URL 之研究嘗試發想。
2. 對思考規劃 2029 年台灣本地 URL 的屬性(一般或特定場址特性 URL)之抉擇應及早規劃，以利規劃出真正需要的岩力試驗項目；或若僅以參與它國 URL 協同研究以吸取實作經驗，亦應及早找尋 URL 合作的目標國，例如與韓國或日本實質長期合作實驗。

參考文獻

- Akesson, J.(2012), *Laboratory Measurements of the Coefficient of Thermal Expansion of Olkiluoto Drill Core Samples*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Working Report 2012-14.
- Andersson, J.C., C.D. Martin and H. Stille (2009), The Äspö pillar stability experiment: Part II- Rock mass response to couples excavation-induced and thermal-induced stresses, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46:879-895.
- Anttila, A., M. Arenius, K. Haapala, Hagros, J. Hanse, T. Jalonen, J. Lahdenpera, P. Vuorio, T. Aikas, P. Hella, T. Lyytinen and S. Mellanen (2009), *Testing and Demonstrations in ONKALO- Aims and Needs*, Working Report 2009-24, Posiva Oy, Finland.
- Autio, J. E. Johansson, T. Kirkkomaki, M. Hakala and E. Heikkila (2000), *In-situ failure in the research tunnel at Olkiluoto*, Report POSIVA 2000-05, Posiva Oy, Finland.
- Backbolm, G. and C.D. Martin (1999), Recent experiments in hard rocks to study the excavation response: Implications for the performance of a nuclear waste geological repository, *Tunnelling and Underground Space Technology* 14: 377-394.
- Bennett, D.G. and T.W. Hicks (2005), *The Swedish concept for disposal of spent nuclear fuel: Differences between vertical and horizontal waste canister emplacement*, SKI Report.
- Emsley, S., O. Olsson, L. Stenberg, H.J. Joachim and S. Falls (1997), *ZEDEX – A study of damage and disturbance from tunnel excavation by blasting and tunnel boring*, Technical Report 97-30, SKB.
- Hakala, M. (2006), *Quality Control for Overcoring Stress Measurement Data*, POSIVA 2006-03.
- Hakala, M., T. Siren, K. Kemppainen, R. Christiansson and D. Martin (2013), *In Situ Stress Measurement with the New LVDT-cell – Method Description and Verification*, POSIVA 2012-43.
- Hagros, A., K. Aikas, T. McEwen and P. Anttila (2003), *Host rock classifications- Phase 2: Influence of host rock properties*, Working Report 2003-04, Posiva Oy, Finland.
- Hagros, A., K. Aikas, T. McEwen and P. Anttila (2005), *Host rock classifications- Phase 3: Proposed Classification System (HRC-System)*, Working Report 2005-07, Posiva Oy, Finland.
- Hudson, J. A. and E. Johansson (2006), *Summary of rock mechanics work completed for Posiva before 2005*, POSIVA 2006-04, Posiva Oy, Finland.
- Johansson, E. and J. Rautakorpi (2000), *Rock mechanics stability at Olkiluoto, Hastholmen, Kivetty and Romuvaara*, Report 2000-02, Posiva Oy, Finland.
- Juvonen, I. (2002), *Rock mechanics studies at underground research laboratories for spent nuclear fuel repositories- literature survey*, Working Report 2002-55, Posiva Oy, Finland.
- Karasaki, K. J. Apps, C. Doughty, H. Gwatney, C.T. Onishi, R. Trautz and C.F. Tsang (2007), *Feature detection, characterization and confirmation methodology (final report)*, LBNL-1358E, Berkeley National Laboratory.
- Kukkonen, I., I. Suppala, K. Sulkanen and T. Koskinen (2000), *Measurement of thermal conductivity and diffusivity in situ: Measurement and results obtained with a test instrument*, Working Report 2000-25, Posiva Oy, Finland.
- Kukkonen, I., L. Kevekas, S. Vuoriainen and M. Kaaria (2011), *Thermal Properties of rocks in Olkiluoto: Results of laboratory measurements 1994-2010*, Working Report 2011-17, Posiva Oy, Finland.
- Kukkonen, I., A. Korpisalo, I. Suppala and T. Koskinen (2014), *In situ determination of thermal properties of rocks in crystalline rock drill holes with TERO56 and TERO76 devices*, POSIVA 2013-06.
- Kwon, S., C.S. Lee, S.J. Cho, S.W. Jeon and W.J. Cho (2009), *An investigation of the excavation damaged zone at the KAERI underground research tunnel*, *Tunneling and Underground Space Technology* 24:1-13.
- Kwon, S., W.J. Cho and J.W. Choi (2011), *Initial thermal conditions around and underground research tunnel at shallow depth*, *International Journal Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48:86-94.
- Lan, H. C.D. Martin and J.C. Andersson (2013), *Evolution of in situ rock mass damage induced by mechanical-thermal loading*, *Rock Mech & Rock Engng* 46, 153-168.
- Lanaro, F. (2006), *Rock mechanics modeling of rock mass properties – Summary of primary data*, Golder Associates.
- Larsson (2001), *Determination of the coefficient of thermal expansion for two Äspö rock, Diorite and Granite*, Äspö Hard Rock Laboratory, International Progress Report IPR-02-66.
- Mariner, P. J. Lee, E.L. Hardin, F.D. Hansen, G.A. Freeze, A.S. Lord, B. Goldstein and H. Price (2011), *Granite disposal of U.S. High-level radioactive waste*, SAND2011-6203, Sandia National Laboratory,

