F016548

2004년 건설핵심기술연구개발사업 최종보고서(보완본)

R&D / 04핵심기술

응력이력과 Cementation 효과를 고려한 지반특성치 최적화 평가방법 연구

2007. 8. 20.

주관연구기관 / 고려대학교
협동연구기관 / 나우이엔지(주)

건 설 교 통 부
한국건설교통기술평가원

Construction & Transportation R&D Report

제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 “응력이력 및 Cementation 효과를 고려한 지반특성치 최적화 평가방법 연구”의 최종보고서로 제출합니다.

2007 . 8. 20.

주관연구기관 : 고려대학교

주관연구책임자 이 우 진

협동연구기관 : 나우이엔지(주)

협동연구책임자 김 용 진

■ 총 괄 연 구 책 임 자	/ 수석연구원 이 우 진	연구총괄
■ 주관연구기관 참여연구원	/ 선임연구원 이 우 진	연구총괄
	/ 연 구 원 최 성 근	문헌조사 및 연구지도
	/ 연 구 원 이 문 주	실내시험 및 수치해석
	/ 연 구 원 홍 성 진	실내시험 및 수치해석
■ 협동연구기관 참여연구원	/ 선임연구원 김 용 진	협동연구총괄
	/ 연 구 원 손 영 진	문헌조사 및 연구지도
	/ 연 구 원 최 규 대	문헌조사 및 장비개발

요 약 문

Ⅰ. 제 목

응력이력과 cementation 효과를 고려한 지반특성치 최적화 평가방법 연구

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

토목구조물 설계시 주로 사용되는 지반특성치는 변형특성치와 강도특성치로 나눌 수 있다. 여기서 변형특성치는 주로 지반의 응력-변형률 거동이 선형을 나타내는 미소변형률(small strain) 단계에서 결정되며, 강도특성치는 그 이후 파괴모드에 도달하기 직전 또는 그 이후의 값에 따라 결정된다. 따라서 정확한 지반특성치를 결정하기 위해서는 이들의 특성을 고려한 현장시험을 실시하여야 한다. 그러나 대다수의 시험법들은 주 관심영역이 강도특성치 파악이므로 이를 이용하여 변형특성을 파악하는 것은 신뢰성 문제를 가진다. 특히, cementation 효과는 일정 변형률 이상의 변형이 발생하면 결합자체가 파괴되는 것으로 알려져 있으며, 연구 결과에 따르면, 현장콘관입시험의 경우 cementation으로 인한 강도 증진 효과 중 일부만을 파악할 수 있고, 결합의 파괴에 따라 변형특성 증진효과를 파악하는 것은 거의 불가능 하다고 보고되고 있다. 그러므로 기존의 현장시험 결과만을 이용하여 토목구조물을 설계하는 것은 상황에 따라 상당히 보수적인 설계가 될 가능성이 있다. 그러나 현재 국내의 지반조사 및 설계방법은 이와 같은 효과를 명확히 파악할 수 있는 기술적 지식이 부족하며, 외국 연구사례에서도 동일한 현상에 대한 연구실적은 있으나 주로 강도특성 평가의 관점에서 수행되었으며 변형특성에 대한 연구 결과 중 cementation 효과에 대한 신뢰성 있는 연구결과는 희박한 실정이다. 따라서 본 연구는 『응력이력과 cementation』에 의한 강도 및 변형특성을 규명하고 이를 지반조사에 고려할 수 있는 적용방법 및 결과평가방법을 연구하는 것을 주목적으로 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구는 토목 및 건축 구조물의 설계 및 시공을 위하여 필수적인 지반조사에 대하여 보다 합리적인 수행방법 및 시험결과의 정확한 해석법을 제안하고, 나아가 지반 조사법을 체계적으로 정리하고 우리나라 특성에 적합한 지반 조사법을 개발함으로서 안전하고 경제적인 설계 및 시공이 이루어지도록 하는데 그 궁극적인 목적이 있다.

위와 같은 중장기적 목적을 기본으로 하여, 본 과제가 추구하는 최종적인 연구목표는 응력이력을 고려한 cementation에 의한 강도특성 및 변형특성의 변화양상을 Calibration Chamber system을 통한 실험연구와 수치해석을 이용한 이론연구를 통해 분석하여, 최적의 cementation 영향 분석 및 해석이 가능하도록 하는데 있다. 이를 위한 구체적인 세부 연구목표는 아래와 같이 분류할 수 있다.

① cementation 유발 system을 위한 Calibration Chamber System 수정/보완 및 시험용 측정장비 개발

② Calibration Chamber System과 측정 장비를 이용한 실험연구 및 응력이력과 cementation 영향 분석을 위한 PFC 프로그램을 이용한 수치해석

③ 응력이력과 cementation에 의한 지반 강도 및 압축성 변화에 대한 평가방법의 최적화

Ⅳ. 연구개발결과

본 연구의 최종목표는 『응력이력과 cementation 효과를 고려한 지반특성치 최적화 평가방법의 연구』이다. 따라서 1차년도는 응력이력과 cementation 효과의 이론정립을 위한 기초연구와 현장시험방법의 특성분석 및 Calibration chamber system의 적용성 연구를 수행하였다. 2차년도에는 CKC 삼축시험기를 이용하여 응력이력과 cementation에 대한 다양한 거동양상을 파악하였으며, Calibration chamber

system에 대형 모래시료를 조성하고 CPT, Bender element test, Screw plate test 등의 각종 현장시험을 실시하여 응력이력 및 cementation이 발현된 사질토의 기본적인 현장시험을 수행하였다. 마지막 3차년도에는 다양한 조건을 고려한 현장시험과 삼축압축시험을 수행하였으며, 그 결과를 수치해석 결과와 비교하여 응력이력과 Cementation 현상에 대한 체계적인 검증을 실시하였다.

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

본 연구는 현재까지 국내에서는 미개척 분야인 응력이력과 cementation 효과를 연구함으로써 이에 대한 정성적, 정량적 평가방법을 개발하여 합리적인 설계가 가능토록 하는데 그 목적이 있다. 본 연구성과는 최적의 현장시험 결과 분석에 활용될 것으로 판단되며, 이를 바탕으로 사질토 지반에 대한 응력이력 및 cementation 효과를 설계에 반영할 수 있는 기본적인 기틀이 마련될 것으로 판단된다.

<연구과제 수행에 따른 활용방안>

연구 결과	활용 방안
응력이력과 cementation 현상의 이론적 정립	◆ 실험적 검증을 통한 신뢰성 있는 평가방법 제안 ◆ 토류구조물 설계시 적용방법 및 적용기준 설정 ◆ 향후 관련 연구의 기초자료로 활용
최적화된 지반조사시험법 및 평가방법 연구	◆ 현장시험 결과를 통한 응력이력 및 cementation 발현 여부 검증방법 제시 ◆ 응력이력 및 cementation이 발현된 지반의 지반정수 추정법 제시 ◆ 설계정수 산정시 현장시험 결과의 최적화 분석기법 확립 ◆ 각종 현장시험법의 특성을 고려한 시험결과 보정법 제시 ◆ 현장시험법의 유효성 검토를 통한 제안식 개발

SUMMARY

There are two main characteristics on soil behavior, the first one is deformation characteristic and the second one is the strength characteristic. These characteristics are often used for designing various kinds of structures, and must be estimated for more effective design. The in-situ tests will be used when estimating these characteristics. That method shows many advantages that are useful to understand the strength characteristic. However, estimating the deformation characteristic by the means of the in-situ test is too difficult to use for practical purpose, furthermore the difficulties will be aggravated if they are concerned with small strain.

Therefore, in this research on sand, the strength and deformation characteristics affected by stress history and cementation will be examined. By using Calibration chamber system, various in-situ tests will be performed in order to observe the behavior of sand specimens those are prepared to simulate the overconsolidated and cemented state. In addition with the experimental research, the numerical analysis using PFC(Particle Flow Code) will be carried out and both of the results are compared and analyzed to make the results more accurate and reliable.

목 차

제1장 서론 ····· 1

1 절 연구개발의 목적 ····· 2

2 절 연구개발의 필요성 ····· 3

제2장 국내외 기술개발 현황 ····· 7

1 절 국내기술동향 ····· 7

2 절 국외기술동향 ····· 7

3 절 기술동향 분석 결론 ····· 8

제3장 연구수행 내용 및 결과 ····· 9

1절 현장시험 특성분석 ····· 9

1. 현장시험 특성 ····· 9

2. Structured soil(cemented sand)에 대한 현장시험의 한계 및 대안 ····· 90

2절 시험장비 소개 및 개발 ····· 103

1. CKC 삼축시험기 ····· 103

2. Calibration Chamber System ····· 105

3. 레이터 시스템 개발 및 개선 ····· 111

4. 현장시험 장비 소개 및 챔버적용 ····· 125

3절 연구시험모래 물성 ····· 137

1. 상대밀도 결정을 위한 최대 및 최소건조단위중량 시험 ····· 137

2. FESEM (Field Emission Scanning Electron Microscope) 분석 ····· 144

3. XRF 분석 ····· 145

4. 시험모래 특성 ····· 150

4절 사질토 거동특성 연구 ····· 154

1. 입자특성에 따른 레이너 시스템의 적용성 연구 ····· 154

2. 부산모래의 한계상태 및 응력이력 영향 분석 ····· 166

3. 사질토 입경-콘저항치 상관관계 연구 ····· 175

4. 사질토의 콘선단저항 추정법 검토 ····· 185

5. 사질토의 전단파속도(최대 전단탄성계수) 특성연구 ····· 191
6. 사질토의 콘선단저항과 최대 전단탄성계수 관계 ····· 222
5 절 사질토 응력이력 연구 ····· 232
1. 연구 목적 ····· 232
2. Cone Penetration test ····· 232
3. Screw Plate Test ····· 235
4. Bender Element Test ····· 243
5. Flat Dilatometer Test ····· 248
6. 응력이력에 따른 각종 상관관계 추정 ····· 254
7. 응력이력의 판별과 각종 변형계수 평가 ····· 263
6 절 사질토 Cementation(고결) 연구 ····· 265
1. Cementation ····· 265
2. Cemented sand의 거동 ····· 271
3. Cementation 지반에 대한 In-situ test ····· 277
4. 고결유발제 : 석고(gypsum) ····· 285
5. 석고-모래 혼합시료를 이용한 시료조성 방법 ····· 286
6. Cemented sample의 삼축압축시험 ····· 296
7. Cemented sample의 콘관입시험 ····· 330
8. Cemented sample의 전단파속도 시험 ····· 338
9. Cemented sample의 딜라토미터 시험 ····· 359
10. Cemented sample의 스크류 플레이트 시험 ····· 363
11. 현장시험의 cementation 평가 적합성 검토 ····· 366
12. Cemented sediment의 판별 ····· 370
7 절 수치해석 ····· 375
1. Particle Flow Code (PFC)의 이론적 배경 ····· 375
2. 요소 접촉 구성모델 (Contact constitutive models) ····· 383
3. PFC 모델링 ····· 390
4. 미고결 시료의 기본 물성 결정 및 영향요인 분석 ····· 392
5. 고결 시료의 기본 물성 결정 및 영향요인 분석 ····· 398

제4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도……402
1절 연구개발목표 달성도……402
2절 연구개발 추진전략 및 방법……405
3절 관련분야에의 기여도……408

제5장 연구개발결과의 활용계획……411

제6장 참고문헌……412

C O N T E N T S

Chapter 1 Introduction ·····1

Section 1. Object of the Research ·····2

Section 2. Necessity of the Research ·····3

Chapter 2 Current Technological Status ·····7

Section 1. Observed Domestic Trend ·····7

Section 2. Observed Foreign Trend ·····7

Section 3. Remark ·····9

Chapter 3. Research Procedure and Result ·····10

Section 1. Characteristics of In-situ Tests ·····10

1. Characteristics of In-situ Tests·····10

2. Limitation of In-situ Tests about Structured (Cemented) Sand·····90

Section 2. Introduction and Development of Equipments·····103

1. CKC Triaxial test ·····103

2. Calibration Chamber System ·····107

3. Improved Rainer System·····113

4. Application in Calibration Chamber System ·····128

Section 3. Properties of Sands ·····142

1. Determination of Max. and Min. Dry Density·····142

2. Analysis by FESEM·····149

3. Analysis by XRF·····150

4. Properties of Sands·····155

Section 4. Research of Sand's Behavior·····159

1. Application of Rainer System according to Particle Characteristics····159

2. Critical State and Stress History of Busan sand·····171

3. Relationship of Particle Size and Cone Resistance on Sand·····181

4. Investigation of Estimation Methods of Cone Resistance in Sand·····195

5. Estimation of Shear Wave Velocity in Sand·····201

Section 5. Study of Stress History on Sand Specimen ·····246
1. Object ·····246
2. Cone Penetration Test·····246
3. Screw Plate Test·····249
4. Bender Element Test ·····259
5. Flat Dilatotmeter Test ·····264
6. Evaluation of Indices according to Stress History ·····272

Section 6. Study of Cementation on Sand Specimen ·····279
1. Cementation·····279
2. The Behavior of Cemented Sand·····285
3. In-situ Tests in Cemented Sand·····291
4. Cementing Agent : Gypsum·····299
5. Preparation of Cemented Specimen ·····300
6. Triaxial test of Cemented Sand·····310
7. Cone Penetration Test in Cemented Specimen·····343
8. Bender Element Test in Cemented Specimen·····351
9. Dilatometer Test in Cemented Specimen·····373
10. Screw Plate Test in Cemented Specimen·····377
11. Investigation of In-situ Tests about Estimation of Cementation·····379
12. Estimation of Cemented Sediment·····383

Section 7. Numerical Analysis : PFC·····386
1. Theory and Background of PFC·····386
2. Contact Constitutive Models·····394
3. Modeling of PFC ·····401
4. PFC Analysis of Uncemented Sand ·····403
5. PFC Analysis of Cemented Sand·····408

Chapter 4 Achievement and Contribution ·····412
Section 1. Achievement ·····412
Section 2. Strategy and Measures ·····415
Section 3. Contribution to Related Field ·····418

Chapter 5. Arrangement of Further Application ·····420

Chapter 6. References ·····421

Appendix Self-assessment and Suggestion

I. Table of Research Outcome

II. General Comments

표 목 차

표 1-1-1. N치에 따른 상대밀도 ····· 15
표 1-1-2. CPT 흙의 분류 기준표 ····· 25
표 1-1-3. 흙의 분류 기준표 ····· 27
표 1-1-4. I_c에 따른 흙의 분류 기준표 ····· 27
표 1-1-5. I_D에 따른 지반 분류 ····· 48
표 1-1-6. P파의 특성 ····· 59
표 1-1-7. S파의 특성 ····· 60
표 1-1-8. 지반재질에 대한 전형적인 밀도, P파, S파 속도 및 포아송비 ····· 66
표 1-1-9. 다운홀 시험 분석기법 ····· 75
표 1-2-1. 현장시험 방법 요약 ····· 95
표 2-2-1. KUCCS 특성 및 주요장치 ····· 107
표 2-3-1. 레이너 시스템에서 상대밀도에 영향을 주는 요인 ····· 112
표 2-4-1. 콘 종류에 따른 직경비 ····· 127
표 3-1-1. 각 시험에 따른 결과 비교 및 입자파쇄효과 ····· 142
표 3-4-1. 시험모래의 기본 물성치 ····· 151
표 3-4-2. 시험모래의 구성성분 (XRF) ····· 152
표 4-1-1. 낙하고가 상대밀도에 미치는 영향 ····· 156
표 4-1-2. 레이닝 시스템의 특성 ····· 159
표 4-2-1. 등방-배수 삼축시험 조건 ····· 169
표 4-2-2. 챔버 콘관입시험 개요 ····· 170
표 4-2-3. 부산모래의 강도정수 및 한계상태정수 ····· 172
표 4-2-4. 다양한 모래의 특성 및 한계상태정수 ····· 174
표 4-3-1. 사질토의 chamber test 자료 ····· 177
표 4-3-2. 평균입경에 따른 $D_r - q_c/(\sigma_{v0}')^{\alpha}$ 관계식의 특성 ····· 180
표 4-4-1. 지지력 이론의 적합성 검토 ····· 189
표 4-4-2. 공동확장이론의 적합성 검토 ····· 190
표 4-5-1. 전단파속도 시험계획 ····· 191
표 4-5-2. 벤더엘리먼트 시험에서 전단파의 이동거리 ····· 192

표 4-5-3. β 에 대한 예 198
표 5-2-1. 콘관입시험 시료조성 계획 ····· 233
표 5-2-2. 상대밀도별, 구속응력별 콘저항치 ····· 234
표 5-3-1. 스크류 플레이트 시료조성 계획 ····· 236
표 5-4-1. 벨더엘리먼트 시험계획 ····· 243
표 5-5-1. 딜라토미터 시험계획 ····· 248
표 5-5-2. 산출된 탄성계수 ····· 252
표 5-3-3. 상대밀도와 과압밀비에 따른 내부 마찰각 ····· 252
표 5-3-1. 시료조성 계획 ····· 236
표 6-5-1. 상부 플레이트 아답터 위치 및 적용시험 ····· 291
표 6-5-2. 콘 종류에 따른 직경비 ····· 293
표 6-6-1. 고결정도 및 상대밀도에 따른 고결된 모래의 거동 ····· 301
표 6-6-2. 고결정도와 구속압에 따른 고결모래의 거동 ····· 313
표 6-6-3. 고결정도 및 구속압에 따른 강도정수 (K-7호사, Dr 40%) ····· 325
표 6-7-1. Cemented sample의 콘관입시험 계획 ····· 331
표 6-7-2. Cemented sand의 $q_c - Dr$관계 계수결정 ····· 332
표 6-7-3. Cemented sand의 $q_c - Dr$관계 계수결정 ····· 334
표 6-7-4. 고결모래의 점착력 ····· 335
표 6-8-1. 전단파속도 시험계획 ····· 340
표 6-9-1. Cemented sand의 $K_D - Dr$관계 계수결정 ····· 362
표 6-12-1. 고결모래의 강도정수에 따른 시험장비 영향정도 평가표(K-7호사) ··· 374
표 7-4-1. 미고결 시료에 대한 미시 물성치 ····· 394
표 7-5-1. 고결 시료에 대한 미시 물성치 ····· 399

그 림 목 차

그림 1-1-1. 표준관입시험 ····· 10
그림 1-1-2. 해머 종류 및 해머 타격 시스템의 종류 ····· 11
그림 1-1-3. Cathead 및 타격시스템에 따른 SPT에너지 효율 ····· 12
그림 1-1-4. 상재하중에 대한 SPT N치 보정 ····· 14
그림 1-1-5. 여러 종류의 사질토에 대한 N값과 상대밀도 관계 ····· 15
그림 1-1-6. N값과 상대밀도 및 상재하중간의 상관관계 ····· 16
그림 1-1-7. 간극수압 측정 필터의 위치 ····· 18
그림 1-1-8. 다양한 형태의 friction reducer ····· 18
그림 1-1-9. Mechanical cone ····· 20
그림 1-1-10. 일반적인 electric cone 의 형상 및 각 부분의 명칭 ····· 21
그림 1-1-11. Schematic diagram of seismic piezo-cone penetration test ····· 22
그림 1-1-12. 콘 부등단면적 효과 ····· 23
그림 1-1-13. CPT에 의한 흙의 분류표 ····· 23
그림 1-1-14a. Tip Resistance (q_T) and Friction Ratio (R_f %) CPT Soil Classification Chart ····· 24
그림 1-1-14b. Tip Resistance (q_T) and Pore Pressure Ratio (B_q) CPT Soil Classification Chart ····· 25
그림 1-1-15a. Normalized Tip Resistance and Normalized Friction Ratio CPT Soil Classification chart ····· 26
그림 1-1-15b. Normalized Tip Resistance and Pore Pressure Ratio CPT Soil Classification Chart ····· 26
그림 1-1-16. 3 Parameter CPT Soil Classification Chart ····· 28
그림 1-1-17. 연직응력에 따른 모래의 압축성, 상대밀도의 콘저항치에 대한 영향 29
그림 1-1-18. 일반 모래(정규압밀, uncemented)에 대한 압축성의 영향 ····· 30
그림 1-1-19. Ticino sand에서의 $q_c - \sigma_{v0}' - D_r$ 상관관계 ····· 31
그림 1-1-20. state parameter의 정의 ····· 32
그림 1-1-21. 모래들에 따른 steady state line ····· 33
그림 1-1-22. 모래 압축성의 평가를 위해 제안된 보정관계 ····· 35

그림 1-1-23. CPT시험으로부터 배수상태의 Young's modulus 평가 36
그림 1-1-24. 콘저항치와 응력이력간의 관계로부터 구한 모래의 변형 무차원계수 38
그림 1-1-25. Dilatometer Blade ····· 40
그림 1-1-26. 딜라토미터 작동원리 ····· 40
그림 1-1-27. DMT의 전체 개요 ····· 41
그림 1-1-28. Calibration of Membrane ····· 42
그림 1-1-29. DMT 시험과정 ····· 43
그림 1-1-30. DMT 결과시 변형=0에서의 p_0를 평가하기 위한 선형 추세 ····· 44
그림 1-1-31. DMT 시험시 주변 지반의 거동양상 ····· 46
그림 1-1-32. 지반 종류와 깊이에 따른 p_0와 p_1의 변화 양상 ····· 47
그림 1-1-33. I_D에 따른 지반 분류 ····· 47
그림 1-1-34. Soil Identification Chart for DMT ····· 49
그림 1-1-35. Soil Identification from DMT ····· 49
그림 1-1-36. Soil Identification from Piezo DMT ····· 50
그림 1-1-37. 지반특성에 따른 p_2 ····· 50
그림 1-1-38. DMT 시험에 따른 $K_0 - K_D - \phi$ 상관관계 ····· 52
그림 1-1-39. DMT 및 CPT시험을 통한 $K_D - K_0 - q_c$ 상관관계 ····· 52
그림 1-1-40. $K_0 - K_D - \phi$, $q_c - K_0 - \phi$ 상관관계 ····· 53
그림 1-1-41. $K_D - K_0 - q_c$, $q_c - K_0 - \phi$ 상관관계 ····· 54
그림 1-1-42. CPT 시험을 통한 dilatancy 추정 ····· 55
그림 1-1-43. DMT시험결과를 이용한 상대밀도 추정 ····· 55
그림 1-1-44. E_D로부터 Young's modulus 추정 ····· 57
그림 1-1-45. 표면파 ····· 61
그림 1-1-46. P파 전파 속도와 포화도의 관계 ····· 64
그림 1-1-47. 크로스홀 현장 시험 개요도 ····· 68
그림 1-1-48. 크로스홀 시험 가진시스템 ····· 69
그림 1-1-49. 크로스홀 시험 수진기 시스템 ····· 70
그림 1-1-50. 크로스홀 기법의 탄성파 초기 도달 시점 판독 ····· 71
그림 1-1-51. 다운홀 현장시험 개요도 ····· 72
그림 1-1-52. 다운홀 시험용 가진원 ····· 73

그림 1-1-53. 다운홀 시험 3방향 감지기 74
그림 1-1-54. 직접법 층상구간별 평균속도 도출 기법 ····· 76
그림 1-1-55. 직접법 층상구간별 평균속도 도출 기법 ····· 77
그림 1-1-56. 간접법 층상구간별 평균속도 도출 기법 ····· 78
그림 1-1-57. 간접법 층상구간별 평균속도 도출 기법 ····· 78
그림 1-1-58. 수정 간접법 층상구간별 평균속도 도출 기법 ····· 80
그림 1-1-59. 굴절 경로법 층상구간별 평균속도 도출 기법 ····· 81
그림 1-1-60. 기본적인 SASW 실험장비와 구성 ····· 82
그림 1-1-61. 역산해석 과정 ····· 84
그림 1-1-62. Screw plate load test ····· 87
그림 1-1-63. Analytical model for the determination of Cr with on example from a field test in fine sand ····· 89
그림 1-2-1. 깊이에 따른 탄산염의 분포 ····· 93
그림 1-2-2. SPT N치와 OCR 간의 상관관계 ····· 96
그림 1-2-3. SPT N치와 PMT E값 간의 상관관계 ····· 97
그림 1-2-4. Fissured 형태에 따른 콘선단 저항치의 영향 ····· 97
그림 1-2-5. CPTU를 통한 선행압밀하중과 간극수압 간의 상관관계 ····· 98
그림 1-2-6. CPTU를 통한 콘선단 저항치와 간극수압 간의 상관관계 ····· 98
그림 1-2-7. DMT의 K_D와 OCR 간의 관계 ····· 99
그림 1-2-8. 지역적인 영향에 따른 PMT 결과의 산발도 ····· 101
그림 2-1-1. CKC 삼축장비의 전체적인 구성 및 사진 ····· 103
그림 2-1-2. 자동화 삼축시험기의 흐름도 ····· 104
그림 2-2-1. 지반공학에서의 Calibration chamber 활용 ····· 106
그림 2-2-2. Calibration chamber 개요 ····· 108
그림 2-2-3. Calibration chamber ····· 108
그림 2-2-4. KUCCS의 재현 가능 경계조건 ····· 108
그림 2-2-5. Control Panel ····· 110
그림 2-2-6. Data Acquisition 및 Storage System의 흐름도 ····· 110
그림 2-3-1. 낙하고에 따른 상대밀도 영향 ····· 113
그림 2-3-2. 시료의 연직방향 상대밀도 변화 ····· 114
그림 2-3-3. 레이닝 시스템 모식도 ····· 117

그림 2-3-4. Porous plate 구조 및 분산효과 모식도 117
그림 2-3-5. 상대밀도 측정용 몰드 배치 ····· 118
그림 2-3-6. 수평방향 몰드의 상대밀도 분포(Porous plate 사용전) ····· 119
그림 2-3-7. 낙하고 및 개폐율에 따른 연직방향 상대밀도 분포(Porous plate 사용전) ····· 121
그림 2-3-8. 낙하고 및 개폐율에 따른 상대밀도 변화(Porous plate 사용전) ····· 121
그림 2-3-9. 수평방향 몰드의 상대밀도 분포(Porous plate 사용후) ····· 122
그림 2-3-10. 낙하고에 따른 연직방향 상대밀도 분포(Porous plate 사용전) ····· 122
그림 2-3-11. 낙하고-상대밀도 관계(Porous plate 사용후) ····· 123
그림 2-3-12. 연직방향 상대밀도 표준편차 ····· 124
그림 2-4-1. 미니콘과 표준콘 ····· 126
그림 2-4-2. 상부 플레이트 아답터 위치도 ····· 127
그림 2-4-3. 챔버시험용 Screw plate ····· 128
그림 2-4-4. Screw plate 관입 및 유압장치 ····· 129
그림 2-4-5. Screw plate 관입 ····· 130
그림 2-4-6. Screw plate 설치 ····· 130
그림 2-4-7. Bender element 의 대표적인 단면도 ····· 132
그림 2-4-8. Bender elemnt에 의해 발생되는 P파와 S파 ····· 132
그림 2-4-9. 극성결합방식 (a) 대표 단면도 (b) 직렬연결 (c) 병렬연결 ····· 133
그림 2-4-10. 완성된 Bender element의 단면도 ····· 134
그림 2-4-11. 측정용 장비의 구성 ····· 135
그림 2-4-12. 챔버 내부 수평 / 수직 벤더 엘리먼트 설치 ····· 136
그림 3-1-1. 타격봉 다짐 시험 ····· 138
그림 3-1-2. Multiple Sieve Pluviation Tester ····· 139
그림 3-1-3. 대기중 낙하시 낙하고에 따른 간극비 ····· 141
그림 3-1-4. 몰드 위치에 따른 입도 분석 비교 ····· 143
그림 3-2-1. FESEM 장비 ····· 144
그림 3-3-1. XRF 장비 ····· 146
그림 3-3-2. XRF 측정원리 ····· 146
그림 3-3-3. X선 광자의 생성과정 ····· 147
그림 3-3-4. XRF 분석결과 예시 ····· 149

그림 3-4-1. 시험모래의 입도분포곡선 152
그림 3-4-2. 시험모래의 SEM사진 ····· 153
그림 4-1-1. 낙하고에 따른 간극비 변화 ····· 156
그림 4-1-2. 개폐율(침전도)에 따른 상대밀도 변화 ····· 156
그림 4-1-3. 연직방향 상대밀도 변화 ····· 160
그림 4-1-4. 상대밀도와 시스템에 따른 표준편차 분포 ····· 161
그림 4-1-5. 상대밀도에 따른 심도별 콘 저항치 분포 ····· 162
그림 4-1-6. 시스템 및 시료에 따른 낙하고와 상대밀도 관계 ····· 164
그림 4-1-7. 시스템 및 시료에 따른 수평방향 표준편차 분포 ····· 164
그림 4-2-1. 흙의 한계상태선(CLS) ····· 167
그림 4-2-2. 상태정수 Ψ의 정의 ····· 168
그림 4-2-3. 부산모래의 간극비 변화 (σ_3'=400kPa) - 한계상태 간극비(ecs) 평가 ····· 171
그림 4-2-4. 부산모래의 한계상태선 ····· 171
그림 4-2-5. 응력이력에 따른 부산모래의 상태정수와 정규화 된 콘저항치 관계 173
그림 4-2-6. 다양한 모래의 상태정수-정규화 된 콘저항치 관계 ····· 173
그림 4-3-1. 콘관입시험 영향요인 ····· 176
그림 4-3-2. 석영질사질토의 압축성에 대한 영향 ····· 176
그림 4-3-3. KUCCS 실내 콘관입 시험 ····· 178
그림 4-3-4. 평균입경에 따른 D_r-$q_c/(\sigma_{v0}')^{0.5}$ 관계곡선 ····· 179
그림 4-3-5. 평균입경과 계수 a, b 관계 ····· 181
그림 4-3-6. exponent α에 따른 D_r-$q_c/(\sigma_{v0}')^{\alpha}$ 관계곡선 ····· 182
그림 4-3-7. 평균입경에 따른 기울기(a), 절편(b) 및 α ····· 182
그림 4-4-1. 지지력 이론에 의한 콘선단저항 추정 ····· 188
그림 4-4-2. 공동확장이론에 의한 콘선단저항 추정 ····· 190
그림 4-5-1a. 구속응력에 따른 대표적인 S-wave signal (부산사) ····· 193
그림 4-5-1b. 구속응력에 따른 대표적인 S-wave signal (K-7) ····· 194
그림 4-5-2a. 상대밀도와 구속압에 따른 전단파 속도 (부산사) ····· 195
그림 4-5-2b. 상대밀도와 구속압에 따른 전단파 속도 (K-7) ····· 196
그림 4-5-3. 속도-응력에서 β 요소 ····· 198
그림 4-5-4. 다양한 α 와 β의 실험 결과값 ····· 200
그림 4-5-5a. 부산사의 상대밀도와 평균유효응력에 따른 α, β값 ····· 202

그림 4-5-5b. K-7의 상대밀도와 평균유효응력에 따른 α, β값 203
그림 4-5-6. 부산사와 K-7의 α-β 관계곡선 ····· 204
그림 4-5-7. 최대 전단탄성계수 ····· 205
그림 4-5-8. 부산사와 K-7의 구속압과 간극비에 따른 최대 전단탄성계수 ····· 206
그림 4-5-9. 구속압 별 간극비에 따른 최대전단탄성계수 변화 ····· 210
그림 4-5-10. G_{max}의 기존 제안식과 실제 시험 결과의 비교 ····· 211
그림 4-5-11. 간극비의 함수로 정규화 시킨 G_{max}와 연직유효응력과의 관계 ····· 212
그림 4-5-12. 응력의 항으로 정규화 시킨 G_{max}와 연직유효응력과의 관계 ····· 213
그림 4-5-13. G_{max}의 시험값과 추정값의 비교 ····· 214
그림 4-5-14. 부산사의 간극비에 따른 정규화된 전단파속도 ····· 216
그림 4-5-15. 전단파속도와 평균주응력에 따른 상태정수 ····· 218
그림 4-5-16. 단위중량 시험값과 기존식에 의한 추정값의 비교 ····· 220
그림 4-5-17. 단위중량 시험값과 추정값의 비교 ····· 221
그림 4-6-1. 변형률에 따른 전단탄성계수 ····· 223
그림 4-6-2. Hertzian contact ····· 224
그림 4-6-3. K-7의 간극비에 따른 정규화된 전단파속도 ····· 228
그림 4-6-4. K-7의 정규화된 콘 선단저항치와 전단파속도 관계 ····· 229
그림 4-6-5. $G_{\max}/q_t$와 q_{c1N} 간의 관계 ····· 231
그림 5-2-1. 응력이력에 따른 사질토 콘저항치(q_c) ····· 233
그림 5-2-2. 정규화된 콘저항치 ····· 234
그림 5-3-1. 일반적인 스크류 플레이트 하중-침하량 곡선 및 계수 ····· 236
그림 5-3-2. 상대밀도와 구속응력에 따른 하중-침하량 관계곡선 ····· 237
그림 5-3-3. 연직유효응력으로 정규화된 침하량 관계곡선 ····· 238
그림 5-3-4. 평균주응력으로 정규화된 과압밀 시료의 침하량 관계곡선 ····· 239
그림 5-3-5. 연직구속압과 상대밀도에 따른 항복하중 ····· 240
그림 5-3-6. 연직구속압과 상대밀도에 따른 CK_0C 삼축압축시험의 탄성계수 (ε=0.5%) ····· 241
그림 5-3-7. 연직구속압과 상대밀도에 따른 스크류 플레이크 계수, S ····· 241
그림 5-4-1. 하중(σ_{vo}') - 전단파속도 관계 ····· 245
그림 5-4-2. 하중 재하 및 제하에 따른 전단파속도 ····· 246
그림 5-4-3. 응력이력에 의한 α-β 관계 곡선 ····· 247

그림 5-5-1. Index Profile according to Dr and σ_{vo}' 249
그림 5-5-2. 횡방향 토압계수(K_0) ····· 251
그림 5-5-3. 구속압과 상대밀도에 따른 탄성계수 ····· 252
그림 5-5-4. 콘선단저항치 비교 ····· 253
그림 5-6-1. 정규압밀상태의 $K_{0(CKC)}$ & $K_{0(Vs)}$ 관계 ····· 254
그림 5-6-2. 과압밀 상태에서 $K_{0(mayne)}$ - $K_{0(Vs)}$ 관계 ····· 255
그림 5-6-3. 정규화 응력에 따른 q_{cn} & V_{sn} ····· 256
그림 5-6-4. q_{cn} - V_{sn} 관계곡선 ····· 257
그림 5-6-5. 정규화 응력에 따른 q_c-$G_{\max}$ 관계(NC sand) ····· 258
그림 5-6-6. 정규화 응력에 따른 q_c-$G_{\max}$ 관계(NC & OC) ····· 259
그림 5-6-7. NC sand의 q_c-$G_{\max}$ 관계 ····· 260
그림 5-6-8. OC sand의 q_c-$G_{\max}$ 관계 ····· 260
그림 5-6-9. 과압밀비에 따른 q_{cn}-D_r 관계 ····· 261
그림 5-6-10. 과압밀비에 따른 K_D-D_r 관계 ····· 261
그림 5-6-11. 과압밀비에 따른 K_D-D_r 관계 ····· 261
그림 5-6-12. OCR에 따른 SPLT 항복응력비 ····· 262
그림 5-6-13. OCR에 따른 SPLT 변형계수비 ····· 262
그림 5-7-1. K_D-q_{cn}-OCR 관계 ····· 263
그림 5-7-2. K_D-E_D-E' 관계 ····· 264
그림 6-1-1. ESEM of two kind sands (Ismail, 2002) ····· 268
그림 6-1-2. Extreme states of packing for an ideal granular material ····· 269
그림 6-2-1. Comparison of compression behavior between structured and structureless soils ····· 271
그림 6-2-2. Structured soil의 거동 ····· 273
그림 6-2-3. Classification and normalization scheme for natural soils according to the location of yield stress with respect to the NCL of the uncemented condition · 274
그림 6-2-4. Idealization of normalized behaviour of structured soils showing cohesive and frictional mechanisms ····· 275
그림 6-2-5. Idealized shearing behavior of cemented soils ····· 276
그림 6-3-1. 상대밀도에 따른 첨두, 잔류 점착력 (Monterey No. 0/30 sand) ····· 280

그림 6-3-2. Cementation 유발시료의 G_{max} 추정을 위한 도표 281
그림 6-3-3. 지지력 이론에 근거한 콘 선단저항 비교 ····· 282
그림 6-3-4. 점착력과 상대밀도 추정을 위한 도표 ····· 283
그림 6-3-5. 사질토의 G_{max}와 q_c 관계 (Schnaid 등, 2004) ····· 284
그림 6-4-1. 석고결정 모양 ····· 285
그림 6-5-1. 세립분 함유율에 따른 시료 간극비 변화 ····· 288
그림 6-5-2. 석고함유율에 따른 시료별 간극비변화 ····· 289
그림 6-5-3. 석고 모래 혼합토의 침전양상 모식도 ····· 290
그림 6-5-4. 상부 플레이트 아답터 위치도 ····· 291
그림 6-5-5. 깊이별 수평전단파 도달시간 ····· 292
그림 6-5-6. 위치별 콘관입시험 결과 ····· 294
그림 6-5-7. 깊이별 DMT 결과 ····· 295
그림 6-6-1. 시료성형 몰드 ····· 297
그림 6-6-2. Gypsum cemented sample ····· 298
그림 6-6-3. FESEM 사진 - Gypsum cemented sand ····· 299
그림 6-6-4. 고결 정도에 따른 비배수 전단거동 (Dr=25%, σ_3'=200kPa) ····· 300
그림 6-6-5. 고결 정도에 따른 비배수 전단거동 (Dr=40%, σ_3'=200kPa) ····· 300
그림 6-6-6. 고결 정도에 따른 비배수 전단거동 (Dr=60%, σ_3'=200kPa) ····· 300
그림 6-6-7. 항복점의 정의 ····· 302
그림 6-6-8. 고결정도에 따른 항복강도 변화 ····· 303
그림 6-6-9. 상대밀도에 따른 항복강도 변화 ····· 303
그림 6-6-10. 항복강도 증가율 ····· 304
그림 6-6-11. 할선탄성계수 정의 ····· 305
그림 6-6-12. 고결정도 및 상대밀도에 따른 할선계수 변화 ····· 306
그림 6-6-13. 고결정도 및 상대밀도에 따른 $E_{0.5}$ 증가경향 ····· 307
그림 6-6-14. 고결정도 및 상대밀도에 따른 정규화된 간극수압곡선 ····· 309
그림 6-6-15. 고결정도 및 상대밀도에 따른 유효응력경로 ····· 310
그림 6-6-16. 파괴포락선의 정의 ····· 312
그림 6-6-17. 고결정도에 따른 배수전단거동 ····· 314
그림 6-6-18. 구속압에 따른 배수전단거동 ····· 315
그림 6-6-19. 구속압 및 고결정도에 따른 전단강도 ····· 316

그림 6-6-20. 구속압 및 고결정도에 따른 극한강도 316
그림 6-6-21. 구속압 및 고결정도에 따른 전단강도비 ····· 316
그림 6-6-22. 구속압과 고결정도에 따른 유효응력비 경향 ····· 317
그림 6-6-23. 구속압과 고결정도에 따른 최대유효응력비 변화 ····· 317
그림 6-6-24. 구속압에 따른 할선탄성계수($E_{0.1}$) 변화 ····· 319
그림 6-6-25. 구속압이 변형계수에 끼치는 영향 ····· 319
그림 6-6-26. 고결모래의 전단강도-변형계수 관계 ····· 319
그림 6-6-27. 고결모래의 파괴상태(p′-q 관계) ····· 321
그림 6-6-28. 구속압에 따른 고결모래의 점착력 변화 및 파괴점 ····· 322
그림 6-6-29. 구속압에 따른 고결모래의 이상적 거동 ····· 322
그림 6-6-30. 석고함유율(Cg)에 따른 고결모래의 점착력 및 파괴점 변화 ····· 322
그림 6-6-31. 일축압축강도에 따른 고결모래의 점착력 및 파괴점 변화 ····· 322
그림 6-6-32. 고결시 구속압(σ_{sit}')에 따른 파괴포락선 ····· 324
그림 6-6-33. σ_{sit}'와 압밀구속압에 따른 점착력 변화 ····· 325
그림 6-6-34. 석고함유율(Cg)과 점착력 관계 ····· 325
그림 6-6-35. 상대밀도에 따른 파괴강도 ····· 327
그림 6-6-36. 상대밀도에 따른 파괴포락선 ····· 327
그림 6-6-37. 상대밀도와 구속압에 따른 점착력 변화 ····· 327
그림 6-6-38. 상대밀도에 따른 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$ 변화 ····· 327
그림 6-6-39. 시료별 파괴포락선 ····· 328
그림 6-6-40. 구속압에 따른 시료별 점착력 변화 ····· 328
그림 6-6-41. 평균입경과 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$ 관계 ····· 329
그림 6-6-42. 시료 접촉점(Nc)과 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$ 관계 ····· 329
그림 6-7-1. 상대밀도, 고결정도, 구속압에 따른 콘선단저항치 결과 ····· 331
그림 6-7-2. 콘선단저항 비교 ····· 333
그림 6-7-3. 콘선단저항 비교 ····· 333
그림 6-7-4. Cemented sand의 $q_c - Dr$관계 ····· 335
그림 6-7-5. 미고결모래의 콘선단저항 비교 ····· 336
그림 6-7-6. 고결모래의 콘선단저항 비교 ····· 336
그림 6-7-7. 고결모래의 점착력 비교 ····· 337
그림 6-8-1a. 대표적인 S-wave signal (고결 시 구속압에 따른 비교, V_{HV}) ····· 341

그림 6-8-1a. 대표적인 S-wave signal (석고함유율에 따른 비교, V_{HV}) 342
그림 6-8-2. Cg, Dr, σ'_{sit} 에 따른 전단파 속도 ····· 343
그림 6-8-3. Dr, Cg, σ_v'에 따른 최대 전단탄성계수 변화 ····· 346
그림 6-8-4. Cg에 따른 전단파 속도 변화 (Dr=40%기준) ····· 347
그림 6-8-5. Dr에 따른 전단파 속도 변화 (GC=5%기준) ····· 347
그림 6-8-6. 유효응력에 따른 전단파 속도 변화 ····· 348
그림 6-8-7. 유효응력에 따른 전단파 속도 변화 비교 ····· 353
그림 6-8-8. Cg에 따른 고결된 시료의 간극비-정규화된 전단파속도 ····· 355
그림 6-8-9. 고결시료의 정규화된 콘 선단저항치와 전단파속도 관계 ····· 356
그림 6-8-10. Cg에 따른 고결된 시료의 간극비-정규화된 G_{max} 간의 관계 ····· 357
그림 6-8-11. 고결시료의 q_{c1N}와 G_{max} 관계 ····· 357
그림 6-9-1. 석고함유율에 따른 고결모래의 재료지수(I_D) 변화 ····· 359
그림 6-9-2. 석고함유율에 따른 고결모래의 수평응력지수(K_D) 변화 ····· 360
그림 6-9-3. 석고함유율에 따른 고결모래의 딜라토미터계수(E_D) 변화 ····· 360
그림 6-9-4. 수평응력지수(K_D) 비교 ····· 362
그림 6-9-5. 석고함유율에 따른 K_D 비교 ····· 362
그림 6-10-1. 하중-침하량 곡선(P-δ 곡선) ····· 363
그림 6-10-2. 고결에 따른 항복응력 ····· 364
그림 6-10-3. 고결에 따른 변형계수 ····· 364
그림 6-10-4. SPLT 시험에 의한 고결모래의 지지력 검토 ····· 365
그림 6-11-1. 각종 시험장비의 유효적용범위 ····· 366
그림 6-11-2. 시험장비별 변형계수 증가율 비교 ····· 367
그림 6-11-3. Jamiolkowski 등(1988) 식으로 추정된 G_{max} 비교 ····· 368
그림 6-11-4. R_G로부터 추정된 G_{max} 비교 ····· 369
그림 6-12-1. Cemented sand의 G_{max}와 q_c 관계 ····· 371
그림 6-12-2. K_D와 E_D를 이용한 q_c의 추정 비교 ····· 372
그림 6-12-3. K_D와 q_c를 이용한 상대밀도 추정 비교 ····· 373
그림 6-12-2. K_D와 E_D를 이용한 q_c의 추정 비교 ····· 372
그림 7-1-1. PFC 기본 계산과정 ····· 376
그림 7-1-2. 볼-볼 점촉 모식도 ····· 377

그림 7-1-3. 볼-벽 점촉 모식도378
그림 7-1-4. 볼-벽이 접촉하는 법선방향의 결정 ····· 379
그림 7-2-1. 입자간 접촉 구성 거동 ····· 386
그림 7-2-2. 결합물질로 표현된 parallel bond ····· 388
그림 7-4-1. 삼축압축시험 모델링 ····· 393
그림 7-4-2. 삼축압축시험에 대한 PFC 해석 결과 ····· 393
그림 7-4-3. 법선강성계수에 따른 응력-변형율 거동 ····· 395
그림 7-4-4. 전단강성계수에 따른 응력-변형율 거동 ····· 395
그림 7-4-5. 마찰계수에 따른 응력-변형율 거동 ····· 396
그림 7-4-6. 간극비에 따른 응력-변형율 거동 ····· 397
그림 7-5-1. 고결모래의 일축압축시험 PFC 해석결과 ····· 398
그림 7-5-2. 구속압에 따른 고결모래의 거동 ····· 400
그림 7-5-3. 마찰계수에 따른 고결모래의 거동 ····· 400
그림 7-5-4. 간극비에 따른 고결모래의 거동 ····· 401

제 1 장 서 론

1970년대 이후 고도의 경제성장과 더불어 대규모의 건설산업이 국토 전역에서 지속적으로 계획, 시공되어 설계, 시공, 시공관리, 지반조사 등 각 분야에서 많은 발전을 이루어냈다. 그러나 가장 근본적이면서도 중요한 지반조사 분야는 아직도 많은 문제점을 내포하고 있어, 체계적인 연구를 통한 지반조사의 최적화 작업이 그 어느 때보다도 절실히 요구되고 있다. 체계적인 지반조사를 위해서는 적절한 지반조사 방법의 선정뿐만 아니라, 대상지반의 정확한 공학적 특성을 얻기 위한 조사결과의 합리적인 해석 및 적용이 매우 중요하다.

일반적으로 설계 및 시공을 위해 지반의 공학적 특성을 추정하는 방법은 현장시험과 실내시험으로 나누어지며, 현장시험은 대상지역의 공학적 특성을 현장에서 직접 파악하므로 시료채취가 필요한 실내시험에 비해 원칙적인 이점이 있다 할 수 있다. 그러나 현장에서 발생하는 여러 영향 요소를 고려한 시험결과의 해석이 어려우므로, 대상지반의 정확한 공학적 특성파악이 어려워 이를 해결하기 위한 목적으로 제안된 방법이 대형 Calibration Chamber System을 이용한 연구방법인데, 실내에서 지반조사 시 발생할 수 있는 주요 요소들과 시험결과와의 상관관계를 연구하는 방법이다. 즉, 현장시험과는 달리 여러 계측 시스템을 매우 균질한 시료내부에 설치한 후, 원하는 조건하에서 각 영향요소들에 대한 다양한 parametric Study가 가능한 방법인 것이다. 선진외국의 경우 현장조사시험 장비 및 그 해석법에 대한 검증을 위하여 많은 연구기관에서 연구를 수행하고 있으나, 국내의 경우 거의 전무한 실정이다. 따라서 외국기준을 여과 없이 수용하는 단계에서 벗어나 국내실정에 적합한 장비 및 평가방법을 개발하기 위해서는 대형 Calibration Chamber system을 이용한 연구가 필수적이라 할 수 있다.

자연 상태의 지반들은 여러 요인들에 의해 영향을 받으며, 이에 대한 정확한 예측이 어려우므로, 지반정수에 대한 예측결과는 실제와는 상당한 차이를 보이는 것이 사실이다. 많은 요인들 중 시간경과와 관련된 것을 흔히 『응력이력효과』라하며, 세부적으로는 응력이력, cementation 현상 그리고 ageing 현상으로 분류할 수 있

다. 이 중 응력이력은 지반의 유효응력 변화에 의한 특성이고, cementation 현상은 입자간 화학물질의 침전에 의한 지반특성 변화이며, ageing 현상은 입자배열상의 구조적 결합 변화로 인한 영향으로 알려져 있다. 특히 사질지반의 응력이력에 대한 연구는 국외에서는 상당한 진전이 있었으나, 국내 지반의 경우 압축성뿐만 아니라 강도특성에 대한 연구도 명확히 확립되어 있지 않은 실정이다. cementation 효과에 대한 연구는 전 세계적으로 많은 연구자들에 의해 수행되었으나, 지반 모델링의 난이성과 측정 장비의 신뢰성 부족, 시료 sampling 어려움, 인공 시료의 자연상태 묘사 한계성 등으로 인하여 신뢰성 있는 평가방법이 제시되지 못하고 있다. 따라서 『응력이력과 cementation』의 효과적 고려가 가능하면 설계의 합리화로 인한 경제성 향상을 기대할 수 있을 것이다.

제 1 절 연구개발의 목적

본 연구는 토목 및 건축 구조물의 설계 및 시공을 위하여 필수적인 지반조사에 대하여 보다 합리적인 수행방법 및 시험결과의 정확한 해석법을 제안하고, 나아가 지반 조사법을 체계적으로 정리하고 우리나라 특성에 적합한 지반 조사법을 개발함으로서 안전하고 경제적인 설계 및 시공이 이루어지도록 하는데 그 궁극적인 목적이 있다.

위와 같은 중장기적 목적을 기본으로 하여, 본 과제가 추구하는 최종적인 연구목표는 응력이력을 고려한 cementation에 의한 강도특성 및 변형특성의 변화양상을 Calibration Chamber system을 통한 실험연구와 수치해석을 이용한 이론연구를 통해 분석하여, 최적의 cementation 영향 분석 및 해석이 가능하도록 하는데 있다. 이를 위한 구체적인 세부 연구목표는 아래와 같이 분류할 수 있다.

① Cementation 유발 system을 위한 Calibration Chamber System 수정/보완 및 시험용 측정장비 개발

② Calibration Chamber System과 측정 장비를 이용한 실험연구 및 응력이력과

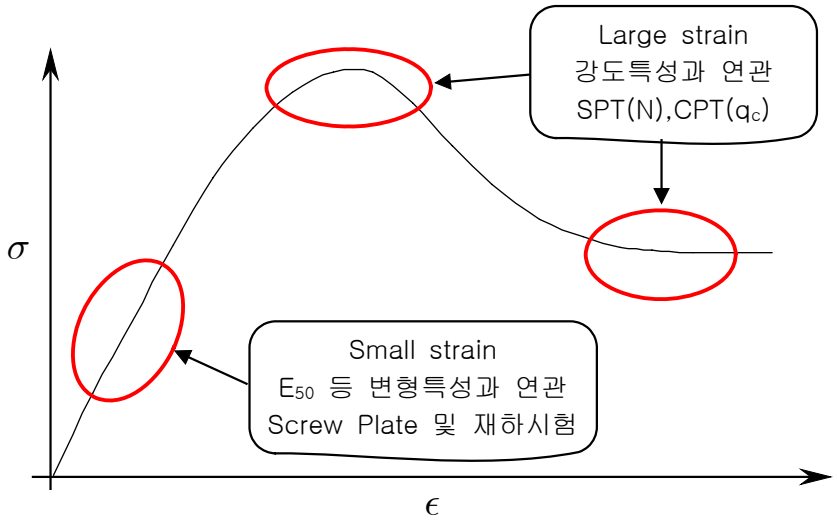
cementation 영향 분석을 위한 PFC 프로그램을 이용한 수치해석

③ 응력이력과 cementation에 의한 지반 강도 및 압축성 변화에 대한 평가방법의 최적화

제 2 절 연구개발의 필요성

토목구조물 설계시 주로 사용되는 지반특성치는 변형특성치와 강도특성치로 나눌 수 있다. 여기서 변형특성치는 주로 지반의 응력-변형률 거동이 선형을 나타내는 미소변형률(small strain) 단계에서 결정되며, 강도특성치는 그 이후 파괴모드에 도달하기 직전 또는 그 이후의 값에 따라 결정된다. 따라서 정확한 지반특성치를 결정하기 위해서는 이들의 특성을 고려한 현장시험을 실시하여야 한다. 그러나 대다수의 시험법들은 주 관심영역이 강도특성치 파악이므로 이를 이용하여 변형특성을 파악하는 것은 신뢰성 문제를 가진다.

특히, cementation 효과는 일정 변형률 이상의 변형이 발생하면 결합자체가 파괴되는 것으로 알려져 있으며, 연구 결과에 따르면, 현장콘관입시험의 경우 cementation으로 인한 강도 증진 효과 중 일부만을 파악할 수 있고, 결합의 파괴에 따라 변형특성 증진효과를 파악하는 것은 거의 불가능 하다고 보고되고 있다. 그러므로 기존의 현장시험 결과만을 이용하여 토목구조물을 설계하는 것은 상황에 따라 상당히 보수적인 설계가 될 가능성이 있다. 그러나 현재 국내의 지반조사 및 설계방법은 이와 같은 효과를 명확히 파악할 수 있는 기술적 지식이 부족하며, 외국 연구사례에서도 동일한 현상에 대한 연구실적은 있으나 주로 강도특성 평가의 관점에서 수행되었으며 변형특성에 대한 연구 결과 중 cementation 효과에 대한 신뢰성 있는 연구결과는 희박한 실정이다.



<응력-변형률 곡선>

Cementation에 대한 연구는 전 세계적으로 자연상태의 대다수 지반들이 어느 정도 cementation에 의한 영향을 받고 있다는 점을 인식한 후, 인공적으로 조성된 cemented soil을 통해 수행되었다. 이처럼 cementation에 대한 연구가 인위적으로 조성된 시료를 통해서만 수행되고 있는 이유는 불교란 시료에 대한 sampling이 거의 불가능하며, 그 지반의 응력이력을 정확하게 파악할 수 없다는 현실적 문제 때문이다. 그리고 현재 진행되고 있는 연구의 대부분은 인위적 cementation 유발첨가제들에 의한 강도 증가 효과 및 cementation 유발첨가제 증가에 따른 강도 증가 효과에 관한 내용이므로, 아직은 cementation에 대한 이론적 정립과 실험적 증명이 완벽하게 이루어지지 않은 실정이다.

일반적으로 cementation에 대한 영향은 미소변형 상태에서 발생하므로, 일정 변형률 이상의 변형이 발생하면 결합 자체가 파괴되어 그 영향에 대한 정확한 평가가 거의 불가능하다. 기존의 연구 결과에 따르면 가장 일반적인 현장 시험장비인 피에조콘을 사용할 경우, cementation에 의한 영향 중 강도 증가분의 일부만이 측정된다고 하며, 변형과 관련된 압축성 증진효과에 대한 연구는 흙 입자 구조의 파괴에 의한 어려움으로 인해 소수의 연구진에 의해 실행되었다. 즉, 기존의 현장 시험장비들은 대부분 지반 관입시 대변형을 유발시키므로, cementation에 의한 효과를 정확하게 예측할 수 없어 이를 정량적으로 설계에 반영하지 못하고 있는 실정이다.

이처럼, 대부분의 연구 결과들은 cementation에 의한 지반의 강도 증가 효과를 정성적으로 파악하는데 그치고 있으며, 변형특성 증진효과에 대한 연구는 미비한 실정이라 할 수 있다. 그러므로 지금과 같은 cementation에 대한 연구수준에서는 그 영향에 대한 고려가 제대로 설계에 반영되지 못하므로, 지반의 강도 증가 및 압축성 증진효과를 무시한 보수적인 설계를 초래하게 되어, 비효율적이며 비경제적인 설계가 이루어질 수밖에 없다.

이러한 비효율적인 설계 관행을 극복하기 위해서는 cementation에 의한 강도 증가 및 압축성 증진효과에 관한 이론정립과 함께 이를 증명하기 위한 실험연구가 병행되어야 한다. 즉, 원지반상태를 정확히 묘사할 수 있는 Calibration Chamber System의 확보와 함께 이를 통한 실험 및 이를 이론적으로 증명할 수 있는 신뢰성 있는 수치해석이 필수적이라 할 수 있다. 이와 같은 맥락에서 볼 때, 현재 본 연구소에서 콘 관입시험을 위해 개발한 대형 자동 Calibration Chamber System은 본 연구 목표에 가장 부합하는 장비라 할 수 있다.



<Korea Uinv. Calibration Chamber System>

본 연구는 『응력이력과 cementation』에 의한 강도 및 변형특성을 규명하고 이를 지반조사에 고려할 수 있는 적용방법 및 결과평가방법을 연구하는 것이 주목적이므로 다음과 같은 중요성을 가진다.

① 현장시험 시 지반의 응력이력을 평가할 수 있는 기준을 제시함으로써 변형·강도특성 등의 중요도에 따라 탄력적인 시험계획의 변경이 가능하며 이를 통하여 실용적이고 신뢰도 높은 지반조사를 수행할 수 있다.

② 현장 및 실내시험을 통하여 얻어진 조사결과 해석시 응력이력을 고려하면 원지반의 다양한 특성에 대하여 평가할 수 있으므로 정밀도 높은 지반특성치를 제공할 수 있으며, 이에 따라 가장 합리적인 공법의 선정이 가능하다.

③ 평가기준이 불명확한 cementation 효과에 대한 압축·강도특성의 공학적 규명을 통하여 현재 사용 중인 시험법의 적합성 평가 및 신뢰도 높은 지반조사 시험법의 개발 그리고 cemented 지반의 정성·정량적 평가기준을 정립할 수 있는 기초지식 제공 등 지반조사방법 및 해석 분야의 발전에 중요한 영향을 미친다.

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내기술동향

현장시험법에 대한 활발한 연구는 1990년대 이후 현재까지 계속 진행되고 있다. 특히 최근에는 지반 관입시험 등의 직접적인 지반조사뿐만 아니라 물리탐사법을 이용하여 지상에서 하부 지반의 특성치를 간접적으로 평가하는 방법 또한 광범위하게 개발되고 있다. 업계에서는 주로 새로운 장비의 개발 또는 탐사성능의 향상 및 데이터 처리기술의 자동화와 같은 가시적인 분야에 대한 연구에 주력하고 있으며, 학계 및 연구소에서는 현장시험결과의 합리적인 해석방법의 개발 분야에 관심을 가지고 있다.

이러한 관심의 일환으로, 최근에는 일반적인 현장시험법인 『표준관입시험(SPT)의 에너지 효율을 고려한 평가기법』에 대한 연구와 『지반 특성에 따른 Piezocone 소산시험 해석』 등과 같이 현장시험법의 신뢰성 있는 평가기법에 대한 연구가 진행되었으나 이는 단지 시작에 불과할 뿐 여전히 해결해야 할 많은 과제들이 남아 있다. 특히 현재까지의 개발된 현장조사 시험법으로는 단지 『응력이력과 cementation 효과』를 고려한 지반특성을 정성적으로 파악할 정도의 수준에도 미치지 못하며 또한 국내토질 및 장비에 적합한 관계식조차 제대로 확립되지 않은 상황이므로 최적화 설계의 기본이 되는 신뢰성 있는 설계지반정수의 정량적인 산정을 위해서는 보다 정밀한 지반특성치 평가방법의 연구개발이 시급하다고 할 수 있다.

제 2 절 국외기술동향

Cemented 지반에 대한 연구는 1970년대 후반 석회질침전(cemented calcareous sediment) 해안지역의 구조물 설계를 위한 지반의 변형과 강도특성을 파악하기 위하여 일부 학자들에 시작되었다. 초기에는 주로 cemented silica sand에 대한 연구가 진행되었고(Saxena and Lastrico 1977; Clough et al. 1981), 이후에는 기초설계

시 어려움이 많은 carbonate sand에 초점이 맞추어져 있다(Jewell et al. 1988;Airey 1993). 많은 학자들이 불교란 시료를 이용하여 cementation 효과를 검증하려고 하였으나 샘플링 방법상의 비용문제, 교란문제 그리고 지역적인 자연시료의 특성차이 등의 한계성 때문에 결국 인공적으로 cementation 효과를 유발하는 재료를 사용하여 시료를 성형하여 실험을 실시하였다. 초기에는 portland cement, gypsum 등이 cementation 현상을 일으키는 재료로써 일부 mixing 과정을 거쳐 사용하였으나 실험결과의 지반특성 구현에 문제가 있다고 판단되어 최근에는 지표의 4% 이상을 차지하는 대표적인 광물인 calcite(calcium carbonate)를 mixing이 아닌 flushing 방법을 통하여 첨가함으로 일정한 밀도를 가지는 양질의 lightly cemented sample을 조성하는, 일명 CIPS(calcite in-situ precipitation system)을 이용한 실험 결과가 보고되었다(M.A. Ismail, H.A. Joer, M.F. Randolph 2000, 2002). 그러나 이들 결과들 또한 CIPS sample에 영향을 미치는 요인들에 대한 parametric study 결과일 뿐, 설계정수 산정시의 cementation 효과 고려방법 및 적절한 현장시험법, 그리고 현장시험의 특성에 따른 평가방법 등에 대한 연구는 여전히 해결해야 할 문제로 남아있다.

제 3 절 기술동향 분석 결론

본 연구주제인 『응력이력과 cementation』을 고려한 강도 및 변형특성의 규명에 대한 연구는 국내외적으로 초기 연구 단계이다. 특히 cementation 현상에 대한 국내 연구는 아직 보고된 바 없으며, 외국에서도 이와 관련된 연구가 보고된 경우는 있으나 시료크기의 한계 및 실용성 부족 등의 결과로 여전히 초기 정립단계임을 알 수 있다.

따라서 현재 연구팀이 보유하고 있는, 원지반의 재현이 가능한 대형삼축기(KUCCS)를 이용한 충분한 실험이 선행되고 결과를 논리적으로 증명할 수 있는 수치해석 작업을 통한 이론의 정립이 이루어진다면 『응력이력과 cementation』을 고려한 지반특성의 합리적 평가기준의 제안이 가능하고, 이의 보완·발전을 통하여 향후 신뢰도 높은 지반정수의 산정을 통한 최적의 설계가 이루어질 것으로 판단된다.

제 3 장 연구수행 내용 및 결과

제1절 현장시험 특성분석

구조물 설계 시 지반의 거동을 추정하기 위해서 대상지반의 특성을 구하기 위한 현장시험과 실내시험을 실시한다. 사질토는 점토와 달리 현장 지반으로부터 비교란된 시료를 추출하기 어렵기 때문에 지반 특성을 고려하여 교란시료에 대해 실내시험하거나 대부분 현장시험을 이용해야하는 형편이다. 현장시험은 이와 같이 시료추출이 힘든 대상지반에 대해 실시하고, 실내시험보다 쉽게 시험결과를 간단한 추정식을 통해 지반의 특성을 파악할 수 있다는 장점을 갖고 있다. 그리고 연속적인 지층조사가 가능하며, 실내시험에 비해 경제적이고, 시간 또한 절약할 수 있다. 반면 경계조건이나 배수조건이 불분명하고, 대상지반이 시험이전에 교란되고, 교란정도를 파악할 수 없다는 단점을 갖고 있다. 그리고 많은 불확실성 요소들에 대해 검증되지 않은 시험결과를 받을 수 있으며, 실제 지반 거동이나 파괴상태가 시험과 다른 유형으로 파괴되는 경우에 대해 파악할 수 없다. 따라서 현재까지도 현장시험 결과를 이용한 사질토에 대한 특성을 추정하는 방법에 대해 연구되고 있고 합리적인 추정식들이 제안되고 있다.

본 절에서는 현장시험 중 현업에 가장 상용화되어 있는 대표적인 관입식 현장시험 및 탄성파 측정시험에 대해 소개하고 각각의 시험을 통해 얻은 결과로부터 사질토의 특성을 추정한 연구 사례들에 대해 소개하겠다.

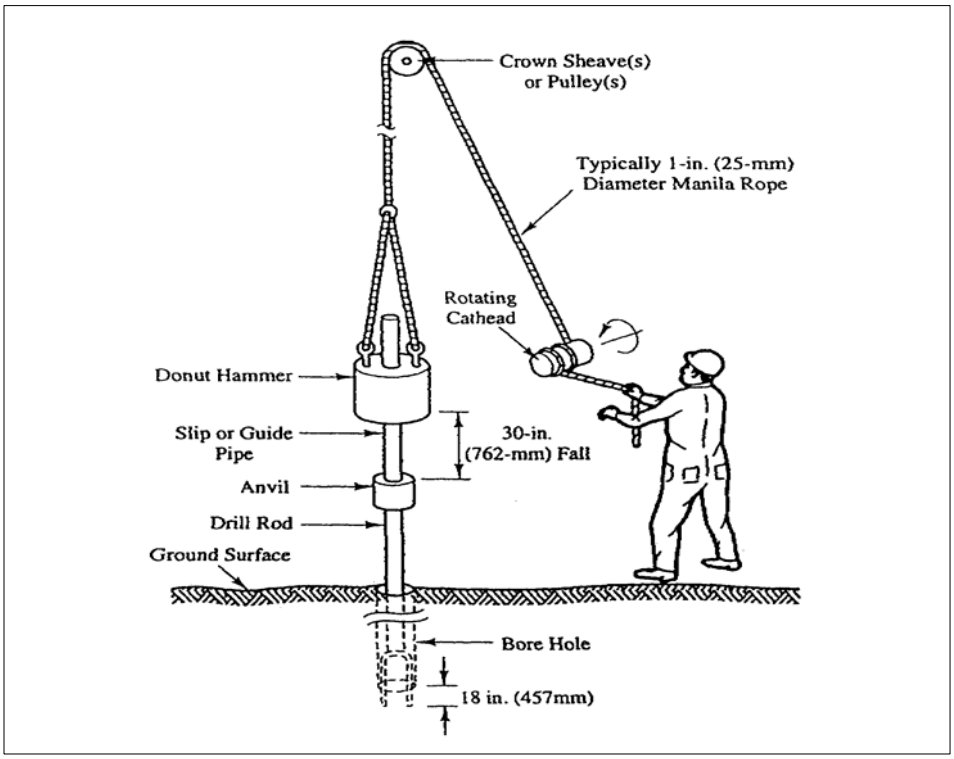
1. 현장시험 특성

가. 표준관입시험법 (Standard Penetration Test)

(1) 정의

표준관입시험(Standard penetration test, SPT)이란 중량 63.5㎏의 해머(hammer)를 높이 76㎝ 높이에서 자유낙하 시켰을 때 발생하는 에너지에 의해서 원통분리형 시료

채취기(split spoon sampler)가 30㎝ 관입되는 동안에 해머가 타격된 회수(N치)를 측정하여 지반의 특성을 분석하는 시험이다. 표준관입시험에서 측정된 N치를 이용하여 사질토지반의 지지력, 흙의 강도정수인 내부마찰각(friction angle), 상대밀도 등을 산정할 수 있고, 점성토의 경우에는 컨시스턴시(consistency), 일축압축강도 등을 산정할 수 있으나 사질토에 비하여 편차가 크고 신뢰도가 낮은 것으로 알려져 있다. 다음 그림 1-1-1은 표준관입시험의 방법을 개략적으로 보여주고 있다.



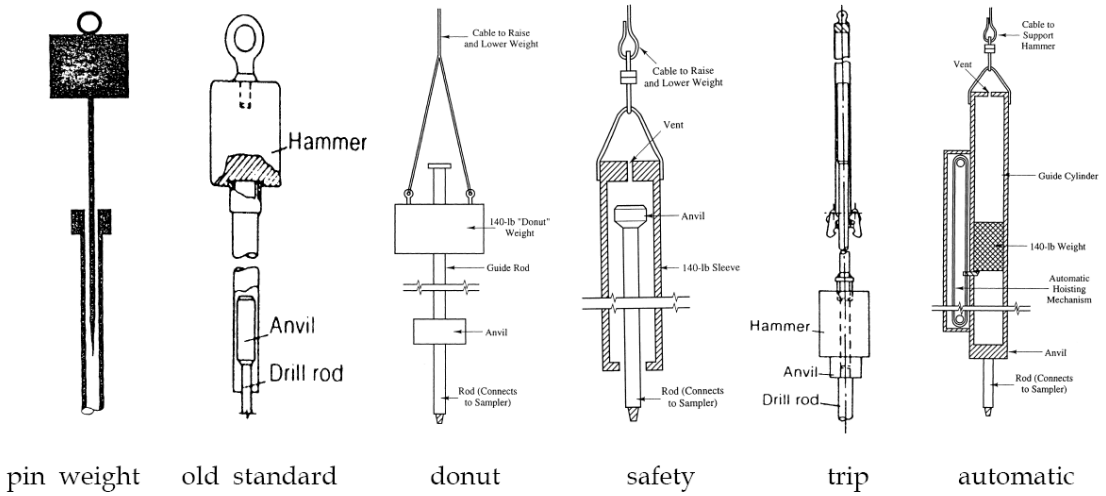
<그림 1-1-1> 표준관입시험

(2) N값에 영향을 주는 요소

표준관입시험은 해머의 타격에너지가 rod를 통해 sampler 하단의 지층에 전달되어 지층의 저항력을 타격 횟수로부터 추정한다. 그러나 실제 해머 타격에너지가 여러 가지 요인에 의해 손실되어 지층에 도달하기 때문에, 이론적인 해머 타격에너지에 비해 적은 에너지가 전달되게 된다. 이러한 영향을 고려하여 시험을 통해 얻어진 N값을 보정해주어야 하는데, 이렇게 N값에 영향을 주는 요소들은 다음과 같다.

(가) 해머타격 시스템(Hammer drop system)

미국의 경우에는 일반적으로 로프-풀리(rope-pulley)형, trip형, 개량자동식(semiautomatic), 그리고 자동식(automatic)의 네 가지 형식의 해머타격 시스템을 사용하고 있다. 국내의 경우에는 로프-풀리(rope-pulley)형이 가장 많이 사용되고 있지만 이 방법은 다른 방법에 비하여 효율이 낮은 특성이 있다. 로프-풀리 시스템은 캣해드(cathead)의 직경, 로프의 굵기, 로프의 낡음 정도, 로프의 회전수, 작업자의 숙련정도 등에 따라서 직접적으로 에너지에 영향을 미친다.



<그림 1-1-2> 해머 종류 및 해머 타격 시스템의 종류

Trip 해머나 자동해머(automatic hammer)의 경우에는 해머의 낙하고를 일정하게 유지할 수 있고 로프에서 발생할 수 있는 에너지 감소 특징이 없기 때문에 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있다. Kovacs(1979)는 Dando 해머와 유사한 Boros trip 해머의 속도에너지 비를 구한 결과 0.99라는 값을 보고한 바 있다. 속도에너지 비가 0.99라는 것은 자유낙하시의 속도와 동일한 결과라고 할 수 있으며, 해머의 낙하 시에 에너지 손실이 거의 없다는 것을 의미한다.

(나) 시험과정

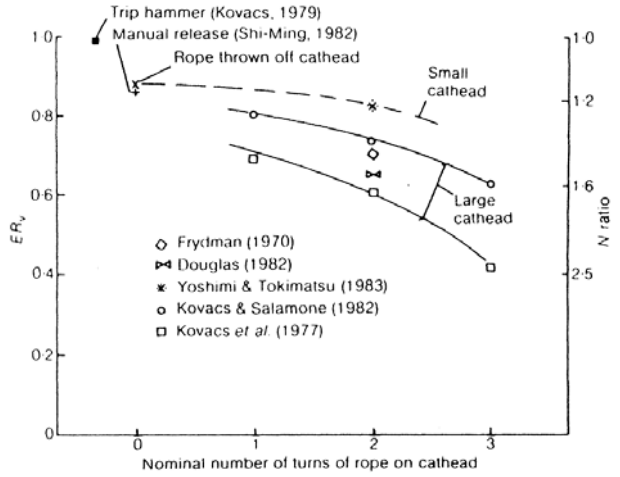
표준관입시험을 위한 보링 작업의 형태에 따라 N값이 달라질 수도 있다. 보링작업 동안에 발생하는 sludge가 sampler가 관입되는 과정에 영향을 발생하여 실제 N값보다 크게 나타나게 된다. 타격속도의 경우 국내에는 규정이 없지만 분당 일본은 12~15 타, 미국은 30~60 타를 추천하고 있다.

(다) 가이드 롯드(Guide rod)

가이드 롯드(guide rod)는 해머가 앤빌의 중앙을 정확하게 타격하게 하는 역할을 한다. 해머와 가이드 롯드 사이의 마찰은 각각의 표면의 거칠기에 따라서 영향을 받는다. 그리고 국내의 대부분의 형장에서는 로터리 워쉬 보링(rotary wash boring)기를 사용하기 때문에 가이드 롯드의 표면이 쉽게 녹이 발생하여 마찰을 높이는 경우가 많다. 또한 실험이 진행되는 동안에 가이드 롯드가 기우는 경우가 발생하게 되어 마찰을 증가시키기도 한다. 국내에서는 마찰을 줄이기 위하여 가이드 롯드의 표면에 윤활제를 바르는 방법을 사용하기도 한다.

(라) 캣해드(cathead)의 크기

캣해드의 지름이 증가하면 마찰면이 증가하기 때문에 로프와 캣해드 사이의 마찰이 증가하게 된다. 따라서 일반적으로 150~250mm 정도의 크기를 사용하도록 추천하고 있고, 회전속도는 100rpm 이상으로 유지하도록 추천하고 있다.



<그림 1-1-3> Cathead 및 타격시스템에 따른 SPT에너지 효율 (Skempton, 1986)

(마) 작업자의 숙련도

도넛해머의 경우에는 해머의 낙하고가 작업자에 의해서 결정되므로 작업자의 숙련도가 N치에 큰 영향을 미친다.

(3) N값에 영향을 주는 지반 특성

(가) 지하수위의 영향

표준관입시험은 해머의 순간적인 타격에 의해 sampler의 관입이 이루어지기 때문에, 동적하중에 의한 지반의 전단거동으로 대략 묘사할 수 있다. 특히, 동적하중에 의한 사질토의 전단 거동은 동적하중으로 인해 비배수상태가 조성되기 때문에 상대밀도에 따라서 체적의 변화로 인한 지반의 유효응력변화가 발생하게 된다. 따라서 지하수위 아래 즉, 간극수압을 가질 수 있는 사질토 지반이 조밀한 상태인 경우, 부피팽창으로 인한 간극수압 감소와 함께 유효응력 증가로 인해 N치가 크게 나타나게 된다. 따라서 지하수 아래의 사질토 지반에 대해서 다음의 식을 통해 보정하도록 한다. 단, 액상화 판정과 같은 동적 특성 판별을 위한 N값 적용에서는 보정할 필요가 없다.

$$N_c = 15 + \frac{(N_m - 15)}{2} \qquad \text{if, } N_m > 15 \qquad \text{식 1-1-1}$$

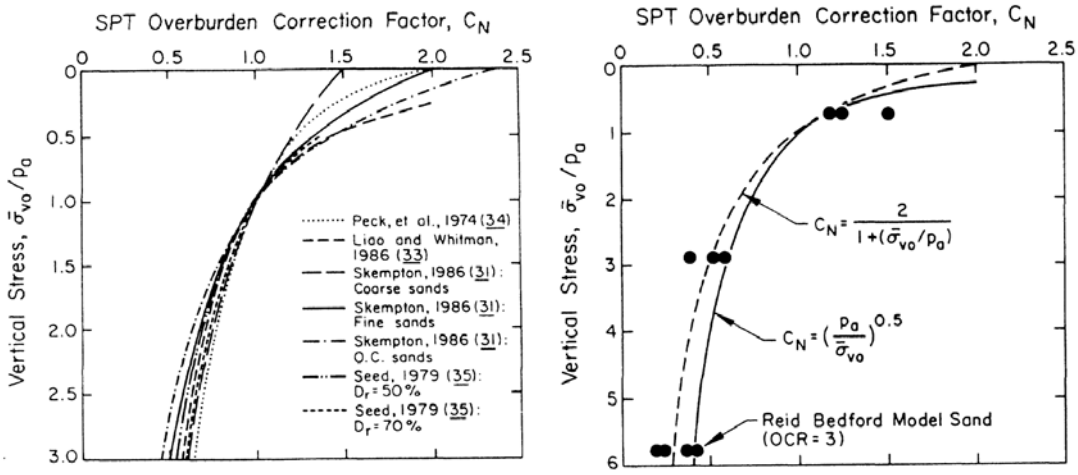
$$N_c = N_m \qquad \text{if, } N_m < 15 \qquad \text{식 1-1-2}$$

(나) 상재하중에 대한 N치 보정

특수한 경우를 제외한 일반적인 퇴적지반의 경우, 깊이가 깊어질수록 상재하중에 의한 유효응력이 커진다. 따라서 동일한 특성을 가진 지층이라 할지라도 지층의 깊이에 따라 N값의 크기가 다르게 나타난다. 이러한 상재하중에 대한 영향을 고려하기 위해 다음과 같은 식으로 N값을 보정하도록 한다.

$$(N_1)_{60} = c_N N_{60}$$ 식 1-1-3

$$c_N = (\frac{p_a}{\sigma_v'})^{0.5} \approx \frac{2}{1+\frac{\sigma_v'}{p_a}}$$ 식 1-1-4



<그림 1-1-4> 상재하중에 대한 SPT N치 보정(Skempton, 1986)

(4) N값을 통한 사질토 특성 해석

표준관입시험에 의해 구해진 N값은 해머 타격을 통해 sampler를 관입하여 지반의 전단 거동을 유발시킨다. 따라서 사질토에서 표준관입시험을 실시하는 경우 그 N값은 사질토의 전단거동에 영향을 주는 상대밀도, 구속압과 같은 응력상태, 그리고 입도분포나 세립질 함유량 등에 큰 영향을 받게 된다. 그리고 앞에서 언급한 바와 같이 표준관입시험은 동적하중에 의한 전단양상이므로 N치를 적용함에 있어 배수조건에 대한 고려가 필요하다.

(가) N값과 상대밀도의 상관관계

사질토의 상대밀도와 구속압은 그 지반의 dilatancy를 나타내는 요소들로써 표준관입시험과 같이 비배수상태의 전단거동에 큰 영향을 미치게 된다. 사질토는 비배수

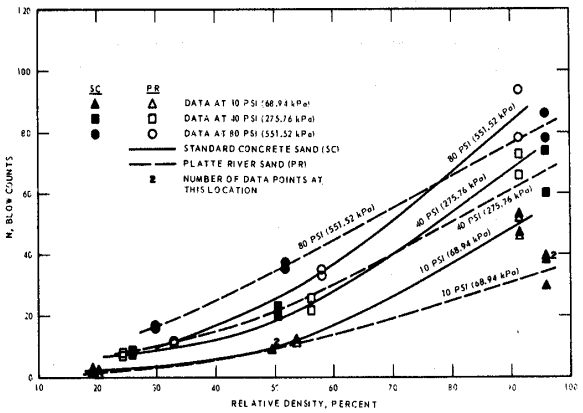
상태에서 전단변형시 상대밀도에 따라 체적변화에 따른 유효응력의 증감 양상이 상이하게 나타나기 때문에, 표준관입시험을 통해 얻은 N값을 통해 대략적인 상대밀도를 추정하는 것이 가능하다. Terzaghi(1948) 등은 정규압밀상태의 모래에 대해 N치에 따른 상대밀도를 다음 표 1-1-1과 같이 제시하였다. 여기서 N은 해머의 에너지 비(ERr)가 60%일 때의 N 값인 N_{60}을 의미한다.

<표 1-1-1> N치에 따른 상대밀도(Terzaghi, 1948)

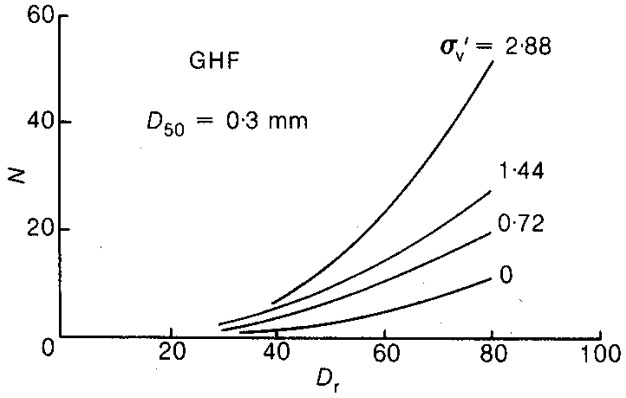
N 값	Consistency	D_r(%)
0 - 4	very loose	0 - 15
4 - 10	loose	15 - 35
10 - 30	medium	35 - 65
30 - 50	dense	65 - 85
> 50	very dense	85 - 100

(나) N값과 상대밀도 및 상재하중 간의 상관관계

상대밀도와 함께 dilatancy를 결정하는 구속압 또한 N값을 결정하는 중요한 요소로 작용한다. 일반적인 지반에서 구속압 조건을 결정하는 것은 깊이에 따라 커지는 상재하중에 따른 영향이 가장 크다고 볼 수 있다. Marcuson & Bieganousky(1977)는 여러 시험을 통해 상대밀도와 구속압에 따른 N값의 특징을 다음 그림 1-2-5와 같이 나타내었다. 그림 1-1-5에서 볼 수 있듯이 크게는 상대밀도에 영향을 받고 구속압이 다른 경우라도 그 상대밀도에 대한 양상이 비슷하게 나타나며, 구속압의 크기에 따라 동일한 시료에 대해 N값이 다르게 나타났다.



