

# 3차원 수치해석을 통한 궤도지지말뚝의 동적거동 평가

## Evaluation of Dynamic Behavior for Pile-Supported Slab Track System by 3D Numerical Analysis

유민택<sup>1)</sup> · 백민철<sup>1)</sup> · 이일화<sup>1)</sup> · 이진선<sup>2)\*</sup>

Yoo, Mintaek<sup>1)</sup> · Back, Mincheol<sup>1)</sup> · Lee, Ilhwa<sup>1)</sup> · Lee, Jinsun<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>한국철도기술연구원 고속철도 연구본부 첨단인프라연구팀, <sup>2)</sup>원광대학교 토목환경공학과

<sup>1)</sup>Advanced Infrastructure Research Team, High-speed Railroad System Research Center, Korea Railroad Research Institute,

<sup>2)</sup>Department of Civil and Environmental Engineering, Wonkwang University

### / A B S T R A C T /

Dynamic numerical simulation of pile-supported slab track system embedded in a soft soil and embankment was performed. 3D model was formulated in a time domain to consider the non-linearity of soil by utilizing FLAC 3D, which is a finite difference method program. Soil non-linearity was simulated by adopting the hysteretic damping model and liner elements, which could consider soil-pile interface. The long period seismic loads, Hachinohe type strong motions, were applied for estimating seismic response of the system. Parametric study was carried out by changing subsoil layer profile, embankment height and seismic loading conditions. The most of horizontal permanent displacement was initiated by slope failure. Increase of the embedded height and thickness of the soft soil layer leads increase of member forces of PHC piles; bending moment, and axial force. Finally, basic guidelines for designing pile-supported slab track system under seismic loading are recommended based on the analysis results.

**Key words:** Pile-supported slab track system, Nonlinear dynamic numerical analysis, Seismic analysis of pile, Laterally loaded pile

## 1. 서론

연약지반 구간을 지나는 철도노선을 시공하기 위해서는 운영 중 궤도의 침하를 억제하기 위한 공법이 적용되어야 한다. 기존에는 압밀축진공법을 적용하여 잔류침하를 억제시키거나, 교량을 건설하여 압밀침하를 원천적으로 방지하는 방법을 적용하였다. 그러나, 이러한 공법은 완공 후 2차 압밀 침하가 발생하거나 교량의 경우 설계, 시공 및 유지보수에 적지 않은 비용이 소모되는 것이 사실이다. 따라서, 본 논문에서는 기존공법을 대체할 수 있는 PHC말뚝으로 지지되는 철도 궤도슬라브의 지진 시 거동에 대한 검토를 실시하고자 한다. 본 시스템은 ‘궤도지지말뚝, Pile supported slab track system’으로 명명되어, Fig. 1과 같이 플랫폼(Platform), 가로보(Cross beam) 그리고 말뚝(PHC Pile)으로 구성되어 있으며 연약지반, 붕괴성 황토 지반, 교량-터널 사이 노반 과도구간, 분기구역 노반, 기존 노반 보강 및 기타 특수조건하의 노반에 주로 적용하게 된다[1].

2017년도 현재 궤도지지말뚝은 유럽의 경우 독일의 뉘른베르크-잉골슈

타트간 고속철도, 이탈리아의 밀라노-토리노간 고속철도, 영국-프랑스 해저터널 연결구간 등의 구간에 궤도지지말뚝이 적용되었으며, 유럽에서 적용된 궤도지지말뚝은 주로 천공 관입 방식이 이용되었다[2]. 또한 중국에서도 우위(Suiyu) 시험선 철도, 정서(Zhengxi) 고속철도, 무강(Wuguang) 고속철도 등에 적용된 사례가 있다[1].

연약지반 구간의 침하억제가 아닌 유지관리 측면에 있어서, 본 구조를 교량 구조와 비교 시 교량 받침이 불필요하며, 온도에 따른 콘크리트의 수축 응력이 비교적 적어 플랫폼의 신축이음만으로 신축 제어가 가능한 장점이 있다. 이렇듯 상기 나열된 장점을 기반으로 궤도지지말뚝은 유럽 등 철도 선진국에서 최근 적용을 시작하고 있으나, 지진과 같은 횡방향 하중에 대한 안정성에 의문이 제기되고 있다. 그러나, 궤도지지말뚝은 현재 국내에서 시공되어 운용중인 구간을 찾아보기 힘든 관계로 기존의 시공사례를 바탕으로 안정성을 평가하기 어려운 것이 사실이다.

이에 본 연구에서는 수치해석프로그램을 사용하여 궤도지지말뚝의 취약점으로 예상되는 지진 시 횡방향 지지력 및 안정성을 평가하고자 한다. 본 논문에서 사용된 일련의 수치해석 절차는 여러 지반구조물, 역 T형 옹벽[3], 얇은기초 구조물[4], 항만의 중력식 안벽[5] 등에 대해서 검증된 바 있다.

수치해석은 궤도지지말뚝의 실제현장에서 적용 시 발생 가능한 여러 변

\*Corresponding author: Lee, Jinsun

E-mail: blueguy@wku.ac.kr

(Received March 10, 2017; Revised July 3, 2017; Accepted August 1, 2017)

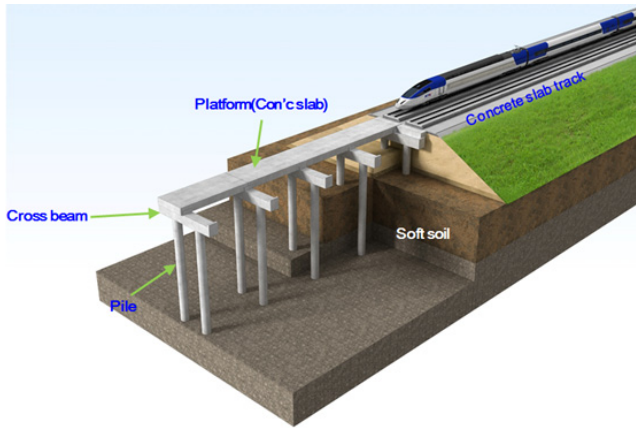


Fig. 1. Concept figure of pile-supported slab track system

Table 1. Numerical model profile for parameter study

Model No.	Thickness of soft soil layer	Embankment height
Model 1	18 m	4.5 m
Model 2	18 m	9.0 m
Model 3	23 m	4.5 m
Model 4	23 m	9.0 m
Model 5	33 m	4.5 m
Model 6	33 m	9.0 m

수(연약지반의 두께, 성토체의 높이)를 설정하여 수행하였으며 매개변수별 거동특성을 분석하였다. 이렇게 설정된 해석단면은 총 6개 단면이다. 본 논문으로 제시된 수치해석을 이용한 매개변수 해석결과는 향후 연약지반 상에 설치되는 궤도지지말뚝의 내진안전성 기준을 수립을 위한 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

## 2. 수치해석 모델링

### 2.1 해석 단면 결정

본 연구에서는 궤도지지말뚝의 단면과 하부지반 조건에 따른 내진성능 평가를 위하여, 연약지반과 성토체의 높이를 달리하며 해석을 수행하였다. 연약지반의 두께는 우리나라 철도건설 구간 중 연약지반층의 두께가 상대적으로 깊은 구간인 호남선 구간을 분석하여 18 m와 23 m로 결정하였으며, 연약지반 두께의 영향을 알아보기 위하여 두께 33 m 층에 대한 해석을 추가로 수행하였다. 이와 같이 결정된 개별 연약지반층의 두께에 대해 두 가지 궤도성토 높이(4.5 m, 9 m)에 대한 수치해석 모델을 구성하여 해석단면에 따른 지진응답 특성을 분석하였다. 이에 따라 결정된 해석 모델의 단면구성은 아래의 Table 1과 같다.

