

교대 말뚝기초 설계 시 적용되는 횡방향 스프링정수의 신뢰성 평가

Reliability Evaluation of Lateral Spring Constant Applied in Design of Pile Foundation for Bridge Abutment

도 종 남¹⁾ · 김 낙 영²⁾ · 이 현 승[†]

Jongnam Do · Nagyoung Kim · Hyunseong Lee

Received: March 26th, 2020; Revised: April 3rd, 2020; Accepted: April 28th, 2020

ABSTRACT : In this study, the reliability of the lateral spring constant (k_1) applied during design of pile foundation for bridge abutment was evaluated. To do this, the reliability of the factors related to the prediction of the lateral displacement of the abutment pile foundation, which was designed based on the displacement method proposed by Chang (1937), was analyzed. The data used for analysis were the design statements of ○○ bridge and ○○ IC2 bridge. Then, it was derived by comparing with the numerical analysis (p-y analysis) based on the basic data.

Keywords : Coefficient of horizontal subgrade reaction, Lateral deflection, Lateral spring constant, Pile, p-y analysis

요 지 : 본 연구에서는 교대 말뚝기초 설계 시 적용되는 횡방향스프링정수(k_1)의 신뢰성에 대한 평가를 실시하였다. 이를 위하여 Chang(1937)이 제안한 변위법으로 설계된 교대 말뚝기초의 횡방향변위 예측관련 인자의 신뢰성을 ○○교와 ○○IC2교의 설계계산서를 기반으로 수계산 및 수치해석(p-y 분석)으로 파악하였다. 그 결과, 변위법 보다 수치해석으로 산정된 k_1 값이 더 작게 나타났다. 이는 시공 시 발생하는 횡방향 변위가 설계단계에서의 예측값 보다 더 크게 발생할 수 있음을 의미한다.

주요어 : 수평지반반력계수, 수평변위, 횡방향스프링정수, 말뚝, p-y 해석

1. 서 론

교대의 측방유동은 신축이음부의 파손 및 인접구조물, 지하매설물 등에 영향을 미쳐 막대한 손실을 초래한다. 이는 횡방향하중을 받는 말뚝의 측방이동이 큰 요소로 작용하는데, 횡방향하중을 받는 말뚝의 경우 거동평가 방법에는 변위법, p-y곡선법, 유한요소법 등이 있다. 유한요소법은 다양한 해석모델을 적용할 수 있어 말뚝과 지반이 상호작용할 수 있는 고유한 물성을 반영할 수 있으나, 해석에 쓰여지는 지반의 변형특성을 명확하게 평가하는 것이 난해하고 지반-말뚝 경계조건 등을 구명하는 것이 복잡하다. 그러나, 변위법과 p-y곡선법은 지반의 연속성은 무시되지만 계산에 필요한 입력물성이 간단하고 해석 또한 간편하여 횡방향하중을 받는 말뚝의 해석 시 많이 쓰여지고 있다. 변위법은 말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정하여 지반에 근입된 말뚝의 휨 변형을 해석하는 방법으로 지반의 강성이 심도별로 일정한 것으로 가정한 Chang(1937)의 방법이 많이 쓰여지고 있다. 지반의 강성이 심도에 따라 상이한 경우는 유한차

분법을 적용한 말뚝의 p-y곡선을 이용한다. 여기서, 계산결과를 좌우하는 지반물성은 말뚝의 폭이 고려된 횡방향지반반력계수인데, 지반의 심도 및 지반 구조물의 크기, 형상에 대한 고려는 되지 않아 말뚝의 횡방향변위를 평가하는 데에 한계점이 있다. 이와 같은 한계점이 있음에도 도로교설계기준해설(2008)에서는 말뚝설계 시 Chnag(1937)이 제안한 변위법을 따르고 있다.

한편, 국외에서는 교대의 측방유동 연구를 측방유동지수, 측방이동판정지수 등의 경험적인 판정법으로 평가를 하는 연구가 수행되어 진 바 있다(Japanese Architecture Ministry of Public Works Research Institute, 1983). 이와 같은 연구는 말뚝설계에 많이 쓰여지고 있는 변위법에 대한 신뢰성을 기반으로 경험에 의존하는 측방유동지수 및 측방이동판정지수를 이용하는 방법과 소요사면안전율을 고려한 방법으로 수행되어져 왔다. 특히, Hong et al.(2007)은 국내 연약지반상 말뚝기초교대의 경우 교대의 실측 측방변위 및 사면안전율과 경험적 방법인 측방유동지수, 측방이동판정지수의 상관성이 높지 않은 것으로 나타났고, 지금까지 주로 연구

1) Principal Researcher, Safety&Disaster Prevention Research Division, Korea Expressway Corporation Research Institute

2) Senior Research Fellow, Safety&Disaster Prevention Research Division, Korea Expressway Corporation Research Institute

† General Manager, Planning Coordination Office, Korea Expressway Corporation (Corresponding Author : hslee@ex.co.kr)

되어진 경험지수 만으로는 교대의 측방이동을 판정하는 것은 합리적이지 않다는 연구결과를 발표하였다. 따라서, 교대기초의 설계법에 대한 기본적인 고찰이 우선적으로 수행 되어질 필요성이 있다.

본 연구에서는 교량의 교대 기초부 말뚝의 횡방향스프링정수의 신뢰성을 평가하고자 하였다. 이를 위하여 Chang(1937)이 제안한 변위법으로 설계된 교대 말뚝기초의 횡방향변위 예측관련 인자를 도출하고 기 시공된 2개소의 교량 설계계산서를 기반으로 수계산 및 수치해석 결과를 비교 분석하였다.

