



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2008年 8月
博士學位論文

측방유동을 받는 교대 기초말뚝의
안정성에 관한 신뢰성 해석

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 圭 德

측방유동을 받는 교대 기초말뚝의
안정성에 관한 신뢰성 해석

*Reliability Analysis on the Stability of Foundation Piles
in Abutment Subjected to Lateral Flow*

2008年 8月 日

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 圭 德

측방유동을 받는 교대 기초말뚝의
안정성에 관한 신뢰성 해석

指導教授 安 鍾 弼

이 論文을 工學博士 學位論文으로 提出함.

2008年 4月 日

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 圭 德

金圭德의 博士學位 論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 教授 심 태 섭 (印)

委 員 서울市立大學校 教授 이 송 (印)

委 員 光州大學校 教授 권 호 진 (印)

委 員 全南大學校 教授 김 중 렬 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 안 중 필 (印)

2008年 6月 日

朝鮮大學校 大學院

목 차

표 차례	IV
그림 차례	VI
기호	X
Abstract	XII
제1장 서 론	1
1.1 연구목적 및 배경	1
1.2 연구동향	3
1.3 연구방법 및 범위	5
제2장 측방유동 및 수동말뚝	6
2.1 측방유동의 메카니즘	6
2.2 한계하중 및 극한하중	10
2.3 측방유동압의 분포형태 및 해석법	12
2.4 측방유동의 안정관리방법	15
2.4.1 정성적인 안정관리방법	16
2.4.2 정량적인 안정관리방법	17
2.5 측방유동 가능성의 판정방법	20
2.5.1 Tschebotarioff의 방법	20
2.5.2 Marche & Chapuis의 방법	21
2.5.3 Oteo의 방법	22
2.5.4 Canada의 방법	22
2.5.5 미연방도로국의 방법	23
2.5.6 독일 시방서에 의한 방법	25
2.6 측방유동을 받는 수동말뚝	25

제3장 신뢰성 이론 및 해석방법	29
3.1 신뢰성 이론	29
3.2 하중-저항계수 설계법	32
3.3 2차모멘트법	34
3.3.1 MFOSM 방법	34
3.3.2 AFOSM 방법	37
3.4 점추정법	43
3.5 총기대비용최소화에 의한 최적신뢰성 해석법	48
3.5.1 총기대비용 최소화의 원칙	48
3.5.2 최적신뢰성 이론 및 설계기준	50
3.5.3 최적신뢰성 해석방법	52
제4장 측방유동 판정방법 및 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석	60
4.1 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석	60
4.1.1 신뢰성 해석을 위한 측방유동 판정방법	60
4.1.2 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석모델	64
4.1.3 측방유동 판정방법의 불확실량 산정	67
4.1.4 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석결과	74
4.1.5 원호활동에 대한 해석결과의 비교	76
4.2 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석	82
4.2.1 신뢰성 해석을 위한 교대 기초말뚝의 형식선정	82
4.2.2 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석모델 및 불확실량 산정	83
4.2.3 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석결과	84
제5장 결과분석 및 고찰	88
5.1 측방유동 판정방법의 결과분석	88
5.1.1 파괴계수의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석	88

5.1.2	하중비의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석	93
5.1.3	파괴계수의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석	99
5.1.4	하중비의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석	103
5.2	교대 기초말뚝의 결과분석	108
5.2.1	파괴계수의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석	108
5.2.2	하중비의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석	113
5.2.3	파괴계수의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석	119
5.2.4	하중비의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석	123
제6장	결 론	129
	참고문헌	131

표 차례

표 2.1 한계하중과 극한하중의 산정에 관한 이론식	11
표 3.1 구조물의 신뢰성 해석 및 설계방법	31
표 4.1 신뢰성 해석을 위한 측방유동의 판정방법	60
표 4.2 측방이동지수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수	65
표 4.3 측방이동판정수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수	66
표 4.4 수정측방이동판정수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수	66
표 4.5 원호활동 안정계산에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수	66
표 4.6 토질정수 및 하중조건에 따른 변동계수	67
표 4.7 영남 A지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	68
표 4.8 영남 B지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	68
표 4.9 서해 A지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	69
표 4.10 서해 B지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	69
표 4.11 서해 C지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	70
표 4.12 남해 지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	70
표 4.13 서해 D지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치	71
표 4.14 지역별 확률변수의 통계 특성치	72
표 4.15 지반정수의 통계적 불확실량 산정결과	72
표 4.16 측방이동지수에 대한 평균과 표준편차 산정결과	73
표 4.17 측방이동판정수에 대한 평균과 표준편차 산정결과	73
표 4.18 수정측방이동판정수에 대한 평균과 표준편차 산정결과	73
표 4.19 원호활동 안전율에 대한 평균과 표준편차 산정결과	74
표 4.20 측방유동 판정방법의 평균-공칭비 및 변동계수	74
표 4.21 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석 비교	75
표 4.22 측방유동 판정방법의 신뢰성 설계기준	76
표 4.23 사례현장 교대의 측방변위 발생현황	77

표 4.24 사례현장 기초말뚝의 제원 현황	78
표 4.25 원호활동에 대한 해석결과 비교	78
표 4.26 신뢰성 해석을 위한 교대 기초말뚝의 형식선정	82
표 4.27 말뚝공법의 선정표	83
표 4.28 교대 기초말뚝의 평균-공칭비 및 변동계수	84
표 4.29 교대 기초말뚝의 최적신뢰성 해석결과	85
표 4.30 PHC말뚝의 최적신뢰성지수 및 최적안전율	86
표 5.1 파괴계수에 따른 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석결과	88
표 5.2 하중비에 따른 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석결과	94
표 5.3 파괴계수에 따른 측방이동지수의 신뢰성 설계기준	99
표 5.4 파괴계수에 따른 측방이동판정수의 신뢰성 설계기준	100
표 5.5 파괴계수에 따른 수정측방이동판정수의 신뢰성 설계기준	100
표 5.6 파괴계수에 따른 원호활동 안전율의 신뢰성 설계기준	100
표 5.7 하중비에 따른 측방이동지수의 신뢰성 설계기준	103
표 5.8 하중비에 따른 측방이동판정수의 신뢰성 설계기준	104
표 5.9 하중비에 따른 수정측방이동판정수의 신뢰성 설계기준	105
표 5.10 하중비에 따른 원호활동 안전율의 신뢰성 설계기준	105
표 5.11 파괴계수에 따른 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석결과	108
표 5.12 하중비에 따른 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석결과	114
표 5.13 파괴계수에 따른 RC말뚝의 신뢰성 설계기준	119
표 5.14 파괴계수에 따른 PC말뚝의 신뢰성 설계기준	120
표 5.15 파괴계수에 따른 강관말뚝의 신뢰성 설계기준	120
표 5.16 파괴계수에 따른 PHC말뚝의 신뢰성 설계기준	121
표 5.17 하중비에 따른 RC말뚝의 신뢰성 설계기준	124
표 5.18 하중비에 따른 PC말뚝의 신뢰성 설계기준	125
표 5.19 하중비에 따른 강관말뚝의 신뢰성 설계기준	125
표 5.20 하중비에 따른 PHC말뚝의 신뢰성 설계기준	126

그림 차례

그림 2.1 연약지반의 측방유동 및 파괴형태	6
그림 2.2 Tavenas의 침하와 측방변위 관계	7
그림 2.3 성토 기초지반의 변형 개요도	8
그림 2.4 한계하중과 극한하중	11
그림 2.5 수동말뚝에 작용하는 측방유동압의 분포	12
그림 2.6 Tschebotarioff의 측방유동압 분포	13
그림 2.7 실측변위에 따른 측방유동압의 분포형태	14
그림 2.8 침하량의 시간적 변화와 기초지반의 안정	16
그림 2.9 수평변위 및 연직변위의 시간에 따른 변화	17
그림 2.10 S_v-Y_m 관리도법	18
그림 2.11 q/Y_m-q 관리도법	18
그림 2.12 S_v-Y_m/S_v 관리도법	19
그림 2.13 비배수전단강도와 성토높이의 관계	20
그림 2.14 사면의 안전율과 측방변위지수의 관계	21
그림 2.15 연약지반상의 무차원 최대수평변위	22
그림 2.16 Canada 방법	23
그림 2.17 측방유동에 의한 교대말뚝기초 구조물의 변형양상	24
그림 2.18 독일 시방서에 의한 판정기준	25
그림 2.19 수평력을 받는 말뚝	26
그림 2.20 수동말뚝의 예	27
그림 3.1 파괴확률 p_f 의 분포	35
그림 3.2 S와 R의 분포	37
그림 3.3 표준화된 공간에서의 신뢰성지수	38
그림 3.4 U의 성분들이 무상관일 때의 설계점 결정	40
그림 3.5 두 개의 발생확률로 일반화	44

그림 3.6 두 변수의 점추정법	45
그림 3.7 점추정법에 의한 신뢰성 해석 흐름도	47
그림 3.8 무차원화의 비용에 대한 개념도	56
그림 4.1 교대 측방이동지수의 계산 방법	61
그림 4.2 교대 측방이동판정수의 계산 방법	62
그림 4.3 원호활동의 신뢰성지수에 대한 신뢰성 프로파일(K-2~C-1)	79
그림 4.4 원호활동의 사면안전율에 대한 신뢰성 프로파일(K-2~C-1)	79
그림 4.5 원호활동의 신뢰성지수에 대한 신뢰성 프로파일(J-2~R-3)	80
그림 4.6 원호활동의 사면안전율에 대한 신뢰성 프로파일(J-2~R-3)	80
그림 4.7 원호활동의 신뢰성지수에 대한 신뢰성 프로파일(K-1~S-3)	81
그림 4.8 원호활동의 사면안전율에 대한 신뢰성 프로파일(K-1~S-3)	81
그림 4.9 PHC말뚝의 최적신뢰성지수 비교	86
그림 4.10 PHC말뚝의 최적안전율 비교	87
그림 5.1 측방이동지수에 대한 최적신뢰성지수	89
그림 5.2 측방이동지수에 대한 최적안전율	90
그림 5.3 측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수	90
그림 5.4 측방이동판정수에 대한 최적안전율	91
그림 5.5 수정측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수	91
그림 5.6 수정측방이동판정수에 대한 최적안전율	92
그림 5.7 원호활동 안전율에 대한 최적신뢰성지수	92
그림 5.8 원호활동 안전율에 대한 최적안전율	93
그림 5.9 측방이동지수에 대한 최적신뢰성지수	95
그림 5.10 측방이동지수에 대한 최적안전율	95
그림 5.11 측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수	96
그림 5.12 측방이동판정수에 대한 최적안전율	96
그림 5.13 수정측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수	97
그림 5.14 수정측방이동판정수에 대한 최적안전율	97
그림 5.15 원호활동에 대한 최적신뢰성지수	98

그림 5.16 원호활동에 대한 최적안전율	98
그림 5.17 파괴계수에 따른 측방이동지수의 하중-저항계수	101
그림 5.18 파괴계수에 따른 측방이동판정수의 하중-저항계수	101
그림 5.19 파괴계수에 따른 수정측방이동판정수의 하중-저항계수	102
그림 5.20 파괴계수에 따른 원호활동 안전율의 하중-저항계수	102
그림 5.21 하중비에 따른 측방이동지수의 하중-저항계수	106
그림 5.22 하중에 따른 측방이동판정수의 하중-저항계수	106
그림 5.23 하중에 따른 수정측방이동판정수의 하중-저항계수	107
그림 5.24 하중비에 따른 원호활동 안전율의 하중-저항계수	107
그림 5.25 파괴계수에 따른 RC말뚝의 최적신뢰성지수	109
그림 5.26 파괴계수에 따른 RC말뚝의 최적안전율	110
그림 5.27 파괴계수에 따른 PC말뚝의 최적신뢰성지수	110
그림 5.28 파괴계수에 따른 PC말뚝의 최적안전율	111
그림 5.29 파괴계수에 따른 강관말뚝의 최적신뢰성지수	111
그림 5.30 파괴계수에 따른 강관말뚝의 최적안전율	112
그림 5.31 파괴계수에 따른 PHC말뚝의 최적신뢰성지수	112
그림 5.32 파괴계수에 따른 PHC말뚝의 최적안전율	113
그림 5.33 하중비에 따른 RC말뚝의 최적신뢰성지수	115
그림 5.34 하중비에 따른 RC말뚝의 최적안전율	115
그림 5.35 하중비에 따른 PC말뚝의 최적신뢰성지수	116
그림 5.36 하중비에 따른 PC말뚝의 최적안전율	116
그림 5.37 하중비에 따른 강관말뚝의 최적신뢰성지수	117
그림 5.38 하중비에 따른 강관말뚝의 최적안전율	117
그림 5.39 하중비에 따른 PHC말뚝의 최적신뢰성지수	118
그림 5.40 하중비에 따른 PHC말뚝의 최적안전율	118
그림 5.41 RC말뚝의 신뢰성 설계기준	121
그림 5.42 PC말뚝의 신뢰성 설계기준	122
그림 5.43 강관말뚝의 신뢰성 설계기준	122

그림 5.44 PHC말뚝의 신뢰성 설계기준	123
그림 5.45 RC말뚝의 하중-저항계수	127
그림 5.46 PC말뚝의 하중-저항계수	127
그림 5.47 강관말뚝의 하중-저항계수	128
그림 5.48 PHC말뚝의 하중-저항계수	128

기 호

n' : 공칭안전율

n_0 : 중앙안전율

n_{opt} : 최적안전율

P_f : 파괴확률

P_r : 신뢰도

R : 저항

R' : 공칭저항

\bar{R} : 평균저항

S : 하중효과

\bar{S} : 평균하중효과

S' : 공칭하중효과

S_D^* : 사하중 계수의 설계치

S_L^* : 활하중 계수의 설계치

β : 신뢰성 지수

β_0 : 목표신뢰성 지수

β_{opt} : 최적신뢰성 지수

γ_D : 평균 사하중계수

γ_L : 평균 활하중계수

γ'_D : 공칭 사하중계수

γ'_L : 공칭 활하중계수

γ_S : 전체 하중계수

η_D : 사하중의 평균 공칭비

η_L : 활하중의 평균 공칭비

η_R : 저항의 평균 공칭비
 η_S : 하중효과의 평균 공칭비
 μ_R : 저항의 평균
 μ_S : 하중의 평균
 μ_Z : Z의 평균
 ρ : 하중비
 σ_R : 저항의 표준편차
 σ_S : 하중효과의 표준편차
 ϕ : 평균저항계수
 ϕ' : 공칭저항계수
 Ω_R : 저항의 변동계수
 Ω_S : 전체하중의 변동계수
 Ω_{SD} : 사하중의 변동계수
 Ω_{SL} : 활하중의 변동계수

Abstract

Reliability Analysis on the Stability of Foundation Piles in Abutment Subjected to Lateral Flow

Kim, Gyu-Deok

Advisor : Prof. Ahn, Jong-Pil, Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

In the stability analysis of lateral flow in abutment structures founded on the soft soils, it is necessary to develop the methods and design criteria of stability analysis of lateral flow in order to sublate the irrationality of the current design method by decisive empiricism and consider stability and economical efficiency in probability.

This study conducted the decision method of lateral flow in abutment structures founded on the soft soils and the reliability analysis on the foundation pile for abutment. On the basis of the results, this study proposed the reliability design model.

Reliability analysis was conducted by applying second moment method, point estimation method, and expected total cost minimization to lateral movement index, lateral movement decision index, modified lateral movement decision index, and circular failure safety factor for the decision criteria of lateral flow. The reliability index by analysis method had a similar tendency each other.

Point estimation method was found as a practical method in the aspect of convenience because it could conduct the analysis only by mean and standard deviation as well as the partial derivative on random variables was not necessary.

To test the fitness of reliability analysis, the results of reliability analysis and decision methods for circular failure safety factor were compared, and the correlation between definite safety and probabilistic reliability index was confirmed.

RC-pile, PC-pile, Steel Pipe-pile and PHC-pile were selected for the reliability analysis on the foundation pile and the optimum reliability analysis was conducted by expected total cost minimization to estimate optimum reliability index and optimum safety by the type of each pile.

By applying Fujino's, Kanda's, Frangopol's, and Chou's method for PHC pile, the optimum reliability index and optimum safety were estimated and compared. The results suggest that there was a difference between optimum reliability indexes according to the degree of considering variable by proposed method.

Optimum reliability index and optimum safety according to increasing in failure factors and load ratio were analyzed and loads and resistance factors of the design criteria of optimum reliability were estimated. It presented rational design model which can consider construction level and stability and economical efficiency overall.

Keywords : Lateral flow, Reliability analysis, Foundation pile, Second moment method, Point estimation method, Expected total cost minimization

제1장 서론

1.1 연구목적 및 배경

연약지반 위에 교대나 안벽 등과 같은 구조물을 설치하게 되면 뒤편에 의한 편재 하중을 받게 되고, 지반 중에는 재하에 의한 응력이 증가하여 간극수압이 변화할 뿐만 아니라 체적이 수축되면서 지반의 침하가 발생한다. 또한 간극수압의 소산에 필요한 시간이 지나기도 전에 지속적으로 하중이 증가하면, 지반 내의 과잉간극수압이 증가하게 되어 수평방향의 측방유동압이 작용하게 된다. 이에 따라 지반에는 수평방향의 측방변위가 발생하고, 융기현상이 발생하다가 결국에는 구조물의 전단파괴가 발생하게 되며, 이를 지반의 측방유동이라 한다(안종필 · 박상범 · 김규덕, 2002).

최근 국내에서는 연약지반인 서남해안 지역을 중심으로 건설공사가 활발하게 진행되면서 측방유동과 관련된 교대기초 등의 변형문제가 빈번하게 발생하고 있으며, 특히 말뚝기초의 경우 측방유동압을 받는 수동말뚝의 거동을 무시하고 주동말뚝으로 설계 시공함으로써 구조물이 완성된 후 다수의 피해 사례가 발생하고 있는 실정이다(건설교통부, 2000). 그러나 이 문제의 중요성에 대한 인식은 현재까지도 일반적으로 미흡하며, 실무에서 측방유동이 구조물에 미치는 영향을 설계에 고려하지 않는 경우도 흔하게 발생하고 있는 실정이며, 이는 설계법이 확립되어 있지 않은 것에 기인한다(안종필 · 홍원표, 1994).

또한 측방유동 판정방법의 대부분은 주로 확정론적 경험식에 기반을 두고 있다. 연약지반 위에 교량을 설계할 경우 교대의 측방변위에 대한 안정성에 밀접한 영향을 미치는 요인으로는 하중조건이나 지반정수에 대한 신뢰도 및 이에 대한 오차의 변수 등이 있다. 또한 기존의 확정론적 경험식에서는 이를 설계에 반영하는 데 제약이 있을 수 있으며, 그 결과에 대한 정확성과 일관성이 부족할 수 있다. 특히 교대구조물의 공사기간 내에 발생하는 뒤편이나 적재하중 및 장비하중 등의 최대하중조건을 확정적으로 추정하기란 거의 불가능하며, 흙의 공학적 성질에 따른 여러 특성들 즉, 흙의 단

위중량과 내부마찰각 및 점착력 등을 확정량으로 보기에 는 너무나 많은 불확실량이 내재되어 있다.

한편, 구조물의 대형화와 복잡화 경향에 따라 경제적이고 합리적인 최적 설계방안에 대한 요구가 증가하면서 신뢰성 분석을 기반으로 하는 확률론적 설계방법이 세계적인 추세가 되어가고 있는 실정이다. 이에 따른 경험적 연구로 구축된 데이터베이스에 대한 신뢰성 분석을 통해 파괴확률 및 신뢰성지수를 산정하고, 이를 이용하여 구조물의 안전도를 정량적으로 평가함으로써 일관되고 경제적이며 효율적인 설계가 되도록 하고 있다(한국지반공학회, 2002).

특히, 북미와 유럽을 중심으로 구조물의 설계와 관련하여 확률론적 설계방법이 이미 도입되어 그 기준이 정비되었으며, 구조공학 분야뿐만 아니라 지반공학 분야의 설계에도 도입이 시도되고 있다. 최근 국제표준화기구의 설계표준뿐만 아니라 미국연방도로국의 시방기준 및 유럽연합의 설계코드에서 신뢰성이론에 의한 설계가 포함된 것이 그 예이며, 지속적인 연구개발을 통한 국내의 대비가 필요한 시점이다(곽기석·박재현·최용규·허정원, 2006).

따라서 연약지반에 설치되는 교대구조물의 측방유동 해석에 있어서도 현행 확정론적 설계방법의 불합리성을 지양하고, 안정성과 경제성을 확률적으로 고려한 측방유동의 안정해석 방법 및 설계규준의 개발이 필요하다. 이에 본 연구에서는 연약지반에 설치된 교대구조물의 측방유동에 관한 확률론적 안정해석을 수행하였다. 현행 확정론적 방법에 의해 계산되는 측방유동 판정방법과 교대 기초말뚝에 대해 신뢰성 해석을 수행하고, 신뢰성 설계규준인 저항 및 하중계수를 제시함으로써 확률론적 방법에 따른 측방유동의 안정해석과 설계규준의 정립을 위한 기초자료로 활용하는 데 본 연구의 목적이 있다.

1.2 연구동향

측방유동 현상은 1969년 Peck이 연약지반에서의 측방유동을 공학적으로 처음 정의하였으며 1973년 Tschebotarioff가 모스크바에서 개최된 국제토질공학회에서 구조물에 작용하는 점성토지반의 측방유동압에 관한 연구결과를 발표하였다.

측방유동을 받는 구조물의 거동에 대한 연구는 여러 학자들에 의해 보고되었으며, Frank & Boonstra(1948), Heyman & Boersma(1961), Heyman(1965), Leussink & Wenz(1969), Nicu 등(1971), Bigot(1977) 등은 지반의 측방유동에 의한 피해 사례를 보고하였다.

측방유동의 판정방법에 대한 연구로는 1973년 Tschebotarioff가 사면 불안정만을 기준으로 측방유동의 가능성을 판정하는 방법을 제시하였으며, Marche & Chapuis(1973)는 사면안전율을 기준으로 하는 방법을 제안하였다. 또한, 일본도로공단(1979)에서는 교대구조물 사례를 대상으로 교대이동에 상관성이 높은 요인을 조합하여 측방이동 가능성을 판정하는 방법을 제안하였으며, 일본 건설성 토목연구소(1980)에서는 교대말뚝 기초의 제원으로부터 측방이동 가능성을 판정하는 방법을 제안하였다. 우리나라의 한국도로공사(1995)에서는 일본도로공단에서 제안한 측방이동판정수를 우리나라 현실에 적합하도록 수정 및 보완하여 측방유동 판정방법을 제시한 바 있다. 안종필·홍원표(1994)의 연구에서는 교대 기초말뚝에 대한 측방유동 검토를 실시할 경우 주로 사면 안전율, 측방이동지수, 측방이동 판정지수 및 안정계수 등으로 교대의 측방이동 여부를 판정하고 있다고 하였다.

측방유동을 받는 기초말뚝의 연구로는 1903년 일본 Nigata의 철도공사시 산사태 방지책으로 나무말뚝을 사용한 이래 Yamada(1971), Fukuoka(1972), Fukumoto(1976), Ito & Matsui(1975, 1977) 등에 의하여 콘크리트말뚝과 강관말뚝을 사용하여 측방유동을 억제한 연구결과를 발표하였다. De Beer & Wallays(1972, 1977) 등은 성토하중을 받고 있는 지반의 활동파괴에 대한 안전율과 말뚝의 사용에 의한 측방유동의 저항효과가 증가함을 제시하여 수동말뚝에 대한 간편한 해석법을 설명하였다.

우리나라에서는 1994년 한국지반공학회 주최로 “지반구조물 변위에 관한 사례분석”이란 제목으로 이론과 경험을 중심으로 연구를 계속해 오고 있으며 최근에는 측방유동에 의한 구조물의 피해 사례가 빈번히 발생하고 있어 한국도로공사에서는 연약지반상 교대의 경우, 설계단계에서 측방유동에 대한 검토를 의무화하고 있다.

한편, 신뢰성이론에 관한 연구로는 1947년 Freudenthal이 처음으로 발표하면서 시작하여 그 후 확률이론의 중요성이 널리 인식되어 오다가 1969년 Cornell이 평균 제1계 2차모멘트 방법을 발표한 이래 신뢰성방법의 적용에 대한 연구가 빠른 속도로 진행되었다. 그러나 Cornell(1969)의 MFOSM 방법은 확률분포의 범위가 정규분포라야 한다는 제한과 한계상태 함수의 표현형태에 따른 해의 유일성 결여 등이 문제점으로 지적되어 사용상에 한계가 있었다. 1974년 Hasofer & Lind가 이 표현형태에 따른 문제를 해결하였고, 1978년 Rackwitz & Fiessler가 비정규분포를 등가정규분포로 변환하는 알고리즘을 개발하여 확률변수의 분포에 대한 제한문제를 해결하였다. 1983년 Shinozuka가 이때까지의 연구에 확률변수의 상관관계를 포함시켜 AFOSM 방법을 완성하였으며, 그 후 구조물의 신뢰성해석에 적용되고 있다.

지반공학과 관련된 신뢰성 연구로는 Lumb(1966), Meyerhof(1970), Schultze(1971) 등이 토질정수에 대하여 통계학적 자료분석을 수행하였으며, 그 후 Singh(1971), Matsuo(1974), Ang & Tang(1975), Vanmarcke(1977), Tobutt(1979), Yucemen(1983) 등에 의한 연구가 진행되었다. 사면의 신뢰성해석은 Freudenthal(1966), Ang(1969), Wu & Kraft(1970), Cornell(1974), Cravero(1982), Carter(1983) 등에 의해 수행되었으며, Catalan & Cornell(1970) 등은 흙댐의 신뢰성해석을 수행한 바 있다.

기초구조물의 신뢰성해석은 Wu & Kraft(1967) 등이 기초의 안전율에 대한 확률 산정법을 발표하였으며, Whitman(1984) 등은 지반구조물의 안정성에 영향을 미치는 인자들의 불확실성을 고려하기 위하여 신뢰성계수를 도입한 바 있다.

우리나라에서는 조효남·정태송·전재명(1983) 등이 신뢰성이론에 의한 R.C옹벽의 안정해석 및 설계기준에 대한 연구를 수행하였으며, 이송(1985)에 의해 얇은 기초의 안정성에 대한 확률론적 해석이 연구되었다. 심태섭(1990)은 지진시 미소변위를 허용하는 옹벽의 신뢰성 연구를 수행하였으며, 양우식(1992)은 FOSM 방법을 이용한 사면의 신뢰도 해석이 연구된 바 있다. 최근에는 안종필·김규덕(2007, 2008) 등이 측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 신뢰성해석에 관한 연구 및 측방유동을 받는 교대기초의 PEM 해석에 관한 연구 등을 수행하였으나, 현재까지는 기초분야 및 측방유동 분야에서의 신뢰성 연구의 성과가 부족한 실정이다.

1.3 연구방법 및 범위

본 연구는 연약지반 위에 설치되는 교대구조물의 측방유동에 대해 신뢰성 이론에 의한 확률론적 해석을 수행하는 것이 그 주된 내용이다. 이를 위해 본 연구에서는 측방유동 판정방법과 교대 기초말뚝의 2가지 문제에 대하여 신뢰성 해석을 수행하였으며, 안정성과 경제성이 고려된 신뢰성 설계규준을 제시하였다.

측방유동 판정방법에 대한 신뢰성 해석에서는 현행 확률론적 방법에 따라 국내에서 주로 사용되고 있는 측방유동 판정방법 즉, 측방이동지수, 측방이동판정수, 수정측방이동판정수 및 원호활동 안전율에 의한 판정방법 등 4가지를 대상으로 각각의 방법에 대한 한계상태방정식을 유도하고, 불확실량 산정모델을 제시하였다. 4가지 판정방법에 대해서는 신뢰성 해석방법 중 LevelⅡ 방법의 2차모멘트법과 LevelⅢ 방법의 점추정법 및 LevelⅣ 방법의 총기대비용 최소화법을 이용하여 신뢰성해석을 수행하였고, 각각의 신뢰성 해석결과를 비교·분석하여 합리성을 검토해 보았다. 특히 원호활동 안전율에 의한 판정방법에 대해서는 기존에 연구된 사례를 대상으로 확률론적 해석결과와 신뢰성 해석결과에 대한 비교·검토를 실시하였다.

교대 기초말뚝에 대한 신뢰성 해석에서는 현재 주로 사용되는 4가지 말뚝형식인 RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝 및 PHC말뚝을 대상으로 각각의 말뚝에 대한 한계상태방정식을 유도하였고, 불확실량 산정모델을 제시하였으며, 최적신뢰성해석을 통해 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였다. 특히, 교대 기초말뚝 중에서 대표적인 PHC말뚝에 대해서는 최적신뢰성 해석방법 중 Fujino방법, Kanda방법, Frangopol방법 및 Chou방법에 따라 총기대비용 최소화원칙에 기초한 최적신뢰성 해석을 수행하였으며, 그 결과를 비교·분석하였다.

또한 본 연구에서는 구조물의 안정성과 경제성이 고려된 총기대비용 최소화법의 최적신뢰성 해석에 있어 파괴계수 및 하중비의 변화에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 분석하였으며, 이에 따른 저항 및 하중계수에 대한 최적신뢰성 설계규준을 제시함으로써 향후 측방유동을 받는 기초구조물의 확률론적 설계법의 확립을 위한 기본 자료로 활용할 수 있도록 하였다.

제2장 측방유동 및 수동말뚝

2.1 측방유동의 메카니즘

연약지반에서 성토나 구조물에 의한 편재하중이 작용하는 경우 지지지반의 압밀축진과 간극수압의 소산으로 인해 토립자가 외측으로 유동하면서 전단강도가 감소하는 현상을 측방유동이라 한다.

그림 2.1과 같이 연약지반위에 편재하중이 작용하면 하부지반은 재하에 의한 응력이 증가하고 간극수압의 변화로 인하여 체적이 수축되면서 단성변형에 의한 침하가 발생한다. 그러나 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기도 전에 지속적으로 하중이 증가하면, 지반속의 과잉간극수압이 증가하면서 소성평형의 상태로 변하게 된다.

측방유동압이 작용하여 토립자의 강도저하와 간극수압의 소산에 의한 지반의 저항력 감소로 인하여 토립자의 소성화에 의한 외향적인 측방변위가 발생되고 지표면에는 융기현상이 발생한다. 지반은 침하량에 비하여 측방변위량 및 지표면의 융기량이 증가하고 결국에는 지반의 활동에 따른 전단파괴가 유발되어 지반 및 구조물의 안정이 위태롭게 된다.

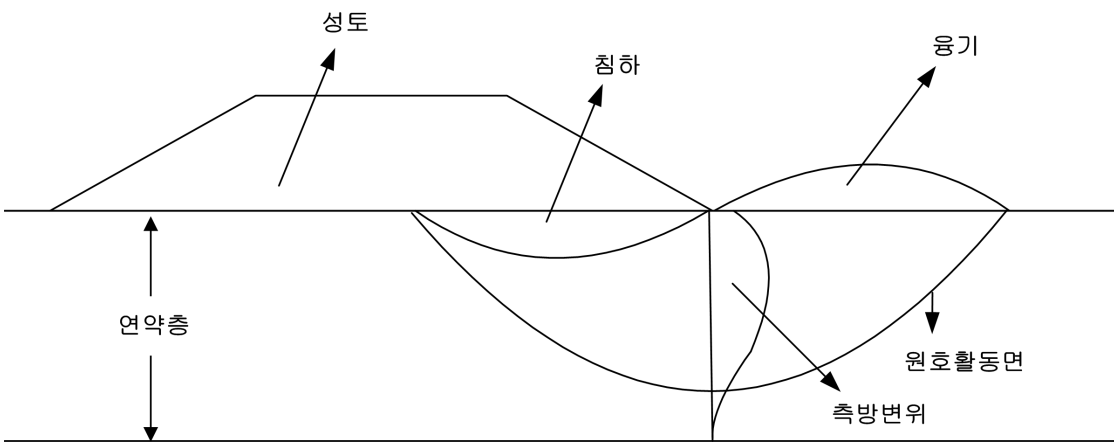


그림 2.1 연약지반의 측방유동 및 파괴형태

Tavenas(1979, 1980) 등은 재하기간 중 및 그 이후의 방치기간을 포함한 전기간에 걸친 점토지반의 변형거동을 그림 2.2와 같이 재하시점으로부터 한계하중까지의 실질 배수거동(OA)과 그 이후부터 극한하중까지의 실질비배수거동(AB) 및 극한하중 이후의 장기배수거동(BC)의 3단계로 나누어서 설명하였다.

재하초기(OA)에는 어느 정도 과압밀배수상태에 있는 지반은 하중의 증가에 따라 간극수압의 소산은 없고, 응력경로가 K_0 의 상태로 접근하면서 측방변위는 미소하여 탄성적인 침하로 인식되어 진다. 재하의 종료가 가까워지면 유효응력이 증가하여 비배수정규압밀상태로 이전된다. 압밀항복응력을 초과하게 되면 토립자가 항복하여 압축성이 급증하고, 침하량과 같은 비율 정도로 측방변위량의 급격한 증가에 따라 지반의 소성화가 촉진되면서 측방변형 및 지표면의 융기가 발생하게 되며, 측방유동의 대부분은 이 구간에서 발생하게 된다. 또한 하중의 증가 없이 장기간의 시간이 경과하면(BC) 압밀이 진행되어 측방변위량은 침하량보다 더 작게 된다.

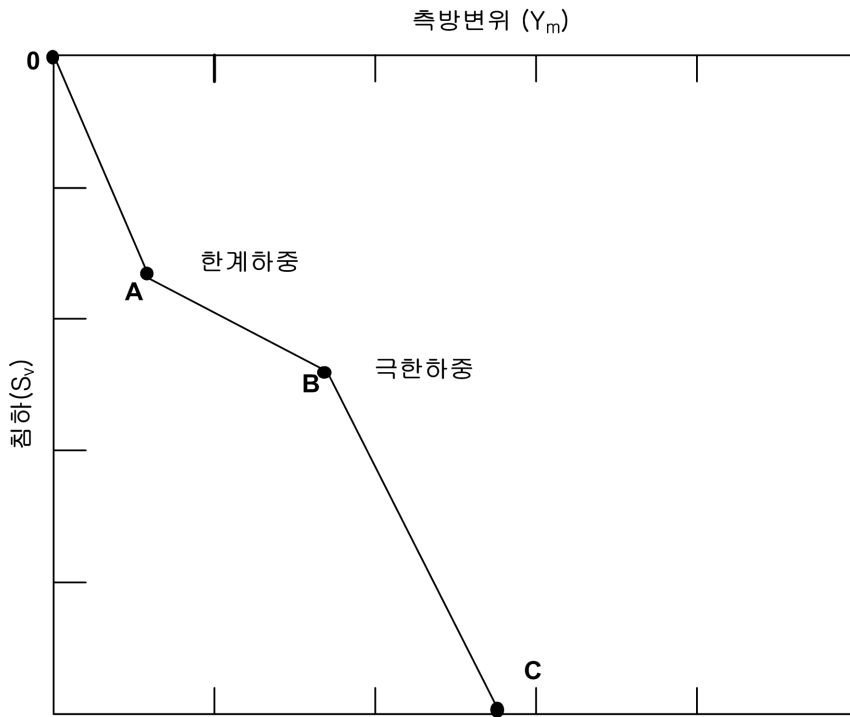


그림 2.2 Tavenas의 침하와 측방변위 관계(Tavenas, 1979, 1980)

성토의 중심선 아래의 임의 깊이 z 에서의 미소요소의 변형률의 형태를 개략적으로 나타내면 그림 2.3과 같다. 성토 중심선 아래의 각 요소의 연직변형률(ϵ_v)을 연약층의 두께 H 에 대해서 적분하면 지표면 침하량 S_v 가 구해지며, 측방변형률 성분(ϵ_h)으로부터 성토사면 선단아래의 임의의 깊이에서의 측방변위는 다음의 식(2.1)과 같이 결정된다.

$$y \approx -0.4 \frac{B}{2} \epsilon_h \quad (2.1)$$

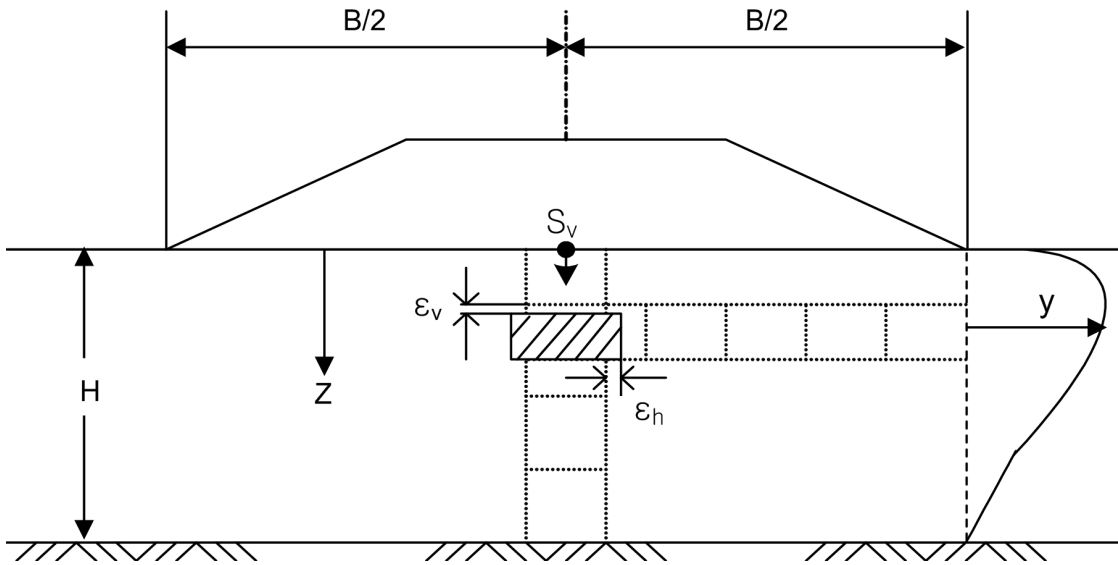


그림 2.3 성토 기초지반의 변형 개요도

균질한 반무한 탄성지반에 대한 응력분포의 해를 이용하여 비배수 조건에서의 측방 변형률 $\epsilon_h=0$ 으로 되는 궤적을 구하면 다음 식(2.2)와 같다.

$$X^2 + Z^2 = \frac{a^2 + b^2}{2} \quad (2.2)$$

여기서, X = 수평좌표, Z = 연직좌표이고, a = 천단폭/2이며, b = 바닥폭/2 이다.

D'Appolonia(1971) 등은 지반의 측방유동에 대한 변위량(Y_m)을 침하량(S_v)과 기초의 주변저항 및 유동층의 두께 등을 이용한 연속방정식을 이용하여 식(2.3)와 같이 계산하였다(일본토질공학회 1979, 1994).

$$Y_{\max} = 2\alpha S_v \frac{A}{LH} \quad (2.3)$$

여기서, A는 재하면적, L은 기초의 주변길이, H는 유동층의 두께, α 는 침하량의 분포형태에 대한 계수이며, 보통 0.4~0.6 정도의 값을 이용한다.

Inada · Akaishi · Hari (稻田 · 赤石 · 張, 1977) 등은 성토 사면선단으로부터의 거리 L(m)에서의 평균적인 수평변위(Y_0)를 식(2.4)와 같이 나타내었다. 측면지반에의 유동에 대한 영향범위는 성토폭과 지반강도 등에도 영향을 받지만 연약층 두께의 약 3배의 거리에까지 영향을 미치는 것으로 보았으며, 일반적으로 성토 사면선단에서 기존구조물까지의 거리는 연약층의 두께 이상이 필요하다고 제안하였다.

$$Y_0 = 2.0 \{ qD/(D+L) q_u \}^2 \quad (2.4)$$

여기서, q 는 성토의 하중강도(t/m^2), D는 연약층의 두께(m), q_u 는 일축압축강도(t/m^2)이며, Y_0 의 단위는 (cm)이다.

일본도로협회(1985)에서는 일반국도 및 고속도로의 성토에 대한 사면선단 주변지반의 수평이동량(Y_m)과 융기량(H_v) 및 주변지반의 영향범위(L)를 식(2.5)와 식(2.6)으로 산정하였다(일본토질공학회 1989).

$$Y_m = H_v = \beta S_v \quad (2.5)$$

$$L = \eta H \quad (2.6)$$

여기서, S_v 는 성토 중앙에 대한 최종 전침하량, H는 연약층의 두께, β 는 (0~0.2) 정도, η 는 1.0~2.0 정도이다.

Suzuki(1988)는 11개소의 시험성토를 관측하여 분석한 결과 전체의 측방변위량의 60%는 성토기간 동안에 발생하고, 최대측방변위는 토층두께의 0.1~0.4 정도의 깊이에서 발생한다고 하였다. 또 실험관측 및 회귀분석을 종합한 결과 한계하중상태에서의 최대측방변위량은 최대변위량의 0.72~0.73 범위에 해당되는 것으로 제안하였다.

이와 같이 측방유동은 연약층의 두께와 기초의 크기에 많은 영향을 받게 되는 것을 알 수 있다.

2.2 한계하중 및 극한하중

연약지반에 성토하중이 작용하게 되면 초기단계에서는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생하지만, 하중의 증가에 따라 재하면 하부의 지반은 이등변삼각형 분포의 흠뻐기가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전된다. 이와 같이 지반이 탄성상태에서 소성상태로 바뀌는 시점의 하중값을 한계하중이라고 규정하였으며, Akai(赤井, 1964), Tschebotarioff (1962, 1973) 등은 지반 중에 소성변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중으로 규정하였다.

또한 Das(1984) 등에 의하면 한계하중이란 하중과 변위량의 증가가 거의 직선적인 경향을 보이다가 하중량의 증가에 비해서 변위량의 증가가 큰 폭으로 커지면서 하중과 변위량의 관계가 직선에서 곡선으로 이행되는 시점으로 정의한 바 있다.

극한하중은 Jaky(1944), Fröhlich(1955), Terzaghi(1967) 등이 제안한 바와 같이 한계하중을 초과하여 더욱 하중을 증가시키면 하부지반에는 토립자의 전단저항에 의해 탄성영역의 주동뻐기가 아래쪽으로 침하함에 따라 과잉간극수압의 증가를 유발하게 되며, 이 때 토립자는 측방변위를 발생시키고 소성영역은 전단 및 수동영역까지 확장되고, 원호활동과괴면이 지표면까지 도달하려는 경향을 나타내는 소성평형 상태에 이르게 되며, 이와 같이 지반의 소성평형에 의한 전단과괴가 이루어질 때의 하중값을 극한하중으로 정의하였다.

그림 2.4는 하중과 변위량의 관계곡선으로부터 구하여지는 한계하중과 극한하중을 나타낸 것이며, 표 2.1은 지금까지 제안된 한계하중과 극한하중을 산정할 수 있는 이론식을 보여 주고 있다.

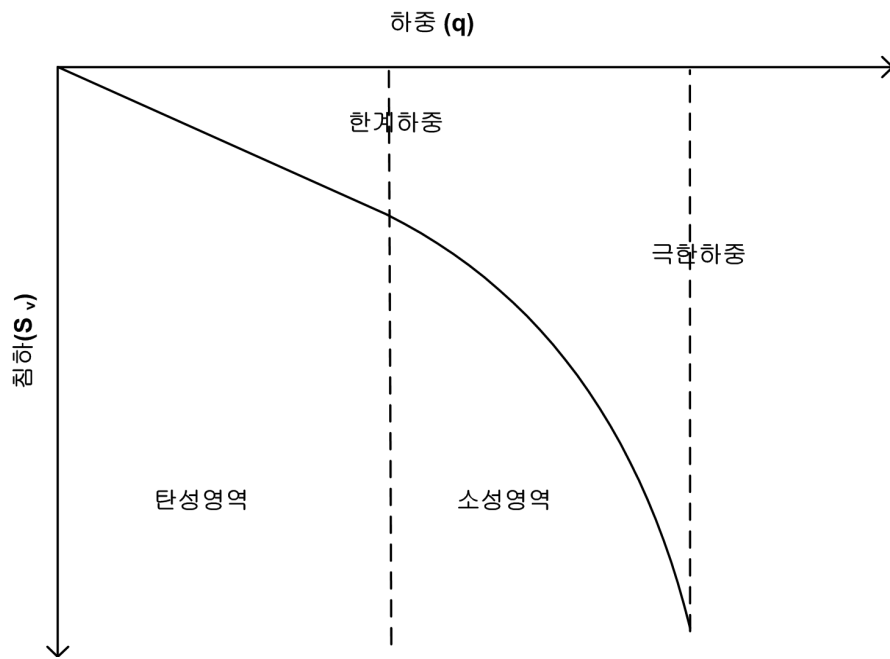


그림 2.4 한계하중과 극한하중

표 2.1 한계하중과 극한하중의 산정에 관한 이론식

제안자	한계하중	극한하중	q_{cr}/q_{ult}
Meyerhof	$q_{cr}=(B/2H+\pi/2)C_u$	$q_{ult}=8.30C_u$	-
Tschebotarioff	$q_{cr}=3.00C_u$	$q_{ult}=7.95C_u$	0.38
JHI	$q_{cr}=3.60C_u$	$q_{ult}=7.30C_u$	0.49
Jaky	$q_{cr}=3.14C_u$	$q_{ult}=6.28C_u$	0.50
Terzaghi 1	$q_{cr}=3.81C_u$	$q_{ult}=5.71C_u$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult}=5.52C_u$	-
Terzaghi 2	$q_{cr}=3.81C_u$	$q_{ult}=5.30C_u$	0.72
Prandtl	-	$q_{ult}=5.14C_u$	-
Darragh	$q_{cr}=4.00C_u$	-	-

2.3 측방유동압의 분포형태 및 해석법

교대 및 교각 구조물은 일반적으로 말뚝기초로 이루어져 있는 경우가 대다수이며 연약층에 위치한 교대 및 교각 구조물의 측방유동에 대한 연구를 위해서는 측방유동 저항층에 설치된 수동말뚝에 작용하는 측방유동압을 어떻게 산정하는가가 중요하다. 하지만 이에 대한 명확한 해석기준이 없는 실정이지만 수치해석을 통한 이론적 방법과 많은 실측사례를 통한 경험적 방법을 이용하여 기준을 마련하는 것이 필요한 상태이다.

수동말뚝의 거동을 검토하는데 있어 가장 중요한 것은 수동말뚝에 작용하는 측방유동압의 산정이다. 이는 수동말뚝을 계통적으로 해석할 경우에 구조물의 안정문제를 검토해야 하는데, 측방유동압의 산정이 그 핵심을 이루고 있기 때문이다. 그러나 측방유동압은 성토체의 높이나 형상 및 지반의 역학적 특성과 구성 그리고 교대나 교각 구조물 내 말뚝의 배치와 강성 등 여러 가지 요인의 영향을 받으므로 정량적으로 파악하기에는 많은 어려움이 수반된다.

그림 2.5는 지금까지 추정 혹은 가정된 측방유동압의 깊이방향의 분포형태를 개략적으로 구분하여 보여준 것이다. 그림 2.5(a)는 사각형 분포이고, 그림 2.5(b)에서 그림 2.5(d)까지는 삼각형 분포이며, 그림 2.5(e)에 그림 2.5(g)까지는 사다리꼴 분포이다. 그리고 그림 2.5에서의 측방유동압 분포 중 가장 많이 사용되고 있는 측방유동압 분포는 그림 2.5(d)의 이등변삼각형 분포로 Tschebotarioff 에 의해 제시되었다.