해석모델의 단면은 현재 철도기술연구원에서 개발중인 궤도지지말뚝의 Type-B 표준단면(Fig. 2)을 사용하였다.

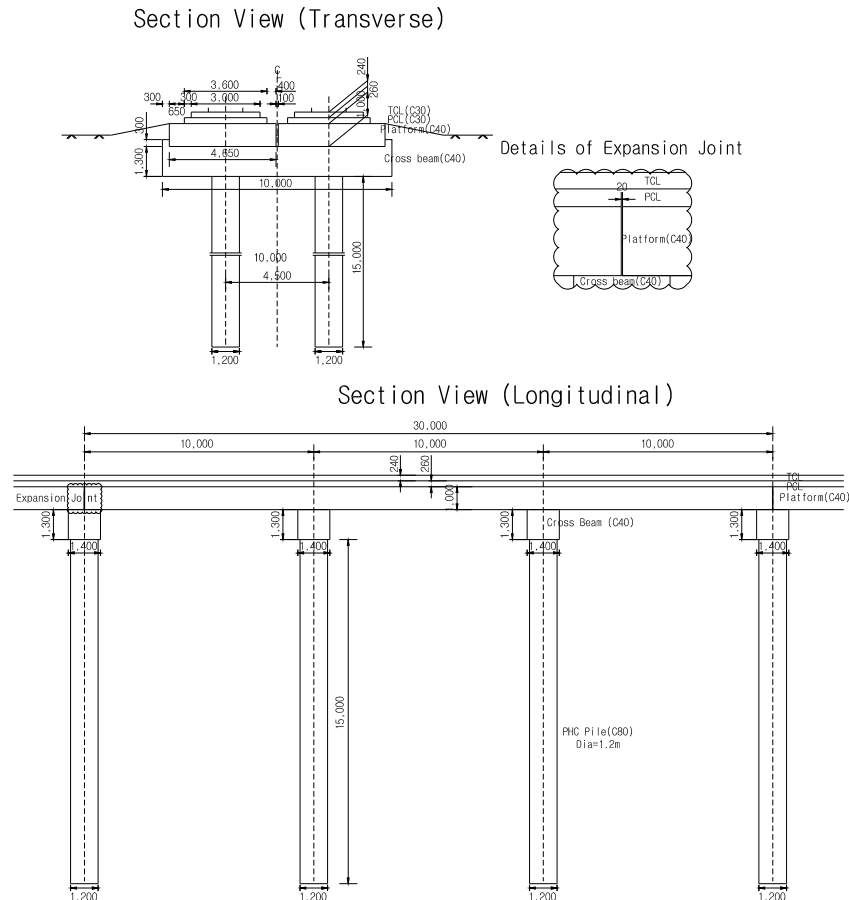


Fig. 2. Standard drawing of pile-supported slab track system

**Table 2.** Specification of PHC (Pretensioned Spun High Strength Concrete)-Pile for pile-supported slab track system

Diameter (mm)	Thickness (mm)	Type	Nominal Moment		Allowable Axial Force
			Crack $M_{cr}$ (kN-m)	Failure $M_{cr}$ (kN-m)	$P_a$ (kN)
1,200	150	B	1,825	3,335	12,070

궤도지지말뚝에 적용된 말뚝은 직경 1,200 mm PHC 파일이며, 철도 진행방향으로 말뚝간의 간격은 10 m, 가로보 방향으로 말뚝간의 간격은 4.5 m로 구성되어 있다. 사용된 PHC파일의 표준사양은 Table 2와 같다.

수치해석 모델은 실제 지반조건을 고려하여 연약지반 하부로 풍화토 지반이 약 4 m 깊이로 분포하고 있도록 단면을 구성하였으며, PHC 파일은 연약지반 하부 풍화토 지반에 2 m 깊이로 근입 되도록 구성하였다.

## 2.2 수치모델 및 요소의 제한

본 연구에서는 사용된 수치해석 프로그램은 미국의 Itasca사에서 개발된 FLAC 3D ver 5.01로 시간영역 양해법(Explicit method)에 근간하여 동적 비선형해석이 가능한 프로그램이다. 입력지진은 철도 진행방향에 대해서 직각방향으로 1 방향 가진되었다. 본 궤도지지말뚝에 사용된 말뚝은 2차원 평면변형을 조건인 수치모델로 구성할 경우 지진 시 정확한 지반-구조물-기초의 상호작용(Kinematic and inertia) 효과를 재현할 수 없으므로, 콘크리트 플랫폼 신축이음부를 기준으로 전/후 1.5경간을 3차원으로 모델링하여 해석을 수행하였다.

수치해석 모델은 표준단면의 원형크기로 구성되었으며, 육면체 유한차분 요소의 최대 대각길이는 약 0.8 m ~ 1.5 m로 식 (1)로부터 약 7 ~ 12.5 Hz 이하의 에너지 전파가 가능한 크기임을 알 수 있다[6].

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10}, \quad f \leq \frac{v_s}{10 \times \Delta l} \quad (1)$$

여기서,  $\Delta l$  육면체 요소의 대각길이;  $\lambda$ ,  $f$  전파 가능한 파장 및 주파수;  $v_s$  매질의 전단파속도

성토체 높이 9 m 모델의 경우, 성토로 인한 주변지반의 응력변화에 미치는 영향을 최소화하기 위하여 4.5 m 성토 모델에 비하여 철도진행 직각방향으로 수평지반을 추가로 모델링하였다. 따라서, 동일 점토층 깊이 대비 수평지반의 모델링 범위는 약 2배 증가하였다. 구성된 수치해석 모델의 제한은 아래의 Fig. 3과 같다. 모델별로 사용된 총 유한차분요소의 개수는 13,258~36,802개이다.

## 2.3 지반 구성 모델

수치모델을 구성하는 지반의 종류는 총 3가지이다. 수평지반 상단에 위치한 궤도성토용 화강풍화토(SM)층이 높이 4.5 m, 9.0 m로 각각 구성되며, 그 밑으로 연약점토층(고소성 점토CH, PI = 30, LL = 74)이 두께 18 m, 23 m, 33 m로 매개변수 해석조건에 따라 구성된다. 점토는 낮은 투수계수로 인하여 지진하중 재하기간동안 과잉간극수압의 소산이 발생하기 어렵다. 따라서, 비배수 상태의 거동으로 간주하여, 본 해석에서는 간극수압 증

가 및 지하수해석흐름을 고려하지 않았다.

최하단부에는 풍화토층이 약 4 m 존재하며 풍화토층 하부는 전단파속도 760 m/s를 가지는 반 무한 보통암 암반을 선형탄성모델로 가정하였다. 지반의 동적하중에 대한 거동은 미소변형을 구간에서 동적 비선형 거동을 구현하도록 Hardin과 Drnevich가 제안한 쌍곡선 모델을 이용하여 구성하였다[7]. 전단파괴 이후의 거동에 대해서는 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용하여 비연관 흐름법칙(Non-associative flow rule)을 따르도록 하였다. 사용된 지반의 공학적 특성은 아래 Table 3에 정리하였다. 비선형 거동모델 변수결정을 위한 거동특성은 기존문헌의 실험결과를 참조하여 결정하였으며, 전단변형을 변화에 따른 정규화전단탄성계수의 변화는 Fig. 4와 같다.