2. 이론적 배경

2.1 횡방향하중을 받는 말뚝의 해석법

횡방향하중을 받는 말뚝의 해석법은 횡방향하중을 받는 말뚝을 탄성기초 위의 보처럼 취급하는 것으로, 탄성지반을 일련의 독립 탄성스프링으로 간주한 Winkler(1867)모델 지반에 의해 보가 지지된다는 가정을 기초로 한다. 이와 같은 스프링의 강성인 횡방향지반반력계수는 Eq. (1)과 같이 정의할 수 있다.

$$k_H = \frac{p}{y} \quad (1)$$

여기서, k_H : 횡방향지반반력계수(kN/m^3)
 p : 단위면적당 말뚝의 지반반력(kN/m^2)
 y : 말뚝의 횡방향변위(m)

Winkler(1867)는 Fig. 1과 같은 탄성기초 위에 지지되는 탄성보의 거동을 Eq. (2)와 같이 표현하였으며, 말뚝의 거동을 Eq. (2)를 사용하여 Eq. (3)과 같은 미분방정식으로 제안하였다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + p D = 0 \quad (2)$$

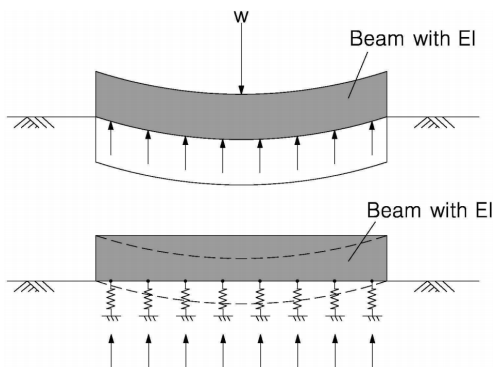


Fig. 1. The behavior of beams in elastic foundation

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_H y D = 0 \quad (3)$$

여기서, E_p : 말뚝의 탄성계수(kN/m^2)
 I_p : 말뚝의 단면 2차 모멘트(m^4)
 D : 말뚝의 직경 또는 폭(m)
 p : 지반반력(지반과 말뚝의 상호작용)

2.2 Chang(1937) 방법(변위법)

Chang(1937)은 횡방향지반반력계수 k_H 가 일정하고 말뚝의 근입깊이가 충분히 깊어서 사실상 반무한 길이로 볼 수 있는 경우에 대해서 Eq. (4)와 같이 나타내어, 말뚝의 특성치인 β 를 Eq. (5)와 같이 정리하였다.

$$y = e^{-\beta z} (A \cos \beta z + B \sin \beta z) + e^{\beta z} (C \cos \beta z + D \sin \beta z) \quad (4)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4 E_p I_p}} \quad (5)$$

여기서, β : 말뚝의 특성치
 A, B, C, D : 적분상수(말뚝두부, 경계조건으로 산정)
 D : 말뚝의 직경 또는 폭(m)
 p : 지반반력(지반-말뚝의 상호작용)

말뚝의 특성치 β 의 역수인 $1/\beta$ 는 말뚝의 특성장 λ 로 나타내며, 말뚝의 횡방향저항에 대한 중요한 인자이다. 횡방향력 작용 시 말뚝의 횡방향거동은 Fig. 2와 같이 나타낼 수 있으며, 지표면에서의 말뚝의 횡방향력(H_0)과 모멘트(M_0)는 Eq. (6)~(7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$H_0 = 4E_p I_p \beta^3 y_0 - 2E_p I_p \beta^2 \theta_0 \quad (6)$$

$$M_0 = -E_p I_p \beta^2 y_0 + 2E_p I_p \beta \theta_0 \quad (7)$$

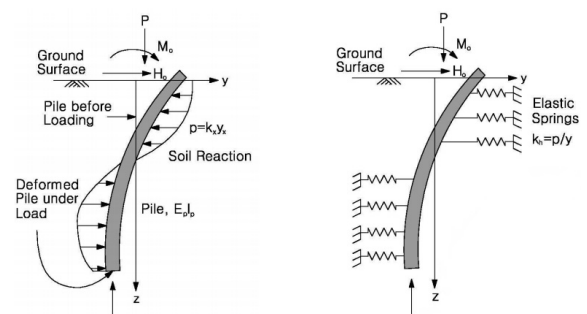


Fig. 2. Horizontal behavior of the pile when the force acting on the cross-way

즉, 말뚝두부 회전이 구속되어 있는 경우를 가정했을 때 $\theta_0 = 0$ 이 되고, Eq. (6)~(7)로부터 Eq. (8)~(9)와 같이 정리되어지고, 횡방향변위(y_0)는 Eq. (10)으로 나타내어지며 이를 Eq. (9)에 대입하면 지표면에서의 말뚝의 모멘트를 Eq. (11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$H_0 = 4E_p I_p \beta^3 y_0 \quad (8)$$

$$M_0 = -E_p I_p \beta^2 y_0 \quad (9)$$

$$y_0 = \frac{H_0}{4E_p I_p \beta^3} \quad (10)$$

$$M_0 = -\frac{H_0}{2\beta} \quad (11)$$

변위법은 Fig. 3과 같이 말뚝기초를 차원의 구조물로 간단히 형상화하여 개개 말뚝의 축방향 및 횡방향 스프링정수 산정을 통해 균말뚝 해석을 수행한다. 탄성변위법은 매우 간편하게 균말뚝기초 해석을 수행할 수 있는 장점이 있으나 지반의 비선형 하중전이곡선과 말뚝캡의 강성을 고려할 수 없고 상부구조와의 일체해석도 수행할 수 없는 단점이 있지만 현재 교대 설계 시 많이 쓰여지고 있다.

