건설교통기술촉진사업 11기술표준화-0401

표준화를 위한 구조물기초 설계기준의 정비연구 최종보고서

2014. 10.

Infrastructure
R&D Report

주관연구기관 / 강원대학교
공동연구기관 / 동국대학교
김포대학교
한국건설기술연구원
위탁연구기관 / (주)지아이

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

제 출 문

국토교통부 장관 귀하

이 보고서를 "표준화를 위한 구조물 기초설계기준의 정비 연구"과제의 보고서로 제출합니다.

2014. 10.

주관연구기관명 : 강원대학교산학협력단
주관연구책임자 : 유 남 재
연 구 원 : 김동건, 황희석, 김선일
연 구 원 : 유광현, 안수영, 박새암
연 구 원 : 임석훈, 장창봉, 김훈태
협동연구기관명 : 동국대학교산학협력단
협동연구책임자 : 장 연 수
협동연구기관명 : 김포대학교산학협력단
협동연구책임자 : 양 태 선
협동연구기관명 : 한국건설기술연구원
협동연구책임자 : 박 재 현
협동연구기관명 : (주)지아이
협동연구책임자 : 김 성 욱

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>11기술표준화
04-01</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2013.08.11.
~2014.08.10</td><td>단 계 구 분</td><td>3차년도/
3차년도</td></tr>
<tr><td>연 구 사 업 명</td><td colspan="5">건설교통 기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td rowspan="4">연 구 과 제 명</td><td>최 상 위
과 제 명</td><td colspan="4">표준화를 위한 구조물 기초설계기준의 정비 연구</td></tr>
<tr><td rowspan="3">단위과제명</td><td colspan="4">연약지반 설계기준 표준화 방안</td></tr>
<tr><td colspan="4">옹벽기초 설계기준 표준화 방안</td></tr>
<tr><td colspan="4">깊은기초 설계기준 표준화 방안</td></tr>
<tr><td>연 구 책 임 자</td><td>유 남 재</td><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 86명
내부 : 84명
외부 : 2명</td><td>총연구비</td><td>정부
:899,000천원
계 :
899,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">강원대학교 산학협력단</td><td>참여기관명</td><td colspan="2">동국대학교 산학협력단
김포대학교 산학협력단
한국건설기술연구원,지아이</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="3">상대국명 :</td><td colspan="2">상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="6">본 연구의 최종 목표는 표준화된 구조물별 설계기준 개발을 위한 기초 연구수행 및 설계기준의 표준화 지침(안) 개발로 시방서 및 설계기준 표준화 개발을 위한 기초를 마련하기 위한 것으로 향후 구조물 기초 분야에 대하여 최적의 설계법 개발이 필요하게 될 것이므로 현재 콘크리트, 지반 등 분야별로 분산되어 있는 구조물기초 관련 설계기준을 선진화 및 표준화하기 위한 정비방안을 수립하는 것이며 아래와 같은 세부 목표하에 연구를 수행하였다.
○ 구조물기초 설계기준 표준화 항목 및 체계 개발
○ 표준화된 구조물기초 설계기준을 위한 평가 기술 개발
○ 구조물기초 설계기준의 구조물별 표준화 지침(안) 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="4">한계상태, 표준화, 지침, 평가기법, 용어 통일</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="4">Limit State, Standardization, Guideline, Estimation Method, Terminology Unification</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제목

『표준화를 위한 구조물설계기준의 정비방안 연구』

Ⅱ. 연구개발과제 개요(목적, 필요성, 범위 등을 기술)

본 연구의 최종 목표는 표준화된 구조물별 설계기준 개발을 위한 기초 연구수행 및 설계기준의 표준화 지침(안) 개발로 시방서 및 설계기준 표준화 개발을 위한 기초를 마련하기 위한 것으로 향후 구조물 기초 분야에 대하여 최적의 설계법 개발이 필요하므로 현재 콘크리트, 지반 등 분야별로 분산되어 있는 구조물기초 관련 설계기준을 선진화 및 표준화하기 위한 정비방안을 수립하는 것이다.

현재 세계 건축, 토목 건설 시장에서 구조물의 기초에 관한 표준화된 기준 적용이 추세이며 다양한 기초에 융합과 적용이 가능한 설계기준에 대한 연구가 필요하고 구조물별 표준화 설계기준을 위한 지침 개발이 우선적으로 필요하다.

또한, 구조물기초 분야는 모든 구조물의 하부부분에 해당되어 구조물의 안정성과 경제성(공사비, 공기)에 미치는 영향이 크므로 구조물기초의 표준화된 설계기준 마련이 시급하며, 현행 구조물기초와 관련된 설계기준은 구조물기초 설계기준, 도로교설계기준, 건축구조기준 등 각 관리주체별로 개발되고 있으므로, 각종 설계기준을 통합하여 표준화된 설계기준을 개발이 필요하다. 총괄적인 연구범위는 다음과 같다.

- 구조물기초 설계기준 표준화 항목 및 체계 개발
- 표준화된 구조물기초 설계기준을 위한 평가 기술 개발
- 구조물기초 설계기준의 구조물별 표준화 지침(안) 개발

Ⅲ. 연구개발 수행내용 및 결과(연구수행과정, 연구수행결과 등을 기술)

본 연구에서는 한계상태 평가절차로서의 구조물 기초별 특성을 반영한 부분계수 보정 Flow Chart를 바탕으로 데이터베이스 구축 및 품질평가, 극한상태(극한지지력)의 평가법, 구조물 기초 설계에 내재된 불확실성의 정량적 평가, 목표신뢰도지수의 결정과 같은 한계상태평가 기술에 대하여 검토하였다. 또한 이러한 평가 기술을 토대로 실제 사례를 적용하여 한계상태설계 적용성을 검토하였다.

한계상태평가 기술의 일환으로 구조물별로 실제 저항력을 확인할 수 있는 재하시험 자료 및 강도 자료 등을 수집하고, 통계학적 분석에 의한 저항의 불확실성을 평가하였다.

구조물 기초별 신뢰도수준을 평가하기 위하여 신뢰성 해석 프로그램 및 다양한 해석방법을 활용하여 각 구조물별 신뢰도수준을 분석하였다.

또한 구조물별로 국내 시험자료를 이용한 저항의 불확실성 분석과 신뢰도수준 평가 결과를 이용하여 구조물 기초별 저항계수가 제안하였다. 깊은 기초의 경우 일반교량과 장대교량에 대하여 저항계수를 산정하였고, 연약지반개량에서는 개량지반이 항만 구조물 기초로 많이 적용되고 있으므로 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)과 API(1993)에서 제시하고 있는 하중계수와 AASHTO(2007)의 하중계수를 이용하여 각각 저항계수를 보정하여 비교-검토하였다. 얕은기초에서는 AASHTO(2007)에서 제시한 하중계수를 이용하여 신뢰성 해석으로부터 얻어진 결과를 토대로 저항계수를 보정하였으며, 안전율로부터 산정된 저항계수 및 각 조건에 따른 저항계수 보정값을 제시하였다.

구조물 기초의 한계상태설계법의 적용성을 검토하기 위하여 구조물별로 실제 구조물 기초를 대상으로 부분계수를 적용하여 하중에 대한 저항의 능력이 구조물 기초의 요구성능을 만족하는지를 평가하는 과정을 예제로 구성하였다. 깊은기초에서는 국내 항타강관말뚝이 시공된 PSC Beam 교량 기초의 지지력에 대하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 이용하여 LRFD 저항계수를 적용한 한계상태설계가 수행되었고, 설계법 비교를 위하여 유로코드에서 제시하고 있는 재료계수를 적용하여 부분안전계수법을 적용하여 이를 서로 비교하였다. 얕은기초에서는 수집된 풍화토지반 얕은기초 현장 자료에서 대표 단면 2개를 선정하여 허용응력설계, 하중저항계수설계, 부분안전계수설계법을 각각 적용하여 이를 비교검토하였다. 연약지반개량에서는 일본 연약지반개량공법 매뉴얼에 수록된 항만 접안시설의 기초에 대하여 압축응력 및 전단응력에 대한 한계상태설계가 수행되었으며, 심층혼합처리 지반과 쇄석다짐말뚝에 대하여 허용응력설계법, LRFD, Eurocode를 이용한 설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교-검토하였다. 옹벽에서는 국토해양부 및 국방부 옹벽 표준도를 기준으로 허용응력설계법, AASHTO LRFD, Eurocode 한계상태설계법을 이용하여 적용성을 검토하고자 하였다.

최종적으로 상기 연구결과를 종합하여, 국내 한계상태설계법 적용 및 설계기준 표준화를 위한 표준화 지침(안)을 별도로 작성하여 국내 구조물기초 분야에 대한 한계상태 설계 이론 및 평가방법 등에 대하여 상세히 기술하였고, 향후 한계상태 설계 적용을 위한 표준화 방안 및 제언을 제시하였다.

Ⅳ. 최종 연구성과 및 적용실적

본 연구 결과에 따른 성과자료로 논문성과는 학술발표 논문 29편, 학술지 논문 4편을 수록하였고, 과제를 수행하면서 연구주제와 관련한 학위 논문을 발표하였으며 총 8명(박사 2명, 석사 6명)의 인력을 양성하였다. 또한 한계상태 설계법과 관련하여 국내 실정에 맞는 설계항목과 평가기법을 개발하여 향후 국내설계기준 수립을 위한 연구 토대를 마련하기 위하여 한계상태설계와 관련한 분야(설계, 시공, 연구소 등)별 전문가들의 의견을 수렴하고자 총 200개 이상의 설문조사 및 자문을 수행하였다.

구조물기초 설계기준 표준화를 위한 연구진행 방향 및 한계상태설계 연구 결과 등을 발표하고, 이에 대한 의견을 수렴하고자 학술대회 “구조물기초 분야” 세션을 총 3회에 걸쳐 운영하여 산,학,연 전문가들과 학술 및 연구방향에 대하여 논의하였다. 그리고 각 분야별 전문가를 초빙하여 자문회의 및 워크샵을 다수 개최하여 관련 표준화 지침서의 방향 및 적용 가능성에 대하여 논의 하였다.

Ⅴ. 연구목표 달성 및 효과

목 표	달 성 도 (%)	내 용
구조물별 설계기준 표준화 항목 개발	100%	구조 및 설계개선(최적화) 항목 개발
		구조 및 설계개선(최적화)을 통한 합리적이고 체계적인 설계기준 항목 개발
구조물기초의 표준화 설계기준 적용성 평가 및 평가기술 개발	100%	객관적으로 정량적인 실사례(실내시험, 현장시험 등) 분석결과를 통한 구조물기초 설계기준의 표준화 항목별 평가기술 도출
		제도·정책 활용, 실무적용 등 구체적 실용화 방안 개발
구조물별 구조물기초 설계기준 표준화 방안 도출	100%	구조물기초 설계기준 표준화 항목에 따른 구조물별 설계기준 표준화 지침(안) 제시
	100%	구조물기초 설계기준 표준화 구조물별 설계기준 표준화 지침(안) 교육홍보

Ⅵ. 연구성과 활용계획

연구과제 수행에 따라 구조물별 성능분석 및 성능평가 기법 개발, 한계상태 평가기술 개발, 한계상태설계 적용 검토 등 세부목표에 대하여 각각 그 결과를 도출하였고, 추후 연구 결과에 대한 활용방안은 아래와 같다.

- ○ 개발된 표준화된 구조물기초설계기준 지침을 구조물별 한계상태설계법을 고려한 성능기준 개발에 활용
- ○ 국내 실정에 맞는 한계상태설계 평가기법 개발을 통하여 실제 설계사례에 적용해 봄으로서 설계 표준화 기틀 마련
- ○ 향후 구조물기초설계기준 개정시 활용
- ○ 한계상태설계 표준화 항목 선정 및 신뢰성 해석을 통한 목표신뢰도 지수 및

저항계수 연구를 통하여 최종적으로 설계기준에 부합하는 목표값 제안

○ 국제표준규격에 부합하는 설계기준의 합리화 • 선진화는 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 기여하여 국가적인 수익창출에 기여

○ 다양한 국내의 현장조사, 실내시험 및 하중재하시험 자료를 정량화 하고 이에 대한 표준화를 설정함으로써 합리적이고 체계적인 해석 및 최적 구조물기초 설계기준의 설계기술의 개발이 가능

○ 향후 구조물별 설계표준도 작성, 구조물별 시방서 작성, 구조물별 설계프로그램 개발

○ 설계기준에 대한 기술자의 이해를 돕기 위한 세미나 및 기술교육을 실시하여 기술 공유 및 보급에 노력하고 한계상태설계법 교육교재 개발에 적용

○ 한일 연구교류를 통하여 설계기준의 구성, 구조물의 성능, 기초의 한계상태와 목표 신뢰성 설정, 기초의 신뢰성 해석방법의 제안에 대하여 공동으로 연구하고자 함

○ 사면안정, 가시설, 보강토옹벽 등의 분야도 향후 추가적인 연구가 수행되어야 하며 지반조사 결과의 신뢰성 있는 DB구축을 위해서 조사자료의 확보가 중요하므로 현재보다 높은 수준의 지반조사 기준을 정립하고 지반조사 데이터 확보가 필요하므로 향후 지속적인 관련학회, 논문게재 등에서 관련 내용을 홍보를 제안

SUMMARY

Ⅰ. Project title

Research on modifying design criteria of structure foundation for standardization

Ⅱ. Purpose and necessity of research development

Currently, the design criteria related to domestic structure foundation are developed and applied separately to the management entities, e.g. structure foundation, highway bridge and architecture structure. Hence, confusions are aroused in adaptiveness of design criteria, since the terminologies, contents and criteria items are different. The opening of global construction markets according to WTO (World Trade Organization) and TBT(Agreement on Technical Barriers to Trade) raised the needs for developing the standardized design criteria in order to secure the competitiveness in global construction market. Recently, the limit state design method is adopted in the structure foundation design of geotechnical engineering in foreign countries, e.g. design criteria of ISO, AASHTO bridge design specification in US and design criteria of EU countries.

Standardized design criteria in the construction technology is a required infra to adopt the limit state design method and ordering system in the advanced countries. By performing the basic study to apply the limit state design method, especially, in the design area, the performance of the structures can be improved in the long term. It will be possible to improve the international competitiveness of the design technology and to develop the quality of the construction work using monitoring values.

It will contribute to improve the construction quality by objective assessment of construction outcomes and to facilitate the development of technology and the adoption of the new technologies. The performance improvement of the facilities to provide the safety and to maintain the serviceability will necessitate the adoption of the design based on the limit state concepts.

Therefore, the purposes of this study for three years are to establish the plan of standardizing the design criteria of domestic structure foundation and to develop the standardized items and their systems, the assessment technology and the draft of standardization criteria for individual geotechnical structures.

Ⅲ. Content and Scope of Research Development

The final goals of this study are to perform the basic research to develop the

standardized design criteria for individual structures and the guidelines of standardized design criteria. The foundation of standardizing the specifications and design criteria and, in the long term, the optimum design methods in structure foundation area will be provided. The organizing plan of the design criteria of structure foundation, which are separated by the maintenance organizations, will be established to make the advancement and the standardization of the design criteria. Detailed research goals are the following:

- ○ Development of the standardized items and the system for design criteria of structure foundation
- ○ Development of the assessment technique for the standardized design criteria of structure foundation
- ○ Development of the guidelines (draft) for standardizing design criteria of the structure foundation for individual structures.

<Yearly Research Contents>

Year	Research goals	Contents and methods
1st	- Establishment of ways to advance and standardize the domestic design of structure foundation	▪ Suggestion of the recent policy, technological trends, and environmental analysis in domestic and foreign countries for advancement and standardization of the design criteria. ▪ Analysis of recent design standards and the related systems in domestic and foreign countries based on the limit state design method of structure foundation ▪ Analysis of directions for development of standardized design criteria for domestic structure foundation
	- Analysis of the limit state design base technology for individual structures, e.g. foundation, geotechnical investigation, soil improvement and retaining structures, etc.	▪ Comparison and analysis of advantages and disadvantages in allowable stress method and limit state design methods for individual structures ▪ Process establishment of developing the criteria of limit state design and deduction of promotion systems.
	- Comparison, analysis and draw of unifying domestic design criteria of structure foundation	▪ Itemized comparison of domestic criteria related to various structure foundation
		▪ Ways of unifying the difference between the domestic design criteria of structure foundations, e.g. foundation, geotechnical investigation, soil improvement and retaining wall, and the other domestic design criteria ▪ Analyses of the application ranges of technical terminologies in English for national design standards and validity analysis of the application ▪ Development of the definition of the limit states for individual structures considering the domestic design and construction practice.

<Yearly Research Contents> (continue)

Year	Research goals	Contents and methods
2nd	- Development of methods for analyzing and assessing the performance of individual structures, e.g. foundation, geotechnical investigation, soil improvement and retaining structures, etc. - Provision of the standardization basis for limit state design of individual structures - Development of assessment method of limit state design for individual structures	▪ Development of the assessment process for individual limit states and structures considering the domestic design and construction practice. ▪ Examination of the application of the limit state design for individual structures considering the domestic design and construction practice. ▪ Review of the limit state design criteria for individual structures and assessment of their adaptiveness ▪ Comparison and review of the assessment technology for domestic and foreign limit state method ▪ Development of limit state assessment technology suitable to domestic characteristics
3rd	- Development of standardization items in design criteria for individual structures - Assessment of adaptability of the standardized design criteria for structure foundation and development of assessment technology - Deduction of standardization methods for design criteria of structure foundation	▪ Development of rational and systematic design criteria items by improving (optimizing) the design and the structure ▪ Deduction of the assessment technology for items of standardized design criteria using the results of analyzing the objectives and the quantitative case histories, e.g. laboratory analysis and in-situ analysis ▪ Development of the ways of commercialization in the usage of institution and policy, and in the application to practice ▪ Suggestion of the standardized guidelines (draft) for design criteria in each individual structures according to the items of standardized design criteria of structure foundations

Ⅳ. Results of research development

1. Analysis and suggestion of recent domestic and foreign policies, technology trends and the environments for advancement and standardization

- Analysis of the type and the status of the related legislature and the government supported policy projects.
- Analysis of the revision status of limit state design method in ISO, US and EU.
- Literature surveys and analyses of the environments related to the design of structure

foundation about 1163 volumes of domestic and foreign academic journals and research reports in recent 30 years.

2. System analysis of the recent domestic and foreign design criteria based on the limit state design of the structure foundation

- Survey of recent revision status of the domestic design criteria, e.g. 20 types including the design criteria of the structure foundation.
- Analysis of the system of the domestic and foreign design criteria, e.g. standard specifications, special specifications, design standards and sub-technical standards.
- Survey of design standard revision and application status of reliability design criteria.

- Analysis of trends for the foreign design standards,
  - US : AASHTO LRFD - EU : EUROCODE - Japan : GEOCODE21
  - Miscellaneous : Denmark, Vietnam, Malaysia, Hongkong and China etc.

3. Analysis of the directions for developing the standardization of the domestic structure foundation design criteria
- Questionnaire survey to about 200 specialist in civil engineering for evaluation of problems in the domestic design criteria,
  - 1st survey : survey of the system of the domestic design criteria
  - 2nd survey : survey of the detailed criteria for individual structures
- Comparison of the domestic design criteria and analysis of standardizing directions.

4. Comparison and analysis of advantages and disadvantages of allowable stress design (ASD) and limit state design (LSD) for individual structures

- Comparison of advantages and disadvantages of allowable stress design (ASD) and limit state design (LSD).
- Comparison and analysis through the design case studies of individual structures,
  - deep foundation : driven pile, in-situ pile
  - soil improvement method : deep mixing method, gravel compaction pile

5. Deduction of the process establishment and the promoting system for developing the limit state design criteria
- Survey of the limit status in structure foundations and the required performance.
- Survey of the assessment items with respect to the types of structure foundation.
- Preparation of the development plan for the limit state design criteria and the flow chart of promoting system.

6. Comparison of the items of design criteria related to the domestic structure foundations

- Comparison of domestic design standard for structure foundations and the other design standards, e.g. 12 types including highway design standards.
- Comparison of the foreign design standards : NAVFAC / EURO CODE.

7. Ways of unifying the difference between the domestic design criteria of structure foundations, e.g. foundation, geotechnical investigation, soil improvement and retaining wall, and the other domestic design criteria

- Analysis of the difference in the design criteria in the stages of design and construction for individual structures and the suggestion of the improvement methods.
- Trend survey in domestic earthquake design.

8. Analyses of the application ranges of technical terminologies in English for national design standards and validity analysis of the application
- Comparison of the technical terminologies written in English from the 4 types of terminology dictionaries in the construction, i.e. civil and architectural area, and the review of their suitability.

9. Results of Studies

○ 29 proceeding papers and 4 journal papers
○ Education for experts: 6 persons in master degree, 2 persons in Ph. D
○ 3 sessions in KGS conference, i.e special sessions entitled to “standardization of design guidelines”, several workshops & seminars.

Ⅴ. Application plan of research results

The application plan and the expected effectiveness according to the development of the research development results are the following:

1. Application plan

○ Guidelines of the developed standardized design criteria of structure foundation can be used in developing the performance standards considering the limit state design method.
○ Used in the revision of the design standard of structure foundation in the future.
○ Rationalization and advancement of the design standards suit to the international standard criteria will contribute to order the foreign construction projects by the domestic design and construction companies and to create the national profits.
○ It becomes possible to develop the design technology of optimum structure foundation and the rational and systematic analysis by quantifying the database of various domestic in-situ surveys, laboratory tests and pile load tests and by standardizing the design standards based on the database.

○ Preparation of design standard drawings and specifications, and development of the design programs for individual structures.

○ Seminars and technology educations will be executed to assist the understanding of standardized design criteria for construction engineers. Teaching materials will be developed for educating the limit state design standards.

○ Group studies will become active by the research exchanges of Korea and Japan for the following topics : (1) compositions of design criteria, (2) structure performance, (3) determination of the limit state of foundation and the target reliability index, and (4) the reliability analysis method of foundations.

2. Expected effectiveness

○ Technological aspect

- It becomes feasible to develop the performance criteria of individual structures through the development of guidelines for design criteria of individual structures.
- By the operation of the performance criteria which would be developed in accordance with the guidelines of standardized structure foundation criteria, it will be possible to induce the development of the technology by the design and construction engineers in the long term.
- The competitiveness in technologies would increase overcoming the reluctance of the advanced countries in technology transfer and the regulation control.
- It will contribute to advancement of green energy technology, e.g. plant, port and harbour, and offshore wind energy development, etc.

○ Economy and industrial aspects

- It become possible to reduce the life cycle cost (LCC) through the performance improvement of structures in the long term by using the standardized design criteria of the structure foundations developed in this study.
- Employment rate will be increased by training the special manpower for application of the limit state design method. Country images will be improved by participating the foreign markets in the design and construction after training the standardized design standards.

Research on modifying design criteria of structure foundation for standardization for three years has improved productivity, design quality and gave benefits in the standardized items and their systems, assessment technology and the draft of standardization criteria for individual geotechnical structures. The applications of modifying design criteria of structure foundation will lead to significant potential savings in construction costs. Finally, this research would be applicable to a wide variety of structure industry, including geotechnical investigation, soft clay problems, and foundation types, etc. In the future, more advanced studies on retaining walls and slopes are expected.

CONTENTS

Submission Letter(Korean) ····· 1

Summary of Reports(Korean) ····· 2

Summary(Korean) ····· 3

Summary(English) ····· 7

Table of Contents(English) ····· 14

CHAPTER 1 Introduction ····· 20

1. Research Objectives and Necessities ····· 20

1. Research Objectives ····· 20

2. Research Necessities ····· 21

2. Research Contents and Scope ····· 24

1. Research Goal ····· 24

2. Annual Research Contents ····· 25

3. Methodology of Research Progress ····· 25

CHAPTER 2 Domestic and International Development Status in Technology 28

1. Status of Domestic Design Standards ····· 28

1. Status of the Domestic and International Policy ····· 28

2. Analysis of the Domestic Design Standard Framework ····· 31

3. Review of Problems in the Domestic Design Standards ····· 42

4. Review of Domestic Design Standards of Limit State Design Method ····· 56

2. Research Trends of Limit State Design for Foundations ····· 58

1. Deep Foundation ····· 58
2. Shallow Foundation ····· 69
3. Foundation with Ground Improvement ····· 77
4. Retaining Wall ····· 92
5. Soil Investigation ····· 97

3. Status of International Design Standards ····· 122
1. Status of North American and European Design Standards ····· 122
2. Status of Asian Design Standards ····· 135
3. Status of Design Standards for Various Type of Foundations ····· 147

CHAPTER 3 Contents and Results of Research and Development ····· 177
1. Limit State Design ····· 177
1. Definition of the Limit State Design ····· 177
2. Performance Evaluation Items for Various Type of Foundations ····· 184

2. Evaluation Process of Limit State ····· 224
1. Planning of Evaluation Process of Limit State ····· 224
2. Deep Foundation ····· 240
3. Shallow Foundation ····· 259
4. Foundation with Ground Improvement ····· 262
5. Retaining Wall ····· 272

3. Development of Evaluation Technique for Limit State Design ····· 274
1. Deep Foundation ····· 274
2. Shallow Foundation ····· 296
3. Foundation with Ground Improvement ····· 350
4. Retaining Wall ····· 414
5. Soil Investigation ····· 444

4. Surveys for Research and Development ····· 498
1. Analysis of the Expert Survey Result for Domestic Design Standards ····· 498
2. Analysis of the Survey Result for Individual Foundation Types ····· 505

3. Discussion of the Survey ····· 534
4. Analysis of the Survey Result for Third Year's Research ····· 537

5. Applications of Limit State Design for Various Types of Foundations ····· 542
1. Deep Foundation ····· 542
2. Shallow Foundation ····· 566
3. Foundation with Ground Improvement ····· 589
4. Retaining Wall ····· 619

CHAPTER 4 Accomplishments of Research Objectives and Contributions to Related Research Field ····· 638
1. Accomplishments of Research Objectives ····· 638
1. Progress rate in Research Performance ····· 638
2. Degree of Accomplishment based on Research Objectives ····· 640

2. Contributions to Related Research Field ····· 641
1. Technical Aspects ····· 641
2. Socio-Economic Aspects ····· 641
3. Research and Development Aspects ····· 641

CHAPTER 5 Application Plan of Developed Research Outcomes ····· 643
1. Application Plan of Research Outcomes ····· 643
2. Research Performance ····· 643
1. Conference ····· 644
2. Education for experts ····· 645
3. Publicity Activities ····· 645
3. Application Plan of Research Outcomes ····· 647

CHAPTER 6 Conclusions ····· 648

References ····· 651

APPENDIX The standardized guidelines (draft) for design criteria

목 차

제 출 문 ····· 1

보고서 요약서 ····· 2

요 약 문 ····· 3

영문 요약서 ····· 7

영문 목차 ····· 14

제 1 장 서 론 ····· 20

제 1 절 연구 목적 및 필요성 ····· 20

1. 연구의 목적 ····· 20

2. 연구의 필요성 ····· 21

제 2 절 연구 내용 및 범위 ····· 24

1. 연구 개발의 최종 목표 ····· 24

2. 연차별 연구내용 ····· 25

3. 연구개발 추진방법 ····· 26

제 2 장 국내외 기술개발 현황 ····· 28

제 1 절 국내 설계기준 개정 현황 ····· 28

1. 국내외 정책현황 ····· 28

2. 국내 설계기준 체계분석 ····· 31

3. 국내 설계기준 문제점 ····· 42

4. 한계상태설계법 관련 국내 설계기준 현황 ····· 56

제 2 절 구조물기초 한계상태설계 연구동향 ····· 58

1. 말뚝기초 ····· 58

2. 얕은기초 ····· 69

3. 연약지반 ····· 77

4. 옹벽기초 ····· 92

5. 지반조사 ····· 97

제 3 절 국외 설계기준 현황 ····· 122
1. 북미 및 유럽 설계기준 현황 ····· 122
2. 아시아권 설계기준 현황 ····· 135
3. 구조물별 설계기준 현황 ····· 147

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 177
제 1 절 한계상태설계 ····· 177
1. 한계상태설계 정의 ····· 177
2. 구조물별 성능평가 항목 ····· 184

제 2 절 한계상태 평가 절차 ····· 224
1. 한계상태 평가 절차 계획 수립 ····· 224
2. 깊은기초 ····· 240
3. 얕은기초 ····· 259
4. 연약지반 ····· 262
5. 옹벽 ····· 272

제 3 절 한계상태 설계 평가기술 개발 ····· 274
1. 깊은기초 ····· 274
2. 얕은기초 ····· 296
3. 연약지반 ····· 350
4. 옹벽 ····· 414
5. 지반조사 ····· 444

제 4 절 설문 조사 ····· 498
1. 국내 설계기준에 대한 전문가 설문조사 결과 분석 ····· 498
2. 구조물별 설문조사 ····· 505
3. 고 찰 ····· 534
4. 3차년도 설문조사 결과분석 ····· 537

제 5 절 구조물별 한계상태 설계 적용 ····· 542
1. 깊은기초 ····· 542
2. 얕은기초 ····· 566
3. 연약지반 ····· 589
4. 옹벽 ····· 619

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 638
제 1 절 연구개발 목표 달성도 ····· 638
1. 연구개발 수행 진도율 ····· 638
2. 연구개발 목표의 달성도 ····· 640

제 2 절 관련 분야에의 기여도 ····· 641
1. 기술적 측면 ····· 641
2. 사회 경제적 측면 ····· 641
3. 연구개발 측면 ····· 641

제 5 장 연구개발 결과의 활용방안 ····· 643
제 1 절 연구결과 활용방안 ····· 643
제 2 절 연구성과 ····· 644
1. 학술발표 ····· 644
2. 인력양성 ····· 645
2. 홍보실적 ····· 645
제 3 절 연구결과 활용방안 ····· 647

제 6 장 결 론 ····· 648

참 고 문 헌 ····· 651

부록 구조물기초설계기준 표준화 지침(안)

제 1 장 서 론

제 1 절 연구 목적 및 필요성

1. 연구의 목적

현재 국내의 구조물기초와 관련된 설계기준은 구조물기초 설계기준, 도로교설계기준, 건축구조 설계기준 등 각 관리주체별로 개발 및 적용되고 있고, 이로 인한 설계기준들 사이의 용어, 내용 및 기준 항목 등의 상이로 설계기준 적용에 어려움이 있다. 또한, WTO에 의한 TBT협정 등의 국제협약에 의해 시장이 개방됨에 따라 건설시장에서의 국제경쟁력 확보를 위해 표준화된 설계기준의 개발 필요성이 대두되고 있다.

최근 해외 지반공학분야의 기초구조물 설계에서는 국제표준화기구(ISO)의 설계표준뿐만 아니라 미국 도로교통협회의 교량 설계시방기준, 유럽연합의 설계코드 등에 한계상태설계법(LSD, Limit State Design)을 포함시키고 있다. 한계상태설계법은 북미지역의 하중저항계수설계법(LRFD, Load and Resistance Factor Design)과 유럽에서 사용되는 유로코드(Eurocode)로 크게 구분된다. 하중저항계수설계법은 모델에 의해 계산된 저항(또는 강도)에 재료나 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 총 저항값에 하나의 계수인 저항계수를 곱해주는 방법이며, Eurocode는 설계 저항 및 강도를 구성하는 다양한 설계 정수 등에 부분안전계수를 적용하여 저항의 불확실성을 반영하는 방법이다.

국내에서는 한계상태설계법(LRFD 포함)을 적용한 인천대교 설계사례가 있고, 말뚝기초분야 및 도로교설계기준 등 특정 분야에 국한된 범위로 연구가 진행되고 있는 실정이므로 다양한 지반공학분야로의 전반적인 설계기준 확대가 필요하다.

본 연구에서는 국내 구조물기초설계기준의 표준화를 위한 정비계획을 수립하고, 구조물별 표준화 항목 및 체계 개발, 평가 기술 개발, 구조물별 표준화 기준(안)을 개발하고자 하였다.

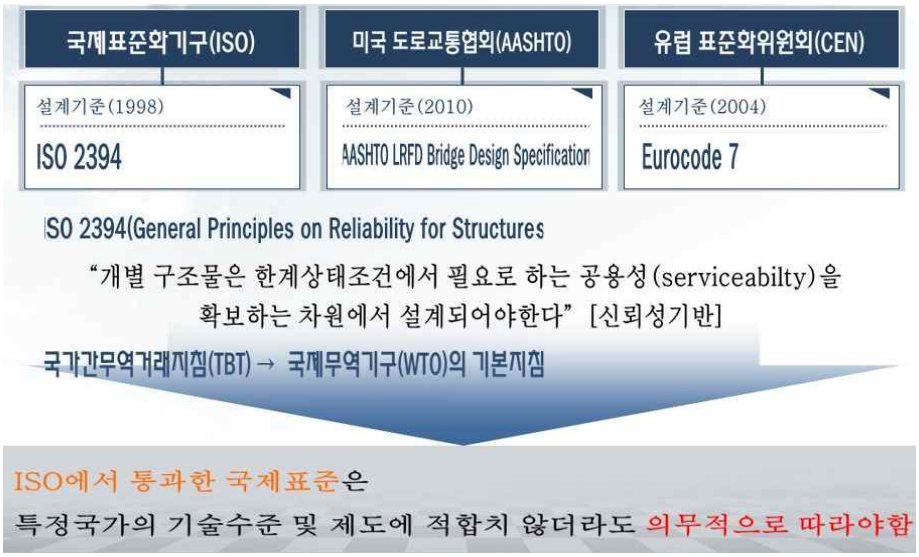
2. 연구의 필요성

2.1 기술적 측면

지반공학분야의 기초구조물 설계에 국제표준화기구(ISO)의 설계 표준뿐만 아니라 미국 도로교통협회(AASHTO)의 교량 설계시방기준, 유럽연합(EU)의 설계코드에 한계상태설계법이 포함되었다.(한국해양연구원, 2011)(표1.1, 그림 1.1)

<표 1.1> ISO 및 미국, 유럽의 한계상태설계법 제정 현황

기관명	설계기준	비고
국제표준화기구(ISO)	ISO 2394	1998
미국 도로교통협회(AASHTO)	AASHTO LRFD Bridge Design Specification	2010
유럽 표준화위원회(CEN)	Eurocode 7	2004



<그림 1.1> ISO 및 미국, 유럽의 한계상태설계법 제정 현황

표준화된 건설기술기준은 선진국의 한계상태설계법과 발주제도 도입 등을 위해 필요한 인프라이다. 특히 설계분야에서 한계상태설계법 도입을 위한 기초연구를 수행함으로써 장기적으로 구조물의 성능을 향상시키고, 설계기술의 국제경쟁력 향상이 가능하며 준공된 시설에 대한 품질을 가치 척도로 나타낼 수 있다. 또한 시공자의 성과품에 대한 객관적 평가 기준을 통해 품질 향상에 기여가 가능하며, 이에 따

른 기술력의 발전 및 신기술 등의 도입이 원활해진다. 그리고 시설물의 안정성 확보 및 공용성 유지를 위한 성능 향상이 필요하므로, 이를 유도하기 위한 한계상태 기반의 설계 개념 도입이 필요하다.

국내의 전반적인 설계 및 해석 관련 기술은 기술개발에 대한 인식부족, 막대한 소요 예산, 기술개발 결과의 불확실성 등으로 인해 선진국에 비해 상당히 낙후되어 있는 실정이다. 허용응력설계법은 경험에 근거한 획일적인 안전율을 적용하므로 하중과 지반의 불확실성을 고려하지 못하는 단점이 있지만, 한계상태설계법은 신뢰도 분석을 통해 하중과 지반의 불확실성을 반영할 수 있는 하중계수와 저항계수를 사용함으로써 구조물의 사용목적과 중요도에 따라 최적 설계가 가능하기 때문에 국제적으로 설계기준이 허용응력설계법에서 한계상태설계법으로 전환추세이다.

2.2. 경제 · 산업적 측면

사회변화와 국민의 요구에 부응하는 건설환경을 갖출 수 있도록 세부요소별 설계 기술 표준화 작업을 통하여 관련 분야별 세부 설계기준에 반영하고, 향후 신재생에너지 개발 및 탄소 저장기술등과 같은 설계기술도 포함되도록 저탄소 녹색성장 정책 추진을 위한 연구 기반이 필요하다.

현재 세계 건축·토목 건설 시장에서 구조물 기초에 관한 성능설계기준 적용이 추세가 되고 있으며, 향후 신재생에너지(풍력, 저장시설 등) 기초와도 융합 가능한 기술이 반영된 차세대 구조물기초 설계기준 표준화 체계 연구가 필요하다. 이러한 연구는 비용과 여러 분야의 기술, 전문성 등이 함께하여 복합적으로 연구 개발되어야 하므로 민간위주로 추진되기는 어려우며 정부차원의 정책추진을 비롯한 적극적 지원을 통한 기술개발 성과 도출이 필요하다.

세계 건설시장의 국제화와 국내시장에서 향후 해외 설계기준의 파급이 예상되므로 세계 건설시장의 경쟁력 강화와 국가차원의 기술자립을 위한 설계기준의 기술개발이 필요하다. 따라서 해외시장 진출과 국내 건설시장의 표준화를 위한 구조물별 기준의 정립 필요성이 대두되고 있다.

최근 국내뿐만 아니라 세계적으로 지하도시 건설 등 대형건설공사가 진행되고 있으나 공사에 참여할 수 있는 기술력, 전문 인력, 설계기준을 입체적으로 연결할

수 있는 3차원 네트워크에 대한 기술개발은 구체적으로 이루어 지지 않고 있는 상황으로 과다한 설계기준에 대한 검증 및 완화를 통하여 공사비 원가상승을 방지함으로써 시장 경쟁력을 강화할 수 있다.

2.3. 사회 · 문화적 측면

장기적으로 표준화된 설계기준을 개발함으로써, 발주자에 의한 품질관리에서 설계 및 시공자에 의한 품질관리 및 기술개발을 통한 성능향상이 필요하다. 국내 지반특성에 적합한 합리적 설계기준과 활용방안 개발이 절실하며 기존 설계법에 적응된 기술자에게 새로운 설계법으로의 전환을 위한 교육과 홍보가 필요하다.

제 2 절 연구 내용 및 범위

1. 연구 개발의 최종 목표

본 연구의 최종 목표는 표준화된 구조물별 설계기준 개발을 위한 기초 연구수행 및 설계기준의 표준화 지침(안) 개발로서 세부적으로는 시방서 및 설계기준의 표준화에 대한 토대와 향후 구조물 기초분야의 최적의 설계법을 마련하고, 현재 콘크리트, 지반 등 분야별로 분산되어 있는 구조물기초 관련 설계기준을 선진화 및 표준화하기 위한 정비방안을 수립하는 것이며 세부적인 연구목표는 다음과 같다.

○ 구조물기초 설계기준 표준화 항목 및 체계 개발
○ 표준화된 구조물기초 설계기준을 위한 평가 기술 개발
○ 구조물기초 설계기준의 구조물별 표준화 지침(안) 개발

국내 지반공학 분야에서의 한계상태설계 연구는 신뢰성 해석에 기초한 말뚝기초의 설계를 중심으로 이루어져 왔으며, 최근에는 비선형 구조물에 대한 추계학적 신뢰성 해석, 신뢰도에 근거한 말뚝의 항타제어 및 지지력 평가 연구, 지반-구조물의 동적 상호작용 해석에 확률론적 방법을 적용한 연구 등이 이루어지고 있다. 최근 도로교 설계기준 한계상태설계법(2012)은 3년 정도의 유예기간을 두고 있으며 하부구조편 내용은 주로 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2004)을 준용하여 작성되었다.

금번 연구에서는 지반조사, 옹벽, 기초, 연약지반개량 분야에 걸쳐 한계상태 설계법의 기준, 특히 지반의 불확실성과 관련하여 저항 계수에 대한 체계적이고 합리적인 표준화된 기준을 설정하기 위한 지침(안)을 개발하고자 하였으며 1차년도는 기초자료와 동향조사를 실시하였고, 2차년도에는 한계상태설계 표준화 기반을 마련하였으며, 최종 3차년도에는 그 기반을 바탕으로 한계상태설계 평가 방법 및 적용성을 검토하였다.

2. 연차별 연구내용

본 연구에 적용된 연차별 연구내용을 <표 1.2>에 나타내었다.

<표 1.2> 연차별 연구내용

구분	연구개발목표	연구개발내용 및 방법
1차 년도	- 국내 구조물기초 설계 선진화/표준화 방안 정립	▪ 선진화/표준화를 위한 국내외 최신 정책, 기술동향 및 환경분석 제시 ▪ 구조물기초의 한계상태설계법에 기초한 국내외 최근 설계기준 및 관련 등 체계 분석 ▪ 국내 구조물기초 설계기준의 표준화 개발을 위한 방향 분석
	- 구조물별(기초, 지반조사, 연약지반, 옹벽 등) 한계상태 설계 기반기술 분석	▪ 구조물별 허용응력설계와 한계상태설계기준의 장단점 비교 분석 ▪ 한계상태설계 기준의 개발 절차 확립 및 추진체계 도출
	- 국내 구조물기초 설계기준 비교·분석 및 통일화 방안 도출	▪ 국내 각종 구조물기초관련 설계기준의 항목별 비교 ▪ 국내 구조물 기초분야의 구조물(기초, 지반조사, 연약지반, 옹벽 등)기준과 타 설계기준의 동일구조물에 대한 상이점 통일방안 ▪ 국가 설계기준에서 영문 기술용어의 적용범위와 적용의 타당성 분석 ▪ 국내 설계, 시공 실무를 고려한 구조물별 한계상태 정의 개발
2차 년도	- 구조물별(기초, 지반조사, 연약지반, 옹벽 등) 성능분석 및 성능평가 기법 개발	▪ 국내 설계, 시공 실무를 고려한 구조물별 한계상태별 평가절차 개발
	- 구조물별 한계상태설계 표준화 기반 마련	▪ 국내 설계·시공 실무를 고려한 구조물별 한계상태 설계 적용 검토 ▪ 구조물별 한계상태설계기준 검토 및 적용성 평가
	- 구조물별 한계상태설계 평가법 개발	▪ 국내·외 한계상태 평가기술 비교 검토 ▪ 국내 특성에 적합한 한계상태 평가기술 개발
3차 년도	- 구조물별 설계기준 표준화 항목 개발	▪ 구조 및 설계개선(최적화)을 통한 합리적이고 체계적인 설계기준 항목 개발
	- 구조물기초의 표준화 설계기준 적용성 평가 및 평가기술 개발	▪ 객관적으로 정량적인 실사례(실내시험, 현장시험 등) 분석결과를 통한 구조물기초 설계기준의 표준화 항목별 평가기술 도출 ▪ 제도·정책 활용, 실무적용 등 구체적 실용화 방안 개발
	- 구조물별 구조물기초 설계기준 표준화 방안 도출	▪ 구조물기초 설계기준 표준화 항목에 따른 구조물별 설계기준 표준화 지침(안) 제시

3. 연구개발 추진 방법

연차별 연구개발 목표에 대한 세부 연구과제를 분류하고, 각 연구기관별 세부 연구범위 및 연구인력을 다음과 같이 분담하였다.

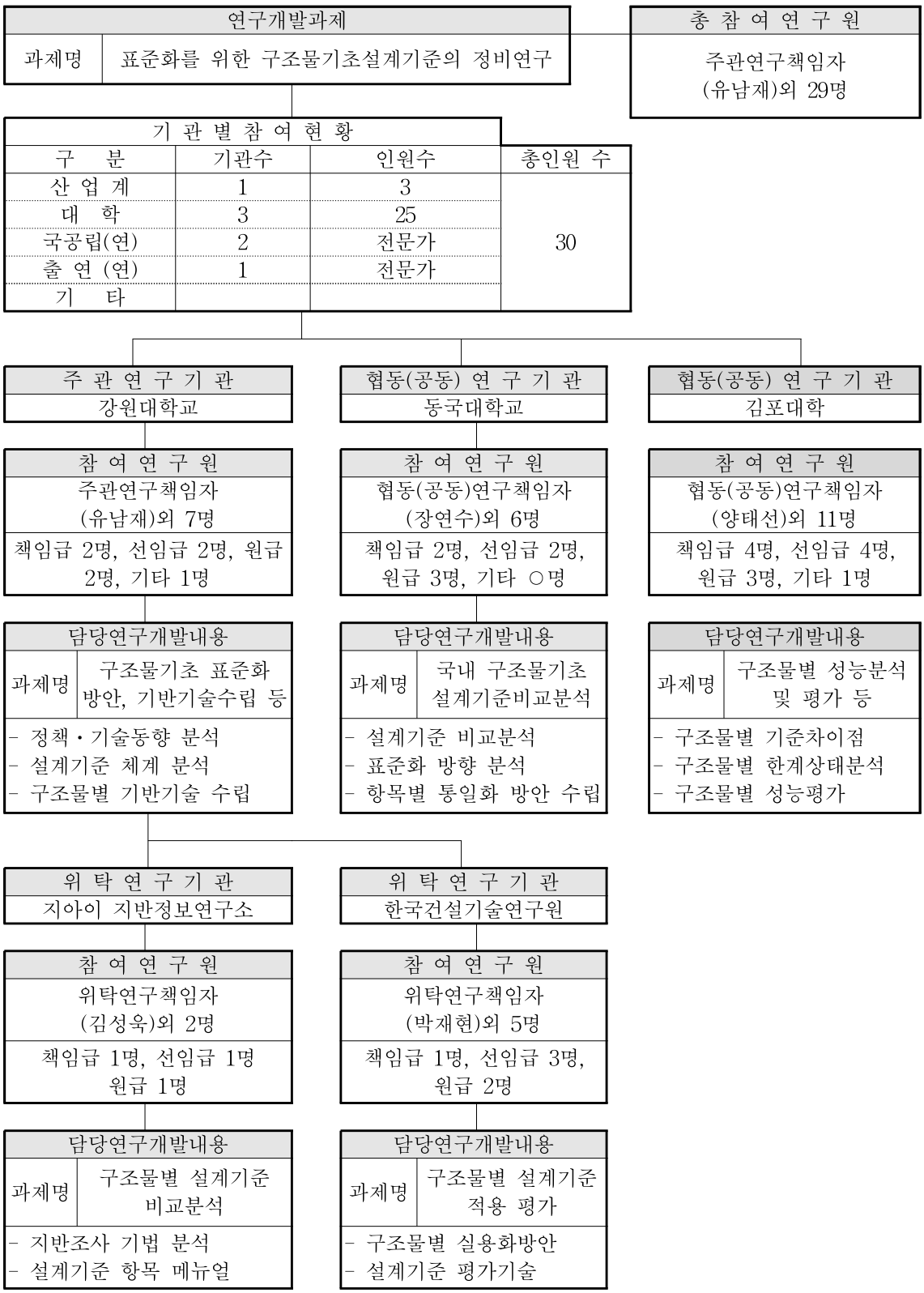
3.1. 연구개발 추진 체계

<표 1.3> 연구개발 추진 체계

구 분	주관(위탁)연구기관	협동(공동)연구기관	참여기업, 위탁
1차년도 (11~12)	구조물기초 설계기준 표준화 항목 및 체계 개발 - 총괄분야 : 강원대학교 - 항목분류 및 분석분야 : 건양대학교	구조물기초 설계기준 표준화 항목 및 체계 개발 - 정책, 기술조사 분야 : 동국대학교 - 기준별 비교분석 : 김포대, 한국해양대	구조물기초 설계기준 표준화 항목 및 체계 개발 - 지반조사 분야 : 지아이
2차년도 (12~13)	표준화된 구조물기초설계 기준을 위한 평가기술 개발 - 총괄분야 : 강원대학교 - 평가기술, 평가절차분야 : 건양대학교 - 전문가 활용	표준화된 구조물기초설계 기준을 위한 평가기술 개발 - 평가기술 분석 : 동국대학교 - 한계상태평가, 체계조사 : 김포대학교 - 전문가 활용	표준화된 구조물기초설계 기준을 위한 평가기술 개발 - 지반조사 기술분석 : 지아이 - 연구결과 적용성분석 : 한국건설기술연구원 - 전문가 활용
3차년도 (13~14)	구조물기초설계기준의 구조물별 표준화지침(안)개발 - 총괄분야 : 강원대학교 - 표준화 지침(안)작성 : 건양대학교	구조물기초설계기준의 구조물별 표준화지침(안)개발 - 표준화 지침(안) 분석 : 동국대학교 - 표준화 항목개발 분야 : 김포대학교 - 전문가 활용	구조물기초설계기준의 구조물별 표준화지침(안)개발 - 설계기준 조사 작성 : 지아이 : 한국건설기술연구원 - 전문가 활용

3.2. 연구인력 구성 및 활용

<표 1.4> 연구인력 구성 및 활용



제 2 장 국내·외 기술개발 현황

제 1 절 국내 설계기준 개정 현황

1. 국내 · 외 정책현황

표준규격은 대량생산과 공급을 통해 시장규모를 확대시키고 이용자에게 다양한 장비 및 서비스를 저렴한 가격으로 제공하는 등 산업기술 발전에 중추적인 역할을 하고 있다. 그러나 최근 국가 간 무역이 활발해 지면서 각국에서 제정하여 사용하고 있는 표준규격이 각국의 무역거래에 있어서 기술 장벽이나 무역장벽으로 작용될 수 있기 때문에 통일된 국제 표준에 대한 요구가 급증하게 되었다. 이에 따라 GATT에서는 1980년에 무역상의 기술장애 제거를 목적으로 표준코드를 제정하였으며, WTO(세계무역기구)에서는 TBT 협정(Agreement on Technical Barriers to Trade, 무역에서 기술 장벽에 관한 협정)을 통해 국가 표준 제정시 국제 표준이 있는 경우 국제 표준을 채택하도록 결의하였다. 또한, APEC 산하 CTI(무역 투자 위원회)회의에서도 선진국은 2010년까지 개발도상국은 2020년까지 순차적으로 각국 규격의 부합화를 결의 하였고 ISO는 ISO/IEC Guide 21을 작성하여 국제 규격을 국가 규격으로 채택하는 지침을 마련하였다. 표준에 대한 대외적인 환경변화와 함께 국내에서도 한국산업규격을 국제규격에 부합화하기 위한 연구를 수행하고 있으며 ISO규격 체계와 KS규격체계가 서로 상이하여 서로 보완하기 위한 많은 연구가 필요하다고 본다.

1.1 관련법령, 정부 정책 및 담당기관

- 경제정책조정회의('05. 11. 11)에서 논의된 “건설기술·설계분야 경쟁력 강화방안”의 주요 내용에 “설계도서의 국제표준화 및 설계기준의 성능기준화” 포함
- 대통령자문 건설기술·건축문화선진화위원회의 “건설기술·건축문화 선진화 전략”('06. 7)의 세부추진과제에 “건설기준의 성능기준화”(과제번호 11-1) 포함
- 담당기관 : 국토해양부 기술기준과

1.2 정부지원 정책사업 종류와 현황

- 건설기술관리법 제34조에 의한 설계 및 시공기준의 정비 및 표준화를 위한 연구임
- 한국건설교통기술평가원, 한국건설기술연구원, "건설기술 표준화를 위한 중장기 발전전략 수립 연구(2011)"의 일환으로 구조물기초설계기준 등의 표준화 포함 의견 수렴
- 국토해양 Technology Fair(2011.7) : 건설기술 선진화 포럼, 구조물기초설계기준 등의 표준화 필요성 발표
- 건설공사기준 선진화 모색을 위한 공청회(2012.5) : 건설공사기준 정비, 체계화
- 제5차 건설기술진흥기본계획(2012.6) : 건설기술관리법 제3조에 따라 향후 5년(2013~2017)간 건설기술정책 로드맵과 건설기술 발전의 청사진을 제시

우리나라의 토목기술자가 고려하는 엄밀한 의미의 설계기준보다는 설계자의 의도를 반영한 기준을 사용하는 것이 필요하며 이를 위해서는 외국의 현황을 파악하는 것이 필요하다. 하나하나의 설계기준 항목을 비교한다고 하는 것보다는 전체적인 설계자의 반영과 시공자의 합심이 일반적인 설계 형태로 인식되고 있다.

1.3 국외 정책현황

Eurocode는 2005년에 유럽표준화로 EU 회원국 간의 표준으로 채택되었다. ISO와 CEN 사이에서 체결된 비엔나 협정에서 Eurocode는 ISO표준을 위한 표준로고로 채택되었다. 미국에서는 이에 대한 협의나 자체적인 기준을 정립하려는 움직임이 현재 활성화되고 있지 않다. EU・영국・미국 등 선진국은 시방기준 등을 표준화된 분류코드를 활용하여 관리하고 있으며 미국 CSI는 Masterformat라는 표준화된 번호 및 분류체계를 사용하여 설계도면 노트 및 COST 데이터와 연계 등의 관리를 강화하고 있다. 각 설계기준에 대하여 ISO 기준의 적용성이 확대되고 있으나 국내 설계기준의 경우 국제기준과 연계가 부족한 것이 현주소이며 ISO에는 신뢰성기반 한계상태설계법을 적용토록 규정하고 있으나, 우리는 아직 이에 대한 연구가 초보 수준으로 최근 각 학회나 협회별로 관련연구가 추진 중에 있다. 허용응력설계법은 경험에 근거한 획일적인 안전율을 적용하므로 하중과 지반의 불확실성을 고려하지 못하는 단점이 있는 반면, 한계상태설계법은 신뢰도 분석을 통해 하중과 지반의 불

확실성을 반영할 수 있는 하중계수와 저항계수를 적용함으로써 구조물의 사용목적과 중요도에 따라 최적 설계가 가능한 장점이 있기 때문에 국제적으로 설계기준이 허용응력설계법에서 한계상태설계법으로 추세전환 중이다.

일본의 성능설계는 1995년 고베 지진발생을 원인으로 연구가 본격화되었으며 일본 토목학회에서 성능설계의 필요성을 제안하여 연구하고 있다. 최근에는 구조물의 원심모형실험을 토대로 연구가 진행되었다. 1995년 이후 성능설계에 대한 연구가 진행되어 도로 시방서, 철도시방서등의 기초분야에 대한 연구가 진행되었으며 1999년 최초로 철도설계 표준으로 검토되고 사용성을 고려한 설계 개념이 개발되었다. 특히, 내진설계 분야에 대해서는 이미 도로 및 철도 시방서에 적용되어 사용되고 있다. 일본은 GEO-21 설계법을 2006년에 구축하였고 2007년에는 철도시방서가 성능설계 중심으로 개정되어 적용되고 있으며, 기초구조물의 한계상태 성능설계법(PBD)의 연구를 진행하여 2009년 도입하였다.

북미(미국 및 캐나다 등)에서는 성능별 구조물 설계기준을 고려하는 제도를 확립하였고, 구조분야에서의 해석적 기법을 기반으로 확률-신뢰성 기법 연구를 통하여 기초 설계시 LRFD 설계를 기본방향으로 하여 각종 설계 지침서에 채택하였다. 북미의 LRFD 설계법은 미국연방도로국, 도로협회 및 30개 주정부에서 도입하고 있다.

홍콩은 GEO 설계기준을 2004년 5월 제정하였고, 호주는 북미지역 연구 방향의 적극적 수용과 활용으로 australia road code(AUSTROAD, 1995)를 설계기준으로 제시하였다. 홍콩, 싱가폴 등의 중화권 등에서 Eurocode의 부분안전계수를 이용하여 설계기준 반영 중이며, 중국은 chinese code for design of building foundations(MOC, 2002)이 있다.

2. 국내 설계기준 체계 분석

2.1 국내 설계기준 현황

국내 설계기준의 현황은 <표 2.1>과 같으며 국내에서는 설계시 선진국의 기준을 참고하여 국내기술 실적과 비교하여 타당성을 검토한 후 적용하고 있다. 시방서는 선진국의 체계를 따르고 있으나 내용은 선진국의 수준에 미치지 못하는 경우도 있다. 현재 국내 건설기준 체계는 구조물의 기술적 조건을 충족시키려는 규정 및 사양중심의 기준으로 시설물별로 분류된 체계이다. 한계상태설계법을 적용하는 선진국의 건설기술 기준체계와는 다르며 현재 구조물기초 국내기준은 세계적 표준화 흐름과 맞지 않다.

<표 2.1> 국내 설계기준 개정 현황

관리주체	표준시방서	설 계 기 준	기준개정
대한토목학회	· 토목공사일반표준시방서	-	
	· 도시철도(지하철)공사표준시방서	-	
한국콘크리트학회	· 콘크리트표준시방서	· 콘크리트구조설계기준	2011년
대한건축학회	· 건축공사표준시방서	· 건축구조설계기준	2010년
한국지반공학회	-	· 구조물기초설계기준	2008년
한국조경학회	· 조경공사표준시방서	· 조경설계기준	2011년
한국도로교통협회	· 도로공사표준시방서	· 도로설계기준	2011년
	· 도로교표준시방서	· 도로교설계기준	2010년
한국터널공학회	· 터널표준시방서	· 터널설계기준	2007년
한국수자원학회	· 하천공사표준시방서	· 하천설계기준 · 댐설계기준	2010년
한국조명전기설비학회	· 건축전기설비공사표준시방서	· 건축전기설비설계기준	2005년
대한설비공학회	· 건축기계설비공사표준시방서	· 건축기계설비설계기준	2005년
	· 산업설비공사일반표준시방서	-	
한국강구조학회	-	· 강구조설계기준	2009년
한국지진공학회	-	· 내진설계기준	2006년
한국건설가설협회	· 가설공사표준시방서	-	
기술안전기획관	· 건설환경관리표준시방서	-	
한국시설안전기술공단	· 비탈면표준시방서	· 비탈면설계기준	2011년
한국고속철도시설공단	-	· 고속철도설계기준	2011년
계	**15종**	**15종**	

콘크리트 설계기준의 경우 국제적인 설계 기준의 표준(ISO) 인증을 2010년에 획득하였다. 국내 강구조 설계의 경우 대부분 허용응력설계법에 머물러 있으나, 콘크리트 분야에서는 강도설계법을 사용하고 있다. 특히 철골구조를 사용하는 건축물과 철근콘크리트 구조에 대한 연구가 주로 이루어지고 있다. 용접부의 품질 관리 및 피로강도 평가에 대한 기준이 정립되어 있지 않아, 철골 구조 및 교량의 용접 접합부의 성능 개선 및 내진설계에 대한 연구가 진행되고 있으나 체계적인 성능 평가 절차가 마련되어 있지 않다. 이 설계기준은 콘크리트 구조의 기본 원리를 파악하는 정도에 따라 안정성과 경제성을 합리적으로 확보하는 방향으로 점차 변화하고 있다.

세계 자유무역 협정에 의해, 국가간 자유무역을 위한 기술적 장애 제거와 국가간 기술 규격 및 기준의 통일을 목적으로 각 나라의 설계기준은 통일된 형식과 내용을 포함하도록 요구하고 있다. 이러한 요구 사항은 ISO에 의해 설계기준은 신뢰도기반이어야 하며 한계상태설계법이어야 한다고 규정하고 있다. 이러한 현실을 더 이상 우리 국내적 요구 수준의 콘크리트 교량 설계기준보다는 국제적 통용 가능 수준의 설계기준을 시급히 확보할 필요성이 매우 크다고 하겠다.

교량을 포함한 일반 콘크리트 구조설계기준은 안전성(사용성 및 내구성 포함)과 경제성 확보 및 기반 요소 기술의 확보 정도에 따라 크게 세 단계로 발전하였다. 1960년대 까지는 복잡한 비선형 거동 특성을 갖는 콘크리트 구조의 기반 재료 및 요소 부재 이론이 충분히 확보되지 않는 상태에서 선형탄성 이론을 바탕으로 한 허용응력설계법(WSD)을 사용하였다. 그 후 경험과 연구 개발에 의한 요소 기술의 축척으로 강도설계법(USD)과 한계상태설계법(LSD)이 등장하였다. USD와 LSD는 모두 신뢰도기반 하중저항계수설계(LRFD) 방식에 해당하는데, 미국의 현행 ACI나 AASHTO 기준은 USD를 바탕으로 하고 있고, 유럽의 EC-2와 일본의 JSCE는 LSD를 근간으로 하고 있다.

강구조물의 경우 주변환경조건에 따른 도장 수명에 대한 상세한 지침이 제시되어 있지 않다. 미국이나 일본을 비롯한 몇몇 선진국가에서도 LRFD나 LSD의 도입에도 불구하고 우리나라와 마찬가지로 WSD/ASD같은 탄성설계법을 강구조물의 기본설계법으로 실무에서는 아직도 사용하고 있다. 더구나, 강구조물은 대개의 경우 사용하중의 작용하에 탄성거동을 하므로, 탄성설계가 나름대로의 합리성과 단순성을 지니고 있다. 이러한 이유로 단순설계는 지난 100년 동안 강구조물의 기본 설계

법으로 사용되어 왔고 앞으로도 수년간은 사용될 것으로 전망된다. 그러나 우리나라를 제외한 대부분의 선진국에서는 모든 구조물의 설계법을 이미 LSD나 LRFD로 전환하였고, 캐나다와 유럽 등에서는 오랫동안 LSD로 설계해오고 있는 점을 감안하면, 언젠가는 우리나라도 보다 합리적이고 현대적인 구조설계법으로 받아들여지고 있는 LRFD나 LSD를 도입하게 될 것으로 본다. 물론 그 전환속도는 실무 설계자들의 LRFD/LSD에 대한 이해정도와 토목·건축 관련학과 교과과정 중에 강구조물의 설계과목에서 LRFD/LSD 설계개념을 얼마나 빨리 포함시키느냐에도 달려 있다. 이와같은 맥락에서 볼 때 실무의 설계자들이 외국의 설계자료, 문헌을 접하거나 해외설계에 관여 할 때 불편을 겪지 않기 위해서는 현 단계에서도 LRFD/LSD의 기본개념에 대한 이해가 시급하다고 본다.

터널시설물 분야에서 성능중심의 터널공사기준 정비를 위한 연구가 진행되고 있으며 이를 반영한 터널시방서에 대한 개정작업이 진행중이다. 터널 설계기준이 다양하여 기준 간 중복되거나 상이한 기준이 병존하여 사용자가 설계 시 불편함을 초래 하고 있으므로 표준화된 설계기준 마련이 필요하다. 국제적 추세가 ISO 기준으로 설계기준을 통일하고 있으나, 국내기준은 아직 국제표준으로 설계기준이 마련되지 않았다. 기존 설계기준은 단순사양중심이 기준으로 설정되어 엔지니어들의 창의성을 제한하고, 내구성, 안전율 등 공학적 기준이 미흡한 것으로 조사되었다. 그리고 요즘 추세인 자연 친화적 설계기준 또한 기준이 없거나 또는 미비한 것으로 나타났다. 따라서 국제화에 발맞추어 국제표준화규격에 맞춰 국내 설계기준을 제정하는 것이 해외 경쟁력을 높이는 원동력이 될 것이다.

국내 터널기준과 해외 설계기준의 종합적인 분석을 하여 국내·외 설계기준의 차이점을 파악해야 하며 유럽, 미국 등 선진국은 시방기준 등을 표준화된 코드로 관리 하고 있으므로 우리나라도 국제 표준 및 표준화 코드 도입을 적극 추진해야 한다. 그리고 모든 국제표준이 성능중심설계가 되도록 제정하도록 권장하는데, 이에 따라 설계자 중심으로 기준별 중복되거나 상이한 내용을 재정립 할 필요가 있다. 터널설계기준의 국제화로 국내 건설사들의 해외진출과 설계자가 설계기준에서 오는 혼란을 피하고 해외 공사에서 경쟁력을 높일 수 있을 것으로 예상된다.

건축구조설계기준에 대해서는 재료품질이나 공법 사양 등을 토대로 이루어지고 있으며 성능목표, 성능레벨, 성능지표와 관련된 연구가 진행되고 있다. 특히, 건설기술연구원에서는 최근 “건설선진화 로드맵”을 통하여 국가 건설공사기준의 global

standard화를 위한 기준 정비 필요성을 강조하고 있으며, 이의 일환으로 각 관리주체별 설계기준의 표준화를 위한 연구가 진행되고 있다.

현재 항만구조물 설계기준은 국토해양부에서 2005년 개정 이후 실무에 적용되고 있다. 토목·건축구조물의 설계법에 대해서는 지금까지 안전율을 바탕으로 한 방법과 허용응력도법이 사용되고 있다. 그러나 기존 설계법은 방법 자체는 명확하지만 구조물에 요구되는 성능, 설계의 결과, 달성된 성능이 명확하지 않는 문제점이 있다. 따라서 구조물의 안정성에 대한 사회적 설명성, 투명성, 설계의 자유도, 국제화라는 관점에서 구조물의 목적, 요구성능, 성능규정을 명확히 기술할 필요성이 대두된다.

항만분야에서 최근 국내 업체들의 해외진출로 인해 해외 발주처들이 요구하는 신뢰성 설계기법을 적용하기 위해 국내 설계기준의 국제화가 필요한 상황이다. 해외 경쟁력 강화를 위해 도입해야 될 신뢰성 설계는 국내에서는 새로운 설계법이라 적용에 많은 어려움이 있다. 그러나 국제화 관점에서 국제 규격인 ISO-2394를 WTO 가입국에서는 의무화하기 때문에 향후 국제화 대비를 위해 필수적으로 도입해야 할 기술이다. 따라서 설계기준 개정 전 설계방법, 사용성, 효과 등을 널리 알리는 교육이 필요하며 사용에 대한 지침서 개발 등이 작성·배포 되어야 한다. 국내 설계 물량 감소 등을 감안하고 해외 수주라는 필연성을 고려하여 가급적 조기에 적용할 필요가 있다.

또한, 구조물기초 설계를 위한 지반조사 자료의 활용과 관련하여, 조사보고서 작성 요령에 대한 표준화도 관심을 가져야 한다. 단순 조사방법과 그 결과를 기재하는 것으로 조사보고서를 제출하기 보다는 설계에 반영할 설계정수의 결정 근거 제시는 매우 중요한 내용이다. 국내 대다수 지반조사 보고서가 가지는 약점은 자료의 분석과 최종 인자를 제안하는 방법들이 지닌 한계점을 누락하는 경우가 많은 것이다.

최근 확률론적 접근방법인 신뢰성 기반 설계법에서는 기본적으로 조사 및 실험 자료가 지닌 불확실성 평가에 기초하여, 다양한 지반 조사 자료의 통계처리 방법에 대한 체계적 교육이 필수적으로 요구된다. 신뢰성 기반 설계법으로 얻은 결과인 파괴확률의 표준이 제정 되어야 이를 통해 신뢰성 기반 설계법의 보급 및 활용범위가 더 넓어질 것으로 예상된다.

2.2 국내 시방서 및 설계기준의 변천사

1912년부터 현재 2012년도까지 국내 시방서 및 설계기준의 변천사에 대한 현황을 <표 2.2> ~ <표 2.8>과 같이 정리하였다.

<표 2.2> 연도별 설계 시방서

◈ 1945년 광복이전 - 일제의 시방서를 그대로 사용함.
철도교 관련 -1912년 “강철도교 설계 시방서” / 일본철도원 제정 -1910년 “강철도교 설계 시방서”, 미국 철도기술협회[AREA: American Rail way Engineering Association]와 거의 동일 -1928년 CGS단위로 개정 -1940년 개정 -1956년 개정
도로교 관련 -1919년 “도로 구조령 및 가로 구조령” 제정 -1926년 “도로 구조령에 관한 세칙(안)” : 설계 시방서로서 하중과 재료의 허용응력을 포함한 형식 -1939년 “강도로교 설계 시방서(안)” -1956년 개정 : 도로교에 대한 설계기준으로 사용 -1964년 "철근콘크리트 도로교 설계 시방서" / 일본도로협회 제정

<표 2.3> 1960년대 설계 시방서

◈ 1960년대 설계 시방서	
-1951년 12월 대한토목학회 창립	
-1962년 5월 “강도로교 설계 표준 시방서” / 국토건설청	
-1962년 8월 “철근 콘크리트 표준 시방서” / 대한토목학회	·강도로교나 콘크리트 도로교는 국내 시방서 기준으로 설계 ·탄성이론을 근거로 한 허용응력 설계법에 기준 ·활하중은 표준트럭하중(D하중, DB하중)과 차선하중(1개 집중하중, 등분포하중) 또는 보도하중과 궤도의 차량하중 ·바닥판 설계시 1방향판의 설계모멘트나 배력철근량을 구하는 간단한 공식을 이용 ·콘크리트 도로교 설계시 강도로교의 활하중 사용, 계산은 철근콘크리트 표준 시방서 적용
-1966년 8월 “강철도교 설계 표준 시방서” / 대한토목학회 주요 부재의 설계이론 : 허용응력 설계법	
-1966년 “프리스트레스트 콘크리트 표준 시방서” / 대한토목학회	·휨부재 설계, 전단력, 부착력 산출시 허용응력설계법과 병용해서 극한강도 설계법 부분적 도입

<표 2.4> 1970년대 설계 시방서

◈ 1970년대 설계 시방서	
-1972년 “콘크리트 도로교 설계 표준 시방서” / 건설부	
-1977년 12월 “콘크리트 표준 시방서” / 건설부	·무근 및 철근콘크리트 표준 시방서 (제1편 총칙 / 제2편 허용응력설계법 / 제3편 극한강설계법 / 제4편 시공 / 제5편 특수콘크리트·프리스트레스트 콘크리트 표준 시방서) ·포장 콘크리트 표준 시방서 ·댐 콘크리트 표준 시방서
-1977년 12월 “도로교 표준 시방서(1차 개정판)” / 건설부	·강교와 콘크리트교 동시 적용할 수 있는 설계 시방서 확보 ·강교, 콘크리트 공통편 정리됨.(이전은 공통편 없었음) ·교량 1등급 교량 하중 DB-18에서 DB-24로 하중 크기 확대 ·참고자료 : 이종만, DB-하중에 관하여, 기술사마당, 기술해설, 기술사, 42(1), 1-5, 2009.01.

<표 2.5> 1980년대 설계 시방서

◈ 1980년대 설계 시방서	
-1980년 1월 “강철도교 설계 표준 시방서” (1966년의 개정판)	· 적용지간의 확대 (120m에서 150m로 변함) · 구조용 강재의 다양화 (기존 단일 재종에 대한 허용응력 기술에서 KS규정에 따른 SS41, SWS 41 등 다종의 강재에 대한 허용응력기술) · 부재연결 방법의 기술 (기존 리벳, 핀연결에서 리벳, 핀, 볼트, 용접이음에 대한 기술)
-1980년 1월 “합성형 철도교 표준 시방서” / 철도청	· 강형과 철근콘크리트 슬래브를 전단연결재로 결합시킨 합성형 교량 고려
-1982년 “콘크리트 표준 시방서” / 건설부	· 강도설계법 강화
-1983년 “도로교 표준 시방서(2차 개정판)”/ 건설부	· 1982년 콘크리트 표준 시방서에 맞추어 보완 · 특수강재에 대한 규정 추가 · 적용지간 200m로 확대 · 각 목차별로 설계내용 이후 시공편이 같은 목차에 수록됨. · 목차 : 제Ⅰ편 공통편 / 제Ⅱ편 강교편 / 제Ⅲ편 콘크리트교편 / 제Ⅳ편 하부구조편
-1985년 “콘크리트 표준 시방서” / 건설부	· 강도설계법 중심으로 개정 · 목차 : 제1편 총칙 / 제2편 강도설계법 / 제3편 허용응력설계법 / 제4편 시공 / 제5편 특수콘크리트
-1985년 “도로교 표준 시방서” / 건설부	· 1985년 발행본 (1983년도 발행본과 목차동일)
-1987년 “도로교 표준 시방서” / 건설부	· 1986년 발행본 (1985년도 발행본과 목차동일)
-1988년 “콘크리트 표준 시방서” / 건설부	· <설계편> : 제1편 설계총칙 / 제2편 강도설계법 / 제3편 허용응력설계법 · <시공편> : 제1편 시공총칙 / 제2편 일반콘크리트 / 제3편 프리스트레스트 콘크리트 / 제4편 특수콘크리트
-1989년 6월 한국콘크리트학회 창립	

<표 2.6> 1990년대 설계 시방서

◈ 1990년대 설계 시방서	
-1992년 11월 “도로교 표준시방서(3차 개정판)” / 건설부	· 강도설계법 도입 · 충격계수 산정식 변화 · 강교 설계에서 탄성설계와 더불어 부록으로 하중계수 설계법 소개 · 중요 부재에 대한 내진설계편 추가 · 목차 : 제Ⅰ편 공통편 / 제Ⅱ편 강교편 / 제Ⅲ편 콘크리트교편 / 제Ⅳ편 하부구조편 / 제Ⅴ편 내진설계편
-1996년 4월 “도로교 표준시방서(4차 개정판)” / 건설교통부	· 처음으로 건설교통부 제정 · AASHTO기준의 방향에 따라 보완 · 하중저항계수 설계법(LRFD) 부록으로 편찬 · 설계기준과 해설의 통합본임.
-1996년 6월 “콘크리트 표준 시방서” / 대한토목학회, 건설교통부 제정	· 1992년도의 개정판 (하중계수, 강도감수계수 수정, 내구성 규정 보완) · 허용응력설계법, 내진설계를 부록을 편입 · 설계기준과 해설의 통합본임. · “설계편”, “시공편”을 구분하여 통합본 출간 · 부록으로 하중저항계수 설계법을 별도의 책자로 분리
-1997년 “구조물 기초설계기준” / 건설교통부	
-1999년 “콘크리트 구조설계기준” 제정 /한국콘크리트학회, 건설교통부 제정	· 1996년도의 콘크리트 표준 시방서에서 설계편은 콘크리트구조설계기준으로, 시공편은 콘크리트표준시방서로 각각 분리됨 · 토목, 건축 통합기준 제안 · 강도감소계수 수정 · 설계기준의 해설판은 당해 별책으로 발간

<표 2.7> 2000년대 설계 시방서

◈ 2000년대 설계기준	
-2000년 “도로교 설계기준” 제정 / 한국도로교통협회, 건설교통부 제정	· 1996년도의 도로교 표준 시방서에서 설계기준을 분리하여 도로교 설계기준으로 제정 · 하부구조 해설은 2001년도에 별책 발간 · 상부구조 해설은 2003년도에 별책 발간
-2002년 "구조물 기초 설계 기준" / 한국지반공학회, 건설교통부 제정	· 1997년 제정된 이후로 개정됨
-2003년 "콘크리트 구조 설계 기준"(1차 개정) / 한국콘크리트학회, 건설교통부 제정	· 1999년의 개정판 · SI단위계 적용 · 해설판은 당해 별책으로 발간
-2005년 "도로교 설계기준"(1차 개정) / 한국도로교통협회, 건설교통부 제정	· 2000년의 개정판 · SI단위계 적용 · 해설판은 2008년 별책으로 발간
-2007년 "콘크리트 구조설계기준"(2차개정) / 한국콘크리트학회, 건설교통부 제정	· 2003년의 개정판 · 강도감소계수, 하중조합 및 하중계수의 변경 · 철근비 개념, 균열검토방법 변경 · 해설판은 2008년 별책으로 발간

<표 2.8> 2010년대 설계 시방서

◈ 2010년대 설계기준	
-2012년 건설공사의 설계도서 작성기준 / 국토해양부	· 토목 : 일반사항, 도로, 철도, 항만분야 · 건설공사의 설계도서 작성기준 개정(제1부 토목 중 일반사항 도로 철도 항만분야)은 2013.1.1부터 최초로 입찰공고되는 설계용역부터 시행한다.

2.3 표준시방서 현황

표준시방서는 시설물의 안전 및 공사시행의 적정성과 품질확보 등을 위하여 시설물별로 정한 표준적인 시공기준으로서, 발주청 또는 설계 용역업자가 공사시방서를 작성하는 경우에 활용하기 위한 시공기준을 말한다. 국내 표준시방서에는 국토해양부를 중심으로 중앙정부에서 발행하고 있다. 종전에는 정부기관에서 발행하는 여러 종류의 표준시방서를 특별시방서와 함께 적용하도록 되어 있었기 때문에 시방내용의 중복 및 상충으로 인한 혼란이 일부 있었으며 민원의 소지가 많았다. 이러한 문제를 해소하기 위하여 정부에서는 건설기술관리법 시행령 및 시행규칙을 수정하여 국내 시방서의 법적 체계를 표준시방서, 전문시방서, 공사시방서로 정하였다. 1998년 1월부터 설계도서 작성 시 여러 종류의 표준시방서와 함께 적용하도록 되어 있는 특별시방서 작성을 폐지하는 대신에 표준시방서의 내용을 발췌, 편집, 수정하여 공사시방서를 작성하도록 하였고, 공사시방서 작성을 위한 문제를 보다 근본적으로 해결하기 위하여 발주기관별로 자체 전문시방서를 작성하여 활용하도록 하였다.

정부에서는 표준시방서 등 건설공사 기준에 대한 제·개정 관리를 학계나 협회에 위임하는 대신 표준시방서에 대한 일정한 구성 체계에 따른 표준시방서를 작성하도록 하고 있다. 표준시방서의 공종분류체계는 각 표준시방서를 관리하는 주체에서 자체적으로 작성하되 아래와 같이 몇 가지 원칙에 맞추어 개정하도록 하고 있다.

첫째, 설계기준을 분리 또는 배제시킨다.

둘째, “해설”을 배제시킨다.

셋째, 절 내용 구성체계 및 페이지의 구성방식을 정비한다.

넷째, 각 표준시방서 간의 내용의 중복을 최소화하고 각 시설물 공사 고유의 기준을 전문화 한다.

다섯째, 행위의 주체가 분명하지 아니한 기술지도서 기술방식을 지양하고 계약문서 형식으로 기술한다.

여섯째, 명확하고 정량적인 표현으로 기술한다.

2.4 전문시방서 현황

전문시방서는 시설물별 표준시방서를 기본으로 모든 공종을 대상으로 하여 특정한 공사의 시공 또는 공사시방서의 작성에 활용하기 위한 종합적인 시공기준을 말한다. 한편, 건설관리법 시행규칙 제14조의 2에 의하여 발주청 또는 설계 등 용역업자는 설계도서(기본설계, 실시설계도면, 구조계산서, 공사시방서, 발주청이 특히 필요하다고 인정하여 요구한 부대도면 기타 관련서류를 말한다)를 작성하여야 한다.

공사시방서는 건설공사의 계약도서에 포함된 시공기준을 말하며 표준시방서 및 전문시방서를 기본으로 하여 작성되며 공사의 특수성, 지역여건, 공사방법 등을 고려하여 기본설계 및 실시설계도면에 구체적으로 표시할 수 없는 내용과 공사 수행을 위한 시공방법, 자재의 성능, 규격 및 공법, 품질시험 및 검사 등 품질관리, 안전관리계획 등에 관한 사항을 기술하도록 되어 있다.

2.5 설계기준 및 하위기술기준

설계기준 및 하위기술기준의 경우, 국토해양부에서 관리해오던 40여종과 발주처 및 학계와 협회에서 발행하여 사용하는 자체기준이 있는데, 이러한 기준들은 그 동안 필요에 따라 재개정 되어오면서 제목 및 구성체계가 일정한 형식없이 다양하게 작성되어 왔다. 또한, 건설기술의 발전과 함께 건설공사기준은 더 다양화 및 전문화 되었고 그 수가 증가함에 따라 이것들을 관리하기 위하여 전체적인 형식과 구성체계에 있어서 정비가 필요하게 되었다.

기준들의 명칭도 기준, 지침, 편람, 기술지도서, 요령, 표준도로 일정한 형식없이 다양하게 붙여져 사용되었기 때문에 사용상의 혼란을 야기했다. 또한, 동일한 내용에 대하여 상이한 기준이 존재하는 불합리한 문제가 있어서 정비가 필요하게 되었다. 그 결과 1997년에는 기준들을 설계기준과 하위기술기준으로 크게 분류하고 설계기준은 국가기준으로서 중앙건설기술심위위원회의 심의를 거치도록 건설관리기술법령상에 규정하였다. 하위기술기준들은 학계나 협회에서 자체적으로 관리하되 당분간 학계나 협회에서 기준들을 지속적으로 재개정하여 관리할 수 있도록 국토해양부 등에서 지원하도록 하였다.

3. 국내 설계기준의 문제점

3.1 개요

현재까지는 건설 관련 구조물을 설계하는 경우에는 소위 시방서를 기준으로 하여 구조물을 설계(specification-based design)하여 왔다. 그러나 시방서를 기준으로 하는 설계법이 구조물의 성능 및 신뢰성을 기준(performance-based design or reliability-based design)으로 하는 새로운 설계기준으로 빠르게 변화하는 현 추세에 비춰볼 때 이와 같은 설계법은 많은 문제점을 안고 있다. 무엇보다도 시방서를 기준으로 하는 설계는 필요한 요구조건을 아주 세부적으로 제시하고 있기 때문에 목표하는 성능을 달성하기 위한 다양한 접근방법을 배제함으로서 설계자의 창의력을 제한하고 있으며 설계자로 하여금 현실에 안주하도록 한다는 것이다. 또한, 새로운 기술에 대한 적용을 어렵게 함으로써 결과적으로 기술발전의 장애요인으로 작용하고 있는 것이 현실이다.

국내의 경우 한계상태설계법에 대한 체계적인 연구의 미비로 국제적인 기술 조류의 대열에 능동적으로 참여하기가 곤란하여 선진국의 수준 높은 설계기술의 도전에 적절히 대처할 수가 없는 실정이다. 우리의 경우 국제적인 기술 조류에 따라 관련 설계법에 대한 연구의 필요성은 이전부터 인정하고 있었지만 개인적인 연구에 그치고 있으며 국가 차원에서는 2001년부터 실제적인 연구에 착수하였다.

한계상태설계법의 국내적용을 위해서는 구조물의 한계상태에 대한 정량적인 명확한 정의가 필요하다. 예를 들어 사용한계상태는 그 상태로 구조물 또는 부재가 만족하지 않으면 안 되는 변형량, 균열폭 등의 조건에 의한 정량적인 정의가 필요한 것이다. 또한, 설계시점에서의 불확정 요인의 합리적인 고려가 필요하다. 즉, 사용기간 중에 작용하는 외력의 변동 및 실제로 작용하는 외력과 설계하중과의 차이나 재료강도, 단면치수, 재료시험결과를 구조물에 적용할 때 포함되는 불확실성에 의한 부재 및 구조물 강도의 변화 등을 충분히 합리적으로 고려하여야 한다. 결국, 한계상태설계법을 구조물 설계에 도입하기 위해서는 구조물 거동의 복잡성, 지반의 강도특성이나 여러 설계공법과 그 품질 등에 관한 통계 및 확률량, 상부구조의 기능에 대한 간접적 평가 등 수많은 과제를 극복하여야 한다. 그러므로 한계상태의 정의에 관계되는 사항과 해외 선진국의 연구 및 개발동향을 우선적으로 분석하고

그 대처방안을 사전에 국가적인 차원에서 대비하여야 한다.

또한, 국제적인 기술 표준화에 대한 건설 관련자의 인식부족으로 새로운 설계법에 대한 기술적인 적용문제가 해결되어도 실제 적용과정에서 실무자 사이에 상당기간 동안의 혼란이 예상되며, 관련되는 각종 건설기준이 새로운 설계법에 부합될 수 있도록 하기 위해서는 많은 노력이 투입되어야 할 것으로 보인다. 따라서 새로운 설계법이 우리의 건설환경에서 제기능을 발휘하기 위해서는 어느 정도의 시일이 필요하며 많은 노력과 관심이 있어야 할 것이다. 지난 여러 세기 동안 시방근간(specification-based)이 되는 이론적이고 귀납적인 지식기반의 접근법이 토목공학 설계와 평가에 상당한 기여를 해 온 것은 사실이다. 그러나 설계, 시공 그리고 시공된 시설물들에 대한 과거의 접근법은 규정된 코드와 성능에 대한 질적인 기술에 근거하기 때문에 많은 프로젝트에 대해 부적합할 수가 있다. 사회기반시설을 유지하기 위한 비용이 이미 상당한 수준에 도달하였고, 사회기반시설의 구축에 대한 사회적인 시각도 변화하고 있다. 새로운 규모, 시스템, 재료, 절차 그리고 사용모델 등은 쉽게 코드화하기가 어려운 실정이므로 관련된 목적 구조물의 측정도구가 필요하다. 즉, 성능, 상태, 건전도, 피해정도 등 사회기반구조물 전체에 대한 종합적인 평가방법이 필요하다.

더구나 구조물 기초 설계 기준(2008)에서 제1장 총칙 및 제2장 일반사항에 대한 상호 비교가 필요할 것으로 판단되며 특히 총칙의 용어의 정의, 일반사항의 구조물 등급, 한계상태법과 국외 기준의 일반사항에 대하여도 비교・확인이 필요할 것으로 판단된다. 또한, “2.5.3 한계상태법” 항목이 LSD(Eurocode)와 LRFD가 혼용되어 있는 것으로 판단되므로 본 연구 결과에 따라 이에 대한 판단근거가 마련되어야 할 것이다. 기초 설계방법 중 “2.5.5 관측해석법”은 계측결과를 반영한 역해석(feedback analysis)을 의미하므로 설계방법과는 상이한 개념이기 때문에 별도의 계측관리 항목을 신설 혹은 보완하여야 한다. “2.5.4 기초 설계방법에서 적용하는 안전율과 하중계수”에서 하중계수의 의미가 불확실(저항계수, 강도계수, 부분 안전계수 등)하므로 “각종 설계 인자 혹은 계수”가 적절할 것이다.

“3.4.8 (3)”항 삭제 필요 지질상태 및 조기 구조물 중요도에 따라 결정되어야하며 “3.4.12,13” 폐기물의 경우 침출수와 매립가스 발생하므로 매립가스에 대한 조사 내용을 추가가 필요하며 또한 불량매립지, 안정화 매립지로 구분하여 조사 사항을 구분할 필요가 있다. 이외에도 각종 설계기준에 대한 항목별 비교표를 전문가 설문조

사, 자문회의, 연구진의 회의를 통하여 도출한 결과는 <표 2.9>와 같다.

구조물관련 설계기준의 항목별 중복/상이점은 설계기준의 표준화 목적에 따라 일관된 기준을 목적별로 제정할 필요가 있으며 이를 위하여 전문가 그룹의 구조물 관련 항목에 대한 토론이 요구된다.

<표 2.9> 설계기준 항목별 비교

구분		건설공사 비탈면 설계기준(2006) 건설교통부	철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2004)	철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2011)	구조물기초 설계기준 해설 (건설교통부, 2008, 2009 동일)	기본설계등에 관한 세부시행기준 (건교부 제 2000-235호)	국도건설공사 실무설계요령 (건설교통부, 2005)	호남고속철도 설계기준 (한국철도시설공단)
터널부	시추공 배치	-	•기본설계-3개소 이상 •실시설계-50m~200m	•기본계획-터널 입축구부에 각 1공 •기본설계-3공 이상(터널 입축구부 포함) •실시설계-50~200m 간격 (터널 입축구부 포함)	•갱구부 2개소 30~50m •중간부-필요시 100~200m	•기본설계-3공이상 (터널개소별) •실시설계-터널 시공부 1개소씩	•개소당 2공, 500m당 1공	•기본설계-4개소 이상 •실시설계-50~200m
	시추심도	-	•계획고하 0.5D •지형 및 지질 여건에 따라 시추공수 증감	•0.5D 이상 (D : 터널최대직경)	•계획고하 0.5~1.0D •기반암 확인 안 된 경우 기반암 2m 확인	-	•계획고하 2m	•하방 0.5D 이상 •갱구부에서 수행
	물리탐사/ 현장시험	-	•탄성파탐사, 전기비저항 탐사(표고차 100m 이상의 경우) •SPT(1.0m) •공내재하시험, 수압시험 -2D	-	-	•지표 및 지질조사, 현장조사(시추조사, 핸드오거 보링, 시험굴조사) 현장 원위치시험, 실내시험 등 •필요시 물리탐사 시험	•탄성파탐사-터널시·종점 •전기비저항탐사-전연장 •SPT(1.5m 간격) •BIPS-정밀 조사시	•SPT(1.0m 간격)
	실내시험	-	•토질기본물성시험 (2회/시추공) -퇴적토, 풍화토 •암석기본물성 (2회/시추공)-연암, 경암 •인장, 삼축압축(1회/2공)	-	-		•토질기본물성 •암석기본물성, 일축, 삼축, 절리면전단	-
교량부	시추공 배치	-	•기본설계-100m 이상 : 3개소 이상, 100m 이하 : 최소한 교대위치 •실시설계-교대 및 교각	•기본계획-교량당 1공 이상 •기본설계 -100m이상 교량 : 3공 이상 -100m이하 교량 : 최소한 교대위치 •실시설계-교대 및 교각마다 1개소	•교대 및 교각에 1개소씩	•교대 및 교각마다 1개소	•교대 및 교각마다 1개소	•구조물기초설계 기준해설 (2003) 참조
	시추심도	-	•연암 2m 또는 경암 1m, 풍화암 10m	•연암 2m 또는 경암 1m, 풍화암 10m까지	•기반암하 2m	-	•풍화암 7m, 연암 2m, 경암 1m 택일	-
	물리탐사/ 현장시험	-	•SPT(1.5m 간격)	-	-	•지표 및 지질조사, 현장조사(시추조사, 핸드보거 오링, 시험굴조사), 현장 원위치시험, 실내시험 등 •필요시 물리탐사 시험	•SPT(1.0m 간격)	-
	실내시험	-	•토질기본물성시험 (2회/시추공) -퇴적토, 풍화토 •암석일축압축강도 (2회/시추공)-연암, 경암	-	-		-	-

<표 2.9> 설계기준 항목별 비교(계속)

구분		건설공사 비탈면 설계기준(2006) 건설교통부	철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2004)	철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2011)	구조물기초 설계기준 해설 (건설교통부, 2008, 2009 동일)	기본설계등에 관한 세부시행기준 (건교부 제 2000-235호)	국도건설공사 실무설계요령 (건설교통부, 2005)	호남고속철도 설계기준 (한국철도시설공단)
깍기부	시추공 배치	•일반 기본1공 200m당 1공 •대규모 기본 2공 200m당 1공	•기본설계-20m 이상 대절토부 구간당 1개소 •실시설계-150～200m 간격	•기본계획-20m 이상 대절토부는 개소당 1공 •기본설계-20m 이상 대절토부는 개소당 1공 이상 •실시설계-개소당 1공이상	•깍기고 20m 이상 -150～200m 간격	•1개소-구간당	•개소당 2공 •200m(시험공)	•구조물기초설계 기준해설 (2003) 참조
	시추심도	•계획고하 2m 경암 2m	•계획고하 1.0m	•계획고하 2.0m	•계획고하 2m, 기반암 확인 안된 경우기반암 2m	-	•계획고하 1m •1～2m(시험굴)	-
	물리탐사/ 현장시험	•지형 및 지표지질조사 •물리탐사(탄성파탐사, 전기탐사, 음파탐사, 탄성파 토모그래피) •현장시험(표준관입시험, 현장투수시험, 공내재하시험)	•탄성파탐사(H=20m 이상, L=500m 이상) •1회/개소-지표지질조사, SPT(1회/1.0m심도)	-	-	•지표 및 지질조사, 현장조사(시추조사, 핸드오거 보링, 시험굴조사) 현장 원위치시험, 실내시험등 •필요시 물리탐사 시험	•탄성파탐사-대깎기부 •전기비저항탐사-필요시 •화상정보시험(BIPS)-필요시	-
	실내시험	•기본물성시험 •암석점하중, 일축, 삼축, 직접전단, 투수시험	•토질기본물성시험 (2회/공) •암석일축압축강도, 절리면전단, 단위중량(2회/공) •유용암시험(1회/구간별)	-	-		•토질기본물성, 다짐 CBR, 현장밀도 •암석기본물성, 일축, 삼축, 절리면전단, 유용성시험	-
연약지반 쌓기	시추공 배치	•기본 1공 200～300m당 1공	•기본설계-100m당 1개소 •실시설계-50～100m 간격	•기본계획-연약지반 개소당 1공 이상 •기본설계-100m 간격 •실시설계-50～100m 간격	•100～200m 간격	•100m	•100m •100～250m(핸드오거)	-
	시추심도	•지지층 깊이까지 실시 (SPT N=50/10 5m 이상 실시)	•연약지반 심도를 결정할 수 있을 정도(N값 50/30 이상 3회 확인)	•연약지반 심도를 결정할 수 있을 정도	•연약지반 확인 후 견고한 지반 3～5m	-	•지지층(풍화암) 확인 •3～5m(핸드오거)	-
	물리탐사/ 현장시험	•지형 및 지표지질조사 •필요시 물리탐사 실시 •현장시험(표준관입시험, 현장투수시험, 공내재하시험)	•SPT(1.0m 간격) •자연시료채취 : 1회/공 •현장베인시험, 콘관입시험(1회/5공)-연약지반심도 10m 이상	-	-	•지표 및 지질조사, 현장조사(시추조사, 핸드오거 보링, 시험굴조사) 현장 원위치시험, 실내시험등 •필요시 물리탐사 시험	•SPT(1.5m 간격) •베인시험-100～250m/최대 5m 시험 •콘관입-100～250m/연약지반표층	-
	실내시험	•기본물성시험 •암석점하중, 일축, 삼축, 직접전단, 투수시험	•토질기본물성시험 •직접전단, 일축, 삼축, 압밀-(1회/시료채취공당)	-	-		•기본물성시험 •투수, 압밀, 일축, 삼축시험	-

3.2 설계기준의 문제점

<표 2.10> 설계기준의 문제점

분야	대상 설계 기준명	문제점 제목	문제점 내용(요약)	개선방안
지반조사	▪ 미공병단 포장설계법	▪ 동결심도	▪ 경험적 측면의 동결심도 산정이 이루어지고 있음. ▪ 기존의 동결심도 산정은 국지적인 환경조건 변화를 적용하지 못함. ▪ 기상청 측후소의 유무에 따라 분석의 정확성 부족	▪ 수치해석을 통해 흙의 동결심도 변화 파악 ▪ 분석된 현장 동결심도 결과값 비교 ▪ 프로그램 개발과 이론의 정립, 정확한 설계기준 확립
	▪ 구조물기초설계기준(2008) ▪ 국도건설공사 설계실무요령(2008) ▪ 한국도로공사	▪ 지반조사시 시추조사 심도기준 검토	▪ 각 기관별 시추공의 깊이에 대한 설계기준이 상이함.	▪ N치를 기준하여 제시해야함. ▪ 토사층이 깊을 경우와 풍화암층이 확인되지 않을 경우에 대해 제시해야 함. ▪ 교량부 기반암에서 용어를 제안 또는 한정할 필요가 있음. ▪ 풍화암의 경우를 제시해야 함. ▪ 지층별 조사기준으로 설정하는 것이 타당함.
	_	▪ 시공시 확인조사 및 시험비 반영 기준	▪ 지반조사시 민원발생, 도로 및 시설물 유지 등 현장여건의 상황에 따라 실지하지 못하는 경우가 많음.	▪ 시공시 확인조사 및 시험을 실시할 수 있도록 내역서에 반영할 기준을 제시할 필요가 있음.
	▪ 구조물기초 설계기준(2008) ▪ 도로교 설계기준 하부구조(2008) ▪ 건축구조 설계기준(2009)	▪ 기준 시방서간 통일된 용어 정립	▪ 지반조사 업무 계획수립 및 수행에 있어 관련 기준서들간 제시된 용어와 해당 내용의 설명 수준이 다름으로 인한 실무 적용 시 혼선이 발생할 수 있음.	▪ 가장 상세하게 설명된 시방기준을 관련참고문헌으로 시방서에 명기 ▪ 분야별 시방특성에 맞는 기준만을 명기 ▪ 분야별 시방서 작성 시 타분야의 전문기술자의 참여 혹은 확인, 수정을 할 수 있는 제도적 대책 수립
	▪ 구조물 기초 설계기준 해설(2009) ▪ 도로교 시방서, 한계상태 설계법(2012)	▪ 통일된 조사범위 및 기준 제시	▪ 지반조사 조사범위의 상이함으로 인한 실무적용의 혼선을 줄 수 있음.	▪ 구조물별로 조사기준을 정립하는 형태(이미 지반공학시리즈나 서울시 조사편람 등에서는 제시) ▪ 가장 상세하게 설명된 시방기준을 관련참고문헌으로 시방서에 명기
얕은기초	▪ 구조물 기초 설계기준 해설(2009) ▪ 도로교 설계기준 해설 ▪ 국도건설공사 설계실무 요령 ▪ 철도설계기준	▪ 지반반력계수 산정 방법	▪ 설계시 표준관입시험 결과를 통해 변형계수를 추정, 이를 지반반력계수로 산정 ▪ 변형계수 산정하는 방법이 기관별로 상이함.	▪ 상이한 방법을 통일할 필요가 있음. ▪ 토질 특성별 데이터를 비교, 분석하여 추정식 제안이 필요
	▪ 구조물기초 설계기준(2008) ▪ 도로교 설계기준(2012) ▪ 건축구조 설계기준(2009)	▪ 통일된 용어의 사용으로 타분야 기술자간 협의 효율성 확보	▪ 각 시방서마다 기초형식을 표현하는 용어의 상이함에 따른 보고서 작성 및 관련 논문, 설계이론의 적용 등의 어려움이 따름.	▪ 기관별 설계기준서의 기초 표현의 차이에 대한 정리 필요
	▪ 구조물기초 설계기준(2008) ▪ 구조물기초 설계기준해설(2010)	▪ 정확한 표현용어의 수록에 따른 사용오류 최소화	▪ 단위 표현방식, 용어의 정의 등이 동일한 공식임에도 불구하고 기관별 상이하게 표현됨. ▪ 설계 계산방법을 설명할 경우 일관된 용어의 적용이 되어있지 않음.	▪ 건축구조 설계기준 표현 내용 삽입 ▪ 기술자들간의 상호 교류를 통한 표현 및 정리가 필요

<표 2.10> 설계기준의 문제점(계속)

분야	대상 설계 기준명	문제점 제목	문제점 내용(요약)	개선방안
깊은 기초	▪ 구조물 기초 설계기준 해설 ▪ 도로교 설계기준 해설 ▪ 국도건설공사 설계실무 요령	▪ 매입말뚝 기초지지력 산정방법	▪ 각 기관별 지지력 산정기중이 상이함. ▪ 명확한 설계기준이 없음. ▪ 매입말뚝(SIP)의 주면마찰력 산정식은 크게 평가	▪ 기관별 산정기준이 상이하여 설계기준 통일이 필요함. ▪ 현장에서 축적된 재하시험 결과 분석을 통해 적합한 지지력 산정식 제시
	▪ 구조물 기초 설계기준 해설 ▪ 도로교 설계기준 해설	▪ 현장타설말뚝 기초지지력 산정방법	▪ 풍화암 지역의 현장타설말뚝에 대한 명확한 설계 기준이 없음. ▪ 현장타설말뚝의 선단지지력에 대해 과소평가	▪ 현장타설말뚝 기초의 재하시험 결과를 분석, 선단지지력의 재평가 필요
	▪ 도로교 설계기준 해설	▪ 말뚝 횡방향 수평저항 설계계선 검토	▪ 단일지층의 지반반력계수를 고려하거나 깊이에 따라 지반반력계수가 일정 혹은 깊이에 따라 비례한다는 가정하에 추정되어지므로, 실제 고려되어져야하는 하부 지층의 다양성을 반영하는데 한계가 있음.	▪ 말뚝에 발생하는 휨응력이 말뚝재료의 허용응력을 넘어서는 안됨. ▪ 말뚝머리의 변위량(휨방향 변위량)이 상부구조에서 정해지는 허용변위량을 넘어서는 안됨.
	▪ 구조물기초기준 해설(2009) ▪ 토목공사 표준일반시방서(2005) ▪ 고속도로 전문시방서(2009)	▪ 기초의 재하시험 기준 검토	▪ 각 기관별 재하시험 항목 및 횟수 등이 상이하므로 설계기준을 개선할 필요성이 있음.	▪ 확인시험 횟수에 대한 기준 필요 ▪ 시험빈도에 대한 통일 적용 필요 ▪ 양방향재하시험은 고속도로공사 전문시방서에만 제시되어 있으므로 타 기관 기준 필요.
	▪ 구조물기초기준 해설(2009) ▪ 도로교 설계기준 해설(2008)	▪ 기초주변에 지장물이 있는 경우의 지지력 산정 문제	▪ 에어해머에 필요한 지층에 대한 명확한 기준 없음.	▪ 현장재하시험의 시행시기에 따른 기준을 정할 필요가 있음.
	▪ 도로교 설계기준(2010) ▪ 구조물 기초 설계기준 해설(2009)	▪ 적정한 안전율의 반영을 통한 경제적인 설계	▪ 빠르게 향상되는 기초의 성능을 관련 기준서는 반영하지 못함. ▪ 장비의 성능 향상, 전문 시공기술의 발전, 시공자의 인식변화 등으로 시공오차가 상당부분 개선되어짐.	▪ 한계상태 설계법의 적용을 위한 관련된 기준의 구축이 필요
	▪ 구조물 기초설계기준(2008) ▪ 도로교 설계기준(2010)	▪ 하중 조건별 차별화된 말뚝최소간격 결정으로 합리적인 설계 유도	▪ 말뚝 간 최소배치간격 기준에 대한 명확한 이론적 근거가 확인하기 어렵고 국가별 규정이 상이하며, 그로인한 비경제적 설계가 이루어짐.	▪ 말뚝의 최소간격에 대한 기준의 재정립이 필요로 함.
	▪ 도로교설계기준해설(2008) ▪ 구조물기초설계기준해설(2009) ▪ 고속도로공사전문시방서(2009)	▪ 말뚝재하시험의 빈도수 개선 검토	▪ 기관별 말뚝재하시험에 대한 빈도수가 상이함으로 설계 및 시공관계자의 혼란이 초래됨.	▪ 말뚝기초의 합리적인 설계 및 품질향상을 위한 재하시험별 통합된 빈도수 확보가 필요
	▪ 구조물기초설계기준해설(2009) ▪ 도로교설계기준해설(2008) ▪ 항만 및 어항설계기준(2005)	▪ 말뚝기초 수평지반반력계수 산정방법	▪ 말뚝기초의 수평방향 안정성에 큰 영향을 미치는 수평지반반력계수의 각 기관별 설계기준이 상이하여 적용기준의 개선이 필요로 함.	▪ 일본설계기준의 무분별한 도입보다는 global code에 부합하는 기준값을 적용한 통합설계기준 수립이 필요
	▪ 구조물기초설계기준 해설(2009) ▪ 도로교설계기준 해설(2008) ▪ 항만 및 어항설계기준(2005)	▪ 말뚝기초 연직지지력 산정시 적용 안전율	▪ 말뚝기초 설계실무에 있어 외말뚝의 연직 허용지지력 산정 시 각 기관별 설계기준이 상이하여 적용기준의 개선 필요성이 있음.	▪ 국내 설계기준의 최소 안전율 차이에 의해 외말뚝의 허용지지력은 최대 20% 오차가 발생하므로 명확한 적용기준 제시가 필요
	▪ 구조물기초설계기준해설(2009) ▪ 도로교설계기준 해설(2008)	▪ 현장타설말뚝 콘크리트 장기허용응력	▪ 현장타설말뚝 설계실무에 있어 동일 제원에 대한 각 기관별 현장타설말뚝 콘크리트 장기허용응력 설계기준이 상이하여 적용기준의 개선 필요성이 있음.	▪ 고강도콘크리트 기술발달 및 품질관리 기술의 향상을 반영한 현장타설말뚝 콘크리트의 허용응력 설계기준의 효율적인 통합설계기준 수립이 필요

<표 2.10> 설계기준의 문제점(계속)

분야	대상 설계 기준명	문제점 제목	문제점 내용(요약)	개선방안
사면 안정	▪ 구조물 기초 설계기준 해설 ▪ 건설공사 비탈면 설계기준 ▪ 도로설계요령	▪ 앵커 설계시 허용 인발 저항력 산정	▪ 지반 비탈면 안정성 확보에 적용하는 안전율이 기관별로 서로 상이함.	▪ 통일된 기준 설정이 필요
	▪ 도로설계요령 ▪ 건설공사 비탈면 설계기준	▪ 암반 비탈면 해석시 지하수위 조건	▪ 지하수 조건에 대한 문구가 정확하지 않음. ▪ 암반 비탈면 해석시 지하수 조건이 비탈면 높이의 1/2로 제시	▪ 수위조건에 대한 문구의 명확한 제시가 필요
	▪ 구조물기초설계기준(2009) ▪ 건설공사 비탈면 설계기준(2011)	▪ 지반 앵커 설계 기준 개선 검토	▪ 비탈면 보강을 위한 앵커공법 설계적용시 앵커의 극한 인발력에 대한 기준 안전율 및 앵커 자유장이 각 기관별 설계기준이 상이함.	▪ 기관별 앵커 자유장 적용 기준의 차이로 인한 안정성 측면에서 신뢰성 저하 및 비경제적인 문제가 있으므로 통합된 설계기준이 시급함.
연약 지반	▪ 도로설계요령	▪ 제체 침하 검토시 침하토 하중 적용	▪ 연약지반에서 산정방법에 따른 침하량이 상이하며, 철도설계기준에서는 제시되지 않음. ▪ 총 침하량 산정시 상재하중으로 간주하며, 수렴할 때까지 수행 ▪ 실제 침하거동은 정수변화, 두께변화 등을 고려	▪ 침하량 산정시 상재하중에 의해 치환된 부분은 압밀특성치의 변화 및 시공과정을 감안 ▪ 침하토 하중에 의한 추가침하는 혼선 방지를 위해 제외
	▪ 건설공사 비탈면 설계기준 ▪ 철도설계기준(철도교편)	▪ 비탈면 활동 지진시 해석시 지하수위 조건	▪ 지진시 지하수위 조건이 상이함. ▪ 지진시 조건 개량공법이 결정되므로, 공사비 증대	
	▪ 국도건설공사 설계 실무 요령	▪ 연약지반 기초 설계	▪ 지반조사 지점이 구조물과 이격되어 조사구간 중간부를 설계	▪ 지반개량 후 연약지반의 N치 증가량은 크지 않아 연약지반을 과소하게 평가 ▪ 연약지반의 공학적 성질을 나타낼 수 있는 설계 지침 필요
	-	▪ 연약지반의 성토	▪ 저성토구간에서의 연약지반 처리에 대한 성토를 실시하는 경우 노상까지의 제거 문제	▪ 고성토구간에서와 마찬가지로 저성토구간에서도 노상을 제거하고 다짐을 실시하는 방안을 반영해야 함.
	▪ 지반공학시리즈 6 ▪ 토목설계지침(2008) ▪ 도로설계요령(2001)	▪ 연약지반의 허용 잔류침하량 기준	▪ 기관별로 상이한 허용 잔류침하량 기준으로 인한 실무 적용에서의 안정성평가에 대한 문제 발생	▪ 표현방식의 통일 및 구조물의 계획을 고려한 적정 허용침하의 결정방법을 재정립 필요
	▪ 구조물기초 설계기준 ▪ 도로교 설계기준 ▪ 하천 설계기준 ▪ 비탈면 설계기준	▪ 연약지반의 현행 설계 기준 고찰	▪ 연약지반 부분에 대해 구조물과 연계된 기준의 수록이 필요시 됨.	▪ 구조물기초 설계기준 내 상세 연약지반 관련은 하위기준 참조 명기
	▪ 도로설계요령(2009)	▪ 제체 침하 검토시 침하토 하중 적용	▪ 제체 침하검토시 산정방법에 따른 침하량이 상이하고 철도설계기준에서는 침하 산정방법이 제시되어 있지 않음.	▪ 연약지반에서 총압밀침하량 산정시 압밀특성치의 변화 및 시공과정등을 감안하여야 함. ▪ 침하토 하중에 의한 추가 침하는 과다설계 방지를 위해 제외하는 것이 적절함.

<표 2.10> 설계기준의 문제점(계속)

분야	대상 설계 기준명	문제점 제목	문제점 내용(요약)	개선방안
옹벽	▪ 토지주택공사 ▪ 국토해양부	▪ 옹벽에 대한 설계기준 작성	▪ 실무적용에 있어 옹벽부문에 대한 구조물 기초 설계기준의 내용보다 표준도와 공개 상용 프로그램이 많이 이용되어짐.	▪ 획일적인 옹벽의 검토를 위해 설계기준의 재정립이 필요시됨.
	▪ 토목섬유설계 및 시공요령(1998) ▪ 도로설계편람(Ⅱ)(2000) ▪ 철도설계기준(2001) ▪ 구조물기초 설계기준(2003)	▪ 보강토 공법의 외적안정성 평가 수행	▪ 각 기관별 기준의 차이로 인해 실무 적용 시 계산결과에 대한 안정성 평가에 혼선이 발생할 수 있음.	▪ 다양한 보강토 형식을 모두 반영하여 획일적인 안전율을 명기하기 보다는 한계상태 설계법의 적용이 필요
내진 설계	▪ 도로교 설계기준(2010) ▪ 구조물 기초 설계기준(2009)	▪ 국내의 현행 내진설계 기준 고찰	▪ 기관별 지반분류에 대한 표현방식과 등급의 분류가 상이하여 설계 실무자들이 인용하는데 있어 다소 혼란을 줌.	▪ 지진자료의 DB화를 통한 기준 표준화가 필요함.

현행 표준시방서 또는 설계기준상의 문제점과 개선방안으로는 현행 표준시방서 및 각종 설계기준은 무엇보다 제시하고 있는 기준들이 각각 서로 다소 상이한 점이 있어 설계기준 적용시 보수적인 기준내용을 선택하여 적용하는 실정이며, 설계기준 적용에 대한 상위 통합기준서 제시가 필요하다.

각 구조물(기초, 지반조사, 옹벽 연약지반 등)에 대한 현행 표준시방서나 설계기준 내용에서 정비 및 개선될 항목 및 내용은 다음과 같다.

가. 교량의 기초공법에 대한 품질관리를 목적으로 시행하는 시험에 대한 정비 및 개선이 요구

(1) 말뚝 동재하시험 관리규정

기성말뚝(강관, PHC, 복합 등)과 현장타설말뚝의 동재하시험 빈도를 규정함에 있어서 현행기준<표2.11>에 기성말뚝의 동재하시험은 규정되어 있으나, 현장타설말뚝에 대한 동재하시험은 별도로 규정되어 있지 않는다.

<표 2.11> 말뚝시공시의 동재하시험(End of Initial Driving 방식) 빈도(현행 기준)

구분	시험빈도
구조물별 말뚝 수 1~80본 까지	2
구조물별 말뚝 수 1~160본 까지	3
구조물별 말뚝 수 160본 이상	4

현장타설말뚝의 동재하시험의 경우 기성말뚝 동재하시험과는 다르게 대구경 직경에 따라 타격할 수 있는 항타기가 시험을 위하여 추가로 필요하며 (현장타설말뚝의 경우 희생강관을 사용하지 않을 경우 다양한 굴착공법을 타설하므로 항타기가 불필요), 동재하시험을 위한 해머 쿠션 등을 별도로 제작하여야 한다. 따라서 실제 기성말뚝에 적용되는 빈도기준을 현장타설말뚝에 적용시킬 경우 품질시험비가 고가이므로 별도의 규정이 필요하다. 말뚝 수평재하시험 관리규정은 말뚝의 수평재하시험의 경우 재하시험 방법(ASTM D 3966-90)만 제시되어 있고, 별도의 관리 및 빈도기준이 정비되어 있지 않으므로 수평재하시험에 관한 기준이 필요하다.

나. 기초의 내진설계시 적용되어지는 지진시 허용수평변위 기준에 대한 미정립

(1) 기초의 수평변위 기준 규정

기초의 수평저항 안정성 평가시 고려되어지는 수평변위량은 상부구조물의 영향을 직접적으로 표현하는 수단이다. 이러한 수평변위량의 경우 상시, 지진시에 따라 작용하중의 상이로 인하여 발생변위도 현저히 차이가 난다. 현재 이러한 기초의 수평변위 기준은 국내 기준에 정립되어 있으나 상시기준만 제시되어 있으며 내진시 허용 수평변위량의 기준은 정립되어 있지 않은 상태이다. 이에 따라 국내·외 설계기준을 종합하고 특별 기준이 없어 AASHTO(1999), FHWA(1999), manual for the design of bridge foundation(1991) 등에서 제시하는 38mm, 일본설계기준 41mm 혹은 상시기준(기성말뚝 : 15mm, 현장타설말뚝 : 직경, D의 1%) 을 그대로 적용시키고 있는 실이다. 따라서 말뚝재료에 따른 허용수평변위량 기준의 재정립이 필요하다.

다. 말뚝기초의 횡방향 허용지지력에 대한 고찰

(1) 말뚝기초의 수평지지력 산정

외말뚝의 횡방향 허용지지력은 재하시험에 의한 것을 원칙으로 하고 설계의 특성상 설계단계에서 수평재하시험을 실시하여 횡방향 허용지지력을 산정할 수 없으므로 횡방향 재하시험을 실시할 수 없는 경우에는 탄성보방법(Chang)과 극한평형법(Broms)과 같은 해석적 방법 또는 프레셔미터 결과를 이용한 방법으로 추정할 수 있다. 현장시험(프레셔미터) 결과 외에 실제 설계에서는 탄성보방법 및 극한평형법을 이용한 이론식을 많이 사용하여 왔다.

탄성보방법 및 극한평형법의 경우 말뚝의 응력은 변형에 따른 수평거동을 근입길이에 따라 구분하여 지반반력계수를 적용하여 추정하나, 이 이론의 경우 단일지층의 지반반력계수를 고려하거나 단순히 깊이에 따라 지반반력계수가 일정 혹은 깊이에 비례한다는 가정 하에 추정되어지므로 실제 고려되어져야하는 기초하부 지층의 비균질, 다양성을 반영하는데 한계가 있는 것으로 판단된다.

(2) 말뚝기초의 수평지지력 한계

말뚝이 횡방향의 외력을 받을 경우에는 흙의 파괴는 외력이 증대되어 감에 따라 지표면에서 점차적으로 깊은 곳으로 진행하는 성질이 있고, 흙의 파괴하중은 간단히 정할 수가 없다. 따라서, 말뚝의 허용지지력은 말뚝자체의 거동에 따라 정하여야 하므로 아래와 같이 현행 설계기준인 구조물기초설계기준, 도로교설계기준 및 철도설계기준 등에서 제시하고 있는 사항을 고려하여 말뚝의 수평지지력은 말뚝본체의 허용 휨응력의 안정성 평가결과에 따라 산정하는 것이 적절할 것으로 판단된다.

1) 말뚝에 발생하는 휨응력이 말뚝재료의 허용 휨응력을 넘어서는 안 됨.
2) 말뚝머리의 변위량(휨방향 변위량)이 상부구조에서 정해지는 허용 수평변위량을 넘어서는 안 됨.

라. 말뚝기초의 횡방향 수평변위 산정에 대한 고찰

(1) 말뚝기초의 수평변위 산정

수평변위의 결정은 탄성보 방법에서 추정된 횡방향지지력에 의하여 추정되는 수평변위 산정방법과 비선형해석법(p－y curve)에 의한 방법으로 구분되어 질 수 있다. (3)항목에서 검토되어진 내용에 따라 탄성보 방법에서 추정된 횡방향지지력에 에 의하여 추정되는 수평변위의 경우 지층변화에 따른 다양성, 단순 단일지층 외에 복합지층을 고려하지 못한 지반반력계수를 사용하여 선정되어짐으로서 p-y curve에 의한 방법과는 다소 상이한 결과를 나타낸다. 따라서 횡방향 수평변위 산정은 실제 지층의 특성을 현실적으로 반영할 수 있는 비선형해석법(p-y curve)으로 검토한 결과를 이용하여 말뚝기초의 횡방향 수평변위의 안정성을 결정함이 타당할 것으로 사료된다.

국내·외 건설분야에 신기술들이 개발되어 사용되고 있는데 현행 표준시방서나 설계기준에 그 내용을 수록하는 것이 타당한지에 대한 다양한 의견이 있다. 건설분야 신기술의 경우 사용되는 목적 및 적용근거는 새로운 기술을 도입하여 적용함으로서 건설분야 기술력 증대를 도모하고 보다 효율적인 기술을 적용시켜 시공성 및 경제성 등에 이득이 되고자 하는 것이다. 그러나 표준시방서나 설계기준에서의 신기술 지정으로 신기술 보유 회사에 치중되거나, 보편타당하지 않은 공법 선정 등

의 문제가 발생할 수 있어 다소 형평성이 결여될 수 있음을 염두해 둘 필요가 있다. 또한 표준시방서 및 설계기준이 주기적으로 개정이 이루어지지 않아 기존의 신기술을 보완, 또 다른 혁신적인 신기술이 개발될 경우 시방서 및 설계기준 개정을 추가로 실시하여야 하는 단점이 있다. 따라서, 새로운 신기술을 도입하고 적용하는 것은 시방서 및 설계기준에는 개정시 반영할 수 있는 추천 신기술을 표기하고 사용에 따른 기술력 채택은 설계 혹은 시공시 현황에 따라 적용할 수 있도록 단순 명기하는 것이 바람직 할 것으로 사료된다.

국가 표준시방서나 설계기준에 대하여 실무적용시 개선사항이 필요하다면 어떠한 방법으로 어디서 개정 수요를 모으는 것이 필요한지에 (예, 국토부, 각 지자체, 건설기술연구원 등) 대해서는 다음과 같이 의견을 제시한다. 표준시방서나 설계기준을 실무에 적용시 설계에서 발생된 개선사항이나 정비항목은 필요한 통합설계기준 재정을 위해서는 학술적으로 접근이 용이하며, 기존 설계기준에 대한 오류를 보완하는 토목관련 각 학회(예를 들어 토목학회, 한국지반공학회 - 분과 기초기술위원회, 지반환경공학회 등)에 구조물 기초 분과 전문기술위원(각 분야 전문위원회 교수)을 통하여 개정내용 반영 및 수요를 취합 적용할 수 있다. 이후 이를 통합적으로 관리 운용할 수 있는 국토해양부 및 건설기술연구원 설계기준 개정팀을 신설 또는 병행할 수 있는 관리팀을 구축하는 것이 효과적일 것으로 판단된다.

마. 현행 표준시방서나 설계기준을 정비 및 개선사항에 대하여 연구개발이 필요한 내용

(1) 구조물기초 중 해상부 현장타설말뚝 시공시 적용되어지는 희생강관의 규정 및 시방관련 정비 및 개선 필요

해상부 현장타설말뚝기초 시공시 유심부 시공을 위한 케이싱 시공이 다소 곤란하여 희생강관을 적용하는 바 이에 대한 직경, 두께 및 근입 해머의 규격 등에 따라서 설계시 부가적인 안정성 검토를 수행하나, 각 설계자들의 검토 방식 및 검토결과가 상이한 점이 많이 나타나고 있다. 따라서, 이러한 공법에 대한 규격화 및 시방기준을 제시하여 공법 적용에 따른 기준내용을 채택할 수 있도록 개선할 필요가 있다.

(2) 교대부 측방유동 방지대책에 대한 기준안전율 개선

연약지반상에 시공되는 교대부의 경우 연약침하에 따라 발생될 수 있는 교대 측방유동의 검토가 우선시 되어지고 있으며 측방유동지수, 측방유동판정지수, 활동에 대한 안전율 등의 평가방법이 이용되어지고 있다. 그러나 측방유동지수 및 유동판정지수 등을 이용한 방법은 설계기준 및 시방서 등에 명기되어 사용되어지나, 활동에 대한 안전율(말뚝 고려시 : 1.8, 말뚝 미고려시 : 1.5)은 설계기준 상에 명시되지 않고 학술논문에 의해 발전하여 실제 설계시에는 기준의 불명확성이 있으므로 설계시 준용되고 있는 기준은 설계기준 시방서에 올바르게 명기되어야 한다.

(3) 관계부처(시행처)의 설계기준 안전율 및 침하량(변위량) 통일성

국내에서 제시하고 있는 다양한 설계기준은 설계적용시 다양한 제시안에 따라 각기 시행처에 맞는 설계기준 혹은 보수적인 설계기준을 채택하고 있다. 따라서 통일된 안전율 및 침하량 기준(가령 말뚝기초의 연직안전율, 수평안전율, 연직침하량, 수평변위량, 부등침하량, 각변위 등에 대한 각종 설계기준 동일적용)을 적용할 수 있도록 정비 및 개선이 필요하다.

4. 한계상태설계법 관련 국내 설계기준 현황

항만 및 어항설계기준(해양수산부, 2005)에서는 설계에 사용되는 콘크리트 재료의 안전계수를 <표 2.12>와 같이 제시하고 있다.

<표 2.12> 콘크리트 재료의 안전계수(해양수산부, 2005)

안전계수		한계상태의 종류		
		극한한계	사용한계	피로한계
재료계수 (γ_m)	콘크리트	1.3	1.0	1.3
	철근 및 PC강재	1.0	1.0	1.05
	기타 강재	1.05	1.0	1.05
하중계수 (γ_f)	영구하중	1.0～1.1 (0.9～1.0)	1.0	1.0
	변동하중			
	파력	1.3	1.0	1.0
	시공시 변동하중	1.0	-	-
	기타 하중	1.0～1.2 (0.8～1.0)	1.0	1.0
	우발하중	1.0	-	-
구조해석계수 (γ_a)		1.0	1.0	1.0
부재계수 (γ_b)		1.0～1.3	1.0	1.0
구조물계수 (γ_i)		1.0～1.2	1.0	1.0

주-1) 표중 ( )내의 값은 하중이 작은 때가 위험한 경우에 적용한다.

주-2) 극한한계상태 검토시의 부재계수는 아래의 값을 쓸 수 있다. 다만 ( )안의 값은 중력식 안벽저판에 대한 지진시의 안전성을 검토하는 경우에 적용한다.

- 휨 및 축방향 내력(耐力)을 산정하는 경우 ····· 1.15(1.0)
- 축방향 압축내력의 상한치를 산정하는 경우 ·····1.3
- 콘크리트의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 ·····1.3(1.15)
- 전단보강철근의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 ····· 1.15(1.0)

주-3) 극한한계상태에 관한 구조물계수는 다음 값을 쓸 수 있다.

- 잔교 상부공 ····· 우발하중작용시 1.0, 기타의 경우 1.2
- 방파제·····파력작용시 1.1, 기타의 경우 1.0
- 안 벽 ·····지진하중 작용시 1.0, 기타의 경우 1.1

<표 2.12>에서 영구하중은 변동하는 경우가 극히 드물거나, 평균치에 비해서 무시할 수 있는 정도로 적고, 지속적으로 작용하는 하중으로 구조물 또는 부재의 자중, 정수압, 내부수압, 잔류수압, 내부토압 등이 있다. 변동하중은 변동이 빈번하거나 연속적으로 일어나고 평균값에 비해서 변동을 무시할 수 없는 하중으로 활하중(하역기계하중 등), 파력, 양압력 등이 있다. 우발하중은 내용기간 중 작용하는 빈도는 극히 작으나 작용하면 그 영향이 아주 큰 하중으로 지진하중, 선박접안력, 선박견인력, 양압력(잔교 상부공에 작용하는 경우), 풍력, 충돌하중 등이 있다. 다만, <표 2.12>에 나타난 안전계수는 어디까지나 표준적인 값을 보인 것이므로 별도의 방법에 의하여 안전계수를 적절히 정할 수 있으면 그 값을 써도 좋다.(해양수산부, 2005)

한편 최근에 개정된 도로교 설계기준(한계상태설계법)(국토해양부, 2012)에서는 기초 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수를 제시하고 있으며, 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용하도록 규정하였다. 이에 대한 자세한 내용은 본 연구보고서 “제3장 제2절 2. 기초의 한계상태설계법 적용방안”에 나타내었다.

제 2 절 구조물기초 한계상태설계 연구동향

1. 말뚝기초

1.1 국내 한계상태설계 관련 연구 현황

국내 지반공학 분야의 한계상태설계에 대한 연구는 신뢰성 해석에 기초한 말뚝기초의 설계를 중심으로 이루어져 왔으며, 비선형 구조물에 대한 추계학적 신뢰성 해석 및 실제 구조물에 대한 신뢰성 해석 알고리즘 개발 그리고 축하중을 받는 말뚝구조물의 신뢰성해석에 대한 연구 등이 수행되었다.(박재현 등, 2011)

<표 2.13>에는 분야별로 국책 연구기관을 통하여 진행되어온 몇 가지 대표적인 연구과제를 나타냈다.

<표 2.13> 국내 한계상태설계 관련 연구과제 현황

부처명	사업명	과제명	비고
국토연구원	-	민간투자사업의 성능제안형 방식도입에 관한 연구	2002
건설교통부	건설핵심기술 연구개발사업	기초구조물 LRFD 저항계수 개발	2004~2006
해양수산부	첨단항만 건설기술	차세대 항만설계기술 개발	2001~2005
해양수산부	첨단항만 건설기술	항만구조물 신뢰성 설계법 개발	2006~2010
건설교통기술평가원	건설핵심기술 연구개발사업	성능중심의 건설기준 표준화(구조물기초)	2006~2011
한국도로공사	-	한계상태설계법 도로교 설계기준 설계실무편람 개발	2011
한국토지주택공사	-	말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화	2011
한국연구재단	기초연구사업	연약지반개량공법에 관한 하중저항계수설계법 개발 연구	2010~2013

한국해양연구원의 차세대 항만설계 기술개발(해양수산부, 2001~2005)에서 연구한 “항만시설물 신뢰성 설계법 연구”(국토해양부(2011), 항만구조물신뢰성설계표준서 제정 예정)는 항만구조물(안벽, 방파제)의 신뢰성 설계법에 대한 연구가 수행되었다.

건기평의 “성능중심의 건설기준 표준화” 연구단 과제(2006~2011)에서는 성능 및 표준화 설계 및 시공 편람을 작성하고, 성능기준 작성을 위한 구조물별 성능기준의 개념 및 특성 정립, 구조물별 성능기준 개발 대상 및 범위 설정, 구조물별 성능기준 접근 및 개발 방법을 도출하여 기초구조물 성능기준 작성지침을 개발하였다.

2005년 건설교통부 국가 R&D 사업의 일환으로 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구(한국건설기술연구원, 2008)”과제가 수행되어 현장타설말뚝, 타입강관말뚝, 직접확대기초에 대한 국내 연구결과를 바탕으로 저항계수가 산정되었다. 상기 연구의 결과로 <표 2.14> 및 <표 2.15>와 같이 도로교설계기준 해설편(대한토목학회, 2008)에 타입강관말뚝과 현장타설말뚝의 저항계수에 관한 내용이 신규 제정되었다.(박재현 등, 2011) 그리고 한국도로교통협회 주관으로 미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2004)을 준용하여 국토해양부의 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012)이 신규 제정되었다.

<표 2.14> 타입강관말뚝의 저항계수(도로교설계기준 해설, 2008)(박재현 등, 2011)

구분	선단부 평균 N치 50 미만		선단부 평균 N치 50 이상	
목표 신뢰도지수	정역학적 지지력 공식*	Meyerhof (1976)	정역학적 지지력 공식*	Meyerhof (1976)
2.0	0.43	0.48	0.39	0.37
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29
2.5	0.34	0.34	0.32	0.27

* 구조물기초 설계기준 해설(한국지반공학회, 2003)

<표 2.15> 현장타설말뚝의 저항계수(도로교설계기준 해설, 2008)(박재현 등, 2011)

목표 신뢰도지수	Carter & Kulhawy(1988)	AASHTO(1996)	O’Nell & Reese(1999)
3.0	0.70	0.51	0.20
3.5	0.54	0.39	0.16

한국도로공사(2011)의 “한계상태설계법 도로교 설계기준 설계실무편람 개발”에서는 상부구조물에 한계상태설계법을 적용하여 설계실무편람을 개발하였고, 하부기초는 Eurocode와 AASHTO 설계기준에 대한 자료조사를 수행하였다. 이 보고서는

“한계상태설계법에 의한 도로설계기준”(2011)에 대한 편람형식이다.

한국토지주택공사(2011)의 “말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화”에서는 말뚝기초의 LRFD 설계법을 적용하였고, 국내 재하시험 자료와 문헌조사를 토대로 연구를 수행하였다.

2010년 한국연구재단 기초연구사업의 지원으로 동국대학교에서 “연약지반개량공법에 관한 하중저항계수설계법 개발 연구”가 3년에 걸쳐 수행되었다. 이 연구에서는 국내외 하중저항계수설계법의 도입과정 및 적용 사례 등을 검토함으로써 새로운 설계법을 도입하는데 시행착오를 감소시키고자 데이터베이스의 구축 방법, 데이터의 보정, 데이터의 품질 평가법, 이상치(outlier) 제거방법 등을 분석하였다. 연약지반개량공법에 의해 개량된 기초지반에 대하여 현재 적용되고 있는 설계법들에 내재된 안전여유와 저항의 불확실성을 통계학적 분석을 통하여 정량화하고, 국내외 기술수준에 부합하는 신뢰도수준을 확보할 수 있도록 목표신뢰도 수준을 설정하여 신뢰성이론에 기반한 저항계수를 보정(calibration)하는 체계를 구성하였으며, 저항계수를 이용하여 하중저항계수설계법을 적용하는 방안을 제안하였다.

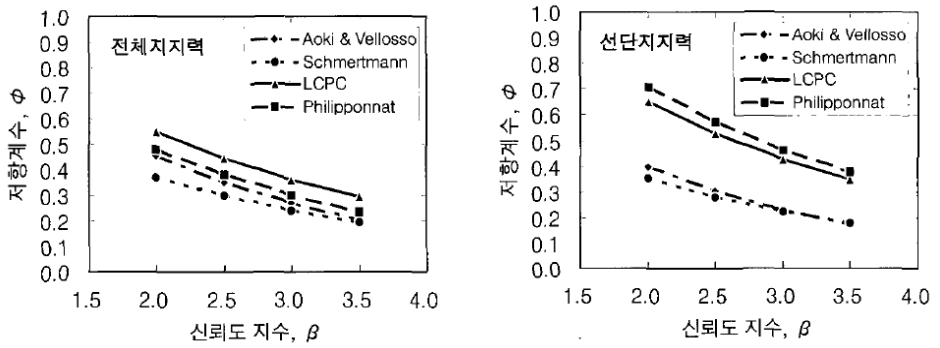
또한, 하중저항계수설계법의 적용성을 분석하기 위하여 허용응력설계법과 신뢰성이론으로 보정된 저항계수의 등가안전율로부터 현재 설계기준의 안전여유를 분석하였다. 심층혼합처리공법의 저항계수는 허용응력설계법과 유사한 것으로 분석되었으나, 쇄석다짐말뚝공법은 원지반 및 쇄석말뚝의 큰 불확실성으로 인해 보다 많은 안전여유가 필요한 것으로 분석되었다.

1.2 말뚝기초 한계상태설계 관련 연구 사례

김대호 등(2005)은 사질토에 근입된 항타말뚝을 대상으로 다양한 지역에서 수행된 말뚝재하시험과 CPT시험 결과들을 이용하여 확률적 분석을 수행하였으며, 이를 종합하여 저항계수 산정에 적용하였다. Aoki and Vellosoo(1975), Schmertmann (1978), LCPC(Bustamante and Gianeselli, 1982), Philipponnat(1980) 등의 방법들로 말뚝선단 부위에서의 평균 콘지지력을 결정하여 선단지지력을 산정하고 각 지층에서의 주면마찰력을 산정하여 말뚝의 전체 지지력을 평가하였다.

전체 지지력에 대한 저항편향계수 및 변동계수 산정 결과, LCPC의 방법(λ_R =1.09, COV_R=0.31)이 가장 실제 지지력과 유사하고 불확실성이 작으며, Aoki and

Vellosoo의 방법(λ_R=1.15, COV_R=0.46)은 다른 방법에 비하여 정밀성이 떨어지는 것으로 평가하였다. <그림 2.1>은 하중비 4.0을 기준으로 목표 신뢰도지수에 따른 말뚝의 선단, 주면 및 전체지지력에 대한 저항계수를 나타내고 있다. 전체지지력에 대한 저항계수는 LCPC(1982)와 Philipponnat(1980) 그리고 Aoki and Vellosso(1975) 방법으로 산정하였으며, 그 결과 저항계수가 0.35~0.55의 범위(목표신뢰도지수 2.0~2.5)로 나타난다고 하였다.



(a) 전체지지력 (b) 선단지지력

(c) 주면지지력

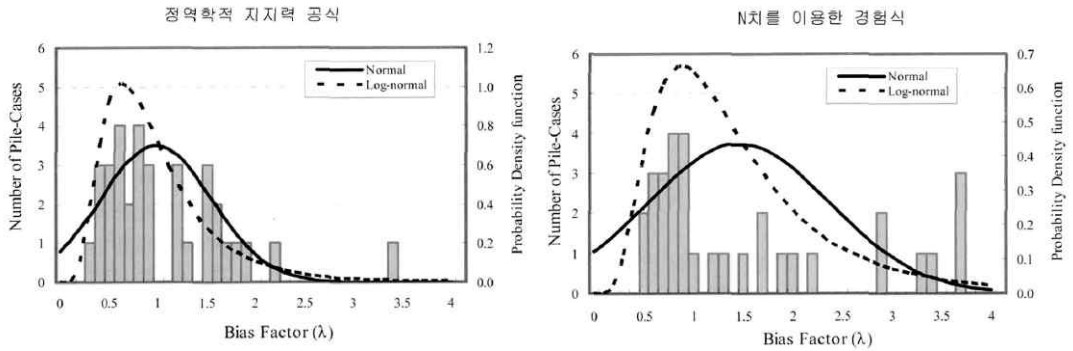
<그림 2.1> 항타말뚝의 신뢰도지수와 지지력에 대한 저항계수(Q_D/Q_L=4.0기준)(김대호 등, 2005)

김대호 등(2005)의 연구 결과를 종합하여 목표 신뢰도지수 2.0~2.5를 기준으로 한 저항계수(하중비 Q_D/Q_L=4.0 기준)를 <표 2.16>에 나타내었다.

<표 2.16> 저항계수 산정결과(김대호 등, 2005)

항목	Aoki & Vellosso	Schmertmann	LCPC	Philipponnat
선단지지력	0.30~0.40	0.28~0.35	0.53~0.65	0.58~0.70
주면지지력	0.54~0.67	0.32~0.41	0.41~0.53	0.30~0.39
전체지지력	0.35~0.45	0.30~0.37	0.45~0.55	0.38~0.49

곽기석 등(2006)은 43개소의 지반조사, 재하시험 자료를 분석하여 항타강관 말뚝의 극한지지력을 산정하기 위해 구조물기초 설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP report(Paikowsky et al., 2004)에서 제안하는 극한지지력 산정법을 적용하였다. 선정된 재하시험에 대해서 국내·외의 6가지 극한지지력 산정법 (Davisson, Δ=25.4mm 방법, Δ=0.1D 방법, Shape of curve 방법, De Beer 기준, ASCE 20-96 방법)에 대하여 극한지지력을 산정하였다. 각 방법에 따른 극한지지력을 분석하여 편차가 작고 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻을 수 있으며, 적용성이 우수한 Davisson 기준을 말뚝의 대표 극한지지력을 산정하기 위한 방법으로 결정하였으며, 재하시험에 의한 대표 극한지지력과 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 비교·분석하여 저항편향계수를 산정하였다. 정역학적 지지력공식으로 산정한 저항편향계수(λ_R)는 0.98, 변동계수(COV_R)은 0.67으로 나타났고, N치를 이용한 경험식으로 산정한 λ_R=1.46, COV_R=0.74로 나타났다. 위 결과를 통해 N치를 이용한 경험식은 지지력을 과소평가하는 경향이 있음을 확인하였다. 건기연(2006)은 두 방법 중 정역학적 지지력 공식의 불확실성이 상대적으로 낮으므로, 보다 일관성 있는 설계결과를 도출할 것으로 예상하였으며, 저항편향계수의 확률밀도함수는 정규분포 보다는 상대적으로 대수정규분포에 가까운 형태를 보임을 확인하였다.(그림 2.2)



<그림 2.2> 지지력 공식에 대한 저항편향계수의 확률밀도함수(곽기석 등, 2006)

김석중 등(2010)은 현재 국내의 현장타설 말뚝 설계에 있어 AASHTO(2007)에서 제안한 저항계수를 이용하고 있지만 국내에 적용하기에는 부적합하여, 국내에서 수행된 재하시험 자료를 이용하여 국내지반에 적합한 저항계수를 산정하였다. 극한주면지지력을 산정하는 방법은 Carter and Kulhawy(1988), Horvath and Kenny(1979), NAVFAC DM-7.2(1982) FHWA(1999)에서 제시한 4가지 지지력공식을 이용하였다. 그 결과, 평균 저항편향계수는 1.69~2.02, 변동계수는 0.72~0.73으로 산정 되었으며, 안전율 3.0에 대한 현장타설말뚝의 목표신뢰도지수(β_T)는 2.01~2.30의 범위로 나타났다. 한편 저항계수 산정을 위한 목표신뢰도지수(β_T) 2.0을 이용하여 산정한 저항계수는 0.48~0.56의 범위 값을 가지며, AASHTO에서 제안한 암반에 근입한 현장타설말뚝의 저항계수 0.50~0.55와 큰 차이가 없는 것으로 확인하였다. 하중계수 역시 AASHTO가 제안한 1.25와 1.75로 산정되어 차이가 없으므로 저항계수 산정 시 하중계수의 변동성은 따로 고려할 필요가 없는 것으로 나타났지만, 산정 결과와 AASHTO에서 제안한 목표신뢰도 지수 3.0에 대한 저항계수를 비교하면 약 50%의 값을 보이는 것으로 확인하였다.

윤홍준 등(2007)은 풍화암(intermediate geomaterial, IGM)에 근입된 현장타설말뚝의 재하시험자료 21개를 이용하여 신뢰도 해석을 수행하여 풍화암에 대한 저항계수를 산정하였다. 편향계수 분포의 평균(λ_R)은 추정지지력에 대한 실측지지력의 비로 정의되므로 실측지지력에 대한 추정지지력의 과대예측 또는 과소예측 여부를 알 수가 있기 때문에 추정지지력을 구하기 위하여 지지력공식들을 이용하였다. 주면지지력의 경우 Hovath and Kenny(1979), FHWA noncohesive IGM(1999) 방법은 실제지지력을 과소예측하며, Rowe and Armitage(1984), FHWA cohesive IGM(1999) 방

법은 과대 예측하는 결과를 보인다고 하였다. 또한 선단지지력의 경우 Carter and Kulhawy(1988) 방법은 실제 지지력을 과소예측 하며 Zhang and Einstein(1988), LCPC SETRA(1985) 방법은 과대 예측하는 결과를 보인다고 하였다.

실무에 적용되고 있는 안전율의 일반적인 범위는 2.0~3.0이므로, 윤홍준 등(2007)의 연구에서는 안전율 2.0, 2.5, 3.0에 대하여 신뢰도 분석을 수행하였다. 하중비(Q_D/Q_L)는 시공재료와 교량 경간 길이에 의존하나, 하중비(Q_D/Q_L)와 신뢰도지수(β), 하중비의 영향은 신뢰도 지수에 큰 영향을 미치지 않는다. 따라서 AASHTO LRFD(2004)에서 사용되는 장대교량에 적용 가능한 하중비 2.0의 값을 적용하였다. <표 2.17>에 나타낸 것처럼 계산되어진 신뢰도지수는 지지력공식에 따라 다르며 이는 같은 안전율을 사용함에도 불구하고 설계방법에 따라 신뢰도 수준의 차이가 있음을 알 수가 있다. 따라서 각 방법에 대한 저항계수를 다르게 산정해야 함을 확인하였다.

<표 2.17> 안전율에 따른 현장타설말뚝의 신뢰도지수(윤홍준 등, 2007)

지지력 구 성	설계방법	신뢰도지수			비 고
		FS=2.0	FS=2.5	FS=3.0	
주면	H&K	1.78	2.22	2.58	
	R&A	-0.48	-0.04	0.32	매끄러운 공벽
		-1.08	-0.64	-0.28	거친 공벽
	IGM	-0.93	-0.47	-0.09	점성 IGM
		2.22	2.57	2.86	비점성 IGM
선단	Z&E	0.36	0.96	1.46	
	C&K	2.07	2.36	2.59	
	LCPC	-0.84	-0.09	0.53	암반
		0.78	1.53	2.15	토사

윤홍준 등(2007)은 허용응력설계법의 전체안전율이 증가할수록 신뢰도 지수도 증가하는 것으로 확인 하였으면, 주면지지력에서는 Rowe and Armitage(1984), FHWA cohesive IGM(1999)방법이, 선단지지력에서는 LCPC SETRA for rock(1985) 방법이 낮은 신뢰도지수를 가지는 것을 확인하였다. 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도지수는 주면지지력의 경우는 -1.08~2.86, 선단지지력의 경우는 -0.84~2.59의 범위에 분포하는 것으로 나타났다. 저항에 대한 통계적 변수는 국내

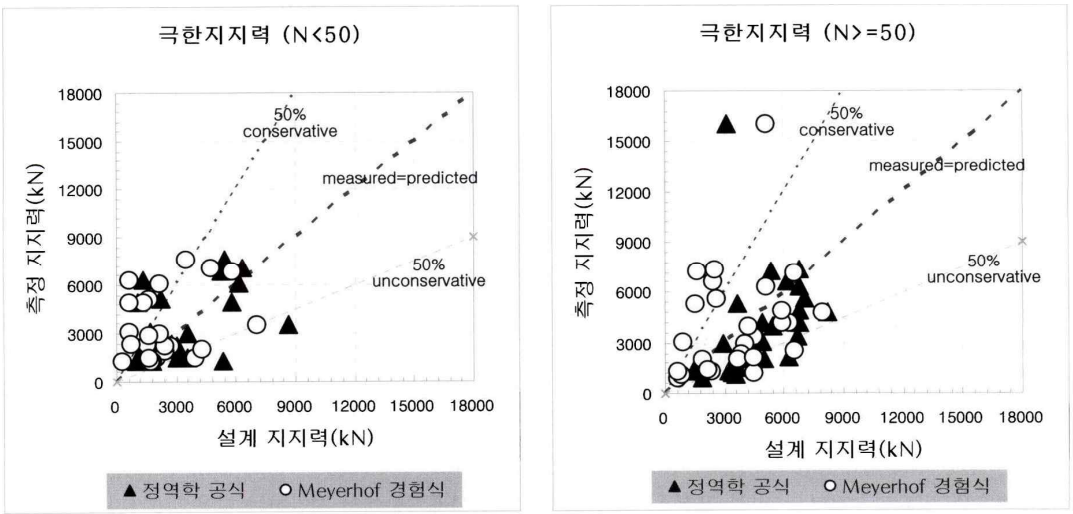
재하시험 자료에 근거하여 제시 하였으며, <표 2.18>에 하중통계적 변수, 저항통계적 변수 그리고, 목표신뢰도지수를 이용하여 저항계수를 산정한 결과를 정리하였다. 또한 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도수준을 통계적 방법으로 산정하였고, 문헌연구와의 비교를 통하여 결정한 목표 신뢰도 지수 2.5와 3.0에 대한 저항계수는 0.1~0.6의 범위를 가지는 것으로 산정하였다.

<표 2.18> 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수(윤홍준 등, 2007)

지지력 구 성	설계방법	β_T=2.5	β_T=3.0	비 고
주면	Horvath and Kenny(1979)	0.49	0.38	
	Rowe and Armitage(1984)	0.15	0.12	매끄러운 공벽
		0.12	0.09	거친 공벽
	FHWA IGM(1999)	0.14	0.11	점성 IGM
		0.60	0.43	비점성 IGM
선단	Zhang and Eistein(1988)	0.31	0.26	
	Carter and Kulhwy(1988)	0.51	0.34	
	LCPC SETRA(1985)	0.26	0.23	암반
		0.43	0.37	토사

허정원 등(2007)은 국내 항타강관말뚝 정재하시험 자료 58개를 분석하여 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성분석을 실시하였다. 선단부 평균 N치 50을 기준으로 N<50, N≥50의 두 그룹으로 분류하여, 정재하시험을 통한 하중-침하 곡선으로부터 측정된 극한지지력을 평가하기 위해 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 NCHRP report(Paikowsky, 2004) 등 다양한 국내·외 설계기준에서 제안하는 6가지의 방법(Davisson 기준, Shape of curve 기준, De Beer 기준, 전침하량기준(Δ=25.4mm 기준, Δ=0.1B 기준), ASCE20-96 기준(ASCE, 1997))을 적용하여 평가를 수행하였다. 위의 6가지 방법을 이용하여 대표 극한지지력을 평가하여 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 산정한 결과, K_{sf}의 분산성이 낮았으며 많은 자료에 적용 가능한 Davisson 기준을 말뚝의 대표 측정지지력방법으로 적용하였다. Davisson 기준으로 산정한 측정지지력과 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안한 정역학적 지지력공식 및 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 설계지지력공식을 비교한 결과는 <그림 2.3>과 같다. 두 가지 공식에 의한 설계지지력은 모두 측정극한지지력과 뚜렷한 경

향성을 나타내지 않았다. 선단부 N치 50 미만의 경우 Meyerhof 경험식이 지지력을 보수적으로 평가하는데 반해 선단부 N치 50이상의 경우 정역학적 지지력 공식이 Meyerhof 경험식에 비해 다소 지지력을 과대평가하는 경향이 있다고 하였다. 재하시험으로부터 결정된 측정 극한지지력과 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력의 분석을 통하여 저항편향계수를 결정하였고, 이들 자료의 통계적 분석을 수행한 결과를 <표 2.19>에 제시하였다.



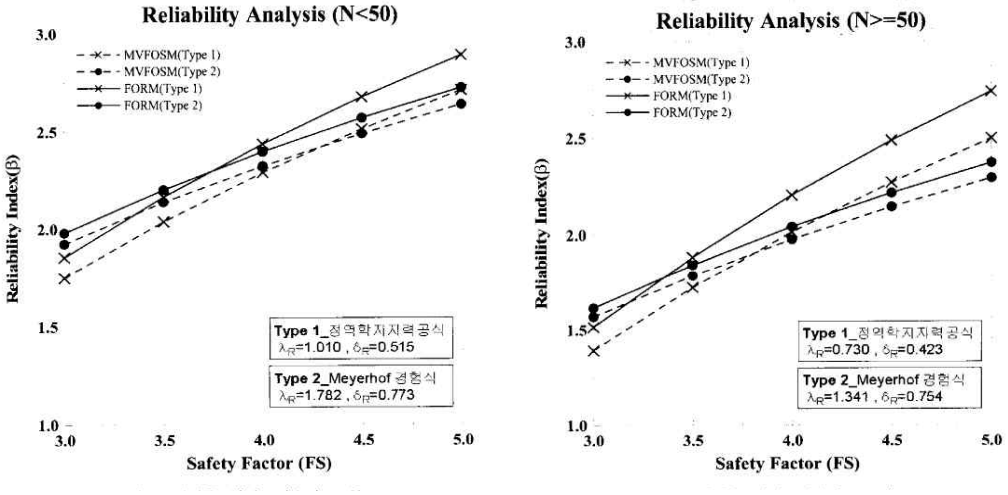
<그림 2.3> 측정 극한지지력과 설계 극한지지력(허정원 등, 2007)

<표 2.19> 저항편향계수의 통계특성(허정원 등, 2007)

구분		선단부 N치 50미만		선단부 N치 50이상	
		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평균	1.010	1.782	0.730	1.341
	표준편차	0.520	1.377	0.309	1.011
	변동계수	0.515	0.773	0.423	0.754

허정원 등(2007)의 연구에서는 실무에서 적용하는 안전율을 고려하여 3.0, 3.5, 4.0, 5.0에 대하여 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)과 일차신뢰도법(FORM)으로 신

뢰도지수를 분석하였다. 분석 결과, 말뚝 지지력의 신뢰도지수는 선단부 N치 50미만의 자료에 대한 정역학적 지지력 공식의 경우 1.85~2.89를 나타났으며, Meyerhof 경험식 에서는 1.98~2.72를 나타났다. 두 공식으로 분석한 결과 안전율 3.0~3.5일 때 신뢰도지수 약 2.0을 만족하는 것으로 확인 하였다. 선단부 N치가 50이상의 경우, 정역학적 공식을 통해 산정된 신뢰도지수는 1.51~2.74, Meyerhof 경험식은 1.62~2.37의 값으로 나타났다. <그림 2.4>에 나타낸 일차신뢰도법 결과를 살펴보면 선단부 N치 50미만의 경우와 50이상의 경우 모두 안전율이 낮은 범위에서는 Meyerhof 경험식이 신뢰도 지수가 크고, 안전율이 큰 범위에서는 정역학적 경험식이 신뢰도지수가 더 큰 것으로 산정하였다.



(a) N<50 (b) N≥50

<그림 2.4> MVFOSM, FORM의 안전율-신뢰도지수(허정원 등, 2007)

일차신뢰도법과 동일한 하중비, 하중편향계수, 저항편향계수 통계특성치를 적용하여 몬테카를로시뮬레이션(MCS)에 의한 국내 항타강관말뚝 지지력의 파괴확률에 대응하는 안전율 3.0~5.0에 대한 신뢰도지수를 평가하였다. <표 2.20>에 나타내듯이 안전율 3.0~5.0에 대한 신뢰도지수의 결과는 선단부의 N치가 50미만의 경우에는 정역학적 지지력공식으로 구한 파괴확률은 0.21%~3.27%, Meyerhof 경험식은 0.34%~2.45%로 산정되었다. 한편, 선단부의 N치가 50이상의 경우에는 정역학적 지지력공식으로 구한 파괴확률은 0.33%~6.76%, Meyerhof 경험식으로 구한 파괴확률은 0.93%~5.45%로 산정되었다. 이러한 결과를 일차신뢰도법으로 구한 결과와 바교

해 보면 최대 약 1.5%의 이내의 미미한 차이가 발생하였고, 이를 바탕으로 두 신뢰성 해석기법에 의한 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다.

<표 2.20> MCS에 의해 계산된 선단부 N치에 따른 파괴확률(허정원 등, 2007)

선단부 N치	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
N<50	0.21%~3.27%	0.34%~2.45%
N≥50	0.33%~6.76%	0.93%~5.45%

2. 얕은기초

얕은기초는 기초-지반의 상대적인 거동에 의해 크게 좌우되므로, 설계 시 가장 먼저 고려해야 할 사항은 기초와 지반의 상호거동이라 할 수 있다. 기초-지반의 상대적인 강성에 따라 상부 구조물의 하중이 지반에 다른 형태로 전달되기 때문에 상부구조물 하중에 의해 지반이 압축되어 발생되는 기초 침하 양상을 정확히 파악하여 상부구조물이 손상되지 않도록 해야 한다.

이러한 얕은기초의 설계는 현재까지 기준 안전율과 전단파괴기준에 근거한 허용지지력과 침하기준을 만족하도록 수행되고 있다. 안전율은 저항과 하중의 비로서, 이러한 안전율 개념에 포함된 주요 단점은 실제적으로 적용되고 있는 설계변수(지반 특성, 하중 등)가 불확실성을 가지고 있음에도 하나의 대표값을 적용한다는 것이다. 대표값을 이용하여 해석하는 방법을 결정론적 방법 (deterministic method)이라 하며 결정론적 방법으로 산정한 안전율은 구조물의 조건, 기술자의 판단, 파라미터에 적용될 보수성 등이 경험적·정성적으로 반영된 것이기 때문에 최종적으로 도출된 결과)에 대하여 정량적인 신뢰도를 명확하게 규정할 수 없게 된다(김병일 등, 2007).

위와 같은 결정론적 방법의 설계한계를 극복하기 위하여 최근 국외에서 활발한 연구가 진행되고 있다. 그 예로서 AASHTO설계법(AASHTO, 2007), Eurocode 7(CEN, 2004) 등이 있으며, 각 설계정수의 분산성 및 인위적인 오차에서 나타나는 불확실성을 보다 합리적이고 정량적으로 고려할 수 있는 방법으로, 확률론적 방법 (probabilistic method) 또는 신뢰성 설계법(reliability-based design)이라 한다.

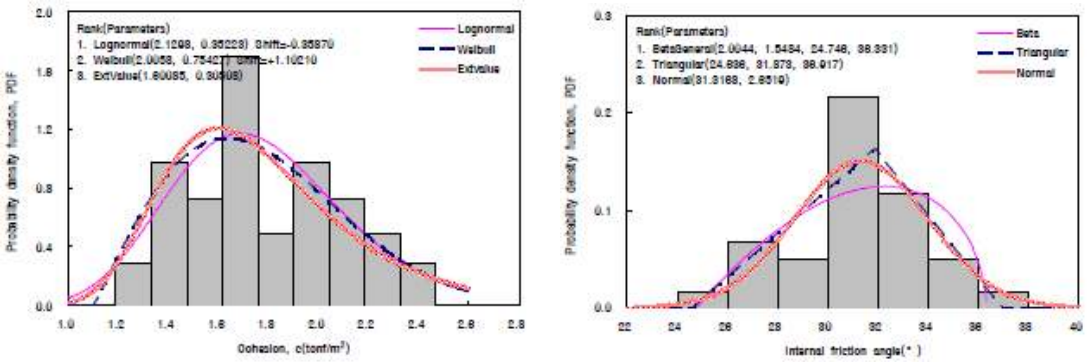
본 설계법은 Level I, Level II, Level III로 구분되며, Level I은 하중저항계수 설계법(load and resistance factor design, LRFD)이 대표적이며, Level II의 경우 목표신뢰지수(reliability index)를 관리하는 방법으로 모든 설계변수가 정규분포한다는 가정을 내포하고 있다. Level III는 가장 높은 수준의 설계법으로 기능함수(performance function)의 결합확률밀도함수를 직접 적분하거나 몬테카를로 방법(Monte Carlo simulation, MCS)과 같은 시뮬레이션 기법을 이용하여 파괴확률(probability of failure)을 결정하여 관리하는 방법이다. Level III에서는 각 확률변수의 확률분포 특성이 고려된 파괴확률을 결정할 수 있지만, 확률·통계 이론에 친숙하지 않은 지반공학자에게는 적분과정 또는 시뮬레이션 과정이 다소 어렵다는 것이

일반적인 견해이다.

Lumb(1966,1970), Wu(1967,1974), Meyerhof(1977), Tang(1981) 등에 의해 토질정수, 간극수압 등에 대한 통계학적 특성분포가 제안되고, 토질분야에서 파괴확률 이론이 도입되기 시작하면서 최근에는 초기의 토질정수에 관한 확률분포 해석단계를 넘어서 Catalan et al.(1979), Matuso et al.(1976), Singh(1971), Tang(1981), 김영수(1989), 정성관(1896) 등이 사면, Pile, 댐의 안정해석을 수행하였고, Hoeg(1974), Muraka(1974), 백영식(1978), Grivas(1979) 등은 옹벽 안정해석을 하였으며 그 해석방법으로는 Hoeg(1974)은 오차전달법, 백영식(1978)은 Monte Carlo Simulation, 조(1983)는 평면 2차모멘트법을 이용하였다. Wu & Craft(1967), Singh(1971), 이송(1985), 김용필(1985) 등은 기초에 대한 안정해석을 수행하였으며, 해석기법으로 이송(1985)은 Monte Carlo Simulation과 오차전달법, 김용필(1985)은 AFOSM(Advanced First Second Moment)을 이용하였다.

국내에서 현재 얕은기초 분야와 관련한 한계상태설계 연구는 말뚝 기초에 비하여 많이 진행되지 않았고, 최근에 설계 표준화와 관련하여 얕은 기초 한계상태 연구가 조금씩 진행되고 있는 추세이다.

김창동 등(2008)은 서울·경기 지역내 풍화토에 지반에 대한 직접전단시험과 공내재하시험 결과를 적정 확률분포 형태 및 통계적 특성치를 분석하여 제시하였다. 각 확률변수별 이론적 확률분포를 적용하여 신뢰지수와 파괴확률을 산정하였으며, 목표 신뢰지수 또는 확률에 대한 기초폭을 결정하여 제시하였다. 또한 MCS 기법을 활용하여 설계변수에 대한 다양한 확률분포별 극한지지력과 침하량의 확률분포 형태 역시 규명하였다.

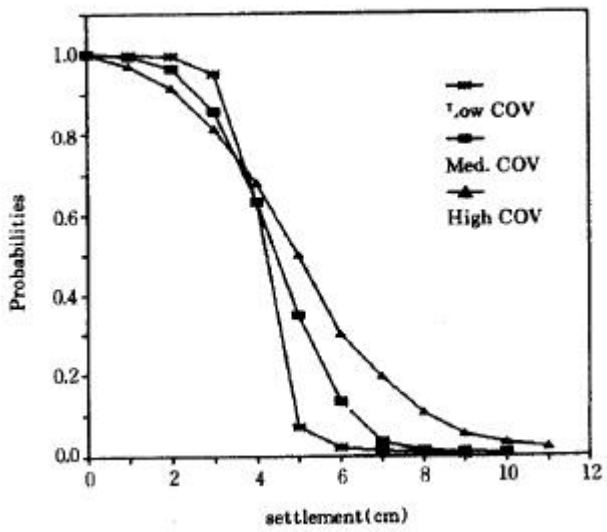


(a)점착력 (b)마찰각

<그림 2.5>확률변수의 확률분포 특성

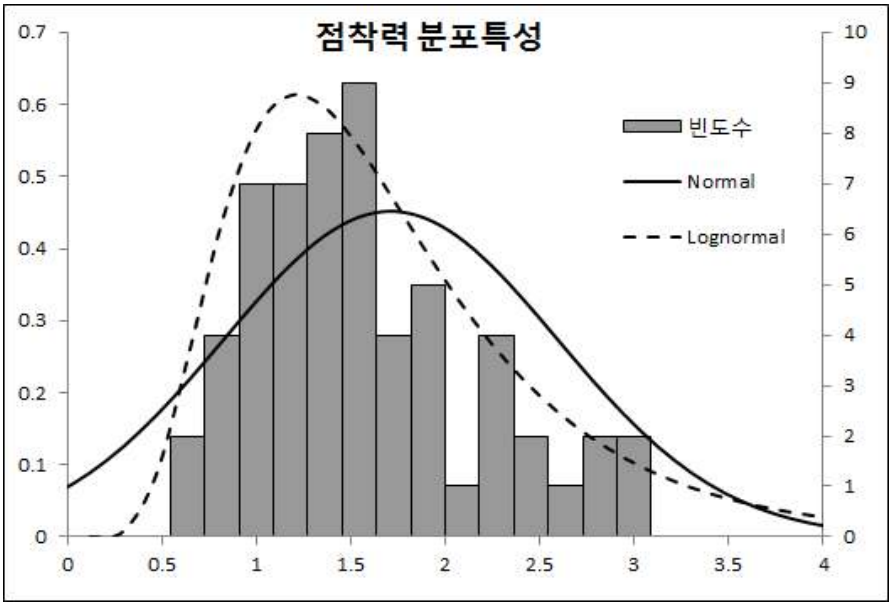
임유진 등(2002)은 얕은기초의 재하데이터를 수집하여 데이터 베이스로 구축하고 대표적인 5개 침하량 공식 (Terzaghi & Peck 방법, Alpan방법, Peck-Bazaraa 방법, Meyerhof 방법, Burland & Burbidge 방법)에 대한 정확도, 신뢰도 및 통계분석을 실시하였다.

정두영 등(1993)은 Monte Carlo Method를 이용하여 독립후팅들로 구성된 얕은기초의 침하에 관한 확률론적 해석을 하였다. 침하예측을 위하여 Schmertman의 참하식과 Terzaghi의 침하식을 이용하였으며, 변수의 불확실성을 고려하기위하여 토질정수와 하중은 정규분포의 확률변수로 가정하여 독립후팅의 침하평균 및 변동계수를 구하고 각 독립후팅의 침하도 정규분포하는 것으로 가정하였다. 또한 지반내에 존재 할수 있는 연약토질포켓(soft soil pocket)의 확률을 고려한 각 독립후팅의 침하는 Markov process를 따르는 것으로 하였다. 이와 같은 각 변수들의 변화에 따라 최대침하와 부등침하의 허용한계 초과확률에 대한 민감도분석을 하였으며, 얕은기초의 침하해석은 각 변수의 불확실성과 지반조건을 고려하는 것이 타당하다고 판단하였다.

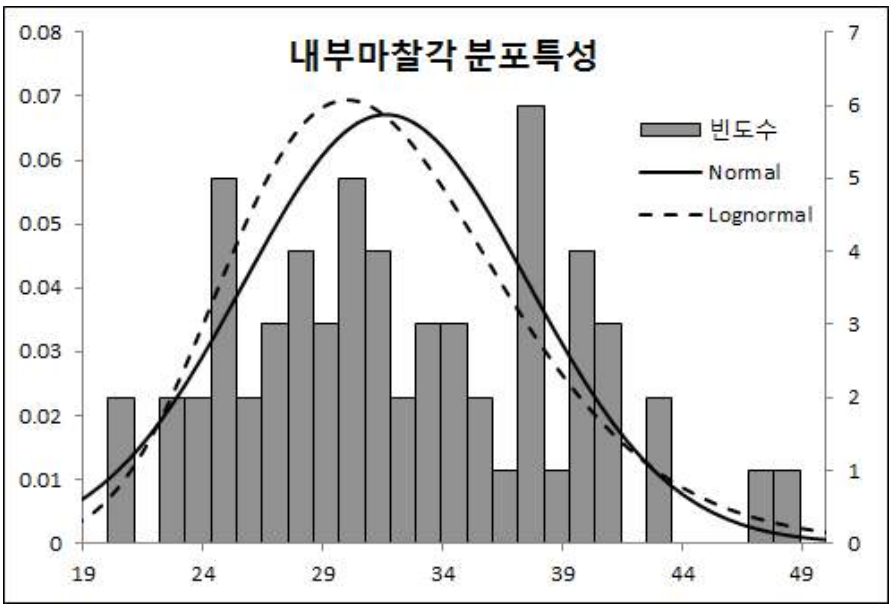


<그림 2.6> 독립후팅의 침하별 초과확률

최근 김훈태(2013)는 국내에 적용된 평판재하시험 결과를 활용하여 지반정수의 통계 특성을 살펴보았고, 일계신뢰성해석을 수행하여 풍화토지반 얕은기초의 목표 신뢰도 지수를 산정하였다.



(a)점착력

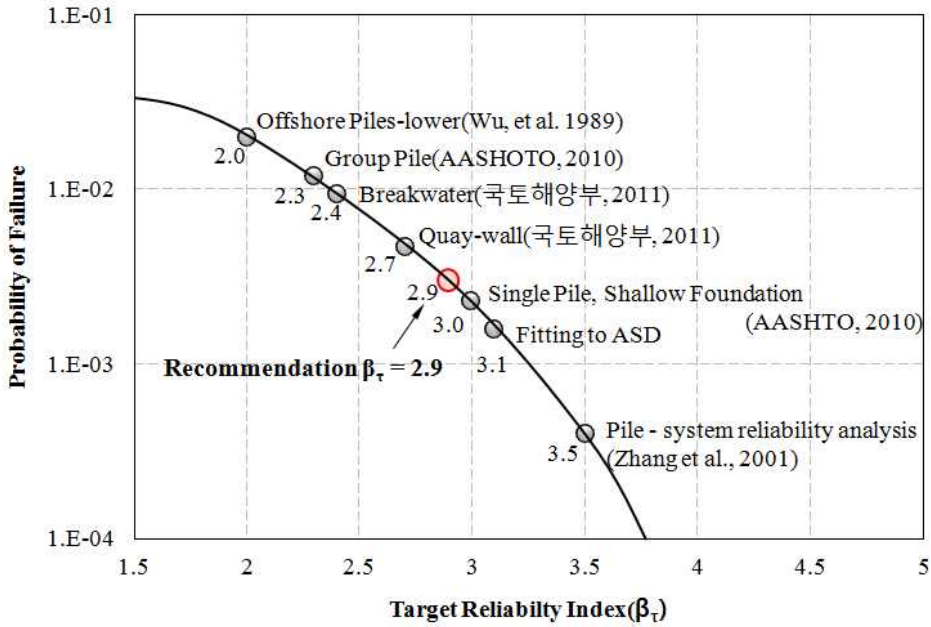


(b)내부마찰각

<그림 2.7> 확률변수의 분포 특성

김동건(2014)은 국내 풍화토 지반에 적용된 얕은기초의 평판재하시험 자료를 450여개 수집하여 이를 극한지지력 평가법과 비선형회귀분석을 통해 데이터를 선별하여 112개의 자료를 활용해 국내 풍화토 지반에 대한 저항편향계수를 제시하였고 이에 대한 적합성을 검정하였다. 또한 국내 현장에 적용된 대표 단면에 대한 신뢰성 분석을 수행하여 얕은기초의 목표신뢰도 지수를 제안하였고, 최종적으로 국내 풍화

토지반 얕은기초에 대한 저항계수를 보정하여 제시하였다. 그리고 선별된 데이터 저항특성치를 활용하여 부분안전계수를 보정하였고, 이를 부분안전계수 설계법에 적용하여 적합성을 검토하였다.



<그림 2.8> 목표 신뢰도 지수

국내 지반공학 분야에서 하중저항계수설계법에 대한 연구는 1990년대 북미지역 국가들이 LRFD를 도입시 발생했던 시행착오를 겪지 않기 위하여 신뢰성해석에 기초한 저항계수 보정방법을 채택하고 있으며, 국내 한계상태설계법에 대한 대표적인 연구수행 실적은 <표 2.21>과 같다.

한국 해양연구원에서는 차세대 항만설계 기술개발의 일환으로 “항만시설물 설계 관련 기반연구(해양수산부, 2005)”를 수행하였으며, 항만구조물 및 기초에 대한 신뢰성설계 방안에 대한 연구결과를 제시하였다.

“성능중심의 건설기준 표준화” 연구단 과제(2006~2011)에서는 성능 및 표준화 설계 및 시공 편람을 작성하고, 성능기준 작성을 위한 구조물 별 성능기준의 개념 및 특성 정립, 구조물별 성능기준 개발 대상 및 범위 설정, 구조물별 성능기준 접근 및 개발 방법을 도출하여 기초구조물 성능기준 작성지침을 개발하였다.

건설교통부 국가 R&D 사업의 일환으로 수행된 “LRFD 기초구조물 설계를 위한

저항계수 결정 연구(한국건설기술연구원, 2008)"로 현장타설 말뚝, 타입강관말뚝, 직접확대기초에 대한 저항계수가 산정되었다.

한국도로공사(2011)의 "한계상태설계법 도로교 설계기준 설계실무편람 개발"에서는 상부구조물에 한계상태설계법을 적용하여 설계실무편람을 개발하였고, 하부기초는 Eurocode와 AASHTO 설계기준에 대한 자료조사를 수행하였다. 이 보고서는 "한계상태설계법에 의한 도로설계 기준"(2011)에 대한 편람형식이다.

<표 2.21> 국내 한계상태설계 관련 연구과제 현황(한용배, 2013)

지원기관	과제명	비고
국토연구원	민간투자사업의 성능제안형 방식 도입에 관한 연구	2002
해양수산부	차세대 항만설계기술 개발	2001~2005
건설교통부	기초구조물 LRFD 저항계수 개발	2004~2006
해양수산부	항만구조물 신뢰성 설계법 개발	2006~2010
건설교통부	성능중심의 건설기술기준 작성지침 개발	2006~2007
건설교통부	성능중심의 건설기준 정비 및 표준화	2007~2008
한국연구재단	연약지반개량공법에 관한 LRFD 연구	2010~2013
한국도로공사	한계상태설계법 도로교 설계기준 설계실무 편람 개발	2011
한국토지주택공사	말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화	2011
국토해양부	표준화를 위한 구조물기초 설계기준의 정비방안 연구	2011~2014

한국토지주택공사(2011)의 "말뚝 기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화"에서는 말뚝기초의 LRFD 설계법을 적용하였고, 국내 재하시험 자료와 문헌조사를 토대로 연구를 수행하였다.

현재 하중저항계수설계법이 말뚝기초, 얕은기초 등 일부 지반공학 분야에서만 연구가 수행되고 있는 점을 보완하기 위하여 말뚝기초, 얕은기초, 옹벽, 연약지반개량

등 국내 구조물 기초의 한계상태설계법 개발을 위한 기초 연구수행 및 설계기준의 표준화 지침을 마련하기 위한 “표준화를 위한 구조물 기초 설계기준의 정비방안 연구”가 수행되고 있다.

3. 연약지반

3.1 개요

연약지반에서 채취된 시료는 채취, 운반, 시험 등의 과정을 거치면서 교란이 발생할 수 있기 때문에 시험결과의 신뢰도를 저하시킨다. 또한 과업대상지역 전체가 아닌 한정된 지역에서 지반조사를 수행하고, 실측된 지반정수의 산술평균값을 설계에 이용하기 때문에 지반정수에는 많은 불확실성이 내포한다. 따라서 지반정수의 산술평균값 이외에도 표준편차, 확률분포 등을 검토하여야 한다.

지반정수의 분산도가 클 경우에는 연약층의 분포 깊이, 물리·역학적인 특성 분포에 따라 설계구역을 분할할 수 있다. 이 때 지반정수간의 공간적 상관성 고려가 가능한 지구통계학기법을 이용하여 구역분할을 할 수 있으며, 대표적인 방법으로 크리깅(kriging)기법이 있다. 채취된 시료의 지반정수만으로는 원지반의 상태를 모사하기에는 자료수가 부족하므로, 과거에 동일한 지역에서 수행된 지반조사 자료가 있을 경우에는 통계학적 추정법인 베이지안 이론(Bayesian theory)을 통해 지반정수를 추정하여 불확실성을 감소시킬 수 있다.

흙의 성분은 균질한 재질의 구조재에 비해 불균질하고 변동성과 불확실성이 매우 크며, 지층의 상태는 점토, 실트, 모래, 자갈 등의 다양한 흙의 불규칙한 층들로 구성된 특징을 갖고 있다. 이러한 재료적인 불확실성과 사하중, 활하중 등의 하중적인 측면의 불확실성이 복잡하게 조합되어 설계시 예상치 못한 무작위 변수의 불확실성에 의해 경우에 따라서는 구조물에 치명적인 피해가 발생 할 수 있다. 지반의 특성상 현장시추조사 및 시험 등에 의한 지반정수의 변동성이 매우 크고, 이를 합리적으로 추정하기 위해서는 확률론적 방법을 이용한 신뢰성 높은 추정결과가 필요하다.

본 절에서는 북미지역과 유럽에서 서로 다르게 적용중인 지반정수의 특성치를 결정하는 방법에 대해 간략하게 설명하고, 여러 학자들의 연구를 통해 제시된 여러 지반정수들의 변동계수에 대하여 요약하였다. 그리고 부산, 광양지역 연약지반의 특성치 비교연구를 통한 방파제 신뢰성 설계 표준서(국토해양부, 2011) 작성 사례와 kriging기법과 Bayesian 이론을 통한 국내 신뢰성 해석에 대한 연구사례를 소개하였다.

3.2 지반정수의 특성치 결정 방법

북미지역에는 지반정수의 변동성을 추정하기 위해 조사자료의 개수가 충분한 경우 전통적인 방법인 중심추정방법을 사용하고, 조사자료의 개수가 부족한 경우에는 Duncan(2000)이 제시한 Three-Sigma Rule, Graphical Three-Sigma Rule, Schultze(1971), Lumb(1974), Harr(1984), Lacasse & Nadim(1996), Phoon(1996), Kulhawy(1996) 등의 기존 연구결과를 활용하여 변동계수를 산정하는 방법이 있다.

한편, Eurocode에서는 Student 방법(1908), Ovesen 방법(1995), Schneider(1997) 및 수정방법을 사용하여 지반정수의 특성치를 결정하였다.

가. 북미지역의 지반정수 특성치 결정 방법

(1) 지반정수의 중심추정 방법

지반정수를 X라 가정하고 n개의 관찰값 $X_1,\cdots,X_n$이 존재하는 경우, 변수 X의 평균치는 μ이고, 표준편차는 σ로 나타낸다. 평균치 μ는 시료의 관찰값으로부터 식 2.1과 같이 추정되고, 표준편차 σ는 식 2.2와 같이 정의 된다.

$$\mu = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i \tag{2.1}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(X_i-\mu)^2} \tag{2.2}$$

중심 추정치 μ와 σ는 추정에 사용되는 자료수의 부족으로 인한 불확실성을 가지고 있으며, 이때 발생되는 불확실성은 식 2.3과 식 2.4로 추정할 수 있는 표준오차라는 표준편차로 나타낼 수 있다..

$$se(\mu) = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \tag{2.3}$$

$$se(\sigma) = \sigma\sqrt{\frac{\alpha_4 - 1}{4n}} \tag{2.4}$$

설계시 요구되는 자료의 정확도는 모집단의 평균값이 특정한 값보다 크거나 동

일한 확률의 범위로 나타나는데, 이 확률을 신뢰수준이라 하며 식 2.5와 같이 양측 신뢰구간으로 요구되는 범위를 나타낼 수 있다.

$$\left[\mu - t_{n-1}(\frac{\alpha}{2}) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}};\ \mu + t_{n-1}(\frac{\alpha}{2}) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right] \qquad (2.5)$$

여기서, 1-α는 신뢰구간이고, 자유도 수와 신뢰구간에 따른 보정계수 $t_{n-1}(\frac{\alpha}{2})$는 <표 2.22>과 같다.

<표 2.22> 자유도(n-1)와 신뢰구간(1-α)에 따른 보정계수 $t_{n-1}(\frac{\alpha}{2})$

자유도(n-1)	1-α=0.80	1-α=0.90	1-α=0.95
2	1.89	2.92	4.30
3	1.64	2.35	3.18
4	1.53	2.13	2.78
5	1.48	2.02	2.57
8	1.40	1.86	2.31
10	1.37	1.81	2.23
15	1.34	1.75	2.13
20	1.33	1.72	2.09
30	1.31	1.70	2.04
50	1.30	1.68	1.96

(2) Three-Sigma Rule

Three-Sigma Rule은 지반조사 자료의 개수가 부족할 경우에 표준편차를 산정하는 방법 중의 하나로써, 정규분포를 보이는 자료의 경우 모든 값들의 99.7%가 6s 범위 내에 존재하며 자료의 범위는 식 2.6으로 나타낼 수 있다.(Withiam et al., 1997; Duncan, 2000)

$$\frac{Range(HCV - LCV)}{6} = s \qquad (2.6)$$

여기서, Range는 측정된 자료의 범위로써 HCV(측정된 자료의 최대값)와 LCV(측정된 자료의 최소값)의 차 이다. Duncan(2000)은 인근 지역의 연구결과 또는 발

표된 연구결과와 비교한 후 Three-Sigma Rule을 사용할 것을 권고하였다.

(3) Graphical Three-Sigma Rule

이 방법의 원리는 Three-Sigma Rule과 동일하며 지반정수와 심도의 관계 그래프에서 최대값, 최소값, 평균값을 보이는 선을 작도한 후 식 2.6을 이용하여 심도별 표준편차를 직접 산정할 수 있는 방법이다.

나. 유럽의 지반정수 특성치 결정 방법

(1) Student 방법(1908)

확률변수의 특성은 설계 특성치(X_k)에 대한 확률밀도함수(PDF)의 평균치(μ_X)의 비로 표현되며, 평균치비 또는 편향계수(bias)에 의해 정의할 수 있는데 $\alpha_X = \mu_X / X_k$ =1.0일 때 특성치는 확률밀도함수의 평균치와 같게 된다. 특성치는 설계시 한계상태를 예측하기 위한 가장 적절한 값으로 추정된 확률변수의 대푯값이며, 추론치의 평균에 대한 통계적 추정오차를 식 2.7을 고려하여 결정한다.

$$X_k = \mu(X) \pm \frac{t}{\sqrt{N}}\sigma(X)$$
$$= \mu(X) \pm k \cdot \sigma(X) \qquad (2.7)$$

여기서, $\mu(X)$: 확률변수 X의 추론치에 대한 평균치
t : 자유도(degree of freedom)에 따른 t분포의 백분위수($\alpha - percentile$)
N : 표본 수
$\sigma(X)$: 확률변수 X의 표준편차

식 2.7에서 부호 ±는 상한 및 하한수준을 의미하고 설계식에서 전단강도, 압밀항복응력, 압밀계수 등의 저항에 해당되는 변수는 하한값을 사용하고, 단위중량, 압축지수, 체적압축지수 등의 하중에 해당하는 변수에 대해서는 상한값을 사용한다. 이와 같은 방법으로 각 설계변수의 특성치는 평균치를 중심으로 안전측으로 결정할 수 있게 된다. 자유도에 따른 t는 Ang & Tang(2007)의 Probability Concepts in Engineering(2nd Edition) 등의 문헌에서 찾을 수 있고, 샘플 수(N)에 대한 각 유의수준에서의 k값은 <표 2.23>와 같다.

<표 2.23> 유의수준별 k

유의수준 $(1-\alpha)$	조사개수 또는 샘플 수 (N)									
	3	4	5	6	8	10	20	30	100	∞
0.75	0.47	0.38	0.33	0.30	0.25	0.22	0.15	0.12	0.07	0.00
0.90	1.09	0.82	0.69	0.60	0.50	0.44	0.30	0.24	0.13	0.00
0.95	1.69	1.18	0.95	0.82	0.67	0.58	0.39	0.31	0.17	0.00
0.99	4.02	2.27	1.68	1.37	1.06	0.89	0.57	0.45	0.24	0.00

(2) Ovesen 방법(1995)

이 방법은 시험결과의 수량(N)이 매우 많은 경우에 식 2.7에서 t=1.645를 적용하여 다수의 전단강도 결과의 특성치를 얻기 위하여 사용하는 방법으로 식 2.8과 같이 나타낼 수 있다.

$$X_k = \mu(X) \pm \frac{1.645}{\sqrt{N}}\sigma(X) \qquad (2.8)$$

(3) Schneider 방법(1997) 및 수정방법

Schneider는 비교연구를 통하여 식 2.8에서 시험결과의 수량 N이 11일 때 X_k에 대한 근사치가 산정된다고 하였으며, 식 2.9와 같이 특성치는 산술평균값에서 표준편차의 50%만큼 가감된 값으로 산정 된다.

$$\begin{aligned} X_k &= \mu(X) \pm 0.5\sigma(X) \\ &= \mu(X)[1 \pm 0.5\,V(X)] \\ &= \mu(X)c_1 \end{aligned} \qquad (2.9)$$

여기서, c_1은 변동계수(COV)에 따른 수정계수로 <표 2.24>에 나타냈다. 변동계수가 60%를 초과하는 자료는 신뢰도가 충분하지 않기 때문에 재조사 또는 재평가를 수행해야 한다. 신뢰도 높은 시험결과의 경우에는 변동계수가 10% 미만으로 알

려져 있으며, 이러한 경우의 수정계수(c_1)은 1.0으로 고려할 수 있다.

<표 2.24> 변동계수에 따른 수정계수(c_1)

변동계수 (COV)	$c_1 = 1 \pm 0.5\,V(X)$		변동계수 (COV)	$c_1 = 1 \pm 0.5\,V(X)$	
	저항측	하중측		저항측	하중측
0.05	0.98	1.03	0.35	0.83	1.18
0.10	0.95	1.05	0.40	0.80	1.20
0.15	0.93	1.08	0.45	0.78	1.23
0.20	0.90	1.10	0.50	0.75	1.25
0.25	0.88	1.13	0.55	0.73	1.28
0.30	0.85	1.15	0.60	재조사 또는 재평가	

압밀항복응력(p_c), 압밀계수(c_v), 체적압축계수(m_v)등의 설계변수의 경우에는 대수정규분포를 가지고 변동성을 평가할 필요가 있으므로 식 2.10에 따라 특성치를 계산할 수 있다.

$$X_k = c_1 \log\mu(X)$$
$$= \log\mu(X)^{c_1} \qquad (2.10)$$

샘플의 수가 10개 이하인 경우에는 신뢰할 수 있는 변동계수 계산이 불가능한 경우가 있으므로 식 2.11과 같이 샘플 수에 따른 수정계수(c_2)를 산술평균값에 곱하여 특성치를 추정할 수 있다.(표 2.25)

$$X_k = \mu(X)(1 \pm \frac{0.5}{N})$$
$$= \mu(X)c_2 \qquad (2.11)$$

이와 같이 설계변수의 특성을 고려하기 위해서는 산술평균값에 그 편차에 대한 표준편차나 변동계수를 포함하여야 한다.

<표 2.25> 샘플 수에 따른 수정계수(c_2)

샘플 수 (N)	$c_2 = 1 \pm 0.5/N$		샘플 수 (N)	$c_2 = 1 \pm 0.5/N$	
	저항측	하중측		저항측	하중측
1	0.50	1.50	6	0.92	1.08
2	0.75	1.25	7	0.93	1.07
3	0.83	1.17	8	0.94	1.06
4	0.88	1.13	9	0.94	1.06
5	0.90	1.10	10	0.95	1.05

3.3 지반정수의 변동계수에 관한 연구

Lacasse & Nadim(1996)은 모든 종류의 흙에 대한 함수비, 포화도, 간극비, 단위중량 등의 확률분포가 정규분포이며, 점토에 대한 과압밀비는 정규 또는 로그정규로 분포하며, 모래의 내부마찰각은 정규분포하는 연구 결과를 제시하였다. 여러 지반정수에 대한 확률변수와 변동계수(COV)를 <표 2.26>에 나타냈다.

<표 2.27>에는 여러 연구자들의 문헌에서 제시한 점토 및 실트 지반의 지반정수별 변동계수 및 모래지반의 상대밀도의 변동계수 대푯값을 나타냈고, <표 2.28>에는 흙의 종류 및 심도 등에 따른 연약지반의 압밀 해석 시 주요 설계변수인 초기간극비와 압축지수의 변동계수 값을 나타냈다.

<표 2.26> 여러 지반정수에 대한 확률분포와 변동계수(Lacasse & Nadim, 1996)

지반정수	토질 구분	확률분포	평균값	변동계수 (%)
함수비 (ω)	All Soils	정규분포	*	*
액성한계 (PL)	Clay	정규분포	0.30~0.80	3~20
소성한계 (LL)	Clay	정규분포	0.13~0.23	3~20
소성지수 (PI)	All Soils	정규분포	*	*
포화도 (S)	All Soils	정규분포	*	*
간극비 (e) 간극률 (n) 초기간극비 (e_0)	All Soils	정규분포	*	7~30
단위중량 (γ)	All Soils	정규분포	*	*
수중단위중량 (γ_{sub})	All Soils	정규분포	5~11(kN/m^3)	0~10
지반정수	토질 구분	확률분포	평균값	변동계수 (%)
투수계수 (k)	All Soils	로그정규분포	*	*
간극수압 (u)	All Soils	정규분포	*	*
압밀계수 (C_v)	All Soils	정규분포	*	*
과압밀비 (OCR)	Clay	정규분포 / 로그정규분포	*	10~35
점착력 (c)	All Soils	정규분포 / 베타분포	*	10~35
내부마찰각 (ϕ)	Sand	정규분포	*	2~5
전단저항각 (ϕ)	All Soils	정규분포	*	*
비배수 전단강도 (s_u)	Clay(triax) Clay(Index Su) Clayey silt	로그정규분포 로그정규분포 정규분포	*	5~20 10~35 10~30
콘저항치(q_c)	Sand Clay	로그정규분포 정규분포 / 로그정규분포	*	*

* : 현장조건 및 흙의 종류에 따라 다른 값을 나타냄

<표 2.27> 지반정수별 변동계수의 대푯값

지반정수	토질구분	변동계수(%)	참고문헌
함수비 (ω)	Silty clay	20	Padilla & Vanmarcke(1974)
	Clay	13	Fredlund & Dahlman(1972)
	Silt, Clay	8~30	Phoon et al.(1996)
액성한계 (PL)	Silt, Clay	6~30	Phoon et al.(1996)
소성한계 (LL)	Silt, Clay	6~30	Phoon et al.(1996)
간극률 (n)		10	Schultze(1972)
상대밀도 (D_r)	Sand	10~40	Phoon et al.(1996)
비중 (G_s)		2	Padilla & Vanmarcke(1974)
포화도 (S)		10	Fredlund & Dahlman(1972)
단위중량 (γ)		3	Hammitt(1966)
	Silt, Clay	< 10	Phoon et al.(1996)
압축지수(C_c)		16	Padilla & Vanmarcke(1974)

<표 2.28> 초기간극비와 압축지수의 변동계수(Kulhawy, 1991)

토질 구분	초기간극비(e_0)			압축지수(C_c)			참고문헌
	조사 개수	평균	변동 계수(%)	조사 개수	평균	변동 계수(%)	
San Francisco Bay Mud	790	2.330	20	-	-	-	Schultze(1971)
Gravelly Sand	93	0.506	30	-	-	-	
Coarse Sand	67	0.570	19	-	-	-	
Medium Sand	38	0.686	18	-	-	-	
Fine Sand	70	0.663	13	-	-	-	
Silt	327	0.631	22	-	-	-	
Gravelly Sand	29	0.390	13	-	-	-	Schultze(1975)
Clay at 1.5 m	120	0.900	18	108	0.184	26	Fredlund(1975)
Clay at 3.0 m	96	0.911	15	95	0.167	29	
Clay at 4.5 m	47	0.909	20	40	0.159	30	
Clay at 6.0 m	21	0.749	32	20	0.110	47	
Clay (< 1.50 t/㎡)	243	1.105	26	241	0.330	52	Corotis(1975)
Clay (1.50~1.75 t/㎡)	315	0.658	14	314	0.160	39	
Clay (> 1.50 t/㎡)	165	0.453	17	165	0.090	47	
Sandy Clay	-	-	-	66	-	26	Lumb(1966)

<표 2.29>에는 Kulhawy(1996)와 Phoon et al.(1996)의 연구결과에 따른 실내시험과 현장시험방법에 의한 지반의 강도정수에 대한 변동계수를 나타냈는데 비배수 비압밀시험(UU-test)로 구한 비배수 전단강도의 변동계수는 20~55%이며, 현장 베인전단시험(vane shear test)의 경우에는 10~40%의 범위로 나타났다. 또한 콘관입시험(cone penetration test)의 관입저항치(q_c)값의 변동계수는 점토지반일 경우 20~40%, 모래지반일 경우에는 20~60%의 범위로 제시하고 있다.

<표 2.29> 시험방법에 따른 강도정수의 변동계수 (Kulhawy, 1996, Phoon et al., 1966)

구분	시험방법	지반정수	토질구분	평균	변동계수 (%)
실내시험	CU-Test	비배수 전단강도 (S_u)	Clay	10~400 kN/m^2	20~55
	UU-Test	비배수 전단강도 (S_u)	Clay	10~350 kN/m^2	10~30
	직접전단시험	내부마찰각(ϕ)	Clay, silt	24~40°	30~29
	직접전단시험	내부마찰각(ϕ)	Sand	30~35°	13~14
현장시험	콘관입시험 (CPT)	보정 콘관입저항치(q_t)	Clay	500~2500 kN/m^2	< 20
		콘관입저항치(q_c)	Clay	500~2000 kN/m^2	20~40
		콘관입저항치(q_c)	Sand	500~3000 kN/m^2	20~60
	베인전단시험 (VST)	비배수 전단강도 (S_u)	Clay	5~400 kN/m^2	10~40
	표준관입시험 (SPT)	표준관입치 (N)	Clay, Sand	10~70 blow/ft	25~50

3.4 국내 연약지반에 대한 신뢰성 설계 표준서 작성 사례

방파제 신뢰성 설계 표준서 최종안(국토해양부, 2011)에 따르면 부산, 광양지역에 대한 30여개 자료의 흙의 물리적 특성 및 강도특성과 관련된 지반정수의 특성치를 산정한 결과 검토한 4가지 방법 중 Student에 의한 방법이 평균치에 근접하여 가장 경제적인 것으로 나타났고, 시험자료의 수가 많은 경우에는 Student 방법과 Ovesen 방법이 거의 같은 값을 나타낸다고 하였다. 또한 압밀특성 역시 Student에 의한 방법이 평균치와 가장 근접하여 경제적인 것으로 나타났다. 부산지역의 강도증가율은 변동계수가 매우 작아 평균치에 근접하는 것으로 나타났고, 압밀특성에 관련된 파라미터는 광양지역의 변동성이 부산지역에 비해 다소 큰 경향이 있다는 결과를 도

출하였다.

방파제 신뢰성 설계 표준서 최종안(국토해양부, 2011)에서는 부산 및 광양지역 지반의 지지력 및 침하량 계산을 위해 설계치를 산정하였는데, 현재 국내에는 지반공학적 설계치 결정을 위한 부분계수가 없는 실정이므로 <표 2.30>에 나타낸 Eurocode7의 극한한계상태의 부분계수 중 Case A에 대한 값과 윗 문단에서 언급한 특성치를 이용하여 <표 2.31>과 같이 설계치를 산정하였다.

<표 2.30> Eurocode7의 극한한계상태에 대한 부분재료계수(국토해양부, 2011)

Parameter	Factor	Case A	Case B	Case C	Case C2	Case C3
$\tan\phi'$	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.10	1.00	1.25	1.00	1.20
Effective cohesion, c'	$\gamma_{c'}$	1.30	1.00	1.60 (1.25)	1.00	1.20
Undrained shear strength, c_u	γ_{c_u}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Compressive strength, q_u	γ_{q_u}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Pressuremeter limit pressure, $p_{\lim}$	$\gamma_{p_{\lim}}$	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
CPT resistance	γ_{CPT}	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
Unit weight of ground, γ	γ_g	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

<표 2.30>에서 Case A는 구조물과 지반의 강도가 불충분한 경우에 불리한 변동하중과 유리한 영구하중의 불확실성을 다루며, Case B는 하중의 불확실성, Case C는 재료성질의 불확실성을 다룬다.

<표 2.31> 주요 설계치 산정결과(국토해양부, 2011)

Parameter	지역	Mean	Student	Schneider
e	광양	2.27	2.25	2.01
	부산	1.63	1.61	1.46
γ_t (kN/m^3)	광양	15.23	15.18	14.69
	부산	16.45	16.38	15.56
G_s	광양	2.71	2.71	2.70
	부산	2.70	2.69	2.68
q_u (kPa)	광양	18.81	18.13	11.25
	부산	32.48	31.59	20.68
C_u (kPa)	광양	12.54	12.15	8.27
	부산	20.40	19.86	13.06
C_c	광양	1.13	1.11	0.92
	부산	0.70	0.69	0.57
C_v (cm^2/sec)	광양	0.00260	0.00246	0.00140
	부산	0.00559	0.00535	0.00349

지지력과 침하량 검토를 위해 미개량 해성점토 상의 사석방파제 하중을 적용하였고, 지지력 계산시 안전율 1.5를 적용하였으며 단위면적당 작용하중(Q)에 대한 허용지지력(q_a)의 비(q_a/Q)를 이용하여 비교하였다. Student 방법에 의한 q_a/Q는 평균치의 97~98%로 산정된 반면, Schneider 방법에 의한 q_a/Q값은 평균치의 64~66% 범위로 매우 과소평가되었다. 광양과 부산 두 지역의 시간경과에 따른 최종압밀침하량은 <표 2.32>와 같이 나타났는데 Student 방법은 평균치와 거의 차이가 없지만 Schneider 방법은 광양, 부산지역 각각 0.2m(12.6%), 0.18m(14.6%)로 작게 산정되었다.

<표 2.32> 시간경과에 따른 최종압밀침하량 비교

Parameter	지역	Mean	Student	Schneider
S_t	광양	1.821m	1.803m	1.617m
	부산	1.400m	1.396m	1.222m

이 외에도 방파제 신뢰성 설계 표준서 최종안(국토해양부, 2011)에서는 최근 광양 및 부산항 지역 항만구조물 건설공사 설계시 적용되었던 주요 설계치 <표 2.33>와 불확실성을 고려한 특성치를 통하여 선정한 설계치 사이의 지지력 및 침하량 계산 결과를 비교하였다.

<표 2.33> 설계사례에 적용된 대표치(국토해양부, 2011)

구분	연약층두께 (m)	γ_t (kN/m^3)	G_s	ω (%)	e	C_c
광양	25.50	15.180	2.714	81.96	2.314	1.161
부산	50.33	17.325	2.710	67.90	1.890	0.960

광양지역의 경우 설계적용값을 지역전체의 불확실성이 고려된 값들과 비교할 때 평균치에 의해 산정한 q_a/Q에 비해 39.9%, Student 방법에 비해 44.3%, Schneider 방법에 비해 111.5% 가량 과대하게 산정되었다. 부산지역의 경우는 지역전체의 평균치에 의해 산정한 q_a/Q에 비해 47.2%, Student 방법에 비해 60.0%, Schneider 방법에 비해 130.0% 가량 과대하게 산정되었다. 이 두 지역의 비교결과로부터 설계시 적용되었던 입력치가 불확실성을 고려한 경우에 비하여 최대 2배 이상 과대평가함을 알 수 있었다.(방파제 신뢰성 설계 표준서 최종안(국토해양부, 2011)) 이러한 설계치의 과대평가를 방지하기 위해서는 지반정수의 불확실성과 변동성을 고려할 수 있는 신뢰성 해석을 수행하여야 되고, 이를 반영할 수 있는 한계상태설계법(부분안전계수설계법과 하중저항계수설계법)을 통해 보다 경제적인 설계를 해야 된다고 판단하였다.

3.5. 국내 연약지반 지반정수의 변동성 관련 연구 사례

윤길림 등(2005)은 부산지역 해성점토지반 25개소의 지반조사 결과(실내시험 75회, 현장베인시험 124회, 심도별 콘관입시험 25회)를 활용하여 지구통계학적 방법의 신뢰성을 검토하고자 조사공별 콘 계수의 분포특성을 보간법과 ordinary kriging기법에 의한 분석결과를 비교・검토하였다.

조사공별 콘계수에 대한 베리오그램 분석시 max lag는 710m, 각 lag폭 200m를 기준으로 분석을 실시하여 콘 계수의 이격거리에 따른 베리오그램 모델은 지수함수의 관계를 보이며, range값은 450m로 나타난 결과를 얻었다고 하였다.

시험자료의 직접적인 통계분석과 kriging기법에 의해 추정된 미조사 지점의 자료

분석 결과, 서로 표준편차 이내에 분포하며 kriging기법에 의해 구한 콘계수값(N_k)은 13으로 나타났다고 하였다.

김동휘 등(2009)은 인천 송도지역 지반의 대략 80~90% 사이의 압밀도에서의 자료일 것으로 추정되는 755개의 시추조사자료와 실내 및 현장시험 자료를 수집하여 지반 특성 및 변동성에 관한 분석을 수행하였는데, 대상지역 흙의 물리적 특성값에 대한 변동계수는 <표 2.34>과 같다.

<표 2.34> 대상지역 흙의 물리적 특성값에 대한 변동계수(김동휘 등, 2009)

구분	흙 종류	지층	평균	표준편차	변동계수(%)
세립분 함유량 $< 75\mu m$ (%)	CL	매립층	91.7~93.8	4.9~8.0	5~9
		퇴적층	92.3~97.1	2.8~5.9	3~6
	ML	매립층	76.7~77.9	10.3~12.8	13~16
		퇴적층	79.3~88.3	8.5~16.2	10~20
세립분 함유량 $< 2\mu m$ (%)	CL	매립층	14.7~18.7	4.3~6.1	29~32
		퇴적층	16.5~24.2	4.9~8.1	21~40
	ML	매립층	6.3~8.7	1.7~2.7	27~37
		퇴적층	7.2~11.9	3.3~5.9	35~73
비중	CL	-	2.69	0.02	1
	ML	-	2.67	0.02	1
단위중량 (kN/m^3)	CL	매립층	18.2	0.75	4
		퇴적층	18.7	0.48	3
	ML	매립층	18.6	0.50	3
		퇴적층	18.6	0.53	3
초기 간극비	CL	매립층	0.97	0.21	22
	ML	퇴적층	0.87	0.11	13
	CL	매립층	0.87	0.11	13
	ML	퇴적층	0.85	0.11	13
함수비 (%)	CL	매립층	35.6~37.2	7.3~9.8	21~26
		퇴적층	30.6~32.3	2.0~4.4	6~14
	ML	매립층	31.8	2.7	8
		퇴적층	29.6~32.8	2.1~5.2	7~16
액성한계 (%)	CL	매립층	35.5~36.0	4.4~6.0	13~17
		퇴적층	34.4~42.2	3.3~5.4	9~14
	ML	매립층	32.0	3.6	11
		퇴적층	31.8~35.1	2.6~5.2	7~15
소성지수 (%)	CL	매립층	13.6~15.2	4.2~6.0	31~39
		퇴적층	13.2~20.8	3.2~5.2	18~35
	ML	매립층	7.2	2.2	31
		퇴적층	7.2~9.1	1.8~3.3	20~42

송도지반의 압축지수를 분석한 결과 CL의 ML보다 큰 값으로 나타났고, 압축지수의 변동계수는 CL이 19~59%, ML이 27~63%의 범위로 산정되었다. 비압밀 비배수시험(UU)과 일축압축시험으로 구한 점토 및 실트의 비배수전단강도(S_u)를 분석한 결과 매립층의 변동계수는 29~74%, 퇴적층은 25~58%로 퇴적층의 변동계수가 상대적으로 작게 나타났다고 하였다.

김동휘 등(2010)은 인천 송도지역 지반정수의 변동계수를 활용하여 베이지안 방법을 이용한 지반정수의 평균 및 표준편차, 특성값을 산정하는 연구를 수행하였고 그 결과는 <표 2.35>와 같이 나타났다.

<표 2.35> 베이지안 방법을 이용한 지반정수의 평균 및 표준편차, 특성값(김동휘 등, 2010)

Soil properties / Value		γ_t (kN/m^3)	γ_b (kN/m^3)	e_o	$C_c/(1+e_o)$	C_v (cm^2/sec)	K_v (cm/sec)
Estimated a priori value	Mean	18.7	8.9	0.87	0.133	-5.565*	-16.396*
	SD	0.53	0.53	0.10	0.045	0.447	0.522
	n	100	100	200	400	70	64
Test values	Mean	18.6	8.8	0.82	0.129	-4.846*	-16.824*
	SD	0.65	0.65	0.13	0.055	1.203	0.883
	n	14	14	14	14	14	14
A posteriori value	Mean	18.61	8.81	0.825	0.1294	-5.091*	-16.751*
	SD	0.165	0.165	0.033	0.0140	0.261	0.215
Characteristic value	$X_{c.low}$	18.53	8.73	0.809	0.1224	5.40E-03	4.77E-08
	$X_{c.upp}$	18.69	8.89	0.842	0.1364	7.01E-03	5.91E-08

* 압밀계수와 투수계수의 평균과 표준편차는 로그변환한 값의 평균과 표준편차임.

4. 옹벽기초

4.1 국내 옹벽 현황

우리나라는 국토의 2/3가 산악지로서 지형적 특성상 토목현장에서는 절·성토 비탈면이 많이 발생한다. 또한 현대사회가 발전하면서 대도시를 중심으로 1인당 인구수에 비해 도시면적은 갈수록 줄어들고 있다. 이에 따라 제한된 도심지역의 활동공간이 지하로 그 영역을 증가해감에 따라 도심지에서는 지하공간을 활용하기 위해 대규모 굴착으로 지하철이나 고층빌딩의 지하공간 확보를 위해, 토목현장에서는 공간의 확보나 절·성토 비탈면의 안정을 목적으로 주로 옹벽의 적용이 증대되고 있다.

지반은 옹벽 등과 같은 토류구조물에 의해 지지되거나 비탈면으로 유지되어야 할 경우가 많으며 이때 옹벽과 비탈면의 경사는 안정을 유지하여야 한다. 옹벽은 토압에 저항하는 가장 일반적인 구조물로서 도로, 철도, 하천, 운하, 항만, 호안, 방조제, 교대 등 용지의 제한에 따른 토지의 최적이용을 목적으로 한다. 옹벽의 형식은 중력식, 반중력식, 켄틸레버식, 부벽식으로 구분하며 이외에 조적식 벽체, 보강토 옹벽 등이 있다.(국토해양부, 2009) 옹벽의 형태는 지형조건, 기초지반의 지지력, 배면지반의 종류, 경사, 시공 여유폭 및 상재하중 등을 고려하여 경제성, 시공성, 유지관리의 용이성 등을 종합적으로 판단하고 현장여건에 가장 적합한 것을 결정하여야 한다. 옹벽은 상재하중, 옹벽의 자중과 토압을 지지하고 활동과 전도 및 침하에 대한 안정성을 가져야 한다.(윤상봉, 2009)

국내의 경우 전통적으로 견치석을 쌓아서 옹벽을 건설했으며, 그후 견치돌 모양의 프리캐스트 콘크리트가 고안되어 값싸게 대량 생산할 수 있게 되었다. 또한 레디믹스트 콘크리트의 플랜트가 건설되고, 현장에서 콘크리트의 시공이 쉬워짐에 따라 차츰 중력식 옹벽과 역 T형 옹벽이 개발되었다. 역 T형 옹벽이나 L형 옹벽은 종래에는 현장치기 콘크리트로 시공되어 왔으나, 높이 3~4m 이하에 대해서는 차츰 원가가 저렴한 프리캐스트 제품의 이용 비율이 높아지고 있다.(강대준, 2009) 그러나 최근 옹벽의 높이에 따른 옹벽의 시공성, 경제성, 환경성 등의 문제가 부각되면서 시공성 및 경제성이 우수한 보강토 옹벽의 형태로 변화하고 있다.

4.2 옹벽의 연구동향

구조해석에 사용되는 구조물의 기하학적 치수나 재료특성, 하중 등의 변수들의 통계적 특성을 파악하기 위해 기존의 방법에서는 경험에 의한 안전계수를 사용하여 변수가 가지고 있는 불확실성을 정성적으로 취급하여 구조물의 안전성을 점검해왔다. 실제로 구조해석을 수행하는 경우 모델링하는 과정에서 단순화 및 이상화하므로 실제와 다르게 표현될 가능성이 많으며, 구조해석에 사용되는 변수들이 불변의 특성을 가지기 보다는 어떠한 기준치 또는 기대치를 중심으로 분산되어 불확실량들을 무시하고 해석하면 치명적인 사고로 연결될 수 있다.

토목구조물의 공학적 의미에서의 안전성, 경제성, 환경과의 조화성을 고려하며 시공된 후 사용되는 기간 동안의 유지관리 문제 및 안전을 고려하여 합리적인 계획 설계 및 연구를 시행하고 있다. 현재 우리나라 철근콘크리트 옹벽의 설계는 허용응력설계법(ASD)으로 되어 있는데, ASD는 주로 하중 및 저항의 불확실량을 고려하지 않은 재래적 설계법인 ACI318-63에 근거하였고, 또한 현행 R.C 표준시방서에서 옹벽의 안정에 대한 안전율은 어떤 이론적인 근거가 없이 주로 설계자의 경험 및 판단에 의존하여 책정되었으므로 보와 도로교에서 입증된 바 있듯이 옹벽에서도 LRFD 설계규준의 도입이 절실히 요구되고 있다.

옹벽에 작용하는 하중은 자중, 사하중, 활하중, 지진에 의한 관성력 등 여러 가지가 있으나 옹벽에 지배적인 하중은 토압이며 수압의 경우는 옹벽내면의 배수시설에 의해 배수되므로 고려하지 않는다.

옹벽구조물에 대한 최적화 연구는 국내·외 연구자들의 많은 연구가 이루어졌다. 실험적인 연구들은 외국에서 Spangler et al.(1956), Rehnman et al.(1972), Coyle et al.(1974), Fukuoka et al.(1977), Jones(1979), Bruner(1983), Bolton(1993) 등이 있으며, 국내에서는 남선우(1998)는 역 T형 옹벽에 작용하는 수평토압을 위한 모형실험 및 비선형 탄소해석에 대하여 연구하였고, 남선우 등(2000)은 역 T형 옹벽에 작용하는 수평토압을 위한 모형실험을 하였다. 역 T형 옹벽에 작용하는 토압에 대한 이론적인 연구들은 외국에서는 Terzaghi(1934), Teng(1962), Barghouthi(1990) 등에 의하여 이루어졌고, Hunt는 역T형 옹벽의 연직벽체에 대해 주동토압보다는 정지토압을 적용하였으며, Bowles(1996)는 사질토로 뒤채움 할 경우에 역 T형 옹벽의 연직벽체에 작용하는 수평토압을 벽체상부 1/2부분에 대해서 근사적으로 주동토압 저판부근에 대해서 정지토압을 적용하였다. Elman, Terry(1988)는 경사면의 옹벽에서

후단부분의 45도 만큼 경사지게 하거나 또는 기초슬래브의 밑면을 일정한 각도(≤ 15°) 만큼 경사지게 하는 새로운 켄틸레버식 옹벽 설계방식을 제안하였으며, Richards, Elims(1979)는 중력식 옹벽의 지진거동에서 중력식 옹벽의 경우에 대부분의 활동저항력은 콘크리트옹벽의 자체중량에 의해 발생되므로 내진설계에 있어서 옹벽의 자체중량에 의한 관성력이 반드시 포함되어야한다고 밝혔다.

국내에서는 김홍택(1987, 1989, 1990)은 옹벽의 변위에 따른 정지토압에서 수동토압까지의 변화 및 켄틸레버식 옹벽 설계에 관한 연구와 기초슬래브 밑면이 경사진 켄틸레버식 옹벽의 내진설계를 연구하였다. 또한 역T형 옹벽에 작용하는 수평토압을 구하기 위한 수치해석적인 연구가 외국에서는 Fukoka 등에 의하여 수행되었고, 국내에서 조태송 등(1983)이 신뢰성 이론에 의한 R.C 옹벽의 안정해석 및 설계기준을 규정하였고, 최진호 등(1995)은 비정착 보강토옹벽의 거동에 대한 수치해석에 대하여, 조성인 등(1995)은 연약한지반에 시공된 옹벽의 과다변형 사례를 분석하였다. 그리고, 장성인(1995)은 켄틸레버옹벽의 거동에 대한 수치해석적 연구를 하였고, 정충기 등(1996)은 같이 켄틸레버옹벽의 거동에 대한 수치해석적 연구도 하였다. 또한, 백영식과 이용일(1983)은 중력식 옹벽의 신뢰도에 관한 연구를 조병완과 최승훈(1995)은 옹벽 설계 전문가시스템에 대하여 연구하였고, 윤희석 등(2000)은 역 T형 옹벽의 설계최적화에 대하여 연구하였으며, 석순동 등(2000)은 옹벽구조물 DB화 프로그램을 이용한 유지관리특성 연구를 실시하였다. 안종필 등(2001)은 인공신경망모델에 의한 옹벽구조물의 안전도 평가를 실시하였다. 최근에는 김홍택 등(2006)이 마이크로파일로 보강된 프리캐스트 콘크리트옹벽의 최적 보강형태의 관한 연구를 하였고, 유충식 등(2007)은 지속하중 및 반복하중 재하시 보강토옹벽의 잔류변형특성에 대하여 연구하였다.(왕의열, 2009)

이외에도 정용윤(1998)은 보강토 옹벽의 안정해석에 대한 한계상태방정식을 유도하고, 보강토 옹벽의 내부 및 외부적 설계기준을 사용하여 불확실량 산정의 알고리즘을 유도하고, 현행 보강토 옹벽에 대한 공칭안전율을 검토 및 제시하고자 하였다. 또한, 권오현 등(2008)은 옹벽에 대한 국내 각 설계기준들에 대한 비교 및 검토를 통해 설계기준 표준화정립 필요성에 대해 언급하였으며, 김현기 등(2010)은 보강토 옹벽의 단일구간 모드해법을 적용함에 의해 여러 안정해석에 대한 파괴모드를 통합하여 보강토 옹벽 전체시스템의 안정성을 평가하는 체계 신뢰성해석을 제안하였다. 상기 연구들 외에도 지반공학적 접근을 통한 옹벽의 연구결과로는 국내·외적으로

약 140편들이 있으나 이중에는 신뢰성 평가 적용에 관한 연구는 2편정도로서, 타 구조물에 비해 상대적으로 매우 적은 것으로 분석된다. 실제로 타 구조물 중 기초 분야를 예를 들면, 최근 한계상태설계법을 통한 연구가 매우 활발하게 진행중인 것으로 파악된다.

현재 지반분야의 한계상태설계법 적용은 현실적인 지반의 강도정수에 대한 하중계수, 저항계수 등의 정량화 방안으로 인해 큰 이슈를 야기시키고 있다. 따라서, 본 연구에서의 옹벽구조물에 대한 신뢰성평가기법의 정량화가 시급할 것으로 보이며, 이를 이용한 한계상태설계법의 정립이 우선적이라 할 수 있다.

4.3 옹벽의 신뢰성 평가 현황

현재 옹벽설계에 적용되는 허용응력 설계법은 작용하는 하중에 대한 저항력비, 즉 안전율을 도입함으로써 하중 및 지반정수의 불확실성을 설계에 반영하여 안정성 확보하고 있다. 하지만, 옹벽에 작용하는 하중과 저항은 상호 독립적이지 않으며 상호 영향을 주고 있어 하중과 저항의 불확실성을 분리하여 고려하는 LRFD설계기법을 적용하는 것이 보다 현실적이다. 또한, LRFD에서는 옹벽에 작용하는 하중을 영구하중, 임시하중으로 구분하여 다양한 하중조건에 따른 불확실성을 하중계수로 반영하고 있으며, 각각의 분석 및 설계법에 다양한 저항계수를 갖도록 허용하고 있다. 따라서, 기초 등 구조물에 대한 국내외 설계 및 시공사례들을 살펴볼 때 LRFD 설계기법을 적용하는 것이 보다 경제적인 것으로 판명되고 있다.

미국, 유럽 등 여러 선진국에서는 Eurocode, AASHTO 설계기준을 적용하여 LRFD를 적용하고 있다. 미국 AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)에서는 1994년 처음으로 옹벽에 대한 설계기준으로 LRFD를 도입하였으며, 1998년, 2004년, 2007년 마지막으로 4번째 개정판으로 설계기준을 보완하여 왔다. 특히, 2007년부터 의무적으로 한계상태 설계법을 적용하도록 하고 있다. 하지만, 아직까지 네일이 적용된 경우 등 다양한 형태의 옹벽에 대한 적용성 검증이 없는 상황이며, 설계기준이 도로부에 적용되는 옹벽구조체를 적용하기 위해 개발됨으로써 높이가 낮고 단순 하중이 적용되는 옹벽의 경우 비경제적인 설계가 될 수 있다.

유로코드에서는 LRFD를 1994년 도입을 시작하여 2004년 EN1997-1의 제9장에 옹벽 분야의 설계기법을 소개하고 있다. 하지만, AASHTO LRFD와 마찬가지로 기

존 허용응력설계법에 비해 설계절차가 복잡하여 관련 기술자들에게 익숙치 않으므로 광역적인 사용이 미흡한 상태이다. 이러한 한계상태 설계법들은 현재 적용 하중 및 저항계수 산정을 위하여 신뢰성 이론을 접목시킨 수치해석적인 접근법을 이용하여 안정계산에 적용되는 하중 및 저항계수의 적합성을 검증하고 있어, 보다 광역적인 한계상태 설계기법을 적용하기 위해서는 옹벽이 붕괴된 현장사례들을 feedback 함으로서 사용계수의 적절성이 확인될 필요가 요구되고 있다.

따라서, 본 연구에서는 현재 적용되고 있는 국외 한계상태 설계기준들이 각각 다소 상이하므로 국내에서 현장조건에 적합한 경제적인 선진 설계방법의 적용이 필요하다.

5. 지반조사

5.1 개요

지반조사는 계획된 구조물 하부 및 주변지반의 특성을 조사하는 것을 말하며, 조사 내용은 지반의 성상과 기반암의 위치파악, 원위치시험에 의한 토질의 물리·역학적 특성 평가 및 지하수위 측정 등이 있다.(최인걸 등, 2006)

토목용어사전에서 정의하는 지반조사는 지반을 구성하는 지층이나 토층의 층서, 지하수의 상태, 각 층의 토질 등을 밝혀 구조물의 설계·시공의 기초적인 자료를 구하는 조사로 예비조사와 본조사로 구분된다.

과거와는 달리 최근에 진행되는 터널 및 대형 지하구조물 공사의 경우 지반조사에서 조사 및 시험 회수가 크게 증대하고 있으며, 다양한 조사 및 시험법들이 적용되고 있다. 또한 지하구조물의 안정성 해석 및 평가를 위해 암반의 공학적 특성을 적용한 다양한 소프트웨어의 활용도 증가하고 있다.(김치환 등, 2000)

지하구조물의 안정성 해석 및 평가에 요구되는 암반 물성의 경우 각종 지반조사, 현장 및 실내 시험, 암반분류와 가튼 경험적 방법을 적용하여 구하게 되지만 과거에는 이 값의 신뢰성에 관한 논의는 크게 언급되지 않았다. 그러나 최근에는 통계적 기법을 적용한 암반 물성값을 제시하거나 조사 및 실험단계에서 발생할 수 있는 불확실성 및 부정확성 등에 대한 정량적인 평가 및 분석에 대한 연구는 부족한 실정이다.(전석원 등, 2003) 일반적인 지반조사의 과정은 다음과 같은 순서로 진행된다.

① 지반조사 계획
② 관련자료 수집
③ 현장답사
④ 정밀 지표지질조사 실시
⑤ 시추조사 진행 및 다양한 지구물리탐사를 수행
⑥ 현장원위치시험, 공내시험, 실내시험 수행

이후 이러한 지반조사를 수행하는 과정에서 수집된 제반의 정보를 종합적으로 분석하여 자료들의 신뢰성을 분석하고, 설계 및 공사목적에 부합하도록 분류하여야

한다. 다음은 도로설계편람에 제시되어 있는 지반조사의 수행과정을 인용 정리하였다.(국토해양부, 2011)

가. 지반조사 계획

(1) 예비조사

예비조사는 계획단계에서 실시하는 조사로서 넓은 범위를 대상으로 수행하며 기존자료조사, 항공사진 및 위성사진의 판독, 분석, 현장답사 등을 실시하여 개략적인 지반특성을 파악할 수 있도록 수행하며, 필요시에는 시추조사도 시행하여야 한다.

(2) 본조사

본조사는 개략조사(기본설계 단계)와 정밀조사(실시설계 단계)로 구분되며 부지나 노선 또는 구조물의 위치가 결정된 후 지층의 분포, 지질구조, 공학적인 특성 등 설계정수를 파악하기 위하여 수행하는 조사로서 지표지질조사, 물리탐사, 시추조사 및 현장 시험, 실내시험 들을 포함하여야 하며, 공사의 목적이나 구조물의 종류에 따라 조사 및 시험의 진행방법이나 중점 조사사항을 달리 할 수 있다. 특히 예비조사 등에서 확인된 취약 구간에 대한 정밀 조사가 시행되어야 한다. 설계단계에서 정밀한 조사가 수행되었다고 하더라도 조사자체에는 한계성이 있으므로 불규칙적인 지반분포 구간에서는 시공 시 노출되는 실제지반 관찰 및 시공 중 보완조사를 실시하여 시공의 안전성을 확보할 수 있도록 하여야 하며 설계변경에 필요한 자료를 제공하도록 하여야 한다.

나. 기존자료 조사

항공사진, 인공위성사진, 지형도, 지질도, 토양도, 지하매설물도, 기존 구조물 도면, 지하수현황, 조사지역을 포함한 광역 조사자료 등을 이용하여 조사지역의 현황을 파악 하여야 한다. 자료조사는 지반조사의 계획 및 현장상황 등을 판단하기 위한 모든 기존자료를 수집하는데 그 목적이 있다. <표 2.36>는 기존자료 조사내용을 정리한 것이며, <표 2.37>은 구조물별로 지반조사를 실시하는데 있어 착안사항과 이에 따른 실내 시험항목을 정리한 것이다.

<표 2.36> 기존자료 조사의 내용(국토해양부, 2011)

조사대상	조사내용
기존 구조물	· 기존구조물의 배치, 설계도면, 시공관련자료, 현 상태 등을 검토함으로서 개략적인 주변 지반조건, 지지력, 위험요소 등을 파악
인접지역 조사자료	· 조사지역의 인접지역에서 실시한 조사자료를 활용하여 지반의 종류 및 조건, 지하수 분포상태 등을 파악
지형도 항공사진 위성사진 고지형도	· 항공사진, 위성사진 및 고지형도를 이용하여 현재 및 과거의 지형상태를 조사, 분석하고 지질경계, 선구조, 파괴지형, 식생, 수계 등의 분포상태를 파악하여 시추, 골재원, 토취장 또는 채석장 등의 조사에 활용하고 현장조사시의 시추위치, 시추장비의 진입가능성 및 시추용수의 취득가능성 등을 파악
지질도	· 지층의 분포상태, 구조물에 직접적인 영향을 주는 지질구조(단층, 습곡, 절리, 선구조)의 발달과 특성 및 공동의 발달유무 등을 분석하여 터널굴착조건을 예측하고 노선결정과 조사계획 수립에 반영
토양도	· 토양도는 주로 표토의 영농자료를 제공하나 토양의 비옥도나 수분상태 등의 성질로부터 흙의 물리화학적 및 공학적 특성 추정가능
우물현황	· 지하수 이용을 우한 우물개발 현황으로부터 지하수 부존상태, 지하수위 상태 등의 지하수 특성파악

<표 2.37> 구조물별 지반조사 착안사항 및 실내시험항목(최인걸 등, 2006)

조사대상	조사 착안사항	조사 및 실내시험항목
구조물 기초 (건축물, 교량, 옹벽 등)	· 지지층판단, 지지력, 침하검토, 지하수위, 공동유무, 기초형식, 지발 반력계수, 말뚝지초의 경우 부마찰력	· 보링조사, 표준관입시험, 공내검층, 공내재하시험, 평판재하시험, 물성시험, 일축압축시험, 삼축압축시험, 압밀시험
도로, 철도	· 성토재의 유용성 및 다짐특성, 포장 두께 산정, 동결심도, 절토법면의 사면안정, 용출수, 토량변화율, 절토의 리퍼빌리티, 절토부의 암유용성	· 오거보링, 시굴조사, 지표지질조사, 보링 조사, 표준관입시험, 물리탐사, 물성시험 직접전단시험, 삼축압축시험, 다짐시험, CBR시험, 들밀도시험, 골재품질시험
호안 방파제	· 강제치환 깊이 산정, 지반개량 검토, 압밀침하 및 침하시간, 사면안정, 전단강도 특성	· 보링조사, 표준관입시험, 물리탐사, 더치콘관입시험, 베인전단시험, 물성시험, 일축압축시험, 삼축압축시험, 압밀시험
터널	· 갱문위치 판단, 굴착방법 및 지보의 형태, 암반분류, 불연속면의 존재와 주향 및 경사, 파쇄대 유무, 암반의 투수성, 암반물성치, 굴착암의 유용성	· 지표지질조사, 보링조사, 물리탐사, 공내검층, 공내재하시험, 절리면 전단시험, 실내암석시험, 수압시험, 골재품질시험
댐, 저수지	· 지층분포와 지지층 판단, 기초지반의 투수성, 그라우팅 계획, 파이핑 검토, 성토재의 유용성 및 다짐 특성, 제체의 침투, 제체의 사면안정	· 보링조사, 표준관입시험, 물리탐사, 수압시험, 물성시험, 다짐시험, 삼축압축시험, 직접전단시험, 투수시험
지하토류벽	· 토류벽 형식, 차수계획, 토압계산, 수압분포, 파이핑 및 히빙검토, 지하수 유입 및 배수	· 보링조사, 표준관입시험, 공내물리 검층, 공내재하시험, 물성시험, 일축압축시험, 투수시험, 직접전단시험, 삼축압축시험, 실내암석시험
연약지반	· 연약층 두께 및 범위, 연약정도, 압밀 침하 및 침하 소요시간, 단계성 토고, 사면안정, 지반처리계획, 장비의 진입성, 압밀이력상태, 강도증가율	· 보링조사, 표준관입시험, 더치콘관입시험, 베인전단시험, 물성시험, 일축압축시험, 삼축압축시험, 압밀시험
액상화지반	· 액상화 발생가능 지반판단, 지하수위, 액상화 안전율, 액상화 대책 검토	· 보링조사, 표준관입시험, 물성시험 (특히 입도), 상대밀도시험, 현장밀도시험, 반복삼축압축시험, 반복단순전단시험, 지진응답해석, 공진주, 탄성파탐사, 충격반향시험

다. 현장답사

현장 여건을 확인하여 조사계획이 원활하게 진행될 수 있도록 하는 과정으로 이를 통해 원활한 본조사 계획을 수립할 수 있도록 하여야 한다. 이에 따라 조사지역의 부지개발이나 도로공사 등으로 인한 지형변화와 도로망확인이 필요하며, 지질도를 통한, 대규모의 지질구조에 대한 확인과, 지형도를 통해 지표수의 분포를 확인하고, 다양한 기 준비된 도면을 통해 확인된 인근구조물 유지상태, 지하매설물, 수송통로의 확보 등이 있다.

라. 지표 지질조사

지표 지질조사는 현장 정밀조사 이전에 지형, 토질, 지질구조, 암상과 지층, 지하수 등의 종류, 분포 및 상태 등을 개괄적으로 파악하여 본조사를 실시할 때에 기본자료로 활용하고 본조사의 경제적·시간적 효율을 높이기 위하여 실시한다. 지표지질조사를 통하여 단층, 습곡, 절리 등이 표시된 지질구조도 및 암종이 표시된 지질도를 작성하고, 지질재해의 가능성 등을 검토하여야 한다.

지표지질 조사시에는 표층지반, 암질, 지질구조, 지하공동, 암반거동, 지표수 및 지하수 등의 사항을 조사하여 그 결과를 응용지질도로 표시한다. 응용지질도는 조사지역을 포함하는 광역지질도(1:25,000)와 정밀응용지질도(1:50,000)로 구분하여 작성하여야 한다. 1차적으로 작성된 지질도는 본조사의 시추조사, 시험 결과 및 물리탐사 결과와 비교분석하여 지질구조의 특성을 보완하고 표층지반, 암질 지하공동, 암종경계, 지하수 등의 사항을 표시한 지질평면도, 지질종단면도 등을 최종적으로 작성하여 설계에 반영하여야 한다.

일반적으로 지표지질조사를 목적으로 하는 항공사진 판독은 1:10,000 이상의 축척으로 촬영된 항공사진의 이용이 바람직하며 인공위성 사진인 경우에는 별도의 제한이 없다. 지표지질조사에 이용되는 지형도의 축척은 1:50,000을 기본지형도로 하며, 지질분포의 복잡성에 따라 축척은 조정하여 사용할 수 있다. <표 2.38>은 지표지질 조사항목을 나타낸 것이다.

<표 2.38> 지표지질조사 항목(국토해양부, 2011)

조사대상	세부조사항목
표층지반	・표토, 풍화토, 퇴적물의 종류(하상 퇴적물, 선상지 퇴적물, 단구 퇴적물, 붕괴 퇴적물, 화산분출물)등의 분포상태 및 구성 물질, 두께, 고결정도, 함수상태, 투수성, 유동성 등
암질	・암석의 종류, 입도, 조암광물과 배열, 공극상태, 압축강도, 인장강도, 탄성파 속도, 변성도 및 풍화도, 층리. 엽리 등
지질구조	・지질분포, 지층의 성층상태, 주향과 경사, 절리, 습곡, 단층, 파쇄대, 변질대 등
지표수 및 지하수	・지표수의 유하상태, 지하수의 부존상태, 수온, 수질, 대수층의 구성, 지하수위, 대수층과 지질과의 관계, 용수상황 등
지열, 온천	・고지열대, 온천용출 등
지하공동	・자연공동(석회동굴 등), 광산갱도, 폐광 등의 과거갱도
암반거동	・팽창성 및 유동성 지반의 유무나 분포상태, 용수에 의한 붕괴가능 지반의 유무정도나 분포상태, 편압가능성 등

마. 시추조사

조사지역 내의 지반에 대한 지반종류, 지질구조, 공학적 성질, 절리분포, 지층의 구성과 지하수위를 파악하고 흐트러진 또는 흐트러지지 않은 시료를 채취하며, 현장시험을 수행하기 위하여 시추조사를 실시한다. <표 2.39>은 시추방식에 따른 분류를 나타낸 것이다.

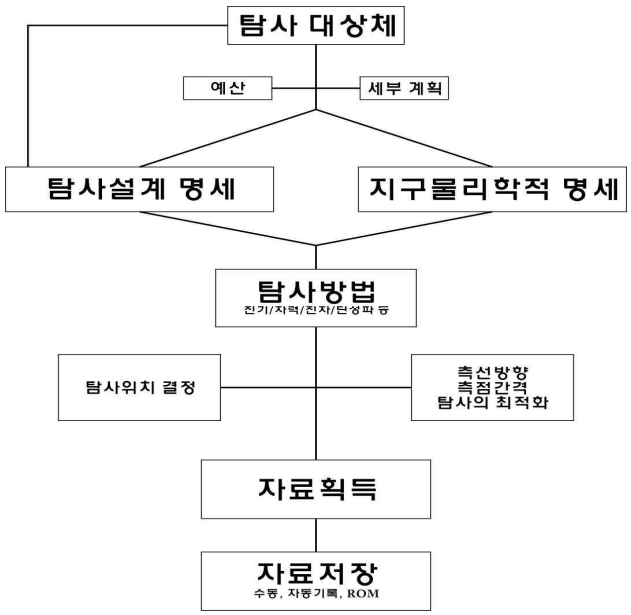
<표 2.39> 시추방식에 따른 분류

시추종류	특 징	굴진방법	지층판정 방법	적용토질	용도
변위식 시추 (displacement boring)	가장 단순한 시추로 케이싱을 사용하지 않음	선단을 폐쇄한 샘플러를 동적 혹은 정적으로 관입, 샘플링시는 선단을 개방하여 관입	관입량에 대한 타격수 또는 압입하중측정	공벽이 붕괴되지 않는 점성토 및 사질토	개략조사 및 정밀조사
수세식 시추 (washing boring)	장치가 간단하고 경제적	경량비트의 회전 및 시추수의 분사로 굴진 슬라임은 순환수로 배제	관입 또는 비트 회전저항, 순환 배제토 확인	매우 연약한 점토 및 세립-중립의 사질토	개략, 정밀, 보완조사 및 지하수조사
충격식 시추 (percussion boring)	깊은 시추 공법중에서 가장 긴 역사를 가짐	중량비트를 낙하하여 파쇄굴진, 슬라임은 bailer 또는 sand pump로 주기적으로 배제	굴진속도 또는 재제토, 일반적으로 지층경계판정 곤란	토사 및 균열이 심한암반, 연약점토 및 느슨한 사질토는 부적당	일반적인 지하수개발, 전석·자갈층의 관통, 불교란 시료 채취는 부적합
회전식 시추 (rotary boring)	굴착이수사용, 지반교란 적음, 코어채취가능, 신속	비트회전으로 지반을 분쇄하여 굴진, 이수에 의한 공벽안정, 슬라임은 순환이수로 배제, 코어채취 가능	굴진속도 또는 순환 배제토, 수동식의 경우는 lever감각	토사 및 암반 등 거의 모든 지층	정일, 보완조사, 암석코어채취에 최적, 지하수 관측에는 부적합
오거식 시추 (auger boring)	인력 및 기계방식, 가장 간편한 보링, 시료는 교란됨	오거를 회전하면서 지중에 압입굴진, 주기적으로 오거를 인발하여 샘플링	채취된 시료의 관찰	공벽붕괴가 없는 지반, 연약하지 않은 점성토 및 점착성이 다소 있는 토사	얕은 지층의 개략·정밀조사, 동력식은 보충조사에 적합

바. 물리탐사

비파괴 지반조사로 이용되는 지구물리탐사는 지하 매질의 물리적, 화학적 성질과 관련하여 자연발생적이거나 인위적으로 발생시킨 현상을 측정하고 그 결과를 해석함으로써 지하의 층서구조와 지하수의 유무, 지하자원의 부존 등과 같은 지하의 상태를 규명하는 것을 말한다. 지구 전체를 하나의 연속체로 이해하고 지각 및 내부구성과 관련된 물리적 특성을 규명하는 순수 지구물리학과 비교할 때 지구물리탐사는 대상 목표물이 한정되며, 부존심도가 천부이며 보다 구체적이고 정밀한 조사라는 점에서 응용지구물리학과 같은 의미로 사용된다.

물리탐사는 자성, 밀도, 전기전도도와 같이 측정하고자하는 매질의 고유한 성질에 따라 자력탐사, 전기탐사, 중력탐사, 탄성파탐사, 지하레이더탐사 등으로 구분된다. 지반탐사에 적용되는 탐사 방법으로 얻어지는 자료는 상이한 매질의 특성을 반영하는 것이므로 탐사에 앞서 수행 목적과 지반조건 그리고 경제적 비용을 고려하여 가장 효과적인 탐사방법을 선택하는 것이 중요하다. <그림 2.9>는 Reynolds(1991)에 의한 탐사법과 S/W를 선택하는 의사결정 과정을 설명하는 흐름이며, <표 2.40>는 탐사법에 따른 적용분야를 정리하였으며, <표 2.41>은 지반조사에서 활용되는 물리탐사 및 검층방법을 정리하였다.



<그림 2.9> 탐사법과 S/W를 선택하는 의사결정 과정을 설명하는 흐름도

<표 2.40> 탐사방법에 따른 적용분야

탐사방법	이용되는 물성	적용분야									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
중력탐사	밀도	P	P	s	s	s	s	!	!	s	!
자력탐사	대자율	P	P	P	s	!	m	!	P	P	!
굴절법탄성파탐사	탄성계수, 밀도	P	P	m	P	s	s	!	!	!	!
반사법탄성파탐사	탄성계수, 밀도	P	P	m	s	s	m	!	!	!	!
전기비저항탐사	전기비저항	m	m	P	P	P	P	P	s	P	m
자연전위(SP)탐사	전위차	!	!	P	m	P	m	m	m	!	!
유도분극(IP)탐사	전기비저항, 커패시턴스	m	m	P	m	s	m	m	m	m	m
전자(EM)탐사	컨덕턴스, 인덕턴스	s	P	P	P	P	P	P	P	P	m
VLF 전자탐사	컨덕턴스, 인덕턴스	m	m	P	m	s	s	s	m	m	!
GPR탐사	유전율, 전기전도도	!	!	m	P	P	P	s	P	P	P
MT탐사	전기비저항	s	P	P	m	m	!	!	!	!	!

・P = 1차로 우선적용

・s = 2차 적용

・m = 사용 가능하나 최적의 방법은 될 수 없음.
또는 현 상황에서는 이 분야에 적용되지 못하고 있음.

・! = 부적합

• 적용분야

1 : 탄화수소 탐사(석탄, 석유, 가스)

2 : 광역 지질 연구(수백㎢정도의 넓은 지역)

3 : 광물 탐사 및 개발

4 : 토목・건설 공사부지 조사

5 : 수리지질학적 조사

6 : 지하공동 탐지

7 : 침출수 및 오염물질의 오염범위 파악

8 : 매몰된 금속물의 위치 및 종류 파악

9 : 고고학적 유물탐사

10 : 법과학 분야(예: 범죄 수사 시 매몰 시신 및 은닉 증거물 등 탐지)

<표 2.41> 지반조사에 활용되는 물리탐사 및 검층(최인걸 등, 2006)

위치	분류	탐사방법	대비물성	결과의 활용	적용분야
지표탐사	탄성파 탐사	1) 굴절법 2) 반사법	탄성파속도 (탄성파의 반사 및 굴절)	1) 지층 확인 및 연약대 파악 2) 굴착 난이도에 따른 토공량 산정 3) 암반분류 및 지보패턴 결정	산악터널, 절토사면, 댐, 암반공동조사
	전기 비저항탐사	1) 수평탐사 2) 수직탐사	전기비저항 (겉보기 전기비저항의 변화)	1) 지반의 연약대 및 파쇄대 파악 2) 단층 및 지층분포 파악 3) 암반분류 및 지보패턴 결정 4) 지하수의 파악	산악터널, 절토사면, 댐, 암반공동, 교량기초조사
	전자탐사	CSMT 탐사	전기전도도 (전자기장의 진폭, 위상변화)	1) 지반의 연약대 및 파쇄대 파악 2) 단층 및 지층분포 파악 3) 암반분류 및 지보패턴 결정	산악터널, 댐, 암반공동
	GPR 탐사	반사법	유전율 (전자기파의 반사)	1) 천부지층구조 및 파쇄대 파악 2) 지장물조사 및 천부공동 확인 3) 터널라이닝 배면 공극확인	지장물조사, 교량기초, 하부공동조사, 터널공동조사

<표 2.41> 지반조사에 활용되는 물리탐사 및 검층(최인걸 등, 2006)(계속)

위치	분류	탐사방법	대비물성	결과의 활용	적용분야
시추공탐사	단일 시추공탐사	1) down hole (PS검층) 2) 레이더 반사법 탐사	탄성파속도 (탄성파의 전파) 유전율 (전자기파의 반사)	1) 동탄성계수 산출 및 내진설계시 활용 2) 안전성 해석에 반영 3) 연약대 및 파쇄대 파악	터널 입·출구부, 절토사면, 교량기초
	시추공간 탄성파 탐사	cross hole	탄성파속도 (탄성파의 전파)	1) 동탄성계수 산출 2) 암반분류 및 갱구 안정성 해석	터널 입·출구부, 댐, 암반공동
	시추공간 토모그래피	1) 탄성파 2) 비저항 3) 레이더	탄성파속도 전기비저항 유전율	1) 시추공간 정밀 지반경계 파악 2) 갱문 위치 선정에 활용 3) 공동 및 연약대 위치 파악	터널 입·출구부, 댐, 교량기초조사
	물리검층	1) 전기검층 2) 전기비저항 3) 자연전위	전기전도도	1) 지층의 경계면 및 파쇄대 폭 파악	산악터널
		1) 밀도검층 2) 자연감마 3) 감마-감마	방사능 원소의 함량 (γ선 활동)	1) 현지 지반의 밀도 파악으로 탄성계수 2) 지질경계면(안상변화) 및 파쇄대	댐, 대규모 암반공동
		1) 음파검층 2) sonic logging	탄성파 속도 (탄성파의 전파)	1) 동탄성계수 산출 2) 지층 구분 및 암반분류에 활용	산악터널, 댐, 항만, 대규모 암반공동
	시추공 영상촬영법	1) televiewer 2) BIPS(OBI) 3) 시추공카메라	공벽의 영상 및 강도 (광파 및 초음파의 반사)	1) 불연속면 발달상태(주향, 경사, 상격) 파악 2) 절리대 충진물 유무 파악 3) 안전성 해석의 자료로 활용	산악터널, 절토사면, 댐, 대규모 암반공동

사. 현장원위치시험

실무에서 많이 사용하고 있는 현장조사현장시험은 표준관입시험(SPT), 콘관입시험(CPT), 딜라토미터(DMT), 프레셔미터(PMT) 그리고 베인전단시험(VST) 등이 있으며, 각 시험항목의 적용지반은 <표 2.42>과 같다.

<표 2.42> 현장조사시험 장비별 적용지반

항목	SPT	CPT	DMT	PMT	VST
장비구성	간단, 용이	복잡, 용이	간단, 용이	복잡, 불편	간단, 용이
시험절차	단순	단순	단순	복잡	단순
시험지점	지점 (1.5m마다)	연속	반연속	지점	지점
결과분석	경험적	경험, 이론	반경험, 이론	경험, 이론	이론
적용지반	전반적 (특히 사질토에 적합)	전반적 (느슨 모래, 실트, 연약점토)	전반적 (느슨 모래, 실트, 연약점토)	전반적 (모래, 점토)	연약점토

표준관입시험(SPT)은 사질토를 대상으로 지층의 상대밀도 및 연경도를 파악하기 위하여 개발된 원위치 시험상비로서 스플릿스푼샘플러(split spoon sampler)를 보링로드(drill rod) 하단에 연결시켜 보링 구멍에 넣고 1.5m 간격으로 지층의 연경도 파악, 상대밀도 및 실내시험에 필요한 교란시료를 채취한다. 표준관입시험에서 N값은 중량이 63.5kgf인 해머를 75±1cm 높이에서 자유 낙하시켜 스푼샘플러가 15cm 씩 3회(총 45cm) 관입될 때의 낙하횟수 중 2, 3번째를 더한 횟수, 즉 로드가 30cm 관입될 때의 타격횟수를 말한다.

피조콘시험(piezocone test)은 정적콘시험장비(CPT)에다 간극수압을 측정 할 수 있도록 변환기(transducer)를 부착한 장비를 피조콘(CPTu)이라 부른다. 피조콘 시험장비는 연결 로드에 전기식 콘을 장착하여 일정한 관입속도로 지중에 관입하여 소정의 심도(10tf 규모의 장비는 최대 N<40)까지 연속적으로 관입저항(q_c)및 슬리브의 마찰력(f_s), 관입간극수압(u_b)을 측정하는 조사장비이다. 베인전단시험(vane sheer test) 은 로드에 부착된 축에 4개의 날개를 십자형으로 조립하여 점성토 지반

에 관입·회전시켜서 회전 모멘트에 의한 연약지반의 비배수전단강도를 추정하는 시험이다.

동적콘관입시험(dynamic cone penetration test)은 원위치에서 흙의 관입저항을 측정하여 개략적인 토층성상을 파악하고 지중의 동적 응력파악 및 원위치의 전단강도를 측정하기 위하여 실시한다. 시험방법은 선단콘을 부착한 로드를 일정한 무게의 해머로 76cm 의 높이에서 자유낙하시켜 지반에 원추를 연속적으로 관입하면서 30cm 깊이마다 타입에 요하는 타격횟수를 측정한다.

딜라토미터시험(flat dilatometer test)은 멤브레인(membrane)이 설치되어 있는 날(blade)을 지중에 관입시켜 수평방향으로 압력을 재하하여 각 계수를 결정하고 지층의 특성을 파악하는 현장 원위치 조사 장비이다. 표준관입시험의 부정확성, 공내재하시험의 공벽형성의 문제와 현상은 피조콘(piezocone)의 단점을 보완한 시험으로서 아칭(arching)현상은 CPT(cone penetration test)에 비해 DMT가 작다.

평판재하시험은 기초저면의 위치에서 지반위에 재하판을 놓고 하중을 가하여 시간변화에 따른 침하량을 다이얼 게이지로 측정하여 하중-침하관계로부터 허용지내력(침하, 지지력)을 알아내는 시험이다. 아래의 표는 현장조사시험 장비별로 주로 적용되는 지반을 정리한 것이다.

아. 공내시험

공내 재하시험은 토사지반과 암반을 대상으로 굴착공벽에 수평방향으로 하중을 가할 때 일어나는 변위를 측정하여 원지반 응력-변형특성을 직접 파악 할 수 있는 현장시험법이며, 시험을 통하여 수평지반의 반력계수, 변형계수, 탄성계수, 정지토압계수를 알 수 있고 시험 값은 터널, 기초 및 토류벽 변형해석 등에 이용된다.

공내 연직 평판 재하시험은 얕은 깊이에서의 평판재하시험과 유사하며 지반에 회전굴착기나 오거로 구멍을 뚫고 구멍바닥에 재하판을 놓은 후 재하압력과 침하량 곡선을 작성하여 굳은 점성토의 비배수강도와 깊은기초의 극한지지력을 산정한다.

공내 전단시험(borehole sheer test)은 풍화대층의 지반정수를 파악하기 위해 시추조사와 병행하여 실시하며, 전단시험을 통해 점착력과 내부 마찰각의 지반정수를 얻은 후 설계 시 구조물 안정성 검토에 이용한다.

현장 투수시험은 실험실에서 투수계수측정은 현장상태를 재현할 수가 없어 실험

결과에 대한 신뢰성이 저하되고 사질토에서는 불교란시료를 채취할 수 없으므로 대규모 공사인 경우에는 현장 투수시험을 측정한다.

<표 2.43>는 공내 재하시험기의 개요와 주 시험대상이 되는 지반과 실험에 의해 도출될 수 있는 결과값을 정리한 것이다.

<표 2.43> 공내 재하시험기의 개요와 지반, 시험결과의 비교

구분	LLT (lateral load test)	menard type	elastmeter type	goodman jack
개요	탐봉(sonde)을 시추공 내에 삽입하고 질소가스의 압력을 이용하여 membrane 내에 물을 진입하여 압력과 팽창 값과의 관계로 지반특성 파악	1) 탐봉을 시추공 내에 삽입하고 질소가스의 압력을 이용하여 membrane 내에 물을 주입 2) 압력과 팽창 값과의 관계로 지반특성 파악	가압장치에서 탐봉에 부착된 멤브레인을 수압으로 팽창시켜 공벽의 변위를 측정하여 변위-압력으로 부터 지반특성 파악	기본적인 개념은 elastometer와 동일하며 한계압력이 700kgf/cm²이며, 하중과 변형량의 변화로 암반변형계수와 탄성계수 파악
시험 대상 지반	연약점성토 및 N값 30이하의 토사층에 적용가능	연약점성토 및 모래, 자갈층 외에도 풍화대 (풍화토, 풍화암)층에 적용가능	풍화암, 연암 및 경암층에 적용가능	연암 및 경암층에 적용
시험 결과값	1) 정지토압 2) 파괴압 3) 반력계수	1) 정지토압 2) 파괴압 3) 반력계수	1) 포아송비 2) 반력계수	1) 변형계수 2) 탄성계수

자. 실내시험

실내시험은 함수비, 비중, 입도분석 시험 및 액소성 시험을 통하여 흙을 분류·판별하는 물성실험과 흙의 다짐시험, 흙의 압밀시험, 흙의 일축압축시험, 흙의 직접전단시험을 통해 흙의 역학적 특성을 판단하는 역학실험으로 나눌 수 있다. 암석의 경우 물성실험에는 비중시험, 밀도시험, 흡수율시험, 탄성계수시험, 포아송시험, 현미경 분석등이 있으며, 역학실험에는 일축압축강도 시험, 삼축압축강도 시험, 점하중강도 시험, 인장강도시험, 암석이방성 시험, 풍화민감도 분석, 절리면전단시험, JRC레이져측정, tilt시험, 암석유용성 시험등이 있다. <표 2.44>은 일반적으로 활용

되는 실내시험의 종류와 시험결과를 이용하는 방법을 정리하였다.

연약지반개량 공법 선정, 구조물 기초 형식, 가시설 형식 등은 지반정수 (물리적, 역학적 특성)에 따라 공법 및 형식이 바뀌게 되고 경제성 측면에서도 많은 차이가 나게 된다. 따라서 지반정수 산정 시 주의를 기울여야 하며 실무에서 토사, 풍화암층과 암반층에 대하여 주로 적용하고 있는 설계정수 산정방법은 <표 2.47>, <표 2.48>과 같다.

<표 2.44> 실내시험의 종류 및 이용

시험명칭		시험결과치	시험결과의 이용	시험방법
함수비시험		함수비	지반의 자연함수상태 파악	KS F 2306
비중시험		비 중	지반의 단위중량 추정	KS F 2308
입도분석	체분석시험	입도분포곡선	지반의 입도 분포 파악	KS F 2309
	비중계분석시험			KS F 2302
액성한계시험		액성한계	흙의 분류와 공학적 성질 추정	KS F 2303
소성한계시험		소성한계		KS F 2304

<표 2.45> 역학시험 종류 및 결과이용

시험 종류	시험결과에서 구하는 값	시험결과의 이용
직접전단시험	점착력(c), 내부마찰각(ϕ)	기초, 사면, 옹벽, 등의 안정계산
일축압축시험	일축압축강도(q_u), 점착력(c), 예민비(S_t)	
삼축압축시험	점착력(c), 내부마찰각(ϕ)	
압밀시험	압축계수(a_v), 압축지수(C_c), 압밀계수(C_v)	점토층의 침하량 계산 침하시간, 압밀도 추정
투수시험	투수계수(k)	투수계수 계산
다짐시험	최적함수비(W_{opt}), 최대건조밀도(γ_{dmax})	성토의 시공방법 검토, 시공관리, 다짐율 산정
공진주시험	전단탄성계수(G), 감쇠비(D)	지진에 대한 지반 및 구조물 안전성평가
진동삼축시험	반복전단응력비(CSR)	액상화 평가

차. 암석시험

시추조사 시 채취된 암석 코어(core)에 대하여 지층을 대표할 수 있는 시료를 선정한 후 암의 공학적 성질을 파악하기 위하여 실내 암석시험을 실시한다. 실내시험 결과를 통해 얻어진 물성치간의 상관관계를 분석하여 지료의 신뢰성을 판단한 후 설계 및 시공 시 활용한다. <표 2.46>은 암석시험의 종류와 그 결과를 이용하는 방법, 그리고 시험규정을 나타낸 것이다.

<표 2.46> 암석시험 종류 및 결과이용

시험명칭	시험결과치	시험결과의 이용	시험규정		
			KSF	ISRM	ASTM
비중시험	비중	비중, 흡수율, 함수비, 포화도, 간극비	2518 (석재)	○	
밀도시험	건조밀도 습윤밀도	지반내의 응력 산정, 지압발생 예측지표	2518 (석재)	○	
흡수율시험	공극율 흡수율	암석의 투수성	-	○	
탄성파속도 시험	탄성파전파속도 동적 탄성상수	암반의 균열도 파악, 암반분류	-	○	D2845
일축압축 시험	압축강도 탄성계수	암석의 역학적 특성, 암반분류 수치해석, Hoek-Brown 모델 입력치	2591 (석재)	○	D2938 D3148
삼축압축 시험	점착력(c) 내부마찰각(ϕ)	현지암반의 변형파괴 특성	-	○	D2664
압열인장 시험	인장강도	암석의 인장파괴특성	3032	○	D3967
점하중강도 시험	점하중 강도	일축압축시험의 대용 암석의 이방성 강도비 산정 암석강도지수, 암반분류(RMR)	○		

카. 지반 설계정수 산정방법

연약지반개량 공법 선정, 구조물 기초 형식, 가시설 형식 등은 지반정수(물리적, 역학적 특성)에 따라 공법 및 형식이 바뀌게 되고 경제성 측면에서도 많은 차이가 나게 된다. 따라서 지반정수 산정 시 주의를 기울여야 하며 실무에서 토사, 풍화암층에 주로 사용하는 설계정수 산정방법은 <표 2.47>과 같으며, 암반층에 대하여 주로 적용하고 있는 설계정수 산정방법은 <표 2.48>와 같다. <표 2.49>는 국내 주요 기관에서 이용되는 암반분류기준을 정리한 것이다.

<표 2.47> 토사 및 풍화암층 설계정수 산정방법(사례)

구 분	지반정수	산정방법
기본 물성	단위중량 (γ)	1) 실내시험 결과에 의한 산정 방법: 불교란 시료 단위중량 측정, 현장밀도 시험 2) 경험적 추정방법 - 풍화암층(N>50/10)의 경우 매우 조밀한 토사층으로 간주하여 추정
	포아송비 (ν)	1) 포아송비(Poisson's ratio, υ) - 기존 문헌자료 토질종류 및 조성상태에 따른 일반적인 범위값 비교 추정(Roy & Hunt(1984), Das(1995))
역학 물성	강도정수 (c, ϕ)	1) 실내 및 현장시험 결과에 의한 산정 방법 - 연약층 : 일축·삼축압축시험, Vane시험 - 모래층 : 불교란 시료채취→직접전단시험 - 풍화암층 : 공내 전단시험(BST) 2) 경험적 추정방법 - 풍화암층(N>50/10)의 경우 : 매우 조밀한 토사층으로 간주하여 추정 - 기존 적용사례 및 문헌자료를 이용한 추정
	변형계수 (E)	1) 정적 지반변형계수(E) : 공내수평재하시험 결과에 의해 산정 2) 경험적 추정방법 - N값에 의한 산정방법(Schmertmann(1978) 제안식, Bowels(1988) 제안식, 도로교 시방서 제안식) - 문헌 자료를 이용한 추정(Hunt(1984), Das(1995))
침투류 해석 지반정수	투수계수 (k)	1) 현장투수시험 2) 실내투수시험
내진해석 지반정수	동적지반 변형계수	1) 경험적 추정방법 : N값에 의한 산정방법(今井, 吉村(1970), Imai(1982)) 2) 동적 지반변형계수 (Gd, Ed, Kd) - 현장시험 결과에 의한 산정 MASW, suspension PS검층 하향식 탄성파 탐사(DHT)

<표 2.48> 암반층 설계정수 산정방법(사례)

구분	지반정수	산정방법
기본물성	단위중량 (γ)	1) 암석시료에 대한 비중시험결과 이용 2) 기존 설계적용사례 비교 검토하여 산정
	포와송비 (ν)	1) 실내암석시험결과 2) 기존 경험식 비교 검토하여 산정
	측압계수 (k_o)	수압파쇄시험, AE시험 등의 결과를 비교·분석하여 산정
연속체 해석 설계정수	암반변형계수 (E)	1) 실내 및 현장시험 결과에 의한 산정 방법 - 공내재하시험에 의한 방법 - 실내암석시험에 의한 무결함 암석(intact rock) 탄성계수를 이용하여 산정 - RQD에 의한 방법 - RMR에 의한 변형계수 보정 2) 경험적 추정방법 : RMR에 의한 방법
	강도정수 (c, ϕ)	1) 실내시험결과와 경험식을 이용한 산정방법 - Hoel & Brown에 의한 방법(GSI 활용) - Monte carlo통계처리 수행 2) 기존 경험식에 의한 산정(RMR분류 이용) - Trueman(1988) 제안식 - Tsuchita(1984) 제안식
불연속체 해석 설계정수	절리면 전단강도	실내시험결과와 경험식을 이용한 산정방법 - 실내 절리면 전단시험 - Barton에 의한 절리면 마찰각 산정
침투류 해석 지반정수	BB-model 입력자료	1) 실내 절리면 전단시험 2) 실내시험 및 시추코어 측정, 지표지질조사의 JRC, JCS 비교분석

<표 2.49> 국내 기관별 암반분류기준

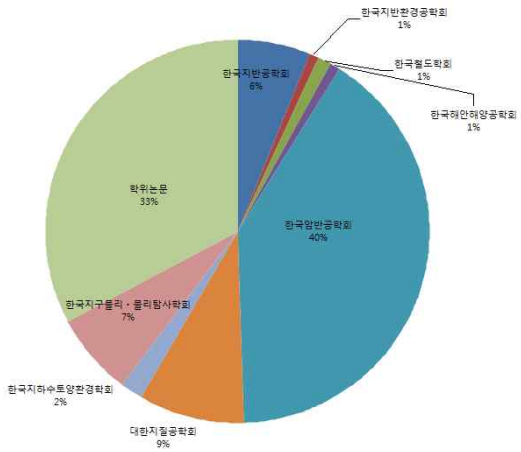
분류명	분류목적	분류기준	검토내용	비고
토목표준 품셈	토 공	1) 탄성파속도 2) 내압강도 3) 암석종류	1) 토공작업방법 결정을 위한 기준 2) 암편의 일축압축강도 기준이 너무 높음	건설교통부
용역협회 기준	시추조사시 암석분류	1) 탄성파속도 2) 일축압축강도	시추주상도의 암분류 시 이용	한국기술용역 협회
서울시 표준지반 분류	토목공사	1) SPT 2) TCR 3) RQD 4) 일축압축강도 5) 절리면 간격	지반의 정성적 분류기준	서울시
서울 지하철 분류기준	터 널	1) SPT 2) TCR 3) RQD 4) 일축압축강도 5) 절리면 간격 6) RMR과 연계	1) 서울시 표준지반분류를 근간으로 한 기준 2) RMR과 연계시 등급간격이 일정치 않음	서울지하철9호선 설계기준안 (1997)
고속철도 분류기준	터 널	1) 일축압축강도 2) 탄성파 속도 3) 변형계수 4) 지반강도비 5) TCR 6) RQD 7) 현장 육안관찰	1) 개별요소에 의한 분류보다는 종합분석 필요 2) 국내 기존 분류방법 보안	고속철도시방서 (지반분류)
한국도로 공사 분류기준	터 널	1) TCR 2) RQD 3) RMR 4) Q-system 5) 탄성파 속도 6) 일축압축강도	1) RMR, Q-system 주로 활용 2) 개별요소에 의한 분류보다는 종합적인 판단 필요	한국도로공사

5.2 지반조사 관련 연구

국내 구조물기초관련 현황 검토를 위하여 문헌조사를 실시하였으며, 그 중 국내의 학회에 발표된 연구논문과 학술발표회논문, 학위논문에서 수집된 지반조사관련 자료를 정리하였다. 이는 학회에서 운영하는 database를 기준으로 제안된 키워드를 이용하여 1차 조사를 실시하였다.

문헌조사 1단계에서 지반조사의 key-word는 지반조사, site investigation, foundation survey, 地盤調査 (じばんちょうさ)를 이용하였으며, 2단계 key-word는 지층구조(soil stratification), 사운딩(sounding), 전단강도(shear strength), 점착력(cohesion), 비배수전단강도(undrained shear strength), 내부마찰각(internal friction angle), 상대밀도(relative density) 불연속면(discontinuity plane, 층리, 절리, ...), 표준관입시험, N치(N-value), 응력이완((stress) relaxation), 계측(ground instrument, monitoring)을 이용하였다. 이러한 문헌조사에 의한 지반조사관련 국내논문은 총 113건이 검색되었으며, <표 2.50>은 국내 논문을 출처별로 정리한 것이다.

<표 2.50> 지반조사 관련 국내 논문

구분	편수	지반조사 관련 국내논문분포
한국지반공학회	7	
한국지반환경공학회	2	
한국철도학회	2	
한국해안해양공학회	2	
한국암반공학회	46	
대한지질공학회	10	
한국지하수토양환경학회	2	
한국지구물리・물리탐사학회	8	
학위논문	37	
합계	**113**	

지반조사 관련 국내논문은 한국암반공학회에 제출된 논문의 편수가 가장 많았으며, 석・박사 학위논문이 37편, 대한지질공학회에 제출된 논문이 10편에 해당되었

다. 학위논문은 박사논문 1편 이외에는 36편 모두 석사논문에 해당된다. 연도별로 발행된 논문의 분포는 <표 2.51>과 같다. 2009년에 발행된 논문이 15편으로 가장 많은 비중을 차지하며, 2010년과 2011년도 각각 14편이 발행되었다. 지반조사 관련 논문은 2008년부터 연간 10편 이상씩 꾸준히 발행되고 있는 추세이다.

<표 2.51> 연도별 지반조사관련 출판 논문 건수

년도	학술논문	학위논문	계
2000	1	0	1
2001	2	2	4
2002	1	2	3
2003	6	4	10
2004	9	3	12
2005	9	2	11
2006	6	3	9
2007	2	7	9
2008	10	1	11
2009	10	5	15
2010	11	3	14
2011	9	5	14
계	**76**	**37**	**113**

그러나 국내에 발표된 지반조사관련 논문은 발표편수는 113편으로 나타났다. 이는 실제 지반조사가 언급되고 있는 논문은 많으나 지반조사 특성상 단독으로 발표되는 논문이 적고, 지반조사를 바탕으로 기초, 옹벽, 연약지반, 내진설계분야에 활용되어 신뢰성 해석을 한 논문이 대다수로 지반조사 단독으로 논문으로 언급된 예가 적기 때문인 것으로 판단된다. 즉, 지반조사의 분야가 다양한 분야에 걸쳐 있기 때문에 나타나는 현상으로 실제 설계에 적용하기 위한 지반조사 방법론에 관련된 사항은 많지 않으며, 시추, 현장실험, 실내시험에 관련된 자료들은 대부분의 시험방법이 표준화된 방법을 이용하고 있으므로 이에 관련된 문헌이 적다.

또한 일반적으로 시험에 관련된 자료를 처리하는 과정에서 신뢰성 확보를 위한 분석을 실시하지만 이러한 방법은 일반화되어 있어 논문으로 작성된 예는 적은 것으로 나타났다. 또한 물리탐사에 관련한 논문의 경우 신뢰성 해석을 기반으로 하고 있으나 논문을 검색하는 key-word의 선정과정에서 물리탐사에 관련된 검색어가 기

반이 되어 있지 않아 논문검색에서 이러한 자료가 배재된 것으로 분석되었다. 지반조사관련 논문을 수집하기 위한 key-word의 재설정이 필요할 것으로 판단된다.

5.3 지반조사 DB현황

국토지반정보 관련 법령 중 『건설기술관리법 시행령 제63조(측량 및 지반조사)』는 '① 발주청은 기본설계 또는 실시설계를 할 때에는 측량 및 지반조사를 하여야 한다. ② 발주청은 제1항에 따른 측량 및 지반조사에 필요한 비용을 확보하고 조사에 필요한 기간을 충분히 부여하여야 한다. ③ 제1항에 따른 측량 및 지반조사의 항목과 세부 기준은 국토해양부장관이 정하여 고시한다.'라고 명시하고 있으며 이에 따라 설계를 할 때는 측량 및 지반조사를 행하여야 한다. 또한 『기본설계 등에 관한 세부시행기준 제29조(지반조사의 항목 및 기준)』에서 '④ 발주청은 기존 활용 가능한 지반조사 자료가 있을 경우에는 이를 활용할 수 있으며, 이 경우 그 자료의 출처를 명기하여야 한다.'는 항목이 명시되어 있어 지반조사 시 기존 자료를 활용할 수 있다.

관련 법령에 따라 기반 시설 및 각종 토목 공사, 그리고 건설 공사 전 지하정보 파악을 위해 전국적으로 매년 수만 공씩 지반조사가 이루어지고 50~60억원 정도의 지반조사비용이 투입되고 있지만 기존의 지반조사 자료는 기관별로 개별 보관되고 있어 정보의 활용이 원활히 이루어지지 못하였다.

이에 따라 2002년도부터 각 공공기관에서 생산하고 있는 시추정보의 통합관리가 본격적으로 추진되었다. 국토지반정보 DB구축사업은 디지털화된 국토 공간에 관한 지하정보를 공유하기 위하여 추진된 사업으로, 지반조사자료의 DB화를 통해 조사 및 설계비용의 절감, 정보공유 및 자료처리의 효율성이 극대화되고, 나아가 지상 및 지하의 현황을 보다 정밀하게 파악할 수 있다.(그림 2.10)



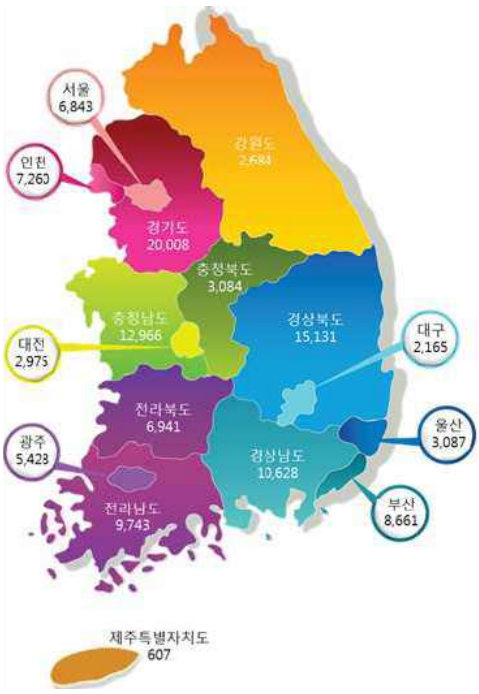
<그림 2.10> 국토지반정보 통합DB센터 웹사이트(www.geoinfo.or.kr)

『지반조사 성과 전산화 및 활용에 관한 지침』에 명시된 것과 같이 발주처는 지반조사가 수반되는 건설공사를 시행하는 경우 설계 및 시공단계에서 지반정보를 생산하여야하며 제시된 가이드라인에 따라 국토지반정보 통합DB센터 웹사이트에 지반정보를 등록하여야 한다. 2000년도부터 2011년까지 DB 구축된 시추공의 수는 총 118,211공이며, 연도별 및 지역별 DB 구축된 시추정보는 <표 2.52> 및 <표 2.53>과 같다.

<표 2.52> 연도별 시추정보 DB 구축 현황(118,211공 - 2011.12.31)

단계	년도	DB구축	단계	년도	DB구축
공공근로 및 국토해양부 시추정보 DB구축	2000	15,760공	유통체계구축 및 제도화에 따른 시추정보 DB구축	2006	10,335공
	2001	4,005공		2007	9,171공
	2002	6,400공		2008	11,671공
	2003	6,735공		2009	9,611공
	2004	8,052공		2010	12,054공
	2005	9,294공		2011	15,123공

<표 2.53> 지역별 시추정보 DB 구축 현황(118,211공 - 2011.12.31)



지역명		시추공 수
특별시	서울특별시	6,843
광역시	부산광역시	8,661
	대구광역시	2,165
	인천광역시	7,260
	광주광역시	5,428
	대전광역시	2,975
	울산광역시	3,087
도	경기도	20,008
	강원도	2,684
	충청남도	12,966
	충청북도	3,084
	경상남도	10,628
	경상북도	15,131
	전라남도	9,743
	전라북도	6,941
자치도	제주도	607

한국건설기술연구원에서는 국토지반정보 통합DB센터를 운영하여 체계적인 시추정보DB구축 및 관리를 수행하고 있으며 구축된 DB가 건설분야 및 관련분야에서 활용될 수 있도록 지원하고 있다. 구축된DB 자료를 통해 사업정보(사업분야, 사업명, 발주처, 공사기간, 시추공수, 행정구역 등), 시추공 정보(위치정보, 지하수위, 굴진심도, TCR, RQD, N치, 지층정보 등), 시험정보(일축/삼축압축시험, 점하중시험, 절리면전단시험, 물성시험 등), 공간 정보, 이미지 자료 등을 활용할 수 있다.

이외에도 지반 DB구축 사이트는 서울지역에만 해당되는 서울시 지반정보시스템(http://soil.seoul.go.kr/)이 있으며, 서울시 GIS 포털시스템(http://gis.seoul.go.kr)도 같은 검색화면으로 연결되어 있다. 부산광역시 도시정보 포털시스템(http://uis.busan.go.kr)은 부산지역의 자료만 해당되며, 국토지반정보 통합DB센터 웹사이트(www.geoinfo.or.kr)의 검색화면과 같다.

5.4 시공 사례를 통한 한계상태 설계

현재 국내에는 인천대교 설계 시 사장교(인천 제2연육교)에 국내에서 처음으로 AASHTO LRFD를 적용하여 시공하였다. 인천 제2연육교(사장교)의 경우 설계 활하중을 비롯하여 한국고유의 조건, 가설지점에 의존하는 것을 제외하고 원칙적으로 AASHTO LRFD에 따라 설계하도록 규정되었다. AASHTO LRFD는 확률론을 기초로 하중계수, 저항계수가 결정되어 있어 각 하중조합에서의 신뢰성 지표 β를 일정치(β=3.5)로 할 것을 목표로 하였다. 또한 국내 최초 침매터널로 잘 알려진 거가대교 또한 LRFD 방식으로 설계되었다. 위의 사례 외에는 지반조사 전반에 걸쳐 한계상태설계를 적용한 사례는 거의 없는 것으로 나타났다.

제 3 절 국외 설계기준 현황

1. 북미 및 유럽의 설계 현황

국제표준화기구인 ISO(International Organization for Standardization)에서 제정한 ISO 2394: "General Principles on Reliability for Structures"와 유럽표준화위원회(European Committee for Standardization)에서 제정을 추진 중인 유로코드(Eurocode)는 구조물 설계와 관련하여 머지않아 세계 각국에 그 영향을 발휘하게 될 것으로 판단된다. 현재로서는 국내의 실정에 맞지 않아 채택이 되지 않고 있지만, 세계적인 조류를 감안하여 머지않아 한계상태설계법을 토목분야 전체에 대하여 채택해야 할 것으로 보인다. 본절에서는 현재 국제적으로 공감하고 있는 새로운 기초설계분야인 한계상태설계법에 대하여 국내에서도 그 의미의 중요성을 알리고자 하였다.

ISO는 스위스의 제네바에 본부를 두고 있고 1974년에 창설된 비정부 국제조직으로서 국가간의 물물교역과 그와 관련된 행동 및 표준을 개발하는 것 또한 국가 상호간의 지적, 과학적, 기술적 및 경제적인 행동 개발을 촉진시킬 목적으로 조직되었다. 현재 130개 국가를 회원으로 하고 있으며 기본 표준(basic standard)으로서, 품질관리를 목적으로 “ISO 9000 시리즈”와 환경관리를 목적으로 “ISO 14000 시리즈”를 제정하였다. ISO 설계표준 규정중에서 건설 설계분야와 직접적으로 관련있는 것은 “ISO 2394”으로 구조물 신뢰성에 관한 일반원리(general principles on reliability for structures)이다. 현재 국제적으로 토목 및 건축 구조물의 설계에 있어 실험과 설계에 대한 표준은 ISO 2394를 토대로 제정되고 있는 추세에 있으며, 이러한 ISO 2394에서는 기본적으로 공용성 및 신뢰성을 기준으로 한 한계상태설계법을 채택하고 있다. 즉, 구조물은 대상 구조물의 한계상태 조건에서 필요로 하는 공용성을 확보하는 차원에서 설계되는 것이다.

국제표준을 개발 및 보급하는 ISO에서는 국제표준으로서 관련 기준을 채택하기 위해서 미리 기술위원회 및 부속위원회의 검토를 거쳐 최종 국제표준 기준의 시안(final draft international standards, FDIS)이 만들어진다. 준비된 시안(FDIS)은 ISO 모든 회원 국가에게 배포되며 국제표준으로서 채택되기 위해서는 해당 회원국의 투표를 거치게 된다. 총 참가 회원국의 투표에서 2/3의 승인이 있으면 통과되며, 1/4에 못 미치면 승인이 거부된다. 또한 현재 국

가간 기술장벽을 제거하고자 하는 국가간 무역거래 지침(TBT) 규정은 세계무역기구(WTO)의 기본지침이 되었으며, 현재 ISO에서 통과한 국제 표준기준은 특정 국가의 기술수준 및 제도와 적합하지 않을 지라도 무조건 ISO 국제기준을 따라야 하는 의무가 발생하게 된 것이다.

유럽과 북미지역을 중심으로 외부하중과 구조물의 저항치에 대한 설계방법을 분리하여 설계하는 방법이 30여 년간 지속되어왔으며, 그 결과 탄성론적 접근법인 허용응력설계법보다, 다양한 설계변수에 대해 오차를 더 세부적으로 설계에 반영이 가능하도록 한 한계상태설계법이 도입되기 시작하였다.

한계상태설계법은 북미지역에서 주로 사용되는 하중저항계수설계법(load and resistance factor design, LRFD)과 유럽에서 사용되는 유로코드(Eurcode)가 대표적이다. 북미지역을 중심으로 구조물기초 및 지반공학 분야에서 신뢰성 분석을 기반으로 한 하중저항계수설계법이 연구 · 개발되었다. 이 하중저항계수설계법은 구조물에 작용하는 하중과 지반저항, 그리고 불확실성을 고려한 하중계수와 저항계수를 결정하여 구조물 안전도를 평가하고 안전성에 있어 적합한 설계를 할 수 있도록 한다.

1950년대 이후 미국, 유럽을 중심으로 신뢰성 이론에 근거한 구조물설계기준에 대한 다양한 연구가 진행되어 왔다 (Carter & Kulhawy, 1988). 이러한 연구를 바탕으로 구조물의 설계에 부분안전계수 및 하중저항계수설계법 등이 개발되어 사용되어 오고 있다. 지반공학분야에서는 덴마크에서 부분안전계수 방법이 개발되었으며 (Danish Geotechnical Institute, 1985), 이후 유럽연합위원회를 중심으로 지속적인 연구를 실시하여 Eurocode 7 geotechnical design을 완성하게 되었다 (ENV 1997-1, BRITISH STANDARDS INSTITUTION 1995). 이는 유럽국가간의 상이한 설계기준을 통일하기 위하여 유럽위원회에서 제안한 토목공학분야의 통일된 설계규정이라고 할 수 있다. Eurocode 7은 부분안전계수를 그 근간으로 하는 설계방법이다 (ORR & FARRELL 1999, Simpson 2000, Driscoll & Simpson 2001). 즉 시공성, 지반의 특성, 설계특성 등을 반영하여 부분안전계수를 산정하였다.

한편 미국, 캐나다 등에서는 지반공학과 관련된 기초분야에 한계상태설계법(limit states design, LSD)을 사용해오고 있다. 미국, 캐나다, 호주는 LRFD 개념에 근거한 신뢰성 설계 기준을 개발하여 왔다 (Allen, 2005). 미국의 대표적인 기준은 미국 연방도로국의 교량설계기준 (AASHTO, 1994, 2004, 2007)이며, 최근 TRB에서

는 깊은기초 관련 다양한 조건에 대한 저항계수를 산정하여 이를 제안하기도 하였다 (NCHRP REPORT 507, 2004). 캐나다의 경우 부분안전계수법을 이용하여 Canadian Foundation Manual (1992)에 기초구조물에 대한 신뢰성 이론에 근거한 설계방법을 제시하고 있다. 유럽, 홍콩의 경우는 Eurocode 7를 근간으로 기초설계를 실시하고 있다. 남아프리카 공화국의 경우는 LRFD와 Eurocode 7이 복합적으로 사용되고 있다. 일본의 경우는 신뢰성 이론에 근거한 종합기초 설계기준인 Geo-code 21을 개발하여 왔다. 그 외 아시아 국가에서는 널리 활용되지 못하고 있다.

그러나 아직도 지반분야에서는 많은 경우는 실무에서 전통적인 허용응력 설계법을 사용하고 있다. 하지만 구조분야의 설계에서는 LSD를 대부분 이용하고 있다. 따라서 서로 다른 기준을 사용하는 구조기술자 및 지반기술자 사이에는 구조-지반의 경계에서 서로의 의견이 불일치되는 경우가 있을 수 있다. 즉 LSD의 장점가운데 하나는 구조기술자와 지반기술자사이의 의사소통을 명확하게 해준다는 점이다.

하중저항계수설계법(LRFD) 설계법은 미국이나 북미에서 사용되는 대표적인 설계법이다. 미국 설계과정의 변천과정을 살펴보면 1931～1971년 허용응력설계법(WSD), 1971～2007년 하중계수 설계법(LFD) 그리고 2007년 이후 하중 저항계수 설계법(LRFD) 순으로 발전해 왔다. 이미 오래전부터 구조공학 분야에서는 LRFD이 적용되고 있으며 이는 지반공학분야에서의 LRFD의 적용을 촉진시키는 요인으로 작용하였다.

AASHTO는 1994년 LRFD설계법을 채택하였으며 2002년에 하중저항계수에 대한 지침서를 출간하였다. 미 도로국(FHWA)의 경우, 교량기초 설계시 2004년 기준으로 약 23개 주에서는 LRFD를 부분적으로 적용하였으나 2007년까지 모든 주에서 교량설계시 LRFD 를 적용토록 지침을 정하였다.

북미에서 구조분야의 LRFD 설계법은 Cornell(1969)과 Lind(1971)가 수립한 이론적인 기초를 이용하여 Ravindra 및 Calambos(1978)가 철골 구조물에 처음으로 적용한 것이 시초이다. 또한 Northridge와 Kobe 지진 이후 구조 설계자들은 client specific한 거동과 local building code를 따르는 거동기반 설계에 주된 관심을 두었다. 이러한 구조적인 신뢰성에 대한 이론적인 개발과 확률론에 입각한 설계기법의 적용은 구조분야에서 활발하게 이루어지고 있음을 나타낸다.

지반분야에서 LRFD 설계법은 구조분야와는 다른 과정을 겪었다. 합리적인 기초설계를 위한 노력은 극한한계 상태와 사용한계 상태를 분리하여 고려할 것을 제안

한 Hansen(1965)에 의해 처음으로 시도되었다. 반면 기존의 허용응력설계법은 사용성에서 전체 안전율을 사용하여 간접적으로 평가하였다. 또한 Hansen(1965)은 하중과 지반 정수에 부분 안전율을 사용할 것을 제안하였으며 이러한 부분 안전율은 2가지 지침에 의해 결정된다. 첫 번째는 불확실성이 큰 변수에 대하여 보다 큰 부분계수를 적용해야 한다는 것이며 두 번째는 부분계수를 사용한 설계 결과가 기존의 전통적인 방법을 사용한 결과와 비슷해야 한다는 것이다. 그러나 1965년에 제안된 부분안전율은 거의 수정 없이 Danish Code of Practice for Foundation Engineering(DGI 1978, 1985), Canadian Foundation Engineering Manual 3th edition (CGS, 1992), Geoguide 1 2nd edition(GEO, 1996), 그리고 Eurocode 7 (CEN/TC250 1994)에 적용되었다.

AASHTO LRFD 시방서(1997)에서 기초 설계의 저항계수는 NCHRP Report 343(Barker 등, 1991)에 근거하였으며 이것의 주된 이론적인 근거는 두가지 종류의 하중을 평가해야 해서 이중으로 수고를 해야 하는 상부구조물의 하중계수 설계법(Load factor design)과 기초의 허용응력 설계법(Allowable stress design)사이의 모순을 제거하기 위하여 제안되었다(Rojiani 등, 1991). Paikowsky와 Stenersen(2000)은 현재의 AASHTO 시방서의 개발이 불충분한 자료에 의해 만들어졌으며 주로 역산된 계수를 사용한다고 언급하였다. 또한 교량 상부구조물의 목표신뢰도 지수는 NCHRP Report 343에 인용된 목표신뢰도 지수보다 훨씬 큰 값인 3.5를 적용한다는 것이다.

API RP 2A-LRFD(API, 1993)의 경우, 기초는 신뢰성 기반 설계(RBD) 보정 과정에서 구조부재로 간주되며 말뚝 지지력에 대하여 lumped 저항 계수는 편향계수 1.0 그리고 변동계수(COV)는 20%로 가정된다. 또한 말뚝 축방향 지지력에 대하여 기초 저항계수는 평균 신뢰도 지수 2.2를 만족하도록 조정되었다.

ASCE Manual & Report 74(Task Committee on Structural Loadings, 1991)의 transmission line structure foundation에서는 구조와 기초 구성의 경우 일반적인 신뢰성 보정 체계를 보존하기 위해 Lumped 저항 계수 모델을 가정하였으며 저항계수는 lumped resistance의 COVs(20%~50%)와 목표 파괴 확률(0.25%~1%)에 대하여 제안되었다.

API RP 2A-LRFD와 ASCE Manual & Report 74는 구조 설계에 초점이 맞추어

져 있기 때문에 지반공학적인 고려사항에 대해서는 과소평가 되어있다.

