

軟弱土層對擠壓灌漿之反應
RESPONSE OF SOFT SOIL TO COMPACTION
GROUTING

莫若楫，楊國榮，黃南輝
Z.C. Moh, G.R. Yang and R.N. Hwang

原著載於結構與地基國際學術研討會,1994年

*Reprinted from Proceedings of
International Symposium on Structures and Foundations in Civil
Engineering ,
Hangzhou, China, 1994*

Response of Soft Soil to Compaction Grouting

Moh, Z.C.

Yang, G.R.

Hwang, R.N.

Abstract

During the construction of the Taipei Rapid Transit Systems, many field trials on compaction grouting have been carried out. The results show that the ground improvement effects are very limited and that the amount of ground heave induced is closely related to the pore water pressure, of which the generation and dissipation depend upon the volume and the rate of injection. In clay, grouting is likely to induce minor heave followed by settlement as excess pore water pressure dissipates. The amount of settlement may even exceed the ground heave. In sand, injection of a large quantity of grout is able to induce local failure which forms permanent heave to serve the purpose of rectifying structure tilting. Experiences show that compaction grouting shall be applied at deeper stratum for expanding the zone of influence and for reducing the influence of grouting on nearby retaining wall and bracing systems. Although literatures recommend low-slump grouting materials shall be used to avoid soil fracture, higher lump materials may have to be used to reduce the friction along the pipeline in order to inject a large quantity of grout into deep stratum.

軟弱土層對擠壓灌漿之反應

莫若楫

總經理

(亞新工程顧問公司)

楊國榮

計畫經理

(亞新工程顧問公司)

黃南輝

捷運專案經理

(亞新工程顧問公司)

提 要：台北都會區大眾捷運系統施工期間，在松山第五及第六次層中，曾經作過多次擠壓灌漿之現場試驗。結果顯示(1)在松山層內施作，其土壤改良之效果極為有限，(2)地表之隆起與超額孔隙水壓之激發和消散密切相關，而超額孔隙水壓之激發和消散取決於土壤之透水性及漿材之注入量與注入速率。在粘土中，施作期間地表雖然有小量隆起，但隨超額孔隙水壓之消散而回沉，回沉量甚至超過原先之隆起量。只有在砂土層中注入大量漿材造成上方覆土局部破壞，才可以產生永久性隆起達到扶正建築物的目的。經驗顯示擠壓灌漿應在深層施作以加大地表隆起之面及減少其對擋土牆與支撐系統之影響。現有文獻大多建議採用低坍度漿材以免土壤產生脈狀破壞，但根據這些試灌結果研判，若欲達到深層注入大量漿材之目的，則有提高漿材坍度以減少灌漿管內摩擦損耗之必要。

關鍵字：擠壓灌漿、台北捷運、建物保護、地盤改良

一、 前言

在人煙稠密、建築物林立的市區作深開挖，常常因為工區附近地盤沉陷過大而導致鄰近建築物之損傷甚至傾塌。在眾多防範及補救措施中，擠壓灌漿 (compaction grouting) 是一比較新的工法。其目的在：(1) 擠實土壤以減少後續沉陷及 (2) 借局部地表隆起將已傾斜的建築物扶正。

台北都會區捷運系統施工期間，曾在淡水線之 CT201A、新店線之 CH218、CH219、CH221 及中和線之 CC275 等 5 施工標使用擠壓灌漿工法作為鄰近建築物之保護措施，並在正式施作之前，依照規範要求先作試灌以驗證其效益。因限於篇幅，本文僅討論前四標之結果。此四標皆位於台北市區中心，地質狀況相似，屬軟弱地盤。CC275 標不在台北市區之內，地質狀況與其他標大不相同，將另撰文介紹【6】。

討論擠壓灌漿之論文不少【14，17】，也不乏現場試驗【19，9，16，15】，但遺憾的是，除了【8】之外，幾乎所有的試驗都是以漿材之注入量，或者是以挖掘出來的團塊成形狀況，來判定試驗之成敗，而鮮少評估土壤改良效果或探討地盤隆起之機制（mechanism）。此外，大部份試驗或實作案例都是在淺層（深度 6 公尺以內）注入。本文綜合台北捷運各處驗證試驗之結果以分析土壤特性、施作方式對擠壓灌漿成效之影響，並分析土壤對擠壓灌漿之反應，以補文獻之不足。

二、 擠壓灌漿之應用

擠壓灌漿於 50 年代起源於美國加州，以前稱作 mud-jacking【9】。在初期之 30 年間，擠壓灌漿純以扶正結構物為目的【13，16】，而且其應用侷限於加州。1977 年，Hayward Baker Company【8】首度將其應用於巴爾提摩地下鐵工程以減少因隧道施工所產生之後續沉陷。自此之後，擠壓灌漿被廣泛應用於美國各大都市之地鐵工程，如華盛頓、巴爾提摩、波斯頓、西雅圖及洛杉磯。80 年初期，擠壓灌漿首度與動力壓密法（Dynamic Compaction）共同使用以改良美國佛羅里達州一座 600MW 火力電廠（St. Johns River Power Plant, Jacksonville）發電機房下方之土壤，以減少地震時土壤液化之機率。其後又用以改良喬治亞州一核能電廠之地基以達到同一目的。80 年代中期，擠壓灌漿被應用於佛羅里達州來填補地陷所造成之空穴【11，12，20】。

美國土木工程學會（American Society of Civil Engineers, 簡稱ASCE）灌漿委員會將擠壓灌漿定義為【7】：

一種將坍塌度（slump）小於1英吋（25mm）之漿材注入地盤之工法。通常使用土與水泥之混合物為漿材（grout），其中須有足夠之粉土（silt）使漿材有足夠塑性，也必須有足夠之砂土（sand）使漿材有足夠之內摩擦力（internal friction）。一般而

言，漿材並不進入土壤之空隙 (pore) 之間，而是自成一體，在完全掌控位移 (controlled displacement) 之狀況下，擠壓鬆散之土層，或將結構物上舉 (lift up)。

自是擠壓灌漿之目的有二：(1) 擠實土壤以減少後續沉陷及 (2) 借局部地表隆起將已傾斜的建築物扶正。此兩者並不衝突，也就是說兩個目的可能同時達成，但一般而言，僅以其中之一為主要標的。因為重點不同，設計理念及施作時機自然不同。簡言之

- A. 土壤改良式：其目的在藉擠壓效果以強化土壤及減少其壓密性，此法應在建物產生沉陷之前施作以減少其後續沉陷。
- B. 上舉式：其目的在將傾斜之建築物扶正，應在沉陷已發生之後施作。

事實上，能達到上述兩個目的之工法甚多，除擠壓灌漿外，還有脈狀注入法 (soil fracturing)、高壓噴射灌漿 (jet grouting) 等。其差別在漿材之成分、注入之壓力及機具，甚至打樁亦可達到同樣效果。擠壓灌漿工法與其他注入工法之主要差異如下：

工 法	漿 材	注 入 壓 力
脈狀注入法	半懸濁液 (水泥、皂土或藥液)	< 20 kg/cm ²
高壓噴射灌漿	水泥、空氣、水	< 400 kg/cm ²
擠壓灌漿	水泥、礫石、砂、飛灰、皂土、水	< 60 kg/cm ²

當然所使用之機具各自不同，脈狀注入法使用馬歇爾管 (Tube-A-Manchette) 或其他類似之噴嘴，漿材自兩環塞間之出漿口噴出，將兩環塞提升或降下，可自由選擇注入之深度，日後並可重複注入，因為流度甚高，漿材循阻力最小之方向擴散。高壓噴射灌漿使用二孔噴頭，先以水刀擾動土壤，再將水泥漿及空氣以高壓注入。擠壓灌漿並不需特殊噴頭，漿材由套管自底部擠出以填實孔穴或擠實土壤，因為坍度很低，漿材聚為一體成團狀。

擠壓灌漿使用低坍度漿材，此點與其他兩種注入方式迥異。其目的在減少團塊之收縮。但為增加漿材之可塑性及壓送性，可以石灰或其他具有吸水性之材料取代。擠壓灌漿之定義被廣泛接受，各界對其功能及設計理念也無太大歧見。可是漿材之選擇則眾說紛云，並無定論。在美國曾經作過許多現場試驗【19, 9, 16, 15】，其結論可以歸納如下【13, 19】：

1. 漿材之流動性不宜太高，以免產生脈狀破壞
2. 基於同樣理由，漿材之粘土成分不宜太高，更應避免添加皂土
3. 漿材中摻有少數礫石，效果更佳，因為礫石可以防止漿液逸失

幾乎所有文獻都強調脈狀破壞之害處，應該儘量避免其發生。一旦發生脈狀破壞，漿材四溢，除無法繼續注入外，土壤可能因破壞面之產生而強度大減。為限制漿材之流動性，一般將坍度限制在 25 mm 以下。文獻【19】指出低坍度並不一定表示低流動性，除坍度外，土料之級配及砂粒之形狀對流動度都有決定性之影響。

問題是，許多現代建築物都有地下室，因此必須在深層施作擠壓灌漿（圖1）。其次如在施工期間施作，注入點最好能遠離擋土牆以免擋土牆或支撐系統因土壓過大而受損，因此也有必要加深。第三個加深的理由是：只將前排柱子頂起，有時反而有害無益，因為靠近深開挖建築物最前排之沉陷並不是最大，頂起前排，不頂起後排，只會增加基礎之撓度，反而對建築物造成更大的傷害，因此有必要深入，以期灌漿之效果能達到後排。坍度過低之漿材，很難在深層注入，這點也是本文檢討之重點。