최대 전단탄성계수 결정을 위한 연약점토층의 전단파속도는 상단 100 m/s로부터 하단 150 m/s까지 선형적으로 증가하는 것으로 모델링 하였으며, 이는 표준관입시험치(N) 2 ~ 7에 분포하는 것으로 가정하였다. 화강풍화토로 분류되는 궤도성토재 및 풍화토층은 구속압에 따른 탄성계수의 변화가 명확하므로, 기존 문헌의 실험자료[8]를 기준으로 전체모델의 정적평형단계(시공단계별 해석)에서 얻어지는 지중응력 분포에 따라 평균유효구속응력을 계산하여 적용하였다. 적용된 최대전단탄성계수 산정식은 식 (2)와 같다.

$$G_{max} = 7933(\sigma'_0)^{0.65} \quad (2)$$

여기서,  $G_{max}$  는 최대전단탄성계수(kPa),  $\sigma'_0$  '은 평균유효응력(kPa)이다.

## 2.4 구조체 수치 모델링

궤도지지말뚝 Type-B 표준단면에 적용된 PHC파일은 직경 1,200 mm 의 B형으로 두께는 150 mm이다. 본 수치해석에서 PHC파일은 지반과 경계요소를 가지는 셸(Shell)요소를 사용하였다. FLAC 3D에서는 이러한 요소를 라이너(Liner)요소로 제공하고 있으며, 본 논문에서 사용된 라이너 요소는 힘에 대한 저항이 가능한 DKT-CST(Discrete Kirchhoff Triangle - Constant Strain Triangle) 셸과 쿨롱슬라이더(Coulomb - slider) 경계요소를 가지고 있다. 경계요소의 반복하중에 대한 거동은 Fig. 5와 같으며, 양해법을 사용한 동적응답의 계산 시 응답 오차의 허용범위 내에서 계산효율을 최대화하기 위한 지반반력계수의 추천값은 식 (3)과 같이 산정 가능하다[6].

$$k_n = k_s = \max \left[ \frac{(K+4/3G)}{\Delta z_{min}} \right] \times 10 \quad (3)$$

여기서,  $K$  체적탄성계수;  $G$  전단탄성계수;  $\Delta z_{min}$  접하는 요소의 최소 폭

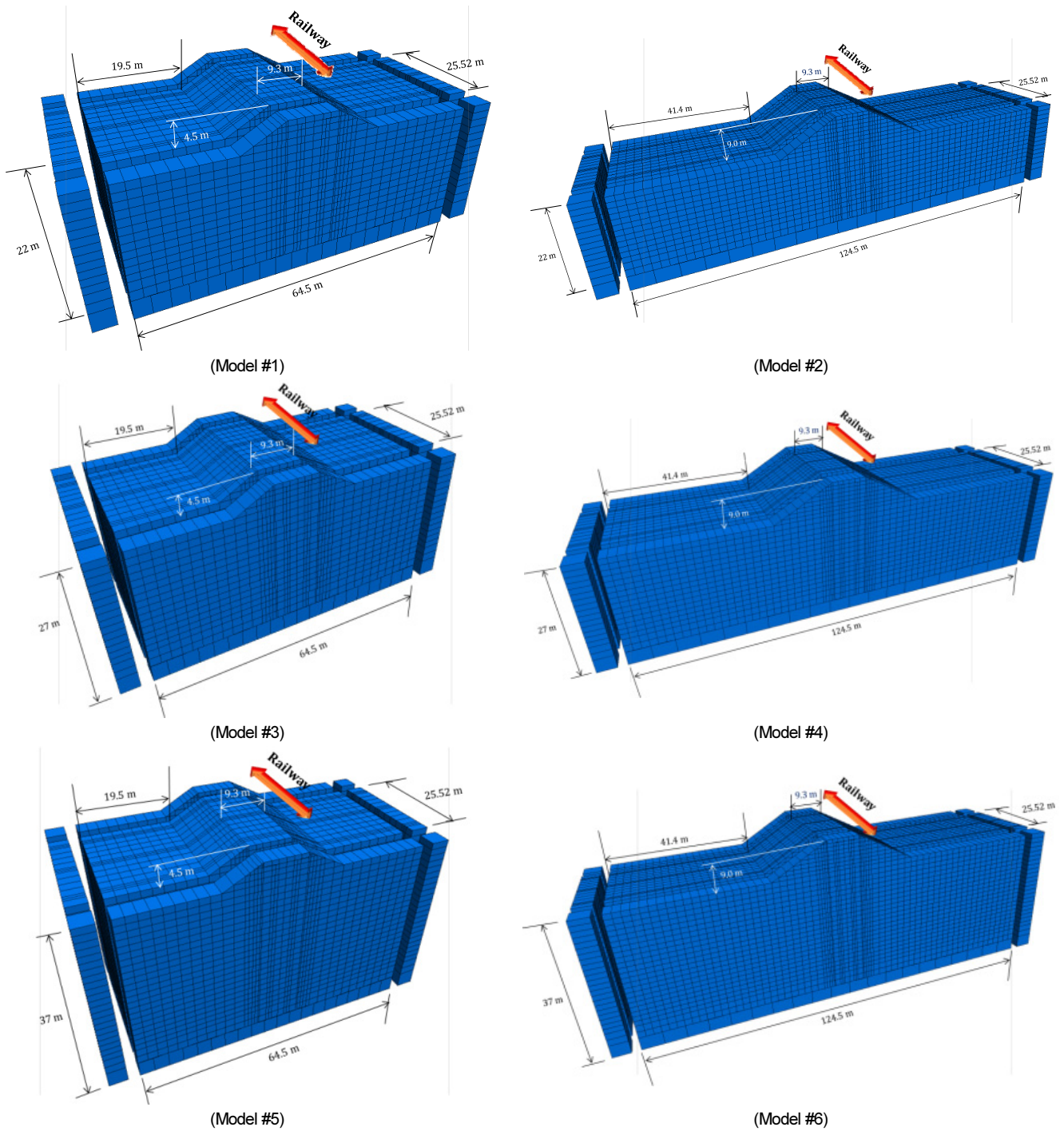
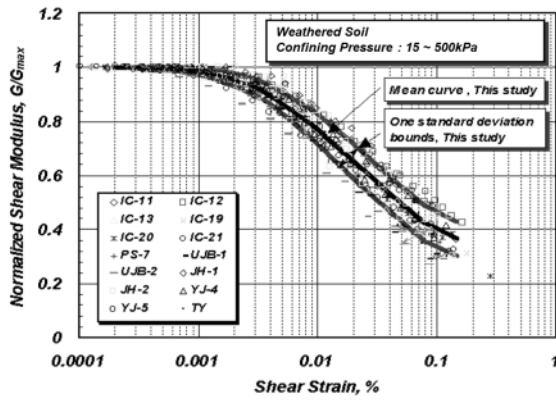


Fig. 3. Finite difference numerical analysis model for parameter analysis

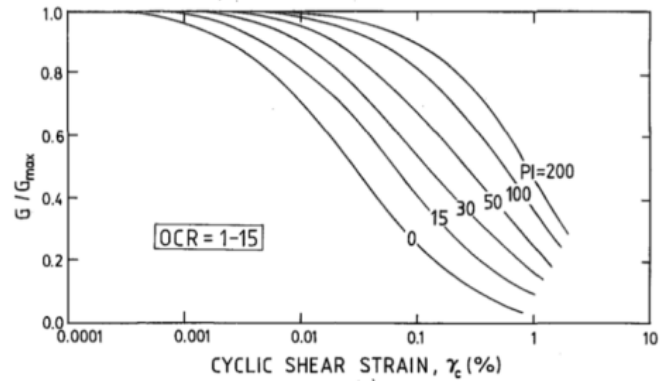
Table 3. Basic engineering properties of soil