<그림 1-1-5> 여러 종류의 사질토에 대한 N값과 상대밀도 간의 그래프
(Marcuson and Bieganousky, 1977)



<그림 1-1-6> N값과 상대밀도 및 상재하중간의 상관관계 (Skempton, 1986)

그림 1-1-6은 Skempton(1986)의 시험을 통해 상대밀도와 상재하중에 따른 N값 분포를 동일한 시료에 대해 실시한 것이다. 앞의 Marcuson들의 시험결과와 같이 동일한 시료에 대해 N값과 상대밀도는 exponential function와 유사한 형태로 나타나며, 상재하중의 크기가 커짐에 따라 N값이 대략 비례적으로 증가하는 양상으로 나타났다. 이러한 경향은 Michel(1981)의 연구 결과에서도 유사하게 나타난다. Michel(1981)은 많은 실내 및 현장 SPT 결과를 바탕으로 회귀분석을 통해 다음 식과 같은 모델을 제시하였다. 그 결과 a_2의 경우, 대략 2.06 정도의 값으로 N 값은 상대밀도의 자승에 비례하는 것으로 추정하고 있다.

$$\ln N = a_1 + a_2 \ln D_r + a_3 ln\,(\sigma_v{}') + a_4 \qquad \text{식 1-1-5}$$

Skempton(1986)은 N값과 상대밀도 및 상재하중의 상관관계를 위의 그림 1-1-6과 같이 현장 및 실내시험을 통해 구하여 다음의 식으로 나타내었으며, 식에서 Factor a와 b는 시료마다 다르게 나타나기도 하며, 동일시료에서도 응력이력이나 기타 요소들의 영향에 의해서 다르게 나타난다고 밝혔다.

$$\frac{N_{60}}{D_r} = a + b\sigma_v{}' \qquad \text{식 1-1-6}$$

그리고 위의 상관관계와 상재하중에 대한 N 보정에 사용되는 보정계수 c_N간의 관계를 다음과 같이 나타낼 수 있으며 본래 c_N의 식과 유사함을 알 수 있다.

$$c_N = \frac{a/b + 1}{a/b + \sigma_v'} = \frac{2}{1 + \sigma_v'}$$ fine and medium dense sand 식 1-1-7

$$= \frac{3}{2 + \sigma_v'}$$ dense coarse sand 식 1-1-8

나. 콘관입시험법 (Cone Penetration Test)

콘관입시험의 제일 초창기 모델은 네덜란드에서 개발된 Dutchcone penetration test로, 콘 관입을 통해 cone tip에서 지반의 resistance를 측정하는 것이 목적이었다. 이후, 주면마찰력을 측정할 수 있는 friction sleeve가 개발되고, 이후 이를 연속적으로 측정할 수 있는 electric cone이 개발되면서 일반화되기 시작하였다. 그 중에서도 특히 간극수압을 측정할 수 있는 piezocone의 개발로 인해 지반의 전반적인 역학적인 특성을 추정할 수 있는 일반화된 장비로 사용되었다.

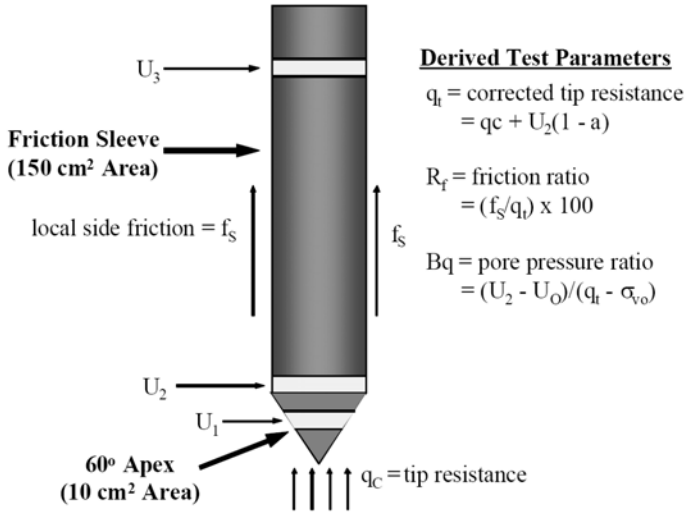
(1) 장비 및 표준 시험 방법

(가) 장비 소개

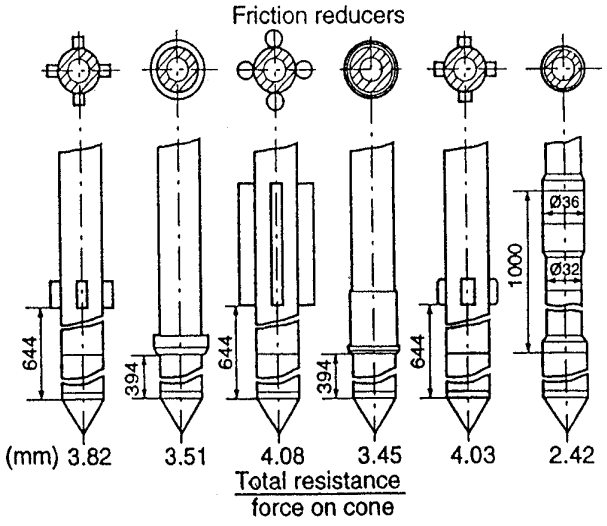
국제지반공학회(ISSMGE)에서 제시한 표준에 따라 콘 제원은 콘의 각도 60°에 콘의 단면적 10cm^2, 콘 위에 위치한 friction sleeve의 면적은 150cm^2로 규정하고 있다. 추가적으로 단면적 15cm^2의 콘도 많이 사용되고 있으며, 단면적 2cm^2 내외의 소형 콘(miniature cone) 또한 많이 사용되고 있다. piezocone의 경우 간극수압 측정을 위한 필터의 위치는 표준화되어 있지 않으나, 일반적으로 콘의 바로 뒷부분(behind cone tip, u_2 type)에 위치해 있는 콘이 사용되며 이를 권장하고 있다. 그림 1-1-7을 보면 콘 바로 뒷부분 외에도 콘의 중간위치(u_1 type), friction sleeve의 뒷부분(u_3 type) 등에 필터가 설치된 콘을 사용되고 있다.

콘이 관입할 수 있는 깊이는 지층들을 이루는 지반의 종류와 이에 따라 콘이 관입하는데 작용되는 저항력에 의해 결정된다. 일반적으로 20 ton truck을 통해 콘관입시험을 실시할 때, 점토는 70~80m, medium dense한 모래의 경우 30m정도 관입이 가능하다. 실제로 지반의 저항력으로 인해 콘을 원하는 깊이까지 관입하지 못하게

되는 경우가 발생되기도 한다. 일반적으로 콘관입 깊이를 증가시키는 방법은 롯드에 발생하는 마찰을 감소시키는 friction reducer를 장착하는 것이다. friction reducer는 콘관입시험의 측정데이터들에 영향을 주지 않도록 cone에서 0.3~1.0m정도 뒤에 설치하며, 그림 1-1-8은 다양한 형태의 friction reducer들의 형태를 나타내고 있다. friction reducer외에도 콘 위쪽으로 일정비율의 drilling mud를 주사하여 롯드에 발생하는 마찰력을 감소시켜주는 방법이 있으며, 이 방법을 통해 마찰력이 50% 감소되는 것으로 알려져 있다.



<그림 1-1-7> 간극수압 측정 필터의 위치



<그림 1-1-8> 다양한 형태의 friction reducer

(나) 시험방법

콘관입시험은 여러 종류의 콘을 관입기를 통해 지중에 일정속도로 관입시키면서 지반 심도에 따라 연속적으로 지반의 저항력을 측정하고, 콘의 용도에 따라 추가적으로 데이터를 받아 측정하는 벙법이다.
가장 일반적인 piezocone은 관입과정동안 콘 선단에서의 저항력인 원추관입 저항력(q_c), friction sleeve에서의 저항력인 주면마찰력(f_s), 콘이 관입되면서 발생되는 관입간극수압(u_{bT})을 측정하며, 콘관입소산시험을 실시할 경우, 점토는 실트질 점토와 같은 비배수상태로 인한 과잉간극수압이 발생하는 지층에서 관입을 멈추고 발생한 과잉간극수압에 대한 소산시험을 실시한다.

(다) 관입 속도

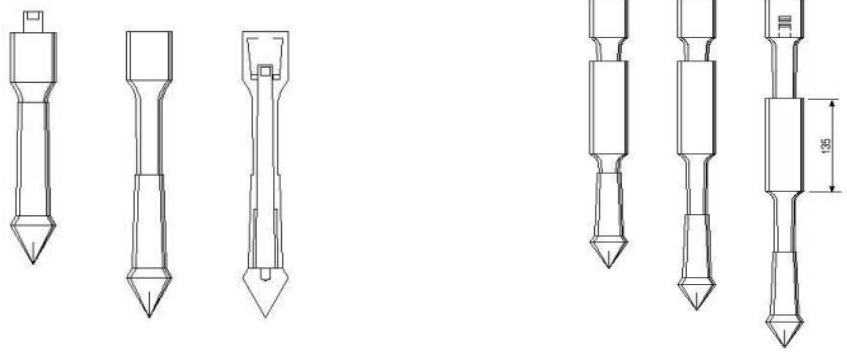
국제 기준(ISSMFE IRTP)에 따르면 콘관입시험에서 콘의 관입 속도는 20mm/s ± 5mm/s로 규정하고 있다. 이외에도 스웨덴 지반공학회(1992)에서는 20mm/s ± 2mm/s로 규정하고 있으나, 여러 연구 결과들에 따르면 전자의 기준으로도 측정된 결과에 만족할 수 있는 것으로 알려져 있다.
관입속도를 증가시키는 것은 creep이나 입자파쇄를 가져 올 수 있으나, 일반적으로 간극수압 효과를 고려하기 위해서는 일정 이상의 관입속도를 유지해야 하며, 특히 세립토 지반의 경우 일정 이상의 관입속도를 유지해서 과잉간극수압을 측정하여야 한다. Powell and Quarterman(1988)의 연구에 따르면 관입속도가 10배 증가함에 따라 세립토지반중에 stiff clay에 대해서는 10～20%, soft clay에 대해서는 5～10%의 콘관입 저항력의 증가가 나타난다.
규정된 관입속도 20mm/s에 대해서 콘관입시험시 모래 지반은 배수상태, 점토 지반은 비배수상태로 간주되나, 실트질 모래나 실트질 점토와 같은 혼합물의 경우 배수조건에 대한 추정이 명확하지는 않다. 이 경우 지반분류표를 이용하거나 소산시험의 결과들로부터 대략적인 배수조건을 추정할 수 있다.

(라) 콘의 종류

콘관입시험에 사용되는 대표적인 콘으로는 mechanical cone, electric cone 등이 대표적이며, 용도에 따라 간극수압의 측정과 소산시험이 가능한 piezo cone, 탄성파를 측정할 수 있는 seismic cone, 지중의 전기전도율을 측정하는 전직전도율 측정콘 등이 있다.

① Mechanical cone

mechanical cone은 초반에 개발된 Delft friction cone(Dutch cone)과 Begeman friction Cone이 일반적이다. mechanical cone은 간단한 장비로 단계형 관입을 통해 관입 저항력과 주면 마찰력을 측정할 수 있다. 그러나 단계형 관입을 위해 분리되는 이중관의 형태에서 미세입자가 끼여 오차가 발생할 가능성이 있으며, 연속적인 결과를 얻을 수 없고, 결과 처리가 번거롭다는 단점들이 있다.



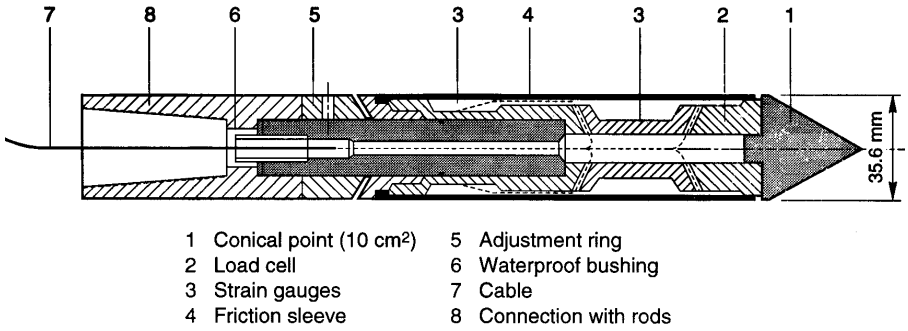
(a) Delft friction cone (b) Begeman friction cone

<그림 1-1-9> Mechanical cone

② Electrical cone

Mechanical cone의 문제점을 보완한 현재 가장 많이 사용되는 콘의 형태로, 저항력, 주면 마찰력, 그리고 간극수압 등을 load cell이나 sensor들을 통해 데이터들의 연속 처리 및 정확한 측정이 가능한 장비이다. electric cone은 데이터의 연속처리가 가능하기 때문에 깊이에 따른 연속적인 측정이 가능하며, 신뢰성 있는 결과들을

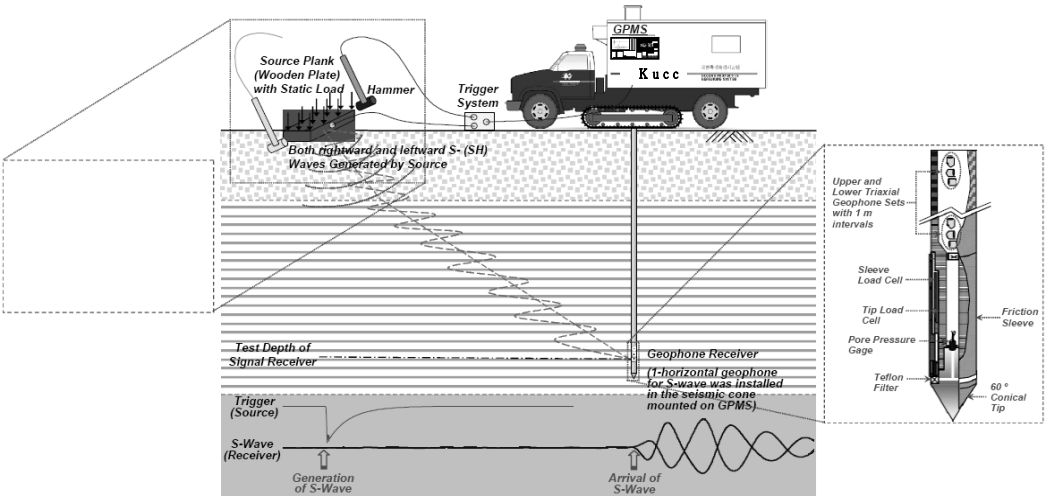
얻을 수 있다는 점, 그리고 앞서 언급한 바와 같이 용도에 따라 추가적인 센서를 장착하여 기타 지반의 역학적 특성에 대해 추정이 가능하다.



<그림 1-1-10> 일반적인 electric cone 의 형상 및 각 부분의 명칭

③ Seismic cone

기존 CPT나 CPTU의 상단 하우징 내에 동적 신호를 감지하는 수진기로써 속도계(geophone)나 가속도계(accelerometer)를 설치하게 된다. 수진기는 지반을 대상으로 하므로 일반적으로 속도계를 사용하고, 최근에는 1 m 간격으로 상하부 두쌍의 3성분 속도계를 장착하기도 한다. 3성분 속도계는 수직방향 성분, 방사방향(또는 길이 방향) 성분, 그리고 횡방향 성분으로 구성된다. SCPTU와 같이 지표면에서 발진을 하고 지중에서 수진하는 경우에 수직방향 성분은 압축파 수진에 이용되고, 수평방향의 방사 및 횡방향 성분은 횡방향 전단파(SH-wave) 수진에 이용된다. 또한, 상부와 하부에 각각 3성분 속도계를 두고 각 속도계의 탄성파 도달 시간 차이를 측정하여 분석 방법 중 간접법(interval method)으로 쉽게 측정 심도의 전단파 속도를 결정할 수 있으며, 한 쌍의 속도계만이 설치된 경우는 의사 간접법(pseudo interval method)으로 전단파 속도를 산정한다. 일반적으로 발진자는 가진판(plank)과 해머(hammer)로 구성되며, SCPTU 수행을 위해 콘 관입공에서 일정 거리(대개 3m 정도) 이격된 지표면에 가진판을 수평으로 설치한 후, 방향성이 있는 전단파의 생성을 위하여 해머로 가진판의 양 옆면을 교차로 타격한다. 압축파를 발생시키고자 할 경우는 해머로 가진판을 수직 하향으로 타격한다.



<그림 1-1-11> Schematic diagram of seismic piezo-cone penetration test

나. 콘관입시험 결과를 이용한 사질토 특성 해석

(1) 흙의 분류

Douglas and Olsen(1981)은 방대한 시험결과를 바탕으로 하여 아래의 식과 같이 표현되는 마찰률과 콘저항치 등을 이용하여 흙의 분류를 시도하였다.

$$R_f\,(\%) = \frac{f_s}{q_T} \times 100 \qquad \text{식 1-1-9}$$

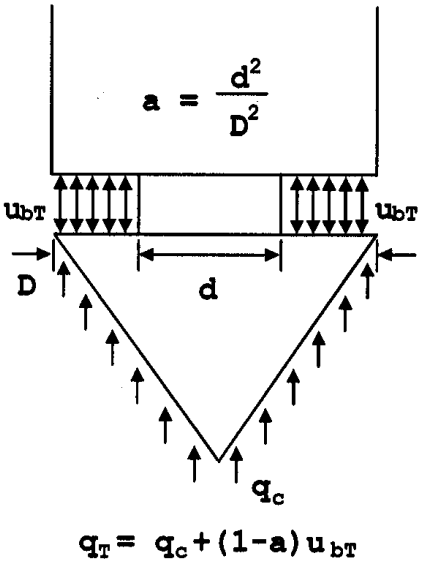
여기서, q_T는 다공질 필터가 원추 바로 뒷면(u_2 type)에 위치한 piezocone을 이용하는 경우의 콘저항치를 의미하며, 다음 식과 같다.

$$q_T = q_c + (1-a)u_{bT} \qquad \text{식 1-1-10}$$

여기서, q_c : 측정된 원추관입 저항력

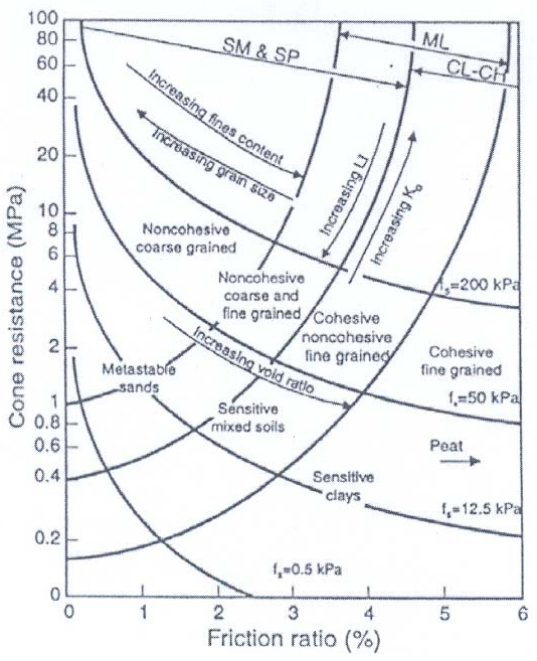
a : 부등 단면적 비

u_{bT} : 측정된 간극수압



<그림 1-1-12> 부등단면적 효과

이들이 제시한 분류방법에 의하면 모래지반은 콘저항치가 크고 마찰률이 작은 반면, 점토지반은 콘저항치가 작고 마찰률이 크다. 이 밖에 유기질 함유량이 많은 지반은 콘저항치가 작고 마찰률이 매우 크며, 반면 예민비가 높은 지반은 콘저항치 및 마찰률이 매우 낮다. 그림 1-1-13은 이들에 의해 제시된 분류차트를 보여주고 있다.



<그림 1-1-13> CPT에 의한 흙의 분류표 (Douglas and Olsen, 1981)

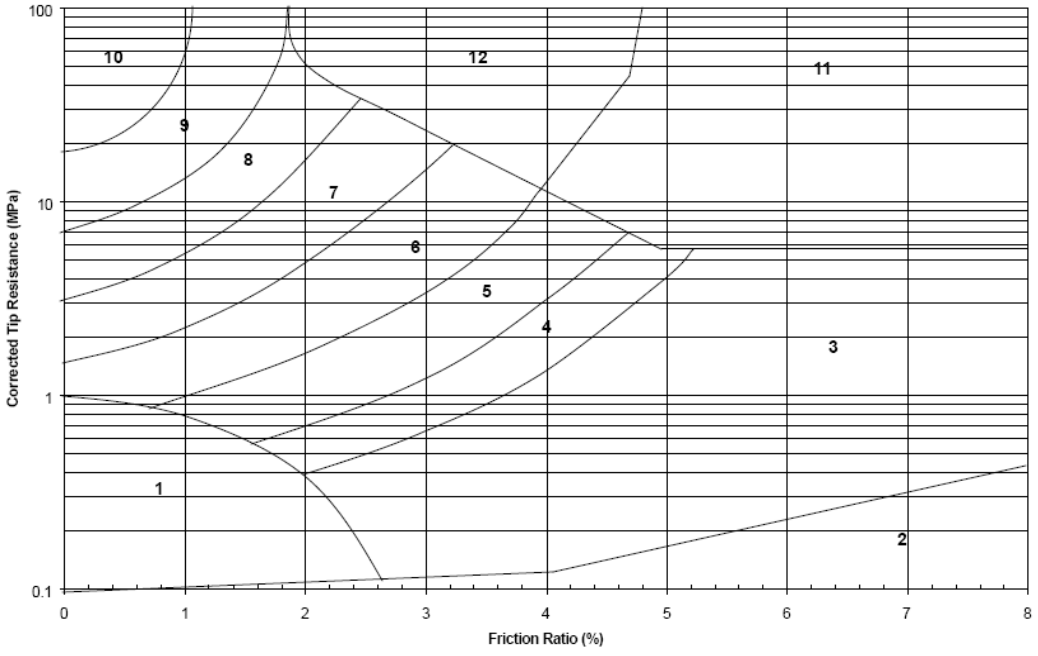
최근의 연구에 의하면 시험방법에 세심한 주의를 기울이고 간극수압에 대한 보정이 이루어져도, 주면 마찰력을 일정 수준의 신뢰도 이상으로 정확하게 측정하는 것이 쉬운 일이 아니다. 이러한 주면 마찰력에서 오는 불확실성을 극복하고자 보정된 콘저항치와 간극수압을 이용한 흙의 분류 방법이 제안되었다. Sannest and Janbu(1985)는 이를 위해 간극수압계수 B_q를 제안하였다.

$$B_q = \frac{u_{bT} - u_0}{q_T - \sigma_{v0}} \qquad \text{식 1-1-11}$$

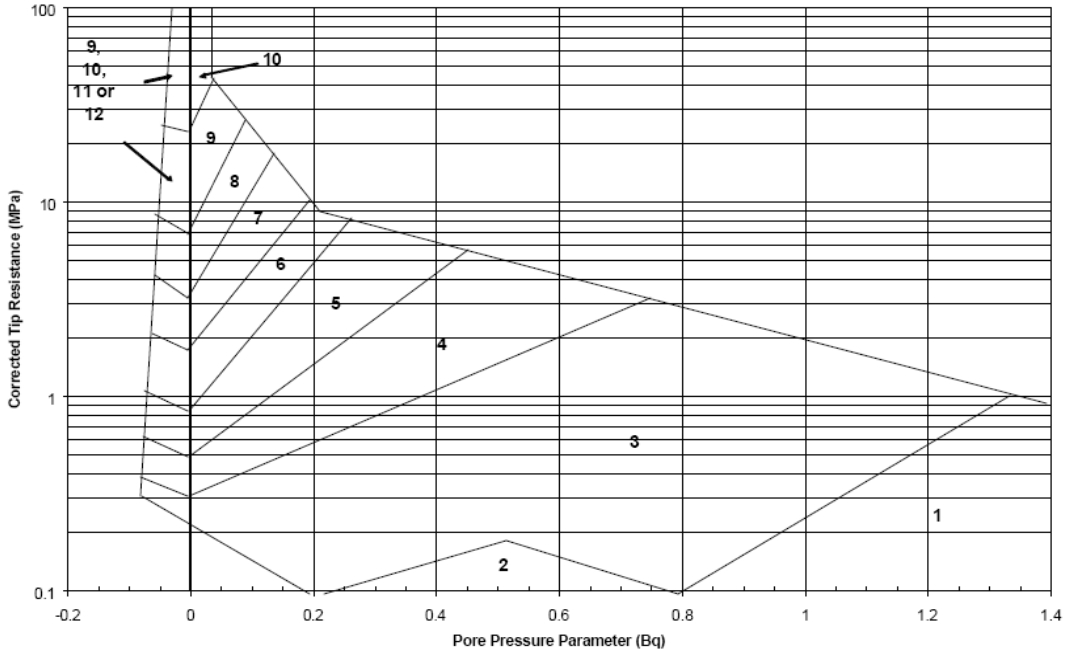
여기서, u_0 : 깊이에 따른 정수압

σ_{v0}' : 연직 전응력

Campanella and Robertson(1985)은 북미 여러 지역에서의 시험결과를 이용함으로써 그림 1-1-14와 같이 $q_T - B_q$ 또는 $q_T - R_f$를 이용한 각각의 흙의 분류도표를 제안하였다.



<그림 1-1-14a>Tip Resistance (q_T) and Friction Ratio (R_f %) CPT Soil Classification Chart (Adapted from Robertson and Campanella, 1983)



<그림 1-1-14b>Tip Resistance (q_T) and Pore Pressure Ratio (B_q) CPT Soil Classification Chart (Adapted from Campanella and Robertson, 1985)

<표 1-1-2> CPT 흙의 분류 기준표(Robertson & Campanella, 1983)

Zone Number	Soil Classification
1	Sensitive, Fine-grained Material
2	Organic Material
3	Clay
4	Silty Clay to Clay
5	Clayey Silt to Silty Clay
6	Sandy Silt to Clayey Silt
7	Silty Sand to Sandy Silt
8	Sand to Silty Sand
9	Sand
10	Gravelly Sand to Sand
11	Very Stiff Fine-grained Material
12	Sand to Clayey Sand

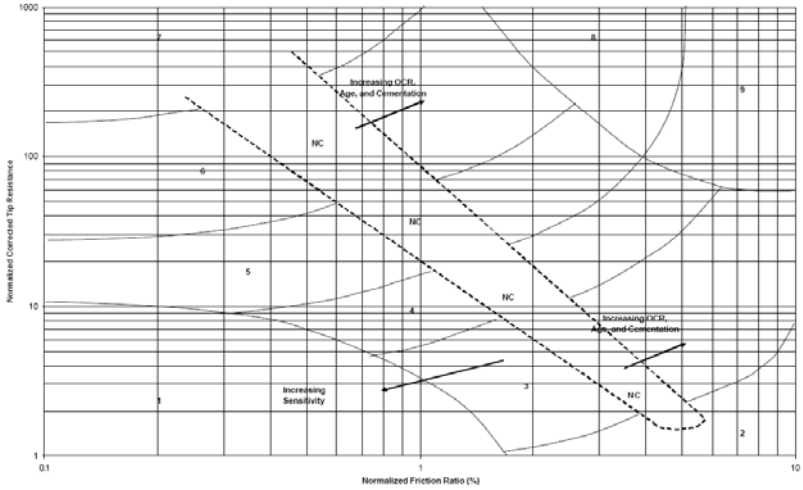
그러나 일반적으로 콘저항치, 주면마찰력, 간극수압이 깊이에 따라 증가한다는 점을 고려할 때 상재 하중에 대한 보정의 필요성이 제기되었다. Worth(1984, 1988)는 상재하중에 대해 고려한 다음과 같은 정규화한 계수를 제안하고, Robertson(1990)은

이 계수들을 이용하여 수정된 흙의 분류도표를 다음 그림 1-1-15와 같이 제안하였다.

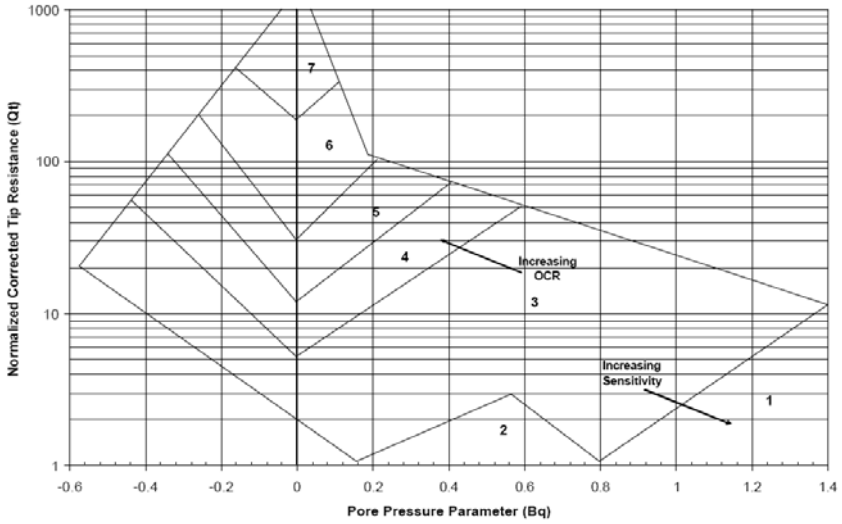
정규화된 콘저항치 : $Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}'}{\sigma_{vo}'}$ 식 1-1-12

정규화된 마찰률 : $F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$ 식 1-1-13

정규화된 간극수압비 : $B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$ 식 1-1-14



<그림 1-1-15a> Normalized Tip Resistance and Normalized Friction Ratio CPT Soil Classification chart (Adapted from Robertson, 1990)



<그림 1-1-15b> Normalized Tip Resistance and Pore Pressure Ratio CPT Soil Classification Chart (Adapted from Robertson, 1990)

<표 1-1-3> 흙의 분류 기준표

Zone Number	Soil Classification
1	Sensitive, Fine-grained Material
2	Organic Material -Peats
3	Clays – Clay to Silty Clay
4	Silt Mixtures – Clayey Silt to Silty Clay
5	Sand Mixtures – Silty Sand to Sandy Silt
6	Gravelly Sand to Sand
7	Silty Sand to Sandy Silt
8	Very Stiff Sand to Clayey Sand*
9	Very Stiff, Fine-grained*

* - Heavily overconsolidated or cemented

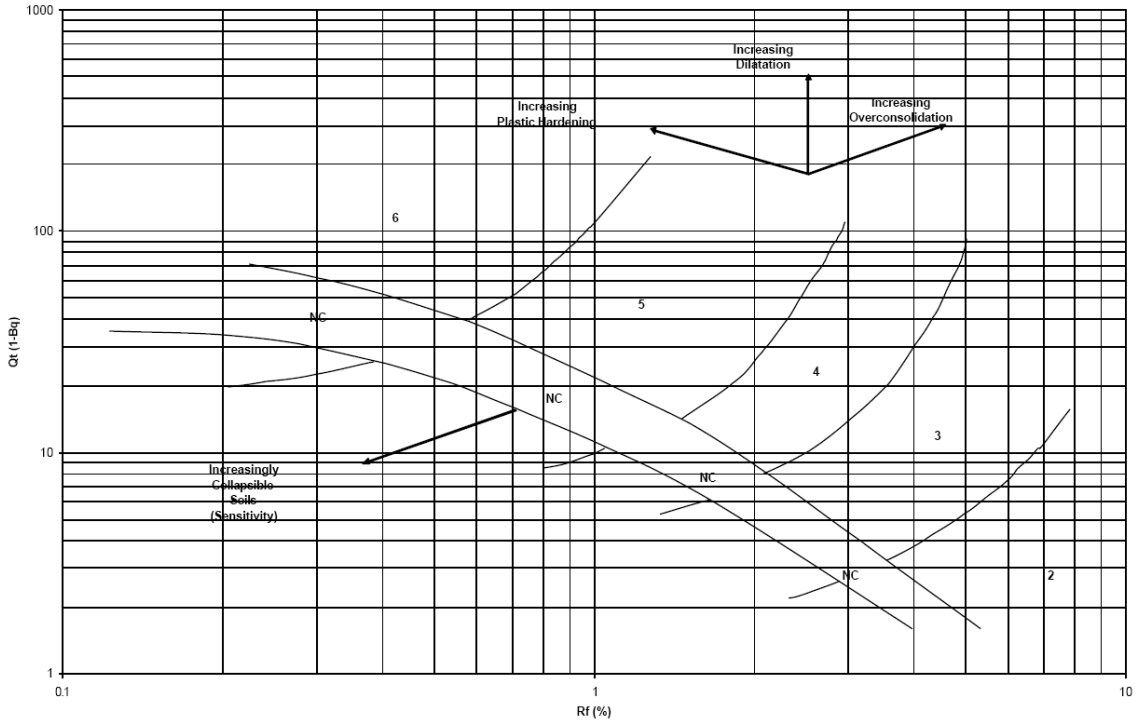
지금까지 여러 종류의 과거에 제안되고 현재까지 널리 쓰이는 흙의 분류방법에 대해 서술하였다. 하지만 위의 그림 1-1-13~1-1-15까지를 보면 알 수 있듯이, 주면마찰비를 사용하였을 때와 간극수압을 사용하였을 때의 결과가 다른 결과를 나타낼 때는 큰 혼란에 빠질 수 있다. 이런 문제는 Jefferies and Davied(1993)에 의해 제기되었고, 이들은 세가지 요소(Q_T, F_R, B_q)를 모두 고려할 수 있는 방안을 제시하였다. 다음 표 1-1-4와 그림 1-1-16은 세가지 요소를 모두 사용하였을 때의 흙의 분류기준을 보여준다.

Soil classification index parameter :

$$I_c = \sqrt{(3-\log(Q_T(1-Bq)))^2+(1.5+1.3(\log(F_R)))^2} \qquad \text{식 1-1-15}$$

<표 1-1-4> Ic에 따른 흙의 분류 기준표 (Adapted from Jefferies & Davies, 1993)

CPTu Index (I_C)	Chart Zone	Soil Classification
$I_C < 1.25$	7	Gravelly Sands
$1.25 < I_C < 1.90$	6	Sands – clean sand to silty sand
$1.9 < I_C < 2.54$	5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt
$2.54 < I_C < 2.82$	4	Silt Mixtures – Clayey Silt to Silty Clay
$2.82 < I_C < 3.22$	3	Clays



<그림 1-1-16>3 Parameter CPT Soil Classification Chart

(Adapted from Jefferies and Davies, 1993)

(2) CPT결과를 이용한 사질토의 특성 해석 연구

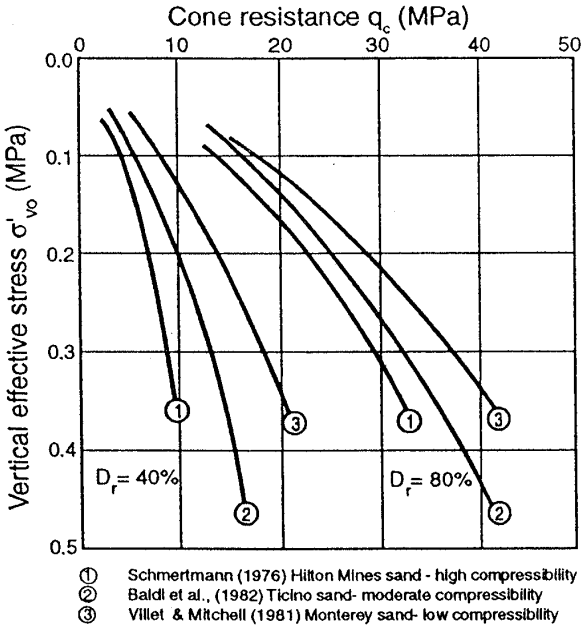
(가) 사질토의 상대밀도

모래지반의 현장상태를 파악하기 위해 실무에 많이 사용되는 개념 중의 하나는 상대밀도이다. 그러나 최근의 연구결과들은 모래지반의 응력-변형률-강도 사이의 관계들이 상대밀도 하나만으로 정의되기에는 너무나 복잡한 양상을 지니고 있다고 밝히고 있다. 그러나 상대밀도는 사질토의 역학적 거동을 대표하는데 수십 년간 사용되어 왔고, 내부마찰각, 액상화 가능성의 판단, 그리고 dilatancy 등의 개념에 많이 이용되고 있다.

모래의 상대밀도와 콘저항치의 관계는 주로 Chamber test에 의해 규명되어 왔는데, chamber test에 따르면 콘저항치는 모래의 상대밀도, 유효 연직 및 수평 응력 그리고 모래의 압축성 등에 영향을 받는 것으로 알려져 있다. Robertson and Campanella(1983b)는 chamber test의 결과를 바탕으로 임의의 상대밀도에서 콘저항치와 유효연직응력은

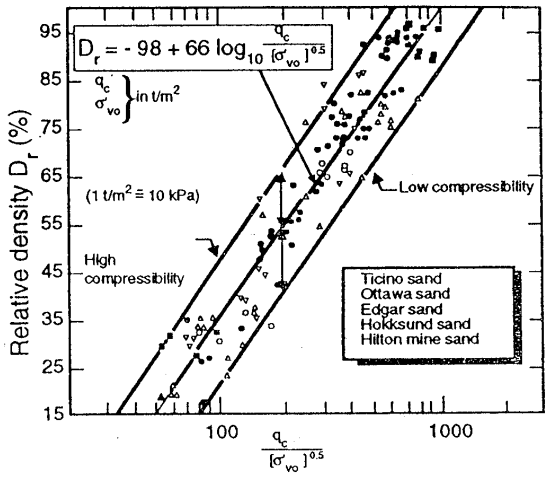
일정한 상관관계를 가지며, 상대밀도가 다르더라도 그 형태는 유사하게 나타나는 것을 밝혀냈다. 그러나 콘저항치는 모래의 압축성에 영향을 많이 받으며, 다음 그림 1-1-17과 같이 콘저항치와 상대밀도, 유효연직응력 및 압축성에 대한 상관관계를 나타내었다.

그림에서 볼수 있듯이 모래의 상대밀도와 연직응력이 증가함에 따라 콘저항치가 일정한 양상으로 증가하였으며, 압축성이 다른 모래들에 대해 비교해보았을 때, 압축성이 낮을수록 콘저항치가 증가하였다.



<그림 1-1-17> 연직응력에 따른 모래의 압축성, 상대밀도의 콘저항치에 대한 영향 (Robertson and Campanella, 1983b)

Jamiolkowski(1985)등은 압축성과 상대밀도에 대한 콘저항치의 영향을 고려하여, 그림 1-1-18과 같이 상대밀도와 압축성에 따른 상재하중에 대해 정규화된 콘저항치값을 제시하였다. 이들의 연구는 실내시험의 결과를 바탕으로 하고 있으며, 실제 현장 데이터의 경우 이들이 제시한 범위보다 넓게 분산되어 나타났다.

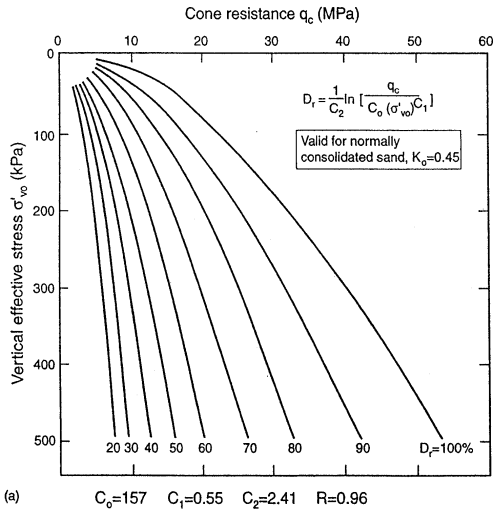


<그림 1-1-18> 일반 모래(정규압밀, uncemented)에 대한 압축성의 영향 (Jamiolkowski et al., 1985)

Baldi(1986)등은 Ticino sand를 이용한 chamber test를 바탕으로 다음 식과 같이 콘 저항치를 이용한 상대밀도의 추정식을 제안하였다.

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot ln\left(\frac{q_c}{C_0(\sigma')^{C_1}}\right) \qquad \text{식 1-1-16}$$

여기서, C_0, C_1, C_2는 모래에 따른 상수이며, 이 식을 바탕으로 모래의 성분에 따른 상대밀도와 콘저항치간의 상관관계를 다음 그림 1-1-19에 제시하였다. Baldi등은 정규압밀되고, $K_0 = 0.45$인 모래에 대한 상관관계와, 정규압밀이거나 과압밀된 모래에 대한 상관관계를 분류하여 제시하였는데, 이를 통해 콘저항치가 응력이력을 통해 결정된 수평응력의 영향을 받는 것을 알 수 있다.



<그림 1-1-19> Ticino sand에서의 $q_c - \sigma_{v0}' - D_r$ 상관관계(Baldi et al.,1986)

이 밖에도 Kulhawy and Mayne(1990)은 압축성과 응력이력, 그리고 수평응력이나 상대밀도에 영향을 주는 aging effect등을 고려하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$D_r^2 = \frac{q_{c1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \qquad \text{식 1-1-17}$$

여기서, q_{c1} : 무차원의 정규화된 콘저항치$(= \frac{(q_c/p_a)}{(\sigma_v'/p_a)^{0.5}})$

p_a : 대기압

Q_c : 압축계수 $(0.91 < Q_c < 1.09)$

Q_{OCR} : 과압밀계수 $(= OCR^{0.18})$

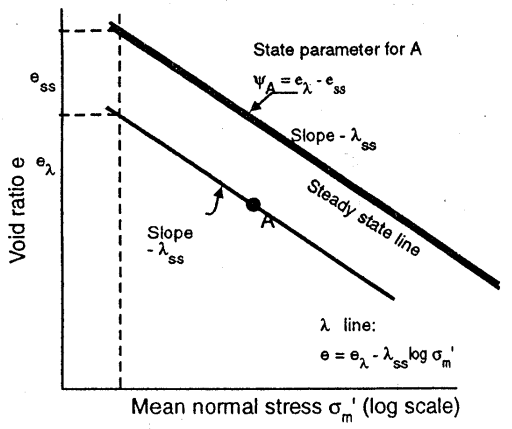
Q_A : aging 계수$(Q_A = 1.2 + 0.05 log(\frac{t}{100}))$

위의 식은 지반이 ageing 효과가 없고 입자가 균일하면서 불순물이 없는 모래에 대한 시험결과를 바탕으로 한 식이다. 그러나 실제 지반의 경우 ageing효과를 어느 정도 내재하고 있기 때문에 Schmertman은 ageing에 따른 콘저항치의 증가에 대한 고려가 필요하다고 지적하였다.

(나) 상태정수 (state parameter)

최근에는 콘관입시험결과를 이용하여 사질토의 상대밀도를 대신하여 state parameter ψ를 구하는 연구들이 주를 이루고 있다. state parameter는 모래가 가지고 있는 고유의 steady state상태에 대한 현재 응력상태와 간극비의 조합으로 나타낸 것으로, 모래의 거동을 묘사하는데 사용되어진다.

그림 1-1-20에서 보는바와 같이 state parameter는 주어진 mean effective stress에 대해 steady state와 현재상태의 간극비 차이로 나타내는데, state parameter의 크기나 부호에 따라 흙의 전단거동 시 dilatancy가 결정된다.



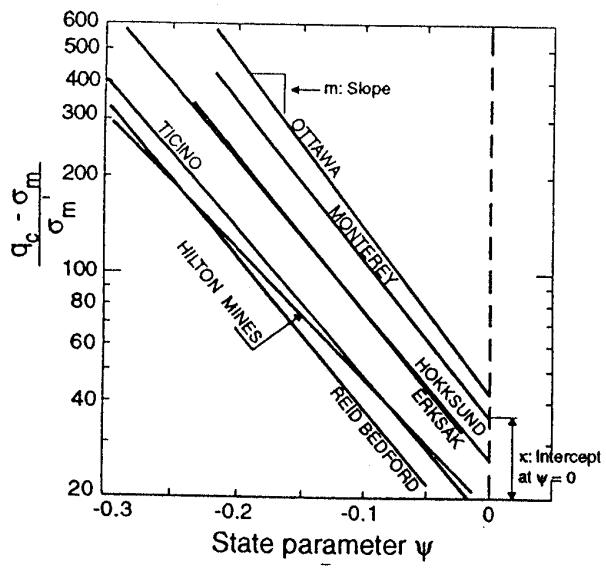
<그림 1-1-20> state parameter의 정의 (Bean and Jeffries, 1985)

Bean and Jeffries(1986, 1987b)는 chamber test 결과 등을 바탕으로 콘관입시험 결과로부터 state parameter를 구하는 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{q_c - \sigma_{mean}}{\sigma_{mean}} = \kappa \cdot exp^{(-m\psi)} \qquad \text{식 1-1-18}$$

여기서, m, κ : steady state상태의 정규화된 state parameter

(m : 경사, κ ; $\psi = 0$일 때의 절편)



<그림 1-1-21> 모래들에 따른 steady state line

사질토와 상대밀도나 state parameter들의 콘저항치와의 상관관계들은 모두 사질토의 압축성에 영향을 받는다. 따라서 압축성의 간접적인 추정을 위해 steady state line의 경사인 λ_{ss}를 이용하여 state parameter와 콘저항치간의 상관관계를 추정하도록 추정하고 있다. Plewes등(1992)은 λ_{ss}가 클수록 모래의 압축성이 적게 나타남을 실내시험을 통해 밝혀냈다. Robertson(1995)등은 state parameter를 구하는 방법으로 aging이나 cementation 효과가 없는 모래에서의 현장시험을 통한 전단파속도를 이용하였다.

$$V_{s1} = (A - Be)K_0^{0.125} \qquad \text{식 1-1-19}$$

여기서, A, B : 사질토의 특성에 따른 상수,단위는 m/s

$$V_{s1} = V_s(\frac{p_a}{\sigma_v'})^{0.125} \qquad \text{식 1-1-20}$$

여기서, V_s : 현장시험을 통한 전단파속도

현장시험에서의 전단파속도는 파 전달방향과 입자운동 방향에 대한 유효 응력에 영향을 받는다. 따라서, seismic cone 시험을 통해 얻은 전단파속도의 경우, 지반의

유효 연직·수평 응력에 영향을 받게 된다. 그러나 실제 현장에서 수평응력을 구하는 것은 매우 힘들기 때문에 유효연직응력에 대한 영향만을 고려하여 전단파속도를 구할 수 있다. 그러나 state parameter를 구하기 위해서, 즉 앞의 식과 같이 간극비의 영향을 고려하는 경우, 유효수평응력에 대한 고려, 즉 사질토의 응력이력에 대한 고려가 필요하다.

Robertson(1995)등은 전단파속도와 지반의 응력 및 응력이력을 고려하여 state parameter를 전단파속도로부터 구하는 식을 다음과 같이 제시하였다.

$$\psi = (\frac{A}{B} - \Gamma - \frac{V_{s1}}{B(K_0)^{na}} + \lambda_{\ln} ln\,[\frac{\sigma_v'}{3}(1+2K_0)]) \qquad \text{식 1-1-21}$$

여기서, Γ = steady state line에서 $p' = 1kPa$에서의 절편

$\lambda_{\ln}$ = $e - lnp'$의 그래프에서 steady state line의 경사

A, B : 모래 특성에 따른 상수, 대략 $A \cong 316$ $B \cong 166$

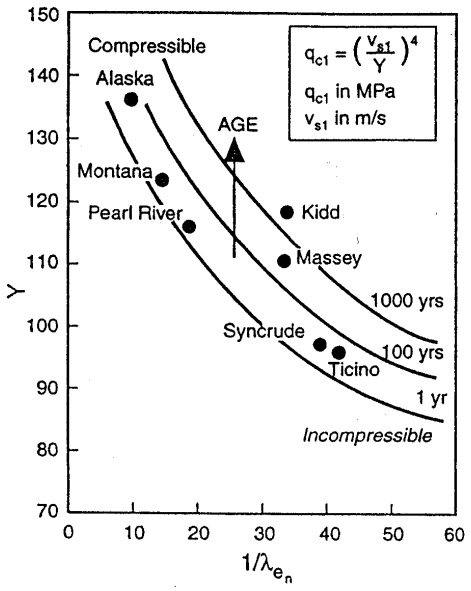
na = 응력에 대한 지수, 대략 $na \cong 0.125$

위의 식은 ageing이나 cementation 효과가 무시된 사질토에 적용가능하다. 그리고, seismic cone을 이용하여 콘관입시험과 전단파속도를 구하는 시험을 동시에 행하는 경우 전단파속도와 콘저항치 간의 상관관계를 구할 수 있으며, 더 나아가 콘 저항치와 state parameter 간의 상관관계로 발전하여 현장지반의 응력상태 및 거동양상을 파악할 수 있다. 콘저항치와 전단파속도 간의 관계는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_{c1} = (\frac{V_{s1}}{Y})^4 \qquad \text{식 1-1-21}$$

상수 Y는 모래의 입도특성, 그리고 압축성 aging이나 cementation등의 효과에 영향을 받는 값이다. 압축성이 큰 모래지반일수록 q_c가 작기 때문에 Y가 증가하며, ageing이나 cemenation의 영향을 받은 모래지반의 경우 콘저항치보다 전단파속도가 더 많이 증가하기 때문에 일반 모래지반보다 Y가 크게 나타난다. 그림 1-1-22

는 위의 식을 통해 ageing이나 cementation, 그리고 모래의 압축성에 따른 Y의 양상을 나타낸 것이다.



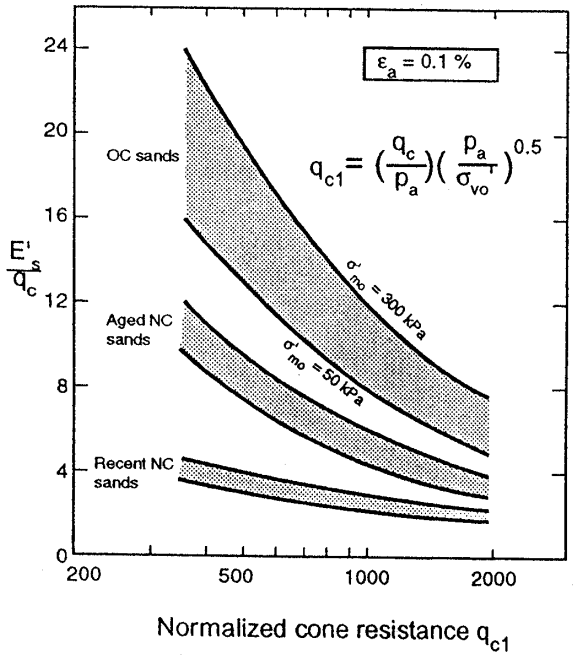
<그림 1-1-22> 모래 압축성의 평가를 위해 제안된 보정관계
(Robertson and Fear, 1995)

(다) 콘관입시험을 통한 사질토의 강성특성 해석

실내시험을 통해 사질토의 변형계수를 구하는 것은 비교란 시료를 구하기 힘들뿐만 아니라 사질토의 실내시험 자체가 매우 어렵기 때문에 거의 불가능하다. 따라서 현장시험을 통한 사질토의 강성정도를 파악하는 방법들이 많이 개발·제시되어 왔다. 그러나 강성계수는 지반의 유효응력과 응력이력에 영향을 받으며, 현장에서는 하중재하방향이나 배수조건들을 조절할 수 없으며, 기준이 될 만한 값들이 거의 없기 때문에 비교 분석하기 힘들고 타당성이 매우 적다. 따라서 현장시험을 통한 강성 평가를 위해서는 현장지반의 배수조건, 응력상태, 변형률상태 등을 고려하여 제시되어야 한다.

① Young's modulus

여러 Chamber test를 통한 연구에 따르면 Young's modulus는 사질토의 상대밀도, 응력이력, 그리고 응력상태 등의 영향을 받는 것으로 알려져 있다. Bellotti(1989)등은 그림 1-1-23과 같이 응력이력과 ageing 효과 등을 고려하여 변형률 0.1%에서의 Young's modulus들을 콘관입시험을 통해 평가하였다.



<그림 1-1-23> CPT시험으로부터 배수상태의 Young's modulus 평가
(Bellotti et al., 1989)

그 외에도 사질토 지반에서의 콘관입시험을 통한 상관관계는 주로 배수상태의 탄성계수와 콘저항치간의 관계가 제시되어 왔다. Trofimenkov and Vorobkov (1974)는 사질토 퇴적지반에서 plate load test를 통해 콘저항치와 탄성계수간의 상관관계식 1-1-22, 1-1-23을 제시하였다. Marcu(1977)도 PLT 결과를 이용하여 상관관계식 1-1-24를 제시하였다.

$$E_d = 3.4q_c + 1.3\,(MPa) \qquad \text{식 1-1-22}$$

$$E_d = 3.8q_c - 0.55n + 1.3\,(MPa) \qquad \text{식 1-1-23}$$

$$E_d \simeq 4.8q_c \qquad \text{식 1-1-24}$$

실내에서의 삼축시험 등의 결과를 이용한 탄성계수의 경우 일반적으로 할선계수의 결과를 이용하는데, 파괴점의 응력을 기준으로 이 파괴응력의 25%, 50%에서의 할선 탄성계수를 산정하고 콘저항치와의 상관관계를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_d = \alpha_{Ed} q_c \qquad \text{식 1-1-25}$$

여기서, α_{Ed} : 탄성계수와 콘저항치간의 상관계수

Robertson and Campanella(1983)는 Badi et al.(1981)의 삼축압축시험의 할선 탄성계수인 E_{25}의 결과를 이용하여 상관관계를 제시하였는데, 이 범위는 다음과 같다.

$$\alpha_{Ed} = 1.5 \sim 2.0 \text{ (상대밀도가 70\%이상인 조밀한 사질토)} \qquad \text{식 1-1-26}$$

Schmertsman(1970)은 E_{25}와의 관계를 위한 상관계수를 약 2.5로 제안하였으며 Baldi(1981)등은 E_{50}의 상관계수를 과압밀 사질토의 경우 6~11의 범위로 제안하였다.

② 변형계수(constrained modulus)

변형계수와 관계하여 CPT시험결과와 배수상태의 변형계수, M에 대해서 표준압밀시험으로부터 구한 접선 변형계수와의 상관관계에 대해 연구되었다. Chamber test의 결과로부터 Lunne and Christophersen(1983)등은 변형계수 정규압밀된, ageing이나 cementation 효과가 없는 모래와 과압밀된 모래에 대해 M_0을 다음 식과같이 구하도록 추천하였다.

for NC sand

$$\begin{aligned} M_0 &= 4q_c && \text{for } q_c < 10Mpa \\ M_0 &= 2q_c + 20\,(MPa) && \text{for } 10MPa < q_c < 50Mpa \\ M_0 &= 120MPa && \text{for } q_c > 50Mpa \end{aligned} \qquad \text{식 1-1-27}$$

for OC sand

$$M_0 = 5q_c \qquad \text{for } q_c < 50Mpa$$
$$M_0 = 250MPa \qquad \text{for } q_c > 50Mpa$$

식 1-1-28

최근에 Eslaamizaad and Robertson(1996)는 Baldi(1986)등, Fioravante(1991)등의 Chamber test결과를 바탕으로 CPT결과로부터 M_0를 평가하는 방법을 다음의 식과 같이 제시하였다.

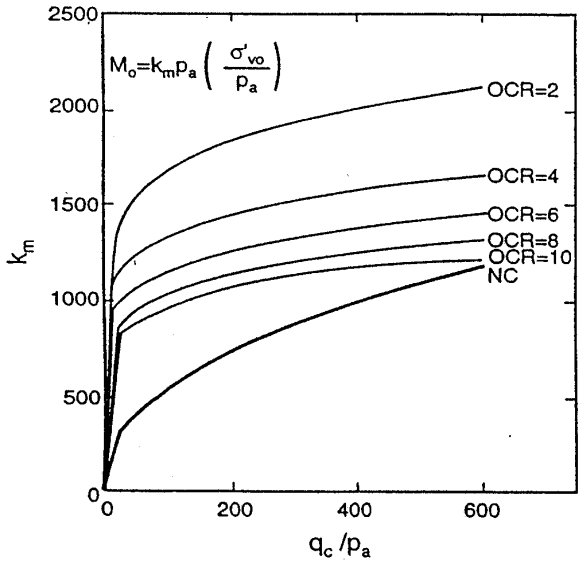
$$M_0 = k_M p_a (\frac{\sigma_{vo}'}{p_a})^n$$

식 1-1-29

여기서, n : 응력지수, NC=0.200 OC=0.128

p_a : 대기압

k_M : OCR과 정규화된 콘저항치로부터 구해진 무차원계수



<그림 1-1-24> 콘저항치와 응력이력간의 관계로부터 구한 모래의 변형 무차원계수

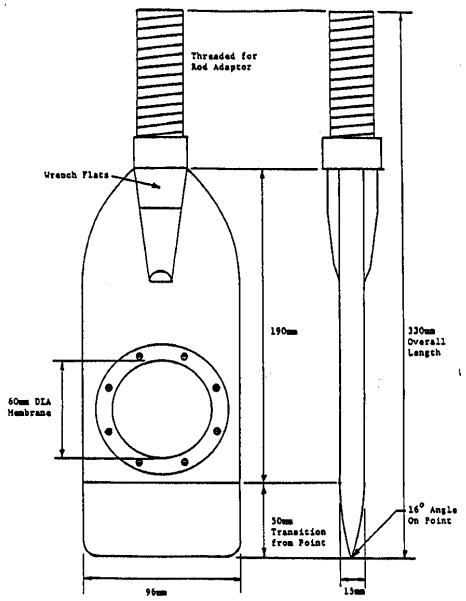
다. 딜라토미터 시험(Flat Dilatometer Test)

Flat Dilatometer Test(DMT)는 관입장치와 관입장치 끝에 위치한 DMT날을 지반에 관입 또는 타입한 후, 특정 깊이에서 stainless steel로 만들어진 중앙의 원형 membrane을 가스의 압력으로 수평방향으로 팽창, 수축시키고, 특정 팽창과 수축 변위에서의 압력으로부터 지반의 특성을 추정하는 시험이다. DMT는 시험이 간편하고, 여러 지반에 대해 적용가능하며 비용이나 이를 통해 얻을 수 있는 점이 많기 때문에 지반공학 분야에서 그 사용이 증대되고 있다.
일반적으로 DMT의 결과로부터 지반의 분류, 상대밀도나 응력이력, 정지토압계수 등을 추정할 수 있으며, 지반 종류에 따라서 비배수전단강도나 마찰각등을 추정할 수 있다. 그리고 Young's modulus나 constrained moudulus와 같은 지반의 강성특성에 대해서도 추정 가능하다. 이러한 지반의 지반공학적 특성을 DMT의 결과로부터 추정하기 위해서 DMT 결과와 특성들 간의 상관관계에 대한 연구가 계속되고 있으며, 최근에는 지반의 거동 특성과 관련된 state parameter와의 경험적 상관관계에 대한 연구 결과들이 제시되고 있다.

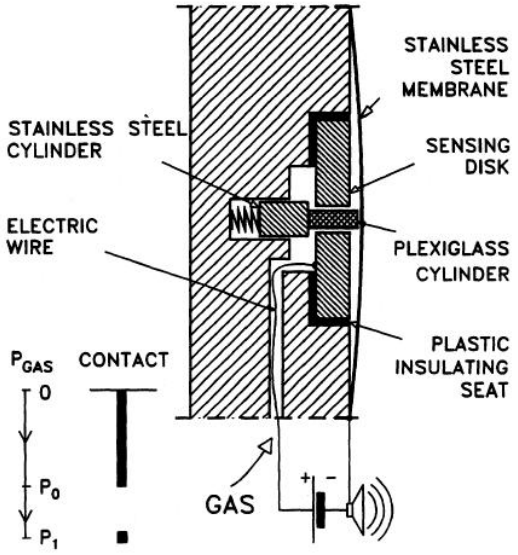
(1) 장비 소개 및 시험 방법

(가) 장비 소개

Flat Dilatometer는 1975년 Italy에서 Silvano Marchetti에 의해 개발되었다. 아래 그림 1-1-25와 같이 Dilatometer는 대략 4부분 - Diameter Blade, Ground control 및 Calibration 장비, 그리고 pneumatic-electric cable로 이루어져 있다.
Dilatometer Blade는 그림과 같이 두께 14mm, 폭 95mm, 길이 230mm의 노 모양으로 되어있다. Blade 중심에는 직경 60mm짜리 stainless steel로 된 membrane이 있어 이를 통해 수평방향 응력과 관련된 지반의 역학적 특성들을 추정한다.
Ground control 및 Calibration 장비는 blade를 관입하고 membrane을 팽창시키는 DMT 전체 시험과정을 제어하고, 이로부터 측정된 결과들을 받고 저장하는 data acquisition system으로 이루어져 있다.

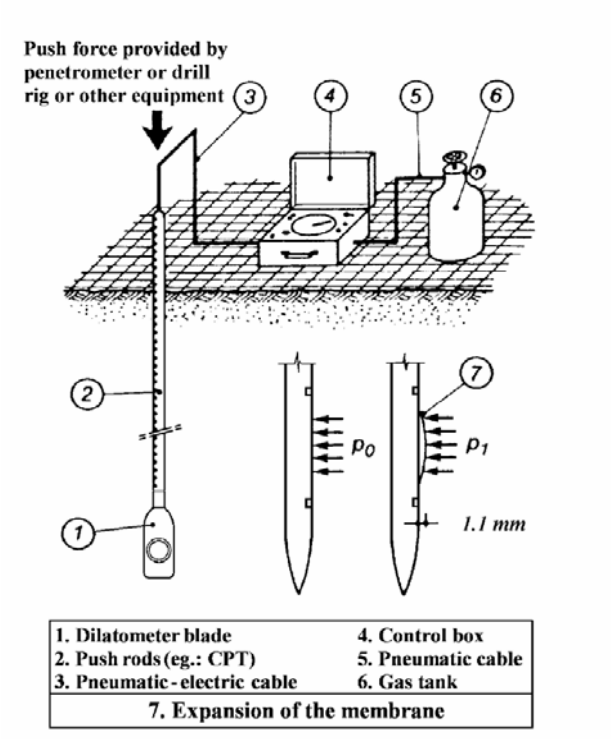


<그림 1-1-25> Dilatometer Blade



<그림 1-1-26> Working principle

Pneumatic-electric cable은 나일론 튜브와 전기전도 와이어로 되어 있으며, control 장비와 blade 간의 control 조절을 위한 전기전달이나 가스를 전달한다. cable은 시험 대상 지반의 깊이에 따라 충분한 길이를 갖고 있어야 하며 사용하기 편하고 control장치와 blade간의 압력차가 최소가 되어야 한다.



<그림 1-1-27> DMT의 전체 개요

(2) 시험과정

현재 ASTM standard에서 제시한 DMT 시험방법은 없으나, 일반적으로 D 19.02 on sampling and related field testing in soil investigation에서 제시된 Schmertmann(1986)의 방법에 기초한다.

(가) Calibration

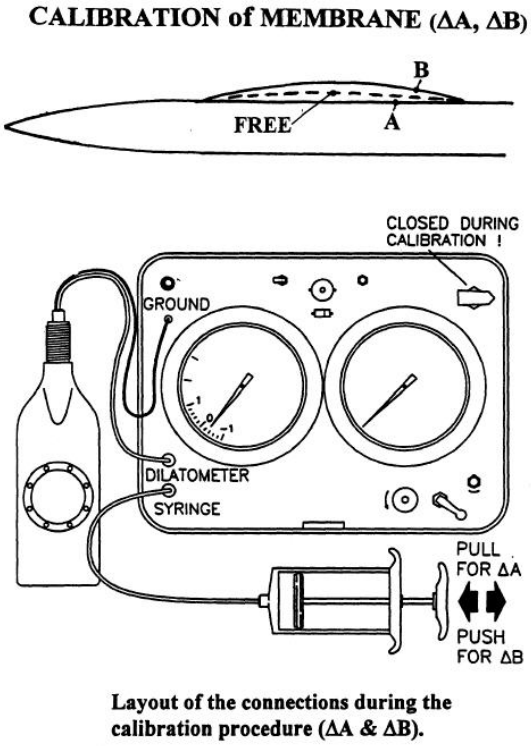
시험에 앞서 blade에 내재된 membrane의 고유 강성에 대한 보정이 필요하다. membrane은 얇은 stainless steel로 되어 있기 때문에 지반의 수평 이동에 필요한 순수 압력을 계산하기 위해서는, membrane의 고유 강성을 극복하기 위한 압력에 대한 보정이 필요하다.

A-reading(ΔA)은 Membrane이 sensing disk feeler와 접촉하게 하는 압력으로 오차범위는 -0.00～+0.02이다. ΔA<0 인 이유는 초기 Membrane이 0.05～1.1mm에 위

치하기 때문이다.

B-reading (ΔB)은 Membrane이 공기 중에서 1.1mm 팽창하는데 필요한 압력으로 오차범위는 -0.03～+0.03이다.

Calibration는 sounding 전후에 각각 실시해야한다.



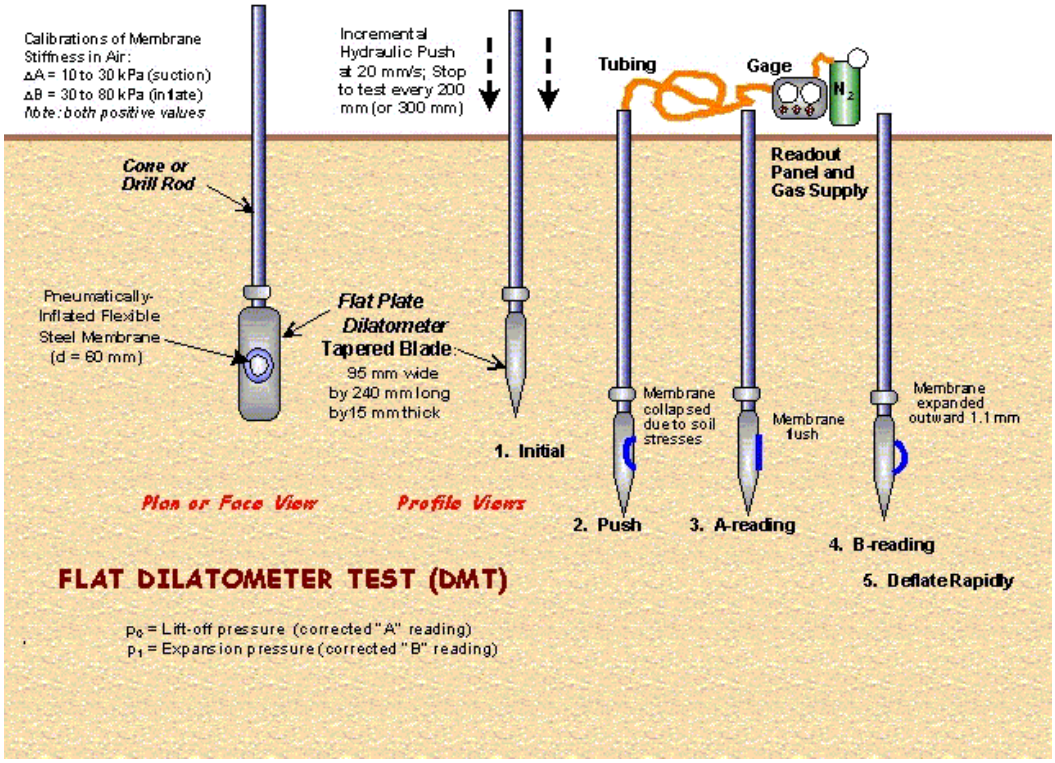
<그림 1-1-28> Calibration of Membrane

(나) 시험

① 먼저 dilatometer blade를 정적관입으로 요구 시험 깊이까지 삽입한다. 관입 속도는 모래의 경우 1~10cm/sec, 점토의 경우 1~3cm/sec일 때 관입속도에 대한 영향이 없으며, 일반적으로 콘관입시험과 동일한 2cm/sec로 관입한다.

② 요구 시험 깊이에 도달하면 15초 이내로 membrane이 수평이 되도록 가압한다.

③ 수평이 되는 시점으로 해서 membrane이 0.05mm, 1.10mm로 팽창될 때의 압력을 읽고, 이를 reading A, B라 한다. reading B가 마치는 동시에, 감압을 시작하여 membrane이 0.05mm로 수축되는 압력을 읽고 이를 reading C라 한다.



<그림 1-1-29> DMT 시험과정

시험은 약 20~30cm 정도의 간격을 두고 실시하며, CPT와 같이 관입을 용이하게 하기 위해 friction reducer를 설치하는 것이 바람직하며, 깊은 심도까지 관입이 가능하게 한다. 관입에 필요한 힘이 5~10ton을 넘어가게 되면 blade에 손상이 갈 우려가 있으니 주의하여야 한다.

(3) 시험결과 해석방법

(가) 측정치 계산

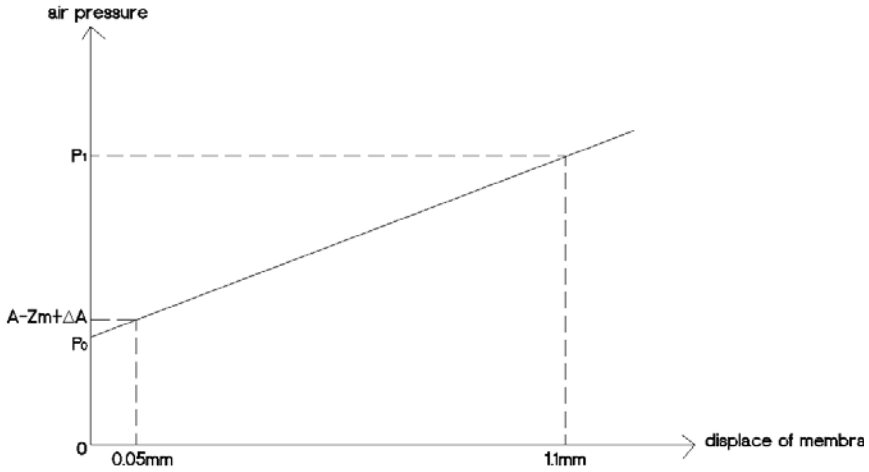
membrane의 강성에 대한 보정을 통해 얻은 ΔA, ΔB와 control 장치의 보정을 통해 얻은 Z_M, Z_M', 그리고 시험을 통해 얻은 reading 값들을 통해 membrane의 수직상승의 원인이 되는 압력(p_0), membrane이 1,10mm 팽창되는 데 필요한 압력(p_1),

0.05mm 팽창으로 제하될 때 압력(p_2)등을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$p_0 = 1.05\,(S - Z_M + \Delta A) - 0.05\,(B - Z_M - \Delta B)$$ 식 1-1-30

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B$$ 식 1-1-31

$$p_2 = C - Z_M' + \Delta A$$ 식 1-1-32



<그림 1-1-30> DMT 결과시 변형=0에서의 p_0를 평가하기 위한 선형 추세 (Machetti and Crapps,1981)

연약지반에서 시험할 경우, p_0가 음으로 나올 수 있는데 이 때는 다음의 식을 사용하도록 한다.

$$p_0 = A - Z_M + \Delta A$$ 식 1-1-33

그리고 연약지반에서는 p_0와 p_1의 차이가 거의 없기 때문에 시험 전·후에 calibration을 실시하고 두 결과를 평균한 보정한 값을 사용하도록 한다. p_0는 항상 관입으로 발생하는 간극수압과 같거나 그보다 크게 나타난다. 그렇게 나오지 않는 경우, 초기 간극수압에 대한 평가가 불가능하며, 제대로 된 추정결과를 얻을 수 없다.

(나) Index parameter

Marchetti(1980)는 DMT시험결과로부터 다음 3개의 index parameter를 제안하였다.

Dilatometer index $E_D = 34.7\,(p_1 - p_0)$ 식 1-1-34

Horizontal stress index $K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma_{v0}'}$ 식 1-1-35

material index $I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$ 식 1-1-36

① Dilatometer modulus (E_D)

DMT 시험 시 membrane의 팽창에 대해서 Gravesen(1960)의 연구와 같이 Elastic Half space에서 일정 상재압이 가해진 rigid wall 에 대한 지반의 저항응력과 침하로 가정한다면 다음과 같이 구할 수 있다.

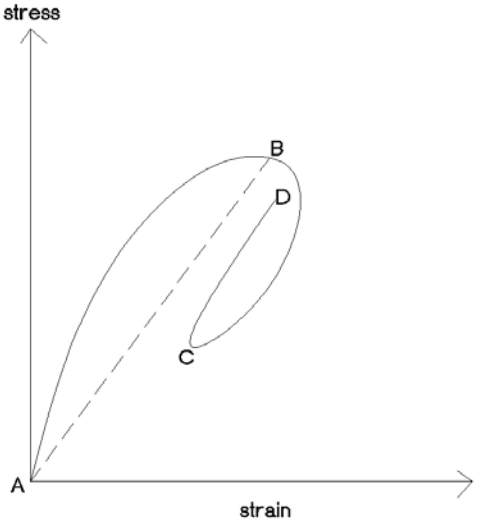
$$q(r) = \frac{-2p}{\pi}\left[\frac{1}{\sqrt{(r/R)^2 - 1}} - tan^{-1}\frac{1}{\sqrt{(r/R)^2 - 1}}\right] \quad \text{식 1-1-37}$$

$$\omega(r) = \frac{4\,(1-\nu^{2})}{\pi E} p R_0 \sqrt{1 - (\frac{r}{R})^2} \quad \text{식 1-1-38}$$

이를 DMT시험과 같이 지반변형이 $r = 0,\ w(r) = 1.1mm$에 대해 membrane의 팽창으로부터 $R_0 = 30mm,\ p = (p_1 - p_0)$에 대해 유추해보면, membrane의 1.1mm 팽창시 지반의 변형계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_D = \frac{E}{1-\nu^2} = \frac{4 \times 30}{\pi \times 1.1}\,(p_1 - p_0) \cong 34.7\,(p_1 - p_0) \quad \text{식 1-1-39}$$

DMT 시험 시 초반에 관입으로 발생하는 주변지반의 변형량은 7mm이다(blade 폭 : 14mm). 따라서 p_0는 7mm팽창 시의 압력이라 볼 수 있는데, $\Delta p = (p_1 - p_0)))$는 불과 1.1mm 팽창시의 압렵이므로 E_D는 reloading 거동시의 modulus로 추정된다. 그림 1-1-31은 DMT 시험 시 지반의 거동을 cavity expansion theory에 따라 stress -strain curve로 나타낸 것으로 ABC 단계는 관입단계, CD는 관입후 membrane 팽창단계라 볼 때, E_D는 reloading 시 거동에 대한 modulus임을 알 수 있다.



ABC; penetration of DMT
CD; expansion of membrane
Cavity expansion theory; some total stress relief behind the tip of any penetration tool (∵total stress required to open the cavity at the tip > the stress required to maintain the cavity)

<그림 1-1-31> DMT 시험시 주변 지반의 거동양상

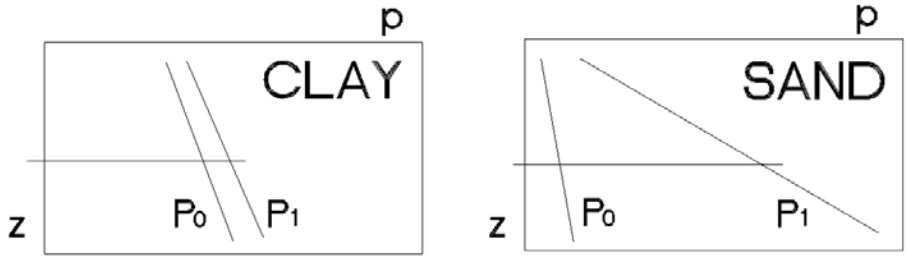
② Horizontal stress index (K_D)

DMT 시험을 통해 얻은 E_D로부터 응력이력이나 cementation, ageing 등의 영향을 파악할 수 없다. DMT 시험을 위해서 Blade를 관입하면서 발생하는 교란으로 인해 이런 영향을 고려할 수 없기 때문이다. 따라서 응력이력이나 ageing과 같은 효과에 대한 영향은 초반에 관입과 미소팽창변위에 의한 p_0로부터 대략적인 추정이 가능하다. index parameter중의 하나인 K_D로부터 응력이력이나 ageing 등을 추정할 수 있지만, 이 역시 관입에 의해 지반에 대변형이 발생하기 때문에 정확하게 추정하는 것은 어렵다. 대략적으로 정규압밀점토에 대해서 $K_D = 1.8 \sim 2.3$, 과압밀점토에 대해서는 이보다 크게 나타날 것으로 추정된다.

③ Material index (I_D)

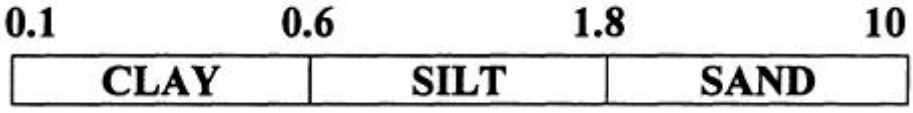
material index(I_D)는 $(p_1 - p_2)$가 지반의 깊이에 따라 변하는 양상이 지반의 종류에 따라 다르게 나타나는 점을 이용하여 DMT 결과로부터 지반 분류를 실시할 때 사용되는 지수이다. material index, I_D는 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \qquad \text{식 1-1-40}$$



<그림 1-1-32> 지반 종류와 깊이에 따른 p_0와 p_1의 변화 양상

I_D는 대략 $0.1\,(clay) < I_D < 10\,(sand)$의 범위로 나타난다. I_D가 지반의 입도특성에 의한 결과는 아니지만, 지반의 물리적 거동을 나타내는 강성지수와 유사한 값이기 때문에 지반 특성에 따른 특성이 두드러지게 나타난다. 그리고 점토와 모래의 혼합 형태의 지반인 경우, silt와 같은 값으로 나타난다.



<그림 1-1-33> ID에 따른 지반 분류

④ Pore-pressure index

대표적인 앞의 3가지 index parameter외에도 Lutenegger and Kabir(1988)가 제시한 pore-pressure index는 다음 식과 같이 나타내며, unloading으로 인한 간극수압 소산

정도를 통해 지반의 배수조건이나 배수 경향 등을 대략적으로 추정할 수 있다.

$$u_D = \frac{p_2 - u_0}{p_o - u_o} \qquad \text{식 1-1-41}$$

(4) DMT 시험을 통한 사질토 특성 해석

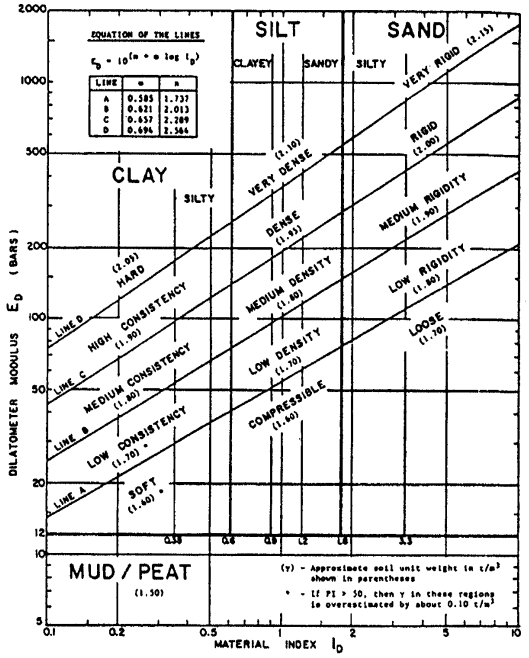
(가) 지반분류

DMT 시험을 통해 지반의 분류는 cohesive soil이나 cohesionless soil의 전형적인 거동특성에 의해 결정되는 material index, I_D와 지반의 배수조건이나 배수성향을 추정할 수 있는 p_0값과 정수압 u_0의 비교를 통해 가능하다. flat dilatometer를 개발한 Marchetti(1980)는 여러 현장 DMT시험결과를 토대로 I_D에 따른 지반 분류를 다음 표 1-1-5와 같이 나타냈다.

<표 1-1-5> I_D에 따른 지반 분류

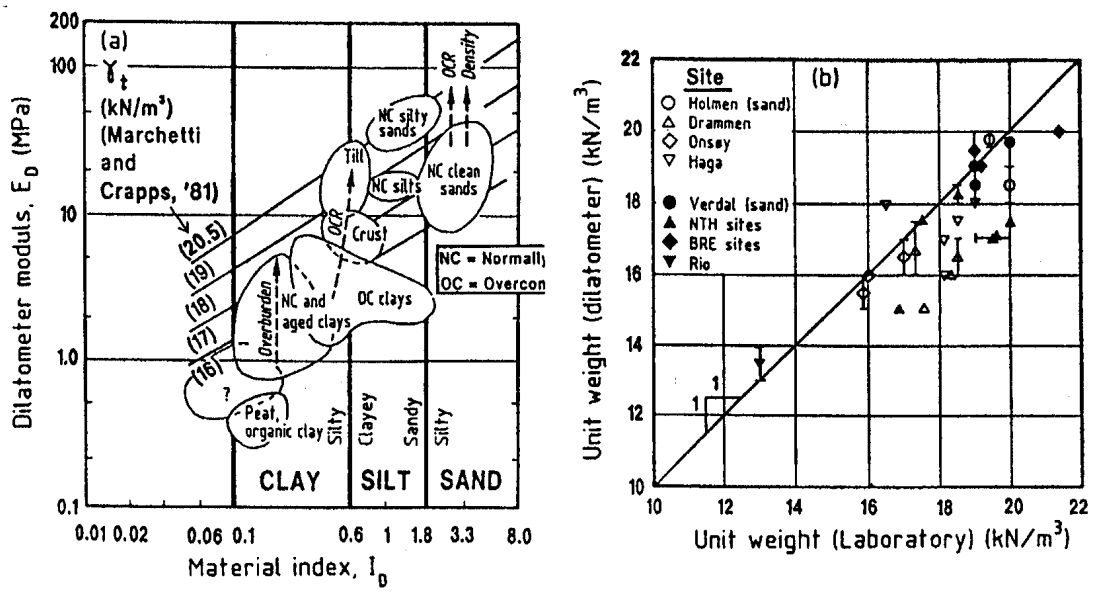
Soil Type		Material Index, I_D
Clay	Peat/Sensitive Clays	< 0.10
	Clay	0.10 - 0.35
	Silty Clay	0.35 - 0.60
Silt	Clayey Silt	0.60 - 0.90
	Silt	0.90 - 1.20
	Sandy Silt	1.20 - 1.80
Sand	Silty Sand	1.80 - 3.30
	Sand	> 3.30

Marchetti & Crapps(1981)는 I_D와 함께 E_D를 이용하여 지반 분류를 세분화 하였다 (그림 1-1-34). 같은 종류의 지반에서도 E_D가 클수록 간극비가 작고 조밀한 특성을 가지고, 반대로 작으면 느슨하며 큰 간극비를 가지는 특성을 가진다고 나타내었다.



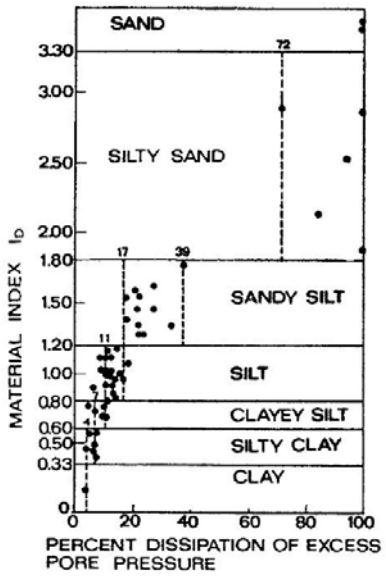
<그림 1-1-34> Soil Identification (Marchetti & Crapps, 1981)

이 후에 Lacasse & Lunne(1988)은 Marchetti의 chart에서 연약 점토의 단위중량에 대해 과소추정되었다고 지적하고 이를 수정 보완하여 그림 1-1-35와 같은 지반분류 chart를 제시하였다.

