한국지반공학회논문집 제31권 10호 2015년 10월 pp. 61 ~ 76
JOURNAL OF THE KOREAN GEOTECHNICAL SOCIETY
Vol.31, No.10, October 2015 pp. 61 ~ 76

ISSN 1229-2427 (Print)
ISSN 2288-646X (Online)
http://dx.doi.org/10.7843/kgs.2015.31.10.61

# 철도 옹벽 표준도의 신뢰도수준 및 LRFD 적용성 평가

# Estimation of Reliability Level and Applicability of LRFD Based on Standard Drawings of Railway Cantilever Retaining Walls

김 인 수[1] Kim, In-Soo
임 희 대[2] Lim, Heui-Dae
박 준 모[3] Park, Joon-Mo

## Abstract

Recently, geotechnical engineering researches have been conducted on the Limit State Design (LSD) for deep and shallow foundations; however, there are very few studies on the retaining wall. As a basic study for the introduction of the LSD of a railway retaining wall, this study evaluates whether the reliability index satisfies the target reliability index for each failure mode in the standard drawing of the retaining wall. It also analyzes the feasibility of the LSD method by using the Load and Resistance Factor Design (LRFD) for the standard drawing of a retaining wall. In a portion of the standard drawing of the railway retaining wall, the reliability indices of the sliding and bearing capacity failure modes did not satisfy the target reliability index, and could not satisfy the limit state by the LRFD. Hence, the standard drawing of the railway retaining wall will need to be revised if the LSD is to be applied.

## 요 지

최근 지반공학 분야에서는 깊은기초와 얕은기초에 관한 한계상태설계법에 관한 연구가 선행되고 있으며, 옹벽구조물에 관한 연구는 미미한 실정이다. 본 연구는 철도 옹벽의 한계상태설계법을 도입하기 위한 기초 연구로써 옹벽 표준도의 파괴모드별 신뢰도지수가 목표신뢰도지수를 만족하는지를 평가하였으며, 옹벽 표준도에 대한 하중저항계수 설계를 수행함으로써 한계상태설계법의 적용성을 분석하였다. 철도 옹벽 표준도의 일부는 활동 및 지지력파괴에 대한 신뢰도지수가 목표신뢰도지수에 미달하며, 하중저항계수설계법에 의한 한계상태를 만족하지 못하여 한계상태설계 도입 시 철도 옹벽 표준도의 수정이 필요한 것으로 평가되었다.

**Keywords :** Retaining wall, Reliability analysis, Reliability index, LRFD, Standard drawing, Utilization factor

1 정회원, 충남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Chungnam Univ.)
2 정회원, 충남대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Chungnam Univ.)
3 정회원, 동국대학교 건설환경공학과 전문연구원 (Member, Research Fellow, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Dongguk Univ., Tel: +82-2-2260-8737, Fax: +82-2-2260-8753, jmparksoil@hotmail.com, Corresponding author, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2016년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

Copyright © 2015 by the Korean Geotechnical Society
This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

## 1. 서 론

철도건설공사 등 토목공사의 땅깎기와 흙쌓기를 계획할 때 용지제한과 지형 등의 제약으로 인하여 비탈면으로는 안정성을 유지할 수 없는 경우 흙 또는 기타 재료의 안정성을 확보하고 지표면이 급경사 또는 수직단차를 이룰 때 옹벽을 설치한다. 옹벽의 설계기준은 1990년 대 후반에 국내·외 관련자료와 학계 및 업계 전문가들의 자문의견 등을 종합적으로 검토하여 기준이 정립되었다. 옹벽은 설계빈도가 많고 공법 및 설계기준 등이 동일한 경우가 많아 설계조건별, 규격별로 구조를 표준화하여 설계기간과 품질관리의 적정성을 도모하고자 철도 옹벽 표준도(KRNA, 2009)가 제정되었으며, 옹벽과 관련된 국가설계기준에 부합되도록 최근 개정되었다(KRNA, 2014).

옹벽표준도는 구조물을 설계·시공하는데 있어서 표준이 되는 옹벽시설의 기준이라 할 수 있으며, 표준도는 구조물의 과다시공이나 부실시공을 방지하고 시공사례를 제시함으로써 옹벽의 설계자나 시공자의 시행착오를 줄일 수 있다. 우리나라는 지형 특성상 지형고도의 변화가 많아서 옹벽 구조물의 적용이 빈번하고 상세 설계를 수행하기 곤란한 소규모 공사에서는 옹벽 표준도에 의존하고 있으며, 최근 Moon and Ju(2014)에 의해 국토해양부 표준도를 대상으로 토목구조물 BIM 라이브러리를 구축하여 효율적이고 신속한 설계 및 설계변경을 수행할 수 있는 설계환경을 제공하고자 하는 연구가 진행되는 등 표준도의 신뢰성은 점차 중요해지고 있다.

옹벽 설계기준에 따른 제반사항과 설계조건을 만족시키는 경우에 옹벽 표준도를 적용하고 있으나, 설계정수의 불확실성으로 인해 옹벽의 안정성이 확보되지 못하여 보강하는 경우나 옹벽의 과도한 보수적인 설계로 인한 경제적 손실 등을 야기하고 있다. 이와 같은 불안정성을 최소화하기 위하여 전통적인 옹벽 설계에서는 전도, 활동, 지지력 등의 여러 검토항목별로 안정성을 확보할 수 있는 안전율을 적용하고 있다. 그러나 안전율은 불확실성을 포함하고 있으며, 설계정수의 평균값을 이용한 개념이기 때문에 부분적으로 과다설계 또는 과소설계가 될 가능성이 있다.

최근 안전율 기반의 허용응력설계기법과 지반정수가 갖고 있는 불확실성의 최소화를 위하여 Hoeg and Murarka(1974), Jung and Yun(1998), Fenton et al.(2005) 등에 의해 신뢰성기법들이 개발되어져 왔으며, 여러 파괴모드에 대하여 종합적으로 안정성을 평가할 수 있는 체계 신뢰성해석법이 Castillo et al.(2004), Zevgolis and Bourdeau(2008) 등에 의해 개발되었다.

신뢰성해석법은 다양한 설계정수의 불확실성을 고려하여 최적의 설계를 수행할 수 있다는 장점이 있으나 설계자가 파괴확률을 정식화하는데 많은 어려움이 있다. 따라서 국내·외의 많은 연구자들은 지난 수십여 년 간 신뢰성이론에 기반하며 기술자들이 쉽게 접근할 수 있는 하중저항계수설계법(LRFD)과 유로코드(Eurocode) 등의 한계상태설계법을 개발하고자 하였다. LRFD와 Eurocode에서는 공통적으로 경험식 등을 이용하여 예측된 저항력과 계측 및 확인시험 등을 통하여 실측된 저항력의 비로 정의되는 저항편향계수($\lambda_R$)와 구조물의 신뢰성수준을 확보하기 위한 목표신뢰도지수($\beta_T$)의 선정이 필요하다. 그러나 옹벽에 작용되는 토압 및 상재하중, 저항력에 대한 예측은 가능한 반면에 파괴시의 토압을 비롯한 옹벽 시스템의 저항력을 실측하기는 매우 어려운 이유로 한계상태설계법의 부분계수를 보정할 수 없어 현재 한계상태설계법을 시행하고 있는 북미와 유럽지역의 설계시방서에는 기존 허용응력설계법의 안전율을 부분계수의 형태로 전환하여 사용하고 있는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 철도 옹벽 표준도를 기준으로 옹벽의 기하학적 특성 및 지반정수의 통계학적 특성에 따른 신뢰성해석을 수행하여 목표신뢰도지수와 비교함으로써 옹벽 표준도의 신뢰도수준을 검토하고, 하중저항계수설계법을 이용한 설계를 수행하여 옹벽 표준도가 한계상태를 만족하는지를 평가함으로써 향후 국내에 한계상태설계법 도입 시 적용성을 검토하고자 한다.

## 2. 철도 옹벽의 설계기준과 표준도

### 2.1 철도 옹벽의 설계기준

철도 옹벽의 설계기준은 구조물 기초 설계기준(MOLIT, 2014)과 건설공사 비탈면 설계기준(MOLIT, 2011)을 기초로 작성되었으며, 자갈궤도의 중량 및 열차하중에 의한 상재하중(Table 3)이 고려된 점이 국가설계기준과는 다른 점이다. 옹벽의 설계 개념은 옹벽에서 발생할 수 있는 다양한 파괴형태에 대하여 안정성을 확보하도록 설계하는 것으로 크게 옹벽의 안정성, 부재의 응력도, 구조세목을 검토한다. 옹벽의 안정성은 옹벽 저면을 따

라 발생되는 활동, 옹벽의 앞굽을 중심으로 회전되는 전도, 기초 지반의 지지력 부족으로 인한 지지력파괴 및 침하, 옹벽구조물 및 기초지반이 포함된 전체안정성에 대하여 검토하며, 옹벽의 설계 안전율은 Table 1과 같다. 부재의 응력도는 옹벽구조물에 발생되는 휨모멘트, 축방향력(축력), 전단력 등에 대한 응력을 검토하는 단계로 중력식 또는 반중력식 옹벽에 대해서는 특별히 부재설계가 필요 없는 경우가 대부분이며, 캔틸레버식 옹벽, 부벽식 옹벽의 경우에는 철근콘크리트 구조설계 기준에서 정하는 바를 따르므로 본 연구에서는 부재의 응력도는 고려하지 않았다.

기초지반은 사질토로서 흙의 내부마찰각은 35° 이상, 허용지지력은 최대 지반반력 이상으로 적용되었으며, 사용재료의 단위중량 및 강도는 Table 2와 같다.

옹벽에 작용하는 토압은 배면 흙의 형상에 따라 시행쐐기법을 이용하여 산정하며, 옹벽 상부에 노반이 설치되는 경우에는 궤도하중($q_1$)과 열차하중($q_2$)을 등분포 상재하중으로 적용한다. 옹벽에서 궤도중심까지의 거리 B가 2.0m 이하인 경우에는 일본 철도구조물 설계표준(RTRI, 1999)을 준용하여 폭 B에 대해서 $q_2$ 대신에 $q_3$를 Table 3과 같이 적용하도록 규정하고 있다.

철도 옹벽 표준도는 설계수평지진가속도계수를 이용한 등가정적해석법을 적용하여 지진에 의한 관성력과 동적영향에 의해 발생되는 추가적인 토압을 고려하여 작성되었으며, 열차운행으로 발생되는 활하중은 Table 3에서와 같이 등분포 상재하중으로 고려하고 이로 인한 별도의 진동해석이나 검토는 생략한다.

### 2.2 철도 옹벽 표준도

철도 옹벽 표준도에서는 옹벽의 높이, 벽체 내의 인장력 크기, 용지제한 등에 따라 중력식 옹벽과 캔틸레버식 옹벽으로 구분하여 Table 4와 같이 구성되어 있다. 일반적으로 옹벽의 높이가 3~4m 이내로 기초 지반이 양호하며 용지사용에 제한이 없는 경우에는 중력식 옹벽과 반중력식 옹벽을 적용하며, 옹벽의 높이가 3m 이상이며 옹벽이 용지경계에 근접한 경우에는 캔틸레버식 옹벽을 적용한다.