Type of ground	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kN/m <sup>2</sup> )	Internal friction angle (°)	Reference Strain (%)	Shear wave velocity (m/s)	Poisson ratio
Embankment	18.99	5.0	38	0.05	*	0.25
Soft soil	16.19	20.0	10	0.15	100 (Top) ~ 150 (bottom)	0.45
Weathered soil	18.99	20.0	38	0.05	*	0.25
Semi-infinite rock mass	21.58	-	-	-	760	-

\*Maximum shear modulus are dependent on confining pressure

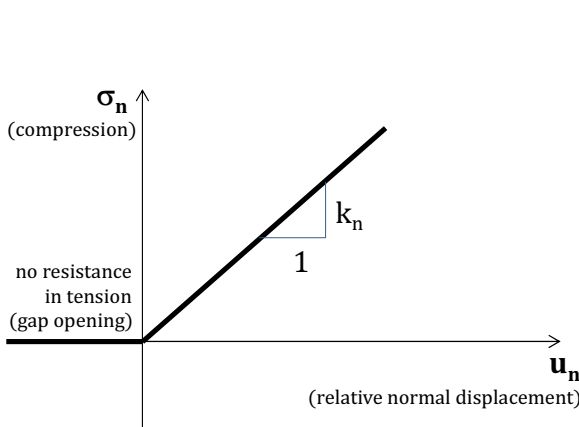


(a) Granite weathered soil (SM)[After 8]

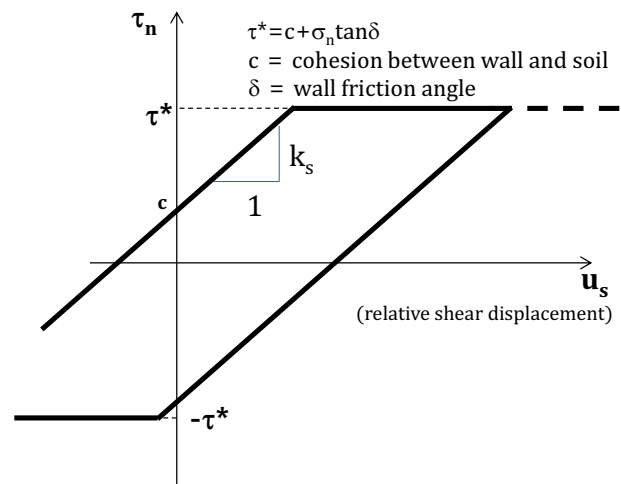


(b) Clay[9]

Fig. 4. Normalized shear modulus curve



(a) Normal direction



(b) Tangential direction

Fig. 5. Interface behavior between liner element and adjacent ground

Table 4. Engineering properties for interface elements and PHC piles

Elements		Elastic Properties		Plastic Properties	
		kn (Pa/m)	ks (Pa/m)	Normal Yielding	Shear Yielding
Interface	Embankment	2.4×10 <sup>9</sup>	100,000	Compression Failure : × Tension Strength : 10 kPa	Cohesion : 2.5 kPa Wall Friction : 12.6°
	Soft soil	6.7×10 <sup>9</sup>	100,000	Compression Failure : × Tension Strength : 20 kPa	Cohesion : 10 kPa Wall Friction : 3.3°
	Weathered soil	6.0×10 <sup>10</sup>	100,000	Compression Failure : × Tension Strength : 20 kPa	Cohesion : 10 kPa Wall Friction : 12.6°
PHC Pile		E (Pa)	$\nu$	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Plastic hinge
		26.98×10 <sup>9</sup>	0.15	2,400	×

만약, 식(4)를 대신할 수 있는 경계요소 거동모델에 대한 실험값이 계산 효율적이지 않아 사용 가능할 경우 그 수치를 적용하는 것이 타당하다. 본 논문에서는 기존 문헌[10]에서 제안된 콘크리트-지반간의 경계면거동 실험 결과를 적용하였다. 궤도지지말뚝으로 사용되는 PHC말뚝은 총 세 가지의 서로 다른 지반층과 접하게 됨에 따라, 각각의 위치에 대해서 서로 다른 경계요소 특성을 사용하여, 최종 사용된 경계요소의 거동 특성치를 Table 4에 정리하였다.

말뚝의 선단은 하부 풍화토 층에 2 m 근입 되도록 하였으며, 선단은 폐

색된 조건으로 구성하였다. PHC말뚝 외 궤도지지말뚝을 구성하는 구조 부재는 콘크리트궤도 플랫폼과 이를 지지하는 가로보로 구성된다. 본 논문에서는 상기 두개의 부재를 모두 육면체 탄성요소로 모델링하였다. 실제 궤도지지말뚝을 구성하는 PHC파일의 두부는 가로보에 매입되어 두부 구속효과를 보이게 됨에 따라, PHC말뚝의 매립 부분은 쉘요소로 모델링하여 가로보 요소와 강결하여 두부구속 조건을 재현할 수 있도록 하였다. 콘크리트궤도 플랫폼과 가로보 연결부는 지진 시 충분한 강성을 가지는 전단 연결재에 의해 연결된다는 가정 하에, 두 부재가 접하는 절점을 강결하여

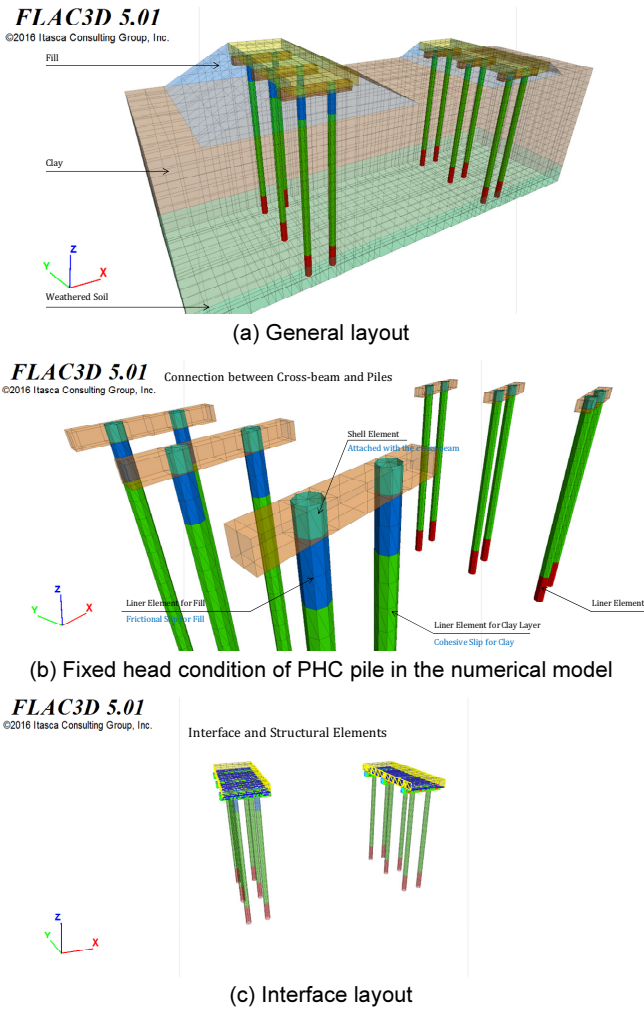


Fig. 6. Structural elements in finite-difference model

모델링하였다.

상기 구조부재-지반간의 경계면은 서로 다른 이질재료(콘크리트-지반)간의 거동으로 미끌어짐(Slip)과 분리(Separation)거동이 일어날 수 있으므로, 이를 묘사하기 위하여 경계요소를 적용하였다. 경계요소의 거동특성과 입력변수는 앞서 기술된 PHC말뚝과 지반간의 경계면 거동 중 궤도성토부의 라이너요소 경계면 거동 특성과 동일하다. 본 논문의 수치해석에서 경계요소의 구성은 Fig. 6과 같이, 가로보, 콘크리트궤도 플랫폼 주변에 각각 경계요소를 지정하여 독립적으로 거동할 수 있도록 구성하였다.