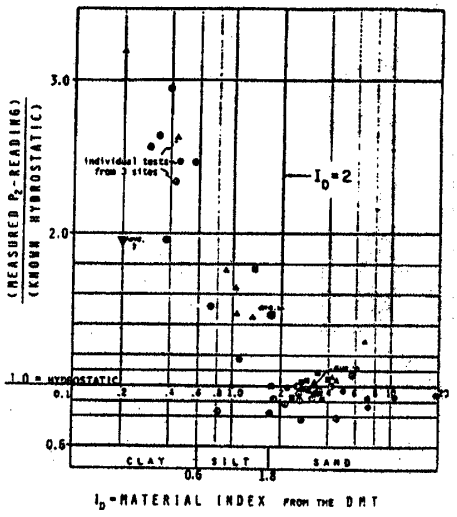


<그림 1-1-35> Soil Identification from DMT (Lacasse & Lunne, 1988)

Davidson과 Boghrat는 piezoblade를 이용한 DMT시험을 통해 관입 후 1분안에 소산되는 과잉간극수압을 측정하여 지반을 분류하는 방법을 그림 1-1-36과 같이 제시하였다. I_D나 E_D 뿐만 아니라 p_2와 정수압의 비교를 통해 지반의 배수 조건을 추정할 수 있다. Schmertmann (1988)은 그림 1-1-37과 같이 여러 지반에 대해 p_2/u_0와 I_D를 비교해보았을 때, 투수성이 매우 낮은 점토나 실트의 경우 관입과 membrane의 팽창에 따른 과잉간극수압으로 인해 1보다 큰 값을 가지나, 모래의 경우 p_2가 정수압과 거의 같은, 1에 근접한 값으로 나타났다.



<그림 1-1-36> Soil Identification from Piezo DMT (Davidson & Baghrat, 1983)



<그림 1-1-37> 지반특성에 따른 p_2 (Schmermann, 1988)

(나) 정지토압계수 (K_0)

Marchetti(1980)는 자신의 연구에서 K_0를 Horizontal stress index(K_D)로부터 추정하는 다음 식을 제시하였다.

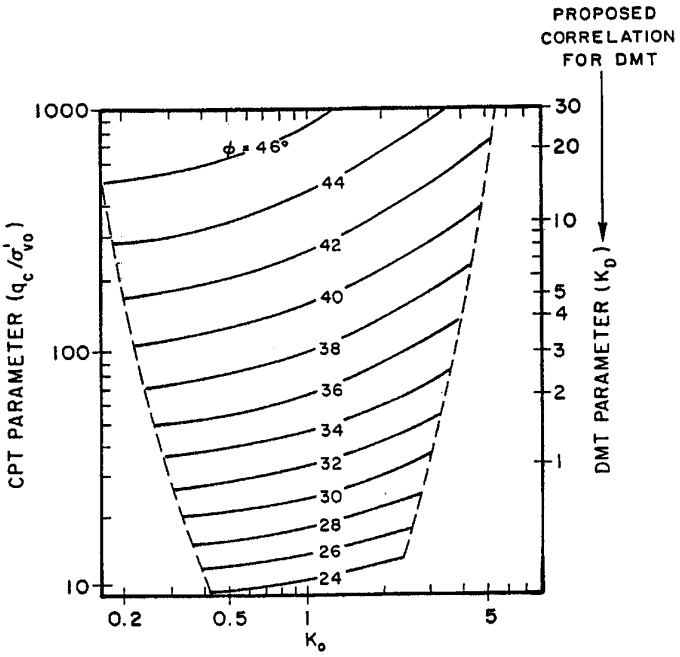
$$K_0 = (\frac{K_D}{1.5})^{0.47} - 0.6$$ 식 1-1-42

위의 식은 점토에 대해 유사한 결과를 보이나, 사질토에 대해서는 적합하지 않았다. Schmertman(1983)은 Calibration Chamber test의 결과로부터 K_D가 K_0와 반대의 양상을 가짐을 밝혀내고 Durgunoglu & Marchetti(1975)의 연구로부터 $q_c - K_0 - \phi$의 상관관계를 이용하여 $K_0 - K_D - \phi$에 대한 상관관계를 다음 그림 1-1-38과 같이 나타내었다. 그리고 jaki's equation을 통해 $K_{0(NC)}$를 ϕ_{ax}'로 나타내어, K_0에 대해 ϕ_{ax}'와 K_D에 대한 식으로 다음과 같이 제시하였다.

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - sin\phi_{ax}') + 152\,(1 - sin\phi_{ax}') - 717\,(1 - sin\phi_{ax}')^2}{192 - 717\,(1 - sin\phi_{ax}')}$$

식 1-1-43

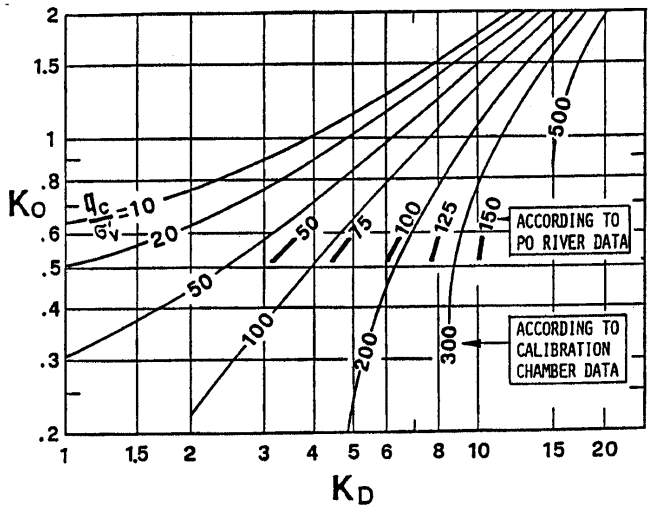
$$OCR = (\frac{K_{0,oc}}{1 - sin\phi_{ax}'})^{\frac{1}{0.8sin\phi_{ax}'}}$$ 식 1-1-44



<그림 1-1-38> DMT 시험에 따른 $K_0 - K_D - \phi$ 상관관계

(Schmertmann, 1988)

그리고, K_D와 q_c가 모두 K_0와 ϕ에 대한 함수로 나타낼 수 있는 것에 착안, Marchetti(1985)는 Calibration Chamber test와 po river의 현장시험 결과들을 이용하여 $K_D - K_0 - q_c$의 상관관계를 다음 그림1-1-39와 같이 나타내었다.



<그림 1-1-39> DMT 및 CPT시험을 통한 $K_D - K_0 - q_c$ 상관관계

(Marchetti, 1985)

Baldi(1986)등은 Marchetti의 연구 결과들을 수정 보완해서 수정된 상관관계를 제시하였으며, 1999년에 Marchetti는 모래의 종류에 따른 $K_D - K_0 - q_c$ 상관관계를 다음과 같이 제시하였다.

$$K_0 = 0.376 + 0.095 * K_D - C_3 * \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \qquad \text{식 1-1-45}$$

여기서, $c_3 = 2 \times 10^{-3}$ for artificial, freshly placed sands

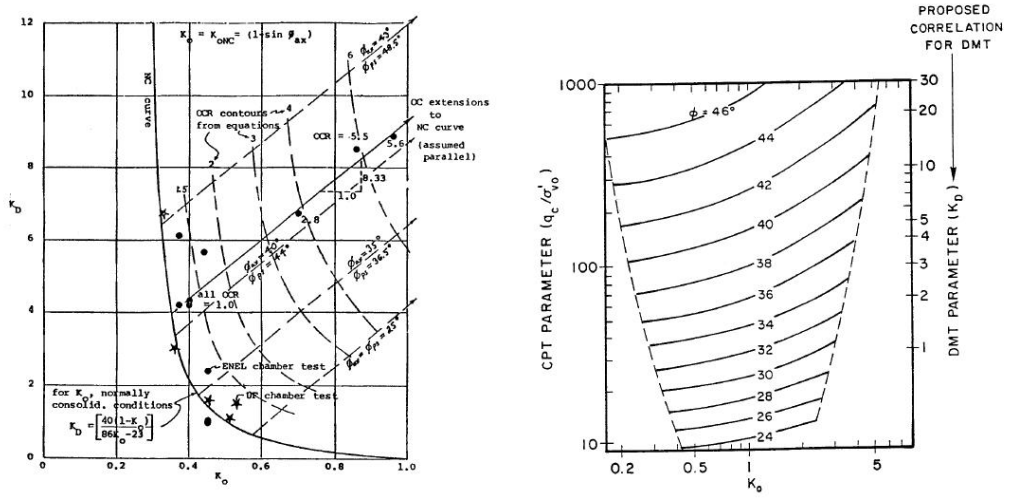
$c_3 = 5 \times 10^{-3}$ for natural, seasoned sands

Jamiolkowski는 natural Ticino sand를 DMT와 SBPT를 이용하여 구한 K_D를 이용하여 Ko를 산정하였다.

$$K_o = 0.376 + 0.095 K_o - 0.0048 q_c / \sigma'_{vo} \qquad \text{식 1-1-46}$$

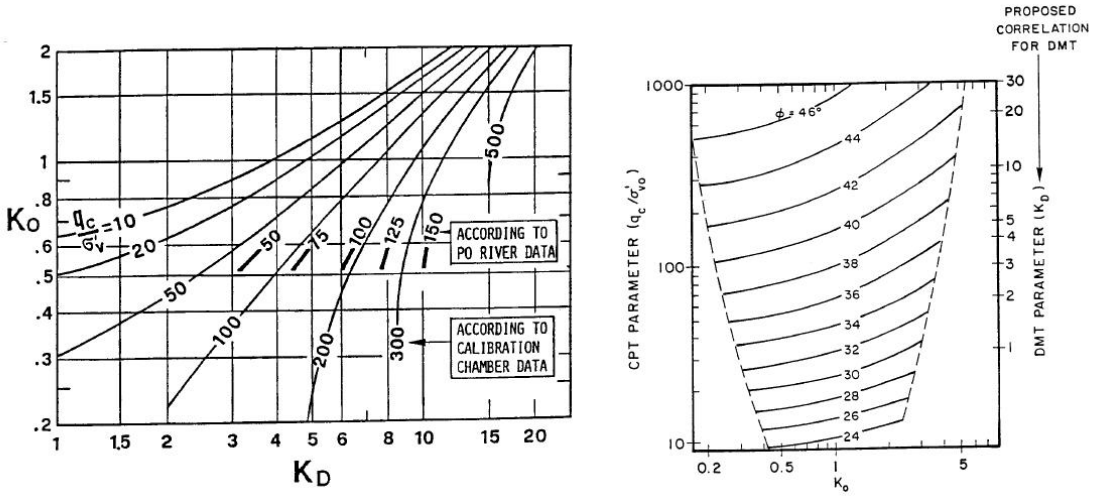
(다) 내부 마찰각(ϕ')

Schmertmann(1983)이 모래지반에서 K0를 평가하기 위해 $K_0 - K_D - \phi$ (CC)와 $q_c - K_0 - \phi$(D&M)를 연계시켜 그림 1-1-40과 같은 chart를 제시하였다.



<그림 1-1-40> $K_0 - K_D - \phi$, $q_c - K_0 - \phi$ 상관관계(Schmertmann, 1983)

Marchetti(1985)는 aging이나 cementation이 없는 지반이라는 가정하에 schmertmann의 방법을 이용하여 $K_D - K_0 - q_c$ 관계를 얻고, D&M을 이용하여 $q_c - K_0 - \phi$의 관계를 얻어 그림 1-1-41과 같은 chart로 나타내었다.



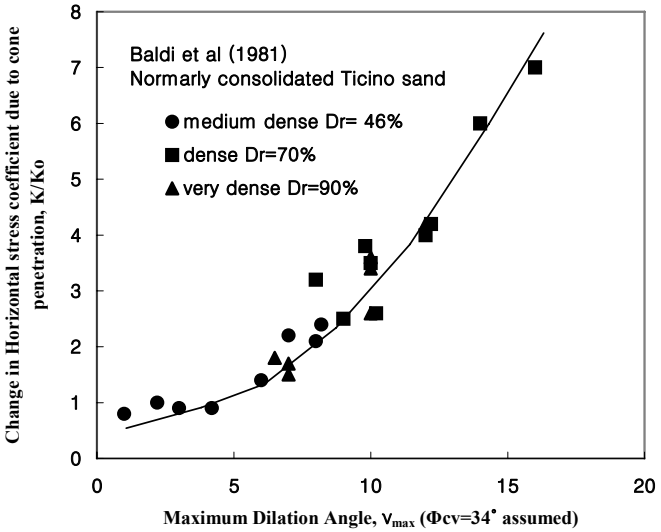
<그림 1-1-41> $K_D - K_0 - q_c$, $q_c - K_0 - \phi$ 상관관계(Marchetti, 1985)

또한 Marchetti(1996)는 Campanella & Robertson의 연구결과를 이용하여 ϕ를 추정할 수 있는 식을 제시하였다. 하지만 이 식은 ϕ를 다소 낮게 평가하였다.

$$\phi = 28 + 14.61\log K_D - 2.1\log^2 K_D \qquad \text{식 1-1-47}$$

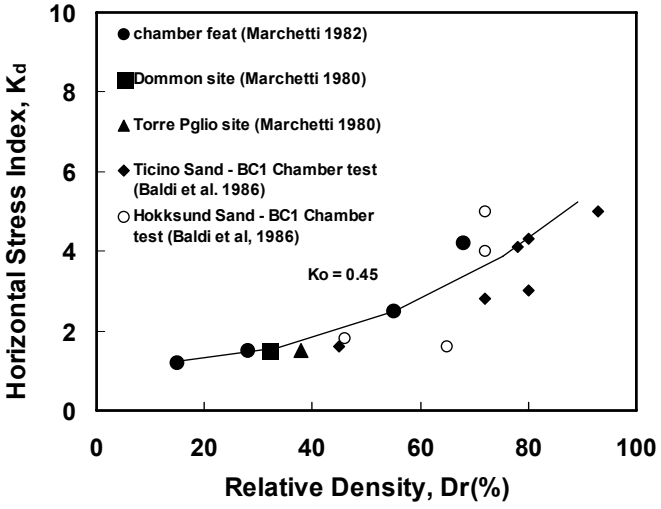
(라) 상대밀도

상대밀도와 구속압을 통해 사질토의 dilatancy를 파악할 수 있다는 점을 이용하여 DMT결과로부터 상대밀도를 대략적으로 추정할 수 있다. Baldi(1981)등은 동일한 상대밀도에서 구속압이 증가함에 따라 dilation angle이 감소하는 것을 CPT의 f_s결과로부터 추정하였다.



<그림 1-1-42> CPT 시험을 통한 dilatancy 추정(Baldi et al., 1981)

CPT시험에서 f_s의 결과가 DMT에서 관입으로 인해 발생하는 지반의 응력변화와 유사하다 볼 수 있다. 따라서 DMT에서 관입의 영향에 따른 index 결과인 $K_D(=\frac{p_0-u_0}{\sigma_{v0}'})$를 통해 지반의 dilatancy를 추정할 수 있으며, 상재하중에 대한 고려를 통해 지반의 상대밀도를 추정할 수 있다. Marchetti(1982)는 K_D와 상대밀도 D_r의 상관관계를 현장시험으로부터 추정하였고 이후 Renya & Chameau(1991)도 Chamber test의 DMT시험결과로부터 상대밀도를 추정하였다.



<그림 1-1-43> DMT시험결과를 이용한 상대밀도 추정(Renya & Chameau, 1991)

(마) 변형계수 (Deformation Modulus)

① Constrained Modulus(M)

지반의 변형특성은 일반적으로 지반의 응력 및 변형률의 상태, 그리고 유효 응력 경로나 응력이력 등에 의해 결정된다. Marchetti(1980)는 ageing이나 cementation 효과가 없는 NC 지반에 대해 Dilatometer modulus, E_D를 통해 constrained modulus, M을 구하는 식을 제시하였으며, 다음의 관계를 통해 지반분류에 따른 M을 추정하는 식 1-1-48~50을 제안하였다.

$$E = \frac{1+\mu}{2} E_D \qquad \text{식 1-1-48}$$

$$M = E \frac{(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \qquad \text{식 1-1-49}$$

$$M = \frac{(1-\mu)}{2(1-2\mu)} E_D = R_M E_D \qquad \text{식 1-1-50}$$

if $I_D \leqq 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 log K_D$
if $0.6 < I_D < 3.0$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) log K_D$
	$R_M = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
if $I_D > 3.0$	$R_M = 0.50 + 2.0 log K_D$
if $K_D > 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 log K_D$
	RM은 항상 0.85이상이어야 한다.

Baldi는 sand를 이용해 chamber test를 실시하였다. Baldi는 Maechetti가 제시한 M값이 상당히 작다고 평가하였고 다음과 같은 값을 제시하였다.

Mt = 1.3M for N.C sands
Mt = 2.4M for O.C sands

식 1-1-51

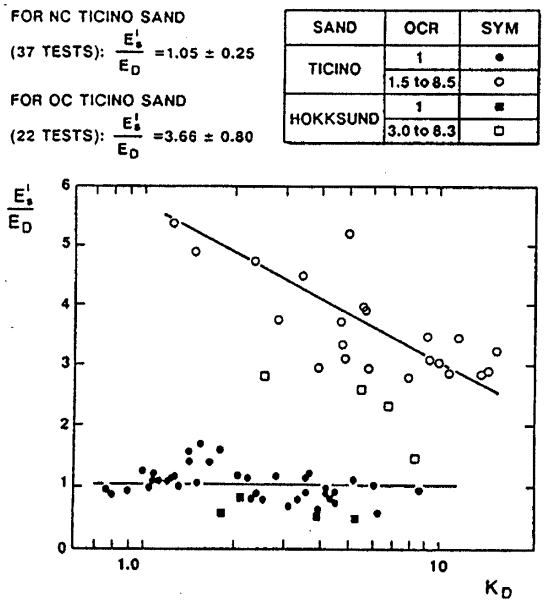
② Young's modulus

Young's modulus 또한 탄성이론에 따라 DMT의 시험결과로부터 추정할 수 있다.

Schmertmann(1988) 시험결과들을 바탕으로 dilatometer modulus, E_D가 대략 할선 탄성계수 E_s'의 25%정도 될 것으로 추정하였다. Bellotti(1989)등은 ticino sand와 hokksund sand 의 시험결과들을 이용하여 E_D로부터 Young's modulus를 다음 그림 1-1-44와 식 1-1-52, 1-1-53과 같이 추정하였다. 그러나 E_D는 DMT가 관입되고, 다시 membrane의 팽창에 의해 발생되는 변위와 압력차를 통해 구해진 reloading modulus이기 때문에 NC soil에 대해 적용하기 위해서는 보정이 필요하다.

$$\frac{E'}{E_D} = 1.05 \pm 0.25 \qquad \text{for } N.C \text{ sand} \qquad \text{식 1-1-52}$$

$$\frac{E'}{E_D} = 3.66 \pm 0.80 \qquad \text{for } O.C \text{ sand} \qquad \text{식 1-1-53}$$



<그림 1-1-44> E_D로부터 Young's modulus 추정(Belloti et al., 1989)

E_D의 recompression mode로 인한 보정은 다음과 같다.

$E=0.9E_D$ (N.C. sand), $E=3.5E_D$ (O.C. sand)

$E_D(OC) / E_D(NC) = 1.2$ 식 1-1-54

$E(NC) = 0.9E_D(NC) = 0.9E_D(OC) / 1.2 = 0.7E_D(OC)$

라. 탄성파측정시험법

현장시험으로 전단파속도를 측정하는 기법은 원위치의 현장조건을 포함하는 측정값이며 측정 체적이 크다는 장점이 있다. 이와 같이 현장에서 측정하는 지반의 전단파속도는 부지 특성에 따라서 적절한 방법을 적용하여 정확하게 측정을 해야 한다. 지반의 전단파속도는 속도 자체의 고유값으로 지반을 분류하기도 하고, 심도에 따른 변화에서 지반의 분포특성에 대한 정보를 제공한다. 현장에서 측정하는 전단파속도는 저변형률 특성하에서 측정하며 변형률이 보통 10^{-3}% 이하인 경우를 의미한다. 저변형률 영역에서 지반의 탄성파속도를 측정하는 방법은 지표탐사, 시추공탐사, 지표-시추공탐사 등 다양한 방법으로 분류할 수 있으며 중요구조물인 경우는 반드시 시추공 탐사를 수행해야 하며 구조물이 시공된 후에 발생하는 유효상재하중의 변화에 따른 전단파속도의 변화도 고려해야 한다.

(1) 탄성파 (Seismic wave)

탄성파는 지표 또는 지하에서 어떤 충격을 주어 지하 매질을 교란시키면 발생하며 탄성파라는 용어는 파의 거동이 지하 매질의 각종 탄성계수에 의해 결정된다는 것을 의미한다. 일례로 해머로 지면을 내리치거나 다이너마이트를 폭파시키면 탄성파가 발생하며 그 중 일부는 땅속으로 전파한다. 땅속으로 전파하는 파는 지반사이의 경계면을 만나면 위로 반사되거나 굴절되어 지오폰(geophone)으로 불리는 수신기에 측정된다.
탄성체 내에서 탄성파에 대한 P-wave와 S-wave에 대한 파동방정식은 다음과 같이 표시할 수 있다.

P-wave : $$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{M}{\rho}\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2}$$ 식 1-1-55

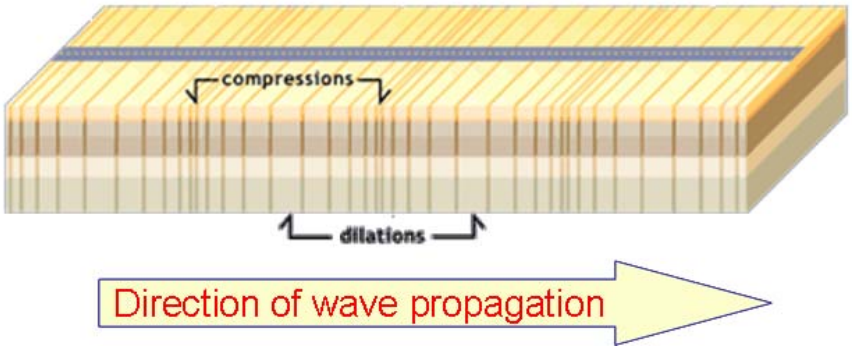
S-wave : $$\frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho}\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2}$$ 식 1-1-56

여기서 파는 x 방향으로 전파(wave propagation)되며, u는 탄성체 내에서 입자의 움직임(particle motion)을 나타낸다. 또한 t는 시간을 표시하며, M, G, 그리고 ρ는 Constraint modulus, shear modulus 및 mass density를 나타낸다.

(가) P Wave

포화된 흙에서 P파의 속도는 유체의 체적탄성계수, 흙 입자의 체적탄성계수 및 흙입자 구조의 강성에 의해 지배되고 또한 공극율에 의해 영향을 받으며 특징은 다음 표 1-1-6과 같다.

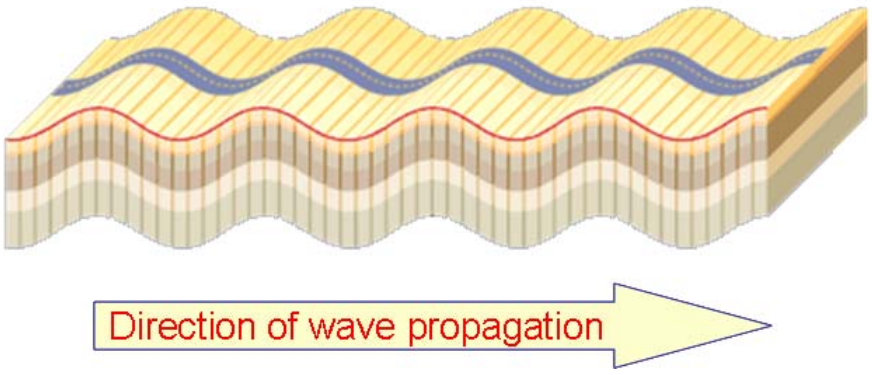
<표 1-1-6> P파의 특성

<table>
<tr><td>특 징</td><td colspan="2">• 입자의 움직(particle motion)이 파의 진행방향(wave propagation)과 평행하게 진동적인 변위를 하여 부피 변화에 수반하는 체적탄성에 의해 발생
• 빠른 전달속도 / 작은 크기
• 고체와 액체 매질 통과
• Compresion wave
• Primary Wave
• Longitudinal Wave
• 고체, 액체에서 전파가능</td></tr>
<tr><td>성 질</td><td>$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{M}{\rho}\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2}$ P-mode (plane wave)</td><td>$V_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}}$ Wave velocity
$u_y = u_z = 0$</td></tr>
<tr><td>예</td><td colspan="2">• 소리 (sound), 용수철의 전후운동
 
</td></tr>
</table>

(나) S Wave

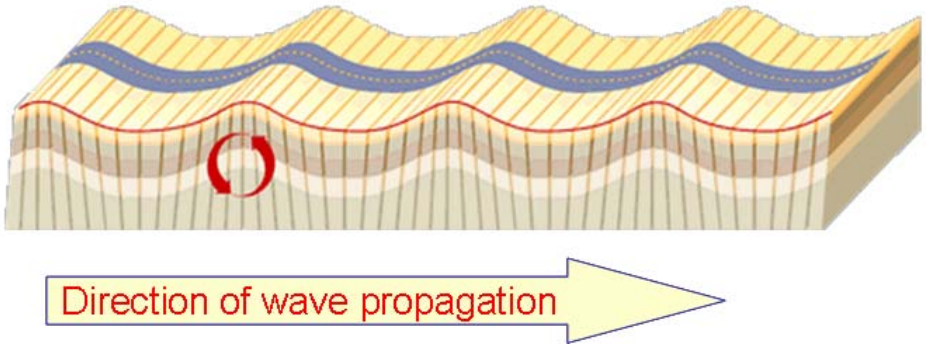
S파의 속도는 흙입자 구조의 강성과 포화도에 의해 변하는 흙의 중량 밀도에 의해 결정된다. 유효응력이 일정할 때 흙구조의 강성은 포화도에 따라 변하게 된다. 함수비가 줄어든다면 흙구조의 강성은 증가하게 되므로, 완전 건조 시 최대 강성을 가지게 되며 특징은 다음 표 1-1-7과 같다.

<표 1-1-7> S파의 특성

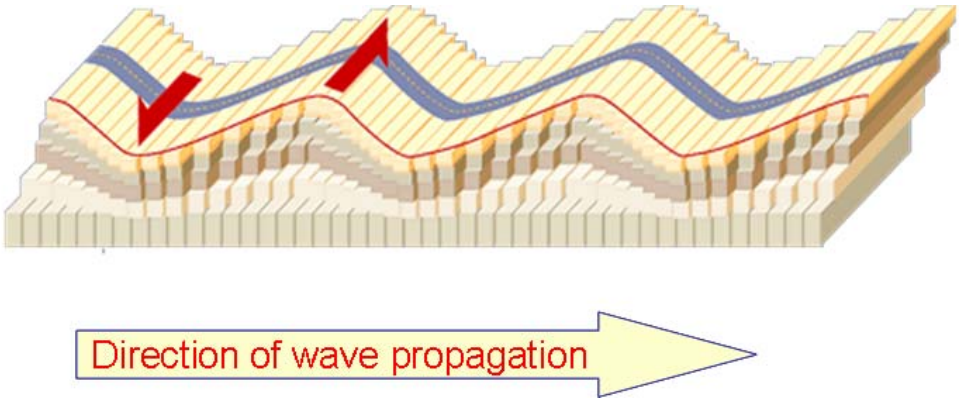
<table>
<tr><td>특 징</td><td colspan="2">• 입자의 움직임(particle motion)이 파의 진행방향(wave propagation)과 수직으로 진동하여 형태변화를 일으켜 발생
• 느린 전달속도
• P파보다 상대적으로 큰 크기
• 고체 매질 통과
• Secondary wave
• Shear wave
• Distortional wave
• 고체에서만 가능</td></tr>
<tr><td>성 질</td><td>$\frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho}\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2}$ S-mode (shear wave)</td><td>$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ Wave velocity
$u_x = 0$</td></tr>
<tr><td>예</td><td colspan="2">• 물결, 용수철의 좌우운동
 
</td></tr>
</table>

(다) Surface Wave

표면파는 매질이 지표와 같은 자유면을 갖고 있을 때 발생한다. 에너지가 지표를 따라 전파될 때, 교란은 표면에서 최대이고 깊이에 따라 지수함수 형태로 감소한다. 크게 레일리파(Rayleigh wave)와 러브파(Love wave)로 나눌 수 있으며 레일리파는 역행타원 운동을 하며 타원의 윗부분에서는 입자운동이 파의 진행방향과 반대가 된다. 러브파는 횡파와 같이 거동하는 표면파로 입자운동이 진행방향에 직각을 이루는 수평방향으로 움직인다.



(a) Rayleigh wave



(b) Love wave

<그림 1-1-45> Surface Wave

(라) 흙에서의 파동현상과 인자

매질 내를 이동하는 탄성파는 시간지연(time delay), 감쇠(attenuation), 분산(dispersion), 산란(scattering), 반사(reflection), 전파(transmission), 굴절(refraction), 그리고 간섭(interference)과 같은 파동현상들이 동시에 나타난다. 이러한 다양한 파동현상들에 의해 탄성파는 부분적 반사와 전달에너지의 감소 및 전달 모드의 변화들이 발생하지만, 이러한 현상들에 대한 원인 및 과정을 명확히 밝힘으로서 매질에 관한 다양한 정보를 얻을 수 있다는 것을 의미하기도 한다.

일반적으로, 대상 지반이 가지는 특성에 따라 실험 설계 및 신호처리기법의 적절한 선별이 필요하다. 지반 내를 이동하는 탄성파 속도와 감쇠는 흙의 고유 특성인 밀도(mass density), 체적강성(bulk stiffness), 전단강성(shear stiffness) 등의 지반정수에 의존한다.

탄성파를 이용하여 지반의 특성을 파악하기 위해서는 대상 지반을 연속체로 다루어야 하며 이는 흙입자의 크기보다 긴 파장(long wavelength)의 탄성파를 이용하여야 하는 것으로 해결할 수 있다. 이러한 긴 파장의 사용은 산란에 의한 감쇠를 줄여 충분한 물성 정보를 얻기 위한 이유에 있다. 또한 점탄성적인(visco-elastic) 파동조건을 가정하여 흙 속에서의 파속도, 감쇠, 분산에 관련된 식들을 구할 수 있다.

(2) Wave in particulate materials

응력상태가 등방성인 경우(isotropic state of stress)의 경우, 탄성파의 polarization plane에서 평균 유효응력(σ'_o)을 이용하여 탄성파의 전파속도는 다음과 같이 표시할 수 있다 (P파와 S파 포함).

$$V = \alpha(\sigma'_o)^{\beta} \qquad \text{식 1-1-57}$$

그러나 지반에서의 응력상태는 등방성인 경우보다는 이방성인 경우가 대부분이다. P파의 경우는 전파방향과 입자의 움직임이 평행하므로 식 1-1-58에서 σ'_o에 σ'_p(전파방향 및 입자의 움직임 방향)를 대입하고, S파의 경우는 σ'_o에 σ'_p(전파방향)과 σ'_m(입자의 움직임 방향)을 대입하여 다음과 같이 표시할 수 있다 (Roesler 1979).

P−wave : $V_P = \alpha(\sigma'_p)^\beta$ 식 1-1-58

S−wave : $V_S = \alpha(\frac{\sigma'_p + \sigma'_m}{2})^\beta$ 식 1-1-59

식 1-1-58과 식 1-1-59를 적용하면 P파와 S파로부터 응력상태를 추정할 수 있으나 P파는 액체에서도 파가 전파되므로 유효응력 산정에는 적합하지 않다.

(가) P파 속도

연속체(continuum)에서 P파 속도는 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$V_p = \sqrt{\frac{M_{soil}}{\rho_{soil}}} = \sqrt{\frac{B_{soil} + \frac{4}{3}G_{soil}}{\rho_{soil}}}$$ 식 1-1-60

여기서 M, B 및 G 는 각각 흙의 constraint modulus, bulk modulus, shear modulus를 표시하며 ρ는 mass density이다. 이중 불포화된 지반에서 전단계수(Gsoil)는 물의 유무에 영향을 받지 않아 Gsk (흙입자와 입자 사이의 전단계수)와 같이 표시할 수 있다. 그러나 불포화된 지반에서 bulk modulus (Bsoil)는 Bsk (흙입자와 입자 사이의 bulk modulus), Bf (물과 공기 혼합물의 bulk modulus), Bg (흙입자 자체의 bulk modulus), Bw (물의 bulk modulus), Ba (공기의 bulk modulus)와 함수비 S, 간극률 n을 이용하여 다음식과 같이 표시 할 수 있다.

$$G_{soil} = G_{sk}$$ 식 1-1-61

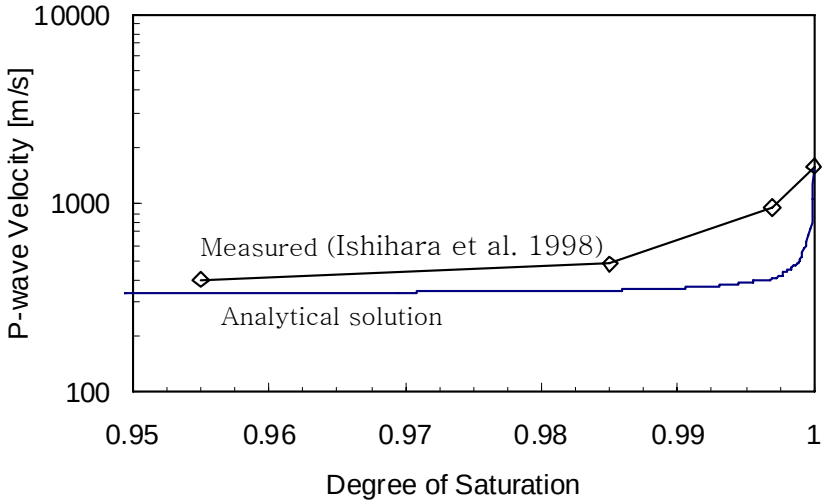
$$B_{soil} = B_{sk} + \frac{1}{\frac{1}{B_f} + \frac{1-n}{B_g}}$$ 식 1-1-62

$$B_f = \frac{1}{\frac{S}{B_w} + \frac{1-S}{B_a}}$$ 식 1-1-63

마찬가지로 불포화된 흙의 밀도는 물의 밀도 (ρw)와 흙입자 자체의 밀도 (ρg)로 표시할 수 있다.

$$\rho_{soil} = (1-n)\rho_g + nS\rho_w \qquad \text{식 1-1-64}$$

흙 입자를 이루는 광물의 체적강성은 흙 입자로 이루어진 골격의 체적강성보다 상당히 크다. 또한 공기가 제거된 물의 체적강성은 골격의 체적강성보다 크다. 그러나 상대적으로 적은 양일지라도 공기의 존재는 액체 혼합물의 체적계수를 크게 감소시킨다. P파 속도는 포화상태에 따라 민감하게 변화하므로 지표면 근처(작은 구속압력 하)에서 불포화토에 대한 P파의 이용은 주의를 요한다. 즉 P파의 속도가 흙 골격에 대한 강성을 나타내기보다는 지반의 포화 정도에 따라 변화하기 때문에 흙 골격의 특성파악에는 비효과적이다. 하지만 지표면 근처의 지반에 대한 포화 여부의 판단은 P파를 이용하는 것이 적절하다. 포화도와 P파의 전파속도 관계를 그림 1-1-46에 나타내었다.



<그림 1-1-46> P파 전파 속도와 포화도의 관계

그림 1-1-46에서와 같이 측정치와 공식으로부터 유도된 관계가 거의 유사하며 P파의 전파속도는 완전 포화된 지반의 경우 1500m/s 정도이지만, 포화도가 조금만 감소

해도 P파의 속도가 급감하는 것을 볼 수 있다. 즉, P파는 지반의 포화정도를 산정하는 지표로 사용할 수 있다. 표 1-1-8에 지반 재질에 대한 P파 속도가 정리되어 있다.

(나) S파 속도

모세관 현상을 무시할 수 있는 모래지반에서, S파가 단지 밀도와 관련이 된 경우에는 유효응력이 전단계수를 결정할 수 있으며(Stokoe and Santamarina, 2000), 연속체(continuum) 에서 S파 속도는 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad \text{식 1-1-65}$$

여기서 G는 전단계수이며, ρ는 밀도이다. 한편 물의 전단계수는 "0"이므로 물의 S파 속도는 "0"이 되므로 포화된 흙을 포함하여, 흙에서의 S파 속도는 항상 유효응력의 함수가 된다. 즉, 포화도가 변하여도 S파의 전파속도는 거의 일정하다 (Ishihara et al. 1998). 표 1-1-8에 지반 재질에 대한 S파 속도가 정리되어 있다.

<표 1-1-8> 지반재질에 대한 전형적인 밀도, P파, S파 속도 및 포아송비

Material	ρ [kg/m3]	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]	υ
Fluids				
Air (20℃, 1atm)	1.204	343～345	0	
Pure water	998	1480	0	0.5
seawater	1025	1531	0	0.5
Claster oil	969	1540	0	0.5
Petroleum	--	1300～1400	0	0.5
Ice	917	3500～3800	1800～2000	0.33～0.36
Gas Hydrate	912	3200～3600	1600～1700	0.33
Minerals				
Salt	2160	4400～5000	2100～2700	0.25～0.27
K-Feldspar	2560	5600～6400	3100～3200	0.35
Quartz	2650	5700～7000	3300～4100	0.31
Calcite	2710	6600～6700	3300～3500	0.30～0.33
Dolomite	2870	7300～7400	3900～4000	0.24～0.30
Pyrite	4950～5200	8100～8400	5200	0.14
Silica glass	2600	5600	3500	0.17
Steel	8000	6100	3500	--
Rocks				
Limestone	2000～2900	4000～7000	2800～4100	0.27～0.30
Sandstone	1950～2600	2000～5500	700～3300	0.18～0.24
Granite	2500～2800	4000～6000	2100～5000	0.23～0.27
Gneiss	2400～3000	4300～7600	2600～5300	0.20～0.29
Hematite	4200～5300	4100～8000	2300～4300	0.3
Magnetite	4900～5200	5800～8000	3000～4200	0.32～0.35
Basalt	2700～3100	3500～9000	1000～3000	0.25～0.35
Shale	2400～2900	2200～7000	1500～4000	0.12～0.34
Gypsum	2350	5800～5900	3300～3400	0.26
Granular salt(dry)	1300～1500	230	--	--
Concrete	2350～2450	3600	2000	--
Soils (at 100 kPa)				
Gravel (dry)	1400～2000	550～850	150～500	--
Gravel (saturated)	1800～2450	1500～2200	150～500	--
Gravel (unsaturated)	1500～2350	600～1200	150～700	--
Sand (dry)	1300～1850	300～500	200～300	0.3～0.4
Sand (saturated)	1500～2150	1450～1900	150～300	0.3～0.4
Sand (unsaturated)	1300～2050	200～1000	150～400	--
Silt (saturated)	1600～2100	--	130～180	--
Clay (saturated)	1400～2100	1450～2000	60～250	0.5
Clay (unsaturated)	800～2000	--	100～1200	--
Glacial till (saturated)	2100～2400	1500～2500	600～1000	--
Glacial till (unsaturated))	1700～2300	400～1000	--	--
Glacial till (compacted)	--	1200～2100	--	--
Loess at natural	1640～1750	400～800	200～500	0.44
Lightly cemented soils	1300～2000	400～1000	250～700	--

References: Barkan(1962), CRC HandBook(1998), Davidson(1983), Hardin and Drnevich(1972), Holtz and Kovacs(1981), Jumikis(1966), Prakash(1981), Richart et al.(1970), Santamaria et al.(2001).

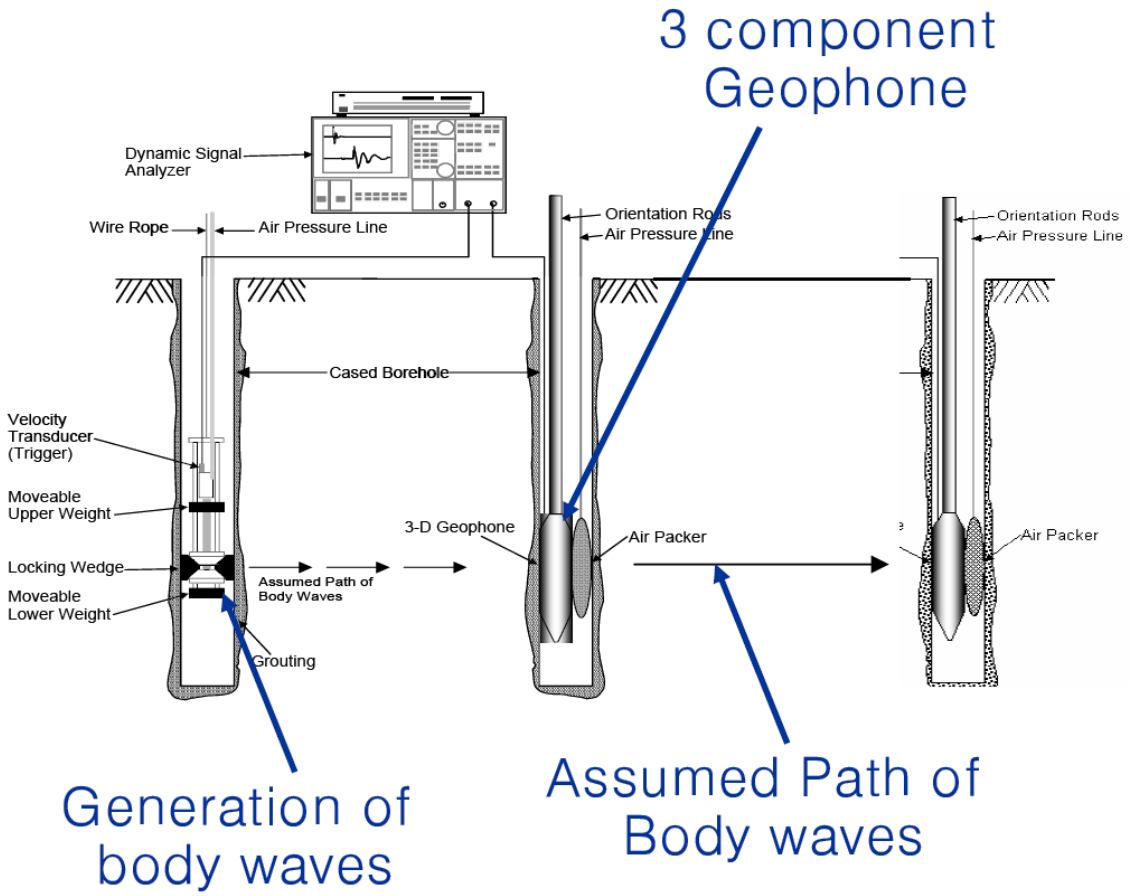
(3) 탄성파탐사 방법

지반의 탄성파 속도를 측정하는 탄성파탐사 방법들은 가진원과 수신기의 위치에 따라 지표탐사와 시추공탐사로 분류할 수 있다. 지표탐사로써는 반사법, 굴절법, 표면파 탐사법이 있으며 시추공을 이용한 탐사로써는 크로스홀 기법(crosshole seismic method), 다운홀 기법(downhole seismic method), 업홀 기법(uphole seismic method), 인홀 기법(inhole seismic method), 수직 탄성파탐사(vertical penetration test), 음파검층(sonic logging) 등이 있다.

(가) 크로스홀 탄성파 기법 (Crosshole Seismic Method)

① 개요

크로스홀 탄성파 기법은 대개 동일한 심도에서 가진과 수진을 수행하고 깊이별로 반복 획득한 탄성파 신호를 토대로 지반의 압축파 속도(V_P) 및 전단파속도(V_S)의 주상도를 도출하는 기법이다. 크로스홀 기법은 거리를 알고 있는 특정 구간에 대해 탄성파의 이동 시간을 측정함으로써 그 구간의 탄성파 이동 속도를 도출할 수 있다는 일반적인 탄성파 기법의 원리를 기초로 하고 있다. 현장에서의 크로스홀 시험을 위해서는 가진과 수진을 위한 시추공이 각각 필요하므로 2공 이상의 시추가 요구되는데, 일반적으로 가진공은 하나를 이용하고 한 공 또는 두 공 이상의 시추공에서 탄성파를 수진하게 된다. 크로스홀 시험 장비의 재원에 따라 다소 규격이 달라질 수는 있으나, 일반적으로 지름 65mm 이상의 시험공이 필요하므로 2 공이상의 NX (직경 76mm) 시추를 선행해야 하고 자립 가능한 암반 이외의 토사지반의 경우 케이싱설치를 통해 시험공을 조성해야 한다. 이와 같은 2공 이상의 시추요구 조건으로 인해 크로스홀 시험은 단일 시추공을 이용하는 다른 시추공 탐사 기법에 비해 다소 비경제적인 시험방법으로 간주되어 왔고, 그로 인해 매우 제한적으로 적용되어 왔다. 그렇지만 다양한 시추공 탄성파 기법 중에서도 크로스홀 기법은 결과의 신뢰성이 가장 높은 것으로 알려져 있다(Mok, 1987).

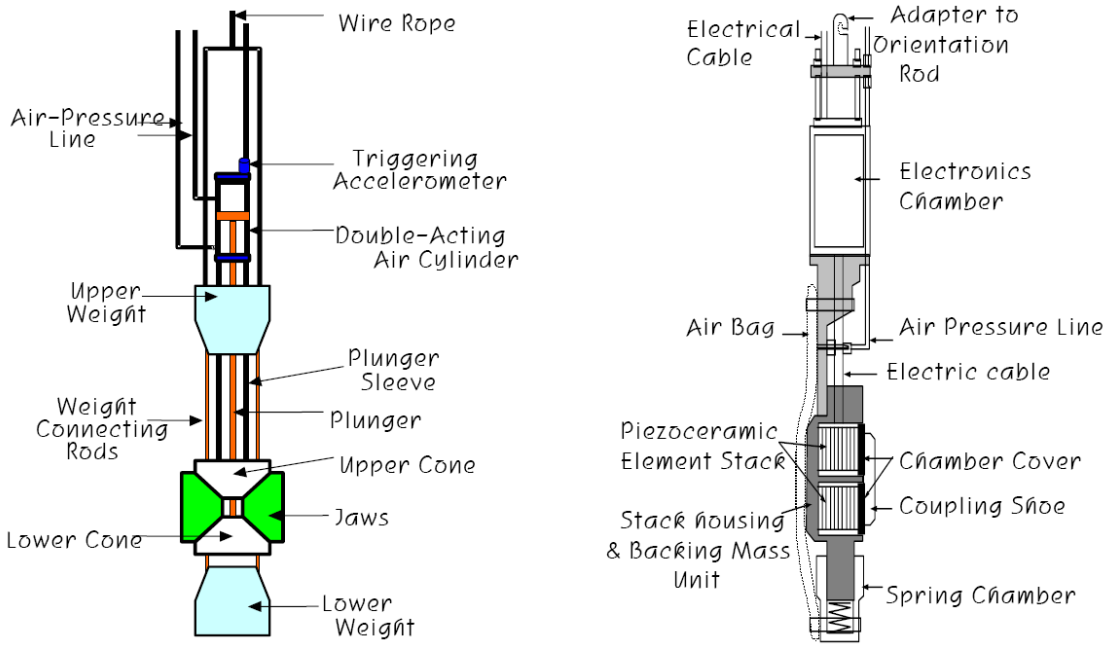


<그림 1-1-47> 크로스홀 현장 시험 개요도

② 시험장비 구성 / 자료획득

크로스홀 탄성파 시험장비는 크게 가진원 시스템, 수진기 시스템, 자료 획득 시스템으로 구성되어지며, 각 구성 시스템 요소는 특정하게 정형화 되어 있지는 않으나 각 요소별로 시험 목적에 적합한 기능을 만족해야 한다.

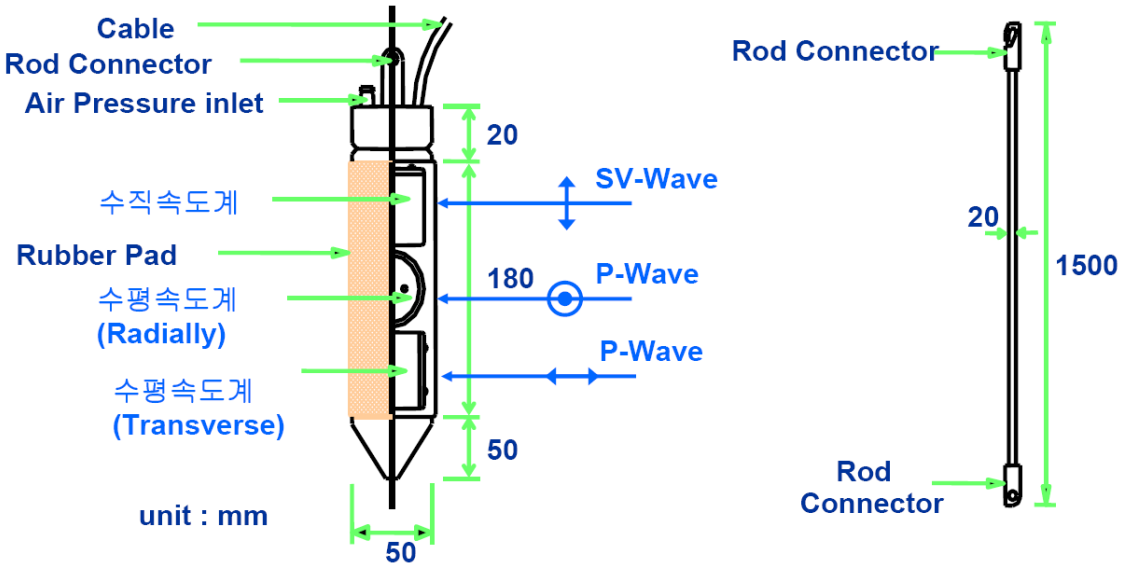
가진원 시스템은 양질의 탄성파 발현과 직접 관련된 매우 중요한 요소로써 전파매질인 지반을 대상으로 압축파 및 전단파를 풍부하게 발현시킬 수 있어야 한다. 최근에 지반공학적 목적으로 활용되어 온 주요 가진원의 형태는 기계식(mechanical), 압전소자형(piezoelectric), 스프링식(spring-loaded)로써 다음 그림 1-1-53에 묘사된 개요적 단면도를 통해 기본적인 구성을 확인할 수 있다.



(a) 기계식 가진원 (b) 압전소자형 가진원

<그림 1-1-48> 크로스홀 시험 가진시스템

수진기 시스템은 그림 1-1-49와 같이 지중 진동 감지를 위한 수진기, 공벽 접촉 장치 및 수진기 방향 조절 롯드(rod)로 구성된다. 수진용 센서는 속도계(geophone) 혹은 가속도계(accelerometer)가 이용되며, 지중의 토사 지반을 대상으로 하는 경우 대개 4.5~25Hz 정도의 속도계가 사용된다. 현장 시험시 적용되는 가진원에 따라서 수진기 내에 설치되는 센서의 방향 성분 및 최소 개수의 요구 조건이 달라질 수 있는데, 위에서 제시한 가진원 중에서 기계식이 사용될 경우 한 쌍의 전단파 신호 획득을 위한 연직방향 센서와 압축파 신호 획득을 위한 횡방향 센서로 구성되는 2성분 수진기가 요구된다. 그러나 압전소자형이나 스프링식 가진원이 현장에서 사용될 경우 압축파와 전단파 신호 모두 단일 횡방향 센서로 획득 가능하지만, 독립된 압축파와 전단파 발현 과정 중의 추가적인 수진기 방향 조절과정을 배제하여 시험 효율성을 증대시키기 위한 목적으로 대개 직교하는 2성분 횡방향 센서가 설치된 수진기를 이용한다.



(a) 3성분 수진기 (b) 방향조절 롯드

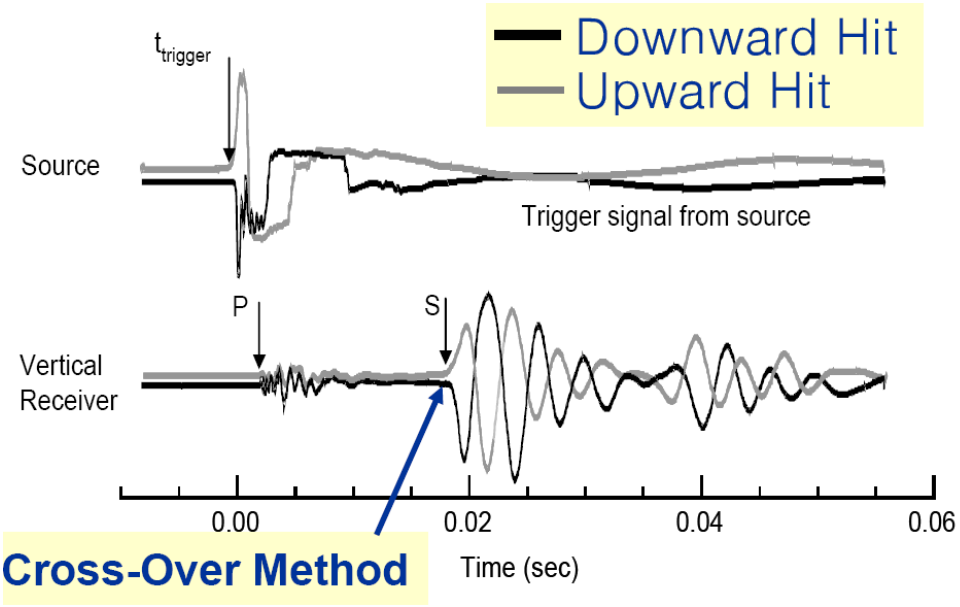
<그림 1-1-49> 크로스홀 시험 수진기 시스템

자료획득 시스템에서는 가진원의 탄성파 발생 시의 트리거 신호와 수진기로부터의 탄성파 신호를 획득하고 가시적으로 출력하여 양질의 신호 획득 여부를 판단할 수 있게 해주고, 탄성파 속도 결정을 위한 신호자료를 저장하게 된다. 일반적으로 가진 및 수진 신호의 동시 획득이 가능한 다채널 오실로스코프(oscilloscope) 기능이 확보된 장비가 자료 획득 시스템으로 활용되고 있다. 더불어 현장에서의 획득 신호 관리가 용이하고 양질의 신호를 획득할 수 있도록 자료 획득 간격(data sampling rate)이 50kps 이상이고 중합(stacking), 평균(averaging), 필터(filtering), 중첩출력(overlaid display) 기능 등이 포함된 장비가 효율적일 수 있으며, 깊은 심도까지의 안정적인 시험 수행을 위해서는 내·외부 잡음에 안정적이며 장비의 아날로그 입력 해상도가 높을수록 유리하다.

③ 자료처리 및 적용

자료획득 시스템을 통해 저장된 깊이별 탄성파 신호는 해당 트리거 신호와의 동시 호출을 통해 자료 처리 및 분석을 수행하게 된다. 획득된 수진기 신호 자료로부터 탄성파의 초기 도달 시점을 판독하게 되며, 신호가 모호하거나 잡음이 심한 경우

DC조정, 고주파수 차단 필터(low-pass filter), 평균, 중합 등의 처리기법을 적용한다. 다음 그림 1-1-50는 단일 시험 심도에서 획득한 전단파의 대표적인 가진 신호와 수진신호를 나타낸다. 가진 시점(ttrigger)과 탄성파의 도달 시점(P or S)의 시간차를 판독하여 가진원과 수진기 간의 거리를 통과하는데 소요된 압축파나 전단파의 시간을 결정할 수 있고, 이를 통해 다음 식 1-1-66, 1-1-67과 같은 방법으로 압축파 속도와 전단파 속도를 각각 결정할 수 있다.



<그림 1-1-50> 크로스홀 기법의 탄성파 초기 도달 시점 판독

압축파 속도 $V_p = \frac{l}{t_p}$ 식 1-1-66

전단파 속도 $V_s = \frac{l}{t_s}$ 식 1-1-67

이와 같이 결정된 압축파 속도와 전단파 속도를 이용하여 지반의 포아송비를 다음 식 1-1-68과 같이 결정할 수 있다.

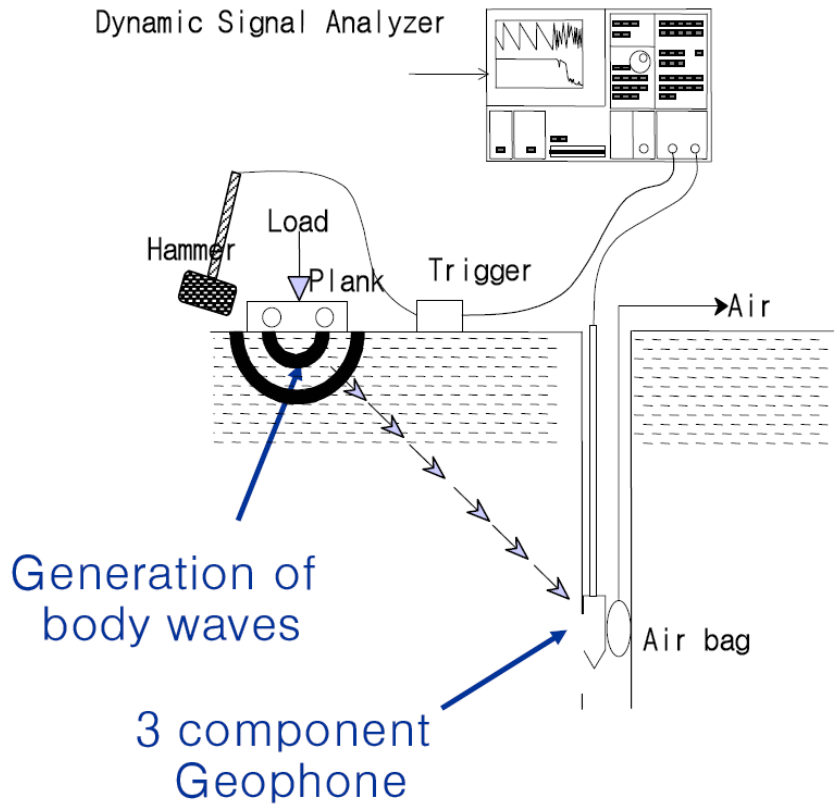
포아송비 $\nu = \frac{(V_s/V_p)^2 - 0.5}{(V_s/V_p)^2 - 1.0}$ 식 1-1-68

(나) 다운홀 탄성파 기법 (Downhole Seismic Method)

① 개요

다운홀 탄성파 기법은 그림 1-1-51과 같이 지표면에서 발생한 가진에 의해 지중으로 전파되는 탄성파를 획득하여 지반의 압축파 및 전단파속도 주상도를 도출하는 기법이다. 지중에서 탄성파 신호를 획득하기 위해서 시추를 통한 시험공의 제작이 요구되며 시험공 내로 삽입이 가능한 감지 장치를 시험공 내에서 이동시켜 가면서 시험을 수행한다.

다운홀 기법이라 함은 현장 시험에서부터 해석을 통해 결과를 도출하는 단계까지를 총칭하는 것으로 다운홀 현장시험(Down field test) 및 다운홀 결과해석기법(Downhole date reduction method) 등을 포함한다.

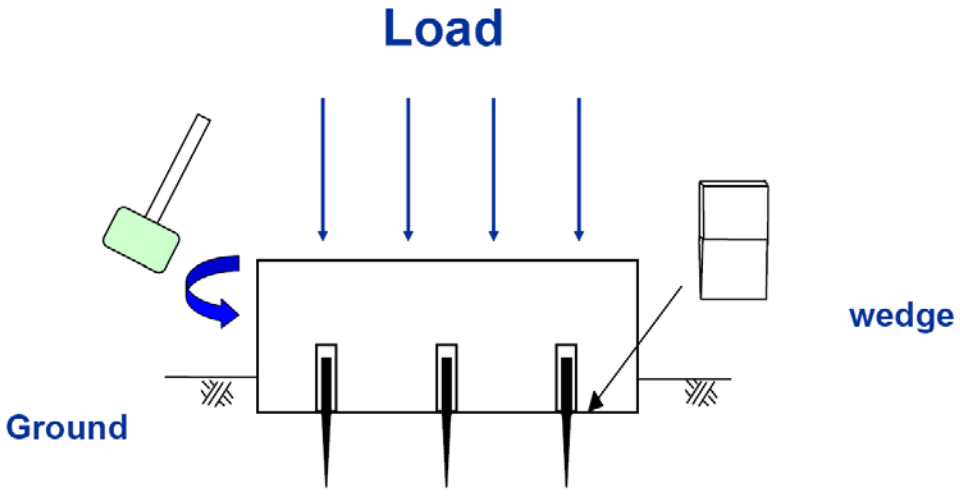


<그림 1-1-51> 다운홀 현장시험 개요도

다운홀 기법은 크로스홀 기법과 다르게 가진 지점에서 발생한 탄성파가 서로 다른 속도를 지니는 층들을 지나서 감지 지점까지 도달하게 되므로 크로스홀 기법보다 더욱 엄격한 해석 기법이 요구된다.
다운홀 시험 영역에서 지반의 층상구조는 수평한 것으로 간주하고 해석하게 되며, 따라서 1차원적인 탄성파 속도 주상도(1 dimensional wave velocity profile)를 도출하게 된다.

② 시험장비 구성 / 자료획득

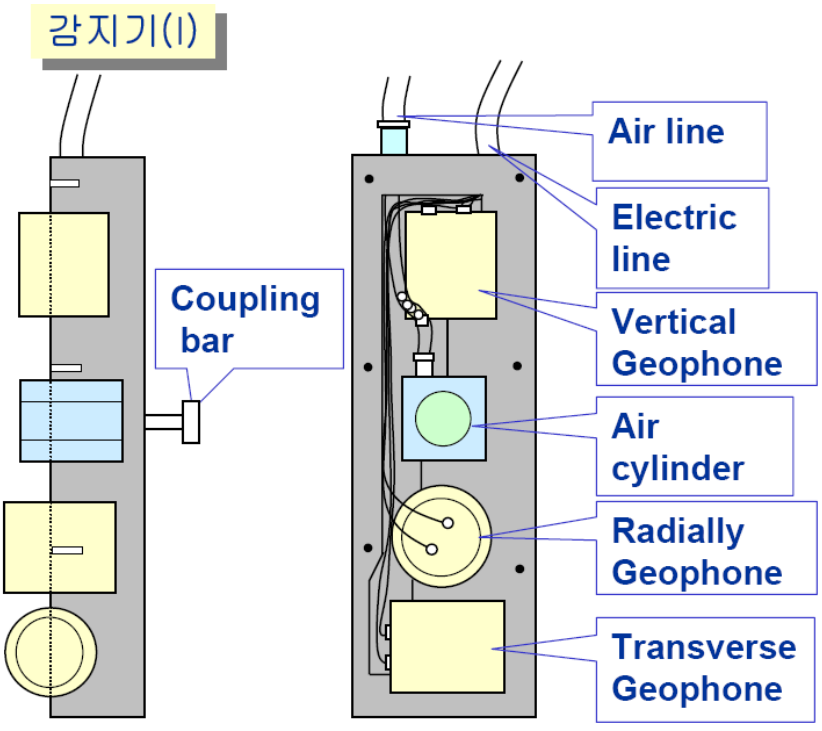
다운홀 현장 시험에 있어 양질의 자료 취득을 위한 가장 중요한 사항은 적합한 장비의 구성이라 할 수 있다. 다운홀 기법의 현장 시험 장비는 크게 가진원 부분(source system), 감지기 부분(receiver system), 데이터 획득 부분(data acquisition system)으로 구성되어 진다.
그림 1-1-52과 같이 시험에 사용되는 지표면 가진판은 특정 규격은 없으나 슬러지 해머를 이용한 횡방향 타격 시 타격이 용이한 형태이어야 하며, 지반으로 충분한 에너지가 전달되도록 가진판 상부에 상재하중을 가하거나 가진판과 쐐기 등을 사용하여 결속할 수 있어야 한다. 압축파를 발생시키는 가진판은 해머의 타격으로 지반이 쉽게 상하는 것을 방지하고 가진의 반복성을 높이기 위해 간단한 판 형태로 제작하여 사용하기도 한다.



<그림 1-1-52> 다운홀 시험용 가진원

가진판은 시험 결과 해석의 정확성을 위해 시험공으로부터 2~3m 정도 떨어진 지점에 위치시킨다. 가진판을 위치시킬 때는 시험공으로부터 방사방향과 직교한 형태로 설치하며 쐐기 등으로 지반과의 접촉성을 증대하고 상부에 차량 등을 이용하여 상재하중을 가해주어 전단파 가진 시 에너지가 지반으로 충분히 전달될 수 있도록 하여야 한다.

감지기 시스템은 센서(sensor)부분, 공벽 접촉(coupling) 장치, 감지기 방향 조절(orientation) 장치로 구성된다. 시험하고자 하는 위치에 감지기를 설치한 뒤 방향 조절 장치로 가진판과 감지기 위치를 일치시켜 주고 공벽 접촉 장치로 시험공 공벽에 밀착을 시킴으로써 해당 깊이에서 자료 획득을 위한 준비를 마치게 된다. 지중 진동을 감지하는 센서는 주로 속도계(geophone)가 이용되며 압축파 및 전단파 성분을 효율적으로 획득하기 위하여 수직방향과 수평방향 2성분으로 구성된 3방향 감지기(3 component geophone, 그림 1-1-53)을 사용하고 있다. 3방향 감지기를 통하여 지중 진동을 정확하게 모사하기 위해서는 시추공 내에서 공벽과의 접촉이 확실해야 하는데 공벽 접촉 장치로는 공압 방식(air packing)과 스프링 방식(spring clamping) 등이 사용되고 있다.



<그림 1-1-53> 다운홀 시험 3방향 감지기

신호 획득 시스템에는 트리거 부분과 데이터 획득 장비 부분 등이 있다. 트리거 장치는 정확한 타격 지점을 알려주며 데이터 획득 시점을 지정하여 주는 것으로 해머나 가진판에 설치하게 된다. 트리거 장치로는 해머와 가진판이 닿는 순간 일정 전압이 발생하도록 하는 접촉식 트리거와 해머나 가진판에 속도계 혹은 가속도계 등의 센서를 부착하는 방식 등이 있다. 데이터 획득 장비로는 일반적인 오실로스코프 기능을 가지는 형식의 장비면 실험 수행이 가능하며 현장에서 양질의 신호를 획득하고 획득한 신호의 관리가 용이하도록 신호 획득 간격(sampling rate)이 50kps 이상이며 중첩, 필터링 기능 및 좌우타격 신호 동시 도시 기능 등이 존재하는 것이 좋다.

③ 자료처리 및 적용

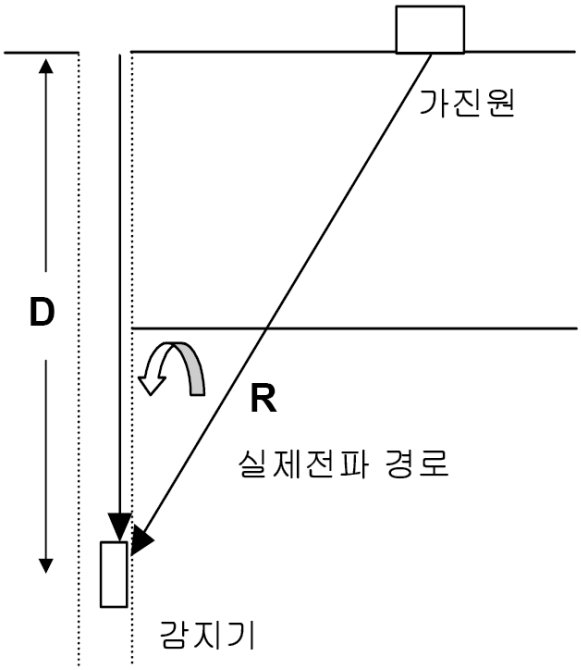
다운홀 기법에서 자료처리는 획득 신호로부터 도달시간 정보를 도출하는 과정과 도달시간 정보로부터 최종적인 속도 주상도를 도출하는 과정으로 나뉜다. 다운홀 기법에서 속도 도출에 있어 필요한 도달시간 정보는 압축파 및 전단파의 도달시점을 의미하는 초동 정보(first arrival)이나 결과 도출 시 주로 영향을 주는 요소는 이웃 측점간의 도달시간 차이(travel time delay) 정보이다. 그러므로 직접 도달시간 정보가 아닌 시험 간격별 도달시간차 정보를 이용하여도 다운홀 결과 도출 기법을 통해 속도 주상도를 도출할 수 있으며 획득신호로부터 도달시간 정보를 도출하고자 다양한 방법이 적용되고 있다. 그 중 전단파 성분의 극성 특성을 이용한 초동 인식, 전단파 성분의 첫 극대점 이용 방식(peak to peak method), 전단파 성분의 첫 교차지점 이용 방식(crossover method)과 같이 전체 신호에서 어느 한 점을 기준으로 하여 도달시간 정보를 도출하는 방식이 단순 명료하여 널리 사용되고 있다.
본 보고서에서는 다음 표 1-1-9와 같이 다운홀 분석기법을 간편법과 개선법으로 나누고 각 방법에 대한 해석법 및 적용성에 대해 서술하도록 하겠다.

<표 1-1-9> 다운홀 시험 분석기법

	간편법 (Conventional Method)	개선법 (Improved data analysis techniques)
다운홀 분석기법	• 직접법 (Direct method) • 간접법 (Interval method)	• 개선된 간접법 (Modified Interval Method) • 굴절 경로법 - 스넬의 법칙 (Snell's law Ray-path Method)

1) 직접법 (Direct method)

직접법에서는 다음 그림 1-1-54와 같이 가진원으로부터 감지기까지의 직접도달시간을 시추공 상단으로부터 감지기까지의 도달시간 정보로 수정하게 된다. 이렇게 결정된 수정 도달시간(식 1-1-69)을 그림 1-1-54와 그림 1-1-55와 같이 깊이별로 도시한 뒤 기울기가 유사한 구간으로 나누고 각 구간 내 깊이별 수정 도달시간 정보의 추세선을 이용하여 평균 속도를 도출하게 된다. 하지만 이러한 직접법은 수정 도달시간 도출 과정에서 직선경로를 고려하기 때문에 오차가 발생한다.



<그림 1-1-54> 직접법 층상구간별 평균속도 도출 기법

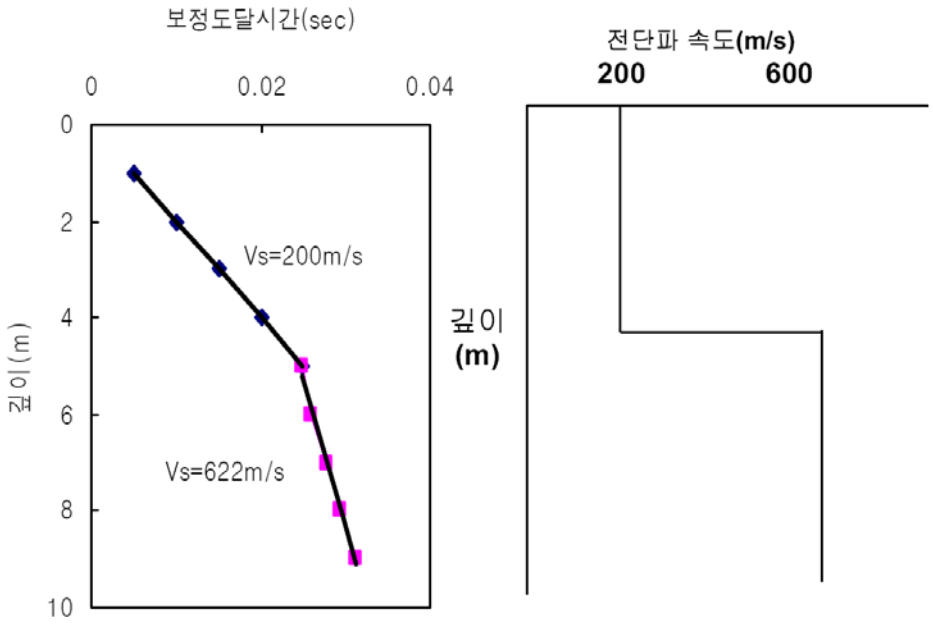
$$t_c = D^* \frac{t}{R}$$ 식 1-1-69

여기서, tc= 보정통과시간

D = 감지기 설치 깊이

t = 전단파가 경사진 전파경로를 통과 하는데 걸리는 시간

R= 경사진 전파경로의 거리



<그림 1-1-55> 직접법 층상구간별 평균속도 도출 기법

2) 간접법 (Interval method)

간접법은 그림 1-1-56과 그림 1-1-57와 같이 2개의 감지기를 이용, 시험 깊이간의 도달시간차 정보를 이용하여 그 구간의 속도를 도출하는 방식을 취한다). 상부 층의 속도를 고려하지 않고 단순한 방식으로 결과를 도출하므로, 결과의 신뢰성에 있어 의문이 제시된다. 감지기 사이 지반의 탄성파 속도는 다음 식 1-1-70과 같이 도출할 수 있다.

$$V = \frac{R_2 - R_1}{T_2 - T_1}$$ 식 1-1-70

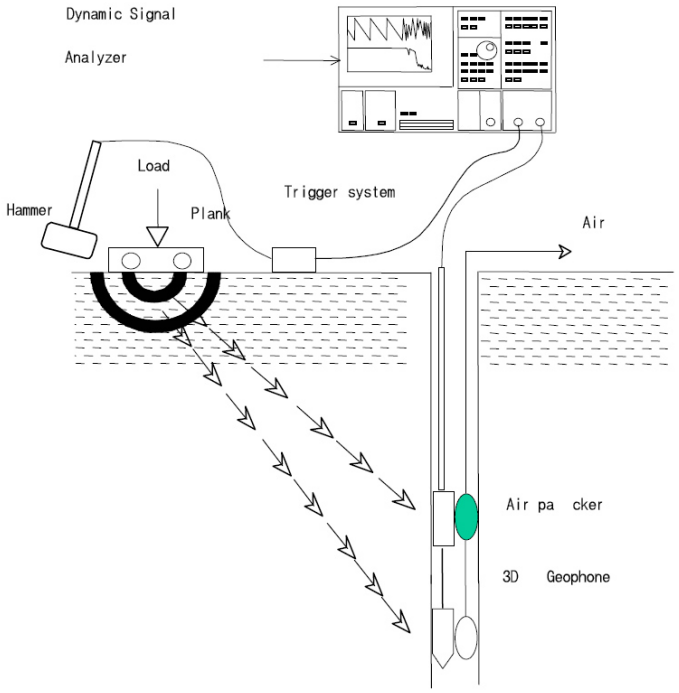
여기서, V= 감지기 사이 지반의 탄성파 속도

R_1 = 위 감지기까지의 전파경로의 길이

R_2 = 아래 감지기까지의 전파경로의 길이

T_1 = 위 감지기까지의 도달시간

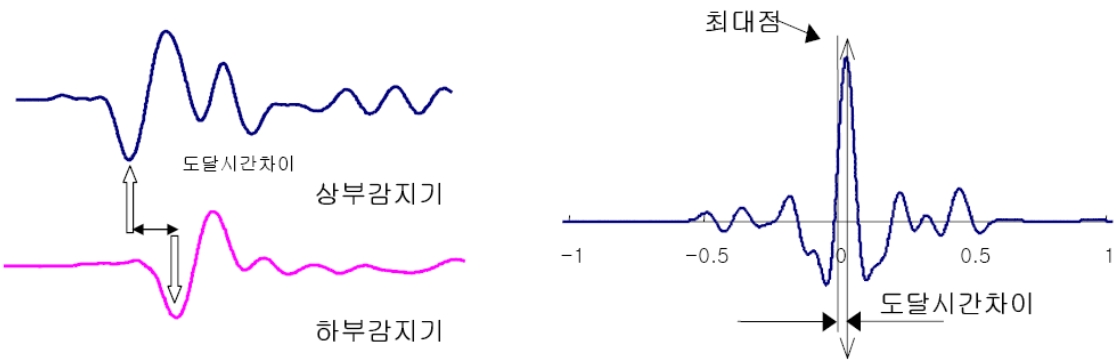
T_2 = 아래 감지기까지의 도달시간



<그림 1-1-56> 간접법 층상구간별 평균속도 도출 기법

간접법을 이용하여 탄성파를 도출하는 방법은 세부적으로 극대점 이용 방식(Peak to Peak method)와 상호 상관법(Cross-correlation)의 2방법으로 나눌 수 있다. 또한 상호 상관법의 경우 다음 식 1-1-71과 같이 나타낼 수 있다.

$$CC(\tau) = \int_{\infty}^{\infty} f(t)^* g(t+\tau)dt \qquad \text{식 1-1-71}$$



(a) Peak to Peak method (b) Cross-correlation method

<그림 1-1-57> 간접법 층상구간별 평균속도 도출 기법

3) 수정 간접법 (Modified Interval method)

수정 간접법의 시험 방법 및 획득된 데이터는 앞서 언급한 간접법과 유사하다. 그 외의 수정 간접법의 특징은 첫째, 각 층별 통과거리를 고려한다는 점이다. 둘째, 윗 층의 속도를 이용하여 해당 층의 속도를 도출한다는 점이다. 다음 그림 1-1-58은 수정간접법의 수정 도달시간 결정 과정을 나타낸다.
수정 간섭법을 이용한 시험 결과는 대체로 합리적인 결과를 제시하지만, 큰 강성 변화가 생기는 구간에서는 많은 오차가 발생하고 있다. 다음 식 1-1-72에서 식 1-1-74까지는 수정 간접법을 사용하여 탄성파 속도를 도출하는 방법을 나타낸다.

각 층 통과거리는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$L_{ij,\,i} = \frac{R_{i,l}}{D_{i,l}} * T_j$$

$$T_{i,l} = DT_i + T_{i,u}$$

식 1-1-72

상부 감지기 도달 시간은 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{i,u} = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{L_{ij,u}}{V_j} = \frac{L_{i1,u}}{V_1} + \frac{L_{i2,u}}{V_2} + \cdots + \frac{L_{i(i-1),u}}{V_{i-1}}$$

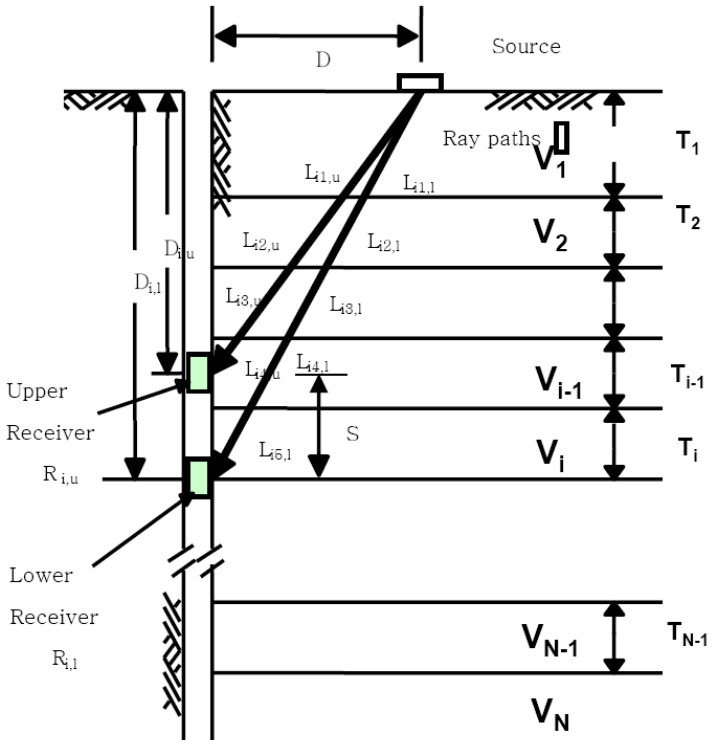
식 1-1-73

하부 감지기 도달 시간은 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{i,l} = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{L_{ij,l}}{V_j} = \frac{L_{i1,l}}{V_1} + \frac{L_{i2,l}}{V_2} + \cdots + \frac{L_{ii,l}}{V_i}$$

$$V_i = \frac{L_{ii,l}}{T_{i,l} - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{L_{ij,l}}{V_j}}$$

식 1-1-74

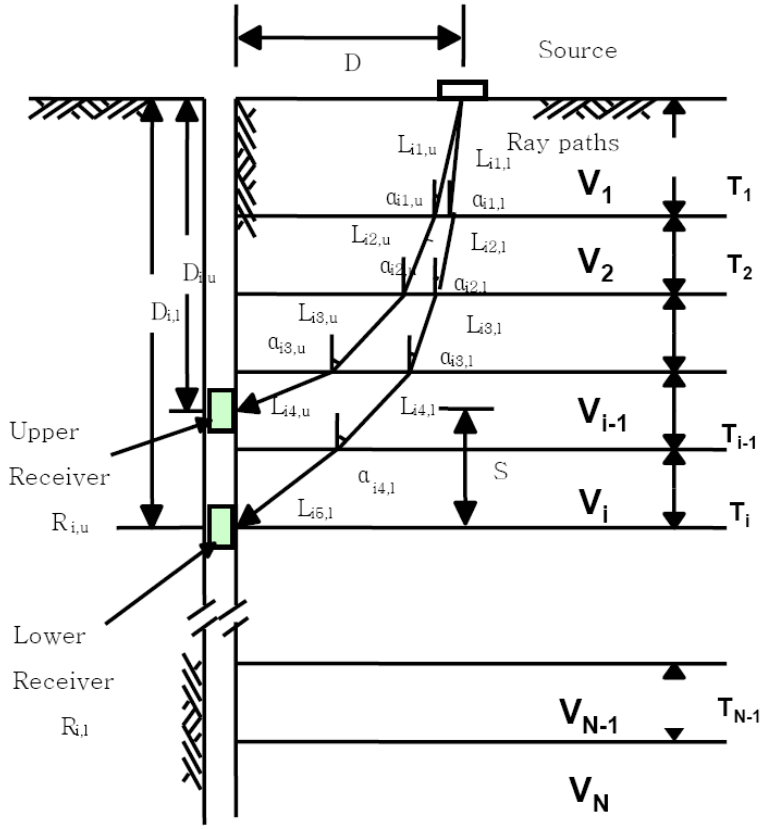


<그림 1-1-58> 수정 간접법 층상구간별 평균속도 도출 기법

4) 굴절 경로법 (Snell's law Ray-path Method)

굴절 경로법은 직접법과 유사하게 층상구간 별 평균 속도를 도출하는 기법이나 다음 그림 1-1-59와 같이 기존의 직접법과 다르게 굴절 경로를 고려하여 결과를 도출한다. 이때 굴절 경로 고려를 하기 위한 지반의 속도는 앞서 언급했던 시험간격별 속도 도출 기법인 굴절 경로법 결과를 이용하게 된다. 이러한 방식으로 도출된 깊이별 수정 도달시간 정보는 앞선 그림 1-1-63과 같이 직접법 방식에 의한 수정 도달시간 정보에 비해 동일 층에서 더욱 뚜렷하게 일관성을 보여주는 것을 볼 수 있다. 따라서 굴절 경로법은 지반 모델과 동일한 결과를 제공하고 있는 것을 알 수 있다. 따라서 대상 부지의 평균적인 속도 주상도를 신뢰성 있게 획득하기 위해서는 기존의 직접법이나 간접법보다는 굴절 경로법을 사용하는 것이 바람직하다.