Table 1. Minimum factor of safety for retaining walls

| Failure mode | Normal conditions | Earthquake conditions |
|---|---|---|
| Sliding | 1.5 (2.0*) | 1.1 (1.5*) |
| Overturning | 2.0 | 1.5 |
| Bearing capacity | 3.0 | 2.0 |
| Overall stability | 1.5 | 1.2 |

*Considering passive earth pressure on the sliding

Table 2. Specified design strength and unit weight of retaining wall materials

| Material | | Strength (MPa) | Unit weight (kN/m$^3$) | Friction angle (deg.) |
|---|---|---|---|---|
| Reinforcing rod | | 400 | – | |
| Reinforced concrete | | 30 | 24.5 | |
| Unreinforced concrete | | – | 23.0 | |
| Asphalt pavement | | – | 22.5 | |
| In-situ soil | | – | 20.0 | 35 |
| Backfill soil | horizontal | – | 19.0 | 30 |
| | inclination of 1 : 1.5 | – | 20.0 | 35 |

Table 3. Surcharge load acting on the surface backfill of retaining wall

| Load type | Surcharge load (kN/m$^2$) | |
|---|---|---|
| | Conventional railway | Highspeed railway |
| $q_1$ | 15 | 15 |
| $q_2$ | 35 | 35 |
| $q_3$ | 73/B | 78/B |

Table 4. Structural element of standard drawings of railway retaining walls

| Retaining wall type | | Wall height (m) | Slope angle of backfill | Slope height (m) | Num. of drawings |
|---|---|---|---|---|---|
| Gravity type | Gravity type | 1.0, 2.0, 3.0 | Horizontal, 1 : 1.5 | 1.5, 3.0 | 9 |
| | Semi-gravity type | 2.0, 3.0, 4.0 | Horizontal, 1 : 1.5 | 1.5, 3.0 | 9 |
| Cantilever type | Reversed-T type | 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0 | Horizontal, 1 : 1.5 | 2.5, 5.0 | 15 |
| | L type | 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0 | Horizontal, 1 : 1.5 | 2.5, 5.0 | 15 |

Table 5. Specification of standard drawings of railway cantilever retaining walls

| Wall No. | Slope angle of backfill | Height of retaining wall (m) | | | | | Width of retaining wall and backfill (m) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Ha | Hb | Hc | Hd | He | Ba | Bb | Bc | Bd | Be | Bf | Bg |
| 1 | Horizontal | 0.40 | 2.60 | 0.00 | 0.30 | 1.00 | 1.20 | 0.60 | 0.40 | 0.05 | 0.40 | 0.15 | 0.00 |
| 2 | 1 : 1.5 | 0.40 | 2.60 | 2.50 | 0.25 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.40 | 0.05 | 0.40 | 0.15 | 1.00 |
| 3 | 1 : 1.5 | 0.40 | 2.60 | 5.00 | 0.30 | 1.00 | 1.20 | 0.60 | 0.40 | 0.05 | 0.40 | 0.15 | 1.20 |
| 4 | Horizontal | 0.40 | 3.60 | 0.00 | 0.35 | 1.00 | 1.75 | 0.65 | 0.40 | 0.07 | 0.40 | 0.18 | 0.00 |
| 5 | 1 : 1.5 | 0.40 | 3.60 | 2.50 | 0.35 | 1.00 | 1.65 | 0.65 | 0.40 | 0.07 | 0.40 | 0.18 | 1.65 |
| 6 | 1 : 1.5 | 0.40 | 3.60 | 5.00 | 0.35 | 1.00 | 1.75 | 0.65 | 0.40 | 0.07 | 0.40 | 0.18 | 1.75 |
| 7 | Horizontal | 0.50 | 4.50 | 0.00 | 0.40 | 1.00 | 2.15 | 0.75 | 0.50 | 0.09 | 0.40 | 0.26 | 0.00 |
| 8 | 1 : 1.5 | 0.50 | 4.50 | 2.50 | 0.40 | 1.00 | 1.95 | 0.75 | 0.50 | 0.09 | 0.40 | 0.26 | 1.95 |
| 9 | 1 : 1.5 | 0.50 | 4.50 | 5.00 | 0.40 | 1.00 | 2.15 | 0.75 | 0.50 | 0.09 | 0.40 | 0.26 | 2.15 |
| 10 | Horizontal | 0.60 | 5.40 | 0.00 | 0.45 | 1.00 | 2.60 | 0.80 | 0.60 | 0.11 | 0.40 | 0.29 | 0.00 |
| 11 | 1 : 1.5 | 0.60 | 5.40 | 2.50 | 0.40 | 1.00 | 2.40 | 0.80 | 0.60 | 0.11 | 0.40 | 0.29 | 2.40 |
| 12 | 1 : 1.5 | 0.60 | 5.40 | 5.00 | 0.40 | 1.00 | 2.50 | 0.80 | 0.60 | 0.11 | 0.40 | 0.29 | 2.50 |
| 13 | Horizontal | 0.70 | 6.30 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 3.20 | 0.90 | 0.70 | 0.13 | 0.40 | 0.37 | 0.00 |
| 14 | 1 : 1.5 | 0.70 | 6.30 | 2.50 | 0.50 | 1.00 | 2.80 | 0.90 | 0.70 | 0.13 | 0.40 | 0.37 | 2.80 |
| 15 | 1 : 1.5 | 0.70 | 6.30 | 5.00 | 0.50 | 1.00 | 3.20 | 0.90 | 0.70 | 0.13 | 0.40 | 0.37 | 3.20 |

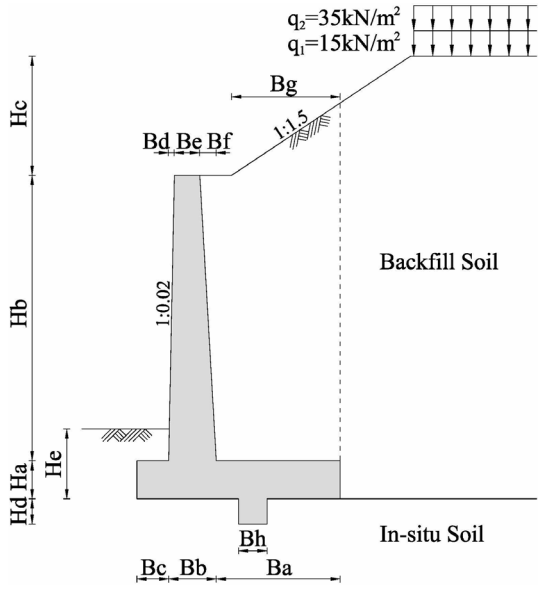


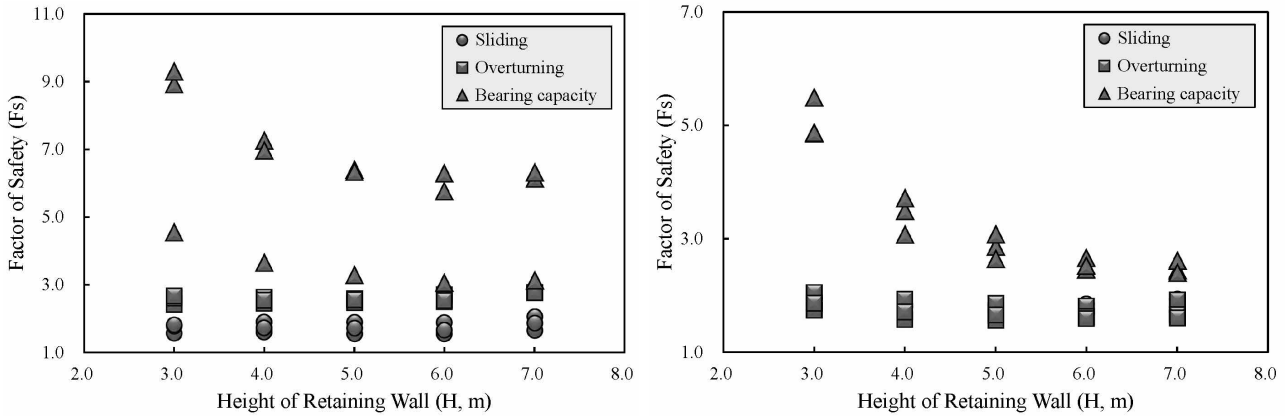

Fig. 1. Standard drawings of railway cantilever retaining walls

캔틸레버식 옹벽은 벽체의 자중과 저판위의 흙의 중량으로 토압에 저항하는 형식으로 철근콘크리트 구조이므로 통상적인 높이의 옹벽에서는 가장 경제적이고, 철도 시설물이 대부분 선형 구조이므로 용지 활용이 제한적이므로 옹벽형식 중 가장 많이 적용되고 있으며, 캔틸레버식 옹벽 중에서 역T형 옹벽이 일반적으로 적용된다. 다만, 용지 경계에 접하여 있는 경우나 앞판의 설치가 곤란한 경우, 배면에 구조물이 있는 경우에는 L형 옹벽을 사용하고 있다. 따라서 본 연구에서는 캔틸레버식 역T형 옹벽에 대한 신뢰도수준 및 한계상태를 평가하였으며, Fig. 1과 Table 5에 역T형 옹벽 표준도 및 제원을 나타내었다.

### 2.3 옹벽 표준도의 안전성

철도 옹벽 표준도에 수록된 역T형 옹벽의 활동, 전도, 지지력에 대한 허용응력설계법의 안전율을 산정하여 옹벽 높이에 따른 안전율의 관계를 Fig. 2에 나타내었으며, 옹벽의 각 파괴모드에 대한 검토안전율은 최소안전율 기준을 모두 만족하는 것으로 검토되었다.

옹벽의 검토안전율이 최소안전율 기준에 가장 근접한 파괴모드는 활동(상시)과 전도(지진시)로 분석되었으며,




(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

Fig. 2. Factor of safety for standardized drawings of cantilever retaining walls

지지력의 경우 검토안전율은 평균 5.83(상시), 3.28(지진시)로 최소안전율 기준에 비해 약 160～190%를 초과하는 것으로 나타났다.

역T형 옹벽의 높이가 증가할수록 활동과 전도 파괴모드에서는 안전율이 미소하게 증가하며, 지지력 파괴모드에서는 옹벽의 높이가 증가할수록 안전율은 감소하는 경향을 보였다(Fig. 2). 동일한 옹벽 높이에 대한 지지력의 검토안전율 편차가 심하게 나타나며, 배면 지반이 수평인 경우에는 안전율이 낮고 경사진 경우에는 안전율이 높게 산정되었다. 이는 배면 지반이 수평인 경우가 경사진 경우에 비하여 옹벽 구조물에 작용되는 합력의 편심거리가 비교적 크기 때문이다. 즉, 역T형 옹벽 표준도 작성 시 최소안전율에 근접하는 활동과 전도에 대한 안정성을 만족시키기 위한 단면을 작성하는데 집중하고, 옹벽 구조물에 작용되는 하중의 편심 저감 등 단면 최적화에 대한 과정이 부족했던 것으로 판단된다.

