

# 國道既有橋梁直接基礎地盤改良抗液化工法 設計與試灌成果探討

林生發<sup>1</sup>、游步上<sup>1</sup>、鄭俊傑<sup>1</sup>、李奕霆<sup>1</sup>、郭國振<sup>2,\*</sup>、彭康瑜<sup>3</sup>、張哲崙<sup>3</sup>

<sup>1</sup>交通部高速公路局 <sup>2</sup>美商同棧國際工程顧問股份有限公司(台灣分公司) <sup>3</sup>林同棧工程顧問股份有限公司

## 摘要

既有橋墩基礎型式為直接基礎，依耐震規範評估地層具高度液化潛勢，有液化震陷之虞。初期評估補強經費過高不符經濟效益，經蒐集國內外抗液化之補強案例與研究，僅針對液化指數>5者且震陷量大於容許值之基礎進行補強，節省工程費約23億元。國道M38B標為國內首度引用地中壁抗液化工法，可限制土壤液化所衍生之變位量。部分區域如橋台或基礎位於匝道處施作地中壁有困難者，進行斜灌方式之雙環塞灌漿工法以提高抗液化能力，並考量具恆久性且滲透性佳之超微細水泥，其大量採用為國內首次應用之規模。為國內規模最大之地中壁工程與超微細水泥低壓灌漿工程。為確保施作成效，先進行試灌作業，並開挖確認改良體成效。

**關鍵字：**震陷量、地中壁、剪力波速、超微細水泥。

## Discussion on Trial Grouting Results, and Design of Soil Improvement Measures Against Liquefaction for Existing Bridge's Shallow Foundation Site of Freeway

S. F. Lin<sup>1</sup>, P. S. You<sup>1</sup>, J. J. Jeng<sup>1</sup>, Y. T. Lin<sup>1</sup>, K. J. Kuo<sup>2,\*</sup>, K. Y. Peng<sup>3</sup>, and C. Y. Chang<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Freeway Bureau, M.O.T.C. <sup>2</sup>TYLIN International Taiwan Branch <sup>3</sup>TYLIN International Taiwan

## Abstract

Existing pier foundation type is shallow foundation. Because this soil stratum has a high liquefaction potential, it is estimated that there is a risk of liquefaction and earthquake subsidence due to the seismic code. At the preliminary design stage, excessive reinforcement costs is uneconomical. Collected domestic and foreign ground improvement engineering cases and theoretical studies against liquefaction. Ground improvement of shallow foundation, only for those with Liquefaction Potential Index > 5 and the seismic subsidence is greater than the allowable value. It is saving about NT\$2.3 billion. The underground wall is the first application for against liquefaction in Taiwan Freeway site M38B. It can limit the displacement derived from soil liquefaction. Some areas, such as abutments or the foundation is located at the ramp where it is difficult to construct the ground wall. Carry out the Double Packer grouting method of oblique grouting to improve the resistance to liquefaction. In addition, considering that the low-pressure grouting material has permanent properties and good permeability of micro-fine cement, the large-scale use of micro-fine cement is also the first application in Taiwan. In order to ensure the effectiveness of the construction work, the trial grouting operation was carried out before the construction. It is carried out to confirm the forming effect by the excavation of the ground improvement. This case is the largest scale of foundation against liquefaction in underground wall and micro-fine cement low-pressure grouting.

**Key Words :** seismic subsidence, underground wall, shear wave velocity, micro-fine cement.

## 一、前言

國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工

程案(區段2-1)M38B標工程範圍中，國道3號彰化和美交流道橋墩基礎型式為直接基礎，因所在地層依現行耐震規範評估具高度液化潛

\*通訊作者(Corresponding author) : kjkuo@tylin.com.tw

勢，有液化震陷之虞恐導致墩柱差異沉陷或歪斜，影響上部結構安全及車輛通行。本標初步設計階段針對具有液化潛勢之基礎均採增樁托底方式補強，依據結構型式研擬微型樁增樁約需18億元，全套管樁增樁約需12億元，合計補強經費約計30億元，補強經費過高不符經濟效益。因橋梁液化震陷容許值在國內相關規範尚無規定，其屬液化潛勢風險問題，經蒐集國內外抗液化之補強工程案例與理論研究。後續考量部份基礎液化潛能指數(PL值) $\leq 5$ 且角變量小於0.004rad(不限簡支橋跨或連續橋跨)者(依據美國AASHTO LRFD橋梁設計規範第10.5.2.2節之規定(AASHTO, 2020))，屬於低度損害程度。故本案僅針對液化指數(PL值) $> 5$ 者且震陷量大於上述容許值之基礎進行補強，補強工法選用「地質改良」、「地中壁圍束」或「增樁托底」等工法，降低補強工程費約至7億元，節省約23億元。

為確保施作品質與成效，施工初期先於工區進行高壓噴射灌漿與雙環塞低壓灌漿之試灌作業，以分別驗證採用之補強工法地中壁圍束與地質改良之成效。試灌後進行試體鑽心取樣、實驗室試驗及試體開挖確認改良體成型效果，並輔以自動化監測儀器以確保橋梁墩柱結構之安全。本工程為國內基礎抗液化規模最大之工程(如地中壁(高壓灌漿)工程與超微細水泥低壓灌漿工程)，且有試灌開挖之驗證，將有助於提昇國內地質改良之水準，及後續橋梁補強工程案例參考。

本文主要說明直接基礎抗液化設計準則考量過程，液化補強工程之經濟與安全性設計理念，引進國內首次使用地中壁工法之設計原理，低壓灌漿之恆久性材料-超微細水泥之引用與可灌性之說明，及確保施工品質之灌漿試灌工程的開挖及性能檢視過程與成果。

## 二、區域地質與地層概況

### 2.1 基地位置與區域地質

M38B標工程位於國道3里程190K+700至207K+600間，其中在彰化和美交流道(190K+700~192K+600)橋墩基礎型式為直接基礎，位置如圖一(a)所示。

國道3在台中龍井、大肚區及彰化和美路段全部位於烏溪之沖積平原，地表出露地層為現代沖積層，其組成材料以未膠結之礫石、砂及黏土為主，厚度自數公尺至數十公尺不等；沿線穿越之主要地質構造為大甲斷層、八卦山背斜，惟和美交流道區域距離前述地質構造尚有3~5km遠，詳圖二區域地質圖所示。

### 2.2 地層概況

此和美工區配合液化設計，補充鑽探108AH-2~108AH-27計26孔(圖一(b))，每孔深度均30m深，基本上均為粉土質細砂偶夾少量礫石層，整體而言和美工區之地層在30m內皆為粉質細砂層，平均N值約為8~38間變動。高壓灌漿試灌區，依據離試灌區最近孔位108AH-22研判，本區域地層分布情況大致分為，地表起算至深度GL.-1.6m為棕黃色表土層；GL.-1.6m~5.4m止之灰色粉土質細砂偶夾少量黏土或礫石層，N值約為11~13；自GL.-5.4m~30.0m止之灰色粉土質細砂偶夾少量礫石層，N值約在19~44之間變動，地下水位約在GL.-4~5m。

低壓灌漿試灌區，依據最近孔位108AH-16，本區域地層分布情況大致分為地表至深度GL.-4.5m，主要為粉土質細砂偶夾黏土所組成，N值約在8~10之間；自GL.-4.5m~30.0m止之灰色粉土質細砂偶夾少量礫石層，N值約為18~41間變動，地下水位約在GL.-5~6m。有關鑽孔108AH-22、108AH-16與全區之SPT-N值與深度之關係如圖三所示。