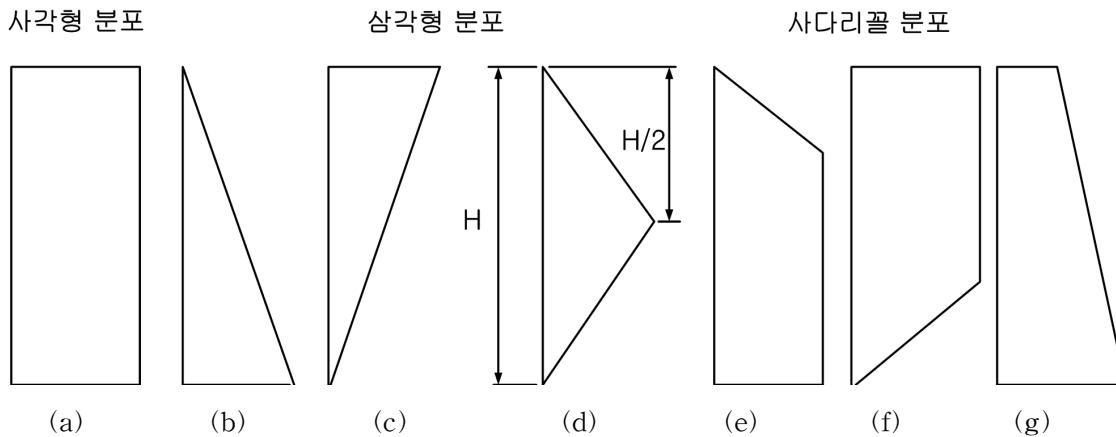


그림 2.5 수동말뚝에 작용하는 측방유동압의 분포(장효완 · 주성문, 1994)

실제로 수동말뚝에 작용하는 측방유동압은 지반의 측방변형과 구조물의 상호작용에 의해 발생하는 결과로 그림 2.5에서와 같은 단순한 분포형태와는 달리 다소 복잡한 형태를 나타내기도 한다. 이와 같이 교대나 교각 구조물의 기초를 이루고 있는 말뚝에 작용하는 측방유동압의 분포형태는 여러 가지 측방유동의 발생요인에 의해 그 양상이 복잡 다양하다.

Tschebotarioff(1973)는 측방유동압의 분포에 대하여 연약층의 중앙에 최대측방유동압을 적용하고, 지표면과 연약층의 저면에는 측방유동압이 작용하지 않는다고 가정한 그림 2.6과 같은 이등변삼각형분포로 규정한 간이식 방법에 의한 측방유동압을 제안하였고, 최대측방유동압을 다음 식(2.7)로 계산하였다.

$$P_{\max} = \alpha \gamma H B \quad (2.7)$$

여기서, α 는 유동압계수(0.4), γH 는 상재하중, B 는 유동방향의 폭이다.

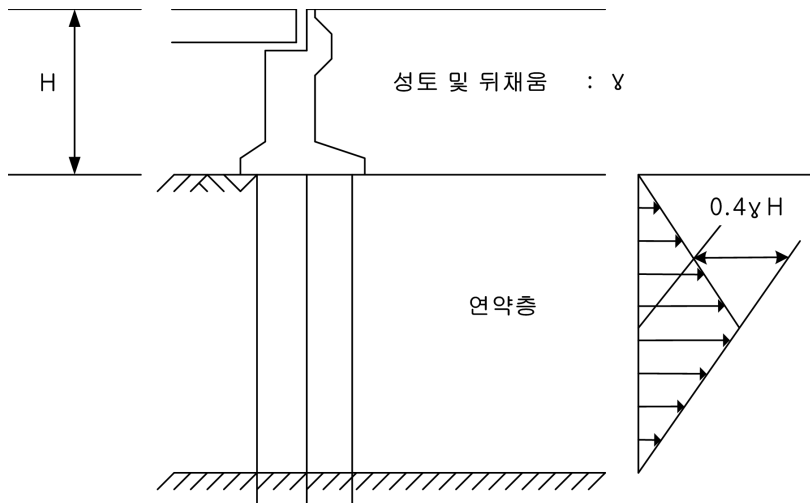


그림 2.6 Tschebotarioff의 측방유동압 분포(Tschebotarioff, 1973)

일본도로협회(1985)에서는 그림 2.7과 같이 지반의 실측변위를 알고 있을 경우에는 변위의 분포형태를 측방유동압의 분포형태와 같다고 생각하여 실측변위로부터 식(2.8)과 같이 결정하였다. 또한 실측변위를 알 수 없을 경우에는 Boussinesq의 탄성해나 F.E.M을 이용하여 변위를 추정함으로써 측방유동압의 크기를 다음 식으로 결정할 수 있다고 하였다.

$$P_z = K_h Y_m B \quad (2.8)$$

여기서, K_h 는 수평방향 지반반력계수, Y_m 은 지반의 측방변위량, B 는 기초폭이다.

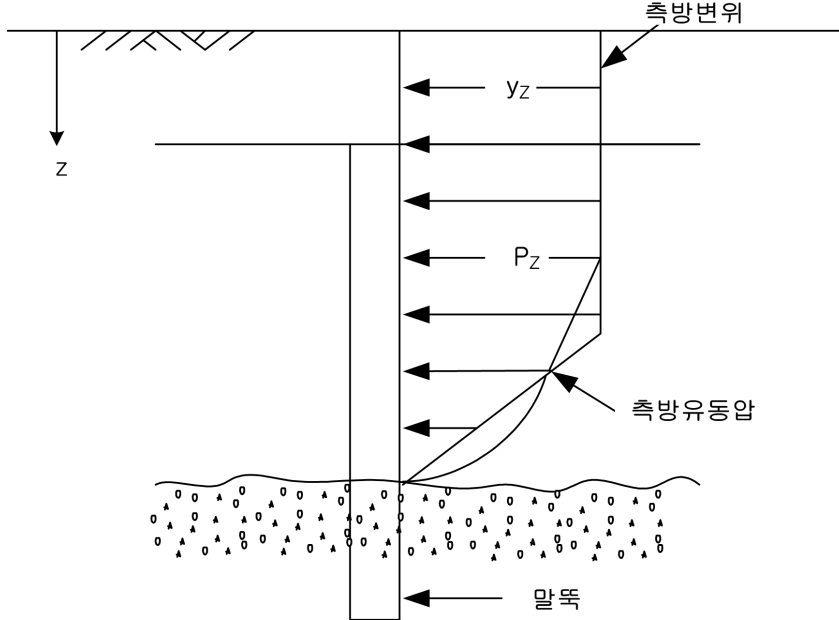


그림 2.7 실측변위에 따른 측방유동압의 분포형태(일본도로협회, 1985)

안중필(1994) 등은 상재하중의 작용에 의해 재하면 하부지반이 탄성평형상태에 도달하기까지는 지반중의 정지토압에 의한 측방유동압 $P_{max} = K_0 \gamma H$ 가 지반의 저항력과 평형상태에 있다. 상재하중이 증가함에 따라 응력의 평형이 파괴되어 소성평형상태의 압밀에 이르게 되면 지반내 응력의 저하로 인하여 $P_{max} = 0.4 \gamma H$ 의 측방유동압이 작용하여 평형조건이 파괴되며 지반의 측방유동이 발생하게 된다. 그러나 실제로는 압밀의 진행에 따라 응력의 감소는 그리 크지 않고 소성평형상태에 접근함에 따라 오히려 강도회복 및 증가현상을 보이고 있는 것으로 보아 적어도 탄성평형시의 기본식인 식 (2.9)에 의해 측방유동압을 산정함이 적당하다고 제안하였다.

$$P_{max} = K_0 \gamma H \quad (2.9)$$

여기서, K_0 는 정지토압계수, γ 는 흙의 단위중량, H 는 성토높이다.

다음으로 Matsui & Hong(1982) 등은 말뚝이 연약지반속에 설치되어 있는 경우에는 말뚝 주변지반의 소성상태와 말뚝간격을 고려한 점토지반의 측방유동압을 계산하는 이론식을 다음 식(2.10)과 같이 제안하였다. 만약 측방유동이 큰 쪽으로 진행된 상태에서 측방유동압을 구하는 경우에는 다음 식(2.11)에 의해 개략으로 산정할 수 있는 것으로 제안하였다.

$$P_z = CD_1[\ln(D_1/D_2)+(D_1-D_2)/D_2 \cdot \tan(\pi/8)] + \sigma_H(D_1-D_2) \quad (2.10)$$

$$P_{\max(z)} = 1.6 P_z \quad (2.11)$$

여기서, C는 점착력, D₁는 말뚝의 중심간격, D₂는 말뚝의 순간격, σ_H는 수평토압이다.

2.4 측방유동의 안정관리방법

일반적으로 연약지반에 대한 성토의 기본적인 시공방법은 성토하중의 증가에 따라 압밀을 진행시켜 강도증가를 도모하면서 순차로 쌓아 올리는 방법이다. 그러나 안전율이 크게 되어도 성토속도가 크게 되면 지반의 파괴나 불안정한 상태가 야기되는 수가 있다. 그러므로 성토하중의 증가가 지반의 강도증가와 평형이 이루어지도록 성토속도를 조절하여 가장 합리적인 방법으로 시공할 수 있도록 하는 것이 안정관리의 목적이다(Tominaga 富永 1974, 안중필 1994).

안정관리의 성패여부는 성토나 지반의 파괴 혹은 불안정의 징조를 어느 정도로 정확히 예측하느냐에 달려 있다. 안정관리방법은 궁극적으로 성토하중에 의해 지반 내에서 발생하는 압밀과 전단이 복합적으로 작용하는 것이고, 압밀이 전단보다도 탁월하게 되면 지반은 안정상태로 되고, 반대로 전단이 탁월해지면 불안정한 상태로 되게 된다.

지반의 측방유동에 대한 안정관리방법으로는 성토나 지반의 파괴 혹은 불안정한 상태의 정성적인 경향으로부터 지반의 소성파괴를 예측하는 방법과 현장계측 결과에 의한 침하량과 측방변위량 및 성토하중을 이용하여 성토나 지반의 소성파괴를 정량적으로 예측하는 방법의 두 가지로 분류할 수 있다.

2.4.1 정성적인 안정관리방법

성토에 의한 지반의 파괴 혹은 불안정한 상태의 정성적인 경향으로서는 성토의 천단면이나 사면에 미세한 균열이 발생하고, 성토 중앙부의 침하가 급격히 증가하며, 성토의 사면선단 부근 지반의 수평변위가 성토의 외측방향으로 급증하는 경우이다. 또한 성토 사면선단 부근 지반의 연직변위가 윗쪽으로 급증하고, 성토작업을 중지하여도 지반내의 간극수압의 상승이 지속되는 경우의 사항들을 들 수 있다.

(1) 침하량에 의한 안정관리방법

침하량은 지반이 안정되어 있으면 시간과 더불어 일정한 값에 수렴하는 경향을 나타내지만, 지반이 불안정한 상태에 있으면 침하량은 시간과 더불어 직선적으로 증가하거나, 침하속도가 급증하게 되어 파괴에 이른다. 그림 2.8은 시간경과에 따른 기초지반의 침하량 변화를 나타낸 것이다.

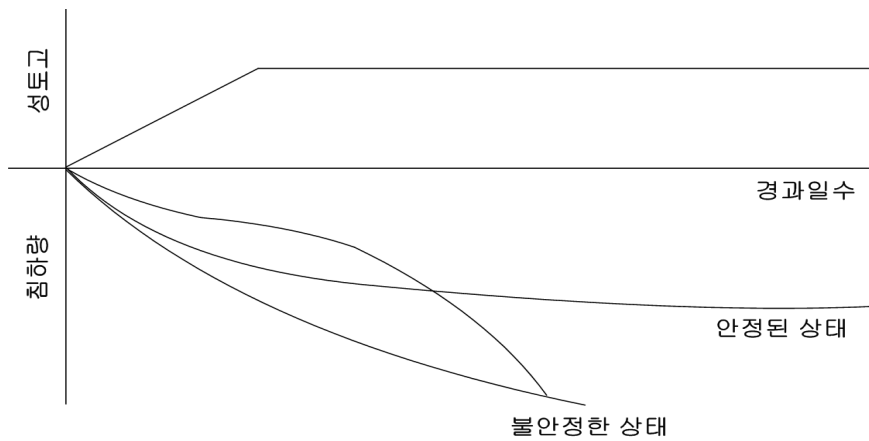


그림 2.8 침하량의 시간적 변화와 기초지반의 안정

(2) 지표면 용기량에 의한 안정관리방법

그림 2.9는 시간경과에 따른 수평 및 수직변위량을 나타낸 것으로서, 지반이 안정되어 있으면 측방지반의 수평변위량은 시간이 경과함에 따라 거의 변화하지 않거나 성토측으로 끌려 들어가는 경향을 보인다. 한편 연직변위량(용기량)은 안정한 상태에서는 거의 변화하지 않거나 성토에 의해서 아래쪽으로 끌려 들어가는 듯한 경향을 보이고, 불안정한 상태로 되면 윗쪽으로 용기하는 경향을 보이게 되며, 성토작업을 중지하여도 그러한 경향이 계속된다.

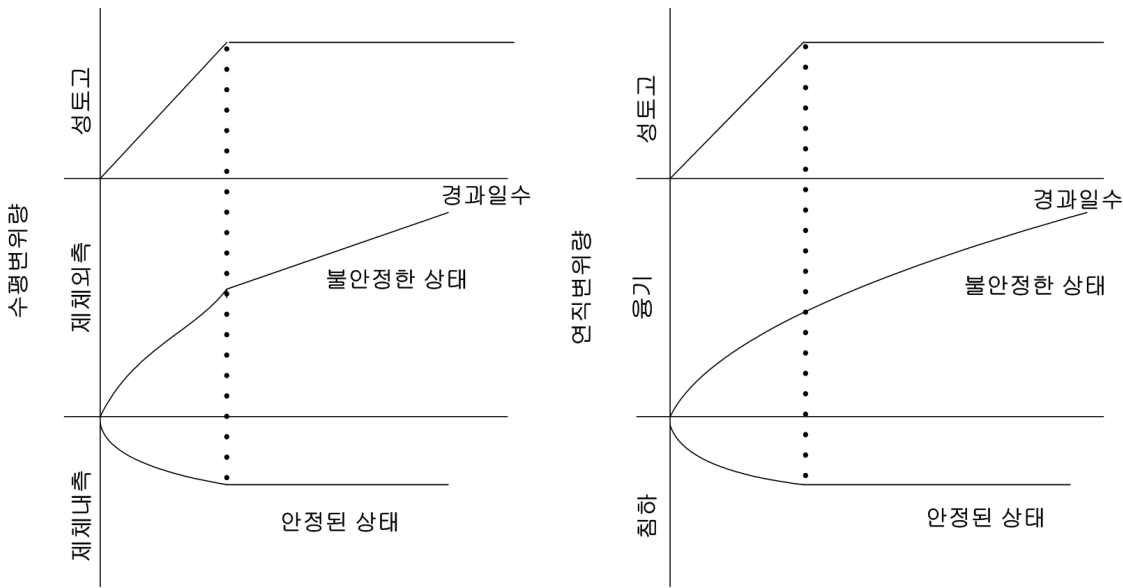


그림 2.9 수평변위 및 연직변위의 시간에 따른 변화

(3) 지중변위량에 의한 안정관리방법

지반이 안정되어 있는 상태에서 지중변위계에 의해서 측정된 지중변위량은 미소하다. 그러나 지반의 변형이 심해지면 변위량의 경시변화는 성토의 외측을 향해서 추출되는 방향으로 변위가 증가하는 경향을 보인다.

2.4.2 정량적인 안정관리방법

현장계측결과에 의한 성토 중앙부의 침하량(S_v)과 사면 선단부의 측방변위량(Y_m) 및 성토하중(q)를 이용하여 성토나 지반의 소성과괴를 정량적으로 예측하는 방법이다.

(1) Tominaga-Hashimoto(富永·橋本)의 관리도법(S_v-Y_m)

그림 2.10은 재하면 중앙부의 최대침하량과 최대측방변위량의 관계를 나타낸 것으로서, 하중이 작아서 안정한 동안에는 직선관계에 있지만, 하중이 증가되어 불안정하게 되면 최대측방변위량의 증가가 침하량에 비해서 상대적으로 커지게 된다. 이 곡선 중의 변곡점 이후의 경사 즉 측방변위량과 침하량의 증분비율($\alpha_2 = \Delta Y_m / \Delta S_v$)이 0.7 이상 또는 변곡점 이전의 증분비율 α_1 에 0.5를 합한 값보다 크게 되면 불안정 혹은 파괴한 것으로 판정한다.

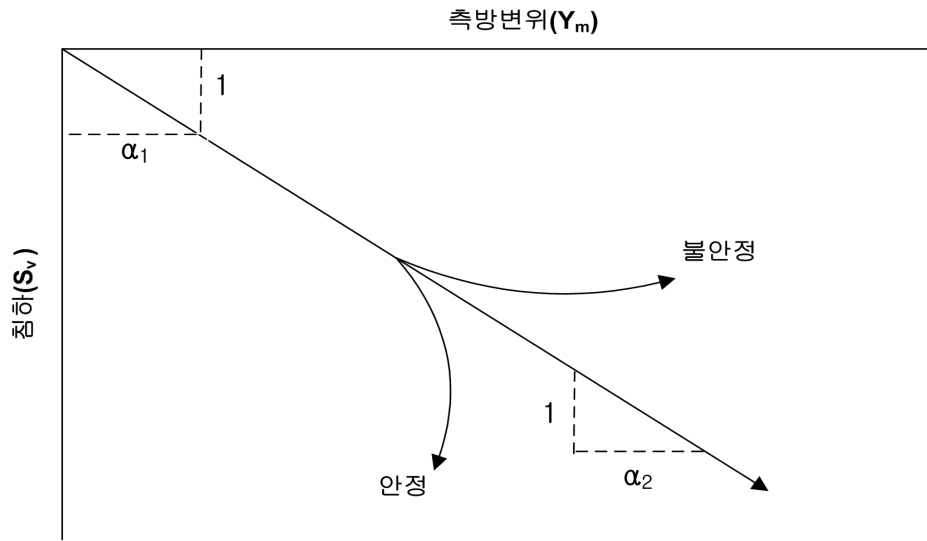


그림 2.10 S_v - Y_m 관리도법(富永·橋本, 1974)

(2) *Shibata-Sekiguch*(紫田·關口)의 관리도법(q/Y_m - q)

비배수조건에서 일정한 속도로 재하한 경우, 그림 2.11과 같이 성토하중(q)에 대해 성토하중과 최대측방변위량의 비(q/Y_m)가 거의 직선적으로 감소하는 것으로 하여 (q/Y_m)가 0으로 되는 때 즉, (q/Y_m)와 q 의 직선이 횡축과 만나는 점이 파괴하중이 된다고 하였으며, (q/Y_m)가 $15t/m^3$ 이하이면 불안정하게 된다.

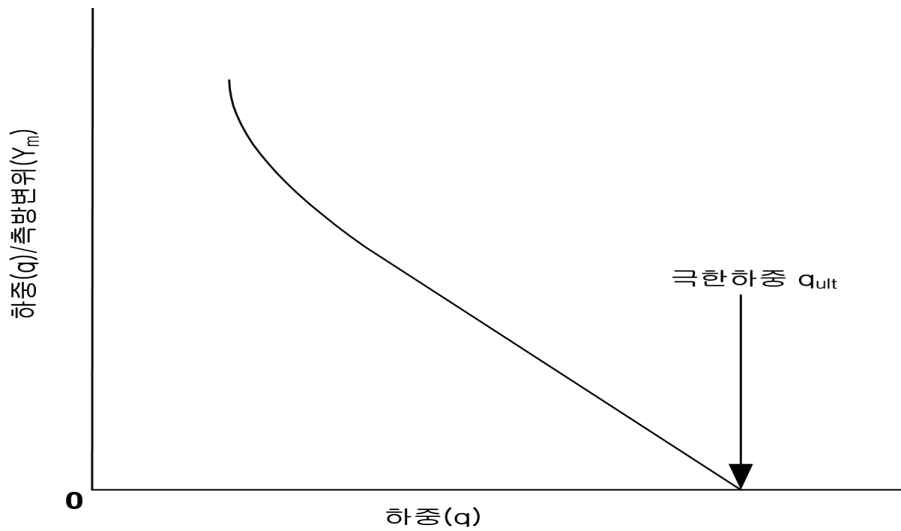


그림 2.11 q/Y_m - q 관리도법(紫田·關口, 1980)

(3) Matsuo-Kawamura(松尾・川村)의 관리도법(Y_m/S_v-S_v)

그림 2.12는 다수의 성토 파괴사례에 대해서 (Y_m/S_v-S_v)의 관계를 정리한 것으로서, 파괴는 일정의 곡선부근에서 발생하게 되는데 이 곡선을 파괴기준선이라고 부르며, 시공 중 (Y_m/S_v-S_v)의 관계가 파괴기준선에 가까워지는 경우에는 파괴에 접근하는 경향이 있고, 반대로 멀어지는 경우에는 안정하게 되는 경향을 갖는다.

또한 P_j 를 임의 시점의 성토하중, P_f 를 파괴시의 성토하중, α_3 는 S_v 와 (Y_m/S_v)의 증분비율로 변곡점 이후의 경사라고 하면, (Y_m/S_v) ≥ 0.6 인 경우 또는 (Y_m/S_v) ≥ 0.1 에서 $P_j/P_f \geq 0.95$ 인 경우 또는 $P_j/P_f \geq 0.8$ 에서 $-1 \leq \alpha_3 \leq 1$ 인 경우는 불안정하게 되며, 파괴기준선에 대한 제안식은 다음과 같다.

$$P_j/P_f = 1.0 : [0 < (Y_m/S_v) \leq 1.4]$$

$$S_v = 5.93 \exp[1.28(Y_m/S_v)^2 - 3.41(Y_m/S_v)] \quad (2.11)$$

$$S_v = 4.95 \exp[-2.28(Y_m/S_v)] \quad (2.12)$$

여기서, P_j 는 임의 시점의 성토하중, P_f 는 파괴시의 성토하중이다.

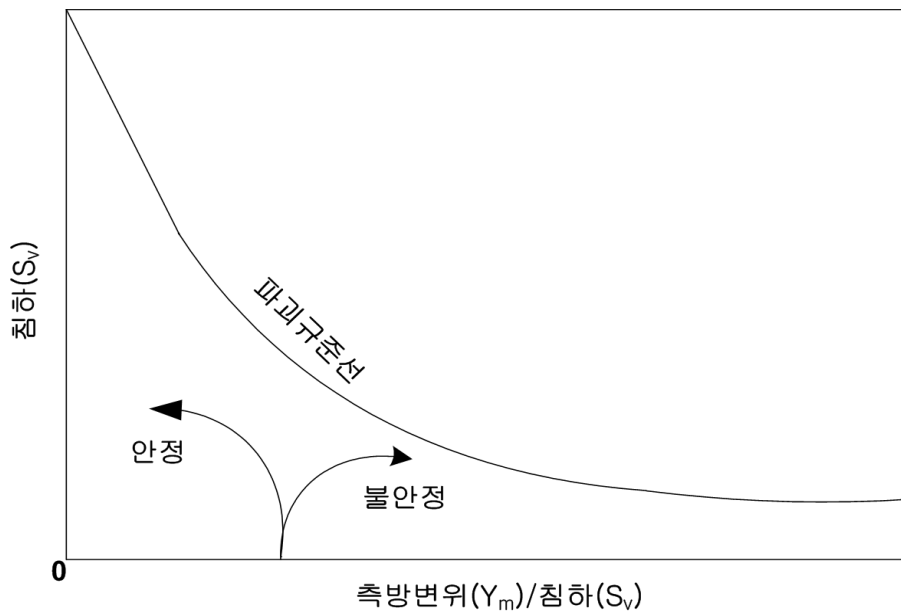


그림 2.12 S_v-Y_m/S_v 관리도법(松尾・川村, 1975)

2.5 측방유동 가능성의 판정방법

연약지반 사면에 성토나 뒤채움 등으로 편재하중을 작용시킬 경우에 사면지반의 측방유동이 발생할 것인가의 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 즉 사면지반의 측방변형에 대한 가능성 여부를 판단할 필요가 있다. 연약지반의 측방변형에 대한 가능성 여부를 판단할 수 있는 방법으로 Tschebotarioff의 방법, Marche & Chapuis의 방법, Oteo의 방법, Canada의 방법, 미연방도로국의 방법, 독일 시방서에 의한 방법이 있으며, 그 내용을 정리하면 다음과 같다.

2.5.1 Tschebotarioff의 방법

그림 2.13은 비배수전단강도에 대하여 연약지반 위에 성토할 수 있는 한계성토고를 나타내고 있다. 연약지반의 비배수 전단강도에 대하여 연약지반 위에 성토할 수 있는 최대 높이인 한계성토고를 결정하기 위하여 그림 2.13을 이용할 수 있다. 즉 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압력($P=\gamma h$)이 연약지반의 비배수전단강도의 3배가 되면 ($P_y=3C$) 전단변형이 발생하게 됨을 예측할 수 있으며, 띠기초인 경우에는 5.14배, 정사각형 기초인 경우에는 7.95배가 되면 전단파괴가 발생하게 됨을 예측할 수 있다.

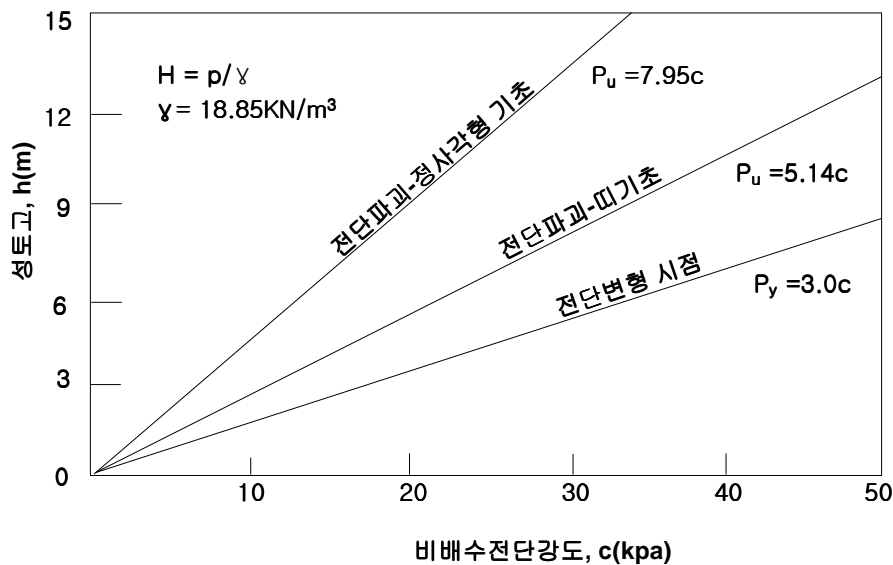


그림 2.13 비배수전단강도와 성토높이의 관계(Tschebotarioff, 1973)

2.5.2 Marche & Chapuis의 방법

측방유동량을 표시하기 위하여 그림 2.14와 같이 성토로 인한 유효연직압 q 에 대응한 성토사면 선단에서의 측방변형량 δ_0 의 관계를 변수 R 로 표시하여 성토사면의 안전율 F 혹은 안전율의 역수 $1/F$ 의 관계를 표시하였다.

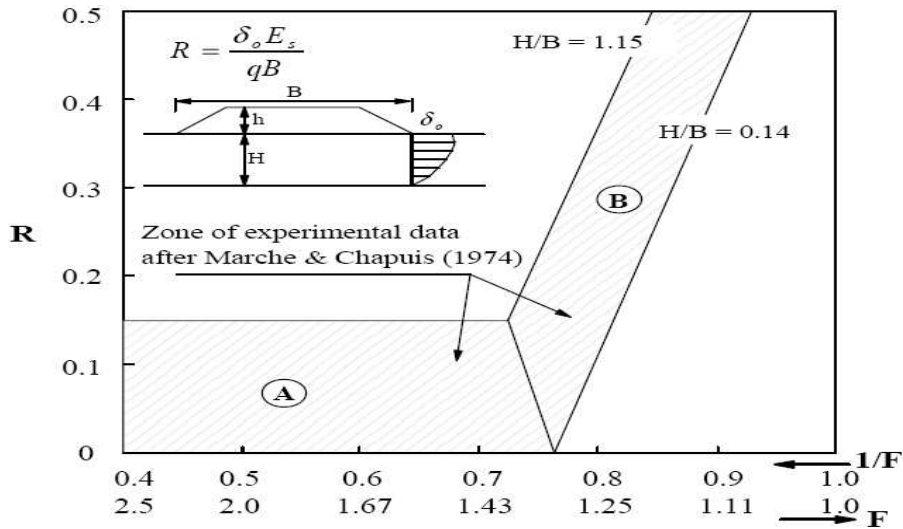


그림 2.14 사면의 안전율(F)과 측방변위지수(R)의 관계(Marche & Chapuis, 1974)

무차원계수 R 의 관계는 다음 식(2.13)과 같이 나타낼 수 있다.

$$R = \frac{\delta_0 E_s}{qB} \quad (2.13)$$

여기서, δ_0 는 성토사면 선단부의 측방변위, E_s 는 점토의 비배수 변형계수, q 는 상재하중, B 는 성토저면의 폭이다.

성토규모와 연약지반의 사면안전율로부터 사면선단부의 측방변형규모를 그림 2.14에 의해서 개략적으로 구할 수 있다. 그림 2.14에서 연약지반의 두께와 성토폭에 따라 차이는 있으나 대략적으로 사면의 안전율이 1.4이하가 되면 δ_0 이 급격히 증가되고 있음을 알 수 있다. 따라서 측방유동을 방지하려면 1.4이상의 사면안전율이 확보되어야 한다.

2.5.3 Oteo의 방법

Oteo의 방법은 Marche법에서의 식(2.13)에서 구한 변수 R 과 성토규모를 나타내는 H (연약층 두께)/ B (성토저면의 폭)와의 관계를 20여개의 현장실측치에 대하여 그림 2.15와 같이 정리하였으며, 또한 Tournier의 이론곡선과 F.E.M의 값도 함께 표시하였다. 이 결과로부터 R 과 H/B 는 대략 그림 중의 굵은 실선으로 표시된 영역의 범위에서 발생되고 있다고 할 수 있다. 따라서 성토규모가 결정되면 그림 2.15를 이용하여 예상되는 최대측방유동량을 예측할 수 있을 것이다.

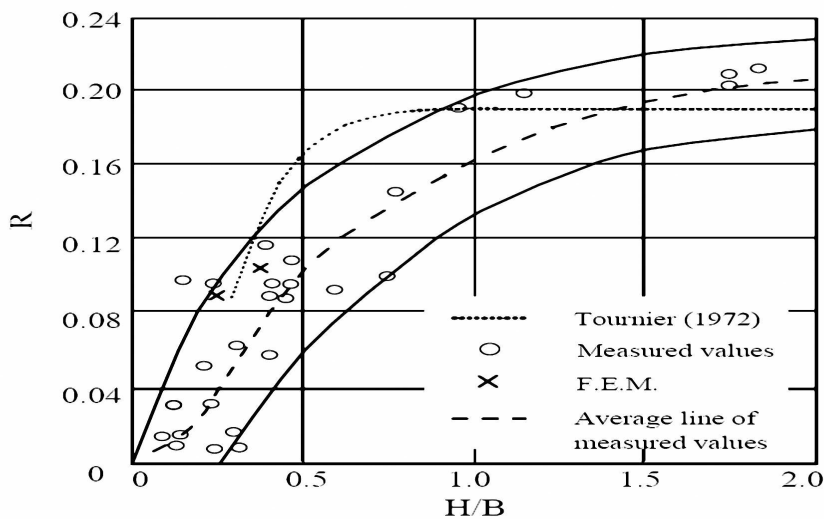


그림 2.15 연약지반상의 무차원 최대수평변위(Oteo, 1977)

2.5.4 Canada의 방법

Canada의 방법은 Canada 및 미국 내의 약 90여 개소의 지지말뚝을 갖는 교대 및 교각의 변형에 대한 조사 사례를 검토하여, 교량 교대의 연직변위와 수평변위의 관계를 그림 2.16과 같이 정리하였다. 여기서, 연직변위량은 50mm보다 적고, 수평변위량이 25mm보다 적을 경우에는 유지관리상의 문제가 없으며(C), 연직변위량이 50mm이상 100mm이하 이고, 수평변위량은 25mm이상 50mm이하일 경우 어느 정도 변형이 있으며(B), 연직변위량이 100mm이

상이고, 수평변위량이 50mm 이상이 되면 유지관리상의 문제가 있다(A)고 판정한다.

그림 2.16에서 ○, △는 유지관리상의 문제가 없는 경우이며, ●, ▲는 유지관리와 보수의 필요가 있는 경우이다.

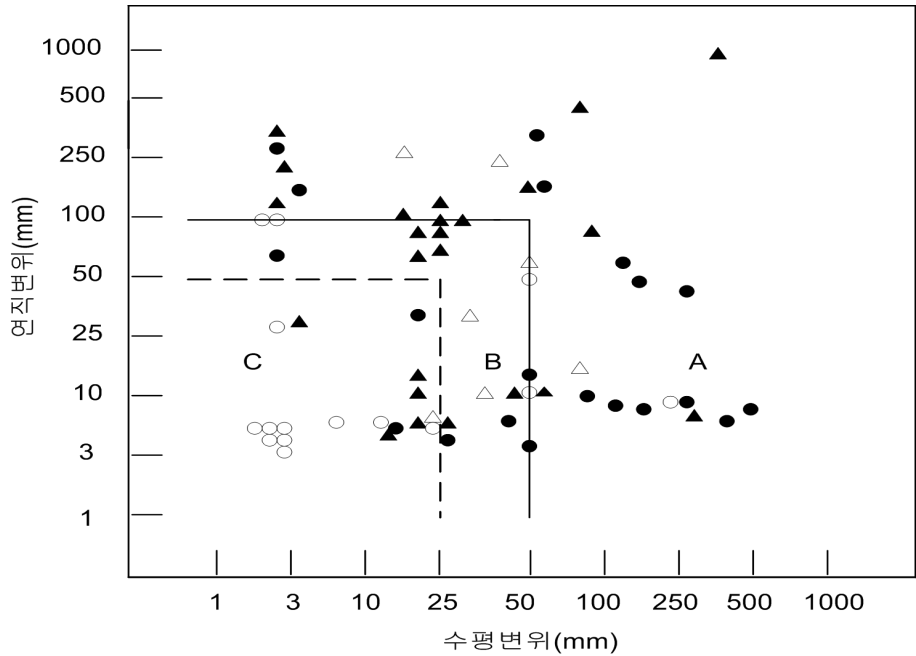


그림 2.16 Canada 방법(Bozozuk, 1978)

2.5.5 미연방도로국의 방법

미연방도로국의 말뚝기초 설계 및 시공에 관한 지침서를 살펴보면 다음과 같다. 그림 2.17에서와 같이 연약한 점성토 지반에 근입된 말뚝으로 지지된 교대구조물은 뒤채움지반과 교대구조물의 기하학적 형상조건에 따라 전면 또는 배면측으로 이동하게 된다. 즉 편재하중으로 인해 연약지반에는 측방변형이 발생하고, 이는 말뚝을 변형시켜 교대구조물에 상당한 피해를 입힌다.

그림 2.17에 나타낸 바와 같이 측방유동에 의한 교대 말뚝기초 구조물의 변형양상과 변형된 측방이동량을 예측하기 위해 미연방도로국에서는 두 가지의 판정기준을 추천하고 있다.

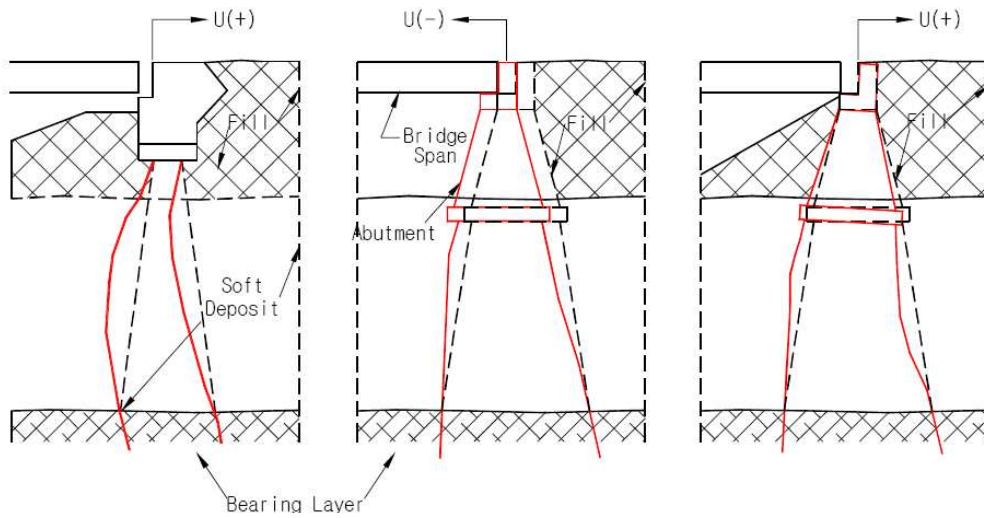


그림 2.17 측방유동에 의한 교대말뚝기초 구조물의 변형양상

미연방도로국의 방법은 다음의 식(2.14)에 해당하는 경우 측방유동의 발생이 가능하며 교대구조물이 변형될 수 있다고 판단한다.

$$\gamma \cdot H > 3 c_u \quad (2.14)$$

여기서, γ 는 성토체의 단위중량, H 는 성토높이, c_u 는 연약층의 비배수전단강도를 나타낸다.

교대구조물의 변형이 발생할 때 나타나는 측방이동량은 식(2.15)에 의해 예측할 수 있다.

$$\text{교대구조물의 측방이동량} = 0.25 \times \text{배면 성토지반의 침하량(mm)} \quad (2.15)$$

그리고 미연방도로국에서는 교대 말뚝기초 구조물의 변형을 방지하기 위한 대책공법으로는 배면 성토지반의 침하가 안정화된 후에 교대 말뚝기초 구조물을 시공하는 방법, 교대구조물의 측방이동량을 허용할 수 있는 신축이음을 마련하는 방법, 휨변형에 대한 인장강도가 큰 강재의 H말뚝을 사용하는 방법, 배면 성토지반 조성시 측방유동의 크기를 감소시키기 위한 경량화 공법을 이용하는 네 가지 방법을 제시하고 있다.

2.5.6 독일 시방서에 의한 방법

연경도에 의한 판정법(독일 시방서)은 측방유동이 발생하지 않기 위한 사면의 소요안전율은 연약지반의 연경도와 관련이 있으므로 연약지반의 연경도지수로부터 사면의 소요안전율을 결정하도록 하고 있다. 따라서 연약지반의 Atterberg한계와 자연함수비로부터 사면의 소요안전율을 그림 2.18과 같이 결정할 수 있으며, 연약지반의 전단강도에 대한 지반내에서 발생하는 전단응력의 비로부터 산정한 사면안전율이 소요안전율보다 작으면 측방유동이 발생할 가능성이 있다고 판정한다.

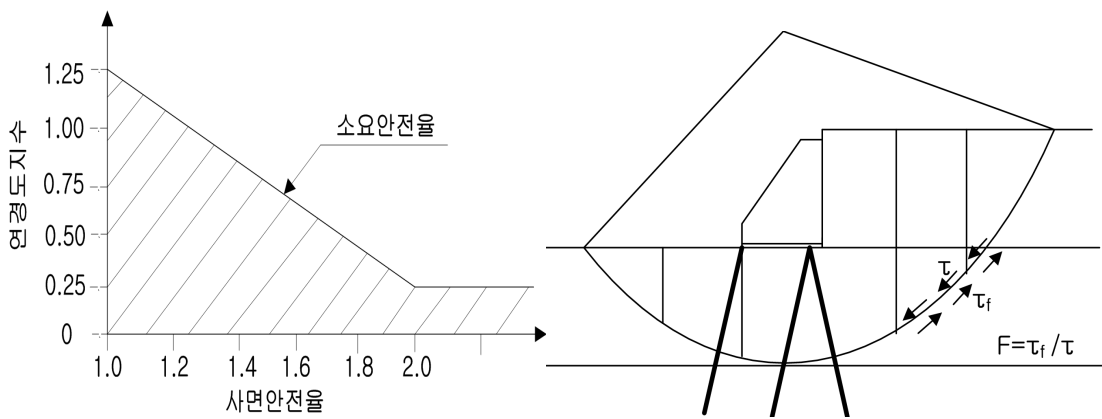


그림 2.18 독일 시방서에 의한 판정기준(Franke, 1977)

2.6 측방유동을 받는 수동말뚝

말뚝은 상부구조물의 하중을 하부의 지반에 안전하게 전달시키기 위하여 사용되었다. 이러한 연직하중을 받는 말뚝에 대하여는 일찍부터 연구되어 설계에 유용하게 활용되고 있다. 과거에는 말뚝의 설계에 있어서는 수평력 검토가 행하여지지 않았지만 수평력을 받는 말뚝의 변위 혹은 파괴 시 상부구조물에 막대한 문제점이 발생되어 현재는 많은 해석법 및 설계법이 발표되어 설계에 반영되고 있다.

수평력을 받는 말뚝은 말뚝과 지반중 어느것이 움직이는 주체인가에 따라 주동말뚝

과 수동말뚝으로 대별할 수 있다. 그림 2.19에서와 같이 기지의 수평력과 미지의 수평력으로 나뉠 수 있다. 그림 2.19(a)는 기지의 수평하중을 받은 말뚝이 변형함에 따라 말뚝 주변지반이 저항하게 되고, 이 저항으로 인하여 하중이 지반에 전달된다. 이 경우는 말뚝이 움직이는 주체가 되어 말뚝이 변위하고 그 결과 주변지반의 변형이 유발된다. 이를 주동말뚝이라 한다. 이와는 반대로 그림 2.19(b)와 같이 어떤 원인에 의하여 말뚝 주변지반이 먼저 변형하게 되고, 그 결과로서 말뚝에 수평력이 작용하여 말뚝이 변위를 일으키는 경우 이를 수동말뚝이라 한다. 이들 두 종류의 말뚝의 최대 차이점은 지반과 말뚝사이의 상호작용의 결과에 의하여 정해지는 것이다.

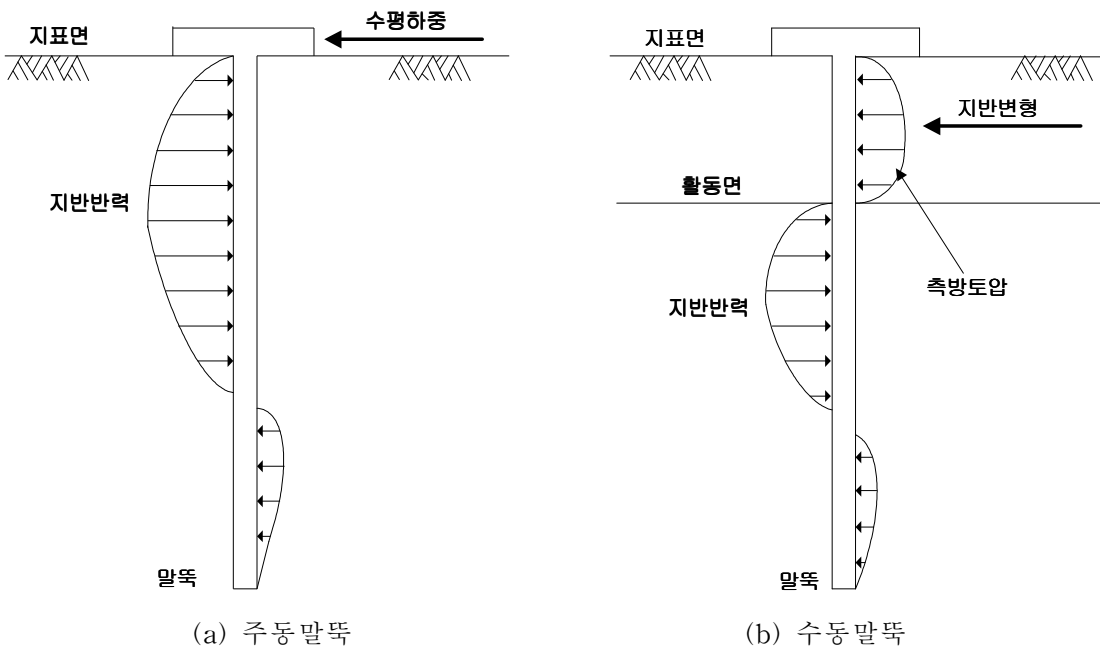


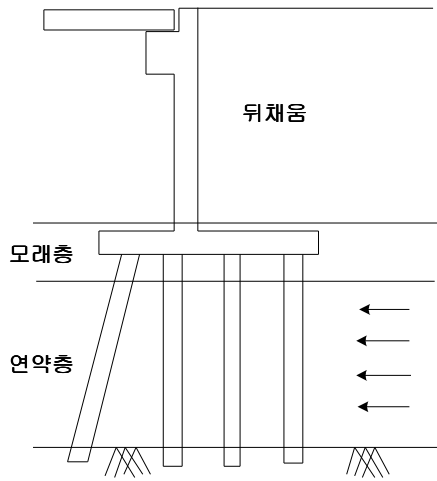
그림 2.19 수평력을 받는 말뚝(한국지반공학회, 1993)

이제까지 수평지지력의 문제는 대부분 주동말뚝이 취급되어져 왔지만 근래 들어 수동말뚝의 연구에 관심이 집중되어 많은 연구가 진행되고 있다.

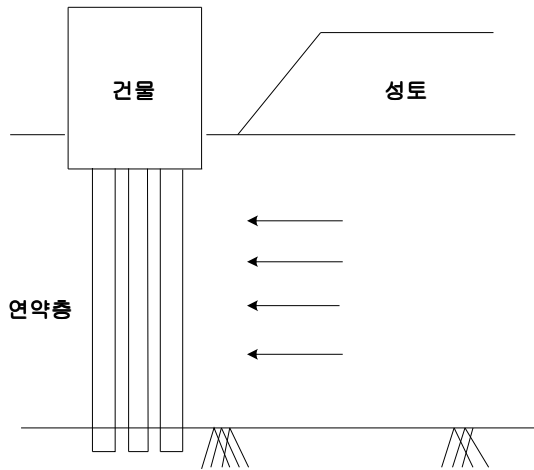
수동말뚝의 전형적인 예로는 성토, 야적 등에 의하여 측방변형이 발생하는 연약지반 속의 구조물기초말뚝과 사면파괴 등 사면지반의 측방유동을 방지하기 위하여 사용하는 억지말뚝 등이 있다. 이러한 측방유동에 저항하는 억지말뚝의 종류를 대략적으로 살펴

보면 다음과 같다.

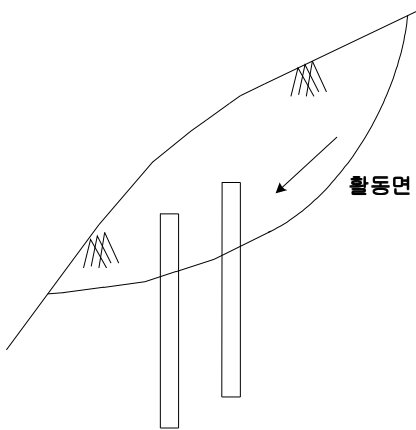
원래 교대는 주동말뚝으로 취급하고 있으나 이 교대가 연약지반에 설치되어 있으면 그림 2.20(a)와 같이 배면성토하중에 의하여 연약지반이 측방으로 유동하게 되고 이 측방유동은 교대기초말뚝에 측방토압을 가하게 되어 결국 교대를 수평으로 이동시키게 된다. 따라서 이러한 경우의 교대기초말뚝은 수동말뚝으로 취급함이 타당할 것이다.



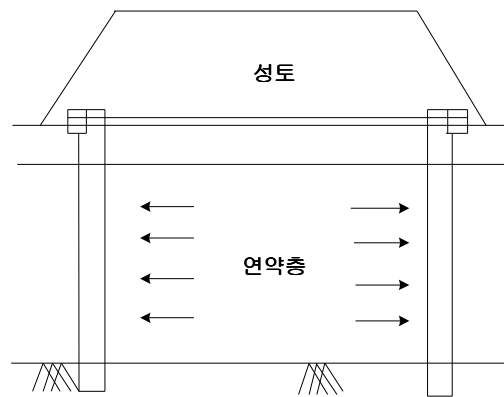
(a) 교대기초말뚝



(b) 구조물 기초말뚝



(c) 사면안정용 말뚝



(b) 측방유동방지용 말뚝

그림 2.20 수동말뚝의 예(한국지반공학회, 1993)

그림 2.20(b)는 말뚝기초를 가지는 구조물 부근 지표면상에 성토나 야적 등의 상재하중이 발생할 경우 기초는 측방유동압을 받아 구조물의 측방이동이나 말뚝의 파괴와 같은 사고가 발생할 수 있다. 한편 굴착공사를 실시할 경우에도 흙막이 벽 배면지반에 측방변형이 발생하게 된다. 이 측방변형 영향권 내에 구조물기초말뚝이 존재하면 이 경우도 말뚝은 측방토압을 받게 되어 수동말뚝으로 간주할 수 있게 된다.