만약 시방서(Code) 수정을 위해 신뢰성에 대한 이론적인 기초가 여전히 부차적인 것으로 취급된다면 현재 지반공학 분야에서 LRFD가 주된 연구분야이나 구조 LRFD에서와 같이 인정받을 수 있는 성과를 얻지 못할 것이며 전술한 저항계수 뿐만 아니라 다른 설계 요소들도 설계자들이 임의적으로 결정하도록 나둔다면 현재의 지반공학에서의 LRFD는 기존 WSD에 내재된 모순을 극복하지 못할 것이다.

지반공학 분야의 LRFD 설계법 보정과 관련해서 가장 주된 관심사는 현 허용응력 설계법과 일치하는 설계를 하는 것이다. 제한적인 통계자료에 의거한 판단, 전통적인 안전율의 재배열, 단순화된 신뢰성 해석 혹은 이들의 조합을 이용한 다양한 접근법이 지반공학적 저항계수 산정에 이용되었다. 비록 지반공학에서의 LRFD 코드가 결과적으로 구조분야의 그것과 같아 보이지만 다음과 같은 이유들에 의해서 구조분야의 신뢰성 기반 코드와 기본적으로 차이가 있다.

- 구조분야에서 RBD의 주목적은 특정 관심 영역(기초 형상과 종류, 하중방식, 지반 조건 등)에서 최소 목표 신뢰도 지수를 얻는 것이며 구조분야의 RBD는 목표 신뢰도 지수, 보정 영역의 범위 그리고 각 영역의 대표 설계에 대하여 신중하고 명확한 선택을 요구함.
- 구조분야에서 RBD의 두 번째 목적은 관심 영역에 대하여 신뢰성의 균일성을 증가시키는 것이며 이것은 지반공학 LRFD에서는 거의 중요시되지 않음.
- 지반의 변화성은 불확실성의 가장 큰 요인이지만 정확하게 정량화하기가 어렵고 시방서 보정 과정(code calibration process)을 통해 구체화되지 않음.
- 구조 시방서와 관련된 적절한 확률적 하중 모델은 명확하게 정의되지 않았으며 원하중 모델이 시방서 보정(code calibration)에 사용되었는지 여부가 분명하지 않음.
- FORM을 이용한 엄격한 신뢰성 해석이 하중, 지반 정수 그리고 산정 방법을 통합하는 주요 도구로 사용되지 않음.
- 공칭 지반 정수의 선택을 위한 지침서가 존재하지 않으며 또한 저항계수가지반 조건, 측정 기술, 상관관계 모델에 따라서 어떻게 영향을 받는지 분명하지 않음.

따라서, 국내에서 사용되는 구조물 기초 설계기준에 대한 정비방안을 알아보기

위하여 현재 국외(북미, 유럽 등)에서 적용되고 있는 설계 기준 현황과 관련된 내용을 살펴보고자 한다.

가. 독일

독일은 유럽에서 포괄적으로 통용되고 있는 Eurocode와 자국의 지반공학적 상황에 부합되는 구조적 코드 조합의 필요에 따라 보다 완전하고 세밀한 국가 기준(German Industrial Standards, DIN)을 수립하였다. 본 기준은 적용하중에 대하여 이를 적용하는 방법에 있어서 설계 방법이 미국과 유사하며, 이에 대한 계수값은 <표 2.54>에 나타내었다.

<표 2.54> 하중조건에 따른 안전계수(German) (FHWA, 1999)

Behavior Mode	Global Factors for Each Load Type		
	Persistent Load	Transient Loads	Accidental Loads
Bearing Capacity	2.0	1.5	1.3
Sliding	1.5	1.35	1.2
Uplift by Water Pressure	1.1	1.1	1.05
Compression Piles	2.0	1.75	1.5
Tension Piles	2.0	2.0	1.75
Overall Stability	1.4	1.3	1.2
Anchored Retaining Walls (Active earth pressure)	1.5	1.33	1.25

또한, 아래 세 가지 경우에 대하여 한계상태설계법이 적용된 Eurocode 7 기준을 검토하였다.

- Case A: 강성기초상의 강성 구조물의 전도와 같이 대상재의 강도는 중요하지 않다.
- Case B: 기초설계 시 활동의 영향과 같이 설계에 적용된 활동 혹은 적용되지 않은 흙의 중량 및 강도 등

- Case C: 기초 폭 설계와 같은 설계에 적용되지 않은 지속 활동이나 흙의 강도에 대한 다양한 활동의 비적용 등

일반적으로 Case B와 C는 기초 설계 시 함께 고려되는 사항이나, 대부분 매우 보수적인 결과가 산출된다. 이러한 이유 때문에 독일에서는 모든 구조 요소(Case B)에 대하여 수정 저항계수를 사용하여 설계에 적용하는 LRFD 설계법을 제안하였다. 이 방법은 전반적인 안정성에 대한 강도를 모두 고려하고, 흙의 단위중량은 고려하지 않은 방법으로 하중계수는 구조물 자체에 대한 활동보다는 활동으로 인한 영향성에 중점을 두고 있는 것으로 알려졌다. <표 2.55>와 <표 2.56>는 독일에서 적용하는 흙의 저항에 대한 부분안전계수와 활동에 대하여 부분안전계수를 나타내고 있다.

<표 2.55> 흙의 저항에 대한 부분안전계수(German) (FHWA, 1999)

ULS	Soil Resistance	Symbol	Load C.1	Load C.2	Load C.3
1B (failure in structure	Passive Earth Pressure	γ_{Ep}	1.40	1.30	1.20
	Bearing Capacity	γ_S	1.40	1.30	1.20
	Sliding Capacity	γ_{St}	1.50	1.35	1.20
	Piles, axially	γ_P	1.40	1.20	1.10
	Injection Anchors	γ_A	1.10	1.10	1.10
	Soil Nails	γ_N	1.20	1.10	1.05
	Flexible Reinforcement	γ_B	1.40	1.30	1.20
1C (failure in ground)	$\tan\phi$	γ_ϕ	1.25	1.15	1.10
	c'	γ_c	1.60	1.50	1.40
	c_u	γ_{cu}	1.40	1.30	1.20
	Piles, axially	γ_P	1.60	1.40	1.20
	Injection Anchors	γ_A	1.30	1.20	1.10
	Soil Nails	γ_N	1.30	1.20	1.10
	Flexible Reinforcement	γ_B	1.40	1.30	1.20

<표 2.56> 활동에 대한 부분안전계수(German) (FHWA, 1999)

Ultimate Limit State (ULS)	Action	Sym	Load* Case 1		Load* Case 2		Load* Case 3	
			Unfavorable	Favorable	Unfavorable	Favorable	Unfavorable	Favorable
1A	Permanent	γ_G	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	0.95
	Liquid Pressure	γ_F	1.00		1.00		1.00	
	Variable	γ_{Qsub}	1.05		1.00		1.00	
1B (failure in structure)	Permanent	γ_G	1.35	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00
	Liquid Pressure	γ_F	1.35		1.20		1.00	
	Variable	γ_{Qsub}	1.50		1.30		1.00	
	Perm. Lateral Press	γ_H	1.35		1.20		1.00	
	Perm. Skin Friction	γ_M	1.35		1.20		1.00	
	Perm. Earth Press	γ_{Eg}	1.35		1.20		1.00	
	Variable Earth Press.	γ_{Eq}	1.50		1.30		1.00	
	Earth Pressure at Rest	γ_{EOg}	1.20		1.10		1.00	
1C (failure in ground)	Permanent	γ_G	1.00		1.00		1.00	
	Liquid Pressure	γ_F	1.00		1.00		1.00	
	Variable	γ_{Qsub}	1.30		1.20		1.00	
	Perm. Lateral Press	γ_H	1.00		1.00		1.00	
	Perm. Skin Friction	γ_M	1.00		1.00		1.00	

독일에서는 각종 현장 및 실내실험 결과로부터 데이터베이스를 구축하고, 공학적 판단을 고려하여 흙 및 암석의 대표값을 결정하였다. 이는 실제로 간단한 구조물에 대한 기초 설계 시 기준표로 적용이 되며(NAD-DIN 1054-100, appendix B), 이러한 대표값이 점점 늘어남에 따라 현재에는 모래의 단위중량에 따른 기초폭, 관입깊이 및 한계깊이를 고려하여 모래지반에서 스트립 기초의 지지력 특성을 예측할 수 있는 기준을 마련하였다. 또한 흙의 종류에 따른 다양한 기준을 수립하였다(FHWA, 1999).

국제적용기준서에 기록된 DIN 기준 항목은 아래와 같다.

- DIN V 1054-100: Soil: 지반활동과 기초의 안정성 검증
  (부분안정계수 개념과 부합된 분석방법)
- DIN V 4017-100: Soil: 얕은기초 하부에서 지반의 설계 지지력 계산
- DIN V 4019-100: Soil: 침하량 분석
- DIN V 4084-100: Soil: 사면과 성토부 파괴, 옹벽의 안정성 계산
- DIN V 4085-100: Soil: 토압 계산
- DIN V 4126-100: 연속벽

나. 프랑스

프랑스에서는 한계상태 설계로 Eurocode를 채택하여 사용하고 있으며, 이는 모든 구조물에 대하여 적용하고 있으나 대부분 교량분야의 설계에 사용되었다.

프랑스에서 철근 구조물에 대한 안전계수는 1.15와 1.0 혹은 1.1이지만 이 값은 나라마다 다르며 사하중 계수 1.35를 토대로 그 다양성에 따라 1.2, 모델 종류에 따라 1.125를 사용한다.

프랑스는 쏘일네일과 보강토에 대하여 현재의 설계 절차를 기반으로 보정된 부분계수를 적용한 설계기준을 마련하였는데, 이는 한계상태설계법과 관련하여 1989년 최초의 LRFD 지반 설계를 기준으로 작성한 것이다.

<표 2.57>은 프랑스 지반공학분야의 설계자들이 말뚝재하시험을 통하여 획득한 하중 저항 계수를 나타내고 있다.

<표 2.57> 하중 및 저항계수(French engineers) (FHWA, 1999)

Load	July 1996		October 1996	
	Unfavorable Loads	Favorable Loads	Unfavorable Loads	Favorable Loads
Weight of structure	1.2	0.9	1.2	0.9
Weight of soil	1.1	0.9	1.0	1.0
Weight of water	1.05	1.0	1.0	1.0
negative friction	1.2	1.0	1.2	1.0
Lateral load	1.2	0.6	1.2	0.6
Other variable	1.3 or 1.2		1.3 or 1.2	

프랑스에서 사용되는 설계방법은 처음부터 Eurocode에 기초를 둔 LRFD 설계법이기 때문에 설계방법이나 공사비 절감에 큰 차이는 없다. Eurocode를 적용함에 있어 일부 항목에서는 적용 가능한 계수들과 이에 따른 하중 관계를 분석하기가 어려운 점도 있으나, 많은 국가에서 통용되며 설계상의 문제점과 이에 대한 차이점을 공통적으로 해소할 수 있는 Eurocode를 설계기준으로 수립하였다.

다. 캐나다

캐나다의 경우 1997년에 고속도로 교량 설계코드 채택을 시점으로 온타리오(Ontario) 코드 ver.4 설계기준이 채택되었으며, 이는 말뚝에 대한 측면 용량과 지진을 고려한 조항까지 포함하고 있다. 온타리오(Ontario) 코드 ver.4 에서 제시하는 교량 기초의 설계 과정은 다음과 같다.

1) 지반 기술자는 샘플링 된 흙을 분석하여 흙의 특성을 결정하고, 이에 적합한 지지력 등을 고려하여 말뚝의 용량의 선정한다.
2) 보고서 작성시 구조 기술자에게 권고사항을 전달한다.
3) 구조 기술자는 기초공사와 상부 구조를 설계할 때 해당기준을 사용한다.
4) 지반 기술자가 보낸 최종 계획 / 권고사항을 구조 기술자와 합의 하에 적절히 검토한다.

캐나다에서 적용하고 있는 LRFD 설계법은 온타리오 코드에 교량 설계코드가 채

택되면서부터 적용되기 시작하여 일부 지역을 제외한 모든 지역에서 교량 설계에 사용되고 있다.

그러나 LRFD 기준에 교량 설계코드가 채택되면서 다양한 이점들도 많았으나 적용 코드의 이해 부족, 구조 기술자와 지반 기술자와의 불편한 의사소통, 공법 실패에 대한 이해 부족, 저항 요인에 대한 문제점 등과 같은 일부 문제점들이 발생하였다. 또한 설계하중이 증가함에 따라 보수적인 LRFD 설계 경향이 나타났으나, 이는 설계 방법론에 전적으로 기인할 수 있다고 말할 수는 없으며, LRFD의 공법 적용을 위해서 적용과정을 정확히 이해해야한다고 하였다(FHWA, 1999)

라. 덴마크

덴마크에서는 유럽 국가간에 토목 설계(건물, 교량, 빌딩 등) 분야를 종합적으로 관리하기 위하여 Eurocode system을 도입하였고, 이는 모든 유럽 연합 국가(15개 국가), 비 EU 국가(4개 국가)에서 의무화하여 적용하고 있다.

유럽과 북미사이의 접근법의 차이점은 다음과 같다(Ovesen).

$R_D \geq E_d$ European Format

$\Phi R_c \geq E_d$ North American Format

덴마크에서는 설계 평가 과정인 네 가지 기본 구성요소로 하중, 흙에 대한 매개변수, 계산모델, 안전요소를 제시하였다. Eurocode 7에서 정의된 바와 같이, 흙이나 암석에 대한 매개 변수의 특성 값은 한계 상태 설계에 영향을 미치기 때문에 중요한 요소이다. 따라서 통계적인 방법을 사용하여 최적값을 산출하고, 이 값에 대한 부분 계수 값은 <표 2.58>과 같이 나타낸다.

<표 2.58> 극한상태에서의 부분계수 제안값(Eurocode7) (FHWA, 1999)

case Type	Action			Ground Properties			
	Permanent		Variable	tanϕ	c'	c_u	$q_u{}'$
	Unfavorable	Favorable	Unfavorable				
Case A	[1.00]	[0.95]	[1.50]	[1.1]	[1.3]	[1.2]	[1.2]
Case B	[1.35]	[1.00]	[1.50]	[1.0]	[1.0]	[1.0]	[1.0]
Case C	[1.00]	[1.00]	[1.30]	[1.25]	[1.6]	[1.4]	[1.4]

또한 1983년부터 구조 및 지반 설계분야의 일부 항목에 대한 부분계수 값은 지속적으로 사용되어 왔다.

1) 구조와 토양의 중력 - 1.0
2) 가변 하중 - 1.3
3) 콘크리트(강도) - 1.8
4) 강화 강철(강도) - 1.4
5) 구조용 강재 - 1.28
6) 구조용 강재(파열) - 1.56
7) 흙의 마찰 - 1.2

마. 국외 설계 비교표

과제명 : 표준화를 위한 구조물기초설계기준의 정비연구

구 분		구조물기초 설계기준	NAVFAC	Eurocode
1. 지반조사	1.1 지반의 분류	3.6.1 흙은 다음 항목을 기준으로 그 목적에 맞도록 판별하고 분류한다. (1) 입도 분포 (2) 입자 형상 (3) 입자 표면 거칠기 (4) 상대밀도 (5) 단위중량 (6) 자연 함수비 (7) 액성·소성 한계 (8) 탄산염(carbonate) 함량 (9) 유기질 함량 (10) 비중 3.6.2 암석은 다음 항목을 기준하여 판별하고 분류한다. (1) 구성 광물 (2) 암종 (3) 함수비 (4) 단위중량 (5) 간극률 (6) 음파 속도 (7) 급속 수분 흡수능 (8) 팽창성 (9) 슬레이킹-내구성 지수 (10) 일축 압축강도 또는 점하중 강도	첨부 별도표기	주요 지반 유형은 유기질 토양, 화산 토양, 그리고 매우 굵고 거친 토양으로 나뉜다. 자갈과 모래는 굵은토양으로, 실트와 점토는 좋은 토양으로 매우 굵은 토양은 큰 바위와 바위, 그리고 석탄으로 나뉜다. 자갈, 모래, 그리고 실트는 추가로 굵기가 중간 또는 좋은걸로 나뉜다. 복합토양의 주요분포율이 낮은 경우 문자에 의해 대문자와 보조 분수로 표시된다. saGr=snady gravel or (in the UK) sandy GRAVEL msaCI=medium sandy clay or (in the UK)medium sandy CLAY 토양 입자 크기 분포의 형태는 조건에 의해 설명하는 다중등급, 중간 등급, 격차의 등급으로 나누고 곡률계수C_u, 균등계수C_c에 의해 나타난다. $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ and $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}}$ 여기서 d_n은 토양의 크기보다 N%작은 입자의 크기이다. 굵은 토양 밀도 $I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

2. 아시아권 설계기준의 현황

아시아권의 경우, 한계상태 설계는 LRFD와 Eurocode를 필두로 중국, 일본, 동북아시아 국가를 중심으로 점차 보편화되고 있다. 이는 오랜기간 사용되어 오던 허용응력설계법이 설계값에 대한 불확실성(uncertainty)을 갖으며, 이는 설계를 하는데 있어 안정성, 경제성 측면에서 최적화된 기준을 적용하지 못한다는 점을 간과하지 않을 수 없다.

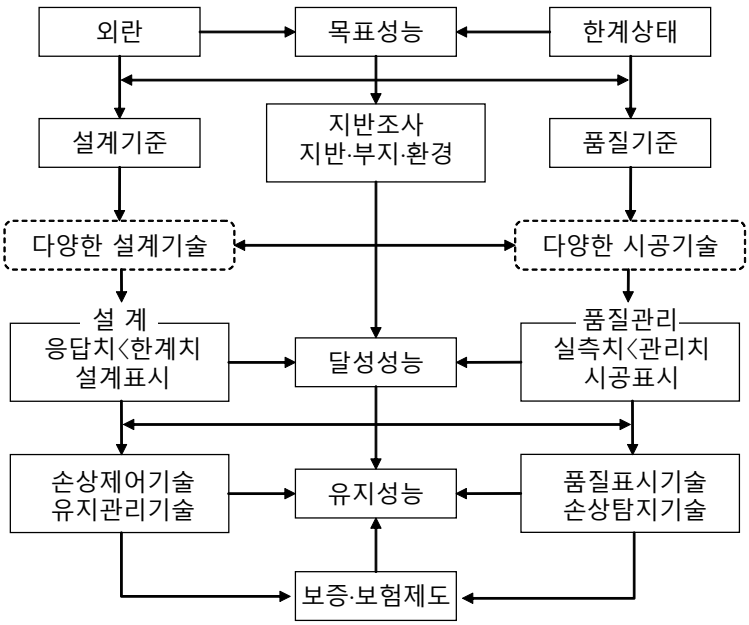
가. 일본

일본에서는 무역에 있어 기술적 장해를 없애는 것을 목적으로 한 WTO/TBT협정을 계기로 다양한 분야에서 국제 정합성이 요구되어 이와 관련한 움직임이 활발해졌다. ISO의 경우 구조물의 설계는 "사양규정에서 성능규정으로", "신뢰성을 설명할 수 있는 설계로"가 국제적인 기조가 되었다. 이러한 영향을 받아 국제 정합성을 갖고 국제 경쟁력을 확보하기 위한 설계기준개정에 관련된 연구가 활발히 수행되었으며, 성능설계체계 확립을 목표로 설계기준류의 개정작업이 수행되었다. 성능설계의 목적은 구조물의 종류・용도에 따라서 발주자의 의향과 기술기준에 기초한 설계자가 목표성능을 정해 합리적이며 자유도 높은 설계시공을 실현하는 것이다. ISO 2394와 Eurocode0에 해당하는 기준으로 일본지반공학회는 "Geocode 21"(2000), 국토교통성은 "토목・건축에 대한 설계 기본"(2002), 일본토목학회는 "code PLATFORM(포괄설계코드)"(2003)을 책정하였다.

1998년경부터 ISO에서 국제규격책정 동향에 호응한 지반공학회의 기준방향에 대해 심의해 왔고, 향후 ISO/TC182(지반공학 분야)에서 설계・시공에 대한 국제규격이 제안될 가능성이 높기 때문에 지반공학회에서도 2000년에 설계・시공기준을 준비하는 것이 중요하다고 판단되어 2001년 4월에 기준부에 "지반 설계・시공기준 검토위원회"를 설치하고 그 하부위원회 "기초설계 표준화위원회"에서 기초설계의 표준화 작업이 시작되었다. "기초설계 표준화위원회"는 2000년 3월에 공표한 "지반코드 21"을 원안으로 2001년 4월～2004년 3월까지 성능설계 개념을 기반으로 기초구조물 등에 관한 설계원칙의 나아가야할 방향에 대해 검토하였으며 그 성과를 지반공학회기준 JGS4001-2004 "성능설계 개념을 기반으로 한 기초구조물 등에 관한 설계원칙(일본지반공학회, 2006)"으로 정리하였다.

도로교시방서에 있어서는 2002년도 개정에서 새로운 항목을 추가하여 명백한 형태로 내구성능에 관한 규정이 만들어졌으며, 특히 내하성능 및 내진성능에 대해서는 각 조항의 요구하는 바를 정성적으로 표현하는 동시에 성능규정의 개념의 도입이 시도되었다(도로교시방서, 2002). 또한 토목연구소(2009)에서는 도로교기초중에서도 가장 사용실적이 많은 말뚝기초를 대상으로 도로교기초에 요구되는 성능을 정리하였다. 그리고 정리한 요구성능에 따라 상시, 레벨 1 지진시, 레벨 2 지진시의 안정문제에 있어 설계에서 고려해야 할 한계점을 정의하고 그 정량적인 평가를 실시함과 동시에 한계점에 주목한 해석모델을 제안하였다. 또한 해석모델에 대한 모델오차, 부재강도, 지반물성 등 설계에 미치는 불확실성을 고려하여 도로교기초로서 요구되는 성능을 만족시키기 위해 필요한 부분계수를 제안했다.

<그림 2.7>은 성능을 기반으로한 기초설계의 사고방식을 나타낸 것이다. 설계뿐만이 아니라 조사・시공・검사에 관한 평가방법, 성능의 표시방법과 유지관리에 관해서도 고려할 필요가 있다. 가정한 지속성능을 확실한 것으로 하기 위해 보증・보험제도와 손상제어・검지기술 등도 중요하다.



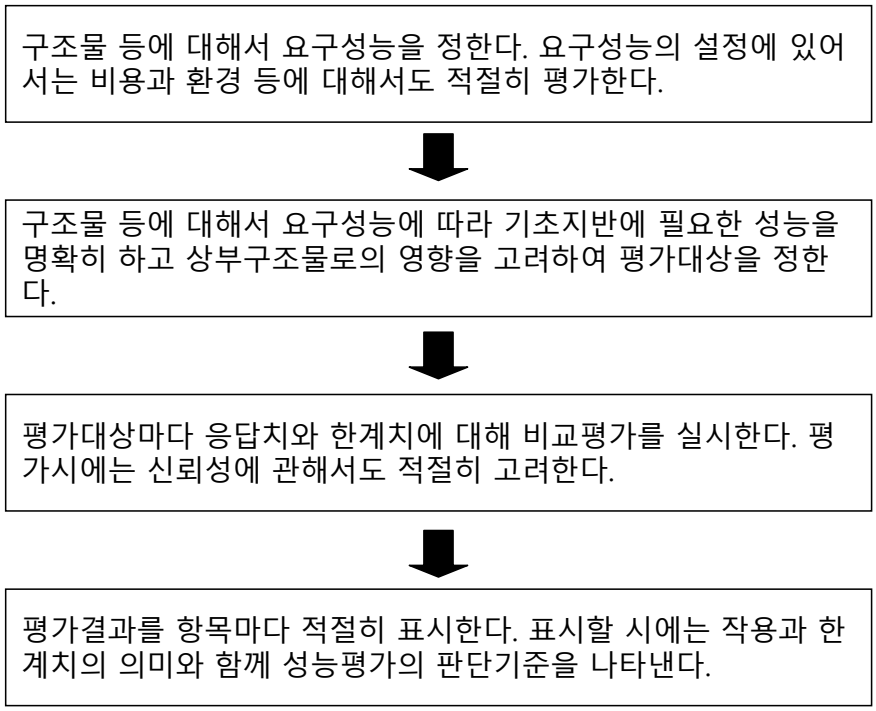
<그림 2.7> 성능을 기반으로한 기초설계의 사고방식

(지반공학의 성능설계, 2010)

요구성능은 하중외력과 외란 및 환경에 따라서 설정할 필요가 있으나 가정하는

기초지반의 상태에 대해서는 기초가 파괴한 상태, 기초의 손상과 침하· 변형에 열화가 가정한 범위에 도달한 상태 등이 있다(그림 2.11).

성능평가는 각부의 응력도와 변형율 등의 공학량을 평가지표로서 검토한다. 구체적으로는 가정한 작용·환경하에서 발생하는 응력도와 변형율 등의 응답치를 응력해석 등으로부터 산정하여, 이 값이 한계치이하로 되는 것의 확인에 해당한다. 이 한계치는 허용응력도법의 허용응력도에 해당한다.



<그림 2.11> 기초·지반의 성능평가 흐름(지반공학의 성능설계, 2010)

또한 항만시설에 있어서 내진성능설계(한국어촌어항협회, 2010)에 대해서는 1979년에 제정된 항만시설의 기술상 기준은 항만구역내에 있는 시설, 즉 방파제, 호안, 계류시설, 교량, 터널, 파이프라인 등을 대상으로 한 설계법이다. 거의 10년마다 개정이 이루어져 그때마다 새로운 구조형식의 도입, 설계방법의 고도화 등이 이루어져 왔다. 1999년 개정 후부터 검토되면서 차세대의 구조설계법 도입이 결정되어 2008년도부터 시행되었다. 일본의 구조설계법과 국제기준 ISO와의 조정을 도모하는 동시에 주로 내진설계법에 관한 새로운 지견·성과를 반영하기 위해 항만시설의 기술상 기준의 대개정이 이루어졌으며 주요 개정항목은 다음과 같다.

1) 사양설계에서 성능설계로의 표기방법 변경
2) 허용응력도에 근거하는 전체 안정율에서 신뢰성 설계법에 따르는 파괴확률과 부분 안전계수에 의한 조사
3) 힘의 균형조사를 중심으로 한 내진설계법에서 변위량 조사를 중심으로 한 내진설계법으로 변경

(1) 설계코드 및 주요 연구 동향

(가) 성능설계코드(Honjo, 2003)

포괄설계코드는 일본토목학회에서 다음과 같이 정의하고 있다. 한 국가와 지역에서 토목・건축구조물 일반 더 나아가 개개의 구조물종별에 대해서 구조적인 설계원칙을 기술한 설계코드이다. 개개의 구조물의 설계를 실시하기 위한 코드라기보다는 구조물의 성능규정의 방법, 용어의 통일, 안전성여유 도입방법과 형식, 정보전달법의 표준화 등 외에 설계에서 유의해야할 공통사항을 기술한 설계코드체계 단계에서 가장 상위에 있는 코드이다. 「설계코드 작성자를 위한 코드」라고 생각할 수도 있으나 설계자에 따라 기본적인 정보를 포함하고 있다. 고유기본설계코드의 상위에 있는 설계코드이다. 또한 Honjo의 보고서에 따르면 포괄설계코드가 구비해야 할 조건을 다음과 같이 정리하였다.

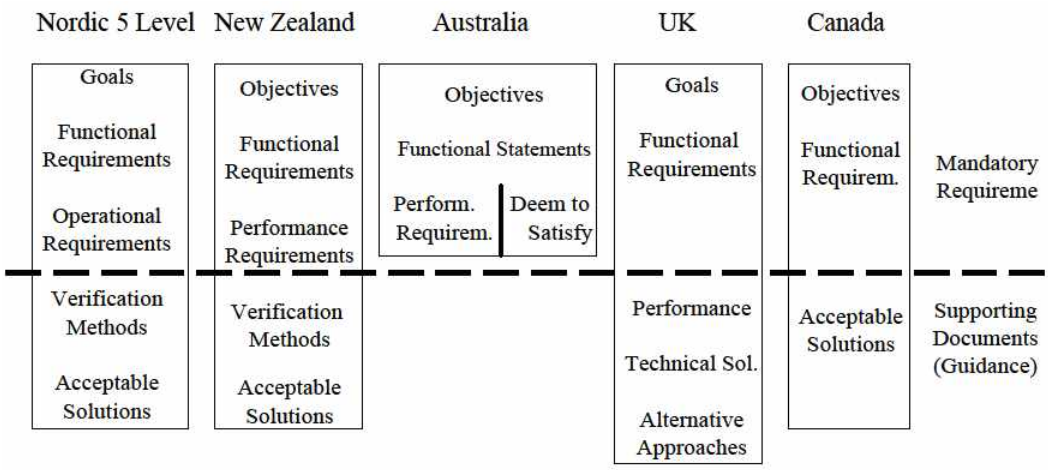
1) 목적-요구성능-성능규정-조사방법에 이르는 단계를 가지며 topdown형의 구조를 가질 것.
2) 포괄설계코드의 구성(목차)는 상기의 단계구조를 명확하게 나타내는 것으로 이 코드의 이용자나 하위의 설계코드 작성자에 대해서 다음과 같은 점을 배려해야 한다.
   - 설계코드의 목차가 성능설계의 사고를 명확히 갖고 이것을 명확하게 설명하는 구조를 가져야 한다.
   - 코드작성자가 새로운 코드를 작성할 때 목차의 기본형을 제시해야한다.
   - 이미 존재하는 재료를 정리하거나 새로운 재료를 투입하려고 할 때, 그 작업이 용이한 구조가 바람직하다.

- 내용을 구분하거나 색인을 작성하는 것이 용이하며 또 그 표준이 되는 것을 고려한다.
- 성능규정형설계코드는 요구 목적을 단계적으로 또한 일반적인 것에서부터 개별적인 것으로 기술한다. 단, 많은 코드사용자는(추상적인 기술이 아니라) 실체적인 기술을 요한다.(즉, 특정 목적의 구조물, 또한 요소 들에 관한 규정을 찾음) 따라서 목차는 이와 같은 코드이용자의 편의도 충분히 고려하여 개성을 취할 필요가 있다.
- 정보기술(IT)를 이용한 표시와 배달이 용이하며 검색하기 쉬움.

3) 용어에 있어서는 새로운 용어의 사용은 가능한 피하며, ISO문서 등의 권위있는 문서로 명확하게 정의된 용어를 사용해야만 한다.

(나) 지반코드 21 (Honjo, 2000)

지반코드21은 각 사업주체에 따라 개별로 작성되어 있는 설계코드를 체계화하여 일본 전체 설계코드의 조화, 투명성, 설명성을 높이는 장래의 설계코드체계를 고려하여 작성하였다. 따라서 국제표준을 나타내는 ISO2394, 본격적 지역코드인 Eurocodes 등의 문서는 특히 중시하여 참고하였으며, 코드의 조화를 고려하기 위해 「포괄설계코드」를 제안하였다.



<그림 2.12> 세계의 여러가지 코드의 성능설계 단계별 구조(CIB, 1998)

「포괄설계코드」는 성능규정형 설계코드이면서 「A code for code writers(코드

작성자를 위한 코드)」로서도 고려되고 있다. 구조물 성능의 규정방법, 용어의 통일, 각 한계상태에 대한 여유의 도입방법과 형식, 사업자/소유자・조사자・설계자・시공자・건재 제조자간의 정보전달의 표준화 등을 규정하는 것을 큰 목적으로 삼고 있다.

(다) code PLATFORM (일본토목학회, 2003)

일본토목학회에서는 국토교통성 국토기술정책 종합연구소로부터 위탁을 받아 “포괄설계코드책정 기초조사위원회”를 설치하고 2003년 3월 ″포괄설계코드(안) - 성능설계 개념을 기반으로 구조물설계코드 작성을 위한 원칙·지침 및 용어 제 1 판 ″을 정리하였다. 향후 각 분야의 성능설계 개념을 기반으로 구조물설계코드 작성에 기여할 것으로 기대하고 있다.

(라) 신뢰성설계에 따른 성능설계 실현을 위한 새로운 지반정수설정법의 제안 (PARI, 2009)

일반적으로 성능검토에 이용하는 지반정수는 일본지반공학회 기준 JGS4001 및 유럽 규격 Eurocode7에 따라 설정된다. 특성치는 원칙적으로 도출값의 평균이나, 단순한 도출값의 산술평균이 아닌 통계적인 평균치의 추정 오차를 감안해야 한다. 그러나 실제로는 퇴적상황의 편차, 조사· 시험법에 기인한 오차, 제한된 데이터 개수 등을 감안한에서 지반물성치에 대해 통계처리 하는 것이 요구된다.

항만공항기술연구소에서는 신뢰성 설계에 따른 성능설계 실현을 위한 새로운 지반정수설정법을 제안하였다. 신항만기준으로 채택된 제안방법은 통계적인 취급을 단순화함으로써 실무 사용의 용이성을 추구하고, 95% 신뢰수준에 해당하는 값과 거의 동일하므로 JGS4001과 Eurocode7 같은 포괄적인 기준도 일관성 있고 합리적이며 단순화된 특성치 설정방법이다. 이 방법은 도출값의 평균 또는 회귀식에 의해 모델화하고 심도분포를 추정하고, 변동계수와 데이터의 수량에 따른 보정 계수를 도입하여 특성치를 설정하는 것으로, JGS4001 및 Eurocode7의 포괄적인 표준을 실용적인 형태로 구체화하는 것을 목표로 하고 있다. 기존에는 데이터에 편차가 있거나, 데이터의 개수가 부족하거나하는 경우에, 기술자의 판단으로 안전측에서 지반수를 설정했다. 제안 방법에서는 이러한 기술자의 판단부분을 변동계수에 따라 보정하는 형태로 체계화하여 대체할 수 있는 것으로 판단된다. 변동계수를 줄일 목적으

로 데이터의 적절한 해석과 적절한 심도분포 모델화가 유도되는 동시에 재압축삼축시험과 같이 편차가 적은 시험법의 도입이 진행될 것으로 기대된다.

(마) 액상화 대책으로서 다짐공법의 설계법에 관한 연구 (PARI, 2010)

액상화 대책으로서 다짐공법을 이용하는 경우에 설계방법에 대해 샌드콤팩션파일공법(SCP)와 정적압입다짐공법(CPG)에 대해 나열하고 특히 압입시의 지반거동을 흙의 역학적 거동 관점에서 고찰하였다. 그리고 압입속도에 대한 새로운 설정방법과 시공에 의한 지반융기량의 예측방법을 제안하였으며, 구체적인 내용은 다음과 같다. 압입비율설정에 대한 실제 시공의 N값을 증가실측값과 과거의 방법(C법)에 의한 예측 N값과의 대응을 검토하였다. 또한 실제 시공 데이터를 분석하고, SCP와 CPG의 시공과정을 재현한 모형시험을 실시하여 압입에 의한 지반거동을 조사하여 새로운 다짐 메커니즘을 제안하였다. 수치해석에는 "owan모델"을 이용하여 압입율과 N값의 관계식, 즉 압입 속도에 대한 새로운 설정 방법을 제안했으며, 제안 방법을 실측치로 확인하여 기존의 방법보다 예측 정확도가 높은 것을 확인하였다.

(바) 흙구조물의 특성을 고려한 성능설계에 관한 연구 (PWRI, 2010)

본 연구는 기존의 경험기술을 중시하면서 흙 구조물에 성능설계 도입시에 기술과제 해결을 목적으로 실시하는 것이다. 2009년도 연구결과, 안정계산방법 및 한계수평진도는 지표를 채택해서 피해유무를 설계계산으로 대체적으로 판별할 수 있는 것을 확인하였다. 또한 안정계산에서 보장되는 옹벽의 내진성을 평가하는 기준으로 설계수평진도와 지표면 가속도, 옹벽의 잔류변위의 관계를 찾을 수 있었다. 이를 근거로 1) 표준설계에서 보장되는 옹벽의 내진성평가, 2) 동적해석법의 실무설계로의 적용 검증, 3) 옹벽의 변형성능을 고려한 내진설계법에 관한 검토의 세 항목에 대해 검토를 실시했다. 그 결과 동적해석의 적용에 있어 요구조건을 추출할 수 있었으며 과거의 동적원심모형실험 결과를 토대로 옹벽의 합리적인 내진설계법의 틀을 발견할 수 있었다. 향후 옹벽의 하중-변위 메커니즘 모델화를 실시하면서 한계상태와 요구성능의 설정을 포함한 옹벽의 성능설계구조에 대응해 나갈 예정이다.

(사) 심초기초 등의 부분계수설계법에 관한 연구 (PWRI, 2009)

2002년도 판 도로교시방서는 성능검토형의 설계를 계정하였다. 차기 개정에서는

한층 더 성능규정화를 실현하기 위해 안정성을 고려한 부분계수를 이용한 검토식의 도입검토가 진행되어, 2008년도까지 토목연구소 CAESAR에서 직접기초와 말뚝기초의 검토식이 검토되었다.

본 연구에서는 심초기초와 주상체기초에 대한 신뢰성을 기반으로 부분계수를 이용한 검토식을 개발하였다. 2008년도는 지반의 수평지지에 대한 탄성한계점을 규정하기 위한 공학지표 및 탄성한계점까지 기초의 수평거동을 모델화하기 위한 지반반력계수를 검토하였고 말뚝기초와 주상체기초의 탄성한계점을 나타내는 공학지표의 통일적인 해석과 지반반력계수의 모델 오차와 그에 미치는 지반조사 질의 영향을 검토하였다. 2009년도에는 침하를 제한하는 것, 암반에 있어서는 정역학 공식에서 지지력 추정식을 적용하여 지지력에 대한 안전율을 검토하기 위한 불확실성을 근거로 지반반력도의 상한값을 새롭게 제안했다. 또한 지지층보다 깊은 위치에 압밀층이 존재하는 경우의 압밀침하 영향의 유무를 판단하기 위해 새로운 지표를 마련하였다.

나. 홍콩(Hong Kong)

홍콩에서 지반설계는 GEO(Geotechnical Engineering Office)에서 발행된 Geo Guides와 같은 설계도서를 따른다. 승인을 받거나 등록된 구조엔지니어(PNAPs)를 위한 실행노트가 건설청에 의해 발행되었으며 GEO에서는 관련 참고도서(Geo-References)를 발행하였다. 기초설계를 위한 BS8004 코드가 있지만 이들 코드들은 홍콩지역의 특성을 반영하여 수정되었다. Geo-Guides는 합의사항이지만 설계에서 반드시 사용해야 하는 필수 사항은 아니다. 경험이 많은 엔지니어들은 좋은 설계를 위해 Geo-Guides에서 추천하는 설계법 이외의 방법을 사용하기 원하는 경우도 있다. 홍콩에서 발생된 Geo-Guides 목록은 다음과 같다.

- Guide to site investigation(1987)
- Guide to soil and rock descriptions(1988)
- Guide to cavern engineering(1992)
- Guide to retaining wall design(1993)
- Guide to slope maintenance(1998)
- Geotechnical manual for slopes(2000)

- Highway slope manual(2000)

기초설계에 대한 PNAPs는 또 다른 설계 지침으로 기초설계과정을 원활하게 하고 기초가 잘 설계되고 시공되도록 하는데 있다. 이들 지침중 대표적인 것은 다음과 같다.

- PNAP66: Pile foundations (2002)
- PNAP74: Dewatering in foundation and basement excavation works (1994)
- PNAP131: Requirements for qualified supervision of structural works, foundation works and excavation works - Buildings Ordinance Sec. 17
- PNAP132: Site investigation and ground investigation (2000)
- PNAP141: Foundation design - Building (Construction) Regulations1990
- Part VI (1995)
- PNAP167: Methods for testing Hong Kong soils - Soil testing standard (Phase 1 Tests) (1996)
- PNAP242: Quality supervision requirements for foundation works (2000)
- PNAP274: Geotechnical design information (2003)

Geo-References는 특별한 지반설계 및 시공을 위한 훌륭한 검토 및 요약 문서이지만 아직은 Geo-Guides나 PNAPs과 같은 문서와 동일한 지위는 갖지 못하고 있다. 몇가지 Geo-References에 대한 예는 다음과 같다.

- Review of Hong Kong stratigraphy (1984)
- Review of design methods for excavations (1990)
- Review of earthquake data for the Hong Kong region (1991)
- Review of geotextile filters (1993)
- Pile design and construction (1996)

다. 중국(Mainland China)

중국은 거의 10여년간의 기간동안 한계상태 코드를 개발해 왔으며 사용중에 있

다. 중국의 설계코드는 크게 국가코드(national codes), 산업분야코드(Industry sector codes), 그리고 지역코드(local codes)로 구분한다. 국가코드는 기본적인 설계원리와 다른 코드들이 준수해야할 규칙들을 설명하고 있다. 2002년에 시행된 신뢰성 기반의 국가코드는 다음과 같다.

- Unified standard for reliability design of building structures (GB50068-2001)
- Loads code for the design of building structures (GB50009-2001)
- Code for geotechnical investigation (GB50021-2001)
- Code for design of building foundations (GB50007-2002)

반면에 산업부분코드와 지역코드는 수리역학, 교통공학, 빌딩건설과 같은 특정산업분야나 특정지역의 지역적 지질조건등을 다루기 위해 작성되었다. 예를 들면 Code for Building Pile Foundations JGJ 94-94 (MOC 1995)은 이와 같은 여러 개의 코드중 하나이다.

라. 싱가포르(Singapore)

싱가포르의 국가 표준 기관은 표준, 생산성 그리고 혁신위원회(SPRING), 생산성 및 표준위원회(PSB)와 싱가포르 표준 및 산업연구 위원회(SISIR)이다.

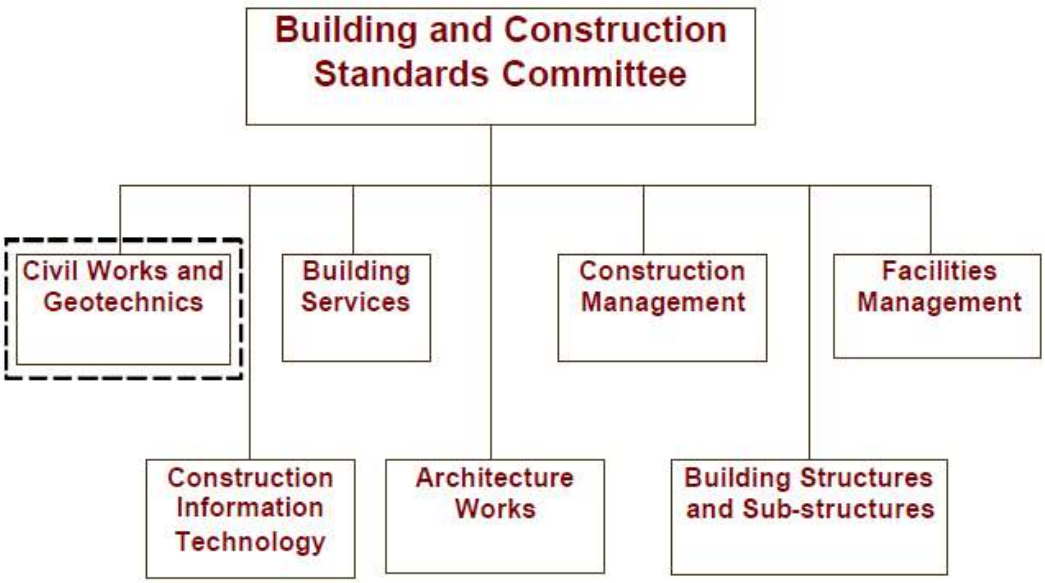
- SPRING : Standards, Productivity and Innovation Board
- PSB : Productivity and Standards Board
- SISIR : Singapore Institute of Standards and Industrial Research

싱가포르에서는 2000년에 국가표준제정을 위한 주요전략이 수립되었으며 그 결과 2001년 까지 새로운 조직이 구성되었다. 국가 표준위원회의 새로운 조직도는 <그림 2.13>과 같고, 국가 표준위원회 중 빌딩과 건설 표준위원회의 조직은 <그림 2.14>과 같다.



<그림 2.13> 국가 표준위원회 조직 구성

이 위원회는 여러개의 기술위원회로 구성되어 있으며 각 기술위원회는 관련된 분야의 코드작성을 담당하고 있다.



<그림 2.14> 빌딩과 건설 표준위원회 구성(BCSC)

기술위원회는 코드제작시 여러 가지를 고려하야 하는데 그 첫 번째가 코드가 실제로 사용될 건축관리법규를 이해해야 한다. 지반공학자들과 관련된 싱가포르의 표준 두가지는 다음과 같다.

- CP18 : 1992 - Earthworks
- CP4 : 1976 - Foundations

싱가포로에서 빌딩관리규약(2000)은 설계에 사용되는 코드들에 대해 특정사항을 규정합니다. 즉, 토공과 기초공사와 관련된 모든 현장계획과 계산시 다음의 코드를 따라야 한다.

- Site Investigation - BS CP5930
- Earthworks - SS CP18; and
- Foundation - SS CP4:76 or BS8004

싱가포르 표준(SS)CP4:76은 기초설계를 위한 싱가포로 코드이다. 이는 CP 2004(1972)를 기본으로 작성한 것으로 BS 8004(1986)에 의해 대체되었다.

마. 말레이시아(Malaysia)

말레이시아에서 기술자의 행위는 엔지니어링 등록법(Act1967(Act138)에 의해 1974년 세워진 BEM(Board of Engineers, Malaysia)에 의해 관리를 받는다. 이 법안은 2002년 개정되었으며 개정된 법률은 Act A1158로 명명되었다. 말레이시아에서 사용되는 코드는 일반적으로 말레이시아 표준을 따른다. 그러나 말레이시아 표준이 특정공사를 위해 충분하지 않은 경우에는 BS코드나 기타 다른 표준코드를 사용할 수 가 있다. 지반분야에서 대부분의 말레이시아 표준은 대부분 영국표준(BS)을 따랐다.

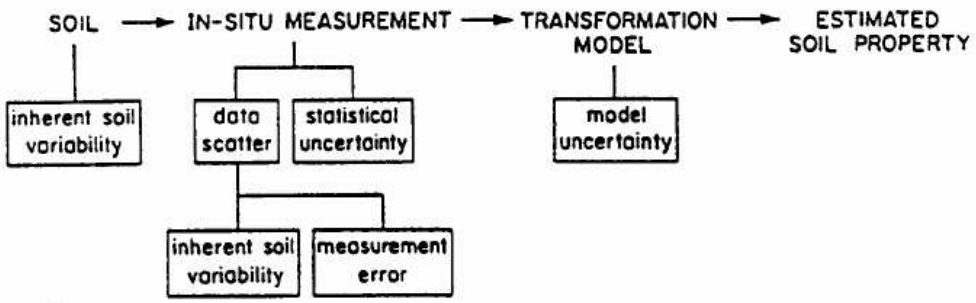
3. 구조물별 설계기준의 현황

가. 지반조사 (FHWA, 2001)

지반조사는 일반적으로 국내와 마찬가지로 현장실험, 실내실험 등으로 나뉜다. 현장조사의 경우 ASTM 규정을 따르는 SPT(Standard Penetration Test), CPT(Cone Penetration test), Vane, PMT시험(Pressuremeter Test) 등이 사용된다. 실내시험의 경우에는 흙의 분류를 위해 ASTM D 2488(1997)에 제시된 USCS를 따르며, Atterberg 한계 등을 이용하여 흙의 크기, 특성(비중, 단위중량, 함수비 등)을 측정한다. 암반의 경우에는 전파 속도, 해머의 리바운드 등이 사용되며 각각의 실험을 통해 암반의 특성을 알 수 있다. 또한 흙의 공학적 특성 실험을 통해 시간에 따른 응력-변형치를 통해 압밀에 대해 정의하고, 비배수시험, 흙의 매개변수, 직접전단시험 등을 이용하여 전단강도를 측정한다.

기초 공사에 있어 지반조건에 대한 지침은 흙의 조건이 균일하지 않기 때문에 ASD의 안전계수를 사용하는 경우 불리할 수 있다. 미국의 경우에는 특별한 지반조건을 요약하여 나타냈지만, 흙에는 변수가 많으므로 LRFD의 경우에는 지반조건이 많이 고려되어야 한다.

원위치 및 실내실험에서의 흙의 특성 추정 과정은 <그림 2.15>와 같이 표현된다.



<그림 2.15> 흙의 특성 추정과정

기초설계에 있어 LRFD는 불확실성에 대해 보정한다. 일례로서, 흙에 말뚝을 설치하는데 α방법을 사용할 경우 비배수 전단강도가 저항계수의 보정과 일치하는 방식으로 하는 것이 좋다.

LRFD 개념은 비용의 효율성을 증대시킨다. 그 예로 SPT법을 사용하려고 했지

만 LRFD 개념을 도입하여 CPT를 적용하여 비용이 감소했다는 결과도 있다. 흙의 특성을 예측하고 특정 설계에 대한 요구를 충족시키기 위해서 기술적인 적용이 필요하다.

원위치 시험의 결과는 기초설계에 있어 두 가지가 있다. 하나는 직접적으로 저항이나 지지력을 추정하는 방법이 있으며 이는 보정된 요소를 적용(AASHTO, 1997a)하여 추정하는 방법이 있다. 또는 기초의 성능을 평가하는 예측모델의 추정이다.

기초 설계 시, 구조물의 유형 등에 따라 강도의 매개변수의 결정이 중요하다. 실험을 할 경우 유형의 선택과 흙의 배수 특성을 알아야 설계적용에 있어 변수결정에 영향을 준다.

나. 얕은기초 (NAVFAC_DM7.2, 1986)

얕은기초의 설계에 대한 기준과 허용지지력 결정방법 및 팽창성 흙과 붕괴성 흙에 대한 문제를 다루고 있으며, 얕은기초의 종류는 확대기초, 합성(복합)기초, 연속기초, 전면기초가 있다.

얕은기초에서 허용지지력의 조건은 극한전단파괴에 대한 안전율이 적당해야 하며, 허용지지력 상태의 침하량이 허용치를 초과해서는 안된다. 대부분의 경우 침하량이 기초의 지지력을 좌우한다.

극한지지력 - 기초의 근입깊이는 기초의 폭보다 작다고 가정, 기초의 연직측면에 작용하는 마찰력과 부착력은 무시한다. 분석에서는 현장타설 콘크리트와 같이 기초의 저면은 거칠다고 가정한다.

국부전단 파괴나 관입전단 파괴를 추정하기 위해서, 지지력 계수는 다음과 같이 감소 강도정수 식 2.12를 사용한다.

$$c^{*} = 0.67c \qquad (2.12)$$
$$\phi^{*} = \tan^{-1}(0.67\tan\phi)$$

허용지지력-사하중과 최대 활하중을 합한 합력에 대하여 안전율 F_s=3을 사용하며, 활하중이 일시적인 경우 안전율 F_s=2를 사용한다. 기초의 유효무게, 상부의 흙은 설계사하중에 포함된다.

흙의 강도 요소에서 점성토는 전응력 강도정수를 사용하며, 점착력은 베인시험,

비배수 삼축압축시험, 일축압축시험으로 결정된다. 전단강도는 표준관입시험, 콘관입시험으로 결정된다. 조립토에서는 유효응력 강도정수(ϕ')사용하며, 강도를 평가하기 위해 현장시험 실시한다. 구조물 축조기간 동안 부분 배수가 발생한 경우 배수조건과 비배수 조건으로 분석 수행한다.

기초의 크기, 위치에 따라 허용지지력이 변화고 공칭지지력은 얕은 지하수위층위나 연약층 내지 중간정도 단단한 지층에서 신뢰도가 떨어져 이론적으로 지지력을 평가해야 된다.

허용지지력은 표준관입시험, 콘관입시험 같은 현장시험 결과로 결정. 기초의 최대침하에 의해 결정되며, 인접기초에 의해서는 침하효과를 고려하지 못한다.

흙속에 염화물이나 설폰산염과 같은 해로운 물질이 포함되었다는 것을 고려하여 철근, 콘크리트 및 강관 등을 보호하기 위해 기타 다른 보호 방법으로 설폰산염 농도에 따라 낮은 물-시멘트비를 사용하며 역청 아스팔트 코팅 등의 공법을 사용한다. 또한, 흙의 전기적 부식특성은 지하에 매설된 파이프 라인가 같은 금속구조물에 있어서 중요하고, 현장 전기저항탐사는 전기적 방식대책이 필요한지를 판단하는 지표로 사용된다.

전면기초에서는 독립기초 바닥면적의 합이 전체구조물 바닥 면적의 1/2를 초과하는 경우, 지지층이 압축성 층이나 공동을 포함하며 부등침하를 억제하여 전단변형에 의한 침하를 방지해야 하는 경우 또는 정수압의 양압력에 대한 저항이 필요하다. 전면기초는 전체 전단파괴에 대해 충분한 안전율을 가져야 하고 과도한 침하가 일어나지 않아야 한다. 조립토의 경우 극한지지력은 침하에 의해 설계가 좌우되며, 점성토의 경우 전단파괴에 대한 안전을 확인하도록 깊은 기층 흙의 전단강도를 알아야 한다.

함수비가 낮고 상대적으로 PI가 22보다 큰 점토가 지하수위 위에 있으면 팽창가능성이 있으므로 이를 고려한다. 이를 고려한 억제방법으로는 기초 하부의 팽창성 흙을 제거, 조립토나 비팽창성 재료로 치환하여 다짐성토하는 방법이 있으며, 이 방법을 적용하지 못하는 경우에는 하부지반에 직접기초나, 확공 케이슨을 설치하거나 융기성지반에서 부착력이나 마찰력에 의하여 발생하는 인장력에 저항하도록 샤프트를 충분히 인장 보강한다. 또한 보강철근을 확대단면의 저부 위 4인치 되는 점까지 확장하여 보강한다.

팽창성을 최소화하기 위해서는 다음과 같은 방법들이 고려되어야 한다.

1) 함수비의 계절적 변화가 커서 흡수 팽창이 발생할 수 있는 곳은 앞으로 가능한 체적 변화가 적은 우기 직후 또는 우기 기간내로 시공을 계획.
2) 팽창성 점토 위에 직접 콘크리트 슬래브를 위치시키기 위해, 뼈대구조로부터 자유로이 움직일 수 있도록 팽창 조인트 설치.
3) 팽창에 민감, 소성 세립토를 함유한 재료로 성토한 기초지반에서 최적함수비보다 높은 함수상태로 강도와 강성이 필요량 보다 더 크지않은 밀도로 성토.
4) 지표수 침투를 막기 위해 기초주위의 지반에 불투층을 형성, 표면을 경사지게 함.
5) 누수가 발생하더라도 물이 침투하여 기초에 해를 주지 않는 위치에 상하수도 관로와 배수로 설치.
6) 석회나 기타 재료로 기초지반과 성토지반을 안정화.

붕괴성 흙의 여부는 포화 및 불포화상태로 압밀시험하여 확인하거나 평판재하시험에서 재하중에 평판하부지반을 포화시켜 확인한다. 붕괴성 흙에서 물과 접촉된 시료의 $e-\log p$곡선은 건조상태의 $e-\log p$곡선의 아래에 있다.

다. 깊은기초 (NAVFAC_DM7.2, 1986 / USACE, 1991)

NAVFAC(1986)에서 깊은 기초는 다음과 같은 경우에 적용한다.

1) 하중을 상부에 연약하거나 압축성이 큰 지층을 통과해 양호한 지지층에 전달
2) 수중, 기존 구조물에 대한 근접시공, 기초가 비실용적인 곳에서 지지력을 확보하고자 할 경우
3) 양압과 측압에 대한 지지력 확보

깊은기초를 현장에 적용하기 위해서는 말뚝의 형식, 설계지지력, 시공순서 등 해당 지역의 경험과 시공성 등을 고려해야 하여 이에 의해 적용성이 좌우된다.

또한, 말뚝 기초의 설계에 앞서 다음과 같은 지반조사가 선행되야 한다.

(a) 전석, 매립 쓰레기 등의 장애물의 존재 유무와 지층 양상을 나타내는 지질주

상도

(b) 주요 지층의 강도 및 압축을 평가할 수 있는 충분한 시험자료

(c) 적절한 말뚝의 지지층 결정

말뚝의 지지력에 있어 허용응력에 대해서는 말뚝이 지하수와 매우 연약한 퇴적층을 통과하여 지지층에 설치되어 있으면 연약층에 의하여 기둥효과가 발생하므로 허용응력을 낮춰야 한다. 지반지지에 있어 흙은 압축, 인장, 측방력을 받을 때, 부재를 지지할 수 있어야 하며, 흙의 지지력은 재하시험으로 결정하거나 흙의 전단강도로부터 계산하거나 관입저항지로부터 추정가능하다.

이론적 하중 수용력에서는 균질한 조립토에서의 말뚝 극한지지력과 균일한 점성토에서의 극한 지지력으로 나뉜다. 또한, 허용압축하중, 인발저항력, 천공피어, 점성토에서의 말뚝 및 천공피어, 다층지반에서의 말뚝관입, 말뚝 버클링 등에 대한 내용이 적용된다.

시험에 의한 지지력에서는 표준관입시험(SPT), 정적콘관입시험(CPT), 프레셔미터시험(PMT)의 결과값들은 말뚝이나 깊은 기초의 모델 및 실대형 현장시험과 상관관계가 있으므로 실험값들로부터 기초의 지지력을 산정한다.

동적 관입저항 지지력에서 말뚝의 지지력을 과대 또는 과소 예측할 수 있으므로, 현장경험이나 실험에 의한 자료를 기초한 파동방정식 해석을 토대로 합리적인 접근이 이뤄져야한다.

무리말뚝에서는 통상적으로 단말뚝의 지지력 합보다 작으므로 설계시 이를 고려하며, 효율은 동일 지층의 동일 심도에서의 단항의 지지력 합에 대한 군항의 지지력 비로 정의한다.

암반에서의 군지지력은 말뚝 개개의 지지력에 말뚝 개수를 곱한 값이며, 조립토에서의 군지지력은 비점착성 지반에 관입된 무리말뚝은 말뚝 간격이 평균 말뚝직경의 7배보다 더 크면 단말뚝으로써 작용한다. 또한 무리말뚝에서 인접말뚝의 중심간 간격 은 최소한 직경의 두배는 되어야 한다.점성토에서의 군지지력은 말뚝과 일체화된 주변 흙의 중량은 과재하중과 평형을 이루며 극한지지력 결정시에는 고려하지 않는다. 무리말뚝의 상향 지지력은 조립토와 점성토 지반이라 가정하에 각각 지지력을 산정한다.

퇴적토의 압밀에 의한 힘은 경사말뚝의 바깥쪽에서 더 크고 지반이 말뚝의 안쪽

으로 밀려나가기 때문에 부마찰력은 경사말뚝에서 특히 심각하며, 이런 경우에는 말뚝이 휘게 된다. 부마찰력의 발생이 예상되는 곳에는 경사말뚝의 설치를 피해야 한다.

단말뚝에서의 부주면 마찰력의 분포는 압축성 지반과 말뚝 샤프트 사이의 상대거동, 상부성토와 말뚝 샤프트 사이의 상대거동, 작용하중하의 말뚝의 탄성압축, 압축성 토질의 압밀도의 영향을 받는다. 단말뚝에서의 부마찰력의 크기는 조립토와 점성토에서 최대 부마찰력은 양의 주면마찰력에 의해 결정된다. 부마찰력에 대한 안전율에서 부마찰력은 대개 안전측으로 평가되어지기 때문에 이 힘에 대한 안전율은 대체로 1을 적용한다. 무리말뚝의 부마찰력은 무리말뚝의 부마찰력은 말뚝에 의해 채워진 성토재 또는 압축성 지반의 전 중량을 초과하진 않는다. 부마찰력의 감소에 있어 깊은 기초에서 예상 부마찰력을 감소시키기 위해 H-단면과 같이 가느다란 말뚝을 사용하거나 말뚝보다 더 큰 크기의 구멍을 압축성 지반을 관통하여 천공, 정착지반과 말뚝의 직접 접촉이 없도록 케이싱이나 슬리브를 설치, 미끄러짐 완화를 위해 샤프트 코팅을 한다.

말뚝을 설치할 때에는 드롭해머, 단동식 스팀 또는 에어 해머, 복동식 스팀 또는 에어 해머, 디젤해머, 진동해머 등으로 시공한다. 검사지표는 타입말뚝과 천공피어로 나뉘며, 타입말뚝에는 목재말뚝과 콘크리트 말뚝, 강재말뚝으로 나뉘며, 이는 ASTM 사항 등을 확인하여 검사한다. 천공피어는 건식 또는 케이싱 방법, 슬러리 대체방법이 있으며 각각의 사항을 따른다.

연직무리말뚝에서는 편심 연직하중에 대해 작업하중에 대한 안전율을 고려하여 해석하며, 연직 및 경사말뚝을 가진 무리말뚝에서는 특수한 타입장치가 없을 경우 기울기는 수평 1에 대한 연직 3보다는 더 편평하지 않게 하고 이 외에도 수평력 등에 대해 고려한다.

암반에서는 큰하중에 대해 침하가 무시할만큼 적지만, 불리한 암반조건의 경우 설계와 시공시 침하를 고려한다. 토층을 통해 기반암 공칭심도까지 굴착설치한 피어는 허용지지력이나 다른 규준에 따라 설계한다.

수평하중을 받는 말뚝은 최대 복합응력이나 말뚝상부의 허용변형, 주변 흙의 허용지지력에 따라 결정된다. 허용수평변위는 말뚝상부에서 1/4인치가 한계이나 구조물의 세부기준에 따른다. 변형해석-단말뚝 관계는 조립토와 약간 과압밀된 점성토, 심하게 과압밀된 점성토로 나뉘며 지반의 응력-변형률 특성을 바르게 고려해야한

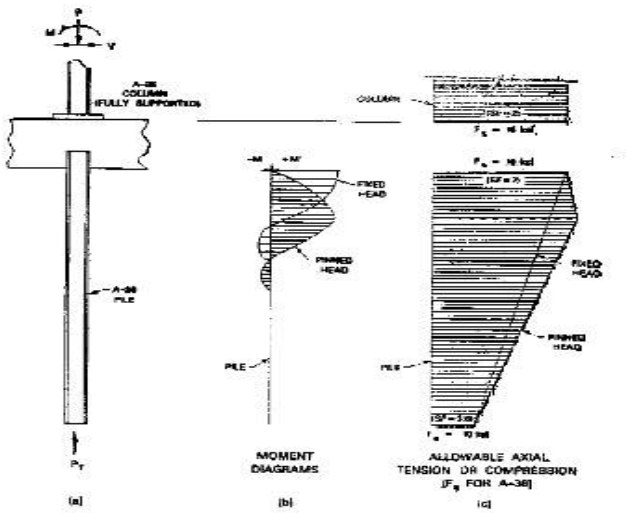
다. 또한 반복하중과 장기하중도 고려함으로서 안전한 설계를 요한다. 극한 지지력-단말뚝관계에서는 수평력을 받는 말뚝은 수평하중이 주변지반의 흙의 강도를 초과하거나 모멘트가 허용치를 초과할 때 구조적으로 파괴된다.

USACE(1991)에서는 다음과 같은 방법이 설계에 적용되며, 말뚝에 있어 하중조건은 <표 2.59>와 같다.

<표 2.59> 말뚝의 용량 결정 방법

용량 결정 방법	하중 조건	최소 안전율	
		압축	인장
말뚝 하중 시험에 의해 확인되는 경험적 이론	Usual	2.0	2.0
	Unusual	1.5	1.5
	Extreme	1.15	1.15
5-4절에 설명된되로 말뚝의 거동 분석에 대한 이론이나 경험적 예측	Usual	2.5	3.0
	Unusual	1.9	2.25
	Extreme	1.4	1.7
하중시험에의해 확인되는 이론이나 경험적 예측	Usual	3.0	3.0
	Unusual	2.25	2.25
	Extreme	1.7	1.7

강철말뚝의 경우에는 말뚝의 하단과 상단 영역 모두 말뚝의 하단 영역이 거동중에 손상되기 때문에 기본 허용 응력은 안전성이 높은 요인을 반영해야 한다. 허용축의 분포 길이를 따라 장력 또는 압축응력은 <그림 2.16>과 같이 표시되며, 실제 거동 조건에 관해서는 알려진 경우 안정성의 계수는 감소된다.



<그림 2.16> 강철말뚝에 대한 허용인장 및 압축응력

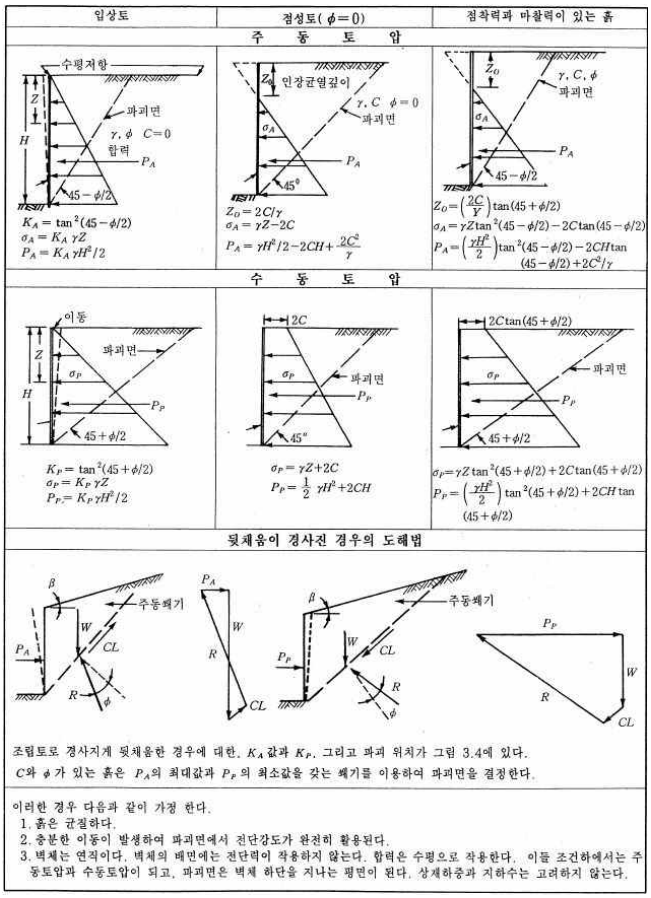
철근콘크리트 말뚝의 경우에는 일반적인 요구에 따라 강도가 설계되어야 한다. ACI318에서 규정된 하중 요인을 직접 한 개조와 수력 구조물에 적용해야하며, 고려된 하중조합 U는 유합 하중계수(HF)에 의해 증가한다.

라. 옹벽 (NAVFAC_DM7.2, 1986)

옹벽, 흙막이벽 또는 앵커에 작용하는 토압은 구조물과 주변지반의 상대적인 변위의 함수이며 다음과 같이 나뉜다.

1) 주동상태 : 주동토압은 벽체가 흙으로부터 멀어지는 쪽으로 이동하여, 토체가 수평방향으로 확장되어 전단강도가 완전히 발휘되어 소성평형상태에 도달되었을 때 발생한다.
2) 수동상태 : 수동토압은 흙이 수평방향으로 압축을 받아서 전단 저항력이 충분히 발휘되었을 때 발생된다.

지표면이 수평한 벽마찰이 없는 연직벽체에 작용하는 주동토압과 수동토압의 계산식과 이식에 필요한 3가지 기본조건은 <그림 2.17>와 같다.



<그림 2.17> 옹벽설계 기본식

옹벽은 자중으로 수평토압에 대해 저항하는 구조물로 다음과 같은 안정조건이 이뤄져야 한다.

1) 활동에 대한 안정 : 옹벽 저부는 옹벽전면부 지표면 아래 최소 3ft 깊이에 놓여야하며, 동결깊이, 계절에 따라 체적변화가 일어나는 영역 및 세굴 깊이 이하로 설치해야 한다.
2) 침하와 전도 : 만약 기초지반이 압축성이면 지반침하에 의한 강성옹벽의 기울어짐을 추정하고, 기울어짐이 허용한계 이상으로 크면 합력이 기초 중앙 1/3 지점에 들어오도록 옹벽저판을 설계한다.
3) 전반적인 안정 : 옹벽이 연약층 위에 놓여 있다면 옹벽을 포함하여 전 토체의 안정을 검토하며, 최소안전율은 2.0이 적당하다.

옹벽의 본체를 설계에 있어 앵커지지 토류벽의 경우, 자유단 지지, 조밀한 조립

토 지반에의 관입, 대단히 단단한 층애의 관입 등으로 설계하는 데 고려된다. 캔틸레버 쉬트 파일벽의 경우 높이가 15ft 정도까지만 적당하며, 조립토 또는 굳은 점성토에서만 사용할 수 있다. 또한 점착성의 흙인 경우 인장지역의 부압을 고려하지 않아도 된다. 내부에 버팀목이 설치된 옹벽의 경우, 기초 혹은 트렌치 굴착벽을 지지하기 위해 굴착의 진행에 따라 연성벽체를 설치하고 측방향으로 버팀목을 설치한다. 이로써 흙의 측방 변위를 구속하고 주동토압에 의한 초과하중은 버팀목으로 지지한다. 버팀목은 긴 경사 버팀목과 트렌치 벽체사이의 비교적 짧은 수평 교차 버팀목이 있다. 타이백 연성벽체의 경우, 굴착폭과 기타 변수에 따라 굴착벽을 앵커로 구속하는 것이 경제적일 수도 있다.

앵커의 사용은 소요 정착력을 얻기에 적절한 하층토의 존재여부에 달려 있다. 다층 앵커 시스템의 경우, 천공 앵커가 일반적으로 사용된다. 단층 앵커시스템의 경우, 일반적으로 데드맨 정착, 경사말뚝정착 또는 평행벽체정착이 있다.

보강토 옹벽은 인장보강재를 이용하여 수직 전면판을 흙 토체에 매다는 시스템으로 다음 4가지 요소로 이루어져 있다.

1) 뒷채움재

2) 보강용 인장재

3) 경계면에서의 전면판

4) 보강재와 전면판 사이의 연결부

일반적으로 뒷채움재는 No.200체 통과량이 15%를 초과하지 않는 조립질의 흙이어야 한다. 또한, 뒷채움재는 인장재에 대해 부식성이 있는 물질을 함유해서는 안된다.

(1) AASHTO, 2007

미국 AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)에서는 1994년 처음으로 옹벽에 대한 설계기준으로 LRFD(Load and Resistance Factors Design)를 도입하였으며, 1998년, 2004년, 2007년 마지막으로 4번째 개정판으로 설계기준을 보완하여 왔다.

여기서, 옹벽 설계는 3가지 한계상태 즉, 강도한계상태(Strength or Ultimate limit states), 사용한계상태(Service limit states), 극한사건(Extreme event)으로 아래와 같이 분류되며, 안정 검토시 적절한 한계상태에 의거하여 실시하고 있다.

강도한계상태는 하중전달능력을 상실하여 지반공학적 또는 구조적으로 파괴에 도달한 상태로서 옹벽의 내적 및 외적안정, 캔틸레버식 옹벽 및 앵커를 적용한 옹벽에서의 벽체 근입깊이 산정, 옹벽 구조체의 인장력, 압축력, 휨모멘트에 대한 안정 검토시 적용한다. 사용한계상태는 변형이 과도하게 발생되어 구조물의 기능에 영향을 미치는 한계로서 옹벽 기초의 수직침하, 벽체의 측면 변형, 과도한 진동, 옹벽을 포함한 전체사면안정, 균열 또는 부식환경으로 옹벽 재료의 기능 저하 등을 검토시 적용한다. 극한사건은 옹벽 구조물이 강도 또는 사용한계상태로 설계된 후 지진, 차량 또는 선박의 충돌 등의 구조물 자체의 생애 주기를 초과하는 하중으로 큰 인명피해가 예측되는 경우 추가적으로 실시된다.

즉, 각각의 한계상태에 따른 하중 및 저항계수를 고려하여 다음 평형방정식을 만족하도록 한다.

$$RF \times R \geq LF \times L \tag{2.13}$$

여기서, RF : 저항계수(Resistance Factor)
R : 저항(Resistance)
LF : 하중계수(Load Factor)
L : 하중(Load)

(가) 하중계수

AASHTO에서는 한계상태와 구조물에 작용하는 다양한 하중조합에 따른 하중계수를 표 <2.60>과 같이 제시하고 있다. 옹벽에 적용되는 다양한 하중계수는 <그림 2.18>에 나타내었다.

<표 2.60> AASHTO 한계상태와 하중조합에 따른 적용하중계수

Load Combination / Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use one of These at a time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength Ⅰ (unless noted)	λ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	λ_{TG}	λ_{SE}	-	-	-	-
Strength Ⅱ	λ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	λ_{TG}	λ_{TG}	-	-	-	-
Strength Ⅲ	λ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/ 1.20	λ_{TG}	λ_{TG}	-	-	-	-
Strength Ⅳ	λ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	-	-	-	-	-	-
Strength Ⅴ	λ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/ 1.20	λ_{TG}	λ_{TG}	-	-	-	-
Extreme Event Ⅰ	λ_p	λEQ	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
Extreme Event Ⅱ	λ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Service Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/ 1.20	λ_{TG}	λ_{TG}	-	-	-	-
Service Ⅱ	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	-	-	-	-	-	-
Service Ⅲ	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	λ_{TG}	λ_{TG}	-	-	-	-
Service Ⅳ	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/ 1.20	-	1.00	-	-	-	-
Fatigue-LL, IM&CEonly	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

λ_p : load factors for different types of permanent loads,

DC : dead load of structural components and nonstructural attachment

EH : horizontal earth pressure load

EV : vertical pressure from dead load of earth fill

ES : earth surcharge load

LL : vehicular live

LS : live load surcharge

옹벽구조물은 하중조합과 다양한 한계상태에 따라 <표 2.61>을 적용한다.

<표 2.61> 일반적인 옹벽에 적용하는 하중조합과 한계조합에 따른 하중계수

하중조합	영구하중 (EH,ES,EV,DC)	임시하중 (LL, LS)	한번에 하나 적용	
			지진(EQ)	차량충격(CT)
Strength I	λ_p	1.75	-	-
Extreme I	λ_p	λEQ	1.00	-
Extreme II	λ_p	0.50	-	1.00
Service I	1.00	1.00	-	-

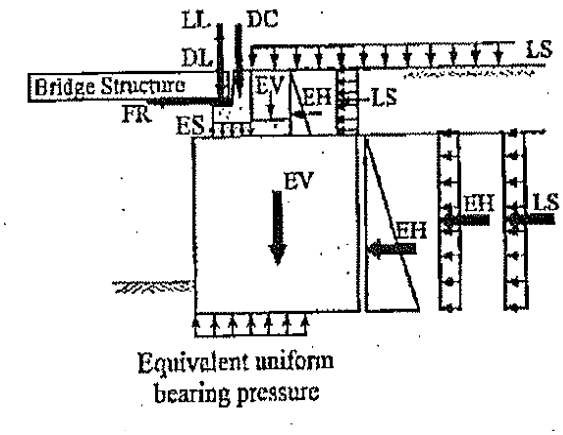
여기서, 옹벽에 작용하는 하중은 영구하중 (Permanent Load)과 임시하중 (Transient Load)으로 구분되며, 영구하중에는 수평토압(Horizontal due to earth), 일정한 구간에 걸쳐 등분포로 작용하중(Earth surcharge), 수직토압(Vertical due to earth), 도로 부속물(Components/attachments, DC) 등이 있으며, 임시하중은 차량충격(Vehicular collision, CT), 지진(Earthquake load, EQ), 자동차 활하중(Vehicular live load, LL), 등분포활하중(Live load surcharge, LS), 수압(Water/stream pressure, WA)으로 구분된다. <표 2.61>의 λ_p에 대한 하중계수는 <표 2.62>에 나타내었다.

<표 2.62> 영구하중, λ_p에 대한 하중계수

하중 종류	하중계수	
	최대	최소
도로 부속물(Components/attachments): DC	1.25	0.90
장기 표면부 및 시설물(Wearing surfaces/utilities) : DW	1.50	0.65
수평토압(Horizontal due to earth) : EH		
- 주동	1.50	0.90
- 정지	1.35	0.90
- 앵커적용된 벽체에 적용	1.50	N/A
수직토압(Vertical due to earth) : EV		
- 전체 사면안정	1.00	N/A
- 옹벽과 아바트	1.35	1.00
일정구간에 작용하는 등분포하중(Earth surcharge) : ES	1.50	1.75

여기서, 최대 임시하중과 지진하중이 동시에 발생하는 경우는 빈도수가 매우 낮기 때문에 활하중에 대한 λEQ 를 0.5적용한다. WA는 모든 한계상태조건에서 항상 1.0을 적용한다.

이때 영구하중(자중 등)에 대한 하중계수는 하중이 옹벽안정성에 증대시는 방향으로 작용하는 경우 상기 도표의 최소값을 적용하며, 반대로 감소시킬 경우 최대값을 적용한다. 따라서, LRFD 설계시 적용 하중은 최대값을 갖게 된다.



<그림 2.18> 옹벽에 적용되는 다양한 하중계수

(나) 저항계수

저항계수는 많은 자료를 갖고 있어 통계처리가 가능한 경우 신뢰성지수, β을 결정하여 산정할 수 있다. 하지만, 통계처리를 할 수 없는 경우 다음과 같이 저항계수를 산정한다.

$$\text{저항계수, } \phi = \frac{\sum \gamma_i Q_i}{Fs \sum Q_i}$$

여기서, Qi 는 하중, Fs 는 안전율, γi 는 하중계수이다.

- 침하와 같은 변형은 사용한계수준에 의거 저항계수 1.0을 사용한다.
- 전도의 경우 저항계수를 적용하지 않으며, 하중계수를 적용한 하중의 합력이 저판폭 중앙 1/4(암반의 경우 3/8)이내에 있으면 안정성이 만족된다.
- 기초 지지력의 얕은 기초의 저항계수를 적용한다.

- 전체 사면안정의 경우는 지반정수가 잘 정의되고 사면보강 또는 구조물을 포함하지 않은 경우는 저항계로 0.75 사용하지만, 지반정수가 한정된 정보로 제한, 옹벽구조물 자체에 사면을 포함, 사면에 구조요소가 포함된 경우는 0.65를 사용한다.

구분	전도	사면안정	침하
저항계수	편심거리, e사용	0.75 또는 0.65	1.0

- 보강토 옹벽 및 앵커가 적용된 경우의 내적안정 평가는 옹벽을 중력식 옹벽으로 고려하여 외적안정은 상기와 같은 저항계수를 사용하며, 내적안정의 경우 인장파괴 및 인발파괴에 대한 다른 저항계수를 적용한다. 이때 앵커가 적용된 경우 앵커체 인발파괴에 대한 저항계수는 다음과 같은 값을 적용하며, 현장시험을 통해 결정된 인발저항이 결정된다면 저항계수에 1.0을 적용한다.

구분	사질토	점성토	암반
저항계수	0.65	0.75	0.5

- 앵커가 달린 옹벽에 말뚝기초의 근입깊이를 산정한 경우 LRFD 설계법이 허용응력설계법으로 결정한 기초근입보다 큰 경향이 있으므로 허용응력 설계에 적용한 값으로 조정이 요구한다.

(2) EUROCODE7(EN1997-1, 2004)

유로코드에서는 LRFD를 1994년 도입을 시작하여 2004년 EN1997-1의 제9장에 옹벽 분야의 설계기법을 소개하고 있다.

설계접근법으로 DA1(1/2), DA2, DA3를 적용하여 하중 및 저항계수를 적용하고 있다(<표 2.63>). 여기서 DA1의 경우 초기 기법으로 두 개의 하중조합을 이용하여 하중계수와 재료에 (c, ϕ) 직접 감소계수를 적용하는 기법이며, DA2의 경우 하중계수와 저항계수를 적용하며, DA3의 경우 하중계수와 재료 저감계수를 적용한다.

<표 2.63> Eurocode7의 설계접근법에 따른 하중 및 저항계수

	EC7 DA 1/1	EC7 DA 1/2	EC7 DA2	EC7 DA3
Permanent unfavourable load	1.35	1.00	1.35	1.00/1.35
Variable unfavourable load	1.50	1.30	1.50	1.00/1.50
Permanent favourable load	1.00	1.00	1.00	1.00
c'	1.00	1.25	1.00	1.25
$\tan\phi'$	1.00	1.25	1.00	1.25
c_u	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistance	1.00	1.00	1.10/1.40	N/A

Eurocode에서는 옹벽 설계시 한계상태를 적용할 경우 극한한계상태(Ultimate limit states)와 사용한계상태(Service limit states)같이 분류하여 각각의 한계상태에 의거하여 실시하고 있다.

극한한계상태를 적용할 경우는 옹벽을 포함한 전체 사면안정과 옹벽의 외적안정, 캔틸레버식 옹벽 및 앵커를 적용한 옹벽에서의 벽체 근입깊이 산정, 옹벽 구조체의 인장력, 압축력, 휨모멘트에 대한 안정 검토시 적용한다. 이 때 AASHTO와 달리 사면안정은 극한한계상태로 적용하고 있다.

사용한계상태는 AASHTO와 마찬가지로 변형이 과도하게 발생되어 구조물의 기능에 영향을 미치는 한계로서 옹벽 기초의 수직침하, 벽체의 측면 변형, 과도한 변형 등을 검토시 적용한다.

또한 옹벽에 작용하는 하중은 영구하중과 임시하중으로 구분되며, 하중이 옹벽 안정에 유리하게 작용할 경우 'Favorable'의 하중계수를 적용하며, 불리하게 작용할 경우 'Unfavorable의 하중계수를 적용한다.

저항계수 또는 지반정수에 감소계수를 적용시 상기 도표의 값으로 나누어 감소킨다. 다단의 지보재가 옹벽에 지지되는 경우 한계평형식을 적용할 수 없으므로 빔 및 스프링 모델을 적용하는데 이 때 설계법은 DA-1(2)와 DA-3, DA-2와 DA-1(1)을 적용한다.

사용한계 설계는 저항 및 저항계수를 1.0 적용하여 변형을 검토한다.

마. 연약지반 (NAVFAC_DM7.1, 1986)

본 단락에서는 즉시 침하, 장기 침하, 침하율, 허용침하량 규정, 포화된 세립지반에 대한 침하 촉진 및 감소방법, 팽창성 흙에 대한 융기량 측정 및 조절 방법에 대한 내용에 대해 설명하고 있다. 또한, 세립질의 압축성 흙 뿐만 아니라 조립토에 대해서도 이러한 내용을 다루고 있다.

포화된 점성토 지반의 침하는 다음 3가지 요소의 합으로 이루어 진다.

1) 하중 재하에 의한 즉시침하
2) 하중 재하에 의해 발생한 과잉간극수압의 점진적인 소산에 의한 압밀침하
3) 흙 입자의 배열이나 구조변화에 따라 발생되는 2차압밀

기초하중을 받는 조립질 흙으로 구성된 지반의 침하는 주로 입자의 재배열에 의한 토립자의 압축에 의해 발생한다. 조립토는 투수성이 크기 때문에 하중재하시 발생된 과잉간극수압은 바로 소산된다고 가정할 수 있다. 또한 조립질 흙의 침하는 지진, 발파 또는 기계등에 의한 지반의 진동이나 수침에 의해 발생한다.

세립질 흙의 즉시침하는 일반적으로, 점토질 흙의 탄성압축으로 발생한다. 압밀된 점토 지반위의 기초에서 탄성침하는 전체 침하량에 있어 큰 비중을 차지하며, 즉시 침하량 σ_v는 식 2.14와 같이 계산된다.

$$\sigma_v = qB(\frac{1-v^2}{E_u})I \qquad (2.14)$$

조립토의 즉시 침하는 기초의 폭과 깊이, 지하수위의 높이, 그리고 기초의 영향심도 내에서의 연직 지반 반력계수의 함수이다.

전체침하는 즉시침하와 장기침하의 합이며, 식 2.15와 같이 구해진다.

$$S = \triangle H = C_1 C_2 \triangle P \sum_{0}^{2B} (\frac{I_Z}{E_S}) \triangle Z \qquad (2.15)$$

압밀은 일차 압밀과 이차 압밀과 나뉘는데, 압빌 침하은 하중이 작용되는 동안

과잉간극수압이 발생하고, 비교적 정확하게 선행압밀하중이 결정된다면 전체침하량은 어느정도 정확히 예측할 수 있다. 단지 재압축에 의해 침하량을 계산하는 경우에 오차는 가장 크게 발생한다. 이러한 경우, 만약 양질의 불교란 시료를 이용하여 압밀시험을 하지 않으면 침하결과는 과대평가될 수가 있다.

2차 압밀에서 실내 압밀 시험에 의한 e-log p 곡선은 시험 하중의 재하기간에 좌우되는 2차 압축량을 나타낸다. 2차 압축은 한정된 종료점 없이 시간에 따라 지수함수형태로 지속된다. 그러므로 전체 또는 극한침하량은 일차압밀이 종료된 후, 특정 시간이 지난 시점에서의 2 차 압축까지 포함하게 된다. 침하량을 계산할 경우에는 식 2.16과 같이 일차압밀 이후 발생하는 2 차 압축으로 인한 침하량을 계산한다.

$$H_{\sec} = C_{\alpha}(H_t)\log\frac{t_{\sec}}{t_p} \qquad (2.16)$$

허용 침하량의 기준은 부등침하 및 부등침하에 의한 회전과 경사는 구조적 손상을 발생시키고 구조물의 시설과 기능에 피해를 주며, 어떤 조건하에서 부등침하는 구조물의 안정에 영향을 미치고 구조적 파괴를 일으키는데에 기준을 둔다. 부등침하 영향의 감소에 있어 시공초기 단계에 종료된 침하는 일반적으로 구조적 어려움을 발생시키지는 않는다. 경량구조의 건물에서 큰 부등침하는 구조물에 해를 미치지 않을 수 있지만, 시설물에 해가 가지 않도록 특별한 조치를 취해야 한다. 구조물 내부의 발전기와 같은 독립된 민감한 시설물은 독립된 강성 기초에 의해 지지되어야 한다.

참하를 감소하거나 촉진하기 위해서는 전단강도가 작고 압축성이 큰 유기질의 습지퇴적물을 굴착에 의해 제거 할 수 있고 양질의 토사로 치환하거나 강제치환을 통해 강제치환공법은 보통 이토나 흙 니토의 퇴적물을 사용한다.

최종침하를 줄이기 위해서 중량 구조물의 기초는 상재하중이 일부 또는 완전히 제거되는 깊이까지 굴착하여 재하하중과 균형이 맞추어진 압축성 지층 위에 자리잡을 수 있다.

상재하중에 의한 선행압밀은 시공전에 발생할 수 있는 전체침하량의 일부가 된다. 이 공법은 원래 포장층 하부의 성토공이나 비교적 경량의 기둥 하중을 가진 구

조물에서 사용되었다.

연직 드레인은 압축성 지층의 원통형의 연직 구멍속에 투과성이 좋은 재료를 채워 넣은 기둥의 형태로 구성되어 있는데 이들은 수평배수거리가 연직배수거리보다 작도록 간격을 충분히 작게 해야 된다. 모든 연직드레인은 지표에서 배수층(drainage blanket) 과 연결되어 있다.

부피 팽창은 유효 응력의 감소, 흙을 구성한 광물질의 변화, 아이스 렌즈의 형성과 확장에 의해 발생한다. 유효 응력 감소로 인한 팽창은 압밀 과정과는 반대이다.

체적 변화로 인한 융기는 <표 2.64>과 같다.

<표 2.64> 체적 변화로 인한 융기

조건과 재료	융기의 거동	조치방법
상재하중의 유효응력 감소		
선행압밀된 점토에서 기초시공을 위한 굴착으로 인해 유효응력이 일시적으로 감소함.	흙은 압밀시험의 e-logp 곡선에 따라 팽창한다. 융기는 굴착 중심부에서 최대이다. 전체 가능 융기량은 하중이 재재하된 시간까지 발생되지 않을 수 있다. 최종 구조물 하중은 기초 지반을 재압축 시킬 것이다	지표수를 신속하게 집수하기위한 배수로를 설치한다. 지반이 노출된 후 즉시 4in두께의 얇은 콘크리트 매트를 설치하여 지반의 교란을 방지한다. 만약 중심부에서의 모관응력을 유지한 채 굴착지반 아래 3~4ft까지 지하수위가 저하된다면 융기는 최소화 된다.
화학적 결합력이 작은 점토세일 또는 혈암지반의 굴착에 의한 유효응력의 영구적인 감소	물과 접촉되지 않는 신선한 세일에서 팽창은 중요치 않다.	굴착하는 동안에 지반의 노출된 면적을 최소로 하거나 콘크리트 작업매트를 이용하여 건+습으로부터 세일을 보호한다. 기초바닥에 직접 콘크리트를 타설한다. 물이 차단되도록 불투수성 흙을 이용하여 벽 주변을 메꾼다.
	지하수위 아래에서 구조물을 시공하는 경우 유효응력의 감소는 압밀 시험의 e-logp 곡선을 따르는 영구적인 융기를 일으킬 수 있다. 굴착기간동안 건습이 반복되면 히빙 가능성은 증가한다.	침투를 막기 위해 필요한 경우, 적당한 표면배수나 포장을 한다. 함수비 증가가 생길만한 곳에는 다음과 같은 특별한 구조적인 설계가 고려되야한다. (1)팽창압을 억제하기 위해 세일 깊이까지 바닥에 록볼트나 앵커링을 한다. (2)큰하중을 받는 기둥기초위에 지지된 기초 아래에 압축성 흙이나 공동이 있는 기초바닥. (3)매트기초는 발생 가능한 팽창압에 지탱되도록 설계한다. 어떤 경우에도 세일에서 굴착은 지반이 드러난 즉시 콘크리트 등으로 봉합하여 보호해야한다.

<표 2.64> 체적 변화로 인한 융기(계속)

조건과 재료	융기의 거동	조치방법
상재하중의 유효응력 감소와 모관 응력의 감소 :		
과다짐된 소성점토의 흙댐 시공	저수지로부터 침투가 발생하는 경우 모관수압을 이완시키고 상재하중에 의한 유효응력을 감소시켜 팽창을 일으켜 사면을 진흙으로 만들 수 있다. 가장 심한 재료는 팽윤계수가 0.07이상인 CH의 점토이다. 비교적 낮은 함수비에서 다짐된 경우 점토광물에서 물이 부족하고 포화도가 낮기 때문에 팽창이 촉진될 것이다.	제방사면 근처나 위에 소성이 높은 성토체를 쌓지 않는다. 강도와 압축성 조건을 고려하여 비교적 고합수비 상태로 점토를 다져라. 불필요하게 높은 건조단위 중량으로 인한 과도한 다짐을 하지 않아야 한다.
다짐된 소성점토지반에 경량 구조물을 위한 구조적 성토 시공	지하수 상승, 침투, 누수 내지 표면증발제거는 포화도를 증가시키고 유효응력을 감소시켜 팽창이 발생한다.	요구되는 압축성에 적합하도록 가능한 습윤상태로 점토를 다져라. 일반 성토체는 과다짐을 피하고 기둥기초나 트렌치 설비와 뒷채움이 충분히 되도록 한다. 여러 가지 소금혼합물을 이용하여 다짐을 하여 안정화된 경우, 간극수의 이온농도 증가에 의해 팽창가능성을 감소한다.

<표 2.64> 체적 변화로 인한 융기(계속)

조건과 재료	융기의 거동	조치방법
모관응력의 변화:		
온화한 기후지역에서 크게 선행압밀된 표면층에 경량을 시공하는 경우 강수량의 계절적인 변화에 영향을 받는다.(예로, 영국 남쪽).	상부층 3~5ft 내에서 상향이나 하양으로 1~2in의 계절적인 변화가 일어난다. 침하는 초여름에 일어나며 겨울에는 팽창이 일어난다. 주변 나무, 초목, 주변구조물 주위의 잔디등의 증산작용에 의해 모관응력이 변하는 경우, 건물의 가장자리에서 변위가 최대이다. 지하수위가 얕다. 증발에 의한 모관응력 변화는 중요한 요소는 아니다.	작은 건물에 대한 약간의 보강으로 영향을 최소화 시킨다. 일반적인 깊이에 위치한 지하실은 변위를 억제한다.
무더운 여름과 습한 겨울이 교차하는 지역에서 균열과 미끄러운 점토충진이 있는 크게 선행압밀된 활성이 큰 점토위에 경량 구조물을 시공하는 경우	식생이 없는 경우에도 반복적인모관응력의 증가나 이완으로 인하여 융기나 침하의 계절적인 변화가 일어난다. 우기에 시공된 건물은 외부 기초아래에서 작지만 부등침하가 발생한다. 건기에 시공된 건물은 구조물 전체에 최대 3~4in의 불균등한 융기가 일어난다.	약 4~6tf 두께의 다짐된 조립질 성토재 위에서 경량의 기초나 슬래브를 지지한다. 아래지반의 함수비 변화를 최소화 하기 위해서 주변지반을 포장한다. 작은 주택인 경우 속이 빈 벽돌벽 기초를 사용한다. 구조물이나 주변지반에 떨어지는 빗물을 집수하여 구조물로부터 떨어진곳으로 배수시킨다.

<표 2.64> 체적 변화로 인한 융기(계속)

조건과 재료	융기의 거동	조치방법
모관응력의 변화:		
표면수의 증발이 연중 강수량 보다 몇 배인 뜨거운 건조지역에서 경량에서 중간정도 중량 구조물을 시공하는 경우. 강수량에 대한 증발량이 크고 지하수위가 낮고 활성이 큰 파쇄가 되고 미끄러운 점토충진층이 있는 곳에서 어려움이 크다.	지반에서 영구적인 습윤부족이 있다. 시공은 건물면적위에서 증발을 제거시키며 모관응력을 감소시키고 건물하부에서 함수상태의 변화를 야기한다. 이것은 최소의 계절적인 변화에 의한 융기를 발생 시킨다. 온도차이는 구조물 하부의 차가운 아래지반으로 전달되 함수량을 증가시키는데 약 10~15m 깊이까지 영향을 미친다.	슬래브 또는 전면기초, 건조된 벽체시공, 스틸 또는 보강콘크리트 뼈대 그리고 재킹설비를 이용하여 피해를 최소화 시킨다. 히빙은 깊이 8~12tf까지의 건조된 재로를 제거하고 자갈질 재료로 치환하던가 또는 종형케이슨을 지하수위 토체에 시공한다. 그리고 인장력에 저항하도록 보강한다. 즉 속이 빈 케이슨 또는 기초바닥이 아래의 압축성 재료 사이의 바닥을 지지한다. 빗물이나 구조물로부터 떨어진 표면수는 다른 곳으로 흐르게 한다.
화학적 변화: 황철석(철황화물) 또는 경석고(칼슘 황산염)를 포함하는 세일 또는 점토 세일의 노출과 굴착.	공기나 물로 노출되는 경우 원래 체적의 10배까지 체적이 팽창되는 황철석의 산화나 수화를 일으킨다. 또는 경석고가 수화작용을 일으켜 석고가 된다.	최종 기초바닥면에서 1/2tf정도 남기고 대략적으로 굴착한후 들어난 세일은 역청제를 분사하여 보호한다. 기초시공준비가 되었을 때, 최종단계까지 굴착하고 즉시 역청제를 분사위에 콘크리트를 타설한다.

바. 내진설계 (NAVFAC_DM7.3, 1986 / FHWA, 2011)

하중저항계수설계법(이하 LRFD)와 허용응력설계법(이하 ASD) 사이에는 설계의 불확실성을 설명하는데 기본적인 차이가 있다. 지반설계에 있어서 ASD 접근법의 경우 불확실성은 하나의 안전요소로 일괄되어진다면, LRFD 접근방식의 경우에는 하중과 저항 요소는 하중과 저항의 구성요소의 불확실성의 다양한 경우를 설명하는데 사용된다. LRFD에서는 허용응력, 허용하중, 그리고 극한응력은 사용되지 않는다.

FHWA(2011)에서 LRFD를 사용한 교량의 지진설계를 위한 AASHTO 규정은 2007 LRFD 교량설계 규정(2008년 개정)과 2009 LRFD 지진교량설계 시방서를 포함한다. LRFD 교량 설계 규정은 하중기반설계를 사용하는 반면에 LRFD 지진교량 설계 규정은 변위기반설계를 사용한다. 본 연구는 구조물을 유지하는데 기초와 지반설계의 두 가지 접근법을 다루고 있다. 구조물을 유지하는데 기초와 지반설계를 넘어 지진설계를 지반공학적인 관점에서 다룰 수 있으나 널말뚝, 사면, 제방, 지하구조물의 지진설계는 NCHRP Project 12-70의 과정을 추천한다.

AASHTO에서 LRFD 설계는 강도, 내구성(serviceability), 극한하중, 피로한계 상태를 포함한 4가지 한계상태를 기본으로 하며, 각각의 한계상태는 <표 2.65>과 같이 정의 된다.

<표 2.65> 교량에서의 AASHTO 한계상태설계

Limit State Type	Case	Load Combination
Strength	Ⅰ	Normal vehicular use of the bridge without wind
	Ⅱ	Use of the bridge by Owner-specified special vehicles, evaluation permit vehicles, or both, without wind
	Ⅲ	Bridge exposed to wind velocity exceeding 55 mph
	Ⅳ	Very high dead load to live load force effect ratios
	Ⅴ	Normal vehicular use of the bridge with wind of 55mph
Extreme Event	Ⅰ	Load combination including earthquake
	Ⅱ	Ice load, collision by vessels and vehicles, and certain hydraulic events with a reduced live load other than that which is part of the vehicular collision load, CT

<표 2.65> 교량에서의 AASHTO 한계상태설계(계속)

Limit State Type	Case	Load Combination
Service	Ⅰ	Normal operational use of the bridge with a 55mph wind and all loads taken at their normal values
	Ⅱ	Intended to control yielding of steel structures and slip of slip-critical connections due to vehicular live load
	Ⅲ	Longitudinal analysis relating to tension in prestressed concrete superstructures with the objective of crack control and to principle tension in the webs of segmental concrete girders
	Ⅳ	Tension in prestressed concrete columms with the objective of crack control
Fatigue		Repetitive gravitational vehicular live load and dynamic reponses under the effects of a single design truck

AASHTO 규정은 각각의 한계를 상태가 고려되어진 하중요소와 하중조합을 정의하며 하나 이상의 하중조합은 주어진 한계상태를 계산할 수 있고, 지진하중과 같은 극도의 한계상태(Extreme Event 1 limit state)를 고려하였다.

<표 2.66>은 각 한계상태에 대해 AASHTO에 규정된 하중조합을 보여준다. 지진하중(Extreme Event 1 limit state)은 오직 하나의 하중조합이 있다. 극도의 한계상태에 대한 하중조합의 구성은 지속하중, 실제지진하중, 물과 마찰하중 그리고 지진 자체의 하중이다. 지진하중의 하중계수는 1을 사용한다.

<표 2.67>은 AASHTO와 LRFD에 의해 고려된 지속하중과 관련된 하중계수를 정의한다. 각각의 하중계수에 대한 최대 및 최소 값이 있으며, 최소값은 1보다 작다. 어떤 경우는 안정성을 증가시키고 다른 경우는 안정성을 감소시키기 때문에 최대 및 최소 하중계수가 존재한다. 최대 및 최소 하중조합은 설계를 위한 가장 중요한 조합상태의 고려가 필요하다. 예를들면, 증가된 하중, 안정성 증가 인 경우 우리는 설계에 최소 하중계수를 사용하며, 일반적으로 최소하중에 대한 1보다 작은 하중계수를 사용한다.

<표 2.66> AASHTO 한계개념에서의 하중조합과 하중계수

Load Combination Limit State	PL	LL	WA	WS	WL	FR	TCS	TG	SE	Use one of these at a time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength Ⅰ	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
StrengthⅡ	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
StrengthⅢ	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
StrengthⅣ	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
StrengthⅤ	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Extreme Event Ⅰ	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
Extreme EventⅡ	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Service Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
ServiceⅡ	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
ServiceⅢ	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
ServiceⅣ	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	0.50/1.20	-	1.00	-	-	-	-
Fatigue	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

PL	permanent load	WL	wind on live load	EQ	earthquake
LL	live load	FR	friction	IC	ice load
WA	water load and stream presure	TG	temperature gradient	CT	vehicular collision force
WS	wind load on structure	SE	settlement	CV	vessel collision force
		TCS	uniform temperature creep, and shrinkage		

γ_P load factor for permanent loads (see Table 1-3)

γ_{TG} load factor for temperature gradient (see AASHTO 2007 Article 3.4.1)

γ_{SE} load factor for settlement (see AASHTO 2007 Article 3.4.1)

<표 2.67> AASHTO에서의 하중계수

Type of Load			Load Factor, γ_p	
			Maximum	Minimum
DC	:	Components and Attachments	1.25	0.90
DC	:	Strength IV Only	1.50	0.90
DD	:	Downdrag	1.25	0.35
DW	:	Wearing surfaces and utilities	1.50	0.65
EH	:	Horizontal earth pressure		
		Active	1.50	0.90
		At-Rest	1.35	0.90
EL	:	Locked-in stresses	1.00	1.00
EV	:	Vertical earth pressure		
		Overall Stability	1.00	N/A
		Retaining walls and abutments	1.35	1.00
		Rigid buried structure	1.30	0.90
		Rigid frames	1.35	0.90
		Flexible buried structure other than metal box culverts	1.95	0.90
		Flexible metal box culverts	1.50	0.90
ES	:	Earth Surcharge	1.50	0.75

지진하중에 대한 실제 하중계수(EQ)는 AASHTO에 명시적으로 정의되어 있지 않다. 이전의 AASHTO ASD 규정에서는 0값이 사용된다. 몇몇의 기술자들은 실제 하중계수에 대한 ADTT(average daily truck traffic) 하중을 사용하는 것을 제안하지만, AASHTO LRFD 규정은 0.5*ADTT이 신뢰할 수 있는 값이라고 제안하다. 그러나 실제하중에 대한 지진하중은 종종 무시된다. 또 다른 대안은 최대하중에 대한 실제하중계수로서 HL-93 하중이다.

현재, LRFD 지진교량설계를 위한 AASHTO 표준규정은 깊은 기초의 축과 측면의 저항을 제외한 기초설계의 모든 저항 구성요소에 대한 지진설계에 사용되어지는 저항계수는 1로 제안한다. 이외의 경우는 0.8의 저항계수를 제안한다. 또한, NCHRP 12-70에서는 독립기초에 대한 지지력에 적용되는 저항계수는 0.67로 제안한다. 이와 같은 경우를 제외하고, 우리는 저항계수를 1로 사용한다. 그러나 이것은 지진 저항매개변수의 불확실성의 도입을 의미하지 않는다. 대부분의 지반저항매개변수는 급격한 하중에 의한 모래의 전단강도의 감소와 같이 정량화 되진 않은 지진하중에 대

한 예비용량을 가지고 있다.

<표 2.68>는 깊은기초에 대한 LRFD 설계의 NHI training course에서 제안된 저항계수를 보여주고 있다. 이전에 언급된 대로, 0.8의 저항계수는 축과 측면 저항에 대한 것이다.

<표 2.68> LRFD 설계에서의 저항계수

Limit State	Component of Resistance	Geomaterial	Method	Resistance Factor, ϕ
Extreme Event I and II	Axial geotechnical uplift resistance	All Geomaterials	Methods cited for strength Limit states	0.80
	Geotechnical lateral resistance	All Geomaterials	p-y methods pushover analysis	0.80
	All other cases	All Geomaterials	Methods cited for strength Limit states	1.00

NAVFAC(DM 7.01)에서는 다음과 같이 설명한다.

지진 시에는 지반의 거동을 규명하는데 있어서 최대가속도에 대한 지반의 강도뿐만 아니라 지진의 크기를 아는 것이 중요하다.

단층의 형상을 자세히 알 수 있고 기존 자료가 이미 분석되어 있는 지역에서는 정밀조사를 통해 단층의 영향을 피할 수 있는 위치를 선정하며 시설물이 활성단층상에 놓이지 않도록 확실하게 할 수 있다. 이 분석은 트렌칭(trenching)과 매핑(mapping), 지구물리탐사 외에 기타 다른 조사기법등이 포함되며, 여러 학자들에 의하여 지진의 규모와 거리의 상관관계식이 제안되었다. 지진의 규모는 지반의 거동을 전적으로 지배하는 요인은 아니며 같은 규모의 지진 일지라도 가속도의 편차가 큰 것이 일반적인 경향이다. 활성단층의 윤곽이 뚜렷하지 않은 지역에서의 설계진도는 일반적으로 수정 메르칼리 (Modified Mercalli(MM))진도를 많이 사용한다. NAVFAC 에서는 지진구역 3과 4에 대한 지진활성도조사를 수행하여 왔다.일반적으로 지진구역 2에서의 최대지반가속도는 0.17g이고, 지진구역 1에서의 최대지반가속도는 0.1g이며, 지진의 규모와 진도사이의 관계는 식 2.17을 따른다.

$$M=1=2/3IMM \tag{2.17}$$

식 (2.16)은 미서부지역의 지진기록을 이용하여 제안되었으며 지진의 심도와 지질학적 특성차이는 고려되지 않고 있다. 지반파괴 가능성이 있는 경우에는 기초를 묶는 방안이나 특수말뚝공법 등이 보강방안으로 설계에 적용될 수 있다.

정적인 하중과 지진하중이 복합적으로 작용할 경우, 접지압은 정적하중에 대한 허용접지압을 보통 1/3 정도 초과한다. 그러나 지반조건에 따라 지진하중에 의한 접지압은 서로 다르게 나타나며 이는 지반해석에 의해 규명할 수 있다.

배수가 억제될 경우 반복전단응력에 의해 간극수압은 점진적으로 증가하고 이에 따라 유효응력은 감소하여 결국에는 유효응력이 0(zero)이 되는데, 이와 같이 액상화현상으로 인하여 지반강도가 점진적으로 약해지는 현상을 반복유동화현상(cyclic mobility)이라 한다. 반복유동화나 또는 액상화에 영향을 주는 인자는 지반운동의 특성, 지반의 종류, 현장응력상태이며, 지반운동의 특성은 액상화로 수반되는 전단변형율에 영양을 미친다. 현재까지의 연구에 의하면 액상화는 근사적으로 예측하는 것만이 가능할 뿐이며 두가지 기본적인 접근 방법은 다음과 같다.

1) 액상화에 관한 사례조사를 통한 평가와 표준관입시험 N 에 근거한 경험적인 방법

$$R_i=\frac{\tau_{av}}{\sigma^{'}{}^{o}}=0.65\sigma_{\max}\frac{\sigma_o}{\sigma_o^{'}}\gamma_d \tag{2.18}$$

2) 실내시험과 현장응답해석에 근거한 방법

이 방법은 설계지진 하에서의 토체의 반복응력을 산정하고 실험실에서 대표적인 시료를 이용하여 액상화를 유발하는 응력을 산정한 후, 서로를 비교하는 방법으로, 실험실조건과 현장조건의 차이를 규명하여 실내시험 결과를 보정해야 한다.

3) 사면

사면은 지진으로 인하여 붕괴가 발생하며 지진하중에 의하여 얕은 활동파괴가

유발된다. 지진발생시 토사사면과 제방의 거동을 파악하기 위해서는 변형을 측정하는 것이 가장 좋다.

- 유사정적설계 : 유사정적설계는 활동토체의 중양에 수평하중이 작용하는 것으로 가정하는 방법으로 오늘날 실무에서 많이 사용되고 있다. 규준이나 법규에 따라 다르지만 안전율은 개략적으로 1.0 ~ 1.5 범위를 지닌다.

- 변형율설계 : 댐구조물의 경우에 비배수동적전단을 통한 삼축압축시험시의 축변형율은 해석과 설계에 있어서 자주 사용되어 왔다. 실험실에서의 시료의 거동은 현장시공작업시의 측정치와 같다고 가정한다. 현장조건을 재현할 수 있도록 실험실에서의 결과를 수정하는 적업이 필요하다.

지진하중에 취약한 사면지반은 다음과 같다.

1) 약하고 균열을 지닌 암반이나 불포화된 황토로 구성된 매우 가파른 사면은 인장 균열이 발생하여 일시적인 충격에 의해 파괴되기 쉽다.
2) 느슨하고 포화된 사질토지반은 급작스러운 충격에 의해 액상화 되기 쉬우며 구조 변화와 유동 파괴를 수반한다.
3) 자연함수비가 액성한계를 초과하는 예민한 점성토지반에서도 이와 유사한 현상이 발생할 수 있다.
4) 안식각을 유지하고 있는 건조한 사질토사면은 지진하중에 의해 얇게 벗겨지기 쉽다.

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 한계상태설계 개요

1. 한계상태설계 정의

구조물 기초의 한계상태(limit state)는 기초가 요구하는 성능을 상실한 상태, 즉 기초의 파괴와 비파괴의 경계를 의미한다. 한계상태는 크게 기초의 전단파괴, 압축파괴 등 강도에 관계되는 극한한계상태(ultimate limit state)와 기초의 침하, 변위 등 사용성에 관계되는 사용한계상태(serviceability limit state)로 구분된다.(표 3.1) 구조공학 분야에서는 부재의 피로한계상태(fatigue limit state)를 정의하기도 하나 지반공학 분야에서는 해안·항만 구조물 기초 등과 같이 강성 기초가 반복적인 파랑하중 등에 직접적으로 영향을 받는 경우를 제외하고는 대부분의 경우에서는 파괴의 지배적인 조건이 아니므로 일반적으로 고려하지 않는다.

<표 3.1> 전체 한계상태

① 극한한계상태 (안정성)	부재의 파괴나 큰 변형 등에 의해, 안정성이 손상되지 않고 구조물내외의 인명에 대한 안전등을 확보할 수 있는 한계 상태	
	특정 작용 한계 상태	피로한계상태(변동 작용의 반복작용에 따르는 피로 손상으로 발생)상태
		내구한계상태(환경인자의 영향에 의한 손상으로 발생)
		내화한계상태(화재로 인한 손상으로 발생)
② 회복한계상태 (복구성)	손상후, 적용 가능한 기술과 타당한 경비 및 기간의 범위에서 복구를 하면, 계속 사용이 가능하게 할 수 있는 한계의 상태.	
③ 사용한계상태 (사용성)	구조물의 기능이 확보되는 한계의 상태	
	특정 작용 한계 상태	피로한계상태(변동 작용의 반복작용에 따르는 피로 손상으로 발생)
		내구한계상태(환경인자의 영향에 의한 손상으로 발생)
		내화한계상태(화재로 인한 손상으로 발생)

ISO규격인 TC71/SC4에서 제안된 Performance Requirements for Structural Concrete의 초안에는 한계상태를 극한한계상태(structural safety), 사용한계상태, 내구한계상태(durability limit states), 내화한계상태(fire resistance limit states), 피로(fatigue)로 구분하고 있다.

1.1 극한한계상태

극한한계상태는 구조물 부재의 파괴나 큰 변형 등에 의해 안정성이 손상되지 않고, 구조물 내외의 인명에 대한 안전성을 확보할 수 있는 한계의 상태를 말한다. 한편, 다음의 손상에 의해 구조물의 안정성이 손상되지 않고, 구조물의 내외의 인명에 대한 안전성을 확보할 수 있는 한계의 상태(특정 작용 한계상태)를 포함하는 것이라고 한다.

- 변동 작용이 반복해 작용하는 것에 따른 피로 손상(피로한계상태)
- 환경인자의 영향에 따르는 손상(내구한계상태)
- 화재에 따르는 손상(내화한계상태)

Eurocode에서 한계상태설계는 어떠한 특정 설계상태가 한계상태를 초과하지 않도록 검증하는 것으로 한계상태설계법에서 검증되어야 할 극한한계상태를 세 글자로 된 머리글자로 약어로 나타내었으며, 다음의 6가지 형태로 분류하였다. 단, 지반설계 분야인 Eurocode7에서는 피로파괴(FAT)에 대한 내용은 다루지 않는다.

- EQU : 강체로 고려되는 구조물의 정적 평형상태의 상실
- STR : 구조물의 내적 파괴 또는 과도한 변형
- FAT : 재료가 반복하중을 받는 경우에 발생
- GEO : 하중과 자중을 기초가 충분히 지지할 수 없는 상태
- UPL : 수압(부력) 또는 다른 연직하중으로 인한 융기로 구조물이나 지반의 평형이 손실된 상태
- HYD : 동수경사에 의해 지반에 발생하는 수리학적 융기, 내부 침식과 변형

1.2 사용한계상태

사용한계상태는 구조물의 기능이 확보되는 한계의 상태를 말한다. 한편, 다음의 손상에 의해 구조물의 사용성이 손상되지 않는 한계의 상태(특정 작용 한계상태)를 포함한다.

- 변동 작용이 반복해 작용하는 것에 따르는 피로 손상(피로한계상태)
- 환경인자의 영향에 따르는 손상(내구한계상태)
- 화재에 따르는 손상(내화한계상태)

1.3 복구한계상태

복구한계상태는 손상 후 적용 가능한 기술과 타당한 비용 및 기간의 범위에서 복구를 행하면 계속 사용이 가능하게 할 수 있는 한계의 상태를 말한다. ISO 2394에서 한계상태의 정의는 다음과 같다.

<표 3.2> ISO 2394의 한계상태 정의

구 분	ISO2394
일 반	• 구조물 전체 또는 부분에 대한 구조성능은 구조물의 상태 및 조건에 따라 일련의 한계상태에 관하여 구분하여야한다. • 구조물의 한계상태는 다음 2개의 상태로 구분할 수 있다. a) 최대 내진성능에 관한 극한한계상태 b) 일반적인 사용에 관한 사용한계상태 • 한계상태를 초과하는 경우에는 구조물의 회복가능성에 따라 구분할 수 있다. • 회복 가능한 경우, 한계상태를 초과하게 된 원인이 지속될 경우 구조물의 손상이나 기능 상실은 그대로 유지되고, 이 원인이 없어지면 구조물은 본래의 상태로 되돌아오게 된다. • 회복 불가능한 경우, 초과된 한계상태와 관련된 손상이나 기능 상실은 구조물이 복구될 때까지 남게 된다.
극 한 한 계 상 태	• 극한한계상태는 다음의 경우와 같다. a) 강체로 고려할 때의 구조체 또는 구조부분의 균형의 상실 b) 단면이나 부재료 접합부의 최대내력으로의 도달이나 과도한 변형으로 인한 파괴(피로나 부식에 의한 영향 포함) c) 구조체 또는 그 일부의 메커니즘(mechanism) 상태 d) 구조체 또는 그 일부의 안정성의 상실 e) 급격한 변화로 인하여 한계상태를 초과한 경우 구조체계는 대부분 회복 불가능한 상태이며, 처음으로 그 상태를 초과했을 경우에 파괴가 발생한다.
사 용 한 계 상 태	• 사용한계상태는 다음의 경우와 같다. a) 구조체의 내구성을 저감시키거나 구조 재료 또는 비구조 재료의 유효성 또는 외관에 영향을 주는 부분적 손상(균열)을 포함한다. 반복 하중은 부분적인 손상에 영향을 준다. b) 구조 재료, 비구조 재료, 설비 또는 외관에 영향을 주는 허용되지 않는 변형 c) 비구조 재료, 설비에 영향을 주는 과도한 진동이나 부분적 손상, 허용치를 벗어난 잔류 변형으로 인하여 사용한계상태를 초과하는 것은 회복 불가능한 상태이며, 초기 도달시 파괴가 발생한다. 그 밖의 경우에 대한 사용한계의 초과는 회복가능하기 때문에 이후 파괴가 발생한다. • 그 경우는 다음과 같다. a) 구조물의 한계상태 초과를 허용치 않을 경우, 처음으로 그 사용한계상태를 초과하는 경우 b) 초과를 허용할 경우, 구조물의 사용한계상태 초과 시간이 설계시 고려했던 시간보다 길 경우 c) 초과를 허용할 경우, 구조물의 사용한계상태 초과 회수가 설계시 고려했던 횟수보다 많을 경우 d) 상기 기준(criteria)의 조합 또는 다른 관련 기준의 조합이 발생했을 경우이다. 이 경우는 일시인 부분적 손상(예를 들면, 일시적 파손), 일시적인 큰 변형이나 진동을 포함한다. 사용한계상태에 대한 설계 기준은 일반적으로 허용되는 변형이나 가속도, 파손 등으로 표현된다.

구조물 기초에 관한 한계상태설계법을 구성하기 위하여 구조물 기초의 한계상태를 정의하고, 각 한계상태에 따른 구조물 기초의 요구 성능을 <표 3.3>~<표 3.4>에 나타내었다.

<표 3.3> 구조물 기초의 한계상태

한 계 상 태	한계상태 기준
극한한계상태	• 구조물 기초의 활동, 전도, 지지력, 원호활동 파괴 등 구조물 전체 시스템의 안정이 유지되는 한계상태
사용한계상태	• 구조물 기초의 일부 요소 중 안정이 손상되어도 구조물 전체 시스템의 안정은 유지되고 대상 시설의 기능이 확보되는 한계상태

<표 3.4> 각 한계상태에 대한 요구 성능

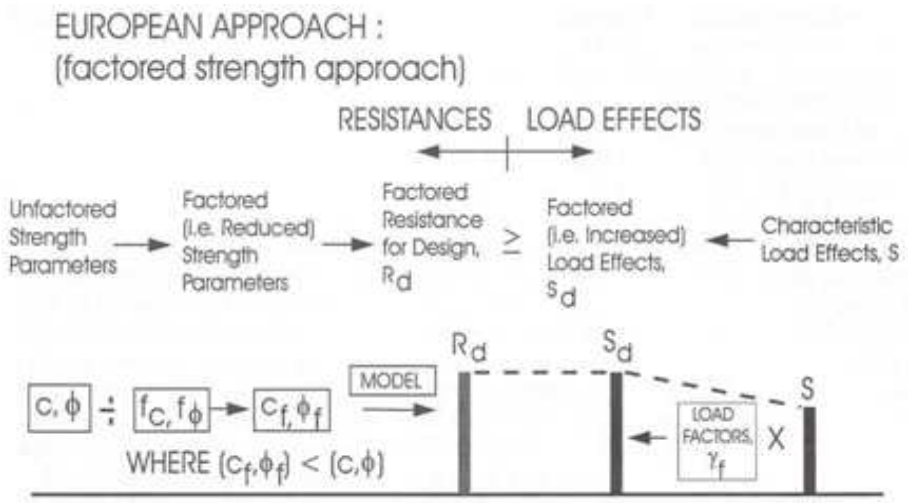
한 계 상 태	요구 성능
극한한계상태	• 기초 내부파괴 및 과도한 변형이 발생하지 않음 • 상부 구조물이 붕괴되지 않음
사용한계상태	• 보수 · 보강을 필요로 하는 피해가 발생하지 않음 • 상부 구조물에 유해한 잔류변형(침하)이 발생하지 않음

극한한계상태에서는 구조물 기초의 내부파괴 및 대변형에 의해 상부 구조물이 붕괴되지 않아야 하며, 사용한계상태에서는 구조물 기초가 보수·보강이 필요한 피해를 받아 상부 구조물에 잔류변형(침하)이 발생하지 않아야 한다.

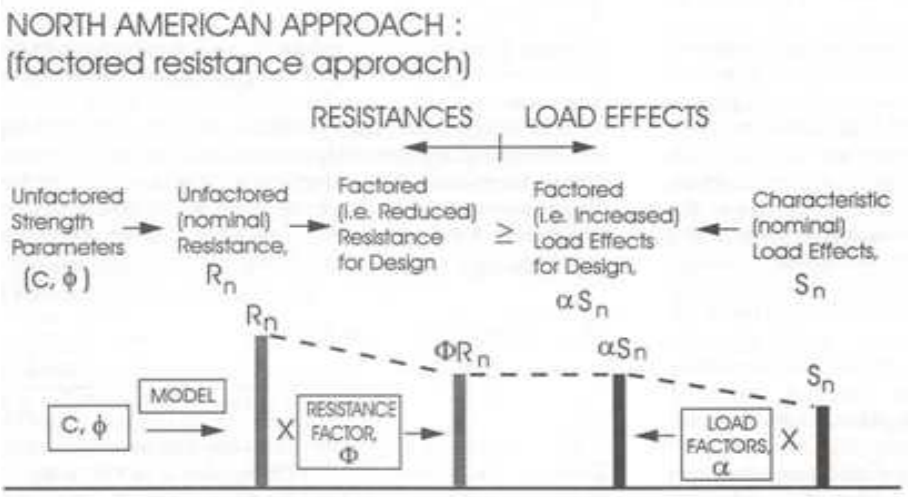
기초구조물은 대형 구조물의 상부하중을 지반으로 전달하는 기능을 가짐으로써 구조물 전체의 안전성을 확보해주는 가장 핵심적인 부분이다. 국내에서 현재 기초구조물 설계시 사용하고 있는 허용응력설계법(ASD, allowable stress design)은 경험에 근거한 획일적인 안전율을 적용하므로, 하중과 지반의 불확실성을 고려하지 못하는 단점이 있다. 그러나 한계상태설계법은 신뢰도 분석을 통해 하중과 지반의 불확실성을 반영할 수 있는 하중계수와 저항계수를 적용함으로써 구조물의 사용목적과 중요도에 따라 최적 설계가 가능한 장점이 있다.

한계상태설계법은 대표적으로 북미지역에서 주로 사용되는 하중저항계수설계법

(LRFD: load and resistance factor design)과 유럽에서 사용되는 유로코드(Eurocode)로 나뉜다.(그림 3.1) 하중저항계수설계법은 모델에 의해 계산된 저항(또는 강도)에 재료나 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 총 저항값에 하나의 계수인 저항계수를 곱해준다. 이와 달리 유로코드에서는 설계 저항(또는 강도)을 구성하는 다양한 설계 정수(점착력, 내부마찰각 등)들에 부분안전계수를 적용하여 저항의 불확실성을 반영한다.



(a)



(b)

<그림 3.1> 한계상태설계법의 종류: (a)Eurocode, (b)LRFD (Becker, 1996)

한계상태설계 시 구조물에 작용하는 실제 하중과 재료의 실제 강도는 어떤 형태의 분포를 가지는 확률량으로서 하중작용 및 재료강도의 변동을 고려하여 확률론적으로 구조물의 안전성 평가가 요구되며, 한계상태설계법은 구조물이 그 사용목적에 적합하지 않는 한계상태에 도달될 수 있는 확률을 허용한도 이하로 되게 하려는 설계법이다. 또한 구조 부재나 상세요소의 극한내력강도 또는 한계내력에 기초를 두고 극한 또는 한계하중에 의한 부재력이 부재의 극한 또는 한계 내력을 초과하지 않도록 하는 설계법이다. LRFD에서는 하중 및 저항관련 안전 모수인 설계안전율의 결정을 종래의 설계법에서와 같이 주로 오랜 기간의 경험에만 의존하여 확정적으로 결정하지 않고, 하중과 저항에 관련된 모든 불확실성을 확률 통계적으로 처리하는 구조 신뢰성이론에 기초하여 결정한다. 따라서 일관성 있는 적정수준의 안전율을 확보할 수 있어 구조물의 신뢰도를 높일 수 있는 보다 합리적이고 새로운 설계법이다.

한계상태설계 과정은 첫째, 구조물에 발생가능한 모든 한계상태 관련 파괴모드를 확인하고, 둘째, 각 한계상태에 적정한 안전수준과 적절한 부분계수를 설정한 다음, 마지막으로 설계자에 의해 지배적인 한계상태를 고려한 구조단면 또는 저항의 설계를 행하는 순으로 진행된다.

2. 구조물별 성능평가 항목

2.1 깊은기초

앞서 설명한 사용한계상태, 극한한계상태 및 극단상황한계상태를 규정하기 위해서는 각 한계상태를 대표할 수 있는 성능을 결정할 필요가 있다. 일반적으로 기초는 모든 활하중, 고정하중, 토압 및 수압을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다. 또한 지지, 전도, 활동, 사면 활동, 침하 등에 대하여 안정하여야 하며, 기초의 변위량은 한계 변위량을 초과하지 않아야 한다. 기초의 수평 및 수직 한계 변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 과대 변위 발생 시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정되어야 한다. 대표적으로 기초 설계의 사용한계상태에 대한 고려 사항은 다음과 같다.

- 침하량
- 횡방향 변위량
- 지지력
- 전체 안정성

기초에 대한 허용 연직 침하량, 횡방향 변위 기준은 구조물의 기능, 형태, 사용기간 그리고 과도한 변위가 기초 및 인접구조물에 미치는 영향에 근거하여 결정한다. 전체 안정성은 지반 토체의 한계평형해석으로써 평가할 수 있다. 사용한계상태는 일반적으로 사용하중조합의 조건에서 한계 변위(축방향, 횡방향)에 대한 문제이므로 말뚝기초에 설계하중이 재하되었을 때의 침하량은 한계 범위 이내가 되어야 한다. 따라서 외말뚝의 침하량, 무리말뚝의 침하량 및 부등침하량 값을 상부 구조물의 특성과 연계하여 판정한다. 말뚝의 침하거동에 미치는 영향요인은 매우 다양하므로 외말뚝 또는 무리말뚝의 침하량을 정확하게 예측하는 것은 난해한 문제이다. 일반적으로 말뚝의 주면마찰력은 수 mm정도의 변위에서 극한상태에 도달되기도 하지만 극한 선단지지력은 말뚝직경의 약 5~10%정도의 큰 변위에서 발생하므로 지지력 발휘에 소요되는 변위거동이 상이하다. 즉 말뚝의 하중-침하거동은 지지력 성분의 상대적인 영향정도, 지반조건 및 말뚝시공방법 등에 따라 영향을 받기 때문이다.

한계 침하량을 어느 수치로 규정함은 비합리적이고, 상부구조의 구조형식, 사용재료, 용도, 중요성 및 침하의 시간적 성격 등에 의해서 규정되어야 하는 것이다. 그러므로 기존 공식에서 제시하고 있는 값들은 단순한 참고일 뿐이며 이들 문제에 대해서는 전문기술자의 의견에 따라 설계자가 판단하여야 한다.

말뚝의 수평변위는 상부로부터 작용하는 하중을 모두 고려하여 구조적 안정성을 확보할 수 있는 범위 내에서 허용할 수 있다. 말뚝 및 기둥부의 횡방향 변위는 교좌장치의 구속조건을 고려하여 검토되어야 한다. 이 때 말뚝의 변위는 지반 횡방향 지지력의 비선형성을 고려할 수 있는 상세해석법(예, p-y 해석)을 통하여 구한 값을 기준으로 해야 할 것이다.

극한한계상태의 기초 설계는 다음 사항들을 고려한다.

- 지지력
- 접지압
- 기초 저면의 활동
- 횡방향 지지력
- 구조적인 파괴

극한한계상태는 지반 또는 구조물의 강도 파괴현상과 직접적인 연관성이 있으며, 지지력과 구조 파괴의 개념으로 대변될 수 있다. 말뚝의 축방향 저항력은 말뚝본체의 압축하중과 지반의 저항력 중 작은 값 이하로 하는 것이 일반적이다. 지반의 저항력은 축방향 극한지지력에 소정의 저항계수를 곱한 값으로 하며, 본체의 압축하중은 공칭강도 또는 설계강도에 소정의 강도감소계수(재료계수)를 곱한 값으로 한다. 일정규모 이상의 공사에서는 시험말뚝을 설치하고 압축재하시험을 실시하여 지반의 축방향 극한압축지지력을 확인하며, 공사 규모가 작거나 제반 여건상 시험말뚝 시공과 압축재하시험이 곤란한 경우에는 지반조사와 토질시험 결과를 이용한 정역학적 지지력공식을 이용하거나 표준관입시험, 정적관입시험, 공내재하시험 등과 같은 원위치시험 결과를 이용한 경험식에 의하여 축방향 극한압축지지력을 계산할 수 있다. 그러나 이들 방법의 신뢰도는 극히 낮기 때문에 공사 초기에 실제 말뚝을 대상으로 압축재하시험을 실시하여 축방향 압축저항력을 확인한다.

외말뚝 조건에서 지반의 축방향 압축저항력은 지반조사 성과로부터 획득되는 실

내 및 현장시험결과를 이용하는 방법과, 기존 실적을 토대로 경험식에 의한 방법 그리고 가장 신뢰도가 높은 재하시험을 통하여 결정하는 방법 등이 있다. 외말뚝 조건의 축방향 지반저항력은 이들 산정방법을 이용하여 구한 지반의 극한압축지지력에 소정의 저항계수를 곱하여 산정한다.

외말뚝의 횡방향 저항력은 횡방향 재하시험을 실시하여 결정하는 것이 가장 바람직하며, 실제 구조물의 하중조건과 다른 경우에는 그 결과를 적합한 방법으로 해석한다. 횡방향 재하시험을 실시할 수 없는 경우에는 탄성보 방법과 극한 평형법과 같은 해석적 방법 또는 프레셔미터 결과를 이용한 방법으로 횡방향 저항력을 추정할 수 있다. 횡방향 저항력의 경우에는 극한지지력을 매개로 하지 않고, 직접 말뚝의 거동에 따라 저항력을 구한다. 이것은 횡방향 저항력의 특수한 성격을 고려한 것이기 때문이다. 말뚝이 횡방향의 외력을 받을 경우에는 흙의 파괴는 외력이 증대되어 감에 따라 지표면에서 점차적으로 깊은 곳으로 진행하는 성질이 있고, 흙의 파괴하중은 간단히 정할 수가 없다.(단, 짧은 말뚝일 때는 제외) 따라서 말뚝의 저항력은 말뚝자체의 거동에 따라 정해야 한다. 횡방향의 외력을 받을 때 말뚝에는 휨이 생긴다. 이에 따라 말뚝에 휨모멘트가 발생하고 또 말뚝머리에는 변위가 생긴다. 휨모멘트가 커지면 말뚝이 꺾어지며, 말뚝머리 변위량이 커지면 상부구조에 지장을 주게 된다. 따라서 말뚝의 횡방향 저항력은 다음의 두 가지 점을 만족하도록 정해야 한다.

1) 말뚝에 발생하는 휨응력이 말뚝재료의 설계 휨응력을 초과해서는 안 된다.
2) 말뚝머리의 변위량(횡방향 변위량)이 상부구조에서 정해지는 한계변위량을 초과해서는 안 된다.

근입 길이가 긴말뚝에서는 횡방향 외력을 받더라도 말뚝 밑 부분에는 거의 변위가 생기지 않으며 따라서 이 부분에는 지반반력의 변화도 없고, 외력에 대해서도 아무런 저항을 발휘하지 않는다. 긴말뚝의 경우 횡방향 외력에 대한 말뚝의 거동은 말뚝의 실제 근입 길이에는 관계가 없으며, 말뚝 하부는 지반 속에 고정된 형태를 갖는다. 말뚝의 강성이 큰데 비하여 길이가 짧은 경우를 짧은 말뚝이라고 한다. 짧은 말뚝에서는 횡방향 외력에 의한 말뚝의 움직임은 휨보다는 회전에 가까워지며, 극단의 경우에는 어느 하중으로 흙이 전면적인 파괴상태에 들어가 말뚝이 전도하게

된다. 이와 같은 경우에는 흙의 파괴하중에 의해 말뚝의 횡방향 극한지지력을 규정할 수가 있다. 그러므로 짧은 말뚝의 횡방향 저항력을 정하기 위해서는 휨응력, 말뚝머리 변위량 외에 파괴하중도 고려하지 않으면 안 된다. 짧은 말뚝은 긴말뚝에 비해서 말뚝머리 변위가 크게 되고, 전도의 위험도 있다. 또 말뚝머리 변위나 휨모멘트가 근입길이의 영향을 받기 때문에 긴말뚝의 경우보다 이들의 예측이 어렵다. 더구나 짧은 말뚝은 일반적으로 크리프나 반복하중에 대해서도 불리하다. 그러므로 횡방향력을 지지하는 말뚝으로서 짧은 말뚝을 사용하는 것은 가급적 피하는 것이 좋다.

말뚝 본체의 압축하중은 말뚝 재료의 종류별로 다음 사항들을 고려하여 결정한다. 강말뚝 본체의 설계압축하중은 강재의 설계압축응력에 본체의 유효단면적을 곱한 값에 장경비(말뚝 직경에 대한 길이의 비) 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다. 강말뚝 본체의 유효단면적은 구조물 사용기간 중의 부식을 공제한 값으로 한다. 지하수에 의해 부식이 우려되는 경우에는 강재부식 방지공을 검토하고 이 조건을 고려하여 강말뚝 본체의 설계압축하중을 결정한다.

RC말뚝 본체의 설계압축하중은 콘크리트의 설계압축응력에 콘크리트의 단면적을 곱한 값에 장경비 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다.

PC말뚝 및 PHC말뚝 본체의 설계압축하중은 콘크리트의 설계압축응력에 콘크리트의 단면적을 곱한 값에 프리스트레싱의 영향을 고려하고 장경비 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다. 지하수에 의해 부식이 우려되는 경우에는 부식방지공을 검토하여야 하며 이 조건을 고려하여 말뚝 본체의 설계압축하중을 결정한다.

현장타설말뚝 본체의 설계압축하중은 콘크리트와 보강재로 구분하여 설계압축하중을 각각 산정한 다음 이 두 값을 합하여 결정한다. 콘크리트의 설계압축하중은 콘크리트의 설계압축응력에 콘크리트의 단면적을 곱한 값으로 한다. 보강재의 설계압축하중은 보강재의 설계압축응력에 보강재의 단면적을 곱한 값으로 한다. 지하수에 의해 부식이 우려되는 경우에는 부식방지공을 고려하여 말뚝 본체의 설계압축하중을 결정한다.

단일현장타설말뚝은 현장타설말뚝의 특수한 형식으로서, 푸팅을 시공하지 않고 기초와 기둥을 연속 시공하여 유연한(flexible) 거동을 보이는 기초이다. 원칙적으로 현장타설말뚝의 설계기준을 따른다.

기타 합성말뚝 본체의 설계압축하중은 해당 재료에 대해 필요한 구조계산을 실시하여 결정한다.

말뚝기초 본체의 설계 시 다음 사항을 고려한다.

- 말뚝에 작용하는 압축, 인장, 전단, 휨응력이 모두 설계응력 범위 안에 있어야 한다.
- 말뚝과 기초 푸팅의 연결부, 말뚝의 이음부 등은 확실하게 시공할 수 있도록 설계한다.
- 말뚝의 부식, 풍화, 화학적 침해 등에 대하여 적합한 대책을 강구한다.
- 침식, 세굴 또는 인접지반의 굴착, 지하수 변동 등에 대한 검토와 대책을 수립한다.
- 말뚝을 소요 지지층까지 관입시킬 수 있는 공법을 선정한다.
- 시공 시 발생할 수 있는 소음, 진동 등은 환경기준을 만족하여야 한다.
- 지반의 액상화 가능성에 대하여 검토한다.
- 말뚝종류 선정, 시공장비 선택, 시공법 선정, 지지층 선정, 시멘트풀 보강 여부, 무리말뚝 시공으로 인한 말뚝 솟아오름 가능성 등에 대하여 검토한다.

말뚝간격과 말뚝배열은 다음 사항을 고려하여 결정한다. 말뚝의 배열은 연직하중 작용점에 대하여 가능한 한 대칭을 이루며 각 말뚝의 하중 분담률이 큰 차이가 나지 않도록 한다. 말뚝 간격은 최소한 말뚝직경의 2.5배 이상, 푸팅측면과 말뚝중심간의 거리는 최소 말뚝직경의 1.25배 이상으로 한다.

말뚝재하시험에는 압축시험, 인발시험, 횡방향시험 등이 있으며 다음 사항을 고려하여 계획한다.

1) 말뚝재하시험을 실시하는 방법으로는 정재하시험방법 또는 동재하시험방법을 고려할 수 있다.

2) 말뚝재하시험은 아래의 사항들을 고려하여 목적에 맞도록 계획한다.

(1) 관련시험규정

(2) 지지력

(3) 변위량

(4) 건전도

(5) 시공방법과 장비의 적합성

(6) 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화

(7) 부주면마찰력

(8) 하중전이 특성

(9) 시험횟수와 방법

(10) 시험실시 시기

(11) 시험 및 결과분석 요원

지반조건, 시공장비, 말뚝종류 등 제반 시공조건이 변경될 때는 시험횟수를 추가하도록 시방서에 명시한다. 또한, 중요 구조물일 때에는 시험횟수를 별도로 정한다.

극단상황한계상태의 경우 지진, 홍수, 또는 세굴 된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시 등의 상황에서 구조물의 붕괴를 방지하는 수준을 규정하므로 상기의 조건에 대해서 저항력의 범위 이내 또는 구조재의 내력을 넘지 않는 범위로 규정할 수 있다.

2.2 얕은기초

한국도로공사의 도로설계실무편람(2011)에는 확대기초(spread footing)를 갖는 교량에서는 다음의 강도한계상태와 사용한계상태가 설계에 영향을 미치므로 다음의 항목에 대하여 검토하도록 하였다.

- Strength I : 활하중대 고정하중 비율이 높은 경우
- Strength III 또는 V : 높은 풍하중을 받는 경우

확대기초에서는 지지력(bearing resistance), 침하량(settlement), 기초저면의 활동(sliding resistance), 전도(overturning) 등에 대한 적절한 한계상태 별로 검토를 수행하였다.

- 지지력: strength limit states
- 부등침하: service I limit state
- 기초저면의 활동: strength limit states
- 편심(전도): strength limit states
- 전체안정성: service I limit state
- 구조 강도(structural resistance): service I & strength limit states

미국 FHWA 설계기준서에는 ASD에서는 적용된 하중과 지지력, 구조물 지지에 안전율을 고려하여 모든 불확실성을 고려하는 반면, LRFD에서는 하중과 저항계수를 각각 적용함으로서 변수의 성분별로 구분하도록 하였다.

- 침하
- 지지력
- 활동저항
- 편심하중
- 전체안정
- 구조물 저항

가. 한계상태의 구분

일반적으로 LRFD를 활용한 얕은기초 설계는 극한한계상태(ULS)와 사용한계상태(SLS)에 대한 기초의 안정성을 평가한다. 사용한계상태는 작용하중의 종류에 따라 달라진다. 즉, 바람의 영향이 없는 차륜하중의 경우 Strength I, 허용차륜하중에 대해서는 Strength II을 적용한다. 강도와 사용한계상태로 설계된 기초에서 고려되어야 할 평가항목은 <표 3.5>와 같다.

<표 3.5> 확대기초 설계시 한계상태(FHWA, 2001)

Performance Limit	Strength Limit State(s)	Service I Limit State
Settlement		√
Bearing Resistance	√	
Sliding Resistance	√	
Overturning (Eccentricity of Base Pressure Resultant)	√	
Overall Stability		√
Structural Capacity	√	

나. 사용한계상태 설계

(1) 개요

얕은기초에서 사용한계상태 설계는 전체 및 부분 침하와 전체안정에 대한 평가를 모두 포함한다. 기초의 전체안정은 다음의 조건에 해당할 경우 평가 할 수 있다.

- 수평 또는 경사하중이 작용할 경우
- 기초가 성토제 위에 존재할 경우
- 기초가 사면 범위 내에 존재할 경우
- 기초의 지지대가 침식이나 세굴로 인하여 손실될 수 있는 경우
- 지지층이 경사져 있는 경우

(2) 하중

즉시침하는 Service 1 하중조합을 이용하여 결정할 수 있다. 점토에서 시간에 따른 침하는 영구 하중의 경우에서만 결정된다. 하중의 종류와 특성은 얕은기초 형상에 큰 영향을 미친다. 기초의 형상을 결정하는데 다음의 요소들이 중요한 영향을 미친다.

- 전체하중에 대한 지속하중의 비
- 하중의 지속기간
- 침하 또는 수평변위의 발생 간격

점토에서 압밀침하는 시간에 따라 달라지므로, 일시적인 하중의 영향은 무시할 수 있다. 그러나 점토의 투수성이 높을 경우 일시하중으로 인해 지반의 탄성침하가 발생할 수 있다. 비점성 지반에서의 변형은 시공 중 하중이 작용하는 동안 발생할 수 있으므로 구조물로 인해 하중이 증가할 수 있다. 비점성 또는 모래질 지반에서의 변형은 하중이 작용하자마자 발생하게 되므로 일시적인 하중으로 인한 침하는 비점성 지반에서 중요한 요소이고, 침하분석에 포함될 수 있다.

(3) 침하분석

기초의 침하는 실내실험 결과를 이용한 분석을 통하여 평가할 수 있다. 분석에 적용되는 지반 변수들은 지반의 하중이력, 시공순서, 지반층의 영향 등을 반영한다. 침하는 시간의 영향을 고려하여 전체 또는 부분침하로 고려해볼 수 있으며, 전체침하는 탄성, 압밀, 이차압밀 침하로 구분할 수 있으며 그 식은 다음과 같다.

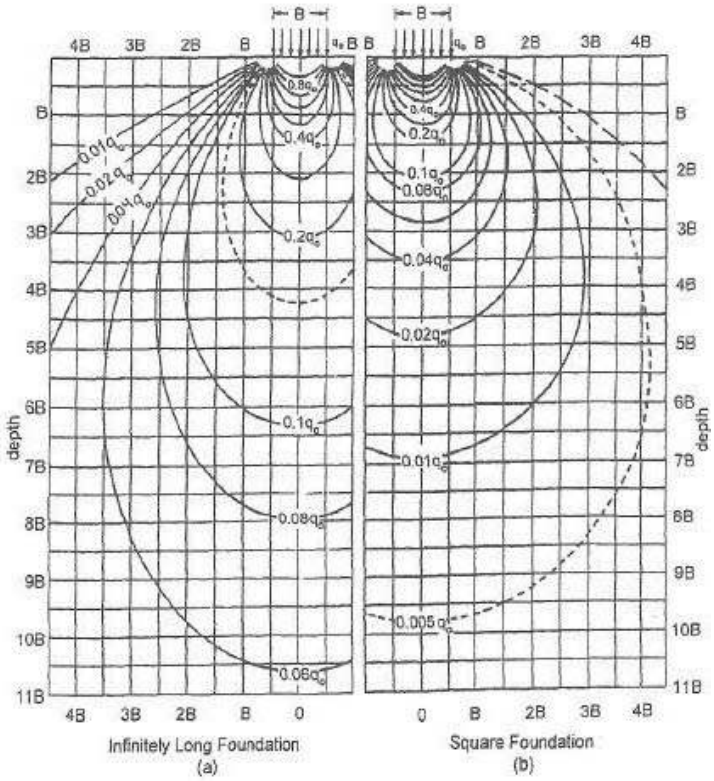
$$S_t = S_e + S_c + S_s \tag{3.1}$$

여기서, S_e=탄성침하

S_c=압밀침하

S_s=이차압밀침하

기초의 침하를 평가함에 있어 기초 위의 하중 영향 범위나 연직하중 분포의 영향 등을 고려할 필요가 있다. 점성과 비점성 흙이 층을 이루고 있는 지반에서의 기초 침하는 각 층별 침하 해석 방법을 적용하여야 하고, 기초위의 감소 응력 영향 범위 내에서 이루어져야 한다.



<그림 3.2> 연속/정방형 기초에 대한 연직응력 분포

(가) 비점성 지반위 기초의 침하

비점성 지층 위에 있는 얕은기초에 대한 침하는 유효 기초폭 함수로 평가할 수 있고, 기초 형상과 지반, 암반 깊이의 영향을 고려해야 하며, 탄성이론이나 경험적 방법을 이용하여 평가할 수 있다. 얕은 기초의 탄성침하는 반무한 탄성체 해석법을 이용하여 해석할 수 있다. E_s가 깊이에 따라 크게 변하지 않는 한, E_s는 기초 아래에서 기초폭의 1/2나 2/3 정도의 깊이에서 결정되어야 한다. 만일 지반탄성계수가 깊이에 따라 변하는 경우 E_s의 가중 평균을 사용할 수도 있다. 얕은 기초의 탄성침하계산을 위한 식을 식 3.2에 나타내었으며 각종 흙의 탄성계수를 <표 3.6> ~ <표 3.7>에 나타내었다.

$$S_e = \frac{[q_0(1-\nu^2)\sqrt{A'}]}{144E_s\beta_z} \quad (3.2)$$

여기서, q_o = 하중강도(MPa)

A' = 기초의 유효면적(mm^2)

E_s = 실내시험결과 대신 표 3.6에 제시된 탄성계수(MPa)

β_z = <표 3.7>에 제시된 형상계수

ν = 포아송비

<표 3.6> 미해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후 수정된 다양한 흙에 대한 탄성계수

흙의 종류	범위	포아송 비	N값을 이용한 E_s의 산정	
	탄성계수, E_s(MPa)	ν	흙의 종류	E_s(MPa)
점성토:			실트, 사질토질 실트, 약간의 점착력 혼합토	$0.4N_1$
연약하고 민감	2.4~15		매우 가늘거나 중간정도의 사질토와 약간의 실트질 사질토	$0.7N_1$
중간정도 굳거나 굳음	1550	0.4~0.5 (비배수)		
매우굳음	50~100		굵은 사질토와 약간의 자갈이 섞인 사질토	$1.0N_1$
			사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
황토	15~60	0.1~0.3	사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
실트	2~20	0.3~0.35		

N : 표준관입시험치, N_1 : 깊이에 따른 SPT 수정치
S_u : 비배수 전단강도(MPa), q_c : 콘 관입저항력(MPa)

<표 3.6> 미해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후 수정된 다양한 흙에 대한 탄성계수

(계속)

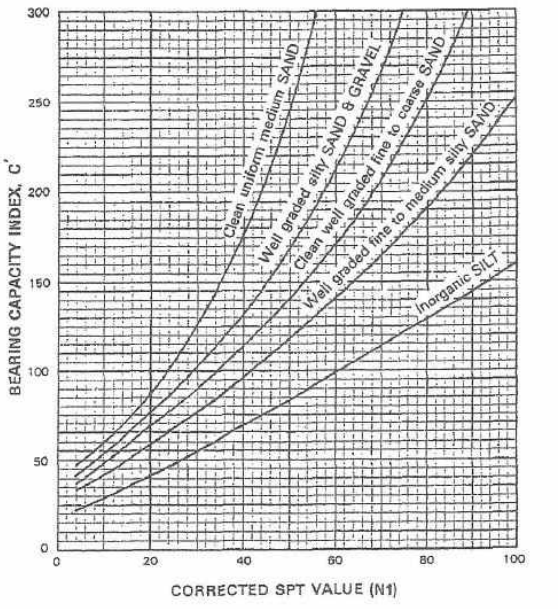
<table>
<tr><td rowspan="2">흙의
종류</td><td>범위</td><td rowspan="2">포아송 비
ν</td><td colspan="2">N값을 이용한 E_s의 산정</td></tr>
<tr><td>탄성계수,
E_s(MPa)</td><td>흙의 종류</td><td>E_s(MPa)</td></tr>
<tr><td>가는사질토</td><td></td><td rowspan="3">0.25</td><td colspan="2">S_u을 이용한 E_s의 산정</td></tr>
<tr><td>느슨
중간
조밀</td><td>7.5~10
10~20
20~25</td><td rowspan="3">연약하고 민감한 점성토
중간정도 굳거나 굳은 점성토
매우 굳은 점성토</td><td>$400S_u$~$1000S_u$
$1500S_u$~$1000S_u$
$3000S_u$~$4000S_u$</td></tr>
<tr><td>사질토:
느슨
중간
조밀</td><td>
10~25
25~50
50~75</td><td>
0.20~0.35

0.30~0.40</td></tr>
<tr><td>자갈:
느슨
중간
조밀</td><td>
25~75
75~100
100~200</td><td>
0.2~0.35

0.3~0.4</td><td colspan="2">q_c을 이용한 E_s의 산정
사질토의 흙 | $4q_c$</td></tr>
<tr><td colspan="4">N : 표준관입시험치, N_1 : 깊이에 따른 SPT 수정치
S_u : 비배수 전단강도(MPa), q_c : 콘 관입저항력(MPa)</td></tr>
</table>

<표 3.7> 강성에 따른 형상계수(EPRL, 1983)

L/B	연성, β_Z (평균)	강성, β_Z
원형	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41



<그림 3.3> 보정 SPT - 지지력지수
(Cheney & Chassie, 2000)

(나) 점성토에 놓인 기초의 침하

점성토 위에 있는 기초에 대해서는 탄성침하량 외에도 압밀침하량을 산정해야 한다. 소성이 큰 점성토나 유기질 점성토에서는 이차압축침하량이 중요하므로 침하해석 시에 이를 포함시켜야 한다.

실내시험결과를 간극비(e)로 표시할 때, 완전히 포화되었거나 거의 포화된 점성토에 놓인 기초의 압밀침하량은 다음과 같다.

- 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_{cr}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_{cr}\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \tag{3.5}$$

- 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \tag{3.6}$$

- 미압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right)\right] \quad (3.7)$$

1차원 압밀침하량이 원하는 압밀도에 도달하는 데 걸리는 시간(t)은 다음과 같이 구할 수 있다. 시간계수 T에 대한 압밀도 U의 관계를 <그림 3.6>에 나타내었다.

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (3.12)$$

여기서, T = <그림 3.6>에서 정의된 시간계수

H_d= 압축성 층의 최대 배수길이(mm)

c_v = 불교란 시료를 이용한 실내 압밀시험의 결과 혹은 피에조미터나 피에조콘을 이용하여 현장에서 구한 압밀계수($mm^2/yr.$)

(다)암반에 놓인 기초의 침하

암반이 파쇄되어 있거나 절리가 발달하여 양호한 암반 조건을 충족시키지 못하다면 암반의 종류, 불연속면의 상태, 풍화 정도 등이 침하분석 고려되어야 한다. 파쇄되어 있거나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 탄성침하량은 다음과 같다.

- 원형(혹은 정사각형) 기초

$$P = q_o(1-\nu^2)\frac{rI_p}{E_m} \quad (3.14)$$

여기서, $I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_Z}$ (3.15)

- 직사각형 기초

$$P = q_o(1-\nu^2)\frac{BI_p}{E_m} \quad (3.16)$$

여기서, $I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_Z}$ (3.17)

q_o = 재하면적 바닥의 연직응력(MPa)

ν = 포아송 비(표 3.8 참조)

r = 원형 기초의 반지름 또는 정사각형 기초의 B/2(mm)

I_p = 기초의 강성과 치수(dimension)를 고려한 영향계수

E_m = 암반의 변형계수(MPa)

β_Z = 기초의 모양과 강성에 관한 계수

<표 3.8> 신선암(intact rock)의 포아송 비(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	포아송 비, ν			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
반려암	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
휘록암	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
현무암	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
석영암	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
대리석	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
편마암	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
편암	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
사암	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
실트암	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
셰일	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
석회암	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
백운암	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

<표 3.9> 신선암(intact rock)의 탄성계수(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	탄성계수, $E_0(MP_a \times 10^3)$			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	26	26	100.0	6.410	52.70	24.48
섬록암	3	3	112.0	17.100	41.40	42.68
반려암	3	3	84.1	67.60	75.80	6.69
휘록암	7	7	104.0	69.000	88.30	12.27
현무암	12	12	84.1	29.000	56.10	17.93
석영암	7	7	88.3	36.500	66.10	16.00
대리석	14	13	73.8	4.000	42.60	17.17
편마암	13	13	82.1	28.500	61.10	15.93
점판암	11	2	26.1	2.410	9.58	6.62
편암	13	12	69.0	5.930	34.30	21.93
천매암	3	3	17.3	8.620	11.80	3.93
사암	27	19	39.2	0.620	14.70	8.20
실트암	5	5	32.8	2.620	16.50	11.38
세일	30	14	38.6	0.007	9.79	10.00
석회암	30	30	89.6	4.480	39.30	25.72
백운암	17	16	78.6	5.720	29.10	23.72

(4) 사용한계상태에서의 지지력 저항

지지력 저항에 대한 추정값은 현장 인근 지반의 지질 조건을 토대로 얻을 수 있으며, 암반에서의 지지력 저항은 RMR 값에 대한 경험적 보정을 통하여 결정할 수 있다. 지역적 특성이 고려된 경우에는 반 경험적 절차를 활용하여 결정해야 한다.

추정 지지력 저항 값이 암석의 일축압축강도나 콘크리트 압축강도를 초과할 경우 추정 지지력 저항은 두 값 중 더 작은 값으로 결정할 수 있다. 일반적으로 콘크리트 압축강도는 $0.3f'_c$로 얻을 수 있다.

다. 강도한계상태 설계

(1) 흙에서의 지지력

(가) 개요

얕은기초의 지지력은 기초 위치에서 가장 높은 위치의 지하수위를 기점으로 결정된다. 강도한계상태에 대한 저항계수 q_R은 다음과 같다.

$$q_R = \varphi_b q_n \tag{3.20}$$

여기서, φ_b = 저항계수

q_n = 지지력

편심 하중이 작용할 경우, 유효 기초폭과 길이는 지지력 저항과 관련한 모든 식과 표, 도표에서 전체 길이(L)와 폭(B)을 대신할 수 있다.

(나) 이론적 평가

- 기본방정식

비점성토 위 얕은 기초의 지지력은 유효응력과 배수 강도정수 분석을 이용하여 산정한다. 반면, 점성토 위 기초의 지지력은 전응력과 비배수 강도 정수 분석을 통하여 산정하나 점성토가 연약해지거나 시간경과에 따라 강도가 약해질 경우, 지지력은 유효응력과 배수 강도정수 분석을 통해 산정한다.

압축된 지반에서 기초의 지지력은 전응력 혹은 유효응력 분석 중 보다 적합한 방법을 적용하여 산정한다.

지반층의 지지력을 산정하는 방정식은 식 3.21과 같다.

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma} \tag{3.21}$$

- 관입전단

국부 또는 관입전단 파괴가 발생할 경우, 지지력은 감소 전단강도정수 c^*과 ϕ^*를 적용하여 산정한다. 감소 전단강도 정수는 다음과 같다.

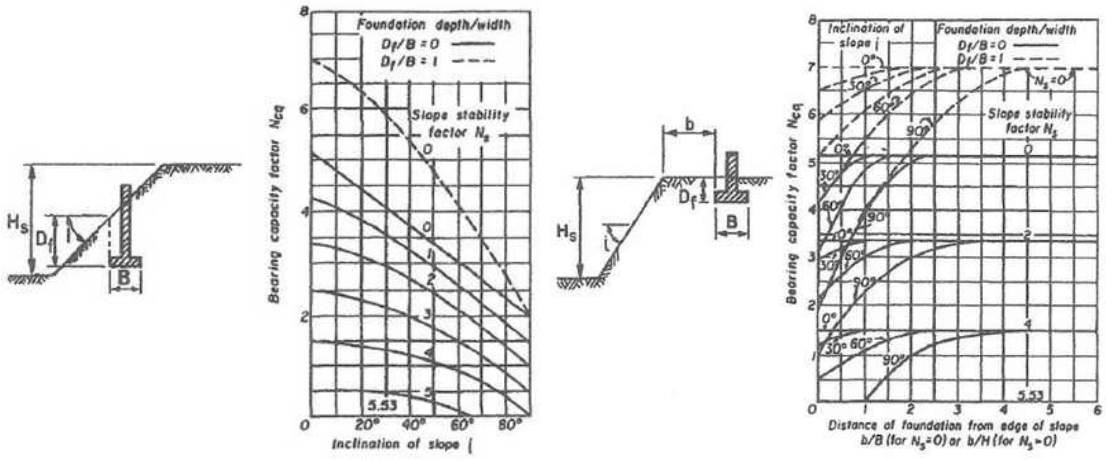
$$c^* = 0.67c \tag{3.22}$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67\tan\phi_f) \tag{3.23}$$

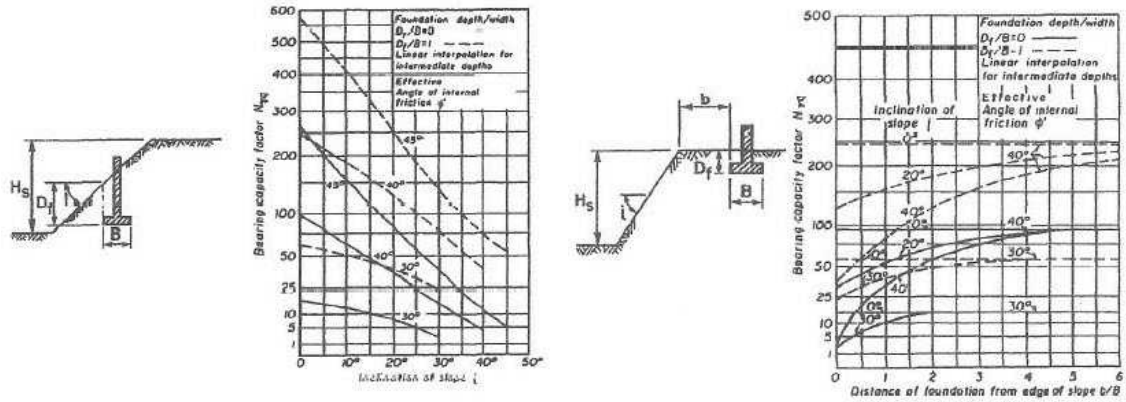
- 사면 위 기초

사면 위 기초의 지지력의 경우, $N_q = 0$이고, <그림 3.7~3.8>에 도시된 경사안정계수 N_s는 다음과 같다.

$$- \ B < H_s \ : \ N_s = 0 \qquad - \ B \geq H_s \ : \ N_s = \frac{\gamma H_s}{c} \tag{3.24}$$



<그림 3.7> 점성토 위 기초의 수정 지지력 계수



<그림 3.8> 비점성토 위 기초의 수정지지력 계수

- 반경험적 절차

기초 지반의 지지력은 현장시험 결과나 유사 지반의 저항특성을 고려하여 산정한다. 현장시험(SPT, CPT) 적용과 해석에 대한 부분은 경험적인 요소가 많이 포함

된다. SPT를 적용한 모래에서의 지지력은 다음식과 같다.

$$q_n = \frac{\overline{N}1_{60}B}{5}(C_{wq}\frac{D_f}{B} + C_{w\gamma}) \quad (3.25)$$

(2) 암반의 지지력

(가) 개요

암반 위 기초의 설계에 사용되는 방법들은 풍화상태, 불연속면 존재와 방향을 고려해야 한다. 양질의 암반 위 기초의 경우의 지지력은 암반의 일축압축강도와 RQD를 이용하여 산정한다. 양호하지 않은 암반 위 기초에 대해서는 풍화 및 불연속면 여부 등을 고려해야하므로 보다 더 세부적인 분석이 필요하다.

또한 암반전체의 불연속면 조건과 방향 그리고 자연상태의 암반 등을 고려하여 암반의 상태를 판단해야 하며, 암반체의 상태는 RMR등급 절차를 통해 확인할 수 있다.

(나) 반경험적 절차

암반의 지지력은 geomechanics rock rating 시스템에 따른 경험적 상관관계를 사용하여 결정한다. 이러한 반경험적 절차에는 경험적 요소가 포함되고, 기초의 지지력 계수는 기초 콘크리트의 압축저항계수보다 크지 않아야한다.

(다) 분석 방법

암반 위 기초 지지력은 암반공학의 원리와 암반 강도정수를 토대로 산정되고, 여기에 파괴모드에 따른 불연속면의 영향이 고려되어야 한다.

(라) 재하 시험

암반 위 기초의 지지력을 산정하기 위하여 필요에 따라 재하시험을 수행할 수 있다.

(3) 활동 파괴

활동 파괴는 수평 또는 경사하중을 받거나 사면에 위치한 기초에서 발생된다.

점토에서의 기초는 흙과 기초사이의 수축 공간의 여부에 대하여 고려해야 한다. 수동저항이 활동에 저항할 만큼의 전단 저항을 갖는다면 향후 기초 전면부 흙을 제거할 수 있다.

활동파괴에 대한 저항계수는 식 3.26과 같다.

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep} \tag{3.26}$$

기초위의 흙이 비점성일 경우, 흙과 기초사이의 활동저항은 식 3.27과 같다.

$$R_\tau = V \tan \delta \tag{3.27}$$

2.3 연약지반개량

가. 심층혼합처리공법

(1) 국내외 설계기준 및 설계지침 현황

연약지반개량에 의한 기초(심층혼합처리공법)의 성능평가 및 표준화 항목을 검토하기 위하여 최근 국내·외 대표적인 설계기준 및 설계지침을 조사하였으며, 설계기준을 비교 검토하였다.(표 3.10)

<표 3.10> 국내·외 대표적인 설계기준 및 설계지침

구 분	발행기관	설계기준 및 설계지침
한 국	해양수산부(2005)	• 항만 및 어항설계기준
일 본	CDIT(2002)	• The Deep Mixing Method : Principle, Design and Construction
유 럽	CEN(2003)	• Execution of Special Geotechnical Works -Deep Mixing
미 국	FDOT(2004)	• A Compendium of Ground Modification Techniques

한국은 일본 연안개발기술센터(沿岸技術研究センター, 1998)에 발간한 "해상공사에서의 심층혼합처리공법 기술매뉴얼"의 일부분을 인용하여 항만 및 어항 설계기준(2005)에 설계기준을 적용하고 있다. 일본은 국토교통성(Ministry of Land, Infrastructure and Transport)의 인증을 받아 국제적인 설계기준(CDIT, 2002)인 "The Deep Mixing Method"를 발간하였다. 유럽은 유럽표준위원회(CEN)에서 제정한 EN 14679(CEN, 2003) "Execution of Special Geotechnical Work - Deep Mixing"을 Eurocode를 설계기준으로 이용하고 있다. 미국은 연방정부에서 승인된 심층혼합처리공법의 설계기준이 마련되어 있지 않아, 플로리다주 교통국(Florida Department of Transportation)과 연방 교통국(U.S. Department of Trasportation)이 공동으로 준비한 "A Compendium of Ground Modification Techniques"을 설계기준으로 간주하였다. 심층혼합처리공법의 설계기준의 주요 구성항목은 공법의 적용범위, 설계 검토항목, 품질관리 및 품질확보로 구성된다.

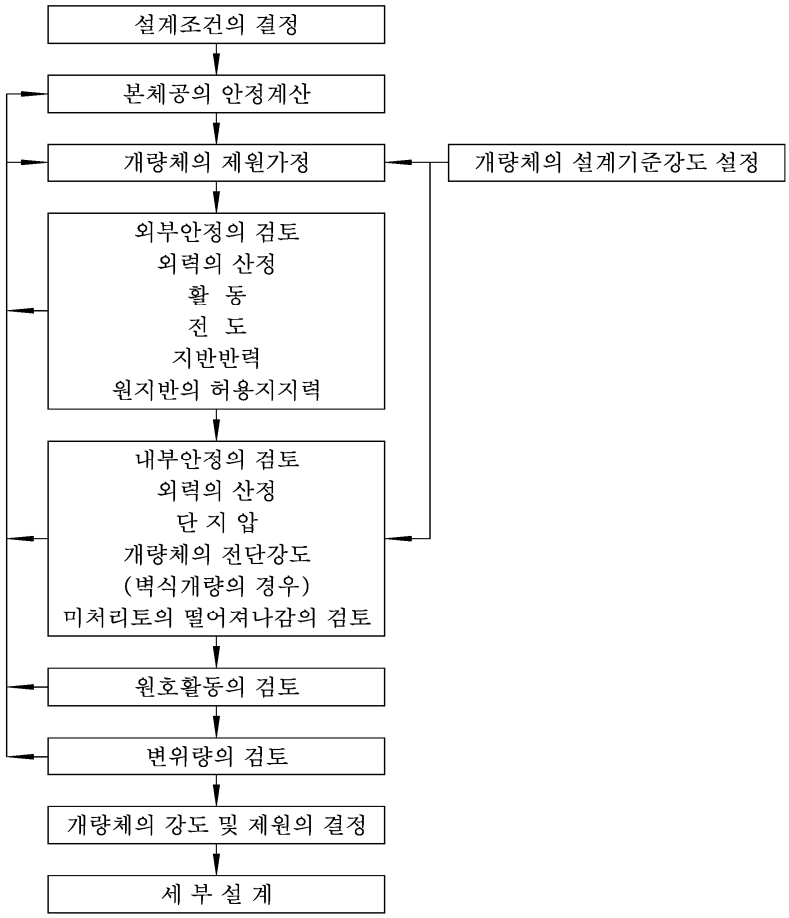
한국의 설계기준은 일본의 설계기준을 도입하여 적용하고 있기 때문에 설계절차와 검토항목 등에 관한 설계개념의 큰 틀은 거의 유사하다. 그러나 심층혼합처리 지반의

내적안정이나 품질시험 및 품질관리 방법에 관한 사항이 누락되어 있어 향후 설계기준 개정과정에서 국내 실정에 맞는 설계기준이 반영되어야 할 것으로 생각된다.

심층혼합처리 지반의 개량체 제원은 비교설계 단계에서는 기존의 시공사례에 의해 강도를 설정할 수 있지만, 기본 및 실시설계 단계에서는 실내배합시험에 의한 배합설계를 통하여 현장 강도를 예측하며, 시공조건이 엄격한 경우 현장시험을 실시하는 것이 바람직하다고 규정하고 있다.

(2) 심층혼합처리공법의 설계흐름 및 설계 검토 항목

심층혼합처리공법에서 개량체 제원의 결정은 안정성을 만족하고, 가장 경제적인 단면이 결정될 때까지 반복하여 계산하는 반복법으로 <그림 3.9>와 같이 설계를 수행한다.



<그림 3.9> 심층혼합처리공법의 설계 흐름도
(일본항만협회, 1999)

<표 3.11>은 국가별 심층혼합처리 설계방법을 비교한 것으로 설계 시 검토항목은 개량지반의 활동, 전도, 지지력의 외부안정과 압축응력, 전단응력, 압출의 내부안정, 원호활동 및 변위량이다.

<표 3.11> 국내·외 심층혼합처리공법의 설계기준 비교

구 분	검 토 항 목
한 국	• 설계조건의 결정 및 상부 구조물의 안정성 검토 • 개량체의 배합설계(개량체 제원 가정) • 외부안정의 검토(활동, 전도, 지지력) • 내부안정의 검토(단지압, 전단강도, 압출) • 원호활동(일반적으로 생략 가능) • 측방유동 및 변위(수평, 연직) 검토(부상형인 경우)
일 본	• 설계조건의 결정 및 상부 구조물의 안정성 검토 • 개량체의 배합설계(개량체 제원 가정) • 외부안정의 검토(활동, 전도, 지지력) • 내부안정의 검토(단지압, 전단강도, 압출) • 원호활동(일반적으로 생략 가능) • 즉시침하량 및 장기침하량
유 럽	• 배합설계(설계기준강도 결정) • 개량형식, 심층혼합처리 범위 가정 • 중첩식(overlap of column) - 휨모멘트, 전도, 전단응력 검토 • 말뚝식(column separation) - 전단응력, 인장응력 검토 • 억지말뚝(dowel action of column rows) - 전단응력 검토 • 선단지지말뚝(end-bearing columns) - 압축응력 검토 • 블록식(block type applications) - 일본 설계기준 준용 • 침하량 검토(총침하량, 압밀도) • 오염물 차단벽(confinement) - 중첩부 투수계수 검토 • 개량형식이 복잡한 경우 - 2D, 3D 탄소성 FEM 해석
미 국	• 흙막이(excavation support) 설계 - 휨과 전단 응력, 모멘트 - 설치 간격 • 지반개량 - 침하, 안정성, 원호활동

압출에 관한 검토는 개량형식이 벽식일 경우에만 수행되며, 개량체의 강도가 기초사석 및 지지층의 강도에 비해 크기 때문에 일반적으로 개량체를 통과하는 원호활

동의 검토는 생략하여도 좋다고 규정하고 있다. 또한 개량지반이 부상형인 경우 측방유동이나 압밀에 의한 변위가 발생할 수 있으므로 이에 대한 검토를 수행하도록 하고 있다.

유럽은 한국과 일본의 설계기준과 마찬가지로 개량형식과 개량범위를 가정하고, 반복과정을 통하여 개량체의 제원을 결정하도록 규정하고 있다. 블록식 개량에 대해서는 일본의 설계기준을 준용하며, 그 외의 개량형식에 대해서는 각각의 검토항목을 규정하고 있다. 미국의 설계기준에서는 주로 흙막이 설계방법에 대하여 설명하고 있으며, 말뚝식개량에 대해서는 극한 지지력을 산정하는 방법에 대해서만 언급하고 있다.

(3) 성능평가 표준화 항목

한국 및 일본의 설계기준에서는 개량형식별 설계순서와 검토항목, 구조계산 과정을 비교적 상세하게 규정하고 있다. 반면 유럽과 미국의 설계기준에서는 개량형식별로 검토항목을 서술하고는 있으나, 그 개념만으로 설계를 수행하기에는 충분히 기술되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 한국 및 일본의 설계기준을 중심으로 심층혼합처리공법의 성능평가 표준화 항목을 구성하고자 한다.

심층혼합처리 지반의 각 한계상태에 대한 요구성능 수준에 따른 성능평가 항목을 다음 표에 나타내었다. 극한한계상태에서는 요구성능을 만족하기 위한 세부 성능평가 항목으로 심층혼합처리 지반의 내부안정에 대한 검토항목인 압축응력 및 전단응력과 상부 구조물을 포함한 지반의 외부안정에 대한 검토항목인 활동, 전도, 지지력, 원호활동을 선정하였다. 사용한계상태는 변형(침하)에 대한 검토를 선정하였다.

구조물 기초 종류별로 한계상태에 대한 요구성능 수준에 따른 검토항목을 분석하였다. 각 한계상태에 대하여 공통적으로 기초에 작용하는 하중을 검토하며, 국내외 구조물 기초 설계기준에서 제시되고 있는 설계항목을 기준으로 조사하였다. 극한한계상태와 사용한계상태에 대하여 각 구조물의 종류별로 필요한 평가항목을 다음 표에 나타내었다.

극한한계상태에서는 구조물 기초의 전도, 활동, 지지력과 기초 재료의 구조적 파괴(내부안정성) 등이 성능평가 항목으로 구성되며, 사용한계상태에서는 구조물 기초의 침하와 상부 구조물을 포함한 기초의 전체 원호활동 안정성과 같은 변위가 성능평가 항목으로 <표 3.12>와 같이 구성된다.

<표 3.12> 각 한계상태 및 요구성능에 대한 세부 성능평가 항목

한계상태	요구 성능	세부 성능평가 항목
극한한계 상 태	• 기초 내부파괴 및 과도한 변형이 발생하지 않음. • 상부 구조물이 붕괴되지 않음	• 응력(압축응력, 전단응력) • 활동, 전도, 지지력, 원호활동
사용한계 상 태	• 보수 · 보강을 필요로 하는 피해가 발생하지 않음. • 상부 구조물에 유해한 잔류변형(침하)이 발생하지 않음.	• 변형(침하)

나. 쇄석다짐말뚝

(1) 국내외 설계기준 및 설계지침 현황

조립토말뚝공법의 개념은 1860년대 프랑스 기술자 Moreau 등에 의해 제안되었으며, 1930년대에 조립토를 다지기 위하여 진동다짐공법이 개발되는 과정에서 개발되었고, 1938년 독일에서는 모래다짐말뚝공법을 위한 실용적인 장비와 기법이 개발되었다. 1960년대에 말뚝의 속채움재를 모래 대신에 자갈이나 쇄석을 사용하여 기존의 진동다짐공법에 비하여 압밀성능을 개선하였으며, 높은 전단력을 발휘하게 함으로써 실트, 점토 등 다양한 지반에 적용할 수 있는 쇄석다짐말뚝공법이 개발되었다.(Barksdale and Bachus, 1983)

쇄석다짐말뚝 공법은 연약지반에 원통형으로 쇄석을 다지면서 압입하여 지중에 조립질 재료로 구성된 구근을 형성하는 지반개량공법이다. 모래지반인 경우 밀도증대와 액상화 방지, 수평저항력 등을 증가시키고 점토지반에서는 원지반과 다져진 쇄석다짐말뚝으로 이루어진 복합지반을 형성함으로써 지반의 전단강도 및 지지력 증대, 측방변위 억제, 압밀침하의 저감 등을 목적으로 한다.

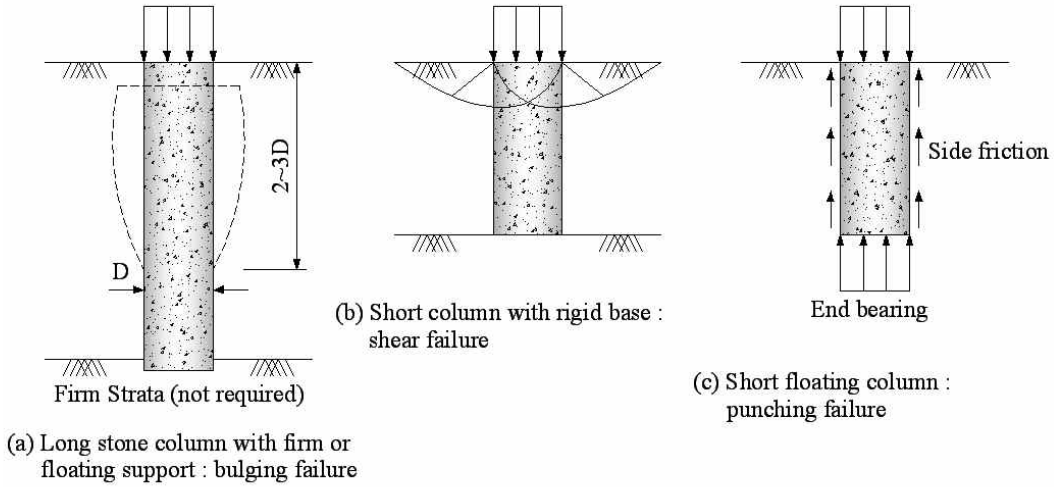
쇄석다짐말뚝의 지지력을 평가하기 위하여 개발된 다수의 설계기법(예: Hughes et al., 1974)과 보강지반의 침하 거동평가를 위해 개발된 해석기법(Bergado et al., 1988; Madhav et al., 1978)은 등가원주이론(Balaam et al., 1977)을 토대로 개발되었으며, Barksdale et al.(1983)에 의해 정리되었다. 이 설계법은 FHWA(1998)에서 발간한 “Ground Improvement Tehcnical Summaries”에 수록되었고, 당시 교통부 기술의 표준, 규격 또는 규정을 인정받지 못하였으나, 2011년 워싱턴 교통국(WDOT, 2011) 등에서는 쇄석다짐말뚝의 설계메뉴얼에 이 보고서를 채택하여 설계

기준으로서의 기능을 하고 있다.

국내 구조물 기초 설계기준(2008)에서는 모래 및 쇄석다짐말뚝의 설계사항을 수록하고 있지만, 항만구조물 기초를 대상으로 하고 있어 분할법(절편법)에 의한 원호활동과 복합지반의 침하량에 관한 사항만을 기술하고 있다.

(2) 쇄석다짐말뚝의 설계 검토 항목

쇄석다짐말뚝은 그 구성재료들의 입자들간 움직임이 구속되어 있는 강체상태가 아니므로 일반 콘크리트 말뚝과 다른 파괴양상을 나타내며, 여러 실험결과에 의하면 주요 파괴 메커니즘은 <그림 3.10>과 같이 팽창파괴(bulging failure), 전반전단파괴(general shear failure), 펀칭파괴(punching failure)로 구분할 수 있다.



<그림 3.10> 균질한 연약지반에서 단일 쇄석다짐말뚝의 파괴형태
(Barksdale & Bachus, 1983)

쇄석다짐말뚝의 길이가 말뚝 직경의 2~3배 이상인 긴 쇄석다짐말뚝은 <그림 3.10(a)>와 같이 팽창파괴가 발생하고, 하단이 단단한 지지층에 지지된 길이가 짧은 쇄석다짐말뚝은 <그림 3.10(b)>와 같이 지표면 부근에서 전단파괴가 발생한다. 쇄석다짐말뚝의 선단이 연약층 내에 위치하고, 길이가 짧은 쇄석다짐말뚝은 <그림 3.10(c)>와 같이 관입파괴가 발생한다.(Barksdale & Bachus, 1983)

구조물 기초 설계기준(2008)에서는 쇄석다짐말뚝이 항만구조물의 기초로 이용될

경우에 분할법에 의한 원호활동 계산을 원칙으로 한다. 쇄석다짐말뚝이 시공된 개량지반은 복합지반으로 간주하며, 복합지반의 전단강도 산출식이나 설계 제정수를 산정할 때에는 각각의 조합에 대한 기존의 시공실적을 참조하여 결정한다.

(3) 성능평가 표준화 항목

쇄석다짐말뚝의 각 한계상태에 대한 요구성능 수준에 따른 성능평가 항목을 다음 표에 나타내었다. 극한한계상태에서는 요구성능을 만족하기 위한 세부 성능평가 항목으로 쇄석다짐말뚝에 대한 검토항목인 팽창파괴, 전반전단파괴, 펀칭파괴의 지지력과 항만구조물에 대한 원호활동을 선정하였다. 사용한계상태는 변형(침하)에 대한 검토를 선정하였다. 구조물 기초 종류별로 한계상태에 대한 요구성능 수준에 따른 검토항목을 분석하였다. 각 한계상태에 대하여 공통적으로 기초에 작용하는 하중을 검토하며, 국내외 구조물 기초 설계기준에서 제시되고 있는 설계항목을 기준으로 조사하였다. 극한한계상태와 사용한계상태에 대하여 각 구조물의 종류별로 필요한 평가항목을 <표 3.13>에 나타내었다. 극한한계상태에서는 구조물 기초의 지지력과 원호활동이 성능평가 항목으로 구성되며, 사용한계상태에서는 구조물 기초의 침하 같은 변위가 성능평가 항목으로 구성된다.

<표 3.13> 각 한계상태 및 요구성능에 대한 세부 성능평가 항목

한계상태	요구 성능	세부 성능평가 항목
극한한계 상 태	• 기초 내부파괴 및 과도한 변형이 발생하지 않음. • 상부 구조물이 붕괴되지 않음.	• 지지력 - 팽창, 전반전단, 펀칭파괴 • 원호활동(항만구조물의 경우)
사용한계 상 태	• 보수 · 보강을 필요로 하는 피해가 발생하지 않음. • 상부 구조물에 유해한 잔류변형(침하)이 발생하지 않음.	• 변형(침하)

2.4 옹 벽

옹벽 구조물의 설계 시에는 옹벽의 단면검토와 안정성평가가 이루어진다. 단면검토는 옹벽을 구성하는 콘크리트의 압축 및 휨 강도, 철근량 산정 등 옹벽 단면에 따른 재료적 측면에 대한 구조검토를 말한다. 안정성 평가는 옹벽의 활동, 전도, 지지력 등과 같은 옹벽과 뒷채움 흙, 기초지반 등과 관련하여 안정성에 대한 검토를 나타낸다. 따라서 본 절에서는 안정성 평가를 기준으로 성능평가 항목에 대해 기술하였으며, 추가적으로 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012), AASHTO LRFD와 Eurocode7의 내용도 함께 간략히 나타내었다.

한계상태설계시 극한한계상태 설계 혹은 사용한계상태 설계에 따라 동일 검토 항목에 대한 부분안전계수를 달리하는 Eurocode7과는 다르게 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012)와 AASHTO LRFD는 옹벽 구조물의 한계상태에 따라 검토하는 항목을 분류하였다. 본 절에서는 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012)을 중심으로 평가항목을 검토하였다.

가. 사용한계상태의 평가항목

옹벽 구조물의 사용한계상태 평가항목에 대해 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012), AASHTO LRFD와 Eurocode7 각각의 적용여부를 살펴보면 <표 3.14>와 같다.

<표 3.14> 옹벽 구조물의 사용한계상태설계 평가 항목 (✓ : 적용)

평가항목	도로교설계기준(한계상태설계법, 2012)	AASHTO LRFD	Eurocode7
침하	✓	✓	-
변위	✓	✓	✓
지지력	✓	✓	-
전체안정성	✓	✓	극한한계상태 평가항목

(1) 침하

옹벽 구조물의 기초 침하는 2.2절의 얕은기초와 동일하게 산정할 수 있다.

(2) 변위

옹벽의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명 그리고 실용성 차원의 변위 한도에 따라 침하량과 횡방향 변위량의 기준을 설정한다. 경험적인 방법과 해석적인 방법 또는 두 방법 모두를 고려하여 허용변위 기준을 제시해야 한다.

Eurocode7에서도 유사한 지반, 구조물과 적용 방법에 대한 경험을 바탕으로 비교 검토를 통해 허용변위 기준을 제시토록 하였다. 또한, 설계시 예상변위가 한계치를 넘지 않도록 확인하도록 규정하고 있다.

(3) 지지력

암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지지력이암석의 일축압축강도와 기초 콘크리트의 공칭저항력 중 어느 하나보다 크다면, 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 공칭저항력 중에서 작은 값을 추정지지력으로 한다. 콘크리트의 공칭저항력은 $0.3f_c'$으로 간주할 수 있다.

(4) 전체 안정성

배면경사가 있는 옹벽의 전체 안정성은 해석시 한계평형방법을 사용하여 평가하여야 한다. 시공 편의상 임시로 절토하는 경우도 그 경사에 대해 전체 안정성을 평가해야 한다.

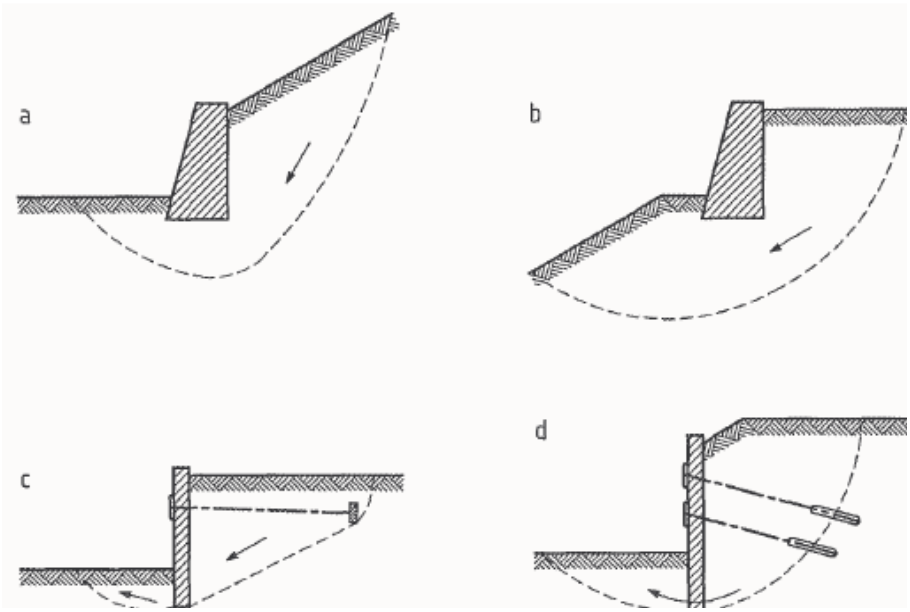
연약한 지반위에 시공하는 교대나 옹벽 등에 대해서는 별도의 조사, 시험 및 해석이 필요하다. 사면의 전체 안정성에 대한 평가는 사용하중조합-Ⅰ 및 적합한 저항계수에 따라서 기초의 유무와 관계없이 검토하여야 한다. 저항계수는 더욱 상세한 자료가 없을 경우에는 다음의 값을 사용할 수 있다.

- 지반정수가 분명하고 경사면이 구조요소를 지지하거나 미포함 하는 곳 : 0.75
- 지반정수가 분명치 않거나 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하는 곳 : 0.65

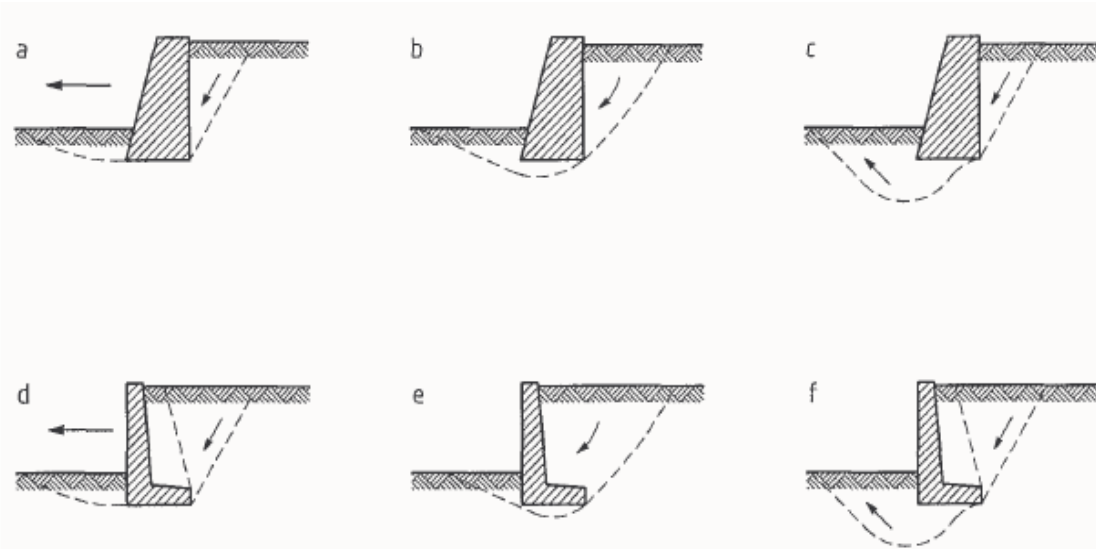
특이사항으로는, 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012)와 AASHTO LRFD에서는 전체안정성을 사용한계상태설계에서 다루고 있으나, Eurocode7에서는 극한

한계상태설계에서 다루고 있다.

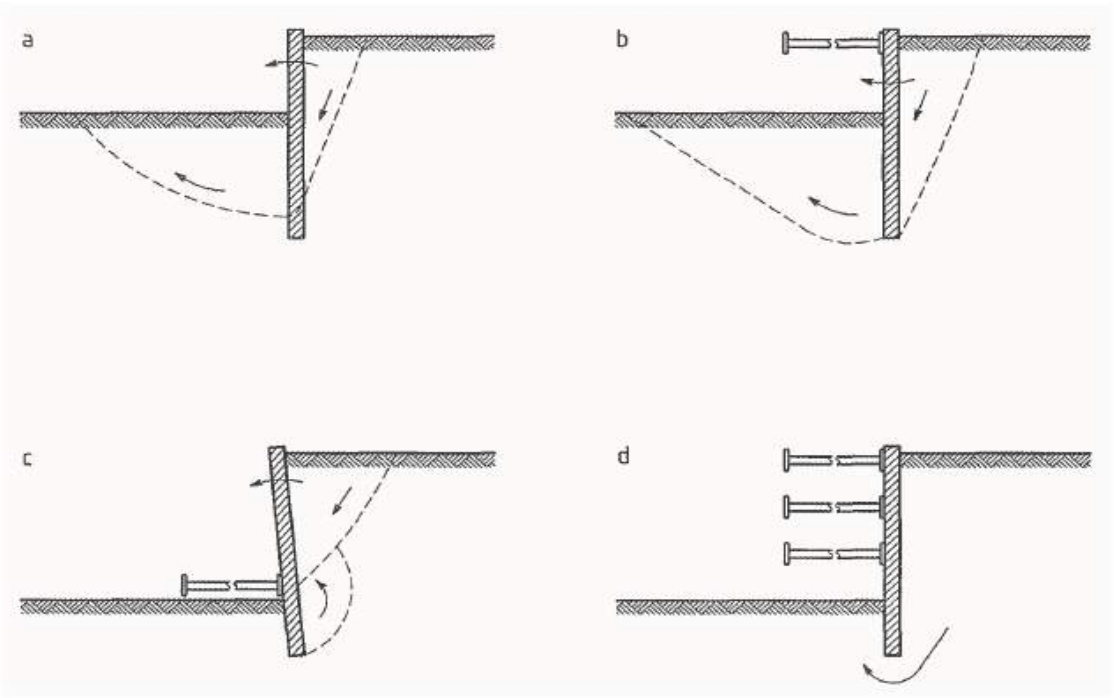
Eurocode7에서는 기존 사면안정과 마찬가지로 옹벽구조물에 대해 극한한계상태의 부분계수를 적용하여 다음과 같이 전체 안정성 검토를 하도록 규정하고 있다.(그림 3.11) 또한, 중력식 옹벽구조물과 매입벽체를 구분하여 전체안정성검토를 실시하도록 했다.(그림 3.12~3.16)



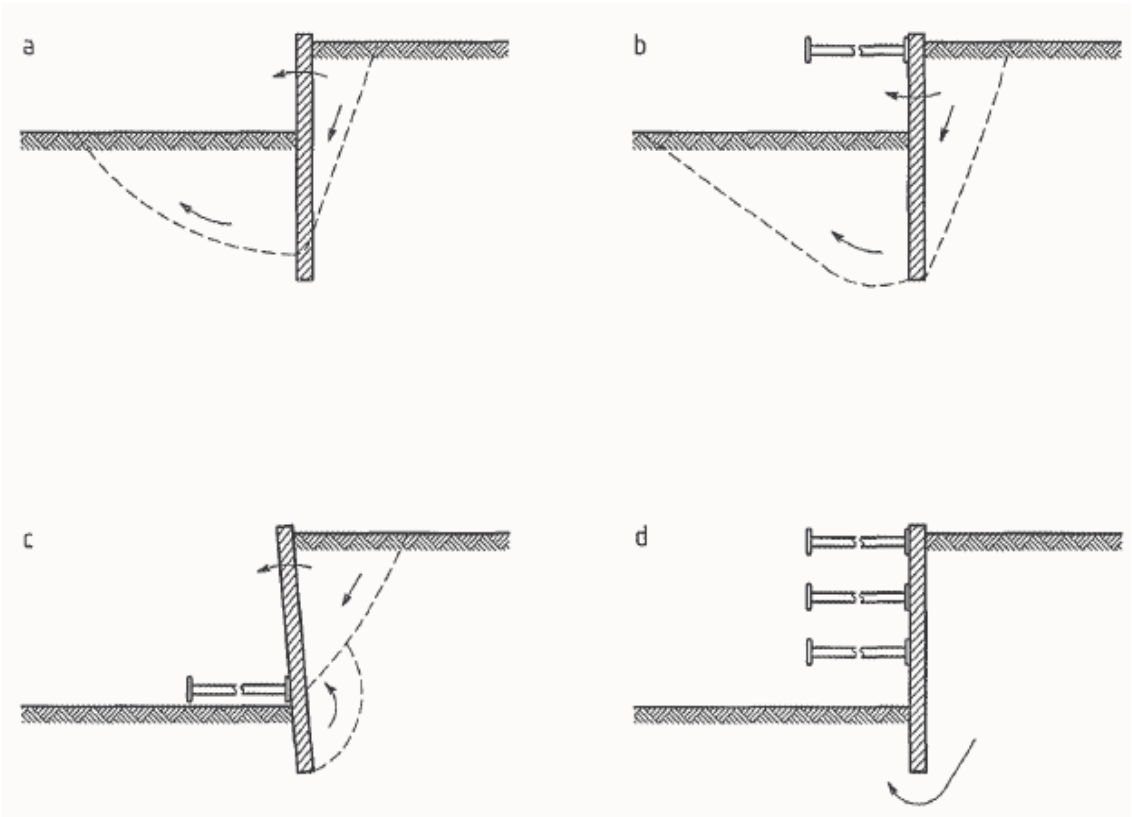
<그림 3.11> 옹벽 전체 안정성 한계상태 예



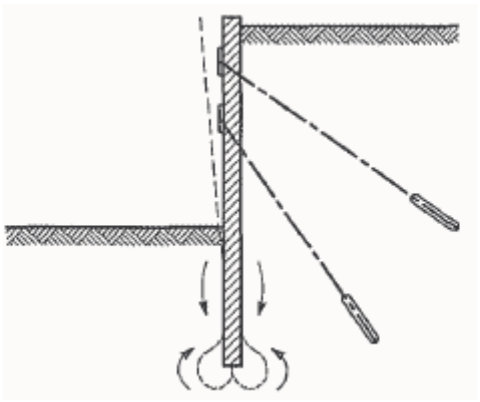
<그림 3.12> 중력식 벽체의 기초파괴 한계상태 예



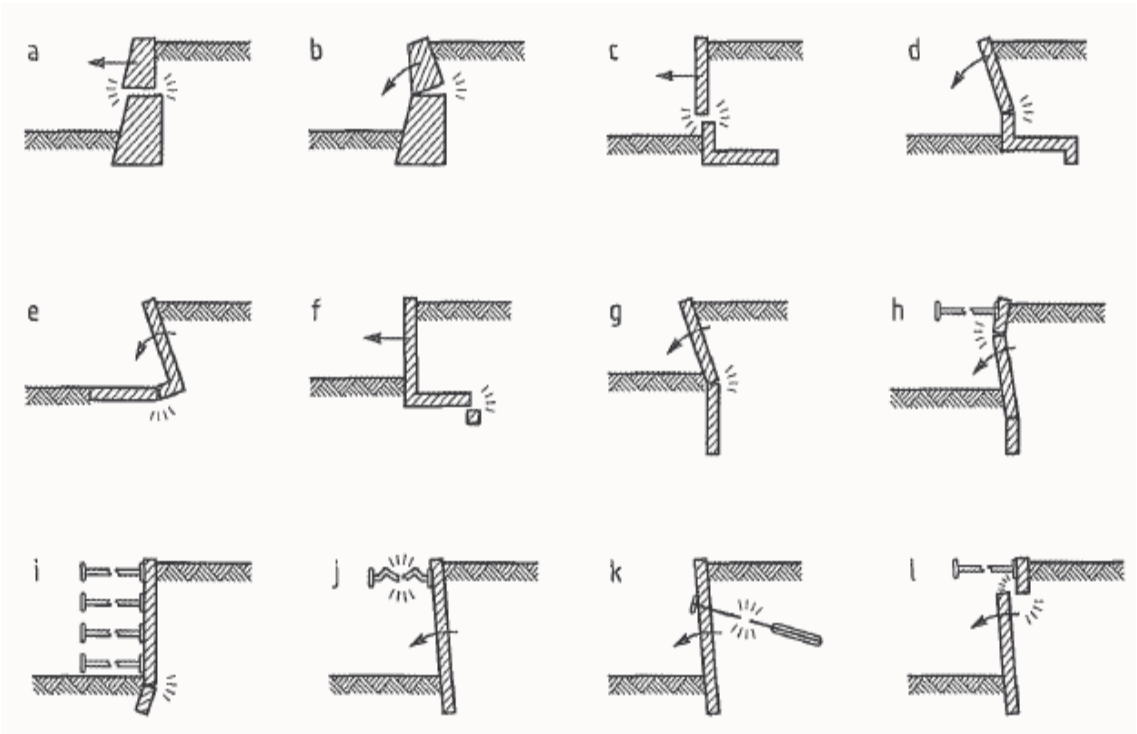
<그림 3.13> 가시설 벽체 회전파괴 한계상태 예



<그림 3.14> 가시설 벽체 회전파괴 한계상태 예



<그림 3.15> 가시설 벽체 연직파괴 한계상태 예



<그림 3.16> 옹벽의 구조적 파괴 한계상태 예

극한한계상태에서의 부분하중계수 혹은 부분하중영향계수에 대한 검토 방법은 <표 3.15>와 같다.

- γ_G : 불리한(unfavourable) 또는 유리한(favourable) 영구하중
- γ_Q : 불리한(unfavourable) 또는 유리한(favourable) 변동하중

<표 3.15> 부분하중계수(γ_F) 또는 부분하중영향계수(γ_E)

Action		Symbol	Set	
			A1	A2
영구하중 (Permanent)	Unfavourable	γ_G	1.35	1.0
	Favourable		1.0	1.0
변동하중 (Variable)	Unfavourable	γ_Q	1.5	1.3
	Favourable		0	0

지반 정수에 대한 부분계수 선정방법은 <표 3.16>과 같다.

<표 3.16> 지반정수의 부분계수(γ_M)

Soil parameter	Symbol	Set	
		M1	M2
전단저항각에 대한 부분계수	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
유효 점착력에 대한 부분계수	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
비배수 전단강도에 대한 부분계수	γ_{cu}	1.0	1.4
일축압축 강도에 대한 부분계수	γ_{qu}	1.0	1.4
단위중량에 대한 부분계수	γ_{γ}	1.0	1.0

사면과 전체안정성에 대한 저항계수 산정 방법은 <표 3.17>과 같다.

<표 3.17> 사면과 전체안정성에 대한 부분저항계수(γ_R)

Resistance	Symbol	Set		
		R1	R2	R3
Earth resistance	$\gamma_{R;e}$	1.0	1.1	1.0

나. 극한한계상태의 평가 항목

옹벽 구조물의 극한한계상태 평가항목에 대해 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012), AASHTO LRFD와 Eurocode7 각각의 적용여부를 살펴보면 <표 3.18>과 같다. Eurocode7의 전체 안정성평가는 사용한계상태에서 설명하였으므로 본 절

에서는 생략하였다.

<표 3.18> 옹벽 구조물의 극한한계상태설계 평가 항목 (✓ : 적용)

평가항목	도로교설계기준 (한계상태설계법, 2012)	AASHTO LRFD	Eurocode7
지지력	✓	✓	-
횡방향 활동	✓	✓	-
저면 지반의 접지압	✓	✓	-
앵커나 보강재의 인발	✓	✓	-
구조적인 파괴	✓	✓	-
전체 안정성	-	-	✓

(1) 지지력

지지력은 다음의 토압분포를 가정하고 계수가 적용된 하중과 지지력을 이용하여 극한한계상태에 대하여 검토하여야 한다.

(가) 벽체가 토질기초에 지지되는 경우 :

수직응력은 <그림 3.17>에 나타낸 바와 같이 유효 저판 면적에 일정하게 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 수직응력은 식 3.28로 계산한다.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B-2e} \tag{3.28}$$

여기서, ΣV = 수직력의 합, 다른 변수들은 <그림 3.17>에 정의되어 있다.

(나) 벽체가 암반기초에 지지되는 경우 :

수직응력은 <그림 3.18>에 나타낸 바와 같이 유효 저판면적에 선형 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위에 있을 경우에는 식 3.29~3.30과 같으며, 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위를 벗어날 경우에는 식 3.31~3.32와 같이 산정한다.

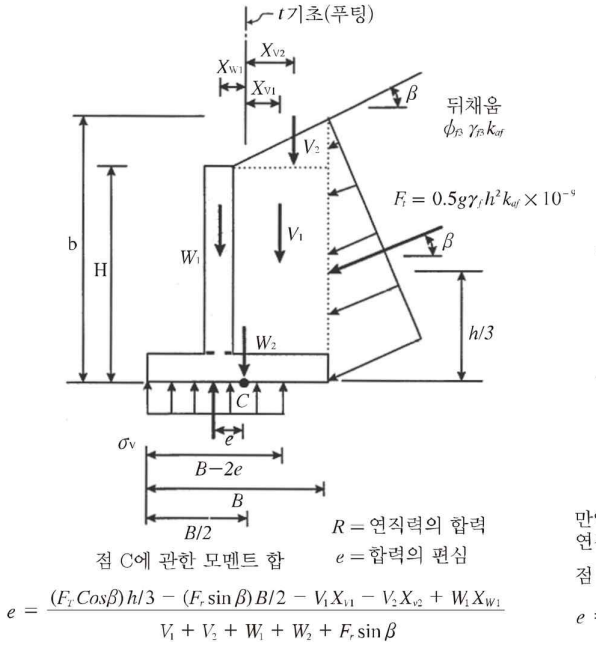
$$\sigma_{v\max} = \frac{\Sigma V}{B}(1+6\frac{e}{B}) \tag{3.29}$$

$$\sigma_{v\min} = \frac{\Sigma V}{B}(1-6\frac{e}{B}) \tag{3.30}$$

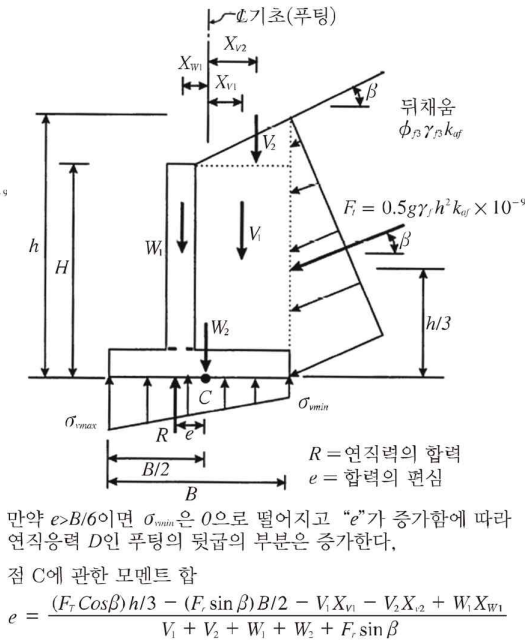
$$\sigma_{v\max} = \frac{2\Sigma V}{3[(B/2)-e]} \tag{3.31}$$

$$\sigma_{v\min} = 0 \tag{3.32}$$

여기서, 변수들은 <그림 3.18>에 정의되어 있다.



<그림 3.17> 토질기초에 지지된 벽체의 지지력 기준



<그림 3.18> 암반기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

(2) 전도

지반면 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 1/2 범위에 있도록 하여야 한다. 암반 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 3/4 범위에 있도록 하여야 한다.

(3) 지중 침식

강이나 개천을 따라 시공하는 벽체는 기초부의 세굴에 대하여 검토하여야 한다. 잠재적으로 세굴 가능성이 있는 곳은 적합한 방호조치를 설계에 반영하여야 한다. 기초의 깊이는 기초 재료의 특성과 침식 가능성을 고려하여 결정한다. 기초가 흐르는 물속에 위치한 경우에는 예상 최대 세굴 깊이보다 최소한 600mm 아래에 설치해야 한다. 흐르는 물에 노출되지 않는 기초는(또는 영향을 받지 않는 기초는) 동결선 아래 단단한 지반위에 설치하거나 또는 대책공법(동결되기 쉬운 재료를 굴착해내고 동결되지 않는 재료로 치환하는 등)을 적용한 후에 설치해야 한다. 사석, 교대 뒤채움시에는 파이핑 방지를 위해 토목섬유(geosynthetics)를 사용하거나 입도를 조정한 사질토 필터를 사용해야 한다. 동수경사는 지반종류에 따라 아래의 기준을 초과하지 않도록 하며, 벽체 밑으로 물이 새어 나올 수 있는 곳은 양압력과 침투력의 영향을 고려해야 한다.

- 실트나 점성토 : 0.20
- 사질토 : 0.30

(4) 수동 저항력

벽체 바닥면이 최대 세굴깊이, 동결깊이 또는 기타 교란깊이 아래까지 근입되지 않은 경우에는 안정성 계산시 수동저항력은 무시한다. 벽체 바닥면이 위의 여러 깊이 중에서 가장 큰 값보다 더 아래까지 근입된 경우에 한하여 수동저항력이 유효하다고 볼 수 있다. 교대 또는 재래식 옹벽의 전면에서 산정된 수동저항력은 벽체가 전면으로 과다한 변위를 발생시키지 않을 정도로 충분히 커야 한다. 만일 수동저항을 제공할 흙이 연약하고 느슨하거나 교란되었을 경우 또는 흙과 벽체 사이가 느슨할 경우에는 수동저항력을 무시하여야 한다.

(5) 활동

옹벽 구조물에 대해서는 활동에 의한 파괴여부를 조사해야 한다. 점성토 위에 설치된 기초에 대해서는 점성토와 기초 사이에 수축에 의한 틈새 발생 가능성을 고려해야 한다. 만약 활동에 대한 저항력에 수동토압이 포함된 경우, 장래에 기초 전면

의 흙이 제거될 수 있는 가능성을 아울러 고려해야 한다. 활동파괴에 대한 설계 저항력은 식 3.33과 같이 산정한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \tag{3.33}$$

여기서, ϕ_τ = <표 3.19>에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = <표 3.16>에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

<표 3.19> 얕은 기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법/흙/조건			저항계수	
			국내 도로교 설계기준	AASHTO LRFD
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50	0.50~0.60
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.50	0.45
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.45	0.35
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45	0.45~0.55
		암반위에 설치된 기초	0.45	0.60
		평판재하시험	0.55	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85	0.80~0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90	1.00
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50	0.50
전체 안정성		지반의 강도정수가 양호하고, 사면에 보강 구조물이 없는 경우	-	0.85
		지반의 강도정수가 한정된 데이터에 근거하고, 사면 보강 구조물이 있는 경우	-	0.65

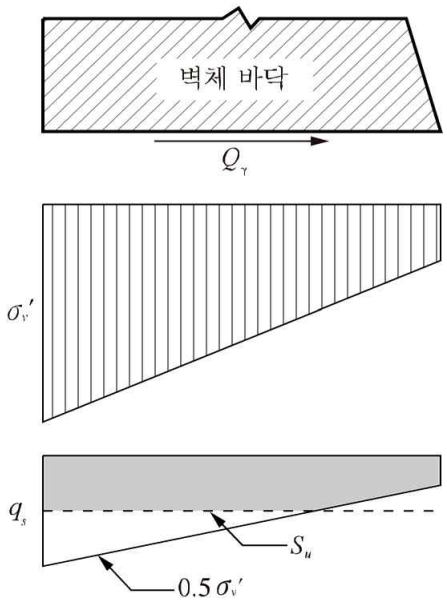
만약 기초 아래 흙이 사질토일 경우에는 식 3.34와 같이 설계저항력이 산정되며, 현장타설 콘크리트 기초에 대해서는 $\tan\delta = \tan\phi_f$, 프리캐스트 콘크리트 기초에 대해서는 $\tan\delta = 0.8\tan\phi_f$ 로 적용한다.

$$Q_\tau = V\tan\delta \qquad (3.34)$$

여기서, ϕ_f = 흙의 내부마찰각(°)

V = 총연직력(N)

점성토에 설치된 기초의 활동저항은 점성토의 점착력과 <그림 3.19>에 나타낸 것과 같이 기초가 적어도 150 mm 이상 다져진 사질토위에 놓이는 경우에 기초와 흙사이 경계면상 수직응력의 1/2을 고려하여 산정된 활동저항 중 작은 값을 택해야 한다.



<그림 3.19> 점성토에 설치된 옹벽의 활동 저항력을 산정하는 과정

<그림 3.19>에서 q_s는 단위 전단저항력으로 비배수전단강도(S_u) 또는 연직유효응력(σ'_v)의 1/2값 중 작은 값이며, Q_τ은 기초의 활동저항(q_s)으로 그림의 음영 면적이다.

(6) 구조적 파괴에 대한 안전성

각 벽체 요소와 벽체 기초의 구조적 안전성은 모든 토압, 상재하중, 수압, 그리고 지진토압에 저항할 수 있도록 설계하며, 콘크리트의 내구성과 피복두께 검토 항목을 충족하여야 한다.

2.5 구조물별 성능평가 항목 요약

극한 및 사용한계상태에 대한 구조물 기초 종류별 성능평가 항목을 <표 3.20> ~<표 3.21>에 요약하였다.

<표 3.20> 극한한계상태에 대한 구조물 기초 종류별 성능평가 항목

기초의 종류		성능평가항목
깊은기초		• 기초의 연직 및 수평 지지력 • 기초의 접지압, 저면의 활동 • 기초 재료의 구조적 파괴(말뚝체)
얕은기초		• 기초의 전도 및 활동(비탈면 상 기초의 활동 포함) • 기초의 지지력 (지반의 전단파괴) • 기초 본체의 안정(콘크리트구조설계기준)
연약지반	심층혼합처리	• 기초의 활동 및 전도 • 기초의 지지력 • 기초의 원호활동 • 기초의 압축 및 전단 응력
	쇄석다짐말뚝	• 기초의 지지력 - 팽창파괴, 전반전단파괴, 펀칭파괴 • 기초의 원호활동
옹 벽		• 기초의 활동 및 전도 • 기초의 지지력 • 기초 재료의 구조적 파괴 • 보강재의 응력 및 인발력(보강토 옹벽의 경우)

<표 3.21> 사용한계상태에 대한 구조물 기초 종류별 성능평가 항목

기초의 종류	성능평가항목
깊은기초	• 기초의 연직 침하량 • 기초의 횡방향 변위량 • 기초의 지지력 • 상부 구조물을 포함한 전체 안정성
얕은기초	• 기초의 침하량, 부등침하량 • 상부 구조물을 포함한 전체 원호활동
연약지반	• 기초의 침하량 및 변위
옹 벽	• 기초의 침하량 및 변위 • 기초의 지지력 • 상부 구조물을 포함한 전체 원호활동

제 2 절 한계상태 평가 절차

1. 한계상태 평가 절차 계획 수립

한계상태 평가는 일반적으로 하중에 대한 저항의 능력이 구조물 기초의 요구 성능을 만족하는지를 평가하는 과정이나, 구조물 기초의 한계상태를 평가하기 위해서는 각 한계상태에 대한 하중계수, 저항계수와 같은 부분계수의 보정이 선행되어야 한다. 따라서 한계상태를 평가하는 과정은 제5절 구조물별 한계상태 설계 적용에 기술하며, 본 절에서는 AASHTO LRFD 교량설계 시방서 및 Eurocode7, 이들 시방서의 근간이 되는 연구 사례들을 검토하여 구조물 기초의 부분계수 보정에 필요한 일반적인 절차를 검토하였으며, 각 구조물 기초의 특성에 맞는 부분계수의 보정 절차를 기술하였다. 이러한 구조물 기초의 부분계수 보정 절차를 통하여 제3절에서는 구조물별 부분계수를 보정하는 한계상태 설계 평가기술 개발이 수행되었다.

1.1 데이터베이스 구축

지반정수와 구조물 기초 저항력의 불확실성과 변동성은 지반공학 분야에서 해결되어야 할 가장 중요한 요인이지만 정확하게 정량화하는 것은 매우 어려우며, 가장 최선의 방법은 충분한 자료를 수집에 의한 데이터베이스 구성과 통계학적 분석이 필요하다.

지반정수는 지반조사로부터 얻어지므로 지반조사 자료를 국가적 차원의 데이터베이스 체계를 구축할 경우, 데이터베이스를 통한 지반정수의 통계학적 분석을 통하여 보다 신뢰성 있는 한계상태설계법을 수행할 수 있는 기반을 조성할 수 있다.

미연방고속도로국(FHWA)과 오하이오주 교통국(ODOT)이 주관으로 개발하고 운영하고 있는 지반정보관리시스템(GDMS, Geotechnical Data Management System)이 있으며, 일부 주에서는 GDMS를 기반으로 주 도로조건에 맞게 독자적인 지반정보시스템을 운영하고 있다. USUCGER(The United States Universities Council on Geotechnical Engineering Research)는 미국 국토의 지반 및 지반환경에 대한 특성을 조사 및 분석할 목적으로 National Science Foundation와 FHWA의 재정 지원으로 1985년에 설립 되었는데, 처음에는 미국 전역의 지반정보 데이터를 수

집하는 45개의 수집기관을 두었으나 현재에는 5개 수집기관만이 지반조사 업체나 기관으로부터 지반정보를 제공 받거나 수집 및 조사·분석하고 있다. USUCGER내 지반연구 프로그램의 하나로 NGES(National Geotechnical Experimentation Site) D/B 시스템이 개발되어 다양한 지질공학 데이터를 보유하고 있으며, 다수 사용자 접속이 가능한 NGES 시스템은 최적화된 파일 사이트에 쉽게 접속할 수 있도록 구축되었고, 정보 교환이 쉽도록 설계된 DB는 중앙 데이터 저장소와 연계되어 있다. 현재 5개 조사기관에서 구축된 DB는 중앙 DB와 연결되어 있으며, 해당 DB는 다수 사용자 사이트로부터 데이터를 검색하고 수정 가능하도록 설계되어 있다. DB의 주요 내용에 는 토사 상태, 토사 물성, 시험데이터 목록, 사이트 위치, 조건 및 서비스, 참고문헌, 기타 사이트 정보 등이 있다.(롯데기술연구원, 2010)

국내 지반조사 자료는 현재 국토해양부예규 2009-103호 지반조사 성과 전산화 및 활용에 관한 지침에 의거하여 국토해양부에서 발주되는 기본 및 실시설계 단계에서 수행되는 지반조사 결과를 국토지반정보 통합 DB센터에 지반조사 종료 후 1개월 이내에 입력하도록 규정하고 있다. 최근의 연도별, 지역별 시추조사 DB 구축 현황은 제2장 제2절 지반조사 연구동향 및 신뢰성 평가 현황에 나타낸 바 있다. 현재 체계적 관리와 활용을 위하여 한국건설기술연구원에서 통합관리하고 있으며, 지반정보는 각종 공사의 입지선정, 타당성조사, 설계 및 학술연구 등에 활용될 수 있도록 지원하고 있으므로 이를 효과적으로 활용할 수 있는 방안을 마련하여야 할 것이다. 또한 지반정수 데이터베이스가 구성되면 지반조사 자료의 신뢰성평가 기법들을 이용하여 가능한 지반정수의 통계학적 특성을 분석하여 시방화하는 것이 중요하다.

국내·외 말뚝기초, 얕은기초, Soil-Nailing, 보강토옹벽에 대한 하중저항계수설계법 연구에서는 <표 3.22>~<표 3.27>과 같이 구조물 기초별로 63~549개의 데이터를 수집하였다. 지반의 종류와 기초의 시공방법, 기초 재료 등으로 구분된 데이터 수는 36~163개의 범위로 구성되어 있다. 따라서 구조물 기초의 저항에 대한 불확실성을 평가하기 위해서는 통계학적 의미가 부여될 수 있도록 최소 30개소 이상의 시험 데이터를 수집하여 연구의 신뢰성을 확보할 수 있는 데이터베이스를 구축하여야 한다.

<표 3.22> 매입말뚝의 데이터베이스 (Paikowsky et al., 2004)

Soil / Rock type	Method of construction		
	Casing	Slurry	Dry
Sand	13	15	6
Clay	14	0	40
Mixed soils	23	12	13
Rock	0	0	8
Sand and Rock	4	7	20
Clay and Rock	2	2	19
Mixed soils and Rock	2	0	2
Total	58	36	91

<표 3.23> 항타말뚝의 데이터베이스 (Paikowsky et al., 2004)

Soil / Rock type	Type of piles		
	H-Piles	PPC	Pipe
Rock	21	15	3
Sand	30	87	39
Clay	44	54	35
Insufficient data	0	7	1
Total	97	163	78

<표 3.24> 국내 말뚝기초의 데이터베이스 (한국건설기술연구원, 2008)

Standard penetration test			Total
N < 50	N ≥ 50	unknown	
30	28	5	63

<표 3.25> 보강토 옹벽의 데이터베이스 (Huang, 2010)

Reinforced material type			Total
Uniaxial HDPE	Biaxial PP	Woven PET	
159	25	134	318

<표 3.26> 얕은기초의 데이터베이스 (Paikowsky et al., 2010)

Foundation type	Predominant soil type					Total
	Sand	Gravel	Cohesion	Mixed	Others	
Plate load test (B ≤ 1m)	346	46	-	2	72	466
Small footings (1 < B ≤ 3m)	26	2	-	4	1	33
Large footings (3 < B ≤ 6m)	30	-	-	1	-	31
Rafts and Mats (B ≥ 6m)	13	-	-	5	1	19
Total	415	48	-	12	74	549

<표 3.27> Soil-Nailing의 데이터베이스 (Lazarte, 2011)

Soil type			Total
Sand and Gravel	Clay / Fine-Grained	Rock	
82	45	26	153

Eurocode7에서 지반정수의 특성값(X_k) 결정은 충분한 데이터가 있는 경우에는 통계학적 방법을 이용하여 95% 신뢰도 상·하한값(불리한 쪽으로 선택)을 사용하며, 데이터가 없는 경우에는 지반공학 전문서적에 수록된 기준표상의 값을 참고하여 매우 신중한 값(a very cautions value)을 선택할 것을 요구하고 있다. 그러나 충분한 데이터에 대한 정량적인 값에 대한 언급은 없으며, 다만 데이터의 수가 13개 미만인 경우에 소량의 데이터에 대한 통계학적 처리 기법을 설명하고 있다.

1.2 데이터베이스의 품질평가 방법

말뚝기초, 얕은기초 등에서 주로 이용되는 정재하시험 데이터가 저항의 불확실성을 평가하는데 의미가 있기 위해서는 재하하중이 항복하중 이상이 되어야 하며, 구조물 기초가 설치된 현장의 극한지지력을 예측하기 위한 지반정수 데이터의 수집이 동반되어야 한다.

국내외 하중저항계수설계법에서 저항의 실측자료로 이용된 데이터베이스의 수집 및 구축 사례들을 살펴보면, 데이터베이스 구축 단계와 저항편향계수 산정 단계에서 각각 데이터의 품질을 평가하는 경향이 나타난다.

데이터베이스 구축단계에서는 정재하시험이 탄성거동 범위 내에 존재하여 항복하중 또는 극한하중을 추정하기 곤란하거나, 하중-침하량 곡선이 불규칙한 거동을 하는 경우, 지반의 특성치(표준관입시험치, 콘관입시험치, 비배수전단강도 등)을 언급하지 않은 자료, 그리고 특수한 시공기술로 시공된 구조물 기초에 대한 데이터들은 데이터베이스 구축 시 제외되어야 할 것이다.

저항편향계수 산정 단계에서는 실측 및 예측 저항력의 값이 너무 크거나 작아서 저항편향계수의 통계량이 왜곡되는 것을 방지하기 위하여 저항편향계수의 평균값의 ±2배의 표준편차 범위의 데이터만을 선택하는 방법을 사용하기도 하고, 저항편향치를 정규확률지에 도시하여 확률분포에 적합하지 않은 꼬리(tail) 부분의 데이터를 제거하거나, Chi-square 검정법으로 로그정규분포에 적합하지 않은 데이터를 이상치(outlier)로 간주하여 실측 데이터를 제거하는 방법을 사용하는 것으로 분석되었다. 그러나 이들 데이터베이스의 품질을 평가하고 데이터를 제외하는 조건들은 모든 구조물 기초에 대한 연구에서 공통적으로 적용되고 있는 것이 아니라 연구시기와 연구자의 주관에 따라 선택적으로 적용되었다. 따라서 데이터베이스 구축 시 데이터의 품질을 평가하는 객관적 지표가 설정될 필요가 있다.

1.3 극한상태(극한지지력)의 평가법

북미지역의 대표적인 한계상태설계기준인 AASHTO(2010) 시방서의 말뚝기초와 얕은기초의 저항계수 보정에 근간이 되고 있는 NCHRP Report 507(Paikowsky et al., 2004), Report 651(Paikowsky et al., 2010)에서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 방법으로 정재하시험 데이터를 이용하였다.

말뚝기초에서는 Davisson 분석법(Davisson, 1972), 하중-침하량 곡선의 형상 분석법(Butler and Hoy, 1977), 25.4mm 한계 침하량 분석법, 0.1B 침하량 분석법(Terzaghi, 1942), 대수하중(logP)-대수침하(logS) 분석법(DeBeer, 1970) 등 5가지 분석법을 고려하였으며, 파일의 직경과 정재하시험법에 관계없이 저항편향계수가 1에 가까운 Davisson 분석법을 적용하였다.

얕은기초에서는 최소 경사 분석법(Vesic, 1963), 0.1B 침하량 분석법, 대수하중(logP)-대수침하(logS) 분석법(DeBeer, 1970), 이중 경사 분석법 등이 고려되었으며, 극한지지력을 평가하기에 간편성과 다용성(versatility)을 갖춘 최소 경사 분석법(minimum slope failure criterion)을 적용하였다. 최소 경사 분석법은 하중(Q)을 기초의 면적(A)과 기초의 폭(B), 기초지반의 단위중량(γ)으로 나눈 값과 침하량을 기초의 폭으로 나눈 값(w/B)을 양대수지에 도시하고, 곡선이 침하량 축과 수평이 되기 시작할 때의 하중을 극한하중으로 판정하는 방법이다.

말뚝기초의 극한지지력 판정법으로 채택된 Davisson 분석법은 말뚝의 주면마찰에 의한 탄성침하량의 변화를 고려하지 못하고 파괴형태에 따라 다른 결과를 줄 수 있는 단점이 있으며, 얕은기초에서 채택된 최소 경사 분석법은 개인 오차가 포함될 가능성이 있다. 또한 연약지반개량공법에 의해 개량된 개량체 및 다짐말뚝 등은 구성 재료들의 움직임이 구속되어 있는 강체상태가 아니거나 말뚝기초 및 얕은기초와는 다른 파괴의 거동을 보이므로 연약지반개량공법이 적용된 개량지반에 적합한 극한지지력 판정법이 필요하다.

이와 같이 다양한 극한상태의 평가법은 제4절 한계상태 설계 평기기술 개발에서 상세히 기술되며, 각 구조물 기초의 특성 맞는 극한상태의 평가법을 선정하였다.

1.4 구조물 기초 설계에 내재된 불확실성의 정량적 평가

구조물 기초의 설계는 기초 재료의 강도와 함께 지반의 지지력과 침하량 예측을 수반한다. 현재 기초의 지지력과 침하를 예측하기 위한 다양한 이론, 계산식, 현장 시험방법 등이 존재하며 그에 따라 설계도 다양한 방법에 의해 이루어진다. 이 때 불확실성이 큰 자연 지반의 특성상 어떠한 방법도 지반의 지지력과 침하량을 정확하게 예측한다고 보기 어려우며 또한, 각 방법마다 예측의 정확성에도 차이가 존재한다. 그러므로 특정한 목표 신뢰도에 부합되도록 부분계수를 유도하고자 할 경우 어떠한 방법으로 설계를 하느냐에 따라 설계방법 간 유도되는 부분계수도 달라진다. 그리고 신뢰성 이론을 적용하여 부분계수를 유도할 경우 필연적으로 해당 설계방법에 내재된 불확실성을 신뢰도 해석에 적용 가능한 형태로 정량화할 수 있어야 한다. 오랜 역사와 경험을 통해 축적된 자료가 많지 않은 한 일반적으로 이러한 과정은 통계적 분석이 가능해야 할 만큼의 많은 시험 데이터를 필요로 하게 되어 그에 따른 많은 비용과 시간의 소비로 어려움이 따르게 된다.

가. 하중저항계수설계법에서 불확실성을 고려하는 방법

하중저항계수설계법에서는 공간적 불확실성, 조사의 불확실성, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 저항편향계수로 정량화하여 저항계수 보정이 이용하고 있으며, 저항편향계수는 현재 설계에 적용되고 있는 이론식에 의해 예측된 극한지지력과 정재하시험으로부터 얻어진 실측 극한지지력의 비를 저항편향계수로 정의한다.

저항편향치(resistance bias)는 정재하시험 등을 통하여 실측된 저항(R_m, measured resistance)에 대한 이론식에 의해 예측된 공칭저항(R_n, predicted or nominal resistance)의 비로 식 3.35와 같이 나타낸다. 저항편향치에 대한 통계학적 분석을 통하여 산정되는 저항편향치의 평균값인 저항편향계수(resistance bias factor)는 저항값을 예측하는 이론식의 정확성을 정량적으로 나타내는 계수이며, 예측값이 정확한 이론식일수록 저항편향계수는 1에 가까워지며, 저항편향계수의 변동계수(COV)는 작은 값을 나타낸다. 또한 저항편향계수가 1보다 크다는 것은 저항력을 예측하는 이론식에 내재된 안전여유가 크다는 것을 의미하며, 보수적인 이론식으로 평가할 수 있다. 따라서 저항편향계수가 증가할수록 기초 시스템에 내재된 안

전여유가 크므로 동일한 조건하에서 저항계수는 증가하는 결과를 보인다. 식 3.36에서 λ_R, σ_R은 각각 저항편향계수의 평균과 표준편차이다.

$$\lambda_{Ri} = \frac{R_m}{R_n} \tag{3.35}$$

$$\lambda_R = \frac{\sum \lambda_{Ri}}{N}\ ,\ \sigma_R = \sqrt{\frac{\sum(\lambda_{Ri} - \lambda_R)^2}{N-1}}\ ,\ COV_R = \frac{\sigma_R}{\lambda_R} \tag{3.36}$$

여기서, λ_{Ri} : 저항편향값
λ_R : 저항편향계수
R_n : 예측된 저항
R_m : 측정된 저항
N : 저항편향계수의 총 개수
σ_R : 저항의 표준편차,
COV_R : 저항의 변동계수

구조물 기초에 대한 데이터베이스를 기반으로 이론식 및 경험식별로 저항편향계수의 평균값과 변동계수, 확률밀도분포 및 확률분포의 적합성 검정 등의 통계학적 특성을 분석하여 저항계수 보정에 이용하여야 한다.

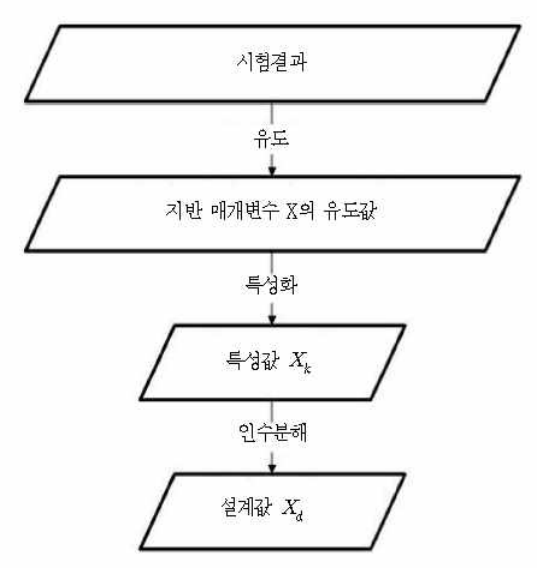
나. Eurocode에서 불확실성을 고려하는 방법

Eurocode7에서는 설계자로 하여금 예상 가능한 파괴모드와 불확실성이 존재하는 경우의 계산과정에 대하여 보다 엄격하게 생각하도록 하고 있으며, 지반정수는 이용 가능한 데이터에 불확실성이 반영된 적절한 부분계수를 적용한 후, 설계 계산에 이용하도록 규정하고 있다. 이러한 과정을 지반특성화라고 하며, <그림 3.20>과 같이 시험결과를 유도값(X)로 변환하는 유도화 단계와 유도값들로부터 적절한 특성값(X_k)을 선정하는 특성화 단계, 마지막으로 보다 신뢰성 있는 설계 목적의 설계값(X_d)으로 변환하는 3단계로 이루어진다. 설계값은 <그림 3.21>과 같이 특성값을 적절한 부분계수(γ_M)로 나누어 변환한다.

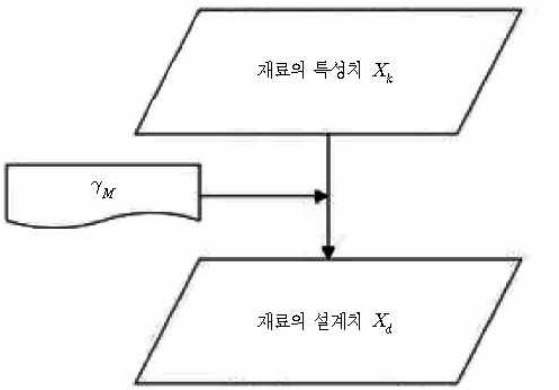
부분계수는 재료의 특성, 모델의 불확실성 및 치수 변동성의 크기가 고려된 계수이다. 부분계수는 일반적으로 일계신뢰성해석법(FORM)으로부터 유도된 각 설계변

수(확률변수)의 민감도계수(α_X)와 안정성의 판단지표인 목표신뢰도지수(β_T), 재료의 불확실성을 나타내는 변동계수(COV_X), 재료의 평균치와 특성치의 비(μ_X/X_k)에 기초하여 식 3.37과 같이 산정한다.

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \beta_T COV_X)\frac{\mu_X}{X_k} \tag{3.37}$$



<그림 3.20> 지반특성화의 과정



<그림 3.21> 재료의 부분계수와 설계치

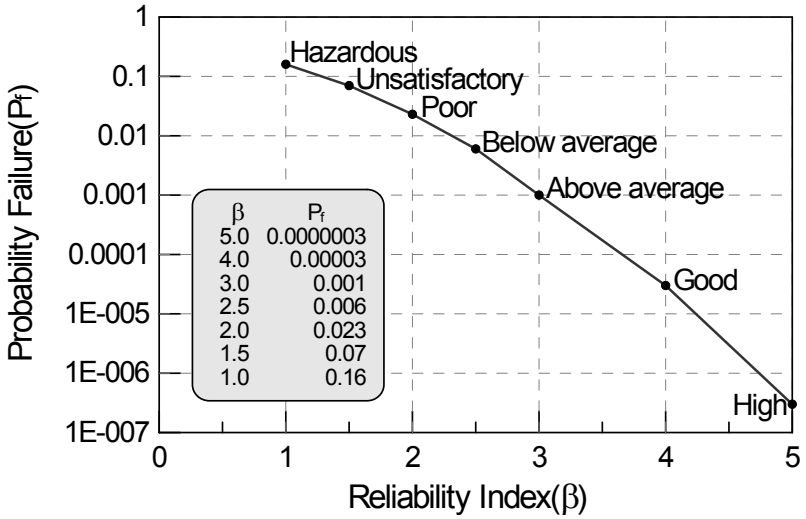
1.5 목표신뢰도지수의 결정

신뢰성이론을 이용한 하중저항계수설계법의 저항계수 보정방법에서 안전수준은 목표신뢰도지수에 의해 결정되기 때문에 합리적이고 적절한 목표신뢰도지수의 선택이 중요하다. 하중저항계수설계법의 도입시기에는 주로 전문가의 의견, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 경험적 목표신뢰도수준이 제안되었기 때문에 비교적 높은 수준의 목표신뢰도지수가 적용되어 왔다. 이후 하중 및 저항의 데이터베이스가 축적되고, 구조물 기초에 대한 많은 신뢰성해석 결과가 도출되면서 초기에 제안된 목표신뢰도지수의 수정이 이루어져왔다.

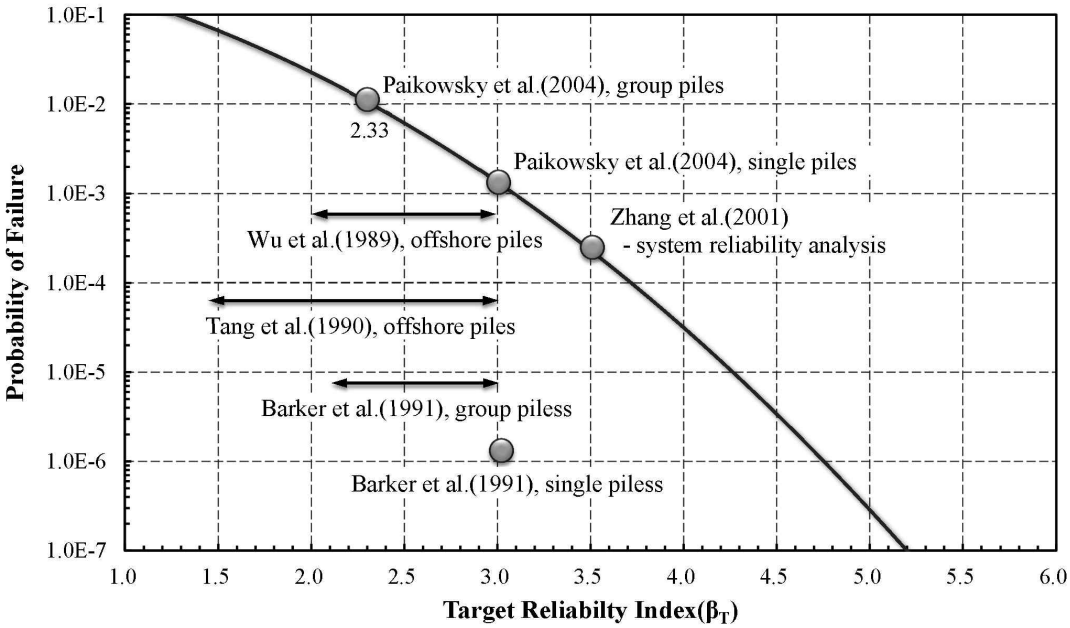
1990년대 중반까지 제안된 목표 신뢰도수준에 관한 연구는 주로 파괴사례 조사에 의한 전문가의 의견이나 과거 허용응력설계에서 적용된 안전율을 이용한 보정을 수행한 결과로 허용파괴확률의 개념으로 제안되었다. 1990년대 후반부터는 신뢰성기반설계법이 보급되면서 요소신뢰성해석과 체계신뢰성해석 등으로부터 신뢰도지수를 산정하고, 말뚝의 군말뚝 효과와 같은 여용성(redundancy)을 고려하여 기존에 제안된 목표신뢰도지수를 수정함으로써 한계상태설계법에 이용하기 위한 목표 파괴확률 또는 목표 신뢰도지수를 결정하기 시작하였다. 최근에는 생애주기비용을 고려한 최적신뢰도지수를 목표 신뢰도지수를 제안하는 사례가 증가하는 것으로 분석되었다.

대표적인 경험적 목표신뢰도수준에는 Meyerhof(1994)와 미공병단(USACE, 1997)의 신뢰도지수가 있다. Meyerhof(1994)는 구조물의 공용기간 및 구조물별 파괴 사례를 수집하여 해상 기초에 대한 신뢰도지수는 β=2.5, 토공 및 옹벽구조물에 대한 신뢰도지수는 β=3.0, 육상 기초에 대한 신뢰도지수를 β=3.5로 제안하였다. 미공병단(USACE, 1997)에서는 그림 3.22와 같이 신뢰도지수에 대한 기대수준을 위험(hazardous)에서 높음(high)의 7단계로 구분하여 나타내고 있다.

Barker et al.(1991)는 군말뚝의 허용응력설계법의 안전율로 역산하여 목표신뢰도지수는 β_T=2.0~2.5($P_f \fallingdotseq 10^{-2}$) 범위로 제안하였으며, Zhang et al.(2001)은 말뚝에 대한 체계신뢰성해석(system reliability analysis) 결과로부터 목표신뢰도지수를 β_T=3.0으로 제안하였다. Paikowsky et al.(2004)은 단말뚝에 대한 목표신뢰도지수를 β_T = 3.0으로 제안하였으며, 군말뚝인 경우에는 말뚝의 여용성을 고려하여 목표신뢰도지수를 β_T=2.3으로 수정한 바 있다. 문헌연구로부터 조사된 말뚝의 목표신뢰도지수는 β_T= 1.4~3.6의 범위로 분석되었으며, 이를 <그림 3.23>에 나타내었다.



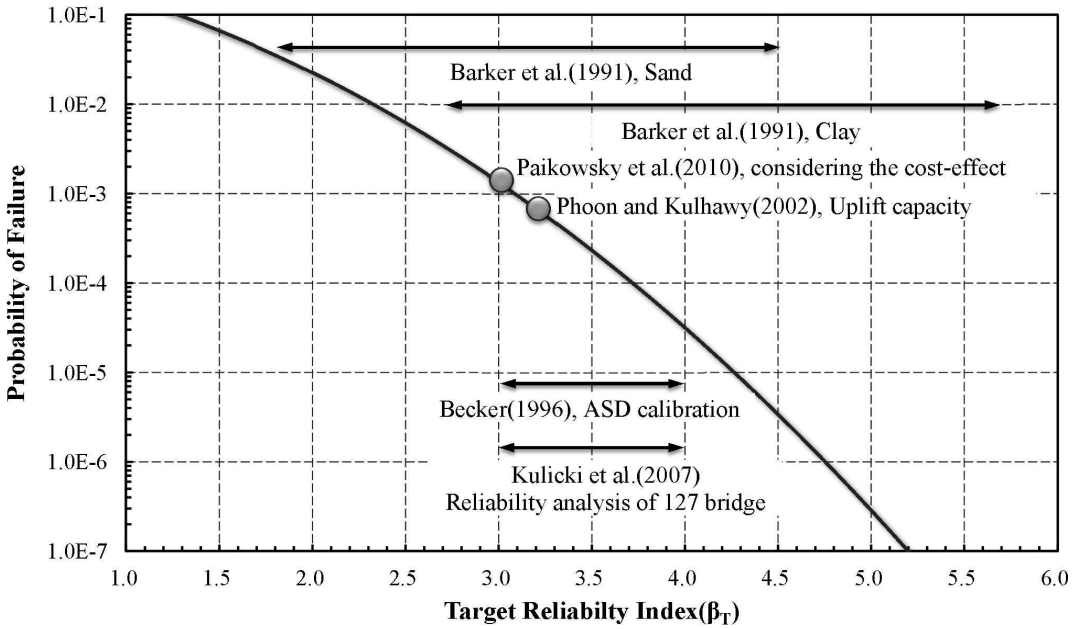
<그림 3.22> 파괴확률과 신뢰도지수의 관계
(US Army Corps of Engineering, 1997)



<그림 3.23> 깊은기초에 대한 목표신뢰도지수 제안 사례

Barker et al.(1991)은 모래지반에 설치된 얕은기초의 지지력에 대한 목표신뢰도지수를 β_T= 3.5로 결정하였으며, Becker(1996)는 얕은기초의 안전율을 이용하여 목표신뢰도지수를 β_T= 3.0～4.0으로 제안하였다. Kulicki et al.(2007)는 124개소 교량의 얕은기초에 대한 신뢰성해석 결과로부터 목표신뢰도 수준이 β_T= 3～4임을 나타

내었고, Phoon and Kulhawy(2002)는 얕은기초의 인발저항력에 대한 목표신뢰도수준을 β_T=3.2로 제안하였다. AASHTO(2010) 시방서의 기본이 되는 Paikowsky et al.(2010)의 연구에서는 목표신뢰도지수에 따른 비용효과를 고려하여 얕은기초의 목표신뢰도지수를 β_T= 3.0으로 결정하였다. 얕은기초에 대한 목표신뢰도지수는 <그림 3.24>에 나타낸 바와 같이 β_T= 3.2~4.0 범위로 제안되고 있으며, 과거에는 말뚝기초의 목표신뢰도지수 보다는 비교적 높게 제안되었으나, 최근에는 거의 유사한 수준으로 제안되고 있다.



<그림 3.24> 얕은기초에 대한 목표신뢰도지수 제안 사례

보강토 옹벽에 관한 목표신뢰도지수 적용사례는 D'Appolonia(1999)의 Geogrid 인발에 관한 LRFD 연구에서 찾아볼 수 있다. 보강토 옹벽의 내적안정에 관한 LRFD 연구(Allen et al., 2001; Huang, 2010)와 Soil-Nailing에 대한 LRFD 연구(Lazarte, 2011)에서는 파괴확률 P_f=1%에 대응되는 목표신뢰도지수를 β_T=2.33을 적용하였다.

목표 신뢰도지수는 기존 문헌자료 분석, 기존 허용응력설계법에 의해 안성정이 확인된 구조물 기초의 신뢰도지수 평가, 안정성, 시공성을 고려한 전문가들의 의견수렴 등을 통하여 결정되어야 한다. 특히, 한계상태설계법 도입 시에는 기존 구조물

기초의 신뢰도수준을 파악하여 국내 실정에 맞는 목표 신뢰도수준 선정이 중요하며, 이를 위하여 일계신뢰성분석법(FORM) 등의 신뢰성해석법이 적극적으로 활용되어야 할 것이다.

1.6 하중계수의 적용

가. 하중저항계수설계법

하중계수는 구조물에 작용하는 정확한 하중을 산정하기 위하여 오랜 시간에 걸쳐 많은 통계자료를 축적하여 왔으며, 특히 구조설계 분야에서 사용되는 재료의 변동성이 비교적 작기 때문에 대부분 지역적 구분 없이 기존에 제안된 값을 적용하고 있다.

김범주(2004), 박재현 등(2011)은 교량 설계기준인 AASHTO(2010)와 MOT(1992), 해양구조물 설계기준인 API(1993)의 하중계수는 다양한 종류의 작용하중을 고려하기 때문에 하중의 불확실성과 변동성이 더 크므로 빌딩 기초 설계기준인 ACI(1999), AISC(1994), NRC(1995)의 하중계수에 비해서 값의 범위가 넓다고 분석하였다.

AASHTO(2010) 교량설계기준에서는 사하중과 활하중만을 고려하는 경우에 사하중계수와 활하중계수는 각각 γ_{QD}=1.25, γ_{QL}=1.75로 적용하고 있으며, API(1993)에서는 해양 구조물의 특성에 맞도록 풍하중, 파랑하중, 지진 등의 환경하중계수(environmental load factor)를 활하중 보다 심도 있게 다루고 있다. 파일기초가 아닌 착저형(on-bottom) 구조물의 경우 사하중계수를 단독으로 적용하는 경우에는 자중효과를 고려하여 γ_{QD}=1.30으로 하고, 환경하중이 지배적인 경우에는 γ_{QD}=1.10, γ_{QW}=1.35로 규정하고 있다.

국내 항만 및 어항 설계기준에서는 방파제 및 계류시설 등 콘크리트 구조물의 설계에 대하여 하중의 종류 및 작용빈도를 고려하여 영구하중, 변동하중, 우발하중의 세 종류로 구분하여 하중계수를 규정하였다. 영구하중은 구조물의 자중, 잔류수압, 토압 등에 대한 사하중계수이며, 변동하중은 하역기계 하중, 파력, 양압력 등의 변동성이 큰 활하중계수이다. 우발하중은 내구연한 중 작용하는 빈도는 극히 작으나 작용하면 그 영향이 아주 큰 하중으로 지진하중, 선박접안력, 선박견인력, 풍력,

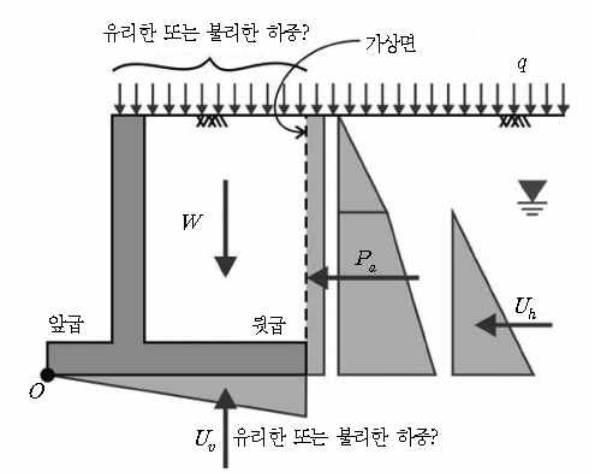
충돌하중 등이며, 선박의 접안력 및 견인력은 필요에 따라 변동하중으로 간주할 수 있다.

현재 국내 구조물 기초에 대한 LRFD 연구성과들에서는 대부분 AASHTO 시방서의 제안값을 준용하고 있으므로 상부 구조물의 종류에 따라 구조물과 기초의 일관된 신뢰성을 유지한 적절한 하중계수의 선택이 요구된다.

나. Eurocode7

Eurocode에서는 하중저항계수설계법과 유사하게 영구하중, 임시하중, 우발하중, 지진하중의 설계상황을 구분하고 있으며, 지반설계에 포함되어야 하는 흙, 암석, 물의 중량, 토압과 수압 등 21가지 하중에 관련 목록을 제시하고 있다. 또한 Eurocode에서는 유리한(안정) 하중과 불리한(불안정) 하중을 매우 중요하게 간주하여 구분하고 있으며, 각 유형의 하중에 각각 부분계수(γ_P)를 적용하고 있다. 일반적으로 불리한 하중은 부분계수가 $\gamma_P \geq 1$이며, 유리한 하중은 부분계수를 $\gamma_P \leq 1$으로 감소시켜 적용한다. 따라서 Eurocode와 같은 부분계수설계법에서는 하중저항계수설계법보다 신중한 하중계수의 선택이 요구된다.

예를 들어 <그림 3.25>와 같은 중력식 옹벽에서는 지지력 파괴에 대한 신뢰성을 확보하기 위하여 옹벽의 자중과 옹벽 배면의 흙 중량(W)은 불리한 하중으로 적용시키며, 활동과 전도 파괴에 대해서는 유리한 하중으로 적용시킨다.



<그림 3.25> 옹벽 구조물에 대한 유리한 하중 및 불리한 하중

가상면 우측의 상재하중(q)은 지지력, 활동, 전도 파괴에 대하여 모두 불리한 하중으로 작용되며, 가상면의 좌측에 작용하는 상재하중은 옹벽 배면의 흙 중량(W)과 동일한 효과를 가지고 있다. 수평방향의 수압(U_h)은 지지력, 활동 및 전도에 파괴에 대하여 모두 불리한 하중이나 연직수압(U_v)은 W에 반대방향으로 작용하므로 유리한 하중으로 작용한다. 그러나 활동과 전도 파괴에 대해서는 불리한 하중으로 작용된다. Eurocode에서는 어떤 상황에서 불리하거나 유리한 영구하중은 단일-소스에서 기인된 것으로 간주하라는 규정이 있으므로 연직수압과 수평수압을 동시에 유리한 하중과 불리한 하중으로 취급하는 것이 허용되지 않으므로 동시에 불리하거나 유리한 하중으로 취급하여 가장 불리한 상황으로 적용시켜야 한다.

1.7 구조물 기초의 부분계수 보정 절차

상기와 같이 구조물 기초의 부분계수 보정에 필요한 주요 항목을 기술하였으며, <표 3.28>에 구조물 기초의 부분계수 보정을 위한 일반적인 절차를 나타내었다. 보정된 부분계수는 지반구조물의 설계에 현재까지 일반적인 허용응력설계와 비교를 통하여 두 설계(허용응력설계와 한계상태설계)간 현저한 차이가 발생할 경우 현재의 허용응력설계수준(즉, 안전율)을 고려하여 큰 차이가 생기지 않도록 보정을 할 수 있다. 또한, 추후 설계요소의 불확실성에 관한 데이터의 축적과 실무에서의 피드백, 목표신뢰도의 변경 등에 따라 지속적으로 부분계수에 대한 보정이 이루어져야 한다.

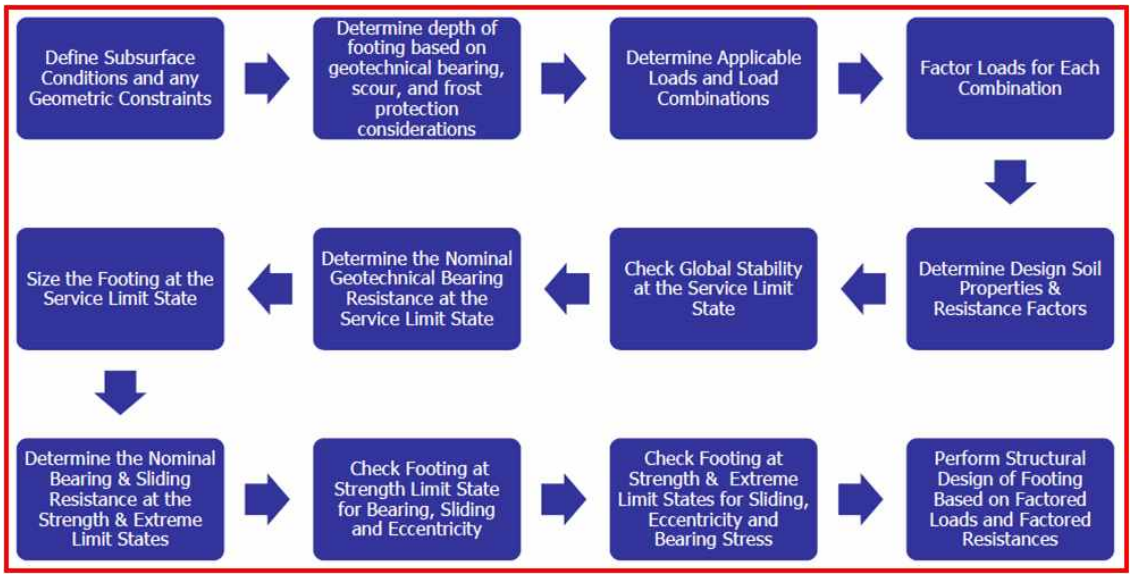
<표 3.28> 추진체계 및 개발방법

개발절차	추진체계 및 개발방법
설계기준선택	• 설계기준 정책, 기술동향 분석 • 국내외 설계기준 비교 및 표준화 방향 분석 • 설계기준 상이점 통일 및 표준화 • 한계상태설계법 비교·분석(LRFD-Eurocode)
구조물 기초 한계상태 정의	• 설계기준 평가항목 분석 • 구조물 기초 종류별 한계상태 정의 (깊은기초, 얕은기초, 연약지반, 옹벽) • 구조물 기초의 한계상태에 적합한 하중계수의 선택
구조물 기초의 불확실성 평가	• 구조물 기초의 하중에 대한 통계학적 특성 조사 • 구조물 기초의 저항에 대한 통계학적 특성 조사 • 하중 및 저항의 편향계수 분석
현재 기초의 신뢰도수준 평가	• 문헌연구를 통한 기초의 신뢰도수준 조사 • 허용응력설계법의 안전여유를 고려한 기초의 신뢰도수준 평가 • 신뢰성해석을 통한 구조물 기초의 신뢰도 수준 평가 • 구조물 기초 종류별 신뢰도 수준의 평가
목표신뢰도수준 설정	• 현재 기초의 신뢰도수준, 전문가 의견, 생애주기비용 등을 고려한 목표신뢰도수준 설정
부분계수의 산정 및 보정	• 허용응력설계법의 안전여유를 고려한 부분계수의 산정 • 신뢰성이론에 의한 부분계수의 보정 • 부분계수의 적용 및 검증 작업

2. 깊은기초

2.1 기초의 한계상태 평가 절차

한계상태 성능평가는 각 한계상태의 정의별 한계상태함수의 만족여부 또는 위험도 평가에 관련된 것으로서, 앞서 밝힌 바와 같이 구조물기초의 설계 시 각 한계상태는 동일한 중요도를 갖는다. 단, 기초구조물별 거동의 특성에 따라 한계상태 평가 또는 설계 시 순서는 조금씩 상이하다. 얕은기초의 경우 <그림 3.26>과 같이 사용한계상태에서 전체안정성을 검토하고 푸팅의 사이즈를 결정한 뒤 극한한계상태와 극단상황한계상태에서 지지력과 편심 등에 대해 평가하게 된다. 반대로, 깊은기초의 경우 <그림3.27>과 같이 극한한계상태에서 지지력과 말뚝 배열에 대해서 평가한 뒤, 사용한계상태에서의 변위 평가를 하게 된다.



<그림 3.26> 깊은기초의 한계상태평가 절차

1. **Decide deep foundation type**
2. **Select resistance factor**
3. **Compute resistances**
4. **Layout foundation group and analyze at the strength limit state**
5. **Check the service limit state**

<그림 3.27> 깊은기초의 한계상태평가 절차

말뚝기초의 각 한계상태별 평가방법은 다음과 같다.

사용한계상태에서 평가하는 변위조건은 일반적으로 상부구조에 대한 해석 수행 시, 하부기초의 지점조건은 고정이 아닌 수직 및 수평변위를 고려할 수 있도록 지반의 탄성을 고려한 선형 또는 비선형 스프링으로 설계해야 한다. 상세해석 시, 수직침하량은 사하중에 해당하는 상부 교각설치까지 발생하는 침하량은 제외하고 상부거더 하중 및 교통하중인 활하중 작용 시 발생하는 침하량만을 고려하되, 말뚝의 한계침하량 이내로 발생하도록 해야 한다. 이때 말뚝재하시험을 통해 얻은 하중-침하곡선을 사용하여 산정한다. 한계변위를 결정할 경우 기존 설계기준에서는 양호한 지반에 설치되는 기초의 경우 25mm, 대구경 말뚝일 경우는 말뚝직경의 1%를 한계침하량으로 고려하였다. 그러나, 한계상태설계의 합리성과 설계의 유연성 확보를 위해서는 일괄 적용하는 변위 기준을 제시하는 것 보다는 말뚝의 사용 목적, 기간, 상부구조와의 영향 등을 종합적으로 고려하여 구조물의 거동과 사용성에 근거하여 설계할 수 있도록 해야 한다.

침하량의 평가에서도 실물말뚝에 대한 압축정재하시험 결과로부터 구한 말뚝머리 하중-침하량 관계를 이용하여 예측하는 것이 가장 신뢰도 높은 방법이다. 여기서 압축정재하시험은 KS 표준에 따른다. 재하시험을 수행하여 설계하중에 해당하는 침하량을 구함으로써 실제 말뚝의 발생 가능한 침하량으로 추정할 수 있지만 재하하중의 작용시간이 짧다는 점, 시험말뚝이 지반조건 및 설계조건을 대표할 수 없다는 점, 지반거동 특성에 따라 침하량이 상이하게 나타난다는 점 등을 재하시험결과에 고려하여 침하량을 산정하는 것이 가장 바람직하다. 말뚝에 대한 압축 정재하시험 결과를 얻지 못하는 경우 앞서 살펴본 침하량 산정공식이나 해석적 기법을 이용하여 침하량을 추정할 수 있다. 해석적 기법을 적용할 때에는 말뚝의 하중전이특성을 파악하여 반영하여야 신뢰도가 높아진다(Reese and O′Neill, 1988).

횡방향 변위의 경우 기존 설계기준에서는 대형 기초를 사용하는 경우, 간략 계산 시에는 말뚝 두부의 허용변위를 15mm 또는 말뚝직경의 1% 중 큰 값을 적용할 수 있도록 하였다. 횡방향 변위기준은 AASHTO LRFD 시방서(2004)에서 38mm이내를 규정하였고, 국내의 경우 기초폭의 1% 이내로 규정하고 있으나 각 기관별, 연구자별 수평변위에 대한 구체적인 크기 또는 규정이 모호하며 대부분 상부구조 및 말뚝부재의 안정성이 확보되는 변위까지로 규정하고 있다. 또한, LRFD 설계를 선도하고 있는 미국의 경우 AASHTO LRFD 시방서(2007)부터는 일정기준은 38mm기준

을 없애고 구조물에 유해한 영향을 끼치는 과도한 변위가 발생하지 않도록 함으로써 설계의 유연성과 합리성을 확보하고 있는 것이 특징이다.

극한한계상태의 지지력 평가 시 지반의 축방향 극한압축지지력을 구하는 가장 신뢰도 높은 방법은 설계대상 말뚝에 대한 시험시공을 실시하고 말뚝재하시험을 수행하여 지반지지력의 파괴하중을 확인하여 소정의 저항계수를 적용하여 구하는 것이 가장 바람직하다. 그러나 공사 규모가 일정규모 이상이고 구조물의 중요도, 지반조건 등에 따라 실행여부가 결정되는 것이 일반적이므로 설계기술자는 이러한 사항을 면밀히 검토하여 결정하여야 한다. 따라서 합리적인 설계 및 설계 검증을 위한 재하시험 자료를 확보하기 위해서는 재하시험을 실시하는 시점을 적절하게 선정하는 것이 중요하다.

말뚝재하시험에는 설계저항력을 구하고자 수행하는 설계목적의 재하시험(preliminary pile load test)과 사용할 말뚝에 대한 설계지지력 확인·검증 목적의 재하시험(proof pile load test)으로 구분된다. 극한압축지지력은 설계목적 재하시험에 의해 산정하는 것이 요구되며 재하시험 방법은 하중전이해석(analysis of load transfer mechanism)이 가능하도록 계측말뚝(instrumented pile)을 계획하여 지반조건에 따른 주면마찰력과 선단지지력을 구분하여 가장 정밀하게 측정할 수 있는 정적압축재하시험을 수행하는 것이 바람직하다. 이때, 현장재하시험을 통해 한계하중(또는 변위) 이상의 하중-침하 거동을 확인함으로써 실제 현장에서의 공칭지지력을 확인할 수 있도록 해야 한다. 기존 검증용 재하시험의 방법과 같이 설계 하중의 최대 2배 하중까지 재하한 뒤 설계하중을 확인하는 차원으로 시험을 종료할 경우 말뚝 지지력의 항복 또는 공칭값을 확인할 수 없게 되고 실제 구조물의 거동에 대한 불확실성을 규명할 수 없게 된다. 또한 검증용 재하시험 자료는 저항 불확실성을 평가하고 저항계수의 보정(calibration)에 사용할 수 없으므로 실질적으로 구조물 설계와 기초 거동 확인에 큰 도움을 주지 못하게 된다. 따라서 말뚝 재하시험을 수행할 경우 의무적으로 일정비율 이상의 재하시험이 항복지지력 또는 한계하중(변위)을 확인할 수 있도록 수행되어야 할 것이다.

일반적으로 정재하시험에 의해 측정된 극한지지력이 실제 지지력을 가장 신뢰성 있게 평가하는 것으로 알려져 있으므로 저항의 공칭강도는 정재하시험에 의해 측정된 말뚝의 하중-침하 곡선으로부터 지지력을 산정한다. 또한 정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 측정 극한지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양

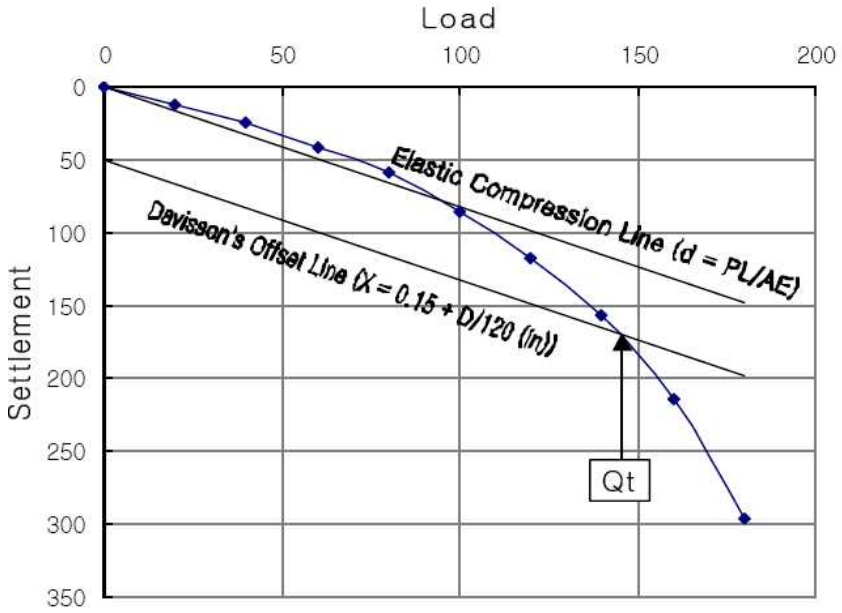
부, 2009)과 도로교설계기준(국토해양부, 2008), 깊은기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP 507 연구보고서(Paikowsky, 2004) 등 다양한 국내외 설계기준에서는 <표 3.29>와 같은 한계지지력 평가 방법을 제안하고 있다.

<표 3.29> 재하시험에 의한 극한(한계)지지력 평가 방법

지지력 결정 방법		참고 문헌	제안자(연도)
Davisson 방법		구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Davisson(1972)
Shape of Curve 방법		NCHRP 연구 보고서	-
De Beer 방법(1970)		구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	De Beer(1970)
전침하량기준 방법	Δ=25.4mm 방법	구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Terzaghi(1943)
	Δ=0.1B 방법	구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Terzaghi(1943)
ASCE 20-96 방법		ASCE 20-96	ASCE(1997)

가. Davisson(1972) 방법

Davisson(1972)은 많은 재하시험 결과로부터 말뚝두부의 침하가 말뚝의 탄성변형과 선단지반의 탄성변형의 합보다 크면 파괴가 일어난다고 제안하였으며, 이 한계하중은 말뚝두부 하중에 대한 탄성압축량 직선을 산정한 후 이 직선에 말뚝직경에 따른 상수값을 더한 만큼의 평행이동선을 구하여 하중-침하량 곡선과의 교차점을 찾으면 된다. 말뚝의 탄성압축량 직선에 더해지는 상수값은 말뚝직경에 따라 직경이 600mm 미만이면 3.81+D/120(mm), 직경이 600mm 이상인 말뚝은 3.81+D/30(mm)이다.(그림 3.28)



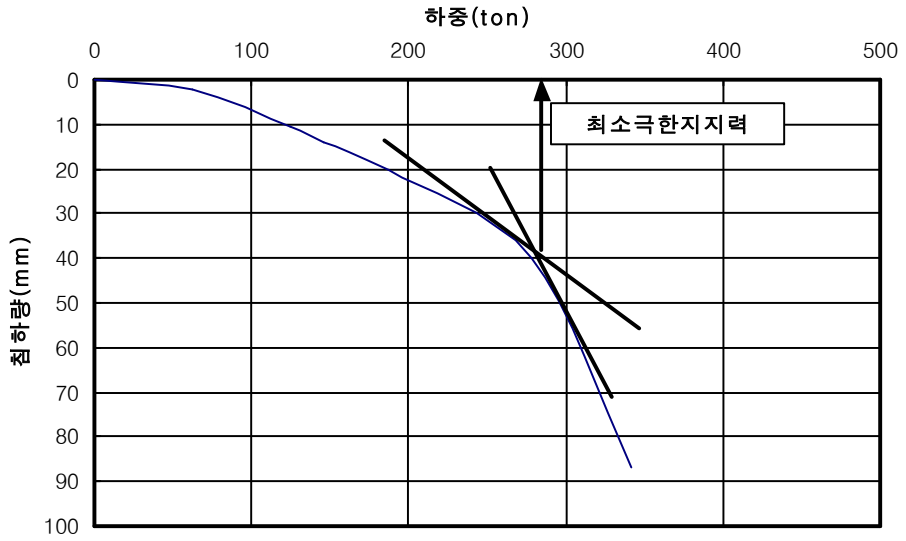
<그림 3.28> Davisson 방법(1972)의 적용 예

나. Shape of Curve 방법

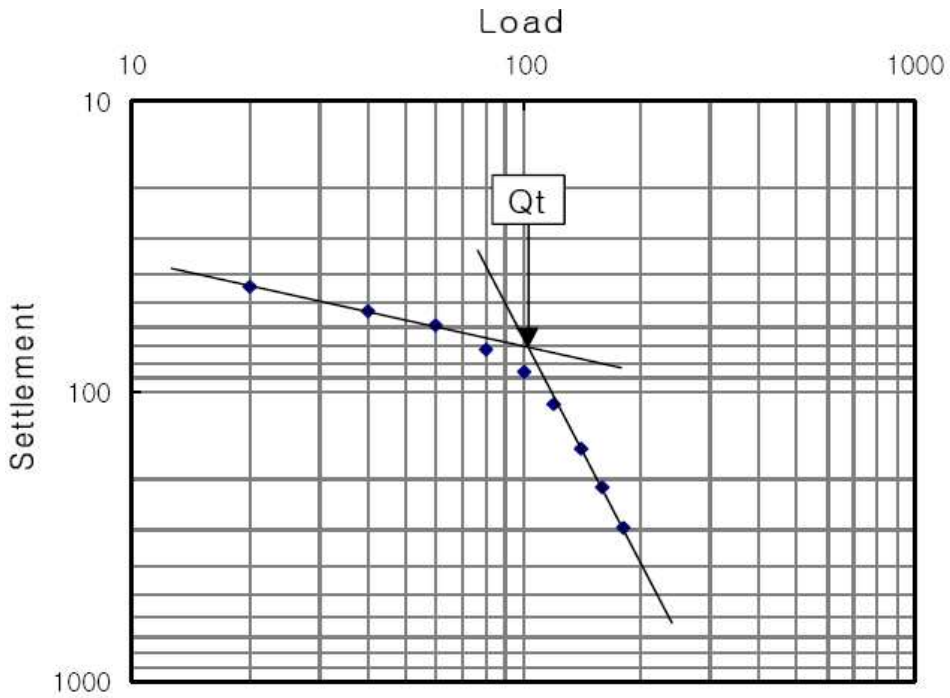
이 방법은 항복 하중을 산정하는 방법 중의 하나인 P-S 곡선법(Butler and Hoy, 1977)과 비슷한 방법으로서, 말뚝두부의 하중-침하량 곡선의 최소 곡률점 두 점의 접선 간 교점을 최소극한지지력, 극한상태(펀칭파괴)를 보이는 점을 최대극한지지력으로 하여 그 범위로써 파괴 하중을 나타낸다.(그림 3.29).

다. DeBeer 방법(1970)

DeBeer(1970)는 완속재하시험의 결과를 해석하기 위해 이 방법을 제안하였으며, 아래의 <그림 3.30>과 같이 하중-침하량 곡선을 양대수 눈금의 좌표에 표시하고, 두 직선부의 연장선상에 교차되는 점을 항복지지력으로 결정한다.



<그림 3.29> Shape of Curve 방법 적용 예(최소 극한하중)



<그림 3.30> DeBeer 방법(1970) 적용 예

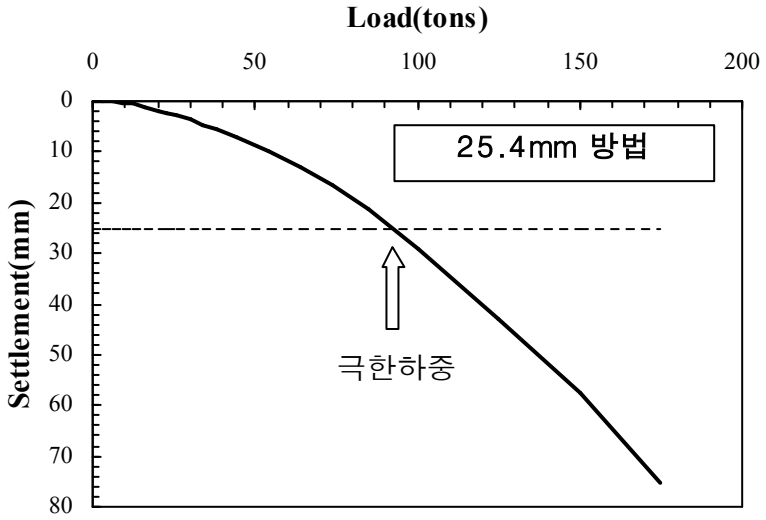
라. 전 침하량 기준 방법 : Δ=25.4mm 방법, Δ=0.1B 방법

전 침하량 기준으로 파괴하중을 결정하는 방법은 Terzaghi(1943)가 제안한 말뚝 두부에서의 전침하량이 25.4mm, 0.1B(B=말뚝직경)일 때의 말뚝두부 하중을 말뚝의 극한하중으로 정의하는 방법이다.(그림 3.31) 그런데 이외에도 싱가포르 지하철 설

계기준, 일본 토질공학회 기준, 러시아의 기준 등 광범위한 기준들이 있다(표 3.30). 그러나 전침하량의 절대값만으로 말뚝의 설계하중을 결정하는 것은 말뚝의 길이와 재료특성으로부터 결정되는 탄성압축량 값의 영향을 고려할 수 없기 때문에 장대말뚝의 경우 적용이 곤란한 문제가 있다. 또한 지반조건과 말뚝의 시공방법에 따라 선단지지력 또는 주면마찰력의 비율이 상이하게 되고 이에 따라 말뚝의 하중-침하량 거동이 결정되는 점을 감안할 때 전침하량 기준은 이를 고려할 수 없다는 단점이 있다. 따라서 전침하량 기준에 의한 말뚝의 설계하중 결정은 극히 제한적인 경우에 국한하여 적용할 수 있으며, 반드시 다른 해석결과와 비교하는 과정이 필요하다.

<표 3.30> 파괴하중에 대한 전침하량 기준(한국지반공학회, 2002)

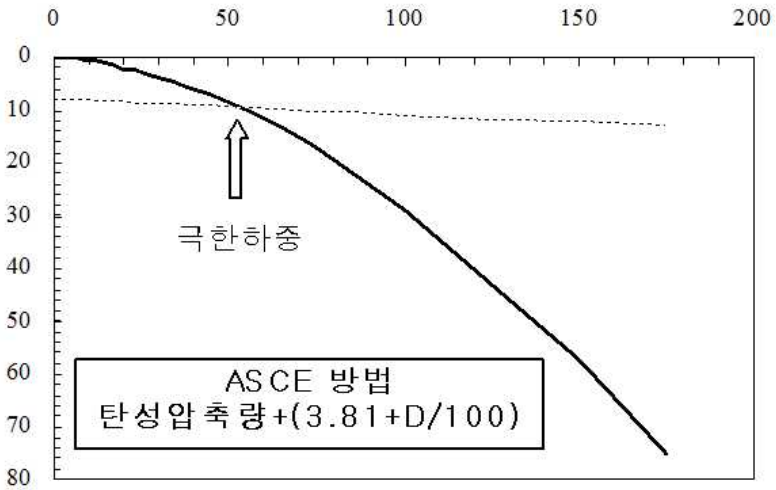
기준명 또는 제안자	전침하량(mm)	허용하중 산정시 안전율	비 고
독일 DIN 4014 기준	20		현장타설말뚝
프랑스	20		
벨기에	20		
체코슬로바키아	15~20	2.0	
오스트리아	25		
네덜란드	25.4		
뉴욕시	25.4		
인도 IS 2911	12	1.5	
Muns (1959)	20		
Terzaghi/Peck(1961)	50.8	2.0	
Terzaghi/Peck(1967)	25.4	1.5	
Woodward(1972)	12.7~25.4	1.5~2.0	
Touma/Reese(1974)	25.4	2.0	
구 일본 건축학회 기준	25	2.0	현장타설말뚝
일본 토질공학회(1993)	0.1B		
영국 기초공업기준	0.1B		
Tomlinson	0.1B		
Johnson(1973)	0.1B		
Capper/Cassie	0.1B		



<그림 3.31> Δ=25.4mm 방법 적용 예

마. ASCE 20-96(ASCE, 1997) 방법

이 방법은 말뚝두부의 하중이 선단으로 모두 전이된다는 가정 하에 말뚝의 파괴하중은 말뚝의 전체 탄성압축량과 말뚝 직경에 따른 일정값(3.81+D/100)(mm)을 더한 침하량에서의 하중으로 정의한다(그림 3.32). Davisson(1972)이 제안한 방법과 유사한 방법이며 급속재하시험 결과에 대하여 주로 적용된다.



<그림 3.32> ASCE 20-96방법(ASCE, 1997) 적용 예

바. FHWA 5% 방법 (O'Neill and Reese, 1999)

FHWA 기준은 말뚝이 더 이상의 하중을 지지하지 못하고 말뚝두부의 변위가 급격히 발생하는 플런징(plunging) 현상이 발생하지 않는 경우에 대해 적용된다. 이 방법은 말뚝두부에서의 전침하량이 말뚝직경의 5%일 때의 말뚝두부 하중을 말뚝의 극한하중으로 정의한다.

재하시험을 통하여 말뚝의 축방향 압축지지력을 측정하는 방법에는 고정하중, 지반앵커의 인발저항력 또는 주변에 시공된 반력말뚝의 마찰력을 이용하여 재하하는 정재하시험방법이 가장 일반적이다. 그러나 재하시험에 있어서도 한 개의 말뚝에 대한 시험이라는 점과 재하가 비교적 단시간에 이루어지는 점 등, 실제와는 다른 조건이 있다는 점에 유의하여야 한다. 또한 말뚝이 연약층을 통과하고 있을 때는 연약층의 압밀에 의해 주면마찰의 방향이 반대로 되는 염려가 있다. 이와 같을 때에는 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 측정하는 것이 요구된다. 그 방법으로서는 정재하시험(말뚝본체에 미리 설치한 가압장치를 이용한 양방향 재하시험 포함)을 실시할 때 스트레인게이지(strain gage)를 부착하고 계측하여 말뚝의 변형분포를 측정하든가 또는 이중관식재하법을 취하는 것을 생각할 수 있다. 소규모 기성말뚝에 대해서는 동재하시험을 실시하면 이러한 특수 계측장치 없이 선단지지력과 주면마찰력을 분리 측정할 수 있음은 물론 주면마찰력의 분포를 알 수 있기 때문에 유용하다. 가장 보편적으로 활용중인 동재하시험 방법은 PDA(Pile Driving Analyser)를 이용한 방법이다. 타입공법으로 말뚝을 시공하는 경우에는 파동이론분석을 실시하여 항타장비 선정, 항타시공 관입성 및 지반의 축방향 극한압축지지력 등을 검토하되 시험말뚝 시공 시 동적거동측정을 실시하여 이를 확인한다.

재하시험 외의 축방향 극한지지력 추정방법은 정역학적 지지력공식에 의한 축방향 극한지지력 추정, 현장시험결과(SPT, CPT, PMT 등)를 이용한 말뚝지지력 추정방법이 있다.

말뚝의 횡방향 저항력은 말뚝에 발생하는 휨응력이 말뚝재료의 설계휨응력 이내가 되는 값이며, 말뚝머리의 횡방향 변위량이 상부구조에서 정해지는 한계변위량을 넘어서지 않는 조건을 만족시키는 가장 큰 값으로 한다.

횡방향 재하시험 결과는 말뚝과 하중조건에 따라 크게 달라진다. 횡방향 재하시험에서 하중-말뚝머리변위 곡선은 일반적으로 처음부터 구부러진 형태를 나타내고 짧은말뚝인 경우를 제외하면 명확한 항복하중이나 극한하중이 규명되지 않는 것이

보통이다. 이것은 앞서 설명한 바와 같이 근입길이가 긴말뚝에서는 흙의 소규모적인 파괴현상이 점진적으로 발생할 뿐이며, 전면적인 파괴가 일어나지 않기 때문이다. 그러므로 하중-말뚝머리변위 곡선은 항복하중이나 극한하중을 구하기 위한 것이 아니고 말뚝머리 변위량을 제한하기 위하여 사용한다. 말뚝머리 한계변위량을 결정하면 하중-말뚝머리변위 곡선상의 그 변위에 대해서 다시 휨응력을 고려하여야 한다. 즉 저항력과 같은 하중을 가하였을 때에 말뚝에 발생하는 최대의 휨응력이 말뚝재료의 설계휨응력을 넘어서는 안 된다. 재하시험에서 말뚝의 휨응력의 분포를 알기 위해서는 말뚝에 스트레인게이지를 설치하여야 한다. 그러나 이것은 비용과 시간이 많이 소요되고 또 확실한 측정치를 얻기가 기술적으로 상당히 어려우므로 보통의 재하시험에서는 휨응력의 측정을 하지 않는 것이 일반적이다. 휨응력을 측정하지 않는 경우에는 말뚝머리의 변위를 측정한 결과와 해석적 방법을 조합함으로써 최대 휨응력을 간접적으로 추정할 수 있다.