## 3. 철도 옹벽 표준도의 신뢰도수준 분석

### 3.1 옹벽의 파괴모드별 한계상태함수

옹벽의 한계상태는 크게 활동, 전도, 지지력 등 지반의 강도에 관계되는 극한한계상태와 기초의 침하, 변위 등 사용성에 관계되는 사용한계상태로 구분된다. 옹벽 표준도는 장기적인 침하의 우려가 없는 비교적 조밀한 사질토 지반에 적용되므로 본 연구에서는 활동, 전도, 지지력에 대한 극한한계상태를 대상으로 신뢰성해석을 수행하고, 신뢰도수준을 분석하였다.

옹벽의 한계상태는 옹벽에 요구되는 성능을 상실한 상태, 즉 옹벽의 파괴와 비파괴의 경계를 한계상태함수로 정의한다. 옹벽의 활동에 대한 한계상태함수는 식 (1)과 같이 옹벽에 작용하는 수평력이 옹벽의 저판과 흙 또는 가상활동면의 마찰저항력보다 큰 경우 파괴가 발생하는 것으로 정의된다. 만일 활동에 대한 안정을 만족하지 못할 경우에는 활동방지벽을 설치하며, 활동방지벽에 작용하는 수동토압을 고려하여 식 (2)와 같이 한계상태함수를 정의할 수 있다.

$$g_s = (W + P_v)\tan\delta - R_h \geq 0 \quad (1)$$

$$g_{s'} = \{(W + P_v)\tan\delta + P_p\} - R_h \geq 0 \quad (2)$$

여기서, $W$는 옹벽 저판 상부에 작용되는 하중(kN), $P_v$는 주동토압의 연직력(kN), $\delta$는 기초 지반과 콘크리트의 마찰각(=2/3$\phi$), $\phi$는 기초 지반의 마찰저항각(°), $R_v$는 모든 연직력의 합(kN), $P_p$는 활동방지벽 전면의 수동토압(kN)이다.

옹벽의 전도에 대한 한계상태함수는 횡방향 토압으로 인해 옹벽의 압굽을 중심으로 회전하여 전도되려는 전도모멘트($M_o$)와 옹벽의 중량으로 저항하는 저항모멘트($M_r$)의 차로 식 (3)과 같이 정의되며, 지지력에 대한 한계상태함수는 옹벽의 기초 지반에 작용하는 최대압축응력($q_{\max}$)이 기초지반의 극한지지력($q_u$)의 차로 식 (4)와 같이 정의된다.

$$g_o = M_r - M_o = W \cdot a - (P_h \cdot y - P_v \cdot f) \quad (3)$$

$$g_b = q_u - q_{\max} = \left(\gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma\right) - \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (4)$$

여기서, $M_r$과 $M_o$는 저항과 전도모멘트(kN·m)이며, $a$는 옹벽 앞굽에서 옹벽의 무게까지의 모멘트 팔길이(m), $y$와 $f$는 옹벽 앞굽에서 주동토압의 작용점까지의 연직거리와 수평거리(m), $q_u$는 기초 지반의 극한지지력(kN/m$^2$), $q_{\max}$는 기초 지반에 작용하는 최대압축응력(kN/m$^2$), $\gamma_1$와 $\gamma_2$는 기초 저면의 상부, 하부 지반의 단위중량(kN/m$^3$), $D_f$는 지표에서 옹벽 저면까지의 근입깊이(m), $N_\gamma$과 $N_q$는 Terzaghi 수정 지지력계수, $B$는 옹벽 저판의 폭(m), $e$는 편심거리(m)이다.

### 3.2 확률변수의 통계학적 특성

신뢰성해석에서는 한계상태함수를 구성하는 각각의 설계변수가 평균값(공칭값)을 중심으로 이산성을 나타내는 확률변수로 취급 확률변수로 취급한다. Kim and Salgado(2012)는 공칭값은 해석방법 또는 설계법에 따라 편향성을 보이므로 신뢰성해석에서 편향계수를 고려할 필요가 있다고 하였다. 그러나 해석대상 지역 또는 범위가 특정되지 않아 지반조사 자료가 준비되지 못함에 따라 편향계수를 결정하기 어려우며, 옹벽 표준도가 적용될 수 있는 지반정수 값이 시방기준으로 결정되어 있어 편향계수를 1로 간주하고, Table 2의 설계변수 값을 확률변수의 평균값으로 선정하였다.

식 (1)～식 (4)에서 정의된 한계상태함수에서 하중 및 저항력과 관련된 확률변수는 철근콘크리트, 원지반, 뒤채움재의 단위중량과 내부마찰각, 궤도와 열차하중, 설계수평지진가속도계수이다.

흙의 단위중량과 내부마찰각과 같은 지반특성에 대한 통계학적 특성은 철도옹벽의 설계 및 시공사례에 대한 지반조사 자료를 분석하여 국내 지반특성을 대표할 수 있는 특성값이 적용되어야 한다. 그러나 국내에서는 통계학적 분석 및 신뢰성기반설계가 일반화되지 않고, 기반연구가 미약하여 국내 지반특성을 대표할 수 있는 통계학적 특성이 제안되지 못하여 Baecher(1987), Harr (1987), Lacasse and Nadim(1996), Phoon and Kulhawy (1999), Duncan(2000) 등이 제안한 지반특성에 대한 통계학적 특성값을 인용하여 지반구조물에 대한 신뢰성해석이 수행되고 있다. 본 연구에서는 옹벽의 신뢰성해석 연구에 적용된 통계학적 특성값을 Table 6과 같이 조사하고, 기존 연구자들에 의해 신중하게 선택된 통계학적 특성값 중에서 변동계수들의 평균적인 값을 적용하였다. 흙의 내부마찰각과 같이 변동계수의 범위가 넓은 경우에는 얕은기초의 신뢰성해석 사례(Kim et al., 2008)와 같이 국내 지반특성의 통계학적 특성값을 참고하여 적용하였으며, 뒷채움 흙의 경우에는 시방규정에 따른 입도조정과 다짐이 수행된 지반(controlled soil) 이므로 자연지반 상태보다 낮은 변동계수를 적용하였다.

하중에 관한 통계학적 특성은 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 보정 연구에서 도출된 Ellingwood et al.(1980), Nowak(1999)의 변동계수를 가장 많이 적용하고 있으며, 사하중의 변동계수는 0.08～0.10, 활하중의 변동계수는 0.21～0.26으로 제안하고 있다.

### 3.3 신뢰성해석의 평가기준

신뢰성해석의 결과는 목표신뢰도지수를 설정하여 평

Table 6. Statistical properties (COV) of random variables for limit state functions

| Random variables | | | Reference | | | | | | | This study |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | |
| In-situ soil | Unit weight (kN/m$^3$) | $\gamma_1$ | 0.085 | 0.08 | – | 0.08 | 0.07 | 0.05 | 0.05 | 0.07 |
| | Angle of friction (deg.) | $\phi_1$ | 0.160 | 0.10 | 0.10 | 0.15 | 0.10 | 0.10 | 0.05–0.20 | 0.15 |
| Backfill soil | Unit weight (kN/m$^3$) | $\gamma_2$ | 0.080 | 0.08 | – | 0.08 | 0.07 | 0.05 | 0.05 | 0.07 |
| | Angle of friction (deg.) | $\phi_2$ | 0.085 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.05–0.20 | 0.10 |
| Unit weight of Reinforced concrete (kN/m$^3$) | | $\gamma_c$ | 0.065 | 0.06 | – | – | 0.04 | – | – | 0.04 |
| Horizontal ground acceleration coefficient | | $k_h$ | – | 0.35 | 0.12 | – | – | – | 0.00–0.30 | 0.25 |
| Surcharge load | Track (dead load) | $q_1$ | 0.15 | 0.10 | – | 0.30 | – | – | – | 0.10 |
| | Train (live load) | $q_2$ | 0.35 | 0.30 | – | 0.06 | – | – | 0.00–0.40 | 0.25 |

Reference: (1) Park et al. (1988), (2) Song (1989), (3) Sim (1990), (4) Jung and Yun (1998), (5) Mandali et al. (2011), (6) Juang et al. (2013), (7) Basha and Babu (2014)

가할 수 있으며, 목표신뢰도지수는 허용응력설계법에서 안전율과 같이 신뢰성설계에서 안전여유의 지표가 된다. 지반공학 분야에 신뢰성이론이 적용되던 초기에는 주로 전문가의 의견, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 경험적 목표신뢰도수준이 제안되었기 때문에 비교적 높은 수준의 목표신뢰도지수가 적용되어 왔다. 이후 하중 및 저항의 데이터베이스가 축적되고, 구조물 기초에 대한 많은 신뢰성해석 결과가 도출되면서 초기에 제안된 목표신뢰도지수의 수정이 이루어져왔다(Park, 2012).

대표적인 경험적 목표신뢰도수준에는 Meyerhof(1994)와 미공병단(USACE, 1997)의 신뢰도지수가 있다. Meyerhof (1994)는 구조물의 공용기간 및 구조물별 파괴 사례를 수집하여 해상 기초에 대한 신뢰도지수를 2.5, 토공 및 옹벽구조물에 대한 신뢰도지수를 3.0, 육상 기초에 대한 신뢰도지수를 3.5로 제안하였으며, 미공병단(USACE, 1997)에서는 신뢰도지수에 대한 기대수준을 위험(hazardous)에서 높음(high)의 7단계로 구분하여 설정하기도 하였다.

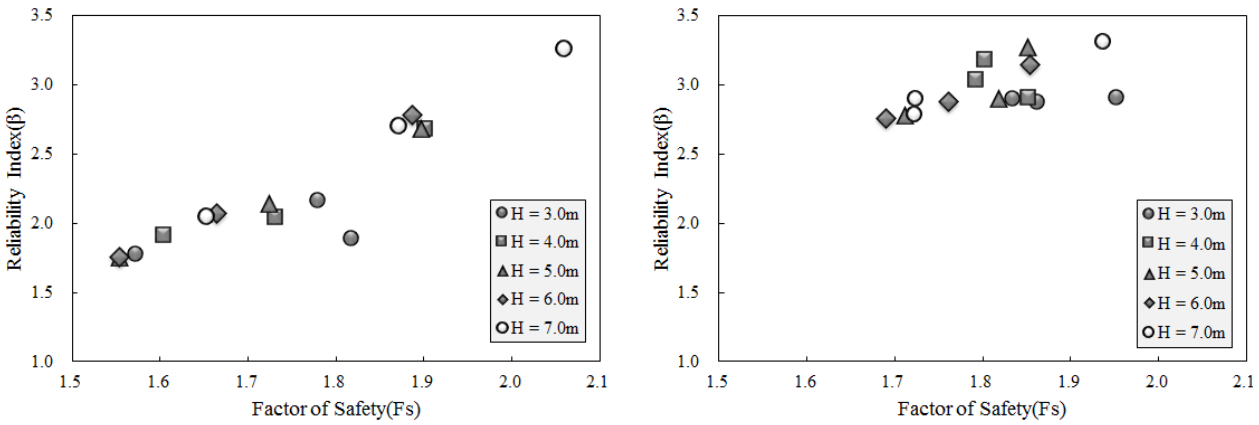
말뚝기초에 대한 목표신뢰도지수는 Barker et al.(1991), Zhang et al.(2001), Paikowsky et al.(2004) 등이 하중저항계수설계법의 저항계수를 보정하기 위한 연구의 일환으로 제안된 바 있으며, 단말뚝에 대한 목표신뢰도지수는 $\beta_T$= 3.0, 군말뚝인 경우에는 말뚝의 여용성을 고려하여 목표신뢰도지수를 $\beta_T$=2.3으로 제안하였다.