그림 2.20(c)는 사면 안정용 말뚝으로서 산사태 등의 사면붕괴를 방지할 목적으로 사면 내 말뚝을 설치하게 되는데 보통 사질지반에 매입을 하게 된다. 이는 수동말뚝이 가지는 수평저항력에 대한 저항특성을 적극적으로 활용한 경우이다. 한편 횡잔교기초 말뚝은 주동말뚝으로 많이 취급하고 있으나 횡잔교가 불안정한 사면상에 설치되어 있는 경우는 임의의 파괴면을 따라 지반변형 혹은 파괴가 발생할 것이다. 이러한 측방토압이 말뚝에 작용하게 되면 수동말뚝으로서의 검토가 요구된다. 그림 2.20(d)는 측방유동 억지말뚝으로 연약지반에 성토를 할 경우 측방유동을 방지하기 위하여 말뚝을 성토양단에 설치한 경우를 나타낸 것이며, 이때도 수동말뚝의 검토가 요구된다.

제3장 신뢰성 이론 및 해석방법

3.1 신뢰성 이론

구조물의 신뢰성이란 내용기간 동안 설계 목적상의 기능 및 안전도를 확보할 수 있는 능력, 즉 내용기간 동안 발생 가능한 모든 재하환경으로 인한 악조건으로부터 파괴되지 않고 안정성을 확보할 수 있는 확률로서 정의할 수 있다. 공학적 문제에서 필연적으로 발생할 수밖에 없는 불확실성을 정량적으로 고려하는 신뢰성 해석방법은 파손의 가능성 즉, 한계상태의 파괴확률을 정량적으로 제시하고 있다.

이와 같은 신뢰성 해석은 크게 4가지의 방법으로 구분되어 있으며, 이중 Level I, II 및 III 방법은 가정된 구조단면에 대하여 신뢰성 해석 및 설계가 가능한 반면, Level IV 방법은 안정성의 검토와 비용의 효율적인 설계가 가능하고, 경제성이 주요한 이론적 척도가 되는 경제성이 고려된 신뢰성 설계에 적합한 방법이다.

신뢰성 해석 및 설계수준을 정리하면 표 3.1과 같이 된다. 표 3.1에서 보는 바와 같이 먼저 Level I의 신뢰성 설계법은 현재 사용되고 있는 하중-저항계수설계법 및 한계상태설계법 등과 같은 준확률적 시방서를 일컫는다. 외부하중의 값은 부분안전계수를 곱하여 증가시키고, 구조물의 저항강도는 부분안전계수로 나누어서 감소시킨다. 하중과 저항강도에 대한 부분안전계수들은 하중과 저항의 확률적 거동을 고려하여 모두 1.0 이상의 값을 부여한다.

Level I 신뢰성 설계법을 성공적으로 적용하기 위해서는 적절한 부분안전계수들을 산정하는 것이 매우 중요하다. 일단 부분안전계수들이 결정되고 나면 그 이후의 설계계산은 확정론적 방법과 동일하게 수행된다. 따라서 기존의 확정론적 설계에 통계적 기법과 구조신뢰성 방법에 의하여 확률적으로 유도된 부분안전계수들을 부분적으로 사용한다는 점이 Level I 신뢰성 설계법의 특징이라 할 수 있다. 이러한 Level I 시방서들은 통상 보다 높은 수준의 신뢰성 설계와 근사적인 의미에서 등가적인 설계가 되도록 상위 Level 신뢰성 설계와의 차이를 최소화 하는 최적화기법에 의해 보정할 수 있다.

다음으로 Level II 신뢰성 설계법은 Level I의 방법을 현실적으로 개선한 방법이라 할 수 있다. Level I의 고전적 신뢰성이론은 확률변수의 확률분포를 구하여 수치적으로 구조물의 파괴확률을 산정하는 방법이다. 이러한 파괴확률의 계산은 너무 복잡하고 실제 구조물의 설계에서는 변수의 확률분포의 파라미터들을 알 수 없는 경우가 대부분이라 적용이 불가능하기 때문에 엄격한 확률이론을 개선하여 발전된 것이 Level II의 신뢰성 설계이론이다.

Level II의 신뢰성 설계법은 확률변수의 통계량 중 분포형해인 평균(1차모멘트)과 분산(2차모멘트)을 사용하여 파괴확률의 간접지표인 신뢰도지수를 근사적으로 산정하는 방법으로서 일명 2차모멘트법이라고도 하며, 변수들의 확률밀도함수를 직접적으로 사용하지 않고도 각 변수들의 불확실성을 고려할 수 있는 방법이다. 이 때, Level II의 신뢰성 설계법은 크게 두 가지로 구분할 수 있으며 신뢰성함수를 전개할 때 확률변수의 평균치를 고려하는 MFOSM 방법과 파괴면상의 설계점을 고려하는 AFOSM 방법이 있다.

Level III의 신뢰성 설계법은 결합밀도함수를 모사하여 파괴확률을 추정한다. 모든 하중과 저항인자들이 각각의 서로 다른 밀도함수를 갖는다고 가정하며 파괴확률의 계산에 정규분포의 가정이 들어가지 않는다. 따라서 무작위로 변동하는 하중과 저항인들의 불확실성을 모사하기 위하여 일반적으로 MCS(Monte Carlo Simulation) 방법을 사용한다. 확률적 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성(P_f)은 파괴확률(P_f)과 보유확률($1 - P_f$)의 관계에 있으며, Level III의 신뢰성 설계법에서는 구조물의 파괴확률(P_f)을 난수발생절차를 이용한 MCS에 의한 신뢰성해석으로 구할 수 있다. 하지만 MCS의 단점은 분포에서 자료를 추출하여 표본집단을 만들 때 임의 추출이기 때문에 자료수가 적으면 한쪽으로 치우칠 우려가 있을 뿐 아니라 분포에서 고르게 자료를 추출하려면 추출 개수가 상당히 많으므로 계산량이 많아진다. 이와 같이 MCS에 의한 신뢰성해석에 있어서의 계산시간이 많이 소요되는 단점을 보완하기 위한 방법으로서 도함수의 미분없이 계산시간도 단축하면서 정도를 높일 수 있는 근사적 통계수법인 점추정법의 신뢰성이론이 Rosenblueth(1975)에 의해 제안되었다.

표 3.1 구조물의 신뢰성 해석 및 설계방법

구 분	해석 및 설계
<p>Level I (하중저항 계수법)</p>	<p>구조물이 한계상태를 넘는 확률이 허용치 이하가 되도록 각 변수의 변동계수를 고려한 특성치와 안전율에 따라 안정성을 검토함. 치명적인 위험성을 가진 구조물을 설계할 위험을 감소시키는 것이 가능한 설계방법으로 이미 각종 설계 Code로써 도입되어 있는 방법임.</p> <p>국제표준화기구(ISO)에 제정된 구조물의 설계법의 기본으로서 Level I의 설계법이 확립되어 있음.</p>
<p>Level II (2차모멘트법)</p>	<p>구조물의 확률분포를 데이터 통계분석에 기초하여 적절한 분포로 가정한 후, 저항 및 하중의 평균치와 표준편차로부터 구해지는 안정성 지표인 신뢰성지수를 산정 및 검토함.</p>
<p>Level III (전확률분포법)</p>	<p>구조물의 파손에 관계된 모든 확률변수들의 평균과 분산 및 결합확률밀도함수를 이용하여 파괴확률을 정확하게 산정하는 방법. 일반적으로 파괴확률을 구하기 위해서는 파괴영역에 대한 결합확률밀도함수의 적분이 필요하나 이는 수치적으로 산정하기가 매우 어려움으로 시뮬레이션 기법이 많이 사용됨.</p>
<p>Level IV (총기대비용 최소화법)</p>	<p>Level I~III 방법에 의한 구조물의 파괴확률과 구조물의 파괴시 발생하는 비용을 고려하여 구조물의 중요도에 따른 성능기준 설계가 가능함.</p> <p>일반적으로 Level IV 방법은 파괴확률을 일반 설계조건 이외에 추가적인 제약조건으로 고려하고, 공사비용을 최소화하는 설계를 유도하는 방법으로 알려져 있음.</p> <p>최근에는 공용 중 성능저하 및 하중의 발생확률을 고려한 파괴확률을 구하고, 파괴발생시에 소요되는 기대비용에 따른 총 생애주기비용을 최소화하는 최적설계가 이루어지고 있음.</p>

Level IV 방법은 총기대비용 최소화방법으로 불확실한 상황에서의 시공과 파괴시의 복구와 유지관리 등의 기대비용 및 이익에 관한 경제성 분석 또는 사회·경제성 원리를 이용한 최적화 기법이다. 이 방법에서 기대 생애주기비용을 최소화하기 위한 비용함수는 안전에 가장 지배적인 구조성능에 대한 파괴기대비용과 초기비용에 국한하여 목적함수로 정식화하여 사용할 수 있다. 구조물의 비용·효율적인 최적설계란 안전성을 만족하면서 구조수명간 최소비용을 도모해야 한다.

따라서 구조물의 최적신뢰성 해석 및 성능개선을 위해서는 안전성과 경제성이 균형화된 실용적이고 합리적인 접근방법이 필요하다. 이는 구조물의 여러 가지 손상과 붕괴에 따른 직·간접 손상비용의 정량화를 통한 총기대비용 최소화 개념에 의해서 가능하다. 총기대비용 최소화 원칙에 의한 방법이 다른 신뢰성이론과의 가장 차별되는 점은 해석방법에 있어 파괴비용의 고려 여부이다. 이러한 파괴비용이 고려되는 경우는 대표적으로 Frangopol(1997)의 연구결과에서 찾아 볼 수 있으며, 이외에도 Ang(1998) 및 임종권(1999)의 연구에서도 찾아 볼 수 있다. 또한 총기대비용 최소화 원칙에 의한 방법은 최적설계 및 성능개선을 위한 보수·보강 수준결정의 최적 성능설계 및 성능개선에 대한 의사결정방법을 제시할 수 있다.

3.2 하중-저항계수 설계법

현재 미국에서 사용되고 있는 새로운 설계방법인 하중-저항계수설계법(LRFD)은 지난 1986년에 미국의 AISC에서 채택한 새로운 설계법으로서 지난 1980년대 초 이후로 유럽이나 캐나다 등에서 발전된 한계상태 설계법(LSD)과 유사하며 구조신뢰성방법에 기초한 일종의 확률론적 한계상태설계법이다.

LRFD나 LSD 모두 종래의 허용응력 중심의 허용응력설계법과는 달리 구조부재나 상세요소의 극한내력강도 또는 한계내력에 기초를 두고 극한 또는 한계하중에 의한 부재력이 부재의 극한 또는 한계내력을 초과하지 않도록 하는 설계법이다. 따라서, 하중-저항계수설계법은 RC구조물의 강도설계법이나 종래의 소성설계법과 설계규준의 형식면에서는 유사하다. 그러나 하중-저항계수설계법은 이들과는 달리 하중 및 저항관련 안전모수 즉, 계수안전율의 결정을 종래의 설계법에서 하듯이 저항관련 모든 불확실성을 확률통계적으로 처리하는 구조신뢰성이론에 기초하여 보정함으로써 구조물의 일관

성 있는 적정수준의 안전율 즉, 신뢰도를 갖도록하는 보다 합리적인 설계법이다.

설계시방서의 형식을 크게 구분하면 단일안전율형과 다중안전율형으로 대별할 수 있다. 단일안전율형이란 종래의 허용응력설계에서와 같이 파괴모드별로 하나의 허용응력 또는 종전의 AISC의 소성설계에서와 같이 총초과하중계수를 사용하는 형식을 말하며, 반면에 다중안전율형이란 일명 부분안전율형이라고 하는데 현행 강도설계나 하중-저항계수 설계시방서 형식이 모두 여기에 속한다. 최근에 와서 대부분의 나라에서 확률이론에 기초한 부분안전율 한계상태 시방서를 채택하는 이유는 단일안전율로는 적용대상 구조물의 수없이 많고 복잡한 구조형식 및 형상, 시공재료 등을 수반하는 설계상황이나 다양한 하중의 종류 및 조건을 모두 고려하면서 동시에 일정한 수준의 안전율을 도저히 확보할 수 없기 때문이다.

거동중심의 한계상태파괴 모드별로 하중 및 저항에 대하여 부분안전율을 사용하는 한계상태설계시방서는 미국의 AISC 시방서와 같이 전체저항에 대하여 하나의 안전계수를 사용하는 소위, LRFD형 시방서와 유럽각국에서 보편적으로 채택하고 있는 형식인 여러 개의 부분저항계수를 사용하는 한계상태설계형 시방서로 크게 대별할 수 있다. 이와 같은 LRFD나 LSD형 시방서에서 여러 가지 다양한 저항 및 하중계수를 사용하는 이유는 실제부재강도 및 단면성질의 설계치와 차이, 제작 및 시공과정에서 일어나는 오차나 각종 불확실량 그리고 구조수명간 실제작용하는 초과 또는 극치하중들의 설계하중과의 차이, 구조해석상의 부정확성과 불확실성 등을 합리적으로 고려하고 일관성이 있는 안전수준을 제공하기 위한 것이다.

따라서 현대적인 설계시방서인 LRFD나 LSD형 시방서의 부분안전계수인 저항 및 하중계수는 그 시방서를 적용하여 설계되는 대상구조물들의 강도 및 하중관련 모든 통계적인 자료의 데이터베이스에 기초를 둔 통계적 해석과 실용적인 2차모멘트 구조신뢰성이론에 바탕을 둔 보정기법에 의하여 선정된다.

하중-저항계수설계법의 일반적인 설계형식은 $\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$ 로 표현할 수 있으며, 여기서 Q_i 는 사하중 및 각종 활하중, γ_i 는 하중계수, R_n 는 공칭저항, ϕ 는 저항계수를 나타낸다. 설계형식의 우측항은 가정된 하중조합의 작용하에 구조해석에 의해 계산된 하중계수를 곱한 설계하중의 작용력을 나타내고, 좌측항은 선정된 부재가 제공하는 한계구조내력을 나타낸다. LRFD에 의해 구조물을 설계하는 설계자는 구조물의 거동에 따라 고려해야 하는 모든 한계상태에 대해 기본식이 만족하가를 검사해야 한다.

즉, 모든 가능한 설계하중의 조합작용으로 인한 극한 또는 하중계수를 곱한 작용외력보다 구조부재의 실제 설계강도 즉, 구조저항이 최소한 같거나 커야 한다는 것이다. 이때 저항계수 ϕ 와 하중계수 γ_i 는 실강도, 저항과 작용력의 불확실성, 부정확성을 반영하는 부분안전계수임을 알 수 있다. 공칭저항 R_n 은 AISC 시방서에 주어진 공식에 의해 계산되므로 실저항은 공칭저항보다 항상 작을 가능성이 있기 때문에 저항계수 ϕ 는 1보다 작게 마련이다.

또한, 시방서에 규정된 공칭하중이 구조수명간의 실최대작용외력에 벗어날 가능성이 크기 때문에 하중계수 γ_i 도 이를 반영하는 계수이다. 하중계수는 하중조합에서 주하중의 하중계수에 대해서는 과하중계수로 1보다 큰 값이 되지만, 주하중과 함께 작용 가능한 부하중인 상시순간하중인 경우에는 1보다 작은 값을 갖는다.

3.3 2차모멘트법

3.3.1 MFOSM 방법

확률적인 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성(P_f)은 파괴확률(P_f)과 보유확률의 관계($P_f = 1 - P_s$)를 갖는다. 구조물에 대한 작용외력(S)과 저항(R)이 Random변수인 경우, 구조안전성은 역시 Random변수인 안전여유 $Z = R - S$ 로 표현되며, $Z \leq 0$ 일 때 안전성을 상실한 파손 또는 파괴상태가 된다. 즉, 구조부재는 저항(R)이 작용외력(S)보다 작을 때 파괴된다고 할 수 있다.

따라서 구조부재의 파괴확률(P_f)은 다음 식(3.1)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P[Z = g(R, S) \leq 0] = P[R \leq S] = P[R - S \leq 0] \quad (3.1)$$

여기서, $g(\cdot)$ 을 한계상태함수라고 하며, 파괴확률은 한계상태의 초과확률과 동일하기 때문에 파괴확률 P_f 를 일명 한계상태확률이라고도 일컫는다.

식(3.1)에서 파괴확률은 개념적으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int \int_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (3.2)$$

여기서, $f_{RS}(r, s)$ 는 R, S 의 결합밀도함수, D 는 파괴영역을 나타낸다.

R 과 S 가 독립일 때, 즉 $f_{RS}(r, s) = f_R(r)f_S(s)$ 일 때 식(3.2)는 다음과 같이 되며, 그림 3.1에 파괴확률을 도해적으로 표현하였다.

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_Z(x) f_S(x) dx \quad (3.3)$$

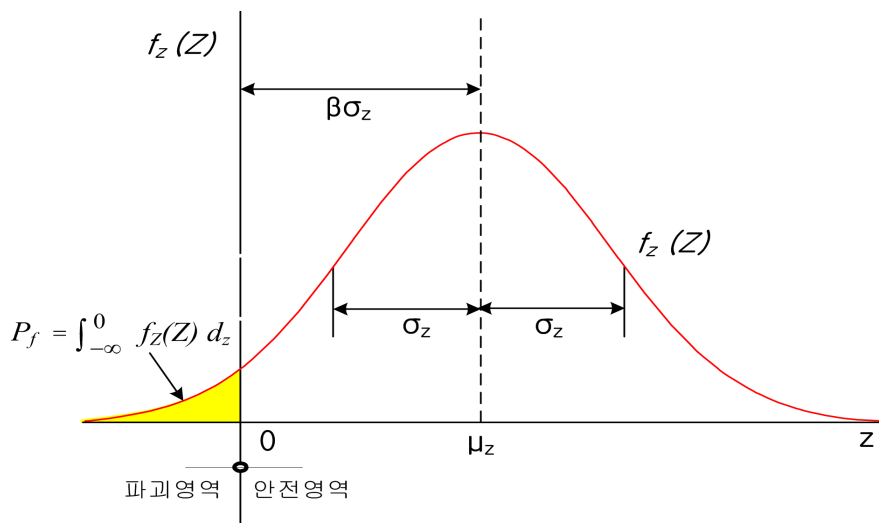


그림 3.1 파괴확률 p_f 의 분포(조효남, 1994)

저항 R 과 작용외력 S 가 기본확률변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 비선형함수이면 한계상태함수 $g(R, S)$ 가 비선형으로 되어 이론적으로는 식(3.2)에 의해 P_f 를 구할 수 있지만 실제의 해석에서 수행하는 데는 많은 어려움이 따르게 된다. 그런데 한계상태함수가 선형으로 표현되면 한계상태함수의 통계적 1, 2차 모멘트인 평균과 분산을 이용하여 다음과 같이 파괴확률 P_f 를 실용적으로 구할 수 있다. 이 방법은 한계상태함수의 평균점에서 전개한 Taylor급수의 1차항을 이용한다고 해서 MFOSM(Mean First Order

Second Moment) 방법이라고 한다.

R 과 S 가 각각 평균 μ_R 과 μ_S 분산 σ_R^2 과 σ_S^2 을 갖는 Gaussian Random변수라고 하면, 안전여유 $Z=R-S$ 는 다음과 같이 평균과 분산을 갖는다.

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (3.4a)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.4b)$$

따라서, 식 (3.1)은 다음과 같이 된다.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (3.5)$$

여기서 $\phi(\cdot)$ 는 표준정규분포함수(평균=0, 분산=1)를 나타낸다.

식(3.4)을 식(3.5)에 대입하면 파괴확률은 다음과 같이 된다.

$$P_f = \frac{-(\mu_R - \mu_S)}{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}} = \phi(-\beta) \quad (3.6)$$

여기서 β 는 다음과 같이 정의되며 신뢰성지수라고 일컫는다.

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.7)$$

신뢰성지수 β 는 확률적 안전성을 표현하는데 있어서 전술한 파괴확률을 대신하여 보편적으로 사용되고 있는 개념이다. 그림 3.2는 이와 같은 신뢰성지수 β 의 개념을 도해적으로 나타냈다.

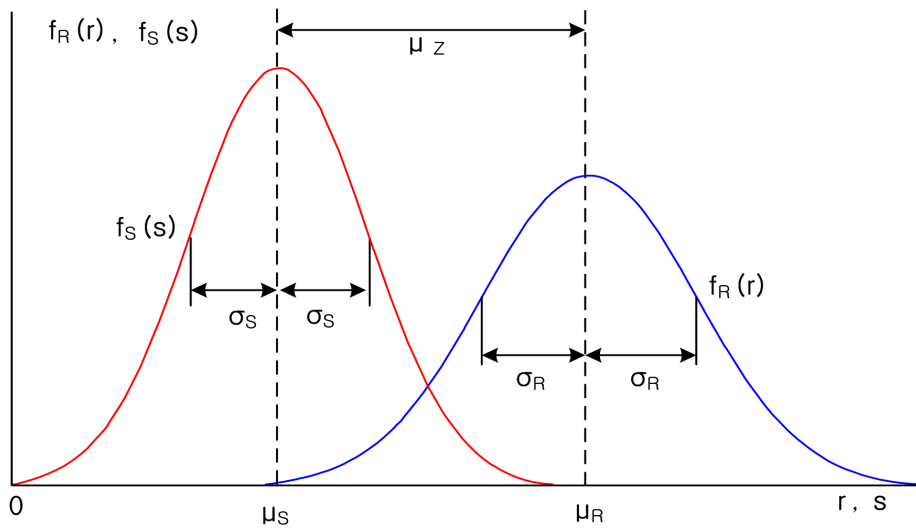


그림 3.2 S와 R의 분포(조효남, 1994)

3.3.2 AFOSM 방법

기본변수 X_i 가 비정규분포인 경우에는 결합밀도함수를 구하기가 어렵게 되고, X_i 의 엄밀한 확률분포도 알 수 없는 경우가 많다. 또한 X_i 의 확률분포를 안다고 하더라도 통계적 자료가 부족하여 모수의 결정이 어려운 경우도 많다. 그러므로 기본변수 X_i 의 확률분포 대신에 1, 2차 모멘트인 평균과 분산을 알면, 기본변수를 Gaussian분포로 가정하여 파괴확률과 등가의 개념을 가진 신뢰성지수 $\beta(=-\Phi^{-1}(P_f))$ 를 사용하여 상대적인 구조신뢰성을 구하는 방법을 2차모멘트법이라고 한다.

AFOSM 방법에서는 한계상태함수의 선형전개가 평균점에서 이루어지는 것이 아니라 파괴면 즉, $g(\cdot)=0$ 인 면상의 최확파괴면에서 이루어지게 된다. 따라서 실제 비선형 한계상태면에서 보다 근접한 파괴확률을 구할 수 있을 뿐 아니라, 한계상태함수의 표현방정식에 따라 해가 달라지는 MFOSM의 문제점을 극복할 수 있게 된다.

AFOSM 방법은 Hasofer-Lind가 이와 같은 MFOSM 방법의 문제점을 극복하고, Rackwitz-Fiessler가 등가정규분포 변환기법을 도입함으로써, 비정규분포를 갖는 기본변수들의 비선형함수로 된 일반적인 한계상태함수까지도 정확하고 일관성 있는 해를 구할 수 있는 실용적인 신뢰성 해석방법으로 발전하게 되었다.

(1) Hasofer-Lind 방법

Hasofer-Lind(1974)가 제안한 소위 AFOSM 방법의 기본개념은 기본변수 $X=(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ 의 비선형함수인 한계상태함수의 파괴면 $g(X)=0$ 을 무상관정규화 표준변수 $U=(U_1, U_2, U_3, \dots, U_n)^T$ 공간으로 변환시킨 후, U 의 함수로 표현된 $g(U)=0$ 인 한계상태표면까지의 원점으로부터의 최소거리를 신뢰성지수 β 로 정의한 것이다.

그림 3.3에서는 두 개의 변수에 대한 신뢰성지수 β 를 도해적으로 보여 주고 있다.

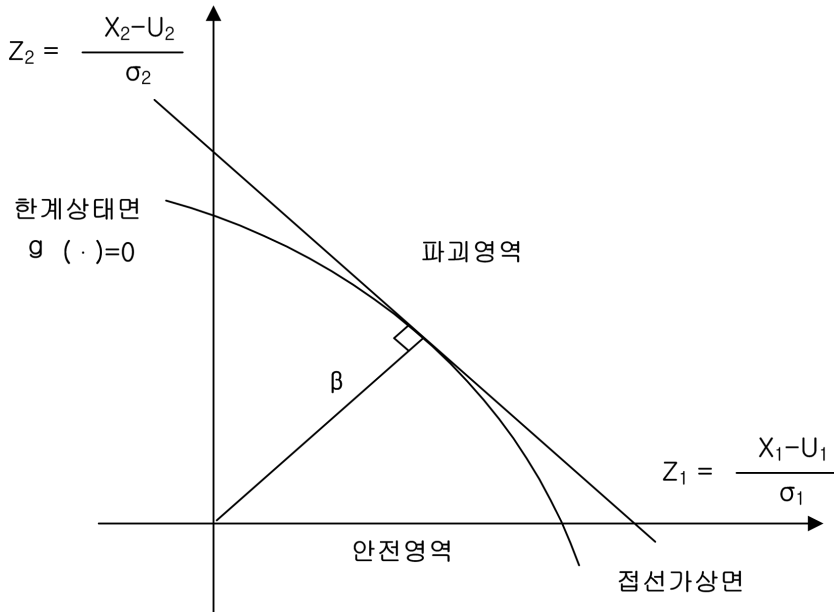


그림 3.3 표준화된 공간에서의 신뢰성지수 β

이 때 U 공간으로의 변환을 표시하면 다음과 같다.

$$U = T\{X - E(X)\} \tag{3.8}$$

$$E(U) = 0 \tag{3.9}$$

$$C_U = TC_X T^T = I \tag{3.10}$$

여기서, $E(X)$ 는 X 의 기대치, $\{E(U)\}$ 는 무상관 표준화변수의 기대치, T 는 변환 매트릭스, C_U 는 U 의 공분산 매트릭스, C_X 는 X 의 공분산 매트릭스 그리고 I 는 단

위 매트릭스를 나타낸다.

우선, 기본변수 X_i 사이에 상관계수가 없을 경우, 표준화변량 U_i 는 단순히 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (3.11)$$

여기서, U_i 의 평균(μ_{U_i})은 0, 표준편차(σ_{U_i})는 1을 나타낸다.

Hasofer-Lind의 신뢰성지수 β , 즉, 표준화 공간안에서 한계상태함수 $g(U)=0$ 인 파괴면까지의 최소거리는 다음과 같이 됨을 알 수 있다.

$$\beta = \min(U^T U)^{1/2} \quad (3.12)$$

또는 등가적으로 기본변수 공간에서 다음 식(3.12)와 같이 표현된다.

$$\beta = [(x - E(X))^T C_X^{-1} (x - E(X))]^{1/2} \quad (3.13)$$

Shinozuka는 AFOSM 신뢰성해석에 의한 신뢰성지수 β 의 식(3.12)는 근본적으로 최적화 문제에 해당되며, Lagrange 승계수법에 의해 등가적으로 유도할 수 있고, β 에 해당하는 설계점은 기본변수들을 정규변량으로 가정하였을 경우 최확파괴점의 위치가 됨을 보여주었다.

따라서, 최확파괴점에서 한계상태방정식의 단위구배는 (-)방향이므로 각 좌표축에 대한 방향여현은 다음과 같다.

$$\alpha_i = - \frac{\partial g / \partial U_i}{[\sum (\partial g / \partial U_i)^2]^{(1/2)}} \quad (3.14)$$

$$U_i^* = -\alpha_i \beta \quad (3.15)$$

$$g(U_1^*, U_2^*, U_3^*, \dots, U_n^*) = 0 \quad (3.16)$$

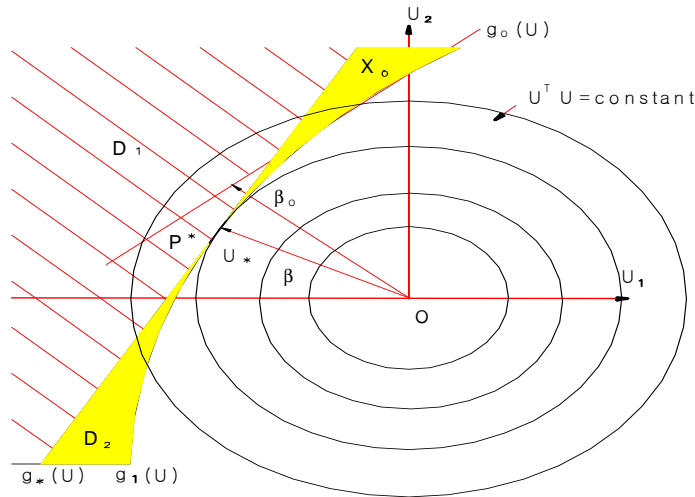


그림 3.4 U의 성분들이 무상관일 때의 설계점 결정

대개의 경우 실용적인 계산을 위해서는 U공간 대신에 X공간에서 반복하여 시행하면 다음과 같이 된다.

$$X_i^* = \mu x_i + U_i^* \sigma x_i = \mu x_i + a_i \beta \sigma x_i \quad (3.17)$$

$$\alpha_i = - \frac{(\partial g / \partial X_i) a x_i}{[\sum (\partial g / \partial X_i)^2 a^2 x_i]^{(1/2)}} \quad (3.18)$$

$$g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (3.19)$$

(2) Rackwitz-Fiessler 방법

Hasofer-Lind의 AFOSM 방법은 변수 X_i 가 정규변량이고 함수 $g(\cdot)$ 가 선형인 경우에는 정확한 해를 구할 수 있지만, X_i 가 비정규변량이거나 $g(\cdot)$ 의 비선형이 심한 경우에는 근사해 조차도 구할 수 없는 경우가 있을 수 있다.

Rackwitz-Fiessler 방법은 분포를 알고 있거나 근사적으로 가정할 수 있는 경우에 비정규분포 X_i 를 등가의 정규분포로 변환시켜 Hasofer-Lind의 AFOSM 방법을 사용할 수 있도록 하는 등가정규분포변환법을 발표하였다.

Rackwitz-Fiessler의 등가정규분포변환법은 식(3.20)에서 식(3.21)을 사용하기 이전에

최확과피점 X_i 에서의 비정규분포 $F_{xi}(X_i^*)$ 값과 확률밀도함수 $f_{xi}(X_i^*)$ 값이 표준정규확률 밀도함수 $\phi(U_i^*)$ 값과 같게 되도록 비정규변수를 등가의 정규분포로 변환하여 평균(μ_{xi}^N)과 표준편차(σ_{xi}^N)를 구하도록 하는데 기초개념을 두고 있다. 즉, 한계상태함수가 비정규함수인 경우 평균과 표준편차는 다음 식으로 나타나게 된다.

$$\mu_{xi}^N = X_i^* - \phi^{-1}[F_{xi}(X_i^*)]\sigma_{xi}^N \quad (3.20)$$

$$\sigma_{xi}^N = \frac{\phi[\phi^{-1}[F_{xi}(X_i^*)]]}{f_{xi}(X_i^*)} \quad (3.21)$$

(3) AFOSM 반복시행 알고리즘

전술한 방법을 이용한 신뢰성 해석방법을 요약하면 다음과 같다.

단계 1. 고려하고자 하는 한계상태함수를 정한다.

단계 2. 신뢰성지수 β 를 가정한다.

단계 3. 모든 i 에 대한 초기검사치 $X_i^*=X_i$ 를 설정한다.

단계 4. 위의 식(3.20)과 식(3.21)에 따라 비정규변수들에 대하여 등가의 정규분포 평균(μ_{xi}^N)과 표준편차(σ_{xi}^N)를 계산한다.

단계 5. 추정점 X_i^* 에서 편미분 $\partial g / \partial X_i$ 를 계산한다.

단계 6. 단위구배벡터 α_i 를 계산한다.

$$\alpha_i = \frac{(\partial g / \partial X_i)\sigma_{xi}^N}{[\sum(\partial g / \partial X_i)\sigma_{xi}^N]^2]^{(1/2)}}$$

단계 7. X_i^* 의 새로운 값을 계산한다.

$$X_i^* = \mu_{xi}^N - \alpha_i\beta\sigma_{xi}^N$$

그리고 α_i 가 수렴할 때 까지 단계 4~7을 반복하여 시행한다.

단계 8. 고려하는 $g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)=0$ 에 대하여 β 를 계산한다.

그리고 연속적인 반복시행에 의해 β 의 차이가 허용한계내에 들 때까지 단계 4~8을 반복시행한다.

확률적 최적화 기준의 안전모수 ϕ , γ_i 를 보정하는데 사용되는 AFOSM 설계의 알고리즘은 해석시와는 반대로 한다.

단계 1. 고려하고자 하는 한계상태를 정한다.

단계 2. 목표신뢰성지수 β_0 를 가정한다.

단계 3. 모든 i 에 대해 초기검사치 X_i^* 를 결정한다.

단계 4. 위의 식(3.20)과 식(3.21)에 따라 비정규변수들에 대하여 등가의 정규분포 평균(μ_{xi}^N)과 표준편차(σ_{xi}^N)를 계산한다.

단계 5. 추정점 X_i^* 에서 편미분 $\partial g / \partial X_i$ 를 계산한다.

단계 6. 단위구배벡터 a_i 를 계산한다.

$$a_i = \frac{(\partial g / \partial X_i) \sigma_{xi}^N}{[\sum (\partial g / \partial X_i) \sigma_{xi}^N]^2}^{(1/2)}$$

단계 7. X_i^* 의 새로운 값을 계산한다.

$$X_i^* = \mu_{xi}^N - a_i \beta \sigma_{xi}^N$$

그리고 a_i 가 수렴할 때 까지 단계 4~7을 반복하여 시행한다.

단계 8. 고려하는 $g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)=0$ 에 대하여 $\gamma_i = X_i^* / X_i$ 로부터 ϕ 및 γ_i 를 계산한다.

3.4 점추정법

이차모멘트법에 의한 Level II의 신뢰성 해석방법은 도함수의 미분계산이 필요하다는 단점이 있으며, MCS에 의한 Level III의 신뢰성 해석방법은 계산시간이 많이 소요되는 단점이 있다. 이러한 도함수의 미분 없이 계산시간도 단축하면서 결과의 정도를 높일 수 있는 근사적 통계수법인 점추정법의 신뢰성이론이 Rosenblueth (1975)에 의해 제안되었다.

U공간내의 기본확률변수 X 의 확률밀도함수를 $f_X(x)$ 로 하고, $f_X(x)$ 와 3차모멘트까지 같다고 가정하면, 점추정법의 집중분포확률밀도함수 $P_X(x)$ 는 식(3.22)와 같고, 확률밀도함수 $f_X(x)$ 에 대한 모멘트 즉, 평균과 분산은 식(3.23)과 같다.

$$P_X(x) = P_+ \delta(x - x_+) + P_- \delta(x - x_-) \quad (3.22)$$

여기서, P_+ , P_- 는 정수, x_+ , x_- 는 x 축상의 어느 특정의 2점, δ 는 Dirac의 델타이다.

$$P_+ P_- = 1 \quad (3.23a)$$

$$P_+ x_+ + P_- x_- = \mu \quad (3.23b)$$

$$P_+ (x_+ - \mu)^2 + P_- (x_- - \mu)^2 = \sigma^2 \quad (3.23c)$$

$$P_+ (x_+ - \mu)^3 + P_- (x_- - \mu)^3 = \nu \sigma^3 \quad (3.23d)$$

식(3.23d)의 $\nu \sigma^3$ 는 X 의 3차모멘트이고, ν 는 2차모멘트 σ^2 을 사용하여 표현할 때 사용하는 외곡도계수라 부른다.

그리고 그림 3.5와 같이 정규확률분포가 좌우대칭이 되지 않은 경우는 $\nu = 0$ 이 되는데, 식(3.23)을 P_+ , P_- , x_+ , x_- 에 관한 연립방정식으로 하여 실수 해를 구하면 다음과 같다.

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 \mp \sqrt{1 - \frac{1}{1 + (1/2)^2}} \right] \quad (3.24a)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (3.24b)$$

$$x_{\pm} = \mu \pm \sigma \sqrt{P_{\mp} / P_{\pm}} \quad (3.24c)$$

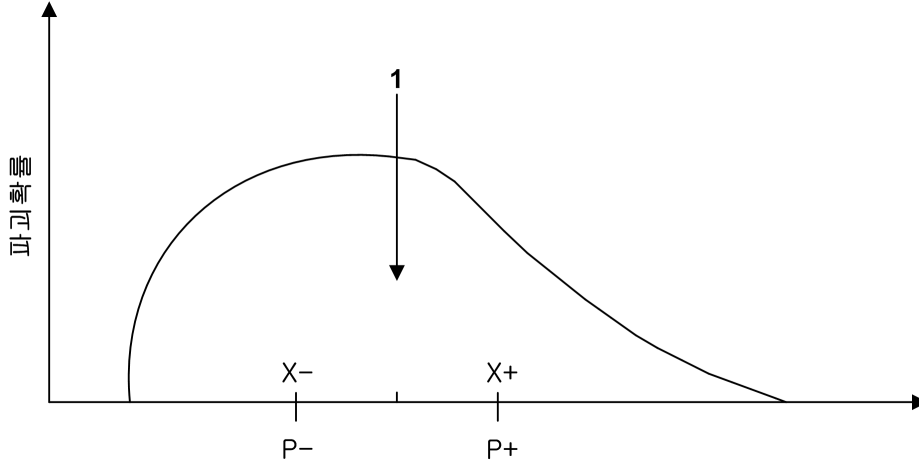


그림 3.5 두 개의 발생확률로 일반화(Rajagopalan, 1992)

식(3.24a)의 근호 앞의 \mp 는 $\nu > 0$ 일 때 (-), $\nu < 0$ 일 때는 (+)가 된다. 이와 같은 확률밀도함수 $f_X(x)$ 와 집중분포확률밀도함수 $P_X(x)$ 를 사용하면 Rackwitz-Fiessler가 제안한 2차모멘트법에서와 같이 평균과 표준편차를 구할 수 있으며, 점추정법에 의한 평균과 분산은 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\text{평균 : } E[u] = \int_{\Omega} u(x) f_X(x) dx \quad (3.25a)$$

$$\simeq P_+ u_+ + P_- u_-$$

$$\text{분산 : } V[u] = E\{u - E(u)\}^2 \quad (3.25b)$$

$$\simeq E[u^2] - E[u]^2$$

여기서, $u_+ = u(x_+)$, $u_- = u(x_-)$ 이다.

따라서, 식(3.25)의 평균과 분산은 이차모멘트법의 $u(x)$ 에 대한 도함수의 계산이 필요하지 않다는 것을 알 수 있다. 그림 3.6과 같이 기본확률변수 X 가 두 변수 즉, $u = u(X_1, X_2)$ 인 경우, X_1, X_2 의 결합확률밀도함수 $f_{X_1, X_2}(x_1, x_2)$ 와 집중분포형 밀도함수를 $P_{X_1, X_2}(x_1, x_2)$ 로 하면, 기본확률변수 X_1, X_2 는 다음과 같다.

$$X_1 = \mu_1 \pm \sigma_1 \tag{3.26a}$$

$$X_2 = \mu_2 \pm \sigma_2 \tag{3.26b}$$

위 식(3.26)의 $\mu_1, \sigma_1, \mu_2, \sigma_2$ 는 기본확률변수 X_1 과 X_2 의 평균과 표준편차이다. 따라서, 두 변수 $u = u(X_1, X_2)$ 의 평균은 다음과 같이 근사적으로 구해진다.

$$E[u] \simeq P_{++}u_{++} + P_{\pm}u_{\pm} + P_{\mp}u_{\mp} + P_{--}u_{--} \tag{3.27}$$

여기서, $P_{++} = \frac{1}{4}(1 + \rho) = P_{--}$, $P_{\pm} = \frac{1}{4}(1 + \rho) = P_{\mp}$

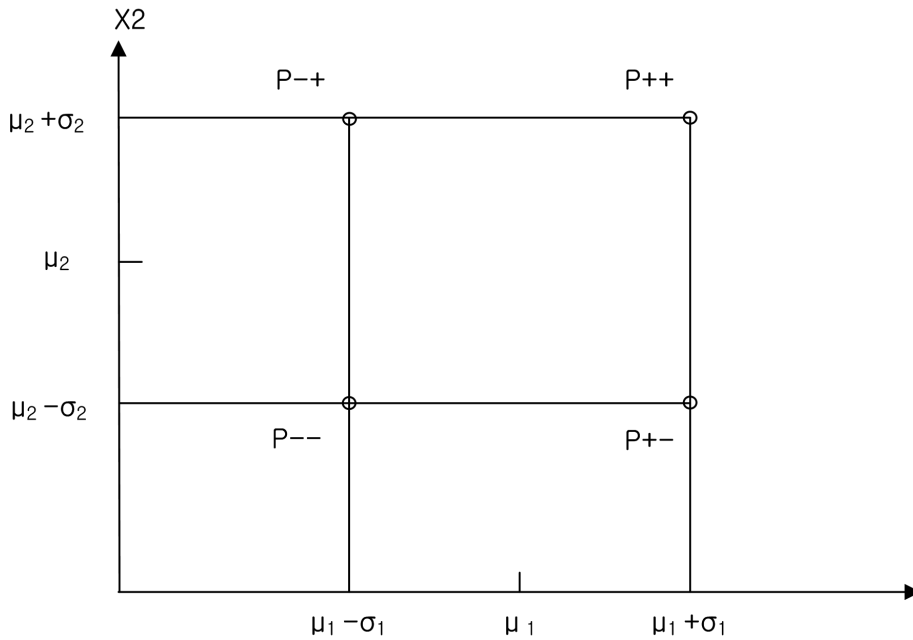


그림 3.6 두 변수의 점추정법(Rajagopalan, 1992)

식(3.27)의 ρ 는 X_1 과 X_2 의 상관계수이고, 두 변수에 대한 분산은 식(3.25b)로 구해진다. 또 세 변수의 경우, 즉 $u = u(X_1, X_2, X_3)$ 에 대한 점추정법의 평균은 다음과 같이 된다.

$$E[u] \simeq P_{+++}u_{+++} + P_{+\pm}u_{+\pm} + P_{-\mp}u_{-\mp} + P_{---}u_{---} \quad (3.28)$$

$$\text{여기서, } P_{+\pm} = P_{-\mp} = \frac{1}{2^3}(1 + \rho_{12} - \rho_{23} - \rho_{31}), P_{+++} = P_{---} = \frac{1}{2^3}(1 + \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31})$$

$$P_{\pm+} = P_{\mp-} = \frac{1}{2^3}(1 - \rho_{12} - \rho_{23} + \rho_{31}), P_{\pm-} = P_{\mp+} = \frac{1}{2^3}(1 - \rho_{12} + \rho_{23} - \rho_{31})$$

식(3.28)의 ρ_{ij} 는 랜덤변수 x_i 와 x_j 의 상관계수이다. ρ_{ij} 의 부호는 i 와 j 를 곱해서 얻을 수 있다. 예를 들면 만약 i 가 (-)이고, j 가 (+)이면 i 와 j 를 곱하면 음(-)의 부호를 가진다. n 개의 변수를 가진 문제에서 2^n 의 가지수와 $n(n-1)/2$ 개의 상관계수를 가진다.

따라서 결합확률밀도함수는 여러 개의 기본확률밀도함수의 결합으로, 기본확률밀도함수의 수를 확장하면 사건이 발생할 경우의 수는 2^n 개가 되며 결합밀도함수에서 하나의 사건이 발생할 확률은 다음과 같이 된다.

$$P = \frac{1}{2^n}(X_1 + X_2 + \dots + X_n) \quad (3.29)$$

여기서, $X_i = \mu_i \pm \sigma_i$ 이다.

따라서, 점추정법을 이용한 신뢰성 문제를 공식화하면 식(3.30)으로 나타낼 수 있다.

$$Z = M_R - M_L \quad (3.30)$$

여기서, M_R 는 측방유동에 대한 저항요인, M_L 는 측방유동에 대한 하중요인이다.

위 식의 안전여유 ($Z = R - S$)의 평균과 분산은 식(3.31)과 식(3.32)에 의해 구할 수 있으며, 점추정법에 의한 신뢰성 해석 흐름도를 그림 3.7에 나타내었다.

$$\text{평균 : } \mu_z = E(z) \quad (3.31)$$

$$\text{분산 : } \sigma_z^2 = E(z^2) - \mu_z^2 \quad (3.32)$$

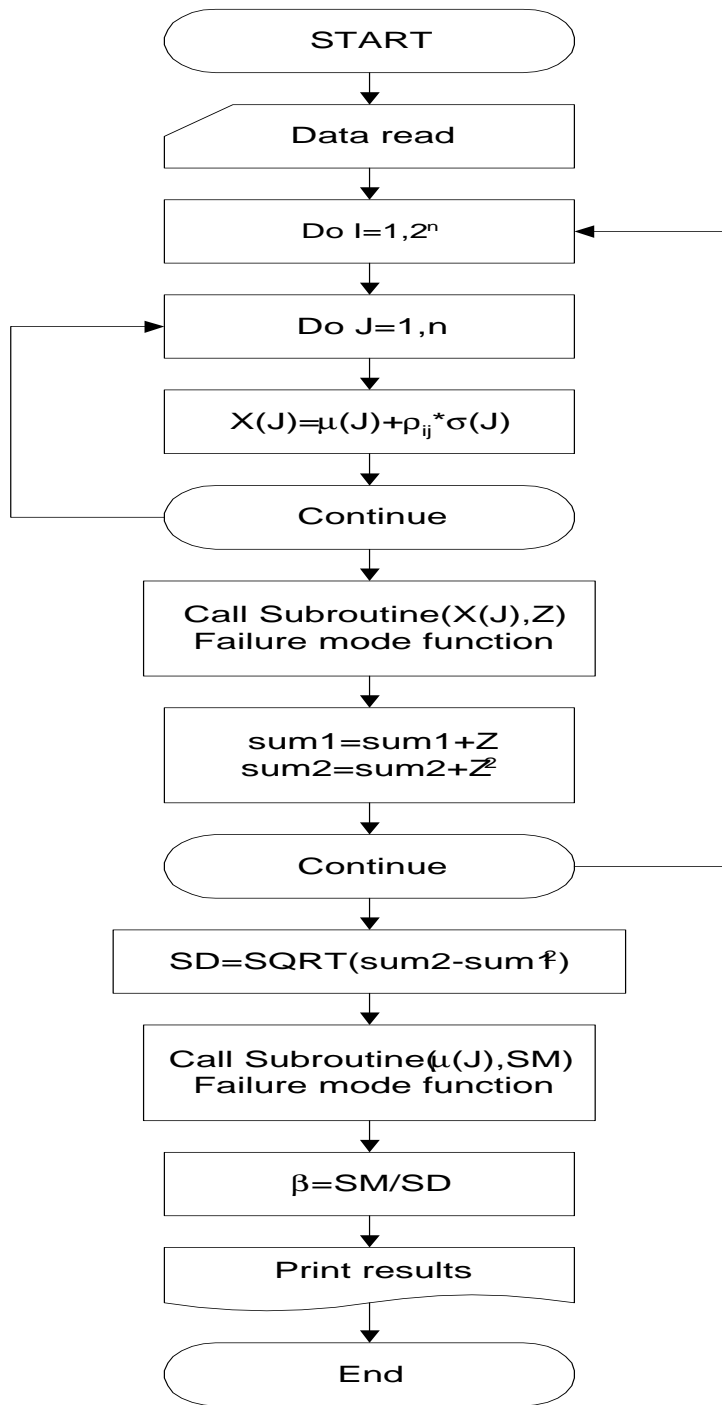


그림 3.7 점추정법에 의한 신뢰성해석 흐름도

3.5 총기대비비용최소화에 의한 최적신뢰성 해석법

3.5.1 총기대비비용 최소화의 원칙

신뢰성 해석방법 중 Level IV의 방법은 총기대비비용 최소화의 원칙에 따라 불확실한 상황에서의 시공과 파괴시의 복구와 유지관리 등의 기대비용 및 이익에 관한 경제성 분석 또는 사회·경제성 원리를 이용한 최적화 기법이다. 이 방법에서 기대 생애주기 비용을 최소화하기 위한 비용함수는 안전에 가장 지배적인 구조성능에 대한 파괴기대비용과 초기비용에 국한하여 목적함수로 정식화하여 사용할 수 있으며, 총기대비비용 최소화에 의한 최적신뢰성 설계모델은 다음의 식(3.33)과 같이 된다.

$$C_T = C_I + P_f C_F \Rightarrow \text{Min} \quad (3.33)$$

여기서, C_T 는 총기대비비용, C_I 는 초기비용, C_F 는 파괴비용, P_f 는 구조성능의 파괴 확률이다.