수평재하시험에서 재하하중이 매우 클 경우 하중-말뚝머리변위 곡선에서 파괴하중을 추정할 수 있을 때가 있다. 이것은 말뚝의 꺾어짐 즉 휨파괴를 나타내는 때이다. 이 경우에는 전술한 휨응력 검토 대신에 횡방향 저항력이 파괴하중의 1/3을 넘지 않는다는 조건으로 사용한다. 재하시험에 있어서 파괴하중을 얻지 못할 때에는 최대시험하중을 파괴하중으로 보고 휨응력을 검토한다. 짧은말뚝의 횡방향 저항력을 구하기 위해서는 이미 설명한 말뚝머리 변위 및 휨응력 검토 외에 말뚝의 전도에 대한 고려가 필요하다. 즉 한계하중은 전도하중의 1/3을 넘어서는 안 된다. 전도하중이 얻어지지 않을 때는 최대시험하중을 전도하중으로 본다.

재하시험 외의 외말뚝의 횡방향 저항력은 다음 중 어느 한 방법에 의하여 추정할 수 있으며 가능하면 이들 방법을 조합하여 추정하는 것이 바람직하다.

(1) 해석적 방법에 의한 추정

횡방향의 외력을 받는 말뚝의 거동을 해석적으로 추정하는 방법으로는 말뚝을 탄성보로 보고 해석하는 방법과 극한평형법이 있다. 이때에는 해당 지반반력의 성격 및 그 계수를 알아야 한다. 지반반력에 관한 계수는 지반조건에 따라 추정할 수도 있으나 정확한 지반반력에 관한 계수를 파악하려면 그 지점에서 재하시험을 해야 한다.

(1) 극한평형법

(2) 탄성지반반력법

(3) p-y 곡선 방법

(2) 프레셔미터 결과에 의한 추정

말뚝자체의 설계휨응력이 문제되지 않는 짧은말뚝의 경우에는 프레셔미터시험 결과를 이용한 말뚝 횡방향 저항력 추정방법을 사용할 수 있다.

(3) 전산 해석프로그램을 통한 예측

해석적 방법이나 재하시험을 통한 말뚝 거동예측은 여러 가지 제한사항과 가정 등의 문제점이 존재할 수 있다. 따라서 실제 설계 시에는 FEM 해석과 같은 지반-구조물의 전산 정밀 해석을 수행하여 재하시험이나 해석적 방법에서 고려하지 못하는 부분에 대한 모델링을 바탕으로 횡하중을 받는 말뚝의 거동을 검토할 수 있다.

지지력에 대한 평가와 함께 말뚝 본체에 대한 한계상태 평가를 수행한다. 말뚝머리에 작용하는 반력과 변위가 계산되고 말뚝 개수와 배치 그리고 간격이 결정된 후에는 말뚝본체에 작용하는 응력을 충분히 견딜 수 있도록 말뚝본체를 설계해야 한다. 말뚝본체 설계에서는 말뚝에 작용하는 하중에 의하여 발생하는 응력의 크기를 계산하고 말뚝 재료의 설계응력을 고려하여 소요 말뚝단면을 결정한다. 말뚝에 작용하는 하중은 축압축력, 축인장력, 축직각력(횡력) 그리고 모멘트가 있으며, 또한 이들 힘이 조합되어 작용하는 경우도 많다. 말뚝에 발생하는 최대응력이 결정되면 그 최대응력이 재료의 설계응력을 초과하지 않도록 말뚝단면과 길이를 설계해야 한다.

말뚝의 이음부는 구조물이 완성된 후 작용하는 하중에 따른 축방향압축력, 축방향인발력, 수평력은 물론, 시공 시 타입에 따른 하중에 대하여 충분히 안전하도록 설계해야 한다. 그리고 이음구조는 말뚝본체의 강도에 상당하는 강도를 갖는다고 전제한다. 일반적으로 기성말뚝의 이음부 시공에는 현장작업이 따르기 때문에 이음부는 시공관리의 영향을 받기 쉽다. 따라서 설계에서는 구조적인 안전뿐만 아니라 이음의 시공성에 대하여 고려할 필요가 있다.

일반적으로 교량기초의 경우에는 하부 말뚝의 변위기준(고정단, 자유단)을 만족하는 범위 내에서 구조적으로 안정하게 설계하도록 한다. 이때 기초는 강체 또는

연성효과를 고려한 설계를 해야 한다. 단, 상세해석 시, 말뚝과 기초의 상대강성을 고려한 해석을 해야 한다. 지진발생 시, 말뚝머리의 결합방법으로 말뚝과 기초 사이에 모래, 강자갈, 쇄석자갈 및 제강슬래그와 같은 재료로 구성된 층을 조성하여 지진하중이 상부구조에 전달되는 것을 저감하는 방법이 적용될 수 있으며, 합리적인 설계가 되도록 책임기술자와 협의하여 결정할 수 있다.

말뚝의 부식, 풍화, 화학적 침해 등에 대한 대책으로 일반적인 지반조건에서는 강관 말뚝의 부식에 대해서 고려한다. 그러나 특수한 지반조건에서는 강관말뚝은 물론 콘크리트 말뚝에 대해서도 풍화 및 화학적 침해 등에 대책을 강구해야 한다.

일반적인 지반조건에서 강관 말뚝의 부식에 대해서는 부식대(2mm) 공제를 통해 설계한다. 그러나 해수 또는 강재의 부식을 촉진시키는 폐수, 지하수 등의 영향을 받는 부분과 평상 시 건조와 습윤을 반복하는 부분은 충분한 방식처리를 실시해야 한다. 방식처리방법에는 도장, 유기질라이닝, 무기질라이닝, 희생철판감기, 전기방식 등이 있으며 이중 현장조건에 따라 한 개 또는 두 개 이상을 조합하여 사용할 수 있다.

시공 시 조건은 물론 장기적인 조건을 파악하여 기초지반의 침식, 세굴 또는 기초 인접지반의 굴착, 지하수 변동 등에 대한 가능성을 검토하고 필요에 따라서는 대책을 수립하도록 한다.

소요 안정성을 확보할 수 있도록 말뚝을 소정의 지지층까지 완전히 관입시킬 수 있는 공법을 선정하도록 한다. 이를 위해서는 타입말뚝의 경우 항타 시공관입성이 검토되어야하며, 현장타설말뚝의 경우 적절한 공법과 장비의 선택이 검토 되어야한다.

말뚝 시공 시 발생할 수 있는 소음, 진동 등은 환경기준을 만족하도록 해야 한다. 이를 만족시키기 위해서는 우선적으로 적절한 시공법을 선택하는 것이 중요하다. 최근에는 환경에 대한 인식이 커져 공사 중 발생할 수 있는 소음, 진동 등에 대한 보다 엄격한 처리가 필요하므로 공사에 앞서 이를 줄이기 위한 부가적인 장치 설치, 시공법 개선 등의 노력이 필요하다.

말뚝의 재료별 본체 설계와 관련한 평가 고려사항은 다음과 같다.

강관말뚝의 타입시공은 콘크리트말뚝보다는 쉽다. 문제는 장애물을 포함한 지층을 관통 시공하거나, 개단강관말뚝을 치밀한 지층에 타입할 때 그리고 얇은 강관말뚝을 타입할 때 발생한다. 전자의 경우에는 말뚝이 휘거나 설계위치에서 벗어나기 쉬우며 후자의 경우에는 말뚝선단이 변형되거나 중간에서 좌굴이 발생할 수 있음을

주의하여야 한다. 강관말뚝은 KS F 4602(강관말뚝)의 규격에 적절한 것을 표준으로 한다. 강관말뚝 각 부분의 두께는 강도 계산상 필요한 두께에다 부식에 의한 감소 두께를 더한 것으로 결정되는데 최소 9mm 이상으로 한다. 시공시 말뚝에 생기는 응력에 대해서는 전단면을 유효한 것으로 한다. 강관말뚝의 부식감소 두께는 말뚝이 흙 혹은 물에 접하는 면에 대해서 고려한다. 다만, 강관의 안쪽면에 대해서는 고려하지 않아도 된다. 말뚝머리가 타입에 의해 해로운 손상을 입을 우려가 있는 경우에는 필요에 따라 보강한다. 말뚝 선단이 장애물 등에 의해 해로운 손상을 입을 우려가 있는 경우 혹은 굳은 지반에 쉽게 타입되도록 할 경우에는 필요에 따라서 보강한다. 강관말뚝의 현장이음은 원칙적으로 이음철구를 이용한 전둘레 전두께 아크용접 이음으로 한다.

현장타설말뚝의 재료는 땅 속에서 타설되기 때문에 기성콘크리트말뚝 보다 품질면에서 열악할 수밖에 없으므로 말뚝재료의 장기 설계압축응력을 산정하는 데에는 정밀한 품질관리 실시가 전제된다. 현장타설말뚝의 재료 강도 산정 시 장기 설계압축응력은 콘크리트 타설시 정밀한 품질관리를 전제로 콘크리트 압축강도의 최대 25%(≤8.5MPa)까지 적용할 수 있다. 다만, 콘크리트타설 조건상 지하수가 존재하는 상태에서 이 값을 적용하기 위해서는 수중타설 콘크리트에 대한 조치를 취할 경우에 한한다.

PSC · PHC 말뚝은 KS F 4303 (프리텐션 방식 원심력 PSC말뚝), KS F 4306 (프리텐션 방식 원심력 고강도 콘크리트 말뚝)의 규정에 적합한 것을 표준으로 한다. PSC · PHC 말뚝의 선단은 타입에 대하여 충분히 안전하고 시공법을 고려한 구조임과 동시에 지반에 알맞는 구조여야 한다. PSC · PHC 말뚝의 머리부분은 타격에 대하여 충분한 강도를 가져야 한다. PSC · PHC 말뚝의 이음은 원칙적으로 이음철구를 사용한 아크용접 이음으로 한다. PSC · PHC 말뚝의 머리부를 절단할 경우에는 필요에 따라 미리 말뚝의 머리부에 말뚝 본체 내 보강철근을 배치하기로 한다.

H형 강말뚝은 압축과 인장강도가 모두 크기 때문에 운반, 취급은 물론 타입시공도 비교적 용이하다. 그러나 자갈층이나 호박돌이 포함된 지층에 타입할 때에는 선단이 파손되는 경우가 많으므로 주물로 만든 슈(shoe)를 사용하는 것이 좋다. 선단 플랜지의 모서리를 따주는 것도 타입을 돕는 방법이 된다. 말뚝길이가 긴 경우에는 말뚝이 휘거나 뒤틀리는 경향이 있기 때문에 주의가 필요하다. H형 강말뚝 타입에는 모든 종류의 해머가 다 사용될 수 있다.

강관널말뚝는 주탑이나 접속교의 기초로 사용하거나 가물막이용 가시설물로도 사용되고 있으며, 한계상태평가를 위해서 주요 설계주안점을 기술하면 다음과 같다.

강관널말뚝기초에 하중이 작용함으로써 우물통 바닥면에 발생하는 연직반력은 그 위치에서 허용되는 강관널말뚝의 저항력이내여야 한다. 또한 강관널말뚝기초의 변위량이 한계변위량보다 작아야 한다. 연직하중은 우물통 바닥면 지반의 연직지반반력과 우물통 주변 지반의 마찰력이 저항하도록 한다. 수평하중은 전면 지반의 수평지반반력, 우물통 바닥면 지반의 전단력 그리고 우물통 측면의 전단력이 저항하도록 한다. 연직압축저항력은 지반의 연직압축저항력과 말뚝재료의 설계하중을 비교하여 작은 값 이하로 한다.

지반의 연직압축저항력은 지반의 극한연직압축지지력에 대하여 소정의 저항계수를 곱하여 산정한다. 지반의 극한연직압축지지력은 연직재하시험을 통해 구하거나 압축지지력 산정식을 통해 추정할 수 있다.

연직인발저항력은 지반의 연직인발저항력에 말뚝의 무게를 더한 값으로 한다. 이 경우, 연직인발저항력은 말뚝재료의 설계인발하중 보다 작아야 한다. 지반의 연직인발저항력은 지반의 극한연직인발지지력에 대하여 소정의 저항계수를 곱하여 산정한다. 지반의 극한연직인발지지력은 인발재하시험을 통해 구하거나 인발지지력산정식을 통해 추정할 수 있다.

강관널말뚝기초를 설계할 때 사용하는 지반반력계수로는 바닥면의 연직방향지반반력계수, 전면의 수평방향지반반력계수, 그리고 바닥면의 수평방향전단반력계수가 있으며, 지반조사와 토질시험의 결과를 충분히 검토하여 추정한다.

기초 본체는 기초 전체의 휨강성을 평가하여 탄성지반 위에 놓인 유한길이의 보로 설계한다. 다만, 기초 본체의 변형이 클 경우에는 기초의 변형특성을 고려하는 해석법을 따른다.

2.2 기초의 데이터베이스 구축

지역별 상이한 지층과 지반조건을 대변할 수 있는 충분한 양의 정도 높은 자료축적이 선행되어야만 정확성 높은 신뢰성 평가가 이루어질 수 있으므로 정도 높은 자료의 확보는 가장 중요한 업무 중의 하나이다. 한계상태설계 연구의 목적상 극한지지력 또는 항복지지력 등 한계 저항력을 확인할 수 있는 재하시험 자료의 확보가

필수적이므로 기존의 단순 설계 지지려 검증용 재하시험 결과는 신뢰성 평가 시 무용지물이 된다. 따라서 한계상태설계를 위한 기준 정비의 측면에서, 일정 규모, 일정 기간, 구조물의 사용 목적, 내구연한 등의 기준을 명확히 하여 설계목적의 한계하중을 확인할 수 있는 재하시험 의무 규정을 두는 것이 합리적이라고 할 것이다.

신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 위해서는 극한지지력 또는 항복지지력을 확인할 수 있는 자료가 필요하다. 그러나, 대부분의 재하시험들은 설계의 검증용으로서 설계하중의 2배까지 재하하고 시험을 종료하기 때문에 많은 수의 현장재하시험 자료를 수집했다고 하더라도 실제로 극한지지력 또는 항복지지력이 확인되어 연구에 적용되는 사례는 흔치 않다. 기존 국내의 기초구조물 저항계수 결정 연구(한국건설기술연구원, 2008)에서도 약 2000여개가 넘는 재하시험 데이터베이스를 수집했으나 그 중 실제로 신뢰성 분석에 적용된 재하시험 자료는 약 60개에 불과하다.

2.3 기초의 한계상태 평가를 위한 저항 불확실성 분석

저항의 불확실성은 저항편향계수로 정의되어 평가하게 되며, 저항편향계수는 재하시험으로부터 산정된 대표 극한지지력과 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력의 비로써 정의된다.

저항편향계수(λ_R)는 같이 재하시험을 통해 측정된 대표적 저항(극한지지력) 값에 대한 설계방법에 따라 예측되는 저항(극한지지력) 값의 비로써 나타내며 변동계수(COV=표준편차/평균)와 더불어 저항계수의 값을 결정하는 중요한 설계변수 중의 하나이다. 저항편향계수의 값이 1보다 크고 작음에 따라 ($\lambda_R > 1.0$ or $\lambda_R < 1.0$) 적용된 설계법의 지지력 과소 또는 과대평가 여부 및 그 정도를 확인할 수 있으며, 저항편향계수가 1.0보다 크면 설계법의 내재적 보수성이 고려되므로 저항편향계수가 1.0에 근접한 설계법에 비해 동일한 조건하에서 저항계수 값이 증가하는 결과를 보이게 된다. Paikowsky(2004)는 분산정도가 동일한 조건하에서($COV_R = 0.4$), 저항편향계수 값이 1.0에서 1.5로 증가하였을 경우 저항계수 값은 0.44에서 0.67로 증가함을 보고하였다. 즉, 저항의 편향성(λ_R)과 변동성(COV_R)의 유기적 관계에 따라 요구되는 구조물의 안전성(목표 신뢰도지수)을 일관된 수준으로 확보할 수 있게 된다.

2.4 기초의 한계상태 평가를 위한 하중조합

북미 지역과 유럽에서 채택하고 있는 교량과 빌딩, 해양구조물의 한계상태설계기준(limit state design, LSD)에서 제안하고 있는 하중계수 현황은 <표 3.31>과 같다(박재현 등, 2008).

<표 3.31> 국외 한계상태설계법의 하중계수 현황

구 분	미국				캐나다		유럽	
	AASHTO* (2007)	ACI* (1999)	AISC* (1994)	API* (1993)	MOT* (1992)	NRC* (1995)	DGI* (1985)	CEN* (1994)
사하중	1.25~1.95	1.4	1.2~1.4	1.1~1.3	1.1~1.5	1.25	1.0	1.0~1.35
활하중	1.35~1.75	1.7	1.6	1.1~1.5	1.15~1.4	1.5	1.3	1.3~1.5
풍하중	1.4	1.3	1.3	1.2~1.35	1.3	1.5	1.3	1.3~1.5
지진하중	1.0	1.4	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

*AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials
*ACI : American Concrete Institute
*AISC : American Institute of Steel Construction
*API : American Petroleum Institute
*MOT : Ministry of Transportation
*NRC : National Research Council of Canada
*DGI : Danish Geotechnical Institute
*CEN : European Committee for Standardization

교량 설계기준인 AASHTO(2007)와 MOT(1992), 해양구조물 설계기준인 API(1993)의 하중계수는 빌딩기초 설계기준인 ACI(1999), AISC(1994), NRC(1995)의 하중계수에 비해서 값의 범위가 넓은데, 이는 다양한 종류의 작용 하중을 고려하기 위함이며 하중의 불확실성과 변동성이 더 큼을 의미한다. 활하중계수는 풍하중과 지진하중을 함께 고려할 경우 하중조합계수(load combination factor)를 적용하여 1.0보다 작아질 수 있다(Scott 등, 2003). 이는 각 하중의 최대값 발현 조건이 서로 다르며, 하중 간의 반작용 효과를 감안한 것이다. 따라서 사하중 외에 두 가지 이상의 활하중 조건을 고려하는 경우 교량설계기준을 제외한 타 기준들은 하중조합계수를 1.0보다 작게 적용하여 활하중을 설계에 반영한다. AASHTO(2007)의 경우 1.0보다 작은 하중조합계수를 적용하지는 않지만 고려해야 하는 하중 조건에 따라서 활하중계수의 값을 조정하도록 하고 있다. 즉, 사하중과 활하중만을 고려할 경우

사하중계수와 활하중계수는 각각 1.25와 1.75를 적용하지만 사하중, 활하중, 풍하중을 고려할 경우 사하중계수, 활하중계수, 풍하중계수는 각각 1.25, 1.35, 0.4를 적용하도록 하고 있다.

하중 통계는 하중편향계수의 평균과 변동계수로 간단히 표현할 수 있으며, 하중편향계수는 예측 하중에 대한 실제 측정된 하중의 비로 정의된다. Nowak(1999)은 미국 교통연구회(Transportation Research Board, TRB)의 하중계수 보정 연구(NCHRP 386)를 통해서 교량구조물의 사하중과 활하중에 대한 하중편향계수 통계분석 결과를 제시하였고, 대수정규분포에 가장 적합한 것으로 보고하였다.

2.5 기초의 한계상태 평가를 위한 저항계수의 보정

한계상태함수의 다차원 적분에 대해서 엄밀한 신뢰성 분석을 실시하고 구조물의 요구 안전도와 일관된 파괴확률을 도출하는 하중계수와 저항계수를 산정하는 것을 보정(calibration)이라 한다. 하중계수와 저항계수의 보정을 위해서는 구조물 또는 구조적 구성요소의 파괴상태와 한계상태에 영향을 미치는 모든 확률변수들을 포함하여 통합된 한계상태함수를 정의해야 한다. 하중과 저항은 신뢰성 분석에 가용할 수 있는 통계자료를 이용하여 모델 변동성을 갖는 확률변수로서 고려한다. 하중저항계수설계법의 일반적인 보정 단계는 다음과 같다:

① 모든 확률변수를 고려한 정확한 한계상태함수를 도출한다. 각 한계상태함수는 규정된 파괴 메커니즘을 적용하되, 구조물 또는 구조적 구성요소의 확정론적 설계를 수행하기 위해 일반적으로 사용되는 모든 설계변수를 포함해야 한다.

② 보정의 기초가 될 자료에 대해서 엄밀한 통계 분석 및 신뢰성 분석을 수행한다. 주요 통계 특성에 평균, 표준편차, 변동계수 그리고 자료의 분포를 가장 적합하게 표현하는 분포형태를 포함한다.

③ 신뢰성 평가 결과 및 구조물 요구 안전도, 현행 설계·시공 실무 특성, 국내 특성 등을 종합적으로 고려하여 목표 신뢰도지수를 선택한다.

④ 신뢰성 분석기법을 이용하여 선정된 목표 신뢰도지수에 대한 하중계수, 저항계수를 산정한다.

2.6 설계기준 표준화 방안

기초구조물의 설계는 앞서 규정한 사용한계상태에 대한 기준과 극한한계상태, 극단상황한계상태에 대한 기준을 만족해야 한다. 기초구조물은 모든 활하중과 사하중을 포함한 횡토압과 수압, 옹벽의 자중, 온도 및 수축 효과, 그리고 지진하중에 대하여 저항할 수 있도록 설계한다. 이러한 한계상태설계에 기반한 말뚝기초(타입말뚝, 현장타설말뚝, 강관널말뚝 등)의 설계기준 표준화를 위한 방안으로서 주요 설계, 평가 목차를 정리하면 다음과 같다.

(0) 설계일반

- 한계상태
- 하중조합
- 저항계수

(1) 사용한계상태

- 침하량
  - 재하시험에 의한 추정
  - 재하시험 외의 방법에 의한 추정
  - 사용한계상태의 변위
- 횡방향 변위량
  - 재하시험에 의한 추정
  - 재하시험 외의 방법에 의한 추정
  - 사용한계상태의 변위
- 지지력
  - 사용한계상태의 지지력
  - 재하시험에 의한 추정
  - 재하시험 외의 방법에 의한 추정
- 전체 안정성

(2) 극한한계상태

- 지지력
  - 사용한계상태의 지지력

- 축방향 지지력
- 횡방향 지지력
- 재하시험에 의한 추정
- 재하시험 외의 방법에 의한 추정
- 부주면마찰력

• 구조적인 파괴
- 본체의 설계
- 구조세목
- 이음
- 두부설계
- 부식, 풍화, 화학적 침해
- 세굴, 침식, 굴착, 지하수 변동
- 시공법 선정
- 소음, 진동
- 배열 및 간격

(3) 극단상황한계상태

• 지진, 홍수(폭풍), 세굴 시의 충돌 등 구조물 붕괴 방지

3. 얕은기초

3.1 설계기준 선택 및 한계상태 정의

얕은기초에 대한 국내・외 설계기준을 비교함으로써 국제적 기술수준에 부합되는 설계기준과 한계상태에 따른 기초 구조물의 요구 성능과 성능평가 항목은 3.1절에서 분석되었다. 얕은기초에 대한 한계상태 설계평가 항목을 기본으로 한계상태함수를 정의하고, 한계상태함수를 구성하는 하중 및 저항에 관한 확률변수의 통계학적 특성은 문헌연구 및 평판재하시험 자료의 통계학적 분석 결과를 통하여 결정한다.

3.2 구조물 기초의 불확실성 평가

얕은기초에서는 각 설계변수의 통계학적 특성을 고려하여 이와 관련한 지지력 및 침하 특성을 예측하고 평가해야할 것으로 판단되나, 이와 관련한 국내 연구 및 방법이 명확하지 않다. 따라서 기존의 지지력 산정식을 통하여 설계변수를 적용한 예측된 설계지지력과 현장에서 재하시험을 통해 얻어진 실측 지지력과의 관계로부터 불확실성을 정의할 수 있다.

얕은기초에 작용하는 하중은 지속하중과 일시하중으로 구분된다. 지속하중에는 구조물의 자중, 지속적으로 작용하는 토압 및 수압(침투압 포함)이 있으며, 일시하중에는 가변성의 토압, 수압 등을 포함한다. 시공중에 발생하는 s하중, 재하중의 변화 또는 지하수위 강하에 의해 발생되는 하중은 그 지속시간에 따라 지속하중 또는 일시하중으로 구분 할 수 있다.

기초의 지지력 계산시에는 다음의 하중을 적용하며, 상부 구조체에 의한 하중 전이를 고려 할 수 있다.

- 기초체 상부에 작용하는 연직하중
- 기초체의 자중
- 기초체 바닥면에 작용하는 수압
- 기타 수평하중
- 측벽의 수동토압 및 수압 등

그러나 위와 같은 하중에 대한 통계학적 자료가 설계기준에 명확히 제시되지 않아서 이는 기존의 연구결과를 통하여 결정할 필요가 있으며, 얕은기초 설계에서 가장 중요한 지지력 산정은 재하시험을 통해 얻어진 지지력 결과에 대한 통계학적 분석을 통해 산정해야 한다.

얕은기초 설계 자료를 이용하여 각 사례에 대한 설계정수, 지반조건 및 재하시험 결과를 수집한다. 수집된 자료를 통하여 기존의 지지력 산정 방정식을 통해 예측 극한지지력을 산정하고, 재하시험 결과를 이용하여 다양한 극한지지력 예측방법을 적용해 불확실성이 최소화가 되는 극한지지력을 결정한다. 상기 값들을 이용하여 예측 저항과 실측저항의 비를 통해 저항편향계수(λ_R)를 산정한다. 또한 극한지지력의 변동계수(COV)는 신뢰성해석에서 확률변수의 특성값으로 적용한다.

3.3 기초의 신뢰도수준 평가 및 목표신뢰도수준 설정

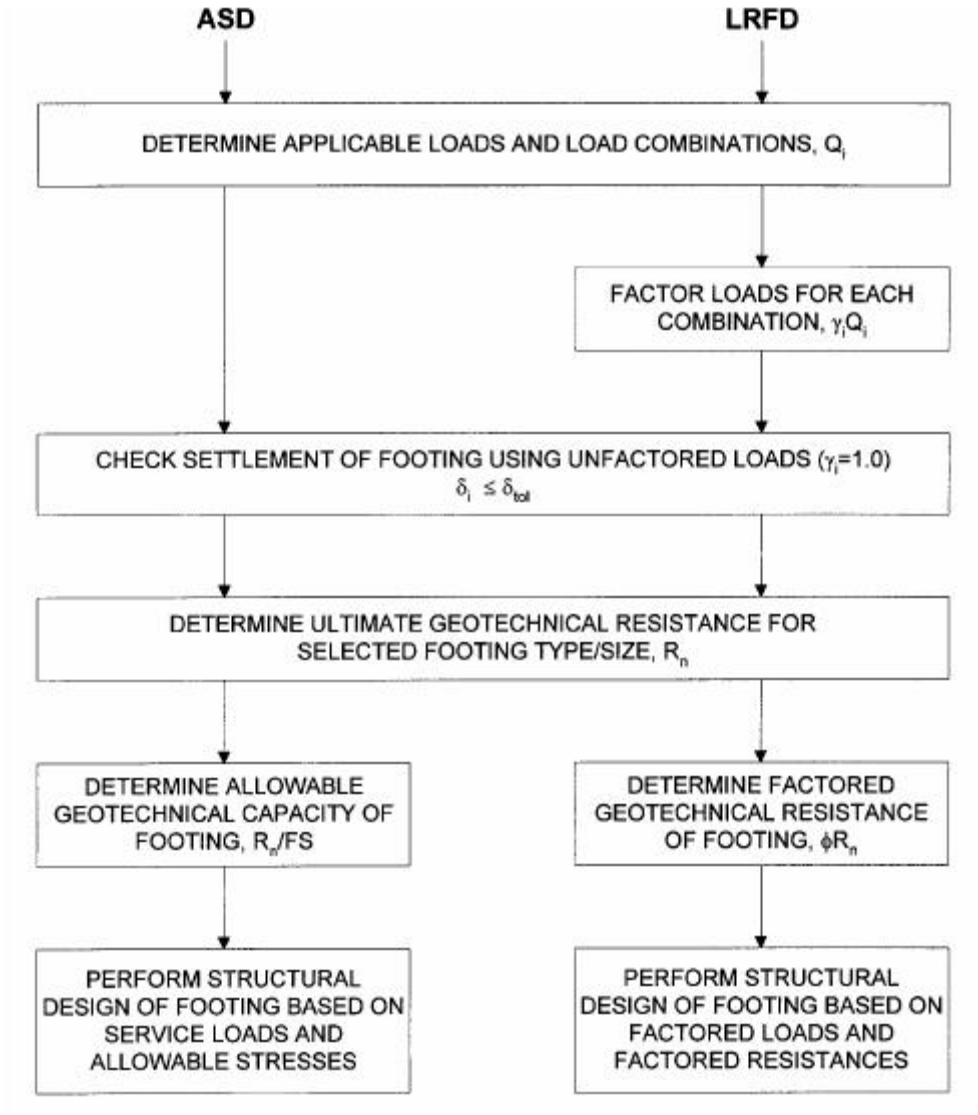
얕은 기초의 신뢰도 수준을 평가하기 위해서는 먼저 얕은기초 설계 및 시공자료를 이용하여 기초의 안정성에 대한 평가를 수행하여야 한다. 기초의 안정성은 지반의 전단파괴, 침하, 전도, 활동, 기초 본체에 대하여 검토되어야 하며 소정의 안전율이 확보되어야 한다. 따라서 현재 적용되고 있는 허용응력설계법에서의 안전율을 고려하여 이에 대한 최소한의 안전수준을 확보하는 것이 중요하며, 이를 토대로 기초의 파괴모드에 대한 신뢰성해석이 수행되어야 한다. 또한 지속적인 자료 수집과 분석, 반복적인 신뢰성 해석을 통하여 얕은 기초 설계의 신뢰도 수준을 높일 필요가 있으며, 신뢰도 수준 평가 및 목표 신뢰도 지수가 합리적으로 얻어짐으로서 이후 단계에서 산정될 저항계수 및 부분계수 값이 보다 정확하게 산정될 수 있다.

3.4 저항계수의 보정

지반공학분야에서 한계상태설계를 수행함에 있어 저항계수를 산정하는데 여러 가지 방법이 있다. 이러한 방법들의 공통점은 기존의 허용응력설계에서 적용된 안전율과 적용된 하중계수를 이용하여 저항계수를 보정하는 데에 있다. 즉 안전율로 기초의 한계상태에 제한을 두는 것처럼 최소한의 안전수준을 고려하여 보정된 저항계수를 적용함으로서 구조물 기초의 한계상태에 적용한다.

앞서 설명한 방법을 이용하여 기초자료의 불확실성을 평가하고, 최소한의 불확실

성을 적용한 신뢰성 해석을 통하여 정량화된 설계변수를 산출해내고, 안전율과의 보정을 통해 저항계수를 결정함으로서 한계상태설계법의 적용성을 검토하게 된다 (그림 3.33).



<그림 3.33> 얕은기초의 저항계수 보정 절차

4. 연약지반

4.1 설계기준 선택 및 한계상태 정의

심층혼합처리공법 및 쇄석다짐말뚝에 대한 국내·외 설계기준을 비교함으로써 국제적 기술수준에 부합되는 설계기준과 한계상태에 따른 기초 구조물의 요구성능과 성능평가 항목은 제1절에서 검토되었다. 심층혼합처리 지반 및 쇄석다짐말뚝의 성능평가 항목을 기본으로 한계상태함수를 정의하고, 한계상태함수를 구성하는 하중 및 저항에 관한 확률변수의 통계학적 특성은 문헌연구 및 개량체 압축강도, 쇄석의 대형직접전단시험 자료의 통계학적 분석 결과를 통하여 결정한다.

4.2 기초의 데이터베이스 구축

가. 심층혼합처리공법

신뢰성이론에 기반한 한계상태설계법에서는 충분한 양의 자료를 바탕으로 저항계수의 보정(calibration)이 이루어져야 하므로 국내 심층혼합처리공법이 시공된 국내 7개 현장의 설계 및 시공사례로부터 188개의 자료를 수집하여 분석하였다.

데이터베이스의 품질을 확보하기 위하여 개량체 압축강도의 예측방법과 현장 개량체의 압축강도 평가방법에 대하여 고찰하였으며, 실내배합시험 사례로부터 재령에 따른 압축강도의 특성을 평가하였다. 그리고 다양한 재령을 갖는 현장 개량체의 압축강도 특성을 평가하기 위하여 재령 28일의 압축강도로 보정하는 방법을 제안하였다.

나. 쇄석다짐말뚝

(1) 데이터베이스 구축 방법

지반정수와 구조물 기초 저항력의 불확실성과 변동성은 지반공학 분야에 한계상태설계법을 적용하는데 있어 해결되어야 할 가장 중요한 요인이지만 정확하게 정량화하는 것은 매우 어려우며, 가장 최선의 방법은 충분한 자료수집에 의한 데이터베이스 구성과 통계학적 분석이다.

국내·외 말뚝기초, 얕은기초, soil-nailing, 보강토옹벽에 대한 하중저항계수설계법 연구에서는 구조물 기초별로 63~549개의 데이터를 수집하였으며, 지반의 종류

와 기초의 시공방법, 기초 재료에 따라 구분된 데이터수는 36~163개의 범위로 구성되어 있다. 따라서 본 연구에서는 저항편향계수의 통계학적 의미가 부여될 수 있도록 문헌 및 정재하시험 보고서로부터 65개소의 정재하시험 데이터를 수집하여 연구의 신뢰성을 확보할 수 있는 데이터베이스를 구축하고자 하였다.

(2) 데이터베이스의 품질평가 방법

말뚝기초, 얕은기초 등에서 주로 이용되는 정재하시험 데이터가 저항의 불확실성을 평가하는데 의미가 있기 위해서는 재하하중이 항복하중 이상이 되어야 하며, 구조물 기초가 설치된 현장의 극한지지력을 예측하기 위한 지반정수 데이터의 수집이 동반되어야 한다. 국내외 하중저항계수설계법에서 저항의 실측자료로 이용된 데이터베이스의 수집 및 구축 사례들을 살펴보면, 데이터베이스 구축 단계와 저항편향계수 산정 단계에서 각각 데이터의 품질을 평가하는 경향이 나타난다.

저항편향계수 산정 단계에서는 실측 및 예측 저항력의 값이 너무 크거나 작아서 저항편향계수의 통계량이 왜곡되는 것을 방지하기 위하여 저항편향계수의 평균값의 ±2배의 표준편차 범위의 데이터만을 선택하는 방법을 사용하기도 하고, 저항편향치를 정규확률지에 도시하여 확률분포에 적합하지 않은 꼬리(tail) 부분의 데이터를 제거하거나, Chi-square 검정법으로 로그정규분포에 적합하지 않은 데이터를 이상치(outlier)로 간주하여 실측 데이터를 제거하는 방법을 사용하는 것으로 분석되었다.

그러나 이들 데이터베이스의 품질을 평가하고 데이터를 제외하는 조건들은 모든 구조물 기초에 대한 연구에서 공통적으로 적용되고 있는 것이 아니라 연구시기와 연구자의 주관에 따라 선택적으로 적용되었다.

데이터베이스 구축단계에서는 정재하시험이 탄성거동 범위 내에 존재하여 항복하중 또는 극한하중을 추정하기 곤란하거나, 하중-침하량 곡선이 불규칙한 거동을 하는 경우, 지반의 특성치(표준관입시험치, 콘관입시험치, 비배수전단강도 등)을 언급하지 않은 자료, 그리고 특수한 시공기술로 시공된 구조물 기초에 대한 데이터들은 데이터베이스 구축 시 제외할 필요가 있다.

따라서 본 연구에서는 데이터베이스 구축 시 데이터의 품질을 평가하는 객관적 지표를 설정하여 보다 신뢰성 있는 저항계수 보정이 수행될 수 있는 방안을 검토하였다.

4.3 구조물 기초의 불확실성 평가

가. 심층혼합처리공법

심층혼합처리 지반에 작용하는 하중 및 외력은 상부구조물 및 뒷채움사석, 매립토 중량에 의한 연직력과 주동 및 수동토압에 의한 연직력과 수평력, 잔류수압 또는 파압에 의한 수평력, 개량지반과 미개량지반의 자중에 의한 연직력, 지진시 관성력, 개량지반 저면에 작용하는 전단저항력, 지반반력 등이 있다. 하중에 대한 통계학적 자료가 설계기준이나 설계지침서에 명확하게 제안된 바가 없어 문헌연구로부터 결정할 필요가 있으며, 심층혼합처리 지반의 설계에서 가장 중요한 개량체의 압축강도는 현장에서 채취된 개량체의 압축강도에 대한 통계학적 분석으로부터 산정할 수 있다.

심층혼합처리공법에서는 현재 사용되고 있는 시공장비의 특성과 각 설계변수의 통계학적 특성을 구성해야 할 것으로 판단되나, 시공장비와 관련된 개량지반의 강도 및 변형특성을 예측하고 평가하는 방법이 명확하지 않다. 따라서 현재 기술수준에서는 품질관리 기준에 의한 실내배합시험 강도로부터 예측된 설계기준강도와 현장에서 채취된 개량체의 실측강도의 관계로부터 불확실성을 정의할 수 있다.

심층혼합처리 지반의 강도를 예측하기 위하여 현장시험이 요구되지만, 설계단계에서 현장시험을 실시하기에는 경제적인 문제로 인한 어려움이 있기 때문에 실내배합시험이 시행된다. 심층혼합처리 지반의 현장 개량체의 실측강도는 시공 후 재령 28일에 개량지반에서 코어를 채취하여 압축강도시험을 수행하여 확인한다. 그러나 국내 설계기준에서는 품질관리 및 품질확보에 관한 규정이 미흡하고, 실제 현장에서도 시공속도, 공기, 작업여건 등으로 재령 28일에 확인조사를 실시하지 않고 있으므로 재령에 따라 강도가 증가하는 심층혼합처리공법의 특성을 제대로 반영하지 못하는 문제점이 발생할 수 있으므로 재령에 대한 보정을 수행할 필요가 있다.

심층혼합처리 지반에 대한 설계-시공 사례로부터 개량체의 압축강도 자료를 수집하여 실내배합시험에 의한 실내배합 압축강도(q_{ul})와 현장 개량체의 압축강도(q_{uf}), 설계기준강도(q_{uck})로 구성한다. 이에 대한 통계학적 분석을 통하여 q_{ul}과 q_{uf}는 설계 특성치인 현장강도계수(λ)로 이용되며, q_{uf}는 실측 저항값(λ_m), q_{uck}는 예측 저항값(λ_n)으로 예측된 저항과 실측된 저항의 비로 정의되는 저항편향계수(λ_R)를 산정한다. q_{uf}의 변동계수는 신뢰성해석에서 확률변수의 특성값으로 적용한다.

나. 쇄석다짐말뚝

신뢰성이론을 적용하여 저항계수를 보정할 경우 필연적으로 설계방법에 내재된 불확실성을 통계학적 분석이 가능한 형태로 정량화될 수 있어야 하며, 통계학적 분석이 가능해야 할 만큼의 많은 시험 데이터를 필요로 하므로 그에 따른 많은 비용과 시간이 요구되는 어려움에 직면하게 된다.

쇄석다짐말뚝의 실제 극한지지력에 대한 극한지지력 이론식의 내재적 보수성과 저항의 불확실성을 통계학적 분석을 통하여 정량화하기 위해서는 재하시험에 의해 얻어진 하중-침하량 곡선으로부터 쇄석다짐말뚝의 극한상태를 정확히 평가하는 것이 중요하다.

쇄석다짐말뚝의 극한상태는 주로 극한지지력으로 정의되며, 정재하시험 등으로부터 얻어진 하중-침하량 곡선을 분석하여 극한지지력을 판정하고 있다. 말뚝기초와 얕은기초에서는 하중-침하량 곡선을 분석하기 위한 4~5가지 극한지지력 판정법이 고려되었으며, 말뚝기초에서는 지반의 탄소성 거동을 판정하는 Davisson(1972) 분석법을 이용하며, 얕은기초에서는 도해법의 일종인 최소 경사 분석법(Vesic, 1963)을 이용한다. 각 구조물 기초의 하중저항계수설계법에서 채택된 분석법은 구조물 기초의 거동특성에 적합한 판정법을 검토하여 적용하고 있으며, 말뚝 및 얕은기초와는 기초의 파괴형식과 거동특성이 확연하게 다른 쇄석다짐말뚝에서도 이에 적합한 새로운 극한지지력 평가법이 필요한 것으로 분석되었다. 따라서 본 연구에서는 정재하시험으로부터 얻어지는 하중-침하량 데이터의 상관관계를 비선형 회귀모델을 이용하여 극한지지력을 판정하는 비선형 회귀분석법을 적용하고자 하였다.

4.4 기초의 신뢰도수준 평가 및 목표신뢰도수준 설정

가. 심층혼합처리공법

기존의 허용응력설계법에서 한계상태설계법으로 설계법이 전환되어도 장기간 경험적으로 축적된 안전여유를 무시할 수 없으므로 현행 설계법이 가지고 있는 최소한의 안전수준을 확보하여야 하므로 심층혼합처리공법이 적용된 설계 및 시공 자료를 이용하여 단일 파괴모드에 대한 요소신뢰성해석과 다중 파괴모드를 고려한 체계신뢰성해석이 수행되어야 한다. 요소신뢰성해석에서는 각 성능평가 항목별로 심층혼합처리 지반의 안정성을 지배하는 항목을 검토할 수 있으며, 체계신뢰성해석에서

는 여러 성능평가 항목을 통합하여 심층혼합처리 지반 전체의 안정성을 하나의 신뢰도지수의 범위로 나타냄으로써 현재 국내 심층혼합처리 지반의 신뢰도수준을 평가할 수 있다.

한계상태설계법은 많은 연구를 통하여 부분계수가 제안된다 하더라도 설계기술 및 시공능력, 재료의 품질이 향상되면서 설계정수의 변동성이 감소하거나 증가할 수 있으므로 계속적으로 부분계수가 수정되어야 한다. 신뢰도가 높은 한계상태설계법을 유지하기 위해서는 양질의 시험결과 자료를 축적하고, 지속적인 신뢰도수준의 평가를 통한 부분계수의 수정을 위하여 설계자들이 간편하게 사용할 수 있는 심층혼합처리 지반에 대한 신뢰성해석 프로그램 등이 개발될 필요가 있다.

신뢰성해석으로부터 평가된 심층혼합처리 지반의 신뢰도수준과 현재 적용되고 있는 구조물 기초에 대한 목표신뢰도지수를 비교 · 분석함으로써 합리적인 목표신뢰도지수(β_T)를 제시하고자 한다.

나. 쇄석다짐말뚝

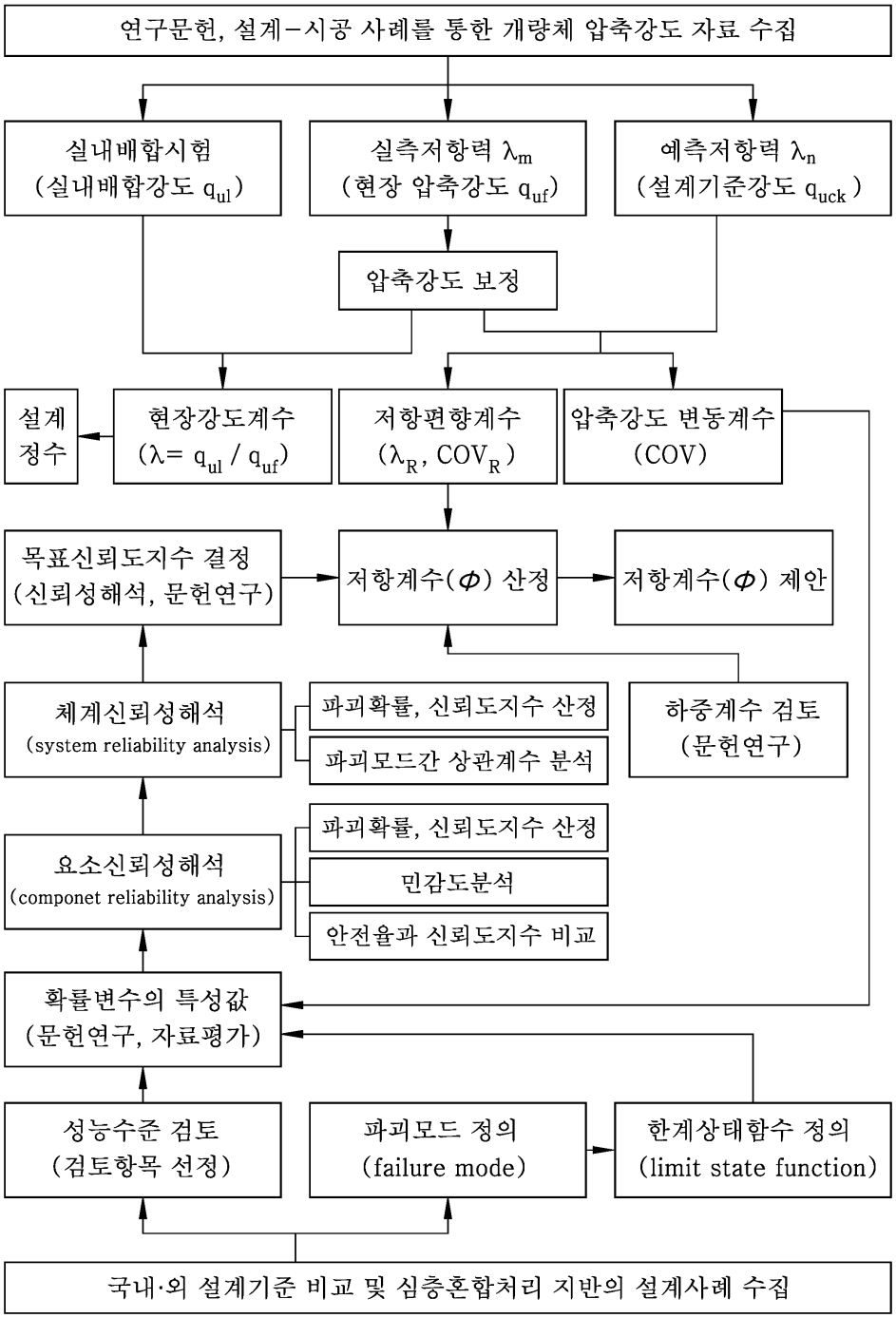
쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 지지력 이론식에 따라 한계상태함수를 정의하고, 문헌연구 및 수집된 자료의 통계학적 분석자료를 확률변수의 특성값으로 산정한다. 쇄석다짐말뚝에 대한 국내·외 적용 사례를 수집하여 신뢰성해석을 수행함으로써 현재 설계-시공 수준을 반영한 신뢰도지수 수준을 평가한다. 목표신뢰도지수는 신뢰성해석에 의한 신뢰도 수준과 문헌연구에서 나타난 허용파괴확률(신뢰도지수)을 고려하여 결정한다.

4.5 부분계수의 보정 및 적용성 검토

한계상태설계법에 관한 주요 시방서에 수록된 하중계수에 대한 문헌연구를 수행하고, 심층혼합처리 지반 및 쇄석다짐말뚝의 불확실성 평가, 신뢰성해석 등으로부터 정량화된 파라메터를 이용하여 부분계수를 보정한다. 해외 시방서에서 규정된 부분계수 및 보정된 부분계수를 이용하여 허용응력설계 및 한계상태설계를 수행하고 안전여유와 이용율 등을 비교 검토함으로써 한계상태설계법의 적용성을 검토한다.

가. 심층혼합처리공법

심층혼합처리 지반의 신뢰성기반 설계법과 하중저항계수설계법에 대하여 고찰하고, 심층혼합처리 지반에 대한 LRFD 적용 방안을 <그림 3.34>와 같이 제안하였다.



<그림 3.34> 심층혼합처리공법에 대한 저항계수 보정 방안

심층혼합처리 지반에 대한 설계-시공 사례로부터 개량체의 압축강도 자료를 수집한다. 수집된 자료는 실내배합시험에 의한 실내배합 압축강도(q_{ul})와 현장 개량체의 압축강도(q_{uf}), 설계기준강도(q_{uck})로 구성한다. 이들에 대한 통계학적 분석을 통하여 q_{ul}과 q_{uf}는 설계 특성치인 현장강도계수(λ)로 이용되며, q_{uf}는 실측 저항값(λ_m), q_{uck}는 예측 저항값(λ_n)으로 예측된 저항과 실측된 저항의 비로 정의되는 저항편향계수(λ_R)를 산정한다. q_{uf}의 변동계수(COV)는 신뢰성해석에서 확률변수의 특성값으로 적용한다.

심층혼합처리공법에 대한 국내・외 설계기준을 비교하고 설계사례를 수집하여 분석함으로써 국내 현장여건을 반영할 수 있으며 국제적 기술수준에 부합되는 설계기준을 선정한다. 심층혼합처리 지반의 한계상태에 따른 기초 구조물의 요구성능과 검토항목을 파악하여 파괴모드와 설계변수를 선정한다. 파괴모드에 따른 한계상태함수를 정의하고 문헌연구 및 수집된 자료의 통계학적 분석자료를 확률변수의 특성값으로 산정한다.

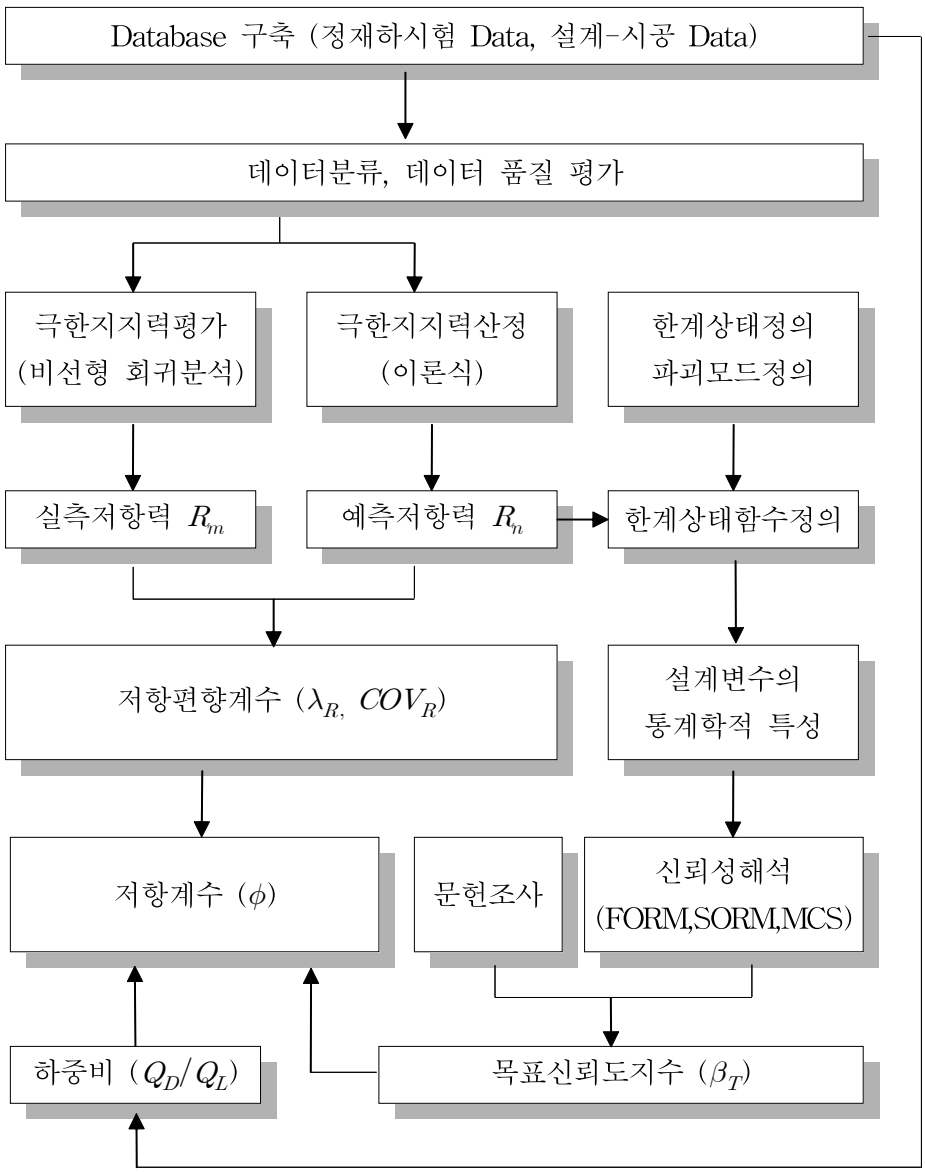
목표신뢰도지수는 요소신뢰성해석 및 체계신뢰성해석을 수행하여 얻어진 신뢰도지수와 문헌연구에서 나타난 허용파괴확률(신뢰도지수)을 고려하여 결정한다. 심층혼합처리공법은 최근 항만구조물 기초로 이용되는 빈도가 높으므로 LRFD 하중계수에 대한 문헌연구를 통하여 해양・항만구조물에 적용할 수 있는 하중계수 및 통계학적 특성값을 선정한다. 상기와 같이 선정된 저항편향계수와 목표신뢰도지수, 하중계수, 하중비를 이용하여 저항계수를 산정한다.

나. 쇄석다짐말뚝공법

쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험 사례로부터 하중-침하량 데이터와 원지반의 지반특성치들을 수집하고, 하중-침하량 데이터는 logP-logS 분석법 및 비선형 회귀분석을 이용하여 극한지지력을 판정하여 이를 실측 저항값(R_m)으로 한다. 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 지지력 이론식으로 극한지지력을 산정하여 예측 저항값(R_n)을 구성한다. 예측된 극한지지력과 실측된 극한지지력의 비로 정의되는 저항편향계수(λ_R)와 저항편향계수의 변동계수(COV_R)를 산정한다.

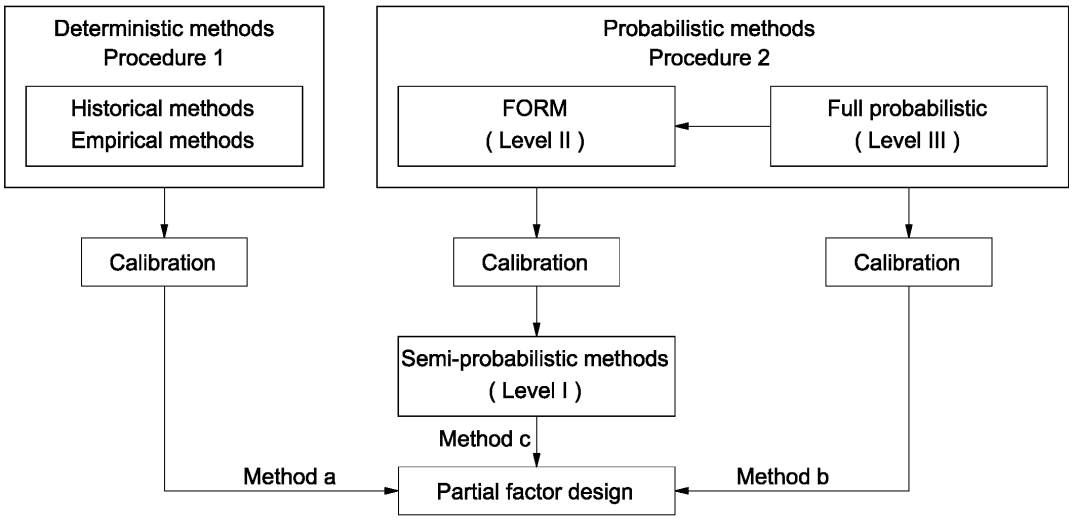
쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 지지력 이론식에 따라 한계상태함수를 정의하고, 문헌연구 및 수집된 자료의 통계학적 분석자료를 확률변수의 특성값으로 산정

한다. 쇄석다짐말뚝에 대한 국내・외 적용 사례를 수집하여 신뢰성해석을 수행함으로써 현재 설계-시공 수준을 반영한 신뢰도지수 수준을 평가한다. 목표신뢰도지수는 신뢰성해석에 의한 신뢰도 수준과 문헌연구에서 나타난 허용파괴확률(신뢰도지수)을 고려하여 결정한다. 상기와 같이 선정된 저항편향계수와 변동계수, 목표신뢰도지수, 하중계수, 하중비를 이용하여 신뢰성이론에 기반한 저항계수를 보정한다. 이와 같이 국내・외 쇄석다짐말뚝의 기술수준 및 신뢰도수준을 반영한 LRFD 저항계수 보정 방안을 <그림 3.35>와 같이 제안하였다.



<그림 3.35> 쇄석다짐말뚝에 대한 저항계수 보정 방안

Eurocode에서는 <그림 3.36>과 같이 부분안전계수(γ)를 보정하는 세 가지 방법을 제시하고 있으며, 다음과 같은 두 가지 절차로 구분된다. Procedure 1은 오랜 경험과 설계를 바탕으로 한 결정론적 방법에 의한 보정방법으로 기존에 허용응력설계법에서 이용되었던 안전율이나 경험적 방법에 의해 보정된 부분안전계수로 Method a라 한다. 두 번째 절차는 현장에서 실측된 자료를 이용하여 확률신뢰성 이론에 기반한 보정방법이다. Method b는 몬테카를로시뮬레이션과 같은 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석을 통하여 부분안전계수를 보정하는 방법이며, Method c는 일계신뢰성해석법(FORM)을 이용하여 부분안전계수를 보정하는 방법이다.



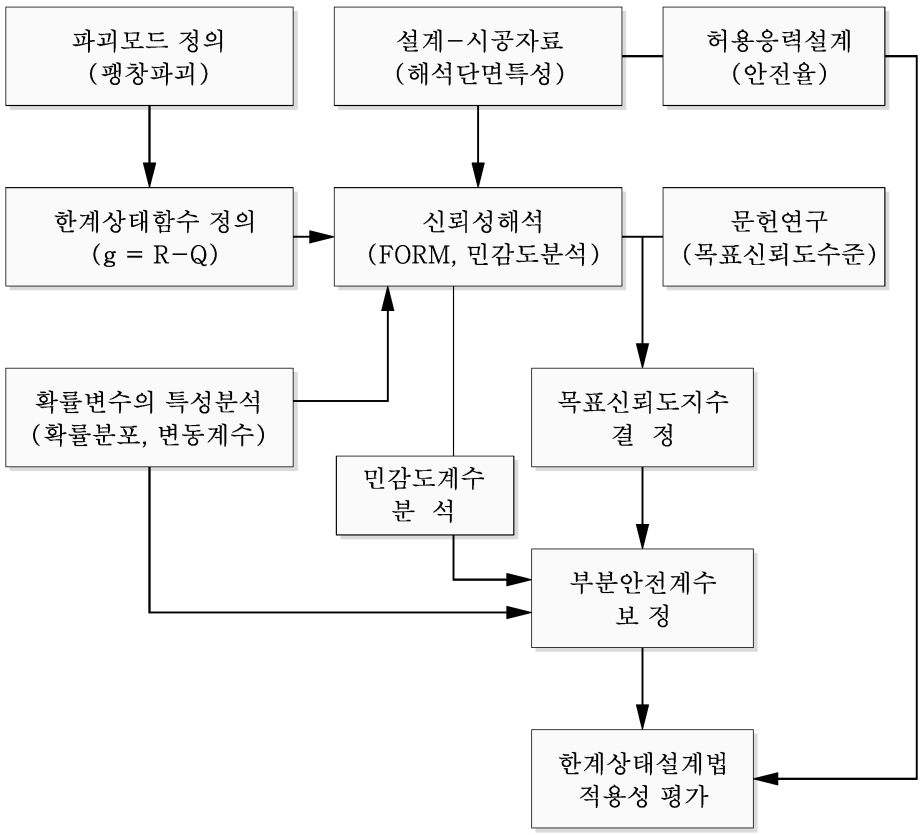
<그림 3.36> Eurocode의 부분안전계수 보정 방법 (CEN, 2001)

1980년대 초반에 Eurocode7 작성에는 유럽지역에서 유일하게 부분안전계수설계법을 적용하던 덴마크의 부분안전계수가 대부분 포함되었으며, 오랜 경험에 의한 구조물의 안전 수준이 확보되어야 하는 문제로 부분안전계수는 Method A를 기초로 보정되었다. 현재 Eurocode7에서는 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석을 통한 부분계수의 보정방법인 Method b는 통계학적 자료의 부족으로 거의 이용되지 못하고 있으며, 일계신뢰성해석법을 이용하는 Method c는 Eurocode(EN1990)에서 정의되지 않아 적용되지 못하고 있다.

일본의 구조물 기초에 대한 한계상태설계법은 성능설계 개념을 중심으로 일명 Geocode 21로 알려진 JGS4001(JGS, 2004)이 작성되었으며, 일계신뢰성해석법

(FORM)을 이용하여 부분안전계수를 보정하였다.

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수 보정 방안으로 보정방법의 경험이 풍부하며, 신뢰성해석으로부터 신뢰도수준과 민감도계수를 한 번에 산정할 수 있는 일계신뢰성해석법을 <그림 3.37>과 같이 제안하였다.

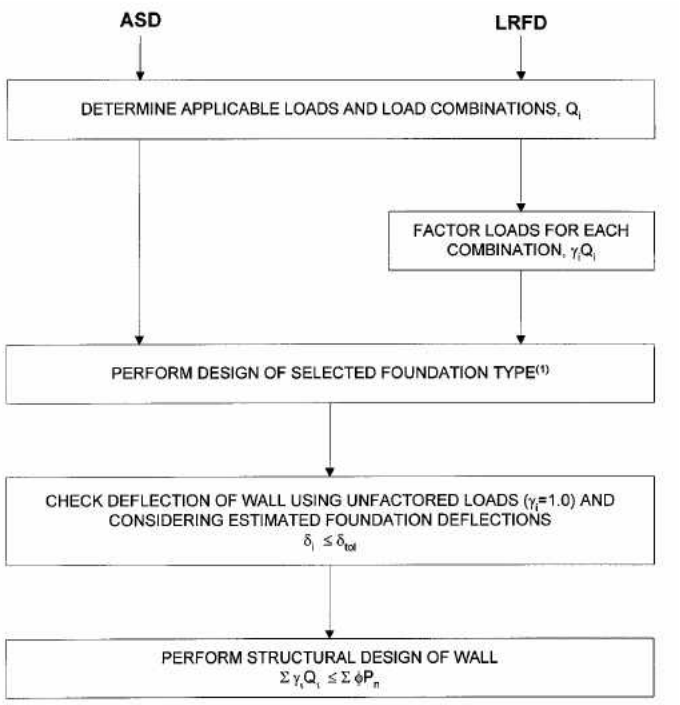


<그림 3.37> 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수 보정 방안

5. 옹벽

옹벽 구조물의 경우 저항계수 산정시 실측데이터와 설계(예측)데이터의 관계를 나타내는 편향계수를 얻을 수 없다 점에서 신뢰성해석에 무리가 발생한다. 실제 옹벽구조물의 경우 현재까지 현장시험이란 개념자체가 없었기 때문에 시험을 통해 얻어내야 하는 데이터에 대한 방향설정도 이루어지지 않고 때문이다. 또한 anchor, soil-nail등 지보재가 적용된 옹벽구조물에 있어서도, 지보재에 대한 인발 및 확인시험 등 만을 해오고 있는 실정으로 옹벽 구조물에 대한 시험으로는 인식되고 있지 않다. FHWA, Eurocode7에서도 각각의 지보재에 대한 설계법을 따로 다루고 있다.

AASHTO LRFD에서 나타낸 옹벽구조물의 한계상태 절차는 <그림 3.38>과 같다.



<그림 3.38> Generalized Flow Chart for Conventional Retaining Wall and Abutment Design by ASD and LRFD

<이하 여백>

제 3 절 한계상태 설계 평가기술 개발

본 절에서는 제2절에서 수립된 한계상태설계법의 부분계수 보정 절차에 따라 각 구조물별 특성에 맞는 부분계수를 보정하였다.

1. 깊은기초

1.1 한계상태평가를 위한 신뢰성 분석기법

LRFD 설계법에 기반을 둔 말뚝 기초의 설계과정에서, 공칭 지반강도의 결정은 추정식에 의한 지지력, 정적해석, 동적해석, 파동방정식 해석, 동적계측 그리고 정적재하시험 등의 다양한 방법을 사용하여 결정할 수 있다. 공칭 지반강도의 결정 방법들에 대한 저항계수들은 각각 다른 값으로 LRFD 설계법에서 정의하고 있으며, LRFD 설계법을 적용하고 있는 국가들마다 각각 다른 값을 사용하고 있다. 대표적으로 타입말뚝(driven pile)에 대해서 AASHTO LRFD 교량설계기준은 저항계수(ϕ)를 곱한 극한지지력, R_r은 하중계수(γ_i)와 보정값(η_i)을 곱한 하중의 합(Q_i)보다 같거나 커야한다고 제안하였다. 즉, 강도(저항)의 제한 조건은 식 3.38과 같다.

$$R_r = \phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i \tag{3.38}$$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0.95 \tag{3.39}$$

여기서, η_i는 연성(η_D), 여용성(η_R) 그리고 기능상 중요도(η_I)를 고려하기 위한 보정값이다.(식 3.39) AASHTO LRFD 교량설계기준의 말뚝지지력 공식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} R &= \phi_t R_{ult} = \phi_b R_b + \phi_s R_s \\ &= \phi_b (r_b A_b) + \phi_s (r_s A_s) \end{aligned} \tag{3.40}$$

여기서, ϕ_t=선단저항과 주면저항을 구별하지 않는 방법에서 지지력에 대한 저항계수, R_{ult}=말뚝의 지지력(저항력), R_b=말뚝의 선단지지력, R_s=말뚝의 주면저항력, r_b=말뚝의 단위 선단지지력, r_s=말뚝의 단위 주면저항력, A_b=말뚝의 선단면적, A_s=말뚝의 주면 면적 그리고, ϕ_b와 ϕ_s는 각각 선단과 주면저항에 대한 저항계수이다.

식 3.40에 사용되는 저항계수는 다양한 공칭강도 결정방법과 지반종류를 고려하여 제안되었다. 캐나다의 온타리오 주 고속도로 교량설계기준(MOT, 1992)은 강도에 대한 한계상태를 정의하고 축하중을 받는 말뚝기초에 대한 저항계수를 제시하였으며 저항계수는 미국의 AASHTO LRFD 교량설계기준과 비교할 때 다소 작은 값이다. 또한 캐나다 교량설계기준(Canadian Bridge Design)에서는 지반 한계상태를 세 가지로 분류해서 취급하고 있다.

일반 재하시험에 대해서 저항계수 0.5를 제안하고 있으며 규모가 크고 중요한 재하시험에 대해서는 0.6을 적용하도록 추천하고 있다. 만약 동재하시험이 사용된다면 일반해석에 대해서는 저항계수를 0.4로, 현장지반조사에서 얻은 지반상수에 근거한 해석에는 0.5를 적용하고 있다. 이처럼 각 국가마다 기초의 지지력 산정방법에 따라 서로 다른 저항계수를 제시하고 있는데 이는 각 방법에 따라 내재된 불확실성의 정도가 다르기 때문이다. 또한 미국과 캐나다의 방법에서는 기본적으로 지지력의 계산과 관련한 모든 불확실성 요소들을 하나의 요소로 결합하여 지지력 전체에 대해서 하나의 저항계수를 적용하는 반면, 유럽의 방법에서는 지반의 강도정수(점착력, 내부마찰각 등)에 대한 불확실성을 개별적으로 고려하여 전체 지지력이 아닌 각 강도정수에 저항계수를 적용한다.

미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2004)의 말뚝기초설계에 대한 저항계수 산정에 적용된 평균일계이차모멘트법은 명시적인 해석해(closed-form analytical solution)를 얻을 수 있는 가장 간단한 신뢰성해석 방법으로서, 확률변수들의 평균값에서 선형화된 한계상태함수의 일계 테일러급수 근사(a first-order Taylor series approximation) 및 확률변수의 이차모멘트인 평균과 표준편차만을 사용하여 신뢰도지수를 산정한다. 식 3.41와 같이 하중(Q)과 저항(R)의 두 확률변수를 갖는 가장 간단한 경우의 한계상태함수에서 두 확률변수가 통계적으로 독립이며 모두 대수정규분포를 따른다고 가정하고 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 조합으로 고려하면, 평균 일계이차모멘트법에 의한 신뢰도지수(β)는 식 3.42와 같이 명시적으로 나

타낼 수 있다.(Paikowsky, 2004)

$$g(R,Q)=\ln(R)-\ln(Q_D+Q_L)=\ln\left(\frac{R}{Q_D+Q_L}\right) \tag{3.41}$$

$$\beta=\frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D+Q_L)}{\lambda_{QD}Q_D+\lambda_{QL}Q_L}\right)\sqrt{\frac{1+\delta_{QD}^2+\delta_{QL}^2}{1+\delta_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1+\delta_R^2)(1+\delta_{QD}^2+\delta_{QL}^2)]}}=\frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D/Q_L+1)}{\lambda_{QD}Q_D/Q_L+\lambda_{QL}}\right)\sqrt{\frac{1+\delta_{QD}^2+\delta_{QL}^2}{1+\delta_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1+\delta_R^2)(1+\delta_{QD}^2+\delta_{QL}^2)]}} \tag{3.42}$$

여기서, λ_R, λ_{QD}, λ_{QL}은 각각 저항, 사하중 및 활하중 편향계수의 평균값이며, δ_R, δ_{QD}, δ_{QL}은 저항, 사하중 및 활하중 편향계수의 변동계수, FS는 안전율(safety factor)이다.

평균일계이차모멘트법은 확률변수가 정규분포 형태가 아니거나 한계상태함수가 비선형일 경우 신뢰성분석 결과에 상당한 오차가 발생할 수 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 비정규분포의 설계변수 또는 비선형 한계상태함수에 대하여 정식화 형태에 관계없이 일관된 신뢰도지수를 산정할 수 있는 일차신뢰도법이 여러 연구자들에 의해 개발되었다(Hasofer 와 Lind, 1974 ; Rackwitz 와 Fiessler, 1978). 일차신뢰도법은 파괴면 상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하며 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 평균일계이차모멘트법의 단점을 극복하였다. 일차신뢰도법은 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태인 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하고 신뢰도지수로써 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화한다. 일차신뢰도법은 반복 알고리즘을 통한 계산상의 높은 효율성과 정확성 그리고 확률변수들의 민감도 및 파괴점 확인이 가능한 장점 등으로 인해 신뢰성평가를 위해 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다(Nowak, 1999; Ayyub 와 Assakkaf, 1999).

한편 몬테카를로 시뮬레이션은 신뢰성평가 시 한계상태함수에 정의된 모든 확률변수의 정확한 확률분포를 따르도록 인위적으로 난수를 발생시키고 한계상태 결과를 나타내는 누적횟수를 전체 모의횟수에 대한 비율로 표현함으로써 직접적인 파괴확률을 산정하므로, 해석 알고리즘이 여타의 수학적 방법에 비해 간단하고 주로 작

은 오차의 공학적 문제해결 및 불확실성 분석에 효과적으로 이용되고 있다(Maurice 등, 2000). 즉, 신뢰성해석 기법 중에서 가장 정확하고 일관된 결과를 제공한다(Haldar 와 Mahadevan, 2000).

본 연구에서는 이러한 최신 연구동향을 반영하고 결과의 정확성, 신뢰성을 확보하기 위해 기초구조물의 정역학적 설계법과 기초구조물 제원, 그리고 다양한 지반물성치에 내재하는 불확실성에 대한 정량적 평가가 가능한 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 프로그램을 개발하고, 이를 적용하여 신뢰성평가를 수행하였다.

가. 일차신뢰도법 (FORM)

일차신뢰도법은 원래 하중과 저항의 확률변수로 표현되는 한계상태함수, $g(X)=0$을 표준정규변량의 한계상태함수, $g(X')=g(X_1',X_2',\cdots,X_n')=0$으로 변환한 후, 전형적인 최적화 과정인 식 3.43을 수행하기 위해 라그랑쥐(Lagrange) 승수기법 등을 이용한 반복법을 적용하여 일반화된 안전지수인 β로 표현되는 원점에서 한계상태함수까지의 최소거리를 구하는 방법이다. 여기서, 신뢰도지수 산정을 위해 구해진 한계상태식 상의 점은 다중 확률변수들의 결합확률밀도함수와 한계상태면이 만나는 영역의 최대값의 점이며 이를 설계점(design point) 또는 검증점(checking point)라고 한다.

$$d=\beta=\sqrt{X_1'^2,X_2'^2,\cdots,X_n'^2}=\left(X'^tX'\right)^{1/2}\text{ : 최소화} \tag{3.43}$$

여기서, X_i'는 평균값이 영(零)이고 단위표준편차를 가지는 확률변수로 <식 3.44>와 같이 무상관 표준화 정규변량으로 정의된다.

$$X_i'=(X_i-\mu_{X_i}^N)/\sigma_{X_i}^N \tag{3.44}$$

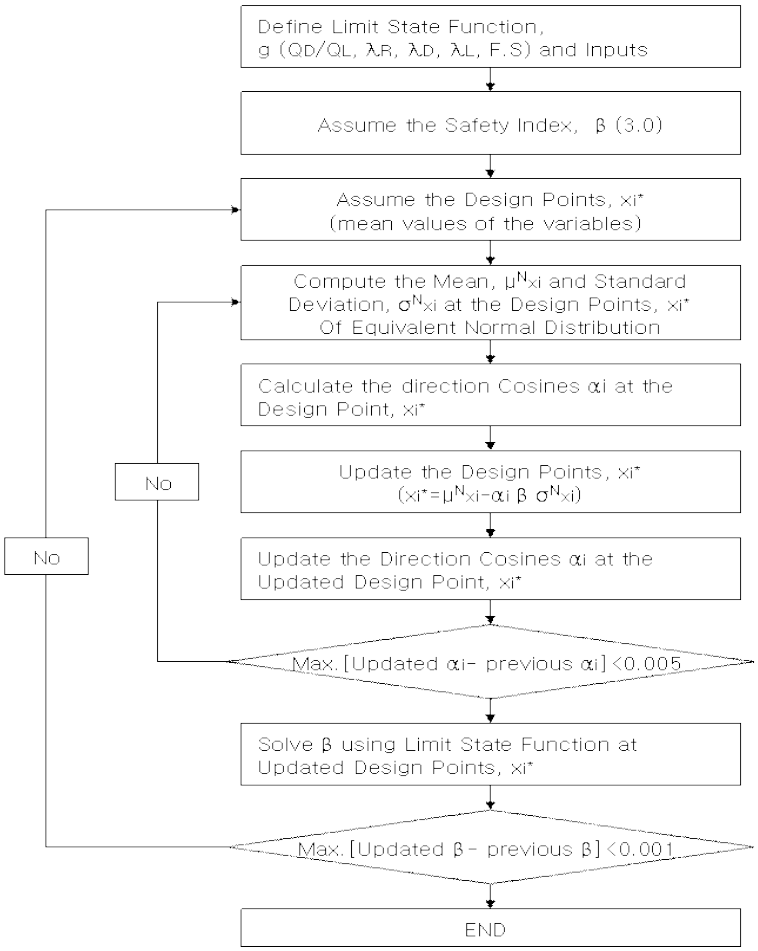
여기서, $\mu_{X_i}^N$와 $\sigma_{X_i}^N$는 각각 등가평균과 등가표준편차로서, 설계점에서 비정규분포 확률변수의 누적분포함수(Cumulative Distribution Function)와 확률밀도함수(Probability Density Function)를 각각 등가의 정규분포변수와 등치(等値)시켜 확률

변수들의 분포정보를 고려하기 위하여 Rackwitz 와 Fiessler(1978)는 아래와 같이 제안하였다.

$$\mu_{X_i}^N = X_i^* - \Phi^{-1}\left[F_i\left(X_i^*\right)\right]\sigma_{X_i}^N \tag{3.45}$$

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\left\{\Phi^{-1}\left[F_i\left(X_i^*\right)\right]\right\}}{f_i\left(X_i^*\right)} \tag{3.46}$$

여기서, f_i와 F_i는 각각 비정규분포 확률변수 X_i의 확률밀도함수(PDF)와 누적분포함수(CDF)이며, ϕ와 Φ는 각각 표준정규분포 변수의 확률밀도함수와 누적분포함수이다.



<그림 3.39> 일차신뢰도법 알고리즘의 흐름도

일차신뢰도법에서 파괴확률은 식 3.42에서 구해진 신뢰도지수와 파괴확률의 상관

식[$p_f \approx \Phi(-\beta)$]을 이용하여 근사적으로 계산된다. 일차신뢰도법의 기본 개념과 해석적 절차는 Hasofer 와 Lind(1974), Rackwitz 와 Fiessler(1978), 그리고 Ellingwood 등(1980)에 의해 평균일계이차모멘트법을 개선하기 위해 개발 되었으며 그 기본적인 이론은 앞서 설명한 바와 같다. 일차신뢰도법에서는 한계상태함수가 파괴 곡선상의 한 점에서 선형화되므로, 한계상태함수가 선형이고 모든 불특정 변수가 상호독립이며 정규분포를 이루면 일차신뢰도법은 평균일계이차모멘트법과 동일한 신뢰도지수를 산출한다. 그러나 일반적인 경우에는 비선형성을 보인다. 일차신뢰도법의 반복 알고리즘 절차는 <그림 3.39>와 같다(한국건설기술연구원, 2007)

나. 몬테카를로 시뮬레이션 (Monte Carlo Simulation)

일반적으로 몬테카를로 시뮬레이션은 다양한 신뢰성 기법들 중에서 개념적으로 용이하고 적용성이 뛰어나며 일관된 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 수치해석을 위해서는 다음의 다중적분 등가 식 등을 사용한다.

$$P_f = E[I(x)] = \int_D I[x] f(x) dx \tag{3.47}$$

여기서, $I[x]$는 파괴 지시함수(indicator function)로서 아래와 같은 이항(binary) 성질을 갖는다.

$$I[\boldsymbol{x}] = I[g(\boldsymbol{x})] = \begin{cases} 1 & \text{if } g(\boldsymbol{x}) \leq 0 \quad \text{파괴} \\ 0 & \text{if } g(\boldsymbol{x}) > 0 \quad \text{안전} \end{cases} \tag{3.48}$$

식 3.47의 파괴확률 Pf는 지시함수 $I[\boldsymbol{x}]$의 기대치를 나타내므로 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률은 다음 식을 사용하여 추정할 수 있다.

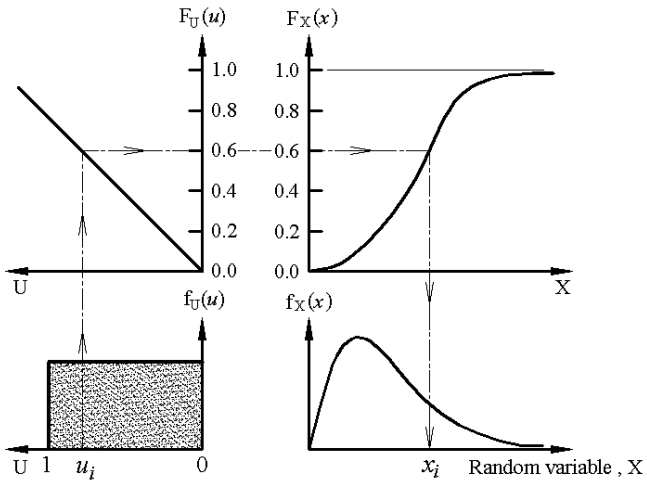
$$P_f = P_f^{MC} = \frac{1}{N_s} \sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_r} I[x_{ij}] \tag{3.49}$$

여기서, 위 첨자 MC는 몬테카를로 시뮬레이션 방법으로 구한 추정치, 그리고 Ns와 Nr은 각각 표본의 개수(즉, 시뮬레이션의 횟수)와 확률변수의 개수를 나타내

며, x_{ij}는 <그림 3.40>에 도시된 역변환법을 이용하여 난수 u_{ij}에 대해 결합 확률밀도함수 $f_j(X)$로부터 취한 표본치로 다음과 같이 구한다.

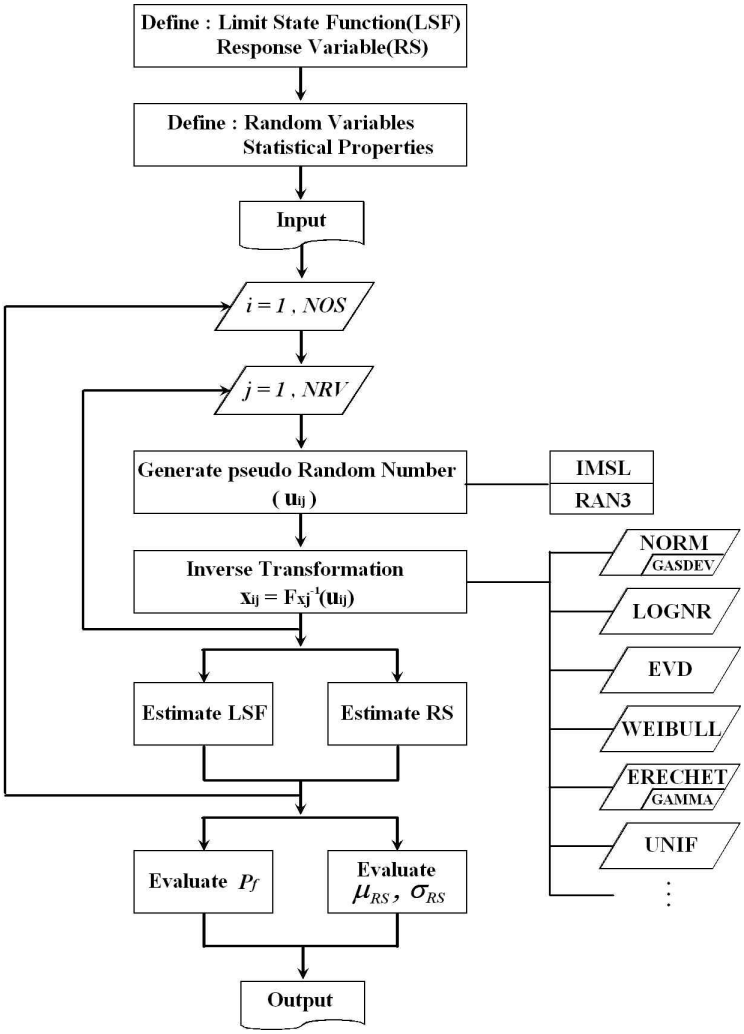
먼저, 정의된 한계상태함수에 포함된 확률변수의 통계특성치를 입력하고 0에서 1 사이의 균등하게 분포하는 난수를 원하는 시뮬레이션의 횟수만큼 생성한다. 다음으로 0과 1사이의 균일한 난수 u_{ij}를 적절한 통계적 특성 즉, 분포형태의 변량으로 변환한다. 이 과정을 역변환법 (inverse transformation technique)이라 한다. 여기서 확률변수의 누적확률분포는 발생된 난수 u_{ij}와 같다[$F_{X_j}(x_{ij})=u_{ij}$]. 따라서 x_{ij}는 식 3.50과 같이 표현된다.

$$x_{ij} = F_{X_j}^{-1}(u_{ij}) \tag{3.50}$$



<그림 3.40> 역변환법(inverse transformation technique)

역변환법을 통하여 시뮬레이션 횟수만큼 한계상태함수가 평가되며, 최종적으로 파괴확률 P_f 또는 응답변수의 통계특성치인 평균 μ_{RS}와 표준편차 σ_{RS}를 산정한다. 이상과 같이 전통적인 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 기본 확률변수의 밀도함수로부터 직접 표본을 취하여 파괴확률을 구하기 때문에 파괴영역에서 표본이 추출될 확률은 계산된 파괴확률과 거의 일치한다(Haldar 와 Mahadevan, 2000). 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 <그림 3.41>의 절차에 따르는 알고리즘을 반복수행한다 (한국건설기술연구원, 2007).



<그림 3.41> 몬테카를로 시뮬레이션 알고리즘의 흐름도

1.2 장대교량 타입말뚝에 대한 저항계수 산정

본 연구에서는 Imperial College Pile (ICP) 말뚝 설계법(Jardine 등 2005)을 이용하여 타입말뚝을 설계할 경우 사용할 수 있는 저항계수를 제시하고자 한다. 이를 위해서 ICP 말뚝 설계법을 개발하면서 구축된 양질의 데이터베이스를 바탕으로 말뚝 저항에 대한 불확실성을 평가하였다. 기존의 일반 교량의 말뚝에 대한 신뢰성분석에 사용되던 활하중(live load, QLL) 예측 모델과 다른 장대 교량에 작용하는 하중 모델과 불확실성을 바탕으로 정밀한 신뢰성 분석을 바탕으로 저항계수를 새롭게 산정하였다. 이렇게 산정된 장대 교량의 기초인 말뚝에 대한 저항계수를 일반 교량의 말뚝 설계를 위해 제시된 기존의 저항계수와 비교하였다.

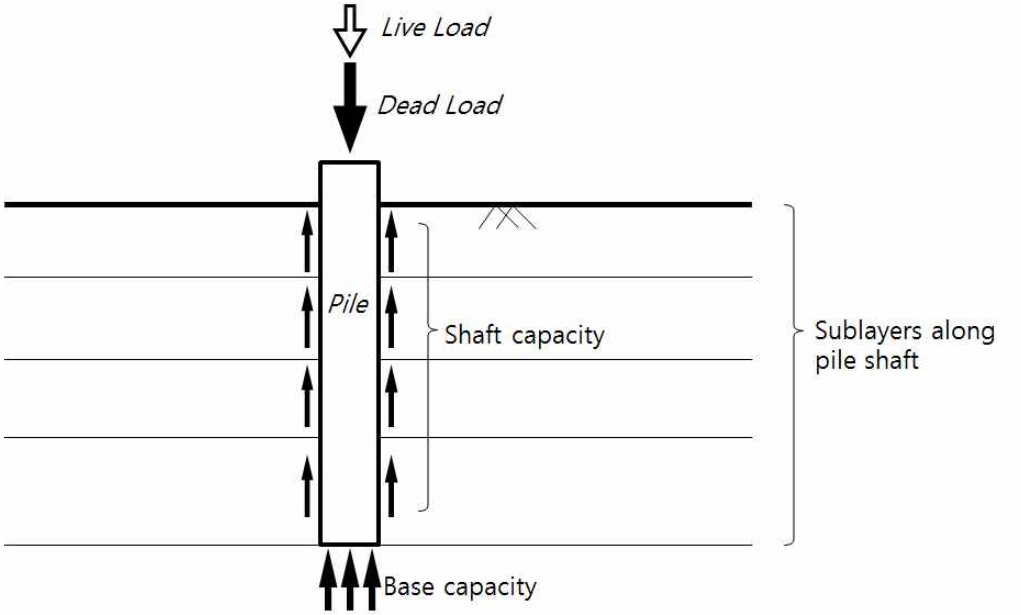
가. ICP LRFD 설계법

ICP 타입말뚝 설계법은 현장시험(in situ test)인 콘관입시험(cone penetration test) 기반 설계법으로서, 점성토 및 사질토에 대한 단위선단지지력과 단위주면마찰력 공식들은 양질의 ICP 데이터베이스로부터 개발되었으며, 전 세계적으로 해상 및 육상에서 검증을 거친 식들이다 (Jardine 1985; Lehane 1992; Chow 1997; Jardine 등 2005).

타입말뚝의 총 지지력 Rult은 선단지지력 Rb,ult과 주면마찰력 RsL의 합으로 구해진다(식 3.51, 그림 3.42).

$$R_{ult} = R_{b,ult} + R_{sL} = q_{b,ult} A_b + \sum_{i=1}^{n} q_{sL,i} A_{s,i} \qquad (3.51)$$

여기서, $q_{b.ult}$qb,ult는 단위선단지지력이고 A_b는 유효선단면적이다. $q_{sL,i}$i와 $A_{s,i}$는 주면에 접하는 i번째 지층에 해당하는 단위주면마찰력과 주면면적이다. n는 주면에 접하는 총 지층의 개수이다.



<그림 3.42> 단말뚝의 하중과 저항 작용 모식도

<표 3.32> 말뚝의 종류별 ζ 계수

Foundation Type	Drainage Condition	Close-Ended Piles	Open-Ended Piles		H piles
			Fully Plugged	Unplugged	
Clay	Undrained	0.8	0.4	1	1.0
	Drained	1.3	0.65	1.6	1.6
Sand	Drained	1-0.5log(Dp/DCPT)	0.5-0.25log(Dp/DCPT)	1.0	1.0

where, Dp = outer pile diameter; DCPT = diameter of cone

점성토와 사질토에 대한 단위주면마찰력 q_{sl}은 각각 다음과 같다.

$$q_{sL} = 0.8\left[(2.2+0.016OCR-0.870\Delta I_{vy})OCR^{0.42}\left\{\max\left(\frac{h}{\sqrt{A_b/\pi}},8\right)\right\}^{-0.20}\right]\sigma'_v \tan\delta \quad (3.52)$$

여기서, ΔIvy는 표준압밀시험 민감도 변수 {oedometer test sensitivity parameter = log10(점성토 민감도)}, OCR은 과압밀비, h는 말뚝 선단으로부터 연직거리, σ′v는 연직유효상재압력, δ는 말뚝주면과 점성토사이의 마찰각이다.

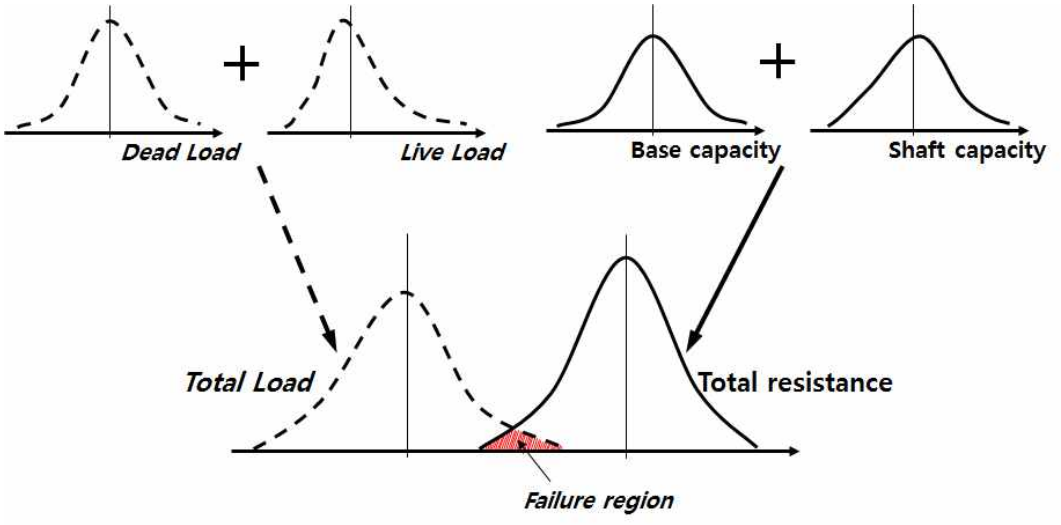
$$q_{sL} = \left[0.029 q_c \left(\frac{\sigma'_v}{p_A}\right)^{0.13} \left\{\max\left(\frac{h}{\sqrt{A_b/\pi}}, 8\right)\right\}^{-0.38} + 2G\frac{\Delta r}{\sqrt{A_b/\pi}}\right] \tan\delta_{cv} \qquad (3.53)$$

여기서, p_A는 기준압 (=100 kPa), G는 전단 강성 {=qc(0.0203+0.00125η -1.216×10-6η2)-1}, δcv는 말뚝주면과 사질토사이의 한계상태 마찰각(critical state interface friction angle)이다.

위와 같이 결정된 총 말뚝 지지력(선단지지력 + 주면마찰력)과 설계하중을 비교하여 설계를 하게 된다. 기존의 허용응력설계법은 경험적으로 결정된 안전율을 이용하여 저항과 하중의 불확실성을 반영하지 않고 일률적인 안전여유율(안전율 = 3.0)을 부여하게 된다. 반면, 하중저항계수설계법(LRFD)의 경우에는 설계시방서에 제시된 저항계수와 하중계수를 이용하여, 저항계수(RF)를 곱한 공칭저항(R_n)이 하중계수(LF_i)를 곱한 공칭하중($Q_{i,n}$)의 합을 비교하여, 다음 부등식과 같은 조건을 만족해야 한다.

$$(RF) R_n \geq \sum (LF_i) Q_{i,n} \qquad (3.54)$$

신뢰성분석을 위해서는 하중 및 저항(지지력)의 확률밀도함수를 분석해야 한다. 이를 위해서, 하중과 저항의 종류를 파악하고 이들 하중 및 저항 종류별 불확실성(확률밀도함수)을 결정하여야 한다. 이렇게 결정된 확률밀도함수를 이용하여 총하중과 총저항의 분포를 구하고, 신뢰성 분석을 통하여 신뢰도지수(또는 파괴확률)을 구할 수 있다.(그림 3.43) 저항계수는 이러한 신뢰성분석을 통하여 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 상이할 경우, 설계조건을 바꾸어 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 같아지도록 한다. 최종 신뢰성분석의 결과를 이용하여 저항계수를 산정할 수 있다. 즉, 저항계수를 이용하여 설계된 구조물은 LRFD 설계가 요구하는 최소한의 목표신뢰도지수를 만족하도록 하게 된다. 따라서 하중저항계수설계법은 파괴확률에 근거한 합리적인 설계법으로 간주된다.



<그림 3.43> 하중과 저항의 분포 및 파괴확률 개념

나. 목표신뢰도지수

신뢰도지수(β)는 파괴확률(P_f)과 직접적인 관련된 지표이다. 신뢰도지수는 안전여유율(M = 총지지력-총하중 또는 M = 총지지력/총하중)의 분포가 있을 때 분포의 중심으로부터 극한한계상태까지의 거리를 분포의 평균값으로 나눈 값이다(β=|d|/μM). 신뢰도지수가 높다는 것은 파괴확률이 낮다는 의미이다. 말뚝의 목표신뢰도지수는 구조물의 중요도와 말뚝의 여용성(redundancy)를 고려하여 합리적으로 선정되어야 한다(Paikowsky, 2004). Meyerhof(1970)는 구조물기초의 적정 신뢰도지수는 3.0~3.6이 적정하다고 제시하였으며, Barker 등(1991)은 타입말뚝에 대하여 적정 신뢰도지수를 2.5~3.0으로 평가하였다. Paikowsky(2004)과 AASHTO(2010)에서는 단일말뚝 또는 개별말뚝개수가 4개 이하인 무리말뚝에 대하여 목표신뢰도지수 3.0을 제시하였으며 개별말뚝이 5개 이상인 무리말뚝에 대해서는 여용성이 큰 것으로 판단하여 목표신뢰도지수 2.33을 사용하도록 권장하였다.

본 연구의 경우 장대교량이 대상이므로 기존의 일반 교량보다 장대 교량의 구조물이 더욱 중요하다는 가정하에 목표신뢰도지수를 결정하였다. 장대 교량의 경우 기존 AASHTO LRFD 교량 설계기준에서 제안하고 있는 설계수명인 75년보다 긴 설계수명과 높은 목표신뢰도지수를 부여하는 것이 합리적이다. 하지만 기존 연구로부터 제시된 활하중의 불확실성은 설계 수명 최대 75년에 대해서 제시된 값이다. 본 연구에서는 설계수명을 늘리지는 못하였지만, 보다 높은 안전수준(낮은 파괴확

률)을 근거로 장대교량 기초의 신뢰도지수를 산정하였다. 일반적으로 구조물의 연평균 파괴확률과 설계수명 t년에 대한 파괴확률은 다음 식과 같은 관계를 가진다(Ang과 Tang 1975).

$$p_{f,T} = 1-(1-p_{f,T=1})^T \tag{3.55}$$

여기서, $p_{f,T}$ 와 $p_{f,T=1}$는 각각이 설계수명 T년과 1년에 대한 구조물의 파괴확률이다. 또한, 안전여유율이 정규분포를 따른다고 가정할 경우 파괴확률(Pf)과 신뢰도지수(β)는 관계[$P_f = \Phi(-\beta)$; $\Phi(\,)$=누적분포함수]로부터 임의의 T년 설계수명별 파괴확률과 신뢰도지수를 산정할 수 있다. 본 연구에서는 장대교량의 적정 설계수명을 최대 75년으로 가정하였으며 높은 수준의 목표신뢰도지수를 제시하기 위하여 등가연평균 파괴확률 $p_{f,T=1}$를 기준으로 장대교량의 $p_{f,T=1}$이 일반교량의 $p_{f,T=1}$의 1/10이 되도록 장대교량의 목표신뢰도지수를 산정하였다. 일반교량의 경우, AASHTO(2010)에서 제시한 바와 같이 여용성 정도에 따라 목표신뢰도지수 2.33과 3.0을 적정값으로 가정을 하였을 경우, 적정 장대교량 기초의 목표신뢰도지수는 3.1과 3.65가 도출되었다. 즉, 목표신뢰도지수 3.1의 경우 여용성이 큰 무리말뚝(푸팅 하부에 개별말뚝 개수가 5개 이상)으로 설계되는 일반적인 경우에 대응하고, 목표신뢰도지수 3.5의 경우 여용성이 크지 않은 무리말뚝이 또는 단일 말뚝이 설계에 대응된다. 일반 교량기초와 장대 교량 기초에 대한 설계수명별 목표파괴확률과 신뢰도지수를 비교하여 나타내면 <표 3.33>과 같다.

<표 3.33>에서 보는 바와 같이, 설계수명이 75년인 일반교량 목표신뢰도 지수 2.33와 3.0에 대하여 등가 연평균 파괴확률로 환산할 경우 1.33×10^{-4}와 1.80×10^{-5}이고 장대교량의 등가 연평균 파괴확률은 각각 대략 1/10정도 적은 1.29×10^{-5}와 1.75×10^{-6}으로 계산되었다.

<표 3.33> 교량의 경간장별 기초의 목표신뢰수준

Pile	Span Length (L)	Target Reliability Index and Annual Probability of Failure		
		βT for 75 Years of Service Life $\beta_{T=75}$	Average Annual Probability of Failure $p_{f,T=1}$	$\frac{p_{f,T=1}\ for\ \ Case\,A}{p_{f,T=1}\ for\ \ Case\,B}$
Single Pile or Pile Group with 4 or Fewer Component Piles	Case A: L < 200m	2.33	1.33×10^{-4}	1/10
	Case B: 200m ≤ L ≤ 1500m	3.1 (3.0999)	1.29×10^{-5} (1.33×10^{-5})	
Pile Group with 5 or More Component Piles	Case A: L<200m	3.0	1.80×10^{-5}	1/10
	Case B: 200m ≤ L ≤ 1500m	3.65 (3.6424)	1.75×10^{-6} (1.08×10^{-6})	

국내 초장대 교량 사업단에서 개발 중인 장경간케이블 교량 설계지침에서는 대형 해상기초를 대상으로 하고 있으므로 기존 AASHTO LRFD 교량 설계기준에서 제안하고 있는 설계수명인 75년보다 긴 200년의 설계수명과 높은 목표 신뢰도지수(상부구조의 경우 최소 3.75)를 설정하고 있다. 따라서 장경간 케이블교량 상부구조에서 제시하고 있는 설계 수명 200년에 대해서 일반교량과 초장대교량 기초의 파괴확률 및 신뢰도지수를 비교하고, 일반 교량기초보다 높은 안전수준을 확보할 수 있는 신뢰도지수를 검토하였다. 일반 교량기초와 초장대 교량 기초에 대한 설계수명별 목표파괴확률과 신뢰도지수를 비교하여 나타내면 <표 3.34>와 같다.

<표 3.34> 일반교량 및 초장대교량 기초의 설계수명별 목표신뢰수준 비교

교량종류	목표 신뢰도지수	연평균		설계수명(년)별 목표신뢰도지수			
		p_{f_1}	β_1	75년	100년	150년	200년
일반교량	**3.0**	1.80E-05	4.13	**3.0**	2.91	2.78	2.69
초장대 교량	**3.0**	6.75E-06	4.35	3.29	3.21	3.09	**3.0**
	3.2	3.44E-06	4.50	3.47	3.39	3.28	**3.2**
	3.5	1.16E-06	4.72	3.75	3.68	3.58	**3.5**

교량 구조물의 설계 시 설계하중과 목표파괴확률 또는 목표신뢰도지수는 설계수명에 대해서 설정하므로, 본 연구에서는 초장대교량의 설계수명을 최대 200년으로 가정하였다. 일반교량의 경우 75년 설계수명에 대해서 현장타설말뚝의 기준 목표신뢰도지수는 3.0이므로, 100년, 150년, 200년 설계수명에 대해서는 목표신뢰도지수가 각각 2.91, 2.78. 2.69이다. 초장대교량의 설계수명을 200년으로 가정하고, 이에 대한 목표신뢰도지수를 3.0, 3.2, 3.5로 설정한뒤 각각 연평균 파괴확률과 연평균 목표신뢰도지수, 75년, 100년, 150년 설계수명에 대한 목표신뢰도지수를 산정하였다. 먼저, 연평균 파괴확률을 기준으로 200년 설계수명의 목표신뢰도지수 3.0, 3.2, 3.5에 대해서 일반교량의 연평균 파괴확률과 비교하면, 각각 3/8 (37.5%), 1/5 (20.0%), 1/16 (6.5%) 수준으로 낮아짐을 알 수 있다. 그리고, 200년 설계수명의 목표신뢰도지수 3.0, 3.2, 3.5를 AASHTO LRFD 교량설계기준과 같이 75년 빈도의 목표신뢰도지수로 환산하게 되면 각각 3.29, 3.47, 3.75이 된다.

초장대교량의 요구안전도를 엄격히 설정함과 동시에 반대로 합리적이고 최적화된 설계를 유도하기 위해서는 구조물의 특성에 적합한 목표파괴확률과 목표신뢰도지수를 결정해야 한다. 따라서, 본 연구에서는 기존 일반교량에 비해서 60%이상 안정성이 확보되면서 과다설계를 방지하기 위해서 설계수명 200년의 초장대교량 대형기초에 대한 목표신뢰도지수를 3.0과 3.2로 제안하고, 현장특성에 적합한 설계를 유도할 수 있도록 하였다. 목표신뢰도지수 3.0의 경우 무리말뚝으로 시공되는 일반적인 경우에 대응하고, 3.2의 경우 무리말뚝이 아닌 단일형 말뚝 또는 푸팅 하부 4본 이하의 말뚝이 시공되어 여용성이 더욱 줄어드는 경우를 고려한 것이다. 여기서, 대형 해상기초의 설계수명은 두 가지 측면에서 고려될 수 있으며, 말뚝 재료의 구조강도와 지반 지지력이 그것이다. 말뚝 재료의 구조강도는 강도감소계수를 적용함으로써 고려되며, 지반기술자들이 결정해야 하는 지반 지지력은 지반과 암반의 지지력(강도) 자체는 수명과는 무관한 본질적인 값이므로, 결국, 200년 빈도로 산정된 하중에 대해서 안정하게 지지할 수 있도록 설계함으로써 설계수명 200년을 고려할 수 있게 된다.

다. 하중 불확실성

하중의 불확실성을 평가할 때는 하중의 종류별로 구분해야 한다. 이는 하중의 종류에 따라 각 하중의 불확실성의 차가 크기 때문이다. 하중조합은 미국 AASHTO

LRFD 교량설계시방서(2010)에서 제시한 하중조합 중 보수적 평가조건인 Strength case I 경우를 적용하였고, 본 연구에서도 이를 적용하여 사하중과 활하중을 고려하였다.

(1) 사하중(Q_{DL})

사하중은 주로 구조물의 자중으로 유발되는 하중으로서, 교량 상부의 재료에 좌우되지만 그 자중에 대한 예측에 있어 큰 불확실성이 없다. 따라서, 사하중의 불확실성은 교량의 경간장(L)에 따라 크게 변화하지 않는다고 가정할 수 있다. 본 연구에서는 기존의 일반 교량 기초 설계에 사용된 사하중의 불확실성을 장대 교량 기초 설계에도 반영하려고 한다. 기존 연구(Nowak 1999; AASHTO 2010; Kim and Lee 2012)에 의하면 사하중은 표준정규분포를 따르고, 편향계수(bias factor = 평균값/공칭값)는 1.05이고 변동계수{coefficient of variation (COV) = 표준편차/평균값}은 0.10이다(표 3.35).

(2) 일반 교량의 활하중(Q_{LL})

일반교량의 활하중의 경우, 방대한 량의 교통량 및 하중 조사를 통하여 활하중 모델이 개발되었으며 이를 바탕으로 활하중 모델과 불확실성이 평가되었다(Nowak 1999). 그 결과로, 교량에 작용하는 활하중(교통하주)은 차선의 개수, 교량의 경간장(L)에 대한 함수인 것을 밝혀냈다. Nowak(1999)가 제시한 편향계수와 변동계수의 범위는 각각 0.6-1.2와 0.17-0.205 이다. 이번 연구에서는 가정한 활하중은 대수 정규분포를 따라고 편향계수와 변동계수는 1.2와 0.205인 것으로 가정하였다(표 3.35).

(3) 장대 교량의 활하중(Q_{LL})

장대교량에서는 경간장 사이에 하중에 큰 트럭들이 동시에 발현할 확률이 높다. 따라서 활하중 모델도 수정이 필요하다. 이를 위하여 Lutomirska(2009)는 경간장이 200m-1500m인 교량을 대상으로 활하중 모델을 개발하였다. 장대교량의 활하중은 균등 분포(uniform distribution)을 따르며, 교량의 경간장이 200m-300m 범위에서는 편향계수가 1.25, 변동계수가 0.10이다. 경간장이 300m-1500m일 경우에는 편향계수와 변동계수가 각각 1.20과 0.08으로 보고되었다(Lutomirska 2009).

<표 3.35> 사하중과 활하중의 통계특성치

TYPE				Bias Factor	COV	Distribution Type	Reference
Loads	Q_{DL}	Independent of span length		1.05	0.10	Normal	(AASHTO 2007, Nowak 1999)
	Q_{LL}	Short and Medium Span	L < 200m	1.2	0.205	Lognormal	(AASHTO 2007, Nowak 1999)
		Long Span	200m ≤ L < 300m	1.25	0.10	Uniform	Lutomirska (2009)
			300m ≤ L ≤ 1500m	1.20	0.08	〃	Lutomirska (2009)

라. 저항 통계특성

ICP 데이터베이스를 이용하여 저항의 통계특성을 분석하였다. 정밀한 현장재하시험에서 도출된 측정된 말뚝의 선단지지력과 주면마찰력을 ICP 설계법으로 계산된 선단지지력과 주면마찰력을 비교하였다. ICP 설계법에서는 말뚝의 지지력을 말뚝머리의 침하가 말뚝 직경의 10%가 될 때의 선단지지력과 주면마찰력의 합으로 계산한다.

(1) 선단지지력

ICP 데이터베이스에서 점성토지반에 선단이 존재하는 말뚝의 수는 31개이며, 이들을 이용하여 선단지지력의 통계특성을 분석하였다. 이 경우, 말뚝 선단이 지표나 해저면으로부터 3m~55m 깊이에 존재하였고, 말뚝 직경 범위는 0.1m~1.5m이다. 사질토의 선단지지력의 통계특성을 분석하기 위하여 총 48개의 현장데이터를 이용하였다. 말뚝 선단이 지표(해저면)으로부터 1.1m~47m 깊이에 설치되었으며, 말뚝 직경은 0.07m~2.0m이다.(Jardine 등, 2005) 점성토와 사질토에 대한 지지력 통계특성은 <표 3.36>과 같다.

(2) 주면마찰력

점성토지반에 근입된 말뚝의 경우에는, 말뚝 직경과 근입깊이 범위가 0.1m~

1.5m와 3.0m~71m이다. 사질토의 주면마찰력의 통계특성을 분석하기 위하여 81개의 말뚝 시험으로부터 얻은 값들을 통계분석하였다. 말뚝의 주면마찰력 산정에 사용된 말뚝의 직경 및 근입깊이 범위는 각각 0.1m~2.0m와 1.8m~47m이다. 느슨한 사질토(상대밀도 25%)에서부터 단단한 사질토(상대밀도 96%)까지 다양한 점성토의 주면마찰력의 불확실성을 규명하기 위해 사용된 현장재하시험 개수는 68개이다(Jardine 등 2005). 사질토와 점성토 지반에 근입된 말뚝의 주면마찰력에 대한 통계특성(편향계수, 변동계수, 분포형식)은 <표 3.36>과 같다.

<표 3.36> 선단과 주면 지지력의 통계특성치

TYPE			Bias Factor	COV	Distribution Type	Reference
Resistances	$R_{b,ult}$	clay	1.312	0.418	lognormal	Jardine et al. 2005, Kim and Lee. 2012
		sand	1.02	0.204	〃	
	R_{sL}	clay	1.035	0.157	〃	
		sand	1.17	0.290	〃	

바. 저항계수 산정

저항계수의 산정을 위해서는 신뢰성 분석을 수행해야 한다. 앞서 구한 하중 및 저항의 불확실성을 반영하여 신뢰성분석으로 계산된 신뢰도지수(또는 파괴확률)이 목표신뢰도지수(또는 목표 파괴확률)와 같을 때까지 공칭 하중 및 저항 (공칭 활하중/사하중 비 QLL,n/QDL,n 또는 공칭 선단지지력/주면마찰력 비 Rb,ult,n/RsL,n)를 바꿔가며 신뢰성 분석을 하게 된다. 그 후, 신뢰성 분석을 통해 구해지는 가장 파괴확률이 높은 한계상태일 때의 하중 및 저항 값(파괴점)을 구하여, 결과적으로 저항계수를 산정하게 된다.

신뢰성 분석은 신뢰도지수의 산정의 정확도에 따라 다양한 방법으로 수행할 수 있다. 기존 연구에서 지반구조물에 대한 신뢰성 분석을 위해서 비교적 간단한 알고리즘을 통해 정확한 결과를 얻을 수 있는 일차신뢰도법(First-Order Reliability Mmethod)이 적용되었다(Rackwitz와 Fiessler 1978). 일차신뢰도법(FORM)은 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 불변성

결여의 문제(lack of invariance problem)를 해결하였고, 파괴면 상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하여 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태함수 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하여 신뢰도지수로써 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화하는 방법이다(허정원 등, 2007). 이때, 신뢰도지수는 라그랑쥐(Lagrange) 승수기법 등을 이용한 반복법을 적용하여 계산상의 높은 효율성과 정확성을 확보하고 있다. 그리고 신뢰도지수에 영향을 미치는 각 확률변수의 민감도를 평가할 수 있고, 파괴점 확인이 가능한 장점 등으로 인해 신뢰성 평가 시 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다(Nowak, 1999 ; Ayyub 와 Assakkaf, 1999). 일차신뢰도법(FORM)에 대한 보다 상세한 내용은 Low와 Tang(2007)에 자세히 기술되어 있다. 신뢰성 분석을 수행하여 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 일치할 때의 파괴점에 해당하는 각각의 하중 및 저항값(QDL,LS, QLL,LS, Rb,ult,LS, RsL,LS) 구하면 식 3.56으로 부터 저항계수를 산정할 수 있다.

$$RF = \left(\frac{R_{b,ult,LS} + R_{sL,LS}}{Q_{DL,LS} + Q_{LL,LS}} \right) \left(\frac{LF_{Q_{DL}} Q_{DL,n} + LF_{Q_{LL}} Q_{LL,n}}{R_{b,ult,n} + R_{sL,n}} \right) \qquad (3.56)$$

여기서, $LF_{Q_{DL}}$과 $LF_{Q_{LL}}$는 LRFD 시방서에 제시된 사하중과 활하중에 대한 하중계수이다.

장대 교량은 일반적으로 상부의 구조물이 크기 때문에 사하중 대 활하중 비가 일반교량에 비하여 높다(QLL,n/QDL,n가 낮다). AASHTO(2010)에 따르면 QLL,n/QDL,n가 약 0.29 미만일 경우 (또는 사하중 대 활하중 비 = 7이상일 경우), Strength case IV에 준하여 활하중을 무시할 수도 있다. 하지만 앞서 언급했듯이, 하중조합 중 보수적 평가조건인 Strength case I에 준하여 장대교량에 대해서는 다양한 QLL,n/QDL,n (0, 0.15 0.30)를 가정하여 저항계수를 산정하였다. 일반 교량의 QLL,n/QDL,n는 장대 교량에 비하여 비교적 높다. 따라서 QLL,n/QDL,n를 0, 0.25, 0.5로 가정하였다. ICP 데이터베이스에 근거하여 합리적인 공칭선단지지력 대 공칭주면마찰력의 비(Rb,ult,n/RsL,n)는 점성토일 경우 0.1～2.0이며 사질토의 경우 Rb,ult,n/RsL,n = 0에서 10.0이다. 따라서 점성토의 경우 Rb,ult,n/RsL,n = 0.1, 1.0, 2.0에 대하여, 사질토의 경우 Rb,ult,n/RsL,n = 1, 5, 10에 대하여 저항계수를 산정하였다(표 3.33～표 3.36). <표 3.37>～<표 3.40>에서 제시된 저항계수 값 옆의 괄호

안의 값은 등가 안전율이다.

주어진 Rb,ult,n/RsL,n과 QLL,n/QDL,n에 대하여 저항계수는 목표신뢰도지수가 높을수록 낮다. 같은 목표신뢰도지수에 대해서는 Rb,ult,n/RsL,n가 증가할수록 저항계수가 낮아진다. 하지만, 교량의 경간장에 따라 활하중의 불활실성이 바뀌기 때문에 QLL,n/QDL,n가 저항계수에 미치는 영향은 교량 경간장에 따라 달라진다. 일반교량(L<200m)과 장대교량(L≥200m)의 경우, QLL,n/QDL,n가 증가할수록 저항계수가 증가하는 것을 볼 수 있다. <표 3.33>~<표 3.36>에 제시된 저항계수에 대하여 등가안전율을 계산하여 저항계수 옆에 괄호안에 제시하였다. 등가안전율(FSeq)을 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 같아질 때의 각 저항과 하중의 공칭값을 이용하여 식 3.57을 이용하여 계산하였다

$$FS = \frac{R_{b,ult,n} + R_{sL,n}}{Q_{DL,n} + Q_{LL,n}} \tag{3.57}$$

일반적으로 저항계수가 증가하면 등가안전율이 감소하게 될 것 같지만, 장대교량의 경우 QLL,n/QDL,n가 증가할수록 저항계수는 증가하는데 등가안전율을 감소하는 것을 볼 수 있다. 이러한 경향은, 저항계수 및 등가안전율이 하중 및 저항의 편향계수, 변동계수, 분포형태에 따라 복잡한 과정을 거쳐 결정되는데, Rb,ult, RsL,n, QLL,n, QDL,n 모두 다른 편향계수, 변동계수 분포형태의 조합을 가지고 있기 때문에 발생한다. 결과적으로 볼 때 합리적인 목표신뢰도지수, Rb,ult,n/RsL,n, QLL,n/QDL,n 범위에서 저항계수는 점성토 지반에 설치된 일반교량과 장대교량 기초의 저항계수는 각각 대략 0.61~0.89(등가안전율 FSeq = 1.53~2.11)와 0.53~0.84(FSeq = 1.62~2.35)의 범위이고, 사질토 지반에서의 일반 및 장대 교량 경위의 저항계수는 0.65~0.86(FSeq = 1.57~2.00)과 0.57~0.79(FSeq = 1.71~2.18)이다. 각 경우의 등가안전율(FSeq = 1.53~2.35)이 모두 일반적인 말뚝설계에 사용되는 안전율인 3.0 보다 작은 값을 가진다. 즉, <표 3.37>~<표 3.40>에서 주어진 저항계수로 LRFD 설계를 하면 기존의 허용응력설계법보다 경제적인 설계가 가능하다.

<표 3.37> 점성토 지반 중소경간 교량기초의 저항계수

$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index β_T = 2.33			Target Reliability Index β_T = 3.0		
	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.25	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.5	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.25	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.5
0.1	0.81 (1.53)	0.87 (1.54)	0.89 (1.58)	0.72 (1.72)	0.78 (1.72)	0.79 (1.78)
1.0	0.77 (1.61)	0.83 (1.62)	0.85 (1.66)	0.67 (1.84)	0.72 (1.85)	0.74 (1.91)
2.0	0.71 (1.74)	0.76 (1.76)	0.78 (1.80)	0.61 (2.04)	0.65 (2.06)	0.67 (2.11)

*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

<표 3.38> 점성토 지반 장경간 교량기초의 저항계수

Span Length	$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index β_T = 3.1			Target Reliability Index β_T = 3.65		
		$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.15	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.3	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.15	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.3
200m - 300m	0.1	0.72 (1.73)	0.79 (1.66)	0.83 (1.64)	0.66 (1.89)	0.72 (1.82)	0.75 (1.80)
	1.0	0.67 (1.86)	0.73 (1.79)	0.77 (1.77)	0.60 (2.08)	0.65 (2.00)	0.69 (1.97)
	2.0	0.60 (2.08)	0.65 (1.99)	0.69 (1.96)	0.53 (2.35)	0.58 (2.26)	0.61 (2.23)
300m - 1500m	0.1	0.72 (1.73)	0.79 (1.65)	0.84 (1.62)	0.66 (1.89)	0.72 (1.81)	0.76 (1.78)
	1.0	0.67 (1.86)	0.73 (1.78)	0.78 (1.75)	0.60 (2.08)	0.66 (1.97)	0.69 (1.95)
	2.0	0.60 (2.08)	0.66 (1.99)	0.70 (1.95)	0.53 (2.35)	0.58 (2.25)	0.61 (2.21)

*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

<표 3.39> 사질토 지반 중소경간 교량기초의 저항계수

$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index β_T = 2.33			Target Reliability Index β_T = 3.0		
	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.25	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.5	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.25	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.5
1	0.79 (1.57)	0.84 (1.60)	0.86 (1.64)	0.69 (1.79)	0.74 (1.81)	0.75 (1.87)
5	0.76 (1.62)	0.81 (1.65)	0.83 (1.69)	0.67 (1.85)	0.72 (1.88)	0.73 (1.93)
10	0.74 (1.67)	0.79 (1.70)	0.81 (1.75)	0.65 (1.92)	0.69 (1.94)	0.70 (2.00)

*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

<표 3.40> 사질토 지반 장경간 교량기초의 저항계수

Span Length	$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index β_T = 3.1			Target Reliability Index β_T = 3.65		
		$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.15	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.3	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.15	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ = 0.3
200m - 300m	1	0.68 (1.82)	0.74 (1.75)	0.78 (1.73)	0.61 (2.03)	0.67 (1.95)	0.71 (1.92)
	5	0.66 (1.88)	0.72 (1.81)	0.76 (1.79)	0.59 (2.09)	0.65 (2.01)	0.68 (1.98)
	10	0.64 (1.95)	0.69 (1.88)	0.73 (1.85)	0.57 (2.18)	0.62 (2.10)	0.66 (2.07)
300m - 1500m	1	0.68 (1.82)	0.75 (1.75)	0.79 (1.71)	0.61 (2.03)	0.67 (1.94)	0.71 (1.90)
	5	0.66 (1.88)	0.72 (1.80)	0.77 (1.77)	0.59 (2.09)	0.65 (2.00)	0.69 (1.97)
	10	0.64 (1.95)	0.70 (1.87)	0.74 (1.83)	0.57 (2.18)	0.63 (2.09)	0.66 (2.05)

바. 결 론

본 연구에서는 비교적 신뢰성 있는 많은 자료의 데이터베이스를 구축하고 있는 Imperial College Pile 설계법을 이용하여 교량 경간장이 200m이내인 일반교량과 경간장이 200m이상 1500m이하인 장대교량에 대하여 저항계수를 산정하였다. 이를 위해서 장대교량의 하중모델로부터 구해진 수정된 활하중의 불확실성을 반영하였다. 또한, 장대교량구조물이 일반교량구조물보다 더 중요한 구조물로 간주되기 때문에 더 높은 목표신뢰도지수를 제시하였다. 그 결과, 말뚝의 여용성 정도, 지반조건, 활하중 대 사하중 비, 선단지지력 대 주면마찰력 비에 따라 차이는 있지만, 일반교량의 저항계수가 0.61~0.89이고 장대교량에 대해서는 0.53~0.84로 계산되었다. 또한, 등가안전율이 일반교량의 경우 1.53~2.11, 장대교량의 경우 1.62~2.35이며, 이는 일반 말뚝에 사용되는 안전율보다 작은 값이기 때문에 어느 정도 경제적인 설계법이라고 할 수 있다.

허용응력설계법은 다양한 말뚝 설계법에 대해서도 동일한 안전율을 제안하여 편리한 반면, 하중저항계수설계법(LRFD)는 각각의 설계법 마다 신뢰성 분석을 통하여 저항계수를 산정해야 하는 단점이 있다. 하지만, 합리적인 하중 및 저항에 대한 불확실성 분석과 정교한 신뢰성분석을 수행하여 저항계수를 산정할 경우, 안전성과 경제성을 모두 만족하는 최적설계가 가능하다. 따라서 앞으로 지반조사의 체계화, 합리적인 말뚝 설계법 개발, 각 설계법에 맞는 저항계수 산정 등 많은 연구가 필요하다.

2. 얕은기초

2.1 얕은기초의 지지력 이론

가. Terzaghi 지지력 이론

Terzaghi(1943)는 Bell의 지지력 이론에서는 파괴면의 형상이 실제와는 다르게 직선으로 표현된다는 것과 주동영역과 수동영역 사이에 작용하는 전단응력을 무시하였다는 점을 보완한 후, Prandtl(1921)의 소성이론을 발전시켜 균질한 지반에서 기초저면이 거친 강성 연속기초의 극한지지력에 대한 해를 구하였다.

(1) 전반전단파괴시의 극한지지력

Terzaghi(1943)는 Prandtl-Reissner 이론을 확장하여 세장기초 ($B/L=0$)에 대하여 극한 하중에서의 파괴면을 <그림 3.44>와 같이 세부분으로 나누어 생각할 수 있다고 하였다.

· 기초 바로 밑의 삼각형인 Rankine의 수동영역 ACD

· 대수나선형인 원호 DE와 DF로 된 반경방향 전단영역 ADF와 CDE

· 두개의 삼각형인 Rankine의 수동영역 AFK와 CEG

각 DAC와 DCA는 흙의 마찰각(ϕ)과 같다고 가정하며 기초 바닥면 위에 있는 흙의 영향을 등가의 상재하중(q_0)으로 대치한다면 파괴면 GI와 KJ를 따라 생기는 전단저항력은 무시하였다.

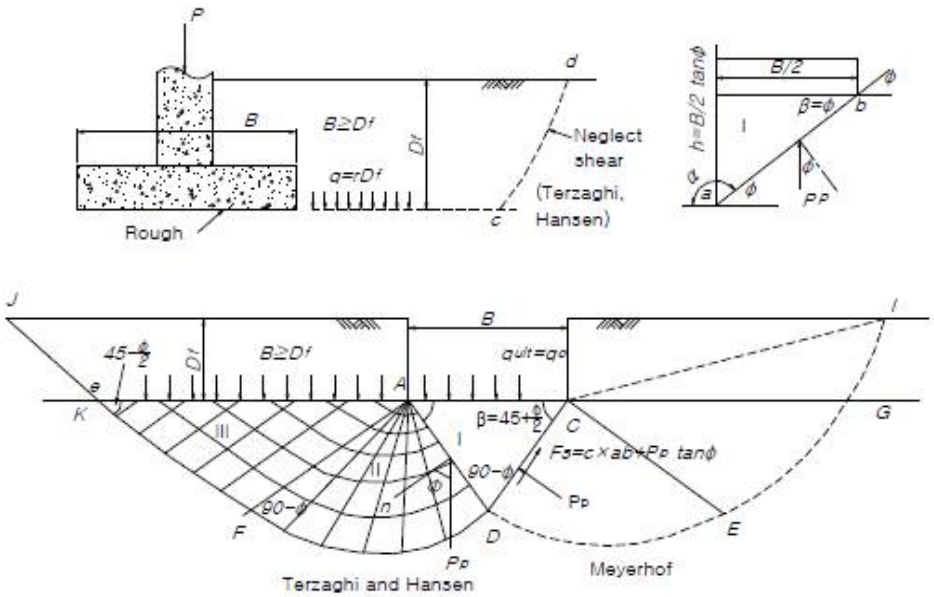
Terzaghi는 평형해석을 사용하여 다음의 극한지지력 공식을 제안하였다. 즉, Rankine의 주동영역 Ⅰ의 AD, CD에 작용하는 점착력(c)의 합력(c_a)은,

$$c_a = \frac{bc}{\cos\phi} \tag{3.58}$$

여기서, $b = \frac{B}{2}$

<그림 3.44>에서 벽면 AD, CD에 작용하는 수동토압의 연직분력(P_P) 즉, c_a의 연직분력은 다음과 같다.

$$c_a \sin\phi = \frac{bc}{\cos\phi} sin\phi = bc\tan\phi \tag{3.59}$$



<그림 3.44> 전반전단파괴시의 지지력

△ACD의 평형조건에서

$$q_u B + \triangle ACD's\ weight = 2(P_P + bc\tan\phi) \tag{3.60}$$

$$Q_u + rb^2\tan\phi - 2(P_P + bc\tan\phi) = 0 \tag{3.61}$$

$$Q_u = 2P_P 2bc\tan\phi - rb^2\tan\phi \tag{3.62}$$

주동영역 Ⅰ의 벽면 AD, BD에 작용하는 수동토압(P_{P_n})은,

$$P_{P_n} = q_s HK_P \frac{1}{\sin\alpha} + \frac{1}{2} r_1 h^2 K_P \frac{1}{\sin\alpha} + 2cH\sqrt{K_P}\frac{1}{\sin\alpha} \tag{3.63}$$

$$P_P = \frac{P_{P_n}}{\cos\delta} \tag{3.64}$$

여기서, $H = b\tan\phi$

δ : 벽면마찰각(동일 지반이므로 $\delta = \phi, \alpha = 180 - \phi$)

식 3.36과 상기 관계식을 식 3.64에 대입하면,

$$P_P = \frac{1}{\cos\phi}\left[q_s b\frac{\tan\phi}{\sin\phi}K_P + \frac{1}{2}r_1 b^2\frac{\tan^2\phi}{\sin\phi}\overline{K_P} + 2cb\frac{\tan\phi}{\sin\phi}\sqrt{K_P}\right] \quad (3.65)$$

식 3.65를 식 3.62에 대입하여 정리하면,

$$Q_u = 2bc\left[\frac{2\sqrt{K_P}}{\cos^2\phi} + \tan\phi\right] + r_1 b^2\tan\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi} - 1\right] + 2bq_s\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi}\right] \quad (3.66)$$

$$\frac{Q_u}{2b} = q_u \quad (3.67)$$

$$q_u = c\left[\frac{2\sqrt{K_P}}{\cos^2\phi} + \tan\phi\right] + r_1 b\frac{1}{2}\tan\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi} - 1\right] + q_s\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi}\right] \quad (3.68)$$

여기서, $q_s = r_2 D_f$

따라서, 기초의 극한지지력을 정리하면 식 3.69와 같다.

$$\frac{Q_u}{B} = q_u = cN_c + \frac{\gamma_1 B}{2}N_r + \gamma_2 D_f N_q \quad (3.69)$$

여기서, $N_c = \frac{2\sqrt{K_P}}{\cos^2\phi} + \tan\phi$

$$N_r = \frac{1}{2}\tan\phi\left(\frac{K_P}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

$$N_q = \frac{K_P}{\cos^2\phi}$$

식 3.69에서 1항, 2항, 3항의 지지력계수 N_c, N_r, N_q는 점착력, 마찰력, 토피압에 대한 항이다. 2항과 3항의 흙의 단위중량(r)은 유효응력으로서 2항은 마찰력의 항이므로 지초저면 하에 있는 흙의 단위중량을, 3항은 토피압의 항이므로 기초저면 위의 토피압의 단위중량을 사용한다. 2항은 모래지반과 같이 내부마찰을 갖는 흙지반에서의 지지력은 폭 B에 비례하여 증대한다.

이상의 식은 2차원 경계조건 하에서 산정한 것이나 실제기초의 대부분은 3차원의 기초이다. 따라서, 2차원의 경계조건 하에 해석된 지지력공식을 3차원의 기초에

적용하기 위하여 형상계수(α, β)를 이용하고 있다. 식 3.69를 일반식으로 표시하면 식 3.70과 같고, 기초 저면의 형상에 따른 형상계수(α, β)를 정리하면 <표 3.41>과 같다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta r_1 B N_r + r_2 D_f N_q \tag{3.70}$$

<표 3.41> Terzaghi 지지력공식의 형상에 따른 α및 β값

형상 계수	기초 저면의 형상			
	세 장	정사각형	직사각형	원 형
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5-0.1\frac{B}{L}$	0.3

정사각형이나 원형기초의 극한지지력을 계산할 경우, 식 3.70은 다음의 형태로 바뀌어 진다.

$$q_u = 1.3 c N_c + 0.8 \frac{r_1 B}{2} N_r + r_2 D_f N_q \tag{3.71}$$

(정사각형기초, B : 한변의 길이)

$$q_u = 1.3 c N_c + 0.6 \frac{r_1 B}{2} N_r + r_2 D_f N_q \text{ (원형기초, } B \text{ : 직경)} \tag{3.72}$$

순수한 점토 지반에서는 비배수삼축시험으로부터 $\phi = 0$이면 $N_c = 5.7$, $N_q = 1$, $N_r = 0$이 되므로 극한지지력은,

$$q_u = 5.7 c + r D_f \tag{3.73}$$

점착력 c_u대신 일축압축강도 q_u를 사용할 경우,

$$q_c = 2.85 q_u + r D_f \tag{3.74}$$

(2) 국부전단파괴의 극한지지력

흙 지반이 국부전단파괴를 일으키는 경우 Terzaghi는 다음의 수정식을 제안하였다.

$$q_u = \frac{2}{3}cN_c' + \frac{r_1 B}{2}N_r' + r_2 D_f N_q' \quad \text{(세장기초)} \tag{3.75}$$

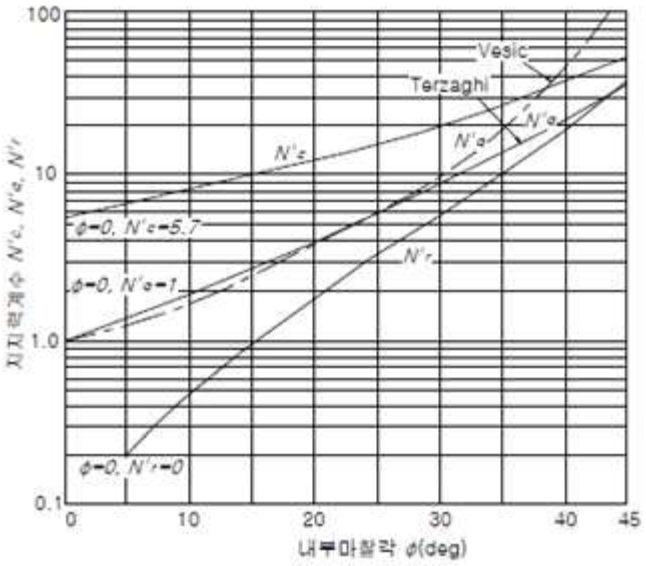
$$q_u = 0.867cN_c' + 0.4r_1 BN_r' + qN_q' \quad \text{(정사각형기초)} \tag{3.76}$$

여기서, N_c', N_r', N_q'는 국부전단파괴에서의 지지력 계수이며,

$\phi = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$를 대입하여 구한 값이다.

$$q_u = 1.3 \times 2.85q_u + rD_f \quad \text{(점토일 때)} \tag{3.77}$$

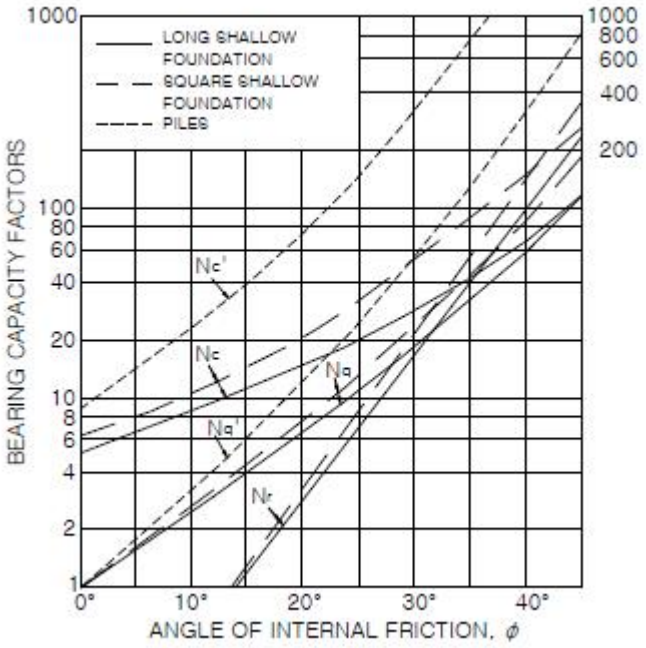
한편, Vesic(1981)은 여러 가지 모형실험에 의하여 사질토 지반 상의 얕은 기초의 N_q'의 값은 Terzaghi가 제안한 수정지지력 계수보다 크다는 것을 밝히고, <그림 3.45>의 값을 사용하도록 제안하였다.



<그림 3.45> Terzaghi의 수정 지지력계수와
Vesic의 지지력계수N_q'의 변화

2.2 Meyerhof 지지력 이론

Meyerhof(1951, 1963)는 무한장 기초의 굴착면 위의 기초주위 지반 내에 발생할 수 있는 전단응력을 고려하여 식 3.78과 같이 극한지지력을 구하는 방법을 제안하였다.



<그림 3.46> Meyerhof의 지지력계수

$$q_u = cN_cS_cd_ci_c + 0.5rBN_rS_rd_ri_r + qN_qS_qd_qi_q \tag{3.78}$$

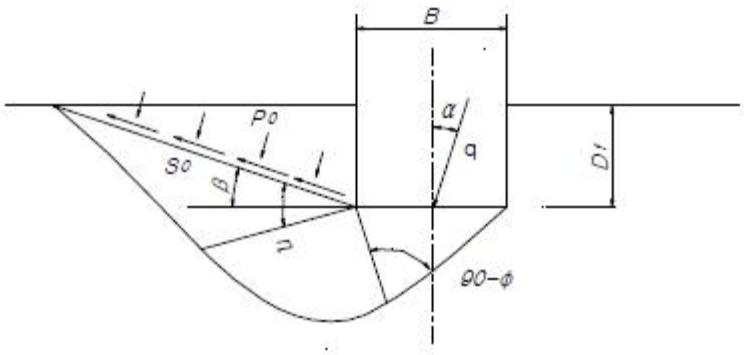
N_q, N_c, N_r은 Meyerhof의 지지력계수로서 다음 식으로 구하며, <그림 3.46>에서 직접 구하여도 된다.

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \tag{3.79}$$

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})e^{\pi\tan\phi} \tag{3.80}$$

$$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi) \tag{3.81}$$

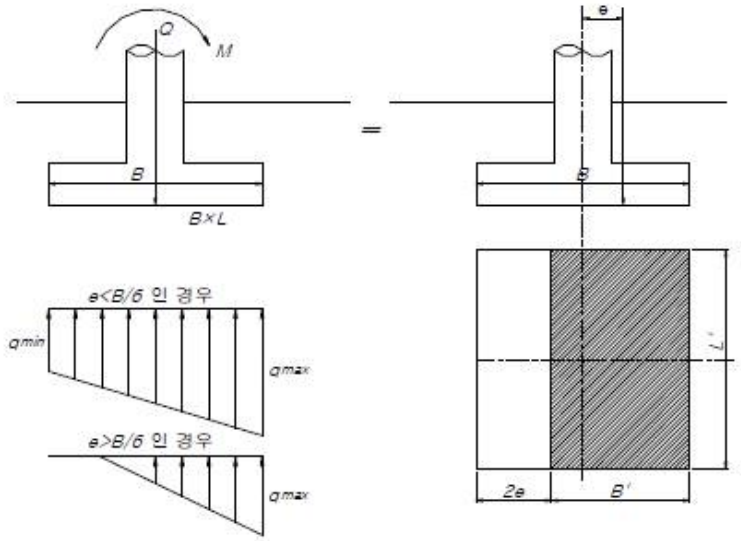
Meyerhof의 지지력 공식을 유도함에 있어 하중이 기초의 연직 대칭축상에 편심 없이 연직으로 작용하는 것으로 가정하였다. 그러나 실제로 옹벽과 같은 기초는 <그림 3.47>과 같이 경사하중도 받으며 Meyerhof의 형상계수, 근입깊이 계수, 경사계수는 <표 3.42>와 같다.



<그림 3.47> 경사하중의 경우에 활동선

<표 3.42> Meyerhof의 형상, 근입깊이 및 하중경사계수

	상재하중(q) ζ_q	흙의 점착력(c) ζ_c	흙의 무게(r) ζ_r
형상 계수 (s)	$1+0.1K_p\frac{B}{L}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$	$1+0.2K_p\frac{B}{L}$	$1+0.1K_p\frac{B}{L}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$
근입 깊이 계수 (d)	$1+0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$	$1+0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$1+0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$
하중 경사 계수 (i)	$\left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1-\frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$

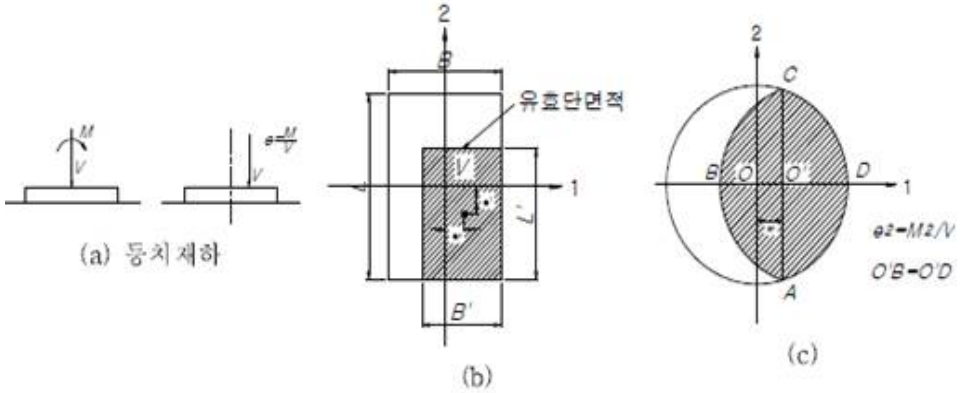


<그림 3.48> 편심하중을 받는 기초

<그림 3.48>와 같이 기초에 편심하중이 작용하는 경우는 편심 $e = M/V$의 방향을 향해 기초가 기울며 그 저면에 작용하는 접지압의 분포는 기울어진 측의 단부 a에서 최대가 되며, 반대측의 단부 b를 향해 직선적으로 감소한다. 다만 기초지반이 전단파괴를 일으키는 극한하중에서 기초저면에 작용하는 접지압의 분포는 근사적으로 직선상이고, 이때의 지지력이 편심하중을 받는 폭 B의 기초에 작용하는 접지압의 분포가 저감폭 B'에서 중심하중을 받는 기초에 작용하는 것과 같다고 가정하여 계산한다. 또한, 편심 e를 갖는 하중 Q를 받는 폭 B', 근입깊이 D_f의 얕은 수평연속기초에 대한 유효 접지폭은 $B' = B - 2e$이다. 따라서 기초의 지지력은 기초폭 B 대신 편심에 따라 저감된 폭 B'를 이용하여 계산한다.

식 3.82은 변장 $L \times B$ 인 <그림 3.43>의 직사각형 및 원형기초에 응용할 수 있다. 직사각형 기초의 경우 하중 Q는 기초와 직교하는 2개의 축대칭에 대해 편심거리 e_1, e_2인 이중편심으로서 이 때 극한지지력을 구하기 위한 유효폭(B')과 길이(L')는 다음과 같다.

$$L' = L - 2e_1 \quad B' = B - 2e_2 \tag{3.82}$$



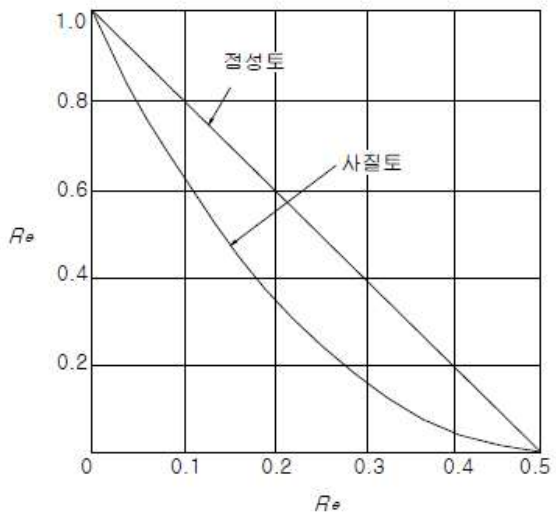
<그림 3.49> 편심하중이 작용하는 기초

실제로 점성토에 대하여는 이 관계가 성립하나 사질토인 경우는 <그림 3.50>과 같이 포물선적으로 감소하고 실용적인 계산에서는 기층의 중심에 하중이 작용한 것으로 지지력을 구한 다음 감소계수 R_e를 곱하여 준다.

$$q_{ult}{}' = q_{ult} \times R_e \qquad (3.83)$$

여기서, $R_e = 1 - \dfrac{2e}{B}$ (점성토일 때)

$$R_e = 1 - (\frac{e}{B})^{1/2} \quad (\text{사질토일 때 : } 0 < \frac{e}{B} < 0.3)$$



<그림 3.50> 편심하중에 의한 지지력 감소(Meyerhof)

2.3 Hansen과 Vesic의 지지력 이론

Hansen(1970)과 Vesic(1973, 1975)은 Meyerhof(1951)의 이론을 확장하여 일반적인 다음과 같은 지지력공식을 제안하였다.

$$q_{ult} = cN_c\zeta_{cs}\zeta_{cd}\zeta_{ci}\zeta_{cg}\zeta_{ct} + 0.5rBN_r\zeta_{rs}\zeta_{rd}\zeta_{ri}\zeta_{rg}\zeta_{rt} + qN_q\zeta_{qs}\zeta_{qd}\zeta_{qi}\zeta_{qg}\zeta_{qt} \qquad (3.84)$$

여기서, $N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\frac{\phi}{2})$

$N_c = (N_q-1)\cot\phi$

$N_\gamma = 1.5(N_q-1)\tan\phi$ (Hansen)

$= 2(N_q+1)\tan\phi$ (Vesic)

$\zeta_{cs}, \zeta_{rs}, \zeta_{qs}$: 형상계수 $\zeta_{cd}, \zeta_{rd}, \zeta_{qd}$: 심도계수

$\zeta_{ci}, \zeta_{ri}, \zeta_{qi}$: 하중경사계수 $\zeta_{cg}, \zeta_{rg}, \zeta_{qg}$: 지반경사계수

$\zeta_{ct}, \zeta_{rt}, \zeta_{qt}$: 기초저판 경사계수

c : 흙의 점착력

q : 기초 근입심도에서의 상재하중

r : 흙의 단위중량 B : 기초의 폭

ϕ : 흙의 내부마찰각

식 3.84의 지지력 공식에 적용하는 Hansen과 Vesic의 수정계수는 <표 3.43 ~ 3.44>와 같고, $\phi = 0$일 때는 식 3.85으로 구한다.

$$q_u = 5.14S_u(1+\zeta_{cs}+\zeta_{cd}-\zeta_{cg}-\zeta_{ci}) + q \qquad (3.85)$$

여기서, S_u : 비배수 전단강도

<표 3.43> Hansen의 수정계수

	상재하중(q) ζ_q	흙의 점착력(c) ζ_c	흙의 무게(r) ζ_r
형상계수 (s)	$1+\frac{B'}{L'}\sin\phi$	$1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'}\ \phi\neq 0$ $1+0.2\frac{B'}{L'}\ \phi=0$	$1+0.4\frac{B'}{L'}\geq 0.6$
심도계수 (d)	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2k$ $D/b\leq 1$ $k=D/B$ $D/B>1$ $k=\tan^{-1}(D/B)$	$0.4k\ \phi=0$ $1+0.4k\ \phi>0$	1
하중경사계수 (i)	$\left[1-\frac{0.5H}{V+A_f c_a\cot\phi}\right]^{\alpha_1}$ $2\leq\alpha_1\leq 5$	$\phi=0$ $0.5+0.5\sqrt{1-\frac{H}{A_f c_a}}$ $\phi>0\quad \zeta_{qi}-\frac{1-\zeta_{qi}}{N_q-1}$	$\left[1-\frac{0.7H}{V+A_f c_a\cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $2\leq\alpha_2\leq 5$
지반경사계수 (g)	$(1-0.5\tan\omega)^2$	$1-\left(\frac{2\omega}{\pi+2}\right)\phi=0$ $\zeta_{qg}-\frac{1-\zeta_{qg}}{N_c\tan\phi}\ \phi>0$	$(1-0.5\tan\omega)^2$
기초저판 경사계수 (t)	$e^{(-2\alpha\tan\phi)}$	$\frac{\alpha^\circ}{147^\circ}\ \phi=0$ $1-\frac{\alpha^\circ}{147^\circ}\ \phi>0$	$e^{(-2.7\alpha\tan\phi)}$

여기서, B' : 기초의 유효폭　　L': 기초의 유효길이

D : 기초의 근입깊이　　A_f : 기초의 유효 단면적

V : 수직하중　　H : 수평하중

ϕ : 흙의 내부마찰각　　c_a : 기초저판과 지반 사이의 부착력

α : 기초저판 경사각　　ω : 지반경사각

<표 3.44> Vesic의 수정계수

	상재하중(q) ζ_q	흙의 점착력(c) ζ_c	흙의 무게(r) ζ_r
형상계수 (s)	$1+\frac{B'}{L'}\tan\phi$	$1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'}$	$1+0.4\frac{B'}{L'}\geq 0.6$
심도계수 (d)	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2 k$ $D/b\leq 1$ $k=D/B$ $D/B>1$ $k=\tan^{-1}(D/B)$	$0.4k\,\phi=0$ $1+0.4k\,\phi>0$	1
하중경사 계 수 (i)	$\left[1-\frac{H}{V+A_f c_a\cot\phi}\right]^m$ $2\leq\alpha_1\leq 5$	$\phi=0$ $1-\frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $\phi>0$ $\zeta_{qi}-\frac{1-\zeta_{qi}}{N_q-1}$	$\left[1-\frac{H}{V+A_f c_a\cot\phi}\right]^{m+1}$ $2\leq\alpha_2\leq 5$
지반경사 계 수 (g)	$(1-\tan\omega)^2$	$1-\left(\frac{2\omega}{\pi+2}\right)\phi=0$ $\zeta_{qg}-\frac{1-\zeta_{qg}}{N_c\tan\phi}\ \phi>0$	$(1-\tan\omega)^2$
기초저판 경사계수 (t)	$(1-\alpha\tan\phi)^2$	$1-\left(\frac{2\omega}{\pi+2}\right)\phi=0$ $\zeta_{qg}-\frac{1-\zeta_{qg}}{N_c\tan\phi}\ \phi>0$	$(1-\alpha\tan\phi)^2$

여기서, B' : 기초의 유효폭　　L': 기초의 유효길이

D : 기초의 근입깊이　　A_f : 기초의 유효 단면적

V : 수직하중　　H : 수평하중

ϕ : 흙의 내부마찰각　　c_a : 기초저판과 지반 사이의 부착력

α : 기초저판 경사각　　ω : 지반경사각

$m=\frac{2+B/L}{1+B/L}$: 하중이 기초의 폭방향으로 기울어진 경우

$m=\frac{2+L/B}{1+L/B}$: 하중이 기초의 길이방향으로 기울어진 경우

2.4 재하시험 데이터베이스 구축

얕은기초의 하중저항계수설계법을 위한 데이터베이스를 구축하기 위해서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 평판재하시험 자료와 극한지지력 예측에 필요한 얕은기초의 제원과 지반특성 등의 자료수집이 요구되며, 데이터베이스 구성항목은 다음과 같다.

- 평판재하시험 제원 : 재하판폭, 직경
- 얕은기초 제원 : 근입깊이, 기초폭
- 지반특성 : 단위중량, 내부마찰각, 점착력

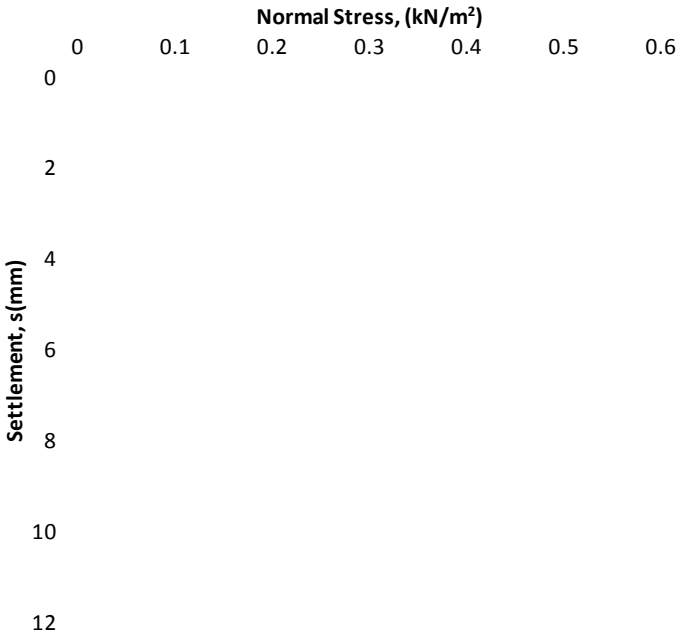
본 연구에서는 데이터베이스 구축을 위하여 국내 풍화토지반에 대한 시험/시공 결과 보고서 및 학술논문으로부터 얕은기초의 평판재하시험 자료를 수집하였다. 최초 토사지반에 대한 재하시험자료를 465여종 수집하였고, 이중 아래와 같은 조건에 따라 데이터를 선별 하였다.

(1) 지반물성치 (c=15.0～25.0kPa, ϕ=30～40°) 범위 내 풍화토 지반
(2) 하중(P)-침하(S)곡선이 불분명하여 평가법을 이용한 극한지지력을 예측할 수 없는 경우 제외(그림 3.51)
(2) 위 조건에 부합된 데이터 중 극한지지력 값의 표준편차가 $\pm 2\sigma$ 범위내에 존재하지 않는 데이터 제외

수집 데이터 중에서 풍화토를 제외한 기타 지반에 대한 자료는 본 연구에서 제외하였고, <그림 3.51>과 같이 하중 침하 곡선이 불분명하여 4가지 극한지지력 평가법을 적용할 수 없는 데이터에 대해서는 유효하지 않은 것으로 판단하여 제외하였다. 또한 앞선 조건을 만족한 경우, 각 극한지지력을 산정하여 전체 평균에 대한 표준편차 2σ범위 내 데이터만 활용하여 데이터를 선정하였고, 그 결과 총 112개의 평판재하시험 데이터를 수집하였고 이중 권역별로 대표 위치에 대한 현황을 <표 3.45>～<표 3.46>에 나타내었다.

<표 3.45> 각 권역별 데이터 수집 현황

구분	강원권	서울권	경기권	경북권
자료 수	35	45	27	15



<그림 3.51> 극한지지력 미확인 사례

<표 3.46> 각 권역 데이터 수집현황 상세

No	조사 지역	지반	기초폭 (m)	길이 (m)	재하판 크기 (cm)	c(Kpa)	ϕ	단위중량 (KN/m^3)
1	강원	풍화토	1.2	3.0	45	18.53	35	18.52
2	강원	풍화토	2.5	2.5	30	22.65	33.9	18.59
3	강원	풍화토	4.2	4.2	45	20.5	33	23.56
4	서울	풍화토	1.5	1.5	30	21.75	35.63	18.61
5	서울	풍화토	1.5	3.7	45	17	40	18.7
6	서울	풍화토	2.4	2.4	30	18	34	22
7	경기	풍화토	2.2	3.2	30	19	37.1	15.28
8	경기	풍화토	2.0	5.0	30	19	37.1	15.83
9	경기	풍화토	2.8	2.8	45	19.8	35	18.73
10	경북	풍화토	2.0	2.0	30	23.43	36	16.7
11	경북	풍화토	1.8	3.6	30	18	32	22
12	경북	풍화토	4.5	4.5	30	18	32	22

2.5 평판재하시험에 의한 극한지지력 평가

가. 극한지지력 평가법

(1) 적용사례

북미지역의 대표적인 한계상태설계기준인 AASHTO(2010) 시방서의 얕은기초의 저항계수 보정에 근간이 되고 있는 Report 651(Paikowsky et al.,2010)에서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 방법으로 정재하시험 데이터를 이용하였다.

얕은기초에서는 최소 경사 분석법(Vesic, 1963), 0.1B 침하량 분석법, 대수하중(logP)-대수침하(logS) 분석법(DeBeer, 1970), 이중 경사 분석법 등이 고려되었으며, 극한지지력을 평가하기에 간편성과 다용성 (versatility)을 갖춘 최소 경사 분석법(minimum slope failure criterion)을 적용하였다.

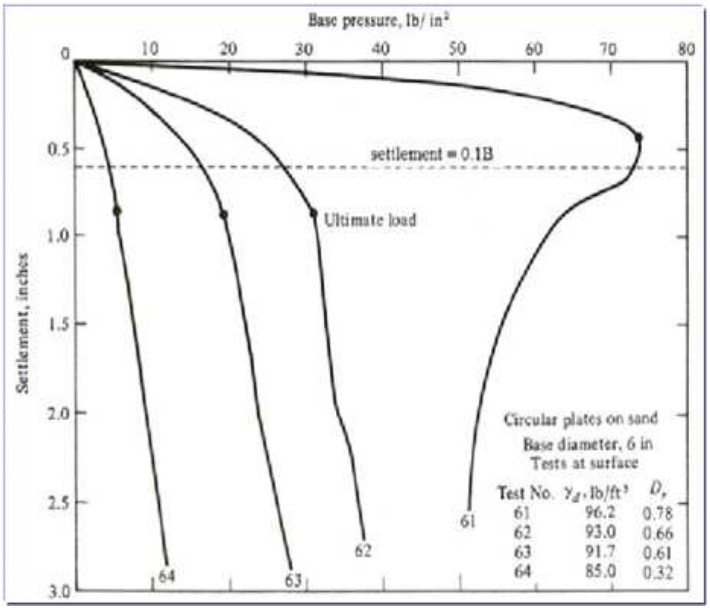
(2) 극한지지력 산정방법

본 연구에서는 얕은기초 설계를 위해 수행되는 재하시험 및 지반조사 결과를 수집하였고, SPT/CPT 등과 같은 지반조사 시험 결과에 따른 지반정수의 추정등에 대한 불확실성을 피하기 위하여 평판재하시험 결과를 이용한 지반의 극한지지력 산정방법을 사용하였다. 현재 대부분의 재하시험은 극한하중단계까지 수행되지 않고, 설계하중의 2배에 이르는 하중단계까지 재하하고 있어, 재하시험을 통해 극한지지력을 결정하는데 어려움이 있다. 따라서, 재하시험 결과를 이용한 극한지지력을 산정하기 위하여 NCHRP 651 (Paikowsky 등, 2010) 및 Vesic(1963) 등이 제안하는 극한지지력 산정방법 Minimum-slope법(Vesic, 1963), log-log법(De Beer, 1967), Two-slope법(NAVFAC, 1986), 0.1B법(Vesic, 1975)을 적용하였다.

또한 최종적인 실측 극한지지력 산정을 위하여 비선형 회귀 분석(한용배, 2013)을 통하여 그 결과를 비교함으로써 가장 유사한 극한지지력 선정법을 선택하여 저항편향계수 산정에 적용하도록 하였다.

(가) 0.1B 법

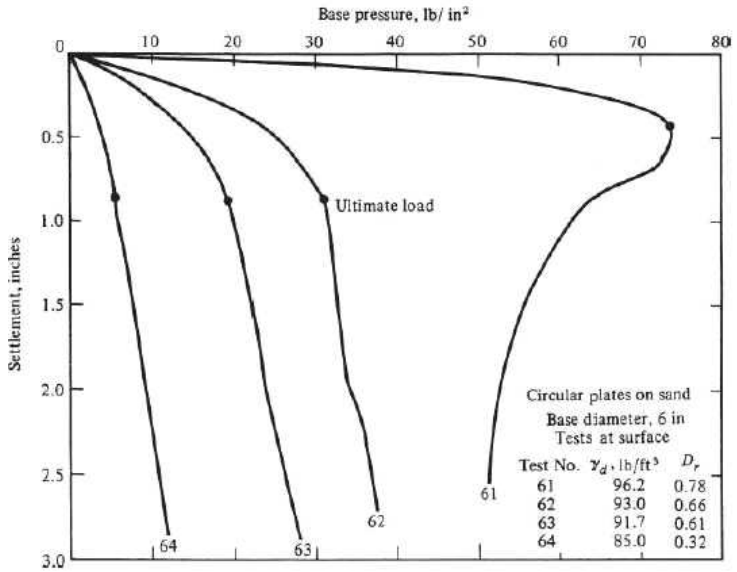
<그림 3.52>과 같이 재하시험의 하중-침하 곡선에서 기초폭의 10%만큼 침하되었을 때에 대응하는 하중을 항복지지력으로 판정하고, 항복 지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정하는 방법이다.



<그림 3.52> 0.1B 방법

(나) Minimum - Slope 법

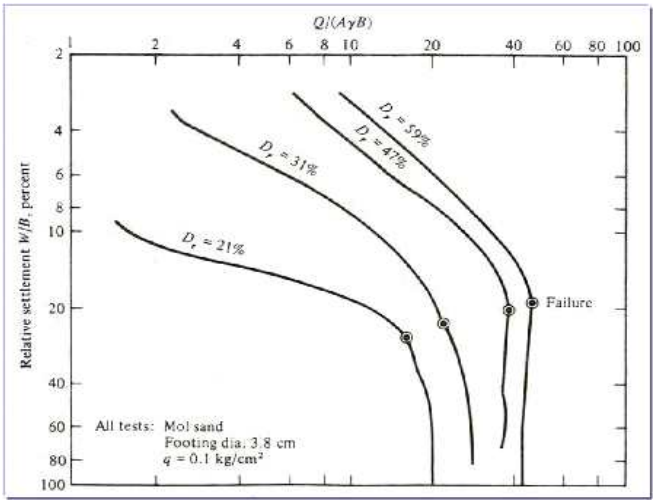
최소 경사 분석법은 하중(Q)을 기초의 면적(A)과 기초의 폭(B), 기초지반의 단위중량(γ_d)으로 나눈 값과 침하량을 기초의 폭으로 나눈 값(w/B)을 양대수지에 도시하고, 곡선이 침하량 축과 수평이되기 시작할 때의 하중을 극한하중으로 판정하는 방법이다. 하중-침하 곡선의 기울기가 처음 0이 되는점 또는 기울기의 변화가 없는 시점의 최소값에 대한 하중을 항복하중으로 정의하고 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 판단하는 방법이다.



<그림 3.53> Minimum - Slope 방법

(다) LogP - LogS 법

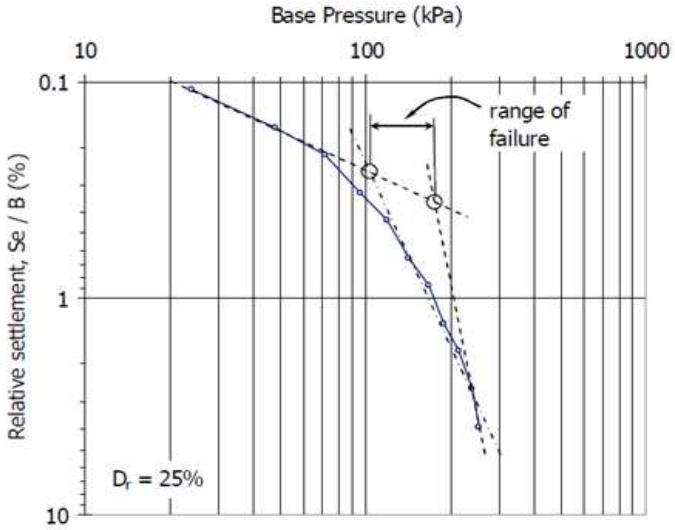
평판재하시험으로부터 얻어지는 하중(P)-침하(S) 데이터를 양대수 눈금 축에 표시하고, 각점을 연결하여 얻어지는 선의 변곡점의 하중을 항복지지력으로 판정하고, 항복지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정하였다.(그림 3.54)



<그림 3.54> LogP - LogS 방법

(라) Two - Slope 법

하중-침하 곡선에서 점근선이 교차하는 점을 파괴점으로 정의하는 것으로 이 방법을 사용하는 경우 파괴하중의 범위를 해석할 수 있으며, 파괴구간의 평균값을 극한지지력으로 산정하는 방법이다.



<그림 3.55> Two Slope 방법

나. 실측 극한지지력 평가

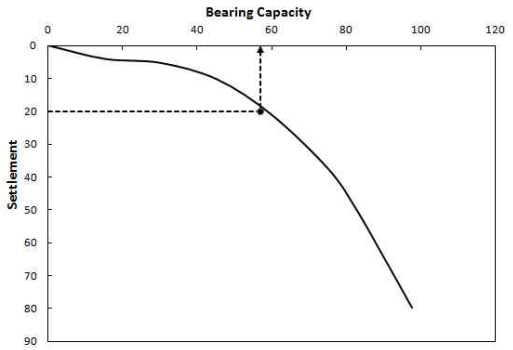
네 가지 방법 Minimum-slope법(Vesic, 1963), log-log법(De Beer, 1967), Two-slope법(NAVFAC, 1986), 0.1B법(Vesic, 1975)을 적용하여 각 방법에 대한 극한지지력을 산정하여 <표 3.47>과 같이 앞서 나타낸 권역별로 세 개씩 그 결과를 나타내었다.

총 112개의 데이터에 대하여 각 방법별 극한지지력을 분석한 결과, 각 개소마다 유사한 값을 나타낸 반면, 일부 지역에서는 방법에 따라 상당한 차이를 보이기도 하였으며, 전반적으로 0.1B방법과 최소경사법으로 평가한 값이 큰 지지력을 나타내는 경향을 보이고 있다.

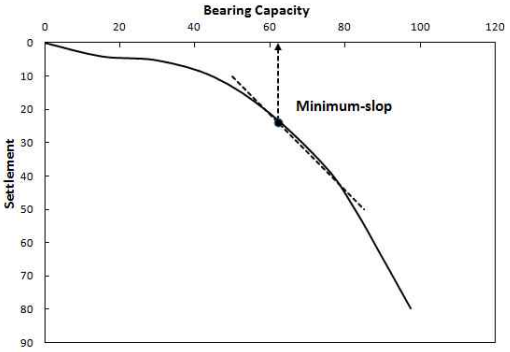
각 극한지지력 평가법에 따른 지지력 산정 그래프 예를 <그림 3.56~3.59>에 나타내었다.

<표 3.47> 재하시험에 의한 극한지지력

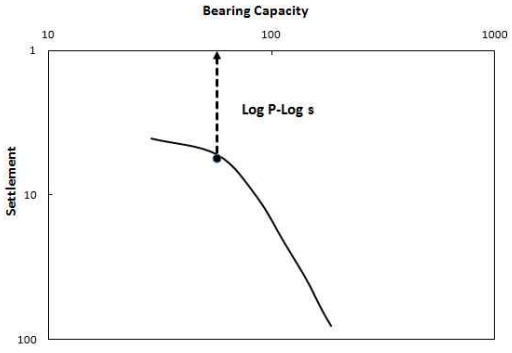
No	0.1B	Minimum-slope	logP-logS	two-slope
1	85.384	93.205	85.458	94.894
2	242.715	305.771	205.836	453.441
3	529.657	471.504	228.834	203.949
4	121.406	182.600	98.067	98.067
5	231.535	264.289	289.415	272.597
6	480.035	462.776	229.890	257.941
7	135.258	130.958	103.349	92.982
8	478.172	556.626	443.119	559.140
9	782.566	675.980	370.986	351.380
10	365.004	480.428	277.026	472.629
11	522.596	500.728	191.214	240.725
12	941.697	956.051	776.627	687.161



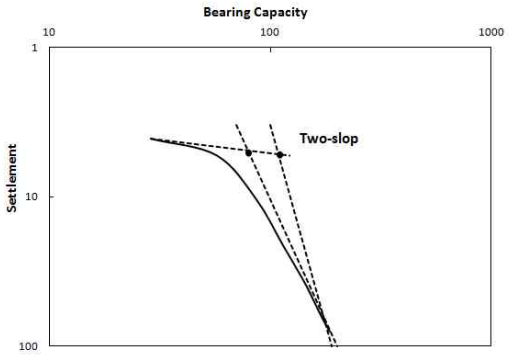
<그림 3.56> 극한지지력 평가(0.1B 법)



<그림 3.57> 극한지지력 평가(Minimum slope 법)



<그림 3.58> 극한지지력 평가(LogP-LogS 법)

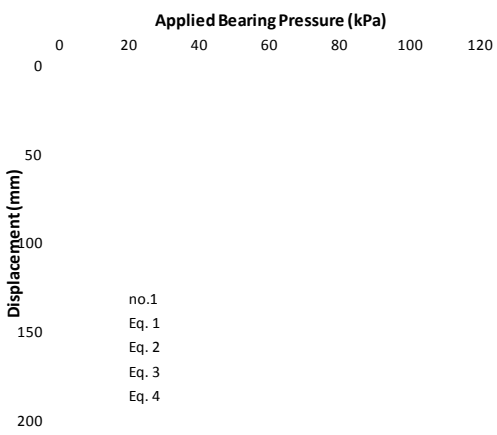


<그림 3.59> 극한지지력 평가(Two-slope 법)

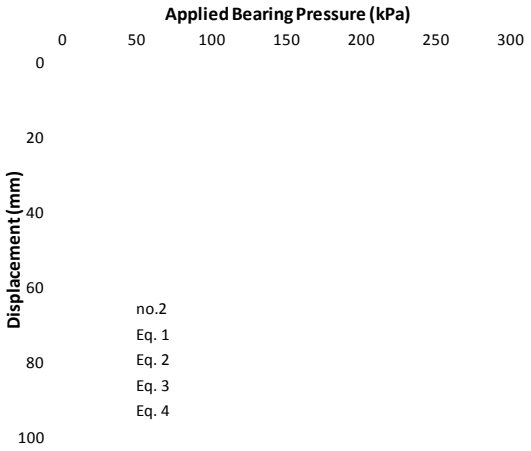
(1) 극한지지력 평가법 비교

앞서 설명한 비선형 회귀분석을 통하여 수집된 112개의 데이터를 활용하여 극한지지력을 산정하고, 이를 바탕으로 극한지지력 평가별 결과와 비교하여 가장 유사한 경향을 보이는 평가 방법을 찾고자 하였다.

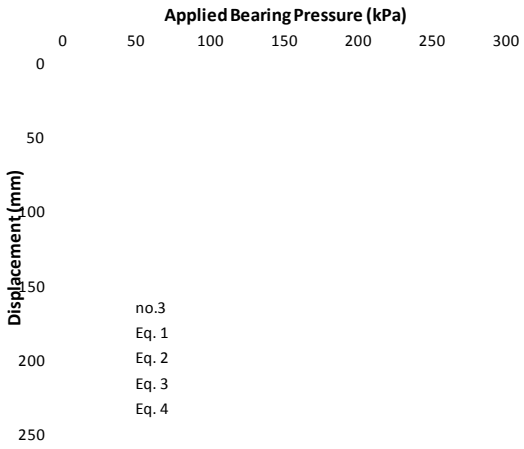
<그림 3.60~3.71>은 극한지지력 평가법 선정을 위한 비선형 회귀분석 결과를 각 개소별로 그래프로 나타낸 것이다.



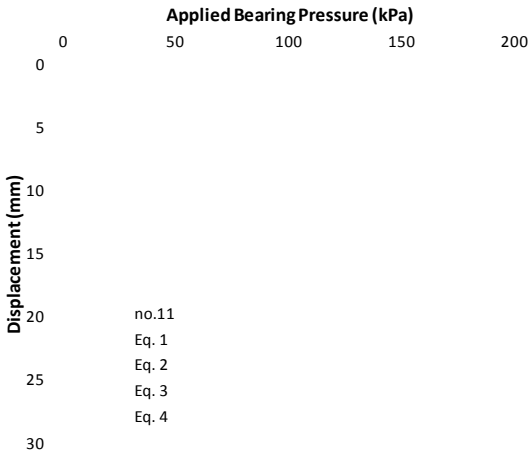
<그림 3.60> 비선형 회귀분석 (No.1)



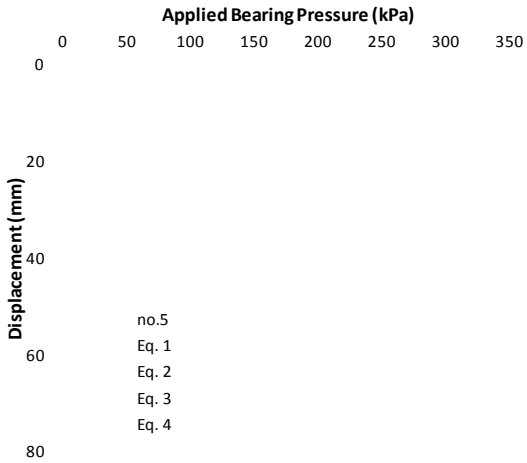
<그림 3.61> 비선형 회귀분석 (No.2)



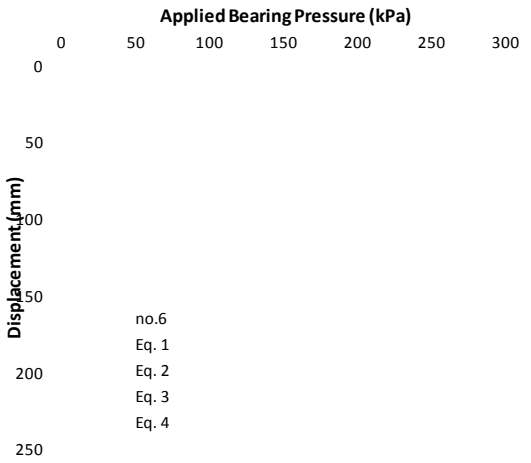
<그림 3.62> 비선형 회귀분석 (No.3)



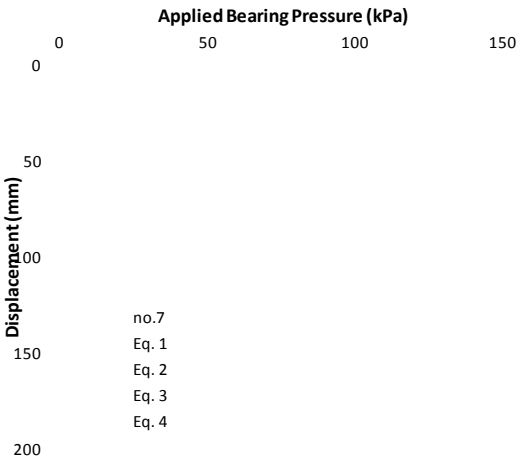
<그림 3.63> 비선형 회귀분석 (No.4)



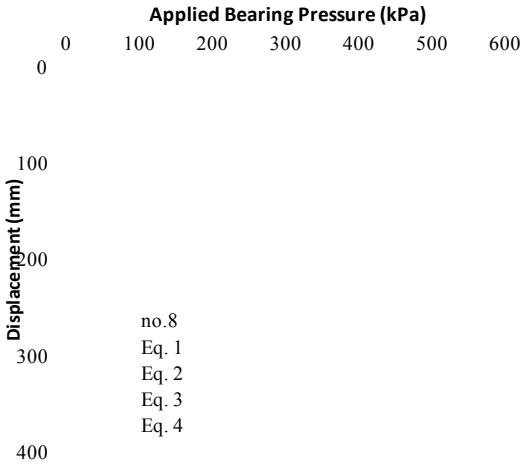
<그림 3.64> 비선형 회귀분석 (No.5)



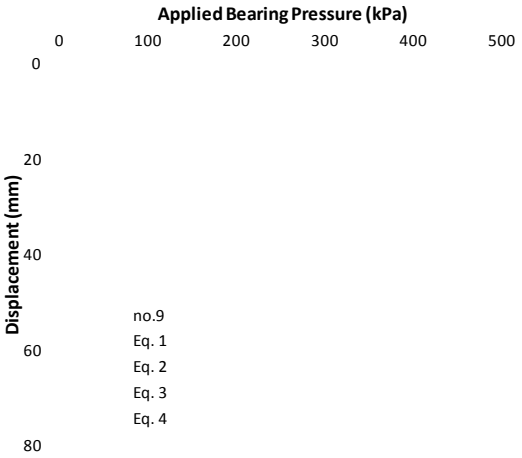
<그림 3.65> 비선형 회귀분석 (No.6)



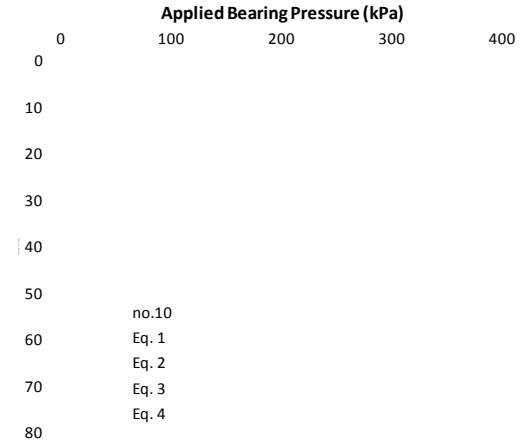
<그림 3.66> 비선형 회귀분석 (No.7)



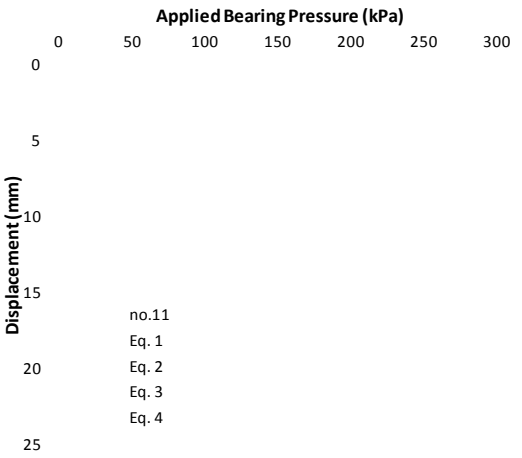
<그림 3.67> 비선형 회귀분석 (No.8)



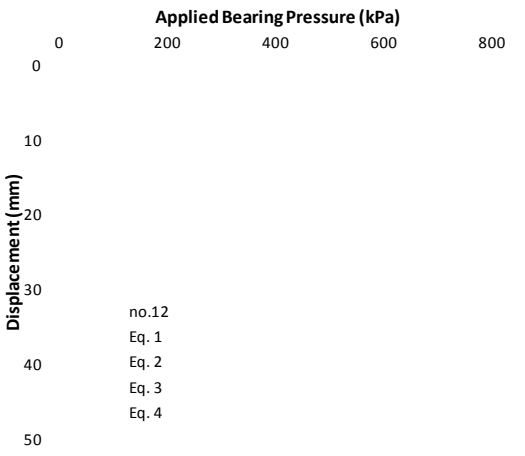
<그림 3.68> 비선형 회귀분석 (No.9)



<그림 3.69> 비선형 회귀분석 (No.10)



<그림 3.70> 비선형 회귀분석 (No.11)



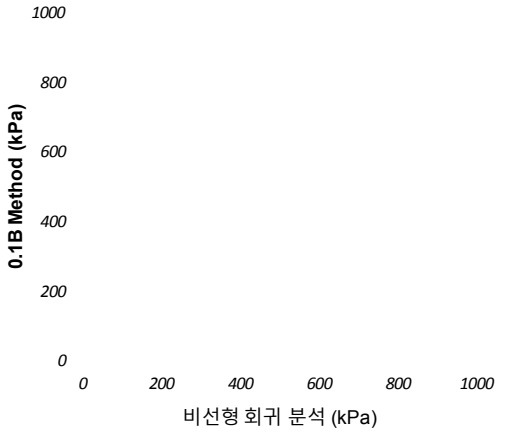
<그림 3.71> 비선형 회귀분석 (No.12)

<표 3.48>은 앞서 제시된 12개소에 대하여 비선형 회귀분석을 수행하고 그 결과를 표로 나타낸 것이다. 보는 바와 같이 각 위치별로 평판재하시험 결과 데이터에 가장 부합되는 회귀 방정식과 그에 따른 극한지지력이 나타나 있다.

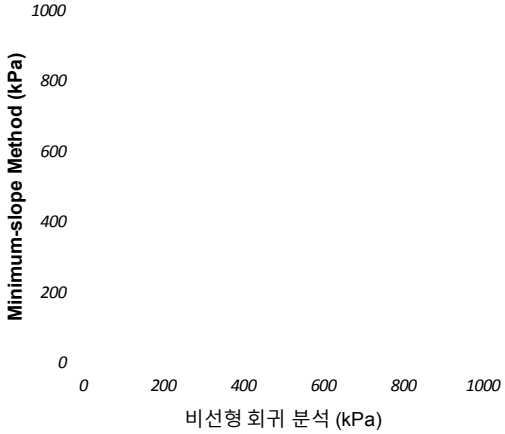
<표 3.48> 회귀분석에 의한 극한지지력 평가(수정)

No.	0.1B	Minimum-slope	logP-logS	two-slope	비선형 회귀분석
1	85.384	93.205	85.458	94.894	92.207 (Eq.2)
2	242.715	305.771	205.836	453.441	252.72 (Eq.3)
3	529.657	471.504	228.834	203.949	273.64 (Eq.2)
4	121.406	182.600	98.067	98.067	102.33 (Eq.2)
5	231.535	264.289	289.415	272.597	276.84 (Eq.3)
6	480.035	462.776	229.890	257.941	241.67 (Eq.2)
7	135.258	130.958	103.349	92.982	111.25 (Eq.4)
8	478.172	556.626	443.119	559.140	476.35 (Eq.2)
9	782.566	675.980	370.986	351.380	401.63 (Eq.4)
10	365.004	480.428	277.026	472.629	295.32 (Eq.2)
11	522.596	500.728	191.214	240.725	201.62 (Eq.3)
12	941.697	956.051	776.627	687.161	750.16 (Eq.1)

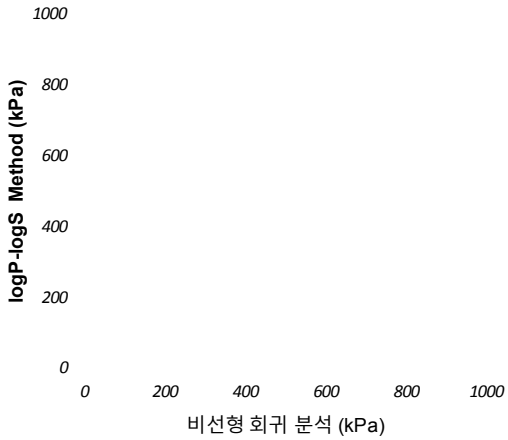
수집 자료에 대한 회귀분석을 완료하고, 그 결과를 앞서 수행한 4가지 극한지지력 평가법 결과와 비교해 본 결과 비선형 회귀분석으로 얻어진 극한지지력 값을 <그림 3.72>~<그림 3.75>에 도시하였다. 그결과 LogP-LogS 방법으로 평가된 극한지지력과 선형회귄법의 결과는 가장 유사한 경향을 보였다. 따라서 본 연구에서는 풍화토 지반 얕은기초의 저항편향계수 및 신뢰성 분석을 수행함에 있어 해당 결과 값을 대표 극한지지력으로 결정하였다.



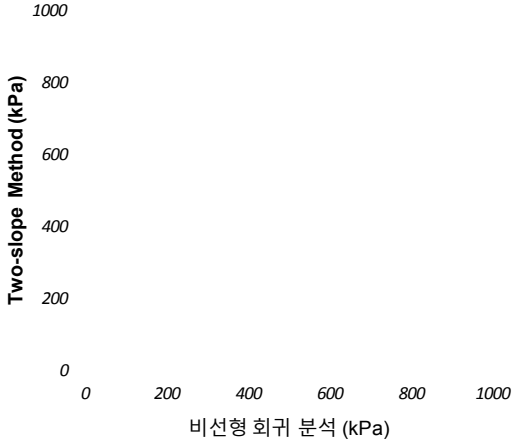
<그림 3.72> 회귀분석 결과 비교
(0.1B 법)



<그림 3.73> 회귀분석 결과 비교
(Minimum slope 법)



<그림 3.74> 회귀분석 결과 비교
(LogP-LogS 법)



<그림 3.75> 회귀분석 결과 비교
(Two-slope 법)

다. 이론식에 의한 극한지지력 예측

저항편향계수 산정을 위하여 얕은기초의 설계 극한지지력을 산정하고자 기존의 문헌에서 제안하고 있는 Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic 방법을 적용하였다. 기초에 적용된 기초제원과 지반조건은 재하시험 시 조건과 동일하게 적용하였고, 불확실성을 최소화하기 위하여 관련 변수값이 부족한 자료는 포함하지 않았다. 예측된 극한지지력을 정리한 결과 Meyerhof의 평균 극한지지력값이 가장 큰 값으로 예측되었고, Hansen의 이론식에 의해 산정된 극한지지력값이 가장 보수적으로 평가되었다. 이는 각 이론식에서 고려하고 있는 변수에 따라서 현장 지반 조건 및 기초 특성이 다르게 고려되었기 때문이고, Meryerhof식의 경우 기초 특성 및 근입깊이가

고려되면서 전반적으로 극한지지력이 크게 산정되었으며, 그 외의 식들은 거의 유사한 경향을 보이고 있으나 그 중 Hansen 식이 가장 작게 나타났고 그 결과는 <표 3.49>와 같이 정리하였다.

<표 3.49> 이론식에 의해 예측된 극한지지력

제안식	극한지지력(kPa)				
	최소값	최대값	평균	표준편차	변동계수
Terzaghi	30.55	416.82	228.44	132.93	0.58
Meyerhof	60.33	811.30	340.54	176.60	0.52
Hansen	25.62	413.18	204.00	136.83	0.67
Vesic	36.57	423.09	229.87	132.35	0.57

2.6 저항편향계수의 통계 특성

가. 지지력 이론식-극한지지력 판정법별 저항편향계수 경향 분석

지지력 이론식별 저항편향계수(λ_R)는 λ_R = 1.042~1.702 COV_R = 0.379~0.501로 산정되었으며, 전체자료에 대한 저항편향계수와 변동계수의 평균은 각각 λ_R=1.255, COV_R =0.418로 실제 극한지지력을 다소 작게 평가되고 있으나, 전반적으로 유사한 경향이 있는 것으로 나타났다. 자세한 결과는 <표 3.50>과 <표 3.51>에 정리하였다.

<표 3.50> 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균

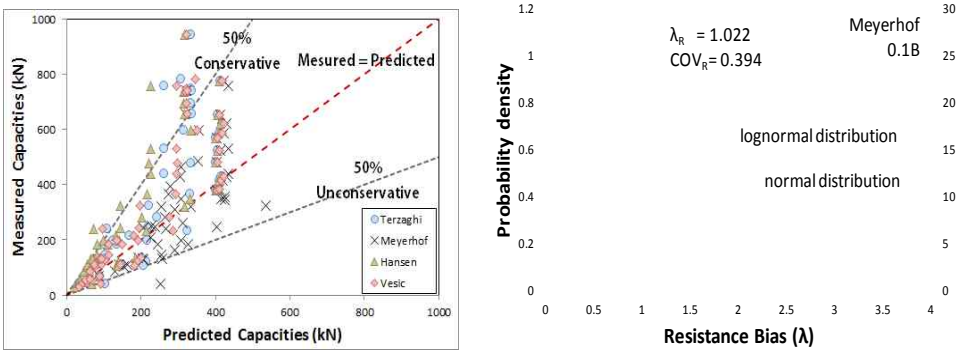
	저항편향계수의 평균			
	0.1B	Two Slope	Minimum Slope	LogP LogS
Terzaghi	1.384	1.073	1.398	1.087
Meyerhof	1.022	1.212	1.076	1.068
Hansen	1.548	1.315	1.702	1.312
Vesic	1.342	1.089	1.402	1.042

<표 3.51> 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균

변동계수 / 연구자	저항편향계수의 변동계수			
	0.1B	Two Slope	Minimum Slope	LogP LogS
Terzaghi	0.386	0.427	0.384	0.424
Meyerhof	0.394	0.424	0.401	0.418
Hansen	0.379	0.501	0.391	0.472
Vesic	0.405	0.449	0.395	0.421

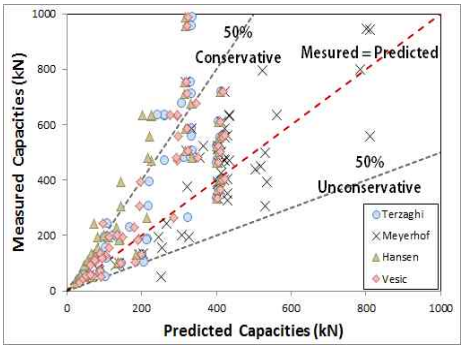
모든 경우에 실측지지력에 대한 예측지지력이 과소평가되는 경향을 보였으며, 각 방법에 따라 결정된 실측 및 예측 지지력의 관계를 <그림 3.76>~<그림 3.79>과 같이 나타내었다.

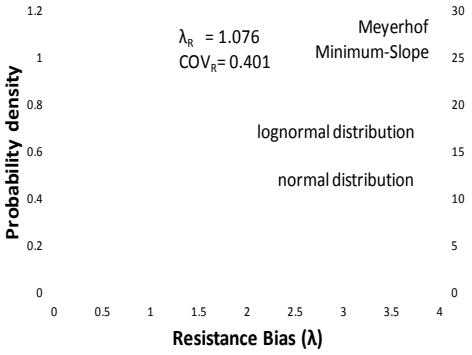
0.1B 방법의 경우, Meyerhof 방법을 적용하였을 때 저항계수는 1.022, COV는 0.394로 나타나 0.1B 방법을 적용하는 경우 불확실성이 낮은 것으로 나타났다(그림 3.76). Minimum-slope 방법의 경우, 0.1B방법을 적용하였을 경우와 마찬가지로 Meyerhof 방법을 적용하였을 때, 저항계수가 1.076, COV는 0.401로서 불확실성이 가장 낮은 것으로 나타났다(그림 3.77). Two-slope 방법의 경우, Terzaghi 방법을 적용하였을 때 저항계수는 1.073, COV는 0.427로 나타나 불확실성이 가장 낮은 것으로 나타났다(그림 3.78).



(a) 0.1B 방법 (b) 0.1B-저항특성

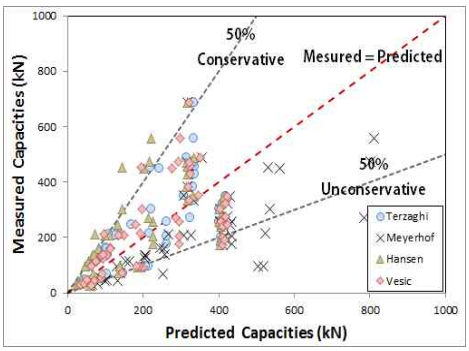
<그림 3.76> 저항편향계수 산정(0.1B 방법)

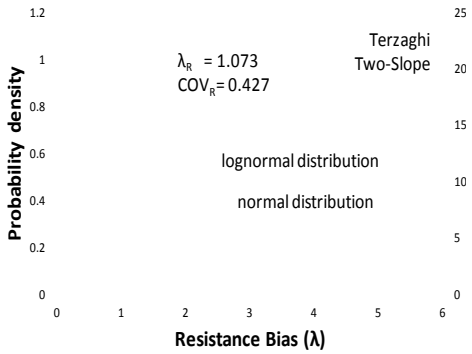




(a) Minimum slope (b) Minimum slope-저항특성

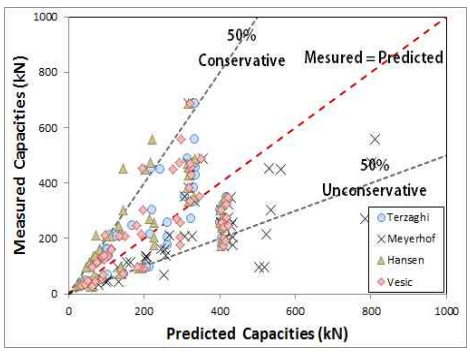
<그림 3.77> 저항편향계수 산정(Minimum slope 방법)

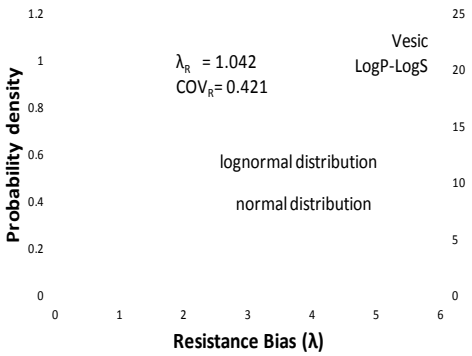




(a) two-slope (b) two-slope 저항특성

<그림 3.78> 저항편향계수 산정(Two-slope 방법)





(a) logP-logS (b) logP-logS 저항특성

<그림 3.79> 저항편향계수 산정(LogP-LogS 방법)

LogP-LogS 방법의 경우에서는 Vesic 방법을 적용하였을 때 저항계수는 1.042,

COV는 0.421로 나타나 불확실성이 가장 낮은 것으로 나타났다.(그림 3.79)

전반적으로 볼때, 재하시험에 의한 극한지지력을 산정하고 이론식과 비교하여 저항편향을 살펴보면 Vesic 방법과 Meyerhof 방법을 적용하여 설계지지력을 산정하였을때 불확실성이 가장 낮게 평가됨을 알 수 있다.

나. 풍화토 지반 얕은기초의 대표 저항편향계수 산정

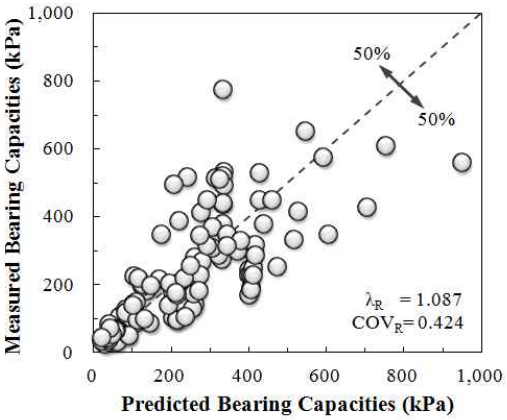
앞서 결정된 logP-logS 방법에 따른 제안식별 저항편향계수는 <표 3.52>와 같이 λ_R=0.39~3.64, COV_R= 0.418~0.472로 분석되었으며, 모든 현장에 대한 저항편향계수는 1.0보다 크게 산정되어 예측된 극한지지력은 실측 극한지지력을 과소평가하는 경향이 있다. 국내 풍화토 지반 얕은기초에 대한 저항편향계수는 이에 대한 평균값인 λ_R=1.13, COV_R= 0.43으로 산정하였다.

<표 3.52> LogP-LogS 방법에 대한 극한지지력 이론식별 저항편향계수

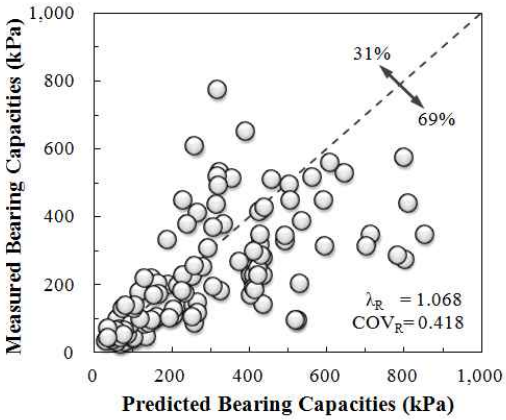
극한지지력 이론식	저항편향계수 범위	평균	변동계수
Terzaghi	0.43~2.40	1.087	0.424
Meyerhof	0.39~2.44	1.068	0.418
Hansen	0.42~3.64	1.312	0.472
Vesic	0.42~2.41	1.042	0.421

위 결과를 바탕으로 각 데이터의 분포 특성을 살펴본 결과, Terzaghi와 Vesic의 이론식은 <그림 3.80>와 같이 측정지지력과 예측지지력이 1:1로 대응되는 선을 중심으로 분포하며, 저항편향계수의 평균값이 1.087과 1.042로 비교적 실제 극한지지력에 근접하게 예측하는 이론식으로 평가된다. 반면, Meyerhof의 이론식은 저항편향계수가 1.068로 거의 1에 가깝게 평가되었으나 극한지지력이 대응선의 아래로 85%의 자료가 편향되어 분포하면서 전반적으로 과소평가 영역에 분포하고 있다. Hansen의 이론식은 극한지지력이 대응선 위로 65%의 자료가 편향되어 분포하고

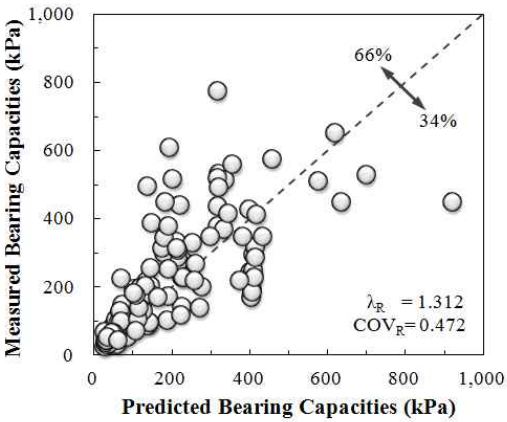
있다. 모두 저항편향계수의 평균값이 1.042~1.312로 실제 극한지지력을 과소 평가하는 것으로 나타났고, 저항편향계수의 변동계수는 대부분 유사한 경향을 보였다.



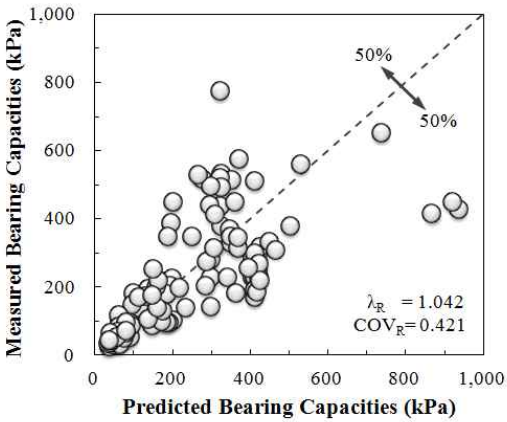
<그림 3.80> 이론식별 저항편향 분포(Terzaghi)



<그림 3.81> 이론식별 저항편향 분포(Meyerhof)



<그림 3.82> 이론식별 저항편향 분포(Hansen)



<그림 3.83> 이론식별 저항편향 분포(Vesic)

다. 저항편향계수의 확률분포

재하시험에 따른 극한지지력의 확률분포 적합성을 검토하기 위하여 Chi- square test (Snedecor and Cochran, 1989)를 이용하여, 검정통계량(test statistic)이 유의수준 5%에 대한 한계값(critical value)을 만족하는지를 판단하였다.

(1) Chi-Square test

Chi-Square test는 재하시험 결과 자료를 k개의 구간으로 나누었을 때, 각 구간

마다에서 자료의 개수(frequency)를 n_i라고 하고 가정된 확률분포에서 얻은 각 구간별 재하시험 자료의 개수를 e_i라 하면, 식 3.88가 만족될 때 정규분포 및 로그정규분포는 유의수준 α에서 유용한 확률분포라고 판단하는 검정방법이다.

$$\sum_{i=1}^{k} \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} < C_{1-\alpha} \tag{3.88}$$

여기서, 좌변의 값은 검정통계량이며, $C_{1-\alpha}$는 확률분포함수의 값이 $1-\alpha$일 때의 자유도가 f인 Chi-square 분포의 확률변수 값으로 한계값이다.

한편 재하시험 자료의 전체의 개수가 N일 때 구간의 개수 k는 식 3.90과 같이 결정할 수 있으며, 일반적으로 Chi-square 검정을 이용하여 만족할 만한 결과를 얻기 위해서는 $k \geq 5$, $e_i \geq 5$의 조건을 만족해야 한다. 즉 5개 이상의 구간을 가지며, 각 구간별 데이터 수가 5개 이상이어야 하므로 최소 데이터 수는 25개이다.

$$k = 1 + 3.3 \log_{10} N \tag{3.89}$$

(2) 저항편향계수 확률분포

하중저항계수설계법의 저항계수는 로그정규분포로 가정하여 적용하고 있고, 각 제안식별로 정규확률지에 확률분포값의 분위수(quartile)를 도시하여 확률분포의 적합성을 파악하였다. 전체 자료수 112개에 대하여 지반공학분야에서 자주 거론되는 확률분포에 대하여 앞서 전술한 Chi-square test(Snedecor and Cochran, 1989)를 이용하여 저항편향계수에 대한 확률분포 적합성을 검토하였다. 적합성 검정은 검정통계량이 유의수준 5%에 대한 한계값을 만족하는지를 판단하였다.

<그림 3.84>에 정규확률지 상에 이론적인 로그정규분포를 실선, 정규분포를 점선으로 나타내었다. 이들 이론적인 확률분포와 저항편향계수의 확률분포 값을 비교한 결과 로그정규분포와 정규분포 모두 비교적 잘 어울리는 것으로 평가되었다(그림 3.83 ~ 그림 3.86).

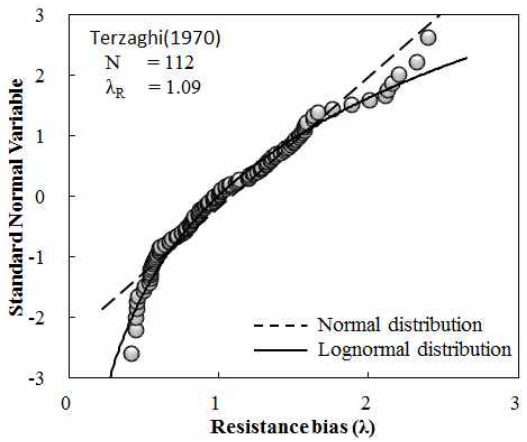
로그정규분포와 정규분포에 대하여 적합성 검정결과 <표 3.53>에서처럼 두 경우 모두 검정통계량이 한계값보다 작은 값으로 나타났고, 유의수준 또한 모든 제안식

에 대하여 5% 이상을 만족하는 것으로 나타났다. 또한 모든 제안식에 대하여 로그정규분포의 검정통계량이 정규분포보다 작게 나타나 로그정규분포에 적합한 것으로 평가되었다.

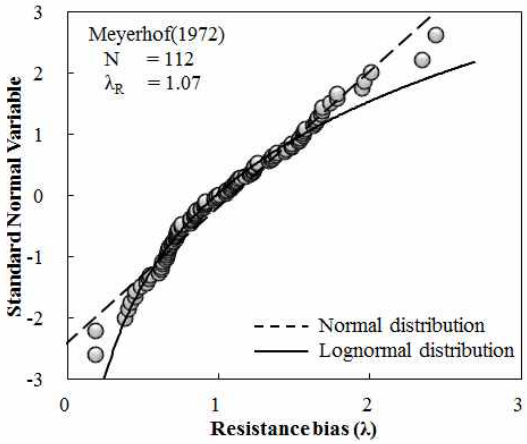
또한 지지력 이론식별 저항편향치의 histogram과 확률밀도분포를 <그림 3.87> ~ <그림 3.90> 에 나타내었고, 그림에서와 같이 확률밀도분포도에서도 모든 제안식에 대하여 로그정규분포에 적합한 것으로 나타났다.

<표 3.53> 적합성 분포 검정 결과

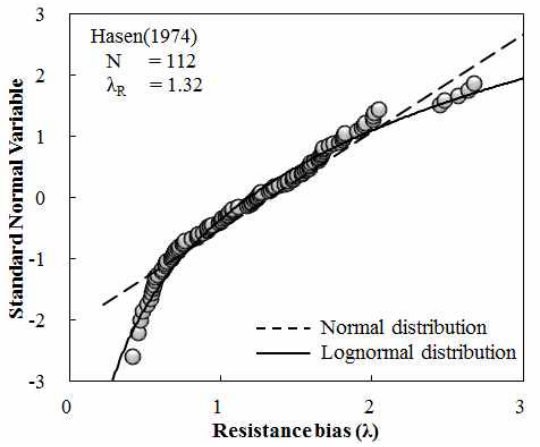
제안식	Chi-square 검정			
	검정통계량		한계값	유의확률값
	로그정규분포	정규분포		
Terzaghi	2.242	3.024	7.815	0.672
Meyerhof	1.108	1.715	7.815	0.644
Hansen	1.422	2.317	9.488	0.546
Vesic	0.103	0.674	7.815	0.972



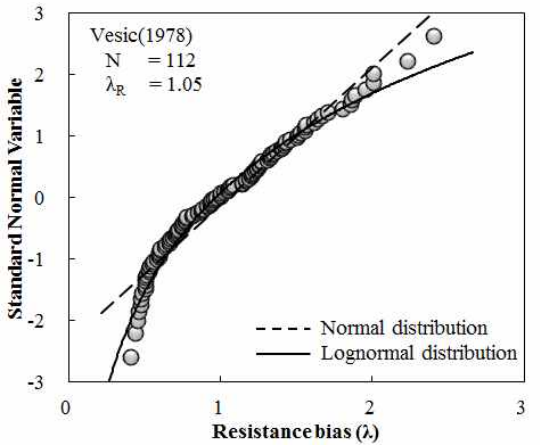
<그림 3.84> 저항편향 분포(Terzaghi)



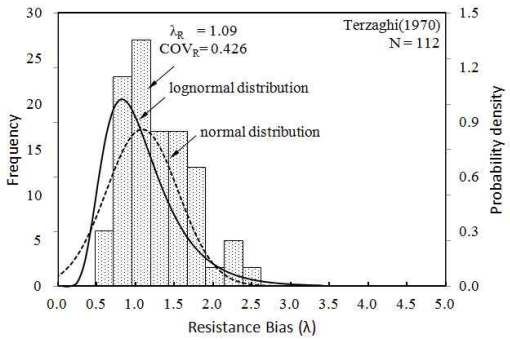
<그림 3.85> 저항편향 분포(Meyerhof)



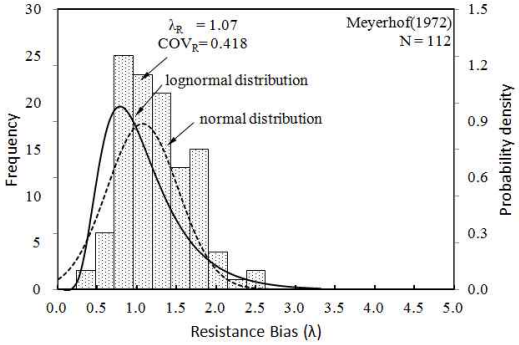
<그림 3.86> 저항편향 분포(Hansen)



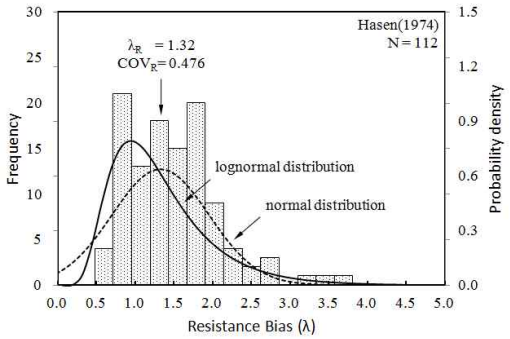
<그림 3.87> 저항편향 분포(Vesic)



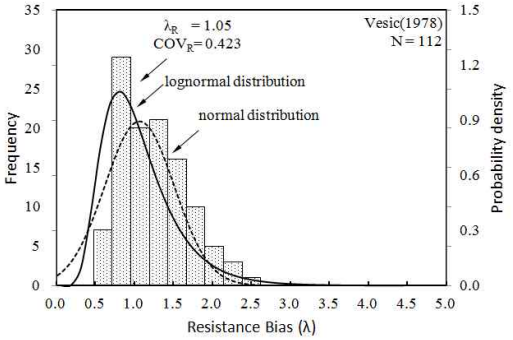
<그림 3.88> 확률분포 곡선(Terzaghi)



<그림 3.89> 확률분포 곡선(Meyerhof)



<그림 3.90> 확률분포 곡선(Hansen)



<그림 3.91> 확률분포 곡선(Vesic)

2.7 신뢰성해석에 의한 목표신뢰도지수

국내에서 풍화토 지반에 얕은기초가 적용된 설계 및 시공사례를 <표 3.54>과 같이 수집하여 신뢰성해석을 수행하였다. 해석 대상 구조물은 강원권, 경기권, 경북권의 6개 지역으로 분포되어 있으며, 성토 및 원지반 풍화토 지반을 다짐하여 기초지반이 형성되어 있다. 대부분 단지 조성 및 부대 시설 축조를 위한 구조물 기초로 이용되었으며, 기초폭은 2.4m~15.5m, 기초 길이는 2.4m~57.8m, 근입깊이는 1.93m~4.0m로 다양하게 나타났다. 대부분의 현장에서 수행한 재하시험의 재하판 직경은 0.3m 혹은 1.45m의 크기를 사용하였다.

<표 3.54> 해석적용 개요

단면	과업명	기초제원		근입깊이 (D, m)	하중 (kN)
		폭 (B, m)	길이 (L, m)		
F1	12-S-01 시설공사	2.7	5.1	2.4	20,000
F2	12-S-01 시설공사	3.3	5.7	2.4	28,000
F3	잠실 3단지 재건축	4.0	6.0	4.0	27,100
F4	사단 탄약고	2.4	2.4	2.0	5305
F5	평창하수처리장	15.5	57.8	1.93	79,610
F6	화학단지 육교	6.8	9.2	2.13	6,210

가. 해석대상 구조물 개요

(1) 00지역 수송대대 야적고

사단 수송대대 야적고 조성을 위한 현장이며, 기초 지반 지지층은 평균 N=31의 화강풍화토 층으로 평가 되었으며, 단위 중량은 20.0kN/㎥, 비배수전단강도는 20kN/㎡, 내부마찰각은 33°으로 분석되었다. 기초 형상은 폭 2.7m, 길이 5.1m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.4m로 설계되었고, 하중조건은 20,000kN인 얕은기초

설계 조건으로 적용되었다.

(2) 00지역 수송대대 주거구간

사단 수송대대 주거지 조성을 위한 현장이며, 기초 지반 지지층은 평균 N=31의 화강풍화토 층으로 평가 되었으며, 단위 중량은 19.0kN/㎥, 비배수전단강도는 18kN/㎡, 내부마찰각은 31°으로 분석되었다. 기초 형상은 폭 3.3m, 길이 5.7m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.4m로 설계되었고, 하중조건은 28,000kN인 얕은기초 설계 조건으로 적용되었다.

(3) 00지역 가평 탄약고

사단 탄약고 시공 현장이며, 기초 지반 지지층은 평균 N=28의 풍화토 층으로 평가 되었으며, 단위 중량은 19.0kN/㎥, 비배수전단강도는 10kN/㎡, 내부마찰각은 31°으로 분석되었다. 기초 형상은 폭 2.4m, 길이 2.4m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.0m로 설계되었고, 하중조건은 5,305kN인 얕은기초 설계 조건으로 적용되었다.

(4) 00지역 하수처리장

하수처리장 공사 현장이며, 해석대상 지역의 기초 지반 지지층은 평균 N=40의 화강풍화토층으로 평가되었으며, 단위 중량은 20.0kN/㎥, 비배수전단강도는 3kN/㎡, 내부마찰각은 33°로 분석되었다. 기초 형상은 폭 15.5m, 길이 57.8m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 1.93m로 설계되었고, 하중조건은 79,610kN인 직접기초 설계 조건으로 적용되었다.

(5) 00지역 화학단지 육교

화학단지 전입연결도로 개설 공사구간이며, 해석대상 지역의 기초 지반 지지층은 평균 N=32의 풍화토층으로 평가되었으며, 단위 중량은 20.0kN/㎥, 비배수전단강도는 8kN/㎡, 내부마찰각은 28.1°로 분석되었다. 기초 형상은 폭 6.8m, 길이 9.2m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.13m로 설계되었고, 하중조건은 6,210kN인 직접기초 설계 조건으로 적용되었다.

나. 지지력파괴에 대한 한계상태함수

신뢰성해석에서 얕은기초의 파괴영역을 정의하는 한계상태함수의 기본식은 식 3.90과 같으며, 얕은기초에 사하중과 활하중이 작용되고 있으며, 얕은기초가 지지력 이론식에 의한 극한지지력으로 지지력파괴에 대하여 저항력으로 작용한다. 식 3.90을 기본으로 각 지지력 이론식에 따른 얕은기초의 지지력파괴에 대한 한계상태함수는 식 3.91~3.94와 같이 정의할 수 있다.

$$g(X) = R - Q = q_u \cdot A - (Q_D + Q_L) \tag{3.90}$$

- Terzaghi

$$g(X) = \alpha c N_c + q N_q + \beta \gamma_2 B N_\gamma - (Q_D + Q_L) \tag{3.91}$$

- Meyerhof

$$g(X) = c N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D_f N_q - (Q_D + Q_L) \tag{3.92}$$

- Hansen

$$g(X) = c N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma - (Q_D + Q_L) \tag{3.93}$$

- Vesic

$$g(X) = c N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma - (Q_D + Q_L) \tag{3.94}$$

2.8 확률변수의 통계학적 특성

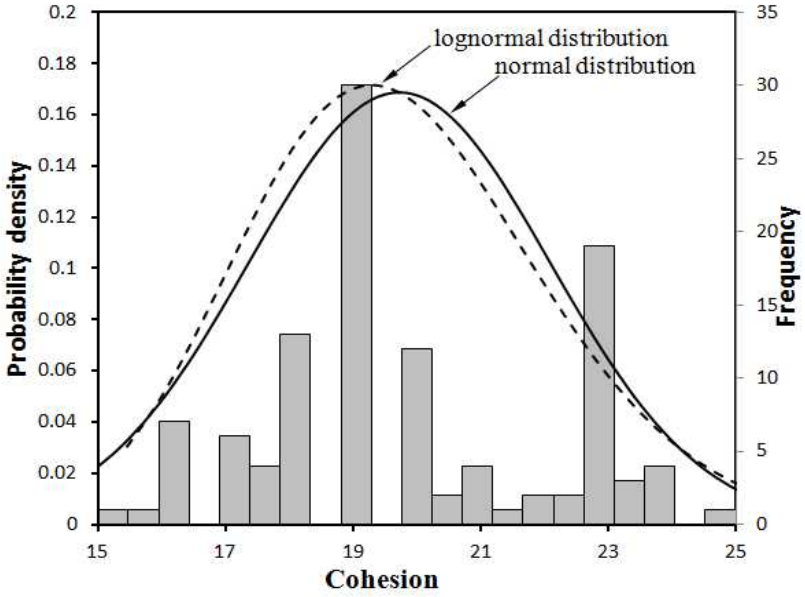
얕은기초에 대한 신뢰성수준을 평가하기 위하여 신뢰성해석에 필요한 확률변수의 통계학적 특성값의 선정은 매우 중요한데 반하여 신뢰성해석을 수행하는 개별 연구자가 모든 확률변수의 특성을 파악하기는 매우 어렵다.

한계상태함수를 구성하는 설계변수는 확률변수로 취급되며, 저항력과 관련된 확률변수는 원지반의 단위중량, 비배수전단강도, 내부마찰각이다. 확률변수에 대한 통계학적 자료가 설계기준이나 설계지침서에 명확하게 제안된 바가 없어 원지반의 지반특성값은 문헌연구 결과를 인용하여 결정하였으며, 내부마찰각은 직접전단시험 결과를 분석하여 적용하였고, 하중은 AASHTO(2010) 시방서를 인용하였다.

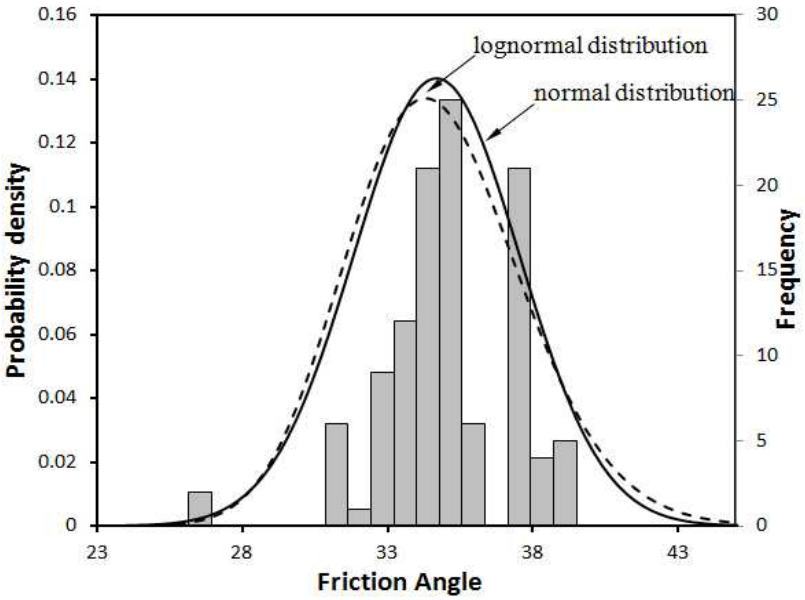
아래 <그림 3.92~3.94>은 본 연구를 통해 수집된 데이터를 활용한 점착력, 내부마찰각, 단위중량의 분포특성을 나타낸 것으로 저항측 지반정수의 확률변수 특성을 알아보고자 수집된 자료를 활용하여 분포 특성을 분석하였다. 전체 데이터에 대하여 비배수전단강도, 내부마찰각, 단위중량의 평균 및 표준편차를 활용하여 얻어진 변동계수(COV)는 각각 0.12, 0.21, 0.12로 나타났다. 또한 카이제곱검정을 통하여 변수의 분포특성을 분석한 결과 아래 <표 3.55>과 같이 상대잔차 제곱의 합이 한계치보다 작게 나타나고, 유의확률이 5% 이상이므로 정규분포를 따른다고 볼 수 있으므로 신뢰성 해석 수행시 내부마찰각의 분포 특성을 정규분포로 적용할 수 있다. 그러나 해당 변동계수는 연구를 위해 수집된 데이터만을 활용한 결과이고, 동일장소에서 많은 데이터를 이용하여 분석된 결과가 아니므로 대푯값으로 선정하는데는 다소 무리가 있다. 따라서 기존의 문헌에서 제시된 값과 비교하여 가장 타당한 변동계수 값을 선정하고자 하였다(표 3.56).

<표 3.55> 내부마찰각 분포 특성 검정

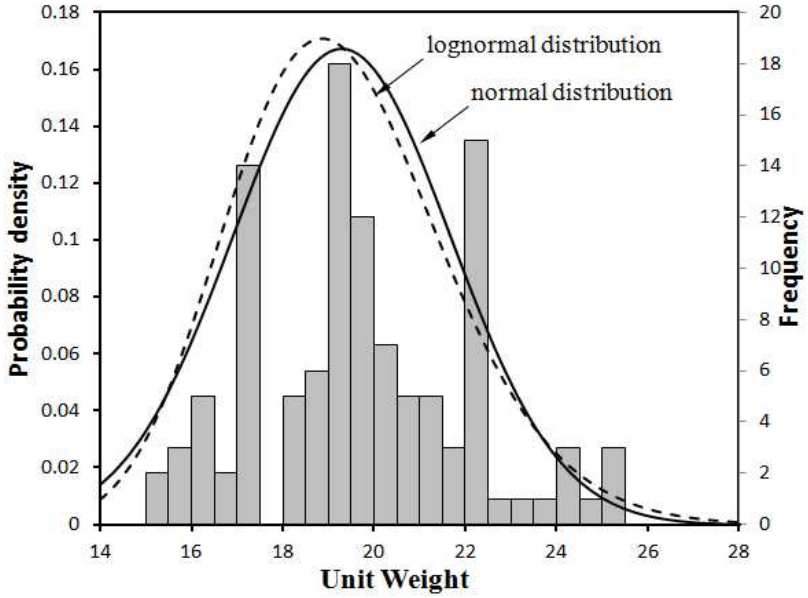
구 분	Chi-square 검정		
	검정통계량	한계값	유의확률값
비배수 전단강도	168.3	179.58	0.15
내부마찰각	27.86	37.65	0.31
단위중량	73.23	74.47	0.07



<그림 3.92> 비배수전단강도의 분포 특성



<그림 3.93> 내부마찰각의 분포 특성



<그림 3.94> 단위중량의 분포 특성

본 연구에서는 앞서 설명하였듯이 데이터 분석자료와 문헌값을 활용하여 아래 <표 3.56>과 같이 확률변수의 통계특성을 결정하였고, 상대적으로 변동계수가 큰 원지반의 비배수전단강도 (COV=0.40)와 하중의 사하중(COV=0.10), 활하중(COV=0.25)을 로그정규분포로 적용하여 신뢰성해석을 수행하였다.

<표 3.56> 문헌연구 및 시험결과를 이용한 확률변수의 통계학적 특성 결정

확률변수		변동계수 (COV)	확률분포	참고문헌
원지반	단위중량	0.1	normal	Phoon & Kulhawy(1996) 및 데이터 분석결과
	비배수 전단강도	0.3	lognormal	Phoon & Kulhawy(1996) 및 데이터 분석결과
	내부마찰각	0.2	Normal	직접전단시험 결과 분석
하중	사하중	0.10	Lognormal	AASHTO (2010)
	활하중	0.25	Lognormal	

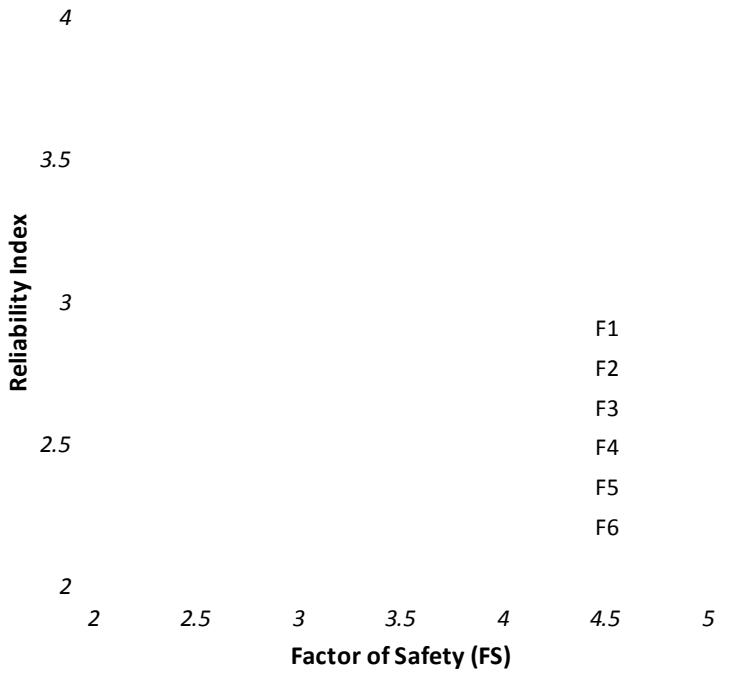
가. 신뢰도지수와 안전율의 관계

현재까지 국내에서의 얕은기초 설계는 허용응력설계법으로 설계되어 왔으며, 구조물에 대한 안전여유는 안전율로 정의되어 왔다. 따라서 본 연구에서는 신뢰성해석으로 산정된 신뢰도지수(β_c)와 허용응력설계법에서 검토된 안전율(Fs) 간의 상관성을 조사하고, 신뢰도지수와 안전율의 관계를 <표 3.57>과 <그림 3.95>에 나타내었다.

얕은기초의 전단파괴에 대한 안전율과 신뢰도지수의 범위는 Fs = 2.814~4.234, β= 2.502~3.504로 검토되었으며, 평균 안전율은 3.368, 평균 신뢰도지수는 2.868로 분석되었다. 안전율과 신뢰도지수는 선형 비례하는 경향을 나타났고, 전반적으로 안전율이 일반적인 허용응력설계법의 안전율보다 큰 값으로 나타났다. 실무에서는 본 연구에서 적용된 모든 지지력 이론식에 대하여 검토하지 않으므로 해석대상지역 또는 이론식에 따라 기준안전율(Fs=3.0)을 만족하지 못하는 경우가 있는 것으로 판단된다.

<표 3.57> 안전율과 신뢰도 지수 관계

현장	Terzaghi		Meyerhof		Hansen		Vesic	
	Fs	β_e	Fs	β_e	Fs	β_e	Fs	β_e
F1	3.885	3.118	4.154	3.225	4.201	3.395	3.517	2.945
F2	3.554	3.104	3.582	2.985	3.223	2.705	3.412	2.844
F3	4.026	3.216	4.225	3.312	4.234	3.504	3.585	2.994
F4	2.915	2.582	2.925	2.698	2.823	2.544	2.854	2.506
F5	2.935	2.622	2.955	2.718	2.913	2.514	2.814	2.502
F6	3.115	2.722	3.105	2.898	2.843	2.524	3.034	2.646



<그림 3.95> 안전율과 신뢰도 지수 관계

나. 민감도 분석

설계점은 일계신뢰성해석(FORM)에서 한계상태면에서 가장 발현빈도가 높은 점의 확률변수 값(x^*)으로 설계점에서 민감도(α)가 큰 확률변수와 정규분포 및 로그정규분포 확률변수의 평균값 및 표준편차에 의해 정규화된 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda, \partial\beta/\partial\zeta$)를 분석하였다.

Terzaghi의 이론식과 F1, F4현장을 대표단면으로 선정하여 이에 대한 설계점과 민감도분석 결과를 <표 3.58>와 <표 3.59>에 나타내었으며, 현장별 확률변수의 민감도를 <그림 3.96>에 나타내었다.

<표 3.58> 전단파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석(F1현장)

확률변수		설계점(x*)		민감도 계수		
				α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\xi$
원지반	단위중량	γ	16.10	−0.133	1.101	−0.316
	전단강도	c_u	16.90	−0.741	1.791	−2.823
	내부마찰각	ϕ	41.20	−0.601	6.104	−8.110
하중	사하중	Q_D	128.0	0.276	−2.812	−1.842
	활하중	Q_D	11.60	0.034	−0.288	−0.036

<표 3.59> 전단파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석(F4현장)

확률변수		설계점(x*)		민감도 계수		
				α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\xi$
원지반	단위중량	γ	15.30	−0.121	1.040	−0.224
	전단강도	c_u	16.30	−0.766	1.770	−2.642
	내부마찰각	ϕ	38.50	−0.594	5.880	−7.860
하중	사하중	Q_D	122.00	0.242	−2.640	−1.500
	활하중	Q_D	11.30	0.047	−0.248	−0.027

얕은기초의 전단파괴에 큰 영향을 미치는 확률변수는 원지반의 비배수전단강도와 내부마찰각으로 평가되었으며, 그 다음으로는 사하중, 원지반의 단위중량, 활하중의 순으로 분석되었다. 이와 같은 확률변수의 민감도 분석 결과는 극한지지력과 상관성이 높은 설계변수가 지반의 내부마찰각이며 극한지지력이 지반의 전단강도와

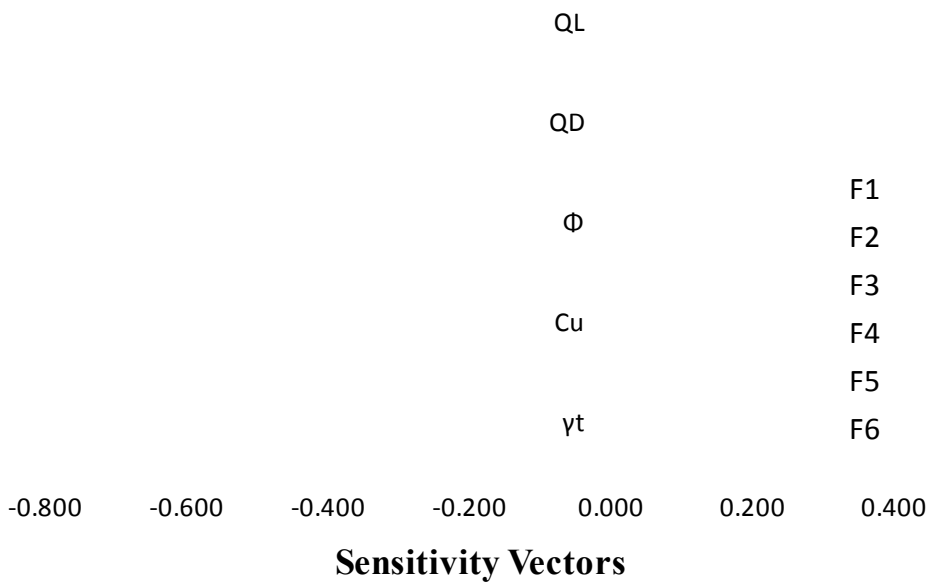
내부마찰각의 변화에 큰 영향을 받는다는 점을 알 수 있다.

확률변수 평균값에 대한 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 내부마찰각, 사하중, 원지반의 비배수전단강도, 단위중량, 활하중의 순으로 산정되어 민감도계수(α)와 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 다른 경향을 보였다.

신뢰도지수에 대한 민감도 분석으로부터 원지반의 내부마찰각과 단위중량 및 전단강도의 평균값이 증가하거나 사하중 및 활하중의 평균값이 감소하면 신뢰도지수는 증가하는 것으로 분석되었다. 또한 확률변수의 종류에 상관없이 확률변수 표준편차가 감소하면 신뢰도지수는 증가하는 것으로 나타났다. 원지반의 비배수전단강도와 내부마찰각에 대하여 신뢰도지수는 확률변수의 평균값 보다는 표준편차에 대한 민감도가 큰 것으로 분석되었다.

위 결과로부터 얻어진 민감도 계수는 6장에서 부분안전계수 설계법 비교시 부분계수 산정을 위해 적용하도록 하였다.

민감도 분석 결과로부터 얕은기초에 대한 설계를 수행하고자 할 때, 작용 하중에 변화를 줄 수 없으므로, 저항측에 해당하는 원지반의 물리적 특성을 다짐 등과 같은 물리적 시공을 통한 개량으로 목표신뢰도수준을 만족할 수 있도록 설계하는 것이 타당하다고 사료된다.



<그림 3.96> 민감도 분석 결과

2.9 목표신뢰도 지수 산정

기존의 설계법에서 하중저항계수설계법과 같은 신뢰성기반의 한계상태 설계법으로 전환되더라도 현재까지 허용응력설계법이 갖고 있던 오랜 기간 동안 경험적으로 축적된 안전여유를 무시할 수 없으므로 현행 설계법이 가지고 있는 최소한의 안전수준을 확보하는 것이 중요하다.

구조물 기초의 저항계수를 결정하기 위해서는 상부 구조물과의 일관된 신뢰도수준을 확보하여야 하므로 본 절에서는 상부 구조물 및 기초에 대하여 다양하게 제시하고 있는 목표신뢰도수준을 검토함으로써 얕은기초에 대한 하중저항계수설계법의 목표신뢰도지수를 결정하는데 참고하고자 하였다.

가. 상부 구조물에 대한 목표신뢰도수준

ISO2394(International Standard, 1998)에서는 사고의 중요도와 안전대책에 필요한 비용에 대응하는 목표신뢰도지수를 <표 3.60>과 같이 제시하였다. 이는 구조물의 중요도에 따라 구조물이 견뎌야 하는 한계하중에 대한 합의를 통하여 한계하중의 신뢰도지수를 정하는 것으로 안전대책에 필요한 비용이 낮거나 중요한 구조물 경우에는 목표신뢰도 지수를 높게 선정하고, 반대로 안전대책에 필요한 비용이 높거나 비교적 중요하지 않은 구조물의 경우 목표신뢰도지수를 낮게 선정한다.

<표 3.60> 목표신뢰도 ISO 2394 (International Standard, 1998)

Relative cost of safety measures	Consequences of failure			
	small	some	moderate	great
High	0.0	1.5	2.3	3.1
Moderate	1.3	2.3	3.1	3.8
Low	2.3	3.1	3.8	4.3

Ellingwood et al.(1980)과 Ellingwood & Galambos(1982)는 강구조 및 철근콘크리트구조 등 구조물의 형식과 한계상태 항목에 대한 목표신뢰도지수를 <표 3.61>~<표. 3.62>과 같이 제안하였다.

<표 3.61> 구조물 형식별 목표신뢰도지수 (Ellingwood et al., 1980)

구조물 형식	목표신뢰도지수(β_T)
Metal structures for buildings	
dead, live, and snow loads	3.0
dead, live, and wind loads	2.5
dead, live, snow, and earthquake loads	1.75
dead, live, and snow loads	4.0~4.5
Reinforced concrete for buildings	
(dead, live, and snow loads)	
- ductile failure	3.0
- brittle failure	3.5

<표 3.62> 한계상태기반 목표신뢰도지수(Ellingwood and Galambos, 1982)

한계상태 항목	목표신뢰도지수(β_T)
Structural Steel	
Tension member, yield	3.0
Beams in flexure	2.5
Beams in shear	3.0
Column, intermediate slenderness	3.5
Reinforced Concrete	
Beam in flexure	3.0
Beam in shear	3.0
Tied column, compressive failure	3.5
Masonry, unreinforced	
Wall in compression, inspected	5.0
Wall in compression, uninspected	7.5

Madsen et al.(1986)은 북유럽 건축설계기준을 이용하여 빌딩의 파괴 중요도에 따라 목표신뢰도수준을 β_T= 3.1～5.2로 제안하였다.

<표 3.63> 노르웨이 건축설계기준의 목표신뢰도수준(Madsen et al., 1986)

Failure consequences of a building	목표신뢰도수준(β_T)
Less serious failure consequences	3.1
Common case	4.3
Very serious failure consequences	5.2

캐나다 표준협회(CSA, 1992)는 해상에 설치된 해상구조물의 목표파괴확률에 대한 설계기준을 <표 3.64>와 같이 개발하였으며, 구조물의 손실 수명이 높거나 자연재해 가능성이 높을 경우 P_f=10-5/yr, 구조물의 공용기간 동안 위험도가 낮거나 자연재해의 가능성이 낮을 경우 P_f=10-3/yr로 제안하였다.

<표 3.64> 캐나다 표준협회의 목표파괴확률(CSA, 1992)

구 분	목표파괴확률(P_f)
Great loss of life or have a high potential for environmental damage	10-5
Small risk to life or have a low potential for environmental damage	10-3

나. 국내 얕은기초의 목표신뢰도지수 분석

하중저항설계법에서 저항계수는 목표신뢰도지수에 의해 결정되므로 합리적인 목표신뢰도수준의 결정이 요구된다. 목표신뢰도수준에 대한 많은 연구들이 수행되었으나 아직까지는 이론적인 근거나 뚜렷한 결정 기준에 의한 결정 보다 과거 허용응력설계법에서 경험적으로 결정된 안전율 또는 현행 구조물 기초의 신뢰도수준 범위내에서 전문가들의 경험적인 의견이 주로 반영되고 있다.

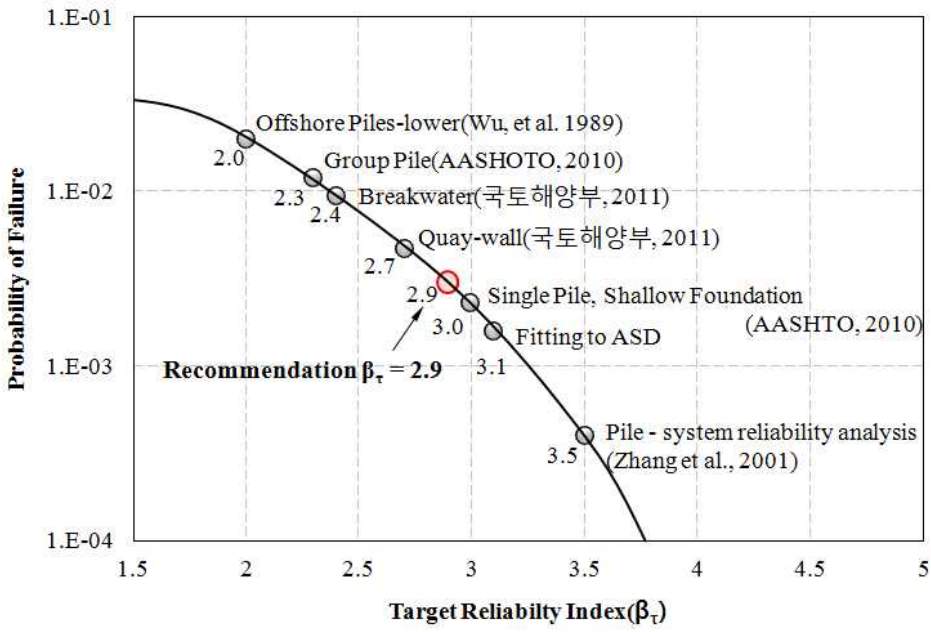
본 연구에서는 얕은기초 설계가 적용된 국내 6개 지역의 풍화토 지반에 대하여 신뢰성해석을 수행하여 얕은기초의 전단파괴에 대한 신뢰도수준을 평가하였다.

신뢰성해석 결과 전단파괴에 대한 신뢰도 수준은 β= 1.84~3.55의 범위로 분석되었으며, 평균 신뢰도 지수는 β=2.87로 산정되었다. 현재 산정된 얕은기초의 신뢰도 수준은 앞서 기술된 구조물 기초에 대한 목표신뢰도 수준 β_T=2.3~3.5와 비교하여

중간값에 해당하는 것으로 평가되었다.

허용응력설계법의 안정에 대한 안전율(Fs=3.0)을 이용한 저항계수로부터 역산된 풍화토 지반 얕은기초에서 요구되는 목표신뢰도 지수는 β_T=3.1으로 분석되었으며, 일반적인 얕은기초에서 제안하는 목표신뢰도 지수 범위에 포함된다. NCHRP 651(Paikowsky et al., 2010)에서는 얕은기초의 목표신뢰도지수를 산정할 때, 기존의 허용응력설계법에서 적용하고 있는 안전율을 내포하는 것을 토대로 신뢰도 수준을 결정하도록 제시하고 있다. 따라서 기존의 얕은기초에 대한 안전율이 3.0임을 감안할 때 안전율로서 역산된 목표신뢰도지수 β_T= 3.1보다 낮게 산정될 수 있다.

앞서 신뢰도 지수와 안전율의 관계에서도 살펴보았듯이 허용응력 설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수는 일반적으로 제안되는 구조물 기초의 목표신뢰도지수 범위보다 다소 낮은 값을 보이고 있다. 그러므로 상부 구조물과의 일관된 신뢰성을 확보하기 위하여 상부 구조물의 목표신뢰도지수를 적용하려면 상호간의 안정성을 확보할 수 있는 수준의 목표신뢰도지수 선정이 필요할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 상부 구조물에 대한 기존 목표신뢰도지수와 신뢰성수준을 유지할 수 있고, 허용응력설계법의 안전율(FS=3.0)에 대응되는 목표신뢰도 지수를 확보할 수도록 파괴확률 0.3%에 해당하는 목표신뢰도지수 β_T= 2.9로 선정하였다(그림 3.97).



<그림 3.97> 목표 신뢰도 지수

2.10 저항계수 산정

가. 하중 통계 특성

(1) 하중계수

하중에 주로 영향을 미치는 건설 구조재료는 지반정수에 비해 비교적 균질한 특성을 가지고 있기 때문에 하중에 대한 불확실성이 낮다. 이러한 이유로 하중계수의 통계학적 특성은 저항계수의 통계학적 특성에 비해 편향계수 및 변동계수가 낮은 경향을 보인다.

미국의 AASHTO(2010) 교량설계 시방서(표 3.65)에서는 강도(극한) 한계상태, 극한상황 한계상태, 사용성 한계상태, 피로한계상태의 4가지 한계상태로 분류하고 있으며, 각 한계상태에 대하여 설계조건, 재료특성 등을 고려하기 위한 세분류(strength I~V)가 존재한다. 그리고 각 한계상태별 하중조합과 하중계수가 규정되어 있으며, 고정하중(DC, DD, DW, EH, EV, ES)에 대한 하중계수는 다른 하중들과 반대되는 방향으로 작용하는 고정하중을 고려하기 위하여 최대, 최소값으로 <표 3.65>과 같이 규정되어 있다. 이는 최대, 최소값으로 규정되어 있다. 현재까지 국내 지반공학 분야에서는 극한한계상태에 대한 여러 가지 하중조합 중에서 연직하중에 대하여 다소 보수적인조건으로 평가되는 Strength I을 적용하고 있다.

AASHTO(2010) 시방서 외에도 <표 3.65>과 같이 북미지역의 ACI(1999), API(1993) 등의 설계기준과 캐나다(MOT, 1992; NRC, 1995), 유럽(DGI, 1985; CEN, 2004)에는 다양한 하중계수가 규정되어 있고 그 내용은 <표 3.65>과 같이 나타내었다.

국내 기초 구조물에 대한 저항계수 산정 시 대부분 AASHTO(2010) 설계기준에서 제시하고 있는 하중계수를 적용하고 있으며, 사하중과 활하중만을 고려할 경우 사하중계수와 활하중계수는 각각 γ_{QD}= 1.25, γ_{QL}=1.75로 적용하고 있다.

<표 3.65> 다른 국가의 현재 하중계수 현황(박준모, 2012)

구 분		사하중	활하중	풍하중	지진하중
미 국	AASHTO(2010)	1.25~1.95	1.35~1.75	1.40	1.00
	ACI(1999)	1.40	1.70	1.30	1.40
	AISC(1994)	1.20~1.40	1.60	1.30	1.00
	API(1993)	1.10~1.30	1.10~1.50	1.20~1.35	0.90
캐나다	MOT(1992)	1.10~1.50	1.15~1.40	1.30	1.30
	NRC(1995)	1.25	1.50	1.50	1.00
유 럽	DGI(1985)	1.00	1.30	1.30	1.00
	CEN(2004)	1.00~1.35	1.30~1.50	1.30~1.50	1.00

나. 하중의 편향계수와 변동계수

구조공학 분야에서는 정확한 하중을 산정하기 위하여 오랜 기간 동안 하중에 대한 통계정보가 체계적으로 개발되어 왔으며, 많은 통계학적 자료를 축적하여 하중계수의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)를 <표 3.66>와 같이 제안하였다.

사하중은 편향계수가 λ_{QD}= 1.03~1.05 범위로 무시할 수 있는 정도로 작으며, 변동성도 COV_{QD}= 1.03~1.05으로 낮다. 활하중은 하중의 변동성이 크고 연속적으로 작용하여 변동계수가 COV_{QL}=0.18~0.25로 크고, 편향계수 또한 λ_{QL}= 1.10~1.20으로 사하중계수에 비하여 크다.

풍하중 및 지지하중, 파압 등의 환경하중은 영향력은 크지만 작용 빈도가 낮아 편향계수는 λ_{QW}= 0.875~1.20로 실측 하중에 비하여 낮게 나타나는 경우도 있지만, 변동성은 COV_{QW}= 0.19~0.20으로 큰 편이다.

<표 3.66> 저항의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)(박준모, 2012)

하 중 종 류	대 상 구조물	편향계수 (λ_Q)	변동계수 (COV_Q)	참고문헌
사하중	교 량 교 량 교 량	1.03 1.05 1.05	0.08 0.10 0.10	Nowak(1999) Ellingwood and Tekie(1999) AASHTO(2007)
활하중	교 량 교 량 교 량	1.10~1.20 1.00 1.15	0.18 0.25 0.20	Withiam et al.(1998) Ellingwood and Tekie(1999) AASHTO(2007)

하중저항계수설계법이 교량설계를 중심으로 이루어져 교량을 대상으로 하는 하중계수가 주를 이루고 있으므로, 본 연구에서는 구조물 기초의 저항계수 보정에 가장 많이 적용되고 있는 AASHTO(2010)의 하중계수, 하중편향계수와 변동계수 등 하중에 관한 통계학적 특성값(표 3.67)을 적용하여 얕은기초 전단파괴에 대한 저항계수를 보정하였다.

<표 3.67> 저항계수를 보정을 위한 하중계수와 통계학적 특성값

구 분	하중계수(γ_Q)	편향계수(λ_Q)	변동계수(COV_Q)
사하중	γ_{QD}=1.25	λ_{QD}=1.05	COV_{QD}=0.10
활하중	γ_{QL}=1.75	λ_{QL}=1.15	COV_{QL}=0.20

2.11 안전율을 이용한 저항계수 예비 산정

안전율에 의한 보정방법은 경험적으로 구조물의 안정성이 확인된 안전여유를 저항계수에도 동일하게 부여 할 수 있기 때문에 지반공학 분야에서 저항계수 보정에 많이 이용되었다.

본 연구에서 수집된 데이터베이스 및 분석결과를 이용한 저항계수 산정에 앞서, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 LRFD 저항계수 예비 보정방법(preliminary calibration scheme)으로 식 3.95(FHWA, 2001)을 이용하여 저항계수를 산정해 보았다.

$$\phi = \frac{\gamma_{QD}Q_D + \gamma_{QL}Q_L}{F_s(Q_D + Q_L)} = \frac{\gamma_{QD}(Q_D/Q_L) + \gamma_{QL}}{F_s(Q_D/Q_L + 1)} \quad (3.95)$$

본 연구에서 얕은 기초가 적용된 6개 현장의 설계하중으로부터 산정된 하중비는 <표 3.68>와 같이 QD/QL= 3.6~9.8 범위로 산정되었으며, 평균 6.7로 분석되었다.

<표 3.68> 연구에 적용된 현장 자료의 하중비

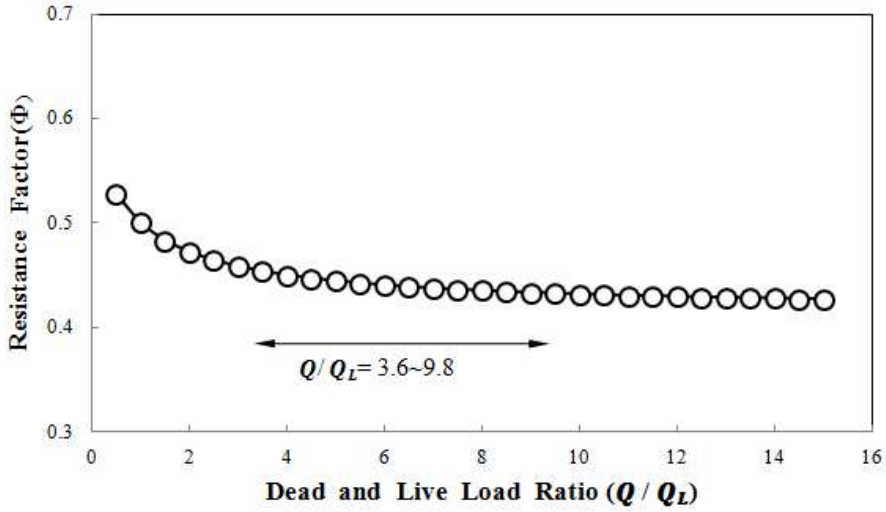
현장	F1	F2	F3	F4	F5	F6
하중비	6.4	8.5	8.2	3.6	9.8	4.3

저항계수 산정에 이용된 하중비 및 하중계수는 앞서 선정된 <표 3.67>을 이용하였으며, 허용응력설계법에서 얕은기초에 대한 안전율은 현재 실무에서 가장 많이 사용하고있는 Fs=3.0 값을 적용하였다. 하중비는 0.5~15 범위를 적용하였다.

해석결과 안전율(F_S) 3으로 보정된 하중비(Q_D/Q_L)에 따른 저항계수의 범위는 0.53~0.43으로 나타났으며, 하중비(Q_D/Q_L)=5 이상일 경우부터는 하중계수의 변화가 거의 없이 수렴하는 것으로 나타났다(표 3.69, 그림 3.98).

<표 3.69> 하중비에 따른 저항계수

하중비 (Q_D/Q_L)	0.5	1	1.5	2	3	5	10	15
저항계수(ϕ)	0.53	0.5	0.48	0.47	0.46	0.44	0.43	0.43



<그림 3.98> 안전율(F_S = 3.0)로 보정된 하중비에 따른 저항계수

2.12 신뢰성해석에 의한 저항계수 보정

가. 저항의 통계학적 특성

하중저항계수설계법(LRFD)에서 저항계수의 선정은 파괴모드에 대해 미리 규정된 허용파괴확률 또는 목표신뢰도지수의 수준에 부합하여야 하며, 저항계수의 보정은 대상 구조물의 지역적 특성을 반영할 수 있는 통계학적 자료에 기초한 신뢰성이론에 따라 이루어져야 한다.

본 연구에서는 얕은기초의 전단파괴에 대한 저항계수를 보정하고자 하였으며, 이를 위해 국내에서 수집된 평판재하시험 자료와 지지력 이론식에 의해 산정된 저항편향계수에 대한 통계학적 분석을 수행하였으며, 얕은기초 적용 사례에 대한 신뢰성해석을 통해 구조물의 신뢰도수준을 평가하고, 목표신뢰도지수를 제안하였다. 저항계수 결정을 위해 얻어진 저항의 특성값과 신뢰도수준을 <표 3.70>에 나타내었다.

<표 3.70> 저항계수 보정을 위해 산정된 저항의 통계학적 특성값

저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	신뢰도 수준 (β)	목표신뢰지수 (β_T)
1.04~1.31	0.42~0.47	1.84~3.55	2.9

나. 지지력 이론식에 대한 저항계수 보정

하중계수(γ_Q, λ_Q, COV_R)와 하중비(Q_D/Q_L=5)가 일정하고 목표신뢰도 지수를 β_T=2.9로 적용할 경우, 저항계수는 <표 3.71>과 같이 Hansen 식을 제외한 나머지 이론식은 저항편향계수와 변동계수가 거의 유사하므로 ϕ=0.32~0.36으로 보정되었고, 저항계수는 저항편향계수의 크기에 비례하는 것으로 나타났다.

신뢰성이론에 기반한 저항계수가 안전율로 보정된 저항계수(ϕ=0.44)에 비해 약 72~82% 수준으로 나타나 현행 얕은기초의 허용응력설계법의 안전여유가 부족한 것으로 평가할 수 있다.

<표 3.71> 지지력 이론식별 저항계수 보정 결과(β_T=2.9)

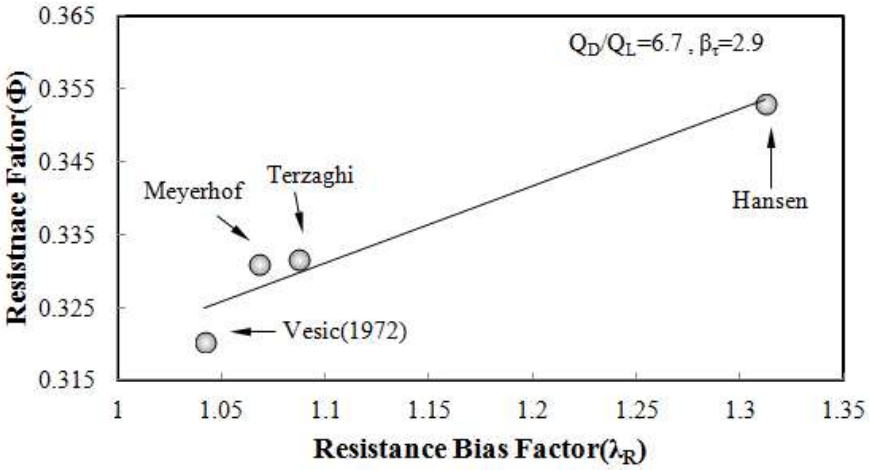
지지력 이론식	저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	저항계수 (ϕ)
Terzaghi	1.09	0.42	0.34
Meyerhof	1.07	0.42	0.33
Hansen	1.31	0.47	0.36
Vesic	1.04	0.42	0.32

다. 저항편향계수와 변동계수에 따른 저항계수

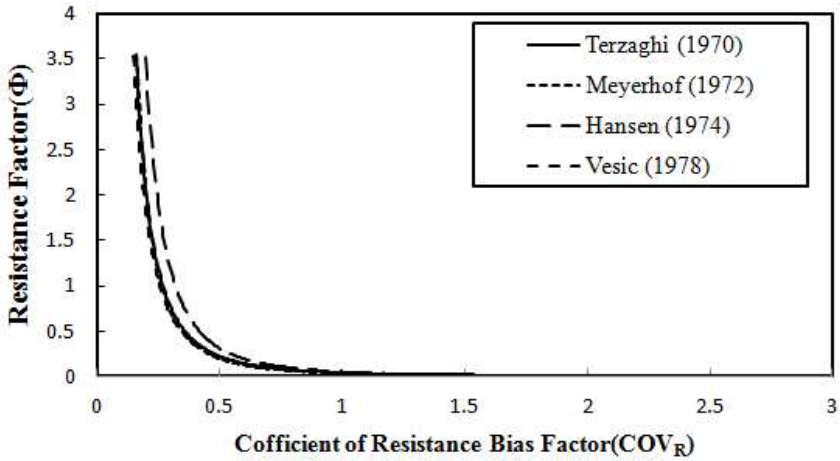
목표신뢰도지수(β_T=2.9)와 하중비(QD/QL=6.8)가 일정한 경우에 대하여 극한지지력 이론식별 저항편향계수(ϕ) 및 저항편향계수의 변동계수 (COV_R)에 따른 저항계수의 변화를 <그림 3.99>~<그림 3.100>에 나타내었다.

얕은기초의 저항편향계수가 증가하면 저항계수도 선형적으로 증가하는 경향을 보였으며, 극한지지력 이론식에 따라 저항편향계수의 크기가 다르고 저항편향계수의 변동계수는 거의 유사하므로 저항편향계수에 따른 극한지지력 이론식별 저항계수는 동일 선상에 위치하는 것으로 나타났다.

저항편향계수의 변동계수가 증가하면 저항계수는 감소하는 경향을 나타내었으며, 저항편향계수의 변동계수가 클수록 극한지지력 이론식별 저항계수의 편차는 미소하게 감소하였다.



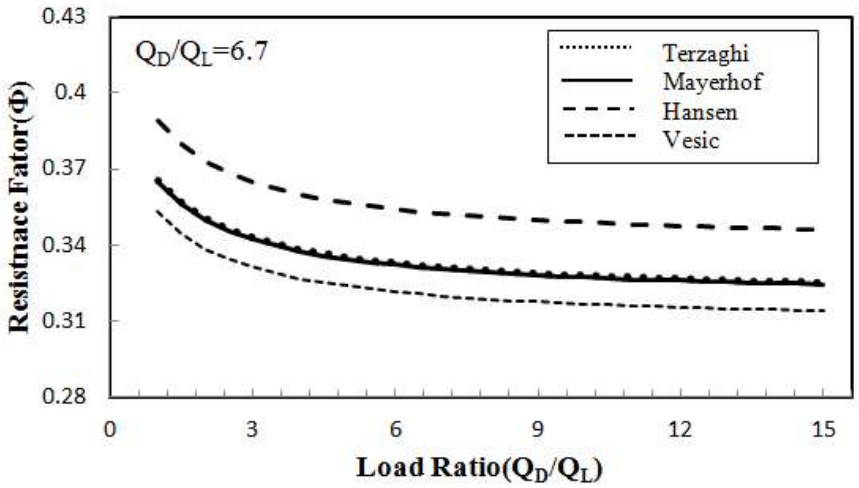
<그림 3.99> 저항편향계수에 따른 저항계수 보정



<그림 3.100> 저항편향계수의 변동계수에 따른 저항계수 보정

라. 하중비에 따른 저항계수

극한지지력 이론식별로 하중비에 따른 저항계수를 분석한 결과, 하중비가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, 점점 감소비율은 둔화되어 QD/QL=5 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 영향을 거의 미치지 않았다(그림 3.101).



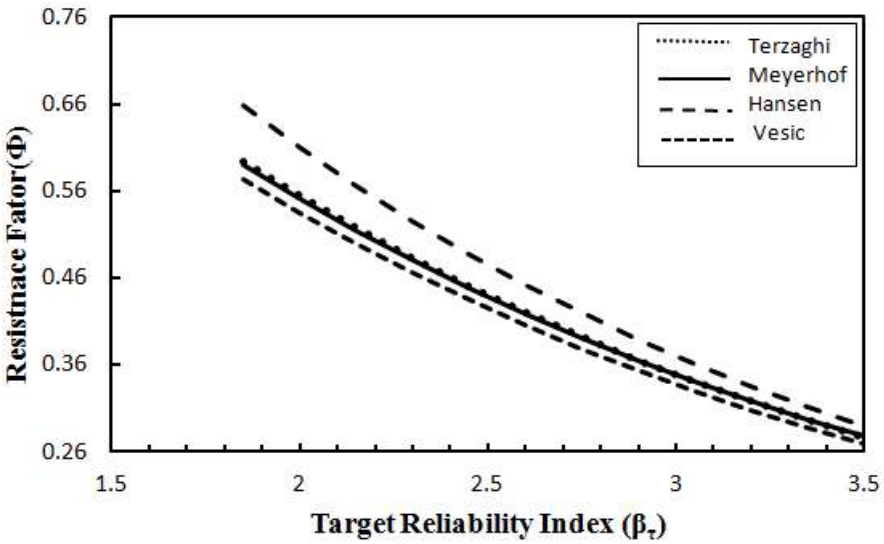
<그림 3.101> 하중비에 따른 저항계수 보정

마. 목표신뢰도지수에 따른 저항계수

저항계수가 하중비의 영향을 받지 않는 일정한 저항계수 산정을 위하여 QD/QL= 6.7인 경우에 목표신뢰도지수에 따른 저항계수를 산정하여 <그림 3.102>에 나타내었다.

목표신뢰도지수가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, 극한지지력 이론식별 저항계수의 편차는 감소하였다. 목표신뢰도지수가 β_T=2.9에서 β_T=3.55로 증가하는 동안 저항계수는 ϕ=0.353에서 ϕ=0.268로 약 1.3배 정도 감소하여, 저항계수는 목표신뢰도지수에 대하여 매우 민감한 것으로 평가된다.

따라서 본 연구에서는 풍화토지반에 적용된 얕은기초에서 목표신뢰도 지수 β_T=2.9에 대한 저항계수는 ϕ=0.35로 산정되었다(표 3.72).



<그림 3.102> 목표신뢰도지수에 따른 저항계수 보정

<표 3.72> 목표신뢰도지수에 따른 저항계수 보정

하중계수	신뢰도수준(β)					
	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2	3.5
얕은 기초	0.53	0.47	0.41	0.35	0.31	0.27

3. 연약지반

3.1 심층혼합처리공법

가. 심층혼합처리 지반의 불확실성 평가

(1) 개량체 압축강도의 예측

심층혼합처리 지반의 강도를 예측하기 위하여 현장시험이 요구되지만, 설계단계에서 현장시험을 실시하기에는 경제적인 문제로 인한 어려움이 있기 때문에 연구자들은 실험실에서 모형시험과 실내배합시험에 관한 연구를 수행하였다.

심층혼합처리공법의 설계에서 설계기준강도로 이용되는 개량지반의 압축강도를 예측하기 위하여 국내 7개 현장(해상공사 6개소, 육상공사 1개소)에서 수행된 실내배합시험 자료를 수집하였으며, 실내배합시험 조건을 <표 3.73>에 나타내었다.

<표 3.73> 심층혼합처리공법이 시행된 현장의 실내배합시험 조건

과 업 명		실내배합시험 조건			비고
		시멘트량(kgf/㎥)	물/시멘트비	재령(일)	
A	대변항 다기능 어항	300	0.7, 0.8, 0.9	7, 28	해상
B	경인 아라뱃길	200, 300	0.7, 0.8, 0.9	7, 14, 28	
C	부산신항 방파제 보강	180, 200, 220	0.8	7, 28	
D	여수국가산단 진입도로	200, 225, 250, 275	0.8, 0.9	7, 28	
E	용호만 공유수면 매립지	250, 300	0.9, 1.0	7, 28	
F	부산신항 컨테이너부두	250, 300, 350	0.8, 0.9, 1.0	7, 28, 91	
G	인천 분뇨 처리장	220, 250, 280	0.7, 0.8, 1.0, 1.2	7, 28, 91	육상

심층혼합처리공법에서는 실내배합시험을 통하여 개량체의 평균압축강도($\bar{q}_{ul}$)를 기준으로 현장 개량체의 평균압축강도($\bar{q}_{uf}$)와 설계기준강도(q_{uck})를 결정하고 있으며, $\bar{q}_{ul}$과 $\bar{q}_{uf}$, q_{uck}의 관계는<식 3.96>~<식 3.98>와 같다.

$$\bar{q}_{uf} = \lambda \cdot \bar{q}_{ul} \tag{3.96}$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \bar{q}_{uf} \quad (3.97)$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{ul} \quad (3.98)$$

여기서, q_{uck} : 설계기준강도

$\bar{q}_{uf}$: 현장 개량체의 압축강도의 평균값

$\bar{q}_{ul}$: 실내배합시험에 의한 압축강도의 평균값

γ : 현장 압축강도의 변동성에 대한 보정계수 (해상 γ=1.0, 육상 γ=0.5)

λ : 실내배합 강도와 현장 강도의 비(λ=2/3)

A~G현장의 실내배합 강도로부터 산정된 설계기준강도는 <표 3.74>와 같으며, 1.223~3.643 MPa 범위로 산정되었다. 설계기준강도는 저항편향계수 산정에 이용된다.

<표 3.74> 실내배합시험 강도로부터 산정된 설계기준강도

현장	시멘트량 (kgf/㎥)	물/시멘트비	실내배합강도 ($\bar{q}_{ul}$, MPa)	설계기준강도 (q_{uck}, MPa)	비고
A	300	0.8	3.380	2.253	해상
B	300	0.8	5.465	3.643	
C	180	0.8	2.711	1.807	
	200	0.8	3.649	2.433	
	220	0.8	4.227	2.818	
D	250	0.8	2.183	1.455	
E	250	1.0	4.038	2.692	
	300	0.9	4.510	3.007	
F	270	0.8	4.357	2.905	
G	250	1.0	3.668	1.223	육상

(2) 개량체 압축강도의 실측

(가) 현장 개량체 압축강도의 수집

심층혼합처리공법의 품질관리 방안으로 시공확인조사를 통하여 현장 개량체의 압축강도를 평가한다. 일반적으로 시공 후 재령 28일에 개량지반에서 코어를 채취하여 압축강도시험을 수행하고, 압축강도가 설계기준강도를 만족하는지 여부를 파악하고 있다.

본 연구에서는 국내 7개 현장에서 채취된 개량체 압축시험 자료를 수집하였으며, 자료 수집에 이용된 현장 개요와 자료수, 시료채취 방법, 시공 조건을 <표 3.75>~<표 3.77>에 나타내었다. 심층혼합처리 개량형식은 벽식과 블록식+벽식으로 시공되었으며, 시공수량은 7,938~520,000 m로 조사되었다. 국내 설계기준 및 시방서에서는 심층혼합처리 공사 후 현장 개량체 확인조사에 관한 언급이 없기 때문에 품질관리를 설계자 또는 발주처에서 임의대로 수행하고 있어 압축강도 평가자료와 시공수량과는 상관관계가 없는 것으로 나타나 국내 설계기준 및 시방기준에 품질관리에 관한 내용이 추가되어야 할 것으로 판단된다.

압축강도 자료수는 총 188개로 현장별로 3~71개의 자료가 수집되었으며, 시료채취 방법은 대부분 시추를 이용한 코어를 채취하였으며, F현장의 경우 유럽에서 수행하고 있는 그래브를 이용한 시료채취와 코어채취를 병행하였다.

수집된 자료의 현장에서는 시멘트량 150~300 kgf/㎥, 물/시멘트비 0.7~1.0으로 일반적인 시공조건 범위에 있는 현장으로 평가되며, 설계기준강도는 1.0~2.0 MPa로 실내배합시험에 의한 압축강도에 비해 약 50%로 결정하고 있는 것으로 나타났다.

<표 3.75> 현장별 개량형식 및 시공수량

과 업 명		개량형식	시공수량(m)
A	대변항 다기능 어항	블록식+벽식	34,800
B	경인 아라뱃길	벽식	7,938
C	부산신항 방파제 보강	벽식	148,500
D	여수 국가산단 진입도로	블록식+벽식	520,000
E	용호만 공유수면 매립지	-	-
F	부산신항 컨테이너부두	블록식+벽식	8,450
G	울산신항 남방파제	블록식+벽식	146,800

<표 3.76> 현장별 압축강도 자료 수와 시료채취 방법

과 업 명		자료수	시료채취 방법
A	대변항 다기능 어항	4	코어채취
B	경인 아라뱃길	3	코어채취
C	부산신항 방파제 보강	71	코어채취
D	여수 국가산단 진입도로	12	코어채취
E	용호만 공유수면 매립지	4	코어채취
F	부산신항 컨테이너부두	19	그래브시료, 코어채취
G	울산신항 남방파제	48	코어채취

<표 3.77> 현장별 배합조건과 설계기준강도

과 업 명		시멘트량 (kgf/㎥)	물/시멘트비	설계기준강도 (MPa)
A	대변항 다기능 어항	300	0.8	2.0
B	경인 아라뱃길	300	0.8	1.0
C	부산신항 방파제 보강	150, 180, 200	0.8	2.0
D	여수 국가산단 진입도로	250	0.8	1.0
E	용호만 공유수면 매립지	250, 300	0.9, 1.0	1.5, 1.7
F	부산신항 컨테이너부두	270	0.8	1.5
G	울산신항 남방파제	300	0.7	2.0

심층혼합처리공법의 시공확인조사는 심층혼합처리 시공 후 재령 28일에 개량체 시료(코어)를 채취하고, 현장에서 채취된 시료의 일축압축강도가 설계기준강도 이상을 만족하여야 한다. 그러나 국내 설계기준에서는 품질관리 및 품질확보에 관한 규정이 미흡하고, 실제 현장에서도 시공속도, 공기, 작업여건 등으로 재령 28일에 확인조사를 실시하지 않고 있다. 이와 같은 이유로 본 연구에서 수집된 시공확인 조사의 사례에서도 시공 후 재령 7~183일에 확인조사를 실시한 것으로 나타났다. 이러한 자료를 이용하여 현장 개량체 압축강도의 특성을 평가할 경우, 재령에 따라 강도가 증가하는 심층혼합처리공법의 특성을 제대로 반영하지 못하는 문제점이 발생할 수 있으므로 재령에 대한 보정을 수행할 필요가 있다. 본 연구에서는 실내배합시험에 의한 재령에 따른 개량체의 압축강도의 상관관계를 이용하여 현장 개량체의 압축강도를 재령 28일로 보정하여 분석에 이용하도록 하였다.

(나) 국내 개량체 압축강도의 변동계수

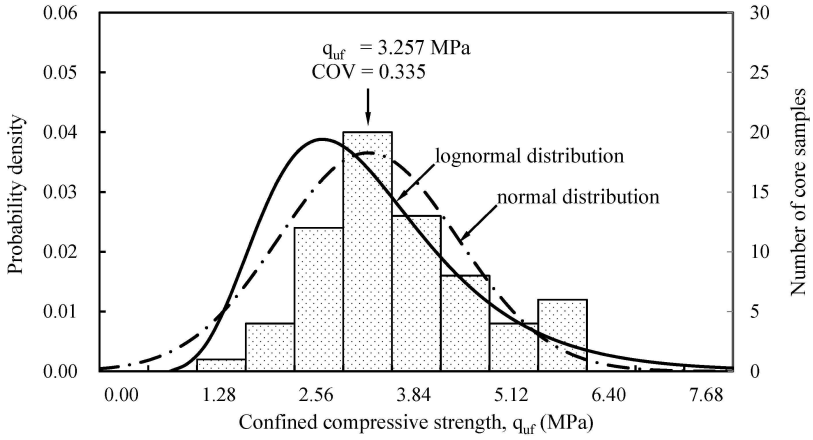
국내 현장별 개량체의 압축강도를 보정계수를 이용하여 재령 28일 압축강도로 보정하였으며, 보정된 개량체 압축강도의 값이 너무 크거나 작은 값이 포함될 경우 통계량이 왜곡될 수 있으므로 평균값의 $\pm 2\sigma$에 해당하는 95% 신뢰도 구간의 자료로 통계학적 분석을 수행하였다. 현장별 개량체 압축강도의 평균 및 표준편차, 변동계수는 다음 표와 같이 산정되었다. 현장별 개량체 압축강도의 변동계수는 0.227~0.365의 범위로 산정되었다.

<표 3.78> 개량지반에서 채취된 코어샘플의 압축강도 특성

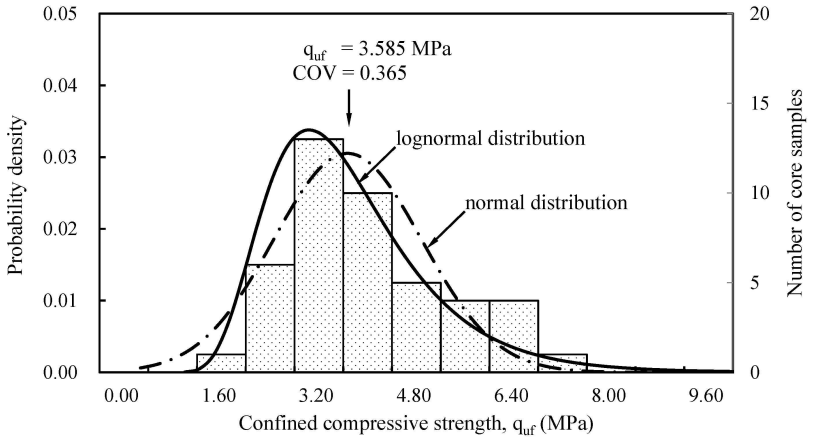
현 장	자료수	압축강도 범위 (MPa)	평균 (MPa)	표준편차 (MPa)	변동계수 (COV)
A	4	2.224 ~ 4.184	2.816	0.917	0.326
B	3	3.080 ~ 4.870	3.953	0.896	0.227
C	68	1.042 ~ 5.597	3.257	1.092	0.335
D	12	0.943 ~ 2.895	1.737	0.615	0.354
E	4	2.061 ~ 4.836	3.378	1.164	0.340
F	15	1.698 ~ 4.265	2.786	0.838	0.301
G	44	1.450 ~ 6.549	3.585	1.307	0.365
합계	150	-	-	-	0.340

(다) 국내 개량체 압축강도의 확률분포 및 확률분포 검정

현장 개량체의 압축강도 중 자료수가 비교적 많은 C현장과 G현장의 개량체 압축강도의 검정통계량을 검토한 결과, 유의수준 5%에 대한 한계값을 모두 만족하여 개량체에 대한 확률밀도분포로 정규분포와 로그정규분포 모두 적합한 것으로 평가되었다.



<그림 3.103> Histogram and probability density function of confined compressive strength for site C.



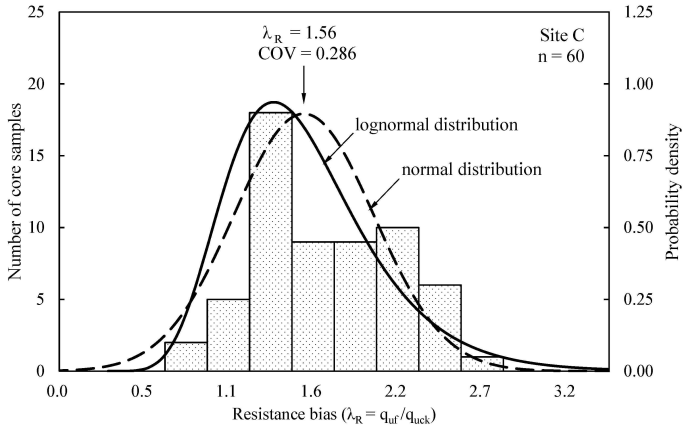
<그림 3.104> Histogram and probability density function of confined compressive strength for site G.

(3) 저항편향계수의 산정

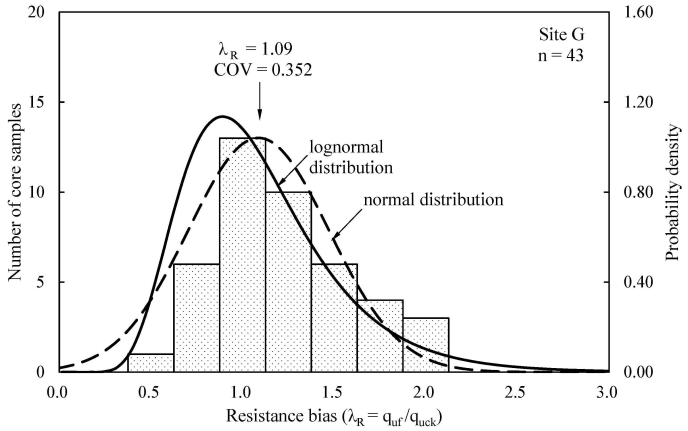
현장별 저항편향계수는 <표 3.79>와 같이 λ_R=0.45～2.35, COV_R= 0.227～0.354로 분석되었으며, F현장을 제외한 모든 현장에 대한 저항편향계수는 1.0보다 크게 산정되어 예측된 개량체 압축강도는 현장 압축강도를 과소평가 하는 경향이 있다. 국내 심층혼합처리 지반에 대한 내부안정의 저항편향계수는 λ_R=1.36, COV_R= 0.35로 산정하였다. C, G현장에 대한 저항편향계수의 확률밀도분포와 Histogram을 <그림 3.105>～<그림 3.106>에 나타내었다.

<표 3.79> 현장별 저항편향계수

현 장	자료수	λ_R의 범위	평 균 (λ_R)	표준편차 (σ_R)	변동계수 (COV_R)
A	4	0.99 ~ 1.86	1.25	0.407	0.326
B	3	0.85 ~ 1.34	1.09	0.246	0.227
C	60	0.74 ~ 2.35	1.56	0.445	0.286
D	12	0.65 ~ 1.99	1.19	0.422	0.354
E	4	0.77 ~ 1.61	1.17	0.347	0.296
F	15	0.58 ~ 1.47	0.96	0.289	0.301
G	43	0.45 ~ 1.92	1.09	0.383	0.352
전체	141	0.45 ~ 2.35	1.36	0.479	0.352



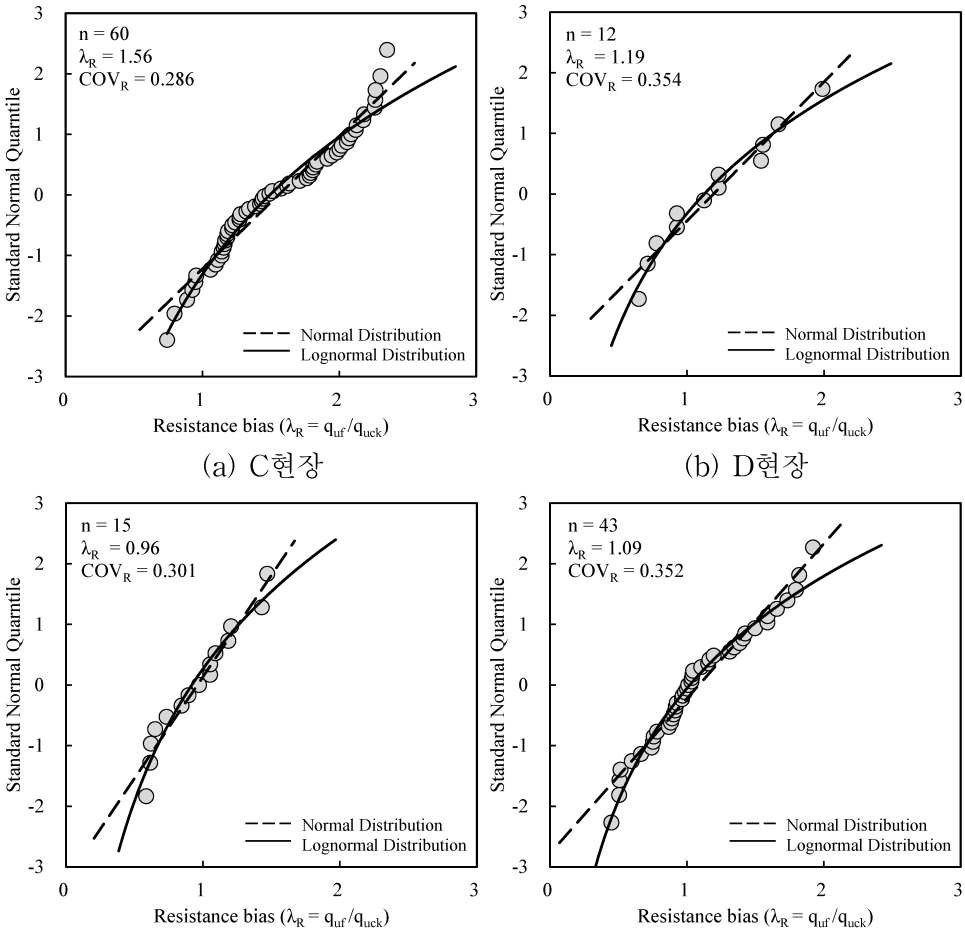
<그림 3.105> Histogram and probability density function of the biases for site C.



<그림 3.106> Histogram and probability density function of the biases for site G.

하중저항계수설계법에서 저항계수는 로그정규분포로 가정하여 적용하고 있으므로 이론적인 확률분포와 저항편향계수의 확률분포 값을 비교한 결과 로그정규분포와 정규분포 모두 비교적 잘 어울리는 것으로 평가되었다.

C현장의 경우 정규분포에 가까우며, G현장의 경우 로그정규분포에 가까운 것으로 판단된다.



(a) C현장 (b) D현장

(c) F현장 (d) G현장

<그림 3.107> Standard normal quantile of bias data.

나. 신뢰성해석에 의한 목표신뢰도지수

(1) 개량지반의 파괴모드 및 한계상태함수

개량지반의 파괴모드는 개량지반 전체의 안정(외부안정)과 개량체의 일부 파괴(내부안정), 상부 구조물을 포함한 개량지반 전체의 안정성(overall stability)으로 크게 3가지로 구분할 수 있다. 벽식개량지반에 대한 외부안정은 개량지반의 활동, 전도 및 기초지반의 지지력 파괴이며, 내부안정은 개량체의 압축파괴와 장벽 및 단벽의 전단파괴, 미개량지반의 압출파괴이다.