이때 도심에서의 변위는 Eq. (12)와 같은 3원 연립방정식을 풀어서 산정하며, 확대기초 바닥면을 횡방향으로 보면 Eq. (12)에서의 각 계수는 Eq. (13)~(18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{pmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{xy} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta_h \\ \delta_y \\ \alpha \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_0 \\ V_0 \\ M_0 \end{pmatrix} \quad (12)$$

$$A_{xx} = \sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i) \quad (13)$$

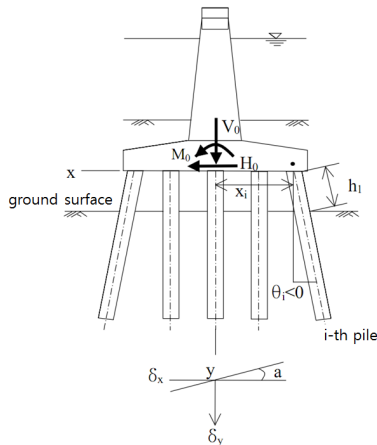


Fig. 3. Coordinate system used in the pile behavior analysis by the displacement method

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \quad (14)$$

$$A_{x\alpha} = A_{\alpha x} = \sum \{ (K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \} \quad (15)$$

$$A_{yy} = \sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \quad (16)$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \} \quad (17)$$

$$A_{\alpha\alpha} = \sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \} \quad (18)$$

여기서, H_0 : 도심에서의 횡방향력

V_0 : 도심에서의 수직방향력

M_0 : 도심에서의 모멘트

δ_h : 도심에서의 횡방향변위

δ_y : 도심에서의 수직방향 변위

α : 도심에서의 각변위

x_i : i 번째 말뚝의 좌표

θ_i : i 번째 말뚝의 각변위

K_1 : 단위 변위당 횡방향력(kN/m)

K_2 : 단위 변위당 휨모멘트(kN·m/m)

K_3 : 단위 각변위당 횡방향력(kN/rad)

K_4 : 단위 각변위당 휨모멘트(kN·m/rad)

Eq. (12)의 각각의 계수 산정에 필요한 말뚝의 스프링 정수인 K_1, K_2, K_3, K_4 는 Table 1과 같이 말뚝머리 고정일 경우와 말뚝머리 힌지의 경우로 구분되어 각각 산정되어 진다.

Table 1의 말뚝의 특성치 β , 특성장 λ 는 Eq. (19) 및 (20)에 의해 산정되어지며, Eq. (19)에서 횡방향 지반반력계수 k_H 는 이론적 방법, 경험적 방법, 횡방향재하시험에 의한 산정방법이 있으나 도로교설계기준해설(Korean Society of Civil Engineering, 2008)에서는 표준관입시험치 N값을 기준으로 평판재하시험(지름 30cm의 강체원판)에 의한 변형계수 E_0 [Eq. (22), (23) 참고]에 의해 산정되어 쓰여지는 Yoshida(1972)의 Eq. (21)이 제안되어 있다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad (19)$$

Table 1. Spring coefficient calculation method of pile

Division	Fixed-head condition	Free-head condition
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1 + \beta h_0)^3 + 2}$	$\frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h_0)^3 + 0.5}$
K_2, K_3	$K_1 \frac{\lambda}{2}$	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1 + \beta h_0} \cdot \frac{(1 + \beta h_0)^3 + 0.5}{(1 + \beta h_0)^3 + 2}$	0

$$\lambda = h_0 + \frac{1}{\beta} \text{ (m)} \quad (20)$$

$$k_H = k_{H_0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (21)$$

$$k_{H_0} = \left(\frac{\alpha \cdot E_0}{0.3} \right) \quad (22)$$

$$E_0 = 2800N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (23)$$

여기서, k_H : 횡방향지반반력계수(kN/m³)

D : 말뚝의 지름(m)

$E I$: 말뚝의 휨강성(kN·m²)

h_0 : 설계 지반면 상부 말뚝 축방향 길이(m)

k_{H_0} : 평판재하시험 값에 상당하는 횡방향지반반력계수(kN/m³)

B_H : 하중방향에 직교하는 기초의 환산재하폭(m)

E_0 : 평판재하시험에 의한 변형계수

2.3 FB-Pier를 이용한 해석 매커니즘

2.3.1 개요

FB-Pier는 말뚝기초 전체를 3차원 요소로 모델링하는 구조해석에 목표를 두고 제작된 프로그램이며, 말뚝의 횡방향 변위 뿐만 아니라 연직, 뒤틀림까지 고려하여 Fig. 4와 같이 균말뚝, 단말뚝에 대한 지반의 비선형 하중전이곡선인 P-Y, T-Z, T-θ곡선에 대한 고려가 가능하다. 교대 설계 시 주로 많이 쓰여지는 탄성변위법은 2차원으로 해석하고 비선형, 캡강성 및 상부구조와의 일체해석이 불가능하며 축방향 및 횡방향 하중전이곡선이 고려가 되지 않는 반면, FB-Pier는 말뚝의 모델링을 3차원 절편요소로 수행하며 캡강성, 비선형 해석 및 상부구조와의 일체해석이 가능한 장점이 있다.