### 2.5 시간적분 간격 및 해석시간

지진하중 재하 전 정적해석은 오일러좌표계(Euler coordinate)에서 시행되었으며, 지진 시 동해석은 변위에 의한 무계중심변화(기하학적 비선형)를 고려하기 위하여 라그랑지안좌표계(Lagrangian coordinate)에서 시행되었다. 본 논문에 적용된 시간영역 양해법을 이용한 비선형 해석시, 해의 수렴을 위한 최소 시간적분 간격( $\Delta t_d$ )은 식 (4)와 같이 계산된다[6].

$$\Delta t_{crit} = \min \left[ \frac{V}{C_p A_{max}^f} \right], \Delta t_d = \Delta t_{crit} / 2 \quad (4)$$

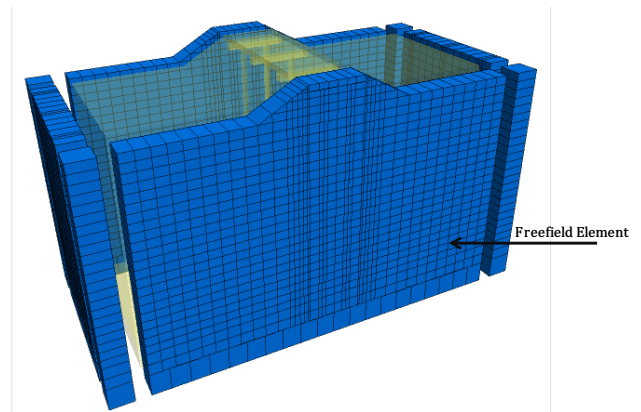


Fig. 7. Freefield element layout

여기서,  $V$  유한차분 요소체적;  $C_p$  매질의 압축파속도;  $A_{max}^f$  육면체요소 분할대각면적;  $\Delta t_d$  최소시간적분간격;  $\Delta t_{crit}$  한계시간적분간격; 2 안전율 결정된 수치해석 모델의 최소 시간적분간격은 약  $1.69 \times 10^{-5}$ 초이며, 이는 일반적으로 압축파속도가 높고 크기가 작은 요소에 의하여 결정된다. 본 모델에서는 경우 콘크리트 가로보 요소에 의해 결정되었다.

### 2.6 입력지진 경계조건 및 자유장 경계

시간영역 동적 수치해석 시 입력지진이 작용하는 기반암은 하향 반사파의 무한전파가 가능한 반무한 탄성암반(Elastic half space, Elastic base, Compliant base) 또는 하향 반사파의 전반사(Full reflection)가 일어나는 강체암반(Rigid base, Fixed base)으로 정의 가능하다. 각각의 경우에 대하여 입력지진은 기반암 입사파와 기반암 층내운동이 사용되어야 한다[11].

본 연구에서는 입력지진 경계조건에 따른 오차누적을 최소화하기 위해 입력지진 경계조건은 반무한 탄성암반경계조건으로 모델링 하였다[12]. 입력지진파로 사용된 Hachinohe형 지진은 식 (5)에 따라 응력이력으로 변환되어 최하단 보통암에 작용하도록 하였다.

$$\tau(t) = 2(\rho v_s) \dot{u}(t) \quad (5)$$

여기서,  $\tau(t)$  전단응력시간이력;  $\rho$  매질의 밀도(가진위치);  $v_s$  매질의 전단파속도(가진위치);  $\dot{u}(t)$  입력지진운동속도이력

입력지진은 수평 1방향으로만 재하 하였다. 작용방향은 성토 및 궤도 지지말뚝 구조체로 인한 관성력이 가장 크게 발생할 것으로 우려되는 열차진행방향 직각방향이다. 수평방향 경계조건은 모델경계면에서 지진파의 소산을 묘사하기 위하여 무한요소인 자유장요소(Free field element)를 사용하였다(Fig. 7). FLAC-3D에 사용되는 자유장 요소는 Lysmer와 Kuhlemeyer(1969)에 의하여 시간영역 양해법에 의한 수치적분이 가능하도록 연직, 수평 dash pot을 가지고 있다[13].

해석단면의 평균 전단파속도는 약 122 m/s로 지층의 공진주기는 0.6 ~ 1초에 분포하여, 입력 지진파는 1968년 일본에서 발생한 Hachinohe 지진(M<sub>L</sub> 7.9)을 PGA 스케일링하여 적용하였다. 본 지진파는 대표적인 장주기 지진파로 본 논문에서 검토하고자 하는 연약지반의 공진주기대역을 포함

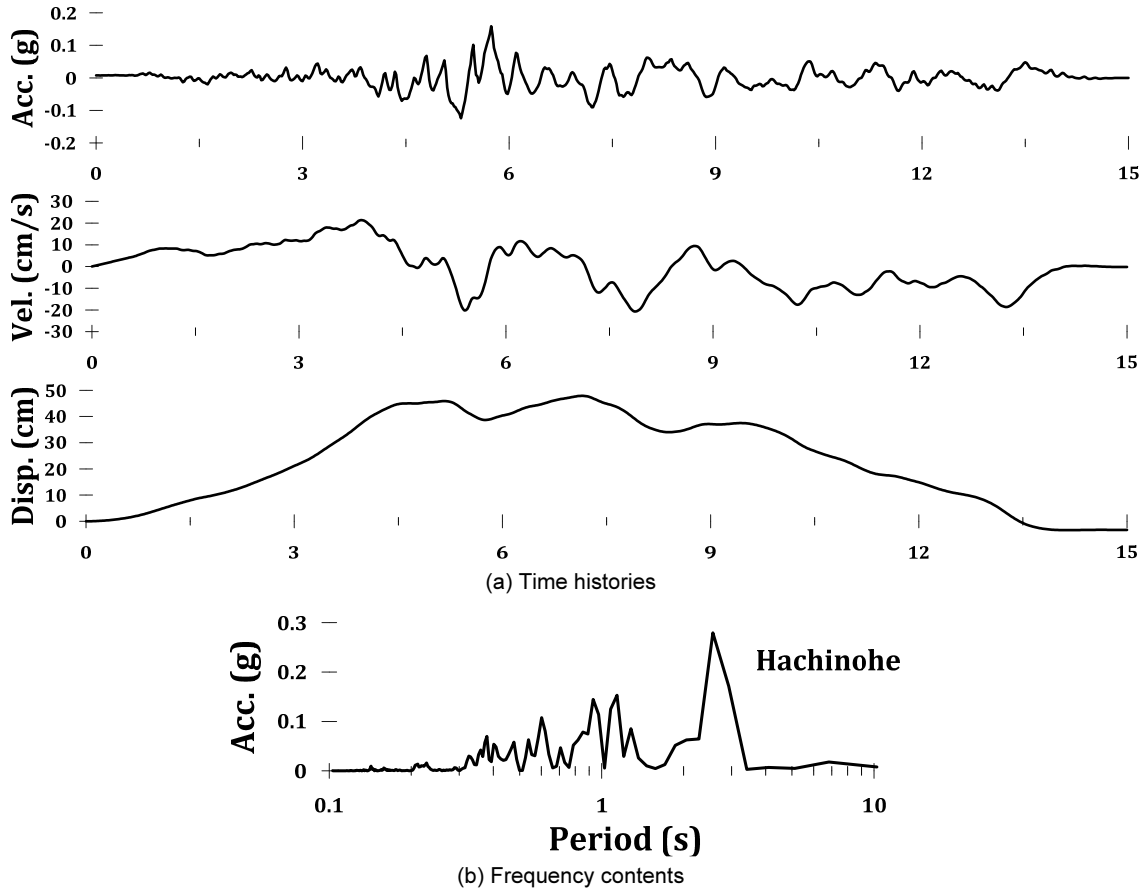


Fig. 8. Time histories and frequency contents of Hachinohe earthquake

할 수 있는 지진파이다. 본 연구의 목적이 궤도지진말뚝의 내진 안정성 평가이므로, 상대적으로 구조물의 영향을 크게 줄 수 있는 장주기 지진파를 적용하여 보수적인 결과를 산정하였다. Hachinohe 지진파의 특성 및 파형은 Fig. 8과 같다.