얕은기초에서는 Barker et al.(1991), Kulicki et al.(2007), Phoon and Kulhawy(2002) 등이 $\beta_T$=3.2～4.0 범위로 제안되었다. Foye et al.(2006)은 얕은기초의 지지력 부족으로 인한 급격한 취성파괴는 매우 드물게 발생되고 침하 및 하중분담 등의 여용성을 고려할 때 목표신뢰도지수는 $\beta_T$=3.0이 기존의 구조적 설계 관행과 일치한다고 제안하였다. AASHTO(2010) 시방서의 기본이 되는 Paikowsky et al.(2010)의 연구에서도 목표신뢰도지수에 따른 비용효과를 고려하여 얕은기초의 목표신뢰도지수를 $\beta_T$= 3.0으로 결정한 바 있다. D'Appolonia(1999), Allen et al. (2001), Huang(2010) 등은 보강토 옹벽에 관한 목표신뢰도지수를 $\beta_T$=2.33으로 제안하였으며, Soil-Nailing에 대한 LRFD 연구(Lazarte, 2011)에서는 파괴확률 $P_f$=1%에 대응되는 목표신뢰도지수를 $\beta_T$=2.33으로 적용하였다.

본 연구에서는 구조물의 중요도, 허용응력설계법의 최소안전율 기준 등이 유사한 보강토옹벽과 Soil-Nailing의 목표신뢰도지수 $\beta_T$=2.33을 신뢰성해석의 평가기준으로 선정하고, 옹벽의 활동, 전도, 지지력 파괴모드에 대한 신뢰도지수가 목표신뢰도지수를 만족하는지 검토하였다.

### 3.4 안전율과 신뢰도지수 관계

본 연구에서는 옹벽의 파괴모드별 한계상태함수와 확률변수를 이용하여 일계신뢰성해석(First Order Reliability Method, FORM)을 수행하였으며, 일계신뢰성해석으로 산정된 신뢰도지수($\beta$)와 허용응력설계법으로부터 검토된 안전율과의 관계를 Figs. 3～5과 Table 7에 나타내었다. 일계신뢰성해석은 한계상태함수가 비선형함수인 경우 각 확률변수의 평균점에서 Taylor 전개를 이용하여 근사한 다음, 일차항 까지를 취하여 평균에 대한 확률밀도함수의 이차모멘트인 분산까지를 고려하여 신뢰도지수를 산정하는 방법이다. 이 때, 신뢰도지수는 표준정규분포 확률변수의 공간에서 원점으로부터 한계상태함수




(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

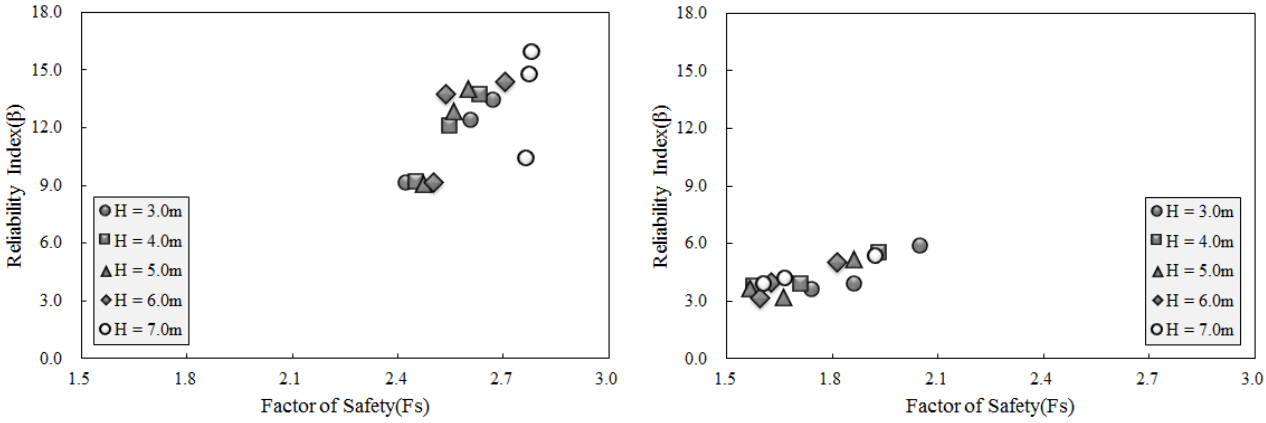
Fig. 3. Relationship of reliability indices versus factor of safety for sliding failure

까지의 최단거리라는 기하학적인 의미를 갖게 된다. 하지만 일계신뢰성해석은 한계상태함수가 정규분포로 가정되기 때문에 확률변수가 정규분포가 아닐 경우 신뢰도지수가 과소평가될 가능성이 있으므로 등가의 평균 및 표준편차를 갖는 정규분포로 확률변수 변환이 필요하다.

옹벽의 전도, 활동, 지지력의 안전율이 증가할수록 신뢰도지수가 증가하는 경향을 보였으나, 파괴모드별로 증가율의 경향과 상관성에서는 차이를 보였다. 상시 활동파괴, 지진시 전도파괴, 상시 지지력파괴모드에서는 안전율과 신뢰도지수의 관계가 선형적으로 증가하는 경향이 뚜렷하게 나타난 반면에 지진시 활동과 상시 전도파괴에서는 안전율이 증가할수록 신뢰도지수의 분산성이 증가하여 상관성이 떨어지는 것으로 나타났다. 상시 지지력파괴에서는 안전율이 4~6인 범위에서는 신뢰도지수가 선형적으로 증가하다가 안전율이 6 이상인 범위에서는 신뢰도지수가 2.3~2.5 범위로 나타났다.

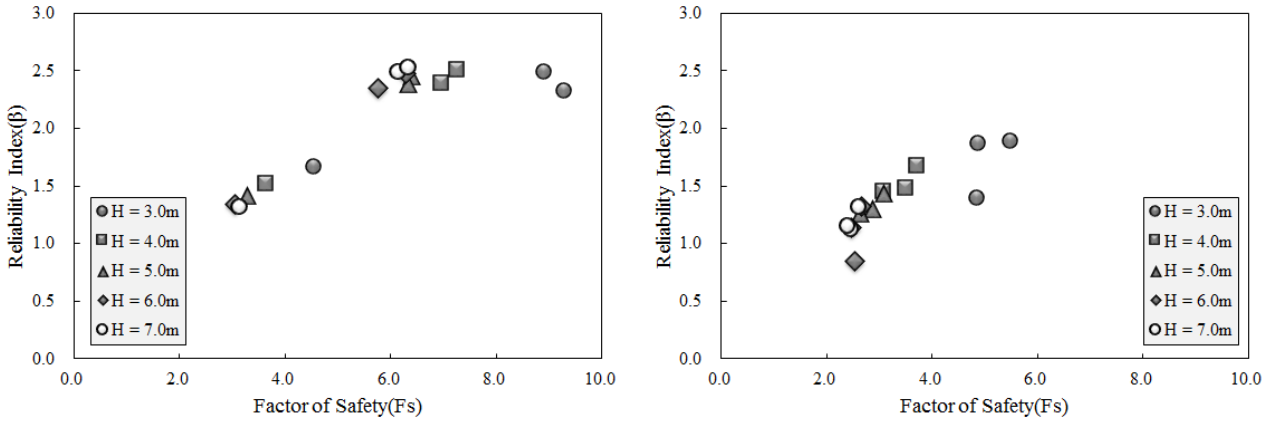
옹벽의 상시 활동파괴에 대한 신뢰도지수는 1.75~3.26 범위로 15단면의 표준도 중 10단면(67%)의 표준도가 목표신뢰도지수 2.33을 만족하지 못하는 것으로 평가되었다. 이는 현재 철도 옹벽 표준도의 신뢰도수준이 다소 낮은 상태이지만 표준도의 67%가 목표신뢰도지수를 만족하지 못하여 상당한 파괴가능성을 내포하고 있다는 결과를 나타내기 보다는 충분한 데이터를 확보하지 못하여 문헌연구를 통하여 비교적 높은 원지반 내부마찰각의 변동계수(COV=0.15)가 적용되어 신뢰도지수가 낮게 산정된 것으로 보인다. 따라서 향후 철도 옹벽의 설계 및 시공자료를 충분히 수집하여 원지반의 내부마찰각에 대한 변동계수를 평가하는 심도 있는 연구가 필요하다. 상시 및 지진시 전도파괴와 지진시 활동파괴에 대한 신뢰도지수는 모두 목표신뢰도지수를 만족하였다.

특히, 허용응력설계법의 안전율이 최소안전율 기준(Fs=3.0)보다 매우 크게 산정된 지지력파괴의 신뢰도지수는 0.84~1.89의 범위로 상시 6단면과 지진시 15단면




(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

Fig. 4. Relationship of reliability indices versus factor of safety for overturning failure




(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

Fig. 5. Relationship of reliability indices versus factor of safety for bearing capacity failure