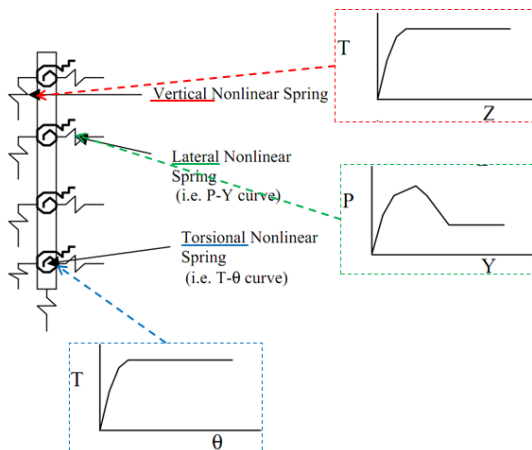


Fig. 4. Soil-structure interaction

2.3.2 사용 물성치

FB-Pier에서 사용되는 지반물성치를 정리하면 Table 2, 3과 같이 나타낼 수 있으며 각각의 물성은 대부분 표준관입시험치 N값을 기준으로 산정되어 진다.

Table 2. Properties applied to each model

Division	Properties
Horizontal direction	η, D, p_u, k_h
Vertical direction : pile surface and head	τ_0, r_0, r_m
Distortion	$\frac{1}{a}, \frac{1}{b}, G, r_0, \tau_0$

Table 3. Recommended properties and estimation methods of FB-Pier

Division	Calculation method														
Modulus of elasticity (E)	$\cdot E(psf) = 20000 N_{60}$ (Normally consolidated soil)														
	$\cdot E(psf) = 30000 N_{60}$ (Overconsolidated Soil)														
	$\cdot E(psf) = 10000 N_{60}$ (Sandy soil containing fine-Grained components)														
Poisson's ratio (ν)	$\cdot \nu = 0.2 \sim 0.3$ (Sand)														
	$\cdot \nu = 0.4 \sim 0.5$ (Clay)														
Shear modulus (G)	$\cdot G = \frac{E}{2(1+\nu)}$														
Internal friction (ϕ)	$\cdot \phi = a N' + b$														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>N'</th> <th>a</th> <th>b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0 ~ 10</td> <td>0.50</td> <td>27.5</td> </tr> <tr> <td>10 ~ 30</td> <td>0.25</td> <td>30.0</td> </tr> <tr> <td>30 ~ 50</td> <td>0.15</td> <td>33.0</td> </tr> <tr> <td>50 ~</td> <td>0</td> <td>40.5</td> </tr> </tbody> </table>	N'	a	b	0 ~ 10	0.50	27.5	10 ~ 30	0.25	30.0	30 ~ 50	0.15	33.0	50 ~	0
N'	a	b													
0 ~ 10	0.50	27.5													
10 ~ 30	0.25	30.0													
30 ~ 50	0.15	33.0													
50 ~	0	40.5													
	Here, $N' = C_N \cdot N$ $C_N = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{\sigma'_v (tsf)} \right) = 0.77 \log_{10} \left(\frac{19152}{\sigma'_v (kPa)} \right)$														
Undrained shear strength (c_u)	$\cdot c_u = \frac{q_u}{2}$														
	Here, q_u : Standard penetration test N value from the graph obtained by the following														
Horizontal ground reaction force coefficient (k_h)															
	Applying ground investigation result														
Groundwater level (W)															

3. 변위법에 의한 기초의 횡방향변위 산정

3.1 개요

본 연구에서는 교대 측방유동의 원인구명을 위해 변위법

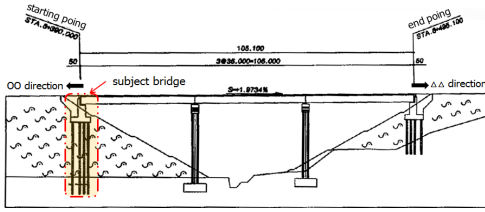


Fig. 5. 000 Bridge abutment (A2, abutment in OO-OO expressway)

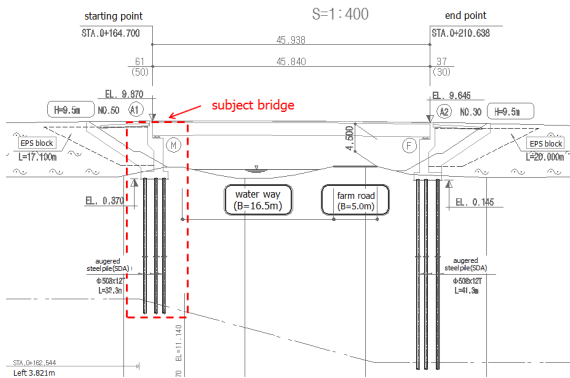


Fig. 6. OO IC 2 bridge (A1, ΔΔ-ΔΔ expressway)