USA.

- Martin, C.D., R. Christiansson and J. Soderhall (2001), *Rock stability considerations for siting and constructing a KBS-3 repository. Based on experience from Äspö HRL, AECL's URL, tunneling and mining*. Stockholm, Sweden: Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co(SKB). Technical Report TR-01-38.
- Martin, C.D. (1997), Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, *Can Geotechn J*, 34 (5) (1997), pp. 698–725.
- Matinlassi, M (2002), *Geological and rock mechanics data collection procedure in Pyhasalmi new mine (in Finnish)*, Working Report 2002-34, Posiva Oy, Finland.
- McEwen T. (2002), *Host rock classifications- Phase 1: The factors that determine the location and layout of a repository – a ewview*, Working Report 2002-36, Posiva Oy, Finland.
- Monkkonen, H., M. Hakala, M. Paananen and E. Laine(2012), *ONKALO rock mechanics model(RMM)*, version 2, Working Report 2012-07, Posiva Oy, Finland.
- NEA(2002), *Characterisation and representation of the excavation disturbed or damaged zone (EDZ)*, NEA/RWM.
- NEA (2013a), *Underground research laboratories (URLs) and geological disposal of radioactive waste*, IGSC, OECD/NEA.
- NEA (2013b), *Underground Research Laboratories (URL), Radioactive Waste Management*, NEA/RWM/R(2013)2, OECD/NEA.
- Niinimäki, R. and I. Aaltonen (2006), *Rock Mechanical Tests of the Deep Drillholes OL-KR1 and OL-KR12 at Olkiluoto 2006*, Working Report 2006-106.
- NWMO(2010), *Status of national used fuel/ High-level radioactive waste management programs*, Nuclear Waste Management Organization.
- Palmqvist, K (1997), *Review of SKB's ZEDEX Report- A Study of the Zone of Excavation Disturbance for Blasted and Bored Tunnels- SKB ICR 96-03*, Vol. 1 -3. SKI Report 97:45.
- Posiva(2003), *ONKALO Underground Rock Characterisation facility- Main Drawing Stage*, Working Report 2003-26.
- Posiva (2003), *Programme of monitoring at Olkiluoto during construction and operation of the ONKALO*, Posiva 2003-05, Finland.
- Posiva (2012), *Monitoring at Olkiluoto – a programme for the period before repository operation*, Posiva 2012-01, Finland.
- Simelius, C.(2014), *Geometrical and Mechanical Properties of the Fractures and Brittle Deformation Zones Based on the ONKALO Tunnel Mapping, 4390–4990 m Tunnel Chainage and the Technical Rooms*, Working Report 2013-32.
- SKB, *The Äspö Hard Rock Laboratory*. (SKB web)
- SKB, *Experiment at the Äspö hard rock laboratory*. (SKB web)
- SKB(1994), *Äspö hard rock laboratory- test plan for ZEDEX –Zone of Excavation Disturbance EXperiment. Release 1.0*, International Cooperation report 94-02.
- SKB(1997a), *ZEDEX- A study of damage and disturbance from tunnel excavation by blasting and tunnel boring*, Technical report 97-30.
- SKB (1997b), *Äspö Hard Rock Laboratory – Backfill and Plug test: Hydraulic testing of core drilled boreholes in the ZEDEX drift*, International progress Report IPR-09-01.
- SKB (2001), *Aspo hard rock laboratory*, Annual Report 2000, TR-01-10.
- Shen, B., Stephansson, O., Rinne, M., Amemiya, K., Yamashi, R., Toguri, S., Asano, H. (2011): FRACOD modeling of rock fracturing and permeability change in excavation damaged zones. *International Journal of Geomechanics*, 11, 4, 302-313
- Yang, Z.Y., T.H. Huang, Y.X. Zhao and M.C. Tsai (2011), Fractal analysis on the fracture development of sandstone using AE measurement, *12th International Congress on Rock Mechanics*, Beijing, p.227~231.
- 工業技術研究院(2011)，台灣「高放射性廢棄物」深層地質處置之地質調查技術發展現況，(簡報，2011/05)
- 王駒(2013)，大陸高放廢物地質處置地底實驗室的若干戰略考慮，2013 兩岸核能研討會，臺北。
- 台灣電力公司(2003)，我國用過核燃料長程處置潛在母岩特性調查與評估階段—潛在母岩特性調查計畫(91 年計畫)：K 區(BH1 及 BH2)岩石力學報告，SNFD-ERL-90-199。
- 台灣電力公司(2004)，我國用過核燃料長程處置潛在母岩特性調查與評估階段-潛在母岩特性調查(91 年計畫)，期末報告。

