



# DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE LUIS ANTONIO EGUIGUREN, PIURA, PERÚ

## *GEOTECHNICAL DESIGN OF THE LUIS ANTONIO EGUIGUREN BRIDGE FOUNDATION, PIURA, PERÚ*

Miriam Escalaya Advíncula, Universidad Ricardo Palma.  
Álvaro Pérez Zuñiga, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.  
Jorge Alva Hurtado, Universidad Nacional de Ingeniería.

RECIBIDO: 31 de octubre de 2023.  
ACEPTADO: 05 de diciembre de 2023.

### RESUMEN

Este artículo presenta el estudio de caso del diseño geotécnico con fines de cimentación del puente Luis Antonio Eguiguren, ubicado sobre el río Piura, y que une los distritos de Castilla y Piura. Se proporciona una descripción de los estudios realizados y la metodología utilizada en el diseño de la cimentación profunda, concordante con las condiciones estructurales, geológicas-geotécnicas y la sismicidad regional. Se evaluó la capacidad de carga axial última de los pilotes, se determinó la capacidad de carga admisible en base a un factor de seguridad apropiado y se presenta la predicción de los asentamientos de pilotes individuales y de grupo. La verificación de la capacidad de carga fue efectuada mediante la ejecución del ensayo de carga dinámica. Asimismo, se destaca la importancia del empleo de las prospecciones geofísicas, principalmente de los sondajes MASW (Método de Análisis Multicanal de Ondas de Superficie) en el análisis de cimentaciones.

**Palabras clave:** Cimentación profunda, carga axial, asentamiento, MASW

### Cómo citar

M. Escalaya Advíncula, Álvaro Pérez Zuñiga, y J. Alva Hurtado, «Diseño Geotécnico de la Cimentación del Puente Luis Antonio Eguiguren, Piura, Perú», *Perfiles\_Ingenieria*, vol. 19, n.º 20, pp. 33–50, dic. 2023.

### ABSTRACT

This paper presents the Case Study of the Geotechnical Design for Luis Antonio Eguiguren Bridge Foundation, located on the Piura River, that connects the districts of Castilla and Piura. A description of the studies carried out and the methodology used in the design of the deep foundation are provided, consistent with the structural and geological-geotechnical conditions, and the regional seismicity. The ultimate axial load capacity was evaluated, the allowable load capacity of the piles was determined based on an appropriate safety factor and the prediction of individual and group pile settlements is made. The verification of the load capacity was carried out through the dynamic load test. Likewise, the importance of the use of geophysical surveys is highlighted, mainly MASW (Method of Multichannel Analysis of Surface Waves) in the analysis and design of foundations.

**Keywords:** Deep foundation, axial load, settlement, MASW

© Los autores. Este artículo Open Access esta publicado bajo la Licencia Creative Commons Atribución 4.0 Internacional. (CC-BY 4.0)



## 1. Introducción

La cimentación es una parte importante de cualquier estructura, ya que actúa como un medio para transmitir las cargas al suelo o roca que la soportará. Sin un diseño adecuado, estas pueden colapsar o perder capacidad de servicio durante la vida útil de la estructura.

En el caso de la construcción de puentes, la selección de los cimientos es la parte más importante del proceso de diseño. En virtud de ello, el presente artículo se enfoca en describir los trabajos desarrollados para el diseño de la cimentación del puente Luis Antonio Eguiguren, los que se encuentran dentro de la práctica cotidiana de la Ingeniería Geotécnica y Geológica, que a su vez están enmarcados en la Norma Técnica E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones Vigente [9].

El puente en mención tiene una luz libre de 125.0 m, 26.0 m de ancho y es del tipo arco metálico atirantado con viga de rigidez. Los estudios geotécnicos para la cimentación del puente fueron realizados en mayo del 2016 por la empresa Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros SAC [3], fue construido en el año 2018 y entró en funcionamiento en diciembre del mismo año en reemplazo de un puente peatonal existente en la zona. Beneficia el tránsito entre los distritos de Piura y Castilla, en el departamento de Piura, Perú.

## 2. Reporte de Caso

### 2.1 UBICACIÓN

El área del proyecto se localiza sobre el río Piura, cruza las avenidas Luis A. Eguiguren e Independencia, y une los distritos de Piura y Castilla de la provincia y departamento de Piura.