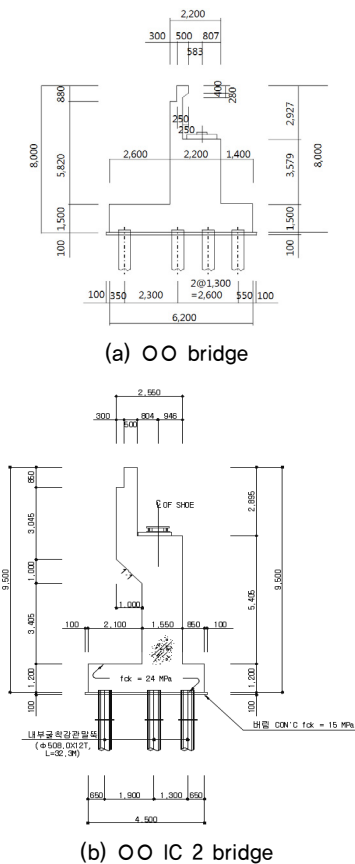


Fig. 7. Schematic diagram of abutment OO bridge and OO IC 2 bridge

을 기반으로 한 Chang(1937) 방법으로 설계된 교대 말뚝기초의 횡방향변위 예측관련 인자의 신뢰성을 Fig. 5~7과 같은 OO교와 OOIC2교의 사례로 파악하고자 하였다. 각 교량의 상세를 요약하면 Table 4와 같다.

Table 4. Details on each abutment and foundation

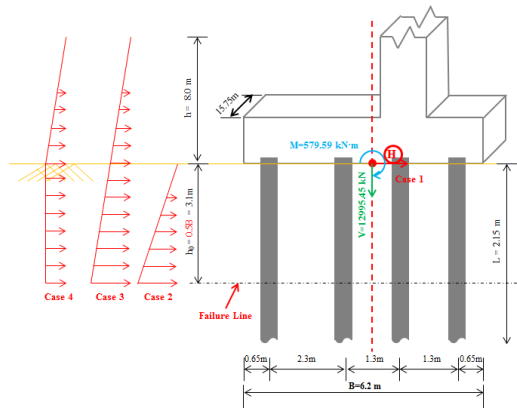
Division		OO bridge	OO IC2 bridge
Abutment	Type	PSC beam	IPC single span
	Height (h)	8m	9.5m
	Width (B)	6.2m	4.5m
	Length (L)	15.75m	18.299
Pile	Type	PHC	Steel Pile
	Diameter (d)	0.5m	0.508m
	Length (l)	21.5m	32.2m
	Modulus of elasticity (E, kN/m)	40500000	24000000
	Vertical force coefficient (k _v , kN/m)	232445	97213.18
Soil	Horizontal force coefficient (k _H , kN/m ³)	123850	9690
	Unit weight (γ _{soil} , kN/m ³)	20	20

3.2 해석조건

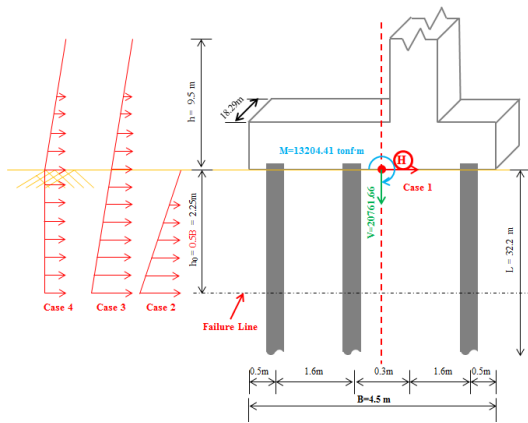
본 연구에서는 변위법에 의해 산정되는 기초의 횡방향변위를 평가하기 위하여 기초 높이의 0.5H에 해당되는 심도만큼 지반의 파괴가 일어났을 경우를 가정 하여 토압의 유형을 3가지 형태로 나누어 산정하였다(Table 5 참고). 여기서 수직하중 및 모멘트는 동일하고 파괴면에 대한 횡방향 토압이 평상시 토압에 더해지는 것으로 가정하였으며 이를 나타내면 Fig. 8과 같다. 이와 같은 토압의 가정은 측방유동 지반에 근입된 말뚝기초의 거동을 연구한 JRA(2002), Carter & Kulhawy(1992), Ashford et al.(2011), Ishihara & Cubrinovski (1998), Cubrinovski & Ishihara(2007)의 연구를 참고 하였으며, 각 해석 Case를 정리하면 다음과 같이 총 4 Case로

Table 5. Forces acting on abutment per each cases

Division		Lateral force (P _H , kN)	Vertical force (V, kN)	Moment (M, kN/m)
OO Bridge	Case 1	2785.34	12995.45	579.59
	Case 2	3289.86	12995.45	579.59
	Case 3	9253.86	12995.45	579.59
	Case 4	8749.34	12995.45	579.59
OO IC 2 Bridge	Case 1	3036.32	20761.66	13204.41
	Case 2	3053.58	20761.66	13204.41
	Case 3	12156.65	20761.66	13204.41
	Case 4	11822.01	20761.66	13204.41



(a) OO Bridge



(b) OO IC 2 Bridge

Fig. 8. Section for analysis

나타낼 수 있다.