## 三、直接基礎抗液化設計探討

土壤產生液化時可能導致結構物下陷或上浮、基礎水平抵抗力降低及產生大變形等現象。水際線附近或傾斜地盤處之結構物，則易遭受地盤流動化現象的側擠作用。本工程部分橋梁座落於沖積土層路段，其土壤具液化潛能，應依據規範之規定，進行基礎耐震安全性評估。經檢討，本工區無具地盤側向流動化潛勢條件之橋梁，主要問題為液化震陷課題。此外，依據公路橋梁耐震設計規範(交通部，2019)解說，土壤液化發生後，由於液化土壤之剪力強度很



圖一 國3第M38B標與工區和美交流道位置圖

小，因此埋置深度較淺之直接基礎不宜配置於液化潛勢高之地基土壤上，故本工址直接基礎液化震陷課題有深入探討之必要。

經整理本標橋梁基礎為直接基礎者且具液化潛勢者(PL>5)，有和美交流道匝道一、二、三、五、六、七、八高架橋，和美交流道聯絡道西行線，彰化一號高架橋，合計167墩，橋梁跨度約在28m至52.5m之間，其液化潛能指數PL約在5~29.8之間，震陷量約在5.2~29cm之間，震陷量依圖四與3.1節說明計算。

### 3.1 設計考量因素

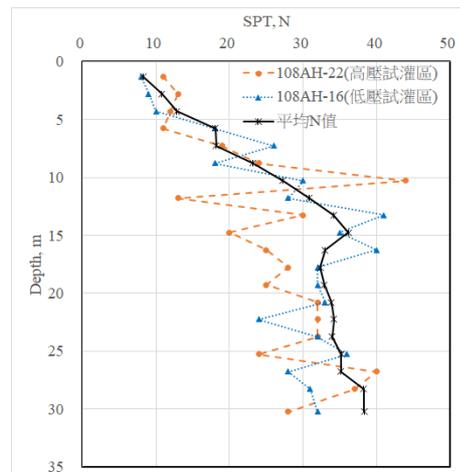
依據美國FHWA (2006)與日本地盤工學會 (Japanese Geotechnical Society, 1998)，液化引致之震陷量，採用日本學者Tokimatsu and Seed (1987)的評估方法，利用圖四中 $(N_1)_{60}$ 與CSR(土壤反覆剪應力比)之關係，得到砂土層相對 $(N_1)_{60}$ (修正至落錘能量為60%及有效覆土壓力 $1\text{kgf/cm}^2$ 之正規化貫入值)下之體積應變量( $\varepsilon_v$ 值)，進而估算出每一砂土層液化後可能的下陷量( $\delta_s$ 值)。

依高速公路橋梁耐震補強工程計畫成果，將公路橋梁耐震評估與補強設計規範(交通部，2021) C4.4.7節增列規定如後，「液化後地盤沉陷量之評估法，有1.Ishihara與Yoshimine法(1992)或2.Tokimatsu與Seed法(1987)。對於既有直接基礎座落於高液化潛勢土層之基礎系統，應視工址之土層特性、相對厚度與液化潛勢風險，依橋梁之重要性、結構系統特性，相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量等進行損害評估，並依損害評估結果，檢討地層改良、基礎補強或其他因應對策」。

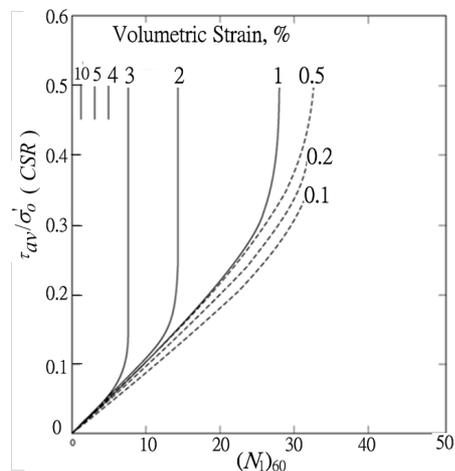
本工程因土壤液化造成橋梁耐震能力不足，其耐震補強策略依補強規模、施工性及經濟性等條件，採取土壤改良、結構補強或兩者併用等措施，以提升橋梁之耐震性。



圖二 國道3彰化和美交流道區域地質圖



圖三 試灌區鑽孔與全區之SPT-N值與深度之關係圖



圖四 液化震陷評估曲線(Tokimatsu and Seed, 1987)

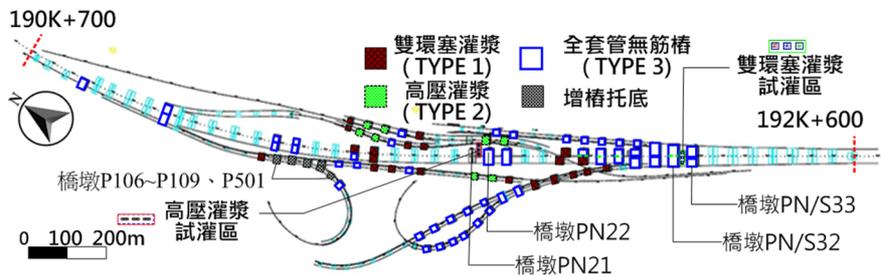
另外，參考美國AASHTO LRFD橋梁設計規範 (AASHTO, 2020)第10.5.2.2節之規定，橋梁單元相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量之角變量為0.004rad。本工程橋梁皆屬連續梁，依實際震陷案例，當液化發生時因地質非均質性且地面結構之影響，沉陷並不會均勻下陷，實際為不規則，故由於液化屬於可能潛勢，無法確認各墩間之差異沉陷量，本文採各墩絕對沉陷量評估其容許值。當橋址液化潛能指數 $PL > 5$ ，且震陷量大於上述容許值時，則依施工環境與震陷量分析結果檢討採取地質改良工法、地中壁圍束工法或增樁托底工法，以降低液化震陷對橋梁造成的損害。經檢討仍有87墩，其液化潛能指數 $PL > 5$ (經分析約在7.2~ 18.8之間，屬中高液化潛勢)，且震陷量大於容許值(依跨徑計算約11.2~18cm)，基本上須進行補強，本工區各墩柱配合之補強工法位置如圖五所示。

有關未改良地層震陷量、橋梁跨度差異沉陷量容許值及經抗液化後地層震陷量之關係，以彰化一號高架橋北上線為例，PN26~PN29

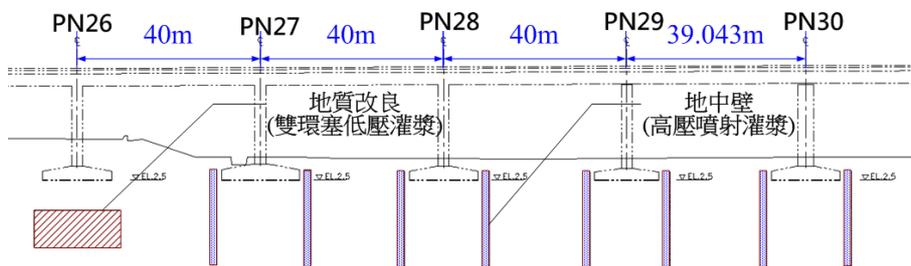
之間跨徑為39.043~40m(詳圖六)。液化引致震陷，採用Tokimatsu and Seed (1987)之評估方法(詳圖四)，得到砂土之體積應變量 $\epsilon_v$ 值，計算其震陷量為17.0~19.5cm，詳如表一。