(2) 확률변수의 통계학적 특성

파괴모드별 한계상태함수로부터 신뢰성해석에 이용되는 확률변수의 특성값을

<표 3.80>에 정리하였다. 파력(방파제), 설계조위, 토압계수, 재료의 단위중량 등에 대한 통계학적 자료가 국내에서는 명확하게 밝혀진 바가 없어 Kitazume et al.(2004)의 연구결과를 인용하여 결정하였다. 심층혼합처리공법 설계에서 가장 중요한 개량체의 압축강도는 부산, 울산, 여수 등 5개 지역에서 조사된 자료를 이용하여 확률변수의 특성값을 결정하였다.

본 연구에서는 심층혼합처리공법이 적용된 국내 6개 현장에서 채취된 99개의 시료(코어샘플)에 대한 압축강도 자료를 이용하였다. 이 중 코어채취 길이가 짧아 시험이 불가능하거나 평균값을 기준으로 ±2σ(표준편차) 이상의 값으로 과다하게 크거나 작은 이상치 등을 제외한 91개 시험자료로 개량체 압축강도의 통계학적 특성값을 산정하였다. 압축강도 자료는 박준모 등(2010)에서 제시한 바와 같이 현장 개량체의 재령을 고려하여 보정하였으며, 압축강도의 평균값은 2.70MPa, 변동계수는 0.38로 분석되었다.

<표 3.80> 확률변수의 통계학적 특성값 (Kitazume et al., 2004)

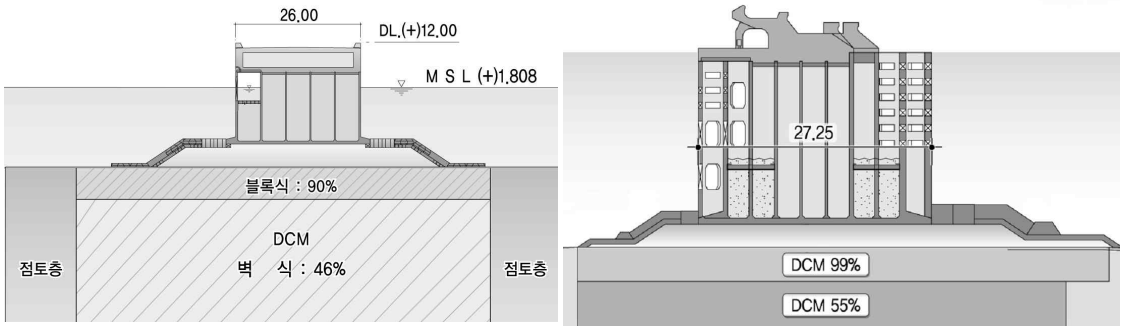
확 률 변 수		변동계수(COV)	비 고
파 력	파력산정식으로 추정된 정밀도	0.19	케이슨식 혼성제
		0.12	소파블록식 피복제
설 계 조 위	전면조위(R_{WL}) / 잔류수위(R_{RWL})	0.30 / 0.20	H.W.L 기준 / 전면조위 기준
단 위 중 량	철근콘크리트, 무근콘크리트	0.02	
	속채움 모래 / 사석, 매립토	0.04 / 0.03	
전 단 강 도	점성토(c), 사질토($\tan\phi$)	0.10	c(점착력), ϕ(내부마찰각)
	개량체	0.38	국내 시험 자료
정적토압 / 마찰계수		0.10 / 0.15	

(3) 검토단면도

최근 5년 내 심층혼합처리공법이 적용된 국내 항만구조물 기초에 대하여 신뢰성해석을 수행하였다. 신뢰성해석 대상 구조물은 <표 3.81>와 같이 여수, 남해, 군산 등 6개 지역의 안벽 3단면과 방파제 3단면이며, 대표적인 검토단면도를 <그림 3.108>에 나타내었다.

<표 3.81> 신뢰성해석 대상 구조물의 개요

단면	지 역	구조물 형 식	수심 (m)	개량심도 (m)	개량폭 (m)	개량체강도 (q_{ul}, MPa)	개량형식
A	여 수	방파제	-14.2	24.9	64.9	3.00	벽식
B	남 해	안 벽	-11.7	5.6	32.3	3.00	블록식+벽식
C	군 산	안 벽	- 5.3	10.0	19.9	2.00	블록식+벽식
D	울 산	방파제	-20.7	12.5	64.8	3.50	블록식+벽식
E	부 산	방파제	-11.5	28.4	32.5	3.48	블록식+벽식
F	화 성	안 벽	- 4.8	10.5	18.1	3.00	벽식



(a) 단면 A - 여수항 동방파제 (b) 단면 D - 울산신항 북방파제 2공구

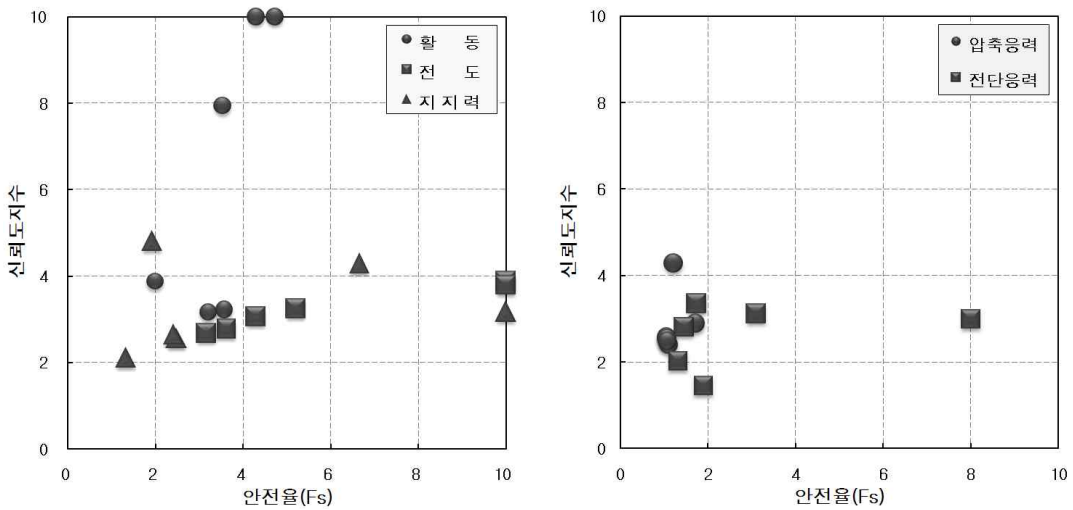
<그림 3.108> 신뢰성해석 검토단면도

(4) 요소신뢰성해석

파괴모드별 한계상태함수에 대하여 일계신뢰성해석법(FORM)으로 신뢰성해석을 수행하였으며, 허용응력설계법에서 검토된 외부안정과 내부안정에 대한 안전율(F_s)과 신뢰성해석에 의해 산정된 신뢰도지수(β)의 관계를 <그림 3.109>에 나타내었다. <그림 3.109>에서는 효율적인 표현을 위하여 안전율과 신뢰도지수가 10 이상으로 산정된 경우에는 안전율과 신뢰도지수를 10으로 표현하였다.

활동 파괴의 안전율은 1.99~4.72 범위로 나타나고 있으나 신뢰도지수는 3.16~10.93으로 매우 넓게 분포한다. 반면에 전도 파괴와 지지력 파괴는 안전율이 1.32~21.84로 범위가 넓게 분포하지만 신뢰도지수는 2.11~4.81로 산정되었다. 압축 파괴는 안전율이 1.05~1.72, 신뢰도지수는 2.39~4.28로 B단면(남해)을 제외하면 신뢰도지수는 2.39~2.89로 일정한 범위 내에 분포한다. 전단 파괴는 안전율이 1.32~8.00, 신뢰도지수가 1.44~3.34 범위로 나타난다.

외부안정의 경우에는 안전율이 증가할수록 신뢰도지수 지수가 증가하는 경향을 보였으며, 내부안정의 경우에는 안전율과 신뢰도지수의 상관관계가 크지 않았다. 허용응력설계에서는 모든 단면에 대하여 안전율이 최소인 지배파괴모드는 압축 파괴였으나, 신뢰성해석 결과로부터 최소신뢰도지수(최대파괴확률)인 지배파괴모드는 전단 파괴(A~B단면)와 압축 파괴(C~F단면)로 다르게 평가되는 경우도 있었다. 전단파괴는 상부구조물에 수평력이 크게 작용할 경우에 발생하며, 상부구조물의 자중과 관련된 확률변수의 변동성(COV=0.02~0.04) 보다 수평력과 관련된 확률변수의 변동성(COV=0.10~0.30)이 크기 때문에 신뢰성해석의 불확실성을 반영한 결과이다.



(a) 외부 안정 (b) 내부 안정

<그림 3.109> 안전율과 신뢰도지수의 관계

<표 3.82> 요소신뢰성해석 결과

단면	외부안정						내부안정				M.C.S
	활동 파괴		전도 파괴		지지력 파괴		압축 파괴		전단 파괴		
	P_f(%)	β	P_f(%)	β	P_f(%)	β	P_f(%)	β	P_f(%)	β	P_f(%)
A	0.000	7.94	0.060	3.24	0.530	2.56	0.505	2.57	7.480	1.44	7.974
B	0.000	10.93	0.005	3.88	1.760	2.11	0.001	4.28	2.211	2.01	4.119
C	0.005	3.87	0.282	2.77	0.076	3.17	0.834	2.39	0.142	2.98	1.270
D	0.065	3.22	0.113	3.05	0.001	4.29	0.557	2.54	0.252	2.81	0.963
E	0.078	3.16	0.377	2.67	0.409	2.64	0.656	2.48	0.094	3.11	1.480
F	0.000	10.57	0.008	3.79	0.000	4.81	0.196	2.89	0.041	3.34	0.224

(5) 체계신뢰성해석

(가) 다중 파괴모드

한계상태설계법에서 필수적으로 요구되는 목표신뢰도지수를 결정하는 방법으로 Paikowsky(2004), Kitazume(2004) 등은 기존 구조물의 안정성 지표인 신뢰도지수(β)를 추천하고 있다. 그러나 요소신뢰성해석으로부터 심층혼합처리 지반의 신뢰도지수가 파괴모드에 따라 큰 차이를 보이고 있으며, 각 한계상태에 포함된 확률변수는 상관관계를 가지고 있으므로 각 파괴모드의 상관성을 고려한 전체 시스템에 대한 해석이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 여러 파괴모드를 통합하여 심층혼합처리 지반 전체의 안정성을 하나의 지표로 평가할 수 있는 체계신뢰성해석(system reliability analysis)을 수행하였다.

체계신뢰성해석은 각 파괴모드간의 상관성에 따라 직렬구조(series system)와 병렬구조(parallel system)으로 구분 할 수 있다. 직렬구조는 파괴모드 중 하나의 파괴모드에서 파괴가 발생하면 시스템 전체가 파괴된 것으로 간주하며, 병렬구조는 하나의 파괴모드에서 파괴가 발생하더라도 여용성(dedundancy)이 있어 전체 파괴모드에 파괴가 발생할 경우에 시스템이 파괴된 것으로 간주한다. 직렬구조는 파괴 사건이 k개 일 때, 식 3.109와 같이 합집합으로 정의되며, 반대로 병렬구조는 식 3.110과 같이 파괴 사건이 교집합으로 정의된다. 심층혼합처리 지반은 외부안정 및 내부안정에 파괴가 발생할 경우 상부구조물에 파괴가 발생하므로 직렬구조로 판단할 수 있다.

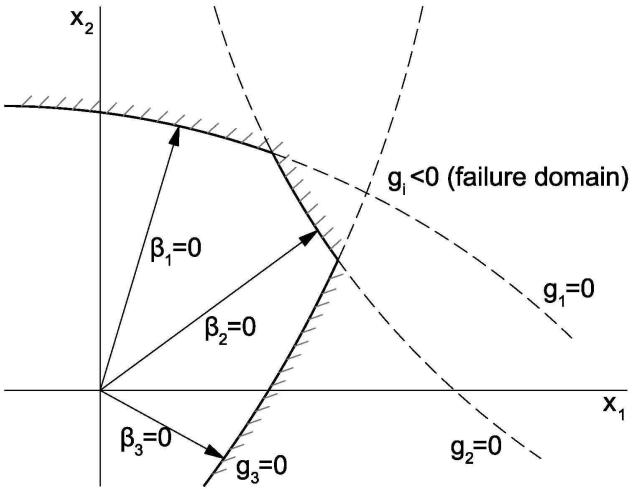
체계신뢰성해석은 다중 파괴모드(multi-failure mode)의 형태를 갖게 되며, k개의 파괴모드 만큼 k개의 한계상태함수로 식 3.111과 같이 표현된다. <그림 3.110>은 2개의 확률변수로 이루어진 3개의 파괴모드를 갖는 다중 파괴모드를 한계상태함수를 이용하여 표현한 것이며, 각 한계상태에 대한 파괴확률은 식 3.112과 같이 표현된다.

$$E = E_1 \cup E_2 \cup \cdots \cup E_k \tag{3.109}$$

$$E = E_1 \cap E_2 \cap \cdots \cap E_k \tag{3.110}$$

$$g_j(X) = g_j(X_1,\ X_2,\ \cdots,\ X_n);\quad j = 1,\ 2,\ \cdots,\ k \tag{3.111}$$

$$P_f = \int_{(E_1 \cup \cdots \cup E_k)} \int f_{X_1,\cdots,X_n}(x_1,\cdots,x_n)\, dx_1,\cdots,dx_n \tag{3.112}$$



<그림 3.110> 다중 파괴모드의 개념도

(나) 상·하한 기법

상・하한 기법은 파괴모드간의 상관관계를 반영하여 전체 시스템의 파괴확률을 상한계(upper bound)와 하한계(lower bounds)으로 평가하는 방법으로 Uni-Modal Bounds(Cornell, 1967)와 Bi-Modal Bounds (Ditlevsen, 1979)가 있다.

Uni-Modal Bounds는 개별 파괴모드의 파괴확률만을 이용하는 방법으로 모든 파괴모드가 상관성이 전혀 없는 경우($\rho_{ij}=0$)와 완전 상관인 경우($\rho_{ij}=1$)의 파괴확률을 산정한다. 하한계는 모든 파괴모드가 완전 상관인 경우로 하나의 파괴모드가 파괴되었을 때 전체 시스템이 파괴되므로 파괴모드 중에서 가장 큰 파괴확률에 상응하며, 상한계는 모든 파괴모드가 상관성이 전혀 없을 때의 파괴확률로 모든 파괴모드의 파괴확률의 합이 된다. 따라서 식 3.113에서 좌측항과 우측항은 각각 하한과 상한이 된다.

$$\max_{i=1}^{m} P_{F_i} \le P_F^{system} \le \sum_{i=1}^{m} P_{F_i} \tag{3.113}$$

$$P_{F_1} = \sum_{i=2}^{m} \max\left\{P_{F_i} - \sum_{j=1}^{i-1} P_{F_iF_j}, 0\right\} \le P_F^{system} \le \sum_{i=2}^{m}\left\{P_{F_i} - \max_{j<i} P_{F_iF_j}\right\} \tag{3.114}$$

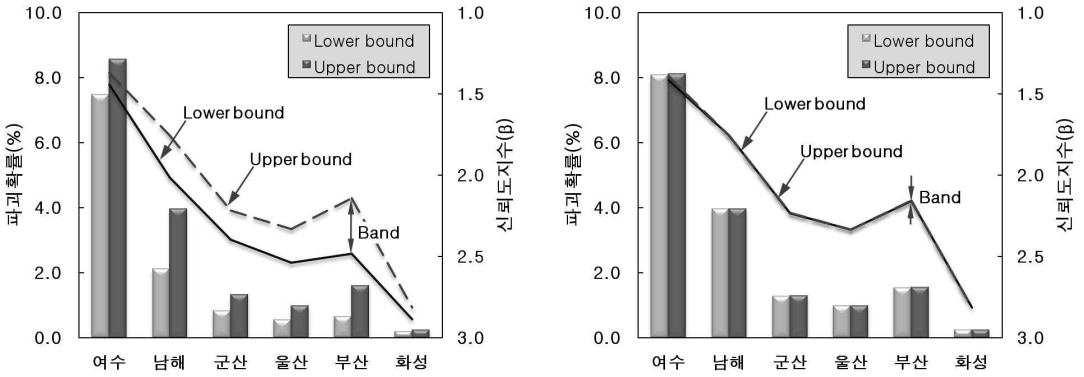
Bi-Modal Bounds는 파괴모드간의 상관관계를 고려하여 시스템의 파괴확률의 상한계와 하한계를 일계이차모멘트법(FORM)을 이용하여 신뢰성해석을 수행한 결과로부터 결정할 수 있는 방법으로 식 3.114와 같이 정의된다. Bi-Modal Bounds의 상한

값 및 하한값은 Cornell의 Uni-Modal Bounds 보다 더 좁은 범위에서 산정되므로 더욱 정확한 범위에서 시스템의 파괴확률을 평가할 수 있다. 공학문제에서는 파괴모드 사이에 상관관계가 있는 경우가 대부분이므로 본 연구에서는 Uni-Modal Bounds와 Bi-Modal Bounds를 이용한 시스템의 파괴확률을 산정하고 비교·분석하였다.

(다) 체계신뢰성해석 결과

Uni-Modal Bounds에 의한 파괴확률은 하한계 0.196~7.480%, 상한계 0.245~8.575% 이며, 신뢰도지수는 하한계 1.441~2.885, 상한계 1.367~2.814로 산정되었으며, 평균 하한계는 P_f=1.974%(β=2.292), 평균 상한계는 P_f=2.790%(β=2.104) 이다. <그림 3.111(a)>에서 여수와 화성 지역의 상·하한계 폭은 비교적 좁은 반면에 남해, 군산, 울산, 부산 지역의 상·하한계 폭은 넓게 나타났다. 즉, 여수와 화성 지역은 구조물 기초의 안정성이 어떤 하나의 파괴모드에 의존하고 있는 경우이며, 군산 등 4개 지역은 구조물 기초의 안정성이 여러 파괴모드에 의존되는 경우라고 할 수 있다.

Bi-Modal Bounds에 의한 파괴확률은 하한계 0.245~8.082%, 상한계 0.245~8.118% 이며, 신뢰도지수는 하한계 1.412~2.814, 상한계 1.393~2.814로 산정되었으며, 평균 하한계는 P_f=2.684%(β=2.118), 평균 상한계는 P_f=2.695%(β=2.113) 이다. Bi-Modal Bounds는 <그림 3.111(b)>와 같이 Uni-Modal Bounds의 해석결과와 비교하여 하한계의 파괴확률은 증가하였고 상한계의 파괴확률은 감소하여 상·하한계 폭은 0.000~0.036%로 매우 감소하여 Bi-Modal Bounds에 의한 해석으로 보다 정확한 범위에서 심층혼합처리 지반 시스템의 파괴확률을 평가할 수 있을 것으로 판단되었다. 또한 하한계의 파괴확률은 요소신뢰성해석에서 산정된 몬테카를로시뮬레이션(MCS)의 결과와 유사하게 산정되었다.



(a) Uni-Modal Bound (b) Bi-Modal Bound

<그림 3.111> 체계신뢰성해석에 의한 파괴확률과 신뢰도지수

(6) 목표신뢰도지수

지반분야에서 하중저항계수설계법에 대하여 가장 심도 있는 연구가 이루어진 말뚝기초에서는 초기 LRFD 도입 시에는 상부 구조물의 목표파괴확률 $P_f = 0.1\%$에 해당하는 목표신뢰도지수 $\beta_T = 3.0$(Withiam et al., 1998)로 제안되었으나, 기초의 여용성(redundancy)을 고려하여 군말뚝의 경우에는 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 2.3$(D'Appolonia, 1999; Paikowsky et al., 2004)으로 수정하여 AASHTO(2010) 교량설계 시방서에 반영되었다.

여용성은 기초 시스템 중에서 하나의 말뚝이 파괴되는데 필요한 하중보다 구조물 기초 전체 시스템을 붕괴시키기 위해서는 더 큰 하중이 필요하기 때문에 나타나는 내부적인 안전여유로 설명할 수 있다. 예를 들어, 보강토 옹벽의 내부안정에 대하여 하나의 보강재가 파괴되어도 나머지 보강재와 내부 지반이 분배된 하중을 공유하기 때문에 보강토 옹벽 전체에 파괴가 발생하지 않는다. 이러한 내재된 여용성으로 인해 기초의 요소신뢰성지수보다 목표신뢰도지수는 낮게 결정될 수 있다(Allen et al., 2005).

최근 심층혼합처리 지반의 개량형식은 대부분 벽식 또는 격자식 개량형식을 채택하고 있으며, 이 개량형식은 개량체를 중첩시켜 하중을 지지하므로 일부 개량체에서 파괴가 발생하더라도 서로 연결되어 있는 개량체가 동시에 파괴되기는 어려울 것으로 판단되며, 본 연구에서 명확히 증명하기 어려우나 심층혼합처리 지반에도 여용성이 존재한다고 간주할 수 있다.

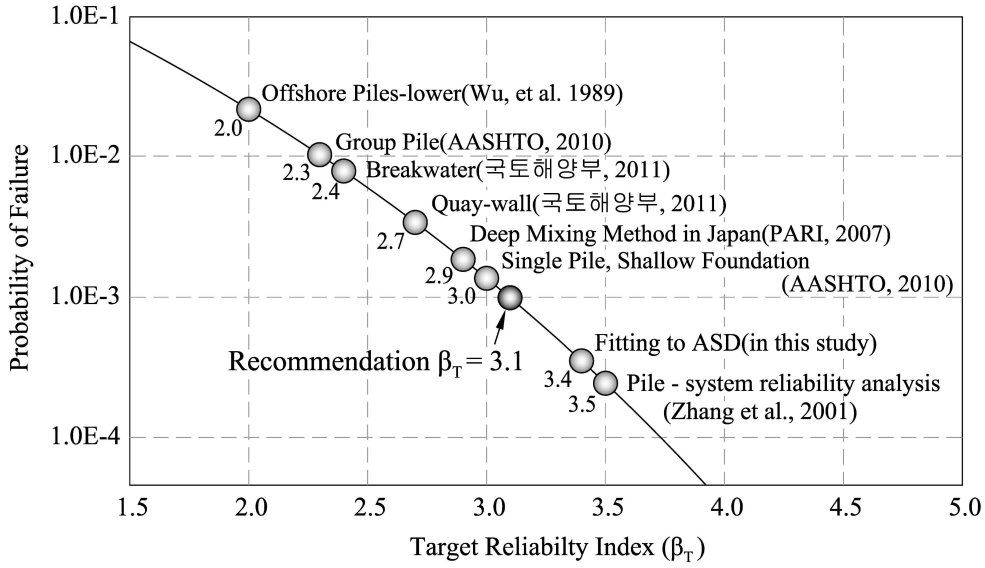
본 연구에서는 심층혼합처리공법이 적용된 국내 6개 지역의 항만 구조물 기초지

반에 대하여 요소신뢰성해석과 체계신뢰성해석을 수행하여 심층혼합처리 지반의 신뢰도수준을 평가하였다. 요소신뢰성해석에서는 현장별 신뢰도지수의 편차는 파괴모드별로 신뢰도지수의 편차가 비교적 크게 나타나며, 평균 신뢰도지수는 외부안정에 대하여 β_c= 6.985～12.076, 내부안정에 대하여 β_c=4.231～6.354로 기초에 대한 목표신뢰도수준 β_T=2.3～3.5와 비교하여 매우 큰 수준으로 평가되었다. 심층혼합처리 지반에 대한 구조체계를 직렬체계 모형으로 하는 체계신뢰성해석에 의한 체계신뢰성지수는 현장별로 β_s=2.121～5.653으로 산정되었다. 체계신뢰도지수가 일반적인 범위보다 상당히 큰 F현장(β_s=5.653)을 제외한 체계신뢰성지수는 β_s=2.121～3.826의 범위로 평가되었다.

허용응력설계법의 내부안정에 대한 안전율(Fs=3.0)을 이용한 저항계수로부터 역산된 심층혼합처리 지반의 내부안정에서 요구되는 목표신뢰도지수는 β_T=3.4로 분석되었으며, 과거 안전율로 보정된 저항계수가 최근의 신뢰성이론에 기반하여 보정된 저항계수들이 보다 다소 낮게 결정되는 경향을 고려한다면, 목표신뢰도지수는 β_T= 3.4보다 다소 낮아질 가능성이 있다.

하중저항계수설계법은 상부 구조물과의 일관된 신뢰성을 확보하고자 하는 목표를 가진다는 관점에서 심층혼합처리공법이 다수 적용되고 있는 항만 구조물의 목표신뢰도지수(국토해양부, 2011)는 β_T= 2.7(안벽), β_T= 2.4(방파제)로 심층혼합처리 지반의 체계신뢰도지수와 비교하여 다소 낮은 범위에 속하고 있다(그림 3.119 참조).

허용응력설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수는 일반적인 구조물 기초의 목표신뢰도지수 범위보다 비교적 높으며, 상부 구조물과의 일관된 신뢰성을 확보하기 위하여 상부 구조물의 목표신뢰도지수를 적용하기에는 현재 제안된 신뢰성 설계표준서 최종안(국토해양부, 2011)에 대한 검증작업이 완료되지 못하여 확신할 수 없는 문제가 있다. 따라서 본 연구에서는 상부 구조물의 목표신뢰도지수 보다는 신뢰성수준을 확보할 수 있으며, 허용응력설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수의 여용성을 확보할 수 있는 체계신뢰성지수의 평균값을 목표신뢰도지수 β_T= 3.1로 선정하였다.



<그림 3.112> 구조물 기초 및 시방서에 대한 목표신뢰도지수 현황

다. 신뢰성이론에 기반한 저항계수 보정

(1) 하중의 통계학적 특성

(가) 하중계수

북미지역과 유럽 등에서 채택하고 있는 하중계수와 국내 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)에 수록된 하중계수 현황을 <표 3.83>과 같이 나타내었다.

<표 3.83> 여러 국가들의 하중계수 현황

구 분		사하중	활하중	풍하중	지진하중
미 국	AASHTO(2010)	1.25～1.95	1.35～1.75	1.40	1.00
	ACI(1999)	1.40	1.70	1.30	1.40
	AISC(1994)	1.20～1.40	1.60	1.30	1.00
	API(1993)	1.10～1.30	1.10～1.50	1.20～1.35	0.90
캐나다	MOT(1992)	1.10～1.50	1.15～1.40	1.30	1.30
	NRC(1995)	1.25	1.50	1.50	1.00
유 럽	DGI(1985)	1.00	1.30	1.30	1.00
	CEN(2004)	1.00～1.35	1.30～1.50	1.30～1.50	1.00
한 국	해양수산부(2005a)	1.00～1.10	1.30	1.00	1.00

김범주(2004), 박재현 등(2011)은 교량 설계기준인 AASHTO(2010)와 MOT(1992), 해양구조물 설계기준인 API(1993)의 하중계수는 다양한 종류의 작용하중을 고려하기 때문에 하중의 불확실성과 변동성이 더 크므로 빌딩 기초 설계기준인 ACI(1999), AISC(1994), NRC(1995)의 하중계수에 비해서 값의 범위가 넓다고 분석하였다.

국내 기초 구조물에 대한 저항계수 산정 시 대부분 AASHTO(2010) 교량설계기준에서 제시하고 있는 하중계수를 준용하고 있으며, 사하중과 활하중만을 고려하는 경우에 사하중계수와 활하중계수는 각각 γ_{QD} = 1.25, γ_{QL}=1.75로 적용하고 있다.

API(1993)에서는 해양 구조물의 특성에 맞도록 풍하중, 파랑하중, 지진 등의 환경하중계수(environmental load factor)를 활하중 보다 심도 있게 다루고 있다. 파일기초가 아닌 착저형(on-bottom) 구조물의 경우 사하중계수를 단독으로 적용할 때에는 자중효과를 고려하여 γ_{QD} = 1.30으로 하고, 환경하중이 지배적인 경우에는 γ_{QD} =

1.10, γ_{QW}= 1.35로 규정하고 있다.

항만 및 어항 설계기준에서는 방파제 및 계류시설 등 콘크리트 구조물의 설계에 대하여 하중의 종류 및 작용빈도를 고려하여 영구하중, 변동하중, 우발하중의 세 종류로 구분하여 하중계수를 규정하였다. 영구하중은 구조물의 자중, 잔류수압, 토압 등에 대한 사하중계수이며, 변동하중은 하역기계 하중, 파력, 양압력 등의 변동성이 큰 활하중계수이다. 우발하중은 내구연한 중 작용하는 빈도는 극히 작으나 작용하면 그 영향이 아주 큰 하중으로 지진하중, 선박접안력, 선박견인력, 풍력, 충돌하중 등이며, 선박의 접안력 및 견인력은 필요에 따라 변동하중으로 간주할 수 있다.

본 연구에서는 심층혼합처리 지반은 항만 구조물 기초로 많이 적용되고 있으므로 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)과 API(1993)에서 제시하고 있는 하중계수를 이용하여 저항계수를 산정하고, 기초 구조물에 가장 많이 적용되고 있는 AASHTO(2007)의 하중계수에 의한 저항계수와 비교하였다.

(나) 하중의 편향계수와 변동계수

구조공학 분야에서는 정확한 하중을 산정하기 위하여 오랜 기간 동안 하중에 대한 통계정보가 체계적으로 개발되어 왔으며, 많은 통계학적 자료를 축적하여 하중계수의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)를 <표 3.84>와 같이 제안하였다.

사하중은 편향계수가 λ_{QD}= 1.03～1.05 범위로 무시할 수 있는 정도로 작으며, 변동성도 COV_{QD}= 1.03～1.05으로 낮다. 활하중은 하중의 변동성이 크고 연속적으로 작용하여 변동계수가 COV_{QL}=0.18～0.25로 크고, 편향계수 또한 λ_{QL}= 1.10～1.20으로 사하중계수에 비하여 크다.

풍하중 및 지지하중, 파압 등의 환경하중은 영향력은 크지만 작용 빈도가 낮아 편향계수는 λ_{QW}= 0.875～1.20로 실측 하중에 비하여 낮게 나타나는 경우도 있지만, 변동성은 COV_{QW}= 0.19～0.20으로 큰 편이다.

하중저항계수설계법이 교량설계를 중심으로 이루어져 교량을 대상으로 하는 하중계수가 주를 이루고 있으나, 일부 해상 Platform이나 방파제에 대한 하중의 통계학적 특성이 큰 차이를 보이지는 않는다.

<표 3.84> 하중편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q).

하 중 종 류	대 상 구조물	편향계수 (λ_Q)	변동계수 (COV_Q)	참고문헌
사하중	교 량 교 량 교 량 항 만	1.03 1.05 1.05 0.98~1.04	0.08 0.10 0.10 0.02~0.10	Nowak(1999) Ellingwood and Tekie(1999) AASHTO(2007) Kitazume and Nagao(2007)
활하중	교 량 교 량 교 량	1.10~1.20 1.00 1.15	0.18 0.25 0.20	Withiam et al.(1998) Ellingwood and Tekie(1999) AASHTO(2007)
환 경 하 중	교 량 Platform 방파제	0.875 1.10~1.20 0.91~1.06	0.20 0.10 0.04~0.19	Nowak(1994) Puskar et al.(1994) Kitazume and Nagao(2007)

본 연구에서는 <표 3.85>과 같이 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)과 API(1993)에서 제시한 해양·항만 구조물에 대한 하중계수와 하중의 통계학적 특성값을 적용하여 저항계수를 산정하고, AASHTO (2007) 교량 구조물의 하중계수를 적용한 저항계수와 비교하였다. 해양·항만 구조물은 활하중 보다는 환경하중이 지배적인 경우가 많으므로 환경하중을 활하중으로 간주하였다.

<표 3.85> 저항계수 보정을 위한 하중계수의 통계학적 특성

구 분		하중계수(γ_Q)	편향계수(λ_Q)	변동계수(COV_Q)
해양·항만 구 조 물	사하중 활하중	γ_{QD}=1.10 γ_{QL}=1.30	λ_{QD}=1.00 λ_{QL}=0.91	COV_{QD}=0.10 COV_{QL}=0.19
교 량 구 조 물	사하중 활하중	γ_{QD}=1.25 γ_{QL}=1.75	λ_{QD}=1.05 λ_{QL}=1.15	COV_{QD}=0.10 COV_{QL}=0.20

(2) 안전율을 이용한 저항계수 예비 산정

안전율에 의한 보정방법은 과거 경험적으로 안정성이 확인된 안전여유를 저항계수에도 동일하게 부여 할 수 있으므로 지반공학 분야에서 하중저항계수설계법의 도입 시기에 저항계수 보정에 많이 이용되었다.

본 연구에서 수집된 데이터베이스를 이용하기에 앞서, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 LRFD 예비 보정방법(preliminary calibration scheme)으로 식 3.115(FHWA, 2001)를 이용하여 저항계수를 산정하였다.

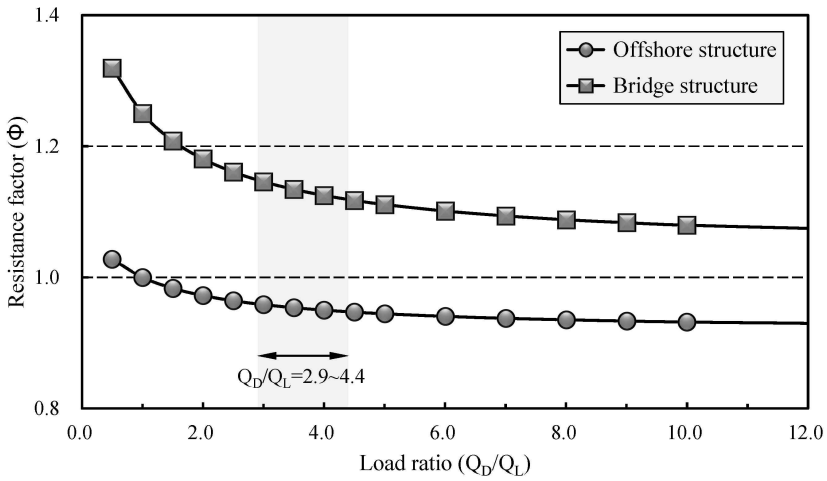
$$\phi = \frac{\gamma_{QD}Q_D + \gamma_{QL}Q_L}{F_s(Q_D + Q_L)} = \frac{\gamma_{QD}(Q_D/Q_L) + \gamma_{QL}}{F_s(Q_D/Q_L + 1)} \qquad (3.115)$$

저항계수 산정에 이용된 하중비 및 하중계수는 앞서 선정된 <표 3.23>을 이용하였으며, 허용응력설계법에서 심층혼합처리 지반에 대한 안전율은 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)에 따라 활동과 전도에 대한 파괴모드는 Fs=1.2, 지지력과 압축응력(단지압), 전단응력은 Fs=3.0을 적용하였다.

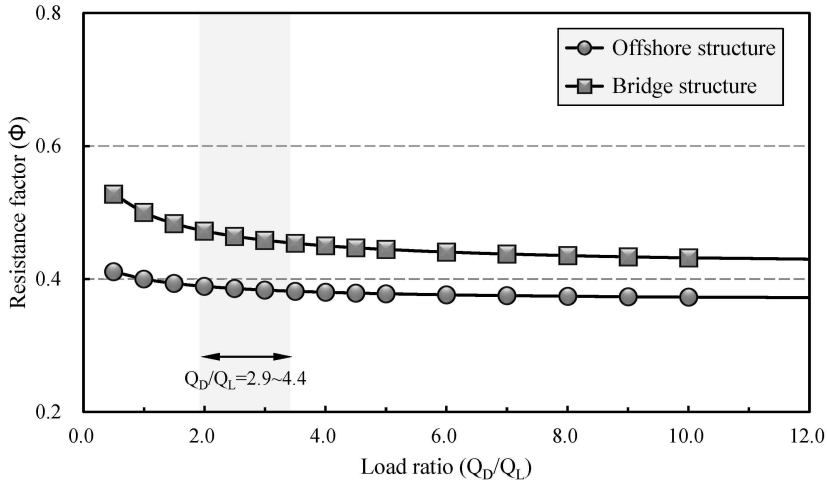
해양 · 항만 구조물의 하중계수를 이용하는 경우가 교량 구조물의 하중계수를 이용하는 경우 보다 저항계수가 낮게 평가되었으며, 두 하중계수에 대한 저항계수의 차이는 안전율이 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다.

하중비가 증가함에 따라 저항계수는 점차 감소하는 경향을 보였으며, Q_D/Q_L=5.0 이상인 범위에서는 저항계수가 하중비에 영향을 받지 않고 거의 일정한 값으로 나타났다(그림 3.113～그림 3.114).

하중비에 따른 각 하중계수에 대한 저항계수를 <표 3.86>에 나타내었다. 심층혼합처리 지반의 하중비 Q_D/Q_L= 2.9～4.4 범위에서 해양 · 항만 구조물과 교량 구조물의 하중계수를 적용할 경우 안전율 Fs=1.2에 대한 저항계수는 ϕ = 0.95～1.15, 안전율 Fs=3.0에 대한 저항계수는 ϕ = 0.38～0.46으로 산정되었다.



<그림 3.113> 하중비에 따른 전도와 활동의 저항계수(Fs=1.20).



<그림 3.114> 하중비에 따른 단지압 및 전단응력에 대한 저항계수(Fs=3.00).

<표 3.86> 하중비와 하중계수에 따른 저항계수

파괴 모드	안전율 (Fs)	하중계수 (γ_{QD}, γ_{QL})	하중비(Q_D/Q_L)			
			1.0	2.0	4.0	10.0
전도 활동	1.2	해양 · 항만 구조물	1.00	0.97	0.95	0.93
		교량 구조물	1.25	1.18	1.13	1.08
지지력 압축응력 전단응력	3.0	해양 · 항만 구조물	0.40	0.39	0.38	0.37
		교량 구조물	0.50	0.47	0.45	0.43

(3) 신뢰성기반 저항계수 산정

(가) 저항의 통계학적 특성

하중저항계수설계법(LRFD)에서 저항계수의 선정은 대상 파괴모드에 대하여 미리 규정된 허용파괴확률 또는 목표신뢰도지수의 수준에 부합하여야하며, 저항계수의 결정은 대상 구조물의 지역적 특성과 기술수준을 반영할 수 있는 통계학적 자료에 기초한 신뢰성이론에 따라 이루어져야 한다.

심층혼합처리 지반의 파괴모드는 활동, 전도, 지지력 파괴모드와 같은 외부파괴와 개량체 압축, 전단 파괴모드와 같은 내부파괴가 있으며, 체계신뢰성해석으로부터 파괴모드 간 상관성은 외부 파괴모드와 내부 파괴모드로 명확하게 구분되고 있다.

외부 파괴모드에서는 저항으로 작용되는 지지층의 마찰계수, 수동토압과 같은 저항력에 관한 실측값 자료가 충분하지 않아 저항계수를 산정하기 어려운 실정이다. 반면, 내부 파괴모드에서는 개량체의 압축강도와 전단강도가 저항력으로 작용하며, 개량체 전단강도는 압축강도에 의존하므로 압축 및 전단 파괴모드는 동일한 저항력에 의존된다고 할 수 있다. 국내 개량체의 압축강도에 대한 실측자료는 최근 한계상태설계법에 관심이 있는 연구자들에 의해 자료수집이 이루어지고 있으며, 통계학적 분석에도 노력을 기울이고 있다.

본 연구에서는 심층혼합처리 지반의 내부안정에 대한 저항계수를 산정하고자 하였으며, 이를 위하여 국내에서 수집된 개량체 압축강도 자료를 이용하여 통계학적 분석을 수행하였으며, 요소신뢰성해석을 통하여 기존 구조물의 신뢰도수준을 평가하고, 체계신뢰성해석을 통하여 목표신뢰도지수를 결정하였다. 저항의 통계학적 특성값과 신뢰도수준을 <표 3.87>에 나타내었다.

<표 3.87> 저항계수 보정을 위한 저항의 통계학적 특성

저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	신뢰도수준 (β)	목표신뢰도지수 (β_T)
1.36	0.35	2.1~3.8	3.10

(나) 하중비에 따른 저항계수

하중비(Q_D/Q_L)는 사하중과 활하중의 비로 정의되며, 하중비에 따른 신뢰도지수의 민감도는 낮은 것으로 알려져 있다. 교량 구조물에서는 교량 경간장(span

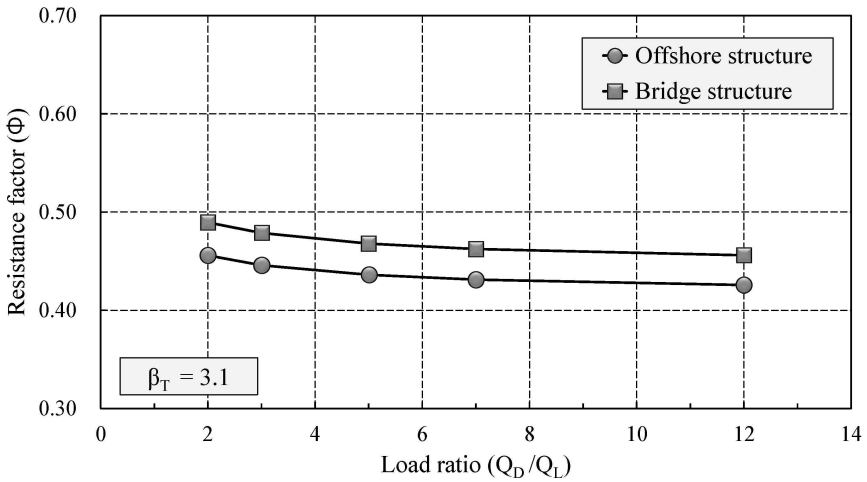
length)에 따라 하중비를 결정하는 방법이 있으며, 일반적으로 하중비는 Q_D/Q_L= 0.5~4.0 범위에서 결정된다. 본 연구에서 이용된 6개 현장의 설계하중으로부터 하중비를 산정하여 <표 3.88>에 나타내었다.

<표 3.88> 본 연구에서 이용된 6개 현장의 하중비

현 장	A	B	C	D	E	F
하중비(Q_D/Q_L)	4.4	12.2	4.0	3.3	2.9	33.1

하중비는 Q_D/Q_L= 2.9~33.1의 매우 넓은 분포를 보였다. F현장의 경우 파고가 낮아 파압이 작은데 비해 서해안에 위치하여 조위차가 크게 발생하여 구조물의 자중이 크기 때문에 하중비가 매우 높게 산정된 것으로 판단된다. 따라서 F현장을 제외한 하중비 Q_D/Q_L= 2~12의 범위에서 저항계수를 산정하였다.

목표신뢰도지수 β_T=3.1에서 하중비에 따른 저항계수는 해양·항만 구조물 하중계수를 적용하는 경우 ϕ = 0.43~0.46, 교량 구조물 하중계수를 적용하는 경우 ϕ = 0.46~0.49로 산정되었다(그림 3.115). 하중비가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, 점점 감소비율은 둔화되어 Q_D/Q_L= 5 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 영향을 거의 미치지 않았다.



<그림 3.115> 하중비에 따른 저항계수

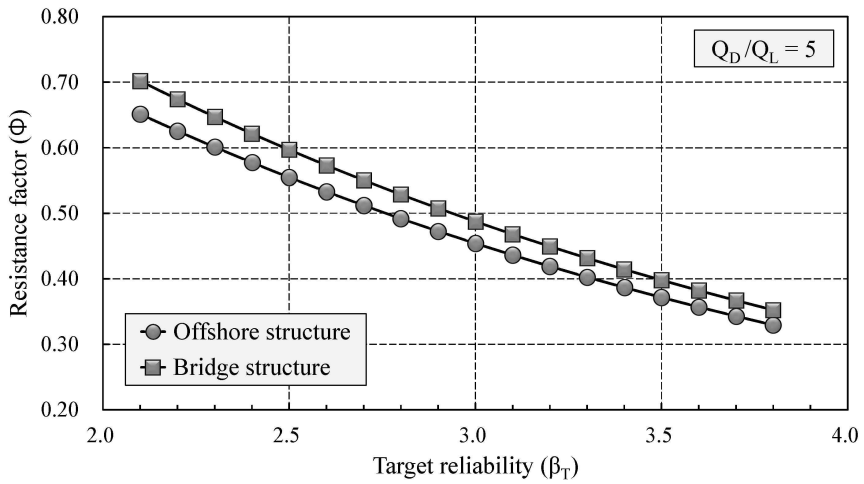
(다) 신뢰도지수에 따른 저항계수

기존 구조물에 대한 신뢰도수준 범위에서 하중비의 영향을 받지 않는 일정한 저항계수 산정을 위하여 $Q_D/Q_L=5$인 경우에 신뢰도지수에 따른 저항계수를 산정하여 <그림 3.116>에 나타내었다.

해양·항만 구조물의 하중계수를 적용한 저항계수보다 교량 구조물의 하중계수를 적용한 저항계수가 약 7% 정도 크게 산정되었으며, <표 3.89>과 같이 신뢰도지수가 증가할수록 두 하중계수의 차이는 감소하였다.

신뢰도지수가 β=2.1에서 β=3.8로 증가하는 동안 저항계수는 $\phi=0.65$에서 $\phi=0.33$으로 거의 두 배 정도 감소하여, 저항계수는 신뢰도지수에 대하여 매우 민감한 것으로 평가된다.

목표신뢰도지수 $\beta_T=3.1$에 대한 저항계수는 해양·항만 구조물의 하중계수를 적용하는 경우 $\phi=0.44$, 교량 구조물 하중계수를 적용하는 경우에는 $\phi=0.47$로 산정되었다.



<그림 3.116> 목표신뢰도지수에 따른 저항계수

<표 3.89> 목표신뢰도 수준에 따른 저항계수 보정 결과

하중계수	신뢰도수준(β)					
	2.1	2.3	2.5	3.1	3.5	3.8
해양·항만 구조물	0.65	0.60	0.56	0.44	0.37	0.33
교량 구조물	0.70	0.65	0.60	0.47	0.40	0.35

3.2 쇄석다짐말뚝

가. 정재하시험 데이터베이스 구축과 품질 평가

(1) 개 요

한계상태설계법을 도입하고 있는 국가들은 가능한 중복되지 않은 실험연구를 계획하여 실험결과를 데이터베이스로 구축하고, 서로의 데이터를 공유하고 협력하는 등의 대안을 마련하고 있다. 그러나 실험에 참여하지 못한 후발 국가나 연구자들에게는 데이터를 공개하지 않고 있기 때문에 신뢰성이론을 적용한 하중저항계수설계법을 개발하기 위해서는 구조물 기초의 저항력에 대한 데이터베이스 구축이 선행되어야 한다.

본 절에서는 쇄석다짐말뚝의 저항력을 평가하기 위한 정재하시험법에 대하여 고찰하고, 정재하시험 및 지반특성 자료를 데이터베이스로 구축하기 위해 필요한 데이터베이스의 구성 항목을 계획하였다. 국내 · 외 학술논문 및 정재하시험 보고서 등으로부터 DB 구성 항목에 해당하는 자료를 수집하고, 데이터베이스의 분석을 실시하였다. 그리고 신뢰도 높은 저항계수 보정을 위하여 수집된 자료의 품질을 평가하는 방법을 제안하였다.

(2) 정재하시험의 데이터베이스 구축

쇄석다짐말뚝의 하중저항계수설계법을 위한 데이터베이스를 구축하기 위해서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 정재하시험 자료와 극한지지력 예측에 필요한 쇄석다짐말뚝의 제원과 비배수 전단강도를 포함한 지반특성 등의 자료수집이 요구되며, 데이터베이스 구성 항목을 다음과 같이 계획하였다.

- 정재하시험 제원 - 재하형식, 재하판 폭, 직경, 근입깊이, 치환면적비
- 지반특성 - 단위중량, 비배수전단강도, 탄성계수, 프와송비
- 쇄석다짐말뚝의 제원 - 시공법의 종류, 말뚝의 직경, 길이, 쇄석의 내부마찰각

데이터베이스 구축을 위하여 국내 · 외 학술논문 및 쇄석다짐말뚝의 시험/시공 결과 보고서로부터 쇄석다짐말뚝의 정재하시험 자료를 <표 3.90>과 같이 수집하였다. 정재하시험은 미국, 한국, 인도, 필리핀, 중국, 영국 등에서 수행되었으며, 사질토

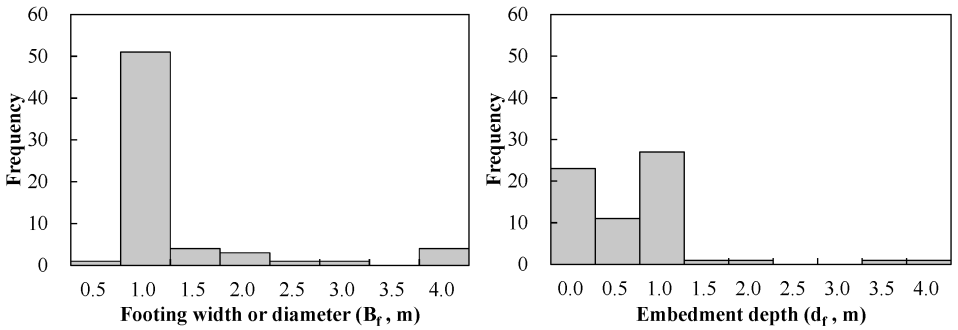
지반에 설치된 쇄석다짐말뚝과 무리말뚝에 대한 정재하시험은 자료수가 상대적으로 적어 통계학적 분석이 곤란하여 본 연구에서는 점성토지반에 설치된 단일쇄석다짐말뚝을 대상으로 데이터베이스를 구축하였다.

<표 3.90> 정재하시험 자료의 수집 현황

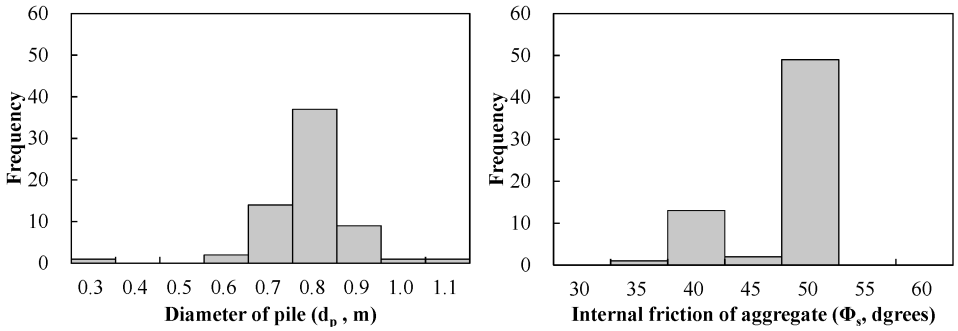
구 분	국 내		해 외	
	학술논문	시험보고서	학술논문	시험보고서
데이터 수	7	5	32	21

쇄석다짐말뚝의 정재하시험은 원형(56개소)과 사각형(9개소)의 재하판이 이용되었다. 재하판의 재료는 대부분 콘크리트 푸팅(44개소)과 강판(16개소)으로 구성되었으며, 일부 쇄석매트, 모래매트 등(5개소)이 이용되었다. 재하판의 직경은 0.3~4.0m의 범위로 대부분 0.7~0.9m 크기의 재하판이 이용되었으며, 재하판의 근입깊이는 4개소를 제외하고 1.0m 이내로 설치되었다.(그림 3.117)

쇄석다짐말뚝은 <그림 3.118>와 같이 램머다짐(50개소), 진동다짐(15개소)으로 시공되었으며, 쇄석다짐말뚝의 직경은 0.3~1.10m 범위로 시공되었다. 대부분의 쇄석다짐말뚝의 시방기준에서 말뚝의 직경을 0.7 ~ 0.9m로 규정하고 있어 대부분의 자료가 이 범위에 속하고 있다. 쇄석다짐말뚝의 길이는 1.5~20.7m로 분포하며, 52개소의 쇄석다짐말뚝은 길이가 10m 이하이며, 7개소는 10~15m인 것으로 분석되었다.

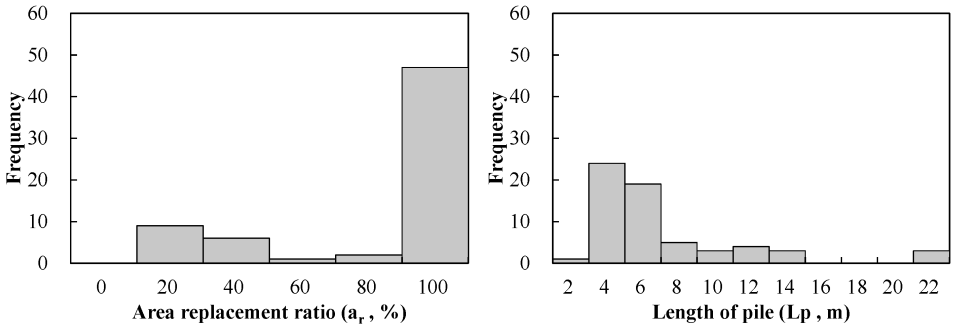


<그림 3.117> 재하판의 폭과 근입깊이



<그림 3.118> 쇄석다짐말뚝의 직경과 길이

단일쇄석다짐말뚝의 거동을 분석하기 위하여 수행된 47개소의 정재하시험에서는 말뚝의 직경과 재하판의 직경이 동일하여 치환면적비가 95 ~ 100%이고, 말뚝과 지반의 응력분담을 고려하는 18개소의 복합지반 개념의 정재하시험에서는 재하판의 직경이 말뚝이 직경 보다 크므로 치환면적비가 20 ~ 80%이다. 쇄석다짐말뚝의 거동분석과 극한지지력 평가에 이용된 쇄석재료의 내부마찰각은 35~50° 범위로 적용되었고, 최근 적용 실적이 증가하고 있는 램머다짐을 이용하는 쇄석다짐말뚝에서는 대부분 내부마찰각을 50°로 적용하고 있다<그림 3.119>.

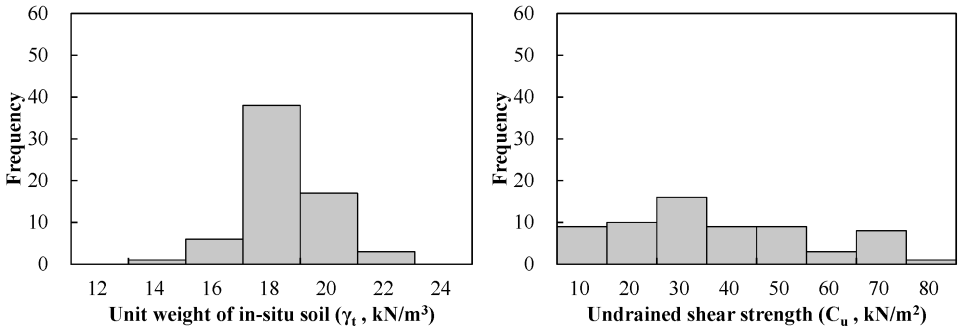


<그림 3.119> 쇄석다짐말뚝의 치환면적비와 내부마찰각

점성토지반에 설치된 단일쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 지지력은 원지반의 구속압에 지배를 받고 있으므로 원지반의 단위중량과 비배수전단강도의 파악이 중요하다. 특히 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 여러 파괴모드 중에서 팽창파괴에 대하여 분석하고자 하므로 팽창파괴가 발생되는 말뚝 직경의 2~5배가 되는 심도의 비배수전단강도의 평균값을 데이터베이스에 입력하였다.

정재하시험이 실시된 원지반의 단위중량은 14.0~20.4 kN/㎥ 범위로 분포하며, 평

균 단위중량은 17.8 kN/㎥로 분석되었다. 쇄석다짐말뚝의 데이터베이스는 여러 지역에서 시공된 자료를 수집하였기 때문에 비배수전단강도는 6.0~72.0 kPa로 비교적 넓은 범위로 분포하였으며, 평균 비배수전단강도는 33.6 kPa로 분석되었다.(그림 3.137)



<그림 3.120> 원지반의 단위중량과 비배수전단강도

(3) 정재하시험의 데이터베이스의 상관성 분석

정재하시험으로부터 평가된 극한지지력과 설계변수들 간의 상관성의 정도는 <표 3.91>에 상관계수로 나타내었다. 쇄석다짐말뚝의 극한지지력과 상관성이 높은 설계변수는 쇄석의 내부마찰각(R = 0.54)으로 나타났으며, 양(+)의 상관관계로 설계변수가 증가한다면 극한지지력도 증가하는 것으로 분석되었다.

설계변수들 간의 상관계수는 재하판의 폭(B_f)과 재하판의 치환면적비(a_r)에서 R = -0.72로 매우 상관성이 높은 것으로 나타났다. 이는 쇄석다짐말뚝의 직경은 대부분 0.7 ~ 0.9m로 제한된 크기로 시공되지만, 쇄석다짐말뚝과 원지반의 응력분담을 고려한 복합지반 개념의 정재하시험에서는 재하판의 폭을 증가시킬 경우에는 재하판의 치환면적비가 감소하는 특성이 반영된 결과이다. 그러나 이들 설계변수의 상관성은 쇄석다짐말뚝의 한계상태설계법을 구성하는 데에는 영향을 미치지 않는다.

<표 3.91> 쇄석다짐말뚝의 극한지지력과 설계변수들 간의 상관계수

	q_u	B_f	d_f	d_p	ϕ_s	a_r	L_p	γ_t	c_u
q_u	1.00	-0.12	-0.17	-0.25	0.54	0.14	-0.09	-0.19	0.21
B_f	-0.12	1.00	-0.09	0.56	-0.16	-0.72	0.33	0.06	0.00
d_f	-0.17	-0.09	1.00	0.04	-0.17	0.17	-0.02	0.13	0.10
d_p	-0.25	0.56	0.04	1.00	-0.21	-0.18	0.23	0.01	-0.16
ϕ_s	0.54	-0.16	-0.17	-0.21	1.00	0.17	0.03	-0.35	-0.08
a_r	0.14	-0.72	0.17	-0.18	0.17	1.00	-0.30	0.01	0.02
L_p	-0.09	0.33	-0.02	0.23	0.03	-0.30	1.00	-0.20	-0.34
γ_t	-0.19	0.06	0.13	0.01	-0.35	0.01	-0.20	1.00	0.34
S_u	0.21	0.00	0.10	-0.16	-0.08	0.02	-0.34	0.34	1.00

(4) 데이터베이스의 품질 평가법 제안

정재하시험으로부터 판정되는 극한지지력은 실측 저항력으로 구성되고, 정재하시험에 이용된 쇄석다짐말뚝의 직경과 시험 위치에서 조사된 원지반의 물리-역학적 특성은 극한지지력 이론식에 대입하여 예측 저항력을 산정하는데 이용되므로 데이터베이스의 품질은 하중저항계수설계법의 저항계수 보정에 큰 영향을 미친다. 그러나 기존의 하중저항계수설계법에서는 신뢰도 높은 데이터베이스 구성을 위한 데이터의 품질을 평가하지 않고 있으며, 저항편향계수의 통계량이 왜곡되지 않도록 적절한 범위의 데이터만을 선택하는 기법만 제시하고 있다. 본 연구에서는 한계상태설계법을 위한 데이터베이스 구축 시, 수집된 데이터의 품질을 평가하기 위한 방법으로 <표 3.92>과 같은 품질평점표를 제안하였다.

<표 3.92> 쇄석다짐말뚝의 데이터베이스 품질평점표

품질기준	평가항목		평 점	소 계
정재하시험	• 재하하중과 설계하중의 비	1.0 미만	0	40
		1.0~2.0	3	
		2.0~3.0	5	
		3.0 초과	10	
	• 항복 및 극한하중 판별 여부	판정불가	0	
		판정가능	30	
지반특성	• 쇄석의 내부마찰각	현장 및 실내시험으로 제시된 경우	20	30
		공법 매뉴얼(특허, 신기술 등 결과)로 제시된 경우	15	
		제시되지 않은 경우	0	
	• 원지반의 물리-역학적 특성	현장 및 실내시험이 수행된 경우	10	
		표준관입시험 등으로 추정한 경우	5	
		문헌에 의해 추정한 경우	3	
		물리-역학적 특성을 추정하기 곤란한 경우	0	
쇄석다짐말뚝특성	• 말뚝의 직경, 길이, 근입깊이가 제시된 경우		10	30
	• 말뚝의 시공방법이 제시된 경우		10	
	• 정재하시험의 형태, 재하판 형태, 크기, 말뚝 수가 제시된 경우		10	
	• 각 항목 중 한 가지 특성이 제외될 때마다 5점 감점		-5	

데이터베이스의 품질기준으로는 정재하시험에 의해 실측된 저항력의 신뢰성을 판단하는 기준으로 정재하시험이 극한 또는 항복하중까지 재하되었는지를 평가하였으며, 지반특성과 쇄석다짐말뚝의 특성을 이용하여 예측 저항력의 신뢰성을 판단하는 기준으로 원지반의 물리 · 역학적 특성 및 쇄석의 특성값이 명확한지를 평가하도록 계획하였다. 그리고 실측 및 예측 저항력을 산정하는데 필요한 쇄석다짐말뚝의 제원(직경, 길이, 재하판 크기)이 명확한지를 평가하도록 하였다.

정재하시험에서는 설계하중의 200% 수준에서 재하하중이 결정되므로 시험규정에 의해 시험이 시행되었는지를 판단하기 위하여 정재하시험의 재하하중과 설계하중의 비에 따라 0~15점을 부여하도록 하였으며, 정재하시험 결과를 이용하여 항복

하중 또는 극한하중이 판정되는지에 따라 0~30점을 부여하였다.

지반특성에 관한 품질기준에서는 쇄석다짐말뚝의 극한지지력에 가장 큰 상관관계를 갖는 쇄석의 내부마찰각에 가중치를 두어 0~20점을 부여하였으며, 그 외 물리-역학적 특성값을 추정하는 방법에 따라 0~10점을 부여하였다.

쇄석다짐말뚝의 제원에 대한 품질기준에서는 말뚝의 제원, 시공방법, 재하시험의 제원의 3가지 항목에 따라 각각 0~10점을 부여하였으며, 평가항목 중 명확하지 않은 항목마다 5점씩 감점하고, 평가항목이 제시되지 않은 경우 0점을 부여하였다.

데이터베이스로 구축된 65개의 쇄석다짐말뚝의 데이터는 상기 데이터베이스 품질평점표에 의해 정량적인 평점이 부여되었다. 정재하시험 자료의 출처별 평균 평점은 국내 학술논문(KJ)이 86점으로 가장 높게 나타났으며, 해외 학술논문(AJ) 77점, 국내 재하시험보고서(KR) 65점, 해외 재하시험보고서(AR) 62점 순으로 나타났다. 품질평점이 60점 이하인 자료의 대부분은 정재하시험에 의해 항복하중 또는 극한하중이 판정되지 않아 실측 저항력의 신뢰도를 확보하지 못하는 경우가 대부분을 차지하였다.

데이터의 품질등급을 부여하는 체계는 상기 품질평점표에서 세 가지 품질기준에 대한 품질평점의 합이 80점 이상인 경우에 Good 등급을 부여하였으며, Fine 등급은 60점 이상인 경우에 부여하였다. 최소한 한 가지 품질기준이라도 추정이 불가능하거나 평점이 60점 미만인 경우에는 Poor 등급을 부여하였다.

본 연구에서 수집된 65개소의 데이터 중에서 Good 등급과 Fine 등급을 부여받아 비교적 품질 기준을 만족하는 데이터는 <표 3.93>와 같이 49개소로 분석되었으며, 이들로 구성된 데이터베이스를 이용하여 저항편향계수 산정 및 저항계수 보정에 이용하였다.

<표 3.93> 데이터베이스의 품질평가 결과

품질 등급	Good	Fine	Poor
데이터의 수	28	21	16

나. 쇄석다짐말뚝의 불확실성 평가 기술

한계상태설계법에서는 공간적 불확실성, 조사의 불확실성, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 저항편향계수로 정량화하여 저항계수 보정에 이용하고 있으며, 저항편향계수는 현재 설계에 적용되고 있는 이론식에 의해 예측된 극한지지력과 정재하시험으로부터 얻어진 실측 극한지지력의 비를 저항편향계수로 정의한다. 저항편향계수의 평균값(λ_R)은 실제 극한지지력에 대한 극한지지력 이론식의 평균적인 내재적 보수성을 나타내는 값이며, 변동계수(COV_R)는 저항편향계수의 평균값에 대한 표준편차의 비로서 저항편향계수의 불확실성을 정량화한 값이다.

말뚝의 극한지지력을 평가하는데 가장 신뢰도가 높다고 알려진 정재하시험을 이용한 쇄석다짐말뚝의 극한지지력 평가는 여러 연구자들에 의해 수행된 바 있지만 대부분의 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 보강효과를 확인하거나 응력분담율을 산정하는데 목적을 두었다.

정재하시험에서 하중-침하량 곡선이 침하량 축에 거의 평형상태에 도달하는 극한지지력을 구하는 것은 재하장치의 용량과 성능, 시험조건, 말뚝의 재사용 등의 제반여건으로 인하여 말뚝이 파괴에 이르는 극한하중까지 재하되지 못하고 계획하중의 200%에 해당하는 하중만이 재하되며, 파괴에 이르는 충분한 변위가 발생되지 못한 채 시험이 종료된다. 이에 대한 대안으로 구조물 기초 설계기준 해설(한국지반공학회, 2009)에서는 logP-logS, dS/d(logt), S-logt 방법 등을 이용한 도해적인 방법을 이용하여 항복하중을 산정하거나 말뚝의 침하량이 재하판 또는 말뚝직경의 10%일 때의 하중을 극한지지력으로 간주하도록 규정하고 있다.

Kondner(1963), Chin(1971) 등은 도해적인 방법에서 발생되는 도면의 축척에 의한 시각적 오차와 개인오차의 영향을 배제하기 위하여 쌍곡선 회귀분석을 이용한 극한지지력 평가법을 제안한 바 있으며, 류 등(1995), 원 등(1996)은 정재하시험에서 얻어진 하중-침하량 곡선의 최대곡률점을 항복하중으로 평가하는 연구를 수행하였다.

본 절에서는 쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험으로부터 얻어진 하중-침하량 곡선을 기반으로 비선형 회귀분석법을 이용하여 극한지지력을 예측하고, 도해법을 이용한 기존의 판정법들에 의해 예측된 극한지지력과 비교・분석하였다.

(3) 이론식에 의한 극한지지력 예측

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 지지력이론식은 대부분 Gibson and

Anderson(1961)의 지지력이론식을 기초로 하고 있으며, 프레셔미터 시험을 근거로 마찰이 없는 재료와 무한히 길게 확장된 원통형 공동에 대하여 이상적인 탄소성 이론으로 초기 측방응력을 고려하여 최대 측방응력을 다음과 같이 나타내었다.

$$\sigma_{rL} = \sigma_{ro} + c_u \left[1 + \ln \frac{E_c}{2\, c_u (1+\nu_c)}\right] \tag{3.123}$$

여기서, σ_{rL} : 최대 비배수 측방응력(kN/㎡)

σ_{ro} : 초기 횡방향응력($= K_o(\gamma_c \cdot h + q)$)(kN/㎡)

c_u : 주변지반의 비배수전단강도(kN/㎡)

E_c : 주변지반의 탄성계수(kN/㎡)

ν_c : 주변지반의 프와송비

Hughes and Withers(1974), Datye et al.(1975)은 이 이론식을 이용하여 쇄석다짐말뚝의 구속압을 산정하였으며, 쇄석다짐말뚝의 극한지지력을 다음과 같이 표현하였다.

$$q_u = [\sigma_{ro} + c_u \left[1 + \ln \frac{E_c}{2\, c_u (1+\nu_c)}\right]] \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \tag{3.124}$$

여기서, q_u : 쇄석다짐말뚝의 극한지지력(kN/㎡)

ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각(°)

Greenwood(1970)는 주변토사의 수동저항은 옹벽의 배면에 작용하는 토압의 크기와 같다는 가정 하에 극한지지력을 다음과 같이 제안하였다.

$$q_u = (\gamma_c\, z\, K_{pc} + 2\, c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \tag{3.125}$$

여기서, γ_c : 주변지반의 단위중량(kN/㎥)

z : 팽창파괴가 예상되는 깊이(m)

K_{pc} : 주변지반의 수동토압계수 $(=\tan^2(45+\frac{\phi_c}{2}))$

Vesic(1972)은 흙의 내부마찰력과 점착력을 포함하는 Mohr-Coulomb의 파괴규준과 탄소성이론을 일반적인 원통의 공동확장 해법으로 전개하였다. 주변 지반에 유발되는 최대 측방저항력 σ_3는 다음과 같이 표현된다.

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_u F_c' + q_{avg} F_q' \tag{3.126}$$

여기서, σ_3 : 흙의 수동저항(kN/㎥)

q_{avg} : 등가파괴심도에서의 평균(등방)응력 $(=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3)$

F_c', F_q' : 공동확장계수(cavity expansion factors)

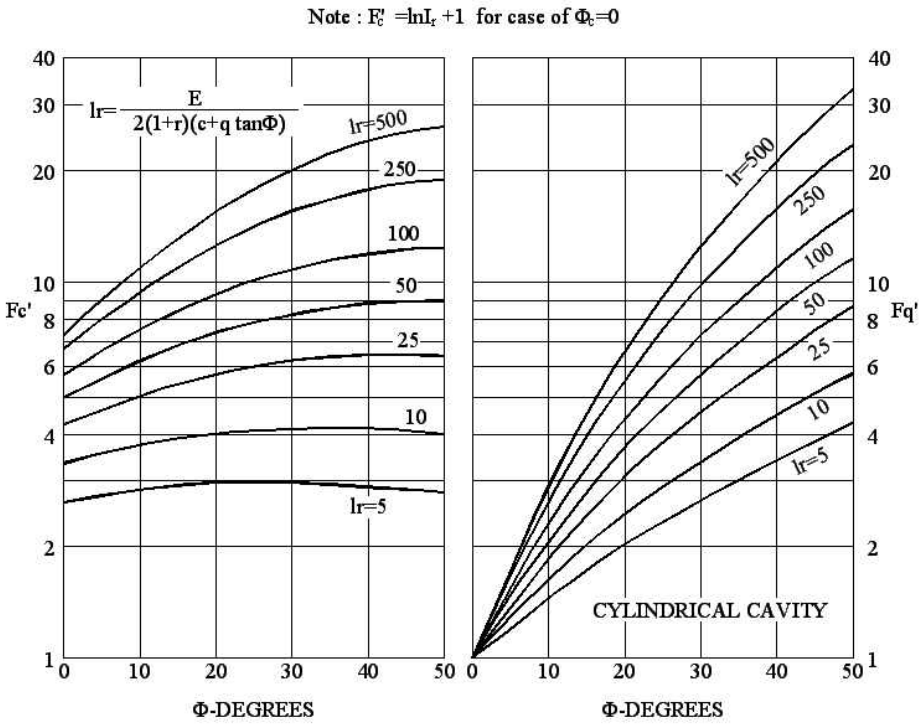
공동확장계수 F_c', F_q'은 주변지반의 내부마찰각과 강성지수(rigidity index)의 함수로 식 3.127과 식 3.128으로부터 구하거나, <그림 3.121>으로부터 구할 수 있다.

$$F_q' = (1+\sin\phi_c)(I_{rr}'\sec\phi_c)^{\frac{\sin\phi_c}{1+\sin\phi_c}} \tag{3.127}$$

$$F_c' = (F_q'-1)\cot\phi_c \tag{3.128}$$

여기서, ϕ_c : 주변지반의 내부마찰각(°)

I_{rr}' : 감소강도지수(reduced rigidity index)



<그림 3.121> 실린더형 공동팽창계수(Vesic, 1972)

강도감소지수(I_{rr}')는 실린더형 공동의 체적변화계수(ζ_v')와 강도지수(I_r)의 곱으로 나타낼 수 있으며, 강도감소지수와 강도지수를 식 3.129, 3.130 각각 나타내었다.

$$I_{rr}' = \frac{I_r}{1 + I_r \nabla \sec\phi_c} = \zeta_v' I_r \tag{3.129}$$

$$I_r = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)(c_u + q\tan\phi_c)} \tag{3.130}$$

여기서, I_r : 강도지수(rigidity index)

∇ : 소성영역에서의 체적변형율

Vesic(1972)의 극한지지력은 식 3.131과 같이 나타낼 수 있으며, 점성토 지반에서 원통의 공동확장 해법을 따르는 Vesic(1972)의 극한지지력은 ϕ=0이므로 Gibson and Anderson(1961)의 극한지지력과 동일하다.

$$q_u = (c_u F_c' + q_{avg} F_q') \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \tag{3.131}$$

Hughes and Withers(1974)는 쇄석다짐말뚝이 프레셔미터와 같이 거동하거나, 쇄석재료가 내부마찰각 ϕ_s를 가지고 전단파괴로 접근한다는 가정 하에 팽창파괴의 극한지지력을 식 3.132와 같이 제안하였다.

$$q_u = (\sigma_{ro} + 4\, c_u) \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \tag{3.132}$$

Brauns(1978)는 쇄석다짐말뚝의 극한지지력을 식 3.133와 같이 나타내었다.

$$q_u = [\sigma_{ro} + 1 + \ln\frac{E_c}{3\ c_u}\ c_u] \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \tag{3.133}$$

Madhav et al.(1979)은 쇄석다짐말뚝의 극한지지력을 식 3.134과 같이 나타내었으며, 지지력계수는 <표 3.94>와 같다.

$$q_u = (4\, c_u + \sigma_{ro} + K_o q_s)(W/B)^2 \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} + [1-(W/B)^2]\, q_s\, z \tag{3.134}$$

여기서, B : 하중재하폭(m)

W : 쇄석다짐말뚝 열의 등가폭(m)

q_s : 연약지반의 지지력(=$(2/3)cN_c$)(kN/㎡)

<표 3.94> 지지력 계수 N_c, N_q (Meyerhof, 1963; Vesic, 1975)

구 분		지지력계수 형태
N_c	For $\phi > 0$	$(N_q - 1)\cot\phi$
	For $\phi = 0$	5.14
N_q		$e^{\pi\tan\phi} N_\phi$

*$N_\phi = \tan^2(45+\phi/2)$, ϕ=angle of internal friction

Hansbo(1994)는 소성이론에 근거하여 실린더형 팽창(cylindrical expansion)의 경우 파괴 시 방사응력(radial stress at failure, σ_{rL})을 식 3.135과 같이 표현하였다.

$$\sigma_{rL} = \sigma_{ro} + c_u[1 + \ln\frac{E_c}{2c_u(1+\nu_c)}] \quad (3.135)$$

경험적으로 점성토의 탄성계수는 보통 $150c_u \sim 500c_u$의 범위이며, 비배수상태의 프와송비를 0.5라고 가정하면, σ_{rL}는 $\sigma_{ro}+5c_u$에서 $\sigma_{ro}+6c_u$의 범위가 되므로 파괴 시 방사 응력은 $\sigma_{ro}+5c_u$로 가정할 수 있다. 이와 같은 값을 Mohr-Coulomb 파괴규준에 적용하면 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 3.136과 같이 표현된다.

$$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u)\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \quad (3.136)$$

쇄석다짐말뚝의 데이터베이스 자료를 이용하여 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 이론식을 이용하여 <표 3.95>과 같이 극한지지력을 예측하였다.

<표 3.95> 이론식에 의해 예측된 극한지지력

극한지지력 이론식	극한지지력 (q_u, kPa)				
	최소	최대	평균 (μ)	표준편차 (σ)	변동계수 (COV)
Greenwood (1970)	171	1,509	724	328	0.45
Vesic (1972)	256	3,322	1,498	784	0.52
Hughes and Withers (1974)	220	2,511	1,169	588	0.50
Brauns (1978)	256	3,285	1,484	775	0.52
Hansbo (1994)	245	3,055	1,391	719	0.52

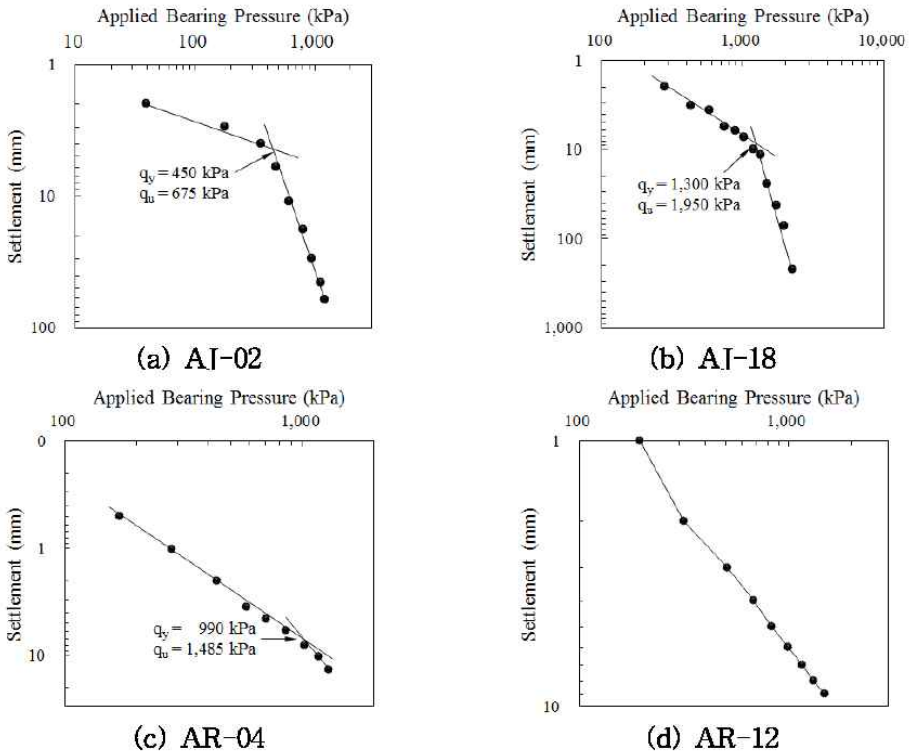
Greenwood(1970)와 Madhav et al.(1979)의 이론식으로부터 예측된 평균 극한지지력은 229~328 kPa로 산정되었으며, Vesic(1972), Hughes and Withers(1974), Brauns(1974), Hansbo(1994)의 이론식에 의한 평균 극한지지력은 558~ 784 kPa 범

위인 것으로 나타났다. Greenwood(1970)와 Madhav et al.(1979)의 이론식에 의해 산정된 극한지지력은 다른 이론식에 산정된 극한지지력에 비해 약 32~62% 수준으로 평가되어 비교적 보수적으로 극한지지력을 예측하는 것으로 평가되었으며, Vesic(1972)의 평균 극한지지력이 가장 큰 값으로 예측되었다.

(4) 정재하시험에 의한 극한지지력 평가

(가) logP-losS 분석법에 의한 극한지지력 평가

쇄석다짐말뚝의 정재하시험으로부터 얻어지는 하중(P)-침하량(S) 데이터를 양대수 눈금 축에 표시하고, <그림 3.122>에서와 같이 각 점을 연결하여 얻어지는 선의 변곡점의 하중을 항복지지력으로 판정하고, 항복지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정하였다.



<그림 3.122> log P - log S 분석법에 의한 항복지지력 및 극한지지력 평가

정재하시험에서 하중재하가 충분히 이루어진 경우에는 <그림 3.123(a)>~ <그림 3.123(b)>와 같이 항복지지력이 뚜렷하게 나타나지만, <그림 3.123(c)>와 같이 변곡

점을 판단하기가 비교적 어려운 경우와 <그림 3.123(d)>와 같이 변곡점이 나타나지 않는 경우가 있었다.

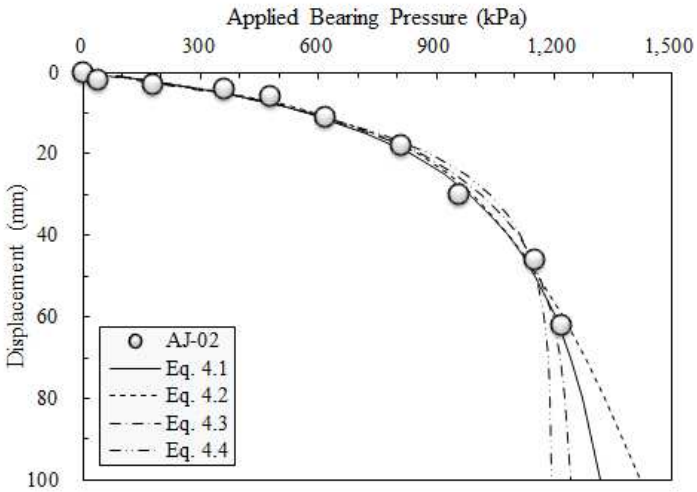
log P - log S 분석법에 의해 평가된 항복지지력 및 극한지지력은 <표 3.107>와 같으며, 극한지지력의 범위와 평균은 각각 144~1,950 kPa, 787 kPa인 것으로 분석되었다.

<표 3.96> log P - log S 분석법에 의한 항복지지력과 극한지지력

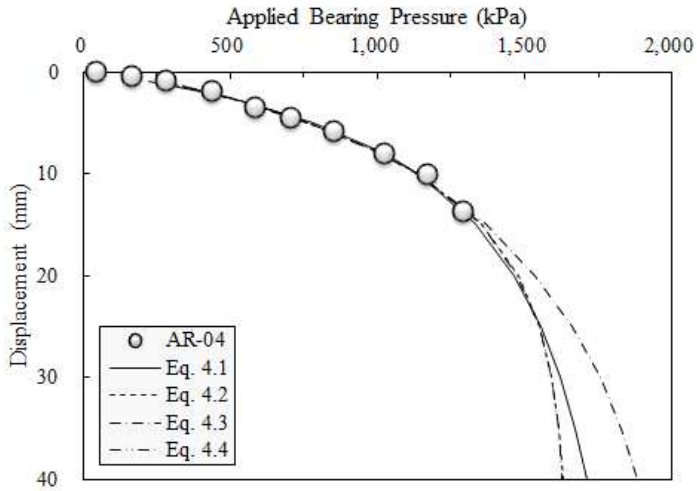
시험 번호	항복지지력 (kPa)	극한지지력 (kPa)	시험 번호	항복지지력 (kPa)	극한지지력 (kPa)
AJ-02	450	675	AJ-30	380	570
AJ-03	770	1,155	AJ-31	620	930
AJ-04	460	690	AJ-32	520	780
AJ-05	135	203	KJ-01	315	473
AJ-06	499	749	KJ-02	270	405
AJ-07	233	350	KJ-05	950	1,425
AJ-08	190	285	KJ-06	1150	1,725
AJ-09	96	144	KJ-07	500	750
AJ-10	115	173	AR-01	722	1,083
AJ-11	280	420	AR-04	990	1,485
AJ-12	290	435	AR-06	460	690
AJ-13	460	690	AR-15	805	1,208
AJ-14	360	540	AR-18	660	990
AJ-15	450	675	AR-19	790	1,185
AJ-16	455	683	AR-20	530	795
AJ-17	1,300	1,950	AR-23	450	675
AJ-23	390	585	AR-24	562	843
AJ-24	350	525	AR-27	303	455
AJ-27	555	833	R-2-1	882	1,323
AJ-28	590	885	R-2-3	705	1,058
AJ-29	520	780			

(5) 비선형 회귀분석에 의한 극한지지력 평가

정재하시험으로부터 얻어진 하중-침하량 곡선을 비선형 회귀분석방정식을 이용하여 쇄석다짐말뚝의 극한지지력을 판정하였다. 비선형 회귀분석에서는 log P - log S 분석법에서 변곡점이 뚜렷하게 나타난 AJ-02 재하시험은 물론 변곡점을 판단하기가 비교적 어려웠던 AR-04 재하시험에서도 하중-침하량 곡선을 따라 추세를 잘 반영하여 합리적으로 극한지지력을 평가하는 것으로 판단된다.



(a) AJ-02



(b) AR-04

<그림 3.123> 비선형 회귀분석을 이용한 극한지지력 평가

각 정재하시험 데이터에 대하여 가장 곡선적합도가 우수한 비선형 회귀방정식과 극한지지력을 <표 3.97>에 나타내었으며, 비선형 회귀분석에 의해 판정된 극한지지력의 범위는 145~3,321 kPa이며, 평균 1,950 kPa로 평가되었다. 정재하시험 데이터에 대한 전체적인 곡선적합도는 점근적 회귀모형이 가장 우수한 것으로 분석되었다.

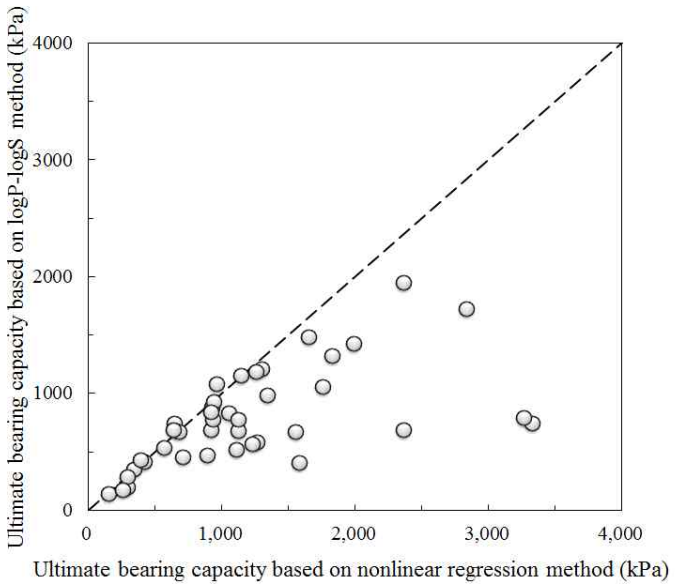
<표 3.97> 비선형 회귀분석법에 의해 판정된 극한지지력과 최적 회귀방정식

시험 번호	최적 회귀방정식	극한지지력 (kPa)	시험 번호	최적 회귀방정식	극한지지력 (kPa)
AJ-01	Eq. 4.1	3,321	AJ-29	Eq. 4.4	927
AJ-02	Eq. 4.1	1,544	AJ-30	Eq. 4.3	1,223
AJ-03	Eq. 4.2	1,140	AJ-31	Eq. 4.4	933
AJ-04	Eq. 4.2	2,356	AJ-32	Eq. 4.2	1,114
AJ-05	Eq. 4.2	284	KJ-01	Eq. 4.2	883
AJ-06	Eq. 4.2	639	KJ-02	Eq. 4.2	1,578
AJ-07	Eq. 4.2	335	KJ-05	Eq. 4.2	1,981
AJ-08	Eq. 4.2	288	KJ-06	Eq. 4.2	2,829
AJ-09	Eq. 4.2	145	KJ-07	Eq. 4.3	3,321
AJ-10	Eq. 4.2	252	AR-01	Eq. 4.2	954
AJ-11	Eq. 4.3	411	AR-04	Eq. 4.2	1,647
AJ-12	Eq. 4.2	384	AR-06	Eq. 4.1	628
AJ-13	Eq. 4.2	912	AR-15	Eq. 4.2	1,296
AJ-14	Eq. 4.3	562	AR-18	Eq. 4.3	1,334
AJ-15	Eq. 4.3	672	AR-19	Eq. 4.2	1,251
AJ-16	Eq. 4.3	1,115	AR-20	Eq. 4.2	3,261
AJ-17	Eq. 4.2	2,356	AR-24	Eq. 4.4	909
AJ-23	Eq. 4.2	1,259	AR-27	Eq. 4.4	703
AJ-24	Eq. 4.2	1,103	R-2-1	Eq. 4.3	1,820
AJ-27	Eq. 4.3	1,046	R-2-3	Eq. 4.3	1,751
AJ-28	Eq. 4.4	920			

(6) log P - log S 분석법과 비선형 회귀분석법의 비교

정재하시험로부터 극한지지력을 판정하는 두 가지 분석법에서 판정된 극한지지력을 <표 3.98>와 <그림 3.124>에 비교하였다. 비선형 회귀분석법에 의한 평균 극한지지력은 log P - log S 분석법으로 판정된 평균 극한지지력의 약 1.6배 정도 크게

평가되었으며, 극한지지력의 범위가 700 kPa 이하인 수준에서는 두 가지 분석법에 의한 극한지지력이 비교적 잘 일치하고 있으나, 극한지지력이 증가하는 경우에는 편차가 크게 발생하는 경우도 나타났다.



<그림 3.124> logP-losS 분석법과 비선형 회귀분석법에 의한 극한지지력

<표 3.98> log P - los S 분석법과 비선형 회귀분석을 이용한 극한지지력 비교

극한지지력 판정법	최소 (kPa)	최대 (kPa)	평균 (kPa)
logP - logS 판정법	144	1,950	787
비선형 회귀분석법	145	3,321	1,253

이는 설계지지력의 200%까지 재하하도록 규정된 정재하시험법으로 인해 실제 극한지지력보다 크게 낮은 수준의 하중이 재하되고, log P - log S 분석법에서는 제한된 하중-침하량 데이터 안에서 항복지지력(극한지지력)을 판정하는데 반하여 비선형 회귀분석법에서는 하중-침하량 곡선의 추세를 반영하여 극한지지력을 판정하기 때문에 정재하시험 데이터 보다 높은 수준의 극한지지력을 추정할 수 있는 장점이 반영된 결과라 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 비선형 회귀분석법을 정재하시험으로부터 극한지지력을 판정하는 대표 분석법으로 선정하고, 극한지지력에 대한 통계학적 특성을 파악하여 쇄석다짐말뚝의 저항계수 보정에 이용하였다.

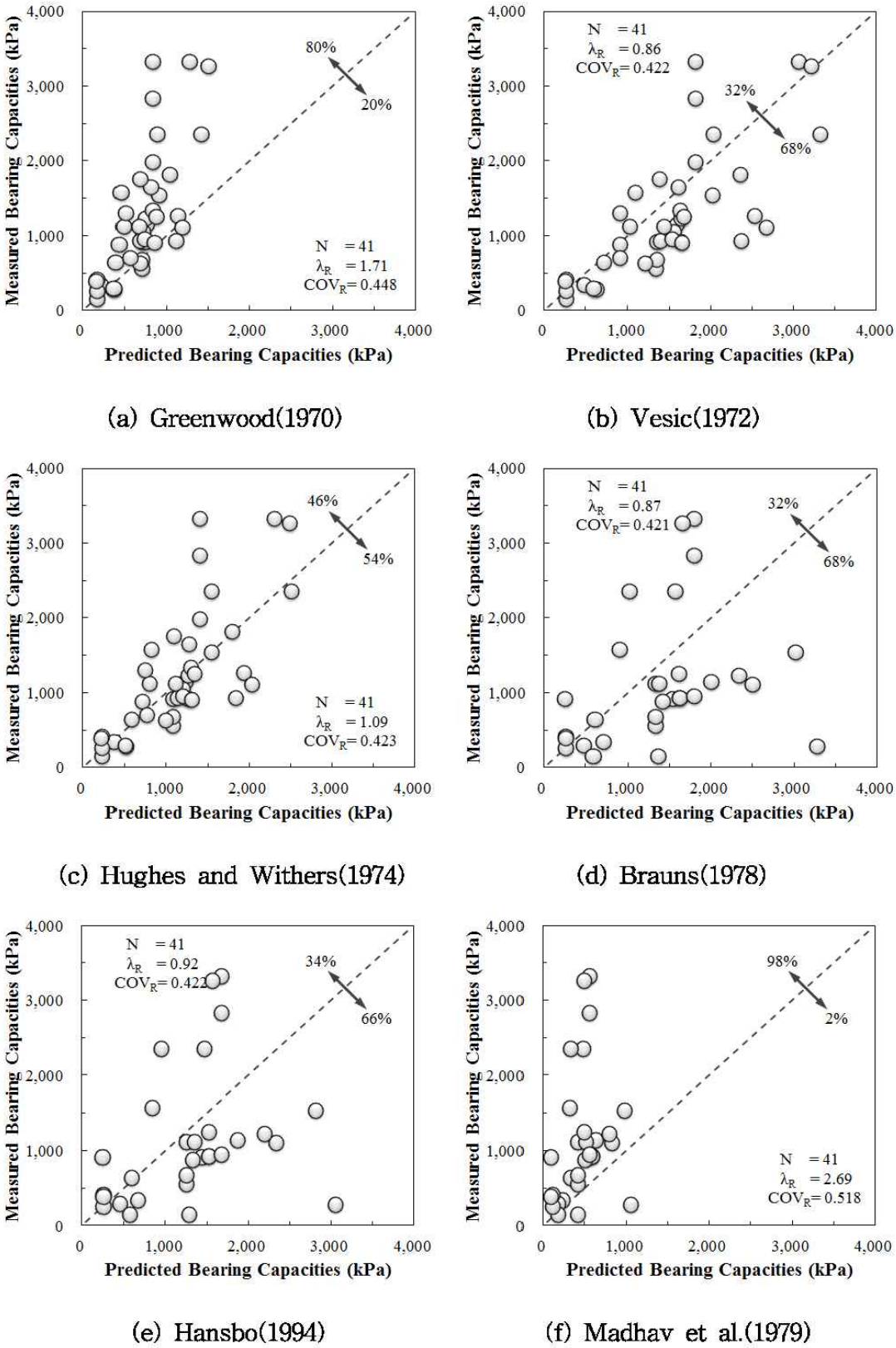
(7) 저항편향계수의 산정

지지력 이론식별 저항편향계수는 <표 3.99>과 같이 λ_R=0.39~7.28, COV_R= 0.421~0.517로 산정되었으며, 전체 자료에 대한 저항편향계수와 변동계수는 각각 λ_R=1.36, COV_R=0.72로 실제 극한지지력을 과소평가 하는 경향이 있으며 불확실성도 비교적 큰 것으로 분석되었다.

<표 3.99> 극한지지력 이론식별 저항편향계수

극한지지력 이론식	저항편향계수 (λ_R)의 범위	평 균 (λ_R)	변동계수 (COV_R)
Greenwood (1970)	0.74 ~ 3.93	1.71	0.448
Vesic (1972)	0.39 ~ 1.83	0.86	0.422
Hughes and Withers (1974)	0.50 ~ 2.37	1.09	0.423
Brauns (1978)	0.39 ~ 1.84	0.87	0.421
Hansbo (1994)	0.42 ~ 1.97	0.92	0.422
Madhav et al. (1979)	0.86 ~ 7.28	2.69	0.517

Hughes and Withers(1974)의 이론식은 <그림 3.125>과 같이 측정지지력과 예측지지력이 1:1로 대응되는 선을 중심으로 분포하며, 저항편향계수의 평균값이 1.09로 비교적 실제 극한지지력에 근접하게 예측하는 이론식으로 평가된다. 반면, Greenwood(1970)와 Madhav et al.(1979)의 이론식은 극한지지력이 대응선의 위로 80~98%의 자료가 편향되어 분포하고 있고, 저항편향계수의 평균값이 1.71~2.69로 실제 극한지지력을 과소평가하는 것으로 나타났다. 저항편향계수의 변동계수는 Madhav et al.(1979)의 이론식을 제외하면 0.421~0.448로 유사한 경향을 보였다.



<그림 3.125> 예측 극한지지력과 실측 극한지지력의 관계

(8) 저항편향계수의 확률분포

하중저항계수설계법에서는 하중과 저항은 확률적으로 독립이며, 로그정규분포(lognormal distribution)로 가정하여 신뢰도지수(β)와 저항계수(ϕ)를 정의하고 있으므로 저항편향계수에 대한 확률분포 적합성을 검토하였다. 확률분포의 적합성을 검토하는 방법에는 다음 세 가지가 있다.

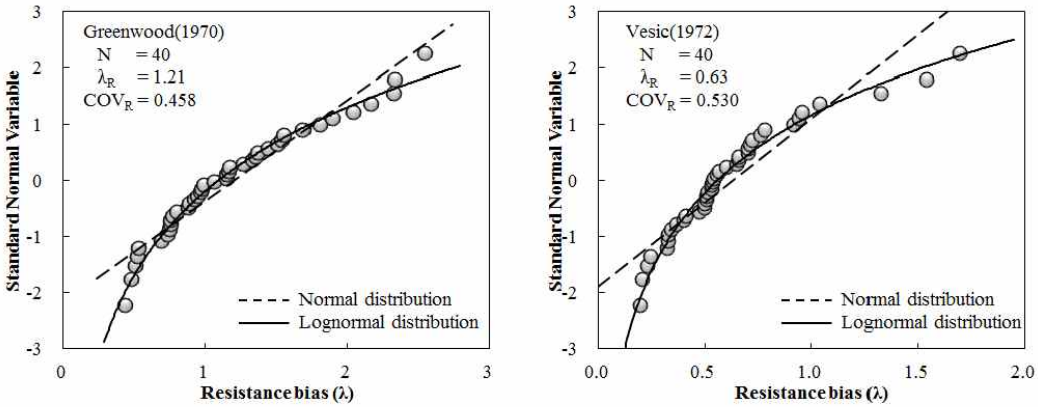
(1) 정규확률지를 이용하는 방법
(2) 히스토그램 및 확률밀도분포를 이용하는 방법
(3) Chi-square test 등 확률분포 검정법을 이용하는 방법

정규확률지를 이용하는 방법은 <그림 3.125>과 같이 정규확률지 상에 이론적인 로그정규분포를 실선, 정규분포를 점선으로 나타내고 데이터의 분위수에 따른 확률값을 함께 도시하여, 이들 이론적인 확률분포와 저항편향계수의 확률분포 값을 비교하는 방법이다. 극한지지력 이론식에 관계없이 저항편향치들은 로그정규분포에 잘 어울리는 것으로 평가되었다.

지지력 이론식별로 저항편향치의 histogram과 확률밀도분포를 <그림 3.126>에 나타내었으며, Chi-square 검정법으로 확률분포 적합성 검정을 수행하였다. 확률분포 적합성 검정은 Chi- square test(Snedecor and Cochran, 1989)를 이용하여 검정통계량(test statistic)이 기각값(critical value) 이내로 만족하는지와 유의수준(P-value)이 5%(0.05) 이상을 만족하는지를 <표 3.100>과 같이 검토하였으며, 저항편향치의 확률분포는 모두 로그정규분포가 적합한 것으로 평가되었다.

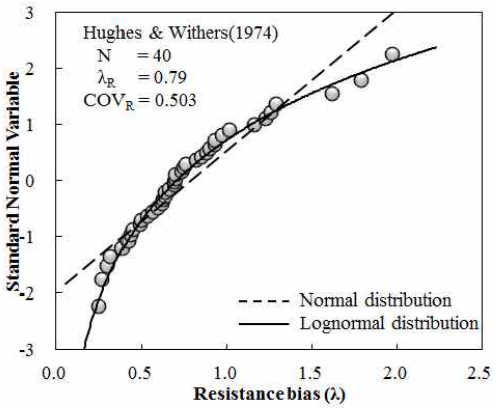
<표 3.100> Chi-Square 검정법에 의한 확률분포 적합도 검정

극한지지력 이론식	Chi-square (χ^2) 검정		
	검정 통계량	한계값($C_{1-\alpha}$)	유의확률값
Greenwood (1970)	0.622	11.070	0.987
Vesic (1972)	2.328	7.815	0.507
Hughes and Withers (1974)	1.713	7.815	0.634
Brauns (1978)	2.321	7.815	0.509
Hansbo (1994)	3.029	9.488	0.553
Madhav et al. (1979)	0.902	11.070	0.970

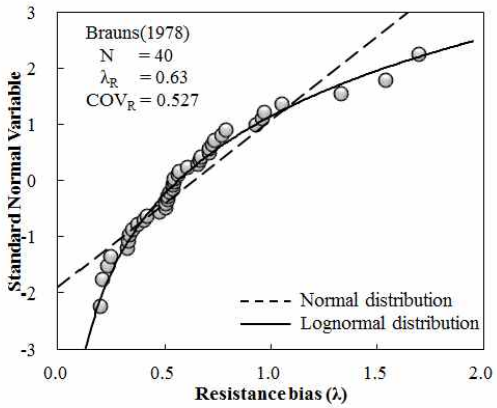


(a) Greenwood(1970)

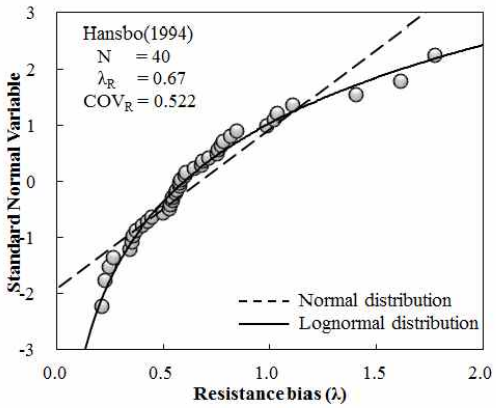
(b) Vesic(1972)



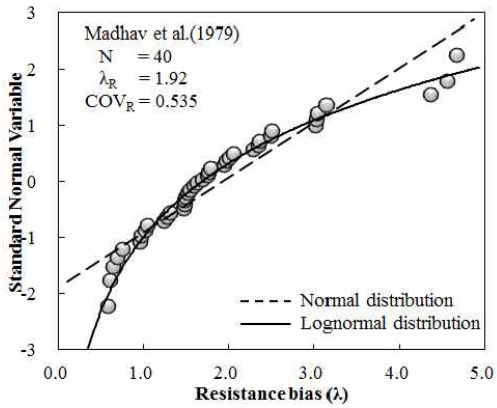
(c) Hughes and Withers(1974)



(d) Brauns(1978)

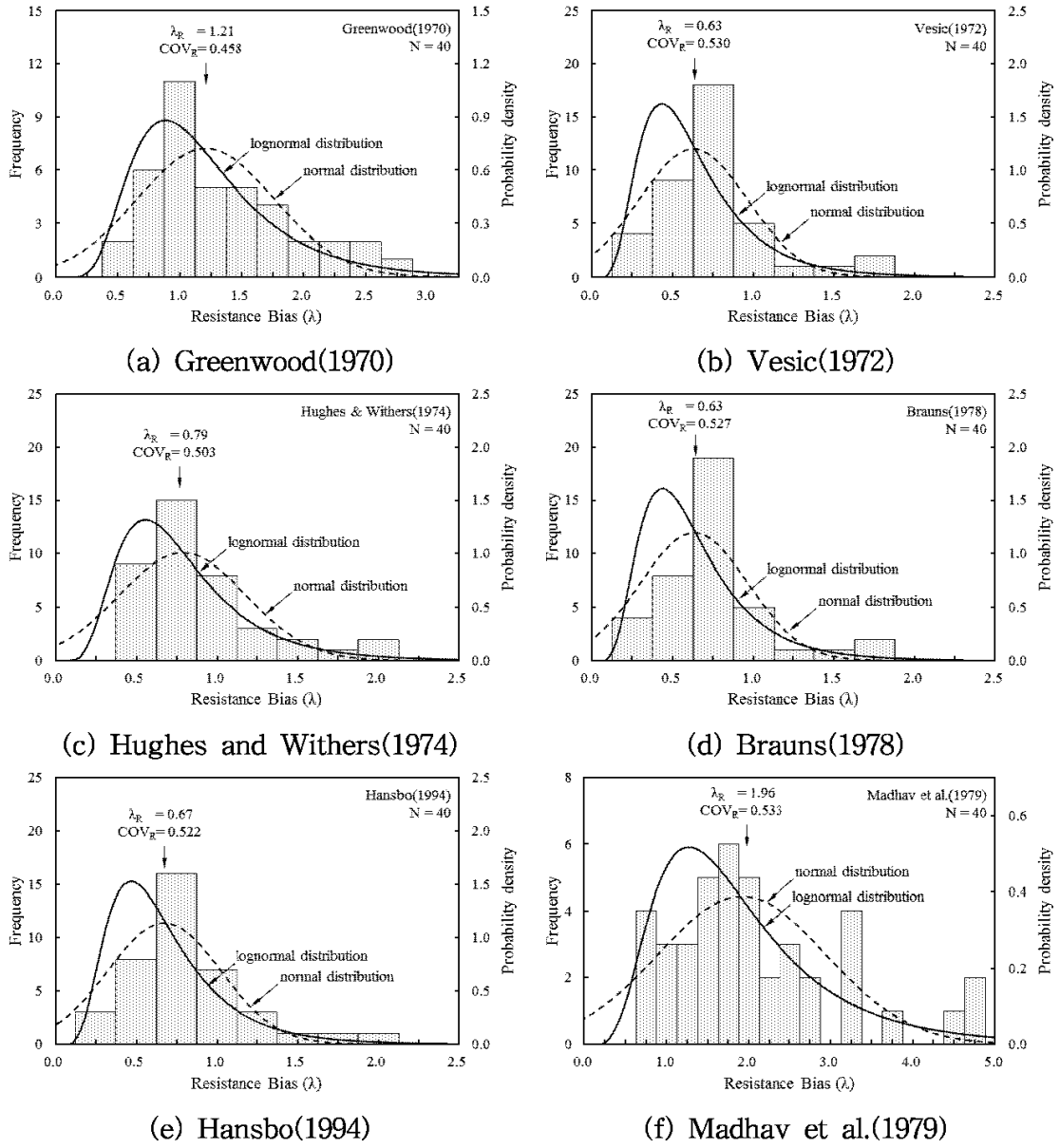


(e) Hansbo(1994)



(f) Madhav et al.(1979)

<그림 3.125> 정규확률지를 이용한 저항편향치의 확률분포 적합도 판정



<그림 3.126> 저항편향치의 히스토그램과 확률밀도분포

다. 신뢰도수준 평가 및 목표신뢰도수준 설정

(1) 쇄석다짐말뚝의 시공 사례

국내·외에서 쇄석다짐말뚝공법이 적용된 설계 및 시공사례를 <표 3.101>과 같이 수집하여 신뢰성해석을 수행하였다. 쇄석다짐말뚝은 하수, 우수, 구조물 등의 프리캐스트 박스기초와 빌딩, 도로의 기초로 이용되었으며, 국내 4개 현장 5개소와 해외 1개소 구성되었다. 쇄석다짐말뚝의 직경은 대부분 0.76m로 램머다짐방식을 이용하고 있으며, 말뚝간격은 1.30~2.20m, 말뚝길이는 3.00~11.48m로 다양하였다.

<표 3.101> 신뢰성해석을 위해 수집된 설계자료 현황

단면	과업명	구조물 종 류	말뚝직경 (m)	말뚝간격 (m)	말뚝길이 (m)
A	포항-장량 주거단지 E구역	하수box	0.76	1.50	4.60
B	포항-장량 주거단지 F구역	하수box	0.76	1.30	7.80
C	안산 대부동 연결도로	구조물box	0.76	1.80	7.60
D	파주시 금촌 주공1지구	우수box	0.76	2.00	11.48
E	서울 양평동 근린 빌딩	빌딩	0.76	2.20	3.00
F	FHWA-RD-83-027	도로	1.07	2.13	10.06

(2) 팽창파괴에 대한 한계상태함수

신뢰성해석에서 쇄석다짐말뚝의 파괴영역을 정의하는 한계상태함수의 기본식은 식 3.137과 같으며, 쇄석다짐말뚝에 사하중과 활하중이 작용되고 있으며, 쇄석다짐말뚝이 지지력 이론식에 의한 극한지지력으로 팽창파괴에 대하여 저항력으로 작용한다. 한계상태함수의 기본식을 이용하여 각 지지력 이론식에 따른 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 한계상태함수는 식 3.138~3.141와 같이 정의할 수 있다. Greenwood(1970)와 Madhav et al.(1979)는 저항편향계수 분석결과 극한지지력 대응선의 위로 80~98%로 편향되어 있고, 실제 극한지지력을 과소평가하여 신뢰성해석에서는 제외하였다.

$$g(X) = R - Q = q_u \cdot A - (Q_D + Q_L) \quad (3.137)$$

- Vesic(1972)

$$g(X) = [(c_u F_c' + q_{avg} F_q') \frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}] A - (Q_D + Q_L) \quad (3.138)$$

- Hughes and Withers(1974)

$$g(X) = [(\sigma_{ro} + 4c_u)\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}]A - (Q_D + Q_L) \quad (3.139)$$

- Brauns(1978)

$$g(X) = [(\sigma_{ro} + 1 + \ln\frac{E_c}{3\ c_u}\ c_u)\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}]A - (Q_D + Q_L) \quad (3.140)$$

- Hansbo(1994)

$$g(X) = \sigma_{ro} + c_u[1 + \ln\frac{E_c}{2c_u(1+\nu_c)}]A - (Q_D + Q_L) \quad (3.141)$$

(3) 쇄석의 내부마찰각에 대한 통계학적 특성

쇄석다짐말뚝의 채움재로 사용되는 쇄석 및 골재의 크기는 보통 15 ~ 75mm로 다양하며, 입도, 쇄석의 형상, 강도 등 재료의 특성에 따라 쇄석기둥의 시공 및 강도에 영향을 미친다. 특히 쇄석다짐말뚝으로 개량된 기초의 지지력은 쇄석의 내부마찰각과 지반의 비배수 전단강도에 의해 결정된다고 보고되고 있다.(Bachus and Barksdale, 1983) 따라서 쇄석다짐말뚝 채움재의 공학적 특성 평가는 매우 중요한 요소이며, 본 절에서는 Bergado et al.(1987), Duncan et al.(2007), 건설교통부(2008) 등에 의해 수행된 쇄석다짐말뚝 채움재로 사용되는 쇄석과 순환골재의 공학적 특성을 조사하고, 쇄석의 내부마찰각에 대한 통계학적 특성을 분석하였다.

(가) 쇄석의 비중 및 입도분포 등

국내 쇄석다짐말뚝 재료로 이용되는 쇄석 및 순환골재의 내부마찰각은 47° ~ 57° 범위로 평가되었으며, 시험대상 재료의 밀도 및 입도 등에 따른 차이가 있지만 현장재하시험(Bergado et al., 1987)과 삼축압축시험(Duncan et al., 2007)으로 산정된 내부마찰각은 44° ~ 53° 범위로 유사한 범위를 보였다. 그리고 쇄석의 내부마찰각을 측정하기 위한 시험방법별 변동계수는 <표 3.102>와 같이 COV = 0.07 ~ 0.10으로 분석되어 점토 및 모래의 변동계수보다 비교적 낮은 불확실성을 보였다.

<표 3.102> 쇄석 내부마찰각의 변동계수

시험방법	변동계수(COV)	참고문헌
현장재하시험	0.07	Bergado et al.(1987)
배수삼축압축시험	0.09	Duncan et al.(2007)
대형직접전단시험	0.10	건설교통부(2008)

(5) 확률변수의 통계학적 특성

한계상태함수를 구성하는 설계변수는 확률변수로 취급되며, 저항력과 관련된 확률변수는 원지반의 단위중량, 비배수전단강도, 탄성계수와 쇄석의 내부마찰각이다. 확률변수에 대한 통계학적 자료가 설계기준이나 설계지침서에 명확하게 제안된 바가 없어 원지반의 지반특성값은 문헌연구 결과를 인용하여 결정하였으며, 쇄석의 내부마찰각은 국내 대형직접전단시험 결과를 분석하여 적용하였고, 하중은 AASHTO(2010) 시방서를 인용하였다.

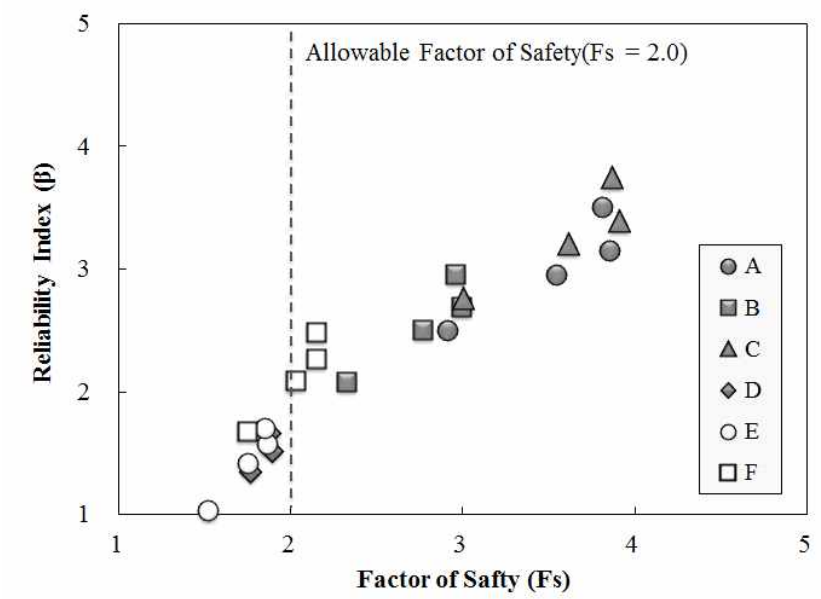
<표 3.103> 문헌연구 및 시험결과를 이용한 확률변수의 통계학적 특성 결정

확률변수		변동계수 (COV)	확률분포	참고문헌
원지반	단위중량	0.10	normal	Phoon and Kulhawy(1996)
	비배수 전단강도	0.40	lognormal	Phoon and Kulhawy(1996) Lacasse and Nadim(1996)
	탄성계수	0.20	lognormal	Phoon and Kulhawy(1996)
쇄석다짐 말뚝	내부마찰각	0.10	normal	국내 대형직접전단시험 Engelhardt and Golding(1975)
하중	사하중	0.10	lognormal	AASHTO(2010)
	활하중	0.25	lognormal	

본 연구에서는 상대적으로 변동계수가 원지반의 비배수전단강도(COV=0.40), 탄성계수(COV=0.20), 및 하중의 사하중(COV=0.10), 활하중(COV=0.25)를 로그정규분포로 적용하여 신뢰성해석을 수행하였다.

(6) 신뢰도지수와 안전율의 관계

국내에서 쇄석다짐말뚝의 설계는 허용응력설계법으로 설계되어 왔으며, 팽창파괴에 대한 기준안전율은 2.0로 적용되어왔다. 신뢰성해석으로 산정된 신뢰도지수(β)와 허용응력설계법에서 검토된 안전율(F_s) 간의 상관성을 조사하고, 신뢰도지수와 안전율의 관계를 <그림 3.127>에 나타내었다.



<그림 3.127> 팽창파괴에 대한 안전율과 신뢰도지수의 관계

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 안전율과 신뢰도지수의 범위는 $F_s = 1.503 \sim 3.907$, $\beta = 0.933 \sim 3.747$($P_f = 0.009 \sim 17.5\%$)로 검토되었으며, 평균 안전율은 2.569, 평균 신뢰도지수는 2.298로 분석되었다. 안전율과 신뢰도지수는 선형 비례하는 경향을 나타내었다.

실무에서는 본 연구에서 적용된 모든 지지력 이론식에 대하여 검토하지 않으므로 해석대상지역 또는 이론식에 따라 기준안전율(Fs=2.0)을 만족하지 못하는 경우가 있는 것으로 판단된다.

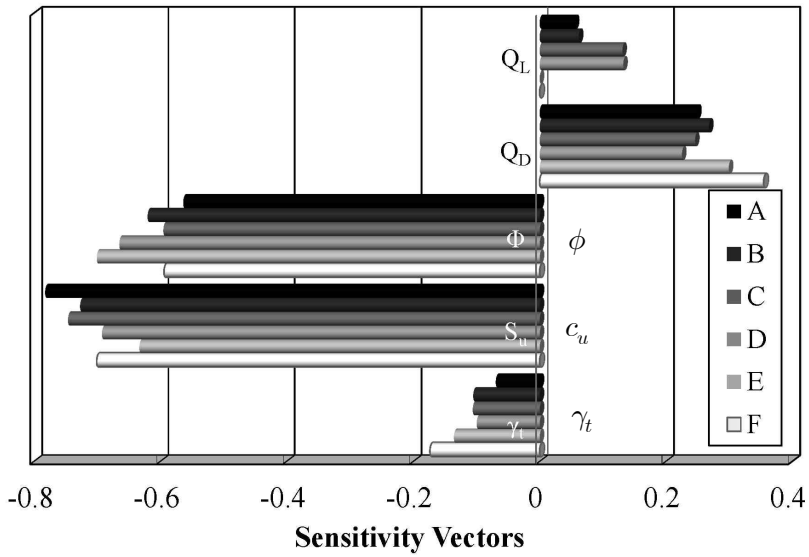
(7) 민감도 분석

설계점은 일계신뢰성해석(FORM)에서 한계상태면에서 가장 발현빈도가 높은 점의 확률변수 값(x^*)으로 설계점에서 민감도(α)가 큰 확률변수를 분석하였으며, 현장

별 확률변수의 민감도를 <그림 3.128>에 나타내었다.

저항과 관련된 확률변수는 양의 값을 가지며 하중과 관련된 확률변수는 음 값의 특징이 있으며, 절대값이 1에 가까울수록 신뢰도지수(파괴확률)에 미치는 영향이 크며, 0에 가까울수록 영향이 적다. 일본의 심층혼합처리공법에 대한 신뢰도기반 설계법 연구(Kitazume and Nagao, 2007)에서는 민감도계수가 0.1 이하로 확률변수의 영향이 낮은 경우에는 부분안전계수를 보정하지 않았다.

원지반의 비배수전단강도와 쇄석의 내부마찰각의 민감도계수는 α=0.63~0.80의 범위로 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 큰 영향을 미치는 확률변수로 평가되었으며, 사하중, 원지반의 단위중량, 활하중, 원지반의 탄성계수의 순으로 분석되었다.



<그림 3.128> Hughes and Withers(1974) 이론식의
팽창파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석

(8) 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 신뢰도수준

국내외 쇄석다짐말뚝의 설계 및 시공사례에 대하여 팽창파괴에 대한 일계신뢰성해석법(FORM), 이계신뢰성해석법(SORM), 몬테카를로시뮬레이션(MCS)을 이용하여 신뢰성해석을 수행하고, 대표단면과 극한지지력 이론식별 신뢰도수준을 <표 3.104>에 나타내었다.

세 가지 신뢰성해석방법에 의해 산정된 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 신뢰도수준은 β=0.933~3.788 범위로 평가되었다. FORM에 의한 신뢰도수준은 평균

2.298으로 SORM 및 MCS에 의한 평균 신뢰도수준(β=2.343)보다 약간 낮게 평가되었으며, SORM과 MCS는 거의 동일한 신뢰도수준을 나타내었다.

FORM의 신뢰도지수와 SORM 및 MCS의 신뢰도지수 사이에 편차가 발생되는 현상은 FORM이 한계상태함수를 일차식으로 선형근사할 때 발생되는 오차에서 기인된다. 이는 팽창파괴의 한계상태함수가 로그 및 삼각함수를 포함하고 있으며, 확률변수의 일부는 로그정규분포로 정의되기 때문에 한계상태함수의 비선형에 의한 영향으로 판단할 수 있다.

<표 3.104> 대표단면과 극한지지력 이론식별 신뢰도수준

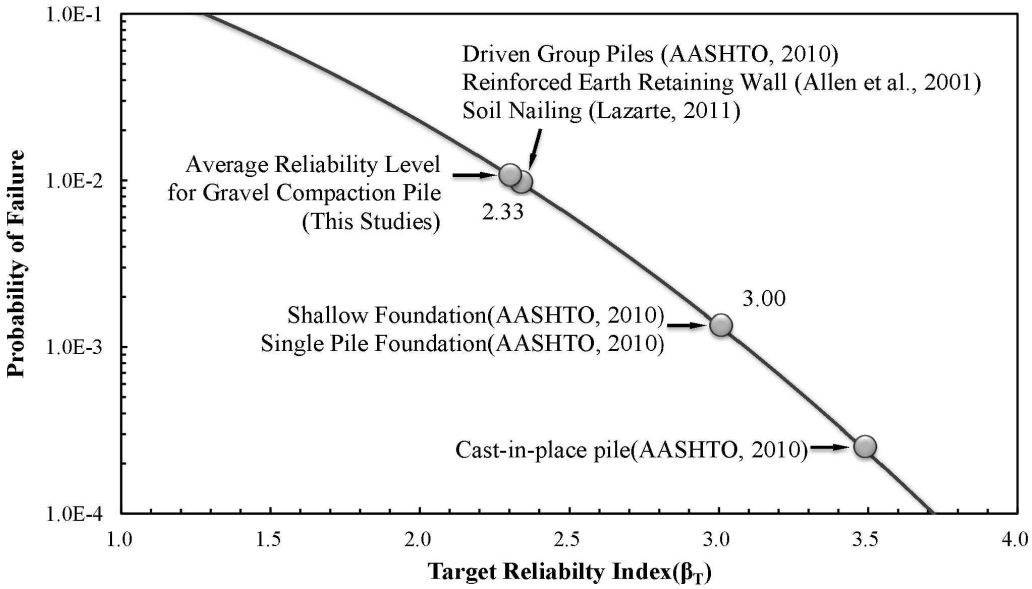
대 표 단 면	극한지지력 이론식	신뢰도수준(β)		
		FORM	SORM	MCS
A	Vesic (1972)	3.144	3.180	3.179
	Hughes & Withers(1974)	2.493	2.533	2.527
	Brauns (1978)	3.504	3.534	3.528
	Hansbo (1994)	2.951	2.988	2.993
B	Vesic (1972)	2.692	2.736	2.735
	Hughes & Withers(1974)	2.082	2.129	2.124
	Brauns (1978)	2.965	3.001	2.988
	Hansbo (1994)	2.509	2.555	2.560
C	Vesic (1972)	3.391	3.424	3.420
	Hughes & Withers(1974)	2.768	2.806	2.809
	Brauns (1978)	3.747	3.774	3.788
	Hansbo (1994)	3.205	3.241	3.240
D	Vesic (1972)	1.518	1.558	1.560
	Hughes & Withers(1974)	0.933	0.978	0.980
	Brauns (1978)	1.661	1.691	1.693
	Hansbo (1994)	1.342	1.384	1.383
E	Vesic (1972)	1.574	1.636	1.637
	Hughes & Withers(1974)	1.035	1.101	1.100
	Brauns (1978)	1.701	1.754	1.756
	Hansbo (1994)	1.411	1.474	1.475
F	Vesic (1972)	2.267	2.327	2.330
	Hughes & Withers(1974)	1.677	1.742	1.738
	Brauns (1978)	2.485	2.538	2.536
	Hansbo (1994)	2.090	2.152	2.152

FORM에 의해 산정된 신뢰도지수는 다른 신뢰성해석법에 비하여 약 2%의 오차를 보이며, 신뢰도지수와 파괴확률의 관계(식 2.7)를 이용한 FORM에 의한 파괴확률(P_f=3.5%)과 SORM 및 MCS에 의한 파괴확률(P_f=3.3%)은 약 0.2% 정도의 차이를 보이고 있으나, 기존 구조물의 신뢰도수준을 평가거나 한계상태설계법의 목표신뢰도수준을 결정하는데에는 큰 의미가 없는 오차수준에 불과하다. 따라서 본 연구에서는 부분안전계수의 보정에 필요한 민감도계수를 산정할 수 있는 일계신뢰성해석법(FORM)을 이용하여 연구를 수행하였다.

(9) 쇄석다짐말뚝의 목표신뢰도 수준

본 연구에서 수행된 기존 쇄석다짐말뚝의 설계 및 시공사례에 대한 신뢰성해석으로부터 팽창파괴에 대한 신뢰도수준은 β = 0.933~3.747의 범위로 분석되었으며, 일계신뢰성해석법에 의한 평균 신뢰도지수는 β = 2.30으로 산정되었다. 현재 쇄석다짐말뚝의 신뢰도 수준은 4.1절에서 기술된 구조물 기초에 대한 목표신뢰도수준 β_T=2.3~3.5와 비교하여 하한값에 해당하는 것으로 평가되었다.

현행 쇄석다짐말뚝 적용 사례를 보면 대부분의 쇄석다짐말뚝은 상부 구조물을 군말뚝 형식으로 지지하고 있기 때문에 여용성을 적용할 수 있으며, 허용응력설계법의 팽창파괴에 대한 기준안전율(Fs=2.0)은 보강토옹벽과 쏘일네일링과 유사한 안정성 수준을 요구하고 있는 점을 고려하면, 쇄석다짐말뚝의 목표신뢰도지수는 파괴확률 1%에 해당하는 β_T= 2.33으로 제안할 수 있다.



<그림 3.129> 구조물 기초의 목표신뢰도수준과 쇄석다짐말뚝의 목표신뢰도지수 제안

라. 신뢰성이론에 기반한 LRFD의 저항계수 보정

(1) 하중의 통계학적 특성

구조물 기초의 저항계수 보정에 가장 많이 적용되고 있는 AASHTO(2007)의 하중계수, 하중편향계수와 변동계수 등 하중에 대한 통계학적 특성값을 적용하여 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 저항계수를 보정하였다.

하중비(Q_D/Q_L)는 사하중과 활하중의 비로 정의되며, 하중비에 따른 신뢰도지수의 민감도는 낮은 것으로 알려져 있다. 교량 구조물에서는 교량 경간장(span length)에 따라 하중비를 결정하는 방법이 있으며, 일반적으로 하중비는 Q_D/Q_L= 0.5~4.0 범위에서 결정된다. 쇄석다짐말뚝이 적용된 6개 현장의 설계하중으로부터 산정된 하중비는 <표 3.105>와 같이 Q_D/Q_L= 3.4~10.5 범위로 산정되었으며, 평균 6.5로 분석되었다.

<표 3.105> 본 연구에서 수집된 설계-시공 자료의 하중비

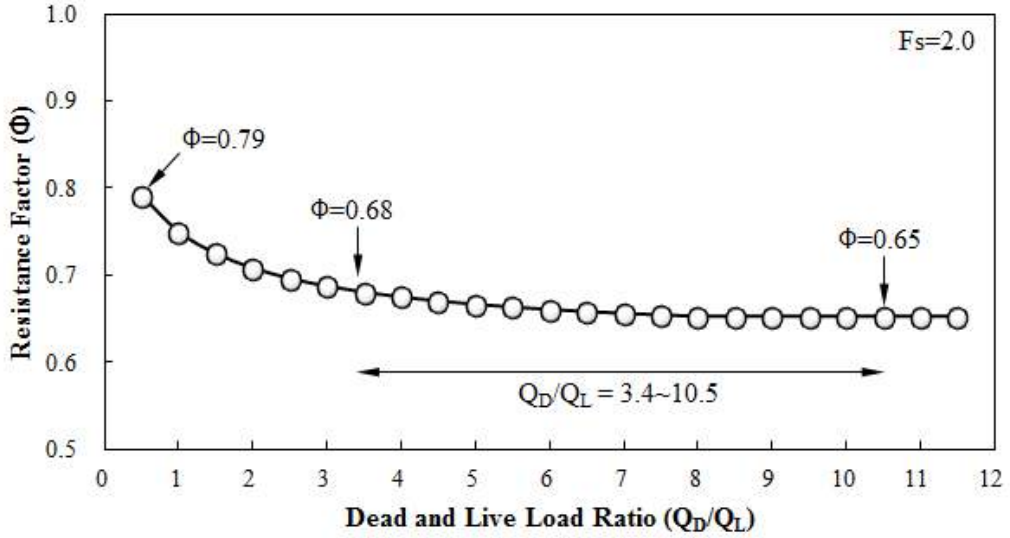
현 장	A	B	C	D	E	F
하중비(Q_D/Q_L)	10.5	10.2	4.6	4.1	3.4	6.0

(2) 허용응력설계법의 안전율을 이용한 저항계수 예비 산정

안전율에 의한 보정방법은 과거 경험적으로 안정성이 확인된 안전여유를 저항계수에도 동일하게 부여할 수 있으므로 지반공학 분야에서 하중저항계수설계법의 도입 시기에 저항계수 보정에 많이 이용되었다. 본 연구에서 수집된 데이터베이스를 이용하기에 앞서, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 LRFD 예비 보정방법(preliminary calibration scheme)으로 저항계수를 산정하여 <그림 3.130>에 나타내었다. 저항계수 산정에 이용된 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 안전율은 Fs=2.0을 적용하였다.

$$\phi = \frac{\gamma_{QD}Q_D + \gamma_{QL}Q_L}{F_s(Q_D + Q_L)} = \frac{\gamma_{QD}(Q_D/Q_L) + \gamma_{QL}}{F_s(Q_D/Q_L + 1)} \qquad (3.142)$$

저항계수는 하중비(Q_D/Q_L)가 증가함에 따라서 점차 감소하는 경향을 보였으며, Q_D/Q_L=5.0 이상인 범위에서는 저항계수가 하중비에 영향을 받지 않고 거의 일정한 값으로 나타났다.(그림 3.165) 또한 하중비 Q_D/Q_L= 3.4～10.5 범위에서 팽창파괴에 대한 저항계수는 ϕ = 0.68～0.65으로 보정되었다.(표 3.123)



<그림 3.130> 팽창파괴에 대한 안전율(Fs=2.0)로 보정된
하중비에 따른 저항계수 분석

<표 3.106> 하중비에 따른 저항계수

하중비(Q_D/Q_L)	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0	15.0
저항계수(ϕ)	0.79	0.75	0.73	0.71	0.69	0.67	0.65	0.64

(3) 신뢰성이론에 기반한 저항계수 보정

(가) 저항의 통계학적 특성

하중저항계수설계법(LRFD)에서 저항계수의 선정은 대상 파괴모드에 대하여 미리 규정된 허용파괴확률 또는 목표신뢰도지수의 수준에 부합하여야하며, 저항계수의 결정은 대상 구조물의 지역적 특성과 기술수준을 반영할 수 있는 통계학적 자료에 기초한 신뢰성이론에 따라 이루어져야 한다.

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 저항계수를 보정하고자 하였으며, 이를 위하여 국내·외에서 수집된 쇄석다짐말뚝의 정재하시험 자료와 지지력 이론식에 의해 산정된 저항편향계수에 대한 통계학적 분석을 수행하였으며, 쇄석다짐말뚝의 적용 사례에 대한 신뢰성해석을 통하여 기존 구조물의 신뢰도수준을 평가하고, 목표신뢰도지수를 제안하였다. 저항계수 보정을 위하여 얻어진 저항의 통계학적 특성값과 신뢰도수준을 <표 3.107>에 나타내었다.

<표 3.107> 저항계수 보정을 위해 선정된 저항의 통계학적 특성값

저항편향계수(λ_R)	변동계수(COV_R)	신뢰도 수준(β)	목표신뢰도지수(β_T)
0.86 ~ 1.09	0.421 ~ 0.423	1.36 ~ 3.28	2.33

(나) 지지력 이론식에 대한 저항계수 보정

만일 하중계수(γ_Q, λ_Q, COV_Q)와 하중비(Q_D/Q_L)가 일정하고 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 2.33$으로 적용한다면, 지지력 이론식별로 저항편향계수의 변동계수(COV_R)는 거의 유사하므로 저항계수는 <표 3.108>와 같이 $\phi = 0.345 \sim 0.437$로 보정되었으며, 저항편향계수의 크기에 비례하는 것으로 분석되었다.

<표 3.108> 극한지지력 이론식별 저항계수 보정 결과($\beta_T = 2.33$, $P_f = 1\%$)

극한지지력 이론식	저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	저항계수 (ϕ)
Vesic (1972)	0.86	0.422	0.345
Hughes and Withers (1974)	1.09	0.423	0.437
Brauns (1978)	0.87	0.421	0.349
Hansbo (1994)	0.92	0.422	0.369

쇄석다짐말뚝의 저항계수 범위는 국내 항타말뚝에 대한 정역학적 지지력공식을 이용하였을 경우의 저항계수와 유사한 범위를 보였다. 신뢰성이론에 기반한 저항계수가 안전율로 보정된 저항계수에 비해 약 52~66% 수준으로 나타나 현행 쇄석다짐말뚝의 허용응력설계법의 안전여유가 부족한 것으로 평가할 수 있다.

마. 신뢰성이론에 기반한 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정

(1) 부분안전계수의 보정

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴와 관련된 확률변수에 대한 부분안전계수를 보정하기 위한 식은 다음의 일계이차모멘트법(AFOSM) 이론으로부터 식 3.143와 같이 유도됨을 나타낸 바 있다.

$$\gamma_M = \left(1 - \alpha_{X_i} \beta_T COV_X\right) \frac{\mu_{X_i}}{X_k} \tag{3.143}$$

여기서, γ_M : 확률변수의 부분안전계수

α_x : 확률변수의 민감도 계수

β_T : 팽창파괴에 대한 목표신뢰도지수

COV_x : 확률변수의 변동계수

μ_x/X_k : 확률변수의 평균치 비

확률변수의 민감도계수는 앞서 수행된 일계신뢰성해석(FORM)으로부터 대표단면별로 <표 3.109>~<표 3.112>과 같이 산정되었으며, 원지반의 비배수전단강도와 쇄석의 내부마찰각의 민감도계수가 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 큰 영향을 미치는 확률변수로 평가되었다. 지지력 이론식별 확률변수의 민감도계수의 차이는 비교적 작았으며, 팽창파괴에 미치는 영향정도의 경향은 일정하였으므로 부분안전계수 보정에 적용되는 민감도계수는 평균값을 대표 민감도계수로 선정하였다.

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 목표신뢰도지수는 기존 쇄석다짐말뚝의 설계 및 시공사례에 대한 신뢰성해석으로부터 얻어진 평균 신뢰도수준과 유사한 안정성 수준을 요구하고 있는 구조물 기초의 목표신뢰도수준을 고려하여 제안된 목표신뢰도지수 β_T=2.33를 적용하였다.

확률변수의 변동계수는 신뢰성해석에 적용하기 위하여 문헌연구 및 실내시험 결과로부터 결정된 확률변수의 통계학적 특성값을 이용하였으며, 확률변수의 평균치비는 문헌자료를 이용하였다.

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 확률변수의 부분안전계수는 상기와 같이 결정된 확률변수의 민감도계수와 변동계수, 목표신뢰도지수를 이용하여 팽창파괴에 대

한 극한지지력 이론식별로 <표 3.109>~<표 3.112>과 같이 보정되었다.

<표 3.109> 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수(Vesic, 1972)

확률변수			민감도계수 (α_x)	변동계수 (V_X)	평균치 비 (μ_x/X_k)	부분안전계수 (γ_M)
원지반	단위중량	γ	-0.159	0.10	1.0	1.025
	전단강도	c_u	-0.801	0.40	1.0	1.694
쇄 석	내부마찰각	ϕ	-0.660	0.10	1.0	1.137

<표 3.110> 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수(Hughes and Withers, 1974)

확률변수			민감도계수 (α_x)	변동계수 (V_X)	평균치 비 (μ_x/X_k)	부분안전계수 (γ_M)
원지반	단위중량	γ	-0.115	0.10	1.0	1.027
	전단강도	c_u	-0.714	0.40	1.0	1.665
쇄 석	내부마찰각	ϕ	-0.623	0.10	1.0	1.145

<표 3.111> 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수(Brauns, 1978)

확률변수			민감도계수 (α_x)	변동계수 (V_X)	평균치 비 (μ_x/X_k)	부분안전계수 (γ_M)
원지반	단위중량	γ	-0.109	0.10	1.0	1.025
	전단강도	c_u	-0.703	0.40	1.0	1.655
	탄성계수	E_c	-0.070	0.20	1.0	1.032
쇄 석	내부마찰각	ϕ	-0.621	0.10	1.0	1.145

<표 3.112> 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수(Hansbo, 1994)

확률변수			민감도계수 (α_x)	변동계수 (V_X)	평균치 비 (μ_x/X_k)	부분안전계수 (γ_M)
원지반	단위중량	γ	-0.108	0.10	1.0	1.025
	전단강도	c_u	-0.736	0.40	1.0	1.686
쇄 석	내부마찰각	ϕ	-0.599	0.10	1.0	1.140

여러 확률변수 중에서 원지반 비배수전단강도의 부분안전계수가 가장 크게 보정되었으며, 쇄석의 내부마찰각, 원지반의 탄성계수, 원지반의 단위중량 순으로 민감도계수의 크기와 동일한 경향을 보였다. 원지반의 비배수전단강도에 대한 민감도계수는 쇄석의 내부마찰각보다 평균 19% 정도로 크게 산정되었으나, 불확실성을 나타내는 변동계수가 높은 이유로 부분안전계수는 평균 47% 높게 보정되었다. 이는 부분안전계수 보정 시에는 보다 신뢰성 있는 확률변수의 변동계수를 결정하는 것이 중요하다는 것을 의미한다.

(2) 국외 설계기준과의 비교

부분안전계수와 지반설계 분야에서 이미 설계기준으로 적용되고 있는 유럽의 Eurocode7(CEN, 2002)과 일본 항만공항기술연구소의 모래다짐말뚝에 대한 부분안전계수(Kitazume et al., 2007)와 비교하였다. 상기 두 설계기준에서 규정하고 있는 부분안전계수는 동일한 설계상황 및 파괴모드를 고려하지 않기 때문에 부분안전계수의 비교는 직접적으로 큰 의미는 없으나, 상대적인 차이가 발생하는 원인을 분석함으로써 본 연구에서 보정된 부분안전계수의 간접적인 적정성을 유추해 볼 수 있다.

유럽의 부분안전계수설계법에서는 하중과 저항측 모두의 부분안전계수를 1.0보다 크게 규정함으로써 저항의 설계값 산정 시 특성값을 부분안전계수로 나누어 산정하도록 하고 있으나, 일본의 부분안전계수설계법에서는 저항의 부분안전계수를 1.0이하로 나타내어 특성값에 부분안전계수를 곱하여 사용하도록 하고 있으므로 상대적인 비교를 위하여 <표 3.113>에서는 일본의 부분안전계수를 역수값으로 환산하여 비교하였다.

유럽 및 일본의 한계상태설계법에서도 점토의 비배수전단강도에 대한 부분안전계수(γ_{c_u})가 가장 크게 규정되어 있으나, 쇄석다짐말뚝의 부분안전계수가 약 16% 정도 크게 보정된 것으로 미루어볼 때, 쇄석다짐말뚝에서 원지반의 비배수전단강도가 매우 중요한 설계정수임을 알 수 있다.

유럽 및 일본의 설계기준에서 내부마찰각에 대한 부분안전계수(γ_{ϕ})는 1.25로 제안되고 있으나, 쇄석다짐말뚝에서는 1.14로 약 9% 낮게 보정되었다. 유럽의 설계기준에서 내부마찰각은 원지반 재료에 대한 부분안전계수로 비교적 인공재료에 가

까운 쇄석에 비해 변동계수가 크고, 부분안전계수 보정 시 적용된 목표신뢰도지수가 큰 이유로 설명될 수 있다. 쇄석다짐말뚝의 재료는 모래다짐말뚝과 같이 인공재료로 취급할 수 있으면서 적용된 변동계수(V_X=0.10)가 모래의 내부마찰각에 대한 변동계수(V_X=0.05)보다 큼에도 불구하고 부분안전계수가 낮은 이유는 쇄석다짐말뚝의 목표신뢰도지수(β_T = 2.33)보다 모래다짐말뚝의 목표신뢰도지수(β_T = 2.7)가 약 15% 정도 높고, 모래의 내부마찰각이 모래다짐말뚝의 파괴모드에 미치는 영향이 더 큰 이유로 판단된다.

<표 3.113> 유럽 및 일본의 부분안전계수와 비교

확률변수			부분안전계수(γ_M)		
			쇄석다짐말뚝	Europe	Japan[1)]
원지반	단위중량	γ_γ	1.025	1.00	1.00
	전단강도	γ_{c_u}	1.675	1.40	1.00
	탄성계수	γ_{E_c}	1.032	-	-
쇄 석	내부마찰각	γ_ϕ	1.142	1.25[2)]	1.25[3)]

1) 목표신뢰도지수 β_T = 2.7 적용
2) 재료물성 M2에 대한 전단저항계수(tanϕ)의 부분안전계수
3) 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile, SCP)의 부분안전계수

4. 옹벽

현재까지 옹벽 구조물의 한계상태 설계를 위한 평가기술에 대한 연구는 매우 미진한 상태이다. 이는 설계(혹은 예측)에 대한 실측데이터가 없기 때문이며, 어떠한 실측데이터가 필요한지, 어떠한 방법으로 수집할지에 대한 연구도 미진한 상태이다. 따라서 신뢰성 분석을 기반으로는 하는 한계상태 설계가 매우 어려운 상태로서, 현재까지의 AASHTO LRFD, Eurocode-7에서는 얕은 기초에서 사용되는 하중계수, 저항계수, 부분계수 등을 인용하여 설계되고 있는 실정이다. 실제 옹벽구조물을 위해서는 옹벽에 실제 작용하는 토압, 침하량, 변위량 등을 실측하여 편향계수를 산정하고 이에 대한 하중계수, 저항계수 등을 보정하여야 하기 때문이다.

본 절에서는 국토교통부의 도로옹벽표준도상의 옹벽구조물에 대해 시행쐐기법을 이용하여 활동과 전도에 대한 안전율을 검토하였으며, GEO.5 해석프로그램을 이용하여 AAHTO LRFD의 하중계수 및 저항계수를 기준으로 안정성을 평가 및 비교하였다. 또한 간편신뢰성분석법(Taylor's Series)을 이용하여 도로옹벽표준도를 검토하였다. 이를 바탕으로 향후 옹벽구조물의 한계상태설계 평가 기술을 도출하고자 하였다.

4.1 도로옹벽표준도 개요

2008년 도로옹벽표준도는 허용응력설계법을 기반으로 하여 설계되었으며, 다음의 설계기준을 참고로 제정되었다.

(가) 건설교통부 제정 도로옹벽 표준도(2003, 건설교통부)
(나) 건설교통부 제정 콘크리트 구조 설계기준 해설(2007, 한국콘크리트학회)
(다) 건설교통부 제정 도로교 설계기준(2005, 한국도로교통협회)
(라) 국토해양부 제정 구조물 기초 설계기준(2008, 국토해양부)
(마) 건설교통부 제정 구조물 기초 설계기준 해설(2003, 한국지반공학회)

해석을 위한 설계정수와 옹벽 단면의 제원은 <표 3.114>~<표 3.117>과 같다.

<표 3.114> 해석에 사용된 지반정수

뒷채움 토사			콘크리트	
배면경사	단위중량(γ_t)	내부마찰각(ϕ)	단위중량(γ_c)	흙과의 마찰(μ)
수평	19.0 kN/m3	30°	24.5 Mpa	0.5
1 : 1.5	20.0 kN/m3	35°		
1 : 1.8	19.0 kN/m3	30°		

<표 3.115> 옹벽의 검토 단면 제원(I)

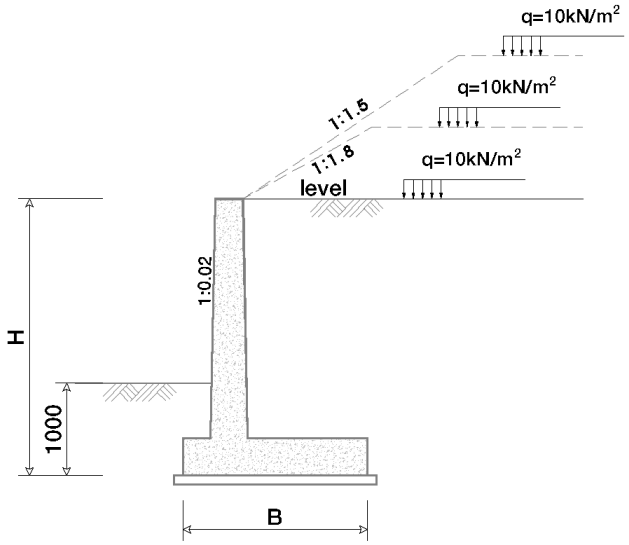
종류	옹벽높이(H)	저판 길이(B) (배면경사, 성토높이에 따라 변동)	배면경사
역T형 L형	3.0m~8.0m (0.5m 증가)	2.0m~6.9m	수평 1 : 1.5 1 : 1.8
반중력식	2.0m~4.0m (0.5m 증가)	1.8m~3.6m	수평 1 : 1.5 1 : 1.8
중력식	1.5m~4.0m (0.5m 증가)	1.2m~3.8m	수평 1 : 1.5 1 : 1.8

<표 3.116> 옹벽의 검토 단면 제원(II)

성토 높이	비고
0.25H/0.5H/1.0H/2.0H/무한 (총 5 단계로 분류)	· 총 392개 · 1:1.5~1:1.8은 활동방지턱 설치

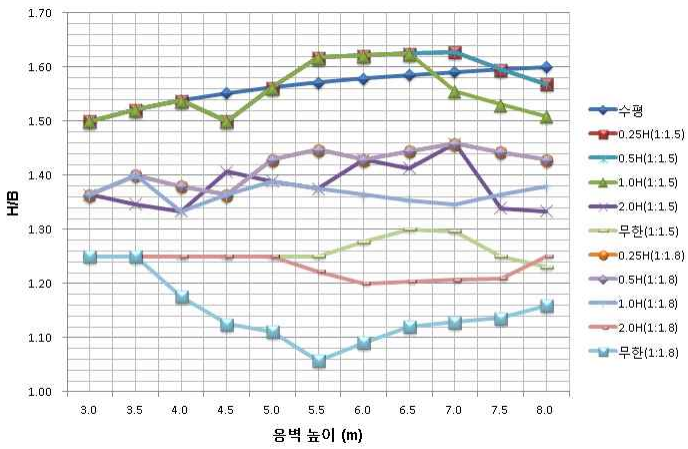
<표 3.117> 옹벽 높이에 따른 저판길이의 비(H/B)

옹벽 종류	H/B 비
역T형	1.06~1.63
중력식	1.03~1.75
반중력식	1.00~1.46
L형	1.00~1.59

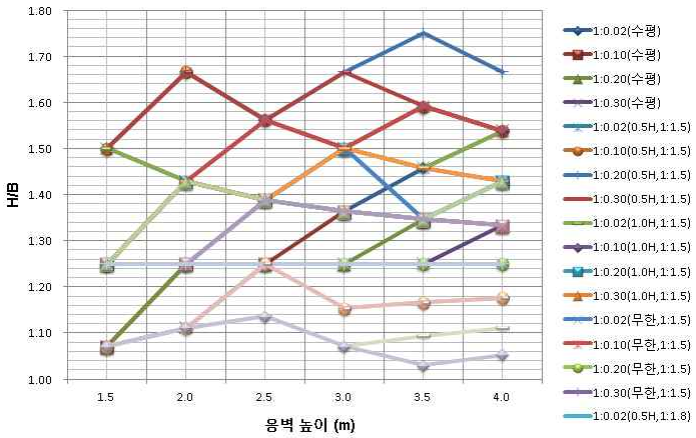


<그림 3.131> 옹벽단면 예(역 T형)

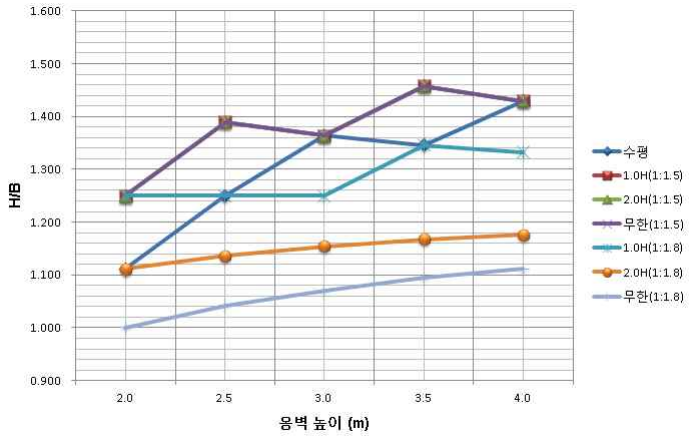
국내 도로옹벽표준도상 옹벽구조물 각각의 높이에 대한 저판길이의 폭의 비율을 검토한 결과는 <그림 3.132>~<그림 3.135> 같다. 중력식, 반중력식의 비율은 일정한 패턴을 나타내지만, 역 T형과 L형은 활동방지턱 설치로 인해 일정하지 않은 증가폭을 나타냈다.



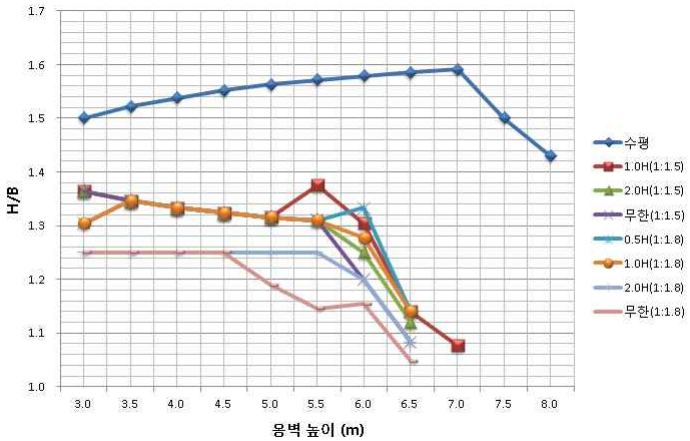
<그림 3.132> 역T옹벽 높이에 따른 저판길이 비



<그림 3.133> 중력식옹벽 높이에 따른 저판길이 비



<그림 3.134> 반중력식옹벽 높이에 따른 저판길이 비



<그림 3.135> L옹벽 높이에 따른 저판길이 비

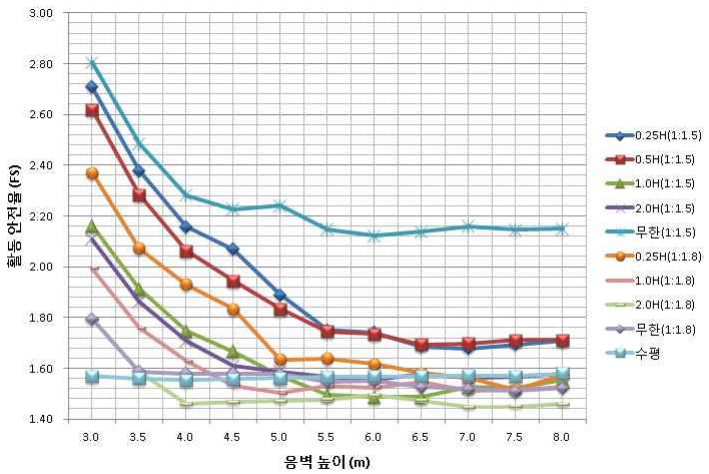
4.2 시행쐐기법을 이용한 옹벽의 안정성 검토 결과

국토교통부 도로옹벽표준도의 옹벽단면 392개를 대상으로 시행쐐기법으로 활동, 전도에 대하여 검토하였으며, 결과를 살펴보면 <표 3.118>,<그림 3.136>~<3.139>과 같다.

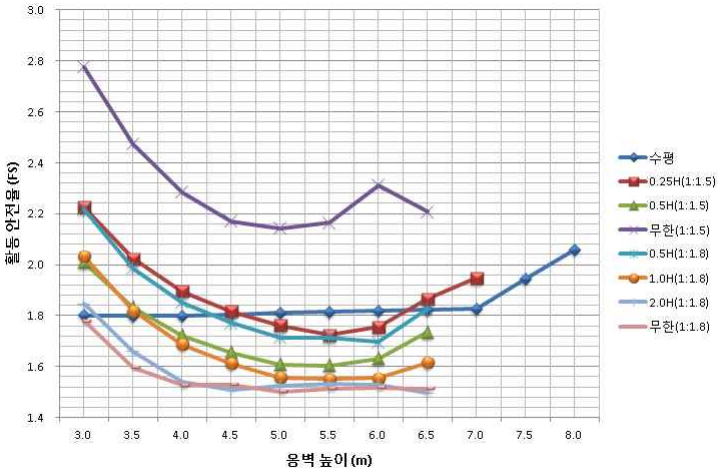
<표 3.118> 활동 안정성 검토 결과

구분	검토 결과		단면개수	활동에 대한 기준 안전율		
	안전율 범위	평균 안전율		국내	북미	유럽
역T형	1.45~2.8	1.736	121개	1.5	1.5	1.5
L형	1.5~2.78	1.844	68개			
중력식	1.12~1.65	1.272	168개			
반중력식	1.24~2.12	1.519	35개			
합계			392개			

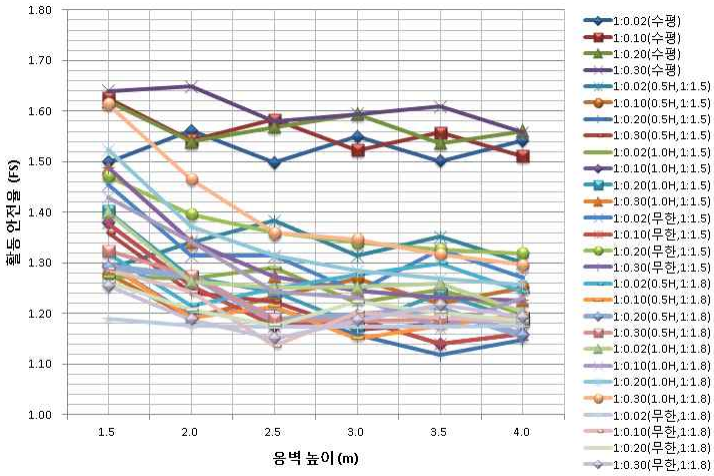
일반적으로 모든 단면에서 활동에 대한 기준안전율 1.5를 만족하는 결과를 얻었으나, 중력식 옹벽의 경우 배면성토 경사가 1:1.5~1:1.8인 경우에는 기준안전율 보다 낮게 검토되었다.



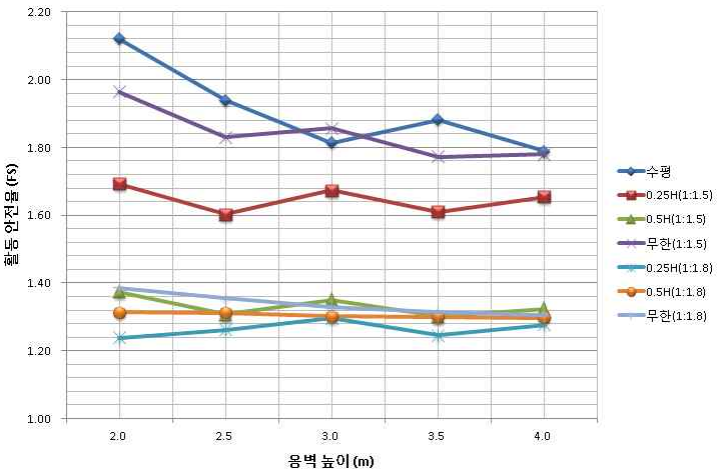
<그림 3.136> 역T옹벽 높이에 따른 활동 안전율



<그림 3.137> L옹벽 높이에 따른 활동 안전율



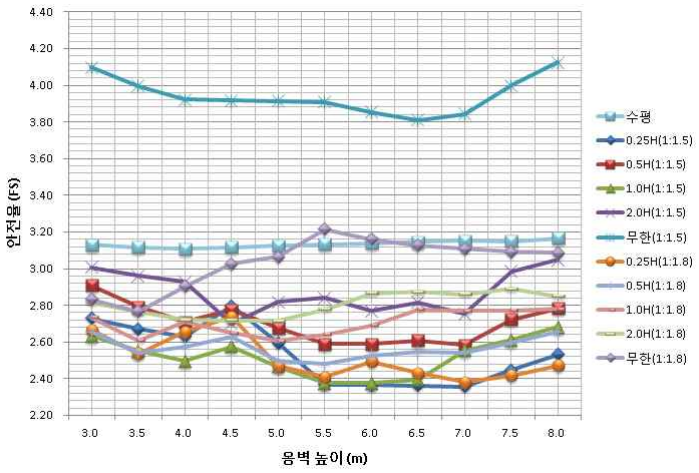
<그림 3.138> 중력식옹벽 높이에 따른 활동 안전율



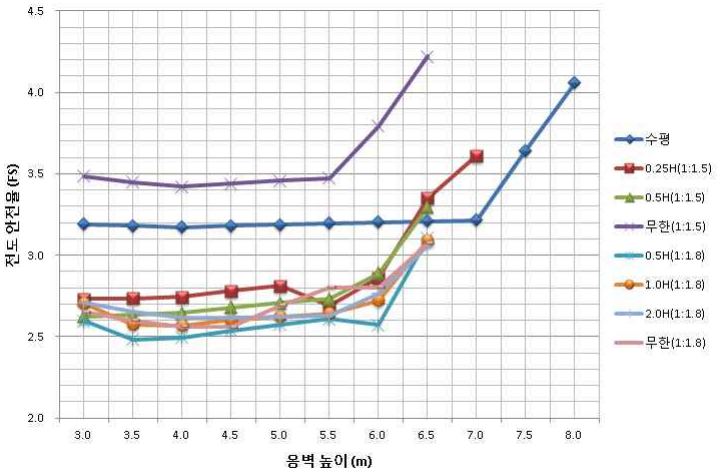
<그림 3.139> 반중력식옹벽 높이에 따른 활동 안전율

<표 3.119> 전도 안정성 검토 결과

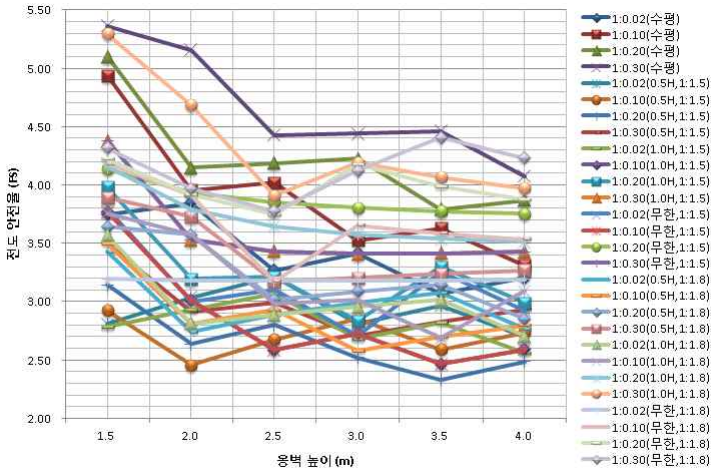
구분	검토 결과		단면개수	전도에 대한 기준 안전율		
	안전율 범위	평균 안전율		국내	북미	유럽
역T형	2.38~4.12	2.85	121개	2.0	2.0	2.0
L형	2.48~4.22	3.11	68개			
중력식	2.33~5.29	3.34	168개			
반중력식	2.84~5.34	3.57	35개			
합계			392개			



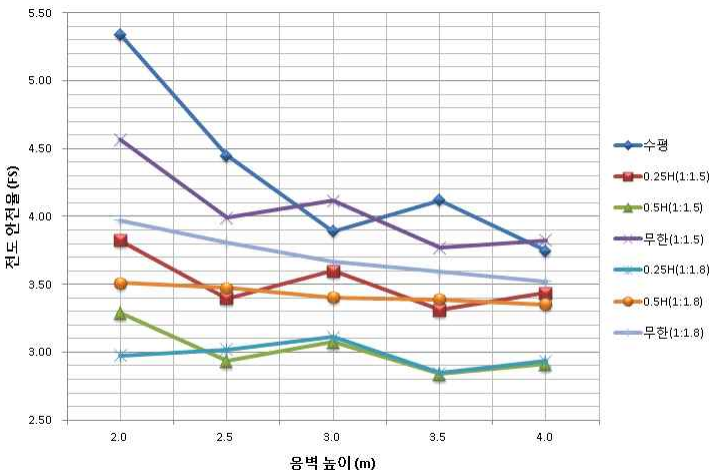
<그림 3.140> 역T옹벽 높이에 따른 전도 안전율



<그림 3.141> L옹벽 높이에 따른 전도 안전율



<그림 3.142> 중력식옹벽 높이에 따른 전도 안전율



<그림 3.143> 반중력식옹벽 높이에 따른 전도 안전율

위 결과를 살펴보면, 활동과 전도의 안전율 분포 경향은 역 T형과 L형, 중력식과 반중력식이 서로 유사한 형태로 나타났다. 활동검토시 높이가 낮은 옹벽에서 높은 안전율이 나타난 이유로는 활동방지턱 설치 및 전도에 대한 기준안전율 만족을 위해 저판길이를 증가시켜야 하는 조건에 따라 상대적으로 높게 나타난 것으로 검토되었다.

4.3 해석 프로그램(GEO.5)을 이용한 검토

검토에 사용한 GEO.5 프로그램은 사면안정, 기초, 옹벽, 지반굴착 등 지반공학 분야 외에도 구조공학분야 및 토목분야에서 광범위하게 이용되는 프로그램으로 AASHTO LRFD, Eurocode7의 한계상태설계법의 적용이 가능한 프로그램이다.

본 절에서는 먼저, AASHTO LRFD 기준을 적용하여 국내 도로옹벽표준도의 역 T형, L형과 반중력식 옹벽 중 배면성토 경사가 수평인 옹벽에 대해 활동, 전도 안정성을 검토하여 시행쐐기법과 비교하였다.

GEO.5의 설계기준을 AASHTO LRFD로 실행하여 해석하였기 때문에 안전율이 아닌 이용율(만족도)로 검토 결과 값을 얻었으며, 이를 정량적인 비교를 위해 토압, 연직력, 자중, 저항 및 작용모멘트 등의 계산결과를 토대로 <표 3.120>~<표 3.122>과 같이 안전율의 개념으로 역산하여 시행쐐기법 결과와 비교하였다.

<표 3.120> 프로그램 해석의 결과 및 비교(역T형)

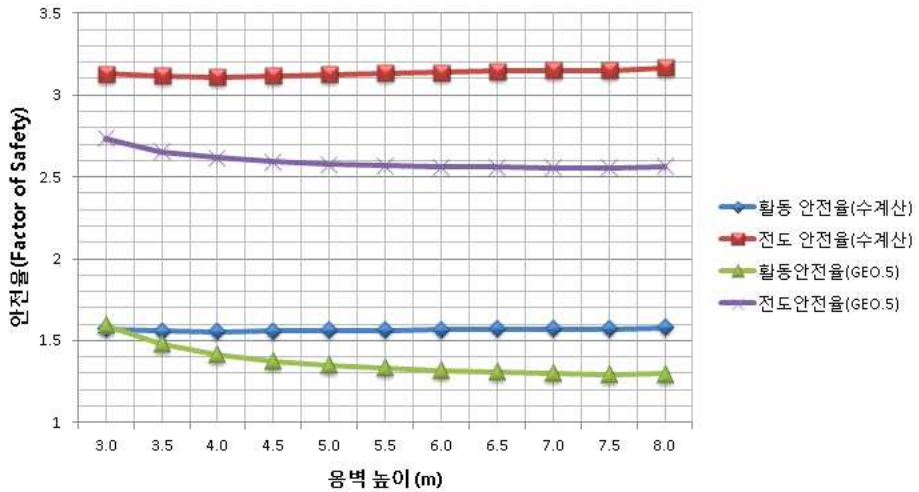
옹벽 높이 (m)	시행쐐기법		GEO.5 프로그램 해석 결과			
			활동		전도	
	활동 안전율 ($F.S_s$)	전도 안전율 ($F.S_o$)	안전율 ($F.S_s$)	Satisfactory (%)	안전율 ($F.S_o$)	Satisfactory (%)
3.0	1.569	3.131	1.594	62.7	2.735	36.6
3.5	1.560	3.117	1.480	67.5	2.655	37.7
4.0	1.553	3.109	1.414	70.7	2.615	38.2
4.5	1.557	3.117	1.377	72.6	2.592	38.6
5.0	1.561	3.125	1.351	74.0	2.576	38.8
5.5	1.564	3.132	1.333	75.0	2.569	38.9
6.0	1.567	3.139	1.319	75.8	2.561	39.1
6.5	1.569	3.145	1.309	76.4	2.558	39.1
7.0	1.571	3.151	1.300	76.9	2.556	39.1
7.5	1.569	3.150	1.294	77.3	2.554	39.1
8.0	1.580	3.165	1.298	77.0	2.563	39.0

<표 3.121> 프로그램 해석의 결과 및 비교(L형)

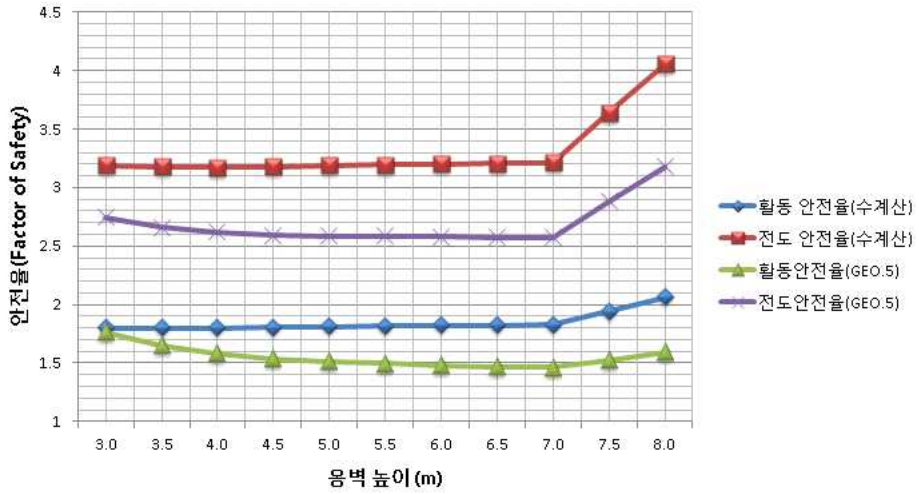
옹벽 높이 (m)	시행쐐기법		GEO.5 프로그램 해석 결과			
			활동		전도	
	활동 안전율 ($F.S_s$)	전도 안전율 ($F.S_o$)	안전율 ($F.S_s$)	Satisfactory (%)	안전율 ($F.S_o$)	Satisfactory (%)
3.0	1.800	3.191	1.767	56.6	2.744	36.4
3.5	1.799	3.179	1.648	60.7	2.658	37.6
4.0	1.798	3.172	1.581	63.3	2.621	38.2
4.5	1.805	3.180	1.539	65.0	2.591	38.6
5.0	1.810	3.187	1.515	66.0	2.587	38.6
5.5	1.815	3.195	1.496	66.8	2.583	38.7
6.0	1.819	3.201	1.481	67.5	2.577	38.8
6.5	1.823	3.208	1.471	68.0	2.576	38.8
7.0	1.826	3.214	1.463	68.4	2.575	38.8
7.5	1.944	3.642	1.528	65.5	2.882	34.7
8.0	2.059	4.058	1.595	62.7	3.177	31.5

<표 3.122> 프로그램 해석의 결과 및 비교(반중력식)

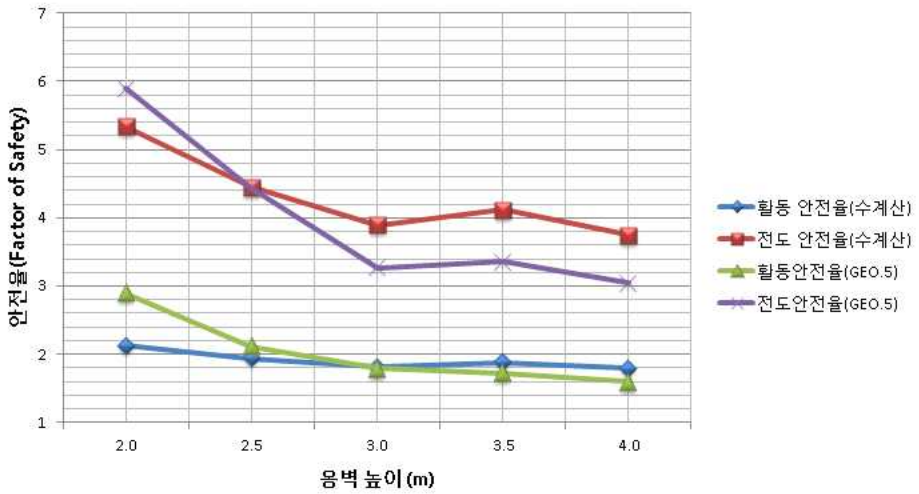
옹벽 높이 (m)	시행쐐기법		GEO.5 프로그램 해석 결과			
			활동		전도	
	활동 안전율 ($F.S_s$)	전도 안전율 ($F.S_o$)	안전율 ($F.S_s$)	Satisfactory (%)	안전율 ($F.S_o$)	Satisfactory (%)
2.0	2.121	5.341	2.896	34.5	5.894	17.0
2.5	1.939	4.448	2.120	47.2	4.442	22.5
3.0	1.814	3.891	1.793	55.8	3.265	30.6
3.5	1.881	4.121	1.725	58.0	3.357	29.8
4.0	1.789	3.745	1.593	120.7	3.046	75.8



<그림 3.144> 수계산과 GEO.5 안전율 결과 비교(역T형)



<그림 3.145> 수계산과 GEO.5 안전율 결과 비교(L형)



<그림 3.146> 수계산, GEO.5 안전율 결과 비교(반중력식)

<표 3.123> 평균안전율 결과 비교

구분	시행쐐기법		GEO.5 프로그램 해석 결과	
	활동 안전율	전도 안전율	활동안전율	전도안전율
평균안전율	1.74	3.44	1.56	2.89

안전율 비교결과 국내 도로옹벽옹표준도는 AASHTO LRFD에 비해 높은 안전율을 나타내는 것으로 분석되었다. 총 27개 단면의 평균안전율을 정리해보면 <표

3.123>과 같다. AASHTO LRFD 설계법으로 안전율 검토 결과치가 시행쐐기법에 비해 활동은 0.18, 전도는 0.55 낮게 나타났다.

기준안전율과 비교해도 활동 1.5, 전도 2.0에 비해 높게 나타난 것이므로, 국내도로옹벽표준도 제정시에도 한계상태설계법을 이용한 설계 적용에 무리가 없을 것으로 검토되었다.

물론, 옹벽구조물의 특성에 따라 단일 구조물로 사용되는 경우와 교대로 사용되는 경우와 같이 타 구조물과 병행되는 경우에는 구분되어져야 하며, 그라운드앵커, 쏘일네일 등의 지보재가 사용되는 경우도 추후 연구가 진행되어야 할 것으로 보여진다.

4.4 간편법(Simple Reliability Analysis)를 이용한 신뢰성 평가

Simple Reliability Analysis는 복잡한 이론이나 익숙하지 않은 용어들을 포함한 일상적인 지반공학실무에서 사용될 수 있는 것으로, 기존의 지반공학 해석에 대해 약간의 노력만으로도 신뢰성분석이 가능한 방법이다. 이 방법은 해석에 관계된 매개변수의 불확실성의 복합적인 영향을 평가하는 수단으로 사용할 수 있으며, 기존의 해석에 대해서도 유용한 도움을 줄 수 있다(J. Michael Duncan, 1999).

본 절에서는 옹벽구조물의 실측데이터 수집이 어려워 일반적 신뢰성평가가 불가능한 현 시점에서 옹벽구조물의 안정성에 영향을 주는 재료의 특성에 변동성을 주는 방법으로 간편신뢰성 분석을 실시하고자 하였다. 검토대상은 국토교통부 도로옹벽 표준도의 역T형, L형, 반중력식, 중력식 옹벽의 모델들을 사용하여 Taylor's Series Method(Wolff(1999), U.S Army Cops of Engineers1998))를 이용하여 신뢰성 평가를 실시하였다(식 3.144 ~ 식 3.146). 옹벽의 제원은 상기 시행쐐기법 검토시 사용한 단면과 동일한 단면으로 검토하였다(표 3.120, 3.122 참조).

Taylor's Series Method ;

$$\sigma_F = \sqrt{\left(\frac{\Delta F_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta F_2}{2}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta F_N}{2}\right)^2} \tag{3.144}$$

$$COV_F = \frac{\sigma_F}{F_{MLV}} \tag{3.145}$$

$$\beta_{LN} = \frac{\ln(F_{MLV} / \sqrt{(1+COV_F^2)})}{\sqrt{\ln(1+COV_F{}^2)}} \quad (3.146)$$

여기서, σ_F : 안전율의 표준편차

$\Delta F_1 = F_1{}^+ - F_1{}^-$

$F_1{}^+$, $F_1{}^-$는 첫 번째 함수를 1σ만큼 최빈값에서 증가, 감소시킨 상태에서 구한 안전율 ($F_1{}^+$, $F_1{}^-$를 산정할 때에는 다른 변수($F_{2,}F_N$)는 고정하여 안전율을 산정)

COV_F : 안전율의 변동계수

F_{MLV} : 안전율 최빈값

β_{LN} : 신뢰도 지수

본 연구에서는 <표 3.124>을 참고로 뒷채움 성토재의 단위중량과 콘크리트 단위중량의 변동계수($COV_{\gamma t}$)를 0.02, 성토재 내부마찰각과 마찰계수의 변동계수(COV_{ϕ})는 0.1로 결정하여 지반강도정수에 COV의 비율을 적용하여 설계정수 값을 결정하였다(표 3.125 참조).

검토결과를 정리하면 <표 3.127>~<표 3.130>, <그림 3.147>~<그림 3.154>와 같다.

<표 3.124> Statistical distribution model random variable parameters from various and interpretation data(박준모, 2012)

확률변수		변동계수 (COV)	확률분포
단위중량(γ)	콘크리트	0.02	Normal
	모 래	0.04	Normal
	사 석	0.03	Normal
	원지반	0.03	Normal
강 도	개량체	0.36	Normal
	원지반	0.10	Normal
	사질토	0.10	Normal
토 압	주동토압	0.10	Normal
	수동토압	0.10	Normal

<표 3.125> 변동계수에 따른 설계정수값 산정

구 분	COV	초기값	COV적용값(+)	COV적용값(-)
성토재 단위중량(γ_t, t/m^3)	0.02	19	19.38	18.62
콘크리트 단위중량(γ_c, t/m^3)	0.02	24.5	24.99	24.01
마찰계수(δ)	0.1	0.5	0.55	0.45
성토재 내부마찰각(ϕ, °)	0.1	30	33	27
F_{MLV} (역T형)	F_{MLV_s} = 1.569, F_{MLV_o} = 3.131			
F_{MLV} (L형)	F_{MLV_s} = 1.800, F_{MLV_o} = 3.191			
F_{MLV} (반중력식)	F_{MLV_s} = 2.121, F_{MLV_o} = 5.341			
F_{MLV} (중력식)	F_{MLV_s} = 1.562, F_{MLV_o} = 3.859			

<표 3.126> Allowable probability of failure for structural foundation(Meyerhof, 1994)

구 분	허용파괴확률 (P_f)	신뢰도지수 (β)	변동계수 (COV)
해상 기초 (Offshore Foundation)	10^{-2}	2.5	0.25
토공(Earthwork)	10^{-3}	3.0	0.15
옹벽구조물 (Earth Retaining Structure)			-
육상 기초 (Foundation on Land)	10^{-4}	3.5	0.25

<표 3.127 반중력식 옹벽 간편신뢰성 검토 결과>

구분	배면 성토구배	배면 성토높이	옹벽높이 (H, m)	저판 폭 (B, m)	활동		전도	
					신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)	신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)
1	1:1.5	1.0H	2	1.6	0.764	22.254	1.614	0.000
2	1:1.5	1.0H	2.5	1.8	0.552	29.045	1.698	4.474
3	1:1.5	1.0H	3	2.2	0.708	23.954	1.674	4.709
4	1:1.5	1.0H	3.5	2.4	0.559	28.795	1.693	4.520
5	1:1.5	1.0H	4	2.8	0.667	25.225	1.683	4.619
6	1:1.8	1.0H	2	1.6	0.966	16.697	2.488	0.643
7	1:1.8	1.0H	2.5	2	1.057	14.536	2.453	0.708
8	1:1.8	1.0H	3	2.4	1.177	11.955	2.400	0.820
9	1:1.8	1.0H	3.5	2.6	0.987	16.193	2.438	0.738
10	1:1.8	1.0H	4	3	1.101	13.543	2.410	0.798
11	1:1.8	2.0H	2	1.8	1.148	12.550	1.977	2.400
12	1:1.8	2.0H	2.5	2.2	1.139	12.738	1.976	2.409
13	1:1.8	2.0H	3	2.6	1.102	13.513	1.985	2.355
14	1:1.8	2.0H	3.5	3	1.098	13.613	1.987	2.344
15	1:1.8	2.0H	4	3.4	1.092	13.745	1.991	2.322
16	1:1.8	무한	2	2	0.473	31.803	0.638	26.178
17	1:1.8	무한	2.5	2.4	0.429	33.386	0.652	25.723
18	1:1.8	무한	3	2.8	0.391	34.796	0.663	25.361
19	1:1.8	무한	3.5	3.2	0.369	35.594	0.670	25.130
20	1:1.8	무한	4	3.6	0.352	36.225	0.676	24.956
21	LEVEL	-	2	1.8	4.713	0.000	2.515	0.596
22	LEVEL	-	2.5	2	4.136	0.002	2.679	0.370
23	LEVEL	-	3	2.2	3.709	0.010	2.783	0.270
24	LEVEL	-	3.5	2.6	3.939	0.004	2.740	0.307
25	LEVEL	-	4	2.8	3.624	0.014	2.545	0.546

<표 3.128 역 T형 옹벽 간편신뢰성 검토 결과>

구분	배면 성토구배	배면 성토높이	옹벽높이 (H, m)	저판 폭 (B, m)	활동		전도	
					신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)	신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)
1	1:1.5	0.25H	3	2	3.947	0.004	11.119	0.000
2	1:1.5	0.25H	3.5	2.3	3.881	0.005	10.958	0.000
3	1:1.5	0.25H	4	2.6	3.826	0.007	10.837	0.000
4	1:1.5	0.25H	4.5	3	4.040	0.003	11.270	0.000

5	1:1.5	0.25H	5	3.2	3.774	0.008	10.622	0.000
6	1:1.5	0.25H	5.5	3.4	3.544	0.020	10.077	0.000
7	1:1.5	0.25H	6	3.7	3.546	0.020	10.062	0.000
8	1:1.5	0.25H	6.5	4	3.546	0.020	10.054	0.000
9	1:1.5	0.25H	7	4.3	3.544	0.020	10.036	0.000
10	1:1.5	0.25H	7.5	4.7	3.630	0.014	10.325	0.000
11	1:1.5	0.25H	8	5.1	3.706	0.011	10.570	0.000
12	1:1.5	0.5H	3	2	2.256	1.204	8.760	0.000
13	1:1.5	0.5H	3.5	2.3	2.441	0.732	8.960	0.000
14	1:1.5	0.5H	4	2.6	2.347	0.947	8.773	0.000
15	1:1.5	0.5H	4.5	3	2.486	0.645	9.036	0.000
16	1:1.5	0.5H	5	3.2	2.287	1.109	8.627	0.000
17	1:1.5	0.5H	5.5	3.4	2.110	1.744	8.243	0.000
18	1:1.5	0.5H	6	3.7	2.112	7.316	8.193	0.000
19	1:1.5	0.5H	6.5	4	2.122	1.693	8.261	0.000
20	1:1.5	0.5H	7	4.3	2.124	1.684	8.124	0.000
21	1:1.5	0.5H	7.5	4.7	2.211	1.352	8.559	0.000
22	1:1.5	0.5H	8	5.1	2.256	1.204	8.760	0.000
23	1:1.5	1.0H	3	2	0.413	33.994	5.803	0.000
24	1:1.5	1.0H	3.5	2.3	0.319	37.494	5.567	0.000
25	1:1.5	1.0H	4	2.6	0.256	39.882	5.428	0.000
26	1:1.5	1.0H	4.5	3	0.376	35.342	5.656	0.000
27	1:1.5	1.0H	5	3.2	0.236	40.663	5.371	0.000
28	1:1.5	1.0H	5.5	3.4	0.125	45.036	5.106	0.000
29	1:1.5	1.0H	6	3.7	0.130	44.810	5.102	0.000
30	1:1.5	1.0H	6.5	4	0.146	44.193	5.100	0.000
31	1:1.5	1.0H	7	4.5	0.360	35.947	5.520	0.000
32	1:1.5	1.0H	7.5	4.9	0.397	34.582	5.718	0.000
33	1:1.5	1.0H	8	5.3	0.446	32.770	5.880	0.000
34	1:1.8	0.25H	3	2.2	1.675	4.701	5.003	0.000
35	1:1.8	0.25H	3.5	2.5	1.483	6.903	4.651	0.000
36	1:1.8	0.25H	4	2.6	1.673	4.721	5.015	0.000
37	1:1.8	0.25H	4.5	3.3	1.817	3.464	5.263	0.000
38	1:1.8	0.25H	5	3.5	1.411	7.908	4.485	0.000
39	1:1.8	0.25H	5.5	3.8	1.326	9.241	4.319	0.001

40	1:1.8	0.25H	6	3.8	1.477	6.979	4.575	0.000
41	1:1.8	0.25H	6.5	4.1	1.389	8.241	4.383	0.001
42	1:1.8	0.25H	7	4.4	1.326	9.244	4.241	0.001
43	1:1.8	0.25H	7.5	5.2	1.284	9.958	4.328	0.001
44	1:1.8	0.25H	8	5	1.336	9.081	4.493	0.000
45	1:1.8	0.5H	3	2.2	1.918	2.757	59.683	0.000
46	1:1.8	0.5H	3.5	2.5	1.733	4.153	62.983	0.000
47	1:1.8	0.5H	4	2.9	1.846	3.245	86.638	0.000
48	1:1.8	0.5H	4.5	3.3	1.994	2.309	95.256	0.000
49	1:1.8	0.5H	5	3.2	1.726	4.220	61.442	0.000
50	1:1.8	0.5H	5.5	3.8	1.699	4.467	53.381	0.000
51	1:1.8	0.5H	6	4.2	1.811	3.506	58.219	0.000
52	1:1.8	0.5H	6.5	4.5	1.856	3.171	47.291	0.000
53	1:1.8	0.5H	7	4.4	1.839	3.297	40.022	0.000
54	1:1.8	0.5H	7.5	5.2	1.816	3.469	38.570	0.000
55	1:1.8	0.5H	8	5.6	1.895	2.904	37.433	0.000
56	1:1.8	1.0H	3	2.2	1.237	10.810	11.306	0.000
57	1:1.8	1.0H	3.5	2.5	1.255	14.562	10.894	0.000
58	1:1.8	1.0H	4	2.9	1.267	1.081	8.415	0.000
59	1:1.8	1.0H	4.5	3.3	1.309	13.721	11.340	0.000
60	1:1.8	1.0H	5	3.6	1.547	6.094	6.749	0.000
61	1:1.8	1.0H	5.5	4	1.642	5.031	6.845	0.000
62	1:1.8	1.0H	6	4.4	1.768	3.853	6.978	0.000
63	1:1.8	1.0H	6.5	4.8	1.871	3.067	7.203	0.000
64	1:1.8	1.0H	7	5.2	1.944	2.597	7.175	0.000
65	1:1.8	1.0H	7.5	5.5	1.831	3.352	7.148	0.000
66	1:1.8	1.0H	8	5.8	1.839	3.293	7.149	0.000
67	1:1.8	2.0H	3	2.4	0.098	46.090	2.622	0.437
68	1:1.8	2.0H	3.5	2.8	0.054	47.844	2.581	0.493
69	1:1.8	2.0H	4	3.2	0.021	49.163	2.553	0.534
70	1:1.8	2.0H	4.5	3.6	0.019	49.225	2.551	0.537
71	1:1.8	2.0H	5	4	0.017	49.306	2.551	0.537
72	1:1.8	2.0H	5.5	4.5	0.038	48.478	2.601	0.465
73	1:1.8	2.0H	6	5	0.077	46.939	2.667	0.383
74	1:1.8	2.0H	6.5	4.8	0.080	46.821	2.669	0.380

75	1:1.8	2.0H	7	5.8	0.076	46.952	2.660	0.391
76	1:1.8	2.0H	7.5	6.2	0.071	47.188	2.682	0.365
77	1:1.8	2.0H	8	6.4	0.065	47.403	2.648	0.405
78	1:1.8	무한	3	2.4	0.098	46.090	2.622	0.437
79	1:1.8	무한	3.5	2.8	0.054	47.844	2.581	0.493
80	1:1.8	무한	4	3.4	0.086	46.570	2.690	0.357
81	1:1.8	무한	4.5	4	0.122	45.140	2.780	0.272
82	1:1.8	무한	5	4.5	0.133	44.728	2.806	0.251
83	1:1.8	무한	5.5	5.2	0.175	43.048	2.908	0.182
84	1:1.8	무한	6	5.5	0.169	43.298	2.869	0.206
85	1:1.8	무한	6.5	5.8	0.156	43.809	2.844	0.223
86	1:1.8	무한	7	6.2	0.140	44.432	2.834	0.230
87	1:1.8	무한	7.5	6.6	0.127	44.932	2.824	0.237
88	1:1.8	무한	8	6.9	0.135	44.635	2.816	0.243
89	LEVEL	-	3	2	2.789	0.264	9.322	0.000
90	LEVEL	-	3.5	2.3	2.753	0.295	9.294	0.000
91	LEVEL	-	4	2.6	2.725	0.321	9.262	0.000
92	LEVEL	-	4.5	2.9	2.744	0.303	9.295	0.000
93	LEVEL	-	5	3.2	2.760	0.289	9.303	0.000
94	LEVEL	-	5.5	3.5	2.770	0.281	9.330	0.000
95	LEVEL	-	6	3.8	2.783	0.269	9.345	0.000
96	LEVEL	-	6.5	4.1	2.795	0.259	9.366	0.000
97	LEVEL	-	7	4.4	2.798	0.257	9.375	0.000
98	LEVEL	-	7.5	4.7	2.799	0.256	9.383	0.000
99	LEVEL	-	8	5	2.839	0.227	9.416	0.000

<표 3.129 L형 옹벽 간편신뢰성 검토 결과>

구분	배면 성토구배	배면 성토높이	옹벽높이 (H, m)	저판 폭 (B, m)	활동		전도	
					신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)	신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)
1	1:1.5	1.0H	3	2.2	1.198	11.545	6.433	0.000
2	1:1.5	1.0H	3.5	2.6	1.246	10.634	6.445	0.000
3	1:1.5	1.0H	4	3	1.287	9.903	6.492	0.000
4	1:1.5	1.0H	4.5	3.4	1.339	9.030	6.595	0.000
5	1:1.5	1.0H	5	3.4	1.385	8.297	6.666	0.000

6	1:1.5	1.0H	5.5	4.2	1.244	10.679	6.313	0.000
7	1:1.5	1.0H	6	4.6	1.463	7.179	6.596	0.000
8	1:1.5	1.0H	6.5	5.7	2.012	2.212	7.944	0.000
9	1:1.8	0.5H	3	2.3	2.949	0.159	51.292	0.000
10	1:1.8	0.5H	3.5	2.6	2.777	0.274	46.460	0.000
11	1:1.8	0.5H	4	3	2.885	1.854	37.823	0.000
12	1:1.8	0.5H	4.5	3.4	3.020	0.126	37.938	0.000
13	1:1.8	0.5H	5	3.8	3.121	0.090	39.112	0.000
14	1:1.8	0.5H	5.5	4.2	3.229	0.062	39.147	0.000
15	1:1.8	0.5H	6	4.5	3.169	0.077	45.068	0.000
16	1:1.8	0.5H	6.5	5.7	4.000	0.001	25.826	0.000
17	1:1.8	1.0H	3	2.4	1.869	3.080	12.881	0.000
18	1:1.8	1.0H	3.5	2.6	1.704	4.422	12.274	0.000
19	1:1.8	1.0H	4	3	1.701	4.450	12.599	0.000
20	1:1.8	1.0H	4.5	3.4	1.754	3.975	12.792	0.000
21	1:1.8	1.0H	5	3.8	1.739	3.610	12.838	0.000
22	1:1.8	1.0H	5.5	4.2	1.816	3.468	12.929	0.000
23	1:1.8	1.0H	6	5	1.942	2.608	13.639	0.000
24	1:1.8	1.0H	6.5	5.7	2.410	0.798	16.174	0.000
25	1:1.8	2.0H	3	2.4	0.951	17.081	6.672	0.000
26	1:1.8	2.0H	3.5	2.8	0.876	19.042	6.599	0.000
27	1:1.8	2.0H	4	3.2	0.830	20.331	6.533	0.000
28	1:1.8	2.0H	4.5	3.6	0.833	20.239	6.531	0.000
29	1:1.8	2.0H	5	4	0.845	19.894	6.542	0.000
30	1:1.8	2.0H	5.5	4.4	0.859	19.523	6.550	0.000
31	1:1.8	2.0H	6	5	0.962	16.799	6.842	0.000
32	1:1.8	2.0H	6.5	6	1.156	12.379	7.537	0.000
33	1:1.8	무한	3	2.4	0.174	43.103	2.481	0.656
34	1:1.8	무한	3.5	2.8	0.137	44.560	2.444	0.726
35	1:1.8	무한	4	3.2	0.113	45.498	2.419	0.778
36	1:1.8	무한	4.5	3.6	0.111	45.570	2.417	0.782
37	1:1.8	무한	5	4.2	0.149	44.059	2.526	0.577
38	1:1.8	무한	5.5	4.8	0.180	42.853	2.614	0.448
39	1:1.8	무한	6	5.2	0.185	42.660	2.611	0.451
40	1:1.8	무한	6.5	6.2	0.253	40.001	2.812	0.246

41	LEVEL	-	3	2	3.664	0.012	9.477	0.000
42	LEVEL	-	3.5	2.3	3.663	0.012	9.447	0.000
43	LEVEL	-	4	2.6	3.658	0.013	9.433	0.000
44	LEVEL	-	4.5	2.9	3.688	0.011	9.454	0.000
45	LEVEL	-	5	3.2	3.708	0.010	9.468	0.000
46	LEVEL	-	5.5	3.5	3.721	0.010	9.501	0.000
47	LEVEL	-	6	3.8	3.739	0.009	9.509	0.000
48	LEVEL	-	6.5	4.1	3.752	0.009	9.524	0.000

<표 3.130 중력식 옹벽 간편신뢰성 검토 결과>

구분	배면 성토구배	배면 성토높이	옹벽높이 (H, m)	저판 폭 (B, m)	활동		전도	
					신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)	신뢰도지수 (β)	파괴확률 (%)
1	1:1.5(1:0.02)	0.5H	1.5	1	1.039	14.950	10.372	0.000
2	1:1.5(1:0.02)	0.5H	2	1.4	1.365	8.619	11.755	0.000
3	1:1.5(1:0.02)	0.5H	2.5	1.8	1.619	5.275	12.550	0.000
4	1:1.5(1:0.02)	0.5H	3	2	1.226	11.016	11.033	0.000
5	1:1.5(1:0.02)	0.5H	3.5	2.4	1.445	7.417	11.653	0.000
6	1:1.5(1:0.02)	0.5H	4	2.6	1.163	12.250	10.582	0.000
7	1:1.5(1:0.02)	1.0H	1.5	1	0.976	16.450	10.300	0.000
8	1:1.5(1:0.02)	1.0H	2	1.4	0.989	16.126	11.481	0.000
9	1:1.5(1:0.02)	1.0H	2.5	1.8	1.110	13.349	12.191	0.000
10	1:1.5(1:0.02)	1.0H	3	2	0.703	24.091	10.584	0.000
11	1:1.5(1:0.02)	1.0H	3.5	2.4	0.853	19.690	11.248	0.000
12	1:1.5(1:0.02)	1.0H	4	2.6	0.572	28.358	10.096	0.000
13	1:1.5(1:0.10)	0.5H	1.5	1	0.948	17.163	10.250	0.000
14	1:1.5(1:0.10)	0.5H	2	1.2	0.336	36.834	5.922	0.000
15	1:1.5(1:0.10)	0.5H	2.5	1.6	0.730	23.256	9.859	0.000
16	1:1.5(1:0.10)	0.5H	3	2	0.963	16.787	10.822	0.000

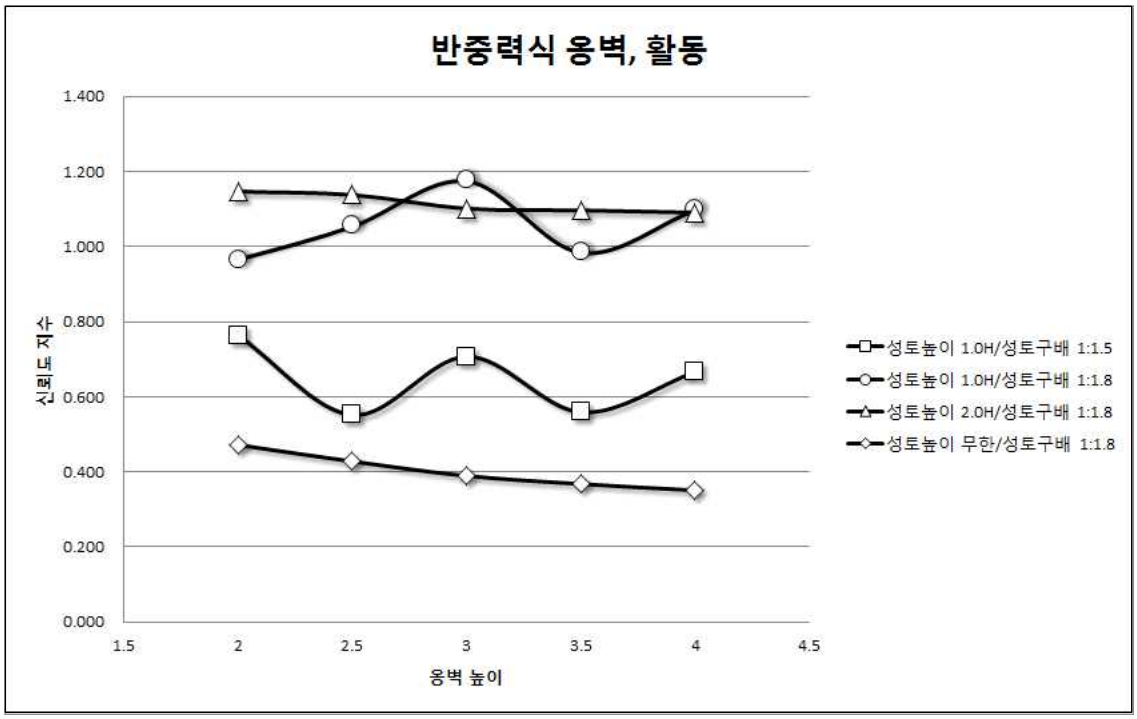
17	1:1.5(1:0.10)	0.5H	3.5	2.2	0.668	25.218	9.668	0.000
18	1:1.5(1:0.10)	0.5H	4	2.6	0.867	19.304	10.443	0.000
19	1:1.5(1:0.10)	1.0H	1.5	1	1.574	5.775	13.814	0.000
20	1:1.5(1:0.10)	1.0H	2	1.4	0.887	18.755	11.251	0.000
21	1:1.5(1:0.10)	1.0H	2.5	1.6	0.403	34.363	9.552	0.000
22	1:1.5(1:0.10)	1.0H	3	2.2	0.504	30.708	10.427	0.000
23	1:1.5(1:0.10)	1.0H	3.5	2.6	0.184	42.691	9.210	0.000
24	1:1.5(1:0.10)	1.0H	4	2.6	0.321	37.395	9.966	0.000
25	1:1.5(1:0.20)	0.5H	1.5	1	0.969	16.617	10.031	0.000
26	1:1.5(1:0.20)	0.5H	2	1.2	0.430	33.366	8.385	0.000
27	1:1.5(1:0.20)	0.5H	2.5	1.6	0.573	28.335	9.592	0.000
28	1:1.5(1:0.20)	0.5H	3	1.8	0.250	40.130	8.471	0.000
29	1:1.5(1:0.20)	0.5H	3.5	2	0.189	42.042	7.658	0.000
30	1:1.5(1:0.20)	0.5H	4	2.4	0.138	44.524	5.972	0.000
31	1:1.5(1:0.20)	1.0H	1.5	1.2	1.647	4.975	13.527	0.000
32	1:1.5(1:0.20)	1.0H	2	1.4	0.947	17.192	11.127	0.000
33	1:1.5(1:0.20)	1.0H	2.5	1.8	0.814	20.768	11.645	0.000
34	1:1.5(1:0.20)	1.0H	3	2	0.402	34.392	10.202	0.000
35	1:1.5(1:0.20)	1.0H	3.5	2.6	0.805	21.036	12.440	0.000
36	1:1.5(1:0.20)	1.0H	4	2.8	0.486	31.337	11.191	0.000
37	1:1.5(1:0.30)	0.5H	1.5	1	1.211	11.300	10.041	0.000
38	1:1.5(1:0.30)	0.5H	2	1.2	0.616	26.880	8.494	0.000
39	1:1.5(1:0.30)	0.5H	2.5	1.6	0.586	27.890	9.431	0.000
40	1:1.5(1:0.30)	0.5H	3	1.8	0.262	39.658	8.393	0.000
41	1:1.5(1:0.30)	0.5H	3.5	2.2	0.362	35.869	9.170	0.000
42	1:1.5(1:0.	0.5H	4	2.6	0.462	32.216	9.735	0.000

	30)							
43	1:1.5(1:0.30)	1.0H	1.5	1.2	1.976	2.409	13.321	0.000
44	1:1.5(1:0.30)	1.0H	2	1.4	1.246	10.631	11.046	0.000
45	1:1.5(1:0.30)	1.0H	2.5	1.8	0.929	17.632	11.419	0.000
46	1:1.5(1:0.30)	1.0H	3	2.2	0.799	21.211	11.784	0.000
47	1:1.5(1:0.30)	1.0H	3.5	2.6	0.732	23.207	12.037	0.000
48	1:1.5(1:0.30)	1.0H	4	3	0.711	23.841	12.252	0.000
49	1:1.8(1:0.02)	0.5H	1.5	1.2	2.240	1.253	14.529	0.000
50	1:1.8(1:0.02)	0.5H	2	1.4	1.640	5.053	11.988	0.000
51	1:1.8(1:0.02)	0.5H	2.5	1.8	1.840	3.287	12.712	0.000
52	1:1.8(1:0.02)	0.5H	3	2.2	1.991	2.324	13.173	0.000
53	1:1.8(1:0.02)	0.5H	3.5	2.6	2.124	1.683	13.519	0.000
54	1:1.8(1:0.02)	0.5H	4	2.8	1.792	3.657	12.303	0.000
55	1:1.8(1:0.02)	1.0H	1.5	1.2	2.667	0.382	14.841	0.000
56	1:1.8(1:0.02)	1.0H	2	1.4	1.914	7.708	12.145	0.000
57	1:1.8(1:0.02)	1.0H	2.5	1.8	1.841	3.277	12.691	0.000
58	1:1.8(1:0.02)	1.0H	3	2.2	1.848	3.233	13.071	0.000
59	1:1.8(1:0.02)	1.0H	3.5	2.6	1.881	3.002	13.360	0.000
60	1:1.8(1:0.02)	1.0H	4	2.8	1.555	5.996	12.132	0.000
61	1:1.8(1:0.02)	무한	1.5	1.2	0.527	29.912	5.251	0.000
62	1:1.8(1:0.02)	무한	2	1.6	0.535	29.630	5.762	0.000
63	1:1.8(1:0.02)	무한	2.5	2	0.555	28.953	6.095	0.000
64	1:1.8(1:0.02)	무한	3	2.4	0.574	28.306	6.327	0.000
65	1:1.8(1:0.02)	무한	3.5	2.8	0.591	27.712	6.494	0.000
66	1:1.8(1:0.02)	무한	4	3.2	0.609	27.136	6.615	0.000
67	1:1.8(1:0.10)	0.5H	1.5	1.2	2.095	1.809	14.282	0.000

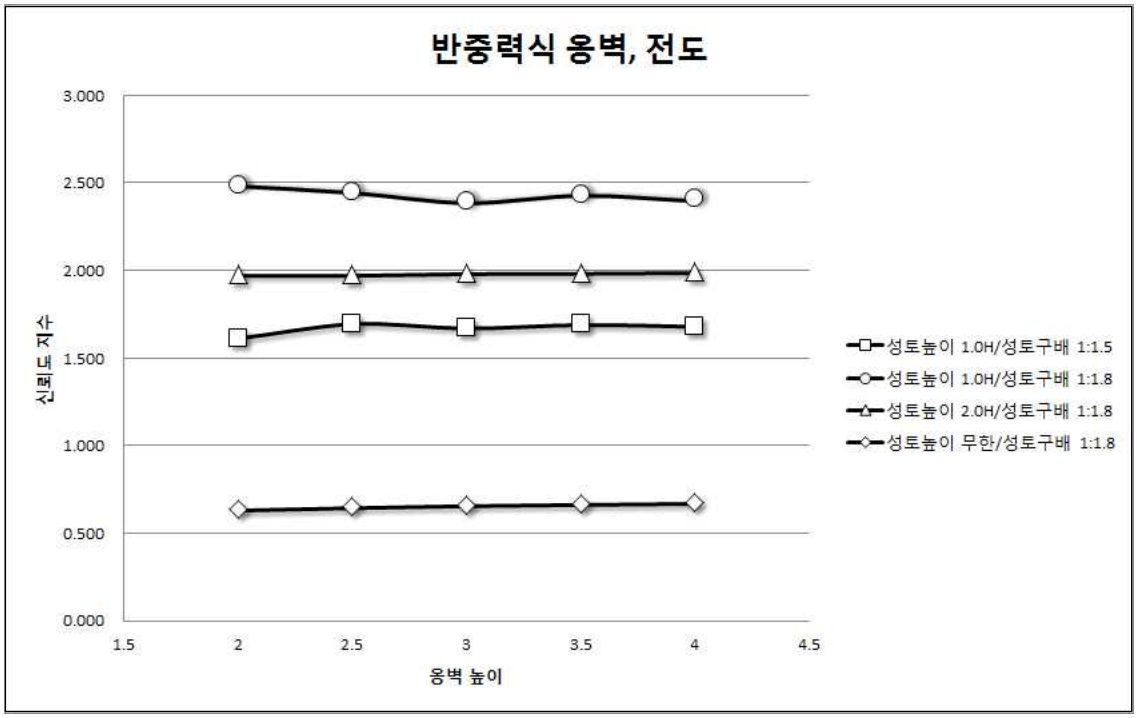
68	1:1.8(1:0.10)	0.5H	2	1.4	1.482	6.919	11.767	0.000
69	1:1.8(1:0.10)	0.5H	2.5	1.8	1.622	5.241	12.534	0.000
70	1:1.8(1:0.10)	0.5H	3	2	1.231	10.911	11.047	0.000
71	1:1.8(1:0.10)	0.5H	3.5	2.4	1.390	8.219	11.683	0.000
72	1:1.8(1:0.10)	0.5H	4	2.8	1.523	6.385	12.218	0.000
73	1:1.8(1:0.10)	1.0H	1.5	1.2	2.791	0.263	14.785	0.000
74	1:1.8(1:0.10)	1.0H	2	1.6	2.361	0.912	14.764	0.000
75	1:1.8(1:0.10)	1.0H	2.5	1.8	1.796	3.625	12.673	0.000
76	1:1.8(1:0.10)	1.0H	3	2.2	1.724	4.233	13.024	0.000
77	1:1.8(1:0.10)	1.0H	3.5	2.6	1.360	8.695	11.665	0.000
78	1:1.8(1:0.10)	1.0H	4	3	1.711	4.351	13.459	0.000
79	1:1.8(1:0.10)	무한	1.5	1.4	0.789	21.492	6.375	0.000
80	1:1.8(1:0.10)	무한	2	1.8	0.715	23.727	6.511	0.000
81	1:1.8(1:0.10)	무한	2.5	2	0.401	34.417	5.459	0.000
82	1:1.8(1:0.10)	무한	3	2.6	0.642	26.041	6.635	0.000
83	1:1.8(1:0.10)	무한	3.5	3	0.625	26.599	6.668	0.000
84	1:1.8(1:0.10)	무한	4	3.4	0.608	27.145	6.693	0.000
85	1:1.8(1:0.20)	0.5H	1.5	1.2	2.046	6.969	13.888	0.000
86	1:1.8(1:0.20)	0.5H	2	1.6	1.961	7.458	14.210	0.000
87	1:1.8(1:0.20)	0.5H	2.5	1.8	1.450	7.348	12.197	0.000
88	1:1.8(1:0.20)	0.5H	3	2.2	1.517	6.462	12.771	0.000
89	1:1.8(1:0.20)	0.5H	3.5	2.6	1.582	5.680	13.060	0.000
90	1:1.8(1:0.20)	0.5H	4	2.8	1.267	10.256	11.948	0.000
91	1:1.8(1:0.20)	1.0H	1.5	1.2	3.174	0.075	14.786	0.000
92	1:1.8(1:0.20)	1.0H	2	1.6	2.488	0.642	14.591	0.000
93	1:1.8(1:0.	1.0H	2.5	2	2.199	1.395	14.572	0.000

	20)							
94	1:1.8(1:0.20)	1.0H	3	2.2	2.025	2.144	14.529	0.000
95	1:1.8(1:0.20)	1.0H	3.5	2.8	1.946	2.581	14.606	0.000
96	1:1.8(1:0.20)	1.0H	4	3	1.875	3.041	14.643	0.000
97	1:1.8(1:0.20)	무한	1.5	1.4	0.659	25.485	5.623	0.000
98	1:1.8(1:0.20)	무한	2	1.8	0.558	28.853	5.711	0.000
99	1:1.8(1:0.20)	무한	2.5	2.2	0.494	31.054	5.769	0.000
100	1:1.8(1:0.20)	무한	3	2.8	0.669	25.180	6.694	0.000
101	1:1.8(1:0.20)	무한	3.5	3.2	0.616	26.887	6.607	0.000
102	1:1.8(1:0.20)	무한	4	3.4	0.575	28.271	6.539	0.000
103	1:1.8(1:0.30)	0.5H	1.5	1.2	2.169	1.502	13.540	0.000
104	1:1.8(1:0.20)	0.5H	2	1.6	1.943	2.603	13.837	0.000
105	1:1.8(1:0.30)	0.5H	2.5	1.8	1.439	7.507	11.925	0.000
106	1:1.8(1:0.30)	0.5H	3	2.2	1.427	7.673	12.365	0.000
107	1:1.8(1:0.30)	0.5H	3.5	2.6	1.441	7.485	12.624	0.000
108	1:1.8(1:0.30)	0.5H	4	3	1.475	7.012	12.936	0.000
109	1:1.8(1:0.30)	1.0H	1.5	1.4	3.603	0.016	17.425	0.000
110	1:1.8(1:0.30)	1.0H	2	1.8	2.952	0.158	16.633	0.000
111	1:1.8(1:0.30)	1.0H	2.5	2	2.398	0.824	14.450	0.000
112	1:1.8(1:0.30)	1.0H	3	2.6	2.369	0.891	15.938	0.000
113	1:1.8(1:0.30)	1.0H	3.5	3	2.215	1.339	15.720	0.000
114	1:1.8(1:0.30)	1.0H	4	3.4	2.096	1.802	15.608	0.000
115	1:1.8(1:0.30)	무한	1.5	1.4	0.579	28.133	5.018	0.000
116	1:1.8(1:0.30)	무한	2	1.8	0.454	32.486	5.053	0.000
117	1:1.8(1:0.30)	무한	2.5	2.2	0.378	35.258	5.082	0.000
118	1:1.8(1:0.30)	무한	3	2.8	0.507	30.603	5.888	0.000

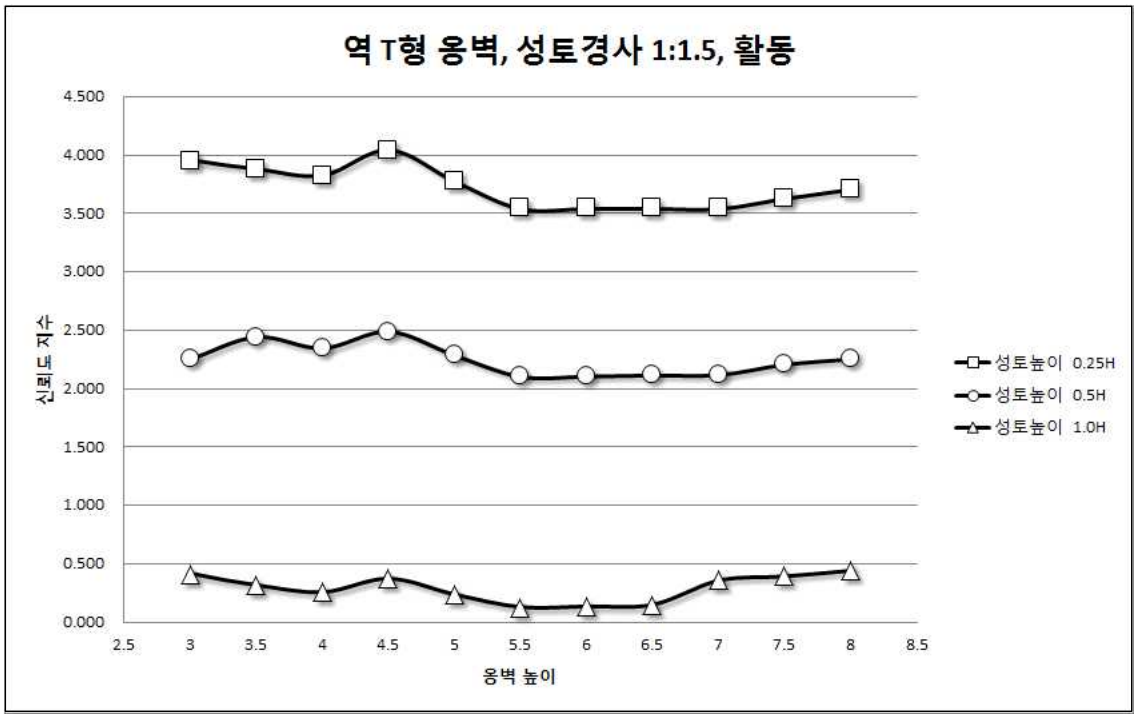
119	1:1.8(1:0.30)	무한	3.5	3.4	0.618	26.813	6.512	0.000
120	1:1.8(1:0.30)	무한	4	3.8	0.559	28.807	6.366	0.000
121	LEVEL	-	1.5	1.2	3.276	0.053	16.132	0.000
122	LEVEL	-	2	1.6	3.576	0.017	16.453	0.000
123	LEVEL	-	2.5	1.8	3.270	0.054	14.517	0.000
124	LEVEL	-	3	2.2	3.521	0.022	15.013	0.000
125	LEVEL	-	3.5	2.4	3.285	0.051	13.794	0.000
126	LEVEL	-	4	2.8	2.227	1.298	6.964	0.000
127	(1:0.10(LEVEL))	-	1.5	1.4	3.895	0.005	19.303	0.000
128	(1:0.10(LEVEL))	-	2	1.6	3.483	0.025	16.596	0.000
129	(1:0.10(LEVEL))	-	2.5	2	3.678	0.012	16.810	0.000
130	(1:0.10(LEVEL))	-	3	2.2	3.383	0.036	15.194	0.000
131	(1:0.10(LEVEL))	-	3.5	2.6	3.552	0.019	15.587	0.000
132	(1:0.10(LEVEL))	-	4	2.8	3.327	0.044	14.478	0.000
133	(1:0.20(LEVEL))	-	1.5	1.4	3.842	0.006	19.233	0.000
134	(1:0.20(LEVEL))	-	2	1.6	3.443	0.029	16.492	0.000
135	(1:0.20(LEVEL))	-	2.5	2	3.591	0.016	16.805	0.000
136	(1:0.20(LEVEL))	-	3	2.4	3.717	0.010	17.037	0.000
137	(1:0.20(LEVEL))	-	3.5	2.6	3.441	0.029	15.636	0.000
138	(1:0.20(LEVEL))	-	4	3	3.550	0.019	15.923	0.000
139	(1:0.30(LEVEL))	-	1.5	1.4	3.882	0.005	18.922	0.000
140	(1:0.30(LEVEL))	-	2	1.8	3.938	0.004	18.762	0.000
141	(1:0.30(LEVEL))	-	2.5	2	3.587	0.017	16.549	0.000
142	(1:0.30(LEVEL))	-	3	2.4	3.667	0.012	16.825	0.000
143	(1:0.30(LEVEL))	-	3.5	2.8	3.748	0.009	17.022	0.000
144	(1:0.30(LEVEL))	-	4	3	3.495	0.024	15.746	0.000



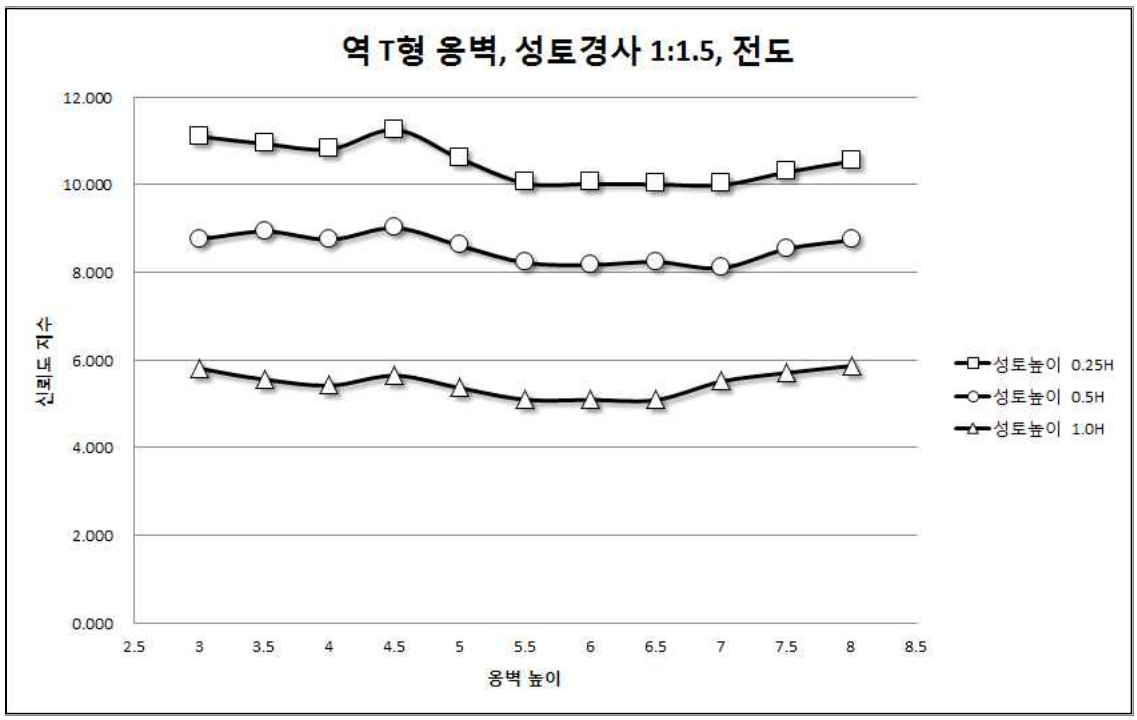
<그림 3.147> 신뢰도 지수 결과(반중력식, 활동)



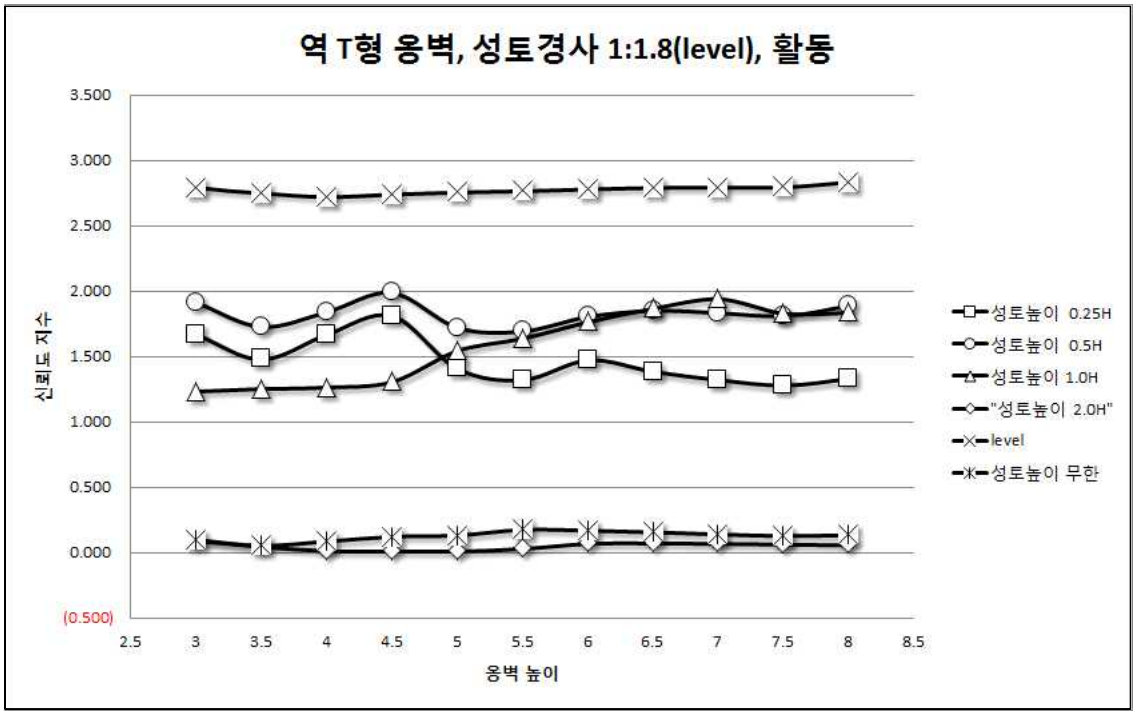
<그림 3.148> 신뢰도 지수 결과(반중력식, 전도)



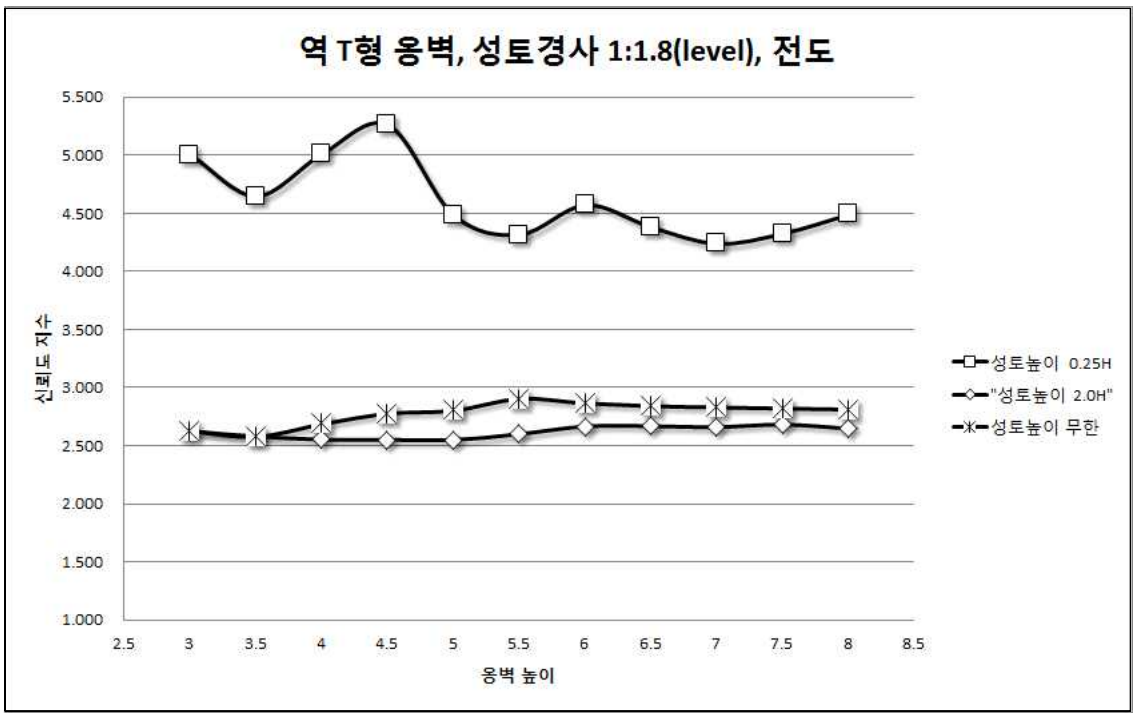
<그림 3.149> 신뢰도 지수 결과(역 T형, 성토구배 1:1.5, 활동)



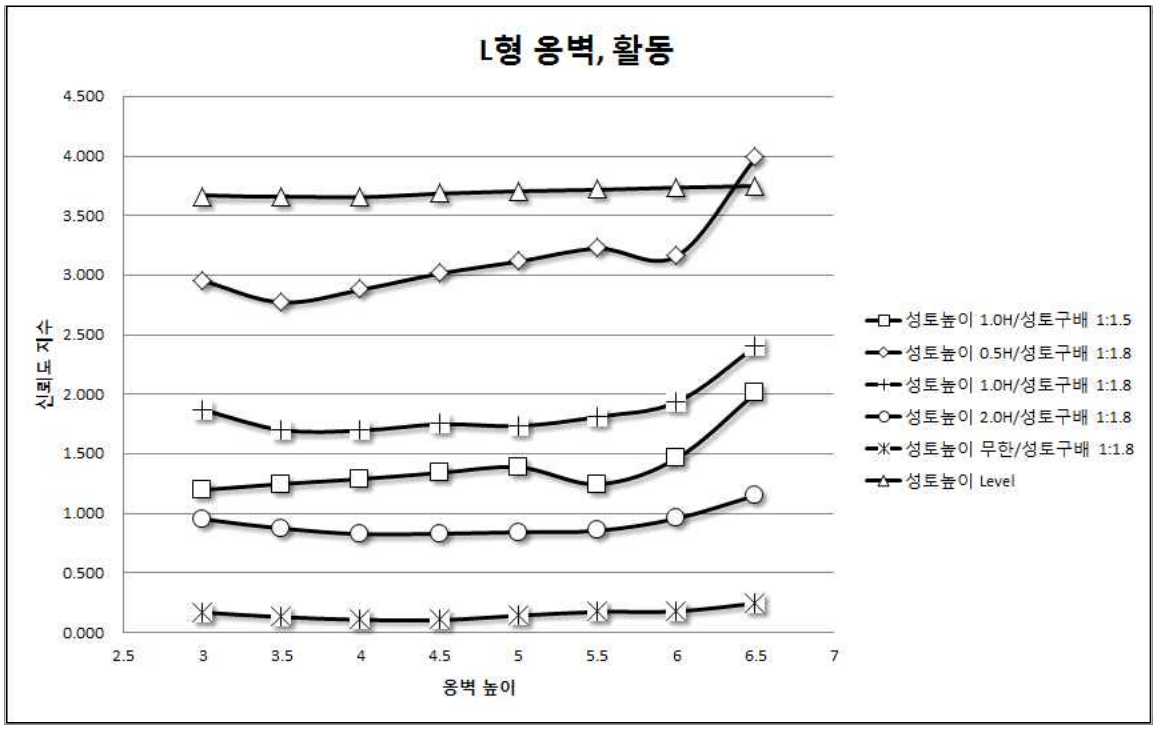
<그림 3.150> 신뢰도 지수 결과(역 T형, 성토구배 1:1.5, 전도)



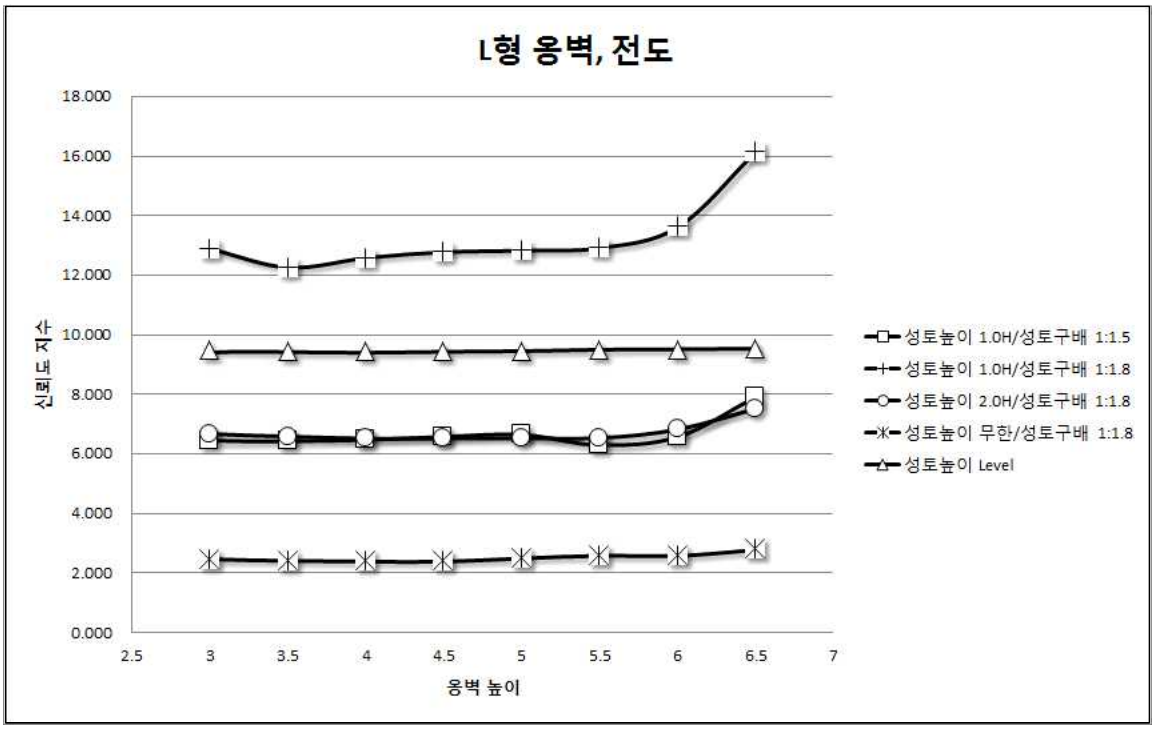
<그림 3.151> 신뢰도 지수 결과(역 T형, 성토구배 1:1.8 활동)



<그림 3.152> 신뢰도 지수 결과(역 T형, 성토구배 1:1.8, 전도)



<그림 3.153> 신뢰도 지수 결과(L형, 활동)



<그림 3.154> 신뢰도 지수 결과(L형, 전도)

상기 정리된 표 중 경향이 뚜렷한 반중력식, 역 T형 및 L형 옹벽의 신뢰도지수를 별도로 그래프로 표현하였으며, 내용을 살펴보면,

가. 모든 옹벽 구조물에서 활동보다는 전도의 신뢰도지수가 상대적으로 높게 나타났다.

나. 전체적으로 배면성토 경사가 낮을수록 신뢰도지수가 높게 나타났으며, 구체적으로 살펴보면, 배면성토 경사 수평을 경우 옹벽 높이와 무관하게 일정한 신뢰도지수가 나타났으며, 1:1.8이 1:1.5보다 상대적으로 높게 검토되었다.

다. 상기 그래프 중 값이 상대적으로 크거나, 낮게 나타나는 것들은 배면성토재의 내부마찰각 및 기초지반과의 마찰계수의 변동계수에 의한 것으로서 다른 변동계수에 비해 상당히 큰 것으로 검토되었으며, 변동계수를 좀 더 낮출 필요가 있는 것으로 나타났다.

<표 3.139>의 Mayerhof가 제안한 신뢰도지수와 비교했을 때 대부분의 옹벽에서 배면성토경사가 수평이거나, 배면성토 높이가 1.0H인 경우 전도검토시에는 유사한 신뢰도지수를 나타냈으나, 활동에 대해서는 대부분의 옹벽에서 상대적으로 낮은 신뢰도 지수로 검토되었다.

결론적으로, 향후 신뢰성기반의 한계상태설계법 도입을 위해서는 옹벽구조물의 단면설계 및 다양한 재료의 강도정수 등에 대한 신뢰도 평가가 우선적으로 연구되어야 할 것으로 판단되며, 이를 통해 옹벽표준도를 적용하는 방안도 마련해야 할 것으로 사료된다.

5. 지반조사

5.1 현행 지반조사

현재 이용되고 있는 지반조사는 구조물 기초설계기준(국토해양부, 2008)에 준하여 진행되고 있다. 기초 설계방법으로는 허용응력법, 한계상태법 또는 관측설계법을 적용할 수 있으며 발주자 또는 설계자가 해당 기초의 설계방법을 정한다.

구조물 기초설계기준을 참조하면 지반조사 계획은 각 설계단계에 부합되는 정도의 지반정보를 얻을 수 있도록 합리적이고 경제적으로 수립하도록 되어있으며, 구조물의 중요도 등급에 따라 3단계로 수행하도록 되어있다. 다음은 구조물 설계기준의 지반조사 관련 사항을 수록하였다.

중요도 1등급 구조물의 지반조사 계획에는 본 설계 기준과 함께 특별 기준을 정하여 사용하여야 한다.(3.2.1항) 중요도 2등급에 해당하는 지반조사는 해당 구조물에 대한 하부지반 영향 범위를 포괄하여야 하며, 설계에 필요한 모든 정량적인 지반조사 자료를 제공할 수 있도록 수행한다. 지반조사는 숙련된 기술자에 의해서 국내 또는 국제적으로 공인된 시험기, 방법 및 절차에 따라 수행하며, 검증된 방법에 따라 해석한다.(3.2.2항) 중요도 3등급에 해당하는 경우 지반조사는 경험 또는 정성적인 조사자료로 대체할 수 있다. 단, 해당 현장의 지반상태가 확인되지 않거나 불량한 지반이 존재할 것으로 예상되는 경우에는 시추조사를 수행한다.(3.2.3항)

즉, 구조물의 중요도 1등급과 2등급에 대한 지반조사는 예비조사, 본조사, 추가조사의 3단계로 수행되며, 각 단계의 조사 내용들은 중복될 수 있으며 소규모 과업의 경우 예비조사와 본조사를 구분하지 않고 수행할 수 있다.(3.1.10항) 구조물 중요도 3등급의 경우, 시공 현장의 육안 조사 또는 얕은 깊이의 시험굴조사를 실시하며, 필요할 경우에는 관입시험 또는 시추조사를 실시한다.(3.1.11항)

5.2 한계상태설계

가. 도로교 설계기준(국토해양부, 2012)

국토해양부에서 발간된 한계상태설계법에 의한 도로교 설계기준(2012)에서 지반조사는 하부구조의 설계에 적절하고 충분한 자료를 제공하기 위한 시추조사와 토질시험을 포함한 지반조사는 도로교 설계기준 7.4(흙 물성값의 결정)의 규정에 따라

시행해야 한다고 명시하고 있다. 도로교 설계기준 7장의 하부구조에서 하중, 하중계수, 저항, 저항계수, 그리고 통계적 신뢰도 간 상호 조합을 포함하는 확률론적 LRFD 개념은 여기서 규정된 사항 이외의 저항을 계산하는 과정에도 적용될 수 있으며, 지역 특성에 적합하고 일관된 신뢰성 이론을 통해 계수의 통계적 특성이 고려된 경우 발주처와 협의한 경우에는 다른 방법을 적용할 수 있다. 여기에서 다루고 있지 않는 형식의 구조물에 대해서는 별도의 연구 또는 검증을 거쳐 적용할 수 있다고 설명하고 있다.

다음은 하부구조의 흙 물성값의 결정하기 위한 지반조사, 실내시험, 현장시험에 관하여 정리한 것이다.

(1) 흙 물성값의 결정

(가) 지반조사

지반조사는 기초의 설계와 시공에 필요한 각 지층의 정보를 얻기 위해서 수행한다. 조사의 범위는 지반조건, 구조물의 종류, 그리고 시공 요구 조건들에 따라 결정하며, 지층의 성질과 종류, 암반의 형태, 흙과 암석의 공학적 성질, 액상화 가능성, 그리고 투수 특성 등 지하수 상태 등을 조사한다.

시추조사는 교각과 교대가 위치한 곳에서 실시한다. 지층의 종방향 및 횡방향 상태를 정확히 알기 위해서 충분히 많은 횟수로 가능한 깊은 심도까지 실시한다. 교각이나 기초의 폭이 30 m 미만일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 1지점 이상의 조사를 실시하며, 교각이나 기초의 폭이 30m 이상일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 2지점 이상의 조사를 실시한다. 캡 없이 교각 기둥과 말뚝이 일체로 연결된 단일 현장타설말뚝의 경우는 각 말뚝 위치마다 조사를 실시해야 한다.

지층 조건이 일반적이지 않을 경우는 추가적인 조사가 필요하다. 지반조사를 수행해야 하는 깊이는 충분한 지지력을 발휘할 수 있는 확실한 지층이 존재하는 깊이까지, 또는 기초하중에 의해 증가하는 지중응력이 원지반의 유효상재하중의 10%보다 작도록 충분히 깊은 심도까지 조사하도록 한다. 만약 얕은 깊이에 기반암이 존재할 때는 최소한 기반암 속 3m 깊이까지, 또는 제안된 기초 깊이 중에서 더 깊은 곳까지 시추를 실시한다. 말뚝의 경우 선단 아래로 6m 이상까지 조사하며, 암반 근입 말뚝은 선단 아래로 3m 이상 코어를 채취하여야 한다. 시추에서 얻은 흙 시료는 참고 자료로 보관하거나 시험에 사용한다. 시추주상도에는 지층 위치, 관입시험결

과, 지하수와 피압수, 그리고 시료를 채취한 곳의 위치 등을 자세하게 기록한다. 또한 지층 경계에 얇은 이질층(seams)이 존재할 수 있으므로 각별하게 주의하여야 한다. 시험 후 시추공과 관입 시험공은 지하수의 오염을 막기 위해서 적정하게 메워야 한다.

(나) 실내시험

실내시험은 관련된 한국산업규격(KS) 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행하며 흙과 암석에 대한 시험이 포함된다. 실내 토질시험과 암석시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 함수비 - KS F 2306-00
- 밀도 - KS F 2308-06
- 입도분포 - KS F 2302-02
- 액성한계, 소성한계 - KS F 2303-00
- 직접전단시험 - KS F 2343-07
- 일축압축시험 - KS F 2314-01
- 비압밀-비배수 삼축시험 - KS F 2346-07
- 압밀-비배수 삼축시험 - ASTM D 4767-04, AASHTO T 297-94(07)
- 압밀시험 - KS F 2316-02
- 투수시험 - KS F 2322-00
- 탄성계수시험 - ASTM D 3148-02
- 삼축압축시험 - ASTM D 2664-04, AASHTO T 226-90(08)
- 일축압축시험 - ASTM D 7012-10
- 할렬인장강도시험 - ASTM D 3967-08

(다) 현장시험

현장시험은 설계 또는 분석을 목적으로 기초 지반의 흙이나 암반의 강도정수 및 변형계수를 얻기 위해 수행한다. 시험은 ASTM, AASHTO 및 KS의 규정에 맞게 수행하며, 흙과 암반에 대한 시험으로 나뉜다.

현장토질시험과 현장암반시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 표준관입시험 - KS F 2307-07
- 콘관입시험 - ASTM D 5778-07
- 현장베인시험 - KS F 2342-01
- 공내재하시험 - ASTM D 4719-07
- 평판재하시험 - KS F 2310-00
- 우물시험 (현장투수시험) - ASTM D 4050-96(08)
- 현장 일축압축시험에 의한 연약 암반의 변형 및 강도시험 - ASTM D 4555-10
- 불연속면의 직접전단강도 시험 - ASTM D 4554-02(06)
- 연성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4395-08
- 방사상잭시험을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4506-08
- 강성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4394-08
- 플랫잭(flatjack)방법을 이용한 응력 및 변형계수시험 - ASTM D 4729-08
- 수압할렬방법을 이용한 암반의 응력측정시험 - ASTM D 4645-08

나. 하중저항계수설계법(LRFD)

하중저항계수설계법은 모델에 의해 계산된 저항(또는 강도)에 재료나 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 총 저항값에 하나의 계수인 저항계수를 곱해준다. 이와 달리 유로코드에서는 설계 저항(또는 강도)을 구성하는 다양한 설계 정수(점착력, 내부마찰각 등)들에 부분안전계수를 적용하여 저항의 불확실성을 반영한다. LRFD에 기반을 둔 한계상태 설계에 관련된 내용은 제 3 장 제 3 절 한계상태 설계 평가기술 개발에서 각 구조물별(깊은 기초, 얕은 기초, 연약지반, 옹벽)로 자세히 설명되어 있다.

다. 유로코드(Eurocode)

1950년대 이후 미국, 유럽을 중심으로 신뢰성 이론에 근거한 구조물설계기준에 대한 다양한 연구가 진행되어 왔으며(Carter & Kulhawy 1988), 이러한 연구를 바탕으로 구조물의 설계에 부분안전계수 및 하중저항계수설계법 등이 개발되어 사용되어 오고 있다. 지반공학분야에서는 덴마크에서 부분안전계수 방법이 개발되었으며 (Danish Geotechnical Institute, 1985), 이후 유럽연합위원회를 중심으로 지속적

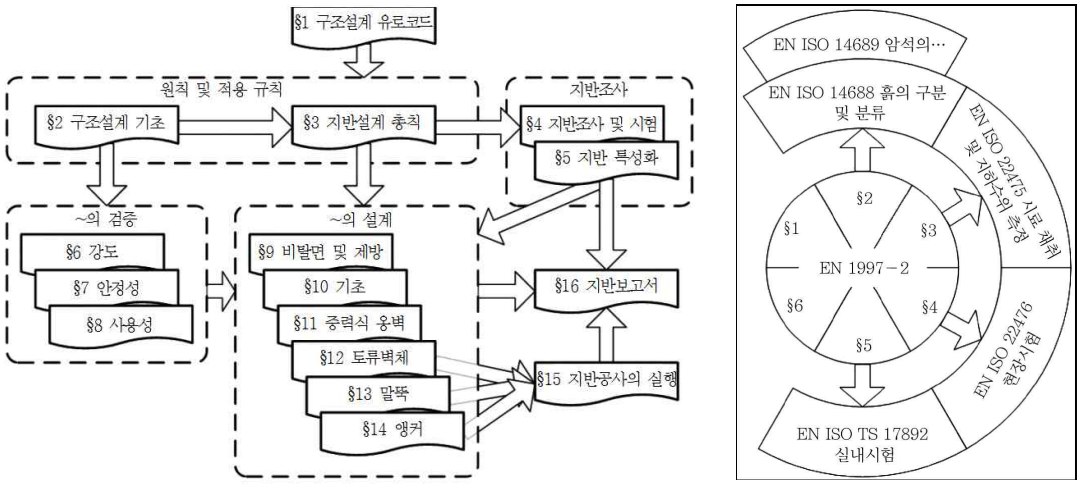
인 연구를 실시하여 Eurocode7 geotechnical design을 완성하게 되었다. 한편 미국, 캐나다 등에서는 지반공학과 관련된 기초분야에 한계상태설계법 (limit states design, LSD)을 사용해오고 있으며, 유럽, 홍콩의 경우는 Eurocode7을 근간으로 기초설계를 실시하고 있다. 남아프리카 공화국의 경우는 LRFD와 Eurocode7이 복합적으로 사용되고 있으며, 일본은 신뢰성 이론에 근거한 종합기초 설계기준인 Geo-code 21을 개발하여 왔으나 그 외 아시아 국가에서는 널리 활용되지 못하고 있다. 그 중 유로코드 7의 지반조사 부분에 대한 자료를 정리하였다.

구조설계 유로코드는 건축 및 토목 구조물의 설계를 위한 10개의 표준서로 구성되어 있으며, Eurocode7은 지반설계(EN 1997)에서의 건축과 토목공사의 설계 시 적용되는 지반공학 측면(지반조사, 시공 및 지반실험)을 다루고 있다. 본 보고서에서는 지반조사 및 시험에 관련된 부분과 시험결과를 이용한 설계 및 지반정수를 유도하고, 지반특성화 값을 결정하는 방법 및 지반특성화를 위한 통계적 방법에 대하여 정리하였다.

(1) 지반조사 및 시험

유로코드7 part 2의 지반조사 및 시험1은 5개의 장과 24개의 부록으로 구성되어 있으며, EN 1997－2는 현장조사, 일반시험기준, 지반특성과 현장의 지반 모델 도출 및 현장 및 실내시험에 근거한 계산법에 대한 상세한 규칙을 제시하고 있다.

EN 1997－2에서는 ISO 기술위원회 TC 182와 CEN TC 341에 의해 공동으로 발간한 새로운 국제 및 유럽표준서를 광범위하게 참조하였다. 각 그룹 내의 표준서는 여러 개의 파트로 구분되며, 전체는 대략 50개의 표준서 또는 시방서로 구성되어있다. 유로코드 7 해설서의 주제 및 EN 1997－2와 상호보완되는 표준서의 관계는 <그림 3.155>과 같으며, EN 1997-2가 EN ISO 표준서의 어느 부분을 참조하였는지 보여준다.



<그림 3.155> 유로코드 7 해설서의 주제와 EN 1997-2와 상호보완적 표준서와의 연계

(가) 지반조사 및 시험

1) 지반조사 계획

① 지반조사의 목적

지반조사의 목적은 흙, 암반 및 지하수 상태를 확인하고, 흙과 암석의 특성을 결정하며, 현장과 관련된 추가자료를 수집하는 것이다. 유로코드 7 Part 1에 의하면 지반조사는 필수적인 지반특성을 적합하게 기술하고 그 특성의 신뢰성 있는 평가를 위해 지반과 지하수 상태 등 설계에 사용되는 지반 파라미터에 대하여 충분한 자료를 제공해야 한다.

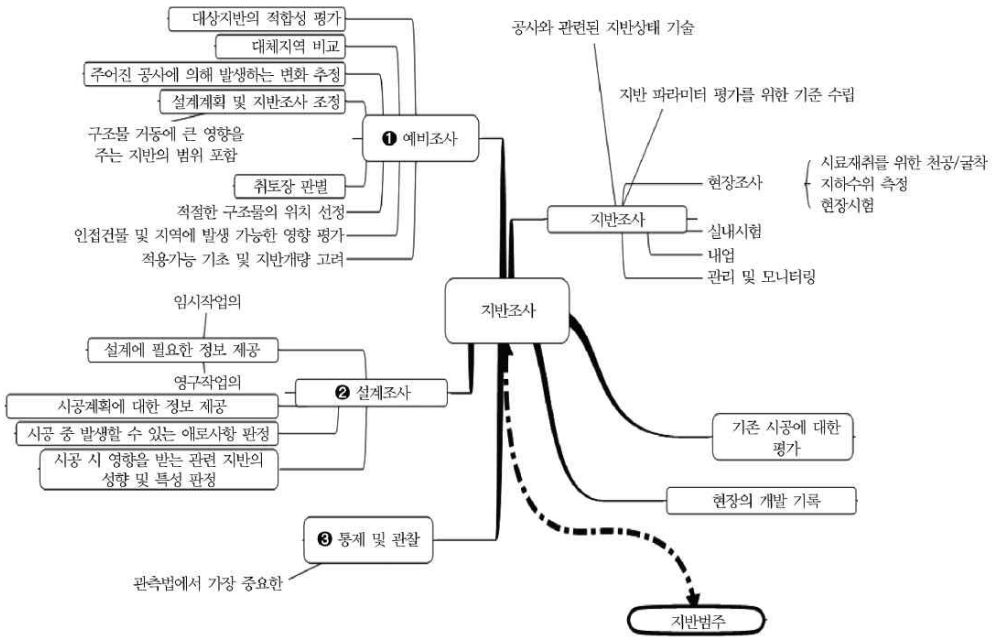
<그림 3.151>은 지반조사의 범위를 나타내고 있으며, EN 1997-2에 의하면 예비조사에서 기술자는 현장의 적합성 평가, 대체지역 비교, 공사로 발생하는 변화 추정, 토취장의 확인 및 설계 정밀조사를 위한 계획을 수립할 수 있어야 한다.

예비조사에서 기술자는 적절한 구조물의 위치 선정, 인접건물에 발생 가능한 영향 평가 및 적용 가능한 기초, 그리고 지반개량공법을 고려할 수 있어야 한다.

설계조사에서는 임시 또는 영구작업을 위한 설계 및 시공방법의 계획에 대한 정보를 제공하고 시공 중 발생할 수 있는 불편사항을 판정하며, 공사에 의해 영향을 받는 모든 지반의 성향 및 특성을 확인해야 한다.

정밀조사는 시공 감독 및 점검을 위한 것으로 설계의 관찰법에서 가장 중요하다. 그림과 같이 지반조사에는 토질조사(자료조사, 현장조사 및 실내시험), 기존 공사에

대한 평가, 현장의 개발이력에 대한 조사가 포함될 수 있다. 필요한 조사의 양은 프로젝트가 속한 지반범주에 의해 결정된다. 흔히 지반조사를 위한 예산이 작거나 프로젝트의 규모 때문에 체계적인 지반조사를 보장하지 못하는 경우에는 단 한 번의 지반조사가 시행될 수도 있다. 이러한 상황에서는 한 번의 지반조사에 의해 예비 및 설계조사의 목적이 완수되어야 한다.



<그림 3.151> 지반조사의 범위

② 조사지점의 간격

<표 3.131>에 요약된 것처럼 EN 1997-2의 부록 B.3에 지반조사지점의 간격에 대한 지침이 제시되어 있다. 조사간격에 대한 지침은 다른 문헌에서도 이용이 가능하다. 그러나 이와 같은 지침들은 모두 조사의 범위를 평가하기 위한 목적으로 제공되므로 현장의 특정 요구조건을 고려한 수정이 필요할 것이다. 특히 조사지점의 간격은 구조물의 종류와 규모뿐만 아니라 현장에서 예상되는 지질 변화를 반영할 필요가 있다.

<표 3.131> 지반조사 지점 간격지침

구조물		간격	배열
고층건물 및 산업시설		15~40m	격자
대규모 단지		≤60m	격자
선형구조물	도로, 철도, 운하, 관로, 둑, 터널, 옹벽	20~200m	-
댐 및 둑		25~75m	수직분할
특수구조물	교량, 굴뚝, 기계기초	기초당 2~6m	

③ 조사깊이

EN 1997-2의 부록 B.3에서는 고층구조물과 토목 프로젝트, 전면기초, 제방 및 절토, 도로, 비행장, 배수로, 관로 등과 같은 선형구조물과 터널 및 지하공동, 굴착, 차수벽, 말뚝기초 등에서 최하단 하부의 최소깊이까지 조사할 것을 권장하고 있다. 조사깊이의 결정은 조사간격과 마찬가지로 기하학적 기준 외에 다른 요소들도 고려해야 한다. 예상되는 하중이 매우 크거나 지질학적으로 상당히 약한 지층이 하부에 존재하지 않는 다면 일반적으로 5m 이상 암반층을 천공할 필요는 없다. 게다가 일반적으로 기초하중에 의해 예상되는 지반 내 응력 증가가 기존 상재하중의 10%보다 작은 깊이까지 조사를 제한한다.

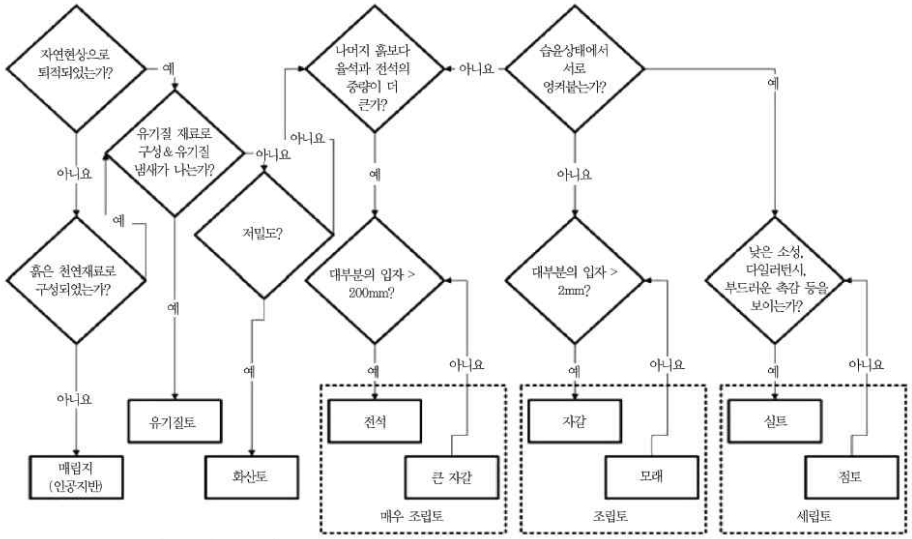
2) 흙의 구분 및 분류

흙의 구분 및 분류는 국제표준 EN ISO 14688에서 다루고 있으며 이 표준서는 설명(Part 1), 분류(Part 2) 및 데이터 전송(Part 3)을 다루는 세 부분으로 구분된다. EN 1997-2는 EN ISO 14688의 많은 부분을 참조하였다.

① 흙의 기술

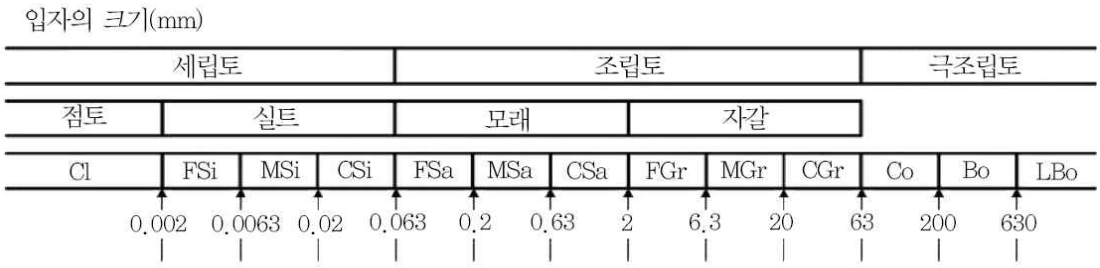
<그림 3.152> EN 14688-1에 따라 흙의 구분에 대한 논리를 보여주고 있다. 주요한 흙의 종류는 매립지(made ground), 유기질토, 화산토, 극조립토(very coarse), 조립토, 세립토로 나누어진다. 극조립토는 세부적으로 큰전석(boulder), 전석, 조약돌

(cobble), 조립토는 자갈과 모래, 세립토는 실트와 점토로 구분된다. 자갈, 모래, 실트는 조립, 중간, 또는 세립으로 세분화된다.



<그림 3.152> 흙의 구분을 위한 흐름도

<그림 3.153>는 입자크기에 근거하여, 이들 분류 사이의 경계를 나타내며 두문자 약어(예: 자갈 Gr, 모래 Sa, 점토 Cl)로 나타낼 수 있다. 세립토와 조립토의 경계는 0.063mm이며, 이는 EN ISO의 체분석에서 사용되는 체의 크기와 동일하고 BS 5930에 제시된 0.06mm보다는 약간 큰 값을 나타낸다.



<그림 3.153> 입자의 크기 구분

구성토질의 주요부분은 대문자로 나타내고(예: 모래는 Sa 또는 SAND) 두번째 부분은 소문자(예: 자갈질 gr)로 표시한다. 이러한 약어에 대한 예는 다음과 같다.

▪ saGr=모래질 자갈(sandy gravel) 또는 sandy GRAVEL(영국)

▪ msaCl=중간 모래질 점토(medium sandy clay) 또는 medium sandy CLAY(영국)

흙의 입도분포(입도곡선)는 다중입도(multi-graded), 중간입도(medium-graded), 균등입도(even-graded) 및 결손입도(gap-graded)로 기술하며 다음에 같이 균등계수 C_U 와 곡률계수 C_c 에 의해 정량화된다.

$$C_U = \frac{d_{30}}{d_{10}} \qquad (3.147a)$$

$$C_c = \frac{(d_{30})}{d_{10} \times d_{60}} \qquad (3.147b)$$

여기서 d_n은 입자크기로 흙의 n%는 이 입자의 크기보다 작다.

<표 3.132>는 균등계수와 곡률계수에 따른 입도곡선의 형태를 정리한 것이다.

<표 3.132> 균등계수와 곡률계수에 따른 입도곡선의 형태

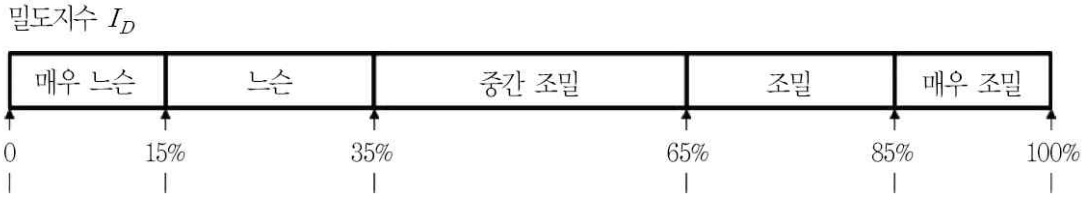
입도정수	입도곡선의 모양			
	다중입도	중간입도	균등입도	결손입도
균등계수, C_U	>15	6-15	<6	높음
곡률계수, C_c	1-3	<1	<1	보통<0.5

② 조립토의 밀도

EN ISO 14688-2에서 조립토의 밀도는 밀도지수(I_D)의 값에 따라 매우 느슨, 느슨, 중간 조밀, 조밀, 매우 조밀로 분류되며 다음과 같이 정의한다.

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \qquad (3.148)$$

여기서, e는 흙의 간극비, $e_{\max}$는 최대간극비, $e_{\min}$는 최소 간극비이다.(그림 3.194)



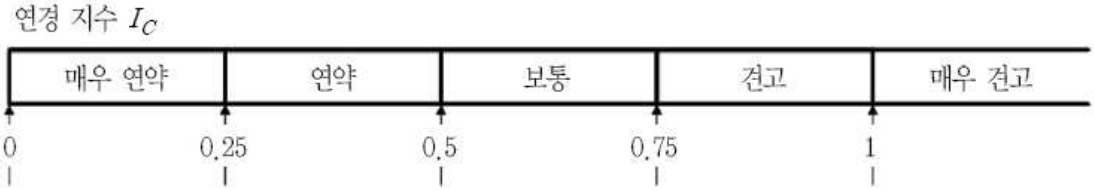
<그림 3.154> 조립토의 밀도

③ 세립토의 연경도와 강도

세립토의 연경도는 매우 연약, 연약, 단단(firm), 견고(stiff), 매우 견고로 서술하며 다음과 같이 정의된 연경지수 I_c의 값에 따라 분류된다.

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \tag{3.149}$$

여기서, w는 흙의 함수비, w_L은 액성한계, w_P는 소성한계이다(그림 3.195).



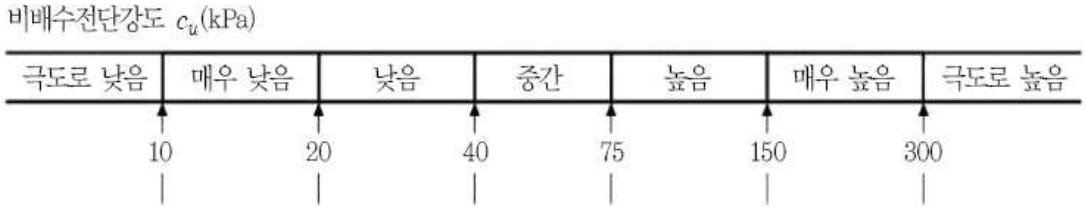
<그림 3.155> 세립토의 연경도

소성지수 I_P와 액성지수 I_L은 다음과 같이 정의한다.

$$I_P = w_L - w_P \tag{3.150a}$$

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = 1 - I_C \tag{3.150b}$$

세립토의 강도는 극도로 낮음, 매우 낮음, 낮음, 중간, 높음, 매우 높음, 그리고 극도로 높음으로 기술하며 현장 또는 실내강도시험에서 측정된 비배수강도 c_u 에 의해 분류된다(그림 3.196).



<그림 3.156> 세립토의 강도

'매우 연약(very soft)'에서 '고결(hard)'이라는 용어는 연경도와 점토질 흙의강도, 즉(매우연약 cu <20kPa, 연약 20~40kPa, 단단 40~75kPa, 견고 75~150kPa, 매우 견고 150~300kPa, 고결>300kPa의 강도를 기술하기 위해 기존의 영국지침을 수정한 것이다. '극도로 낮음(extremely)'이라는 구분은 이전의 '매우 연약'을 극도로 낮음과 매우 낮음(very low)의 두 가지 항목으로 세분화하여 영국실무에서 사용하는 새로운 분류이다.

연경도와 강도가 모두 측정되면 흙은 '균열이 있는 견고한 고강도 점토'로 기술할 수 있다. 흙의 연경도는 현장의 토질주상도와 실내시험에서 추정된 강도를 토대로 추정할 수 있다.

3) 암석의 구분 및 분류

암석의 구분 및 분류는 국제 표준 EN ISO 14689에서 다루고 있으며 기술 및 분류(Part 1)와 데이터 전송(Part 2)의 두 가지 항목으로 구분된다. EN 1997-2는 EN ISO 14689를 폭넓게 참조하였다.

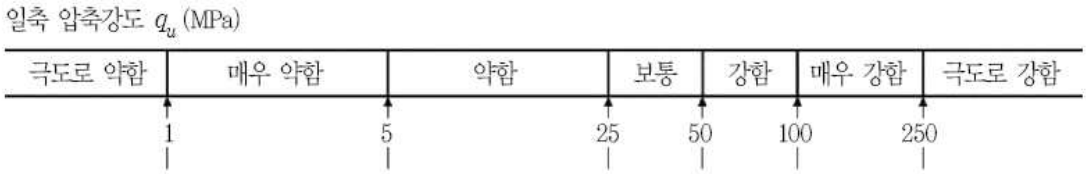
① 암석의 기술

EN ISO 14689-1에 의한 암석의 기술은 BS 5930보다는 국제암반역학회(ISRM)7에 의해 출판된 용어를 기반으로 한다. 암(rock)의 기술은 암석(rock material)과 암반(rock mass)의 두 단계로 구분된다. 암석의 기술은 색깔, 입자크기, 모암(matrix), 풍화 및 변질작용, 탄산염 함량, 암석의 안정성과 일축압축강도를 포함한다. 암반의 경우는 암석의 종류, 구조, 불연속면, 풍화 및 지하수를 포함한다.

② 암석의 강도

암석의 강도는 극도로 약함, 매우 약함, 약함, 보통, 강함, 매우 강함, 및 극도로

강함으로 기술되며, 실내강도시험인 일축압축강도 q_u 에 의해 분류된다(그림 3.197).

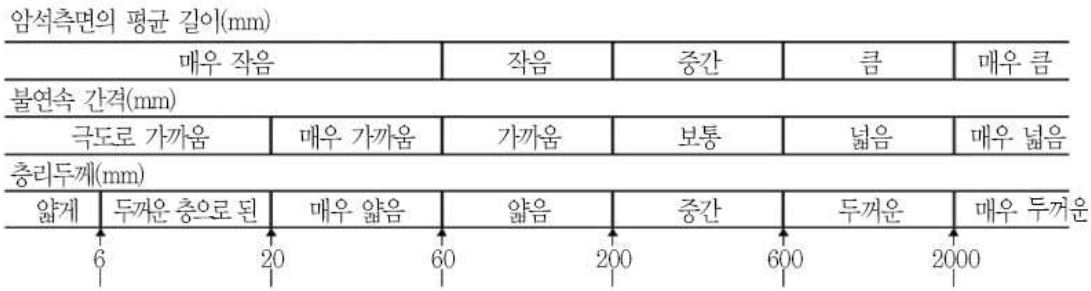


<그림 3.157> 암석의 강도

이것은 다음과 같이 BS 59308에서 명시된 용어 및 강도와는 다르다. 매우 약함 q_u <1.25 MPa, 약함 1.25~5 MPa, 중간 약함 5~12.5 MPa, 중간 강함 12.5~50 MPa, 강함 50~100 MPa, 매우 강함 100~200 MPa, 극도로 강함 >200 MPa로 구분한다.

③ 불연속면

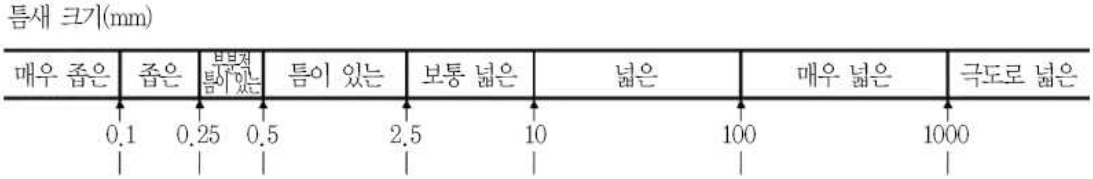
불연속면은 암반의 공학적인 성능에서 중요한 사항이다. 불연속면을 기술할 때 경사 및 경사방향, 간격 및 암괴의 모양, 연속성, 표면 거칠기, 틈새, 충진물 및 침투를 포함한 여러 특징이 필요하다. <그림 3.158>은 암괴의 크기, 불연속 간격 및 층리두께의 세부사항을 나타낸 것이다.



<그림 3.158> 암괴의 크기, 불연속 간격, 층리 두께

사용된 기술용어와 그 용어와 관련된 크기는 BS 5930에 명시된 내용과 동일하다. <그림 3.159>는 암반의 틈새 크기에 대하여 EN ISO 14689－1에 제시된 정의를 나타낸 것이다.

.



<그림 3.159> 암반의 틈새 크기

앞의 내용은 BS 5930과 비교하여 틈새크기에 대해서 더 많이 세분화하였다. 변화된 내용은 다음과 같다.

- >10mm에 대해서, BS 5930에서는 하나였던 것이 세 항목으로 세분화되었다.
- 10mm까지의 범위에서 하나 더 세분화되었다.
- 추가 세부항목이 포함되므로 몇 가지 기술용어가 다르게 정의되었다. 예를 들어 '좁은(tight)'은 0.1~0.5mm가 아니라 0.1~0.25mm이며 '틈이 있는(open)'은 2.5~10mm가 아니라 0.5~2.5mm의 범위를 나타내며 2.5~10mm는 '보통 정도로 넓은(moderately wide)'을 의미한다.

④ 풍화

암석을 기술하는 데 신선(fresh), 변색(disclosure), 붕괴(disintegrated), 분해(decomposed)의 네 가지 기본 항목이 사용된다. 이러한 기본 용어는 '완전히' 또는 '부분적으로' 등과 같은 수식어를 사용하여 확장할 수 있다. 암반의 풍화는 신선(fresh), 다소 풍화(slightly weathered), 보통(moderately)풍화, 심한(highly) 풍화, 완전(completely) 풍화, 잔류도(residual soil)의 6단계(0~5)로 이루어진다. 암석 종류에 따라 보다 구체적인 풍화분류 체계가 개발되었고, EN 180 14689에서는 이들 체계가 시방서에 주어진 일반적인 지침과 함께 사용되도록 하고 있다.

EN ISO 14689에서 채택된 풍화 용어는 BS 5930(1981)에 제시된 구식용어를 사용하는 BS 5930(1999)과는 상당히 다르다.

4) 흙과 암석 시료채취

① 시료채취 방법

유로코드 7 Part 2에서는 <표 3.133>에 요약된 것처럼 시료채취 방법을 3개의 항목(A~C)으로 구분하였다.

<표 3.133> 시료채취방법

범주	시료채취 방법	설명	시료품질등급
A	튜브샘플러, 회전 코너링, 블록 샘플링	U100 샘플러는 연약점토에 적합하지 않음	1~5
B	SPT 스플릿 스푼, 원도우 샘플링에 의한 모스탭 시료		3~5
C	벌크백 시료	흙의 구조가 완전히 파괴됨	5

② 시료 품질등급

시료의 품질등급은 흙과 암석의 특성을 측정하기 위해 필요한 시료의 품질을 정의하기 위해 사용된다. 변형특성의 측정은 대개 1등급 시료의 강도를 가진 1등급 시료로 제한되지만, 어떤 흙의 경우에는 2등급 시료가 사용될 수 있다. 5등급 시료는 흙의 종류와 층의 순서를 확인할 때 사용된다.

③ 파라미터 결정을 위한 시료의 적용성

<표 3.134>와 같이 EN 1997-2는 지반 파라미터를 구하기 위해 범주 A에서 C까지 시료채취의 적용성에 대한 지침을 제시하고 있다. 시료채취 방법을 고려할 때 모든 흙에서 양질의 시료를 얻는 것이 불가능하다는 것을 이해하는 것이 중요하다. 그러므로 어떤 흙의 경우, 범주 A의 시료채취기로는 2등급 시료만이 채취가 가능하다.

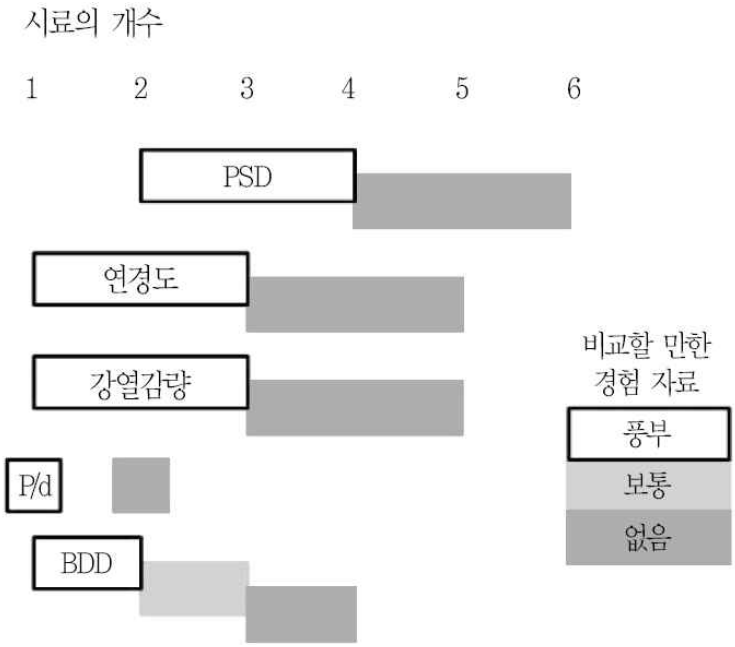
<표 3.134> 파라미터 결정을 위한 시료채취 적용성

시료채취 방법과 시료 품질등급		적용성	흙 또는 암석 종류		
			암석	조립토	세립토
범주 A	1~5	높음	암석 종류 층의 연장 입자크기 함수비 밀도 전단강도 압축성 투수성 화학시험	흙의 종류 층의 연장 입자크기 함수비 화학시험	흙 종류 층의 연장 입자크기 함수량 밀도 전단강도 압축성 투수성 화학시험 액성한계
		보통	-	밀도 전단강도 압축성 투수성	-
범주 B	3~5	높음	암석의 종류 층의 연장 입자크기 함수비 밀도	흙의 종류 층의 연장 입자크기 화학시험	흙의 종류 층의 연장 입자크기 화학시험 액성한계
		보통	-	함수량	함수비
		낮음	-	밀도	밀도
범주 C	5	높음	-	-	-
		보통	암석 종류 층의 연장 입자크기	흙의 종류	흙의 종류
		낮음		층의 연장 함수비	층의 연장 함수비

④ 최소 시험수량

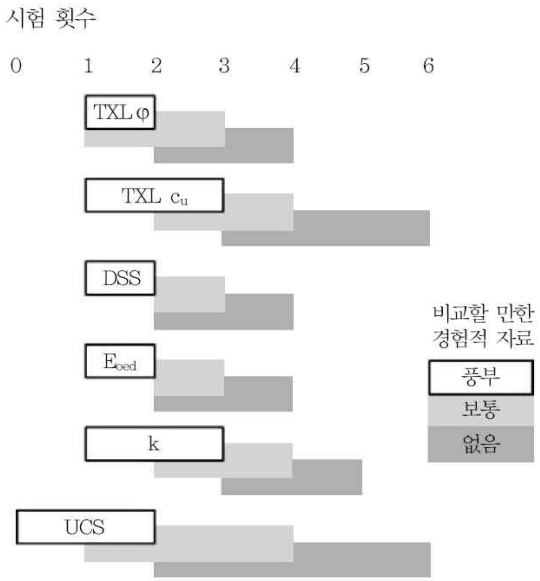
시행해야 하는 시험의 양은 현장에 대한 기존 자료의 질과 현장지반의 특성에 대한 사전지식의 범위와 관련되어 결정된다. 경험이 많은 곳에서는 최소한의 시험이 요구된다. 또한 시험의 양은 평가되는 파라미터의 변동성에 영향을 받는다.

<그림 3.160>은 각 지층에서 시험해야 하는 최소 시료개수에 대하여 유로코드 7에서 제시된 값들을 요약한 것이다. 여기서 PSD=입도분포, 연경도=액성한계 시험, P/d=입자밀도 결정, BDD=체적밀도 결정이다.



<그림 3.160> 각 지층에서 시험할 시료의 개수

<그림 3.161>은 각 지층의 시료에 대하여 시행해야 하는 최소시험 개수로 유로코드 7에서 제시한 값을 요약한 것이다. 여기서, TXL φ와 TXL c_u는 유효전단저항각과 비배수전단강도를 결정하기 위한 삼축압축시험, DSS는 직접전단시험, E_{oed}는 흙의 계수 결정을 위한 표준압밀시험, k는 투수시험, UCS는 암석의 일축압축강도시험이다.



<그림 3.161> 각 지층에서 시행해야 하는
시험의 횟수

이와 같이 표준서에서 제시한 안들에 대한 문제점은 지층에 대한 정의가 부족하다는 것이다. 즉, 단순한 규정들이 믿을 만한 기술적 판단을 대체할 수는 없다.

(마) 지하수 측정

지하수 측정은 국제표준 EN ISO 22475에서 다루고 있는데, 실행의 기술적 원리(Part 1)와 기업 및 개인에 대한 자격 요건(Part 2), 제3자에 의한 기업 및 개인의 적합성 평가(Part 3)로 구분된다. 유로코드 해설서 집필 시(2008년초)에는 오직 Part 1만이 출간되었고 다른 Part는 아직 초안상태여서 승인을 대기하고 있는 중이었다.

지반수리시험(Geohydraulic testing)은 국제표준 EN ISO 22282에서 다루고 있는데 개념(Part 1), 개방 시스템을 사용한 시추공 투수시험(Part 2), 암석의 수압시험(Part 3), 양수시험(Part 4), 침투시험(Part 5), 폐쇄 시스템을 사용한 시추공 투수시험(Part 6)으로 구분된다. 유로코드 해설서 집필 시(2008년 초)에는 모든 기준이 출판 전으로 초안이 승인되기를 기다리고 있었다.

① 지하수 측정 시스템의 범위

EN 1997－2의 §3.6에서는 개방 및 폐쇄형 지하수 측정 시스템에 관한 정보를 제공한다. 개방 시스템에서 지하수의 수두는 관측정에 의해 측정되고 패쇄 시스템에서 지하수압은 선택된 위치에서 계측기에 의해 측정된다.

② 계획 및 실행

EN 1997－2의 §3.6.2에서는 지하수 조사의 계획 및 실행 시 고려해야 하는 사항에 대한 지침을 제공한다.

간극수압/지하수 모니터링 장비의 종류 및 위치 선택에서 목적에 부합되는지를 확실하게 하기 위해 특별한 주의가 요구된다. 여러 가지 다양한 측정장비가 있지만 그것들이 필요한 정보를 모두 제공해 줄 수 없기 때문에 이러한 항목은 핵심요소가 된다. 예를 들어 지하수위나 간극수압이 급격히 변화한다면, 스탠드 파이프형 지하수위계로는 충분하지 않다. 다이버(diver)와 같이 일정한 시간간격으로 측정하는 장비가 있어야 한다.

③ 지하수 측정 시스템의 적용성

EN 1997－2에서는 <표 3.135>에 요약된 것처럼 지반 파라미터와 관련된 지하수 평가를 위한 지하수 측정 시스템의 적용성에 대한 지침을 제공한다.

폐쇄 시스템에서 얻은 자료의 질과 신뢰도는 개방 시스템에서 얻은 자료보다 우수하다. 하지만 현장의 흙 또는 암석의 투수성 평가에는 효과적이지 못하다. 왜냐하면 현장 투수시험의 결과를 해석하는 데 어려움이 있기 때문이다.

<표 3.135> 파라미터를 위한 지하수 측정 시스템의 적용성

시스템	적용성	흙 또는 암석 종류		
		암석	조립토	세립토
개방	높음		지하수위 간극수압	
	보통	지하수위 간극수압	투수성	지하수위 간극수압
	낮음			투수성
폐쇄	높음	지하수위 간극수압	지하수위 간극수압	지하수위 간극수압
	보통		투수성	투수성

6) 흙과 암석의 현장시험

국제표준 EN ISO 22476에서는 현장시험을 13개의 부분으로 구분하고 있다.

① 현장시험 범위

<표 3.136>와 같이 EN 1997－2의 4절에서는 현장시험의 9가지 범주에 관한 정보를 제시한다.

<표 3.136> 유로코드 7 Part 2의 현장시험

시험의 종류			절	부록	EN ISO
표준관입		SPT	4.6	F	22476-3
콘관입	전기식	CPT	4.3	D	22476-1
	전기식(간극수압 측정)	CPTU			
	기계식	CPTM			22476-12
현장베인		FVT	4.9	I	22476-9
평판재하		PLT	4.11	K	22476-13
프레셔미터 (PMT)	선천공(Pre-bored)	PBP	4.4	E	22476-5
	메나드(Ménard)	MPM			22476-4
	자가천공(Self-boring)	SBP			22476-6
	만재배수 (Full displacement)	FDP			22476-8
신축성 딜라토미터		FDT	4.5	-	22476-5
동적 프로빙		DP	4.7	G	22476-2
사운딩		WST	4.8	H	22476-10
플랫 딜라토미터		DMT	4.4	J	22476-11

② 시험목적

각 시험의 목적은 EN 1997－2의 §4.x.1(x는 앞의 표에서 결정함)에 명시되어 있다. 예를 들어 CPTs 및 CPTUs의 목적은 콘의 관입과 슬리브에서의 국부적인 마찰로부터 흙과 연암의 저항력을 결정하기 위한 것이다. [EN 1997－2 §4.3.1(1)]

③ 구체적 요구 조건

각각의 시험에서 요구되는 구체적 조건은 EN ISO 22476의 일부분을 참고한 EN 1997－2의 §4.x.2에 명시되어 있다(표 3.153 참조)

④ 시험결과 평가

각 시험결과에 대한 평가방법은 EN ISO 22476의 일부분을 참고한 EN 1997－2의 §4.x.3에 명시되어 있다(표 3.153 참조).

⑤ 시험결과를 이용한 유도값 획득

EN 1997－2에서 현장시험에서 유도값(derived values)을 얻기 위해 사용되는 방법에 대한 여러 가지 예제를 제시하였다. 부록 F에서는 다음 공식을 이용하여 SPT 타격횟수 N_{60}으로부터 밀도지수 I_D를 구하는 방법을 제시하였다.

$$\frac{N_{60}}{I_D^2} = a + b\sigma_{v0}^{'} \tag{3.151}$$

여기서 σ'_{v0} = 지반내의 초기 유효수직응력, a 와 b 는 무차원 상수이다. 부록에는 정규압밀 모래에 대한 N_{60} 과 I_D 의 관계가 제시되었지만 a 또는 b 와 관련된 지침은 제시하지 않았다. 또한, I_D 와 표준사의 전단저항각사이의 상관관계도 명시되어 있다.