Figura N° 1.



Ubicación de la zona de estudio

## 2.2 Geología

Geológicamente el área de estudio se ubica en la Unidad Morfoestructural definida como Llanura Preandina, que se encuentra ubicada entre la Cordillera de la Costa y la Cordillera Occidental. El área tiene unos patrones litológicos consistentes en los dos siguientes depósitos de suelos: suelos Cuaternarios ( $Q_c$ ), caracterizados por depósitos fluviales ( $Q_f$ ) y constituidos por arenas limosas; y suelos Terciarios Mioceno-Plioceno ( $T_{mp}$ ), caracterizados por depósitos marinos de la formación Zapallal y constituidos por diatomitas y lutitas fosfáticas intercaladas con areniscas tobáceas y lodolitas.

## 2.3 Sismicidad

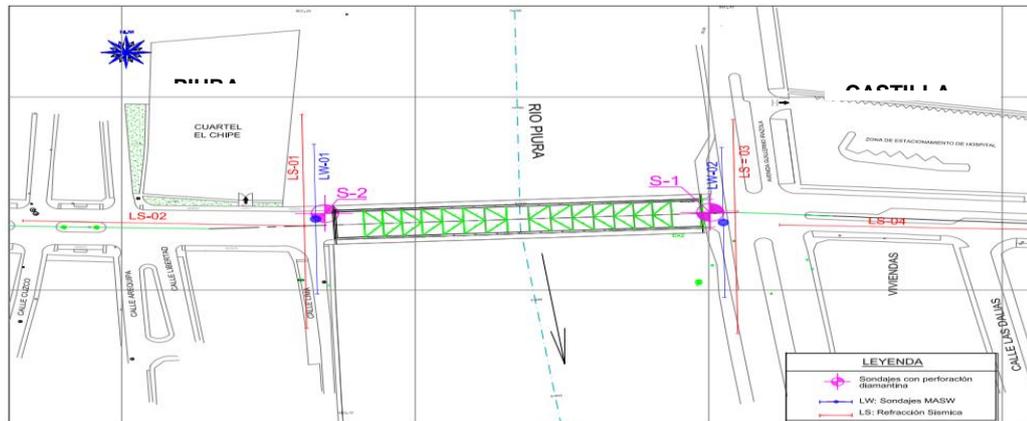
En la zona es posible la ocurrencia de sismos de intensidad de VIII grados en la escala de Mercalli Modificada [1]. La provincia de Piura se encuentra comprendida en la Zona 4 en la Zonificación Sísmica del Perú con un factor de zona = 0.45. Los parámetros geotécnicos corresponden a un suelo de perfil tipo  $S_1$ , con período predominante de  $T_p = 0.40$  s y factor de suelo  $S = 1.00$  para ser usado en las Normas de Diseño Sismo-Resistente [10].

## 2.4 Investigación de Campo

Se ejecutaron dos perforaciones de 25 m de profundidad, donde se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) a cada metro de profundidad. Asimismo, se

realizaron ensayos de prospección geofísica, que comprendieron dos sondajes MASW (Multichannel Analysis Surface Waves) y cuatro ensayos de Refracción Sísmica (ver ítem 2.6). En la Figura N° 2, se muestra la ubicación en planta de los trabajos realizados.

**Figura N° 2.**



Ubicación de sondajes de exploración

## 2.5 Ensayos de Laboratorio

De cada uno de los sondeos realizados se extrajeron muestras alteradas representativas, para ser enviadas al laboratorio y poder identificar el tipo de suelo, además de establecer sus características físicas. Se realizaron ensayos de caracterización de suelos, compresión no confinada, corte directo, además de ensayos químicos para evaluar la posible agresividad del suelo y/o agua a los elementos estructurales.

## 2.6 Investigación Geofísica

Con la finalidad de complementar el estudio geotécnico, se realizó una investigación geofísica que consistió en la exploración del terreno mediante dos sondajes MASW [6 y 7]. y 300 metros de líneas de Refracción Sísmica, mediante los cuales se determinaron las velocidades de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ) y compresionales ( $V_p$ ). Se definió la potencia de los estratos que conforman el terreno donde se proyectó la construcción de la nueva estructura, así como sus correspondientes parámetros elásticos [11].