其中PN26基礎埋於和美西行線路堤下方，為維持匝道路堤使用，無法採連續地中壁方案施工，遂採地質改良工法，將PN26基礎下方GL.-9m~-17m進行雙環塞低壓灌漿，抑制此8m厚度土壤不產生液化沉陷；未改良土層依Tokimatsu and Seed (1987)之評估方法(詳圖四)計算，得PN26震陷量為9.61cm。PN27~PN29基礎位於國道3主線高架橋下方空曠處，施工條件得採用連續地中壁方案，依3.2.1節公式(1)之CSR'值再應用圖四求得經圍束後之地盤震陷量，經分析此三墩震陷量為6.49~6.89cm(詳表一)。相關設計理念詳3.2節。

結構補強策略，在地表水平加速度 $A=0.4S_{ds}g$ ( $S_{ds}$ 工址短週期設計水平譜加速度係數)下液化的機會較大時，若欲維持不液化，土質改良的處理費用可能所費不貲，故應



圖五 抗液化工法配置位置圖



圖六 國道3彰化一號高架橋PN26~PN29間抗液化工法與跨徑

表一 彰化一號高架橋(PN26~PN29)震陷量檢核表

墩	(1) 跨徑 (cm)	(2) 容許沉陷量(cm) (跨徑 X 0.004)	(3) 震陷量 (cm)	檢核 (詳說明)	(4) 抗液化設計後震陷量(cm)	
					地中壁	地質改良
PN26	4000	16.0	17.0	NG.	—	9.61
PN27	4000	16.0	19.3	NG.	6.89	—
PN28	4000	16.0	19.5	NG.	6.76	—
PN29	3904.3	15.6	19.4	NG.	6.49	—

說明：(3)震陷量>(2)容許沉陷量，則判斷為NG。

容許液化發生，但必要時降低基面，以折減後之土壤參數進行補強設計，並採增樁補強方式，以加大基礎貫入深度、增加水平勁度及分攤既有構件地震力。本工程原橋墩基礎為直接基礎，經由增樁托底工法防範地震時地盤液化沈陷，經評估所需樁數與樁長之所需工程經費較高，其補強經費約計30億元，約為土壤改良方法之4倍，原則上除非土壤改良策略不可行，始採用結構補強策略。其中和美交流道匝道一P106~P109與和美交流道匝道五P501(位置詳圖五)，僅以土壤改良策略，無法滿足橋梁單元相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量之限制條件，故採用增樁托底工法，相關增樁托底工法之結構設計議題與理念非屬本文擬探討範疇。

土壤改良策略，工程上純就液化處理之土壤改良工法包括置換、灌漿、夯實等多種，而各工法的選用均各有其適用條件和限制條件，諸如改良深度、可靠度、工程造價、環境衝擊、施工空間及強度需求等。對於既有橋梁之震陷課題，在兼顧液化震陷值與基礎容許差異沉陷量，選擇適當改良工法與改良範圍，達到經濟又安全的改良設計方案。茲將設計理念敘述如後。無筋全套管樁因屬品質控制良好之成熟工法，則未進行試作工作，但施工中仍會進行鑽心取樣與單軸抗壓強度試驗，此部分品管檢驗成果不在本次報告內。

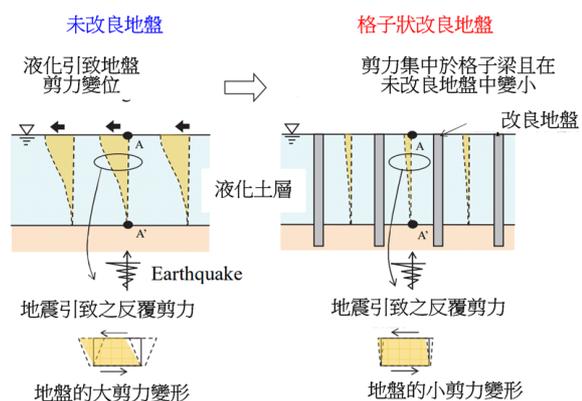
### 3.2 抗液化工法設計

本工程補強方式考量地質改良或地中壁等工法以提高土壤抗液化能力。其中地質改良在既有基礎下方施作，需考慮斜灌之工程管理；地中壁工法可降低液化引致之沉陷量並使直接基礎均勻下陷。經評估本基地基礎及施工環境特性，原則上採用地中壁圍束工法，地中壁主要採用具勁度之結構如無筋全套管樁或高壓噴射樁。淨高大於8m者，採用無筋全套管樁；淨高≤8m者，因全套管樁施工困難，採用高壓噴射水泥樁(有效厚度為1.0m)。地中壁圍束工法之樁身穿過液化層，施作起點則以自直接基礎頂部起至GL.-21m。部分區域如橋台無法形成圍束效應或基礎位於匝道處施作地中壁有困難者，則採用低壓灌漿工法。若兩種工

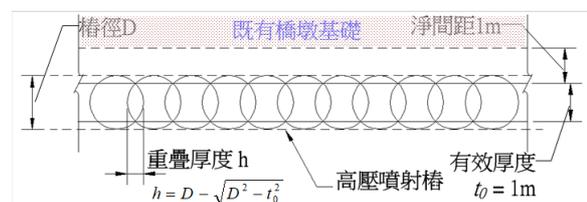
法均不易克服則採用增樁托底工法。

#### 3.2.1 地中壁

地中壁抗液化原理如圖七所示，利用具勁度之結構體進行圍束，其作用在降低地震引致之剪力波，可有效抑制反覆剪應變及超額孔隙水壓力之發展，進而限制土壤液化所衍生之變位量，減少地震引致之沉陷。有關其分析理念，依據「市街地液化對策推進指針」(日本國土交通省，2019)及內田等人(2018)之研究建議，其經由數值分析與模型試驗，發展出格子狀地改簡易設定法如下列公式，此工法在日本已有廣泛且成功之應用。經由公式(1)之CSR'值再應用圖四求得經圍束後之地盤震陷量，經分析震陷量約降至3.3~17.6cm。有關地中壁抗液化之研究，依據Motohashi et al. (2016)之研究，以模型試驗研究鋼板樁地中壁抗液化之效果，可有效降低地表沉陷量達1/4，且地中壁不宜緊貼既有基礎以避免產生互制造成基礎傾斜之不良效果。本工程地中壁圍束工法採1m有效厚度( $t_0$ )，並與既有直接基礎保持淨距離1m，一則避免施工受基礎之影響，另則符合Motohashi et al. (2016)之不宜緊貼之理念，設計圖詳圖八所示。



圖七 地中壁圍束工法抗液化原理(修改自日本國土交通省指針，2019)



圖八 本工程高壓噴射樁配置理念

$$CSR' = \gamma_n \frac{A_{max} \sigma_v'}{g \sigma_v} \gamma_d' \bullet FL(L) \bullet FG(G) \bullet FH(H) \quad (1)$$