굴절 경로법을 사용하기 위해서는 층의 강성에 따른 굴절된 경로를 고려해야 하며, 반복적인 계산과정이 필요하다. 다음 식 1-1-75에서 그림 1-1-77의 과정을 통해 굴절 경로법을 이용한 지반의 탄성파 속도를 계산할 수 있다.



<그림 1-1-59> 굴절 경로법 층상구간별 평균속도 도출 기법

각 층의 강성비에 따른 입사각은 다음 식과 같이 결정한다.

$$\frac{\sin_{\alpha i1}}{V_1}=\frac{\sin_{\alpha i2}}{V_2}=\cdots=\frac{\sin_{\alpha ij}}{V_j}=\cdots=\frac{\sin_{\alpha ii}}{V_i}=G \qquad \text{식 1-1-75}$$

통과 거리와 시추공과 가진원 사이의 거리는 다음 식과 같다.

$$T_1\tan_{\alpha i1}+T_2\tan_{\alpha i2}+\cdots+T_j\tan_{\alpha ij}+\cdots+T_i\tan_{\alpha ii}=D \qquad \text{식 1-1-76}$$

각 층의 통과거리 및 탄성파 속도는 다음 식과 같다.

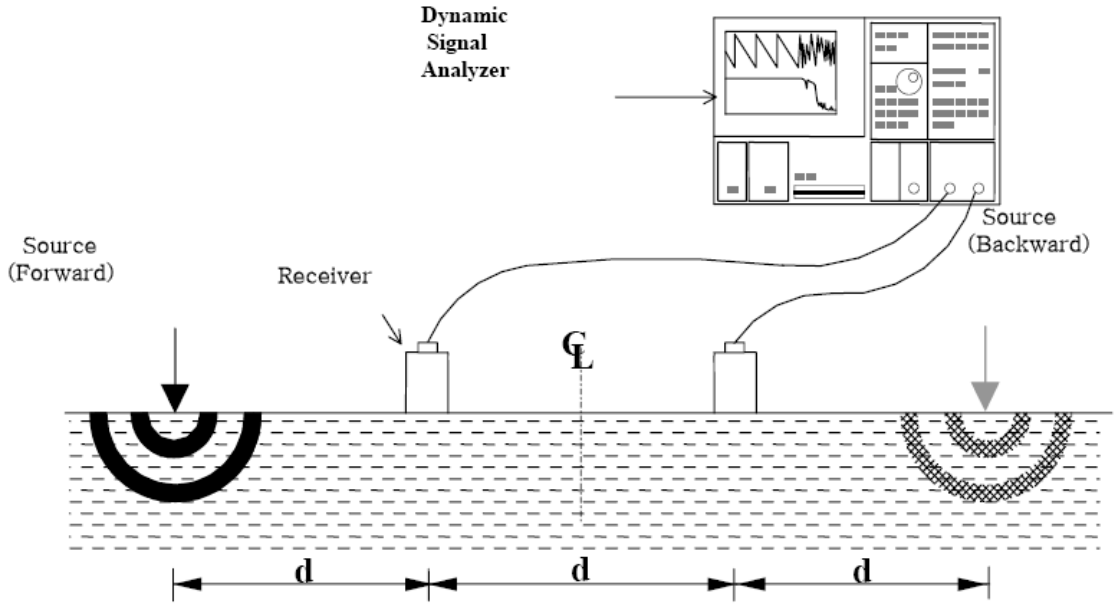
$$L_{ij}=T_j/\cos\alpha_{ij}$$

$$V_i=\frac{L_{ii,l}}{T_{i,l}-\sum_{j=1}^{i-1}\frac{L_{ij,l}}{V_j}} \qquad \text{식 1-1-77}$$

(다) SASW 기법 (Spectral analysis of surface waves)

① 개요

SASW 기법은 그림 1-1-60와 같이 지반이나 구조물에 대하여 전단 강성의 깊이별 변화를 추정하기 위하여 비파괴적으로 수행하는 현장 실험법이다. SASW 실험에서는 일차적으로 지표면이나 구조물의 표면에서 물리적인 충격이나 진동을 가하여 표면파를 발생시킨다. 표면파 탐사법은 일반적으로 해머 및 중추 등의 수직 가진을 통하여 레일리파의 획득을 목표로 한다. 하지만 SH-Box 등을 이용한 수평 가진으로 러브파를 발생시키고 획득하여 결과 해석에 필요한 여분의 정보를 얻기도 한다.
매체를 통하여 사방으로 전파되어 나가는데, 진동원에서 일정 거리만큼 떨어진 지표면에 설치한 진동 감진기에 의해 지반이나 구조물의 진동을 측정하게 된다.
SASW 시험은 기본적으로 표면파가 전파되는 속도를 측정하는 시험법이다. 그림 1-1-66에 도시한 바와 같이 2개의 감진기 사이를 전파하는 표면파의 전파 시간을 이용하여 표면파의 속도를 계산할 수 있다.



<그림 1-1-60> 기본적인 SASW 실험장비와 구성(Joh, 1996)

그러나 표면파의 전파시간은 두 감진기에서 측정한 파의 위상차를 이용하여 표현할 수 있기 때문에, 실제적으로 SASW 시험에서는 표면파의 전파시간보다는 위상차를 이용하여 표면파 속도를 계산한다. 다음 식 1-1-78과 식 1-1-79은 SASW 시험을 통해 결정되는 표면파의 속도와 파장을 나타낸다.

$$V_{ph} = f^* \frac{d}{\Phi/360^\circ} \qquad \text{식 1-1-78}$$

$$V_{ph} = f^* \lambda \qquad \text{식 1-1-79}$$

② 분산속도 결정과 역산해석

SASW 시험에서는 다양한 표면파 파장에 대해 표면파 전파속도를 결정한다. 이는 임의의 표면파 파장이 측정하게 되는 매질의 심도가 다르기 때문이다. 보통, 주파수가 작아질수록 표면파 파장은 증가하게 된다. 따라서 표면파 측정으로 지반하부 강성을 탐사하기 위해서는 측정목표심도에 상응하는 표면파 파장이 충분히 커야하며 또는 표면파의 주파수가 충분히 작아야 한다. 또한, 지표층을 자세히 조사하기 위해서는 충분히 작은 표면파 파장 또는 충분히 큰 표면파 주파수의 표면파를 발생시키고 측정하여야 한다. 이와 같이 표면파 파장과 표면파 속도, 또는 표면파 주파수와 표면파 속도와의 관계를 분산곡선이라 하고, SASW 시험에서는 현장 지반에 대해 분산곡선(dispersion curve)을 측정하는 것을 첫 번째 목표로 하고 있다.

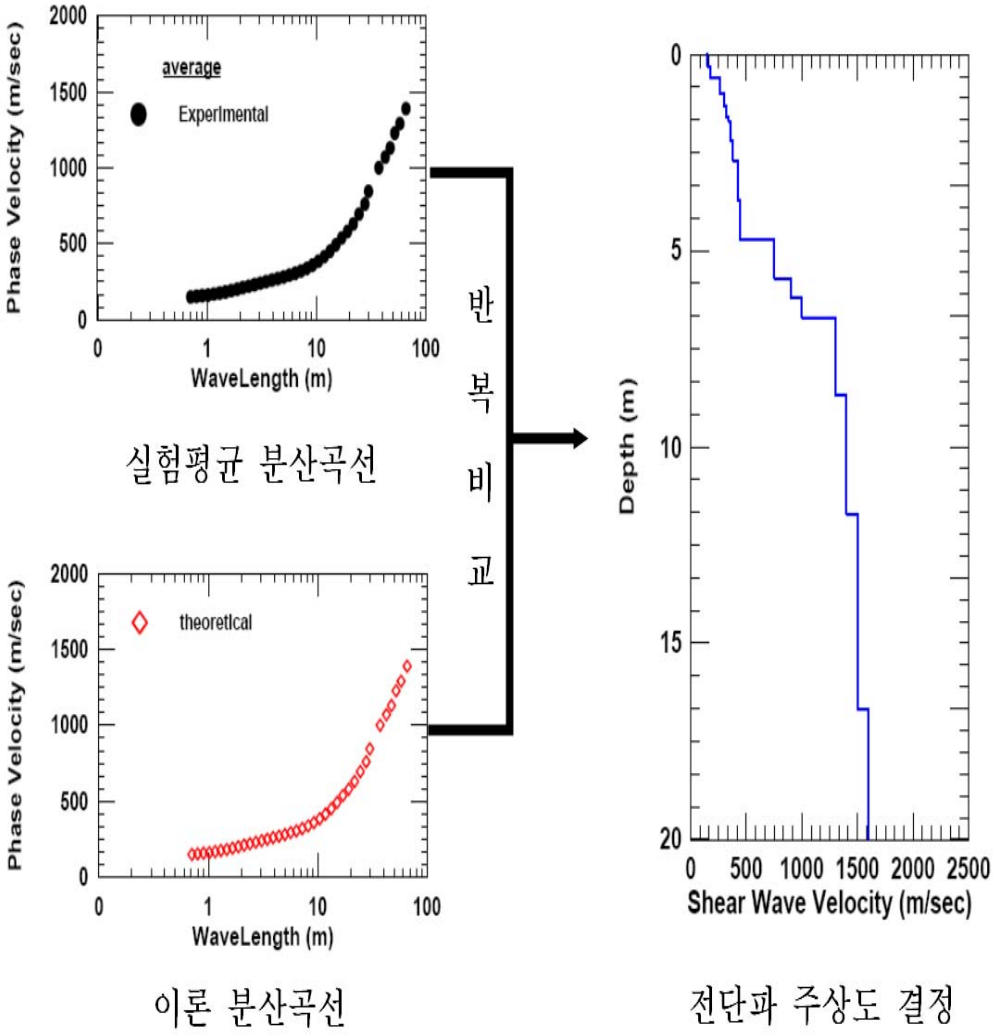
다음은 SASW 기법을 이용하여 결과를 해석하는 과정을 간략하게 나타낸 것이다.

ⅰ. 하중타격 →2개의 감지기의 신호 저장 (Time signal of vertical velocity)
ⅱ. 신호를 FFT하여 주파수 영역 신호로 변환
→ 크로스파워 스펙트럼의 위상정보 (Phase information)
→ 크로스파워 스펙트럼의 상관함수 (Coherence function)
ⅲ. 위상속도(phase velocity)와 파장의 관계를 그래프로 그림
→ 실험분산곡선

ⅳ. 실험분산곡선과 이론분산곡선을 이용하여 지반의 강성도 추정

→ 역산 (Inversion)

여기서 역산해석이라 함은, 전단파속도 주상도를 가정하고 그에 대하여 이론적으로 계산된 분산곡선, 즉, 이론분산곡선과 실험분산곡선이 일치될 때까지 반복적으로 전단파속도 주상도의 가정을 변화시켜 나가며, 최종적으로 이런 가정이 최적화 이론에 의해 수행이 됐을 때를 의미한다(그림 1-1-61).



<그림 1-1-61> 역산해석 과정

마. 스크류 플레이트 시험(Screw Plate Test)

각종 지반정수는 지반의 현재 응력상태 뿐만 아니라, 응력이력, 그리고 흙의 종류 등에 의해 결정되는데, 재성형된 흙의 지반정수는 실제 지반의 상태와 크게 다르기 때문에 실제 현장에서 필요로 하는 양질의 값은 대부분 현장시험을 통해 얻어지고 있다. 점토시료의 경우는 현장의 응력과 변형상태를 정확히 구현할 수는 없지만, 현재의 시료채취 기술과 시험 및 해석기술에 의해 비교적 신뢰성 있는 지반정수의 추정이 가능하지만, 모래시료의 경우에는 불교란 시료를 채취하기 매우 어렵기 때문에 현장시험을 통한 지반정수 결정이 필수적이다.

현재 상용화되어 있는 관입식 현장시험들은 관입과정에서 주변지반에 대변형을 발생시키고 시료 교란효과를 가져오기 때문에 시험결과로부터 지반정수를 추정하는 것이 타당성이 결여되어 있긴 하지만, 현장시험 결과뿐만 아니라 이론적인 접근, 그리고 Calibration chamber test라는 이상적인 지반거동을 모사하는 시험을 통해 제시된 다양한 추정식들로부터 비교적 정확한 추정이 가능하다. 그러나 응력이력이나 고결(cementation), ageing과 같은 사질토의 거동특성이 연구되면서, 관입식 현장시험을 통한 이러한 요소들을 추정의 타당성에 대해 많은 논의가 있다. 즉, 관입을 통해 대변형이 발생하는 현장 관입시험의 경우, 미소변형에서 나타나는 structured soil의 특성이 제거되거나 거의 나타나지 않기 때문이다. 따라서 지반의 교란을 최소화 할 수 있는 현장시험장비의 필요성이 대두되고 있다.

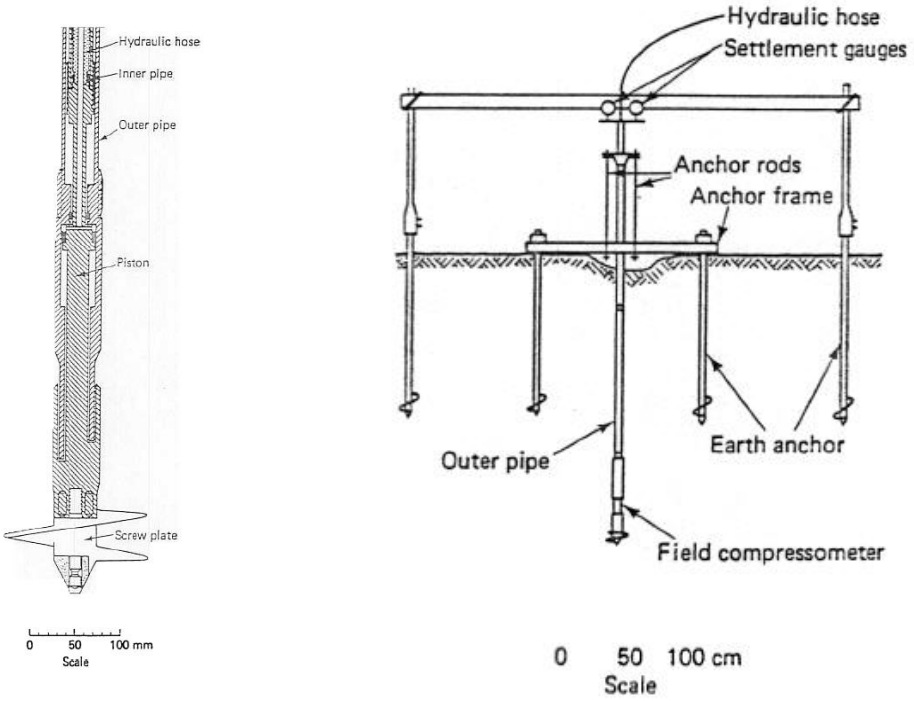
스크류 플레이트 시험(screw plate test, SPLT)은 흙의 변형계수(deformation modulus)를 추정할 수 있는 현장시험 중 하나로써 비교적 흙의 교란을 적게 발생시키면서 지반의 하중-침하량 관계를 측정할 수 있는 장비이다. 최초 노르웨이의 Kumennje가 사용하였고, Schmertmann(1970)과 Janbu and Senn -eset(1973)에 의해 시험방법 등이 자세히 소개된 이후로 Selvadurai 등(1980)과 Kay and Avalle(1982)에 의해 점토지반의 비배수 탄성계수(undrained modulus), 압밀계수(coefficient of consolidation), 비배수 전단강도(undrained shear strength) 등을 추정하기 위해 사용되어졌다. Brown (1987, 1995)에 의해 모래지반의 탄성계수(Young's modulus)가 결정되기도 하였다.

(1) 장비 소개 및 시험 방법

Screw plate load test는 screw plate와 관입 및 시험 시 가압할 수 있는 피스톤 실린터, plate에 작용하는 지반의 응력을 측정하는 피스톤 램으로 구성되어 있다. Screw plate는 그림 1-1-62(a)와 같이 직경 16cm의 나선형의 날개식 plate 모양으로 회전을 통해 관입시켜, 시험 시 시료교란효과를 최소화하도록 되어 있다. 피스톤 실린더는 바깥쪽 파이프와 연결되어, 관입과 시험에 필요한 압력을 공급하며, 피스톤 실린더는 안쪽 파이프와 연결되어 plate에 걸리는 지반의 저항 응력을 측정할 수 있도록 되어 있다. SPLT 시험을 실시할 때, 지반의 응력과 변형량을 측정하기 위해 그림 1-1-62(b)와 같이 어스앵커로 고정하여 시험한다.
회전 관입을 통해 대상지반의 시료교란 효과를 최소화하며 시험위치까지 관입하고, 피스톤실린더를 통해 단계로 plate에 하중을 가한다. 지반의 종류에 따라 기본적으로 점토는 비배수상태, 모래는 배수상태로 보고, 점토는 5분 이내에 시험할 경우 비배수상태, 30분 이상 시험하는 경우 배수 상태로 가정한다. 단계하중을 주면서 시간에 따른 변형량과 하중증가에 따른 변형량을 측정하며, 단계마다 피스톤의 압을 제거하여 unloading 단계를 가지도록 한다. 시험 깊이간의 간격은 plate의 직경의 3배 정도로 하는 것이 적절하며, 일반적으로 0.6~0.9m 정도로 하고 있다. 시험이 끝난 후에는 압을 제거하고 관입시 방향과 반대방향으로 회전시켜, 피스톤과 screw plate를 분리시켜 screw plate를 대상지반에 남겨두도록 한다.

(2) Screw plate load test의 장단점

Screw plate load test는 다른 일반 현장시험에 비해 시료교란 효과가 매우 적지만, 일반적으로 관입 직후 시험데이터의 경우 시료교란의 영향이 있기 때문에 보통 사용되지 않는다. 그리고 깊이에 따른 응력 및 변형량을 측정할 수 있으며, 이로부터 선행압밀하중도 추정할 수 있다. 시험결과를 이용하여 얕은 기초의 침하량이나 깊은 기초의 지지력 등을 구할 수 있으며, 일반 평판재하시험보다 경제적이고, 영향범위가 작다는 장점을 지니고 있다. 반면, 대부분의 현장시험과 같이 시료채취가 힘들며, 너무 단단한 지반이나 깊이에 대한 제한이 있으며, 작업속도도 타 시험에 비해 느린편이다.



(a) 장비개요 (b) 현장 작업 모형

<그림 1-1-62> Screw plate load test

(나) 일반적인 시험과정

① 초기 재하 하중은 유효상재하중과 거의 같도록 한다.

② 각 단계에서 발생한 침하량은 연속적으로 측정하거나 시간간격을 선택하여 측정한다. 각 단계에 따른 time-settlement 또는 typical step은 square root scale로 plot한다. 압밀 90%에 도달하는 시간을 그래프를 이용하여 결정한다. 그리하여 각 단계별 시험에 필요한 총시간을 결정할 수 있다. 총시간은 흙의 종류, 각 시험 깊이에서의 하중재하 단계수, number of depth readings, total depth와 같은 요인들을 결정하기 위해서 필요하다.

하중 증가에 따른 시간간격은 다음과 같다.

duration 2~5min : undrained clays

duration > 30min : drained clays

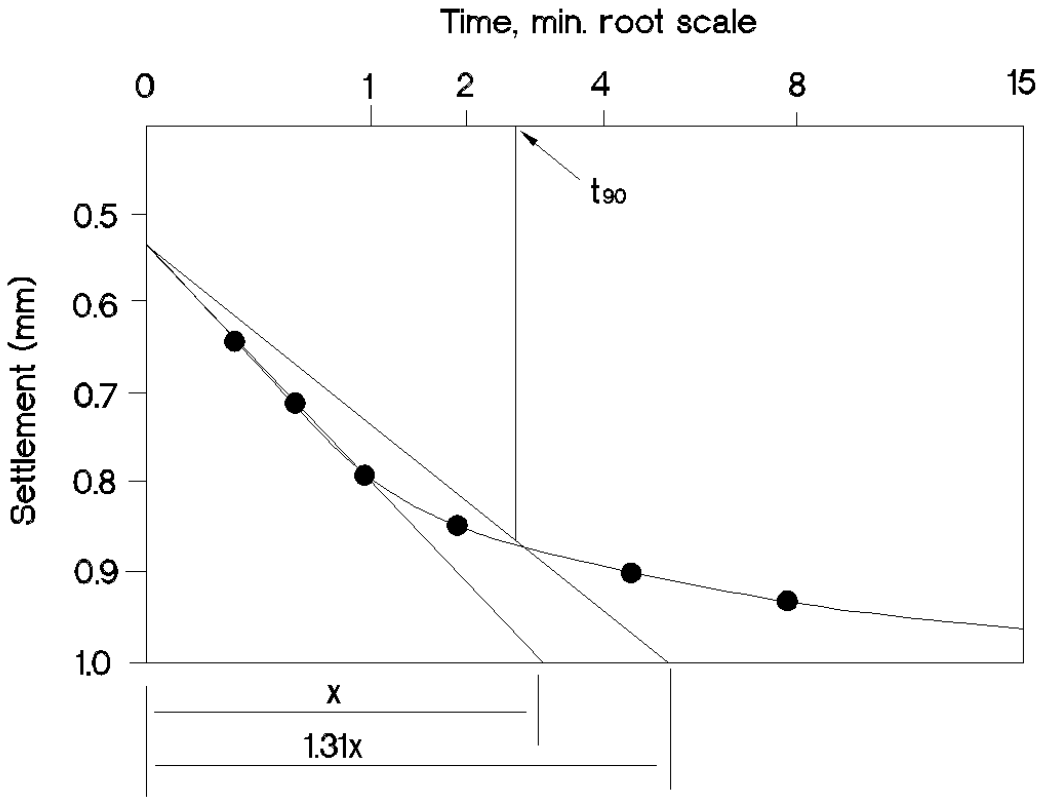
short duration : drained sands

③ 단계별로 하중을 증가시키고 각각의 단계에서 얻어진 time-settlement 결과를 가지고 그래프를 작성한다. 어느 깊이에서 적용할 수 있는 최대하중은 bearing capacity failure 또는 장비의 capacity($100t/m^2$ for $200cm^2$ plate)에 의해 결정할 수 있고 또는 실제 작업을 위한 최대 적용 응력 범위 ($p'<50t/m^2$)에 의해서 결정할 수 있다. 시험 시 하중의 증가량은 failure load의 10~15%정도로 증가시킨다.

④ 주어진 깊이에 대한 시험이 끝났을 때 침하게이지와 빔을 제거한다. jack은 double pipe system에 의하여 inner position에 다시 잠기게 된다. 다음 시험 위치로 이동하여 compressometer를 관입한다. 하중단계 별 관입깊이는 이전 단계의 영향을 받지 않도록 최소한 screw plate 직경의 3배 이상이 되도록 한다. 각 시험의 일반적인 수직 깊이 간격은 1m이다. 예외적으로 0.75m로 하는 경우도 있다. deep homogeneous deposits load를 위해 2~3m로 시험하기도 한다. find sand에 대해 최대 30m까지는 좋은 결과를 얻을 수 있다.

(다) time interval 결정

그림 1-1-63는 각 단계별 하중증가에 대해 침하량과 시간의 관계를 나타낸 그래프이다. 이 그래프의 초기 부분은 선형관계를 보이고 이 선형부분과 침하량 축이 만나는 지점이 이론적인 침하량이 0인 지점이다. 이 선형인 직선에서 1.31배 만큼 기울기를 증가시키면 또 하나의 직선을 얻을 수 있다. 이 직선은 시험에 의해 얻어진 침하량-시간 그래프와 만나는데 이 만나는 지점이 대략적으로 압밀 90%가 일어나는 지점이다. 따라서 압밀도 90%일 때의 시간 t_{90}을 알 수가 있다.
이러한 침하량-시간 그래프를 이용하여 압밀90%가 진행될 때의 시간을 알면 그 시간으로 스크류 플레이트 시험 시 각각의 하중단계별 측정시간을 결정할 수 있다.



<그림 1-1-63> Analytical model for the determination of Cr with on example from a field test in fine sand (Drammen)

2. Structured soil(cemented sand)에 대한 현장시험의 한계 및 대안

현장 시료의 공학적 물성치를 찾아내는 것은 토목 기술자에게 있어 끊임없는 목표의 대상이 되어왔다. 현장 상태에 적절한 시험 장비를 이용하는 것도 문제지만, 얻어진 결과를 해석하는 작업 역시 많은 문제를 지니고 있기 때문이다.

우리가 흔히 말하는 순수한 자연 상태의 흙이 아닌, 여러 풍화작용과 생물학적인 퇴적작용을 거쳐 온 흙(structured soil)의 경우, 특히 더 현장 흙의 특징을 알아내는데 큰 어려움이 따르게 된다.

지난 수십 년 동안, 실내시험 대신 현장 시험 장비를 사용하여 지반 공학적 문제를 해결하려는 시도가 이루어졌다. 이는 설계에 필요한 각종 토질정수를 산정할 때, 현장시험이 실내시험에 비해 빠르고 경제적이기 때문이다. 실내시험의 경우 한계상태에서의 설계 정수들을 찾아내는데 어려움이 따르고, 이는 과다설계로 빈번히 이어지게 된다.

본 보고서에서는 structured soil 역학적 거동을 알아내기 위한 현장 시험에 대해 간단히 살펴보고, 기존현장 시험의 장·단점을 살펴볼 것이다. 마지막으로 structured soil의 거동을 실험하고 해석하는데 있어, 적절한 방안을 제시하려고 한다.

가. Structured Soil의 특징

(1) 정의

대부분의 지표면 부근 지반의 경우 그 정도를 정확히 알 수는 없지만, structured 지반이라고 할 수 있다. 실제 우리가 생각하기에 순수한 자연 상태의 지반이라고 생각하던 지역도 어느 정도의 structuring을 지니고 있다는 의미이다.

비거대구조(nonmassive structure)라 함은 거대구조(nonmassive structure)의 반대 의미로써, 금이 나거나 크랙 등이 발생하여 하나의 연속체로 보기 힘든 지반을 의미한다.

흙의 거동이 구조적인 영향을 받는 경우, 그 흙은 크게 다음과 같이 5 종류로 구분할 수 있다.

ⅰ. 잔적토 (Residual Soils)
ii. 풍화토 (Weathered Surficial Crusts
iii. 고결토 (Cemented Soils)
iv. 예민한 점토 (Sensitive Clays)
v. 다짐토 (Compacted Soils)

(가) Residual Soils

잔적토는 보통 흙의 입도나 연경도가 넓게 분포한다. 특히 열대지방의 경우, 입도나 소성도를 통해 흙을 분류하는 게 매우 힘들 정도이다(Lohnes and Demirel, 1983). 잔적토는 보통 알로페인(allophane)이나 할리사이트(halloysite) 같은 점토에서 찾아보기 힘든 광물질을 지니고 있고, 이로 인해 공학적 거동은 달라진다.
많은 지역에서의 관찰 결과, 잔적토는 보통 지하수위 윗면(부분적으로 포화된 상태)에서 발생한다. 지표면 부근의 흙은 계절의 영향에 따라 계속하여 영향을 받게 되고, 짧은 기간 동안에도 강도 등이 크게 바뀌게 된다. 일례로 압밀셀을 이용하여 응력이력을 알아보고자 실험을 하였으나, 그 결과가 일정치 못하였고(Vargas, 1953; Sowers, 1963) 선행압밀 하중 역시 찾기 힘들었다. 하지만 structured soil의 구조가 파괴되는 한계상태의 응력은 알아낼 수 있었다.

(나) Weathered Crusts

대부분의 퇴적지반은 침식과 재퇴적 과정을 거치면서, 지표면 풍화토층(surficial weathered crusts)을 만들어 간다. 다음은 가장 일반적인 물리적, 화학적 풍화과정을 나타낸다.
ⅰ. 계절에 따른 지하수위의 변화
ii. 계절에 따른 온도의 변화
iii. 침식이나 상재하중의 제거에 따른 응력이완
iv. 침출 (Leaching)
v. 산화 (Oxidation)

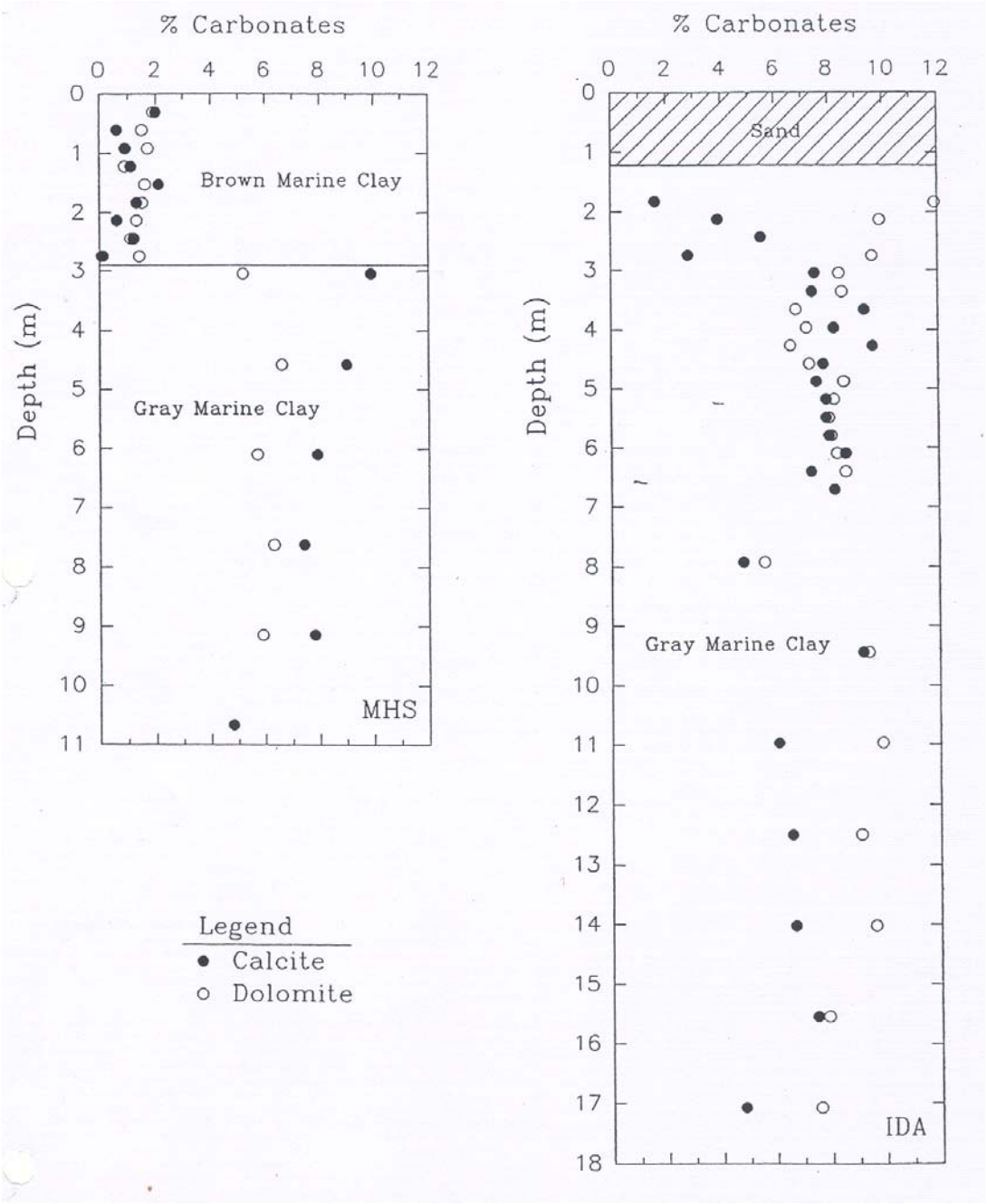
이런 과정들에 의해 풍화토의 거동은 원래의 모암의 거동과는 판이하게 틀려지게 된다. 또한 이런 풍화토의 경우 응력이력을 통해, 전단강도나 상재하중을 파악하기 어려워지게 된다. 이는 풍화과정으로 인해 응력이력이 물리적인 변화가 아니라 화학적인 변화의 성격을 띠기 때문이다.

(다) Cemented Soils

많은 흙들은 퇴적 과정에서 입자 간에 결합이 발생하는 고결현상을 지니고 있다. 보통 이런 고결현상을 유발시키는 물질로는 방해석, 백운석과 같은 탄산염 물질들로써, 그 중에는 물에 잘 녹는 성분도 있게 된다.
자연 상태의 함수비 상태에서 고결된 흙은 보통 취성적인 거동을 보이게 되며, 상재하중 이상의 선행하중을 나타내게 된다. 반면 완전히 포화된 상태에서의 거동은 NC상태의 거동을 보이게 된다.
앞서 언급했던 고결유발제로는 탄산염이 가장 많으며, 흙 속에 들어있는 탄산염의 양은 모암에 포함되어 있는 양과 퇴적과정에서 분배되는 양에 따라 틀려지게 된다. 다음 그림 1-2-1은 해안점토에서의 깊이에 따른 탄산염의 분포를 나타낸다.

(2) Structured soil의 해석의 어려움

ⅰ. 구조화된 흙은 수직·수평 방향으로 다양한 공학적 거동을 나타낸다.
ⅱ. 구조화된 흙은 같은 지질학적 원인에 의해 형성되었더라도, 다양한 거동 특성을 나타낸다.
ⅲ. 구조화된 흙은 응력-변형률 관계, 강도, 투수계수 등에 있어서 큰 이방성을 나타낸다.
ⅳ. 구조화된 흙은 NC상태의 거동을 나타내지 않는다.
ⅴ. 구조화된 흙은 수평응력이 응력이력과 무관하게 나타난다.
ⅵ. 구조화된 흙은 자연 상태의 퇴적된 흙에 비해 훨씬 복잡한 구조를 띠고 있어서, 재성형 시료를 통해 그 특징을 파악할 수 없다.



<그림 1-2-1> 깊이에 따른 탄산염의 분포

나. 현장시험(일반)

현장시험은 설계의 목적으로 지반의 특성을 파악하는데 목적을 두고 있다. 현재 사용되고 있는 대부분의 시험은 다음 3가지 이유로 인해 시험되고 있다.

ⅰ. 지층구조 파악
ii. 설계 필요 물성치 파악
iii. 지반의 거동 예상

대부분의 현장시험의 위의 3가지 이유 중 2가지 이상을 충족시킨다. 다음에 열거하는 내용은 실내시험에 비해 현장시험이 가지게 되는 유리한 점들이다.
ⅰ. 샘플링하기 힘든 지반에서도 시험이 가능하다.
ii. 실내 시험에서 얻기 힘든 토질정수도 알아낼 수 있다.
iii. 실내 시험에 비해 큰 부피의 시료를 시험할 수 있다.
iv. 수직 방향으로 연속적인 결과를 얻어낼 수 있다.
v. 빠른 속도로 시험이 진행되어, 결과도 빨리 낼 수 있다.
vi. 거대구조적인(macro fabric) 관점에서의 흙의 거동을 파악할 수 있다.

위에서 언급한 6가지의 큰 장점을 현장시험을 통해 얻을 수 있으나, 또한 현장시험이 지니고 있는 한계 역시 인지하여 주의를 기울여야 할 것이다. 다음에서 언급하는 점들은 현장시험이 지니는 한계점들이다.
ⅰ. 경계조건을 명확히 알 수 없다.
ii. 배수조건을 정확히 알 수 없으며, 조절할 수도 없다.
iii. 시료교란 효과도 알 수 없다.
iv. 응력경로나 파괴양상 등에 있어서, 현장시험이 이뤄진 지점과 전체적인 거동이 상이할 수 있다.
v. 현장 시료의 상태를 알지 못한다.
vi. 환경적인 변화의 영향 역시 인지하기 힘들다.

현장시험은 흙의 특성을 직접적으로 알아낼 수 없다. 현장시험은 인위적으로 어떤 입력 값을 흙에 가함으로써 그에 따란 결과 치를 얻게 되는 방식으로 어떠한 값을 얻게 되며, 그 값들은 간단한 이론식이나 경험식에 의해 우리가 원하는 흙의 물성치로 바뀌게 된다. 위에서 언급한 한계점에서도 보았듯이, 경험식을 사용하여 물성치를 얻을 때는 많은 주의가 필요하다. 물론 경험식에 포함되는 변수들이 많아질수록 그 경험식의 상관관계는 좋아지겠지만, 많은 변수들을 얻는 거 자체가 힘들므로 이 또한 문제시 된다.

(1) Structured soil에 대한 현장시험

구조화된 흙(structured soil)들의 특별한 성질들로 인해 구조화된 흙들의 공학적인 거동을 예측하는 일은 매우 힘들다. 보통 지금까지 이뤄진 경험식들은 챔버를 이용한 실내시험이나 흙의 전체적인 거동을 측정함으로써 이루어 졌다.
구조화된 흙의 거동을 실내시험으로 예측하기는 매우 힘들다. 일단 샘플링의 문제가 존재한다. Casias(1987)는 붕괴된 흙에 대해 매우 조심스레 샘플링을 했음에도 불구하고, 흙의 거동이 달랐음을 보였다. 또 다른 이유는 구조화된 흙의 경우에, 시료의 사이즈가 시험결과에 영향을 미친다는 연구결과에 있다. 이는 실내시험의 제한된 시료크기에 있어 큰 문제를 제기하게 된다.
본 보고서에서는 다음 표 1-2-1을 보면 알 수 있듯이, 현장시험을 관입시험과 시추공시험의 2가지로 나누어서 구조화된 흙에 대한 현장시험의 적용성을 설명하고자 한다.

<표 1-2-1> 현장시험 방법 요약

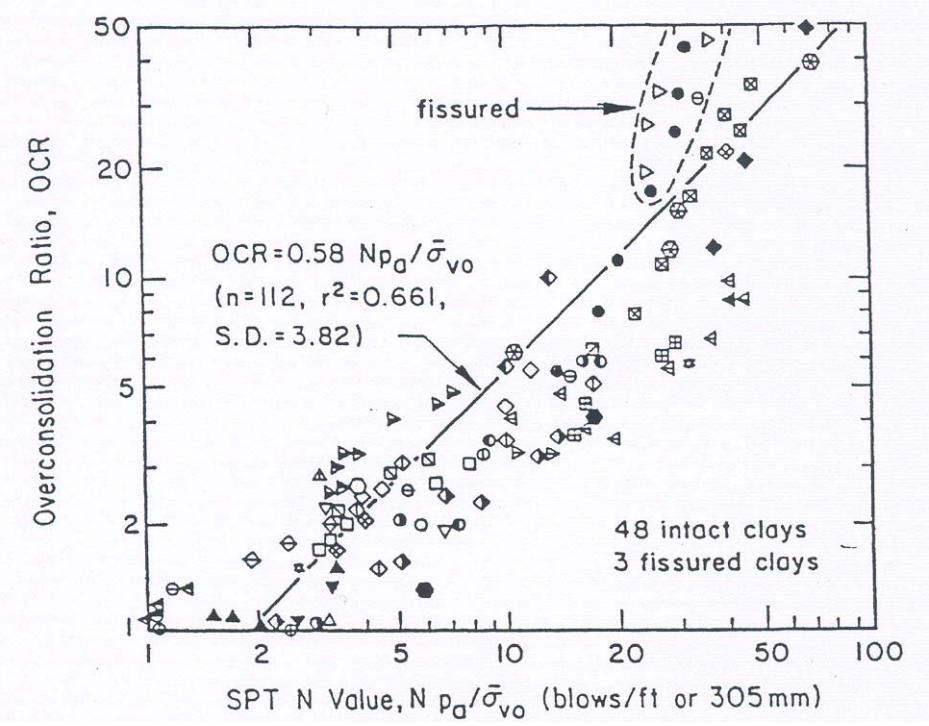
Class	Test
Penetration test	Standard penetration test
	Dynamic cone test
	Cone penetration test
	Piezocone test
	Dilatometer test
Borehole test	Pressuremeter test
	Plate load test
	Borehole shear test
	Stress cell test

(가) 관입시험 (Penetration test)

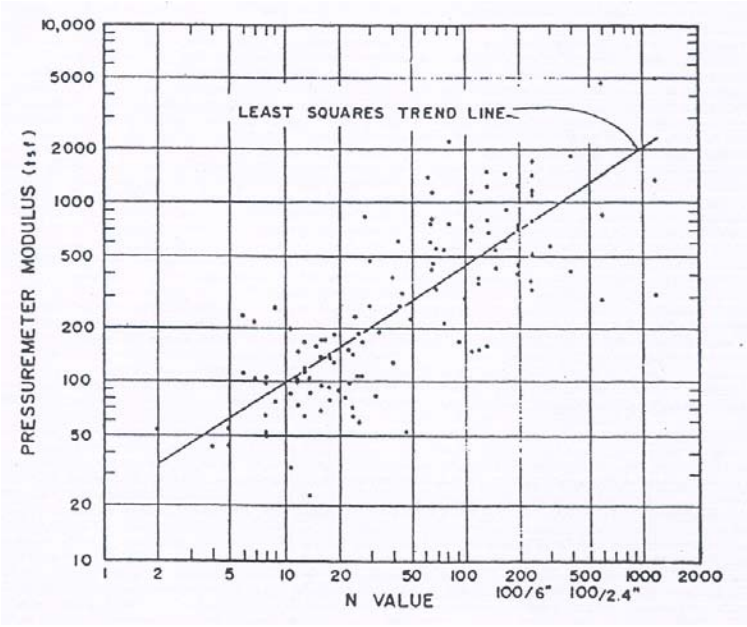
① Standard penetration test (SPT)

구조화된 흙에 표준관입시험을 실시하는 것에 특별한 어려움은 없지만, 이전설계 단계라 할지라도 그 결과의 사용에 있어서는 주의가 필요하다. 대부분의 기존 상관식을 구조화된 흙에 적용할 경우 문제가 생기기 때문이다. 표준관입시험은 관입으로 인해 흙의 구조가 전체적으로나 부분적으로 파괴되고, 이로 인해 구조화된 흙의 특성을 적절히 파악할 수 없게 된다. 다음 그림 1-2-2 을 보면 알 수 있듯이, 일반 흙에 대한 경험식을 구조화된 흙에 적용할 경우 과소평가하는 경향을 나타낸다 (Casagrasde, 1966; Kulhawy & Mayne, 1990).

Martin(1977)은 PMT의 결과와 SPT의 결과를 연관시키려고 했으나, 다음 그림 1-2-2를 보면 알 수 있듯, 두 개의 관계식에 있어 많은 산발적인 경향이 나타났다.



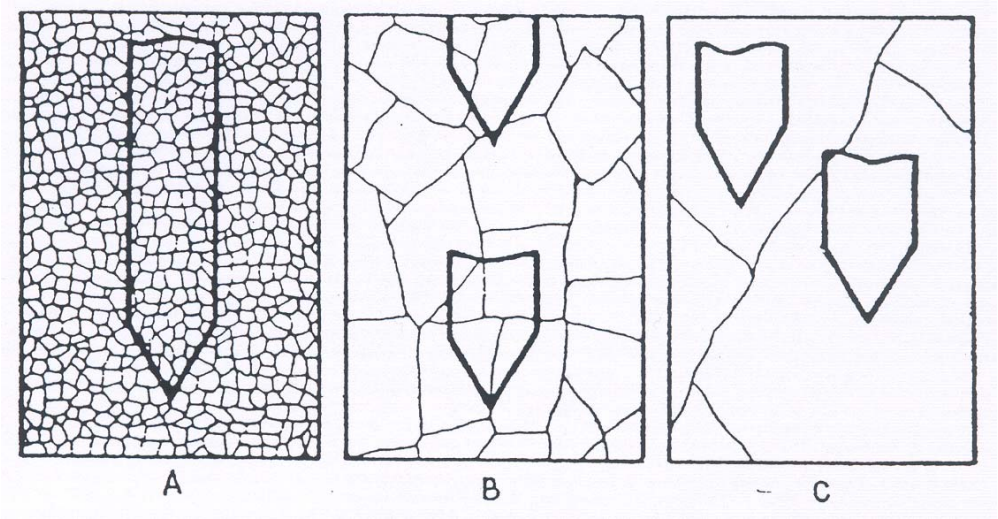
<그림 1-2-2> SPT N치와 OCR 간의 상관관계 (Kulhawy & Mayne, 1990)



<그림 1-2-3> SPT N치와 PMT E값 간의 상관관계 (Martin, 1977)

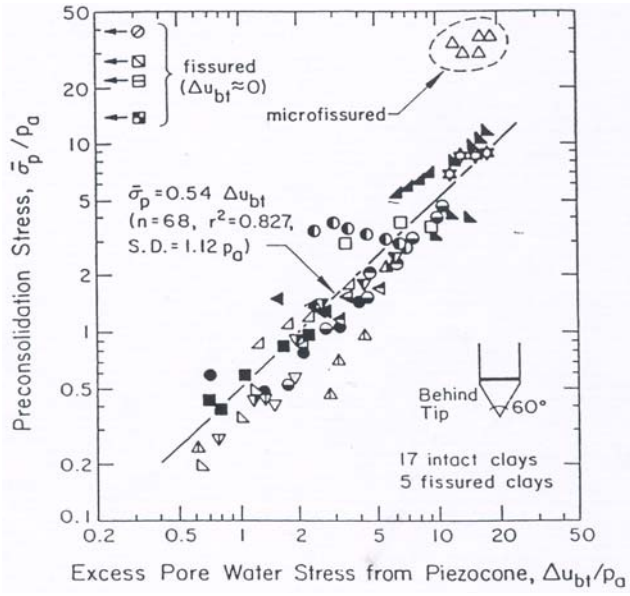
② Cone penetration test (CPT, CPTU)

그림 1-2-4는 fissured soil에 콘관입시 가능한 상황의 모식도를 나타낸다. 그림 중 어떤 방법으로 fissured soil에 관입되느냐 따라 그 결과 값이 크게 달라질 것으로 판단된다.

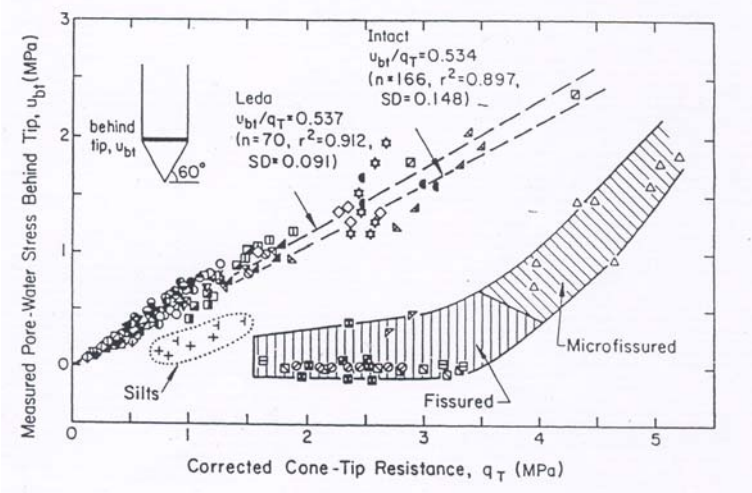


<그림 1-2-4> Fissured 형태에 따른 콘선단 저항치의 영향
(Marsland & Quarterman, 1982)

구조화된 흙에 실시된 콘관입시험의 결과를 해석하는데 있어, 구조화된 흙의 거동은 일반적으로 퇴적된 점토나 모래의 거동을 따르지 않으므로 큰 주의가 필요하다. 구조화된 흙의 선행압밀하중, 배배수강도, 상대밀도 등을 기존의 경험식들을 이용하여 판단하는 것은 매우 위험하다는 의미이다. 그림 1-2-5와 그림 1-2-6을 보면 알 수 있듯, fissured soil에는 기존의 경험식이 크게 빗나간다는 것을 알 수 있다. 특히 콘 선단저항치와 간극수압 간의 관계를 나타낸 그림 1-2-6에서는 그 차이가 더욱 커지고 있다(Mayne & Holtz, 1986).



<그림 1-2-5> CPTU를 통한 선행압밀하중과 간극수압 간의 상관관계
(Kulhawy & Mayne, 1990)

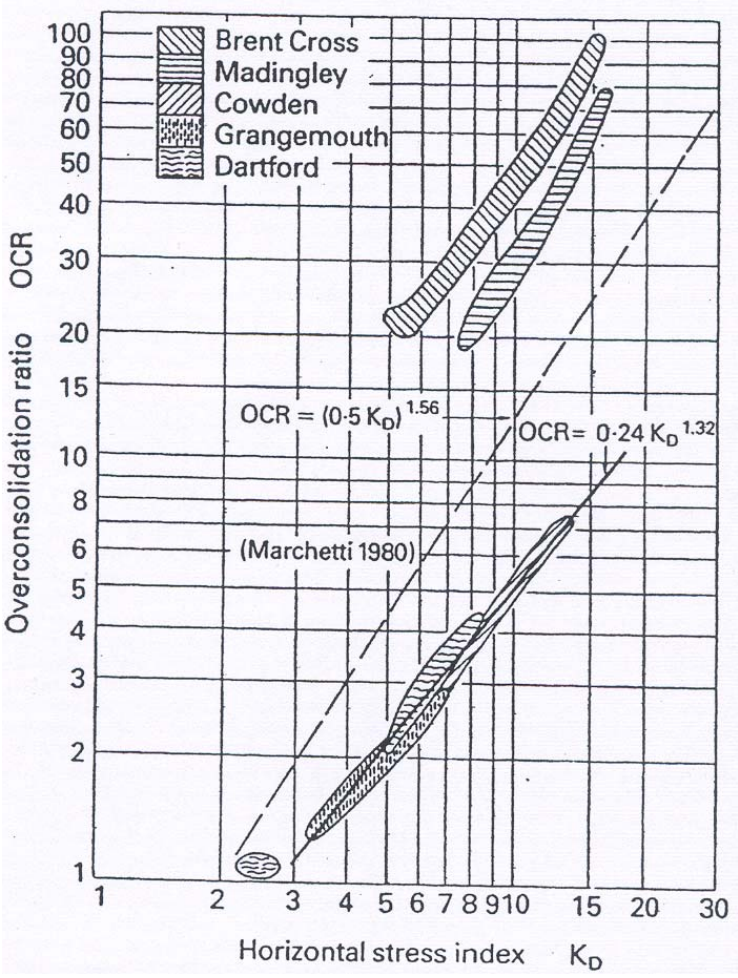


<그림 1-2-6> CPTU를 통한 콘선단 저항치와 간극수압 간의 상관관계
(Mayne et al., 1990)

③ Dilatometer test (DMT)

Marchetti(1980)에 의해 소개된 이후, DMT는 점성토와 사질토 모두에서 좋은 상관관계를 이루면서 발전을 이루어왔다. 하지만 DMT 역시 구조화된 흙을 해석하는데 있어서는 다음 그림 1-2-7과 같이 적절하지 못함을 알 수 있다(Powell & Ugolw, 1986).

하지만 DMT는 CPT와 같은 관입시험의 일종이지만 블레이드의 형태 등으로 인해 관입으로 인한 흙구조 파괴정도가 상대적으로 약하다. 이는 곧 구조화된 흙에 대한 DMT의 적용가능성을 의미하며, 구조화된 흙에 대한 많은 시험을 바탕으로 새로운 경험식을 제안할 수 있음을 의미한다.



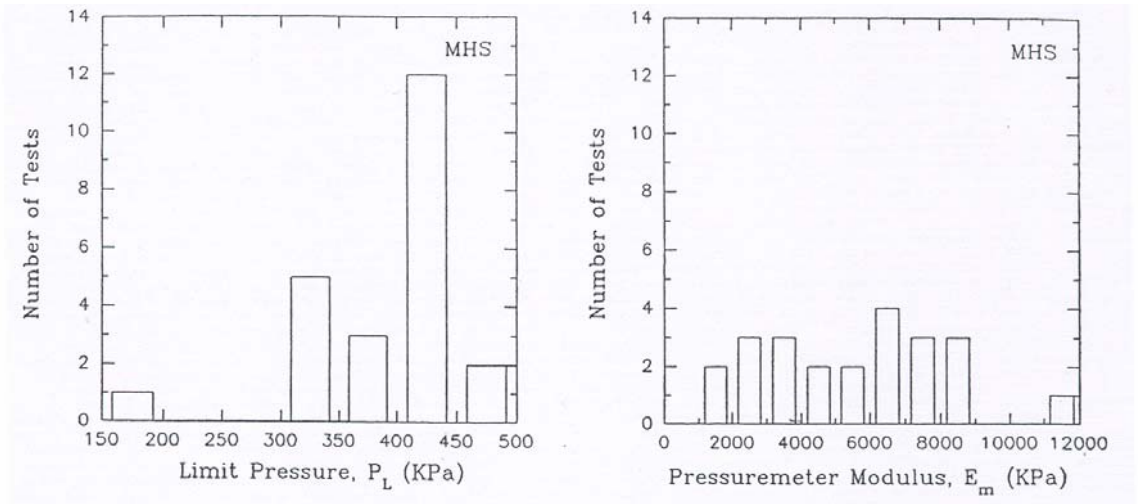
<그림 1-2-7> DMT의 KD와 OCR 간의 관계 (Powell & Ugolw, 1986)

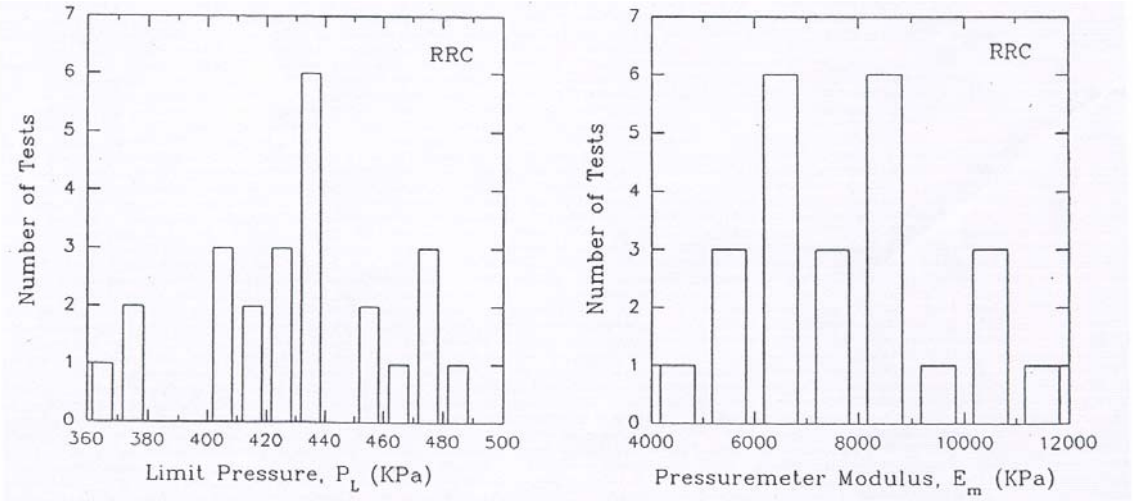
(나) 시추공 시험 (Borehole test)

시추공 시험은 관입시험에 비해 구조화된 흙에 대한 적용에 있어 훨씬 좋은 관계를 얻을 수 있다. 흙구조의 파괴가 관입시험에 비해 현저히 낮고, 상대적으로 교란이 적게 된 상태의 흙에 대한 시험이 가능하기 때문이다.

① Pressuremeter tests (PMT)

미리 시추된 구멍에서 실시된 PMT 시험 결과가 잔적토의 얕은 기초의 침하량 산정에 있어서 성공적이었다. Barksdale 등(1986)은 잔적토인 Piedmont soil의 2번에 걸친 얕은 기초 침하량 예측이 성공하였다고 하였으며, 비슷한 결과가 Jones & Rust(1989), Martin(1977, 1987)에 의해 연구되었다. 또한 Bauer 등(1973), Rocho Filho & Celso(1983) 등에 의해 구조화된 흙의 탄성계수와 PMT의 결과 값이 비교, 연구되어졌다.
하지만 그림 1-2-8과 같이 PMT 시험 역시 지역적으로 큰 차이가 발생하였다. 모든 시험은 1.5m 깊이에서 동일인에 의해 이뤄졌으나, 그 결과는 많은 산발성을 나타냈다.





<그림 1-2-8> 지역적인 영향에 따른 PMT 결과의 산발도

② Pile load tests (PLT) / Screw plate tests

Pile load test는 개념적인 측면에서 현장시험 중 가장 간단한 시험이다. 보링된 구멍에 강성의 원형 판을 올리고 하중을 가하여, 하중-침하량 관계를 얻어내는 시험으로써, 얕은 기초와 깊은 기초의 설계를 위해 많이 쓰이는 시험이다.
Bauer 등(1973), Tand 등(1986) 등은 plate load test를 사용하여 풍화토의 변형계수를 성공적으로 찾아냈으며, 잔적토에 대한 탄성계수 추정(Chin, 1983; Rocha 등, 1983), 붕괴양상 평가(Ferreir & Teixeira, 1989) 등의 시험에도 PLT 시험은 사용되었다.
PLT 시험은 구조화된 흙의 거동을 예측하는데 있어서, 시험 결과에 반영되는 흙의 체적이 크며(거대구조 파악에 적절), 거대구조의 하중-침하량 관계를 나타낸다는 점에서, 큰 장점을 지니고 있다.

다. 결론 및 추천사항

시험의 목적과 상황에 맞는 적절한 현장시험을 선택하는 일은 쉽지 않다. 다음에 열거하는 항목들은 적절한 현장시험을 결정하는데 있어서 반듯이 고려해야하는 사항들이다.

ⅰ. 흙의 종류

ⅱ. 시험 장비의 가용성

ⅲ. 현장 접근성

ⅳ. 시험에 주어진 시간

ⅴ. 시험의 난이도

ⅵ. 필요한 데이터의 양 - 시험 간격에 따라 얻어지는 데이터는 달라진다.

ⅶ. 결과의 해석 - 경우에 따라 결과를 해석하는데 전문가가 필요할 수 있고, 시험 자체보다 해석에 더 많은 시간이 필요한 경우도 발생할 수 있다.

ⅷ. 예산의 제약 - 예산과 흙의 굳기에 따라 적절한 방법을 선택해야 한다.

현장시험은 기본적으로 지반의 불확실성을 감소시키고, 경제적인 설계를 하기 위해 필요한 사항이다. 이를 충족하기 위해 구조화된 흙의 경우에 적절한 현장시험 방법을 다음과 같이 제시하고자 한다.

(1) 일반적인 사항

(가) 가장 간편하면서도 경제적인 시험방법을 선택한다. 복잡한 장비보다 간단한 개념과 장비가 시험을 실시하는데 더 수월하다.

(나) 표준화된 시험장비와 과정이 정해져 있는 시험방법을 선택한다. 시험실시자와 무관하게 결과는 일정해야 하며, 시험은 반복성을 지녀야 한다.

(다) 흙의 상태와 설계 문제에 적절한 시험 방법을 선택한다.

(라) 지질학적으로 비슷한 흙 간의 국부적인 상관관계식을 발전시켜야 한다.

(2) 지층구조 파악

(가) 지층구조나 공간적인 분포를 파악할 때는 관입식 시험을 실시한다.

(나) 시험을 실시하는 사람과 무관하게 일정한 결과가 나오는 시험을 실시한다.

(다) 흙종류와 지하수위 조건을 적절히 고려할 수 있는 시험을 실시한다.

(3) 각종 계수 평가

(가) 흙의 구조에 가장 적은 영향을 미치는 시험 방법을 선택한다. 시추공 시험은 관입식 시험보다 상대적으로 교란효과가 적다.

(나) 더 넓은 범위의 흙의 거동을 반영할 수 있는 시험방법을 선택한다.

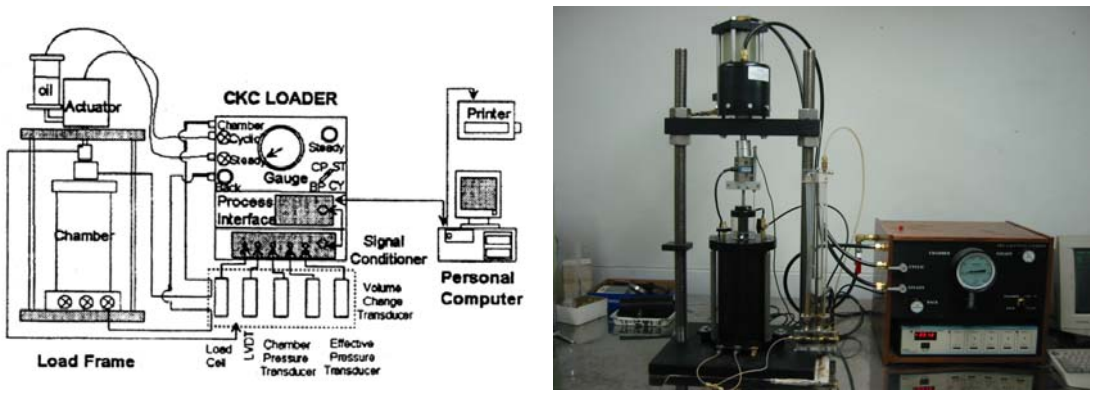
제2절 시험장비 소개 및 개발

본 절에서는 연구에 사용된 CKC 삼축시험기와 대형 챔버 시스템에 대해 간단한 소개하였다. 또한 챔버에 시료 조성을 위해 기존의 레이너 시스템을 보완 발전시킨, 개선된 레이너 시스템에 대해 소개를 하겠으며, 응력이력 및 cementation 효과가 발현된 시료에 적용될 미니콘, 스크류플레이트, 벤더엘리먼트에 대해 소개하였다.

1. CKC 삼축시험기

가. 장비 개요

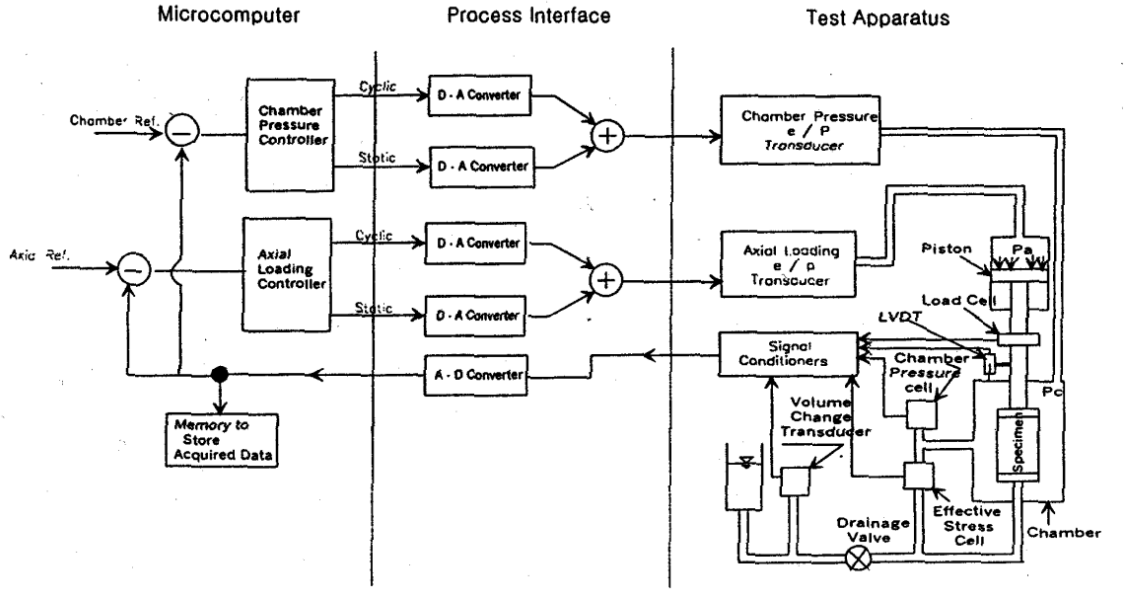
CKC 자동화 삼축시험기는 Soil Engineering Equipment Co.의 Clearence K. Chen이 개발한 것으로써 처음에는 흙의 액상화 및 Cyclic Mobility를 평가하기 위해 개발되었으며, 현재의 장비는 정적 및 동적인 시험이 모두 가능한 형태로 개량한 것이다. 컴퓨터에서 Electro-Pneumatic Transducer와 Pneumatic Amplifier를 제어하여 하중의 속도와 크기를 조절한다. Dynamic test를 제외하고 모두 Closed-loop feedback scheme로 구성되어 있다. CKC 삼축장비의 전체 구성은 그림 2-1-1과 같다.



<그림 2-1-1> CKC 삼축장비의 전체적인 구성 및 사진

나. 작동원리

PC에서 발생한 전기신호를 Process interface의 D-A converter에서 아날로그 신호로 바꾼 후, Chamber pressure e/p transducer와 axial pressure e/p transducer에서 CKC loader로 신호를 보내면, axial load를 제어하는 cyclic pressure를 증감시키고 chamber pressure를 증감시킨다. 그 결과를 다시 5가지의 transducer의 신호로서 받아들이고, signal condition에서 디지털 신호로 바꾸어 다시 PC로 보내어 그 증감을 계산하고 원하는 수치에 도달하지 않으면 다시 신호를 보내어 제어하는 식의 closed-loop를 이루며 전체의 실험을 실시해 나간다. 삼축시험기의 작동 흐름도는 그림 2-1-2와 같다.



<그림 2-1-2> 자동화 삼축시험기의 흐름도

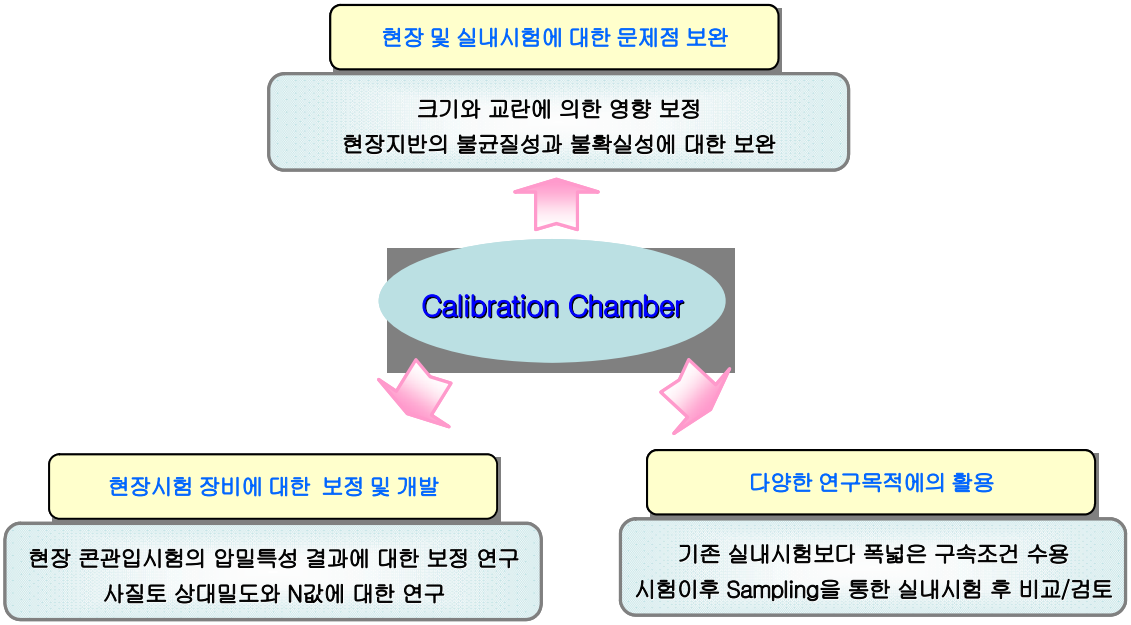
2. Calibration Chamber System

가. Calibration Chamber System을 이용한 연구

체계적인 지반조사를 위해서는 적절한 지반조사 방법의 선정 뿐만 아니라, 대상지반의 정확한 공학적 특성을 얻기 위한 조사결과의 합리적인 해석 및 적용이 매우 중요하다. 일반적으로 설계 및 시공을 위해 지반의 공학적 특성을 추정하는 방법은 현장시험과 실내시험으로 나누어지며, 현장시험은 대상지역의 공학적 특성을 현장에서 직접 파악하므로 시료채취가 필요한 실내시험에 비해 원칙적인 이점이 있다고 할 수 있다. 그러나 현장에서 발생하는 여러 영향 요소, 즉 soil uniformity, in-situ stress, boundary condition 등을 고려한 시험결과의 해석이 어려우므로, 대상지반의 정확한 공학적 특성파악이 어렵다 할 수 있다. 이와 같이 현장에서 발생하는 여러 요소들에 대한 영향을 명백히 파악할 수 있다면, 현장시험의 이점을 유지하면서 시험결과의 보다 정확한 해석을 통한 합리적 설계 및 시공을 기대할 수 있을 것이다.

이와 같은 목적으로 제안된 방법이 대형 Calibration Chamber System을 이용하여 지반조사 시 발생할 수 있는 주요 요소들과 시험결과와의 상관관계를 연구하는 방법이다. 즉 soil uniformity, in-situ stress, boundary condition 등의 영향 요소를 정확히 고려할 수 없는 현장시험의 단점과 현장스케일로 현장장비를 직접 시험할 수 없는 기존 실내시험의 단점을 동시에 극복할 수 있는 시험장비로써, 현장시험과는 달리 여러 계측 시스템을 매우 균질한 시료내부에 설치한 후, 원하는 조건하에서 각 영향요소들에 대한 다양한 Parametric Study가 가능한 방법인 것이다.

선진외국의 경우 현장조사시험 장비 및 그 해석법에 대한 검증을 위하여 많은 연구기관에서 연구를 수행하고 있으나, 국내의 경우 거의 전무한 실정이다. 따라서 외국기준을 여과 없이 수용하는 단계에서 벗어나 국내실정에 적합한 장비 및 평가방법을 개발하기 위해서는 대형 Calibration Chamber system을 이용한 연구가 필수적이라 할 수 있다



<그림 2-2-1> 지반공학에서의 Calibration chamber 활용

나. KUCCS(Korea Univ. Calibration Chamber System)

본 연구실이 보유하고 있는 대형 Calibration Chamber System (Korea University Calibration Chamber System 이하 KUCCS)은 직경 1.2m, 높이 1.0m 크기의 시료를 이용한 세계 최대 규모에 해당하는 장비로써 현장 시험에서 발생하는 많은 불확실성을 배제한 상태에서, 현장 시험 장비들에 대한 개발 및 계측을 통해 지반의 정확한 공학적 특성 파악을 위해 개발되었다.

KUCCS은 기존의 System들이 가지고 있던 문제점들을 보완하여, 지속적으로 연구자가 원하는 Stress history와 경계 조건을 가지는 균질한 시료를 조성한 후, 여러 시험 장비를 이용하여 흙의 공학적 특성을 연구할 수 있도록 개발된 대형 실험 장비이다. 또한 연구의 성격에 따라 다양한 형태의 현장 원 위치 시험장비 및 깊은 기초 연구에 활용할 수 있다.

다. KUCCS 주요 장비 및 특징

현재 개발된 KUCCS은 많은 장점들을 가지고 있으나, 가장 대표적인 특징들은 아래와 같다.

ⅰ. 장비의 대형화에 따른 Size effect와 Boundary effect의 최소화 및 시료 대형화에 따른 실험 결과의 양적인 증가

ⅱ. 시료 이동 중 시료 교란 및 손실 위험을 하부 Piston부를 수정 보완하여 제거하였으며, 이로 인해 실험의 효율성 및 안정성 증대

ⅲ. Inner cell과 Outer cell의 양 끝단을 일체화시켜, 실험상의 불안정 요소 제거

ⅳ. 시료 경계조건 조절을 위한 Control panel의 작동이 실험 과정에 따라 자동모드와 수동모드로 분리되어 수행가능

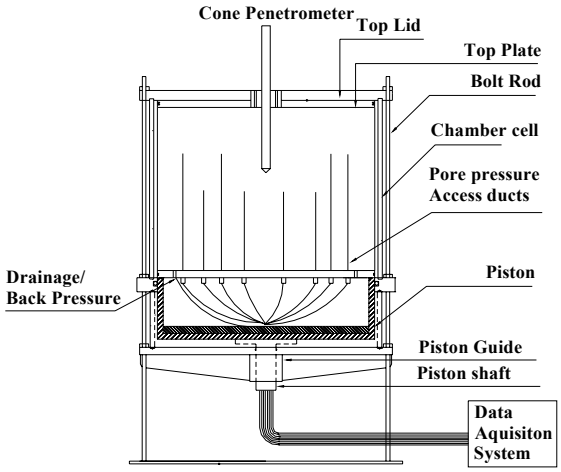
ⅴ. 각 실험 과정 중에 발생하는 센서로의 결과들을 그래픽 지원이 뛰어난 상용 프로그램인 LabView Program으로 저장하여 분석

<표 2-2-1> KUCCS 특성 및 주요장치

구 분		KUCCS
특 성		· 세계최대규모(D1.2m× H1.0m)의 실시간 모니터링 System · 현장의 응력이력을 구현한 양질의 시료 조성 · 현장 원위치 응력하에 콘관입 시험 수행
주요 장치	Raining system	· 균일한 상대밀도의 사질토 시료 조성을 위한 장치 · 규격 : D 1.2m× H 2.2m
	Chamber cell	· 조성된 시료에 연직/수평응력을 가할 수 있는 장치 · Double wall system에 의해 K_0 응력상태를 자동 조절 가능
	Top plate &Top lid	· 콘 관입을 위한 Adapter 설치 · 유압식 관입장치 거치하고 현장시험장비 관입가능
	Bottom plate	· Plate 상하 이동으로 시료 연직응력 조절
	Penetration system	· 각종 현장시험장치(CPT, DMT)의 관입을 위한 유압하중장치 · 최대 1.0m의 stroke이며, Strain rate 조절 가능
	data acquisition system	· 시료의 연직/수평응력 및 시료내 간극수압 측정기록 · 측방향 응력($K_0 \times \sigma_v'$)을 자동적으로 측정하여 시료의 K_0응력 상태 유지

(1) Calibration Chamber

Calibration Chamber는 Consolidometer 또는 Raining system으로 조성된 균질한 시료의 강성벽 효과를 제거함과 동시에, 1차적으로 조성된 시료를 우리가 원하는 경계조건인 등방 또는 K_0 상태로 재 성형 시켜주는 장비이다.

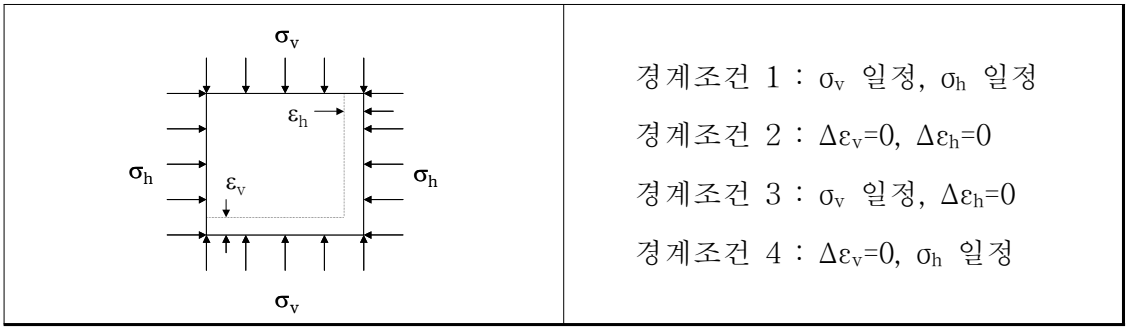


<그림 2-2-2> Calibration chamber 개요도



<그림 2-2-3> Calibration chamber

Calibration Chamber는 크게 Piston Cell 부분과 Double Chamber Cell 부분으로 구성되어 있으며, Piston Cell 부분은 시료에 수직 하중을 재하하기 위한 부분이며, Chamber Cell 부분은 수평 하중을 재하하기 위한 부분이다. 이와 같은 Double Wall 구조는 자연상태의 지반조건인 K_0 상태를 구현하기 위한 것으로, KUCCS는 이외에도 아래와 같은 경계조건의 조절이 가능하다.



<그림 2-2-4> KUCCS의 재현 가능 경계조건

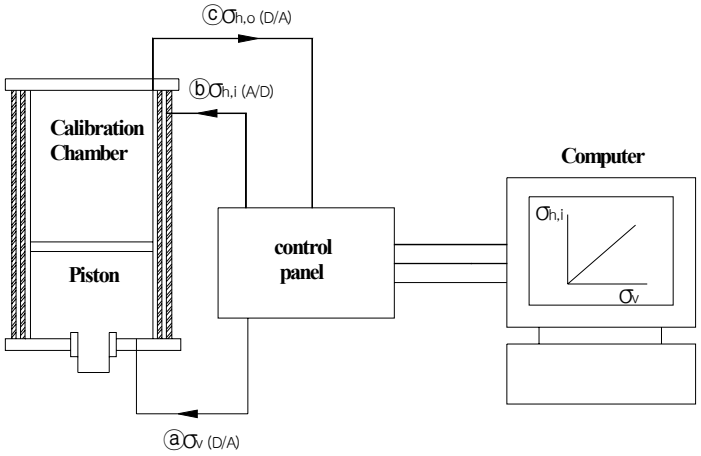
(2) Control Panel 과 Data Acquisition System

Calibration Chamber에 조성된 시료를 원하는 경계조건으로 만들기 위하여 시료에 작용하는 응력과 변형상태를 조절하는 장비이다. 이를 위해 2개의 E/P Transducer와 3개의 Sensym Transducer, 3개의 정밀 Regulator가 사용된다. E/P Transducer는 Piston Cell 부분과 Double Chamber Cell 부에 자동 모드로 압력을 가하기 위한 센서로서, 컴퓨터로부터 신호를 받아 원하는 소정의 압력을 가할 때 사용된다. 그리고 Sensym Transducer는 Double Chamber Cell 부에 가해지는 압력을 정확하게 측정하기 센서로서, 자동모드에 의해 K_0 상태로 경계조건을 조절할 경우, 각각의 Chamber Cell부분에 작용되는 하중을 측정하여 수평방향으로의 변형이 발생할 수 없도록, 두 부분의 압력을 동일하게 제어한다. 이러한 자동 모드 외에도 시료 초기 셋팅과 시료내 Back pressure 가압 과정에서 수동모드의 작동이 이루어져야 하는데, 이 과정에서 3개의 정밀 Regulator가 사용된다.

위에서 언급한 자동모드로의 전환 시 센서 제어 및 결과 저장은 그래픽 지원이 뛰어난 최신 상용 프로그램인 Labview Board와 Program에 의해 이루어진다. Labview Board의 특징은 모든 프로그램의 제어가 Windows상에서 이루어지므로 작업자의 작업이 용이하며, 실시간으로 체크되는 여러 항목을 하나의 화면에서 볼 수 있는 장점이 있다. 그리고 각 단계별로 그 시험단계에 적합한 데이터 프리컨시(frequency)를 사용자가 임의로 수정하여 작업할 수 있으므로, 결과 측정치의 신뢰성 및 다양성, 융통성을 향상시킬 수 있는 장점을 가지고 있다. 또한 각 센서들로부터의 실험 결과 저장 시, 발생할 수 있는 노이즈를 최소화하기 위해 Signal Conditioning Box가 이용된다.



<그림 2-2-5> Control Panel



<그림 2-2-6> Data Acquisition 및 Storage System의 흐름도

3. 레이너 시스템 개발 및 개선

가. 개발목적 및 배경이론

(1) 개요

사질토 지반의 비교란 시료 채취를 위해 사용되는 화학적 고결방법(chemical impregnation method)이나 동결방법(freezing method)은 기술적으로 어렵고 경제적 비용이 크게 발생하므로, chamber test와 같은 대형 실험을 위한 비교란 시료의 채취는 현실적으로 불가능하다. 따라서 다양한 현장 조건(상대밀도, 응력상태, 흙의 구조 등)을 적절히 반영할 수 있는 재성형 시료를 조성하여야 하며 이러한 관점에서 레이닝(sand raining, 낙사)에 의한 시료조성은 균질한 상대밀도의 시료를 얻을 수 있을 뿐만 아니라 퇴적에 의한 현장 흙 구조의 형성 과정을 유사하게 모사할 수 있기 때문에 널리 사용되고 있다(Mori 등 1977; Rad and Clough 1982; Rad and Tumay 1987).

낙사에 의한 시료조성 방법이 Kolbuszewski(1948a, b)에 의해 체계화된 이후, Jacobsen(1976), Kildalen and Stenhamar(1977), Tumay 등(1979), Gilbert(1984), 그리고 Rad and Tumay(1986) 등이 낙하고와 개폐율에 따른 상대밀도의 변화에 대해 연구하였다. 또한 Rad and Tumay(1987)는 주 영향요소인 낙하고와 개폐율 외에, 낙하거리, 개폐구멍 유형, 그리고 분산체의 치수 및 개수 등의 영향 요인에 관한 연구를 수행하였다.

레이너 시스템은 모래의 낙하고가 변하지 않도록 설계하는 것이 중요하며, 이를 위해 Rad and Tumay(1987), Brandon and Clough(1991), Puppala 등(1995)의 레이너 시스템에서는 분산체와 storage tube의 모래덮개를 네 방향의 줄로 연결하는 방법으로 레이닝이 진행되어도 모래의 낙하고가 일정하게 유지되도록 하였다. 그러나 이 같은 방법은 단지 개폐율의 조절을 통하여 원하는 상대밀도를 얻을 수 있으므로, 상대밀도와 개폐율의 상관관계를 얻기 위한 기본 실험을 통해 시스템의 재수정이 필요하다. 또한 분산체를 통과한 시료의 낙하고만 일정하게 조절할 뿐, 개폐판부터 분산체까지의 낙하거리는 시료 조성 시 감소하므로 시스템에 따라 입자의 하강속도가 종단속도에 도달하지 못하는 경우가 발생하여 상하부 조성시료의 상대밀도 차를

발생시키는 요인이 되기도 한다.