### 2.6.1. Estimación de Parámetros Elásticos:

En la teoría de elasticidad de las ondas sísmicas [4], la velocidad de las ondas S se representa en forma de ecuación de movimiento para un cuerpo elástico isotrópico de la siguiente manera:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda - 2\mu}{\rho}} \quad , \quad V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Donde:

$V_p$	=	Velocidad de ondas de compresión
$V_s$	=	Velocidad de ondas de corte
$\lambda$	=	Constante de Lamé
$\mu$	=	Rigidez
$\rho$	=	Densidad

Relacionando las velocidades de ondas de corte, ondas de compresión y la densidad de los materiales por donde se propagan las ondas, se pueden obtener los siguientes parámetros elásticos:

$$\text{Módulo de Young (E}_d\text{)} \quad E_d = 2(1 + \nu) G$$

$$\text{Módulo de Corte (G}_{\max}\text{)} \quad G_{\max} = \rho V_s^2$$

Para estimar asentamientos en suelos, partiendo de parámetros elásticos máximos ( $G_{\max}$  y  $E_d$ ) se consideró conveniente usar el Módulo de Corte y el Módulo de Young correspondientes a un valor del 10% de los valores máximos.

En el Cuadro N° 1, se muestra la caracterización de los sondajes MASW mediante el criterio del  $V_{s30}$  de acuerdo con el International Building Code 2012 [2]. Para ello, se ponderó la distribución de velocidades de ondas de corte hasta los 30 m de profundidad.

**Cuadro N° 1.**

Línea Sísmica	$V_{Spromedio}$ m/s	Clase de Sitio
Lw - 01	339	D
Lw - 02	368	C

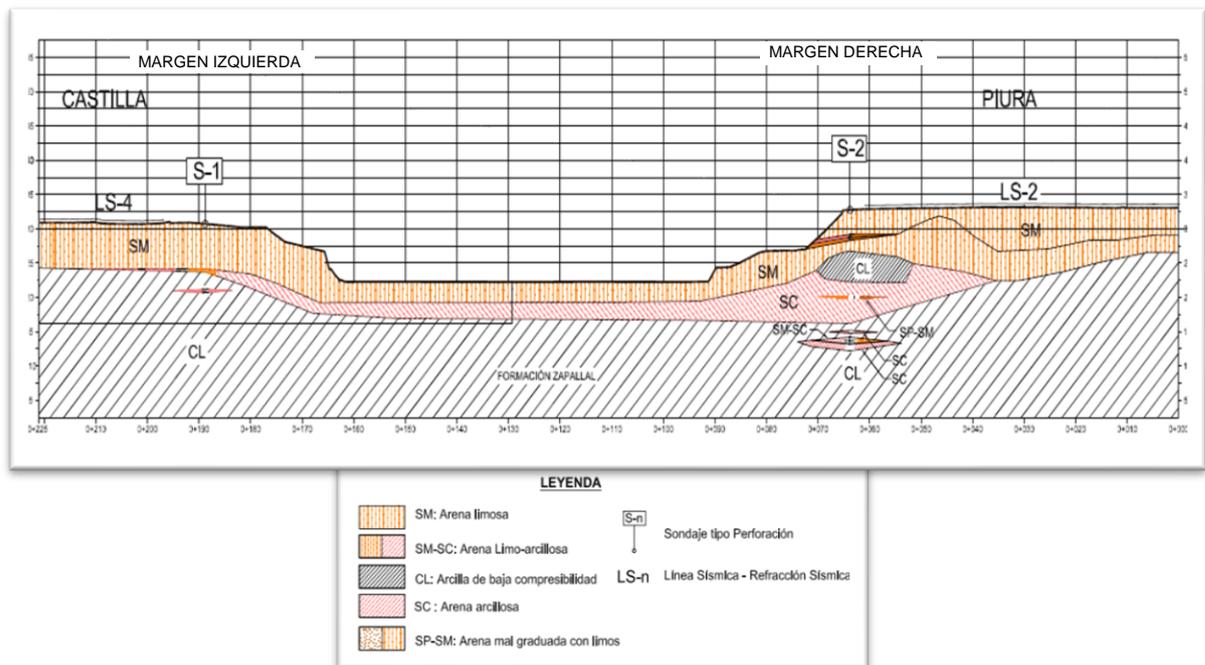
*Nota: Según el Internacional Building Code 2012 [2]: Clase de Sitio C: Suelo muy denso o roca blanda  $360 < V_{S30} < 760$ ; Clase de Sitio D: Suelo rígido  $180 < V_{S30} < 360$*