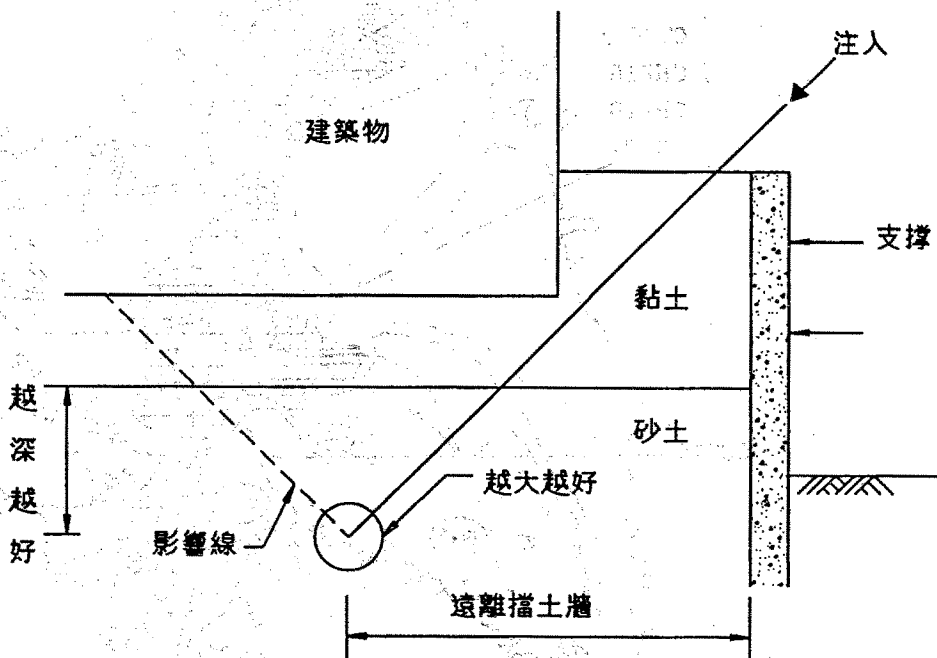


圖1. 擠壓灌漿示意圖

三、 大台北盆地之地質狀況

約在1萬年前因地層陷落而形成之大台北盆地【2】，面積約 243 平方公里（圖2）。其後滄海桑田，經過數次海進海退以及河川襲奪，而產生了三個鮮明之層次：新莊層（最厚處約 120 公尺）、景美層（最厚處約 140 公尺）及松山層（厚度在 40 至 70 公尺之間）。圖3 表示市中心區之代表性地質剖面圖，如圖所示松山層分六個次層【1，21】，其中一、三、五次層為粉質砂土（按照 ASTM 分類為 SM），二、四、六次層為低塑性粘土（按照 ASTM 分類為 CL），表1表示各層之土壤特性，其中透水係數一項係根據捷運工程設計及施工期間所得資料整理而成，尚未在他處發表。

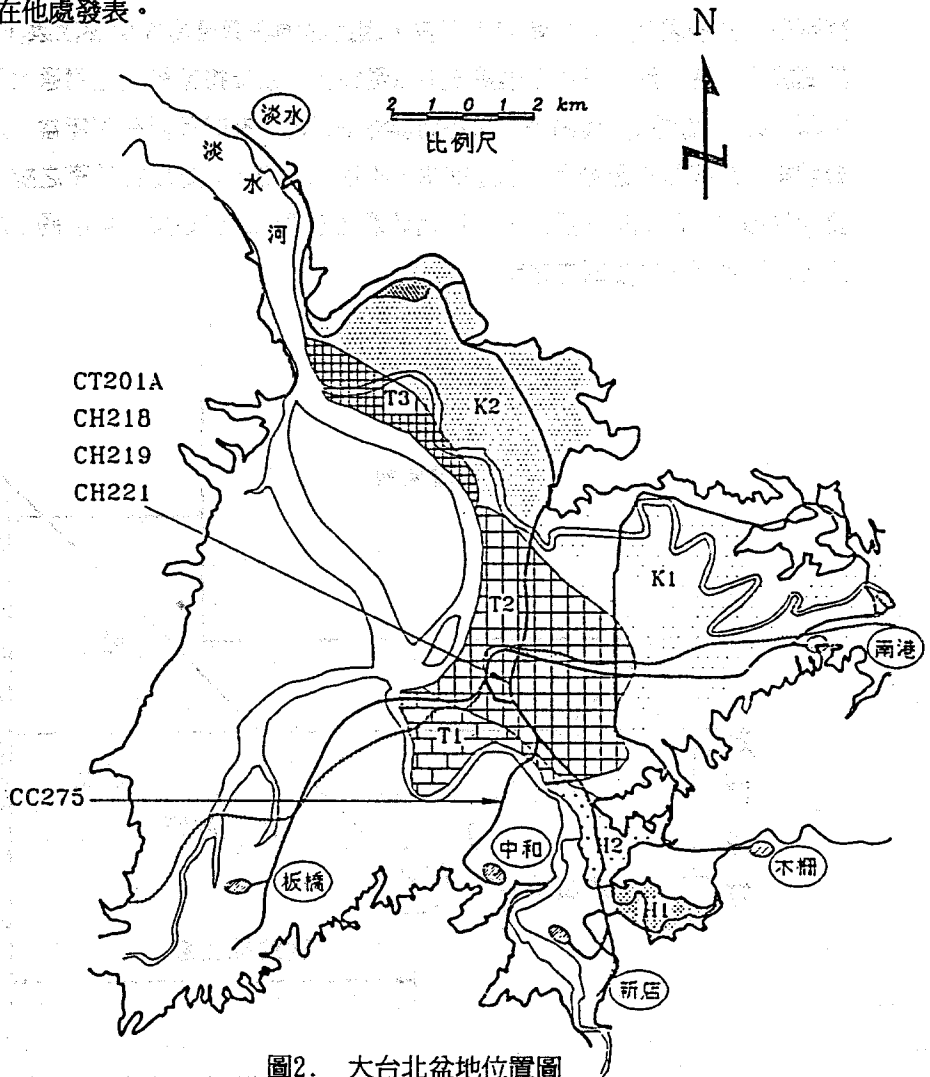


圖2. 大台北盆地位置圖

表 1 台北盆地松山層土壤性質

次層	分類	乾單位重 t/m ³	含水量 %	液性 指數	塑性 指數	粒徑分佈				透水係數 m/sec
						礫石	砂	粉土	粘土	
6	CL	1.45	31.2	35.8	12.9	0	10	58	32	
5	SM	1.54	26.3			1	75	19	4	4 x 10 ⁻⁶
4	CL	1.43	32.1	34.3	12.0	0	8	61	31	4 x 10 ⁻⁸
3	SM	1.61	23.9			0	60	34	7	1 x 10 ⁻⁶
2	CL	1.55	27.2	30.3	9.2	0	9	67	25	2 x 10 ⁻⁸
1	SM	1.70	20.3			1	62	29	7	1 x 10 ⁻⁵

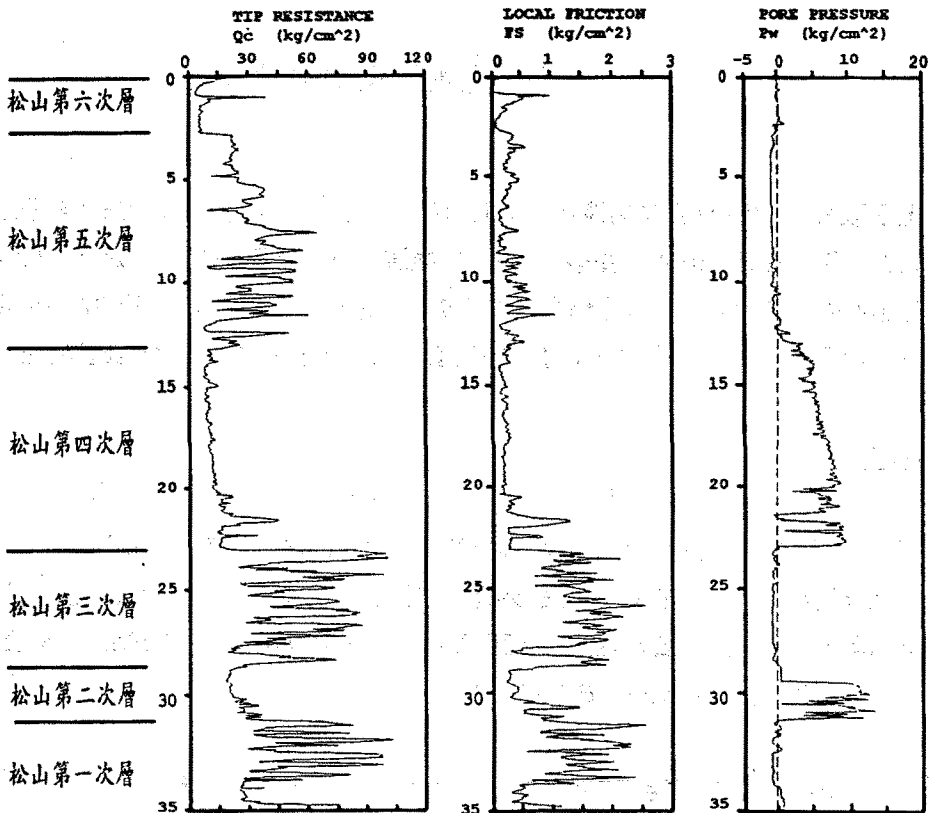


圖3. 大台北盆地 T2 區地質剖面圖

在台北市中心區，松山六個次層層次分明，但往盆地邊緣，砂層漸薄甚至尖滅。如圖2 所示，淡水河以東，依土層之分佈而劃分成沿淡水河之 T1、T2 及 T3 三區，沿基隆河之 K1 及 K2 兩區，及沿新店溪之 H1 及 H2 兩區，一共 7 個地質區【1】。淡水河以西之區域，因為發展較遲，直到最近為規畫捷運路網才獲得足夠地質資料。目前該區之分區工作正在進行，預期將可在一年內完成。

如圖2 所示，台北都會區捷運系統之初期路網包括木柵（含內湖延伸線）、淡水、新店、南港、板橋（含土城延伸線）及中和六線，全長 88 公里【4】。絕大多數之捷運車站開挖深度都在 20 公尺之內，因此最多只能到松山第四次層，只有在兩條路線交會處，開挖深度才會達到 25 公尺左右，進入松山第三次層。隧道底部最深處達地面下 35 公尺，相當接近松山層與景美層之交介面。鄰近捷運沿線之建築物大多數只有一、二層地下室，甚至於沒有地下室，因此基礎深度一般都在地面下 8 公尺之內，也就是在松山第五、六次層之中。