따라서 본 과제에서는 Rad and Tumay(1987), Brandon and Clough(1991), 그리고 Puppala 등(1995)이 소개한 기존 레이너 시스템의 문제점을 살펴보고, 개선된 챔버 레이너 시스템을 제안하였다.

(2) 레이너 시스템에서 상대밀도에 영향을 주는 요인

레이닝에 의해 조성된 모래시료의 상대밀도에 가장 큰 영향을 주는 요인은 전술한 바와 같이 개폐율과 낙하고이다(Kolbuszewski 1948; Jacobsen 1976; Kildalen and Stenhamar 1977; Tumay 등 1979; Gilbert 1984; Rad and Tumay 1986). Rad and Tumay(1987)는 개폐율과 낙하고 뿐만 아니라 표 2-3-1과 같은 다양한 요인에 대한 영향 정도를 검토하였다.

<표 2-3-1> 레이너 시스템에서 상대밀도에 영향을 주는 요인
(Rad and Tumay, 1987)

영향요인	기호	단위	영향정도
개폐율 (Shutter porosity)	SP	%	A
침전도 (Deposition intensity)	DI	g/㎠/s	A
개폐구멍유형 (Shutter-hole pattern)	SHP	-	B
개폐판 작용 상재압 (Vertical stress on shutter)	VSS	kPa	C
낙하거리 (Falling distance)	FD	cm	C
낙하고 (Falling height)	FH	cm	A
분산체 공칭치수 (Diffuser-sieve opening)	DSO	mm	B
체 개수 (No. diffuser-sieves)	NDS	-	C
분산체 간격 (Distance between diffuser-sieves)	DD	cm	C

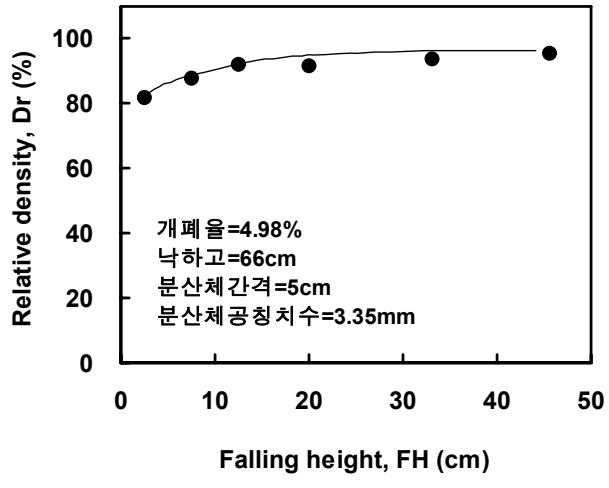
* 영향정도 : A>B>C

개폐율은 storage tube의 하부 면적과 저장된 모래가 낙사되는 개폐구멍의 면적비율이며, 침전도는 단위시간당 단위면적에 낙하하는 모래의 무게이다. 따라서 개폐율이 클수록 침전도 또한 증가하며, 낙하한 모래의 상대밀도는 개폐율과 반비례하는

경향을 보인다. 또한 개폐율과 침전도는 개폐구멍의 크기와 정렬유형에 의해 영향을 받으며, 개폐구멍이 작고 균등하게 정렬될수록 모래의 분산효과가 증가되어 높은 상대밀도의 시료가 조성된다.

낙하거리는 storage tube의 개폐판과 분산체 사이의 거리로써, Rad and Tumay(1987)의 실험에 의하면 낙하거리에 관계없이 동일한 상대밀도의 시료가 조성되었다. 그러나 Rad and Tumay(1987)의 실험에서는 비교적 높은 상대밀도의 모래시료만을 조성하였으므로, 본 연구에서는 낮은 상대밀도의 모래시료 조성 시 낙하거리의 영향에 대해서도 검토하였다.

낙하고는 분산체를 통과한 모래의 낙하높이로써, 낙하거리와 더불어 입자의 종단속도에 영향을 주어서 상대밀도를 결정하는 중요 요소이다(Kildalen and Stenhamar 1977; Rad and Tumay 1987). Rad and Tumay(1987)는 그림 2-3-1과 같은 결과로부터 분산체를 통과한 모래의 낙하속도가 일정해지는 종단낙하고 이상에서는 낙하고에 관계없이 동일한 상대밀도의 시료가 조성된다고 주장하였다. 모래의 종단낙하고는 초기 낙하속도, 낙하거리, 분산체 간격, 그리고 분산체 크기 등에 의해서도 영향을 받는다. 또한 개폐판에 작용하는 상재하중도 모래의 초기 낙하속도에 영향을 줄 수 있으나, 상대밀도에 끼치는 영향은 미미하다.



<그림 2-3-1> 낙하고에 따른 상대밀도 영향 (Rad and Tumay, 1987)

레이너 시스템은 모래 분산을 효율적으로 하기 위해 2개 이상의 분산체를 45°로

어긋나게 배치한다. 일반적으로 체의 공칭치수가 작을수록 모래가 효과적으로 분산되며, 더 큰 상대밀도의 시료가 조성된다. 체의 개수가 많을수록 모래의 분산효과는 더 뛰어난 반면, 체를 통과한 모래의 낙하속도는 감소하기 때문에 체의 개수는 시료의 상대밀도에 끼치는 영향이 적다(Rad and Tumay, 1987). 또한 2개 이상의 체가 사용될 경우, 분산체의 간격도 상대밀도에 미소한 영향을 줄 수 있다.

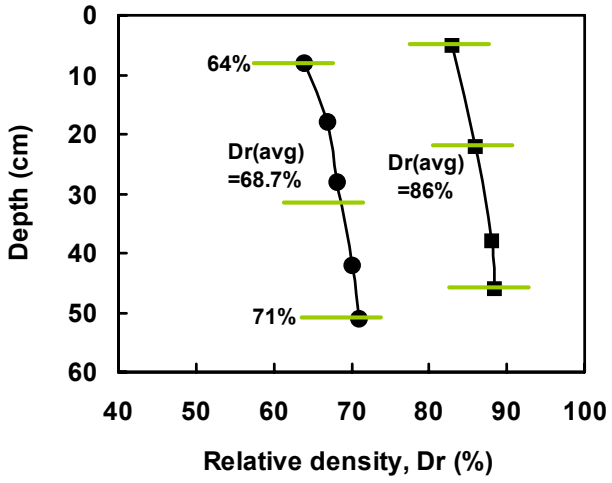
나. Porous plate를 이용한 레이너 시스템의 개선

(1) 기존의 레이너 시스템의 특성

Rad and Tumay(1987), Brandon and Clough(1991), 그리고 Puppala 등(1995)에 의해 제안된 레이너 시스템은 낙하고를 종단낙하고 이상으로 일정하게 유지하고 개폐율을 조정하여 원하는 상대밀도의 시료를 조성하는 방법이다. 그러나 조성 시료의 크기가 대형화되고 적용하는 시험장비가 다양화됨에 따라 다음과 같은 문제점이 발견되었다.

(가) 연직방향 상대밀도 차이

Rad and Tumay(1987)의 실험결과에 의하면, 직경 30cm이고 높이 45cm인 레이너 시스템으로 조성된 시료의 연직방향 상대밀도 오차가 2%~5%정도 발생되었다.



<그림 2-3-2> 시료의 연직방향 상대밀도 변화 (Puppala 등, 1995)

또한, 그림 2-3-2에서 보는 바와 같이 Puppala 등(1995)의 레이너 시스템(직경 56cm, 높이 82cm)으로 조성한 중간조밀~조밀한 시료의 경우에도 상·하부 상대밀도차가 5~7%정도 발생하였다. 이러한 오차는 조성 상대밀도가 낮고, 시료가 대형화 될수록 증가하는 경향을 보이며, 오차발생 요인은 개폐율과 낙하거리, 그리고 체 공칭치수 등으로 판단된다. 즉, 개폐율에 따라 침전도 및 종단속도 발생을 위한 조건이 변화하며 이를 보정하기 위하여 낙하거리 및 체 공칭치수를 조정하여야 한다. 따라서 Rad and Tumay(1987)가 제안한 방법은 높은 상대밀도의 시료 조성 시 적용은 양호하나, 상대적으로 낮은 상대밀도 조건에서는 오차발생 가능성이 큰 것으로 판단된다.

(나) 상대밀도 및 대상 시료에 대한 적용성

레이너 시스템은 낙하하는 입자가 종단속도 조건을 만족시키는 것을 기본으로 가정하고 있으며, 상대밀도는 단지 개폐율에 따라 조정되는 것으로 설계되어 있다. 그러나 시스템의 개폐율 설계는 세분화 정도에 한계가 있기 때문에, 조성될 수 있는 시료의 상대밀도 조건은 제약이 발생한다. 또한 동일한 시스템을 이용하여 입자의 크기나 형태, 분포 등이 다른 시료를 조성할 경우에도 가장 기본적인 조건인 종단속도 조건을 만족시키지 못하는 현상이 나타날 수 있다. 일반적으로 입자의 종단속도는 입자가 클수록 증가하며, 종단속도 발현을 위한 낙하거리 또한 증가하는 것으로 알려져 있다. 따라서 시스템에 설계된 크기 이상의 모래 시료를 사용할 경우, 이에 따른 제약이 발생할 수 있다.

(2) 레이너 시스템의 개선

(가) 개선 원리

상대밀도 조성을 위해 사용되는 개폐율 조절법은 시험장비가 대형화되고 시험시료가 다양해질수록 적용성에 문제가 발생한다. 따라서 개선될 레이너 시스템은 개폐율이 아닌 낙하고 조절법을 사용하였다. 낙하고 조절법의 기본 원리는 낙하하는 입자의 속도가 반드시 종단속도 이상을 유지할 필요가 없으며, 낙하거리 및 낙하고를 시험

과정에서 일정하게 유지하여 원하는 상대밀도의 시료를 조성한다는 것이다. 이러한 조건을 만족시키기 위해서는 상부 storage tube를 레이닝 진행에 따라 퇴적되는 시료 높이만큼 상승시켜야 하는데, 이는 기존 시스템에 비해 복잡한 설비를 요한다. porous plate는 분산체 상부에 설치되는 다공판으로 기존 시스템에 porous plate 개념을 도입하면 storage tube에서 낙하하는 입자의 속도를 소멸시켜 porous plate 부터 다시 자유낙하 조건을 제공한다. 따라서 시험 과정에 걸쳐 낙하고 및 낙하거리가 일정하며, 하강하는 입자의 속도 또한 일정하게 유지된다. 이때 낙하거리는 기존의 시스템에서의 낙하거리와는 달리 porous plate와 분산체 사이의 거리가 된다.

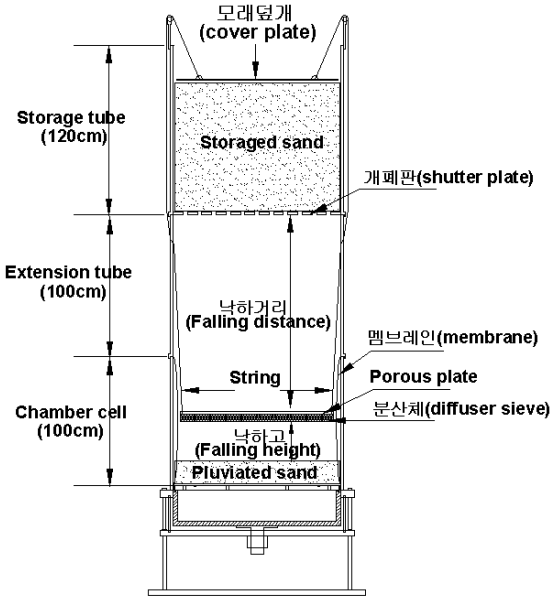
(나) 레이너 시스템

모래 시료를 조성하기 위해 개발된 본 연구의 챔버 레이너 시스템은 그림 2-3-3과 같으며, Sweeney and Clough(1990)와 Puppala 등(1995)에 의한 레이너 시스템을 기본으로 본 연구의 chamber 구조에 맞게 개량되었다. 직경 1.2m, 높이 1.0m의 상부 storage tube는 시험에 쓰일 모래시료가 저장되는 부분으로, storage tube 아래 부분의 개폐판에 의해 레이닝 되는 모래시료 침전도가 조절된다. 중간부분의 1.0m 높이인 extension tube는 적정 낙하고를 제공하기 위해 필요한 부분으로, extension tube의 길이에 의해 실험 가능한 낙하고와 낙하거리의 한계가 결정된다.
높이 1.0m인 하부의 chamber cell은 시험을 위한 시료의 몰드 역할을 하며, 레이닝에 의해 시료가 조성되는 부분이다. 또한 분산체는 시료의 균일한 낙하를 위한 분산 역할을 한다. storage tube 내의 모래가 하강하여 모래덮개가 내려가면 덮개와 줄로 연결된 분산체가 위로 올라가게 되므로, calibration chamber 내에 조성되는 시료의 상단부와 분산체는 항상 일정한 거리를 유지한다.

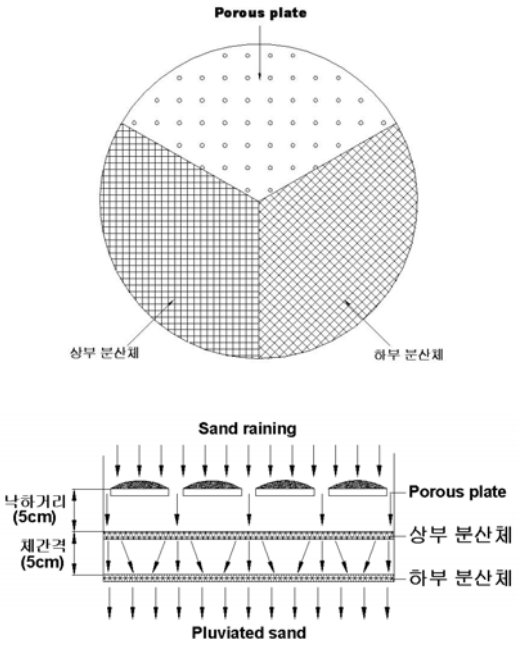
(다) 분산 시스템(Porous Plate + 분산체)
본 연구에서 사용된 레이너 시스템의 기본 구성은 Sweeney and Clough(1990)이나 Rad and Tumay(1987)가 제안한 기존 시스템과 유사하지만, 기존의 분산 시스템에 porous plate의 개념이 추가되었다. 그림 2-3-4와 같이 개선된 분산 시스템은 총 3개의 층으로 구성된다. Porous plate는 분산체를 통과하는 모래의 낙하속도를 동일하게

유지시킨다. 하부 2개 층은 기존 system의 분산체로써, 분산의 효과를 극대화하기 위해 상·하의 체가 45°를 이루도록 조합하였다. 분산체는 필요에 의해 다양하게 적용될 수 있으며, 본 연구에서는 공칭치수 4.75mm의 체를 사용하였다.

Porous plate는 낙하거리라는 영향요인을 제거하고, 낙하되는 모래의 상대밀도를 낙하고에 의해 조절하기 위해 도입된 개념이다. 그림 2-3-4는 제안된 분산체 시스템에서의 모래낙하 및 분산의 원리를 보여주고 있다. 기존의 분산체만 사용하였을 경우에는 분산체를 통과하는 모래의 낙하속도가 낙하거리에 영향을 받을 수 있지만, porous plate를 사용할 경우에는 낙하거리에 관계없이 동일한 낙하속도를 지니는 모래가 분산체를 통과하게 되어 시료 상·하부의 상대밀도가 균등하게 조성된다.



<그림 2-3-3> 레이닝 시스템 모식도



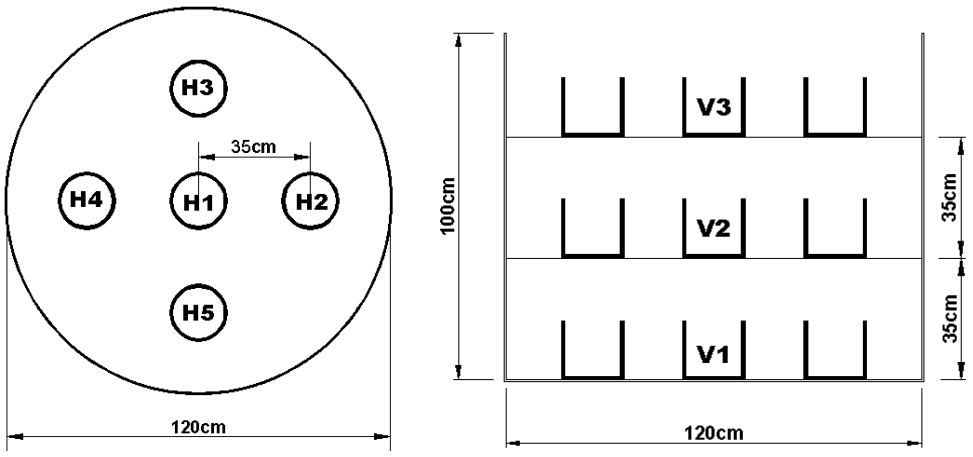
<그림 2-3-4> Porous plate 구조 및 분산효과 모식도

다. 개선된 시스템의 적용성 평가

(1) 평가 방법

모래로 채워진 Storage tube를 extension tube 위에 거치하고 모래덮개를 덮은 후,

분산 시스템과 네 방향으로 연결된 줄을 모래덮개에 연결하고 개폐판을 열어 레이닝을 시작한다. 레이닝이 진행됨에 따라 모래덮개는 내려가고, 동시에 네 방향의 줄로 연결된 분산 시스템이 올라오면서 낙하고는 일정하게 유지된다. 이 때 네 방향의 줄의 길이를 일정하게 하여 분산시스템의 평형을 유지시키는 것이 중요하다. 레이닝이 완료되면 개폐판의 구멍을 닫고 storage tube와 extension tube를 제거한 후 모래의 상대밀도를 측정하였다.



(a) 수평방향 몰드 배치 (b) 연직방향 몰드 배치

<그림 2-3-5> 상대밀도 측정용 몰드 배치

조성된 시료의 상대밀도는 레이닝이 시작되기 전 chamber cell 내부에 놓여진 직경 16cm, 높이 16cm인 원통형 몰드에 채워진 모래중량으로부터 측정되었다. 우선 레이닝이 진행되기 전 chamber cell 하부(V1위치)에 원통형 몰드를 위의 그림 2-3-5(a)와 같이 배치하고 레이닝을 시작하였다. 모래시료가 35cm정도 낙하하면 개폐구멍을 막고 상부 storage tube를 제거한 후, 조성된 시료의 상부에 또 다른 5개의 몰드(V2위치)를 배치하고 레이닝을 계속 진행하였다. 같은 방법으로 시료 상중하에 15개의 몰드를 배치하였다(그림 2-3-5(b)). 레이닝이 완료된 후, 조성된 모래를 조심스럽게 해체하여 몰드 내부의 모래중량을 측정하였다.

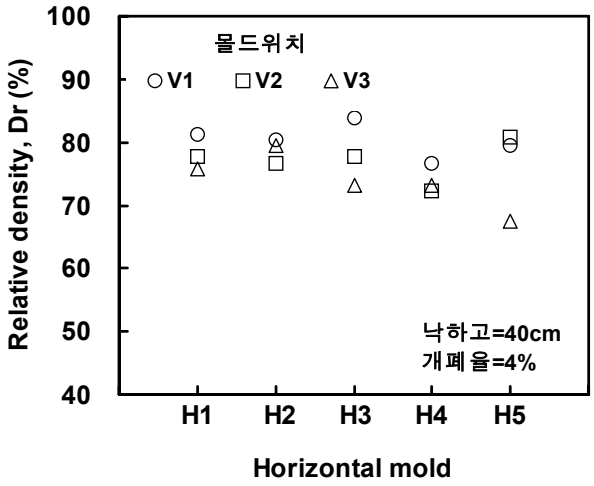
(2) 결과 및 분석

(가) Porous plate 사용 전

기존의 연구자들에 의해 제안된 레이너 시스템으로 낙하고 및 개폐율에 따라 레이닝을 실시한 후, 수평, 수직방향 상대밀도 분포를 측정하였다. 레이너 시스템의 개폐율은 1~4%로, 그리고 낙하고는 20~60cm로 조절하였다. 이때 모래의 낙하거리는 35~175cm까지 변화하였다.

① 수평방향 상대밀도 분포

조성된 시료의 수평방향 균질성은 수평방향으로 배치된 5개 몰드 내부의 모래중량을 측정하여 확인하였다. 그림 2-3-6은 porous plate를 사용하기 전 개폐율 4%, 낙하고 40cm에 의해 조성된 시료의 수평방향 상대밀도 분포이다.



<그림 2-3-6> 수평방향 몰드의 상대밀도 분포
(porous plate 사용 전, 낙하고=40cm, 개폐율 4%)

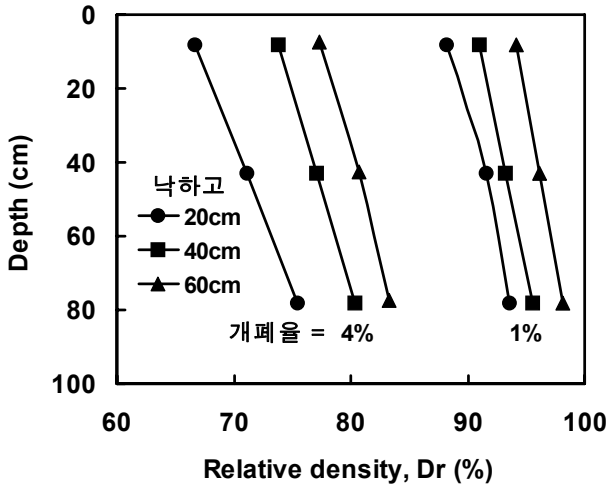
동일한 높이에서 상대밀도의 수평방향 표준편차는 2.6~4.4%로 나타났으며, 시료 상부(V3)의 오차가 가장 크게 발생하였다. Bellotti 등(1982)의 결과에서는 평균 59% 상대밀도의 시료에서 수평방향으로 약 10%의 표준편차가 나타났으며, Borden(1991)은 평균 47% 상대밀도의 시료에서 약 7%의 수평방향 표준편차가 발생한 것을 확인하였다. 본 연구의 수평방향 상대밀도 오차는 기존의 연구결과에 비해 작게 발생하였다.

② 연직방향 상대밀도 분포

그림 2-3-7과 같이 개폐율이 증가하고 낙하고가 감소할수록 상대밀도는 감소하며, 특히 개폐율에 의한 상대밀도의 변화정도가 뚜렷하게 나타났다. 기존의 시스템은 낙하고를 종단낙하고 이상으로 유지시켜 균질한 상대밀도의 시료를 조성하고자 하였다. 그러나 본 연구에서는 시료 상부의 상대밀도가 하부의 상대밀도보다 비교적 낮게 조성되는 것으로 나타났다. 즉, 1% 개폐율인 경우 상·하부 상대밀도차가 1~3% 정도 나타났으며, 4% 개폐율인 경우 4.5~7%의 상대밀도차가 나타났다. 개폐율이 증가하여 상대밀도가 작게 조성될수록 시료 상하부의 상대밀도차가 더 크게 발생하였으며, 이는 Puppala 등(1995)의 결과와 일치한다. 이 같은 결과는 하강하는 입자의 침전도에 따른 에너지 전달에 의한 영향과 함께 감소하는 낙하거리의 영향으로 판단된다. 개폐율의 증가에 따른 침전도 증가는 상대밀도와 반비례 관계에 있으므로, 상대적으로 느슨한 시료에 많은 동적 에너지가 축적되면서 발생한 것으로 판단된다.

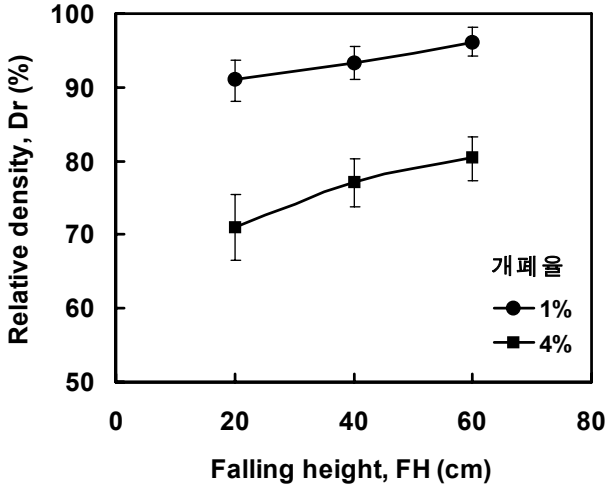
또한 기존 시스템의 낙하고에 따른 영향을 분석하기 위하여 동일한 개폐율 상태에서 낙하고 20, 40, 60cm에서의 평균 상대밀도를 도시하면 그림 2-3-8과 같다. 그림 2-3-8에 의하면 1% 개폐율에서는 상대밀도 91~96%의 시료가 조성되었고, 4% 개폐율인 경우 71~80%의 시료가 조성되었다. 개폐율이 클수록 상대밀도에 대한 낙하고의 영향이 크게 나타나는 것을 관찰하였다.

Rad and Tumay(1987)는 모래입자의 낙하고를 종단낙하고 이상이 되도록 낙하고 및 낙하거리를 조정하여 시료의 상대밀도를 개폐율에 의존하는 시스템을 설계하도록 제안하였다. 그러나 이후의 논문을 살펴보면 레이너 시스템의 특성에 따라 동일한 시료에서 각기 다른 개폐율을 사용하더라도 분산체의 조합 및 낙하고 등의 영향에 의해 유사한 상대밀도의 시료가 조성되는 것으로 나타났다(Puppala 등 1995; Sweeney and Clough 1990). 실험결과 기존 시스템은 상대밀도 조절을 위하여 개폐율과 낙하고를 동시에 사용할 수 있으나 시료 상·하부의 밀도차가 존재하여 양질의 시료를 조성하기 어려우며, 특히 낮은 상대밀도 시료 조성 시 문제점이 발생하였다.



<그림 2-3-7> 낙하고 및 개폐율에 따른 연직방향 상대밀도 분포

(porous plate 사용 전)



<그림 2-3-8> 낙하고 및 개폐율에 따른 평균 상대밀도 변화

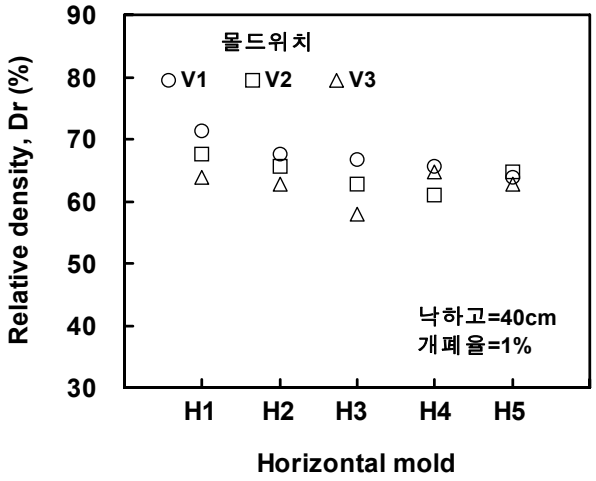
(porous plate 사용 전)

(나) Porous plate 사용 후

Porous plate와 분산체를 모두 사용하고 개폐율 1% 상태에서 실험을 실시하였다. 전술한 바와 같이 porous plate 사용으로 인해 낙하거리는 5cm로 일정하게 유지되며, 낙하고는 초기에 설정된 높이로 유지하였다.

① 수평방향 상대밀도 분포

그림 2-3-9는 Porous plate를 설치하고 난 후 개폐율 1%, 낙하고 40cm인 경우에 나타나는 모래의 수평방향 상대밀도 분포이다. 수평방향 상대밀도의 표준편차 2.6~2.8% 발생하였으며, 시료 상부(V3)의 오차가 가장 크게 발생하였으나 큰 경향이 나타나진 않았다. 또한 porous plate를 사용하기 전에 비해 발생하는 수평방향 오차가 감소하였으나, porous plate 사용여부에 관계없이 조성된 시료의 수평방향 균질성은 모두 양호한 것으로 평가된다.



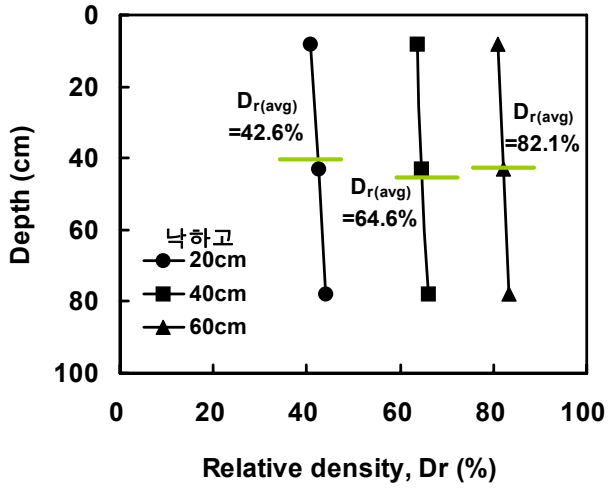
<그림 2-3-9> 수평방향 몰드의 상대밀도 분포

(porous plate 사용후, 낙하고=40cm, 개폐율 1%)

② 연직방향 상대밀도 분포

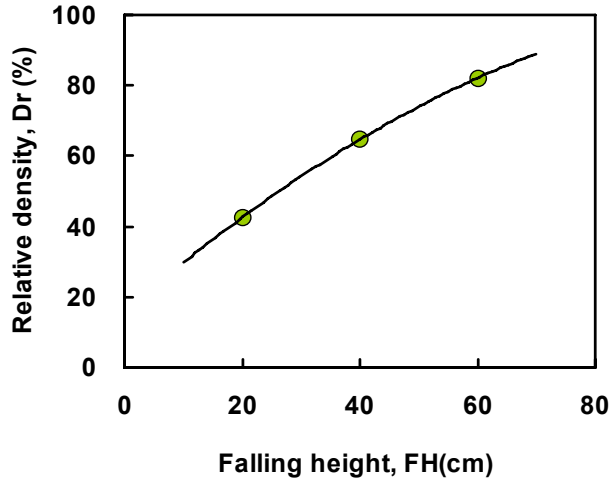
Storage tube로부터 낙하하는 모래는 porous plate 위로 1차적으로 낙사하여 위치에너지를 상실하게 된다. 따라서 낙하거리에 따른 낙하속도의 차이는 발생하지 않으며, 낙하고만 일정하게 유지된다면 수직방향 상대밀도의 차이는 거의 발생하지 않는다. 그림 2-3-10은 porous plate를 사용하였을 경우 낙하고에 따른 시료의 연직방향 상대밀도 분포를 보인다. 그림 2-3-10에 의하면 시료 연직방향 상대밀도 차가 5% 이내에서 발생하여, porous plate 사용 전에 보였던 최대 9%의 연직방향 상대밀도 차이가 뚜렷이 감소하였다. 즉 porous plate의 사용으로 연직방향 균질성이

향상되었다. 이때, 낙하고에 따른 시료의 상대밀도 변화양상은 거의 비슷한 것으로 나타났다. 또한 그림 2-3-11로부터 개폐율 1%의 porous plate를 사용할 경우, 낙하고를 20~60cm로 조절하여 약 42~82% 상대밀도의 시료까지 조성할 수 있음을 알 수 있다. 이는 낙하거리의 영향을 받던 기존의 레이닝 시스템에서 탈피하여, porous plate의 적용으로 모래시료의 상대밀도가 낙하고의 영향만으로 조절될 수 있음을 의미한다.



<그림 2-3-10> 낙하고에 따른 연직방향 상대밀도 분포

(Porous plate 사용 후, 개폐율 1%)

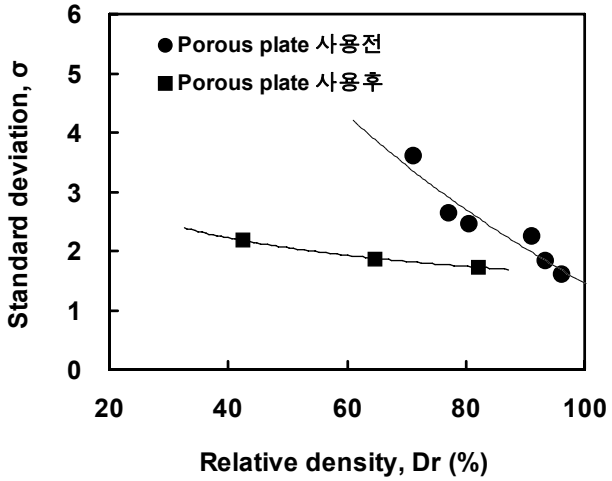


<그림 2-3-11> 낙하고-상대밀도 관계

(Porous plate 사용 후, 개폐율 1%)

③ 시료의 균질성 평가

그림 2-3-12는 상대밀도에 따른 시료 상·하부 상대밀도의 표준편차이다. 일반적으로 낮은 상대밀도의 시료를 조성할수록 시료 상·하부 상대밀도차가 더 크게 발생하였다. Porous plate를 사용하지 않을 경우, 71~96%의 상대밀도 조성 시 1.6~3.6%의 표준편차가 발생하였으나, porous plate를 사용할 경우에는 42~82%의 상대밀도 조성 시 1.7~2.2%의 표준편차가 발생하였다. 즉 porous plate에 의해 넓은 범위의 상대밀도 시료 조성이 가능하면서도 상대밀도의 편차는 더 적게 발생하였다.



<그림 2-3-12> 연직방향 상대밀도 표준편차

4. 현장시험 장비 개발 및 챔버적용

응력이력과 cementation은 미소변형에서의 변형계수나 강도 특성에 영향을 주는 반면, 현장에서 주로 사용되는 관입식 현장시험들은 관입으로 인해 발생한 대변형 상태를 평가하기 때문에 미소변형에서의 지반정수를 추정하기 난이하다. 따라서 응력이력과 cementation에 대한 특성을 파악하기 위해서는 교란을 최소로 발생시키거나, 시험시 미소변형 상태를 직접 측정할 수 있는 시험장비가 필요하다.
본 절에는 이러한 특징을 가지고 있는 현장시험 중의 하나인 스크류플레이트와 전단파 속도 측정을 위한 벤더엘리먼트, 그리고 챔버크기와 경계조건의 영향을 최소화하기 위해 구입된 미니콘에 대해 소개하였다.

가. Miniature Cone

(1) Chamber size effect

챔버시스템에서 측정된 모래의 콘선단저항은 상대밀도, 수평응력, 챔버와 콘 직경비(Dc/dc, the chamber-to-cone diameter ratio), 경계조건(BC, boundary condition)에 의해 영향을 받으며 식 2-4-1로 표현된다(Salgado 등, 1998). 동일 상대밀도에서 직경비가 클수록 챔버시험과 현장시험의 콘선단저항 차이가 감소한다. 또한 수평응력이 일정하게 유지되는 BC1보다 수평방향으로 체적이 일정한 BC3 상태에서 콘선단저항이 더 크게 나타난다.

$$q_c = f(D_r,\ \sigma_h',\ D_c/d_c,\ BC) \qquad \text{식 2-4-1}$$

일반적으로 시료의 상대밀도가 높고 구속압이 낮을수록 시료의 팽창경향이 크기 때문에 더 큰 size effect가 발생한다(Salgado 등, 1998). 또한, 낮은 상대밀도(Dr<30%)에서 직경비 20 이상인 경우 콘선단저항이 경계조건과 응력의 영향을 받지 않는 반면, 높은 상대밀도(Dr>90%)의 경우 직경비 50 이상이어야 챔버의 크기에 의한 영향을 감소시킬 수 있다(Bean 등, 1986).

Parkin and Lunne(1982)은 모래를 이용하여 Chamber size effect를 연구하였고, Ghionna and Jamiolkowski(1991)는 loose silica sand에서 chamber size effect를 최소화하기 위해서는 diameter ratio가 30~35이상이 되어야 한다는 결론을 내렸다. 또 dense sand에서는 60이상의 diameter ratio가 필요하고 부분적인 포화상태나 fabric 또는 cementation 등의 현장상태의 조건들이 작용할 때 diameter ratio 40이상의 조건에서 시험을 실시하면 tip resistance와 sleeve friction은 상당히 정확한 결과를 얻을 수 있다고 하였다. 그러나 지름 3.56cm의 표준콘이 직경비 40을 만족하기 위해서는 챔버의 지름은 최소 1.5m가 되어야 한다. 이러한 경우 시험 준비나 조작은 시간도 많이 소모되며 어렵고 비실용적이다.

(2) 미니콘 (Miniature cone)

챔버 크기와 경계조건의 영향을 최소화하기 위해, 챔버를 이용한 콘관입시험 연구에서는 현장에서 사용되는 직경 3.57cm의 레퍼런스콘 대신 미니콘(Miniature cone)이 많이 사용되고 있으며, 본 연구에서는 그림 2-4-1과 같이 A.P. v.d.berg사에서 제조한 미니콘을 사용하였다.



<그림 2-4-1> miniature cone과 reference cone

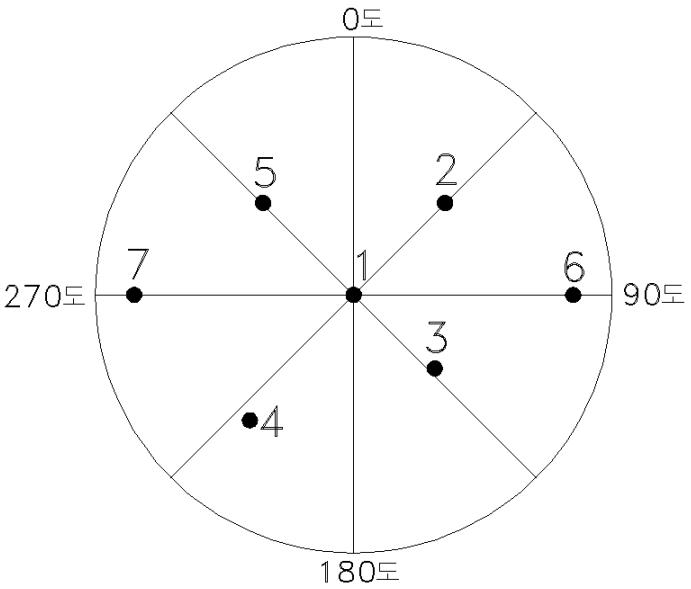
챔버 크기와 경계조건을 영향을 최소화하기 위하여 레퍼런스 콘 대신 사용된 miniature cone은 직경 1.6cm, 콘선단면적 2cm^2, friction sleeve 40cm^2 그리고 60

degree cone apex angle의 제원을 가진다.

표 2-4-1은 본 챔버에서 미니콘과 표준콘을 사용할 경우 그림 2-4-2와 위치하는 각 아답터의 직경비를 나타낸다. 레퍼런스콘의 경우 모든 경우 직경비가 50에 크게 못 미쳐 콘선단저항이 영향을 크게 받을 것으로 판단된다. 반면 미니콘의 경우 중심의 직경비가 75로써 상대밀도와 구속압에 관계없이 크기 및 경계조건의 영향이 미비할 것으로 판단된다. 또한 2, 5 아답터의 경우 직경비가 35이상으로 비교적 크게 결정된다.

<표 2-4-1> 콘 종류에 따른 직경비

콘아답터	직경비 (Dc/dc)	
	미니콘	표준콘
1	75.0	33.6
2	37.5	16.8
3	32.5	14.6
4	27.5	12.3
5	36.3	16.3

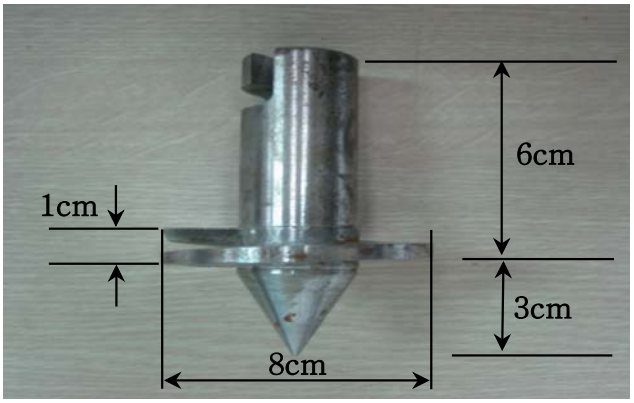


<그림 2-4-2> 상부 플레이트 아답터 위치도

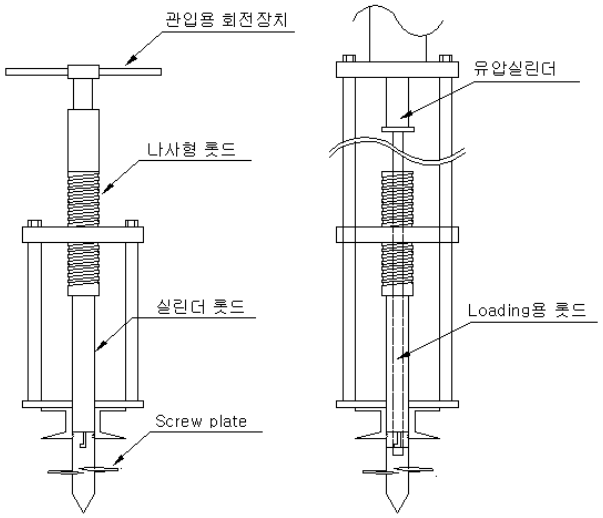
나. Screw plate load test(SPLT)

(1) 챔버 시험용 Screw plate 개발

본 연구에서 제작된 실내시험용 스크류 플레이트는 그림 2-4-3과 같다. 직경이 8cm(단면적 50.27㎠)이며, 관입시 플레이트 하부 흙에서 발생되는 응력과 지반교란을 최소화하고, 플레이트와 흙을 효율적으로 밀착시키기 위해 스크류 플레이트의 1회전당 피치(pitch)는 관입용 회전장치의 피치와 동일한 1cm로 제작되었다(Kay and Mitchell 1980; Brown 1987). 점토지반인 경우, 플레이트의 하중-침하 거동에 점토의 점착력이 큰 영향을 미칠 뿐만 아니라, 모래지반의 경우에도, 모래와 롯드의 마찰력이 미치는 영향에 대한 연구결과가 미비하기 때문에, 일반적인 스크류 플레이트 시험에서 하중재하 롯드와 지반은 직접적인 접촉을 방지하도록 설계된다(Brown 1987). 본 연구에서도 그림 2-4-4와 같은 중공의 관입용 회전장치와 하중재하 롯드를 분리하여 이에 대한 영향을 방지하였다.



<그림 2-4-3> 챔버시험용 Screw plate



<그림 2-4-4> Screw plate 관입 및 유압장치

(4) 개발된 장비의 챔버 적용

조성된 시료에 원하는 하중을 가하고, 스크류 플레이트의 하중재하용 롯드(loading rod)를 관입용 나사형 롯드와 결합시킨 후, 관입용 회전장치를 회전시켜 스크류 플레이트를 관입시켰다(그림 2-4-5).

스크류 플레이트 시험은 지반 깊이에 따른 연속적인 시험이 가능하지만, 이전 시험 깊이에서의 하중재하로 인한 교란효과를 배제하기 위해 각 시험깊이 사이에는 적절한 간격이 유지되어야 한다. Schmertmann (1970)은 각 시험깊이의 간격을 플레이트 직경의 3배 이상으로 유지하도록 제안하였으며, Janbu and Senneset (1973)는 0.7~1.0m의 간격을 유지하였다. 본 연구에서는 롯드를 회전시켜 40cm까지 관입시키고 중공의 관입장치와 하중재하 롯드를 분리한 후, 유압실린더로 단계별 하중을 가하였다.

스크류 플레이트에 가해지는 단계별 하중은 하중과 침하 관계에서 지반의 적절한 변형계수를 결정하기 위해 적절한 크기로 조정되어야 한다. Brown (1987)은 지반 지지력의 10% 정도의 하중을 단계적으로 가하도록 제안하였으며, Schwab and Broms (1977)은 10~15%의 하중을 제안하였다. 이 기준은 평판재하시험시 단계별 하중이 지지력의 10%를 초과하지 않아야 하는 ASTM D1194-94 (1998)과 유사하며, 고결지반에서 수행된 평판재하시험시 Isamel (1996), Consoli 등 (1998)이 적용

한 기준과도 유사하다. 본 연구에서는 미고결 시료인 경우 0.1kN, 고결시료인 경우 1.0kN의 하중을 단계적으로 가하였으며, 최종 하중-침하량 곡선으로부터 지지력의 10% 이내에 해당함을 확인하였다.

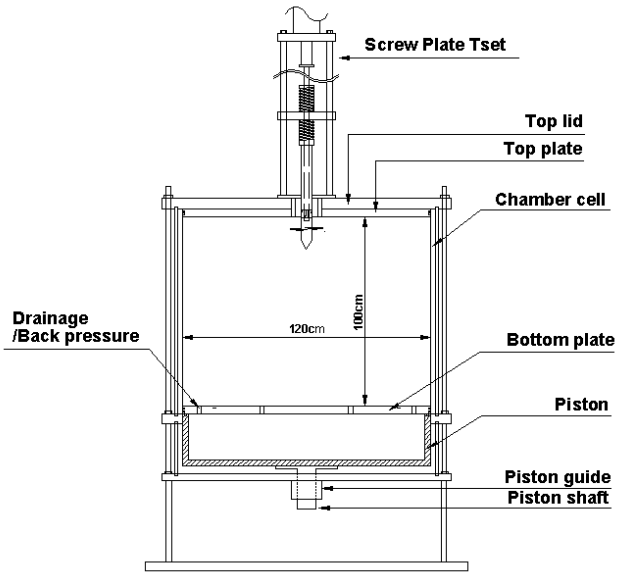
각 하중단계에서 시간에 따른 침하량이 일정하지 않기 때문에 적절한 하중재하시간이 결정되어야 한다. Janbu and Senneset (1973)는 90% 압밀시간 이상으로 하중재하시간이 유지되어야 한다고 주장하였고, 반면 Schwab and Broms (1977)과 Brown (1987)은 5분의 하중재하시간을 제안하였다. 또한 Ismael (1996)은 평판재하시험에서 최소 15분의 시간을 유지하였으며, Consoli 등 (1998)은 ASTM D1194-94 (1998) 기준인 식 2-4-2에 따라 하중을 재하하였다.

$$L_n - L_{n-1} \le 0.05(L_n - L_1) \qquad \text{식 2-4-2}$$

여기서, L_i는 i번째 하중재하단계에서의 평균침하량을 의미하고, L_1은 초기 침하량으로써 재하시간은 30분 이상이다. 본 연구에서 적용된 하중재하시간은 식 2-4-2를 기준으로 결정하였으나, Schwab and Broms (1977), Brown (1987)과 동일하게 5분의 최소 하중재하시간이 적용되었다(그림 2-4-6).



<그림 2-4-5> Screw plate 관입



<그림 2-4-6> Screw plate 설치

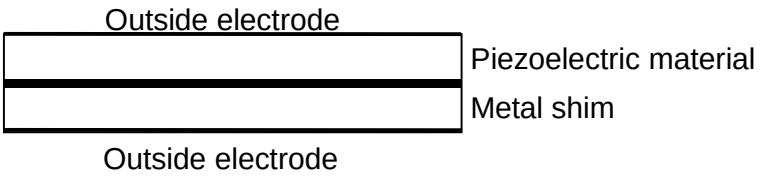
다. Bender element test

(1) Bender Element의 개요

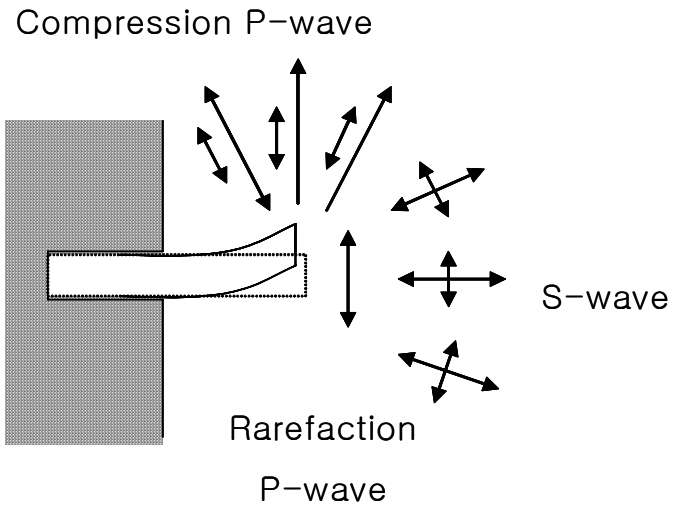
Bender element는 Shirley와 Hampton(1978)에 의해 최초로 토질실험에 이용된 이래 토질 시험용 S파 발진기로 꾸준히 이용되고 있다. Bender element는 압전성(piezoelectricity)을 가진 소재를 이용, 전기적 신호를 기계적 신호로, 또는 그 역의 방향으로 변환시켜주는 변환기(transducer)의 일종으로 진동(vibration) 및 파동(wave) 관련 실험에서 주로 이용된다. 최근에는 이러한 압전성의 활용성이 다양해져 통신기기, LCD 등의 가전제품에서부터 로봇, IT, 메카트로닉스, 의료기기 등 최첨단 산업분야까지 광범위하게 이용되고 있다. 지반공학 분야에서는 파동을 이용한 지반물성치 측정을 위한 실험에서 주로 이용되는데, 장치적 특성으로 인해 주로 전단파(shear wave)의 발생 또는 측정에 사용된다.

(2) Bender Element의 작동원리

Bender element는 중심의 도체(conductive shim) 양쪽 면에 두 개의 피에조일렉트릭 세라믹(압전소재, poezoelectric ceramic)을 접착한 상태로 구성되어 있다(그림 2-4-7). 압전소재란 전기적 에너지가 가해지면 소재의 결정구조가 변화되면서 물리적 변형, 즉 기계적 에너지가 발생하며, 반대로 외부응력, 진동 변위 등을 주면 전기신호를 발생시키는 소재를 말한다. 자연 상태에서 압전성을 가지는 소재로는 수정(quartz)이 있으며 ZnO, CdS, PZT($Pb(Zr,Ti)O_3$, lead zirconate titanate 등이 있다.
Bender element에 전압이 가해지면 한 면은 축방향 팽창을, 다른 면은 축방향 수축을 하게 되며 이에 따라 Bender element는 굴곡 변형 운동을 하게 된다. Bender element의 한쪽 끝을 고정시켜 캔틸레버 형태로 만들면 기계적 운동을 통해 그림 2-4-8와 같이 축방향으로 전단파(S-wave)를 발생시키고 측면으로는 압축파(P-wave)를 발생시킨다.



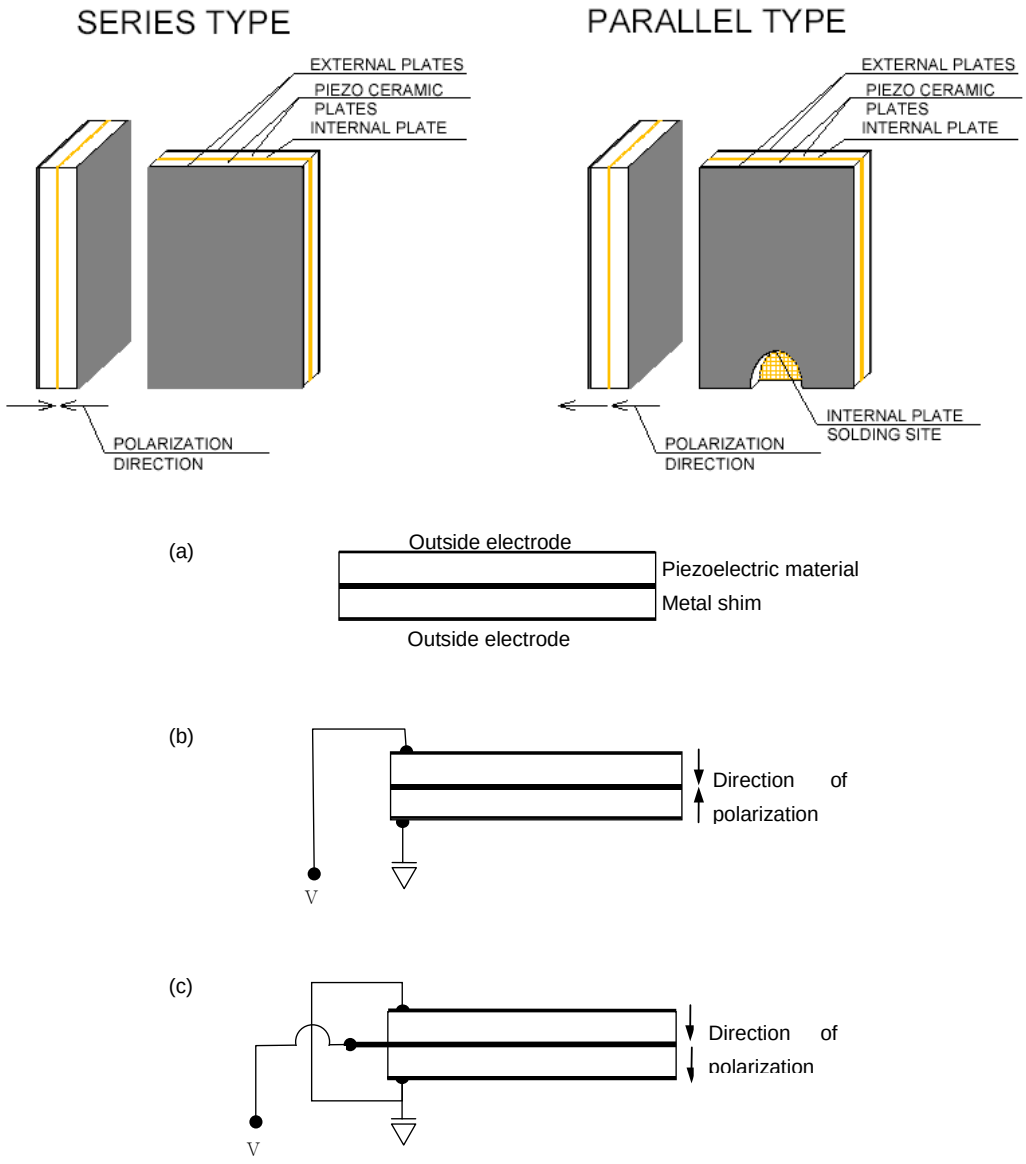
<그림 2-4-7> Bender element 의 대표적인 단면도



<그림 2-4-8> Bender elemnt에 의해 발생되는 P파와 S파

Bender element는 설치방법이나 표준단면 등이 특별히 정해져 있는 것이 아니므로 각각의 시험 조건에 따라 적절한 모양, 단면, 설치방법 등을 결정, 제작, 사용하여야 한다. Bender element는 피에조 세라믹의 결정구조의 변화 및 이와 관련된 전류의 방향은 일정한 방향성을 가지는데, 이를 극성(polarity)라고 한다. 이러한 극성의 특징으로 Bender element는 피에조 세라믹과 중심 도체의 단자 연결 방법에 따라 직렬(series)과 병렬(parallel)의 두 가지로 분류된다(그림 2-4-9). 직렬연결은 간단한 접합 방법으로 케이블을 두 개의 케이블을 각각 다른 세라믹 판에 납땜하여 연결하는 것을 말한다. 병렬연결은 한 가닥의 코어(core) 케이블을 내부 도체 shim에 연결하고 다른 나머지를 두 개로 나누어 양쪽 세라믹판에 연결하는 방법으로 직렬연결보다 더 까다롭지만 electromagnetic couplings 제거에 보다 뛰어난 성능을 발휘

한다.

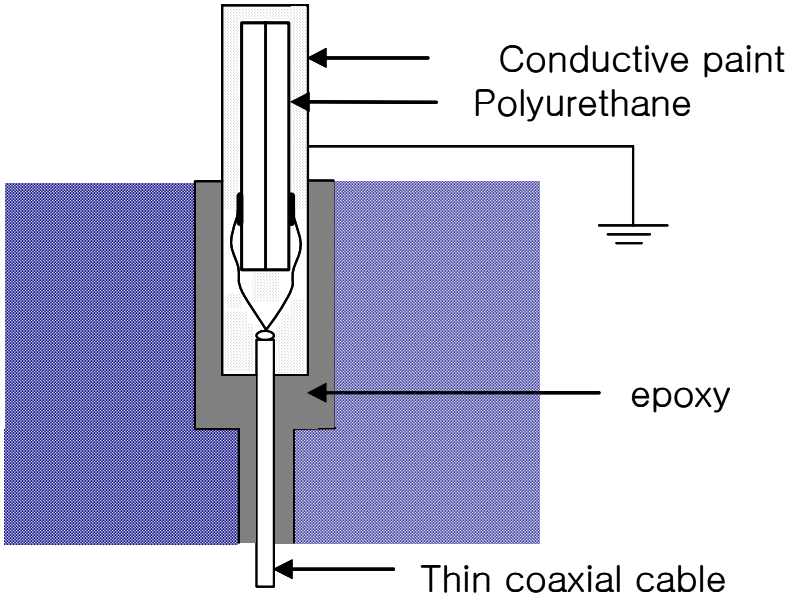


<그림 2-4-9> 극성결합방식 (a) 대표 단면도 (b) 직렬연결 (c) 병렬연결

(3) Bender Element의 제작

Bender element는 길이 20mm, 폭 10mm, 두께 0.6mm의 것으로 준비하고 중심도

체에 동축 케이블의 코어(core)를 그리고 양 쪽 피에조 세라믹에 동축 케이블(coaxial cable)의 음극선을 2개로 나누어 각각 납땜한다. 이때 내부 도체와 외부 피에조 세라믹이 합선이 되지 않도록 납땜에 주의한다. 그 후 멀티미터(multimeter)를 이용하여 연결 상태를 확인한다. Bender element 및 동축케이블을 방수 및 보호를 위하여 에폭시를 이용하여 코팅 후 cross-talk를 방지하기 위하여 conductive paint를 이용하여 electric shielding을 한다. 최종적으로 heating tube를 이용하여 동축케이블을 보강한 후 나일론 스크류(Nylone screw)에 삽입하여 완성한다(그림 2-4-10).



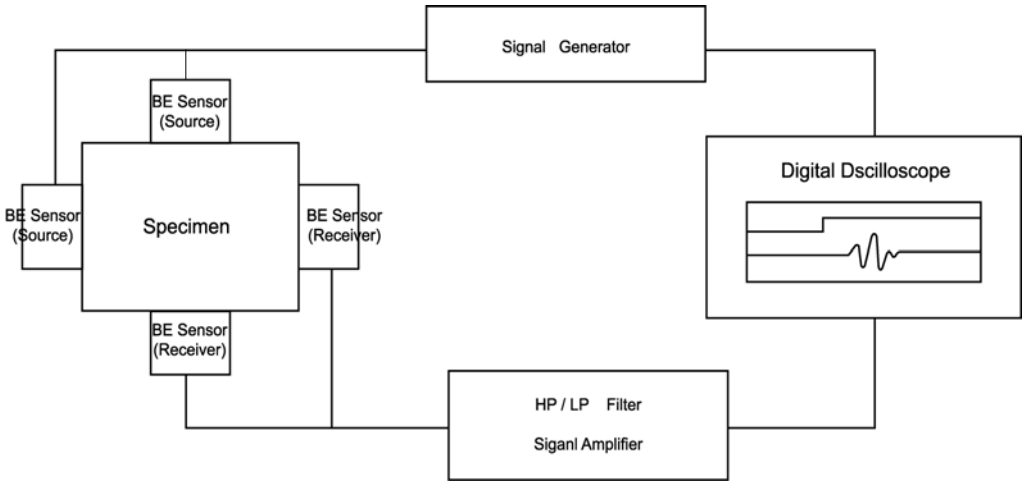
<그림 2-4-10> 완성된 Bender element의 단면도

Bender element는 챔버 내의 상부와 하부 그리고 신호간섭효과(cross talk)를 방지 및 고정을 위한 특별 제작 rod를 이용하여 챔버 셀 양 측면에 설치한다. 연직하중의 증가에 따라 상·하부 Bender element를 이용하여 $V_s(vh)$을 측정하며 측면 Bender element를 이용하여 $V_s(hh)$와 $V_s(hv)$을 측정한다.

(4) 실험장비의 구성

실험에 사용된 장비는 챔버셀 내부에 각 방향별(V_{VH}, V_{HH}, V_{HV})로 2개씩 설치된

벤더엘리먼트, Agilent 33220A 20MHz Function/Arbitrary Wave Form Generator, Filter/Signal Conditioner 그리고, Agilent 54621 오실로스코프이다. Bender element는 그림 2-4-11와 같이 신호발생기(signal generator)와 Filter/Signal Amplifier를 통해 오실로스코프(oscilloscope)에 연결시킨다.



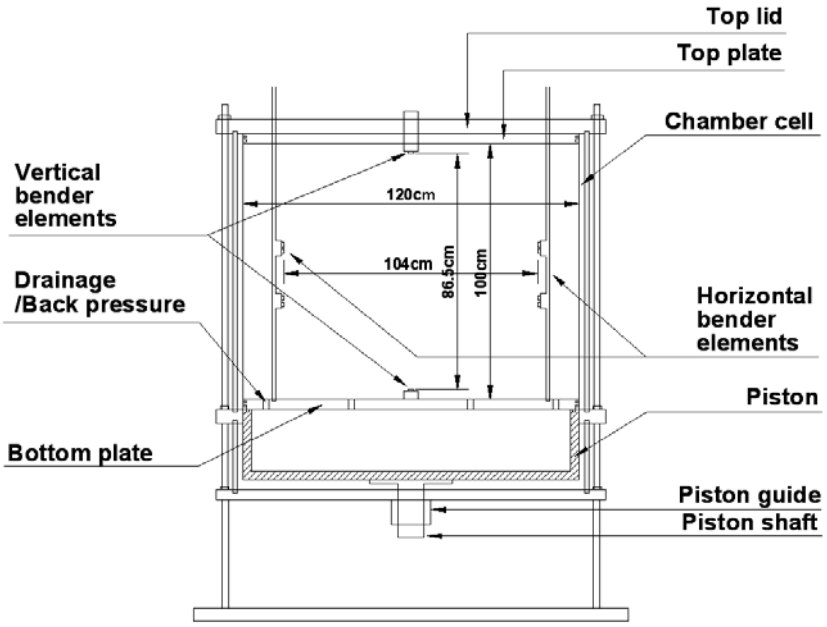
<그림 2-4-11> 측정용 장비의 구성

각 단계의 하중 작용 시 시간별로 침하량을 측정함과 동시에 Bender element에서 발생한 수직방향 전단파, 수평방향 전단파를 오실로스코프를 이용하여 도착시간을 측정하고 2000개의 데이터로 컴퓨터에 저장하였다. 깨끗하고 정확한 신호를 얻기 위하여 측정된 신호를 Filter/Amplifier를 통하여 노이즈를 제거하여 1차 신호처리를 하였으며, MathCAD 프로그램을 이용하여 signal matching작업을 통해 최종 결과를 얻었다.

(5) 개발된 장비의 챔버 적용

다음 그림 2-4-12과 같이 시료의 전단파 속도를 측정하기 위해 챔버의 top plate와 bottom plate에 벤더 엘리먼트를 설치하여 수직방향의 전단파 속도(V_{VH})를 측정하였고, 수평방향 전단파 속도(V_{HH}, V_{HV}) 측정을 위해 다음 그림과 같이 특별히 제작된 장치를 이용하여 벤더엘리먼트를 고정시키고, 전단파 속도를 측정하였다. 수직

방향 벤더의 초기 tip to tip 거리는 86.5cm이며, 하중에 따른 거리의 감소량을 보정하여 전단파 속도를 산출하였다. 수평방향 벤더의 tip to tip 거리는 104cm이다.



<그림 2-4-12> 챔버 내부 수평 / 수직 벤더 엘리먼트 설치

제3절 연구시험모래 물성

1. 상대밀도 결정을 위한 최대 및 최소건조단위중량 시험

사질토의 상대밀도는 사질토의 느슨하고 밀한 상태를 말하는데, 압축성이 낮은 사질토의 특성상 초기에 조성되어 있는 상대밀도가 압축 및 전단거동의 중요한 영향인자로 작용한다. 상대밀도를 정확하게 측정하고 조성하기 위해서는 대상 사질토가 가질 수 있는 최대·최소 간극비를 측정해야 한다. 최대·최소 간극비는 그 흙의 입도 특성에 의해 결정되며, 일반적으로 최대·최소 건조단위중량을 구하는 방법을 통해 상대밀도를 결정한다. 상대밀도의 중요도만큼 최대·최소 건조단위중량을 구하는 시험방법 또한 많은 연구와 개발이 이루어졌으며, 이를 통해 합리적인 최대 최소건조단위중량 시험법들이 소개되고 있다.
Cementation과 응력이력이 사질토의 전단거동에 미치는 영향을 알아보기 위해서는 일정한 상대밀도의 시료 조성이 요구된다. 따라서 본 연구에서는 정확한 상대밀도 추정과 시료 조성을 위해 기존의 최대·최소 건조단위중량을 구하는 시험법들을 소개하고, 본 연구에 사용된 시료에 적합한 시험법을 실시하였다.

가. 시험 방법 소개

(1) 최대 건조단위중량 시험법

(가) 진동테이블을 이용한 최대 건조단위중량 시험법(ASTM D4253)

진동테이블을 이용한 시험방법은 일반적으로 수직방향의 진동테이블에 몰드를 설치하여 일정량의 시료와 그 위에 재하링을 설치하여 일정시간 진동을 가한 후 부피를 측정하여 최대 건조단위중량을 측정한다.
ASTM에서 제시하는 진동테이블을 이용한 최대 건조단위중량 시험법은 진동테이블의 종류에 따라 electromagnetic vibration table과 eccentric or cam-driven vibration table을 이용한 시험방법이 있고, 사질토의 건조상태에 따라 오븐 건조된

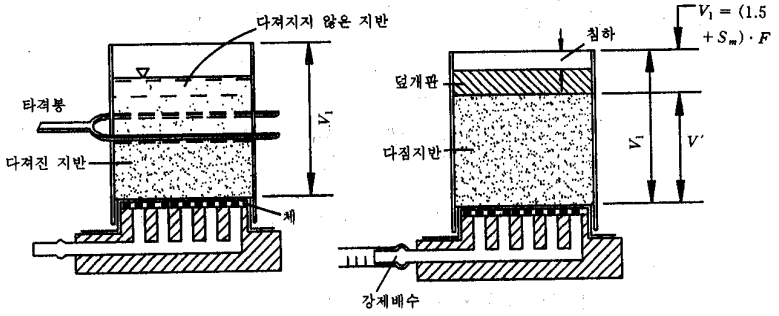
시료에 대한 진동 테이블시험, 그리고 젖은 시료에 대한 진동 테이블 시험이 있다. 시료 종류에 따라 어떤 사질토에 대해서는 젖은 시료을 통한 시험결과가 건조 시료보다 크게 나오는 경우가 있기 때문에 시험을 실시할 때 젖은 시료와 건조 시료에 대한 시험을 모두 실시하는 것이 바람직하다. 이렇게 젖은 시료의 결과가 크게 나오는 경우, 동일한 최소 건조단위중량 시험 결과를 가진다면, 현장 조건에 따라 상대밀도를 달리 추정하는 것이 합리적이라고 할 수 있다.

진동테이블을 이용한 시험방법은 체눈금 75mm에 대한 통과량이 100%이고 체눈금 0.074mm(No.200)에 대한 통과량이 15%이하에 대한 사질토에 적합하다. 진동테이블을 통해 얻어진 시험결과는 일반적으로 타격에 의한 다짐 시험을 통한 시험결과보다 크게 나타나지만, 세립분이 5~15%정도 함유된 사질토에 대해서는 타격에 의한 다짐시험 방법이 최대건조단위중량을 구하는 데 더 합리적이다.

(나) 타격봉 다짐시험

타격봉 다짐시험은 몰드 하부에서 부압의 수압을 가하여 강제 배수를 시키면서, 몰드 외벽에서의 타격봉을 통한 수평 타격을 통해 다짐된 시료의 질량 및 부피를 측정하여 최대건조단위중량을 구하는 방법이다.

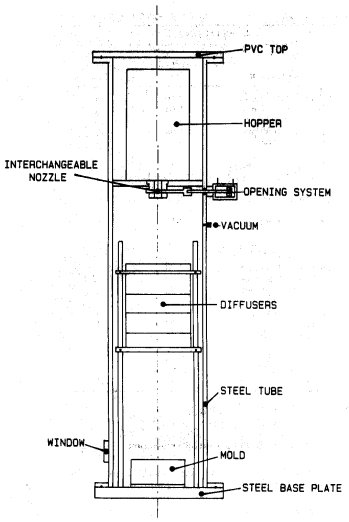
강제 배수를 위해 하부에 모공판으로 된 몰드를 이용하며, 세립분의 유실을 막기 위해서 하부 필터판을 설치한다. 대상 사질토를 1/5씩 추가하고 물을 가득 채운 뒤 강제 배수를 시키면서 타격봉을 통해 외벽을 타격한다. 시료 표면 아래로 수위가 낮아지면 덮개판을 올려놓고 타격봉으로 수회 타격한다. 이러한 방법으로 층다짐을 실시하고 다져진 사질토의 질량 및 부피를 측정하여 최대건조단위중량을 구하도록 한다.



<그림 3-1-1> 타격봉 다짐 시험

(다) Pluviation test

사질토의 최대 건조단위중량 시험은 ASTM에서 제시한 진동테이블 방법이나 타격봉 다짐시험 외에도 사질토의 자유낙하를 통해 최대건조단위중량을 구하는 Pluviation test가 있다. Pluviation test는 Miura and Toki(1982)에 의해 개발된 multiple seive pluviation method가 일반적으로 사용되는데, 본래의 목적은 균질한 상대밀도의 사질토 시료를 조성하기 위해 개발되었다. Miura(1982)등에 의해 개발된 MSP 방법을 위한 pluviation 장치는 그림과 같이 자유낙하 시킬 사질토를 저장하는 상부 저장 몰드, 그리고 저장몰드 하부에는 사질토가 일정한 양으로 낙하하도록 opening nozzle이 있으며, 시료가 분산되어 서로간의 낙하속도를 저하시키지 않고 몰드에 균질하게 낙하되도록 수개의 체로 이루어져 있는 multiple sieve, 그리고 마지막으로 낙하된 사질토가 채워질 몰드로 이루어져 있다.



<그림 3-1-2> Multiple Sieve Pluviation Tester (Miura and Toki, 1982)

Miura(1982)의 시험결과에 따르면, MSP방법을 통해 구해진 사질토의 상대밀도는 nozzle의 opening size와 낙하고에 영향을 받으며 opening size가 적어지고 낙하고가 커짐에 따라 상대밀도가 크게 커짐을 알아내었다. 이러한 특성을 통해, 대상 사질토에 대한 낙하시험을 nozzle의 opening size와 낙하고에 따른 시행착오를 통해 상대밀도가 최대가 되는 낙하시험을 실시했을 때, 그때의 건조단위중량을 최대건조단위중량으로 볼 수 있다. MSP 방법은 시험방법이 간단하고, 반복시험에 따른 오차가 다른 시험에 비해 적어서 보다 합리적인 방법이라 할 수 있으며, 다른 시험에 비해 장비나 시험에 대해서 경제적인 편이다.

(2) 사질토의 최소 건조단위중량 시험법

ASTM D4254에서는 사질토의 최소건조단위중량을 구하는 방법으로 다음과 같이 3가지로 제시하였다.

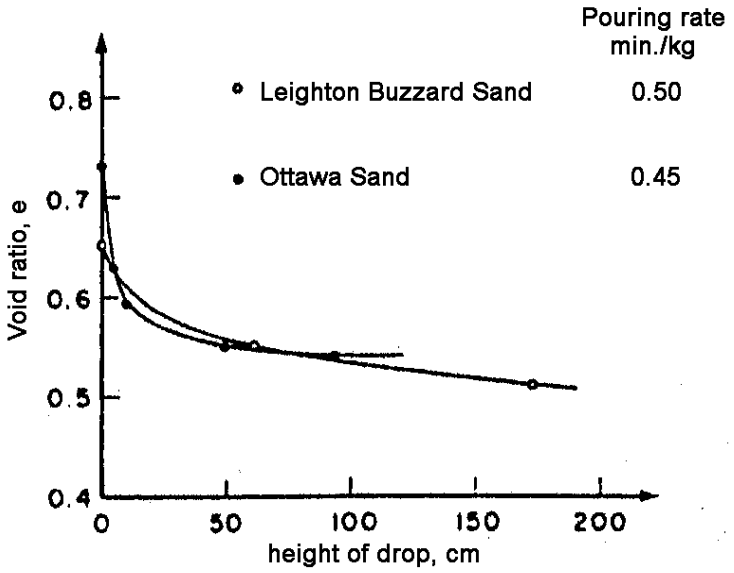
Method A - 손삽이나 깔때기로 몰드를 채우는 방법
Method B - 사질토를 채운 튜브를 개방하면서 몰드를 채우는 방법
Method C - 실린더에 시료를 채운 뒤, 실린더를 뒤집어 몰드에 채우는 방법

일반적으로 특이 사항이 없는 일반적인 경우, 그리고 최대건조단위중량시험과 병행하는 경우, 동일 몰드로 시험할 수 있는 Method A를 통해 최소건조단위중량을 구하는 것이 일반적이며, 시험대상 사질토가 부족해서 몰드를 채울 수 없는 경우와 같은 특수한 경우에 Method B나 C의 시험을 통해 구하도록 한다.
제시된 최소건조단위중량 시험들은 기본적으로 200번체(0.075mm) 통과량이 15%이하의 사질토를 시험하는데 적합하며, 각 시험간에 적합한 체 통과 기준은 다음과 같다.
Method A - 75mm 체 통과량 100%, 37.5mm 체 통과량 30% 이상
Method B - 19.0mm 체 통과량 100%
Method C - 9.5mm 체 통과량 100%, 10번 체 (2mm) 통과량 10% 이상

(3) Pluviation Method와 기타방법에 대한 비교 연구

사질토의 특성에 대한 여러 시험과 연구를 위해서 가장 기본이 되는 상대밀도를 결정하는 최대, 최소건조단위중량을 구하는 것은 정확하며, 합리적인 방법을 통해 구해져야 한다. 특히 최대건조단위중량 시험의 경우, 여러 가지 방법들이 제시되고 각 방법의 합리성이나, 구해진 결과에 대한 타당성, 그리고 방법들간의 비교연구가 많이 이루어졌다.
Vaid and Neguessy(1984)는 Pluivation을 통해 조성된 시료의 상대밀도에 대한 연구를 위해, 낙하하는 사질토를 독립적으로 낙하하는 구체 입자로 모델하여 공기저항과 중력에 의해 결정되는 종속낙하 속도를 낙하높이에 대해 나타내었다. 그 결과 일정 이상의 높이에 대해 낙하되는 입자의 낙하속도는 일정하며, 낙하높이에 따른

pluviation test를 실시했을 때 조성된 시료의 간극비를 구해본 결과, 다음 그림 3-1-3과 같이 초기에는 간극비에 크게 감소하나, 낙하고가 커짐에 따라 거의 일정한 결과를 가짐을 알 수 있었다.



<그림 3-1-3> 대기중 낙하시 낙하고에 따른 간극비 (Vaid and Negussey, 1984)

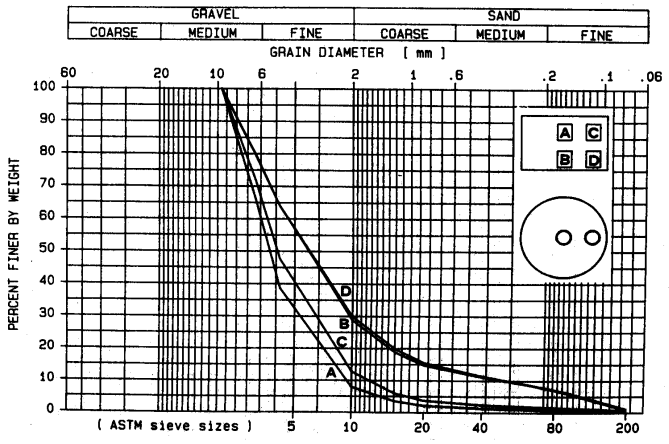
ASTM에서 제시하여 일반적으로 사용되는 진동테이블에 의한 시험은 시험 시 진동으로 인해 발생하는 입자파쇄가 최대건조단위중량 값에 영향을 주는 것으로 알려져 있다(Rossi 1983; Peisino 1987; Poet Aglietto 1989). 특히 Rossi(1983)는 진동테이블 시험을 실시하였을 때, 시험 이전과 이후의 모래 입도 분석 결과 200번체 통과량이 증가함을 알아냈다.

Lo Presti et al.(1992)는 대표적인 사질토들에 대해 진동테이블을 이용한 방법과 Miura and Toki의 Pluvitation test를 통한 최대건조단위중량 시험 결과와 입자파쇄정도를 다음 표 3-1-1과 같이 나타내었다.

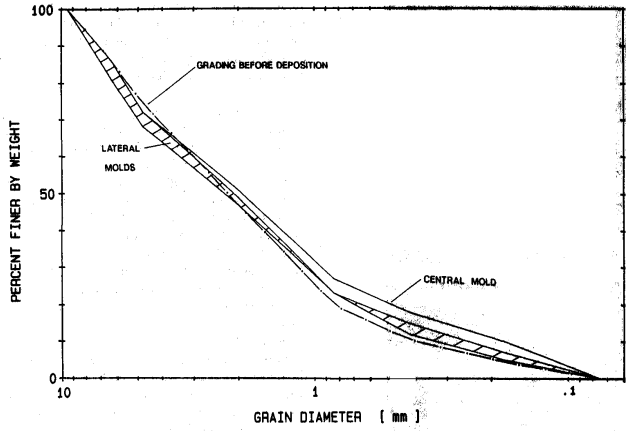
그리고 진동테이블을 이용한 방법의 경우, 몰드내부에서 진동으로 인한 입자이동으로 시료분리가 발생하는 것으로 연구되었다. Lo Presti et al.(1992)는 진동테이블 시험과 Pluviation test의 몰드 내 위치에 따른 입도분석 결과, 그림과 같이 진동테이블의 경우 위치에 따라 입도결과가 다르게 나타났으며, pluviation test의 경우 진동테이블에 비해 상대적으로 차이가 적게 나타났다.

<표 3-1-1> 각 시험에 따른 결과 비교 및 입자파쇄효과 (Lo Presti et al., 1992)

Soil type		Pluviometer type Miura and Toki			ASTM D 4253			
		ɣd, kg/m^3	No. tests	COV, %	ɣd, kg/m^3	Crushing, %	No. tests	COV, %
Ticino Sand	TS4	1700	4	0.22	1700	2.50	6	0.88
					1669	1.64	3	0.59
	TS9	1672	7	0.17	1669	1.98	2	0.78
					1648	1.55	2	068
	TS10	1683	7	0.09	1669	2.10	3	0.61
					1653	1.80	3	0.77
Hokksund Sand	HS	1759	4	0.08	1751	1.90	6	0.34
Glauconitic Sand	GS	1712	7	0.32	1698	1.63	5	0.54
Messina Strait Gravel	MSG53	2004	4	0.32	1977	2.10	3	1.10
	MSG76	1992		0.34	1950	2.70	2	0.67
					1998	1.50	2	0.51
					2038	1.50	2	0.90
TS4 + Adda Silt	M4A	1775	6	0.37	1741	1.78	4	0.46
	M4B	1823	6	0.37	1764	0.97	4	0.57
	M4C	1866	6	0.37	1850	2.44	4	0.38
TS10 + Adda Silt	M10A	1739	17	0.37	1740	2.00	2	1.70
	M10B	1794	17	0.37	1748	1.51	2	0.85
	M10C	1844	17	0.37	1845	1.90	2	0.90



(a) ASTM D 4253 (Vib. Table)



(b) Pluviometer, Miura and Toki

<그림 3-1-4> 몰드 위치에 따른 입도 분석 비교 (Lo Presti et al., 1992)

이러한 입자파쇄 효과와 시료분리 외에도 앞서 소개한 바와 같이 반복시험의 용이성이나 경제적인 측면을 고려해서, Lo presti(1992)는 pluviation test를 추천하고 있으며, 200번체 통과량이 5%이상의 사질토의 경우 진동테이블을 이용한 방법의 최대 건조단위중량이 pluviation test에 의한 결과에 비해 적게 나타났다. 그러나 진동테이블을 이용한 시험 또한 시료분리의 경우, 상하부의 시료분리는 전체적인 시료분리에 상대적으로 적게 발생하며, 세립분을 적게 갖고 있는 사질토에 대해서는 다른 시험과 동일한 결과를 얻을 수 있기 때문에, 최대건조단위중량을 구하는 방법은 입도분석에 따라 택하도록 하며, 방법들을 병행하여 타당한 결과를 도출하는 것이 바람직하다.

2. FESEM (Field Emission Scanning Electron Microscope) 분석

가. FESEM의 원리

FESEM (Field EmissionScannng Electron Microscope)은 electron beam이 sample의 표면에 주사하면서 sample과의 상호작용에 의해 발생된 S.E(Secondary Electron)를 이용해서 sample의 표면을 관찰하는 장비이다. Electron gun에서 만들어진 electron beam은 세 개의 electro magnetic lens에 의해 집속되어 specimen표면에 도달한다. Specimen표면에서는 다양한 signal이 발생하는데 SEM은 secondary electron을 이용한다. 수집된 secondary electron은 scintillator에서 Light로 변환되고 이 Light는 photomultiplier에서 electric signal로 변화된다. 그리고 이 signal은 preamplifier에서 증폭되어 CRT에서 발광한다. CRT에서의 electron beam scanning과 specimen에서의 beam scanning은 syncronized 되어 있기 때문에 specimen에서 scanning된 image가 CRT상에 동일하게 표현이 된다.



<그림 3-2-1> FESEM 장비

3. XRF 분석

가. XRF 분석 개요

XRF 분석이란 시료를 용액으로 처리하지 않고서 비파괴 분석할 수 있으며, 가벼운 원소인 Boron(원자번호 5)에서 Uranium(원자번호 92)까지의 전 원소를 수십 %에서 미량까지 신속, 정확하게 분석할 수 있다.
XRF 분석의 장점은 다음과 같다.

1) 금속 또는 분말 시료의 경우 중요한 것은 비파괴 분석으로 시료 조제가 용이하고 신속하다.
2) 동시에 많은 원소의 분석이 가능하고 분석시간이 짧다.
3) 재현성이 우수하여 분석자에 따른 오차가 들어가지 않는다.
4) 작동이 용이하고 한번 시스템이 되면 미숙련자 일지라도 정확도가 좋은 분석을 할 수 있다.
5) 원자 흡수 분광법이나 유도 결합 플라즈마 분석법에 비하여 분석비용이 저렴하다.