式中  $A_{max}$  : 本工程水平地表加速度

$\sigma_v$  : 總覆土應力

$\sigma_v'$  : 有效覆土應力

$\gamma_d'$  : 應力折減係數

$\gamma_n = M - 1$ , 地震規模  $M$  依據建築基礎構造規範草案(內政部營建署, 2021)建議, 彰化地區取  $M = 7.1$

$CSR'$  : 設置格子狀地中壁後之土壤反覆剪應力比

$L$  : 格子狀地中壁之淨間距, m

$FL(L)$  : 淨間距  $L$  之折減係數,

$$FL(L) = 0.29 \ln(L) - 0.12, 4m \leq L \leq 20m \quad (2)$$

$FG(G)$  : 地中壁材料剪力模數  $G$  之折減係數, 依內田等人(2018)之研究建議  $G = 258q_u$ ,  $q_u$  為改良體單壓強度,  $13.6 \text{ kgf/cm}^2 \leq q_u \leq 54.3 \text{ kgf/cm}^2$ 。改良體單壓強度參考日本高壓灌漿協會(2002)JET GROUT 技術資料, 及國內相關施工規範與施作經驗, 設定  $q_u \geq 20 \text{ kgf/cm}^2$ 。

$$FG(G) = -0.45 \ln(G) + 3.94, L \leq 9m \quad (3)$$

$$FG(G) = -0.33 \ln(G) + 3.16, 9m \leq L \leq 19m \quad (4)$$

$$FG(G) = -0.21 \ln(G) + 2.38, 19m \leq L \leq 20m \quad (5)$$

$$350 < G \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 1400$$

$FH(H)$  : 考慮液化土層厚度  $(H)$  之折減係數,

$$FH(H) = 0.87e^{0.01H}, H \leq 20m \quad (6)$$

$H$  為液化土層之厚度(m)

$$\gamma_d' = 1 - 0.026z \quad (7)$$

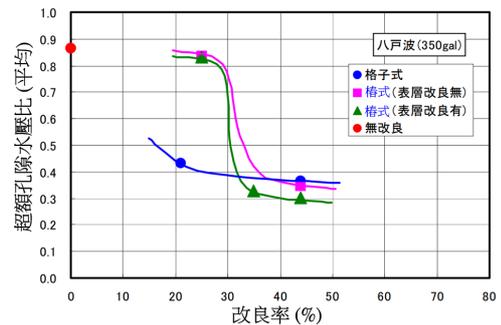
$z$  為液化土層之深度(m)

### 3.2.2 低壓灌漿

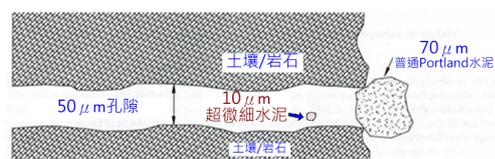
部分區域如橋台無法形成圍束效應或基礎位於匝道處施作地中壁有困難者, 則以基礎下方之液化範圍, 考量基礎正下方斜灌困難且易因灌漿壓力集中致使直接基礎有頂升變位過大之虞, 經評估  $GL.-9 \sim 17m$  範圍進行低壓灌漿地質改良以提高抗液化能力並將震陷量降至容許值以下, 該低壓灌漿選用國內成熟且品質控管較佳之雙環塞灌漿工法。  $GL.-9 \sim 17m$  範圍之地層經以 35% 改良率後, 該範圍之地層不產生

液化, 震陷分析可滿足橋墩基礎容許差異沉陷量之角變量  $0.004 \text{ rad}$ 。改良率主要考慮本區域地層之原始孔隙率約 40%, 另依山本等人(2006)之研究結果(圖九)顯示土壤改良率達 35% 以上能發揮抑制土壤液化之效果。對於地質改良與基礎寬度之關係, 當然改良寬度愈大愈好, 惟兼顧經濟性, 依葉祥海(2001)之研究約改良至基礎外圍  $1m$ , 可使抗液化安全係數提高至 1.5 以上, 本工程則改良至基礎外圍  $2m$ 。

此外本工程地質改良尚須考量下列因素, 因改良體應視為永久構造物, 使用灌漿材料需具恆久性, 故以水泥系為主, 再者材料需具可灌性, 傳統水泥系灌漿材難以滲入砂土層, 故選用超微細水泥系灌漿材, 其概念如圖十(Raymond et al., 2010)所示。依 ACI Committee 552 (ACI Standard, 2000) 規定最大粒徑  $D_{max} < 15 \mu m$ , 歐規灌漿標準 EN 12715 (European Standard, 2000) 規定  $D_{95} < 20 \mu m$ ; 國內中山高拓寬第 561、561T、561C 合併標工程既有橋梁耐震補強, 亦有採用超微細水泥系灌漿材, 其最大粒徑不得大於  $40 \mu m$ 、通過  $20 \mu m \geq 95\%$ , 水灰比  $(W/C)$  約在 4~5。另依黃等人(2007)研究國外之文獻資料建議水灰比大於 3, 在細砂層中有不錯之灌漿效果。本工程綜合前述規定與案例經驗, 採用水泥細度(比表面積)  $\geq 8,000 \text{ cm}^2/\text{g}$ (應符合 CNS 2924 之規定(CNS, 2021)), 最大粒徑不得大於  $20 \mu m$ , 水灰比  $(W/C)$  在 4~5 之間。



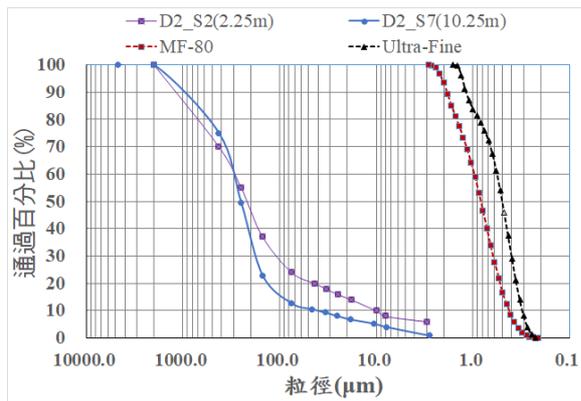
圖九 土壤改良率與超額孔隙比水壓比較(山本等人, 2006)



圖十 超微細水泥粒徑與土層滲透示意(改繪自 Ultrafine cement in pressure grouting, Raymond et al., 2010)

另有關可灌性之研究，Krizek et al. (1992) 研究建議，滲透灌漿必須滿足土壤和超微細水泥漿之相對粒徑的要求，及滿足可灌性指標參數  $(D_{15})_{soil}/(D_{85})_{grout} > 15$  與  $(D_{10})_{soil}/(D_{95})_{grout} > 8$  之要求，本工程超微細水泥採用MF-80與Ultra Fine兩種品牌材料，經雷射繞射儀粒徑分析其  $D_{max}$  分別為  $2.9 \mu m$  與  $1.6 \mu m$ ，其與土壤粒徑分布曲線圖詳圖十一， $(D_{15})_{soil}/(D_{85})_{grout}$  比值分別為24.0與38.1， $(D_{10})_{soil}/(D_{95})_{grout}$  比值分別為8.6與14.6，均滿足可灌性之要求。

因超微細水泥與水拌合後，會因凝聚作用無法有效分散使得顆粒粒徑過大，為確保可灌性，故具強大剪力窩流之攪拌機相當重要，本工程採用漿體攪拌採用高速攪拌機TM500WA，轉速為1445 RPM (>規定值1200RPM)，以使漿液成分均勻並達良好滲透土壤之功效。