四. 土壤改良式擠壓灌漿

土壤改良式擠壓灌漿包括淡水線 CT201A（10 孔）、新店線 CH218（4 孔）、CH221 標（2 孔）。除 CT201A 標之試驗是在已完成之隧道上方施作及 CH218 標之 D 孔是在一深開挖區附近施作外，其餘各孔都是在尚未施工的空地上進行。試驗區皆位於市中心（圖2），其土質狀況一如圖3 所示。概言之，試驗是在灌漿孔內分球定量注入，對地表隆起並不要求。

淡水線 CT201A 標

CT201A 標在上行隧道上方（里程 0+160 至 0+190 之間）施作擠壓灌漿【10】以評估其對減少地表沉陷之效益（圖4）。隧道外徑 6.09 公尺，採用土壓平衡式潛盾機鑽掘。漿材係於潛盾盾尾後方 3 至 9 公尺處分 5 個斷面共 10 個灌漿孔注入，孔底深度 8 公尺，孔與孔間距 6 公尺，每立方公尺漿材之成分如下：

礫石（直徑 2 至 10 mm）	160 kg
砂	894 kg
水泥	360 kg
水	480 kg

漿材坍度保持在 25 mm 至 40 mm 之間，在第 1 至第 10 孔，深度 8 公尺及 7 公尺處，分兩球注入，注入量分別為：0.84、0.64、0.64、0.57、0.72、0.79、1.06、1.06、1.25 及 1.57 立方公尺，共計 9.14 立方公尺，平均每孔注入量為 0.91 立方公尺，假設漿球以繭狀成形，則其半徑約為 0.43 公尺。

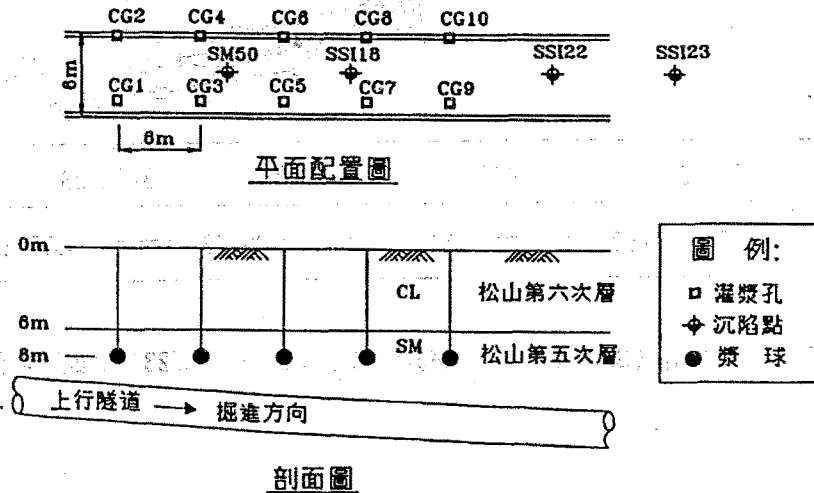


圖4. CT201A 擠壓灌漿位置及剖面圖

灌漿區與非灌漿區之沉陷比對於圖5，在施作過程中，灌漿區之地表確曾產生少許隆起，但隨後因超額孔隙水壓之消散，地表隨之回沉，灌漿區內之總沉陷量與非灌漿區之總沉陷量無明顯差異。在下行隧道通過時，兩區之沉陷量也相近，因此推論擠壓灌漿並未達到預期之效果。

如第二章所述，擠壓灌漿曾在 1977 年成功地被用在巴爾提摩之地下鐵工程以減少因隧道施工所產生之後續沉陷【8】，而此一案例也被廣泛引用以作為採用擠壓灌漿以減少隧道上方地表沉陷之佐証，因此有必要將此案例與 CT201A 之情形作一比較。

新店線 CH218 標

試灌一在 4 孔中進行，GH- A,B,C 三孔在一平地，相距甚遠，互不影響。如圖6 所示，D 孔是在一開挖區附近，在試灌時該處已經開挖至地面下 10 公尺，灌漿孔距連續壁僅 3 公尺，其目的在測試灌漿對連續壁及支撐之影響。三孔中，A 及 B 兩孔為斜孔，與地表成 75° 角，C 及 D 兩孔為垂直孔。灌注範圍為深度 2 公尺至 12 公尺，A 孔由上至下分 5 階，每階由下而上分 4 球注入，每球間隔 0.5 公尺，其餘 3 孔皆不分階由下而上以 20 球注入，

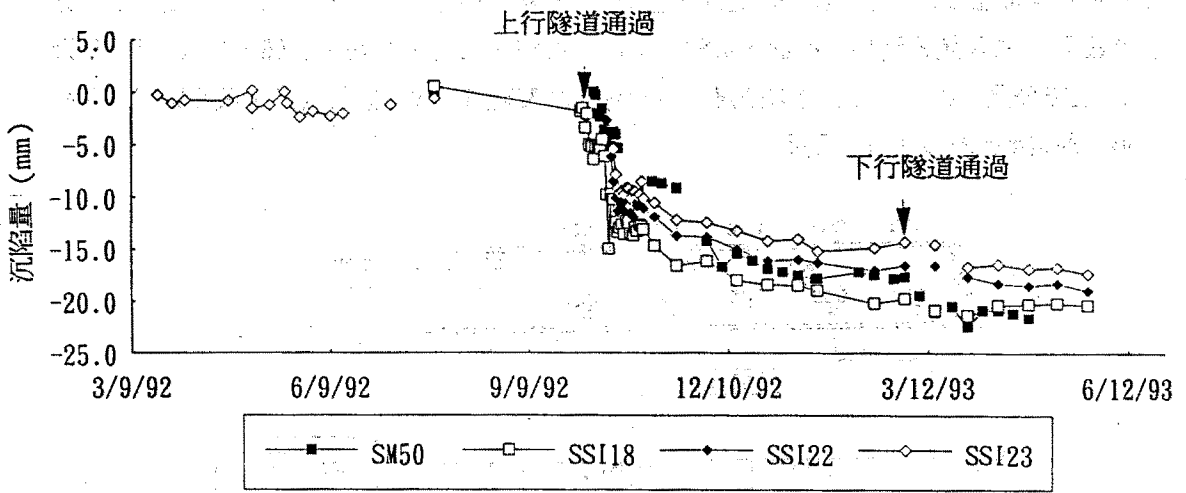


圖5. 灌漿區 (SM50, SSI18) 與非灌漿區 (SSI22, SSI23) 地表沉降量

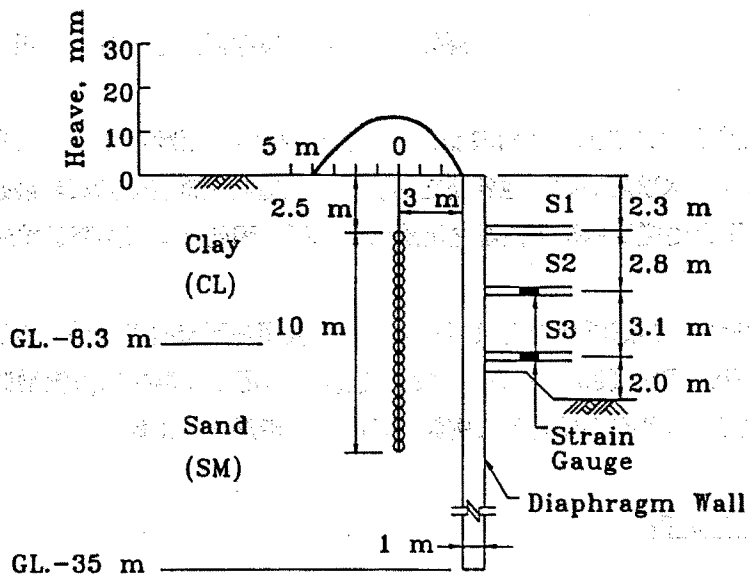


圖6. CH218 標 GH-D 孔擠壓灌漿示意圖

也就是說注入深度依序為 3.5、3、2.5、2、5.5、5....公尺。每一球之注入量約為 135 公升，每孔之注入量為 2.7 立方公尺，假設漿球以柱狀成形，則其半徑約為 0.3 公尺。

擠壓灌漿採用傳統方式，即以低坍度漿材注入土中，每 1 立方公尺漿材之成份如下：

礫石（直徑 2 至 10 mm）	320 kg
粉土（silt）及砂	1040 kg
水泥	160 kg
水	426 kg

此混合物之坍度約為 25 mm，最大壓力 40 kg/cm²。

以地表隆起量言，資料顯示，4 孔之結果並無顯著不同，A、B 及 C 三孔之最大隆起量皆在 20 mm 至 25 mm 之間，至於 D 孔，因為靠近開挖區，圍壓較小，僅隆起 15 mm。初期在松山第五次層中注入時，地表並無反應，直到進入松山第六次層施作時地表才開始隆起。可惜在試灌結束後，沒有繼續量測沉陷，無法得知回沉之速率。在 D 孔注入時，其旁之第 2 層軸力增加 7 噸，第 3 層支撐軸力增加 7.7 噸，在試灌結束 18 小時後，第 2 層支撐軸力回降 5 噸，而第 3 層支撐軸力回降至灌漿前之數值。

如上所述，A 孔是由上而下分五階注入，其他三孔是由下而上不分階注入，而結果並無不同，此發現與以前文獻【15，3】之建議相左。以前文獻聲稱先在上層灌注以硬化土壤，可免爾後在下層灌注時產生脈狀破壞。在 CH218 標之試驗中，每球之注入量僅 135 公升，因此脈狀破壞不致發生，灌注次序無關緊要。