Velocidades  $V_{S30}$  y clasificación de sitio según la International Building Code 2012

**2.7 Perfil Estratigráfico**

De acuerdo con los resultados de las exploraciones geotécnica y geofísica, y de los resultados de los ensayos de laboratorio, se observa que el perfil estratigráfico de la zona está compuesto básicamente de arenas limosas con presencia de gravillas seguidas de arcillas de baja plasticidad, cuya consistencia aumenta con la profundidad. De los resultados, se infirió que la formación Zapallal se encuentra a 7.0 m de profundidad en la margen izquierda y a 16.55 m de profundidad en la margen derecha. No se estableció la profundidad del nivel freático durante los trabajos de perforación realizados en el mes de mayo del 2016.

**Figura N° 3.**



Nota: Perfil estratigráfico

## 2.8 Análisis de la Cimentación

Teniendo en cuenta las características del perfil estratigráfico y las cargas transmitidas por la estructura proyectada, se consideró el análisis de una cimentación profunda en base a pilotes excavados de concreto armado de 1.50 m de diámetro. El análisis se realizó mediante la Metodología Analítica y el empleo del programa de cómputo ALLPILE versión 7. 6a (CivilTech Software, 2007).

Se analizó la capacidad de carga y asentamiento para el perfil más crítico entre las perforaciones realizadas. De acuerdo con el cálculo de socavación realizado por los estudios hidráulicos y el nivel de cimentación proyectado, la socavación no afectará la capacidad de carga de los pilotes. Asimismo, de acuerdo con las características del terreno, los suelos no serían susceptibles a sufrir licuación de suelos bajo acción sísmica.

### 2.8.1 Capacidad de Carga Mediante el Método Analítico:

La capacidad de carga de un pilote individual se desarrolla mediante la resistencia de fricción a través del fuste y la capacidad de soporte en la punta.

La ecuación básica es la siguiente:

$$Q = Q_p + Q_f$$

Donde:

Q	=	Capacidad última
Q <sub>p</sub>	=	Resistencia última en la punta
Q <sub>f</sub>	=	Resistencia última en el fuste

Resistencia última en la punta:

$$Q_p = A_p q_{ult} = A_p (N_q \sigma_v + c N_c)$$

Donde:

A <sub>p</sub>	=	Área de la punta del pilote
q <sub>ult</sub>	=	Resistencia unitaria de punta
σ <sub>v</sub>	=	Esfuerzo vertical del suelo
N <sub>q</sub>	=	Factor de capacidad de carga para suelo no cohesivo
N <sub>c</sub>	=	Factor de capacidad de carga para suelo cohesivo
c	=	Resistencia cortante suelo cohesivo

Resistencia última lateral:

$$Q_l = \sum S_i P_i \Delta l = \sum (f_0 + c_a) P_i \Delta l$$

Donde:

$S_l$	=	Resistencia lateral
$f_0$	=	Resistencia última de fricción de suelo no cohesivo
$c_a$	=	Adhesión del suelo cohesivo
$P_i$	=	Perímetro de la sección del pilote
$\Delta_l$	=	Segmento de pilote

Resistencia última de fricción de suelos no cohesivos:

$$f_0 = \sigma_h \tan \delta = K \sigma_v \tan \delta$$

Donde:

$$K = \sigma_h / \sigma_v \quad \text{o} \quad \sigma_h = K \sigma_v$$

$\sigma_v$	=	Esfuerzo vertical en suelo
$\sigma_h$	=	Esfuerzo horizontal en suelo
$\delta$	=	Ángulo de fricción entre el suelo y el pilote (en función del material del pilote)