부록 D에서는 CPT, CPTM 및 CPTU에서 측정된 전단저항각 φ' 와 콘저항 q_c로부터 배수탄성계수 E' 를 추정하기 위한 두 가지 방법이 제시되었다. 첫 번째는 석영과 장석 모래, 실트질 흙, 자갈에 대해 여러 범위의 q_c에 대한 φ'와 E'의 관계를 표의 형태로 나타냈다. 두 번째는 지하수위 상부에 위치한 입도분포가 불량한 모래에 대한 아래의 식 이다.

$$\phi' = 13.5 \times \log_{10}(\frac{q_c}{MPa}) + 23^\circ \tag{3.152}$$

부록 K에서는 다음과 같이 단순한 지지력 이론을 토대로, 평판재하시험에서 얻은 극한하중 p_{ult} 를 이용하여 비배수강도 c_u 를 구하는 방법을 제시하였다.

$$c_u = \frac{p_u - \gamma z}{N_c} \tag{3.153}$$

여기서 γ ＝흙의 단위중량, z＝시험의 깊이, N_c 는 원형판에 대한 지지력 계수이다(지표면 부근에서 시행된 시험은 $N_c = 6$, 재하판보다 4배 이상 깊이의 시추공 아래에서 시행된 시험은 $N_c = 9$).

원위치 시험에서 흙의 파라미터를 산정하는 방법들이 예제에 제시되어 있으나 설계자는 이러한 상관관계에 제한받아서는 안 된다. 일반적으로 인정되고 지역적으로 검증된 상관관계, 경험이나 이론적 해석을 기초하여 유도된 파생 결과 또는 이론적 분석이 있는 경우, 이러한 것들은 코드의 문맥 내에서 사용될 수도 있다.

⑥ 파라미터를 위한 현장시험의 적용성

EN 1997－2에서는 <표 3.137>에 요약된 것처럼 지반 파라미터를 결정하기 위한 현장조사 방법의 적용성에 대한 지침을 제공한다.

비록 <표 3.137>이 특정 현장시험의 판정에 매우 유용할지라도 제시된 범주에 의문을 가지는 상황이 발생할 수 있다. 예를 들어 표준관입시험이 세립토의 비배수 전단강도 c_u 평가에는 적용성이 낮다. 기존의 c_u 와 SPT 타격횟수 사이의 상관관계는 실내시험에서 구한 c_u 보다는 신뢰도가 낮지만 상당히 우수한 편이다.

<표 3.137> 현장시험의 적용성

현장시험과 용어 축약		적용성	흙 또는 암석의 종류		
			암석	조립토	세립토
표준관입시험	SPT	높음	-	-	흙 종류 입자크기
		보통	-	흙 종류 층의 연장 입자크기 함수량 밀도 전단강도 압축성 화학시험	층의 연장 함수량 밀도 압축성 화학시험 아터버그한계
		낮음	-	-	전단강도
간극수압계의 설치 유무에 따른 콘관입시험	CPT CPTM CPTU	높음	-	층의 구조 압축성	층의 구조 전단강도
		보통	-	흙의 종류 지하수위 간극수압 밀도 전단강도	흙의 종류 간극수압 밀도 압축성 투수성
		낮음	암석 종류	투수성	-
평판재하시험	PLT	높음	-	전단강도 압축성	전단강도 압축성
		보통	전단강도	-	-
		낮음	-	-	-
동적탐사 경량 보통 중량 매우중량	DPL DPM DPH DPSH	높음	-	층의 구조	-
		보통	-	밀도 전단강도 압축성	층의 구조 압축성
		낮음	-	흙의 종류	흙의 종류 전단강도

7) 흙과 암석의 실내시험

① 실내시험 범위

<표 3.138>과 같이 EN 1997-2의 5절에서는 흙에 대한 7가지 범주와 암석에 대한 3가지 범주의 실내시험 정보가 제공된다.

<표 3.138> 실내시험 정보

시험의 종류		절	부록	EN ISO
흙의 분류, 판정, 설명		5.3	M	14688-1 14688-2
흙과 지하수의 화학 시험		5.6	N	-
강도지수 시험		5.7	O	TS 17892-6
흙의 강도시험	UC UUTX CTX DSS	5.8	P	TS 17892-7 TS 17892-8 TS 17892-9 TS 17892-10
압축성 및 변형 시험(OED)		5.9	Q	TS 17892-5
다짐시험(Proctor, CBR)		5.10	R	-
투수시험		5.11	S	TS 17892-11
암석의 분류	판정 및 설명 함수비, 밀도, 다공성	5.12	U	14689-1 TS 17892-3
암석의 팽창시험(팽창시험)		5.13	V	-
암석의 강도시험 (일축, 점하중, 직접전단, Brazil, TX)		5.14	W	-

이 표의 마지막 열에서 표준서보다는 '기술사양서(technical specifications; TS)'에 가까운 EN ISO 자료의 의미를 부여하기 위해 'TS'라는 문자를 사용하였다. 이들 TS는 제한된 수명을 가지고 있어서 나중에 철회되거나 표준시방서의 상태로 '승격'된다. 영국에서 실내시험에 대한 EN ISO TSs는 BS 1377보다 하급의 문서로 고려되어 영국표준협회에 의해 출판되지 않았다. 따라서 2010년 이전에는 기술사양서의 최종 상태에 대한 결정은 이루어지지 않을 것이다.

② 시험목적

각 시험목적과 범위는 EN 1997－2의 §5.x.1에 명시되어 있다(x는 <표 3.155>에서 결정함). 예를 들어 흙의 강도시험의 목적은 배수 및 또는 비배수전단강도를 결정하는 것이다[EN 1997－2 §5.8.1(1)].

③ 요구조건

각 시험에 대한 요구조건은 EN ISO 14689 또는 EN ISO－TS 17892의 일부분을 참고한 EN 1997－2의 §5.x.2에 명시되어 있다(앞의 표 참조). 기존의 영국 표준 BS 1377은 관련 EN ISO 표준과 충돌을 방지하기 위해 지속적으로 자료를 갱신하였다(특히 원위치 시험에 대해서 다루는 BS 1377의 9절). 하지만 집필 시(2008년 초)에는 EN ISO－TS 17892의 요구조건(기술적으로 하급으로 취급되는)을 BS 1377에 포함시키려는 계획은 없었다.

④ 시험결과의 평가와 이용

각 시험결과의 평가방법은 EN ISO 14689 또는 EN ISO－TS 17892(표 3.155 참조)의 일부분을 참고한 EN 1997－2의 §5.x.3에 명시되어 있다. 하지만 앞에서 언급한 바와 같이 영국에서 BS 1377은 계속해서 유효하게 사용될 것이다.

⑤ 파라미터를 위한 실내시험의 적용성

<표 3.139>에 요약되어 있는 것처럼 EN 1997－2에서는 일반적인 지반 파라미터를 결정하기 위한 실내시험의 적용 지침을 제시하고 있다.

<표 3.139> 파라미터 결정을 위한 실내시험 적용 지침

실내시험 (및 약어)	+	흙의 종류		
		조립(Gr/Sa)	세립(Si)	세립(Cl)
체적밀도 결정(BCC)		ρ	ρ	ρ
압밀시험(OED)		–	E_{oed} C_c C_v	E_{oed} C_c C_v
	P	E_{oed} C_c	–	k
입자크기 분석(PSD)		k	–	–
단순직접전단(DSS)		–	c_u	c_u
링전단(RS)	P	c'_R/φ_R	c'_R/φ_R	c'_R/φ_R c_u
병진전단상자(SB)		c'/φ	c'/φ	c'/φ
		c'_R/φ_R	c'_R/φ_R c_u	c'_R/φ_R c_u
강도지수(SIT)		–	c_u	c_u
삼축(TX)		E' G c'/φ	E' G c'/φ c_u c_V	E' G c'/φ c_u c_V
	P	E_{oed} C_c		

+ 적용성: P=부분적인

ρ=체적밀도, E_{oed}=오이도미터 계수, C_c=압축지수, C_v=압밀계수

k=투수계수, c_u=비배수전단강도, c'_R/φ_R=잔류전단강도,

c'/φ=배수유효전단강도

E'=탄성계수, G=전단탄성계수

8) 지반구조물 시험

지반구조물에 대한 시험은 국제표준 EN ISO 22477의 기준을 적용하며, 7개의 Part로 구분되어 있다. 즉, 정재하시험(Part 1~3), 동재하시험(Part 4), 앵커 시험(Part 5), 네일링(Part 6), 보강토(Part 7)로 구분된다. 집필 초기(2008년 초)에 Part 1은 출간 승인되었으나 다른 Part들은 준비 중이거나 일시적으로 중단된 상태였다.

(나) 지반특성화

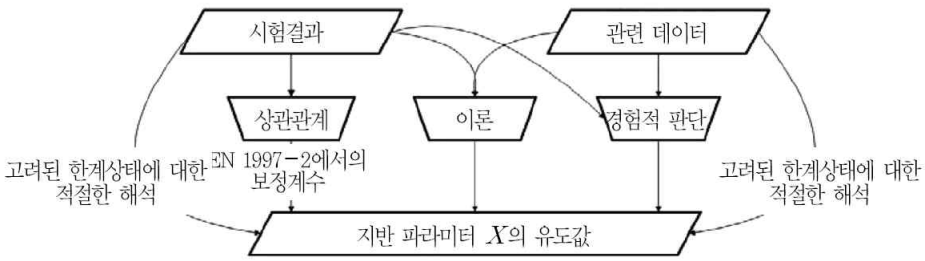
1) 시험결과를 이용한 설계

지반특성화는 현장 또는 실내시험 결과에서 적절한 지반정수를 추출해 내는 과정이다. 최종적으로 이들 값은 이용 가능한 데이터에 불확실성이 반영된 적절한 부분계수를 적용한 후, 설계계산에 이용될 것이다. 이 과정은 크게 세단계로 이루어지며, 유도는 시험결과를 유도값 (X)으로 변환하는 단계, 특성화는 유도값에서 적절한 특성값(X_k)을 선정하는 단계, 마지막으로 계수화는 설계목적으로(X_d) 특성값이 보다 신뢰성을 갖도록 부분계수를 적용하는 단계이다. 이장의 나머지 부분은 총 세 단계 중 처음 두 단계인 유도와 특성화에 관하여 기술하였다.

2) 지반정수의 유도

① 개요

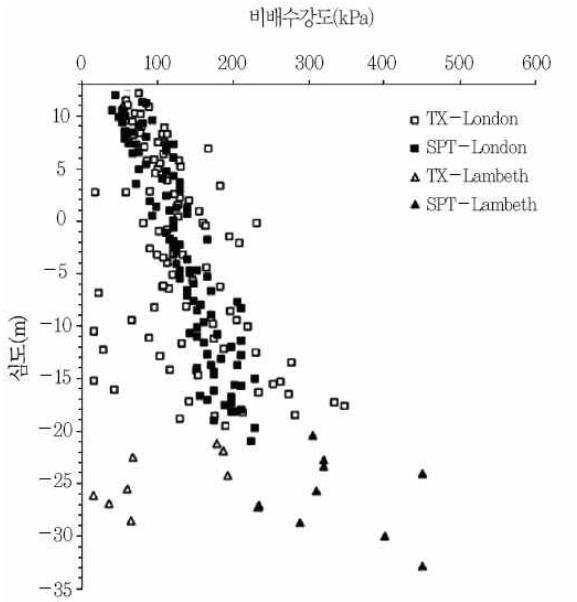
유로코드 7에서 지반정수의 유도값은 “이론, 상관관계 또는 시험을 통한 경험에 의해서 얻어지는 값 [EN 1997－1 §1.5.2.5] & [EN 1997－2 §1.6(3)]”으로 정의된다. <그림 3.162>의 흐름도와 같이 시험결과는 상관관계(예: 모래에서 콘관입저항치와 전단저항각의 관계), 이론(예: 점토에서 삼축압축을 평면변형율 강도로 변환) 또는 경험규칙(예: 점토에서 표준관입시험치와 비배수전단강도의 관계) 등을 사용하여 유도값 X로 변환할 수 있다.



<그림 3.162> 지반정수의 유도

시험결과는 인근 현장의 자료(즉, 비교 경험) 또는 현장 재료에 관한 기존 연구결과 등 관련된 자료를 이용하여 보완할 수 있다. 기술자가 유도값에 요구되는 한계상태를 알 경우, 유도값을 직접 평가할 수도 있다. <그림 3.163>은 두 가지 시험에서 얻은 지반정수의 예이다. 즉, 표준관입시험의 타격횟수를 적절히 변환하여 얻

은 비배수전단강도(검은색 기호, SPT)와 비배수 삼축압축시험에서 얻은 비배수전단강도(흰색 기호, TX)이다.



<그림 3.163> London 점토(사각형)와 Lambeth 점토(삼각형)에서 유도된 비배수전단강도

② 상관관계

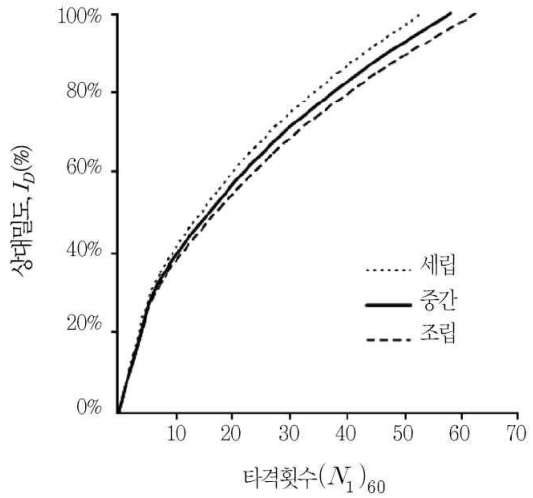
유로코드 7의 Part 2에서는 일반적인 현장 지반조사 방법과 널리 이용되는 지반정수 간의 상관관계에 대하여 제시하였다.

- 부록 D, 콘관입시험 : φ, E', E_{oed}
- 부록 F, 표준관입시험 : I_D, φ
- 부록 G, 동적프로브시험 : I_D, φ , E_{oed}
- 부록 H, 사운딩 : φ, E'
- 부록 J, 딜라토미터시험 : E_{oed}
- 부록 K, 평판재하시험 : c_u, E_{PLT}, k

여기서, φ는 흙의 전단저항각, E'은 배수조건에서 흙의 탄성계수, E_{oed}는 일차원(오이도미터)계수, I_D는 상대밀도, c_u는 비배수전단강도, E_{PLT}는 평판재하계수, k는 지반반력계수이다.

상관관계는 두 파라미터 간(예: 비배수영계수 E' 및 전단계수 G) 이론적인 관계나 경험적인 관계에 의해 유도될 수도 있다. 그러나 현장시험결과와 지반정수들 간의 관계를 설명하는 이론이 존재하더라도 이들 이론이 흙의 거동을 충분히 모사하지는 못하기 때문에 기술자들은 경험적인 관계에 좀 더 의존하게 된다.

대부분의 상관관계는 특별한 지층 및 또는 지반조건에 국한되어 있다. 이들 관계를 다른 지층이나 지반조건에 확장하여 적용하는 경우에는 주의가 요구된다. <그림 3.164>는 EN 1997－2 부록 F에 소개된 조립재료의 SPT N값과 상대밀도간의 상관관계를 보여준다.



<그림 3.164> 조립토에 대한 SPT 타격횟수와 상대밀도의 상관관계

③ 이론

이론이란 '그럴듯한 또는 과학적으로 받아들여지는 일반적인 원리 또는 현상을 설명하는 데 사용되는 원리들'이다. 이론을 통해 측정값에서 정수를 유도하거나 지반정수가 다른 정수들과 어떤 관계가 있는지 설명할 수 있다.

현장베인시험은 강도가 낮은 세립토(예: 연약점토)의 비배수전단강도를 구하는데 널리 사용되는 방법이다. 현장베인시험에서는 토사 내에 관입된 베인 날개를 연속적으로 회전시키는 데 필요한 토크를 측정한다. 흙의 비배수 전단강도 c_u는 다음과 같다.

$$c_u = \frac{T}{K} \tag{3.154}$$

여기서, $K = \pi \frac{D^2 H}{2}(1 + \frac{D}{3H})$ 이다. T는 측정된 토크이고 K는 베인의 치수와 형상에 따른 상수(D와 H는 두 베인 날개의 폭과 높이)이다. 식 K는 실린더의 끝단과 주면을 따라 분포하는 전단강도가 일정하다고 가정하였다. 대부분의 베인에서 H/D=2이므로 $K=3.66D^3$ 이 된다. 식 3.150의 근거가 되는 이론은 안전율에 의존하지 않으므로 전통적인 방법에서와 같이 유로코드 7에서도 동일하게 잘 사용될 수 있다.

이론은 다양하게 적용될 수 있으나 종종 특별한 상황에 국한되므로 사용자들은 그러한 제한사항을 이해하여 그 범위에서 사용해야 한다. 일반적으로 데이터에만 의존하는 경험적으로 유도된 공식과는 달리 이론은 폭넓은 적용성을 가지고 있다.

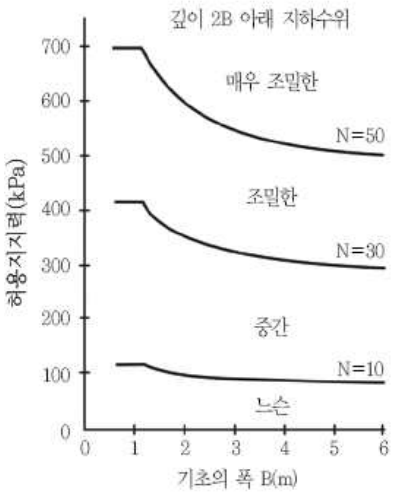
실험을 통해 관찰된 현상을 잘 설명할 수 있는 좋은 이론도 있으나 일반적으로 미지수가 증가함에 따라 이론의 신뢰도는 점차 줄어들게 된다.

④ 경험식

유로코드 7이 도입된 이후 기존의 경험식들은 다음 세 가지 중 하나의 운명을 맞게 되었다. 즉, 일부는 기존 그대로 사용되고 또 다른 일부는 변경되어 사용되며, 나머지는 더 이상 사용되지 않는다.

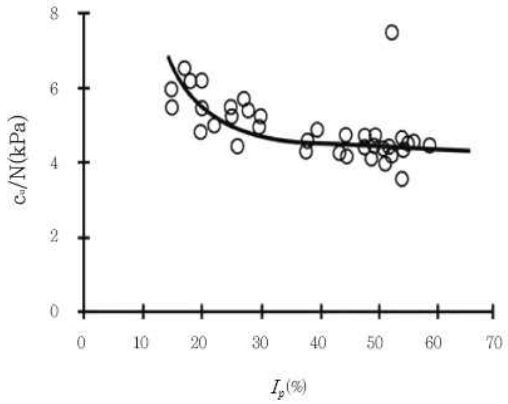
기존의 많은 경험식들은 지반설계에 부분계수가 널리 사용되기 이전에 개발되었다. 일부 경험식들은 구조물이 과도하게 변형되거나 지반에 큰 응력이 발생하는 것을 막기 위해 개발 당시 어느 정도 안전율을 내재하고 있었다.

<그림 3.165>과 같이 Terzaghi와 Peck이 모래지반에서 기초의 허용지지력과 SPT N값에 대해서 제시한 관계에서 경험적으로 유도된 상관관계의 예를 찾아볼 수 있다. 구조설계 유로코드는 부분계수 적용에 대한 신뢰성을 확신하기 때문에, 지반정수들이 적절하게 보정되지 않는다면 이와 같은 규칙은 유로코드 7의 틀 안에서 사용할 수가 없다.



<그림 3.165> 조립토에서 SPT 타격횟수와 허용지지력에 대한 Terzaghi와 Peck의 상관관계

<그림 3.166>은 점토의 표준관입시험값(N), 비배수전단강도(c_u) 및 소성지수(I_p)에 대하여 Stroud와 Butler가 제시한 상관관계로 영국에서 많이 사용된다. 이 상관관계는 유도시 안전율을 포함하지 않아 수정 없이 적용할 수 있기 때문에 유로코드 7에 계속해서 사용할 수 있는 전형적인 예라 볼 수 있다.



<그림 3.166> SPT 타격횟수와 비배수전단강도의 상관관계

⑤ 지반정수의 직접 측정

지반정수의 직접 측정 보통 실내시험을 통해서만 가능하다. 예를 들어 강도와 투

수성, 강성(배수 또는 비배수)은 삼축압축시험을 통해 직접 결정할 수 있다. 그러나 지반정수를 직접 측정하는 경우에는 유도값에 영향을 줄 수 있는 시료의 교란영향을 고려해야 한다.

⑥ 기호

유로코드 7 Part 1에서 지반정수에 대해 점착력은 c'(유효응력 기준), 비배수전단강도는 c_u , 정지토압계수는 K_0, 단위중량은 γ, 전단저항각은 φ'(유효응력 기준)가 사용된다. 불특정 물성값에 대해서는 일반적인 기호 X로 사용된다. [EN 1997－1 §1.6(1)] 지반정수에 대한 긴 목록의 기호들은 유로코드 7 Part 2에 수록되어 있다. [EN 1997－2 §1.8(1)]

유로코드 7에서 보다 종합적인 표준기호에서는 목록이 제시되지 않아 계산내용을 상호 검토하거나 동일 계산을 함께 해야 할 때 혼란스러울 수 있다고 생각한다. 게다가 하중의 영향과 저항을 나타내는데 사용하는 E와 R 등 가장 앞의 개념에 대한 기호를 제외하고는 지반공학과 구조공학에서 공통적으로 사용되는 기호들을 표준화하지는 못하였다. 여기에서는 지반공학이 아닌 많은 유로코드에서 사용하는 일련의 기호들을 채택하였다. 특히 주요 변수들에 대해서는 대문자를 사용하였다. 예를 들어

- F: 일반적인 힘
- V: 연직력
- H: 수평력
- M: 휨모멘트
- q: 상재하중
- u: 간극수압

이들 기호에 적절한 조합과 부분계수가 적용되도록 유로코드에서 필요한 추가정보를 나타내는 첨자를 적용하였다. 예를 들어,

- V_{Gk} = 연직력(V), 영구(G), 특성(k)
- $M_{Q,rep}$ = 모멘트(M), 변동(Q), 대표(rep)
- u_{Ad} = 간극수압(u), 우발(A), 설계(d)

설계하중영향과 설계저항을 의미하는 기호로 E_d 와 R_d 대신 기본 기호에 첨자 'Ed'와 'Rd'를 붙임으로써 둘을 구분하였다. 즉, 단순히 E_d 대신 M_{Ed} 및 R_d 대신 M_{Rd} 를 사용한다.

3) 특성값의 결정

EN 1990에서는 재료물성의 특성값에 대하여 다음과 같이 정의하였다. 작은 값이 불리한 경우 특성값은 5% 분위수로 정의되고, 큰 값이 불리한 경우 95% 분위수로 정의되어야 한다. [EN 1990 §4.2(3)]

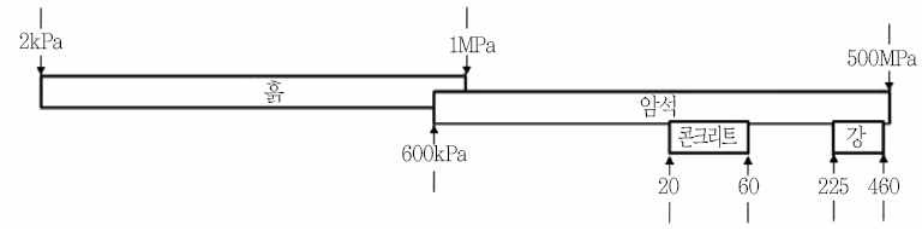
이러한 정의는 강재나 콘크리트 같은 인공재료에서는 잘 적용되나, 지반재료와 같이 변동성이 매우 크거나 관련 물성값을 직접 측정하기 어려운 흙과 암석의 경우에는 적용하기 어렵다.

① 지반정수 결정에 통계를 적용하는 문제

지반공학에서는 건설현장마다 각각의 지반조건을 결정해야 하는 어려움이 존재한다. 지반조사를 아무리 많이 시행한다 해도 지반에 대한 모든 정보를 정확하게 얻기란 불가능하기 때문에, 결국에는 지반에 대한 불충분한 정보를 기반으로 설계를 하게 된다. 더욱이 지반재료는 그 자체로 변동성이 매우 크므로 위치뿐만 아니라 역학적, 화학적 특성을 파악하는 데 본질적으로 어려움이 따른다.

'불확실성의 원인은 크게 (1) 본래의 임의성과 관련된 원인[우연적]과 (2) 실제의 예측과 산정에 따른 부정확성과 관련된 원인[인지적]의 두 종류로 분류할 수 있다.

<그림 3.167>과 같이 중요한 설계정수 값들이 넓은 범위에 걸쳐 있는 것은 이례적인 것이 아니다. 게다가 다양한 지반 물성값의 변동계수에 관한 연구에 의하면, 일반적으로 인공재료에 비해 지반재료의 변동계수가 훨씬 크다고 하였다. 이것이 우연적 불확실성의 한 가지 예이다 (표 3.157).



<그림 3.167> 인공재료와 비교한 자연재료인 흙과 암석의 강도 범위

<표 3.140> 지반재료와 인공재료의 변동계수(COV)

재료의 종류	파라미터		COV (%)
흙	전단 저항계수	$\tan\varphi$	5 - 15
	유효 점착력	c'	30 - 50
	비배수 전단강도	c_u	20 - 40
	압축계수	m_v	20 - 70
	단위중량	γ	1 - 10
콘크리트	보와 기둥의 저항		8 - 21
강재			11 - 15
알루미늄			8 - 14

인지적 불확실성은 지반 기술자들이 설계정수를 결정할 때 보통 통계원리의 적용이 합리적일 만큼 충분한 데이터를 가지고 있는 경우가 거의 없는 것과 관련이 있다. 1991년, 영국토목학회의 지반분과 이사회에서는 현장조사에 관한 보고서21를 출간하고 '지반조사의 범위, 정도와 수준에 관한 국가 지침은 의뢰인, 기획자 및 기술자의 이익을 위하여 만들어져야 한다. 이러한 지침들은 지반범주에 대한 유로코드 7의 원칙을 따라야 한다.'라도 제안을 하였다.

② 신중한 추정값

EN 1990에 제시된 통계적 정의에 기초하여 지반정수의 특성값을 결정하는데 본질적인 어려움이 따르므로, 유로코드 7에서는 특성값을 '한계상태 발생에 영향을 미치는 신중하게 추정된 값 [EN 1997－1 §2.4.5.2(2)P]' 으로 정의하였다.

아쉽게도 EN 1997－1에서는 이에 대한 설명을 찾아보기 어려우므로 이를 일반적으로 받아들여질 수 있는 정의로 다시 바꾸어 사용해야 한다.

▪ 신중한[형용사]: 잠재적인 문제 또는 위험을 피하기 위해 조심하는

▪ 추정[명사]: 근사계산 또는 판단

이들 정의를 결합하면 다음과 같다.

신중한 추정값=문제 또는 위험을 피하기 위해 주의깊게 한 근사계산 또는 판단

'한계상태에 영향을 주는'이라는 말은 지반정수의 특성값에 대한 정의에 추가된 중요한 부분이다. 이것은 각 한계상태에 대해서 하나의 특성값이 존재하지 않고 가능성 있는 여러 개의 특성값이 있다는 것을 의미한다.

예를 들어 말뚝기초의 설계를 위해 전단저항각의 특성값을 선택할 때, 주면 마찰력(직접전단)을 구하는 데 사용되는 전단저항각보다 선단지지력(주로 압축지지)을 구하는데 사용되는 전단저항각에 대해 더 작은 값을 선택할 수 있다. 그래서 이러한 경우에는, $\varphi_{k,base} < \varphi_{k,shaft}$ EN 1997－1의 정의를 따르면, 한계상태를 결정하는 것은 설계행위이므로, 특성값은 구조물의 설계 이전(예: 지반조사의 일부분)이 아니라 구조물의 설계과정 중에만 선정될 수 있다.

③ 대푯값

BS 800223에서 정의한 대로, 유로코드 7의 출간 이전에 영국에서의 옹벽설계는 '대표적' 토질정수들에 기초하여 이루어졌다.

"설계에서 의도한 부분에 적절히 적용될 수 있는 현장지반 물성값에 대한 보수적인 추정값"

단위중량과 같이 값의 변화가 토질정수에 대해서 대푯값은 시험결과의 평균값이 되어야 한다. 변동이 심한 경우(또는 값이 확신을 가질 수 없는 경우)에 대푯값은 허용 데이터의 하한에서 신중하게 결정된 값이어야 한다. 실제로 BS 8002에서의 대푯값과 유로코드 7에서의 신중한 추정값 간의 차이는 단지 의미상의 차이일 뿐이다.

④ 적절 보수(保守) 및 최저 신뢰값

'적절 보수(moderately conservative)'와 '최저 신뢰(worst credible)'라는 용어는

영국에서 가장 보편적으로 사용되고 있는 두 가지 설계법으로 견고한 점토지반에 시공된 옹벽의 설계에 관한 세미나 보고서에서 처음으로 사용되었다(CIRIA 104).

CIRIA 104에 따르면, 토질정수에 적용되는 안전율은 하중 및 기하조건과 함께 토질정수가 어떻게 결정되었는가에 따라 달라진다. <표 3.141>는 두 설계법에 대해 주요한 부분을 요약하고 유로코드에 따라 동등한 신뢰수준으로 나타낸 것이다.

CIRIA 104 작성 당시 적절 보수 설계법은 종종 영국에서 경험이 많은 기술자에 의해서 사용되던 방법이었다. 유감스럽게도 CIRIA 104에서는 '적절 보수'가 무엇을 의미하는지에 관해 정확하게 정의하고 있지 않다. 다시 한 번 사전적 의미를 찾아보면 다음과 같다.

▪ 적절히[부사]: 양과, 강도 또는 정도에 있어서 평균

▪ 보수적인[형용사]: (추정과 관련하여) 신중하기 위해 의도적으로 추정값을 낮춘

이들 용어를 결합하면 다음과 같다.

▪ 적절 보수=낮은, 신중한 평균의

<표 3.141> 파라미터에 따른 적절보수 및 최저 신뢰값

<table>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">파라미터/계수</td><td colspan="2">설계법</td></tr>
<tr><td>적절보수</td><td>최저신뢰</td></tr>
<tr><td>흙</td><td rowspan="3">선정</td><td rowspan="3">'보수적인 최적의 추정값'</td><td>'가장 비현실적인' 값들</td></tr>
<tr><td>하중</td><td rowspan="2">'초과 가능성이 매우 낮은' 값들 (그러나, 물리적으로 완전히 불가능한 것은 아닌)</td></tr>
<tr><td>기하조건</td></tr>
<tr><td rowspan="3">흙의 강도에 적용되는 안전율(Fs)</td><td>적용</td><td>관대한 값</td><td>덜 보수적인 값</td></tr>
<tr><td>전응력 해석</td><td>1.5(가설 공사)</td><td>추천하지 않음</td></tr>
<tr><td>유효응력 해석</td><td>1.1-1.2 (가설 공사)
1.2-1.5 (본 공사)</td><td>1.0 (가설 공사)
1.2 (본 공사)</td></tr>
<tr><td colspan="2">동등한 안전수준</td><td>5% 분위수</td><td>0.1% 분위수</td></tr>
</table>

CIRIA 104의 후속인 CIRIA C580에 따르면 이 방법으로 선정된 토질정수값들은 BS 8002에서 정의된 대표 값 및 유로코드 7에서 정의된 특성 값과 같다. CIRIA 104의 적절 보수값과 유로코드 7의 신중한 추정 값 간의 차이는 역시 단순 의미상

차이이다.

⑤ 지반의 관련 정도는 얼마나 되는가

지반정수 X의 특성값을 결정하는 데 중요한 요소는 지반이 한계상태의 발생과 얼마나 많이 관련되어 있는가를 파악하는 것이다.

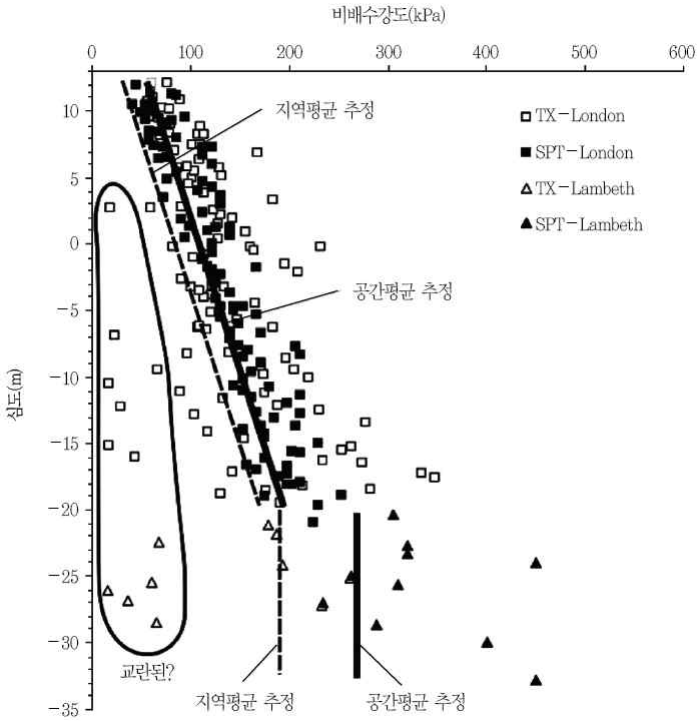
지반의 일부에서 파괴가 일어난다 해도 구조물은 극한한계상태에 도달하지 않을 수 있다. 예를 들어 힘은 종종 응력이 높은 곳에서 주위의 낮은 곳으로 재분배된다. 이 때문에 한계상태 발생을 좌우하는 것은 재료강도(또는 다른 관련 물성)의 평균값이다. 특성값 X_k는 흙 또는 암석의 관련 영역을 대표하는 X의 공간적 평균을 나타내는 값으로 신중하게 추정되어야 한다. 유로코드 7에서는 X의 평균에 대하여 통계적 관점에서 95% 신뢰수준을 요구한다.

관련된 지반영역이 작은 경우에도 특성값 X_k 는 관련된 작은 영역(또는 X의 국부적인 값으로 알려진)에서 신중하게 추정된 공간 평균값으로 하여야 한다. 이 값은 평균화가 덜 이루어지기 때문에 큰 지반영역에서 결정된 값보다 훨씬 작은 값을 나타낼 수 있다. 이 경우 특성값 X_k 는 통계적으로 논의된 5% 분위수에 가깝게 될 것이다.

예를 들어 한 지층(예: 이탄)의 압축성이 다른 지층보다 훨씬 큰, 다층지반상에 있는 기초의 침하를 고려해 보자. 이러한 상황에서는 이탄의 압축계수(m_v)가 전체 침하량의 계산에 크게 영향을 미치기 때문에 해당 층에서의 국부적인 m_v 값이 특히 값이 중요하게 된다. <그림 3.168>는 <그림 3.163>에 나타낸 London 점토와 Lambeth 점토에서 말뚝설계를 위해 비배수전단강도의 특성값을 결정하는 내용을 보여준다. 검은색 기호는 100개의 표준관입시험값에서 유도된 비배수전단강도 c_u 를 나타내며, 이때 c_u 와 SPT N값 사이에는 다음의 관계가 있다고 가정하였다.

$$c_u = 4.5 \times N \tag{3.155}$$

식 3.156은 <그림 3.208>과 같이 소성지수를 이용한 Stroud와 Butler의 상관관계에서 얻은 것이다.



<그림 3.168> 지역 및 공간 평균 특성값의 차이

<그림 3.168>의 흰색 기호는 U100 시료들에 대해 91개의 삼축압축시험에서 측정된 c_u 값들을 나타낸다. <그림 3.168>에서 원 안의 데이터들은 시료의 교란으로 비현실적으로 작은 강도값을 나타낸 것으로 무시되었다.

London 점토(−20m 상부)에서는 95% 신뢰수준으로 말뚝축을 따른 평균주면마찰력을 계산하는 데 적합한 공간평균강도의 추정값을 선택하였다. 특별히 데이터가 분산되어 있지 않으므로 선택된 선은 데이터의 중앙에 가깝게 위치하였다. 만약 주면마찰력에 영향을 미치는 국부적으로 작은 값들에 대해 걱정을 했다면 SPT 결과의 하한에 해당하는 점선을 선택했을 것이다. 비록 간접적이긴 하나 SPT는 현장의 점토강도를 측정한 것인 반면에 소량의 시료에 대하여 실내시험에서 직접 측정한 강도는 현장의 조건을 대표한다고 보기 어렵기 때문에 SPT 결과를 더 중요하게 고려하였다.

Lambeth 점토(−20m 하부)에서는 말뚝의 선단지지력을 계산하는 데 적합한 더 작은 영역(−33m 하부)에 대한 공간평균강도의 추정값을 선택하였다. 또한 Lambeth 점토에서는 데이터들의 분산성이 매우 크고 선단저항과 관련된 지반영역

은 상대적으로 작으므로 하부점선으로 나타낸 국부강도의 추정값을 선택하는 것도 진지하게 고려하였다. SPT에서 얻은 강도와 삼축압축시험으로 얻은 강도는 서로 차이가 있는데, 점선은 후자에 더 잘 맞는다.

⑥ 확실한 경험

유로코드 7에서 특성값을 결정할 때에는 '확실한 경험', 즉 오랜 시간에 걸쳐 관찰된 사실이나 사건과 터득한 지식 또는 기술을 가지고 실제적으로 보완해야 한다.

또한 확실한 경험이란 토질정수를 추정하는 데 사용되는 간단한 경험법칙을 포함한다. 예를 들어 다음과 같이 규사와 자갈에 대한 첨두전단저항각(φ)과 일정체적 전단저항각(φ_{cv})을 구하는 데 사용되는 식들과 같은 것이다.

$$\varphi = 30^\circ + \begin{Bmatrix} 0, \text{둥근 입자} \\ 2, \text{약간 각진 입자} \\ 4, \text{각진 입자} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0, \text{균등 입도} \\ 2, \text{적당히 양호한 입도} \\ 4, \text{양호한 입도} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0, \mathrm{N} < 10 \\ 2, \mathrm{N} = 20 \\ 6, \mathrm{N} = 40 \\ 9, \mathrm{N} = 60 \end{Bmatrix} \qquad (3.156a)$$

$$\varphi_{\mathrm{cv}} = 30^\circ + \begin{Bmatrix} 0, \text{둥근 입자} \\ 2, \text{약간 각진 입자} \\ 4, \text{각진 입자} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0, \text{균등 입도} \\ 2, \text{적당히 양호한 입도} \\ 4, \text{양호한 입도} \end{Bmatrix} \qquad (3.156b)$$

⑦ 특성값의 표준표

때때로 지반 기술자들은 시험결과가 없는 특정 지층에 대해 지반정수들을 산정해야 한다. 이러한 경우는 종종 인공지반 또는 인근 표토, 가끔 나타나는 조립층(자갈이나 모래) 및 얇은 세립층(실트나 점토) 등에서 일어난다. 시험결과가 없는 경우, 많은 지반공학 전문서적에 나오는 표준표상의 값들로부터 지반정수를 결정할 수 있다. <표 3.142>는 점토의 소성지수(I_p)로부터 일정체적 전단저항각(φ_{cv})을 구하기 위한 것이다.

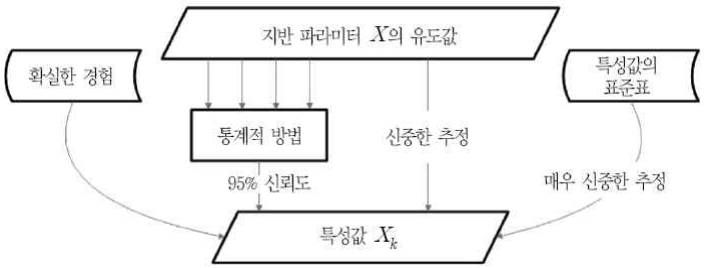
<표 3.142> 점토의 소성지수로부터 일정체적 전단저항각을 산정하는 표준표

소성지수 I_p	15%	30%	50%	80%
전단저항각, φ_{cv}	30°	25°	20°	15°

이와 같이 표준표로부터 특성값을 선택할 때 유로코드 7에서는 '매우 신중한 값'을 선택하도록 한다. 그러므로 표준표상의 값들이 얼마나 신뢰할 만한가를 고려하여 특성값을 선택하기 위해서는 표준표의 공학적 바탕이 되는 사항을 잘 이해하고 있는 것이 중요하다.

⑧ 지반특성화의 요약

<그림 3.169>은 유로코드 7에서 특성값 X_k 를 결정하는 방식을 요약한 것이다. 대부분의 상황에서는 지반정수 X 에 관하여 신중한 추정값 X_k 를 사용하고, 충분한 데이터가 있는 경우에는 통계적인 방법을 사용해 95% 신뢰도 값(구간 상한 또는 하한값을 적절하게 선택)을 사용하며, 데이터가 없는 경우에는 표준표상의 값들을 참고하여 신중하게 결정한다. 모든 경우에 대한 결과값은 확실한 경험을 가지고 검토해야 한다.



<그림 3.169> 지반정수의 특성화

4) 특성값의 결정 사례 연구

이 절에서는 현장과 실내시험 결과로부터 특성값(또는 값들)을 선정하는 과정을 조사한 일련의 사례들을 제시하였다. 첫 번째는 London의 2개의 견고한 과압밀 점토층에 대한 사례, 두 번째는 싱가포르의 연약한 해성점토층에서의 사례, 그리고 세 번째는 영국 켄트카운티에 있는 Gravesend의 조밀하고 입도가 양호한 자갈층에서의 사례이다.

① Holborn의 London 점토와 Lambeth 점토

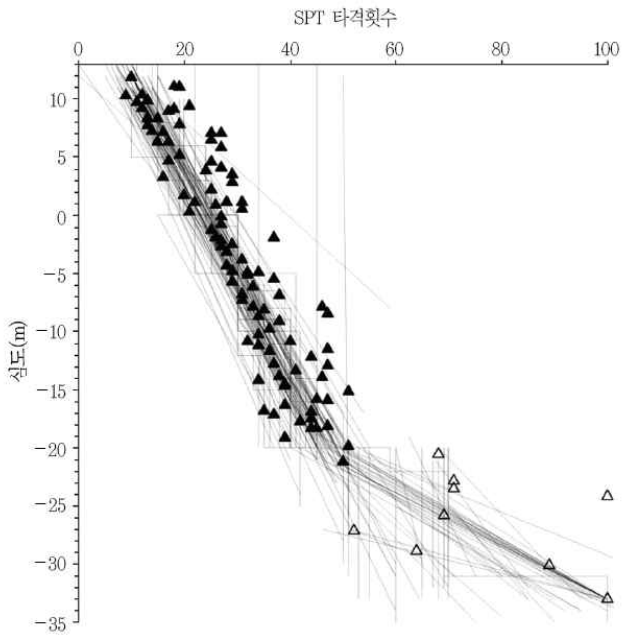
<그림 3.170>은 Holborn에 있는 한 현장에서 100회 이상 시행된 표준관입시험

결과를 나타내며, 해당 지반에 로터리 보링 공법을 이용해 600본 이상의 말뚝을 시공할 예정이었다. 보정하지 않은 값은 London 점토에서는 깊이에 따라 일정하게 증가하다가(검은색 삼각형) Lambeth 점토(흰색 삼각형)에서는 그 값이 급격히 증가하였다. 이러한 데이터는 런던의 많은 현장에서 나타나는 대표적인 형태이다.

이 책을 위한 연구의 일환으로 약 100명 이상의 기술자와 응용지질학자들에게 '한계상태 발생에 영향을 미치는 신중한 추정값'을 의미하는 특성값에 대한 유로코드 7의 정의를 기초로 하여 주어진 데이터를 이용하여 공칭선(또는 선들)을 표시해 달라고 하였다. <그림 3.210>에 나타낸 선들은 그 결과를 나타낸 것이다.

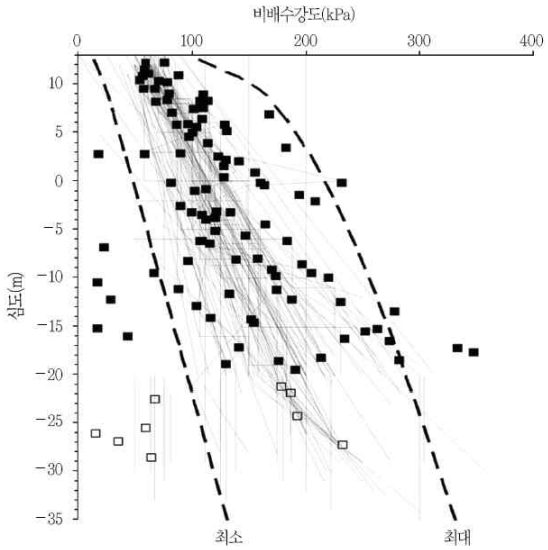
London 점토(약 −21m 상부)에 대해 대부분 기술자는 SPT 타격횟수 7 정도에 해당하는 뚜렷하고 좁은 폭 안에서 (공칭)선을 선택하였다. 이 구간(폭)에 있는 값들은 m당 깊이에 따라 1이 약간 넘는 비율로 증가하였다. 그러나 이 구간 밖의 데이터를 선택한 극단적인 해석의 경우도 있었다.

Lambeth 점토(−21m 하부)에 대해서는 다양한 해석이 이루어졌다. 일부는 깊이에 따라 값이 선형으로 증가하는 선(약 3회 타격/m의 비율)을 선택하고, 나머지 기술자들은 50과 70 사이에 일정한 값을 가정하였다. <그림 3.170>에서 데이터가 불확실한 경우에(변동성이 크거나 데이터 수가 적기 때문) 기술자들의 해석이 더 많이 분산되었다.



<그림 3.170> London과 Lambeth 점토지반의
SPT 결과에 대한 특성값 해석결과

<그림 3.171>은 앞에 기술한 Holborn에 있는 현장의 9개 시추공에서 채취된 U100 시료에 대하여 실험실에서 100회 이상의 비배수 삼축압축시험을 시행한 결과이다. 두 점토에 대해 측정된 비배수전단강도 값들은 시험 전 시료교란의 영향으로 분산성이 매우 크게 나타났다.



<그림 3.171> London과 Lambeth 점토지반의 삼축압축시험결과에 대한 특성값 해석 결과

<그림 3.171>의 점선은 비배수전단강도의 이론적 한계를 나타낸 것으로 c_u 와 유효상재압력 $\sigma_{v'}$ 및 과압밀비(OCR) 사이에서 다음과 같은 간단한 관계를 가정하였다.

$$\left(\frac{C_u}{\sigma'_v}\right) = \left(\frac{C_u}{\sigma'_v}\right)_{nc} = \mathrm{OCR}^{0.8} \qquad (3.157)$$

여기서 $(c_u/\sigma_{v'})_{nc}$ 는 0.23으로 가정하였다.

이 관계는 지질학적 과정에 의해 상재하중이 제거된 상태를 가정한다. '최소'로 표시된 선은 5m의 상재하중이 제거된 경우이고, '최대'로 표시된 선은 70m의 상재하중이 제거된 경우이다. 최소를 나타내는 선 아래로 London 점토의 경우 7개 데이터(검은색 사각형)가 있고, Lambeth 점토의 경우 5개의 데이터(흰색 사각형)가 있

다. 현장 점토에 대해서 이러한 데이터는 물리적으로 불가능한 값들로 고려될 수 있다. London 점토의 경우, 최대를 나타내는 선 위로 4개의 데이터가 있는데 이 또한 물리적으로 불가능한 값들이다(비록 70m 이상의 상재하중이 제거된다면 가능할 수 있다). 전과 동일한 100명의 기술자들에게 '신중한 추정값'에 근거하여 이 데이터에 대한 특성값을 나타내는 선(또는 선들)을 표시해 달라고 요청한 결과를 <그림 3.211>의 가는 실선들로 표시하였다.

London 점토에 대한 해석 결과는 구간 폭이 약 +10m의 50kPa로부터 약 −20m의 100kPa까지 증가하였다. 다소 놀랍게도 가장 낙관적으로 c_u 값을 선택한 경우와 가장 비관적으로 c_u 값을 선택한 경우, 그 값이 3배나 차이가 났다. 최소선 아래의 7개의 데이터와 최대선 위의 4개 데이터는(거의 항상) 무시하였다.

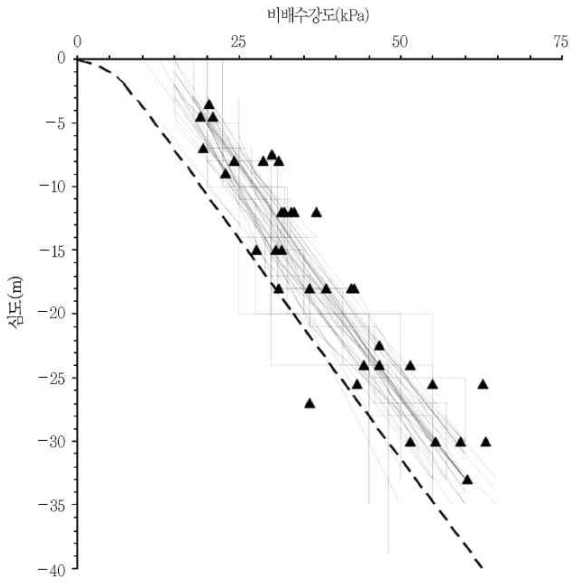
Lambeth 점토에서 c_u 값은 50kPa에서 300kPa 사이로 추정되었는데, 이 범위에서 작은 값들은 분명히 최소선 아래에 있는 물리적으로 불가능한 5개의 데이터에 영향을 받았다.

② 싱가포르 해성점토

<그림 3.172>은 싱가포르 현장에서 시행된 약 40여 개의 현장베인시험 결과로, 주택개발을 위해 현장타설말뚝과 바렛말뚝을 시공하였다. 대상 지층은 연약에서 굳은 해성점토층이 35m까지 존재하고 그 하부는 실트질 모래/모래질 실트층과 사암층의 순서로 구성되어 있다. 해성점토의 예민비는 낮은 정도에서 중간 정도의 값($S_t = 2-7$)을 가지고 있다. 실내시험 결과 현재 압밀이 진행 중(과압밀비 OCR<1)인 것으로 나타났으나, 이 결과는 아마도 시료교란으로 인한 오류인 것으로 판단되었다. 별도의 연구에서 싱가포르 해성점토는 약간 과압밀(OCR=1.5~2.5)된 상태로 나타났는데, 이는 액성한계가 자연함수비를 초과하는 사실로부터 확인할수 있었다.

<그림 3.212>의 데이터는 해성점토의 비배수전단강도 c_u 가 깊이에 따라 일정하게 증가하며 유효연직응력 σ'_v 와의 관계를 나타낸 식(점선으로 표시) 바로 위에 존재하는 것을 보여주고 있다. 이 식은 보통 정규압밀점토의 비배수전단강도를 산정하는 데 사용된다.

$$c_u = 0.22\sigma'_v \tag{3.158}$$



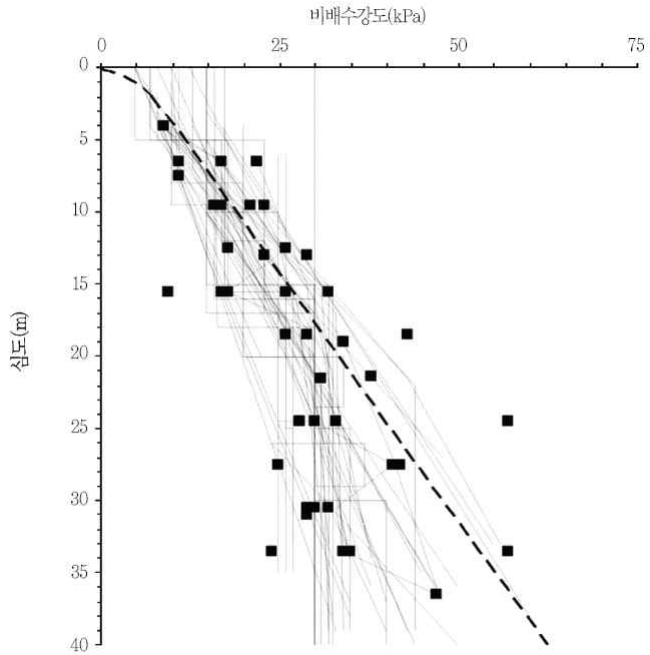
<그림 3.172> 싱가폴 해성점토의 현장베인시험결과에 대한 비배수전단강도의 특성값 해석 결과

Holborn의 사례 연구에서와 마찬가지로, 100명의 기술자와 응용지질학자들에게 신중한 추정값을 특성값으로 하는 유로코드 7의 정의에 근거하여, 이들 데이터에 대한 특성값을 나타내는 선(또는 선들)을 표시해 달라고 요청하였다. <그림 3.212>에 제시된 선들은 그 결과를 나타낸 것이다.

대부분의 기술자는 데이터를 관통하는 직선으로 표현하였고, 나머지 기술자들은 계단형으로 표시하는 것을 선호하였다. 해석 결과, 구간의 변화폭은 약 10kPa이었고 깊이에 따라 일정하게 증가하였다.

<그림 3.172>는 싱가포르 동일 현장의 8개 시추공으로부터 채취된 U100 시료에 대해 80회 이상의 실내 비배수 삼축압축시험을 실시한 결과이다. 측정된 전단강도의 분산이 크게 나타났는데, 이는 주로 시험 전의 시료 교란에 기인한 것이다.

또한 <그림 3.173>에 정규압밀점토에 대해 앞에서 제시한 비배수전단강도와 유효연직응력 간의 관계를 표시하였다. 대부분의 시험결과들은 선 아래에 존재하여 현장베인시험 결과와 비교해 볼 때 시료의 채취과정에서 교란이 발생하였다는 것을 알 수 있었다. 이들 데이터에 대해서도 동일한 100명의 기술자들에게 신중한 추정값에 근거해서 특성값을 나타내는 선(또는 선들)을 표시하도록 하였다(<그림 3.173>).



<그림 3.173> 싱가폴 해성점토의 삼축압축시험 결과에 대한 특성
비배수전단강도의 해석 결과

해석 결과, 현장베인시험보다 훨씬 분산되어 나타났으며 이는 실내시험에서의 변동성이 더 크다는 것을 의미한다. 특히 기술자들은 20m 이상 깊이에서는 보수적인 해석을 하였으며, c_u 값을 35kPa로 추정한 기술자들이 가장 많았다.

흥미로운 사실은 정규압밀점토에 대해 전형적인 c_u/σ'_v 관계를 나타낸 점선이 베인시험 결과보다 삼축압축시험 결과와 더 잘 일치한다는 점이다. 그러나 실내시험 데이터는 상당히 분산되어 있어 시료 교란(물리적 및 응력이완)의 영향이 컸음을 보여준다. 현장베인시험에서는 상대적으로 교란이 적게 일어난다. 만약 베인시험 결과에 수정계수 0.8이 적용된다면(흙의 소성지수가 40~60%라는 점에 근거) c_u/σ'_v 관계와 더 잘 일치하게 될 것이다.

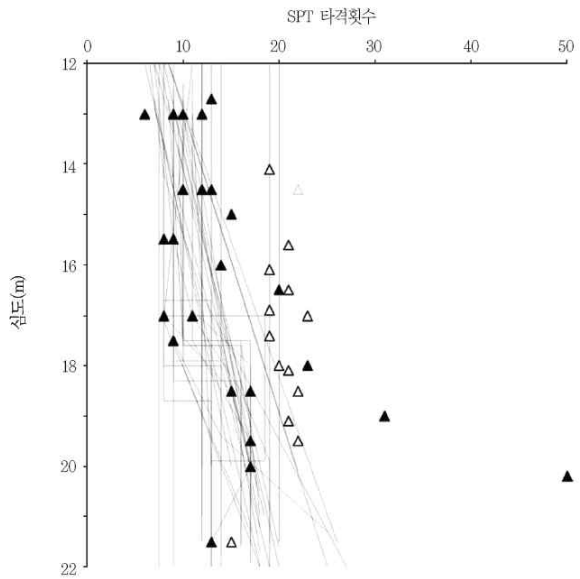
③ 그레이브젠드의 템즈 자갈층

<그림 3.174>는 약 1,000개의 현장항타말뚝을 시공하는 켄트 카운티 그레이브젠드 타운 부근의 현장에서 시행된 약 40회의 표준관입시험 결과이다. 두 가지 현장조사('A'와 'B')가 시행되었고 두 조사결과에서 뚜렷한 차이가 나타났다.

<그림 3.174>의 흰색 기호에서 볼 수 있듯이 A 조사에서는 14~22m의 템즈 자

갈층에서 얻은 SPT N값이 깊이에 따라 변화가 거의 없었다. 반대로 검은색 기호에서 알 수 있듯이 B 조사에서는 N 값의 변화가 매우 심하고 깊이에 따라 다소 증가하는 경향을 나타냈다.

Holborn과 Singapore의 연구에서와 같이 40여 명의 토목 및 지반 기술자들에게 '신중한 추정값'에 근거해서 특성값(또는 선들)을 나타내는 선을 표시해 달라고 하였다. 기술자들에게는 A와 B 조사에 대한 데이터를 구분하여 제공하였다. 많은 기술자들이 변동성이 클 것으로 예상한 지반조건임에도 불구하고 거의 분산되지 않게 나타난 A 조사 데이터의 신뢰성에 의문을 제기했기 때문에 이 사례에서는 A 조사를 무시하였다. B 조사에서 얻은 해석결과는 <그림 3.174>에서 직선들로 표시되어 있다.



<그림 3.174> 템즈 자갈층에서 조사 B(검은색 기호)의 표준관입시험결과에 대한 특성값 해석 결과. (A 조사(흰색 기호)에 대한 해석 결과는 나타내지 않음)

기술자들에게 N 값에 대하여 신중한 추정값으로 특성값을 결정해 달라고 요청했을 때, 어떻게 그와 같이 넓은 범위의 해석결과가 도출되었는지 이해하기는 어렵다. 제시된 데이터는 대부분 지반조사에서 얻게 되는 전형적인 형태와 변동성을 나타냈다. 따라서 이러한 사례는 실무에서 설계정수가 어떻게 결정되고 있는가에 관해 중대한 의문을 던지고 있다.

④ 사례 연구에 대한 결론

앞에서 제시한 사례 연구들을 통해 얻은 결론은, 특히 데이터가 분산되어 있는 경우 기술자들은 신중한 추정값으로 특성값을 결정하는 데 익숙하지 않다는 것이다. 대량의 데이터에 대한 통계적 처리는 기술자들이 그러한 일을 시행하는 데 도움이 될 수 있다

5) 지반특성화를 위한 통계적 방법

'[통계의 사용]은 지반공학 분야에서 관련 경험과 교육을 받은 일부 설계자들만이 활용할 수 있는 높은 수준의 통계학적 기술을 요구한다. 앞에서 재료 물성 X_k의 특성값은 다음과 같이 정의하였다.

$$X_k = m_X \mp k_n s_X \tag{3.159}$$

여기서 m_X 는 X 의 평균, s_X는 표준편차, k_n은 샘플 수 n에 의존하는 통계계수이다. 이 정의는 다음과 같이 간단히 표현될 수 있다.

특성값＝평균값∓인지적×우연적 불확실성 (3.160)

지반과 같은 자연재료의 경우, 인공재료에 대해서 취해졌던 가정들이 어떻게 다르게 적용되는가에 대하여 기술하였다(상세설명 EN 1990 참조).

① 정규 또는 대수정규분포

어떠한 물리적 특성이 매우 많은 수의 개별 또는 변량효과들의 조합에 따라 달라질 때 그 특성은 정규(가우시안) 분포를 갖는다. 정규분포는 자연에서 흔히 찾아볼 수 있으며 통계학 분야에서 가장 중요한 확률밀도함수이다. 예를 들어 콘크리트의 압축강도 및 강철의 항복강도와 같이 많은 인공재료들의 특성은 정규분포를 따른다.

물리적 특성이 매우 많은 수의 개별 또는 변량효과들의 곱에 따라 달라질 때 그 특성은 대수정규분포를 갖는다. 대수정규분포는 특히 데이터가 음의 값을 띄지 않는 경우에 유용하다. 많은 지반정수(예: 전단저항각, 비배수전단강도, 30% 이상의

변동계수를 갖는 기타 정수들)가 이 경우에 해당하기 때문에 대수－정규분포는 지반 기술자들에게 특히 중요하다.

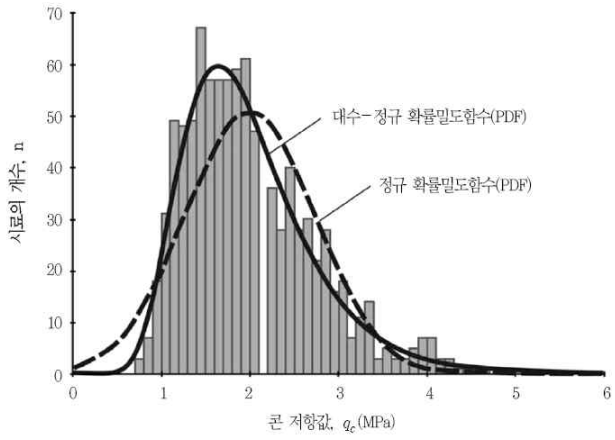
<그림 3.175>는 표석점토(clay till)에서 시행된 콘관입시험 결과이다. 만약 시험결과가 정규분포(<그림 3.175>에서 점선의 종모양의 곡선)를 따른다고 가정하면, 평균 콘관입저항값은 1.99MPa이고 표준편차는 0.73MPa이 된다. 앞서 제시된 식을 사용하면 q_c 의 하한과 상한 특성값은 다음과 같다.

$$\left.\begin{matrix} q_{ck,inf} \\ q_{ck,sup} \end{matrix}\right\} = m_{qc} \mp k_n s_{qc} = 1.99 \mp 1.647 \times 0.73 = \begin{cases} 0.78MPa \\ 3.20MPa \end{cases} \qquad (3.161)$$

그러나 <그림 3.213>의 한쪽으로 치우친 종모양의 곡선에서 보는 바와 같이 시험결과는 대수정규분포에 더 가까우며 이는 다음 식으로 정의된다.

$$P(X,\lambda,\zeta) = \frac{1}{\zeta X\sqrt{2\pi}} e^{\left(\frac{-(\ln X-\lambda)^2}{2\zeta^2}\right)},\ X \geqq 0 \qquad (3.162)$$

여기서, X 는 콘관입저항값, P(X, λ, ζ)는 X 에 대한 확률밀도함수, λ는 ln(X)의 평균, ζ는 ln(X)의 표준편차를 나타낸다.



<그림 3.175> 표석점토에서의 콘관입시험 결과

대수정규분포의 평균 λX와 표준편차 ζX는 정규분포의 평균 및 표준편차와 다음

과 같은 관계를 가지고 있다.

$$\lambda_X = \ln(\mu_X) - \frac{\zeta_X^2}{2} \tag{3.163a}$$

$$\zeta_X = \sqrt{\ln\left[1+\left(\frac{\sigma_X}{\mu_x}\right)^2\right]} = \sqrt{\ln[1+\sigma_X^2]} \tag{3.163b}$$

이 경우에, ζX = 0.357이고 λX = 0.624이다. 하한 및 상한 특성값은 다음과 같다.

$$\left.\begin{matrix} q_{ck,inf} \\ q_{ck,sup} \end{matrix}\right\} = e^{\lambda_{qc} \mp k_n \zeta_{qc}} = e^{0.624 \mp 1.647 \times 0.357} = \begin{cases} 1.04MPa \\ 3.36MPa \end{cases} \tag{3.164}$$

대수정규분포에서 하한 특성값은 정규분포보다 32% 크고 상한 특성값은 약 5% 크다.

많은 지반정수들은 대수정규분포에 더 가까우며, 이 장에서 제시된 보다 복잡한 식들에 기초한 통계자료들이 앞서 제시된 식들에 기초한 통계자료보다 선호된다.

② 95% 신뢰도 평균값의 계산

앞서 정규분포의 5% 분위수(즉, 초과될 확률이 5%에 해당하는 값)를 기준으로 물성의 상한 및 하한 특성값을 결정하기 위한 통계적 근거에 관해 제시하였다.

(다)의 ⑤에서 논의된 바와 같이, 많은 지반설계는 지반 물성값의 공간 평균값이 5% 분위수보다 더 큰 넓은 영역을 대상으로 한다. 통계적 관점에서 50% 분위수에 대한 95% 신뢰한계에 대해 계산해야 한다.

이러한 조건에서 사전지식을 통해 모집단의 분산을 알고 있어 표본으로부터 결정할 필요가 없다면 $X_{k,inf}$ 및 $X_{k,sup}$ 에 대한 통계적 정의는 다음과 같다.

$$\left.\begin{matrix} X_{k,inf} \\ X_{k,sup} \end{matrix}\right\} = \mu_X \mp \kappa_N \sigma_X = \mu_X(1 \mp \kappa_N \delta_X) \tag{3.165}$$

여기서, μ_X는 X의 평균, σ_X는 모집단의 표준편차, δX는 모집단의 변동계수를 나타낸다. 그러나 통계계수 κ_N은 다음과 같다.

$$\kappa_N = t_{\infty}^{95\%}\sqrt{\frac{1}{N}} = 1.645 \times \sqrt{\frac{1}{N}} \tag{3.166}$$

여기서, $t_{\infty}^{95\%}$는 t-값이고, N은 모집단의 크기이다. κ_N에 대하여 앞에서 제시된 정의와의 중요한 차이는 제곱근 안의 항이다. 여기서 1/N이고, 5% 분위수에 대해서는 (1/N+1) 이다.

또 다른 방법으로, 처음에 모집단의 분산을 모르는 상태라 표본으로부터 결정되어야 하는 경우, 및 에 대한 통계적 정의는 다음과 같다.

$$\left.\begin{matrix} X_{k,inf} \\ X_{k,sup} \end{matrix}\right\} = m_X \mp k_N s_X = m_X(1 \mp k_N V_X) \tag{3.167}$$

여기서 m_X는 X의 평균, s_X는 표본의 표준편차, V_X는 변동계수를 나타낸다. 통계계수 k_n은 다음과 같다.

$$k_N = t_{n-1}^{95\%}\sqrt{\frac{1}{n}} \tag{3.168}$$

여기서, $t_{n-1}^{95\%}$는 95% 신뢰수준에서 (n-1) 자유도에 대한 t-값이고 n은 표본의 크기이다.

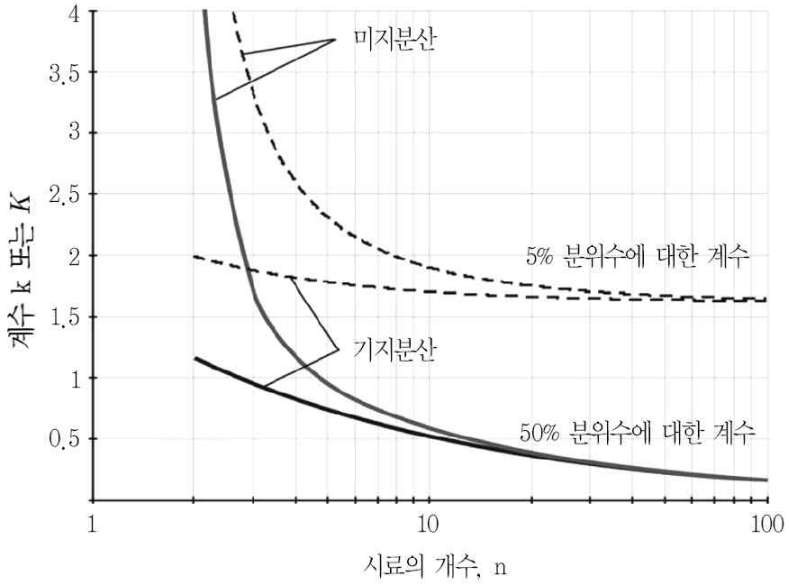
k_n 의 값은 <그림 3.216>에 제시되었으며, '기지분산'으로 표시한 하부의 실선에서는 k_n은 n=100일 때, 0.164와 n=2일 때, 1.163 사이에서 변동하고, '미지분산'으로 표시한 상부의 실선에서는 k_n 값은 n=100일 때 0.166과 n=2일 때 4.464 사이에서 변동한다. 비교를 위해 표시한 <그림 3.216>의 점선들은 앞서 기술한 등가의 k_n 값(5% 분위수)을 나타낸다.

<그림 3.215>의 콘관입시험결과(평균 1.99MPa, 표준편차 0.73MPa)에서, 95% 신뢰도의 평균값에 근거한 q_c 의 하한 및 상한 특성값은 다음과 같다.

$$\left.\begin{matrix} q_{ck,inf} \\ q_{ck,sup} \end{matrix}\right\} = m_{qc} \mp k_n s_{qc} = 1.99 \mp 0.54 \times 0.73 = \begin{cases} 1.95MPa \\ 2.03MPa \end{cases} \tag{3.169}$$

데이터가 정규분포를 따른다고 가정하면, 5% 분위수는 0.78과 3.20MPa이다.

<그림 3.176>에서 중요한 특징은 n<5 구간에서 곡선들 간에 급격한 차이가 발생한다는 점이다. '미지분산' 곡선은 표본수가 감소함에 따라 k_n 값이 급격히 증가함을 보여준다.



<그림 3.176> 95% 신뢰도의 50% 분위수를 결정하기 위한 통계계수

일반적으로 지반조사에서는 각 지층에 대하여 일부 측정값만을 갖게 되므로 이들을 통한 정보에는 본질적으로 불확실성이 크게 존재한다. 과거의 관찰을 통해 지반정수에 대한 분산을 알고 있다면 이러한 불확실성은 줄어들 수 있다. <그림 3.216>에서 '기지분산'과 '미지분산'으로 표시된 곡선들 사이의 차이가 이러한 사실을 보여준다. 그러나 지반조사에 유용하게 사용할 수 있을 정도로 사전정보를 충분히 가지고 있는 경우는 드물다.

③ 깊이에 따라 변하는 파라미터에 대한 통계량

많은 지반 파라미터들은 구속압력에 따라 변하며 지표면 아래에서 깊이에 따라 뚜렷한 상관성을 보인다. 이러한 경우, 앞에서 기술한 단일변수에 관한 통계적 방법들은 다변수에 관한 방법으로 대체되어야 한다.

깊이 z 에 따라 변하는 물성 X의 특성값은 다음과 같다.

$$X_k = m_X = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - m_X)(z_i - m_z)}{\sum_{i=1}^{n}(z_i - m_z)^2} \right] \times (z - m_z) \mp \epsilon_n \qquad (3.170)$$

여기서, m_X는 X의 평균, m_z는 z의 평균, ε_n은 깊이 z에서의 오차이다.

5% 분위수에 대한 오차 ε_n은 다음과 같다.

$$\epsilon_n = t_{n-2}^{95\%} \times s_e \times \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right) + \frac{(z - m_z)^2}{\sum_{i=1}^{n}\{z_i - m_z)^2\}}} \qquad (3.171)$$

그리고 50% 분위수에 대해서

$$\epsilon_n = t_{n-2}^{95\%} \times s_e \times \sqrt{\left(\frac{1}{n}\right) + \frac{(z - m_z)^2}{\sum_{i=1}^{n}\{z_i - m_z)^2\}}} \qquad (3.172)$$

여기서, 표준오차 s_e는 다음과 같다.

$$s_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}[X_i - m_X - b \times (z_i - m_z)]}{n-2}} \qquad (3.173)$$

그리고 $t_{n-2}^{95\%}$ 는 95% 신뢰수준에서 (n-2)자유도에 대한 t-값이다.

④ 소량의 데이터 처리

앞에서 논의된 기법들은 전제된 가정조건을 만족시킬 만큼의 충분한 데이터가 있다면 지반정수의 특성값을 결정하는데 사용될 수 있다. 일부 사람들은 데이터의 수가 13개 이상(보통 이렇게 많은 데이터를 갖게 되는 경우는 드물다)은 되어야 통계적 방법을 사용할 수 있다고 주장하며, 13개 미만인 경우에는 통계적 기법만을 적용하는 데 회의적인 입장이다.

제한된 지반물성 정보로부터 특성값을 결정하는 간단한 방법은 다음을 가정하는 것이다.

$$X_k = m_X \mp \frac{s_X}{2} \approx \left(\frac{X_{\min} + 4X_{\mathrm{mode}} + X_{\max}}{6} \right) \mp \frac{1}{2}(X_{\max} - X_{\min}) \qquad (3.174)$$

여기서 m_X 와 s_X 는 X 의 평균과 표준편차, $X_{\min}$ 와 $X_{\max}$ 는 X의 예측 최소 및 최대값, X_{mode}는 X 에 가장 근사값을 의미한다. s_X 에 대한 항은 $X_{\max}$ 와 $X_{\min}$ 가 각각 평균 m_X 보다 ±3 표준편차만큼 크거나 작은 값임을 가정한다. 그래서 현장 또는 실내시험에서 보통 극단적인 값들은 측정되지 않는다.

이 식은 자기상관성[1]을 무시할 수 있는 독립된 흙 시료에 대하여 특성값을 결정할 때 적용이 가능하다. 실제로 시료들은 서로 간의 위치가 '자기상관거리' 이상 떨어져 있는 경우 독립적이라고 가정할 수 있다. 자기상관거리는 보통 연직으로 0.2~2m(퇴적이력에 의존함), 수평으로 20~100m 범위로 본다.

앞의 근사법에 대한 또 다른 방법에서 $X_{\max}$ 와 $X_{\min}$ 가 m_X±2×표준편차라 가정할 때 특성값은 다음과 같다.

$$X_k = m_X \mp \frac{s_X}{2} \approx \left(\frac{X_{\min} + 4X_{\mathrm{mode}} + X_{\max}}{6} \right) \mp \frac{3}{4}(X_{\max} - X_{\min}) \qquad (3.175)$$

소량의 데이터에 대한 통계해석 결과를 향상시키는 방법은 다음 식들을 통해서 측정된 값과 정수에 대하여 이전에 얻은 정보를 결합시키는 베이지안 기법을 사용하는 것이다.

$$m'_X = \frac{m_X + \frac{1}{n}\left(\frac{s_X}{\sigma_X}\right)^2 \mu_X}{1 + \frac{1}{n}\left(\frac{s_X}{\sigma_X}\right)^2} \qquad (3.176)$$

$$s'_X = \sqrt{\frac{\frac{1}{n}(s_X)^2}{1 + \frac{1}{n}\left(\frac{s_X}{\sigma_X}\right)^2}} \qquad (3.177)$$

여기서 m_X 와 s_X 는 X의 측정된 평균과 표준편차, μ_X 와 σ_X 는 사전정보로부터 기대되는 X 의 평균과 표준편차, m'_X 와 s'_X 는 m_X 와 s_X 의 업데이트된 값이다. 이때 X의 특성값은 다음 식으로 구한다.

---

1) 자기상관(autocorrelation)이란 시계열(時系列) 자료에 내재하는 시점 간의 상관관계, 즉 다른 두 가지 변량 사이의 상관관계를 의미한다.

$$X_k = m'_X \mp \frac{s'_X}{2} \tag{3.178}$$

예를 들어 μ_X 에 대한 적절한 값은 문헌이나 확실한 경험에서 구할 수 있다. σ_X 값을 구하기는 더 어려우나 기존 연구에서 실제 데이터를 대신하여 사용할 수 있는 변동계수에 대한 적절한 값들이 제안되었다.

⑤ 통계의 사용이냐 남용이냐

지반공학 데이터에 대한 통계적 해석은 특성값에 대한 공학적 판단 시 아주 유용한 보조수단이 된다. 그러나 통계해석 결과가 타당하기 위해서는 다음의 간단한 규칙들이 준수되어야 한다.

- 충분한 데이터가 있는 경우에만 통계를 사용한다.
- 데이터의 경향을 얻을 수 있는 가장 간단한 형식의 통계를 사용한다.
- 이상(불량) 데이터를 제거한다.
- 어떤 데이터를 제거할 것인가를 결정하기 위해 간단한 물리 법칙을 적용한다.
- 데이터를 통합적으로 뿐만 아니라 개별적으로도 해석한다.
- 데이터 결합 시 적절한 상관성을 찾는 데 주의한다.
- 통계에 의해서만이 아니라 판단에 근거하여 결과를 선택한다.

제 4 절 설문 조사

1. 국내 설계기준에 대한 전문가 설문조사 결과분석

국내 건설 분야에 있어서 설계기준은 건축과 토목으로 구분되며 구조물별, 적용분야별로 매우 다양하게 정립이 되어 있다. 이는 각각의 현장과 구조물들의 다양성 및 사용성에 대하여 적절한 설계기준을 제시한다는 장점은 있으나, 유사한 구조물이나 적용분야별임에도 불구하고, 사용성이나 관리주체가 다름으로 인한 설계기준의 차이도 발생하게 된다. 특히 지반공학분야의 경우 토목, 건축분야에서 모두 다루어지긴 하나, 상기 이유로 인해 동일한 항목에 대해서도 상이한 기준을 제시하는 경우가 많다.

본 연구단에서는 상기 국내현황에 대한 보다 구체적인 사례와 향후 개선방안을 모색하고, 본 연구가 목표로 하고 있는 설계기준의 표준화에 대한 의견을 수렴하고자 지반공학분야에서 대표적이라 할 수 있는 지반조사, 기초(깊은 기초, 얕은 기초), 옹벽, 연약지반개량, 내진설계의 5개 분야에 대해 설문조사를 실시하였으며, 이를 정리하여 향후 연구방향 및 본 연구의 타당성에 대해 언급하고자 하였다.

1.1 전반적인 설문조사

먼저, 국내설계기준에 대한 전반적인 인식이 어느 정도인지 살펴본 후 구체적인 항목에 대해 설문조사를 하는 것이 타당할 것으로 분석되었으므로, 전반적인 문제점에 대해 설문조사를 실시하였다. 설문문항과 이에 대한 대표적인 응답내용을 정리하면 다음과 같다.

가. 현행 표준시방서 또는 설계기준상의 문제점과 개선방안은?

▶ 적용목적, 적용방법, 적용범위 등 구체적인 언급(명확한 개념)이 이루어져 해당 사항에 대한 내용에 대해 정확히 이해가 가능하도록 하는 방향으로 개선되어 설계자나 시공자, 감리단, 감리원 등 관련 종사자가 통일된 공학적 개념

을 가져서 어떤 문제로 인해 서로간의 협의가 원활히 이루어질 수 있는 방향으로 개선되었으면 한다.

▶ 현행 표준시방서 또는 설계기준은 대부분 외국기준의 적용 및 집필자에 따라 동일 구조물 설계 시에도 차이가 있어 최적화 설계를 위한 표준화 작업 필요성이 있다.

▶ 표준관입시험결과치(N값) 보정방안-구조물기초설계기준해설(2009.3)와 지반공학시리즈1(지반조사결과의 해석 및 이용, 2003)에서 제시된 보정방안이 서로 상이하다.

▶ 말뚝기초 부마찰력 발생조건 판단 - 국내 설계기준(구조물기초설계기준-2009, 한국지반공학회-1999)과 국외 설계기준(FHWA, Tomlinson 등)에서 제시된 발생조건 모호하다.

▶ 말뚝기초 무리말뚝효과를 고려한 수평방향지반반력계수 산정 - 국내 설계기준(구조물기초설계기준-2009, 도로교설계기준해설-2001)과 국외 설계기준(NAFAC DM-7.2, L.C Reese 제시안)에서 제시된 내용이 서로 상이하다.

▶ 연약지반 판정기준 - 국내 기관별 설계기준(LH공사-2009, 한국도로공사-2009, 한국철도시설공단-2011, 한국수자원학회-2009)에서 제시된 내용이 서로 상이하다.

▶ 비탈면 우기시 지하수위 결정 - 국내 기관별 설계기준(건설공사 비탈면 설계기준-2011, 도로설계요령-2009)에서 제시된 내용이 서로 상이하다.

나. 각 구조물(기초, 지반조사, 옹벽 연약지반 등)에 대한 현행 표준시방서나 설계기준 내용에서 정비 및 개선될 항목 및 내용은?

▶ 표준시방서간, 설계기준간 상충되는 기준

- 표준관입시험결과치(N값) 보정방안
- 말뚝기초 무리말뚝효과를 고려한 수평방향지반반력계수 산정

▶ 내용이 불충분하거나 정성적으로 규정되어 미흡한 기준
- 부마찰력 발생조건 판단
- 연약지반 판정기준
- 비탈면 우기시 지하수위 적용

▶ 연약지반 흙쌓기 속도 - 일반적으로 고속도로 등에서 3~10cm/day가 대부분 적용되고 있으며, 현재 우리나라에서는 두꺼운 점토층과 얇은 점토층, 높은 쌓기와 낮은 쌓기 등의 구분이 다소 모호하므로 지반의 여건에 따라 적용하고 있다.

<표 3.143> 토질상태에 따른 흙쌓기 속도

토 질 상 태	쌓 기 속 도(cm/day)
점토층이 두꺼운 경우 및 흑니 유기질토가 두꺼운 이탄질 지반	3.0
보통의 점토질 지반	5.0
점토층이 얇은 경우 및 흑니 유기질토가 거의 없는 이탄질 지반	10.0

※ 대한토목학회, 1999

▶ 현장에서의 의견을 보면([예] 설계시 쌓기 속도 5.0cm/day 제시할 경우)

(현장 의견 ①) 설계시 명시된 내용을 그대로 적용 : 쌓기 속도 5.0cm/day

(현장 의견 ②) 일시적으로 1.5m를 성토한 후 1개월 방치

(현장 의견 ③) 한계성토고까지 성토가 가능

등 현장의견이 서로간에 달라 협의과정에서 설계시 명확한 개념이 명시되지 않아 소모적인 협의가 이루어지고 있지 않다.

▶ 계측관리의 표준화 - 계측기 설치 단면도, 계측기 상세도, 관리기준, 계측빈

도, 계측기 사양 등 명확한내용(기본적인 내용만 명시)이 명시되지 않아 현재 국내 계측설계를 내용이 상이하게 되어 있는 실정으로 표준화 작업이 신속히 이루어져 기준안 마련된다면 경제성 및 안정성 확보 차원에서도 많은 변화가 있을 것으로 사료된다. 또한 계측관련 설계는 계측관련 전문이 부족함에 따라 설계내용이 현장에서 적용하기가 곤란한 경우가 많아 설계단계에서부터 계측에 관련된 전문인력이나 전문회사가 투입되어 보다 체계적인 계측관리 설계가 이루어져야 될 것으로 판단된다.

▶ 연약층에 설치되는 말뚝기초의 허용지지력 산정에서 부주면마찰력을 고려하는 경우 국내 설계기준과 외국 설계기준(CGS)의 2가지 상반된 개념으로 인하여 말뚝기초의 지지력에 큰 차이가 있어 말뚝기초의 경제성 설계를 위하여 최신 정립된 이론인 외국 설계기준의 도입에 의한 국내 설계기준을 개선할 필요성이 있다.

다. 내외 건설분야에 신기술들이 개발되어 사용되고 있는데 현행 표준시방서나 설계기준에 그 내용을 수록하는 것이 타당한지 의견?

▶ 신기술 개발업체의 자료 또는 발표논문 등에 의한 설계기준이 아닌 공인된 기관의 장기간 검증된 실험결과와 이론검증 후 적용하는 것이 타당할 것으로 사료된다.

▶ 어느 정도의 경험 축적과 해당 기술의 명확한 내용이 명시된다면 보다 많은 신기술 발전연구에 도움이 될 것으로 사료된다.

▶ 국내·외 건설분야에서 개발된 신기술들은 그 공학적 개념이 서로 유사하며 단지 사용 자재, 시공장비, 시공방법 등이 상이한 경우가 많으므로 이를 일일이 표준시방서나 설계기준서에 수록하는 것은 오히려 실무 적용시 혼란을 초래할 것으로 판단된다. 따라서, 공학적 개념이 서로 유사한 신기술들은 공학적 검토사항별로 분류하여 안정검토시 설계기준을 명확히 제시하는 가이드라인이 필요할 것으로 판단된다.(예를 들어, 비탈면 보강공법에는 기존 쏘일네

일링, 앵커에서 특화된 신기술들이 매우 많으므로 이에 대해 사면안정 검토시 기준 안전율, 네일 및 앵커 마찰저항력 산정시 기준 안전율 및 최소 길이 등에 대한 설계기준 값을 제시하는 것이 더 바람직할 것으로 사료된다.)

라. 국가 표준시방서나 설계기준에 대하여 실무적용시 개선사항이 필요하다면 어떠한 방법으로 어디서 개정 수요를 모으는 것이 필요한지?(예, 국토부, 각 지자체, 건설기술연구원 등)

▶ 현재 각 기관별로 별도의 과업내용서, 설계기준 등이 있으며(예, LH공사, 한국도로공사, 철도시설공사) 그 내용이 다소 서로 상이하므로 상위 기관인 국토해양부에서 설계기준을 취합 정리하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

▶ 상위기관인 국토부에서 관리를 하여 각 하부 기관을 관리하는 것이 합리적일 것으로 사료된다.

▶ 국토부 및 관련기관 담당자와 학회, 업계의 관련 전문가의 공동작업에 의해 개정작업 후 국토부 등 관련기관의 공지에 의해 제반 관련 전문가의 의견 수립 후 최종 개정하는 바람직하다고 사료된다.

마. 현행 표준시방서나 설계기준을 정비 및 개선사항에 대하여 연구개발이 필요한 내용은?

▶ 지반조사 :

- N값 보정방안
- SPT 자동기록 측정장치 사용 : 최근 LH공사, 한국도로공사에서 SPT 자동기록 측정장치 사용을 지시하고 있으나 실제 SPT 자동기록 측정장치는 국내 3개소 업체만이 가지고 있으며, 측정장비 및 방법 또한 서로 상이하여 표준화되어 있지 못한 실정이다.

▶ 말뚝기초

- 부마찰력 발생조건
- 말뚝기초 무리말뚝효과를 고려한 수평방향지반반력계수 산정

▶ 옹벽

- 다단 보강토옹벽 설계기준 : 국내의 경우 설계기준이 없고, 미국의 경우 NCMA, FHWA 설계기준이 제시되어 있음. 실제 현장에서 적용되는 보강토 옹벽의 경우 다단 보강토옹벽의 경우가 많은 실정이므로 이에 대한 설계기준 정립이 필요하다고 사료된다.

▶ 기타(비탈면)

- 지진시 깎기 비탈면 지하수위 및 기준 안전율 : 최근 건설공사 비탈면 설계기준(2011년)에서 지진시 깎기 비탈면 지하수위는 우기시와 동일하게 적용하고 F.S > 1.1 이상이면 안정한 것으로 제시하였으나, 실제 비탈면 안정해석시 우기시 조건으로 지하수위를 지표에 위치시키고, 지진관성력 함께 고려시 대부분 1.0 이하로 나타나고 있어 우기시가 아닌 지진시 비탈면 불안정에 의해 비탈면을 보강하는 경우가 발생할 수 있으며, 이는 실제 우기시 비탈면 붕괴의 경우는 장마, 태풍에 의한 2~3일간의 집중호우에 의해 발생되는 특성을 고려시 확률적으로 그 발생 가능성이 매우 희박하다고 판단되므로 이에 대한 연구개발이 필요하다고 사료된다.
- 우기시 깎기 비탈면 지하수위 결정 : 최근 건설공사 비탈면 설계기준(2011년)에서 우기시 깎기 비탈면 지하수위에 대해 설계계획빈도, 해당지역 강우강도, 강우지속시간을 고려 침투해석하며, 해석방법을 명확히 기술토록 제시하고 있으나, 강우 침투를 고려한 비탈면 안정해석시 확률빈도, 강우강도 및 지속시간을 어떻게 결정하느냐에 따라 해석결과가 큰 차이가 나며, 발주처 및 실무 담당자간의 이견의 소지가 크므로 이에 대해 보다 구제척이고 상세한 기준 및 해석방법에 대한 연구개발이 필요하다고 사료된다.

▶ 연약지반

- 구조물 중요도, 상부하중 등에 따른 연약지반 판정기준에 대한 통일된 설

계기준 정립이 필요하다고 사료된다.

▶ 계측관리의 표준화

- 계측기 설치 단면도
- 계측기 상세도
- 관리기준
- 계측빈도
- 계측기 사양
- 분석방법(장래침하량, 역해석, 확인지반조사시 분석법)

▶ 표준시방서와 설계기준의 일체화

2. 구조물별 설문조사

구조물별 설문조사는 상기 전반적인 설문조사에 대한 결과를 토대로 작성되었다.

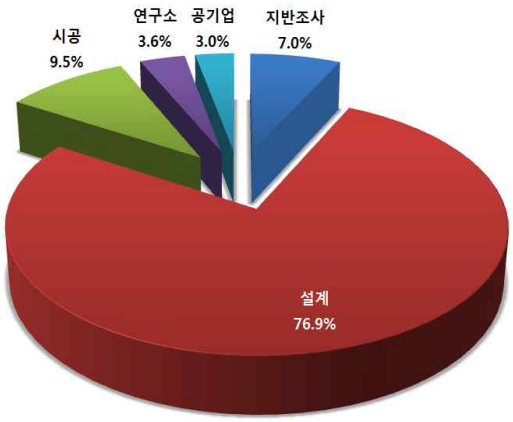
2.1 공통사항

설문응답자는 현재 국내의 설계회사, 시공사, 공공기업, 연구소 등에서 지반공학 분야에서 최소 4년~최대 30년까지 직무를 경험한 경력자들로 구성되었으며, 설문조사 기간은 2011년 11월~2012년 6월 까지 총 8개월이다.

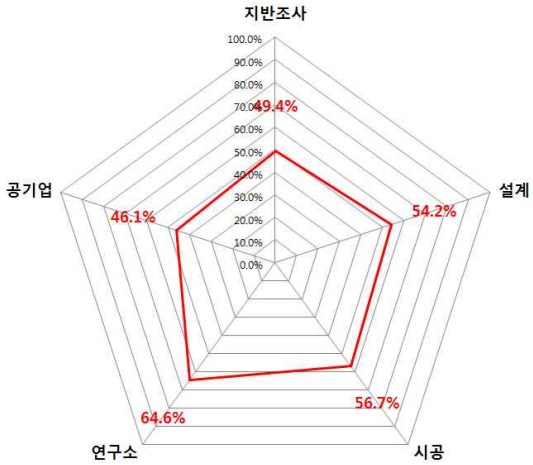
먼저, 응답자들의 구성에 대해 직무분야별 구성비 및 응답비율은 <표 3.144>, <그림 3.177>, <그림 3.178>과 같고, 직무경력별 구성비는 <표 3.145>과 같다.

<표 3.144> 직무분야별 구성비 및 응답비율

구분	지반조사	설계사	시공사	공기업	연구소	합계
응답자(인)	14	153	19	6	7	105
구성비율(%)	7.0	76.9	9.5	3.0	3.5	100
평균 응답비율(%)	49.4	54.2	56.7	46.1	64.6	-



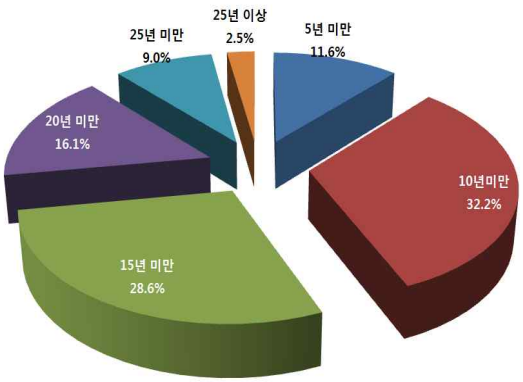
<그림 3.177> 직무분야별 구성비율



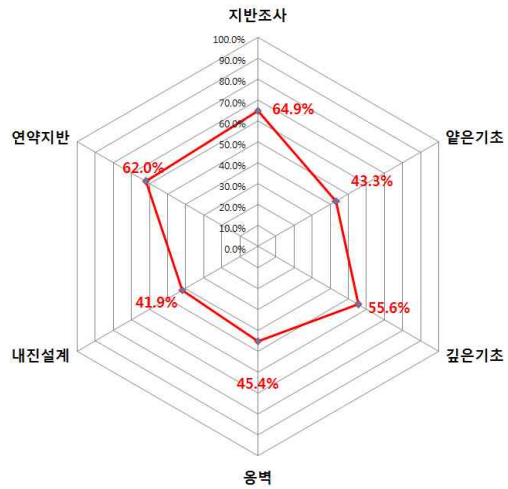
<그림 3.178> 직무분야별 응답비율

<표 3.145> 직무경력별 구성비

구분	5년 미만	10년 미만	15년 미만	20년 미만	25년 미만	25년 이상	합계
응답자(인)	23	64	57	32	18	5	199
구성비율(%)	11.6	32.2	28.6	16.1	9.0	2.5	100



<그림 3.179> 직무경력별 구성비율



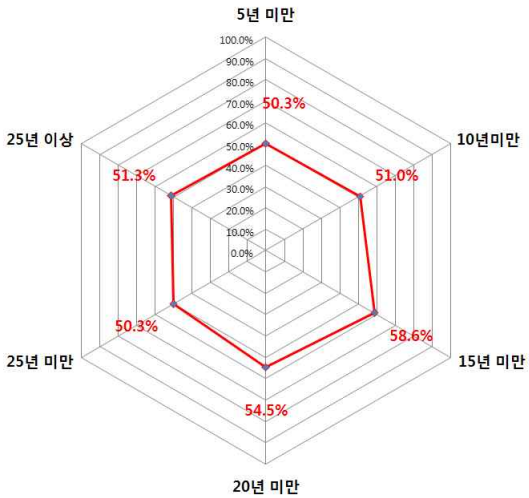
<그림 3.180> 구조물별 응답비율

<표 3.146> 구조물별 응답비율

구분	지반조사	얕은기초	깊은기초	옹벽	내진설계	연약지반	전체	평균
비율 (%)	64.9	43.3	55.6	45.4	41.9	62.0	53.6	52.2

<표 3.147> 직무경력별 평균 응답비율

직무경력	5년 미만	10년 미만	15년 미만	20년 미만	25년 미만	25년 이상
평균응답율 (%)	50.3	51.0	58.6	54.5	50.3	51.3



<그림 3.181> 직무경력별 평균 응답율

전체 설문문항(총 142문항)에 대한 전체 응답율은 53.6%로 나타났는데, 전체 응답율이 낮은 이유로는 설문조사의 범위가 지반조사, 기초(깊은, 얕은), 연약지반 개량, 옹벽, 내진설계의 매우 넓고 광범위한데 반해, 개인의 경험에는 한계가 있으므로 모든 분야에 대한 충분한 응답이 불가능한 것으로 분석된다.

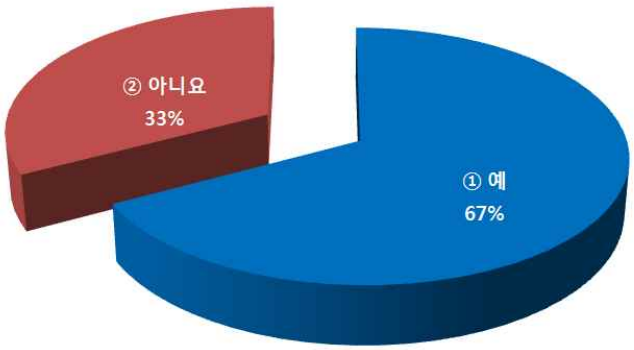
또한, 직무경력별 평균응답율을 살펴본 결과 경력이 15년 미만인 응답자군에서 평균 58.6%의 높은 응답율을 나타냈으며, 20년 미만(54.5%), 25년 이상(51.3%), 10년 미만(51.0%), 25년 미만(50.3%)순으로 전반적으로 50%이상의 응답율을 나타냈다.

2.2 지반조사

지반조사는 지반공학분야에 종사하는 대부분의 엔지니어들이 필수적으로 경험을 하는 분야로서, 대부분의 설계시 지반조사가 실시되며, 특히 구조물기초설계시에는 반드시 선행되어야한다. 이에 설문을 통해 지반조사분야에 대한 설계기준들의 상이점, 이로 인한 문제점 및 개선방안들에 대해 조사하였으며, 내용을 살펴보면 다음과 같다.

질 1) 『귀하께서는 설계기준별로 지반조사 기준이 다르다는 것을 알고 계십니까?』라는 질문에 『예』라고 응답한 비율이 67%, 『아니오』라는 응답은 33%로 나타났다.

구분	인원
① 예	129
② 아니요	63
소계	192

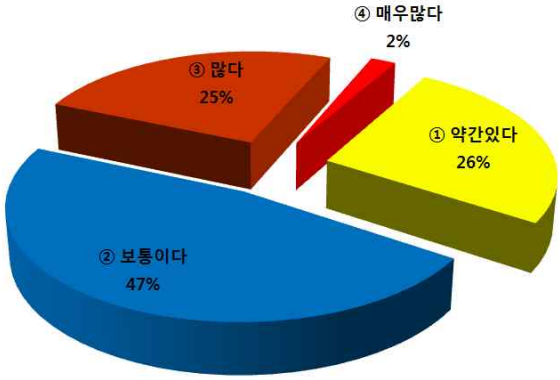


<그림 3.182> 지반조사 질문 1에 대한 결과

질 2) 『설계기준이 차이가 나는 부분에는 어떠한 것들이 있습니까?』라는 주관식 질문에는 대부분의 응답자가 『발주처별 조사기준 상이』, 『구조물의 종류에 따라 조사항목, 빈도, 심도 상이하다』는 의견을 나타내었다.

질 3) 『구조물기초 설계시 지반조사에 문제점이 있다라고 생각하십니까?』라는 질문에 『많다.』라고 응답한 비율이 25%였으며, 『약간 있다.』는 26%, 『보통이다.』는 47%, 『매우 많다』2%로 나타났다. 즉, 응답비율 53%로 과반수 이상의 응답자가 문제가 있다고 답변하였다.

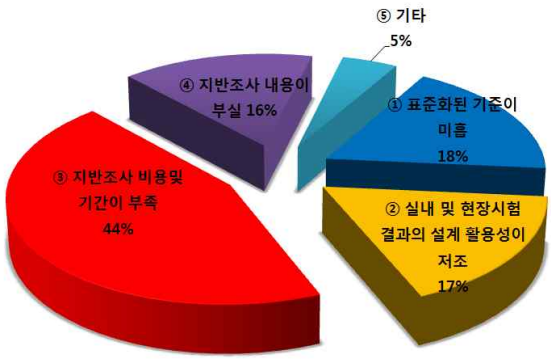
구분	인원
① 약간있다	51
② 보통이다	93
③ 많다	49
④ 매우많다	4
소계	197



<그림 3.183> 지반조사 질문 2, 3에 대한 결과

질 4) 『지반조사에 문제점이 있다면 어떤 점이라고 생각하십니까?(중복 가능)』라는 질문에는 『지반조사 비용(물량) 및 기간이 부족』이 44%로 가장 높은 응답 비율을 차지하였으며, 『표준화된 기준이 미흡』이 18%, 『실내 및 현장시험 결과의 설계 활용성이 저조』가 17%, 『지반조사 내용이 부실(지반조사 전문가 부족)』 16%의 순으로 나타났다.

구분	인원
① 표준화된 기준이 미흡	44
② 실내 및 현장시험 결과의 설계 활용성이 저조	42
③ 지반조사 비용(물량) 및 기간이 부족	108
④ 지반조사 내용이 부실(지반조사 전문가 부족).	38
⑤ 기타	11
소계	243

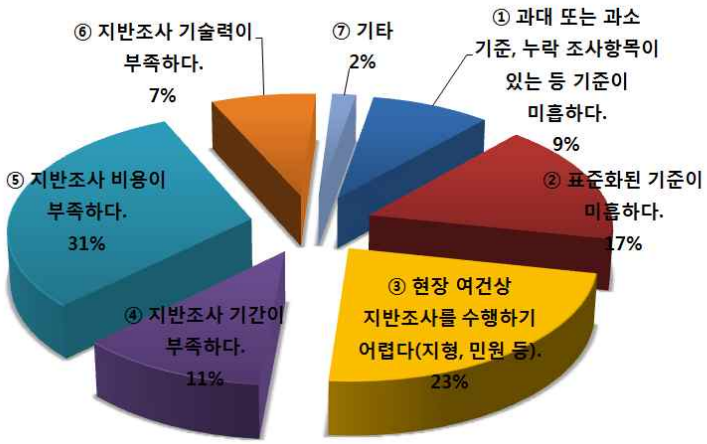


<그림 3.184> 지반조사 질문 4에 대한 결과

질 5) 『지반조사 문제점이 발생하는 원인은 무엇이라고 생각하십니까?(중복가능)』에는 『지반조사 비용이 부족하다.』가 31%, 『현장여건상 지반조사를 수행하기 어렵다.』가 23%, 『표준화된 기준이 미흡하다.』는 17% 등의 순으로 나타났다.

실제 현장여건상 지반조사를 수행하기 어려운 경우 설계에 대한 신뢰도가 상대적으로 낮아지므로, 문제점이 크게 발생 할것으로 예상되며 이에 대한 대책마련도 시급할 것으로 판단된다.

구분	인원
① 과대 또는 과소 기준, 누락 조사항목이 있는 등 기준이 미흡하다.	25
② 표준화된 기준이 미흡하다.	48
③ 현장 여건상 지반조사를 수행하기 어렵다(지형, 민원 등).	66
④ 지반조사 기간이 부족하다.	32
⑤ 지반조사 비용이 부족하다.	88
⑥ 지반조사 기술력이 부족하다.	22
⑦ 기타	5
소계	286



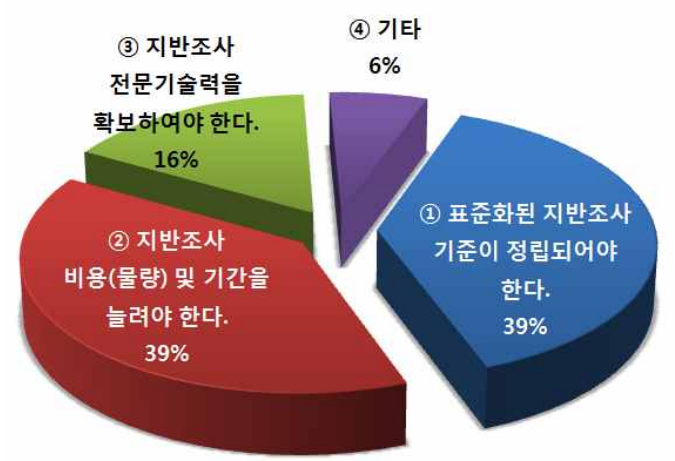
<그림 3.185> 지반조사 질문 5에 대한 결과

질 6) 『지반조사 문제점을 개선하기 위해 필요한 사항은 무엇이라고 생각하십니까?』라는 질문에 『표준화된 지반조사 기준이 정립되어야 한다.』와 『지반조사 비용(물량) 및 기간을 늘려야 한다.』가 39%로 가장 높았으며, 『지반조사 전문기술력을 확보하여야 한다.』라는 응답은 16%로 상대적으로 낮은 응답율을 보였다.

이는 표준화된 기준안에 조사비용과 조사기간에 대한 기준도 함께 정립할 수 있

어, 상기 지반조사 문제점의 주된 발생 요인인 불충분한 조사기간, 비용에 대한 개선이 가능 할 것이라는 기대가 표현된 것으로 분석된다.

구분	인원
① 표준화된 지반조사 기준이 정립되어야 한다.	99
② 지반조사 비용(물량) 및 기간을 늘려야 한다.	99
③ 지반조사 전문기술력을 확보하여야 한다.	41
④ 기타	16
소계	255



<그림 3.186> 지반조사 질문 6에 대한 결과

결론적으로, 지반조사 기준은 국내외별, 관리주체별, 구조물별 등으로 상이하고, 지반조사의 신뢰도를 높이는 가장 좋은 방법으로 조사수량을 가능한 극대화함으로서 보다 정밀한 결과를 얻는 것임을 인지함에도 불구하고, 소요비용 및 기간의 부족으로 인해 조사수량의 감소로 결과에 대한 신뢰도가 저하되는 점이 가장 큰 문제점으로 분석되었다. 이에 대한 개선방안으로는 조사수량, 비용, 기간 등에 대한 국내외적으로 공통되며, 표준화된 기준의 정립이 가장 시급한 것으로 조사되었다.

2.3 얕은 기초

얕은 기초의 경우 실제 설계자들이 설계시 적용하는 설계변수의 산정방법에 대한 질문을 통해 응답자들의 경향을 살펴보았으며, 추가적으로 설계기준의 표준화 정립에 대한 의견을 조사하였다.

질 1) 『얕은기초의 지지력 산정시 주로 이용하는 방법은 무엇이며, 적용하는 값은 어떤 값으로 결정합니까?(복수선택)』 라는 질문에는 각 항목에 대한 평균치, 하한치, 통계확률분석값 순으로 응답율이 나왔다.

<표 3.148> 얕은 기초 질문 1 지지력 산정방법에 대한 통계

구 분	평균치	상한치	하한치	통계	소계
① 기준지지력표 이용	52	2	29	10	93
② 표준관입시험결과 이용	95	2	43	10	150
③ 지지력이론에 의한 계산	62	3	90	10	165
④ 평판재하시험 등 현장시험에서 구한 시험허용지지력	61	1	28	10	100
합계	270	8	190	40	508

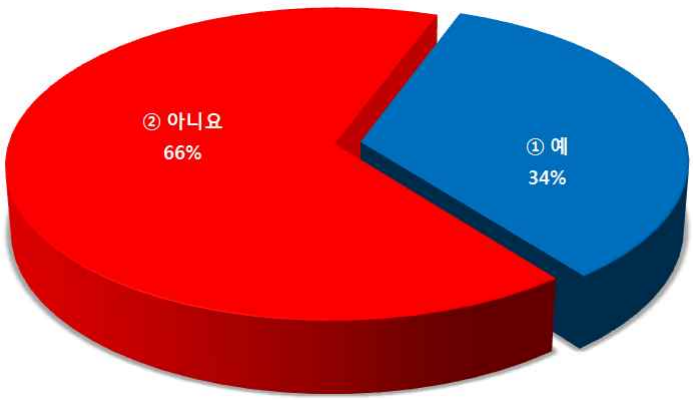
질 2) 『얕은 기초의 지반반력계수 산정 시 주로 이용하는 방법은 무엇이며, 적용하는 값은 어떤 값으로 결정합니까?(복수선택)』라는 질문에는 각 항목에 대한 평균치, 하한치를 이용하여 지반반력계수를 산정하는 것으로 나타났다.

<표 3.149> 얕은 기초 질문 2 지반반력계수 산정방법에 대한 통계

구 분	평균치	상한치	하한치	통계	소계
① 시추공내 수평재하시험	66	1	21	7	95
② 평판재하시험	70	1	18	5	94
③ 표준관입시험	112	1	32	5	150
④ 일축압축강도시험	80	0	18	4	102
⑤ 삼축압축강도시험	60	0	7	5	72
⑥ 문헌치	58	4	27	9	98
합계	446	7	123	35	611

질 3) 『얕은기초 설계 시 각 국내 설계기준마다 동일항목에 대한 기준 차이로 인하여 적용 시 어려움이 발생했던 적이 있습니까?』라는 질문에 34%의 응답자가 『예』라고 했으며, 66%의 응답자는 『아니오』로 답변하였다.

구분	인원
① 예	65
② 아니요	127
소계	192



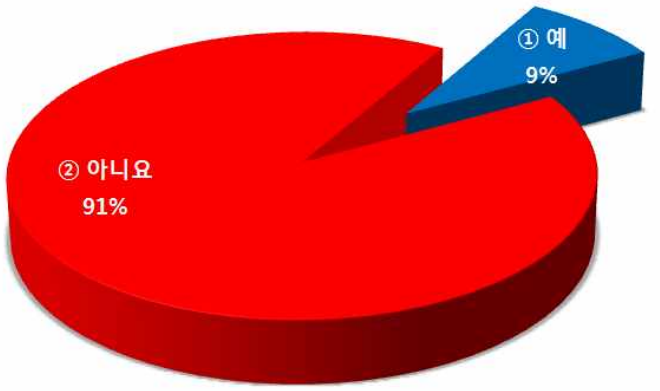
<그림 3.187> 얕은 기초 질문 3에 대한 결과

질 4) 『질 3)에서 “예”로 답하신 경우, 구체적으로 어떠한 항목이 해당됩니까?』 라는 주관식 질문에는 『허용침하량 기준이 명확하지 않음. 외국연구사례만 나열되어 있음』, 『허용침하량, 설계자 판단에 의해 결정토록 되어 있으며, 교량은 국내외 설계기준이 제시되어 있으나, 건축구조물(하수처리장 등), 암거, 옹벽 등은 결정 곤란함』, 『구조물에 대한 허용침하량 기준의 명시가 없음』, 『허용침하량과 변위등의 기준차이가 각 기준서마다 다소 차이가 있음. 구조물별로 통일된 기준이

필요한것으로 판단됨』 등 허용침하량과 변위 등의 기준이 미흡하다는 의견이 많았다.

질 5) 상대적으로 『외국 설계기준 적용 시 설계방법이 상이하거나 의미가 달라 혼란스러운 적이 있습니까?』라는 질문에는 『예』 9%, 『아니오』 91%로 답변하였다. 본 조사는 응답자 중 실제 외국의 설계기준을 적용해본 경험이 있는 응답자를 대상으로 조사되었으므로, 전체 대상자에 비해 상대적으로 적은 인원이 응답하였다. 이를 근거로 살펴보면, 상기 질 3)과 비교할 경우 상대적으로 외국의 설계기준이 통일화 혹은 표준화가 잘 되어있는 것으로 해석 될 수 있다.

구분	인원
① 예	14
② 아니요	147
소계	161

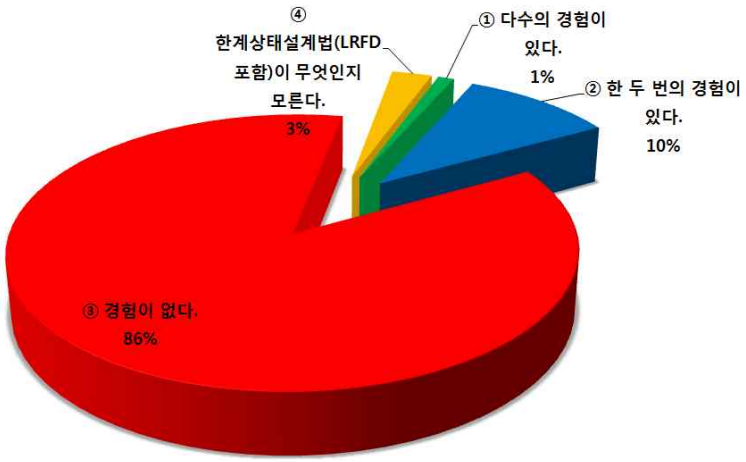


<그림 3.188> 얕은 기초 질문 4, 5에 대한 결과

질 6) 『외국 설계기준을 적용하였다면 그 설계기준의 명칭은 ?』 이라는 주관식 질문에 대한 답변으로는 『Bearing Capacity of Soils, FHWA, ACI, Canadian foundation engineering manual, BS 8004, AASHTO, Eurocode-7』 등의 기준들을 적용했던 것으로 나타났다.

질 7) 『귀하께서는 얕은기초 설계 시 한계상태설계법(LRFD 포함)으로 설계 및 검토를 하신 경험이 있습니까?』라는 질문에 86%의 응답자가 『경험이 없다.』라고 응답했으며, 11%가 『다수 및 한 두번의 경험이 있다.』라고 응답했다. 한계상태설계법(LRFD 포함)이 무엇인지 모른다.』 라는 응답도 3%로 나타났으며, 결론적으로 한계상태설계법의 경험이 없는 응답자가 89%에 이른다.

구분	인원
① 다수의 경험이 있다.	2
② 한 두 번의 경험이 있다.	19
③ 경험이 없다.	159
④ 한계상태설계법(LRFD 포함)이 무엇인지 모른다.	5
소계	185



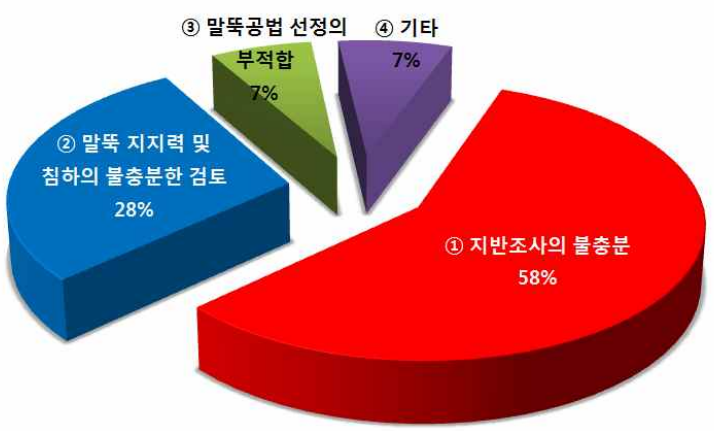
<그림 3.189> 얕은 기초 질문 6, 7에 대한 결과

2.4 깊은 기초

깊은 기초의 경우 지반조사와 마찬가지로 문제점에 대한 인식을 먼저 확인한 후 개선방안에 대한 의견을 조사하였다. 또한, 얕은 기초에서와 같이 외국의 기준에 대한 적용 경험여부를 통해 외국설계기준과 국내설계기준 적용시 어려움에 대한 의견을 조사하였다.

질 1) 『깊은기초 설계 시 문제점이 있다면 어떤 점이라고 생각하십니까?』라는 질문에 『지반조사의 불충분』이 58%로 가장 높게 나타났으며, 『말뚝 지지력 및 침하의 불충분한 검토』가 28%, 『말뚝공법 선정의 부적합』이 7%로 분석되었다. 기타로서는 재하시험이 부적절, 말뚝 머리 부근의 공내수평재하시험이 불충분하다는 등의 의견이 있었다.

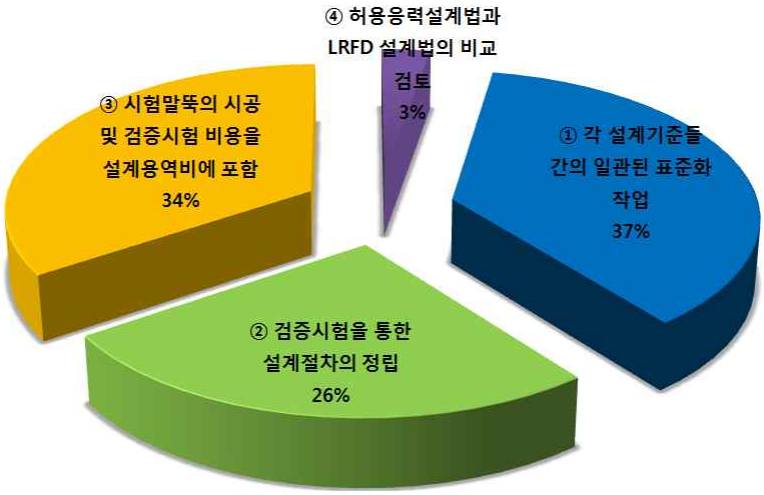
구분	인원
① 지반조사의 불충분	110
② 말뚝 지지력 및 침하의 불충분한 검토	55
③ 말뚝공법 선정의 부적합	13
④ 기타	14
소계	192



<그림 3.190> 깊은 기초 질문 1에 대한 결과

질 2) 『깊은 기초 설계를 개선하기 위해 가장 우선시 되어야 하는 사항은 무엇이라고 생각하십니까?(중복 가능)』라는 질문에는 『각 설계기준들 간의 일관된 표준화 작업』이 37%로 가장 높은 비율로 나타났으며,『시험말뚝의 시공 및 검증시험 비용을 설계용역비에 포함』 34%, 『검증시험을 통한 설계절차이 정립』 26%로 나타났으며, 『허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교 검토』가 3%로 조사되었다.

구분	인원
① 각 설계기준들 간의 일관된 표준화 작업	139
② 검증시험을 통한 설계절차의 정립	99
③ 시험말뚝의 시공 및 검증시험 비용을 설계용역비에 포함	130
④ 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교 검토	11
소계	379

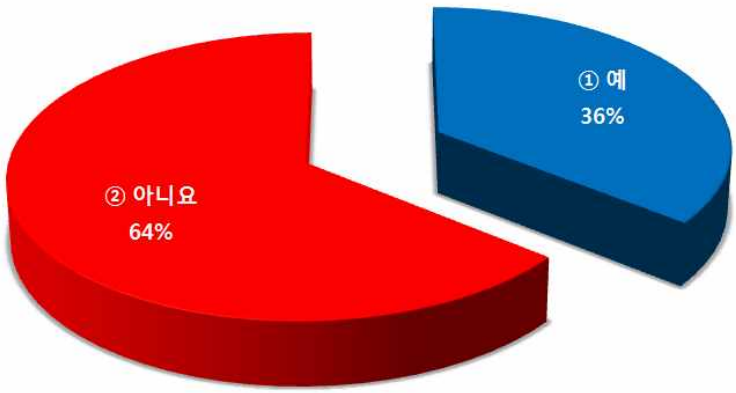


<그림 3.191> 깊은 기초 질문 2에 대한 결과

상기 질 1)과 질 2)의 응답 내용으로 미루어볼 때, 깊은 기초 설계시 지반조사의 필수항목인 시험말뚝의 시공 및 검증 시험 등에 대한 비용 부족이 원인이 되어 지반조사에 대한 신뢰도가 낮아지게 되는 것을 가장 큰 문제점으로 분석되며, 이를 위한 개선책으로는 설계기준들의 표준화 정립을 통해 현장시험에 대한 비용 및 기간 등에 대한 정량적 정립이 마련되어야 할 것으로 판단된다.

질 3) 『깊은기초 설계 시 각 국내 설계기준마다 동일항목에 대한 기준 차이로 인하여 적용 시 어려움이 발생했던 적이 있습니까?』라는 질문에 『예』가 36%, 『아니오』가 64%로 나타났다. 이러한 경향은 얕은 기초와 마찬가지로서 깊은 기초 설계시에도 국내설계기준의 차이가 크다는 것을 의미한다.

구분	인원
① 예	65
② 아니요	117
소계	182

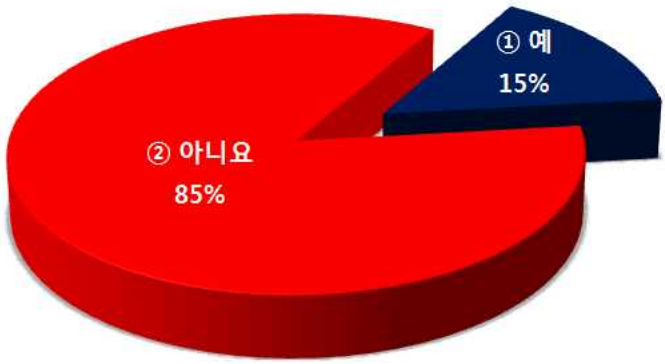


<그림 3.192> 깊은 기초 질문 3에 대한 결과

질 4) 『질 3)을 “예”로 답하신 경우, 구체적으로 어떠한 항목이 해당됩니까?』라는 질문에는 『안전율(수평지지력), 군말뚝 고려시 상이, 지반반력계수 산정시 N치에 의한 방법, 주면마찰력 계수값이 기준마다 상이, 일본건설성기준과 혼용되는 상황이므로 정립 필요』, 『검토계산식이 너무 다양하다. 외국기준 인용이 아닌 국내시험, 시공을 반영한 국내기준 정립필요』, 『안전율 제외한 대부분의 기준이 다르게 표현』 등의 구체적인 사례를 비추어 의견을 나타냈다.

질 5) 『외국 설계기준 적용시 기준이 상이하거나 의미가 달라 혼란스러운 적이 있습니까?』라는 질문에는 『예』 15%, 『아니오』 85%로 조사되었다.

구분	인원
① 예	24
② 아니요	137
소계	161



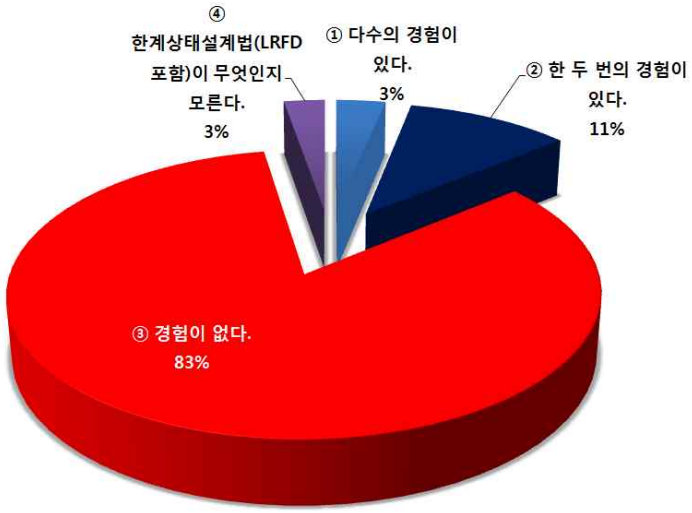
<그림 3.193> 깊은 기초 질문 4, 5에 대한 결과

질 6) 『외국 설계기준을 적용하였다면 그 설계기준의 명칭은 ?』라는 주관식 질문에는 Design and Construction of Driven Pile Foundation, Canadian Geotechnical Society, FHWA, Foundation engineering manual, Eurocode7, BS8001, Design of pile foundation, AASHTO LRFD 등의 다양한 기준들을 사용해 왔던 것으로 나타났다.

질 7) 『귀하께서는 깊은기초 설계시 한계상태설계법(LRFD 포함)으로 설계 및 검토를 하신 경험이 있습니까?』라는 질문에는 83%가 『경험이 없다.』라고 응답하였으며, 『다수 및 한 두 번의 경험이 있다.』라고 응답한 비율은 14%로 나타났다. 얕은기초와 마찬가지로 86%의 응답자가 한계상태설계법에 대한 경험이 없는 것

으로 나타났다.

구분	인원
① 다수의 경험이 있다.	6
② 한 두 번의 경험이 있다.	20
③ 경험이 없다.	155
④ 한계상태설계법(LRFD 포함)이 무엇인지 모른다.	5
소계	186



<그림 3.194> 깊은 기초 질문 6, 7에 대한 결과

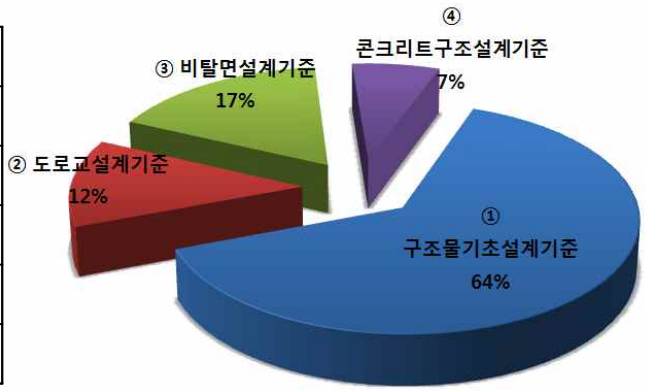
2.5 옹벽

옹벽의 경우는 본 설문조사 응답율이 45.4%로 낮게 나온 분야이다. 그 원인 중 한가지로는 실제 옹벽 설계시 건축 혹은 구조공학자들에 의해 수행되는 경우가 많기 때문인 것으로 파악된다. 즉 상대적으로 지반공학자들의 실무 참여도가 낮아지게 되며, 이에 따라 이해도도 떨어지게 되어, 설문의 응답율도 낮아진 것으로 추정된다.

옹벽의 적용분야는 매우 광범위하므로 설계기준도 국내외적으로 매우 다양하다. 즉, 보강토 옹벽, RC옹벽, 석축 등에서 부터 흙막이 가시설의 지하연속벽, H-Pile 토류벽 등 까지를 예로 들 수 있으며, 이에 대한 설계기준도 관리주체별, 옹벽의 재료별 등으로 구분되어 진다.

질 1) 『귀하께서 옹벽 설계 시 주로 적용하는 국내 설계기준은 무엇입니까?(중복 가능)』라는 질문에 『구조물기초설계기준』 64%, 『비탈면 설계기준』 17%, 『도로교 설계기준』 12%, 『콘크리트구조설계기준』 7%로 나타났다. 지반공학자들을 대상으로 한 설문조사이므로, 구조공학자들이 주로 사용하는 콘크리트 및 도로교 설계기준의 비율이 상대적으로 낮게 나타난 것으로 분석된다.

구분	인원
① 구조물기초설계기준	151
② 도로교설계기준	30
③ 비탈면설계기준	40
④ 콘크리트구조설계기준	16
소계	237

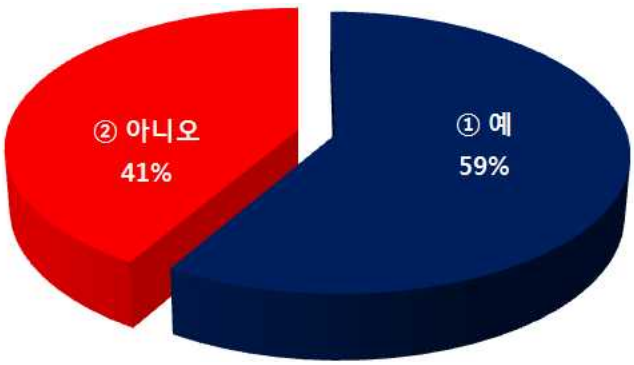


<그림 3.195> 옹벽 질문 1에 대한 결과

질 2) 『옹벽 설계 및 안정성 검토 시 지반정수 값이 없을 경우 어떤 값을 적용하여 설계 및 안정성 검토를 수행하십니까?』라는 주관식 답변으로, 『유사사례조사 및 자료 분석, 문헌자료 분석 및 적용, 경험값, 표준관입시험 N치를 이용한 추정치』 등의 방법을 통해 안정성 검토를 수행하는 것으로 분석되었다.

질 3) 『옹벽 안정성 해석 프로그램을 사용하여 구조계산하지 않고 "옹벽표준도"를 적용한 적이 있습니까?』라는 질문에 『예』 59%, 『아니오』 41%로 응답율이 나타났다.

구분	인원
① 예	92
② 아니요	65
소계	157



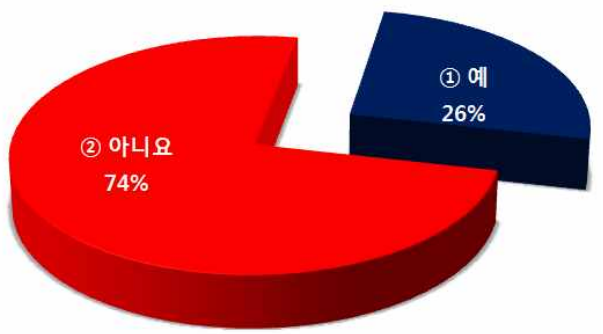
<그림 3.196> 옹벽 질문 3에 대한 결과

질 4) 『현재 관리주체(국토해양부, 농림부, LH공사 등)에 따라 옹벽표준도가 상이한데, 이를 통일화할 수 있는 방안이 있다면 기술하여 주시기 바랍니다.』라는 주관식 질문에 대한 답변으로는, 『국토해양부에서 검토하여 표준화 작업, 국토해양부에서 설계기준을 마련하여 배포, 지반상태에 따른 옹벽형식과 제한, 지반현황 및 옹벽높이 기준으로 정립, 통합기구를 통한 표준화, 연구를 통한 기준 제시』 등의 통일화 방안과 『옹벽표준도를 적용하는 것은 바람직하지 않다고 생각함, 표준도 삭제』 등으로 상반된 의견으로 나뉘었다.

질 3)과 질 4)의 설문조사내용 결과, 실제 지반공학자들의 옹벽안정성에 대해 구조계산을 통해 수행하는 경우가 적다는 것을 의미하며, 지반을 구성하는 지반의 종류, 지하수위 및 높이 등 매우 다양한 조건에 따라 옹벽의 설계도가 달라져야 함에도 불구하고, 옹벽 설계도의 획일적인 적용에 대하여 심층적으로 고려해야 한다는 것으로도 해석 될 수 있다.

질 5) 『각 국내 설계기준마다 동일 항목에 대한 기준 차이로 인하여 적용시 어려움이 발생했던 적이 있습니까?』 질문에 『예』라고 답변한 비율이 26%, 『아니오』라는 답변이 74%로 나타났다. 마찬가지로 옹벽의 설계시에도 국내설계기준들간의 차이점이 많은 것으로 분석된다.

구분	인원
① 예	37
② 아니요	107
소계	144



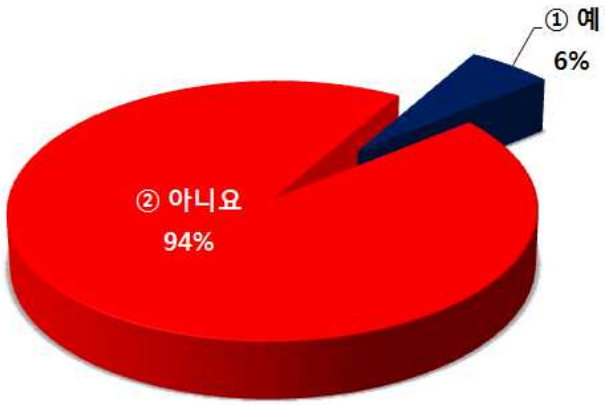
<그림 3.197> 옹벽 질문 5에 대한 결과

질 6) 『질 5) 항목을 “예”로 답하신 경우, 구체적으로 어떠한 항목이 해당됩니까?』라는 질문에 『최근 개정된 건설공사비탈면설계기준과 보강토옹벽의 전도 안전율 기준, 수직보강재 기준이 상이함』, 『활동, 전도, 전반활동 검토시 적용안전율

상이』, 『콘크리트 옹벽, 보강토 옹벽, 석축 쌓기 등 옹벽 종류별로 계산방법과 허용기준이 세분화되어야 한다고 생각함』 등의 의견을 나타내었다. 앞서 말한 바와 같이 옹벽의 종류가 매우 다양하고, 각각의 설계방법이 다르기 때문에 더욱 많은 의견이 나온 것으로 판단된다.

질 7) 『외국 설계기준 적용시 용어가 차이나거나 의미가 달라 혼란스러운 적이 있습니까?』라는 질문에는 『예』 6%, 『아니오』 94%로 응답했으며, 이는 국내설계기준에 비해 외국설계기준이 상대적으로 표준화 정립이 잘 되어있는 것으로 분석된다.

구분	인원
① 예	8
② 아니요	129
소계	137

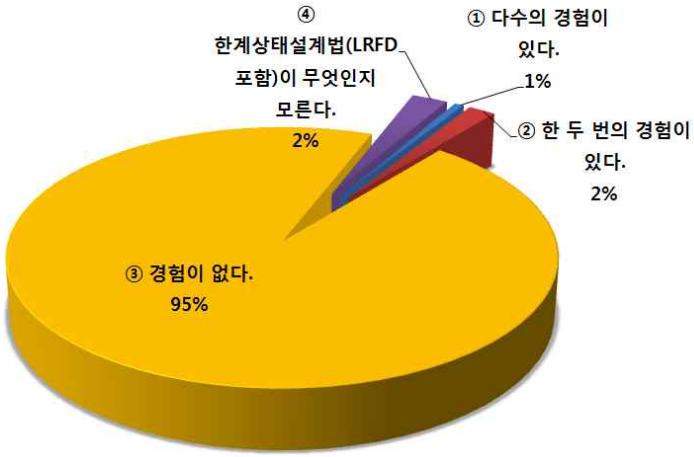


<그림 3.198> 옹벽 질문 7에 대한 결과

질 8) 『외국 설계기준을 적용하였다면 그 설계기준의 명칭은 ?』라는 질문에 『NCMA, FHWA, USACE, ACI』 등의 주로 미국에서 정한 기준을 적용했던 것으로 나타났다.

질 9) 『귀하께서는 옹벽 설계 시 한계상태설계법(LRFD 포함)으로 설계 또는 검토를 하신 경험이 있습니까?』라는 질문에는 응답자의 95%가 『경험이 없다』라고 응답했다.

구분	인원
① 다수의 경험이 있다.	1
② 한 두 번의 경험이 있다.	3
③ 경험이 없다.	155
④ 한계상태설계법(LRFD 포함)이 무엇인지 모른다.	4
소계	163

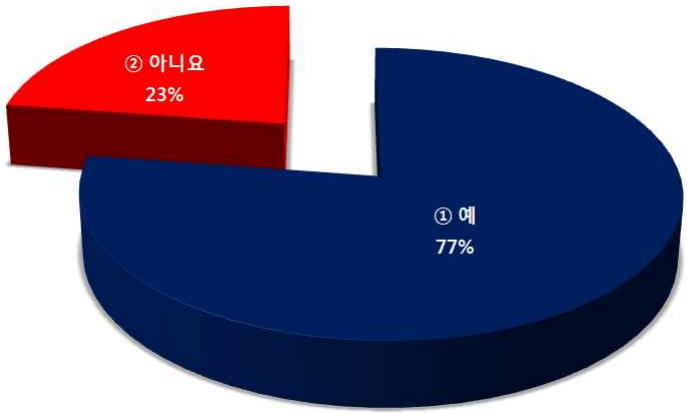


<그림 3.199> 옹벽 질문 9에 대한 결과

2.6 내진설계

질 1) 『귀하께서는 구조물의 내진설계를 수행한 경험이 있습니까?』라는 질문에 77%의 응답자들이 『예』라고 응답하였으며, 23%의 응답자가 『아니오』라고 응답하였다.

구분	인원
① 예	140
② 아니요	41
소계	181



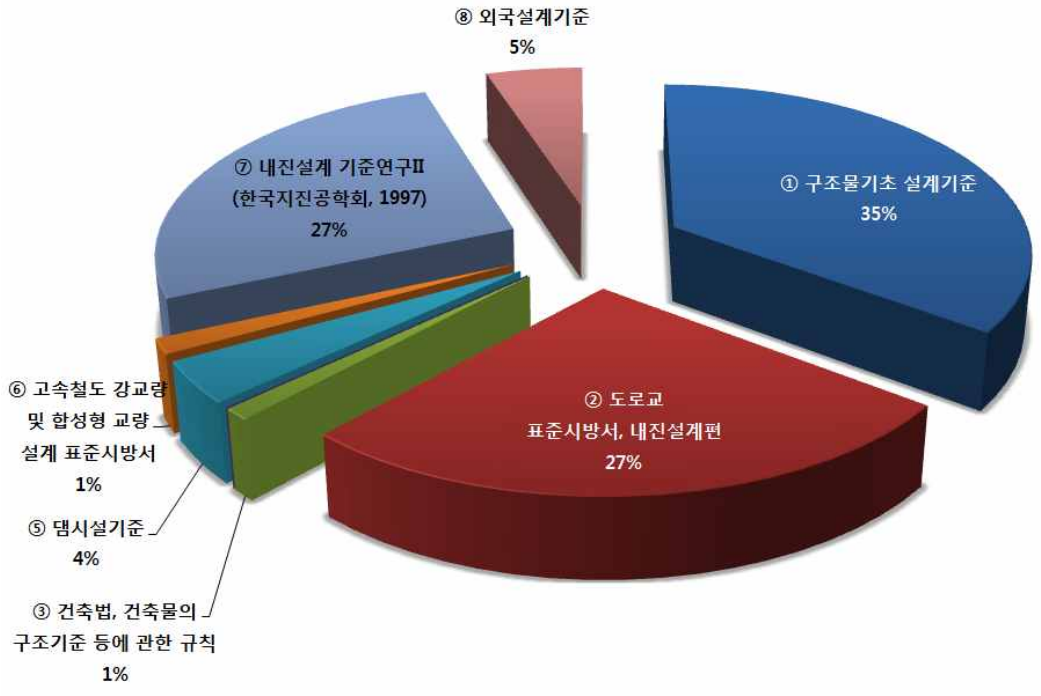
<그림 3.200> 내진설계 질문 1에 대한 결과

질 2) 『질 1) 문항에 예로 답하신 경우, 주로 어떤 구조물에 대하여 내진설계를 수행한 경험이 있으십니까?(중복 가능)』라는 질문에 『도로, 교량』이 32%로 가장 높은 비율을 차지했으며, 『터널』 17%, 『고속철도』 11%, 『항만』 11%, 『댐,

제방』, 『원자로 및 관계시설』 및 『플랜트』가 각각 10%, 7%, 5%의 비율로 나타났다. 본 응답율은 응답자의 실무경험을 바탕으로 작성된 것이므로, 국내 지반공학분야의 실제적인 실무의 범위가 잘 표현된 것으로 해석되며, 터널의 경우 근래에는 공사물량이 줄어들고, 대신 교량으로 대체되면서 지반공학자들의 실무경험도 자연히 줄어들게 되는 경향을 보이는 것으로 판단되며, 고속철도의 경우 경부고속철도, 호남고속철도 등의 영향이 큰 것으로 보인다. 또한, 교량의 경우 도로교량과 철도교량이 포함된 것이므로 응답율이 높게 나타난 것으로 분석된다. 결론적으로, 내진설계는 지반공학분야에 있어 매우 광범위하게 적용되고 있는 것으로 해석된다.

질 3) 『귀하께서 내진설계 시 주로 적용하는 설계기준은 무엇입니까?(중복 가능)』라는 질문에 『구조물기초 설계기준』 35%, 『내진설계기준연구』,『도로교 표준시방서, 내진설계편』 27%등의 순으로 응답하였다. 본 응답율을 상기 질 2)의 응답율과 연계적으로 분석해보면, 『구조물기초설계기준』이 타 설계기준에 비해 상대적으로 많이 적용된 것으로 나타났다.

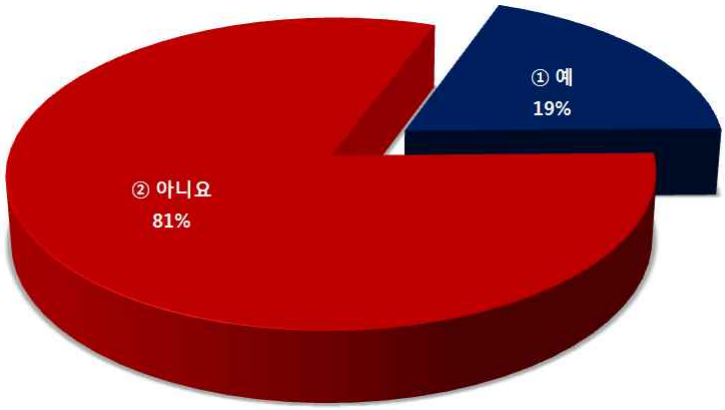
구분	인원
① 구조물기초 설계기준	98
② 도로교 표준시방서, 내진설계편	74
③ 건축법, 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙	3
④ 원자력법, 원자력법 시행령, 경수로형 원자력발전소 안전심사 지침서	0
⑤ 댐시설기준	11
⑥ 고속철도 강교량 및 합성형 교량 설계 표준시방서	4
⑦ 내진설계 기준연구II (한국지진공학회, 1997)	74
⑧ 외국설계기준	14
⑨ 기타	12
소계	290



<그림 3.201> 내진설계 질문 3에 대한 결과

질 4) 『내진설계시 각 국내 설계기준마다 동일항목에 대한 기준이 상이하여 적용시 어려움이 발생했던 적이 있습니까?』라는 질문에 『예』 19%, 『아니오』 81%로 응답하였다.

구분	인원
① 예	28
② 아니요	118
소계	146

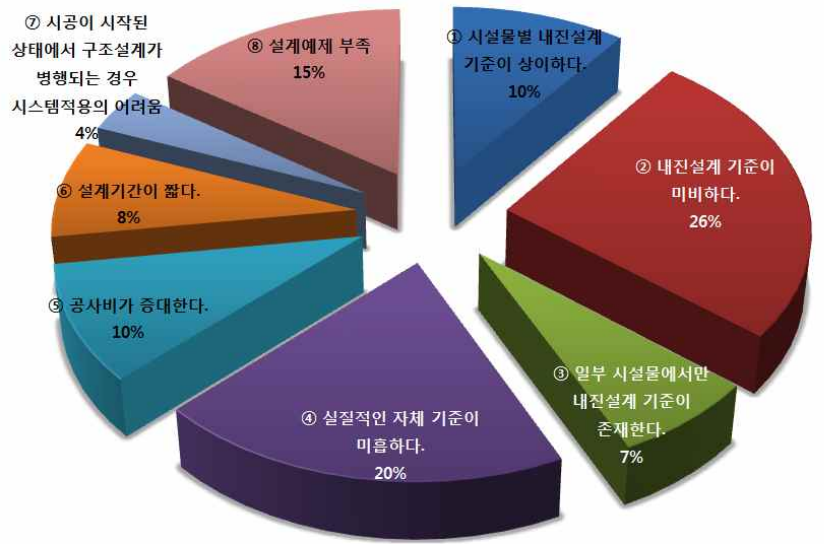


<그림 3.202> 내진설계 질문 4에 대한 결과

질 5) 『질 4) 항목을 "예"로 답하신 경우, 구체적으로 어떠한 항목이 해당됩니까?』라는 주관식 질문에는 『구조물기초가 설치된 지반의 지반계수 적용방법』,

『기준마다 내진등급에 관한 규정 미흡』, 『변위기준이 명확치 않음, 가시설의 내진기준 없음』 등으로 국내설계기준들의 미흡한 점을 나타내었다.

질 6) 『현재 내진설계 적용의 문제점이 있다면 어떤 점이라고 생각하십니까?』라는 질문에 『내진설계 기준이 미비하다』 26%, 『실질적인 자체 기준이 미흡하다』 20%, 『설계예제 부족』 15% 순으로 응답하였으며, 이는 61%의 응답자가 내진설계기준에 대한 구체적인 기준이 미흡하다는 점을 지적한 것으로 분석된다.

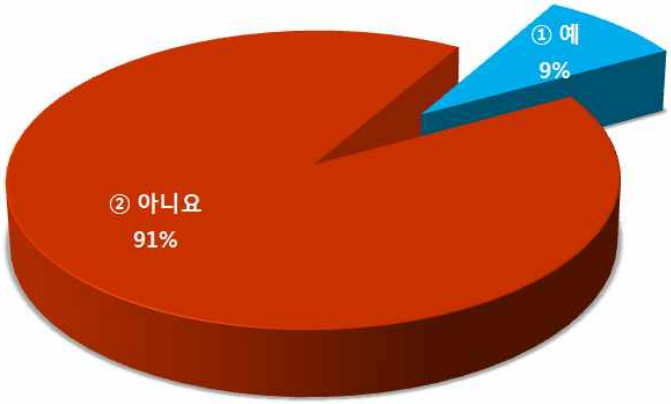


<그림 3.203> 내진설계 질문 6에 대한 결과

질 7) 『내진설계 시 문제점을 개선하기 위해 필요한 사항은 무엇이라고 생각하십니까?』라는 주관식 질문에 지진관련자료의 DB가 구축되어 있지 않고, 설계절차 정립 부재를 개선사항이라 응답하였으며 이를 위해 『지진관련자료 DB구축』, 『설계기준 표준화』라는 개선방안을 제시하였다.

질 8) 『외국 설계기준 적용시 기준이 차이가 나거나 의미가 달라 혼란스러운 적이 있습니까?』라는 질문에 『예』 9%, 『아니오』 91%로 응답하여, 외국설계기준이 비해 국내설계기준의 차이가 큰 것으로 분석된다.

구분	인원
① 예	10
② 아니요	106
소계	116

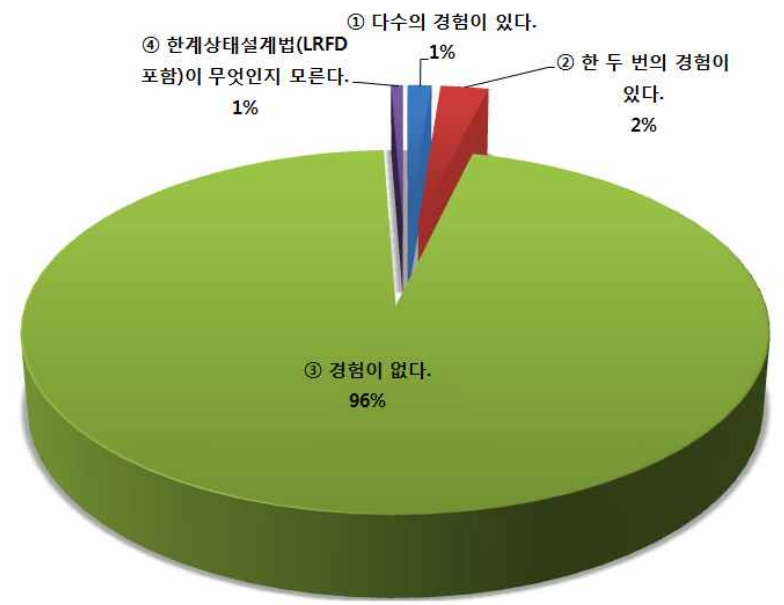


<그림 3.204> 내진설계 질문 8에 대한 결과

질 9) 『외국 설계기준을 적용하였다면 그 설계기준의 명칭은?』라는 주관식 질문에는 『AASHTO, LRFD, 일본 도로교 시방서, Eurocode』 등으로 응답하였으며, 해외 여러 나라의 기준들을 적용한 것으로 분석된다.

질 10) 『귀하께서는 내진설계시 한계상태설계법(LRFD 포함)으로 설계를 하신 경험이 있습니까?』라는 질문에 3%의 응답자만이 『다수 및 한 두 번의 경험이 있다』라고 응답했으며, 97%가 『경험이 없다』라고 응답하였다.

구분	인원
① 다수의 경험이 있다.	2
② 한 두 번의 경험이 있다.	4
③ 경험이 없다.	153
④ 한계상태설계법(LRFD 포함)이 무엇인지 모른다.	1
소계	160

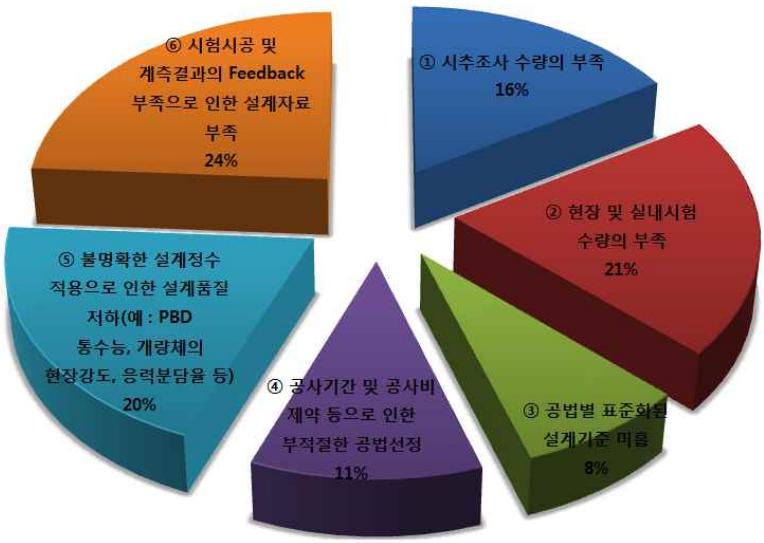


<그림 3.205> 내진설계 질문 10에 대한 결과

2.7 연약지반 개량

질 1) 『현재 연약지반개량 설계 시 문제점 있다면 어떤 점이라고 생각하십니까?(중복 가능)』라는 질문에 『시험시공 및 계측결과의 feed-back 부족으로 인한 설계자료 부족』 24%, 『현장 및 실내시험 수량의 부족』 21%, 『불명확한 설계정수 적용으로 인한 설계품질 저하』 20%,『공법별 표준화된 설계기준 미흡』 9%로 총 74%의 응답자가 설계 자료 및 기준이 미흡한 것이 문제점이라고 응답하였다.

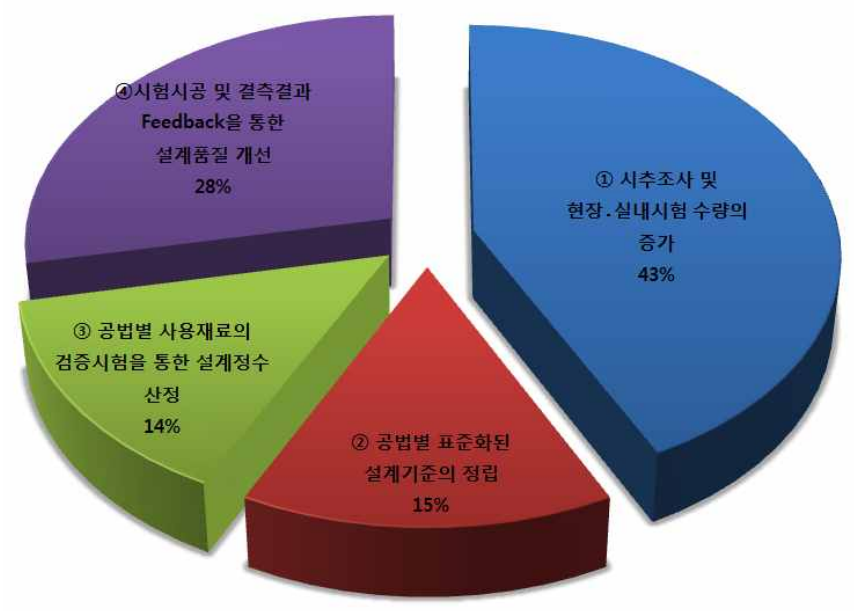
구분	인원
① 시추조사 수량의 부족	68
② 현장 및 실내시험 수량의 부족	85
③ 공법별 표준화된 설계기준 미흡	34
④ 공사기간 및 공사비 제약 등으로 인한 부적절한 공법선정	46
⑤ 불명확한 설계정수 적용으로 인한 설계품질 저하(예 : PBD 통수능, 개량체의 현장강도, 응력분담율 등)	83
⑥ 시험시공 및 계측결과의 Feedback 부족으로 인한 설계자료 부족	100
소계	416



<그림 3.206> 연약지반 질문 1에 대한 결과

질2) 『연약지반개량 설계를 개선하기 위해 우선시 되어야 하는 사항은 무엇이라고 생각하십니까?(중복 가능)』라는 질문에는 『시추조사 및 현장, 실내시험 수량의 증가』가 43%로 가장 높게 나타났으며, 『시험시공 및 계측결과 feed-back을 통한 설계품질 개선』이 28%로 높게 나타났다. 이는 지반공학분야에 있어 현장시험 및 조사가 매우 중요한 역할을 하고 있음을 재확인 한 것으로서, 이에 대한 기준마련이 시급함을 나타낸다.

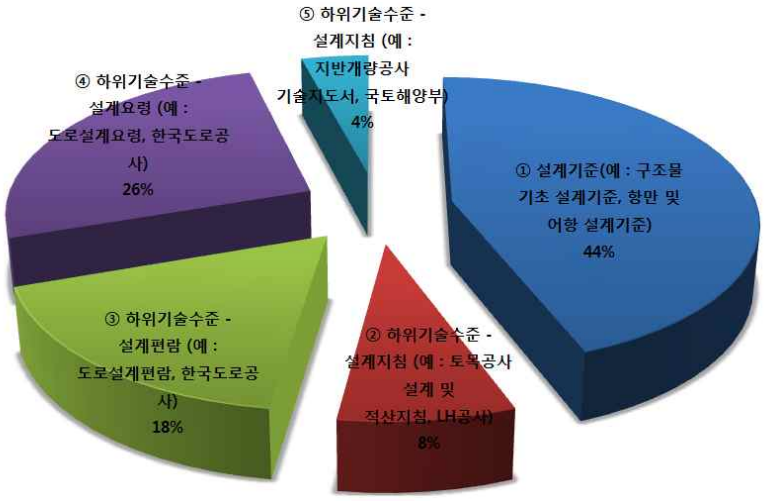
구분	인원
① 시추조사 및 현장・실내시험 수량의 증가	156
② 공법별 표준화된 설계기준의 정립	54
③ 공법별 사용재료의 검증시험을 통한 설계정수 산정	53
④시험시공 및 결측결과 Feedback을 통한 설계품질 개선	103
소계	366



<그림 3.207> 연약지반 질문 2에 대한 결과

질 3) 『연약지반개량 설계시 주로 이용하는 설계기준은 무엇입니까?(중복 가능)』라는 질문에 『설계기준(예 : 구조물 기초 설계기준, 항만 및 어항 설계기준)』이 44%로 높은 비율을 차지하였으며, 『하위기술수준 - 설계요령 (예 : 도로설계요령, 한국도로공사)』가 26%, 『하위기술수준 - 설계편람 (예 : 도로설계편람, 한국도로공사)』가 18% 등의 순으로 나타났다.

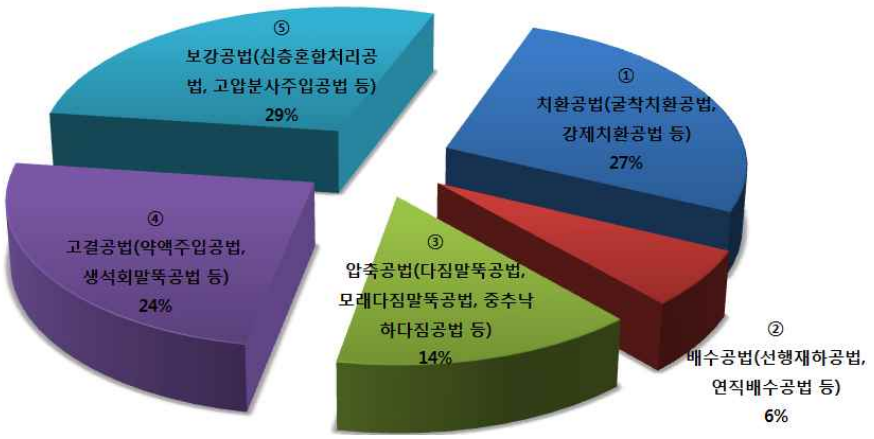
구분	인원
① 설계기준(예 : 구조물 기초 설계기준, 항만 및 어항 설계기준)	151
② 하위기술수준 - 설계지침 (예 : 토목공사 설계 및 적산지침, LH공사)	27
③ 하위기술수준 - 설계편람 (예 : 도로설계편람, 한국도로공사)	60
④ 하위기술수준 - 설계요령 (예 : 도로설계요령, 한국도로공사)	89
⑤ 하위기술수준 - 설계지침 (예 : 지반개량공사 기술지도서, 국토해양부)	14
소계	341



<그림 3.208> 연약지반 질문 3에 대한 결과

질 4) 『연약지반개량공법 중 설계기준이 명확하지 않아 설계에 어려움이 있는 공법이 있습니까?(중복 가능)』라는 질문에 『보강공법』 29%, 『치환공법』 27%, 『고결공법』이 각각 24% 등의 순으로 큰 변동없이 나타났다. 즉, 대부분의 공법들에서 설계기준의 미흡점이 있다고 나타낸 것이다.

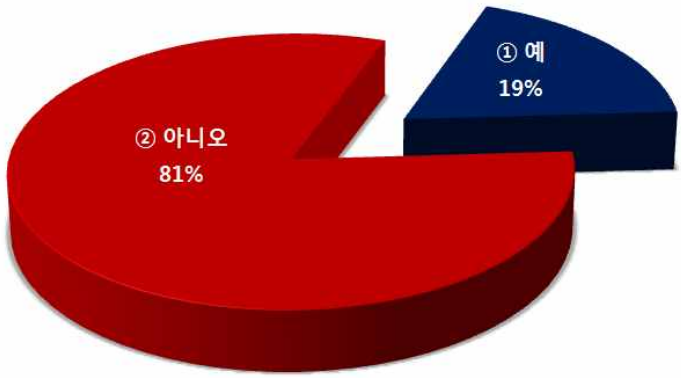
구분	인원
① 치환공법(굴착치환공법, 강제치환공법 등)	76
② 배수공법(선행재하공법, 연직배수공법 등)	18
③ 압축공법(다짐말뚝공법, 모래다짐말뚝공법, 중추낙하다짐공법 등)	41
④ 고결공법(약액주입공법, 생석회말뚝공법 등)	69
⑤ 보강공법(심층혼합처리공법, 고압분사주입공법 등)	81
소계	285



<그림 3.209> 연약지반 질문 4에 대한 결과

질 5) 『연약지반개량설계 시 각 국내 설계기준마다 동일항목에 대한 기준 차이로 인하여 적용 시 어려움이 발생했던 적이 있습니까?』라는 질문에 『예』가 19%, 『아니오』가 81%로 응답하였다.

구분	인원
① 예	30
② 아니오	132
소계	162

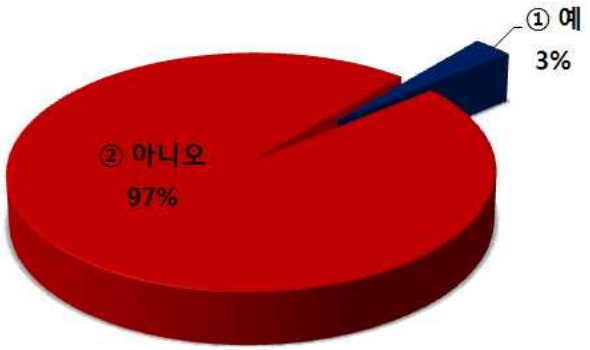


<그림 3.210> 연약지반 질문 5에 대한 결과

질 6) 『질 5) 항목을 "예"로 답하신 경우, 구체적으로 어떠한 항목이 해당됩니까?』라는 주관식 질문에 『심층혼합처리공법에 대한 설계법이 미비함』, 『응력분담비, 하중재하에 따른 C_v값 변경』, 『옹벽분담비(다짐말뚝), 배수재길이가 길때의 대책, 배수재 변형조건별 통수능』 등의 의견이 나타났다.

질 7) 『외국 설계기준 적용시 기준이 상이하거나 의미가 달라 혼란스러운 적이 있습니까?』라는 질문에 97%의 대부분 응답자들이 『아니오』로 대답하였으며, 불과 3%만이 『예』라고 응답하였다.

구분	인원
① 예	4
② 아니오	132
소계	136

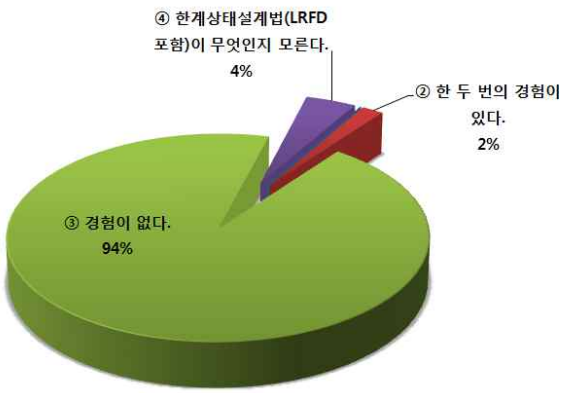


<그림 3.211> 연약지반 질문 7에 대한 결과

질 8) 『외국 설계기준을 적용하였다면 그 설계기준의 명칭은 ?』라는 주관식 질문에는 『일본 해상공사에서의 심층혼합처리공법 설계매뉴얼(2008년)』, 『BS en 146:2005』으로 답변되었다.

질 9) 『귀하께서는 연약지반개량설계 시 한계상태설계법(LRFD 포함)으로 설계 및 검토를 하신 경험이 있습니까?』라는 질문에는 94%의 응답자가 『경험이 없다』로 나타났으며, 『한 두 번의 경험이 있다』와 『한계상태설계법이 무엇인지 모른다』가 2%와 4%로 나타났다.

구분	인원
① 다수의 경험이 있다.	0
② 한 두 번의 경험이 있다.	3
③ 경험이 없다.	153
④ 한계상태설계법(LRFD 포함)이 무엇인지 모른다.	7
소계	163



<그림 3.212> 연약지반 질문 9에 대한 결과

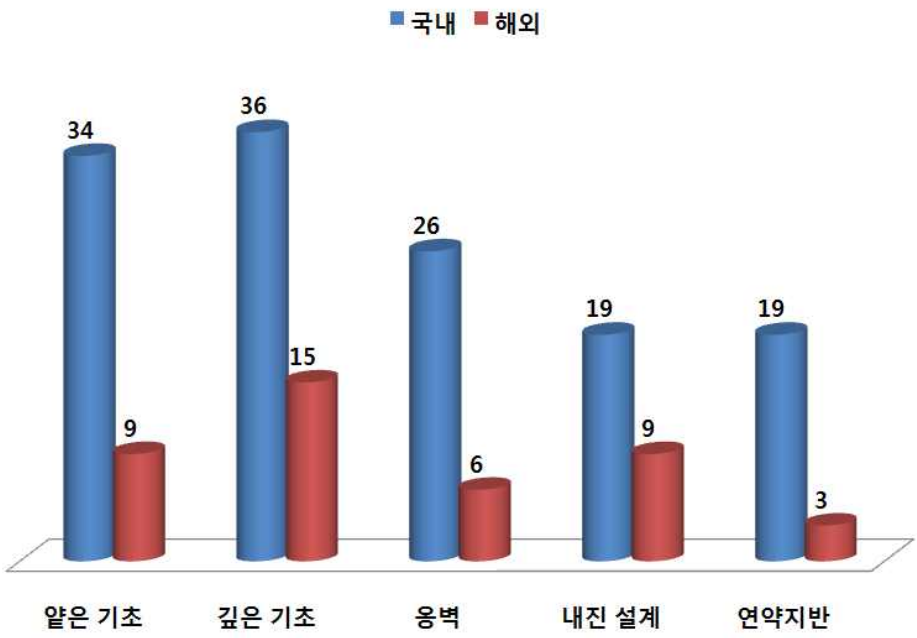
3. 고찰

본 설문조사를 통해 몇 가지 공통된 사항을 정리하였다.

국내설계기준과 외국의 설계기준 적용시 각 설계기준별 동일항목에 대한 이해 및 기준 상이로 인해 설계적용시 혼란이 발생했는지의 질문에 대해, 간략히 정리하면 <표 3.150>과 같다.

<표 3.150> 설계기준별 동일항목에 대한 차이로 인한 설계적용 혼란 여부

구 분	국내		국외	
	예(%)	아니오(%)	예(%)	아니오(%)
얕은 기초	34	66	9	91
깊은 기초	36	64	15	85
옹벽	26	74	6	94
내진 설계	19	81	9	91
연약지반 개량	19	81	3	97



<그림 3.213> 국내 VS 국외 설계기준 적용성 혼란여부 차이

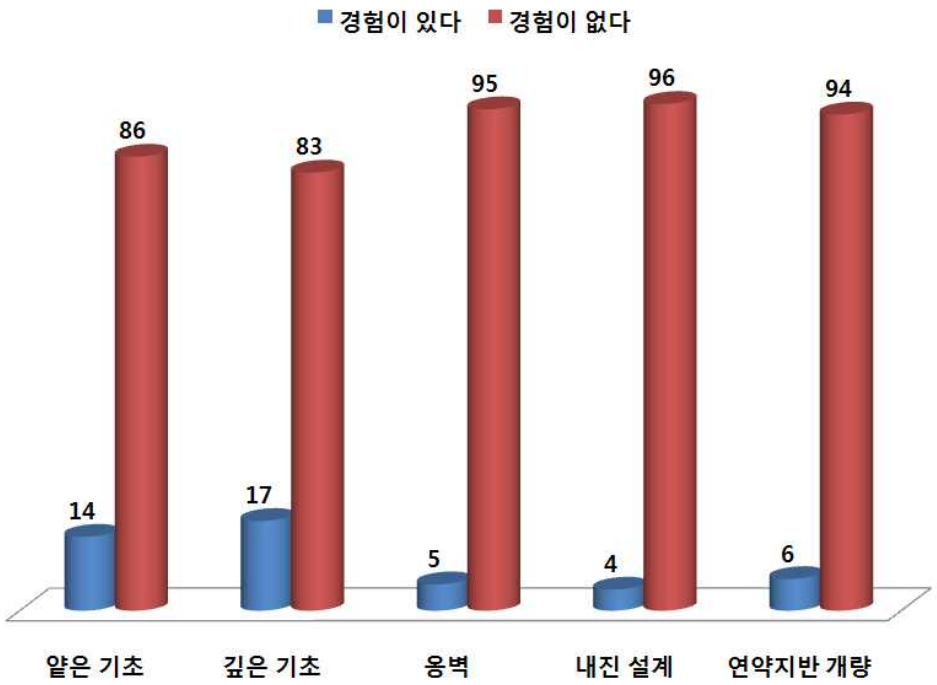
상기 <표 3.167>와 <그림 3.213>의 결과 국내설계기준이 해외설계기준에 비해

동일항목에 대한 이해도와 적용성 차이가 매우 높은 것으로 나타났다. 국내의 경우 구조물별, 관리주체별, 재료별 등으로 설계기준이 세분화 되어 있다는 점에서 각각의 현장 및 구조물에 맞는 맞춤형 설계가 가능하다는 장점이 있으나, 동일항목에 관해서는 서로 다른 기준으로 인해 설계가들의 혼란을 야기하는 것으로 해석된다. 이를 위한 개선방안으로 응답자들 대부분의 의견인 동일항목에 관해서는 설계기준의 표준화 정립이 필요한 실정이다.

또한 현재 해외에서 주로 사용하고 있는 한계상태설계법(LRFD 포함)을 이용한 설계 경험 유무에 관한 질문에 대해 간략히 정리하면 <표 3.151>와 같다.

<표 3.151> 한계상태설계법(LRFD 포함)의 설계경험이 있는지 여부

구 분	경험이 있다(%)	경험이 없다(%)
얕은 기초	14	86
깊은 기초	17	83
옹벽	5	95
내진 설계	4	96
연약지반 개량	6	94



<그림 3.214> LRFD의 적용경험 유무

상기 <표 3.151>와 <그림 3.214>의 결과, 응답자들 대부분이 한계상태설계법(LRFD 포함)에 대한 경험이 없는 것으로 나타났으며, 이로 인해 해외공사 혹은 국내공사에서 해외의 발주처 혹은 CM사의 요구에 의한 설계를 재수행해야 하는 경우가 빈번히 발생하고 있어, 경제성 및 시공성 등에서 매우 불리한 입장이 되고 있다. 따라서, 대부분의 응답자들은 국내설계기준의 표준화 정립시에 한계상태설계법(LRFD 포함)을 이용하는 방안에 대해 매우 긍정적인 입장을 취하고 있는 것을 조사되었다.

4. 3차년도 설문조사 결과분석

3차년도 설문조사는 한계상태설계법을 직접 설계, 시공 분야에서 경험했거나, 현재 연구소 및 대학에서 강의를 경험한바 있는 전문가그룹을 대상을 실시하였다. 총 15명으로 경력, 대상구조물별로 정리하면 <표 3.152>와 같다.

<표 3.152 > 설문조사 대상 전문가 그룹의 기본 사항

구분	구성비				
연령대	30대(2명) : 13.3%	40대(7명) : 46.6%	50대(6명) : 40.0%	합계(15명) : 100%	
직무 분야	설계(8명) : 53.3%	시공(2명) : 13.3%	학・연(5명) : 30.0%	합계(15명) : 100%	
적용 구조물	옹벽(2명) : 13.3%	기초(4명) : 26.6%	연약지반(2명) : 13.3%	기타(7명) : 46.6%	합계(15명) : 100%

본 설문조사의 목적은 실제 한계상태설계법의 국내 적용성 및 저변확대를 위해 실제 경험자들에게 애로사항 및 개선방안을 도출하기 위해 진행한 것으로, 약 4시간에 걸친 자문회의 및 토론도 함께 진행하였다. 또한 전체 총 18항의 질의 중 객관식 9항, 주관식 9항으로 구성하였으며, 응답자의 경험적 의견을 수렴하기 위해 기존 설문에 비해 주관식 비중을 높였다. 설문조사 결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

4.1 설문조사 결과 분석

질의 1) 『한계상태설계법 국내 도입시 설계 시공기술자들이 받아들이기 어려운 점에 대하여 어떠한 방법으로 대처해야 하는지?』에 대한 답변으로는 『협회나 학회에서 주관하는 세미나, 기술교육에 참가한다.』 26.7%, 『계속 교육 등을 통하여 지속적인 교육프로그램을 학회에서 수립하여 반영한다.』 20.0%와 기타 40.0%로는 대학의 수업시간 할당 등으로 조사되었으며, 전체적으로 교육을 통해 개선 및 대처방안을 마련해야 할 것으로 분석되었다.

질의 2) 『설계(또는 시공) 경험상 Eurocode, LRFD 등의 한계상태설계법에서 어느 방법이 경제적인 설계법으로 판단되는지?』라는 질의에서는 AASHTO LRFD, Eurocode 순으로 답변이 높았으나, 대상 구조물별로 차이가 많고, Eurocode의 경우 Design Approach 1,2,3별로 부분계수가 다르므로 명확한 판단이 어렵다는 의견이 지배적인 것으로 조사되었다.

질의 3) 『설계(또는 시공) 경험상 Eurocode, LRFD 등의 한계상태설계법에서 어느 방법이 설계나 시공기술자들이 사용하기에 편리한지?(편리하다는 의미는 설계(또는 시공)의 설계편의성, 안정성, 실용성, 공공성도 확보되어야 함)』라는 질의에 대해서는 AASHTO LRFD 31%, Eurocode 15%, 허용응력설계법 39%로 조사되었다. 아직까지 국내 한계상태설계법의 적용성이 낮은 관계로 보수적인 허용응력설계법에 대한 선호도가 높은 것으로 나타났다.

질의 4) 『국내 한계상태설계법 제정시 외국 건설시장 중 동남아시아, 유럽, 아프리카 등에서 수요가 있어 Eurocode를 사용한 설계법의 국내 도입이 필요하다는 의견도 있습니다. 이에 대한 의견을 나타내주시기 바랍니다.』에서는 『Eurocode외의 장단점을 비교하여 기술자에 맞는 설계법을 도입한다.』라는 의견이 가장 높은 31%로 나타났으며, 『국내 건설시장이 어려우므로 외국 건설시장 진입을 위한 Eurocode를 도입해야 한다.』는 23%로 조사되었다. 또한 기타로 AASHTO LRFD와 Eurocode 두가지 모두를 수용할 수 있는 설계법 도입이 필요하다는 의견으로 외국건설시장의 수요에 맞게 각각 적용할 수 있도록 하는 체계를 마련해야 한다는 의견으로 모아졌다.



<그림 3.215> 질의 3) 답변내용



<그림 3.216> 질의 4) 답변내용

질의 5) 『국내에서 콘크리트설계기준은 Eurocode를 기반으로 제정되어 ISO 인증까지 획득하여 국제적인 기준이 되었습니다. 공무원이나 지반분야가 아닌 기술자 중에 교량의 상부구조가 Eurocode를 적용하였으면 하부구조도 동일한 code를 적용해야 기술자들의 혼란이 적다는 의견도 있습니다. 이에 대한 의견을 나타내주시기 바랍니다.』라는 질의에서는 전체 응답자가 『점진적인 검토 및 연구를 통해 상부와 하부가 동일한 code를 적용하는 것이 바람직하다.』고 의견을 모았다.

질의 6) 『지반구조물(깊은기초 포함)의 설계 시 수행하는 지반조사 및 방법의 문제점 및 한계점을 기입해 주시기 바랍니다.』에서는 지반조사의 비용 및 기간, 현장시험의 데이터 부족 등이 문제점으로 조사되었으며, 주로 SPT 시험에 의존하는 경향이 높다는 한계점을 제시하였다. 즉, SPT시험의 변동성(조사자의 역량, 지반의 층별 분류, 암반지반에서의 SPT 값의 의미 불명 등)이 큼에도 불구하고, 검증 없이 설계에 적용되는 점 등으로 응답하였다.

질의 7) 『본 연구에서는 연약지반개량공법에 의한 구조물 기초 설계기준이 한계상태설계법으로 전환될 경우에는 현행 허용응력설계법보다 최소 150% 정도의 안전여유가 상향되어야 할 것으로 예상되었습니다. 이에 대한 의견은 말씀해 주십시오.』라는 질의에는 『연구에 반영된 설계/시공사례(6개소)가 다소 부족하므로 더 많은 설계/시공사례를 수집하여 검토할 필요가 있다.』가 46%로 나타났으며, 『연약지반개량공법을 기초로 사용하는 구조물은 비교적 중요성이 낮으며, 침하를 수반

하는 것을 전제하므로 사회적 합의를 통하여 목표신뢰도지수를 하향함으로써 부분계수를 적절히 조정할 필요가 있다.』가 13%의 순으로 조사되었다. 이는 본 연구와 더불어 향후 지속적인 연구를 통해 하중, 저항 및 부분계수를 산정해야 한다는 의미로 보여지며, 현재까지 진행되지 않은 분야에 대한 연구의 필요성을 강조한 것으로 분석되었다.

- 보기 -

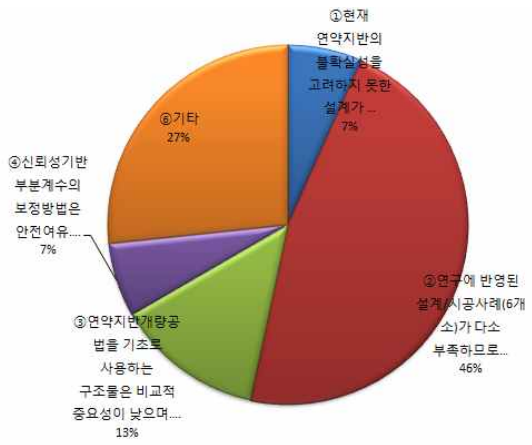
(1) 현재 연약지반의 불확실성을 고려하지 못한 설계가 이루어지고 있으므로 안전여유가 상향되는 것은 당연하다.

(2) 연구에 반영된 설계/시공사례(6개소)가 다소 부족하므로 더 많은 설계/시공사례를 수집하여 검토할 필요가 있다.

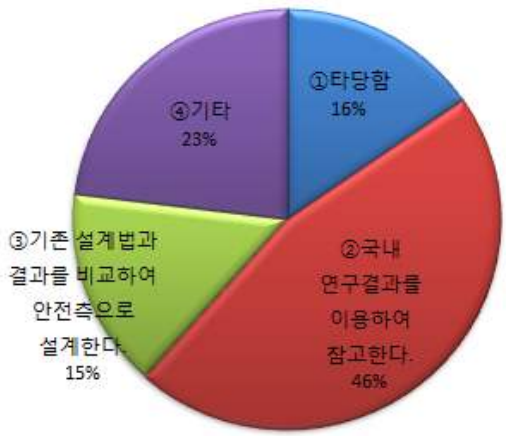
(3) 연약지반개량공법을 기초로 사용하는 구조물은 비교적 중요성이 낮으며, 침하를 수반하는 것을 전제하므로 사회적 합의를 통하여 목표신뢰도지수를 하향함으로써 부분계수를 적절히 조정할 필요가 있다.

(4) 신뢰성기반 부분계수의 보정방법은 안전여유를 과다하게 상향시켜야 하므로 현행 허용응력설계법의 안전여유 수준에 맞는 부분계수를 보정하여 사용하는 것이 합리적이다.

(5) 현행 허용응력설계법의 안전여유 수준을 크게 벗어나는 것은 경제성에서 큰 문제가 발생되므로 연약지반개량공법에 관한 설계기준은 보류되어야 할 것으로 판단된다.



<그림 3.217> 질의 7) 답변 내용



<그림 3.218> 질의 8) 답변 내용

질의 8) 『한계상태설계법을 활용한 얕은기초, 깊은기초 설계시 국내 현장에 해외 코드에서 제시하는 설계법을 적용하거나 하중계수 및 저항계수를 그대로 적용하는 것이 타당하다고 사료되는지요? 그렇지 않다면 사유는 무엇입니까?』라는 질의에는 『국내 연구결과를 이용하여 참고한다.』가 46%로 가장 높게 조사되었으며, 『기존 설계법과 결과를 비교하여 안전측으로 설계한다.』 15%, 『타당하다』가 16%로 나타났다. 전체적으로 국내 연구결과와 기존 설계법과 비교하여 적용하는 것이 타당하다는 의견을 나타냈다. 기타의 경우도 보완하여 적용하는 것이 타당하다는 의견으로 조사되었다.

질의 9) 『지반조사, 얕은기초, 깊은기초, 연약지반, 옹벽에 대한 한계상태설계법 표준화 지침(안)을 작성하는데 있어 필요한 고려사항을 기술해주시기 바랍니다.』라는 질의에서는 『지반조사 자료의 신뢰성 구축, 국내에 적용 가능한 하중, 저항 및 부분계수를 산정해야 한다.』라는 의견으로 전체 조사자가 유사한 응답을 하였으며, 이는 실제 지반조사의 중요성을 다시 한번 강조하는 것으로 분석되었다.

4.2 고찰

본 설문조사는 한계상태설계법을 직접 접해본 산학연 전문가 15명을 대상으로 2014년도 2월부터 4월까지 실시한 것으로서, 한계상태설계법 적용을 위한 저변확대 방안 및 애로 사항 등에 대한 의견을 수렴하였다. 또한, 본 연구 결과에 대해서도 자문을 통해 다양한 의견을 제시하였다.

현재까지 국내 구조물 설계시 한계상태설계법 적용은 인천대교 등의 교량 구조물 위주로 진행되어왔으며, 지반분야에서는 생소한 것으로 나타났으며, 실무적용에는 다소의 시간이 필요한 것으로 보인다. 학계에서는 한계상태설계법을 전공수업으로 진행할 필요성을 제시하였으며, 설계 및 시공사의 경우 지속적인 교육이 필요하며, 학회 및 전담교육기관을 통해 교육이 이루어지길 기대하고 있다.

또한, 기존 허용응력설계법 대비 안전여유를 결정하는 하중, 저항 및 부분계수 등에 대한 연구가 계속되길 희망하고 있으며, 점진적인 확대를 통해 보다 경제성 및 안전성을 향상시킬 수 있기를 기대하고 있다.

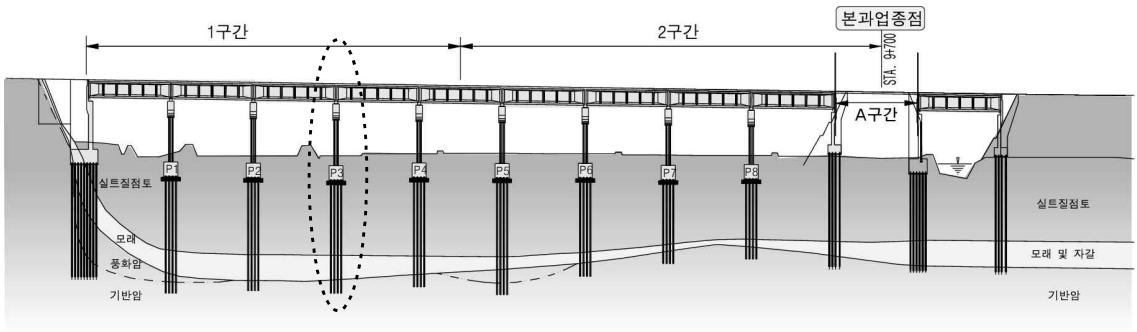
제 5 절 구조물별 한계상태 설계 적용

본 절에서는 한계상태설계법의 적용성 평가를 위해서 LRFD 설계법, 부분안전계수법을 이용하여 실제 설계사례를 중심으로 비교 분석하였다. 한계상태설계법의 경우 제3절에서 보정된 저항계수 및 부분안전계수를 이용하여 하중에 대한 저항의 능력이 구조물 기초의 요구성능을 만족하는지를 평가하는 과정을 기술하였다.

1. 깊은기초

국내 연구에서 개발된 저항계수 및 Eurocode의 부분안전계수를 적용하여 항타강관말뚝 실제 교량기초를 대상으로 LRFD와 부분안전계수법을 이용한 설계를 수행하였다. 본 설계 중 LRFD 설계는 국내 연구성과의 저항계수를 이용하여 기존 연구결과(한국건설기술연구원, 2008)를 참고하였고, 부분안전계수법은 Eurocode에서 제시하고 있는 하중계수 및 재료계수를 적용하였다.

1.1 대상교량 및 설계현황



<그림 3.219> ○○교 종단면도

본 연구에서 설계에 적용된 ○○교는 전라남도 ○○군에 위치하는 총 연장 390m, 폭 24m, 왕복 4차로 해안 접속도로 교량으로서 경간장 35m의 9경간 P.S.C Beam교이다. 8기의 교각과 양쪽 2기의 교대는 모두 항타강관말뚝으로 구성되었으며, 이 중 시추조사 위치와 가장 근접하고 지층 상태 분석이 용이한 P3 교각 기초를 대상으로 하였다.(그림 3.219)

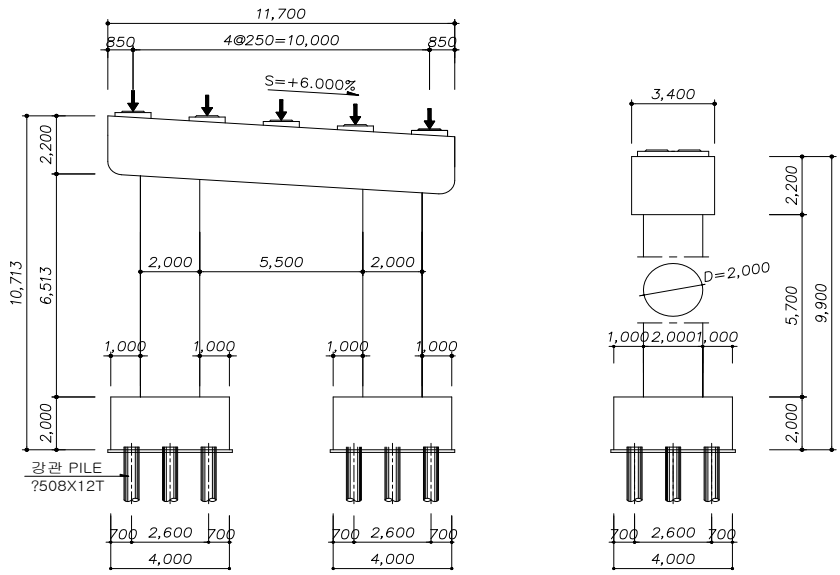
○○교가 위치한 구간의 지반은 지형에 따라 매립층, 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층으로 구성되어 있으며, 전반적으로 연약점성토와 하부 퇴적층이 발달한 특성을 보

이고 있다. 매립층은 모래와 자갈섞인 점토 및 모래섞인 점토, 모래섞인 점토질 실트로 구성되어 있고, 퇴적층은 점토, 자갈섞인 점토질 모래, 실트(점토)섞인 자갈질 모래, 모래섞인 자갈, 모래와 실트섞인 자갈이 교호하며 나타났다. 풍화토층은 주로 실트질 모래로 구성되었으며 기반암층은 코어회수율과 RQD가 낮은 풍화암층의 특성을 나타내었다. 말뚝기초 지지력 설계에 적용된 P3 교각 근처에서 실시된 심도별 시추조사 결과는 <표 3.153>과 같다. 말뚝 길이가 14.3m 이므로 본 항타강관말뚝은 풍화암층에 0.5m 근입된 경우임을 알 수 있다.

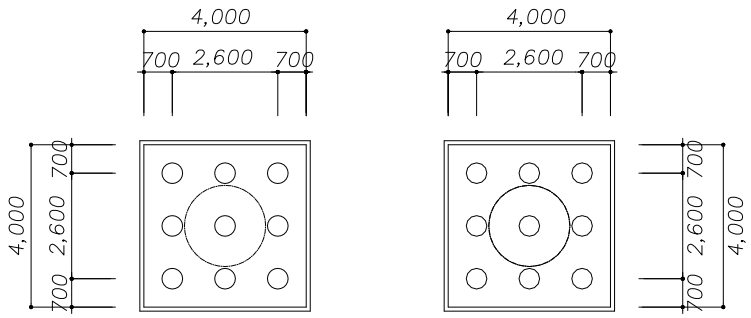
<표 3.153> P3 교각 위치 시추조사 결과

심도(m)	층후(m)	토 질 층		SPT N 값	단위중량(γ_{sub}) (kN/cm3)
0~5.0	5.0	퇴적층(1)	점 토	2/30	6.86
5.0~10.2	5.2	퇴적층(2)	자갈섞인 점토질 모래	15/30	8.82
10.2~13.8	3.6	풍화토	실트질 모래	30/30	9.80
13.8~	0.5	풍화암	풍화암	50	20.0

교각 P3의 제원 및 말뚝 배치형태는 <그림 3.220>, <그림 3.221>과 같다. 교각은 π형 교각으로서 상부의 하중이 양쪽 기둥으로 양분되어 하부로 전달되게 하였다. 교각 하부로 전달된 하중은 항타강관말뚝으로서 지지되며, 상세 말뚝 제원은 <표 3.154>와 같다.



<그림 3.220> ○○교 교각 제원



<그림 3.221> ○○교 P3 교각 말뚝 배치도

<표 3.154> 항타강관말뚝 제원

말뚝 직경(㎜)	말뚝 두께*(㎜)	말뚝 길이(m)	푸팅 당 말뚝 수(배치)
508	12	14.3	9 (3×3)

1.2 설계하중 산정

말뚝 설계를 위해서 P3 교각의 양쪽 기둥에 각각 작용하는 하중을 푸팅 저면에서 집계한 결과는 <표 3.155>와 같다. 사하중은 구조물 자중 및 2차 고정하중(포장, 연석 등)을 적용하였고 활하중은 차량하중 DB-24, DL-24를 적용하였다. ○○교의

경우 연직력이 지배적으로 작용하고 상대적으로 수평력과 모멘트는 영향이 작은 하중조건이다.

<표 3.155> 푸팅 저면에서의 하중 분포

구 분	상부 사하중(D)	상부 활하중(L)	Footing 자중	모멘트 증가주)
연직력(kN)	6,670	1,310	800	-
수평력(kN)	45	20	-	-
모멘트(kN-m)	120	55	-	90+40=130

푸팅 저면에서 집계된 하중을 바탕으로 <표 3.172>와 같이 말뚝기초 설계에 적용될 연직력, 수평력, 모멘트 등의 하중을 산정하였다. 본문에서 밝힌 바와 같이 LRFD 설계법에서는 말뚝기초의 연직지지력 설계시 축방향 최대 조합하중을 설계하중으로 적용하기 위해서 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 하중조합 Strength I Case 경우의 하중계수를 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 도출된 저항계수 역시 하중조합 Strength I Case 경우에 대한 값이므로, 항타강관말뚝에 대한 LRFD 설계를 위해서 <표 3.156>에 제시한 각 하중에 대해서 사하중계수 1.25와 활하중계수 1.75를 적용하여 LRFD 설계하중을 산정하였다.

<표 3.156> 단말뚝의 설계하중(LRFD 설계법)

구 분	설계하중 산정 (LRFD 설계법)
연직력(kN)	1.25×6,670+1.75×1,310+1.25×800 = 11630
수평력(kN)	1.25×45+1.75×20 = 91
모멘트(kN・m)	1.25×120+1.75×55+1.25×90+1.75×40 = 429

푸팅 저면에 집계된 설계하중에 대하여 말뚝의 반력 해석 결과는 <표 3.157>와 같다. 해석은 도로교설계기준(건설교통부, 2001)에서 제안하고 있는 변위법을 적용하였다. 반력 해석 결과 연직력에 비해서 수평력 및 모멘트 반력이 매우 작게 산정되었으며 이는 연직 방향 설계 하중이 지배적으로 작용하는 경우이기 때문이다.

<표 3.157> 말뚝반력 해석 결과

구 분	단말뚝에 작용하는 반력			말뚝머리 수평변위 (㎜)
	연직력(kN)	수평력(kN)	모멘트(kN-m)	
LRFD 설계법	1237~1347	10	11	1.9

부분안전계수법의 경우 설계하중 산정에 적용되는 하중 부분계수는 설계 접근법 (design approach, DA) 과 계수 조합법 (combination, CBN) 에 따라 다르게 적용되며 연직하중을 받는 말뚝 기초의 경우 <표 3.158>과 같이 요약할 수 있다 (EN 1997-1)

<표 3.158> 하중 부분계수

구분		계수	DA 1		DA 2	DA 3	
			CBN 1	CBN 2		Str.[1]	Geo.[2]
			A1	A2	A1	A1	A2
영구 하중 (G)	불리	γ_G	1.35	1.0	1.35	1.35	1.0
	유리	$\gamma_{G,fav}$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
변동 하중 (Q)	불리	γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.5	1.3
	유리	$\gamma_{Q,fav}$	0	0	0	0	0

1) 구조적 하중 (structural action or effect of action) 에 적용 (상부 하중, 말뚝 자중 등).

2) 지반공학적 하중 (geotechnical action or effect of action) 에 적용 (토압 등).

부분안전계수법에 따른 설계를 위해서는 하중 계수가 적용되지 않은 영구 하중과 변동 하중을 구별하여 하중 특성치(characteristic value) 를 산정할 필요가 있다. 영구 하중과 변동 하중의 비를 사하중과 활하중의 비와 같다고 가정하면 아래와 같이 통해 영구 하중과 변동 하중에 대한 하중 특성치를 산정할 수 있으며, 말뚝의 자중에 의한 하중 특성치는 기하학적 형상을 이용하여 산정할 수 있다.

$$V_{Gk} = 1{,}347 \times \frac{6{,}670 + 800}{6{,}670 + 1{,}130 + 800} \times \frac{1}{1.25} = 936.01\text{kN} \text{ (영구 하중)}$$

$$V_{Qk} = 1{,}347 \times \frac{1{,}130}{6{,}670 + 800 + 1{,}130} \times \frac{1}{1.75} = 101.14\text{kN}\ (\text{변동 하중})$$

$$W_{Gk} = \gamma_{pile} \times A_p \times L_p = 78.5 \times \frac{\pi}{4} \times 0.508^2 \times 14.3 = 227.52\text{kN}\ (\text{말뚝의 자중})$$

따라서, 설계 하중은 하중 특성치와 하중 부분계수 <표 3.175>을 이용하여 식 3.179과 같이 산정할 수 있으며 <표 3.174>과 같이 요약할 수 있다.

$$V_d = \gamma_G \times (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \times V_{Qk} \qquad (3.179)$$

$$V_d = 1.35 \times (227.52 + 936.01) + 1.5 \times 101.14 = 1{,}722.5\text{kN}\ (\text{DA 1, CBN 1})$$

$$V_d = 1.0 \times (227.52 + 936.01) + 1.3 \times 101.14 = 1{,}295.0\text{kN}\ (\text{DA 1, CBN 2})$$

$$V_d = 1.35 \times (227.52 + 936.01) + 1.5 \times 101.14 = 1{,}722.5\text{kN}\ (\text{DA 2})$$

$$V_d = 1.35 \times (227.52 + 936.01) + 1.5 \times 101.14 = 2{,}152.2\text{kN}\ (\text{DA 3})$$

<표 3.159> 단말뚝의 설계하중 (부분안전계수법)

구분		설계하중 (V_d)
Design approach 1	Combination 1	1,722.5 kN
	Combination 2	1,295.0 kN
Design Approach 2		1,722.5 kN
Design Approach 3		1,722.5 kN

푸팅 저면에 집계된 설계하중에 대하여 말뚝의 반력 해석 결과는 <표 3.157>와 같다. 해석은 도로교설계기준(건설교통부, 2001)에서 제안하고 있는 변위법을 적용하였다. 반력 해석 결과 연직력에 비해서 수평력 및 모멘트 반력이 매우 작게 산정

되었으며 이는 연직 방향 설계 하중이 지배적으로 작용하는 경우이기 때문이다.

1.3 LRFD 설계법에 의한 말뚝기초 설계

공칭 극한지지력을 산정하기 위한 지지력공식은 구조물기초 설계기준에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 강관말뚝의 부식을 고려하여 부식두께 2㎜를 적용하였으며, 표준관입시험 N치는 보정하지 않은 값을 적용하였다. 지하수위는 지표면에 위치하고 있다.

본 설계 예제에서 제시된 항타강관말뚝의 경우 3×3의 무리말뚝으로 설계되었으며, 해안 접속도로에 시공되는 중소규모 교량으로서 본 연구에서 제안한 목표신뢰도지수(β_T)는 2.0을 적용할 수 있다. 이 경우 무리말뚝을 구성하고 있는 단말뚝의 파괴확률(p_f)은 2.3%이며, 정역학적 지지력 공식과 Meyerhof 경험식의 저항계수는 각각 0.39와 0.37이다. LRFD 설계법에 의한 항타강관말뚝 저항력 산정결과는 다음과 같다.

① 정역학적 지지력공식

ㄱ. 선단지지력

사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p \qquad (3.180)$$

여기서, Q_p = 극한 선단지지력(tonf), A_p = 말뚝 선단 면적(m^2), $q_p = \sigma_\nu' N_q$로서 단위면적당 말뚝의 최대 선단지지력이다. σ'_ν = 말뚝 선단부 유효상재압(tonf/m^2), N_q = 깊은 기초의 지지력 계수이다. 선단부 근입 지층은 풍화암층이며, N치 50이상으로서 Dunham(1954)이 제안한 N-ϕ 상관관계에서 내부마찰각(ϕ)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 20 = \sqrt{12 \times 50} + 20 = 44(^\circ)$$

말뚝 선단부 유효상재압 σ'_ν은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma'_\nu = (5 \times 6.86) + (5.2 \times 8.82) + (3.6 \times 9.8) + (0.5 \times 20) = 125.44 \ (\mathrm{kN}/m^2)$$

아래와 같은 항타강관말뚝에 대한 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q) 상관관계를 참고하면, 지지력계수(N_q)는 145이다.

<표 3.160>내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q)의 관계

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q (NAVFAC DM 7-2, 1982)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145

따라서, 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p = 125.44 \times 145 \times \frac{\pi}{4}(0.506)^2 = 3657.6 \ (\mathrm{kN})$$

ㄴ. 주면마찰력

사질토 지반에서의 말뚝 주면마찰력 공식은 다음과 같다.

$$Q_s = \sum f_s A_s \qquad (3.181)$$

여기서, Q_s=극한 주면마찰력(tonf), A_s=말뚝 주면면적(m^2), $f_s = c_a + K_s \overline{\sigma'_\nu} tan\delta$는 단위면적당 최대 주면마찰력(tonf/$m^2$)이며, c_a=말뚝과 주변 흙사이의 부착력(tonf/m^2), K_s=말뚝면에 작용하는 법선토압 계수, $\overline{\sigma'_v}$=말뚝주변 지층의 평균 유효상재압(tonf/m^2), δ=말뚝과 주변 흙사이의 마찰각이다.

항타강관말뚝의 경우 비배토말뚝으로서 토압계수(K_s)는 다음과 같다.

$$K_s = 1.4(1 - \sin\phi) \qquad (3.182)$$

또한, 강말뚝에 대한 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각(δ)은 20도이다.

단위면적당 주면마찰력($f_s = c_a + K_s \overline{\sigma'_\nu} tan\delta$)에서, 사질토층의 경우 $c_a \simeq 0$ 으로 가

정할 수 있으므로 사질토층의 단위면적당 주면마찰력은 $f_s = K_s\overline{\sigma'_\nu}tan\delta$ 이다. 점토층을 제외한 사질토층에서의 주면마찰력은 다음과 같다.

<표 3.161> 사질토층에서의 주면마찰력

지층	층후 (m)	γ_{sub} (kN/m^3)	σ'_ν(상단) (kN/m^2)	σ'_ν(하단) (kN/m^2)	$\overline{\sigma'_v}$ (kN/m^2)	$\tan\delta$	ϕ(°)	K_s	f_s (kN)	주면마찰력 (kN)
퇴적층(2)	5.2	8.82	34.30	80.16	57.23	0.364	33	0.63	13.12	108.48
풍화토	3.6	9.80	80.16	115.44	97.80	0.364	39	0.52	18.51	105.94
풍화암	0.5	20.0	115.44	125.44	120.44	0.364	44	0.43	18.85	14.98
합 계										**229.4**

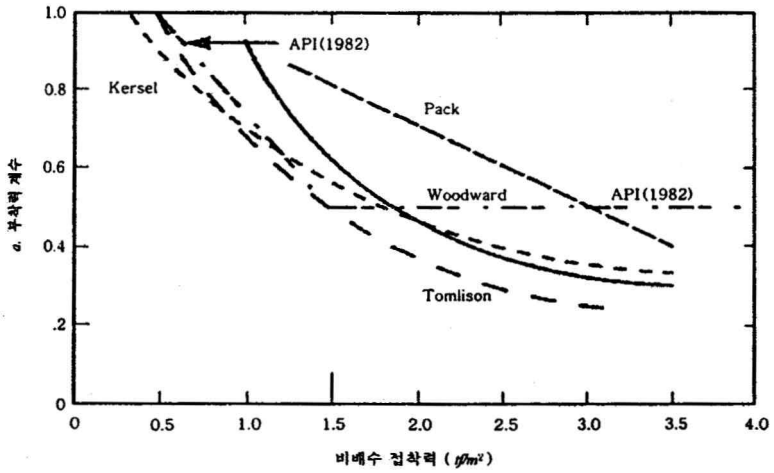
비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 $\phi_u = 0$이므로 δ=0이고, 말뚝의 주면마찰력은 아래의 식으로 간략화 된다.

$$f_s = c_a = \alpha c_u \qquad (3.183)$$

여기서, c_a = 부착력(tonf/m^2), c_u = 비배수 점착력(tonf/m^2), α= 부착력 계수이다. 비배수 점착력(c_u)은 Hara 등(1971)이 제안한 식을 적용하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$s_u = 29N^{0.72} = 29 \times 2^{0.72} = 47.77(\text{kN}/m^2)$$

부착력계수(α)는 타입말뚝의 부착력계수 곡선 중 육상말뚝에 대해서 적용하도록 제안된 Woodward 곡선을 적용하여 1.0으로 하였다.



<그림 3.222> 타입말뚝의 부착력 계수

점토질의 퇴적층(1)에 대한 주면마찰력은 다음과 같다.

$$Q_{s(\text{퇴적층}(1))} = 1.0 \times 47.77 \times \pi \times 0.506 \times 5.0 = 379.69 \ (\text{kN})$$

따라서, 말뚝의 전체 주면마찰력은 다음과 같다.

$$Q_s = \sum f_s A_s = 229.40 + 379.69 = 609.09 (\text{kN})$$

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$$Q_u = Q_p + Q_s = 3657.60 + 609.09 = \underline{4266.69} \ (\text{kN})$$

② Meyerhof 경험식

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)은 다음과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N}_{60}A_s \ (tf) \qquad (3.184)$$

여기서, Q_u = 말뚝의 극한지지력, A_p =말뚝선단면적, A_s =사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적이며, N_{60}은 에너지효율 60%에서의 N값을 의미한다. 본 연구에서는 국내 설계, 시공 관행을 고려하여 보정하지 않은 N값을 적용하였다.

타입말뚝에 대한 m과 n은 다음 식으로 결정한다.

$m = 3\frac{L_b}{B} \leq 30$, 여기서 $mN'_{60} \leq 1500\ tf/m^2$

$n = \frac{1}{5}$,여기서 $n\overline{N} \leq 10\ tf/m^2$

여기서, L_b = 조밀한 층의 관입깊이이며, 균질한 흙에서는 전체관입깊이를 적용한다.

ㄱ. 선단지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 선단부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $m = 3\frac{L_b}{B} = 3(\frac{9.3}{0.506}) = 55.14(\leq 30) = 30$, N_{60}=50 이므로,

$$Q_p = mN'_{60}A_p = 30\times 50\times \frac{\pi}{4}\times(0.506)^2 = 301.64\,(tf) = 2956.03\,(kN)$$

ㄴ. 주면지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 주면부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $n = \frac{1}{5} = 0.2$, $\overline{N}_{60}$=15 이므로,

$$Q_s = n\overline{N}_{60}A_s = \frac{1}{5}\times 15\times \pi\times(0.506)\times 9.3 = 44.35\,(tf) = 434.63\,(kN)$$

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 2956.03 + 434.63 = \underline{3390.66}$ (kN)

이상에서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 말뚝의 공칭 극한지지력을 산정하였으며, LRFD 저항계수를 적용한 저항력 산정결과를 요약하면 <표 3.162>과 같다.

<표 3.162> LRFD 설계법에 의한 말뚝 허용 지지력

구 분		정역학적 지지력공식 (ϕ=0.39)	Meyerhof 경험식 (ϕ=0.37)
말뚝 최대 연직반력		1347	1347
지지력	선단지지력	3657.60	2956.03
	주면지지력	609.09	434.63
	극한지지력	4266.69	3390.66
	LRFD 허용지지력	1664	1255
설계비율		81%	107%
설계판정		OK	-

<표 3.162>의 결과에서 정역학적 지지력공식의 경우 LRFD 설계법을 적용하여 9본의 말뚝으로 설계할 경우 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 크게 산정되어 설계를 만족하는 것으로 나타났다. 그러나, Meyerhof 경험식에 대한 기초 설계 결과 반력과 저항력이 비슷한 수준으로 산정되어 상세 설계 검토를 수행하거나 기 설계된 내용에 대한 재검토의 필요성이 제기될 수 있음을 확인할 수 있다.

1.4 부분안전계수법에 의한 말뚝기초 설계

설계 저항력을 산정하기 위하여 유로코드에서 제시하고 있는 재료계수를 적용하여 설계 지반정수와 저항력을 산정하였다. 부분안전계수법의 경우 설계저항력 산정에 적용되는 지반정수 부분계수는 설계 접근법과 계수 조합법에 따라 다르게 적용되며 연직하중을 받는 말뚝 기초의 경우 <표 3.163>과 같이 요약할 수 있다 (EN 1997-1).

<표 3.163> 지반정수 부분계수

	계수	DA1		DA2	DA3
		CBN 1	CBN 2		
		M1	M1	M1	M2
전단저항계수 (tanϕ)	γ_{ϕ}	1.0	1.0	1.0	1.25
유효 점착력 (c')	$\gamma_{c'}$				1.25
비배수 전단강도 (c_u)	γ_{cu}				1.4
일축압축강도 (q_u)	γ_{qu}				1.4
단위중량 (γ)	γ_{γ}				1.0

부분안전계수법에서 전단저항계수 (γ_{ϕ}) 는 내부마찰각 (ϕ) 에 대한 직접 적용되는 것이 아니고 다음 식과 같이 tanϕ에 적용하여, 설계 내부마찰각 (ϕ_d) 을 산정할 수 있다.

$$\phi_d = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan\phi_k}{\gamma_{\phi}}\right\} \qquad (3.185)$$

강말뚝에 대한 말뚝과 주변 흙 사이의 마찰각은 20도이며, 이에 대한 부분안전계수는 제시되어 있지 않으므로 본 설계에서는 1.0을 적용한다. 부분안전계수법에 대한 설계지반정수는 아래와 같다.

<표 3.164> 부분안전계수법을 위한 설계지반정수

	지층	ϕ_d (°)	δ_d (°)	c_{ud} (kN/m^2)
DA1 Comb1 DA1 Comb2 DA2	퇴적층(1)	-	-	47.77
	퇴적층(2)	33	20	-
	풍화토	39	20	-
	풍화암	44	20	-
DA3	퇴적층(1)	-	-	34.12
	퇴적층(2)	27	20	-
	풍화토	33	20	-
	풍화암	38	20	-

설계저항력 산정에 적용되는 저항력 부분계수는 설계 접근법과 계수 조합법에 따라 다르게 적용되며 연직하중을 받는 타입말뚝 기초의 경우 <표 3.165>과 같이 요약할 수 있다 (EN 1997-1). 모델계수 (model factor) 는 계산에 의한 말뚝의 설계 시 적용되는 값이며, EN 1997-1에서는 그 값을 제안하고 있지 않다. 따라서 본 계산에서는 참고문헌 (Bond, A. and Harris, A., 2008) 에 제시된 값을 사용하였다.

<표 3.165> 저항력 부분계수 및 모델계수

	계수	DA1		DA2	DA3
		Comb1	Comb2		
		R1	R4	R2	R3
선단 저항력 (R_b)	γ_b	1.0	1.3	1.1	1.0
주면 저항력 (R_s)	γ_s	1.0	1.3	1.1	1.0
모델계수	γ_{Rd}	1.5	1.5	1.5	1.0

부분안전계수법에 의한 항타강관말뚝 저항력 산정결과는 다음과 같다.

① 정역학적 지지력공식

ㄱ. 선단지지력

사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 특성치 (R_{bk})는 다음 공식을 이용해

서 계산할 수 있다.

$$R_{bk} = N_q \times \sigma'_{vk,b} \times A_b / \gamma_{Rd} \qquad (3.186)$$

여기서, N_q는 지지력계수를 나타내며 앞서 설명한 내부마찰각과의 상관관계 <표 3.175>를 참고하여 결정할 수 있다.

$N_q = 144 (\because \phi_d = 44^\circ)$ (DA 1 CBN 1&2, DA 2)

$N_q = 86 (\because \phi_d = 38^\circ)$ (DA3)

말뚝 선단부에서 유효상재압은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned}\sigma_{vk,b} &= (\gamma_{k1} \times t_1) + (\gamma_{k2} \times t_2) + (\gamma_{k3} \times t_3) + (\gamma_{k4} \times t_4) = \\ &= 16.67 \times 5.0 + 18.63 \times 5.2 + 19.61 \times 3.6 + 29.81 \times 0.5 \\ &= 265.73\text{kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}u_b &= \gamma_w \times (t_1 + t_2 + t_3 + t_4) = \\ &= 9.81 \times (5.0 + 5.2 + 3.6 + 0.5) \\ &= 140.28\text{kN}\end{aligned}$$

$$\sigma'_{vk,b} = \sigma_{vk,b} - u_b = 125.44\text{kN}$$

말뚝 선단부의 단면적은 부식두께 2mm 고려하면 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times d = \frac{\pi}{4} \times (0.508 - 0.004)^2 = 0.20\text{m}^2$$

따라서, 선단지지력 특성치는 다음과 같다.

$R_{bk} = N_q \times \sigma'_{vk,b} \times A_b / \gamma_{Rd} = 144 \times 125.44 \times 0.2 / 1.5 = 2{,}402.5\text{kN}$ (DA1 CBN 1&2, DA2)

$$R_{bk} = N_q \times \sigma'_{vk,b} \times A_b / \gamma_{Rd} = 86 \times 125.44 \times 0.2 / 1.5 = 1{,}434.9\text{kN} \quad \text{(DA3)}$$

b) 주면마찰력 특성치 (사질토)

사질토 지반에서 말뚝의 주면마찰력 특성치 ($R_{sk,sand}$) 는 다음 식을 통해 계산할 수 있다.

$$R_{sk,sand} = \sum f_{ski} A_{si} / \gamma_{Rd} \tag{3.187}$$

여기서, f_{sk}는 단위면적당 최대 주면마찰력이며 다음 식을 통해 계산할 수 있다.

$$f_{sk} = c_{ad,avg} + K_s \cdot \sigma'_{vk,avg} \tan\delta_d \tag{3.188}$$

말뚝과 주변 흙 사이의 부착력 ($c_{ad,avg}$)은, 사질토의 경우 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$c_{ad,avg} = 0$$

항타강관말뚝의 경우 비배토말뚝으로서 토압계수 (K_s)는 다음과 같다.

$$K_s = 1.4(1 - \sin\phi_k) \tag{3.189}$$

각 지층의 내부마찰각이 다르므로, 다음과 같이 해당 각 지층에서의 토압계수를 산정할 수 있다.

$$K_{s2} = 1.4(1 - \sin\phi_{k2}) = 1.4 \times (1 - \sin 33^\circ) = 0.64$$

$$K_{s3} = 1.4(1 - \sin\phi_{k3}) = 1.4 \times (1 - \sin 39^\circ) = 0.52$$

$$K_{s4} = 1.4(1-\sin\phi_{k4}) = 1.4\times(1-\sin 44^\circ) = 0.43$$

$\sigma'_{vk,avg}$는 말뚝 주변 지층의 평균 유효상재압이며, 각 지층에서의 값은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\sigma'_{vk2,TOP} = \gamma_{k1}\times t_1 - \gamma_w \times t_2 = 16.67\times 5 - 9.81\times 5 = 34.3\text{kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{vk2,BOT} &= \sigma'_{vk3,TOP} = \gamma_{k1}\times t_1 + \gamma_{k2}\times t_2 - \gamma_w\times(t_1+t_2)\\ &= 16.67\times 5 + 18.63\times 5.2 - 9.81\times(5+5.2) = 80.2\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{vk3,BOT} &= \sigma'_{vk4,TOP} = \gamma_{k1}\times t_1 + \gamma_{k2}\times t_2 + \gamma_{k3}\times t_3 - \gamma_w\times(t_1+t_2+t_3) =\\ &= 16.67\times 5 + 18.83\times 5.2\times 19.61\times 3.6 - 9.81\times(5+5.2+3.6) = 115.4\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{vk4,BOT} &= \gamma_{k1}\times t_1 + \gamma_{k2}\times t_2 + \gamma_{k3}\times t_3 + \gamma_{k4}\times t_4 - \gamma_w\times(t_1+t_2+t_3+t_4)\\ &= 16.67\times 5 + 18.83\times 5.2 + 19.61\times 3.6 + 29.81\times 0.5 = 125.4\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{vk2,avg} &= (\sigma'_{vk2,TOP} + \sigma'_{vk2,BOT})/2\\ &= (34.3+80.2)/2 = 57.2\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{vk3,avg} &= (\sigma'_{vk3,TOP} + \sigma'_{vk3,BOT})/2\\ &= (80.2+115.4)/2 = 97.8\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{vk4,avg} &= (\sigma'_{vk4,TOP} + \sigma'_{vk4,BOT})/2\\ &= (115.4+125.4)/2 = 120.4\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

A_s는 각 지층의 말뚝 주면 면적을 나타내면 다음 식을 이용해서 산정한다.

$$A_{si} = \pi\times t_i \times d \qquad (3.190)$$

$$A_{s2} = \pi \times 5.2 \times (0.508 - 0.004) = 8.23\mathrm{m}^2$$

$$A_{s3} = \pi \times 3.6 \times (0.508 - 0.004) = 5.70\mathrm{m}^2$$

$$A_{s4} = \pi \times 0.5 \times (0.508 - 0.004) = 0.79\mathrm{m}^2$$

따라서, 사질토층에서의 말뚝의 주면마찰력 특성치는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} R_{sk,sand} &= \sum f_{ski} A_{si} / \gamma_{Rd} \\ &= \left(\sum K_{si} \times \sigma'_{vki,avg} \times A_{si}\right) \times \tan\delta_d / \gamma_{Rd} \\ &= (0.64 \times 57.2 \times 8.23 + 0.52 \times 97.8 \times 5.70 + 0.43 \times 120.4 \times 0.79) \times \tan 20^\circ / 1.5 \\ &= 153.0\mathrm{kN} \end{aligned}$$

ㄴ. 주면마찰력

비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 ϕ와 δ가 0이고, 말뚝의 주면마찰력 특성치 ($R_{sk,clay}$) 는 아래의 식으로 간략화 된다.

$$R_{sk,clay} = \sum c_{adi} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} = \sum \alpha \cdot c_{udi} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} \qquad (3.191)$$

A_s는 점성토층의 말뚝 주면 면적을 나타내면 다음 식을 이용해서 산정한다.

$$A_{si} = \pi \times t_i \times d \qquad (3.192)$$

$$A_{s1} = \pi \times 5.0 \times (0.508 - 0.004) = 7.92\mathrm{m}^2$$

부착력계수 (α)는 타입말뚝의 부착력계수 곡선 중 육상말뚝에 대해서 적용하도록 제안된 Woodward의 곡선을 적용하여 1.0으로 하였다.

$\alpha = 1.0$ (Woodward 곡선)

따라서, 점토층에 대한 주면마찰력 특성치는 다음과 같다.

$$R_{sk,clay} = \sum c_{aki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} = \sum \alpha \cdot c_{uki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} \text{ (DA 1 CBN 1\&2, DA 2)}$$
$$= 1.0 \times 47.77 \times 7.92 / 1.5$$
$$= 252.2\text{kN}$$

$$R_{sk,clay} = \sum c_{aki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} = \sum \alpha \cdot c_{uki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} \text{ (DA 3)}$$
$$= 1.0 \times 34.12 \times 7.92 / 1.5$$
$$= 180.2\text{kN}$$

ㄷ. 설계 저항력

말뚝의 설계저항력은 다음과 같이 저항력 특성치와 저항력 부분계수 <표 3.183>을 이용하여 계산할 수 있다.

$$R_d = R_{sd} + R_{bd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b} \tag{3.193}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 252.2}{1.0} + \frac{2402.5}{1.0} = 2{,}807.8\text{kN (DA 1 CBN 1)}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 252.2}{1.3} + \frac{2402.5}{1.3} = 2{,}159.8\text{kN (DA 1 CBN 2)}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 252.2}{1.1} + \frac{2402.5}{1.1} = 2{,}552.5\text{kN (DA 2)}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 180.2}{1.0} + \frac{1434.9}{1.0} = 1{,}768.0\text{kN (DA 3)}$$

<표 3.166> 단말뚝의 설계저항력(정역학적 지지력 공식)

구분		연직 설계저항력 (R_d)
Design Approach 1	Combination 1	2,807.8 kN
	Combination 2	2,159.8 kN
Design Approach 2		2,552.5 kN
Design Approach 3		1,768.0 kN

② Meyerhof 경험식

ㄱ. 선단지지력

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식 (Meyerhof, 1976)을 이용하여, 사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 특성치 (R_{bk})를 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$R_{bk} = mN_{60}A_b/\gamma_{Rd} \tag{3.194}$$

여기서, m은 경험적 계수로 다음 식을 통해 결정한다.

$$m = 3\frac{L_b}{B} \tag{3.195}$$

$$m = 3 \times \frac{9.3}{0.508 - 0.004} = 55.38\mathrm{tf/m^2}$$

L_b는 조밀한 층의 관입깊이를 나타내며 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$L_b = 5.2 + 3.6 + 0.5 = 9.3\mathrm{m}$$

여기서, $m \leqq 30\mathrm{tf/m^2}$과 $mN_{60} \leqq 1500\mathrm{tf/m^2}$ 조건을 만족해야 하므로, $m = 30\mathrm{tf/m^2}$가 된다.

따라서, 선단지지력 특성치 (R_{bk}) 는 다음과 같다.

$$R_{bk} = mN_{60}A_b/\gamma_{Rd} = 30\times 50\times \frac{\pi}{4}\times(0.508-0.004)^2/1.5$$
$$= 199.5\mathrm{tf} = 1{,}957.1\mathrm{kN}$$

지반정수 부분 계수가 적용되지 않으므로, 설계 접근법에 따른 차이가 없다.

ㄴ. 주면마찰력

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식 (Meyerhof, 1976)을 이용하여, 사질토 지반에 근입된 말뚝의 주면지지력 특성치 (R_{sk})를 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$R_{sk} = n\overline{N_{60}}A_s/\gamma_{Rs} \qquad (3.196)$$

여기서, n은 경험적 계수로 다음 식을 통해 결정한다.

$$n = \frac{1}{5} = 0.2\mathrm{tf/m^2}$$

$\overline{N_{60}}$은 조밀층 관입 부분(or 지반 전체)에 대한 N치의 평균값이며, 다음과 같다.

$$\overline{N_{60}} = 15$$

또한, $n\overline{N_{60}} = 0.2\times 15 = 3 \leqq 10\mathrm{tf/m^2}$ 이므로 제한 조건을 만족한다.

따라서, 주면지지력 특성치 (R_{sk}) 는 다음과 같다.

$$R_{sk} = n\overline{N_{60}}A_s/\gamma_{Rs} = 0.2\times 15\times\pi\times(0.508-0.004)\times 9.3/1.5 =$$
$$= 29.5\mathrm{tf/m^2} = 274.2\mathrm{kN/m^2}$$

지반정수 부분 계수가 적용되지 않으므로, Design Approach에 따른 차이가 없다.

ㄷ. 설계 저항력

말뚝의 설계저항력은 다음과 같이 저항력 특성치와 저항력 부분계수 <표 3.183> 를 이용하여 계산할 수 있다.

$$R_d = R_{sd} + R_{bd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b} \tag{3.197}$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.0} + \frac{1957.1}{1.0} = 2{,}231.3\text{kN} \ (\text{DA 1 CBN 1})$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.3} + \frac{1957.1}{1.3} = 1{,}716.4\text{kN} \ (\text{DA 1 CBN 2})$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.1} + \frac{1957.1}{1.1} = 2{,}028.5\text{kN} \ (\text{DA 2})$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.0} + \frac{1957.1}{1.0} = 2{,}231.3\text{kN} \ (\text{DA 3})$$

③ 안전여유 및 이용율

부분안전계수법을 이용한 항타강관말뚝 설계에서 지지력 공식별 안전여유와 이용율을 산정한 결과는 다음과 같다.

<표 3.167> 정역학적 지지력 공식을 이용한 설계 결과 요약

		설계하중 V_d (kN)	설계저항력 R_d (kN)	안전여유 (kN)	이용율 A (%)
Design Approach1	Combination1	1,722.5	2,807.8	1,085.3	61.3
	Combination 2	1,295.0	2,159.8	864.8	60.0
Design Approach 2		1,722.5	2,552.5	830.0	67.5
Design Approach 3		1,722.5	1,768.0	45.5	97.4

<표 3.168> Meyerhof의 경험식을 이용한 설계 결과 요약

		설계하중 V_d (kN)	설계저항력 R_d (kN)	안전여유 (kN)	이용율 A (%)
Design Approach1	Combination1	1,722.5	2,231.3	508.8	77.2
	Combination 2	1,295.0	1,716.4	421.4	75.4
Design Approach 2		1,722.5	2,028.5	306.0	84.9
Design Approach 3		1,722.5	2,231.3	508.8	77.2

1.5 LRFD 설계법과 부분안전계수법 설계 비교

국내 연구성과로 도출된 저항계수를 적용한 LRFD 설계법과 Eurocode EN 1997-1에서 제시한 부분계수에 근거하여 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 단말뚝의 설계하중과 설계 적용력을 산정하였다. 산정결과를 요약하여 LRFD 설계와 비교하면 <표 3.169>과 같다.

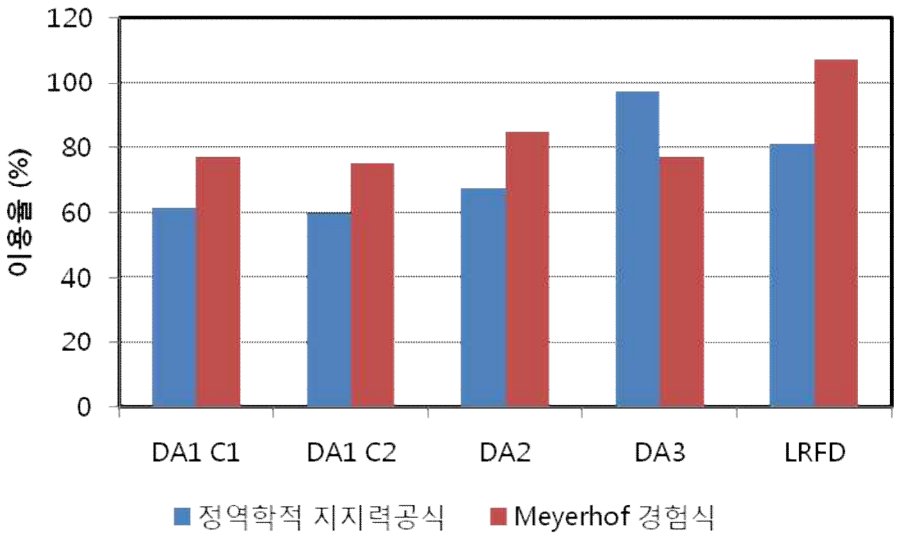
LRFD 설계법의 경우 Meyerhof 경험식의 큰 변동성에 기인한 낮은 저항계수에 의해 설계 하중 대비 설계 저항력이 작은 결과를 나타내었고, 정역학적 지지력 공식의 경우 말뚝 저항력 이용률 80%수준으로서 설계 여유 수준이 20% 정도 인 것으로 분석되었다.

부분안전계수법의 경우 국내 연구성과를 통한 하중부분계수와 저항부분계수가 전무하기 때문에 Eurocode에서 제시하는 부분계수를 모두 적용한 결과, 모든 DA에 대해서 설계 하중대비 설계 저항력이 크게 나타났다. 부분안전계수법 역시 정역학적 지지력 공식에 비해 Meyerhof 경험식의 저항력 이용률이 약 10% 정도 높게

나타나 설계 여유 수준이 낮았고, 정역학적 지지력 공식과 Meyerhof 경험식의 저항력 이용율은 DA3를 제외하고는 각각 약 35~40%, 15~20% 수준으로 나타났다. 부분안전계수의 DA별 분석 결과 말뚝기초에 대한 설계 시 DA1의 CBN 2가 저항력 이용율 60%로서 설계 여유가 가장 크게 나타났다. 특히, DA3는 정역학적 지지력 공식의 설계 여유도가 매우 낮고 오히려 Meyerhof 공식의 설계여유도가 높은 등 지지력 공식의 신뢰도를 제대로 반영하지 못하므로, 기존 Eurocode 해설서에서 제안한 바와 같이 말뚝기초 설계 시 그 적용성이 낮은 것으로 판단된다.

<표 3.169> LRFD 설계법과 부분안전계수법 설계 결과 비교

구분		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
설계 하중 (kN)	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	1,722.5	
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	1,295.0	
	EN 1997-1 DA 2	1,722.5	
	EN 1997-1 DA 3	1,722.5	
	LRFD	1,347.0	
설계 저항력 (kN)	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	2,807.8	2,231.3
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	2,159.8	1,716.4
	EN 1997-1 DA 2	2,552.5	2,028.5
	EN 1997-1 DA 3	1,768.0	2,231.3
	LRFD	1,664.0	1,255
이용율 (%)	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	61.3	77.2
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	60.0	75.4
	EN 1997-1 DA 2	67.5	84.9
	EN 1997-1 DA 3	97.4	77.2
	LRFD	81.0	107.0
설계 판정	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	OK	OK
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	OK	OK
	EN 1997-1 DA 2	OK	OK
	EN 1997-1 DA 3	OK	OK
	LRFD	OK	-



<그림 3.223> LRFD 설계법과 부분안전계수법의 말뚝 저항력 이용율 비교

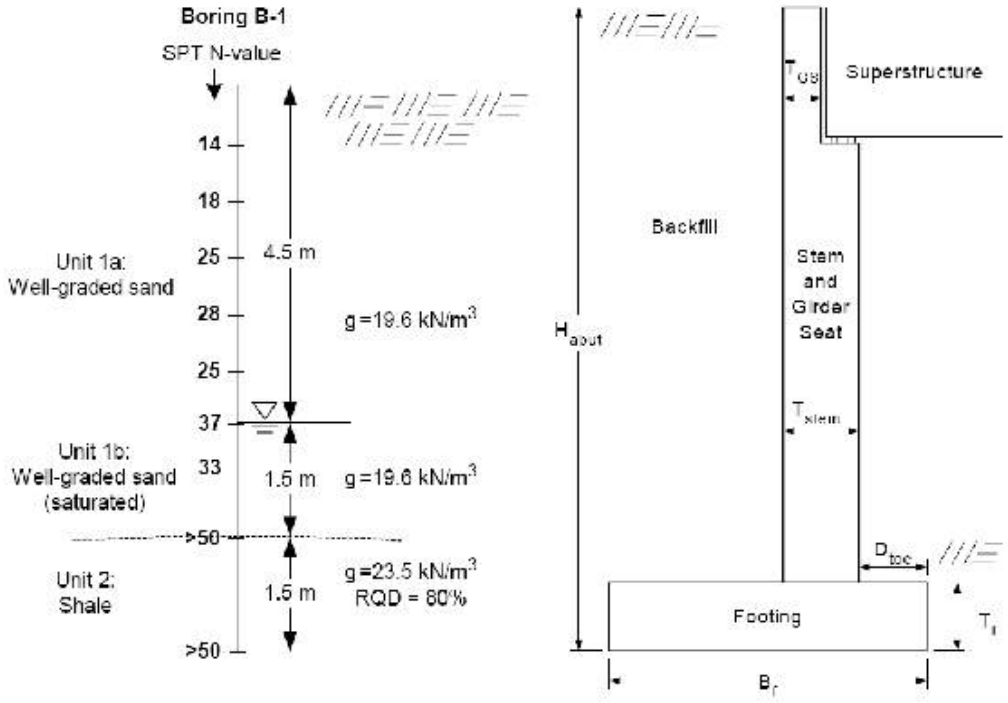
2. 얕은기초

2.1 문헌 연구

가. 지반 조건

지하수면이 지표면에서 14.75ft(4.5m) 아래 있고, 교대는 19.7ft(6.0m) 높이의 양질의 모래 지반에 위치되어있다. 세일층을 고려한 저항계수는 현재 연구에서 보정되지 않은 다른 방법이 필요하므로 무시하였고, 허용 지지력 분석을 위하여 유효깊이가 모래층에 한정되는 것으로 가정하였다(세일층은 비압축성으로 간주).

흙의 마찰각은 Peck, Hanson and Thornburn (PHT)이 제안한 값을 이용하였고, Kulhawy & Mayne에 의해 수정된 SPT N치와의 상관관계를 이용하여 계산하였다. 해당지역에 설치된 기초판의 기본마찰각 δ_s는 흙의 마찰각 ϕ_f와 같다고 추정된다.



<그림 3.224> 교대특성과 지반조건

<표 3.170> 지반정수

layer #	thickness ft(m)	soil type	γ kip/ft^3(kN/m^3)	ϕ_f(°)
1a	14.8(4.5)	sand above groundwater	0.12(19.60)	36.6
1b	4.9(1.5)	sand below groundwater	0.12(19.60)	37.0
2	∞	shale	0.15(23.50)	-

나. 하중, 하중 조합과 한계상태

교량구조 기초판의 하중들은 <표 3.171>와 같이 기초판의 단위길이에 대하여 주어져 있고, 모멘트 M_3는 기초판 중심에서의 모멘트를 나타내며 이것은 반시계방향 모멘트, 즉 양(+)의 값이다. <표 3.172>은 조사된 하중조합과 하중결과 특성뿐만 아니라 다른 조합의 하중에 대한 편심하중에 대하여 나타낸 것이다. C1은 높은 하중경사에서의 하중조합결과를 나타내고, C2는 낮은 편심하중에서의 하중조합을 나타낸다. 기초의 안정성해석에 필요한 설계하중 요소는 <표 3.173> ~<표 3.174>과 같이 지지력과 활동에 각각에 대한 하중 요소이다.

<표 3.171> 기초저판에서의 하중

load component	F_1 kip/ft(kN/m)	F_2 kip/ft(kN/m)	M_3 kip/ft(kNm/m)
dead load(D)	15.6(227.0)	2.9(41.9)	-120.1(-534.2)
live load(L)	4.2(61.6)	0.0	-15.5(-68.8)
active earth pressure from soil fill(E)	0.0	11.5(168.4)	-107.3(-477.2)
dead weight of stem	9.3(136.3)	0.0	-26.6(-118.1)
dead weight of footing(EG)	7.5(110.0)	0.0	0.0
weight of soil over toe(EG)	1.0(14.5)	0.0	-6.5(-28.8)
weight of soil over heal(EG)	23.1(337.3)	0.0	84.7(376.6)

<표 3.172> 하중조합특성

load combinations	load components	F_1 kip/ft (kN/m)	F_2 kip/ft (kN/m)	M_3 kip/ft (kN/m)	F_2/F_1	$e_2=M_3/F_1$ ft(m)
C1	EG+D+E	56.5 (825.0)	14.4 (210.3)	175.7 (781.7)	0.255	3.109 (0.948)
C2	EG+D+E+L	60.8 (886.6)	14.4 (210.3)	191.2 (850.5)	0.237	3.146 (0.959)

<표 3.173> 지지력에 대한 하중조합 및 설계하중

load Combinations	F_1 kips(kN)	F_2 kips(kN)	M_3 kip-ft(kNm)
Service-I C2: EG+D+E+L	60.8(886.6)	14.4(210.3)	191.2(850.5)
Strength-I C1: EG+D+E	70.7(1031.3)	20.9(305.0)	246.5(1096.5)
Strength-I C2: EG+D+E+L	78.1(1139.1)	20.9(305.0)	273.5(1216.9)

<표 3.174> 활동에 대한 하중조합 및 설계하중

load Combinations	F_1 kips(kN)	F_2 kips(kN)	M_3 kip-ft(kNm)
Service-I C2: EG+D+E+L	60.8(886.6)	14.4(210.3)	191.2(850.5)
Strength-I C1: EG+D+E	50.9(742.5)	19.9(290.4)	22.5(989.9)
Strength-I C2: EG+D+E+L	58.3(850.3)	19.9(290.4)	249.6(110.3)

다. 한계상태에서의 허용할 수 있는 지지력 저항의 정의

2.95ft~20.70ft 폭의 사각 기초에서의 지지력은 하중조합 C1 과 C2의 Strength-I 의 한계상태로 산정하였고, Service-I 한계상태는 4.9ft의 동일한 근입 깊이에서 계산된다.

기초 길이는 82.0ft의 교대 길이에 해당하고, Service-I 한계상태의 1.5inches 허용 침하에 대한 허용 지지력은 AASHTO(2007) 허용 침하 계산법과 Schmertmann(1978)와 Hough(1959) 계산법을 적용하였다.

교대의 기초는 양질의 토양에 있고, <표 3.175>는 기초하부 흙의 마찰각 및 기초 폭에 따른 지지력에 대한 저항 계수를 나타낸다. 흙의 평균 마찰각은 기초바닥면으로부터 2B떨어진 지점에서의 평균 깊이로 계산한다. 저항측은 자연 토양 조건이고 그 값은 0.35에서 기초의 크기가 증가함에 따라 0.40로 변한다.

<표 3.175> 기초폭에 따른 평균마찰각과 저항계수 변화

B(ft)	average ϕ_f(deg)	recommended ϕ	B(ft)	average ϕ_f(deg)	recommended ϕ
2.95	36.50	0.35	12.80	36.75	0.40
3.94	36.50	0.35	13.78	36.75	0.40
4.92	36.50	0.35	14.76	36.75	0.40
5.91	36.56	0.40	15.75	36.75	0.40
6.89	36.61	0.40	16.73	36.75	0.40
7.87	36.75	0.40	17.72	36.75	0.40
8.86	36.75	0.40	18.70	36.75	0.40
9.84	36.75	0.40	19.68	36.75	0.40
10.83	36.75	0.40	20.67	36.75	0.40
11.81	36.75	0.40			

라. 기초 폭 설계

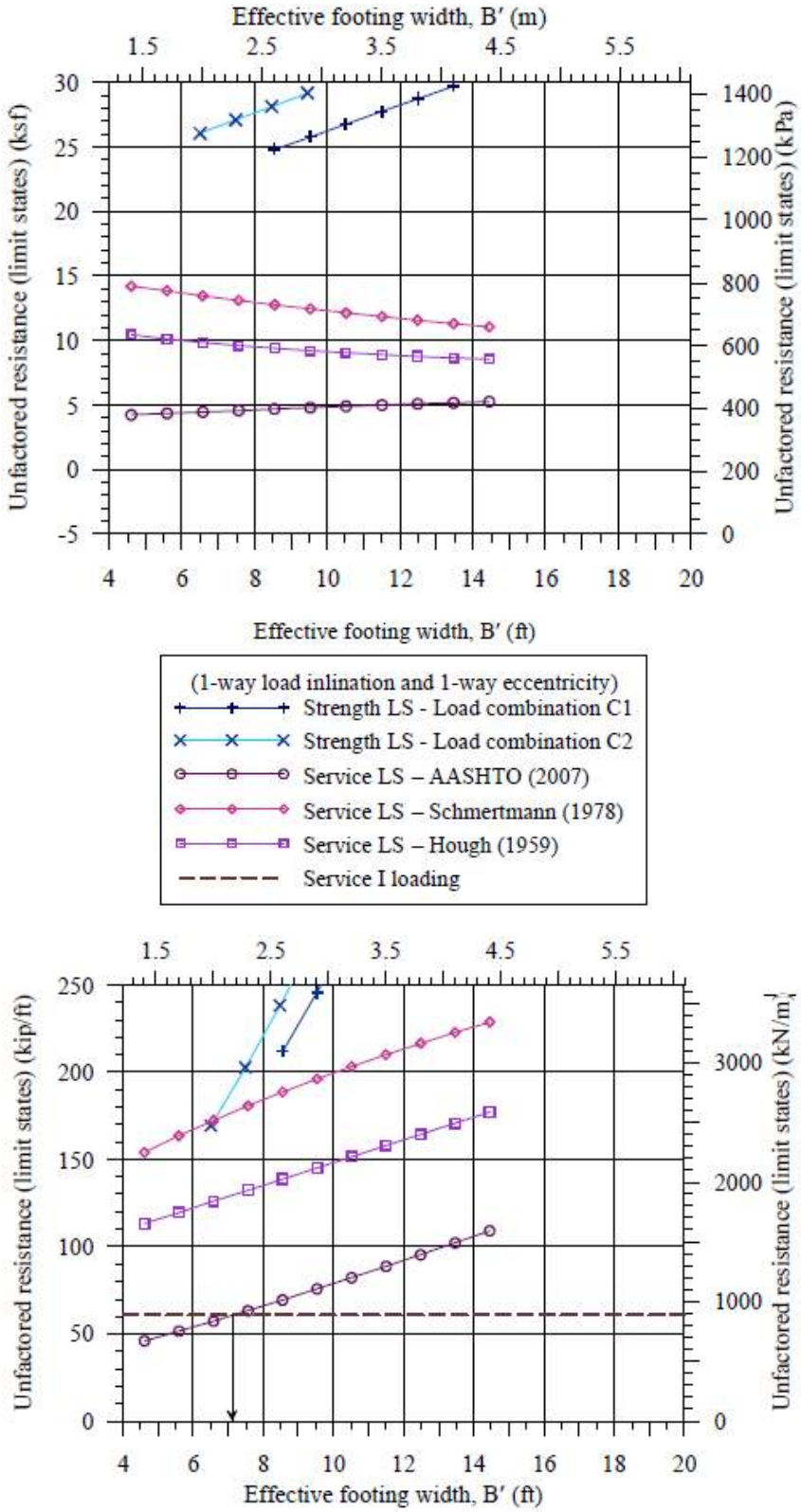
Service-I과 Strength-I 에 관련된 하중 조합으로 인한 최대 하중의 편심은 3.15ft이다. 따라서 편심에 의한 최소 허용 기초는 B/6로 편심을 고려한 폭은 Bmin = 18.9ft (=3.15ft×6)이다. Strength-I C1의 최대 수직 하중은 50.9kips/ft이고, Service-I가 60.8kips/ft 동안 Strength-I C2는 58.3kips/ft이다.

<그림 3.265>는 기초 유효 폭에 따른 극한 지지력을 나타내는 것으로 하중조합

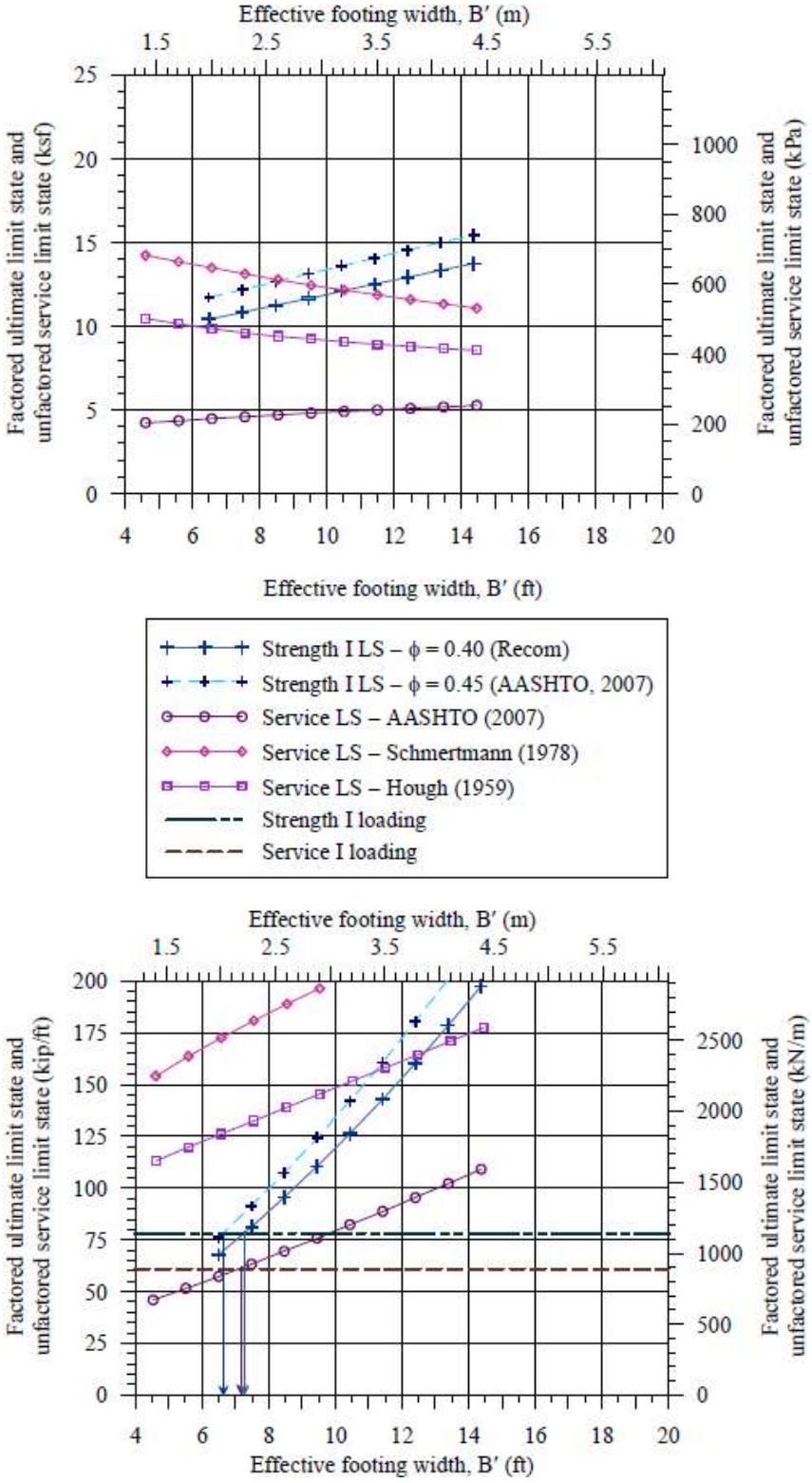
및 한계상태 조건에 따른 기초 단위길이 당 지지력 응력과 하중을 나타낸다.

<그림 3.225>은 2개의 하중조건에 대한 한계 상태뿐만 아니라 사용성 한계 상태에 서의 유효 기초 폭에 대한 지지력 변화를 나타낸다. 하중 조합 C2는 C1(표 3.148)에 비하여 하중 편심이 더 크나, 하중 경사는 더 작다. 지지력 저항에 대한 하중 경사가 크기 때문에 하중조건 C2는 C1보다 높은 저항을 나타낸다.

<그림 3.226>에 해당하는 한계 상태에 대하여 위의 수직 하중을 적용하면 다음과 같은 결과를 얻을 수 있다. 최소 허용 폭의 기초에서 Schmertmann(1978)과 Hough(1959) 방법을 적용하여 AASHTO(2007)의 추정 방법을 사용하는 경우, 한계 상태 강도-I에 필요한 최소 기초 폭(전체 크기)은 최소 허용 가능 기초 Bmin=18.9ft 보다 작은 B=13.6ft 이며, Service-I 하중에 필요한 최소 유효 기초 폭은 B=13.55ft ($< B_{min}$)로 나타난다.



<그림 3.225> 유효폭에 따른 Strength-I와 Service-I의 지지력 변화



<그림 3.226> 유효폭에 따른 Strength-I C2와 Service-I 한계상태에 대한 지지력 변화

<그림 3.225>와 <그림 3.226>을 통해 얻은 내용을 정리하면 다음과 같다.

1. 강도 한계 상태에 따라 최소 허용 기초 크기(전체 형상이 요구)
   - 강도 한계 상태 ϕ = 0.35 ~ 0.40 : 18.9 ft × 82.0 ft
   - 강도 한계 상태 ϕ = 0.45 (현재 AASHTO) : 18.9 ft × 82.0 ft
2. 보정 한계 상태 (현재 AASHTO)에 따라 18.9 ft × 82.0ft가 필요

사용성한계상태에 대하여 앞서 산정한 기초 형상은 GEC6(폭 17.1ft)에서 보다 큰 기초형상을 나타낸다. 본 예제에서, eB/B가 1/6일 경우, 최소허용 기초크기는 제한된 편심에 따라 결정된다. GEC6에서 제한된 편심이 B/4라고 하면 최소허용폭은 12.6ft가 된다. eB/B가 1/4인 경우, 강도한계상태에 대하여 산정된 기초폭은 13.6ft이고, 사용성한계에 대해서는 AASHTO (2007) 방법을 적용할 경우 13.55ft, Schmertmann(1978)과 Hough(1959)의 방법을 적용할 경우 12.6ft가 된다. 따라서 강도-I 한계상태에서는 편심이 B/4로 제한될 경우에 설계에 적용할 수 있다. GEC6에서 침하평가에 대한 Hough(1959) 방법은 편심이 B/4로 제한됨에 따라 적용이 되지만, 지반정수나 침하계산 방법이 달라질 경우 일치하지 않을 수도 있다.

마. 활동 저항

현장 타설 기초에 대한 저항계수는 정지토압이 작용할 때 ϕ_τ = 0.40, 주동 토압이 작용하는 경우 ϕ_τ = 0.45이며, AASHTO(2007)에서는 ϕ_τ = 0.80 제안하고 있다.

여기서 설계 과정에서 고려된 수평토압은 주동토압과 관련이 있으며, 뒷채움재는 입도분포가 양호한 마찰각 38°의 실트질 모래와 자갈이다. 뒤채움재의 수평주동토압계수에 대한 수평정지토압계수 비는 모래에 대한 Rankine 주동토압과 정지토압을 가정하여 다음과 같이 산정된다.

$K_0/K_a = (1+\sin\phi_f)$ = 1.616

마찰각 ϕ_f = 36.5°인 양질의 모래 위에 교대가 설치되므로, 본 연구에서의 상관성을 고려하여 얻을 수 있는 내부마찰각은 다음과 같다.

$\tan(\delta_s) = 0.91\tan(36.5) \Rightarrow \delta_s = 33.95^\circ$

Strength-I와 Service-I 하중조건에서 설계기초, 최소수직하중과 이에 상응하는 수평하중에 대하여 각 경우에 대한 활동저항은 다음과 같다.

Service-I 한계상태:

-정지토압

주동토압이 작용할 때, 최소 수직 하중은 56.5kips/ft이고, 이에 대한 최대수평하중은 14.4kips/ft(하중조건 C1)가 된다. 정지토압이 작용할 때, 최대 총 수평하중은 다음과 같다.

$$F_{2E0} = 14.4 - 11.5 + (1.616 \times 11.5) = 21.48 kips/ft$$

활동저항 $\phi_\tau F_{2E0}$ = 0.40 × 56.5 × tan(33.95) = 15.2kips/ft < 21.5kips/ft

-주동토압

활동저항 $\phi_\tau F_{2Ea}$ = 0.45 × 56.5 × tan(33.95) = 17.1kips/ft > 14.4kips/ft

-AASHTO

활동저항 $\phi_\tau F_{2\tau}$ = 0.80 × 56.5 × tan(33.95)

= 30.4kips/ft > 21.5kips/ft > 14.4kips/ft

Strength I 한계상태:

-정지토압

주동토압이 작용할 때, 최소수직하중은 50.9kips/ft이고, 이에 대한 최대수평하중은 19.9kips/ft가 된다. 정지토압이 작용할 때 최대 총 수평하중은 다음과 같다.

F_{2E0} = 19.9 - 1.5 × 11.5 + 1.5 × (1.616 11.5) = 27.0kips/ft

활동 저항 $\phi_\tau F_{2E0}$ = 0.40 × 56.5 × tan(33.95) = 15.2kips/ft < 27.0kips/ft

-주동 토압

활동 저항 $\phi_\tau F_{2Ea}$ = 0.45 × 56.5 × tan(33.95) = 17.1kips/ft < 19.9kips/ft

-AASHTO

활동 저항 $\phi_\tau F_{2\tau}$ = 0.80 × 56.5 × tan(33.95)

= 30.4kips/ft > 27.0kips/ft > 19.9kips/ft

위 내용은 보정되지 않은 수평주동토압을 고려하는 경우를 제외하고, 주동 및 정지토압을 포함한 수평하중으로 인하여 활동파괴에 저항하는 설계 시 설계된 기초보다 더 큰 기초 크기를 얻게 된다는 것을 의미한다. 교대기초 설계에서 활동에 대한 부분이 지배적이기 때문에 활동에 대한 저항계수 적용과 관련한 추가적인 연구가 필요하다.

바. 결론

편심이 B/6일 경우에 대한 기초 설계 적용성을 알아볼 수 있었고, 최소 허용 가능한 기초 폭 내에서 저항 계수는 ϕ = 0.40으로 나타났다. 그리고, 편심이 B/4일 경우의 최소 기초 크기는 13.6ft × 82.0ft이다. 반면에 Service-I의 요구 한계상태는 최소 기초크기 12.6ft × 82.0ft로 제한될 수 있다. 따라서 Strength I는 B/4의 편심을 고려할 경우 한계상태 설계가 가능하다.

2.2 설계법 비교 분석

얕은기초 대표 단면을 이용하여 부분안전계수 설계법을 활용한 신뢰성 설계를 수행하고 이를 하중저항계수설계법과 비교 분석하여 적용성을 검토하였다. 부분안전계수 설계법에 적용되는 부분계수는 문헌에 제시되어 있는 계수 값을 적용하여 검토하는 방법과 본 연구에서 수행된 확률변수 통계 특성값을 적용하여 환산된 부분 계수값을 적용하여 검토하는 방법을 사용하였다.

가. 해석 단면

본 연구에 적용된 단면은 앞서 신뢰성 해석을 수행한 단면 중 F1, F4 단면을 대표단면으로 선정하여, 각 단면에 대한 부분안전계수 설계법 적용 검토 및 설계법 간의 비교 분석을 수행하였다.

<표 3.176> 해석적용 개요

단면	과업명	기초제원		근입깊이 (D, m)	하중 (kN)
		폭 (B, m)	길이 (L, m)		
F1	12-S-01 시설공사	2.7	5.1	2.4	200
F4	사단 탄약고	2.4	2.4	2.0	53

나. 문헌을 통한 부분계수 적용 검토

Eurocode에서 제시하고 있는 각 하중, 물성(표 6.9~6.11 참조)에 대한 부분계수를 적용하여 부분안전계수 설계법으로 해석단면을 분석하였다. 본 장에는 F1현장에 대해서 산출 과정을 수록하고 F4 현장에 대한 산출과정은 부록에 별도로 수록하였다.

(1) 설계법 1 (F1현장)

1) 하중영향 검토

- 기초의 특성자중 $W_{Gk} = \gamma_{ck} \times L \times B \times d = 826.2kN$
- 설계연직작용력

$\begin{pmatrix} A1 \\ A2 \end{pmatrix}$의 부분계수 $\gamma_G = \begin{pmatrix} 1.35 \\ 1 \end{pmatrix}, \gamma_Q = \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.3 \end{pmatrix}$

$V_d = \gamma_g \times (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \times V_{Qk} = \begin{pmatrix} 28865.4 \\ 21476.2 \end{pmatrix} kN$

- 저면의 면적 $A_b = L \times B = 13.77m^2$
- 설계지지력 $q_{Ed} = \frac{V_d}{A_b} = \begin{pmatrix} 2096.3 \\ 1559.6 \end{pmatrix} kPa$

2) 재료의 물성 및 저항

$\begin{pmatrix} M1 \\ M2 \end{pmatrix}$의 부분계수 $\gamma_\phi = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.25 \end{pmatrix}, \gamma_c = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.25 \end{pmatrix}$

- 설계전단저항각 $\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_\phi}\right) = \begin{pmatrix} 33 \\ 27.5 \end{pmatrix}^\circ$ 이다.

- 설계점착력 $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \begin{pmatrix}20\\16\end{pmatrix} kPa$이다.

3) 지지력 계수

- 상재하중계수 $N_q = \overrightarrow{\left[e^{(\pi \times \tan(\phi_d)} \times \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2}\right)\right)^2\right]} = \begin{pmatrix}26.1\\13.9\end{pmatrix}$

- 점착력계수 $N_c = \overrightarrow{[(N_q - 1) \times \cot(\phi_d)]} = \begin{pmatrix}38.6\\24.8\end{pmatrix}$

- 자중계수 $N_\gamma = \overrightarrow{[2(N_q - 1) \times \tan(\phi_d)]} = \begin{pmatrix}32.6\\13.4\end{pmatrix}$

4) 형상 계수

- 상재하중계수 $s_q = \overrightarrow{\left[1 + \left(\frac{B}{L}\right) \times \sin(\phi_d)\right]} = \begin{pmatrix}1.29\\1.24\end{pmatrix}$

- 점착력계수 $s_c = \frac{\overrightarrow{(s_q \times N_q - 1)}}{N_q - 1} = \begin{pmatrix}1.30\\1.26\end{pmatrix}$

- 자중계수 $s_\gamma = 1 - 0.3 \times \left(\frac{B}{L}\right) = 0.84$

5) 지지력

기초저면에서의 상재압 $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \times d = 48\,kPa$

$\begin{pmatrix}R1\\R2\end{pmatrix}$의 부분계수 $\gamma_{Rv} = \begin{pmatrix}1.0\\1.0\end{pmatrix}$

- 상재압 : $q_{ult_1} = \overrightarrow{(N_q \times s_q \times \sigma'_{vk,b})} = \begin{pmatrix}1613.5\\827.9\end{pmatrix} kPa$

- 점착력 : $q_{ult_2} = \overrightarrow{(N_c \times s_c \times c'_d)} = \begin{pmatrix}1004.5\\500.4\end{pmatrix} kPa$

- 자중 : $q_{ult_3} = \overrightarrow{(N_\gamma \times s_\gamma \times \gamma_k \times \frac{B}{2})} = \begin{pmatrix}740.2\\303.6\end{pmatrix}$

- 총 저항력 $q_{ult} = \sum_{i=1}^{3} \overrightarrow{q_{ult_i}} = \begin{pmatrix}3358.2\\1632.0\end{pmatrix} kPa$

- 설계저항력 $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \begin{pmatrix}3358.2\\1632.0\end{pmatrix} kPa$

6) 지지력 검증

이용률 $\Lambda_{GEO,1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \begin{pmatrix}62\\96\end{pmatrix}\%$

(2) 설계법 2

1) 하중 및 영향

- A1에서 부분계수 $\gamma_G = 1.35$ 및 $\gamma_Q = 1.5$
- 설계작용력 $V_d = \gamma_G \times (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \times V_{Qk} = 28865.4\,kN$
- 설계지지력 $q_{Ed} = \dfrac{V_d}{A_b} = 2096.3\,kPa$

2) 재료의 물성 및 저항력

- M1에서 부분계수 $\gamma_\phi = 1.0, \gamma_c = 1.0$
- 설계전단저항각 $\phi_d = \tan^{-1}\left(\dfrac{\tan(\phi_k)}{\gamma_\phi}\right) = 33^\circ$
- 설계점착력 $c'_d = \dfrac{c'_k}{\gamma_c} = 20.0kPa$

3) 지지력계수

- 상재하중계수 $N_q = e^{(\pi \times \tan(\phi_d)} \times \left(\tan\left(45^\circ + \dfrac{\phi_d}{2}\right)\right)^2 = 26.1$
- 점착력계수 $N_c = (N_q - 1) \times \cot(\phi_d) = 38.6$
- 자중계수 $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\phi_d) = 32.6$

4) 형상계수

- 상재하중계수 $s_q = 1 + \left(\dfrac{B}{L}\right) \times \sin(\phi_d) = 1.29$
- 점착력계수 $s_c = \dfrac{(s_q \times N_q - 1)}{N_q - 1} = 1.30$
- 자중계수 $s_\gamma = 1 - 0.3 \times \left(\dfrac{B}{L}\right) = 0.84$

5) 지지력

- $R2$의 부분계수 $\gamma_{Rv} = 1.4$
- 상재압 : $q_{ult_1} = (N_q \times s_q \times \sigma'_{vk,b}) = 1613.5\,kPa$
- 점착력 : $q_{ult_2} = (N_c \times s_c \times c'_d) = 1004.5\,kPa$

- 자중 : $q_{ult_3} = N_\gamma \times s_\gamma \times \gamma_k \times \frac{B}{2} = 740.2\,kPa$

- 총 저항력 $q_{ult} = \sum q_{ult} = 3358.2\,kPa$

- 설계저항력 $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 2398.7\,kPa$

6) 지지력 검증

이용률 $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = 87.4\%$

(3) 설계법 3

1) 하중 및 영향

- A1에서 부분계수 $\gamma_G = 1.35$ 및 $\gamma_Q = 1.5$

- 설계작용력 $V_d = \gamma_G \times (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \times V_{Qk} = 28865.4\,kN$

- 설계지지력 $q_{Ed} = \frac{V_d}{A_b} = 2096.3\,kPa$

2) 재료의 물성 및 저항력

- M1에서 부분계수 $\gamma_\phi = 1.25, \gamma_c = 1.25$

- 설계전단저항각 $\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_\phi}\right) = 27.5^\circ$

- 설계점착력 $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 16.0\,kPa$

3) 지지력계수

- 상재하중계수 $N_q = e^{(\pi \times \tan(\phi_d))} \times \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2}\right)\right)^2 = 13.9$

- 점착력계수 $N_c = (N_q - 1) \times \cot(\phi_d) = 24.8$

- 자중계수 $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\phi_d) = 13.4$

4) 형상계수

- 상재하중계수 $s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \times \sin(\phi_d) = 1.24$

- 점착력계수 $s_c = \frac{(s_q \times N_q - 1)}{N_q - 1} = 1.26$

- 자중계수 $s_\gamma = 1 - 0.3 \times \left(\frac{B}{L}\right) = 0.84$

5) 지지력

- $R3$의 부분계수 $\gamma_{Rv} = 1$
- 상재압 : $q_{ult_1} = (N_q \times s_q \times \sigma'_{vk,b}) = 827.9\,kPa$
- 점착력 : $q_{ult_2} = (N_c \times s_c \times c'_d) = 500.4\,kPa$
- 자중 : $q_{ult_3} = N_\gamma \times s_\gamma \times \gamma_k \times \frac{B}{2} = 303.6\,kPa$
- 총 저항력 $q_{ult} = \sum q_{ult} = 1632.0\,kPa$
- 설계저항력 $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1632.0\,kPa$

6) 지지력 검증

이용률 $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = 128.5\,\%$

두 개의 대표단면에 대하여 문헌값에 제시된 부분계수를 적용하여 부분안전계수 설계법을 수행한 결과, <표 3.177>와 같이 설계법 1과 설계법 2에서는 이용률이 적용가능 범위내로 나타나는 것을 알 수 있고, 설계법 3의 경우 두 조건 모두 이용율 100%를 초과하여 나타나 해당 설계법으로는 적용불가한 결과로 나타났다. 적용된 현장의 경우 기본적으로 기초에 작용하는 하중조건이 다른 경우에 비하여 상대적으로 큰 경우에 해당되며, 이에따라 부분계수 적용에 따른 하중의 영향이 더 커짐으로 인해 이용률이 초과되어 나타난 것으로 판단된다. 따라서 이용률 범위가 가장 타당하게 산정이 되고, 하중저항계수 설계법과 그 원리가 동일한 설계법 2 방법을 선택하여 설계법 간의 비교분석을 수행하고자 하였다.

<표 3.177> 문헌값을 활용한 부분안전계수설계법 적용

단 면	설계법 1	설계법 2	설계법3
F1	96%	87.4%	128.5%
F4	104%	97.6%	138.5%

다. 부분계수 산정을 통한 적용 검토

본 연구에서 데이터 분석을 통해 얻어진 확률변수 특성값과 민감도 분석을 통해 얻어진 민감도 계수를 활용하여 각 변수에 따른 부분계수를 산정하였다. 그리고 산정된 부분계수를 대표 단면에 적용하여 앞서 선정된 설계법 2(DA2)를 적용하여 안정성 검토를 수행하고 그 결과를 하중저항 계수설계법과 비교해보고자 하였다.

부분안전계수는 확률변수의 목표신뢰도지수, 변동계수, 평균치 비를 사용하는 공통점이 있지만 확률변수의 민감도가 반영되어 안정성에 큰 영향을 미치는 확률변수에 가중치를 두어 한계상태를 평가할 수 있다.

연구에서 얻어진 확률변수의 통계학적 특성값과 민감도 계수값을 정리한 결과는 <표 3.178>와 같다.

<표 3.178> 확률변수 특성값

확률변수		변동계수 (COV)	민감도계수 (α)	목표신뢰도 지수(β_T)
원지반	단위중량	0.10	-0.121	2.9
	비배수 전단강도	0.40	-0.766	2.9
	내부마찰각	0.20	-0.594	2.9
하중	사하중	0.10	0.242	2.9
	활하중	0.25	0.047	2.9

상기 특성값을 아래 식 3.197에 적용하여 각 확률변수에 대한 부분계수를 산정하였다. 목표신뢰도지수는 하중저항계수설계법의 신뢰성 분석을 통해 얻어진 최종

값 2.9를 적용하였다.

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \times \beta_T \times COV_X)\mu_X / X_K \qquad (3.198)$$

여기서, γ_x : 확률변수 X의 부분안전계수

α_x : 확률변수 X의 민감도 계수

β_T : 목표신뢰도지수

COV_x : 확률변수 X의 변동계수

μ_x/X_k : 확률변수 X의 평균치 비(편향계수)

민감도분석을 통해 얻어진 민감도 계수와 확률변수의 통계값을 이용하여 부분계수를 산정한 결과는 <표 3.179>와 같다. 기존의 방법에서는 지반의 물성과 관련한 부분계수는 모두 1.0으로 적용하는 반면, 본 절에서는 확률변수 특성을 적용하여 각 물성에 따른 부분계수를 각각 산출하였다. 표에서 보는 바와 같이 지반 물성의 경우 민감도 계수와 비례하여 가장 큰 민감도를 갖는 비배수 전단강도의 부분계수가 1.88로 가장 크게 나타났고, 내부마찰각의 부분계수는 1.34로 나타나 설계 적용시 전단강도와 마찰각의 여유를 최소화시키고 최적의 설계저항력이 산출될 수 있도록 하였다. 본 절에서도 F1 현장에 대해서만 본문에 수록하고 F4 현장에 대한 내용은 부록에 수록하였다.

<표 3.179> 부분계수 산정

확률변수		문헌값	산정값
원지반	단위중량	1.0	1.03
	비배수 전단강도	1.0	1.88
	내부마찰각	1.0	1.34
하중	사하중	1.35	0.93
	활하중	1.5	0.97

(1) 부분안전계수설계법

1) 하중 및 영향

- 산정값에 의한 부분계수 $\gamma_G = 0.93$ 및 $\gamma_Q = 0.97$

- 설계작용력 $V_d = \gamma_G \times (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \times V_{Qk} = 19853.4\,kN$

- 설계지지력 $q_{Ed} = \dfrac{V_d}{A_b} = 1441.8\,kPa$

2) 재료의 물성 및 저항력

- 산정값에 의한 부분계수 $\gamma_\phi = 1.34, \gamma_c = 1.88$

- 설계전단저항각 $\phi_d = \tan^{-1}\left(\dfrac{\tan(\phi_k)}{\gamma_\phi}\right) = 25.9^\circ$

- 설계점착력 $c'_d = \dfrac{c'_k}{\gamma_c} = 10.6\,kPa$

3) 지지력계수

- 상재하중계수 $N_q = e^{(\pi \times \tan(\phi_d))} \times \left(\tan\left(45^\circ + \dfrac{\phi_d}{2}\right)\right)^2 = 19.6$

- 점착력계수 $N_c = (N_q - 1) \times \cot(\phi_d) = 38.4$

- 자중계수 $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\phi_d) = 18.0$

4) 형상계수

- 상재하중계수 $s_q = 1 + \left(\dfrac{B}{L}\right) \times \sin(\phi_d) = 1.23$

- 점착력계수 $s_c = \dfrac{(s_q \times N_q - 1)}{N_q - 1} = 1.24$

- 자중계수 $s_\gamma = 1 - 0.3 \times \left(\dfrac{B}{L}\right) = 0.84$

5) 지지력

- $R2$의 부분계수 $\gamma_{Rv} = 1.4$

- 상재압 : $q_{ult_1} = (N_q \times s_q \times \sigma'_{vk,b}) = 1123.7\,kPa$

- 점착력 : $q_{ult_2} = (N_c \times s_c \times c'_d) = 507.4\,kPa$

- 자중 : $q_{ult_3} = N_\gamma \times s_\gamma \times \gamma_k \times \frac{B}{2} = 409.2\,kPa$

- 총 저항력 $q_{ult} = \sum q_{ult} = 2040.3\,kPa$

- 설계저항력 $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1457.4\,kPa$

6) 지지력 검증

이용률 $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = 98.9\%$

(2) 하중저항계수설계법

동일한 대표 단면에 대하여 하중저항계수설계법을 적용하고자 하중계수는 사하중계수(γ_{QD}) 1.25, 활하중계수(γ_{QL}) 1.75를 적용하였고, 저항계수는 본 연구에서 산정한 저항계수(ϕ) 0.35를 적용하였다.

1) 공칭하중

$W_{Gk} = \gamma_{ck} \times B \times L \times d = 25 \times 2.7 \times 5.1 \times 2.4 = 826.2\,kN$

$Q_D = (W_{Gk} + V_{Gk})/A = 74.5\,kPa$

$Q_L = V_{Qk}/A = 500\,kN/(2.7 \times 5.1) = 36.3\,kPa$

2) 공칭저항

$R = \alpha C N_c + q N_q + \beta \gamma B N_r = 3393.8\,kPa$

3) 한계상태 평가

$\gamma_{Q_D} Q_D = 1.25 \times 1483.4 = 93.2\,kPa$

$\gamma_{Q_L} Q_L = 1.75 \times 36.3 = 63.5\,kPa$

$\phi R = 0.35 \times 3205.3 = 1187.8\,kPa$

$R - Q = 1127.8 - (1854.2 + 63.5) = 1031.1\,kPa > 0$

(3) 허용응력설계법

동일한 대표 단면에 대하여 허용응력설계법을 적용하고자 안전율(FS) 3.0을 적

용하여 산정하였다.

1) 공칭하중

$W_{Gk} = \gamma_{ck} \times B \times L \times d = 25 \times 2.7 \times 5.1 \times 2.4 = 826.2\,kN$

$Q_D = (W_{Gk} + V_{Gk})/A = 74.5\,kPa$

$Q_L = V_{Qk}/A = 500\,kN/(2.7 \times 5.1) = 36.3\,kPa$

2) 공칭저항

$q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_r = 3327.7\,kPa$

$F.S = 3$

$q_a = q_u/F.S = 1109.2kPa$

3) 안전여유

$R - Q = 1109.2 - 110.8 = 998.4\,kPa$

라. 설계법 비교

한계상태설계법은 하중 및 저항에 대한 불확실성을 고려하고, 목표 신뢰도지수를 도입함으로써 일관된 신뢰도 수준을 유지할 수 있다는 장점 외에도 개념적으로는 제안자에 따라 각기 다르게 사용되고 있는 여러 허용응력설계법을 통합하여 안전여유를 보정하는 방법이다. 따라서 해당 분석결과를 바탕으로 기존의 허용응력설계법과 하중저항계수설계법 그리고 부분안전계수설계법을 이용하여 동일 단면에 대한 안정성 검토를 수행하고, 각 설계법 간의 상대적인 안전 여유를 비교 분석하였다.

먼저 각 설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교하기 위하여 식 3.198과 같이 저항계수와 하중계수의 비로 표현되는 등가안전율을 산정하였다.

$$F_{LRFD} = \frac{\gamma}{\phi} \tag{3.199}$$

$$\gamma_e = \frac{\gamma_D \times (Q_D/Q_L) + \gamma_L}{(Q_D/Q_L)} \tag{3.200}$$

허용응력설계법에서는 하중계수와 저항계수가 정해져 있지 않으므로 일반적으로 적용하는 얕은기초의 안전율을 하중계수로 간주하여 등가 안전율을 산정하였고, 나머지 설계법에 대해서는 앞서 설명한 바와 같다.

얕은기초의 전단파괴에 대한 극한지지력 이론식별로 하중저항계수 설계법의 등가안전율은 3.57, 부분안전계수설계법의 등가안전율은 3.46으로 나타나 허용응력설계법의 안전율 3.0보다 약 1.2배 큰 것으로 나타났다. 등가안전율 산정시 하중계수에 대한 등가하중계수를 식 3.199와 같이 산정할 경우 하중계수 값이 상대적으로 커져서 등가안전율 차이가 매우 크게 나타나기 때문에 등가하중계수를 이용하지 않고 설계법간의 최소 하중계수 값을 적용하였다. 산정된 등가안전율로부터 설계법간의 상대적 안전여유의 크기는 허용응력설계법, 부분안전계수설계법, 하중저항계수설계법 순으로 나타났다. 이는 극한지지력 이론식들의 저항 편향계수가 λ_R = 1.042 ~ 1.312로 내재된 안전여유가 낮으며, 저항 편향계수의 변동성은 COV_R = 0.418 ~ 0.472로 불확실성이 비교적 크기 때문인 것으로 판단되며, 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법을 이용하여 얕은기초를 설계할 경우 허용응력설계법을 이용할 경우에 비하여 안전여유가 보다 확보되어야 한다는 것을 의미한다.

<표 3.180> 등가안전율 비교

구 분	허용응력설계법 (ASD)	하중저항계수설계법 (LRFD)	부분안전계수설계법 (PSFD)
하중계수	1	1.25	1.35
저항계수	0.33	0.35	0.39
등가안전율	F_{ASD} = 3.00	F_{LRFD} = 3.57	F_{PSFD} = 3.46

동일한 단면에 대하여 허용응력설계법, 하중저항계수설계법 및 부분안전계수설계법을 적용하여 각 설계법에 따른 안전여유를 검토해 보았다. 설계법에 적용된 지지력 산정식은 Terzaghi 극한지지력 공식을 공통적으로 적용하였다.

수행 결과 <표 3.181>과 <표 3.182>에서와 같이 허용응력 설계법의 경우, 최종

허용하중에 안전율 3을 적용하여 각 현장에 따라 1109.2kPa, 627.6kPa의 저항값이 산정되었고, 하중값은 110.8kPa, 146.0kPa의 값으로 나타나 각각 998.4kPa, 481.6kPa의 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

하중저항계수설계법의 경우, 사하중과 활화중계수는 각각 1.25와 1.75를 적용하였고 저항계수(ϕ)는 본 연구에서 도출한 0.35를 적용하여 산정한 결과 총 저항 값은 각각 1187.8kPa, 665.1kPa로 나타났고, 총 하중 값은 156.7kPa, 225.9kPa로 나타나 1031.1kPa, 439.2kPa의 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

부분안전계수설계법의 경우, 문헌에 제시된 부분계수 값과 <표 3.194>에 제시된 부분계수를 각 확률변수에 적용하여 산출한 결과 총 저항값은 2398.7kPa, 1477.0kPa로 나타났고, 총 하중값은 2096.3kPa, 1441.1kPa으로서 302.4kPa, 35.9kPa의 안전여유 값을 갖는 것으로 나타나 하중저항계수설계법과 비교했을 때 보다 작은 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

부분안전계수설계법의 경우 문헌값을 적용한 것보다 본 연구에서 산정된 부분계수를 적용한 경우가 이용률이 더 높게 나타났으나, 산정된 계수는 민감도의 변화만큼 하중과 저항이 변한 차이기 때문에 보다 많은 데이터 확보를 통하여 국내 여건에 맞는 부분계수 산정을 통해 부분안전계수설계법 적용시 과다한 설계가 발생하지 않을 수 있음을 의미한다.

종합적으로 볼 때, 전체 저항력은 하중저항계수설계법, 허용응력설계법, 부분안전계수설계법의 순으로 나타났고, 하중은 부분안전계수설계법의 경우 민감도 계수에 따른 부분계수가 1보다 작은 값으로 나타나 상대적으로 작은 값으로 산출되었으며, 하중저항계수설계법의 경우 1보다 큰 하중계수를 적용함에 따라 설계법 중 가장 큰 하중값을 보이고 있다. 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 안전여유가 유사한 경향을 나타냈고, 상대적으로 부분안전계수설계법의 안전여유가 낮게 나타났다.

각 설계법의 계수 관계에 따라 저항과 하중 값이 차이를 보이고 있으나, 본 연구에서 수행된 하중저항계수설계법의 경우 허용응력설계법과 5% 범위 이내의 안전여유를 보이며 큰 차이는 없으나, 국내 지반 특성을 반영하여 산출된 저항계수값이 기존의 계수값보다 다소 작은 경향으로 나타나 저항력의 안전여유를 충분히 갖지 못하기 때문인 것으로 판단된다. 또한 한계상태설계법으로 전환시 기존의 허용응력설계법에 비하여 과다설계가 발생할 수 있으므로, 다양한 케이스 스터디를 통해 국

내 여건에 맞는 저항계수 및 부분계수 산정을 통한 한계상태설계법으로의 전환이 필요할 것으로 판단된다.

<표 3.181> 안전여유 비교(F1 현장)

구 분	허용응력설계법 (ASD)	하중저항계수설계법 (LRFD)	부분안전계수설계법 (PSFD)
저항력	1109.2	1187.8	2398.7
하중	110.8	156.7	2096.3
안전여유	998.4	1031.1	302.4

<표 3.182> 안전여유 비교(F4 현장)

구 분	허용응력설계법 (ASD)	하중저항계수설계법 (LRFD)	부분안전계수설계법 (PSFD)
저항력	627.6	665.1	1477.0
하중	146.0	225.9	1441.1
안전여유	481.6	439.2	35.9

3. 연약지반

본 절에서는 구조물 기초로 이용되는 심층혼합처리 지반과 쇄석다짐말뚝에 대하여 허용응력설계법과 하중저항계수설계법, 부분계수설계법을 이용하여 동일한 안벽 단면 및 하중조건에 대하여 안정성을 검토하고, 각 설계법의 안전여유와 비교함으로써 한계상태설계법의 적용성을 비교하였다.

3.1 심층혼합처리공법

가. 개 요

(1) 검토 단면 및 개량지반의 제원

본 설계 적용 사례는 일본 沿岸技術研究センター(2008)의 "해상공사의 심층혼합처리공법 기술메뉴얼 (개정판)"에 수록된 참고자료를 이용하였으며, 검토단면도를 <그림 3.227>에 나타내었다. 대상지반의 원지반은 심도 28m 두께의 연약한 점성토 지반으로 상부에 중력식 안벽 기초로 심층혼합처리공법이 적용되었다. 심층혼합처리 지반은 상부 3m를 개량율 100%인 블록식 개량, 하부 25m는 개량율이 33%인 벽식 개량으로 계획되었다. 상부 구조물은 수심 DL.(-)10.0m, 계획고 DL.(+)5.0m의 단격실 케이슨 안벽으로 하부에 기초사석이 2m 두께로 포설되어있다. 배면에는 1:2 경사로 뒷채움사석과 피복층이 설치되고, 매립부지는 산토로 매립된다.

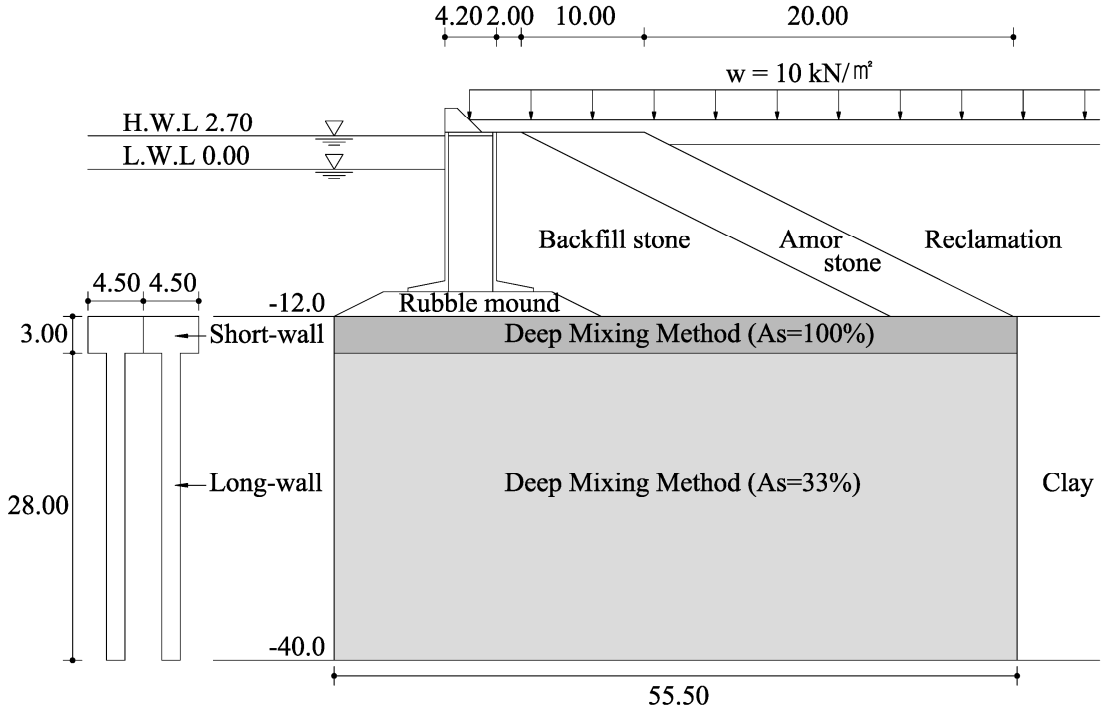
본 예제에서는 전술된 바와 같이 심층혼합처리 지반의 개량율이 33%인 벽식개량으로 계획되었으며, 장벽비(R_l) 및 단벽비(Rs) 는 각각 0.33과 0.67이다. 실내배합시험에 의한 개량체의 압축강도(q_{ul})는 3,650kN/㎡으로 가정하였다.