나. 원리 및 장치

X-선 형광분광 분석기는 X-선관, 시편 노출장치, 분석용 결정판, 검출기로 구성되어 있다. X-선관에서는 걸어준 전압에 따른 최소파장에서부터 연속 X-선이 방출되어 시료에 있는 원소들을 들뜨게 하여 특성 X-선을 내게 한다. 이 특성 X-선들은 분석용 결정판에서 Bragg의 회절식에 의하여 파장 별로 분광되어 검출기에서 검출되는데, 그 파장은 시료 중의 존재원소를 정성적으로 알아내고, 특성 X-선의 세기를 측정하여 표준물의 그것과 비교하여 정량 분석한다.

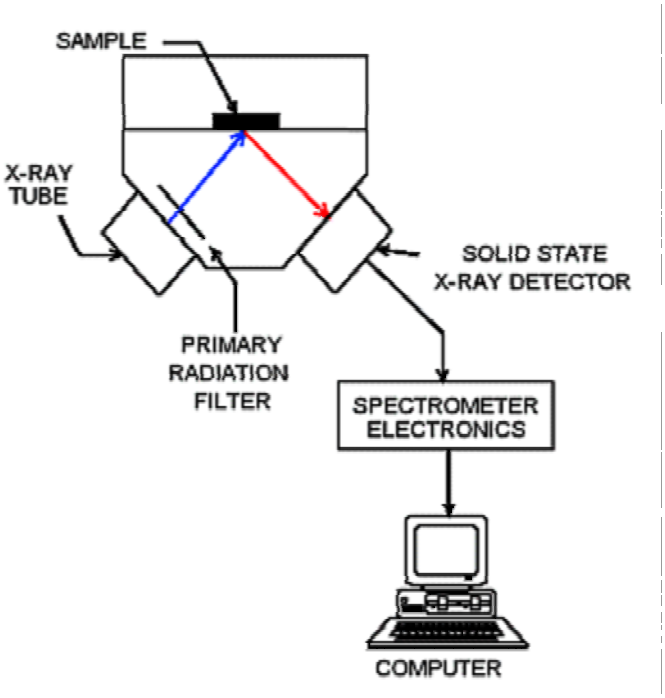
(1) 연속 X-선

시료 중 원소의 특성 X-선을 얻기 위하여 연속적인 1차 X-선을 사용하는데 연속 X-선은 Coolidge 관으로 잘 알려진 진공관을 이용하여 얻는다. Coolidge 관은 음극의

필라멘트가 가열되어 방출되는 열전자가 양극의 금속 과녁을 때려줄 때 원소의 전자이동 뿐 아니라 원자핵과의 충돌에 의한 전자에너지의 전부 또는 부분적인 손실이 일어나므로 나오는 X-선과 제동복사라 부르는 연속적인 것이 얻어진다.



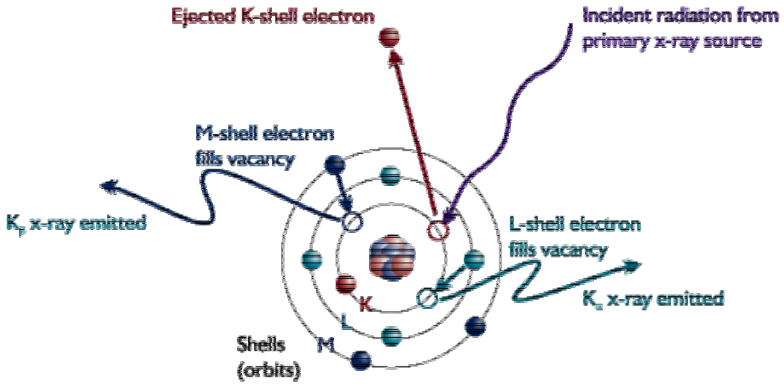
<그림 3-3-1> XRF 장비



<그림 3-3-2> XRF 측정원리

(2) 특성 X-선

특성 X-선은 전자, X-선 광자, 높은 에너지의 양자가 원자를 때려 내부 궤도에 있는 전자를 쫓아내고, 원자 내부의 재조정이 일어나 비어있는 전자 궤도가 바깥궤도에 있는 전자로 채워지면서 두 궤도 사이의 전자에너지 차에 해당하는 X-선 광자를 동시에 방출하면서 얻어진다.



<그림 3-3-3> X선 광자의 생성과정

(3) X-선관

보통 Coolidge 관을 개량하여 사용하는데 음극은 텅스텐 필라멘트로 열전자를 방출시키고 양극인 과녁 물질로는 W, Cr, Cu, Mo, Pt, Ag, Fe, Co를 사용하고 근래에는 Rh를 많이 사용하고 있다. W은 용융점이 높고 열전도도가 커서 냉각수로 식히기가 용이하고 무거운 원소로서 세기가 큰 1차 스펙트럼을 낼 뿐 아니라 내열성이나 기계적인 성질이 매우 좋고 높은 전압, 큰 전기 용량을 걸어줄 수 있어서 원자 번호가 큰 무거운 원소들의 특성 X-선 발생에 적당한 광원으로 이용된다.
파장이 긴 X-선을 방출하는 작은 원자번호의 가벼운 원소들을 여과시키기 위하여 내열성, 기계적인 성질 때문에 제한 받기는 하지만 장파장대의 세기가 큰 연속 X-선을 내주는 Cr을 많이 사용하고 있다.
Rh는 단파장에서 장파장까지 큰 연속 X-선을 내므로 W과 Cr을 교대로 사용하는 대신 많이 사용하고 있다. 열적, 기계적 성질이 좋으며 무거운 원소와 가벼운 원소가 공존되어 있는 다량의 시료를 신속히 분석할 경우에 많이 이용된다.

(4) 분광기

시료에서 방출된 특성 X-선들을 분리시켜 주는 방법에는 파장 분산법과 에너지 분산법이 있다. 보통 Bragg의 회절식이 적용되는 파장 분산형의 하나인 단결정법이 널리 사용되고 있다.
결정에서 층간의 거리 즉 d값이 회절될 수 있는 입사 스펙트럼의 입사각을 파장에 따라 결정하여 주고 파장차에 대한 회절각 간의 차를 나타내는 분산능을 조정하여 주는 역할을 한다. d값이 큰 결정은 장, 단파장 모두를 회절 시킬 수는 있지만 분산능력과 회절 효율이 적으므로 스펙트럼의 파장에 따라 적당한 d값을 갖는 결정을 선택하는 것이 바람직하다.

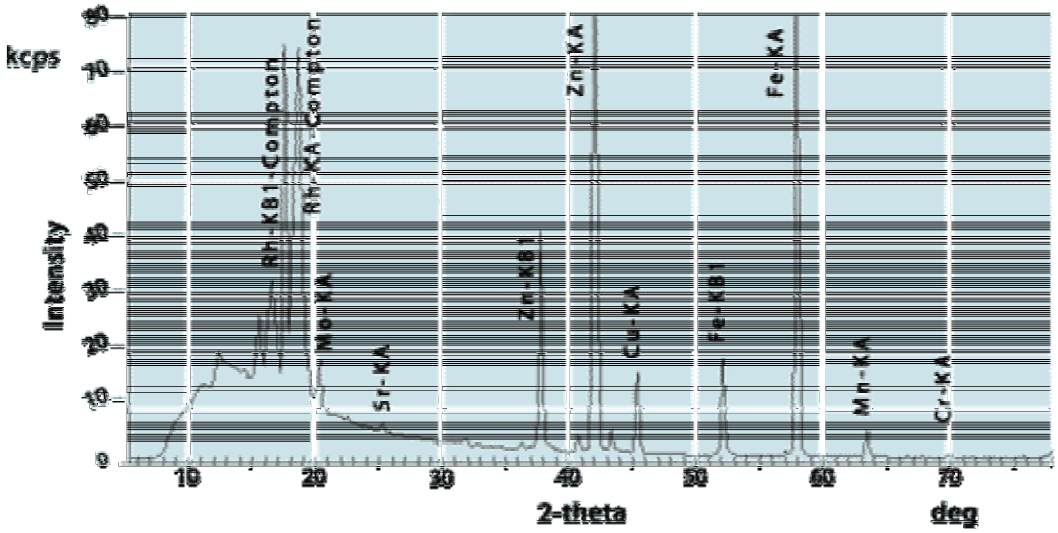
(5) 검출기

X-선등과 같은 높은 에너지의 전자기 복사선을 검출하는 방법에는 사진 에멀젼의 흑화도를 이용한 사진 필름법, X-선이 기체에 흡수되었을 때 생기는 이온전류를 측정하는 Geiger-Muller광을 측정하는 방법, 반도체에 의한 방법 등으로 생각할 수 있다.

다. 분석 방법

정성분석은 측각기를 전작도 범위에 걸쳐 연속적으로 주사하여 나타나는 피크의 2 theta를 읽어서 원소의 존재유무를 확인한다. 원소마다 많은 수의 특성 X-선이 방출되고 결정에 의한 회절도 1차뿐 아니라 2차, 3차 등의 회절이 생겨서 복잡한 스펙트럼이 나타나므로 어떤 피크를 판독하려면 방해하는 다른 피크들을 검토하여야 한다. 즉 원소의 특성 X-선 하나만으로 단정하지 않아야 하고 다른 피크(peak)들을 읽어서 확인하여야 한다.

정량분석은 보통 표준 물질을 사용하여 얻은 검정곡선으로 미지 시료를 분석하는데 메트릭스 영향 때문에 적당한 직선의 곡선이 얻어지지 않을 때도 있다.



<그림 3-3-4> 분석결과 예시

(1) 검정 곡선

표준물질을 이용하여 알고 있는 함량에서의 형광 X-선 세기를 측정하고 이 세기를 함량에 대하여 검량선을 작성한다. 세기를 표시할 때 몇 가지 방법으로 하는데 직접 해당원소와의 X-선 세기. 순수한 원소와 해당원소의 X-선 세기의 비, 또는 모든 표준 시료와 미지 시료에 일정량씩 첨가하여 준 적당한 원소의 X-선 세기와의 비 등으로 하여 준다.

(2) 수학적 방법

실험적계수법과 기본 매개 변수법이 있다. 실험 계수법은 한 원소에 대한 공존하는 다른 원소들이 메트릭스 영향을 표시하여 주는 계수를 표준물질에서 실험적으로 구한 다음 이 계수를 시료에 적용하여 함량을 계산한다.

기본 매개 변수법은 실험적으로 계수를 구하는 것이 아니라 X-선 형광세기에 미치는 변수들 즉, 질량 흡수 계수와 형광 수득율 등과 같은 매개 변수들로부터 메트릭스 영향을 보정하는 방법이다.

4. 시험모래 특성

가. 부산사

부산사는 국내에서 고결 발생 가능성이 가장 큰 남해지역 해사로써 부산원해 육지도 남단 50km 지점에서 채취되었으며, 노건조 후 #20체에 통과시켜 사용하였다. 시료의 물성치는 표 3-4-1과 같고, 그림 3-4-1의 입도곡선과 같이입도가 작으며, 균등계수와 곡률계수가 작아 입도가 매우 균등함을 알 수 있다. 또한 부산사는 통일분류법(USCS)상 SP에 해당된다. 표 3-4-2의 모래 성분분석(XRF) 결과 SiO_2의 함유량이 가장 큰(76.06%) 실리카질 모래(silica sand)인 것으로 나타났고, Al_2O_3가 8.28%, K_2O가 3.06%, 그리고 CaO가 3.02% 순으로 함유되어 있다. 특히 부산해사에서는 보통의 육지 모래에서는 검출되지 않는 CaO 성분이 검출되었는데, 이는 전자주사현미경 (SEM, Scanning Elect -ron Microscopy)을 통해 확인된 바와 같이 다량의 패각(조개껍데기)이 포함되어 있기 때문이다.

나. K-6, K-7

K-6, K-7 모래의 기본 물성은 표 3-4-1과 같고 K-6, K-7 모두 비중이 비슷한 것으로 나타났다. 그림 3-4-1의 입도곡선으로부터 균등계수와 곡률계수가 작아 입도가 매우 균등함을 보이며, 통일분류법상 SP에 해당된다. K-6, K-7호사는 모암인 규석으로부터 인공적으로 파쇄된 모래로써, K-6의 평균입경은 0.39mm, K-의 평균입경은 0.17mm로 나타났다. 표 3-4-2의 성분분석(XRF) 결과 SiO_2가 98% 이상 차지하는 석영질 모래이며, 조도(roundness)는 중간모난~모난 정도인 것으로 나타났다.

다. 주문진사

주문진사의 기본물성은 표 3-4-1과 같고 비중은 2.632로 다른 시험모래와 비슷한 값을 보인다. 입도분포는 그림 3-4-1과 같다. 입도곡선을 보면 균등계수는 부산사나 K-6, K-7, 군산사에 비해 가장 작지만 입도는 매우 균등한 것으로 보인다. 또한 곡률

계수가 작아 입도가 매우 균등함을 보인다. 통일분류법상 SP에 해당되며, 평균입경은 0.52mm이다. 표 3-4-2의 성분분석(XRF) 결과, SiO_2 함유율이 86%로 높은 석영질 모래로 나타났으며, 조도는 중간모난~중간둥근 정도의 조도를 갖는다.

라. 군산사 A, B

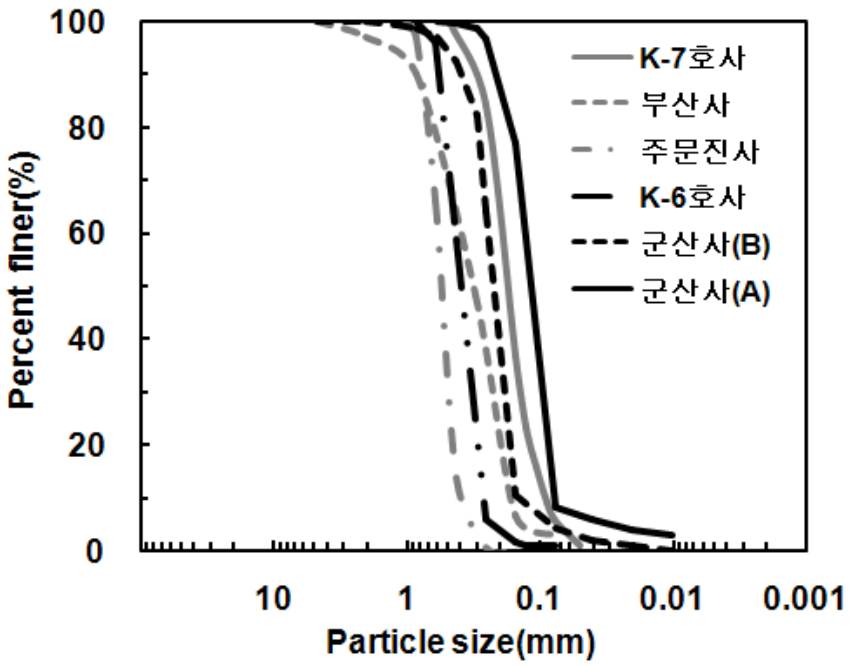
군산사 A, B의 기본물성은 표 3-4-1과 같고 시료 A의 경우 평균입경이 0.11㎜, 시료 B는 평균입경 0.21㎜으로 나타났다. 그림 3-4-1의 입도분포로부터, 시료A의 균등계수는 1.69이며, 시료B의 균등계수는 1.63으로 입도가 매우 균등하였으며, 통일분류법상 SP에 해당된다. 표 3-4-2의 성분분석(XRF) 결과, SiO_2 함유율이 높아 이들 시료의 구성성분은 석영질이 대부분을 차지하는 것으로 나타났으며, 조도는 subangular로 중간모난~중간둥근 정도의 조도를 갖는다.

<표 3-4-1> 시험모래의 기본 물성치

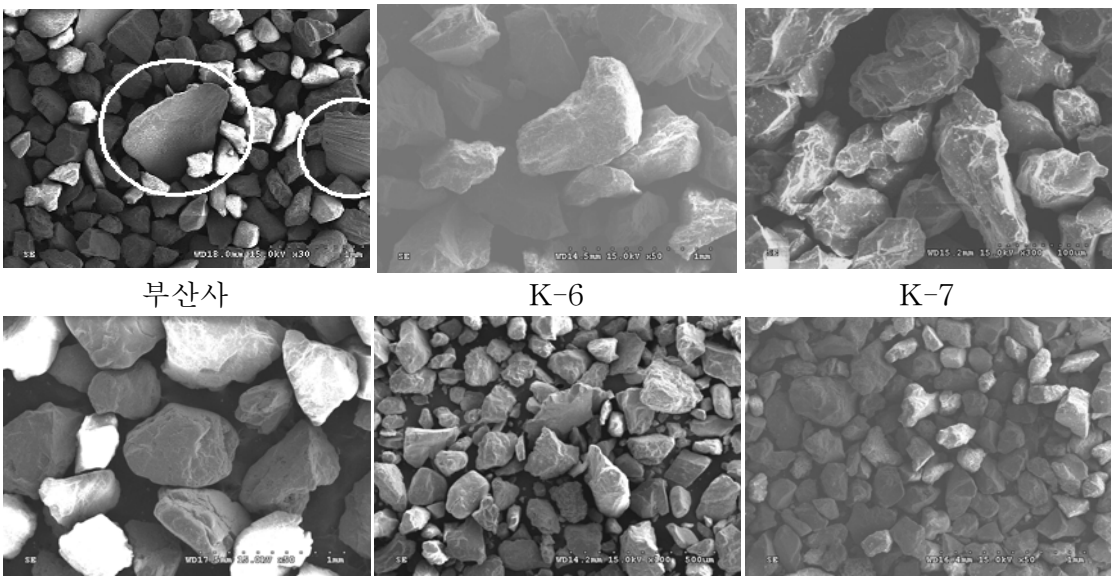
구분	Gs	D_{10}(㎜)	D_{50}(㎜)	C_c	C_u	조도	e_{max}	e_{min}	광물 특성	USCS
부산사	2.62	0.162	0.310	0.808	2.346	angular to subangular	1.063	0.658	quartz	SP
K-6	2.645	0.27	0.39	0.938	1.593	subangular to angular	1.145	0.715	quartz	SP
K-7	2.647	0.09	0.17	0.988	2.111	subangular to angular	1.074	0.684	quartz	SP
주문진사	2.632	0.395	0.520	1.045	1.462	subangular to subround	0.977	0.613	quartz	SP
군산사(A)	2.644	0.07	0.11	0.941	1.63	subangular	1.231	0.821	quartz	SP
군산사(B)	2.648	0.13	0.21	0.953	1.69	subangular	1.108	0.673	quartz	SP

<표 3-4-2> 시험모래의 구성성분 (XRF)

구분	성분	Al_2O_3	CaO	Fe_2O_3	K_2O	MgO	MnO	Na_2O	P_2O_5	SiO_2	TiO_2
부산사	함유율 (%)	8.28	3.02	0.99	3.06	0.29	0.01	1.62	0.02	76.06	0.16
K-6		0.73	0.12	0.55	0.17	0.10	0.01	0.01	0.01	97.12	0.07
K-7		0.68	0.10	0.50	0.17	0.07	0.01	0.01	0.01	98.47	0.05
주문진사		5.47	0.12	0.15	3.58	0.04	n.d	0.54	0.01	86.04	0.04
군산사(A)		6.24	0.36	2.00	2.62	0.41	0.01	0.79	0.02	82.64	0.38
군산사(B)		6.42	0.33	1.98	2.60	0.40	0.01	0.82	0.02	82.11	0.39



<그림 3-4-1> 시험모래의 입도분포곡선



<그림 3-4-2> 시험모래의 SEM사진

제4절 사질토 거동특성 연구

1. 입자특성에 따른 레이너 시스템의 적용성 연구

가. 연구목적

비교란된 사질토의 채취는 기술적, 경제적인 문제로 상용화되지 못하고 있으며, 대신 각종 현장관입시험을 통해 사질토의 강도 또는 변형특성을 간접적으로 측정하는 방법이 통용되고 있다. 현재 대부분의 현장관입시험은 흙의 특성을 직접적으로 측정하지 못하고, 경험식에 의해 설계정수로 변환시킬 수 있는 매개변수만을 제공하기 때문에, 양질의 설계를 위해서는 양질의 경험식을 결정하는 것이 중요하다. 그러나 현장에는 수많은 불확실성이 존재하기 때문에, 대부분의 경험식은 임의의 상대밀도와 응력을 구현할 수 있는 챔버시스템에서 획득된 결과에 근거하여 설정되었다. 따라서 다양한 현장 조건(상대밀도, 응력상태, 흙의 구조 등)을 적절히 반영할 수 있는 대형 챔버시료의 조성 방법이 요구된다. 특히 흙의 거동은 시료조성 방법에 따라 그 거동이 크게 달라지기 때문에, 자연상태의 퇴적상태에서 나타나는 흙의 조직과 유사한 조직으로 시료가 조성되는 것이 중요하며(Mulilis 등, 1977; Miura 와 Toki, 1982), 다양한 상대밀도의 범위에서 전체적으로 균등하게 조성되어야 한다(Kuerbis 와 Vaid 1988). 이러한 관점에서 건조낙사법(air pluviation method)은 바람에 의해 퇴적된 흙의 구조를 가장 잘 나타낼 수 있고, 시료의 크기에 관계없이 다양한 상대밀도를 비교적 균등하게 조성할 수 있기 때문에 소형 삼축시료에서부터 대형 챔버시료의 조성에 이르기까지 광범위하게 적용되고 있다. 이 때, 시료의 상대밀도는 입자의 낙하고(drop height)와 침전도(deposition intensity)의 영향을 크게 받는 것으로 알려져 있다(Kolbuszewski, 1948a, b; Jacobsen, 1976; Miura 와 Toki, 1982; Gilbert, 1984; Rad 와 Tumay, 1986; Vaid 와 Nequssey, 1984).

많은 연구자들이 낙사법으로 조성되는 시료의 상대밀도를 결정하는 주요소인 낙하고와 입자 침전도에 대한 연구를 수행하였다. 그 결과 낙하고를 일정하게 유지하고 침전도를 변화하여 상대밀도를 조절하는 것이 시료조성에 적합하다는 결론에 도달하게 되었다. 그러나 입자의 상대밀도와 침전도의 상관관계는 시료특성(평균입경,

세립분 함유율, 거칠기 등)에 의해 변하며, 침전도 조절을 통해 상대밀도를 결정할 경우 시스템의 특성에 따라 입자의 하강속도가 동일 상대밀도 조성을 위한 속도에 도달하지 못하여 조성시료 상하부간의 밀도 차가 발생할 수 있다. 이에 최성근 등(2007)은 기존의 레이너 시스템에 porous plate 개념을 도입하여 낙하고 조절을 통하여 다양한 상대밀도의 시료를 조성하는 방법을 제안하였다.

본 연구에서는 레이너 시스템에 적용되는 낙하고 조절법과 침전율 조절법의 특성을 살펴보고, 각각의 방법으로 조성된 시료의 상대밀도와 균질성을 평가하였다. 또한 평균입경이 다른 모래를 사용하여 각 방법에 의해 시료를 조성함으로써, 시료 평균입경 변화가 조성되는 시료에 미치는 영향을 분석하고 각 방법의 적용성을 평가하였다.

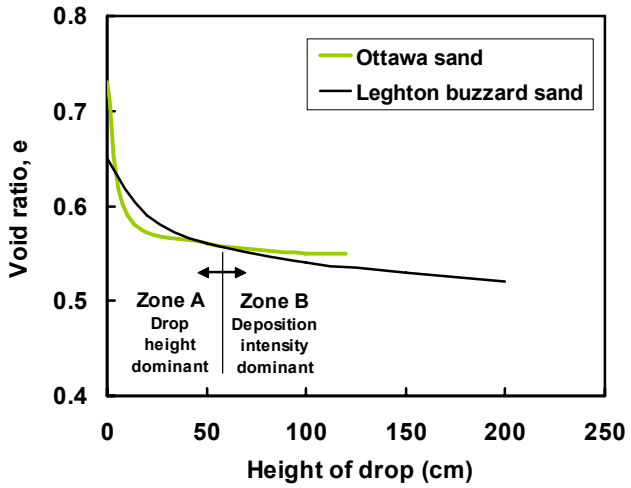
나. 레이너 시스템

(1) 입자의 퇴적에 영향을 주는 요인

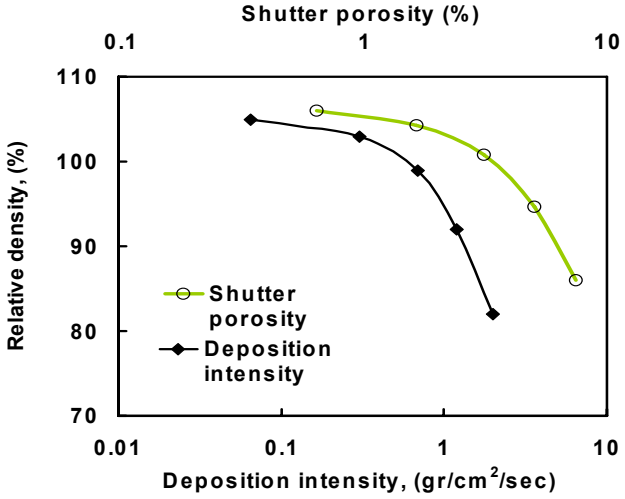
물리학에서 입자 크기만 다른 입자가 자유낙하 할 경우, 입자가 종단속도에 도달하기 위한 낙하고는 입자의 크기에 따라 증가한다. 따라서 낙하고가 상대밀도에 미치는 영향을 분석하기 위해서는 대상 시료의 특성과 시험방법 전반에 대한 평가를 필요로 한다. 이러한 관점에서 낙하고와 상대밀도에 관련된 기존 연구결과들을 살펴보면 표 4-1-1과 같이 다양한 결과들 속에 유사한 결론이 있음을 알 수 있다. Vaid와 Negussey(1984)는 입자의 크기와 종단속도의 관계를 이용하여 낙하고가 상대밀도에 미치는 영향을 분석하였으며, 이를 통하여 기존 연구결과들의 원인을 해석하였다. 즉, 그림 4-1-1과 같이 낙하고에 따라 상대밀도에 큰 영향을 미치는 부분(A영역)과 일정낙하고 이상의 영역으로 상대밀도에 거의 영향을 미치지 않는 부분(B영역)으로 나누어지며, 일정 낙하고는 입자의 크기에 따라 변화하므로 시스템의 낙하고가 A영역인지, B영역인지에 따라 낙하고에 의한 영향 정도가 달라진다. B영역의 특성을 이용한 레이너 시스템은 그림 4-1-2와 같이 침전도를 변화하여 입자의 locking, arching 등의 정도에 따라 상대밀도를 조절하게 되며, 낙하고에 따른 상대밀도의 변화가 미소하여 일반적인 레이너 시스템에 적용되고 있다.

<표 4-1-1> 낙하고가 상대밀도에 미치는 영향

영향정도	연 구 내 용	출 처
Significant	• D_{50}=0.4mm의 사질토를 대상으로 낙하고 0~100cm 이상에서 시험 • 일정낙하고(약 50cm) 도달 이전에는 낙하거리의 영향이 큼 • 일정낙하고 이후에는 낙하거리에 따른 변화 미소함	Kolbuszewski (1948a, b) Vaid and Negussey (1984, 1988)
Minor	• Flask method를 이용하여 시료조성 • 노즐크기, 회전속도가 주 영향요인	Mulilis et al.(1977)
Insignificant	• D_{50}=0.18mm Toyoura sand를 사용하여 30~70cm의 낙하고에서 시험 • 시험이 일정낙하고 이상의 조건에서 시행되었으므로 낙하고에 따른 상대밀도 변화가 거의 발생하지 않음	Miura and Toki(1982)



<그림 4-1-1> 낙하고에 따른 간극비 변화



<그림 4-1-2> 개폐율(침전도)에 따른 상대밀도 변화 (Rad and Tumay, 1987)

(2) 시료조성 방법

(가) 침전도 조절방법

침전도를 조절하여 시료의 상대밀도를 조절하는 방법에서는 모래의 낙하고가 변하지 않도록 설계하는 것이 중요하며, 이를 위해 Rad 와 Tumay(1987), Brandon과 Clough(1991), Puppala 등(1995)의 레이너 시스템은 분산체와 sand storage의 모래 덮개를 네 방향의 줄로 연결하는 방법을 이용하여 낙사 중 모래의 낙하고가 일정하게 유지되도록 하였다.

침전도를 조절하는 레이너 시스템을 사용한 실험결과들을 분석하면 연직방향의 상대밀도 차가 발생하는 것을 볼 수 있다. Rad 와 Tumay(1987)의 연구에 의하면 높이 45cm인 시료의 연직방향 상대밀도 차가 2%~5%정도 발생되었으며. Puppala 등(1995)의 시스템(H=82cm)도 중간 조밀~조밀한 시료의 상대밀도차가 5~7%정도 발생하였다. 이러한 오차의 원인은 상부에 퇴적된 시료 하중의 영향으로 시료 하부가 조밀해지는 영향과 낙하거리 변화에 따른 충격에너지의 영향으로 볼 수 있다. 기존 시스템은 낙사에 따라 낙하거리가 감소하므로 시료에 전달되는 에너지가 감소될 가능성이 있으며, 결과적으로 상부에 비해서 하부에 큰 에너지가 축적되어 조성된 시료를 조밀하게 만드는 역할을 하는 것으로 판단된다. 이러한 영향은 외력의 의해 쉽게 다져지는 낮은 상대밀도 영역에서 증가하는 경향을 보이는데, 이는 상대밀도가 낮을수록 침전도의 증가로 인한 단위시간당 충격에너지가 증가하기 때문이다. 즉, 기존 레이너 시스템의 낙하고 조절법은 상대밀도와 침전도가 반비례 관계이므로 상대밀도가 낮을수록 충격에너지 변화에 의한 시료 상하부 오차가 증가하게 된다. 이와 더불어 기존 시스템은 일정낙하거리 조건을 만족시키는 것을 기본 가정으로 하며 상대밀도는 단지 침전도에 따라 조정되는 것으로 설계되어 있다. 그러나 시스템의 침전도 설계는 세분화 정도에 한계가 있으므로 예비 시험 과정을 거쳐 제작된 시스템도 시험 목적과 용도에 따라 조성될 수 있는 상대밀도 조건의 제약이 발생할 수 있다. 또한, 동일 시스템을 이용하여 입자 크기 등이 다른 시료를 조성할 경우, 침전도와 상대밀도간의 상관관계가 영향을 받으며, 경우에 따라 가장 기본적인 일정낙하거리 조건을 만족시키지 못하는 현상이 나타날 수 있다.

(나) 낙하고 조절방법

현재까지 사용된 대부분의 레이너 시스템은 낙하고 조절법을 이용하여 설계되어 왔으나 최성근 등(2007)은 낙하고 조절법으로 시료를 조성하는 시스템을 제안하였다. 이 시스템의 주요한 특징은 시험과정에서 낙하거리에 의한 영향을 최소화하고 낙하고에 의한 영향을 최대화하여 조성시료의 상대밀도가 낙하고에 따라 결정되도록 한 것이다.

이를 만족시키기 위해서는 상부 sand storage를 낙사 진행에 따라 퇴적되는 시료 높이만큼 상승시키기 위해 분산체 상부에 porous plate 개념을 도입하였으며, 이는 sand storage에서 낙하하는 입자의 속도를 소멸시켜 porous plate부터 다시 자유낙하 하는 조건을 제공한다. 따라서 시험 과정에 걸쳐 낙하고 및 낙하거리가 일정하며, 하강하는 입자의 속도 또한 일정하게 유지된다. 침전도 조절 시스템에 비하여, porous plate를 이용한 낙하고 조절 시스템은 낙하거리가 일정하며, 종단낙하고 이하에서 시료를 조성하므로 충격에너지의 절대적인 크기 감소와 더불어 상하부의 충격에너지 차이가 감소한다.

또한 상대밀도를 조절하는 변수인 낙하고와 상대밀도가 비례관계이므로 상대밀도가 낮을수록 단위시간당 충격에너지가 감소하고 높을수록 증가하는 비례관계를 형성하여 기존 시스템에 비하여 낮은 상대밀도로 조성된 시료의 균질성이 개선된 것으로 나타났다. 표 4-1-2는 기존 시스템과 porous plate를 이용한 시스템의 특성을 비교한 것이다.

<표 4-1-2> 레이닝 시스템의 특성

구 분	Porous plate 사용 전	Porous plate 사용 후
상대밀도 결정	• 개폐율(침전도) 조절 • 시료 특성이 변할 경우 상대밀도 구현조건에 한계발생 가능	• 낙하고+침전도 조절 • 상대밀도 조성 가능범위 증가 • 시험시료 특성 변화에 대한 적응성 증가
상・하부 균질성	• 낙사 진행 시 낙하거리 감소 효과 및 충격에너지 불균등 분포의 영향으로 상하부 밀도 차 발생 가능성 존재 • 침전도와 단위시간당 충격에너지가 상대밀도와 반비례관계 • 조성시료가 느슨할수록 시간당 충격에너지가 증가함으로 상・하부 밀도차 증가	• 종단낙하고 이하를 유지하므로 충격에너지 발생량이 현저히 감소 • 낙하고에 의해 조절되므로 상대밀도와 시간당 충격에너지 발생량이 비례관계 • 조성시료가 느슨할수록 시간당 충격에너지가 감소하므로 기존시스템에 비하여 상하부 밀도차 감소
제작의 편의성	• 다양한 개폐율를 가진 시스템 필요 • 예비 실험을 통하여 상대밀도 -개폐율 조건을 결정 • 시료가 변경될 경우 상대밀도-개폐율 관계 변화에 의한 시스템의 수정 필요	• 1~2가지의 개폐율 조건과 낙하고로 상대밀도 결정 • 시료가 변경되어도 낙하고 조건 수정으로 대처 가능
시험의 편의성	• 상대밀도 조건에 따라 개폐율 조정 • 상부 sand storage에 저장된 시료의 상대밀도가 조성될 시료의 상대밀도에 미치는 영향이 작음.	• 낙하고 변경으로 상대밀도 조절 • 상부 sand storage 시료의 상대밀도를 조성될 시료의 상대밀도와 유사하게 조정하여야 낙사 진행에 따른 낙하고 변화를 방지

라. 시험결과

(1) 조성 시료의 균질성 평가

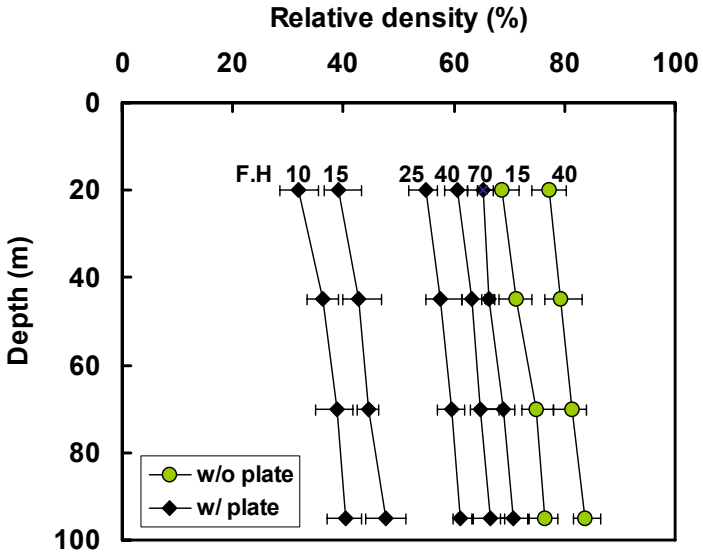
(가) 시료 위치별 상대밀도 측정결과

본 연구에서는 평균입경이 다른 K-6, K-7 모래를 사용하였다. 시료조성 방법과 상대밀도 조건이 조성 시료의 연직, 수평방향 균질성에 미치는 영향을 평가하기 위

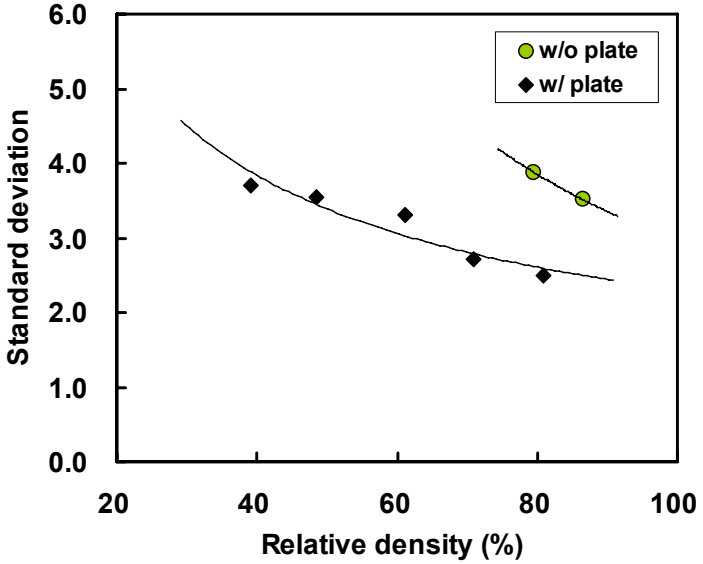
하여 20개의 몰드를 사용하여 상대밀도를 평가한 결과는 다음과 같다. 그림 4-1-3은 K-7 모래를 이용하여 낙하고에 따른 각 시스템의 상대밀도 변화를 나타낸 것으로써, 낙하고 조절법을 적용할 경우 좀 더 폭넓은 범위의 상대밀도로 시료를 조성할 수 있음을 알 수 있다.

기존 연구결과와 마찬가지로 시험 전반에 걸쳐 시료 하부의 상대밀도가 높게 평가되었으며, 유사한 상대밀도 상태에서 낙하고 조절법으로 조성된 시료의 연직방향 상대밀도 편차가 더 작게 나타나 시료 상하부의 균질성이 향상된 것으로 나타났다. 즉 porous plate를 사용하지 않은 기존 시스템의 경우 낙하고 15cm에서 약 73%의 상대밀도가 나타났으며 시료 상하 상대밀도 편차는 8%정도 발생하였다. 반면 porous plate를 사용하여 낙하고를 조절할 경우 낙하고 70cm에서 약 70%의 상대밀도가 나타났으며 시료 상하 상대밀도의 편차는 약 5% 발생하였다.

조성된 시료의 상대밀도에 따른 표준편차는 그림 4-1-4와 같이 동일 상대밀도 조건일 경우 porous plate를 이용한 레이너 시스템의 값이 기존 시스템에 비하여 다소 낮은 것으로 분석되었으며 상대밀도가 감소할수록 조성 시료의 표준편차가 증가하는 경향을 보이는 것으로 나타나 느슨한 시료를 조성할 경우 세심한 주의가 요구됨을 알 수 있다.



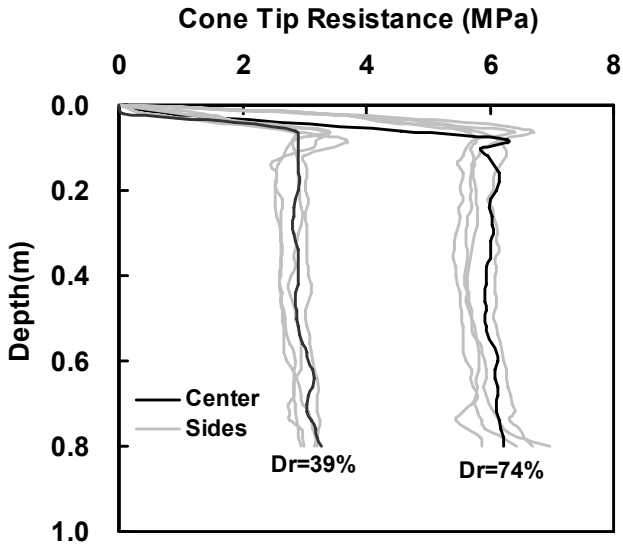
<그림 4-1-3> 연직방향 상대밀도 변화



<그림 4-1-4> 상대밀도와 시스템에 따른 표준편차 분포

(나) 미니콘 관입시험 결과

Porous plate를 사용하여 조성된 상대밀도 39%의 시료와 porous plate를 사용하지 않은 74% 상대밀도의 시료에 대하여 연직구속압 100㎪을 가한 상태에서 관입시험을 실시한 결과, 그림 4-1-5와 같이 39% 시료의 경우 중앙부와 주변부 측정치 모두 일정범위 내에서 비교적 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났으나 74% 시료는 중앙부에 비하여 주변부의 콘 저항치가 다소 낮게 측정되었다. 연직방향에 대한 콘저항치는 상대밀도에 관계없이 초기에 상부 플레이트의 영향으로 큰 값을 보이지만 이후 심도 15~50cm 구간에서 일정한 값에 수렴하며, 약 50cm 이후에는 심도에 따라 소폭 증가하였으며, 특히 상대밀도 74% 시료는 심도 75cm 이하에서 하부 플레이트의 경계 영향으로 급속하게 증가하는 경향을 나타내었다



<그림 4-1-5> 상대밀도에 따른 심도별 콘 저항치 분포

Jamiolkowski 등(1985), Baldi 등(1986)의 연구에 의하면 사질토의 상대밀도와 콘저항치 관계는 반대수상에서 선형 관계를 성립시키는 것으로 알려져 있으므로 상대밀도가 높을수록 상대밀도 변화에 대한 콘저항치 변화량이 증가함을 알 수 있다. 이러한 관점에서 시험 시료의 연직방향에 대한 변화를 살펴보면 상대밀도가 낮은 Dr=39% 시료에서는 Δqc=0.2MPa 정도로 Dr=74% 시료의 Δqc=0.25MPa에 비하여 상대적으로 작게 발생하였으나, 상대밀도에 따른 콘저항치의 특성을 적용하면 앞에서 언급한 시험결과와 유사하게 Dr=39% 시료의 연직방향 상대밀도 오차가 Dr=74% 시료에 비하여 크게 측정되었음을 의미한다고 할 수 있다.

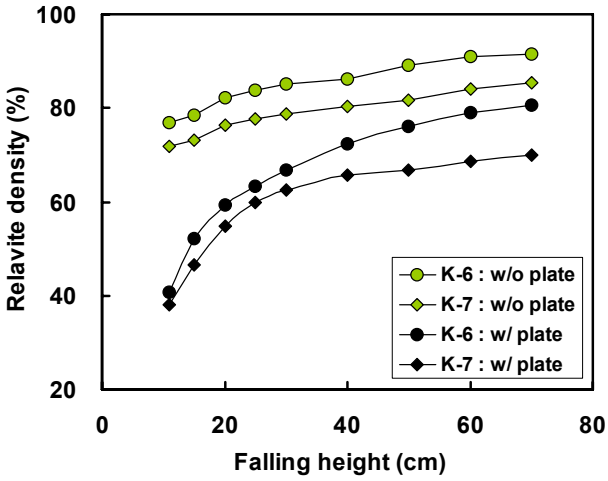
조성시료의 연직, 수평방향 균질성을 평가하기 위하여 측정값이 수렴한 심도 20cm～70cm 구간의 표준편차를 산출한 결과 Dr=39%의 경우 σ_{qc}=0.18MPa, 그리고 Dr=74% 시료는 σ_{qc}=0.26MPa,로 계산되었다. 이는 porous plate를 이용한 레이너 시스템으로 낙하고 조절을 통해 시료를 조성할 경우, 낮은 상대밀도의 시료를 비교적 양호한 상태로 조성할 수 있음을 의미한다고 할 수 있다.

(2) 낙하고와 평균입경의 영향

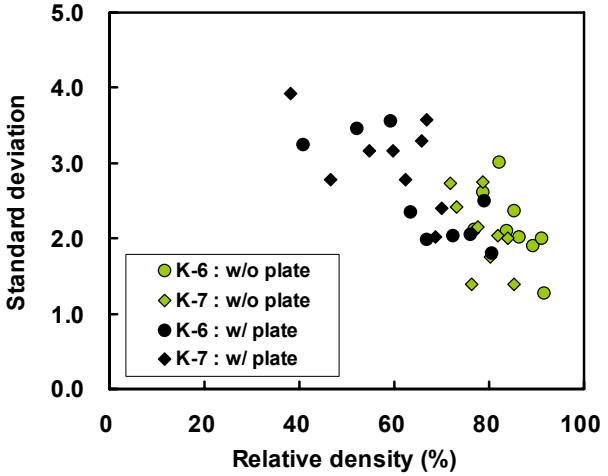
평균입경의 변화가 레이너 시스템에서 시료조성시 미치는 영향을 분석하기 위하여

실시한 낙하고별 상대밀도 시험의 결과는 그림 4-1-6과 같다. 예측한 바와 같이 기존 레이너 시스템은 동일한 침전도 조건일 경우 낙하고에 따라 조성되는 상대밀도의 변화가 약 15% 정도인 반면, porous plate가 사용된 레이너 시스템은 낙하고에 따른 상대밀도 변화폭이 크게 나타났다. 또한 상대밀도 변화 정도는 낙하고가 낮은 영역에서 현저하며, 낙하고가 증가할수록 점점 감소하는 것을 알 수 있다. 침전도 조절법인 경우 큰 K-6호사의 상대밀도 분포는 77~92%, 입경이 작은 K-7호사의 상대밀도 분포는 72~85%로 나타났으며, 시료의 입경이 작을수록 조성되는 시료의 상대밀도는 더 작지만, 상대밀도 폭은 유사하게 나타났다. 반면 낙하고 조절법인 경우, K-6호사는 41~81%, K-7호사는 38~70%로 상대밀도가 분포하였으며, 침전도 조절법과 마찬가지로 입경이 작을수록 더 작은 상대밀도가 조성되었다. 그러나 조성되는 시료의 상대밀도 폭은 K-6호사의 경우 다소 크게 나타났다. 즉 침전도 조절로 상대밀도를 결정하는 경우, 각 시료특성마다 결정되는 침전도의 값 또는 범위가 다르기 때문에, 입자특성 변화에 따라 조성 가능한 상대밀도의 범위에 제약이 발생할 수 있음을 의미한다. 반면 porous plate가 사용된 레이너 시스템의 경우, 낙하고 조절을 통해 조성 가능한 상대밀도의 범위가 넓으므로 침전도 1~2개 조건, porous 사용유무, 그리고 낙하고 조절 등으로 요구되는 상대밀도의 시료조성이 가능할 것으로 판단된다.

조성된 시료에 대한 수평방향 균질성을 평가한 결과, porous plate를 사용할 경우 그림 4-1-7과 같이 낙하고가 낮을 경우 기존 레이닝 시스템에 비하여 조성되는 상대밀도가 상당히 낮으므로 표준편차가 약 3% 이상으로 다소 큰 것으로 나타나지만, 낙하고 증가에 의해 시료의 상대밀도가 증가할수록 표준편차는 감소하며, 동일상대밀도 상에서 기존 레이닝 시스템에 비교하여 유사한 값을 가지는 것으로 분석되었다. 수평방향 균질성에 대한 기존 시험결과 Bellotti 등(1982), Borden(1991)의 경우 상대밀도 47%에서 약 7%, 59%에서 약 10%의 표준편차가 발생하는 것으로 보고되었으므로 본 연구의 실험결과는 균질성이 상당히 양호한 것으로 판단된다.



<그림 4-1-6> 시스템 및 시료에 따른 낙하고와 상대밀도 관계



<그림 4-1-7> 시스템 및 시료에 따른 수평방향 표준편차 분포

마. 요약 및 결론

본 연구에서는 대형 모래시료 조성을 위해 사용되는 낙하고 조절법과 침전도 조절법의 기본원리와 영향요인을 검토하고, 각 방법으로 조성된 시료의 균질성을 평가한 후, 입경이 다른 두 종류의 모래에 대한 적용성을 검토하였다.

침전도 조절에 의해 시료의 상대밀도를 조절하는 레이너 시스템에서는 낙사 진행에 따라 낙하거리가 감소할 뿐만 아니라, 계속적으로 낙하하는 입자의 에너지가 기 침전된 시료에 전달되기 때문에 연직방향의 상대밀도 차가 발생할 가능성이 높으며,

특히 시료의 상대밀도가 낮을수록 시료의 상하 균질성에 문제가 발생할 수 있다. 반면 porous plate를 이용하여 낙하고 조절로 시료를 조성하는 시스템으로 조성된 시료는 수직방향 균질성이 향상된 것으로 나타났으며, 이는 시료 하부에 전달되는 낙하에너지가 상대적으로 작기 때문으로 판단된다. 또한 낙하고 조절법은 침전도 조절법보다 폭넓은 상대밀도의 시료 조성이 가능한 것으로 나타났으며, 입경 등과 같은 시료특성 변화에 대한 적용성도 우수한 것으로 나타났다. 시료의 균질성 평가를 위해 미니콘 관입시험을 실시한 결과, porous plate를 이용하여 낙하고 조절법으로 조성된 느슨한 시료와 침전도 조절법으로 조성된 조밀한 시료 모두 비교적 균질하게 조성된 것으로 나타났다.

2. 부산모래의 한계상태 및 응력이력 영향 분석

가. 연구목적

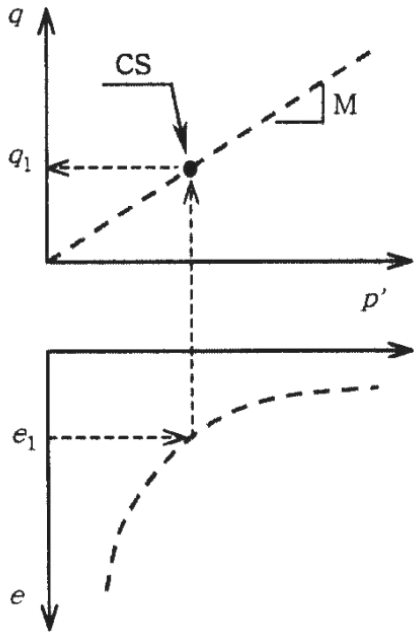
동북아의 관문으로써 중추적 역할을 담당하기 위해 새로이 건설중인 부산 신항만의 배후부지는 부산 근해에서 준설된 해사를 매립하여 조성되었다. 따라서 이 지역의 매립부지에 사용된 부산모래의 거동특성을 분석하는 것은 향후 발생 가능한 다양한 지반공학적 문제점을 살필 수 있기 때문에 학문적 관점에서 중요하게 대두될 수 있다. 일반적으로 준설토로 자연 퇴적된 매립지는 지하수위가 높은 상태에서 지반개량이 충분히 실시되지 않을 경우, 느슨한 지반상태로 인해 동하중에 의한 액상화 현상이 발생될 수 있다. 따라서 액상화 발생 이후의 전단강도(post-liquefaction shear strength) 등과 같은 한계상태에서의 토질정수를 분석할 필요가 있다.
본 연구에서는 표준 삼축압축시험으로부터 부산모래의 한계상태정수와 상태정수(state parameter)를 결정하였으며, 이를 실내 콘관입시험 결과와 연계하여 부산모래의 상태정수와 콘저항치의 상관관계를 파악하였다. 이때, 실내 콘관입시험은 다양한 상대밀도의 정규압밀상태와 과압밀상태에서 실시되었으며, 그로부터 패각이 포함된 부산모래에 대한 응력이력의 영향을 분석하였다. 또한 삼축압축시험으로부터 응력이력에 따른 부산모래의 전단강도와 탄성계수를 분석하여 흙의 강도와 변형특성에 부산모래의 응력이력이 끼치는 영향을 분석하였다.

나. 이론적 배경

흙의 한계상태(critical state)는 일정한 응력과 간극비 상태에서 흙의 변형이 지속적으로 발생되는 극한상태(ultimate state)를 의미한다. 흙의 거동은 3차원 공간상에서 간극비(e), 평균유효응력($p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')$), 그리고 축차응력($q = \sigma_1 - \sigma_3$)으로 표현되며, 이는 다시 그림 4-2-1과 같이 2차원 면으로 간단히 표현된다. 이때 $p' - q$면에서 한계상태선(CSL)의 기울기는 식 4-2-1과 같이 한계상태마찰각(ϕ_{cs})의 항으로 나타난다. 또한 $e - \log p'$면에 투영된 한계상태선은 식 4-2-2와 같이 표현된다.

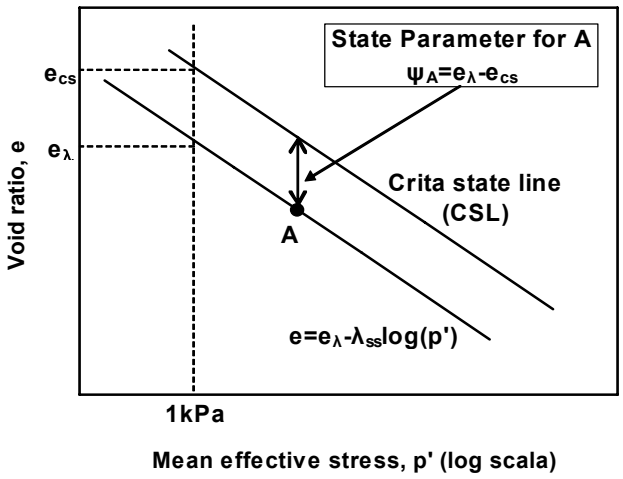
$$M = \left(\frac{q}{p'}\right) = \frac{6\sin\phi_{cs}}{3-\sin\phi_{cs}} \qquad \text{식 4-2-1}$$

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda\log\left(\frac{p'_{cs}}{1kPa}\right) \qquad \text{식 4-2-2}$$



<그림 4-2-1> 흙의 한계상태선(CLS)

모래의 한계상태선은 모래의 압축성, 내부마찰각, 입자의 입도분포 및 모양, 광물적 특성, 그리고 최대/최소 간극비와 같은 다양한 물리적 특성에 의해 영향을 받는 상태로써, 흙의 전단도중 체적변형이 없는 상태를 의미한다(Poulos, 1981). 모래의 전단거동은 초기 간극비가 한계상태간극비보다 클 경우 압축거동이 발생하며, 반면 초기 간극비가 한계상태간극비보다 작을 경우 팽창거동이 발생한다. Been과 Jefferies(1985)는 전단도중 발생하는 모래의 체적변화 경향을 정량적으로 분석하기 위해 상태정수(state parameter)를 정의하였으며, 이는 모래의 거동에 영향을 주는 두 주요 인자인 간극비와 응력을 조합시킨 변수이다. 그림 4-2-2에서 나타난 바와 같이, 상태정수는 동일한 평균유효응력상에서 현재상태 흙의 간극비와 흙의 한계상태간극비의 차로 정의되며, 양의 상태정수를 가지는 시료는 전단시 압축거동이 지배적이고, 부의 상태정수를 가지는 시료는 팽창거동이 지배적으로 나타난다.



<그림 4-2-2> 상태정수 Ψ의 정의

Been 등(1986)은 다양한 실내 챔버 콘관입시험 결과를 분석하여 상태정수와 콘저항치의 관계를 식 4-2-3과 같이 제안하였다. 여기서 m은 정규화된 콘저항치 $((q_c-p)/p')$와 상태정수관계의 기울기를 의미하고, κ는 $\psi=0$인 경우의 정규화된 콘저항치를 의미한다. 또한 Been 등(1987)은 다양한 모래로부터 한계상태정수가 $m=8.1-\ln\lambda_{ss}$, $\kappa=8+0.55/(\lambda_{ss}-0.01)$의 관계를 가짐을 추정하였다.

$$\frac{q_c-p}{p'}=\kappa\exp(-m\psi) \qquad \text{식 4-2-3}$$

다. 시험 방법

(1) 삼축압축시험

CKC 자동화 삼축압축시험기를 이용하여 다양한 상대밀도와 구속압을 가진 18개의 등방-배수전단시험을 수행하였으며, 그로부터 부산모래의 한계상태선을 결정하였다. 조성된 삼축시료의 크기는 직경 70.6mm, 높이 156.0mm로써, 정확한 직경과 높이는 시료자립 후 측정되었다. 전체적인 삼축시료 조성은 표 4-2-1과 같다.

중간~높은 상대밀도의 시료는 건조낙사법(air pluviation method)을 통해 조성되었다. 반면 느슨한 상태의 시료는 건조낙사법과 습윤다짐법(moist tamping method)을

통해 조성된 후 각각의 전단거동의 차이점을 분석하였다. 습윤다짐법은 최대간극비에 근접한 느슨한 시료를 조성하기 위한 가장 적합한 방법으로 알려지고 있다. 반면 건조낙사된 느슨한 시료는 간극비에 관계없이 팽창(dilative)거동을 보이는 것으로 알려지고 있다(Been and Jefferies, 1985). 건조낙사법에서 원하는 상대밀도의 시료를 조성하기 위해 시행착오를 통해 적정 낙하고를 결정하였다. 습윤다짐법에서 시료는 5%의 함수비를 가지도록 물과 충분히 혼합시킨 후, 삼축몰드에 10개 층으로 균등하게 조성되었다. 시료에 35kPa의 부압을 일정하게 유지시킨 후 몰드를 제거하였으며, 몰드제거 후 시료의 정확한 높이와 직경을 측정하여 시료의 초기 상대밀도를 결정하였다. 조성된 시료에 10kPa의 유효구속압을 가한 상태에서 시료의 포화를 시행하였다. 먼저 시료에 탄산수 500㎖와 탈기수 500㎖를 약 7kPa의 압력으로 주입하였다. 탄산수에 포함된 이산화탄소의 높은 용해성 때문에 빠르고 높은 포화가 가능한 것으로 알려지고 있다. 마지막으로 배압을 100kPa까지 증가시켜 시료의 간극수압계수가 0.97 이상을 확인하였다. 시료 포화 완료 후, 50kPa의 등방 유효구속압을 2분간격으로 가하면서 시료를 압밀시킨 후, 0.5%/min의 변형율 속도로 전단하였다. 이때 시료의 한계상태를 보기위해 축변형율 30%까지 전단을 실시하였다.

<표 4-2-1> 등방-배수 삼축시험 조건

구속압 (kPa)	Mosit tamping		Air pluviation			
	20%	40%	20%	40%	60%	80%
100	M21	M41	A21	A41	A61	A81
200	M22	M42	A22	A42	A62	A82
400	M24	M44	A24	A44	A64	A84

(2) 실내 콘관입시험 - Calibration Chamber Test

다양한 상대밀도로 조성된 시료에 매시간 50kPa의 구속압을 원하는 상태까지 가한 후 콘관입시험을 수행하였다. 또한 400kPa 연직구속압까지 가한 시료의 하중을 50kPa 씩 제거하면서, OCR 1~8의 과압밀시료를 조성한 후 콘관입시험을 수행하였다. 전체적인 실내 콘관입시험 개요는 표 4-2-2와 같다.

<표 4-2-2> 챔버 콘관입시험 개요

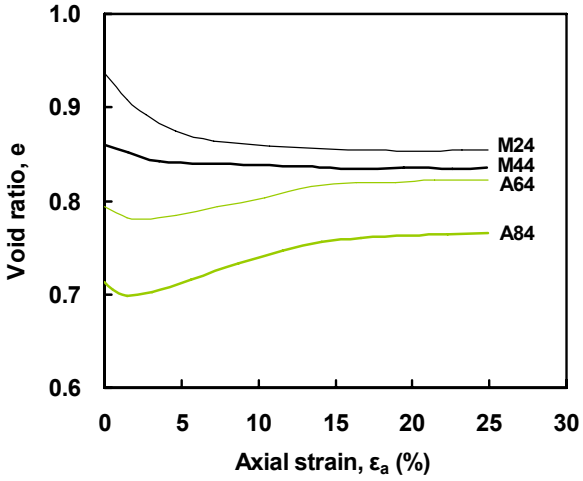
σ_v'(kPa)	OCR	상대밀도		
		40%	60%	80%
100	1	CN41	CN61	CN81
200	1	CN42	CN62	CN82
400	1	CN44	CN64	CN84
200	2	CO41	CO61	CO81
100	4	CO42	CO62	CO82
50	8	CO44	CO64	CO84

라. 시험 결과

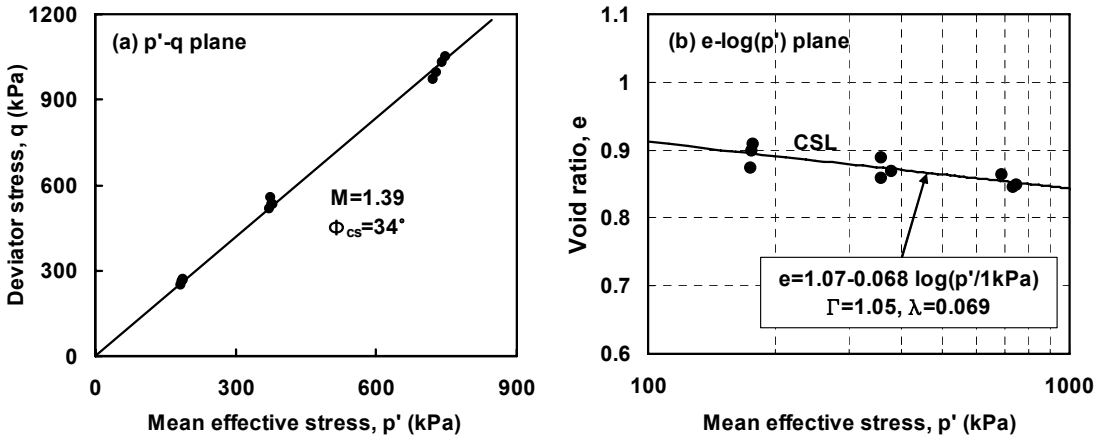
(1) 부산모래의 한계상태선(CSL)

다양한 간극비와 구속압 조건에서 부산모래의 한계상태선을 결정하기 위한 배수전단시험을 실시하였다. 일반적으로 건조낙사법으로 조성된 시료는 낮은 상대밀도 상태에서도 팽창거동을 보이지만, 동일 간극비의 습윤다짐법으로 조성된 시료는 압축거동을 나타내는 것으로 알려졌으며(Been 과 Jefferies, 1985), 본 연구에서도 동일한 경향이 나타났다. 따라서 본 연구에서는 습윤다짐법으로 느슨한 상태로 조성된 시료와 건조낙사법으로 밀한 상태로 조성된 시료의 거동을 통해 부산모래의 한계상태를 결정하였다. 그림 4-2-3과 같이 시료의 간극비는 동일한 값으로 수렴하지 않았으며, 시료의 상태가 밀할수록 그 차이가 분명하였다. 이 같은 경향은 시료가 밀할수록 전단도중 전단대(shear band)가 형성되어 시료의 변형 국지화(strain localization)가 발생되어 시료의 전체 간극비가 전단대의 국부적인 간극비와 일치하지 않기 때문이다(Been 과 Jefferies, 1985; Cho, 2003). 변형 국지화 효과와 더불어 시료 상하부 캡과 시료의 마찰로 인해 시료의 팽창거동이 억제되어 전체 간극비가 낮게 나타나기도 한다(Been 과 Jefferies, 1985; 권태혁과 조계춘, 2003).
한계상태에 도달한 시험 시료의 축변형율, 간극비, 축차응력, 구속압으로부터 그림

4-2-4와 같이 부산모래의 한계상태선을 결정하였다. 밀한 상태(Dr 80%)로 조성된 시료의 경우, 전단대 형성으로 인해 시료의 간극비가 충분히 수렴하지 못하였기 때문에 한계상태선 결정에서 제외되었다. 표 4-2-3과 같이 부산모래의 내부마찰각(ϕ'_{peak})은 상대밀도에 따라 34.7~39.5°로 결정되었으며, 한계상태 내부마찰각(ϕ'_{cs})는 34.8°로 결정되었다. 이는 Bolton(1986)이 제시한 석영질 모래의 한계상태 마찰각인 33°와 잘 일치한다. 또한 부산모래의 한계상태정수 λ는 0.068, Γ는 1.07로 결정되었다.



<그림 4-2-3> 부산모래의 간극비 변화 (σ_3'=400kPa) - 한계상태 간극비(ecs) 평가



<그림 4-2-4> 부산모래의 한계상태선

<표 4-2-3> 부산모래의 강도정수 및 한계상태정수

Material	ϕ'_{peak}				Critical state parameters		
	20%	40%	60%	80%	ϕ_{cs}	λ	Γ
Busan sand	34.7	36.3	38.0	39.5	34.8	0.068	1.07

(2) 챔버 콘관입시험 결과

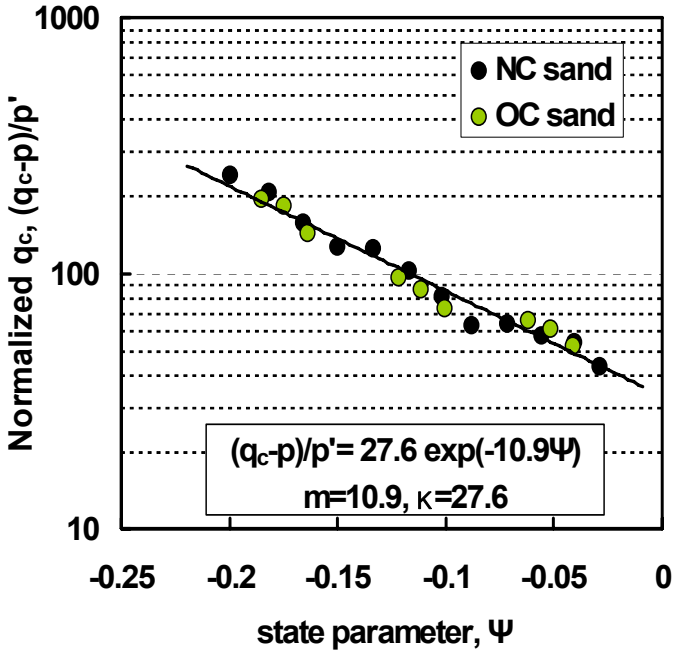
챔버 시료의 상태정수는 각 시료의 압밀이 완료된 후 측정된 간극비에 기초하여 결정되었다. 또한 측정된 콘저항치는 Been 등(1986)의 방법에 의해 직경비를 고려하여 수정되었으며, 구속압(p′)으로 정규화 되었다. 본 연구에서 조성된 상대밀도 40, 60, 80%의 챔버시료의 간극비는 모두 한계상태선 하부에 위치하므로 부의 상태정수를 가지며, 전단 시 팽창거동을 나타낼 것이다.

그림 4-2-5는 부산모래의 정규화된 콘저항치와 상태정수의 관계로써, 시료의 상대밀도가 증가할수록 콘저항치는 증가하지만, 시료의 상태정수는 감소하여 팽창거동이 증가함을 알 수 있다. 그림 4-2-5에서 부산모래의 정규화된 콘저항치와 상태정수는 시료의 상태(NC, OC)에 관계없이 하나의 선으로 표현되었다. 따라서 부산모래의 평균유효응력으로 정규화된 콘저항치와 상태정수의 관계는 응력이력의 영향을 받지 않으며, 이는 일반 석영질 모래와 동일한 경향이다.

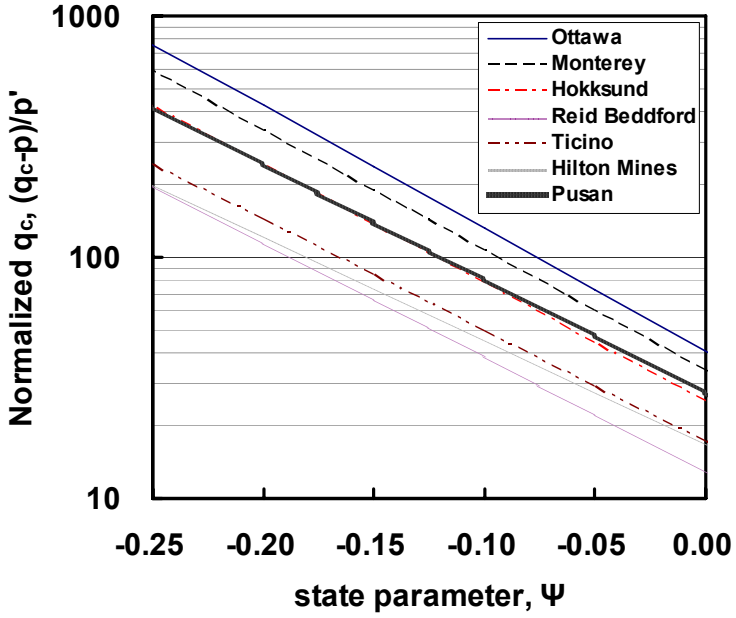
그림 4-2-5에서 나타난 바와 같이 패각이 포함된 부산모래의 상태정수와 정규화 된 콘저항치의 관계는 기존 다양한 모래의 경우와 마찬가지로 선형관계로 나타났다. 또한 콘저항치를 수평응력을 포함하는 평균유효응력으로 정규화시킬 경우, 응력이력에 관계없이 동일한 선으로 나타낼 수 있음을 확인하였다. 실험을 통해 결정된 부산모래의 한계상태정수 m=10.9이고, κ=27.6이다.

표 4-2-3에 나타난 다양한 모래의 한계상태정수로부터 각 모래의 상태정수와 정규화된 콘저항치의 관계를 부산모래와 비교하여 나타내면 그림 4-2-6, 표 4-2-4와 같다. 부산모래의 경향을 기존에 연구된 모래와 유사한 경향을 보였으며, 특히 부산모래의 한계상태정수는 Hokksund sand와 매우 유사한 것으로 분석된다. 부산모래의 m값은 기존 모래와 비교해 거의 유사하게 결정된 반면, κ값은 유사한 λss를 보

이는 다른 모래 중 가장 큰 κ를 가지는 것으로 나타났다.



<그림 4-2-5> 응력이력에 따른 부산모래의 상태정수와 정규화 된 콘저항치 관계 (Dr=40, 60, 80%, OCR=1~8)



<그림 4-2-6> 다양한 모래의 상태정수-정규화 된 콘저항치 관계

<표 4-2-4> 다양한 모래의 특성 및 한계상태정수

Materials	ϕ_{cs}	λss	m	κ	angularity	mineralogy	references
Ottawa	28.5	0.027	11.7	41	well rounded	quartz	Lambrechts and Leonards (1978)
Monterey	32.0	0.029	11.4	34.5	subangular subrounded	quartz with feldspar	Huntsman et al. (1986)
Hokksund	32.0	0.053	11.3	25.5	angular	45% feldspar, 35% quartz, 10% mica	Parkin et al. (1980)
Reid Beddford	32.0	0.065	10.9	13	subangular	quartz, some feldspar, trace calcite	Schmertmann (1978)
Ticino	31.0	0.056	10.6	17.5	subangular angular	30% quartz, 5% mica	Baldi et al. (1981, 1986)
Hilton Mines	35.0	0.17	9.9	17	angiular	feldspar, quartz, mica, muscovite, iron, 3% fines	Schmertmann (1978)
Busan sand	34	0.068	10.9	27.6	angular subrounded	85% quartz with 7% $CaCO_3$	This study

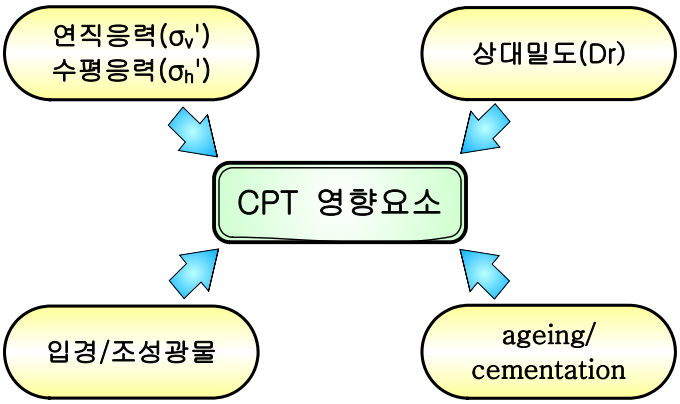
3. 사질토 입경-콘저항치 상관관계 연구

가. 연구목적

현재 적용되고 있는 콘관입시험 결과와 지반특성의 관계식은 대부분 국외 연구결과를 바탕으로 형성되었으며 시험의 특성상 지반 및 현장조건에 상당한 영향을 받으므로 이에 대한 합리적 검증과정 없이 설계에 적용하는 것은 결과의 신뢰성 문제를 야기하게 된다. 특히, 사질토 지반의 주요 특성인 상대밀도, 내부마찰각 등을 추정하는 관계식(Robertson and Campanella, 1983; Jamiolkowaki 등, 1985; Baldi 등, 1986)들은 형성과정에서 사용된 시료의 대부분이 평균입경(D50) 0.3㎜이상인 석영질 사질토이므로 평균입경 0.3㎜ 미만의 세립질 사질토 등 다양한 사질토에 대한 적용성에는 한계가 있다.
본 연구는 입경의 크기가 콘관입시험 결과에 미치는 영향을 파악하기 위하여 다양한 응력 및 경계조건을 구현할 수 있는 대형 calibration chamber를 이용한 시험을 실시함으로써 사질토의 평균입경을 고려한 연직응력(σ′)-상대밀도(Dr)-콘관입저항치(qc) 상관관계를 제안하였으며, 이들 결과를 토대로 콘관입시험 결과를 이용한 지반정수 추정의 신뢰도 향상을 목적으로 하였다.

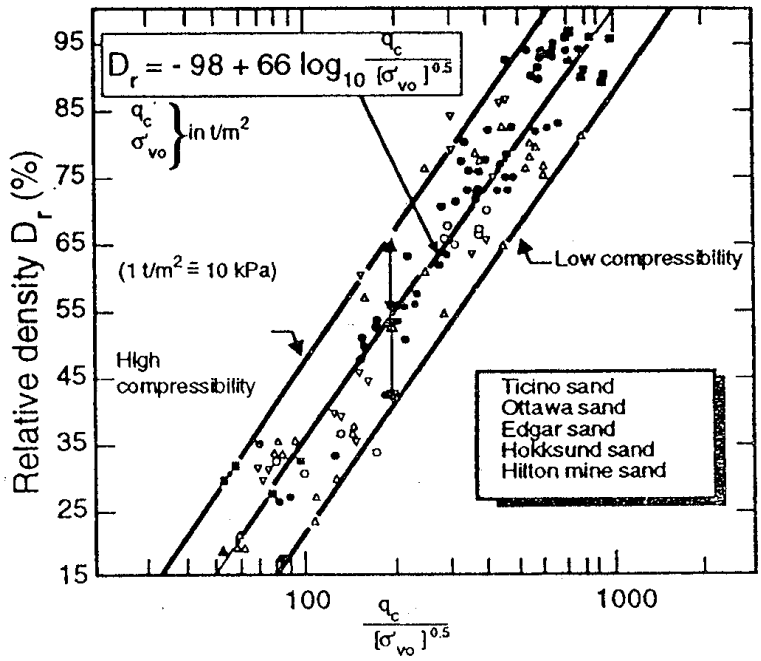
나. 이론적 배경

사질토 지반의 특성을 가장 잘 나타내는 물성치는 간극비(e), 즉 상대밀도이며, 대부분의 사질토 지반 평가방법은 상대밀도를 기초로 하여 형성되어 있다. 물론 지반의 응력상태 또한 중요한 요소 중의 하나이나 기본적으로 사질토는 초기 지반 형성 이후 응력 변화에 의한 체적변화가 미소하므로 초기 형성과정을 지배하는 상대밀도가 가장 중요한 요소라고 할 수 있다. 콘관입시험 결과도 주로 지반의 상대밀도 및 응력상태의 영향을 크게 받으며, 그 외에 입도, 조성광물, ageing 그리고 cementation 등의 영향을 받게 된다(그림 4-3-1). 따라서 콘관입시험에 대한 연구는 현장시험과 calibration chamber 시험을 통해 상대밀도 및 응력상태의 영향요인 분석을 주요 목적으로 수행되었으며, 이들 결과를 토대로 지반 특성치와의 관계수립에 대한 연구도 진행되어 왔다.



<그림 4-3-1> 콘관입시험 영향요인

Jamiolkowski 등(1985)은 그림 4-3-2와 같이 상대밀도와 유효응력으로 정규화한 콘관입저항치(qc)의 관계가 대수축 상에서 선형성을 나타내는 것을 이용하여 상대밀도와 압축성에 따른 정규화된 콘저항치를 제시하였으며, Kulhawy and Mayne(1990)은 압축성과 더불어 OCR과 ageing을 고려할 수 있는 관계식을 제안하였다.



<그림 4-3-2> 석영질사질토의 압축성에 대한 영향(Jamiolkowski 등, 1985)

그러나 이러한 결과들은 대부분 표 4-3-1과 같이 평균입경(D_{50}) 0.3㎜ 이상인 중간크기 석영질 사질토의 연구를 통하여 형성되었으므로 입경이 작아질수록 콘저항치가 감소하는 세립질 사질토에 적용하는 것은 측정 콘저항치에 대한 지반의 상대밀도를 과소평가하는 결과를 초래할 수 있다. 물론 1980년대 후반 이후 내진분야에 대한 관심이 증폭되면서 세립질 또는 실트질 지반에 대한 연구가 콘저항치를 이용한 지반의 동적물성치 또는 액상화 가능성 평가 등, 직접적 적용부분에 관하여 진행되어왔다. 그러나 세립질 사질토의 상대밀도 추정에 대한 연구는 다양한 영향요인 때문에 현재까지도 여전히 미진한 상태이다.

<표 4-3-1> 사질토의 chamber test 자료

(modified after Mayne and Kulhawy, 1992)

시료	D_{50}(㎜)	D_{10}(㎜)	C_u	e_{max}	e_{min}	Angularity	Mineralogy
Ticino	0.50	0.41	1.58	0.915	0.568	subangular to angular	30% quartz, 5% mica
Ottawa	0.28	0.26	1.10	0.868	0.562	rounded	quartz
Edgar	0.45	0.29	1.79	0.919	0.543	subangular	quartz
Hokksund	0.39	0.21	2.20	0.878	0.535	subangular to angular	35% quartz, 10% mica

Olsen and Malone(1988)은 콘저항치를 정규화 함에 있어 응력에 대한 exponent(α)를 점토의 경우 1.0에서 모래의 경우 0.5로 변화시켜 적용하는 것이 타당하다고 주장하였다. 또한 Robertson and Wride(1998)은 soil behavior type index(Ic)를 이용하여 세립질 사질토에서 점토질 실트의 경우는 Ic에 따라 응력항의 α=0.75를 적용하는 경우도 있음을 제안하였다. 그러므로 Jamiolkowski 등(1985)이 제안한 α=0.5를 세립질 사질토에 적용함은 문제가 있으며, 영향요인 분석을 통한 평가방법의 연구가 필요하다고 할 수 있다. 본 연구에서는 영향요인 중의 하나인 세립질 사질토의 평균입경에 따른 콘저항치와 상대밀도 상관관계 분석을 위하여 광물학적 특성 및

angularity가 유사한 평균입경 0.1~0.2㎜인 시료를 사용하여 실험한 후 문헌자료인 Ticino sand 및 Hokksund sand와 비교분석하여 평균입경에 따른 계수 값의 변화를 살펴보았다.

다. KUCCS를 이용한 실내 콘관입시험

(1) Calibration chamber 시료조성 및 콘관입시험

군산사 A, B를 Raining System을 통해 낙사하여 조성된 시료를 calibration chamber system으로 교체하기 위하여 chamber top plate를 덮고 시료 하부 tube를 제거해도 자립하도록 부압을 작용시킨 후 하부 tube를 제거한다. 자립된 시료에 chamber tube를 씌우고 최종적으로 상부 top lid를 조립하여 calibration chamber 조립을 완료한다. 유압실린더를 calibration chamber의 top plate에 거치시킨 후, 그림 4-3-3과 같이 콘관입장치를 연결하고 적정관입속도(2㎝/sec)로 관입시험을 실시하여 상대밀도 조건(40%, 60%, 80%)과 연직유효응력 조건(100㎪, 200㎪, 400㎪)에 대한 총 9개 시료의 시험을 실시하였다.



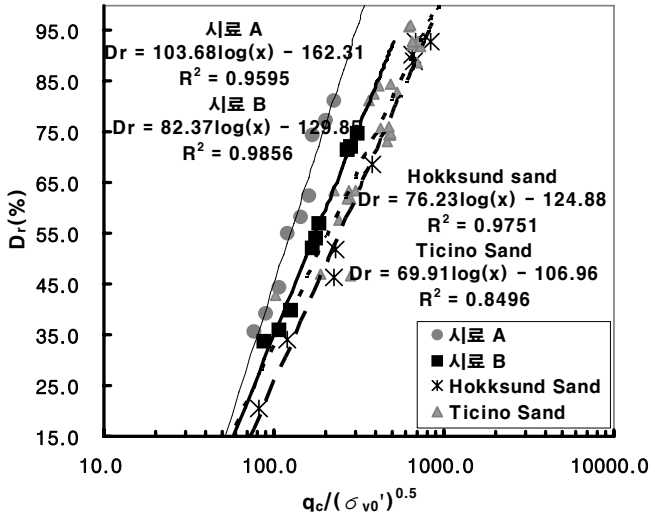
(a) 콘관입시험장치 (b) 콘관입시험

<그림 4-3-3> KUCCS 실내 콘관입 시험

(2) 시험결과 및 분석

(가) 평균입경을 고려한 상대밀도(D_r)와 $q_c/(\sigma_{v0}')^{0.5}$상관관계 분석

Jamiolkowski 등(1985)은 사질토에 대한 calibration chamber test 결과를 분석하여 사질토의 상대밀도는 콘저항치를 연직유효응력으로 정규화한 대수축 상의 qc/(σvo′)^{q}와 선형관계를 형성한다고 주장하였으며, 압축성에 따라 분포범위를 나타내는 도표 및 관계식을 제안하였다. 그러나 Jamiolkowski 등(1985)에 의해 주로 연구되어진 사질토는 평균입경 0.3㎜이상의 석영질 모래이므로, 본 연구에 사용된 평균입경 0.1~0.2㎜ 시료에 기존 연구결과를 적용하기 위해서는 입자 크기를 고려한 접근 방법이 반드시 요구된다고 할 수 있다. 이러한 맥락에서 시료 A, B에 대한 calibration chamber test 결과 및 Baldi 등(1981, 1986)의 Ticino sand 및 Hokksund sand 시험결과를 참조하여 입도특성을 고려한 상관관계를 분석한 결과는 그림 4-3-4와 같다.