圖十一 超微細水泥與土壤粒徑分布曲線圖

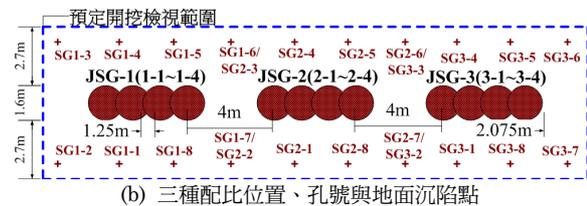
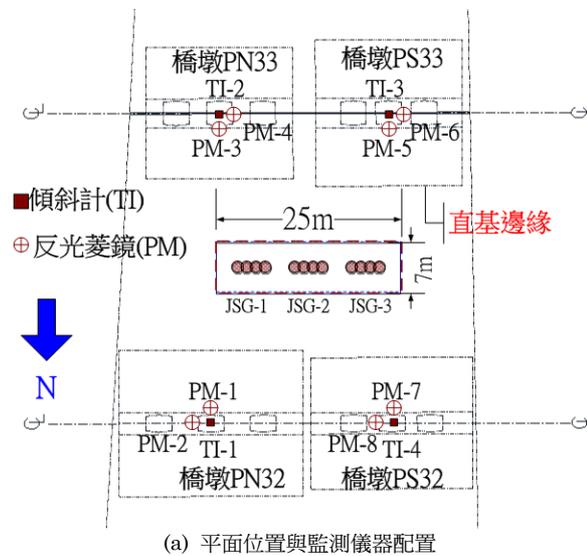
## 四、試灌計畫

### 4.1 高壓灌漿試灌規劃

高壓灌漿試灌選擇於彰化一號橋下PN/S32~PN/S33墩位間，選定長25m寬7m範圍辦理，試灌深度至GL-2.5m~-22.5m，高壓噴射樁施作區位分為JSG-1、JSG-2與JSG-3共3個配比，每一配比施作4支高壓噴射樁，且設置沉陷點及電子式傾斜計配合於試灌期間監測鄰近地面與墩位之位移變化。其中，各區位之高壓噴射樁之樁徑D皆採1.6m、樁距1.25m、有效樁徑 $t_0$ 為1m、重疊厚度 $h=0.35m$ ，相關符號定義詳圖八。有關高壓噴射樁配置如圖十二所示。試灌完成後，開挖至GL-6公尺檢視其成果

並建議最佳配比與施工參數。

高壓噴射樁三種配比如表二，水灰比以 $\leq 1$ 設定。施工作業參數，其中灌漿壓力為 $250 \pm 20 kgf/cm^2$ ，灌漿流量為 $130 \pm 15 L/min$ ，空氣壓力為 $7 \pm 2 kgf/cm^2$ ，迴轉速率為 $15 \pm 2$ 圈/分鐘，提昇速度為 $10 \pm 2 cm/min$ ，鑽掘壓力為 $10 kgf/cm^2$ 。經後續試灌成果檢視，調整灌漿流量為 $150 \pm 10 L/min$ ，鑽掘壓力為 $15 kgf/cm^2$ ，其餘施工參數不變。



圖十二 高壓灌漿試灌配置圖

表二 高壓灌漿試灌配比表

配比代號	JSG-1	JSG-2	JSG-3
水灰比	0.93	0.85	1
水泥(kg/m <sup>3</sup> )	800	850	760
水(kg/m <sup>3</sup> )	746	730	760
比重	1.546	1.580	1.520

### 4.2 低壓灌漿試灌規畫

試灌範圍在彰化一號橋下PN21~PN22橋墩間空地，以35%注入(改良)率為規劃，試灌前先進行補充鑽探地質調查及表面波譜剪力波速試驗，且設置沉陷點及電子式傾斜計設置量測，配合於監測鄰近地面與墩位之位移變

化。試灌後須施做表面波譜剪力波速試驗、開挖檢視及鑽心取樣。試灌範圍分成三組，一組區域 $5\text{m} \times 5\text{m}$ ，每區域中間間隔 $4\text{m}$ (如圖十三)。表面波譜剪力波速試驗檢測使用之震測儀為美國GEOMETRICS公司所研發的GEODE系統之多頻道震波探測儀，主要目的為利用表面波頻散現象分析地層之剪力波速，以瞭解地層的強度，震源與接收器依圖十四測線佈置排列，震源採用 $5.3\text{kg}$ 之鐵槌打擊地面之鐵板產生震波，分數次錘擊震源產生信號經由疊加完成，經由震波資料處理軟體分析得頻散曲線，再進行逆推處理得剪力波速度層構造。

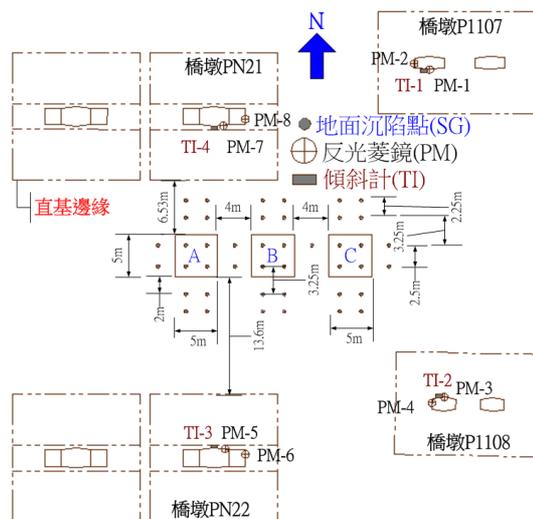
為得到施工前後剪力波速比較，於試灌區內部設4條測線(如圖十四)，均取得 $20\text{m}$ 深剪力波速，其中水平測線T1橫貫三區，量測長度 $27\text{m}$ ，垂直測線T2~T4分別量測C區、B區與A區，量測長度 $9\text{m}$ 。經表面波譜剪力波速試驗後，由圖十四可得試灌區改良前波速 $V_s$ 皆為 $230\text{ m/s}$ 以下，其中GL.-1~5m淺層 $V_s$ 約為在 $140\text{ m/s} \sim 190\text{ m/s}$ 間。GL.-5~20m $V_s$ 約在 $150\text{ m/s} \sim 230\text{ m/s}$ 間。因 $V_s$ 須經由土壤有效覆土應力( $\sigma'_v$ )轉換正規化剪力波速 $V_{s1}$ (Andrus and Stroke, 2000)，如式(8)，此 $V_{s1}$ 提供概估抗液化強度之用。經由式(8)可得轉換後GL.-3~17m波速 $V_{s1}$ 約在 $139 \sim 190\text{ m/s}$ 之間。

$$V_{s1} = V_s \times \left(\frac{1}{\sigma'_v}\right)^{0.25} \quad (8)$$

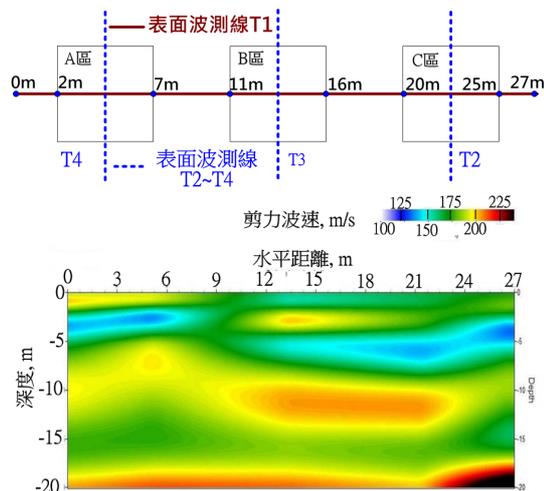
其中GL.-9m~17m間波速 $V_{s1}$ 在 $154\text{ m/s} \sim 190\text{ m/s}$ 間。黃等人(2005)整理正規化剪力波速 $V_{s1}$ 與CSR(cycle stress ratio)，當 $V_{s1}$ 大於 $230\text{ m/s}$ 時，可判定土壤不會液化，詳如圖十五所示，後續低壓灌漿成果以此標準檢驗其改良成果。