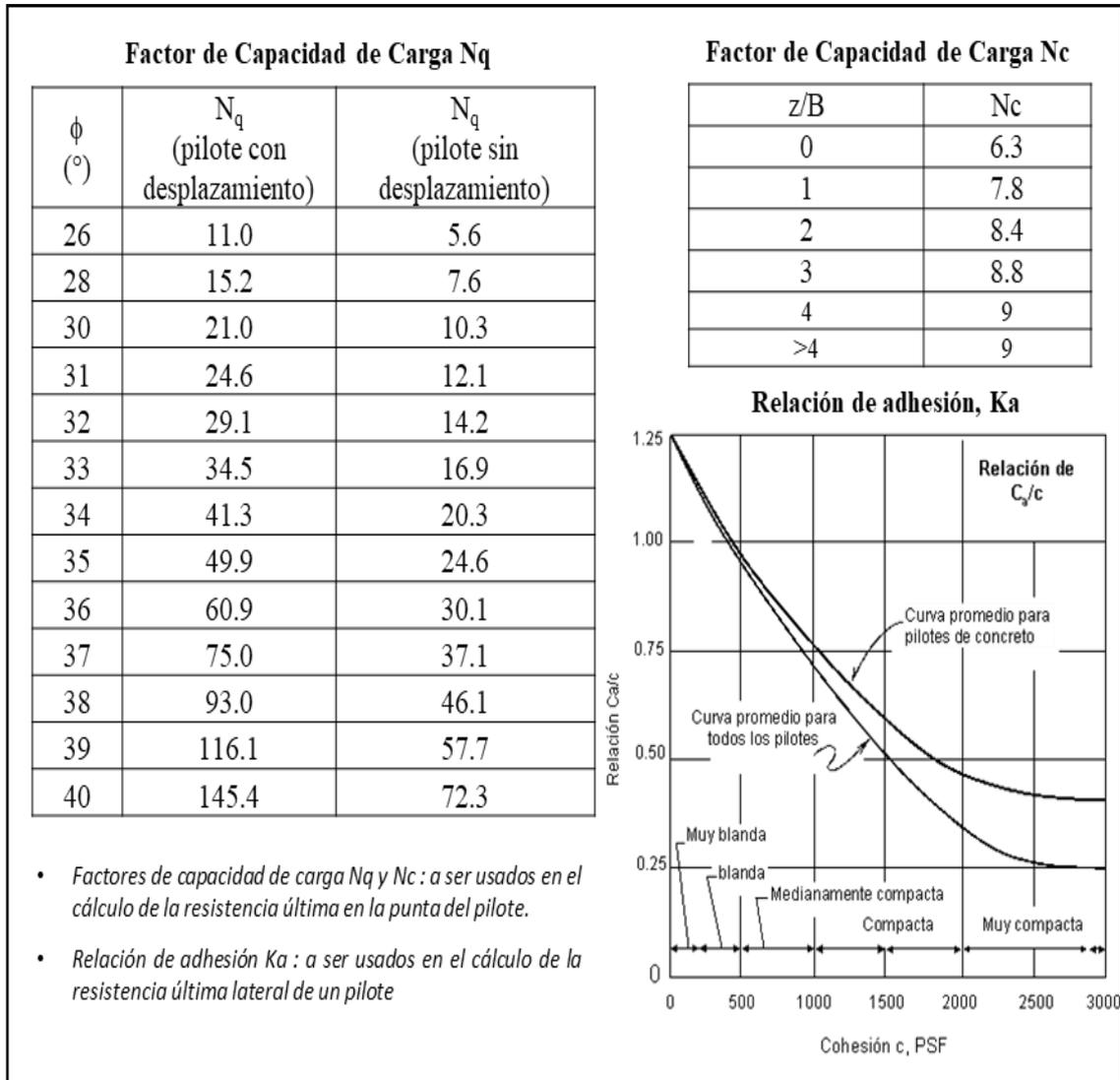
Adhesión de suelo cohesivo:

$$C_a = K_c K_a c$$

Donde:

$c$	=	Resistencia al corte de suelo cohesivo
$K_c$	=	Factor de adhesión, rango de 0.1 a 1
$K_a$	=	Relación de adhesión $C_a/c$ (en función de $c$ mostrada en la Figura N° 4)

Figura N° 4. Factores de capacidad de carga  $N_q$ ,  $N_c$  y relación de adhesión  $K_a$  [5]



Elaboración propia

Capacidad de Carga Admisibile:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_l}{FS_l}$$