### 3. 매개변수 해석 결과 분석

#### 3.1 지진응답의 분석

Table 1의 총 6개 단면에 대해서 입력지진의 최대가속도를 변화시키며 수치모델 하부에 지진하중을 가진하였다. 개별 단면에 대해서, 입력지진의 최대가속도는 총 4단계(0.11 g, 0.15 g, 0.20 g, 0.25 g)로 달리하며 해석을 시행하였다. 지진 시 궤도지진말뚝의 응답은 말뚝의 응력과 변위, 깊이별 지반의 변위와 가속도 및 콘크리트궤도 플랫폼의 변위와 가속도 기록으로 분석하였다.

궤도지진말뚝을 구성하는 PHC파일은 쉘 요소 기반의 라이너 요소로 모델링되어, 휨이 일어나는 양단의 연직방향 수직응력( $\sigma_z$ ) 시간이력을 기록하였다. 이렇게 기록된 수직응력은 해석 종료 후 아래의 식(6)을 이용하여, 말뚝의 부재력(축력  $Q$ , 휨모멘트  $M$ )으로 변환하여 결과분석에 적용하였다.

$$M = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \times Z, \quad Q = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \times A \quad (6)$$

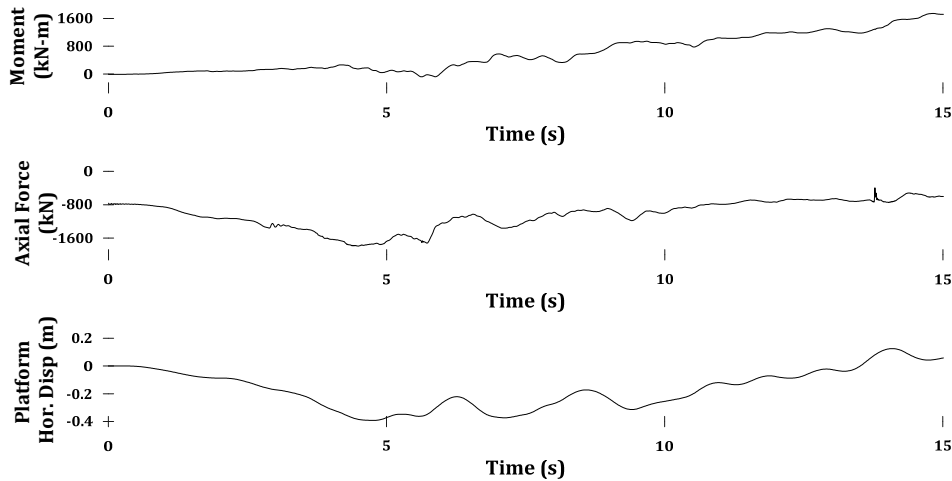
여기서,  $M$ : PHC파일의 휨모멘트,  $Q$ : PHC파일의 축력,  $\sigma_1, \sigma_2$ : PHC파일 양단부에서 축 방향 수직응력,  $Z$ : PHC파일의 단면계수,  $A$ : PHC파일의 단면적

동적해석에서는 시간의 흐름에 따라 지진하중에 대한 시스템의 응답이 변화하므로, 특정시점을 한정하여 응답의 분포를 분석하여야 한다. 따라서, 말뚝의 축력과 모멘트의 깊이별 분포를 최대모멘트 발생시점과 최대변위 발생시점에 대해 분석하였다. 대표적인 해석결과 분석은 Fig. 9와 같다.

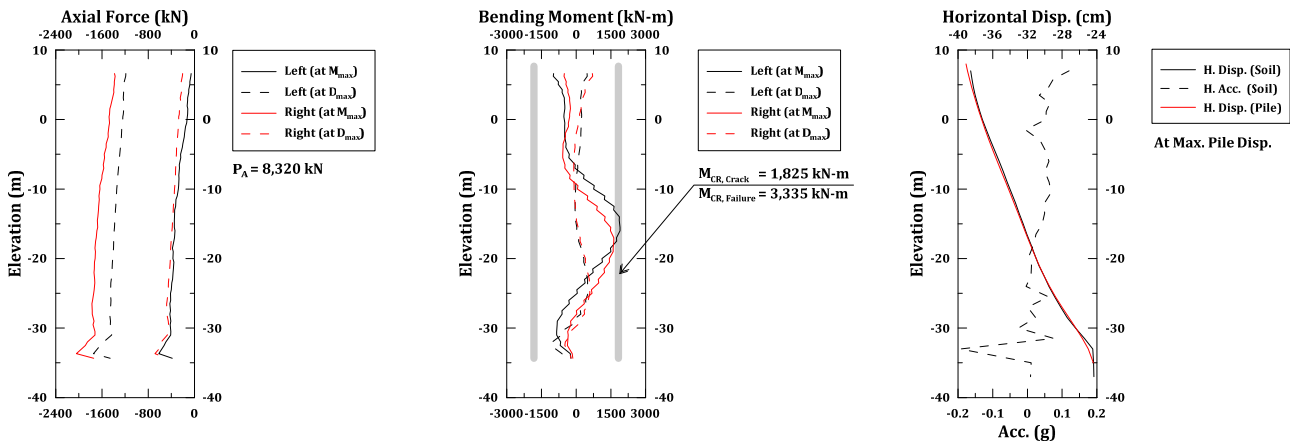
Fig. 9에 도시된 말뚝의 휨모멘트는 지진으로 인하여 관성력이 작용하는 열차진행 직각방향에 대한 말뚝의 휨모멘트이며, 깊이(표고)는 0 m를 기준으로 상부 성토, 하부 점토지반으로 표기되었다. 그래프에 표시된 Left, Right는 열차진행 방향 시점 좌/우측 말뚝을 각각 나타내며,  $M_{max}$ ,  $D_{max}$ 는 각각 말뚝의 모멘트와 변위의 최대치 발생시점에서의 깊이별 분포를 나타낸다. 단, 궤도지진말뚝 구조의 침하억제 효과 및 지진 하중의 특성을 고려하여 수직침하량에 대한 분석은 본 논문에서 제외하였다.

#### 3.2 지진응답의 분석

Fig. 9의 깊이별 수평변위 분포로부터 전체지반과 말뚝을 포함한 궤도지진말뚝 구조체가 동일한 위상의 변위를 보이는 것을 알 수 있다. 말뚝 두



(a) Response of pile supported slab track system



(b) Profile of member forces and displacement of soil and piles (at both Max. displacement and moment)

Fig. 9. Typical seismic response (Model 6, PGA 0.15g)

부 최대 수평변위 시점에서 말뚝 두부와 선단간의 상대변위는 약 15 cm 정도가 발생하여, 이로 인하여 PHC말뚝에 추가 휨모멘트가 발생하는 것을 확인할 수 있다. 한쪽 측면으로 발생한 성토궤도의 수평변위는 전체 구조계의 전도모멘트를 유발하여 좌/우측 말뚝 중 좌측은 인장, 우측은 압축력이 발생함을 깊이별 축력분포로부터 확인할 가능하다.