구조물의 비용-효율적인 최적설계란 안전성을 만족하면서 구조수명간 최소비용을 도모해야 한다. 따라서 구조물의 최적신뢰성해석 및 성능개선을 위해서는 안전성과 경제성이 균형화된 실용적이고 합리적인 접근방법이 필요하다. 이는 구조물의 여러 가지 손상과 붕괴에 따른 직·간접 손상비용의 정량화를 통한 총기대비비용 최소화 개념에 의해서 가능하다.

구조물의 신뢰성이론은 주로 저항강도와 작용하중의 불확정요인에 관한 실험 및 관측데이터에 기초한 확률모델을 채용하여 구조물의 안전성을 평가하고 있다. 그러나 안전성은 이러한 통계적으로 취급되는 불확실량으로만 결정될 수 없으며, 다른 여러 가지 불확실요인으로 구조물의 예상치 못한 거동과 설계과실 및 구조물의 파괴로 인한 사고 등 미지적 요인이 존재하게 된다.

총기대비비용최소화 원칙에 의한 신뢰성 해석에는 이러한 미지적 요인을 고려한 신뢰성 모델이 적용되어야 하며, 이에 대한 신뢰성이론은 다음과 같이 된다. 구조물이 본래 소유하고 있는 저항강도를 R 로 할 때, 미지적 요인 U 로 인하여 실제강도가 R_U 로 되

면 R_U 는 다음과 같이 된다.

$$R_U = R \times U \quad (3.34)$$

여기서, U 은 확률량이다.

이 때, R_U 의 확률밀도함수 $f_U(x)$ 는 다음과 같이 된다.

$$f_U(x) = p\delta(x - \psi) + (1-p)\delta(x - 1) \quad (3.35)$$

여기서, $\delta(\cdot)$ 는 Dirac의 delta함수이다.

식(3.34)와 식(3.35)에서 규정한 확률모델은 미지적 요인 U 로 인한 확률 p 가 발생하고, 이때의 강도 R 은 $(1-\psi)R$ 만큼 저하하게 된다. 따라서, 식(3.34)와 식(3.35)에 의해 실제 저항강도 R_U 의 확률밀도함수는 다음 식(3.36)과 같이 표현할 수 있다.

$$f_{R_U}(x) = p\frac{1}{\psi}f_R\left(\frac{x}{\psi}\right) + (1-p)f_R(x) \quad (3.36)$$

여기서, $f_R(x)$ 는 R 의 확률밀도함수, ψ 는 강도저하율이다.

저항 R 과 하중 S 를 대수정규분포함수로 하면, 미지적 요인을 고려한 파괴확률 P_F^* 는 다음 식(3.37)과 같이 된다.

$$P_F^* = \text{prob}(R_U < S) = pP_{FU} + (1-p)P_{Fn} \quad (3.37)$$

$$\text{여기서, } P_{FU} = \Phi\left(-\beta_n - \frac{\ln\psi}{\sqrt{\ln((1+\Omega_R^2)(1+\Omega_S^2))}}\right) \quad (3.38)$$

$$P_{Fn} = \Phi(-\beta_n) \quad (3.39)$$

P_{FU} 는 미지적 요인이 발생할 때의 파괴확률이며, P_{Fn} 은 계산상의 파괴확률, 즉 일반적인 신뢰성이론으로 계산되는 파괴확률이다.

3.5.2 최적신뢰성 이론 및 설계기준

(1) 최적신뢰성 이론

불확실량을 확률 및 통계적으로 취급하는 설계법 중에서 총기대비용 최소화의 원칙을 이용한 최적신뢰성 이론은 구조물의 역학적 안정성과 사회적 경제성을 동시에 고려한 통계적 의사결정이론에 기초한 방법으로서, 가장 간단한 신뢰성 최적화 이론은 다음과 같이 된다.

$$C_T = C_I + P_f C_F = C_I + \Phi(-\beta) C_F \quad (3.40)$$

여기서, C_T 는 구조물의 건설비용, C_I 는 구조물의 초기 건설비용, C_F 는 구조물 파괴시의 손실비용, P_f 는 구조물의 파괴확률이다.

식(3.40)의 초기 건설비용 C_I 를 신뢰성지수 β 의 n 차 함수를 사용하면 다음과 같이 된다.

$$C_T = C_{I0} + (1 + k\beta^n) \{1 + \Phi(-\beta)\tau\} = Min \quad (3.41)$$

여기서, C_{I0} 는 $\beta=0$ 일 때의 비용, k 는 $(\nu-1)/\beta^n$ (정규화비용증가비), τ 는 $C_F/C_I = C_F/C_{I0}(1+q(n'-1))$, ν 는 $C_B/C_0 = \lambda(\beta_0) = 1+q(n_0-1)$, q 는 $1/[1+\alpha n_s\{(1/b)-1\}]$, P_f 는 $\Phi(-\beta)$, α 는 $n_0/n' = \text{중앙안전율/공칭안전율}$, n_s 는 현행설계의 안전율이다.

이 때, 식(3.41)의 ν 는 MFOSM 방법 및 AFOSM 방법의 중앙안전율 n_0 의 함수이며 저항 및 하중효과의 평균-공칭비를 이용하면 n' 와 n_0 는 다음 식(3.42)와 식(3.43)과 같이 구해진다.

$$n_0 = \frac{\bar{R}}{\bar{S}} = \frac{1 + \beta \sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_s^2 + \beta^2 \Omega_R^2 \Omega_S^2}}{1 - \beta^2 \Omega_R^2} \quad (3.42)$$

$$n_0 = \frac{\bar{R}}{\bar{S}} = \frac{\eta_R R'}{\eta_S S'} = \frac{\eta_R}{\eta_S} n' \quad (3.43)$$

여기서, $\eta_R = \frac{R}{R'}$ 이고, $\eta_S = \frac{S}{S'}$ 이다.

MFOSM 방법과 AFOSM 방법을 이용하여 정규표준화 변환과 대수 정규표준화 변환방법으로 근사법에 의해 구한 최적신뢰성 해석은 다음과 같다.

$$\text{정규표준화 변환 : } \beta_{opt} = \sqrt{2 \ln \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * \frac{\tau}{k\alpha_s \Omega_s}} \quad (3.44)$$

$$\text{대수 정규표준화 변환 : } \beta_{opt} = \sqrt{(\alpha_s \Omega_s)^2 + (2 \ln \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * \frac{\tau}{k\alpha_s \Omega_s})} - \alpha_s \Omega_s \quad (3.45)$$

여기서, α_s 는 $\Omega_S / \sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2}$, Ω_S 는 $\sqrt{\Omega_{SD}^2 + \rho^2 \Omega_{SL}^2} / (1+\rho)$, ρ 는 L/D이다.

(2) 최적신뢰성 설계기준

신뢰성 설계기준으로서의 저항계수(ϕ) 및 하중계수(γ_i) 결정은 신뢰성 해석에서 β 를 구하는 해석이론을 그대로 사용하는 것이지만, 해석의 경우와는 달리 신뢰성지수 β 를 목표신뢰성지수 β_{opt} 로 설정한 다음, 이에 대응하는 저항계수(ϕ) 및 하중계수(γ_i)를 결정하는 문제가 된다.

이와 같이 신뢰성 설계기준은 기초구조물의 안전성을 확보하기 위해 적절한 목표신뢰성지수 β 를 결정하고 이로부터 저항계수(γ_i)를 산정하는 것이다. 즉 하중계수를 설계하중에 곱하고 저항계수를 기초구조물의 저항에 곱함으로써 기초구조물의 안전성을 확보하는 것이다.

따라서 본 연구에서의 설계기준은 AFOSM 방법의 반복시행 해석의 부분 대수표준화 변환 반복법 및 부분 대수표준화 변환 근사법을 사용하여 설계기준에 관련된 ϕ 와 γ_i 를 산정하였다.

AFOSM 방법을 이용한 최적신뢰성 설계기준은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\gamma_i = 1 + \frac{\Omega_s^2 \beta_{opt}}{\sqrt{\gamma_i^2 \Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (3.46)$$

식(3.46)과 같이 전체 하중계수 γ_i 를 가정하여 반복시킴으로써 중앙 안전율 n_0 및 저항계수 ϕ 에 관계없이 γ_i 를 구할 수 있고, γ_i 의 값이 결정되면 최적신뢰성 설계기준 γ_i 및 ϕ 는 다음 식으로부터 구할 수 있다.

$$\phi = \exp \left(- \frac{\gamma_i^2 \Omega_R^2 \beta_{opt}}{\sqrt{\gamma_i^2 \Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \right) \quad (3.47a)$$

$$\gamma_D = 1 + \left(\frac{\Omega_{SD}^2 \beta_{opt}}{(1 + \rho) \sqrt{\gamma_i^2 \Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \right) \quad (3.47b)$$

$$\gamma_L = 1 + \left(\frac{\Omega_{SL}^2 \beta_{opt}}{(1 + \rho) \sqrt{\gamma_i^2 \Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \right) \quad (3.47c)$$

여기서, ϕ 는 저항계수, γ_D 는 성토하중계수, γ_L 는 상재하중계수이다.

그러나 부분 대수표준화 변환에서 γ_i 는 n_0 를 알 수 없으므로 식(3.47)을 다음과 같이 변형하여 근사적으로 γ_i 를 얻을 수 있다.

$$\gamma_i = 1 + \frac{\Omega_s^2 \beta_{opt}}{\sqrt{\lambda_i^2 \Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (3.48)$$

여기서, $\lambda = \frac{1 - \alpha_s^2}{\alpha_s^2} \frac{\Omega_s^2}{\Omega_R^2}$ 이다.

식(3.48)로부터 γ_i 를 구하여 식(3.46)에 대입하면 근사적으로 ϕ 와 γ_i 를 구할 수 있다.

3.5.3 최적신뢰성 해석방법

(1) Fujino의 방법

구조물의 안전성을 좌우하는 저항 R 과 작용하중 S 에 각종 불확실성이 포함되어 있다. 신뢰성 이론에서는 이 불확실성들을 모두 확률변량으로 생각하고 R 과 S 를 확률변수로 다룬다. 이 때, R 및 S 의 평균을 \bar{R} 및 \bar{S} 변동계수를 Ω_R 과 Ω_S 라고 하면, 파괴 확률 P_F 는 다음과 같이 주어진다.

$$P_F = \Phi(-\beta) \quad (3.49)$$

여기서, 표준정규분포함수 : $\Phi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t \exp(-x^2/2)dx$ (3.50)

$$\text{신뢰성지수} : \beta = \frac{\ln(n_o \sqrt{1+\Omega_S^2} / \sqrt{1+\Omega_R^2})}{\sqrt{\ln((1+\Omega_R^2)\sqrt{1+\Omega_S^2})}} \quad (3.51)$$

$$\text{중앙안전율} : n_o = R/S \quad (3.52)$$

일반적으로 초기건설비용 C_I 는 안전율 n 이 높으면 증가하게 된다. 여기서, 기준안전율 $n' = 1.7$ 이고 가정한 안전율을 n 으로 할 때, 총중량 W 을 안전율로 나타낸 중량비는 다음과 같이 된다.

$$\frac{W(n)}{W(n')} = 1 + b\left(\frac{n}{n'} - 1\right) \quad (3.53)$$

식(3.53)의 b 값은 중량비계수 값으로 $b=0.4 \sim 0.6$ 을 사용하고 있다. 초기건설비용 C_I 가 중량 W 에 선형비례 한다면 초기건설비용의 비는 다음과 같이 된다.

$$\frac{C_I(n)}{C_I(n')} = 1 + b\left(\frac{n}{n'} - 1\right) \quad (3.54)$$

따라서 설계저항 R^* 와 설계하중 S^* 는 확률적 특성치를 채용하면, 설계저항 및 설계하중은 다음과 같이 된다.

$$R^* = R \exp\left(-k_R \sqrt{\ln(1+\Omega_R^2)}\right) / \sqrt{1+\Omega_R^2} \quad (3.55)$$

$$S^* = S \exp\left(k_s \sqrt{\ln(1+\Omega_S^2)}\right) / \sqrt{1+\Omega_S^2} \quad (3.56)$$

안전율 n 은 식(3.52)와 저항의 확률적 특성치 k_R 및 하중의 확률적 특성치 k_S 로 나타내면 다음과 같이 된다.

$$n = n_o \exp\left(-k_R \sqrt{\ln(1 + \Omega_R^2)} - k_S \sqrt{\ln(1 + \Omega_S^2)}\right) \sqrt{1 + \Omega_S^2} / \sqrt{1 + \Omega_R^2} \quad (3.57)$$

따라서 식(3.54)을 중앙안전율 n_o 로 표현하면 다음과 같이 된다.

$$\frac{C_I(n)}{C_I(n_o)} = 1 + b\left(\frac{n_o}{n} - 1\right) \quad (3.58)$$

식(3.58)에서 n_o 와 n_o' 는 안전율 n 와 n' 의 중앙안전율이다, 설계치 R^* 와 S^* 의 수준을 나타내는 k_R 과 k_S 는 본 연구에서는 $k_R = k_S = 1.28$ 로 하였다. 즉, 설계치 R^* 및 S^* 는 각각 안전측의 90% 확률값이다. 식(3.58)을 식(3.40)에 대입하면 총기대비용 C_T 는 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} C_T &= C_I(n') \left(1 + b\left(\frac{n_o}{n} - 1\right)\right) + P_F C_F \\ &= C_I(n') \left(1 + b\left(\frac{n_o}{n} - 1\right) + P_F C_F^*\right) \end{aligned} \quad (3.59)$$

여기서, $C_F^* = C_F / C_I(n')$ 는 파괴손실비용의 크기를 나타내는 무차원량이다.

C_F 는 구조물의 파괴에 따른 직접손실과 경제적 및 사회적 영향에 의한 간접손실의 크기에 의해 결정되는 양이지만, 이에 대한 평가는 매우 곤란하기 때문에 무차원화한 손실비용 $C_F^* = 1 \sim 100$ 정도의 값을 사용한다.

식(3.59)에 식(3.49)~식(3.52)을 대입하고, $\partial C_T / \partial \beta = 0$ 의 조건을 사용하여 최적신뢰성 수준 β_{opt} 을 해석하면 식(3.60)과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \beta_{opt} &= -\sqrt{\ln((1 + \Omega_R^2)(1 + \Omega_S^2))} \\ &+ \sqrt{\ln((1 + \Omega_R^2)(1 + \Omega_S^2)) - 2 \ln\left(\frac{b \sqrt{2\pi(1 + \Omega_R^2)} \ln((1 + \Omega_R^2)(1 + \Omega_S^2)) / (1 + \Omega_S^2)}{n_o' \cdot C_F^*}\right)} \end{aligned} \quad (3.60)$$

또한, 최적신뢰성지수 β_{opt} 일 때의 최적안전율은 식(3.51)과 식(3.52)에 의해 다음과 같이 된다.

$$n_{opt} = \exp(\beta_{opt} \sqrt{\ln((1 + \Omega_R^2)(1 + \Omega_S^2))} - k_R \sqrt{\ln(1 + \Omega_R^2)} - k_S \sqrt{\ln(1 + \Omega_S^2)}) \quad (3.61)$$

(2) Chou의 방법

파괴손실비용의 정도(τ)와 안전도 증가에 따른 초기비용의 증가율(ν) 및 증가곡선형(n)의 3가지 함수로 식(3.59)의 C_T 을 무차원화하면 Chou의 신뢰성 해석을 다음과 같이 유도할 수 있다. 먼저 식(3.62)의 초기비용 C_I 를 신뢰성지수 β 의 n 차 함수를 사용하면 다음과 같이 된다.

$$C_I = C_{I0}(1 + k\beta^n) \quad (3.62)$$

식(3.62)에서 C_{I0} 는 $\beta=0$ 일 때의 비용, 즉 안전여유가 없을 때의 비용이고, 상수 k 값은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$k = (\nu - 1)/\beta^n \quad (3.63)$$

$$\nu = 1 + q(n_0 - 1) \quad (3.63a)$$

$$q = 1/[1 + \alpha n_s \{(1/b) - 1\}] \quad (3.63b)$$

여기서, n_s 는 현행설계의 안전율, b 는 상수(0.4~0.6), α 는 $n_0/n' = \text{중앙안전율}/\text{공칭안전율}$ 이다.

파괴손실비용 C_F 는 초기비용 C_I 의 τ 배로 나타내면 다음과 같이 표현된다.

$$C_F = \tau C_I = \tau C_{I0}(1 + k\beta^n) \quad (3.64)$$

따라서, 파괴확률과 신뢰성지수와의 관계식, 즉 $P_f = \Phi(-\beta)$ 를 사용하여 식(3.62)에 대입하면 총기대비용 최소화에 의한 최적 설계시스템 모델은 다음과 같이 된다.

$$C_T(\beta) = C_{I0}(1 + k\beta^n)\{1 + \Phi(-\beta)\tau\} \Rightarrow \text{Min} \quad (3.65)$$

식(3.65)는 강도항과 하중항에 특정한 확률분포를 가정할 필요가 없이 소수의 매개변수만으로 최적신뢰성 해석을 수행할 수 있다.

총기대비용 최소화에 의한 최적설계모델 식(3.65)을 파괴손실비용의 정도(τ)와 안전도 증가에 따른 초기비용의 증가율(ν) 및 증가곡선형(n)의 3가지 함수로 나타내면 무차원화시킨 총기대비용은 다음과 같이 정식화할 수 있다.

$$\eta = C_T(\beta)/C_{IO} = (1 + k\beta^n)\{1 + \Phi(-\beta)\tau\} \Rightarrow \text{Min} \quad (3.66)$$

총기대비용의 최소화를 도입한 최적신뢰성 해석은 식(3.66)을 반복시행에 의해 최적화함으로서 최적신뢰성지수 β_{opt} 를 구할 수 있다. 따라서 최적신뢰성지수 β_{opt} 로 그림 3.8과 같이 무차원화의 초기비용(λ)와 무차원화의 파괴기대비용(μ) 및 무차원화의 총기대비용(η)을 다음과 같이 정식화하였다.

$$\lambda = C_I/C_{IO} = 1 + k\beta_{opt}^n \quad (3.67a)$$

$$\mu = \Phi(-\beta)C_F/C_{IO} = \Phi(-\beta_{opt})(1 + k\beta_{opt}^n)\tau \quad (3.67b)$$

$$\eta = \lambda + \mu$$

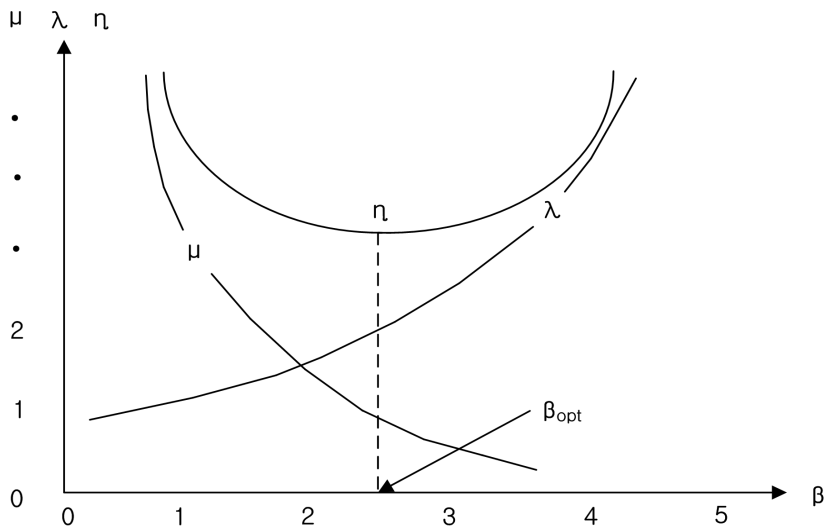


그림 3.8 무차원화의 비용에 대한 개념도(Chou, 1995)

(3) Kanda의 방법

Kanda는 MFOSM의 근사적 해석으로 대수정규표준화 변환시켜 최적 신뢰성해석을 유도하였다. 대수정규표준화 변환에서 r^* 와 s^* 는 파괴면상에서 원점까지의 최소거리의 좌표점으로서 설계점이라 부르며, $r^*=R^*$ 및 $s^*=S^*$ 로 놓고 대수정규표준화 변환시키면 공칭저항 R^* 및 공칭하중 S^* 는 다음과 같이 된다.

$$R^* = R \exp(-\alpha_R \beta \Omega_R) \quad (3.68a)$$

$$S^* = S \exp(\alpha_S \beta \Omega_S) \quad (3.68b)$$

$$\text{여기서, } \alpha_R = \frac{\Omega_R}{\sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (3.69a)$$

$$\alpha_S = \frac{\Omega_S}{\sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (3.69b)$$

그리고 식(3.40)의 초기비용 C_I 를 정규화된 비용증가의 비와 중앙안전율을 사용하여 다음과 같이 표현하였다.

$$C_I = C_{IO} [1 + k(n_o - 1)] \quad (3.70)$$

여기서, C_{IO} 는 본래의 초기비용, k 는 정규화된 비용증가의 비, $n_o = R/S$ 중앙안전율이다.

다음으로 파괴손실비용 C_F 는 초기비용 C_{IO} 의 τ 배로 나타내면, 다음과 같이 표현된다.

$$C_F = \tau C_{IO} \quad (3.71)$$

따라서 총기대비용은 식(3.70)과 식(3.71)을 사용하여 표현하면, 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$C_T = C_{IO}(1 + k(n_o - 1) + P_f \tau) \quad (3.72)$$

한편, Lind-Hasofer가 제안한 AFOSM 방법 중에서 하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석을 이용하면, 대수정규화 변환에 의한 하중효과는 다음과 같이 표현된다.

$$S = \frac{1}{\sqrt{(1 + \Omega_S^2)}} \exp(-\alpha_S \beta \Omega_S) \mu_S \quad (3.73)$$

여기서, α_S 는 하중효과의 선형화계수(separation factor)로서 다음과 같이 된다.

$$\alpha_S = \frac{\Omega_S}{\sqrt{(\Omega_R^2 + \Omega_S^2)}} \quad (3.74)$$

따라서 단일 한계상태에 대한 최적신뢰성지수 β_{opt} 는 식(3.40)에 식(3.70)~식(3.74)을 대입하여 하중효과 S를 $\partial C_T / \partial S = 0$ 로 하면 공칭하중 γ_{opt} 는 다음과 같이 된다.

$$\gamma_{opt} = S \exp\left(\alpha_S \left(-\alpha_S \Omega_S + \sqrt{(\alpha_S \Omega_S)^2 + 2 \ln \frac{\tau \sqrt{(1 + \Omega_S^2)}}{\sqrt{(2\pi)} k \alpha_S \Omega_S}}\right) \Omega_S\right) \quad (3.75)$$

그러므로 식(3.68b)와 식(3.69b)를 비교하면 Kanda의 최적신뢰성지수 β_{opt} 는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\beta_{opt} = -\alpha_S \Omega_S + \sqrt{(\alpha_S \Omega_S)^2 + 2 \ln \left(\frac{\tau \sqrt{(1 + \Omega_S^2)}}{\sqrt{(2\pi)} k \alpha_S \Omega_S} \right)} \quad (3.76)$$

여기서, Ω_S 는 하중효과의 변동계수이다.

(4) Frangopol의 방법

연약지반에 시공된 지반구조물은 시공 및 공용기간 동안 하중을 지지하는 저항은 재하단계 및 시공단계에 따라 감소하는 특성이 있기 때문에, 시간이력에 따른 감소효과를 신뢰성해석에 반영되어야 한다. 이러한 효과를 반영하기 위해 주로 선형이나 지수적인 회귀분석 방법을 이용하여 다양한 모델들이 개발되었다. 한편, Frangopol 등이

개발한 구조물에 대한 시간이력의 신뢰성 해석모델을 이용하면, 보유성능에 의한 신뢰성지수의 감소는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta\beta = \frac{1}{\sqrt{(\sigma_{\ln S})^2 + (\sigma_{\ln R})^2}} \ln \frac{R_0}{R(t)} \quad (3.77)$$

여기서, $\Delta\beta$ 는 신뢰성지수의 감소, $\sigma_{\ln S}$ 는 하중효과에 대한 표준편차, $\sigma_{\ln R}$ 는 저항에 대한 표준편차, R_0 는 원래의 저항강도, $R(t)$ 는 시간에 따른 저항강도이다.

그리고 신뢰성지수의 감소를 계산하는데 필요한 식(3.77)의 $R(t)$ 는 신뢰성이론을 이용한 시간이력에 따른 평가모델의 결과를 사용한다.

따라서 Kanda의 최적신뢰성지수를 산정하는 식(3.76)과 신뢰성감소의 식(3.77)을 사용하면 구조물에 대한 점검시점의 시간이력 신뢰성지수는 다음과 같이 된다.

$$\beta(t_0) = \beta_{opt} - \Delta\beta \quad (3.78)$$

여기서, $\beta(t_0)$ 는 시간이력 신뢰성지수, β_{opt} 는 최적신뢰성지수, $\Delta\beta$ 는 신뢰성지수의 감소이다.

시공전 원래의 보유신뢰성함수 β_{fcr} 는 시공단계의 손상신뢰성지수의 식(3.78)와 최적신뢰성지수 β_{opt} 를 사용하면 다음과 같이 된다.

$$\beta_{fcr} = \beta(t_0) / \beta_{opt} \quad (3.79)$$

따라서 시간이력 신뢰성지수는 보유신뢰성함수를 사용하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\beta(t) = \beta_{opt} (1 - (1 - \beta_{fcr}) / t_0^p) \cdot t^p = \beta_{opt} (1 - k_{fcr} t^p) \quad (3.80)$$

$$k_{fcr} = (1 - \beta_{fcr}) / t_0^p \quad (3.81)$$

여기서, k_{fcr} 는 신뢰성 감소지수, t_0 는 시공단계시점, p 는 방정식 차수이다.

제4장 측방유동 판정방법 및 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석

4.1 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석

4.1.1 신뢰성 해석을 위한 측방유동 판정방법

본 연구에서는 측방유동을 받는 교대 기초의 신뢰성 해석에 있어 측방유동 판정방법과 교대 기초말뚝에 대해 신뢰성 해석을 수행하였다. 본 절에서는 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석을 수행하기 위하여 먼저 표 4.1과 같이 신뢰성 해석을 위한 측방유동 판정방법을 선정하였다.

표 4.1 신뢰성 해석을 위한 측방유동의 판정방법

구 분	제 안 자	제 안 식
측방이동지수(F) 방법	일본도로공단(1979)	$F = (C/\gamma HD)$
측방이동판정수(I) 방법	일본건설성 토목연구소(1980)	$I = \mu_1\mu_2\mu_3(\gamma h/C)$
수정측방이동판정수(M_I) 방법	한국도로공사(1995)	$M_I = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot h}{c_u}$
원호활동 안전율(F_s) 방법	일본건설성토목시험소(1978)	$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d}$

표 4.1에서와 같이 신뢰성 해석을 위하여 선정한 측방유동 판정방법은 크게 세 가지로 대별할 수 있으며, 첫째로 성토하중과 점성토의 비배수전단강도 및 연약층 깊이와의 관계로부터 측방유동의 유무를 판정하는 방법과 둘째로 교대구조물의 이동량이나 지표침하량으로부터 측방유동의 유무를 판정하는 방법 및 셋째로 교대 배면의 사면안정 해석을 통해 측방유동의 유무를 판정하는 방법 등으로 구분할 수 있다.

(1) 측방이동지수(F)에 의한 판정방법

이 방법은 일본도로공단(1979)에 의해 제안된 방법으로 75개소 교대구조물 현장의 계측결과를 대상으로 하여 수량화이론에 의한 요인을 분석한 다음 상관성이 높은 요인을 조합한 안정수를 이용하여 측방유동지수(F)를 다음의 식(4.1)에 의해 계산하였다. 측방유동의 판정에 대해서는 $F \geq 0.04$ 인 경우에는 측방유동의 위험성이 없으며, $F < 0.04$ 인 경우에는 측방유동의 위험성이 있다고 판정한다.

$$F = (C_u / \gamma HD) \tag{4.1}$$

여기서, C_u 는 연약층의 수평점착력(t/m^2), γH 는 성토하중(t/m^2)m, D는 연약층의 두께(m)이다.

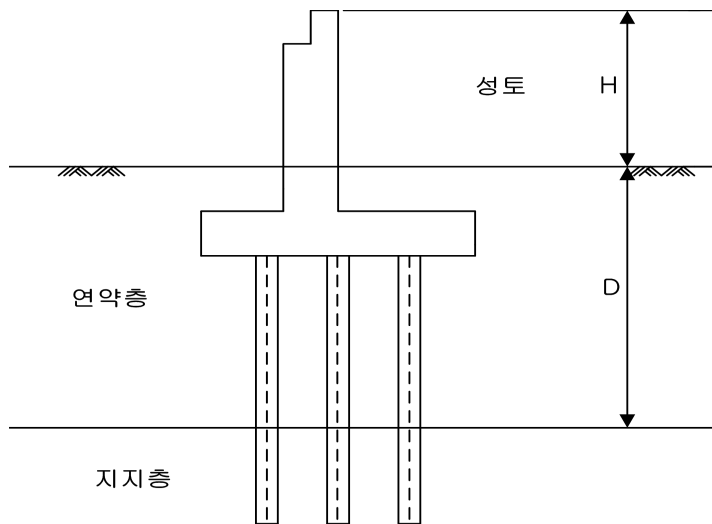


그림 4.1 교대 측방이동지수(F)의 계산 방법

(2) 측방이동판정수(I)에 의한 판정방법

이 판정방법은 일본건설성 토목연구소(1980)에 의해 제안된 방법으로 그림 4.2에 나타난 교대 말뚝기초의 제원으로부터 식(4.2)와 같이 측방이동판정수(I)를 구한다. 제안된 식은 주요한 요인을 조합한 3가지의 계수로 보정하였으며, 계산된 측방이동판정수(I)가 1.5 미만인 경우에는 측방유동의 우려가 없으며, I값이 1.5 이상일 경우에는 측방

유동의 우려가 있다고 판정한다.

$$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 (\gamma h / c_u) \quad (4.2)$$

여기서, μ_1 는 연약층 두께에 관한 보정계수($\mu_1 = D/L$), μ_2 는 말뚝자체의 저항폭에 관한 보정계수($\mu_2 = b/B$), μ_3 는 교대길이에 관한 보정계수($\mu_3 = D/L \leq 3.0$), D 는 연약층의 두께(m), L 는 말뚝의 근입깊이(m), b 는 교축직각방향 말뚝폭의 합계(m), B 는 축직각방향 기초의 폭(m), A 는 축방향 기초의 길이(m), c_u 는 연약연층의 평균점착력(t/m^2), γ H 는 성토하중(t/m^2)m이다.

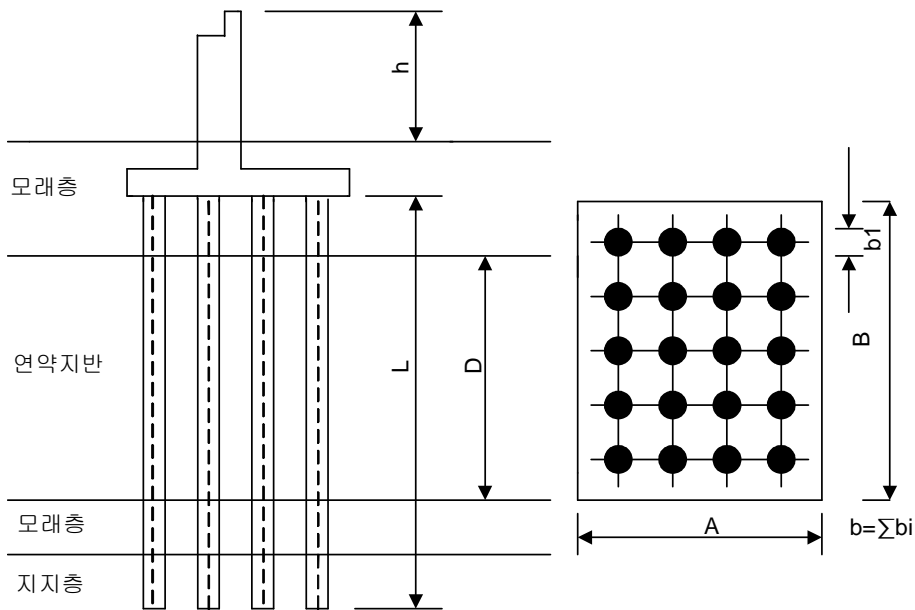


그림 4.2 교대 측방이동판정수(I)의 계산 방법

(3) 수정측방이동판정수(M_f)에 의한 판정방법

이 판정방법은 한국도로공사(1995)에서 국내 140여 개의 교량 및 교대의 자료를 수집·분석하여 제안한 방법으로서, 기존의 일본건설성 토목연구소에서 제안한 측방이동판정수(I)를 수정하여 수정측방이동판정수(M_f)를 식(4.3)과 같이 제안하였다.

$$M_I = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot h}{c_u} \quad (4.3)$$

여기서, c_u 는 연약층의 평균 점착력(t/m^2), α 는 측방유동압을 받는 기초하부 면적에 대한 교대면적비($b \cdot D / (B \cdot A)$), b 는 교축 수직방향으로의 말뚝폭의 합계(m), D 는 연약층의 두께(m), B 는 교축 수직방향으로의 기초폭(m), A 는 교축방향으로의 기초폭(m)이다.

(4) 원호활동 안전율에 의한 판정방법

이 방법은 일본건설성 토목시험소(1978)의 “편재하중에 의한 구조물의 수평이동에 관한 연구보고서”에서 제안한 방법으로, 원호활동에 대한 안정계산을 하여 안전율이 1.0 이상이면 측방유동의 가능성이 없고, 안전율이 1.0 이하이면 측방유동의 가능성이 있는 것으로 판정하는 방법이다. 현행 원호활동에 대한 안정계산은 “CHAMP” 또는 “STABL” 등의 컴퓨터 프로그램을 이용하며, 이와 같은 프로그램 해석에서는 가상 원호활동면의 중심점으로 예상되는 부분에 Grid를 작성하여, Grid의 각 절점을 중심점으로 한 무수한 가상 원호활동면에 대하여 최소사면안전율이 구하여지는 곳을 찾는 방법이다.

교대 배면의 원호활동에 대한 안정계산은 한계평형원리에 입각한 Fellenius 방법이 나 Bishop 방법 등의 사면안정 해석법을 적용하여 해석한다. 원호활동과괴에 대한 안전율은 다음의 식(4.4)와 같이 나타낼 수 있으며, 활동토괴가 미끄러져 내려가려는 힘 F_d 혹은 M_d 와 이에 저항하려는 힘 F_r 혹은 모멘트 M_r 의 비로 안정성을 검토할 수 있다. 여기서, 저항력 F_r 혹은 모멘트 M_r 은 토괴가 활동시 발생하는 마찰력 및 점착력에 의한 전단저항력 F_{rs} 혹은 저항모멘트 M_{rs} 와 말뚝에 의한 저항력 F_{rp} 혹은 모멘트 M_{rp} 으로 활동모멘트 M_d 로 나누면 다음 식과 같다.

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} = \frac{\sum (W \cos \alpha - ul) \tan \phi + \sum cl}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.4)$$

여기서, M_r 는 저항모멘트($M_{rs} + M_{rp}$), M_d 는 활동모멘트, W 는 토괴의 중량, u 는 간극수압, c 는 점착력, l 는 사면길이, $\tan \phi$ 는 내부마찰각, α 는 사면경사각이다.

4.1.2 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석모델

(1) 2차모멘트법에 따른 측방유동 판정방법의 한계상태 해석모델

본 연구에서는 전술한 3.2절의 2차모멘트법에 의한 신뢰성 해석모델인 Cornell의 MFOSM 방법과 Hasofer-Lind의 AFOSM 방법을 측방유동 판정방법에 적용하여 한계상태방정식을 유도하였다.

측방이동지수(F)에 의한 판정방법의 한계상태 해석모델로서 전술한 식(4.1)에서 저항의 불확실량, 즉 α_c , c , N_c 를 확률변수로 취하면, 저항에 대한 변동계수는 식(4.5a)와 같이 되고, 하중의 불확실량, 즉 γ , H , D 를 확률변수로 취하면, 하중에 대한 변동계수는 식(4.5b)와 같이 된다.

$$\Omega_R = \sqrt{\Omega_{\alpha_c}^2 + \Omega_c^2 + \Omega_{N_c}^2} \quad (4.5a)$$

$$\Omega_S = \sqrt{\Omega_\gamma^2 + \Omega_H^2 + \Omega_D^2} \quad (4.5b)$$

측방이동판정수(I)에 의한 판정방법의 한계상태 해석모델로서 전술한 식(4.2)에서 저항의 불확실량, 즉 α_c , c , N_c 를 확률변수로 취하면, 저항에 대한 변동계수는 식(4.6a)와 같이 되고, 하중의 불확실량 즉, μ_1 , μ_2 , μ_3 , γ , H 을 확률변수로 취하면, 하중에 대한 변동계수는 식(4.6b)와 같이 된다.

$$\Omega_R = \sqrt{\Omega_{\alpha_c}^2 + \Omega_c^2 + \Omega_{N_c}^2} \quad (4.6a)$$

$$\Omega_S = \sqrt{\Omega_{\mu_1}^2 + \Omega_{\mu_2}^2 + \Omega_{\mu_3}^2 + \Omega_\gamma^2 + \Omega_H^2} \quad (4.6b)$$

수정측방이동판정수(M_T)에 의한 판정방법의 한계상태 해석모델로서 전술한 식(4.3)에서 저항의 불확실량, 즉 α_c , c , N_c 를 확률변수로 취하면, 저항에 대한 변동계수는 식(4.7a)와 같이 되고, 하중의 불확실량 즉, μ_2 , μ_3 , γ , H 를 확률변수로 취하면, 하중에 대한 변동계수는 식(4.7b)와 같이 된다

$$\Omega_R = \sqrt{\Omega_{\alpha_c}^2 + \Omega_c^2 + \Omega_{N_c}^2} \quad (4.7a)$$

$$\Omega_S = \sqrt{\Omega_{\mu_2}^2 + \Omega_{\mu_3}^2 + \Omega_\gamma^2 + \Omega_H^2} \quad (4.7b)$$

원호활동 안정계산에 의한 판정방법의 한계상태 해석모델은 전술한 식(4.4)에서 저항의 불확실량, 즉 c , $\tan\phi$ 를 확률변수로 취하면, 저항에 대한 변동계수는 식(4.8a)와 같이 되고, 하중의 불확실량 즉, W , u , l , α 를 확률변수로 취하면, 하중에 대한 변동계수는 식(4.8b)와 같이 된다.

$$\Omega_R = \sqrt{\Omega_c^2 + \Omega_{\tan\phi}^2} \quad (4.8a)$$

$$\Omega_S = \sqrt{\Omega_W^2 + \Omega_u^2 + \Omega_l^2 + \Omega_\alpha^2} \quad (4.8b)$$

(2) 점추정법에 따른 측방유동 판정방법의 확률변수

본 연구에서는 전술한 3.3절의 점추정법에 의한 신뢰성 해석을 위해 확정론적 측방유동 판정방법을 성능함수로 가정한 후 하중과 저항에 대한 확률변수를 유도하였다. 이에 따른 측방유동 판정방법의 하중 및 저항에 대한 확률변수로는 점착력, 내부마찰각, 단위중량, 연약층의 두께, 성토고의 높이 및 보정계수 등을 들 수 있다.

측방이동지수에 의한 판정식의 하중 및 저항에 대한 확률변수는 표 4.2와 같다.

표 4.2 측방이동지수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수

하중의 확률변수		저항의 확률변수	
Z_1	γ	Z_4	c
Z_2	H	Z_5	α_c
Z_3	D	Z_6	N_c

측방이동판정수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수는 표 4.3과 같다.

표 4.3 측방이동판정수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수

하중의 확률변수		저항의 확률변수	
Z_1	γ	Z_6	c
Z_2	H	Z_7	α_c
Z_3	μ_1	Z_8	N_c
Z_4	μ_2		
Z_5	μ_3		

수정측방이동판정수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수는 표 4.4와과 같다.

표 4.4 수정측방이동판정수에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수

하중의 확률변수		저항의 확률변수	
Z_1	γ	Z_5	c
Z_2	H	Z_6	α_c
Z_3	μ_2	Z_7	N_c
Z_4	μ_3		

원호활동 안정계산에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수는 표 4.5와 같다.

표 4.5 원호활동 안정계산에 의한 판정식의 하중 및 저항의 확률변수

하중의 확률변수		저항의 확률변수	
Z_1	W	Z_5	c
Z_2	u	Z_6	$\tan\phi$
Z_3	l		
Z_4	α		

4.1.3 측방유동 판정방법의 불확실량 산정

측방유동을 받는 교대 기초의 신뢰성 해석에 관계되는 불확정 요인들은 여러 가지가 있으나 가장 중요한 것은 지반의 강도와 하중조건의 문제로 압축될 수 있다.

측방유동의 신뢰성 해석을 위해서는 지반의 강도정수 및 하중조건에 대한 변동계수의 통계적 자료가 필요하다. 그러나 관측치의 한계나 실험적인 오차로 인해서 이러한 변동계수의 결정은 쉽지 않으며 많은 경우 문헌에 의한 값을 사용해 왔다. 지금까지 많은 연구자들은 토질정수 및 하중조건에 대한 변동계수를 제안하였으며 그 내용을 표 4.6에 정리하여 나타냈다.

표 4.6 토질정수 및 하중조건에 따른 변동계수

제안자	점착력	내부마찰각	단위중량	사하중	활하중
Lee, I. K.	20~30	5~56	1~10	-	-
Harr, M. E.	-	6~14	-	-	-
Lumb, P.	17~32	14~23	-	-	-
Grivas, D. A.	35.9	26.7	-	-	-
Matsou, M.	40	20	-	-	-
Hart, G. C.	-	-	-	6~13	-
Ang & Tang	-	-	-	10	-
Biernatowski	-	-	2~7	-	-
Ellingwood, B.	-	-	-	-	0.26~0.33
ANSI					0.26

본 연구에서는 기존에 제안된 지반의 강도정수 및 하중조건의 변동계수들을 고찰하고, 건설교통부(2000, 2001)에서 발표한 “측방유동을 받는 토류구조물의 안전진단 기술 개발 연구과제”에서 조사된 108개 교대 기초의 점착력, 연약층 두께, 흙의 단위중량 및 성토높이 등의 자료를 이용하여 측방유동 판정방법의 불확실량을 산정하였다.

표 4.7에서 표 4.13은 불확실량 산정을 위한 지반물성치를 지역별로 정리하여 나타낸 것이다.

표 4.7 영남 A지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대위치	교대번호	c (t/m^2)	D (m)	γ (t/m^3)	H (m)
영남 A지역	1	2.60	14.00	1.80	5.97
	2	2.60	12.20	1.80	7.94
	3	2.60	17.20	1.80	13.19
	4	2.00	9.00	2.14	9.95
	5	2.00	5.00	2.14	8.88
	6	1.07	17.60	1.91	14.60
	7	2.20	23.00	1.80	8.06
	8	2.10	14.80	1.80	5.66
	9	1.81	22.30	1.80	7.76
	10	1.88	22.10	1.80	7.77
	11	5.70	11.50	1.90	10.49
	12	5.60	15.10	1.90	8.71
	13	4.40	6.30	1.90	9.63
	14	2.50	11.50	1.90	10.85
	15	2.50	11.50	1.90	10.85

표 4.8 영남 B지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대위치	교대번호	c (t/m^2)	D (m)	γ (t/m^3)	H (m)
영남 B지역	16	0.90	6.50	1.80	4.86
	17	1.40	13.70	1.80	2.07
	18	1.45	15.30	1.80	7.15
	19	1.45	15.20	1.80	7.10
	20	1.85	11.90	1.80	60..
	21	2.00	14.40	1.80	6.50
	22	1.88	13.10	1.80	7.10
	23	1.88	8.50	1.80	7.60
	24	1.88	6.30	1.80	7.20
	25	1.88	7.50	1.80	6.90
	26	1.96	8.00	1.80	8.40
	27	1.96	4.80	1.80	7.05

표 4.9 서해 A지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대 위치	교대번호	c (t/m ²)	D (m)	γ (t/m ³)	H (m)
서해 A지역	28	4.21	4.80	2.00	12.15
	29	4.21	5.30	2.00	10.35
	30	3.66	5.80	2.00	10.32
	31	4.86	8.30	2.00	8.85
	32	4.86	8.30	2.00	11.31
	33	4.86	6.60	2.00	10.44
	34	4.86	7.30	2.00	10.19
	35	5.19	6.00	2.00	10.34
	36	4.95	4.80	2.00	10.68

표 4.10 서해 B지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대 위치	교대번호	c (t/m ²)	D (m)	γ (t/m ³)	H (m)
서해 B지역	44	1.60	8.80	1.80	8.30
	45	1.60	8.80	1.80	7.12
	46	2.80	11.00	1.80	7.75
	47	2.80	11.00	1.80	7.55
	48	2.50	6.30	1.80	8.09
	49	2.50	6.30	1.80	8.41
	50	2.90	3.60	1.80	9.25
	51	2.90	3.60	1.80	9.16
	52	3.60	12.50	1.80	8.94
	53	3.60	12.50	1.80	8.87
	54	1.90	13.40	1.80	7.60
	55	1.90	13.40	1.80	7.41
	56	2.50	17.20	1.80	8.76
	57	2.50	17.20	1.80	9.57

표 4.11 서해 C지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대위치	교대번호	c (t/m ²)	D (m)	γ (t/m ³)	H (m)
서해 C지역	58	2.10	9.70	1.85	8.44
	59	2.90	9.70	1.85	8.65
	60	2.80	6.70	1.71	7.78
	61	2.70	6.70	1.76	9.03
	62	2.40	15.50	1.69	6.99
	63	2.70	15.50	1.80	6.87
	64	1.28	6.30	1.78	8.93
	65	1.28	6.80	1.75	9.93
	66	1.66	1.20	2.10	13.89
	67	1.66	5.40	2.10	15.73
	68	1.76	7.50	2.10	12.00
	69	1.76	23.10	2.10	9.97
	70	1.85	11.80	2.10	10.32
	71	2.10	14.80	2.10	10.35
	72	2.10	14.80	2.10	10.30
	73	2.10	19.40	2.10	10.03
	74	2.10	19.40	2.10	10.08

표 4.12 남해 지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대위치	교대번호	c (t/m ²)	D (m)	γ (t/m ³)	H (m)
남해	96	1.80	9.00	1.90	4.64
	97	1.90	12.80	1.90	9.94
	98	1.80	15.50	1.90	9.07
	99	1.80	14.80	1.90	8.89
	100	1.80	17.50	1.90	5.26
	101	2.10	17.80	1.90	5.31
	102	1.90	16.00	1.90	7.28
	103	1.90	15.00	1.90	6.06
	104	1.80	14.00	1.90	6.23
	105	1.80	10.00	1.90	6.39
	106	1.80	8.90	1.90	8.12
	107	1.80	11.00	1.90	6.82
	108	1.80	14.40	1.90	6.05

표 4.13 서해 D지역의 불확실량 산정을 위한 지반물성치

교대위치	교대번호	c (t/m ²)	D (m)	γ (t/m ³)	H (m)
서해 D지역	75	0.90	3.50	2.10	7.44
	76	0.90	7.10	2.10	7.39
	77	1.56	16.00	2.10	7.10
	78	1.56	15.80	2.10	7.33
	79	1.90	16.00	2.10	7.52
	80	1.90	13.80	2.10	9.46
	81	1.90	13.50	2.10	9.74
	82	1.90	13.50	2.10	9.76
	83	1.90	13.50	2.10	9.74
	84	1.90	13.50	2.10	9.15
	85	6.00	16.80	1.83	11.65
	86	1.60	18.30	1.74	5.96
	87	0.90	3.60	1.80	9.00
	88	0.90	3.60	1.80	9.00
	89	0.90	3.60	1.80	10.00
	90	0.90	3.20	1.80	10.00
	91	0.90	4.10	1.90	16.31
	92	1.80	4.50	1.90	16.48
	93	2.30	4.70	1.95	9.60
	94	2.10	3.60	2.14	8.95
95	1.70	4.80	2.22	8.95	

다음의 표 4.14는 영남의 2개 지역과 서해의 4개 지역 및 남해 1개 지역의 각 지역별 확률변수에 따른 통계적 특성치를 산정하여 나타내었다. 여기서, 평균은 각 물성치를 산술평균하여 구하였으며, 변동계수는 표준편차와 평균의 비로 산정된다.