- ① Case 1 : 지반 상단이 말뚝 cap과 일치한 경우
- ② Case 2 : 말뚝두부를 기준으로 기초폭의 0.5배 만큼의 토압이 기초에 작용하는 경우
- ③ Case 3 : Case 2의 토압+교대 상단에서 하단까지의 토압이 기초에 작용하는 경우
- ④ Case 4 : 교대상단에서 하단까지의 토압이 말뚝두부를 기준으로 기초폭의 0.5배 만큼의 심도만큼 과제하중으로 작용하는 경우

3.3 해석결과

변위법에서 말뚝의 횡방향변위에 영향을 주는 인자는 말뚝의 횡방향 스프링정수인 K_1 이며 이는 말뚝의 강성인 E와 I값을 제외하면 말뚝의 특성치인 β 와 설계기준면에서 돌출된 말뚝의 길이 h_0 (2.2절 참고)에 의해 결정된다. 본 연구에서 산정된 횡방향 스프링정수 K_1 값은 각 Case별로 Table 6과 같이 나타났으며, 각 교대의 Case1은 Case 2~4에 비해 횡방향 변위가 약 3~9.3배 정도 차이가 나는 것으로 산정되었다. 각 Case별로 횡방향력(P_H), 횡방향 스프링정수(K_1),

Table 6. Analysis results

Division	Lateral force (P_H , kN)	Horizontal direction spring modulus (K_1 , kN/m)	Lateral displacement (δ_h , mm)	Angular displacement (α , rad)	
OO Bridge	Case 1	2785.34	98145.9	0.61	-4.47×10^{-5}
	Case 2	3289.86	10580.7	7.33	1.13×10^{-3}
	Case 3	9253.86	10580.7	21.09	5.19×10^{-4}
	Case 4	8749.34	10580.7	19.93	4.84×10^{-4}
OO IC 2 Bridge	Case 1	3036.32	8681.5	10.17	2.45×10^{-3}
	Case 2	3053.58	1836.4	39.78	9.98×10^{-4}
	Case 3	12156.65	1836.4	155.28	2.42×10^{-3}
	Case 4	11822.01	1836.4	151.05	2.37×10^{-3}

횡방향변위(δ)의 크기를 각각 비교하여 P_H 와 K_1 에 해당하는 배수를 곱하면 횡방향변위 배수와 유사한 값을 얻을 수 있는데, 여기서 Case 1 및 Case 2, 3, 4의 오차는 h_0 의 차이에 의한 K_1 값과 말뚝의 특성장 λ 가 변수가 되는 말뚝머리의 횡방향력 K_2 (kN/rad)가 횡방향변위에 영향을 주기 때문에 발생하는 것으로 분석되었다.

즉, Eq. (24)에서 δ_x 는 $f(A_{xx}, A_{xy}, A_{x\alpha})$ 의 함수이고 여기서 A_{xx} , A_{xy} 는 K_1 의 함수이고 $A_{x\alpha}$ 는 K_1 , K_2 의 함수이다. 따라서, K_1 , K_2 의 값에 영향을 주는 β 와 h_0 가 주요 변수가 되어 횡방향변위 산정에 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 여기서 횡방향 스프링정수인 K_1 이 말뚝의 횡방향변위에 대한 지배적인 영향을 미치는데, 이에 대한 평가를 FB-Pier를 활용하여 수행하였다.

$$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{xy} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H \\ V \\ M \end{bmatrix} \quad (24)$$

4. FB-Pier에 의한 횡방향 스프링정수(K_1) 평가

4.1 개요

본 연구에서는 Fig. 9와 같이 단말뚝으로 지지되는 기초의 횡방향 스프링정수(K_1)을 평가하기 위하여 OO교와 OO IC2교의 설계에서 쓰여진 말뚝의 물성치를 FB-Pier 해석에 적용하여 말뚝이 암반에 지지되어 있는 단말뚝 및 3.2절의 Fig. 8과 같이 4행 11열의 OO교와 3행 11열의 OO IC2교의 말뚝기초에 대해서 횡방향 지반반력계수의 영향이 없는 경우($k_H=0$)와 있는 경우의 P_H -S곡선으로 산정되는 K_1 과 설계에서 쓰여진 K_1 을 비교하였다.

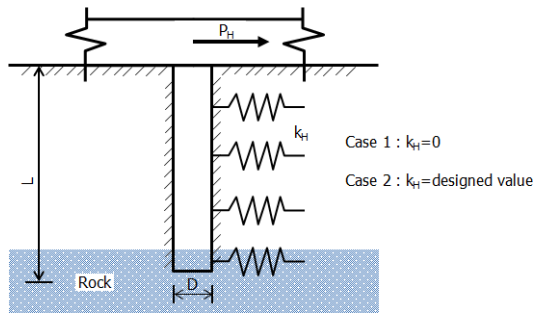


Fig. 9. Analysis schematic

4.2 해석조건

각 Case별로 적용된 물성치를 교대별로 지반과 말뚝 부분

Table 7. Properties of soil and pile used in numerical analysis (OO Bridge)

Division	OO Bridge	
	Depth 0~-20m	Depth -20~-30m
Soil	Clayey sand	Weathered rock
Internal friction angle (ϕ , °)	38	45
Unit weight (γ , kN/m ³)	20	20
Shear modulus (G , kPa)	24132	241320
Poisson's ratio (ν)	0.3	0.3
Lateral ground reaction force coefficient (k_H , kN/m ³)	123850	1023
Pile	PHC	
Type	PHC	
Length (m)	21.5	
Diameter (m)	0.5	
Thickness (m)	0.16	
Unit weight (kN/m)	0.882	
Yield stress (GPa)	3,150	
Modulus of elasticity (GPa)	40.5	

Table 8. Properties of soil and pile used in numerical analysis(O IC2 Bridge)

Division	OO IC2 Bridge	
	Depth 0~-20m	
Soil	Silty clay	
Unconfined compressive strength (kPa)	38.3042	
Unit weight (γ , kN/m ³)	20	
Shear modulus (G , kPa)	494.8	
Undrained shear strength (c_u , kPa)	19.1521	
Poisson ratio (ν)	0.45	
Lateral ground reaction force coefficient (k_H , kN/m ³)	9890	
Apply the same value as OO Bridge (-32.5~-40m depth soil is weathered rock)		
Pile	Steel pile	
Type	Steel pile	
Length (m)	32.5	
Diameter (m)	0.5	
Thickness (m)	0.16	
Unit weight (kN/m)	0.882	
Yield stress (GPa)	3,150	
Modulus of elasticity (GPa)	24.0	

으로 정리하여 나타내면 Table 7~8과 같으며 각 말뚝에 적용되는 횡방향력은 Jasim et al.(2010)의 연구를 참고하여 도심에 작용하는 횡방향력을 말뚝 개수로 나누어 작용시켰다.