Table 7. Relationship of reliability indices versus factor of safety

| Wall No. | H (m) | B (m) | Hc (m) | Normal conditions | | | | | | Earthquake conditions | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | SL | | OT | | BC | | SL | | OT | | BC | |
| | | | | Fs | $\beta$ | Fs | $\beta$ | Fs | $\beta$ | Fs | $\beta$ | Fs | $\beta$ | Fs | $\beta$ |
| 1 | 3.00 | 2.20 | 0.00 | 1.57 | 1.77 | 2.42 | 9.10 | 4.55 | 1.66 | 1.83 | 2.90 | 2.05 | 5.85 | 4.86 | 1.39 |
| 2 | 3.00 | 2.00 | 2.50 | 1.78 | 2.16 | 2.61 | 12.35 | 8.93 | 2.49 | 1.86 | 2.87 | 1.74 | 3.60 | 4.87 | 1.86 |
| 3 | 3.00 | 2.20 | 5.00 | 1.82 | 1.88 | 2.67 | 13.38 | 9.30 | 2.32 | 1.95 | 2.90 | 1.87 | 3.87 | 5.49 | 1.89 |
| 4 | 4.00 | 2.80 | 0.00 | 1.60 | 1.91 | 2.45 | 9.13 | 3.65 | 1.51 | 1.79 | 3.03 | 1.94 | 5.47 | 3.50 | 1.48 |
| 5 | 4.00 | 2.70 | 2.50 | 1.90 | 2.68 | 2.63 | 13.67 | 7.26 | 2.50 | 1.80 | 3.18 | 1.58 | 3.77 | 3.07 | 1.45 |
| 6 | 4.00 | 2.80 | 5.00 | 1.73 | 2.04 | 2.55 | 12.08 | 6.97 | 2.39 | 1.85 | 2.90 | 1.71 | 3.88 | 3.72 | 1.67 |
| 7 | 5.00 | 3.40 | 0.00 | 1.55 | 1.75 | 2.47 | 9.08 | 3.29 | 1.42 | 1.71 | 2.78 | 1.86 | 5.21 | 2.86 | 1.30 |
| 8 | 5.00 | 3.20 | 2.50 | 1.90 | 2.69 | 2.60 | 14.02 | 6.40 | 2.45 | 1.85 | 3.27 | 1.56 | 3.67 | 2.65 | 1.27 |
| 9 | 5.00 | 3.40 | 5.00 | 1.72 | 2.14 | 2.56 | 12.91 | 6.34 | 2.39 | 1.82 | 2.90 | 1.66 | 3.23 | 3.08 | 1.44 |
| 10 | 6.00 | 4.00 | 0.00 | 1.55 | 1.76 | 2.50 | 9.16 | 3.06 | 1.34 | 1.69 | 2.75 | 1.81 | 5.03 | 2.46 | 1.14 |
| 11 | 6.00 | 3.80 | 2.50 | 1.89 | 2.78 | 2.71 | 14.37 | 6.29 | 2.48 | 1.85 | 3.14 | 1.63 | 4.01 | 2.66 | 1.32 |
| 12 | 6.00 | 3.90 | 5.00 | 1.66 | 2.07 | 2.54 | 13.73 | 5.77 | 2.35 | 1.76 | 2.88 | 1.59 | 3.14 | 2.53 | 0.84 |
| 13 | 7.00 | 4.80 | 0.00 | 1.65 | 2.05 | 2.76 | 10.43 | 3.13 | 1.32 | 1.72 | 2.78 | 1.92 | 5.37 | 2.45 | 1.13 |
| 14 | 7.00 | 4.40 | 2.50 | 2.06 | 3.26 | 2.77 | 14.76 | 6.14 | 2.49 | 1.94 | 3.31 | 1.66 | 4.19 | 2.62 | 1.31 |
| 15 | 7.00 | 4.80 | 5.00 | 1.87 | 2.71 | 2.78 | 15.91 | 6.32 | 2.53 | 1.72 | 2.89 | 1.61 | 3.92 | 2.40 | 1.15 |

Note: SL (Sliding), OT (Overturing), BC (Bearing capacity)

Table 8. Design points and sensitivity factors for bearing capacity failure mode (No. 7)

| Random variables | Normal conditions | | Earthquake conditions | |
|---|---|---|---|---|
| | Design point ($x^*$) | Sensitivity factor ($\alpha$) | Design point ($x^*$) | Sensitivity factor ($\alpha$) |
| $\gamma_1$ | 18.90 | −0.0553 | 18.89 | −0.0625 |
| $\phi_1$ | 29.40 | −0.7705 | 29.57 | −0.8131 |
| $\gamma_2$ | 19.03 | 0.0148 | 19.06 | 0.0374 |
| $\phi_2$ | 27.30 | −0.6308 | 27.72 | −0.5701 |
| $\gamma_c$ | 24.51 | 0.0068 | 24.51 | 0.0061 |
| $k_h$ | – | – | 0.077 | 0.0901 |
| $q_1$ | 14.95 | 0.0122 | 14.96 | 0.0200 |
| $q_2$ | 34.79 | 0.0698 | – | – |

모두 목표신뢰도지수를 만족하지 못하였다. 안전율이 큰 지지력파괴모드에서 신뢰도지수가 낮게 산정된 이유는 지지력계수의 변화에 의해 기초 지반의 지지력이 크게 변화되기 때문이다. 허용응력설계법에서는 기초 지반의 내부마찰각(35°)을 고정된 값으로 간주하여 지지력을 산정하지만, 신뢰성해석에서는 내부마찰각의 불확실성을 고려하기 때문에 Fig. 6과 같이 평균값을 중심으로 -1$\sigma$(COV=15%) 만큼 내부마찰각이 변화될 경우에는 지지력계수가 63～72% 감소하여 기초 지반의 지지력이 최대압축응력을 초과할 수 있기 때문이다.

원지반 내부마찰각이 지지력파괴에 가장 큰 영향을 미친다는 사실은 신뢰성해석 과정에서 수행되는 민감도 분석 결과로도 확인할 수 있으며, No. 7 옹벽의 지지력파괴에 대한 설계점과 민감도계수를 Table 8에 나타내었다. 지지력파괴에 가장 큰 영향을 미치는 확률변수

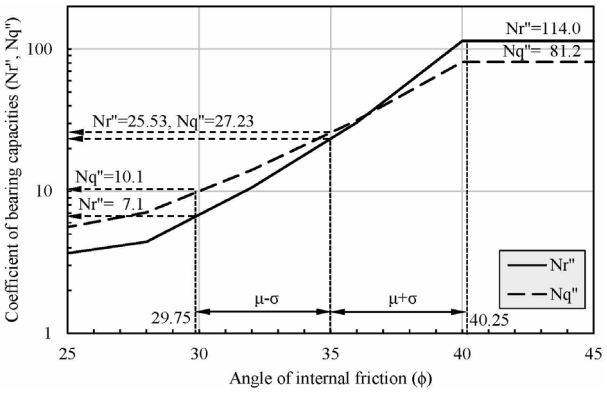


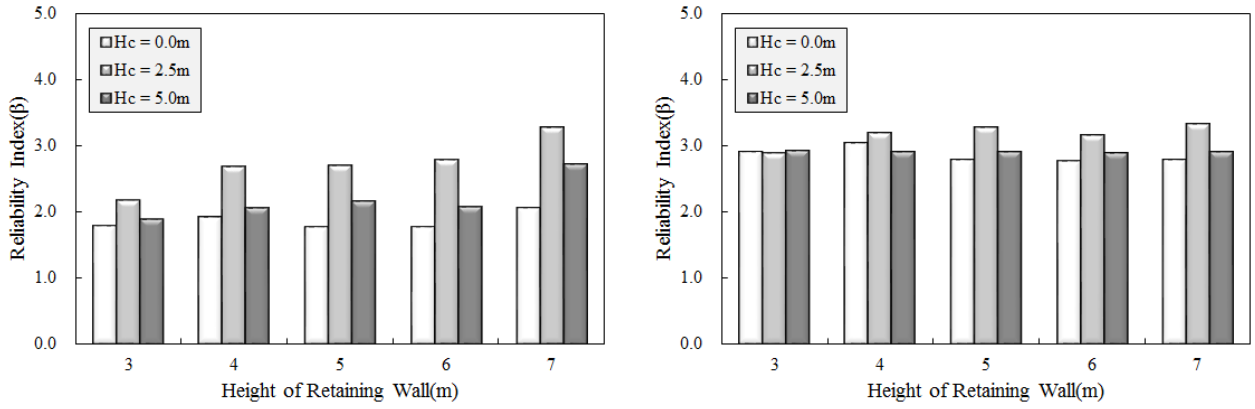

Fig. 6. Coefficient of bearing capacities according to change of angle of internal friction

는 원지반의 내부마찰각($\phi_1$)과 뒷채움재의 내부마찰각($\phi_2$)으로 나타났으며, 원지반 내부마찰각($\phi_1$)이 평균값인 35.0°에서 29.4°로 낮아질 경우 한계상태에 이르는

것으로 분석되었다. 즉 Fig. 6에서 원지반 내부마찰각이 $\mu-\sigma$만큼 낮아질 경우 지지력계수가 급격히 감소하며, 지지력은 한계상태에 근접하여 신뢰도지수가 비교적 낮게 산정되는 것이다. 이러한 분석결과는 설계변수의 불확실성을 고려하는 신뢰성해석의 장점과 필요성을 반증하는 결과라 할 수 있다.

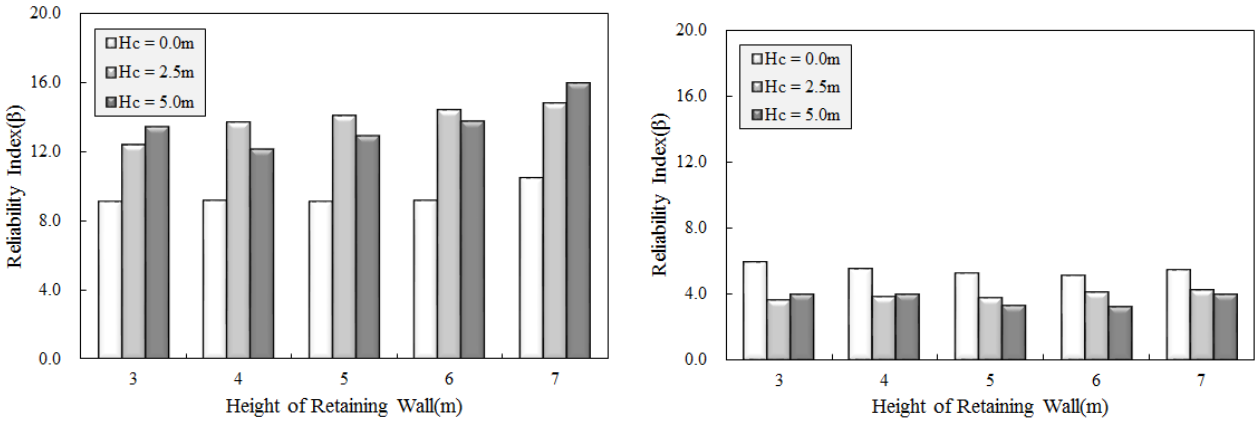
### 3.5 옹벽높이에 따른 신뢰도지수

철도 옹벽의 파괴모드별로 옹벽 높이에 따른 신뢰도



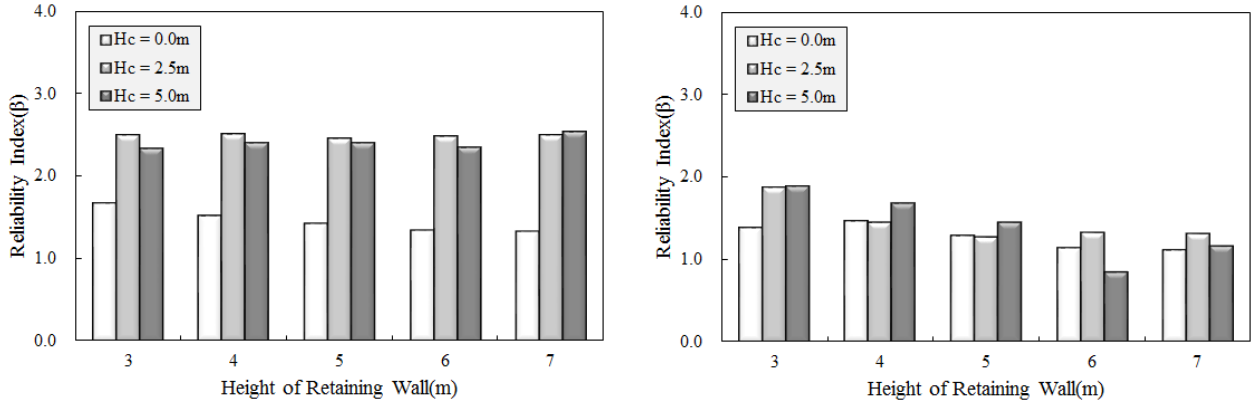

(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

Fig. 7. Reliability indices by height of retaining walls for sliding failure




(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

Fig. 8. Reliability indices by height of retaining walls for overturning failure




(a) Normal conditions (b) Earthquake conditions

Fig. 9. Reliability indices by height of retaining walls for bearing capacity failure

지수를 Figs. 7~9에 나타내었다. 허용응력설계법에서는 Fig. 2에서와 같이 옹벽의 높이가 증가할수록 활동과 전도파괴에 대한 안전율은 미소하게 증가하고 지지력파괴에 대한 안전율은 감소하는 경향을 보였으며, 신뢰성해석에 의해 산정된 활동과 전도파괴에 대한 신뢰도지수도 이와 유사한 경향을 보였다. 그러나 옹벽 높이에 따른 지지력파괴의 안전율 변화와는 달리 신뢰도지수의 변화는 뚜렷하게 나타나지 않아 옹벽 높이에 대한 신뢰도지수의 민감도는 낮은 것으로 분석되었다.