新店線 CH221 標

試灌分 GH-1、GH-2 及 GH-3 三孔進行，其位置及監測儀器配置如圖7 所示。此三孔皆為垂直孔，所使用之漿材與 CH218 標所使用者相同。前兩孔之注入方式與 CH218 標之注入方式相同，所不同的是自深度 18 公尺處，而不是自 12 公尺處，由下而上分 32 球注入，因此每孔注入量為 4.3 立方公尺，而不是 2.7 立方公尺，但漿柱之半徑仍為 0.3 公尺。第 3 孔（位置不詳）之注入方式與其他孔大不相同，將在 4.2 節討論。

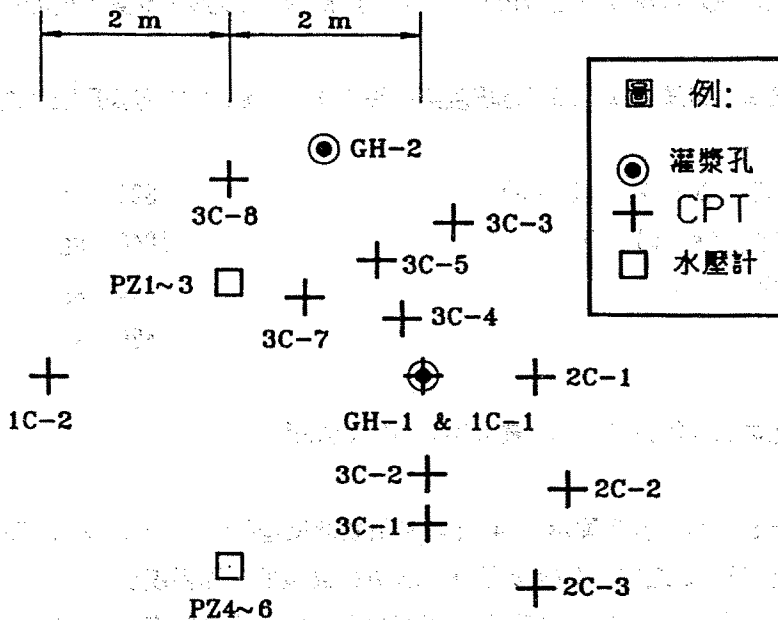


圖7. CH221 標灌漿孔及 CPT 配置圖

與 CH218 標之試驗相較，雖然每孔之注入量自 20 球 (2.7 立方公尺) 增加至 32 球 (4.3 立方公尺)，地表隆起量並未增加。事實上，以 CH218 之 GH-C 孔與 CH221 之 GH-1 之記錄相比對 (圖8)，結果幾乎完全一致。再次証實在砂土層 (松山第五次層) 中注入，地表並無反應，所有的地表隆起，皆是在粘土層 (松山第六次層) 中注入所引起。為瞭解其原因，在現場兩個地點各埋設了三支水壓計。圖9 表示在 GH-2 孔中每一球注入後水壓計，PZ-1、-2及-3 之讀值，這三支水壓計與灌漿孔相距 1.6 公尺。在注入第 1 至第 3 球 (深度 18 至 16.5 公尺，最大壓力會達 30 kg/cm^2) 時，埋設於深度 19 公尺處 (松山四次層中) 之 PZ-3 測得 5 t/m^2 之超額孔隙水壓 (excess porewater pressure)。而此超額孔隙水壓在注入口 (即灌漿管管底) 離開松山第四次層後 (第 4 球以後) 迅速消散。埋設於深度 11.5 公尺處 (松山第五次層中) 之 PZ-2 自始至終沒有反應，猜想是因為砂層之透水度高，水壓即時消散之故。埋設在深度 5.5 公尺處 (松山第六次層中) 之 PZ-1 直到注入第 19 球 (深度 9 公尺) 時才有明顯之反應，最大超額孔隙水壓約 2 t/m^2 。因為覆土較淺，在松山第六次層中注入時，壓力介於 3 至 8 kg/cm^2 之間。

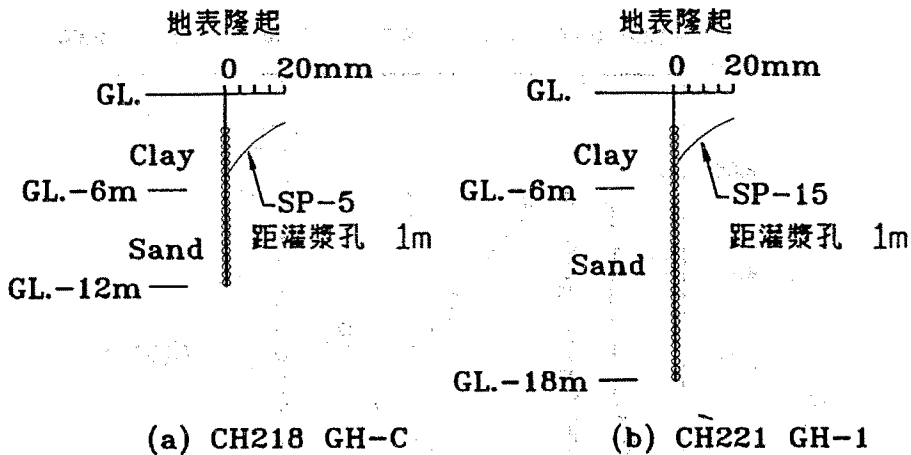


圖8. CH218 及 CH221 每球注入後之地表隆起量

每一球注入只需 3 至 7 分鐘即可完成，接著是所有監測儀器之量測，費時 25 分鐘，所以每球施作總共歷時約 30 分。在套管提升定位後，下次注入之前，會再次量測所有水壓計。因此在每球注入前後各有一組水壓讀值。圖10 表示每一球注入前後，水壓計 PZ-1 之讀值。在第 19 球前，孔隙水壓之增量甚微，自第 19 球後，注入位置逐漸接近該水壓計，孔隙水壓增加之幅度超過洩降，因此逐球累積呈增加之趨勢。自第 24 球之後，注入位置逐漸遠離水壓計，孔隙水壓增加之幅度不若消散之快速，因此水壓呈下降之趨勢。

孔隙水壓增加或消散之幅度自然受注入速率及停頓時間 長短之影響，如果（除提升套管之時間外）不停地灌注，孔隙水壓來不及消散，最大讀值將會更高。以圖10 為例，如果孔隙水壓只增不減的話，累積超額孔隙水壓將達 6 t/m^2 。反之，如果將每球注入後停頓之時間延長至 1 小時，則大部份超額孔隙水壓都可在注入下一球前消散，不致累積。但應注意，停頓過久則有塞管之慮，在 CH218 及 CH221 標試灌時，都曾發生塞管現象。

松山第五次層之砂土透水度高，受擠壓時孔隙水壓及時消散，而且鬆軟（N 值在 5 至 15 之間）容易壓縮，而注入量 不足，因此無法造成隆起。松山第六次層之粘土透水度低，排水不易，受擠壓時體積變化不大，迅即導致地表隆起，但隨超額孔隙水壓之消散而回沉。試灌完畢後 3 天，測得回沉量約為隆起量之半，可惜的是其後沒有繼續量測，相信在 7 天內地表將回沉至試灌前之高程，也就是說並無隆起之效果。

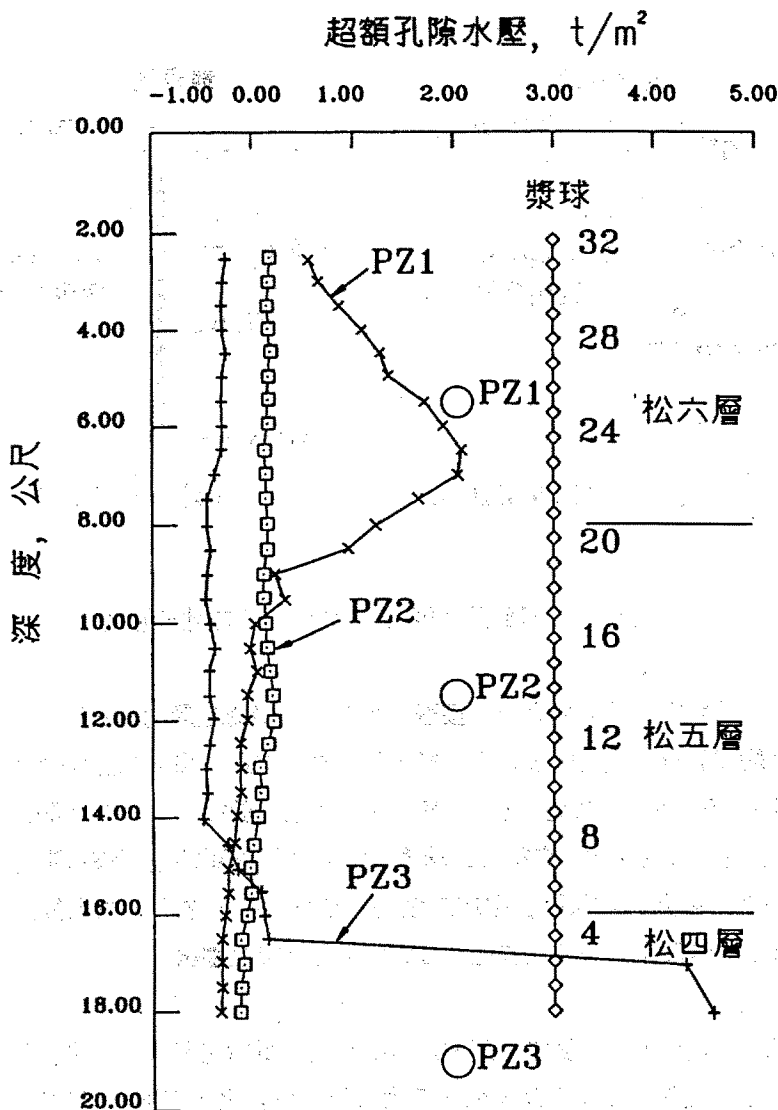


圖9. CH221 標 GH-2 施作時 PZ-1,2 及 3 (距灌漿管 1.6 m) 之超額孔隙水壓

在 GH-1 施作時，PZ-1 及 PZ-3 亦有反應，最大超額孔隙水壓分別為 1.2 及 3 t/m^2 ，正好都是在 GH-2 施作時所量到的超額孔隙水壓的 60%。讀值較小是因 GH-1 距離這三支水壓計較遠之故 (2.2 公尺，而非 1.6 公尺)。松山第六次層之厚度約 6 公尺，其代表性體積壓縮係數， $m_v = 2.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$ ，根據水壓資料以可計算各地之回沉量，所得結果與實測值相近，証實回沉完全是因為松山第六次層超額孔隙水壓消散之故。