(2) 하중 현황 및 지반반력

한계상태설계를 위하여 심층혼합처리 지반에 작용하는 상부 구조물의 하중 및 외력을 산정하여 <표 3.183>에 나타내었다. 심층혼합처리 지반의 하중에 의해 작용되는 지반반력은 식 3.200～식 3.201를 이용하여 편심거리는 9.25m, 최대 지반반력은 726.30 kN/m^{2}으로 산정되었다.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{\Sigma W_i - W_u} \tag{3.201}$$

$$t_{1,2} = \frac{\Sigma W_i + \Sigma W_d + \Sigma P_{av} + \Sigma C_{ua} - \Sigma C_{up}}{B \cdot R_i}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad (3.202)$$



<그림 3.227> Section of DMM construction (沿岸技術研究センター, 2008)

<표 3.183> 심층혼합처리 지반에 작용하는 공칭하중 및 모멘트

구 분		합 력 (kN/m)	작용거리 (m)	모멘트 (kN・m/m)
상 부 공	ΣW_i	8,486.78	31.40	266,497.37
상재하중		450.00	33.30	14,850.00
개량지반	W_d	3,746.25	27.75	103,958.44
미개량지반	W_u	5,577.75	27.75	154,782.56
주동토압 수평력	P_{ah}	6,017.83	15.33	92,236.55
주동토압 연직력	P_{av}	156.97	55.50	8,711.84
수동토압 수평력	P_{ph}	4,480.00	9.92	44,441.60
잔류수압	P_w	828.2	20.50	16,981.53
주동측 측면마찰력	C_{ua}	377.25	55.50	20,937.38
수동측 측면마찰력	C_{up}	377.25	0.00	0.00

(3) 심층혼합처리 지반의 지반반력

심층혼합처리 지반의 하중에 의해 작용되는 지반반력은 식 3.202～식 3.204를 이용하여 다음과 같이 산정되었다.

(가) 편심거리(e)

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A - \Sigma M_{AH}}{\Sigma W_i + W_u} \quad (3.203)$$

$$= \frac{55.50}{2} - \frac{504,961.10}{18,417.75}$$

$$= 0.33\,\mathrm{m} < \frac{B}{6} = \frac{55.50}{6} = 9.25\,\mathrm{m}$$

(나) 지반반력 분포 형태

$e < \frac{B}{6} = \frac{55.50}{6} = 9.25\,\mathrm{m}$ 이므로 지반반력은 사각형 분포 (3.204)

(다) 지반반력(t_1, t_2)

$$t_{1,2} = \frac{\Sigma W_i + W_d + P_{av} + C_{ua} - C_{up}}{B \cdot R_l}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad (3.205)$$

$$= \frac{12,840.00}{55.50 \times 0.33} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.33}{55.50}\right)$$

$$t_1 = 726.30\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$t_2 = 675.83\,\mathrm{kN/m^2}$$

나. 하중저항계수설계법(LRFD)에 의한 내적안정성 평가

하중저항계수설계법에 의한 내부안정 검토는 압축응력 및 전단응력에 대한 공칭하중과 공칭저항 값에 하중계수와 저항계수를 각각 적용한 다음, 하중저항계수설계법의 기본 설계조건을 만족하는지를 검토한다. 압축응력의 저항계수는 제3절에서 산정된 $\phi = 0.44$를 적용하며, 하중계수는 해양・항만 구조물의 하중계수를 이용하였다.

(1) 압축응력 검토

압축응력과 전단응력에 대한 하중과 저항값은 식 3.205과 같이 산정하며, 계산에 필요한 설계변수는 <표 3.184>과 같다. 공칭하중 및 공칭저항과 하중 및 저항계수가 적용된 한계상태 하중 및 저항값은 <표 3.185>와 같이 산정된다. 저항력과 하중의 차로 정의되는 안전여유는 385.55 kN/㎡로 평가되었으며, 한계상태를 만족하는 것으로 평가되었다.

$$Q = t_1 - P_1 = t_1 - \{K_o \Sigma (W_d \cdot h_d), \quad R = \alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot q_{ul} \tag{3.206}$$

(가) 공칭저항 및 공칭하중

$$R = \alpha\ \beta\ \lambda\ q_{ul} = 0.8 \times 0.85 \times 3{,}650 = 2{,}482.00\ \mathrm{kN/m^2} \tag{3.207}$$

$$Q = t_1 - P_1 = \{t_1 - K_0\ \Sigma(W_d \cdot h_d)\} \tag{3.208}$$

$$= 726.30 - 0.5 \times (6.0 \times 28.0) = 642.30\ \mathrm{kN/m^2}$$

(나) 한계상태 평가

$$\phi R\ = 0.44 \times 2{,}482.00 = 1{,}092.08\ \mathrm{kN/m^2} \tag{3.209}$$

$$\gamma_{QD}\, Q\ = 1.10 \times 642.30 = 706.53\ \mathrm{kN/m^2} \tag{3.210}$$

$$\phi R = 1{,}092.08\ \mathrm{kN/m^2}\ \geqq\ \gamma_{QD}\, Q\ =\ 706.53\ \mathrm{kN/m^2} \tag{3.211}$$

<표 3.184> 개량체 압축응력과 관련된 설계정수

설 계 정 수	공칭값
단면유효계수 (α)	0.80
개량체 중첩부의 신뢰도 계수 (β)	
개량체의 실내배합강도와 현장강도의 비 q_{uf}/q_{ul}(λ) (λ)	0.85
최대 지반반력 (t_1, kN/m)	726.30
수평토압계수 (K_0)	0.50

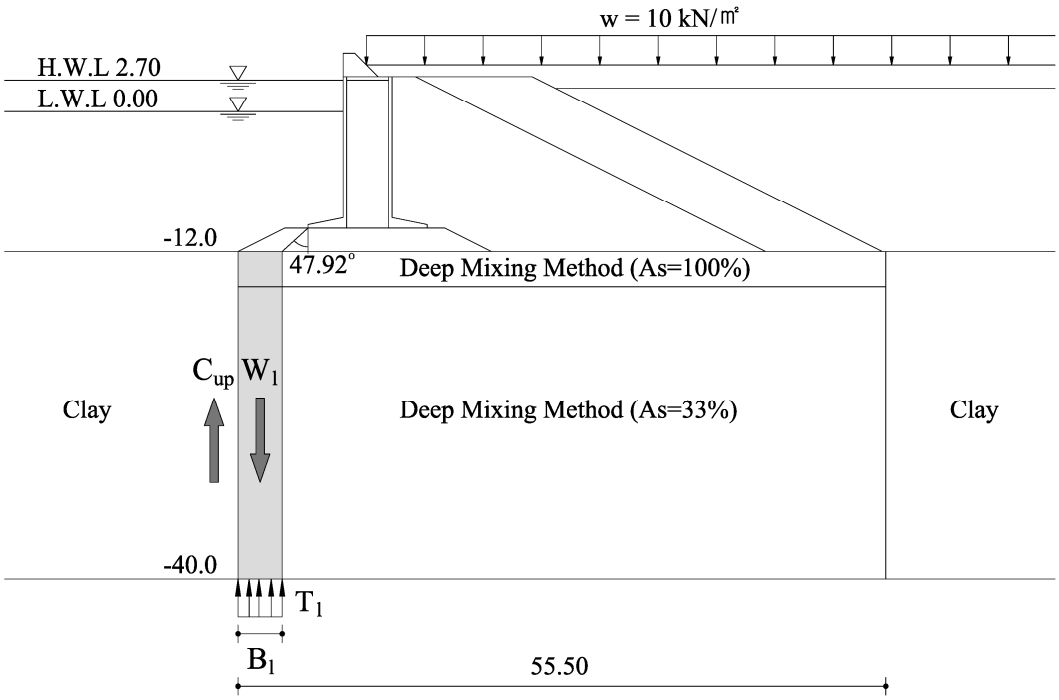
<표 3.185> 개량체 압축응력에 대한 하중 및 저항

공칭 하중 및 저항		부분계수가 적용된 하중과 저항	
Q	R	γQ	ϕR
642.30	2,482.00	706.53	1,092.08

(2) 전단응력 검토

개량체의 전단응력은 <그림 3.228>에 나타낸 바와 같이 상부 구조물 법선 직하부의 연직면에서 산정하며, 개량체의 전단강도, 즉 저항력은 식 3.212와 같이 개량체 압축강도의 1/2로 산정한다. 전단응력 검토에 필요한 설계변수는 <표 3.186>에 나타내었으며, 하중 및 저항의 공칭값과 한계상태값은 <표 3.187>와 같이 산정되었다. 개량체 전단응력에 대한 안전여유는 448.93 kN/㎡으로 산정되어 안정한 것으로 평가되었다.

$$Q=\frac{T_i-W_i+C_{up}}{A}\ ,\quad R=\frac{1}{2}\alpha\cdot\beta\cdot\lambda\cdot q_{ul} \tag{3.212}$$



<그림 3.228> Schematic diagram of long-wall shear stress

(가) 공칭저항 및 공칭하중

$$R = \frac{1}{2}\alpha\ \beta\ \lambda\ q_{ul} = \frac{1}{2}\times 0.8\times 0.85\times 3{,}650 = 1{,}241.00\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$B_l = 6.00 - 2.0\times\tan(30^\circ + 17.92^\circ) = 3.785\ \mathrm{m}$$

$$t_l = (726.30 - 675.83)\times\frac{55.50 - 3.785}{55.50} + 675.83$$

$$= 722.86\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$T_l = \frac{(t_1 + t_2)\times B_l \times L_l}{2}$$

$$= \frac{(726.30 + 722.86)\times 3.785\times 1.50}{2} = 4{,}113.80\ \mathrm{kN}$$

$$W_l = 1{,}308.83\ \mathrm{kN}$$

$$C_{up} = 1{,}697.63\ \mathrm{kN}\ \ (3.122e)$$

$$A = 4.50\times 3.00 + 1.50\times 25.00 = 51.00\ \mathrm{m^2}$$

$$Q = \frac{T_l - W_l + C_{up}}{A}$$

$$= \frac{4{,}113.80 - 1{,}308.83 + 1{,}697.63}{51.00} = 88.29\ \mathrm{kN/m^2}$$

(나) 한계상태 평가

$$\phi R\ = 0.44\times 1{,}241.000 = 546.04\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\gamma_{QD}\,Q\ = 1.10\times 88.29 = 97.11\mathrm{kN/m^2}$$

$$\phi R = 546.04\ \mathrm{kN/m^2}\ \geqq\ \gamma_{QD}\,Q\ =\ 97.11\ \mathrm{kN/m^2}$$

<표 3.186> 개량체 전단응력과 관련된 설계정수

설 계 정 수	공칭값
Reacting force (T_l, kN/m)	4,113.80
Mass of treated soil (W_l, kN/m)	1,308.83
Cohesive force on passive side (C_{up}, kN/m)	1,697.63
Area of shear zone (A, ㎡)	51.00

<표 3.187> 개량체 전단응력에 대한 하중 및 저항

공칭 하중 및 저항		부분계수가 적용된 하중과 저항	
Q	R	γQ	ϕR
88.29	722.86	97.11	546.04

다. 부분안전계수설계법에 의한 내적안정성 평가

(1) 부분안전계수

부분안전계수설계법은 항만 및 공항 연구소(Kitazume and Nagao, 2007)에서 개발되었으며, 현재 일본에서는 항만 시설의 기술상 기준 및 동해설(日本港灣協會, 2012) 및 沿岸技術研究センター(2008)에 수록되어 있다. 부분안전계수설계법에 의한 내부안정 검토는 LRFD설계법에서와 동일한 해석단면과 조건 하에서 안전여유 및 한계상태를 평가하였다.

하중저항계수설계법에서는 전체 저항 및 하중에 저항계수와 하중계수를 적용하여 한계상태를 평가하지만 부분안전계수설계법은 각 확률변수에 부분안전계수를 적용한 다음 저항 또는 하중값에 누적시켜 한계상태를 평가하는 차이점이 있다.

부분안전계수는 식 3.213와 같이 확률변수의 목표신뢰도지수, 변동계수, 평균치비(편향계수)를 사용하는 공통점이 있지만 확률변수의 민감도가 반영되어 안정성에 큰 영향을 미치는 확률변수에 가중치를 두어 한계상태를 평가할 수 있다.

$$\gamma_x = (1 - \alpha_x \cdot \beta_T \cdot \mathrm{COV}_x)\mu_x / \mathrm{X}_k \qquad (3.213)$$

여기서, γ_x : 확률변수 X의 부분안전계수

α_x : 확률변수 X의 민감도 계수

β_T : 목표신뢰도지수

COV_x : 확률변수 X의 변동계수

μ_x/X_k : 확률변수 X의 평균치 비(편향계수)

일본 항만시설기준에서 심층혼합처리 지반의 압축응력과 전단응력에 관련된 부분안전계수는 목표신뢰도지수 3.0에 대하여 산정되었으며, <표 3.188>과 같다.

<표 3.188> 개량체 압축응력 및 장벽의 전단응력에 대한 부분안전계수
(沿岸技術研究センター, 2008)

Random variables		γ	α	μ/X_k	COV
$\gamma_{q_{uc}}$	설계기준강도	0.55	-	-	-
$\gamma_{t_{1,2}}$	단지압	1.05	-0.116	1.00	0.03
γ_{W_i}	미개량지반의 단위중량	1.00	0.001	1.00	0.03
γ_{T_l}	지반반력의 합력	1.05	-0.115	1.00	0.03
γ_{W_l}	개량체 유효중량	1.00	0.005	1.00	0.03
γ_a	구조물해석계수	1.00	-	-	-

(2) 압축응력 검토

부분안전계수설계법에서 압축응력에 대한 하중 및 저항은 식 3.214~3.215과 같이 각 설계변수에 부분안전계수를 곱하여 산정한다. 식 3.215에서 1-K·COV는 현장 개량체의 불확실성을 고려하는 부분으로 일본의 설계기준에서는 0.67로 제안되어 있다. 하중 및 저항에 대한 부분안전계수를 적용한 한계상태값은 각각 678.62 kN/㎡, 1,076.02 kN/㎡으로 산정되었으며, 부분안전설계법에 의한 안전여유는 397.40 kN/㎡으로 한계상태를 만족하는 것으로 평가되었다.

$$Q=\gamma_a\gamma_i\{t_1-K_0\Sigma(W_d\cdot h_d),\quad W_d=\gamma_{Wi}W_i\ ,\quad t_1=\gamma_{t_1}t_1 \tag{3.214}$$

$$R=\alpha\cdot\beta\cdot\gamma_{q_{uc}}\cdot(1-K\cdot COV)\cdot\lambda\cdot q_{ul} \tag{3.215}$$

(가) 저항력

$$R = \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$$

$$= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{q_{uc}} \cdot q_{uc}$$

$$= \alpha\ \beta\ \gamma_{q_{uc}} (1 - K \cdot COV)\ \lambda\ q_{ul}$$

$$= 0.8 \times 0.55 \times (1 - 1.00 \times 0.33) \times 1.00 \times 3{,}650$$

$$= 1{,}076.02\ \mathrm{kN/m^2}$$

(나) 하 중

$$Q = \gamma_a\ \gamma_i \{t_{1,2} - K_0\ \Sigma(W_d \cdot h_d)\}$$

$$W_d = \gamma_{W_i} W_i = 1.00 \times 6.00 = 6.00\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$K_0\ \Sigma(W_d \cdot h_d) = 0.50 \times (6.00 \times 28.00) = 84.00\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$t_1 = \gamma_{t_1} t_1 = 1.05 \times 726.30 = 762.62\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$Q = 1.00 \times 1.00 \times (762.62 - 84.00) = 678.62\ \mathrm{kN/m^2}$$

(다) 한계상태 평가

$$R = 1{,}076.02\ \mathrm{kN/m^2} \geqq Q = 678.62\ \mathrm{kN/m^2}$$

(3) 전단응력 검토

부분안전계수가 적용된 전단응력의 하중 및 저항은 식 3.216~식 3.217와 같이 산정하였다. 부분안전계수가 적용된 한계상태값은 각각 92.32 kN/㎡, 538.01 kN/㎡으로 산정되었으며, 전단응력에 대한 안전여유는 445.69kN/㎡로 한계상태를 충분히 만족하는 것으로 평가되었다.

$$Q = \gamma_a \gamma_i \left(\frac{T_{ld} - W_{ld} + C_{upd}}{A} \right), \quad T_{ld} = \gamma_{T_l} T_l, \quad W_{ld} = \gamma_{W_l} W_l, \quad C_{upd} = \gamma_{c_{up}} C_{up} \tag{3.216}$$

$$R = \frac{1}{2} \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{q_{uc}} \cdot (1 - K \cdot COV) \cdot \lambda \cdot q_{ul} \tag{3.217}$$

라. 내적안정성에 대한 한계상태설계법 적용성 검토

(1) 하중 및 저항계수에 따른 안전여유 비교

심층혼합처리 지반의 내부안정에 가장 큰 영향을 미치는 압축강도에 대한 LRFD의 저항계수가 0.44이며, 부분안전계수설계법에서 부분계수는 0.55이므로 직관적으로는 LRFD의 안전여유가 다소 낮을 것으로 예상된다. 그러나 일본의 부분안전계수설계법에서는 현장 개량체의 불확실성을 고려하는 1-K·COV 항을 부분안전계수에 포함시키지 않은 채 한계상태식을 구성하였다. 따라서 개량체 압축강도에 대한 불확실성이 부분안전계수에 포함되어 하중저항계수설계법의 저항계수와 등가인 부분계수를 재산정 해보면, 부분계수는 0.37이 되므로 LRFD의 저항계수보다 약 16% 정도 낮다. 반면, LRFD에서는 하중계수를 1.10로 적용하고 있으나, 부분안전계수설계법에서는 안정성에 가장 큰 영향을 미치며 하중계수 역할을 하고 있는 단지압과 지반반력의 부분안전계수를 1.15로 적용하고 있어 LRFD의 하중계수보다 크다.

허용응력설계법, LRFD와 부분안전계수설계법 등의 한계상태설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교하기 위하여 저항계수와 하중계수의 비, 즉 한계상태설계법의 등가 안전율(FS=γ/ϕ)을 산정하였다. 허용응력설계법에서는 안전율을 저항계수로 간주하였다. LRFD에서는 하중계수에 따라 등가 안전율이 좌우되며, 부분안전계수설계법에서는 각 확률변수에 부분안전계수를 적용하기 때문에 직접적으로 비교하기 어려우나, 하중계수 범위를 기준으로 등가 안전율을 산정하여 <표 3.189>에 나타내었다.

<표 3.189> 심층혼합처리 지반의 내적안정에 대한 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법의 등가안전율 비교

설 계 법	하중계수(γ)	저항계수(ϕ)	등가안전율
ASD	1.00	0.33	FS_{ASD} = 3.00
LRFD	1.10～1.30	0.44	FS_{LRFD} = 2.75～2.95
PSFD*	1.00～1.05	0.37	FS_{PSFD} = 2.70～2.84

*: Partial safety factor design

산정된 등가 안전율로부터 세 가지 설계법 간의 상대적인 안전여유는 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법 순으로 크게 나타났다. 허용응력

설계법과 한계상태설계법 간의 등가 안전율의 차이가 10% 이내로 비교적 적으므로 현재 제안된 한계상태설계법은 허용응력설계법의 안전성 수준과 큰 차이를 보이지 않는 것으로 평가된다.

(2) 한계상태설계법에 의한 내부안정성 검토 비교

세 가지 설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교하기 위하여 심층혼합처리 지반의 내부안정 검토 결과를 정리하고, 안전율, 하중 및 저항계수 등의 계수가 적용된 안전여유를 비교하였다.<표 3.190～표 3.191>

압축응력 검토 시 허용응력설계법의 안전여유는 한계상태설계법의 안전여유에 비해 낮은 것으로 나타났으며, 반면에 전단응력 검토에 대한 허용응력설계법의 안전여유는 한계상태설계법의 안전여유에 비해 높게 나타났다.

LRFD와 부분안전계수설계법에 의해 산정된 안전여유에는 거의 동일한 것으로 나타났으며, LRFD에서는 저항력이 다소 크게 산정되고 하중은 부분안전계수설계법보다 작게 산정되는 것으로 나타났다. 이는 두 한계상태설계법에서 저항계수 및 하중계수의 차이가 서로 상쇄되어 안전여유가 거의 동일해지는 결과를 가져온 것으로 판단된다.

<표 3.190> 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법을 이용한 압축응력 비교

구　　분	허용응력설계법*	하중저항계수설계법	부분안전계수설계법
하　　중	1,926.90	706.53	678.62
저　　항	2,482.00	1,092.08	1,076.02
안전여유	555.10	385.55	397.40

*: ASD에는 안전율 3.0을 적용함

<표 3.191> 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법을 이용한 전단응력 비교

구 분	허용응력설계법*	하중저항계수설계법	부분안전계수설계법
하 중	264.84	97.11	92.32
저 항	1,241.00	546.04	538.01
안전여유	976.13	448.93	445.69

*: ASD에는 안전율 3.0을 적용함

3.2 쇄석다짐말뚝

본 절에서는 신뢰성해석에 이용된 국내・외 쇄석다짐말뚝의 설계 및 시공사례에 대한 허용응력설계(ASD), 하중저항계수설계(LRFD), 부분안전계수설계(PSFD)를 각각 수행하고, 대표단면에 대한 설계과정을 나타내었다. 또한 각 설계법 간의 상대적인 안전여유와 이용율을 비교함으로써 부분안전계수의 적용성을 검토하였다.

가. 안정성 평가방법

허용응력설계(ASD)에는 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 지지력 이론식을 이용하여 극한지지력을 산정하고 기준안전율로 나눈 허용지지력이 작용하중 이상이 되는지를 확인함으로써 안정성을 평가한다.

$$\frac{Q_u}{F_s} = Q_a \geq Q_n = Q_D + Q_L \tag{3.218}$$

하중저항계수설계(LRFD)에서는 지지력이론식으로부터 얻어진 극한지지력인 공칭저항(R_n)에 저항계수(ϕ)를 곱하여 산정된 설계저항(R_d)이 작용하중(Q_D, Q_L)에 하중계수(γ_{QD}, γ_{QL})를 곱하여 산정된 설계하중(Q_d) 이상일 경우에 안정성이 확보된 것으로 평가할 수 있다.

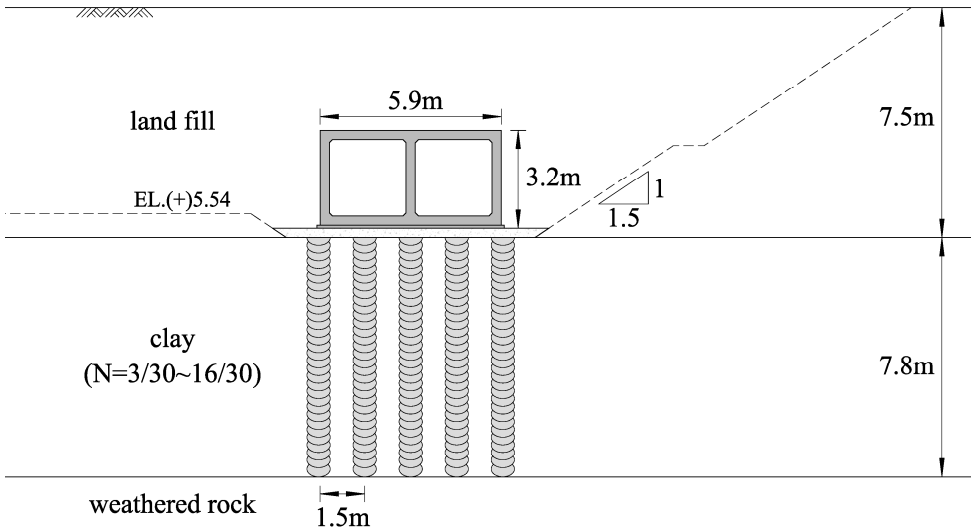
$$R_d = \phi R_n \geq Q_d = \gamma_{QD} Q_D + \gamma_{QL} Q_L \tag{3.219}$$

부분안전계수설계(PSFD)에서는 단위중량, 비배수전단강도, 내부마찰각 등 각 재료의 특성값(X_k)을 부분안전계수(γ_M)로 나눈 재료의 설계 특성값(X_d)을 지지력 이론식에 대입하여 설계저항(R_d)을 산정하고, 각 작용하중에 부분안전계수를 곱하여 산정된 설계하중(Q_{Ed}) 이상인지를 확인함으로써 안정성을 평가한다.

$$Q_{Rd} = F\left\{F_d; \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right\} \geq Q_{Ed} = Q\{F_d; X_d, a_d\} \tag{3.220}$$

나. 대표 단면 및 설계 조건

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 허용응력설계 및 한계상태설계 과정을 설명하기 위하여 신뢰성해석에 이용된 국내·외 설계 및 시공사례 6개소 중 A단면을 대표단면으로 선정하였다. 대표단면은 주거단지 조성을 위한 하수박스의 기초로 쇄석다짐말뚝이 계획되었으며, 쇄석다짐말뚝과 원지반의 특성값, 하중조건은 다음과 같다.



<그림 3.229> 한계상태설계 적용성 검토를 위한 대표단면

(1) 쇄석다짐말뚝의 특성

- 말뚝의 길이(L_p) = 7.80m
- 말뚝의 직경(d_p) = 0.76m
- 말뚝의 면적(A_p) = 0.454 ㎡
- 말뚝의 간격(s) = 하중재하폭(B_f) = 1.50m
- 쇄석의 내부마찰각(ϕ_s) = 50°

(2) 원지반 점토의 특성

- 단위중량(γ_c) = 16.70 kN/㎥
- 비배수전단강도(c_u) = 62.00 kN/㎡
- 탄성계수(E_c) = 15,500 kN/㎡
- 프와송비(ν_c) = 0.40
- 정지토압계수(K_0) = 1.00

(3) 하중조건

- 사하중(Q_D) = 136.30 kN/㎡
- 활하중(Q_L) = 13.00 kN/㎡

다. 허용응력설계

허용응력설계법에서 쇄석다짐말뚝의 안전율(F_s)은 극한지지력(Q_u)과 작용하중(Q_n)의 비로 산정하며, 기준안전율(F_s=2.0) 이상인 경우에 허용응력설계법을 만족하는 것으로 평가할 수 있다. 안전여유(M)는 허용지지력(Q_a)과 작용하중의 차이로 정의할 수 있으며, 안전여유가 0 이상인 경우에 안정성이 확보되는 것으로 평가할 수 있다.

(1) 작용하중(Q_n)

허용응력설계법에서 작용하중은 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 합으로 산정된 공칭하중(Q_n)이며, 쇄석다짐말뚝 1본에 작용하는 하중은 말뚝 1본이 분담하는 면적을 고려하여 산정하였다.

1) 작용하중

$$Q_D + Q_L = 136.30 + 13.00 = 149.30\ \mathrm{kN/m^2}$$

2) 쇄석다짐말뚝 1본에 작용하는 하중

$$Q_n = (Q_D + Q_L) A_f = (Q_D + Q_L) B_f^2 = 335.93\ \mathrm{kN}$$

(2) 허용지지력(Q_a)

쇄석다짐말뚝의 허용지지력은 지지력이론식에 의해 얻어진 극한지지력을 기준안전율(F_s=2.0)로 나누어 산정하며, 쇄석다짐말뚝 1본당 극한지지력은 말뚝 1본의 면적을 고려하여 결정한다. 쇄석다짐말뚝의 안전율은 극한지지력과 작용하중의 비로 산정한다.

•Vesic(1972)

1) 강도지수(I_r), 공동확장계수(F_c', F_q')

$$I_r = \frac{E_c}{2\,(1+\nu_c)(c_u + q\tan\phi_c)} = 89.29$$

$F_q' = 1.00,\ F_c' = 5.49$

2) 등가파괴심도에서의 평균(등방) 응력

팽창파괴의 한계깊이(L_c) = 3 · d_p = 2.28m

$q_{ave} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = \gamma_c \cdot L_c = 38.08\,\mathrm{kN/m^2}$

3) 극한지지력 $q_u = (c_u F_c' + q_{avg} F_q')\dfrac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} = 2{,}857.69\,\mathrm{kN/m^2}$

4) 말뚝 1본당 극한지지력 $Q_u = q_u \cdot A_p = 1{,}296.38\,\mathrm{kN}$

5) 허용지지력 $Q_a = \dfrac{Q_u}{F_s} = 648.19\,\mathrm{kN}$

6) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 648.19 - 335.93 = 312.26\,\mathrm{kN}$

7) 안전율 $F_s = \dfrac{Q_u}{Q_n} = \dfrac{1{,}296.36}{335.93} = 3.86$

•Hughes and Withers(1974)

1) 초기 횡방향 응력 $\sigma_{r0} = K_0(\gamma_c h + q) = 38.08\,\mathrm{kN/m^2}$

2) 극한지지력 $q_u = (\sigma_{ro} + 4\,c_u)\dfrac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} = 2{,}159.48\,\mathrm{kN/m^2}$

3) 말뚝 1본당 극한지지력 $Q_u = q_u \cdot A_p = 979.64\,\mathrm{kN}$

4) 허용지지력 $Q_a = \dfrac{Q_u}{F_s} = 489.82\,\mathrm{kN}$

5) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 489.82 - 335.93 = 153.90\,\mathrm{kN}$

6) 안전율 $F_s = \dfrac{Q_u}{Q_n} = \dfrac{976.64}{335.93} = 2.92$

•Brauns(1978)

1) 극한지지력 $q_u = \left[\sigma_{ro} + 1 + \ln\dfrac{E_c}{3\,c_u}\,c_u\right]\dfrac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} = 2{,}825.40\,\mathrm{kN/m^2}$

2) 말뚝 1본당 극한지지력 $Q_u = q_u \cdot A_p = 1{,}281.73\,\mathrm{kN}$

3) 허용지지력 $Q_a = \dfrac{Q_u}{F_s} = 640.87\,\mathrm{kN}$

4) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 640.87 - 335.93 = 304.94\,\mathrm{kN}$

5) 안전율 $F_s = \dfrac{Q_u}{Q_n} = \dfrac{1{,}281.73}{335.93} = 3.82$

•Hansbo(1994)

1) 극한지지력 $q_u = (\sigma_{ro} + 5\,c_u)\,\dfrac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} = 2{,}627.50\,\mathrm{kN/m^2}$

2) 말뚝 1본당 극한지지력 $Q_u = q_u \cdot A_p = 1{,}191.95\,\mathrm{kN}$

3) 허용지지력 $Q_a = \dfrac{Q_u}{F_s} = 595.98\,\mathrm{kN}$

4) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 595.98 - 335.93 = 260.05\,\mathrm{kN}$

5) 안전율 $F_s = \dfrac{Q_u}{Q_n} = \dfrac{1{,}191.95}{335.93} = 3.55$

(3) 안전여유(M) 및 안전율(F_s)

허용응력설계에 의한 안전여유는 지지력 이론식에 따라 153.90~312.26 kN으로 산정되었으며, 안전율은 2.92~3.86으로 기준안전율(F_s=2.0)보다 1.4 ~1.9배 정도 크기 때문에 비교적 안전측의 설계가 이루어진 것으로 평가된다.

<표 3.192> 허용응력설계법의 안전여유와 안전율(A단면)

지지력 이론식	극한지지력 (kN)	허용지지력 (kN)	안전여유 (kN)	안전율 (Fs)
Vesic (1972)	1,296.38	648.19	312.26	3.86
Hughes and Withers(1974)	979.64	489.82	153.90	2.92
Brauns (1978)	1,281.73	640.87	304.94	3.82
Hansbo (1994)	1,191.95	595.98	260.05	3.55

라. 하중저항계수설계(LRFD)

(1) 설계하중(Q_d)

하중저항계수설계법에서 설계하중은 사하중과 활하중에 대한 각각의 하중계수를 곱하고, 말뚝 1본이 분담하는 면적을 고려하여 산정한다. 사하중 및 활하중의 하중계수는 AASHTO(2007) 시방서 기준을 적용하였다.

$$Q_d = (\gamma_{QD} Q_D + \gamma_{QL} Q_L) B_f^2$$
$$= (1.25 \times 136.30 + 1.75 \times 13.00) \times 1.50^2$$
$$= 434.53 \text{ kN}$$

(2) 설계저항(R_d)

설계저항은 식 3.221과 같이 지지력이론식으로부터 얻어진 극한지지력인 공칭저항에 저항계수를 곱하여 산정되며, 팽창파괴에 대한 지지력 이론식별 저항계수는 <표 3.193>와 같이 한용배(2013)의 연구결과를 이용하였다.

$$R_d = \phi R_n \tag{3.221}$$

<표 3.193> 저항계수가 적용된 설계지지력 산정(A단면)

지지력 이론식	저항계수 (ϕ)	극한지지력 (kN)	설계저항력 (kN)
Vesic (1972)	0.345	1,296.38	447.25
Hughes and Withers(1974)	0.437	979.64	428.10
Brauns (1978)	0.349	1,281.73	447.32
Hansbo (1994)	0.369	1,191.95	439.83

(3) 안전여유 및 이용율

하중저항계수설계법에서 안전여유는 저항계수 및 하중계수가 적용된 설계저항과 설계하중의 차로 정의하였으며, 한계상태설계 조건을 만족하는지를 평가하는 이용율(utilization factor, Λ)을 검토하였다. 이용율은 설계하중과 설계저항의 비로 정의하며, 한계상태설계 조건을 만족하기 위해서 이용율은 100%보다 작거나 같아야 한다. 그러나 이용율이 100%를 초과하더라도 반드시 붕괴가 일어난다는 것을 의미하

지 않지만, 한계상태설계에서 요구되는 신뢰성을 만족하지 못하는 상태이다. 따라서 한계상태설계법에서 이용율이 100%를 초과하는 경우에는 재설계가 요구된다.

$$\Lambda = \frac{Q_d}{R_d} \tag{3.222}$$

하중저항계수설계에 의한 안전여유는 <표 3.194>에 나타낸 바와 같이 -6.43 ~ 12.79 kN이며, 이용율은 97 ~ 102%로 산정되었다. Hughes and Withers(1974)의 지지력이론식을 이용하는 경우에는 안전여유가 부족하지만, 이 외 3가지 지지력이론식에 대한 이용율이 100%에 가까우므로 최적설계에 가까운 것으로 평가된다.

<표 3.194> 하중저항계수설계법의 안전여유와 이용율(A단면)

지지력 이론식	설계저항력 (kN)	설계하중 (kN)	안전여유 (kN)	이용율 (Λ)
Vesic (1972)	447.25	434.53	12.72	97%
Hughes and Withers(1974)	428.10	434.53	-6.43	102%
Brauns (1978)	447.32	434.53	12.79	97%
Hansbo (1994)	439.83	434.53	5.30	99%

마. 부분안전계수설계(PSFD)

(1) 설계하중(Q_{Ed})

구조물 기초에 작용하는 영구하중(사하중)은 교량상판의 자중, 피어두부 및 피어, 상부에 가해지는 임의 중량 등이며, 변동하중(활하중)은 데크와 피어에 작용하는 풍하중 및 교통하중 등이다. 부분안전계수설계법에서 불리한 영구하중과 불리한 변동하중에 사용하는 부분안전계수는 EN 1997-1의 부록 A에 규정되어 있으며, 부분안전계수는 각각 γ_G=1.35, γ_Q=1.50을 적용한다.

1) 하중의 부분안전계수 $\gamma_G = 1.35,\ \gamma_Q = 1.50$

2) 설계하중 $q_{Ed} = \gamma_G(W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk}$

$= 1.35 \times 136.30 + 1.50 \times 13.00$

$= 203.51\ \mathrm{kN/m^2}$

3) 말뚝 1본당 설계하중 $Q_{Ed} = q_{Ed} \cdot A_p = 457.89\ \mathrm{kN}$

(2) 설계저항력(Q_{Rd})

쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 저항력(지지력)과 관련된 지반 재료는 원지반의 단위중량(γ), 원지반의 비배수전단강도(c_u), 원지반의 탄성계수(E_c), 쇄석의 내부마찰각(ϕ_s)이며, 재료의 설계 특성값은 재료의 특성값을 부분안전계수로 나누어 산정한다.

부분안전계수설계법에서는 각 재료의 설계 특성값을 지지력이론식에 입력하여 설계저항력을 산정하며, 하중저항계수설계법에서와 동일한 방법으로 안전여유와 이용율을 산정하였다.

•Vesic(1972)

1) 재료의 부분안전계수 $\gamma_{\gamma_c} = 1.025,\ \gamma_{c_u} = 1.694,\ \gamma_{\phi_s} = 1.137$

2) 재료의 설계 특성값

- 설계단위중량 $\gamma_{cd} = \dfrac{\gamma_c}{\gamma_\gamma} = \dfrac{16.70}{1.025} = 16.29\ \mathrm{kN/m^3}$
- 설계비배수전단강도 $c_{ud} = \dfrac{c_u}{\gamma_{c_u}} = \dfrac{62.00}{1.694} = 36.60\ \mathrm{kN/m^2}$
- 설계내부마찰각 $\phi_{sd} = \tan^{-1}\left\{\dfrac{\tan(\phi_s)}{\gamma_{\phi_s}}\right\} = \tan^{-1}\left\{\dfrac{\tan(50^\circ)}{1.137}\right\} = 46.35^\circ$

3) 강도지수(I_r), 공동확장계수(F_c', F_q')

$$I_r = \frac{E_c}{2\,(1+\nu_c)(c_{ud} + q\tan\phi_{cd})} = 151.25$$

$F_q' = 1.00,\ F_c' = 6.02$

4) 등가파괴심도에서의 평균(등방) 응력

팽창파괴의 한계깊이(L_c) = 3 · d_p = 2.28m

$q_{ave.d} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = \gamma_{cd} \cdot L_c = 37.15\ \mathrm{kN/m^2}$

5) 설계저항력 $q_{ud} = (c_{ud} F_c' + q_{avg.d} F_q') \frac{1+\sin\phi_{sd}}{1-\sin\phi_{sd}} = 1{,}604.90\,\mathrm{kN/m^2}$

말뚝 1본당 설계저항력 $Q_{Rd} = q_{ud} \cdot A_p = 728.06\,\mathrm{kN}$

6) 안전여유 $M = Q_{Rd} - Q_{Ed} = 728.06 - 457.89 = 270.17\,\mathrm{kN}$

7) 이용율 $\Lambda_{PSFD} = \frac{Q_{Ed}}{Q_{Rd}} = \frac{457.89}{728.06} = 63\,\%$

•Hughes and Withers(1974)

1) 재료의 부분안전계수 $\gamma_{\gamma_c} = 1.027,\ \gamma_{c_u} = 1.665,\ \gamma_{\phi_s} = 1.145$

2) 재료의 설계 특성값

- 설계단위중량 $\gamma_{cd} = \frac{\gamma_c}{\gamma_\gamma} = \frac{16.70}{1.027} = 16.26\,\mathrm{kN/m^3}$
- 설계비배수전단강도 $c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_{c_u}} = \frac{62.00}{1.665} = 37.24\,\mathrm{kN/m^2}$
- 설계내부마찰각 $\phi_{sd} = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan(\phi_s)}{\gamma_{\phi_s}}\right\} = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan(50^\circ)}{1.145}\right\} = 46.15^\circ$

3) 초기 횡방향 응력 $\sigma_{r0d} = K_0(\gamma_{cd} h + q) = 37.07\,\mathrm{kN/m^2}$

4) 설계저항력 $q_{ud} = (\sigma_{r0d} + 4\,c_{ud}) \frac{1+\sin\phi_{sd}}{1-\sin\phi_{sd}} = 1{,}148.01\,\mathrm{kN/m^2}$

5) 말뚝 1본당 설계저항력 $Q_{ud} = q_{ud} \cdot A_p = 520.79\,\mathrm{kN}$

6) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 520.79 - 457.89 = 62.90\,\mathrm{kN}$

7) 이용율 $\Lambda_{PSFD} = \frac{Q_{Ed}}{Q_{Rd}} = \frac{457.89}{520.79} = 88\,\%$

•Brauns(1978)

1) 재료의 부분안전계수

$\gamma_{\gamma_c} = 1.025,\ \gamma_{c_u} = 1.655,\ \gamma_{E_c} = 1.032,\ \gamma_{\phi_s} = 1.145$

2) 재료의 설계 특성값

- 설계단위중량 $\gamma_{cd} = \frac{\gamma_c}{\gamma_\gamma} = \frac{16.70}{1.025} = 16.29\,\mathrm{kN/m^3}$

• 설계비배수전단강도 $c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_{c_u}} = \frac{62.00}{1.655} = 37.46\,\mathrm{kN/m^2}$

• 설계내부마찰각 $\phi_{sd} = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan(\phi_s)}{\gamma_{\phi_s}}\right\} = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan(50^\circ)}{1.145}\right\} = 46.15^\circ$

3) 초기 횡방향 응력 $\sigma_{r0d} = K_0(\gamma_{cd}\,h + q) = 37.15\,\mathrm{kN/m^2}$

4) 설계저항력 $q_{ud} = \left[\sigma_{r0d} + 1 + \ln\frac{E_{cd}}{3c_{ud}}c_{ud}\right]\frac{1+\sin\phi_{sd}}{1-\sin\phi_{sd}} = 1{,}529.15\,\mathrm{kN/m^2}$

5) 말뚝 1본당 설계저항력 $Q_{Rd} = q_{ud} \cdot A_p = 722.27\,\mathrm{kN}$

6) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 722.27 - 457.89 = 264.39\,\mathrm{kN}$

7) 이용율 $\Lambda_{PSFD} = \frac{Q_{Ed}}{Q_{Rd}} = \frac{457.89}{722.27} = 63\%$

•Hansbo(1994)

1) 재료의 부분안전계수

$\gamma_{\gamma_c} = 1.025,\ \gamma_{c_u} = 1.686,\ \gamma_{\phi_s} = 1.140$

2) 재료의 설계 특성값

• 설계단위중량 $\gamma_{cd} = \frac{\gamma_c}{\gamma_\gamma} = \frac{16.70}{1.025} = 16.29\,\mathrm{kN/m^3}$

• 설계비배수전단강도 $c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_{c_u}} = \frac{62.00}{1.686} = 36.77\,\mathrm{kN/m^2}$

• 설계내부마찰각 $\phi_{sd} = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan(\phi_s)}{\gamma_{\phi_s}}\right\} = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan(50^\circ)}{1.140}\right\} = 46.27^\circ$

3) 초기 횡방향 응력 $\sigma_{r0d} = K_0(\gamma_{cd}\,h + q) = 37.15\,\mathrm{kN/m^2}$

4) 설계저항력 $q_{ud} = (\sigma_{r0d} + 5\,c_{ud})\frac{1+\sin\phi_{sd}}{1-\sin\phi_{sd}} = 1{,}365.14\,\mathrm{kN/m^2}$

5) 말뚝 1본당 설계저항력 $Q_{Rd} = q_{ud} \cdot A_p = 619.29\,\mathrm{kN}$

6) 안전여유 $M = Q_a - Q_n = 619.29 - 457.89 = 161.41\,\mathrm{kN}$

7) 이용율 $\Lambda_{PSFD} = \frac{Q_{Ed}}{Q_{Rd}} = \frac{457.89}{619.29} = 74\%$

(3) 안전여유 및 이용율

부분안전계수설계법에서 안전여유는 62.90 ~ 270.17 kN으로 산정되었다(표 3.212). 부분안전계수설계법의 안전여유는 허용응력설계법의 안전여유(153.90 ~ 312.26 kN)보다는 낮고 하중저항계수설계법의 안전여유(- 6.43 ~ 12.79 kN)보다는 비교적 높은 안전여유를 갖는 것으로 분석되었다.

<표 3.195> 부분안전계수설계법의 안전여유와 이용율(A단면)

지지력 이론식	설계저항력 (kN)	설계하중 (kN)	안전여유 (kN)	이용율 (Λ)
Vesic (1972)	728.06	457.89	270.17	63%
Hughes and Withers(1974)	520.79	457.89	62.90	88%
Brauns (1978)	722.27	457.89	264.39	63%
Hansbo (1994)	619.29	457.89	161.41	74%

바. 안전여유 및 이용율 비교

국내・외 쇄석다짐말뚝의 설계 및 시공사례 6개소에 대하여 4가지 지지력이론식별로 허용응력설계(ASD), 하중저항계수설계(LRFD), 부분안전계수설계(PSFD)를 수행하고, 허용응력설계로부터 산정된 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴에 대한 안전율과 각 설계법으로부터 산정된 안전여유와 이용율의 관계를 <표 3.196>~<표 3.197>에 나타내었다.

<표 3.196> 현장별 허용응력설계법 및 한계상태설계법의 안전여유 비교

현장	지지력 이론식	안전율 (Fs)	안전여유 (kN)		
			ASD	LRFD	PSFD
A	Vesic (1972)	3.86	312.26	12.72	270.17
	Hughes & Withers(1974)	2.92	153.90	-6.43	62.90
	Brauns (1978)	3.82	304.94	12.79	264.39
	Hansbo (1994)	3.55	260.05	5.30	161.41
B	Vesic (1972)	2.98	120.71	-65.11	44.77
	Hughes & Withers(1974)	2.32	38.97	-69.19	-52.24
	Brauns (1978)	2.95	116.93	-64.82	39.88
	Hansbo (1994)	2.76	93.76	-67.43	-6.94
C	Vesic (1972)	3.91	226.58	2.70	147.35
	Hughes & Withers(1974)	3.01	119.30	-5.81	20.44
	Brauns (1978)	3.87	221.62	2.95	141.30
	Hansbo (1994)	3.62	191.21	-1.16	79.81
D	Vesic (1972)	2.03	3.62	-189.45	-88.76
	Hughes & Withers(1974)	1.60	-57.68	-189.15	-161.96
	Brauns (1978)	2.01	0.79	-189.09	-92.82
	Hansbo (1994)	1.89	-16.59	-190.31	-127.89
E	Vesic (1972)	1.87	-13.44	-128.53	-68.33
	Hughes & Withers(1974)	1.52	-50.99	-124.64	-113.64
	Brauns (1978)	1.86	-15.18	-128.15	-71.24
	Hansbo (1994)	1.76	-25.82	-128.09	-92.68
F	Vesic (1972)	2.16	28.64	-178.57	-24.39
	Hughes & Withers(1974)	1.75	-44.28	-171.87	-118.27
	Brauns (1978)	2.14	25.27	-177.86	-28.78
	Hansbo (1994)	2.03	4.60	-177.94	-74.06

<표 3.197> 현장별 허용응력설계법 및 한계상태설계법의 안전여유 비교

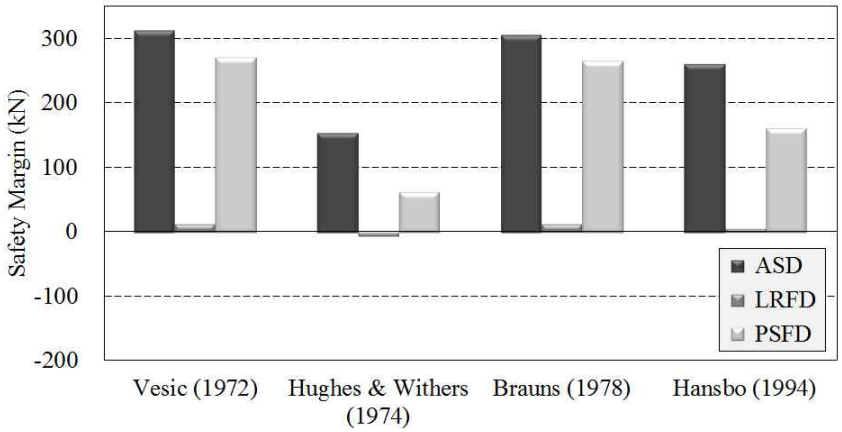
현장	지지력 이론식	안전율 (Fs)	이 용 율 (Λ)		
			ASD	LRFD	PSFD
A	Vesic (1972)	3.86	52%	97%	63%
	Hughes & Withers(1974)	2.92	69%	102%	88%
	Brauns (1978)	3.82	52%	97%	63%
	Hansbo (1994)	3.55	56%	99%	74%
B	Vesic (1972)	2.98	67%	126%	88%
	Hughes & Withers(1974)	2.32	86%	128%	119%
	Brauns (1978)	2.95	68%	126%	89%
	Hansbo (1994)	2.76	72%	127%	102%
C	Vesic (1972)	3.91	51%	99%	69%
	Hughes & Withers(1974)	3.01	66%	102%	94%
	Brauns (1978)	3.87	52%	99%	70%
	Hansbo (1994)	3.62	55%	100%	80%
D	Vesic (1972)	2.03	99%	194%	129%
	Hughes & Withers(1974)	1.60	125%	193%	168%
	Brauns (1978)	2.01	100%	193%	130%
	Hansbo (1994)	1.89	106%	195%	147%
E	Vesic (1972)	1.87	107%	193%	131%
	Hughes & Withers(1974)	1.52	131%	188%	165%
	Brauns (1978)	1.86	108%	193%	133%
	Hansbo (1994)	1.76	114%	193%	148%
F	Vesic (1972)	2.16	93%	168%	105%
	Hughes & Withers(1974)	1.75	114%	163%	133%
	Brauns (1978)	2.14	93%	167%	106%
	Hansbo (1994)	2.03	99%	167%	118%

사. 설계 및 시공사례별 안전여유와 이용율 비교

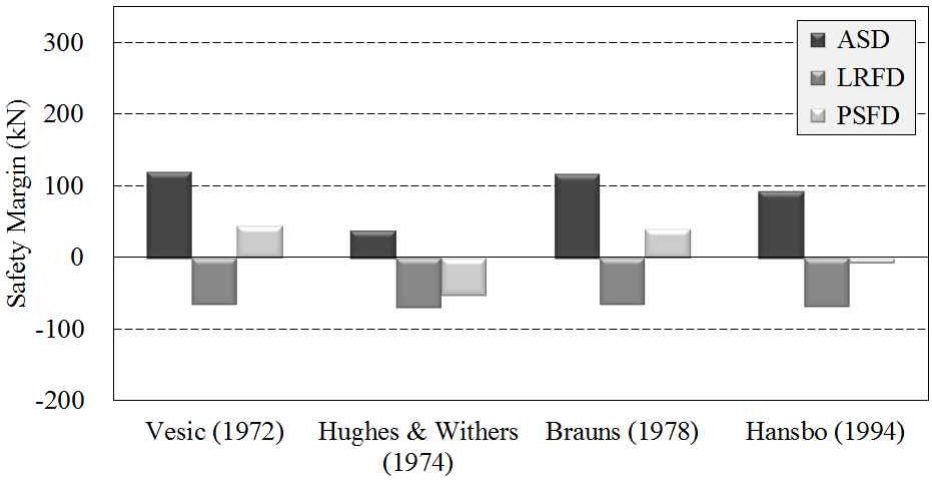
허용응력설계법에서 안전여유는 허용하중과 작용하중의 차로 정의되므로 안전여유 크기는 안전율과 비례하여 나타난다. 현장 A, B, C (<그림 3.230>~<그림 3.232>)는 허용응력설계법에 의한 안전율이 기준안전율보다 비교적 크므로 안전

여유는 38.97~312.26 kN으로 모든 지지력이론식에 대하여 0보다 큰 안전여유를 갖으며, 이용율은 51~86%로 다소 보수적인 설계결과를 나타내었다.

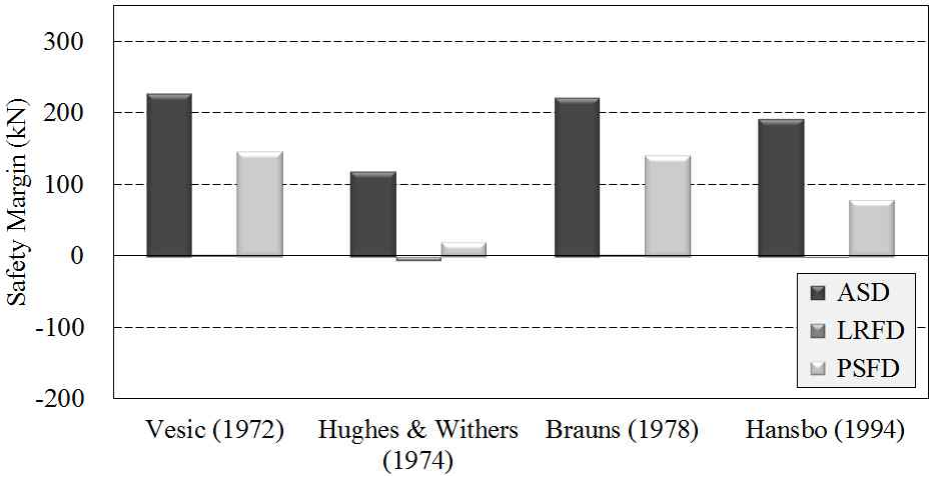
하중저항계수설계법의 안전여유는 -69.16~12.79 kN로 안전여유가 다소 부족하며, 이용율은 97~128%로 한계상태 설계조건을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 부분안전계수설계법의 안전여유는 -52.24~270.17 kN으로 안전여유가 일부 지지력이론식을 제외하면 대부분 0보다 크고, 이용율 또한 63~119%로 대부분 한계상태 설계조건을 만족하는 것으로 나타났다.



<그림 3.230> 허용응력설계 및 한계상태설계의 안전여유 비교 (Section A)

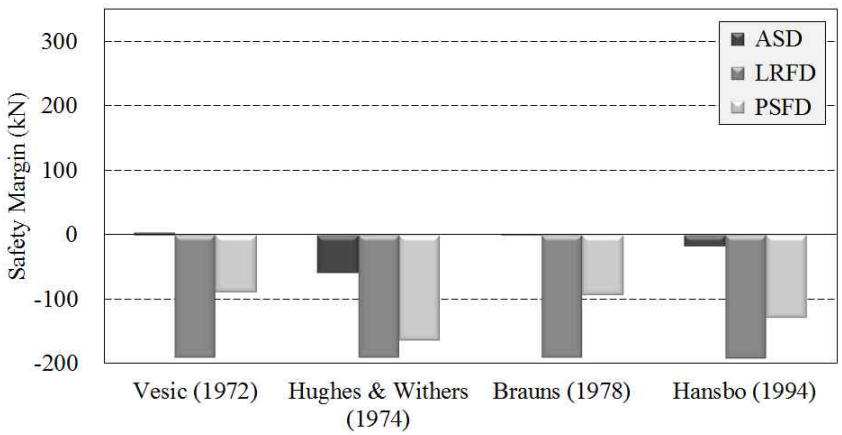


<그림 3.231> 허용응력설계 및 한계상태설계의 안전여유 비교 (Section B)

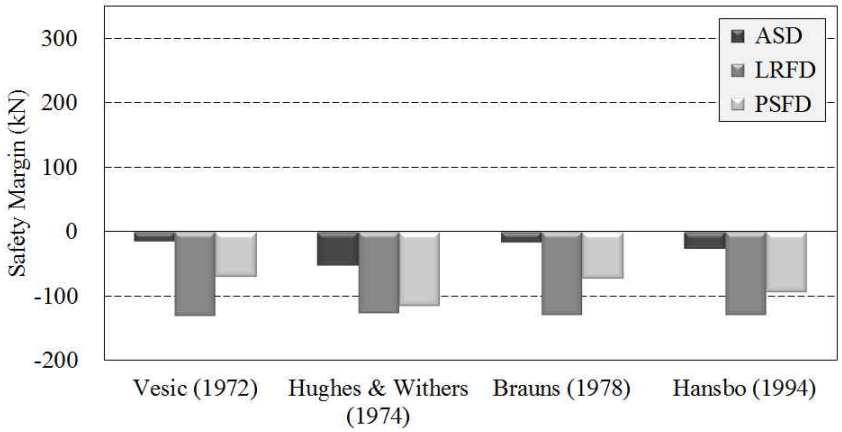


<그림 3.232> 허용응력설계 및 한계상태설계의 안전여유 비교 (Section C)

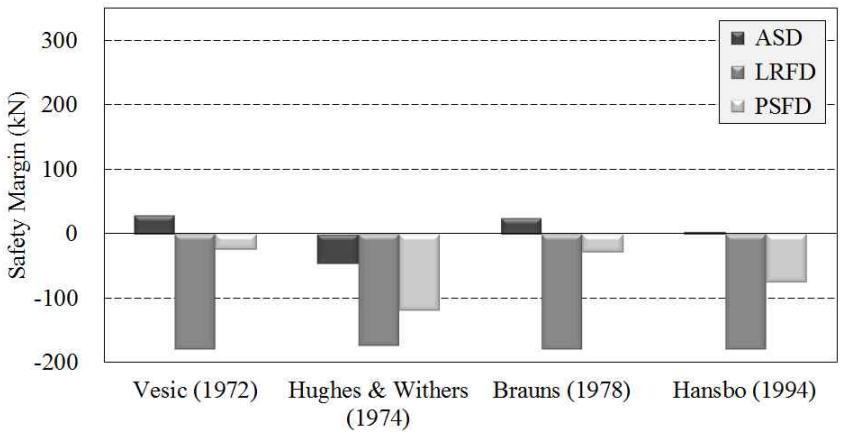
평균 안전율이 기준안전율과 거의 동일한 현장 F (<그림 3.235>)와 기준안전율을 만족하지 못하는 현장 D, E (<그림 3.233>~<그림 3.234>)의 안전여유는 대부분 0 이하이며, 이용율은 93%~131%로 대부분 한계상태 설계조건을 만족하지 못하였다. 이는 허용응력설계법에 의한 안전여유가 충분한 것으로 평가된 설계에서도 하중 및 저항의 불확실성을 고려할 경우에는 오히려 안전여유가 부족하거나 매우 낮을 수 있음을 보여주는 사례가 되며, 한계상태설계법의 효용성을 반증하는 결과라 할 수 있다.



<그림 3.233> 허용응력설계 및 한계상태설계의 안전여유 비교 (Section D)



<그림 3.234> 허용응력설계 및 한계상태설계의 안전여유 비교 (Section E)



<그림 3.235> 허용응력설계 및 한계상태설계의 안전여유 비교 (Section F)

(1) 지지력이론식별 안전여유 비교

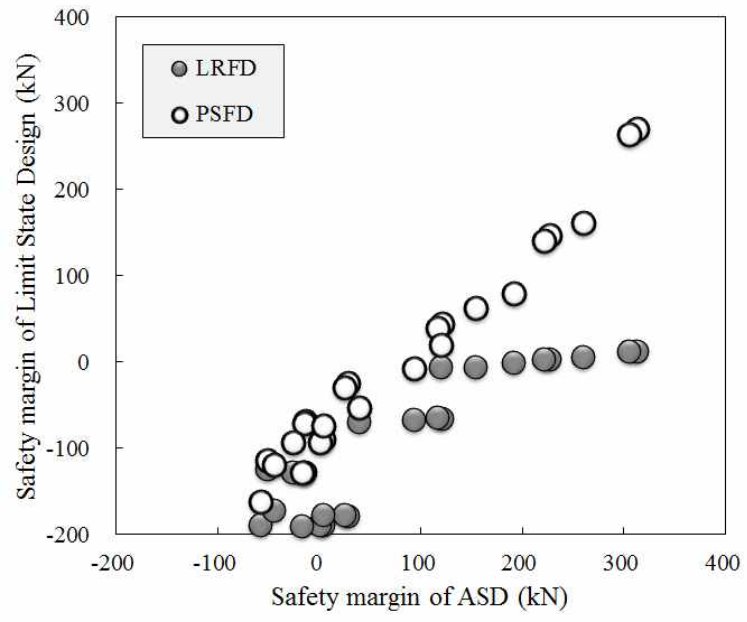
동일한 설계 및 시공사례에 대한 허용응력설계와 한계상태설계로부터 산정된 안전여유는 지지력이론식에 따라 차이를 보인다. 허용응력설계에서는 극한지지력 및 안전율과 안전여유가 비례관계에 있으므로 Vesic(1972) 이론식이 가장 큰 안전여유를 가지며, Brauns(1978) > Hansbo(1994) ≒ Hughes and Withers(1974) 이론식 순으로 나타났다.

하중저항계수설계법에서는 극한지지력과 안전율이 비교적 큰 경우에는 허용응력설계법과 유사한 경향을 보이지만, 극한지지력이 비교적 낮고 안전율이 기준안전율과 유사하거나 낮은 경우에는 허용응력설계법에서와 반대로 Hughes and

Withers(1974) 이론식의 안전여유가 크게 나타나는 경향을 보였다.

이는 지지력이론식별로 내재된 불확실성이 고려된 저항계수를 극한지지력에 적용하는 설계법의 특성으로 인해 나타나는 현상으로 판단된다. Hughes and Withers(1974) 이론식은 지지력이론식별 저항계수 중에서 가장 크지만, 지지력이론식들 중에서 극한지지력을 가장 낮게 평가한다. 따라서 극한지지력이 큰 범위에서는 다른 지지력이론식보다 낮은 극한지지력이 산정되어 높은 저항계수가 적용되더라도 설계저항력이 낮게 산정되고, 반대로 극한지지력이 낮은 범위에서는 다른 지지력이론식과의 차이가 좁혀지면서 동시에 높은 저항계수가 적용되어 설계저항력은 가장 큰 값을 갖게 되는 것이다.

부분안전계수설계법에서는 각 설계 특성값에 부분안전계수를 적용한 설계 특성값을 지지력이론식으로 설계저항력을 산정하기 때문에 안전여유는 허용응력설계법과 동일한 경향을 보인다. 이와 같은 경향은 허용응력설계법과 한계상태설계법의 안전여유 관계를 나타내는 <그림 3.236>에서 확인할 수 있다. 허용응력설계법의 안전여유가 증가할수록 한계상태설계법의 안전여유도 증가하지만, 하중저항계수설계법에서는 증가량이 둔하고 부분안전계수설계법은 거의 정비례하는 것을 알 수 있다.

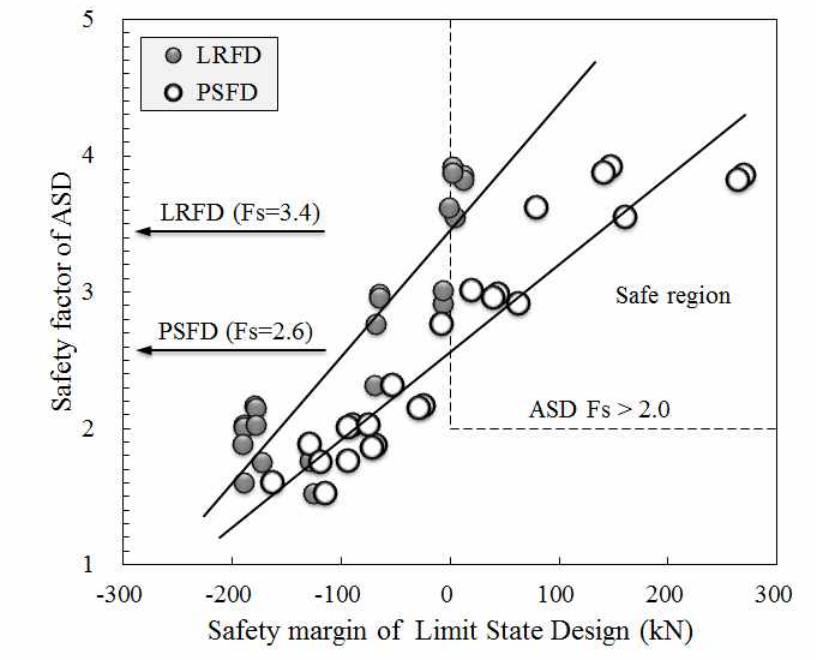


<그림 3.236> 허용응력설계법과 한계상태설계법의 안전여유 관계

(2) 안전여유 수준 검토

각 설계법(ASD, LRFD, PSFD)의 안전여유 수준을 검토하기 위하여 허용응력설계법의 안전율과 각 설계법에서 산정된 안전여유의 관계를 <그림 3.277>에 나타내었다. 허용응력설계에서는 기준안전율을 2.0으로 규정하였으므로 안전율이 2.0 이상인 경우에 모두 안전여유가 0 이상으로 나타났으나, LRFD 및 PSFD 등 한계상태설계에서는 안전율이 2.0 이상인 경우에도 일부분 안전여유가 0 미만인 경우가 나타났다.

<그림 3.237>에서 한계상태설계법의 안정성 및 신뢰성이 확보되는 안전율, 즉 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법의 안전여유가 0 이상이 되는 안전율은 각각 2.6, 3.4으로 추정할 수 있으며, 현재 허용응력설계법의 기준안전율보다 130%~170% 정도의 안전율이 상향되어야 한다는 것을 의미한다.



<그림 3.237> 한계상태설계법의 안전여유와
허용응력설계법의 안전율 관계

4. 옹벽

국내의 국토해양부 및 국방부의 옹벽 표준도를 기준으로 허용응력설계법(ASD), AASHTO LRFD와 Eurocode7의 한계상태설계법(LSD)을 이용하여 옹벽의 활동, 전도에 대한 안정성 검토를 실시하였으며, 결과비교를 통해 한계상태설계의 적용 검토를 하고자 하였다.

먼저 수계산을 통해 두가지 옹벽 단면을 예시로 선정하여 풀이과정과 함께 비교 결과를 검토하였으며, 전체 443개 옹벽에 대해서는 범용프로그램인 GEO 5를 이용하였다.

본 검토에 적용된 옹벽단면의 형태와 개수는 <표 3.198>과 같으며, 옹벽의 제원은 <표 3.199>~<표 3.200>과 같다.

<표 3.198> 한계상태설계 적용 옹벽 개수

구분	국토해양부					국방부			
옹벽 형태	역T형	L형	중력식	반중력식	합계	역T형	L형	반중력식	합계
옹벽 개수	121	68	168	35	392	14	30	7	51

<표 3.199> 국토해양부 옹벽의 검토 단면 제원

옹벽 높이(H)	저판 길이(B)	배면경사	성토 높이
3.0m~8.0m (0.5m 증가)	2.0m~6.9m (배면경사, 성토높이에 따라 변동)	수평 1 : 1.5 1 : 1.8	0.25H/0.5H/1.0H/2.0H/무한 (총 5 단계로 분류)

<표 3.200> 국방부 옹벽의 검토 단면 제원

옹벽 높이(H)	저판 길이(B)	배면경사	성토 높이
2.0m~8.0m (0.5m 증가)	1.6m~7.0m (배면경사, 성토높이에 따라 변동)	수평 1 : 1.5	1.0H/2.0H/무한 (총 3 단계로 분류)

본 검토시 적용된 설계정수는 절대적 비교를 위해 국토해양부와 국방부의 각 표준도에 적용된 물성치를 동일하게 적용하였으며, 다음 <표 3.201>~<표 3.202>와 같다. 표를 살펴보면 설계정수값과 단면크기, 제원이 서로 상이하나, 허용응력설계법의 안전율을 기준으로 설계된 값이므로, 본 검토에서도 이를 근거로 동일하게 적용하였다.

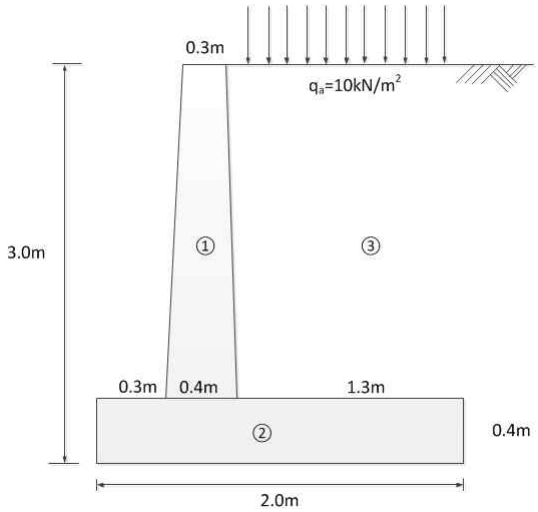
<표 3.201> 설계정수(국토해양부 옹벽 표준도)

뒷채움 토사			콘크리트	
배면경사	단위중량(γ_t)	내부마찰각(ϕ)	단위중량(γ_c)	흙과의 마찰(μ)
수평	19.0 kN/m3	30°	24.5 Mpa	0.5
1 : 1.5	20.0 kN/m3	35°		
1 : 1.8	19.0 kN/m3	30°		

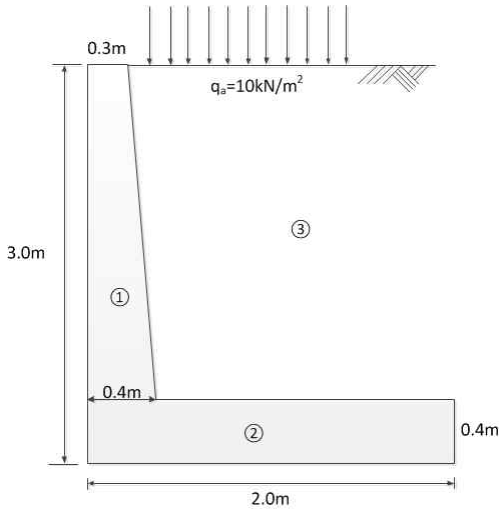
<표 3.202> 설계정수(국방부 옹벽 표준도)

뒷채움 토사			콘크리트	
옹벽종류	단위중량(γ_t)	내부마찰각(ϕ)	단위중량(γ_c)	흙과의 마찰(μ)
반중력식	20.0 kN/m³	35°	23.0 Mpa	0.5
역T형			24.5 Mpa	
L형			24.5 Mpa	

역 T형과 L형의 2가지 대표단면을 선정하였다.(그림 3.238, 3.239 참조) 이를 수계산을 통해 풀이과정과 함께 기술하였으며, 각각의 옹벽에 작용하는 하중, 모멘트 및 토압계산 결과를 <표 3.203>~<표 3.204>에 정리하였다.



<그림 3.238> 검토 옹벽 단면



<그림 3.239> 검토 옹벽 단면(L형)

<표 3.203> 옹벽의 하중 및 저항모멘트 계산 결과

구분		하중(W, kN/m)	저항 모멘트(M_r, kNm/m)
역T형 옹벽	콘크리트 자중	$W_1 = (0.3+0.4)\times 2.6\times\frac{1}{2}\times 24.5 = 22.30$	$M_{r_1} = 22.30\times 0.5 = 11.15$
		$W_2 = 2\times 0.4\times 24.5 = 19.6$	$M_{r_2} = 19.6\times 1 = 19.6$
	성토재 자중	$W_3 = (1.3+1.348)\times 2.6\times\frac{1}{2}\times 19 = 65.4$	$M_{r_3} = 65.4\times 1.326 = 86.73$
	상재 하중	$q_a = 10\times 1.348 = 13.48$	$M_{r_4} = 13.48\times 1.326 = 17.87$
	소계	$W = W_1+W_2+W_3+q_a = 120.78$	$M_r = M_{r1}+M_{r2}+M_{r3}+M_{r4} = 135.35$
L형 옹벽	콘크리트 자중	$W_1 = (0.3+0.4)\times 2.6\times\frac{1}{2}\times 24.5 = 22.30$	$M_{r_1} = 22.30\times 0.2 = 4.46$
		$W_2 = 2\times 0.4\times 24.5 = 19.6$	$M_{r_2} = 19.6\times 1 = 19.6$
	성토재 자중	$W_3 = (1.6+1.648)\times 2.6\times\frac{1}{2}\times 19 = 80.23$	$M_{r_3} = 80.23\times 1.176 = 94.35$
	상재 하중	$q_a = 10\times 1.648 = 16.48$	$M_{r_4} = 16.48\times 1.176 = 19.38$
	소계	$W = W_1+W_2+W_3+q_a = 138.61$	$M_r = M_{r1}+M_{r2}+M_{r3}+M_{r4} = 137.79$

<표 3.204> 옹벽에 작용하는 토압계산 결과(역 T형, L형)

구분	수평력(Pa, kN/m)	전도 모멘트(M_o, kNm/m)
주동토압	주동토압계수 $K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1}{3}$ $P_{a1} = \frac{1}{2}\times\gamma_t\times H^2\times K_a = \frac{1}{2}\times 19\times 3^2\times\frac{1}{3} = 28.5$	$M_{O_1} = 28.5\times 1 = 28.5$
상재하중에 의한 토압	$P_{a2} = q_a\times H\times K_a = 10\times 3\times\frac{1}{3} = 10$	$M_{O_2} = 10\times 1.5 = 15$
합계	$P_a = P_{a1}+P_{a2} = 38.5$	$M_O = M_{O1}+M_{O2} = 43.5$

4.1 허용응력설계법(ASD)을 이용한 검토

허용응력설계법을 통한 검토결과는 다음 <표 3.205>과 같다.

<표 3.205> 활동, 전도 안전율 검토 결과

구분	활동	전도
역T형	$FS = \frac{W\times\tan\delta}{P_a} = \frac{120.78\times 0.5}{38.5} = 1.568 > 1.5$	$F_S = \frac{M_r}{M_O} = \frac{135.35}{43.5} = 3.11 > 2.0$ $e = \frac{B}{2}-x < \frac{B}{6}$ $x = \frac{(M_r-M_o)}{V_d} = \frac{(135.35-43.5)}{120.78} = 0.76\,m$ $e = 1-0.76 = 0.24\,m < 0.333\,m$
L형	$FS = \frac{W\times\tan\delta}{P_a} = \frac{138.60\times 0.5}{38.5} = 1.8 > 1.5$	$F_S = \frac{M_r}{M_O} = \frac{137.79}{43.5} = 3.17 > 2.0$ $e = \frac{B}{2}-x < \frac{B}{6}$ $x = \frac{(M_r-M_o)}{V_d} = \frac{(137.79-43.5)}{138.60} = 0.68\,m$ $e = 1-0.68 = 0.32\,m < 0.333\,m$

4.2 AASHTO LRFD를 이용한 검토

가. 하중 계수와 하중 조합

AASHTO LRFD와 국내 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 옹벽의 활동과

전도 검토시 Strength-I(극한한계상태)의 하중조합을 이용하여 하중을 산정하도록 명시되어 있다.

본 연구에서는 Strength-I과 Service-I(사용한계상태)의 두 가지 조합을 이용하여 검토하였으며, 적용된 하중계수는 <표 3.206>와 같다. 또한, 식 3.223～식 3.225을 통해 하중을 산정하였고 이에 대한 결과는 <표 3.207>～<표 3.208>와 같다.

<표 3.206> 하중계수(AASHTO LRFD Bridge, 2012)

하중조합		하중계수			
		γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{EH}	γ_{LS}
Service-I		1.0	1.0	1.0	1.0
Strength-I	Max	1.25	1.35	1.5	1.75
	Min	0.9	1.0	0.9	

$$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i q_i \tag{3.223}$$

여기서, η_i : 하중수정계수

- 최대하중계수가 적용되는 하중의 경우 $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$
- 최소하중계수가 적용되는 하중의 경우 $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$

q_i : 하중 또는 하중효과

γ_i : 하중계수

$$\therefore Q_V = \eta[(\gamma_{DC} \times DC) + (\gamma_{EV} \times EV) + (\gamma_{LS} \times LS)] \tag{3.224}$$

$$\therefore Q_H = \eta[(\gamma_{EH} \times EH) + (\gamma_{LS} \times LS_H)] \tag{3.225}$$

<표 3.207>하중 조합 결과(역 T형) (kN/m, kNm)

구분			DC		EV	LS_V	EH	LS_H
			W_1	W_2	W_3	q_a	P_{a1}	P_{a2}
load (kN/m)	unfactor		22.30	19.6	65.4	13.48	28.5	10
	Service-I		22.30	19.6	65.4	13.48	28.5	10
	Strength-I	max	27.88	24.5	88.29	23.59	42.75	17.5
		min	20.07	17.64	65.4		25.65	
Moment (kNm/m)	unfactor		11.15	19.6	86.73	17.87	28.5	15
	Service-I		11.15	19.6	86.73	17.87	28.5	15
	Strength-I	max	13.94	24.5	112.75	31.27	42.75	26.25
		min	10.04	17.64	86.73		25.65	

<표 3.208> 하중 조합 결과(L형) (kN/m, kNm)

구분			DC		EV	LS_V	EH	LS_H
			W_1	W_2	W_3	q_a	P_{a1}	P_{a2}
load (kN/m)	unfactor		22.30	19.6	80.23	16.48	28.5	10
	Service-I		22.30	19.6	80.23	16.48	28.5	10
	Strength-I	max	27.88	24.5	108.32	28.84	42.75	17.5
		min	20.07	17.64	80.23		25.65	
Moment (kNm/m)	unfactor		4.46	19.6	94.35	19.38	28.5	15
	Service-I		4.46	19.6	94.35	19.38	28.5	15
	Strength-I	max	5.62	24.5	127.37	33.92	42.75	26.25
		min	4.05	17.64	94.35		25.65	

<표 3.209> 하중(Q) 산정 결과

하중조합		역 T형(kN/m)		L형(kN/m)	
		Q_V	Q_H	Q_V	Q_H
unfactor		120.78	38.5	138.61	38.5
Service-I		120.78	38.5	138.61	38.5
Strength-I	Max	156.05	60.25	180.06	60.25
	Min	126.7	43.15	146.78	43.15

나. 저항계수

옹벽구조물의 저항계수에 대해 AASHTO LRFD와 국내 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 얕은 기초의 저항계수를 사용토록 명시하고 있다.(표 3.210 참조) 본 검토에서 적용한 활동에 대한 저항계수는 '사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리

트'의 조건으로 'ϕ_τ=0.80'로 결정하였다.

<표 3.210> 얕은 기초의 극한한계상태에 대한 저항계수(도로교설계기준(2012), AASHTO LRFD 2012)

방법/흙/조건			저항계수	
			도로교설계기준	AASHTO LRFD
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50	0.50~0.60
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.50	0.45
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.45	0.35
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45	0.45~0.55
		암반위에 설치된 기초	0.45	0.60
		평판재하시험	0.55	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85	0.80~0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90	1.00
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50	0.50
전체 안정성		지반의 강도정수가 양호하고, 사면에 보강 구조물이 없는 경우	-	0.85
		지반의 강도정수가 한정된 데이터에 근거하고, 사면 보강 구조물이 있는 경우	-	0.65

다. 검토결과

가) 활동 검토

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (3.226)$$

여기서, ϕ_τ = <표 3.225> 에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = <표 3.227>에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

본 검토에서는 기초 저면은 사질토, 수동토압은 무시하여 검토하였으며, 결과는 <표 3.228>과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau = \phi_\tau V tan\delta \quad (3.227)$$

여기서, Q_τ = $V\tan\delta$ (N)

현장타설 콘크리트 기초에 대해서는 $\tan\delta = \tan\phi_f$

프리캐스트 콘크리트 기초에 대해서는 $\tan\delta = 0.8\tan\phi_f$

ϕ_f = 흙의 내부마찰각(°)(=35°)

V = 총연직력(N)

<표 3.211> 활동 검토 결과

하중조합		역 T형(kN/m)		L형(kN/m)	
		Q_H	Q_R	Q_H	Q_R
Service-I		38.5	< 67.66	38.5	< 77.64
Strength-I	Max	60.25	< 87.41	60.25	< 100.86
	Min	43.15	< 70.97	43.15	< 82.22

나) 전도 검토

AASHTO LRFD에서는 전도에 대한 안정 검토시 외력의 합력이 $\frac{B}{4}$이내에 작용하도록 한다. 검토결과는 <표 3.212>와 같다.

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{4} \quad (3.228)$$

여기서, e : 합력의 편심거리

x : 작용점($x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d}$)

B: 저판 폭(=2.0m)

<표 3.212> 전도 검토 결과

하중조합		역 T형(kN/m)			L형(kN/m)		
		M_o	M_r	$e(\leq \frac{B}{4})$	M_o	M_r	$e(\leq \frac{B}{4})$
Service-I		43.5	135.35	0.24	43.5	137.79	0.32
Strength-I	Max	69	182.46	0.27	69	191.41	0.32
	Min	51.9	145.68	0.26	51.9	149.96	0.33

4.3 Eurocode7(LSD)을 이용한 검토

가. Design Approach 및 부분계수

Eurocode7은 하중과 지반의 여건, 설계 상황 등에 따라 부분계수를 극한한계상태와 사용한계상태로 나누어 적용하는 방법으로, AASHTO LRFD에 비해 계산이 복잡한 반면, 정밀성이 높다는 평가를 받고 있다.

Eurocode7에서는 Design Approach의 1, 2, 3의 세가지 중에서 하나 이상의 설계방법을 선택하여 검토하도록 되어있다. <표 3.213>의 내용을 살펴보면, 설계대상의 형식에 따라 Design Approach가 달라지게 되며, favourable(유리한), unfavourable(불리한)으로 구분하여 설계시 부분계수의 값을 설계자가 선택하여 적용토록 하였다.

옹벽의 경우는 General에 해당하므로, Design Approach 1의 Combination 2 (M2&A2&R1)를 적용하는 것이 일반적이며, 이는 British Code의 영향에 따른 것으로 보고되고 있다. 따라서, 본 검토에서 적용된 부분계수는 <표 3.214>과 같다. 여기서, M은 Material, A는 Action, R은 Resistance, E는 Action Effect를 의미한다.

각각의 부분계수를 적용하여 산정된 값은 <표 3.215>과 같다.

<표 3.213> Design Approach(Decoding Eurocode 7, 2008)

Structure	Partial factor sets uesed in Design Approach..			
	1		2	3
	combination 1	combination 2		
General	A1&M1&R1	M2&A2&R1	A1&R2 &M1	A1*&M2&A2**&R3
Slopes			E1&R2&M1	M2&E2&R3
Piles and Anchorage	A1&R1&M1	R4&A2&M1	A1&R2&M1	A1*&M2&A2**&R3

*on structural action **on geotechnical action

doubly underlined sets = major partial factors underlined sets = minor partial factor

<표 3.214> Design Approach 1의 부분계수 값(Decoding Eurocode 7, 2008)

Design Approach 1			Combination 1			Combination 2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Permanent action(G)	Unfavourable	γ_G	1.35			1.0		
	Favourable	$\gamma_{G.fav}$	1.0			1.0		
Variable action(Q)	Unfavourable	γ_Q	1.5			1.3		
	Favourable	$\gamma_{Q.fav}$	0			0		
Coeff. pf shearing resistance($\tan\phi$)		γ_ϕ		1.0			1.25	
Effective cohesion(c')		$\gamma_{c'}$		1.0			1.25	
Undrained strength(c_u)		γ_{cu}		1.0			1.4	
Unconfined compressive strength(q_u)		γ_{qu}		1.0			1.4	
Weigth density(γ)		γ_γ		1.0			1.0	
Resistance(R)		γ_R			1.0			1.0

<표 3.215> 부분계수 적용 값(A2, M2) (kN/m, kNm/m)

구분		역 T형	L형
A2	콘크리트 자중 (γ_{Gfav}=γ_G=1.0)	$W_1 \times \gamma_G = 22.30 \times 1.0 = 22.30$ $W_2 \times \gamma_G = 19.6 \times 1.0 = 19.6$ $M_{r1} = 22.30 \times 0.5 = 11.15$ $M_{r2} = 19.6 \times 1.0 = 19.6$	$W_1 \times \gamma_G = 22.30 \times 1.0 = 22.30$ $W_2 \times \gamma_G = 19.6 \times 1.0 = 19.6$ $M_{r1} = 22.30 \times 0.2 = 4.46$ $M_{r2} = 19.6 \times 1.0 = 19.6$
	성토재 자중 (γ_{Gfav}=γ_G=1.0)	$W_3 \times \gamma_G = 65.4 \times 1.0 = 65.4$ $M_{r3} = 65.4 \times 1.326 = 86.72$	$W_3 \times \gamma_G = 80.23 \times 1.0 = 80.23$ $M_{r3} = 80.23 \times 1.176 = 94.35$
	상재 하중 (γ_{Qfav}=0, γ_Q=1.3)	$q_a \times \gamma_Q = 13.48 \times 1.3 = 17.52$ $M_{raq} = 17.52 \times 1.326 = 23.23$	$q_a \times \gamma_Q = 16.48 \times 1.3 = 21.42$ $M_{raq} = 21.42 \times 1.176 = 25.19$
	주동토압	$K_a = \frac{1-\sin\phi_d}{1+\sin\phi_d} = 0.409$ $P_a = \frac{\gamma_G \times K_a \times \gamma_t \times H^2}{2} = 34.97$ $P_{aq} = \gamma_Q \times K_a \times q \times H = 15.95$ $M_o = Pa \times \frac{H}{3} + P_{aq} \times \frac{H}{2} = 58.90$	
M2	내부마찰각	$\phi_d = \tan'\left(\frac{\tan\phi}{\gamma_\phi'}\right) = \tan'\left(\frac{\tan 30}{1.25}\right) = 24.79^\circ$	
	옹벽저판 마찰각	$\delta_d = \tan'\left(\frac{\tan 26.6}{\gamma_{\phi'}}\right) = \tan'\left(\frac{\tan 26.6}{1.25}\right) = 21.83^\circ$	

나. 검토 결과

가) 활동 검토

식 3.230 ~식 3.231을 이용하여 활동에 대한 검토결과는 <표 3.216>와 같다.

$$H_d = P_a + P_{aq} \tag{3.230}$$

$$H_{Rd} = \frac{V_d \times \tan\delta_d}{\gamma_{Rh}} > H_d \tag{3.231}$$

<표 3.216> 활동 검토 결과

구분		역 T형		L 형	
		H_d	H_{Rd}	H_d	H_{Rd}
Design Approach - 1 Combination 2	Fav.	50.92	42.98	50.92	48.92
	Unfav.		50.00		57.50

나) 전도 검토

Eurocode7에서의 편심검토는 허용응력설계법과 동일하게 외력의 합력이 $\frac{B}{6}$이내에 작용하도록 한다.

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6} \tag{3.232}$$

여기서, e : 합력의 편심거리

x : 작용점($x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d}$)

B: 저판 폭(=2.0m)

식 3.232을 이용하여 편심거리 검토 결과는 <표 3.217>과 같다.

<표 3.217> 전도 검토 결과

구분		역 T형(kN/m)			L형(kN/m)		
		M_o	M_r	$e(\leq \frac{B}{6})$	M_o	M_r	$e(\leq \frac{B}{6})$
Design Approach - 1 Combination 2	Fav.	58.90	117.47	0.45	58.90	118.41	0.51
	Unfav.		140.7	0.34		143.6	0.4

4.4 결과 비교 및 정리

가. 예시 검토 결과

먼저 결과를 판단하기에 앞서 Satisfactory라는 용어에 대해 알아둘 필요가 있다. Satisfactory는 AASHTO LRFD, Eurocode7에서 설계결과에 대한 적용성 판단 기준으로 사용하는 용어이다.

$$Satisfactory(\%) = \frac{\text{하중}}{\text{저항}} \times 100 \qquad (3.233)$$

즉, Satisfactory가 100%를 초과하는 경우 불안전 설계 혹은 파괴를 의미하는 것이 아니라, 하중이 저항보다 크므로 한계상태설계를 만족하지 않는다는 것을 의미한다. 따라서, 100%를 초과하는 경우 재설계를 통해 한계상태설계를 만족시켜야 한다.

먼저, 상기 역T형, L형 옹벽 2가지 검토결과를 비교하면 <표 3.218>과 같다. 허용응력설계법과의 비교를 위해 Satisfactory를 역산하여 안전율 개념으로도 표현하였다.

<표 3.218> 검토 결과 비교

구 분		ASD	AASHTO LRFD			Eurocode7		
		F.S (S>1.5, O>2.0)	Com.	Over-design Factor(F.S)	Satisfactory (Q/QR, M/MR,<100%)	DA-1 Com-2	Over-design Factor(F.S)	Satisfactory (H/HR, M/MR,<100%)
역T형	Sliding	1.57	Ser-1	1.76	56.90%	Fav.	0.84	118.47%
			Str-1 (max)	1.45	68.93%	Unfav.	0.98	101.84%
			Str-1 (min)	1.64	60.80%			
	Over-turning	3.11	Ser-1	3.11	32.14% (e=0.24)	Fav.	1.99	50.14% (e=0.45)
			Str-1 (max)	2.64	37.82% (e=0.27)	Unfav.	2.39	41.86% (e=0.34)
			Str-1 (min)	2.81	35.63% (e=0.26)			
L형	Sliding	1.8	Ser-1	2.02	49.59%	Fav.	0.96	104.09%
			Str-1 (max)	1.67	59.74%	Unfav.	1.13	88.56%
			Str-1 (min)	1.91	52.81%			
	Over-turning	3.65	Ser-1	3.17	31.57% (0.32)	Fav.	2.01	49.74% (e=0.51)
			Str-1 (max)	2.77	36.05% (e=0.32)	Unfav.	2.44	41.02% (e=0.4)
			Str-1 (min)	2.89	34.61% (e=0.33)			

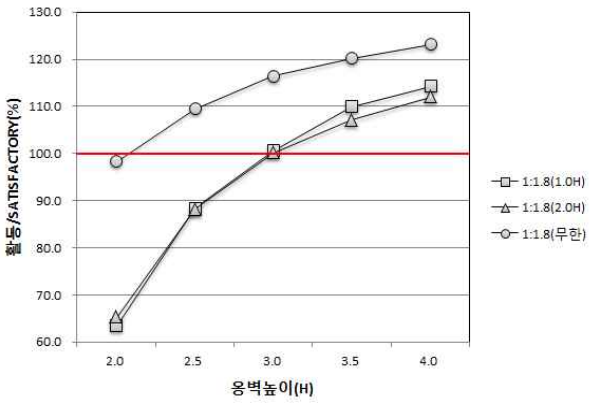
<표 3.218>을 살펴보면, AASHTO LRFD를 적용했을 경우 국내 옹벽 표준도의 활동과 전도 안정성에서 Satisfactory는 100%미만으로 나타났으며, 안전율 개념으로도 기준 안전율(활동≥1.5, 전도≥2.0)에도 만족한 것으로 검토되어 한계상태설계에 만족하는 것으로 나타났다. 그러나, Eurocode7의 경우는 Satisfactory가 100%를 초과하였거나, 전도 검토시 편심거리가 기준치 0.33m를 초과하여 한계상태설계에는 맞지 않는 것으로 나타났다.

나. 전체 검토 결과

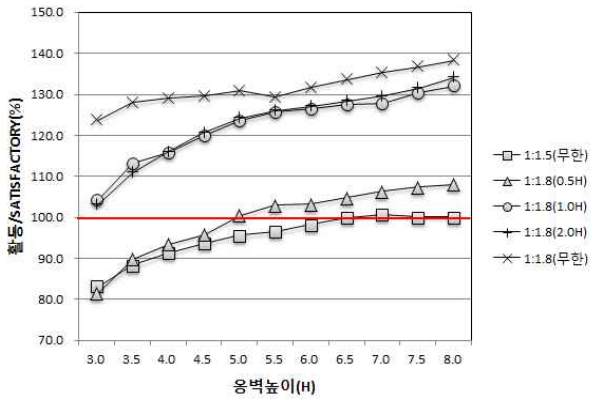
전체 옹벽 총 443개의 옹벽 단면의 검토를 원활히 하기 위해 범용 프로그램인 GEO.5를 이용하여 검토를 실시하였다. GEO.5 특성상 중력식 옹벽의 단면 모델링이 되지 않아 본 검토에서는 생략하였다. 또한, 활동 검토에 대한 내용을 위주로 기술하였다.

(1) AASHTO LRFD 검토결과

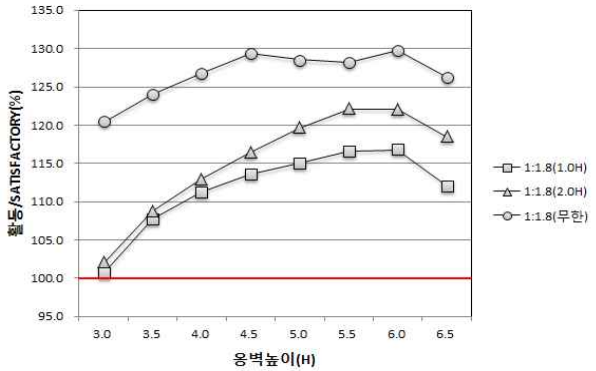
국토해양부와 국방부의 옹벽 표준도를 기준으로 검토한 결과 국토해양부의 단면에서 Satisfactory 100%를 초과하는 옹벽이 다수 검토된 반면, 국방부의 경우는 전체가 Satisfactory 100%이내로 나타났다. 즉, 국토해양부의 옹벽 표준도 중 반중력식 10개, 역T형 43개, L형 24개로 총 77개 단면이 해당된다(표 3.219 참조).



<그림 3.240> 반중력식 옹벽(국토해양부)



<그림 3.241> 역 T형 옹벽(국토해양부)



<그림 3.242> L형 옹벽(국토해양부)

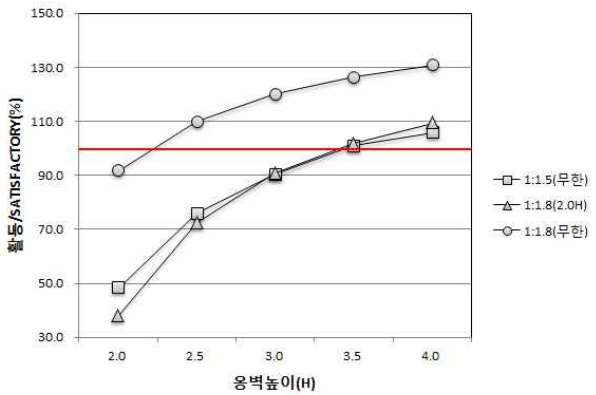
<표 3.219> 활동검토 Satisfactory 100% 초과하는 옹벽 단면 제원 및 경향(AASHTO LRFD)

옹벽종류	배면경사	성토높이(m)	옹벽높이(m)	단면개수	비고
반중력식	1:1.8	1.0H	3.0 이상	3	H=2.0 ~ 4.0m (0.5m 증가)
		2.0H	3.0 이상	3	
		무한	2.5 이상	4	
역 T형	1:1.5	무한	7.0이상	3	H=3.0 ~ 8.0m (0.5m 증가)
	1:1.8	0.5H	6.5 이상	7	
		1.0H, 2.0H, 무한	3.0 이상	33	
L형	1:1.8	1.0H, 2.0H, 무한	3.0 이상	24	H=3.0 ~ 6.5m (0.5m 증가)
합계				77	

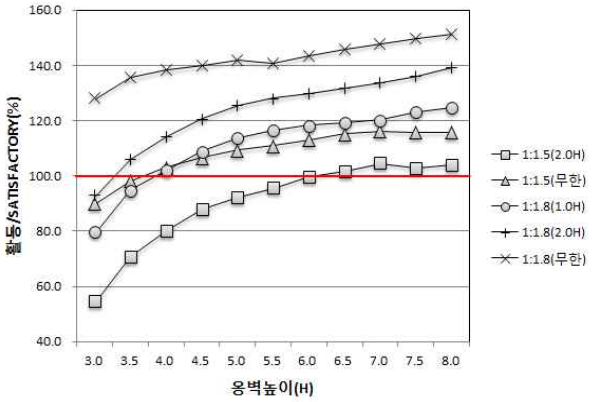
<그림 3.240 ~ 3.242>와 <표 3.219>를 살펴보면, 옹벽 배면의 성토 경사가 1:1.8인 대다수의 옹벽에서 Satisfactory 100%를 넘어가는 경향을 나타냈으며, 옹벽의 배면경사 및 배면 성토 높이의 영향이 큰 것으로 검토되었으며, 국방부 옹벽 표준도와 비교해보면 국토해양부 옹벽의 저판(B)이 0.2m 짧은 것으로 나타났다. 즉, 저판(B)길이의 영향도 큰 것으로 보인다.

(2) Eurocode7 검토 결과

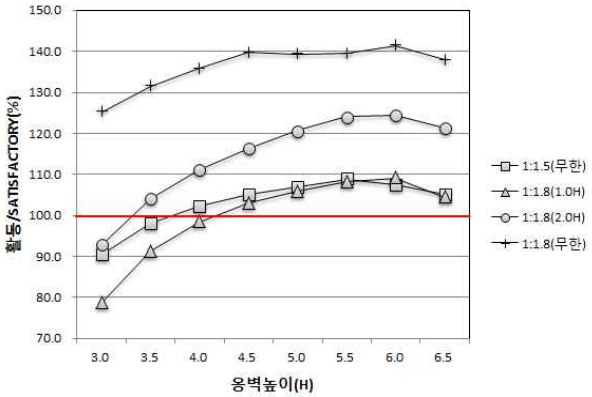
Eurocode7의 설계기준을 적용한 결과에서도 국토해양부의 경우 반중력식 8개, 역T형 43개, L형 27개와 국방부의 L형 6개로 총 84개의 단면이 Satisfactory 100%를 초과하는 것으로 검토되었다. <그림 3.243~3.246>와 <표 3.220>을 살펴보면, AASHTO LRFD와 동일한 경향으로 배면성토 경사 1:1.8인 경우가 대부분에 해당되었고, 배면성토 경사 1:1.5도 일부 포함되었다.



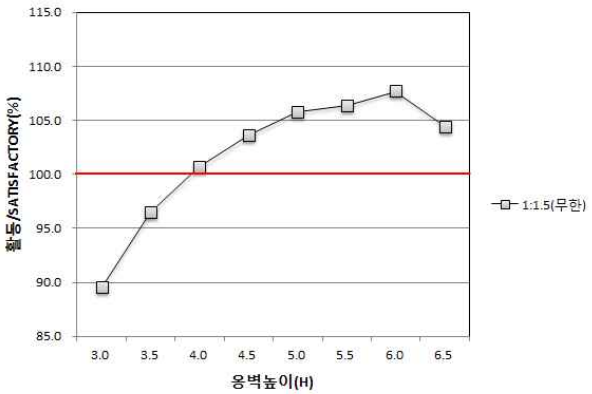
<그림 3.243> 반중력식 옹벽(국토해양부)



<그림 3.244> 역 T형 옹벽(국토해양부)



<그림 3.245> L형 옹벽(국토해양부)



<그림 3.246> L형 옹벽(국방부)

<표 3.220> 활동검토 Satisfactory 100% 초과하는 옹벽 단면 제원 및 경향(Eurocode7)

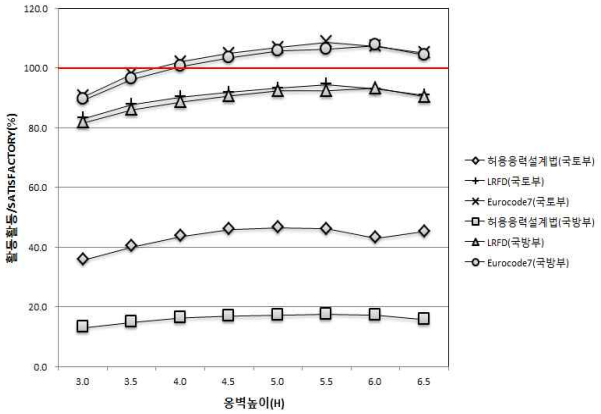
옹벽종류		배면경사	성토높이(m)	옹벽높이(m)	단면개수	비고
국토해양부	반중력식	1:1.5	무한	3.5 이상	2	H=2.0 ~ 4.0m (0.5m 증가)
		1:1.8	2.0H	3.5 이상	2	
			무한	2.5 이상	4	
	역 T형	1:1.5	2.0H	6.5이상	4	H=3.0 ~ 8.0m (0.5m 증가)
			무한	4.0 이상	9	
		1:1.8	1.0H	4.0 이상	9	
			2.0H	3.5이상	10	
			무한	3.0 이상	11	
	L형	1:1.5	무한	4.0 이상	6	H=3.0 ~ 6.5m (0.5m 증가)
		1:1.8	1.0H	4.5 이상	5	
			2.0H	3.5 이상	7	
			무한	3.0 이상	8	
국방부	L형	1:1.5	무한	4.0이상	6	
합계					83	

(3) 결과 정리

<그림 3.247> 은 상기 결과의 단순비교를 위해 Satisfactory 100%를 초과하는 L형 옹벽(배면성토 경사 1:1.5, 성토 높이 무한)을 기준으로 허용응력설계법, AASHTO LRFD, Eurocode7로 검토한 내용을 함께 도시한 것으로, 국토해양부와 국방부 옹벽 표준도 단면에서 AASHTO LRFD 및 Eurocode7의 적용결과가 유사하게 나타났다. 또한, Eurocode7에서 AASHTO LRFD에 비해 상대적으로 Satisfactory가 높게 나타나는 경향을 보였다. 이는 Eurocode7의 부분계수 중 재료에 대한 부분계수의 영향으로 검토되었다.

결론적으로, 국내의 옹벽 표준도를 기준으로 한계상태설계를 적용할 경우 Eurocode7보다는 AASHTO LRFD가 상대적으로 적합한 것으로 검토되었으며, 향후 Eurocode7의 부분계수설계법 도입시에는 국내 실정에 맞는 부분계수를 얻어내는 연구가 반드시 필요할 것으로 판단된다.

또한, 현재 국내 옹벽 표준도도 일부 수정이 필요할 것으로 보이며, 저판(B)길이를 증가시키거나, 배면성토 경사 및 성토 높이에 대한 조정도 필요하다고 판단된다.



<그림 3.247> L형 옹벽(1:1.5, 무한)

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 연구개발 목표 달성도

1. 연구개발 수행 진도율

“표준화를 위한 구조물기초 설계기준의 정비연구” 과제의 당해연도 연구개발 목표는 아래와 같다.

1) 구조물별(기초, 지반조사, 연약지반, 옹벽 등) 성능분석 및 성능평가 기법 개발
2) 구조물별 한계상태설계 표준화 기반 마련
3) 구조물별 한계상태설계평가법 개발

총 연구기간(2년 10개월) 중 2차년도 연구기간은 12개월이며, 상기 제시한 세 가지 주제에 대하여 그 내용을 각각 세분화하여 과제 목표에 부합되도록 구성하였다. 과제별 세부목표는 아래와 같다.

- 구조 및 설계개선(최적화)을 통한 합리적이고 체계적인 설계기준 항목 개발
- 객관적으로 정량적인 실사례(실내시험, 현장시험 등) 분석결과를 통한 구조기초 설계기준의 표준화 항목별 평가기술 도출
- 제도·정책 활용, 실무적용 등 구체적 실용화 방안 개발
- 구조물기초 설계기준 표준화 항목에 따른 구조물별 설계기준 표준화 지침(안) 제시

연구개발 수행은 각 세부목표별로 그 목적을 충분히 달성할 수 있도록 연구기간을 설정하였으며, 연구 진도율은 아래 표와 같다.

<표 4.1> 연구개발 수행 진도율

구분 / 개발내용	연구개발기간(12개월) 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도(%)
구조 및 설계개선(최적화)을 통한 합리적이고 체계적인 설계기준 항목 개발	·····	·····	·····	·····	·····								100
	———	———	———	———	———								
객관적으로 정량적인 실사례(실내시험, 현장시험 등) 분석결과를 통한 구조물기초 설계기준의 표준화 항목별 평가기술 도출			·····	·····	·····	·····	·····						100
			———	———	———	———	———						
제도·정책 활용, 실무적용 등 구체적 실용화 방안 개발					·····	·····	·····	·····	·····				100
					———	———	———	———	———				
구조물기초 설계기준 표준화 항목에 따른 구조물별 설계기준 표준화 지침(안) 제시								·····	·····	·····	·····	·····	100
								———	———	———	———	———	
총 진도율	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	———	

····· 당초계획

——— 실　　적

2. 연구개발 목표의 달성도

본 과제는 콘크리트, 지반 등 분야별로 분산되어 있는 구조물기초 관련 설계기준을 선진화 및 표준화하기 위한 정비방안을 수립하는 것으로서, 앞 절에서 명시한 당해연도 연구개발 목표 및 세부 연구목표를 토대로 하여 달성도를 나타내었다.

<표 4.2> 연구개발목표 달성도

목 표	달 성 도 (%)	내 용
구조물별 설계기준 표준화 항목 개발	100%	구조 및 설계개선(최적화)을 통한 합리적이고 체계적인 설계기준 항목 개발
구조물기초의 표준화 설계기준 적용성 평가 및 평가기술 개발	100%	객관적으로 정량적인 실사례(실내시험, 현장시험 등) 분석결과를 통한 구조물기초 설계기준의 표준화 항목별 평가기술 도출
	100%	제도·정책 활용, 실무적용 등 구체적 실용화 방안 개발
구조물별 구조물기초 설계기준 표준화 방안 도출	100%	구조물기초 설계기준 표준화 항목에 따른 구조물별 설계기준 표준화 지침(안) 제시

제 2 절 관련 분야에의 기여도

1. 기술적 측면

- ○ 국제표준규격에 부합한 설계기준의 합리화•선진화로 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 기여하여 국가적인 수익창출에 기여
- ○ 한계상태설계법에 대한 시험 자료를 정량화 하고 표준화를 설정하여 체계적 해석 및 최적 설계기술의 개발 가능
- ○ 구조물별 구조물기초설계기준의 표준화 지침(안) 개발을 통해 구조물별 성능기준 개발이 용이해짐
- ○ 장기적으로 표준화된 구조물기초설계기준 작성지침에 의해 개발될 구조물별 성능기준을 통해 설계 및 시공자의 기술개발 유도 가능
- ○ 선진국의 기술이전 기피현상 극복이나 규제 회피에 효과를 발휘할 수 있으므로 기술적 경쟁력 향상 효과가 높음

2. 사회 경제적 측면

- ○ 장기적으로 표준화된 구조물기초설계기준 개발을 통해 구조물의 성능향상을 통한 건설사업의 생애주기비용(LCC) 감소 가능
- ○ 한계상태설계법의 보편화를 위하여 전문인력양성이 필요하므로 고용효과가 있고, 표준화된 설계기준을 통하여 외국건설시장(시공, 설계) 참여시 국가이미지 제고 효과

3. 연구개발 측면

- ○ 구조물기초 분야는 콘크리트, 강재 구조물, 건축구조물의 하부부분에 해당되어 구조물의 안정성과 경제성(공사비, 공기)에 미치는 영향이 크므로 구조물기초의 표준화된 설계기준 마련을 통하여 타분야와의 연계, 협력 가능
- ○ 한계상태설계법은 허용응력설계법에 비해 상하부 구조물의 일관된 신뢰수준을 확보할 수 있고 구조물의 중요도와 목적에 적합한 최적설계가 가능하므로 플랜트분야, 항만분야, 해상풍력 등 그린에너지분야에도 적용 가능
- ○ 현재 세계 건축, 토목 건설 시장에서 구조물의 기초에 관한 한계상태설계기준의 적용이 추세가 되고 있으며 형식별 다양한 기초에 융합하여 적용가능한

설계기준 연구가 필요

○ 표준화된 구조물기초설계기준 개발로 해외 건설시장에서 설계, 시공분야 참여가 가능하므로 외국 건설, 설계사와 협력이 가능

○ 구조물별 성능분석 및 평가 개발 관련 연구는 일부 선진국에 국한되어 수행중이므로 구조물기초분야의 구조물별 성능기준에 대한 선진국과의 기술교류 및 성능기준 개발을 목표로 하는 다른 국가들과의 기술협력의 가능성이 있음

제 5 장 연구개발 결과의 활용방안

제 1 절 연구결과 활용방안

연구과제 수행에 따라 구조물별 성능분석 및 성능평가 기법 개발, 한계상태 평가 기술 개발, 한계상태설계 적용 검토 등 3장에서 명시한 세부목표에 대하여 각각 그 결과를 도출하였고, 추후 본 결과에 대한 활용방안은 아래와 같다.

- ○ 개발된 표준화된 구조물기초설계기준 지침을 구조물별 한계상태설계법을 고려한 성능기준 개발에 활용
- ○ 국내 실정에 맞는 한계상태설계 평가기법 개발을 통하여 실제 설계사례에 적용해 봄으로서 설계 표준화 기틀 마련
- ○ 향후 구조물기초설계기준 개정시 활용
- ○ 한계상태설계 표준화 항목 선정 및 신뢰성 해석을 통한 목표신뢰도 지수 및 저항계수 연구를 통하여 최종적으로 설계기준에 부합하는 목표값 제안
- ○ 국제표준규격에 부합하는 설계기준의 합리화•선진화는 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 기여하여 국가적인 수익창출에 기여
- ○ 다양한 국내의 현장조사, 실내시험 및 하중재하시험 자료를 정량화 하고 이에 대한 표준화를 설정함으로써 합리적이고 체계적인 해석 및 최적 구조물기초 설계기준의 설계기술의 개발이 가능
- ○ 향후 구조물별 설계표준도 작성, 구조물별 시방서 작성, 구조물별 설계프로그램 개발
- ○ 설계기준에 대한 기술자의 이해를 돕기 위한 세미나 및 기술교육을 실시하여 기술 공유 및 보급에 노력하고 한계상태설계법 교육교재 개발에 적용
- ○ 한일 연구교류를 통하여 설계기준의 구성, 구조물의 성능, 기초의 한계상태와 목표 신뢰성 설정, 기초의 신뢰성 해석방법의 제안에 대하여 공동으로 연구하고자 함

제 2 절 연구성과

1. 학술발표

본 연구 결과에 따른 성과자료로 학술발표 논문 12편(국내 11편, 국외 1편), 학술지 논문 2편이 수행 되었으며, 해당 성과자료에 대한 세부사항은 <표 5.1>, <표 5.2>와 같으며 1, 2차년도를 합한 총 실적은 학술발표회 논문 29편, 학술지 논문 4편이다.

<표 5.1> 학술발표 논문 실적

발표일	발표명	저자	학술대회명	구분
2013.10	평판재하시험결과를 이용한 극한지지력 산정 방법에 따른 저항편향계수 산정	김훈태, 김동건 유남재	한국지반공학회 가을학술발표	국내
2013.10	쇄석다짐말뚝에 대한 한계상태설계법의 부분계수 보정	박준모, 나유성 장연수	한국지반공학회 가을학술발표	국내
2013.10	옹벽구조물에 대한 국내외 설계법 적용결과 비교	정종기, 양태선 서준희	한국지반공학회 가을학술발표	국내
2013.10	베이지안 기법을 이용한 타입말뚝의 신뢰도지수 평가	박재현, 김동욱 이주형, 정충기	한국지반공학회 가을학술발표	국내
2013.10	지반조사 표준화 및 유로코드 7	이규환, 김성욱 최은경	한국지반공학회 가을학술발표	국내
2014.03	풍화토지반 얕은기초에 대한 신뢰성 분석	김동건, 김훈태 유남재	한국지반공학회 봄학술발표	국내
2014.03	쇄석다짐말뚝에 대한 한계상태설계법의 적용	박준모, 나유성 조영석, 장연수	한국지반공학회 봄학술발표	국내
2014.03	옹벽 구조물 안정성 검토를 위한 한계상태설계법 적용성 기초 연구	정종기, 양태선 서준희	한국지반공학회 봄학술발표	국내
2014.03	축하중을 받는 항타강관말뚝의 LRFD 적용사례	박재현, 유동주 허정원, 곽기석 정문경, 이주형	한국지반공학회 봄학술발표	국내
2014.03	지반구조물 설계시 설계코드의 선택	이규환, 김성욱 최은경	한국지반공학회 봄학술발표	국내

<표 5.2> 학술지 논문 실적

발표일	발표명	저자	학술지명	국내외 구분
2014.8	쇄석다짐말뚝의 극한지지력 데이터베이스 구축 및 통계학적 분석	박준모, 김범주 장연수	한국지반공학회 논문집 (30권 8호)	국내
2014.7	콘크리트 옹벽 구조물의 한계상태설계법 적용성 평가	양태선, 정종기 서준희, 백승철	한국지반환경 공학회 논문집 (15권 7호)	국내

2. 인력양성

3차년도 연구과제를 수행하면서 얕은기초, 연약지반, CPT 등과 관련한 연구를 수행하여 학위논문을 발표하였고, 이에 대한 세부사항은 <표 5.3>과 같으며 1,2차년도를 합한 총 인력양성은 박사 2인, 석사 6인을 양성하였다.

<표 5.3> 인력양성 실적

소속	학위	논문제목
강원대학교	박사	풍화토지반 얕은기초에 대한 신뢰성 분석 및 LRFD 저항계수 산정
강원대학교	석사	풍화토지반 얕은기초에 대한 LRFD 저항계수 분석
동국대학교	석사	고압분사처리 개량체의 강도특성과 LRFD에의 응용
동국대학교	석사	표준관입시험결과를 이용한 지반전단파속도 예측에 관한 연구

3. 홍보실적

한계상태설계법과 관련하여 국내 실정에 맞는 설계항목과 평가기법을 개발하여 향후 국내설계기준 수립을 위한 연구 토대를 마련하기 위하여 한계상태설계와 관련한 분야별 전문가들의 의견을 수렴하고자 총 200개 이상의 설문조사 및 자문을 수행하였다.

또한, 구조물기초 설계기준 표준화를 위한 연구진행 방향 및 한계상태설계 연구

결과등을 발표하고, 이에 대한 의견을 수렴하고자 학술대회 “구조물기초 분야” 세션을 총 3회에 걸쳐 운영하여 산,학,연 전문가들과 학술 및 연구방향에 대하여 논의하였다. 그리고 각 분야별 전문가를 초빙하여 자문회의 및 워크샵을 개최하여 관련 표준화 지침서의 방향 및 적용 가능성에 대하여 논의 하였다.

또한, 본 연구결과인 한계상태 설계법의 보급이 국내 건설기술관련 업체(시공사, 설계사, S/W제조사 등)에 보급하기위한 방안으로 관련 학술대회개최시 논문발표 등으로 홍보하고, 관련학회 회원들을 대상으로 한 기술자 계속교육을 제안하고자 한다. 구조물기초분야에 한계상태설계를 도입하기 위하여 본 연구결과의 구조물외에도 사면안정, 가시설, 보강토옹벽 등의 분야도 향후 추가적인 연구가 수행될 수 있도록 제안하고자 한다. 덧붙여서 지반조사 결과의 신뢰성 있는 DB구축을 위해서 조사자료의 확보가 중요하므로 현재보다 높은 수준의 지반조사 기준을 정립하고 지반조사 데이터 확보가 필요하므로 향후 지속적인 관련학회, 논문게재 등에서 관련 내용을 홍보하도록 제안한다.

제 3 절 연구결과 활용방안

연구과제 수행에 따라 구조물별 성능분석 및 성능평가 기법 개발, 한계상태 평가 기술 개발, 한계상태설계 적용 검토 등 3장에서 명시한 세부목표에 대하여 각각 그 결과를 도출하였고, 추후 본 결과에 대한 활용방안은 아래와 같다.

- ○ 개발된 표준화된 구조물기초설계기준 지침을 구조물별 한계상태설계법을 고려한 성능기준 개발에 활용
- ○ 국내 실정에 맞는 한계상태설계 평가기법 개발을 통하여 실제 설계사례에 적용해 봄으로서 설계 표준화 기틀 마련
- ○ 향후 구조물기초설계기준 개정시 활용
- ○ 한계상태설계 표준화 항목 선정 및 신뢰성 해석을 통한 목표신뢰도 지수 및 저항계수 연구를 통하여 최종적으로 설계기준에 부합하는 목표값 제안
- ○ 국제표준규격에 부합하는 설계기준의 합리화•선진화는 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 기여하여 국가적인 수익창출에 기여
- ○ 다양한 국내의 현장조사, 실내시험 및 하중재하시험 자료를 정량화 하고 이에 대한 표준화를 설정함으로써 합리적이고 체계적인 해석 및 최적 구조물기초 설계기준의 설계기술의 개발이 가능
- ○ 향후 구조물별 설계표준도 작성, 구조물별 시방서 작성, 구조물별 설계프로그램 개발
- ○ 설계기준에 대한 기술자의 이해를 돕기 위한 세미나 및 기술교육을 실시하여 기술 공유 및 보급에 노력하고 한계상태설계법 교육교재 개발에 적용
- ○ 한일 연구교류를 통하여 설계기준의 구성, 구조물의 성능, 기초의 한계상태와 목표 신뢰성 설정, 기초의 신뢰성 해석방법의 제안에 대하여 공동으로 연구하고자 함

제 6 장 결 론

본 연구에서는 구조물 기초의 한계상태설계법의 표준화 기반을 마련하고자 깊은기초, 얕은기초, 연약지반개량 기초, 옹벽 등 구조물 기초별로 체계적인 설계기준 표준화 항목을 개발하고, 구조물별 한계상태설계 평가기술을 제시하였다. 또한, 이 평가방법을 바탕으로 하여 구조물별 한계상태설계 적용성을 검토하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

구조물별 특성을 고려한 한계상태를 극한한계상태와 사용한계상태로 구분하여 정의하였으며, 각 한계상태에 따른 성능평가 표준화 항목을 선정하여 **한계상태설계 평가항목**에 반영할 수 있도록 정리하였다.

한계상태 평가는 하중에 대한 저항의 능력이 구조물 기초의 요구성능을 만족하는지를 평가하는 과정으로 구조물 기초의 한계상태를 평가하기 위해서는 각 한계상태에 대한 하중계수, 저항계수와 같은 부분계수의 보정이 선행되어야 하므로 2차년도 연구에서는 부분계수의 보정 절차 수립 및 상세한 보정 과정에 대한 연구를 수행하였으며, 3차년도에는 이러한 절차를 바탕으로 하여 설계 평가방법과 적용성에 대한 구조물 기초의 요구성능을 평가하였다.

3차년도 연구에서는 2차년도 연구에서 제시한 한계상태 평가절차로서, 구조물 기초별 특성을 반영한 부분계수 보정 flow chart를 바탕으로 데이터베이스 구축 및 품질평가, 극한상태(극한지지력)의 평가법, 구조물 기초 설계에 내재된 불확실성의 정량적 평가, 목표신뢰도지수의 결정과 같은 **한계상태평가 기술**에 대하여 검토하였다. 또한 이러한 평가 기술을 ~~토대로~~ 실제 사례에 적용하여 한계상태설계 **적용성을 검토**하였고, 타 설계 방법과의 비교를 수행하여 국내 **한계상태 설계 표준화를 위한 적용방안**에 대하여 중점적으로 연구하였다.

한계상태평가 기술의 일환으로 깊은기초, 얕은기초, 연약지반개량 기초에서는 실제 저항력을 확인할 수 있는 정재하시험 자료, 평판재하시험 자료, 개량체 코어의 압축강도 자료 등을 수집하고, 통계학적 분석에 의한 저항의 불확실성을 평가하였다. 깊은기초에서는 국내 68개의 현장재하시험 자료를 이용하여 선단 및 주면지지력에 대한 저항의 불확실성을 평가하였으며, 얕은기초에서는 국내 112개소의 평판재하시험 자료를 이용하여 극한지지력에 대한 저항의 불확실성을 평가하였다. 연약

지반개량 기초 중 심층혼합처리공법에서는 개량지반에서 채취된 188개의 일축압축강도 자료를 이용하여 개량지반의 압축응력 및 전단응력에 대한 저항의 불확실성을 평가하였고, 쇄석다짐말뚝공법에서는 64개의 국내외 정재하시험 자료를 활용하여 저항의 불확실성을 평가하였다.

구조물 기초별 신뢰도수준을 평가하기 위하여 깊은기초에서는 일계신뢰성해석법(FORM), 몬테카를로시뮬레이션(MCS)에 기초한 신뢰성해석 프로그램을 개발하였으며, 연약지반개량 기초에서는 여러 파괴모드에 대하여 각각 수행되는 요소신뢰성해석과 여러 파괴모드를 통합하여 개량지반 전체의 안정성을 하나의 지표로 평가할 수 있는 체계신뢰성해석(system reliability analysis)을 수행하여 신뢰성해석 결과와 문헌자료를 종합한 합리적인 목표신뢰도지수를 결정하는 방법을 제시하였다. 얕은기초에서는 일계신뢰성해석법과 MCS를 활용하여 신뢰성해석을 수행하고 이를 기존 문헌으로부터 수집된 신뢰성해석 결과를 종합하여 목표신뢰도수준을 검토하였으며, 옹벽에서는 국내 도로옹벽표준도(국토해양부, 2012)에 대한 신뢰성해석을 수행하여 현재 적용되고 있는 옹벽표준도의 신뢰도수준을 분석하였다.

국내 시험자료를 이용한 저항의 불확실성 분석과 신뢰도수준 평가 결과를 이용하여 구조물 기초별 저항계수가 제안되었다. 깊은 기초의 경우 경간장 200m 이내인 일반교량과 경간장 200m이상 1500m이하인 장대교량에 대하여 저항계수를 산정하였고, 장대 교량의 기초인 말뚝기초에 대한 저항계수는 LRFD 교량설계시방서(2010)에서 제시한 하중조합 중 보수적 평가조건인 Strength case I 경우를 적용하여 보정되었으며, 이를 일반 교량의 말뚝 설계를 위해 제시된 기존의 저항계수와 비교하였다. 연약지반개량 기초에서는 개량지반이 항만 구조물 기초로 많이 적용되고 있으므로 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)과 API(1993)에서 제시하고 있는 하중계수와 AASHTO(2007)의 하중계수를 이용하여 각각 저항계수를 보정하여 비교·검토하였으며, 허용응력설계법의 안전율에 의해 보정된 저항계수와 신뢰성이론에 의해 보정된 저항계수도 함께 비교하였다. 얕은기초에서도 AASHTO (2007)에서 제시한 하중계수를 이용하여 신뢰성 해석으로부터 얻어진 결과를 토대로 저항계수를 보정하였으며, 안전율로부터 산정된 저항계수 및 각 조건에 따른 저항계수 보정값을 제시하였다.

구조물 기초의 한계상태설계법의 적용성을 검토하기 위하여 구조물별로 실제 구조물 기초를 대상으로 부분계수를 적용하여 하중에 대한 저항의 능력이 구조물

기초의 요구성능을 만족하는지를 평가하는 과정을 예제로 구성하였다. 깊은기초에서는 국내 항타강관말뚝이 시공된 PSC Beam 교량 기초의 지지력에 대하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 이용하여 LRFD 저항계수를 적용한 한계상태 설계가 수행되었고, 설계법 비교를 위하여 유로코드에서 제시하고 있는 재료계수를 적용하여 부분안전계수법을 적용하여 이를 서로 비교하였다. 얕은기초에서는 수집된 풍화토지반 얕은기초 현장 자료에서 대표 단면 2개를 선정하여 허용응력설계, 하중저항계수설계, 부분안전계수설계법을 각각 적용하여 이를 비교 검토하였다. 허용응력설계법은 기존의 Terzaghi 극한지지력 산정 방법을 활용하였고, 하중저항계수설계법은 본 연구에서 얻어진 저항계수를 적용하여 적용하였으며, 부분안전계수설계법은 기존의 유로코드에서 제시하고 있는 부분계수와 본 연구에서 별도로 보정하여 얻어진 부분계수를 각기 적용하여 검토하였다. 연약지반개량 기초에서는 일본 연약지반개량공법 매뉴얼에 수록된 항만 접안시설의 기초에 대하여 압축응력 및 전단응력에 대한 한계상태설계가 수행되었으며, 심층혼합처리 지반과 쇄석다짐말뚝에 대하여 허용응력설계법, LRFD, Eurocode를 이용한 설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교-검토하였다. 옹벽에서는 국토해양부 및 국방부 옹벽 표준도를 기준으로 허용응력설계법, AASHTO LRFD, Eurocode 한계상태설계법을 이용하여 적용성을 검토하고자 하였으며, 수계산을 통한 단면 비교 예시와 더불어 443개의 옹벽 단면에 대하여 범용프로그램을 이용한 한계상태설계 해석을 수행하였다.

마지막으로 상기 연구결과를 종합하여, 국내 한계상태설계법 적용 및 설계기준 표준화를 위한 표준화 지침(안)을 별도로 작성하여 국내 구조물기초 분야에 대한 한계상태 설계 이론 및 평가방법 등에 대하여 상세히 기술하였고, 향후 한계상태설계 적용을 위한 표준화 방안 및 제언을 제시하였다. 또한, 본 연구결과인 한계상태설계법의 보급이 국내 건설기술관련 업체(시공사, 설계사, S/W제조사 등)에 보급하기 위한 방안으로 관련 학술대회개최시 논문발표 등으로 홍보하고, 관련학회 회원들을 대상으로 한 기술자 계속교육을 제안하고자 한다. 구조물 기초분야에 한계상태설계를 도입하기 위하여 본 연구결과의 구조물외에도 사면안정, 가시설, 보강토옹벽 등의 분야도 향후 추가적인 연구가 수행될 수 있도록 제안하고자 한다. 덧붙여서 지반조사 결과의 신뢰성 있는 DB구축을 위해서 조사자료의 확보가 중요하므로 현재보다 높은 수준의 지반조사 기준을 정립하고 지반조사 데이터 확보가 필요하므로 향후 지속적인 관련학회, 논문게재 등에서 관련 내용을 홍보하도록 제안한다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(2001), 도로교설계기준, 대한토목학회.
2. 건설교통부(2003), 구조물기초설계기준, (사)한국지반공학회
3. 곽기석, 박재현, 최용규, 허정원(2006), LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정, 대한토목학회논문집, 제26권, 제5C호, pp. 343-350.
4. 국토해양부(2012), 도로교 설계기준(한계상태 설계법), 한국도로교통협회.
5. 국토해양부(2011), 안벽 신뢰성 설계 표준서(최종안)-중력식 및 잔교식, 국토해양부 항만정책관리실.
6. 김대호, 이준환, 김범주(2005), CPT결과를 이용한 항타말뚝 지지력 평가를 위한 저항계수 산정, 한국지반공학회논문집, 제21권, 10호, pp.113-122.
7. 김범주(2004), 한계상태설계법의 기초설계 적용을 위한 부분안전계수의 평가, 한국지반공학회논문집, 제20권, 9호, pp. 77-89.
8. 김석중, 권오성, 정성준, 한진태, 김명모(2010), LRFD 설계를 위한 현장타설말뚝의 주면지지력 저항계수 산정, 한국지반공학회논문집, 제26권, 제7호, pp. 17-24.
9. 김홍택, 고용일, 강인규, 김진홍(1997), “Granular Group Pile의 팽창파괴에 대한 극한지지력의 평가”, 한국지반공학회 추계학술발표회 논문집, pp.73-80. 대한토목학회(2008),
10. 류정수, 김석열(1995), “최대곡률 방법을 이용한 말뚝의 연직지지력 연구”, 한국지반공학회지, 제11권, 제10호, pp.5-12.
11. 박재현, 김동욱, 곽기석(2011), 국내외 구조물기초의 한계상태설계 동향, 기술기사Ⅱ, 대한토목학회지, 제59권, 제7호, pp. 44-50.
12. 박재현, 허정원, 이주형, 정문경, 곽기석(2008), 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 항타강관말뚝 저항계수 산정, 대한토목학회 정기학술대회, pp. 861-864.
13. 박준모(2012), 심층혼합처리 지반의 내부안정에 대한 LRFD 저항계수 분석, 박사학위논문, 동국대학교.
14. 박준모, 장연수, 도준기(2012a), “심층혼합처리공법의 하중저항계수설계법을 위한 목표신뢰도지수 산정”, 한국지반공학회 봄학술발표회, pp.966-973.
15. 박준모, 도준기, 장연수(2012b), “심층혼합처리공법에 대한 한계상태설계법의 적

용", 한국지반공학회 가을학술발표회, pp.370-377.
16. 박준모, 장연수, 민지아, 장연수(2010), "심층혼합처리공법에 대한 하중저항계수 설계법(LRFD)에 관한 연구", 한국토질및기초기술사회 학술발표회, pp.180-185.
17. 배경태, 이종규(2007), "연약지반의 쇄석다짐말뚝에 대한 거동분석 (I)", 한국지반공학회논문집, 제23권, 제4호, pp.169-183.
18. 원상연, 황성일, 조남준(1996), "쌍곡선 근사에 의한 현장타설 말뚝의 항복하중 판정", 한국지반공학회지, 제12권, 제6호, pp.79-86.
19. 윤준식, 강윤, 유찬호, 김홍택(2007), "기초의 강성차이에 따른 쇄석말뚝 거동평가", 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, pp. 267-274.
20. 윤홍준, 정성준, 김명모(2007), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 산정, 한국지반공학회논문집, 제23권, 8호, pp. 107-116.
21. 이민희, 최용규, 임종철, 황근배(2003), "현장재하시험을 통한 쇄석다짐말뚝의 응력분담에 관한 연구". 한국지반공학회논문집, 제19권, 제6호, pp.107-114.
22. 조천환(2010), 말뚝기초 실무, 이엔지북.
23. 천병식, 최현석, 이용한(2000), "Gravel Pile의 지지력 특성에 관한 연구", 대한토목학회 학술발표회논문집, 제2권, pp.493-496.
24. 최용규(2007), "단일쇄석말뚝의 지지력 증가효과에 관한 현장실험 연구", 한국지반공학회논문집, 제23권, 제12호, pp.5-11.
25. 한국건설기술연구원(2008), LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 국토해양부, 한국건설교통기술평가원.
26. 한국건설기술연구원(2007), LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 건설교통부 건설교통 R&D 정책・인프라사업 2차년도 보고서, 건설교통부.
27. 한국건설기술연구원(2008), LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 국토해양부, 한국건설교통기술평가원
28. 한국지반공학회(2009), 구조물 기초 설계기준 해설, 구미서관.
29. 한용배(2013), 점성토지반에서의 단일쇄석다짐말뚝에 대한 LRFD 저항계수 분석, 박사학위 논문, 동국대학교
30. 해양수산부(2005a), 항만 및 어항 설계기준(상권), 한국항만협회.
31. 허정원, 박재현, 김경준, 이주형, 곽기석(2007), 국내 항타강관말뚝 설계법의 신뢰성 평가, 한국지반공학회논문집, 제23권, 12호, pp. 61-73.

32. 황정순, 김홍택, 김정호, 이상경, 이형규(2005), 조립토 다짐말뚝에 대한 현장재하시험 결과 및 간편 침하량 산정방법의 제시, 한국지반공학회논문집, 제21권, 제3호, pp.159-168.
33. AASHTO(2007), LRFD Bridge Design Specifications 4th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
34. AASHTO(2010), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
35. ACI(1999), Building Code Requirements for Reinforced Concrete (318R-99), American Concrete Institute, Detroit, MI.
36. AISC(1994), Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
37. Allen, T. M., Christopher, B. R., Elias, V. and DiMaggio, J.(2001), Development of the Simplified Method for Internal Stability of Mechanically Stabilized Earth(MSE) Walls, Washington State Department of Transportation, Report WA-RD 513, p. 108.
38. Allen, T. M., Nowak, A. S. and Bathurst, R. J.(2005), Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design, Circular Number E-C079, Transportation Research Board, Washington, D.C.
39. Ang, A. and Tang, W. H.(1975), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design", Vol. I, Basic Principles, John Wiley and Sons, New York, N.Y.
40. Aoki, N. and de Allencar, D.(1975), "An Approximate Method to Estimatethe Bearing Capacity of Piles", Proceedings of 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenous Aires.
41. API(1993), Draft Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms－Load and Resistance Factor Design, API RP2A-LRFD, American Petroleum Institute, Dallas, TX.
42. API(1993), Draft Recommended Practice for Planning, Designing and

Constructing Fixed Offshore Platforms—Load and Resistance Factor Design, API RP2A-LRFD, American Petroleum Institute, Dallas, TX. Task Committee on Structural Loadings, 1991

43. Ayyub, B.M. and Assakkaf, I.(1999), LRFD Rules for Naval Surface Ship Structures: Reliability-Based Load and Resistance Factor Design Rules, Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, U.S. Navy.
44. Balaam, N. P., Brown, P. T., and Poulos, H. G. (1977), "Settlement Analysis of Soft Clays Reinforced with Granular Piles", Proceedings 5th Southest Asian Conference on Soil Engineering, July 2-4, Bangkok, Thailand.
45. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K. and Kim, S. G.(1991), NCHRP Report 343: Manuals for the Design of Bridge Foundations, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
46. Barksdale, R. D., and Bachus, R. C. (1983a), Design and Construction of Stone Columns, Federal Highway Administration, Report No. FHWA/RD 83/026, Vol.1.
47. Barksdale, R. D., and Bachus, R. C. (1983b), Design and Construction of Stone Columns, Federal Highway Administration, Report No. FHWA/RD 83/026, Vol.2.
48. Baumann, V., and Bauer, G. E. A. (1974), “The Performance of Foundations on Various Soils Stabilized by the Vibro-compaction Method”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, No.4, pp.509-530.
49. Bea, K. T., and Lee, C. K. (2007), “The Behavior of Rammed Aggregate Piers(RAP) in Soft Ground (I)”, Journal of Korean Geotechnical Society, Vol.23, No.4, pp.169-183.
50. Becker, D. E.(1996), "Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit State Design for Foundations, Part II, Development for the National Building Code of Canada", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 6, pp. 984 - 1007.
51. Bergado, D. T., Huat, S. H., and Kalvade, S. (1987a), "Improvement of Soft

Bangkok Clay Using Granular Piles in Subsiding Environment", Proceedings 5th International Geotechnical Seminar on Case Histories in Soft Clay, Singapore. pp.219-226.

52. Bergado, D. T., and Lam, F. L. (1987b), "Full Scale Load Test of Granular Piles with Different Densities and Different Proportions of Gravel and Sand in the Soft Bangkok Clay", Soils and Foundations Journal, Vol.27, No.1, Japan, pp.86-93.
53. Brauns, J. (1978), "Die anfangstraglast von schottersauen im bingigen untergrund", Die bautechink, Vol.8, pp.263-271.
54. Broms, B. (1979), "Negative skin friction", Proceedings 6th Asian
55. Butler, H. D., and Hoy, H. E. (1977), Users Manual for the Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing, FHWA-IP-77-8, FHWA Office of Development, Washington, DC.
56. Carter, J. P., and Kulhawy, F. H. (1988), Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock, Report EL-5918. Palo Alto : Electric Power Research Institute..
57. CDIT(2002), The Deep Mixing Method-Principle, Design and Construction, Coastal Development Institute of Technology (CDIT), Japan, Balkema, pp. 76-77.
58. CEN(2004), Eurocode7-Geotechnical Design, European Committee for Standardization, TC250.
59. Chakravarti, L. and Roy(1967), Handbook of Methods of Applied Statistics, Vol. I, John Wiley and Sons, pp. 392-394.
60. Chin, F. K. (1971), "Pile Tests - Arkansas River Project", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97, No.SM6, pp.930-932.
61. CSA(1992), Code for the Design, Construction and Installation of Fixed Offshore Structures, Standards S471 and S472, Canadian Standards Association, Torronto.
62. D'Appolonia(1999), Developing New AASHTO LRFD Specification for Retaining Walls, Final Report, NCHRP Project 20-7, Task 88, Ground

Technology, Inc., Monroeville, PA. p. 50.

63. Datye, K. R., and Nagaraju, S. S. (1975), “Installation and Tesing of Rammed Stone Columns”, Proceedings IGS specialty session 5th asian regional conference on soil mechanics and foundation engineering, Bangaladore, India, pp.101-104.
64. Davisson, M. (1972), "High Capacity Piles", Proceedings of The Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, pp.81-112.
65. DeBeer, E. (1970), “Proefondervindellijke Bijdrage tot de Studie Van Het Grandsdraagvermogen Van Zand onder Funderinger op Staal”. English version. Geotechnique, Vol.20, No.4, pp.387-411.
66. DeBeer, E. (1970), “Proefondervindellijke Bijdrage tot de Studie Van Het Grandsdraagvermogen Van Zand onder Funderinger op Staal”. English version. Geotechnique, Vol.20, No.4, pp.387-411.
67. DGI(1985), Code of Practice for Foundation Engineering, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
68. Ditlevsen, O.(1979), "Narrow Reliability Bounds for Structural Systems", Journal of Sturctural Mechanics, Vol. 7, No. 4, pp. 453-472.
69. Dpt. of the Navy (1982), Foundation and Earth Structure(NAFAC Design Mannual 7.2).
70. Ellingwood, B. R. and Galambos, T.(1982), “Probability-Based Criteria for Structural Design”, Structural Safety, Vol. 1, pp. 15 - 26.
71. Ellingwood, B.R., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A.(1980), “Development of Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58“, Special Publication 577, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
72. Engelhardt, K., and Golding, H. C. (1975), "Field Testing To Evaluate Stone Column Performance in a Seismic Area", Geotechnique, Vol.25, No.1, Thomas Telford Ltd., London, UK.
73. FDOT(2004), A Compendium of Ground Modification Techniques, Florida

Department of Transportation, BC 354, RPWO#64, pp. 193-208.

74. FHWA(1999), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Method, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-IF-99-025, Washington D.C.
75. FHWA(2001), Load and Resistance Factor Design(LRFD) of Highway Bridge Substructures, Federal Highway Administration, Report No. FHWA HI-98-032, Washington D.C.
76. Gibson, R. E., and Anderson, W. F. (1961), "lnsitu Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter'', Civil Engineering, London, Vol.56, pp.615-620.
77. Greenwood, D. A. (1970), "Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface", Proceedings Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers, London, UK
78. Hagan, M. T., Demuth, H. P., and Beale, M. (1996), Neural Network Design, PWS Publishing, Boston.
79. Haldar, A. and Mahadevan, S.(2000), Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design, John Wiley & Sons, New York, N.Y.
80. Han, J., and Ye, S. (1991), "Field Tests of Soft Clay Stabilized by Stone Columns in Coastal Areas of China", Proceedings 4th International Deep Foundations Institute Conference, Vol.1, Balkema Press, Rotterdam, The Netherlands.
81. Hansbo, S. (1994), Foundation Engineering, Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier Press, 95, pp.450-455.
82. Hansen, J.B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity",
83. Hasofer, A.M. and Lind, N.C.(1974), “Exact and Invariant Second-Moment Code Format”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.100, No.1, pp. 111～121.
84. Horvath, R. G. and Kenny, T. C.(1979), Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers, Drilled Shaft Design and Construction in Florida, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville.

85. Huang, B. Q.(2010), Numerical Study and Load Resistance Factor Design(LRFD) Calibration for Reinforced Soil Retaining Walls, Ph. D. Thesis, Queen's University, Canada.
86. Hughes, J. M. O., and Withers, N. J. (1974), "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns", Ground Engineering, Vol.7, No.3, pp.42-49.
87. International Standard(1998), General Principles on Reliability for Structures, ISO 2394:1998(E).
88. Kitazume, M. and Nagao, T.(2007), "Studies of Reliability based Design on Deep Mixing Improved Ground", Report of Port and Airport Research Institute, Vol. 46, No. 1, pp. 3-44.
89. Kitazume, M., Nagao, T., Furuta, G., Nozu, M., Kawabe, M. and Tsuijioka, S.(2004), "Study on Performance Based Design for Deep Mixing Method of Port and Harbor Structure(Part1)", The 39th Japan National Conference on Geotechnical Engineering, pp. 27-28.
90. Kondner, R. L. (1963), "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115-143.
91. Kulhawy F. H. and Trautmann C. H., 1996, "Estimation of in-situ test uncertainty", Uncertainty in the Geologic Environment, Madison, WI, ASCE, pp. 269~286.
92. Kulicki, J. M., Prucz, A., Clancy, C. M., Mertz, D. R. and Nowak, A.S.(2007), Updating the Calibration Report for the AASHTO LRFD Code, Final Report for NCHRP Project 20-07/186.
93. Lacasse S. and Nadim F., 1996, "Uncertainties in characterizing soil properties", Uncertainty in the Geologic Environment, Madison, ASCE, pp. 49~75.
94. Lawton, E. C., and Warner, B. J. (2004), Performance of a Group of GeoPier Elements Loaded in Compression Compared to Single Geopier Elements and Unreinforced Soil, Report No. UUCVEEN 04-12, University of Utah, Salt Lake City, UT. pp257.

95. Lazarte, C. A.(2011), NCHRP Report 701: Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction, Transportation Research Board, Washington, D.C.
96. LCPC-SETRA(1985), Regles de Justificaton des Foundations sur Pieux a Partir des Resultats des Essais Pressiometriques, Ministre deL'Urbanisme du Logement et des Transports, Paris.
97. Lillis, C., Lutenegger, A. J., and Adams, M. (2004), "Compression in uplift of rammed aggregate piers in clay", GeoSupport 2004, GSP., No.124, ASCE, Edited by J. P. Turner and P. W. Mayne, Reston, VA.
98. Madhav, M. R., Iyengar, N. G. R., Vitkar, R. P., and Nandia, A. (1979), "Increased Bearing Capacity and Reduced Settlements Due to Inclusions in Soil", Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol.II, pp.329-333.
99. Madsen, H. O., Krenk, S. and Lind, N. C.(1986), Methods of Structural Safety, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
100. Maurya, R. R., Sharma, B. V. R., and Naresh, D. N. (2005), "Footing Load Tests on Single and Group of Stone Columns", Proceedings Sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan. pp.1385-1388.
101. Meyerhof, G.(1994), "Evolution of Safety Factors and Geotechnical Limit State Design", Second Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, Nov. 4, p. 32.
102. Meyerhof, G.G.(1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol.2, No.4, pp.301-331.
103. Meyerhof, G.G.(1963), "Some Recent Research on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical, Vol.1, pp.16-26.
104. Mokashi, S. L., Paliwal, S. T. and Bapaye, D. R. (1976), "Use of stone columns for strengthening soft foundation clay", Proceedings of Central Board of Irrigation and Power, 45th Annual Research Session, Vol. III-Soils and Concrete, pp.61-68.

105. Mori, H. (1979), “Some Case Records of Stability and Settlement of Embankment of the Soft Ground”, Proc. 6th Asian Reginonal Comference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, pp.169-189.
106. MOT(1992), Ontario Highway Bridge Design Code, Ministry of Transportation, Downsview, Ontario, Canada.
107. Naval Facilities Engineering Command Design Manual 7.01 (NAVFAC) (1986), Orpwood, T.G., Shaheen, A.A. and Kenneth, R.P (1989). “"Pressuremeter evaluation of glacial till bearing capacity in Toronto, Canada"" Foundation Engineering: Current Principles and Practices, ed. F.H. Kulhawy, Vol.1, pp.16-28; ASCE, Reston: Virginia.
108. NAVFAC DM-7.2(1982), Foundations and Earth Structures: Design Manual 7.2, Naval Facilities Engineering Command, p. 244.
109. Nowak, A.(1999), Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, D.C.
110. NRC(1995), National Building Code of Canada, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada.
111. Paikowsky S. G., (2004), Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC.
112. Paikowsky, S. G., Canniff, M. C., Lesny, K., Kisse, A., Amatya, S. and Muganga, R.(2010), NCHRP Report 651: LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
113. Paikowsky, S., Birgission, G., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenerson, K., O'Mally, K., Chernauskas, L. and O'Neill, M.(2004), NCHRP Report 507: Load and Resistance Factor Design(LRFD) for Deep Foundations, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
114. Paikowsky, S.G.(2004) Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations. NCHRP report 507, Transportation Research Board,

Washington, D.C.

115. Philipponnat, G.(1980), "Methode prtique de calculd'un pieu isole a l'aidede penetrometre statique", Revue Francaise de Geotechnique, Vol. 10, pp. 55-64.
116. Phoon K. K. and Kulhawy F. H., 1996, "On quantifying inherent soil variability", Uncertainty in the Geologic Environment, Madison, WI, ASCE, pp. 326~340.
117. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. (1996), Practical Reliability based Design Approach for Foundation Engineering, Research Record 1546, Transportation Research Board, Washington, pp.94-99.
118. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H.(2002), "EPRI Study on LRFD and MRFD for Transmission Line Structure Foundations", In Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance, Swets & Zeitlinger, Lisse, Netherlands, pp. 253-261.
119. Pitt, J. M., White, D. J., Gaul, A., and Hoevelcamp, K. (2003), Highway Applications for Rammed Aggregate Piers in Iowa Soils, Final Report, Iowa DOT Project TR-443, CTRE Project pp.00-60.
120. Prandtl, L.(1921), "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plasticher Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden", Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. Basel, Switzerland, Vol.1, No.1, pp.15-20.
121. Rackwitz, R., and Fiessler, B.(1978) Structural Reliability under Combined Random Load Sequences. Computers & Structures, Vol. 9, pp. 484～494
122. Reese, L. C. and O'Neill, M. W.(1988), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA Publication No. FHWA-HI-88-042, p. 564.
123. Schmertmann, J. H.(1978), Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design, U.S Dept. of Transportation, FHWA-TS- 78-209.
124. Scott, B., Kim, B.J., and Salgado, R. (2003) Assessment of current load factors for use in geotechnical load and resistance factor design, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 287-295

125. Snedecor, G. W. and Cochran, W. G.(1989), Statistical Methods, 8th Edition, Iowa State University Press.
126. Stuedlein, A. W. (2008), Bearing Capacity and Displacement of Spread Footings on Aggregate Pier Reinforced Clay, Ph.D. Dissertation, University of Washington.
127. Terzaghi, K. (1942), “Discussion of the Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations”, Proceedings, ASCE. Vol.68, pp.311-323.
128. Terzaghi, K. (1943), "Theoretical soil mechanics", Wiley, New York.
129. U.S. Army Corps of Engineers.(1997), "Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering", Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Technical Letter, No. 1110-2-547, September 30.
130. US DOT (2006), Design and Construction of Driven Pile Foundation, Workshop Mannual.
131. Vesic, A. (1963), Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, Highway Research Record, 39, National Academy of Sciences, National Research Council, pp.112-153.
132. Vesic, A. (1963), Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, Highway Research Record, 39, National Academy of Sciences, National Research Council, pp.112-153.
133. Vesic, A. S. (1972), “Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass”, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM3, Reston, Virginia, USA.
134. Vesic, A.S.(1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal of soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99(SMI), 45 - 73.
135. Vesic, A. (1975). “"Bearing Capacity of Shallow Foundations"", Foundation
136. Weibull, W. (1951), “A Statistical Distribution Function of Wide Applicability”, Journal of Applied Mechanics ASME Paper, Vol.18,

pp.293-296.

137. Withiam, J., Voytko, E., Barker, R., Duncan, M., Kelly, B., Musser, S. and Elias, V.(1998), Load and Resistance Factor Design(LRFD) of Highway Bridge Substructures, FHWA HI-98-032, FHWA.
138. Zhang, L. and Einstein, H. H.(1988), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 7, pp. 574-584.
139. 沿岸技術研究センター(2008), 海上工事における深層混合處理工法技術マニュアル(改訂版), 沿岸技術研究センター, 日本.
140. 日本港灣協會(1999), 港灣の施設の技術上の基準・ 同解說.

부록

표준화를 위한 구조물기초설계기준의 정비연구

구조물기초 설계기준 표준화 지침(안)

2014. 10.

강원대학교 산학협력단

목 차

제 1 장 서 론 ····· 1

1.1 표준화 지침(안)의 구성 및 목적 ····· 1

1.2 표준화 지침(안)의 적용범위 ····· 2

1.2.1 적용범위 ····· 2

1.2.2 제한사항 ····· 2

1.3 용어의 정의 ····· 2

제 2 장 한계상태설계법 ····· 7

2.1 개 요 ····· 7

2.2 한계상태설계법 ····· 8

2.2.1 한계상태의 정의 ····· 8

2.2.2 신뢰성이론 ····· 9

2.2.3 하중저항계수설계법 ····· 16

2.2.4 부분안전계수설계법 ····· 20

2.3 한계상태설계법을 위한 부분계수의 보정 ····· 30

2.3.1 하중저항계수설계법의 저항계수 보정 방안 ····· 30

2.3.2 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정 방안 ····· 37

제 3 장 구조물 기초의 설계 이론 ····· 41

3.1 개 요 ····· 41

3.2 깊은기초의 설계 ····· 42

3.2.1 개 요 ····· 42

3.2.2 말뚝기초의 지지력 검토 ····· 43

3.2.3 말뚝기초의 침하량 검토 ····· 51

3.2.4 말뚝기초의 수평 지지력 산정 ····· 55

3.2.5 부마찰력을 말뚝기초의 안정성 검토 ····· 59

3.3 얕은기초의 설계 ····· 63

3.3.1 개 요 ····· 63
3.3.2 지지력 검토 ····· 63
3.3.3 침하량 검토 ····· 76
3.4 연약지반개량 기초의 설계 ····· 77
3.4.1 개 요 ····· 77
3.4.2 심층혼합처리 지반의 개량 형식 ····· 79
3.4.3 심층혼합처리 지반의 설계외력 및 하중 ····· 80
3.4.4 심층혼합처리 지반의 파괴모드 및 한계상태함수 ····· 80
3.4.5 심층혼합처리 지반의 한계상태 평가 항목 ····· 90
3.5 옹벽의 설계 ····· 91
3.5.1 Load and Resistance Factor Design(LRFD) ····· 92
3.5.2 Limit State Design(Eurocode7) ····· 108

제 4 장 설계변수의 통계학적 특성 ····· 115

4.1 통계학적 확률분포 ····· 115
4.1.1 설계변수의 기술통계량(descriptive statics) ····· 115
4.1.2 왜도와 첨도 ····· 117
4.1.3 설계변수의 확률분포 ····· 118
4.1.4 설계변수의 통계적 추정 ····· 120
4.2 깊은기초 ····· 124
4.3 얕은기초 ····· 131
4.4 연약지반개량 ····· 135
4.4.1 항만구조물의 자중 및 단위중량 ····· 135
4.4.2 파력(파압) ····· 135
4.4.3 구조물의 전면조위 및 배면 잔류수위 ····· 136
4.4.4 토압계수와 토압 ····· 137
4.4.5 마찰계수 ····· 139
4.4.6 전단강도 ····· 140
4.4.7 확률변수의 통계학적 특성 선정 ····· 144
4.5 옹벽 ····· 145

4.5.1 단위중량 ····· 145
4.5.2 마찰계수 ····· 145
4.5.3 토압 ····· 145
4.5.4 하중 ····· 147
4.5.5 지반반력계수 ····· 147
4.5.6 기하학적 설계변수 ····· 148
4.6 지반조사 및 시험 ····· 148
4.6.1 지반조사 및 표준서 ····· 148
4.6.2 지반조사 계획 ····· 149
4.6.3 지반조사 방법 ····· 150
4.6.4 한계상태설계법을 위한 지반조사 ····· 165
4.7 지반정수 ····· 178
4.7.1 지반정수의 불확실성 ····· 178
4.7.2 지반정수의 변동성 ····· 178
4.7.3 지반정수의 확률분포 ····· 178
4.7.4 지반정수의 특성치 ····· 180

제 5 장 목표신뢰도지수 ····· 182

5.1 개 요 ····· 182
5.2 목표신뢰도지수 결정방법과 적용 사례 ····· 182
5.2.1 과거의 사고통계에 기초한 방법 ····· 183
5.2.2 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법 ····· 188
5.2.3 피해 위험도 및 인적 손실에 대한 위험도를 고려한 방법 ····· 189
5.2.4 생애주기비용(LCC) 최소화기법에 의한 방법 ····· 190
5.3 목표신뢰도지수 분석 ····· 192
5.3.1 얕은기초 목표신뢰도지수 ····· 192
5.4 민감도 분석 ····· 196
5.4.1 연약지반 목표신뢰도지수 ····· 200

제 6 장 저항계수의 보정 ····· 210

6.1 개 요 ····· 210

6.2 깊은기초 ····· 211

6.3 얕은기초 ····· 213

6.3.1 하중 통계 특성 ····· 213

6.3.2 안전율을 이용한 저항계수 예비 산정 ····· 215

6.3.3 신뢰성해석에 의한 저항계수 보정 ····· 217

6.4 연약지반개량 ····· 222

6.4.1 데이터베이스 구축 ····· 222

6.4.2 개량체 압축강도의 불확실성 평가 ····· 223

6.4.3 신뢰성이론에 기반한 저항계수 보정 ····· 227

제 7 장 부분안전계수의 보정 ····· 233

7.1 개 요 ····· 233

7.2 깊은기초 ····· 234

7.3 얕은기초 ····· 244

7.3.1 민감도 분석 ····· 244

7.4 연약지반개량 ····· 248

7.4.1 설계변수의 통계학적 특성 ····· 248

7.4.2 검토단면도 ····· 250

7.4.3 신뢰성해석 ····· 251

7.4.4 부분안전계수의 보정 ····· 254

제 8 장 한계상태설계 예제 ····· 258

8.1 개 요 ····· 258

8.2 깊은기초 ····· 259

8.2.1 선단부 N값 50 이하 ····· 259

8.2.2 선단부 N값 50 이상 ····· 270

8.2.3 LRFD 설계법과 부분안전계수법 설계 비교 ····· 281

8.3 얕은기초 ····· 283
8.3.1 해석 단면 ····· 283
8.3.2 설계법 비교 ····· 286
8.4 연약지반개량 ····· 290
8.4.1 개 요 ····· 290
8.4.2 하중저항계수설계법(LRFD)에 의한 내적안정성 평가 ····· 292
8.4.3 부분안전계수설계법에 의한 내적안정성 평가 ····· 296
8.4.4 내적안정성에 대한 한계상태설계법 적용성 검토 ····· 298
8.5 옹벽 ····· 301
8.5.1 설계제원 ····· 301
8.5.2 허용응력설계법을 이용한 검토 ····· 302
8.5.3 Load Resistance Factor Design(AASHTO 기준) ····· 303
8.5.4 Limit State Design(Eurocode7) ····· 306
8.5.5 비교 검토 ····· 309

제 9 장 한계상태설계의 채택을 위한 제언 ····· 310

9.1 한계상태설계법의 부분계수 보정과 기술적 측면 ····· 310
9.2 한계상태설계의 적용성 측면 ····· 312
9.2.1 한계상태설계 과정 ····· 312
9.2.2 깊은기초의 한계상태설계 ····· 313
9.2.3 얕은기초의 한계상태설계 ····· 313
9.2.4 연약지반개량 기초의 한계상태설계 ····· 314
9.2.5 옹벽의 한계상태설계 ····· 315
9.2.6 소 결 ····· 315
9.3 국제 설계기준 현황 측면 ····· 316
9.3.1 국제 설계기준 현황 ····· 316
9.3.2 국내 건설사 해외 진출 현황 및 전망 ····· 317
9.4 구조물 기초 설계기준 표준화 방안 ····· 318

제 1 장 서 론

1.1 표준화 지침(안)의 구성 및 목적

구조물기초 설계기준의 표준화 지침(안)은 지반 위에 건설되거나 설치되는 사회기반시설 구조물 기초의 한계상태설계방법에 관한 표준적인 절차를 제공하고, 한계상태설계법을 도입하기 위하여 고려해야 할 여러 사항들을 검토함으로써 국내 구조물기초 설계기준이 한계상태설계법으로 전환되는데 활용될 수 있도록 하였다.

본 표준화 지침(안)의 1장에서는 표준화 지침(안)의 구성과 목적, 적용범위와 제한사항에 대하여 기술하고, 표준화 지침(안)에서 사용되는 공통 용어들에 대한 정의를 수록하였다. 2장에서는 허용응력설계법에 익숙한 기술자들이 한계상태설계법의 개념을 숙지할 수 있도록 신뢰성이론 및 한계상태설계법의 기본이론과 설계방법을 기술하였으며, 한계상태설계법을 위한 부분계수의 보정 방안을 제시하였다. 3장에서는 구조물기초의 설계이론을 기술하고, 설계기준에 따른 파괴모드를 규정함으로써 한계상태 평가 항목을 기술하였다. 4장에서는 각 구조물 기초별 설계변수의 통계학적 특성과 한계상태설계법에서 극한저항력을 평가하기 위하여 요구되는 지반조사, 그리고 지반조사로부터 얻어진 지반정수의 불확실성을 고려한 지반정수의 특성치를 정의하는 방법에 대하여 기술하였다. 5장에서는 한계상태설계법의 안전여유 수준을 결정하는 목표신뢰도지수의 결정방법과 적용사례를 검토하고, 각 구조물 기초별로 목표신뢰도수준을 분석하였다. 6장에서는 북미지역에서 적용되고 있는 하중저항계수설계법을 위한 저항계수 보정 사례를 수록하였으며, 7장에서는 유럽 및 일본에서 적용되고 있는 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정 사례를 수록하였다. 8장에서는 각 구조물 기초별로 설계사례를 이용하여 허용응력설계, 하중저항계수설계, 부분안전계수설계 과정을 나타내고, 각 설계법의 안전여유와 이용률을 비교하여 한계상태설계법의 적용성을 기술하였다. 마지막으로 8장에서 분석된 한계상태설계법을 기초로 국내 한계상태설계법의 채택을 위한 제언을 수록하였다.

1.2 표준화 지침(안)의 적용범위

1.2.1 적용범위

이 표준화 지침(안)은 지반 위에 축조되는 각종 구조물의 기초에 대한 한계상태 설계법 개발을 위한 기초를 마련하기 위한 표준화 방안과 한계상태설계법의 절차를 제시한 것이다.

본 표준화 지침(안)에서 제시하는 한계상태설계법은 깊은기초, 얕은기초, 연약지반개량 기초(심층혼합처리, 쇄석다짐말뚝), 옹벽을 대상으로 하고 있다.

1.2.2 제한사항

본 표준화 지침(안)에 기술된 설계변수의 통계학적 특성과 신뢰성해석에 의한 목표신뢰도지수, 보정된 부분계수는 제한된 자료를 이용하여 제시되었으며, 기술심사 및 검증과정을 거치지 않았으므로 설계실무에 적용할 수 없다.

이 표준화 지침(안)에서는 수집된 설계-시공 사례 및 극한저항력 시험자료를 이용하여 보정 가능한 구조물 기초의 한계상태 평가 항목의 부분계수를 이용하였으며, 이 외의 한계상태 평가 항목에 대해서는 AASHTO LRFD 교량설계시방서(AASHTO, 2010) 및 Eurocode7(CEN, 2011)의 부분계수를 이용하였으므로 한계상태설계법의 적용성 분석에는 한계가 있다.

1.3 용어의 정의

• 마찰계수(Coefficient of friction)

마찰력을 산정하기 위하여 사용하는 값으로 상재하중에 대한 마찰력의 비를 말한다.

• 확률변수(Random variable)

신뢰성 설계에서 설계에 고려하는 변수 중에서 그 값이 일정 범위 내에서 변동성을 가진 것을 확률변수라 한다. 그 변동성이 결과에 미치는 영향이 미미하여 상수로 가정한 것은 제외한다.

• 한계상태 함수(Limit state function)

신뢰성설계를 위하여 정의한 파괴모드에 대하여 그 파괴가 발생할 것인지의 여부를 판별하는 함수를 한계상태함수라 하며 확률변수의 함수형태로 표현한다.

• 파괴 확률(Probability of failure)

한계상태함수를 이용하여 신뢰성 설계를 수행한 결과/ 파괴영역(한계상태가 음인 경우)의 사건이 발생할 확률을 말한다.

• 확률밀도함수(Probability density function)

확률변수가 특정 구간 내에서 발생할 수 있는 확률을 밀도로써 표현한 함수를 말하며 확률밀도함수를 해당 구간에 대하여 적분하면 그 구간에서 확률변수가 발생할 확률을 산정할 수 있다,

• 누적 확률분포함수(Cumulative distribution function)

확률변수가 발생할 확률을 특정범위까지 누적하여 표현한 함수를 누적확률분포함수라 하며 확률밀도함수의 적분형태로 표현된다.

• 평균치 (Mean value)

정규분포를 따르는 확률변수가 가지는 기대치 또는 산출평균한 값을 평균치라 한다.

• 평균치비 (Ratio of mean value)

확률변수의 특성치에 대한 평균치의 비를 말한다.

• 특성치 (Characteristic value)

특성치는 설계상 구조물-기초-지반시스템에 기초한 문제에서 한계상태의 유발을 예측하기 위해 적절한 값으로써 평가되는 대표치이다. 원칙적으로 특성치는 추론치(derived value) 의 평균을 신중히 평가한 값이다. 여기서 평균치는 직접적인 산술평균을 의미하는 것이 아니라 평균치를 얻고자 할 때 통계학적 평가오류가 고려된 값이다. 또한 평균치의 이러한 평가는 지질학적 • 지반공학적 이론/ 유사현장의 경

험뿐 아니라 가능하다면 일부 다른 결과에 근거한 값의 일관성 및 교차검증을 고려한다.

• 표준편차(Standard deviation)

정규분포를 따르는 확률변수의 평균치에 대한 분산정도를 평균치와 같은 차원으로 나타낸 값을 말한다.

• 변동계수(Coefficient of variation)

평균치에 대한 표준편차의 비를 말한다.

• 신뢰도지수(Reliability index)

일차함수로 표현된 한계상태함수에 대하여 그 표준편차에 대한 평균치의 비를 신뢰도지수라 한다.

• 일계신뢰도법 (First Order Reliability Method; FORM)

비선형 한계상태함수를 일차 근사화하여 신뢰도지수를 산정하는 방법을 말한다.

• 부분안전계수(Partial safety factor)

목표로 하는 안전성을 확보하기 위하여 각 확률변수에 대하여 적용하는 안전계수를 말한다.

• 목표파괴 확률(Target probability of failure)

사용자의 목적에 맞게 설정된 파괴확률의 목표치를 말한다.

• 민감도계수(Sensitivity factor)

한계상태함수의 확률변수에 대한 민감도를 말하며 FORM과 같은 Level II 설계법에서 사용된다.

• 한계상태설계법

구조물이 모든 계수하중 조합에 대하여 강도한계상태와 사용성한계상태를 만족

하도록 구조물을 설계하는 방법이다.

• 강도한계상태

연성적 최대강도, 좌굴, 피로, 파열등 구조부재 또는 구조물의 안전성을 유지하기 위한 최대지지능력에 영향을 미치는 한계상태를 말한다.

• 사용성한계상태

구조물의 외관, 유지관리성, 내구성, 사용자의 안락감, 또는 기계류의 정상적인 기능 등을 유지하기 위한 구조물의 능력에 영향을 미치는 한계상태를 말한다.

• 공칭강도

구조체나 구조부재의 하중에 대한 저항능력으로서 적합한 구조역학 원리나 현장실험 또는 축소모형의 실험결과로부터 유도된 공식과 재료강도 및 부재치수를 사용하여 계산된 값을 말한다.

• 강도저감계수

공칭강도에 대한 실제강도의 불가피한 편차와 파괴된 상태의 양상 및 결과 등을 고려한 안전계수를 말한다.

• 설계강도

부재나 접합 등에 의한 저항력으로서 “공칭강도”에 “강도저감계수”를 곱한 강도를 말한다.

• 공칭하중

건축물의 구조기준등에 관한규칙에 규정된 하중의 크기를 말한다.

• 하중계수

공칭하중에 대한 실제하중의 불가피한 편차와 하중을 하중효과로 변환시키는 해석에서의 불확실성을 고려한 안전계수를 말한다.

• 계수하중

“공칭하중”에 “하중계수”를 곱한 하중을 말한다.

• 극한한계상태

항복, 소성힌지의 형성, 골조 또는 부재의 안정성, 인장파괴, 피로파괴등 안정성과 최대하중 지지력에 대한 한계상태

• 사용한계상태

균열, 처짐, 피로 등의 사용성에 관한 한계상태로서, 일반적으로 구조물 또는 부재의 특정한 사용 성능에 해당하는 상태

• 설계수명

통행 하중의 통계적 산출 근거 기간으로 이 설계기준의 경우 100년

• 저항계수

공칭저항에 곱하는 통계기반 계수이며, 일차적으로 재료특성과 구조물치수 및 시공숙련도에 있어서의 변동성과 저항의 예측에 있어서의 불확실성을 고려하기 위한 계수이다. 보정과정을 통하여 하중의 통계특성과도 연관되어 있다.

• 한계상태

교량 또는 구성요소가 사용성, 안전성, 내구성의 설계규정을 만족하는 최소한의 상태로서, 이 상태를 벗어나면 관련 성능을 만족하지 못하는 한계.

• 한계 상태 함수

한계 상태를 정량적으로 표현한 함수.

제 2 장 한계상태설계법

2.1 개 요

한계상태설계법은 대상 구조물에 대하여 정의된 각각의 한계상태에 대하여 신뢰성이론에 근거하여 작용하중과 저항능력(혹은 강도)의 불확실성을 고려하는 설계방법이다. 한계상태설계법은 크게 신뢰성기반 설계법(reliability-based design)과 부분계수설계법(partial factor design)으로 구분할 수 있다.

신뢰성기반 설계법은 설계정수를 통계학적 특성을 갖는 확률변수로 취급하여 불확실성을 고려하고, 구조물의 안정성을 확인하는 파괴모드를 한계상태함수로 구성하고 목표신뢰도지수(target reliability index) 또는 허용파괴확률(allowable probability of failure)을 만족하는 구조물의 기하학적 형상과 기초의 제원을 신뢰성해석(reliability analysis)을 통하여 결정하는 설계법이다.

부분계수설계법은 설계자가 확률통계학적 분석과 신뢰성이론을 습득하여 파괴확률을 산정하고, 구조물 기초를 최적화하는 신뢰성기반 설계법의 어려움을 보완하기 위하여 도입된 설계법이다. 하중 및 저항력에 내재된 불확실성을 고려하고 구조물이 각기 다른 하중 조건과 한계상태에 대하여 일정한 안전수준을 유지할 수 있도록 목표신뢰도지수를 미리 정하고, 이를 만족하도록 보정(calibration)된 계수를 사용하는 설계법이다.

지난 수십여 년 간 국내·외의 많은 연구자들에 의해 기술자들이 쉽게 접근할 수 있도록 신뢰성기반 부분계수설계법을 개발해 왔다. 현재 북미지역에서는 AASHTO(2010)와 같은 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)을 채택하고 있으며, 유럽지역에서는 Eurocode7(CEN, 2004)과 같은 부분안전계수설계법(Partial Safety Factor Design, PSFD)을 설계기준으로 채택하고 있다.

하중저항계수설계법(LRFD)에서는 설계하중과 설계저항에 각각 전체 부분계수를 적용하고, 부분안전계수설계법(PSFD)에서는 하중과 재료특성에 각각 부분계수를 적용하는 설계법의 원리에서 크게 구분된다. 그러나 한계상태설계법의 부분계수를 보정하는 과정에서 설계의 불확실성을 고려하기 위하여 충분한 데이터를 이용한 통계학적 분석 결과가 반영되며, 구조물의 안전여유를 목표신뢰도지수로 부여하는 공통적인 특징도 있다.

2.2 한계상태설계법

2.2.1 한계상태의 정의

구조물 기초의 한계상태(limit state)는 기초가 요구되는 성능을 상실한 상태, 즉 기초의 파괴와 비파괴의 경계를 나타낸다. 한계상태는 크게 기초의 전단파괴, 압축파괴 등 강도에 관계되는 극한한계상태(ultimate limit state)와 기초의 침하, 변위 등 사용성에 관계되는 사용한계상태(serviceability limit state)로 구분된다. 구조공학 분야에서는 부재의 피로한계상태(fatigue limit state)를 정의하기도 하나 지반공학 분야에서는 해안 · 항만의 강성 기초가 반복적인 파랑하중 등에 직접적으로 영향을 받는 경우를 제외하고는 대부분의 경우에서는 파괴의 지배적인 조건이 아니므로 일반적으로 고려하지 않는다.

한계상태설계는 어떠한 특정 설계상태가 관련된 한계상태를 초과하지 않도록 검증하는 것으로 부분안전계수설계법에서는 검증되어야 할 극한한계상태를 지반설계에 대하여 다음과 같이 구분하였다.

- EQU : 강체로 고려되는 구조물의 정적 평형상태의 상실
- STR : 구조물의 내적 파괴 또는 과도한 변형
- GEO : 하중과 자중을 기초가 충분히 지지할 수 없는 상태
- UPL : 수압(부력) 또는 다른 연직하중으로 인한 융기로 구조물이나 지반의 평형이 손실된 상태
- HYD : 동수경사에 의해 지반에 발생하는 수리학적 융기, 내부 침식과 변형

구조물 기초의 한계상태는 구조물 기초의 파괴와 비파괴의 경계상태를 나타내는 한계상태함수로 표현되며, 기초의 파괴형태는 다양하기 때문에 각각의 파괴형태에 대하여 다른 한계상태함수로 식 2.1과 같이 정의된다.

$$g(X) = R - Q \tag{2.1}$$

한계상태함수는 사하중과 활하중, 지반정수 등의 많은 설계변수들의 함수가 되며, 신뢰성해석에서는 설계변수를 대표값을 중심으로 이산성을 나타내는 확률변수

로 취급한다. 따라서 한계상태함수를 구성하는 확률변수 R, Q를 모두 그림 2.1과 같이 확률밀도함수로 표현한다면, 파괴확률은 그림 2.1에서 음영으로 채워진 영역에 해당한다.

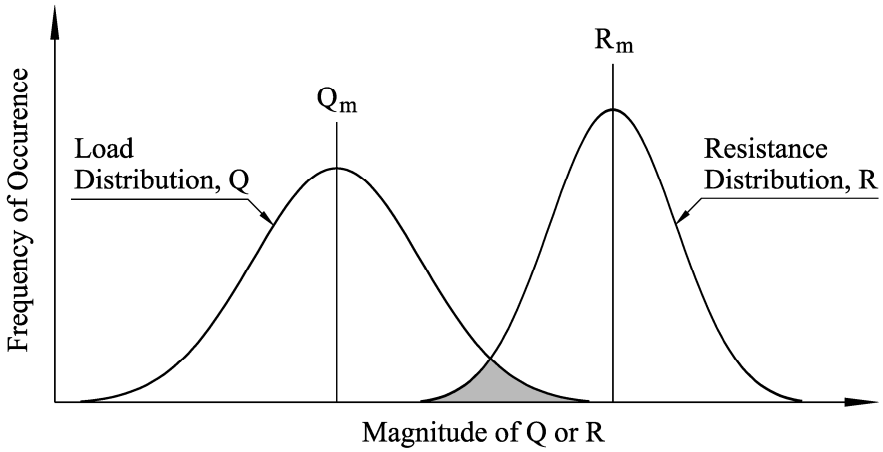


그림 2.1 하중 및 저항의 확률변수에 대한 확률밀도함수

그러나 간단한 형식의 파괴모드라 할지라도 한계상태함수는 일반적으로 4~5개 이상의 확률변수가 포함된 다중적분식으로 구성되어 파괴확률을 직접 산정하기는 어려우므로 신뢰도지수의 개념을 도입하여 파괴확률을 근사화하는 방법을 주로 이용한다.

2.2.2 신뢰성이론

가. 파괴확률

구조물 기초의 파괴확률은 식 2.1의 한계상태함수에서 하중(Q)이 저항(R)을 초과할 확률과 같다. 하중(Q)은 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)과 같은 하중성분들인 Q_i와 관련되며, 저항(R)은 기초재료의 강도(R_u), 지반의 내부마찰각(R_ϕ)과 비배수전단강도(R_{S_u}) 등 여러 설계정수들과 관련되어 있다. 따라서 파괴확률은 저항이 각 저항성분의 값을 갖는 경우($R = R_i$)에 하중이 각 저항성분의 값을 초과($Q > R_i$)할 확률로 식 2.2와 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = \Sigma P_r(Q_i > R_i \mid R = R_i) \tag{2.2}$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(x)(1-f_Q(x))dx$$

$$= 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(x) f_Q(x) dx$$

상기와 반대인 상황으로 파괴확률은 하중이 각 하중요소의 값을 갖는 경우($Q = Q_i$)에 저항이 각 하중요소의 값보다 작은($R > Q_i$) 확률로 식 2.3과 같이 정의할 수 있다.

$$P_f = \Sigma P_r(R < Q_i \mid Q = Q_i) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_Q(x) f_R(x) dx \tag{2.3}$$

한계상태함수는 확률변수인 하중과 저항의 결합확률밀도함수(joint probability density function) $f_{R,Q}(r,q)$를 식 2.4와 같이 정의할 수 있으며, 파괴확률은 그림 2.1에서 나타낸 파괴영역인 결합확률밀도함수를 적분하여 산정할 수 있다.

$$P_f = P_r(R - Q < 0) = \iint_{q>r} f_{R,Q}(r,q)\, dr\, dq \tag{2.4}$$

만약 하중과 저항이 서로 상관성이 없는, 즉 통계학적으로 독립이라면 결합확률밀도함수 $f_{R,Q}(r,q)$는 $f_R(r)f_Q(q)$ 이므로 식 2.4는 식 2.5와 같이 정의할 수 있다. 또한 한계상태함수가 여러 개의 확률변수로 구성된 경우에 파괴확률은 식 2.6과 같은 다중적분 형태로 정의할 수 있다.

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{q>r} f_R(r) \cdot f_Q(q)\, dr\, dq \tag{2.5}$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} [\int_{-\infty}^{q>r} f_R(r)\, dr] f_Q(q)\, dq$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(r) f_Q(q)\, dq$$

$$P_f = \int \cdots \int_{g(X) \le 0} f_X(x_1, x_2, \cdots, x_n) dx_1, dx_2, \cdots, dx_n \tag{2.6}$$

식 2.6의 한계상태함수의 비선형성이 심한 경우 적분경로를 정확하게 파악하기 어렵고, 확률변수들의 결합 확률밀도함수가 복잡하게 표현되므로 해석적인 방법으로 해를 구하기 쉽지 않아 복잡한 수치해석기법을 적용하더라도 정확도가 떨어지므로 정해를 구할 수 있는 경우는 매우 제한되어 있다.

나. 신뢰도지수와 파괴확률

하중과 저항의 결합확률밀도함수인 한계상태함수의 확률밀도함수는 그림 2.2와 같으며, 파괴확률은 한계상태함수가 0보다 낮은 영역($g < 0$)에서의 확률밀도함수의 면적이므로 식 2.7과 같다.

$$P_f = P_r(g < 0) = \int_{-\infty}^{0} f_g(x) dx = \Phi\left(-\frac{\mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi(-\beta) \tag{2.7}$$

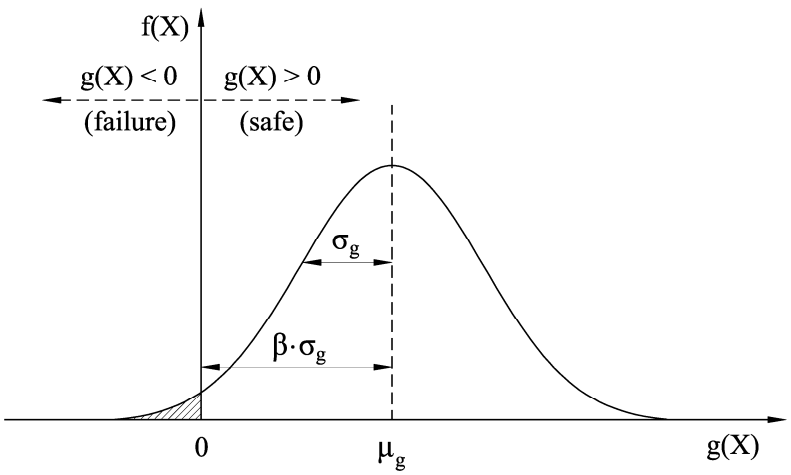


그림 2.2 한계상태함수의 확률밀도함수

한계상태함수의 평균(μ_g)과 표준편차(σ_g)는 식 2.8과 같으며, 신뢰도지수는 식 2.9와 같이 한계상태함수의 평균을 표준편차로 나눈 값이다. 즉, 신뢰도지수는 한계상태함수의 평균이 한계상태함수가 0이 되는 지점까지의 표준편차의 배수로 정의되며, 신뢰도지수가 커질수록 빗금친 영역의 면적이 작아지므로 파괴확률은 낮아지는

특성이 있다.

$$\mu_g = \mu_R - \mu_Q \tag{2.8}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}$$

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \tag{2.9}$$

다. 평균값 일계이차모멘트법

한계상태함수가 여러 개의 서로 독립인 확률변수이고, 선형적인 함수를 갖는 경우에는 식 2.9의 신뢰도지수를 산정할 수 없기 때문에 Cornell(1967)은 식 2.10과 같은 선형 한계상태함수식을 이용한 신뢰도지수(식 2.11)를 제안하였다. 이를 평균값 일계이차모멘트법(MV FOSM; mean value first order second moment method)이라 하였다.

$$g(X_1, X_2, \cdots, X_n) = a_o + a_1 X_1 + \cdots + a_n X_n \tag{2.10}$$

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=0}^{n} a_i u_{x_i}}{\sqrt{\sum_{i=0}^{n} \left(a_i \sigma_{x_i}\right)^2}} \tag{2.11}$$

만일 한계상태함수가 비선형함수인 경우에는 식 2.10을 Taylor 급수 전개를 이용하여 식 2.12와 같이 비선형함수를 선형화함으로써 근사값을 산정할 수 있다.

$$g(X_1, X_2, \cdots, X_n) \approx g(x_1^*, x_2^*, \cdots, x_n^*) + \sum_{i=0}^{n} \left(X_i - x_i^*\right) \frac{\partial g}{\partial X_i}\bigg|_{X_1^*, X_2^*, \cdots, X_n^*} \tag{2.12}$$

이 때 Taylor 전개를 하는 점은 각 확률변수의 평균값으로 하며, 식 2.11과 같은 형태로 다시 나타내면 식 2.13과 같다.

$$\beta = \frac{g(x_1^*, x_2^*, \cdots, x_n^*)}{\sqrt{\sum_{i=0}^{n}\left(a_i \sigma_{x_i}\right)^2}} \tag{2.13}$$

여기서, $a_i = \left.\frac{\partial g}{\partial X_i}\right|_{x_1^*, x_2^*, \cdots, x_n^*}$ 이다.

MV FOSM은 확률변수가 모두 정규분포일 경우에만 정확한 파괴확률을 산정할 수 있으며, 각 확률변수의 평균값에서 Taylor 급수 전개를 하므로 동일한 파괴형식에 대한 한계상태함수라도 한계상태함수의 형식에 따라 파괴확률이 다르게 산정되는 불변성(invariant) 문제가 발견되었다.

라. Hasofer-Lind의 개선된 일계이차모멘트법

평균값 일계이차모멘트법의 불변성 문제를 Hasofer-Lind(1974)는 Taylor 급수 전개를 평균값 대신에 설계점(design point)에서 한계상태함수를 선형화하는 개선된 일계이차모멘트법(AFOSM; advanced first order second moment method)을 제안하였다. 설계점은 한계상태식 상에 존재하는 모든 점들 중에서 가장 발현빈도가 높은 점을 말하며(Shinozuka, 1983), 설계점을 미리 정할 수 없으므로 반복법을 이용하여 해석한다.

이 해석법은 한계상태함수를 그림 2.3과 같은 표준정규분포 확률변수 공간에서 표현되도록 표준화 변수(식 2.14)를 이용하여 변환하고, 원점으로부터 한계상태함수까지의 가장 가까운 직선거리를 식 2.15와 같은 신뢰도지수로 산정한다.

$$Z_i = \frac{X_i - u_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \tag{2.14}$$

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^{n} z_i^* \left(\frac{\partial g}{\partial Z_i^*}\right)\Big|_{z_1^*, z_2^*, \cdots, z_n^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial Z_i^*}\right)\Big|_{z_1^*, z_2^*, \cdots, z_n^*}}} \tag{2.15}$$

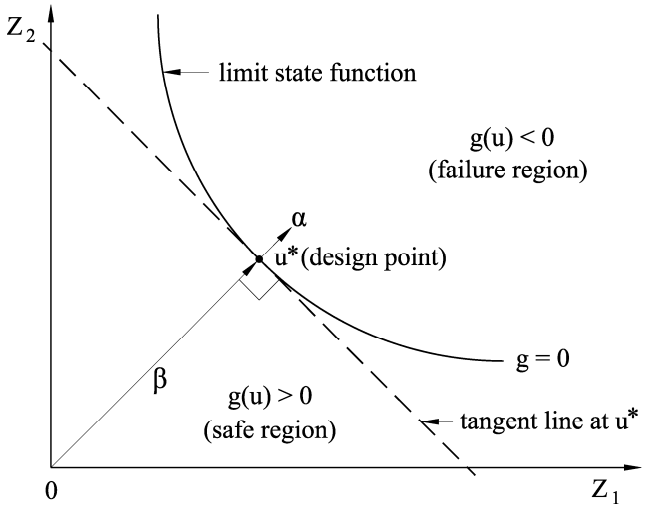


그림 2.3 표준정규분포 확률변수 공간에서의
신뢰도지수의 기하학적 개념

설계점(u^*)을 찾기 위한 반복 계산방법은 신뢰도지수 β를 포함하여 설계점 ($z_1^*, z_2^*, \cdots, z_n^*$)과 Z_i축에 대한 방향코사인($\alpha_1^*, \alpha_2^*, \cdots, \alpha_n^*$) 등 (2n+1)개의 미지수에 대한 연립방정식의 해를 찾는 과정이다. 한편 설계점은 신뢰도지수에 대하여 식 2.16과 같은 관계가 성립되며, 방향코사인 α_i^*는 식 2.17과 같다.

$$z_i^* = -\alpha_i^* \beta \tag{2.16}$$

$$\alpha_i^* = \frac{\left.\frac{\partial g}{\partial Z_i}\right|_{z_1^*, z_2^*, \cdots, z_n^*}}{\sqrt{\sum_{k=i}^{n}\left(\left.\frac{\partial g}{\partial Z_i}\right|_{z_1^*, z_2^*, \cdots, z_n^*}\right)^2}} \tag{2.17}$$

여기서, $\frac{\partial g}{\partial Z_i}$는 미분의 연쇄규칙(chain rule)을 적용하여 식 2.18과 같다.

$$\frac{\partial \mathrm{g}}{\partial \mathrm{Z_i}} = \frac{\partial \mathrm{g}}{\partial \mathrm{X_i}} \frac{\partial \mathrm{X_i}}{\partial \mathrm{Z_i}} = \frac{\partial \mathrm{g}}{\partial \mathrm{X_i}} \partial_{\mathrm{X_i}} \tag{2.18}$$

확률변수의 원점에서 설계점 z_i^*으로 향하는 신뢰도지수의 방향코사인 α_i^*는 신뢰도지수에 각 확률변수가 미치는 영향의 상대적인 크기로 설명할 수 있으며, 신뢰성

해석에서는 민감도계수(sensitivity factor)라고 한다. 민감도계수는 신뢰성설계에서 파괴확률에 가장 많은 영향을 주는 확률변수들을 확인하여 설계 최적화의 우선순위를 결정하는데 이용할 수 있으며, 한계상태설계법에서는 부분안전계수를 결정하는데 중요하게 이용된다.

신뢰도지수(식 2.15)와 설계점(식 2.16)은 서로 관계되어 있으므로 반복해법을 이용하여 산정할 수 있으며, 행렬법을 이용할 경우 다음과 같은 절차를 따른다.

① 구조물 기초의 안정성과 관련된 확률변수 $X_i(i=1,2,\cdots,n)$를 이용하여 한계상태함수를 정의한다.

② 확률변수 $X_i(i=1,2,\cdots,n)$의 초기값(일반적으로는 평균값을 적용)을 가정하고, 설계점 x_i^*에 대한 표준화 변수 z_i^*를 정의한다.

$$z_i^* = \frac{x_i^* - \mu x_i}{\sigma x_i} \tag{2.19}$$

③ 식 2.15를 이용하여 신뢰도지수 β와 방향코사인 α_i로 한계상태방정식을 나타낸다.

④ n개의 방향코사인 α_i값을 계산하고, 각 방향코사인 α_i의 값은 식 2.15를 이용하여 방향코사인 α_i와 신뢰도지수 β의 함수로 나타낸다.

⑤ 방향코사인 α_i와 신뢰도지수 β를 가정하여 $\sum_{i=0}^{n}(\alpha_i)^2 = 1$을 만족하도록 초기 반복계산을 수행한다.

⑥ ③~④ 단계에서 생성된 방정식에 방향코사인 α_i와 신뢰도지수 β를 대입하여 n+1개의 연립방정식의 해를 구한다.

⑦ 방향코사인 α_i와 신뢰도지수 β값이 수렴될 때까지 ⑥~⑦ 단계를 반복 계산한다.

2.2.3 하중저항계수설계법

가. 허용응력설계법의 안전율을 이용한 하중저항계수설계법

허용응력설계법에서는 저항의 불확실성을 안전율(Fs)의 개념을 도입하여 해결하고 있으며, 식 2.20와 같이 구조물의 극한지지력이나 극한저항력(R_n)을 안전율로 나눈 값, 즉 허용저항력(R_a)이 구조물에 작용하는 모든 하중조합(ΣQ_i) 이상인 경우에 안정성이 확보된다는 개념이다. 안전율은 일반적으로 오랜 기간 동안 경험적으로 축적된 자료를 바탕으로 일정 기간마다 새로운 건설재료, 시공방법, 경제성 등을 고려하여 구조물 기초 설계기준을 제정하는 기관과 엔지니어의 판단으로 결정된다.

$$\Sigma Q_i \leq R_a = \frac{R_n}{F_s} \tag{2.20}$$

미국의 교량 구조물의 기초 설계를 위한 AASHTO(1996) 시방서에서는 기존 구조물 기초에 대한 안전율의 분포를 고려하여 허용응력설계법의 안전율을 하중저항계수설계법에 맞추는 방법을 개발하여 수록하였다. 허용응력설계법의 안전율을 이용한 저항계수 보정방법은 기술자들이 수학적으로 간단하게 접근할 수 있기 때문에 쉽게 사용할 수 있으며, 기존의 안전성을 그대로 확보하면서 LRFD의 저항계수를 결정하는 방법이다. 그러나 저항의 불확실성을 정량적으로 반영할 수 없기 때문에 저항의 통계학적 특성자료를 수집하기 어려운 구조물 기초에 적용하거나, 연구가 미흡하였던 하중저항계수설계법의 도입기에 주로 이용되었다.

사하중과 활하중으로 구성된 하중저항계수의 기본 설계조건식은 식 2.21과 같으며, 허용응력설계법의 안전율은 식 2.22과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi R_n \geq \gamma_{QL} Q_L + \gamma_{QD} Q_D \tag{2.21}$$

$$\frac{R_n}{Fs} \geq Q_D + Q_L \tag{2.22}$$

여기서, F_s : 안전율, ϕ : 저항계수
R_n : 공칭저항, Q_D, Q_L : 사하중과 활하중
γ_{QD}, γ_{QL} : 사하중과 활하중의 하중계수

식 2.21과 식 2.22을 공칭저항(R_n)에 대하여 정리하면, 식 2.23와 식 2.24과 같이 표현할 수 있다. 식 2.23를 식 2.24에 대합하고 저항계수 ϕ에 대하여 정리하면 식 2.25와 같이 나타낼 수 있다. 대상 구조물 기초에 작용하는 사하중과 활하중의 범위를 특정하기 어려우므로 사하중(Q_L)으로 분모와 분자를 나누면 저항계수는 식 2.26와 같이 하중비(Q_D/Q_L)의 함수로 유도할 수 있다.

$$R_n \geq \frac{\gamma_{QL} Q_L + \gamma_{QD} Q_D}{\phi} \tag{2.23}$$

$$R_n \geq Fs\,(Q_D + Q_L) \tag{2.24}$$

$$\phi = \frac{\gamma_{QL} Q_L + \gamma_{QD} Q_D}{Fs\,(Q_D + Q_L)} \tag{2.25}$$

$$\phi = \frac{(Q_D/Q_L)\gamma_{QD} + \gamma_{QL}}{Fs(Q_D/Q_L + 1)} \tag{2.26}$$

나. 신뢰성이론을 이용한 하중저항계수설계법

신뢰성이론을 이용한 하중저항계수설계법은 하중과 저항의 불확실성을 반영하고, 상부 구조물과 구조물 기초의 신뢰도 수준에 따라 저항계수를 보정하기 위하여 개발되었다.

기존의 허용응력설계법에서 경험적으로 적용되던 안전율을 이용한 저항계수 보정방법과는 달리 신뢰성이론을 적용할 경우에는 설계 시 저항값을 예측하는 이론식에 내재된 보수성(안전여유)와 저항의 불확실성을 저항편향계수의 개념을 도입하여 정량적으로 고려할 수 있으며, 구조물 기초의 형식 및 제반 여건 하에서 가장 적합한 이론식을 규명할 수 있는 장점이 있다. 그러나 실측자료의 수집, 데이터베이스의 구축, 통계학적 분석 및 신뢰성이론의 적용에 익숙하지 않은 기술자들은 근본적인 내용에 접근하기 어려운 단점이 있다.

신뢰성이론을 이용한 저항계수 보정방법에서는 구조물 기초의 구조적 안전여유를 신뢰성해석 등에 의한 기초의 신뢰도 수준 범위와 상부 구조물의 신뢰도 수준을 고려하여 목표신뢰도지수(β_T)로 적용하므로 전체 구조 시스템에 일관된 안전여유를 부여할 수 있다.

(1) 하중 및 저항의 확률변수

하중저항계수설계법에서 하중(Q)과 저항(R)은 통계학적으로 독립이며, 그림 2.4와 같이 평균(μ_Q, μ_R)과 표준편차(σ_Q, σ_R)를 갖는 정규분포 또는 로그정규분포 확률밀도함수(f_Q, f_R)로 간주한다.

하중과 저항의 불확실성은 평균값을 중심으로 얼마나 가깝게 혹은 넓게 분포하는가에 대한 분산의 척도를 파악할 필요가 있으며, 식 2.27~2.28와 같이 산포도의 척도나 변동성의 무차원적 척도를 나타내는데 편리하게 이용되고 있는 변동계수(coefficient of variation, COV)로 표현할 수 있다.

$$COV_Q = \frac{\sigma_Q}{\mu_Q} \tag{2.27}$$

$$COV_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \tag{2.28}$$

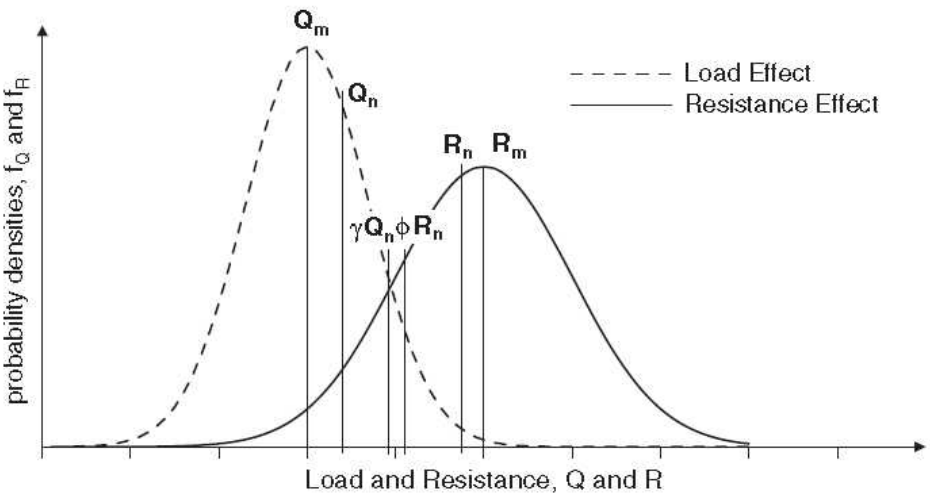


그림 2.4 하중 및 저항에 대한 확률밀도함수 (Lazarte, 2011)

(2) 저항편향계수

저항편향치(resistance bias)는 정재하시험 등을 통하여 실측된 저항(R_m, measured resistance)에 대한 이론식에 의해 예측된 공칭저항(R_n, predicted or nominal resistance)의 비로 식 2.29과 같이 나타낸다. 저항편향치에 대한 통계학적

분석을 통하여 산정되는 저항편향치의 평균값인 저항편향계수(resistance bias factor)는 저항값을 예측하는 이론식의 정확성을 정량적으로 나타내는 계수이며, 예측값이 정확한 이론식일수록 저항편향계수는 1에 가까워지며, 저항편향계수의 변동계수(COV)는 작은 값을 나타낸다. 또한 저항편향계수가 1보다 크다는 것은 저항력을 예측하는 이론식에 내재된 안전여유가 크다는 것을 의미하며, 보수적인 이론식으로 평가할 수 있다. 따라서 저항편향계수가 증가할수록 기초 시스템에 내재된 안전여유가 크므로 동일한 조건하에서 저항계수는 증가하는 결과를 보인다. 식 2.30에서 λ_{Ri}, σ_R은 각각 저항편향계수의 평균과 표준편차이다.

$$\lambda_{R_i} = \frac{R_m}{R_n} \tag{2.29}$$

$$\lambda_R = \frac{\sum \lambda_{R_i}}{N}\ ,\ \sigma_R = \sqrt{\frac{\sum(\lambda_{R_i} - \lambda_R)^2}{N-1}}\ ,\ COV_R = \frac{\sigma_R}{\lambda_R} \tag{2.30}$$

여기서, λ_{R_i} : 저항편향값
λ_R : 저항편향계수
R_m : 측정된 저항
N : 저항편향계수의 총 개수
σ_R : 저항의 표준편차,
COV_R : 저항의 변동계수

(3) 신뢰성이론을 적용한 저항계수의 보정

하중저항계수설계법의 기본식은 식 2.23는 최소 안정성 확보라는 설계원칙에 따라 식 2.31과 같은 등식이 성립하며, 이 때 신뢰도지수의 목표치인 목표신뢰도지수(2.9)를 이용하여 식 2.31은 식 2.32과 같이 변환된다.

$$\phi R_n = Q = \Sigma \gamma_i Q_i \tag{2.31}$$

$$\mu_R = \mu_Q + \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \lambda_R R_n = \frac{1}{\phi} \lambda_{R_i} \Sigma \gamma_i Q_i \tag{2.32}$$

식 2.32을 정리하면 저항계수는 식 2.33와 같으며, 먼저 목표신뢰도지수(β_T)를 정하고 하중계수를 적용하여 저항계수를 결정하며, 저항계수가 적정범위 내에 존재하는지를 확인한다.

$$\phi = \frac{\lambda_R \Sigma \gamma_i Q_i}{\mu_Q + \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \tag{2.33}$$

만일 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)만의 합으로 가정하면, 저항계수는 식 2.34과 같이 표현된다.

$$\phi = \frac{\lambda_R \left(\gamma_{QD} \frac{Q_D}{Q_L} + \gamma_{QL}\right) \sqrt{\frac{1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2}{1 + COV_R^2}}}{\left(\lambda_{QD} \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{QL}\right) \exp\left(\beta_T \sqrt{\ln[(1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2)]}\right)} \tag{2.34}$$

여기서, Q_D / Q_L : 사하중과 활하중의 비
β_T : 목표 신뢰지수
COV_Q : 하중의 분산계수

2.2.4 부분안전계수설계법

가. 개 요

부분안전계수설계법은 설계 특성값에 하중과 저항의 불확실성 및 일정한 목표신뢰도수준을 만족하도록 보정된 부분안전계수를 적용하여 하중의 영향(E_d)이 설계저항(R_d)을 초과하는지를 식 2.35와 같이 검토함으로써 한계상태를 만족하는지 검증(verification)을 수행하는 설계법이다. 설계저항이 하중의 영향 이상일 경우에 구조물 기초가 안정한 것으로 판정되며, 안정성이 확보된다는 것은 구조물 기초가 목표신뢰도수준 이상을 확보하고 있다는 의미가 된다.

$$E_d \leq R_d \tag{2.35}$$

나. 하중의 영향

하중의 영향(effect of action, E_d)은 일반적으로 구조부재에 작용하는 하중, 모멘트 등을 의미하며, 일반적으로 구조설계에서 하중의 영향은 구조물 치수에 대한 함수(식 2.36)이다. 지반설계에서 하중의 영향은 구조물의 치수와 재료의 설계값(지반의 강도 등)을 포함하는 함수(식 2.37)가 되며, 지반 재료의 하중이 포함됨에 따라 설계접근법이 여러 가지로 구분된다.

$$E_d = E\{F_d,\ a_d\} \tag{2.36}$$

$$E_d = E\{F_d,\ X_d,\ a_d\} \tag{2.37}$$

여기서, F_d는 구조물에 작용하는 설계하중, X_d는 재료의 설계값, a_d는 구조물의 치수(설계치수)이다.

설계하중(design action, F_d)은 그림 2.5와 같이 구조물 기초의 안정성에 유리한(favourable) 하중과 불리한(unfavourable) 하중을 구분하여 대표하중(F_{rep})에 식 2.38~2.39과 같이 적절한 부분안전계수(γ_F)를 곱하여 산정한다.

$$F_d = \gamma_F \cdot \psi F_k = \gamma_F \cdot F_{rep} \tag{2.38}$$

$$F_{d,fav} = \gamma_{F,fav} \cdot F_{rep,fav} \tag{2.39}$$

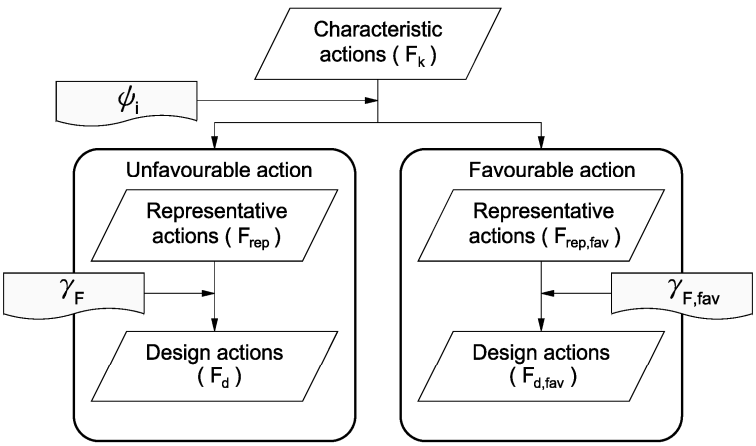


그림 2.5 하중계수

부분안전계수(γ_F)는 각 확률변수의 민감도지수와 변동계수를 고려하여 일정한 목표신뢰도수준 이상을 확보할 수 있도록 보정된 계수이다. 구조물 기초의 안정성에 불리한 하중인 경우에는 $\gamma_F > 1.0$ 으로 하중이 증가되며, 유리한 하중인 경우에는 $\gamma_F \leq 1.0$ 으로 설계하중은 감소하거나 변하지 않는다. 대표하중(F_{rep})은 검증되어야 할 특정 설계상황에서 하중의 특성값(F_k)에 다양한 조합을 고려한 조합계수(ψ_i)를 곱하여 결정된 하중이다.

식 2.36와 식 2.37에서 설계치수(a_d)는 기하학적 공칭치수(a_{nom})에 적절한 안전여유 또는 허용치(Δa)를 가감하여 $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$와 같이 변환된다. 허용치($\Delta a$)는 기하학적 치수의 크기에 대한 불확실성을 고려한 것으로, 기하학적 결함에 대한 설계상황의 민감도에 의해 좌우된다.

다. 설계저항

설계저항(design resistance, R_d)은 구조물의 부재나 지반이 파괴되지 않고 하중을 지지할 수 있는 능력으로 정의된다. 구조설계에서는 식 2.40과 같이 설계하중의 영향을 받지 않고 재료의 설계값(강도)과 구조물의 치수만의 함수가 된다. 그러나 지반설계에서는 식 2.41과 같이 재료의 설계값(강도), 치수와 더불어 지반의 자중을 포함한 하중의 함수가 되며, 이를 저항에 관한 부분안전계수(γ_R)로 나누어 설계저항을 산정한다.

$$R_d = \frac{R\{X_d,\ a_d\}}{\gamma_R} \tag{2.40}$$

$$R_d = \frac{R\{F_d,\ X_d,\ a_d\}}{\gamma_R} \tag{2.41}$$

재료의 설계값(X_d)은 그림 2.6 및 식 2.42과 같이 재료의 특성값(X_k)을 적절한 부분안전계수(γ_M)로 나누어 변환한다.

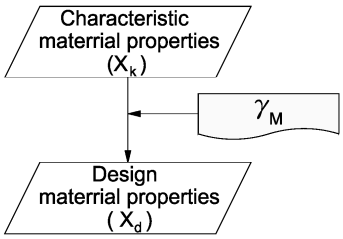


그림 2.6 재료특성에 관한 부분안전계수

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \tag{2.42}$$

재료의 특성값(X_k)은 지반조사로부터 얻어진 시험결과 또는 이론식 및 상관관계 등 경험을 통하여 얻어지는 지반정수의 평균값을 이용하여 한계상태 발생에 영향을 고려하여 신중하게 추정된 값이다. 신중하게 추정된 값(cautious estimate)이란 확실한 경험을 이용하는 방법, 통계적 방법, 특성값의 표준표를 이용하는 방법이 있다.

확실한 경험(well-established)을 이용한 방법은 오랜 시간에 걸쳐 전문가의 기술적 판단에 의해 추정하는 방법이다. 예를 들어 사질토의 전단저항각을 결정하는데 입자의 거칠기, 입도, 표준관입시험치 등을 이용하여 판단하는 방법들이다.

통계적 방법은 지반정수를 산정하는데 충분한 조사가 수행된 경우에 적용할 수 있는 방법이며, 지반정수의 95% 신뢰도 값을 사용한다. 지반정수가 구조물 기초의 안정성에 유리한 경우에 특성값은 95% 신뢰도의 하한값으로 정의되고, 안정성에 불리한 경우에는 95% 신뢰도의 상한값으로 정의된다.

특성값의 표준표를 이용하는 방법은 시험결과가 없는 인공지반, 매립층, 자갈과 모래와 같은 조립층, 시험을 실시하기 어려운 얇은 세립층(실트, 점토) 등 특정 지층에 대해 지반정수들을 산정해야 하는 경우에 이용된다. 점토의 소성지수로부터 전단저항각을 구하거나, 액성한계로 압축지수를 구하는 것들이 이에 해당된다.

라. 부분안계수계수 보정식

부분안전계수의 보정은 개선된 일계이차모멘트법(AFOSM)에서 식 2.43과 같은 확률변수의 표준화 변수로부터 유도되며, 확률변수(X_i^*)는 식 2.44와 같이 나타낼 수 있다. 식 2.44에 민감도지수와 신뢰도지수의 관계(식 2.45)를 대입하면 식 2.46과 같

으며, 이를 식 2.47과 같이 정리할 수 있다. 식 2.47에서 특성값(X_k)의 앞부분 항을 재료 특성에 대한 부분안전계수라고 할 때, 설계점(X_i^*)은 식 2.48과 같이 나타낼 수 있다.

$$X_i' = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \tag{2.43}$$

$$X_i^* = \mu_{X_i} + \sigma_{X_i} X_i' \tag{2.44}$$

$$\alpha_{X_i}^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_*}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_*^2}} = -\frac{X_i^*}{\beta} \tag{2.45}$$

$$X_i^* = \mu_{X_i} - \alpha_{X_i}\sigma_{X_i}\beta \tag{2.46}$$

$$X_i^* = \left(1 - \alpha_{X_i}\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}}\beta\right)\mu_{X_i} = \left(1 - \alpha_{X_i}\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}}\beta\right)\left(\frac{\mu_{X_i}}{X_k}\right)X_k \tag{2.47}$$

$$X_i^* = \gamma_M X_k \tag{2.48}$$

확률변수 X에 대한 부분안전계수(γ_M)는 각 확률변수의 민감도계수(α_X)와 변동계수(V_X), 평균값(μ_{X_i}), 특성값(X_k), 목표신뢰도지수(β_T)에 기초하여 식 2.49와 같이 나타낼 수 있다.

$$\gamma_M = \left(1 - \alpha_{X_i}\beta\, V_X\right)\frac{\mu_{X_i}}{X_k} \tag{2.49}$$

마. 강도의 검증

한계상태 강도에 대한 검증은 상기 하중의 영향과 설계저항을 조합하여 그림2.7과 같이 계산 모델(calculation model)로 수렴되는 3가지 경로로 나타낼 수 있다. 왼쪽에는 그림 2.7과 같이 특성하중 → 대표하중 → 설계하중으로 구성된 하중에 대한 경로가 있으며, 가운데에는 공칭치수 → 설계치수로 구성된 기하학적 파라메터에 대한 경로, 오른쪽에는 재료의 특성값 → 재료의 설계값으로 구성된 재료특성이 있다. 각 경로에는 적절한 지점에 조합계수(ψ_i), 부분계수(γ_F, γ_M 또는 γ_E, γ_R), 허용치(Δa)가 적용된다. 또한 단위중량과 같은 물성은 하중에 직접적으로 영향을 주는 반면에 강도에는 영향을 미치지 않는다.

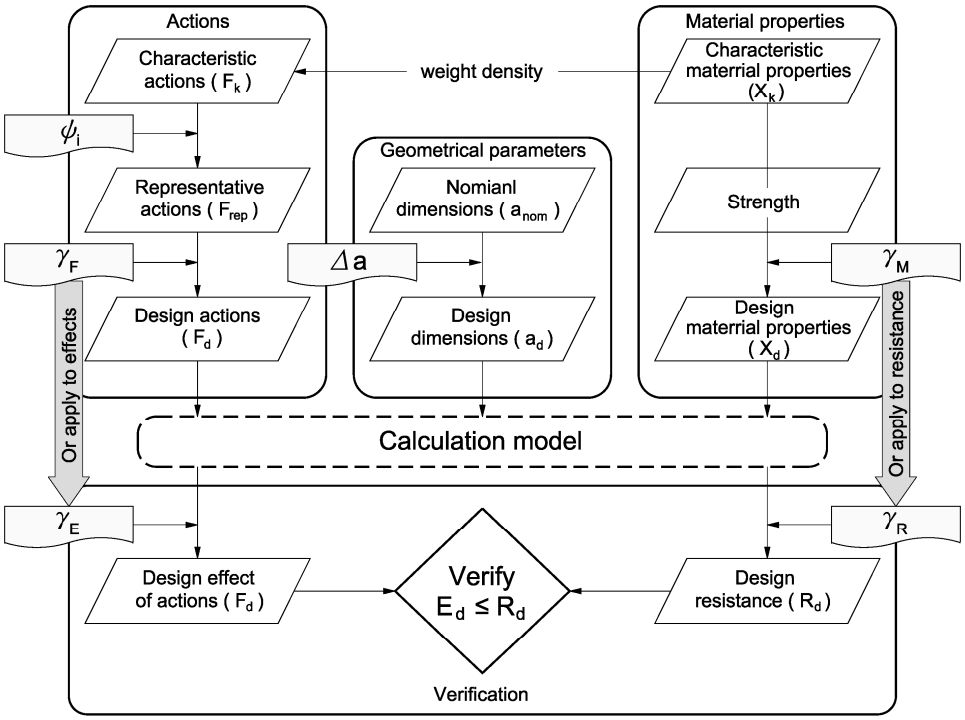


그림 2.7 강도에 대한 검증 개요도 (Bond and Harris, 2008)

강도의 검증 흐름도에서 계산 모델로 수렴된 설계하중, 설계치수, 설계 재료특성의 3가지 설계값은 안정성 검토을 위한 계산 모델에 대입되고, 설계저항이 하중의 영향 이상이 되면 검증이 완료된다.

바. 설계법

부분안전계수설계법이 일찍이 도입된 유럽의 여러 나라들에서는 한계상태설계법의 강도 검증을 위해 하중-재료계수 접근법(load and material factor approach)과 하중-저항계수 접근법(load and resistance factor approach)을 각각 적용하였으며, Eurocode7이 개발되면서 각국의 설계 접근법을 반영하기 위하여 국가부록(National Annex)에 하나 또는 그 이상의 설계접근법(design approach, DA)을 선택할 수 있도록 하였다.

Eurocode7에서 정의하는 3가지 설계접근법은 표 2.1과 같으며, 각 구조물별로 설계접근법에서 사용되는 부분안전계수의 세트(set)를 나타내었다.

표 2.1 부분안전설계법의 설계접근법

Structure	Design Approach 1		Design Approach 2	Design Approach 3
	Combination1	Combination2		
General	A1+M1+R1	A2+M2+R1	A1+R2+M1	A1*+A2** +M2+R3
Slopes				A2+M2+R3
Piles and anchorages		A2+M1+R4	A1+R2+M1	A1*+A2** +M2+R3

A1～2 : Actions, M1～2 : Material properties, R1～4 : Resistance

* Structural actions, ** Geotechnical actions

(1) 설계접근법 1 (DA1)

설계접근법 1은 Brinch Hansen(1956)에 의해 제안된 덴마크의 하중강도계수설계법(load and strength factor design)의 특별한 형태로 허용응력설계법의 안전율을 적용한 경우와 거의 동일한 설계결과를 가질 수 있도록 보정된 부분안전계수와 유사하다.

설계접근법 1은 두 가지 조합(combination 1, 2)에 대하여 다른 부분안전계수를 적용하여 한계상태를 검증한다. 조합 1에서는 재료특성과 저항에 대한 부분안전계수가 모두 1.0이므로 하중에만 부분안전계수가 적용된다. 조합 2에서는 일반적으로 변동하중과 지반강도에 부분안전계수가 적용되며, 말뚝기초와 앵커에 적용할 경우

에는 변동하중과 저항에 부분계수를 적용하여 한계상태를 검증한다.

(2) 설계접근법 2 (DA2)

설계접근법 2는 하중과 저항에 부분안전계수를 적용하고, 지반강도에는 부분안전계수를 적용하지 않는 한계상태 검증방법으로 하중의 대표값과 설계저항을 산정한 후에 부분안전계수를 적용한다. 이 방법은 북미지역에서 사용되고 있는 하중저항계수설계법(2.3절 참조)와 유사하다. 그러나 Eurocode7(DA2)의 저항에 관한 부분안전계수와 하중저항계수설계법의 저항계수는 하중계수 및 목표신뢰도지수의 차이로 인해 저항계수의 값에는 큰 차이가 있다.

(3) 설계접근법 3(DA3)

설계접근법 3에서는 일반적으로 구조적 하중 또는 지반공학적 하중, 지반강도에 부분안전계수를 적용하여 한계상태를 검증하며, 인발저항을 제외한 저항의 부분계수는 1.0으로 대부분 저항에는 부분안전계수가 적용되지 않는다. DA3에서는 구조적 하중에 적용되는 부분안전계수가 불확실성이 더 큰 이유로 지반공학적 하중에 적용되는 부분안전계수보다 크며, 지반공학적 하중은 지반, 성토 또는 지하수에 의해 구조물에 전달되는 하중을 의미한다.

Eurocode(EN1990) 부록에 규정된 부분안전계수를 각 설계접근법별로 정리하여 표 2.2에 나타내었다.

표 2.2 EN 1997-1 부록 A에서 추천된 부분안전계수

Partial factors				Design Approach 1								Design Approach 2			Design Approach 3			
				Combination 1			Combination 2											
				A1	M1	R1	A2	M1	M2	R1	R4	A1	M1	R2	A1	A2	M2	R3
Action	Permanent	unfavourable	γ_G	1.35			1.00					1.35			1.35	1.00		
		favourable		1.00			1.00					1.00			1.00	1.00		
	Variable	unfavourable	γ_Q	1.50			1.30					1.50			1.50	1.30		
Soil	Angle of shearing resistance		$\gamma_{\phi'}$		1.00			1.00	1.25				1.00				1.25	
	Effective cohesion		$\gamma_{c'}$		1.00			1.00	1.25				1.00				1.25	
	Undrained strength		γ_{cu}		1.00			1.00	1.40				1.00				1.40	
	Unconfined strength		γ_{qu}		1.00			1.00	1.40				1.00				1.40	
	Weight density		γ_γ		1.00			1.00	1.00				1.00				1.00	
Spread footing	Bearing		$\gamma_{R;v}$			1.0				1.0				1.40				1.00
	Sliding		$\gamma_{R;h}$			1.0				1.0				1.10				1.00
Driven piles	Base		γ_b			1.00					1.30			1.10				1.00
	Shaft (compression)		γ_s			1.00					1.30			1.10				1.00
	Total / combined		γ_t			1.00					1.30			1.10				1.00
	Shaft in tension		$\gamma_{s;t}$			1.25					1.60			1.15				1.10

표 2.2 EN 1997-1 부록 A에서 추천된 부분안전계수(계속)

Partial factors			Design Approach 1								Design Approach 2			Design Approach 3			
			Combination 1			Combination 2											
			A1	M1	R1	A2	M1	M2	R1	R4	A1	M1	R2	A1	A2	M2	R3
Bored piles	Base	γ_b			1.25					1.60			1.10				1.00
	Shaft (compression)	γ_s			1.00					1.30			1.10				1.00
	Total / combined	γ_t			1.15					1.50			1.10				1.00
	Shaft in tension	$\gamma_{s;t}$			1.25					1.60			1.15				1.10
CFA piles	Base	γ_b			1.10					1.45			1.10				1.00
	Shaft (compression)	γ_s			1.00					1.30			1.10				1.00
	Total / combined	γ_t			1.10					1.40			1.10				1.00
	Shaft in tension	$\gamma_{s;t}$			1.25					1.60			1.15				1.10
Anchors	Temporary	γ_b			1.10					1.10			1.10				1.00
	Permanent	γ_s			1.10					1.10			1.10				1.00
Retaining walls	Bearing capacity	γ_t			1.00				1.00				1.40				1.00
	Sliding resistance	$\gamma_{s;t}$			1.00				1.00				1.10				1.00
	Earth resistance	γ_b			1.00				1.00				1.40				1.00
Slopes	Earth resistance	γ_s			1.00				1.00				1.10				1.00

2.3 한계상태설계법을 위한 부분계수의 보정

2.3.1 하중저항계수설계법의 저항계수 보정 방안

Kulhawy and Phoon(2002)은 지반공학 분야에서 시방서의 보정(code calibration)을 위하여 신뢰성이론을 중요하게 생각하지 않거나 부수적인 것으로 취급된다면 구조공학 분야의 하중저항계수설계법과 호환될 수 없으며, 여러 설계 요소들을 설계자의 재량에 맡긴다면 지반공학 분야에서 LRFD는 기존 허용응력설계법의 모순을 그대로 내재하게 될 것이라고 하였다. 또한 현재까지 지반공학 분야에서 하중저항계수설계법의 저항계수 보정은 제한된 통계자료로 인해 허용응력설계법에 의한 보정방법을 이용하거나 단순화된 신뢰성해석을 이용하여 저항계수를 산정해 왔기 때문에 구조공학분야의 LRFD와 많은 차이가 있음을 나타낸 바 있다.

구조물기초 설계기준의 표준화 지침(안)에서는 국내 구조물기초 설계기준이 한계상태설계법으로 전환되는데 시행착오를 줄이고자 AASHTO(2010) LRFD 교량설계 시방서의 근간이 되는 연구 사례들을 검토하고, 하중저항계수 적용방안을 제시하였다.

가. 데이터베이스 구축 방법

지반정수와 구조물 기초 저항력의 불확실성과 변동성은 지반공학 분야에서 해결되어야 할 가장 중요한 요인이지만 정확하게 정량화하는 것은 매우 어려우며, 가장 최선의 방법은 충분한 자료를 수집에 의한 데이터베이스 구성과 통계학적 분석이 필요하다.

해외 깊은기초, 얕은기초, soil-nailing, 보강토옹벽에 대한 하중저항계수설계법 연구에서는 표 2.3~2.8과 같이 구조물 기초별로 185~549개의 데이터를 수집하였다. 지반의 종류와 기초의 시공방법, 기초 재료에 따라 구분된 데이터수는 36~163개의 범위로 구성되어 있다. 따라서 본 연구에서는 저항편향계수의 통계학적 의미가 부여될 수 있도록 문헌 및 정재하시험 보고서로부터 65개소의 정재하시험 데이터를 수집하여 연구의 신뢰성을 확보할 수 있는 데이터베이스를 구축하고자 하였다.

표 2.3 매입말뚝의 데이터베이스 (Paikowsky et al., 2004)

흙 / 암반의 종류	시 공 방 법		
	casing	slurry	dry
모 래	13	15	6
점 토	14	0	40
혼합토	23	12	13
암 반	0	0	8
모래와 암반	4	7	20
점토와 암반	2	2	19
혼합토와 암반	2	0	2
합 계	58	36	91

표 2.4 항타말뚝의 데이터베이스 (Paikowsky et al., 2004)

흙 / 암반의 종류	말뚝의 종류		
	H-piles	PPC	Pipe
암 반	21	15	3
모 래	30	87	39
점 토	44	54	35
불충분한 데이터	0	7	1
합 계	97	163	78

표 2.5 얕은기초의 데이터베이스 (Paikowsky et al., 2010)

기초의 종류	흙의 종류					합 계
	모래	자갈	점토	혼합토	기타	
plate load test ($B \leq 1m$)	346	46	-	2	72	466
small footings ($1 < B \leq 3m$)	26	2	-	4	1	33
large footings ($3 < B \leq 6m$)	30	-	-	1	-	31
rafts and mats ($B \geq 6m$)	13	-	-	5	1	19
합 계	415	48	-	12	74	549

표 2.6 soil-nailing의 데이터베이스 (Lazarte, 2011)

흙의 종류			합 계
모래와 자갈	점토 / 세립토	암반	
82	45	26	153

표 2.7 soil-nailing의 데이터베이스 (Lazarte, 2011)

보강재의 종류			합 계
uniaxial HDPE	biaxial PP	woven PET	
159	25	134	318

신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 위해서는 극한지지력 또는 항복지지력을 확인할 수 있는 자료가 필요하다. 그러나 대부분의 재하시험들은 설계의 검증용으로서 설계하중의 2배까지 재하하고 시험을 종료하기 때문에 많은 수의 현장재하시험 자료를 수집했다고 하더라도 실제로 극한지지력 또는 항복지지력이 확인되어 연구에 적용되는 사례는 흔치 않다. 기존 국내의 기초구조물 저항계수 결정 연구(한국건설기술연구원, 2008)에서도 약 2000여개가 넘는 재하시험 데이터베이스를 수집했으나 그 중 실제로 신뢰성 분석에 적용된 재하시험 자료는 표 2.8과 같이 약 60개에 불과하다.

표 2.8 국내 말뚝기초의 데이터베이스(한국건설기술연구원, 2008)

표준관입시험			합 계
$N < 50$	$N \geq 50$	알 수 없음	
30	28	5	63

나. 데이터베이스의 품질평가 방법

말뚝기초, 얕은기초 등에서 주로 이용되는 정재하시험 데이터가 저항의 불확실성을 평가하는데 의미가 있기 위해서는 재하하중이 항복하중 이상이 되어야 하며, 구조물 기초가 설치된 현장의 극한지지력을 예측하기 위한 지반정수 데이터의 수집이 동반되어야 한다. 국내외 하중저항계수설계법에서 저항의 실측자료로 이용된 데이터베이스의 수집 및 구축 사례들을 살펴보면, 데이터베이스 구축 단계와 저항편향

계수 산정 단계에서 각각 데이터의 품질을 평가하는 경향이 나타난다.

데이터베이스 구축단계에서는 정재하시험이 탄성거동 범위 내에 존재하여 항복하중 또는 극한하중을 추정하기 곤란하거나, 하중-침하량 곡선이 불규칙한 거동을 하는 경우, 지반의 특성치(표준관입시험치, 콘관입시험치, 비배수전단강도 등)을 언급하지 않은 자료, 그리고 특수한 시공기술로 시공된 구조물 기초에 대한 데이터들은 데이터베이스 구축 시 제외하였다.

저항편향계수 산정 단계에서는 실측 및 예측 저항력의 값이 너무 크거나 작아서 저항편향계수의 통계량이 왜곡되는 것을 방지하기 위하여 저항편향계수의 평균값의 ±2배의 표준편차 범위의 데이터만을 선택하는 방법을 사용하기도 하고, 저항편향치를 정규확률지에 도시하여 확률분포에 적합하지 않은 꼬리(tail) 부분의 데이터를 제거하거나, Chi-square 검정법으로 로그정규분포에 적합하지 않은 데이터를 이상치(outlier)로 간주하여 실측 데이터를 제거하는 방법을 사용하는 것으로 분석되었다.

그러나 이들 데이터베이스의 품질을 평가하고 데이터를 제외하는 조건들은 모든 구조물 기초에 대한 연구에서 공통적으로 적용되고 있는 것이 아니라 연구시기와 연구자의 주관에 따라 선택적으로 적용되었다. 따라서 본 연구에서는 데이터베이스 구축 시 데이터의 품질을 평가하는 객관적 지표를 설정하여 보다 신뢰성 있는 저항계수 보정이 수행될 수 있도록 하였다.

다. 극한상태(극한지지력)의 평가법

구조물 기초의 극한상태는 주로 극한지지력으로 정의되며, 정재하시험 등으로부터 얻어진 하중-침하량 곡선을 분석하여 극한지지력을 판정하고 있다. 북미지역의 대표적인 한계상태설계기준인 AASHTO(2010) 시방서의 말뚝기초와 얕은기초의 저항계수 보정에 근간이 되고 있는 NCHRP Report 507(Paikowsky et al., 2004), Report 651(Paikowsky et al., 2010)에서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 방법으로 정재하시험 데이터를 이용하였다.

말뚝기초에서는 Davisson 분석법(Davisson, 1972), 하중-침하량 곡선의 형상 분석법(Butler and Hoy, 1977), 25.4mm 한계 침하량 분석법, 0.1B 침하량 분석법(Terzaghi, 1942), 대수하중(logP)-대수침하(logS) 분석법(DeBeer, 1970) 등 5가지 분석법을 고려하였으며, 파일의 직경과 정재하시험법에 관계없이 저항편향계수가 1에 가까운 Davisson 분석법을 적용하였다.

얕은기초에서는 최소 경사 분석법(Vesic, 1963), 0.1B 침하량 분석법, 대수하중(logP)-대수침하(logS) 분석법(DeBeer, 1970), 이중 경사 분석법 등이 고려되었으며, 극한지지력을 평가하기에 간편성과 다용성(versatility)을 갖춘 최소 경사 분석법(minimum slope failure criterion)을 적용하였다. 최소 경사 분석법은 하중(Q)을 기초의 면적(A)과 기초의 폭(B), 기초지반의 단위중량(γ)으로 나눈 값과 침하량을 기초의 폭으로 나눈 값(w/B)을 양대수지에 도시하고, 곡선이 침하량 축과 수평이 되기 시작할 때의 하중을 극한하중으로 판정하는 방법이다.

말뚝기초의 극한지지력 판정법으로 채택된 Davisson 분석법은 말뚝의 주면마찰에 의한 탄성침하량의 변화를 고려하지 못하고 파괴형태에 따라 다른 결과를 줄 수 있는 단점이 있으며, 얕은기초에서 채택된 최소 경사 분석법은 개인 오차가 포함될 가능성이 있다. 또한 연약지반개량공법에 의해 개량된 개량체 및 다짐말뚝 등은 구성 재료들의 움직임이 구속되어 있는 강체상태가 아니거나 말뚝기초 및 얕은기초와는 다른 파괴의 거동을 보이므로 연약지반개량공법이 적용된 개량지반에 적합한 극한지지력 판정법으로 비선형회귀분석을 이용한 극한지지력 판정법이 적용된 바 있다.

라. 목표신뢰도지수의 결정

한계상태설계법에서 목표신뢰도지수는 허용응력설계법에서 안전율과 같이 안정성 판단의 지표라는 측면에서 매우 중요하게 다루어지고 있으며, 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법에서는 정해진 목표신뢰도수준에 의해 하중과 저항에 관한 부분계수가 보정되므로, 결국 그 기준을 따라 설계되는 모든 구조물의 안전여유가 목표신뢰도수준에 수렴된다.

국내에서는 현재까지 목표신뢰도수준에 대한 연구가 매우 미흡한 실정이며, 이미 한계상태설계법을 적용하고 있는 북미지역과 유럽지역에서도 목표신뢰도수준과 목표신뢰도수준의 결정방법이 상당히 상이하다.

1990년대 중반까지 제안된 목표 신뢰도수준에 관한 연구는 주로 파괴사례 조사에 의한 전문가의 의견이나 과거 허용응력설계에서 적용된 안전율을 이용한 보정을 수행한 결과로 허용파괴확률의 개념으로 제안되었다. 1990년대 후반부터는 신뢰성기반 설계법이 보급되면서 요소신뢰성해석과 체계신뢰성해석 등으로부터 신뢰도지수를 산정하고, 말뚝의 군말뚝 효과와 같은 여용성(redundancy)을 고려하여 기존에

제안된 목표신뢰도지수를 수정함으로써 한계상태설계법에 이용하기 위한 목표 파괴확률 또는 목표 신뢰도지수를 결정하기 시작하였다. 최근에는 생애주기비용을 고려한 최적신뢰도지수를 목표 신뢰도지수로 제안하는 사례가 증가하는 것으로 분석되었다.

목표 신뢰도지수는 기존 문헌자료 분석, 기존 허용응력설계법에 의해 안성정이 확인된 구조물 기초의 신뢰도지수 평가, 안정성, 시공성을 고려한 전문가들의 의견수렴 등을 통하여 결정되어야 한다. 특히, 한계상태설계법 도입 시에는 기존 구조물 기초의 신뢰도수준을 파악하여 국내 실정에 맞는 목표 신뢰도수준 선정이 중요하며, 이를 위하여 일계신뢰성분석법(FORM) 등의 신뢰성해석법이 적극적으로 활용되어야 할 것이다.

마. 하중저항계수설계법의 저항계수 보정 방안

구조물 기초의 하중저항계수설계법에 대한 문헌연구 및 적용방안 연구를 통하여 구조물기초에 대한 하중저항계수설계법의 저항계수 보정 절차는 다음과 같다.

구조물기초에 대한 정재하시험 사례로부터 하중-침하량 데이터와 원지반의 지반특성치들을 수집하여 데이터베이스를 구성하고, 데이터의 품질평가를 수행하여 합리적인 자료에 의한 저항계수 보정이 이루어질 수 있도록 한다. 하중-침하량 데이터는 여러 극한지지력 판정법을 이용하여 이를 실측 저항값(R_m)으로 한다. 지지력 이론식으로 극한지지력을 산정하여 예측 저항값(R_n)을 구성한다. 예측된 극한지지력과 실측된 극한지지력의 비로 정의되는 저항편향계수(λ_R)와 저항편향계수의 변동계수(COV_R)를 산정한다.

구조물기초에 대한 파괴모드에 따라 한계상태함수를 정의하고, 문헌연구 및 수집된 자료의 통계학적 분석자료를 확률변수의 특성값으로 산정한다. 구조물기초에 대한 설계 및 시공사례를 수집하여 신뢰성해석을 수행함으로써 현재 설계-시공 수준을 반영한 신뢰도지수 수준을 평가한다. 목표신뢰도지수는 신뢰성해석에 의한 신뢰도 수준과 문헌연구에서 나타난 허용파괴확률(신뢰도지수)을 고려하여 결정한다.

상기와 같이 선정된 저항편향계수와 변동계수, 목표신뢰도지수, 하중계수, 하중비를 이용하여 신뢰성이론에 기반한 저항계수를 보정한다. 이와 같이 구조물기초의 기술수준 및 신뢰도수준을 반영한 저항계수 보정 절차를 그림 2.8과 같이 제안하였다.

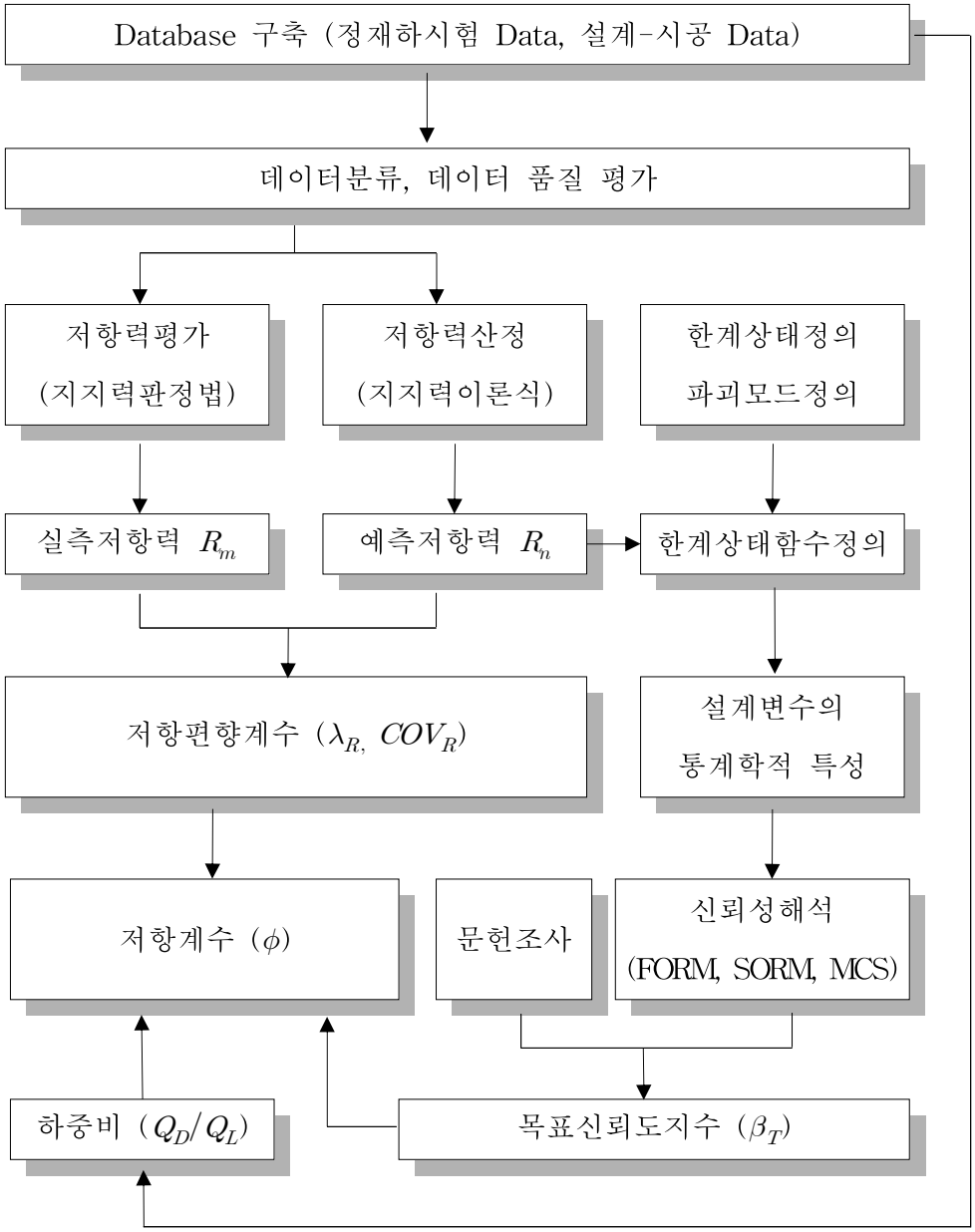


그림 2.8 하중저항계수설계법의 저항계수 보정 절차

2.3.2 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정 방안

가. 데이터베이스 구축

하중저항계수설계법에서는 설계 시 저항값을 예측하는 이론식에 내재된 보수성(안전여유)과 저항의 불확실성을 저항편향계수의 개념을 도입하여 정량적으로 고려하는데 비하여 부분안전계수설계법에서는 설계변수가 구조물기초의 파괴모드에 미치는 영향, 즉 설계변수의 민감도계수를 중요하게 반영하고 있다.

설계변수의 민감도계수는 구조물기초의 파괴모드에 대한 신뢰성해석 과정에서 산정할 수 있으며, 합리적인 민감도계수를 산정하기 위해서는 설계변수의 불확실성이 제대로 분석되었는지에 달려있다. 하지만 설계변수의 불확실성을 정확하게 정량화하는 것은 매우 어려우며, 가장 최선의 방법은 충분한 자료를 수집에 의한 데이터베이스를 구성하고, 통계학적 분석을 통하여 해결할 수 있다.

지반정수는 지반조사로부터 얻어지므로 지반조사 자료를 국가적 차원의 데이터베이스 체계를 구축할 경우, 데이터베이스를 통한 지반정수의 통계학적 분석을 통하여 보다 신뢰성 있는 한계상태설계법을 수행할 수 있는 기반을 조성할 수 있다.

미연방고속도로국(FHWA)과 오하이오주 교통국(ODOT)이 주관으로 개발하고 운영하고 있는 지반정보관리시스템(GDMS, Geotechnical Data Management System)이 있으며, 일부 주에서는 GDMS를 기반으로 주 도로조건에 맞게 독자적인 지반정보시스템을 운영하고 있다. USUCGER(The United States Universities Council on Geotechnical Engineering Research)는 미국 국토의 지반 및 지반환경에 대한 특성을 조사 및 분석할 목적으로 National Science Foundation와 FHWA의 재정 지원으로 1985년에 설립 되었는데, 처음에는 미 전역의 지반정보 데이터를 수집하는 45개의 수집기관을 두었으나 현재에는 5개 수집기관만이 지반조사 업체나 기관으로부터 지반정보를 제공 받거나 수집 및 조사·분석하고 있다. USUCGER내 지반연구 프로그램의 하나로 NGES(National Geotechnical Experimentation Site) D/B 시스템이 개발되어 다양한 지질공학 데이터를 보유하고 있으며, 다수 사용자 접속이 가능한 NGES 시스템은 최적화된 파일 사이트에 쉽게 접속할 수 있도록 구축되었고, 정보 교환을 쉽게 하기 위하여 설계된 DB는 중앙 데이터 저장소와 연계되어 있다. 현재 5개 조사기관에서 구축된 DB는 중앙 DB와 연결되어 있으며, 해당 DB는 다수 사용자 사이트로부터 데이터를 검색하고 수정 가능하도록 설계되어 있

다. DB의 주요 내용에 는 토사 상태, 토사 물성, 시험데이터 목록, 사이트 위치, 조건 및 서비스, 참고문헌, 기타 사이트 정보 등이 있다(롯데기술연구원, 2010).

국내 지반조사 자료는 현재 국토해양부예규 2009-103호 지반조사 성과 전산화 및 활용에 관한 지침에 의거하여 국토해양부에서 발주되는 기본 및 실시설계 단계에서 수행되는 지반조사 결과를 국토지반정보 통합 DB센터에 지반조사 종료 후 1개월 이내에 입력하도록 규정하고 있다. 현재 체계적 관리와 활용을 위하여 한국건설기술연구원에서 통합관리하고 있으며, 지반정보는 각종 공사의 입지선정, 타당성 조사, 설계 및 학술연구 등에 활용될 수 있도록 지원하고 있으므로 이를 효과적으로 활용할 수 있는 방안을 마련하여야 할 것이다. 또한 지반정수 데이터베이스가 구성되면 지반조사 자료의 신뢰성평가 기법들을 이용하여 가능한 지반정수의 통계학적 특성을 분석하여 시방화하는 것이 중요하다.

유로코드 7에서 지반정수의 특성값(X_k) 결정은 충분한 데이터가 있는 경우에는 통계학적 방법을 이용하여 95% 신뢰도 상·하한값(불리한 쪽으로 선택)을 사용하며, 데이터가 없는 경우에는 지반공학 전문서적에 수록된 기준표상의 값을 참고하여 매우 신중한 값(a very cautions value)을 선택할 것을 요구하고 있다. 그러나 충분한 데이터에 대한 정량적인 값에 대한 언급은 없으며, 다만 데이터의 수가 13개 미만인 경우에 소량의 데이터에 대한 통계학적 처리 기법을 설명하고 있다.

나. 부분안전계수 보정 방법

Eurocode에서는 그림 2.9와 같이 부분안전계수(γ)를 보정하는 세 가지 방법을 제시하고 있으며, 다음과 같은 두 가지 절차로 구분된다. Procedure 1은 오랜 경험과 설계를 바탕으로 한 결정론적 방법에 의한 보정방법으로 기존에 허용응력설계법에서 이용되었던 안전율이나 경험적 방법에 의해 보정된 부분안전계수로 Method a라 한다. 두 번째 절차는 현장에서 실측된 자료를 이용하여 확률신뢰성 이론에 기반한 보정방법이다. Method b는 몬테카를로시뮬레이션과 같은 Level Ⅲ 수준의 신뢰성 해석을 통하여 부분안전계수를 보정하는 방법이며, Method c는 일계신뢰성해석법(FORM)을 이용하여 부분안전계수를 보정하는 방법이다.

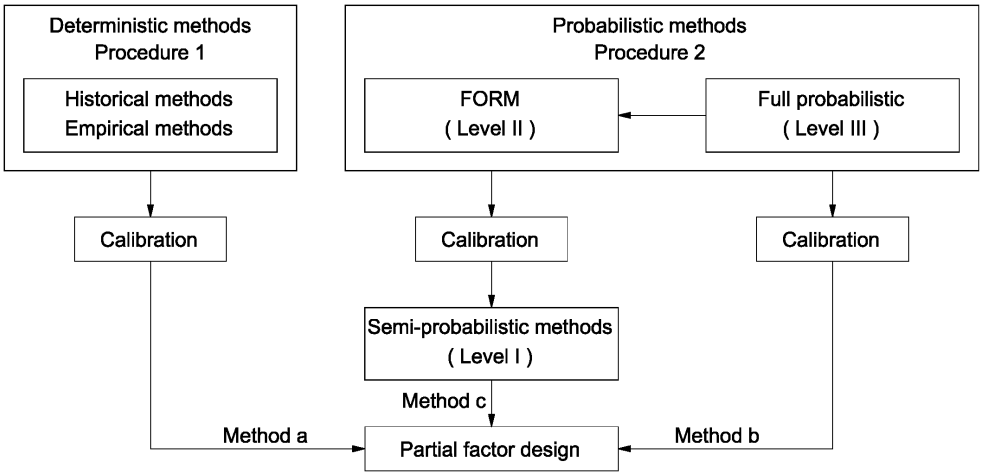


그림 2.9 부분안전계수 보정방법 개념도(CEN, 2001)

1980년대 초반에 Eurocode7 작성에는 유럽지역에서 유일하게 부분안전계수설계법을 적용하던 덴마크의 부분안전계수가 대부분 포함되었으며, 오랜 경험에 의한 구조물의 안전 수준이 확보되어야 하는 문제로 부분안전계수는 Method A를 기초로 보정되었다. 현재 Eurocode7에서는 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석을 통한 부분계수의 보정방법인 Method b는 통계학적 자료의 부족으로 거의 이용되지 못하고 있으며, 일계신뢰성해석법을 이용하는 Method c는 Eurocode(EN1990)에서 정의되지 않아 적용되지 못하고 있다.

일본의 구조물 기초에 대한 한계상태설계법은 성능설계 개념을 중심으로 일명 Geocode 21로 알려진 JGS4001(JGS, 2004)이 작성되었으며, 일계신뢰성해석법(FORM)을 이용하여 부분안전계수를 보정하였다. 부분안전계수 보정에 일계신뢰성해석법을 이용하는 이유는 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석보다 비교적 간단하고 신뢰성해석으로부터 신뢰도수준과 민감도계수를 한 번에 산정할 수 있으며, 이와 같은 보정방법의 경험이 풍부하였기 때문이다.

본 지침(안)에서는 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정 방안으로 보정방법의 경험이 풍부하며, 신뢰성해석으로부터 신뢰도수준과 민감도계수를 한 번에 산정할 수 있는 일계신뢰성해석법을 그림 2.10과 같이 제안하였다.

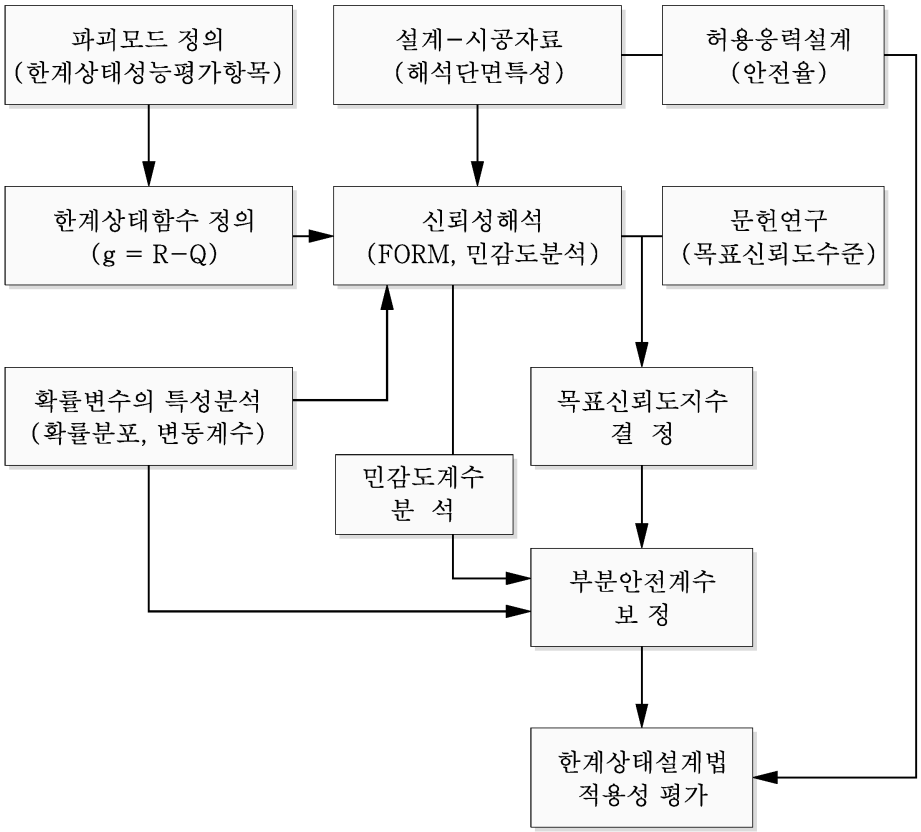


그림 2.10 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정 절차

제 3 장 구조물 기초의 설계 이론

3.1 개 요

본 장에서는 구조물 기초의 한계상태설계를 위한 설계 이론을 기술하였다. 현행 국·내외에서 적용되고 있는 설계 기준을 중심으로 극한한계상태 및 사용한계상태를 대표할 수 있는 다음의 한계상태 평가 항목별로 설계 이론을 구성하였다.

표 3.1 극한한계상태 및 사용한계상태에 대한 구조물 기초 종류별 성능평가 항목

기초의 종류	한계상태	성능평가항목
깊은기초	극한한계	• 기초의 연직 및 수평 지지력 • 기초의 접지압, 저면의 활동 • 기초 재료의 구조적 파괴(말뚝체)
	사용한계	• 기초의 연직 침하량 • 기초의 횡방향 변위량 • 기초의 지지력 • 상부 구조물을 포함한 전체 안정성
얕은기초	극한한계	• 기초의 전도 및 활동(비탈면 상 기초의 활동 포함) • 기초의 지지력 (지반의 전단파괴) • 기초 본체의 안정(콘크리트구조설계기준)
	사용한계	• 기초의 침하량, 부등침하량 • 상부 구조물을 포함한 전체 원호활동
연약지반	극한한계	• 기초의 활동 및 전도 • 기초의 지지력 • 기초의 원호활동 • 기초의 압축 및 전단 응력
	사용한계	• 기초의 침하량 및 변위
옹 벽	극한한계	• 기초의 활동 및 전도 • 기초의 지지력 • 기초 재료의 구조적 파괴 • 보강재의 응력 및 인발력(보강토 옹벽의 경우)
	사용한계	• 기초의 침하량 및 변위 • 기초의 지지력 • 상부 구조물을 포함한 전체 원호활동

3.2 깊은기초의 설계

3.2.1 개 요

깊은기초의 설계를 위한 사용한계상태, 극한한계상태 및 극단상황한계상태를 규정하기 위해서는 각 한계상태를 대표할 수 있는 성능을 결정할 필요가 있다. 일반적으로 기초는 모든 활하중, 고정하중, 토압 및 수압을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다. 또한 지지, 전도, 활동, 사면 활동, 침하 등에 대하여 안정하여야 하며, 기초의 변위량은 한계 변위량을 초과하지 않아야 한다. 기초의 수평 및 수직 한계 변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 과대 변위 발생 시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정되어야 한다. 깊은기초 설계의 사용한계상태에 대한 대표적인 고려 사항은 다음과 같다.

- 침하량 (부등침하)
- 횡방향 변위량
- 전체 안정성

깊은기초의 극한한계상태는 지반 또는 구조물의 강도 파괴현상과 직접적인 연관성이 있으며, 지지력과 구조적 파괴의 개념으로 대변될 수 있다. 깊은기초 설계의 극한한계상태에 대한 대표적인 고려사항은 다음과 같다.

- 지지력
- 접지압
- 기초 저면의 활동
- 구조적인 파괴

극단상황한계상태의 경우 지진, 홍수, 또는 세굴 된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시 등의 상황에서 구조물의 붕괴를 방지하는 수준을 규정하므로 이러한 조건에 대해서 깊은기초의 저항력의 범위 이내 또는 구조재의 내력을 넘지 않는 범위로 규정할 수 있다.

3.2.2 말뚝기초의 지지력 검토

가. 말뚝재료에 의한 허용연직지지력 산정

현장타설 콘크리트말뚝 본체의 허용압축하중은 콘크리트와 보강철근으로 구분하여 두 부분의 허용압축하중을 각각 산정한 다음 이 두 값을 합하여 결정한다.

(1) 보강철근 장기 허용하중

보강철근의 장기 허용압축응력은 항복강도의 40%로 한다.

$$Q_s = 0.4 \cdot f_y \cdot A_s \tag{3.1}$$

여기서, f_y = 철근의 항복응력 (kPa)

A =말뚝의 단면적(m^2)

(2) 콘크리트 장기 허용하중

$$Q_{as} = (1 - \frac{\mu_1 + \mu_2}{100})\ \sigma_a \cdot A \tag{3.2}$$

여기서, Q_{as} = 말뚝재료의 허용하중(kN)

μ_1 = 세장비에 대한 저감율

σ_a = 말뚝재료의 허용응력 (kPa)

μ_2 = 현장용접이음 저감율

A = 말뚝의 단면적(m^2)

(3) 말뚝의 장경비에 의한 저감(μ_1)

$$\mu_1(\%) = \left(\frac{L}{D} - n\right) \tag{3.3}$$

여기서, L = 말뚝길이(m)

D = 말뚝의 지름(m)

n = 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/D의 상한 값

표 3.2 말뚝종류에 따른 μ_1 관련 계수

말뚝종류	RC말뚝	PC말뚝	PHC말뚝	강관말뚝	현장타설말뚝
n	70	80	85	100	60
장경비의 상한계	90	105	110	130	80

(4) 말뚝이음에 의한 저감(μ_2)

말뚝이 기성말뚝일 경우 하나의 말뚝길이에는 한계가 있으며, 긴 말뚝 시공시에는 이음이 필요하며, 이음에 따른 감소율은 다음의 표와 같다.

표 3.3 말뚝이음에 따른 감소율

이음방법	용접이음	볼트식이음	충전식이음
감소율(%)	5/개소	10/개소	최초2개소 : 20/개소 3개소이상 : 30/개소

(5) 현장타설 콘크리트의 허용응력(σ_a)

① 지하수가 없는 건조한 상태에서 콘크리트를 타설하는 경우

• 장기허용응력 : 콘크리트 공칭강도의 최대 21%와 7,500 kPa 중 작은 값

② 수중에서 콘크리트를 타설하는 경우

• 장기허용응력 : 수중콘크리트 설계기준강도의 27%와 7,500kPa 중 작은 값

• 수중콘크리트 설계기준강도(σ_{ck}) : 27,000kPa

나. 말뚝기초의 지지력 검토

(1) 지지력 검토방법

① 풍화암에 지지된 경우

$$Q_a = (q_p \cdot A_p + U \cdot \sum \ell \cdot f_i)/Fs \quad (3.4)$$

여기서, q_p = 단위면적당 선단지지력(kPa)

A_p = 말뚝 선단면적(m^2)

U = 말뚝의 둘레길이 (m)

l = 주면마찰력을 고려하는 층두께(m)

f_i = 최대주면마찰력(kPa) - 아래표 참조

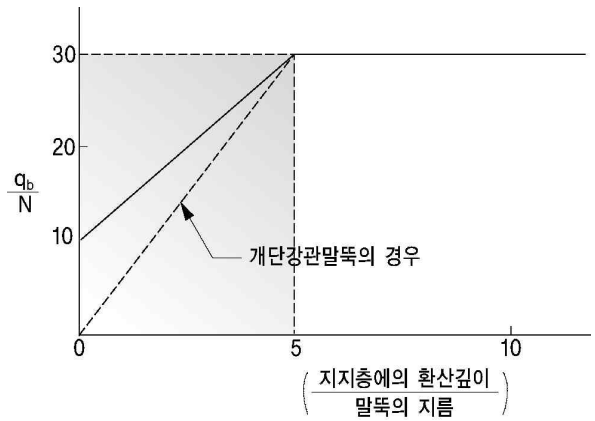


그림 3.1 선단폐색효과

▪ 주면마찰력

표 3.4 공법에 따른 주면마찰력(단위: kPa)

구 분	타입공법	현장타설말뚝공법	내부굴착말뚝공법
사질토	2N(≤100)	5N(≤200)	2N(≤100)
점성토	c* 또는 10N(≤150)	c* 또는 10N(≤150)	0.8c* 또는 8N(≤100)

주) c* : 점성토의 전단강도

▪ 선단지지력 공식(일본 건설성 고시 기준)

표 3.5 일본 건설성 고시 기준 선단지지력 공식(단위: kPa)

말뚝시공법	선단지지력산정법	말뚝선단부의 조건
타 격 공 법	Qp = 300NAp	N치는 말뚝 선단부의 평균치, N≤60
시멘트 페이스트 주입	Qp = 200NAp	N치는 말뚝 선단부의 평균치, N≤50
선굴착 고결공법	Qp = 250NAp	N치는 말뚝 선단부의 평균치, N≤60
선굴착 최종타격공법	Qp = 300NAp	N치는 1D~4D 단부의 평균치, N≤50
선굴착 최종경타공법	Qp = 250NAp	N치는 1D~4D 단부의 평균치, N≤60

② 기반암에 지지된 경우

◎ Goodman의 제안식(1980)

$$Q_a = [q_u (N_\phi + 1) \cdot A_p + f_s \cdot A_s]/F_s \quad (3.5)$$

여기서, q_{uc} = 코어의 일축압축강도(kPa)

ϕ = 내부마찰각

q_u = 암반의 일축압축강도(kPa) = $q_{uc}/5$

A_p = 말뚝의 선단면적(m^2)

N_ϕ = 내부마찰각에 의한 지지력계수($N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$)

◎ 일축압축강도와 절리간격을 이용한 방법

(철도설계기준 / Canadian Foundation Engineering Manual, 1992)

$$Q_a = (3 \times q_{uc} \times K_{sp} \times d \times A_p + \pi B L q_s)/F_s \quad (3.6)$$

여기서, q_{uc} = 암석코어의 일축압축강도

K_{sp} = 불연속면 간격에 따른 계수

D = 말뚝근입부 지름(m)

A_p = 말뚝선단의 면적(m^2)

d = 무차원깊이계수= $1+0.4\times\left(\frac{D_f}{D}\right) \leq 3.4$

D_f = 암반에 근입된 말뚝근입깊이 (m)

표 3.6 불연속면의 간격에 따른 KSD

불연속면의 간격	K_{sp}	간격(m)
비교적 좁음	0.1	0.3 ~ 1.0
넓 음	0.25	1.0 ~ 3.0
매 우 넓 음	0.4	3.0 <

다. 현장타설말뚝기초 지지력 검토

(1) 지지력 검토 방법

① 풍화암에 지지된 경우

◎ 철도설계기준

(철도교편, 2004) / 도로교설계기준(2008) / 일본 도로교시방서 방법

$$Q_a = (q_p \cdot A_p + U \cdot \sum \ell \cdot f_i)/Fs \quad (3.7)$$

여기서, q_p = 단위면적당 선단지지력(kN/m^2)

A_p = 말뚝 선단면적(m^2)

U = 말뚝의 둘레길이 (m)

ℓ = 주면마찰력을 고려하는 층두께(m)

f_i = 최대주면마찰력(kPa)

▪ 주면마찰력

표 3.7 공법에 따른 주면마찰력(단위: kPa)

구 분	타입공법	현장타설말뚝공법	내부굴착말뚝공법
사질토	2N(≤100)	5N(≤200)	1N(≤50)
점성토	c* 또는 N(≤150)	c* 또는 N(≤150)	5c* 또는 5N(≤150)

▪ 선단지지력 공식

표 3.8 지반 종류에 따른 선단지지력(단위: kPa)

지반의 종류	선단 극한지지력(kN/㎡)	비 고
모래자갈층 및 모래층(N≥30)	3,000	
단단한 점성토층	$3q_u$	

◎ AASHTO 시방서 방법

표 3.9 AASHTO 시방서에 따른 지지력

토 성	선단 극한지지력(kN/m²)	극한 마찰저항력(Q_s)
점성토	$Q_B = q_B \cdot A_B = N_c \cdot S_{UB} \cdot A_B$	$Q_s = \pi B \sum_{i=1}^{N} \alpha_i \cdot f_{si} \cdot \Delta Z_i$
사질토	$Q_B = q_B \cdot A_B$	$Q_s = \pi B \sum_{i=1}^{n} (r_i \cdot z_i) \cdot \beta_i \cdot \Delta Z_i$

② 기반암에 지지된 경우

◎ 구조물기초 설계기준(2009)

$$Q_a = (\frac{1}{5} \sim \frac{1}{8}) \times q_{UC} \times A_p + f_s A_s / FS \quad (3.8)$$

여기서, $f_s = (2.3 \sim 3) fw'^{1/2}$: 피어직경 > 40cm

$f_s = (3 \sim 4) fw'^{1/2}$: 피어직경 < 40cm

q_{UC} = 암반층의 일축압축강도

A_p = 선단지지면적

f_w' = 암석과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은값

◎ 일축압축강도와 절리간격을 이용한 방법

(철도설계기준 / Canadian Foundation Engineering Manual, 1992)

$$Q_a = (3 \times q_{uc} \times K_{sp} \times d \times A_p + \pi B L q_s)/F_s \quad (3.9)$$

여기서, q_{uc} = 암석코어의 일축압축강도

K_{sp} = 불연속면 간격에 따른 계수

D = 말뚝근입부 지름(m)

A_p = 말뚝선단의 면적(m^2)

d = 무차원깊이계수= $1 + 0.4 \times \left(\frac{D_f}{D}\right) \leq 3.4$

D_f = 암반에 근입된 말뚝근입깊이 (m)

표 3.10 불연속면의 간격에 따른 KSD

불연속면의 간격	K_{sp}	간격(m)
비교적 좁음	0.1	0.3 ~ 1.0
넓 음	0.25	1.0 ~ 3.0
매 우 넓 음	0.4	3.0 <

◎ 도로교 설계기준(2008)

$$Q_a = [N_{ms} \times q_u \times A_B + \pi D_r L_r (6.9 q_{SR})]/FS \quad (3.10)$$

여기서, N_{ms} = 암석의 극한지지력을 평가하기 위한 계수

q_u = 암석의 일축압축강도(kN/m^2)

A_B = 선단부 면적(m^2)

D_r = 소켓부의 직경

L_r = 소켓부의 길이

q_{SR} = 소켓과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰응력

표 3.11 파쇄나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 계수 Nms(Hoek, 1983)

암질 양호도	절리간격 (m)	내 용	RMR 등급	NGI 등급	RQD (%)	Nms				
						A	B	C	D	E
우 수	3.0 이상	신선한 암	100	500	95-100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
매 우 양 호	0.9~ 3.0	부분풍화된 불교란암	85	100	90-95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
양 호	0.9~ 3.0	신선~약간 풍화된암	65	10	75-90	0.28	0.32	0.38	0.4	0.46
보 통	0.3~ 0.9	중간정도 풍화된암	44	1	50-75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
불 량	0.02~ 0.50	많이 풍화된암	23	0.1	25-50	0.015	0.016	0.019	0.02	0.024
매 우 불 량	0.05 이하	매우많이 풍화된암	3	0.01	< 25	상응하는 사질토의 극한지지력을 사용				

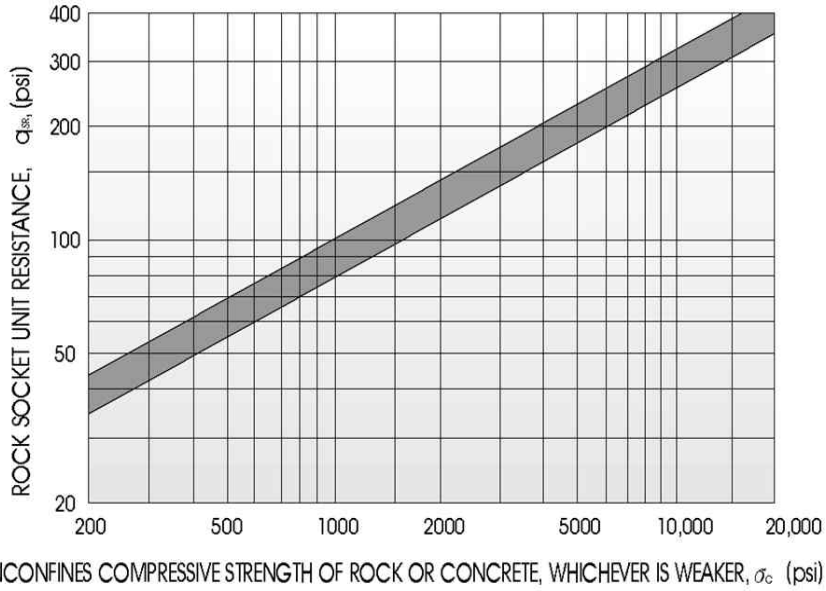


그림 3.2 벽면 거칠기가 부드러운 암반소켓말뚝의 평균 단위 주면마찰응력

3.2.3 말뚝기초의 침하량 검토

상부구조물 종류 및 지지특성에 적합한 말뚝 기초 침하량 관리기준을 선정하고 침하 안정성 여부를 판정한다.

가. 말뚝기초 침하량 검토방법

① 구조물기초 설계기준 (2009)

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.11)$$

여기서, S_s = 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p = 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} = 주면마찰력에 의해 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

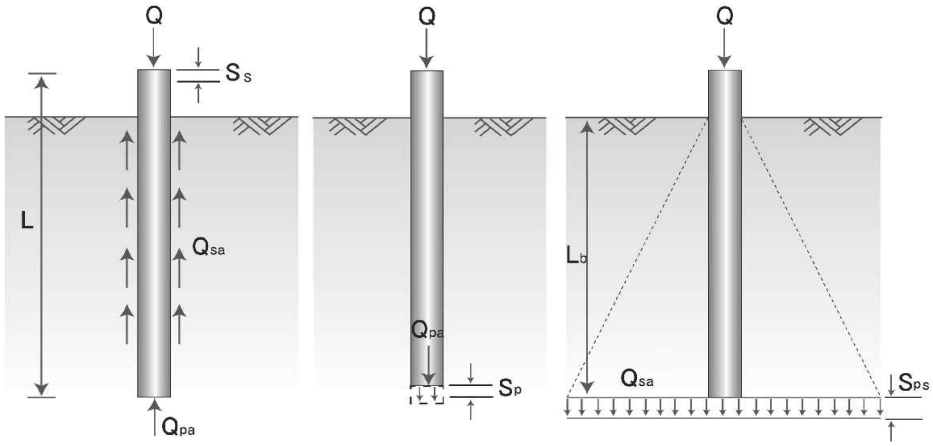


그림 3.3 하중전달에 의한 침하량 산정 개념도

◎ S_s(말뚝자체의 길이방향 변형)의 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \times Q_{fa}) \times \frac{L}{A \times E_p} \qquad (3.12)$$

여기서, Q_{pa} = 말뚝에 설계하중이 재하될 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

Q_{fa} = 말뚝에 설계하중이 재하될 때 말뚝주면부에 전달되는 하중

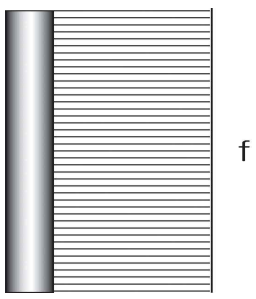
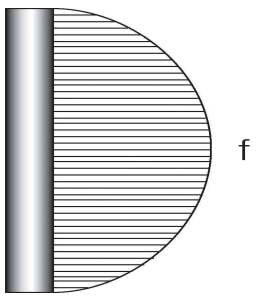
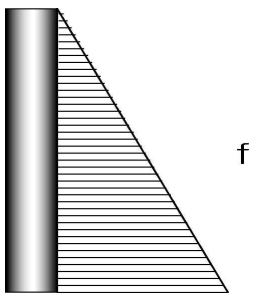
L = 말뚝의 길이

A = 말뚝의 단면적

E_p = 말뚝의 탄성계수

α_s = 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수

표 3.12 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수

균등분포(αs = 0.5)	포물선분포(αs = 0.5)	삼각형분포(αs = 0.67)
		

◎ S_p(말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량)의 산정

$$S_p = \frac{C_p \times Q_{pa}}{B \times q_b} \tag{3.13}$$

여기서, B = 말뚝의 직경

q_b = 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

C_p = 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수

표 3.13 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수

흙의 종류	Cp	
	타입말뚝	굴착말뚝
사질토(조밀함~느슨함)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18
점토(강성~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06
실트(조밀함~느슨함)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12

◎ S_{ps}(주면마찰력에 의해 지반에 전달된 하중에 의한 침하량)의 산정

$$S_{ps} = \frac{C_s \times Q_{fa}}{L_b \times q_p} \tag{3.14}$$

여기서, L_b = 땅속에 묻힌 말뚝길이

$$C_s = \left(0.93 + 0.16\sqrt{\frac{L_b}{B}}\right) \times C_p$$

② B. M. Das(1997)

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 \tag{3.15}$$

여기서, S_1 = 말뚝자체의 길이방향 변형 = 구조물기초 설계기준과 동일

S_2 = 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_3 = 주면마찰력에 의해 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_2 = \frac{q_p \times D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_p \tag{3.16}$$

$$S_3 = \left(\frac{Q_s}{PL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_s \tag{3.17}$$

여기서, q_p = Q_p/A_p

E_p = 지반의 탄성계수

D = 말뚝직경(m)

E_s = 지반 변형계수

μ_s = 포아송비

I_p = 영향계수(0.848)

I_s = 영향계수(2+0.35√(L/D))

③ 암반에 근입된 말뚝의 침하량(Pells and Turner)

$$\rho_s = Q[(\frac{I_{ps}}{D_r E_m}) + (\frac{L_r}{AE_c})] \tag{3.18}$$

여기서, Q = 말뚝두부에 작용하는 총하중

D_r = 암반소켓의 길이

E_c = 말뚝의 탄성계수

E_m = 암반의 변형계수

L_r = 흙지반에 관입된 말뚝길이

A = 말뚝의 단면적

I_{ps} = 암반 socket부의 변위 영향계수

④ Vesic의 경험식(1970) (Canadian Foundation Engineering Manual)

$$S_t = \frac{B}{100} + \frac{Q_{va} \cdot L}{A \cdot E_p} \quad (3.19)$$

여기서, A = 말뚝의 단면적

E_p = 말뚝의 탄성계수

Q_{va} = 작용하중

L = 말뚝의 전체길이

B = 말뚝직경

⑤ Rowe and Armitage(1987) (Foundation on Rock)

$$\delta = \frac{Q \times I}{B \times E_{m(s)}} \quad (3.20)$$

여기서, Q = 연직작용하중(Mpa)

B = 말뚝지름(m)

$E_{m(s)}$ = 소켓 주면부의 암반 변형계수(Mpa)

I = 침하영향계수

3.2.4 말뚝기초의 수평 지지력 산정

말뚝기초는 수평방향 외력을 받게 되면 휨에 의해 모멘트 및 변위가 발생하게 되며, 이는 말뚝이 근입되어 있는 지반에 크게 좌우된다. 수평하중이 작용할때 발생하는 말뚝머리부 수평반력은 말뚝 허용수평지지력을 초과해서는 안되며 수평변위량 또한 허용치 이내이어야 한다.

수평방향 허용변위량은 상부구조물의 조건에 따라 정해지는 허용변위량과 하부구조의 조건에 따라 결정되는 허용변위량을 함께 고려해야 한다. 하부구조의 조건

에 따라 정해지는 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하는데, 지름이 1,500㎜ 이하인 말뚝은 이제까지의 실적을 고려하여 15㎜로 한다.

가. 수평지반반력계수 산정

말뚝의 지지력 및 변위량 산정시 주요변수가 되는 지반반력계수를 산정하고 군말뚝효과를 설계에 반영해야 한다.

① 도로교설계기준 해설

$$k_h = 0.34(\alpha E_0)^{1.1034}(EI)^{-0.1034}(D)^{-0.3103} \quad (3.21)$$

여기서, k_h = 수평지반반력 계수

E_0 = 지반의 변형계수

α = 변형계수 산정방법에 따른 보정계수

EI = 말뚝 재료의 강성

D = 말뚝 직경

표 3.14 α 값 산정

E_o 의 결정방법	α	
	평 상 시	지 진 시
지름 30cm 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축 압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험에서 구한 N값에서 으로 추정 $E_0 = 28N$	1	2

② Hukuoka 공식

$$k_h = 6{,}910 \times N^{0.406} (kN/m^3) \quad (3.22)$$

여기서, N = 표준관입 시험치

③ 문헌값

표 3.15 흙의 종류에 따른 수평지반반력계수

흙 의 종 류	k_h(kN/m^3)
대단히 유연한 실트 혹은 점토	3,000~15,000
유연한 실트 혹은 점토	15,000~30,000
중위의 점토	30,000~150,000
단단한 점토	150,000이상
모래(점착력이 없음)	30,000~80,000

나. 말뚝기초의 수평 지지력 산정

토압론에 의한 극한평형법(Broms, 1964)과 지반을 탄성스프링으로 가정하여 해석하는 탄성지반반력법(chang)을 적용하여 수평방향 허용지지력을 산정하고 이를 말뚝의 수평방향반력과 비교하여 말뚝의 안정여부를 검토한다.

① 극한평형법(Broms, 1964)

◎ 토압이론에 근거하며, 지반의 저항분포 단순화

◎ 짧은 말뚝, 긴말뚝에 적용

◎ 두부 자유조건이나 두부 회전구속 조건에 각각 적용

◎ 짧은말뚝, 긴말뚝 판정기준은 아래와 같다.

표 3.16 Broms' method(1964)

구 분	점 성 토	사 질 토
짧은말뚝	$\beta \cdot L \leq 2.25$	$\eta \cdot L < 2.0$
중간말뚝	-	$2.0 \leq \eta \cdot L \leq 4.0$
긴 말 뚝	$\beta \cdot L > 2.25$	$\eta \cdot L > 4.0$

여기서, $\beta = \left(\frac{k_h \cdot B}{4EI}\right)^{1/4} (m^{-1})\ \eta = (\frac{k_h}{EI})^{1/5} (m^{-1})$

k_h = 지반반력계수

L = 말뚝길이

E = 말뚝의 탄성계수(2.1×10^5 MPa)

I = 말뚝의 단면 2차모멘트

말뚝두부 회전구속 조건하의 Q_u와 M_u의 관계로부터 소정의 안전율을 적용하여 허용 수평지지력을 산정한다.

표 3.17 점성토의 말뚝 수평지지력

구 분	점 성 토
짧은말뚝	$Q_u = 9C_u d^2(\frac{L}{D} - 1.5)$
중간말뚝	$(\frac{Q_u}{c_u d^2})^2 + (27 + 18\frac{L}{d})(\frac{Q_u}{c_u d^2}) - 81(\frac{L}{d} - 1.5)^2 = 36(\frac{M_y}{c_u d^3})$
긴 말 뚝	$(\frac{Q_u}{c_u d^2})^2 + 27(\frac{Q_u}{c_u d^2}) = 36(\frac{M_y}{c_u d^3})$

표 3.18 사질토의 말뚝 수평지지력

구 분	사 질 토
짧은말뚝	$Q_u = \frac{3}{2} K_p \gamma B L^2$
중간말뚝	$Q_u = \left(\frac{M_u}{K_p B^4 \gamma} + \frac{1}{2} (\frac{L}{B})^3 \right) \frac{B}{L} K_p B^3 \gamma$
긴 말 뚝	$Q_u = \left(\frac{M_u}{K_p B^4 \gamma} \right)^{2/3} K_p B^3 \gamma$

◎ 탄성지반반력법 (Chang)

$$H_a = K_h \cdot \frac{D}{\beta} \cdot y \qquad (3.23)$$

여기서, H_a = 허용수평지지력(kN)

K_h = 수평지반반력계수(kN/m^3)

D = 말뚝 직경

$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4EI}}$ (m-1)

y = 기준변위량 = 1.5cm~2.0cm

3.2.5 부마찰력을 말뚝기초의 안정성 검토

말뚝 주변 추가 하중에 따른 포화된 점토층의 압밀침하로 인해 말뚝 주면에 발생하는 하향 마찰력을 부주면 마찰력(negative skin friction)이라 한다. 부주면 마찰력은 말뚝설치 후에 발생하는 주변지반 압밀침하에 의해 유발되며, 말뚝에 하중으로 작용하여 말뚝이 파괴를 유발시키거나 큰 침하를 발생시킨다.

부주면 마찰력이 발생하는 경우에는 말뚝본체의 손상을 막고 구조물의 기능을

확보하기 위해서 말뚝의 연직지지력, 말뚝본체 응력, 그리고 말뚝머리 침하량에 대하여 부주면 마찰력이 미치는 영향을 검토하여야 한다.

가. 부주면 마찰력 발생조건(Briaud & Tueker(1993))

- 지표면 전체 침하가 100mm 보다 클 경우
- 말뚝항타 후 지표면 침하가 10mm 보다 클 경우
- 지표면위에 설치된 쌓기고가 2m 보다 클 경우
- 연약지반 두께가 10m 보다 클 경우
- 지하수위가 4m 보다 더 낮아질 경우

나. 부주면 마찰력 미고려 조건

다음과 같은 현장 조건을 가지는 경우 부주면 마찰력을 고려하지 않아도 될 수 있으나, 그 외 경우 부주면 마찰력의 발생가능성에 대하여 정밀하게 검토하여야 한다.

- 압밀침하 대상토층의 두께가 15m 이하인 경우
- 지반 침하가 정지된 경우
- 지반토층 분포양상이 비교적 균일하며 지반침하량이 계속적으로 감소하더라도 침하속도가 2cm/년 이하인 경우
- 향후 지하수 양수작업 등을 하더라도 지반 침하를 고려하지 않아도 될 경우

다. 중립점 위치 산정

말뚝주변 압밀침하량은 지표면에서 최대이고 깊이에 따라 점차 감소하여 압밀층 최하단에서 0이 된다. 지반침하와 말뚝 침하가 동일하여 상대적 침하가 없는 위치를 중립점이라 정의한다. 중립점 상부에서는 부주면 마찰력이 발생하고, 하부에서는 정주면 마찰력이 발생한며 중립점 위치 산정은 아래와 같다.

$$L = n \cdot H \qquad (3.24)$$

여기서, L = 중립점까지 거리(m)

H = 마찰말뚝의 경우 전체깊이를, 불완전지지말뚝에 대해서는 압밀층 하단까지 거리(m)

n = 말뚝지지형태에 따른 계수

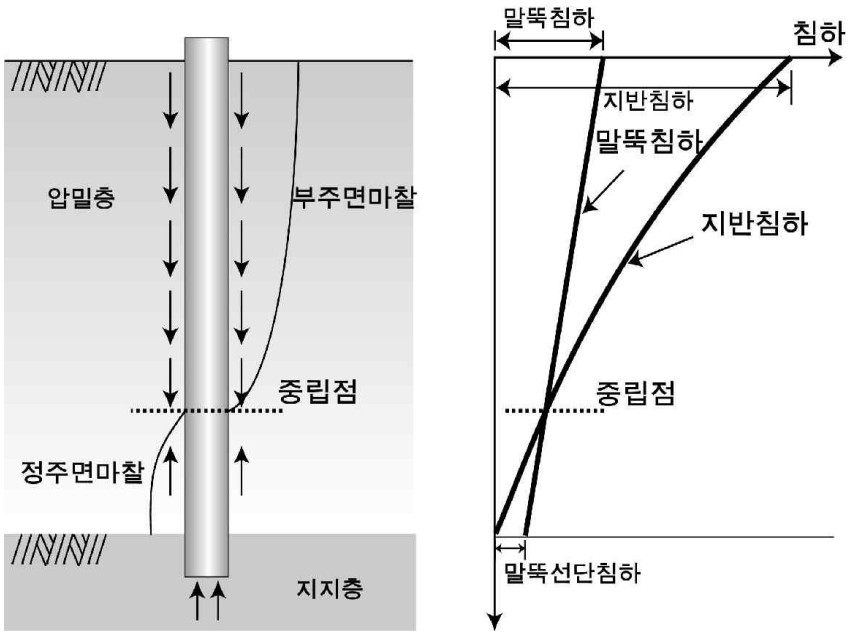


그림 3.4 하중전달에 의한 침하량 산정 개념도

표 3.19 말뚝지지형태에 따른 계수(n)

말뚝 지지형태	n
마찰말뚝 또는 불완전 지지말뚝(N≤20)의 경우	0.8
모래층 또는 모래자갈층에 관입된 지지말뚝의 경우	0.9
굳은 지층에 관입된 지지말뚝의 경우	1.0

라. 부주면 마찰력 산정방법

① 점성토와 점토질 실트 단기거동 해석시(α계수법)

$$Qns = fsn \cdot As = \alpha \cdot Cu \cdot As \qquad (3.25)$$

여기서, Cu = 비배수 점착력(kPa)

α = 부착력계수

② 점성토와 사질토 장기거동 해석시(β계수법)

$$Qns = fsn \cdot As = \beta \cdot \sigma v' \cdot As \quad (3.26)$$

여기서, σv′ = 각층 유효연직응력(kPa)

β = 유효응력계수(아래 표 참조)

표 3.20 β값 대표치(구조물기초 설계기준, 2003)

토 질	β
점 토	0.20 ~ 0.25
실 트	0.25 ~ 0.35
모 래	0.35 ~ 0.50

3.3 얕은기초의 설계

3.3.1 개 요

얕은기초는 직접기초라고도 하며 일반적으로 기초의 최소폭(B)와 근입깊이(Df)의 비가 대체로 1.0 이하 (Df/B≤1.0)인 경우를 말하나, 그 비가 3.0~4.0인 경우에도 얕은기초의 범주에 속한다.

가. 기초의 안정성

기초의 안정성 평가를 위해서는 지반의 전단파괴, 침하, 전도, 활동, 기초본체에 대하여 검토해야 하며, 각 검토 항목에 대해 소정의 안전율 및 허용기준을 만족해야 한다.

기초의 근입깊이는 아래의 사항에 대하여 검토하여 합리적으로 산정한다.