궤도지지말뚝 표준단면에 사용된 PHC파일은 설계상 허용축력 8,320 kN, 균열모멘트 1,825 kN-m, 파괴모멘트 3,335 kN-m의 단면성능을 가지고 있다. 수치해석 결과 연약지반 깊이가 깊고, 성토고가 높은 일부 해석단면에서는 지진시 말뚝 최대모멘트가 약 3,350 kN-m로 파괴모멘트를 상회하는 값을 나타내기도 하였다. 이에 따라 판단시, 축력에 대해서는 허용부재력 대비 안정적인 단면성능 여유치를 확보하고 있음을 알 수 있는 반면, 휨모멘트의 경우 일부구간에서 파괴모멘트에 근접하는 크기를 나타내는데, 이에 따른 안정검토 결과는 매개변수 해석결과, 성토고의 높이와 입력지진의 크기에 따라 크게 좌우되는 것으로 나타났다.

Fig. 9의 시간응답 이력 검토 시, 특이사항은 지진하중 종료 후 플랫폼의 잔류변위와 PHC파일 잔류 모멘트가 나타나는 것인데, 이는 지진하중으로 인하여 궤도성토사면이 일부 사면 활동을 일으킴에 따라 지진 종료 후에도 잔류변위가 회복되지 못한 것으로 판단된다. 이와 같은 현상은 Fig. 10의 해석종료(지진하중 종료) 후 열차진행 직각방향 변위 분포와 말뚝의 변형을

동시에 도시하여 확인할 가능한데, 그림에서 지진하중으로 인한 성토사면 붕괴로 말뚝과 플랫폼의 잔류변위가 발생함을 명확하게 확인할 수 있다.

전체 매개변수 해석결과를 종합할 때, 지진하중으로 인하여 궤도지지말뚝 구조체(말뚝)에 문제가 발생하는 경우는 궤도성토가 높고, 입력가속도 크기가 비교적 큰 경우에 해당됨을 알 수 있었다. 매개변수 해석결과를 정리하면 다음과 같다.

### 3.3 매개변수 해석결과

본 연구에서 입력지진으로 사용된 장주기 지진파인 Hachinohe 지진파에 대해서 대부분의 경우 말뚝에 작용하는 축력은 허용치 이하로 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 단, 일부 해석 조건에서 PHC파일의 허용 휨모멘트 이상치가 발생하였는데, 이를 해석 조건 별 최대 휨모멘트 값으로 도시하면 Fig. 11과 같다.

Fig. 11에 나타나는 바와 같이 동일조건(성토궤도 높이, 입력지진 최대 가속도)에서 연약지반의 깊이가 증가할수록 PHC파일에 작용하는 휨모멘트는 증가하는 경향을 나타냈다. 또한, 성토체의 높이가 증가할수록 PHC파일에 작용하는 휨모멘트 역시 증가하는 것으로 파악되었다.

설계측면에서 분석하였을 때 연약지반 두께 33 m, 성토체 높이 9 m 인



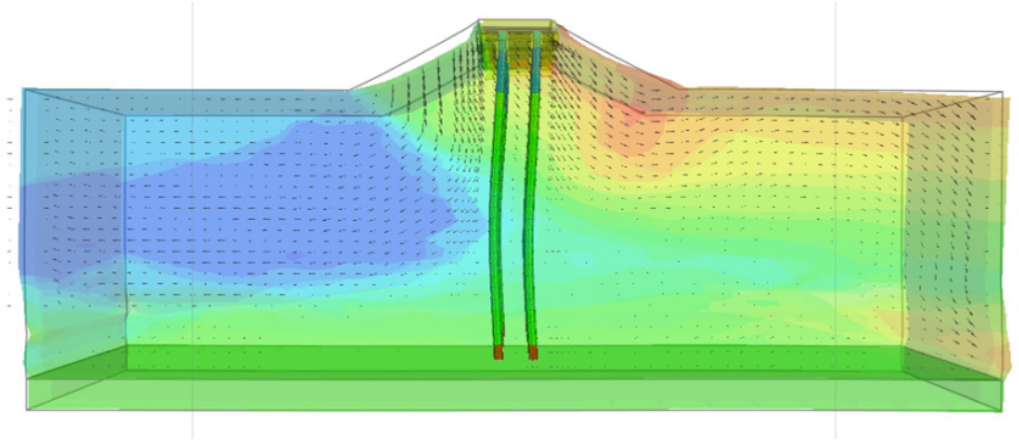
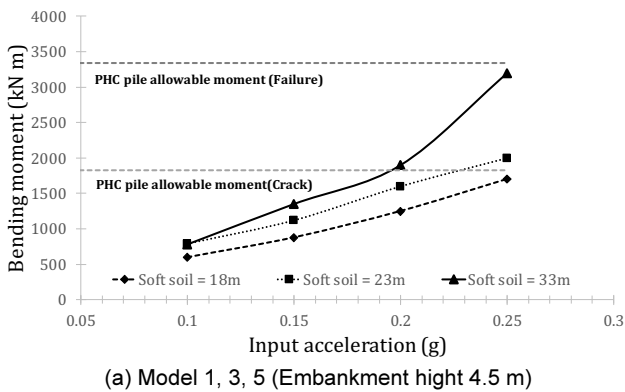
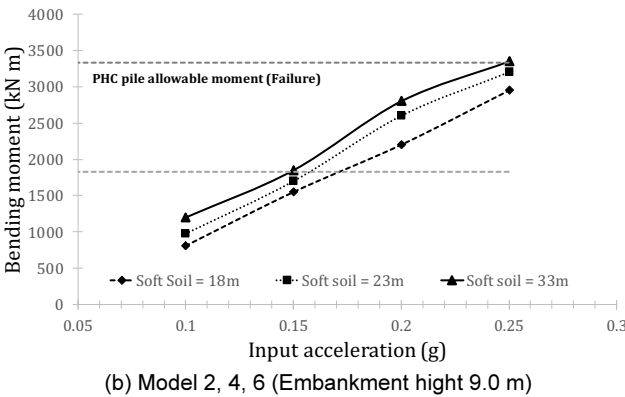


Fig. 10. Horizontal displacement contour after earthquake (Model 6, PGA 0.15 g)



(a) Model 1, 3, 5 (Embankment height 4.5 m)



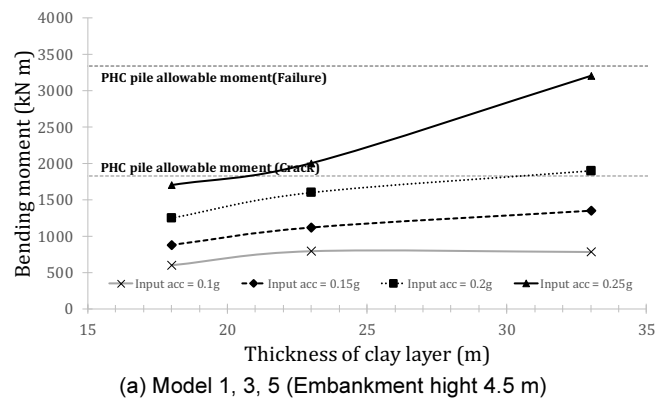
(b) Model 2, 4, 6 (Embankment height 9.0 m)

Fig. 11. Maximum bending moment of pile with input PGA

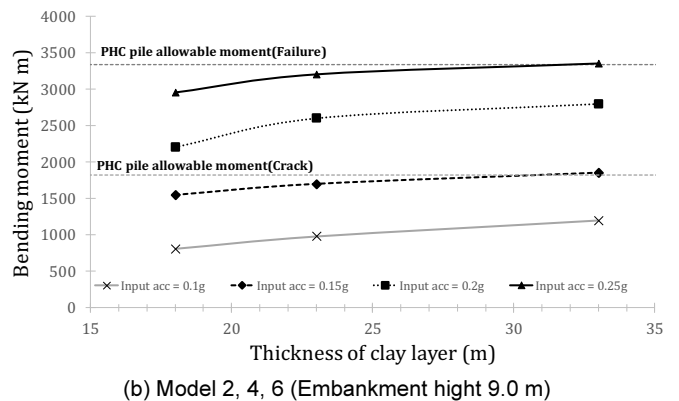
경우를 제외하면 기반암 설계가속도가 가속도 0.15 g(I 구역 1,000년 재현 주기)이하일 때, 궤도지지말뚝 시스템이 동적 안정성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 그 이상(0.2 g)의 최대입력 지진가속도에 대해서 설계할 경우 파일의 지진 시 건전성에 대한 검토를 신중히 하여야 할 것으로 판단된다.