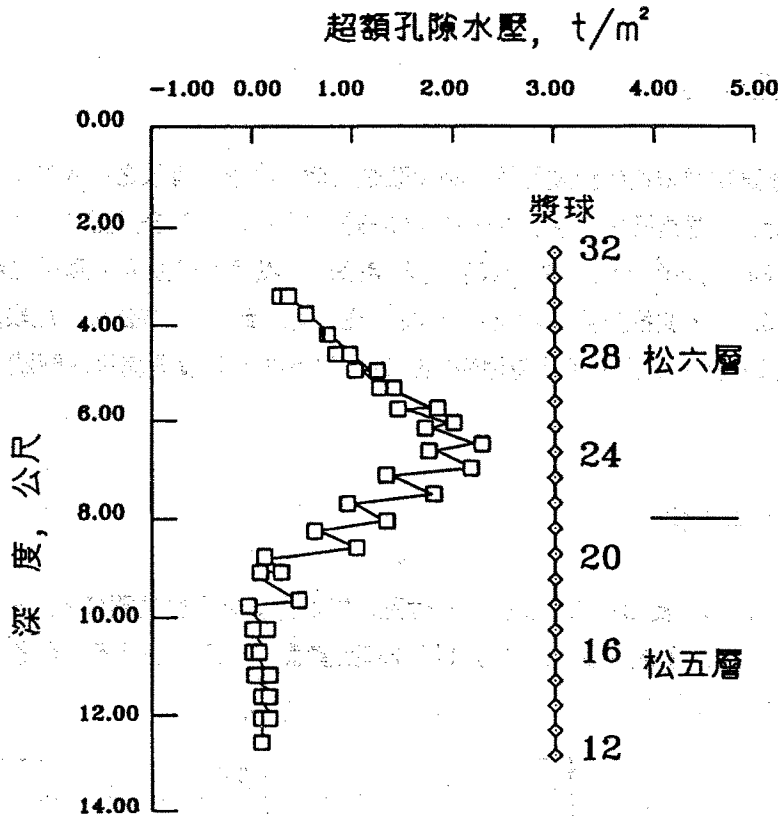


圖10. 各球注入前後 PZ-1 超額孔隙水壓變化

在試驗前在 1C-1 及 1C-2 (圖7) 兩處曾以電子錐貫入試驗探測該處之土壤強度。在 GH-1 孔試驗完成後, 在 2C-1、2C-2 及 2C-3 三處以電子錐貫入試驗驗證擠壓灌漿之成效, 在 GH-2 孔試驗完成後, 再在 3C-1 至 3C-7 七處作驗證。結果顯示, 在距灌漿孔 1 公尺之處, 松山五次層 (粉質砂土) 之 Q_c 值僅增加 10%, 松山六次層 (低塑性粘土) 之強度毫無增加, 在 1 公尺之外, 土壤改良之效果微不足道。

五. 上舉式擠壓灌漿試灌

採用上舉式擠壓灌漿的有新店線 CH221 標 (1-孔)、CH219 標 (3 孔)、中和線 CC275 標 (6 孔), 其方式是在特定位置, 不限量注入, 直至達到預期之地表隆起方才停止。

新店線 CH221 標

由於上述試驗並未達到預期目標，必須改弦易轍，尋求一有效之注入方式，達到保護建物的目的。因此在上述兩孔完成後加作一孔（GH-3），在深度 13 公尺處開始不限量注入，只有在壓力超過 60 kg/cm^2 時方才將灌漿管提升半公尺，然後繼續注入。為增加注入量，漿材之坍度提高至 60 mm。當提升到深度 8 公尺時，注入量達到 7 立方公尺，地表出現裂縫，漿液逸出地表，試驗因之中止，而此時地表隆起量依然有限。假設團塊呈蠶繭狀，則其半徑約為 0.6 公尺。

新店線 CH219 標

試驗分 H1、H2 及 H3 三孔進行，其位置及監測儀器之配置見圖11。此三孔皆為斜孔，與地面呈 75° 角。H1 孔在注入 1 立方公尺後即因塞管而放棄，因此不予討論。其餘兩孔之詳細作業資料如下【5】：

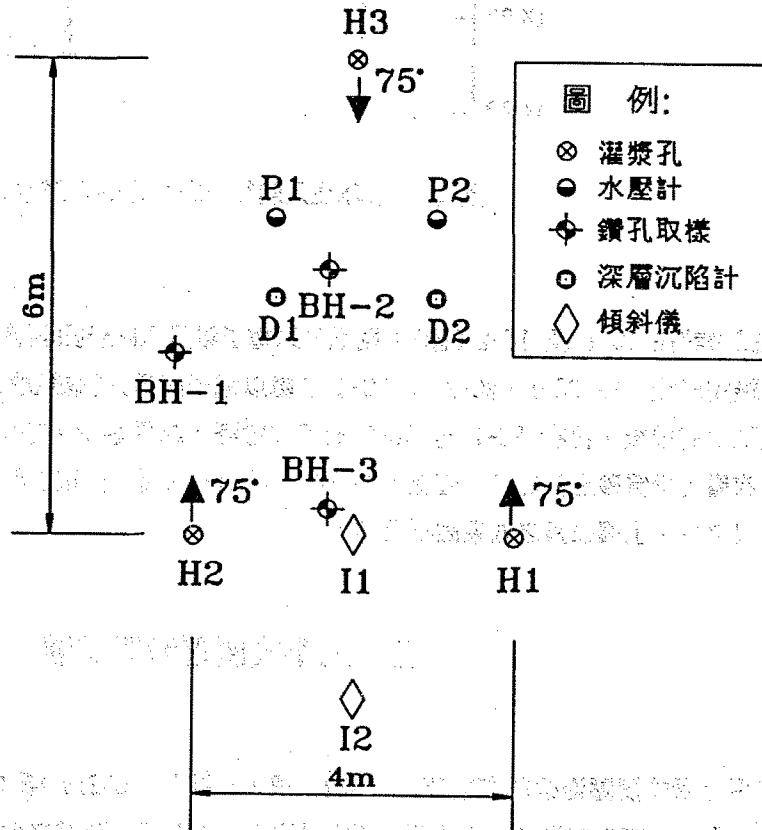


圖11. CH219 標灌漿孔及儀器位置圖

H2 孔 - 漿材中含砂、飛灰及水，不含礫石，砂與飛灰之配比為 3:1，坍度在 150 mm 至 200 mm 之間。在深度 11.5 公尺起注入，灌漿管因底部受壓而階段性向上提升。在深度 11.5 公尺至 10.2 公尺之間，一共注入 6 立方公尺（第 1 球）。假設團塊呈球狀成形，則其半徑約為 1.2 公尺。

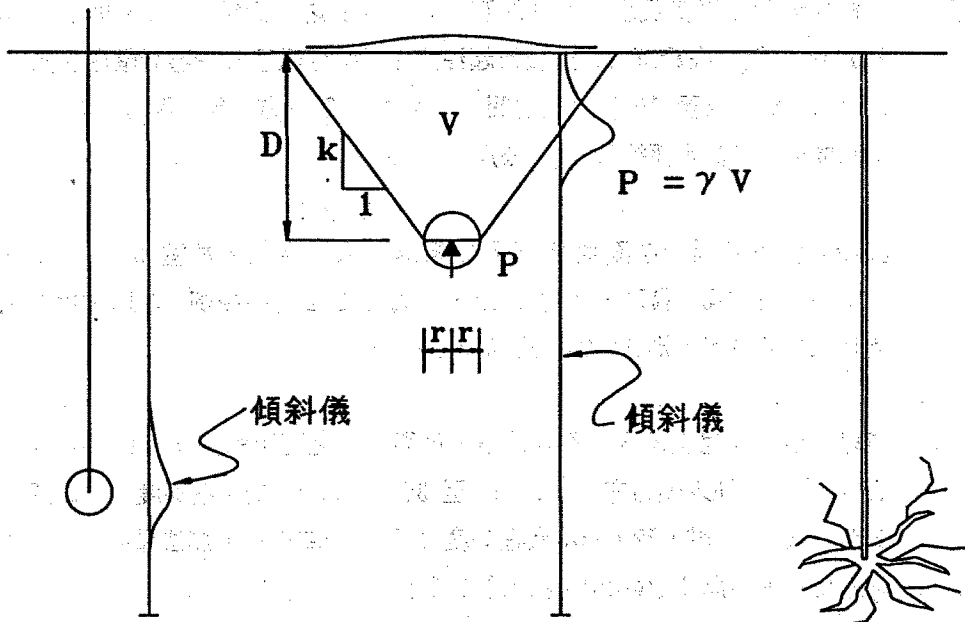
其後將灌漿管提升至深度 8 公尺處繼續注入，當注入量達 3.8 立方公尺（第 2 球）時，在地面上發現一長約 5 公尺，寬約 1 公分之裂縫，試驗因此中止。假設團塊呈圓柱狀成形，則其半徑約為 0.8 公尺。

H3 孔 - 漿材中含砂、皂土及水，不含礫石，砂與皂土之配比約為 8:1，坍度在 50 mm 至 75 mm 之間，注入壓力在 5 kg/cm^2 至 35 kg/cm^2 之間。在深度 12 m 處注入 14 立方公尺（第 1 球）時，傾斜儀在深度 1.5 公尺處折斷，無法量測，並有水柱沖出。假設團塊呈球狀成形則其半徑約為 1.5 公尺。