표 4.14 지역별 확률변수의 통계 특성치

확률변수	불확실량	영남		서해				남해
		A지역	B지역	A지역	B지역	C지역	D지역	
흙의 점착력 (<i>c</i>)	평균	2.915	1.781	4.628	2.543	2.073	1.516	1.846
	변동계수	0.473	0.128	0.106	0.249	0.239	0.325	0.047
연약층두께 (<i>D</i>)	평균	13.964	10.791	6.271	10.4	11.429	9.01	13.592
	변동계수	0.404	0.356	0.242	0.423	0.524	0.623	0.223
흙의 단위중량 (<i>r</i>)	평균	1.884	1.800	2.000	1.800	1.946	2.002	1.900
	변동계수	0.063	2.587e-16	0.0	2.56e-16	0.088	0.074	1.21e-16
성토높이 (<i>H</i>)	평균	8.980	6.642	10.514	8.341	9.958	9.444	6.927
	변동계수	0.226	0.245	0.084	0.093	0.227	0.279	0.236

본 연구에서 설정한 확률변수의 통계적 특성치는 먼저 지역별로 평균과 변동계수를 산정한 후 지역별 평균과 변동계수를 이용하여 그에 따른 종합적인 평균과 변동계수를 산정하였다. 표 4.15는 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석을 위한 공학적 특성치의 통계적 불확실량을 종합적으로 산정하여 나타내었다.

표 4.15 지반정수의 통계적 불확실량 산정결과

구분	점착력(<i>c</i>)	연약층두께(<i>D</i>)	단위중량(γ)	성토높이(<i>H</i>)
평균	2.472	10.779	1.905	8.687
표준편차	1.064	2.648	0.084	1.472
변동계수	0.430	0.245	0.044	0.169

또한 표 4.16에서 표 4.19는 점추정법에 따른 측방유동 판정방법의 불확실량 즉, 하중과 저항의 확률변수에 대한 각각의 평균과 표준편차를 산정하여 나타내었다. 각 지반의 물성치에 대한 불확실량은 표 4.15에서 산정한 값을 적용하였으며, 각 보정계수의 값은 안중필·박주원·김대해(2004)의 측방유동 손상을 받은 RC 슬래브교의 보수·보강 사례분석을 참고하여 산정하였다.

표 4.16 측방이동지수에 대한 평균과 표준편차 산정결과

구분	측방이동지수의 확률변수					
	α_c	N_c	c	γ	H	D
평균	1.000	9.464	2.472	1.905	8.687	10.779
표준편차	0.100	0.113	1.064	0.084	1.472	2.648

표 4.17 측방이동판정수에 대한 평균과 표준편차 산정결과

구분	측방이동판정수의 확률변수							
	α_c	N_c	c	μ_1	μ_2	μ_3	γ	H
평균	1.000	9.464	2.472	0.845	0.140	2.560	1.905	8.687
표준편차	0.100	0.113	1.064	2.648	0.100	2.648	0.084	1.472

표 4.18 수정측방이동판정수에 대한 평균과 표준편차 산정결과

구분	수정측방이동판정수의 확률변수						
	α_c	N_c	c	μ_2	μ_3	γ	H
평균	1.000	9.464	2.472	0.140	2.560	1.905	8.687
표준편차	0.100	0.113	1.064	0.100	2.648	0.084	1.472

표 4.19 원호활동 안전율에 대한 평균과 표준편차 산정결과

구분	원호활동 안전율의 확률변수					
	W	u	l	α	c	$\tan\phi$
평균	275.3	2.0	30	32	2.472	1.0
표준편차	17.6	1.0	2.6	2.7	1.064	0.3

4.1.4 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석결과

본 연구에서는 전술한 식(4.5)에서 식(4.8)을 사용하여 각 측방유동 판정방법의 저항과 하중에 대한 평균-공칭비와 변동계수를 산정하여 표 4.20에 나타냈다. 여기서, F 는 측방이동지수, I 는 측방이동판정수, M_I 는 수정측방이동판정수, F_s 는 원호활동 안전율에 의한 판정법을 나타내며, 변동성이 작은 성토하중은 사하중의 개념으로 적용하였으며, 변동성이 큰 상재하중은 활하중의 개념으로 적용하였다.

표 4.20 측방유동 판정방법의 평균-공칭비 및 변동계수

구분	평균-공칭비($\frac{\text{평균}}{\text{공칭}}$)				변동계수			
	F	I	M_I	F_s	F	I	M_I	F_s
저항(R)	1.12	1.12	1.12	1.12	0.45	0.45	0.45	0.257
성토하중(S_D)	1.10	1.10	1.10	1.10	0.10	0.10	0.10	0.10
상재하중(S_L)	1.34	1.34	1.34	1.34	0.301	0.246	0.221	0.28

제3장에서 전술한 2차모멘트법과 점추정법 및 총기대비용 최소화에 의한 최적신뢰성해석방법을 이용하여 측방유동 판정방법에 대한 신뢰성 해석을 수행한 결과는 다음의 표 4.21과 같다. 여기서, s_m 는 평균, s_d 는 표준편차, β 는 신뢰성지수, p_f 는 파괴확률, Ω_R 는 저항변동계수, Ω_S 는 하중변동계수를 나타낸다.

표 4.21 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석 비교

구분	2차모멘트법				점추정법				총기대비용최소화법			
	s_m	s_d	β	p_f	s_m	s_d	β	p_f	Ω_R	Ω_S	β	p_f
F	661.83	281.24	2.353	0.0093	661.83	283.28	2.336	0.0097	0.287	0.811	2.344	0.0095
I	754.16	242.12	3.115	0.0009	754.16	242.62	3.108	0.0009	0.287	0.246	3.053	0.0011
M_1	700.74	243.62	2.876	0.0020	700.74	244.48	2.866	0.0021	0.287	0.246	2.806	0.0025
F_s	3.8086	1.8391	2.071	0.0192	3.8086	2.1945	1.735	0.0413	0.112	0.712	1.724	0.0423

본 연구에서 수행한 3가지 신뢰성 해석방법 중에서 2차모멘트법은 확률변수를 편미분하여 신뢰성지수와 파괴확률을 산정하는 방법이며 확률변수의 편미분에 따른 복잡성과 편미분이 불가능할 경우에는 신뢰성 해석방법의 어려움이 있다고 할 수 있다. 점추정법은 평균과 표준편차만으로 신뢰성 해석을 할 수 있으므로 확률변수가 15개 이하인 경우에는 아주 유리한 방법으로 사용되고 있다. 총기대비용 최소화에 의한 신뢰성 해석법은 물리적인 측면뿐 아니라 경제적인 측면을 고려한 방법이라 할 수 있다.

표 4.21에서와 같이 점추정법에 의한 측방이동지수, 측방이동판정수, 수정측방이동판정수 및 원호활동 안전율에 따른 신뢰성지수가 각각 2.336, 3.108, 2.866, 1.735의 범위로서 측방이동판정수 > 수정측방이동판정수 > 측방이동지수 > 원호활동 안전율의 순서로 나타났다. 특히, 원호활동 안전율에 대한 신뢰성지수가 가장 작은 값으로 나타났으며, 이는 다른 판정방법 보다 원호활동 안전율에 의한 판정방법의 평균과 표준편차의 비가 상대적으로 작게 나타난 것에 기인된다.

또한 2차모멘트법과 점추정법 및 총기대비용 최소화방법으로 산정한 신뢰성지수는 2.353~2.344, 3.115~3.053, 2.876~2.806, 2.071~1.724의 범위로 산정되었으며, 해석방법에 따른 신뢰성지수 값은 매우 유사한 것으로 나타났다. 확률변수에 대한 편미분이 불필요하고 평균값과 표준편차만으로 신뢰성 해석을 수행할 수 있는 점추정법이 다른 방법보다 간편성 측면에서 실용적인 방법임을 확인할 수 있었다.

본 연구에서는 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석에서 점추정법으로 산정한 신뢰성지수를 이용하여 파괴비용과 파괴계수를 산정하였으며, 총기대비용 최소화법에 의한 최적신뢰성 설계규준을 제시하였다. 여기서 설계규준은 식(3.36)에서 식(3.38)을 이용하여 산정하였으며, 그 결과를 정리하여 표 4.22에 나타냈다.

표 4.22에서 측방유동 판정방법의 파괴비용 및 파괴계수는 저항과 하중의 변동계수에 따라 민감하게 변화하게 된다. 즉, 저항의 변동계수가 작고 하중의 변동계수가 작을수록 파괴비용과 파괴계수가 작아짐을 알 수 있다. 따라서 측방유동 판정방법의 신뢰성 설계규준을 검토함에 있어서 물리적인 측면의 변동계수와 경제적인 측면의 파괴계수 선정의 중요성을 알 수 있다.

표 4.22 측방유동 판정방법의 신뢰성 설계규준

구 분	공칭저항 계수	공칭성도 하중계수	공칭상재 하중계수	파괴비용	파괴계수
측방이동지수	0.6703	1.2377	1.5077	19.8089	396.197
측방이동판정수	0.4092	1.1120	1.3546	14.7039	294.079
수정측방이동판정수	0.5253	1.1108	1.3532	7.03803	140.761
원호활동 안전율	1.0346	1.1108	1.3971	4.97693	99.4572

4.1.5 원호활동에 대한 해석결과의 비교

본 연구에서는 측방유동 판정방법의 확정론적 해석결과와 신뢰성 해석결과를 비교하여 보았다. 비교 대상은 원호활동 안전율에 따른 판정방법에 한하여 수행되었다. 비교 대상은 홍원표·권오현·한중근·조상환(1994)과 이송·김상국·강명찬(2001)에 의해 수행된 측방유동을 받는 교대구조물의 원호활동에 대한 안정해석으로서 표 4.23은 해석을 수행한 사례현장 교대의 측방변위 발생현황을 나타내고 있으며, 표 4.24는 사례현장 교대의 기초말뚝 제원을 나타내고 있다.

표 4.23 사례현장 교대의 측방변위 발생현황

No.	교대 No.	성토고(m)	연약층 두께(m)	비배수 전단강도(t/m ²)	발생변위(cm)
1	K-1	12.45	15.5	5.50	10.00
2	K-2	8.67	12.5	4.40	3.18
3	K-3	5.03	16.8	4.00	1.00
4	S-1	5.00	10.9	1.98	7.00
5	S-2	7.30	13.6	2.38	23.95
6	S-3	4.10	24.6	3.46	1.00
7	J-1	8.54	28.8	1.55	22.25
8	J-2	11.00	26.3	0.62	9.50
9	J-3	8.54	29.3	0.83	19.75
10	Y-1	13.60	13.1	1.25	-
11	R-1	7.30	4.8	2.02	5.00
12	C-1	9.00	9.4	1.76	-

측방유동을 받는 교대 기초의 원호활동에 대한 안전율은 확정론적 해석방법에 의한 사면안정계산 프로그램인 “STABL”과 “CHAMP”가 사용되었으며, 이러한 사면안정 프로그램은 현장의 계측조건이나 토질특성 등의 불확실성을 고려할 수 없는 단점이 있다. 이러한 단점을 극복하기 위하여 본 연구에서는 최적신뢰성 해석을 통한 최적안전율을 산정하였으며, 표 4.25에 기존의 확정론적 방법과 비교 결과를 나타냈다.

표 4.25에서와 같이 최적신뢰성지수는 원호활동 안전율이 1.0이하인 경우와 1.0이상인 경우에 있어 각각 3.266~3.872, 4.345~5.123의 범위에서 결정되었으며, 확정론적 해석에 따른 사면안전율과 본 연구에서 최적신뢰성해석으로 산정한 사면안전율이 서로 유사하게 나타나 본 연구의 최적신뢰성지수의 값은 비교적 합리적이라 판단된다.

따라서, 기존의 확정론적 원호활동 안정해석과는 달리 본 연구의 최적신뢰성해석을 이용하여 측방유동을 받는 교대 기초의 원호활동에 대한 안정성을 평가할 경우 구조물과 주변 지반의 불확실성을 고려할 수 있는 합리적인 설계가 될 것으로 판단된다.

그림 4.3에서 그림 4.8은 본 연구에서 수행한 측방유동을 받는 교대 기초의 원호활동에 대하여 Frangopol의 시간이력 신뢰성 해석모델을 이용하여 공용기간의 경과에 따른 최적신뢰성지수 및 최적사면안전율의 변화 상태를 각 현장별로 나타낸 것이다. 이와 같은 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 신뢰성 프로파일을 이용함으로써 장래의 원호활동과괴에 대한 유지관리 조치시기 및 유지관리계획을 수립함에 도움을 줄 수 있을 것으로 판단된다.

표 4.24 사례현장 기초말뚝의 제원 현황

No.	교대 No.	기초말뚝 제원						
		재료	직경(mm)	두께(mm)	길이(m)	간격(m)	열수	열간격(m)
1	K-1	강관	508.0	9.0	20.0~25.0	1.50	6	1.50
2	K-2	강관	508.0	9.0	24.0~29.0	1.40	6	1.40
3	K-3	강관	508.0	9.0	20.0~22.0	1.50	2	2.75
4	S-1	강관	609.0	9.0	29.0	1.55	2	1.50
5	S-2	강관	406.0	9.0	29.0	1.60	3	1.10
6	S-3	강관	406.0	9.0	29.0	1.20~1.60	3	1.40
7	J-1	강관	406.0	9.0	36.5	1.50	3	1.50
8	J-2	강관	406.0	9.0	33.5	1.40	3	1.60
9	J-3	강관	406.0	9.0	34.0	1.50	3	1.50
10	Y-1	강관	406.0	9.0	21.0	1.50	8	1.20
11	R-1	강관	406.0	9.0	21.0	1.30	4	1.20
12	C-1	P.C	400.0	75.0	7.0	1.50	4	1.20~1.40

표 4.25 원호활동에 대한 해석결과 비교

교량명	성토고(M)	원호활동 안전율(F.S)			최적신뢰성지수 (β_{opt})
		확정론적 해석		최적신뢰성해석	
		"CHAMP"해석	"STABL"해석		
K-1	12.45	0.954	0.921	0.933	3.8656
K-2	8.67	1.146	1.246	1.217	4.8835
K-3	5.03	1.698	1.338	1.310	5.1235
S-1	5.00	1.570	1.309	1.280	5.0497
S-2	7.30	1.103	0.923	0.935	3.8729
S-3	4.10	1.374	1.238	1.210	4.8618
J-1	8.54	1.107	0.896	0.911	3.7729
J-2	11.00	0.924	0.771	0.788	3.2668
J-3	8.34	0.998	0.801	0.819	3.3954
Y-1	13.60	1.032	0.902	0.916	3.7954
R-1	7.39	1.162	1.062	1.051	4.3454
C-1	9.00	0.854	0.740	0.755	3.1286

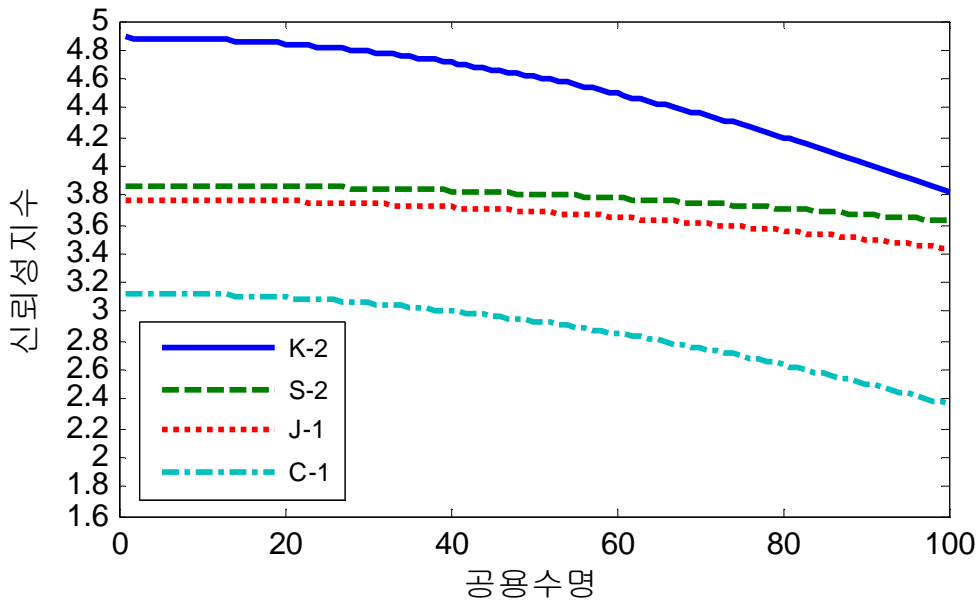


그림 4.3 원호활동의 신뢰성지수에 대한 신뢰성 프로파일(K-2~C-1)

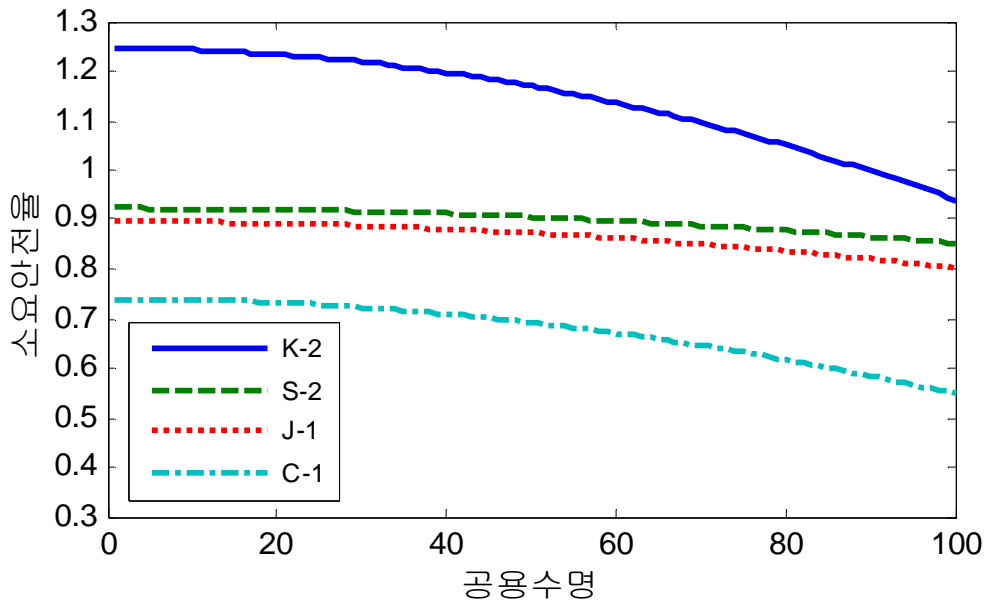


그림 4.4 원호활동의 사면안전율에 대한 신뢰성 프로파일(K-2~C-1)

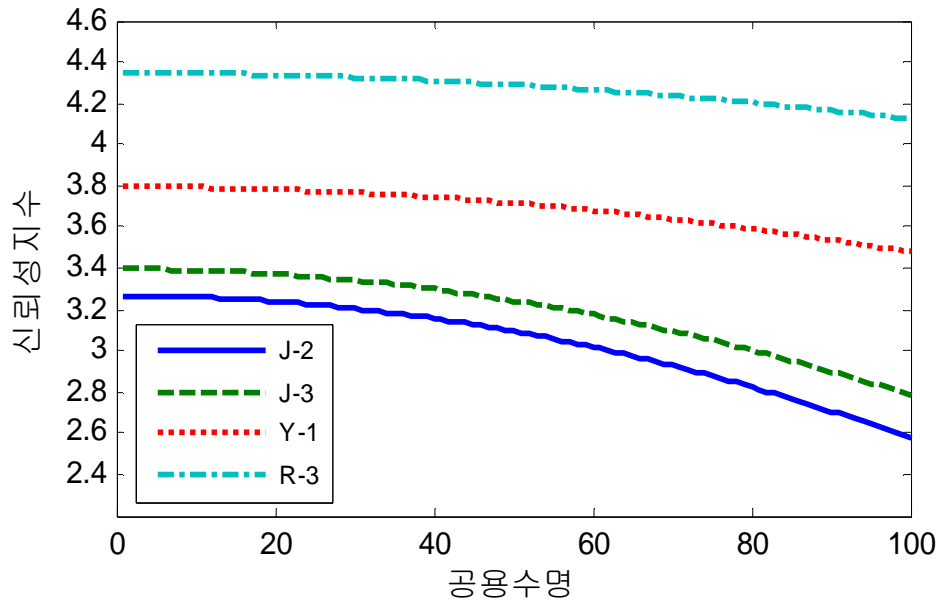


그림 4.5 원호활동의 신뢰성지수에 대한 신뢰성 프로파일(J-2~R-3)

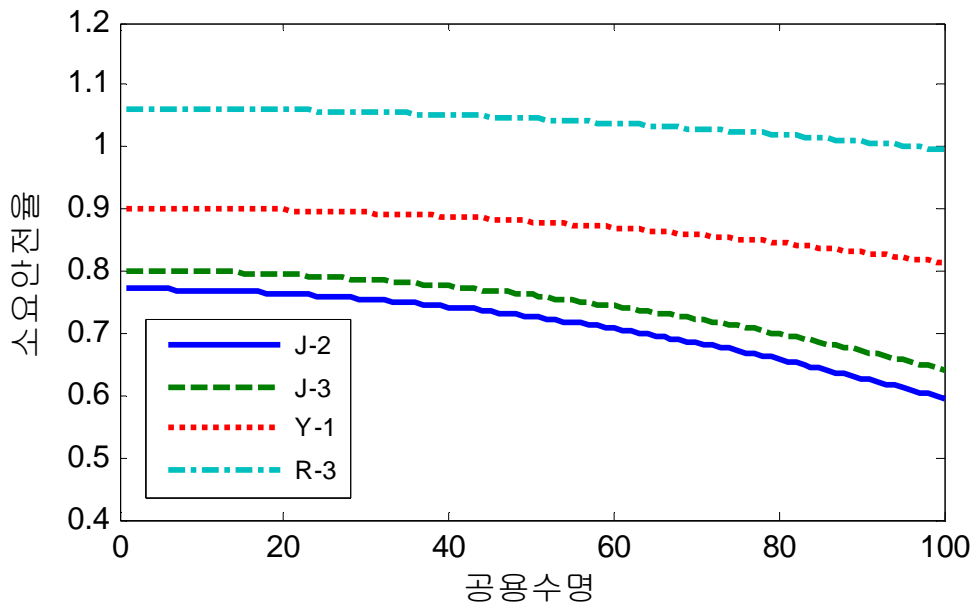


그림 4.6 원호활동의 사면안전율에 대한 신뢰성 프로파일(J-2~R-3)

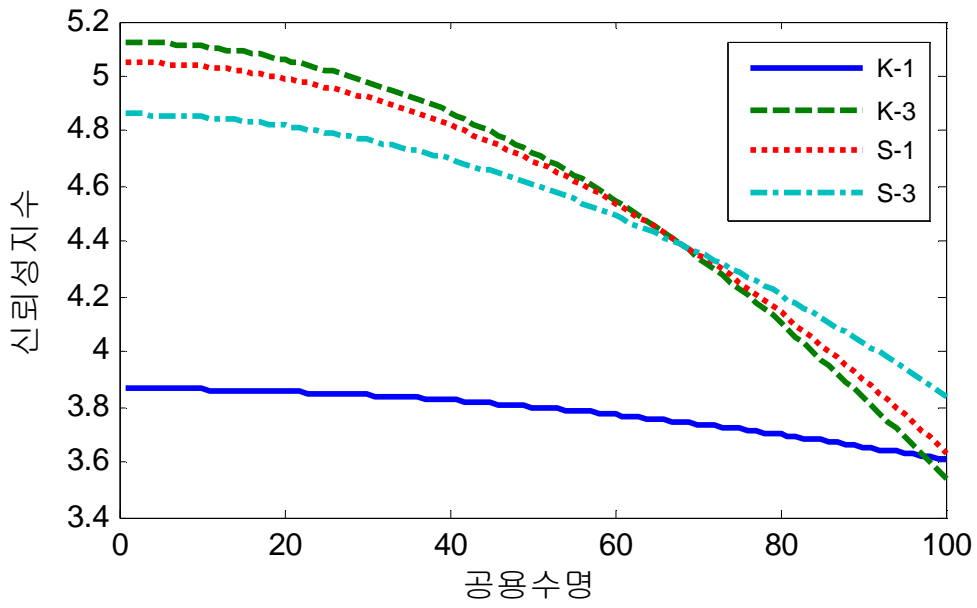


그림 4.7 원호활동의 신뢰성지수에 대한 신뢰성 프로파일(K-1~S-3)

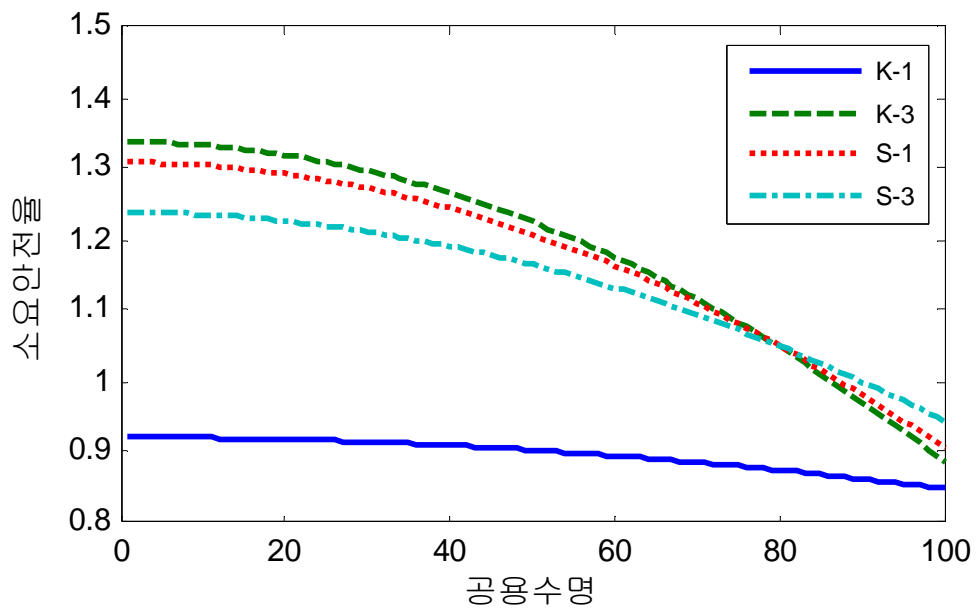


그림 4.8 원호활동의 사면안전율에 대한 신뢰성 프로파일(K-1~S-3)

4.2 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석

4.2.1 신뢰성 해석을 위한 교대 기초말뚝의 형식선정

연약지반상의 교대구조물의 설계에 있어 측방유동의 발생 가능성이 있는 경우 측방 유동의 방지를 위한 기초말뚝의 설계가 필요하게 된다. 본 절에서는 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석을 수행하기 위하여 먼저 표 4.26과 같이 신뢰성 해석을 위한 교대 기초말뚝의 형식을 선정하였다.

표 4.26 신뢰성 해석을 위한 교대 기초말뚝의 형식선정

구 분	허용지지력(kg/cm^2)	장기허용압축응력(kg/cm^2)
RC말뚝(reinforced concrete pile)	10~60	75
PC말뚝(prestrssed concrete pile)	30~150	125
강관말뚝(steel pipe pile)	100~300	200
PHC말뚝(pretensioned high strength concrete pile)	30~150	1,400

기초말뚝의 선정은 지반조건 및 시공환경 등을 충분히 고려할 필요가 있으며, 특히 기초공법들은 꾸준히 개선되고 있기 때문에 최대 말뚝직경과 굴착능력 및 시공 가능성도 등이 변화할 수 있다. 때문에 여러 공법을 비교·검토한 후, 설계조건에 가장 적합한 공법을 선정하는 것이 바람직하다. 표 4.27은 말뚝의 종류별 적용성에 대한 지지층깊이와 지지층상태 및 하중규모의 조건을 정리하여 나타낸 것이다.

여기서, ○ 표시는 적합함, △ 표시는 시공에 충분히 주의하면 적용이 가능함, × 표시는 적용이 곤란함을 나타낸다.

표 4.27 말뚝공법의 선정표

구 분		RC말뚝	PC말뚝	강관말뚝	PHC말뚝
말뚝직경 범위(cm)		20~60	30~60	35~120	30~60
지 지 층 깊 이	5m이하	○	△	×	△
	5m~10m	○	○	△	○
	10m~20m	△	○	○	○
	20m~30m	×	○	○	○
	30m~40m	×	△	○	○
	40m~50m	×	×	△	△
	50m~60m	×	×	△	△
지 지 층 상 태	사질토 N값 30~50	△	○	○	○
	사질토 N값 >60	×	△	○	○
	자갈 5cm이하	×	△	○	○
	자갈 5cm~10cm	×	△	△	△
	자갈 10cm~15cm	×	×	△	△
	자갈 15cm이상	×	×	△	×
하 중 규 모	연직하중이 적다 (지간 20m이하)	○	○	○	○
	연직하중이 보통 (지간 20~50m)	△	○	○	○
	연직하중이 크다 (지간 50m이상)	×	△	○	△
	연직하중에 비해 수평하중이 적다	○	○	○	○
	연직하중에 비해 수평하중이 크다	×	△	○	△

4.2.2 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석모델 및 불확실량 산정

연약지반위에 설치된 교대 기초말뚝은 수동말뚝으로서 측방소성변형지반으로부터 측방토압을 받게 된다. 이 때 측방토압은 말뚝과 변형지반 사이의 상호작용에 의해 결정되기 때문에 말뚝에 작용하는 하중을 미리 알기가 쉽지 않은 문제점이 있다. 따라서

교대 기초말뚝의 해석에 있어서는 말뚝에 작용하는 측방토압과 지반의 측방변형의 발생기구를 동시에 취급하여야 한다.

본 연구에서는 교대 기초말뚝의 수평하중지지력에 대한 신뢰성 해석에 있어 저항은 Broms(1964)의 극한수평저항력(H_u)으로 해석하고, 하중은 전술한 제2장의 Tschebotarioff(1973)의 최대측방유동압(P_{max})으로 해석하였으며, 교대 기초말뚝의 한계상태방정식은 식 (4.9)와 같이 된다.

$$\phi \overline{R_H} = \gamma \overline{S_H} = \gamma_d \overline{S_{HD}} + \gamma_L \overline{S_{HL}} \quad (4.9)$$

여기서, ϕ =저항계수, \overline{R} =평균수평저항, γ =하중계수, $\overline{S_H}$ =평균수평하중이다.

표 4.28은 측방유동을 받는 교대기초의 저항과 하중에 대한 확률변수 및 통계데이터 (이증빈, 1991)를 사용하여 RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝 및 PHC말뚝으로 구분하여 평균-공칭비와 변동계수를 산정한 결과이다.

표 4.28 교대 기초말뚝의 평균-공칭비 및 변동계수

구분	평균-공칭비($\frac{\text{평균}}{\text{공칭}}$)				변동계수			
	RC	PC	강관	PHC	RC	PC	강관	PHC
저항(R_H)	1.12	1.12	1.12	1.12	0.18	0.13	0.16	0.16
성토하중(S_{HD})	1.10	1.10	1.10	1.10	0.10	0.10	0.10	0.10
상재하중(S_{HL})	1.34	1.34	1.34	1.34	0.25	0.22	0.22	0.28

4.2.3 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석결과

교대 기초말뚝에 대하여 제안된 최적신뢰성 해석모델에 따라 RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝 및 PHC말뚝에 대한 신뢰성 해석의 수행 결과를 표 4.29에 나타냈다. 이 때 Chou(1991)가 최적신뢰성지수를 산정하기 위하여 사용한 공식으로 계산한 정규화비용

증가비 $k=0.0065$, 정규화 파괴비용 $c_f=8.6954$, 정규화 파괴계수 $\tau=1,338.9$ 의 값을 각각 적용하였다.

표 4.29 교대 기초말뚝의 최적신뢰성 해석결과

구분	최적신뢰성지수(β_{opt})			최적안전율(n_{opt})		
	통계적	미지적	전체	통계적	미지적	전체
RC말뚝	3.7895	4.9473	3.8254	1.8383	2.6143	1.8585
PC말뚝	3.8178	5.2136	3.8536	1.6854	2.3994	1.7008
강관말뚝	3.8443	5.1555	3.8798	1.7396	2.4763	1.7563
PHC말뚝	3.7078	4.8138	3.7444	1.8622	2.6455	1.8840

표 4.29에서와 같이 RC 말뚝기초, PC 말뚝기초, 강관 말뚝기초 및 PHC 말뚝기초에 대한 최적신뢰성지수가 각각 3.8254, 3.8536, 3.8798 및 3.7444로서 강관말뚝기초 > PC말뚝기초 > RC말뚝기초 > PHC말뚝기초의 순서로 산정되었으며, PHC말뚝기초에 대한 신뢰성지수가 가장 작은 값으로 나타났다.

또한 총기대비용 최소화 원칙에 의한 최적 신뢰성 해석의 결과를 토대로 교대 기초말뚝의 안정해석에 따른 최적안전율을 분석할 수 있게 되며, RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝 및 PHC말뚝에 대한 최적안전율은 각각 1.8585, 1.7008, 1.7563 및 1.8840으로서 PHC말뚝 > RC말뚝 > 강관말뚝 > PC말뚝기초의 순서로 나타났다.

표 4.30은 교대 기초말뚝 중에서 대표적인 PHC말뚝에 대하여 제3장에서 제안된 최적신뢰성 해석방법인 Fujino방법, Kanda방법, Frangopol방법 및 Chou방법에 따라 총기대비용 최소화원칙에 기초한 신뢰성 해석을 수행하여 정리한 결과이다. 산정된 최적신뢰성지수의 결과 값은 Frangopol의 방법과 Kanda의 방법이 3.7531로 동일하게 산정되었고 Fujino의 방법은 4.1089, Chou방법이 3.3731로 산정되었다. 또한 최적안전율은 Frangopol방법과 Kanda방법이 동일한 값인 1.8892로 산정되었으며, Fujino의 방법은 2.1151, Chou방법이 1.6745로 산정되었다. 신뢰성 해석 시에 제안된 방법별로 변수들의 고려된 정도에 따라 신뢰성지수 값들의 차이가 있음을 알 수 있다.

표 4.30 PHC말뚝의 최적신뢰성지수 및 최적안전율

구분	불확실량(변동계수)		최적신뢰성지수			최적안전율		
	저항(Ω_R)	하중(Ω_S)	통계적	미지적	전체	통계적	미지적	전체
Fujino방법	0.16	0.28	4.0755	5.1991	4.1089	2.0927	2.9896	2.1151
Kanda방법	0.16	0.28	3.7166	4.8402	3.7531	1.8674	2.6677	1.8892
Frangopol방법	0.16	0.28	3.7166	4.8226	3.7531	1.8674	2.6528	1.8892
Chou방법	0.16	0.28	3.3327	4.4564	3.3731	1.6532	2.6677	1.6745

그림 4.9와 그림 4.10에서와 같이 파괴계수 값의 정도에 따라 물리적인 측면과 경제적인 측면이 동시에 고려된 신뢰성해석은 기존의 확정론적 경험식의 설계법에 따른 일률적인 안전율 값의 적용방식과는 달리 다양하고 합리적인 신뢰성 해석의 결과 값을 제공할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 파괴 시 손실비용의 고려에 있어 설계자가 적절하고 합리적인 선택을 할 수 있을 것으로 사료된다.

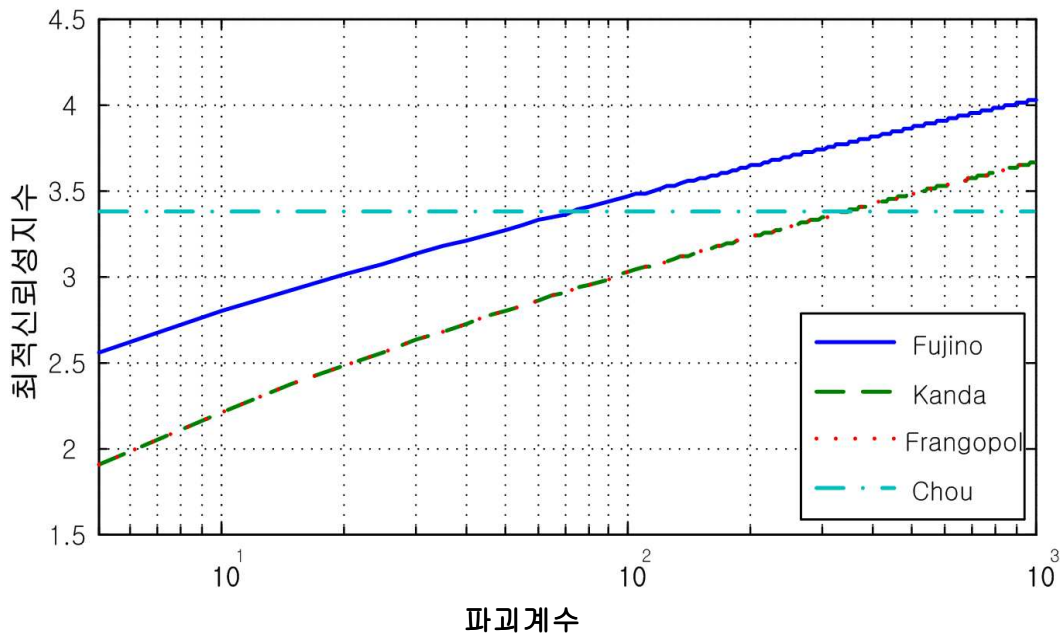


그림 4.9 PHC말뚝의 최적신뢰성지수 비교

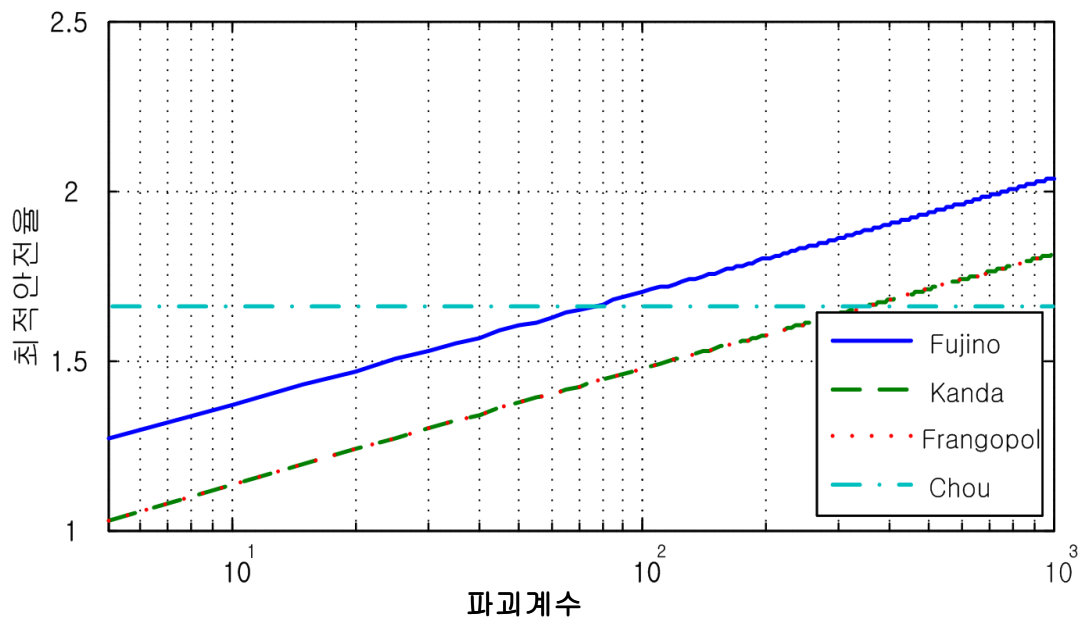


그림 4.10 PHC말뚝의 최적안전율 비교

제5장 결과분석 및 고찰

5.1 측방유동 판정방법의 결과분석

5.1.1 파괴계수(τ)의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석

측방유동의 판정방법에 대한 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하는데 있어 적절한 경제적 수준을 고려하기 위해 본 연구에서는 파괴계수의 변화에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 분석해 보았다. 파괴계수는 파괴손실비용과 초기비용의 비로 정의되며, 보통 2~1,000까지 변하는 것으로 가정한다. 파괴계수를 크게 고려할 경우 최적신뢰성지수와 최적안전율은 당연히 증가하나 시공수준 및 사회적·경제적·환경적인 요인을 종합적으로 판단하여 파괴계수의 크기를 고려해야 될 것이다.

본 연구에서는 파괴계수 즉, $\tau = c_f/k$ (c_f 는 파괴비용, k 는 비용증가비)의 증가에 따른 신뢰성 해석의 분석을 위하여 파괴계수가 5, 50, 100, 250, 500, 750, 1,000일 경우의 최적신뢰성지수 값과 최적안전율 값을 산정하였다. 이 때 최적신뢰성지수의 산정은 식(3.76)을 사용하였고, 최적안전율은 식(3.61)을 사용하여 산정하였다. 이에 따른 결과는 표 5.1과 같다.

표 5.1 파괴계수에 따른 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석결과

파괴계수	최적신뢰성지수 β_{opt}				최적안전율 n_{opt}			
	F	I	M_I	F_S	F	I	M_I	F_S
5	2.6937	2.8285	2.8944	2.5471	1.6173	1.7367	1.7983	1.2626
50	3.4348	3.5447	3.5986	3.3148	2.2701	2.3959	2.4621	1.5811
100	3.6285	3.7334	3.7850	3.5136	2.4804	2.6080	2.6756	1.6759
250	3.8698	3.9693	4.0182	3.7606	2.7698	2.8996	2.9688	1.8016
500	4.0428	4.1388	4.1859	3.9373	2.9979	3.2906	3.1995	1.8973
750	4.1407	4.2348	4.2810	4.0371	3.1352	3.2670	3.3382	1.9536
1000	4.2088	4.3016	4.3471	4.1064	3.2344	3.3665	3.4383	1.9937

표 5.1에서와 같이 최적신뢰성지수는 측방이동지수는 2.6937~4.2088의 범위, 측방이동 판정수는 2.8285~4.3016의 범위, 수정측방이동지수는 2.8944~4.3471의 범위, 원호활동판정법은 2.5471~4.1064의 범위로 나타났다. 최적안전율은 측방이동지수는 1.6173~3.2344의 범위, 측방이동판정수는 1.7367~3.3665의 범위, 수정측방이동지수는 1.7983~3.4383의 범위, 원호활동판정법은 1.2626~1.9937의 범위로 나타났다. 한편, 원호활동 판정법의 경우 최적신뢰성지수는 다른 판정법과 유사하게 나타났으나 최적안전율은 비교적 낮은 값을 나타내고 있다. 이는 하중의 변동계수는 각 판정법이 서로 유사하나 원호활동 판정법에 대한 저항의 변동계수가 상대적으로 작은 것에 기인되며 최적안전율 산정 시 저항의 변동계수에 민감한 변화를 나타냄을 알 수 있다.

그림 5.1에서 그림 5.8은 각 측방유동 판정법에 대한 파괴계수 증가에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 도식화하여 나타낸 것이다. 이 때 통계적 신뢰성지수는 제4장에서 산정한 최적신뢰성해석의 결과치를 나타냈으며, 미지적 신뢰성지수의 산정은 전술한 식(3.37)의 파괴확률을 고려한 것으로서 미지적 요인에 대한 강도 저하율은 0.7을 사용하였고, Fujino 등이 제안한 설계 및 시공에 따른 미지적 요인의 파괴확률은 14%를 적용하여 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였다.