Donde:

$FS_p$ = Factor de seguridad de la resistencia por punta (2.5)

$FS_l$ = Factor de seguridad de resistencia lateral (2.5)

### 2.8.2 Resultados Obtenidos:

De los análisis realizados, para pilotes de concreto vaciado in situ, de 1.50 m de diámetro, se tiene:

Estribo Derecho : pilote de 30.0 m, carga admisible de 768 t

Estribo izquierdo : pilote de 23.0 m, carga admisible de 534 t

El ingeniero estructural, con las cargas laterales de diseño, debe realizar el análisis de carga lateral del pilote y grupos de pilotes, a partir de la consideración de que bajo dichos esfuerzos la deflexión máxima no será mayor a 2.50 cm en la cabeza de los pilotes.

Se recomendó la realización de una prueba de carga dinámica para verificación de resultados.

### 2.8.3 Asentamiento de Pilotes:

Para el cálculo de asentamientos de pilotes se utilizó la metodología presentada por Prakash y Sharma (1990) [8].

Para pilotes individuales se utilizaron las fórmulas planteadas por Vesic (1977) [13]. Del análisis realizado, para pilotes individuales de 1.5 m de diámetro y 23 m de longitud, se obtuvo un asentamiento  $S_e = 34.23$  mm.

Para el grupo de pilotes, el cálculo del asentamiento ( $S_g$ ) se realizará en función del asentamiento del pilote individual ( $S_e$ ), donde  $B$  es el ancho del grupo de pilotes y  $d$  es el espaciamiento centro a centro de los pilotes [12].

$$S_g = \sqrt{\frac{B}{d}} * S_e$$

### 2.8.4 Eficiencia de Grupo de Pilotes:

El factor de eficiencia se aplica a suelos cohesivos y cuando el perfil del suelo es variable como el caso de los suelos presentes en la zona de estudio.

No se requerirá ninguna reducción de la eficiencia si:

- el cabezal se encuentra en contacto firme con el terreno,
- el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y el suelo es rígido.

Se requerirá el uso de un factor de eficiencia  $\eta$ :

- Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y si el suelo en la superficie

es blando, entonces:

- $\eta=0,65$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2.5 diámetros,
- $\eta=1,0$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6.0 diámetros,
- Para separaciones intermedias el valor de  $\eta$  se puede determinar por interpolación lineal.