兩天後，將漿材之坍度增加至 100 mm，在深度 10.5 公尺處重新注入，在注入 3.5 立方公尺（第 2 球）時，因灌漿管斷裂而停止。再過 4 天，在深度 9 公尺處注入 4.1 立方公尺（第 3 球）後拔管。第二天，在深度 8 公尺處再注入 4.1 立方公尺（第 4 球）。假設團塊呈圓柱狀成形，則其半徑約為 1.2 公尺。

以 H2 孔而言，在深度 11.5 公尺至 8 公尺之範圍內，總共注入 9.8 立方公尺，前後歷時 3 小時。以 H3 孔而言，在深度 12 公尺至 8 公尺之範圍內，總共注入 25.5 立方公尺，前後歷時 7 天。

如圖 11 所示，在試灌區內埋設有深層沉陷計，傾斜儀，水壓計等等儀器，資料為數龐大，因限於篇幅，無法仔細討論，僅能摘要討論。由地表沉陷、深層沉陷、及傾度管所測得側向位移，土壤之反應可以歸納成三個模式（圖 12）。在注入初期，漿材之作用在擠壓其附近之土壤，因為土壤具有不均向性（anisotropy），其側向阻抗較垂直向為小，漿材四周之土壤之側向位移大於隆起量。而且由於土拱效應，地表隆起難以顯現，此種反應可命名為膨脹式（Mode of Expansion）。其後當漿球中之壓力大於漿球上方土錐之重量時，整個土錐將會被舉起而產生錐狀破壞（Mode of Cone Failure），導致大量隆起及側向位移。漿液亦會自破壞面（failure plane）逸出地面。



模式一：膨脹模式 模式二：錐狀破壞 模式三：脈狀破壞

圖12. 土壤行為與破壞模式

在 H2 孔中注入第 1 球（體積 6 立方公尺）後之隆起量及側向位移如圖13 所示。地表隆起 1.5 mm，隆起量隨深度增加而增加，在深度 8 公尺處達 2.3 mm。在距灌漿孔 3.7 公尺外之傾度儀 I1 測得最大側向位移 6.5 mm，發生在深度 10 公尺處，也就是在漿球之深度。土壤反應應屬膨脹模式。

在第2球（體積 3.8 立方公尺）注入後，隆起量及側向位移如圖14 所示。地表隆起 16 mm，深層之隆起量無規則可言，顯示土壤已破壞。傾度儀 I1 顯示最大位移 30 mm，發生在深度 4 公尺處，遠較注入深度為高，而在距灌漿管 4.5 公尺處之另一支傾斜儀並無反應。由這兩支傾斜儀之反應可以推估破壞區之範圍。

H3 孔注入之結果見圖15。隆起量隨深度增加而有規則地增加。傾斜儀 I2 測得最大側向位移 29 mm，發生在深度 12 公尺，也就是漿球同一深度，顯示膨脹模式。在深度 5 公尺處，側向位移突出，錐狀破壞隱約可見，再加上傾度儀 I1 在 1.5 公尺處折斷，管口上衝 10 公分，顯示土壤臨近破壞，可謂臨界狀態。

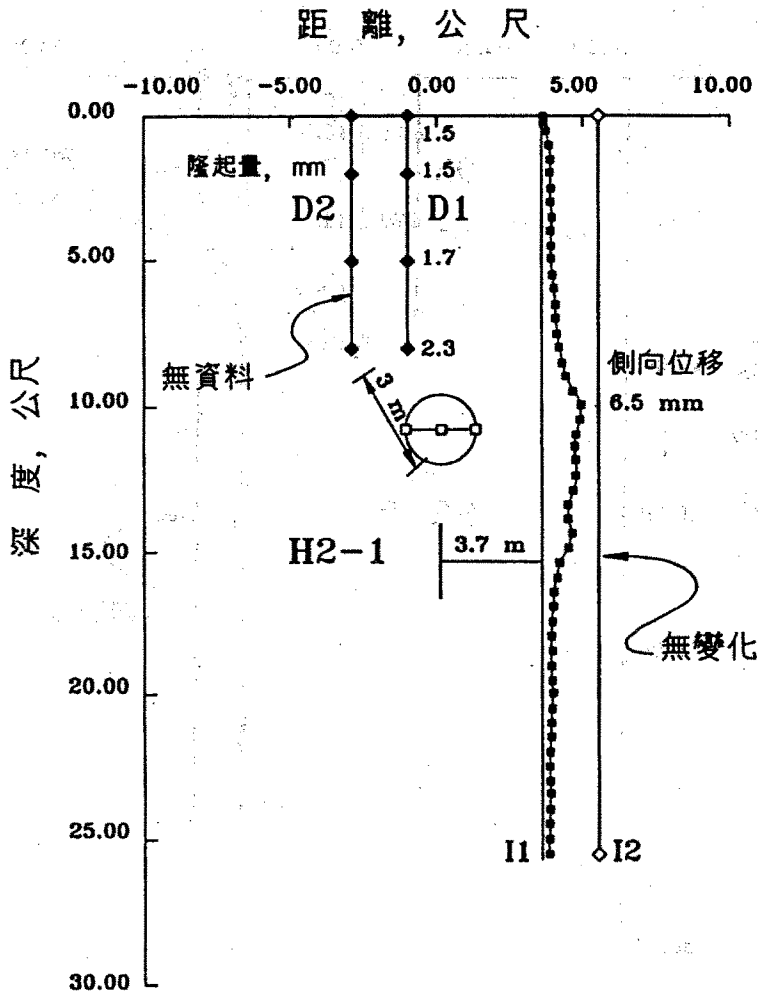


圖13. H2-1 球所產生之隆起及側向位移

聊以慶幸的是，試驗完成後一週，隆起量並未完全消失，較為顯著之幾個隆起點之資料如下（隆起量以 mm 表示）：

	SM 11	SM 12	SM 18	SM 19
H2完成後	21.42	18.58	13.56	11.94
H3完成後	10.47	9.11	15.78	18.98
一週後	7.94	6.70	9.45	10.52

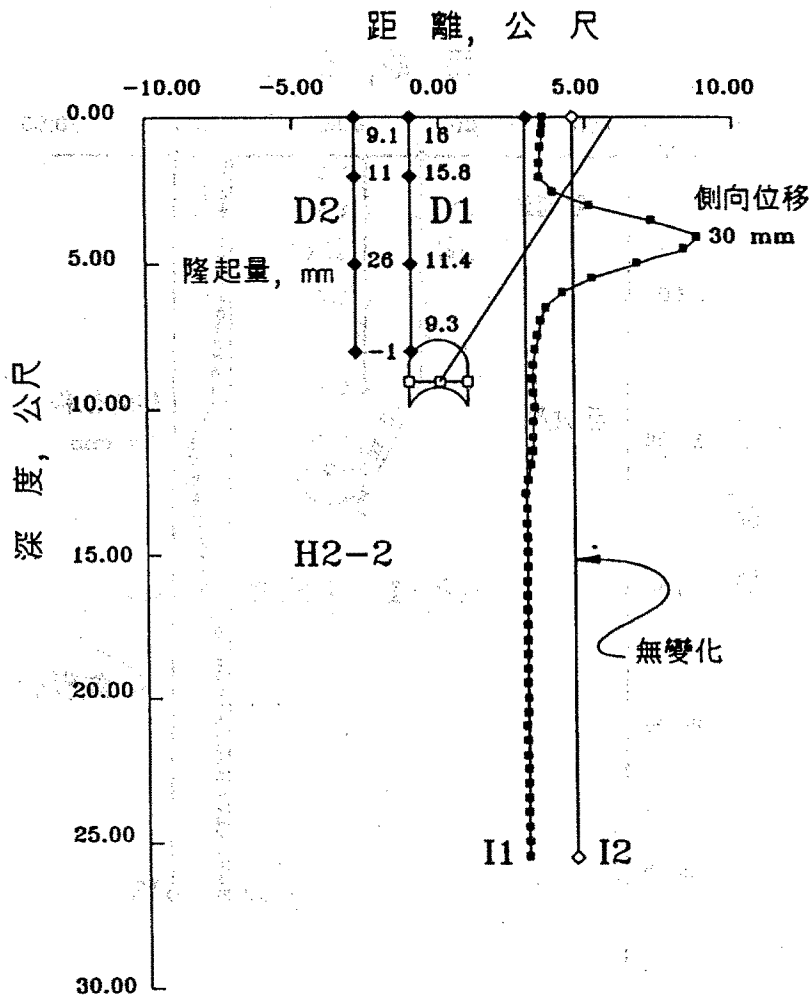


圖14. H2-2 球所產生之隆起及側向位移

表現較前述各標為好的原因是，在這一標，注入深度介於 12 公尺至 8 公尺之間，也就是完全在松山第五次層之中，在試驗過程中大部份孔隙水壓已經消散，而在其他標，注入範圍包括松山第五及第六次層，而以第六層之影響較大，松山第六次層之透水度遠較第五次層為低，是以孔隙水壓消散較慢之故。

土壤改良之效果侷限於深度 5.5 公尺至 15 公尺之間，在此範圍內，標準貫入試驗之 N 值由原來的 6 至 17 (平均為 12)，增加為 BH-1 孔之 9 至 31 (平均為 20：增幅 65%)，BH-2 孔之 16 至 32 (平均為 23：增幅 92%) 及 BH-3 孔之 10 至 24 (平均為 15：增幅 25%)。應注意的是，BH-1 及 BH-2 兩孔中，許多標準貫入試驗是在團塊中進行。嚴格地說，這些試驗所得之 N 值只能代表團塊之強度，而並不能表示出土壤改良之效果。鑽孔 BH-3 與灌漿孔