- 동결작용을 받는 깊이 [동주 지시세]
- 지하매설물 및 인접구조물의 영향
- 지하수위
- 시공성과 경제성
- 세굴에 의한 영향

재하시험에 의한 지지력 및 침하량 산정시 지반의 종류 및 재하폭의 크기의 영향을 고려한다.

3.3.2 지지력 검토

지지력검토는 지반의 종류 등에 따라 이론식 및 경험적방법, 전산수치해석방법 등에 따르고, 지지력 계산방법에 따라 서로 다른 지지력이 계산될 경우에는 설계자의 판단에 의하여 적용방법을 선택한다.

토사지반의 허용지지력은 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 지지력을 사용한다.

이론식에 의한 일반적인 극한지지력 산정방법은 아래와 같으며, 하중조건(경사하중, 편심하중), 기초형상, 근입깊이, 지반경사, 지하수영향 등을 고려하여 산정한다.

가. Terzaghi공식

Terzaghi(1943)는 Bell의 지지력 이론에서는 파괴면의 형상이 실제와는 다르게 직선으로 표현된다는 것과 주동영역과 수동영역 사이에 작용하는 전단응력을 무시하였다는 점을 보완한 후, Prandtl(1921)의 소성이론을 발전시켜 균질한 지반에서 기초저면이 거친 강성 연속기초의 극한지지력에 대한 해를 구하였다.

(1) 전반전단파괴시의 극한지지력

Terzaghi(1943)는 Prandtl-Reissner 이론을 확장하여 세장기초 ($B/L=0$)에 대하여 극한 하중에서의 파괴면을 그림 3.1과 같이 세부분으로 나누어 생각할 수 있다고 하였다.

- 기초 바로 밑의 삼각형인 Rankine의 수동영역 ACD
- 대수나선형인 원호 DE와 DF로 된 반경방향 전단영역 ADF와 CDE
- 두개의 삼각형인 Rankine의 수동영역 AFK와 CEG

각 DAC와 DCA는 흙의 마찰각(ϕ)과 같다고 가정하며 기초 바닥면 위에 있는 흙의 영향을 등가의 상재하중(q_0)으로 대치한다면 파괴면 GI와 KJ를 따라 생기는 전단저항력은 무시하였다.

Terzaghi는 평형해석을 사용하여 다음의 극한지지력 공식을 제안하였다. 즉, Rankine의 주동영역 Ⅰ의 AD, CD에 작용하는 점착력(c)의 합력(c_a)은,

$$c_a = \frac{bc}{\cos\phi} \tag{3.27}$$

여기서, $b = \frac{B}{2}$

그림 3.5에서 벽면 AD, CD에 작용하는 수동토압의 연직분력(P_P) 즉, c_a의 연직분력은 다음과 같다.

$$c_a \sin\phi = \frac{bc}{\cos\phi} sin\phi = bc\tan\phi \tag{3.28}$$

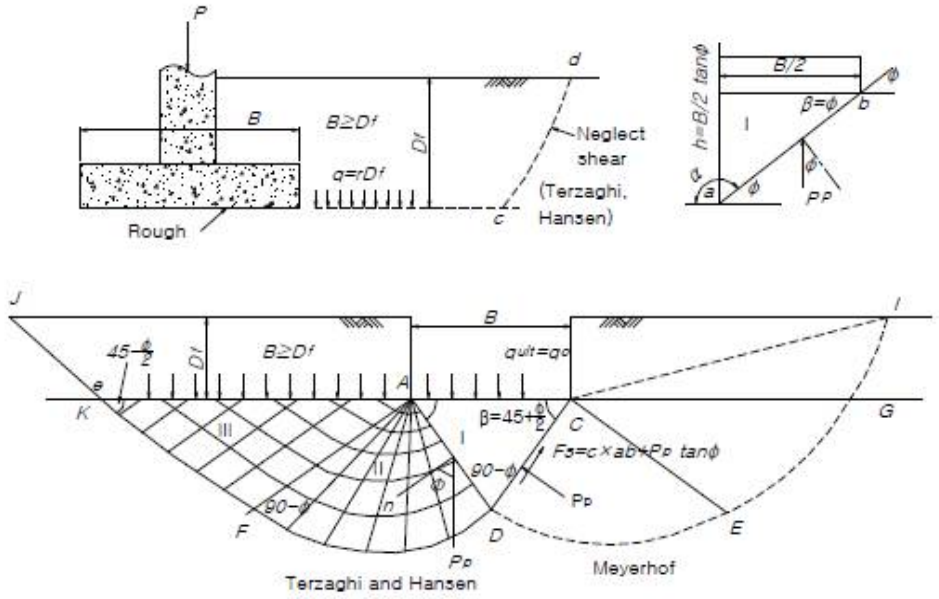


그림 3.5 전반전단파괴시의 지지력

△ACD의 평형조건에서

$$q_u B + \triangle ACD's\ weight = 2(P_P + bc\tan\phi) \tag{3.29}$$

$$Q_u + rb^2\tan\phi - 2(P_P + bc\tan\phi) = 0 \tag{3.30}$$

$$Q_u = 2P_P 2bc\tan\phi - rb^2\tan\phi \tag{3.31}$$

주동영역의 벽면 AD, BD에 작용하는 수동토압(P_{P_n})은,

$$P_{P_n} = q_s HK_P \frac{1}{\sin\alpha} + \frac{1}{2} r_1 h^2 K_P \frac{1}{\sin\alpha} + 2cH\sqrt{K_P}\frac{1}{\sin\alpha} \tag{3.32}$$

$$P_P = \frac{P_{P_n}}{\cos\delta} \tag{3.33}$$

여기서, $H = b\tan\phi$

δ : 벽면마찰각(동일 지반이므로 $\delta = \phi, \alpha = 180 - \phi$)

식 3.32과 상기 관계식을 식 3.33에 대입하면,

$$P_P = \frac{1}{\cos\phi}\left[q_s b\frac{\tan\phi}{\sin\phi}K_P + \frac{1}{2}r_1 b^2\frac{\tan^2\phi}{\sin\phi}\overline{K_P} + 2cb\frac{\tan\phi}{\sin\phi}\sqrt{K_P}\right] \tag{3.34}$$

식 3.34를 식 3.29에 대입하여 정리하면,

$$Q_u = 2bc\left[\frac{2\sqrt{K_P}}{\cos^2\phi} + \tan\phi\right] + r_1 b^2\tan\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi} - 1\right] + 2bq_s\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi}\right] \tag{3.35}$$

$$\frac{Q_u}{2b} = q_u \tag{3.36}$$

$$q_u = c\left[\frac{2\sqrt{K_P}}{\cos^2\phi} + \tan\phi\right] + r_1 b\frac{1}{2}\tan\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi} - 1\right] + q_s\left[\frac{K_P}{\cos^2\phi}\right] \tag{3.37}$$

여기서, $q_s = r_2 D_f$

따라서, 기초의 극한지지력을 정리하면 다음 식 3.38과 같다.

$$\frac{Q_u}{B} = q_u = cN_c + \frac{\gamma_1 B}{2}N_r + \gamma_2 D_f N_q \tag{3.38}$$

여기서, $N_c = \frac{2\sqrt{K_P}}{\cos^2\phi} + \tan\phi$, $N_r = \frac{1}{2}\tan\phi\left(\frac{K_P}{\cos^2\phi} - 1\right)$, $N_q = \frac{K_P}{\cos^2\phi}$

식 3.38에서 1항, 2항, 3항의 지지력계수 N_c, N_r, N_q는 점착력, 마찰력, 토피압에 대한 항이다.

이상의 식은 2차원 경계조건 하에서 산정한 것이나 실제기초의 대부분은 3차원의 기초이다. 따라서 2차원의 경계조건 하에 해석된 지지력공식을 3차원의 기초에 적용하기 위하여 형상계수(α, β)를 이용하고 있다. 식 3.38을 일반식으로 표시하면 식 3.39과 같고, 기초 저면의 형상에 따른 형상계수(α, β)를 정리하면 표 3.21과 같다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta r_1 B N_r + r_2 D_f N_q \tag{3.39}$$

표 3.21 Terzaghi 지지력공식의 형상에 따른 α및 β값

형상 계수	기초 저면의 형상			
	세 장	정사각형	직사각형	원 형
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5-0.1\frac{B}{L}$	0.3

정사각형이나 원형기초의 극한지지력을 계산할 경우, 식 3.39은 다음의 형태로 바뀌어 진다.

$$q_u = 1.3 c N_c + 0.8 \frac{r_1 B}{2} N_r + r_2 D_f N_q \quad (\text{정사각형기초, } B : \text{한변의 길이}) \tag{3.40}$$

$$q_u = 1.3 c N_c + 0.6 \frac{r_1 B}{2} N_r + r_2 D_f N_q \quad (\text{원형기초, } B : \text{직경}) \tag{3.41}$$

순수한 점토 지반에서는 비배수삼축시험으로부터 $\phi = 0$이면 $N_c = 5.7$, $N_q = 1$, $N_r = 0$이 되므로 극한지지력은,

$$q_u = 5.7c + rD_f \tag{3.42}$$

점착력 c_u대신 일축압축강도 q_u를 사용할 경우,

$$q_c = 2.85q_u + rD_f \tag{3.43}$$

(2) 국부전단파괴의 극한지지력

흙 지반이 국부전단파괴를 일으키는 경우 Terzaghi는 다음의 수정식을 제안하였다.

$$q_u = \frac{2}{3}cN_c' + \frac{r_1 B}{2}N_r' + r_2 D_f N_q' \quad \text{(세장기초)} \tag{3.44}$$

$$q_u = 0.867cN_c' + 0.4r_1 BN_r' + qN_q' \quad \text{(정사각형기초)} \tag{3.45}$$

여기서, N_c', N_r', N_q'는 국부전단파괴에서의 지지력 계수이며, $\phi = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$을 대입하여 구한 값이다.

$$q_u = 1.3 \times 2.85q_u + rD_f \quad \text{(점토일 때)} \tag{3.46}$$

한편, Vesic(1981)은 여러 가지 모형실험에 의하여 사질토 지반 상의 얕은 기초의 N_q'의 값은 Terzaghi가 제안한 수정지지력 계수보다 크다는 것을 밝히고, 그림 3.6의 값을 사용하도록 제안하였다.

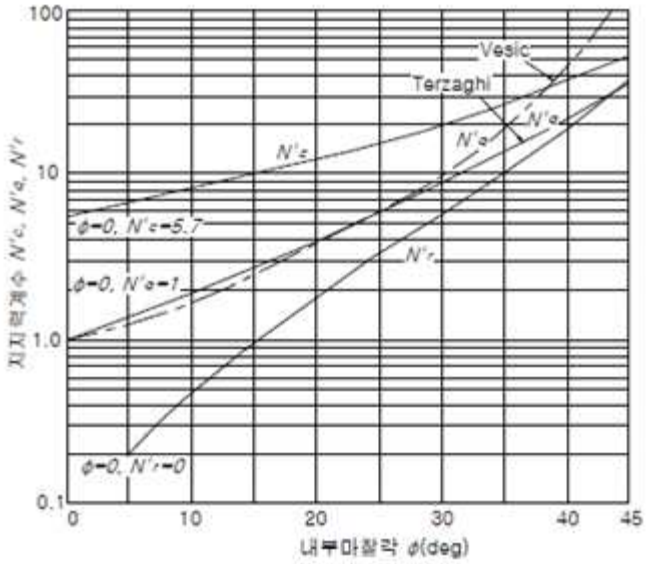


그림 3.6 Terzaghi의 수정 지지력계수와 Vesic의
지지력계수N_q'의 변화

나. Meyerhof공식

Meyerhof(1951, 1963)는 무한장 기초의 굴착면 위의 기초주위 지반 내에 발생할 수 있는 전단응력을 고려하여 식 3.47와 같이 극한지지력을 구하는 방법을 제안하였다.

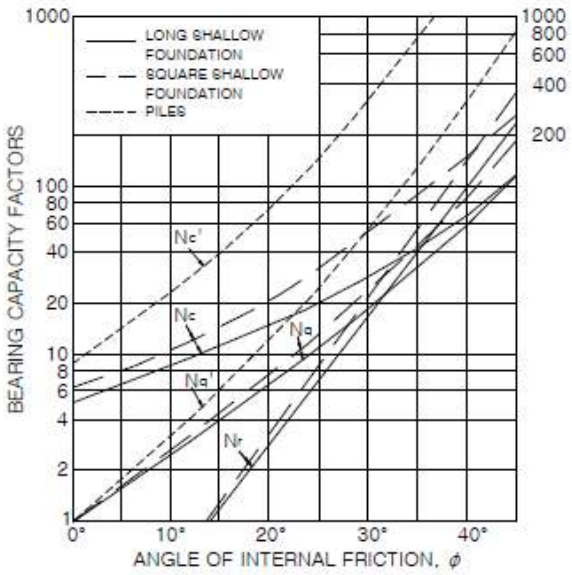


그림 3.7 Meyerhof의 지지력계수

$$q_u = cN_cS_cd_ci_c + 0.5rBN_rS_rd_ri_r + qN_qS_qd_qi_q \tag{3.47}$$

N_q, N_c, N_r은 Meyerhof의 지지력계수로서 다음 식으로 구하며, 그림 3.7에서 직접 구하여도 된다.

$$N_c = (N_q - 1)\cot phi \tag{3.48}$$

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})e^{\pi\tan\phi} \tag{3.49}$$

$$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi) \tag{3.50}$$

Meyerhof의 지지력 공식을 유도함에 있어 하중이 기초의 연직 대칭축상에 편심없이 연직으로 작용하는 것으로 가정하였다. 그러나 실제로 옹벽과 같은 기초는 그림 3.8와 같이 경사하중도 받으며 Meyerhof의 형상계수, 근입깊이 계수, 경사계수는 표 3.22과 같다.

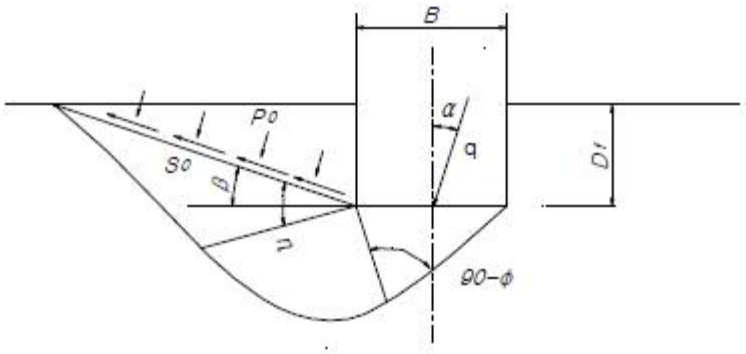


그림 3.8 경사하중의 경우에 활동선

표 3.22 Meyerhof의 형상, 근입깊이 및 하중경사계수

	상재하중(q) ζ_q	흙의 점착력(c) ζ_c	흙의 무게(r) ζ_r
형상 계수 (s)	$1+0.1K_p\frac{B}{L}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$	$1+0.2K_p\frac{B}{L}$	$1+0.1K_p\frac{B}{L}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$
근입 깊이 계수 (d)	$1+0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$	$1+0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$1+0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$
하중 경사 계수 (i)	$\left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1-\frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$ $\phi>10^\circ$ 1 $\phi=0$

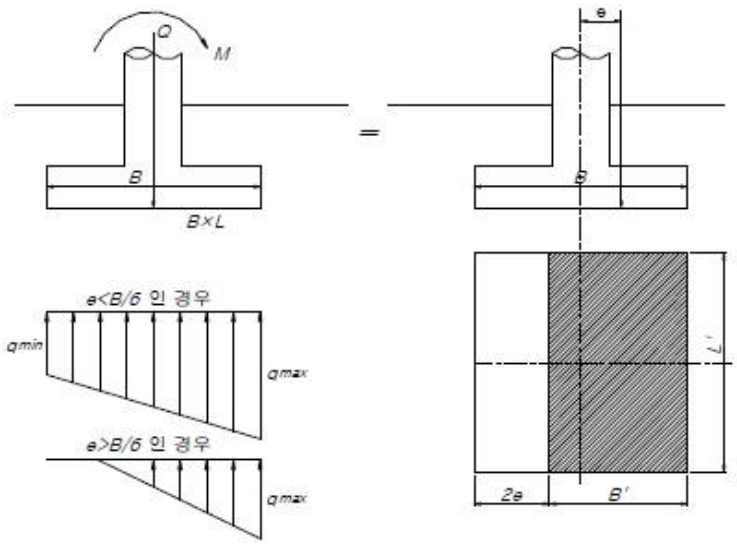


그림 3.9 편심하중을 받는 기초

그림 3.9와 같은 기초에 편심하중이 작용하는 경우는 편심 $e=M/V$의 방향을 향해 기초가 기울며 그 저면에 작용하는 접지압의 분포는 기울어진 측의 단부 a에서 최대가 되며, 반대측의 단부 b를 향해 직선적으로 감소한다. 다만 기초지반이 전단파괴를 일으키는 극한하중에서 기초저면에 작용하는 접지압의 분포는 근사적으로 직선상이고, 이때의 지지력이 편심하중을 받는 폭 B의 기초에 작용하는 접지압의

분포가 저감폭 B'에서 중심하중을 받는 기초에 작용하는 것과 같다고 가정하여 계산한다. 또한, 편심 e를 갖는 하중 Q를 받는 폭 B', 근입깊이 D_f의 얕은 수평연속기초에 대한 유효 접지폭은 $B' = B - 2e$이다. 따라서 기초의 지지력은 기초폭 B대신 편심에 따라 저감된 폭 B'를 이용하여 계산한다.

식 3.51는 변장 $L \times B$ 인 그림 3.10의 직사각형 및 원형기초에 응용할 수 있다. 직사각형 기초의 경우 하중 Q는 기초와 직교하는 2개의 축대칭에 대해 편심거리 e_1, e_2인 이중편심으로서 이 때 극한지지력을 구하기 위한 유효폭(B')과 길이(L')는 다음과 같다.

$$L' = L - 2e_1 \quad B' = B - 2e_2 \tag{3.51}$$

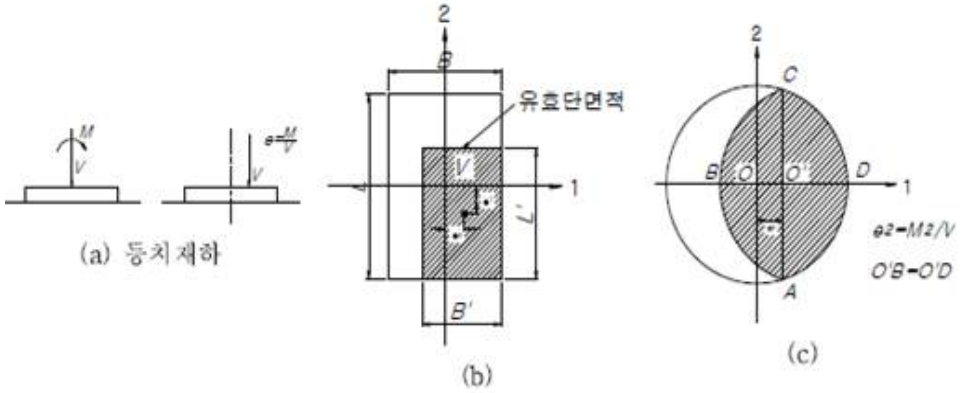


그림 3.10 편심하중이 작용하는 기초

실제로 점성토에 대하여는 이 관계가 성립하나 사질토인 경우는 그림 3.11과 같이 포물선적으로 감소하고 실용적인 계산에서는 기총의 중심에 하중이 작용한 것으로 지지력을 구한 다음 감소계수 R_e를 곱하여 준다.

$$q_{ult}{}' = q_{ult} \times R_e \tag{3.52}$$

여기서, $R_e = 1 - \dfrac{2e}{B}$ (점성토일 때)

$R_e = 1 - (\dfrac{e}{B})^{1/2}$ (사질토일 때 : $0 < \dfrac{e}{B} < 0.3$)

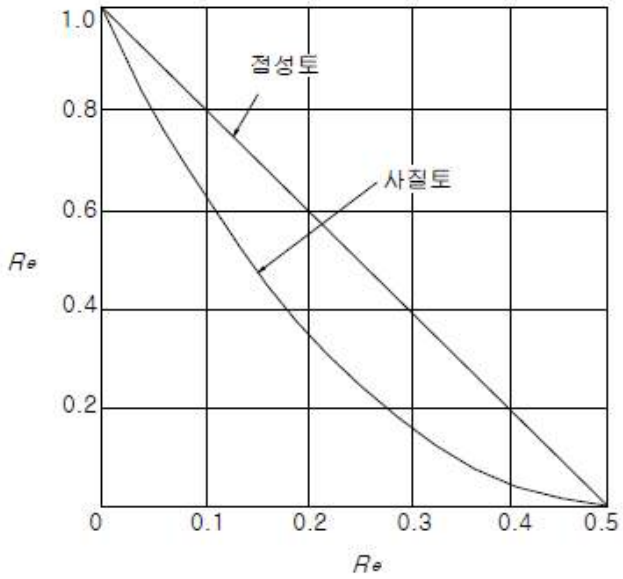


그림 3.11 편심하중에 의한 지지력
소(Meyerhof)

다. Hansen공식

Hansen(1970)은 Meyerhof(1951)의 이론을 확장하여 일반적인 다음과 같은 지지력공식을 제안하였다.

$$q_{ult} = cN_c\zeta_{cs}\zeta_{cd}\zeta_{ci}\zeta_{cg}\zeta_{ct} + 0.5rBN_r\zeta_{rs}\zeta_{rd}\zeta_{ri}\zeta_{rg}\zeta_{rt} + qN_q\zeta_{qs}\zeta_{qd}\zeta_{qi}\zeta_{qg}\zeta_{qt} \quad (3.53)$$

여기서, $N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\frac{\phi}{2})$, $N_c = (N_q-1)\cot\phi$

$N_\gamma = 1.5(N_q-1)\tan\phi$ (Hansen)

$= 2(N_q+1)\tan\phi$ (Vesic)

$\zeta_{cs}, \zeta_{rs}, \zeta_{qs}$: 형상계수 $\zeta_{cd}, \zeta_{rd}, \zeta_{qd}$: 심도계수

$\zeta_{ci}, \zeta_{ri}, \zeta_{qi}$: 하중경사계수 $\zeta_{cg}, \zeta_{rg}, \zeta_{qg}$: 지반경사계수

$\zeta_{ct}, \zeta_{rt}, \zeta_{qt}$: 기초저판 경사계수

c : 흙의 점착력, q : 기초 근입심도에서의 상재하중, r : 흙의 단위중량

B : 기초의 폭, ϕ : 흙의 내부마찰각

식 3.53의 지지력 공식에 적용하는 Hansen의 수정계수는 표 3.23과 같고, $\phi=0$ 일 때는 식 3.54로 구한다.

$$q_u = 5.14 S_u (1+\zeta_{cs}+\zeta_{cd}-\zeta_{cg}-\zeta_{ci})+q \tag{3.54}$$

여기서, S_u : 비배수 전단강도

표 3.23 Hansen의 수정계수

	상재하중(q), ζ_q	흙의 점착력(c), ζ_c	흙의 무게(r), ζ_r
형상계수 (s)	$1+\frac{B'}{L'}\sin\phi$	$1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'}\ \phi\neq 0$ $1+0.2\frac{B'}{L'}\ \phi=0$	$1+0.4\frac{B'}{L'}\geq 0.6$
심도계수 (d)	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2 k$ $D/b\leq 1$ $k=D/B$ $D/B>1$ $k=\tan^{-1}(D/B)$	$0.4k\ \phi=0$ $1+0.4k\ \phi>0$	1
하중경사계수 (i)	$\left[1-\frac{0.5H}{V+A_f c_a\cot\phi}\right]^{\alpha_1}$ $2\leq\alpha_1\leq 5$	$\phi=0$ $0.5+0.5\sqrt{1-\frac{H}{A_f c_a}}$ $\phi>0\quad \zeta_{qi}-\frac{1-\zeta_{qi}}{N_q-1}$	$\left[1-\frac{0.7H}{V+A_f c_a\cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $2\leq\alpha_2\leq 5$
지반경사계수 (g)	$(1-0.5\tan\omega)^2$	$1-\left(\frac{2\omega}{\pi+2}\right)\phi=0$ $\zeta_{qg}-\frac{1-\zeta_{qg}}{N_c\tan\phi}\ \phi>0$	$(1-0.5\tan\omega)^2$
기초저판 경사계수 (t)	$e^{(-2\alpha\tan\phi)}$	$\frac{\alpha^\circ}{147^\circ}\ \phi=0$ $1-\frac{\alpha^\circ}{147^\circ}\ \phi>0$	$e^{(-2.7\alpha\tan\phi)}$

여기서, B' : 기초의 유효폭　　L': 기초의 유효길이　D : 기초의 근입깊이

A_f : 기초의 유효 단면적　V : 수직하중　　H : 수평하중

ϕ : 흙의 내부마찰각　c_a : 기초저판과 지반 사이의 부착력

α : 기초저판 경사각　ω : 지반경사각

여기서, B' : 기초의 유효폭　V : 수직하중　L': 기초의 유효길이

D : 기초의 근입깊이　H : 수평하중　A_f : 기초의 유효 단면적

지지력산정식, 지지력계수, 경험적방법에 의한 지지력 산정 등은 구조물기초설계기준해설(2009) 및 도로교설계기준해설(2008) 참고한다.

암반의 허용지지력은 암석의 강도, 불연속면 간격 및 방향, 틈새, RQD, 풍화정도, 충전물질, 지하수 등을 고려하여 계산한다. 어떠한 경우도 허용접지압과 콘크리트의 허용응력을 비교하여 작은값을 사용해야 한다.

이론식에 의한 일반적인 극한지지력 산정방법은 아래와 같으며,

- Hoek-Brown공식
- Bell공식

지지력산정식, 지지력계수, 경험적방법에 의한 지지력 산정 등은 구조물기초설계기준해설(2009) 및 도로교설계기준해설(2008) 참고한다.

현장시험으로부터 지반의 지지력을 산정할 수 있으며, 허용지지력은 지반상태, 경계조건, 시험특성을 고려하여 결정한다.

평판재하시험을 설계에 반영하고 기초지반에 대한 평판재하시험에서 얻은 하중-침하곡선으로부터 허용지지력을 구하고 기초의 크기효과를 고려하여 설계지지력을 산정한다.

3.3.3 침하량 검토

얕은기초의 침하는 즉시침하, 압밀침하, 이차압밀침하를 합한 것을 말한다.

기초하중에 의해 발생된 지중응력의 증가량이 초기응력에 비해 상대적으로 작지 않은 영향깊이 내 지반을 대상으로 침하를 계산한다.

즉시침하

탄성이론에 의한 검토 : 사질토, 점성토 적용가능

$$S_e = qB\frac{(1-\mu^2)}{E}I_p \tag{3.55}$$

여기서, q: 재하하중, B:기초폭, μ:푸아송비, E:지반탄성계수, Ip: 탄성침하량계수

이 외에도 Janbu의 방법(점성토), Schmertmannn방법(사질토) 등 합리적인 산정방법들을 이용하여 검토한다.

압밀침하량은 압밀이 발생하는 지반에 한하여 산정하며, 유기점토나 점성토는 추가적으로 이차압밀침하를 산정한다.

허용침하량은 균등침하, 부등침하, 각변위 등으로 규정할 수 있으며 구조물의 종류, 형태, 기능에 따라 별도로 정한다. 별도의 기준이 없을 경우에는 국제적으로 통용되는 기준을 준용할 수 있다.

3.4 연약지반개량 기초의 설계

3.4.1 개 요

심층혼합처리공법은 원지반의 연약점성토와 고화제를 강제적으로 혼합하여 지반 중에 견고한 안정처리토를 형성하는 연약지반 개량공법으로서 구조물 기초에 적용한다.

심층혼합처리공법은 1960년대부터 지반의 강도증가와 침하감소를 목적으로 스웨덴과 일본에서 적용되기 시작하였으며(Porbaha, 1998), 일본에서는 1970년대부터 사용되었다. 일본에서는 육상공사의 약 60%, 북유럽에서는 85% 정도가 적용되고 있다(Terashi, 2002). 미국의 경우 1986년에 심층혼합처리공법을 처음 적용하기 시작하여 1990대 초부터 매우 활발하게 적용하고 있으며, 일본, 유럽과 더불어 심층혼합처리공법을 가장 많이 적용하고 있는 지역이 되었다(Terashi and Juran, 2000).

한국은 1985년 일본에서 심층혼합처리공법이 도입되어 현재는 항만 및 방파제공사와 흙막이공사에 적용되고 있으며, 대형 시공장비를 개발하여 싱가포르 등에 진출하여 해외실적이 증가하고 있다. 현재 심층혼합처리공법은 중국, 동남아시아 등 전세계적으로 활발하게 적용되고 있다.

이와 같이 유럽에서 시작된 심층혼합처리공법은 20여 년에 걸쳐 전 세계적으로 보급되었고, 각 나라별로 상황에 맞게 이용되면서 심층혼합처리공법의 적용범위가 다르게 나타나며, 설계방법에서도 차이를 보이고 있다.

한국은 일본 연안개발기술센터(沿岸技術研究センター, 1998)에 발간한 「해상공사에서의 심층혼합처리공법 기술매뉴얼」의 일부분을 인용하여 항만 및 어항 설계기준(2005)에 설계기준을 적용하고 있다. 일본은 국토교통성(Ministry of Land, Infrastructure and Transport)의 인증을 받아 국제적인 설계기준(CDIT, 2002)인 "The Deep Mixing Method"를 발간하였다. 유럽은 유럽표준위원회(CEN)에서 제정한 EN 14679(CEN, 2003) "Execution of Special Geotechnical Work - Deep Mixing"을 Eurocode를 설계기준으로 이용하고 있다. 미국은 연방정부에서 승인된 심층혼합처리공법의 설계기준이 마련되어 있지 않아, 플로리다주 교통국(Florida department of Transportation, FDOT)과 연방 교통국(U.S. Department of Trasportation)이 공동으로 준비한 "A Compendium of Ground Modification Techniques"을 설계기준으로 간주하였다.

심층혼합처리공법에서 개량체 제원의 결정은 안정성을 만족하고, 가장 경제적인 단면이 결정될 때까지 반복하여 계산하는 반복법을 사용하며, 그림 3.12과 같이 개량지반의 활동, 전도, 지지력의 외부안정과 압축응력, 전단응력, 압출의 내부안정, 원호활동 및 변위량을 검토한다.

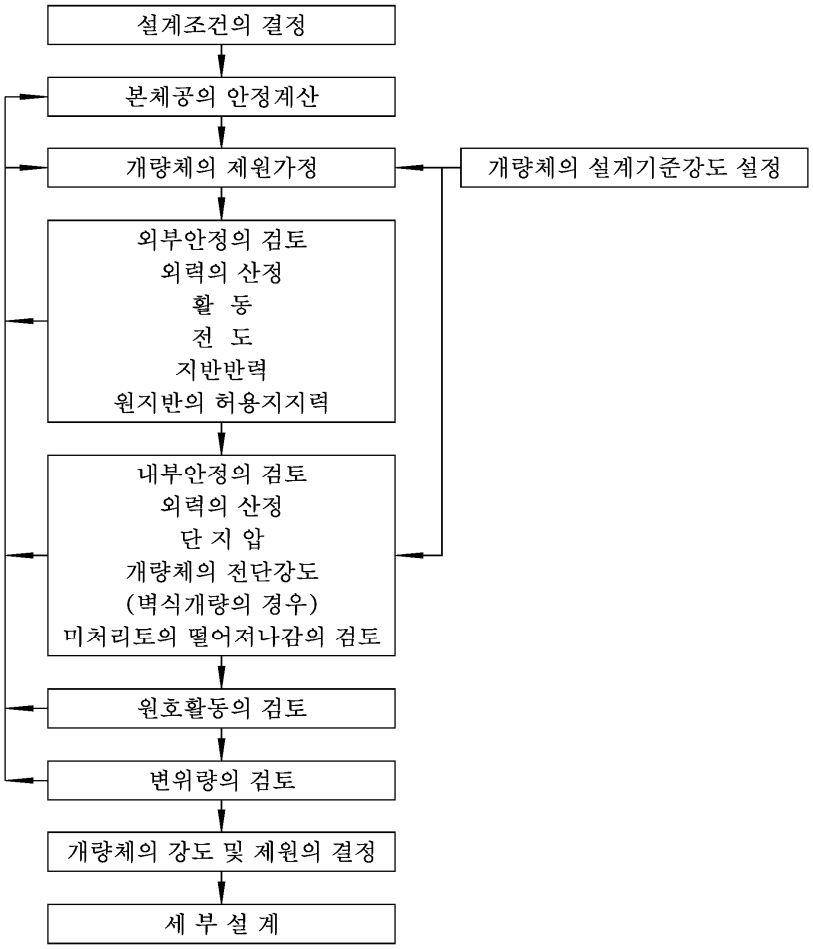
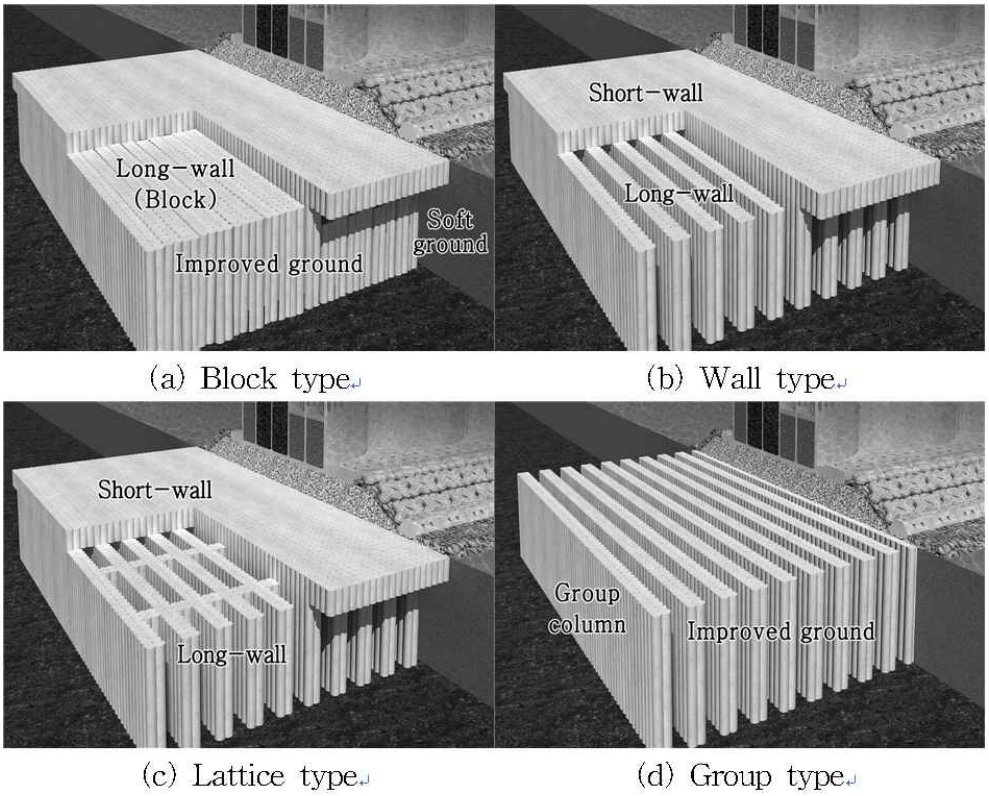


그림 3.12 심층혼합처리공법의 설계 흐름도(일본항만협회, 1999)

압출에 관한 검토는 개량형식이 벽식일 경우에만 수행되며, 개량체의 강도가 기초사석 및 지지층의 강도에 비해 크기 때문에 일반적으로 개량체를 통과하는 원호활동의 검토는 생략하여도 좋다고 규정하고 있다. 또한 개량지반이 부상형인 경우 측방유동이나 압밀에 의한 변위가 발생할 수 있으므로 이에 대한 검토를 수행하도록 하고 있다.

3.4.2 심층혼합처리 지반의 개량 형식

심층혼합처리공법은 여러 지반조건 하에서 다양한 상부 구조물의 기초로 이용하기 위하여 그림 3.13와 같이 블록식(block-type), 벽식(wall-type), 격자식(lattice-type), 접원식(group column-type) 등의 개량형식을 이용하고 있다(정경환, 2010).



(a) Block type (b) Wall type

(c) Lattice type (d) Group type

그림 3.13 심층혼합처리공법의 개량 형식

블록식 개량형식은 개량체를 모두 중첩시켜 연약지반의 90% 이상을 개량하는 방법으로 개량형식 중에서 안정성이 가장 높으나 공사비가 높고, 공기가 많이 소요된다. 벽식개량은 장벽과 단벽을 구조물의 종단방향으로 접하여 번갈아 배치하는 개량형식으로 블록식과 유사한 안정성을 확보할 수 있으면서도 블록식에 비해 공사비가 낮아 최근 항만공사에서 가장 많이 이용되고 있다. 장벽과 단벽의 전단 검토가 필요하며, 중첩부 시공관리가 요구된다. 격자식개량은 벽식개량과 같이 장벽과 단벽을 구조물의 종단방향으로 접하여 번갈아 배치하고, 격자 형태로 구조물의 횡단방향으로 장벽을 배치하는 개량형식이다.

3.4.3 심층혼합처리 지반의 설계외력 및 하중

심층혼합처리 지반에 작용하는 외력은 그림 3.14과 같이 상부구조물 및 뒷채움 사석, 매립토 중량에 의한 연직력과 주동 및 수동토압에 의한 연직력과 수평력, 잔류수압 또는 파압에 의한 수평력, 개량지반과 미개량지반의 자중에 의한 연직력, 지진시 관성력, 개량지반 저면에 작용하는 전단저항력, 지반반력 등이 있다.

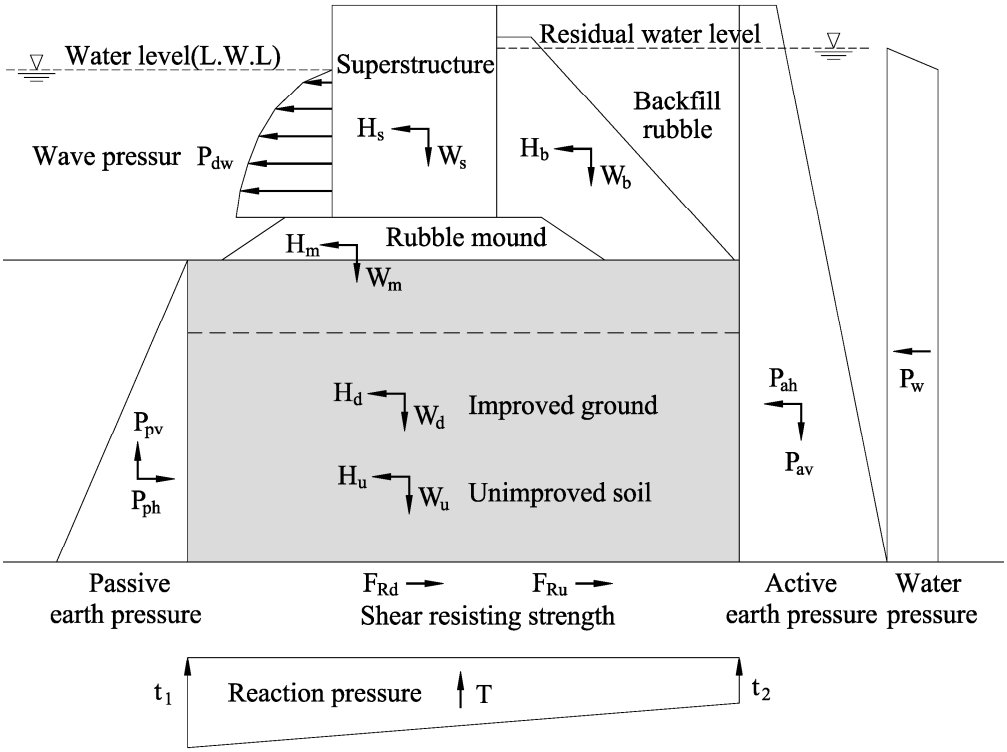


그림 3.14 심층혼합처리 지반에 작용하는 외력

3.4.4 심층혼합처리 지반의 파괴모드 및 한계상태함수

가. 개량지반의 활동

개량지반의 활동파괴는 그림 3.15과 같이 4가지 파괴형태로 발생될 수 있다. (a)는 개량지반 하부의 지지층에서 활동파괴가 발생하는 경우이며, (b)는 개량지반 내

에서 활동파괴가 발생하는 경우이다. (c)는 개량체 하부 지지층과 미개량지반 내에서 활동파괴가 발생하는 경우로 원지반 전단강도가 낮고 개량체 강도가 큰 경우에 해당하며, (d)의 경우에는 개량체와 미개량지반 하부 지지층에서 활동파괴가 발생하는 경우이며, 개량지반의 활동 파괴모드에 대한 한계상태함수는 식 3.56과 같다.

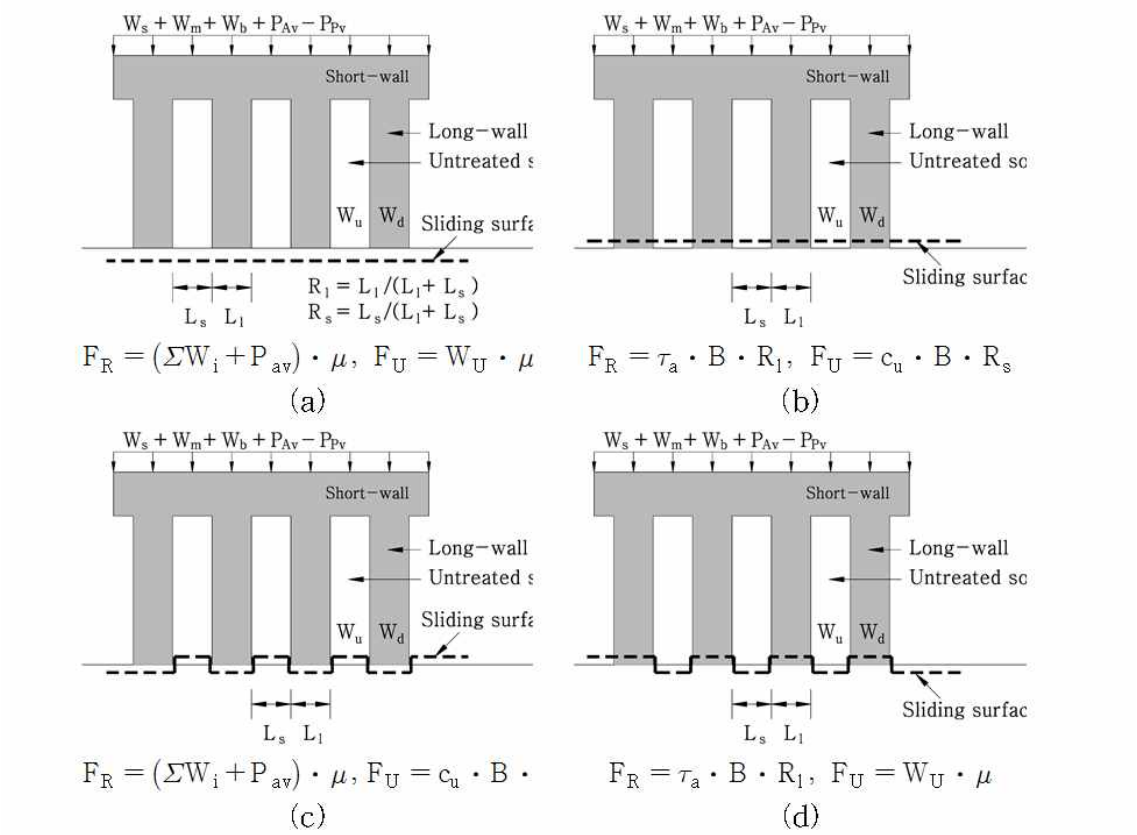


그림 3.15 개량지반의 활동파괴 형태

$$g(X) = R - S \tag{3.56}$$

$$R = P_{Ph} + F_{Rd} + F_{Ru}$$

$$S = P_{ah} + P_w + P_{dw}$$

여기서, $\Sigma P_R = P_{Ph} + F_R$ (kN/m)

$F_R = F_{Rd} + F_{Ru}$ (kN/m)

$F_{Rd} = \min\{(\Sigma W_i + P_{av}) \cdot \mu,\ \tau_a \cdot B \cdot R_l\}$,

$F_{Ru} = \min(W_u \cdot \mu,\ c_u \cdot B \cdot R_s)$

$\Sigma P_A = P_{Ah} + P_W$ (kN/m)

ΣW_i : 개량지반과 개량지반에 작용하는 유효중량 (kN/m)
$(=W_s + W_m + W_b + W_d + P_{Av} - P_{Pv})$

ΣH_i : 지진시 발생하는 관성력의 합력 (kN/m)
$(=H_s + H_m + H_b + H_d + H_u)$

W_s : 상부구조물의 유효중량 합력 (kN/m)

W_m : 기초사석의 유효중량 합력 (kN/m)

W_b : 뒤채움 사석 및 매립토의 유효중량 합력 (kN/m)

W_d : 개량체의 유효중량 합력 (kN/m)

W_u : 미개량지반의 유효중량 합력 (kN/m)

P_{ah} : 개량지반에 작용하는 주동토압의 수평 합력 (kN/m)

P_{ph} : 개량지반에 작용하는 수동토압의 수평 합력 (kN/m)

P_{av} : 주동측면에 작용하는 원지반의 연직 점착합력 (kN/m)

P_{pv} : 수동측면에 작용하는 원지반의 연직 점착합력 (kN/m)

P_w : 잔류수압의 합력 (kN/m)

P_{dw} : 파압의 합력 (kN/m)

τ_a : 개량체 전단강도 (kN/㎡)

μ : 마찰계수(사질토 지반 $\mu = \tan\phi$, 암반 $\mu = 0.6$)

c_u : 개량지반 저면의 비배수전단강도 (kN/㎡)

나. 개량지반의 전도

개량지반의 전도파괴는 그림 3.16와 같이 개량지반의 좌측 하단을 원점(점 O)으로 주동토압, 수압, 파압 등의 활동모멘트가 자중 및 수동토압 등에 의한 저항모멘트를 초과하는 경우 전도파괴가 발생한다.

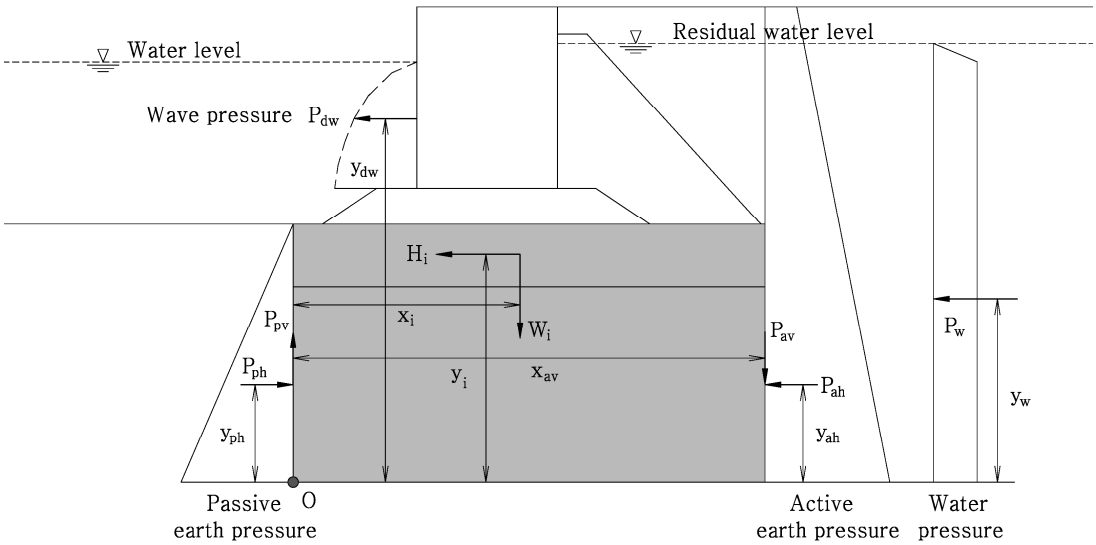


그림 3.16 전도파괴에 대한 개념도

미개량토가 점착력에 의해 장벽과 일체가 되어 거동하는 것으로 간주여 저항모멘트에 미개량토의 중량을 고려하여 전도파괴에 대한 한계상태함수는 식 3.57과 같이 정의된다.

$$g(X) = R - S \tag{3.57}$$

$$R = W_s x_s + W_m x_m + W_b x_b + W_d x_d + W_u x_u + P_{Av} x_{Av} - P_{Pv} x_{Pv}$$

$$S = P_w y_w + P_{dw} y_{dw} + P_{Ah} y_{Ah}$$

여기서, x_i : 개량지반 전면부에서 각 연직력의 합력 작용점과의 수평거리(m)

y_i : 개량지반 저면에서 각 수평력의 합력 작용점과의 연직거리(m)

다. 개량지반의 지지력

그림 3.17과 같이 외력과 모멘트 평형에 근거하여 계산된 개량지반 저면에 작용하는 최대 지반반력(t_1)이 개량지반 기초의 극한지지력(q_u) 보다 크게 되는 경우를 지지력파괴에 대한 한계상태함수로 식 3.57과 같이 정의하였다.

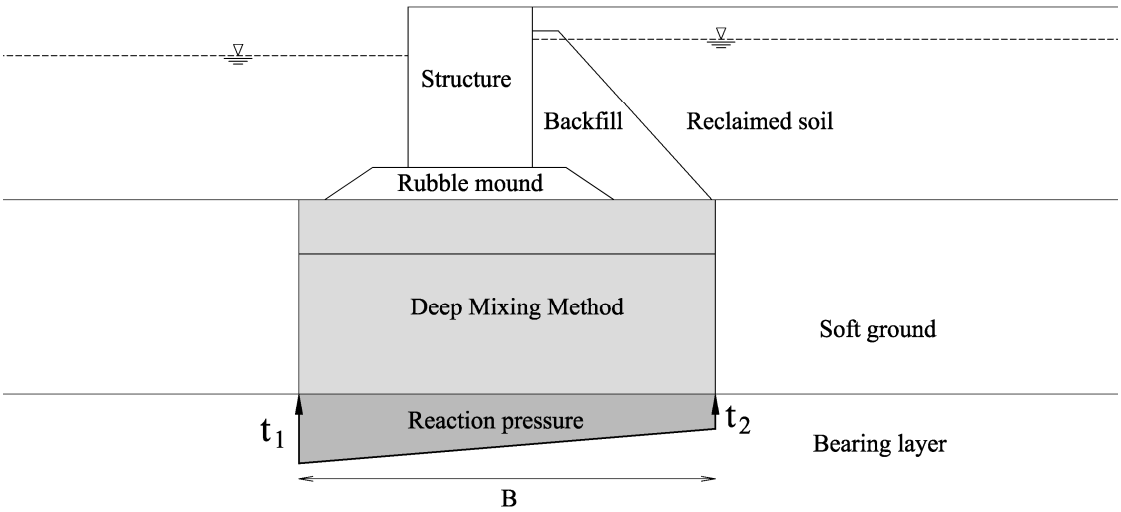


그림 3.17 지지력 파괴에 대한 개념도

개량지반의 지반반력은 식 3.58~3.59를 사용하여 산정하며, 연직하중은 장벽만으로 지지되므로 지반반력 산정값을 장벽의 비율(R_l)로 할증한다.

(1) 합력의 작용위치(X)와 편심거리(e)

$$X = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A - \Sigma M_{AH}}{\Sigma W_i + W_u} \tag{3.58a}$$

$$e = \frac{B}{2} - X \tag{3.58b}$$

여기서, X : 합력의 작용위치 (m)
e : 편심 (m)
B : 개량지반의 폭 (m)

(2) 지반반력

$e \leq B/6$인 경우 :

$$t_1 = \frac{\Sigma W_i + P_{av}}{B \cdot R_l}\left(1 + \frac{6e}{B}\right),\ t_2 = \frac{\Sigma W_i + P_{av}}{B \cdot R_l}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{3.59a}$$

e > B/6인 경우 :

$$t_1 = \frac{2(\Sigma W_i + P_{av})}{3X \cdot R_l}\ ,\quad t_2 = 0 \tag{3.59b}$$

여기서, t_1 : 개량지반의 최대 지반반력 (kN/㎡)

t_2 : 개량지반의 최소 지반반력 (kN/㎡)

R_l : 개량지반의 장벽 비$(= L_l/(L_l + L_s))$, 그림 3.11 참조

(3) 극한지지력

모래지반의 지지력에 영향을 미치는 복수기초의 간섭효과를 Terashi and Kitazume(1987)는 원심모형실험으로부터 확인하고 원지반의 극한지지력을 식 3.60~식 3.61와 같이 제안하였다. 극한지지력은 장벽비 R_l을 η로 표현하여 $1/\eta$이 1~3인 경우(개량율 33% 초과)와 3이상(개량율 33% 이하)인 경우로 구분하여 산정한다.

$$\frac{1}{\eta} \geq 3\text{인 경우} \quad : q_a = q_{aq} + q_{ar1} \tag{3.60a}$$

$$1 \leq \frac{1}{\eta} < 3\text{인 경우} : q_a = q_{aq} + q_{ar} \tag{3.60b}$$

여기서, q_a : 지지층의 허용지지력 (kN/㎡)

η : $L_l/(L_l + L_s)$

L_l : 장벽의 폭 (m), L_s : 단벽의 폭 (m)

$$q_{aq} = P_0(1 + N_q) \tag{3.61a}$$

$$q_{ar} = q_{ar1} + \frac{1}{2}(q_{ar2} - q_{ar1})\left(3 - \frac{1}{\eta}\right) \tag{3.61b}$$

$$q_{ar1} = \frac{1}{2}\gamma_2' L_l N_r\ ,\quad q_{ar2} = \frac{1}{2}\gamma_2' B N_r \tag{3.61c}$$

여기서, q_a : 지지층의 허용지지력 (kN/㎡)

γ_2' : 지지층의 유효단위중량 (kN/㎥)

P_0 : 지지층의 유효 상재압 (kN/㎡)

N_r, N_q : 지지력 계수

- 한계상태함수

$\frac{1}{\eta} \geq 3$인 경우 : $g(X) = R - S$ (3.62a)

$$R = P_0(1 + N_q) + \frac{1}{2}\gamma' L_1 N_r$$

$$S = t_1$$

$1 \leq \frac{1}{\eta} \leq 3$ 경우 :

$g(X) = R - S$ (3.62b)

$$R = P_0(1+N_q) + \frac{1}{2}\gamma' L_1 N_r + \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}\gamma' B N_r - \frac{1}{2}\gamma' L_1 N_r\right)\left(3 - \frac{1}{\eta}\right)$$

$$S = t_1$$

라. 개량지반의 압축응력(단지압)

개량지반의 최대 지반반력(t_1)을 개량지반 하단의 측면 구속압력(p_1)의 영향을 고려하여 산정된 개량체 압축응력(T_1)이 설계기준강도(f_c)를 초과할 경우 개량체의 압축파괴가 발생한다.

일반적으로 개량체의 허용압축강도는 식 3.63과 같이 개량체의 압축강도(q_{u1})에 단면유효계수(α), 중첩부 신뢰도지수(β), 현장 압축강도의 변동성에 대한 보정계수(γ), 실내배합 강도와 현장 강도의 비(λ), 안전율(F_s)을 고려하여 산정하고 있으나, 압축강도의 변동성에 대한 보정계수(γ)만을 개량체 강도의 불확실성에 포함시켰다. 따라서 본 연구에서는 개량체의 압축강도는 실내배합시험에 의한 압축강도(q_{u1})에 단면유효계수(α), 중첩부신뢰도지수(β), 실내배합 강도와 현장 강도의 비(λ)를 고려하여 한계상태함수를 정의하였다.

$$g(X) = R - S \tag{3.63}$$

$$R = f_c = \alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \overline{q_{ul}}$$

$$S = t_1 - K_0 \gamma_1' h$$

여기서, f_c : 개량체의 설계기준강도 (kN/㎡)

α : 단면유효계수,

β : 중첩부 신뢰도계수

λ : 실내배합 강도와 현장 강도의 비

q_{ul} : 실내배합시험에 의한 개량체의 압축강도 (kN/㎡)

t_1 : 개량지반의 최대 지반반력 (kN/㎡)

K_0 : 정지토압계수

γ_1' : 원지반의 유효단위중량 (kN/㎥)

h : 개량심도(m)

마. 개량지반의 전단응력

개량지반 내부에 발생하는 최대 전단응력은 그림 3.14~3.15와 같이 상부 구조물 법선 직하부(마운드 등에 의한 하중분포 고려)의 연직면에 발생하는 것으로 최대 전단응력이 전단응력을 초과하는 경우 파괴가 발생하며, 이때 한계상태함수는 식 3.64~3.65과 같이 정의된다.

(1) 장벽의 전단 파괴모드

$$g(X) = R - S \tag{3.64}$$

$$R = 1/2\ \alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \overline{q_{ul}}$$

$$S = (T_1 - W_1) / A$$

여기서, T_l : 개량지반 전면에서 검토위치 까지 장벽에 작용하는 지반반력의 합력(kN)

W_l : 개량지반 전면에서 검토위치 까지 상부 구조물의 중량(kN)

A : 그림 3.18에서 개량체 전단면(shear zone)의 단면적(㎡)

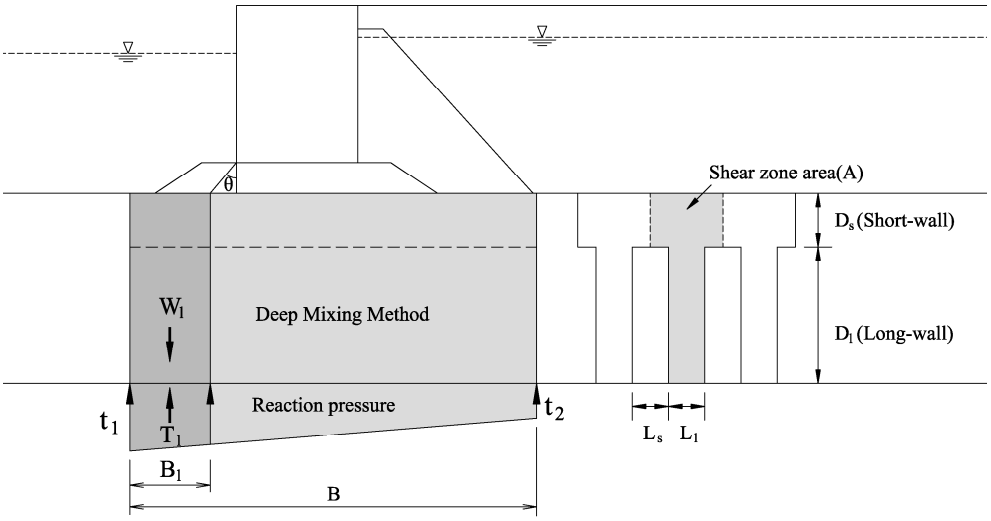


그림 3.18 장벽의 전단 파괴에 대한 개념도

(2) 단벽의 전단 파괴모드

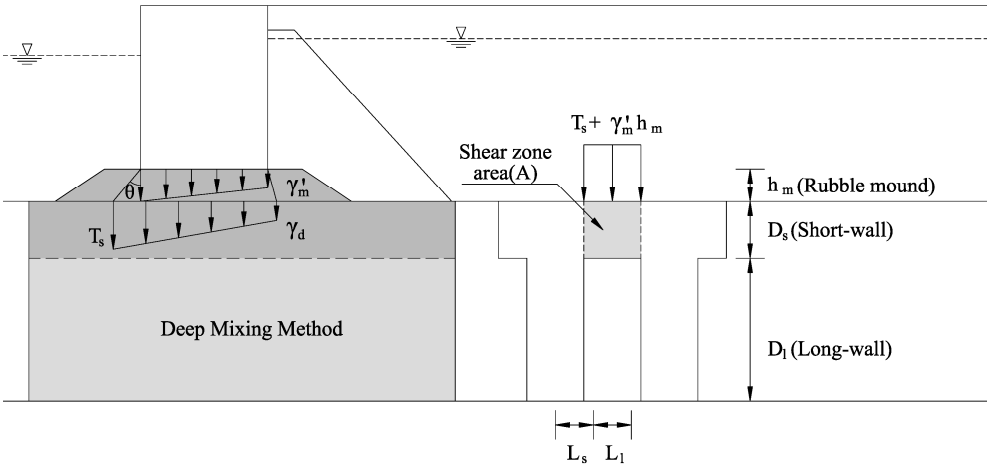


그림 3.19 단벽의 전단 파괴에 대한 개념도

$$g(X) = R - S \tag{3.65}$$

$$R = 1/2\,\alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \overline{q_{ul}}$$

$$S = \frac{(T_s + \gamma'_m h_m + \gamma_d D_s) L_s}{2D_s} = (T_s + P_m + P_d) \cdot R_s$$

여기서, T_s : 마운드에 의한 분포 후의 접지압 (kN/㎡)

γ'_m : 마운드의 단위중량 (kN/㎥)

h_m : 마운드의 두께 (m)

γ_d : 개량지반의 단위중량 (kN/㎥)

D_s : 단벽의 높이 (m)

L_s : 단벽의 폭 (m)

P_m : 마운드의 하중 (kN/㎡)

P_d : 개량체의 하중 (kN/㎡)

R_s : 개량지반의 단벽 비$(= L_s / (L_l + L_s))$, 그림 3.15 참조

바. 개량지반의 압출

벽식 개량형식인 경우 미개량토의 압출파괴에 대한 검토가 필요하다. 압출은 그림 3.20과 같이 주동토압과 수동토압의 불균형으로 인해 개량체 사이의 미개량토가 밀려나가는 현상으로 정의된다. 압출파괴 검토에서 장벽 사이의 연약토는 사각기둥 형태의 강성체로 움직이는 것으로 가정하며, 기둥의 폭과 길이는 각각 단벽의 폭(L_s)과 장벽의 길이(D_i)로 가정한다.

압출파괴의 검증에서 각 기둥의 높이를 변화시켜 계산된 최소 안전율은 허용치보다 높아야 하며, Terashi et al.(1983)은 파괴형태에 관한 일련의 원심모형실험을 수행하여 단순한 계산방법을 식 3.66와 같이 제안하였다.

$$g(X) = R - S \tag{3.66}$$

$$R = 2(L_s + D_i) \cdot B \cdot c_u + P_{ph}$$

$$S = P_{ah} + P_w \cdot D_i \cdot L_s$$

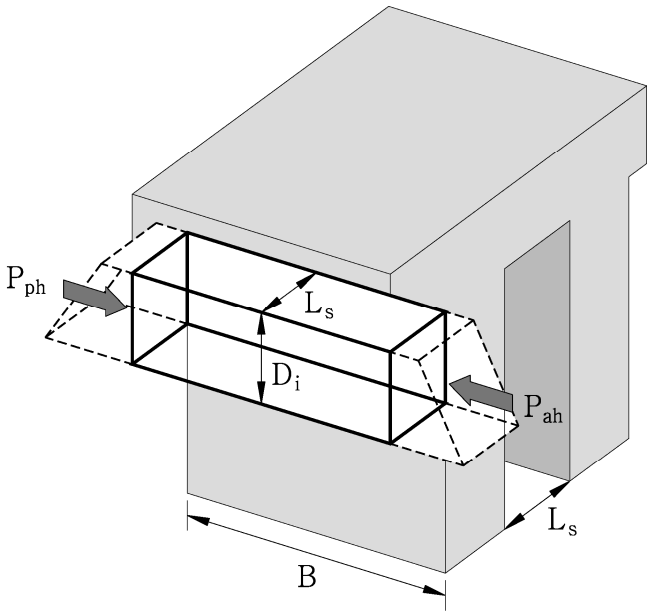


그림 3.20 압출 파괴에 대한 개념도

3.4.5 심층혼합처리 지반의 한계상태 평가 항목

한국 및 일본의 설계기준에서는 개량형식별 설계순서와 검토항목, 구조계산 과정을 비교적 상세하게 규정하고 있다. 반면 유럽과 미국의 설계기준에서는 개량형식별로 검토항목을 서술하고는 있으나, 그 개념만으로 설계를 수행하기에는 충분히 기술되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 한국 및 일본의 설계기준을 중심으로 심층혼합처리공법의 성능평가 표준화 항목을 구성하고자 한다.

심층혼합처리 지반의 각 한계상태에 대한 요구성능 수준에 따른 성능평가 항목을 표 3.1에 나타내었다. 극한한계상태에서는 요구성능을 만족하기 위한 세부 성능평가 항목으로 심층혼합처리 지반의 내부안정에 대한 검토항목인 압축응력 및 전단응력과 상부 구조물을 포함한 지반의 외부안정에 대한 검토항목인 활동, 전도, 지지력, 원호활동을 선정하였다. 사용한계상태는 변형(침하)에 대한 검토를 선정하였다.

구조물 기초 종류별로 한계상태에 대한 요구성능 수준에 따른 검토항목을 분석하였다. 각 한계상태에 대하여 공통적으로 기초에 작용하는 하중을 검토하며, 국내외 구조물 기초 설계기준에서 제시되고 있는 설계항목을 기준으로 조사하였다. 극한한계상태와 사용한계상태에 대하여 각 구조물의 종류별로 필요한 평가항목을 표 3.1에 나타내었다.

극한한계상태에서는 구조물 기초의 전도, 활동, 지지력과 기초 재료의 구조적 파괴(내부안정성) 등이 성능평가 항목으로 구성되며, 사용한계상태에서는 구조물 기초의 침하와 상부 구조물을 포함한 기초의 전체 원호활동 안정성과 같은 변위가 성능평가 항목으로 표 3.24와 같이 구성된다.

표 3.24 각 한계상태 및 요구성능에 대한 세부 성능평가 항목

한계상태	요구 성능	세부 성능평가 항목
극한한계 상 태	• 기초 내부파괴 및 과도한 변형이 발생하지 않음 • 상부 구조물이 붕괴되지 않음	• 응력(압축응력, 전단응력) • 활동, 전도, 지지력, 원호활동
사용한계 상 태	• 보수 · 보강을 필요로 하는 피해가 발생하지 않음 • 상부 구조물에 유해한 잔류변형(침하)이 발생하지 않음	• 변형(침하)

3.5 옹벽의 설계

옹벽의 한계상태설계는 사용한계상태와 극한한계상태로 구분되며, 각각의 한계상태에 따라 평가항목이 분류된다. 또한, LRFD와 Eurocode는 평가항목이 다소 상이하므로 설계시 이를 충분히 고려해야 한다.

표 3.25 옹벽의 한계상태설계시 평가항목

구분	Load and Resistance Factor Design (AASHTO)	Limit State Design (Eurocode7)
사용 한계상태	침하량 및 변위 지지력 상부 구조물을 포함한 전체 안정성	변위
극한 한계상태	활동 전도 지지력 재료의 구조적 파괴	활동 전도 지지력 보강재의 인발력(Anchor 등) 상부구조물을 포함한 전체 안정성

3.5.1 Load and Resistance Factor Design(LRFD)

가. 사용한계상태의 평가항목

LRFD에서의 사용한계상태 평가항목은 다음과 같다.

- 기초의 침하량 및 변위
- 기초의 지지력
- 상부 구조물을 포함한 전체 원호 활동파괴

(1) 침하

옹벽 구조물의 기초 침하는 실내시험결과나 현장시험결과에 근거한 변형 해석을 통해 산정한다. 해석에 이용되는 제반 지반정수는 지반의 응력이력, 시공순서, 지층 영향 등을 고려하여 산정한다. 시간 의존적 영향을 포함한 총 침하량과 부등침하량 모두를 고려해야 한다.

탄성, 압밀 그리고 이차압축침하를 모두 합친 총 침하량(S_t)은 다음과 같다.

$$S_t = S_e + S_C + S_s \tag{3.67}$$

여기서, S_e = 즉시(탄성)침하량(mm)

S_c = 압밀침하량(mm)

S_s = 이차압축침하량(mm)

성토 하중이나 수평 또는 편심 하중, 그리고 사질토의 기초에 작용하는 동적인 활하중이나 지진으로 인한 진동하중 등과 같은 요소들도 적절하게 고려되어야 한다. 원(혹은 정사각형)이나 $L > 5B$인 긴 직사각형 기초 아래에서 증가하는 연직 하중 분포는 그림 3.21을 사용하여 구할 수 있다.

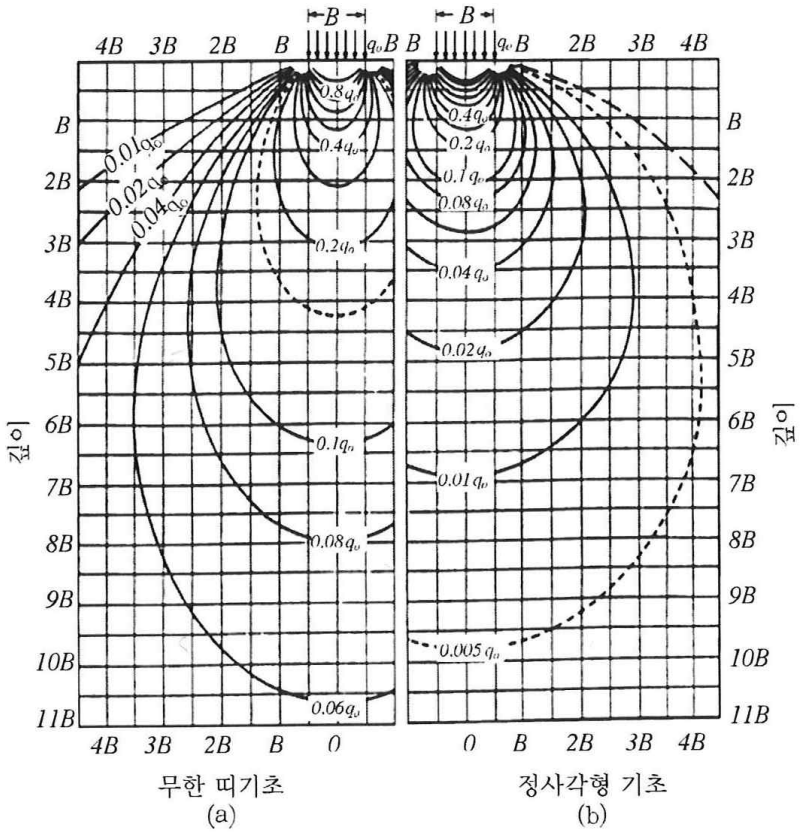


그림 3.21 정방형 기초의 Boussinesq 연직응력 분포(Sowers, 1979)

(가) 사질토상의 기초 침하

사질토에 설치된 기초의 탄성침하는 다음의 식을 사용하여 구할 수 있다.

$$S_e = \frac{q_o(1-\nu^2)\sqrt{A}}{E_s \beta_z} \tag{3.68}$$

여기서, q_o = 하중강도(MPa)

A = 기초면적(mm^2)

E_s = 실내시험결과 대신 표 3.26에 제시된 탄성계수(MPa)

ν = 포아송비 현장이나 실내시험을 수행하지 않은 경우 표 3.26 값 사용

β_z = 표 3.26에 제시된 형상계수

E_s가 깊이에 따라 크게 변하지 않는 한, E_s는 기초 아래에서 기초폭의 1/2나 2/3 정도의 깊이에서 결정되어야 한다. 만일 지반탄성계수가 깊이에 따라 변한다면 E_s의 가중 평균을 사용할 수도 있다. 표 3.26에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

N = 표준관입시험(SPT) 값　　N_1 = 깊이에 따른 SPT 수정값

S_u = 비배수 전단강도(MPa)　　q_c = 콘 관입저항력(MPa)

표 3.26 미 해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후 수정된 다양한 흙에 대한 탄성계수

흙의 종류	범위 탄성계수, E_s(MPa)	포아송비, ν	N값을 이용한 E_s의 산정	
			흙의 종류	E_s(MPa)
점성토:			실트, 사질토질 실트, 약간의 점착력 혼합토	$0.4N_1$
부드럽고 민감	2.4~15		매우 가늘거나 중간정도의 사질토와 약간의 실트질 사질토	$0.7N_1$
중간정도 굳거나 굳음	1550	0.4~0.5 (비배수)		
매우굳음	50~100		굵은 사질토와 약간의 자갈이 섞인 사질토	$1.0N_1$
			사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
황토	15~60	0.1~0.3	사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
실트	2~20	0.3~0.35		
가는사질토			S_u을 이용한 E_s의 산정	
느슨	7.5~10			
중간	10~20	0.25		
조밀	20~25		부드럽고 민감한 점성토	$400S_u$~$1000S_u$
사질토:			중간정도 굳거나 굳은 점성토	$1500S_u$~$1000S_u$
느슨	10~25	0.20~0.35		
중간	25~50		매우 굳은 점성토	$3000S_u$~$4000S_u$
조밀	50~75	0.30~0.40		
자갈:			q_c을 이용한 E_s의 산정	
느슨	25~75	0.2~0.35		
중간	75~100		사질토의 흙	$4q_c$
조밀	100~200	0.3~0.4		

표 3.27 강성에 따른 형상계수(EPRL, 1983)

L/B	연성, β_Z (평균)	강성, β_Z
원형	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

(나) 점성토상의 기초 침하

점성토 위에 있는 기초에 대해서는 탄성침하량 외에도 압밀침하량을 산정해야 한다. 소성이 큰 점성토나 유기질 점성토에서는 이차압축침하량이 중요하므로 침하해석시 이를 포함시켜야 한다.

실내시험결과를 간극비(e)로 표시할 때, 완전히 포화되었거나 거의 포화된 점성토에 놓인 기초의 압밀침하량은 다음과 같다.

- 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_{cr}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_{cr}\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \tag{3.69}$$

- 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \tag{3.70}$$

- 비압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_c\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right)\right] \tag{3.71}$$

실내시험결과를 연직변형률(ϵ_v)로 표시할 때, 압밀침하량은 다음과 같다.

- 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = H_c \left[C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_{ce} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \tag{3.72}$$

- 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \tag{3.73}$$

- 비압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_{pc}'} \tag{3.74}$$

여기서, H_c = 압축성 토층 깊이(mm)

e_o = 초기 연직유효응력에서 간극비

C_r = 그림 3.22에서 정의된 재압축지수

C_c = 그림 3.22에서 정의된 압축지수

$C_{c\epsilon}$ = 압축지수

$C_{r\epsilon}$ = 재압축지수

σ_p' = 기초 아래 일정 깊이의 과거 최대 유효연직응력

σ_o' = 기초 아래 일정 깊이의 초기 유효연직응력

σ_f' = 기초 아래 일정 깊이의 최종 유효연직응력

σ_{pc}' = 지반의 현재 연직유효응력, 단 기초의 무게로 인한 추가적인 응력은 포함시키지 않음

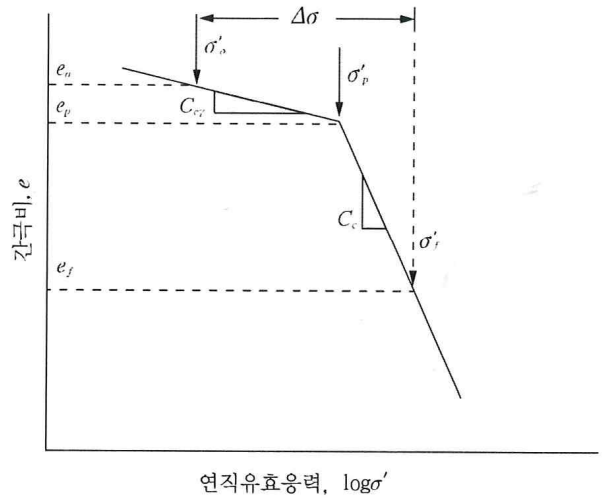


그림 3.22 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 간극비 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

압축성 점성토층의 두께보다 기초의 폭이 상대적으로 작을 경우에는 다음과 같이 3차원 하중효과를 고려해야 한다.

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \tag{3.75}$$

여기서, μ = 그림 3.23에서 정의된 감소계수

$S_{c(1-D)}$ = 1차원 압밀침하량(mm)

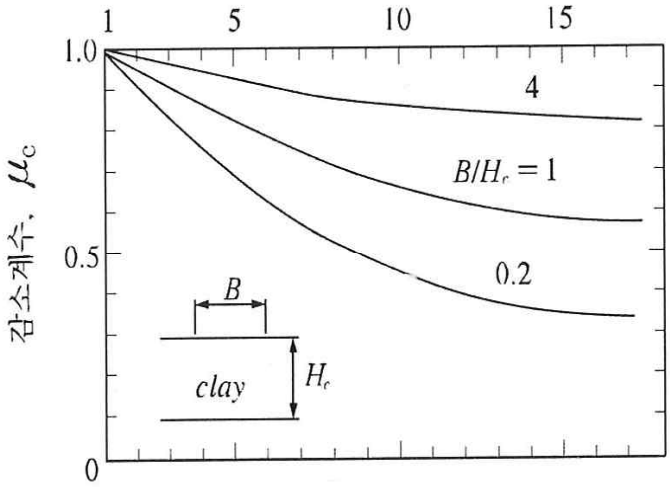


그림 3.23 3차원 압밀침하 효과를 고려한 감소계수(EPRI, 1983)

1차원 압밀침하량이 원하는 압밀도에 도달하는 데 걸리는 시간(t)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \tag{3.76}$$

여기서, T = 그림 3.24에서 정의된 시간계수

H_d = 압축성 점성토층의 최대 배수길이(mm)

c_v = 불교란시료를 이용한 실내 압밀시험의 결과 혹은 피에조미터나 피에조콘을 이용하여 현장에서 구한 압밀계수($mm^2/yr.$)

점성토에서 기초의 이차압축침하량은 다음과 같이 산정한다.

$$S_s = C_{ae} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \tag{3.77}$$

여기서, t_1 = 이차압축침하가 시작되는 시간, 보통 평균압밀고 90%에 도달한 시간(yr.)

t_2 = 구조물의 사용 수명을 대표하는 임의의 시간(yr.)

C_{ae} = 불교란시료의 실내압밀시험의 결과로 구한 이차압축 침하계수

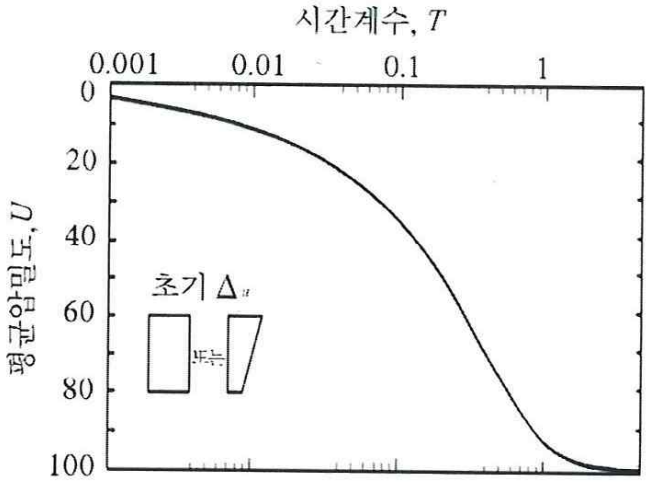


그림 3.24 시간계수 T에 대한 압밀도(EPRI, 1983)

(다) 암반상의 기초 침하

암반이 파쇄되어 있거나 절리가 발달하여 양호한 암반 조건을 충족시키지 못하다면 암반의 종류, 불연속면의 상태, 풍화 정도 등 침하분석이 고려되어야 한다. 파쇄되어 있거나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 탄성침하량은 다음과 같다.

- 원형(혹은 정사각형) 기초

$$P = q_o(1-\nu^2)\frac{rI_p}{E_m} \tag{3.78}$$

여기서, $I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_Z}$

- 직사각형 기초

$$P = q_o(1-\nu^2)\frac{BI_p}{E_m} \tag{3.79}$$

여기서, $I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_Z}$

q_o = 재하면적 바닥의 연직응력(MPa)

ν = 포아송 비

r = 원형 기초의 반지름 또는 정사각형 기초의 B/2(mm)

I_p = 기초의 강성과 치수(dimension)를 고려한 영향계수

E_m = 암반의 변형계수(MPa)

β_Z = 기초의 모양과 강성에 관한 계수

강성기초의 경우 I_p는 β_Z를 이용하여 구할 수 있다. 실내시험결과를 이용할수 없다면 암반의 종류에 따른 전형적인 포아송 비(ν)를 표 3.28에서 구한다. 암반의 변형계수인 E_m은 암질지수(RQD)로부터 계산된 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수 α_E와 일축압축시험으로부터 구한 신선암의 탄성계수 E_o를 곱하여 다음과 같이 구할 수 있다(Gardner, 1987).

$$E_m = \alpha_E E_o \tag{3.80}$$

여기서, $\alpha_E = 0.0231(\mathrm{RQD}) - 1.32 \geq 0.15$

예비설계 단계 혹은 시공 현장의 시험결과를 이용할 수 없을 경우에는 표 3.29을 이용하여 E_o을 구할 수 있다.

표 3.28 신선암(intact rock)의 포아송비(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	포아송비, ν			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
반려암	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
휘록암	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
현무암	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
석영암	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
대리석	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
편마암	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
편암	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
사암	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
실트암	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
셰일	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
석회암	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
백운암	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

표 3.29 신선암(intact rock)의 탄성계수(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	탄성계수, $E_0(MP_a \times 10^3)$			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	26	26	100.0	6.410	52.70	24.48
섬록암	3	3	112.0	17.100	41.40	42.68
반려암	3	3	84.1	67.60	75.80	6.69
휘록암	7	7	104.0	69.000	88.30	12.27
현무암	12	12	84.1	29.000	56.10	17.93
석영암	7	7	88.3	36.500	66.10	16.00
대리석	14	13	73.8	4.000	42.60	17.17
편마암	13	13	82.1	28.500	61.10	15.93
점판암	11	2	26.1	2.410	9.58	6.62
편암	13	12	69.0	5.930	34.30	21.93
천매암	3	3	17.3	8.620	11.80	3.93
사암	27	19	39.2	0.620	14.70	8.20
실트암	5	5	32.8	2.620	16.50	11.38
셰일	30	14	38.6	0.007	9.79	10.00
석회암	30	30	89.6	4.480	39.30	25.72
백운암	17	16	78.6	5.720	29.10	23.72

(2) 변위

옹벽의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명 그리고 실용성 차원의 변위 한도에 따라 침하량과 횡방향 변위량의 기준을 설정한다. 경험적인 방법과 해석적인 방법 또는 두 방법 모두를 고려하여 허용변위 기준을 제시해야 한다.

(3) 지지력

암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지지력이 암석의 일축압축강도와 기초 콘크리트의 공칭저항력 중

어느 하나보다 크다면, 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 공칭저항력 중에서 작은 값을 추정지지력으로 한다. 콘크리트의 공칭저항력은 $0.3f_c'$으로 간주할 수 있다.

(4) 전체 안정성

배면경사가 있는 옹벽의 전체 안정성은 해석시 한계평형방법을 사용하여 평가하여야 한다. 시공 편의상 임시로 절토하는 경우도 그 경사에 대해 전체 안정성을 평가해야 한다.

연약한 지반위에 시공하는 교대나 옹벽 등에 대해서는 별도의 조사, 시험 및 해석이 필요하다. 사면의 전체 안정성에 대한 평가는 사용하중조합 및 적합한 저항계수에 따라서 기초의 유무와 관계없이 검토하여야 한다. 저항계수는 더욱 상세한 자료가 없을 경우에는 다음의 값을 사용할 수 있다.

- 지반정수가 분명하고 경사면이 구조요소를 지지하거나 미포함 하는 곳 : 0.75
- 지반정수가 분명치 않거나 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하는 곳 : 0.65

나. 극한한계상태의 평가 항목

LRFD의 극한한계상태 평가항목은 다음과 같다.

- 활동
- 전도
- 지지력
- 구조적 파괴

(1) 지지력

지지력은 다음의 토압분포를 가정하고 계수가 적용된 하중과 지지력을 이용하여 극한한계상태에 대하여 검토하여야 한다.

(가) 벽체가 토질기초에 지지되는 경우 :

수직응력은 그림 3.25에 나타낸 바와 같이 유효 저판 면적에 일정하게 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 수직응력은 다음 식으로 계산한다.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B-2e} \tag{3.81}$$

여기서, ΣV = 수직력의 합, 다른 변수들은 그림 3.5에 정의되어 있다.

(나) 벽체가 암반기초에 지지되는 경우 :

수직응력은 그림 3.26에 나타낸 바와 같이 유효 저판면적에 선형 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위에 있을 경우에는,

$$\sigma_{v\max} = \frac{\Sigma V}{B}(1+6\frac{e}{B}) \tag{3.82}$$

$$\sigma_{v\min} = \frac{\Sigma V}{B}(1-6\frac{e}{B}) \tag{3.83}$$

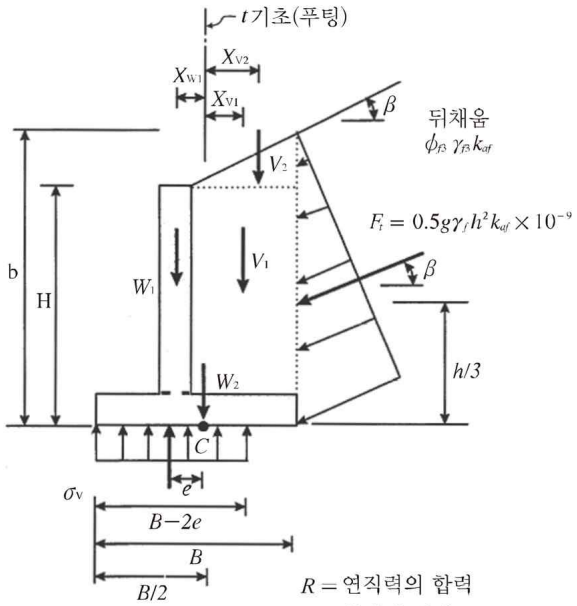
여기서, 변수들은 그림 3.26에 정의되어 있다.

만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위를 벗어날 경우에는,

$$\sigma_{v\max} = \frac{2\Sigma V}{3[(B/2)-e]} \tag{3.84}$$

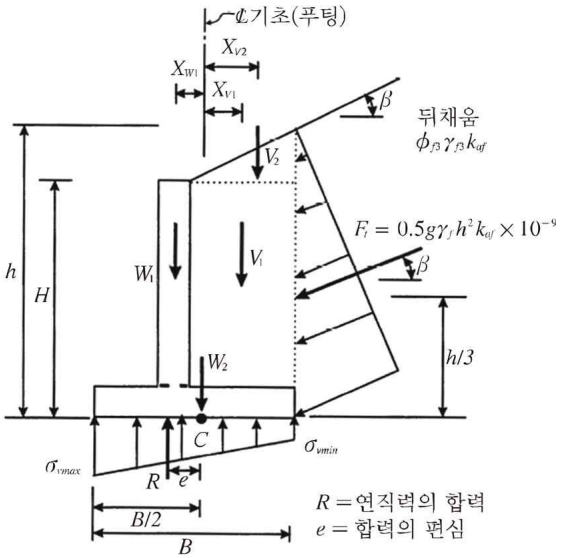
$$\sigma_{v\min} = 0 \tag{3.85}$$

여기서, 변수들은 그림 3.26에 정의되어 있다.



$$e = \frac{(F_r Cos\beta)\,h/3 - (F_r \sin\beta)\,B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_r \sin\beta}$$

그림 3.25 토질기초에 지지된 벽체의 지지력 기준



만약 $e>B/6$이면 σ_{vmin}은 0으로 떨어지고 "e"가 증가함에 따라 연직응력 D인 푸팅의 뒷굽의 부분은 증가한다.

점 C에 관한 모멘트 합

$$e = \frac{(F_T Cos\beta)\,h/3 - (F_r \sin\beta)\,B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_r \sin\beta}$$

그림 3.26 암반기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

(2) 전도

지반면 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 1/2 범위에 있도록 하여야 한다. 토사 위의 기초의 경우 반력의 합력은 $\frac{B}{4}$ 혹은 $\frac{L}{4}$범위에 있어야 하며, 암반 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 $\frac{3B}{8}$ 혹은 $\frac{3L}{8}$ 범위에 있도록 하여야 한다.

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{4}(\text{토사}),\ \frac{3B}{8}(\text{암반}) \tag{3.86}$$

여기서, e : 합력의 편심거리, x : 작용점($x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d}$), B: 저판 폭

(3) 수동 저항력

벽체 바닥면이 최대 세굴깊이, 동결깊이 또는 기타 교란깊이 아래까지 근입되지 않은 경우에는 안정성 계산시 수동저항력은 무시한다. 벽체 바닥면이 위의 여러 깊이 중에서 가장 큰 값보다 더 아래까지 근입된 경우에 한하여 수동저항력이 유효하다고 볼 수 있다. 교대 또는 재래식 옹벽의 전면에서 산정된 수동저항력은 벽체가 전면으로 과다한 변위를 발생시키지 않을 정도로 충분히 커야 한다. 만일 수동저항을 제공할 흙이 연약하고 느슨하거나 교란되었을 경우 또는 흙과 벽체 사이가 느슨할 경우에는 수동저항력을 무시하여야 한다.

(4) 활동

옹벽 구조물에 대해서는 활동에 의한 파괴여부를 조사해야 한다. 점성토 위에 설치된 기초에 대해서는 점성토와 기초 사이에 수축에 의한 틈새 발생 가능성을 고려해야 한다. 만약 활동에 대한 저항력에 수동토압이 포함된 경우, 장래에 기초 전면의 흙이 제거될 수 있는 가능성을 함께 고려해야 한다.

활동파괴에 대한 설계 저항력은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \tag{3.87}$$

여기서, ϕ_τ = 표 3.30에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = 표 3.30에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

만약 기초 아래 흙이 사질토라면,

$$Q_\tau = V\tan\delta \tag{3.88}$$

여기서, 현장타설 콘크리트 기초에 대해서는 $\tan\delta = \tan\phi_f$

프리캐스트 콘크리트 기초에 대해서는 $\tan\delta = 0.8\tan\phi_f$

여기서, ϕ_f = 흙의 내부마찰각(°)

V = 총연직력(N)

점성토에 설치된 기초의 활동저항은 다음과 같은 사항 중에서 작은 값을 택해야 한다.

- 점성토의 점착력
- 옹벽에 대해 그림 3.23에 나타낸 것과 같이 기초가 적어도 150 mm 이상 다져진 사질토 위에 놓이는 경우에 기초와 흙 사이 경계면상 수직응력의 1/2

표 3.30 얕은 기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법/흙/조건			저항계수	
			국내 도로교 설계기준	AASHTO LRFD
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50	0.50~0.60
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.50	0.45
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.45	0.35
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45	0.45~0.55
		암반위에 설치된 기초	0.45	0.60
		평판재하시험	0.55	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85	0.80~0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90	1.00
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50	0.50
전체 안정성		지반의 강도정수가 양호하고, 사면에 보강 구조물이 없는 경우	-	0.85
		지반의 강도정수가 한정된 데이터에 근거하고, 사면 보강 구조물이 있는 경우	-	0.65

다음은 그림 3.27에 적용된 기호이다.

q_s = 단위 전단저항력, S_u 또는 $0.5\sigma'_v$ 중 작은 값

Q_τ = 그림 2.27의 q_s 면적(어둡게 칠한 면적)

S_u = 비배수 전단강도(MPa)

σ'_v = 유효연직응력

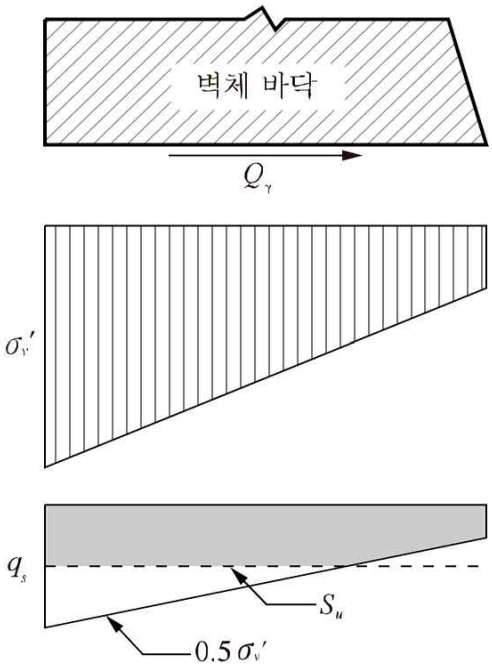


그림 3.27 점성토에 설치된 옹벽의 활동 저항력을
산정하는 과정

(5) 구조적 파괴에 대한 안전성

각 벽체 요소와 벽체 기초의 구조적 안전성은 모든 토압, 상재하중, 수압, 그리고 지진토압에 저항할 수 있도록 설계하며, 콘크리트의 내구성과 피복두께 검토 항목에 충족하여야 한다.

3.5.2 Limit State Design(Eurocode7)

가. Design Approach

Eurocode7에서는 Design Approach의 1, 2, 3의 세가지 중에서 하나 이상의 설계 방법을 선택하여 검토한다. 표 3.31를 살펴보면, 설계대상의 형식에 따라 Design Approach가 1, 2, 3로 구분되며, Favourable, Unfavourable으로 구분하여 설계시 부분계수의 값을 설계자가 선택하여 적용토록 한다.

표 3.31 Design Approach(Decoding Eurocode7, 2008)

Structure	Partial factor sets uesed in Design Approach..			
	1		2	3
	combination 1	combination 2		
General	A1&M1&R1	M2&A2&R1	A1&R2 &M1	A1*&M2&A2**&R3
Slopes			E1&R2&M1	M2&E2&R3
Piles and Anchorage	A1&R1&M1	R4&A2&M1	A1&R2&M1	A1*&M2&A2**&R3
*on structural action doubly underlined sets = major partial factors			**on geotechnical action underlined sets = minor partial factor	

옹벽의 경우는 General에 해당하며, 일반적으로 Design Approach 1의 Combination 2 (M2&A2&R1)를 적용하도록 한다(Eurocode7:Geotechnical Design, BS EN 1997-1:2004). 여기서, M은 Material, A는 Action, R은 Resistance, E는 Action Effect를 의미한다.

Design Approach 1에 해당되는 부분계수는 표 3.32과 같다.

표 3.32 Design Approach 1의 부분계수 값(Decoding Eurocode7, 2008)

Design Approach 1			Combination 1			Combination 2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Permanent action(G)	Unfavourable	γ_G	1.35			1.0		
	Favourable	$\gamma_{G.fav}$	1.0			1.0		
Variable action(Q)	Unfavourable	γ_Q	1.5			1.3		
	Favourable	$\gamma_{Q.fav}$	0			0		
Coeff. pf shearing resistance($\tan\phi$)		γ_ϕ		1.0			1.25	
Effective cohesion(c')		$\gamma_{c'}$		1.0			1.25	
Undrained strength(c_u)		γ_{cu}		1.0			1.4	
Unconfined compressive strength(q_u)		γ_{qu}		1.0			1.4	
Weigth density(γ)		γ_γ		1.0			1.0	
Resistance(R)		γ_R			1.0			1.0

나. 사용한계상태의 평가항목

Limit State Design(Eurocode7)에서는 변위만을 사용한계상태 평가항목으로 규정하고 있으며, 유사한 지반, 구조물과 적용 방법에 대한 경험을 바탕으로 비교 검토를 통해 허용변위 기준을 제시토록 하였다. 또한, 설계시 예상변위가 한계치를 넘지 않도록 확인하도록 규정하고 있다.

다. 극한한계상태의 평가항목

Limit State Design(Eurocode7)의 극한한계상태 평가항목은 다음과 같다.

- 활동
- 전도
- 지지력
- 보강재의 인발력(보강토 옹벽, Anchor 보강시에만 해당)
- 상부구조물을 포함한 전체 안정성

(1) 활동

Limit State Design(Eurocode7)의 활동검토는 다음 식을 이용한다.

$$H_d = P_a + P_{aq} \tag{3.89}$$

여기서, H_d : 주동토압의 합력

P_a : 옹벽에 작용하는 주동 토압($P_a = \frac{\gamma_G \times K_a \times \gamma_t \times H^2}{2}$)

P_{aq} : 상재하중에 의한 주동 토압($P_{aq} = \gamma_Q \times K_a \times q \times H$)

$K_a = \frac{1-\sin\phi_d}{1+\sin\phi_d}$

$\phi_d = \tan'\left(\frac{\tan\phi}{\gamma_\phi}\right)$

$$H_{Rd} = \frac{V_d \times \tan\delta_d}{\gamma_{Rh}} > H_d \tag{3.90}$$

여기서, H_{Rd} : 옹벽에 작용하는 수동저항력

V_d : 옹벽에 작용하는 연직력의 합($V_d = \sum(W_n \times \gamma_G) + q_a \times \gamma_Q$)

$\tan\delta_d$: 옹벽 저면과 지반과의 마찰(접지압)($\delta_d = \tan'\left(\frac{\tan\phi}{\gamma_\phi}\right)$)

(2) 전도

Limit State Design(Eurocode7)에서의 편심검토는 허용응력설계법과 동일하며, 외력의 합력이 $\frac{B}{6}$ 이내에 작용하도록 한다.

$$M_r \geq M_o \tag{3.91}$$

여기서, M_r : 저항 모멘트($M_r = \sum(W_n \times \gamma_G \times y_n) + q_a \times \gamma_Q \times x$)

M_o : 전도 모멘트($M_o = P_a \times \frac{H}{3} + P_{aq} \times \frac{H}{2}$)

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6} \tag{3.92}$$

여기서, e : 합력의 편심거리, x : 작용점($x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d}$), B : 저판 폭

(3) 지지력

지지력에 대한 평가는 다음 식을 사용한다.

$$V_d \leq R_d \tag{3.93}$$

여기서, V_d : 옹벽에 작용하는 연직력의 합

R_d : 옹벽 저면의 지반의 지지력

(4) 전체 안정성

Limit State Design(Eurocode7)에서는 옹벽의 전체 안정성에 대해 기존 사면안

정과 동일하게 한계평형해석을 실시한다.

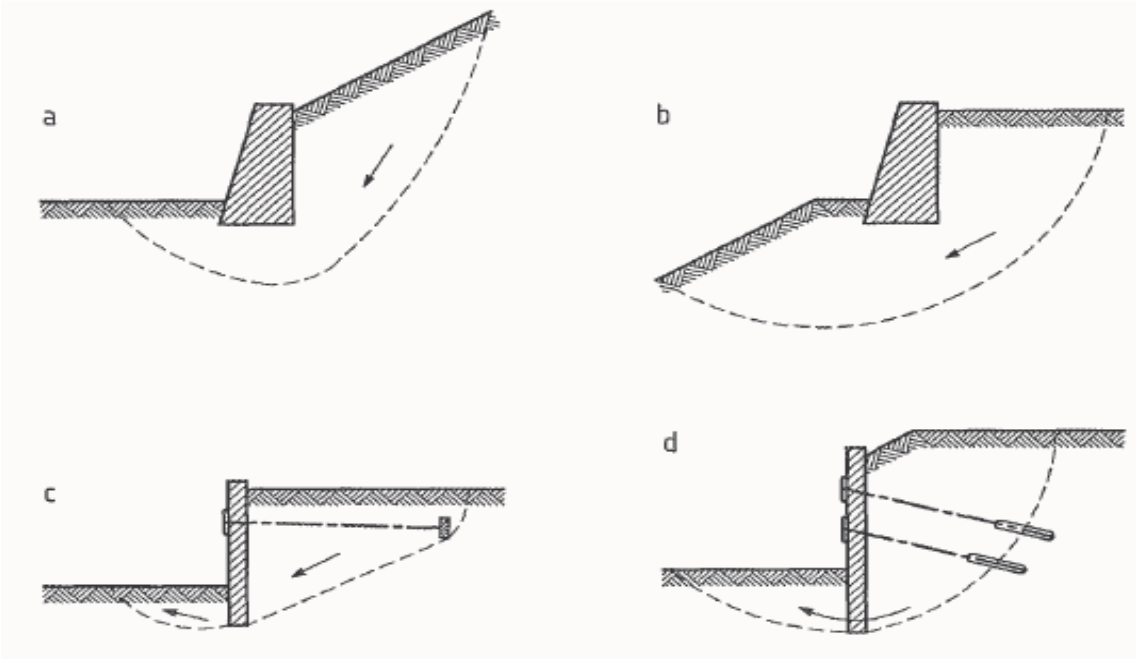


그림 3.28 옹벽 전체 안정성 한계상태(Eurocode7:Geotechnical Design, BS EN 1997-1:2004)

또한, 중력식 옹벽구조물과 매입벽체를 구분하여 전체안정성 검토를 실시한다.

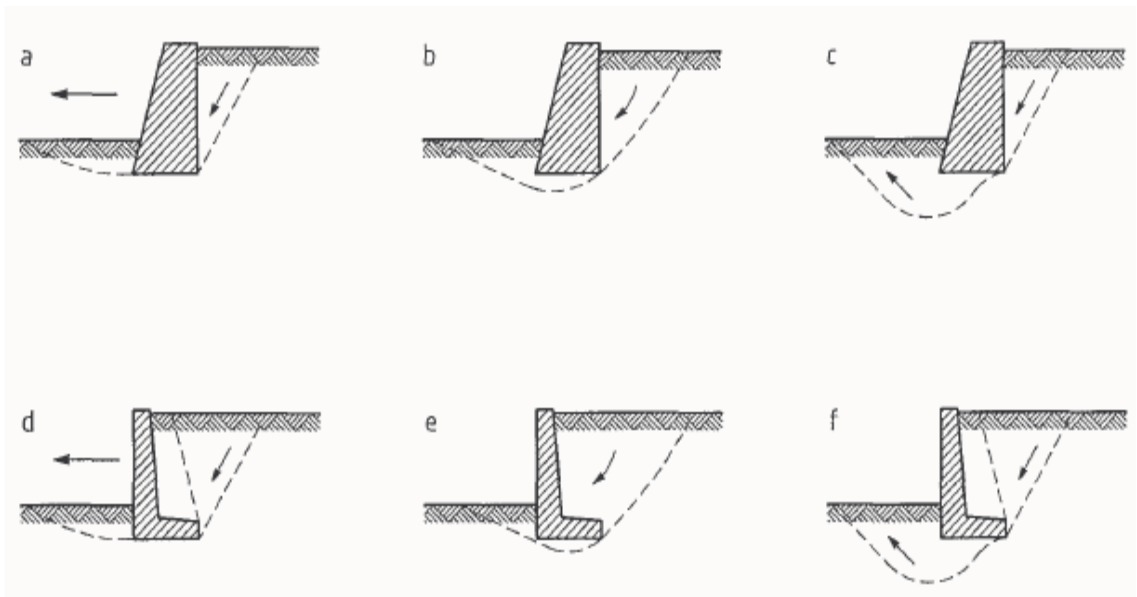


그림 3.29 중력식 벽체의 기초파괴 한계상태(Eurocode7:Geotechnical Design, BS EN 1997-1:2004)

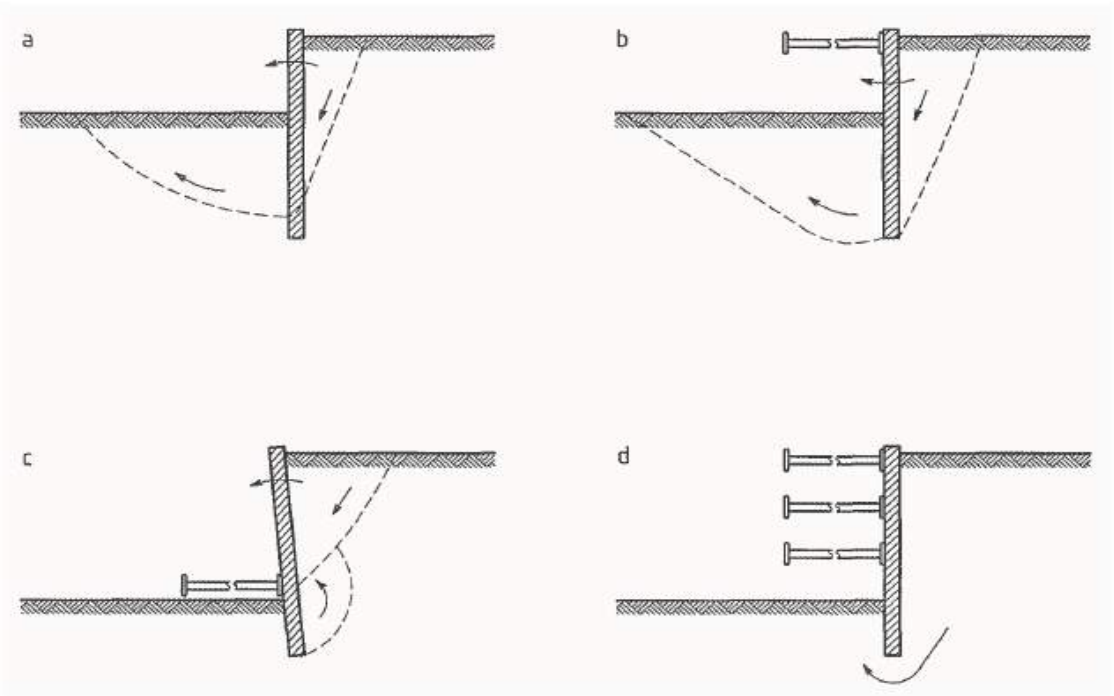


그림 3.30 가시설 벽체 회전파괴 한계상태(Eurocode7:Geotechnical Design, BS EN 1997-1:2004)

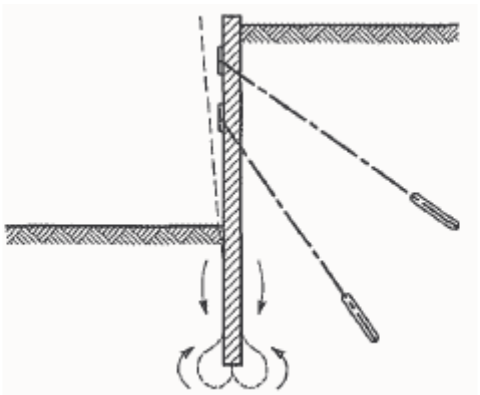


그림 3.31 가시설 벽체 연직파괴 한계상태(Eurocode7:Geotechnical Design, BS EN 1997-1:2004)

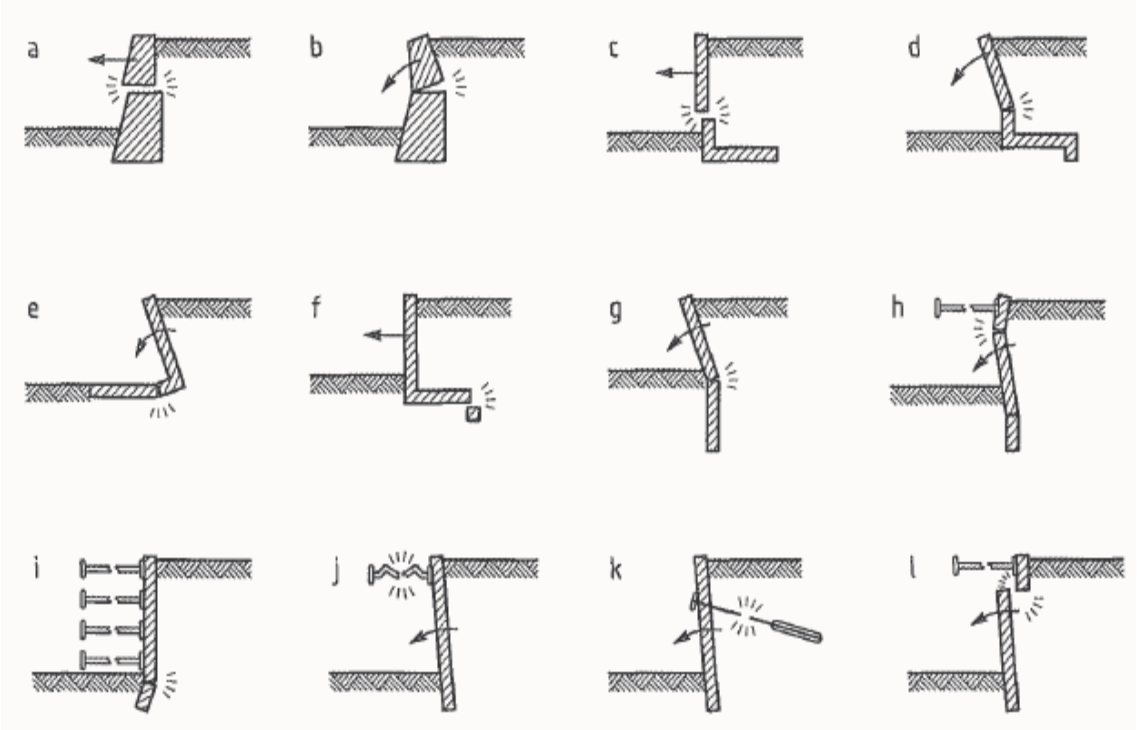


그림 3.32 옹벽의 구조적 파괴 한계상태(Eurocode7:Geotechnical Design, BS EN 1997-1:2004)

제 4 장 설계변수의 통계학적 특성

4.1 통계학적 확률분포

4.1.1 설계변수의 기술통계량(descriptive statics)

가. 대푯값

설계변수의 분포형태가 연속일 경우 그 변수를 대표할 만한 값이 얼마인지를 나타내는 것으로, 평균(mean), 중앙값(median), 최빈값(mode)이 있다. 대푯값이란 설계변수들의 분포를 대표할 수 있는 하나의 값을 나타낸다. 각 지반조사의 결과로 나타난 설계변수 값을 모두 합해서 데이터의 총 개수로 나눈 것을 평균이라고 하며, 설계변수 값들을 크기별로 배열했을 때, 가운데 위치하는 값을 중앙값이라고 한다. 그리고 설계변수의 빈도가 가장 크게 나타나는 값으로 다른 설계변수 크기에 영향을 받지 않는 값을 최빈값이라 한다. 정규분포와 같이 봉우리가 하나이고 좌우가 대칭인 확률분포에서는 평균과 중앙값 최빈값이 일치하며, 세 개의 대푯값이 큰 차이를 보이는 경우 정규분포 곡선의 왜도가 심하거나 정규분포가 아닐 가능성이 크다고 생각할 수 있다.

평균에는 산술평균, 기하평균, 조화평균이 있으며, 설계변수에 대해서는 일반적으로 산술평균을 적용한다. 투수계수의 경우에는 산술평균과 조화평균 사이의 값으로 기하평균으로 산정하기도 한다(Freeze and Cherry, 1979). 산술평균은 설계변수의 개수가 n이라 할 때, 설계변수들의 합을 n으로 나눈 값으로 식 4.1과 같이 정의하며, 기하평균은 식 4.2와 같이 설계변수들의 곱의 n제곱근으로 정의한다.

$$\mu_X = \frac{x_1 + x_2 + \cdots + x_3}{n} \tag{4.1}$$

$$\mu_X = \sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot x_n} \tag{4.2}$$

나. 표준편차와 분산계수

표준편차는 설계변수들이 평균값으로부터 산포되어 있는 정도를 의미하며, 분산과 같은 개념으로 표준편차를 제곱하면 분산이다(식 4.3). 표준편차가 작을수록 설계변수가 평균값에 가깝게 위치하므로 설계변수의 불확실성이 감소한다고 할 수 있다.

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \mu_x)^2}{n}} \tag{4.3}$$

시간적, 경제적인 이유로 불가피하게 충분한 지반조사를 수행하지 못한 경우에는 자료의 수가 적어 정확한 표준편차를 산정하기 곤란하다. 이러한 경우 설계변수의 자료수가 30개 이하일 때 식 4.4와 같은 Bessel의 수정법을 이용하여 표준편차를 산정하며, 30개 이상일 경우에는 n과 n-1의 차이가 미소하므로 식 4.4와 같은 방법으로 표준편차를 산정한다. Bessel의 수정법을 이용하는 이유는 통계분석에 이용되는 자료수가 적은 경우 설계변수의 불확실성이 증가하기 때문에 이를 반영하기 위함이다.

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \mu_x)^2}{n-1}} \tag{4.4}$$

분산계수(coefficient of variation : COV)는 표준편차를 평균값으로 정규화(normalization)한 값으로 식 4.5와 같이 산정하며, 서로 다른 설계변수들의 분산정도를 상대적으로 비교할 수 있다. 일반적인 설계변수의 분산계수 범위를 부록4에 나타내었다.

$$\rho_X = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \tag{4.5}$$

여기서, σ_x 와 μ_x 는 설계변수의 표준편차와 평균이다.

4.1.2 왜도와 첨도

왜도(skewness)와 첨도(kurtosis)는 설계변수가 평균값을 중심으로 어떤 모양으로 분포되어 있는가를 나타내는 대표적인 지표이다.

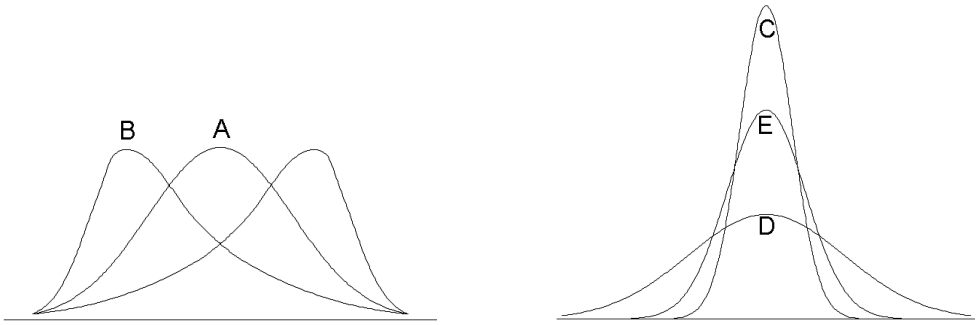
왜도는 설계변수들의 비대칭성을 나타내는 것으로 그림 4.1과 같이 설계변수가 평균을 중심으로 좌우 대칭으로 분포형태(A)를 가지면 왜도는 식 4.6.a에 의해 0이 된다. 왜도의 부호는 설계변수 분포의 꼬리 방향을 나타내는 것으로 양수의 값을 가지면 설계변수들의 꼬리는 오른쪽에 있고 대부분의 설계변수 값들은 왼쪽에 모여 있는 형태(B)를 가진다. 왜도의 크기는 꼬리의 길이를 나타내며, 대략적인 기준으로 왜도가 ±2이내에 있으면 대칭에서 너무 벗어나지 않는다고 본다.

첨도는 설계변수 값들이 산술평균 주위에 밀집된 정도를 측정하는 것이다. 설계변수 값들이 밀집되어 있으면 좁고 뾰족한 분포(C)를 이루고, 널리 퍼져 있으면 낮고 완만한 분포(D)를 이룬다. 첨도의 기준이 되는 분포는 표준정규분포로 표준정규분포와 동일하게 분포(E)되어 있으면 첨도의 값은 식 4.6.b에 의해 0이 된다. 첨도가 0보다 크면 설계변수 값들이 표준정규분포의 경우보다 평균값 주위에 더 많이 밀집되어 있는 것이다. 음의 첨도는 반대로 정규분포에 비하여 설계변수 값들이 넓게 퍼져 있는 형태를 띈다.

$$\frac{n}{(n-1)(n-2)}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\mu_X - x_i}{\sigma_X}\right)^3 \tag{4.6.a}$$

$$\frac{\sum_{i=1}^{n}[(\mu_X - x_i)/\sigma_X]^4}{n-1} - 3 \tag{4.6.b}$$

여기서, n은 설계변수의 수, x_i는 설계변수의 값, σ_x 와 μ_x 는 설계변수의 표준편차와 평균값이다.



(a) 왜도 (b) 첨도

그림 4.1 설계변수 분포의 왜도와 첨도

4.1.3 설계변수의 확률분포

일반적으로 지반공학분야에서 이용되는 확률변수는 연속확률분포(continuous probability distribution)가 일반적이며, 대표적인 연속 확률분포에는 정규분포(normal distribution or Gaussian distribution)와 대수분포(log-normal distribution)가 있다.

가. 정규분포

정규분포는 가장 많이 이용되는 확률분포로 확률변수의 평균과 표준편차에 의해 모든 분포특성을 알 수 있으며, 통계적으로 서로 독립인 정규분포 확률변수들의 선형합으로 정의되는 새로운 확률변수의 확률분포도 정규분포가 되는 성질이 있다. 또한 충분히 많은 비정규분포 확률변수들의 선형합에 의해 정의되는 확률변수는 근사적으로 정규분포가 된다는 중심극한정리(central limit theorem)에 의해 확률분포가 정확하게 알려지지 않은 확률변수에 대해서는 일반적으로 정규분포를 가정한다. 따라서 설계변수의 확률분포가 명확하지 않을 경우 정규분포로 가정하고, 확률분포를 검정하여 이용하는 것이 바람직하다.

설계변수의 확률밀도함수가 평균 μ_{X}와 표준편차 σ_{X}에 의해 식 4.7과 같이 표현될 때, 정규분포를 따른다고 하며 그림 4.2와 같이 표현된다.

$$\mathrm{f_X\,(x)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_{\mathrm{X}}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right\},\ -\infty < x < \infty \tag{4.7}$$

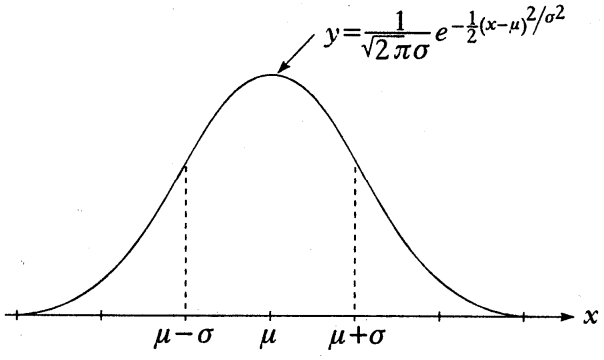


그림 4.2 정규분포곡선의 개형

특히, 평균이 0이고, 표준편차가 1인 정규분포를 표준정규분포(standard normal distribution)라고 하며, 표준정규분포의 확률밀도함수와 누적확률분포함수는 각각 식 4.8, 식 4.9와 같다.

$$\phi(\mathrm{u}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}z^2\right) \tag{4.8}$$

$$\Phi(\mathrm{u}) = \int_{-\infty}^{\mathrm{u}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}z^2\right)\mathrm{dz},\ -\infty < \mathrm{u} < \infty \tag{4.9}$$

한편, 모든 정규변수는 식 4.10과 같은 변수변환을 이용해 표준정규변수로 변환할 수 있으며, 부록 1에 나타낸 정규분포표를 이용하여 정규분표상의 위치를 확인할 수 있다.

$$z = \frac{\mathrm{x}-\mu_{\mathrm{X}}}{\sigma_{\mathrm{X}}} \tag{4.10}$$

나. 대수분포

대수분포는 확률변수의 변역이 양의 영역으로 제한되어 있으므로 일반적으로 음수가 될 수 없는 물리량, 즉 투수계수나 압밀계수와 같은 설계변수의 확률분포로 많이 이용된다.

설계변수값의 자연대수 $\ln X$ 가 정규분포 확률변수인 경우, X의 확률분포를 대수분포라고 하며, 확률밀도함수는 식 4.11과 같다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\, x\, \sigma_{\ln X}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln X - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}}\right)^2\right\},\ 0 < x < \infty \tag{4.11}$$

대수분포 확률변수 X의 평균과 표준편차는 정규분포 확률변수의 평균 및 표준편차와 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$\mu_X = \exp\left(\mu_{\ln X} + \frac{1}{2}\sigma^2_{\ln X}\right) \tag{4.12}$$

$$\sigma^2_X = \mu^2_X \left\{\exp\left(\sigma^2_{\ln X}\right) - 1\right\} \tag{4.13}$$

4.1.4 설계변수의 통계적 추정

대상지반 전체에 대한 설계변수 분포는 실제 지반조사에 의해 산정된 설계변수 분포와 같은 모양의 분포를 나타내는데, 이러한 특성을 이용하여 대상지역 전체의 설계변수를 추정하는 것을 통계적 추정이라 한다. 설계변수의 통계적 추정은 설계변수 분포를 특정한 확률분포로 가정하고, 유의수준에 대한 검정을 마친 후 수행한다. 통계적 추정방법은 구간추정(interval estimation)법을 이용하며, 신뢰 상하한치를 설정하여 이상치를 제거 한 후에 설계적용 변수를 산정한다.

가. 유의수준

유의수준(level of significance)은 대상지반 전체의 설계변수와 실제 지반조사에 의해 산정된 설계변수 사이에 오차에 대한 수준을 규정하는 것으로 우연히 나타나기 어려운 설계변수로 판단되는 기준이 되는 확률이며, 위험률(critical rate)로 표시하기도 한다. 일반적으로 1%, 5%, 10%의 유의수준을 사용하는데 지반공학에서는 주로 5%의 유의수준을 사용하며, 설계변수의 가정된 확률분포를 검정할 때 사용된다.

나. 확률분포 검정

현재 설계변수의 확률분포는 연구자에 따라 설계변수의 물리 · 역학적 특성을 고려하여 적절한 확률분포를 가정하거나 수학적인 취급의 편리성과 대표성을 이유로 정규분포 또는 로그정규분포로 가정하는 경우가 많다.

설계변수에 대한 확률분포를 먼저 설정한 후에 일정한 절차에 따라 가정된 확률분포의 타당성을 판단하게 된다. 일반적으로 가정된 확률분포의 유용성(validity)을 검토하기 위해서는 설계변수의 통계적 분석 지표를 만족하는지에 대한 여부와, Chi-Square와 Kolmogorov-Smirnov 등의 검정법을 많이 이용하고 있다.

조사자료의 자료수가 50개 이하일 경우에는 Kolmogorov-Smirnov 검정법을 사용하고, 30개 이상일 경우에는 Chi-Square 검정법을 사용하도록 한다(건일엔지니어링 지반공학부).

(1) Kolmogorov-Smirnov(K-S)검정

Kolmogorov-Smirnov(K-S)검정은 설계변수의 확률 분포가 어떤 특정한 분포형태를 따르는지를 검정하는 적합도 검정방법이며, 주로 확률표본이 정규분포를 따르는지를 검정하는데 사용한다. 비교적 작은 표본수에도 검정이 용이하고, 모집단의 분포형태가 연속형일 때 적용이 가능하며, 높은 검정력을 가지는 대표적인 적합도 검증방법이다.

K-S 단일표본 검정은 양측, 단측검정 모두가 용이한 점을 가지고 있다. 이러한 점에 의하여 비교적 간단하게 정규분포의 적합도 검정이 가능한 K-S검정을 대부분 사용하고 있다. K-S 검정법은 어떤 이론적인 누적분포함수 Fx(x)를 표본의 누적분포 함수 SN(x)와 비교하여 검증하는 방법으로, 이론적인 누적분포가 표본의 누적분포와 거의 일치한다면 가정된 확률분포가 적정함을 나타낸다. 그러나 두 누적분포의 차이가 정해진 유의수준 이상으로 크다면 가정된 확률분포가 적절하지 않으므로 다른 확률분포를 가정하거나 설계영역을 분할하여 재검정을 수행하여야 한다. 이론적 누적분포함수 Fx(x)와 표본누적분포함수 SN(x)간의 차이를 D라는 통계량으로 표시하는데, Fx(x)와 SN(x)간의 수직거리 중 가장 큰 값이 된다. 이때 검증통계량은 식 4.14와 같다.

$$D = \mathrm{Max}|F_X(x) - S_N(x)| \tag{4.14}$$

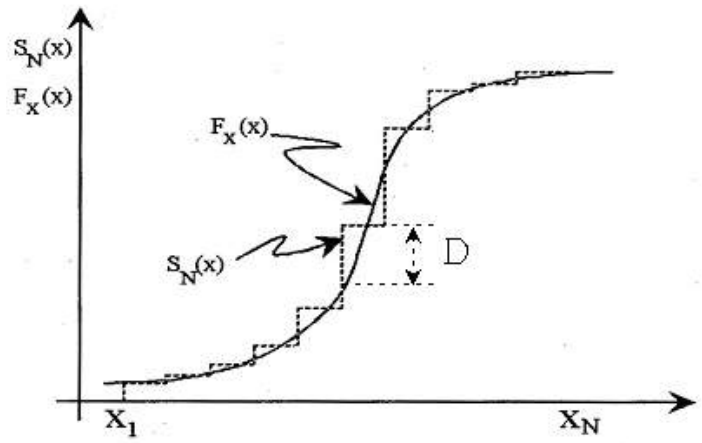


그림 4.3 K-S 적합도 검증통계량(D)

그림 4.3에서 D는 모든 x의 값(random value)에 대하여 Fx(x)와 SN(x)이 차이의 절대값 중 최고치(supremum)를 나타낸다. 가정된 확률분포를 채택하는가에 대한 결정은 산출된 통계량 D와 통계량의 크기(n)와 유의수준 α에 해당하는 K-S 확률값(Kolmogorov 검증표) D_α(부록 2)에 의하여 결정되는데, 식 4.15에서와 같이 유의수준(α)에 따른 한계값(critical values) Dα보다 D가 작은 경우 가정된 확률분포는 유의수준 α에서 유용한 확률분포라고 판단되어 진다.

$$P(D \leq D_\alpha) = 1-\alpha \tag{4.15}$$

(2) Chi-Square 검정

지반조사 등으로부터 수집된 설계변수 자료를 k개의 구간(interval)로 나누었을 때, 각 구간마다에서 자료의 개수(frequency)를 n_i라고 하고 가정된 확률분포에서 얻은 각 구간별 자료의 개수를 e_i라 하면, 식 4.16이 만족될 때 가정된 확률분포는 유의수준 α에서 유용한 확률분포라고 판단할 수 있다.

$$\sum_{i=1}^{k} \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} < C_{1-\alpha} \tag{4.16}$$

$C_{1-\alpha}$는 확률분포함수의 값이 $1-\alpha$일 때의 자유도가 f인 Chi-Square 분포의 확률변수값으로 부록 3의 표에서 찾을 수 있다. 한편 자료의 전체의 개수가 N일 때 구간의 개수 k는 식 4.17과 같이 결정할 수 있다. 일반적으로 Chi-Squar 검정을 이용하여 만족할 만한 결과를 얻기 위해서는 $k \geq 5$, $e_i \geq 5$의 조건을 만족해야 한다. 즉 5개 이상의 구간을 가지며, 각 구간별 데이터 수가 5개 이상이어야 하므로 최소 데이터 수는 25개 이다.

$$k = 1 + 3.3 \log_{10} N \tag{4.17}$$

(3) 신뢰구간 추정

통계적 추정이란 지반조사로부터 얻은 설계변수를 이용하여 대상 과업지역 전체 또는 설계영역의 설계변수를 추정하는 과정을 말한다. 구간 추정의 개념으로 이용되는 신뢰구간은 추정값이 일정한 확률을 갖고 확률표본에서 계산된 구간에 속하도록 상한치와 하한치를 정하는 것으로 식 4.18과 같이 정의된다.

$$P\left(\overline{X} - z\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leqq \mu \leqq \overline{X} + z\frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right) = 1-\alpha \tag{4.18}$$

여기서, $\overline{X}$ 와 σ는 각각 점추정값(평균값) 및 표준편차이며, n은 설계변수의 자료수이다. α를 유의수준이라고 할 때, 추정값이 포함되리라고 기대되는 구간을 (1 - α) × 100% 의 신뢰구간이라고 하고, 이 구간의 상한치와 하한치를 $\overline{X} \pm k\sigma'$로 표현하며 이를 신뢰한계라고 한다. 95%의 신뢰구간으로 구간 추정시 설계변수의 확률분포가 정규분포라고 가정할 때, k값은 1.96으로 적용한다.

4.2 깊은기초

깊은기초의 한계상태설계를 위한 설계변수는 지지력 산정 공식에 적용되는 지반정수 또는 지지력 그 자체가 될 수 있으며, 강도정수의 분포특성에 대한 부분계수를 적용하는 유로코드의 경우 지반정수의 통계학적 특성을 평가하게 되고, 저항의 분포특성에 대한 저항계수를 적용하는 LRFD 설계법의 경우 지지력의 통계학적 특성을 평가하게 된다. 지반정수의 불확실성에 대해서는 타 절에서 별도로 논의하게 되므로, 본 절에서는 깊은기초의 저항 즉, 지지력에 대한 통계특성에 대해서 분석하였다.

깊은기초의 저항 불확실성은 저항편향계수의 통계특성으로 평가하게 되며, 저항편향계수는 측정 지지력과 예측 지지력의 비로서 정의된다. 저항편향계수는 지반의 공간적 불확실성, 조사의 불확실성, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항과 관련된 불확실성을 정량화하는 값이다.

본 지침에서는 깊은기초 중 토목구조물의 기초로써 가장 범용화되어 적용성이 큰 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 저항편향계수에 대한 기 분석 결과(한국건설기술연구원, 2008)를 요약, 정리하였다.

지지력의 측정값은 실제 기초의 하중-침하 거동을 가장 정확히 반영하는 것으로 알려져 있는 정재하시험 자료를 대상으로 하였고, 정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 측정 지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2009)을 비롯, 국내외 설계기준에서 제안하고 있는 여러 가지 방법을 적용하여 그 중 가장 적용성이 우수한 방법을 선정하였다. 분석 결과 항타강관말뚝과 현장타설말뚝 모두 Davisson 방법의 적용성이 가장 우수하여 측정 지지력은 Davisson 방법으로 산정된 값을 적용하였다.

깊은기초 지지력의 불확실성을 정량적으로 평가하기 위해서는 정역학적 설계법으로 산정한 설계지지력의 값을 비교하여 그 통계적 특성을 신뢰성 해석에 반영한다. 예측 지지력은 구조물기초설계기준(국토해양부, 2009) 및 도로교설계기준(국토해양부, 2008)에서 제시하고 있는 정역학적 지지력공식을 적용하여 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 선단부 및 주면부 지지력을 산정하였다. 항타강관말뚝의 경우 구조물기초설계기준에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 설계공식 및 SPT N값을 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 현장타설말뚝은 암반에 근입된 경우 국내외에서 널리 적용하고 있는 지지력 공식들 중 암의 일축압축강도를 이용하는 Carter and

Kulhawy 공식(1988), AASHTO 공식(1996), FHWA 방법(1999)의 세 가지 공식을 적용하였다. 암반 소켓말뚝은 토사 근입부의 지지력이 암반 근입부에 비하여 매우 작으므로 토사층의 주면 마찰력은 고려하지 않았다.

하중저항계수설계법(LRFD)은 각 지반물성치에 부분안전계수를 적용하는 Eurocode와 달리 설계 지지력값에 하나의 계수(저항계수)를 적용하기 때문에 저항편향계수는 다양한 요인의 지반 불확실성을 대변하는 값이 된다. 저항편향계수의 통계특성치 및 분포 특성은 신뢰성 분석 결과뿐만 아니라 나아가 저항계수 산정시 큰 영향을 미친다. 저항편향계수의 평균은 측정 지지력에 대한 설계공식의 평균적인 내재적 보수성을 나타내는 값이며 저항편향계수의 변동계수는 평균에 대한 표준편차의 비(표준편차/평균)로서 자료의 분산정도를 정량화 하는 값이다. 본 연구에서 분석된 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 저항편향계수 분석 상세 결과는 다음과 같다.

항타강관말뚝의 경우 측정 지지력 값이 확인된 총 57개의 재하시험 자료에 대해서 선단부 N치를 기준으로 N치 50미만인 경우(N<50)와 N치 50이상인 경우(N≥50)로 구분하여 저항편향계수 분석을 수행하였다. 저항편향계수 중 일반적인 범위를 벗어난 값은 지지력 측정 또는 예측 상의 오류로 인하여 실제의 저항 특성을 나타내지 않을 수 있기 때문에 편향계수의 일반적 분포 범위($\mu \pm 2\sigma$)에서 크게 벗어난 값은 통계 해석에서 제외하는 것이 합리적인 것으로 알려져 있다. 따라서 저항편향계수의 ($\mu \pm 2\sigma$)을 벗어난 자료들을 제외한 정역학적 지지력공식과 N치 경험식의 저항편향계수 통계 특성치는 표 4.1과 같다.

표 4.1 항타강관말뚝 저항편향계수 (N<50)

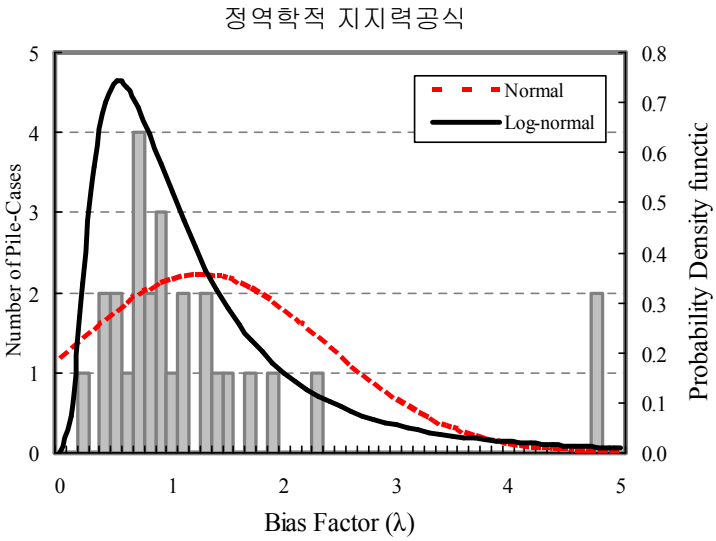
구 분		선단부 N치 50미만 (N<50)		선단부 N치 50이상 (N≥50)	
		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식	정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	0.975	1.750	0.726	1.317
	표준편차	0.498	1.320	0.298	0.979
	변동계수	0.511	0.755	0.411	0.743

먼저, 선단부 N치 50미만인 경우 정역학적 지지력공식의 저항편향계수는 평균 0.975, 표준편차 0.498, 변동계수 0.511이었고, N치를 이용한 경험식은 저항편향계수의 평균 1.750, 표준편차 1.320, 변동계수 0.755이었다. 저항편향계수가 측정 극한지지력에 대한 설계 극한지지력의 비로써 정의되므로 정역학적 지지력공식은 측정 극한지지력과 비슷한 수준의 설계 극한지지력을 산정하는 것을 알 수 있으며, N치를 이용한 경험식은 지지력을 보수적으로 산정하는 경향을 확인할 수 있었다.

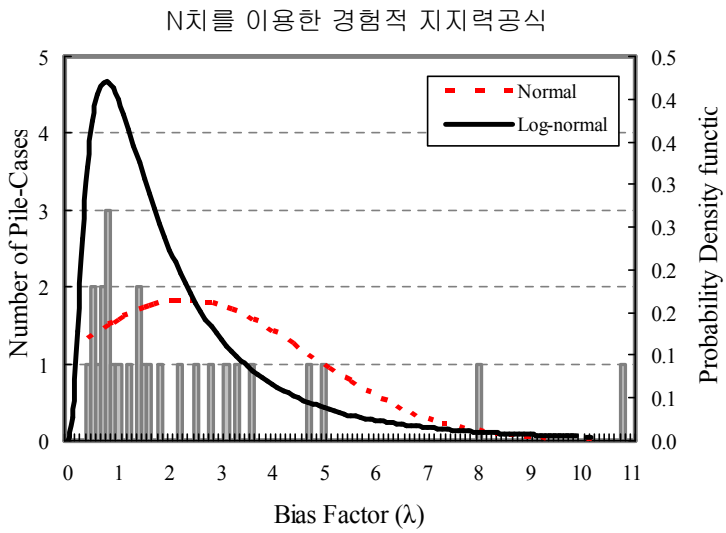
선단부 N치 50이상인 경우 정역학적 지지력공식의 저항편향계수는 0.726의 평균값과 0.298의 표준편차, 0.411의 변동계수를 보였고, N치를 이용한 경험식은 저항편향계수의 평균 1.317, 표준편차는 0.979, 변동계수는 0.743이었다. N치 50 미만인 경우와 달리 정역학적 지지력공식은 측정 지지력에 비해서 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내었으며 N치를 이용한 경험식은 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. 이는 N치를 이용한 경험식의 경우 선단지지력과 주면마찰력에 대한 상한값(upper limit)을 두어 설계 지지력이 전체적으로 작게 산정되었기 때문으로 판단된다. 변동계수는 정역학적 지지력 공식이 N치 경험식보다 작게 산정되어 낮은 변동성에 의해 신뢰도지수가 증가할 수 있음을 예상할 수 있다.

저항편향계수의 변동계수는 저항의 불확실성, 변동성, 분산성을 대변하는 값이므로 정역학적 지지력공식 보다 N치 경험식이 설계의 변동성이 더 큼을 알 수 있다. 변동계수는 신뢰도지수를 감소시키는 역할을 하므로 N치 경험식의 내재적 보수성으로 인해 증가되는 신뢰도지수는 상대적으로 높은 변동계수에 의해 감소될 것을 예상해 볼 수 있다.

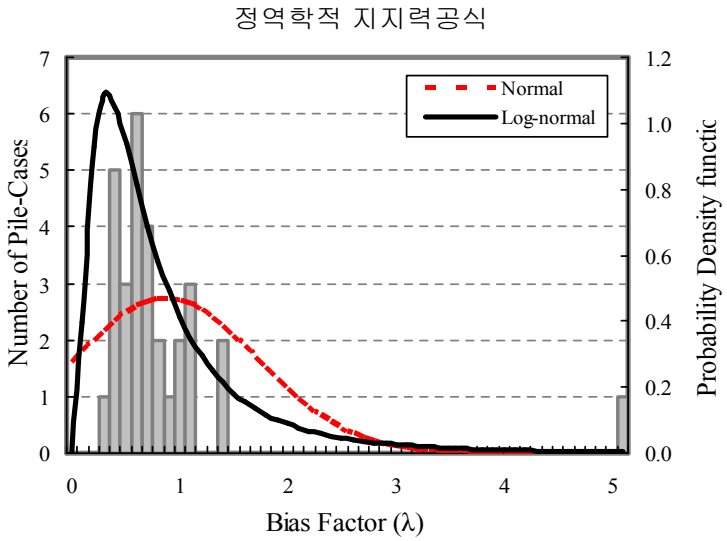
그림 4.4는 저항편향계수의 히스토그램과 확률밀도함수를 보여준다. 정역학적 지지력공식과 N치 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.



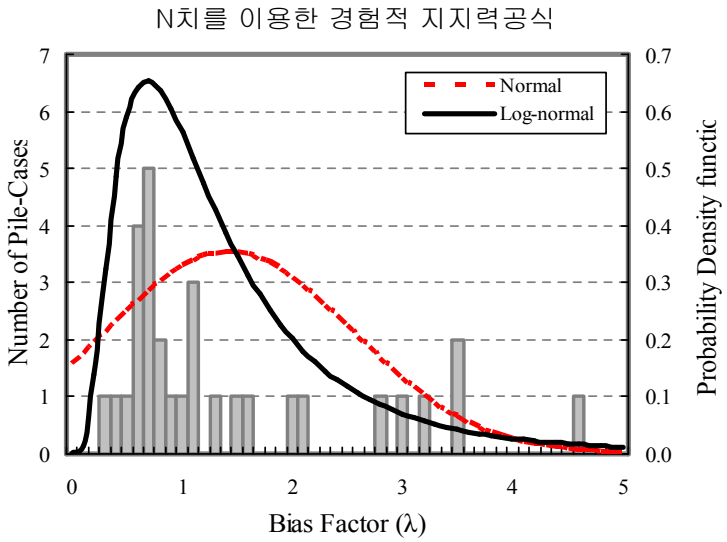
(a) 정역학적 지지력공식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N<50)



(b) N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N<50)



(c) 정역학적 지지력공식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N≥50)



(d) N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N≥50)

그림 4.4 항타강관말뚝 저항편향계수 확률밀도함수

측정 지지력이 확인된 21개의 정재하시험 결과를 이용한 현장타설말뚝의 저항편향계수 통계분석 결과는 다음과 같다. Carter and Kulhawy(1988) 공식의 경우 저항편향계수의 평균은 2.84, 표준편차는 1.55, AASHTO(1996) 공식의 경우 저항편향계수의 평균은 2.22, 표준편차는 1.26, 그리고 FHWA 방법(1999)의 경우 저항편향계수의 평균은 0.80, 표준편차는 0.43을 나타내었다. 따라서 Carter and Kulhawy 공식

과 AASHTO 공식은 FHWA 방법과 비교하여 지지력을 보수적으로 평가하며 편차가 큰 경향성을 보였다. 그림 4.5~그림 4.6은 일축압축강도를 이용하여 극한 지지력을 산정한 경우에 대한 저항편향계수의 히스토그램과 확률밀도함수 분포를 나타낸다.

표 4.2 일축압축강도를 이용하여 산정한 경우의 저항편향계수

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (일축압축강도를 이용한 경우)					
			C&K	편향계수 (λ_R)	AASHTO	편향계수 (λ_R)	FHWA	편향계수 (λ_R)
WR-1	1	850	N.A1)	N.A	640	1.33	N.A	N.A
	2	900	1040	0.87	920	0.98	5160	0.17
	3	1200	910	1.32	640	1.88	3560	0.34
	4	2440	1320	1.85	710	3.44	3870	0.63
	5	2600	1460	1.78	690	3.77	4050	0.64
WR-2	6	42930	25480	1.68	14090	3.05	65330	0.66
WR-3	7	24640	7090	3.48	4040	6.10*	18300	1.35
	8	16520	4380	3.77	3960	4.17	17910	0.92
	9	18800	4580	4.10	4000	4.70	18060	1.04
	10	25900	6600	3.92	3930	6.59*	17940	1.44
	11	37480	6620	5.66	17850	2.10	17940	2.09*
WR-4	12	2100	N.A	N.A	970	2.16	N.A	N.A
	13	1650	N.A	N.A	750	2.20	N.A	N.A
	14	600	N.A	N.A	750	0.80	N.A	N.A
	15	750	N.A	N.A	750	1.00	N.A	N.A
	16	3030	N.A	N.A	1060	2.86	N.A	N.A
	17	2200	N.A	N.A	900	2.44	N.A	N.A
WR-5	18	120	N.A	N.A	180	0.67	N.A	N.A
	19	540	N.A	N.A	630	0.86	N.A	N.A
	20	550	N.A	N.A	180	3.06	N.A	N.A
	21	390	N.A	N.A	610	0.64	N.A	N.A
평균			2.84		2.22		0.80	
표준편차			1.55		1.26		0.43	
변동계수			0.55		0.57		0.54	

1) 암이 완전 풍화되었거나 RQD 값이 0
* : ($\mu \pm 2\sigma$) 범위 밖의 통계 이상치

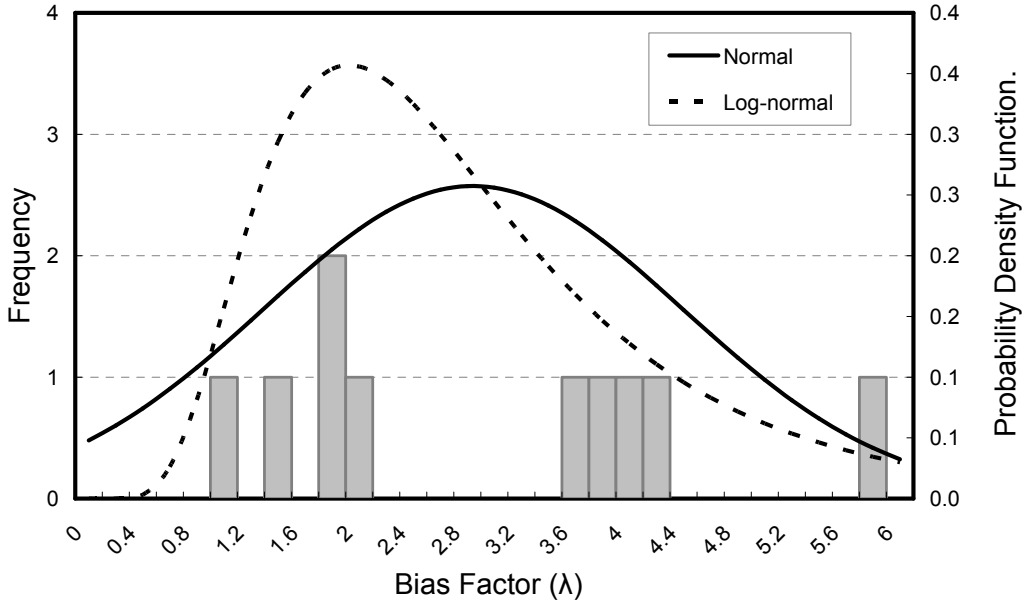


그림 4.5 Carter and Kulhawy(1988) 공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

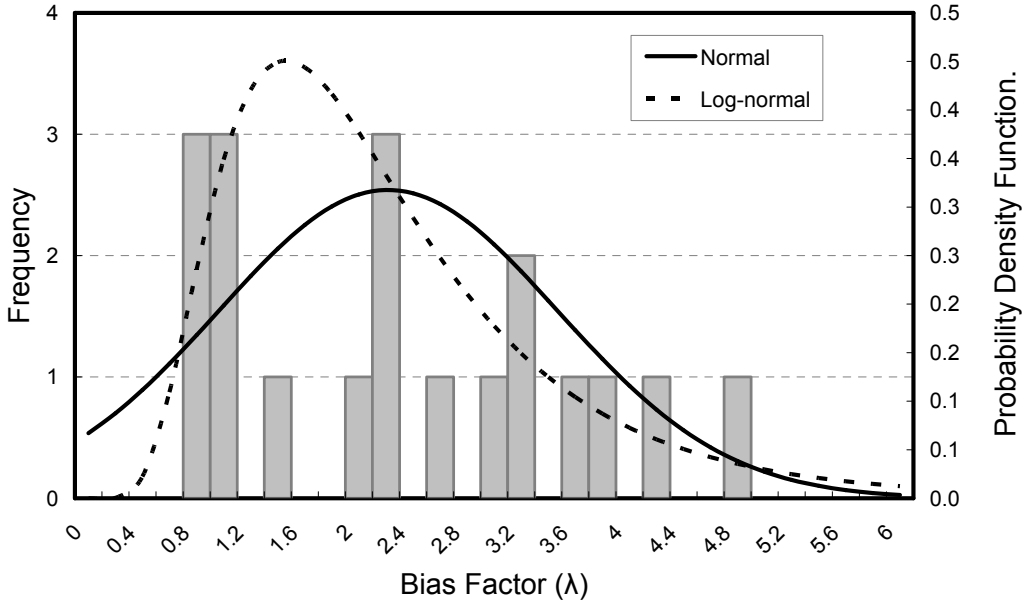


그림 4.6 AASHTO(1996) 공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

4.3 얕은기초

얕은기초에 대한 신뢰성수준을 평가하기 위하여 신뢰성해석에 필요한 확률변수의 통계학적 특성값의 선정은 매우 중요한데 반하여 신뢰성해석을 수행하는 개별 연구자가 모든 확률변수의 특성을 파악하기는 매우 어렵다.

한계상태함수를 구성하는 설계변수는 확률변수로 취급되며, 저항력과 관련된 확률변수는 원지반의 단위중량, 비배수전단강도, 내부마찰각이다. 확률변수에 대한 통계학적 자료가 설계기준이나 설계지침서에 명확하게 제안된 바가 없어 원지반의 지반특성값은 문헌연구 결과를 인용하여 결정하였으며, 내부마찰각은 직접전단시험 결과를 분석하여 적용하였고, 하중은 AASHTO(2010) 시방서를 인용하였다.

아래 그림 4.7~4.9는 본 연구를 통해 수집된 데이터를 활용한 점착력, 내부마찰각, 단위중량의 분포특성을 나타낸 것으로 저항측 지반정수의 확률변수 특성을 알아보고자 수집된 자료를 활용하여 분포 특성을 분석하였다. 전체 데이터에 대하여 비배수전단강도, 내부마찰각, 단위중량의 평균 및 표준편차를 활용하여 얻어진 변동계수(COV)는 각각 0.12, 0.21, 0.12로 나타났다. 또한 카이제곱검정을 통하여 변수의 분포특성을 분석한 결과 아래 표 4.3과 같이 상대잔차 제곱의 합이 한계치보다 작게 나타나고, 유의확률이 5% 이상이므로 정규분포를 따른다고 볼 수 있으므로 신뢰성 해석 수행시 내부마찰각의 분포 특성을 정규분포로 적용할 수 있다. 그러나 해당 변동계수는 연구를 위해 수집된 데이터만을 활용한 결과이고, 동일장소에서 많은 데이터를 이용하여 분석된 결과가 아니므로 대푯값으로 선정하는데는 다소 무리가 있다. 따라서 기존의 문헌에서 제시된 값과 비교하여 가장 타당한 변동계수 값을 선정하고자 하였다(표 4.4).

표 4.3 내부마찰각 분포 특성 검정

구 분	Chi-Square 검정		
	검정통계량	한계값	유의확률값
비배수 전단강도	168.3	179.58	0.15
내부마찰각	27.86	37.65	0.31
단위중량	73.23	74.47	0.07

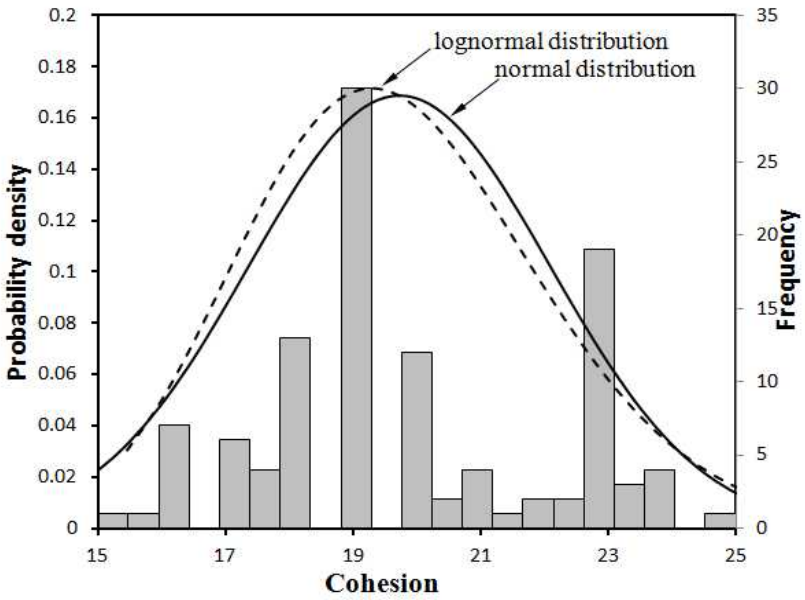


그림 4.7 비배수전단강도의 분포 특성

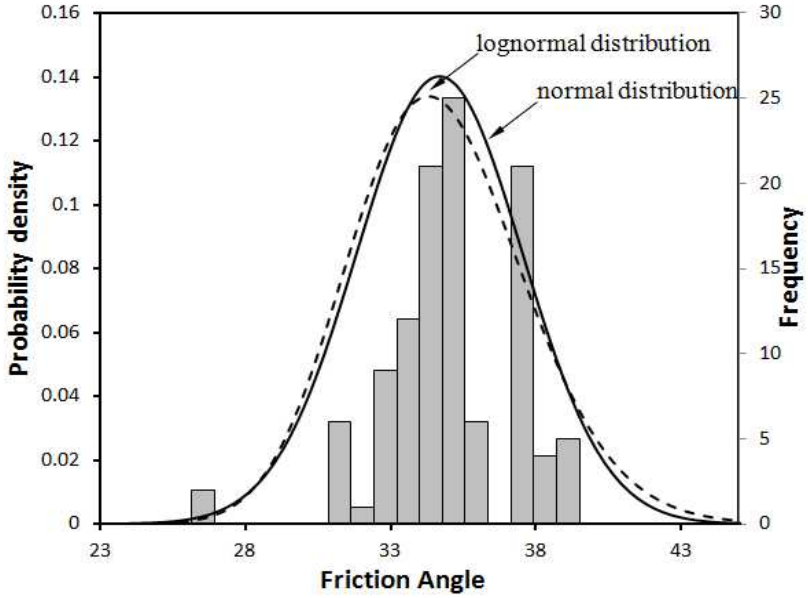


그림 4.8 내부마찰각의 분포 특성

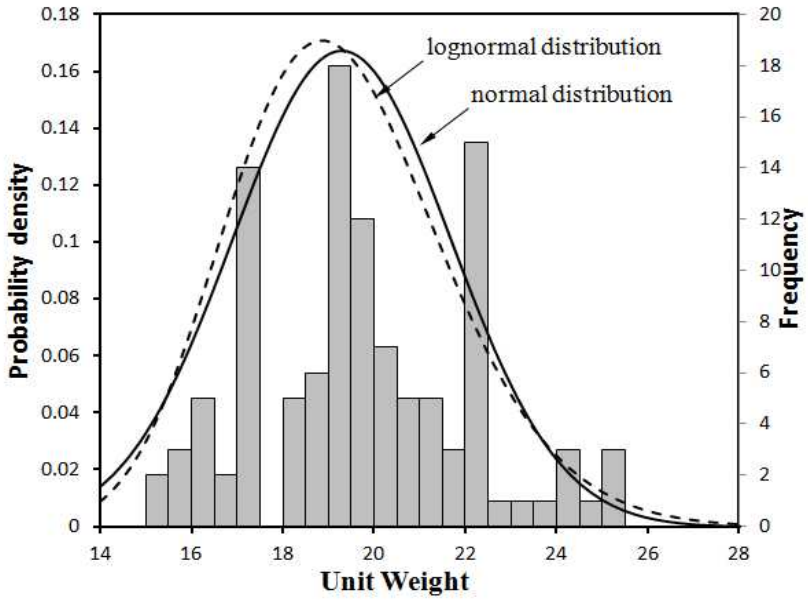


그림 4.9 단위중량의 분포 특성

본 연구에서는 앞서 설명하였듯이 데이터 분석자료와 문헌값을 활용하여 아래 표 4.4와 같이 확률변수의 통계특성을 결정하였고, 상대적으로 변동계수가 큰 원지반의 비배수전단강도 (COV=0.40)와 하중의 사하중(COV=0.10), 활하중(COV=0.25)을 로그정규분포로 적용하여 신뢰성해석을 수행하였다.

표 4.4 문헌연구 및 시험결과를 이용한 확률변수의 통계학적 특성 결정

확률변수		변동계수 (*COV*)	확률분포	참고문헌
원지반	단위중량	0.1	normal	Phoon & Kulhawy(1996) 및 데이터 분석결과
	비배수 전단강도	0.3	lognormal	Phoon & Kulhawy(1996) 및 데이터 분석결과
	내부마찰각	0.2	Normal	직접전단시험 결과 분석
하중	사하중	0.10	Lognormal	AASHTO (2010)
	활하중	0.25	Lognormal	

4.4 연약지반개량

심층혼합처리 지반의 파괴모드별 한계상태함수로부터 신뢰성해석에 이용되는 주요 확률변수는 구조물 및 지반의 자중, 파력(방파제), 잔류수위(안벽), 주동토압 등의 외력과 마찰계수, 전단강도, 수동토압과 같은 저항력으로 구분할 수 있다. 심층혼합처리 지반의 설계에서 가장 중요한 개량체의 압축강도는 국내 설계 및 시공사례들로부터 분석되었으나, 이 외의 확률변수에 대한 통계학적 자료는 설계기준이나 설계지침서에 명확하게 제안된 바가 없어 문헌연구 결과를 제시하였다.

4.4.1 항만구조물의 자중 및 단위중량

심층혼합처리 지반에 축조되는 항만 구조물은 콘크리트 블록식, 케이슨식 구조물 등으로 철근 및 무근 콘크리트, 속채움 모래가 있으며, 구조물의 토압감소를 위한 뒷채움사석과 매립토로 구성된다.

심층혼합처리 지반에 작용하는 구조물의 단위중량에 대한 통계학적 특성값을 표 4.5에 나타내었다. 구조물 및 사석재의 단위중량은 정규분포(N)를 따르며, 변동계수는 0.05 이하로 매우 작은 것으로 나타났다.

시멘트 슬러리로 개량된 심층혼합처리 지반의 단위중량은 개량으로 인한 밀도변화는 거의 없으므로(CDIT, 2002), 원지반 단위중량과 동일한 것으로 가정하였다. 사석 및 지반의 단위중량에 대한 통계학적 특성값을 표 4.6에 나타내었다. 지반의 단위중량에 대한 변동계수는 0.03~0.10의 범위로 분포하며, 확률분포는 정규분포를 따르는 것으로 나타났다.

4.4.2 파력(파압)

일반적으로 항만 구조물 설계 시 파압은 Goda(1974)공식과 같은 파압산정식을 이용하며, Goda공식은 정규분포를 따른다고 가정한다(국토해양부, 2011). 파력의 변동계수는 표 4.7과 같이 COV=0.12~0.19 범위로 나타난다.

표 4.5 항만 구조물의 자중 및 단위중량의 통계학적 특성

구 분	변동계수	확률분포	참고문헌
콘크리트 블록	0.02	-	南兼一郎 外(1991)
	0.02	N	JPHA(2007)
케 이 슨	0.005	N	Castillo et al.(2006)
	0.02	N	국토해양부(2011)
	0.05	N	Sorensen and Bucharth(2000)
속채움 모래	0.04	-	JPHA(2007)
사 석	0.03	-	南兼一郎 外(1991)
	0.05	N	Castillo et al.(2006)

표 4.6 원지반 단위중량의 통계학적 특성

구 분	변동계수	확률분포	참고문헌
점 토	0.03	N	南兼一郎 外(1991)
	< 0.10	N	Phoon and Kulhawy(1996)
모 래	0.02~0.13	N	Phoon and Kulhawy(1996)
	< 0.1	N	Lacasse and Nadim(1996)

표 4.7 파력(파압)에 대한 통계학적 특성

구 분	변동계수	확률분포	참고문헌
케이슨식 혼성제	0.19	N	Takayama and Ikeda(1994)
	0.22	N	Oumeraci et al.(2001)
	0.24~0.25	N	JPHA(2007)
소파블록식피복제	0.12	N	高山知司 外(1994)

4.4.3 구조물의 전면조위 및 배면 잔류수위

구조물의 전면조위는 해역별로 변동성이 다르며, JPHA(2007)에서는 장기 조위관측에서 실측된 가장 높은 조위인 고극조위(higher high water level)를 매월 최고만조위를 평균한 삭망평균만조위(high water level)로 나눈 r_{WL}값에 따라 변동계수

를 다르게 적용하고 있다. 국내에서 동해안은 r_{WL}=2.0～2.5, 남해안과 서해안은 r_{WL}=1.0～1.5 사이에 분포한다. Nagao and Moriya(2005)는 조위가 정규분포를 따른다고 하였다.(국토해양부, 2011).

잔류수위는 항만 구조물 전면에서 발생되는 조위변화에 대하여 구조물의 배면의 매립토의 투수성이 낮아 수위차가 발생되며, 전면조위의 1/3～2/3 범위로 결정한다(해양수산부, 2005a). 잔류수위는 전면조위의 종속변수로 취급되어 전면조위와의 비를 잔류수위비로 정의함으로써 설계에 이용하므로 전면조위를 이용하여 얻은 잔류수위의 확률분포는 정규분포와 잘 일치한다고 볼 수 있다(김홍연, 2010).

전면조위와 잔류수위의 변동계수는 표 4.8과 같이 COV=0.2～0.4 범위로 분포하며, 확률분포는 정규분포로 나타났다.

표 4.8 파력(파압)에 대한 통계학적 특성

구 분		변동계수	확률분포	참고문헌
전면조위	r_{WL}=1.5	0.20	N	JPHA(2007)
	r_{WL}=2.0～2.5	0.40	N	
	안 벽	0.30	-	長尾毅(2001a)
	방파제	0.20～0.30	-	
잔류수위		0.20	-	

4.4.4 토압계수와 토압

토압은 원지반 및 매립토에 의해 발생되며, 지반의 단위중량과 전단저항각으로 구성된다. Phoon et al.(1995)는 원지반 토압의 변동계수를 COV=1.0, 뒷채움 매립토에 의한 토압의 변동계수를 COV=0.8로 제안하였으며, 토압의 확률분포는 정규분포로 제안하였다.

Mayne and Kulhawy(1982)는 정규압밀 점토에 대한 정지토압계수의 변동계수를 COV=0.18로 제안하였으며, 長尾毅(2001a)는 성토에 의한 토압의 변동계수와 정지토압의 변동계수를 각각 COV=0.05, COV=0.10으로 제안하였다.

Rankine의 주동토압계수와 수동토압계수, 구조물과 흙의 벽면마찰을 고려하는 Coulomb의 수동토압계수는 식 4.1～4.3과 같으며, 토압계수는 지반의 전단저항각(ϕ_f)으로 표현된다.

$$K_a = \frac{1-\sin\phi_f}{1+\sin\phi_f} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2}\right) \quad (4.19)$$

$$K_p = \frac{1+\sin\phi_f}{1-\sin\phi_f} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi_f}{2}\right) \quad (4.20)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi_f+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_f-\delta)\sin(\phi_f+\beta)}{\cos(\delta-\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} \quad (4.21)$$

여기서, β : 구조물과 배면 매립토의 연직 경사각 (°)

δ : 구조물과 흙의 벽면 마찰각(°)

θ : 배면 매립토의 수평경사각 (°)

D'Appolonia and University of Michian(2004)는 전단저항각이 ϕ_f=25~40°인 1,000개의 시료를 분석하여 토압계수의 변동계수를 분석하였으며, 이를 Paikowsky et al.(2010)은 실내시험, 콘관입시험(CPT), 표준관입시험(SPT) 등 전단저항각을 산정하는 방법에 따른 토압계수의 변동계수를 표 4.9와 같이 정리하였다.

표 4.9 토압의 변동계수(Paikowsky et al., 2010)

$30<\phi_f<40$	K_0	K_a	K_p
ϕ_f from Lab Test	0.20~0.22 (0.20)	0.12~0.17 (0.15)	0.12~0.17 (0.15)
ϕ_f from CPT	0.22~0.26 (0.25)	0.17~0.23 (0.20)	0.19~0.23 (0.20)
ϕ_f from SPT	0.25~0.33 (0.30)	0.23~0.28 (0.25)	0.23~0.28 (0.25)

( )안은 추천값

Paikowsky et al.(2010)은 토압의 변동계수 산정 시, 예를 들어 주동토압이 식 4.22와 같이 확률변수가 곱으로 표현될 경우, 주동토압의 변동계수는 단위중량과 토압계수의 변동계수로 식 4.23과 같이 산정할 수 있으며, 확률분포는 로그정규분포(LN)로 추천하였다.

$$P_a = 0.5\,h\,\gamma K_a \tag{4.22}$$

$$COV_{Pa} = \sqrt{COV_{\gamma}^2 + COV_{Ka}^2} \tag{4.23}$$

표 4.10 토압의 통계학적 특성

구 분		변동계수	확률분포	참고문헌
토 압	원지반	0.10	N	Phoon et al.(1995)
	매립(성토)	0.08	N	Phoon et al.(1995)
정지토압	원지반	0.10	-	長尾毅(2001a)
	매립(성토)	0.05	-	長尾毅(2001a)
	SPT	0.30	LN	Paikowsky et al. (2010)
주동토압	SPT	0.30	LN	

4.4.5 마찰계수

개량지반 및 원지반과 지지층 사이에 활동에 대한 저항력을 작용되는 마찰계수(μ)는 연직력 및 수평력 등의 외력과 접촉면의 마모도와 거칠기(roughness) 등에 따라 차이가 있으며, 일반적으로 식 4.24와 같이 지지층의 전단저항각(ϕ)으로 산정한다.

$$\mu = \tan\phi \tag{4.24}$$

長尾毅(2002)는 기초지반의 마찰계수의 변동계수를 COV=0.1로 제안하였다. 박옥주(2006)는 문헌연구를 통하여 심층혼합처리 지반과 지지층의 마찰계수의 변동계수를 COV=0.1로 적용하여 신뢰성해석을 수행하였으며, 마찰계수의 확률분포는 정규분포로 적용하였다.

4.4.6 전단강도

가. 개량체의 전단강도

개량체의 전단강도는 개량체의 압축강도의 1/2으로 적용하고 있으므로 개량체 압축강도의 통계학적 특성값과 동일하며, 최근 30년간 여러 연구자들에 의해 개량 지반에서 채취된 개량체에 대한 압축강도 시험 결과로부터 평가된 변동계수를 그림 4.10에 나타내었다.

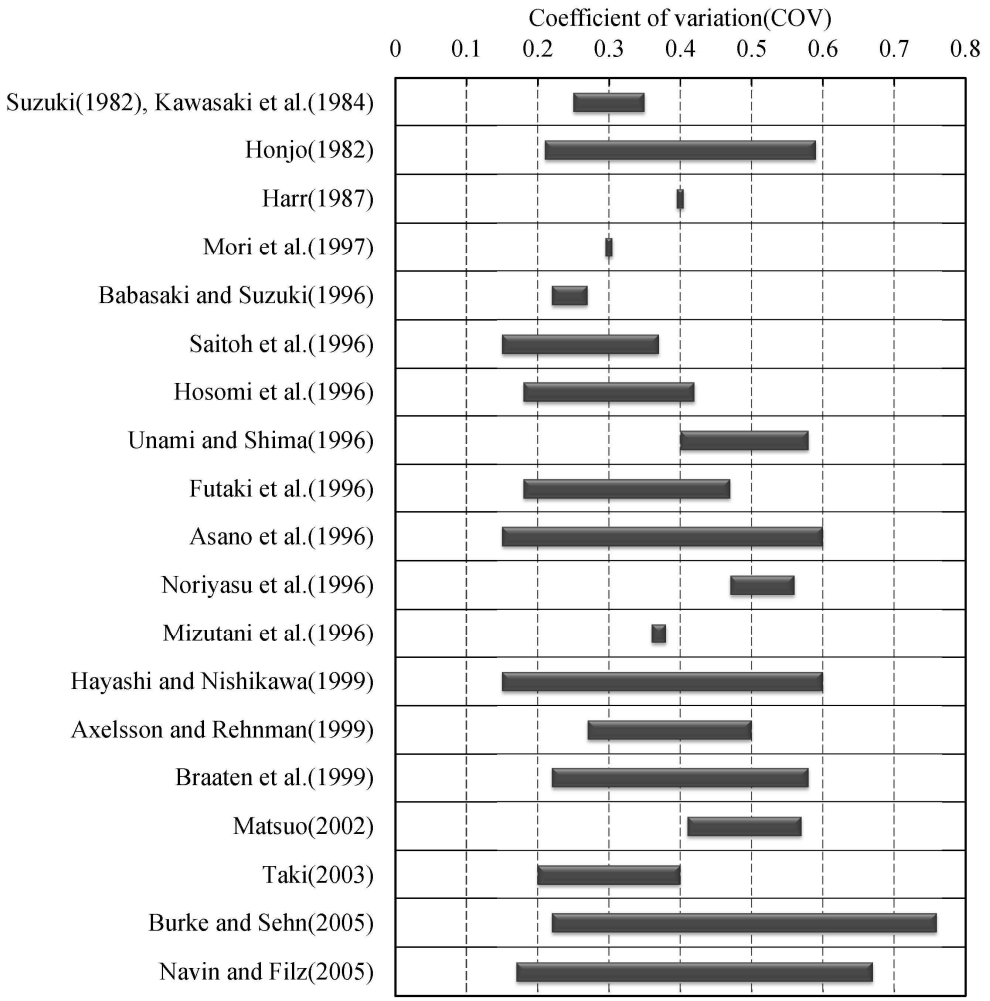


그림 4.10 개량체 압축강도의 변동계수

심층혼합처리공법이 적용된 현장에서 채취된 시료에 대한 개량체 압축강도의 변동계수는 대부분 COV=0.2~0.5 범위에 분포하였으나, 여러 연구자들이 교반장비의 형상, 시멘트와 석회의 혼합비, 혼합시간 등 다양한 조건으로 연구를 수행하면서 압

축강도의 변동계수의 범위가 더 넓게 나타나는 것으로 판단되며, 심층혼합처리공법의 원리는 동일하지만, 국가별로 시공방법과 시공장비, 사용 재료의 배합비 등의 기술수준과 지반특성이 다르기 때문에 발생되는 현상으로 분석된다. 따라서 문헌자료를 이용하여 개량체 압축강도의 변동계수를 적용하는 경우에 주의하여야 할 것이다.

국내 심층혼합처리공법의 시공사례로부터 개량체 압축강도 자료를 수집하고 통계학적 분석을 수행하여 현장별 개량체 압축강도의 평균 및 표준편차, 변동계수를 표 4.11과 같이 산정하였다. 현장별 개량체 압축강도의 변동계수는 0.227~0.365의 범위로 산정되었으며, 변동계수는 COV=0.35로 선정하였다.

표 4.11 개량체 압축강도의 변동계수

현 장	자료수	압축강도 범위 (MPa)	평균 (MPa)	표준편차 (MPa)	변동계수 (COV)
A	4	2.224 ~ 4.184	2.816	0.917	0.326
B	3	3.080 ~ 4.870	3.953	0.896	0.227
C	68	1.042 ~ 5.597	3.257	1.092	0.335
D	12	0.943 ~ 2.895	1.737	0.615	0.354
E	4	2.061 ~ 4.836	3.378	1.164	0.340
F	15	1.698 ~ 4.265	2.786	0.838	0.301
G	44	1.450 ~ 6.549	3.585	1.307	0.365
합 계	150	-	-	-	0.340

Kolmogorov-Smirnov test 및 Chi-Square test를 이용한 개량체 압축강도의 검정통계량은 표 4.12와 같이 유의수준 5%에 대한 한계값을 모두 만족하여 개량체에 대한 확률밀도분포로 정규분포와 로그정규분포 모두 적합한 것으로 평가되었다.

Paikowsky et al.(2010)은 공학적인 관점에서 하중과 저항이 음의 값이 되는 문제를 방지하지 위하여 로그정규분포로 가정하는 것을 추천하고 있으며, 하중저항계수설계법의 저항계수를 보정하기 위한 편의성이나 개념의 간편성 측면에서 로그정규분포로 가정하였다.

표 4.12 개량체 압축강도에 대한 확률밀도분포 검정

검정방법	현장	자료수	검정통계량		한계값	검정결과
			로그정규분포	정규분포		
Kolmogorov-Smirnov Test	C	60	0.102	0.095	0.172	채택
	G	43	0.087	0.159	0.198	채택
Chi-Square Test	C	60	4.650	8.242	12.592	채택
	G	43	6.532	4.538	9.488	채택

현장 개량체의 압축강도 중 자료수가 비교적 많은 C현장과 G현장의 확률밀도분포를 그림 4.11~4.12에 나타내었다.

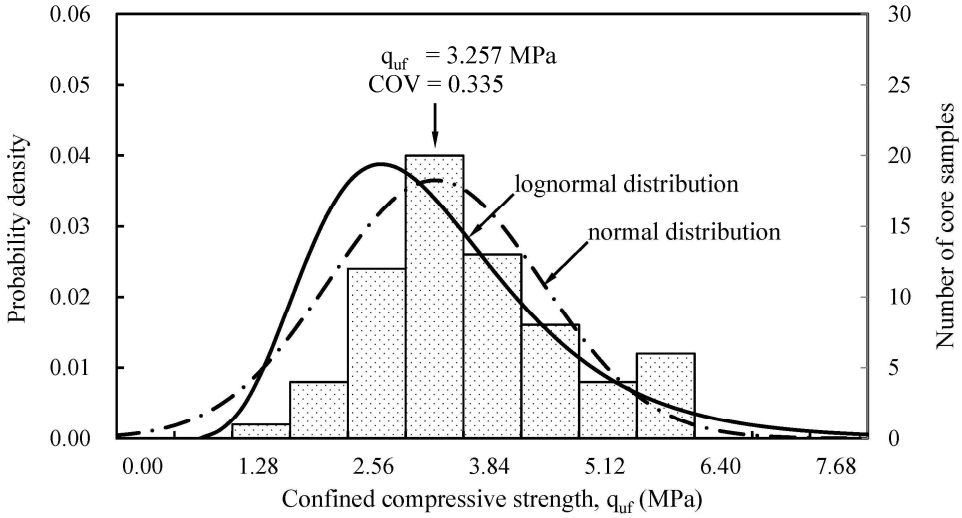


그림 4.11 개량체 압축강도에 대한 확률밀도분포와 히스토그램(C현장)

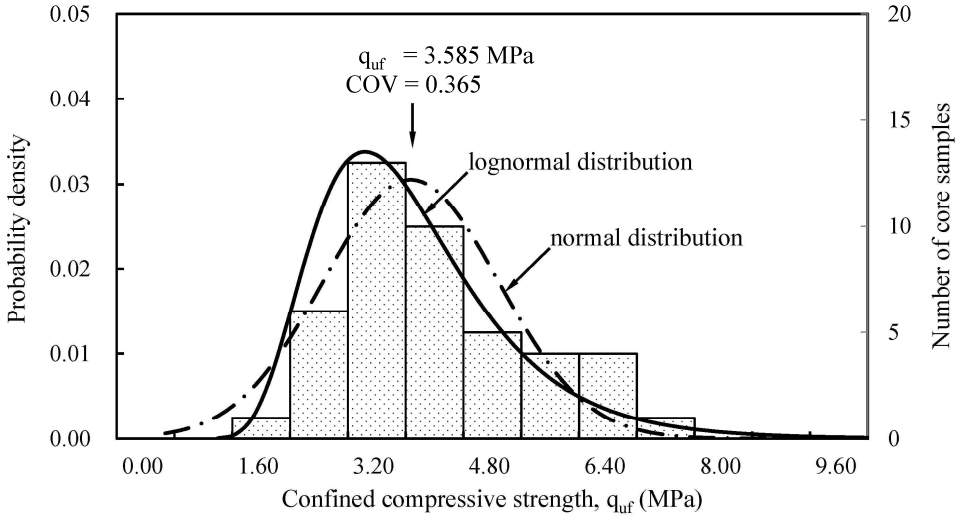


그림 4.12 개량체 압축강도에 대한 확률밀도분포와 히스토그램(G현장)

나. 점성토의 전단강도

국외 점성토에 대한 전단강도의 변동계수는 표 4.13과 같이 Harr(1987), Lacasse and Nadim(1996), Phoon and Kulhawy(1999) 등에 의해 0.05~0.80로 매우 큰 범위로 나타났으며, 확률분포는 정규분포 및 로그정규분포로 평가되었다.

국토해양부(2011)에서 분석된 광양 및 부산의 국내 점성토의 비배수 전단강도는 0.60~0.70으로 나타났으며, 실제 설계에서는 변동계수를 감소시키기 위하여 대상지역별로 세분된 구역 내에서 실험결과를 이용하여야 한다고 권고하였다.

표 4.13 원지반 점성토의 통계학적 특성

구 분		변동계수	확률분포	참고문헌
Clay, Silt	UU test	0.11~0.49 (평균 0.22)	-	Phoon and Kulhawy(1999)
Clay	CU test	0.18~0.42 (평균 0.32)	-	
	-	0.06~0.80 (평균 0.32)		
	-	0.338	-	Harr(1987)
	UU test	0.05~0.20	LN	Lacasse and Nadim(1996)
	Index Su	0.10~0.35	LN	
Clayey Silt	-	0.10~0.30	N	

4.4.7 확률변수의 통계학적 특성 선정

심층혼합처리 지반에 대한 신뢰성수준을 평가 및 부분안전계수 보정을 위하여 확률변수의 통계학적 특성값을 상기 기존 연구자들이 제안한 문헌값의 범위와 심층혼합처리 지반에 대한 신뢰성해석 사례들로부터 표 4.14와 같이 선정하였으며, 상대적으로 변동계수가 큰 파압(COV=0.19), 잔류수위(COV=0.20), 개량체 압축강도(COV=0.35)를 로그정규분포로 선정하였다.

표 4.14 심층혼합처리 지반에 대한 확률변수의 통계학적 특성

확률변수		변동계수(COV)	확률분포
단위중량	콘크리트	0.02	Normal
	모 래	0.04	Normal
	사 석	0.03	Normal
	원지반	0.03	Normal
파력(파압)		0.19	Lognormal
잔류수위		0.20	Lognormal
강 도	개량체	0.36	Lognormal
	원지반	0.10	Normal
	사질토	0.10	Normal
토 압	주동토압	0.10	Normal
	수동토압	0.10	Normal

4.5 옹벽

4.5.1 단위중량

옹벽은 무근콘크리트, 철근콘크리트, 배면성토재, 옹벽 배면의 자연지반 등으로 구성된다. 각 재료의 단위중량은 골재의 채취장소, 시멘트 배합비, 성토 다짐, 지반의 층별 구조 등에 따라 그 값이 변동성을 갖게 되며, 이러한 변동성을 확률분포로 나타내어 신뢰성 설계에 사용할 수 있다. 현장 및 실내시험의 결과치, 인근지역에서 기존 자료 및 문헌 연구를 통해 얻어지는 값 등등 가능한 많은 정보를 수집할 필요가 있다.

4.5.2 마찰계수

옹벽 저면과 지반사이의 마찰계수는 접촉면의 거칠기와 자연지반의 종류에 따라 변동성을 가진다. 따라서, 옹벽의 신뢰성 설계시 확률변수로 고려해야 하며, 특별한 경우를 제외하고는 정규분포로 가정한다.

4.5.3 토압

가. 정적토압

토압은 토질의 단위중량 및 사용하는 토압산정 방식에 따라서 다양한 불확실성이 존재한다. 그러나, 대부분의 경우 정적토압은 대표치(평균치)와 변동계수를 이용한 정규분포로 가정하는 것이 일반적이다. 상시 주동토압은 지층별로 식 4.25로 계산하며 주동토압계수는 식 4.26으로부터 구한다.

$$P_{ai} = K_{ai}[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos\Psi}{\cos(\Psi - \beta)}]\cos\Psi \tag{4.25}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi)}{\cos^2\Psi\cos(\delta + \Psi)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta)\sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \Psi)\cos(\Psi - \beta)}}]^2} \tag{4.26}$$

여기서, γ_i : 흙의 단위중량

h_i : 토층 i의 깊이

ω : 지표면 등분포하중

ϕ_i : 내부마찰각

Ψ : 벽면이 연직과 이루는 각

δ : 배면토의 벽면 마찰각

β : 지표면과 수평이 이루는 각

정적토압의 합력은 분포 토압의 전 벽면에 대한 적분을 통해 구할 수 있으며, 다음과 같다.

$$E_{st} = \int_{wall} P_{ai}\, dh \tag{4.27}$$

나. 동적 토압

동적토압은 지진시 제체에 작용하는 토압 중에서 정적토압 성분을 제외한 것을 말한다. 따라서, 동적토압은 지진에 의하여 영향을 받으며 신뢰성 설계를 위해서 다음과 같이 지진계수의 함수로써 표현하는 것이 합리적이다.

$$P_{aei} = K_{aei}[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos\Psi}{\cos(\Psi-\beta)}]\cos\Psi \tag{4.28}$$

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i-\alpha-\theta)}{\cos^2\theta\cos\alpha\cos(\alpha+\delta+\theta)[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\alpha+\delta+\theta)\cos(\alpha-\beta)}}]^2} \tag{4.29}$$

여기서, K_{aei}는 지진시 주동토압계수이며, θ는 합성 지진작으로서, 잔류수위 상부지반에 대하여 $\theta = \tan^{-1}K_h$, 잔류수위 하부지반에 대하여 $\theta = \tan^{-1}K_h'$이고, K_h는 수평지진계수, K_h'는 겉보기 지진계수로서 다음과 같이 계산된다.

$$K_h' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_j + \omega) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + \omega\} + (\gamma - 10) h} K_h \tag{4.30}$$

지진시 동적토압의 합력(E_{dy})은 식 4.31로부터 구한다. 정적 및 동적 성분을 모두 고려한 토압합력은 다음과 같이 표현한다.

$$E = E_{st} + AK_h \tag{4.31}$$

결정론적 설계법에 의한 동적토압 합력, 정적토압 합력 및 지진계수를 각각 E_{dy}^*, E_{st}^*, K_h^*라 하면 A는 다음과 같다.

$$A = \frac{E_{dy}^* - E_{st}^*}{K_h^*} \tag{4.32}$$

4.5.4 하중

옹벽에 작용하는 하중의 불확정치는 신뢰성 설계에 있어서 상수로 가정하여 적용할 수 있다. 그러나 정밀한 해석을 위해서는 각 하중별로 불확실성을 고려해야 하며, Ellingwood et al.(1980)에 따르면 변동계수는 사하중 10%, 활하중 25%로 제안하고 있다.

4.5.5 지반반력계수

지반을 탄성스프링으로 모델링 할 수 있도록 간편하게 계산하는 지반반력계수는 다양한 지반의 불확실성에 의해 그 변동성이 매우 크므로 대수정규분포를 따르는 것으로 가정한다. 지반반력계수의 평균치비는 1.0, 변동계수는 0.755이다.

4.5.6 기하학적 설계변수

옹벽은 중력식, 반중력식, 역T형, L형, 기대기식 등 다양한 형태로서, 자중, 모멘트 등의 산정에 사용되는 기하학적 설계변수에도 불확실성이 존재한다. 자중을 산정함에 있어서도 단위중량과 부피를 이용하게 되는 설계도에 도시된 규격과 시공 후의 규격에는 어느 정도의 불확실성이 존재하여 제체 파괴확률에 영향을 미치게 된다. 또한, 모멘트 산정 시에도 회전중심으로부터 하중중심까지의 거리는 기하학적 설계변수에 따라 변동성을 가질 수 있다. 그러나, 이러한 기하학적 설계변수에 의한 불확실성은 하중자체에 기인하는 불확실성에 비해 무시할 수 있을 만큼 변동폭이 미미하다고 볼 수 있으므로, 옹벽의 신뢰성 설계에서는 기하학적 설계변수를 확률변수로서 고려하지 않는다.

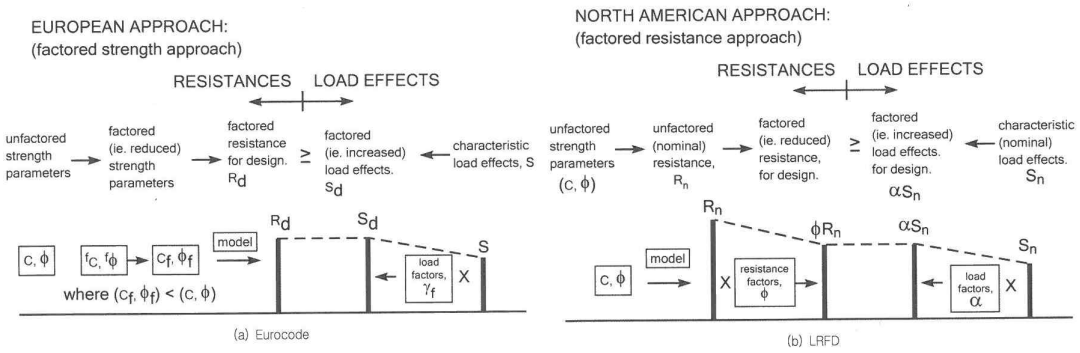
4.6 지반조사 및 시험

4.6.1 지반조사 및 표준서

미국과 캐나다를 중심으로 한 북미 선진국에서는 유로코드와 달리 LRFD설계법이 개발되었으며, 미국의 경우 연방도로국의 교량 설계기준(AASHTO, 1994), 빌딩과 구조물에 대한 국립표준설계기준(ANSI)에 적용되었고, 캐나다에서는 캐나다 고속도로 교량설계기준(CHBDC)(MOT, 1992) 및 canadian foundation engineering manual(CGS, 1992) 등의 설계기준에 적용되고 있다. 이 밖의 호주의 AUSTROADS 교량설계기준(1992)은 깊은 기초의 시공에 관한 저항계수를 제시하고 있으며, 호주 표준(SAA, 1995)에서는 지반의 특성 및 시험법, 타입조건 등에 관한 적절한 저항계수 선정 방법을 제시하고 있다. AUSTROADS 교량설계기준에서 제시하는 저항계수 값은 최근 여러 나라에서 개발된 설계기준의 저항계수 값보다 크게 제시된 경향이 있다.

국제 시장에서 가장 많이 사용되고 있는 한계상태설계법은 AASHTO LRFD와 Eurocode이다. 두 개의 기준은 유사한 목표 신뢰도 지수를 활용하지만, 한계상태의 정의 등에 있어 다른 체계를 갖고 있다. LRFD에서는 부재가 발현할 수 있는 최대의 강도 상태를 강도한계상태로 활용하는 반면에 유로코드에서는 부재의 파괴 및 붕괴 상태 등을 기준으로 한 극한한계상태를 사용한다. 또한, 부재의 강도 결정에

있어서도 AASHTO LRFD에서는 단면에 대한 안전계수를 정하며, Eurocode에서는 재료별 안전계수를 활용하여 단면의 강도를 결정한다(그림 4.13).



Eurocode LRFD

그림 4.13 한계상태설계법의 종류(Becker, 1996)

4.6.2 지반조사 계획

설계를 진행하는데 있어 적절하고 충분한 자료를 제공하기 위한 시추조사와 토질시험을 포함한 지반조사가 실행되어야 한다. 다음은 도로설계편람에 제시되어 있는 지반조사의 수행과정을 인용 정리하였다(국토해양부, 2011).

가. 예비조사

예비조사는 계획단계에서 실시하는 조사로서 넓은 범위를 대상으로 수행하며 기존자료조사, 항공사진 및 위성사진의 판독, 분석, 현장답사 등을 실시하여 개략적인 지반특성을 파악할 수 있도록 수행하며, 필요시에는 시추조사도 시행하여야 한다.

나. 본조사

본조사는 개략조사(기본설계 단계)와 정밀조사(실시설계 단계)로 구분되며 부지나 노선 또는 구조물의 위치가 결정된 후 지층의 분포, 지질구조, 공학적인 특성 등 설계정수를 파악하기 위하여 수행하는 조사로서 지표지질조사, 물리탐사, 시추조사 및 현장 시험, 실내시험 들을 포함하여야 하며, 공사의 목적이나 구조물의 종류에 따라 조사 및 시험의 진행방법이나 중점 조사사항을 달리 할 수 있다. 특히 예비조사 등에서 확인된 취약 구간에 대한 정밀 조사가 시행되어야 한다. 설계단계에서

정밀한 조사가 수행되었다고 하더라도 조사자체에는 한계성이 있으므로 불규칙적인 지반분포 구간에서는 시공 시 노출되는 실제지반 관찰 및 시공 중 보완조사를 실시하여 시공의 안전성을 확보할 수 있도록 하여야 하며 설계변경에 필요한 자료를 제공하도록 하여야 한다.

4.6.3 지반조사 방법

일반적인 지반조사의 방법은 다음과 같은 순서로 진행된다.

① 관련자료 수집

② 현장답사

③ 정밀 지표지질조사 실시

④ 시추조사 진행 및 다양한 지구물리탐사를 수행

⑤ 현장원위치시험, 공내시험, 실내시험 수행

이후 이러한 지반조사를 수행하는 과정에서 수집된 제반의 정보를 종합적으로 분석하여 자료들의 신뢰성을 분석하고, 설계 및 공사목적에 부합하도록 분류하여야 한다. 다음은 도로설계편람에 제시되어 있는 지반조사의 수행과정을 인용 정리하였다(국토해양부, 2011).

가. 관련자료 수집

항공사진, 인공위성사진, 지형도, 지질도, 토양도, 지하매설물도, 기존 구조물 도면, 지하수현황, 조사지역을 포함한 광역 조사자료 등을 이용하여 조사지역의 현황을 파악 하여야 한다. 자료조사는 지반조사의 계획 및 현장상황 등을 판단하기 위한 모든 기존자료를 수집하는데 그 목적이 있다. 표 4.15는 기존자료 조사내용을 정리한 것이며, 표 4.16은 구조물별로 지반조사를 실시하는데 있어 착안사항과 이에 따른 실내 시험항목을 정리한 것이다.

표 4.15 기존자료 조사의 내용(국토해양부, 2011)

조사대상	조사내용
기존 구조물	· 기존구조물의 배치, 설계도면, 시공관련자료, 현 상태 등을 검토함으로서 개략적인 주변 지반조건, 지지력, 위험요소 등을 파악
인접지역 조사자료	· 조사지역의 인접지역에서 실시한 조사자료를 활용하여 지반의 종류 및 조건, 지하수 분포상태 등을 파악
지형도 항공사진 위성사진 고지형도	· 항공사진, 위성사진 및 고지형도를 이용하여 현재 및 과거의 지형상태를 조사, 분석하고 지질경계, 선구조, 파괴지형, 식생, 수계 등의 분포상태를 파악하여 시추, 골재원, 토취장 또는 채석장 등의 조사에 활용하고 현장조사시의 시추위치, 시추장비의 진입가능성 및 시추용수의 취득가능성 등을 파악
지질도	· 지층의 분포상태, 구조물에 직접적인 영향을 주는 지질구조(단층, 습곡, 절리, 선구조)의 발달과 특성 및 공동의 발달유무 등을 분석하여 터널굴착조건을 예측하고 노선결정과 조사계획 수립에 반영
토양도	· 토양도는 주로 표토의 영농자료를 제공하나 토양의 비옥도나 수분상태 등의 성질로부터 흙의 물리화학적 및 공학적 특성 추정가능
우물현황	· 지하수 이용을 우한 우물개발 현황으로부터 지하수 부존상태, 지하수위 상태 등의 지하수 특성파악

표 4.16 구조물별 지반조사 착안사항 및 실내시험항목(최인걸 등, 2006)

조사대상	조사 착안사항	조사 및 실내시험항목
구조물 기초 (건축물, 교량, 옹벽 등)	· 지지층판단, 지지력, 침하검토, 지하수위, 공동유무, 기초형식, 지발 반력계수, 말뚝지초의 경우 부마찰력	· 보링조사, 표준관입시험, 공내검층, 공내재하시험, 평판재하시험, 물성시험, 일축압축시험, 삼축압축시험, 압밀시험
도로, 철도	· 성토재의 유용성 및 다짐특성, 포장 두께 산정, 동결심도, 절토법면의 사면안정, 용출수, 토량변화율, 절토의 리퍼빌리티, 절토부의 암유용성	· 오거보링, 시굴조사, 지표지질조사, 보링 조사, 표준관입시험, 물리탐사, 물성시험 직접전단시험, 삼축압축시험, 다짐시험, CBR시험, 들밀도시험, 골재품질시험
호안 방파제	· 강제치환 깊이 산정, 지반개량 검토, 압밀침하 및 침하시간, 사면안정, 전단강도 특성	· 보링조사, 표준관입시험, 물리탐사, 더치콘관입시험, 베인전단시험, 물성시험, 일축압축시험, 삼축압축시험, 압밀시험
터널	· 갱문위치 판단, 굴착방법 및 지보의 형태, 암반분류, 불연속면의 존재와 주향 및 경사, 파쇄대 유무, 암반의 투수성, 암반물성치, 굴착암의 유용성	· 지표지질조사, 보링조사, 물리탐사, 공내검층, 공내재하시험, 절리면 전단시험, 실내암석시험, 수압시험, 골재품질시험
댐, 저수지	· 지층분포와 지지층 판단, 기초지반의 투수성, 그라우팅 계획, 파이핑 검토, 성토재의 유용성 및 다짐 특성, 제체의 침투, 제체의 사면안정	· 보링조사, 표준관입시험, 물리탐사, 수압시험, 물성시험, 다짐시험, 삼축압축시험, 직접전단시험, 투수시험
지하토류벽	· 토류벽 형식, 차수계획, 토압계산, 수압분포, 파이핑 및 히빙검토, 지하수 유입 및 배수	· 보링조사, 표준관입시험, 공내물리 검층, 공내재하시험, 물성시험, 일축압축시험, 투수시험, 직접전단시험, 삼축압축시험, 실내암석시험
연약지반	· 연약층 두께 및 범위, 연약정도, 압밀 침하 및 침하 소요시간, 단계성토고, 사면안정, 지반처리계획, 장비의 진입성, 압밀이력상태, 강도증가율	· 보링조사, 표준관입시험, 더치콘관입시험, 베인전단시험, 물성시험, 일축압축시험, 삼축압축시험, 압밀시험
액상화지반	· 액상화 발생가능 지반판단, 지하수위, 액상화 안전율, 액상화 대책 검토	· 보링조사, 표준관입시험, 물성시험 (특히 입도), 상대밀도시험, 현장밀도시험, 반복삼축압축시험, 반복단순전단시험, 지진응답해석, 공진주, 탄성파탐사, 충격반향시험

나. 현장답사

현장 여건을 확인하여 조사계획이 원활하게 진행될 수 있도록 하는 과정으로 이를 통해 원활한 본 조사 계획을 수립할 수 있도록 하여야 한다. 이에 따라 조사지역의 부지개발이나 도로공사 등으로 인한 지형변화와 도로망확인이 필요하며, 지질도를 통한, 대규모의 지질구조에 대한 확인과, 지형도를 통해 지표수의 분포를 확인하고, 다양한 기 준비된 도면을 통해 확인된 인근구조물 유지상태, 지하매설물, 수송통로의 확보 등이 있다.

다. 정밀 지표지질조사 실시

지표 지질조사는 현장 정밀조사 이전에 지형, 토질, 지질구조, 암상과 지층, 지하수 등의 종류, 분포 및 상태 등을 개괄적으로 파악하여 본 조사를 실시할 때에 기본 자료로 활용하고 본조사의 경제적·시간적 효율을 높이기 위하여 실시한다. 지표지질조사를 통하여 단층, 습곡, 절리 등이 표시된 지질구조도 및 암종이 표시된 지질도를 작성하고, 지질재해의 가능성 등을 검토하여야 한다. 지표지질 조사시에는 표층지반, 암질, 지질구조, 지하공동, 암반거동, 지표수 및 지하수 등의 사항을 조사하여 그 결과를 응용지질도로 표시한다. 응용지질도는 조사지역을 포함하는 광역지질도(1:25,000)와 정밀응용지질도(1:50,000)로 구분하여 작성하여야 한다. 1차적으로 작성된 지질도는 본조사의 시추조사, 시험 결과 및 물리탐사 결과와 비교분석하여 지질구조의 특성을 보완하고 표층지반, 암질 지하공동, 암종경계, 지하수 등의 사항을 표시한 지질평면도, 지질종단면도 등을 최종적으로 작성하여 설계에 반영하여야 한다. 일반적으로 지표지질조사를 목적으로 하는 항공사진 판독은 1:10,000 이상의 축척으로 촬영된 항공사진의 이용이 바람직하며 인공위성 사진인 경우에는 별도의 제한이 없다. 지표지질조사에 이용되는 지형도의 축척은 1:50,000을 기본지형도로 하며, 지질분포의 복잡성에 따라 축척은 조정하여 사용할 수 있다. 표 4.17은 지표지질 조사항목을 나타낸 것이다.

표 4.17 지표지질조사 항목(국토해양부, 2011)

조사대상	세부조사항목
표층지반	・표토, 풍화토, 퇴적물의 종류(하상 퇴적물, 선상지 퇴적물, 단구 퇴적물, 붕괴 퇴적물, 화산분출물)등의 분포상태 및 구성 물질, 두께, 고결정도, 함수상태, 투수성, 유동성 등
암질	・암석의 종류, 입도, 조암광물과 배열, 공극상태, 압축강도, 인장강도, 탄성파 속도, 변성도 및 풍화도, 층리. 엽리 등
지질구조	・지질분포, 지층의 성층상태, 주향과 경사, 절리, 습곡, 단층, 파쇄대, 변질대 등
지표수 및 지하수	・지표수의 유하상태, 지하수의 부존상태, 수온, 수질, 대수층의 구성, 지하수위, 대수층과 지질과의 관계, 용수상황 등
지열, 온천	・고지열대, 온천용출 등
지하공동	・자연공동(석회동굴 등), 광산갱도, 폐광 등의 과거갱도
암반거동	・팽창성 및 유동성 지반의 유무나 분포상태, 용수에 의한 붕괴가능 지반의 유무정도나 분포상태, 편압가능성 등

라. 시추조사

조사지역 내의 지반에 대한 지반종류, 지질구조, 공학적 성질, 절리분포, 지층의 구성과 지하수위를 파악하고 흐트러진 또는 흐트러지지 않은 시료를 채취하며, 현장시험을 수행하기 위하여 시추조사를 실시한다. 표 4.18은 시추방식에 따른 분류를 나타낸 것이다.

표 4.18 시추방식에 따른 분류

시추종류	특 징	굴진방법	지층판정 방법	적용토질	용도
변위식 시추 (Displacement boring)	가장 단순한 시추로 케이싱을 사용하지 않음	선단을 폐쇄한 샘플러를 동적 혹은 정적으로 관입, 샘플링시는 선단을 개방하여 관입	관입량에 대한 타격수 또는 압입하중측정	공벽이 붕괴되지 않는 점성토 및 사질토	개략조사 및 정밀조사
수세식 시추 (Washing boring)	장치가 간단하고 경제적	경량비트의 회전 및 시추수의 분사로 굴진 슬라임은 순환수로 배제	관입 또는 비트 회전저항, 순환 배제토 확인	매우 연약한 점토 및 세립-중립의 사질토	개략, 정밀, 보완조사 및 지하수조사
충격식 시추 (Percussion boring)	깊은 시추 공법중에서 가장 긴 역사를 가짐	중량비트를 낙하하여 파쇄굴진, 슬라임은 bailer 또는 sand pump로 주기적으로 배제	굴진속도 또는 재제토, 일반적으로 지층경계판정 곤란	토사 및 균열이 심한암반, 연약점토 및 느슨한 사질토는 부적당	일반적인 지하수개발, 전석·자갈층의 관통, 불교란 시료 채취는 부적합
회전식 시추 (Rotary boring)	굴착이수사용, 지반교란 적음, 코어채취가능, 신속	비트회전으로 지반을 분쇄하여 굴진, 이수에 의한 공벽안정, 슬라임은 순환이수로 배제, 코어채취 가능	굴진속도 또는 순환 배제토, 수동식의 경우는 lever감각	토사 및 암반 등 거의 모든 지층	정일, 보완조사, 암석코어채취에 최적, 지하수 관측에는 부적합
오거식 시추 (Auger boring)	인력 및 기계방식, 가장 간편한 보링, 시료는 교란됨	오거를 회전하면서 지중에 압입굴진, 주기적으로 오거를 인발하여 샘플링	채취된 시료의 관찰	공벽붕괴가 없는 지반, 연약하지 않은 점성토 및 점착성이 다소 있는 토사	얕은 지층의 개략·정밀조사, 동력식은 보충조사에 적합

마. 물리탐사

비파괴 지반조사로 이용되는 지구물리탐사는 지하 매질의 물리적, 화학적 성질과 관련하여 자연발생적이거나 인위적으로 발생시킨 현상을 측정하고 그 결과를 해석함으로써 지하의 층서구조와 지하수의 유무, 지하자원의 부존 등과 같은 지하의 상태를 규명하는 것을 말한다. 지구 전체를 하나의 연속체로 이해하고 지각 및 내부구성과 관련된 물리적 특성을 규명하는 순수 지구물리학과 비교할 때 지구물리탐사는 대상 목표물이 한정되며, 부존심도가 천부이며 보다 구체적이고 정밀한 조사라는 점에서 응용지구물리학과 같은 의미로 사용된다.

물리탐사는 자성, 밀도, 전기전도도와 같이 측정하고자하는 매질의 고유한 성질에 따라 자력탐사, 전기탐사, 중력탐사, 탄성파탐사, 지하레이더탐사 등으로 구분된다. 지반탐사에 적용되는 탐사 방법으로 얻어지는 자료는 상이한 매질의 특성을 반영하는 것이므로 탐사에 앞서 수행 목적과 지반조건 그리고 경제적 비용을 고려하여 가장 효과적인 탐사방법을 선택하는 것이 중요하다. 그림 4.14는 Reynolds(1991)에 의한 탐사법과 S/W를 선택하는 의사결정 과정을 설명하는 흐름이며, 표 4.19는 탐사법에 따른 적용분야를 정리하였으며, 표 4.20은 지반조사에서 활용되는 물리탐사 및 검층방법을 정리하였다.

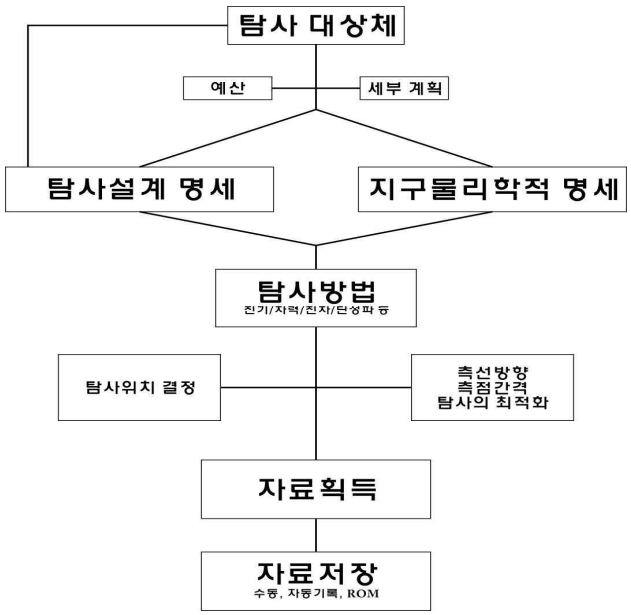


그림 4.14 탐사법과 S/W를 선택하는 의사결정 과정을 설명하는 흐름도

표 4.19 탐사방법에 따른 적용분야

탐사방법	이용되는 물성	적용분야									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
중력탐사	밀도	P	P	s	s	s	s	!	!	s	!
자력탐사	대자율	P	P	P	s	!	m	!	P	P	!
굴절법탄성파탐사	탄성계수, 밀도	P	P	m	P	s	s	!	!	!	!
반사법탄성파탐사	탄성계수, 밀도	P	P	m	s	s	m	!	!	!	!
전기비저항탐사	전기비저항	m	m	P	P	P	P	P	s	P	m
자연전위(SP)탐사	전위차	!	!	P	m	P	m	m	m	!	!
유도분극(IP)탐사	전기비저항, 커패시턴스	m	m	P	m	s	m	m	m	m	m
전자(EM)탐사	컨덕턴스, 인덕턴스	s	P	P	P	P	P	P	P	P	m
VLF 전자탐사	컨덕턴스, 인덕턴스	m	m	P	m	s	s	s	m	m	!
GPR탐사	유전율, 전기전도도	!	!	m	P	P	P	s	P	P	P
MT탐사	전기비저항	s	P	P	m	m	!	!	!	!	!

・P = 1차로 우선적용

・s = 2차 적용

・m = 사용 가능하나 최적의 방법은 될 수 없음, 또는 현 상황에서는 이 분야에 적용되지 못하고 있음

・! = 부적합

• 적용분야

1 : 탄화수소 탐사(석탄, 석유, 가스)

2 : 광역 지질 연구(수백㎢정도의 넓은 지역)

3 : 광물 탐사 및 개발

4 : 토목・건설 공사부지 조사

5 : 수리지질학적 조사

6 : 지하공동 탐지

7 : 침출수 및 오염물질의 오염범위 파악

8 : 매몰된 금속물의 위치 및 종류 파악

9 : 고고학적 유물탐사

10 : 법과학 분야(예: 범죄 수사 시 매몰 시신 및 은닉 증거물 등 탐지)

표 4.20 지반조사에 활용되는 물리탐사 및 검층(최인걸 등, 2006)

위치	분류	탐사방법	대비물성	결과의 활용	적용분야
지표탐사	탄성파 탐사	1) 굴절법 2) 반사법	탄성파속도 (탄성파의 반사 및 굴절)	1) 지층 확인 및 연약대 파악 2) 굴착 난이도에 따른 토공량 산정 3) 암반분류 및 지보패턴 결정	산악터널, 절토사면, 댐, 암반공동조사
	전기 비저항탐사	1) 수평탐사 2) 수직탐사	전기비저항 (겉보기 전기비저항의 변화)	1) 지반의 연약대 및 파쇄대 파악 2) 단층 및 지층분포 파악 3) 암반분류 및 지보패턴 결정 4) 지하수의 파악	산악터널, 절토사면, 댐, 암반공동, 교량기초조사
	전자탐사	CSMT 탐사	전기전도도 (전자기장의 진폭, 위상변화)	1) 지반의 연약대 및 파쇄대 파악 2) 단층 및 지층분포 파악 3) 암반분류 및 지보패턴 결정	산악터널, 댐, 암반공동
	GPR 탐사	반사법	유전율 (전자기파의 반사)	1) 천부지층구조 및 파쇄대 파악 2) 지장물조사 및 천부공동 확인 3) 터널라이닝 배면 공극확인	지장물조사, 교량기초, 하부공동조사, 터널공동조사

표 4.20 지반조사에 활용되는 물리탐사 및 검층(최인걸 등, 2006)(계속)

위치	분류	탐사방법	대비물성	결과의 활용	적용분야
시추공탐사	단일 시추공탐사	1) Down hole (PS검층) 2) 레이더 반사법 탐사	탄성파속도 (탄성파의 전파) 유전율 (전자기파의 반사)	1) 동탄성계수 산출 및 내진설계시 활용 2) 안전성 해석에 반영 3) 연약대 및 파쇄대 파악	터널 입·출구부, 절토사면, 교량기초
	시추공간 탄성파 탐사	Cross hole	탄성파속도 (탄성파의 전파)	1) 동탄성계수 산출 2) 암반분류 및 갱구 안정성 해석	터널 입·출구부, 댐, 암반공동
	시추공간 토모그래피	1) 탄성파 2) 비저항 3) 레이더	탄성파속도 전기비저항 유전율	1) 시추공간 정밀 지반경계 파악 2) 갱문 위치 선정에 활용 3) 공동 및 연약대 위치 파악	터널 입·출구부, 댐, 교량기초조사
	물리검층	1) 전기검층 2) 전기비저항 3) 자연전위	전기전도도	1) 지층의 경계면 및 파쇄대 폭 파악	산악터널
		1) 밀도검층 2) 자연감마 3) 감마-감마	방사능 원소의 함량 (γ선 활동)	1) 현지 지반의 밀도 파악으로 탄성계수 2) 지질경계면(안상변화) 및 파쇄대	댐, 대규모 암반공동
		1) 음파검층 2) Sonic logging	탄성파 속도 (탄성파의 전파)	1) 동탄성계수 산출 2) 지층 구분 및 암반분류에 활용	산악터널, 댐, 항만, 대규모 암반공동
	시추공 영상촬영법	1) Televiewer 2) BIPS(OBI) 3) 시추공카메라	공벽의 영상 및 강도 (광파 및 초음파의 반사)	1) 불연속면 발달상태(주향, 경사, 상격) 파악 2) 절리대 충진물 유무 파악 3) 안전성 해석의 자료로 활용	산악터널, 절토사면, 댐, 대규모 암반공동

바. 현장원위치시험

실무에서 많이 사용하고 있는 현장조사현장시험은 표준관입시험(SPT), 콘관입시험(CPT), 딜라토미터(DMT), 프레셔미터(PMT) 그리고 베인전단시험(VST) 등이 있으며, 각 시험항목의 적용지반은 표 4.21과 같다.

표 4.21 현장조사시험 장비별 적용지반

항목	SPT	CPT	DMT	PMT	VST
장비구성	간단, 용이	복잡, 용이	간단, 용이	복잡, 불편	간단, 용이
시험절차	단순	단순	단순	복잡	단순
시험지점	지점 (1.5m마다)	연속	반연속	지점	지점
결과분석	경험적	경험, 이론	반경험, 이론	경험, 이론	이론
적용지반	전반적 (특히 사질토에 적합)	전반적 (느슨 모래, 실트, 연약점토)	전반적 (느슨 모래, 실트, 연약점토)	전반적 (모래, 점토)	연약점토

표준관입시험(SPT)은 사질토를 대상으로 지층의 상대밀도 및 연경도를 파악하기 위하여 개발된 원위치 시험상비로서 스플릿스푼샘플러(split spoon sampler)를 보링로드(drill rod) 하단에 연결시켜 보링 구멍에 넣고 1.5m 간격으로 지층의 연경도 파악, 상대밀도 및 실내시험에 필요한 교란시료를 채취한다. 표준관입시험에서 N값은 중량이 63.5kgf인 해머를 75±1cm 높이에서 자유 낙하시켜 스푼샘플러가 15cm 씩 3회(총 45cm) 관입될 때의 낙하횟수 중 2, 3번째를 더한 횟수, 즉 로드가 30cm 관입될 때의 타격횟수를 말한다.

피조콘시험(piezocone test)은 정적콘시험장비(CPT)에다 간극수압을 측정 할 수 있도록 변환기(transducer)를 부착한 장비를 피조콘(CPTu)이라 부른다. 피조콘 시험장비는 연결 로드에 전기식 콘을 장착하여 일정한 관입속도로 지중에 관입하여 소정의 심도(10tf 규모의 장비는 최대 N<40)까지 연속적으로 관입저항(q_c)및 슬리브의 마찰력(f_s), 관입간극수압(u_b)을 측정하는 조사장비이다. 베인전단시험(vane sheer test) 은 로드에 부착된 축에 4개의 날개를 십자형으로 조립하여 점성토 지반

에 관입·회전시켜서 회전 모멘트에 의한 연약지반의 비배수전단강도를 추정하는 시험이다.

동적콘관입시험(dynamic cone penetration test)은 원위치에서 흙의 관입저항을 측정하여 개략적인 토층성상을 파악하고 지중의 동적 응력파악 및 원위치의 전단강도를 측정하기 위하여 실시한다. 시험방법은 선단콘을 부착한 로드를 일정한 무게의 해머로 76cm 의 높이에서 자유낙하시켜 지반에 원추를 연속적으로 관입하면서 30cm 깊이마다 타입에 요하는 타격횟수를 측정한다.

딜라토미터시험(plat dilatometer test)은 멤브레인(membrane)이 설치되어 있는 날(blade)을 지중에 관입시켜 수평방향으로 압력을 재하하여 각 계수를 결정하고 지층의 특성을 파악하는 현장 원위치 조사 장비이다. 표준관입시험의 부정확성, 공내재하시험의 공법형성의 문제와 현상은 피조콘(piezocone)의 단점을 보완한 시험으로서 아칭(arching)현상은 CPT(cone penetration test)에 비해 DMT가 작다.

평판재하시험은 기초저면의 위치에서 지반위에 재하판을 놓고 하중을 가하여 시간변화에 따른 침하량을 다이얼 게이지로 측정하여 하중-침하관계로부터 허용지내력(침하, 지지력)을 알아내는 시험이다. 아래의 표는 현장조사시험 장비별로 주로 적용되는 지반을 정리한 것이다.

사. 공내시험

공내 재하시험은 토사지반과 암반을 대상으로 굴착공벽에 수평방향으로 하중을 가할 때 일어나는 변위를 측정하여 원지반 응력-변형특성을 직접 파악 할 수 있는 현장시험법이며, 시험을 통하여 수평지반의 반력계수, 변형계수, 탄성계수, 정지토압계수를 알 수 있고 시험 값은 터널, 기초 및 토류벽 변형해석 등에 이용된다.

공내 연직 평판 재하시험은 얕은 깊이에서의 평판재하시험과 유사하며 지반에 회전굴착기나 오거로 구멍을 뚫고 구멍바닥에 재하판을 놓은 후 재하압력과 침하량 곡선을 작성하여 굳은 점성토의 비배수강도와 깊은기초의 극한지지력을 산정한다.

공내 전단시험(borehole sheer test, BST)은 풍화대층의 지반정수를 파악하기 위해 시추조사와 병행하여 실시하며, 전단시험을 통해 점착력과 내부 마찰각의 지반정수를 얻은 후 설계 시 구조물 안정성 검토에 이용한다.

현장 투수시험은 실험실에서 투수계수측정은 현장상태를 재현할 수가 없어 실험

결과에 대한 신뢰성이 저하되고 사질토에서는 불교란시료를 채취할 수 없으므로 대규모 공사인 경우에는 현장 투수시험을 측정한다.

표 4.22는 공내 재하시험기의 개요와 주 시험대상이 되는 지반과 실험에 의해 도출될 수 있는 결과 값을 정리한 것이다.

표 4.22 공내 재하시험기

구분	LLT (lateral load test)	Menard type	Elastmeter type	Goodman jack
개요	탐봉(sonde)을 시추공 내에 삽입하고 질소가스의 압력을 이용하여 membrane 내에 물을 진입하여 압력과 팽창 값과의 관계로 지반특성 파악	1) 탐봉을 시추공내에 삽입하고 질소가스의 압력을 이용하여 membrane 내에 물을 주입 2) 압력과 팽창 값과의 관계로 지반특성 파악	가압장치에서 탐봉에 부착된 멤브레인을 수압으로 팽창시켜 공벽의 변위를 측정하여 변위-압력으로부터 지반특성 파악	기본적인 개념은 elastometer와 동일하며 한계압력이 700kgf/cm²이며, 하중과 변형량의 변화로 암반변형계수와 탄성계수 파악
시험 대상 지반	연약점성토 및 N값 30이하의 토사층에 적용가능	연약점성토 및 모래, 자갈층 외에도 풍화대 (풍화토, 풍화암)층에 적용가능	풍화암, 연암 및 경암층에 적용가능	연암 및 경암층에 적용
시험 결과 값	1) 정지토압 2) 파괴압 3) 반력계수	1) 정지토압 2) 파괴압 3) 반력계수	1) 포아송비 2) 반력계수	1) 변형계수 2) 탄성계수

아. 실내시험

실내시험은 함수비, 비중, 입도분석 시험 및 액소성 시험을 통하여 흙을 분류·판별하는 물성실험과 흙의 다짐시험, 흙의 압밀시험, 흙의 일축압축시험, 흙의 직접전단시험을 통해 흙의 역학적 특성을 판단하는 역학실험으로 나눌 수 있다. 암석의 경우 물성실험에는 비중시험, 밀도시험, 흡수율시험, 탄성계수시험, 포아송시험, 현미경 분석등이 있으며, 역학실험에는 일축압축강도 시험, 삼축압축강도 시험, 점하중강도 시험, 인장강도시험, 암석이방성 시험, 풍화민감도 분석, 절리면전단시험, JRC레이져측정, tilt시험, 암석유용성 시험등이 있다. 표 4.23은 일반적으로 활용되는 실내시험의 종류와 시험결과를 이용하는 방법을 정리하였다.

연약지반개량 공법 선정, 구조물 기초 형식, 가시설 형식 등은 지반정수 (물리적, 역학적 특성)에 따라 공법 및 형식이 바뀌게 되고 경제성 측면에서도 많은 차이가 나게 된다. 따라서 지반정수 산정 시 주의를 기울여야 하며 실무에서 토사, 풍화암층과 암반층에 대하여 주로 적용하고 있는 설계정수 산정방법은 표 4.24와 같다.

표 4.23 실내시험의 종류 및 이용

<table>
<tr><th colspan="2">시험명칭</th><th>시험결과치</th><th>시험결과의 이용</th><th>시험방법</th></tr>
<tr><td colspan="2">함수비시험</td><td>함수비</td><td>지반의 자연함수상태 파악</td><td>KS F 2306</td></tr>
<tr><td colspan="2">비중시험</td><td>비중</td><td>지반의 단위중량 추정</td><td>KS F 2308</td></tr>
<tr><td rowspan="2">입도분석</td><td>체분석시험</td><td rowspan="2">입도분포곡선</td><td rowspan="2">지반의 입도 분포 파악</td><td>KS F 2309</td></tr>
<tr><td>비중계분석시험</td><td>KS F 2302</td></tr>
<tr><td colspan="2">액성한계시험</td><td>액성한계</td><td rowspan="2">흙의 분류와 공학적 성질 추정</td><td>KS F 2303</td></tr>
<tr><td colspan="2">소성한계시험</td><td>소성한계</td><td>KS F 2304</td></tr>
</table>

표 4.24 역학시험 종류 및 결과이용

시험 종류	시험결과에서 구하는 값	시험결과의 이용
직접전단시험	점착력(c), 내부마찰각(ϕ)	기초, 사면, 옹벽, 등의 안정계산
일축압축시험	일축압축강도(q_u), 점착력(c), 예민비(S_t)	
삼축압축시험	점착력(c), 내부마찰각(ϕ)	
압밀시험	압축계수(a_v), 압축지수(C_c), 압밀계수(C_v)	점토층의 침하량 계산 침하시간, 압밀도 추정
투수시험	투수계수(k)	투수계수 계산
다짐시험	최적함수비(W_{opt}), 최대건조밀도(γ_{dmax})	성토의 시공방법 검토, 시공관리, 다짐율 산정
공진주시험	전단탄성계수(G), 감쇠비(D)	지진에 대한 지반 및 구조물 안전성평가
진동삼축시험	반복전단응력비(CSR)	액상화 평가

자. 암석시험

시추조사 시 채취된 암석 코어(core)에 대하여 지층을 대표할 수 있는 시료를 선정한 후 암의 공학적 성질을 파악하기 위하여 실내 암석시험을 실시한다. 실내시험 결과를 통해 얻어진 물성치간의 상관관계를 분석하여 지료의 신뢰성을 판단한 후 설계 및 시공 시 활용한다. 표 4.25는 암석시험의 종류와 그 결과를 이용하는 방법, 그리고 시험규정을 나타낸 것이다.

표 4.25 암석시험 종류 및 결과이용

시험명칭	시험결과치	시험결과의 이용	시험규정		
			KSF	ISRM	ASTM
비중시험	비중	비중, 흡수율, 함수비, 포화도, 간극비	2518 (석재)	○	
밀도시험	건조밀도 습윤밀도	지반내의 응력 산정, 지압발생 예측지표	2518 (석재)	○	
흡수율시험	공극율 흡수율	암석의 투수성	-	○	
탄성파속도 시험	탄성파전파속도 동적 탄성상수	암반의 균열도 파악, 암반분류	-	○	D2845
일축압축 시험	압축강도 탄성계수	암석의 역학적 특성, 암반분류 수치해석, Hoek-Brown 모델 입력치	2591 (석재)	○	D2938 D3148
삼축압축 시험	점착력(c) 내부마찰각(ϕ)	현지암반의 변형파괴 특성	-	○	D2664
압열인장 시험	인장강도	암석의 인장파괴특성	3032	○	D3967
점하중강도 시험	점하중 강도	일축압축시험의 대용 암석의 이방성 강도비 산정 암석강도지수, 암반분류(RMR)	○		

4.6.4 한계상태설계법을 위한 지반조사

가. 정재하시험

국내 말뚝의 정재하시험 규정(KS F 2445)은 미국표준시험법 ASTM D 1143 을 기본으로 하고 있다. 말뚝의 정재하시험에는 일반적으로 설계하중의 200%의 하중을 단계별로 재하하며, 재하방법에는 사하중, 반력말뚝, 앵커 등을 이용한다. 재하방법에 따라 표준재하시험, 급속재하시험 등 7종류로 구분되며, 국내에서는 표 4.26에 나타낸 표준재하시험법을 많이 채택하고 있다. 미국연방도로국(US DOT, 2006)에서

는 급속재하시험을 추전하고 있으며, 미해군시설단(Dpt. of the Navy, 1982)에서는 시험목적에 따라 표준재하, 급속재하, 일정침하율시험을 추천하고 있다. 압축 재하시험법들은 서로 장· 단점이 있으며, 의미가 있으므로 재하시험방법을 선택할 때에는 실시목적, 현장상황, 설계개념, 시방기준 등을 고려하여 적절히 선정하여야한다(조천환, 2010).

표 4.26 말뚝의 정재하시험법

구 분	표준재하방법	급속재하방법
하중단계	• 8단계(설계하중의 25, 50, 75, 100, 125, 150, 200%)	• 각 단계의 하중이 설계하중의 10~15%
재하하중유지	• 말뚝머리 침하율이 시간당 0.25mm 이하(최대 2시간)	• 각 단계별 2.5~15분(보통 5분) 유지하고, 2~4차례 침하량 기록
종료하중	• 설계하중의 200%에서 침하율이 시간당 0.25mm 이하 12시간, 그 이상인 경우 24시간 유지	• 극한하중 또는 허용범위까지 재하 후 2.5~15분(보통 5분) 유지
제하하중	• 시험하중의 25%씩 단계별로 1시간씩 간격을 두어 재하	• 4번정도 나누어 5분씩 유지하면서 제하
관련기준	• ASTM D 1143	• New York State DOT • ASTM D 1143(optional)

나. 평판재하시험

얕은기초 설계를 위해 수행되는 재하시험 및 지반조사 결과를 수집하였고, SPT/CPT 등 지반조사 결과를 이용하여 지반정수를 추정할 경우에 발생되는 불확실성을 피하기 위하여 평판재하시험 결과를 이용한 지반의 극한지지력 산정방법을 선택하였다. 현재 대부분의 재하시험은 극한하중단계까지 수행되지 않고, 설계하중의 2배에 이르는 하중단계까지 재하하고 있어, 재하시험을 통해 극한지지력을 결정

하는데 어려움이 있다. 따라서 재하시험 결과를 이용한 극한지지력을 산정하기 위하여 NCHRP 651 (Paikowsky et al., 2010) 및 Vesic(1963) 등이 제안하는 극한지지력산정방법을 이용하였다.

다. 개량체 압축강도시험

한계상태설계법에서는 현재 사용되고 있는 시공장비의 특성과 각 설계변수의 통계학적 특성을 반영해야 할 것으로 판단되나, 시공장비와 관련된 개량지반의 강도 및 변형특성을 예측하고 평가하는 방법이 명확하지 않다. 따라서 현재 기술수준에서는 품질관리 기준에 의한 실내배합시험 강도로부터 예측된 설계기준강도와 현장에서 채취된 개량체의 실측강도의 관계로부터 불확실성을 정의할 수 있다.

국내 설계기준에서는 설계단계에서 현장시험과 실내배합시험을 수행하며, 시공 중 및 시공 후의 품질관리에 대해서는 언급이 없지만 항만 및 어항공사 전문시방서(해양수산부, 2005b)에는 "혼합토사의 평균강도는 설계서에서 제시하는 기준강도 이상이어야 한다."고 규정되어 있다.

일본의 설계기준은 설계단계에서 실내배합시험을 실시하며, 시공 중에는 현장에서 시멘트 슬러리의 주입량, 교반날개의 속도, 혼합시간, 시공기계의 관입 및 인발속도 등을 결정하도록 규정하고 있다. 시공 후에는 코어샘플을 채취하여 압축강도시험을 수행하고, 최근 품질확인을 위하여 건전도시험, 사운딩시험, 연직재하시험을 수행한 바 있다고 설명하고 있다.

유럽에서는 설계단계에서 실내배합시험을 실시하며, 시공 중에는 그래브를 이용한 샘플을 심도별로 채취하고, 시공 후에는 재령 28일에 코어샘플을 채취하여 압축강도를 확인하도록 규정하고 있다.

설계단계에서 한국을 비롯한 일본, 유럽, 미국의 설계기준에서는 공통적으로 실내배합시험을 실시하는 것으로 나타났다. 일본과 유럽의 설계기준에서는 시공 중에 슬러리 주입량, 교반시간 등의 최적의 심층혼합처리 조건을 찾도록 규정하고 있다. 시공 후에 수행되는 품질확보는 모든 설계기준에서 샘플을 채취하여 압축강도시험 등을 통하여 수행하고 있다. 일본과 유럽에서는 코어샘플의 압축강도시험 외에도 다양한 시험을 통하여 품질확인을 수행하고 있어 설계단계와 마찬가지로 품질관리 및 품질확보 규정이 가장 엄격하게 이루어지고 있음을 알 수 있다.

본 지침(안)에서는 국내·외 심층혼합처리공법의 설계기준 분석으로부터 심층혼합처리공법을 다양한 분야에 적용하고 있으면서 설계기준이 명확하고, 품질관리 규정이 엄격한 일본의 설계기준과 한국의 설계기준을 기준으로 개량체 압축강도시험에 대하여 밝히고자 한다.

(1) 개량체 압축강도의 예측

(가) 개량체 압축강도의 예측 방법

심층혼합처리 지반의 강도를 예측하기 위하여 현장시험이 요구되지만, 설계단계에서 현장시험을 실시하기에는 경제적인 문제로 인한 어려움이 있기 때문에 연구자들은 실험실에서 모형시험과 실내배합시험에 관한 연구를 수행하였다.

Dong *et al.*(1996)은 혼합날개의 모양, 회전속도 및 관입속도 등 여러 가지 요인의 영향을 밝히고자 실내모형시험을 수행하였으며, 혼합날개의 두께 보다는 혼합속도가 압축강도에 영향을 크게 미치는 것으로 발표하였다. 그러나 심층혼합처리공법 업계에서는 혼합과정을 실내모형시험에 의해 재현하기 어려울 것이라는 견해가 우세하였다(Terashi, 1997; Bruce *et al.*, 1998).

Al-Tabbaa and Evans(1999)는 실내시험에 맞는 오거를 제작하여 실내모형시험을 실시함으로써 현장시험 결과 사이에 연관성을 발견하였으며, 심층혼합처리공법에 대한 실내모형시험이 현장상태를 재연할 수 있을 것으로 판단하였다. 이후 Axelsson *et al.*(2000)과 같은 여러 연구자들이 모형실험을 하는 경향이 많아졌으나 아직까지 어떤 연구자도 전체 혼합과정을 재연하려는 시도는 없었다.

Al-Tabbaa *et al.*(1999)은 실내배합시험의 공시체를 제작과 보관하는 방안에 대한 연구를 수행하였는데 공시체는 습윤-건조의 반복과정에서는 이상이 없었지만, 냉동-해동의 반복과정에서는 문제가 발생한 것으로 나타났다. Pousette *et al.*(1999)은 이탄 지반을 이용한 공시체의 직경, 혼합시간, 재령의 영향에 대한 연구를 수행하였으며, Jacobson *et al.*(2005)은 효과적인 실내배합시험을 위한 공시체 제작기법에 관한 연구를 수행하였다.

일본 지반공학회는 1990년에 공시체 제작방법, 양생조건 및 시험조건 등과 같은 많은 인자들에 의해 압축강도가 영향을 받기 때문에 실내배합시험을 위한 공시체 제작방법을 표준화시켰으며, 2000년에 약간의 개정을 실시하였다(CDIT, 2002). 개정

된 내용은 교란시료의 토질시험을 위한 시료 조제방법(JGS 0101)을 추가하고, 강도 발현시 탈형하여 고분자 필름으로 코팅하여 계속 양생할 수 있도록 하는 양생과정과 재령을 1, 3, 7, 10, 14, 28일 중에서 선택하되 7, 28일은 포함하도록 하는 재령 규정이다. 개정 내용이 유럽의 실내배합시험과 유사하게 개정된 것으로 미루어 보아 국제적으로 통용될 수 있는 시험법으로 개정을 시도한 것으로 판단된다.

실내배합시험은 일본, 미국, 유럽 등 각국에서 공통적으로 이용하면서도 시료제작 및 배합조건에 대한 국제표준화는 이루어지지 않았으며, 현재 적용되고 있는 실내배합시험에 관한 시험기준을 표 4.27에 나타내었다.

일본, 유럽, 미국의 실내배합시험 기준은 시료의 크기, 배합조건, 양생조건이 거의 유사하나, 국내 설계기준 및 시방서에서는 실내배합시험의 규정은 언급되지 않았다. 다만, 심층혼합처리공법 업계에서는 일본과 동일한 기준으로 실내배합시험을 수행하고 있다.

심층혼합처리 지반의 강도특성에 영향을 미치는 주요 양생조건은 양생시간, 양생온도, 양생습도와 구속압이다. 양생온도와 양생습도는 대상 현장의 특성과 밀접하게 관련되어 있음에도 현장상황을 실험실에서 충분히 재현하는 것은 매우 어려운 일이므로 실내배합시험에서는 양생온도 및 양생습도는 습도 95~100%, 온도 18~23℃ 등으로 결정하고 있다. 양생기간은 미국에서는 7, 14, 28, 56일을 선정하고 있으나, 다른 시험기준에는 언급이 없다. 대부분의 개량지반의 설계기준강도를 재령 28일 강도로 결정하고 있으므로 별도의 언급 없이도 실내배합시험에서 양생기간을 28일로 결정하고 있는 것으로 추정된다.

표 4.27 심층혼합처리공법의 실내배합시험기준

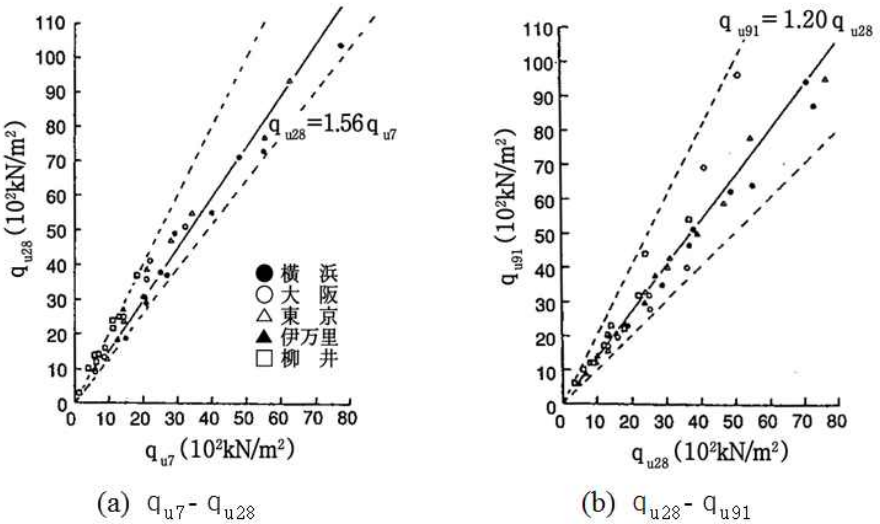
구 분	일 본	유 럽	미 국
	Japanese Geotechnical Society(2000)	EuroSoilStab (2002)	Jacobson et al. (2003)
시료채취 및 보관방법	• 얇은 튜브로 시료를 채취하고, 자연함수비 상태에서 시료를 보관	• 튜브, 피스톤, Delft 채취기를 이용하며, 원지반 상태로 보관	• 공기에 최소한으로 노출되도록 시료를 채취하여 상대습도 100%, 20℃에서 보관
공시체 제작용 몰 드	• 표준규격 - 직경 5cm - 높이 10cm	• 표준규격 - 직경 5cm - 높이 10cm • 플라스틱 튜브 또는 플라스틱으로 코팅된 합지로 내부에 오일 또는 왁스 코팅	• 표준규격 - 직경 5cm - 높이 10cm • 일회용 플라스틱 몰드
배 합 시험기	• 걸이형 패들이 달린 반죽 믹서 • 5,000~30,000㎤의 배합용기 • 회전속도 - 120~300rpm	• 모든 토질에 대하여 충분한 용량과 회전 속도를 가진 반죽기 또는 주방용 믹서	• 반죽고리가 있는 주방용 반죽 믹서 • 8회 시험용량 이상 • 회전속도 - 외부날개 155rpm - 내부날개 68rpm
공시체 제 작 과 정	• 배합시간 : 10분 • 공기제거를 위하여 5mm 강봉으로 가볍게 3층 다짐	• 배합시간 : 5분(토질 종류에 따라 변경) • 길이 50mm 강봉에 두께 10mm, 직경 45mm 원형 판을 부착하여 100kPa의 정적하중을 층별로 2초간 작용	• 배합시간 : 5분(간헐적으로 손으로 배합) • 5mm 황동봉으로 몰드 안을 25mm 두께로 25회 찌르고, 48mm 알루미늄 피스톤을 이용하여 100kPa의 압력 작용
양 생 조 건	• 시료 양단을 지정된 밀폐재료로 밀봉 • 습도 95% • 온도 20±3℃ • 재령 1, 3, 7, 10, 14, 28일 중에서 선택 (7, 28일 포함)	• 확실한 밀폐된 조건 • 온도 18~22℃	• 습도 100% • 온도 20±3℃ • 재령 7, 14, 28, 56일

(나) 재령에 따른 압축강도

Esrig(1999)은 심층혼합처리 공사 후 28일 이내에 강도증가가 크게 발생되며 이후 느린 속도로 계속 증가한다고 하였다. 일본 연안기술연구센터(沿岸技術研究センター, 1999)에서는 고로슬래그 시멘트에 대한 재령에 따른 압축강도 변화를 그림 4.15와 같이 나타내었다. 재령 28일 강도(q_{u28})는 재령 7일 강도(q_{u7})에 비해 약 1.56배 증가하며, 재령 91일 강도(q_{u91})는 재령 7일 강도(q_{u7})에 비해 약 1.20배 증가하는 것으로 평가하였다.

Lim(2003)은 싱가포르 점토 지반에 대하여 재령 1, 3, 7, 14일의 강도에 대한 재령 28일 강도를 정규화 하여 그림 4.16(a)와 같이 선형 관계로 나타내었으며, 재령 28일 강도는 재령 7일 강도에 비하여 약 1.6배 증가하는 것으로 평가하였다. 그림 4.16(b)는 재령 증가에 따라 재령 28일로 정규화된 값을 표현한 것으로 초기 14일간 가장 큰 비율로 강도가 증가되며, 28일 이후에는 완만하지만 계속 증가하여 Esrig(1999)의 연구결과를 뒷받침 하였다.

국내 심층혼합처리공법의 재령에 따른 압축강도 관계를 분석하기 위하여 실내배합시험이 수행된 재령 7일, 28일, 91일에 대한 개량체 압축강도(q_{u7}-q_{u28}-q_{u91}) 관계를 그림 4.6~4.7에 나타내었다.



(a) q_{u7}- q_{u28} (b) q_{u28}- q_{u91}

그림 4.15 재령에 따른 개량체 압축강도 관계(沿岸技術研究センター, 1999)

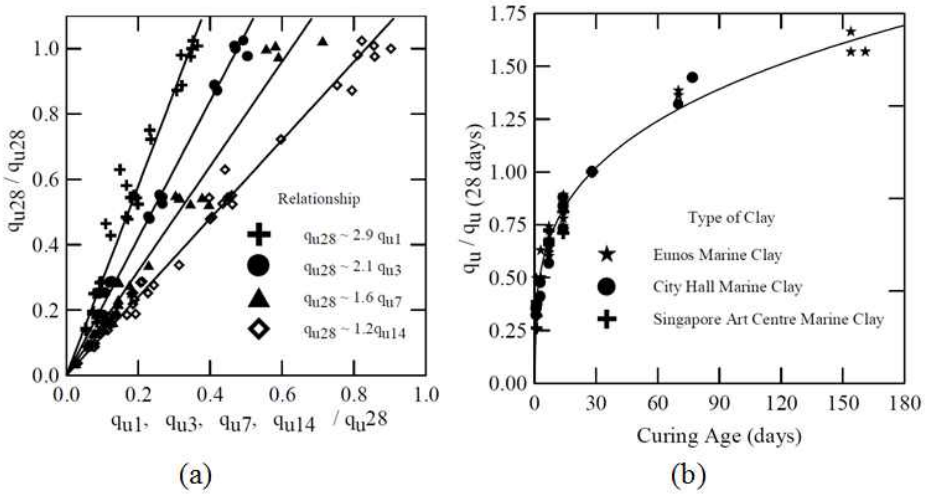


그림 4.16 싱가포르 점토에 대한 개량체 압축강도와 재령의 상관관계

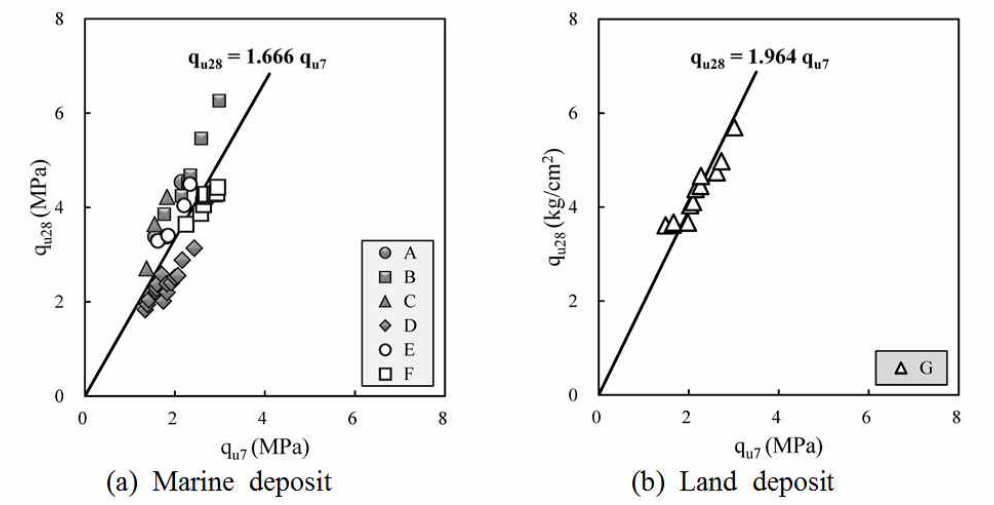


그림 4.17 국내 실내배합시험 개량체의 재령 7일-28일 압축강도 관계

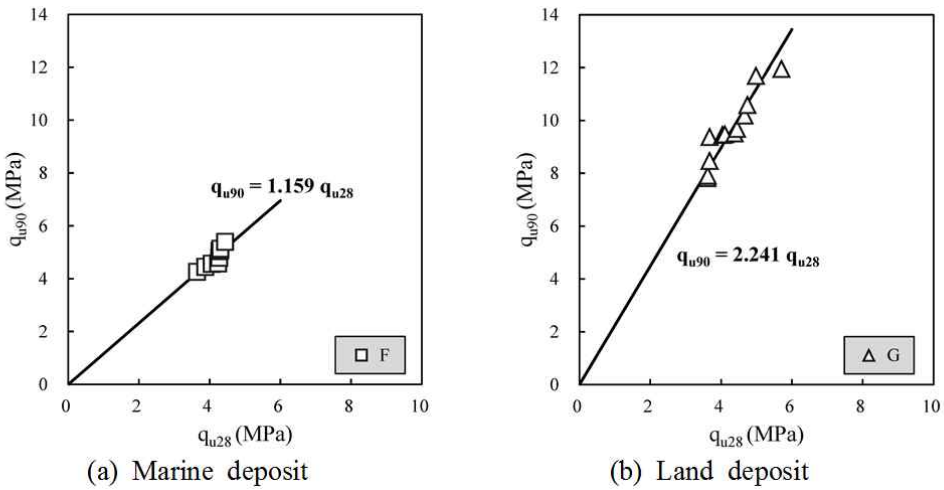


그림 4.18 국내 실내배합시험 개량체의 재령 28일-90일 압축강도 관계

해상공사(A~F)에서 재령 28일 압축강도는 재령 7일 압축강도에 비해 약 1.67배 증가하며, 재령 91일 압축강도는 재령 28일 압축강도에 비해 1.16배 증가하는 것으로 평가되었다. 육상 퇴적토 지반(G)은 재령별로 각각 1.96배와 2.24배로 증가하였다.

표 4.28은 일본(沿岸技術研究センター, 1999)과 싱가포르(Lim, 2003), 국내의 실내배합시험 개량체의 재령에 따른 압축강도의 상관관계를 비교한 것으로, 일본과 싱가포르, 국내의 실내배합시험 개량체에 대한 재령에 따른 압축강도는 거의 유사한 것으로 분석되었다.

표 4.28 일본, 싱가포르, 한국의 재령과 개량체 압축강도의 관계 비교

구 분	q_{u7} 과 q_{u28}	q_{u7} 과 q_{u91}	q_{u28} 과 q_{u91}
일 본	$q_{u28} = 1.56\ q_{u7}$	$q_{u91} = 1.85\ q_{u7}$	$q_{u91} = 1.20\ q_{u28}$
싱가포르	$q_{u28} = 1.60\ q_{u7}$	-	-
한 국	$q_{u28} = 1.67\ q_{u7}$	$q_{u91} = 1.79\ q_{u7}$	$q_{u91} = 1.16\ q_{u28}$

(다) 개량체의 설계기준강도(q_{uck})

심층혼합처리공법에서는 실내배합시험을 통하여 개량체의 평균압축강도($\bar{q}_{ul}$)를 기준으로 현장 개량체의 평균압축강도($\bar{q}_{uf}$)와 설계기준강도(q_{uck})를 결정하고 있으며, $\bar{q}_{ul}$과 $\bar{q}_{uf}$, q_{uck}의 관계는 식 4.33~4.35와 같다.

$$\bar{q}_{uf} = \lambda \cdot \bar{q}_{ul} \tag{4.33}$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \bar{q}_{uf} \tag{4.34}$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{ul} \tag{4.35}$$

여기서, q_{uck} : 설계기준강도
$\bar{q}_{uf}$: 현장 개량체의 압축강도의 평균값
$\bar{q}_{ul}$: 실내배합시험에 의한 압축강도의 평균값
γ : 현장 압축강도의 변동성에 대한 보정계수(해상 γ=1.0, 육상 γ=0.5)
λ : 실내배합 강도와 현장 강도의 비(λ=2/3)

(2) 개량체 압축강도의 실측

(가) 개량지반의 시료채취 방법

한국과 일본에서는 품질관리 방법으로 개량지반에서 시추에 의한 코어를 채취(core sampling)하여 압축시험을 시행하도록 하고 있으며, 유럽과 미국에서는 그래브에 의한 채취(wet-grab sampling)와 코어채취를 병용하고 있다.

코어샘플을 이용한 실내압축강도시험은 일반적으로 개량지반의 품질을 평가하는데 가장 많이 사용되는 시험방법으로 개량지반의 강도가 클 경우에 사용된다. 압축강도는 코어채취 장비 및 기법에 따라 민감하기 때문에 코어의 크기효과(size effect)에 의해 시험결과를 평가하는데 어려움이 발생할 수 있으며, 코어샘플의 균열 및 미세 균열에 의해 영향을 받을 수 있다.

일본에서는 코어샘플의 직경을 76~150mm로 하고 일축압축시험을 추천하고 있으며, Futaki *et al.*(1996)의 연구에서는 코어샘플의 크기가 증가할수록 측정된 압축강도가 감소하는 것을 발견하였다. Hosoya *et al.*(1997)은 개량지반의 연속성을 육안 관찰과 RQD값에 의해 평가하고 압축시험으로부터 산정된 평균값과 변동계수에 의해 품질을 평가하였다.

코어샘플의 압축시험에서 시험결과의 평가와 관련된 문제를 그림 4.19에 나타내었다. 전체 코어샘플에 대한 압축시험 결과를 나타내는 경우에는 분산으로 인해 평균값이 낮고 변동성은 크게 평가된다. 품질이 좋은 코어샘플들을 선별할 경우에는 평균값이 점점 높아지지만 변경된 확률분포는 불확실할 것으로 추정되므로 자료의 선택에 신중하여야 할 것이다.

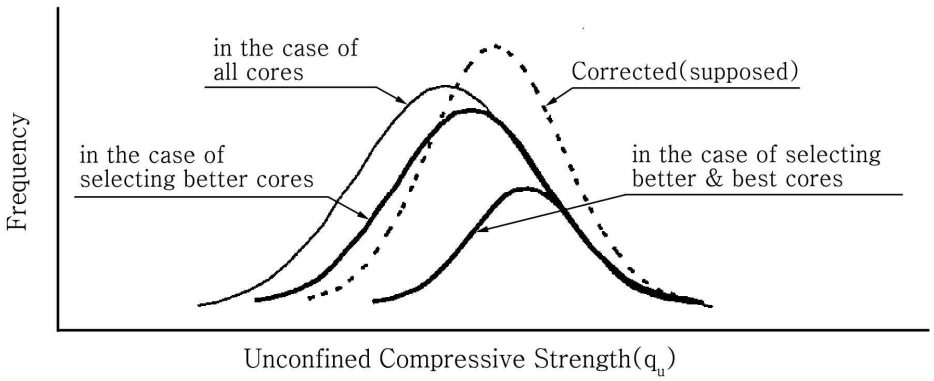


그림 4.19 개량체 압축강도시험에 의한 확률분포(Hosoya et al., 1997)

북유럽에서는 석회-시멘트 심층혼합처리공법을 주로 이용하기 때문에 개량지반의 강도가 시멘트를 주로 이용하는 개량지반의 강도 보다 다소 낮은 경향을 나타낸다. 따라서 북유럽에서는 개량지반의 강도가 낮은 경우 품질이 좋은 코어샘플로 압축시험을 수행하고 있으나, 이러한 방법은 개량지반 강도의 불확실성을 측정하기 어렵다. Rogbeck(1997)은 코어샘플과 개량체 전체에 대한 시험을 수행한 결과, 코어샘플의 압축강도가 개량체 전체에 대한 압축강도보다 낮은 것을 확인하였다.

그래브를 이용한 시료채취는 유럽과 미국에서 일반적으로 사용되는 방법으로 심층혼합처리공사 직후, 수 시간 이내에 직접 시료를 채취하는 방법이다. 그래브가 소정의 심도에서 유동성이 있는 습윤상태의 시료를 채취하여 지표로 끌어올린 후, 실린더에 넣어 실내에서 양생한 뒤 압축시험을 실시한다. Taki and Yang(1990), Burke(1998) 등은 그래브에 의해 채취된 시료의 압축강도는 코어샘플의 압축강도에 대략 절반 정도임을 나타내었으며, Burke *et al.*(2001), Vriend *et al.*(2000) 등은 압축강도의 변동계수를 약 50%로 평가하였다.

(나) 개량지반의 시료채취 빈도

개량체 압축강도의 불확실성을 평가하기 위하여 심층혼합처리 지반에서 수행되는 개량체 샘플링 및 시험방법에 대한 국제표준은 제정된 바 없으나, 유럽과 일본의 개량체 샘플링 방법과 시험방법은 다음과 같다.

스웨덴 지반공학회(SGF, 2000)는 지반개량공사의 규모에 따라 시험규모를 결정할 것을 권고하고 있으며, 일반적으로 관입시험은 평균값을 산정하기 위하여 병렬로 5회 시행하도록 하고 있다. CEN(2003)에서는 설계단계에서 실내배합시험을 실시하며, 시공 중에는 그래브를 이용한 샘플을 심도별로 채취하고, 시공 후에는 재령 28일에 코어샘플을 채취하여 압축강도를 확인하도록 규정하고 있다.

일본의 연안개발기술연구소(CDIT, 2002)에서는 변동계수를 고려한 현장에서 채취된 코어샘플의 압축강도를 평가하는 절차를 제안하였으며, 강도감소계수(1-K · COV)의 개념을 도입하여 식 4.36과 같은 관계를 만족하도록 하고 있다.

$$q_{uck} \leq \bar{q}_{uf}(1 - K \cdot COV) \tag{4.36}$$

여기서, q_{uck}는 설계기준강도(압축강도의 평균값), $\bar{q}_{uf}$는 코어샘플의 평균 압축강도, COV는 현장 개량체 압축강도의 변동계수, K는 강도감소와 관련된 함수

함수 K는 Futaki and Tamura(2002)가 90% 신뢰도수준에서 샘플의 수에 대한 함수로 정의되며, 표 4.29와 같이 개량체 샘플 채취 수(N)에 따라 결정된다. 개량체 샘플 수가 증가할수록 함수 K는 감소하고, 강도감소계수가 증가하므로 현장 개량체의 압축강도도 증가한다.

표 4.29 90% 신뢰도수준에서 샘플의 수에 대한 함수 K의 관계 (Futaki and Tamura, 2002)

N	1	2	3	4~6	7~8	9 이상
K	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

그림 4.20은 개량체 샘플 수를 고려한 개량체 압축강도의 변동계수와 강도감소계수의 관계를 나타낸 것으로 변동계수가 증가할수록 강도감소계수는 감소하며, 동일한 변동계수 하에서 샘플 수가 증가하면 강도감소(1-K · COV)의 값은 증가한다. 따라서 개량지반의 확인조사 수량의 증가는 압축강도의 불확실성을 감소시키는데 큰 영향을 미치는 인자로 평가된다.

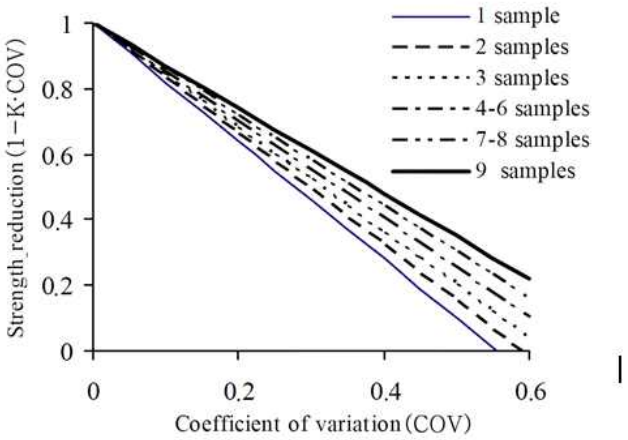


그림 4.20 개량체 샘플 수를 고려한 개량체 압축강도의 변동계수와 강도감소계수의 관계(Futaki and Tamura, 2002)

일본 육상 심층혼합처리 지반에서 시료 채취 및 시험기준은 표 4.30과 같다. 개량체 채취 직경은 86~116mm, 개량체 채취 수량은 500본당 3본 채취 및 500본 이상은 250본당 1본을 추가하도록 정하고 있다. 개량체 압축강도는 일축압축시험(JIS A1216)을 수행하며, 개량체의 품질기준으로는 각 개량체의 강도는 설계강도의 85% 이상, 3본의 평균이 설계기준강도 이상이 되도록 정하고 있다.

표 4.30 일본 육상 심층혼합처리 지반에서 시료 채취 및 시험기준 (Hara *et al.*, 2007)

항 목	품질관리 기준
채취방법 (선택적)	• 2중관 채취기, 3중관 채취기, 데니슨 Type 채취기 • 채취관경 ϕ=86~116 mm
채취빈도	• 개량체 500본 까지는 3본 • 500본 이상은 250본당 1본 추가
일축압축시험 (JIS A1216)	• $q_{uf} > 0.85 q_{uck}$: 설계강도의 85% 이상 • $q_{uf}(avg.) > q_{uck}$: 3본의 평균이 설계기준강도 이상

4.7 지반정수

4.7.1 지반정수의 불확실성

지반의 불확실성의 주원인은 고유의 변동성(inherent variability), 측정오차(measurement error) 및 변환 불확실성(transformation uncertainty)등으로 구분할 수 있다. 첫째, 고유변동성은 지반이 서로 다른 재료로 구성되어 있기 때문이다. 둘째, 측정오차는 장비, 시험절차 및 시험종류 및 방법 등의 영향으로 발생한다. 또한 측정 오차에는 제한된 데이터 정보로 발생되는 오차와 통계학적 불확실성이 포함된다. 이러한 불확실성은 더 많은 데이터를 획득함으로서 최소화 할 수 있다. 셋째, 변환 불확실성은 현장이나 실내시험 결과가 경험이나 상관모델을 적용하여 설계특성으로 변환될 때 발생한다.

4.7.2 지반정수의 변동성

일반적으로 통계학적 변동성은 표준편차와 평균치의 비 즉, 변동계수(COV)로 정의한다. 자연적인 지반의 변동성은 구조재료 등 인위적으로 제조된 재료에 비해 그 변동성을 예측하기 매우 어렵다. 지반정수의 변동성은 지반 자체가 갖는 불균질성(hetero-homogeneity) 및 이방성(anistrophy) 등 고유의 불확실성(inherent uncertainty)을 포함하여 시료를 채취하고 실내 및 원위치 시험을 통하여 지반정수를 구하는 과정에서 기술자의 인지여부와 상관없이 많은 불확실성이 발생하기 때문이다.

4.7.3 지반정수의 확률분포

지반정수에 대한 확률분포는 대부분 정규 또는 대수정규분포를 적용할 수 있는 것으로 나타나있다.

가. 물리적특성

현재까지의 연구에 따르면 흙의 비중, 단위중량, 함수비, 애터버그 한계 및 포화도 등 대부분이 물리적 지반정수는 정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Smith(1986), Lacasse 등 (1996)).

나. 강도특성

흙의 내부마찰각과 간극수압 등은 정규분포를(Hooper 등(1966), Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Schultze(1971), Mcguffey 등(1981), Smith(1986)), 비배수 전단강도는 정규 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등 (1996)). 또한 콘 저항치는 모래의 경우 대수정규분포를, 점토의 경우 정규분포 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등 (1996)).

다. 압밀특성

현재까지 흙의 간극비와 압밀계수 등은 정규분포를 (Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Smith(1986)), 투수계수는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Freeze(1995)). 또한 과압밀비는 정규 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등 (1996)).

이를 종합하면 표 4.31과 같다.

표 4.31 지반정수의 확률분포

토질정수		확률분포	토질정수		확률분포
물리적 특성	단위중량	정규	강도 특성	배수전단강도	정규
	액성한계 (점토/실트)	정규		비배수전단강도	정규/ 대수정규
	소성한계 (점토/실트)	정규		내부마찰각	정규
	함수비 (점토/실트)	정규		콘저항치	정규/ 대수정규
	상대밀도	정규	압밀 특성	투수계수	대수정규
	비중	정규		간극비	정규
	포화도	정규		압밀계수	정규
				과압밀비	정규/ 대수정규

4.7.4 지반정수의 특성치

가. 설계변수의 평가

합리적인 설계변수를 얻기 위한 과정으로 측정치(measured value), 추론치(derived value), 특성치(characteristic value), 설계치(design value) 등의 4단계를 들 수 있다.

(1) 측정치(measured value)

측정치는 다양한 종류의 실내 및 원위치시험으로부터 측정된 값을 말한다. 그 예로 지하수위, 표준관입시험(SPT) N치 및 삼축압축시험에서 측정된 응력과 변형률 등이 있다.

(2) 추론치(derived value)

추론치는 이론 또는 경험적, 통계적 상관관계에 기초하여 측정치로부터 산정된 재료의 특성을 나타내는 값이다, 추론치는 특성치의 선정을 위한 기초가 되며, 예로 Mohr-Coulomb 이론을 이용하여 삼축압축시험으로부터 얻은 점착력 및 내부마찰각, torque 이론을 이용하여 현장 베인시험으로부터 추론된 비배수전단강도, 그리고 경험적 상관관계를 이용하여 SPT N치로부터 얻은 내부마찰각, 변형계수 및 모래의 상대밀도 등이 있다. 추론치의 결정시에는 이상치의 제거나 편차 보정 등의 일차적인 처리를 행함으로써 정도를 높힌다.

추론치를 추정하는 방법에는 측정치를 그대로 이용하는 경우와 측정치를 변환해서 추론치를 얻는 경우가 있다. 측정치로부터 도출된 값을 파라미터로 사용하는 경우는, 흙의 단위체적중량, 상대밀도, 점착력 및 전단강도 등이 있다. 측정치를 변환해서 사용되는 파라미터에는 물리탐사 및 물리검층, 표준관입시험, 압밀시험, 콘 관입시험 및 공내재하시험 등이 있다.

(3) 특성치(characteristic value)

원칙적으로 특성치는 추론치의 평균을 통계학적으로 신중하게 평가하여 선정되는 값이다. 여기서 평균치는 직접적인 산술평균을 의미하는 것이 아니라 그 값을 얻고자 할 때 통계학적 평가오류가 고려되어야 한다. 또한 평균치를 평가하는 과정

에서 지질학적, 지반공학적 이론, 유사현장의 경험 뿐 아니라 가능하면 일부 다른 결과에 근거한 값의 일관성 및 교차검증을 고려해야 한다,

(4) 설계치(design value)

설계치는 최종적으로 구조계산에 사용되는 확률변수의 값이다. 설계치는 특성치에 부분계수를 곱하거나 나눔으로써 결정된다.

나. 특성치의 결정

확률변수의 특성은 설계에 적용되는 특성치(X_k)에 대한 그 확률밀도함수(PDF)의 평균치(μ_x)의 비로써, 평균치비 또는 편향계수(bias factor)에 의해 정의할 수 있다. 즉, $\alpha = \mu_x / X_k = 1.0$ 일 때 특성치는 확률밀도함수의 평균치와 같게 된다.

특성치는 설계시 한계상태를 예측하기 위한 가장 적절한 값으로 추정된 확률변수의 대푯값이다. 특성치 결정시는 이론이나 과거의 경험 뿐 아니라, 확률변수의 편차나 단순화된 모델의 적용성에 충분히 유의해야 한다.

제 5 장 목표신뢰도지수

5.1 개 요

한계상태설계법에서 목표신뢰도지수는 허용응력설계법에서 안전율과 같이 안정성 판단의 지표라는 측면에서 매우 중요하게 다루어지고 있으며, 한계상태설계법에서는 정해진 목표신뢰도수준에 의해 하중과 저항에 관한 부분계수가 보정되므로, 결국 그 기준을 따라 설계되는 모든 구조물의 안전여유가 목표신뢰도수준에 수렴된다.

국내에서는 현재까지 목표신뢰도수준에 대한 연구가 미흡한 실정이며, 이미 한계상태설계법을 적용하고 있는 북미지역과 유럽지역에서도 목표신뢰도수준과 목표신뢰도수준의 결정방법이 상이하다. 따라서 본 장에서는 한계상태설계법을 위한 목표신뢰도수준의 결정방법과 현재까지 제안된 목표신뢰도수준을 고찰하였으며, 일계신뢰성해석법(FORM)을 이용한 구조물 기초의 신뢰도수준 평가와 설계 및 안전여유를 고려한 목표신뢰도수준을 제안하였다.

5.2 목표신뢰도지수 결정방법과 적용 사례

국토해양부의 안벽 신뢰성 설계 표준서 최종안에서는 목표신뢰도수준을 결정함에 있어 고려해야 될 사항으로 다음 6가지를 언급하였다.

- 현행설계법의 신뢰도 수준
- 시공 및 유지 관리의 경제성
- 목표 수명
- 구조물의 중요도
- 위험대비 수준의 사회적 합의
- 국내외 유사 사례

또한 목표신뢰도수준을 결정하기 위하여 여러 가지 방법을 이용할 수 있으며, 크게 다음 5가지 방법으로 분류하였다.

- 과거의 사고통계에 기초한 방법
- 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법
- 다른 피해 위험도와의 비교에 의한 방법
- 인적 손실에 대한 위험도 저감에 필요한 투자효과에 의한 방법
- 생애주기비용(Life Cycle Cost ; LCC) 최소화기법에 의한 방법

일반적으로 기존 구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법 및 생애주기총비용 최소화기법에 의한 방법이 현재로써 가장 합리적이라 간주되어 많이 이용되고 있다.

5.2.1 과거의 사고통계에 기초한 방법

과거의 사고통계에 기초한 방법은 통계적 데이터로 부터 산정된 사고 및 파괴의 연 발생확률, 구조물의 중요도에 의한 경험적 방법, 허용응력설계법의 안전율을 이용하는 방법 등에 의해 목표신뢰도지수를 결정하는 방법이다.

캐나다 표준협회(CSA, 1992)는 캐나다 해상에 설치된 해상구조물의 목표파괴확률에 대한 설계기준을 표 5.1과 같이 개발하였으며, 구조물의 손실 수명이 높거나 자연재해 가능성이 높을 경우 $P_f=10^{-5}$/년, 구조물의 공용기간 동안 위험도가 낮거나 자연재해의 가능성이 낮을 경우 $P_f=10^{-3}$/년으로 제안하였다.

Eurocode에서는 구조물의 위험도를 고려하여 신뢰도 등급(reliability calss)을 3단계로 표 5.2와 같이 구분하고, 각 등급별로 1년과 50년 발생확률에 대한 신뢰도지수를 표 5.3과 같이 설정하였다.

표 5.1 캐나다 표준협회(CSA, 1992)의 목표파괴확률

구 분	목표파괴확률(P_f)
Great loss of life or have a high potential for environmental damage	10^{-5}
Small risk to life or have a low potential for environmental damage	10^{-3}

표 5.2 구조물의 위험도를 고려한 신뢰도 등급(CEN, 2001)

Reliability Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
RC1	Low consequences for loss of human life, social and environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings, silos, greenhouses
RC2	Medium consequences for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office building, public buildings where consequences of failure are medium
RC3	High Consequences for loss of human life, or economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high

표 5.3 Eurocode의 목표신뢰도지수 최소값(CEN, 2001)

Reliability Class	1 year reference period	50 year reference period
RC3	5.2	4.3
RC2	4.7	3.8
RC1	4.2	3.3

ISO2394(International Standard, 1998)에서는 안전대책에 필요한 비용과 사고의 중요도에 상응하는 목표신뢰도지수를 표 5.4와 같이 제시하였다.

표 5.4 Eurocode의 목표신뢰도지수 최소값(CEN, 2001)

Relative cost of safety measures	Consequences of failure			
	small	some	moderate	great
High	0.0	1.5	2.3	3.1
Moderate	1.3	2.3	3.1	3.8
Low	2.3	3.1	3.8	4.3

이는 구조물의 중요도에 따라 구조가 견뎌야 하는 한계하중에 대한 사회적 합의를 통하여 한계하중의 신뢰도지수를 정하는 것으로 안전대책에 필요한 비용이 낮거나 중요한 구조물 경우에는 목표신뢰도지수를 높게 선정한다.

Ellingwood et al.(1980)과 Ellingwood and Galambos(1982)는 강구조 및 철근콘크리트구조 등 구조물의 형식과 한계상태 항목에 대한 목표신뢰도지수를 표 5.5~5.6과 같이 제안하였다.

표 5.5 구조물 형식에 대한 목표신뢰도지수(Ellingwood et al., 1980)

구조물 형식	목표신뢰도지수(β_T)
Metal structures for buildings	
dead, live, and snow loads	3.0
dead, live, and wind loads	2.5
dead, live, snow, and earthquake loads	1.75
dead, live, and snow loads	4.0~4.5
Reinforced concrete for buildings	
(dead, live, and snow loads)	
- ductile failure	3.0
- brittle failure	3.5

표 5.6 한계상태 항목에 대한 목표신뢰도지수(Ellingwood and Galambos, 1982)

한계상태 항목	목표신뢰도지수(β_T)
Structural Steel	
Tension member, yield	3.0
Beams in flexure	2.5
Beams in shear	3.0
Column, intermediate slenderness	3.5
Reinforced Concrete	
Beam in flexure	3.0
Beam in shear	3.0
Tied column, compressive failure	3.5
Masonry, unreinforced	
Wall in compression, inspected	5.0
Wall in compression, uninspected	7.5

Meyerhof(1994)는 그림 5.1과 같이 구조물의 공용기간과 구조물의 파괴 사례를 수집하여 허용파괴확률을 제안하였다. 토공, 옹벽 구조물, 육상 기초에서는 공용기간 동안 연간 파괴확률은 1~2%(내구연한 50~100년)이며, 해상 기초에서는 약 3%(내구연한 30년)이다. 파괴확률과 신뢰도지수의 관계로부터 신뢰도지수(β)는 해상 기초는 $\beta = 2.5$, 토공 및 옹벽 구조물은 $\beta = 3.0$, 육상 기초는 $\beta = 3.5$로 결정하였다(표 5.7). 해상 기초는 해상 플랫폼의 경제적 수명이 비교적 짧아 위험도가 낮게 산정되어 평균 신뢰도지수가 비교적 낮게 결정된다(CSA, 1992).

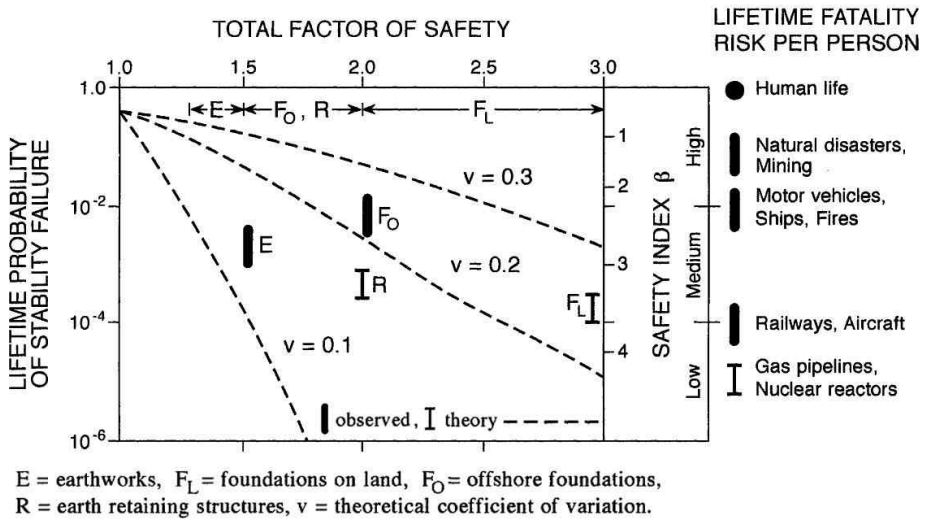


그림 5.1 구조물별 안전율과 파괴확률, 신뢰도지수(Meyerhof, 1994)

표 5.7 구조물 기초의 허용파괴확률(Meyerhof, 1994)

구 분	허용파괴확률	신뢰도지수
해상 기초(Offshore Foundations)	10^{-2}	2.5
토공(Earthwork)	10^{-3}	3.0
옹벽구조물(Earth Retaining Structures)		
육상 기초(Foundations on Land)	10^{-4}	3.5

Meyerhof(1994)는 기초의 일반적인 공용기간의 허용 파괴확률은 약 10^{-4}으로 제안하였다. 그러나 Becker(1996)는 기초가 복수의 말뚝으로 지지됨에 따라 군말뚝 효과와 같은 복수의 말뚝 여용성(redundancy)으로 단말뚝에 대한 허용 파괴확률은

10^{-4} 보다 클 것으로 판단하여 허용 파괴확률을 약 10^{-3}으로 수정하였으며, 구조물의 중요도에 따라 표 5.8과 같이 허용 파괴확률을 $10^{-3} \sim 10^{-5}$으로 제안하였다.

표 5.8 구조물의 중요도에 따른 구조물 기초의 허용파괴확률(Meyerhof, 1994)

중요도	구조물	허용파괴확률
low	저장 시설물(storage facilities)	10^{-3}
medium	일반적인 구조물(typical structures)	10^{-4}
high	병원 및 학교(hospitals and schools)	10^{-5}

미공병단(US Army Corps of Engineering, 1997)에서는 그림 5.2와 같이 신뢰도지수와 파괴확률의 관계로부터 신뢰도지수에 대한 기대수준을 위험(hazardous)에서 높음(high)의 7단계로 구분하여 나타내고 있다.

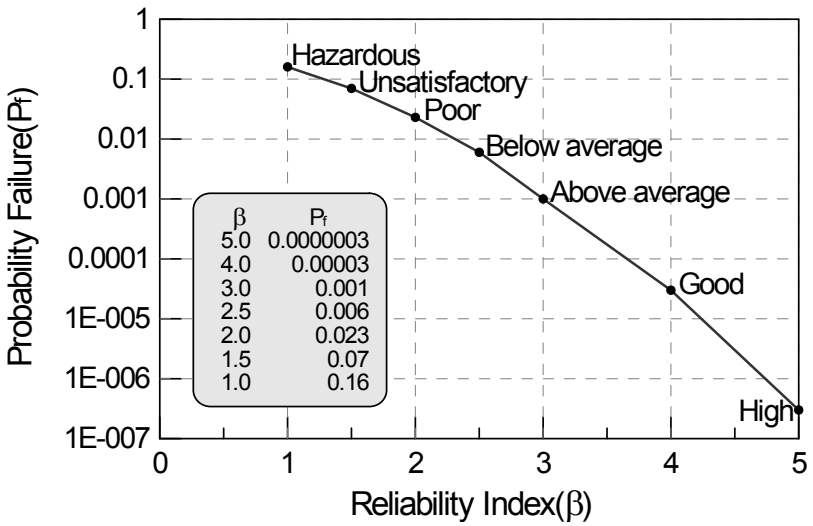


그림 5.2 신뢰도지수와 파괴확률의 관계
(US Army Corps of Engineering, 1997))

5.2.2 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법

기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법은 현재 설계기준에 기초하여 설계된 구조물의 안전도를 근거로 목표신뢰도수준을 결정하며, 북미지역의 하중저항계수설계법(LRFD)에서 많이 이용된다. 지금까지 국외에서 개발된 다수의 한계상태설계법은 이 방법을 이용하였다. 이 방법은 현재 설계법에서 충분한 자료를 축적하였거나 신뢰도가 검증된 경우에 유용한 방법이다. 일반적인 보정방법은 현재 설계기준에 정의된 바와 유사한 안전여유 수준에서 신뢰성해석으로부터 얻어진 평균 신뢰도수준 값을 이용하는 것이다.

2000년대 이전까지는 목표신뢰도수준을 결정하는데 허용응력설계법에서 적용된 안전율을 이용하여 등가의 신뢰도수준을 평가함으로써 목표신뢰도수준을 결정하였다. 이후 신뢰성기반 설계법이 지반설계 분야에 도입되면서 요소신뢰성해석과 체계신뢰성해석 등으로부터 신뢰도지수를 산정하고, 말뚝의 군말뚝 효과와 같은 여용성(redundancy)을 고려하여 기존에 제안된 목표신뢰도지수를 수정함으로써 한계상태설계법에 이용하기 위한 목표파괴확률 또는 목표신뢰도지수를 결정하기 시작하였다.

Barker et al.(1991)은 허용응력설계법에서 이용된 안전율을 이용하여 신뢰도지수를 산정하였다. 군말뚝에 적용된 안전율은 목표신뢰도지수 β_T=2.0～2.5($P_f \fallingdotseq 10^{-2}$) 범위에서 일치하는 것을 발견하였으며, 일반적인 하중조합을 고려한 얕은기초에 대한 허용응력설계법의 안전율을 이용하여 목표신뢰도지수를 β_T= 3.0～4.0으로 제안하였다.

AASHTO(2010) 시방서에서는 일반 교량의 하중저항계수설계법의 목표신뢰도지수를 결정하기 위하여 미국 전역에서 선정된 200여개 공용 중인 교량의 내하력과 각종 하중의 통계 데이터를 활용한 신뢰성해석을 실시하였으며, 목표신뢰도지수는 3.5(설계공용기간 75년)로 결정하였다. Zhang et al.(2001)은 요소신뢰성해석과 체계신뢰성해석을 비교・분석하여 수행하여 목표신뢰도지수를 β_T= 3.0으로 제안하였으며, Paikowsky et al.(2004)은 군말뚝의 효과를 고려한 목표신뢰도지수를 β_T=2.3으로 제안하였다. 군말뚝 효과는 말뚝 수가 최소 5개 이상일 때 발휘되며, 단말뚝에 대한 목표신뢰도지수는 β_T= 3.0으로 제안하였다(표 5.9).

표 5.9 말뚝기초의 목표신뢰도지수

제 안 자	목표신뢰도지수(β_T)	비 고
Zhang et al. (2001)74)	3.5	system reliability analysis
	3.5	single piles
Paikowsky et al. (2004)75)	2.3	group piles
	3.0	single piles

Kulicki et al.(2007)은 교량 124개소에 설치된 얕은기초에 대한 신뢰성해석을 수행한 결과, 신뢰도지수가 β_T= 3～4으로 Barker et al.(1991)73)가 허용응력설계법의 안전율을 이용하여 제안한 신뢰도지수의 범위와 동일한 결과를 얻었다.

D′Appolonia(1999)77)는 Geogrid의 수직간격이 1.0～1.5m로 설치된 다중 보강토에 대한 신뢰성해석 결과와 여용성을 고려하여 목표신뢰도지수를 β_T=2.5로 제안하였으며, Allen et al.(2001)78)과 Kim and Salgado(2012)는 보강토 옹벽의 내적·외적 안정에 관한 신뢰성해석을 실시하고, 목표신뢰도지수를 β_T=2.33으로 제안하였다. Huang(2010)은 보강토 옹벽에 대한 신뢰성해석과 수치해석을 실시하여 목표신뢰도지수를 β_T=2.33(P_f=1%)으로 결정하여 LRFD 저항계수를 보정하였으며, Lazarte(2011)는 Soil-Nailing에 대한 하중저항계수설계법을 제안하면서, 보강토 옹벽(MSE)의 인발저항계수에 대한 보정과정을 인용하여 목표신뢰도지수를 결정하였다.

5.2.3 피해 위험도 및 인적 손실에 대한 위험도를 고려한 방법

다른 재해 위험도와의 비교에 의한 방법은 구조적 파괴에 의해 발생된 1인당 기대 사망률은 자연 또는 기타재해로 인한 영향 하에 있다는 개념에서 출발한다. 인적 손실에 대한 위험도 저감에 필요한 투자효과에 의한 방법은 구조적 파괴에 의해 발생된 1인당 기대 사망률을 줄이기 위해 요구되는 비용이 평가기준으로 이용된다.

이와 같은 대표적인 방법으로는 Baecher and Christian(2003)의 허용파괴확률에 관한 연구가 있다. Baecher(1987)의 연구를 토대로 그림 5.3과 같이 여러 종류의 구조물에 대한 인명손실, 인명손실 저감을 위해 필요한 투자비용을 파괴확률(신뢰도지수)과의 관계로 나타내었다. 빌딩과 교량 구조물의 기초의 경우 구조물의 파괴는 국

지적으로 제한되어 있어 비용과 인명손실이 비교적 적은 관계로 연간 파괴확률의 범위를 0.1~1%로 나타내었으며, 댐의 경우는 파괴 시 그 피해가 광역적이며 많은 경우 수백-수천 명의 인명피해를 초래하므로 그에 따른 파괴확률은 10^{-2}~10^{-3}%로 제안하였다.