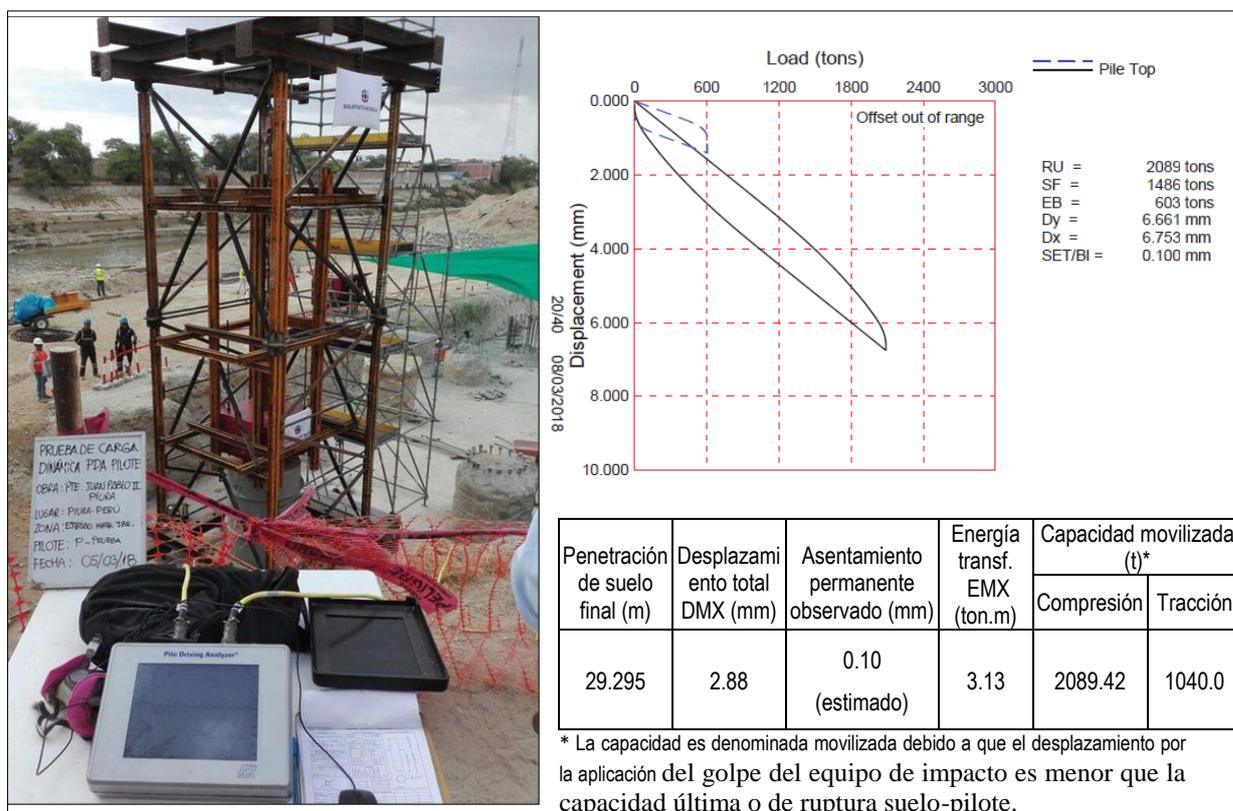
### **2.9 Agresividad del Suelo**

Según el resultado de los análisis químicos en muestras de suelo, se concluye que el concreto se encontrará bajo una exposición moderada de sulfatos; por lo que se recomendó el empleo de cemento Tipo II con el límite opcional del 8% de C3A; Tipo IS(MS), Tipo IP(MS), Tipo IS-A(MS), Tipo MS, con una relación agua-cemento máxima de 0.50 y una resistencia mínima a la compresión de 280 kg/cm<sup>2</sup>. No se utilizará el agua subterránea ni del río Piura para la preparación de las mezclas de concreto.

### **2.10 Pruebas de Carga Dinámica**

La verificación de la capacidad axial de los pilotes se efectuó en la etapa de construcción, mediante la ejecución de la Prueba de Carga Dinámica en un pilote, en la que se utilizó un equipo analizador dinámico de pilotes (PDA). En la siguiente figura, se muestra el asentamiento obtenido y el valor de la capacidad de carga determinado por análisis con CAPWAP.

**Figura N° 5. Prueba de Carga Dinámica en pilote**



Elaboración propia

### 3. Discusión y Conclusiones

En el presente artículo, se ha descrito el estudio de caso correspondiente al diseño de la cimentación del puente Eguiguren, de 125 m de luz, ubicado en la ciudad de Piura, entre los distritos de Piura y Castilla. Se realiza una descripción de los trabajos realizados y la metodología empleada en el diseño de la cimentación del puente.

Se debe considerar que, para una evaluación adecuada de todo estudio geotécnico con fines de cimentación, es recomendable que dentro de los trabajos de campo se incluyan prospecciones geofísicas, principalmente mediante sondajes MASW (Método de Análisis Multicanal de Ondas de Superficie), que permitan la obtención de un perfil sísmico de acuerdo a la velocidad de propagación de las ondas S, inferir estados de compacidad y/o consistencia, y determinar parámetros elásticos que podrán ser empleados en el análisis de la cimentación. En este caso, se caracterizó el sitio mediante velocidades de ondas de corte, de acuerdo al código International Building Code 2012 ( $V_{s30}$ ), para lo cual se ponderó la distribución de velocidades de ondas de corte hasta 30m

de profundidad a partir del nivel de terreno actual. Según la caracterización dinámica de suelos, el terreno donde se construiría el puente, se clasifica como clase de sitio tipo “C” y “D”; sin embargo, debido al uso de un sistema de cimentación profunda, los suelos de velocidades  $V_s$  menores a 400 m/s se eliminarán y el promedio a partir de este podrá ser mayor a 500 m/s, lo cual corresponde a suelo muy rígido, de perfil tipo  $S_1$  en la Norma E-030 [10].