4.3 해석결과

본 연구에서 각 교대별로 횡방향지반반력계수의 유무에 따른 FB-Pier를 이용한 수치해석을 수행하였으며, 해석결과를 P_H - δ_h 곡선으로 정리하였으며, 각각의 경우에 대한 횡방향 스프링정수 K_1 을 산정하여 Table 9~10 및 Fig. 10~11과 같이 나타내었다.

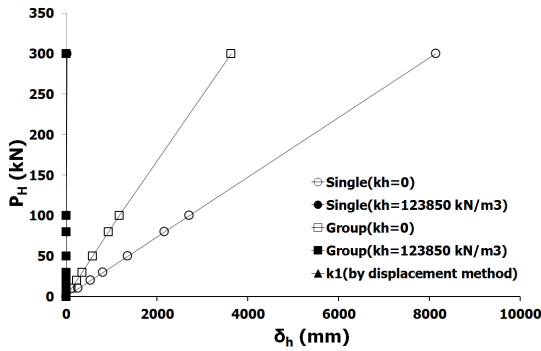
3절에서 변위법에 의해 산정된 말뚝 1개당 작용하는 횡방향하중은 OO교는 63.3kN, OOIC2교는 91.9kN이며 이때 발생하는 횡방향 변위는 각각 OO교 0.6mm, OOIC2교 7.4mm로 나타났다. 본 연구에서 FB-Pier에 의한 수치해석 시 단말뚝은 OO교 4.5mm, OOIC2교 22.9mm로, 군말뚝

Table 9. Load-displacement relationship and k_1 value calculation results per each abutment (OO Bridge)

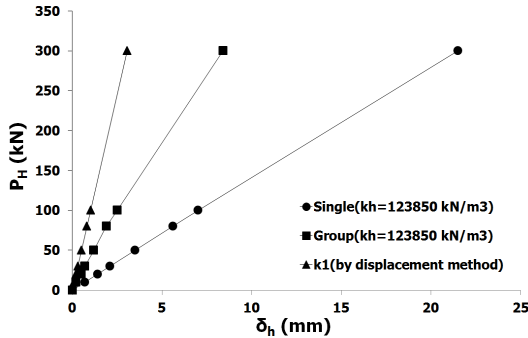
Lateral load (P_H , kN)	Lateral displacement (δ_h , mm)			
	OO Bridge			
	$k_H=0$		$k_H=123,850$ kN/m ³	
	Single pile	Group piles	Single pile	Group piles
0	0	0	0.0	0.0
10	270	116	0.7	0.2
20	540	233	1.4	0.5
30	810	350	2.1	0.7
50	1,360	583	3.5	1.2
80	2,170	935	5.6	1.9
100	2,710	1,170	7.0	2.5
300	8,140	3,636	21.5	8.4
K_1 (kN/m)	36.86	82.51	13,953.49	35,714.29

Table 10. Load-displacement relationship and k_1 value calculation results per each abutment (OO IC2 Bridge)

Lateral load (P_H , kN)	Lateral displacement (δ_h , mm)			
	OO IC2 Bridge			
	$k_H=0$		$k_H=98,90$ kN/m ³	
	Single pile	Group piles	Single pile	Group piles
0	0	0	0.0	0.0
10	54	38	0.08	0.17
20	230	165	0.38	0.57
30	938	629	0.93	1.08
50	5,490	2,657	2.67	2.43
80	-	-	6.45	5.11
100	-	-	9.57	7.31
300	-	-	63.5	44.9
K_1 (kN/m)	28.01	33.07	2,801.12	5,154.64

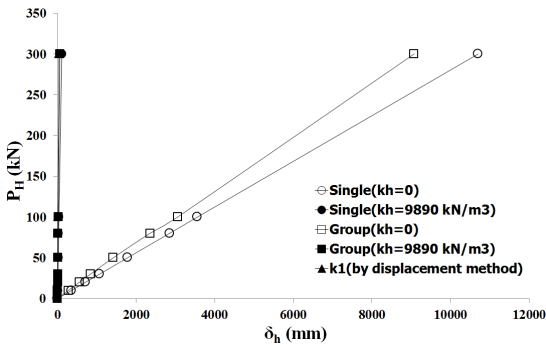


(a) Load-displacement curve horizontal comparison result of $k_n=0\text{kN/m}^3$ with $k_n=123,850\text{kN/m}^3$ and K_1