為了模擬後續各橋墩實際灌漿狀況是以斜孔方式施作，故佈置孔位於基礎側面，試灌時採斜孔佈孔，孔列距 $1.5\text{ m}$ ，以梅花形佈孔，一區預計為 $20$ 孔，改良範圍為GL.-1 m ~17 m，分成三組參數調整，三區域共 $60$ 孔。地質改良有效半徑為 $1.5\text{ m}$ 。

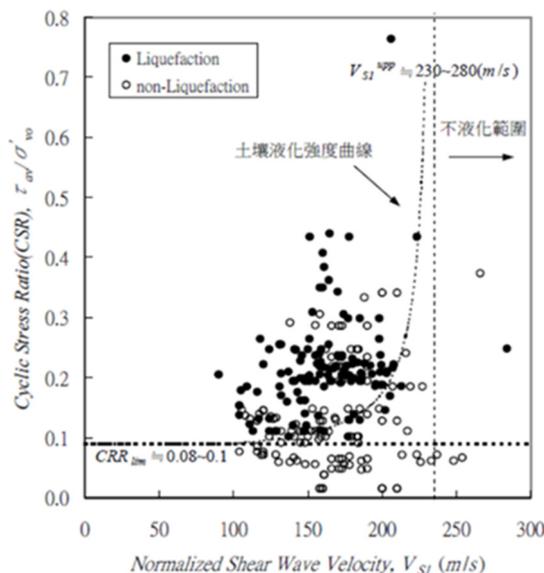
灌漿方式以孔底向孔口灌漿法施灌。每階段提升灌注管 $33\text{cm}$ ，分段施灌至預定範圍之上限為止。兩階段灌漿之灌注速率 $10 \sim 20\text{ L/min}$ ，



圖十三 低壓灌漿試灌範圍與監測示意圖



圖十四 T1測線表面波剪力波速剖面圖(灌漿前)



圖十五 國內外案例資料CSR對 $V_{s1}$ 之關係圖(黃等人, 2005)

灌漿壓力P約為灌注初始壓力+0.5~2.0kgf/cm<sup>2</sup>。經實際試灌，灌注速率10±2 L/min灌注，初始壓力約在6~7kgf/cm<sup>2</sup>，而灌漿壓力P在A區平均約增加壓力1.6kgf/cm<sup>2</sup>，在A區平均約增加壓力2.4kgf/cm<sup>2</sup>，在C區平均約增加壓力2.8kg/cm<sup>2</sup>，在壓力反饋上以C區為佳。

本工程地質改良注入率如3.2.2節說明以35%計算，而超微細水泥(MFC)部分不得低於25%，故注入率設定一次水泥皂土(CB)漿灌注10%，以填充地層較大之空隙，及製造均勻地層為主，且灌注率為10%，其後進行超微細水泥漿二次灌注，在地質改良原則上會固定其配比與注入率。本試灌為主要灌漿工作前進行灌注參數調整之試驗灌漿，故設計三種配比參數進行試驗，參數設計原則為以規範範圍(W/C=4~5)內進行微調漿液比例進行試驗，詳細設計如表三所示。

表三 超微細水泥漿液與CB漿配比

超微細水泥漿液配比				CB 漿 配比	
材料配比	A 區	B 區	C 區	水泥 (C)	皂土 (B)
超微細水泥(MFC)	207Kg	199 Kg	188 Kg	200Kg	50 Kg
水(W)	931 L	933 L	937 L	水(W)	914 L
小計	1000 L			小計	1000 L
W/MFC	4.5	4.7	5.0	比重	1.164 ±0.2
比重	1.137 ±0.005	1.132 ±0.005	1.125 ±0.005		

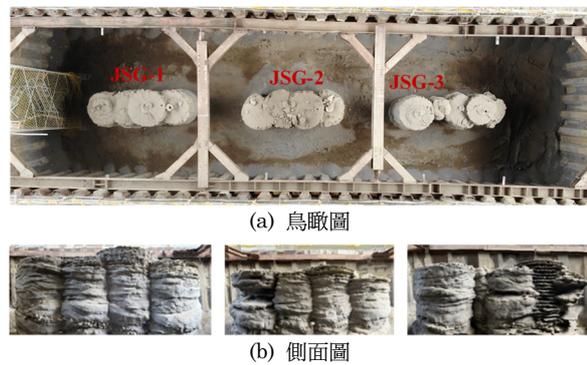
## 五、試灌試挖成果

### 5.1 高壓灌漿試挖與取樣試驗成果

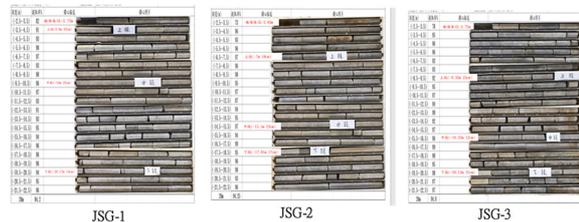
試灌完成後，依規範規定取樣及試驗。3組不同配比區應各取樣2孔，共6孔；取樣位置，在樁體重疊部份鑽心採取土樣。鑽取率應達85%，並經工程司指定之不同深度位置(上段、中段、下段各1個)，各取1個試體，共計3個/孔。試體應依CNS 12384 A3282 (CNS, 1988)進行28天齡期之抗壓強度試驗。

現場開挖量測成樁效果，除第一支試灌JSG3-2成型樁徑為95cm，此第一支試灌於鑽孔過程有不易回水且易坍孔現象，經修正鑽掘水壓由10kgf/cm<sup>2</sup>調升至15kgf/cm<sup>2</sup>，後續各孔施鑽順利。經開挖檢視，一般樁徑介於145cm至183cm；有效厚度100cm至133cm，均超過規範

值1m要求，重疊厚度約在35cm至61cm之間，均超過設計值35cm之要求，實際試挖之鳥瞰與側面圖詳圖十六。各組鑽心取樣率在93.19%至96.00%之間，均超過規範值85%要求；各組平均岩心單壓強度在57.13至66.47kgf/cm<sup>2</sup>之間，實際齡期為14~22日，均超過規範值20kgf/cm<sup>2</sup>要求。鑽心取樣結果詳圖十七。以水灰比0.93之JSG-1之成型樁徑、重疊厚度、鑽心取樣率、單壓強度與施工順暢度之表現最優，故選擇JSG-1之配比為後續實作之依據。



圖十六 高壓灌漿體試挖之鳥瞰與側面圖



圖十七 高壓灌漿體鑽心取樣結果

### 5.2 低壓灌漿成果

#### 5.2.1 試挖與取樣試驗成果

低壓灌漿試灌完成後，依規範規定取樣及試驗。3組不同配比區各取樣2孔，一孔為直孔，一孔為斜孔，斜孔角度為5度。直孔配合施作標準貫入試驗(SPT)取得N值，並取樣進行一般物性試驗，求得孔隙率。斜孔目的在模擬實際低壓灌漿區多為橋台或匝道區，無法垂直取樣，取樣結果噴酚酞試劑並檢視成型效果。經檢視圖十八之岩心，A、B、C區之取樣率約分別為84%、80%、88%。