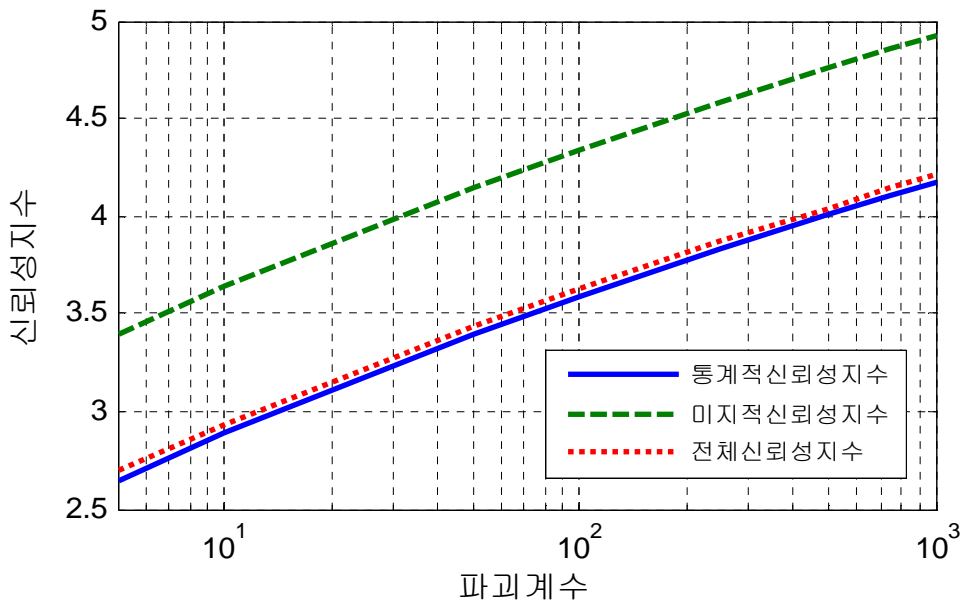


그림 5.1 측방이동지수에 대한 최적신뢰성지수

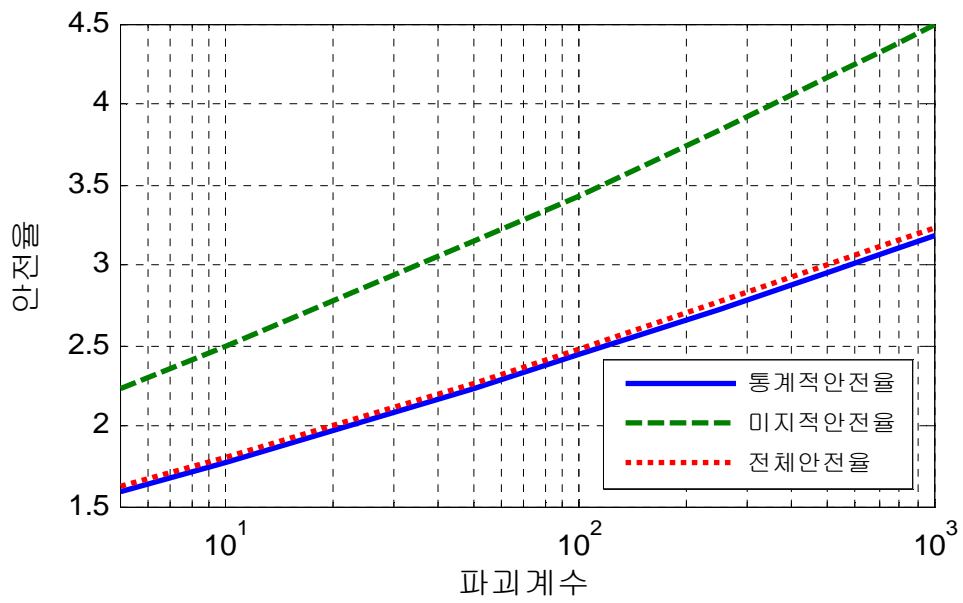


그림 5.2 측방이동지수에 대한 최적안전율

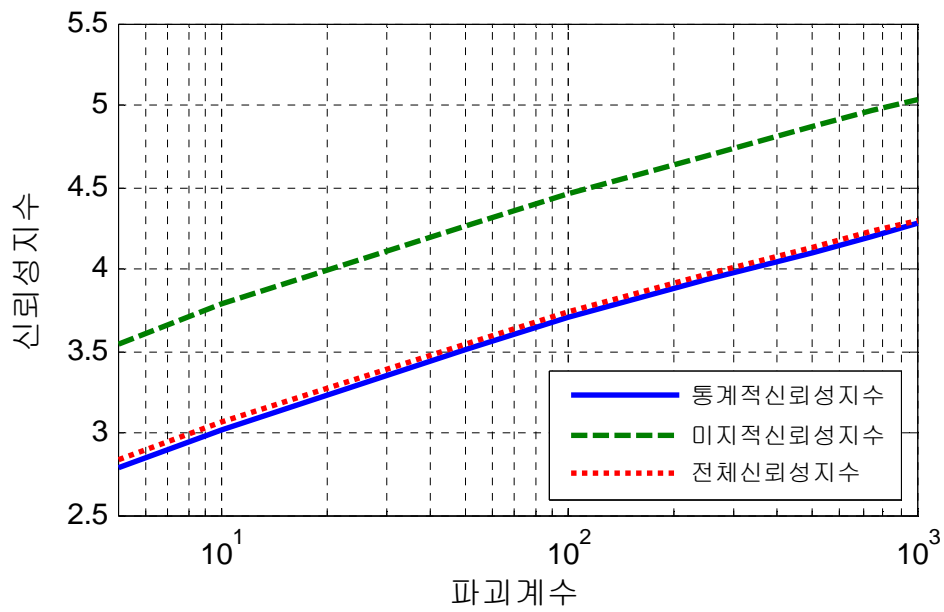


그림 5.3 측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수

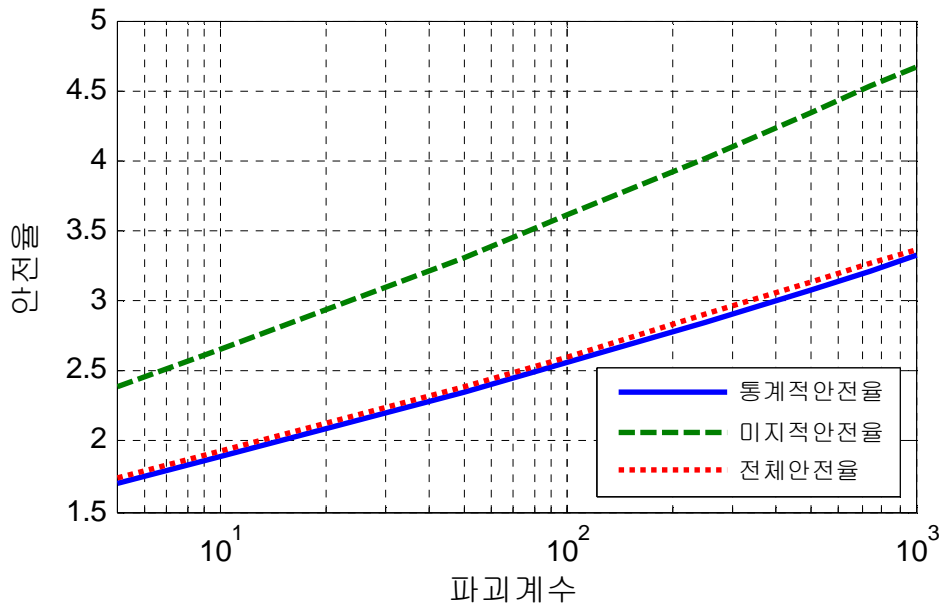


그림 5.4 측방이동판정수에 대한 최적안전율

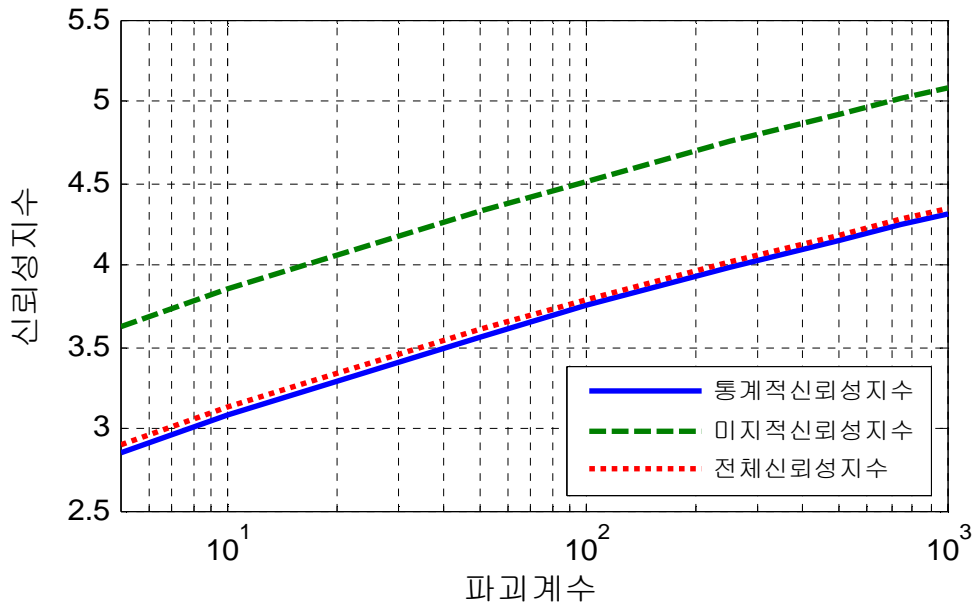


그림 5.5 수정측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수

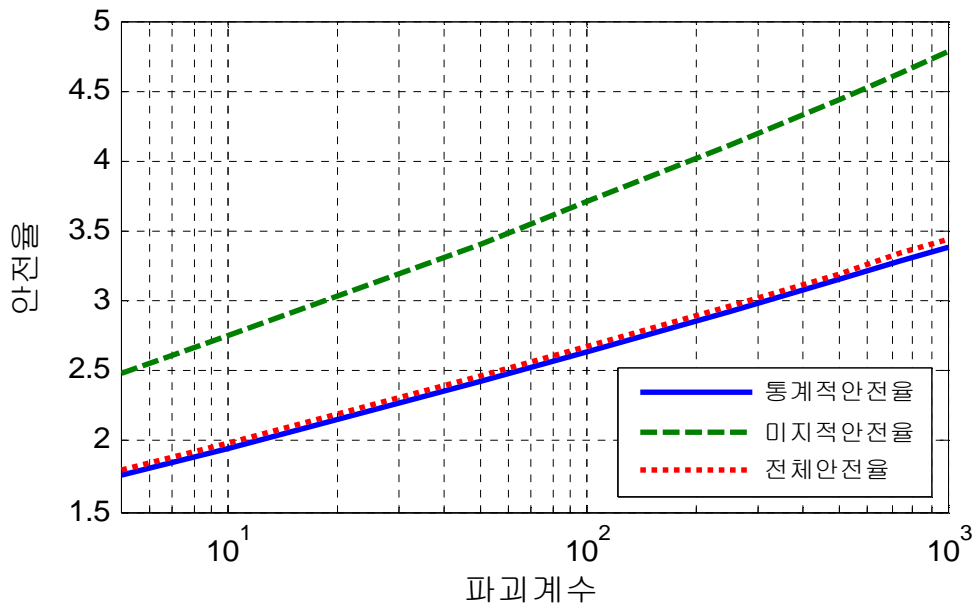


그림 5.6 수정측방이동판정수에 대한 최적안전율

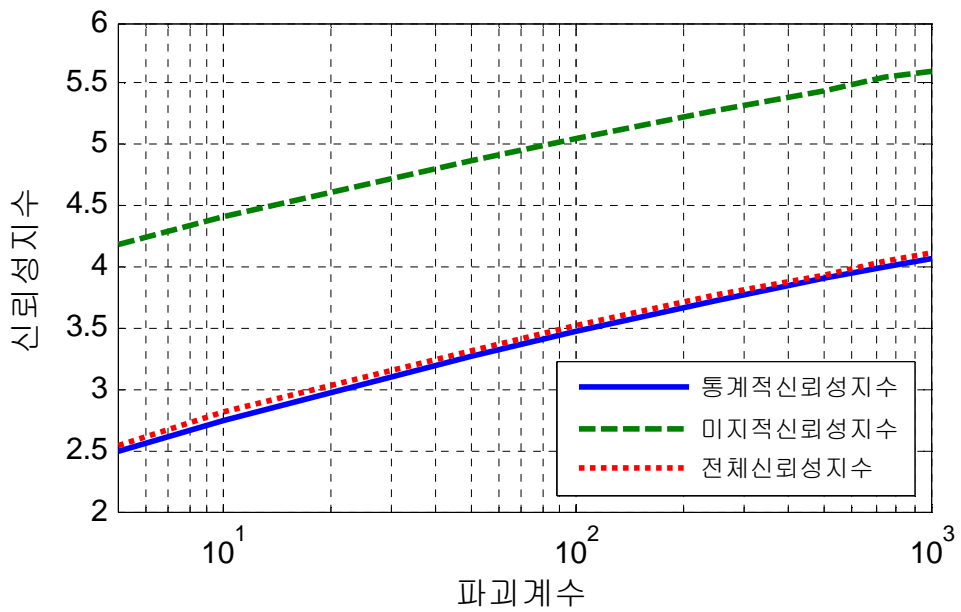


그림 5.7 원호활동 안전율에 대한 최적신뢰성지수

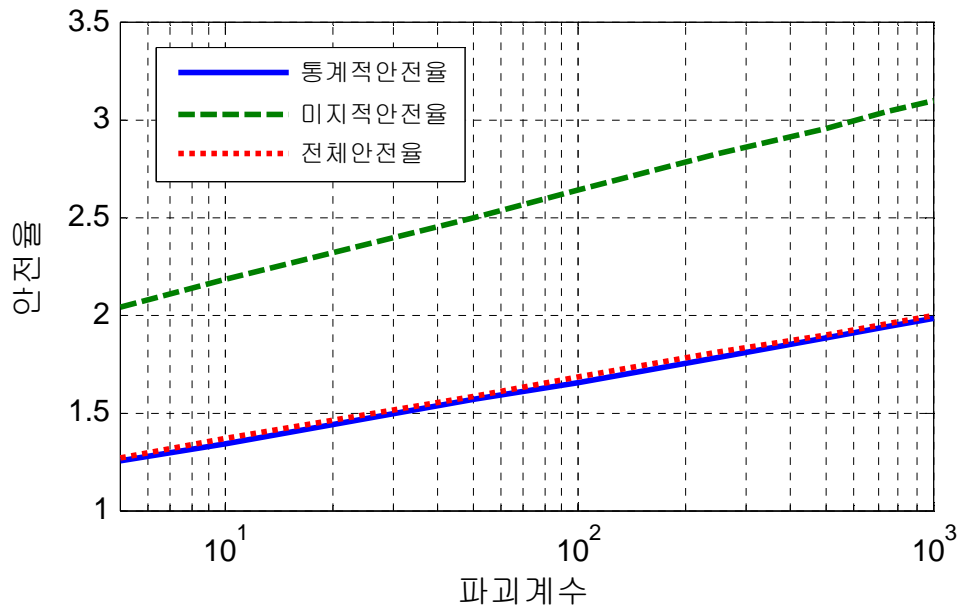


그림 5.8 원호활동 안전율에 대한 최적안전율

5.1.2 하중비(ρ)의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석

구조신뢰성에서 하중비는 활하중과 사하중의 비로 정의되며, 하중비의 변화에 따라 경제적인 설계방법의 수단이 되기도 한다. 대개 구조신뢰성의 경우 사하중이 지배적인 하중이 되면 하중-저항계수 설계법이 유리하고, 활하중이 지배적일 경우 오히려 허용응력설계법이 더 경제적인 설계가 된다.

측방유동을 받는 교대 기초와 같은 지반구조물의 경우 성토하중은 사하중의 개념으로, 적재하중이나 장비하중 또는 공사에 따른 작업하중 등은 활하중의 개념으로 생각할 수 있다. 본 연구에서는 이와 같은 하중비를 0.5에서 5.0까지 증가함에 따라 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 검토하여 보았다. 검토조건으로 Chou가 최적신뢰성지수를 산정하기 위하여 사용한 공식으로 계산한 정규화 비용증가비(k)는 0.0065, 정규화 파괴비용(c_f)는 8.6954, 정규화 파괴계수(τ)는 1,338.9의 값을 적용하였다.

표 5.2는 하중비의 증가에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전율의 산정 결과를 정리하여 나타내었다. 산정 결과 하중비가 증가함에 따라 최적신뢰성지수와 최적안전율이 감소하는 경향을 나타내고 있다. 또한 파괴계수 증가에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전

율과 비교하여 볼 때 하중비의 증가에 따른 결과값이 비교적 높은 값을 보이고 있으며, 이는 하중비에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전율 산정시 정규화파괴계수(τ)를 1,000보다 큰 1,338.9의 값으로 하여 산정하였기 때문인 것으로 판단된다.

표 5.2 하중비에 따른 측방유동 판정방법의 신뢰성 해석결과

하중비	최적신뢰성지수 β_{opt}				최적안전율 n_{opt}			
	F	I	M _I	F _S	F	I	M _I	F _S
0.5	4.3512	4.4268	4.4632	4.2519	3.4446	3.5709	3.6344	2.0340
1.0	4.2767	4.3684	4.4134	4.1757	3.3365	3.4690	3.5412	2.0346
1.5	4.2334	4.3312	4.3795	4.1294	3.2949	3.4170	3.4871	2.0514
2.0	4.2060	4.3070	4.3569	4.0996	3.2787	3.3899	3.4563	2.0698
2.5	4.1871	4.2902	4.3411	4.0790	3.2727	3.3747	3.4376	2.0865
3.0	4.1734	4.2779	4.3295	4.0639	3.2711	3.3656	3.4255	2.1008
3.5	4.1630	4.2685	4.3206	4.0524	3.2717	3.3599	3.4173	2.1129
4.0	4.1548	4.2611	4.3136	4.0433	3.2731	3.3562	3.4114	2.1232
4.5	4.1482	4.2551	4.3079	4.0360	3.2750	3.3537	3.4072	2.1321
5.0	4.1428	4.2502	4.3032	4.0299	3.2770	3.3521	3.4039	2.1397

표 5.2에서와 같이 최적신뢰성지수는 측방이동지수의 경우 4.3512~4.1428의 범위, 측방이동판정수는 4.4268~4.2502의 범위, 수정측방이동판정수는 4.4632~4.3032의 범위, 원호활동 판정방법은 4.2519~4.0299의 범위로 각각 산정되었고, 최적안전율은 측방 이동지수는 3.4446~3.2770의 범위, 측방이동판정수는 3.5709~3.3521의 범위, 수정측방이동판정수는 3.6344~3.4039의 범위, 원호활동 판정방법은 2.0340~2.1397의 범위로 각각 산정되었다.

그림 5.9에서 그림 5.16은 측방유동 판정방법에 대한 하중비 증가에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 도식화하여 나타낸 것이다. 이 때 통계적 신뢰성지수는 제4장에서 산정한 최적신뢰성해석의 결과치를 나타내었고, 미지적 신뢰성지수의 산정은 전술한 식(3.37)의 파괴확률을 고려한 것으로서 미지적 요인에 대한 강도 저하율은 0.7을 사용하였고, Fujino 등이 제안한 설계 및 시공에 따른 미지적 요인의 파괴확률은 14%를 적용하여 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였다.

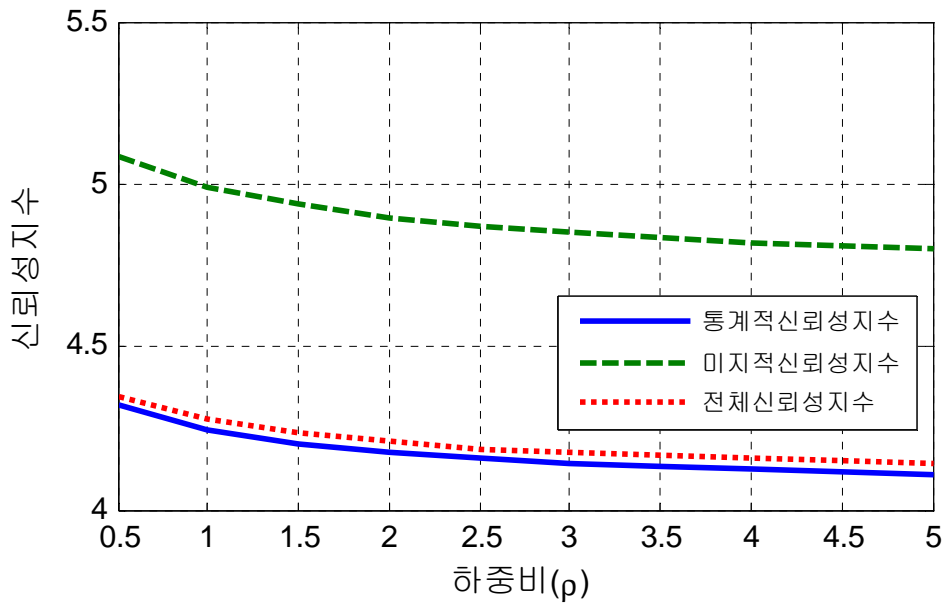


그림 5.9 측방이동지수에 대한 최적신뢰성지수

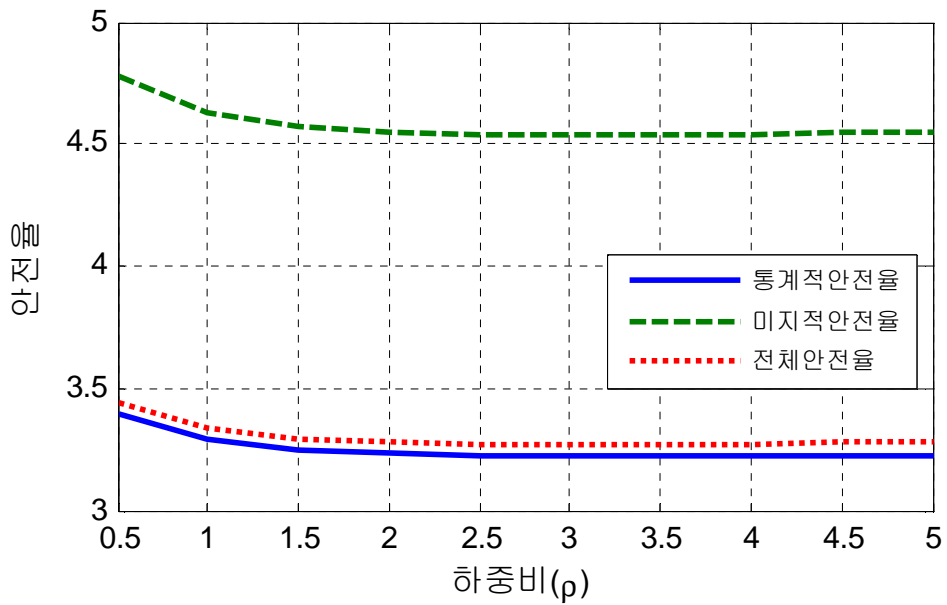


그림 5.10 측방이동지수에 대한 최적안전율

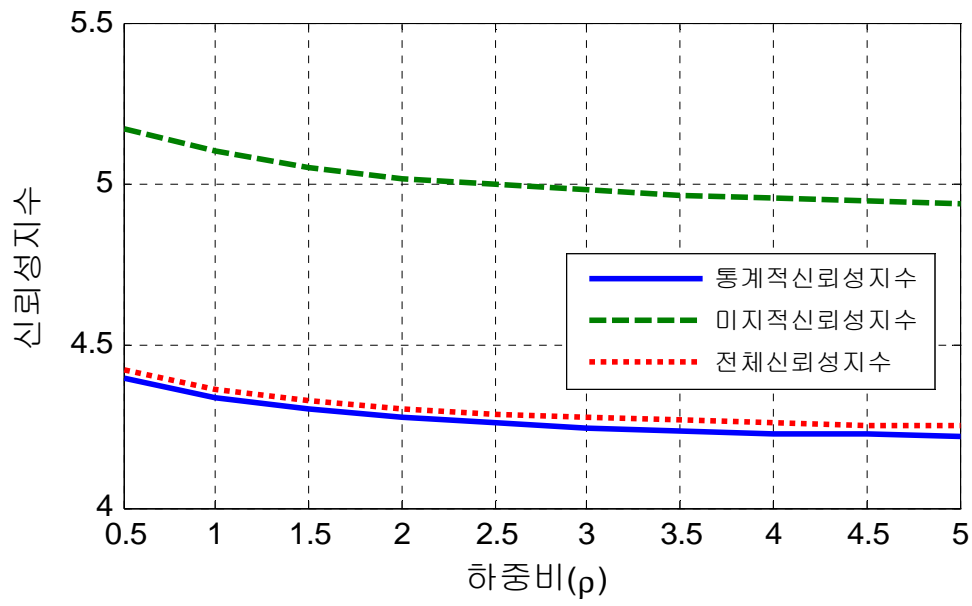


그림 5.11 측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수

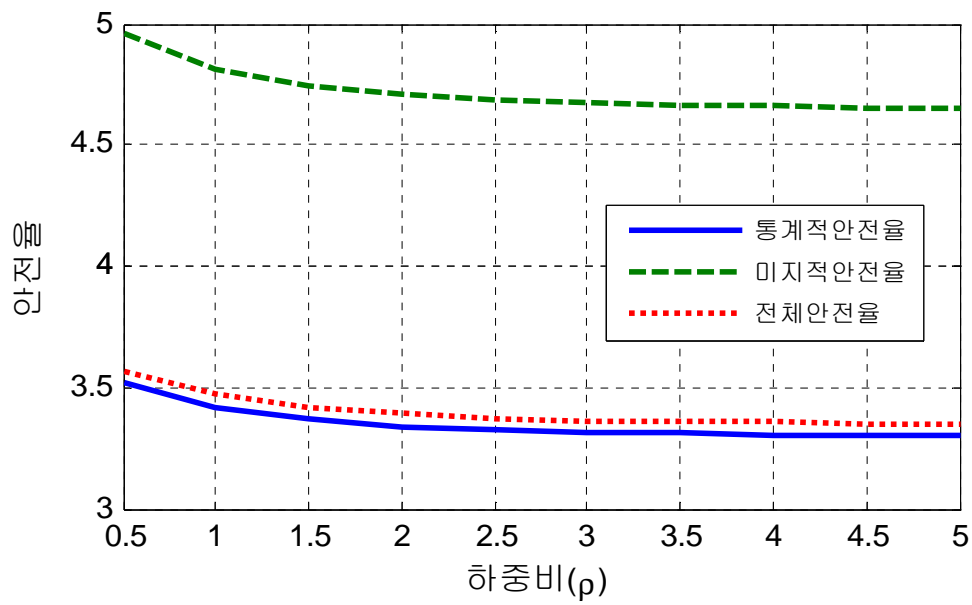


그림 5.12 측방이동판정수에 대한 최적안전율

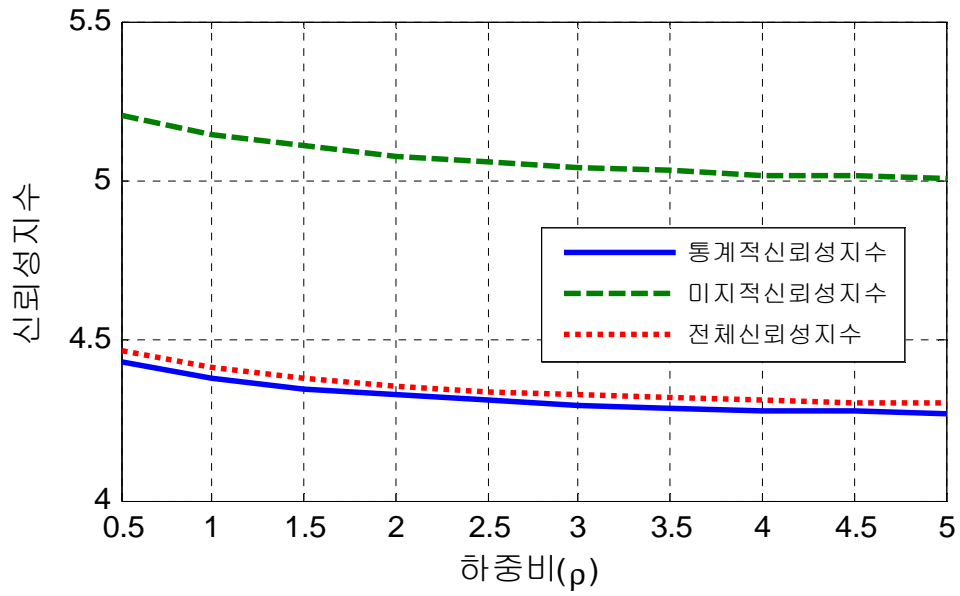


그림 5.13 수정측방이동판정수에 대한 최적신뢰성지수

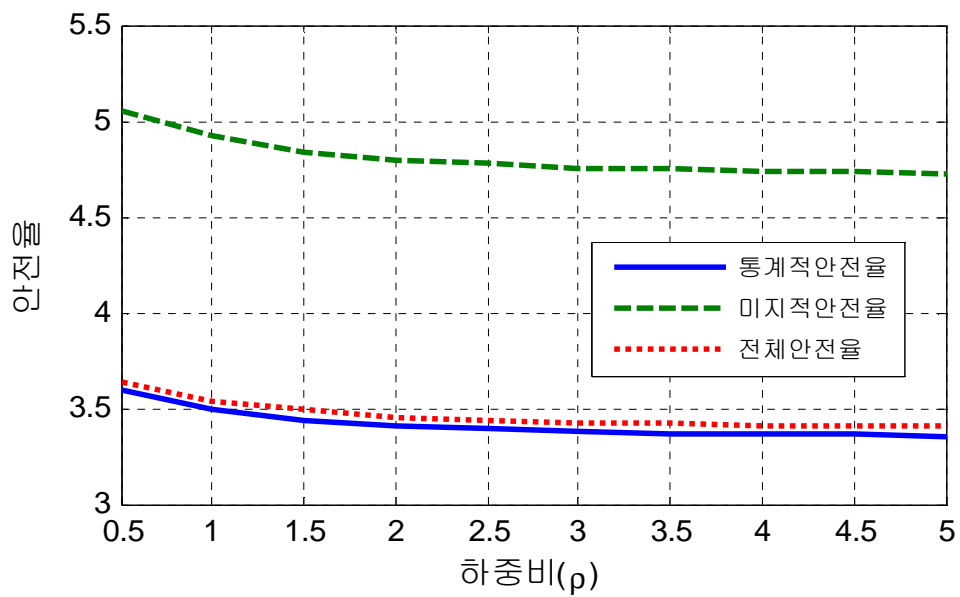


그림 5.14 수정측방이동판정수에 대한 최적안전율

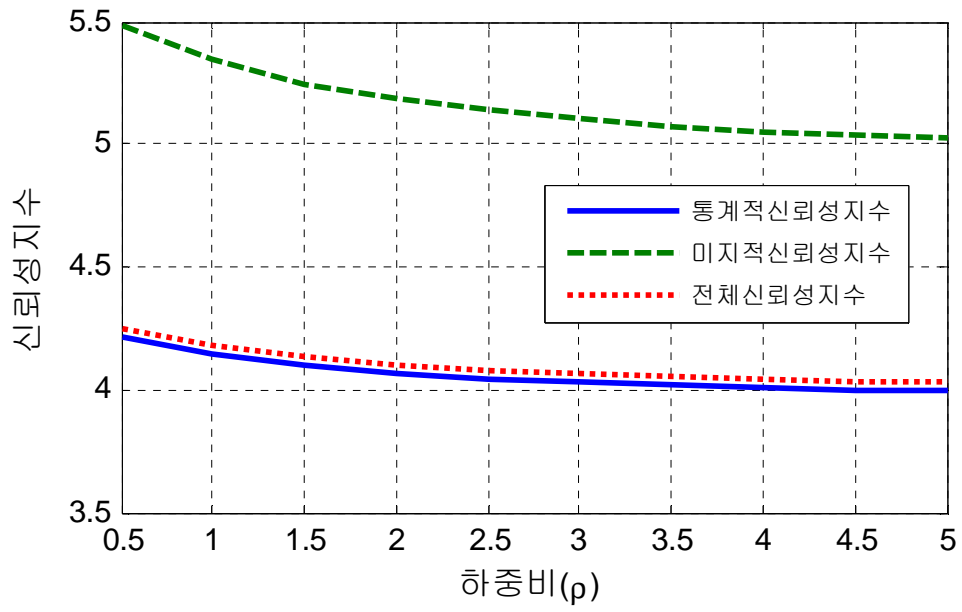


그림 5.15 원호활동에 대한 최적신뢰성지수

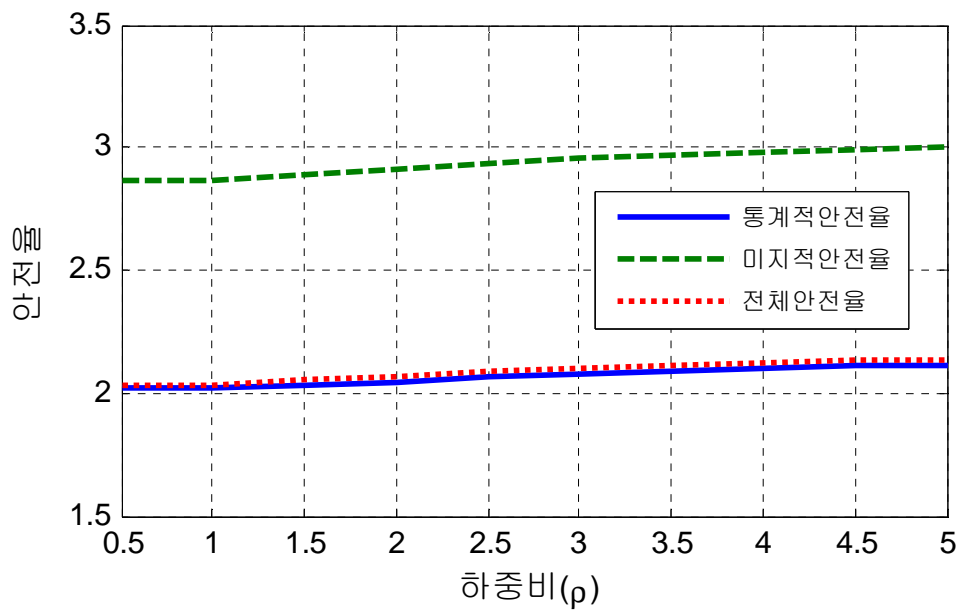


그림 5.16 원호활동에 대한 최적안전지수

5.1.3 파괴계수(τ)의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석

측방유동의 판정방법에 대한 신뢰성 설계기준인 저항과 하중계수를 산정하는데 있어 적절한 경제적 수준을 고려하기 위해 본 연구에서는 파괴계수의 변화에 따른 설계기준을 분석해 보았다. 파괴계수는 파괴손실비용과 초기비용의 비로 정의되며 보통 2~1,000까지 변하는 것으로 가정한다. 파괴계수를 크게 고려할 경우 설계기준은 당연히 안전측으로 설계가 되나, 파괴계수가 지나치게 크게 고려될 경우 경제성을 만족하지 못할 것이다. 따라서 설계기준을 채택함에 있어 시공수준 및 사회적·경제적·환경적인 요인을 종합적으로 판단하여 파괴계수의 크기를 고려해야 될 것이다.

본 연구에서는 파괴계수 즉, $\tau = c_f/k$ (c_f 는 파괴비용, k 는 비용증가비)의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석을 위하여 파괴계수가 5, 50, 100, 250, 500, 750, 1,000일 경우의 평균저항 및 평균하중계수와 공칭저항 및 공칭하중계수를 산정하였다. 이 때 설계기준의 값들은 식(3.46)에서 식(3.48)을 사용하였고, 이에 따른 결과는 표 5.3에서 표 5.6에 나타내었다.

그림 5.17에서 그림 5.20은 각 측방유동 판정법에 대한 파괴계수의 증가에 따른 공칭저항 및 공칭하중계수의 변화를 도식화하여 나타낸 것으로서, 공칭저항계수의 경우 파괴계수증가에 따라 가장 민감하게 변화되는 것을 알 수 있으며, 공칭성토하중계수에 비해 공칭상재하중계수가 더욱 민감하게 변함을 알 수 있다.

표 5.3 파괴계수에 따른 측방이동지수의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
5	0.3145	1.0254	1.0639	0.3522	1.1279	1.4256
50	0.2280	1.0316	1.0796	0.2554	1.1348	1.4467
100	0.2096	1.0332	1.0836	0.2348	1.1365	1.4521
250	0.1887	1.0352	1.0886	0.2114	1.1387	1.4587
500	0.1750	1.0366	1.0921	0.1960	1.1402	1.4634
750	0.1677	1.0374	1.0940	0.1878	1.1411	1.4660
1000	0.1628	1.0379	1.0954	0.1824	1.1417	1.4678

표 5.4 파괴계수에 따른 측방이동판정수의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
5	0.2926	1.0277	1.0489	0.3277	1.1305	1.4055
50	0.2139	1.0341	1.0602	0.2396	1.1376	1.4207
100	0.1970	1.0358	1.0631	0.2206	1.1394	1.4246
250	0.1776	1.0379	1.0668	0.1990	1.1416	1.4295
500	0.1649	1.0393	1.0694	0.1847	1.1433	1.4330
750	0.1581	1.0402	1.0708	0.1771	1.1442	1.4349
1000	0.1536	1.0407	1.0718	0.1720	1.1448	1.4363

표 5.5 파괴계수에 따른 수정측방이동판정수의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
5	0.28258	1.02887	1.04247	0.31649	1.13176	1.39691
50	0.20748	1.03537	1.05203	0.23238	1.13891	1.40972
100	0.19118	1.03706	1.05452	0.21412	1.14077	1.41305
250	0.17257	1.03916	1.05761	0.19328	1.14308	1.41720
500	0.16031	1.04066	1.05982	0.17955	1.14473	1.42016
750	0.15375	1.04151	1.06106	0.17220	1.14566	1.42183
1000	0.14934	1.04210	1.06193	0.16726	1.14631	1.4229

표 5.6 파괴계수에 따른 원호활동 안전율의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
5	0.55608	1.03796	1.08390	0.62281	1.14176	1.45243
50	0.46337	1.04792	1.10590	0.51897	1.15271	1.48190
100	0.44187	1.05041	1.11140	0.49489	1.15545	1.48928
250	0.41648	1.05346	1.11814	0.46646	1.15880	1.49831
500	0.39918	1.05561	1.12290	0.44708	1.16117	1.50468
750	0.38971	1.05682	1.12556	0.43648	1.16250	1.50825
1000	0.38326	1.05765	1.12740	0.4925	1.16341	1.51072

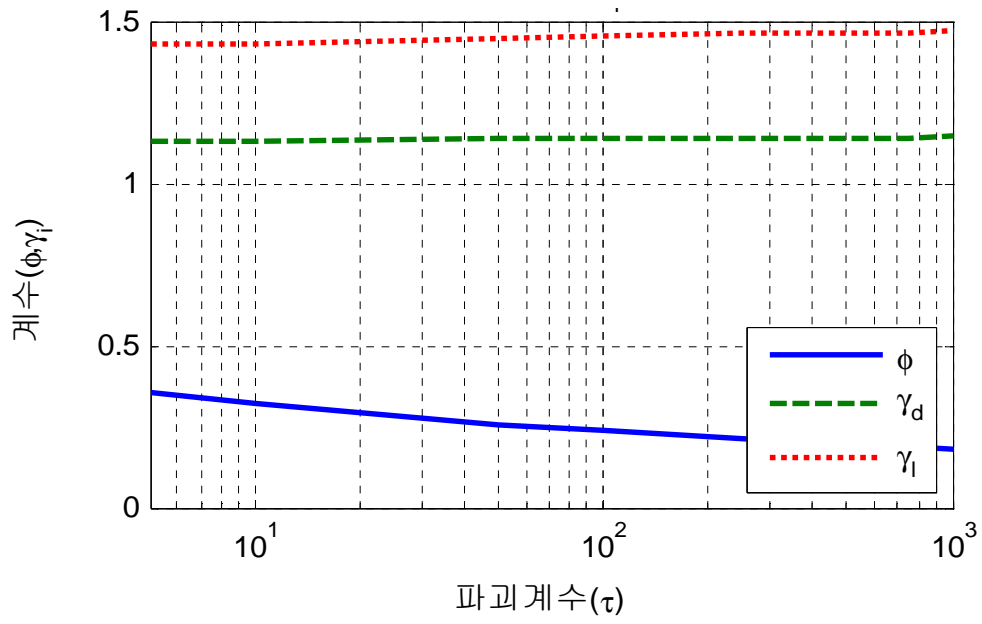


그림 5.17 파괴계수에 따른 측방이동지수의 하중-저항계수

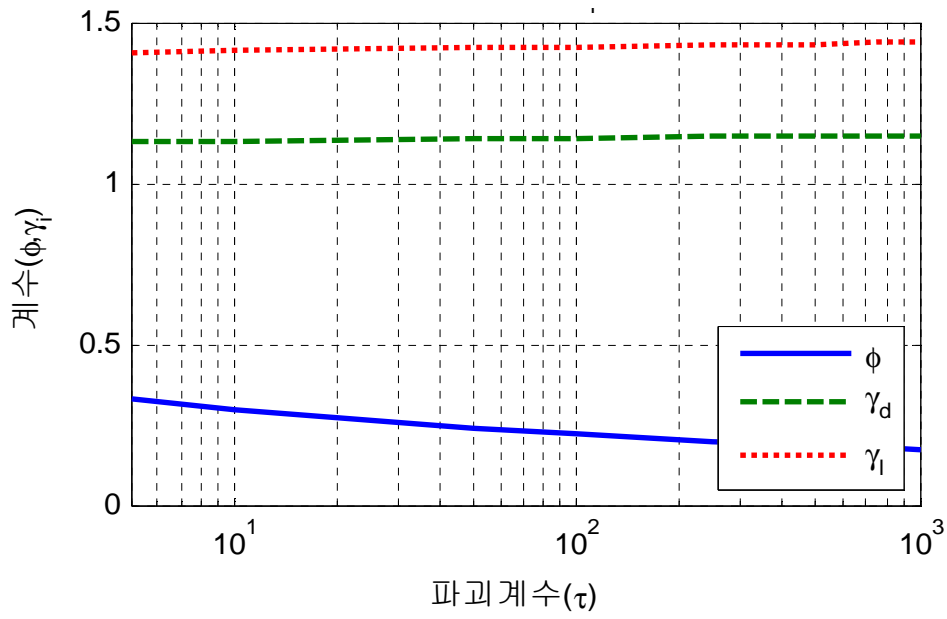


그림 5.18 파괴계수에 따른 측방이동판정수의 하중-저항계수

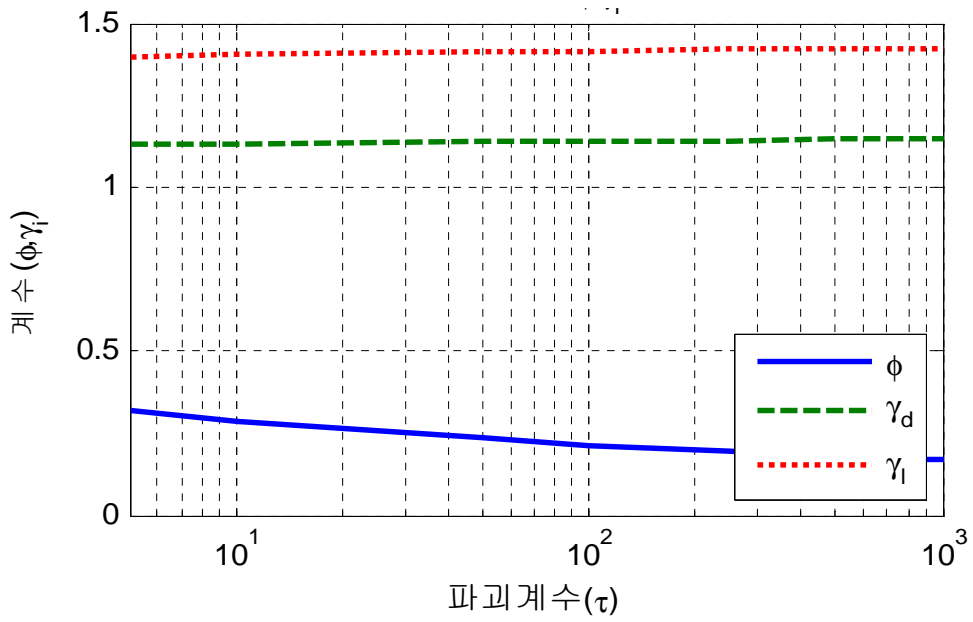


그림 5.19 파괴계수에 따른 수정측방이동판정수의 하중-저항계수

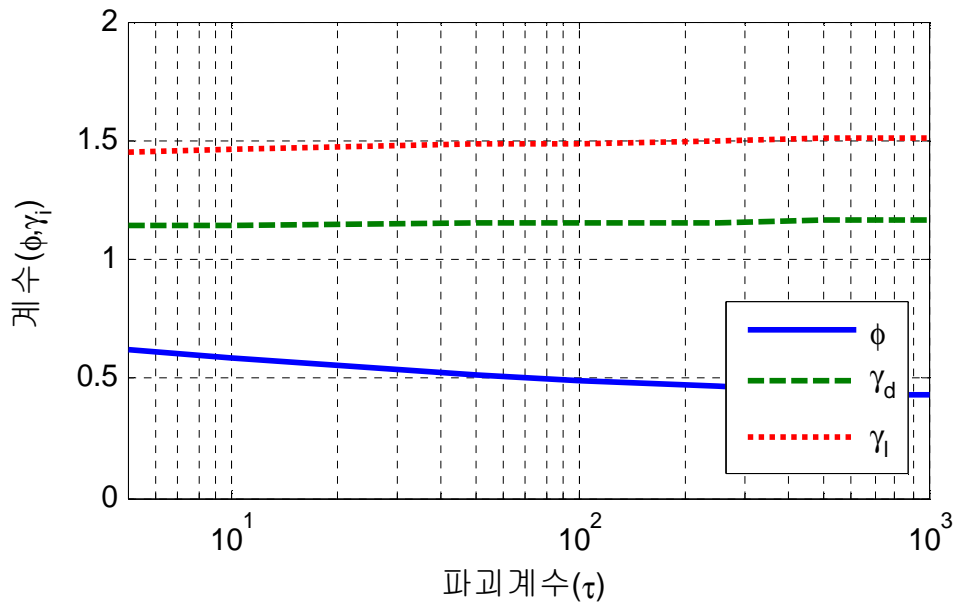


그림 5.20 파괴계수에 따른 원호활동 안전율의 하중-저항계수

5.1.4 하중비(ρ)의 증가에 따른 신뢰성 설계규준의 분석

구조신뢰성에서 하중비는 활하중과 사하중의 비로 정의되며, 하중비의 변화에 따라 경제적인 설계방법의 수단이 되기도 한다. 대개 구조신뢰성의 경우 사하중이 지배적인 하중이 되면 하중-저항계수 설계법이 유리하고, 활하중이 지배적일 경우 오히려 허용응력설계법이 더 경제적인 설계가 된다.

측방유동을 받는 교대 기초와 같은 지반구조물의 경우 성토하중은 사하중의 개념으로 생각할 수 있으며, 적재하중이나 장비하중 또는 공사에 따른 작업하중 등은 활하중의 개념으로 생각할 수 있다. 표 5.7에서 표 5.10은 각각의 측방유동 판정방법에 대하여 하중비를 0.5에서 5.0까지 증가함에 따라 평균저항 및 평균하중계수와 공칭저항 및 공칭하중계수를 산정하여 나타낸 것이다. 검토조건으로 Chou가 최적신뢰성지수를 산정하기 위하여 사용한 공식을 적용하였으며, 이때의 정규화 비용증가비(k)는 0.0065, 정규화 파괴비용(c_f)는 8.6954, 정규화 파괴계수(τ)는 1,338.9의 값을 사용하였다.

표 5.7은 하중비의 증가에 따른 측방이동지수의 판정방법에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로서 공칭저항계수는 0.17242~0.18738의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.16092~1.11154의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.13333~1.51680의 범위로 산정되었다.

표 5.7 하중비에 따른 측방이동지수의 신뢰성 설계규준

하중비(ρ)	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
0.5	0.15395	1.05538	1.06965	0.17242	1.16092	1.43333
1.0	0.15811	1.03849	1.09680	0.17708	1.14234	1.46971
1.5	0.16094	1.02911	1.10981	0.18025	1.13202	1.48715
2.0	0.16283	1.02330	1.11722	0.18237	1.12563	1.49707
2.5	0.16416	1.01939	1.12195	0.18386	1.12133	1.50341
3.0	0.16513	1.01659	1.12520	0.18495	1.11825	1.50777
3.5	0.16587	1.01449	1.12758	0.18578	1.11594	1.51095
4.0	0.16645	1.01286	1.12938	0.18643	1.11415	1.51337
4.5	0.16692	1.01156	1.13080	0.18695	1.11271	1.51527
5.0	0.16730	1.01049	1.13194	0.18738	1.11154	1.51680

표 5.8은 하중비의 증가에 따른 측방이동판정수의 판정방법에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.16392~0.17553의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.116384~1.11298의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.40855~1.47941의 범위로 산정되었다.

표 5.8 하중비에 따른 측방이동판정수의 신뢰성 설계규준

하중비(ρ)	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_i	ϕ'	γ_d'	γ_i'
0.5	0.14636	1.05804	1.05116	0.16392	1.16384	1.40855
1.0	0.14917	1.04135	1.07290	0.16707	1.14548	1.43768
1.5	0.15132	1.03175	1.08395	0.16947	1.13492	1.45249
2.0	0.15284	1.02566	1.09047	0.17118	1.12823	1.46123
2.5	0.15395	1.02150	1.09473	0.17243	1.12364	1.46694
3.0	0.15479	1.01848	1.09772	0.17336	1.12033	1.47095
3.5	0.15544	1.01619	1.09992	0.17409	1.11781	1.47390
4.0	0.15595	1.01441	1.10162	0.17467	1.11585	1.47616
4.5	0.15637	1.01298	1.10295	0.17514	1.11428	1.47795
5.0	0.15672	1.01180	1.10403	0.17553	1.11298	1.47941

표 5.9는 하중비의 증가에 따른 수정측방이동판정수의 판정방법에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.16000~0.16987의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.16518~1.11371의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.39840~1.46281의 범위로 산정되었다.

표 5.10은 하중비의 증가에 따른 원호활동 안전율에 의한 판정방법에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.41097~0.44425의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.19525~1.11661의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.46821~1.56358의 범위로 산정되었다.