궤도지지말뚝의 설계가이드라인 제안을 위해 해석결과를 입력지진최대가속도별도 연약지반 두께에 대한 PHC파일 최대 휨모멘트의 크기 변화를 나타내면 Fig. 12와 같다.

궤도성토체 높이의 영향을 살펴보면, 높이가 4.5 m인 경우, 설계지진 가속도 0.2 g에서 말뚝 건전성 확보가 가능한 연약지반 두께의 한계는 약 30 m 수준으로 판단되며, 설계 지진 가속도가 0.25 g에서는 20 m 이하로 낮아



(a) Model 1, 3, 5 (Embankment height 4.5 m)



(b) Model 2, 4, 6 (Embankment height 9.0 m)

Fig. 12. Maximum bending moment of pile with thickness of clay layer

져야 할 것으로 판단된다. 성토체 높이가 9 m인 경우에는 설계 지진가속도가 0.15 g에서는 한계 연약지반 두께는 약 30 m로 나타나며 설계 지진가속도가 0.2 g 이상이 되면 연약지반 깊이와 무관하게 동적 안정성 확보가 어려울 것으로 예상된다. 본 논문에서는 일련의 결과를 바탕으로 궤도성토 높이에 따라 궤도지지말뚝이 적용 가능한 연약지반층의 설계조건을 Table 5와 같이 제안하고자 한다. 단, 본 연구에서 제안한 결과는 현재 철도기술연구원에서 개발중인 궤도지지말뚝의 Type-B 표준단면에 한정된 결과이며 말뚝의 직경, 휨강성 등의 따라 영향을 받을 수 있으므로 추후 다양한 말뚝제원에서의 연구가 필요하다.

**Table 5.** Recommended bound of soft soil thickness for designing PHC-pile supported slab track system

Design seismic intensity	Embankment height : 4.5 m	Embankment height : 9 m
0.10 g	-	-
0.15 g	-	30 m
0.20 g	30 m	Impossible to design
0.25 g	20 m	Impossible to design

#### 4. 결론

본 연구에서는 궤도지지말뚝 구조의 설계초안 검토 시 지진하중에 대하여 동적 안정성을 확보할 수 있는 설계가이드라인 제안을 위하여, 지진하중에 대한 3차원 동적 수치해석을 시행하여 설계변수의 영향을 살펴보았다.

- 1) 궤도지지말뚝 표준 단면에 대해서 매개변수 해석 조건별로 지진하중 재하 중 PHC 파일의 축력 및 휨모멘트 최대값을 기준으로 동적 안정성을 검토하였다. 지진하중 재하 중 말뚝의 축력이 설계기준값을 초과하는 경우는 발생하지 않았으나, 연약지반층이 두껍게 분포하고 성토높이가 높은 경우 비교적 큰 설계지진가속도에 대해서 안정성을 확보하지 못함을 알 수 있었다.
- 2) PHC 파일에 발생하는 휨모멘트는 선단과 두부의 상대변위차로 발생하며, 궤도성토체의 높이가 높아질 경우 지진시 사면활동에 의한 잔류 수평변위와 잔류 모멘트가 발생함을 알 수 있었다.
- 3) 일부 해석 조건에서 PHC 말뚝의 허용치 이상의 부재력이 발생할 수 있음을 확인 하였으며, 이를 바탕으로 본 연구에서는 궤도성토 높이에 따라 궤도지지말뚝이 적용 가능한 연약지반층의 설계조건을 제안하였다. 단, 본 매개변수 해석결과는 입력지진의 형태에 따라 결과가 달라 질 수 있으므로, 추후 이에대한 평가는 반드시 이루어 져야 할 것으로 사료된다.
- 4) 본 해석에서 사용된 지반 및 구조체의 공학적 특성(물성치)은 모두 일반적으로 통용되는 범위 내에서 결정하였으며, 해석 결과 또한 예상 가능한 형태의 결과를 보여줌에 따라 본 논문의 결과는 공학적으로 의미를 가진다고 할 수 있다. 다만, 매개변수 해석에 대한 신뢰도를 높이기 위해 추후 모형시험이나 현장시험을 통해 검증과정을 추가 실시할 필요가 있을 것으로 판단된다.

#### / 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 철도기술연구사업(연약지반구간 교량대체를 위한 침하억제공법 개발, 17RTRP-B067919-05)과 2016년 해양수산부 재원으로 한국해양과학기술진흥원(항만 및 어항설계기준 고도화를 위한 성능기반 내진설계 기술 개발)의 연구비지원에 의해 수행되었으며, 이에 깊은

감사를 드립니다.

#### / REFERENCES /

1. Xiao JH, Wang BL, Wang ZD, Yang LC, Gong QM. Differential Settlement of Subgrade and its Control for High Speed Railway. Tongji University Press. c2015.
2. Wangfeng et al. The theory and practice of concrete deck on pile system in a high speed ballastless track, China Railway Publishing House, Beijing, China. c2012.
3. Lee JS, Chae HG, Kim DS, Jo SB, Park HJ. Numerical analysis of inverted T-type wall under seismic loading. Computers and Geotechnics. 2015;66:85-95
4. Lee JS, Choo YW, Kim DS. Numerical seismic response of single-degree-of-freedom structure supported by shallow foundation. Proceedings of the 3rd International FLAC /DEM Symposium on Numerical Modeling. Hangzhou, China. ISBN 978-0-9767577-3-3, 05-03, c2013.
5. Lee JS, Noh GD. Evaluation of caisson quay wall behavior during the 1995 Kobe earthquake by nonlinear effective stress analysis. EESK J. Earthquake Eng. 2016;20(6):401-412
6. Itasca. FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 3D user's manual—dynamic analysis. Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN. c2011.
7. Hardin BO, Drnevich VP. Shear modulus and damping in soils: design equation and curves. J. Soil Mech. Found. Eng. Div. ASCE 1972;98(7):667-91.
8. Choo YW. Dynamic Deformation Characteristics of Cohesionless Soils in Korea Using Resonant Column Tests, J. Korean Geotechnical Society. 2001;17(5):115-128.
9. Vucetic M, Dobry R. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. J Geotechnical Engineering, ASCE. 1991;111(GT1):89-107.
10. Gomez JE, Filz GM, Ebeling RM. Extended hyperbolic model for sand-to concrete interface. J. Geotech and Geoenvironmental Engineering. ASCE. 2003;129(11):993-1000.
11. Lee JS. Appropriate input earthquake motion for the verification of seismic response analysis by geotechnical dynamic centrifuge test. EESK J. Earthquake Eng. 2013;17(5):209-217
12. Mejia LH, Dawson EM. Earthquake deconvolution for FLAC. Proceedings of 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, Spain. ISBN 0-9767577-0-2, 4-10. 2006.
13. Lysmer J. Kuhlemeyer RL. Finite dynamic model for infinite media. J. Eng. Mech. 1969;95(4):859-77.