## 4. 철도 옹벽 표준도의 한계상태설계

도로교설계기준 한계상태설계법(MOLIT, 2012)은 국내에서 옹벽에 관한 하중저항계수설계법이 규정된 유일한 설계기준으로 북미지역의 대표적인 한계상태설계법인 하중저항계수설계법을 채택하고 있다. 옹벽의 한계상태설계는 극한한계상태와 사용한계상태로 구분하고 있으며, 본 연구에서는 옹벽의 활동, 전도, 지지력에 대한 안정성 검토시 적용되는 극한한계상태에 대한 하중저항계수설계를 수행하고, 허용응력설계법과 비교·분석하였다.

### 4.1 하중계수와 저항계수

옹벽에 작용되는 하중에는 상재 활하중 및 사하중을 포함한 토압과 수압, 옹벽의 자중 등이 있으며, 일반적으로 옹벽에 적용되는 하중조합은 일반적인 차량(열차)통행을 고려한 기본 하중조합인 Strength I과 활하중에 비하여 고정하중이 큰 경우에 적용하는 하중조합 Strength IV이다. 옹벽의 한계상태설계를 위한 하중조합에 적용되는 하중계수를 발췌하여 Table 9에 정리하였다. 하중계수들은 최대하중조합효과가 계산되도록 선정하기 위하여 각 하중조합에서 최대, 최소 하중계수에 대한 극한상태가 모두 검토되도록 하중조합을 Strength I-a와 Strength I-b, Strength IV로 세분하였다.

한계상태설계기준에서 옹벽의 활동과 지지력에 대한 저항계수는 Table 10과 같이 얕은기초의 저항계수를 적용하도록 규정하고 있다. 옹벽의 전도에 대한 저항계수는 제시되어 있지 않으며, 편심하중의 영향을 고려하여 편심이 기초 크기의 B 또는 L의 1/4 미만이 되도록 규정하고 있다. 허용응력설계법에서는 원칙적으로 전도에 대한 저항모멘트가 전도모멘트의 2배 이상이 되도록 하며, 하중의 합력이 작용하는 위치는 저판의 중심으로부

Table 9. Load factor for permanent load

| Load combination | $\gamma_{DC}$ | $\gamma_{EV}$ | $\gamma_{LSV}$ | $\gamma_{LSH}$ | $\gamma_{EH}$ | Probable use |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Strength I-a | 0.90 | 1.00 | 1.75 | 1.75 | 1.50 | SL/OT/BC |
| Strength I-b | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.50 | BC (max. value) |
| Strength IV | 1.50 | 1.35 | – | – | 1.50 | BC (max. value) |

Note: DC (Dead load of structural components and nonstructural attachments),
EV (Vertical pressure from dead load of earth fill)
LSV (Vertical live load surcharge), LSH (Horizontal live load surcharge)
EH (Horizontal earth pressure load, applied to both Pav and Pah)

Table 10. Resistance factors for geotechnical resistance of shallow foundations at the strength limit state (AASHTO, 2012)

| Method / Soil / Condition | | | Resistance factor |
|---|---|---|---|
| Bearing resistance | $\phi_b$ | Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay | 0.50 |
| | | Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using CPT | 0.50 |
| | | Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using SPT | 0.45 |
| | | Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils | 0.45 |
| | | Footings on rock | 0.45 |
| | | Plate Load Test | 0.55 |
| Sliding | $\phi_\tau$ | Precast concrete placed on sand | 0.90 |
| | | Cast-in-place concrete on sand | 0.80 |
| | | Cast-in-place or precast concrete on clay | 0.85 |
| | | Soil on soil | 0.90 |
| | $\phi_{ep}$ | Passive earth pressure component of sliding resistance | 0.50 |

터 저판 폭의 중앙 1/3 이내에 있으면 전도에 대한 안정성 검토를 생략할 수 있다고 규정하고 있다.

국내에서 일반적인 옹벽의 설계에서 지지력 검토는 표준관입시험(SPT) 결과를 이용하며, 철도 옹벽 표준도 또한 표준관입시험치가 N=27에 해당되는 내부마찰각($\phi$=35°)을 기준으로 작성되었으므로 지지력에 대한 저항계수는 $\phi_b$ = 0.45로 적용하였다. 활동에 대한 저항계수는 현장타설콘크리트와 사질토지반에 대한 저항계수 $\phi_\tau$ = 0.80을 적용하였다.

### 4.2 옹벽의 LRFD 검토

하중저항계수설계법과 허용응력설계법을 이용한 철도 옹벽의 활동, 전도(편심), 지지력에 대한 안정성 검토를 수행하고, 그 결과를 Table 11에 나타내었다. 하중저항계수설계법과 허용응력설계법의 설계결과를 동일한 기준에서 판단하고, 한계상태설계 조건을 만족하는지를 평가하기 위하여 이용율(utilization factor, $\Lambda$)의 개념을 도입하였다. 하중저항계수설계법의 이용율은 식 (5)와 같이 저항계수 및 하중계수가 적용된 저항(factored resistance)과 하중(factored load)의 비로 정의하였으며, 허용응력설계법의 이용율은 안전율을 저항계수로 간주하여 하중과 저항(허용응력)의 비로 정의 하였다. 이용율은 지반이 발휘할 수 있는 극한저항능력이 어느 정도 활용되고 있는지를 나타내는 지표로 한계상태에 접근된 정도를 나타내며, 그 결과를 Fig. 10 및 Table 12에 나타내었다.

$$\Lambda = \frac{\gamma Q_n}{\phi R_n}, \quad \Lambda = \frac{Q_n}{R_a} = \frac{Q_n}{R_n / F_s} \tag{5}$$

한계상태설계 조건을 만족하기 위해서는 이용율은 100%보다 작거나 같아야 하며, 이용율이 100%보다 크더라도 반드시 파괴가 일어난다는 것을 의미하지 않는다. 하지만, 한계상태설계에서 요구되는 신뢰성, 즉 목표신뢰도지수를 만족하지 못하는 상태이므로 한계상태설계법에서 이용율이 100%를 초과하는 경우에는 재설계가 요구된다.

하중저항계수설계법에 의해 산정된 이용율은 Table 12에 나타낸 바와 같이 23～120% 범위로 나타났으며, 평균 이용율은 하중조합 Strength I-a가 78%, Strength I-b는 66%, Strength IV는 50%로 대부분 한계상태를 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 철도 옹벽의 한계상태 검토는 자중의 하중효과를 최소로 하고 열차의 하중효과를 최대로 반영하는 하중조합 Strength I-a로 수행하는 것이 적절한 것으로 판단된다.

하중조합 Strength I-a에서 활동과 지지력에 대한 이용율이 100%를 초과하여 한계상태를 만족하지 못하는 표준도가 각각 10개(67%)와 3개(20%)가 발견되었으며, Strength I-b에서는 3개의 표준도(20%)가 지지력에 대한 한계상태를 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 한계상태를 만족하지 못하는 표준도는 이용율이 100% 이하가 되도록 수정할 필요가 있으나, 이들의 이용율은 103～120% 범위로 한계상태에서 크게 벗어나지 않은 상태이므로 단면의 변화는 크지 않을 것으로 예상된다. 또한 옹벽에 작용되는 열차하중(활하중)을 고려하지 않는 하중조합 Strength IV에서는 모든 파괴모드가 한계상태를 만족시키는 것으로 검토되어 열차하중이 철도 옹벽에 미치는 영향이 큰 것으로 평가되었다.

옹벽 표준도 작성 시 모든 표준도가 각 파괴모드에 대하여 최소안전율 기준을 만족하도록 작성되었으므로 허용응력설계법의 이용율은 32～98% 범위로 평균 이용율은 67%로 평가되었으며, 하중저항계수설계법의 하중조합 Strength I-b의 평균 이용율(66%)과 유사한 수준으로 나타났다.

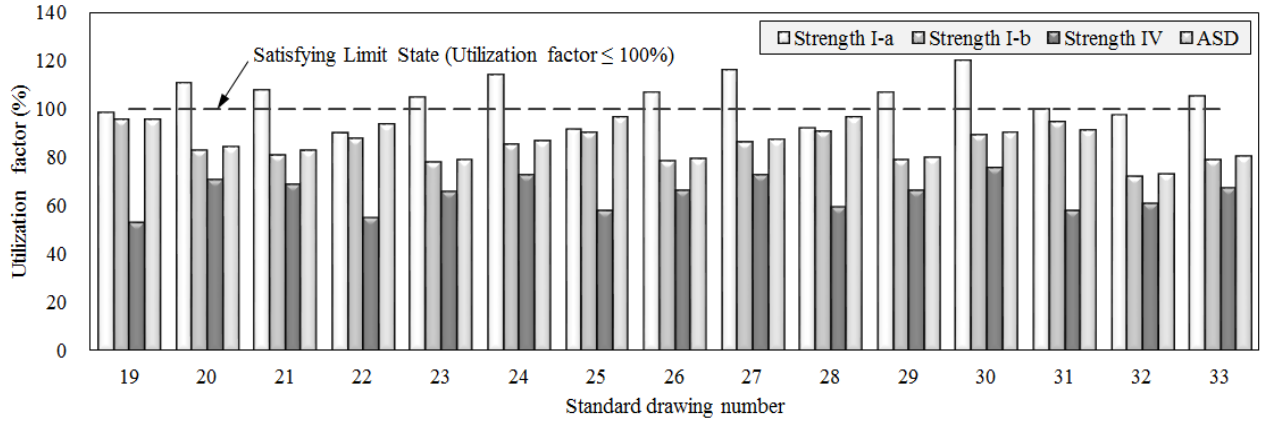
하중저항계수설계법의 파괴모드별 이용율을 분석해 보면, 전도(편심)파괴에 대한 평균 이용율(49%)이 가장 낮으며 지지력파괴에 대한 평균 이용율(61%)과 활동파괴에 대한 평균 이용율(84%) 순으로 나타났다. 허용응력설계법에서 각 파괴모드별 이용율은 하중저항계수설계법과 유사한 경향을 보였으나, 전도와 지지력파괴에 대한 평균 이용율이 각각 57%와 58%로 비슷하고 활동파괴에 대한 평균 이용율은 86%로 하중저항계수설계법의 활동파괴에 대한 평균 이용율(84%)와 유사하였다. 이로부터 활동파괴가 옹벽의 지배적인 파괴형태이며, 활동파괴와 관련된 설계정수 및 기하학적 특성에 대한 민감도를 고려하여 한계상태설계를 만족하는 옹벽 표준도의 수정이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