台灣電力公司(2006)，用過核子燃料最終處置計畫－潛在處置母岩特性調查與評估階段，94 年工作成果報告。

台灣電力公司(2010)，我國用過核子燃料最終處置初步技術可行性評估報告，SNFD2009。

台灣電力公司(2012)，用過核子燃料最終處置計畫－潛在處置母岩特性調查與評估階段，成果報告。

台灣世曦(2011)，金門大橋工程設計暨配合工作-大地工程調查室內試驗紀實報告(第一冊)，國工局。

林鎮國(2009) 台灣高放射性廢棄物深層地質處置之地質調查技術(用過核燃料長程處置)，工業技術研究院簡報。

徐力平(1996)，高現地應力下地下開挖之岩爆研究，博士論文，台灣大學。

張哲維(2007)，應用有限元素法模擬岩盤內開挖孔之熱與力耦合行為，碩士論文，高雄第一科技大學。

張福麟(2011),低放射性廢棄物坑道處置安全評估關鍵議題初步探討，原能會委託研究報告 100FCMA007。

楊明宗、歐陽湘、柳志錫、吳建宏(2004)，水力破裂法現地應力量測及破壞準則探討，地工技術 99。

楊長義、翁孟嘉(2014)，模擬裂隙損傷區對母岩受熱應力與外力作用之耦合效應研究，102 年原子能科技學術合作計畫成果發表會論文集，65-68。

楊長義、李宏輝、楊智凱(2014)，地底實驗室之岩石力學實驗規劃，2014 岩盤工程研討會，台中。

蔡世琳(2009)，應用有限元素法模擬受壓岩盤水力特性對開挖孔設計之影響，碩士論文，高雄第一科技大學營建工程系

蔡美貞(2006)，木山層砂岩破裂音源之空間特性，碩士論文，台灣大學。

經濟部，低放射性廢棄物最終處置。(http://www.llwfd.org.tw/jpn.aspx?s=4&id=409)

科技部補助計畫衍生研發成果推廣資料表

日期:2014/12/22

科技部補助計畫	計畫名稱：先進國家地下實驗室岩力實驗之規劃與成果研析	
	計畫主持人：楊長義	
	計畫編號：103-NU-E-032-001-NU	學門領域：放射性物料安全科技
無研發成果推廣資料		