整體而言，N值變化不大，以孔隙率有較明顯變化約由施工前的40%降低至23%~25%。取樣後ABC三區斜孔的岩心箱，用酚酞試劑做鹼

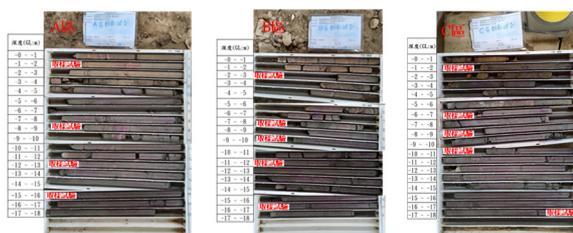
性反應，可以觀察出除C區在GL.-3m位置就有明顯紅化反應，A區及B區則約在GL.-4~5m始有紅化反應；在深層地方可觀察出，三區皆有不錯的效果，但從取樣率來看，GL:-9~-17m，C區取樣成型比率較高，如圖十八所示。

現場開挖由目測檢視出GL-1~3.0m，噴上酚酞試劑後的反應，只有在水泥走向脈狀上有鹼性紅化的反應，非如GL-3.0m以下呈現整片紅化的反應，研判可能因素為漿液在淺層局部含黏土不易滲透，且表層覆土壓力較低，導致灌漿呈現出的性狀主要為劈裂的脈狀灌漿。約在GL-3.0m以下均為砂土層，噴上酚酞試劑後的反應，有整面砂土層上鹼性紅化的反應，研判覆土壓力較高，所以在砂土層內可均勻地滲透灌漿，故在灌漿上呈現出超細水泥與砂土層層交織的性狀；取3~5m深範圍作分塊面積分析，為客觀判釋以網格劃分，A區酚酞有反應面積80.0%、B區酚酞有反應面積76.2%、C區酚酞有反應面積83.8%，C區表現較優，如圖十九所示。

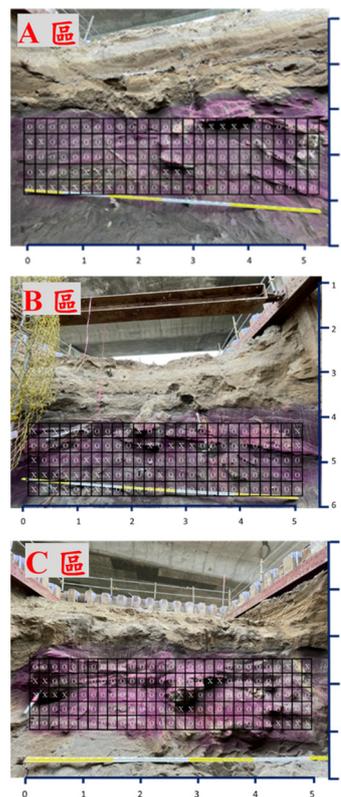
### 5.2.2 試灌後剪力波速檢測

試灌後本區共做了2次表面波譜剪力波速試驗，第一次是在A區完成灌漿後的28天，此時B區與C區灌漿後的14天與12天；第二次為B區完成灌漿後的30天、C區完成灌漿後的28天，此時A區灌漿後的44天。圖二十為表面波速T1測線實測剖面圖。經轉換為正規化剪力波速 $V_{s1}$ ，可得試灌區 $V_{s1}$ 波速在GL-1~-3m深度，平均皆有在230m/s以上，整體地層隨著深度增加波速有所提高，且B區及C區達28天養護後，波速皆有明顯的提升，在GL-3m以下， $V_{s1}$ 波速約在291至392m/s；A區則在28天後，無較明顯的變化，此為合理現象，意謂28天後水泥強度趨於穩定。經分析灌漿後的28天強度，C區在GL-9~-17m深度， $V_{s1}$ 波速約在347至392m/s，平均較A區高出19%，而B區則較A區高出13%，可見配比C在灌漿上的成效有更好表現。

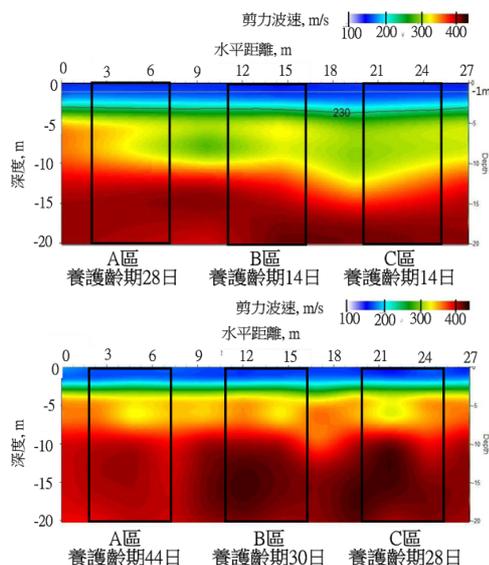
改良體28天後 $V_{s1}$ 波速，若與標準值230m/s相比，在GL-9~-17m深度，平均值在A、B、C區分別為308m/s、348m/s、368m/s，則平均A區約高出34%，B區約高出54%，C區約高出60%；若與改良前相比，則平均A區、B區、C區為未改良之1.86倍、2.10倍、2.22倍。



圖十八 低壓灌漿體岩心酚酞試劑檢驗



圖十九 A, B, C區開挖後酚酞試劑檢驗



圖二十 養護齡期28日T1測線剪力波速度( $V_s$ )剖面圖

## 六、監測成果

為確保地盤改良施工過程不致危及結構物或地表有劇烈變化，本高壓灌漿工作設置4處墩柱電子式傾斜計、8處反光菱鏡(一柱位安裝2處)及各試驗分區設置8處地面沉陷點等監測儀器；低壓灌漿工作設置4處墩柱電子式傾斜計、8處反光菱鏡(一柱位安裝2處)及各試驗分區設置16處地面沉陷點等監測儀器。在地盤改良灌漿作業前建立相關監測系統與量測初始值，以觀測地盤改良對周圍地盤與結構物之影響。有關高壓灌漿工作監測儀器佈置如圖十二所示，低壓灌漿工作監測儀器佈置如圖十三所示。

墩柱結構物之警戒值、行動值與危險值分別為5mm、8mm與10mm；地面沉陷點之警戒值、行動值與危險值分別為15mm、20mm與25mm。墩柱之監測儀器為自動化量測，故各組灌漿進行期間均隨時配合量測。

### 6.1 高壓灌漿監測成果

由高壓試灌監測儀器佈置(圖十二)，墩柱中心離灌漿區約達18m，而直接基礎邊緣離灌漿區最近約8.5m，灌漿區四周配置之地面沉陷點離灌漿區約2m。墩柱因距離遠，經監測結果顯示無明顯變化。

地面沉陷點分SG1、SG2與SG3三組(配置詳圖十二)，分別配合灌漿分組JSG-1、JSG-2、與JSG-3之試灌期間的地面沉陷變化量測，經監測地面沉陷變化範圍約在正負2mm之內(負號為下陷，正號為隆起)，平均約在正負0.7mm之內。各灌漿區或不同灌漿柱先後施作順序之影響，因沉陷量極微不易區別。