<그림 4-3-4> 평균입경에 따른 D_r-$q_c/(\sigma_{v0}')^{0.5}$ 관계곡선

상대밀도와 qc/(σvo′)^{q}의 선형관계를 식으로 나타내면 아래의 식 4-3-1과 같다.

$$D_r = a \cdot \log \frac{q_c}{(\sigma_{vo}')^{\alpha}} - b \qquad \text{식 4-3-1}$$

여기서, a=대수축상 기울기, b=상대밀도 축의 (-)절편

α=관계 상수

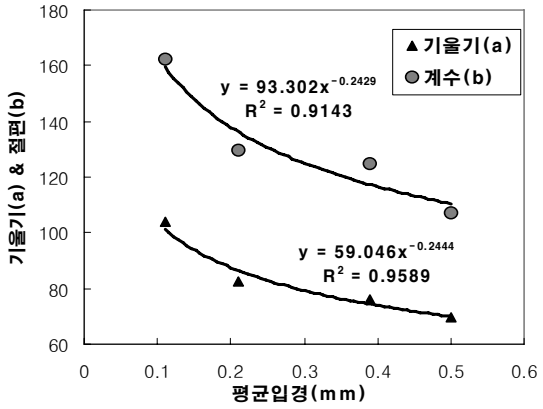
시료 A, B에 대해 $q_c/(\sigma_{vo}')^{\alpha}$의 선형관계를 Jamiolkowski 등(1985)이 제안한 α=0.5 조건으로 산출하면 평균입경이 작고 압축성이 상대적으로 큰 시료 A의 추세선이 예측한 바와 같이 시료 B 추세선의 좌측에 존재하는 것으로 나타났다. 또한 기존 연구자료(Hokksund sand, Ticino sand)와 시료 A, B의 평균입경에 대한 추세선의 기울기를 살펴보면 표 4-3-2와 같다.

<표 4-3-2> 평균입경에 따른 D_r-$q_c/(\sigma_{v0}')^{\alpha}$ 관계식의 특성

Sand	D_{50}(㎜)	C_u	a	b
A	0.11	1.63	103.68	162.31
B	0.21	1.69	82.37	129.85
Hokksun sand	0.39	2.20	77.26	130.39
Ticino sand	0.50	1.58	69.91	106.96

Jamiolkowski 등(1985)이 제안한 일반적인 사질토의 상대밀도와 연직유효응력에 관한 콘저항치 관계식은 Dr=66log[$q_c/(\sigma_{vo}')^{\alpha}$] — b의 관계를 가지며 지반의 압축특성에 따라 계수(b)의 범위가 결정된다. 즉 계수(b)는 압축성이 증가할수록 감소하고 압축성이 감소할수록 증가하는 반비례적 경향을 나타낸다고 제안하였다. 그러나 연구결과 압축특성 뿐만 아니라 입도특성 즉, 평균입경의 변화에 따라 기울기(a)가 변하며, 그 크기는 평균입경이 감소할수록 증가하는 것으로 나타났다. 계수(b) 또한 기울기(a)와 유사하게 평균입경이 감소함에 따라 증가하는 양상을 나타내고 있으며 특히 평균입경 0.2~0.4㎜인 중간입경 사질토와 평균입경 0.1㎜의 세립질 사질토를 기준으로 현저한 차이가 있는 것으로 분석되었다. 그림 4-3-5는 평균입경에 따른 기울기(a)와 계수(b)의 관계를 plot한 것으로 석영질 사질토 지반의 평균입경의 영향을 평가한 도표로써 입경에 영향을 받는 기울기(a)는 평균입경의 분포에 따라 비교적

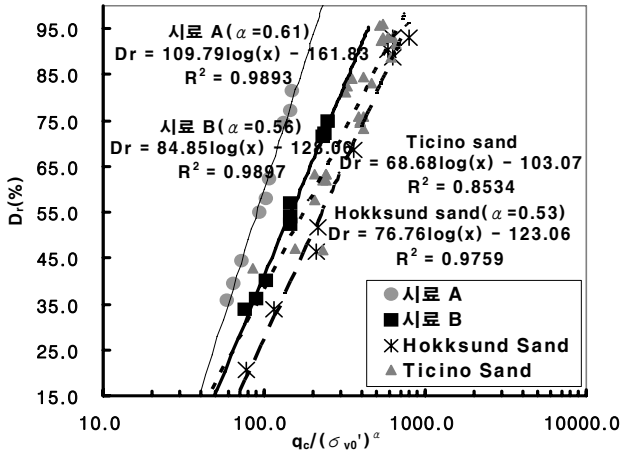
양호한 관계를 보이는 반면 입자의 압축성과 관련된 계수(b)는 광물조성 및 입자의 angularity 등에 영향을 받으므로 기울기(a)에 비하여 분산정도가 큰 것을 알 수 있다.



<그림 4-3-5> 평균입경과 계수 a, b 관계

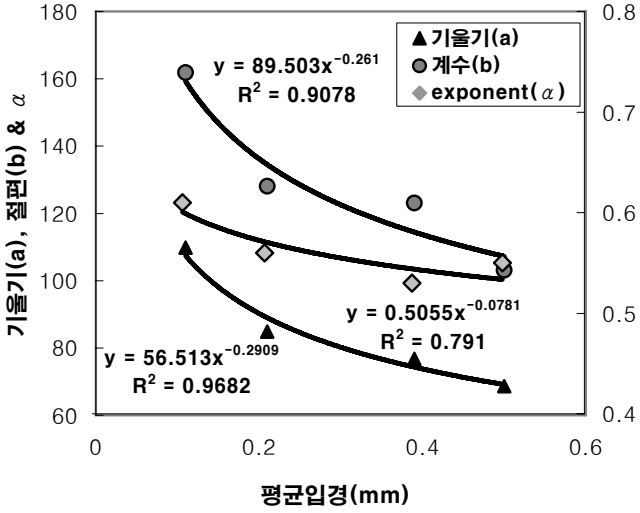
(다) 평균입경에 따른 exponent α

평균입경과 $q_c/(\sigma_{vo}')^{\alpha}$의 관계에서 exponent α의 상호 연관성을 분석하여 상대밀도에 따른 경향을 나타낸 결과는 그림 4-3-6과 같다. Olsen and Malone(1988)의 제안과 유사하게 평균입경이 감소함에 따라 결정계수 R^2이 최대치가 되는 α가 증가하고, 특히 평균입경 0.2~0.4㎜인 Hokksund sand 및 시료 B와 비교하여 평균입경 0.11㎜인 시료 A의 변화량이 크게 나타났으며 세립질 사질토에서 실트로 진행함에 따라 계속적인 증가 경향을 보일 것으로 판단된다. α의 변화에 따라 기울기(a) 또한 α=0.5조건과 비교하여 증가하는 것을 알 수 있으며 평균입경이 감소함에 따라 변화량이 크게 나타나는 것으로 분석되었다.



<그림 4-3-6> exponent α에 따른 D_r-$q_c/(\sigma_{v0}')^{\alpha}$ 관계곡선

평균입경에 따른 기울기(a), 계수(b) 그리고 α의 관계를 분석한 결과 그림 4-3-7과 같이 평균입경이 감소함에 따라 증가하는 경향을 타나내며 평균입경 0.2~0.4㎜인 중간크기 사질토에 비하여 세립질 사질토의 경우 그 변화량이 현저하게 증가하는 것을 알 수 있다. 기울기(a)와 α에 비하여 압축성을 영향을 크게 받는 계수(b)는 평균입경의 증가에 따라 전반적으로 감소하는 경향을 보이지만 시료 특성에 의한 영향이 크므로 기울기(a)에 비하여 α의 변화에 둔감한 반응을 보이는 것으로 나타났다.



<그림 4-3-7> 평균입경에 따른 기울기(a), 절편(b) 및 α

α의 경우 평균입경에 대한 R^2이 0.791정도로 다소 낮은 값을 나타내나 이는 Ticino sand와 다른 사질토의 광물학적 특성이나 angularity 등에 의한 압축성의 영향으로 사료되며 향후 시료자체의 기본적 성질을 최대한 배제할 수 있는 시험을 수행한다면 보다 신뢰성 있는 관계식을 제안할 수 있을 것으로 기대된다.

라. 결론

KUCCS(Korea Univ. Calibration Chamber System)을 이용하여 평균입경이 상이한 시료 A, B에 raining method를 적용하여 초기상대밀도(40%, 60%, 80%)로 조성한 후, K_0상태의 연직유효응력(100㎪, 200㎪, 400㎪) 상태에 따른 콘관입시험을 실시하였다. 평균입경에 의한 영향요인 평가를 위하여 평균입경 0.11㎜~0.21㎜인 시료 A, B와 함께 평균입경 0.39㎜이상인 Ticino sand 및 Hokksund sand에 대한 논문자료를 분석하여 평균입경이 상대밀도, 연직유효응력 그리고 콘저항치 상관관계에 미치는 영향을 연구한 결과는 다음과 같다.

① 콘관입시험결과 상대밀도(D_r)와 대수축상 $q_c/(\sigma_{vo}')^{\alpha}$의 관계가 예측한 바와 같이 선형 관계에 있음을 알 수 있었으며, Jamiolkowski 등(1985)이 제안한 방법을 이용하여 4개 시료의 상관관계를 분석한 결과 평균입경의 크기가 작을수록 대수축상의 기울기(a)가 증가하며 계수(b) 역시 평균입경에 반비례하는 관계를 가지는 것으로 나타났다.

② 평균입경과 대수축상 기울기(a) 및 계수(b) 관계에 대한 회귀분석 결과 R^2=0.91~0.96 범위의 관계식을 얻을 수 있었으며, 이를 토대로 다양한 실험자료 축적에 의한 관계식의 신뢰성이 향상된다면 평균입경을 고려한 보다 정밀한 상대밀도 및 지반정수의 추정이 가능할 것으로 판단된다.

③ 평균입경에 따른 $q_c/(\sigma_{vo}')^{\alpha}$의 α의 변화를 살펴보기 위하여 시료의 결정계수(R^2)를 근거로 분석한 결과 Ticino sand를 제외한 3개의 시료는 평균입경의 감소에 따라 증가하는 경향을 보였으며 세립질 사질토인 평균입경 0.11㎜의 시료의 α값이 중간크기 사질토인 다른 시료들에 비하여 현저히 큰 값을 나타내는 것으로

분석되었다.

④ 연구결과 평균입경 0.3㎜ 이상의 사질토를 대상으로 형성된 콘관입시험 관계식들을 세립질 사질토에 적용하기 위해서는 대상시료의 평균입경 등 다양한 특성에 대한 보정이 필요하며 이를 위해서는 보다 폭넓은 연구를 통한 자료의 축적과 신뢰도 높은 분석이 수반되어야 함을 알 수 있었다.

⑤ 본 연구는 지역적 특성을 반영한 사질토 지반의 $Dr-\sigma_{vo}'-q_c$ 상관관계 수립의 일환으로 남해안에 분포하는 세립질 사질토에 대한 calibration chamber test 결과를 분석하여 평균입경의 영향을 고려한 관계식을 제안하였다. 향후 CK0C 시험결과에 의한 보완과정을 통하여 콘저항치와 지반의 강도, 변형특성 관계가 보다 명확히 규명될 것으로 판단된다.

4. 사질토의 콘선단저항 추정법 검토

가. 연구목적

현장에서 흙의 공학적 특성을 파악하기 위한 각종 현장시험법이 적용되고 있으며, 콘관입시험(CPT)은 타 현장조사방법들에 비하여 원지반의 연속적인 강도 특성을 비교적 빠른 시간 내에 조사할 수 있다는 장점과 더불어, 현재까지 연구되어진 관계식들을 이용하여 시험결과를 폭넓게 활용할 수 있기 때문에 사용성이 날로 증대되고 있다. 사질토 지반에서의 콘관입시험은 콘선단저항(q_c)과 콘주면마찰(f_s)을 이용하여 지반의 응력상태와 상대밀도, 그리고 마찰각 등의 지반정수를 추정하고, Douglas and Olsen (1981)이나 Robertson 등(1986)이 제시한 도표 등을 이용하여 흙의 범주를 결정하기 위해 사용되어진다. 일반적으로 사질토의 콘저항치 분석을 위해 지지력이론(bearing capacity theory)이나 공동확장이론(cavity expansion theory)을 이용한 추정식이 사용되고 있으나, 이 같은 이론적인 콘선단저항 추정식은 실제 대변형 상태에서의 콘선단저항치와는 상이하므로 적용성에 한계가 있다. 따라서 실내 챔버 시스템에서 임의의 상대밀도로 조성된 시료에서 응력을 가하여 실시되는 콘관입시험 결과를 이용한 연구가 병행되어 평가되어야 한다.
따라서 본 연구에서는 챔버를 이용한 콘관입시험을 실시함으로써, 사질토 콘저항치 분석을 위한 지지력이론과 공동확장이론의 적합성을 평가해 보고자 한다. 본 연구를 위해 국내 내륙에서 채취한 규암을 파쇄하여 획득된 규사를 사용하였으며, 기존 국외의 모래에 대한 데이터와 비교분석하였다.

나. 모래 콘선단저항 분석법

(1) 지지력 이론(Bearing capacity theory)

콘선단저항 추정을 위한 지지력 이론은 콘선단저항이 근입된 원형말뚝기초의 파괴하중과 동일하다는 가정에서 출발하였다. 일반적인 지지력 이론에 근거한 콘선단저항 추정식은 흙의 파괴포락선의 곡률이나 흙이 압축성을 무시하기 때문에, 이들의

영향을 무시한 추정식은 콘선단저항을 과소평가하는 경향이 있다(Robertson and Campanella 1983). 특히 석회질 모래(carbonate sand)와 같이 압축성이 큰 모래에 적용될 경우 내부마찰각을 과소평가한다.

(가) Janbu and Senneset (1974)

일반적인 응력범위에서 흙의 전단강도는 선형으로 표현될 수 있다는 가정에 기초하여, Janbu and Senneset (1974)는 콘선단저항을 식 4-4-1과 같이 추정하였다.

$$q_c + a = N_q(\sigma_{vo}' + a) \qquad \text{식 4-4-1}$$

여기서, $a = c/\tan\phi'$이고, ϕ'은 흙의 내부마찰각, σ_{vo}는 유효상재압이며, N_q는 흙의 지지력계수이다. 또한 $N_q = N_f \exp[(\pi - 2\beta)\tan\phi']$으로 표현되며, $N_f = \tan^2(45 + \phi'/2)$이다. β는 소성파괴면의 각으로써 콘관입에 의해 나타나는 흙의 파괴형상을 나타내며 흙의 압축특성에 관계된다. 즉, 압축경향이 큰 느슨한 모래나 정규압밀점토인 경우 0~30°의 범위를 가지며, 팽창경향이 큰 밀한 상태의 모래나 과압밀점토인 경우 -40~0°의 범위를 가진다.

(나) Durgunoglu and Mitchell(1975)

Durgunoglu and Mitchell(1975)은 콘의 관입파괴 형상을 일반전단파괴(general shear failure) 유형으로 가정하고, Terzaghi(1943)의 지지력공식을 수정하여 기초(콘)의 형상과 거칠기, 그리고 축대칭을 고려한 추정식 식 4-4-2를 제안하였다.

$$q_c = cN_c\zeta_c + \gamma BN_{\gamma q}\zeta_{\gamma q} \qquad \text{식 4-4-2}$$

여기서, c는 흙의 점착력, N_c와 $N_{\gamma q}$는 각각 점착력과 상재하중에 관계된 지지력계수, γ는 흙의 단위중량이고, ζ_c와 $\zeta_{\gamma q}$는 형상보정계수이다. 이때, 지지력계수는 흙의 마찰각, 콘선단각도, 그리고 흙과 콘주면의 마찰각, 그리고 콘직경에 대한 관입깊이 비(D/B)에

관계된다. Durgunoglu and Mitchell(1975)의 방법은 정확한 분석을 위해 콘의 거칠기와 지반의 수평응력을 고려해야 하는 단점을 내포한다.

(2) 공동확장이론 (Cavity expansion theory)

Vesic(1972)이 제시한 공동확장이론은 콘관입 도중 발생하는 흙의 탄소성 변형을 고려할 수 있고, 흙의 초기응력상태와 콘선단에서 발생하는 응력회전의 영향까지 고려할 수 있다는 점에서 지지력이론에 비해 좀 더 현실적인 이론으로 알려지고 있다(Yu and Mitchell 1998). 그러나 공동확장이론은 흙의 압축성과 전단강도를 고려하기 위한 많은 입력변수를 필요로 하기 때문에 해석이 복잡한 단점을 내포하고 있다.

(가) Vesic (1972, 1977)

공동확장이론은 흙의 내부마찰각 추정 시 흙의 압축성을 설명할 수 있으며(Vesic 1977), 콘선단저항 qc로부터 모래의 지지력계수 Nq를 식 4-4-3과 같이 추정할 수 있다.

$$N_q = \left(\frac{3}{3-\sin\phi'}\right)\exp\left[\left(\frac{\pi}{2}-\phi'\right)\tan\phi'\right]\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}\right)I_{rr}^{\left[\frac{4\sin\phi'}{3(1+\sin\phi')}\right]} \qquad \text{식 4-4-3}$$

여기서, $I_{rr} = I_r/(1+\Delta I_r)$은 reduced rigidity index로써 흙의 압축성을 반영하며, Δ는 체적변형율, I_r은 흙의 강성지수(rigidity index)로써 초기 전단계수와 비배수 전단강도의 비이다. 그러나 일반적으로 사질토의 전단계수와 전단강도를 결정함은 간단하지 않기 때문에 본 정의를 사질토에 적용함은 매우 난이하다(Chen and Juang 1996).

(나) Collins 등 (1992), Yu and Mitchell(1998)

공동확장이론에 근거한 흙의 상태변수 모델로부터 Collins 등(1992)은 구형 공동확장 한계응력(spherical cavity expansion limit pressure, ψ_s')과 초기 평균유효응력(p_o')의 비를 식 4-4-4와 같이 표현하였다.

$$\frac{\psi_s'}{p_o'} = A = m_1 (p_o')^{(m_2 + m_3 v_0)} \exp(-m_4 v_0) \qquad \text{식 4-4-4}$$

여기서, $v_0 = 1 + e_0$이고, m_1, m_2, m_3, m_4는 한계상태에서 흙의 특성을 나타내는 계수이다. Ticino sand의 경우, $m_1 = 2.012 \times 10^7$, $m_2 = -0.875$, $m_3 = 0.326$, $m_4 = 6.481$로 결정된다.

Yu and Mitchell(1998)은 Collins 등(1992)이 제시한 식 4-4-4와 Ladanyi and Johnston(1974), Yasufuku and Hyde(1995)의 공동확장이론과 조합하여 식 4-4-5, 식 4-4-6과 같이 지지력계수를 표현하였다. 여기서 λ는 콘의 거칠기 계수로써, smooth surface인 경우 0, rough surface인 경우 1의 값을 가진다.

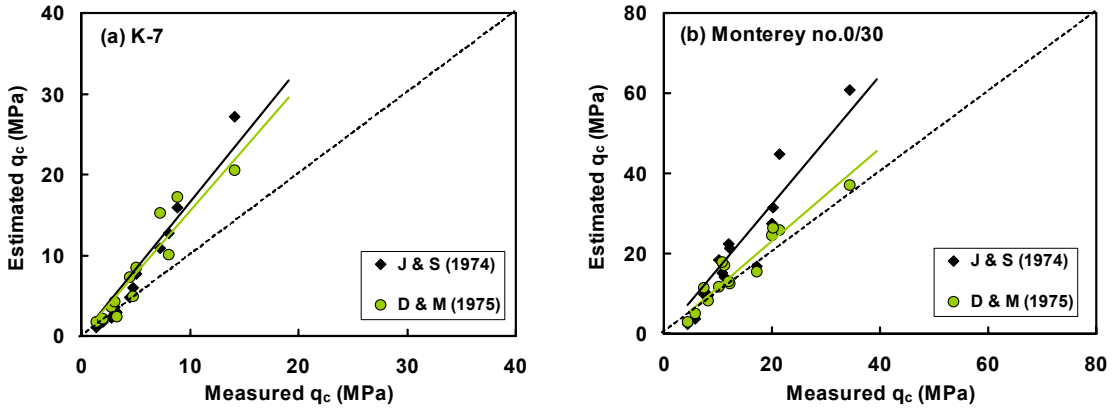
Ladanyi and Johnston (1974) : $N_q = \frac{(1 + 2K_o)A}{3}[1 + \sqrt{3}\tan(\lambda\phi')]$ 식 4-4-5

Yasufuku and Hyde (1995) : $N_q = \frac{(1 + 2K_o)A}{3(1 - \sin\phi')}$ 식 4-4-6

다. 시험결과 및 분석

(1) 지지력이론 추정식 검토

Janbu and Senneset(1974) 방법(J&S 방법)과 Durgunoglu and Mitchell(1975) 방법(D&M 방법)을 이용하여 두 모래에 대한 콘저항치를 추정한 후, 실측치와 비교하면 그림 4-4-1과 같다.



<그림 4-4-1> 지지력 이론에 의한 콘선단저항 추정

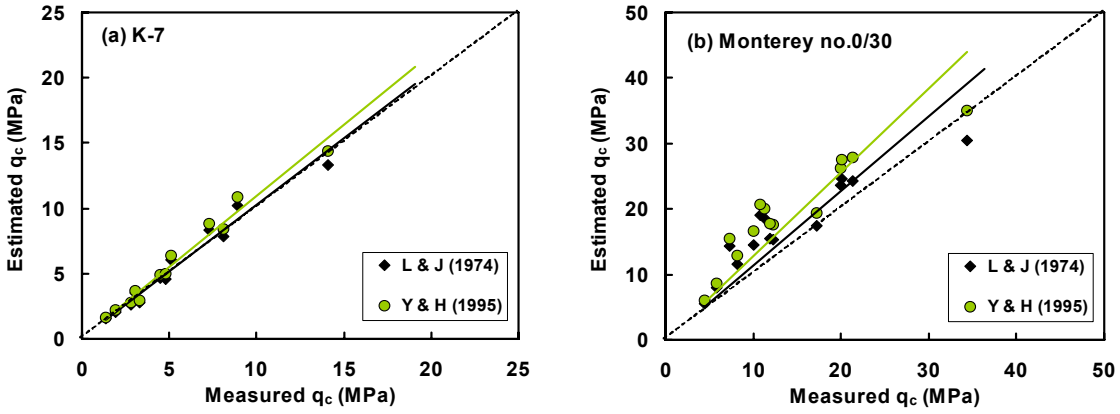
두 모래에 대한 측정된 콘선단저항치는 지지력이론에 의해 추정된 콘 선단저항치보다 과소평가되어 나타났다. 두 방법 모두 J&S 방법이 D&M 방법보다 더 큰 콘저항 추정값을 나타내고 있다. Monterey no.0/30 sand의 경우, D&M 방법은 J&S 방법보다 좀 더 정확하게 콘저항치를 추정하였다. 반면, K-7호사의 경우에는 두 가지 방법 모두 콘저항치를 과대평가하였다. D&M 방법이 압축성이 작은 흙에 적용성이 뛰어나다고 한 Chen and Juang(1996)의 결과에 비추어 볼 때, K-7호사는 Monterey no.0/30 sand에 비해 압축성이 크기 때문에 나타난 결과로 판단된다. 또한 J&S 방법도 소성파괴면 β에 따라 흙의 압축특성을 고려하기는 하지만, β의 크기는 콘저항치 추정값에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

<표 4-4-1> 지지력 이론의 적합성 검토

시험모래	추정방법	$\frac{q_{c(estimated)}}{q_{c(measured)}}$	R^2
K-7	Janbu and Senneset(1974)	1.6548	0.9253
	Durgunoglu and Mitchell(1975)	1.5433	0.8862
Monterey no.0/30	Janbu and Senneset(1974)	1.6138	0.8818
	Durgunoglu and Mitchell(1975)	1.1589	0.9073

(2) 공동확장이론 추정식 검토

Ladanyi and Johnston(1974) 방법(L&J 방법)과 Yasufuku and Hyde(1995) 방법(Y&H 방법)을 이용하여 두 모래에 대한 콘저항치를 추정한 후, 실측치와 비교하면 그림 4-4-2와 같다. 두 모래에 대한 공동확장이론에 의해 추정된 콘선단저항치는 지지력이론에 의해 추정된 콘 선단저항치보다 측정치에 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 지지력이론에 의한 방법과는 달리, K-7호사보다 Monterey no.0/30 sand의 추정값이 실측값과 더 크게 나타났으며, 오차 또한 더 크게 나타났다. 이 같은 경향은, L&J 방법과 Y&H 방법에 적용된 A값을 Collins 등(1992)이 Ticino sand에 대해 제시한 식 4-4-4를 사용하였으며, K-7호사의 경우 Monterey no.0/30 sand에 비해 Ticino sand의 경향과 좀 더 유사하기 때문으로 판단된다.



<그림 4-4-2> 공동확장이론에 의한 콘선단저항 추정

<표 4-4-2> 공동확장이론의 적합성 검토

시험모래	추정방법	$\frac{q_{c(estimated)}}{q_{c(measured)}}$	R^2
K-7	Ladanyi and Johnston(1974)	1.0225	0.9677
	Yasufuku and Hyde(1995)	1.0912	0.9721
Monterey no.0/30	Ladanyi and Johnston(1974)	1.1365	0.6414
	Yasufuku and Hyde(1995)	1.2810	0.7014

라. 결 론

본 연구에서는 지지력이론과 공동확장이론에 의한 사질토 콘저항치 추정식의 장단점을 분석하고, 각 방법에 의한 콘 선단저항 추정값을 챔버시험에 실시된 콘관입시험 측정값과 비교하여 흙의 종류에 따른 각 방법의 적용성을 평가하였다.

일반적으로 콘 선단저항 추정을 위한 지지력 이론은 흙의 압축성을 충분히 고려할 수 없기 때문에, 압축성이 큰 모래에 적용될 경우 실측값보다 큰 콘 선단저항을 추정하는 것으로 나타났다. 또한, 지지력이론에 의한 콘선단저항 추정식은 동일한 모래에 대해서도 각 방법에 따라 많은 오차가 발생하였으며, 특히 흙의 압축성 크기에 따라 적용시킬 수 있는 모래를 적절히 구분하여야 할 것으로 판단된다.

공동확장이론에 의해 추정된 콘선단저항값은 챔버시험에서 측정된 콘선단저항과 매우 유사하게 나타났으며, 이는 공동확장이론이 흙의 초기응력과 압축성까지 고려할 수 있기 때문으로 판단된다.

5. 사질토의 전단파속도(최대 전단탄성계수) 특성연구

가. 연구목적

본 연구에서는 Bender element를 이용하여 대상 사질토의 전단파 속도 특성과 최대 전단탄성계수(G_{max})를 파악하였다. Bender element 시험은 대상 사질토의 미소변형률 상의 특성을 정확히 반영할 수 있는 최적의 시험이며, 시료에 극히 적은 변위만을 발생시키므로 시료교란 등으로 인한 문제가 존재하지 않게 되며, 변형계수 및 여러 토질 상수를 비교적 정확히 추정할 수 있다는 장점이 있다.

나. 시험계획

Bender element 시험을 위해 다음 표 4-5-1과 같은 시험을 실시하였다. 시험에 사용된 시료는 부산사와 K-7 두 종류의 시료이며 raining method를 이용하여 요구 상대밀도(40%, 60%, 80%) 기준 ±3% 이내의 시료를 조성하였다. 시료 조성 후, 챔버 조립을 완료하고 K_0상태로 50~400kPa의 연직하중을 가하였다. 각 단계의 하중 작용 시 시간별로 침하량을 측정함과 동시에 Bender element에서 발생한 수직방향 전단파, 수평방향 전단파를 오실로스코프를 이용하여 arrival time 측정하고 2000개의 데이터로 컴퓨터에 저장하였다. 깨끗하고 정확한 신호를 얻기 위하여 측정된 신호를 Filter/Amplifier를 통하여 노이즈를 제거하여 1차 신호처리를 하였으며, MathCAD 프로그램을 이용하여 signal matching작업을 통해 최종 결과를 얻었다.

<표 4-5-1> 전단파속도 시험계획

구분	시료번호	Dr (%)	σ_{v0}'
부산사	Busan-40	40	50 ~ 400kPa (50kPa 간격)
	Busan-60	60	
	Busan-80	80	
K-7	K7-40	40	
	K7-60	60	
	K7-80	80	

다. 시험결과

(1) 전단파속도

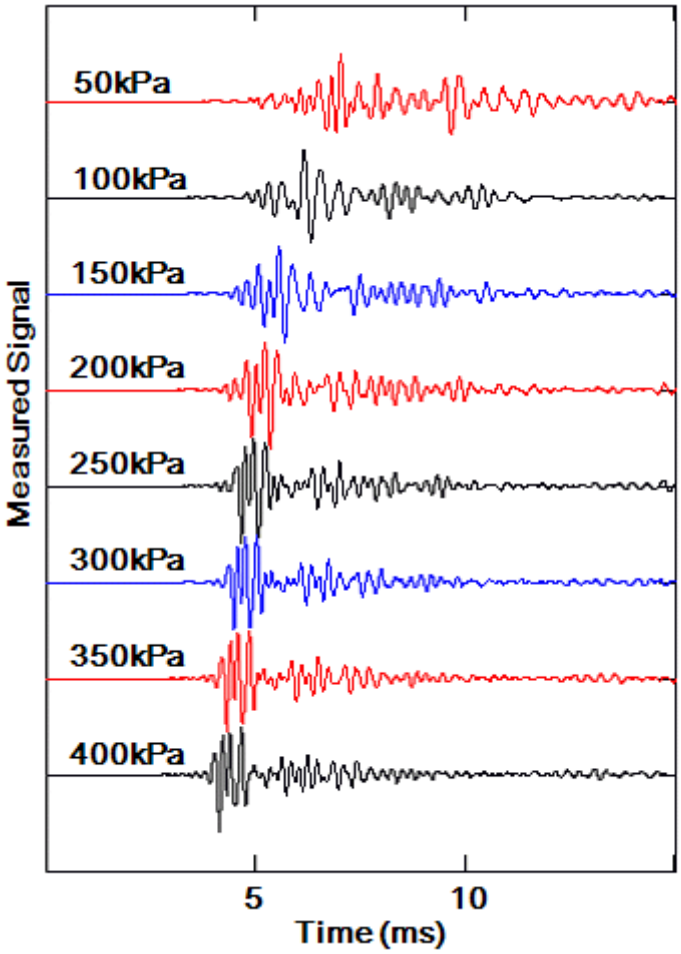
그림 4-5-1은 구속압에 따른 대표적인 전단파를 나타낸다. 벤더 엘리먼트시험에서의 전단파 속도는 전단파의 이동 거리와 도착시간으로부터 산출되며, 전단파의 이동 거리는 표 4-5-2와 같이 tip 간의 거리인 것으로 밝혀졌다. 따라서 본 연구에서는 다음 식 4-5-1과 같이 전단파 속도를 산출하였으며, 이를 바탕으로 다음 그림 4-5-2와 같이 상대밀도와 구속압에 따른 부산사와 K-7의 전단파속도를 구하였다. 상대밀도 및 연직응력의 증가에 따라 전단파속도는 증가하였으며, 상대밀도, 즉 입자의 간극비(e) 보다는 응력증가에 의한 영향이 더 크게 나타났다. V_{VH}(또는 V_{HV})에 비하여 V_{HH}의 전단파 속도가 작았으며, 이는 응력유도 이방성에 따른 결과라고 해석된다. V_{VH}와 V_{HV}는 거의 유사한 경향으로 증감하였으며, 두 시료 모두 고유이방성의 영향은 무시할 수 있는 것으로 판단된다.

$$V_{ij} = \frac{d}{t} \qquad \text{식 4-5-1}$$

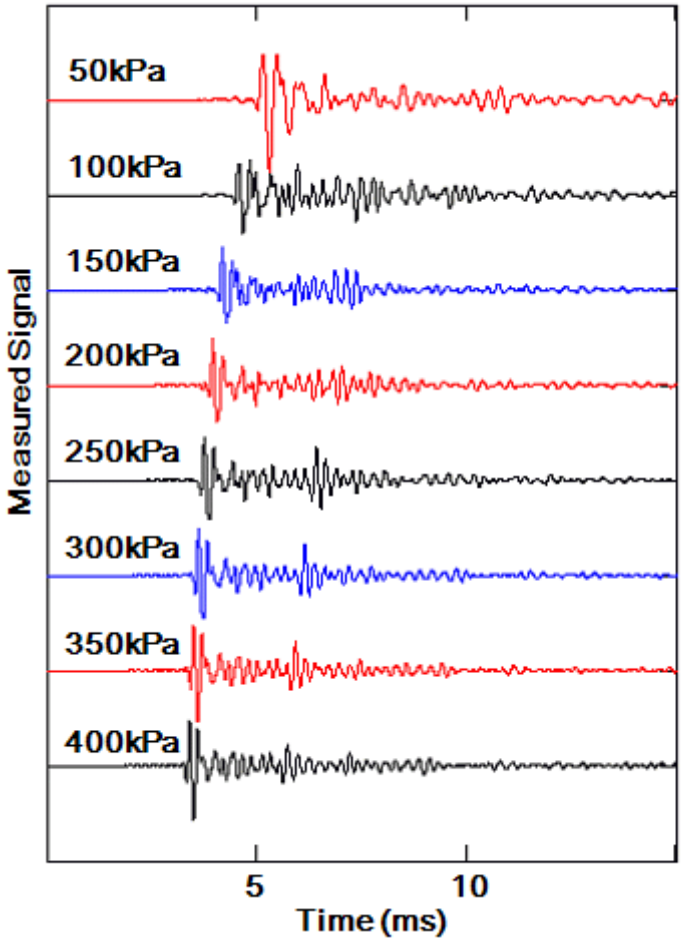
여기서, i과 j는 각각 전단파의 전파 방향과 입자의 이동방향.

<표 4-5-2> 벤더엘리먼트 시험에서 전단파의 이동거리

전단파 이동거리	참 고	설 명
Between mid-heights of the free end	Fam and Santamarina (1995)	No test
Tip to Tip	Dyvik and Madshus (1985)	RCT 시험에서 얻은 최대 전단탄성계수와 비교
	Viggiani and Atkinson (1995)	시료의 길이와 파의 이동시간을 3개의 응력상태로 표현한 결과, 파의 이동거리는 tip to tip 거리
	Lohani 등 (1999)	Viggiani and Atkinson (1995)의 결과 이용
	Fernandez (2000)	토모그래피 분석에 있어서 tip to tip 을 이용할 경우 균질한 시료의 균질성이 향상
	Kawaguchi 등 (2001)	Dyvik and Madshus (1985)과 Viggiani and Atkinson (1995)의 결과 이용

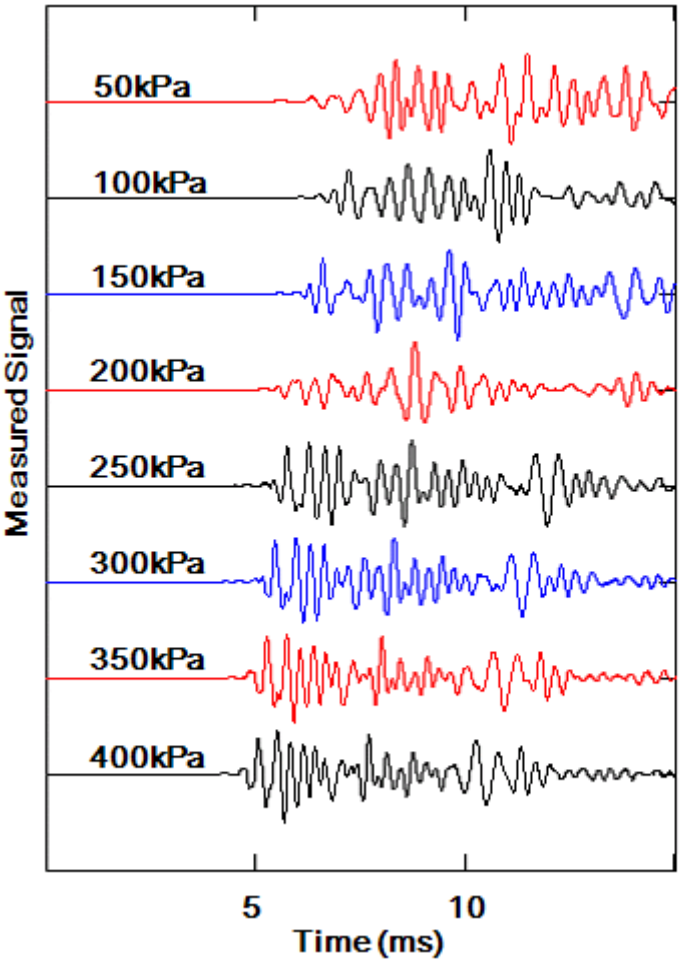


(a) Dr=40% (V_{HH})

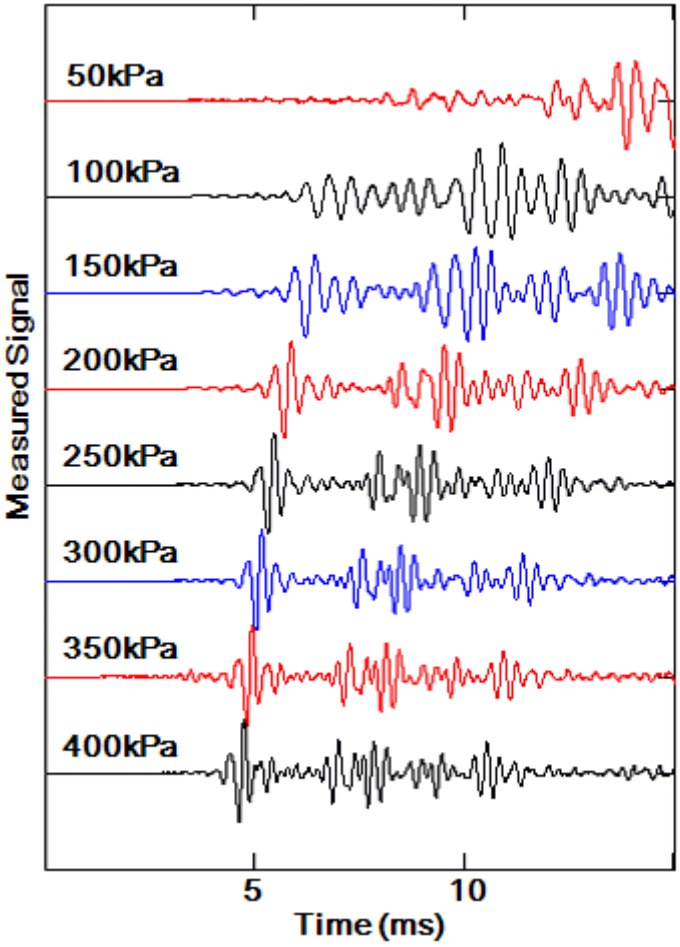


(b) Dr=80% (V_{HH})

<그림 4-5-1a> 구속응력에 따른 대표적인 S-wave signal (부산사)

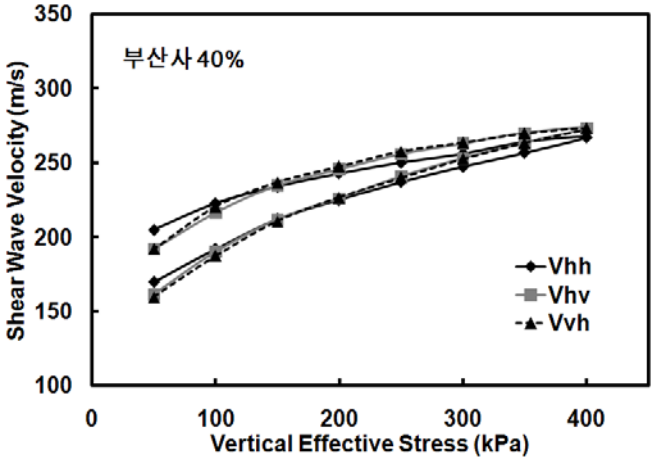


(a) Dr=40% (V_{HH})

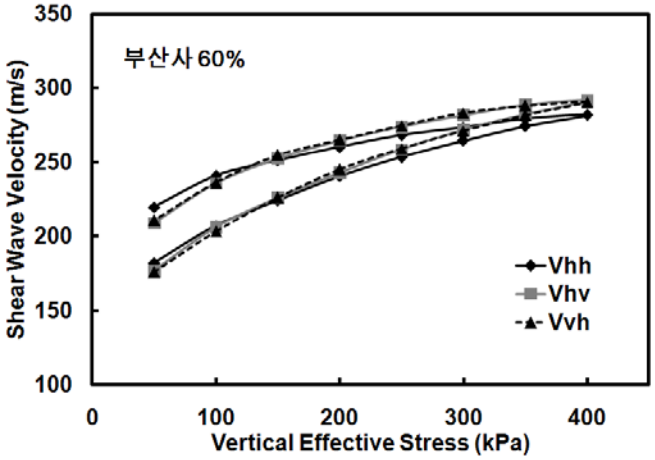


(b) Dr=80% (V_{HH})

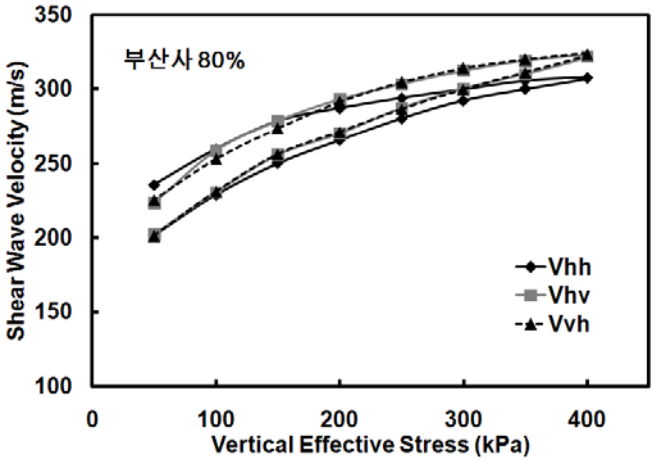
<그림 4-5-1b> 구속응력에 따른 대표적인 S-wave signal (K-7)



(a) 부산사 Dr=40%

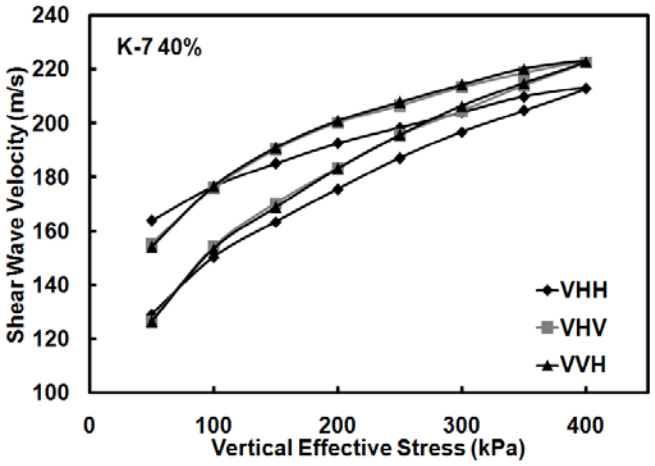


(b) 부산사 Dr=60%

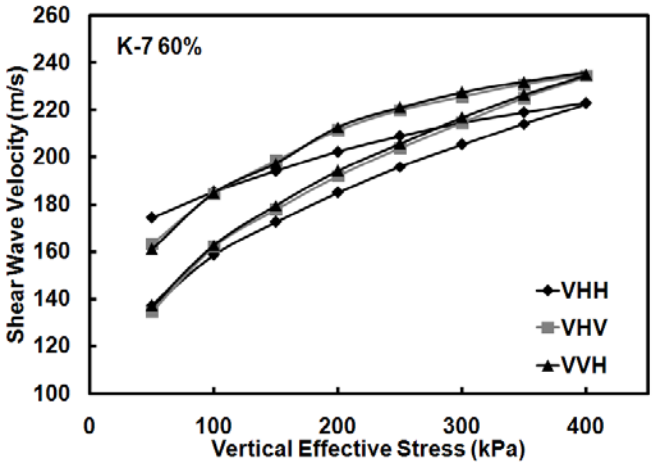


(c) 부산사 Dr=80%

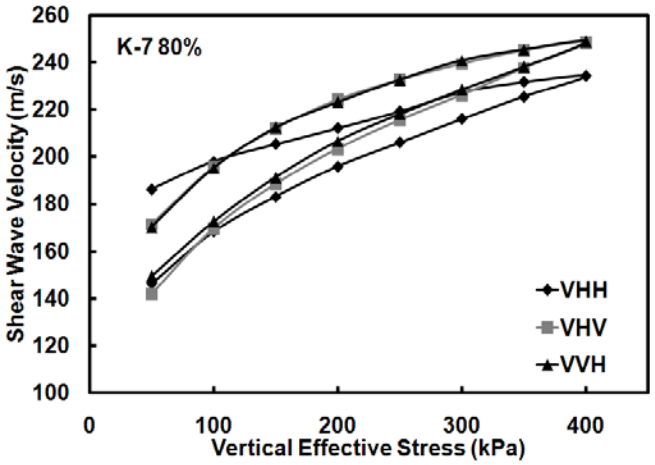
<그림 4-5-2a> 상대밀도와 구속압에 따른 전단파 속도 (부산사)



(a) K-7 Dr=40%



(b) K-7 Dr=60%



(c) K-7 Dr=80%

<그림 4-5-2b> 상대밀도와 구속압에 따른 전단파 속도 (K-7)

(2) α, β method

모세관 현상을 무시할 수 있는 경우, 유효응력이 비고결화된 흙의 전단탄성계수를 지배한다. 전단탄성계수는 전단파의 속도와 관련되며, 전단파의 속도는 파가 전파되는 방향과 입자가 움직이는 방향의 유효응력의 영향을 받게 된다(Rosler 1979; Knox 등 1982; Yu & Richart 1984). 유효응력의 항으로 표시되는 전단파속도는 식 4-5-2와 같다.

$$V_s = \alpha(\frac{\sigma_0'}{P_a})^\beta = \alpha(\frac{\sigma_p' + \sigma_m'}{2P_a})^\beta \qquad \text{식 4-5-2}$$

. 여기서, $\sigma_0' = (\sigma_p' + \sigma_m')/2$

σ_p' : 파가 전파되는 방향의 유효응력

σ_m' : 입자가 움직이는 방향의 유효응력

(가) 배경이론

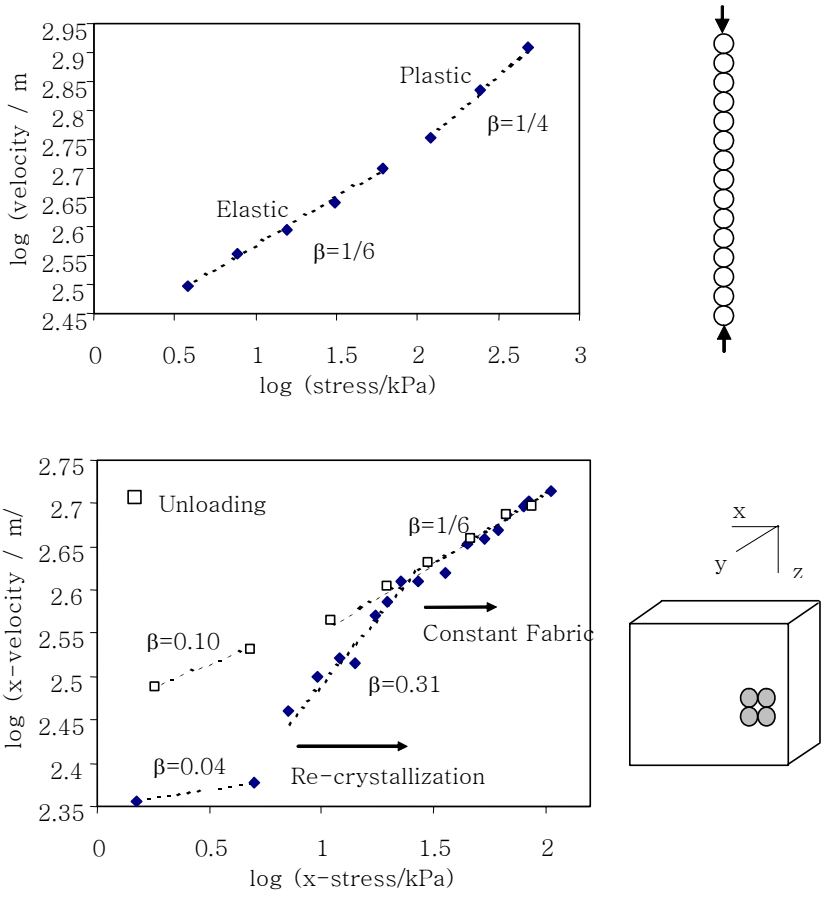
① β 인자의 해석

β인자는 입상 매질(particulate material)의 접촉 특성(입자크기, 입자모양, 입자들의 구조)에 따라 결정된다. 이상적인 고체의 경우는 β = 0을 나타내는데 이는 유효응력에 관계없는 전단파 속도를 가진다는 것을 의미한다. 또한 고결된 흙(cemented soil)의 경우도 유효응력의 증가에 따른 입자사이의 접촉면의 증가가 없으므로 유효응력의 영향을 거의 받지 않아 $\beta \approx 0$의 값을 보인다. 일찍이 Hertz는 낮은 구속응력하의 탄성체에서는 β=1/6으로 보았다(Hertz 1881). 이를 Hertzian 모델이라고 하며, 이 모델은 20세기 중반에 연구했던 변형률보다 더 작은 미소변형률을 만들어낸다. 반면, 입자간의 전기적인 힘은 더욱 큰 등가유효응력을 만들어 내고 전기적인 힘을 무시할 수 있는 탄성적 구형입자의 경우보다 더 큰 유효접촉면적을 만들어낸다. 따라서 쿨롱의 힘 또는 DLVO힘과 같은 전기적인 힘에 의해 영향을 많이 받는 입자의 β값은 탄성적 구형입자를 가진 β값보다 더 큰 값을 나타낸다. β는 접촉효과에

의해 제어되기 때문에 이론적으로 β의 값을 예상할 수 있다(표 4-5-3).

<표 4-5-3> β 에 대한 예 (Santamarina et al. 2001; Lee et al. 2005)

값	예
β = 0	이상적 강체의 경우
$\beta \approx 0$	고결상태의 흙(cemented soil)의 경우 (고결 상태가 깨지지 않는 범위내에서)
β = 1/6	Herzian 접촉의 경우(탄성적 구형 입자)
β = 1/4	콘과 평면이 만드는 접촉의 경우(거친 입자나 각진 입자) 접촉항복(contact yield)이 변형하는 구형 입자의 경우
β = 3/4	쿨롱(Coulomb)의 힘에 의해 좌우되는 접촉의 경우(점토)
β = variable	전기적인 DLVO 힘에 의해 좌우되는 접촉에서는 입자간 거리에 따라 변화.



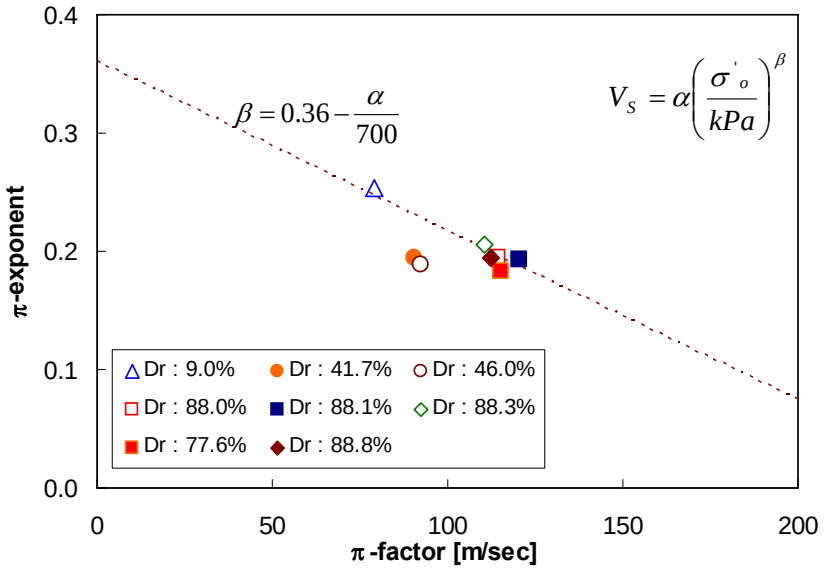
<그림 4-5-3> 속도-응력에서 β 요소

② α 인자의 해석

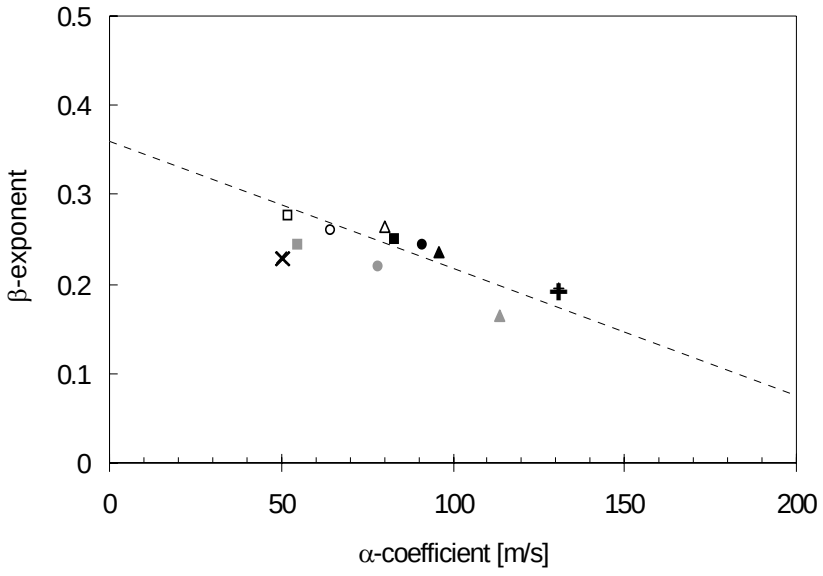
α의 의미는 regular packing에 대한 식으로부터 유추할 수 있다. 전단파속도 식에서 응력을 제외하고 다른 factor들은 모두 α를 구성한다. 따라서 α 인자는 packing의 형태(i.e., 간극률과 coordination number), 입자를 만드는 재료의 특성, 입자간의 접촉 거동, 구조 변화에 관계된다.

③ 기존 시험 결과

다음 그림 4-5-4는 모래부터 점토까지의 다양한 입자 재료들에 관한 α와 β값들을 보여준다. 일반적으로 입자들이 더 단단해지고 다짐 정도가 커질수록, 고결화(cemented)가 될수록 α의 값은 커지며 β의 값은 작아진다. 또한 소성지수가 증가할수록, 입자가 부서지기 쉬울수록 β의 값은 커지고 α의 값은 감소한다. 선행하중(preloading)이나 aging은 반대의 효과를 가져 온다.

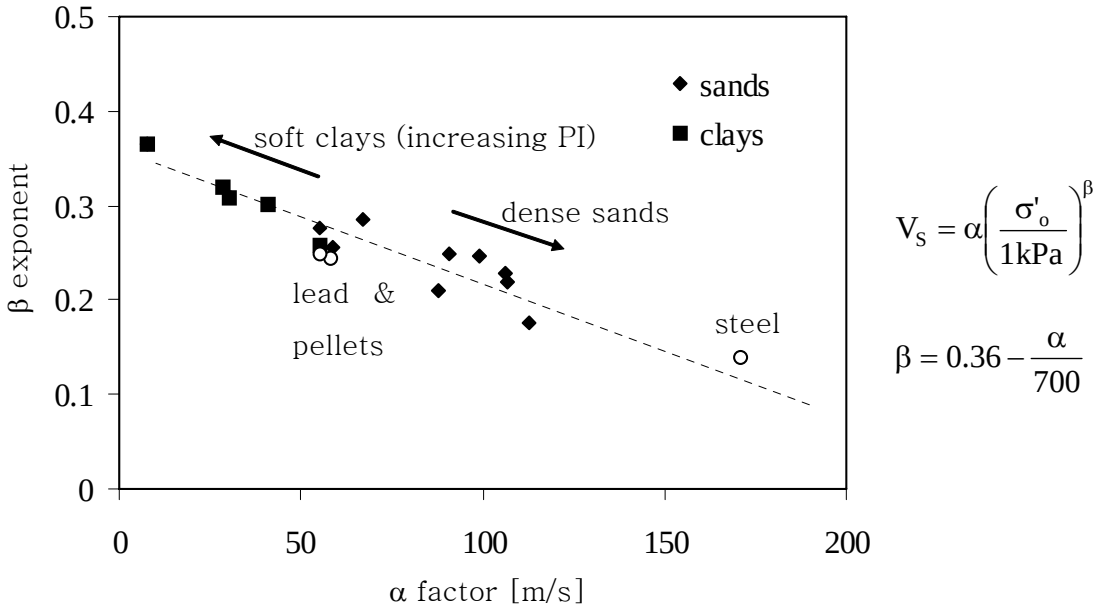


(a) Typical values for and coefficients of Nevada sand



구 분		Mica content		
		1%	5%	10%
Lmica/Dsand	0.3	▲	●	■
	1	△	○	□
	3	▲	●	■
Extrem Value	+:100% Sand		× :100%Mica	

(b) sand-mica mixture



(c) 다양한 재료에 따른 α 와 β의 실험 결과값

<그림 4-5-4> 다양한 α 와 β의 실험 결과값 (Santamarina 등 2001; Lee 2005)

그림 4-5-4에 의해 다양한 흙에서의 α 와 β의 관계식은 식 4-5-3으로 표현된다.

$$\beta \approx 0.36 - \frac{\alpha}{700} \qquad \text{식 4-5-3}$$

α는 입자 특성의 효과와 packing의 효과를 분리하여 고려하면 편리하다. 동일한 시료를 서로 다른 간극률로 준비하여 측정된 전단파 속도들을 비교하면 속도-응력의 지수관계는 식 4-5-4로 표현된다.

$$V_s = AF_e(\frac{\sigma'_0}{1kPa})^{\beta} \quad \text{(조립질 흙)} \qquad \text{식 4-5-4}$$

여기서, 간극비 균일화 계수(void ratio homogenization factor) F_e 는 다음과 같다.

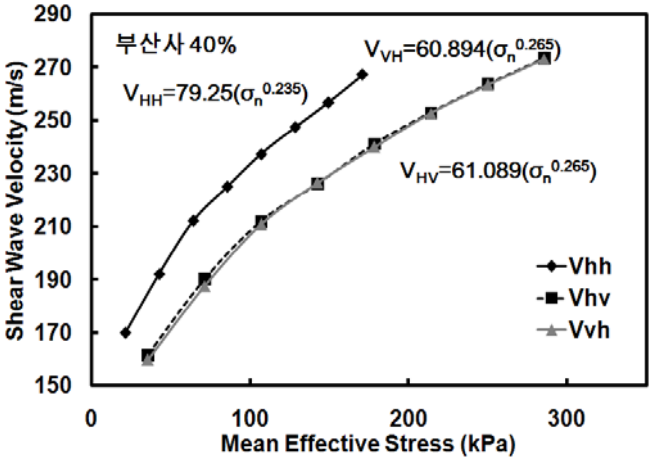
$$F_e = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \quad \text{(둥근 입자)} \qquad \text{식 4-5-5}$$

$$F_e = \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \quad \text{(각진 입자)} \qquad \text{식 4-5-6}$$

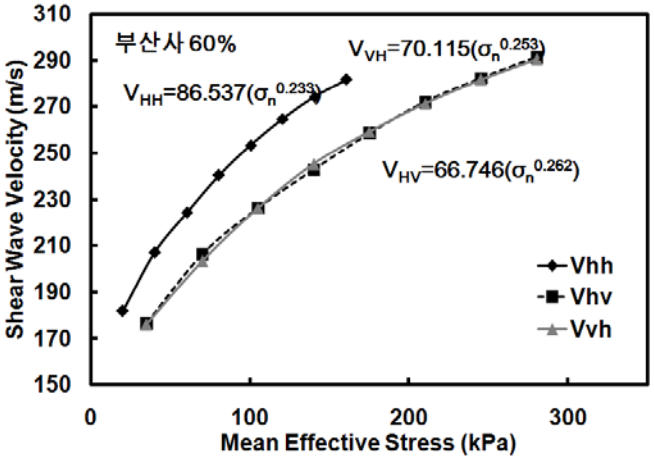
주어진 흙에 대해서 적당한 관계식이 사용되면 다른 간극비와 간극률을 가진 같은 흙 시료로부터 얻은 속도-응력 데이터는 같은 경향으로 붕괴된다. 즉, 등방으로 재하 된 모래의 경우에는 공극비의 변화를 최소화하려 하며 속도-응력관계는 최초 구조형태와 연관이 있다.

(나) 부산사와 K-7의 α-β 관계

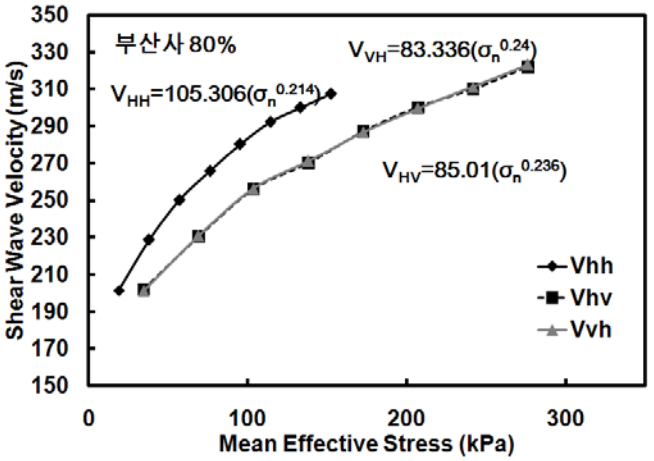
부산사와 K-7의 α-β 관계를 알아보기 위하여, 평균유효응력에 따른 전단파 속도를 도시하면 그림 4-5-5와 같다.



(a) 부산사 Dr=40%

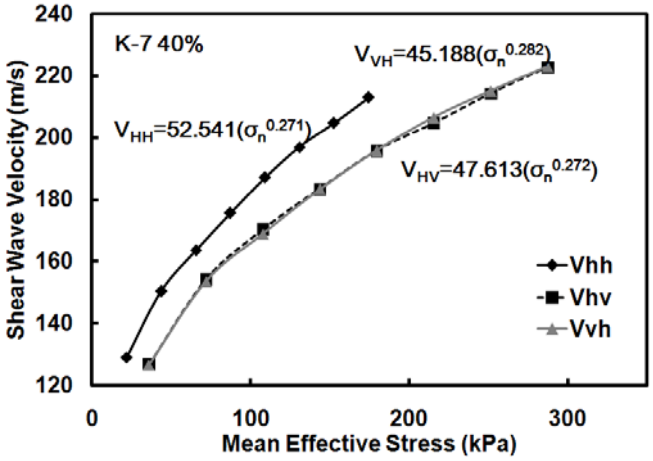


(b) 부산사 Dr=60%

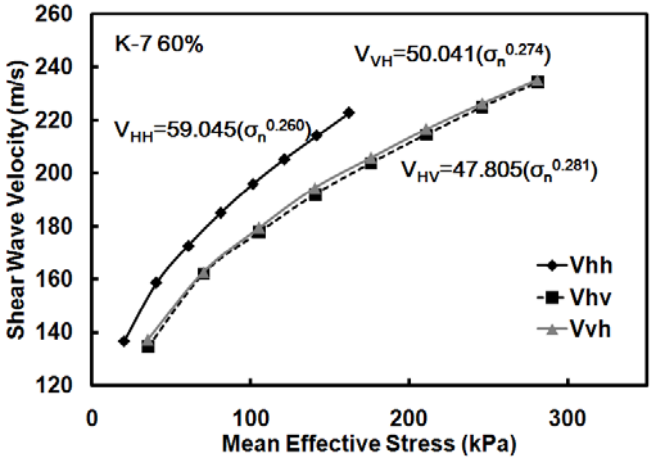


(c) 부산사 Dr=80%

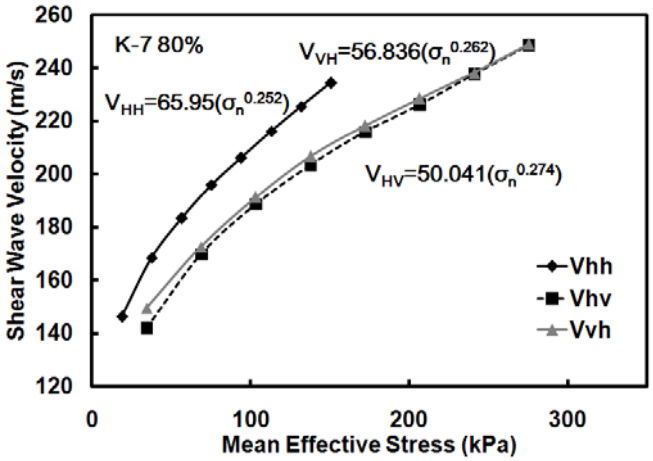
<그림 4-5-5a> 부산사의 상대밀도와 평균유효응력에 따른 α, β값



(a) K-7 Dr=40%



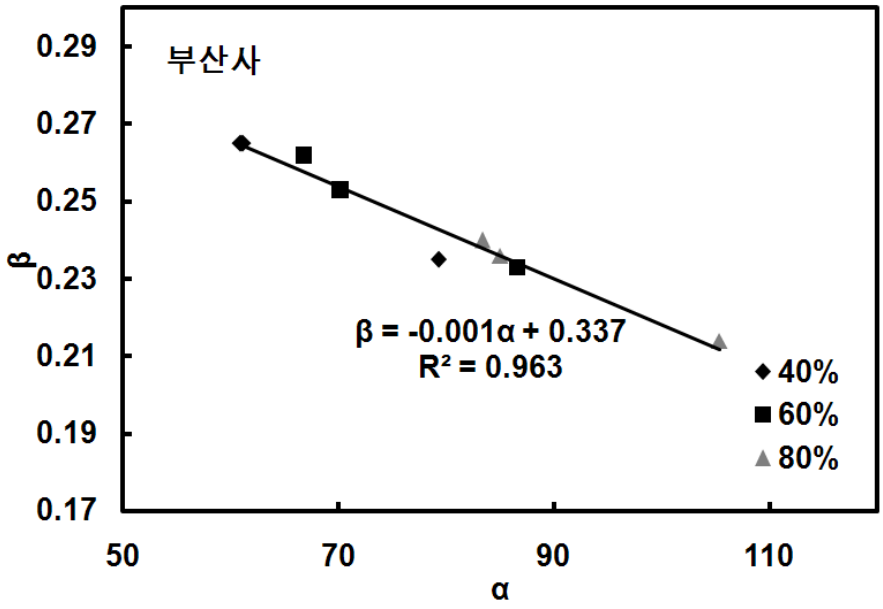
(b) K-7 Dr=60%



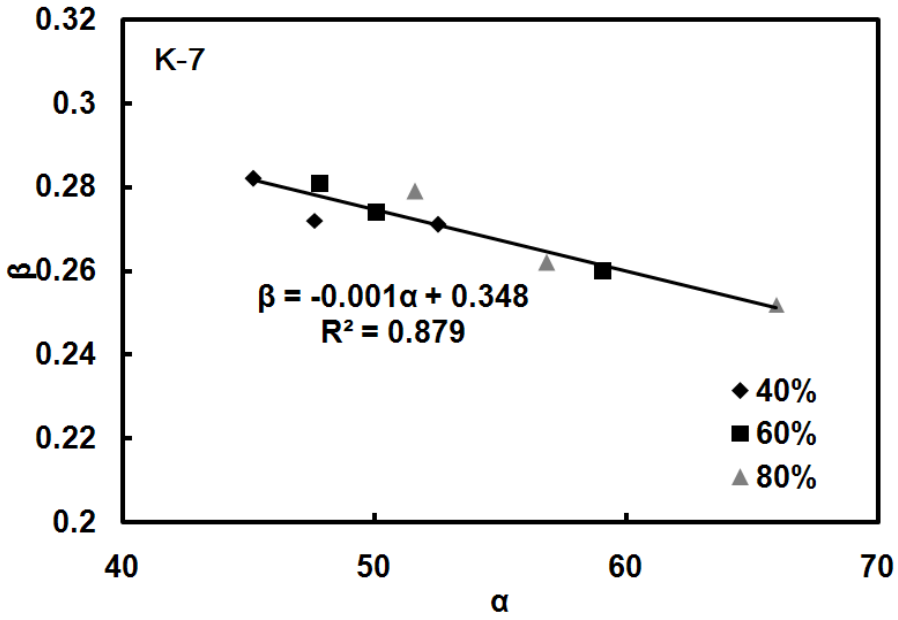
(c) K-7 Dr=80%

<그림 4-5-5b> K-7의 상대밀도와 평균유효응력에 따른 α, β값

이 결과를 근거로 부산사와 K-7의 α-β 관계를 그림 4-5-6과 같이 나타냈다. 그림과 같이 두 시료 모두에서 α-β관계는 구속압과 상대밀도와 무관하게 동일 직선상에 존재하였다.



(a) 부산사

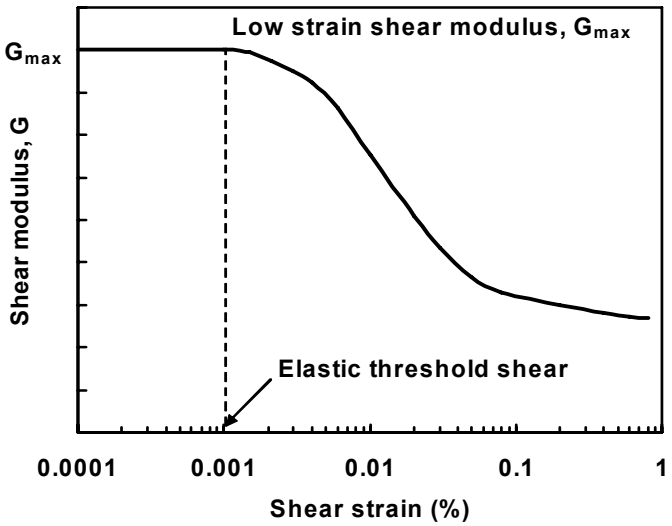


(b) K-7

<그림 4-5-6> 부산사와 K-7의 α-β 관계곡선

(3) 최대전단탄성계수

흙의 전단탄성계수 G는 전단응력(τ)과 전단변형률(ɣ)의 비로 정의된다. 그림 4-5-7에서와 같이 탄성영역(elastic threshold)을 초과하는 대변형 영역에서는 변형률이 커짐에 따라 전단탄성계수가 감소하지만, 10^{-3}% 이하의 미소변형(small strain)에서는 그 값이 일정한 것으로 알려져 있으며, 그 값을 최대 전단탄성계수(maximum shear modulus, G_{max} 또는 G_0)라고 한다.



<그림 4-5-7> 최대 전단탄성계수

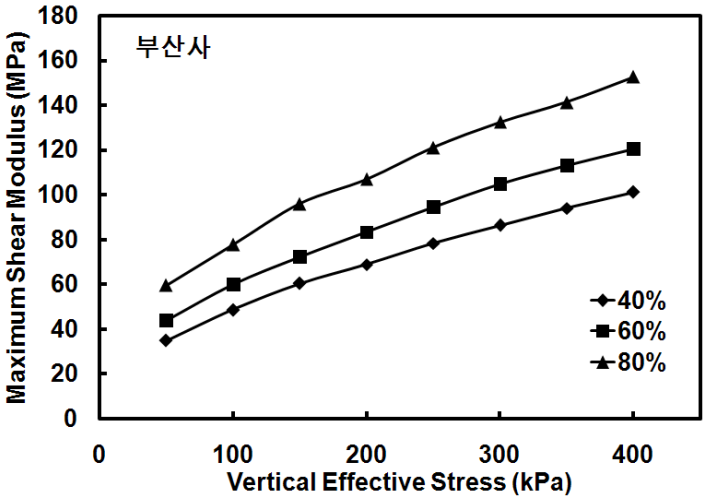
흙의 최대 전단탄성계수는 동적하중에 대한 흙의 저항력을 평가할 수 있는 주요 지반정수 중 하나로써 주로 흙의 전단파속도(Vs)와 밀도(ρ)를 측정하여 식 4-5-7에 의해 결정된다.

$$G_{\max} = V_s^2 \times \rho \qquad \text{식 4-5-7}$$

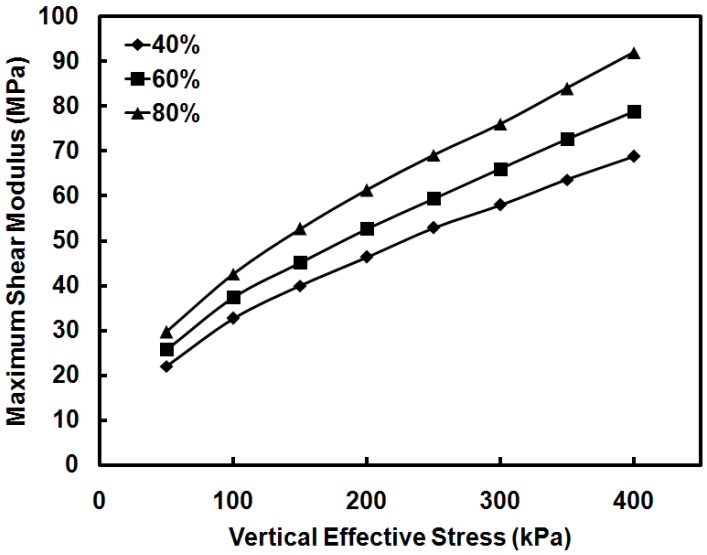
현장 시료의 전단파속도를 직접 측정하는 방법이 흙의 전단탄성계수를 결정하는 가장 신뢰성 높은 방법이기는 하나, 이는 다양한 측정장비와 더불어 많은 축적된

경험을 필요로 한다. 따라서 이를 대신하여 공진주시험(resonant column test)이나 벤더엘리먼트 등과 같은 실내시험을 통한 방법이나, 표준관입시험이나 콘관입시험 등의 현장시험을 통한 간접적인 추정법이 주로 사용된다.

다음 그림 4-5-8은 V_{HV}를 사용하여 부산사와 K-7의 최대 전단탄성계수를 도시한 결과이다. 전단파속도의 경향과 유사한 형태를 나타냈으며, 상대밀도와 연직응력이 증가함에 따라 최대 전단탄성계수도 증가하였다.



(a) 부산사



(b) K-7

<그림 4-5-8> 부산사와 K-7의 구속압과 간극비에 따른 최대 전단탄성계수

(4) 전단파시험 결과의 활용

(가) 구속압과 간극비에 따른 부산사와 K-7의 최대 전단탄성계수

미소변형률 상태 (약 10^{-3}% 보다 작을 시)에서 최대전단탄성계수(G_{max})는 흙의 동역학적 거동이나 강도를 좌우하는 가장 중요한 요소이다. 이런 최대전단탄성계수는 여러 시험을 통해 결정될 수 있다.
많은 연구자들이 다양한 하중조건 하에서 사질토의 응력(stress)-변형률(strain)간의 관계를 연구해왔다. 이런 연구의 초기단계에는 Seed & Idriss (1970), Hardin & Drnevich (1972a, 1972b), Sherif & Ishibashi(1976), Seed et al. (1986) 등에 의해 연구되어 왔다. 최근에 들어서는 cyclic triaxial, cyclic shear, cyclic torsional shear, resonant column test 등 흙의 동역학적 거동을 관찰할 수 있는 시험방법들을 통해 Ishibashi & Zhang (1993), Lo Presti et al. (1997), Wichtmann & Triantafyllidis (2004) 등의 연구가 진행되어 졌다.
이번 연구에서는 벤더엘리먼트 시험을 통해 최대전단탄성계수를 결정하였으며, 실제 시험결과와 기존 제안식들과의 관계를 비교하고자 한다.

① 기존 연구

1960년대부터, 많은 연구자들에 의해 사질토의 전단탄성계수를 결정하는 방법들이 연구되었다. 사질토의 전단탄성계수에 가장 큰 영향을 미치는 인자로는 유효응력, 변형률의 크기, 간극비 등이 있다고 알려져 있고(Hardin & Richart,1963 ; Hardin & Drnevich,1972a), 포화도, 입자크기, 수평응력 등은 상대적으로 영향이 작다고 알려져 있다(Hardin & Drnevich, 1972a). 기존 연구들은 대부분 공진주시험이나 비틂전단시험을 이용하여 최대전단탄성계수를 구하였고, 기존 제안식들은 다음과 같다.

a. Hardin & Drnevich (1972)

$$\frac{G_{\max}}{P_a} = 321 \times \frac{(2.97-e)^2}{1+e} \times OCR^M \times \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^N \qquad \text{식 4-5-8}$$

여기서, e : void ratio (≤2.0)

M : PI에 따른 지수 (0 ~ 0.5)

N : 0.5 (대부분의 사질토와 점토층에 적용)

σ'_m : 평균유효응력

Pa : 대기압 (100kPa)

b. Hardin & Blandford (1989)

$$G_{\max} = \frac{S}{F(e)\times 2(1+\nu)} P_a^{1-m} \times (\sigma'_1 \times \sigma'_3)^{m/2} \qquad \text{식 4-5-9}$$

여기서, σ'_1 / σ'_3 : 수직 / 수평 유효응력

v : 포아송비

m : 0.5 (사질토의 경우 적용)

S : 경험적인 무차원의 강도 상수 (보통 1200~1400)

F(e) : 0.3+0.7e2 (간극비의 함수)

c. Iwasaki et al. (1978)

$$G_{\max} = 225 \times \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \times (\sigma'_m)^{0.5} \qquad \text{식 4-5-10}$$

여기서, σ'_m : 평균유효응력

단위 : MPa

d. Lo Presti et al.(1997)

$$G_{\max} = C \times^* F(e) \times (p_a)^{1-m} (p')^m \qquad \text{식 4-5-11}$$

여기서, p′ : 등방 연직유효응력 (isotropic effective confinement pressure)

Pa : 대기압 (100kPa)

F(e) : e-x (간극비의 함수)

C,m,x : 실험적으로 결정되는 상수

		C	n	x
→	Toyoura sand	724	0.45	1.3
	Quiou sand	708	0.62	1.3

e. S.Altun & A.B.Goktepe (2006)

$$G_{\max} = 567 \times e^{-1.28} \times p_a^{0.51} \times \sigma_m^{0.49}$$ 식 4-5-12

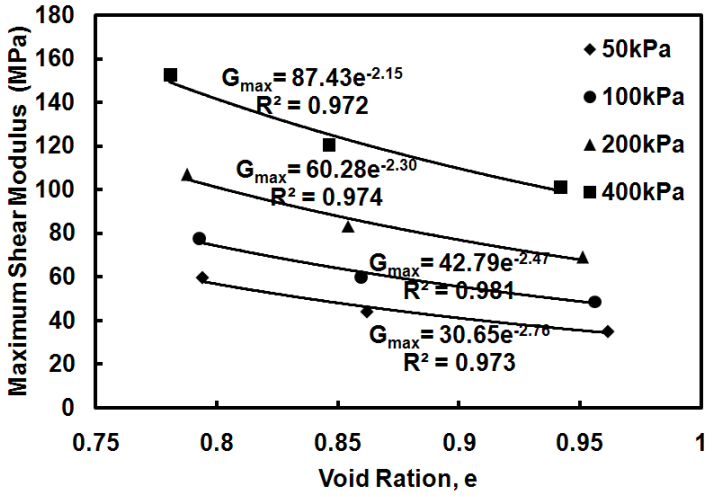
여기서, σ′m : 평균유효응력

단위 : kPa

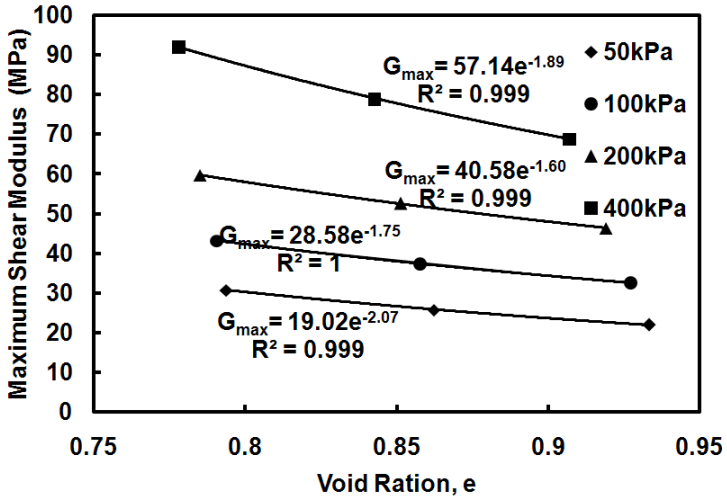
② 벤더엘리먼트 시험을 통한 부산사와 K-7의 전단탄성계수 변화

앞서 서술한 바와 같이 다양한 상대밀도(40, 60, 80%)와 연직응력(50~400kPa)하에서 일련의 벤더엘리먼트 시험을 실시하였으며, 식 4-5-1을 이용하여 전단파속도를 계산하고, 4-5-7을 이용하여 최대 전단탄성계수를 계산하였다.

그림 4-5-9는 구속압과 간극비의 변화에 따른 부산사와 K-7의 최대 전단탄성계수이다. 간극비가 증가함에 따라 최대 전단탄성계수는 감소하였으며, 동일한 간극비에서도 구속압이 증가함에 따라 G_{max}는 증가하였다. 동일 구속압 상에서 최대 전단탄성계수는 간극비의 함수로 표현이 가능하였다.



(a) 부산사



(b) K-7

<그림 4-5-9>구속압 별 간극비에 따른 최대전단탄성계수 변화

③ 구속압과 간극비에 따른 부산사와 K-7의 최대 전단탄성계수 검토

앞서 언급한 바와 같이 사질토의 전단탄성계수는 주로 구속압과 간극비에 영향을 받게 된다. 많은 연구자들에 의해 유효응력, 간극비 등의 함수를 사용하여 사질토의 전단탄성계수를 결정하는 방법들이 연구되었다. 특히 Iwasaki 등(1978)은 비틂전단시험(torsional shear test)으로부터 Toyoura sand의 최대 전단탄성계수를 식 4-5-10과 같이 추정하였으며, 또한 Lo Presti 등(1997)은 공진주시험과 비틂전단시험을 통해 Toyoura sand의 최대 전단탄성계수를 식 4-5-11과 같이 추정하였다.