표 5.9 하중비에 따른 수정측방이동판정수의 신뢰성 설계기준

하중비(ρ)	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
0.5	0.14286	1.05925	1.04358	0.16000	1.16518	1.39840
1.0	0.14506	1.04269	1.06279	0.16247	1.14696	1.42414
1.5	0.14686	1.03301	1.07283	0.16448	1.13631	1.43759
2.0	0.14818	1.02680	1.07885	0.16596	1.12948	1.44566
2.5	0.14916	1.02252	1.08283	0.16705	1.12478	1.45099
3.0	0.14990	1.01941	1.08564	0.16789	1.12135	1.45476
3.5	0.15049	1.01704	1.08773	0.16855	1.11874	1.45756
4.0	0.15096	1.01518	1.08934	0.16908	1.11670	1.45971
4.5	0.15135	1.01369	1.09062	0.16951	1.11506	1.46143
5.0	0.15167	1.01246	1.09165	0.16987	1.11371	1.46281

표 5.10 하중비에 따른 원호활동 안전율의 신뢰성 설계기준

하중비(ρ)	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
0.5	0.36694	1.08659	1.09568	0.41097	1.19525	1.46821
1.0	0.37692	1.05848	1.12923	0.42215	1.16432	1.51317
1.5	0.38331	1.04343	1.14396	0.42930	1.14777	1.53291
2.0	0.38741	1.03437	1.15192	0.43390	1.13781	1.54358
2.5	0.39022	1.02839	1.15684	0.43704	1.13123	1.55017
3.0	0.39224	1.02416	1.16016	0.43931	1.12657	1.55462
3.5	0.39376	1.02101	1.16255	0.44101	1.12312	1.55781
4.0	0.39494	1.01859	1.16434	0.44233	1.12045	1.56022
4.5	0.39588	1.01667	1.16574	0.44339	1.11833	1.56209
5.0	0.39666	1.01510	1.16685	0.44425	1.11661	1.56358

그림 5.21에서 그림 5.24는 각 측방유동 판정법에 대하여 하중비의 증가에 따른 공칭 저항 및 공칭하중계수의 변화를 도식화하여 나타낸 것으로서, 하중비가 증가하더라도 공칭저항계수의 경우 거의 변화가 없는 것으로 나타났으며, 공칭성토하중계수는 약간 감소하는 경향이 나타났고, 공칭상재하중계수는 약간 증가하는 것으로 나타났다.

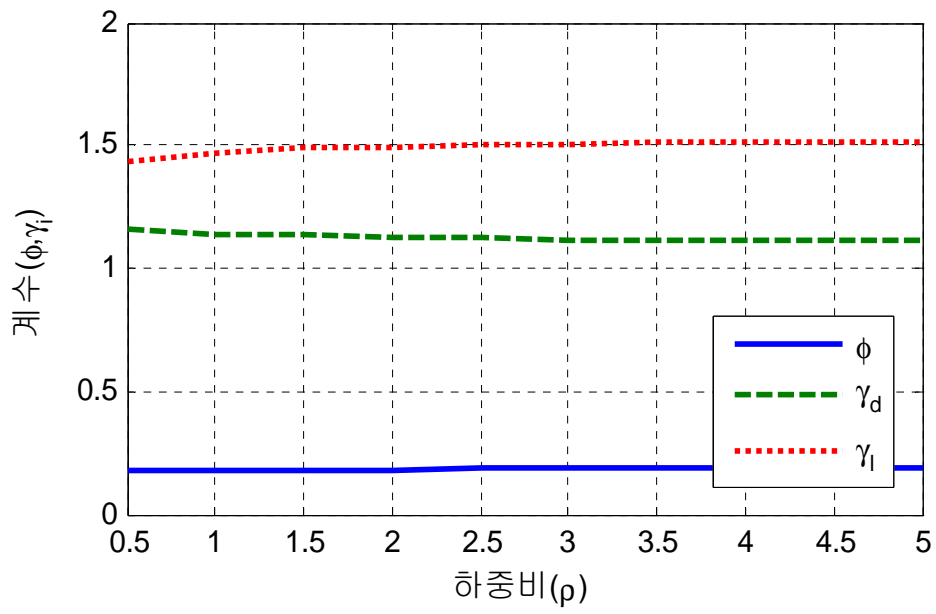


그림 5.21 하중비에 따른 측방이동지수의 하중-저항계수

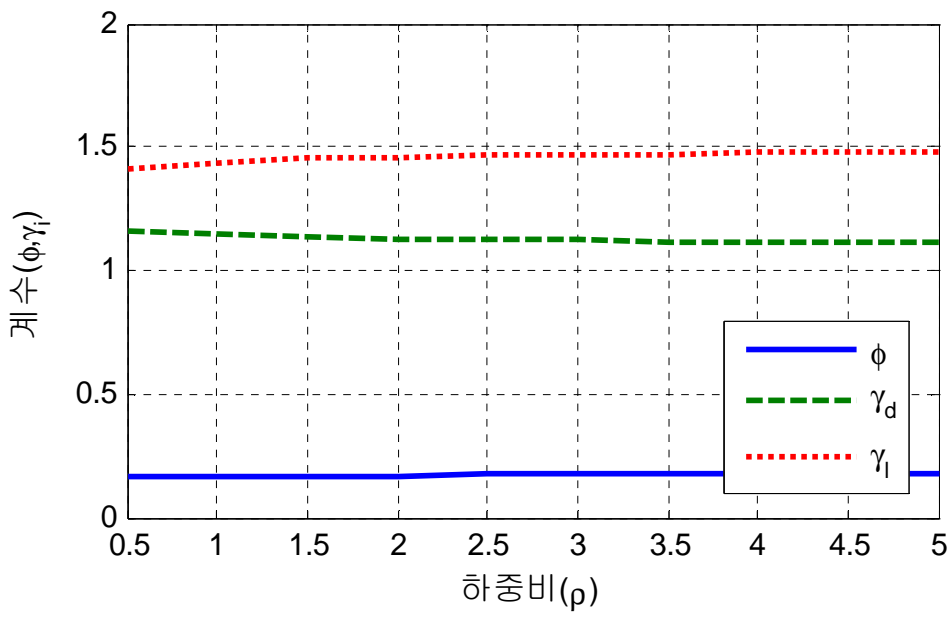


그림 5.22 하중에 따른 측방이동판정수의 하중-저항계수

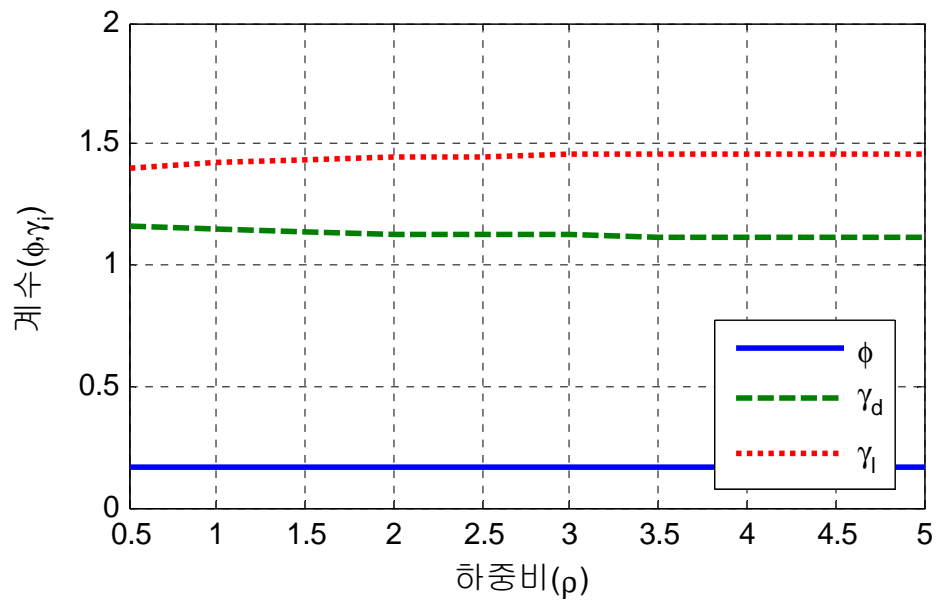


그림 5.23 하중에 따른 수정측방이동판정수의 하중-저항계수

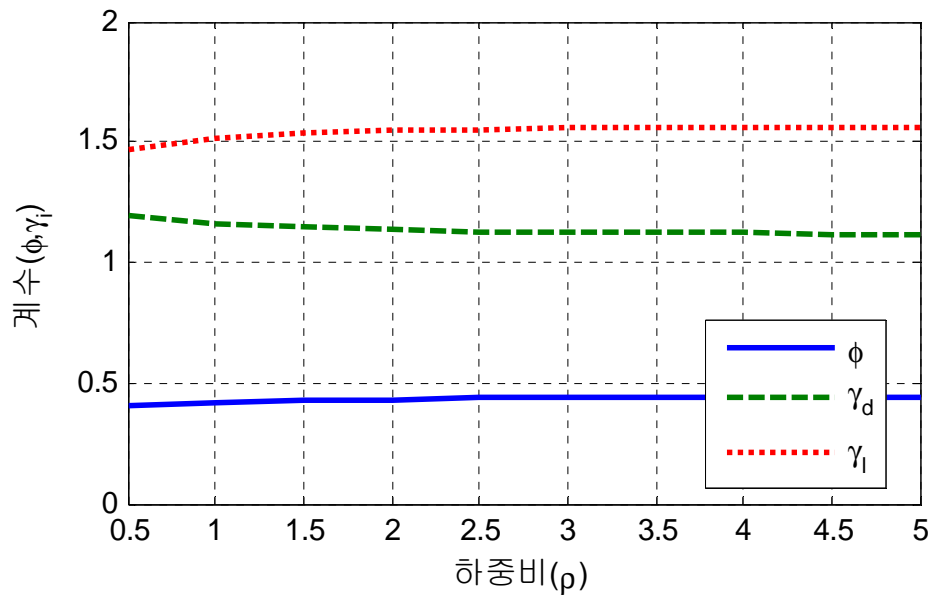


그림 5.24 하중비에 따른 원호활동 안전율의 하중-저항계수

5.2 교대 기초말뚝의 결과분석

5.2.1 파괴계수(τ)의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석

측방유동을 받는 교대 기초말뚝에 대한 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하는데 있어 적절한 경제적 수준을 고려하기 위해 본 연구에서는 파괴계수의 변화에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 분석해 보았다. 파괴계수는 파괴손실비용과 초기비용의 비로 정의되며 보통 2~1,000까지 변하는 것으로 가정한다. 파괴계수를 크게 고려할 경우 최적신뢰성지수와 최적안전율은 당연히 증가하나, 시공수준 및 사회적·경제적·환경적인 요인을 종합적으로 판단하여 파괴계수의 크기를 고려해야 될 것이다.

본 연구에서는 파괴계수 즉, $\tau = c_f/k$ (c_f 는 파괴비용, k 는 비용증가비)의 증가에 따른 신뢰성 해석의 분석을 위하여 파괴계수가 5, 50, 100, 250, 500, 750, 1,000일 경우의 최적신뢰성지수 값과 최적안전율 값을 산정하였다. 이 때 최적신뢰성지수의 산정은 식(3.76)을 사용하였고, 최적안전율은 식(3.61)을 사용하여 산정하였다. 이에 따른 결과는 표 5.11과 같다.

표 5.11 파괴계수에 따른 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석결과

파괴계수 (τ)	최적신뢰성지수(β_{opt})				최적안전율(n_{opt})			
	RC말뚝	PC말뚝	강관말뚝	PHC말뚝	RC말뚝	PC말뚝	강관말뚝	PHC말뚝
5	2.5105	2.5007	2.5565	2.4024	1.1739	1.1300	1.1644	1.1375
50	3.2848	3.2769	3.2214	3.1975	1.3955	1.2962	1.3565	1.3518
100	3.4849	3.4773	3.5205	3.4014	1.4593	1.3430	1.4112	1.4130
250	3.7333	3.7261	3.7671	3.6540	1.5425	1.4034	1.4824	1.4926
500	3.9109	3.9039	3.9435	3.8342	1.6049	1.4482	1.5355	1.5522
750	4.0112	4.0043	4.0432	3.9359	1.6412	1.4741	1.5663	1.5869
1000	4.0809	4.0741	4.1125	4.0065	1.6670	1.4924	1.5881	1.6114

표 5.11에서와 같이 최적신뢰성지수는 RC말뚝의 경우 2.5105~4.0809의 범위, PC말뚝의 경우 2.5007~4.0741의 범위, 강관말뚝의 경우 2.5565~4.1125의 범위, PHC말뚝의 경우 2.4024~4.0065의 범위로 나타났다. 최적안전율은 RC말뚝의 경우 1.1739~1.6670의 범위, PC말뚝의 경우 1.1300~1.4924의 범위, 강관말뚝의 경우 1.1644~1.5881의 범위, PHC말뚝의 경우 1.1375~1.6114의 범위로 나타났으며, 각 기초말뚝의 산정결과는 서로 유사한 경향을 나타냈다.

그림 5.25에서 그림 5.32는 각 교대 기초말뚝에 대한 파괴계수의 증가에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 도식화하여 나타낸 것이다. 이 때 통계적 신뢰성지수는 제4장에서 산정한 최적신뢰성해석의 결과치를 나타내었고, 미지적 신뢰성지수의 산정은 전술한 식(3.37)의 파괴확률을 고려한 것으로서 미지적 요인에 대한 강도 저하율은 0.7을 사용하였고, Fujino 등이 제안한 설계 및 시공에 따른 미지적 요인의 파괴확률은 14%를 적용하여 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였다.

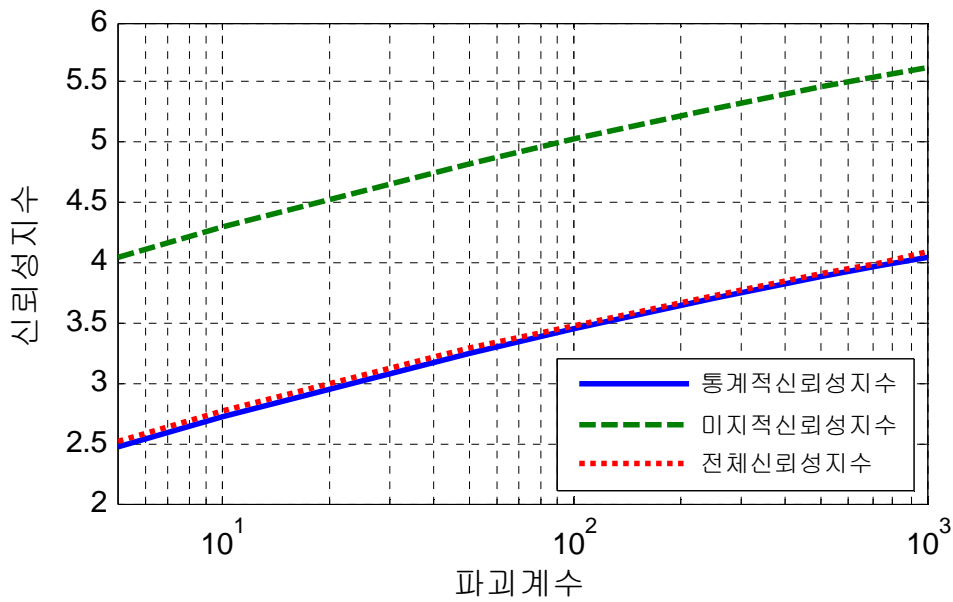


그림 5.25 파괴계수에 따른 RC말뚝의 최적신뢰성지수

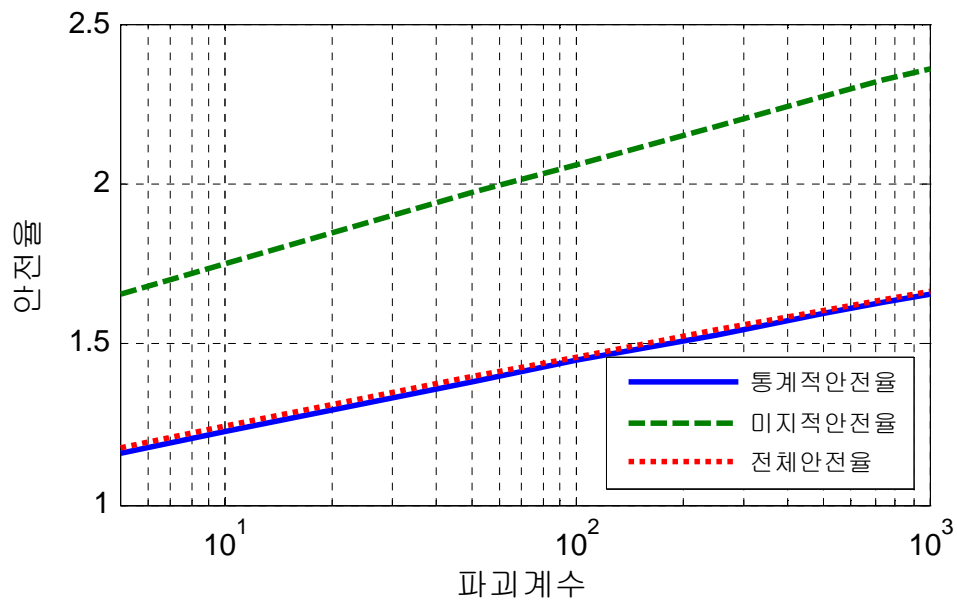


그림 5.26 파괴계수에 따른 RC말뚝의 최적안전율

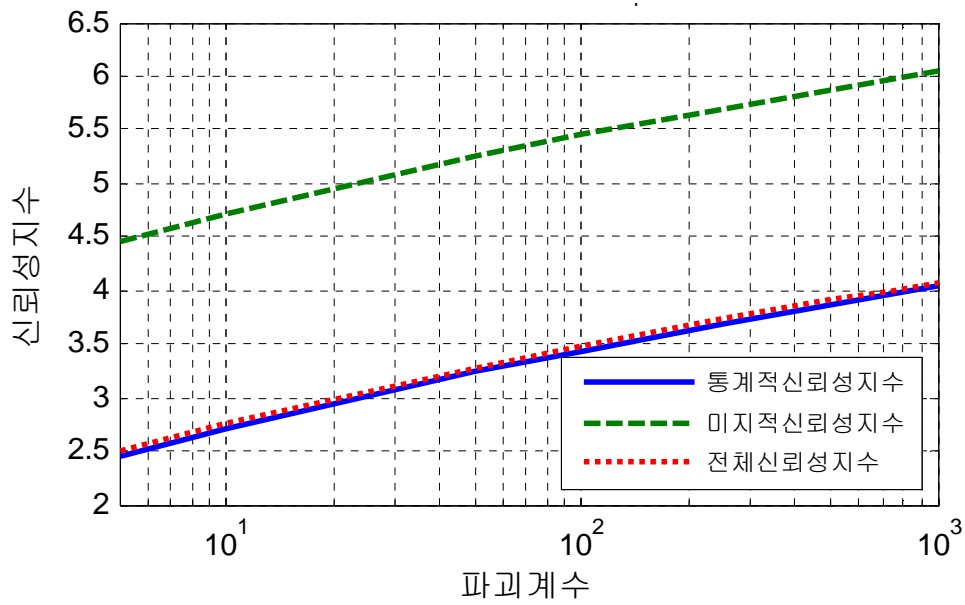


그림 5.27 파괴계수에 따른 PC말뚝의 최적신뢰성지수

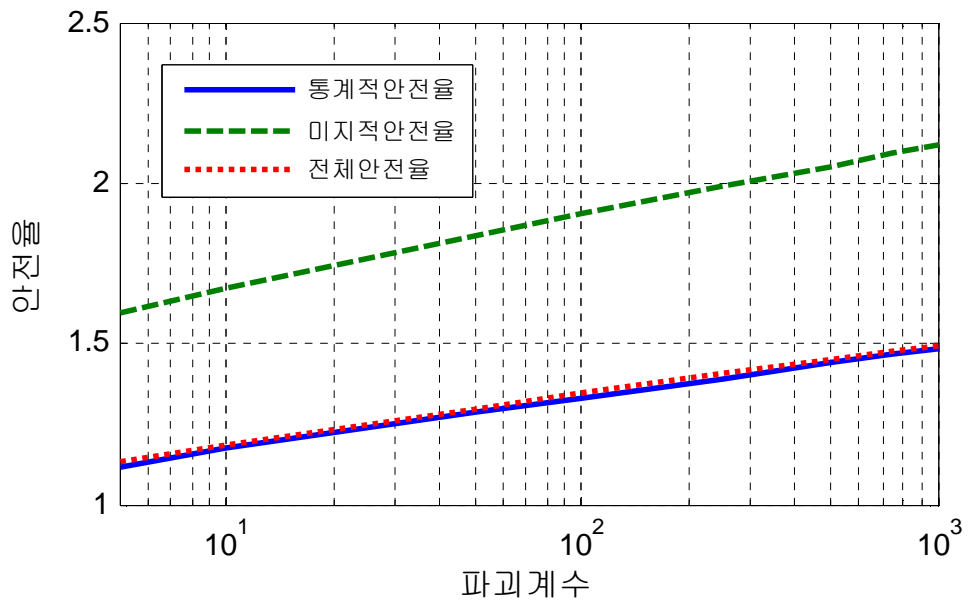


그림 5.28 파괴계수에 따른 PC말뚝의 최적안전율

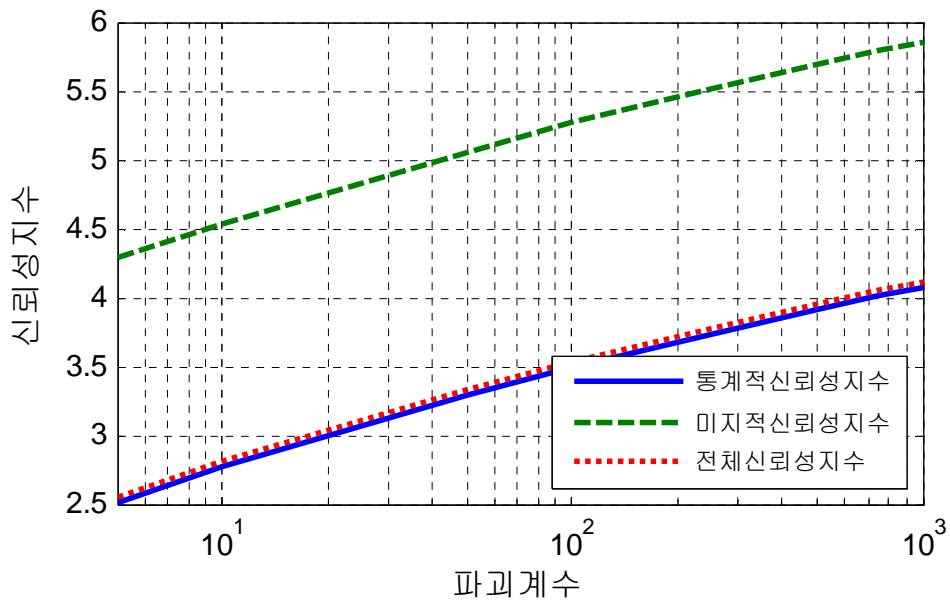


그림 5.29 파괴계수에 따른 강관말뚝의 최적신뢰성지수

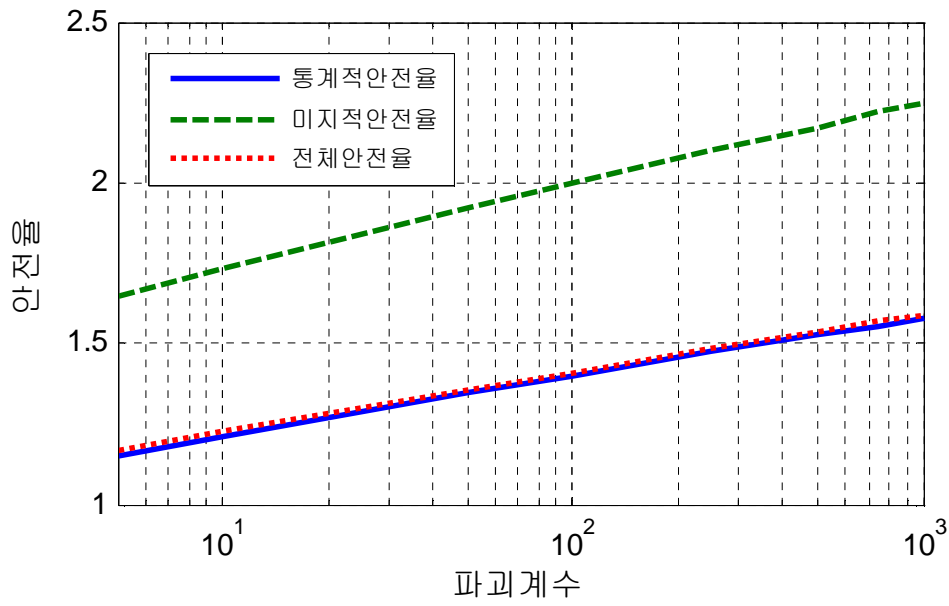


그림 5.30 파괴계수에 따른 강관말뚝의 최적안전율

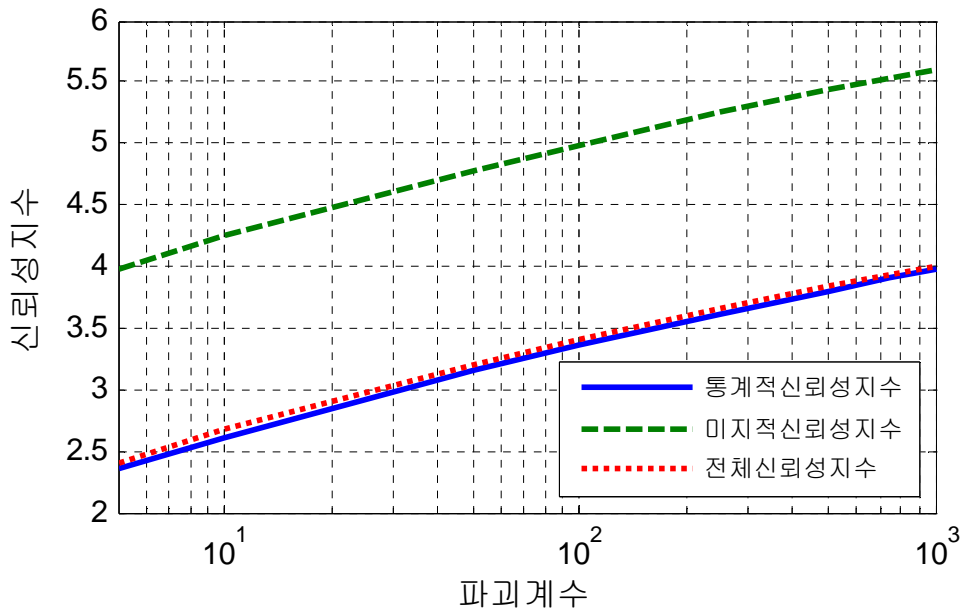


그림 5.31 파괴계수에 따른 PHC말뚝의 최적신뢰성지수

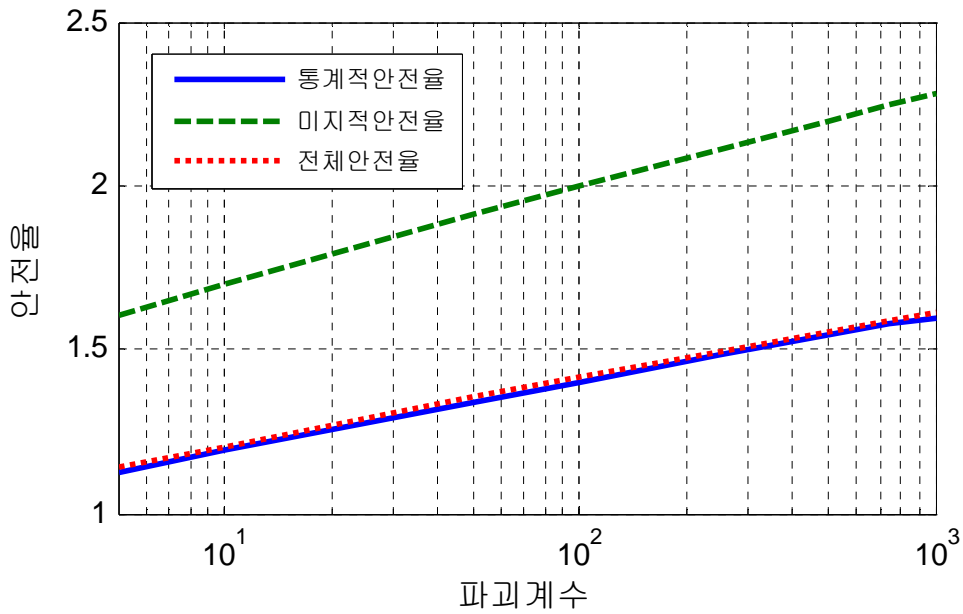


그림 5.32 파괴계수에 따른 PHC말뚝의 최적안전율

5.2.2 하중비(ρ)의 증가에 따른 신뢰성 해석결과의 분석

구조신뢰성에서 하중비는 활하중과 사하중의 비로 정의되며, 하중비의 변화에 따라 경제적인 설계방법의 수단이 되기도 한다. 대개 구조신뢰성의 경우 사하중이 지배적인 하중이 되면 하중-저항계수 설계법이 유리하고, 활하중이 지배적일 경우 오히려 허용응력설계법이 더 경제적인 설계가 된다.

측방유동을 받는 교대 기초와 같은 지반구조물의 경우 성토하중은 사하중의 개념으로, 적재하중이나 장비하중 또는 공사에 따른 작업하중 등은 활하중의 개념으로 생각할 수 있다. 본 연구에서는 이와 같은 하중비를 0.5에서 5.0까지 증가함에 따라 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 검토하여 보았다. 검토조건으로 Chou가 최적신뢰성지수를 산정하기 위하여 사용한 공식으로 계산한 정규화 비용증가비(k)는 0.0065, 정규화 파괴비용(c_f)는 8.6954, 정규화 파괴계수(τ)는 1,338.9의 값을 적용하였다.

표 5.12는 하중비의 증가에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전율의 산정 결과를 정리하여 나타내었다. 산정 결과 하중비가 증가함에 따라 최적신뢰성지수는 감소하고, 최적안전율은 증가하는 경향을 나타내고 있다. 또한 파괴계수 증가에 따른 최적신뢰성지수

와 최적안전율과 비교하여 볼 때 하중비의 증가에 따른 결과 값이 비교적 높은 값을 보이고 있으며, 이는 하중비에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전율 산정시 정규화파괴 계수(τ)를 1,000보다 큰 1,338.9의 값으로 하여 산정하였기 때문인 것으로 판단된다.

표 5.12에서와 같이 최적신뢰성지수는 RC말뚝의 경우 4.2491~4.0347의 범위, PC말뚝의 경우 4.2328~4.0332의 범위, 강관말뚝의 경우 4.2687~4.0763의 범위, PHC말뚝의 경우 4.1889~3.9452의 범위로 각각 산정되었고, 최적안전율은 RC말뚝의 경우 1.6794~1.8387의 범위, PC말뚝의 경우 1.4877~1.6541의 범위, 강관말뚝의 경우 1.5986~1.7326의 범위, PHC말뚝의 경우 1.6007~1.8345의 범위로 각각 산정되었다.

그림 5.33에서 그림 5.40은 측방유동을 받는 기초말뚝에 대한 하중비 증가에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율의 변화를 도식화하여 나타낸 것이다. 이 때 통계적 신뢰성지수는 제4장에서 산정한 최적신뢰성해석의 결과치를 나타내었고, 미지적 신뢰성지수의 산정은 전술한 식(3.37)의 파괴확률을 고려한 것으로서 미지적 요인에 대한 강도저하율은 0.7을 사용하였고, Fujino 등이 제안한 설계 및 시공에 따른 미지적 요인의 파괴확률은 14%를 적용하여 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였다.

표 5.12 하중비에 따른 교대 기초말뚝의 신뢰성 해석결과

하중비 (ρ)	최적신뢰성지수(β_{opt})				최적안전율(n_{opt})			
	RC말뚝	PC말뚝	강관말뚝	PHC말뚝	RC말뚝	PC말뚝	강관말뚝	PHC말뚝
0.5	4.2491	4.2328	4.2687	4.1889	1.6794	1.4877	1.5986	1.6007
1.0	4.1793	4.1727	4.2104	4.1063	1.7040	1.5187	1.6194	1.6467
1.5	4.1345	4.1307	4.1699	4.0556	1.7327	1.5496	1.6432	1.6909
2.0	4.1050	4.1023	4.1426	4.0228	1.7577	1.5751	1.6641	1.7267
2.5	4.0844	4.0822	4.1233	4.0000	1.7782	1.5956	1.6814	1.7550
3.0	4.0692	4.0673	4.1090	3.9832	1.7951	1.6121	1.6956	1.7776
3.5	4.0575	4.0558	4.0980	3.9704	1.8089	1.6255	1.7073	1.7960
4.0	4.0483	4.0467	4.0892	3.9602	1.8205	1.6367	1.7171	1.8111
4.5	4.0409	4.0393	4.0821	3.9520	1.8303	1.6461	1.7255	1.8238
5.0	4.0347	4.0332	4.0763	3.9452	1.8387	1.6541	1.7326	1.8345

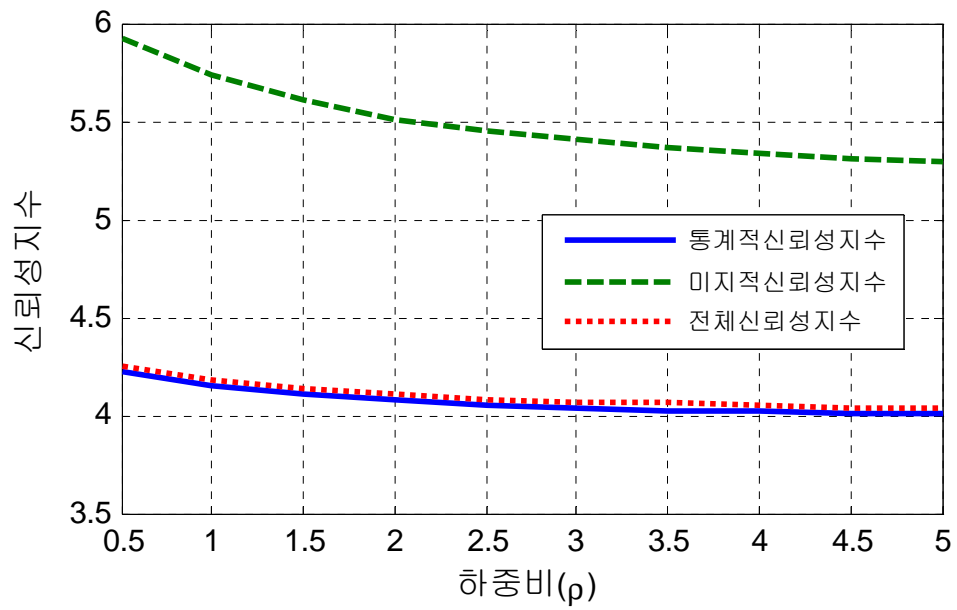


그림 5.33 하중비에 따른 RC말뚝의 최적신뢰성지수

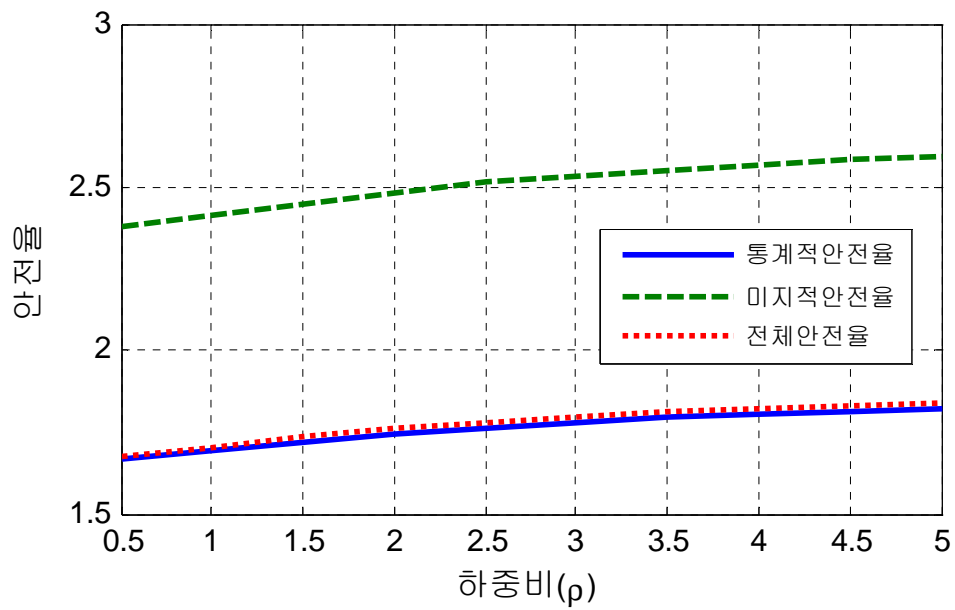


그림 5.34 하중비에 따른 RC말뚝의 최적안전율

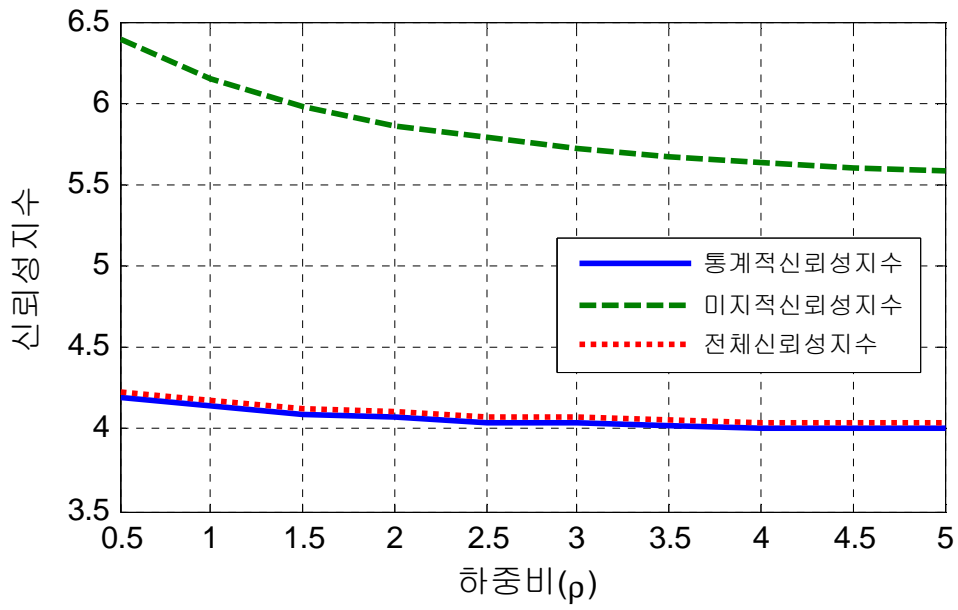


그림 5.35 하중비에 따른 PC말뚝의 최적신뢰성지수

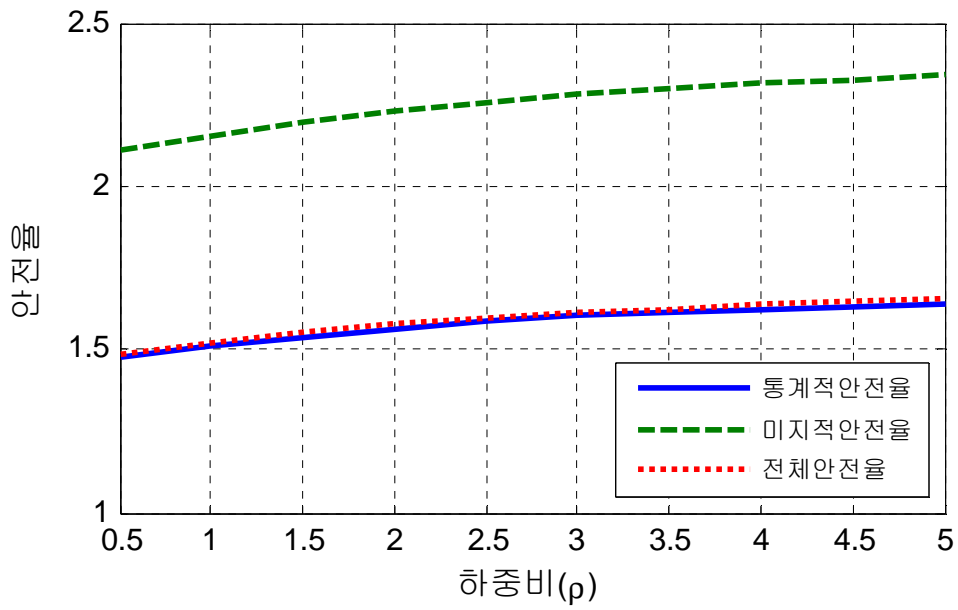


그림 5.36 하중비에 따른 PC말뚝의 최적안전율

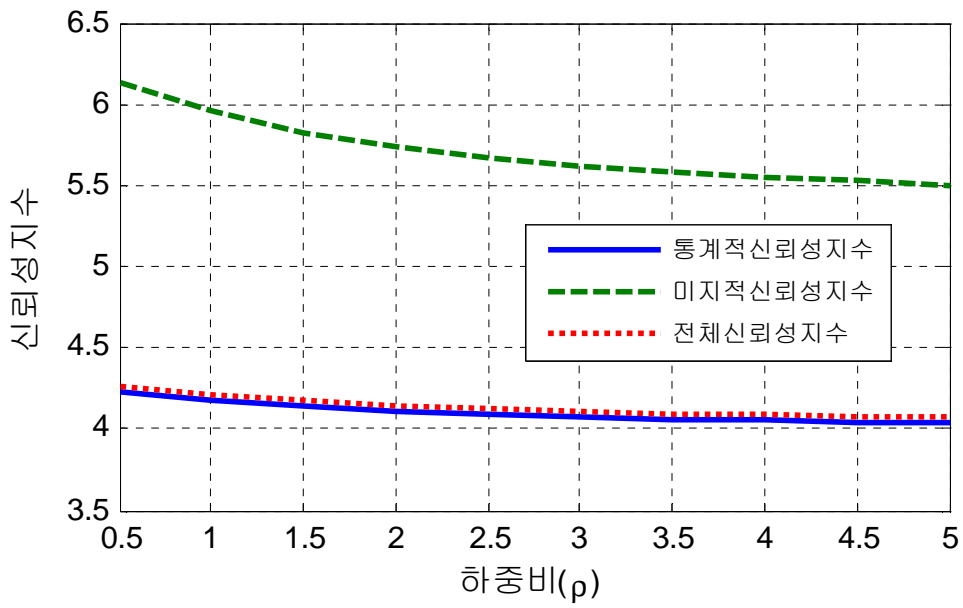


그림 5.37 하중비에 따른 강관말뚝의 최적신뢰성지수

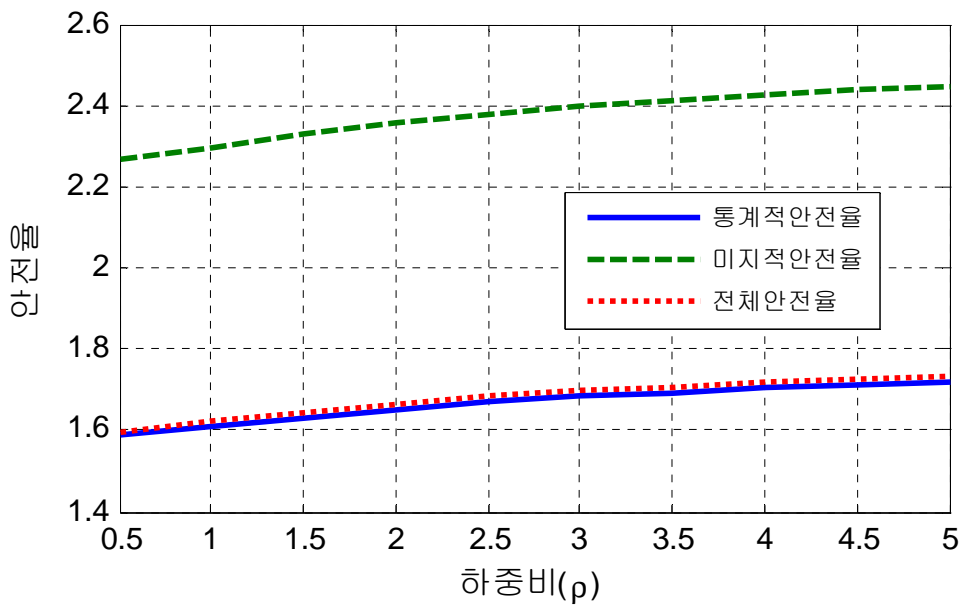


그림 5.38 하중비에 따른 강관말뚝의 최적안전율

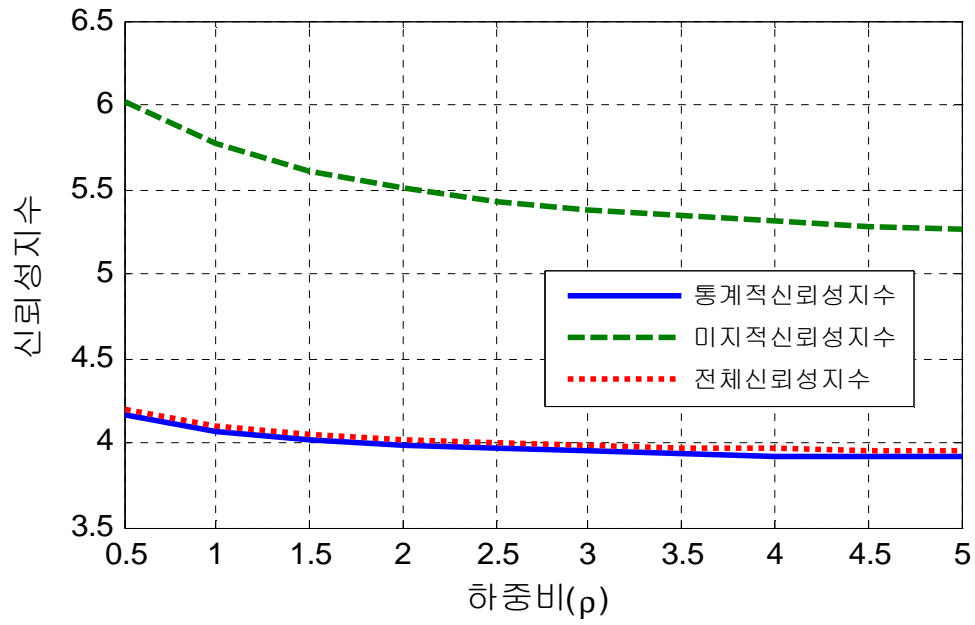


그림 5.39 하중비에 따른 PHC말뚝의 최적신뢰성지수

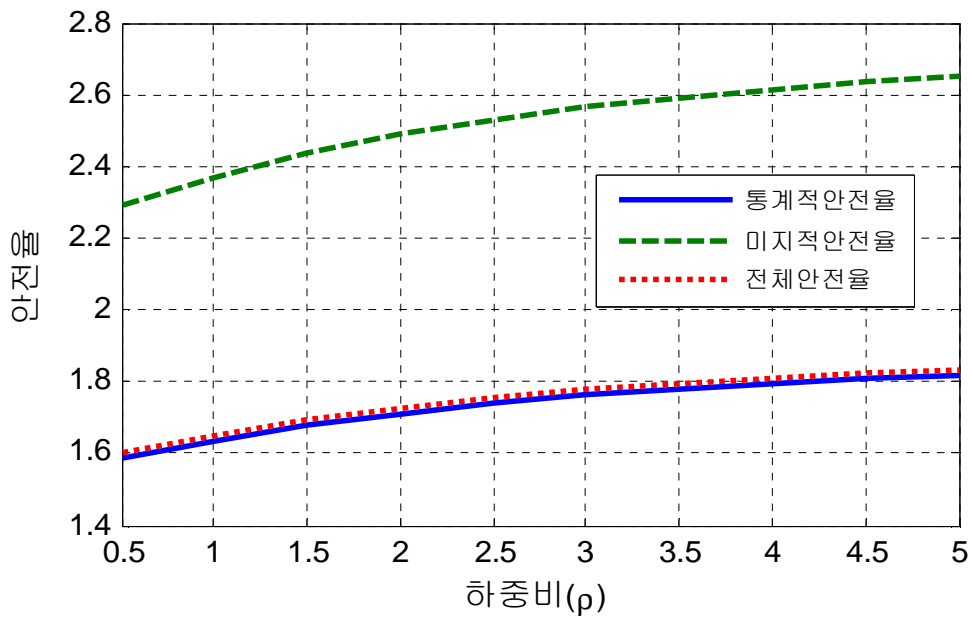


그림 5.40 하중비에 따른 PHC말뚝의 최적안전율

5.2.3 파괴계수(τ)의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석

측방유동을 받는 교대 기초말뚝에 대한 신뢰성 설계기준인 저항과 하중계수를 산정하는데 있어 적절한 경제적 수준을 고려하기 위해 본 연구에서는 파괴계수의 변화에 따른 설계기준을 분석해 보았다. 파괴계수는 파괴손실비용과 초기비용의 비로 정의되며, 보통 2~1,000까지 변하는 것으로 가정한다. 파괴계수를 크게 고려할 경우 설계기준은 당연히 안전측으로 설계가 되나, 파괴계수가 지나치게 크게 고려될 경우 경제성을 만족하지 못할 것이다. 따라서, 설계기준을 채택함에 있어 시공수준 및 사회적·경제적·환경적인 요인을 종합적으로 판단하여 파괴계수의 크기를 고려해야 될 것이다.