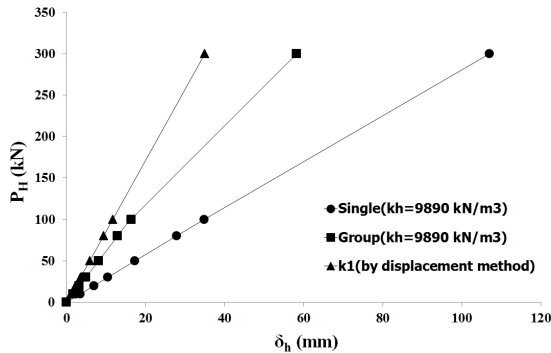


(b) Load-displacement curve horizontal comparison of $k_n=123,850\text{kN/m}^3$ with K_1

Fig. 10. Trends in horizontal displacement of the load Increases (OO Bridge)



(a) Load-displacement curve horizontal comparison result of $k_n=0\text{kN/m}^3$ with $k_n=9,890\text{kN/m}^3$ and K_1



(b) Load-displacement curve horizontal comparison of $k_n=9,890\text{kN/m}^3$ with K_1

Fig. 11. Trends in horizontal displacement of the load increases (OO IC2 Bridge)

은 OO교 1.8mm, OOIC2교 12.4mm로 나타났으며 동일한 횡방향하중 작용시 변위법에 의한 횡방향변위 산정결과에 비해 약 2~7배 정도 큰 값을 나타내었다. 즉, FB-Pier에 의한 수치해석결과 산정된 K_1 이 변위법으로 산정된 K_1 보다 단말쪽의 경우 3~7배 작게, 군말쪽의 경우 1.7~2.7배 작게 산정되는 것을 알 수 있었으며, 이는 기존 변위법에 의한 설계법에서 쓰여지는 K_1 이 실제보다 과대평가 될 수 있음을 알 수 있었다.

5. 결론

본 연구에서는 교량의 교대 기초부 말쪽의 횡방향 거동에 대한 평가를 위해 Chang(1937)에 제안한 변위법으로 설계된 교대 말쪽기초의 횡방향 변위 예측관련 인자의 신뢰성을 OO교와 OOIC2교의 설계계산서를 기반으로 수치해석 및 수치해석으로 파악하고자 하였으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 연구대상 교량의 설계 계산서를 검토한 결과 변위법에서 말쪽의 횡방향변위에 영향을 주는 인자는 말쪽의 강성(E , I 값), 말쪽특성치(β), 말쪽돌출길이(h_0)의 영향을 받는 횡방향스프링정수(K_1)로 나타났다.
- (2) 각 교대별로 횡방향 토압의 형태에 따른 수치해석 결과 횡방향변위는 경우에 따라 3~9.3배 정도 차이가 나는 것으로 나타났다. 이는 말쪽돌출길이(h_0), 특성장(λ)의 영향을 받는 말쪽머리 횡방향력(K_2 , kN/rad)이 횡방향 변위에 영향을 주기 때문으로 판단되었다.
- (3) 수치해석 결과 산정된 K_1 이 변위법으로 산정된 K_1 보다 작게 산정되는 것을 알 수 있었다. 이는 기존 설계법(변위법 활용)에 적용되는 K_1 이 실제보다 과대평가 될 수 있음을 알 수 있었다. 즉, 설계단계에서 예상한 교대의 횡방향변위보다 실제 시공시 교대의 횡방향변위가 과대하게 발생할 가능성이 있다. 따라서, 향후 실대형 현장실험 등의 실제적인 연구를 통하여 검증으로 합리적인 적용안을 제시할 필요가 있다.

References

1. Ashford, S. A., Boulanger, R. W. and Brandenberg, S. J. (2011), Recommended Design Practice for Pile Foundations in Laterally Spreading Ground, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley,

- pp. 33~37.
2. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H. (1992), Analysis of laterally loaded shafts in rock, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 6, pp. 839~855.
 3. Chang, Y. L. (1937), Discussion of lateral pile loadin feagin, *Transactions of ASCE*, Vol. 102, pp. 272~278.
 4. Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (2007), Simplified analysis of piles subjected to lateral spreading : parameters and uncertainties, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, No. 1385, pp. 8~10.
 5. Hong, W. P., Lee, K. W., Cho, S. D. and Lee, J. H. (2007), Evaluation on lateral movement of piled bridge-abutments on soft grounds under lateral flow, *Journal of Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 27, No. 5, pp. 305~312.
 6. Ishihara, K. and Cubrinovski, M. (1998), Soil-Pile Interaction in Liquefied Deposits undergoing Lateral Spreading, XI Danube-European Conference, Croatia (Keynote Lecture), pp. 6~10.
 7. Japanese Architecture Ministry of Public Works Research Institute (1983), A Study on Pile Foundation of the Slope on the Panel Board, Japanese architecture Ministry of Public Works Research Institute structure Bridge Foundation Laboratory, No. 1949, pp. 12~48.
 8. Jasim, M. A., Zamri, C. and Mohd, R. T. (2010), Influence of group configuration on the lateral pile group response subjected to lateral load, *Eletronic Journal of Geothchnical Engineering*, Vol. 15, pp. 761~772.
 9. JRA (2002), Specifications for highway bridges, Japan Road Associaion, pp. 172~185.
 10. Korean Society of Civil Engineers (2008), Highway bridge design criteria explanations-infrastructure-, Korean Society of Civil Engineers, pp. 150~204.
 11. Winkler E. (1867), *Die Lehre von Elasticitat und Festigkeit*, H. Dominic us, Prague, pp. 182~184.
 12. Yoshida (1972), A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, *Journal of Japanease Geotechnical Engineering*, Vol. 12, No. 3, pp. 23~38.