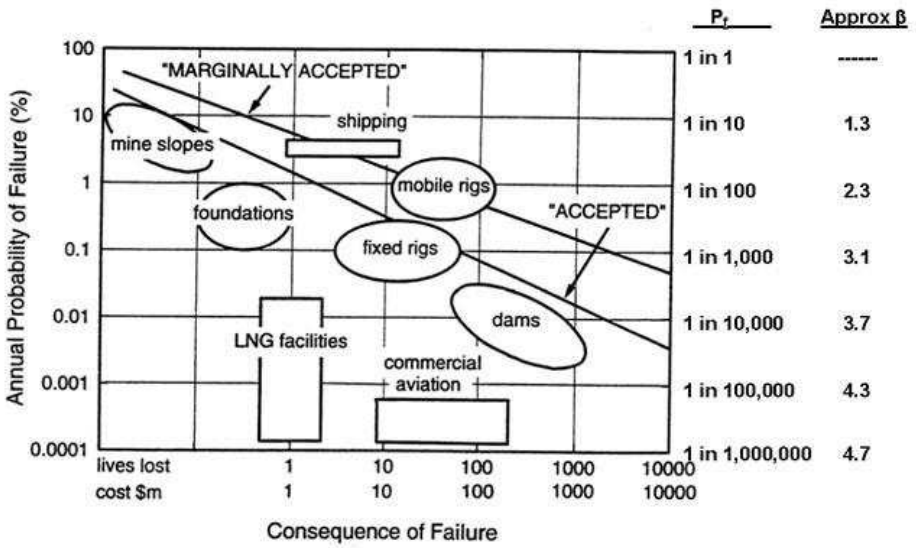


그림 5.3 토목구조물의 비용 및 인명손실을 고려한 파괴확률
(Baecher and Christian, 2003)

5.2.4 생애주기비용(LCC) 최소화기법에 의한 방법

생애주기비용(Life Cycle Cost; LCC) 최소화기법에 의한 방법은 구조물의 공용기간동안 발생되는 초기공사비, 유지관리비 및 파괴 시 손실비용 등의 모든 비용을 파괴확률별로 계산하여 그 비용이 최소가 되는 파괴확률을 목표치로 설정하는 방법이다. 국토해양부(2011)에서는 현존하는 국내 항만시설에 대하여 생애주기비용(LCC) 분석에 의한 최적신뢰도지수를 산정하여 목표파괴확률 및 목표신뢰도지수를 제안하였다. 국내 36개의 안벽구조물에 대하여 목표신뢰도지수를 상시 3.25, 지진시 3.10으로 산정하였으나, 현행 설계법에 의한 안벽구조물의 신뢰도지수는 상시 2.0~3.0, 지진시 2.0~2.75임을 감안하여 표 5.10과 같이 목표신뢰도지수는 상시 β_T = 2.7, 지진시 β_T = 2.4로 결정하였다.

표 5.10 국내 안벽 구조물의 목표신뢰도지수와 허용파괴확률(국토해양부, 2011)

구 분	상 시	지진시
목표신뢰도지수(β_T)	2.7	2.4
허용파괴확률(P_f, %)	3.47×10^{-1}	8.20×10^{-1}

경사식 방파제는 무역항 17개소, 연안항 15개소의 하중과 저항의 설계조건이 서로 다른 총 175개 단면에 대하여 유의파고의 재현기간이 50년 일 때, 구조물의 경제적 중요도와 환경적 중요도를 안전등급으로 구분하여 목표파괴확률을 40~60%로 표 5.11과 같이 결정하였다. 경사식 방파제는 항만구조물의 외곽시설로 인명 피해의 우려가 극히 적으며, 일부 파괴 발생 시 복구가 신속히 이루어질 수 있으므로 다른 구조물에 비하여 상당히 큰 목표파괴확률(목표신뢰도지수)을 제안하고 있다.

표 5.11 국내 경사식 방파제의 목표파괴확률(국토해양부, 2011)

안전등급	구조물의 중요도	목표파괴확률	비고(산출근거)
1	경제적 중요도 : 높음 환경적 중요도 : 높음	40%	기존 구조물의 파괴확률의 평균
2	경제적 중요도 : 높음 환경적 중요도 : 보통	50%	비용최적화 기법
3	경제적 중요도 : 보통 환경적 중요도 : 보통	60%	안전율 Fs=1.0

생애주기비용 최소화기법을 이용하여 목표신뢰도수준 결정방법은 구조물의 계획에서부터 해체까지의 모든 사회적 비용이 포함되기 때문에 경제성과 안정성을 합리적으로 반영할 수 있다는 장점이 있다. 그러나 생애주기비용을 산정하기 위한 경제적 변수, 시공 변수, 구조적 변수, 라이프 사이클 변수 등 다양한 주요 경계변수들에 대한 정의가 제대로 이루어지지 않을 경우에는 예측의 불확실성의 문제가 발생할 수 있다.

구조물 기초에서는 상부 구조물의 시공 및 해체 비용이 기초의 재시공 비용보다 매우 높기 때문에 기초의 투자비용 대비 신뢰도수준의 변화가 미미하여 생애주기비용 분석이 어려운 경우가 있다. 따라서 본 지침(안)에서는 한계상태설계법을 위한

목표신뢰도수준을 결정하는 방법 중에서 현재 가장 많이 이용되고 있으며, 합리적으로 평가되고 있는 기존 구조물 기초에 대한 신뢰도수준을 분석하여 목표신뢰도지수를 제안하고자 한다.

5.3 목표신뢰도지수 분석

5.3.1 얕은기초 목표신뢰도지수

국내에서 풍화토 지반에 얕은기초가 적용된 설계 및 시공사례를 표 5.12와 같이 수집하여 신뢰성해석을 수행하였다. 해석 대상 구조물은 강원권, 경기권, 경북권의 6개 지역으로 분포되어 있으며, 성토 및 원지반 풍화토 지반을 다짐하여 기초지반이 형성되어 있다. 대부분 단지 조성 및 부대 시설 축조를 위한 구조물 기초로 이용되었으며, 기초폭은 2.4m~15.5m, 기초 길이는 2.4m~57.8m, 근입깊이는 1.93m~4.0m로 다양하게 나타났다. 대부분의 현장에서 수행한 재하시험의 재하판 직경은 0.3m 혹은 1.45m의 크기를 사용하였다.

표 5.12 해석적용 개요

단면	과업명	기초제원		근입깊이 (D, m)	하중 (kN)
		폭 (B, m)	길이 (L, m)		
F1	12-S-01 시설공사	2.7	5.1	2.4	20,000
F2	12-S-01 시설공사	3.3	5.7	2.4	28,000
F3	잠실 3단지 재건축	4.0	6.0	4.0	27,100
F4	사단 탄약고	2.4	2.4	2.0	5305
F5	평창하수처리장	15.5	57.8	1.93	79,610
F6	화학단지 육교	6.8	9.2	2.13	6,210

가. 해석대상 구조물 개요

(1) 00지역 수송대대 야적고

수송대대 야적고 조성을 위한 현장이며, 기초 지반 지지층은 평균 N=31의 화강풍화토 층으로 평가 되었으며, 단위 중량은 20.0kN/㎥, 비배수전단강도는 20kN/㎡, 내부마찰각은 33°으로 분석되었다. 기초 형상은 폭 2.7m, 길이 5.1m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.4m로 설계되었고, 하중조건은 20,000kN인 얕은기초 설계 조건으로 적용되었다.

(2) 00지역 수송대대 주거구간

수송대대 주거지 조성을 위한 현장이며, 기초 지반 지지층은 평균 N=31의 화강풍화토 층으로 평가 되었으며, 단위 중량은 19.0kN/㎥, 비배수전단강도는 18kN/㎡, 내부마찰각은 31°으로 분석되었다. 기초 형상은 폭 3.3m, 길이 5.7m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.4m로 설계되었고, 하중조건은 28,000kN인 얕은기초 설계 조건으로 적용되었다.

(3) 00지역 탄약고

탄약고 시공 현장이며, 기초 지반 지지층은 평균 N=28의 풍화토 층으로 평가 되었으며, 단위 중량은 19.0kN/㎥, 비배수전단강도는 10kN/㎡, 내부마찰각은 31°으로 분석되었다. 기초 형상은 폭 2.4m, 길이 2.4m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.0m로 설계되었고, 하중조건은 5,305kN인 얕은기초 설계 조건으로 적용되었다.

(4) 00지역 하수처리장

하수처리장 공사 현장이며, 해석대상 지역의 기초 지반 지지층은 평균 N=40의 화강풍화토층으로 평가되었으며, 단위 중량은 20.0kN/㎥, 비배수전단강도는 3kN/㎡, 내부마찰각은 33°로 분석되었다. 기초 형상은 폭 15.5m, 길이 57.8m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 1.93m로 설계되었고, 하중조건은 79,610kN인 직접기초 설계 조건으로 적용되었다.

(5) 00지역 화학단지 육교

화학단지 전입연결도로 개설 공사구간이며, 해석대상 지역의 기초 지반 지지층은 평균 N=32의 풍화토층으로 평가되었으며, 단위 중량은 20.0kN/㎥, 비배수전단강도는 8kN/㎡, 내부마찰각은 28.1°로 분석되었다. 기초 형상은 폭 6.8m, 길이 9.2m의 정사각형 기초이며, 근입깊이는 2.13m로 설계되었고, 하중조건은 6,210kN인 직접기초 설계 조건으로 적용되었다.

나. 지지력파괴에 대한 한계상태함수

신뢰성해석에서 얕은기초의 파괴영역을 정의하는 한계상태함수의 기본식은 식 5.1과 같으며, 얕은기초에 사하중과 활하중이 작용되고 있으며, 얕은기초가 지지력 이론식에 의한 극한지지력으로 지지력파괴에 대하여 저항력으로 작용한다. 식 5.1을 기본으로 각 지지력 이론식에 따른 얕은기초의 지지력파괴에 대한 한계상태함수는 식 5.2~5.5와 같이 정의할 수 있다.

$$g(X) = R - Q = q_u \cdot A - (Q_D + Q_L) \tag{5.1}$$

- Terzaghi

$$g(X) = \alpha c N_c + q N_q + \beta \gamma_2 B N_\gamma - (Q_D + Q_L) \tag{5.2}$$

- Meyerhof

$$g(X) = c N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D_f N_q - (Q_D + Q_L) \tag{5.3}$$

- Hansen

$$g(X) = c N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma - (Q_D + Q_L) \tag{5.4}$$

- Vesic

$$g(X) = cN_cS_cd_ci_cg_cb_c + qN_qS_qd_qi_qg_qb_q + 0.5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma - (Q_D + Q_L) \quad (5.5)$$

현재까지 국내에서의 얕은기초 설계는 허용응력설계법으로 설계되어 왔으며, 구조물에 대한 안전여유는 안전율로 정의되어 왔다. 따라서 본 연구에서는 신뢰성해석으로 산정된 신뢰도지수(β_c)와 허용응력설계법에서 검토된 안전율(Fs) 간의 상관성을 조사하고, 신뢰도지수와 안전율의 관계를 표 5.13과 그림 5.4에 나타내었다.

얕은기초의 전단파괴에 대한 안전율과 신뢰도지수의 범위는 Fs = 2.814~4.234, β= 2.502~3.504로 검토되었으며, 평균 안전율은 3.368, 평균 신뢰도지수는 2.868로 분석되었다. 안전율과 신뢰도지수는 선형 비례하는 경향을 나타났고, 전반적으로 안전율이 일반적인 허용응력설계법의 안전율보다 큰 값으로 나타났다. 실무에서는 본 연구에서 적용된 모든 지지력 이론식에 대하여 검토하지 않으므로 해석대상지역 또는 이론식에 따라 기준안전율(Fs=3.0)을 만족하지 못하는 경우가 있는 것으로 판단된다.

표 5.13 안전율과 신뢰도 지수 관계

현장	Terzaghi		Meyerhof		Hansen		Vesic	
	Fs	β_e	Fs	β_e	Fs	β_e	Fs	β_e
F1	3.885	3.118	4.154	3.225	4.201	3.395	3.517	2.945
F2	3.554	3.104	3.582	2.985	3.223	2.705	3.412	2.844
F3	4.026	3.216	4.225	3.312	4.234	3.504	3.585	2.994
F4	2.915	2.582	2.925	2.698	2.823	2.544	2.854	2.506
F5	2.935	2.622	2.955	2.718	2.913	2.514	2.814	2.502
F6	3.115	2.722	3.105	2.898	2.843	2.524	3.034	2.646

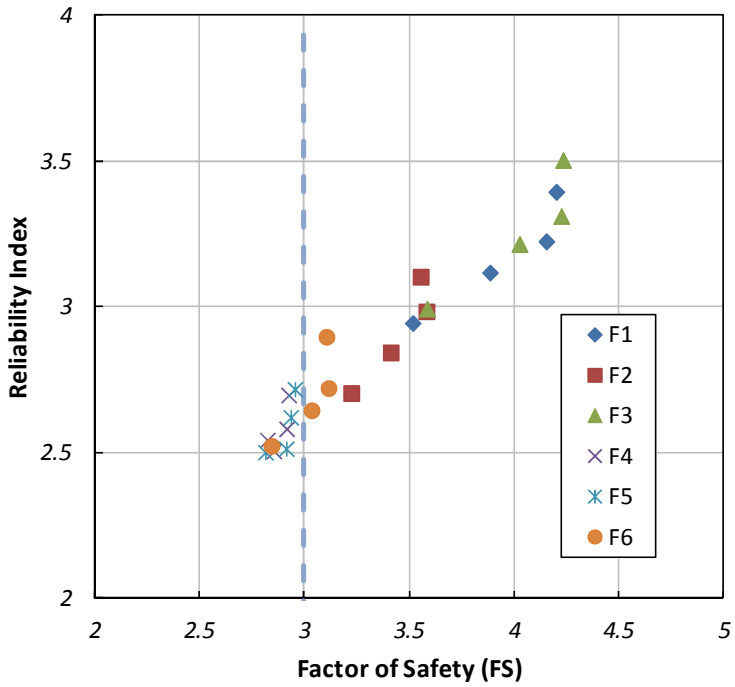


그림 5.4 안전율과 신뢰도 지수 관계

5.4 민감도 분석

설계점은 일계신뢰성해석(FORM)에서 한계상태면에서 가장 발현빈도가 높은 점의 확률변수 값(x^*)으로 설계점에서 민감도(α)가 큰 확률변수와 정규분포 및 로그정규분포 확률변수의 평균값 및 표준편차에 의해 정규화된 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda, \partial\beta/\partial\zeta$)를 분석하였다.

Terzaghi의 이론식과 F1, F4현장을 대표단면으로 선정하여 이에 대한 설계점과 민감도분석 결과를 표 5.14와 표 5.15에 나타내었으며, 현장별 확률변수의 민감도를 그림 5.5에 나타내었다.

표 5.14 전단파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석(F1현장)

확률변수		설계점(x*)		민감도 계수		
				α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\xi$
원지반	단위중량	γ	16.10	-0.133	1.101	-0.316
	전단강도	c_u	16.90	-0.741	1.791	-2.823
	내부마찰각	ϕ	41.20	-0.601	6.104	-8.110
하중	사하중	Q_D	128.0	0.276	-2.812	-1.842
	활하중	Q_D	11.60	0.034	-0.288	-0.036

표 5.15 전단파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석(F4현장)

확률변수		설계점(x*)		민감도 계수		
				α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\xi$
원지반	단위중량	γ	15.30	-0.121	1.040	-0.224
	전단강도	c_u	16.30	-0.766	1.770	-2.642
	내부마찰각	ϕ	38.50	-0.594	5.880	-7.860
하중	사하중	Q_D	122.00	0.242	-2.640	-1.500
	활하중	Q_D	11.30	0.047	-0.248	-0.027

얕은기초의 전단파괴에 큰 영향을 미치는 확률변수는 원지반의 비배수전단강도와 내부마찰각으로 평가되었으며, 그 다음으로는 사하중, 원지반의 단위중량, 활하중의 순으로 분석되었다. 이와 같은 확률변수의 민감도 분석 결과는 극한지지력과 상관성이 높은 설계변수가 지반의 내부마찰각이며 극한지지력이 지반의 전단강도와 내부마찰각의 변화에 큰 영향을 받는다는 점을 알 수 있다.

확률변수 평균값에 대한 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 내부마찰각, 사하중, 원지반의 비배수전단강도, 단위중량, 활하중의 순으로 산정되어 민감도계수(α)와 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 다른 경향을 보였다.

신뢰도지수에 대한 민감도 분석으로부터 원지반의 내부마찰각과 단위중량 및 전단강도의 평균값이 증가하거나 사하중 및 활하중의 평균값이 감소하면 신뢰도지수는 증가하는 것으로 분석되었다. 또한 확률변수의 종류에 상관없이 확률변수 표준편차가 감소하면 신뢰도지수는 증가하는 것으로 나타났다. 원지반의 비배수전단강

도와 내부마찰각에 대하여 신뢰도지수는 확률변수의 평균값 보다는 표준편차에 대한 민감도가 큰 것으로 분석되었다.

위 결과로부터 얻어진 민감도 계수는 6장에서 부분안전계수 설계법 비교시 부분계수 산정을 위해 적용하도록 하였다.

민감도 분석 결과로부터 얕은기초에 대한 설계를 수행하고자 할 때, 작용 하중에 변화를 줄 수 없으므로, 저항측에 해당하는 원지반의 물리적 특성을 다짐 등과 같은 물리적 시공을 통한 개량으로 목표신뢰도수준을 만족할 수 있도록 설계하는 것이 타당하다고 사료된다.

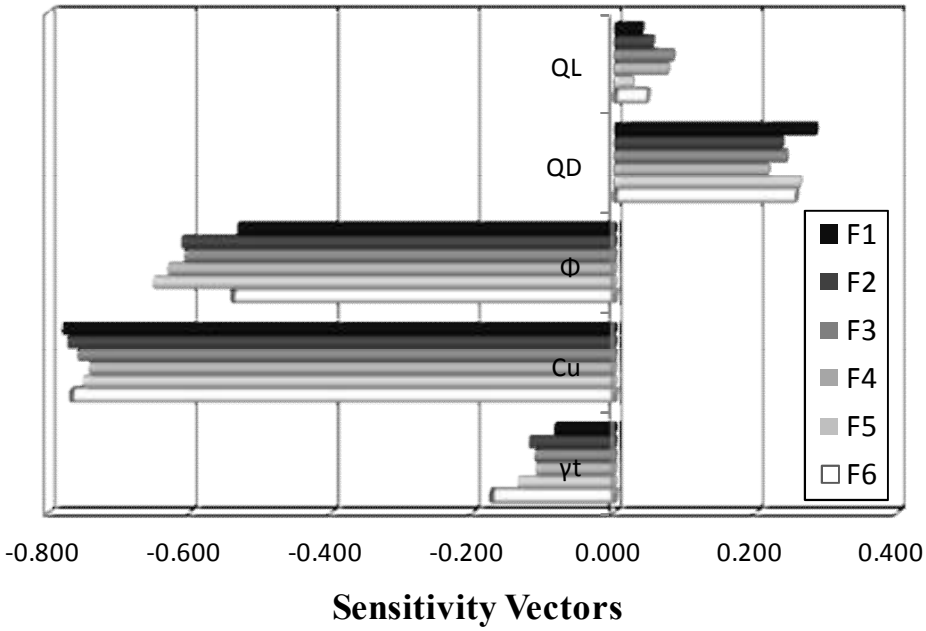


그림 5.5 민감도 분석 결과

본 연구에서는 얕은기초 설계가 적용된 국내 6개 지역의 풍화토 지반에 대하여 신뢰성해석을 수행하여 얕은기초의 전단파괴에 대한 신뢰도수준을 평가하였다.

신뢰성해석 결과 전단파괴에 대한 신뢰도 수준은 β= 1.84~3.55의 범위로 분석되었으며, 평균 신뢰도 지수는 β=2.87로 산정되었다. 현재 산정된 얕은기초의 신뢰도 수준은 앞서 기술된 구조물 기초에 대한 목표신뢰도 수준 β_T=2.3~3.5와 비교하여 중간값에 해당하는 것으로 평가되었다.

허용응력설계법의 안정에 대한 안전율(Fs=3.0)을 이용한 저항계수로부터 역산된

풍화토 지반 얕은기초에서 요구되는 목표신뢰도 지수는 β_T=3.1으로 분석되었으며, 일반적인 얕은기초에서 제안하는 목표신뢰도 지수 범위에 포함된다. NCHRP 651(Paikowsky et al., 2010)에서는 얕은기초의 목표신뢰도지수를 산정할 때, 기존의 허용응력설계법에서 적용하고 있는 안전율을 내포하는 것을 토대로 신뢰도 수준을 결정하도록 제시하고 있다. 따라서 기존의 얕은기초에 대한 안전율이 3.0임을 감안할 때 안전율로서 역산된 목표신뢰도지수 β_T= 3.1보다 낮게 산정될 수 있다.

앞서 신뢰도 지수와 안전율의 관계에서도 살펴보았듯이 허용응력 설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수는 일반적으로 제안되는 구조물 기초의 목표신뢰도지수 범위보다 다소 낮은 값을 보이고 있다. 그러므로 상부 구조물과의 일관된 신뢰성을 확보하기 위하여 상부 구조물의 목표신뢰도지수를 적용하려면 상호간의 안정성을 확보할 수 있는 수준의 목표신뢰도지수 선정이 필요할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 상부 구조물에 대한 기존 목표신뢰도지수와 신뢰성수준을 유지할 수 있고, 허용응력설계법의 안전율(FS=3.0)에 대응되는 목표신뢰도 지수를 확보할 수도록 파괴확률 0.3%에 해당하는 목표신뢰도지수 β_T= 2.9로 선정하였다.

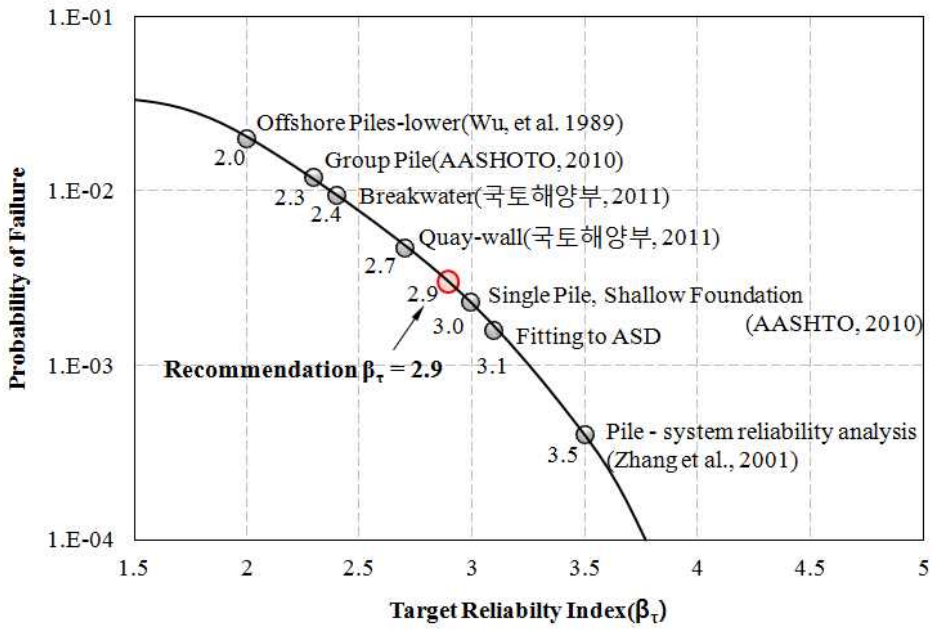


그림 5.6 목표 신뢰도 지수

5.4.1 연약지반 목표신뢰도지수

가. 개 요

개량지반의 파괴모드는 개량지반 전체의 안정(외부안정)과 개량체의 일부 파괴(내부안정), 상부 구조물을 포함한 개량지반 전체의 안정성(overall stability)으로 크게 3가지로 구분할 수 있다. 벽식개량지반에 대한 외부안정은 개량지반의 활동, 전도 및 기초지반의 지지력 파괴이며, 내부안정은 개량체의 압축파괴와 장벽 및 단벽의 전단파괴, 미개량지반의 압출파괴이다. 개량지반의 파괴모드 및 한계상태함수는 3.4.4절에 나타내었다.

심층혼합처리 지반의 파괴모드별 한계상태함수로부터 신뢰성해석에 이용되는 주요 확률변수의 통계학적 특성값은 4.4절에 기술되었으며, 심층혼합처리 지반의 설계외력 및 하중은 3.4.3절에 나타내었다.

나. 검토단면도

최근 5년 내 심층혼합처리공법이 적용된 국내 항만구조물 기초에 대하여 신뢰성해석을 수행하였다. 신뢰성해석 대상 구조물은 표 5.16과 같이 여수, 남해, 군산 등 6개 지역의 안벽 3단면과 방파제 3단면이다.

표 5.16 신뢰성해석 대상 구조물의 개요

단면	지 역	구조물 형 식	수심 (m)	개량심도 (m)	개량폭 (m)	개량체강도 (q_{ul}, MPa)	개량형식
A	여 수	방파제	-14.2	24.9	64.9	3.00	벽식
B	남 해	안 벽	-11.7	5.6	32.3	3.00	블록식+벽식
C	군 산	안 벽	- 5.3	10.0	19.9	2.00	블록식+벽식
D	울 산	방파제	-20.7	12.5	64.8	3.50	블록식+벽식
E	부 산	방파제	-11.5	28.4	32.5	3.48	블록식+벽식
F	화 성	안 벽	- 4.8	10.5	18.1	3.00	벽식

(1) 여수지역

여수지역의 심층혼합처리공법은 여수항의 태풍내습 시 항만시설과 선박을 보호하기 위한 방파제의 기초처리공법으로 적용되었다.

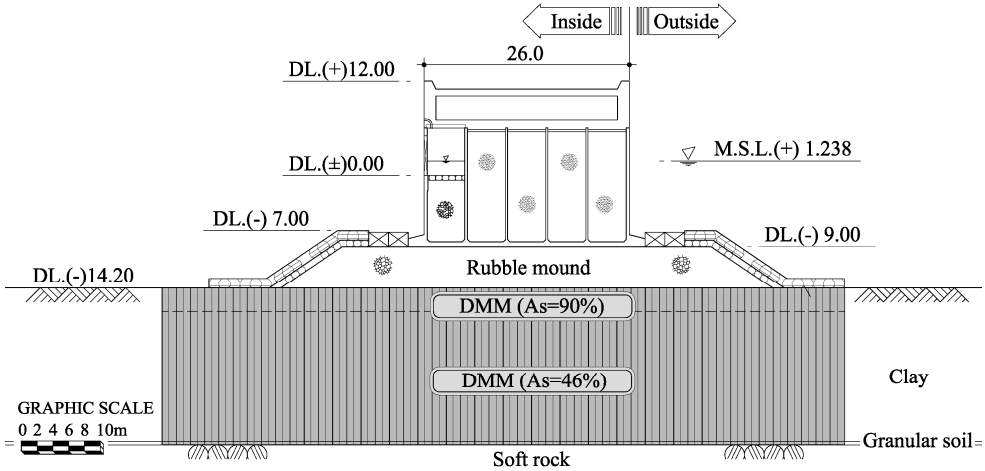


그림 5.7 여수 방파제 구조물의 심층혼합처리 단면도

(2) 남해지역

남해지역의 심층혼합처리공법은 어항의 접안시설을 확충하기 위하여 축조되는 물양장 안벽의 기초처리공법으로 적용되었다.

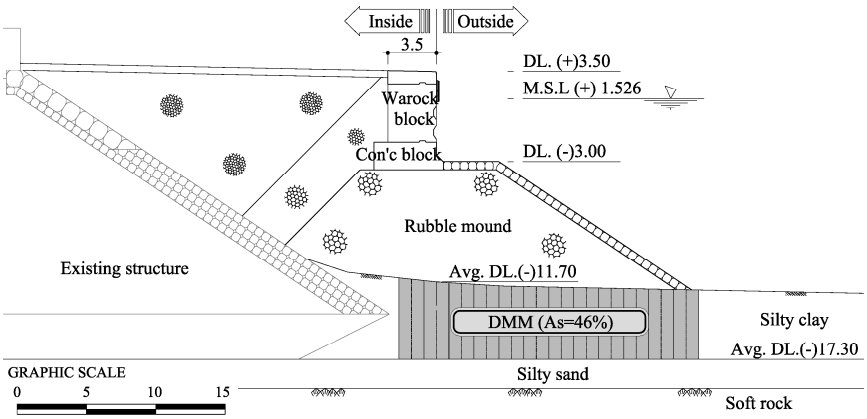


그림 5.8 남해 안벽 구조물의 심층혼합처리 단면도

(3) 군산지역

군산지역의 심층혼합처리공법은 선박블럭 등의 하역, 적치하기 위한 안벽의 기초

처리공법으로 적용되었다.

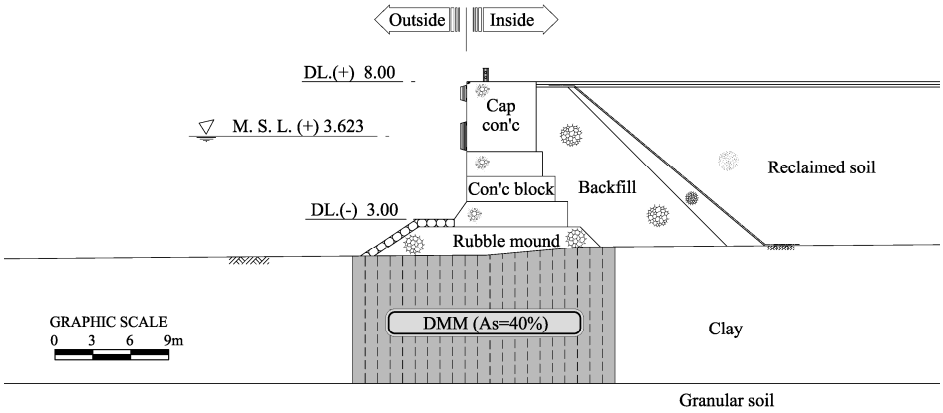


그림 5.9 군산 안벽 구조물의 심층혼합처리 단면도

(4) 울산지역

울산지역의 심층혼합처리공법은 울산 북항 및 온산항의 원활한 운영에 필요한 정온수역 확보를 위하여 축조된 방파제의 기초처리공법으로 적용되었다.

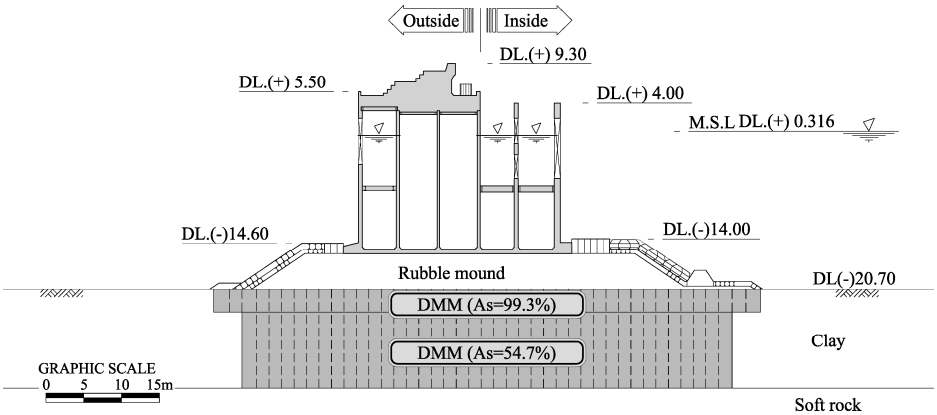


그림 5.10 울산 방파제 구조물의 심층혼합처리 단면도

(5) 부산지역

부산지역의 심층혼합처리공법은 OO전용부두의 기존 외곽시설물 연장 및 보강을 위한 기초처리공법에 적용되었다.

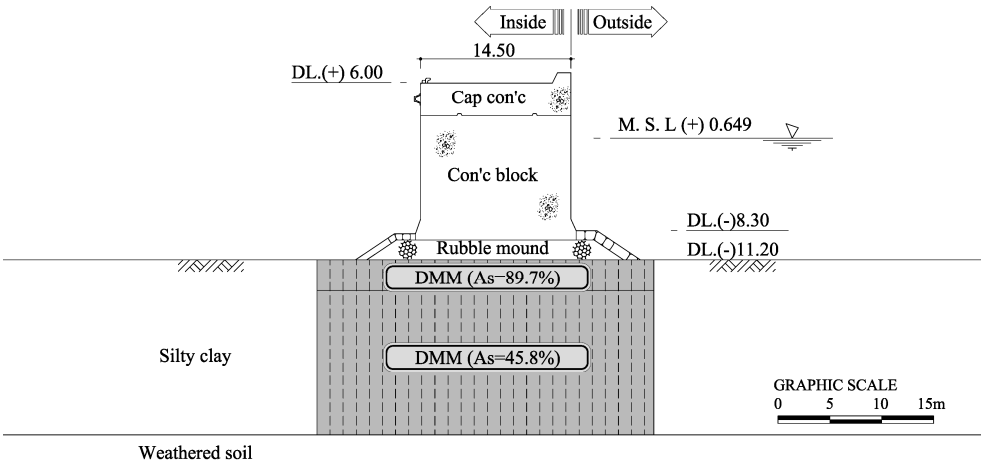


그림 5.11 부산 방파제 구조물의 심층혼합처리 단면도

(6) 화성지역

화성지역에서는 요트의 안전정박과 양륙, 보관 등 마리나항의 기반시설로서 역할을 수행할 수 있도록 축조하는 이안제의 기초처리공법으로 심층혼합처리공법을 적용하였다.

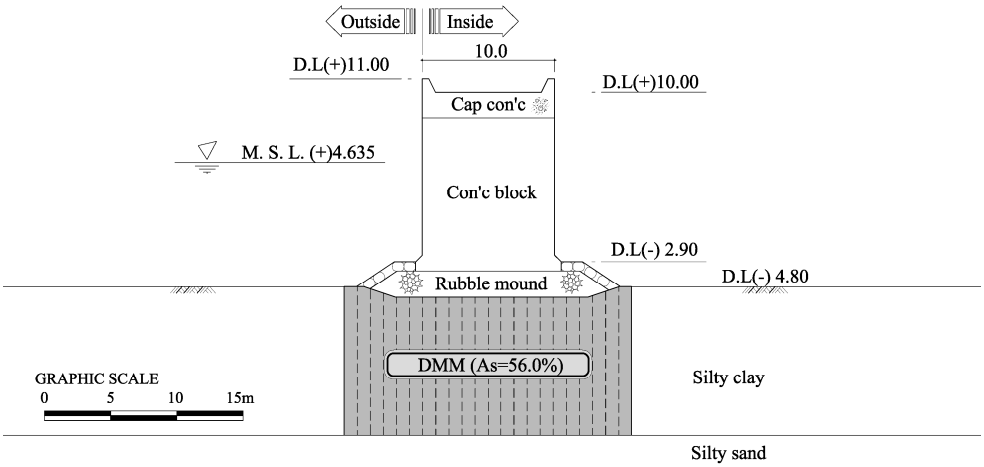


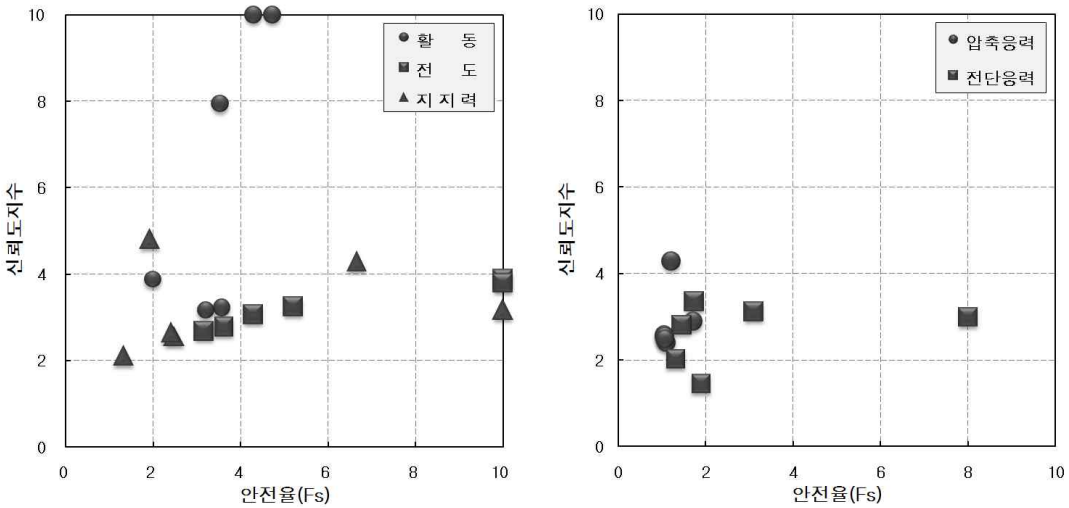
그림 5.12 화성 안벽 구조물의 심층혼합처리 단면도

다. 요소신뢰성해석

파괴모드별 한계상태함수에 대하여 일계신뢰성해석법(FORM)으로 신뢰성해석을 수행하였으며, 허용응력설계법에서 검토된 외부안정과 내부안정에 대한 안전율(F_S)과 신뢰성해석에 의해 산정된 신뢰도지수(β)의 관계를 그림 5.13에 나타내었다. 그

림 5.13에서는 효율적인 표현을 위하여 안전율과 신뢰도지수가 10 이상으로 산정된 경우에는 안전율과 신뢰도지수를 10으로 표현하였다.

활동 파괴의 안전율은 1.99~4.72 범위로 나타나고 있으나 신뢰도지수는 3.16~10.93으로 매우 넓게 분포한다. 반면에 전도 파괴와 지지력 파괴는 안전율이 1.32~21.84로 범위가 넓게 분포하지만 신뢰도지수는 2.11~4.81로 산정되었다. 압축 파괴는 안전율이 1.05~1.72, 신뢰도지수는 2.39~4.28로 B단면(남해)을 제외하면 신뢰도지수는 2.39~2.89로 일정한 범위 내에 분포한다. 전단 파괴는 안전율이 1.32~8.00, 신뢰도지수가 1.44~3.34 범위로 나타난다.



(a) 외부 안정 (b) 내부 안정

그림 5.13 안전율과 신뢰도지수의 관계

외부안정의 경우에는 안전율이 증가할수록 신뢰도지수 지수가 증가하는 경향을 보였으며, 내부안정의 경우에는 안전율과 신뢰도지수의 상관관계가 크지 않았다. 허용응력설계에서는 모든 단면에 대하여 안전율이 최소인 지배파괴모드는 압축 파괴였으나, 신뢰성해석 결과로부터 최소신뢰도지수(최대파괴확률)인 지배파괴모드는 전단 파괴(A~B단면)와 압축 파괴(C~F단면)로 다르게 평가되는 경우도 있었다. 전단 파괴는 상부구조물에 수평력이 크게 작용할 경우에 발생하며, 상부구조물의 자중과 관련된 확률변수의 변동성(COV=0.02~0.04) 보다 수평력과 관련된 확률변수의 변동성(COV=0.10~0.30)이 크기 때문에 신뢰성해석의 불확실성을 반영한 결과이다.

심층혼합처리 지반의 지배적인 파괴모드와 목표신뢰도지수를 결정하기 위하여 그림 5.14와 같이 개별 파괴모드별 신뢰도지수를 나타내었다. 심층혼합처리 지반의 지배 파괴모드는 전단 파괴로 평가되며, 각 검토단면에 대하여 몬테카를로시뮬레이션에 의해 산정된 신뢰도지수의 평균은 2.672로 산정되었다.

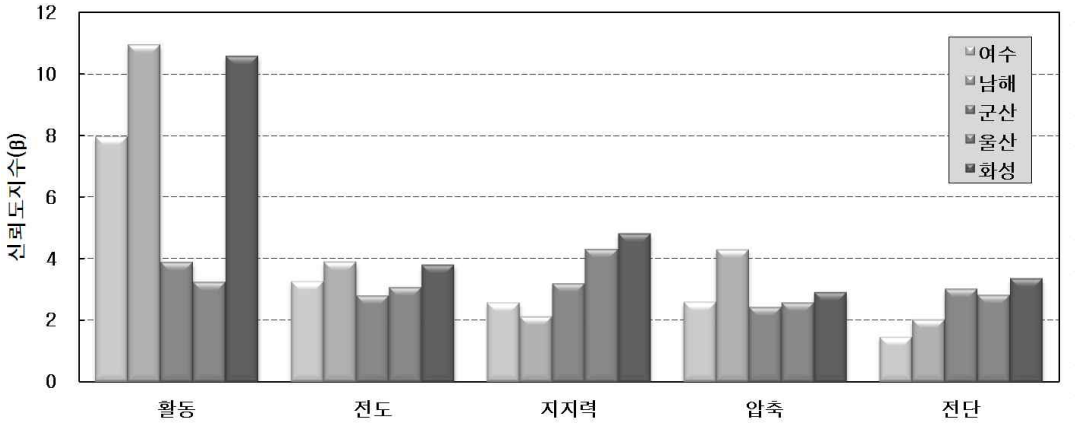


그림 5.14 파괴모드별 신뢰도지수

라. 체계신뢰성해석

한계상태설계법에서 필수적으로 요구되는 목표신뢰도지수를 결정하는 방법으로 Paikowsky(2004), Kitazume(2004) 등은 기존 구조물의 안정성 지표인 신뢰도지수(β)를 추천하고 있다. 그러나 요소신뢰성해석으로부터 심층혼합처리 지반의 신뢰도지수가 파괴모드에 따라 큰 차이를 보이고 있으며, 각 한계상태에 포함된 확률변수는 상관관계를 가지고 있으므로 각 파괴모드의 상관성을 고려한 전체 시스템에 대한 해석이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 여러 파괴모드를 통합하여 심층혼합처리 지반 전체의 안정성을 하나의 지표로 평가할 수 있는 체계신뢰성해석(system reliability analysis)을 수행하였다.

Uni-Modal Bounds에 의한 파괴확률은 하한계 0.196~7.480%, 상한계 0.245~8.575% 이며, 신뢰도지수는 하한계 1.441~2.885, 상한계 1.367~2.814로 산정되었으며, 평균 하한계는 P_f=1.974%(β=2.292), 평균 상한계는 P_f=2.790%(β=2.104)으로 산정되었다.

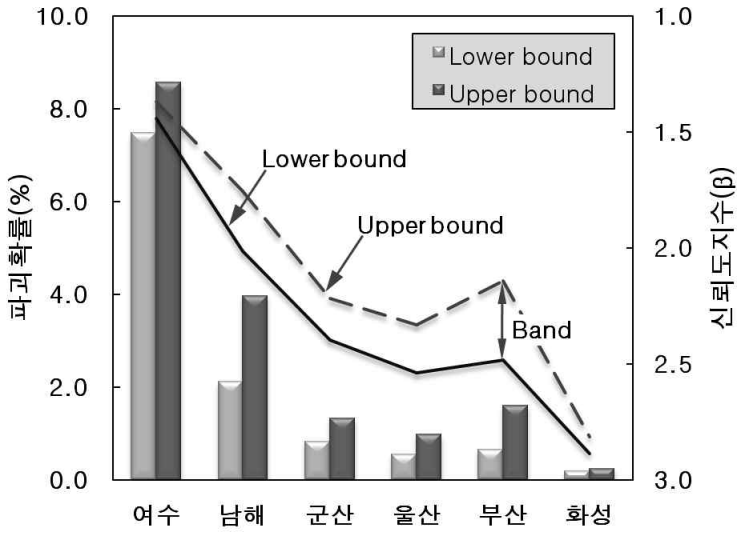


그림 5.15 Uni-Modal Bounds에 의한 체계신뢰성해석

그림 5.15에서 여수와 화성 지역의 상·하한계 폭은 비교적 좁은 반면에 남해, 군산, 울산, 부산 지역의 상·하한계 폭은 넓게 나타났다. 즉, 여수와 화성 지역은 구조물 기초의 안정성이 어떤 하나의 파괴모드에 의존하고 있는 경우이며, 군산 등 4개 지역은 구조물 기초의 안정성이 여러 파괴모드에 의존되는 경우라고 할 수 있다.

Bi-Modal Bounds에 의한 파괴확률은 하한계 0.245~8.082%, 상한계 0.245~8.118%이며, 신뢰도지수는 하한계 1.412~2.814, 상한계 1.393~2.814로 산정되었으며, 평균 하한계는 P_f=2.684%(β=2.118), 평균 상한계는 P_f=2.695%(β=2.113)으로 산정되었다.

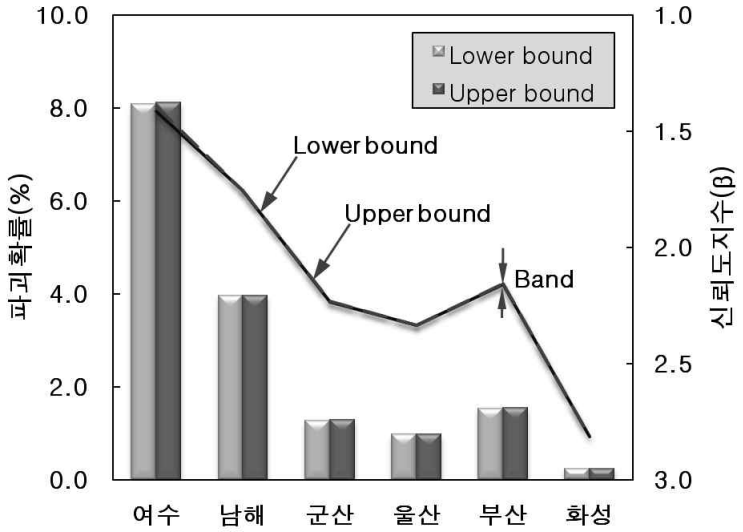


그림 5.16 Bi-Modal Bounds에 의한 체계신뢰성해석

Bi-Modal Bounds는 그림 5.16과 같이 Uni-Modal Bounds의 해석결과와 비교하여 하한계의 파괴확률은 증가하였고 상한계의 파괴확률은 감소하여 상·하한계 폭은 0.000~0.036%로 매우 감소하여 Bi-Modal Bounds에 의한 해석으로 보다 정확한 범위에서 심층혼합처리 지반 시스템의 파괴확률을 평가할 수 있을 것으로 판단되었다.

마. 목표신뢰도지수

지반분야에서 하중저항계수설계법에 대하여 가장 심도 있는 연구가 이루어진 말뚝기초에서는 초기 LRFD 도입 시에는 상부 구조물의 목표파괴확률 $P_f = 0.1\%$에 해당하는 목표신뢰도지수 $\beta_T = 3.0$(Withiam et al., 1998)로 제안되었으나, 기초의 여용성(redundancy)을 고려하여 군말뚝의 경우에는 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 2.3$(D'Appolonia, 1999; Paikowsky et al., 2004)으로 수정하여 AASHTO(2010) 교량설계 시방서에 반영되었다.

여용성은 기초 시스템 중에서 하나의 말뚝이 파괴되는데 필요한 하중보다 구조물 기초 전체 시스템을 붕괴시키기 위해서는 더 큰 하중이 필요하기 때문에 나타나는 내부적인 안전여유로 설명할 수 있다. 예를 들어, 보강토 옹벽의 내부안정에 대하여 하나의 보강재가 파괴되어도 나머지 보강재와 내부 지반이 분배된 하중을 공

유하기 때문에 보강토 옹벽 전체에 파괴가 발생하지 않는다. 이러한 내재된 여용성으로 인해 기초의 요소신뢰성지수보다 목표신뢰도지수는 낮게 결정될 수 있다(Allen et al. 2005).

최근 심층혼합처리 지반의 개량형식은 대부분 벽식 또는 격자식 개량형식을 채택하고 있으며, 이 개량형식은 개량체를 중첩시켜 하중을 지지하므로 일부 개량체에서 파괴가 발생하더라도 서로 연결되어 있는 개량체가 동시에 파괴되기는 어려울 것으로 판단되며, 본 연구에서 명확히 증명하기 어려우나 심층혼합처리 지반에도 여용성이 존재한다고 간주할 수 있다.

본 연구에서는 심층혼합처리공법이 적용된 국내 6개 지역의 항만 구조물 기초지반에 대하여 요소신뢰성해석과 체계신뢰성해석을 수행하여 심층혼합처리 지반의 신뢰도수준을 평가하였다. 요소신뢰성해석에서는 현장별 신뢰도지수의 편차는 파괴모드별로 신뢰도지수의 편차가 비교적 크게 나타나며, 평균 신뢰도지수는 외부안정에 대하여 β_c= 6.985～12.076, 내부안정에 대하여 β_c=4.231～6.354로 기초에 대한 목표신뢰도수준 β_T=2.3～3.5와 비교하여 매우 큰 수준으로 평가되었다. 심층혼합처리 지반에 대한 구조체계를 직렬체계 모형으로 하는 체계신뢰성해석에 의한 체계신뢰성지수는 현장별로 β_s=2.121～5.653으로 산정되었다. 체계신뢰도지수가 일반적인 범위보다 상당히 큰 F현장(β_s=5.653)을 제외한 체계신뢰성지수는 β_s=2.121～3.826의 범위로 평가되었다.

허용응력설계법의 내부안정에 대한 안전율(Fs=3.0)을 이용한 저항계수로부터 역산된 심층혼합처리 지반의 내부안정에서 요구되는 목표신뢰도지수는 β_T=3.4로 분석되었으며, 과거 안전율로 보정된 저항계수가 최근의 신뢰성이론에 기반하여 보정된 저항계수들이 보다 다소 낮게 결정되는 경향을 고려한다면, 목표신뢰도지수는 β_T= 3.4보다 다소 낮아질 가능성이 있다.

하중저항계수설계법은 상부 구조물과의 일관된 신뢰성을 확보하고자 하는 목표를 가진다는 관점에서 심층혼합처리공법이 다수 적용되고 있는 항만 구조물의 목표신뢰도지수(국토해양부, 2011)는 β_T= 2.7(안벽), β_T= 2.4(방파제)로 심층혼합처리 지반의 체계신뢰도지수와 비교하여 다소 낮은 범위에 속하고 있다.

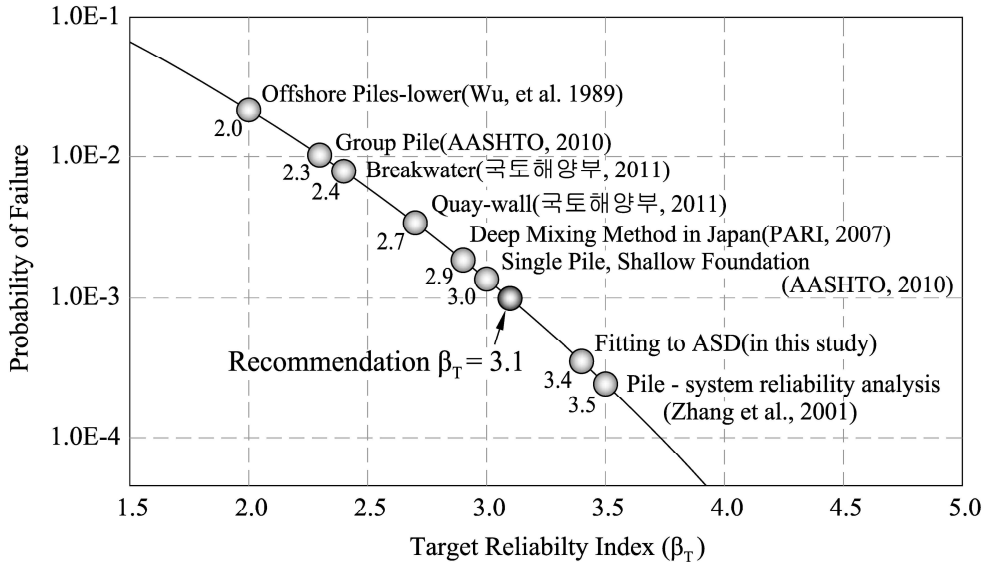


그림 5.17 구조물 기초에 대한 목표신뢰도지수 현황과 목표신뢰도지수 제안

허용응력설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수는 일반적인 구조물 기초의 목표신뢰도지수 범위보다 비교적 높으며, 상부 구조물과의 일관된 신뢰성을 확보하기 위하여 상부 구조물의 목표신뢰도지수를 적용하기에는 현재 제안된 신뢰성 설계 표준서 최종안(국토해양부, 2011)에 대한 검증작업이 완료되지 못하여 확신할 수 없는 문제가 있다. 따라서 본 연구에서는 상부 구조물의 목표신뢰도지수 보다는 신뢰성수준을 확보할 수 있으며, 허용응력설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수의 여용성을 확보할 수 있는 체계신뢰성지수의 평균값을 목표신뢰도지수 β_T= 3.1로 선정하였다.

제 6 장 저항계수의 보정

6.1 개 요

본 장에서는 구조물 기초 종류별 하중저항계수설계법의 저항계수를 보정하였으며, 저항계수는 2.3절에 기술된 한계상태설계법의 부분계수 보정방안에 따라 수행되었다. 하중계수는 저항계수에 비해 구조공학 분야에서 체계적으로 개발되어 이미 주요 시방서에 수록되어 있어 AASHTO(2010) 시방서 및 구조공학 분야의 주요 시방서에 수록된 하중계수에 대한 문헌자료를 이용하였다.

깊은기초에서는 기초구조물의 정역학적 설계법과 기초구조물 제원, 그리고 다양한 지반 물성치에 내재하는 불확실성에 대한 정량적 평가가 가능한 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하였으며, 항타강관말뚝 및 현장타설말뚝에 대한 저항계수를 보정하였다.

얕은기초에서는 국내 풍화토지반에 대한 시험/시공 결과 보고서 및 학술논문으로부터 112개소에 대한 평판재하시험 자료를 이용한 저항편향계수와 경기, 강원, 경북지역에 시공된 6개소에 대한 얕은기초의 신뢰성해석을 통하여 선정된 목표신뢰도지수를 이용하여 저항계수를 보정하였다.

연약지반개량 기초에서는 국내 심층혼합처리공법이 적용된 6개소에 대한 개량체의 압축강도시험 자료를 이용하여 저항편향계수 산정과 신뢰성해석을 수행함으로써 저항편향계수 및 목표신뢰도지수를 선정하였으며, 교량구조물의 하중계수와 해양구조물에 대한 하중계수를 적용하여 저항계수를 보정하였다.

옹벽 구조물은 옹벽의 저항능력을 실측할 수 있는 기술이 미흡하여 해외 한계상태설계법에서도 활동, 전도, 지지력 등의 저항계수를 얕은기초의 설계기준에 준하여 사용되고 있으므로 옹벽의 저항계수는 8장의 한계상태설계 적용에서 다루었다.

6.2 깊은기초

깊은기초의 저항계수 보정 시 다양한 신뢰성 해석 기법 중 국제적으로 가장 널리 사용되고 정확성이 우수한 것으로 인식되고 있는 일차신뢰도법(FORM) 방법과 몬테카를로 시뮬레이션(MCS) 방법을 적용하였다. 두 방법으로 인한 저항계수 결과는 동일하게 나타나 역학적으로 동일함을 확인하였다. 신뢰성 분석과 저항계수 산정을 위해서는 저항편향계수의 통계특성 외에도 하중의 통계특성이 필요하므로, 하중에 대한 통계 특성치는 미국 AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에서 제안하고 있는 교량구조물의 하중조합 중 축방향 하중에 대한 보수적인 설계를 유도하는 Strength Case I 경우에 대한 값을 적용하였다(표 6.1).

표 6.1 하중 통계 특성치

구 분	사하중계수 (γ_{QD})	활하중계수 (γ_{QL})	사하중 편향계수 (λ_{QD})		활하중 편향계수 (λ_{QL})	
			평 균	변동계수	평 균	변동계수
value	1.25	1.75	1.05	0.10	1.15	0.20

본 연구에서 적용된 하중 통계 특성치는 상부 구조물의 하중 분포와 그 변위 특성의 지역적 가변성이 작으며 구조물 재료 자체의 변동성이 인위적 노력에 의해 제어될 수 있음을 가정한 것이며 추후 별도의 연구를 통해 수정, 보완될 수 있다. 신뢰성 해석과 저항계수 산정에 필요한 또 하나의 변수는 사하중과 활하중의 비(QD/QL)이며, Hansell and Viest (1971)는 식 6.1과 같은 경험식을 제안하였다.

$$QD/QL = (1+I)(0.0132L) \tag{6.1}$$

여기서, I=동하중 충격계수(=0.33 for LRFD), L=교량 경간장(ft)이다. 따라서 국내 교량 경간장의 가장 보편적인 값인 30m (≃98ft)를 적용하여, $QD/QL = 1.72$를 적용하였다.

깊은기초의 저항계수 산정을 위한 한계상태함수는 식 6.2와 같이 정의된다.

$$g = \ln \frac{\lambda_R(\gamma_{QD} QD/QL + \gamma_{QL})}{\phi(\lambda_{QD} QD/QL + \lambda_{QL})} \tag{6.2}$$

본 연구에서 제안하고자 하는 항타강관말뚝의 저항계수는 표 6.2와 같다. 전체 57개 자료를 대상으로 산정된 값을 바탕으로, 정확하고 역학적으로 동등한 결과를 보인 일차신뢰도법(FORM)과 몬테카를로 시뮬레이션(MCS) 방법에 의한 결과를 모두 반영하기 위해서 두 값을 산술 평균하였고 실무자의 편의성을 고려하여 소수 둘째 자리까지 나타내었다.

표 6.2 항타강관말뚝 저항계수

구분 / 목표 신뢰도지수	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
2.0	0.43	0.48	0.39	0.37
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29
2.5	0.34	0.34	0.32	0.27

현장타설말뚝의 저항계수 산정을 위한 목표 신뢰도지수는 현장타설말뚝이 상대적으로 중요 구조물이나 대형 구조물기초로서 적용되고 무리말뚝 여용성이 낮으며 항타강관말뚝에 비해서 보수적으로 설계되고 있는 현행 실무현황을 고려하여 3.0 또는 3.5의 값을 적용하도록 하였다. 본 연구에서 제안하고자 하는 현장타설말뚝의 저항계수는 표 6.3과 같다.

표 6.3 현장타설말뚝 저항계수

구분 / 목표 신뢰도지수	Carter and Kulhawy	AASHTO	FHWA
3.0	0.70	0.51	0.20
3.5	0.54	0.39	0.16

6.3 얕은기초

6.3.1 하중 통계 특성

가. 하중계수

하중에 주로 영향을 미치는 건설 구조재료는 지반정수에 비해 비교적 균질한 특성을 가지고 있기 때문에 하중에 대한 불확실성이 낮다. 이러한 이유로 하중계수의 통계학적 특성은 저항계수의 통계학적 특성에 비해 편향계수 및 변동계수가 낮은 경향을 보인다.

미국의 AASHTO(2010) 교량설계 시방서(표 6.4)에서는 강도(극한) 한계상태, 극한상황 한계상태, 사용성 한계상태, 피로한계상태의 4가지 한계상태로 분류하고 있으며, 각 한계상태에 대하여 설계조건, 재료특성 등을 고려하기 위한 세분류(strength I~V)가 존재한다. 그리고 각 한계상태별 하중조합과 하중계수가 규정되어 있으며, 고정하중(DC, DD, DW, EH, EV, ES)에 대한 하중계수는 다른 하중들과 반대되는 방향으로 작용하는 고정하중을 고려하기 위하여 최대, 최소값으로 표 6.4와 같이 규정되어 있다. 이는 최대, 최소값으로 규정되어 있다. 현재까지 국내 지반공학 분야에서는 극한한계상태에 대한 여러 가지 하중조합 중에서 연직하중에 대하여 다소 보수적인조건으로 평가되는 Strength I을 적용하고 있다.

AASHTO(2010) 시방서 외에도 표 6.4와 같이 북미지역의 ACI(1999), API(1993) 등의 설계기준과 캐나다(MOT, 1992; NRC, 1995), 유럽(DGI, 1985; CEN, 2004)에는 다양한 하중계수가 규정되어 있고 그 내용은 표 6.4와 같이 나타내었다.

국내 기초 구조물에 대한 저항계수 산정 시 대부분 AASHTO(2010) 설계기준에서 제시하고 있는 하중계수를 적용하고 있으며, 사하중과 활하중만을 고려할 경우 사하중계수와 활하중계수는 각각 γ_{QD}= 1.25, γ_{QL}=1.75로 적용하고 있다.

표 6.4 다른 국가의 현재 하중계수 현황(박준모, 2012)

구 분		사하중	활하중	풍하중	지진하중
미 국	AASHTO(2010)	1.25～1.95	1.35～1.75	1.40	1.00
	ACI(1999)	1.40	1.70	1.30	1.40
	AISC(1994)	1.20～1.40	1.60	1.30	1.00
	API(1993)	1.10～1.30	1.10～1.50	1.20～1.35	0.90
캐나다	MOT(1992)	1.10～1.50	1.15～1.40	1.30	1.30
	NRC(1995)	1.25	1.50	1.50	1.00
유 럽	DGI(1985)	1.00	1.30	1.30	1.00
	CEN(2004)	1.00～1.35	1.30～1.50	1.30～1.50	1.00

나. 하중의 편향계수와 변동계수

구조공학 분야에서는 정확한 하중을 산정하기 위하여 오랜 기간 동안 하중에 대한 통계정보가 체계적으로 개발되어 왔으며, 많은 통계학적 자료를 축적하여 하중계수의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)를 표 6.5와 같이 제안하였다.

사하중은 편향계수가 λ_{QD}= 1.03～1.05 범위로 무시할 수 있는 정도로 작으며, 변동성도 COV_{QD}= 1.03～1.05으로 낮다. 활하중은 하중의 변동성이 크고 연속적으로 작용하여 변동계수가 COV_{QL}=0.18～0.25로 크고, 편향계수 또한 λ_{QL}= 1.10～1.20으로 사하중계수에 비하여 크다.

풍하중 및 지지하중, 파압 등의 환경하중은 영향력은 크지만 작용 빈도가 낮아 편향계수는 λ_{QW}= 0.875～1.20로 실측 하중에 비하여 낮게 나타나는 경우도 있지만, 변동성은 COV_{QW}= 0.19～0.20으로 큰 편이다.

표 6.5 저항의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)(박준모, 2012)

하 중 종 류	대 상 구조물	편향계수 (λ_Q)	변동계수 (COV_Q)	참고문헌
사하중	교 량 교 량 교 량	1.03 1.05 1.05	0.08 0.10 0.10	Nowak(1999) Ellingwood and Tekie(1999) AASHTO(2007)
활하중	교 량 교 량 교 량	1.10~1.20 1.00 1.15	0.18 0.25 0.20	Withiam et al.(1998) Ellingwood and Tekie(1999) AASHTO(2007)

하중저항계수설계법이 교량설계를 중심으로 이루어져 교량을 대상으로 하는 하중계수가 주를 이루고 있으므로, 본 연구에서는 구조물 기초의 저항계수 보정에 가장 많이 적용되고 있는 AASHTO(2010)의 하중계수, 하중편향계수와 변동계수 등 하중에 관한 통계학적 특성값 표 6.6을 적용하여 얕은기초 전단파괴에 대한 저항계수를 보정하였다.

표 6.6 저항계수를 보정을 위한 하중계수와 통계학적 특성값

구 분	하중계수(γ_Q)	편향계수(λ_Q)	변동계수(COV_Q)
사하중	γ_{QD}=1.25	λ_{QD}=1.05	COV_{QD}=0.10
활하중	γ_{QL}=1.75	λ_{QL}=1.15	COV_{QL}=0.20

6.3.2 안전율을 이용한 저항계수 예비 산정

안전율에 의한 보정방법은 경험적으로 구조물의 안정성이 확인된 안전여유를 저항계수에도 동일하게 부여 할 수 있기 때문에 지반공학 분야에서 저항계수 보정에 많이 이용되었다.

본 연구에서 수집된 데이터베이스 및 분석결과를 이용한 저항계수 산정에 앞서, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 LRFD 저항계수 예비 보정방법(preliminary calibration scheme)으로 식 6.3(FHWA, 2001)을 이용하여 저항계수를 산정해 보았다.

$$\phi = \frac{\gamma_{QD}Q_D + \gamma_{QL}Q_L}{F_s(Q_D + Q_L)} = \frac{\gamma_{QD}(Q_D/Q_L) + \gamma_{QL}}{F_s(Q_D/Q_L + 1)} \quad (6.3)$$

본 연구에서 얕은 기초가 적용된 6개 현장의 설계하중으로부터 산정된 하중비는 표 6.7과 같이 QD/QL= 3.6~9.8 범위로 산정되었으며, 평균 6.7로 분석되었다.

표 6.7 연구에 적용된 현장 자료의 하중비

현장	F1	F2	F3	F4	F5	F6
하중비	6.4	8.5	8.2	3.6	9.8	4.3

저항계수 산정에 이용된 하중비 및 하중계수는 앞서 선정된 표 6.8을 이용하였으며, 허용응력설계법에서 얕은기초에 대한 안전율은 현재 실무에서 가장 많이 사용하고있는 Fs=3.0 값을 적용하였다. 하중비는 0.5~15 범위를 적용하였다.

해석결과 안전율(F_S) 3으로 보정된 하중비(Q_D/Q_L)에 따른 저항계수의 범위는 0.53~0.43으로 나타났으며, 하중비(Q_D/Q_L)=5 이상일 경우부터는 하중계수의 변화가 거의 없이 수렴하는 것으로 나타났다(표 6.8).

표 6.8 하중비에 따른 저항계수

하중비 (Q_D/Q_L)	0.5	1	1.5	2	3	5	10	15
저항계수(ϕ)	0.53	0.5	0.48	0.47	0.46	0.44	0.43	0.43

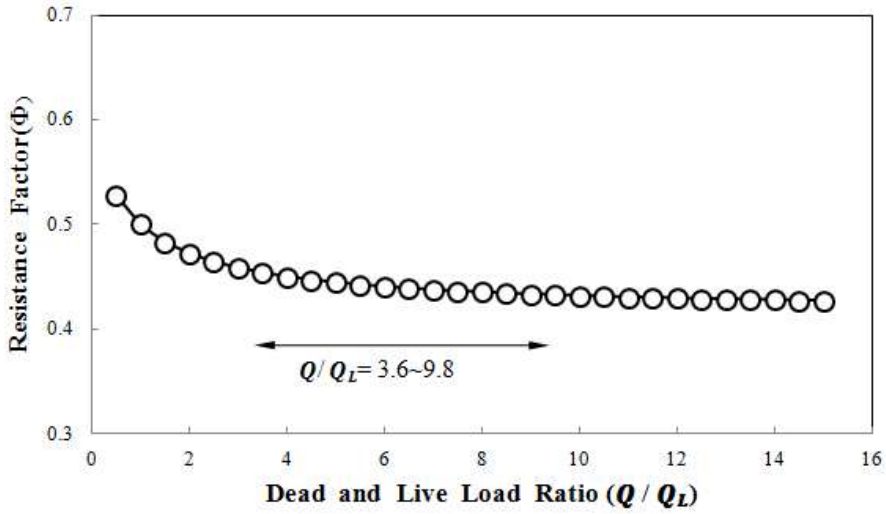


그림 6.1 안전율($F_S = 3.0$)로 보정된 하중비에 따른 저항계수

6.3.3 신뢰성해석에 의한 저항계수 보정

가. 저항의 통계학적 특성

하중저항계수설계법(LRFD)에서 저항계수의 선정은 파괴모드에 대해 미리 규정된 허용파괴확률 또는 목표신뢰도지수의 수준에 부합하여야 하며, 저항계수의 보정은 대상 구조물의 지역적 특성을 반영할 수 있는 통계학적 자료에 기초한 신뢰성이론에 따라 이루어져야 한다.

본 연구에서는 얕은기초의 전단파괴에 대한 저항계수를 보정하고자 하였으며, 이를 위해 국내에서 수집된 평판재하시험 자료와 지지력 이론식에 의해 산정된 저항편향계수에 대한 통계학적 분석을 수행하였으며, 얕은기초 적용 사례에 대한 신뢰성해석을 통해 구조물의 신뢰도수준을 평가하고, 목표신뢰도지수를 제안하였다. 저항계수 결정을 위해 얻어진 저항의 특성값과 신뢰도수준을 표 6.9에 나타내었다.

표 6.9 저항계수 보정을 위해 산정된 저항의 통계학적 특성값

저항편향계수(λ_R)	변동계수(COV_R)	신뢰도 수준(β)	목표신뢰지수(β_T)
1.04~1.31	0.42~0.47	1.84~3.55	2.9

나. 지지력 이론식에 대한 저항계수 보정

하중계수(γ_Q, λ_Q, COV_R)와 하중비(Q_D/Q_L=5)가 일정하고 목표신뢰도 지수를 β_T=2.9로 적용할 경우, 저항계수는 표 6.10과 같이 Hansen 식을 제외한 나머지 이론식은 저항편향계수와 변동계수가 거의 유사하므로 ϕ=0.32~0.36으로 보정되었고, 저항계수는 저항편향계수의 크기에 비례하는 것으로 나타났다.

신뢰성이론에 기반한 저항계수가 안전율로 보정된 저항계수(ϕ=0.44)에 비해 약 72~82% 수준으로 나타나 현행 얕은기초의 허용응력설계법의 안전여유가 부족한 것으로 평가할 수 있다.

표 6.10 지지력 이론식별 저항계수 보정 결과(β_T=2.9)

지지력 이론식	저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	저항계수 (ϕ)
Terzaghi	1.09	0.42	0.34
Meyerhof	1.07	0.42	0.33
Hansen	1.31	0.47	0.36
Vesic	1.04	0.42	0.32

다. 저항편향계수와 변동계수에 따른 저항계수

목표신뢰도지수(β_T=2.9)와 하중비(QD/QL=6.8)가 일정한 경우에 대하여 극한지지력 이론식별 저항편향계수(ϕ) 및 저항편향계수의 변동계수 (COV_R)에 따른 저항계수의 변화를 그림 6.2~6.3에 나타내었다.

얕은기초의 저항편향계수가 증가하면 저항계수도 선형적으로 증가하는 경향을 보였으며, 극한지지력 이론식에 따라 저항편향계수의 크기가 다르고 저항편향계수의 변동계수는 거의 유사하므로 저항편향계수에 따른 극한지지력 이론식별 저항계수는 동일 선상에 위치하는 것으로 나타났다.

저항편향계수의 변동계수가 증가하면 저항계수는 감소하는 경향을 나타내었으며, 저항편향계수의 변동계수가 클수록 극한지지력 이론식별 저항계수의 편차는 미소하게 감소하였다.

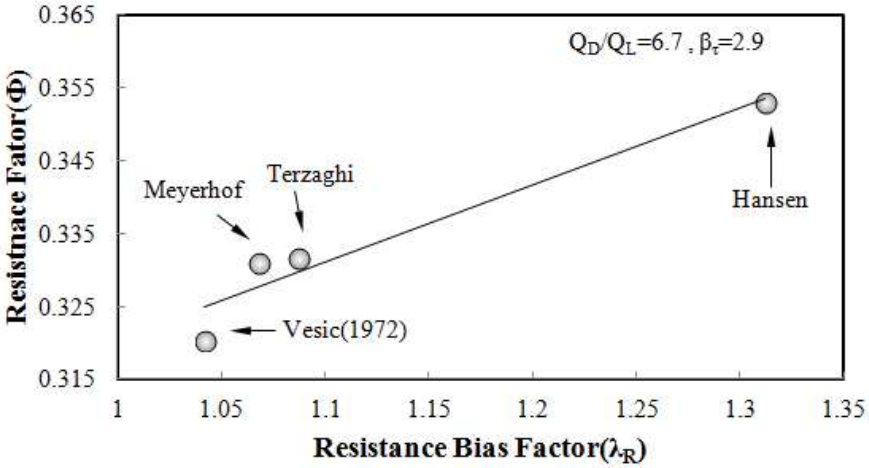


그림 6.2 저항편향계수에 따른 저항계수 보정

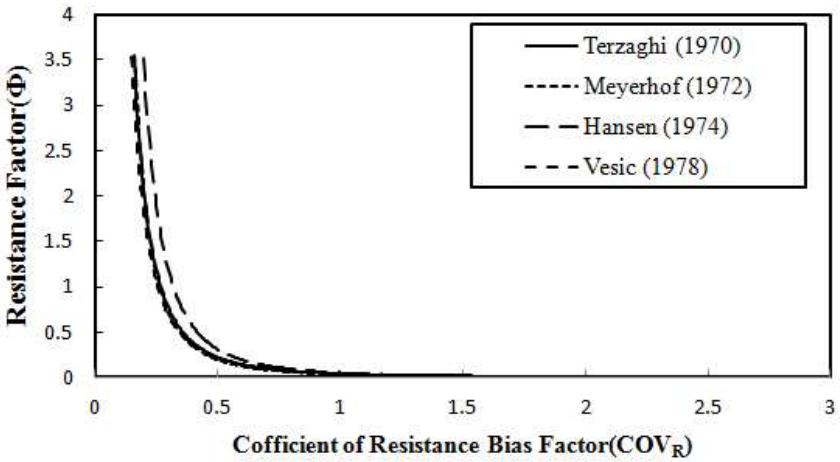


그림 6.3 저항편향계수의 변동계수에 따른 저항계수 보정

라. 하중비에 따른 저항계수

극한지지력 이론식별로 하중비에 따른 저항계수를 분석한 결과, 하중비가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, 점점 감소비율은 둔화되어 QD/QL=5 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 영향을 거의 미치지 않았다(그림 6.4).

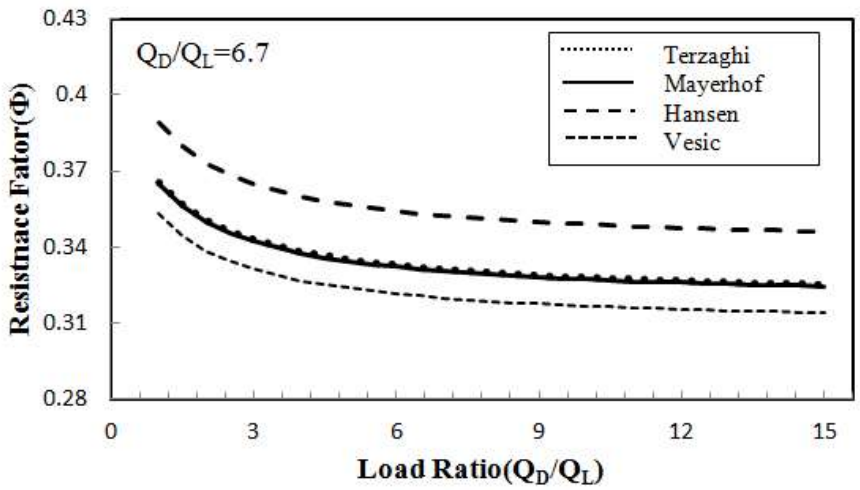


그림 6.4 하중비에 따른 저항계수 보정

마. 목표신뢰도지수에 따른 저항계수

저항계수가 하중비의 영향을 받지 않는 일정한 저항계수 산정을 위하여 QD/QL= 6.7인 경우에 목표신뢰도지수에 따른 저항계수를 산정하여 그림 6.5에 나타내었다.

목표신뢰도지수가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, 극한지지력 이론식별 저항계수의 편차는 감소하였다. 목표신뢰도지수가 β_T=2.9에서 β_T=3.55로 증가하는 동안 저항계수는 ϕ=0.353에서 ϕ=0.268로 약 1.3배 정도 감소하여, 저항계수는 목표신뢰도지수에 대하여 매우 민감한 것으로 평가된다.

따라서 본 연구에서는 풍화토지반에 적용된 얕은기초에서 목표신뢰도 지수 β_T =2.9에 대한 저항계수는 ϕ=0.35로 산정되었다.

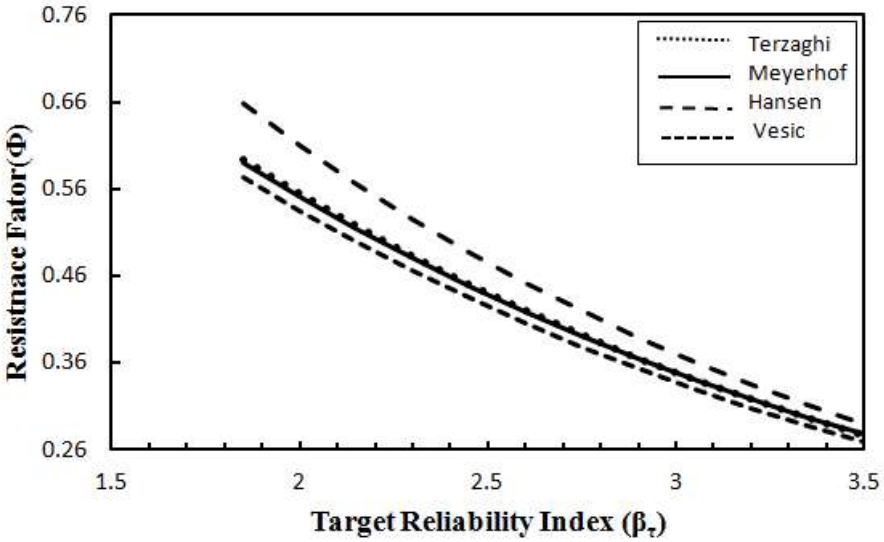


그림 6.5 목표신뢰도지수에 따른 저항계수 보정

표 6.11 목표신뢰도지수에 따른 저항계수 보정

하중계수	신뢰도수준(β)					
	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2	3.5
얕은 기초	0.53	0.47	0.41	0.35	0.31	0.27

6.4 연약지반개량

6.4.1 데이터베이스 구축

가. 개량체 실내배합시험 자료

심층혼합처리 지반의 강도를 예측하기 위하여 현장시험이 요구되지만, 설계단계에서 현장시험을 실시하기에는 경제적인 문제로 인한 어려움이 있기 때문에 연구자들은 실험실에서 모형시험과 실내배합시험에 관한 연구를 수행한다.

심층혼합처리공법의 설계에서 설계기준강도로 이용되는 개량지반의 압축강도를 예측하기 위하여 국내 7개 현장(해상공사 6개소, 육상공사 1개소)에서 수행된 실내배합시험 자료를 수집하였으며, 실내배합시험 조건을 표 6.12에 나타내었다.

표 6.12 심층혼합처리공법이 시행된 현장의 실내배합시험 조건

과 업 명		실내배합시험 조건			비고
		시멘트량(kgf/㎥)	물/시멘트비	재령(일)	
A	대변항 다기능 어항	300	0.7, 0.8, 0.9	7, 28	해상
B	경인 아라뱃길	200, 300	0.7, 0.8, 0.9	7, 14, 28	
C	부산신항 방파제 보강	180, 200, 220	0.8	7, 28	
D	여수국가산단 진입도로	200, 225, 250, 275	0.8, 0.9	7, 28	
E	용호만 공유수면 매립지	250, 300	0.9, 1.0	7, 28	
F	부산신항 컨테이너부두	250, 300, 350	0.8, 0.9, 1.0	7, 28, 91	
G	인천 분뇨 처리장	220, 250, 280	0.7, 0.8, 1.0, 1.2	7, 28, 91	육상

나. 현장 개량체 압축강도의 수집

심층혼합처리공법의 품질관리 방안으로 시공확인조사를 통하여 현장 개량체의 압축강도를 평가한다. 일반적으로 시공 후 재령 28일에 개량지반에서 코어를 채취하여 압축강도시험을 수행하고, 압축강도가 설계기준강도를 만족하는지 여부를 파악하고 있다.

본 연구에서는 국내 7개 현장에서 채취된 개량체 압축시험 자료를 수집하였으며, 자료 수집에 이용된 현장 개요와 자료수, 시료채취 방법, 시공 조건을 표 6.13~6.15에 나타내었다. 심층혼합처리 개량형식은 벽식과 블록식+벽식으로 시공되었으며, 시공수량은 7,938~520,000 m로 조사되었다.

압축강도 자료수는 총 188개로 현장별로 3~71개의 자료가 수집되었으며, 시료채취 방법은 대부분 시추를 이용한 코어를 채취하였으며, F현장의 경우 유럽에서 수행하고 있는 그래브를 이용한 시료채취와 코어채취를 병행하였다.

심층혼합처리공법의 시공확인조사는 심층혼합처리 시공 후 재령 28일에 개량체 시료(코어)를 채취하고, 현장에서 채취된 시료의 일축압축강도가 설계기준강도 이상을 만족하여야 한다. 그러나 국내 설계기준에서는 품질관리 및 품질확보에 관한 규정이 미흡하고, 실제 현장에서도 시공속도, 공기, 작업여건 등으로 재령 28일에 확인조사를 실시하지 않고 있다. 이와 같은 이유로 본 연구에서 수집된 시공확인 조사의 사례에서도 시공 후 재령 7~183일에 확인조사를 실시한 것으로 나타났다. 이러한 자료를 이용하여 현장 개량체 압축강도의 특성을 평가할 경우, 재령에 따라 강도가 증가하는 심층혼합처리공법의 특성을 제대로 반영하지 못하는 문제점이 발생할 수 있으므로 재령에 대한 보정을 수행할 필요가 있다. 본 연구에서는 실내배합시험에 의한 재령에 따른 개량체의 압축강도의 상관관계를 이용하여 현장 개량체의 압축강도를 재령 28일로 보정하여 분석에 이용하도록 하였다.

6.4.2 개량체 압축강도의 불확실성 평가

가. 국내 개량체 압축강도의 변동계수

국내 현장별 개량체의 압축강도를 보정계수를 이용하여 재령 28일 압축강도로 보정하였으며, 보정된 개량체 압축강도의 값이 너무 크거나 작은 값이 포함될 경우 통계량이 왜곡될 수 있으므로 평균값의 $\pm 2\sigma$에 해당하는 95% 신뢰도 구간의 자료로 통계학적 분석을 수행하였다. 현장별 개량체 압축강도의 평균 및 표준편차, 변동계수는 다음 표와 같이 산정되었다. 현장별 개량체 압축강도의 변동계수는 0.227~0.365의 범위로 산정되었다.

표 6.13 개량지반에서 채취된 코어샘플의 압축강도 특성

현 장	자료수	압축강도 범위 (MPa)	평균 (MPa)	표준편차 (MPa)	변동계수 (COV)
A	4	2.224 ~ 4.184	2.816	0.917	0.326
B	3	3.080 ~ 4.870	3.953	0.896	0.227
C	68	1.042 ~ 5.597	3.257	1.092	0.335
D	12	0.943 ~ 2.895	1.737	0.615	0.354
E	4	2.061 ~ 4.836	3.378	1.164	0.340
F	15	1.698 ~ 4.265	2.786	0.838	0.301
G	44	1.450 ~ 6.549	3.585	1.307	0.365
합계	150	-	-	-	0.340

나. 개량체 압축강도의 저항편향계수

심층혼합처리공법에서는 실내배합시험을 통하여 개량체의 평균압축강도($\bar{q}_{ul}$)를 기준으로 현장 개량체의 평균압축강도($\bar{q}_{uf}$)와 설계기준강도(q_{uck})를 결정하고 있으며, $\bar{q}_{ul}$과 $\bar{q}_{uf}$, q_{uck}의 관계는 식 6.4~6.6과 같다.

$$\bar{q}_{uf} = \lambda \cdot \bar{q}_{ul} \tag{6.4}$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \bar{q}_{uf} \tag{6.5}$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{ul} \tag{6.6}$$

여기서, q_{uck} : 설계기준강도
$\bar{q}_{uf}$: 현장 개량체의 압축강도의 평균값
$\bar{q}_{ul}$: 실내배합시험에 의한 압축강도의 평균값
γ : 현장 압축강도의 변동성에 대한 보정계수
(해상 γ=1.0, 육상 γ=0.5)
λ : 실내배합 강도와 현장 강도의 비(λ=2/3)

A~G현장의 실내배합 강도로부터 산정된 설계기준강도는 다음 표와 같으며, 1.223~3.643 MPa 범위로 산정되었다. 설계기준강도는 저항편향계수 산정에 이용된다.

표 6.14 실내배합시험 강도로부터 산정된 설계기준강도

현장	시멘트량 (kgf/㎥)	물/시멘트비	실내배합강도 ($\bar{q}_{ul}$, MPa)	설계기준강도 (q_{uck}, MPa)	비고
A	300	0.8	3.380	2.253	해상
B	300	0.8	5.465	3.643	
C	180	0.8	2.711	1.807	
	200	0.8	3.649	2.433	
	220	0.8	4.227	2.818	
D	250	0.8	2.183	1.455	
E	250	1.0	4.038	2.692	
	300	0.9	4.510	3.007	
F	270	0.8	4.357	2.905	
G	250	1.0	3.668	1.223	육상

다. 저항편향계수의 산정

현장별 저항편향계수는 표와 같이 λ_R=0.45~2.35, COV_R= 0.227~0.354로 분석되었으며, F현장을 제외한 모든 현장에 대한 저항편향계수는 1.0보다 크게 산정되어 예측된 개량체 압축강도는 현장 압축강도를 과소평가 하는 경향이 있다. 국내 심층혼합처리 지반에 대한 내부안정의 저항편향계수는 λ_R=1.36, COV_R= 0.35로 산정하였다. C, G현장에 대한 저항편향계수의 확률밀도분포와 Histogram을 그림 6.8~6.9에 나타내었다.

표 6.15 현장별 저항편향계수

현 장	자료수	λ_R의 범위	평 균 (λ_R)	표준편차 (σ_R)	변동계수 (COV_R)
A	4	0.99 ~ 1.86	1.25	0.407	0.326
B	3	0.85 ~ 1.34	1.09	0.246	0.227
C	60	0.74 ~ 2.35	1.56	0.445	0.286
D	12	0.65 ~ 1.99	1.19	0.422	0.354
E	4	0.77 ~ 1.61	1.17	0.347	0.296
F	15	0.58 ~ 1.47	0.96	0.289	0.301
G	43	0.45 ~ 1.92	1.09	0.383	0.352
전체	141	0.45 ~ 2.35	1.36	0.479	0.352

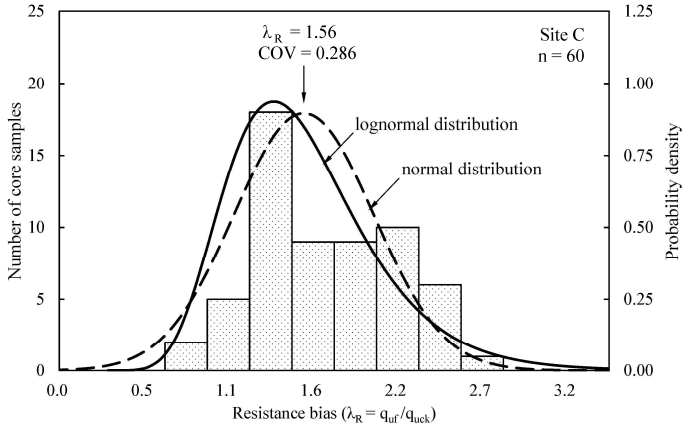


그림 6.8 C현장 저항편향계수의 확률밀도분포

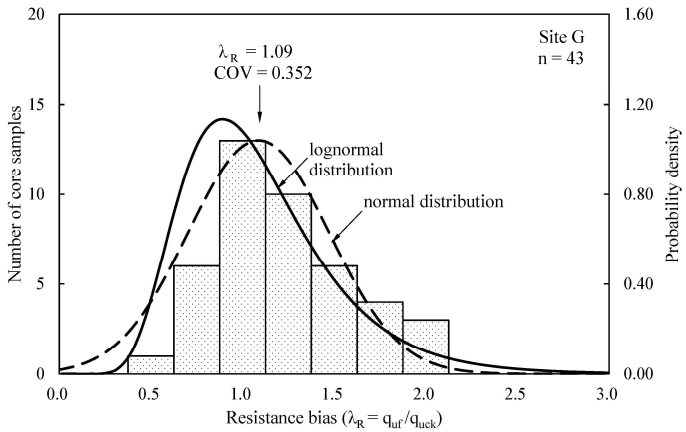


그림 6.9 G현장 저항편향계수의 확률밀도분포

6.4.3 신뢰성이론에 기반한 저항계수 보정

가. 하중의 통계학적 특성

본 연구에서는 표와 같이 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005a)과 API(1993)에서 제시한 해양·항만 구조물에 대한 하중계수와 하중의 통계학적 특성값을 적용하여 저항계수를 산정하고, AASHTO(2007) 교량 구조물의 하중계수를 적용한 저항계수와 비교하였다. 해양·항만 구조물은 활하중 보다는 환경하중이 지배적인 경우가 많으므로 환경하중을 활하중으로 간주하였다.

표 6.16 저항계수 보정을 위한 하중계수의 통계학적 특성

구 분		하중계수(γ_Q)	편향계수(λ_Q)	변동계수(COV_Q)
해양·항만 구 조 물	사하중	γ_{QD}=1.10	λ_{QD}=1.00	COV_{QD}=0.10
	활하중	γ_{QL}=1.30	λ_{QL}=0.91	COV_{QL}=0.19
교 량 구 조 물	사하중	γ_{QD}=1.25	λ_{QD}=1.05	COV_{QD}=0.10
	활하중	γ_{QL}=1.75	λ_{QL}=1.15	COV_{QL}=0.20

나. 안전율을 이용한 저항계수 예비 산정

안전율에 의한 보정방법은 과거 경험적으로 안정성이 확인된 안전여유를 저항계수에도 동일하게 부여 할 수 있으므로 지반공학 분야에서 하중저항계수설계법의 도입 시기에 저항계수 보정에 많이 이용되었다.

본 연구에서 수집된 데이터베이스를 이용하기에 앞서, 허용응력설계법의 안전율을 이용한 LRFD 예비 보정방법(preliminary calibration scheme)으로 식 6.7(FHWA, 2001)를 이용하여 저항계수를 산정하였다.

$$\phi = \frac{\gamma_{QD} Q_D + \gamma_{QL} Q_L}{F_s (Q_D + Q_L)} = \frac{\gamma_{QD} (Q_D / Q_L) + \gamma_{QL}}{F_s (Q_D / Q_L + 1)} \tag{6.7}$$

저항계수 산정에 이용된 하중비 및 하중계수는 앞서 선정된 표 6.17을 이용하였

으며, 허용응력설계법에서 심층혼합처리 지반에 대한 안전율은 항만 및 어항 설계 기준(해양수산부, 2005a)에 따라 활동과 전도에 대한 파괴모드는 Fs=1.2, 지지력과 압축응력(단지압), 전단응력은 Fs=3.0을 적용하였다.

해양 · 항만 구조물의 하중계수를 이용하는 경우가 교량 구조물의 하중계수를 이용하는 경우 보다 저항계수가 낮게 평가되었으며, 두 하중계수에 대한 저항계수의 차이는 안전율이 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다.

하중비가 증가함에 따라 저항계수는 점차 감소하는 경향을 보였으며, Q_D/Q_L=5.0 이상인 범위에서는 저항계수가 하중비에 영향을 받지 않고 거의 일정한 값으로 나타났다.

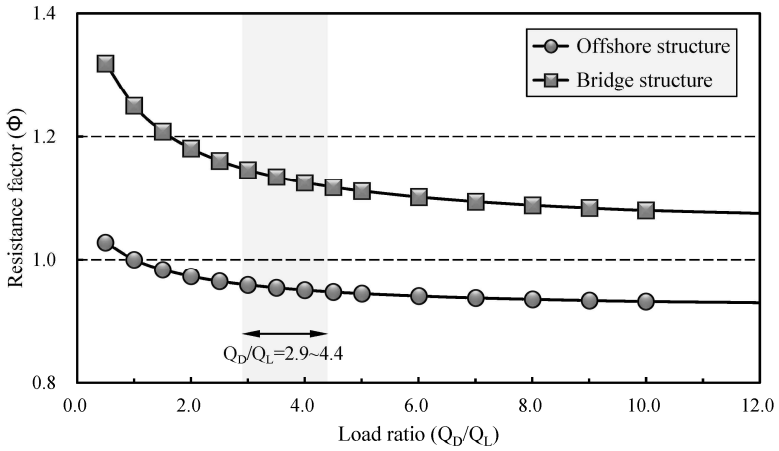


그림 6.10 하중비에 따른 전도와 활동의 저항계수(Fs=1.20).

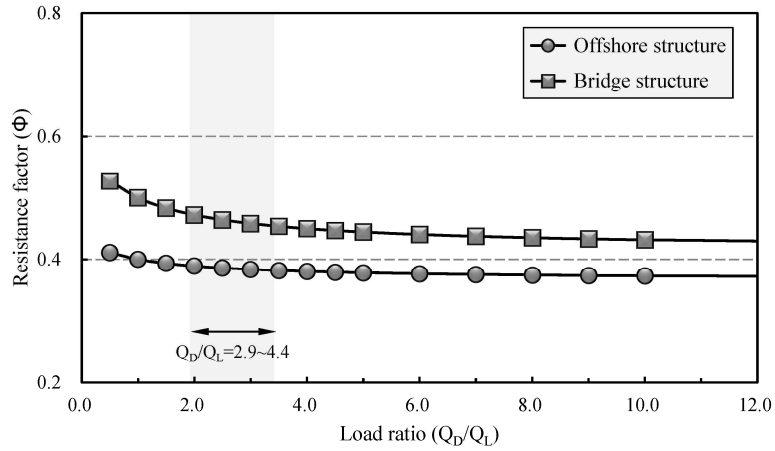


그림 6.11 하중비에 따른 단지압 및 전단응력에 대한 저항계수(Fs=3.00).

하중비에 따른 각 하중계수에 대한 저항계수를 표에 나타내었다. 심층혼합처리 지반의 하중비 Q_D/Q_L= 2.9～4.4 범위에서 해양 · 항만 구조물과 교량 구조물의 하중계수를 적용할 경우 안전율 Fs=1.2에 대한 저항계수는 ϕ = 0.95～1.15, 안전율 Fs=3.0에 대한 저항계수는 ϕ = 0.38～0.46으로 산정되었다.

표 6.17 하중비와 하중계수에 따른 저항계수

파괴 모드	안전율 (Fs)	하중계수 (γ_{QD}, γ_{QL})	하중비(Q_D/Q_L)			
			1.0	2.0	4.0	10.0
전도 활동	1.2	해양 · 항만 구조물	1.00	0.97	0.95	0.93
		교량 구조물	1.25	1.18	1.13	1.08
지지력 압축응력 전단응력	3.0	해양 · 항만 구조물	0.40	0.39	0.38	0.37
		교량 구조물	0.50	0.47	0.45	0.43

다. 신뢰성기반 저항계수 산정

(1) 저항의 통계학적 특성

하중저항계수설계법(LRFD)에서 저항계수의 선정은 대상 파괴모드에 대하여 미리 규정된 허용파괴확률 또는 목표신뢰도지수의 수준에 부합하여야하며, 저항계수의 결정은 대상 구조물의 지역적 특성과 기술수준을 반영할 수 있는 통계학적 자료에 기초한 신뢰성이론에 따라 이루어져야 한다.

심층혼합처리 지반의 파괴모드는 활동, 전도, 지지력 파괴모드와 같은 외부파괴와 개량체 압축, 전단 파괴모드와 같은 내부파괴가 있으며, 체계신뢰성해석으로부터 파괴모드 간 상관성은 외부 파괴모드와 내부 파괴모드로 명확하게 구분되고 있다.

외부 파괴모드에서는 저항으로 작용되는 지지층의 마찰계수, 수동토압과 같은 저항력에 관한 실측값 자료가 충분하지 않아 저항계수를 산정하기 어려운 실정이다. 반면, 내부 파괴모드에서는 개량체의 압축강도와 전단강도가 저항력으로 작용하며, 개량체 전단강도는 압축강도에 의존하므로 압축 및 전단 파괴모드는 동일한 저항력에 의존된다고 할 수 있다. 국내 개량체의 압축강도에 대한 실측자료는 최근 한계상태설계법에 관심이 있는 연구자들에 의해 자료수집이 이루어지고 있으며, 통계학

적 분석에도 노력을 기울이고 있다.

본 연구에서는 심층혼합처리 지반의 내부안정에 대한 저항계수를 산정하고자 하였으며, 이를 위하여 국내에서 수집된 개량체 압축강도 자료를 이용하여 통계학적 분석을 수행하였으며, 요소신뢰성해석을 통하여 기존 구조물의 신뢰도수준을 평가하고, 체계신뢰성해석을 통하여 목표신뢰도지수를 결정하였다. 저항의 통계학적 특성값과 신뢰도수준을 표에 나타내었다.

표 6.18 저항계수 보정을 위한 저항의 통계학적 특성

저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	신뢰도수준 (β)	목표신뢰도지수 (β_T)
1.36	0.35	2.1~3.8	3.10

(2) 하중비에 따른 저항계수

하중비(Q_D/Q_L)는 사하중과 활하중의 비로 정의되며, 하중비에 따른 신뢰도지수의 민감도는 낮은 것으로 알려져 있다. 교량 구조물에서는 교량 경간장(span length)에 따라 하중비를 결정하는 방법이 있으며, 일반적으로 하중비는 Q_D/Q_L= 0.5~4.0 범위에서 결정된다. 본 연구에서 이용된 6개 현장의 설계하중으로부터 하중비를 산정하여 표에 나타내었다.

표 6.19 본 연구에서 이용된 6개 현장의 하중비

현 장	A	B	C	D	E	F
하중비(Q_D/Q_L)	4.4	12.2	4.0	3.3	2.9	33.1

하중비는 Q_D/Q_L= 2.9~33.1의 매우 넓은 분포를 보였다. F현장의 경우 파고가 낮아 파압이 작은데 비해 서해안에 위치하여 조위차가 크게 발생하여 구조물의 자중이 크기 때문에 하중비가 매우 높게 산정된 것으로 판단된다. 따라서 F현장을 제외한 하중비 Q_D/Q_L= 2~12의 범위에서 저항계수를 산정하였다.

목표신뢰도지수 β_T=3.1에서 하중비에 따른 저항계수는 해양·항만 구조물 하중계

수를 적용하는 경우 ϕ = 0.43~0.46, 교량 구조물 하중계수를 적용하는 경우 ϕ = 0.46~0.49로 산정되었다(그림 6.13). 하중비가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, 점점 감소비율은 둔화되어 Q_D/Q_L = 5 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 영향을 거의 미치지 않았다.

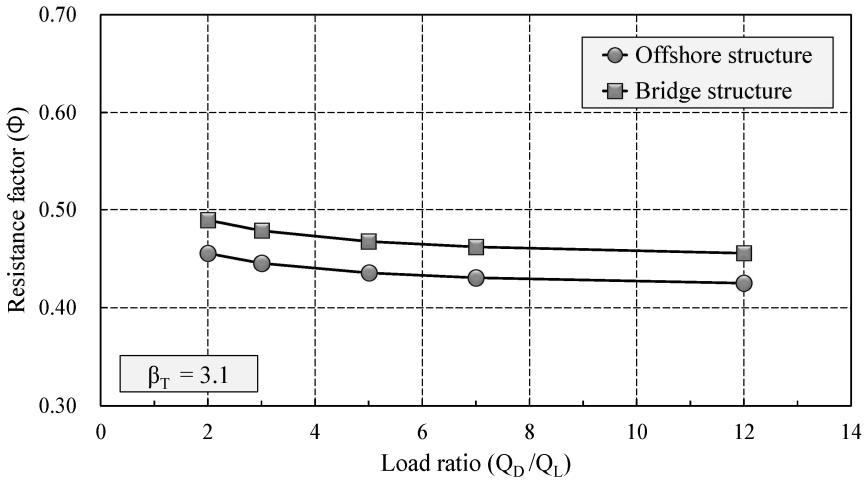


그림 6.12 하중비에 따른 저항계수

(3) 신뢰도지수에 따른 저항계수

기존 구조물에 대한 신뢰도수준 범위에서 하중비의 영향을 받지 않는 일정한 저항계수 산정을 위하여 Q_D/Q_L = 5인 경우에 신뢰도지수에 따른 저항계수를 산정하여 그림에 나타내었다.

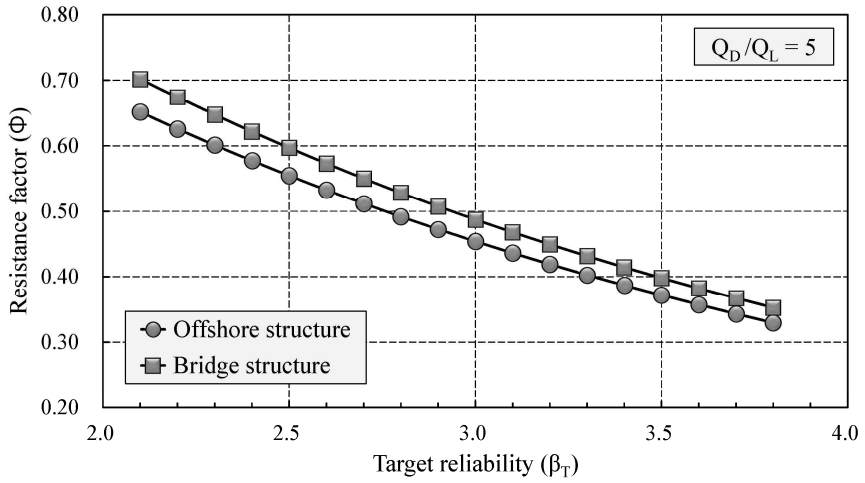


그림 6.13 목표신뢰도지수에 따른 저항계수

해양·항만 구조물의 하중계수를 적용한 저항계수보다 교량 구조물의 하중계수를 적용한 저항계수가 약 7% 정도 크게 산정되었으며, 표와 같이 신뢰도지수가 증가할수록 두 하중계수의 차이는 감소하였다.

표 6.20 목표신뢰도 수준에 따른 저항계수 보정 결과

하중계수	신뢰도수준(β)					
	2.1	2.3	2.5	3.1	3.5	3.8
해양·항만 구조물	0.65	0.60	0.56	0.44	0.37	0.33
교량 구조물	0.70	0.65	0.60	0.47	0.40	0.35

신뢰도지수가 β=2.1에서 β=3.8로 증가하는 동안 저항계수는 ϕ = 0.65에서 ϕ = 0.33으로 거의 두 배 정도 감소하여, 저항계수는 신뢰도지수에 대하여 매우 민감한 것으로 평가된다.

목표신뢰도지수 β_T = 3.1에 대한 저항계수는 해양·항만 구조물의 하중계수를 적용하는 경우 ϕ = 0.44, 교량 구조물 하중계수를 적용하는 경우에는 ϕ = 0.47로 산정되었다.

제 7 장 부분안전계수의 보정

7.1 개 요

Eurocode(CEN, 2001))에서는 부분안전계수(γ)를 보정하는 방법으로 세 가지 방법을 제시하고 있다. 첫째, 오랜 경험과 설계를 바탕으로 한 결정론적 방법에 의한 보정방법으로 기존에 허용응력설계법에서 이용되었던 안전율이나 경험적 방법에 의해 보정하는 방법이다. 둘째, 현장에서 실측된 자료를 이용하여 확률신뢰성 이론에 기반한 보정방법으로 몬테카를로시뮬레이션과 같은 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석을 통하여 부분안전계수를 보정하는 방법이 있으며, 셋째, 일계신뢰성해석법(FORM)을 이용하여 부분안전계수를 보정하는 방법이다.

1980년대 초반에 Eurocode7 작성에는 오랜 경험에 의한 구조물의 안전 수준이 확보되어야 하는 문제로 부분안전계수는 결정론적 방법을 기초로 보정되었다. 최근 Eurocode7에서는 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석을 통한 부분계수의 보정방법을 적용하고자 노력하고 있으나, 통계학적 자료의 부족으로 거의 이용되지 못하고 있다.

일계신뢰성해석법을 이용한 부분안전계수 보정을 위해서는 각 설계변수가 구조물 기초 시스템의 안정에 기여하는 정도를 파악하여야 하며, 이를 신뢰성이론에서는 민감도계수로 표현할 수 있다. 민감도계수는 일계신뢰성해석(FORM)에서 설계점(design point)을 찾는 과정에서 한계상태함수면을 향하는 벡터로 계산되므로 부분안전계수의 보정을 위해서는 구조물 기초의 다양한 설계상황에 대한 신뢰성해석이 필요하다.

이와 같은 부분안전계수 보정방법은 일본의 구조물 기초 한계상태설계법 개발에선 적용된 바 있으며, 부분안전계수 보정에 일계신뢰성해석법을 이용한 이유는 Level Ⅲ 수준의 신뢰성해석보다 비교적 간단하고 신뢰성해석으로부터 신뢰도수준과 민감도계수를 한번에 산정할 수 있으며, 이와 같은 보정방법의 경험이 풍부하였기 때문이다.

본 장에서는 구조물 기초의 신뢰성해석 사례를 이용하여 부분안전계수를 보정하는 과정을 기술하였으며, 신뢰성해석 사례가 충분하지 못한 경우에는 Eurocode7에 제시되어 있는 부분안전계수를 소개하였다.

7.2 깊은기초

설계 저항력을 산정하기 위하여 유로코드에서 제시하고 있는 재료계수를 적용하여 설계 지반정수와 저항력을 산정하였다. 부분안전계수법의 경우 설계저항력 산정에 적용되는 지반정수 부분계수는 설계 접근법과 계수 조합법에 따라 다르게 적용되며 연직하중을 받는 말뚝 기초의 경우 표 7.1과 같이 요약할 수 있다 (EN 1997-1).

표 7.1 지반정수 부분계수

	계수	DA1		DA2	DA3
		CBN 1	CBN 2		
		M1	M1	M1	M2
전단저항계수 (tanϕ)	γ_ϕ	1.0	1.0	1.0	1.25
유효 점착력 (c')	$\gamma_{c'}$				1.25
비배수 전단강도 (cu)	γ_{c_u}				1.4
일축압축강도 (qu)	γ_{q_u}				1.4
단위중량 (γ)	γ_γ				1.0

부분안전계수법에서 전단저항계수 (γ_ϕ) 는 내부마찰각 (ϕ) 에 대한 직접 적용되는 것이 아니고 식 7.1과 같이 tanϕ에 적용하여, 설계 내부마찰각 (ϕ_d) 을 산정할 수 있다.

$$\phi_d = \tan^{-1}\left\{\frac{\tan\phi_k}{\gamma_\phi}\right\} \tag{7.1}$$

강말뚝에 대한 말뚝과 주변 흙 사이의 마찰각은 20°이며, 이에 대한 부분안전계수는 제시되어 있지 않으므로 본 설계에서는 1.0을 적용한다. 부분안전계수법에 대한 설계지반정수는 아래와 같다.

표 7.2 부분안전계수법을 위한 설계지반정수

	지층	ϕ_d (°)	δ_d (°)	c_{ud} (kN/m2)
DA1 Comb1 DA1 Comb2 DA2	퇴적층(1)	-	-	47.77
	퇴적층(2)	33	20	-
	풍화토	39	20	-
	풍화암	44	20	-
DA3	퇴적층(1)	-	-	34.12
	퇴적층(2)	27	20	-
	풍화토	33	20	-
	풍화암	38	20	-

설계저항력 산정에 적용되는 저항력 부분계수는 설계 접근법과 계수 조합법에 따라 다르게 적용되며 연직하중을 받는 타입말뚝 기초의 경우 표 7.3과 같이 요약할 수 있다 (EN 1997-1). 모델계수 (model factor) 는 계산에 의한 말뚝의 설계시 적용되는 값이며, EN 1997-1에서는 그 값을 제안하고 있지 않다. 따라서 본 계산에서는 참고문헌 (Bond and Harris, 2008) 에 제시된 값을 사용하였다.

표 7.3 저항력 부분계수 및 모델계수

	계수	DA1		DA2	DA3
		Comb1	Comb2		
		R1	R4	R2	R3
선단 저항력 (Rb)	γ_b	1.0	1.3	1.1	1.0
주면 저항력 (Rs)	γ_s	1.0	1.3	1.1	1.0
모델계수	γ_{Rd}	1.5	1.5	1.5	1.0

부분안전계수법에 의한 항타강관말뚝 저항력 산정결과는 다음과 같다.

가. 정역학적 지지력공식

(1) 선단지지력

사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 특성치 (R_{bk})는 다음 공식을 이용해서 계산할 수 있다.

$$R_{bk} = N_q \times \sigma'_{vk,b} \times A_b / \gamma_{Rd} \tag{7.2}$$

여기서, N_q는 지지력계수를 나타내며 앞서 설명한 내부마찰각과의 상관관계 <표 3.98>를 참고하여 결정할 수 있다.

$N_q = 144 (\because \phi_d = 44^\circ)$ (DA 1 CBN 1&2, DA 2)

$N_q = 86 (\because \phi_d = 38^\circ)$ (DA3)

말뚝 선단부에서 유효상재압은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned}\sigma_{vk,b} &= (\gamma_{k1} \times t_1) + (\gamma_{k2} \times t_2) + (\gamma_{k3} \times t_3) + (\gamma_{k4} \times t_4) = \\ &= 16.67 \times 5.0 + 18.63 \times 5.2 + 19.61 \times 3.6 + 29.81 \times 0.5 \\ &= 265.73\text{kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}u_b &= \gamma_w \times (t_1 + t_2 + t_3 + t_4) = \\ &= 9.81 \times (5.0 + 5.2 + 3.6 + 0.5) \\ &= 140.28\text{kN}\end{aligned}$$

$$\sigma'_{vk,b} = \sigma_{vk,b} - u_b = 125.44\text{kN}$$

말뚝 선단부의 단면적은 부식두께 2mm 고려하면 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times d = \frac{\pi}{4} \times (0.508 - 0.004)^2 = 0.20\text{m}^2$$

따라서, 선단지지력 특성치는 다음과 같다.

$R_{bk} = N_q \times \sigma'_{vk,b} \times A_b / \gamma_{Rd} = 144 \times 125.44 \times 0.2/1.5 = 2{,}402.5\text{kN}$ (DA1 CBN 1&2, DA2)

$R_{bk} = N_q \times \sigma'_{vk,b} \times A_b / \gamma_{Rd} = 86 \times 125.44 \times 0.2/1.5 = 1{,}434.9\text{kN}$ (DA3)

(2) 주면마찰력 특성치 (사질토)

사질토 지반에서 말뚝의 주면마찰력 특성치 ($R_{sk,sand}$) 는 식 7.3을 통해 계산할 수 있다.

$$R_{sk,sand} = \sum f_{ski} A_{si} / \gamma_{Rd} \tag{7.3}$$

여기서, f_{sk}는 단위면적당 최대 주면마찰력이며 식 7.4를 통해 계산할 수 있다.

$$f_{sk} = c_{ad,avg} + K_s \cdot \sigma'_{vk,avg} \tan\delta_d \tag{7.4}$$

말뚝과 주변 흙 사이의 부착력 ($c_{ad,avg}$)은, 사질토의 경우 다음과 같이 가정할 수 있다.

$c_{ad,avg} = 0$

항타강관말뚝의 경우 비배토말뚝으로서 토압계수 (K_s)는 식 7.5와 같다.

$$K_s = 1.4(1 - \sin\phi_k) \tag{7.5}$$

각 지층의 내부마찰각이 다르므로, 다음과 같이 해당 각 지층에서의 토압계수를 산정할 수 있다.

$$K_{s2} = 1.4(1-\sin\phi_{k2}) = 1.4\times(1-\sin 33^\circ) = 0.64$$

$$K_{s3} = 1.4(1-\sin\phi_{k3}) = 1.4\times(1-\sin 39^\circ) = 0.52$$

$$K_{s4} = 1.4(1-\sin\phi_{k4}) = 1.4\times(1-\sin 44^\circ) = 0.43$$

$\sigma'_{vk,avg}$는 말뚝 주변 지층의 평균 유효상재압이며, 각 지층에서의 값은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\sigma'_{vk2,TOP} = \gamma_{k1}\times t_1 - \gamma_w \times t_2 = 16.67\times 5 - 9.81\times 5 = 34.3\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_{vk2,BOT} = \sigma'_{vk3,TOP} = \gamma_{k1}\times t_1 + \gamma_{k2}\times t_2 - \gamma_w\times(t_1+t_2)$$
$$= 16.67\times 5 + 18.63\times 5.2 - 9.81\times(5+5.2) = 80.2\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_{vk3,BOT} = \sigma'_{vk4,TOP} = \gamma_{k1}\times t_1 + \gamma_{k2}\times t_2 + \gamma_{k3}\times t_3 - \gamma_w\times(t_1+t_2+t_3) =$$
$$= 16.67\times 5 + 18.83\times 5.2\times 19.61\times 3.6 - 9.81\times(5+5.2+3.6) = 115.4\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_{vk4,BOT} = \gamma_{k1}\times t_1 + \gamma_{k2}\times t_2 + \gamma_{k3}\times t_3 + \gamma_{k4}\times t_4 - \gamma_w\times(t_1+t_2+t_3+t_4)$$
$$= 16.67\times 5 + 18.83\times 5.2 + 19.61\times 3.6 + 29.81\times 0.5 = 125.4\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_{vk2,avg} = (\sigma'_{vk2,TOP} + \sigma'_{vk2,BOT})/2$$
$$= (34.3+80.2)/2 = 57.2\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_{vk3,avg} = (\sigma'_{vk3,TOP} + \sigma'_{vk3,BOT})/2$$
$$= (80.2+115.4)/2 = 97.8\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma'_{vk4,avg} = (\sigma'_{vk4,TOP} + \sigma'_{vk4,BOT})/2$$
$$= (115.4+125.4)/2 = 120.4\mathrm{kN/m^2}$$

A_s는 각 지층의 말뚝 주면 면적을 나타내면 식 7.6를 이용해서 산정한다.

$$A_{si} = \pi \times t_i \times d \tag{7.6}$$

$$A_{s2} = \pi \times 5.2 \times (0.508 - 0.004) = 8.23\mathrm{m}^2$$

$$A_{s3} = \pi \times 3.6 \times (0.508 - 0.004) = 5.70\mathrm{m}^2$$

$$A_{s4} = \pi \times 0.5 \times (0.508 - 0.004) = 0.79\mathrm{m}^2$$

따라서, 사질토층에서의 말뚝의 주면마찰력 특성치는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} R_{sk,sand} &= \sum f_{ski} A_{si} / \gamma_{Rd} \\ &= \left(\sum K_{si} \times \sigma'_{vki,avg} \times A_{si}\right) \times \tan\delta_d / \gamma_{Rd} \\ &= (0.64 \times 57.2 \times 8.23 + 0.52 \times 97.8 \times 5.70 + 0.43 \times 120.4 \times 0.79) \times \tan 20^\circ / 1.5 \\ &= 153.0\mathrm{kN} \end{aligned}$$

(3) 주면마찰력

비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 ϕ와 δ가 0이고, 말뚝의 주면마찰력 특성치 ($R_{sk,clay}$) 는 식 7.7로 간략화 된다.

$$R_{sk,clay} = \sum c_{adi} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} = \sum \alpha \cdot c_{udi} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} \tag{7.7}$$

A_s는 점성토층의 말뚝 주면 면적을 나타내면 식 7.8를 이용해서 산정한다.

$$A_{si} = \pi \times t_i \times d \tag{7.8}$$

$$A_{s1} = \pi \times 5.0 \times (0.508 - 0.004) = 7.92\mathrm{m}^2$$

부착력계수 (α)는 타입말뚝의 부착력계수 곡선 중 육상말뚝에 대해서 적용하도록 제안된 Woodward의 곡선을 적용하여 1.0으로 하였다.

$\alpha = 1.0$ (Woodward 곡선)

따라서, 점토층에 대한 주면마찰력 특성치는 다음과 같다.

$$R_{sk,clay} = \sum c_{aki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} = \sum \alpha \cdot c_{uki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} \text{ (DA 1 CBN 1\&2, DA 2)}$$
$$= 1.0 \times 47.77 \times 7.92 / 1.5$$
$$= 252.2\text{kN}$$

$$R_{sk,clay} = \sum c_{aki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} = \sum \alpha \cdot c_{uki} \cdot A_{si} / \gamma_{Rd} \text{ (DA 3)}$$
$$= 1.0 \times 34.12 \times 7.92 / 1.5$$
$$= 180.2\text{kN}$$

(4) 설계 저항력

말뚝의 설계저항력은 다음과 같이 저항력 특성치와 저항력 부분계수 표 7.3을 이용하여 계산할 수 있다.

$$R_d = R_{sd} + R_{bd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b} \tag{7.9}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 252.2}{1.0} + \frac{2402.5}{1.0} = 2{,}807.8\text{kN} \text{ (DA 1 CBN 1)}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 252.2}{1.3} + \frac{2402.5}{1.3} = 2{,}159.8\text{kN} \text{ (DA 1 CBN 2)}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 252.2}{1.1} + \frac{2402.5}{1.1} = 2{,}552.5\text{kN} \text{ (DA 2)}$$

$$R_d = \frac{153.0 + 180.2}{1.0} + \frac{1434.9}{1.0} = 1{,}768.0\text{kN} \text{ (DA 3)}$$

표 7.4 단말뚝의 설계저항력(정역학적 지지력 공식)

구분		연직 설계저항력 (R_d)
Design approach 1	Combination 1	2,807.8 kN
	Combination 2	2,159.8 kN
Design approach 2		2,552.5 kN
Design approach 3		1,768.0 kN

나. Meyerhof 경험식

(1) 선단지지력

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식 (Meyerhof, 1976)을 이용하여, 사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 특성치 (R_{bk})를 식 7.10을 이용하여 계산할 수 있다.

$$R_{bk} = mN_{60}A_b/\gamma_{Rd} \tag{7.10}$$

여기서, m은 경험적 계수로 식 7.11를 통해 결정한다.

$$m = 3\frac{L_b}{B} \tag{7.11}$$

$$m = 3 \times \frac{9.3}{0.508 - 0.004} = 55.38\mathrm{tf/m^2}$$

L_b는 조밀한 층의 관입깊이를 나타내며 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$L_b = 5.2 + 3.6 + 0.5 = 9.3\mathrm{m}$$

여기서, $m \leqq 30\mathrm{tf/m^2}$과 $mN_{60} \leqq 1500\mathrm{tf/m^2}$ 조건을 만족해야 하므로, $m = 30\mathrm{tf/m^2}$가 된다.

따라서, 선단지지력 특성치 (R_{bk}) 는 다음과 같다.

$$R_{bk} = mN_{60}A_b/\gamma_{Rd} = 30\times 50\times \frac{\pi}{4}\times(0.508-0.004)^2/1.5$$
$$= 199.5\mathrm{tf} = 1{,}957.1\mathrm{kN}$$

지반정수 부분 계수가 적용되지 않으므로, 설계 접근법에 따른 차이가 없다.

(2) 주면마찰력

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식 (Meyerhof, 1976)을 이용하여, 사질토 지반에 근입된 말뚝의 주면지지력 특성치 (R_{sk})를 식 7.12를 이용하여 계산할 수 있다.

$$R_{sk} = n\overline{N_{60}}A_s/\gamma_{Rs} \tag{7.12}$$

여기서, n은 경험적 계수로 다음 식을 통해 결정한다.

$$n = \frac{1}{5} = 0.2\mathrm{tf/m^2}$$

$\overline{N_{60}}$은 조밀층 관입 부분(or 지반 전체)에 대한 N치의 평균값이며, 다음과 같다.

$$\overline{N_{60}} = 15$$

또한, $n\overline{N_{60}} = 0.2\times 15 = 3 \leqq 10\mathrm{tf/m^2}$ 이므로 제한 조건을 만족한다.

따라서, 주면지지력 특성치 (R_{sk}) 는 다음과 같다.

$$R_{sk} = n\overline{N_{60}} A_s / \gamma_{Rs} = 0.2 \times 15 \times \pi \times (0.508 - 0.004) \times 9.3 / 1.5 =$$
$$= 29.5 \mathrm{tf/m^2} = 274.2 \mathrm{kN/m^2}$$

지반정수 부분 계수가 적용되지 않으므로, design approach에 따른 차이가 없다.

(3) 설계 저항력

말뚝의 설계저항력은 다음과 같이 저항력 특성치와 저항력 부분계수 표 7.4를 이용하여 계산할 수 있다.

$$R_d = R_{sd} + R_{bd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b} \tag{7.13}$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.0} + \frac{1957.1}{1.0} = 2{,}231.3 \mathrm{kN} \quad (\mathrm{DA\ 1\ CBN\ 1})$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.3} + \frac{1957.1}{1.3} = 1{,}716.4 \mathrm{kN} \quad (\mathrm{DA\ 1\ CBN\ 2})$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.1} + \frac{1957.1}{1.1} = 2{,}028.5 \mathrm{kN} \quad (\mathrm{DA\ 2})$$

$$R_d = \frac{274.2}{1.0} + \frac{1957.1}{1.0} = 2{,}231.3 \mathrm{kN} \quad (\mathrm{DA\ 3})$$

부분안전계수법을 이용한 항타강관말뚝 설계에서 지지력 공식별 안전여유와 이용률을 산정한 결과는 다음과 같다.

표 7.5 정역학적 지지력 공식을 이용한 설계 결과 요약

		설계하중 Vd (kN)	설계저항력 Rd (kN)	안전여유 (kN)	이용률 Λ (%)
Design approach 1	Combination1	1,722.5	2,807.8	1,085.3	61.3
	Combination 2	1,295.0	2,159.8	864.8	60.0
Design approach 2		1,722.5	2,552.5	830.0	67.5
Design approach 3		1,722.5	1,768.0	45.5	97.4

표 7.6 Meyerhof의 경험식을 이용한 설계 결과 요약

		설계하중 Vd (kN)	설계저항력 Rd (kN)	안전여유 (kN)	이용률 Λ (%)
Design approach 1	Combination1	1,722.5	2,231.3	508.8	77.2
	Combination 2	1,295.0	1,716.4	421.4	75.4
Design approach 2		1,722.5	2,028.5	306.0	84.9
Design approach 3		1,722.5	2,231.3	508.8	77.2

7.3 얕은기초

7.3.1 민감도 분석

설계점은 일계신뢰성해석(FORM)에서 한계상태면에서 가장 발현빈도가 높은 점의 확률변수 값(x^*)으로 설계점에서 민감도(α)가 큰 확률변수와 정규분포 및 로그정규분포 확률변수의 평균값 및 표준편차에 의해 정규화된 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda, \partial\beta/\partial\zeta$)를 분석하였다.

Terzaghi의 이론식과 F1, F4현장을 대표단면으로 선정하여 이에 대한 설계점과 민감도분석 결과를 표 7.7과 표 7.8에 나타내었으며, 현장별 확률변수의 민감도를 그림 7.1에 나타내었다.

표 7.7 전단파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석(F1현장)

확률변수		설계점(x*)		민감도 계수		
				α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\xi$
원지반	단위중량	γ	16.10	-0.133	1.101	-0.316
	전단강도	c_u	16.90	-0.741	1.791	-2.823
	내부마찰각	ϕ	41.20	-0.601	6.104	-8.110
하중	사하중	Q_D	128.0	0.276	-2.812	-1.842
	활하중	Q_D	11.60	0.034	-0.288	-0.036

표 7.8 전단파괴에 대한 확률변수의 민감도 분석(F4현장)

확률변수		설계점(x*)		민감도 계수		
				α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\xi$
원지반	단위중량	γ	15.30	-0.121	1.040	-0.224
	전단강도	c_u	16.30	-0.766	1.770	-2.642
	내부마찰각	ϕ	38.50	-0.594	5.880	-7.860
하중	사하중	Q_D	122.00	0.242	-2.640	-1.500
	활하중	Q_D	11.30	0.047	-0.248	-0.027

얕은기초의 전단파괴에 큰 영향을 미치는 확률변수는 원지반의 비배수전단강도와 내부마찰각으로 평가되었으며, 그 다음으로는 사하중, 원지반의 단위중량, 활하중의 순으로 분석되었다. 이와 같은 확률변수의 민감도 분석 결과는 극한지지력과 상관성이 높은 설계변수가 지반의 내부마찰각이며 극한지지력이 지반의 전단강도와 내부마찰각의 변화에 큰 영향을 받는다는 점을 알 수 있다.

확률변수 평균값에 대한 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 내부마찰각, 사하중, 원지반의 비배수전단강도, 단위중량, 활하중의 순으로 산정되어 민감도계수(α)와 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 다른 경향을 보였다.

신뢰도지수에 대한 민감도 분석으로부터 원지반의 내부마찰각과 단위중량 및 전단강도의 평균값이 증가하거나 사하중 및 활하중의 평균값이 감소하면 신뢰도지수는 증가하는 것으로 분석되었다. 또한 확률변수의 종류에 상관없이 확률변수 표준편차가 감소하면 신뢰도지수는 증가하는 것으로 나타났다. 원지반의 비배수전단강도와 내부마찰각에 대하여 신뢰도지수는 확률변수의 평균값 보다는 표준편차에 대한 민감도가 큰 것으로 분석되었다.

위 결과로부터 얻어진 민감도 계수는 6장에서 부분안전계수 설계법 비교시 부분계수 산정을 위해 적용하도록 하였다.

민감도 분석 결과로부터 얕은기초에 대한 설계를 수행하고자 할 때, 작용 하중에 변화를 줄 수 없으므로, 저항측에 해당하는 원지반의 물리적 특성을 다짐 등과 같은 물리적 시공을 통한 개량으로 목표신뢰도수준을 만족할 수 있도록 설계하는 것이 타당하다고 사료된다.

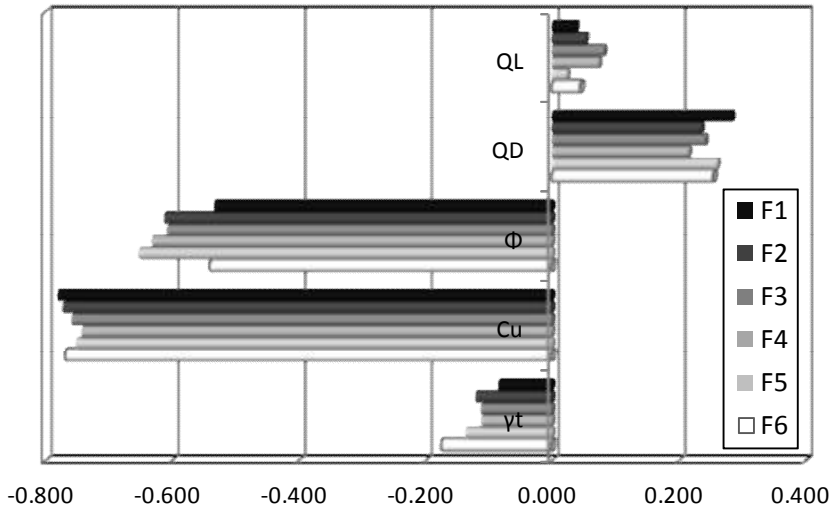


그림 7.1 민감도 분석 결과

데이터 분석을 통해 얻어진 확률변수 특성값과 민감도 분석을 통해 얻어진 민감도 계수를 활용하여 각 변수에 따른 부분계수를 산정하였다. 그리고 산정된 부분계수를 대표 단면에 적용하여 앞서 선정된 설계법 2(DA2)를 적용하여 안정성 검토를 수행하고 그 결과를 하중저항 계수설계법과 비교해보고자 하였다.

부분안전계수는 확률변수의 목표신뢰도지수, 변동계수, 평균치 비를 사용하는 공통점이 있지만 확률변수의 민감도가 반영되어 안정성에 큰 영향을 미치는 확률변수에 가중치를 두어 한계상태를 평가할 수 있다.

연구에서 얻어진 확률변수의 통계학적 특성값과 민감도 계수값을 정리한 결과는 표 7.9와 같다.

표 7.9 확률변수 특성값

확률변수		변동계수 (COV)	민감도계수 (α)	목표신뢰도지수(β_T)
원지반	단위중량	0.10	-0.121	2.9
	비배수 전단강도	0.40	-0.766	2.9
	내부마찰각	0.20	-0.594	2.9
하중	사하중	0.10	0.242	2.9
	활하중	0.25	0.047	2.9

상기 특성값을 아래 식 7.14에 적용하여 각 확률변수에 대한 부분계수를 산정하였다. 목표신뢰도지수는 하중저항계수설계법의 신뢰성 분석을 통해 얻어진 최종 값 2.9를 적용하였다.

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \times \beta_T \times COV_X)\mu_X / X_K \tag{7.14}$$

여기서, γ_x : 확률변수 X의 부분안전계수

α_x : 확률변수 X의 민감도 계수

β_T : 목표신뢰도지수

COV_x : 확률변수 X의 변동계수

μ_x/X_k : 확률변수 X의 평균치 비(편향계수)

민감도분석을 통해 얻어진 민감도 계수와 확률변수의 통계값을 이용하여 부분계수를 산정한 결과는 표 7.10과 같다. 기존의 방법에서는 지반의 물성과 관련한 부분계수는 모두 1.0으로 적용하는 반면, 본 절에서는 확률변수 특성을 적용하여 각 물성에 따른 부분계수를 각각 산출하였다. 표에서 보는 바와 같이 지반 물성의 경우 민감도 계수와 비례하여 가장 큰 민감도를 갖는 비배수 전단강도의 부분계수가 1.88로 가장 크게 나타났고, 내부마찰각의 부분계수는 1.34로 나타나 설계 적용시 전단강도와 마찰각의 여유를 최소화시키고 최적의 설계저항력이 산출될 수 있도록 하였다.

표 7.10 부분계수 산정

확률변수		문헌값	산정값
원지반	단위중량	1.0	1.03
	비배수 전단강도	1.0	1.88
	내부마찰각	1.0	1.34
하중	사하중	1.35	0.93
	활하중	1.5	0.97

7.4 연약지반개량

심층혼합처리 지반에 대한 부분안전계수설계법은 항만 및 공항 연구소(Kitazume and Nagao, 2007)에서 개발되었으며, 현재 일본에서는 항만 시설의 기술상 기준 및 동해설(日本港灣協會, 2012) 및 沿岸技術研究センター(2008)에 수록되어 있다.

7.4.1 설계변수의 통계학적 특성

심층혼합처리 지반에 작용하는 하중 및 외력을 포함한 설계변수들은 3.4절에서 기술되었으며, 설계변수의 통계학적 특성은 다음과 같이 적용되었다.

표 7.11 부분안전계수 보정을 위한 설계변수의 통계학적 특성

설계변수		평균편향 α	변동계수 V	비 고
파 력 (방파제)	파고추정정도	1.00	0.10	
	파랑변형계산정밀도	0.97	0.04	수심변화 완만 (수심기울기 /130 이하)
		1.06	0.08	수심변화 가파름 (수심기울기 1/30이상)
	파쇄변형계산정밀도	0.87	0.10	
	파력산정식추정정밀도	0.91	0.19	케이슨식 혼성제방
		0.84	0.12	소파블록피복제방
설계조위 (안 벽)	전면조위(R_{WL})	0.60	0.30	H.W.L.에 대하여
	잔류수위(R_{RWL})	1.10	0.20	전면 해수면에 대하여
설계조위 (방파제)	설계조위(R_{WL})	1.00	0.30	H.W.L.에 대한 분포 (H.H.W.L./H.W.L.=1.5)
		1.00	0.20	H.W.L.에 대한 분포 (H.H.W.L./H.W.L.=2.0, 2.5)
정지 마찰 계수		1.06	0.15	사석 마운드와 콘크리트 사이

표 7.12 부분안전계수 보정을 위한 설계변수의 통계학적 특성(계속)

설계변수		평균편향 α	변동계수 V	비 고
재 료 밀 도	철근콘크리트	0.98	0.02	
	무근콘크리트	1.02	0.02	
	중포장모래	1.02	0.04	
	기초마운드, 뒤채움석	1.00	0.03	
	뒤채움흙	1.00	0.03	기초지반 밀도에 따라 추정
	개량체	1.00	0.03	기초 지반 밀도에 따라 추정
	미처리토	1.00	0.03	기초 지반 밀도에 준함
	주변지반	1.00	0.03	기초 지반 밀도에 준함
	기초지반	1.00	0.03	
	(바다)물의밀도	1.00	0	상수
강 도	개량토(본)	1.00	0.33	
	미개량토(주변지반)	1.00	0.10	기초지반강도에 준하는
	기초지반	1.00	0.10	μ = tanϕ를 이용
		1.04	0.05	
정적토압		1.00	0.10	
설계진도	지역일반 제1종 지반	1.00	0.25	지역 · 지반 종별에 관계없이 가정
	지역일반 제2종 지반	1.00	0.25	
	지역일반 제3종 지반	1.00	0.25	

7.4.2 검토단면도

현재의 설계기준을 기반으로 설계된 심층혼합처리 지반에 대한 신뢰성해석을 수행하기 위하여 심층혼합처리 시공 사례 중에서 호안 4개소, 방파제 1개소 등 전형적인 5개소를 선정하였다. 검토 단면도의 개요를 표 7.13에 나타내었다.

표 7.13 검토 단면 개요

단면	구조물 형 식	전면수심 (m)	개량심도 (m)	개량폭 (m)	개량형식	개량체 강도 $\overline{q_{uf}}$ (MPa)
①	호 안	-10.0	-12.0	30.0	벽 식	2.800
②	호 안	-7.5	-28.5	35.0	블록식	2.300
③	호 안	-4.0	-14.0	18.0	벽 식	2.889
④	호 안	-18.0	-24.0	48.0	벽 식	3.333
⑤	방파제	-18.0	-6.0	15.0	벽 식	2.586

7.4.3 신뢰성해석

심층혼합처리 지반 5개소에 대한 신뢰성해석을 수행하고, 신뢰도지수와 현행 허용응력설계법의 안전율의 관계를 그림 7.2~7.6에 나타내었다. 활동 파괴모드에서 신뢰도지수는 3 ~ 10 정도로 넓게 분포하였으며, 전체적으로 안전율 증가에 따라 신뢰도지수도 증가하는 경향을 보였다. 전도 파괴에서는 안전율의 크기와 관계없이 신뢰도지수는 8 이상으로 산정되었으며, 지지력 파괴에서는 신뢰도지수가 약 3 정도로 일정하고 검토단면별 차이는 보이지 않았다. 또한 벽식 개량형식에 대한 압출파괴에서는 안전율의 증가에 따라 신뢰도지수가 증가하는 경향을 보였다.

전도, 활동, 지지력, 압출 등 각 파괴 모드에 대한 안전율과 신뢰도지수는 비교적 큰 차이를 보였다. 북미지역에서는 일반 구조물(건물, 도로 교량)의 목표신뢰도지수를 $\beta = 2.0 \sim 3.5$(파괴 확률 $2.27\times10^{-2} \sim 2.33\times10^{-4}$)의 범위로 설정하고 있는 점을 감안하면, 심층혼합처리 지반의 신뢰도지수는 2 이상으로 비교적 높은 상태임을 알 수 있다.

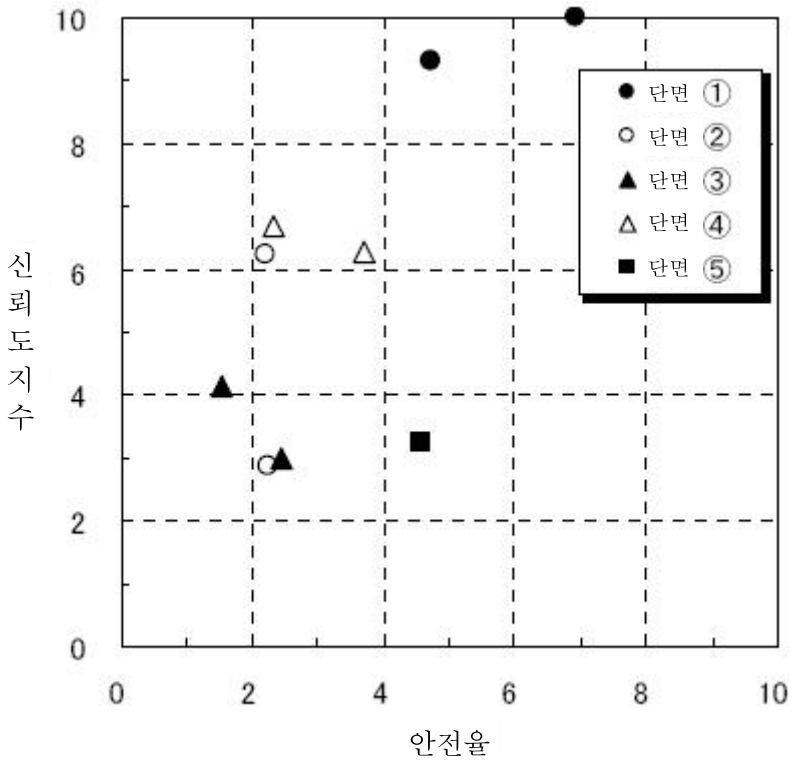


그림 7.2 활동에 대한 안전율과 신뢰도지수의 관계

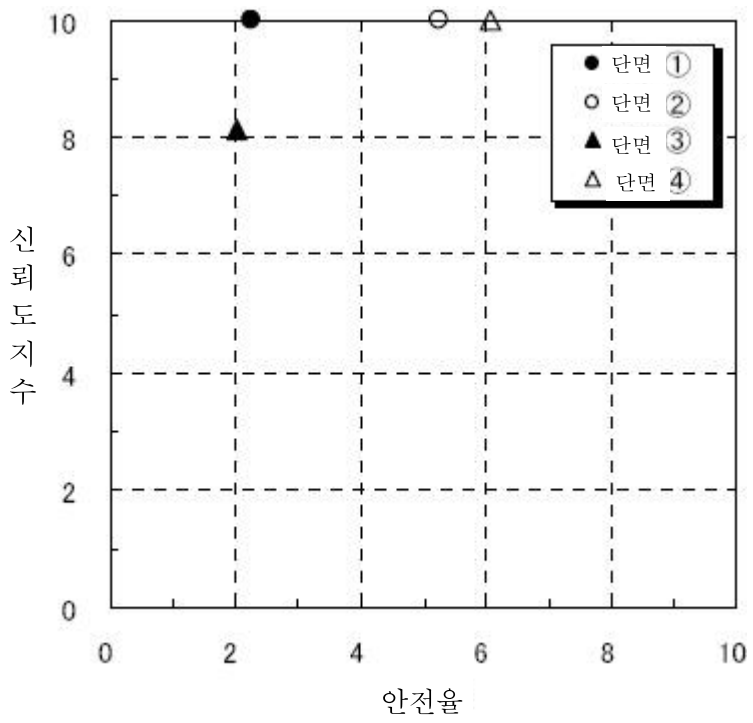


그림 7.3 전도에 대한 안전율과 신뢰도지수의 관계

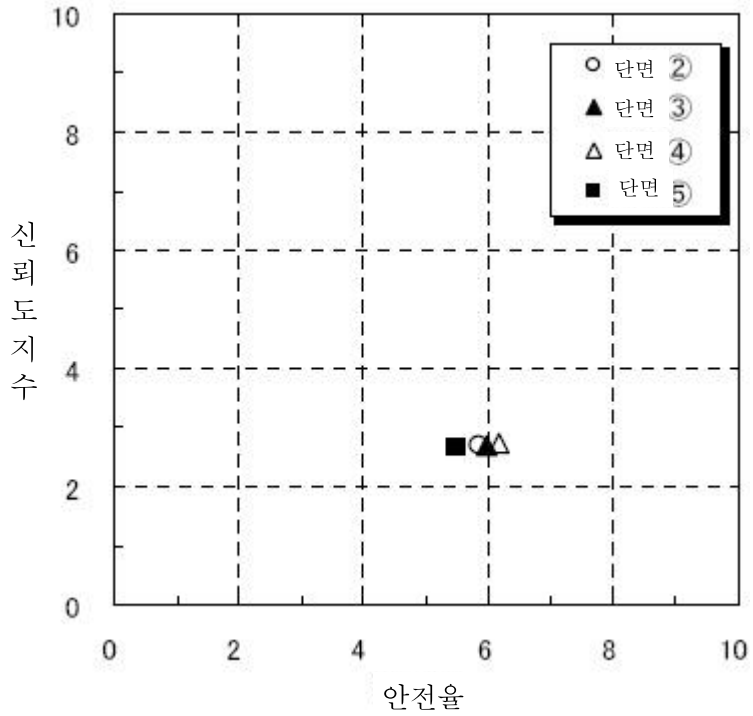


그림 7.4 지지력에 대한 안전율과 신뢰도지수의 관계

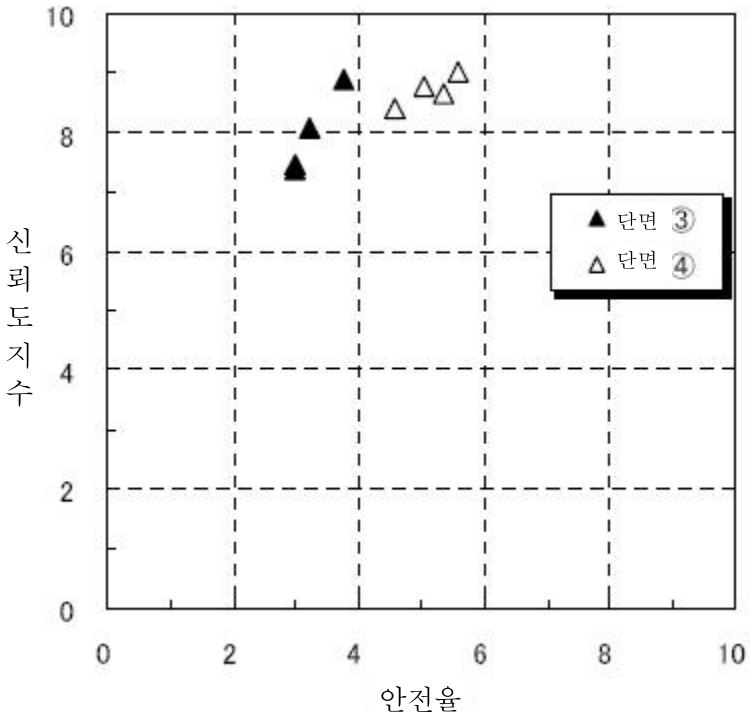


그림 7.6 압출에 대한 안전율과 신뢰도지수의 관계(암출파괴)

심층 혼합 작업 지반 바닥에서 활동 파괴 패턴은 기초 지반 강도되지 않은 개량부의 지반 강도, 개량 체 강도의 상호 비교하면 그림 -3.3 같이 블록 식은 2 패턴, 벽식에서는 4 패턴 생각된다. 먼저 블록 기반 개량 지반에 대한 개량 체 강도가 크게 개량 체 하부의 모래 지반에서 전단 파괴가 발생하는 경우 (패턴 A) 개량 체 강도가 모래 지반에서 전단 강도보다 작은 개량 체내에서 파괴 경우 (본 B) 생각된다. 한편, 벽식 개량 지반의 경우에는 개선 부분과되지 않은 개량 부 모두 아래쪽 모래 지반에서 전단 파괴가 발생하는 경우 (패턴 A) 개선 부와 아직 개선 부 모두 내부

7.4.4 부분안전계수의 보정

검토 단면 5개소에 대한 신뢰성해석 결과로부터 각 설계변수에 대한 평균 민감도계수 α를 산정하였다. 민감도계수가 큰 설계변수는 구조물의 안정성에 미치는 영향이 크며, 민감도계수가 0.1 미만이 경우에는 신뢰도지수에 미치는 영향이 작으므로 생략하였다.

심층혼합처리 지반에 대한 목표신뢰도지수는 각 한계상태를 독립적으로 생각하는 것은 모순이 있기 때문에 모든 한계상태의 상관성을 고려하여 전체 시스템의 신뢰도지수의 평균치인 2.9를 적용하였다.

부분안전계수는 식 7.15와 같이 설계변수의 민감도계수, 목표신뢰도지수, 변동계수, 평균치 비를 사용하여 보정하였으며, 보정된 부분계수는 0.05를 기준으로 반올림하였다.

$$\gamma_x = (1 - \alpha_x \cdot \beta_T \cdot COV_x)\mu_x / X_k \qquad (7.15)$$

여기서, γ_x : 확률변수 X의 부분안전계수

α_x : 확률변수 X의 민감도 계수

β_T : 목표신뢰도지수

COV_x : 확률변수 X의 변동계수

μ_x / X_k : 확률변수 X의 평균치 비(편향계수)

표 7.14 활동파괴(벽식개량)에 대한 부분안전계수 보정

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ / X_k	변동계수 V
활동파괴 (a형)	중량	γ_{W_i}	1.00	0.131	1.00	0.03
	주동토압의 수평방향 합력	$\gamma_{P_{ah}}$	1.15	-0.519	1.00	0.10
	주동토압의 연직방향 합력	$\gamma_{P_{av}}$	1.00	0.000	1.00	-
	수동토압의 수평방향 합력	$\gamma_{P_{ph}}$	0.90	0.277	1.00	0.10
	수동토압의 연직방향 합력	$\gamma_{P_{pv}}$	1.00	0.000	1.00	-
	측면점착력(주동측)	$\gamma_{c_{ua}}$	1.00	0.000	1.00	-
	측면점착력(수동측)	$\gamma_{c_{up}}$	1.00	0.000	1.00	-
	정지마찰계수	γ_{μ}	0.70	1.000	1.00	0.10
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	1.00	-

표 7.15 활동파괴(벽식개량)에 대한 부분안전계수 보정(계속)

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ / X_k	변동계수 V
활동파괴 (d형)	중량	γ_{W_i}	1.00	0.000	1.00	0.03
	주동토압의 수평방향 합력	$\gamma_{P_{ah}}$	1.15	-0.461	1.00	0.10
	주동토압의 연직방향 합력	$\gamma_{P_{av}}$	1.00	0.000	1.00	-
	수동토압의 수평방향 합력	$\gamma_{P_{ph}}$	0.85	0.454	1.00	0.10
	수동토압의 연직방향 합력	$\gamma_{P_{pv}}$	1.00	0.000	1.00	-
	측면점착력(주동측)	$\gamma_{c_{ua}}$	1.00	0.000	1.00	-
	측면점착력(수동측)	$\gamma_{c_{up}}$	1.00	0.000	1.00	-
	정지마찰계수	γ_{μ}	0.75	0.831	1.00	0.10
	미개량토 저면의 전단강도	γ_{c_u}	0.80	0.202	1.00	0.33
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	-	-

표 7.16 전도파괴에 대한 부분안전계수 보정

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ/X_k	변동계수 V
활동	수동토압의 수평방향 합력	$\gamma_{P_{ph}}$	0.85	0.982	1.00	0.10
	중량 (기초사석마운드)	γ_{W_6}	1.00	0.030	1.00	0.03
	중량 (뒷채움 사석)	γ_{W_7}	1.00	0.055	1.00	0.03
	중량 (개량체)	γ_{W_8}	1.00	0.102	1.00	0.03
	중량 (미개량토)	γ_{W_9}	1.00	0.074	1.00	0.03
	측면점착력(주동측)	$\gamma_{c_{ua}}$	1.00	0.102	1.00	0.10
	주동토압의 수평방향 합력	$\gamma_{P_{ah}}$	1.25	-0.882	1.00	0.10
	주동토압의 연직방향 합력	$\gamma_{P_{av}}$	1.00	0.029	1.00	0.10
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	-	-

표 7.17 단지압에 대한 부분안전계수 보정

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ/X_k	변동계수 V
단지압	설계기준강도	$\gamma_{q_{uc}}$	0.55	-	-	-
	단지압	$\gamma_{q_{uc}}$	1.05	-0.116	1.00	0.03
	미개량토의 단위중량	$\gamma_{q_{uc}}$	1.00	0.001	1.00	0.03
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	-	-

표 7.18 전단력(장주)에 대한 부분안전계수 보정

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ/X_k	변동계수 V
전단력 (장주)	설계기준강도	$\gamma_{q_{uc}}$	0.55	-	-	-
	지반반력의 합력	γ_{T_l}	1.05	-0.115	1.00	0.03
	개량체 유효 중량	γ_{W_l}	1.00	0.005	1.00	0.03
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	-	-

표 7.19 전단력(단주)에 대한 부분안전계수 보정

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ/X_k	변동계수 V
전단력(단주)	설계기준강도	$\gamma_{q_{uc}}$	0.55	-	-	-
	단지압	$\gamma_{T_1'}$	1.05	-0.091	1.00	0.03
	개량체 유효 중량	γ_{W_i}	1.00	-0.006	1.00	0.03
	기초사석의 단위중량	γ_{w_m}	1.00	-0.006	1.00	0.03
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	-	-

표 7.20 압출에 대한 부분안전계수 보정

구 분	설계변수		부분안전계수 γ	민감도계수 α	평균치비 μ/X_k	변동계수 V
압출	미개량토의 평균 전단강도	γ_{c_u}	0.75	0.955	1.00	0.10
	장벽간 미개량토에 작용하는 수동토압의 수평합력	$\gamma_{P_{ah}'}$	1.05	-0.190	1.00	0.10
	장벽간 미개량토에 작용하는 주동토압의 수평합력	$\gamma_{P_{ph}'}$	0.95	0.182	1.00	0.10
	포화된 미개량토의 단위중량	γ_{w_i}	1.00	0.000	1.00	0.10
	구조물해석계수	γ_a	1.00	-	-	-

제 8 장 한계상태설계 예제

8.1 개 요

본 장에서는 국내·외 구조물 기초의 설계 및 시공사례에 대한 허용응력설계(ASD), 하중저항계수설계(LRFD), 부분안전계수설계(PSFD)를 각각 수행하고, 한계상태설계과정을 나타내었다. 또한 각 설계법 간의 상대적인 안전여유와 이용률을 비교함으로써 구조물 기초 설계기준의 표준화 방안 연구로부터 보정된 부분안전계수의 적용성을 검토하였다.

허용응력설계(ASD)에는 현행 허용응력설계법에 의해 산정된 구조물 기초의 저항력을 산정하고 기준안전율로 나눈 허용 저항력이 작용하중 이상이 되는지를 확인함으로써 안정성을 평가하였다. 하중저항계수설계법에서는 설계 이론식으로부터 얻어진 공칭저항(R_n)에 저항계수(ϕ)를 곱하여 산정된 설계저항(R_d)이 작용하중(Q_D, Q_L)에 하중계수(γ_{QD}, γ_{QL})를 곱하여 산정된 설계하중(E_d) 이상일 경우에 안정성이 확보된 것으로 평가하였다. 부분안전계수설계법에서는 단위중량, 비배수전단강도, 내부마찰각 등 각 재료의 특성값(X_k)을 부분안전계수(γ_M)로 나눈 재료의 설계 특성값(X_d)을 지지력 이론식에 대입하여 설계저항(R_d)을 산정하고, 각 작용하중에 부분안전계수를 곱하여 산정된 설계하중(E_d) 이상인지를 확인함으로써 안정성을 평가하였다.

한계상태설계법에서는 설계 결과를 안전여유와 이용률을 이용하여 검증하고 있다. 안전여유는 설계저항(R_d)에서 설계하중(E_d)을 뺀 값으로 설계된 구조물 기초에 설계하중의 여유가 어느 정도 있는지를 나타낸다. 문헌에 따라 설계비율 또는 만족도로 표현되는 이용률은 설계하중(E_d)과 설계저항(R_d)의 비로 정의되며, 구조물 기초의 저항능력이 어느 정도 이용되고 있는지를 나타내는 척도이다. 한계상태설계조건을 만족하기 위해서 이용률은 100%보다 작거나 같아야 하며, 100%에 가까울수록 최적설계가 이루어졌음을 의미한다. 그러나 이용률이 100%를 초과하더라도 반드시 붕괴가 일어난다는 것은 아니며, 한계상태설계에서 요구되는 목표신뢰도, 즉 신뢰성을 만족하지 못하는 상태로 판단한다.

8.2 깊은기초

국내 연구에서 개발된 저항계수를 적용하여 항타강관말뚝 실제 교량기초를 대상으로 LRFD 설계를 수행한 결과는 다음과 같다.

8.2.1 선단부 N값 50 이하

본 연구에서 개발된 저항계수를 적용하여 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 실제 교량기초를 대상으로 LRFD 설계를 수행하였다. 설계 과정 및 그 결과에 대한 직접적이고 종합적인 비교를 위해서 허용응력설계법(ASD)을 함께 적용하여 설계한 뒤 비교하였다.

가. 항타강관말뚝

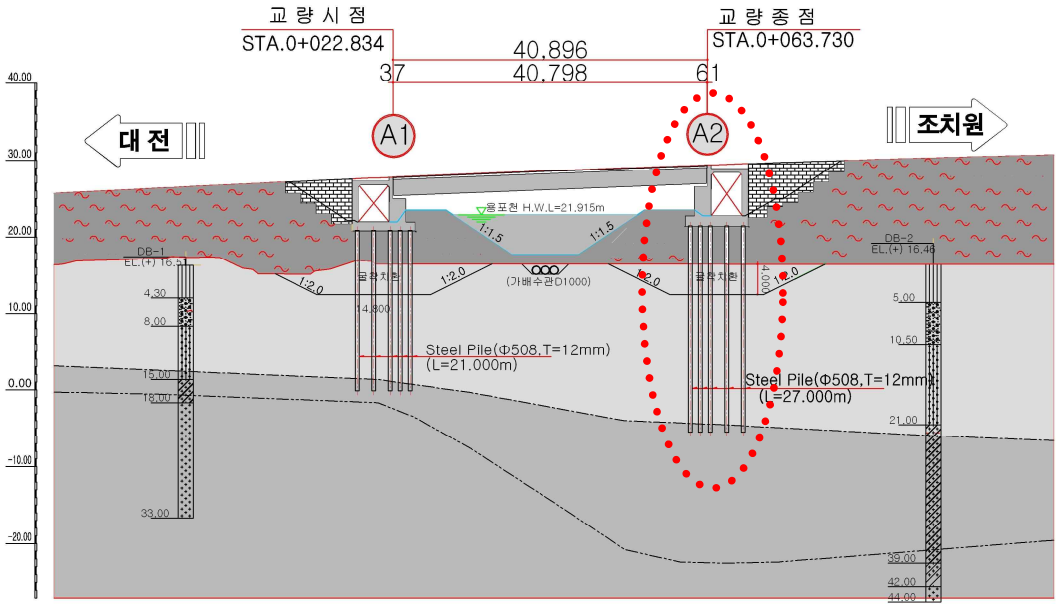


그림 8.1 ○○교 종단면도

(1) 대상교량 및 설계현황

본 연구에서 설계에 적용된 ○○교는 충청남도 ○○군에 위치하는 총 연장 40m, 폭 10.9m, 왕복 4차로 IC 교량으로서 경간장 40m의 단경간 P.S.C Beam교이다. 양

쪽 2기의 교대는 모두 항타강관말뚝으로 구성되었으며, 이 중 지지층 출현심도가 깊어 말뚝길이가 상대적으로 긴 A2 교대 기초를 검토대상으로 하였다(그림 8.1)

○○교가 위치한 구간의 지반은 심도에 따라 매립층, 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층으로 구성되어 있다. 심도 0.0~5.0m에서 전답층(모래질 실트)이 출현하며 심도 5.0~10.5m에서 퇴적층(모래섞인 자갈)이 분포되어 있는 것으로 확인되었다. 모래자갈층은 조밀~매우 조밀상태로 자갈의 직경은 1~4cm이다. 심도 10.5~21.0m에서 풍화토, 심도 21.0~39.0m에서 코어회수율과 RQD가 낮은 풍화암이 출현하며 풍화암 하부에 연암 및 경암이 분포되어 있다. 그리고 본 교대는 연약지반에 위치하고 있어 교대 축조 후 뒷채움시 편재하중으로 인하여 측방유동에 대한 발생할 가능성이 있는 것으로 검토되어 굴착치환공법을 적용하여 측방유동 요소를 제거하였다. 말뚝 기초 지지력 설계에 적용된 A2 교대 근처에서 실시된 심도별 시추조사 결과 및 검토에 적용된 지층현황은 표 8.1과 같다. 말뚝 길이가 27.0m 이므로 본 항타강관말뚝은 풍화암층에 0.8m 근입된 경우임을 알 수 있다.

표 8.1 A2 교대 위치 시추조사 결과 및 검토적용 지층현황

구 분	상부 (m)	하부 (m)	두께 (m)	SPT N-value	$\gamma_{sub}(kN/m^3)$
성토층	0.0	4.9	4.9	10주)	8
치환층	4.9	8.9	4.0	10주)	8
전답토(ML)	8.9	9.9	1.0	4	7.1
퇴적층(GP)	9.9	15.4	5.5	35	9
풍화토	15.4	26.1	10.7	40	9.3
풍화암	26.1	26.9	0.8	40	10.6

주) 성토층 및 치환층 N치는 노체다짐(다짐도 90%이상)을 고려하여 안전측으로 N=10을 적용

교대 A2의 제원 및 말뚝 배치형태는 그림 8.2 그림 8.3과 같다. 연약지반에 의한 측방유동을 고려하여 함형교대를 적용하였으며 교대 하부로 전달된 하중은 항타강관말뚝으로서 지지되며, 상세 말뚝 제원은 표 8.2와 같다.

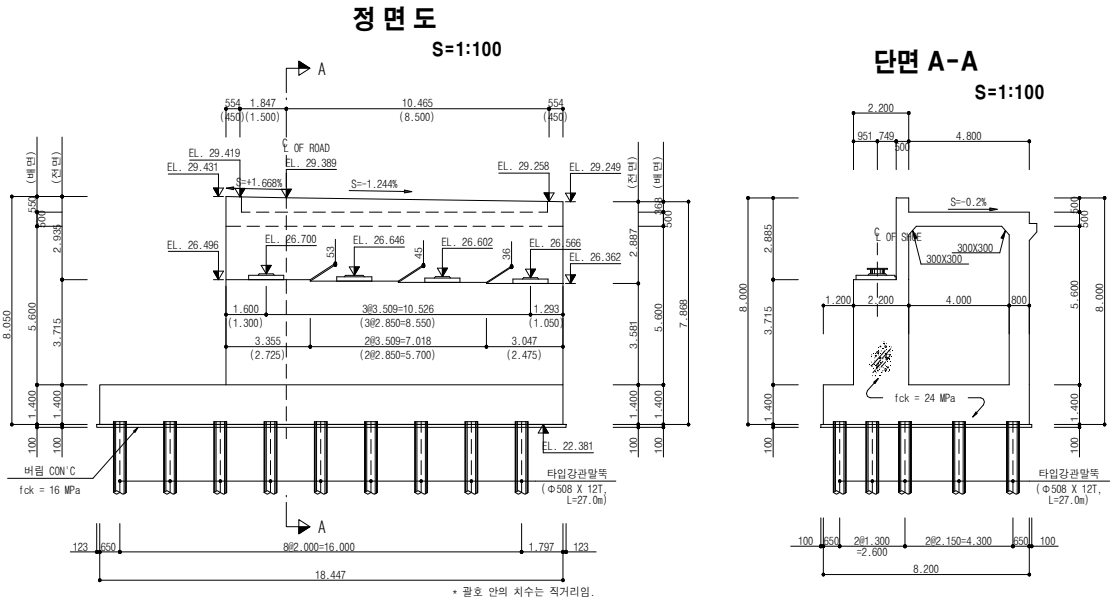


그림 8.2 ○○교 교각 제원

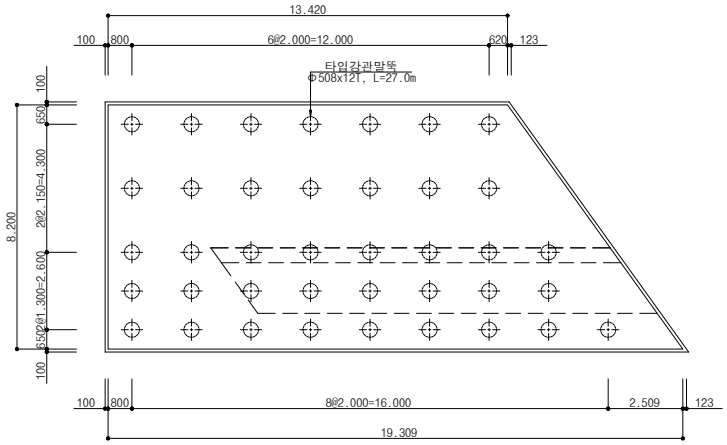


그림 8.3 ○○교 A2 교각 말뚝 배치도

표 8.2 항타강관말뚝 제원

말뚝 직경(㎜)	말뚝 두께[주](㎜)	말뚝 길이(m)	푸팅 당 말뚝 수(배치)
508	12	27.0	39

주) 지중 내 강관의 부식두께는 2㎜로 가정

(2) 설계하중 산정

말뚝 설계를 위해서 A2 교대 푸팅저면에 작용하는 하중을 반영하여 말뚝기초 설계에 적용될 연직력을 산정하였으며 결과는 표 8.3과 같다. 본문에서 밝힌 바와 같이 LRFD 설계법에서는 말뚝기초의 연직지지력 설계시 축방향 최대 조합하중을 설계하중으로 적용하기 위해서 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 하중조합 Case I 경우의 하중계수를 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 도출된 저항계수 역시 하중조합 Case I 경우에 대한 값이므로, 항타강관말뚝에 대한 LRFD 설계를 위해서 사하중계수 1.25와 활하중계수 1.75를 적용하여 LRFD 설계하중을 산정하였다.

표 8.3 말뚝 기초 설계를 위한 하중 산정

구 분	설계하중 산정	
	허용응력설계법	LRFD 설계법
연직력(kN)	655	868

(3) 말뚝기초 설계

허용응력설계법 및 LRFD 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력을 산정하여 두 설계방법에 의한 말뚝기초 설계를 수행하고 비교하였다. 설계 지지력공식은 구조물기초 설계기준에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 강관말뚝의 부식을 고려하여 부식두께 2㎜를 적용하였으며, 표준관입시험 N치는 보정하지 않은 값을 적용하였다. 지하수위는 지표면에 위치하고 있다.

(가) 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력 산정

① 정역학적 지지력공식

㉮ 선단지지력

사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p \tag{8.1}$$

여기서, Q_p = 극한 선단지지력(tonf), A_p = 말뚝 선단 면적(m^2), $q_p = \sigma_v' N_q$로서

단위면적당 말뚝의 최대 선단지지력이다. σ'_{ν} = 말뚝 선단부 유효상재압(kN/m^2), N_q = 깊은 기초의 지지력 계수이다.

선단부 근입 지층은 풍화암층이며, 적용된 N치는 40으로서 Dunham(1954)이 제안한 N-ϕ 상관관계에서 내부마찰각(ϕ)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$\phi = \sqrt{12N} + 20 = \sqrt{12 \times 40} + 20 = 42(°)$

말뚝 선단부 유효상재압 σ'_{ν}은 다음과 같이 구할 수 있다.

$\sigma'_{\nu} = (4.9 \times 8.0) + (4.0 \times 8.0) + (1.0 \times 7.1) + (5.5 \times 9) + (10.7 \times 9.3) + (0.8 \times 10.6) = 235.8 kPa$

항타강관말뚝에 대한 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q) 상관관계를 참고하면, 지지력계수(N_q)는 145이다.

표 8.4 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q)의 관계

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q (NAVFAC DM 7-2, 1982)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145

따라서, 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = \sigma' A_p = 235.8 \times 145 \times \frac{\pi}{4}(0.504)^2 = 6{,}821.2 \text{ (kN)}$$

㈏ 주면마찰력

사질토 지반에서의 말뚝 주면마찰력 공식은 다음과 같다.

$$Q_s = \sum f_s A_s \tag{8.2}$$

여기서, Q_s=극한 주면마찰력(tonf), A_s=말뚝 주면면적(m^2), $f_s = c_a + K_s \overline{\sigma'_{\nu}} tan\delta$는 단위면적당 최대 주면마찰력(tonf/$m^2$)이며, c_a=말뚝과 주변 흙사이의 부착력(kN/m^2), K_s=말뚝면에 작용하는 법선토압 계수, $\overline{\sigma'_{v}}$=말뚝주변 지층의 평균 유효 상재압(tonf/m^2), δ=말뚝과 주변 흙사이의 마찰각이다.

항타강관말뚝의 경우 비배토말뚝으로서 토압계수(K_s)는 다음과 같다.

$$K_s = 1.4(1-\sin\phi) \tag{8.3}$$

또한, 강말뚝에 대한 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각(δ)은 20°이다.

단위면적당 주면마찰력($f_s = c_a + K_s\overline{\sigma'_\nu}tan\delta$)에서, 사질토층의 경우 $c_a \simeq 0$ 으로 가정할 수 있으므로 사질토층의 단위면적당 주면마찰력은 $f_s = K_s\overline{\sigma'_\nu}tan\delta$ 이다. 점토층을 제외한 사질토층에서의 주면마찰력은 다음과 같다.

표 8.5 사질토층에서의 주면마찰력

지층	층후 (m)	γ_{sub} (kN/m^3)	σ'_ν(상단) (kN/m^2)	σ'_ν(하단) (kN/m^2)	$\overline{\sigma'_v}$ (kN/m^2)	$\tan\delta$	ϕ(°)	K_s	f_s (kN)	주면마찰력 (kN)
성토층	4.9	8.0	0	39.2	19.6	0.364	31	0.68	4.85	37.63
치환층	4.0	8.0	39.2	71.2	55.2	0.364	31	0.68	13.66	86.52
전답토 주)	1.0	7.1	71.2	78.3	74.8	-	-	-	0	0
퇴적층	5.5	9.0	78.3	127.8	103.1	0.364	40	0.49	18.41	160.35
풍화토	10.7	9.3	127.8	227.3	177.6	0.364	42	0.46	30.04	509.02
풍화암	0.8	10.6	227.3	235.8	231.6	0.364	42	0.46	39.18	49.63
합 계										843.16

주) 전답토층(N=4)의 주면마찰력 무시

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 6{,}821.2 + 843.16 = \underline{7{,}664.36}$ (kN)

허용응력설계법의 경우 정역학적 설계공식에 의한 말뚝기초의 허용지지력 산정시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의

허용지지력은 다음과 같다.

$Q_a = 7{,}664.36/3.0 = \underline{2{,}554.79}$ (kN)

② Meyerhof 경험식

구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서는 사질토 지반에 설치된 말뚝의 극한지지력을 표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 의하여 추정할 수 있는 방법을 소개하고 있으며 그 식은 다음과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N}_{60}A_s \ (kN) \tag{8.4}$$

여기서, Q_u = 말뚝의 극한지지력, A_p =말뚝선단면적, A_s =사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적이며, N_{60}은 다음과 같다.

$$N'_{60} = C_N \cdot N_{60} \tag{8.5}$$

여기서, N_{60} : 말뚝선단부 부근의 N값

(표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

$\overline{N}_{60}$: 말뚝주면부 사질토 지반의 평균 N값

(표준관입시험에서 해머의 타격에너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

타입말뚝에 대한 m과 n은 다음 식으로 결정한다.

$$m = 30\frac{L_b}{B} \leq 300 \tag{8.6}$$

$$n = 2.0 \tag{8.7}$$

여기서, $mN'_{60} \leq 15{,}000\ kN/m^2$, $n\overline{N} \leq 100\ kPa$

L_b = 조밀한 층의 관입깊이이며, 균질한 흙에서는 전체관입깊이를 적용한다.

선굴착말뚝의 지지력을 윗 식을 이용하여 계산할 때에는 선굴착직경, 주면고정 및 선단부 고정을 위한 시멘트풀 주입여부, 최종 항타의 정도 등에 따라 상이한 계수 m, n이 사용되고 있다.

㉮ 선단지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 선단부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $m = 30\frac{L_b}{B} = 30(\frac{11.5}{0.504}) = 684.5(\leq 300) = 300$, N_{60}=40 이므로,

$$Q_p = mN'_{60}A_p = 300 \times 40 \times \frac{\pi}{4} \times (0.504)^2 = 2{,}394.04\,(kN)$$

㉯ 주면지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 주면부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $n = 2.0$ 이므로,

$$Q_s = n\overline{N}_{60}A_s = 2 \times \text{단위주면장} \times \sum_i^n H_i N_{60i}$$

$= 2 \times \pi \times (0.504) \times (4.9 \times 10 + 4.0 \times 10 + 35 \times 5.5 + 40 \times 10.7 + 40 \times 0.8 = 2{,}348.13\,(kN)$

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 2{,}394.04 + 2{,}348.13 = \underline{4{,}742.17}$ (kN)

허용응력설계법의 경우 말뚝기초의 허용지지력 산정시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 다음과 같다.

$Q_a = 4{,}742.17/3.0 = \underline{1{,}580.72}$ (kN)

이상에서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 말뚝의 허용지지력을 산정하였으며, 이를 요약정리하면 표 8.6과 같다.

표 8.6 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력

구 분		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
말뚝 최대 연직반력		655	655
지지력	선단지지력	6,821.2	2,394.04
	주면지지력	843.16	2,348.13
	극한지지력	7,664.36	4,742.17
	허용지지력(FS=3.0)	2,554.8	1,580.7

㈐ LRFD설계법에 의한 말뚝 허용지지력 산정

본 연구에서 산정된 정역학적 지지력 공식에 대한 항타강관말뚝의 저항계수는 표 8.7과 같다.

표 8.7 항타강관말뚝 저항계수

구분 β_T	전체 자료				신뢰성이 우수한 자료			
	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
	정역학적 지지력 공식	N치 경험식	정역학적 지지력 공식	N치 경험식	정역학적 지지력 공식	N치 경험식	정역학적 지지력 공식	N치 경험식
2.0	0.43	0.48	0.39	0.37	0.49	0.62	0.64	0.46
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29	0.42	0.49	0.59	0.38
2.5	0.34	0.34	0.32	0.27	0.39	0.43	0.57	0.35

본 설계 예제에서 제시된 항타강관말뚝의 경우 39본의 무리말뚝으로 설계되었으며, IC 교량으로서 본 연구에서 제안한 목표신뢰도지수(β_T)는 2.0을 적용할 수 있다. 이 경우 무리말뚝을 구성하고 있는 단말뚝의 파괴확률(p_f)은 2.3%이다. 위의 표에서 제시된 저항계수를 적용하여 LRFD설계법에 의한 항타강관말뚝의 LRFD 허용지지력을 산정하면 다음 표 8.8과 같다.

표 8.8 LRFD설계법에 의한 말뚝 허용 지지력

구 분		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
		ϕ=0.43	ϕ=0.49	ϕ=0.48	ϕ=0.62
말뚝 최대 연직반력		868	868	868	868
지지력	극한지지력	7,664	7,664	4,742	4,742
	허용지지력	3,296	3,755	2,276	2,940

(4) 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교

이상에서 산정된 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 설계 결과를 표 8.9에 요약하였다. 허용응력설계법에서 안전율은 3.0을 적용하였고 LRFD 설계법에서 저항계수는 두 가지 지지력 공식에 대한 신뢰성 분석 결과 산정된 저항계수를 각각 적용하였다. 또한 LRFD 설계법의 경우 엄격한 관리하에 수행된 자료를 대상으로 분석한 저항계수를 비교 적용하여 자료의 신뢰성 및 조사·시험의 분석 정확도가 설계 및 시공에 어떠한 영향을 줄 수 있는지 비교하였다.

표 8.9 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 기초설계 비교

구 분	정역학적 지지력공식			Meyerhof 경험식		
	허용응력설계법 (FS=3.0)	LRFD 설계법 (ϕ=0.43)	LRFD 설계법 (ϕ=0.49)	허용응력설계법 (FS=3.0)	LRFD 설계법 (ϕ=0.48)	LRFD 설계법 (ϕ=0.62)
말뚝 본수	39	39	39	39	39	39
최대연직반력(kN)	655	868	868	655	868	868
설계극한지지력(kN)	7,664	7,664	7,664	4,742	4,742	4,742
허용지지력(kN)	2,555	3,296	3,755	1,581	2,324	2,940
설계 비율(%) (반력/허용지지력)	26	26	23	41	37	30
판 정	O.K	O.K	O.K	O.K	-	O.K

정역학적 지지력공식의 경우 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 39본의 말뚝으로 설계할 경우 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 매우 크게 산정되었고 두 설계법에 의한 설계비율을 검토한 결과 LRFD 설계법의 우량데이터에 대해서 산정된 저항계수(ϕ=0.49)를 적용한 결과 LRFD 설계법이 허용응력 설계법 대비 3% 낮게 나타났다.

Meyerhof 경험식에 대한 기초 설계 결과 두 설계법에서 모두 반력에 비해 저항력이 크게 산정되었으나 허용응력 설계법에 비해 LRFD 설계법에서 반력 대비 저항력이 더 크게 산정되었다. Meyerhof 경험식에서 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수(ϕ=0.62)를 적용한 결과 허용응력설계법에 비해서 11% 수준으로 설계 비율이 낮아지고 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

(5) 소결론

개발된 저항계수를 실제 교량의 기초구조물 설계에 적용하여 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 결과를 비교하고 본 연구에서 개발된 하중저항계수설계법의 적용성을 분석하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 다음과 같다.

(가) 실제 교량기초에 대해서 허용응력설계법과 LRFD 설계법을 적용한 기초 설계를 수행한 결과 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식에 의한 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 크게 산정되었다.

(나) 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수를 적용하여 LRFD 설계법으로 설계한 결과 정역학적 지지력공식의 경우 설계 비율이 유의할 만한 수준으로 저감되었으나 Meyerhof 경험식의 경우 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수를 적용한 결과 허용응력설계법에 비해서 11% 수준으로 설계 비율이 낮아져 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

8.2.2 선단부 N값 50 이상

본 연구에서 개발된 저항계수를 적용하여 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 실제 교량기초를 대상으로 LRFD 설계를 수행하였다. 설계 과정 및 그 결과에 대한 직접적이고 종합적인 비교를 위해서 허용응력설계법(ASD)을 함께 적용하여 설계한 뒤 비교하였다.

가. 항타강관말뚝

(1) 대상교량 및 설계현황

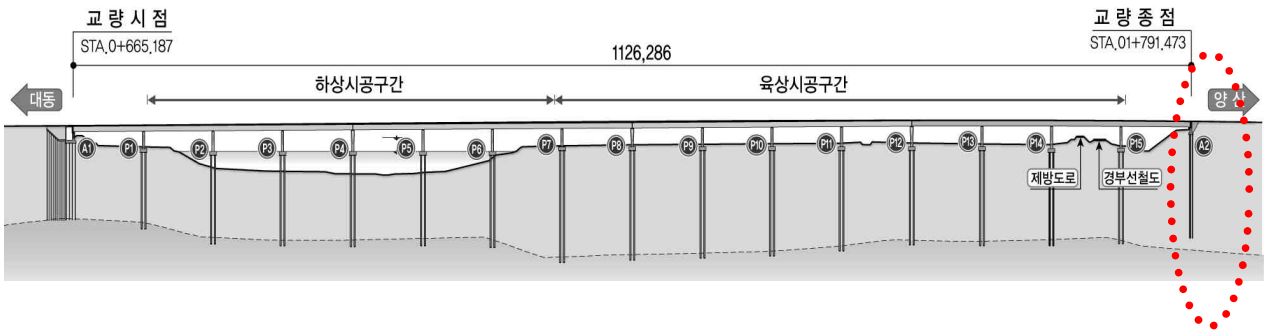


그림 8.4 ○○교 종단면도

본 연구에서 설계에 적용된 ○○교는 교량확장공사 구간으로 경상남도 ○○시에 위치하는 총 연장 1,126m, 편측확장에 의한 폭원 30.6m, 왕복 6차로(기존4차로+신설2차로)의 육상 및 하상 교량으로서 경간장 70m의 16경간 Slender Box Girder교이며 기존의 ST.Box Girder교와 신설 Slender Box Girder교는 강결 연결로 계획되었다. 모든 교각기초는 현장타설 말뚝으로 계획되었으며 교대 A1은 매입말뚝으로 계획되어 있어 유일하게 항타강관말뚝으로 계획된 A2 교대기초를 검토 대상으로 하였다.(그림 8.4)

○○교가 위치한 구간의 지반은 심도에 따라 매립층, 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층으로 구성되어 있다. 심도 0.0~3.5m에서 단단한 매립층이 발견되었으며 28.3m의 두께로 연약점토층이 존재하며 연약점토층을 포함한 퇴적층이 44m로 깊게 분포되어 있다. 풍화암층의 출현심도가 50.0m로 매우 깊어 풍화암층 상부의 자갈층을 지

지층으로 계획하였다. 말뚝기초 지지력 설계에 적용된 A2 교대 근처에서 실시된 심도별 시추조사 결과 및 검토에 적용된 지층현황은 표8.10과 같다. 말뚝 길이가 55.5m 이므로 본 항타강관말뚝은 자갈층에 2.5m 근입된 경우임을 알 수 있다.

표 8.10 A2 교대 위치 시추조사 결과 및 검토적용 지층현황

구 분	상부 (m)	하부 (m)	두께 (m)	SPT N-value	$\gamma_{sub}(kN/m^3)$
성토층	+5.5	0	5.5	10	9
매립층	0	3.5	3.5	30	8
실트질점토	3.5	33.0	29.5	3	8
실트질모래	33.0	47.5	14.5	16	8.5
모래섞인자갈	47.5	50.0	2.5	50	10

주) 성토층 N치는 노체다짐(다짐도 90%이상)을 고려하여 안전측으로 N=10을 적용

교대 A2의 제원 및 말뚝 배치형태는 그림 8.5, 그림 8.6과 같다. 교대 A2 하부에 존재하는 연약지반에 의해 측방유동 가능성이 있는 것으로 검토되어 상재하중저감 및 토압경감으로 측방유동을 방지하는 EPS공법을 적용하였다. 교대 하부로 전달된 하중은 항타 강관말뚝으로서 지지되며, 상세 말뚝 제원은 표 8.11과 같다.

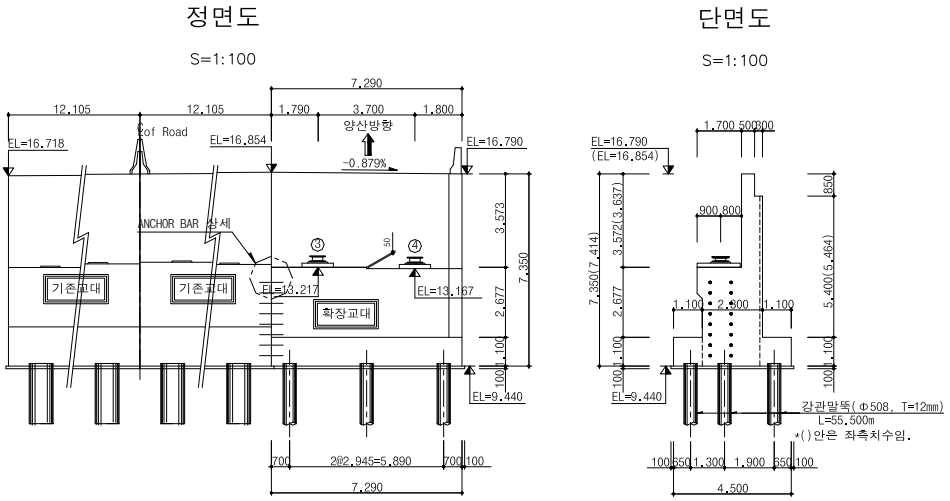


그림 8.5 ○○교 교각 제원

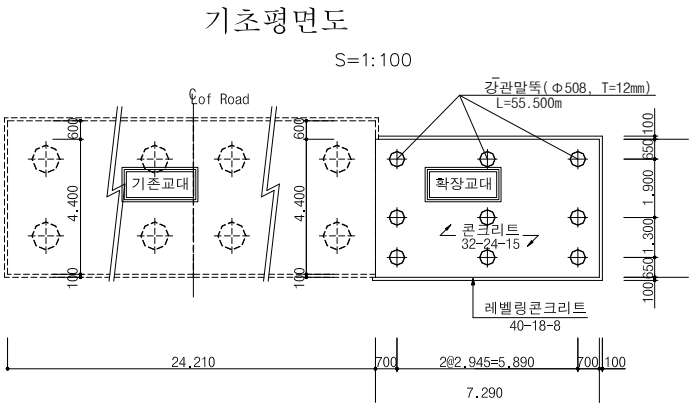


그림 8.6 ○○교 A2 교각 말뚝 배치도

표 8.11 항타강관말뚝 제원

말뚝 직경(㎜)	말뚝 두께(㎜)	말뚝 길이(m)	푸팅 당 말뚝 수(배치)
508	12	55.5	9

주) 지중 내 강관의 부식두께는 2㎜로 가정

(2) 설계하중 산정

말뚝 설계를 위해서 A2 교대 푸팅저면에 작용하는 하중을 반영하여 말뚝기초 설계에 적용될 연직력을 산정하였으며 결과는 표 8.12와 같다. 본문에서 밝힌 바와 같이 LRFD 설계법에서는 말뚝기초의 연직지지력 설계시 축방향 최대 조합하중을 설계하중으로 적용하기 위해서 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 하중조합 Case I 경우의 하중계수를 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 도출된 저항계수 역시 하중조합 Case I 경우에 대한 값이므로, 항타강관말뚝에 대한 LRFD 설계를 위해서 사하중계수 1.25와 활하중계수 1.75를 적용하여 LRFD 설계하중을 산정하였다.

표 8.12 말뚝 기초 설계를 위한 하중 산정

구 분	설계하중 산정	
	허용응력설계법	LRFD 설계법
연직력(kN)	612.0	811
612 = DL(520.2) + LL(91.8) 811 = 520.2*1.25 + 91.8*1.75		

(3) 말뚝기초 설계

허용응력설계법 및 LRFD 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력을 산정하여 두 설계방법에 의한 말뚝기초 설계를 수행하고 비교하였다. 설계 지지력공식은 구조물기초설계기준에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 강관말뚝의 부식을 고려하여 부식두께 2㎜를 적용하였으며, 표준관입시험 N치는 보정하지 않은 값을 적용하였다. 지하수위는 지표면에 위치하고 있다.

(가) 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력 산정

① 정역학적 지지력공식

㉮ 선단지지력

사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p \tag{8.8}$$

여기서, Q_p = 극한 선단지지력(kN), A_p = 말뚝 선단 면적(m^2), $q_p = \sigma_\nu' N_q$로서 단위면적당 말뚝의 최대 선단지지력이다. σ'_ν = 말뚝 선단부 유효상재압(kN/m^2), N_q = 깊은 기초의 지지력 계수이다.

선단부 근입 지층은 풍화암층이며, 적용된 N치는 50으로서 Dunham(1954)이 제안한 N-ϕ 상관관계에서 내부마찰각(ϕ)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 20 = \sqrt{12 \times 50} + 20 = 44(^\circ)$$

말뚝 선단부 유효상재압 σ'_ν은 다음과 같이 구할 수 있다(유효상재압 한계깊이 D_f=20B = 10.2m 적용).

$$\sigma'_\nu = (5.5 \times 9.0) + (3.5 \times 8.0) + (1.2 \times 8.0) = 87.1(\mathrm{kN}/m^2)$$

항타강관말뚝에 대한 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q) 상관관계를 참고하면, 지지력계수(N_q)는 145이다.

표 8.13 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q)의 관계

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q (NAVFAC DM 7-2, 1982)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145

따라서, 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = \sigma' N_q A_p = 87.1 \times 145 \times \frac{\pi}{4}(0.504)^2 = \underline{2518.35} \ (\text{kN})$$

㉣ 주면마찰력

사질토 지반에서의 말뚝 주면마찰력 공식은 다음과 같다.

$$Q_s = \sum f_s A_s \tag{8.9}$$

여기서, Q_s=극한 주면마찰력(kN), A_s=말뚝 주면면적(m^2), $f_s = c_a + K_s \overline{\sigma'_\nu} tan\delta$ 는 단위면적당 최대 주면마찰력(tonf/m^2)이며, c_a=말뚝과 주변 흙사이의 부착력(kN/m^2), K_s=말뚝면에 작용하는 법선토압 계수, $\overline{\sigma'_v}$=말뚝주변 지층의 평균 유효 상재압(kN/m^2), δ=말뚝과 주변 흙사이의 마찰각이다.

항타강관말뚝의 경우 비배토말뚝으로서 토압계수(K_s)는 다음과 같다.

$$K_s = 1.4(1 - \sin\phi) \tag{8.10}$$

또한, 강말뚝에 대한 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각(δ)은 20°이다.

단위면적당 주면마찰력($f_s = c_a + K_s \overline{\sigma'_\nu} tan\delta$)에서, 사질토층의 경우 $c_a \simeq 0$ 으로 가

정할 수 있으므로 사질토층의 단위면적당 주면마찰력은 $f_s = K_s\overline{\sigma'_\nu}tan\delta$ 이다. 점토층을 제외한 사질토층에서의 주면마찰력은 다음과 같다. (유효상재압, $\overline{\sigma'_v}$ 한계깊이 D_f=20B = 10.2m 적용)

표 8.14 사질토층에서의 주면마찰력

지층	층후 (m)	γ_{sub} (kN/m^3)	σ'_ν(상단) (kN/m^2)	σ'_ν(하단) (kN/m^2)	$\overline{\sigma'_v}$ (kN/m^2)	$\tan\delta$	ϕ(°)	K_s	f_s (kN)	주면 마찰력 (kN)
성토층	5.5	9	0	49.5	24.75	0.364	31	0.68	6.12	53.27
매립층	3.5	8	49.5	77.5	63.50	0.364	39	0.52	12.00	66.47
실트질 모래	14.5	8.5	112.9	112.9	112.9	0.364	34	0.62	25.36	582.26
모래섞인 자갈	2.5	10	112.9	112.9	112.9	0.364	44	0.43	17.57	69.54
합 계										771.54

비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 $\phi_u = 0$이므로 δ=0이고, 말뚝의 주면마찰력은 아래의 식으로 간략화 된다.

$$f_s = c_a = \alpha c_u \tag{8.11}$$

여기서, c_a = 부착력(kN/m^2), c_u = 비배수 점착력(kN/m^2), α= 부착력 계수이다.

비배수 점착력(c_u)은 Hara 등(1971)이 제안한 식을 적용하여 다음과 같이 산정할 수 있다(SPT N=3).

$c_u = 0.29N^{0.72}\ (kg/cm^2) = 0.29\times 3^{0.72} = 0.6396\,(kg/cm^2) = 63.96(\mathrm{kN}/m^2)$

부착력계수(α)는 다음 그림 8.7의 타입말뚝의 부착력계수 곡선 중 육상말뚝에 대해서 적용하도록 제안된 Woodward 곡선을 적용하여 0.3으로 하였다.

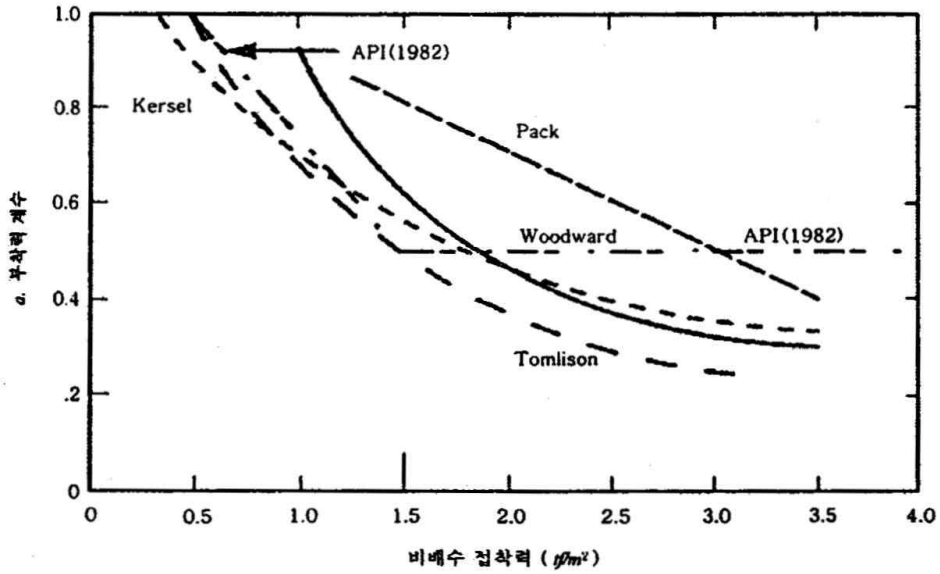


그림 8.7 타입말뚝의 부착력 계수

실트질점토의 퇴적층에 대한 주면마찰력은 다음과 같다.

$Q_{s(siltyclay)} = 0.3 \times 63.96 \times \pi \times 0.504 \times 29.5 = 896.26$ (kN)

따라서, 말뚝의 전체 주면마찰력은 다음과 같다.

$Q_s = \sum f_s A_s = 771.54 + 896.26 = \underline{1667.8}$(kN)

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 2518.35 + 1667.8 = \underline{4186.15}$ (kN)

허용응력설계법의 경우 정역학적 설계공식에 의한 말뚝기초의 허용지지력 산정 시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 다음과 같다.

$Q_a = 4186.15/3.0 = \underline{1395}$ (kN)

② Meyerhof 경험식

구조물기초설계기준(국토해양부, 2009)에서는 사질토 지반에 설치된 말뚝의 극한지지력을 표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 의하여

추정할 수 있는 방법을 소개하고 있으며 그 식은 다음과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N}_{60}A_s \ (kN) \tag{8.12}$$

여기서, Q_u = 말뚝의 극한지지력, A_p =말뚝선단면적, A_s =사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적이며, N_{60}은 다음과 같다.

$$N'_{60} = C_N \cdot N_{60} \tag{8.13}$$

여기서, N_{60} : 말뚝선단부 부근의 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

$\overline{N}_{60}$: 말뚝주면부 사질토 지반의 평균 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

타입말뚝에 대한 m과 n은 다음 식으로 결정한다.

$$m = 30\frac{L_b}{B} \leq 300 \tag{8.14}$$

$$n = 2.0 \tag{8.15}$$

여기서, $mN'_{60} \leq 15{,}000\ kN/m^2$, $n\overline{N} \leq 100\ kPa$

L_b = 조밀한 층의 관입깊이이며, 균질한 흙에서는 전체관입깊이를 적용한다.

선굴착말뚝의 지지력을 위 식을 이용하여 계산할 때에는 선굴착직경, 주면고정 및 선단부 고정을 위한 시멘트풀 주입여부, 최종 항타의 정도 등에 따라 상이한 계수 m, n이 사용되고 있다.

㉮ 선단지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 선단부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $m = 30\frac{L_b}{B} = 30(\frac{17.0}{0.504}) = 1011.9(0 \le 300) = 300$, N_{60}=50 이므로,

$$Q_p = mN'_{60}A_p = 300 \times 50 \times \frac{\pi}{4} \times (0.504)^2 = \underline{2{,}992.55}(\mathrm{kN}/m^2)$$

㉯ 주면지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 주면부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $n = 2.0$ 이므로,

$$Q_s = n\overline{N}_{60}A_s = 2 \times \text{단위주면장} \times \sum_i^n H_i N_{60i}$$

$$= 2\pi \times (0.504) \times (5.5 \times 10 + 3.5 \times 30 + 29.5 \times 3 + 14.5 \times 16 + 2.5 \times 50) = \underline{1{,}917.45}(\mathrm{kN})$$

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 2{,}992.55 + 1{,}917.45 = \underline{4{,}910.00}$ (kN)

허용응력설계법의 경우 말뚝기초의 허용지지력 산정시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 다음과 같다.

$Q_a = 4{,}910.00/3.0 = \underline{1{,}637}$ (kN)

이상에서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 말뚝의 허용지지력을 산정하였으며, 이를 요약정리하면 표 8.15와 같다.

표 8.15 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력 (kN)

구 분		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
말뚝 최대 연직반력		612	612
지지력	선단지지력	2518	2,993
	주면지지력	1668	1,917
	극한지지력	4186	4,910
	허용지지력(FS=3.0)	1395	1,637

㉰ LRFD 설계법에 의한 말뚝 허용지지력 산정

본 연구에서 산정된 정역학적 지지력 공식에 대한 항타강관말뚝의 저항계수는 표 8.16과 같다.

표 8.16 항타강관말뚝 저항계수

구분 β_T	Total				Bayesian			
	Ntip<50		Ntip≥50		Ntip<50		Ntip≥50	
	정역학적 지지력 공식	N치 경험식	정역학적 지지력 공식	N치 경험식	정역학적 지지력 공식	N치 경험식	정역학적 지지력 공식	N치 경험식
2.0	0.43	0.48	0.40	0.37	0.58	0.72	0.65	0.61
2.33	0.37	0.38	0.35	0.30	0.51	0.60	0.61	0.53
3.0	0.27	0.24	0.26	0.19	0.40	0.43	0.52	0.40

본 설계 예제에서 제시된 항타강관말뚝의 경우 39본의 무리말뚝으로 설계되었으며, IC 교량으로서 본 연구에서 제안한 목표신뢰도지수(β_T)는 2.0을 적용할 수 있다. 이 경우 무리말뚝을 구성하고 있는 단말뚝의 파괴확률(p_f)은 2.3%이다. 위의 표에서 제시된 저항계수를 적용하여 LRFD 설계법에 의한 항타강관말뚝의 LRFD 허용지지력을 산정하면 다음 표 8.17과 같다.

표 8.17 LRFD 설계법에 의한 말뚝 허용 지지력

구 분		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
		ϕ=0.35	ϕ=0.61	ϕ=0.30	ϕ=0.53
말뚝 최대 연직반력		811	811	811	811
지지력	극한지지력	4186	4186	4,910	4,910
	허용지지력	1465	2553	1473	2602

(4) 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교

이상에서 산정된 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 설계 결과를 표 8.18에 요약하였다. 허용응력설계법에서 안전율은 3.0을 적용하였고 LRFD 설계법에서 저항계수는 두 가지 지지력 공식에 대한 신뢰성 분석 결과 산정된 저항계수를 각각 적용

하였다. 또한 LRFD 설계법의 경우 엄격한 관리하에 수행된 자료를 대상으로 분석한 저항계수를 비교 적용하여 자료의 신뢰성 및 조사·시험의 분석 정확도가 설계 및 시공에 어떠한 영향을 줄 수 있는지 비교하였다.

표 8.18 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 기초설계 비교

구 분	정역학적 지지력공식			Meyerhof 경험식		
	허용응력 설계법 (FS=3.0)	LRFD 설계법		허용응력 설계법 (FS=3.0)	LRFD 설계법	
		(ϕ=0.35	(ϕ=0.61)		(ϕ=0.30)	(ϕ=0.53)
말뚝 본수	9	9	9	9	9	9
최대연직반력(kN)	612	811	811	612	811	811
설계극한지지력 (kN)	4186	4186	4186	4,910	4,910	4,910
허용지지력(kN)	1395	1465	2553	1637	1473	2602
설계 비율(%) (반력/허용지지력)	44	55	32	37	55	31
판 정	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

정역학적 지지력공식의 경우 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 9본의 말뚝으로 설계할 경우 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 매우 크게 산정되었고 두 설계법에 의한 설계비율은 LRFD 설계법에서 베이지안 기법을 적용한 데이터에 대해서 산정된 저항계수(ϕ=0.61)을 적용한 경우 허용응력설계법에 비해 12% 낮게 나타났다.

Meyerhof 경험식에 대한 기초 설계 결과 두 설계법에서 모두 반력에 비해 저항력이 크게 산정되었다. LRFD 설계법에서 베이지안 기법을 적용한 데이터에 대해서 산정된 저항계수(ϕ=0.53)을 적용할 경우 설계비율이 허용응력설계법에 비해서 6% 낮게 나타났다.

두 지지력 공식에서 모두 베이지안 기법을 적용하여 자료의 신뢰도를 고려할 경우 LRFD 설계법이 허용응력설계법에 비해서 유의할 만한 수준으로 설계 비율이 낮아지고 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

(5) 소결론

개발된 저항계수를 실제 교량의 기초구조물 설계에 적용하여 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 결과를 비교하고 본 연구에서 개발된 하중저항계수설계법의 적용성을 분석하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 다음과 같다.

(가) 실제 교량기초에 대해서 허용응력설계법과 LRFD 설계법을 적용한 기초 설계를 수행한 결과 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식에 의한 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 크게 산정되었다.

(나) 자료의 신뢰도를 고려하여 베이지안 기법을 적용할 경우 LRFD 설계법으로 설계한 결과 허용응력설계법에 비해 설계 비율(설계하중/저항력)이 정역학적 지지력 공식의 경우 12%, Meyerhof 경험식은 6% 저감되었다. 두 지지력 공식에서 모두 자료의 신뢰도를 개선한 방법의 LRFD 설계법 적용시 허용응력설계법에 비해서 유의할 만한 수준으로 설계 비율이 낮아지고 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

8.2.3 LRFD 설계법과 부분안전계수법 설계 비교

국내 연구성과로 도출된 저항계수를 적용한 LRFD 설계법과 유로코드 EN 1997-1에서 제시한 부분계수에 근거하여 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 단말뚝의 설계하중과 설계 적용력을 산정하였다. 산정결과를 요약하여 LRFD 설계와 비교하면 표 8.19와 같다.

LRFD 설계법의 경우 Meyerhof 경험식의 큰 변동성에 기인한 낮은 저항계수에 의해 설계 하중 대비 설계 저항력이 작은 결과를 나타내었고, 정역학적 지지력 공식의 경우 말뚝 저항력 이용률 80%수준으로서 설계 여유 수준이 20% 정도 인 것으로 분석되었다.

부분안전계수법의 경우 국내 연구성과를 통한 하중부분계수와 저항부분계수가 전무하기 때문에 유로코드에서 제시하는 부분계수를 모두 적용한 결과, 모든 DA에 대해서 설계 하중대비 설계 저항력이 크게 나타났다. 부분안전계수법 역시 정역학

적 지지력 공식에 비해 Meyerhof 경험식의 저항력 이용률이 약 10% 정도 높게 나타나 설계 여유 수준이 낮았고, 정역학적 지지력 공식과 Meyerhof 경험식의 저항력 이용률은 DA3를 제외하고는 각각 약 35~40%, 15~20% 수준으로 나타났다. 부분안전계수의 DA별 분석 결과 말뚝기초에 대한 설계 시 DA1의 CBN 2가 저항력 이용률 60%로서 설계 여유가 가장 크게 나타났다. 특히, DA3는 정역학적 지지력 공식의 설계 여유도가 매우 낮고 오히려 Meyerhof 공식의 설계여유도가 높은 등 지지력 공식의 신뢰도를 제대로 반영하지 못하므로, 기존 유로코드 해설서에서 제안한 바와 같이 말뚝기초 설계 시 그 적용성이 낮은 것으로 판단된다.

표 8.19 LRFD 설계법과 부분안전계수법 설계 결과 비교

구분		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
설계 하중 (kN)	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	1,722.5	
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	1,295.0	
	EN 1997-1 DA 2	1,722.5	
	EN 1997-1 DA 3	1,722.5	
	LRFD	1,347.0	
설계 저항력 (kN)	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	2,807.8	2,231.3
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	2,159.8	1,716.4
	EN 1997-1 DA 2	2,552.5	2,028.5
	EN 1997-1 DA 3	1,768.0	2,231.3
	LRFD	1,664.0	1,255
이용률 (%)	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	61.3	77.2
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	60.0	75.4
	EN 1997-1 DA 2	67.5	84.9
	EN 1997-1 DA 3	97.4	77.2
	LRFD	81.0	107.0
설계 판정	EN 1997-1 DA 1, CBN 1	OK	OK
	EN 1997-1 DA 1, CBN 2	OK	OK
	EN 1997-1 DA 2	OK	OK
	EN 1997-1 DA 3	OK	OK
	LRFD	OK	-

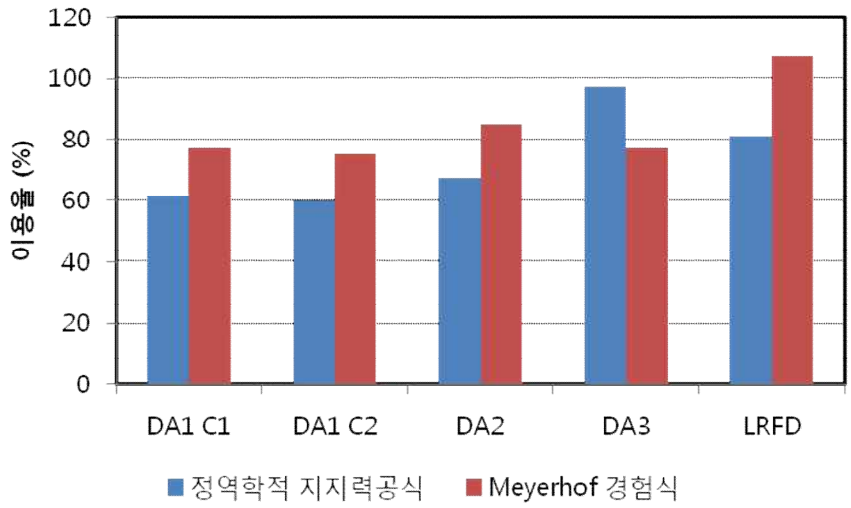


그림 8.8 LRFD 설계법과 부분안전계수법의 말뚝 저항력 이용률 비교

8.3 얕은기초

얕은기초 대표 단면을 이용하여 부분안전계수 설계법을 활용한 신뢰성 설계를 수행하고 이를 하중저항계수설계법과 비교 분석하여 적용성을 검토하였다. 부분안전계수 설계법에 적용되는 부분계수는 문헌에 제시되어 있는 계수 값을 적용하여 검토하는 방법과 본 연구에서 수행된 확률변수 통계 특성값을 적용하여 환산된 부분 계수값을 적용하여 검토하는 방법을 사용하였다.

8.3.1 해석 단면

본 연구에 적용된 단면은 앞서 신뢰성 해석을 수행한 단면 중 F1, F4 단면을 대표단면으로 선정하여, 각 단면에 대한 부분안전계수 설계법 적용 검토 및 설계법 간의 비교 분석을 수행하였다.

표 8.20 해석적용 개요

단면	과업명	기초제원		근입깊이 (D, m)	하중 (kN)
		폭 (B, m)	길이 (L, m)		
F1	12-S-01 시설공사	2.7	5.1	2.4	20,000
F4	사단 탄약고	2.4	2.4	2.0	5,300

가. 부분안전계수 설계법

(1) 하중 및 영향

- 산정값에 의한 부분계수 $\gamma_G = 0.93$ 및 $\gamma_Q = 0.97$
- 설계작용력 $V_d = \gamma_G \times (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \times V_{Qk} = 19853.4\,kN$
- 설계지지력 $q_{Ed} = \dfrac{V_d}{A_b} = 1441.8\,kPa$

(2) 재료의 물성 및 저항력

- 산정값에 의한 부분계수 $\gamma_\phi = 1.34, \gamma_c = 1.88$
- 설계전단저항각 $\phi_d = \tan^{-1}\left(\dfrac{\tan(\phi_k)}{\gamma_\phi}\right) = 25.9^\circ$
- 설계점착력 $c'_d = \dfrac{c'_k}{\gamma_c} = 10.6\,kPa$

(3) 지지력계수

- 상재하중계수 $N_q = e^{(\pi \times \tan(\phi_d))} \times \left(\tan\left(45^\circ + \dfrac{\phi_d}{2}\right)\right)^2 = 19.6$
- 점착력계수 $N_c = (N_q - 1) \times \cot(\phi_d) = 38.4$
- 자중계수 $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\phi_d) = 18.0$

(4) 형상계수

- 상재하중계수 $s_q = 1 + \left(\dfrac{B}{L}\right) \times \sin(\phi_d) = 1.23$
- 점착력계수 $s_c = \dfrac{(s_q \times N_q - 1)}{N_q - 1} = 1.24$

- 자중계수 $s_\gamma = 1 - 0.3 \times \left(\frac{B}{L}\right) = 0.84$

(5) 지지력

- $R2$의 부분계수 $\gamma_{Rv} = 1.4$
- 상재압 : $q_{ult_1} = (N_q \times s_q \times \sigma'_{vk,b}) = 1123.7\,kPa$
- 점착력 : $q_{ult_2} = (N_c \times s_c \times c'_d) = 507.4\,kPa$
- 자중 : $q_{ult_3} = N_\gamma \times s_\gamma \times \gamma_k \times \frac{B}{2} = 409.2\,kPa$
- 총 저항력 $q_{ult} = \sum q_{ult} = 2040.3\,kPa$
- 설계저항력 $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1457.4\,kPa$

(6) 지지력 검증

- 이용률 $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = 98.9\,\%$

나. 하중저항계수 설계법

동일한 대표 단면에 대하여 하중저항계수 설계법을 적용하고자 하중계수는 사하중계수(γ_{QD}) 1.25, 활하중계수(γ_{QL}) 1.75를 적용하였고, 저항계수는 본 연구에서 산정한 저항계수(ϕ) 0.35를 적용하였다.

(1) 공칭하중

- $W_{Gk} = \gamma_{ck} \times B \times L \times d = 25 \times 2.7 \times 5.1 \times 2.4 = 826.2\,kN$
- $Q_D = (W_{Gk} + V_{Gk})/A = 74.5\,kPa$
- $Q_L = V_{Qk}/A = 500\,kN/(2.7 \times 5.1) = 36.3\,kPa$

(2) 공칭저항

- $R = \alpha C N_c + q N_q + \beta \gamma B N_r = 3393.8\,kPa$

(3) 한계상태 평가

- $\gamma_{Q_D} Q_D = 1.25 \times 1483.4 = 93.2\,kPa$

- $\gamma_{Q_L} Q_L = 1.75 \times 36.3 = 63.5\,kPa$
- $\phi R = 0.35 \times 3205.3 = 1187.8\,kPa$
- $R - Q = 1127.8 - (1854.2 + 63.5) = 1031.1\,kPa > 0$

다. 허용응력 설계법

동일한 대표 단면에 대하여 허용응력 설계법을 적용하고자 안전율(FS) 3.0을 적용하여 산정하였다.

(1) 공칭하중

- $W_{Gk} = \gamma_{ck} \times B \times L \times d = 25 \times 2.7 \times 5.1 \times 2.4 = 826.2\,kN$
- $Q_D = (W_{Gk} + V_{Gk})/A = 74.5\,kPa$
- $Q_L = V_{Qk}/A = 500\,kN/(2.7 \times 5.1) = 36.3\,kPa$

(2) 공칭저항

- $q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_r = 3327.7\,kPa$
- $F.S = 3$
- $q_a = q_u/F.S = 1109.2kPa$

(3) 안전여유

- $R - Q = 1109.2 - 110.8 = 998.4\,kPa$

8.3.2 설계법 비교

한계상태설계법은 하중 및 저항에 대한 불확실성을 고려하고, 목표 신뢰도지수를 도입함으로써 일관된 신뢰도 수준을 유지할 수 있다는 장점 외에도 개념적으로는 제안자에 따라 각기 다르게 사용되고 있는 여러 허용응력설계법을 통합하여 안전여유를 보정하는 방법이다. 따라서 해당 분석결과를 바탕으로 기존의 허용응력설계법과 하중저항계수설계법 그리고 부분안전계수설계법을 이용하여 동일 단면에 대한 안정성 검토를 수행하고, 각 설계법 간의 상대적인 안전 여유를 비교 분석하엿다.

먼저 각 설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교하기 위하여 식 8.16과 같이 저항계수와 하중계수의 비로 표현되는 등가안전율을 산정하였다.

$$F_{LRFD} = \frac{\gamma}{\phi} \tag{8.16}$$

$$\gamma_e = \frac{\gamma_D \times (Q_D/Q_L) + \gamma_L}{(Q_D/Q_L)} \tag{8.17}$$

얕은기초의 전단파괴에 대한 극한지지력 이론식별로 하중저항계수 설계법의 등가안전율은 3.57, 부분안전계수설계법의 등가안전율은 3.46으로 나타나 허용응력설계법의 안전율 3.0보다 약 1.2배 큰 것으로 나타났다. 등가안전율 산정시 하중계수에 대한 등가하중계수를 식 8.17과 같이 산정할 경우 하중계수 값이 상대적으로 커져서 등가안전율 차이가 매우 크게 나타나기 때문에 등가하중계수를 이용하지 않고 설계법간의 최소 하중계수 값을 적용하였다. 산정된 등가안전율로부터 설계법 간의 상대적 안전여유의 크기는 허용응력설계법, 부분안전계수설계법, 하중저항계수설계법 순으로 나타났다. 이는 극한지지력 이론식들의 저항 편향계수가 λ_R = 1.042 ~ 1.312로 내재된 안전여유가 낮으며, 저항 편향계수의 변동성은 COV_R = 0.418 ~ 0.472로 불확실성이 비교적 크기 때문인 것으로 판단되며, 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법을 이용하여 얕은기초를 설계할 경우 허용응력설계법을 이용할 경우에 비하여 안전여유가 보다 확보되어야 한다는 것을 의미한다.

표 8.21 등가안전율 비교

구 분	허용응력설계법 (ASD)	하중저항계수설계법 (LRFD)	부분안전계수설계법 (PSFD)
하중계수	1	1.25	1.35
저항계수	0.33	0.35	0.39
등가안전율	F_{ASD} = 3.00	F_{LRFD} = 3.57	F_{PSFD} = 3.46

동일한 단면에 대하여 허용응력설계법, 하중저항계수 설계법 및 부분안전계수설계법을 적용하여 각 설계법에 따른 안전여유를 검토해 보았다. 설계법에 적용된 지

지력 산정식은 Terzaghi 극한지지력 공식을 공통적으로 적용하였다.

표 8.22과 8.23에서와 같이 허용응력 설계법의 경우, 최종 허용하중에 안전율 3을 적용하여 각 현장에 따라 1109.2kPa, 627.6kPa의 저항값이 산정되었고, 하중값은 110.8kPa, 146.0kPa의 값으로 나타나 각각 998.4kPa, 481.6kPa의 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

하중저항계수 설계법의 경우, 사하중과 활화중계수는 각각 1.25와 1.75를 적용하였고 저항계수(ϕ)는 본 연구에서 도출한 0.35를 적용하여 산정한 결과 총 저항 값은 각각 1187.8kPa, 665.1kPa로 나타났고, 총 하중 값은 156.7kPa, 225.9kPa로 나타나 1031.1kPa, 439.2kPa의 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

부분안전계수설계법의 경우, 문헌에 제시된 부분계수 값과 표 6.15에 제시된 부분계수를 각 확률변수에 적용하여 산출한 결과 총 저항값은 2398.7kPa, 1477.0kPa로 나타났고, 총 하중값은 2096.3kPa, 1441.1kPa으로서 302.4kPa, 35.9kPa의 안전여유 값을 갖는 것으로 나타나 하중저항계수설계법과 비교했을 때 보다 작은 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

부분안전계수설계법의 경우 문헌값을 적용한 것보다 본 연구에서 산정된 부분계수를 적용한 경우가 이용률이 더 높게 나타났으나, 산정된 계수는 민감도의 변화만큼 하중과 저항이 변한 차이기 때문에 보다 많은 데이터 확보를 통하여 국내 여건에 맞는 부분계수 산정을 통해 부분계수설계법 적용시 과다한 설계가 발생하지 않을 수 있음을 의미한다.

종합적으로 볼 때, 전체 저항력은 하중저항계수설계법, 허용응력 설계법, 부분안전계수설계법의 순으로 나타났고, 하중은 부분안전계수설계법의 경우 민감도 계수에 따른 부분계수가 1보다 작은 값으로 나타나 상대적으로 작은 값으로 산출되었으며, 하중저항계수설계법의 경우 1보다 큰 하중계수를 적용함에 따라 설계법 중 가장 큰 하중값을 보이고 있다. 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 안전여유가 유사한 경향을 나타냈고, 상대적으로 부분안전계수설계법의 안전여유가 낮게 나타났다.

각 설계법의 계수 관계에 따라 저항과 하중 값이 차이를 보이고 있으나, 본 연구에서 수행된 하중저항계수 설계법의 경우 허용응력설계법과 5% 범위 이내의 안전여유를 보이며 큰 차이는 없으나, 국내 지반 특성을 반영하여 산출된 저항계수값이

기존의 계수값보다 다소 작은 경향으로 나타나 저항력의 안전여유를 충분히 갖지 못하기 때문인 것으로 판단된다. 또한 한계상태설계법으로 전환시 기존의 허용응력 설계법에 비하여 과다설계가 발생할 수 있으므로, 다양한 케이스 스터디를 통해 국내 여건에 맞는 저항계수 및 부분계수 산정을 통한 한계상태설계법으로의 전환이 필요할 것으로 판단된다.

표 8.22 안전여유 비교(F1 현장)

구 분	허용응력설계법 (ASD)	하중저항계수설계법 (LRFD)	부분안전계수설계법 (PSFD)
저항력	1109.2	1187.8	2398.7
하중	110.8	156.7	2096.3
안전여유	998.4	1031.1	302.4

표 8.23 안전여유 비교(F4 현장)

구 분	허용응력설계법 (ASD)	하중저항계수설계법 (LRFD)	부분안전계수설계법 (PSFD)
저항력	627.6	665.1	1477.0
하중	146.0	225.9	1441.1
안전여유	481.6	439.2	35.9

8.4 연약지반개량

8.4.1 개 요

가. 검토 단면 및 개량지반의 제원

본 설계 적용 사례는 일본 沿岸技術研究センター(2008)의 "해상공사의 심층혼합처리공법 기술메뉴얼 (개정판)"에 수록된 참고자료를 이용하였으며, 검토단면도를 그림 8.9에 나타내었다. 대상지반의 원지반은 심도 28m 두께의 연약한 점성토 지반으로 상부에 중력식 안벽 기초로 심층혼합처리공법이 적용되었다. 심층혼합처리 지반은 상부 3m를 개량율 100%인 블록식 개량, 하부 25m는 개량율이 33%인 벽식 개량으로 계획되었다. 상부 구조물은 수심 DL.(-)10.0m, 계획고 DL.(+)5.0m의 단격실 케이슨 안벽으로 하부에 기초사석이 2m 두께로 포설되어있다. 배면에는 1:2 경사로 뒷채움사석과 피복층이 설치되고, 매립부지는 산토로 매립된다.

본 예제에서는 전술된 바와 같이 심층혼합처리 지반의 개량율이 33%인 벽식개량으로 계획되었으며, 장벽비(Rl) 및 단벽비(Rs) 는 각각 0.33과 0.67이다. 실내배합시험에 의한 개량체의 압축강도(q_{ul})는 3,650kN/㎡으로 가정하였다.

나. 하중 현황 및 지반반력

한계상태설계를 위하여 심층혼합처리 지반에 작용하는 상부 구조물의 하중 및 외력을 산정하여 표 8.24에 나타내었다. 심층혼합처리 지반의 하중에 의해 작용되는 지반반력은 식 8.18~식 8.19를 이용하여 편심거리는 9.25m, 최대 지반반력은 726.30 kN/m^2으로 산정되었다.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{\Sigma W_i - W_u} \tag{8.18}$$

$$t_{1,2} = \frac{\Sigma W_i + \Sigma W_d + \Sigma P_{av} + \Sigma C_{ua} - \Sigma C_{up}}{B \cdot R_i}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{8.19}$$

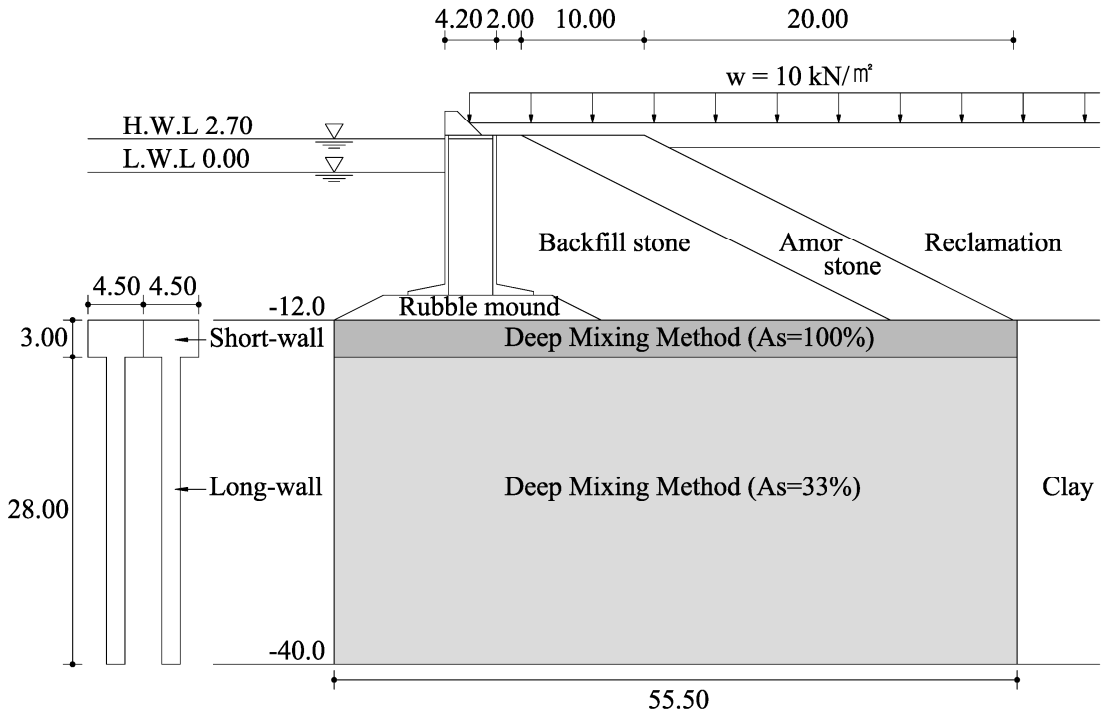


그림 8.9 Section of DMM construction (沿岸技術研究センター, 2008)

표 8.24 심층혼합처리 지반에 작용하는 공칭하중 및 모멘트

구 분		합 력 (kN/m)	작용거리 (m)	모멘트 (kN・m/m)
상 부 공	ΣW_i	8,486.78	31.40	266,497.37
상재하중		450.00	33.30	14,850.00
개량지반	W_d	3,746.25	27.75	103,958.44
미개량지반	W_u	5,577.75	27.75	154,782.56
주동토압 수평력	P_{ah}	6,017.83	15.33	92,236.55
주동토압 연직력	P_{av}	156.97	55.50	8,711.84
수동토압 수평력	P_{ph}	4,480.00	9.92	44,441.60
잔류수압	P_w	828.2	20.50	16,981.53
주동측 측면마찰력	C_{ua}	377.25	55.50	20,937.38
수동측 측면마찰력	C_{up}	377.25	0.00	0.00

다. 심층혼합처리 지반의 지반반력

심층혼합처리 지반의 하중에 의해 작용되는 지반반력은 식 8.20～식 8.22를 이용하여 다음과 같이 산정되었다.

(1) 편심거리(e)

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A - \Sigma M_{AH}}{\Sigma W_i + W_u} \tag{8.20}$$

$$= \frac{55.50}{2} - \frac{504,961.10}{18,417.75}$$

$$= 0.33\,\mathrm{m} \; < \; \frac{B}{6} = \frac{55.50}{6} = 9.25\,\mathrm{m}$$

(2) 지반반력 분포 형태

$$e < \frac{B}{6} = \frac{55.50}{6} = 9.25\,\mathrm{m}$$ 이므로 지반반력은 사각형 분포 (8.21)

(3) 지반반력(t_1, t_2)

$$t_{1,2} = \frac{\Sigma W_i + W_d + P_{av} + C_{ua} - C_{up}}{B \cdot R_l}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{8.22}$$

$$= \frac{12,840.00}{55.50 \times 0.33} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.33}{55.50}\right)$$

$$t_1 = 726.30\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$t_2 = 675.83\,\mathrm{kN/m^2}$$

8.4.2 하중저항계수설계법(LRFD)에 의한 내적안정성 평가

하중저항계수설계법에 의한 내부안정 검토는 압축응력 및 전단응력에 대한 공칭하중과 공칭저항 값에 하중계수와 저항계수를 각각 적용한 다음, 하중저항계수설계법의 기본 설계조건을 만족하는지를 검토한다. 압축응력의 저항계수는 제3절에서 산정된 $\phi = 0.44$를 적용하며, 하중계수는 해양・항만 구조물의 하중계수를 이용하였다.

가. 압축응력 검토

압축응력과 전단응력에 대한 하중과 저항값은 식 8.23과 같이 산정하며, 계산에 필요한 설계변수는 표 8.25와 같다. 공칭하중 및 공칭저항과 하중 및 저항계수가 적용된 한계상태 하중 및 저항값은 표 8.26과 같이 산정된다. 저항력과 하중의 차로 정의되는 안전여유는 385.55 kN/㎡로 평가되었으며, 한계상태를 만족하는 것으로 평가되었다.

$$Q = t_1 - P_1 = t_1 - \{K_o \Sigma (W_d \cdot h_d), \quad R = \alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot q_{ul} \tag{8.23}$$

(1) 공칭저항 및 공칭하중

$$R = \alpha\ \beta\ \lambda\ q_{ul} = 0.8 \times 0.85 \times 3{,}650 = 2{,}482.00\ \mathrm{kN/m^2} \tag{8.24}$$

$$Q = t_1 - P_1 = \{t_1 - K_0\ \Sigma(W_d \cdot h_d)\} \tag{8.25}$$

$$= 726.30 - 0.5 \times (6.0 \times 28.0) = 642.30\ \mathrm{kN/m^2}$$

(2) 한계상태 평가

$$\phi R\ = 0.44 \times 2{,}482.00 = 1{,}092.08\ \mathrm{kN/m^2} \tag{8.26}$$

$$\gamma_{QD}\, Q\ = 1.10 \times 642.30 = 706.53\ \mathrm{kN/m^2} \tag{8.27}$$

$$\phi R = 1{,}092.08\ \mathrm{kN/m^2}\ \geqq\ \gamma_{QD}\, Q\ =\ 706.53\ \mathrm{kN/m^2} \tag{8.28}$$

표 8.25 개량체 압축응력과 관련된 설계정수

설 계 정 수	공칭값
단면유효계수 (α)	0.80
개량체 중첩부의 신뢰도 계수 (β)	
개량체의 실내배합강도와 현장강도의 비 q_{uf}/q_{ul} (λ) (λ)	0.85
최대 지반반력 (t_1, kN/m)	726.30
수평토압계수 (K_0)	0.50

표 8.26 개량체 압축응력에 대한 하중 및 저항

공칭 하중 및 저항		부분계수가 적용된 하중과 저항	
Q	R	γQ	ϕR
642.30	2,482.00	706.53	1,092.08

나. 전단응력 검토

개량체의 전단응력은 그림 8.10에 나타낸 바와 같이 상부 구조물 법선 직하부의 연직면에서 산정하며, 개량체의 전단강도, 즉 저항력은 식 8.29와 같이 개량체 압축강도의 1/2로 산정한다. 전단응력 검토에 필요한 설계변수는 표 8.27에 나타내었으며, 하중 및 저항의 공칭값과 한계상태값은 표 8.28과 같이 산정되었다. 개량체 전단응력에 대한 안전여유는 448.93 kN/㎡으로 산정되어 안정한 것으로 평가되었다.

$$Q = \frac{T_i - W_i + C_{up}}{A} \quad , \quad R = \frac{1}{2}\alpha \cdot \beta \cdot \lambda \cdot q_{ul} \tag{8.29}$$

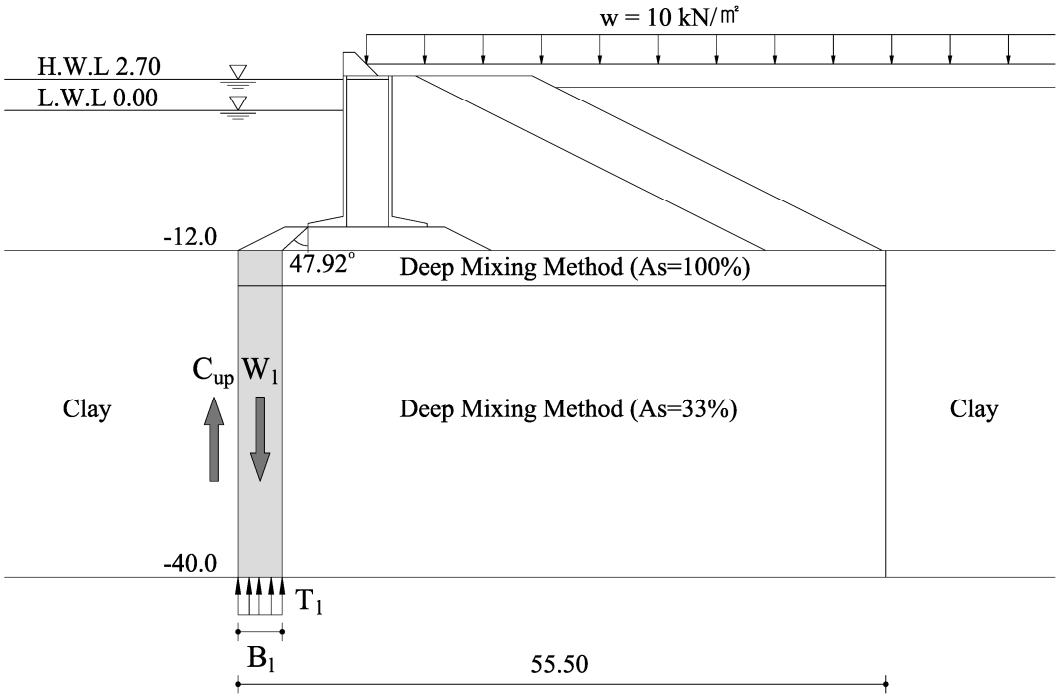


그림 8.10 Schematic diagram of long-wall shear stress

(1) 공칭저항 및 공칭하중

$$R = \frac{1}{2}\alpha\,\beta\,\lambda\,q_{ul} = \frac{1}{2}\times 0.8\times 0.85\times 3{,}650 = 1{,}241.00\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$B_l = 6.00 - 2.0\times\tan(30^\circ + 17.92^\circ) = 3.785\ \mathrm{m}$$

$$t_l = (726.30 - 675.83)\times\frac{55.50 - 3.785}{55.50} + 675.83 = 722.86\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$T_l = \frac{(t_1 + t_2)\times B_l \times L_l}{2} = \frac{(726.30 + 722.86)\times 3.785\times 1.50}{2} = 4{,}113.80\ \mathrm{kN}$$

$$W_l = 1{,}308.83\ \mathrm{kN}$$

$$C_{up} = 1{,}697.63\ \mathrm{kN}\ \ (3.122e)$$

$$A = 4.50\times 3.00 + 1.50\times 25.00 = 51.00\ \mathrm{m^2}$$

$$Q = \frac{T_l - W_l + C_{up}}{A} = \frac{4{,}113.80 - 1{,}308.83 + 1{,}697.63}{51.00} = 88.29\ \mathrm{kN/m^2}$$

(2) 한계상태 평가

$$\phi R = 0.44\times 1{,}241.000 = 546.04\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$\gamma_{QD}\,Q = 1.10\times 88.29 = 97.11\mathrm{kN/m^2}$$

$$\phi R = 546.04\ \mathrm{kN/m^2} \geqq \gamma_{QD}\,Q = 97.11\ \mathrm{kN/m^2}$$

표 8.27 개량체 전단응력과 관련된 설계정수

설 계 정 수	공칭값
Reacting force (T_l, kN/m)	4,113.80
Mass of treated soil (W_l, kN/m)	1,308.83
Cohesive force on passive side (C_{up}, kN/m)	1,697.63
Area of shear zone (A, ㎡)	51.00

표 8.28 개량체 전단응력에 대한 하중 및 저항

공칭 하중 및 저항		부분계수가 적용된 하중과 저항	
Q	R	γQ	ϕR
88.29	722.86	97.11	546.04

8.4.3 부분안전계수설계법에 의한 내적안정성 평가

가. 부분안전계수

부분안전계수설계법은 항만 및 공항 연구소(Kitazume and Nagao, 2007)에서 개발되었으며, 현재 일본에서는 항만 시설의 기술상 기준 및 동해설(日本港灣協會, 2012) 및 沿岸技術研究センター(2008)에 수록되어 있다. 부분안전계수설계법에 의한 내부안정 검토는 LRFD설계법에서와 동일한 해석단면과 조건 하에서 안전여유 및 한계상태를 평가하였다.

하중저항계수설계법에서는 전체 저항 및 하중에 저항계수와 하중계수를 적용하여 한계상태를 평가하지만 부분안전계수설계법은 각 확률변수에 부분안전계수를 적용한 다음 저항 또는 하중값에 누적시켜 한계상태를 평가하는 차이점이 있다.

부분안전계수는 식 8.30과 같이 확률변수의 목표신뢰도지수, 변동계수, 평균치 비(편향계수)를 사용하는 공통점이 있지만 확률변수의 민감도가 반영되어 안정성에 큰 영향을 미치는 확률변수에 가중치를 두어 한계상태를 평가할 수 있다.

$$\gamma_x = (1 - \alpha_x \cdot \beta_T \cdot COV_x)\mu_x / X_k \tag{8.30}$$

여기서, γ_x : 확률변수 X의 부분안전계수

α_x : 확률변수 X의 민감도 계수

β_T : 목표신뢰도지수

COV_x : 확률변수 X의 변동계수

μ_x / X_k : 확률변수 X의 평균치 비(편향계수)

일본 항만시설기준에서 심층혼합처리 지반의 압축응력과 전단응력에 관련된 부분안전계수는 목표신뢰도지수 3.0에 대하여 산정되었으며, 표 8.29와 같다.

표 8.29 개량체 압축응력 및 장벽의 전단응력에 대한 부분안전계수 (沿岸技術研究センター, 2008)

Random variables		γ	α	μ/X_k	COV
$\gamma_{q_{uc}}$	설계기준강도	0.55	-	-	-
$\gamma_{t_{1,2}}$	단지압	1.05	-0.116	1.00	0.03
γ_{W_i}	미개량지반의 단위중량	1.00	0.001	1.00	0.03
γ_{T_l}	지반반력의 합력	1.05	-0.115	1.00	0.03
γ_{W_l}	개량체 유효중량	1.00	0.005	1.00	0.03
γ_a	구조물해석계수	1.00	-	-	-

나. 압축응력 검토

부분안전계수설계법에서 압축응력에 대한 하중 및 저항은 식 8.31~8.32와 같이 각 설계변수에 부분안전계수를 곱하여 산정한다. 식 8.32에서 1-K·COV는 현장개량체의 불확실성을 고려하는 부분으로 일본의 설계기준에서는 0.67로 제안되어 있다. 하중 및 저항에 대한 부분안전계수를 적용한 한계상태값은 각각 678.62 kN/㎡, 1,076.02 kN/㎡으로 산정되었으며, 부분안전설계법에 의한 안전여유는 397.40 kN/㎡으로 한계상태를 만족하는 것으로 평가되었다.

$$Q = \gamma_a \gamma_i \{ t_1 - K_0 \Sigma (W_d \cdot h_d), \quad W_d = \gamma_{Wi} W_i , \quad t_1 = \gamma_{t_1} t_1 \tag{8.31}$$

$$R = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{q_{uc}} \cdot (1 - K \cdot COV) \cdot \lambda \cdot q_{ul} \tag{8.32}$$

(1) 저항력

$$\begin{aligned} R &= \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \\ &= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{q_{uc}} \cdot q_{uc} \\ &= \alpha \, \beta \, \gamma_{q_{uc}} (1 - K \cdot COV) \lambda \, q_{ul} \\ &= 0.8 \times 0.55 \times (1 - 1.00 \times 0.33) \times 1.00 \times 3{,}650 \\ &= 1{,}076.02 \ \mathrm{kN/m^2} \end{aligned}$$

(2) 하 중

$$Q = \gamma_a \gamma_i \{ t_{1,2} - K_0 \Sigma (W_d \cdot h_d) \}$$

$W_d = \gamma_{W_i} W_i = 1.00 \times 6.00 = 6.00\,kN/m^2$

$K_0 \Sigma(W_d \cdot h_d) = 0.50 \times (6.00 \times 28.00) = 84.00\,kN/m^2$

$t_1 = \gamma_{t_1} t_1 = 1.05 \times 726.30 = 762.62\,kN/m^2$

$Q = 1.00 \times 1.00 \times (762.62 - 84.00) = 678.62\,kN/m^2$

(3) 한계상태 평가

$R = 1{,}076.02\,kN/m^2 \geqq Q = 678.62\,kN/m^2$

다. 전단응력 검토

부분안전계수가 적용된 전단응력의 하중 및 저항은 식 8.33~8.34와 같이 산정하였다. 부분안전계수가 적용된 한계상태값은 각각 92.32 kN/㎡, 538.01 kN/㎡으로 산정되었으며, 전단응력에 대한 안전여유는 445.69kN/㎡로 한계상태를 충분히 만족하는 것으로 평가되었다.

$$Q = \gamma_a \gamma_i \left(\frac{T_{ld} - W_{ld} + C_{upd}}{A} \right), \quad T_{ld} = \gamma_{T_l} T_l \,, \qquad (8.33)$$

$$W_{ld} = \gamma_{W_l} W_l \,, \quad C_{upd} = \gamma_{c_{up}} C_{up}$$

$$R = \frac{1}{2} \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_{q_{uc}} \cdot (1 - K \cdot COV) \cdot \lambda \cdot q_{ul} \qquad (8.34)$$

8.4.4 내적안정성에 대한 한계상태설계법 적용성 검토

가. 하중 및 저항계수에 따른 안전여유 비교

심층혼합처리 지반의 내부안정에 가장 큰 영향을 미치는 압축강도에 대한 LRFD의 저항계수가 0.44이며, 부분안전계수설계법에서 부분계수는 0.55이므로 직관적으로는 LRFD의 안전여유가 다소 낮을 것으로 예상된다. 그러나 일본의 부분안전계수설계법에서는 현장 개량체의 불확실성을 고려하는 1-K·COV 항을 부분안전계수에 포함시키지 않은 채 한계상태식을 구성하였다. 따라서 개량체 압축강도에 대한 불

확실성이 부분안전계수에 포함되어 하중저항계수설계법의 저항계수와 등가인 부분계수를 재산정 해보면, 부분계수는 0.37이 되므로 LRFD의 저항계수보다 약 16% 정도 낮다. 반면, LRFD에서는 하중계수를 1.10로 적용하고 있으나, 부분안전계수설계법에서는 안정성에 가장 큰 영향을 미치며 하중계수 역할을 하고 있는 단지압과 지반반력의 부분안전계수를 1.15로 적용하고 있어 LRFD의 하중계수보다 크다.

허용응력설계법, LRFD와 부분안전계수설계법 등의 한계상태설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교하기 위하여 저항계수와 하중계수의 비, 즉 한계상태설계법의 등가 안전율(FS=γ/ϕ)을 산정하였다. 허용응력설계법에서는 안전율을 저항계수로 간주하였다. LRFD에서는 하중계수에 따라 등가 안전율이 좌우되며, 부분안전계수설계법에서는 각 확률변수에 부분안전계수를 적용하기 때문에 직접적으로 비교하기 어려우나, 하중계수 범위를 기준으로 등가 안전율을 산정하여 표 8.30에 나타내었다.

표 8.30 심층혼합처리 지반의 내적안정에 대한 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법의 등가안전율 비교

설 계 법	하중계수(γ)	저항계수(ϕ)	등가안전율
ASD	1.00	0.33	FS_{ASD} = 3.00
LRFD	1.10～1.30	0.44	FS_{LRFD} = 2.75～2.95
PSFD*	1.00～1.05	0.37	FS_{PSFD} = 2.70～2.84

*: Partial safety factor design

산정된 등가 안전율로부터 세 가지 설계법 간의 상대적인 안전여유는 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수법 순으로 크게 나타났다. 허용응력설계법과 한계상태설계법 간의 등가 안전율의 차이가 10% 이내로 비교적 적으므로 현재 제안된 한계상태설계법은 허용응력설계법의 안전성 수준과 큰 차이를 보이지 않는 것으로 평가된다.

나. 한계상태설계법에 의한 내부안정성 검토 비교

세 가지 설계법 간의 상대적인 안전여유를 비교하기 위하여 심층혼합처리 지반의 내부안정 검토 결과를 정리하고, 안전율, 하중 및 저항계수 등의 계수가 적용된

안전여유를 비교하였다(표 8.31~8.32).

압축응력 및 전단응력 검토 시 허용응력설계법의 안전여유는 한계상태설계법의 안전여유에 비해 높은 것으로 나타났으며, LRFD와 부분안전계수설계법에 의해 산정된 안전여유에는 거의 유사한 것으로 나타났다. LRFD에서는 저항력이 다소 크게 산정되고 하중은 부분안전계수설계법보다 작게 산정되는 것으로 나타났다. 이는 두 한계상태설계법에서 저항계수 및 하중계수의 차이가 서로 상쇄되어 안전여유가 거의 동일해지는 결과를 가져온 것으로 판단된다.

표 8.31 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법을 이용한 압축응력 비교

구 분	허용응력설계법	하중저항계수설계법	부분안전계수설계법
하 중 (kN/㎡)	1,926.90	706.53	678.62
저 항 (kN/㎡)	2,482.00	1,092.08	1,076.02
안전여유 (kN/㎡)	555.10	385.55	397.40
이용률 (%)	77.6	64.7	63.1

표 8.32 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법을 이용한 전단응력 비교

구 분	허용응력설계법	하중저항계수설계법	부분안전계수설계법
하 중 (kN/㎡)	264.84	97.11	92.32
저 항 (kN/㎡)	1,241.00	546.04	538.01
안전여유 (kN/㎡)	976.13	448.93	445.69
이용률	21.3	17.8	17.2

8.5 옹벽

8.5.1 설계제원

본 검토에 적용된 옹벽은 그림 8.11과 같은 역 T형 옹벽으로, 높이(H)=3.0m, 저판길이(B)=2.0m, 배면성토는 수평인 단면이며, 설계정수는 표 8.33과 같다.

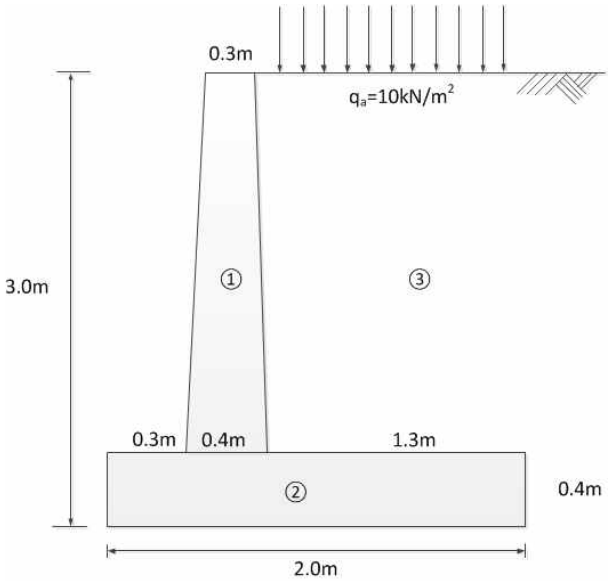


그림 8.11 검토 옹벽 단면

표 8.33 검토 옹벽 단면의 적용된 설계정수

뒷채움 토사			콘크리트	
배면경사	단위중량(γ_t)	내부마찰각(ϕ)	단위중량(γ_c)	흙과의 마찰(μ)
수평	19.0 kN/m3	30°	24.5 Mpa	0.5

옹벽에 작용하는 하중 및 모멘트를 계산하면 표 8.34와 같으며, 작용 토압은 표 8.35와 같다.

표 8.34 하중 및 모멘트 계산 결과

구분	하중(W, kN/m)	저항 모멘트(M_r, kNm/m)
콘크리트 자중	$W_1 = (0.3+0.4)\times 2.6\times\frac{1}{2}\times 24.5 = 22.30$	$M_{r_1} = 22.30\times 0.5 = 11.15$
	$W_2 = 2\times 0.4\times 24.5 = 19.6$	$M_{r_2} = 19.6\times 1 = 19.6$
성토재 자중	$W_3 = (1.3+1.348)\times 2.6\times\frac{1}{2}\times 19 = 65.4$	$M_{r_3} = 65.4\times 1.326 = 86.73$
상재 하중	$q_a = 10\times 1.348 = 13.48$	$M_{r_4} = 13.48\times 1.326 = 17.87$
소 계	$W = W_1 + W_2 + W_3 + q_a = 120.78$	$M_r = M_{r1} + M_{r2} + M_{r3} + M_{r4} = 135.35$

표 8.35 토압 계산 결과

구분	수평력(Pa, kN/m)	전도 모멘트(M_o, kNm/m)
주동 토압	주동토압계수 $K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1}{3}$ $P_{a1} = \frac{1}{2}\times\gamma_t\times H^2\times K_a = \frac{1}{2}\times 19\times 3^2\times\frac{1}{3}$ $= 28.5$	$M_{O_1} = 28.5\times 1 = 28.5$
상재 하중에 의한 토압	$P_{a2} = q_a\times H\times K_a = 10\times 3\times\frac{1}{3} = 10$	$M_{O_2} = 10\times 1.5 = 15$
합계	$P_a = P_{a1} + P_{a2} = 38.5$	$M_O = M_{O1} + M_{O2} = 43.5$

8.5.2 허용응력설계법을 이용한 검토

표 8.34와 표 8.35의 결과를 이용하여 허용응력설계법을 통해 활동과 전도에 대한 안정 검토를 실시결과를 정리하면 표 8.36과 같다.

표 8.36 허용응력설계법을 이용한 안정검토 결과

활동(기준안전율 F.S ≥ 1.5)	전도(기준안전율 F.S ≥ 2.0)
$FS = \frac{W \times \tan\delta}{P_a}$ $= \frac{120.78 \times 0.5}{38.5}$ $= 1.568 > 1.5$	$F_S = \frac{M_r}{M_O} = \frac{135.35}{43.5} = 3.11 > 2.0$ $e = \frac{B}{2} - x < \frac{B}{6}$ $x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d} = \frac{(135.35 - 43.5)}{120.78} = 0.76\,m$ $e = 1 - 0.76 = 0.24\,m < 0.333\,m$

8.5.3 Load Resistance Factor Design(AASHTO 기준)

가. 하중계수 및 하중 조합

AASHTO LRFD의 하중계수를 기준으로 옹벽의 활동과 전도 검토시에는 Strength-1의 하중조합을 이용하며, 이에 따른 하중계수 및 하중 조합은 표 8.37과 같다. 또한 이를 표 8.34, 표 8.35의 결과를 식 8.35~8.37을 이용하여 하중을 산정하면 결과는 표 8.38, 표 8.39와 같다.

표 8.37 하중계수(AASHTO LRFD Bridge, 2012)

하중조합		하중계수			
		γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{EH}	γ_{LS}
Strength-I	Max	1.25	1.35	1.5	1.75
	Min	0.9	1.0	0.9	

$$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i q_i \tag{8.35}$$

여기서, η_i : 하중수정계수

- 최대하중계수가 적용되는 하중의 경우 $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$
- 최소하중계수가 적용되는 하중의 경우 $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$

q_i : 하중 또는 하중효과

γ_i : 하중계수

$$Q_V = \eta[(\gamma_{DC} \times DC) + (\gamma_{EV} \times EV) + (\gamma_{LS} \times LS)] \quad (8.36)$$

$$Q_H = \eta[(\gamma_{EH} \times EH) + (\gamma_{LS} \times LS_H)] \quad (8.37)$$

표 8.38 하중 조합 결과 (kN/m, kNm)

구분			DC		EV	LS_V	EH	LS_H
			W_1	W_2	W_3	q_a	P_{a1}	P_{a2}
load (kN/m)	unfactor		22.30	19.6	65.4	13.48	28.5	10
	Strength-I	max	27.88	24.5	88.29	23.59	42.75	17.5
		min	20.07	17.64	65.4		25.65	
Moment (kNm/m)	unfactor		11.15	19.6	86.73	17.87	28.5	15
	Strength-I	max	13.94	24.5	112.75	31.27	42.75	26.25
		min	10.04	17.64	86.73		25.65	

표 8.39 하중(Q) 산정 결과 (kN/m)

하중조합		역 T형	
		Q_V	Q_H
unfactor		120.78	38.5
Strength-I	Max	156.05	60.25
	Min	126.7	43.15

나. 저항계수

옹벽의 저항계수는 얕은기초의 저항계수와 동일하게 적용되므로, 본 검토에서는 “사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트”의 조건으로 가정하여 저항계수 ϕ_τ = 0.8로 선정하였다.

표 8.40 얕은 기초의 극한한계상태에 대한 저항계수(AASHTO LRFD 2012)

방법/흙/조건			저항계수
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50~0.60
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.45
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.35
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45~0.55
		암반위에 설치된 기초	0.60
		평판재하시험	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.80~0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	1.00
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50
전체 안정성		지반의 강도정수가 양호하고, 사면에 보강 구조물이 없는 경우	0.85
		지반의 강도정수가 한정된 데이터에 근거하고, 사면 보강 구조물이 있는 경우	0.65

다. 검토결과

(1) 활동 검토 결과

식 8.38을 이용하여 활동에 대한 검토를 실시하였으며, 결과는 표 8.41과 같다. 본 검토에서는 수동토압은 무시하여 검토하였다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \tag{8.38}$$

여기서, ϕ_τ = 표 8.40에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = 표 8.40에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

표 8.41 활동 검토 결과 (kN/m)

하중조합		Q_H	Q_R
Strength-I	Max	60.25	< 87.41
	Min	43.15	< 70.97

(2) 전도 검토 결과

AASHTO LRFD에서는 전도에 대한 안정 검토시 외력의 합력이 $\frac{B}{4}$이내에 작용하도록 한다. 검토결과는 표 8.42와 같다.

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{4} \tag{8.39}$$

여기서, e : 합력의 편심거리

x : 작용점($x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d}$)

B : 저판 폭(=2.0m)

표 8.42 전도 검토 결과

하중조합		M_o(kNm/m)	M_r(kNm/m)	e(m)
Strength-I	Max	69	182.46	0.27
	Min	51.9	145.68	0.26

8.5.4 Limit State Design(Eurocode7)

가. Design Approach 및 부분계수

옹벽 검토시 Eurocode7에서는 Design Approach 1, Combination 2를 적용한다. 이에 따른 부분계수는 표 8.43와 같으며, 이를 표 8.41, 표 8.42의 계산 결과에 적용하면 표 8.44와 같이 정리된다.

표 8.43 Design Approach 1의 부분계수 값(Decoding Eurocode7, 2008)

Design Approach 1			Combination 1			Combination 2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Permanent action(G)	Unfavourable	γ_G	1.35			1.0		
	Favourable	$\gamma_{G.fav}$	1.0			1.0		
Variable action(Q)	Unfavourable	γ_Q	1.5			1.3		
	Favourable	$\gamma_{Q.fav}$	0			0		
Coeff. pf shearing resistance($\tan\phi$)		γ_ϕ		1.0			1.25	
Effective cohesion(c')		$\gamma_{c'}$		1.0			1.25	
Undrained strength(c_u)		γ_{cu}		1.0			1.4	
Unconfined compressive strength(q_u)		γ_{qu}		1.0			1.4	
Weigth density(γ)		γ_γ		1.0			1.0	
Resistance(R)		γ_R			1.0			1.0

표 8.44 부분계수 적용 결과(A2, M2) (kN/m, kNm/m)

구분		부분계수 적용 결과
A2	콘크리트 자중 (γ_{Gfav}=γ_G=1.0)	$W_1 \times \gamma_G = 22.30 \times 1.0 = 22.30$ $W_2 \times \gamma_G = 19.6 \times 1.0 = 19.6$ $M_{r1} = 22.30 \times 0.5 = 11.15$ $M_{r2} = 19.6 \times 1.0 = 19.6$
	성토재 자중 (γ_{Gfav}=γ_G=1.0)	$W_3 \times \gamma_G = 65.4 \times 1.0 = 65.4$ $M_{r3} = 65.4 \times 1.326 = 86.72$
	상재 하중 (γ_{Qfav}=0, γ_Q=1.3)	$q_a \times \gamma_Q = 13.48 \times 1.3 = 17.52$ $M_{raq} = 17.52 \times 1.326 = 23.23$
	주동토압 및 모멘트	$K_a = \frac{1-\sin\phi_d}{1+\sin\phi_d} = 0.409$ $P_a = \frac{\gamma_G \times K_a \times \gamma_t \times H^2}{2} = 34.97$ $P_{aq} = \gamma_Q \times K_a \times q \times H = 15.95$ $M_o = P_a \times \frac{H}{3} + P_{aq} \times \frac{H}{2} = 58.90$
M2	내부마찰각	$\phi_d = \tan'\left(\frac{\tan\phi}{\gamma_\phi}\right) = \tan'\left(\frac{\tan 30}{1.25}\right) = 24.79^\circ$
	옹벽저판 마찰각	$\delta_d = \tan'\left(\frac{\tan 26.6}{\gamma_\phi}\right) = \tan'\left(\frac{\tan 26.6}{1.25}\right) = 21.83^\circ$

나. 활동 검토 결과

식 8.40, 8.41을 이용하여 활동에 대한 검토결과는 표 8.45와 같다.

$$H_d = P_a + P_{aq} \tag{8.40}$$

$$H_{Rd} = \frac{V_d \times \tan\delta_d}{\gamma_{Rh}} > H_d \tag{8.41}$$

표 8.45 활동 검토 결과 (kN/m)

구분		H_d	H_{Rd}
Design Approach - 1 Combination 2	Favourable	50.92	42.98
	Unfavourable		50.00

다. 전도 검토 결과

Eurocode7에서의 편심검토는 허용응력설계법과 동일하게 외력의 합력이 $\frac{B}{6}$이내에 작용하도록 한다. 식 8.42를 이용한 편심거리 검토 결과는 표 8.46과 같다.

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6} \tag{8.42}$$

여기서, e : 합력의 편심거리

x : 작용점($x = \frac{(M_r - M_o)}{V_d}$)

B: 저판 폭(=2.0m)

표 8.46 전도 검토 결과

구분		M_o(kNm/m)	M_r(kNm/m)	e(m)
Design Approach - 1 Combination 2	Favourable	58.90	117.47	0.45
	Unfavourable		140.7	0.34

8.5.5 비교 검토

그림 8.11의 역T형 옹벽에 대해 허용응력설계법, AASHTO LRFD, Eurocode7의 Limit State Design을 적용하여 검토한 결과를 정리하면, 표 8.47과 같다. 허용응력 설계법과의 비교를 위해 안전율의 역수로 별도 표기하였다.

표 8.47 검토 결과 비교

구분	허용응력설계법		AASHTO LRFD		Eurocode7	
	Factor of Safety	Satisfactory (1/F.S)	Com.	Satisfactory ($\frac{Q_H}{Q_R}, \frac{M_o}{M_r}, \leq 100\%$)	DA-1 Com-2	Satisfactory ($\frac{H_d}{H_{Rd}}, \frac{M_o}{M_r}, \leq 100\%$)
활동	F.S = 1.57 (≥1.5)	63.69%	Strength-1 (max)	68.93%	Fav.	118.47%
			Strength-1 (min)	60.80%	Unfav.	101.84%
전도	F.S = 3.11 (≥2.0)	32.15%	Strength-1 (max)	37.82% (e=0.27)	Fav.	50.14% (e=0.45)
			Strength-1 (min)	35.63% (e=0.26)	Unfav.	41.86% (e=0.34)

상기 표 8.47를 살펴보면, 허용응력설계법과 AASHTO LRFD의 결과는 큰 차이가 없는 것으로 나타났으나, Eurocode의 경우 활동 검토에서 Satisfactory 100%를 초과하였으며, 전도 검토에서는 편심거리가 기준치인 $\frac{B}{6}$(=0.33m)보다 크게 나타나 한계상태설계에 만족하지 않는 것으로 검토되었다.

제 9 장 한계상태설계의 채택을 위한 제언

하중저항계수설계법(LRFD)은 하중 및 저항에 대한 실험적, 경험적 이론식에 내재된 안전여유와 변동성으로부터 불확실성을 평가하고 목표신뢰도수준을 만족하도록 하중과 저항에 각각 전체 부분계수를 보정 및 적용하여 한계상태를 평가하는 설계법이다. 이와 달리 부분안전계수설계법(PSFD)은 하중과 저항의 민감도계수 및 변동계수와 같은 통계적 특성과 목표신뢰도지수를 이용하여 보정된 각 설계변수별 부분안전계수를 이용하여 한계상태를 평가하는 설계법이다. 따라서 구조물 기초 분야에 한계상태설계법을 도입하고자 하는 우리나라는 하중저항계수설계법 뿐만 아니라 유럽에서 사용되고 있는 부분안전계수설계법과의 장단점 및 차이점을 충분히 이해하고, 그 적용성을 평가할 필요가 있다. 본 장에서는 한계상태설계법의 부분계수 보정방법과 국내 기술적 여건, 구조물 기초의 한계상태설계 적용성 분석 결과, 해외 설계기준 현황 등을 종합적으로 분석함으로써 국내 구조물 기초의 한계상태설계법 채택을 위한 방향을 제시하고자 하였다.

9.1 한계상태설계법의 부분계수 보정과 기술적 측면

하중저항계수설계법의 저항계수 보정에는 저항편향계수, 저항편향계수의 변동계수, 목표신뢰도지수가 필요하며, 부분안전계수설계법의 부분안전계수 보정에는 각 설계변수의 민감도와 변동계수, 목표신뢰도지수, 평균치비가 필요하다.

하중저항계수설계법에서 저항편향계수를 산정하기 위해서는 구조물 기초의 정재하시험, 평판재하시험, 개량체 일축압축강도시험 등을 통한 실제 저항력이 측정되어야 하며, 저항편향계수에 대한 통계학적 분석으로 변동계수를 산정하여야 한다. 부분안전계수설계법에서도 저항편향계수와 유사한 개념으로 구조물 기초의 안정성과 관련된 설계변수의 통계학적 분석을 통하여 설계변수의 변동계수, 특성값과 평균값의 비로 정의되는 평균치비가 필요하며, 기초의 안정성에 영향을 미치는 정도를 일계신뢰성해석으로부터 산정한 민감도계수가 필요하다. 또한 두 가지 한계상태설계법에서는 기존 구조물 기초의 안전여유를 확보하고, 목표신뢰도지수 결정에 참고할 수 있도록 공통적으로 설계 및 시공사례에 대한 신뢰성해석이 요구된다.

하중저항계수설계법을 도입하고 있는 북미지역의 한계상태설계기준 개정과정을

살펴보면, 기존 설계기준과 실제 구조물 기초 간의 통계학적인 안전여유를 규정할 수 있는 저항편향계수를 결정하기 위한 실측 저항력 데이터의 수집과 통계학적 분석에 가장 많은 연구가 집중되고 있으며, 설계기준에 수록된 저항계수를 보정하는 과정을 관련 기술자들이 검토하고 확인할 수 있도록 미국 도로안전시설기준인 국가도로연구 프로그램(NCHRP)에서 연구자료를 공개하고 있다. 특히 깊은기초와 얕은기초 분야에서는 상당한 양의 데이터베이스를 구축하여 설계기준이 확립되고 있는 단계이며, 향후 추가적인 데이터베이스를 구축하여 저항계수를 업데이트하는 과정이 남아있는 정도이다.

이에 반해 부분안전계수설계법을 채택하고 있는 유럽지역의 한계상태설계기준은 설계기준에 수록된 부분안전계수의 보정과정을 나타낸 학술지 또는 연구보고서를 찾아볼 수 없으며, 유럽지역에서 최초로 부분안전계수설계법을 이용해 오던 덴마크의 한계상태설계기준을 현재 설계기준에 맞추어 수정한 것으로 추정되고, Eurocode 설계기준 부록에 “오랜 경험과 설계를 바탕으로 안전율 또는 경험적 방법에 의해 보정되었다”는 불분명한 해설이 존재할 뿐이다. 또한 앞으로 각 설계변수에 대한 LEVEL-Ⅲ 수준의 신뢰성해석을 통하여 부분안전계수를 보정할 것을 예고하고 있으며, 이를 유럽의 기술경쟁력으로 삼고 있는 점을 감안한다면 설계기준의 개정과정을 알아내기는 더욱 어려워질 것으로 전망된다. 특히 지반정수의 부분안전계수는 비배수전단강도, 내부마찰각 등의 적용범위 조차 언급되지 않아 이를 국내 지반특성에 맞도록 수정하는 것은 불가능에 가까운 상황이다.

따라서 국내 구조물기초 설계기준이 한계상태설계법으로 단기간 내에 전환되기 위해서는 한계상태설계법의 부분계수의 보정 과정이 비교적 명확하고, 현재 시험시공 및 시공 후 확인조사로 상시 수행되어 정재하시험, 평판재하시험, 개량체 압축강도시험 등의 실측 저항력을 데이터베이스로 구축하기 쉬운 하중저항계수설계법을 우선적으로 도입하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

그리고 현재 국내 지반조사 자료가 국토해양부 예규 2009-103호 「지반조사 성과 전산화 및 활용에 관한 지침」에 의거하여 국토해양부에서 발주되는 기본 및 실시설계 단계에서 수행되는 지반조사 결과를 국토지반정보 통합 DB센터에 지반조사 종료 후 1개월 이내에 입력하도록 규정하고 있으므로 이를 효과적으로 활용할 수 있는 방안이 마련된다면 점진적으로 Eurocode7과 같은 형태의 부분안전계수설계법을 도입할 수 있을 것으로 기대된다.

9.2 한계상태설계의 적용성 측면

본 구조물기초 설계기준의 표준화 지침(안) 제8장에서는 국내·외 구조물 기초의 설계 및 시공사례에 대한 허용응력설계(ASD), 하중저항계수설계(LRFD), 부분안전계수설계(PSFD)를 각각 수행하고, 한계상태설계과정을 나타내고, 각 설계법 간의 상대적인 안전여유와 이용률을 비교하여 나타내었다. 본 절에서는 현행 허용응력설계법과의 안전여유와 각 한계상태설계법에 대한 기술자들의 숙련도와 편의성을 분석하여 구조물 기초 한계상태설계법을 선택하는데 기초자료로 활용하고자 한다.

9.2.1 한계상태설계 과정

허용응력설계(ASD)는 설계 이론식 의해 산정된 구조물 기초의 공칭저항(R_n)을 산정하고 기준안전율(F_s)로 나눈 허용 저항력이 작용하중 이상이 되는지를 확인함으로써 안정성을 평가하고 있다. 하중저항계수설계법에서는 설계 이론식으로부터 얻어진 공칭저항(R_n)에 저항계수(ϕ)를 곱하여 산정된 설계저항(R_d)이 작용하중(Q_D, Q_L)에 하중계수(γ_{QD}, γ_{QL})를 곱하여 산정된 설계하중(E_d) 이상일 경우에 안정성이 확보된 것으로 평가한다. 부분안전계수설계법에서는 단위중량, 비배수전단강도, 내부마찰각 등 각 재료의 특성값(X_k)을 부분안전계수(γ_M)로 나눈 재료의 설계 특성값(X_d)을 지지력 이론식에 대입하여 설계저항(R_d)을 산정하고, 각 작용하중에 부분안전계수를 곱하여 산정된 설계하중(E_d) 이상인지를 확인함으로써 안정성을 평가한다.

이와 같이 하중저항계수설계법에서는 허용응력설계 과정에서 안전율을 저항계수로 변경하고, 하중에 하중계수를 도입하는 두 단계의 설계과정이 추가된다. 그러나 부분안전계수설계법은 하중에 하중과 관련된 부분계수 뿐만 아니라 각 설계변수를 부분안전계수로 나누어 설계 이론식에 대입하여 설계저항을 산정하는 여러 단계의 설계과정이 추가된다.

또한 부분안전계수설계법은 지반조사 결과로부터 얻어진 지반정수 값들에 대하여 각 지반정수별로 통계학적 분석을 수행하여 특성값을 결정하는 과정을 요구한다. 이는 기존의 설계자들은 통계학적 지식을 새로이 습득하여야 하며, 대학과정에서 지반특성화를 위한 통계적 방법론이 교육되어야 함을 의미한다. Eurocode 해설서(Simpson and Driscoll, 1998)에 “통계의 사용은 지반공학 분야에서 관련 경험과

교육을 받은 일부 설계자들만이 활용할 수 있는 높은 수준의 통계학적 기술을 요구한다."라는 문구에서도 찾아볼 수 있다.

9.2.2 깊은기초의 한계상태설계

깊은기초에서는 국내 항타강관말뚝이 시공된 교량기초를 대상으로 허용응력설계 및 한계상태설계가 수행되었으며, 설계하중(E_d)과 설계저항(R_d)의 비로 정의되는 이용률은 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법의 순으로 산정되었다. 하중저항계수설계법은 허용응력설계법에 비하여 이용률(설계비율)이 약 6 ~ 12% 낮게 평가되어 보다 경제적인 시공이 가능해짐을 확인하였다. 부분안전계수설계법은 하중저항계수설계법에 비해 대부분 이용률이 15 ~ 40% 정도 낮게 평가되었으나, 지지력 공식의 신뢰도를 제대로 반영하지 못하는 문제점이 발견되어 깊은기초 설계 시 적용성이 낮은 것으로 분석되었다.

9.2.3 얕은기초의 한계상태설계

얕은기초에서는 국내 풍화토지반에 시공된 기초를 대상으로 대표 단면에 대한 허용응력설계와 하중저항계수설계, 부분안전계수설계를 각각 수행하였다. 연구를 통해 산정된 저항계수를 이용해 하중저항계수설계법에 적용하고, 또한 연구를 통해 산정된 민감도 계수를 활용하여 국내 여건이 적용된 부분안전계수를 이용하여 부분안전계수설계법에 적용하였다. 대표 단면에 대하여 각 설계법을 비교한 결과 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 안전여유가 유사하게 나타났고, 상대적으로 부분안전계수설계법은 안전여유가 낮게 평가되었다. 이는 국내 데이터에 대한 통계분석을 통하여 얻어진 저항통계값을 이용하여 부분안전계수를 보정하였기 때문에 기존의 유로코드에서 제시하고 있는 부분안전계수보다 저항측 값이 상대적으로 크게 나타났기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 앞서 기술적 측면에서 명시한 바와 같이 부분안전계수 보정과정을 보다 명확히 이해하고 이에 대하여 국내 여건에 맞는 부분안전계수의 보정이 필요할 것으로 판단된다.

9.2.4 연약지반개량 기초의 한계상태설계

심층혼합처리공법에 의한 연약지반개량 기초에서는 일본 沿岸技術研究センター(2008)의 "해상공사의 심층혼합처리공법 기술메뉴얼 (개정판)"에 수록된 설계사례를 이용하여 허용응력설계 및 한계상태설계를 수행하였다. 심층혼합처리지반의 주요 파괴모드인 내부안정(압축응력 및 전단응력)에 대한 설계 결과, 이용률은 허용응력 설계법이 가장 크며, 검토 시 허용응력설계법의 이용률은 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법의 이용률에 비해 약 20 ~ 24 % 높은 것으로 평가되었으며, 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법에 의해 산정된 이용률은 거의 유사한 것으로 나타났다. LRFD에서는 저항력이 다소 크게 산정되고 하중은 부분안전계수설계법보다 작게 산정되는 것으로 나타났다. 이는 두 한계상태설계법에서 저항계수 및 하중계수의 차이가 서로 상쇄되어 안전여유가 거의 동일해지는 결과를 가져온 것으로 판단된다. 이는 심층혼합처리공법에 의한 연약지반개량 기초의 설계기준이 한계상태설계법으로 전환될 경우, 허용응력설계에 비하여 안전여유를 다소 확보할 수 있다는 것을 의미한다. 그러나 일반적으로 구조물 기초로 이용되는 심층혼합처리공법의 개량형식은 벽식 또는 블록식이 이용되므로 약간의 안전 여유를 확보하였다 하더라도 개량율을 현저히 낮출 수 없으므로 경제성을 확보할 수 있다는 의미는 아니다.

본 구조물기초 설계기준의 표준화 지침(안)에 수록되지 않았으나, 구조물기초 설계기준 표준화 방안 연구보고서에서는 심층혼합처리공법 외에 쇄석다짐말뚝공법에 의한 연약지반개량 기초에 관한 한계상태설계 결과를 나타내었다. 쇄석다짐말뚝이 시공된 국내외 6개소에 대한 허용응력설계 및 한계상태설계를 수행한 결과, 이용률은 부분안전계수설계법, 하중저항계수설계법, 허용응력설계법의 순으로 나타나 심층혼합처리공법과는 다른 경향을 보였다. 또한 한계상태설계법의 안정성 및 신뢰성이 확보되는 안전율, 즉 하중저항계수설계법과 부분안전계수설계법의 안전여유가 0 이상이 되는 안전율은 각각 2.6, 3.4로 추정할 수 있으며, 현재 허용응력설계법의 기준안전율보다 130% ~ 170% 정도의 안전율이 상향되어야 할 것으로 예상되었다. 부분안전계수설계법의 등가안전율이 크게 산정된 이유는 쇄석다짐말뚝의 안정성에 가장 큰 영향을 미치는 원지반 점토의 비배수 전단강도의 부분안전계수가 Eurocode 및 일본의 한계상태설계법의 부분계수보다 1.2~1.8배 정도 크게 보정되

었기 때문이며, 이를 감안하면 하중저항계수설계법과 유사한 결과를 얻을 수 있다.

이를 종합해보면, 연약지반개량 기초의 설계기준을 한계상태설계법으로 전환할 경우에는 심층혼합처리공법은 현행 허용응력설계법보다 안전여유를 다소 확보할 수 있지만, 쇄석다짐말뚝공법은 현행 허용응력설계법의 안전여유보다 상향되어야 할 것으로 분석되었다. 그리고 하중저항계수설계법 및 부분안전계수설계법 간의 안전여유는 유사하나, 설계자의 설계기준 전환에 따른 적응성 측면에서는 안전율 대신에 하중계수와 저항계수를 사용하는 하중저항계수설계법이 유리한 것으로 판단된다.

9.2.5 옹벽의 한계상태설계

옹벽 구조물에 대한 허용응력설계 및 한계상태설계는 국토교통부에서 발간된 도로옹벽 표준도의 역 T형 옹벽에 대하여 활동 및 전도에 대한 안정성 검토가 수행되었다. 활동 및 전도에 대한 허용응력설계법의 이용률과 하중저항계수설계법의 이용률은 유사하게 평가되었으나, 부분안전계수설계법의 이용률은 비교적 큰 차이를 보이며 높게 나타났다. 이는 부분안전계수설계법의 재료에 대한 부분안전계수의 영향으로 분석되었으며, 국내의 옹벽 표준도를 기준으로 한계상태설계를 적용할 경우에는 부분안전계수설계법보다는 하중저항계수설계법이 상대적으로 적합한 것으로 검토되었다.

9.2.6 소 결

상기 설명한 절에서는 국내 구조물 기초의 한계상태설계법 도입을 위하여 한계상태설계의 과정과 구조물 기초별 허용응력설계 및 한계상태설계 결과를 비교·검토하였다. 한계상태설계 과정에서는 설계의 복잡성과 설계자들의 적응성 측면에서 하중저항계수설계법이 우위를 보였다. 깊은기초와 얕은기초, 심층혼합처리공법을 이용한 연약지반개량 기초, 옹벽의 하중저항계수설계 결과는 현행 허용응력설계법과 유사한 안전여유를 보이는 것으로 분석되었다.

깊은기초에서 부분안전계수설계법은 다른 두 가지 설계법보다 안전여유가 많아 보다 경제적인 설계가 가능하였으나 지지력 이론식의 신뢰도를 반영하지 못하는 문

제점이 발견되었고, 얕은기초와 연약지반개량 기초, 옹벽에서는 현행 허용응력설계법보다 보수적인 설계가 이루어져야 할 것으로 분석되었다. 따라서 현행 설계법의 안전여유와 각 한계상태설계법에 대한 기술자들의 숙련도와 편의성 측면을 고려한다면 국내 한계상태설계법에는 하중저항계수설계법이 적합한 것으로 판단된다.

9.3 국제 설계기준 현황 측면

9.3.1 국제 설계기준 현황

구조물기초 설계기준 표준화 방안 연구보고서 제2장 제3절에서 국제 설계기준 현황을 상세히 분석한 바 있으며, 본 절에서는 국제 설계기준 현황과 국내 건설업체의 해외 진출현황과 비교하여 구조물 기초의 한계상태설계법이 나아갈 방향에 대하여 토의하였다.

북미지역에서 미국과 캐나다는 하중저항계수설계법을 적용하고 있으며, 멕시코는 미국의 설계기준에 기반한 독자적인 설계기준을 도입하여 사용하고 있다. 북미지역의 미국, 캐나다, 멕시코에서는 유럽의 부분안전계수설계법인 Eurocode를 적용할 계획은 없는 것으로 조사되었다. 역사적으로 유럽의 영향을 많이 받아온 남미지역의 서부해안가에 위치한 칠레, 페루, 에콰도르, 콜롬비아는 동일한 지진대에 위치한 미국의 설계기준을 기반으로 개발된 설계기준을 사용하고 있다. 브라질과 아르헨티나의 설계기준은 유럽의 영향을 받아 일부 설계기준은 Eurocode를 기반으로 작성되었으며, 미국의 설계기준도 일부 혼용되어 사용되고 있는 것으로 조사되었다.

아시아지역의 국가들 중 싱가포르와 말레이시아는 영국과의 역사적인 관계의 영향으로 Eurocode를 채택하고 있으며, 한국, 중국, 홍콩 등은 독자적인 설계기준을 채택하고 있다. 특히 일본의 경우 Eurocode와 유사하나 ISO의 설계원칙에 부합하는 독자적인 설계기준(Geocode-21)을 개발하고 있다. 한국을 비롯한 대부분의 아시아지역 국가들은 향후 Eurocode를 적용할 계획은 없는 것으로 조사되었다.

호주와 뉴질랜드는 미국의 설계기준과 상당히 유사하며, 뉴질랜드의 경우 대부분의 설계기준을 호주와 협력·개발하여 출간한다. 중동지역에서는 대부분 미국의 설계기준 또는 영국의 설계기준을 사용하고 있으며, 설계기준은 발주자의 선택 및 설

계자의 추천으로 비교적 자유롭게 적용될 수 있도록 하고 있다.

남아프리카는 1980년대 일부분 미국 및 캐나다의 설계기준에 기반한 독자적인 설계기준을 사용하였으나, 현재는 영국의 요청으로 향후 Eurocode를 적용할 예정이다. 다른 아프리카지역의 국가들은 대부분 영국, 프랑스 또는 남아프리카의 설계기준을 따를 계획이다.

유럽지역 내 유럽연합 국가들은 모두 Eurocode를 사용하고 있으며, 지역 특성에 맞는 설계기준은 각 국가별로 부록을 두어 적용하고 있다. 인도는 전통적으로 영국의 설계기준을 지향하고 있으나, 현재 설계자들은 개별 발주자들의 요구를 충족시킬 수 있는 설계기준을 상황에 맞게 적용하고 있고, Eurocode를 국가 설계기준으로 채택할지는 불투명한 상태이다.

이와 같이 설계기준을 채택하는 경향은 대륙 및 국가별 특성뿐만 아니라 해외 건설사례들을 살펴보면, 세계적인 설계기준의 경향은 교량구조물의 경우 북미지역에서 채택하고 있는 AASHTO LRFD가 우세하며, 콘크리트 구조물의 경우에는 유럽연합에서 채택하고 있는 Eurocode를 적용하는 추세가 발견된다.

9.3.2 국내 건설사 해외 진출 현황 및 전망

우리나라의 해외건설 수주 실적을 살펴보면, 1970년대부터 1980년대 초반까지 1차 성장기로 사우디아라비아, 이란, 리비아 등 중동지역을 중심으로 저가의 노동력을 바탕으로 출발하였다. 이후에 수주량이 줄어들다가 1991년부터 1997년까지 2차 성장기에 돌입하는데 그간의 해외공사 경험을 기반으로 동남아시아 지역을 중심으로 수주량을 확대시켰다. 이후에는 수주량이 다소 감소하다가 2006년부터 EPC 경쟁력을 기반으로 중동 산유국과 아시아 지역을 중심으로 급격하게 도약하고 있는 실정이다.

인도, 중국, 싱가포르 및 중앙아시아 등은 지속가능한 경제성장을 위하여 인프라 개발을 최우선 정책과제로 설정하여 인프라 확충이 이어질 전망이지만, 2014년 건설사 해외 수주량의 13% 정도를 점유하는데 그치고 있으며, 전년도 대비 플랜트, 토목공사 수주가 31%에 머무르고 있다.

중동은 향후 건설시장의 규모가 연평균 7% 이상 성장할 것으로 예상되며, 이라크 및 이라크 재건시장과 이란 제재 완화에 따른 건설시장 진출확대가 기대된다.

2014년 1분기 국내 건설사 해외 수주실적 중 중동에서 전체 수주액의 79%를 차지하였으나, 향후 중동 민주화에 따른 여파로 변동성이 존재한다.

2014년 중남미 건설시장 발주 예상물량은 8,240억불에 달하며, 브라질 월드컵, 멕시코 정부의 에너지 개혁안 통과, 중남미 국가들의 대선 특수 등으로 많은 인프라 프로젝트 발주가 예상된다. 중남미 지역은 국내 건설사들이 경쟁력을 갖춘 플랜트, 토목공사를 기반으로 전년도 대비 약 17배의 수주가 이루어져 시장 다변화에 성공적인 지역으로 평가받고 있다.

아프리카 지역은 자원의 보고로 인식되며 원자재가 상승과 함께 신흥 건설시장으로서의 매력도가 상승하고 있어 건설사들의 진출이 계속되고 있다. 이미 북부, 서부 아프리카에서 실적이 높은 국내 건설사들은 연평균 5~6% 수준의 견실한 경제성장이 지속되고 있는 사하라 이남 아프리카 건설시장에 진출하려고 노력 중이다. 이 지역은 타 지역에 비해 높은 발전 잠재력을 가지고 있으며, 외국인 투자자와 공적개발자금의 유입으로 지속적인 개발이 이뤄질 것으로 예상되고 있다.

2014년 국낸 건설사의 국가별 수주 실적을 보면, 이라크, 알제리, 사우디, 베트남, 이집트, 칠레, 페루, 인니, 인도 순으로 나타났으며, 이들 지역은 대체로 미국의 설계기준을 기반으로 하거나 Eurocode를 혼용하여 사용되고 있으며, 일부는 발주자의 요구에 따라 설계기준을 적용하는 경우에 해당된다. 따라서 국내 건설사 해외 진출 현황과 국가별 설계기준 채택 현황만으로는 한계상태설계법 중 어느 하나를 선택하기는 어려우며, 전 세계적으로 교량구조물, 빌딩구조물 등에 하중저항계수설계법이 보다 많이 적용되는 경향을 감안하여 구조물 기초의 한계상태설계기준은 하중저항계수설계법을 선택하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

9.4 구조물 기초 설계기준 표준화 방안

본 절에서는 한계상태설계법의 부분계수 보정방법과 국내의 기술적 측면, 한계상태설계의 적용성 측면, 국제 설계기준 현황의 측면에서 국내 구조물 기초의 한계상태설계법 채택을 위한 방향을 분석하였다.

한계상태설계법의 부분계수 보정 과정이 비교적 명확하여 연구자 및 설계자들이 동시에 설계기준 개발에 참여가 가능하고, 기존의 허용응력설계법의 안전여유를 확보할 수 있으며, 비교적 단기간에 설계기준을 마련할 수 있는 하중저항계수설계법

을 우선 도입함으로써 국제적으로 표준화된 설계기준을 마련하여 해외 진출에 어려움이 있는 건설사들의 요구를 수용할 수 있을 것으로 사료된다.

장기적으로는 설계과정이 합리적인 것으로 분석된 Eurocode의 부분계수 보정과정 및 체계, 설계변수의 데이터베이스를 충분히 확보하여 점진적으로 Eurocode7과 같은 부분안전계수설계법을 마련하여 구조물의 특성에 적합한 한계상태설계법을 선정 또는 병행하는 방안을 추구할 수 있을 것이다.