본 연구에서는 파괴계수 즉, $\tau = c_f/k$ (c_f 는 파괴비용, k 는 비용증가비)의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석을 위하여 파괴계수가 5, 50, 100, 250, 500, 750, 1,000일 경우의 평균저항 및 평균하중계수와 공칭저항 및 공칭하중계수를 산정하였다. 이 때 설계기준의 값들은 식(3.46)에서 식(3.48)을 사용하였고, 이에 따른 결과는 표 5.13에서 표 5.16에 나타냈다.

그림 5.41에서 그림 5.44는 각각의 기초말뚝에 대한 파괴계수의 증가에 따른 공칭저항 및 공칭하중계수의 변화를 도식화하여 나타낸 것으로서, 공칭저항계수의 경우 파괴계수 증가에 따라 가장 민감하게 변화되는 것을 알 수 있으며, 공칭성토허중계수에 비해 공칭상재하중계수가 더욱 민감하게 변함을 알 수 있다.

표 5.13 파괴계수에 따른 RC말뚝의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_i	ϕ'	γ_d'	γ_i'
5	0.68234	1.04973	1.09014	0.76422	1.15471	1.46079
50	0.60286	1.06309	1.11436	0.67521	1.16940	1.49324
100	0.58369	1.06643	1.12040	0.65373	1.17307	1.50133
250	0.56065	1.07050	1.12778	0.62793	1.17755	1.51122
500	0.54468	1.07337	1.13298	0.61004	1.18070	1.51819
750	0.53584	1.07497	1.13588	0.60014	1.18247	1.52209
1000	0.52977	1.07608	1.13790	0.59334	1.18369	1.52478

표 5.14 파괴계수에 따른 PC말뚝의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_i	ϕ'	γ_d'	γ_i'
5	0.77380	1.06360	1.09286	0.86666	1.16996	1.46443
50	0.71059	1.08099	1.11825	0.79586	1.18909	1.49845
100	0.69489	1.08533	1.12458	0.77828	1.19386	1.50694
250	0.67579	1.09063	1.13233	0.75689	1.19970	1.51732
500	0.66239	1.09437	1.13778	0.74187	1.20381	1.52463
750	0.65491	1.09646	1.14084	0.73350	1.20611	1.52872
1000	0.64975	1.09791	1.14295	0.72772	1.20770	1.53155

표 5.15 파괴계수에 따른 강관말뚝의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_i	ϕ'	γ_d'	γ_i'
5	0.70901	1.05729	1.08365	0.79410	1.16302	1.45209
50	0.63643	1.07239	1.10569	0.71280	1.17963	1.48162
100	0.61869	1.07617	1.11121	0.69293	1.18379	1.48903
250	0.59725	1.08081	1.11799	0.66892	1.18889	1.49810
500	0.58231	1.08409	1.12277	0.65219	1.19250	1.50451
750	0.57401	1.08592	1.12544	0.64290	1.19451	1.50810
1000	0.56831	1.08719	1.12730	0.63651	1.19591	1.51058

표 5.16 파괴계수에 따른 PHC말뚝의 신뢰성 설계기준

파괴계수	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_i	ϕ'	γ_d'	γ_i'
5	0.73617	1.04882	1.10789	0.82451	1.15370	1.48457
50	0.66001	1.06275	1.13867	0.73921	1.16902	1.52582
100	0.64150	1.06618	1.14625	0.71848	1.17279	1.53597
250	0.61916	1.07035	1.15547	0.69346	1.17738	1.54832
500	0.60361	1.07327	1.16194	0.67604	1.18060	1.55699
750	0.59498	1.07491	1.16555	0.66637	1.18240	1.56183
1000	0.58904	1.07604	1.16804	0.65973	1.18364	1.56517

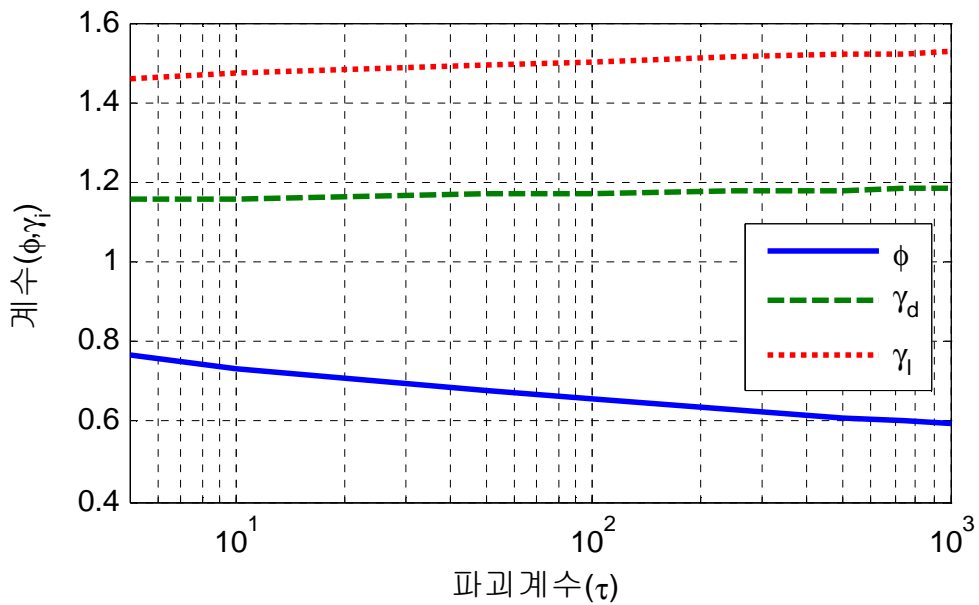


그림 5.41 RC말뚝의 신뢰성 설계기준

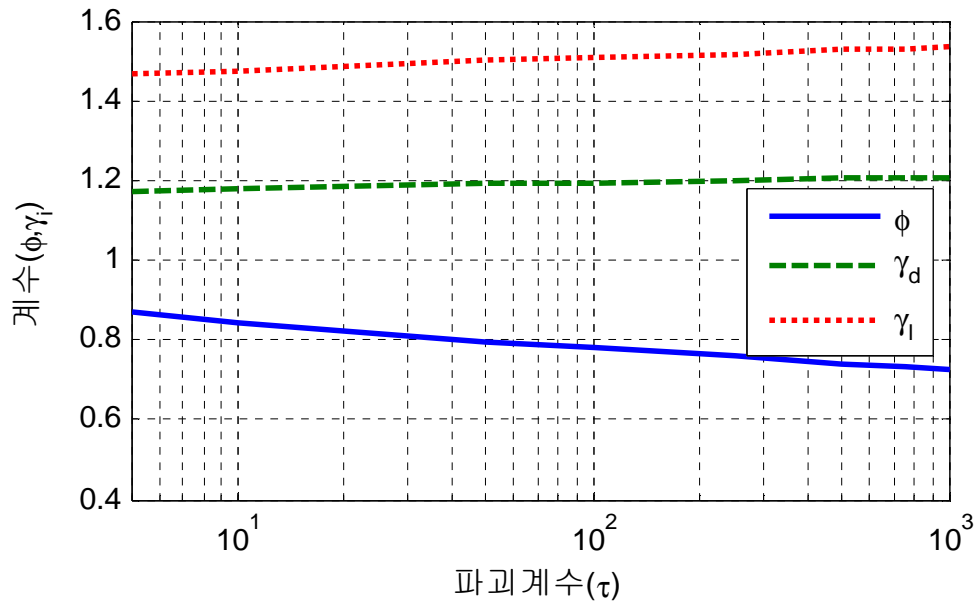


그림 5.42 PC말뚝의 신뢰성 설계기준

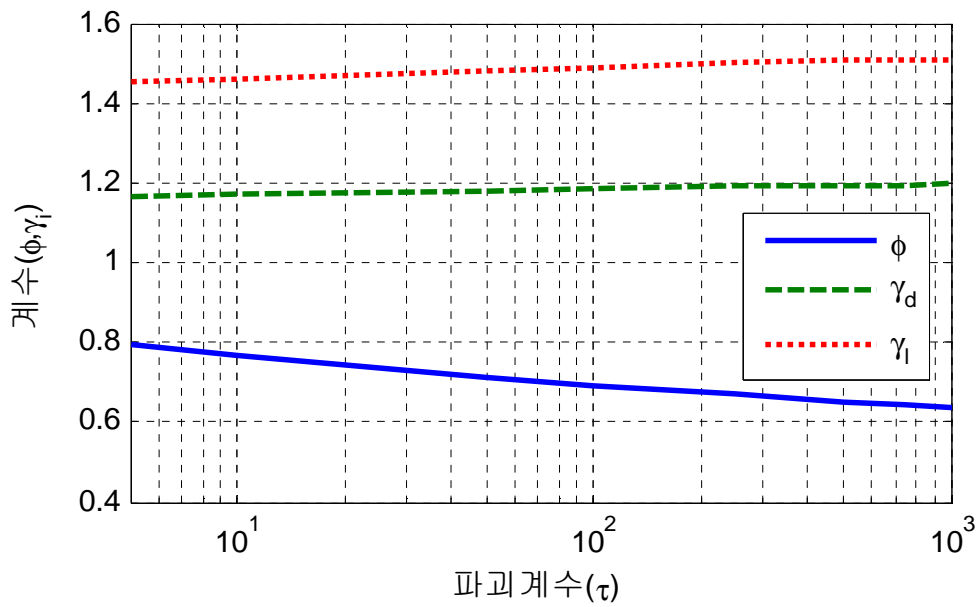


그림 5.43 강관말뚝의 신뢰성 설계기준

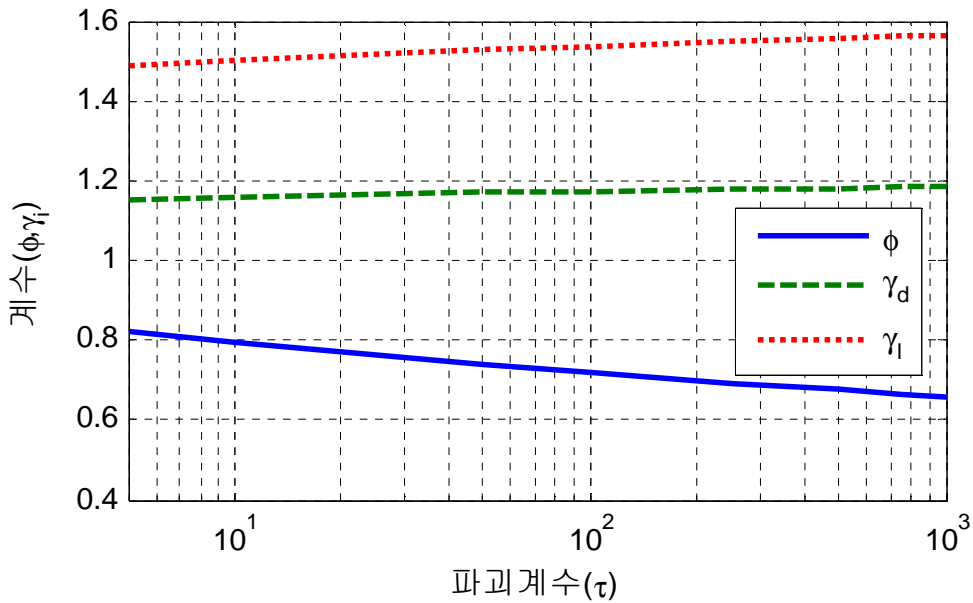


그림 5.44 PHC말뚝의 신뢰성 설계기준

5.2.4 하중비(ρ)의 증가에 따른 신뢰성 설계기준의 분석

구조신뢰성에서 하중비는 활하중과 사하중의 비로 정의되며, 하중비의 변화에 따라 경제적인 설계방법의 수단이 되기도 한다. 대개 구조신뢰성의 경우 사하중이 지배적인 하중이 되면 하중-저항계수 설계법이 유리하고, 활하중이 지배적일 경우 오히려 허용 응력설계법이 더 경제적인 설계가 된다.

측방유동을 받는 교대 기초와 같은 지반구조물의 경우 성토하중은 사하중의 개념으로 생각할 수 있으며, 적재하중이나 장비하중 또는 공사에 따른 작업하중 등은 활하중의 개념으로 생각할 수 있다. 표 5.17에서 표 5.20은 각각의 교대 기초말뚝에 대하여 하중비를 0.5에서 5.0까지 증가함에 따라 평균저항 및 평균하중계수와 공칭저항 및 공칭하중계수를 산정하여 나타낸 것이다. 검토조건으로 Chou가 최적신뢰성지수를 산정하기 위하여 사용한 공식을 적용하였으며, 이때의 정규화 비용증가비(k)는 0.0065, 정규화 파괴비용(c_f)는 8.6954, 정규화 파괴계수(τ)는 1,338.9의 값을 사용하였다.

표 5.17은 하중비 증가에 따른 RC말뚝에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.57050~0.61112의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.22713~1.12174의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.48035~1.57998의 범위로 산정되었다.

표 5.17 하중비에 따른 RC말뚝의 신뢰성 설계규준

하중비	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_a	γ_n	ϕ'	γ_a'	γ_n'
0.5	0.50937	1.11557	1.10474	0.57050	1.22713	1.48035
1.0	0.52130	1.07764	1.14072	0.58386	1.18540	1.52857
1.5	0.52911	1.05739	1.15603	0.59261	1.16313	1.54908
2.0	0.53416	0.04528	1.16415	0.59826	1.14981	1.55997
2.5	0.53763	1.03732	1.16912	0.60214	1.14105	1.56662
3.0	0.54013	1.03171	1.17244	0.60495	1.13489	1.57107
3.5	0.54202	1.02756	1.17482	0.60707	1.13031	1.57426
4.0	0.54350	1.02436	1.17660	0.60872	1.12679	1.57665
4.5	0.54468	1.02182	1.17798	0.61004	1.12400	1.57850
5.0	0.54564	1.01976	1.17909	0.61112	1.12174	1.57998

표 5.18은 하중비 증가에 따른 PC말뚝에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.70652~0.74876의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.26297~1.12785의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.48492~1.58762의 범위로 산정되었다.

표 5.19는 하중비 증가에 따른 강관말뚝에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.61577~0.65485의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.243277~1.12535의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.46741~1.56539의 범위로 산정되었다.

표 5.18 하중비에 따른 PC말뚝의 신뢰성 설계기준

하중비	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
0.5	0.63082	1.14815	1.10815	0.70652	1.26297	1.48492
1.0	0.64252	1.09994	1.14591	0.71962	1.20994	1.53552
1.5	0.65066	1.07384	1.16171	0.72874	1.18122	1.55669
2.0	0.65604	1.05820	1.16996	0.73477	1.16402	1.56774
2.5	0.65977	1.04793	1.17494	0.73895	1.15272	1.57442
3.0	0.66250	1.04070	1.17825	0.74199	1.14477	1.57886
3.5	0.66456	1.03534	1.18060	0.74431	1.13888	1.58201
4.0	0.66617	1.03123	1.18236	0.74612	1.13435	1.58436
4.5	0.66747	1.02796	1.18371	0.74757	1.13076	1.58618
5.0	0.66854	1.02531	1.18479	0.74876	1.12785	1.58762

표 5.19 하중비에 따른 강관말뚝의 신뢰성 설계기준

하중비	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
0.5	0.54979	1.13025	1.09508	0.61577	1.24327	1.46741
1.0	0.56034	1.08897	1.12990	0.62758	1.19787	1.51407
1.5	0.56784	1.06625	1.14508	0.63599	1.17287	1.53441
2.0	0.57287	1.05247	1.15321	0.64162	1.15771	1.54530
2.5	0.57638	1.04334	1.15819	0.64555	1.14767	1.55197
3.0	0.57895	1.03688	1.16153	0.64843	1.14057	1.55645
3.5	0.58091	1.03208	1.16392	0.65062	1.13529	1.55965
4.0	0.58244	1.02837	1.16571	0.65233	1.13121	1.56205
4.5	0.58368	1.02543	1.16710	0.65372	1.12798	1.56391
5.0	0.58469	1.02304	1.16820	0.65485	1.12535	1.56539

표 5.20은 하중비 증가에 따른 PHC말뚝에 대한 설계규준을 산정하여 나타낸 것으로써 공칭저항계수는 0.63386~0.68006의 범위로 산정되었고, 공칭성토하중계수는 1.23108~1.12094의 범위로 산정되었으며, 공칭상재하중계수는 1.51645~1.62187의 범위로 산정되었다.

표 5.20 하중비에 따른 PHC말뚝의 신뢰성 설계규준

하중비	평균저항 및 하중계수			공칭저항 및 하중계수		
	ϕ	γ_d	γ_l	ϕ'	γ_d'	γ_l'
0.5	0.56594	1.11916	1.13168	0.63386	1.23108	1.51645
1.0	0.58075	1.07762	1.17153	0.65044	1.18538	1.56986
1.5	0.58959	1.05654	1.18742	0.66034	1.16219	1.59115
2.0	0.59510	1.04426	1.19562	0.66651	1.14868	1.60213
2.5	0.59880	1.03630	1.20056	0.67066	1.13993	1.60875
3.0	0.60145	1.03075	1.20385	0.67362	1.13382	1.61315
3.5	0.60343	1.02666	1.20618	0.67584	1.12932	1.61628
4.0	0.60497	1.02352	1.20792	0.67756	1.12587	1.61862
4.5	0.60619	1.02104	1.20927	0.67894	1.12315	1.62043
5.0	0.60719	1.01904	1.21035	0.68006	1.12094	1.62187

그림 5.45에서 그림 5.48은 각 교대 기초말뚝에 대하여 하중비의 증가에 따른 공칭저항 및 공칭하중계수의 변화를 도식화하여 나타낸 것으로서, 공칭저항계수는 하중비가 증가 할수록 약간의 증가하는 경향을 나타냈으며, 공칭성토하중계수는 약간 감소하는 경향이 나타났고, 공칭상재하중계수는 약간 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 하중비가 2이상이 되면 공칭저항계수 및 공칭하중계수는 일정한 값을 나타내고 있음을 알 수 있다.

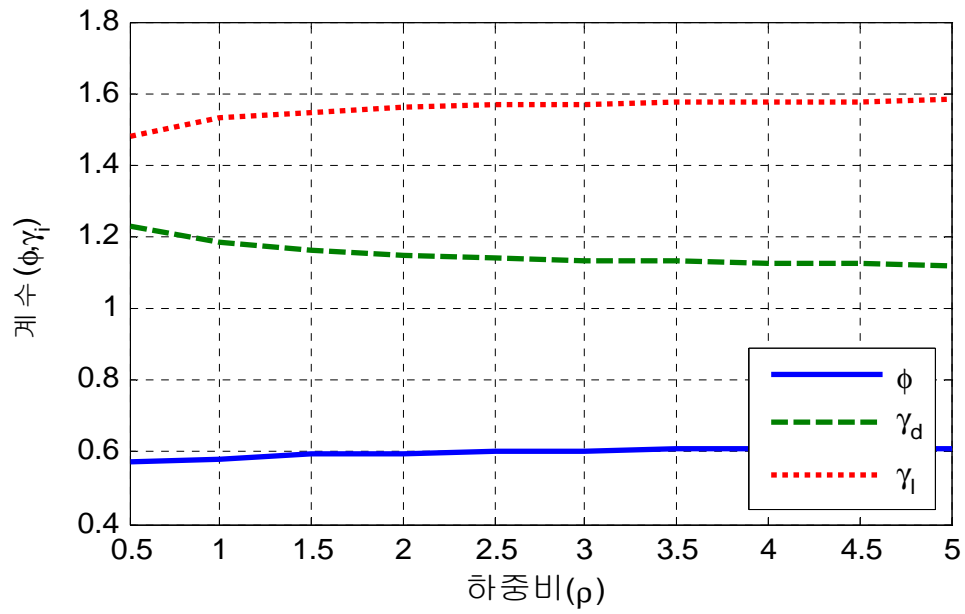


그림 5.45 RC말뚝의 하중-저항계수

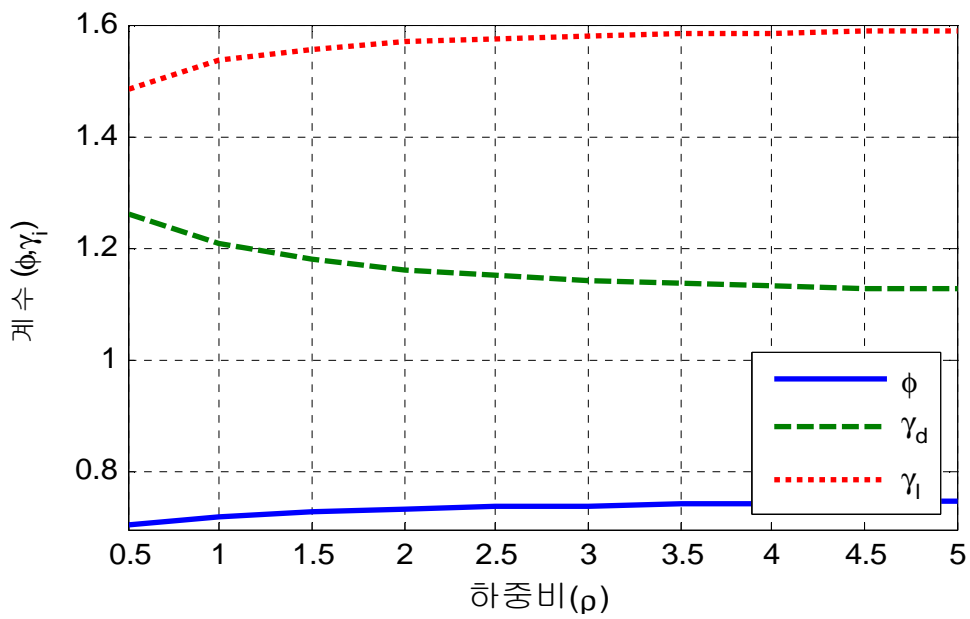


그림 5.46 PC말뚝의 하중-저항계수

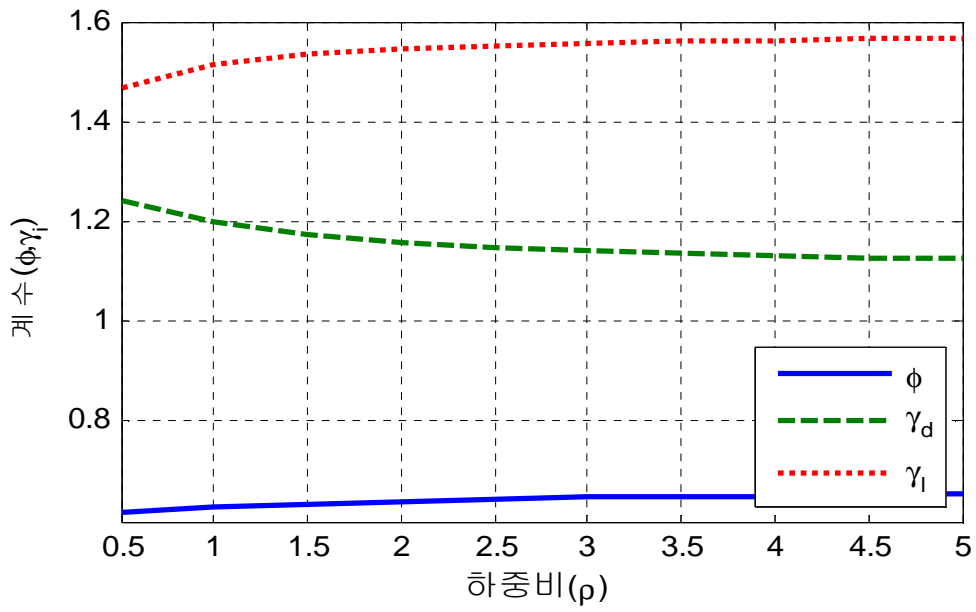


그림 5.47 강관말뚝의 하중-저항계수

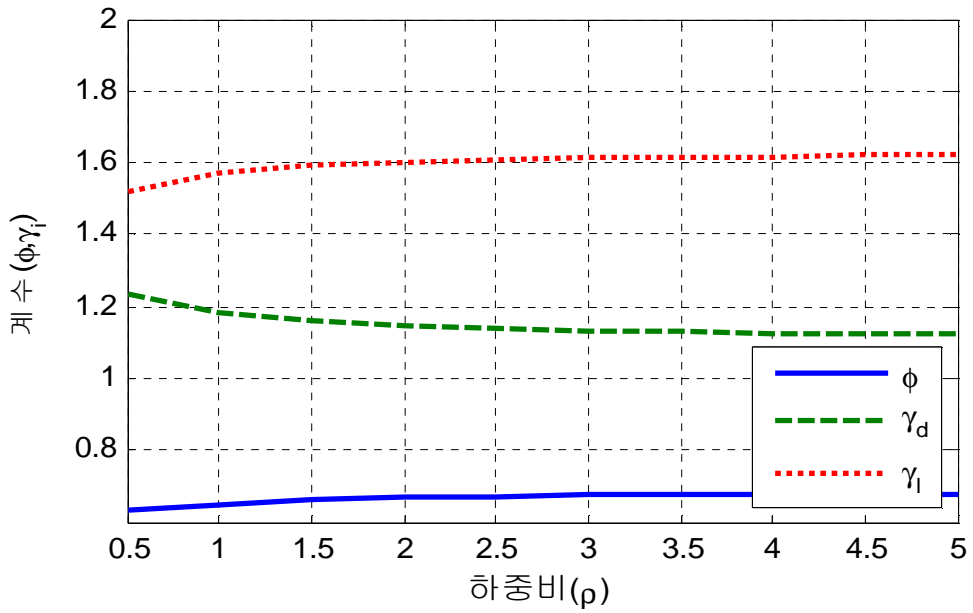


그림 5.48 PHC말뚝의 하중-저항계수

제6장 결 론

본 연구에서는 연약지반에 설치된 교대구조물의 측방유동에 관한 확률론적 안정 해석을 수행하였다. 측방유동 판정방법과 교대 기초말뚝의 안정해석에 대한 불확실량 산정 및 한계상태 해석모델을 제안하여 신뢰성 해석을 수행하였으며 해석결과를 비교·분석하였다. 안정성과 경제적 중요도를 고려하기 위해 파괴계수와 하중비의 증가에 따른 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였으며, 최적신뢰성 설계규준인 저항 및 하중계수를 산정하여 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 측방유동 판정방법인 측방이동지수, 측방이동판정수, 수정측방이동판정수 및 원호활동 안전율의 안정해석에 대하여 2차모멘트법과 점추정법 및 총기대비용 최소화법을 이용하여 신뢰성 해석을 수행한 결과, 각각의 신뢰성지수는 2.353~2.344, 3.115~3.053, 2.876~2.806, 2.071~1.724의 범위로 산정되었으며, 해석방법에 따른 신뢰성지수 값은 매우 유사한 것으로 나타났다. 특히, 확률변수에 대한 편미분이 불필요하고 평균값과 표준편차만으로 신뢰성 해석을 수행할 수 있는 점추정법이 다른 방법보다 간편성 측면에서 실용적인 방법임을 확인할 수 있었다.
2. 원호활동 안정해석에 대해 확정론적 연구결과와 신뢰성 해석결과를 서로 비교한 결과, 최적신뢰성지수는 원호활동 안전율이 1.0이하인 경우와 1.0이상인 경우에 있어 각각 3.266~3.872, 4.345~5.123의 범위에서 결정되었으며, 이를 통해 확정론적 안전율과 확률론적 신뢰성지수간의 상관성을 확인할 수 있었다.
3. 연약지반에 설치된 구조물의 측방유동을 저감할 수 있는 교대 기초말뚝으로 사용된 RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝 및 PHC말뚝의 수평방향 지지력에 대한 신뢰성 해석을 수행한 결과, 최적신뢰성지수가 각각 3.825, 3.856, 3.879 및 3.744로 산정되었고, 최적안전율은 각각 1.858, 1.700, 1.756 및 1.884로 산정되어 각 말뚝의 유형별 신뢰도를 분석할 수 있었다.

4. PHC말뚝에 대해 최적신뢰성 해석방법인 Fujino방법, Kanda방법, Frangopol방법 및 Chou방법에 따라 총기대비용 최소화원칙에 기초한 신뢰성 해석을 수행한 결과, 최적신뢰성지수는 각각 4.1089, 3.7531, 3.7531 및 3.3731로 산정되었고, 최적안전율은 각각 2.1151, 1.8892, 1.8892 및 1.6745로 산정되어 신뢰성 해석 시에 제안된 방법별로 변수들의 고려된 정도에 따라 최적신뢰성지수 값의 차이가 있음을 알 수 있었다.
5. 파괴계수와 하중비의 증가에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전율을 분석하고, 신뢰성 설계기준인 하중계수와 저항계수를 산정하여 시공수준 및 안정성과 경제성을 종합적으로 고려할 수 있는 합리적인 신뢰성 설계모델을 제시하였다.

신뢰성 이론에 따른 측방유동 안정해석은 기존의 확정론적 방법에 의한 일률적인 안전율의 적용방식과는 달리 파괴계수 및 하중비에 따라 구조물의 안정성과 경제성을 동시에 고려할 수 있는 합리적인 방법으로써, 향후 측방유동을 받는 구조물에 대한 광범위한 통계적 불확실량 데이터의 확충과 분석을 통해 보다 신뢰도 높은 안정해석 및 설계기준을 정립할 수 있을 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

- 건설교통부(1975), “도로교 하부구조 설계지침”, 건설교통부, pp.17~21, 82~92.
- 건설교통부(2000), “측방유동을 받는 토류구조물의 안전진단기술개발 1차년도 연구보고서”, 건설교통부, pp.12~19.
- 건설교통부(2001), “측방유동을 받는 토류구조물의 안전진단기술개발 2차년도 연구보고서”, 건설교통부, pp.125~130.
- 김영수(1988), “사면안정의 확률론적 해석”, 대한토목학회 논문집, 제8권, 제3호, pp.85~90.
- 나기현 · 박주원 · 이증빈 · 정철원(1998), “Fuzzy 개념을 이용한 RC 도로교의 건전성 평가 모델 개발”, 한국구조물진단학회지 제2권 제2호.
- 류기송(1988), “연약지반에 설치된 교대의 측방이동과 그의 대책공법”, 대한토질공학회지, 대한토질공학회, 제4권, 제3호, 9월, pp.63~68.
- 박상범(2004), “연약한 실트지반과 오염된 실트지반의 측방유동에 관한 연구”, 조선대학교대학원 박사학위 논문, pp.8~33.
- 심태섭(1990), “지진시 미소변위를 허용하는 옹벽의 신뢰성 연구”, 경희대학교 대학원 박사학위논문.
- 심태섭 · 주승완(2000), “점추정법에 의한 암반사면의 안정성해석 모델”, 대한지질공학회지, 제 10권, 제 2호, pp.107~114.
- 안종필 · 홍원표 · 이우현 · 남정만(1991), “교대기초말뚝의 안정”, 대한토질공학회지, 대한토질공학회, 제7권, 제2호, 6월, pp.67~79.
- 안종필(1993), “편재하중을 받는 연약지반의 측방유동에 관한 연구”, 대한지질공학회지, 대한지질공학회, 제3권, 제2호, 9월, pp.177~190.
- 안종필 · 홍원표(1994), “측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제10권, 제2호, 6월.
- 안종필 · 박주원 · 김대해(2004), “측방유동 손상을 받은 RC 슬래브교의 보수·보강 사례 분석”, 2004년도 한국구조물진단학회 가을학술발표대회 논문집, pp.91~96.

- 안종필 · 이증빈 · 박주원 · 김규덕 · 김성현(2007), “측방유동을 받는 교대말뚝기초의 신뢰성 해석”, 2007년도 한국구조물진단학회 가을학술발표대회 논문집, pp.317~324.
- 안종필 · 이증빈 · 박상범 · 김규덕 · 김성현(2008), “측방유동을 받는 교대기초의 PEM 해석”, 2008년도 한국구조물진단학회 봄학술발표대회 논문집, pp.145~151.
- 양우식(1992), “FOSM Method를 이용한 사면의 신뢰도 해석”, 경희대학교 대학원 박사학위논문.
- 이규환(2007), “지반특성의 불확실성과 신뢰성 기법을 고려한 압밀해석”, 한국구조물진단학회지, 제11권 제4호, 2007, 7. pp.138~146.
- 이 송(1985), “얕은 기초의 안전성에 관한 신뢰성 해석”, 고려대학교 대학원 박사학위논문.
- 이 송 · 김상국 · 강명찬(2001), “교대의 측방유동에 관한 사례 연구”, 한국구조물진단학회지 학술발표 논문집 제5권 제1호 pp.245~250.
- 이승재(1994), “고속철도 교량의 전산화 유지관리를 위한 신뢰성에 기초한 건전성 평가 모형”, 한양대학교 대학원 박사학위논문.
- 이증빈, 박철수(1990), “신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정 해석”, 한국전산구조공학회 학술발표 논문집 제3권 제2집, pp.85~90.
- 이증빈(1991), “신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정 해석 및 설계규준”, 한국전산구조공학회 가을학술발표 논문집 제4권 제2집, pp.102~107.
- 이증빈 · 신형우(1992), “하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석모델 개발”, 한국전산구조공학회 학술발표 논문집, 제5권 제1집, pp.134~139.
- 이증빈 · 손용우 · 박철수(2002), “퍼지 의사결정기법을 이용한 RC 구조물의 건전성 평가”, 한국전산구조공학회 봄 학술발표회 논문집, 제15권 제1집, pp.274~283.
- 이증빈 · 김종길 · 손용우 · 이채규 · 안영기(2003), “교량 구조시스템의 유지관리를 위한 퍼지신뢰성 해석모델”, 한국구조물진단학회 가을학술발표회 논문집, 제7권 제2호, pp.41~52.
- 조효남 · 정태송 · 전재명(1983), “신뢰성이론에 의한 R.C옹벽의 안정 해석 및 설계규준”, 대한토목학회논문집, 제3권 제35호, pp.77~86.
- 조효남 · 임종권 · 심성택(2001), “기대 생애주기비용의 최소화에 의한 교량의 최적 내진

- 신뢰성”, 대한토목학회논문집, 제21권 제2-A호, pp. 295-306.
- 홍원표(1983), “수평력을 받는 말뚝”, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제31권, 제5호, 10월, pp.32~36.
- 홍원표(1984), “측방변형지반 속의 줄말뚝에 작용하는 토압”, 대한토목학회 논문집, 제4권, 제1호, pp.59~68.
- 홍원표(1984), “수동말뚝에 작용하는 측방토압”, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제4권. 제2호, 6월, pp.77~88.
- 홍원표(1984), “수동말뚝”, 중앙대학교 공과대학, pp.5~61, 111~131, 241~280.
- 홍원표·이우현·안종필·남정만(1991), “교대기초말뚝의 거동”, 대한토질공학회지, 대한토질공학회, 제7권, 제2호, 6월, pp.67~79.
- 홍원표·권오현·한중근·조성한(1994), “연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제10권, 제4호, 12월, pp.53~65.
- 岡原(1980), “確率モデル 抗の 支持力の 安全性評價”, 橋梁 と基礎
- 關口秀雄·紫田 徹(1982), “盛土基礎地盤の 側方流動解析上の 問題點”, 土と基礎, Vol.30, No.5 (No.292), pp.47~54.
- 關口秀雄·紫田 徹·三村 衛(1987), “軟弱地盤における 側方流動實積”, 第22回 土質 工學 研究發表會 發表講演集, 日本土質工學會, pp.1019~1022.
- 富永直生·橋本正治(1974), “側方變位の 現場計測による 盛土の施工管理について”, 土と基礎, Vol.22, No.11, pp.43~51.
- 山口栢樹·村上幸利(1975), “粘土地盤の 二次元變形に關する 實驗と解析”, 第10回 土質 工學研究發表會 發表講演集, 日本土質工學會, pp.401~404.
- 松尾 捻·川村國夫(1975), “盛土の 情報化施工と その 評價に 關する 研究”, 日本土木 學會 論文報告集, No.241, 9月, pp.81~91.
- 紫田 徹(1982), “盛土の 安全性と 側方流動”, 土と 基礎, 日本 土質工學會, Vol.30, No.5, pp.3~6, 41~54.
- Ang, A. H. S. · Cornell, C. A.(1974), “Reliability bases of structural safety and design”,

Journal of Structural division, ASCE, Vol. 100, NO. 9, pp.1755~1769.

Ang, A. H. S. · Tang, W. H.(1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design", Vol. 2, John Wiley, 1984, pp.274~298

Broms, B. · Pandey, P. C. · Goh. A(1987), "The lateral displacement of piles from embankment loads", Proc. of JSCE, No. 388, III-8 Geotechnical engineering, December, pp.1~11.

Chou. T.(1991), "Optimum Safety Indices Based on Expected Total Cost Minimization", Journal of Structural Engineering(in Japanese), VOL, 37A, pp.543~555.

Cornell, C. A.(1969), "A Probability-Based Structural Code", Proceeding of the American concrete institute, Vol. 66, No.12, pp.974~985.

Cornell, C. A.(1971), "A First-order Reliability Theory for Structural Design", in Structural Reliability and Codified Design, S.M. Study, No.3, Soil Mechanics Div., Univ. of Waterloo. Ontario, pp.87~111.

D'Appolonia, D. J. · Lambe, T. W. & Poulos, H. G(1971), "Evaluation of pore pressures beneath an embankment", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM6, pp.881~897.

Das, B. M.(1984), "Principles of foundation engineering", Brooks/Cole Engineering division, Monterey, California, pp.101~206.

De Beer, E. E. · Wallays, M.(1972), "Forces induced in the piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile", Proc. of 5th ICSMFE, Paris, pp.325~332.

Ellingwood, B. · MacGregor, J. G. · Galambos, T. V · Cornell C. A.(1982), "Reliability Nased Load Combinations", Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 108, No.ST5. May, pp.978~997.

Ellingwood, B. · Kanda, J.(1991), "Formulation of Load Factors Based on Optimu Reliability", Structural Safety, 9, Elsevier, pp.197~210.

Frangopol, D. M. · Enright, M. P.(1998), "Probability Analysis of Resistance degradation of Reinforced Concrete Bridge Beams under Corrosion", Engineering Structures, Elsevier, 20(11), pp.960~971.

- Frangopol, D. M. · Enright, M. P.(1999), “Reliability-based Condition Assessment of Deteriorating Concrete Bridges Considering Load Redistribution”, *Structural Safe*, Elsevier, 21(2), pp.159~195.
- Gharaibeh, E. S. · Frangopol, D. M. · Onoufriou, T.(2002), “Reliability based Importance Assessment of Structural Members with Applications to Complex Structures”, *Computer and Structures*, Elsevier, pp.1113~1131.
- Ito, T. · Matsui, T.(1975), “Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles”, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.4, pp.43~59.
- Kanda, J. · Adachi, T.(2001), “Influence of Probability Distribution of Load on Optimum Reliability”, *Reliability Engineering and System Safety*, Elsevier 73, pp.197~204.
- Kong, J. S. · Frangopol, D. M.(2003), “Life-Cycle Reliability-Based Maintenance Cost Optimization of Deteriorating Structures with Emphasis on Bridges”, *Journal of Structural Engineering*, Vol 129, No.6, pp.818~828.
- Lee, I. K. · White, W. · Ingles, O. G.(1983), “*Geotechnical Engineering*”, Pitman, pp.57~88.
- Lind, N. C. · Hasofer, A. M.(1974), “Exact and Invariant Second-Moment Code Format”, *Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE*, Vol.100, No.EM1 Fed, pp.11~121.
- Lumb, P.(1966), “The Variability of Natural Soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 3, No. 2, pp.74~78.
- Matsui, T. · Hong, W. P. · Ito, T.(1982), “Earth pressures on piles in a row due to lateral soil movements”, *Soils and Foundations*, Vol.22, No. 2, pp.71~81.
- Oteo, C. S.(1977), “Horizontally loaded piles. Deformation influence”, *Proc.of 9th ICSMFE. Specialty session 10, Tokyo*, pp.101~106.
- Poulos, H. G.(1971), “Behavior of laterally loaded piles”, I-Single piles, *ASCE*, Vol.97, No. SM5, pp.711~731.
- Rosenblueth, E.(1975), “Point estimates for probability moments”, *Proc. Nat. Acad.*

Sci. USA, Vol. 72, No. 10, pp.3812~3814.

Sugiyama, T. · Saksi, t · Fujino, Y. · Ito, M.(1982), “Decisions on Reliability Lever and Safety Factor for Structural Design”, Proc. of JSCE. No. 327, Nov., pp.1~28.

Sugiyama, T. · Saksi, t · Fujino, Y. · Ito, M.(1982), “Decisions on Reliability Lever and Safety Factor for Structural Design”, Proc. of JSCE. No. 327, Nov. pp.1-28.

Tang, W. H.(1981), “Probabilistic Evaluation of Loads”, ASCE, Vol. 107, No. GT3, pp. 287~304.

Tschebotarioff, G. P.(1962), “Chapter 5 on Retaining structures in foundation engineering (editor Leonards)”, McGraw-Hill, New York, pp.486~496.

Tavenas, F. · Mieussens, C. · Bourges, F.(1979), “Lateral displacements in clay foundations under embankments”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.16, pp.532~550.

Tavenas, F. · Leroueil, S.(1980), “The behaviour of embankments on clay foudations”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.17 pp.236~260.

Xue, J. F. · Gavin, K.(2007), “Simutaneous determination of critical slip surface and reliability index for slopes”, J. Geotech Engrg., Voi 133, No. 7, July, pp.878~886.

- 요 지 -

연약지반에 설치된 교대구조물의 측방유동에 대한 안정해석에 있어서 현행 확정론적 경험식에 의한 설계방법의 불합리성을 지양하고, 안정성과 경제성을 확률적으로 고려한 측방유동의 안정해석 방법 및 설계기준 개발의 필요성이 대두되고 있다.

따라서, 본 연구에서는 연약지반에 설치된 교대구조물에 대하여 측방유동 판정방법과 교대 기초말뚝의 안정해석에 대한 신뢰성 해석을 수행하였으며, 해석결과를 비교·분석하여 신뢰성 설계모델을 제시하였다.

측방유동 판정방법에 대해서는 측방이동지수, 측방이동판정수, 수정측방이동판정수 및 원호활동 안전율을 대상으로 2차모멘트법과 점추정법 및 총기대비용 최소화방법을 적용하여 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석방법에 따른 각각의 신뢰성지수는 서로 유사한 것으로 나타났으며, 확률변수에 대한 편미분이 불필요하고 평균값과 표준편차만으로 신뢰성 해석을 수행할 수 있는 점추정법이 다른 방법보다 간편성 측면에서 실용적인 방법임을 확인할 수 있었다.

신뢰성 해석의 적합성을 검증하기 위해서 원호활동 안전율에 대한 확정론적 방법의 값과 신뢰성 해석의 값을 상호 비교하였으며, 그 결과 확정론적 안전율과 확률론적 신뢰성 지수간의 상관성이 확인되었다.

교대 기초말뚝의 신뢰성 해석을 위해서 RC말뚝, PC말뚝, 강관말뚝 및 PHC말뚝을 선정하였으며, 총기대비용 최소화법에 의한 최적신뢰성 해석을 수행하여 각 말뚝의 유형별 최적신뢰성지수 및 최적안전율을 산정하였다.

또한, PHC말뚝에 대해 최적신뢰성 해석방법인 Fujino방법, Kanda방법, Frangopol방법 및 Chou방법을 적용하여 최적신뢰성지수와 최적안전율을 산정하여 비교·분석한 결과, 해석 방법별로 변수들의 고려된 정도에 따라 최적신뢰성지수 값의 차이가 있음을 알 수 있었다.

파괴계수와 하중비의 증가에 따른 최적신뢰성지수와 최적안전율을 분석하고, 신뢰성 설계기준인 하중계수와 저항계수를 산정하여 시공수준 및 안정성과 경제성을 종합적으로 고려할 수 있는 합리적인 신뢰성 설계모델을 제시하였다.

감사의 글

오늘의 소중한 결실이 있기까지 너무나 많은 사랑과 은혜를 주신 교수님께 마음속 깊이 감사를 드리며, 저에게 주신 사랑과 은혜를 평생토록 간직하겠습니다.

논문 심사를 통해 많은 조언과 세심한 지도를 해주신 심태섭 교수님, 서울시립대학교 이송 교수님, 광주대학교 권호진 교수님, 전남대학교 김종렬 교수님께 깊은 감사를 드리며, 대학원 과정과 논문을 심사하는 동안 많은 격려를 해주신 토목공학과 교수님들께 감사를 드립니다.

본 연구가 이루어지는 동안 많은 지혜와 용기를 주신 이증빈 교수님과 박주원 박사님께 머리 숙여 감사를 드립니다. 또한 변함없는 믿음으로 지켜봐 주신 지반공학연구실과 지반원우회 선후배님들에게 깊은 감사를 드리며, 저의 힘든 모습을 지켜보며 항상 따뜻한 웃음으로 감싸준 서림의 임직원 모든 분들께도 감사한 마음을 이 자리를 빌어서 전해드립니다.

멀리서 따뜻한 마음으로 지켜봐준 친구들에게도 감사한 마음을 전하며, 오래도록 우정을 같이한 한마음회원 여러분께도 진심으로 감사를 드립니다.

어려움 속에서도 항상 저를 믿어주신 장인, 장모님과 처가 식구들에게도 감사를 드립니다. 이 결실을 가장 기뻐할 형님 가족들과 누님 가족들에게도 감사를 드리며, 사랑하는 나의 아내와 소중한 우리 딸에게도 사랑과 감사함을 드립니다.

지금까지 우리 가족들을 위해 눈물을 감추고 헌신적인 삶을 살아오신 어머님께 무한한 감사를 드리며, 하늘에서 지켜보실 아버님께도 이 기쁨을 전해드립니다.

끝으로 저를 아끼고 사랑해 주신 모든 분들께 감사를 드리며, 이 기쁨을 나누고 싶습니다.

저작물 이용 허락서

학 과	토목공학과	학 번	20047349	과 정	박사
성 명	한글 : 김 규 덕 한문 : 金 圭 德 영문 : Kim, Gyu-Deok				
주 소	광주광역시 남구 봉선동 1010-15				
연락처	E-mail : kgd125@hanmail.net				
논문제목	한글 : 측방유동을 받는 교대 기초말뚝의 안정성에 관한 신뢰성 해석				
	영문 : Reliability Analysis on the Stability of Foundation Piles in Abutment Subjected to Lateral Flow				

본인이 저작한 위의 저작물에 대하여 다음과 같은 조건 아래 조선대학교가 저작물을 이용할 수 있도록 허락하고 동의합니다.

- 다 음 -

1. 저작물의 DB구축 및 인터넷을 포함한 정보통신망에의 공개를 위한 저작물의 복제, 기억장치에의 저장, 전송 등을 허락함.
2. 위의 목적을 위하여 필요한 범위 내에서의 편집과 형식상의 변경을 허락함. 다만, 저작물의 내용변경은 금지함.
3. 배포·전송된 저작물의 영리적 목적을 위한 복제, 저장, 전송 등은 금지함.
4. 저작물에 대한 이용기간은 5년으로 하고, 기간종료 3개월 이내에 별도의 의사 표시가 없을 경우에는 저작물의 이용기간을 계속 연장함.
5. 해당 저작물의 저작권을 타인에게 양도하거나 출판을 허락을 하였을 경우에는 1개월 이내에 대학에 이를 통보함.
6. 조선대학교는 저작물 이용의 허락 이후 해당 저작물로 인하여 발생하는 타인에 의한 권리 침해에 대하여 일체의 법적 책임을 지지 않음.
7. 소속 대학의 협정기관에 저작물의 제공 및 인터넷 등 정보통신망을 이용한 저작물의 전송·출력을 허락함.

동의여부 : 동의(0) 반대()

2008년 8월 일

저작자 : 김 규 덕 (인)

조선대학교 총장 귀하