103 年度專題研究計畫研究成果彙整表

計畫主持人：楊長義			計畫編號：103-NU-E-032-001-NU				
計畫名稱：先進國家地下實驗室岩力實驗之規劃與成果研析							
成果項目			量化			單位	備註（質化說明：如數個計畫共同成果、成果列為該期刊之封面故事...等）
			實際已達成數（被接受或已發表）	預期總達成數(含實際已達成數)	本計畫實際貢獻百分比		
國內	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	1	1	100%		
		研討會論文	1	1	100%		
		專書	0	0	100%		
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
		技術移轉	件數	0	0	100%	件
	權利金		0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（本國籍）	碩士生	1	1	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		
國外	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	0	0	100%		
		專書	0	0	100%	章/本	
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（外國籍）	碩士生	0	0	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		

其他成果 (無法以量化表達之成果如辦理學術活動、獲得獎項、重要國際合作、研究成果國際影響力及其他協助產業技術發展之具體效益事項等，請以文字敘述填列。)	無
---	---

	成果項目	量化	名稱或內容性質簡述
科 教 處 計 畫 加 填 項 目	測驗工具(含質性與量性)	0	
	課程/模組	0	
	電腦及網路系統或工具	0	
	教材	0	
	舉辦之活動/競賽	0	
	研討會/工作坊	0	
	電子報、網站	0	
	計畫成果推廣之參與（閱聽）人數	0	

科技部補助專題研究計畫成果報告自評表

請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況、研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）、是否適合在學術期刊發表或申請專利、主要發現或其他有關價值等，作一綜合評估。

1. 請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況作一綜合評估

☒達成目標

☐未達成目標（請說明，以 100 字為限）

☐實驗失敗

☐因故實驗中斷

☐其他原因

說明：

2. 研究成果在學術期刊發表或申請專利等情形：

論文：☒已發表 ☐未發表之文稿 ☐撰寫中 ☐無

專利：☐已獲得 ☐申請中 ☒無

技轉：☐已技轉 ☐洽談中 ☒無

其他：（以 100 字為限）

已於國內研討會發表(楊長義、李宏輝、楊智凱(2014,10)，地底實驗室之岩石力學實驗規劃，2014 岩盤工程研討會，台中，339-348。)

3. 請依學術成就、技術創新、社會影響等方面，評估研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）（以 500 字為限）

本研究收集與研析(1)芬蘭 Posiva 公司公開累積 30 年設計開發 Olkiluoto 最終地質處置場之規畫試驗資料庫研究報告、ONKALO 地下設施建造與驗證經驗，精簡節錄其重點表達成單一頁面(one-page)參考資訊；及(2)瑞典 SKB 公司在 Äspö 地下實驗室之試驗規劃經驗，整理其在岩力耦合試驗(rock mechanics-coupled test)之試驗經驗與結論；並(3)根據現階段我國對地質處置場之規劃概念、及現有最具可行性且資料較完整之離島花崗岩現地與室內資料，虛擬台灣 Taiwan URL 卽 TURL 之配置規畫概念，此等建議邏輯仍可供未來 2029 年在任一處置場址所參考：

(1)我國可採最終處置場(Repository)與 URL 共構方式，有益開發期程與整體經濟考慮。

(2)URL 若以豎井搭配迴圈式探查坑道有利調查範圍完整性；若場地受限可採豎井搭配水平式坑道。

(3)驗證隧道(demonstration tunnels)因需與最終處置隧道(deposition tunnel)方向平行，故二者之軸向須安排在現地水平最大應力之方向，亦即在西北卽東

南向(大約 N55oW 左右)。

(4)在深度 $Z=430\text{m}$ 以上,若假設取岩石平均單壓強度 $\text{UCS}=82.77\text{MPa}$,則 $\text{UCS}/$ 均大於 5,即是於開挖坑道時應留意岩壁有可能輕微剝落問題。

台電研議類似計畫,該試驗定位為深地層處置技術發展及驗證之一般性地下實驗場地,惟該計畫因地方民眾反對因而停止。未來誠值得鼓勵繼續朝規畫 Taiwan URL 之研究嘗試發想。對思考規劃 2029 年台灣本地 URL 的屬性(一般或特定場址特性 URL)之抉擇應及早規劃,以利規劃真正需要的岩力試驗項目;或找尋 URL 的目標國,例如與韓國或日本實質長期合作實驗。