H3 灌注成形之團塊之相對位置及灌注前後之 N 值比對於圖16。該孔與 H2 (總注入量 9.8 立方公尺) 之團塊最近之處相距約 1.8 公尺 (圖17)，與 H3 (總注入量 25.5 立方公尺) 成形之團塊最近之處相距約 1 公尺，N 值僅增加 25%，以土壤改良之觀點來看，不能算是很成功。

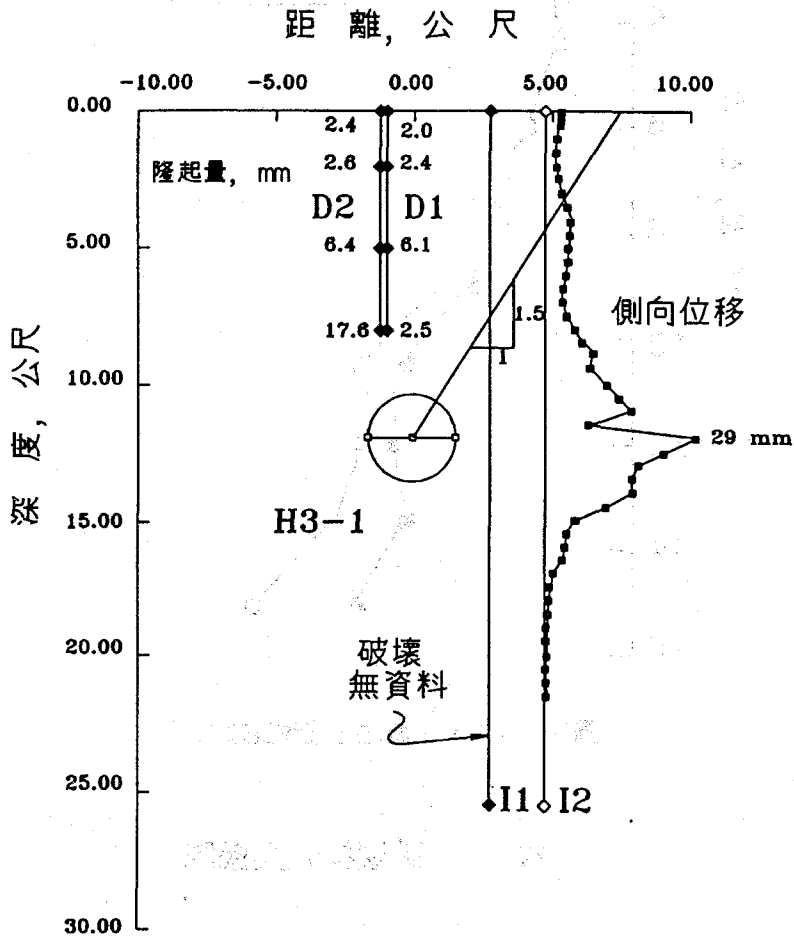


圖15. H3-1 球所產生之隆起及側向位移

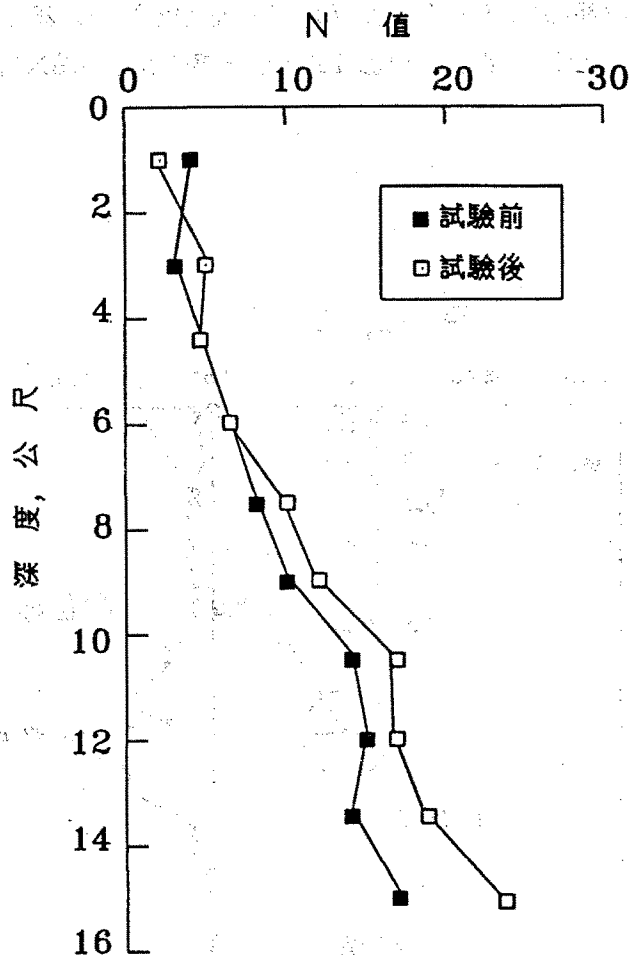


圖16. BH-3 位置之土壤改良效果

六、破壞模式與機制

如圖18 所示，注入之初期，漿球之作用在擠壓其鄰近之土壤（膨脹模式：cavity expansion）。漿球之膨脹對位於其正上方之土層有上頂作用，當上頂力超過其正上方土錐之自重時，土錐就會被頂起造成地表隆起（錐狀破壞）。由於土拱效應，滑動區與非滑動區之間有摩擦阻力阻止土錐之上舉。因為機制複雜，此摩擦力甚難計算。假設在臨界狀態時，此摩擦力之影響可以忽略，則臨界條件可以表示如下（參考）：

上頂力 = $\pi r^2 p$ > 圓錐體之重量

$$= \frac{\pi \gamma}{3k^2} ((D + kr)^3 - k^3 r^3) \quad \text{式 (1)}$$

其中

- p = 漿球之液壓
- D = 球心深度
- r = 漿球半徑 (如漿球呈繭狀，取頭部半徑)
- k = 破壞面斜率
- γ = 單位土重 (以 1.9 t/m³ 計算)

由圖14 及15 可以看出，破壞面之斜率，即 k 值，約為 1.5。在試驗時雖然在上方管口有壓力表以量測漿液之壓力，但因漿材與管壁之間 摩擦損耗及漿材中 內摩擦無從估計，漿球加諸於土壤之液壓，p，不得而知。注入時最大壓力為 60 kg/cm²，p = 20 - 40 kg/cm² 應為合理之假設。

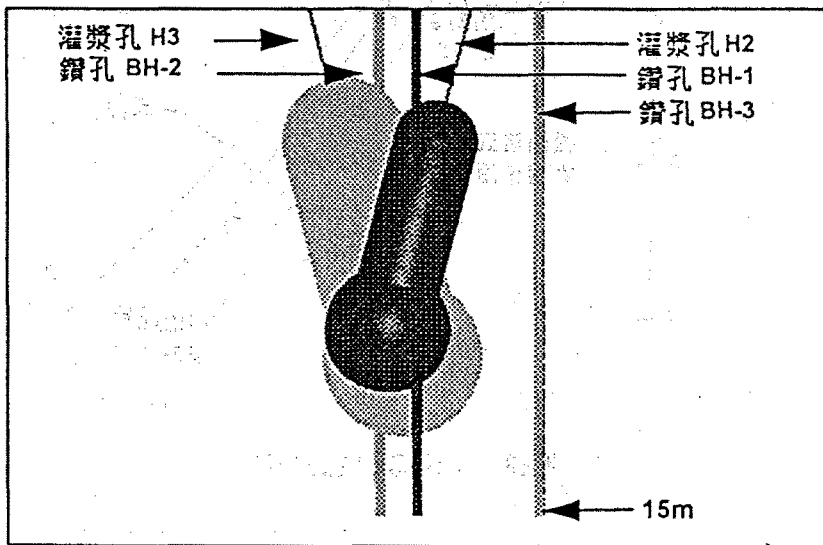


圖17. 鑽孔與圖塊之相對位置

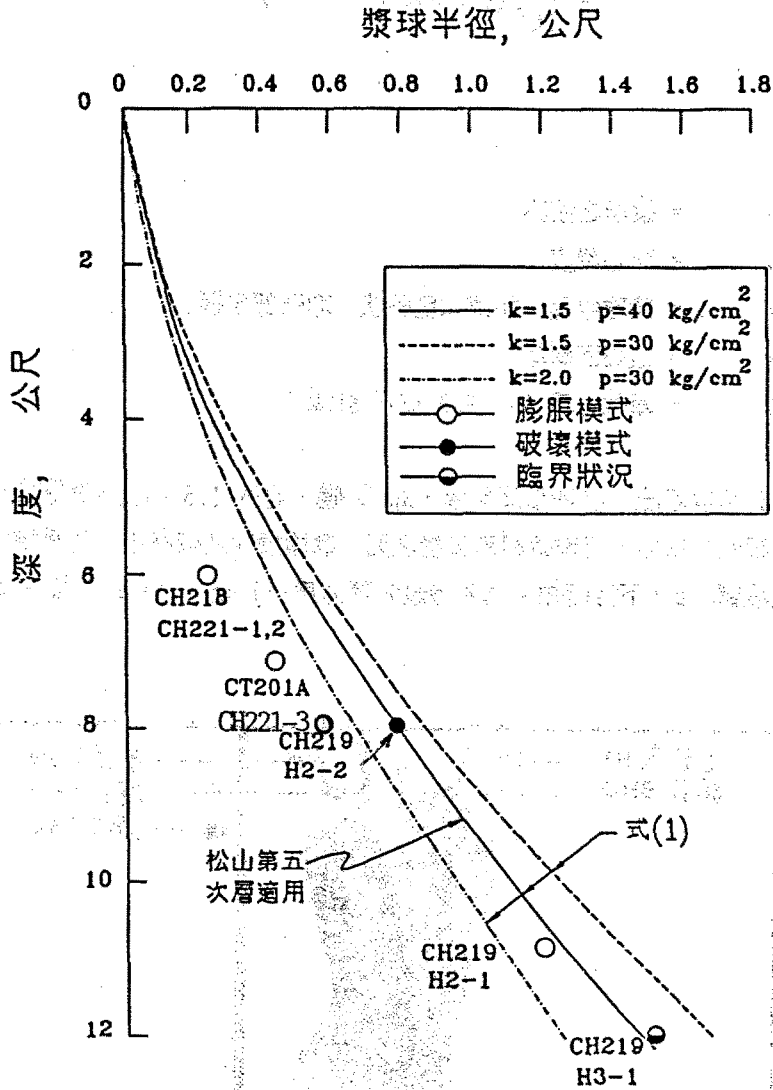


圖18. 錐狀破壞之臨界條件

今將各標在松山第五次層注入之結果列表如下：

施工標	孔/漿球	頭中心 深度	頭部 半徑	土壤反應
CT201A	10孔	7.0m	0.4m	膨脹模式-地表無反應
CH218	A、B、C、D	6.0m	0.3m	膨脹模式-地表無反應
CH219	H2/1	11.5m	1.2m	膨脹模式-地表無反應
	H2/2	8.0m	0.8m	破壞模式-地表出現裂縫
	H3/1	12.0m	1.5m	臨界狀態-地表隆起有限 但傾斜儀折斷
CH221	1、2	6.0m	0.3m	膨脹模式-地表無反應
	3	8.0m	0.6m	破壞模式-地表出現裂縫