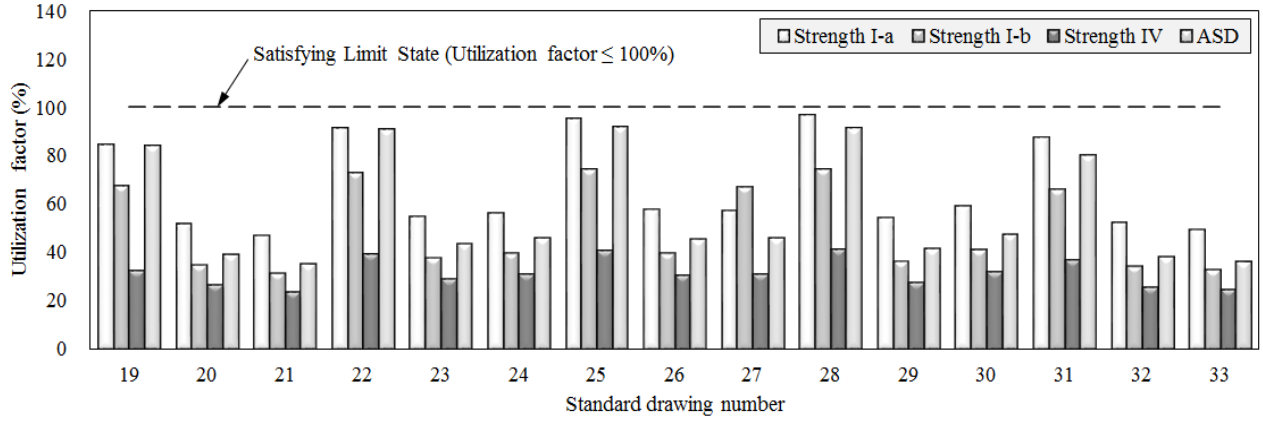
본 연구에서는 구조물기초 설계기준의 한계상태설계법 도입에 대비하기 위하여 철도 옹벽 표준도의 신뢰도 수준과 한계상태를 평가함으로써 표준도의 한계상태설

Table 11. Result of retaining wall design by LRFD and ASD

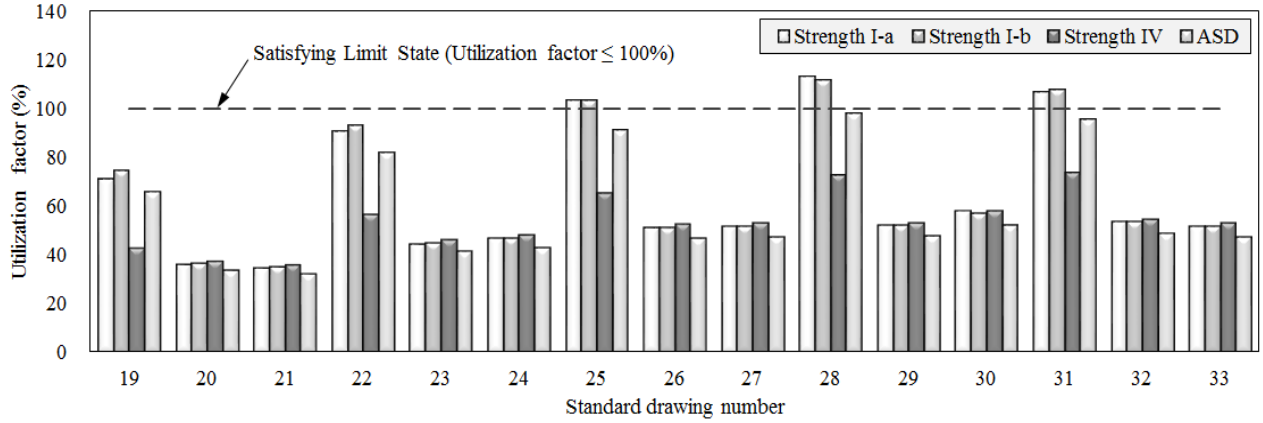
| Failure mode | Standard drawing No. | Load and Resistance Factor Design | | | | | | | | | Allowed Strength Design | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Strength I-a | | | Strength I-b | | | Strength IV | | | Required Fs (B/3) | Actual Fs (e) | $\Lambda$ (%) |
| | | $\phi R_n$ | $\gamma Q_n$ | $\Lambda$ (%) | $\phi R_n$ | $\gamma Q_n$ | $\Lambda$ (%) | $\phi R_n$ | $\gamma Q_n$ | $\Lambda$ (%) | | | |
| Sliding resistance | 1 | 120 | 117 | 98 | 129 | 123 | 95 | 124 | 65 | 53 | 1.50 | 1.57 | 95 |
| | 2 | 90 | 99 | 110 | 120 | 99 | 83 | 142 | 99 | 70 | 1.50 | 1.78 | 84 |
| | 3 | 109 | 117 | 107 | 145 | 117 | 81 | 170 | 117 | 69 | 1.50 | 1.82 | 82 |
| | 4 | 196 | 176 | 90 | 208 | 183 | 88 | 194 | 106 | 55 | 1.50 | 1.60 | 94 |
| | 5 | 166 | 173 | 105 | 223 | 173 | 78 | 264 | 173 | 66 | 1.50 | 1.90 | 79 |
| | 6 | 175 | 199 | 114 | 233 | 199 | 85 | 276 | 199 | 72 | 1.50 | 1.73 | 87 |
| | 7 | 266 | 243 | 92 | 280 | 252 | 90 | 270 | 156 | 58 | 1.50 | 1.55 | 97 |
| | 8 | 229 | 244 | 106 | 312 | 244 | 78 | 371 | 244 | 66 | 1.50 | 1.90 | 79 |
| | 9 | 249 | 288 | 116 | 335 | 288 | 86 | 397 | 288 | 72 | 1.50 | 1.72 | 87 |
| | 10 | 349 | 320 | 92 | 365 | 331 | 91 | 363 | 216 | 59 | 1.50 | 1.55 | 97 |
| | 11 | 304 | 324 | 107 | 412 | 324 | 79 | 489 | 324 | 66 | 1.50 | 1.89 | 79 |
| | 12 | 318 | 381 | 120 | 428 | 381 | 89 | 507 | 381 | 75 | 1.50 | 1.66 | 90 |
| | 13 | 409 | 407 | 100 | 445 | 419 | 94 | 493 | 285 | 58 | 1.50 | 1.65 | 91 |
| | 14 | 428 | 416 | 97 | 578 | 416 | 72 | 685 | 416 | 61 | 1.50 | 2.06 | 73 |
| | 15 | 482 | 506 | 105 | 642 | 506 | 79 | 757 | 506 | 67 | 1.50 | 1.87 | 80 |
| Eccentricity resistance (Overturning resistance) | 1 | 0.55 | 0.46 | 84 | 0.55 | 0.37 | 67 | 0.55 | 0.18 | 32 | 0.37 | 0.31 | 84 |
| | 2 | 0.50 | 0.26 | 52 | 0.50 | 0.17 | 35 | 0.50 | 0.13 | 26 | 0.33 | 0.13 | 39 |
| | 3 | 0.55 | 0.26 | 47 | 0.55 | 0.17 | 31 | 0.55 | 0.13 | 23 | 0.37 | 0.13 | 35 |
| | 4 | 0.70 | 0.64 | 91 | 0.70 | 0.51 | 73 | 0.70 | 0.27 | 39 | 0.47 | 0.42 | 91 |
| | 5 | 0.67 | 0.37 | 55 | 0.67 | 0.25 | 37 | 0.67 | 0.19 | 29 | 0.45 | 0.19 | 43 |
| | 6 | 0.70 | 0.39 | 56 | 0.70 | 0.27 | 39 | 0.70 | 0.21 | 31 | 0.47 | 0.21 | 46 |
| | 7 | 0.85 | 0.81 | 95 | 0.85 | 0.63 | 74 | 0.85 | 0.34 | 40 | 0.57 | 0.52 | 92 |
| | 8 | 0.80 | 0.46 | 58 | 0.80 | 0.31 | 39 | 0.80 | 0.24 | 30 | 0.53 | 0.24 | 45 |
| | 9 | 0.85 | 0.48 | 57 | 0.50 | 0.33 | 67 | 0.85 | 0.26 | 31 | 0.57 | 0.26 | 46 |
| | 10 | 1.00 | 0.97 | 97 | 1.00 | 0.74 | 74 | 1.00 | 0.41 | 41 | 0.67 | 0.61 | 91 |
| | 11 | 0.95 | 0.51 | 54 | 0.95 | 0.34 | 36 | 0.95 | 0.26 | 27 | 0.63 | 0.26 | 41 |
| | 12 | 0.97 | 0.57 | 59 | 0.97 | 0.40 | 41 | 0.97 | 0.31 | 32 | 0.65 | 0.31 | 47 |
| | 13 | 1.20 | 1.05 | 87 | 1.20 | 0.79 | 66 | 1.20 | 0.44 | 37 | 0.80 | 0.64 | 80 |
| | 14 | 1.10 | 0.57 | 52 | 1.10 | 0.38 | 34 | 1.10 | 0.28 | 25 | 0.73 | 0.28 | 38 |
| | 15 | 1.20 | 0.59 | 49 | 1.20 | 0.39 | 32 | 1.20 | 0.29 | 24 | 0.80 | 0.29 | 36 |
| Bearing resistance | 1 | 304 | 217 | 72 | 312 | 234 | 75 | 330 | 140 | 43 | 3.00 | 4.55 | 66 |
| | 2 | 417 | 151 | 36 | 436 | 160 | 37 | 447 | 167 | 37 | 3.00 | 8.93 | 34 |
| | 3 | 440 | 152 | 35 | 460 | 162 | 35 | 470 | 169 | 36 | 3.00 | 9.30 | 32 |
| | 4 | 315 | 286 | 91 | 327 | 305 | 93 | 349 | 196 | 56 | 3.00 | 3.65 | 82 |
| | 5 | 473 | 211 | 45 | 500 | 225 | 45 | 513 | 236 | 46 | 3.00 | 7.26 | 41 |
| | 6 | 479 | 223 | 47 | 506 | 238 | 47 | 520 | 249 | 48 | 3.00 | 6.97 | 43 |
| | 7 | 327 | 339 | 103 | 344 | 357 | 104 | 371 | 241 | 65 | 3.00 | 3.29 | 91 |
| | 8 | 509 | 262 | 51 | 543 | 279 | 51 | 560 | 292 | 52 | 3.00 | 6.40 | 47 |
| | 9 | 528 | 274 | 52 | 562 | 292 | 52 | 579 | 305 | 53 | 3.00 | 6.34 | 47 |
| | 10 | 341 | 386 | 113 | 362 | 404 | 112 | 393 | 283 | 72 | 3.00 | 3.06 | 98 |
| | 11 | 567 | 297 | 52 | 607 | 317 | 52 | 627 | 332 | 53 | 3.00 | 6.29 | 48 |
| | 12 | 564 | 327 | 58 | 606 | 347 | 57 | 626 | 362 | 58 | 3.00 | 5.77 | 52 |
| | 13 | 370 | 395 | 107 | 394 | 426 | 108 | 427 | 313 | 73 | 3.00 | 3.13 | 96 |
| | 14 | 623 | 336 | 54 | 669 | 359 | 54 | 692 | 375 | 54 | 3.00 | 6.14 | 49 |
| | 15 | 666 | 346 | 52 | 712 | 370 | 52 | 736 | 388 | 53 | 3.00 | 6.32 | 47 |