En el año 2018, el puente fue construido y se consideraron un grupo de 12 pilotes (6 x 2) de 1.5 m de diámetro en cada estribo. La verificación de la capacidad de carga de los pilotes fue efectuada mediante la ejecución del ensayo de carga dinámica.

### Referencias bibliográficas

- [1] Alva Hurtado, J.; Meneses, J. y Guzmán, V. (1984), “Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú”, V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna.
- [2] IBC (2012), “International Building Code”, USA.
- [3] Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros EIRL (2016), “Informe Técnico Estudio Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación – Puente Juan Pablo II y Accesos-Piura”
- [4] Kramer, S. L. (1996), “Geotechnical Earthquake Engineering”, In Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Prentice-Hall, New Jersey.
- [5] Naval Facilities Engineering Command (1986), Soil Mechanics – Manual Design 7.02. Virginia – USA.
- [6] Park, C.; Miller, R. y Xia, J. (1999), “Multichannel Analysis of Surface Waves”, Geophysics, Vol. 64. N° 3. Pp: 800-808.
- [7] Park, C.; Miller, R.; Xia, J. y & Ivanov, J. (2001), “Seismic Characterization of Geotechnical Sites by Multichannel Analysis of Surfaces Waves (MASW) Method”, Tenth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (SDEE), Philadelphia.
- [8] Prakash, S. y Sharma, H.D. (1990), “Pile Foundation in Engineering Practice”, John Wiley, New York.

- [9] Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), "Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones", Lima – Perú.
- [10] Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), "Norma Técnica de Edificaciones E-030-Diseño Sismorresistente", Lima – Perú.
- [11] U. S. Army Corps of Engineers (1995), "Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations", Engineer Manual 1110-1-1802, Washington, U. S. A.
- [12] Vesic, A. (1969), "Experiments with Instrumental Pile Groups in Sand", American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication.
- [13] Vesic, A. (1977), "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice, Transportation Research Board, Washington D.C.

### **Miriam Rosanna Escalaya Advíncula**

Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú

Doctora en Ingeniería Civil en el Área de Especialización de Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro-Brasil, Maestra en Ciencias con Mención en Ingeniería Geotécnica de la Universidad Nacional de Ingeniería, Ingeniera Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica. Actualmente se desempeña como Especialista Geotécnica en la Empresa Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros SAC, con gran experiencia en el área. Ejerce la actividad docente en el pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Ricardo Palma y en la sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

**Autora corresponsal:** [miriam.escalaya@urp.edu.pe](mailto:miriam.escalaya@urp.edu.pe)

**Orcid:** <https://orcid.org/0000-0002-0620-8633>

### **Álvaro Javier Pérez Zuñiga**

Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.

Docente de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Geotécnica, Ingeniero Civil.

[pccialpe@upc.edu.pe](mailto:pccialpe@upc.edu.pe)

**Orcid:** <https://orcid.org/0000-0001-7681-0403>

### **Jorge Alva Hurtado**

Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Ingeniero Consultor Nacional de empresas estatales y organizaciones privadas nacionales y extranjeras, en obras de ingeniería de gran envergadura. Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. Master of Science and Civil Engineer, Instituto Tecnológico de Massachussets (MIT) y Doctor en Filosofía, PhD, Universidad de Massachussets.

[jalvah@uni.edu.pe](mailto:jalvah@uni.edu.pe)

**Orcid:** <https://orcid.org/0000-0001-9107-2218>

### **Contribución de autoría**

Los tres coautores del presente artículo Miriam Escalaya, Álvaro Pérez y Jorge Alva hemos trabajado de manera conjunta en la elaboración del artículo en la recopilación de datos, organización y evaluación de los datos hasta el desarrollo de la discusión y las conclusiones de la investigación.

### **Financiamiento**

La presente investigación ha sido realizada con recursos propios de los coautores de la investigación.

### **Conflicto de intereses**

Los autores declaran que no existe conflicto de intereses en la presente investigación.

### **Responsabilidad ética y legal**

La investigación se realizó de conformidad a los principios éticos del conocimiento, respetando la originalidad de la información y su veracidad. Se ha basado en los principios éticos y legal para la divulgación del conocimiento en las Ciencias de las Ingenierías.

**Correspondencia:** [miriam.escalaya@urp.edu.pe](mailto:miriam.escalaya@urp.edu.pe)