由圖18可見式(1)與上述諸試驗之結果相吻合，因此可以確認其在松山第五次層之適用性。圖18同時顯示，錐狀破壞之產生與總注入量無絕對關係，而是決定於漿球頭部之半徑。換句話說，如果不斷地將注入點提升，團塊呈繭狀成形，則下部之漿材僅有將土壤擠密之作用（膨脹模式），而無上頂之效應。在深層注入，若欲頂起土錐，最好在同一深度，儘可能注入，以增加漿球之尺寸。而增加注入量之最有效的方式是增加漿材之坍度。坍度增加，則灌漿管之摩擦阻力減少，注入量自然增加，不但如此，因為漿球之流度高，液壓（ p ）也會增加，對上頂有雙重效果。

增加坍度最大的隱憂是漿液會自進入土壤空隙而產生脈狀破壞，這也是過去幾乎所有的文獻都強調要限制坍度之原因。在CH219標試驗完成後，曾在灌漿孔附近施作三鑽孔，BH-1、BH-2及BH-3（其位置見圖11），並進行標準貫入試驗及劈管取樣，以瞭解漿液之去向。BH-1孔中，在深度9.3公尺至12.4公尺之間，及BH-2孔中，在深度5.4公尺至11.3公尺之間，發現有漿材存在。如圖17所示，此兩部位與團塊之位置大致吻合。BH-3孔中並未發現漿材。由此可以証實除因錐狀破壞而導致少量漿液逸失外，並未發生脈狀破壞。H2孔中之2球之漿材坍度在150mm至200mm之間，H3孔中之4球之漿材坍度在50mm至100mm之間，遠超過前有文獻中所建議之上限，而脈狀破壞並未發生，可見該建議有詳加檢討之必要。

在試驗中，的確有地面產生裂縫，漿液逸出之情形發生，此現象與脈狀破壞十分相似，但不能混為一談。脈狀破壞，是液狀或半液狀漿材因壓力超過覆土壓力而擠入土壤孔隙中，四處亂竄。因為一般來講，土壤之水平向阻力較小，漿材多呈樹根狀分佈。在化學藥液灌漿或高壓噴射灌漿時，都有脈狀破壞發生之可能。尤其是高壓噴射灌漿更為危險，不乏在 20、30 公尺外之管線、溝渠或地下室被破壞之案例。而在上述試驗中，漿球上方之錐體因被漿球頂起而產生伸張縫，漿材才從這些伸張縫中逸出地表，其機制與脈狀破壞大不相同。當然如果漿材中不摻飛灰或皂土，或者坍度不是那麼大的話，即使錐體中產生伸張縫，漿材也不至逸出地表，但如此則很難注入足夠的漿材以達到隆起之目的。

以 CT201A、CH218 及 CH221（土壤改良式）為例，漿材中約有一半的體積為礫石、砂或粉土，這些材料因顆粒太大，不可能擠入原有土壤之孔隙中，而自成一團塊，一部份之水份也會留存在團塊中，多餘的水份才會擠入其鄰近土壤之孔隙中。如果土壤的透水性夠高，這些水份很快地消失，不致產生脈狀破壞。CH219（上學式）之漿材中不含礫石，摻有飛灰及皂土，坍度高達 200 mm，試驗過後，在鄰近鑽孔（圖 11 之 BH-3）中並未發現漿材，足資證明。雖然在土壤之透水性特別低或漿材中之皂土含量過高之情形下，無法排除脈狀破壞之可能性，但相信因擠壓而產生之強化作用超過脈狀破壞之弱化效果。這點是擠壓灌漿與化學藥液灌漿或高壓噴射灌漿所不同之處。

七、 結論

以上結果可以歸納成以下數點結論：

1. 在軟弱粘土中（例如台北盆地之松山第六次層）施作擠壓灌漿，因為粘土在不排水狀況下，體積難以壓縮，很容易造成地表隆起，但其後隨超額孔隙水壓之消散，地表迅速回沉，回沉量甚至超過隆起量。因此基本上，擠壓灌漿並不適用於軟弱粘土或砂土層。若在別無選擇之狀況下施作，必須十分緩慢地注入，如果回沉仍然發生，可以在其旁再注入以保持地表之平穩。只要注入量足夠，理論上，總是會達到土壤改良及扶正建築物的目的。
2. 鬆軟砂土（例如台北盆地之松山第五次層）雖然相對而言情況較好，但一樣需要大量的漿材方能達到目的。

3. 擠壓灌漿先期只是藉漿球之膨脹擠壓其臨近土壤，當達到圖18所示之臨界狀態後即會產生錐狀破壞，而錐狀破壞之發生取決於漿球頭部之尺寸，與總注入量關係不大。
4. 錐狀破壞後，錐體中會產生伸張縫，漿材會沿伸張縫逸出地表，此現象被誤認為脈狀破壞，兩者機制實有不同，應予區分。

誌謝

本文承各標承包商：三瑞成聯合承攬、互助營造、大林組、九泰營造、新亞建設、青木建設提供詳盡資料，並承台北市政府捷運工程局惠准發表，在此謹誌謝忱。

參考文獻

- 【1】亞新工程顧問公司，大台北盆地地層大地工程性質研究報告，台北市政府工務局衛工處/榮民工程事業管理處委託辦理，計畫編號-85043，1987
- 【2】莊展鵬，台北地質之旅，遠流出版事業股份有限公司，1991
- 【3】廖洪鈞、潘信宏、盧錫煥，建築物下陷傾斜之灌漿處理對策，土工技術雜誌，第40期，台北，1992
- 【4】朱旭，台北都會區捷運工程隧道施工技術及應用，海峽兩岸土工技術交流研討會-捷運及隧道工程，台北，Nov. 1993
- 【5】蕭仲光、林裕煌，擠壓灌漿工法應用於建物保護之評估-以台北捷運新店線219標試灌結果為依據，第五屆大地工程學術研究討論會，龍門，台灣，September, 1993
- 【6】黃南輝、張兆麟、高祥生、郭國振，砂礫石層對擠壓灌漿之反應，土工技術雜誌，第47期（審查中），Sept, 1994
- 【7】ASCE, Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting, Geotechnical Eng. Div., 1980
- 【8】Baker, Wallace H. MacPherson, H. H. and Cording, Edward J., Compaction Grouting to Limit Ground Movements: Instrumented Case History Evaluation of the Bolton Hill Tunnels, Baltimore, Maryland, Report No. UMTA-MD-06-0036-81-T, US Dept. of Transportation, Washington, DC, 1981

- 【9】 Brown, D. R. and Warner, J., Compaction Grouting, Proc. ASCE, Vol. 99, SM8, August, 1973
- 【10】 Hahnig, F., Building Protection and Settlement Control above an EPB Shield Driven Tunnel, vol C, ppl82-202, Proc., Symposium on Taipei, Rapid Transit Systems, April, 1993
- 【11】 Henry, J. F., Low Slump Compaction Grouting for Correction of Central Florida Sinkholes, Proc., National Well Association Conf, Bowling Green, Kentucky, USA, 1986
- 【12】 Henry, J. F., The Application of Compaction Grouting to Karstic Foundation Problems, Proc., 2nd Multidisciplinary Conf. on Sinkholes, Orlando, Florida, USA, 1987
- 【13】 Noveiller, E., Grouting Theory and Practice, Elsevier, Amsterdam, 1989
- 【14】 Stilley, Alan N., Compaction Grouting for Foundation Stabilization, Proc., Grouting in Geotechnical Engrg., ASCE/AIME Underground Tech. Research Council, 1982
- 【15】 Warner, J. and Brown, D. R., Planning and Performing Compaction Grouting, Proc. ASCE, Vol. 100, GT6, June 1974
- 【16】 Warner, J., Compaction Grouting - A Significant Case History, Proc. ASCE Vol. 104, GT7, July, 1978
- 【17】 Warner, J., Compaction Grouting - the First Thirty Years, ASCE Specialty Conf. Grouting in Geotechnical Eng., New Orleans, Louisiana, 1982
- 【18】 Warner, J., Schmidt, N., Reed, J., Shepardson, D., Lamb, R. and Wong, S., Recent Advances in Compaction Grouting Technology, Proc. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, GT Div/ASCE, New Orleans, Louisiana, USA, Feb. 25-28, 1992
- 【19】 Warner, J., Compaction Grout ; Rheology vs. Effectiveness, Proc., Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, Louisiana, USA, Feb. 25-28, 1992
- 【20】 Welsh, J. P., Sinkhole Rectification by Compaction Grouting, Proc. of Geotechnical Aspects of Karst Terrains, Geotechnical Special Publication No. 14, ASCE, New York, 1988
- 【21】 Woo, S. M. and Moh, Z. C., Geotechnical Charactoreistics of Soils in the Taipei Basin, 10th Southeast Asian Geotechnical Conf., Taipei, 1990