(a) Sliding failure




(b) Eccentricity(Overturning) failure




(c) Bearing capacity failure

Fig. 10. Utilization factor of LRFD and ASD for various failure

Table 12. Summary of utilization factor of retaining wall

| Failure mode | Load and Resistance Factor Design | | | | | | | | Allowable Stress Design | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Strength I-a | | Strength I-b | | Strength IV | | All | | | |
| | Range | Average | Range | Average | Range | Average | Range | Average | Range | Average |
| Sliding resistance | 90~120 | 104 | 72~ 95 | 84 | 53~75 | 64 | 53~120 | 84 | 73~97 | 86 |
| Eccentricity resistance | 47~ 97 | 66 | 31~ 74 | 50 | 23~41 | 31 | 23~ 97 | 49 | 35~92 | 57 |
| Bearing resistance | 35~113 | 65 | 35~112 | 65 | 36~73 | 53 | 35~113 | 61 | 32~98 | 58 |
| All failure mode | 35~120 | 78 | 31~112 | 66 | 23~75 | 50 | 23~120 | 65 | 32~98 | 67 |

계법의 적용성을 검토하고 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 철도 옹벽 설계기준에서 규정하고 있는 지반정수의 불확실성을 고려한 신뢰성해석을 수행하여 옹벽 표준도의 신뢰도지수를 산정하였으며, 허용응력설계법의 안전율이 증가할수록 신뢰도지수는 선형적으로 증가하는 경향을 보였다.

(2) 구조물의 중요도와 허용응력설계법의 최소안전율 기준이 유사한 지반구조물의 목표신뢰도지수($\beta_T$=2.33)를 신뢰성해석의 평가기준으로 선정하고 옹벽의 파괴모드별 신뢰도지수를 산정한 결과, 일부 표준도에서 활동과 지지력파괴에서 목표신뢰도지수를 만족하지 못하였으며, 하중저항계수설계법을 이용한 옹벽의 한계상태설계에서도 한계상태조건을 만족하지 못하는 것으로 평가되었다.

(3) 철도 옹벽 표준도가 목표신뢰도지수 및 한계상태조건을 만족하지 못하는 결과는 현재 표준도가 상당한 파괴가능성을 내포한다기 보다는 설계변수의 변동계수를 합리적으로 적용하지 못한 이유로 판단되며, 향후 충분한 데이터를 수집하여 설계변수의 불확실성을 합리적으로 정량화할 수 있는 추가적인 연구가 필요하다고 할 수 있다.

(4) 철도 옹벽에 한계상태설계법을 도입하기 위해서는 구조물의 종류와 여용성에 따라 목표신뢰도지수를 우선 결정하여야 하며, 목표신뢰도지수에 따라 철도 옹벽 표준도의 수정을 고려해야 할 것으로 판단된다.

(5) 다양한 하중조합에 대한 한계상태설계 결과로부터 철도 옹벽의 한계상태 검토는 자중의 하중효과를 최소로 하고 열차의 하중효과를 최대로 반영하는 하중조합 Strength I-a로 수행하는 것이 적절한 것으로 판단되었으며, 열차하중(활하중)을 고려하지 않는 하중조합 Strength IV은 모든 표준도가 한계상태를 만족함에 따라 열차하중이 철도 옹벽에 미치는 영향이 상당히 큰 것으로 나타났다.

## 참고문헌 (References)


1. AASHTO (2010), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Fifth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
2. Allen, T. M., Christopher, B. R., Elias, V., and DiMaggio, J. (2001), *Development of the Simplified Method for Internal Stability of Mechanically Stabilized Earth(MSE) Walls*, Washington State Department of Transportation, Report WA-RD 513, p.108.
3. Baecher, G. B. (1987), *Geotechnical Risk Analysis User's Guide*, Federal Highway Administration, Report No. FHWA/RD-87-011, McLean, VA.
4. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K., and Kim, S. G. (1991), *NCHRP Report 343: Manuals for the Design of Bridge Foundations*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
5. Basha, B. and Babu, G. (2014), "Reliability-Based Load Resistance Factor Design Approach for External Seismic Stability of Reinforced Soil Walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.60, pp.8-21.
6. Castillo, E., Minguez, R., Teran, A. R., and Fernandez-Canteli, A. (2004), "Design and Sensitivity Analysis using the Probability-Safety-Factor Method. An Application to Retaining Walls", *Structural Safety*, Vol.26, pp.159-179.
7. D'Appolonia (1999), *Developing New AASHTO LRFD Specification for Retaining Walls*, Final Report, NCHRP Project 20-7, Task 88, Ground Technology, Inc., Monroeville, PA. p.50.
8. Duncan (2000), "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.4, pp.307-316.
9. Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. G., and Cornell, C. A. (1980), *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58*, NBS Special Publication 577, Washington, DC: National Bureau of Standards.
10. Fenton, G. A., Griffiths, D. V., and Williams, M. B. (2005), "Reliability of Traditional Retaining Wall Design", *Geotechnique*, Vol.55, No. 1, pp.55-62.
11. Foye, K. C., Salgado, R., and Scott, B. (2006), "Resistance Factors for Use in Shallow Foundation LRFD", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.9, pp. 1208-1218.
12. Harr, M. (1987), *Reliability-Based Design in Civil Engineering*, McGraw-Hill, New York.
13. Hoeg, K. and Murarka, R. P. (1974), "Probabilistic Analysis and Design of Retaining Wall", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.100, No.3, pp.349-366.
14. Huang, B. Q. (2010), *Numerical Study and Load Resistance Factor Design(LRFD) Calibration for Reinforced Soil Retaining Walls*, Ph. D. Thesis, Queen's University, Canada.
15. Juang, C. H., Liu, Z., and Atamturktur, H. S. (2013), "Reliability-Based Robust Geotechnical Design of Retaining Walls", *Sound Geotechnical Reserach to Practice, Proceedings of the 2013 Geo-Congress*, San Diego, California, pp.514-524.
16. Jung, C. and Yun, B. (1998), "Reliability and Safety Analysis of Structure System of Retaining Walls", *Journal of The Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, Vol.2, No.3, pp.222-234.
17. Kim, C., Kim, B., Kim, S., and Lee, J. (2008), "Reliability-Based Design of Shallow Foundations Considering the Probability Distribution Types of Random Variables", *Korean Journal of Geotechnical Engineeing*, Vol.24, No.1, pp.119-130.
18. Kim, D. and Salgado, R. (2012), "Load and Resistance Factors for External Stability Checks of Mechanically Stabilized Earth Walls", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.138, No.3, pp.241-251.

19. KRNA (2009), *Rail Design Standard(Roadbea): Standard Drawings*, Korea Rail Network Authority.
20. KRNA (2014), *KR CODE: Sheathing Work, KR C-06020*, Korea Rail Network Authority.
21. Kulicki, J. M., Prucz, A., Clancy, C. M., Mertz, D. R., and Nowak, A. S. (2007), *Updating the Calibration Report for the AASHTO LRFD Code*, Final Report for NCHRP Project 20-07/186.
22. Lacasse, S. and Nadim, F. (1996), "Uncertainties in Characterizing Soil Properties", *Proceedings of Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice*, Vol.1, ASCE, pp.49-75.
23. Lazarte, C. A. (2011), *NCHRP Report 701: Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction*, Transportation Research Board, Washington, D.C.
24. Mandali, A. K., Sujith, M. S., and Rao, B. N. (2011), "Reliability Analysis of Couterfort Retaining Walls", *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vol.11, No.1, pp.42-56.
25. Meyerhof, G. (1994), "Evolution of Safety Factors and Geotechnical Limit State Design", *Second Spencer J. Buchanan Lecture*, Texas A&M University, Nov. 4, p.32.
26. MOLIT (2011), Slope Construction Design Standards, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.
27. MOLIT (2012), *Bridge Design Specification for Highway Bridge (Limit State Design)*, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.
28. MOLIT (2014), *Structure Foundation Design Standards Specification*, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea.
29. Moon, H. and Ju, K. (2014), "Development of BIM Library for Civil Structures based on Standardized Drawings-Focused on 2D Standard Drawings of the MOLIT", *Transactions of the Society of CAD/CAM Engineering*, Vol.19, No.1, pp.80-90.
30. Nowak, A. S. (1999), *NCHRP Report 368: Calibration of LRFD Bridge Design Code*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
31. Paikowsky, S., Birgission, G., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenerson, K., O'Mally, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M. (2004), *NCHRP Report 507: Load and Resistance Factor Design(LRFD) for Deep Foundations*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
32. Paikowsky, S. G., Canniff, M. C., Lesny, K., Kisse, A., Amatya, S., and Muganga, R. (2010), *NCHRP Report 651: LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
33. Park, C., Song. Y., and Kim, Y. (1988), "Reliability Analysis of Cantilever Retaining Wall Using Multiple Failure Modes", *Journal of Korean Geotechnical Engineering*, Vol.4, No.2, pp.15-23.
34. Park, J. M. (2012), *Analysis of LRFD Resistance Factors for Internal Stability of Deep Mixing Improved Ground*, Ph. D. Thesis, University of Dongguk, Seoul, Korea.
35. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. (1999), "Characterization of Geotechnical Variability", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, No.4, pp.612-624.
36. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. (2002), "EPRI Study on LRFD and MRFD for Transmission Line Structure Foundations", *In Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance*, Swets & Zeitlinger, Lisse, Netherlands, pp.253-261.
37. RTRI (1999), *Design Standards for Railway Structures and Commentary Earth Structures*, Railway Technical Research Institute.
38. Sim, T. S. (1990), *The Reliability Study on the Retaining Wall Allowing a Limit Translation Movement During Earthquake Loading*, Ph. D. Thesis, Kyung Hee University.
39. Song, Y. (1989), *A Study on the System Reliability Analysis of Earth Retaining Structures*, Ph. D. Thesis, Chungnam National University.
40. USACE (1997), "Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering", *Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Technical Letter*, No. 1110-2-547, September 30.
41. Zevgolis, I. and Bourdeau, P. L. (2008), "Probabilistic Analysis of the External Stability of MSE Structures using Monte Carlo Simulations", *12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geotechnics(IACMAC)*, pp.1804-1810.
42. Zhang, L., Tang, W., and Ng, C. (2001), "Reliability of Axially Loaded Driven Pile Groups", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, ASCE, Vol.127, No.12, pp.1051-1060.

Received : September 7th, 2015
Revised : September 22nd, 2015
Accepted : October 2nd, 2015