### 6.2 低壓灌漿監測成果

由低壓試灌監測儀器佈置如圖十三，墩柱中心離灌漿區約達13~20m，而直接基礎邊緣離灌漿區最近約6.5m，灌漿區四周配置之地面沉陷點離灌漿區約2~4.5m之內。墩柱因距離遠，經監測結果顯示無明顯變化。地面沉陷點分SGA、SGB與SGC三組(詳圖十三)分別配合灌漿分區A、B、與C之試灌期間的地面沉陷變化量測，經監測地面沉陷變化範圍，A區約

在正負5mm之內，B區約在5~10mm之內，C區約在5~15mm之內，各灌漿區先後施作順序A、B、C之順序，因屬滲透灌漿，灌漿壓力在地層內逐漸累積，故愈後灌之曲域累積壓力愈大，則地面隆起愈多。地面沉陷變化量，整體而言尚在規範要求之警戒值之內，經現地觀察對基地環境與既有結構無影響。

## 七、結論

根據前述研究與高低壓試灌開挖檢試驗成果，資歸納數點結論供工程界參考及應用：

1. 既有橋梁直接基礎液化震陷課題，國內規範尚無相關明確規定，建議採用準則如下列說明：若位於液化潛能指數 $PL > 5$ 之工址土層，應評估其受地震作用時，產生液化震陷之影響。另依據美國FHWA (2006)、日本地盤工學會(1998)與公路橋梁耐震評估與補強設計規範(交通部, 2021)的建議，液化引致之震陷量，採用日本學者Tokimatsu及Seed(1987)的評估方法。此震陷量應滿足相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量之角變量的控制值，建議依據美國LRFD橋梁設計規範(AASHTO, 2020)，採用0.004rad。

2. 高壓灌漿噴射灌漿，經試挖與檢試驗，在合理控制灌漿壓力、灌漿流量、提昇速度、空氣壓力與迴轉速率下，成型樁徑、有效寬度均能滿足設計需求。以水灰比0.93之JSG-1之成型樁徑、重疊厚度、鑽心取樣率、單壓強度與施工順暢度之表現最優，故選擇JSG-1之配比為後續實作之依據。另三種配比分區之地面沉陷點監測(離灌漿區約2m)結果，變化範圍均約在正負2mm之內，平均約在正負0.7mm之內，顯然對地面沉陷量變化影響不大。

3. 低壓雙環塞灌漿，經試挖與檢試驗，現場開挖噴上酚酞試劑後在GL-3.0m以下呈現整片紅化的反應，呈現較完整均勻之滲透灌漿成效，為客觀判釋以網格劃分，酚酞反應面積以C區為最優。由目測檢視出GL-1~-3.0m，噴上酚酞試劑後的反應，僅在水泥走向脈狀上有鹼性紅化的反應，研判可能因素為表層覆土壓力較低，導致灌漿呈現性狀主要為劈裂的脈狀灌漿。另整體而言，鑽心取樣率亦以C

區為優。

4. 低壓雙環塞灌漿區四周配置之地面沉陷點離灌漿區約2~4.5m，經監測地面沉陷變化範圍，A區約在正負5mm之內，B區約有5~10mm之隆起，C區約有5~15mm之隆起，各灌漿區先後施作順序為A、B、C之順序，因屬滲透灌漿，灌漿壓力在地層內逐漸累積，故愈後灌漿之區域累積壓力愈大，則地面隆起愈多。

5. 低壓雙環塞灌漿試灌28天齡期後，經由表面波譜剪力波速試驗，可得試灌區正規化Vs1波速平均皆在230m/s以上。在GL-1~-3m深度，雖然噴上酚酞試劑後的反應不明顯，惟脈狀灌漿亦使地層產生壓實效果。整體而言以C區效果為佳。經分析後與230m/s相比，在GL-1~-3m、GL-3~-9m、GL-9~-17m三種深度Vs1則分別達1.17倍、1.45倍與1.60倍，已有明顯改善效果，達到抗液化功效。低壓雙環塞灌漿注入率35%，以超微細水泥漿液水灰比5.0配比C，Vs1波速、酚酞反應面積、鑽心取樣率與施工順暢度之表現最優，故選擇配比C為後續實作之依據，建議覆土厚度至少約3m。

## 誌 謝

本文承蒙業主交通部高速公路局全力支持專業技術之發展與傳承，及施工承商宏義工程股份有限公司(2021)，專業施工承商駿馳工程股份有限公司與挺竣工程股份有限公司，提供詳盡之施工資料與監測成果，在此敬致謝忱。

## 參考文獻

中華民國國家標準CNS (1988),「凝聚性土壤無圍壓縮強度試驗法」, CNS 12384 A3282, 台灣。

中華民國國家標準CNS (2021),「卜特蘭水泥細度檢驗法(氣透儀法)」, CNS 2924, 台灣。

內政部營建署 (2021),「建築物耐震設計規範草案」。

交通部 (2019),「公路橋梁耐震設計規範」。

交通部 (2021),「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」。

宏義工程股份有限公司 (2021),「低壓灌漿試灌成果報告」。

宏義工程股份有限公司 (2021),「高壓噴射灌漿試灌成果報告」。

美商同棧國際工程顧問股份有限公司台灣分公司 (2020),「國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段2-1),第M38B1標耐震補強工程細部設計圖說」。

黃俊鴻、楊志文、陳正興 (2005),「本土化液化評估方法之建議—雙曲線液化強度曲線」,《土工技術》,第103期,第53-64頁。

黃建霖、范正成、楊文仁 (2007),「微細水泥灌漿材料於砂性粉土之應用」,《土工技術》,第111期,第71-82頁。

葉祥海 (2001),「既有建築物地盤改良抗液化」,內政部建築研究所研究計畫成果報告。

山本陽一、高橋直樹、黑川幸彥 (2006),「杭式深層混合工法の液狀化對策効果に關する解析的檢討」,三井住友建設技術研究所報告,第45-53頁。

日本國土交通省 (2019),「市街地液化對策推進指針」。

日本JJGA灌漿協會 (2002),「JET GROUT技術資料」。

內田明彥、田屋裕司、本多剛、奧村剛悠 (2018),「格子狀地盤改良格子間格簡易設定法之有效性校核」,竹中技術研究報告(No.74),第1-5頁。

AASHTO (2020). "LRFD Bridge design specifications."

ACI (American Concrete Institute) Standard (2000). "Cementitious Grouting." ACI 552, Farmington Hills, MI

Andrus, R. D., and Stokoe, K. H. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, 126 (11), 1015-1025.

European standard (2000). "Execution of special geotechnical work – Grouting", EN 12175, SFS Group, Finland.

FHWA (2006). "Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1 – Bridges".

Japanese Geotechnical Society (1998). "Remedial measures against soil liquefaction: from investigation and design to implementation", Taylor & Francis Group, London and New York..

Motohashi, Y., Yasuhara, K., and Murakami, S. (2016). "Groundwater level lowering effects for reducing damage to existing residences during earthquakes", The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japanese Geotechnical Society Special Publication, , 880-885, Japan.

Krizek, R. J., Liao, H. J., and Borden, R. H. (1992). "Mechanical properties of microfine cement / sodium silicate grouted sand", *Geotechnical Special Publication*, 1(30), 688-699.

Raymond, W. H., and Nathan, C. S. (2010). "Ultrafine cement in pressure grouting", ASCE PRESS.

Tokimatsu, K., and Seed, H. B. (1987). "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking" *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 861-878.