그림 4-5-10은 상대밀도 80%인 부산사와 K-7의 연직유효응력에 따른 최대 전단탄성계수로써, 실험에 의해 결정된 값과 식 4-5-10과 11에 의해 추정된 값을 비교한 결과로써, 제안식에 의한 추정값은 실제 시험결과와 부산사의 경우 약 8~12%의 오차가 발생하였지만 K-7의 경우 더욱 큰 오차가 발생하였다. 또한 동일한 시료에 대해 행해진 2가지 제안식도 각기 다른 값을 제시하였는데 이는 검토결과, 사질토의 최대 전단탄성계수는 시험방법과 하중재하상태(등방 혹은 K_0압밀하중), 그리고 시료 물성치에 따라 다르게 나타나기 때문으로 판단된다.

부산사와 K-7의 응력과 간극비에 따른 최대 전단탄성계수를 정확히 파악하기 위해, 그림 4-5-11과 같이 간극비의 함수(F(e))로 정규화된 G_{max}와 응력과의 관계를 나타내었다. 상대밀도에 따른 G_{max}와 하중과의 관계를 상대밀도와 무관하게 하나의

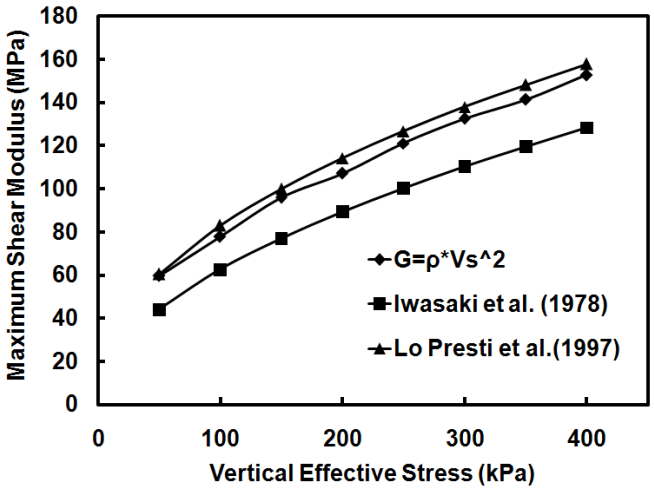
식으로 표현할 수 있도록 회귀분석 하였으며, 그 결과 간극비의 함수로 정규화 시킬 경우, 식 4-5-13과 같은 상관관계가 성립되었다. 또한 Lo Presti 등(1997)이 제안한 식 4-5-11과 유사하게 식 4-5-14로 표현이 가능하였다.

$$G_{\max} = 5.59 \times e^{-1.95} \times \sigma_v^{0.461} \quad (\text{부산사, MPa 단위})$$
$$G_{\max} = 3.136 \times e^{-1.95} \times \sigma_v^{0.51} \quad (\text{K-7, MPa 단위})$$

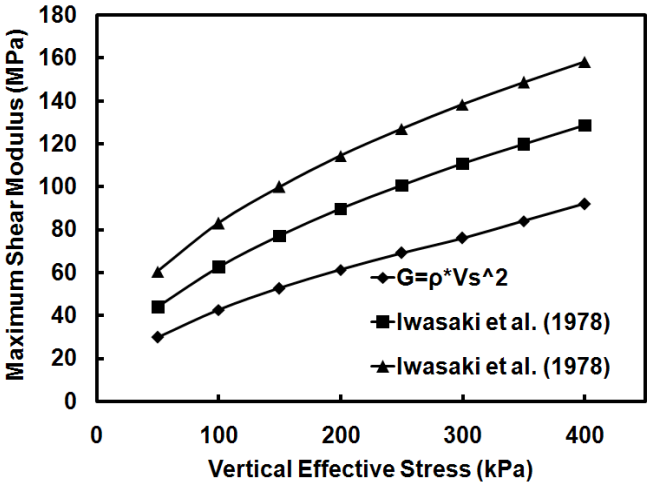
식 4-5-13

$$G_{\max} = 467.1 \times e^{-1.95} \times P_a^{0.539} \times \sigma_v^{0.461} \quad (\text{부산사, kPa 단위})$$
$$G_{\max} = 328.38 \times e^{-1.95} \times P_a^{0.49} \times \sigma_v^{0.51} \quad (\text{K-7, kPa 단위})$$

식 4-5-14

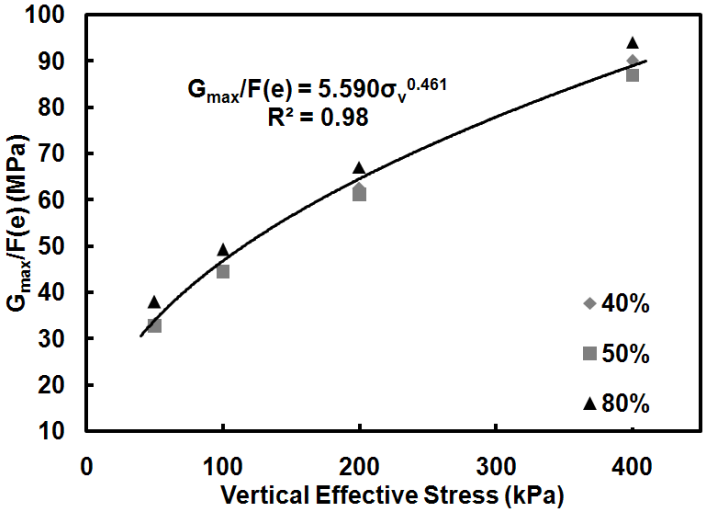


(a) 부산사

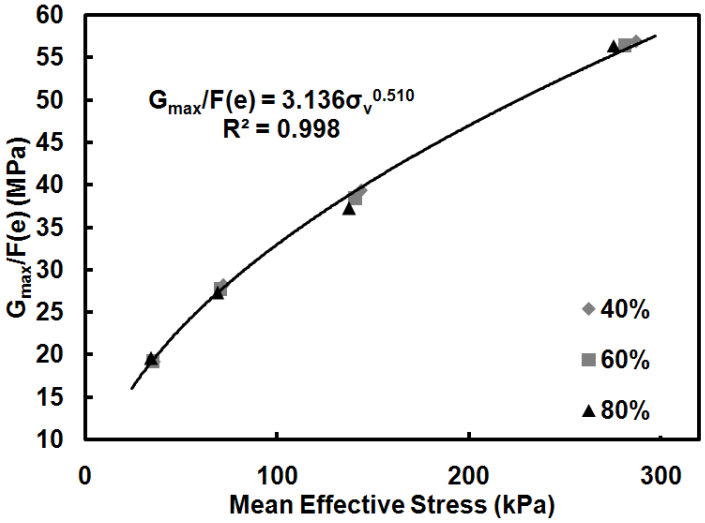


(b) K-7

<그림 4-5-10> G_{max}의 기존 제안식과 실제 시험 결과의 비교 (80% 경우)



(a) 부산사



(b) K-7

<그림 4-5-11> 간극비의 함수로 정규화 시킨 G_{max}와 연직유효응력과의 관계

④ 구속압과 간극비에 따른 부산사와 K-7의 최대 전단탄성계수 제안

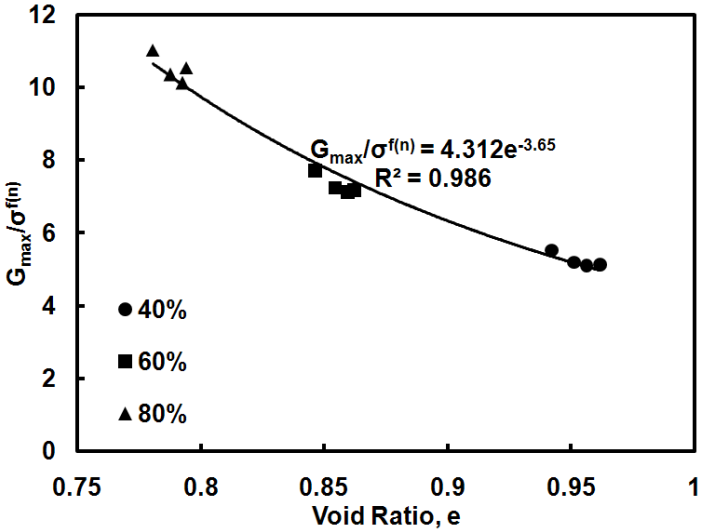
기존 연구들을 기초로 제시한 식 4-5-13~14는 실제 현장에서 사용하기에는 실험적으로 결정해야 하는 변수가 많아서 그 적용성에 있어서는 한계가 있을 것으로 판단하여, 그림 4-5-12와 같이 최대 전단탄성계수를 응력의 항(응력의 간극률 함수)으로 정규화 시킨 후, 간극비와의 관계로 나타내었으며, 식 4-5-15와 같은 추정식이 결정되었다. 식 4-5-15에 의해 추정된 부산사의 최대 전단탄성계수는 기존 제안식에 근거한 식 4-5-13과 14로부터 추정된 최대 전단탄성계수와 비슷한 결정계수를 가지는 것으로 나타났다.

$$G_{\max} = 4.312 \times \sigma^{f(n)} \times e^{-3.65} \quad (\text{부산사, MPa 단위})$$

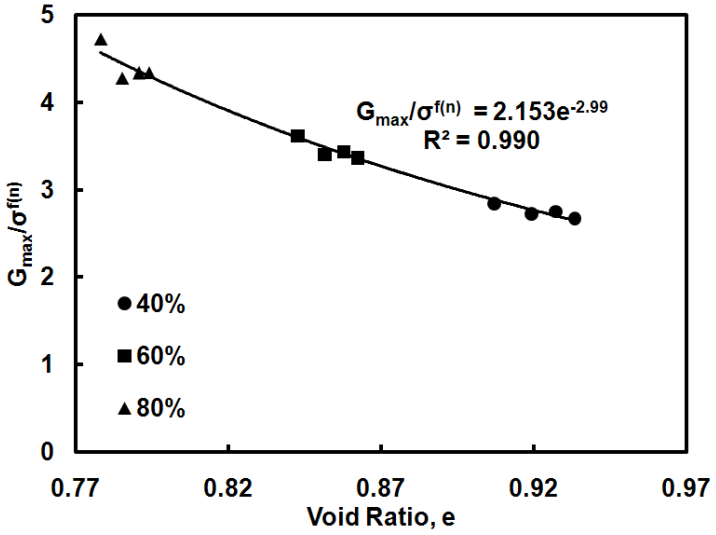
$$G_{\max} = 2.153 \times \sigma^{f(n)} \times e^{-2.99} \quad (\text{K-7, MPa 단위})$$

식 4-5-15

여기서 f(n)은 간극률(n=e/(1+e))의 함수로써 n^a을 나타낸다. 기존의 시험 결과(Toyoura sand, Quiou sand, Ottawa sand)를 바탕으로 위의 관계식을 적용한 결과를 통해 a는 입자의 특성(압축성, 입경 등)에 따라 0.7~1.0의 값을 적용하였을 경우 양호한 관계를 나타냈으며, 부산사의 경우는 1.0, K-7의 경우는 0.85의 값을 적용하였다.



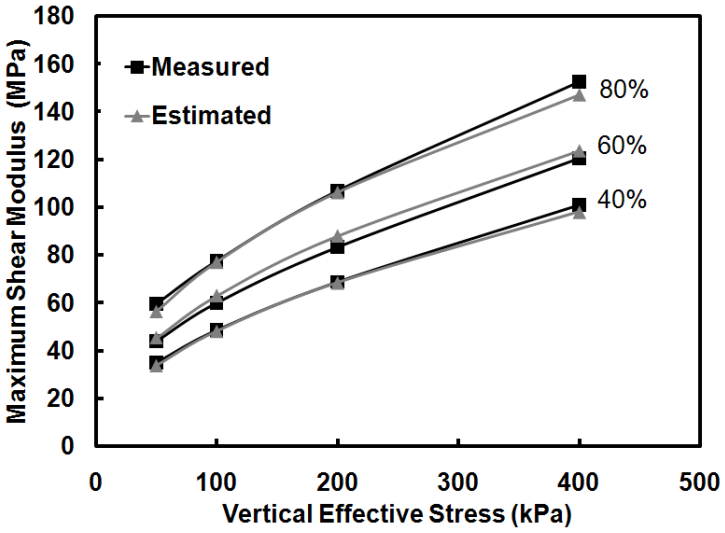
(a) 부산사



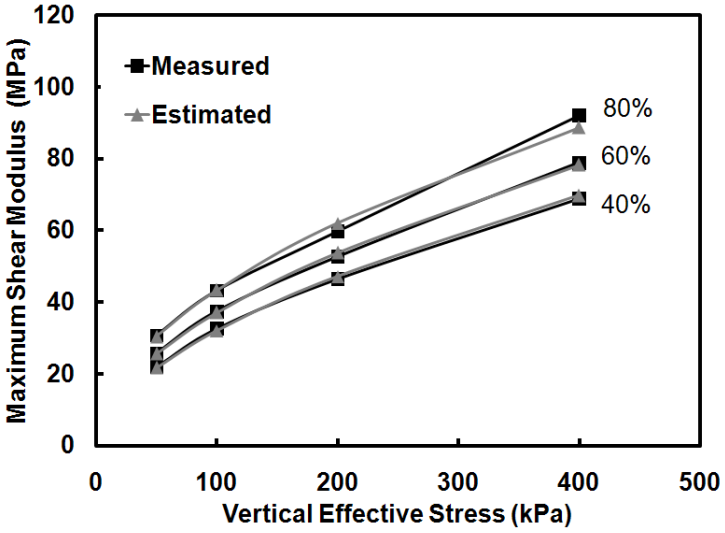
(b) K-7

<그림 4-5-12> 응력의 항으로 정규화 시킨 G_{max}와 연직유효응력과의 관계

다음 그림 4-5-13은 간극률 개념을 도입하여 제안된 식 4-5-15로부터 추정된 G_{max}와 실험에 의해 결정된 G_{max}를 비교한 결과이다. 식 4-5-15는 최대 4.5%의 편차이내에서 부산사와 K-7의 최대 전단탄성계수를 양호하게 추정하였다.



(a) 부산사



(b) K-7

<그림 4-5-13> G_{max}의 시험값과 추정값의 비교

(나) 전단파속도를 이용한 부산사의 State Parameter 추정

간극비와 유효응력의 함수로 정의되는 사질토의 초기상태는 대변형률 상의 거동을 예측하는 지표로도 사용된다. Robertson 등(1995)에 의하면 전단파속도와 간극비와 평균유효응력 간의 관계는 초기상태와 한계상태에서 동일하다고 하였으므로, 전단파속도를 이용하여 대변형률 상의 거동을 예측하는 것은 적절하다 할 수 있다. 실내 시험결과 사질토의 전단파속도는 주로 유효응력과 간극비의 영향을 받게 된다. 이를 이용하여 부산사의 전단파속도를 정규화시켰으며, 그 결과를 이용하여 전단파속도를 간극비의 함수로 표현하였다. 배수 전단시험을 통해 한계상태정수를 도출하였으며, 이를 기초로 하여 이번 연구에서는 한계상태의 개념에 기초하여 부산사의 전단파 속도를 이용하는 방법에 대해 설명하고자 한다. 시험 결과 부산사의 대변형률 상의 거동은 전단파 속도를 통해 예측 가능함을 알 수 있었다.

① 부산사의 전단파속도 정규화

다음 식 4-5-16은 Hardin & Richart(1963)가 유효응력과 간극비의 함수로 전단파속도를 표현한 식이다. 이 식에서 하중은 kPa 단위이며, Vs는 m/s 단위이다. 제안한 식은 등방압의 하중이 가해진 상태에서 얻어진 결과이다. 이를 좀 더 발전시켜서 Rosler(1979)는 파의 진행방향과 진동방향을 구분하여 고려하는 다음과 같은 식 4-5-17을 제안하였다.

$$V_s = (m_1 - m_2 e) \times (p')^{0.25} \qquad \text{식 4-5-16}$$

$$V_s = (A - Be) \times (\frac{\sigma_a'}{P_a})^{ma} \times (\frac{\sigma_p'}{P_a})^{mb} \qquad \text{식 4-5-17}$$

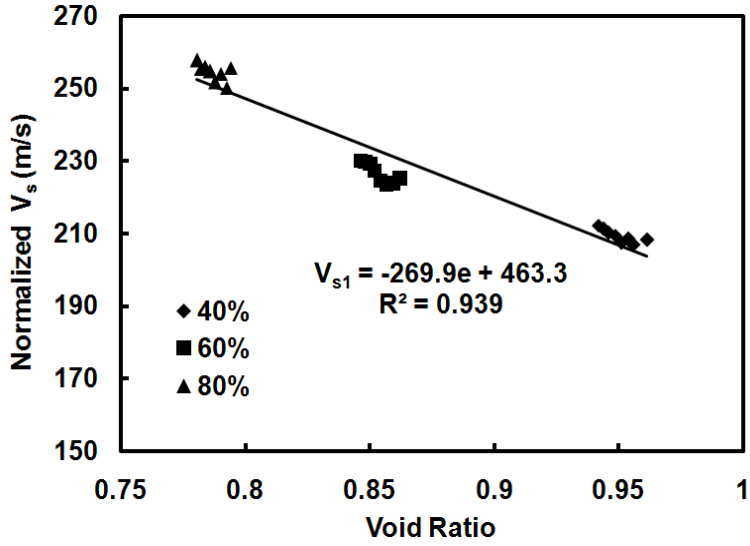
여기서, ma=mb=0.125 (Yu & Richart, 1984; Stokoe 등, 1985)

앞서 서술했던 상대밀도와 K_0 상재구속압에 따른 부산사의 전단파 속도를 Rosler(1979)의 제안식에 기초하여 다음 식 4-5-18과 같이 표현하였다. 평균주응력

($p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$)을 사용하여 Rosler의 제안식을 간소화하였으며, 상관관계를 높이기 위하여 회귀분석을 통해 간극률의 개념을 도입하였다. 이 식에서 A=463.3, B=269.9의 값을 나타내었다.

$$V_s = (A - Be) \times (\frac{p'}{P_a})^{0.5n} \qquad \text{식 4-5-18}$$

그림 4-5-14는 식 4-5-18에서 평균주응력의 항으로 정규화된 전단파속도 ($V_{s1} = V_s \times (\frac{P_a}{p'})^{0.5n}$)와 간극비와의 관계를 나타낸다. 결정계수는 0.939로써 비교적 양호한 상관관계를 나타낸다.



<그림 4-5-14> 부산사의 간극비에 따른 정규화된 전단파속도

② 부산사의 전단파속도를 이용한 현장상태 평가

사질토의 상태정수를 나타내는 Ψ는 동일구속압 상에서 현장상태의 간극비와 한계상태의 간극비의 차이를 의미한다(식 4-5-19). 식 4-5-17을 변형하여 간극비에 대

한 함수로 표현하면 식 4-5-20과 같이 현재상태의 간극비가 된다. 따라서 상태정수의 정의에 의해 다음 식 4-5-21과 같이 전단파속도를 이용하여 상태정수를 표현할 수 있다(P.K.Robertson 등, 1995). 하지만 식 4-5-21은 응력항이 동일하지 못하여 식의 사용성에 문제가 있으며, 식 4-5-18과 같이 간극률의 개념을 사용하였을 때 전단파속도와 간극비 간에 더 양호한 상관관계가 나타났으므로, 다음 식 4-5-22와 같이 개선된 상관식을 제안하였다. 식 4-5-22는 상태정수를 정의하는 과정에서 응력항을 통일시킴으로써 제안식의 사용성을 개선하였으며, 지수의 항을 간극률의 개념으로 표현하여 더 높은 결정계수의 상관식을 얻을 수 있었다.

$$\psi = e - e_{cs}$$ 식 4-5-19

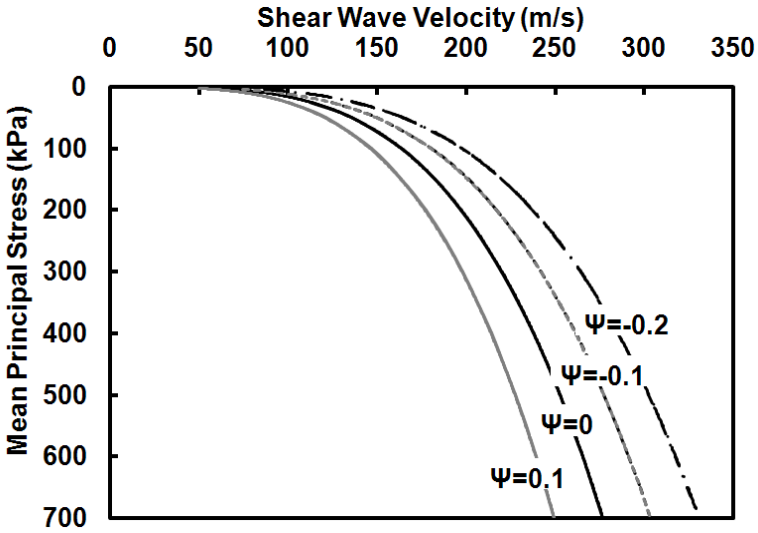
$$e = \frac{A}{B} - \frac{V_s (P_a)^{na+nb}}{B(\sigma_a')^{na} \times (\sigma_p')^{nb}}$$ 식 4-5-20

$$\psi = (\frac{A}{B} - \Gamma) - (\frac{V_s \times (P_a)^{na+nb}}{B \times (\sigma_a')^{na} \times (\sigma_p')^{nb}} - \lambda \times \log P')$$ 식 4-5-21

$$\psi = (\frac{A}{B} - \Gamma) - (\frac{V_s \times (P_a)^{0.5n}}{B \times (p')^{0.5n}} - \lambda \times \log p')$$ 식 4-5-22

위 식에서 A, B, Γ, λ는 주어진 흙에 따른 일정한 상수를 나타낸다. 따라서 식의 앞항을 나타내는 A/B-Γ 역시 상수를 나타낸다. 기존 연구에 의하면 사질토의 대변형률 상의 거동은 상태정수를 통하여 예측가능 하다고 하였다(Been & Jefferies, 1985). 따라서 위의 식 4-5-22를 이용하면, 전단파속도를 통한 사질토의 대변형률 상의 거동을 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

다음 그림 4-5-15는 식 4-5-22를 이용하여 상태정수(0.1, 0, -0.1, -0.2)에 따른 부산사의 전단파속도와 평균주응력과의 관계를 나타낸 것으로, ψ=0을 기준으로 부산사의 팽창 또는 수축거동(dilative or contractive behavior)을 예측할 수 있다.



<그림 4-5-15> 전단파속도와 평균주응력에 따른 상태정수

(다) 전단파속도를 이용한 부산사와 K-7의 단위중량 추정

① 배경이론

전단파속도를 사용하여 단위중량을 예측하는 방법은 많은 연구자들에 의해 발전되어 왔으며 Mayne and Rix(1993), Hagazy and Mayne(1995)에 의해 체계화되었다. 지반의 단위중량을 가장 정확히 아는 방법은 보링 후 Thin wall sample을 떠서 단위중량을 결정하는 방법이지만, 보링이 아닌 관입시험만이 현장시험으로 사용되었을 경우 이 방법은 여의치 않다. 전단파속도와 단위중량을 알고 있는 다양한 종류의 지반(암석, 자갈, 모래, 실트, 점토)에 대한 데이터를 종합하여 Mayne and Rix(1993), Hagazy and Mayne(1995)는 다음과 같은 관계식을 제안하였다.

$$\gamma = 0.277 + 0.648 \times \log(V_s)$$ 식 4-5-23

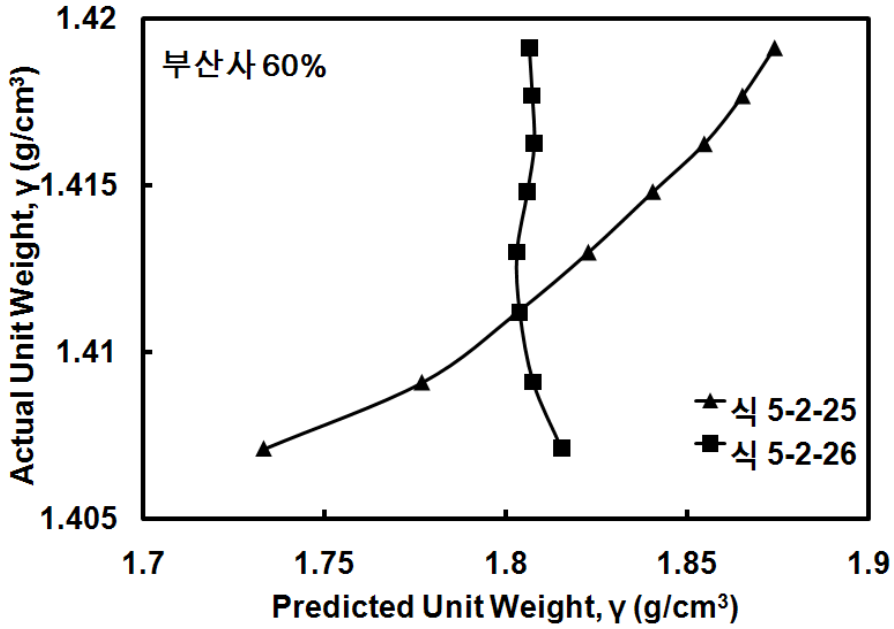
현장시험을 통해 얻을 수 있는 정수들은 대부분 연직응력이 증가함에 따라 그 결과값 역시 같이 증가하는 경향을 보인다. V_s역시 보통 연직응력이 증가함에 따라

증가하므로, 위의 식 4-5-25에 연직응력에 대한 요소를 추가함으로써 더 나은 상관식으로 발전시킬 수 있다.

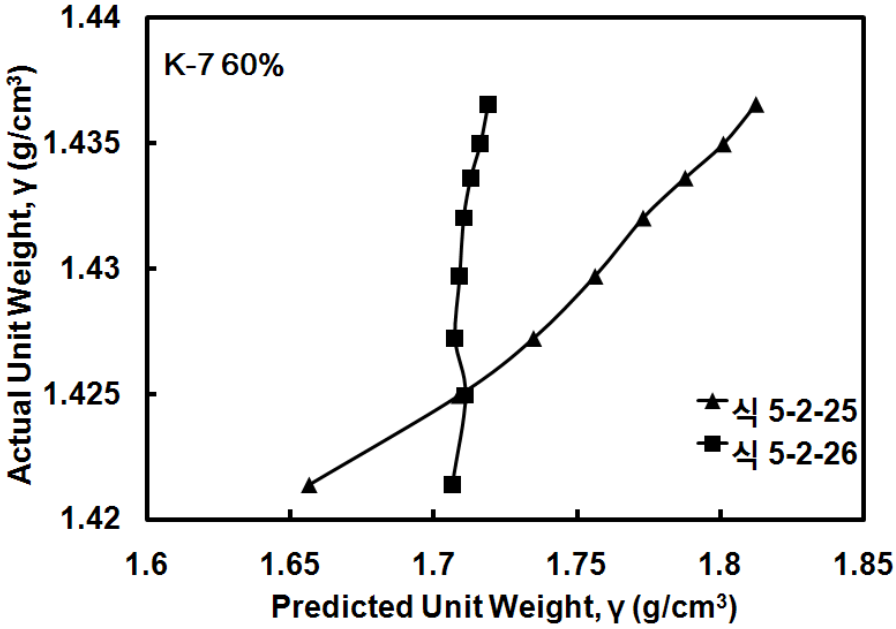
$$\gamma = 0.701 \times (V_s)^{0.277} / (\sigma'_{vo})^{0.057}$$ 식 4-5-24

② 단위중량 추정

위의 식 4-5-23~24을 사용하여 부산사와 K-7의 단위중량을 추정한 결과 다음 그림 4-5-16과 같이 실제 단위중량과 식을 사용한 예측값에 큰 차이가 발생하였다. 따라서 위의 식 4-5-24에 기초하여 부산사와 K-7의 단위중량을 올바르게 예측할 수 있도록 식 4-5-25~26을 제안하였으며, 이를 바탕으로 그림 4-5-17에 그 결과를 나타내었다.



(a) 부산사

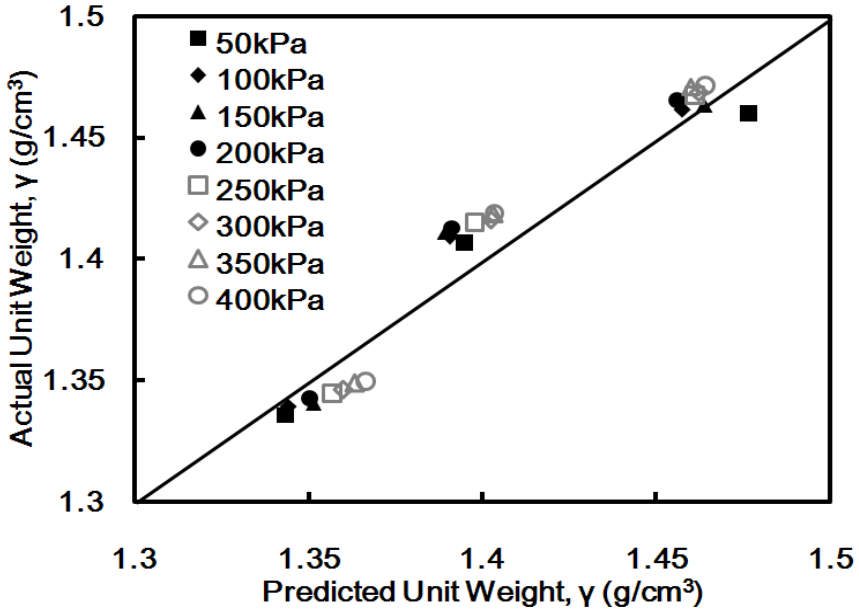


(b) K-7

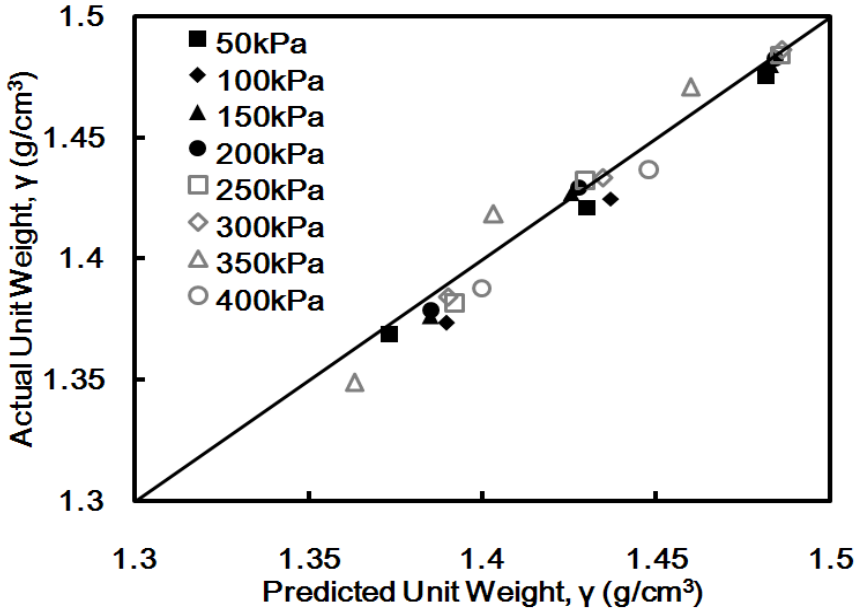
<그림 4-5-16> 단위중량 시험값과 기존식에 의한 추정값의 비교

$$\gamma = 0.229 \times (V_s)^{0.424} / (\sigma'_{vo})^{0.099} \quad (\text{부산사, } \gamma\text{:g/cm}^3) \qquad \text{식 4-5-25}$$

$$\gamma = 0.106 \times (V_s)^{0.668} / (\sigma'_{vo})^{0.172} \quad (\text{K-7, } \gamma\text{:g/cm}^3) \qquad \text{식 4-5-26}$$



(a) 부산사



(b) K-7

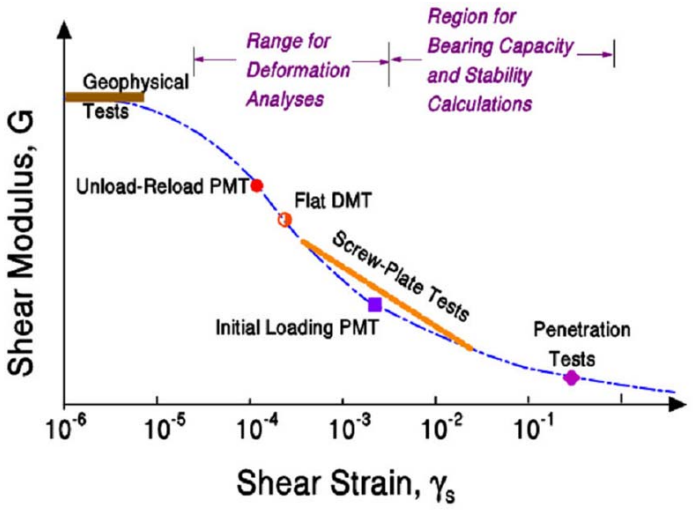
<그림 4-5-17> 단위중량 시험값과 추정값의 비교

6. 사질토 콘선단저항과 최대전단탄성계수 관계

전단파속도와 전단탄성계수는 흙의 동역학적 거동과 액상화평가(Youd and Idriss, 2001), 정적 하중 재하(Burland, 1989) 등의 여러 분야에서 기초가 되는 중요한 토질정수이다. 현장에서 전단파속도는 탄성파 콘관입시험, 탄성파 딜라토미터시험, 다운홀 시험, 크로스홀 시험, 표면파 시험 등을 통해 결정될 수 있으며, 이 결과를 통하여 많은 콘 선단저항치와 전단파속도(전단탄성계수) 간의 경험적인 상관식들이 연구되어 왔다. Baldi 등(1989)은 이탈리안 sand의 전단파속도를 콘선단저항치와 연직응력과의 관계로 나타냈으며, Rix & Stoke(1991)은 Baldi 등(1989)의 연구를 보완·발전시켜서 G_{max}/q_c를 $q_c/(\sigma'_{vo})^{0.5}$으로 표현하였다. 이 후 Mayne & Rix(1995)는 점토에서의 전단파속도를 콘 선단저항치와 간극비와의 관계로 표현하였으며, Hagazy & Mayne(1995)는 기존 연구자들의 연구결과를 종합하여 사질토와 점토에 각각 적용할 수 있는 식을 제안하였다. 최근들어, Suzuki 등(1998)은 일본 지반의 전단파속도를 콘 선단저항치로 정규화 시킨 경향은 soil behavior type index(Ic)와 연관되었다고 하였다.

가. Controlling factors for G_{max}(Vs) and q_t

G_{max}(혹은 Vs)와 콘 선단저항치 q_t간의 많은 관계식이 제안되어왔다. 하지만 G_{max}와 q_t가 측정되는 변형률 차이는 이 두 토질정수 간 상관관계의 적합성에 있어 큰 문제가 된다(그림 4-6-1).



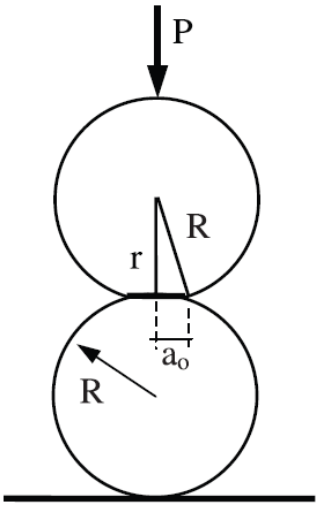
<그림 4-6-1> 변형률에 따른 전단탄성계수

(Mayne & Schneider, 2001)

(1) 최대 전단탄성계수를 결정하는 요소

사질토의 최대전단탄성계수는 한정된 영역 내에서의 입자 접촉점의 문제로써, 간극비가 감소하거나 구속압이 증가하면 한정된 부피 내에서의 입자간의 접촉점은 증가하여 전단파 속도와 전단탄성계수는 증가하게 된다(Santamarina & Aloufi, 1999). Ageing이 발생하는 경우, 입자와 입자가 결합하고 있는 곡면적(surface area)에서 creep이 발생하여 접촉면적이 증가하게 되므로, 이 또한 전단탄성계수를 증가시키게 된다. 입자간의 약한 결합이 파괴되고, 새로운 강한 결합이 생기는 구조적인 재조정(structual re-arrangement)이 발생하는 경우 역시, 전단탄성계수가 증가하게 된다(Bowman, 2002). 고결(cementation)은 효과적으로 입자간의 접촉점을 증가시켜 전단탄성계수를 증가시킨다. 그러나 고결의 경우 응력단계(stress level), 하중의 재하, 또는 제하의 영향을 받는다(Rinaldi & Santamarina, 2003). 그 외에 파의 진행방향과 입자의 운동방향, 비등방 상태의 하중상태, 또는 입자구조의 비등방성에 전단파속도는 영향을 받게 된다(Fioravante., 1998).

입자간 접촉점과 전단탄성계수 관계는 Hertzian contact model로부터 설명된다.



<그림 4-6-2> Hertzian contact

그림 4-6-2에서 반경이 R인 두 개의 탄성체인 구에 P라는 연직하중이 가해졌을 경우, 두 개의 구가 접촉하게 되는 면적의 반지름 a는 다음과 같이 구해질 수 있다.

$$a = \sqrt{\frac{3(1-\upsilon_m)}{8G_m}PR} \qquad \text{식 4-6-1}$$

여기서, υm : Poisson's ratio

Gm : Shear modulus of material

(Richart et al. 1970: White 1983)

또한 연직하중 P는 다음 식 4-6-2와 같이 표현할 수 있다.

$$P = 4\sigma R^2 \qquad \text{식 4-6-2}$$

여기서, $4R^2$: Contribution area for one sphere

식 4-6-2를 식 4-6-1에 대입하고 양변을 R로 나누면, 접촉면에 대한 평균화된

반지름을 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{a}{R}=\sqrt[3]{\frac{3(1-\upsilon_m)}{2}\times\frac{\sigma}{G_m}} \qquad \text{식 4-6-3}$$

일축압축 시, tangent elastic modulus, E_T는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_T=\frac{d\sigma}{d\epsilon}=\frac{3}{2}(\frac{2}{3(1-\upsilon_m)})^{2/3}\times(\frac{\sigma}{G_m})^{1/3}\times G_m \qquad \text{식 4-6-4}$$

식 4-6-4에서 ε은 변형률을 나타내므로, 식 4-6-5와 같이 식을 변형시킬 수 있다.

$$E_T=\frac{G_m}{1-\upsilon_m}\times\sqrt[3]{\frac{3(1-\upsilon_m}{2}\times\frac{\sigma}{G_m}} \qquad \text{식 4-6-5}$$

식 4-6-5의 양변을 G_m으로 나누고 정리하면, 식 4-6-6과 같은 무차원 형태의 식으로 표현할 수 있다.

$$\frac{E_T}{G_m}=\frac{1}{1-\upsilon_m}\times\sqrt[3]{\frac{3(1-\upsilon_m}{2}\times\frac{\sigma}{G_m}}=\frac{1}{1-\upsilon_m}\times\frac{a}{R} \qquad \text{식 4-6-6}$$

식 4-6-6은 미소변형률 상에서 흙입자의 강성은 접촉면의 크기에 따라 좌우됨을 의미한다.

(2) 콘선단저항치를 결정하는 요소들

콘관입시험은 대변형률 상태의 실험이기 때문에, 흙 입자의 거동은 접촉면의 문제인 미소변형의 영향을 받지 않게 되며, 횡방향 구속 하중 등 강도적인 특성에 영향

을 받게 된다. 이런 강도적인 특성은 일반적으로 상대밀도, 횡방향 하중상태 등에 영향을 받게 되며, 이는 전단탄성계수와 dilation component에도 영향을 미치게 된다. 콘관입으로 인한 흙의 대변형 상태의 거동은 실험적인 결과(Houlsby & Hitchman, 1988)나 분석적인 방법(Salgado et al., 1997)을 통해 연구되어왔다.

(3) G_{max}와 q_t의 상관관계

앞서 서술한 바와 같이 $G_{\max}$와 q_c는 미소변형과 대변형이라는 다른 거동의 지배를 받는다. 하지만 이런 변형률의 차이에도 불구하고, 많은 연구자들은 $G_{\max}$와 q_c간의 상관관계를 연구해왔다. 이는 설계 단계에서 전단탄성계수의 필요성과 함께 콘 선단저항치와 전단탄성계수는 간극비와 응력이라는 공통된 상태정수(state parameter)의 영향을 받기 때문이다. 또한 다른 시험에 비해 콘 관입 시험은 경제적이며, 연속적인 데이터 획득이 가능하다는 장점들을 가지고 있으므로 $G_{\max}$와 q_c 간의 관계를 밝히기 위한 많은 연구가 이루어졌다.

나. 콘관입시험과 전단파속도 관계

(1) 기존연구

(가) Baldi 등 (1989)

Baldi 등 (1989)은 이탈리안 모래에 대하여 현장시험을 통해 전단파속도와 콘 선단저항치와의 관계를 식 4-6-7과 같이 나타내었다. 여기서, 전단파속도는 m/s 단위이며, q_c와 σ'_{v0}은 kPa 단위이다.

$$V_s = 277(q_c)^{0.13} \times (\sigma'_{v0})^{0.27} \qquad \text{식 4-6-7}$$

(나) Robertson & Fear(1995)

Robertson & Fear(1995)는 정규화 시킨 콘저항치와 전단파속도의 관계를 식 4-6-8

로 나타내었다.

$$q_{c1} = (\frac{V_{s1}}{Y})^4$$ 식 4-6-8

(다) Hagazy and Mayne (1995)

Hagazy and Mayne (1995)는 콘주면마찰력을 고려함으로써 흙의 종류와 무관하게 적용할 수 있는 콘저항치와 전단파속도와의 관계를 제안하였다(식 4-6-9).

$$V_s = 12.02 \times (1000 q_c)^{0.319} \times (f_s)^{-0.0466}$$ 식 4-6-9

(라) Andrus 등(2001)

Andrus 등(2001)는 정규화된 콘저항치(q_{t1N}, 식 4-6-10)를 이용하여 $G_{\max}/q_t$와 q_{t1N}의 관계를 비교하여 식 4-6-11을 제안하였다.

$$V_{s1} = (V_s) \times (\frac{P_a}{\sigma'_{v0}})^{0.25}$$ 식 4-6-10

$$V_{s1} = K_V \times (q_{t1N})^{0.178} \times ASF$$ 식 4-6-11

(2) 시험결과

Robertson & Fear(1995)와 Andrus 등(2001)의 연구결과에 기초하여 K-7호사의 콘선단저항치와 전단파속도의 관계를 결정하였다.

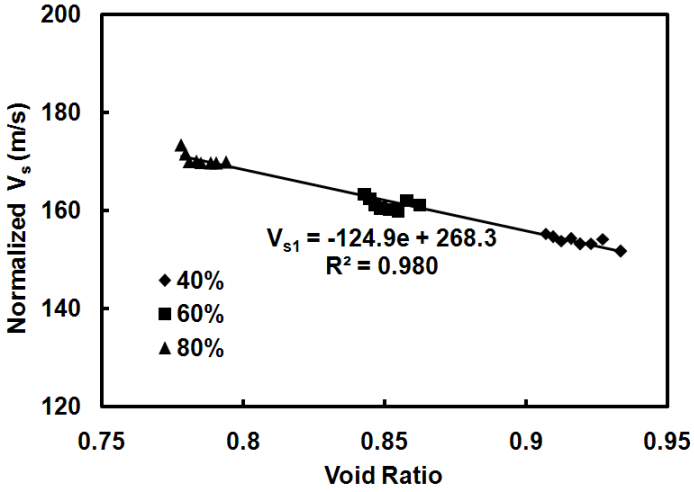
(가) 전단파속도 정규화

식 4-6-12는 Rosler(1979)가 파의 진행방향과 진동방향을 구분하여 유효응력과 간극비의 함수로 전단파 속도를 표현한 식 4-5-19에 기초한 K-7호사의 간극비와 정규화 된 전단파속도와의 관계이다. 여기서, 하중은 kPa 단위이며, V_s는 m/s 단위이다. 그림 4-6-3 는 식 4-6-12 에 기초하여 도시된 상대밀도 별 간극비와 정규화 된 전단파속도와의 관계이다.

$$V_s = (A - Be) \times (\frac{\sigma_a'}{P_a})^{ma} \times (\frac{\sigma_p'}{P_a})^{mb} \qquad \text{식 4-5-19}$$

여기서, ma=mb=0.125 (Yu & Richart, 1984; Stokoe 등, 1985)

$$V_s = (268.3 - 124.9e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.26} \qquad \text{식 4-6-12}$$



<그림 4-6-3> K-7의 간극비에 따른 정규화된 전단파속도

(나) 콘 선단저항치 정규화

Rix & Stoke(1991)는 정규화된 콘 선단저항치를 식 4-6-13과 같이 표현하였다. 본 연구에서는 Rix & Stoke(1991)의 식을 변형시켜서, 정규화된 전단파속도와 유사한 형태로 식 4-6-14로 나타내었다.

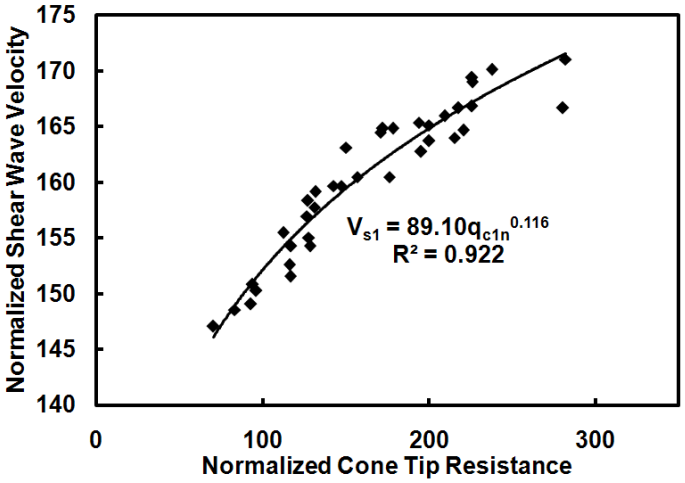
$$q_{t1N} = (\frac{q_t}{P_a})(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}})^{0.5}$$ 식 4-6-13

$$q_c = (23.75 - 22.89e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.69}$$ 식 4-6-14

(다) 정규화된 콘선단저항치와 전단파속도의 관계

Andrus 등(2001)이 제안한 식 4-6-11에 기초한 K-7호사의 정규화된 콘선단저항치와 전단파속도의 관계인 식 4-6-15과 같으며, 이를 도시하면 그림 4-6-4와 같다.

$$V_{s1} = 89.1 \times (q_{c1n})^{0.116}$$ 식 4-6-15



<그림 4-6-4> K-7의 정규화된 콘 선단저항치와 전단파속도 관계

다. 콘관입시험에 의한 최대 전단탄성계수 추정

(1) 기존연구

(가) Jamiolkowski 등 (1988)

Jamiolkowski 등(1988)은 챔버를 이용한 콘관입시험 결과와 공진주시험의 결과를 통해 다음과 같은 관계식을 제안하였다(식 4-6-16).

$$\frac{G_{\max}}{q_c} = 30.1 P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{-0.08} \times \exp(1.84 Dr) \qquad \text{식 4-6-16}$$

(나) Rix & Stoke (1991)

Rix & Stoke(1991)는 이탈리아와 미국의 현장 데이터와 챔버시험 데이타을 통해 정규화 된 콘저항치(q_{t1N}, 식 4-6-13)를 이용하여 $G_{\max}/q_t$와 q_{t1N}의 관계를 비교하는 식 4-6-17을 제안하였다.

$$\frac{G_{\max}}{q_t} = K_G \times (q_{t1N})^{-0.75} \qquad \text{식 4-6-17}$$

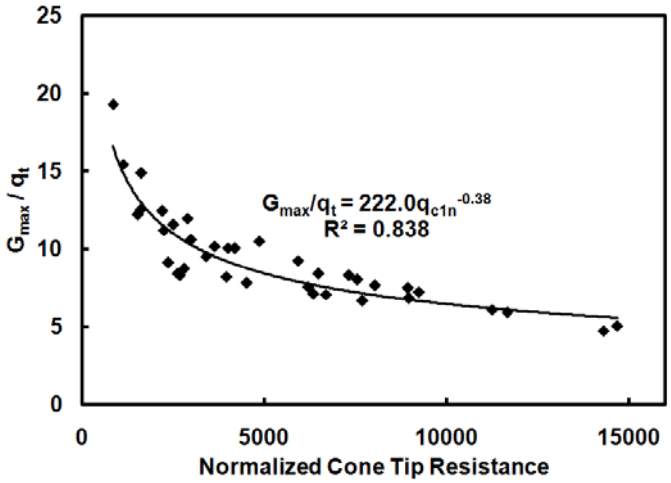
(2) 시험결과

Rix & Stoke(1991)의 연구결과에 기초한 콘선단저항치와 최대전단탄성계수의 관계는 그림 4-6-5와 같다. 또한 본 연구에서는 최대 전단탄성계수를 연직응력으로 정규화 시킨 후 회귀분석을 통하여 정규화 된 콘 선단저항치 간의 관계를 발전시켜, 그림 4-6-6과 식 4-6-18과 같이 나타내었다. 식 4-6-18의 단위는 모두 MPa이며, 앞의 식에서 쓰인 정규화 된 최대 전단탄성계수(G_{max1})는 다음 식과 같이 표현할 수 있다 (식 4-6-19). 최대 전단탄성계수를 응력의 항으로 나눴으며, 응력의 항에 사용된 지

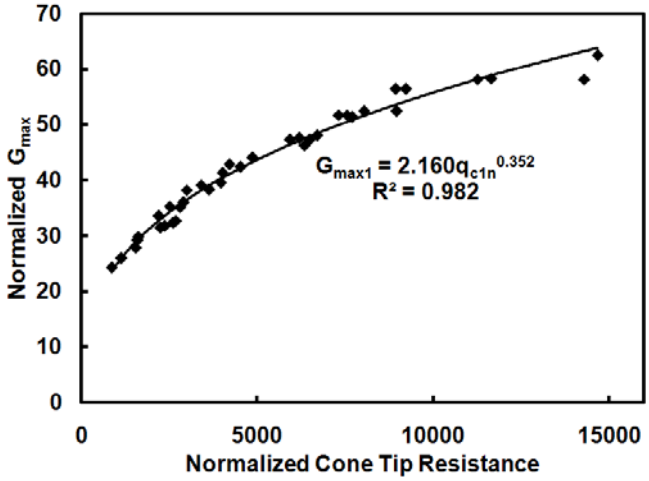
수는 전단파속도 정규화 시와 동일한 0.26을 사용하였다.

$$G_{\max 1} = 2.16 \times (q_{c1N})^{0.352}$$ 식 4-6-18

$$G_{\max 1} = G_{\max} \times (\frac{P_a}{\sigma'_v})^{0.26}$$ 식 4-6-19



<그림 4-6-5> G_{max}/q_t와 q_{c1N} 간의 관계 (Rix and Stoke, 1991)



<그림 4-6-6> G_{max1}과 q_{c1N} 간의 관계

제 5 절 사질토 응력이력 연구

1. 연구 목적

지반의 변형특성은 응력이력의 영향을 받으며 특히 변형과 관련된 계수들은 과압밀비가 그리 크지 않은 경우라도 상당한 변화를 보이는 것으로 알려져 있다. 그러나 현재 주로 사용되는 지반조사 방법은 시험시 대변형(large strain)을 발생시키므로 미소변형 상태의 변형특성을 파악하는 것이 난이하며, 시험 결과를 설계시 보수적으로 적용하는 문제를 야기한다. 본 연구는 대형 calibration chamber를 이용하여 지반의 응력상태를 모사한 후 각종 시험장비를 적용하여 응력이력이 지반특성에 미치는 영향을 파악하고 삼축시험 결과와 비교 검토를 통하여 각 현장시험 장비에 의한 사질토의 응력이력 영향 평가방법을 검토하는 것을 목표로 하였다.

2. Cone Penetration test

가 시험 목적

대부분의 CPT 결과 및 제안식은 정규압밀 사질토 결과를 토대로 형성되어 있으며 시험시 지반에 대변형을 발생시키는 시험법의 특성상 변형계수 추정에 상당한 오차를 발생시키므로 응력이력에 의한 지반의 강도 및 변형특성을 효과적으로 반영할 수 있는 제안식이 전무한 실정이다. 본 연구에서는 콘관입시험과 여타 시험의 관계성을 연구하여 기존 관계식의 문제점을 개선함과 동시에 응력이력의 영향을 합리적으로 반영할 수 있는 제안식을 수립하는 것을 목적으로 하였다.

나. 시험조건

콘관입시험은 목표 상대밀도 40, 60, 80%에 대하여 정규압밀시료에서 3개의 응력상태(연직방향 구속압력 100, 200, 400kPa) 및 과압밀시료에서 3개의 응력상태(선행압일 응력 400kPa로 OCR 2, 4, 8)에 대하여 총 18회의 관입이 실시되었다. 실시된 시험조

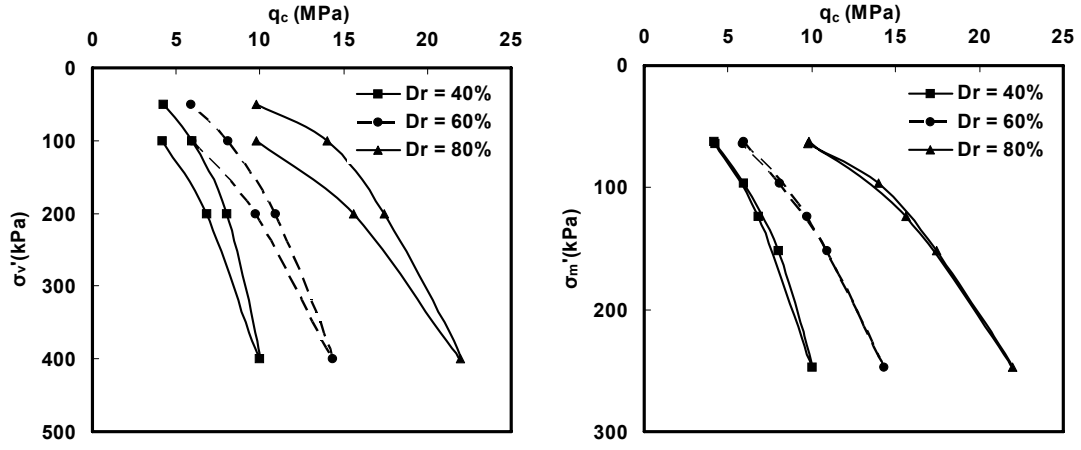
건은 표 5-2-1과 같다.

<표 5-2-1> 시료조성 계획

시료번호	Dr(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)	시료번호	Dr(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)
NC-CPT-40-1	40	1	100	OC-CPT-40-1	40	2	200
NC-CPT-40-2	40	1	200	OC-CPT-40-2	40	4	100
NC-CPT-40-3	40	1	400	OC-CPT-40-3	40	8	50
NC-CPT-60-1	60	1	100	OC-CPT-60-1	60	2	200
NC-CPT-60-2	60	1	200	OC-CPT-60-2	60	4	100
NC-CPT-60-3	60	1	400	OC-CPT-60-3	60	8	50
NC-CPT-80-1	80	1	100	OC-CPT-80-1	80	2	200
NC-CPT-80-2	80	1	200	OC-CPT-80-2	80	4	100
NC-CPT-80-3	80	1	400	OC-CPT-80-3	80	8	50

다. 시험결과

그림 5-2-1에 연직 및 수평하중에 따라 상대밀도별로 콘저항치가 도시되어 있다. 정규압밀 상태의 경우 상대밀도와 연직하중의 증가에 따라 콘저항치 증가하고 있으며, 과압밀 상태의 경우 수평응력 증가의 영향으로 OCR 증가에 따라 동일 연직응력에 대한 변화량 증가함을 알 수 있다. 식 5-2-1로 구할 수 있는 평균주응력에 따른 콘저항치는 그림(b)에 도시되어 있으며 정규압밀상태와 과압밀상태 모두에서 양호한 결과를 나타내고 있다.



(a) σ_v'기준 (b) σ_m'기준

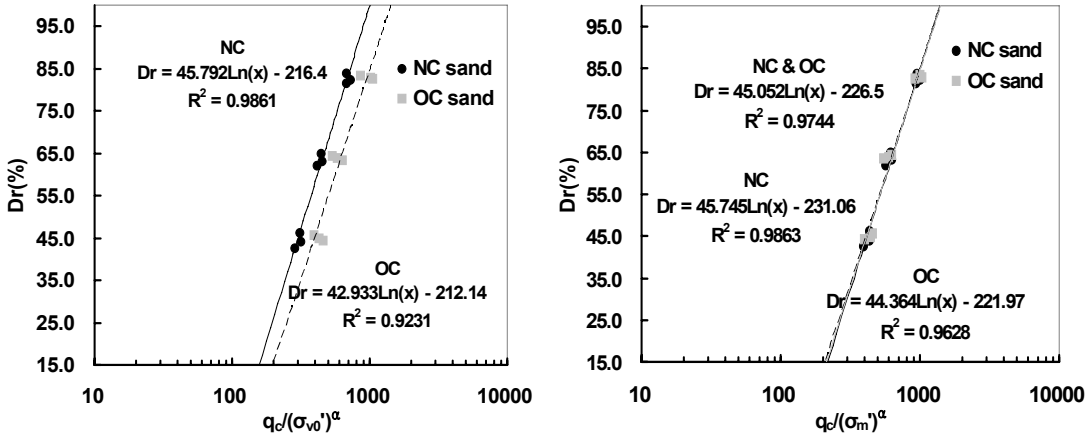
<그림 5-2-1> 응력이력에 따른 사질토 콘저항치(q_c)

$$\sigma_m' = \frac{(1+2K_0)}{3}\sigma_{v0}'$$ 식 5-2-1

<표 5-2-2> 상대밀도별, 구속응력별 콘저항치

상대밀도	콘저항치, q_c (MPa)					
	정규압밀상태			과압밀상태		
	100	200	400	200	100	50
40	4.15	6.80	10.000	8.02	5.94	4.25
60	5.95	9.70	14.30	10.90	8.07	5.85
80	9.80	15.60	21.97	17.45	14.00	9.7

라. 결론



(a) 연직구속응력기준 (b) 평균유효응력기준

<그림 5-2-2> 정규화된 콘저항치

Jamiolkowski 등(1985)은 사질토의 상대밀도가 콘저항치를 연직유효응력으로 정규화한 대수축 상의 qc/(σ_{vo}')α와 선형관계를 형성한다고 제안하였으며, Baldi 등(1986)은 평균유효응력(σm′)을 사용하여 NC 뿐만 아니라 OC sand에서도 상대밀도와 콘저항치의 선형관계를 성립시킬 수 있다고 주장하였다. 연구결과 그림 5-2-2(a)과 같이 연직유효응력으로 정규화한 관계식은 NC, OC 각각의 선형관계가 성립하기는 하지만 하나의 관계식으로 표현되지는 않는다. 응력이력의 영향을 고려할 수 있는 평균유효응력으로 정규화한 관계식은 NC, OC 모두 오차범위 내에서 일정한 관계를 가지며 하나의 관계식으로 표현할 수 있었다.

3. Screw Plate Test

가. 시험목적

일반적으로 사용되는 관입식 현장시험들은 관입과정에서 주변지반에 대변형을 발생시키고 시료 교란효과를 가져오기 때문에 시험결과로부터 지반정수를 추정하는 것이 타당성이 결여되어 있긴 하지만, 현장시험 결과뿐만 아니라 이론적인 접근, 그리고 Calibration chamber test라는 이상적인 지반거동을 모사하는 시험을 통해 제시된 다양한 추정식들로부터 비교적 정확한 추정이 가능하다. 그러나 응력이력이나 고결(cementation), ageing과 같은 사질토의 거동특성이 연구되면서, 관입식 현장시험을 통한 이러한 요소들을 추정의 타당성에 대해 많은 논의가 있다. 즉, 관입을 통해 대변형이 발생하는 현장 관입시험의 경우, 미소변형에서 나타나는 structured soil의 특성이 제거되거나 거의 나타나지 않기 때문이다. 따라서 지반의 교란을 최소화 할 수 있는 현장시험장비의 필요성이 대두되고 있다.

스크류 플레이트 시험(screw plate test, SPLT)은 흙의 변형계수(deformation modulus)를 추정할 수 있는 현장시험 중 하나로써 비교적 흙의 교란을 적게 발생시키면서 지반의 하중-침하량 관계를 측정할 수 있는 장비이다.
따라서 본 연구에서는 스크류 플레이트 시험을 수행하여 실제 응력이력 영향에 의한 시험결과의 경향을 살펴보고 다양한 시험법과의 상호분석을 통하여 지반의 응력이력 효과의 판별 여부를 연구하기로 한다.

나. 시험방법

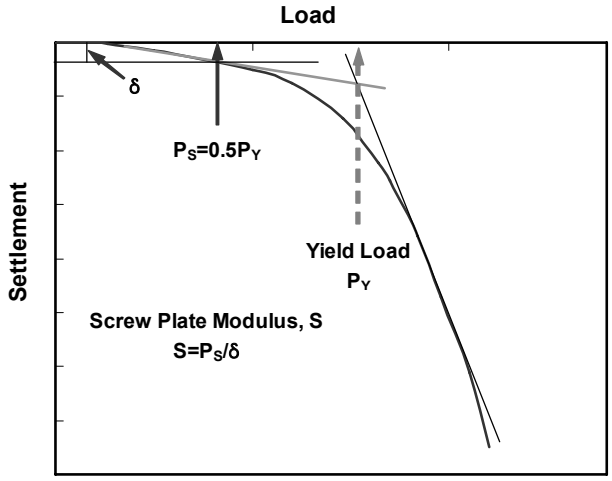
상대밀도 40, 60, 80%로 조성된 시료에 대해 연직하중 50, 100, 200, 400kPa의 K_0 하중을 가하고 스크류 플레이트를 회전관입시켰다. 각 하중단계별 관입깊이는 이전 단계의 영향을 받지 않도록 스크류 플레이트 직경의 3배 이상(30cm)이 되도록 하였다. 관입된 스크류 플레이트와 연결된 하중재하용 롯드에 유압으로 하중을 가하여 하중-침하량 관계를 측정하였다. 시험조건은 표 5-3-1과 같다.

<표 5-3-1> 시료조성 계획

시험번호	Dr(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)	시험번호	Dr(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)
NC-SPLT-40-1	40	1	100	OC-SPLT-40-1	40	2	200
NC-SPLT-40-2	40	1	200	OC-SPLT-40-2	40	4	100
NC-SPLT-40-3	40	1	400	OC-SPLT-40-3	40	8	50
NC-SPLT-60-1	60	1	100	OC-SPLT-60-1	60	2	200
NC-SPLT-60-2	60	1	200	OC-SPLT-60-2	60	4	100
NC-SPLT-60-3	60	1	400	OC-SPLT-60-3	60	8	50
NC-SPLT-80-1	80	1	100	OC-SPLT-80-1	80	2	200
NC-SPLT-80-2	80	1	200	OC-SPLT-80-2	80	4	100
NC-SPLT-80-3	80	1	400	OC-SPLT-80-3	80	8	50

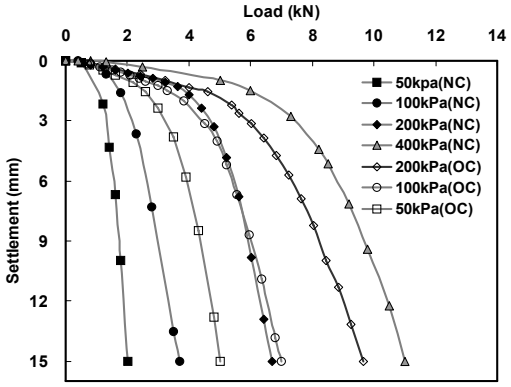
다. 시험결과

그림 5-3-1은 스크류 플레이트 시험에서 획득할 수 있는 일반적인 P-δ 관계와 정수를 표현하였다. 일반적으로 변형계수는 응력과 같은 단위를 가지나 스크류 플레이트 계수는 응력을 침하량으로 나눈 값을 기준으로 사용한다.

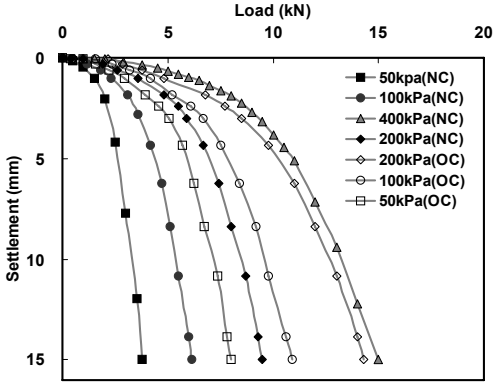


<그림 5-3-1> 일반적인 스크류 플레이트
하중-침하량 곡선 및 계수

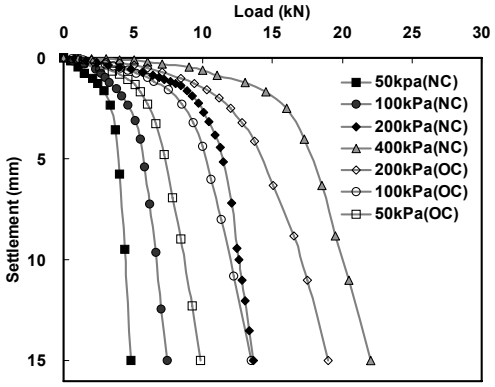
그림 5-3-2는 각각의 상대밀도에 대한 시험값을 나타낸 것으로 예측한 바와 같이 시험결과가 응력이력 또는 하중제하로 인한 수평유효응력의 증가 영향을 반영할 수 있으므로 동일 구속압 하에서 과압밀 시험의 항복하중 및 하중-침하량 관계곡선이 정규압밀보다 다소 크게 측정된 것을 볼 수 있다.



(a) 상대밀도 40%



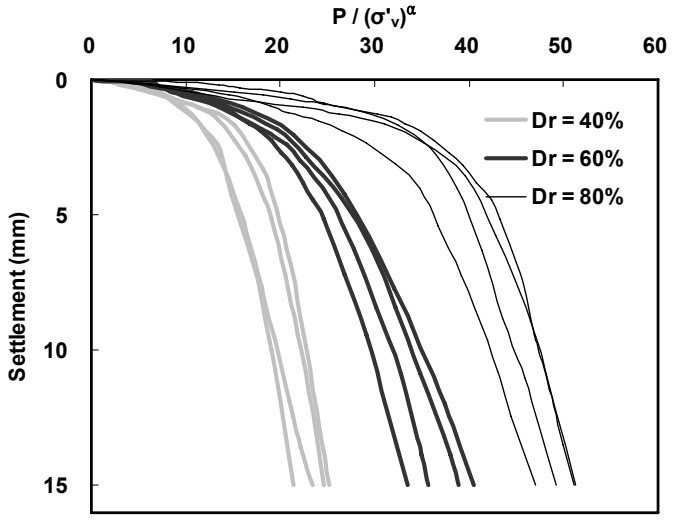
(b) 상대밀도 60%



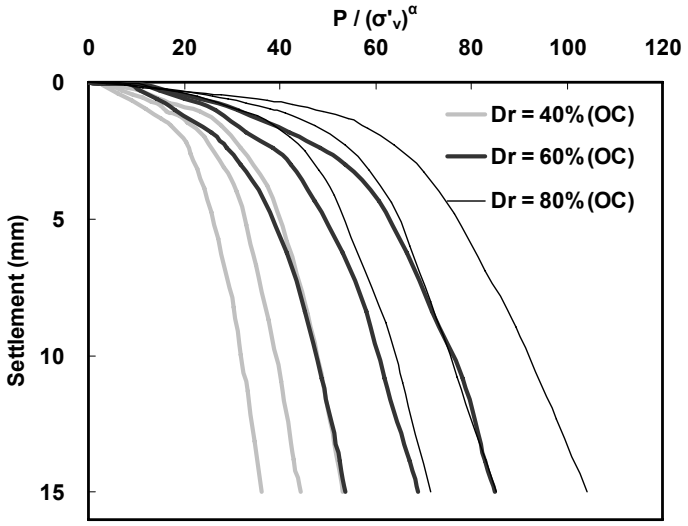
(c) 상대밀도 80%

<그림 5-3-2> 상대밀도와 구속응력에 따른 하중-침하량 관계곡선

다양한 재하시험 결과에 의하면 사질토의 하중-침하량 곡선은 구속응력을 이용한 정규화 과정을 통하여 동일 간극비 상에서 하나의 관계로 표현될 수 있는 것으로 알려져 있다. 이러한 성질을 이용하여 본 연구의 시험결과에 대한 정규화 과정을 수행한 결과 그림5-3-3과 같이 정규압밀 시료는 상대밀도에 따라 다소 편차는 보이지만 비교적 양호한 관계를 보이나 과압밀 결과는 수평응력의 영향을 고려하지 못하므로 편차가 다소 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.



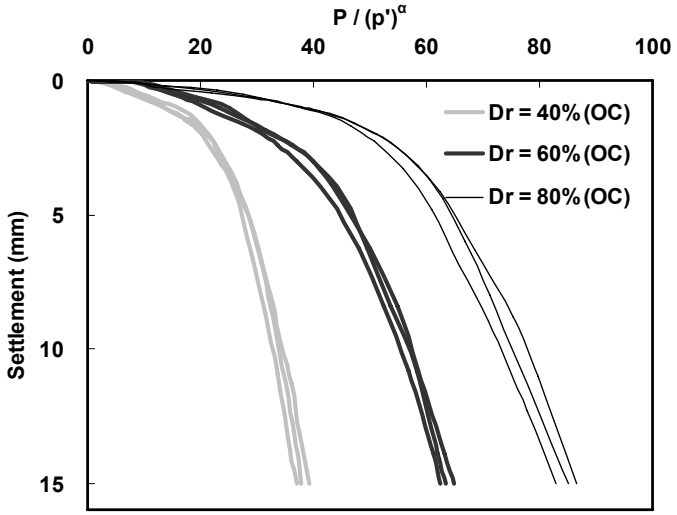
(a) 정규압밀 시험



(b) 과압밀 시험

<그림 5-3-3> 연직유효응력으로 정규화된 침하량 관계곡선

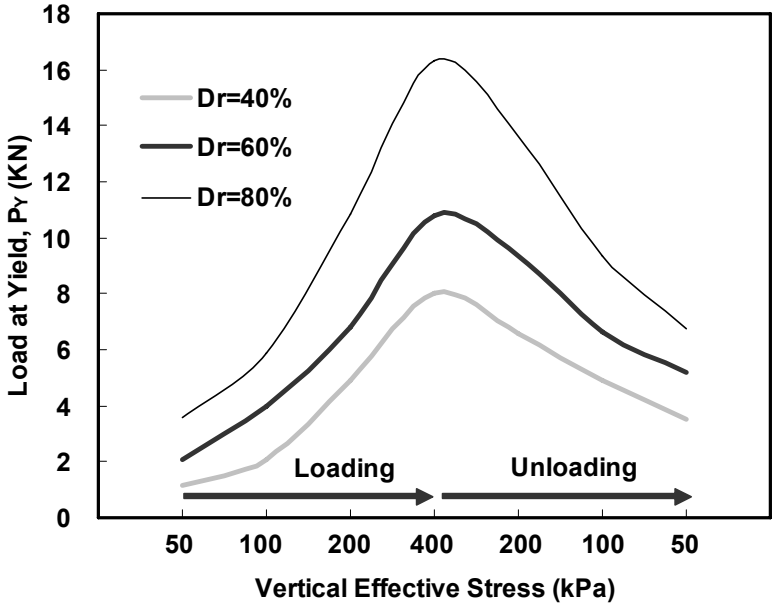
따라서 수평응력의 영향을 효과적으로 고려하기 위하여 하중에 대한 정규화에 평균주응력($p' = \frac{(1+2K_0)\sigma_v'}{3}$)을 사용하였으며, 그 결과 그림 5-3-4과 같이 연직유효응력으로 정규화한 관계곡선에 비하여 상당히 양호한 것을 볼 수 있다.



<그림 5-3-4> 평균주응력으로 정규화된 과압밀 시료의 침하량 관계곡선

전술한 바와 같이 스크류 플레이트는 사질토 지반의 상대밀도 및 연직구속압 뿐만 아니라 수평응력에 의한 영향을 효과적으로 고려할 수 있는 시험법이다. 따라서 기존 시험결과와의 관계를 평가하기 위해서는 대표할 수 있는 시험 값이 요구되며 본 연구에서는 하중-침하량 곡선의 항복하중 또는 항복 응력과 항복응력의 50% 하중하의 응력 대 침하량 비(Screw Plate Modulus, S = 0.5 P_Y / δ)를 이용하여 삼축압축시험 결과와 비교 평가 하였다.

그림 5-3-5는 연직 구속압과 상대밀도에 따른 항복하중(P_Y)를 나타낸 것으로 하중이 증가할수록 항복하중이 증가하여 연직구속압 400kPa에서 최대값을 가지며, 수평응력의 영향이 증가하는 과압밀 영역의 항복하중이 동일한 하중 하의 정규압밀 영역의 값에 비하여 상대적으로 크게 평가된 것을 알 수 있다.

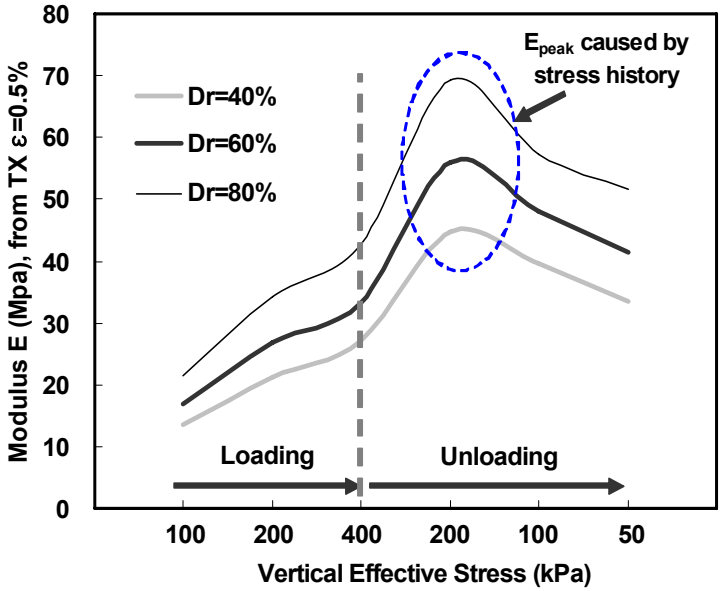


<그림 5-3-5> 연직구속압과 상대밀도에 따른 항복하중

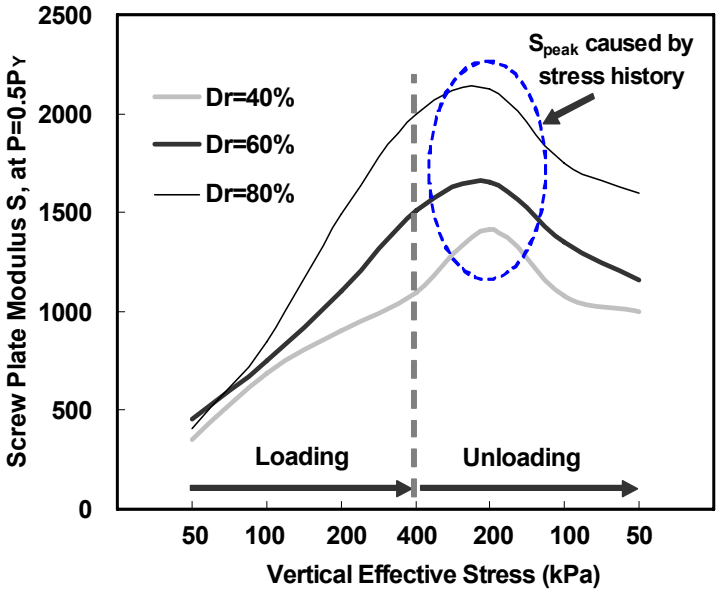
그림5-3-6은 삼축압축시험의 변형률 0.5%에서의 상대밀도와 구속압에 대한 탄성계수를 도시한 것으로 재하시의 하중 탄성계수 관계는 위의 그림 5-3-5의 결과와 유사하나 제하시의 관계는 항복하중의 경향과 달리 OCR=2인 연직구속압 200kPa에서 가장 크게 산정되었으며 이후 OCR이 증가하더라도 작용하는 응력의 절대값이 감소하는 관계로 응력에 따라 감소하는 형태를 가진다.

따라서 스크류 프레이트의 항복하중을 이용하여 응력이력에 의한 탄성계수의 변화를 직접적으로 추정하는 것은 상당히 과소평가하는 결과를 초래할 수 있다.

다양한 영향요인이 스크류 플레이트 계수에 미치는 영향을 고려하기 위하여 상대밀도와 연직구속압에 따른 결과를 다음 그림 5-3-7과 같이 나타내었다. 예상한 바와 같이 정규압밀 영역에서는 항복하중이나 삼축압축시험의 탄성계수와 동일한 경향을 보였다. 그러나 과압밀 영역에서는 탄성계수의 결과와 유사하게 OCR=2인 연직구속압 200kPa의 계수 값이 선행하중 조건이 400kPa에 비하여 다소 크게 측정되었으며 동일구속압에 대한 응력이력에 의한 영향도 항복하중 결과에 비하여 상대적으로 크게 나타났다.



<그림 5-3-6> 연직구속압과 상대밀도에 따른 CK_0C 삼축압축시험의 탄성계수 (ε=0.5%)



<그림 5-3-7> 연직구속압과 상대밀도에 따른 스크류 플레이크 계수, S

라. 결론

상대밀도와 연직구속압 그리고 응력조건이 스크류 플레이트 시험에 미치는 영향을 연구하기 위하여 calibration chamber를 이용한 시험을 수행하였으며 삼축압축시험 결과와 비교하여 경향을 분석하였다. 일반적을 알려진 바와 같이 상대밀도와 연직구속압이 증가함에 따라 스크류 플레이트 시험결과도 증가하는 양상을 보였으며 정규압밀과 과압밀 영역의 시험결과를 연직구속압 또는 평균주응력으로 정규화하여 하나의 곡선을 표현하는 것이 일정한 오차범위 내에서 가능한 것으로 분석되었다. 또한 응력이력에 의한 영향을 평가하기 위하여 항복하중과 스크류 플레이트 계수를 이용하여 삼축압축시험의 탄성계수와 비교 분석하였다. 그 결과, 대변형 상의 항복하중은 응력이력에 둔감한 반면 스크류 플레이트 계수는 응력이력에 의한 영향이 상당부분 반영되는 것으로 나타났다. 따라서 스크류 플레이트의 결과와 관입형 시험장비의 결과를 상호 보완한다면 응력이력의 영향을 효과적으로 고려할 수 있을 것으로 판단된다.

4. Bender Element Test

가 시험목적

벤더엘리먼트 시험은 대상 사질토의 small strain 특성을 정확히 반영할 수 있는 최적의 시험이며, 시료에 극히 적은 변위만을 발생시키므로 시료교란 등으로 인한 문제가 존재하지 않게 되며, 변형계수(shear modulus:G, elastic modulus:E)를 비교적 정확히 추정할 수 있는 장점이 있다. 본 연구에서는 Bender Element test를 이용해 산출된 전단파속도의 응력이력에 따른 변화양상과 더불어 각종 현장시험장비(CPT, Screw plate test) 및 실내시험(CKC)의 결과와 correlation을 실시하여 상관관계를 파악하였다.

나. 시험계획

벤더엘리먼트 시험을 위해 표 5-4-1과 같은 실험을 실시하였다. 전단파속도는 연직응력 50kPa 증가시마다 매회 측정하였고, 응력증가로 인한 변형이 완료된 이후 시료 안정을 위한 시간을 충분히 허용하였다. Wave propagation distance가 비교적 크므로 Signal Generator에서 발생되는 5Vpp의 sine wave를 Amplifier를 통해 5배 이상 증폭시켜 사용하였으며, lowpass filter 및 highpass filter를 거친 후 1024회의 stacking 및 averizing을 실시해 receiver signal을 처리하였다.

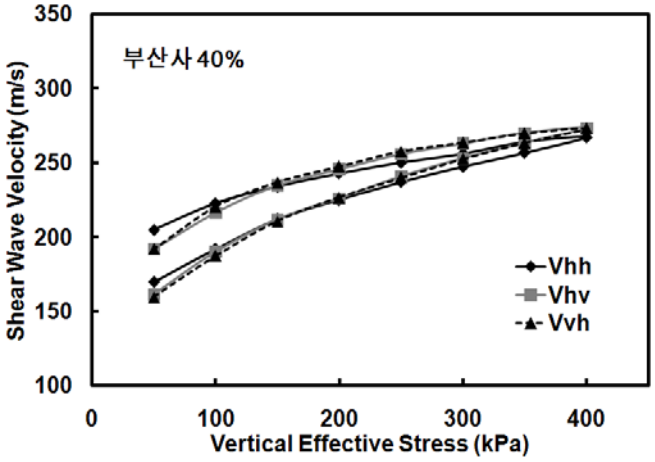
<표 5-4-1> 시험계획

시료번호	D_r(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)
BET-40-1	40	1 to 8	50 to 400
BET-60-1	60	1 to 8	50 to 400
BET-80-1	80	1 to 8	50 to 400

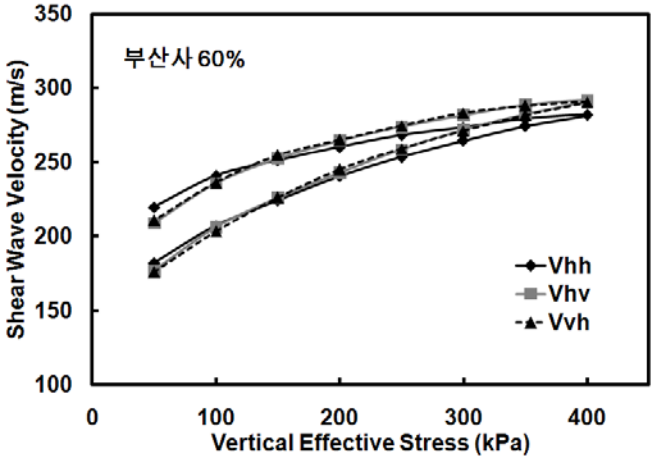
다. 시험결과

그림 5-4-1에 각각의 상대밀도에 대하여 연직구속응력에 따른 전단파속도가 도시되어 있다. 상대밀도 및 연직응력의 증가에 따라 전단파속도 증가함을 관찰할 수 있으며, 상대밀도 즉 입자의 간극비(e) 보다는 응력증가에 의한 영향이 큼을 알 수 있다. 자연적으로 퇴적된 층상의 점토 시료에서 주로 발생되는 고유이방성의 영향은 분석결과 미미한 것으로 나타났다. Loading 시 연직응력과 수평응력의 영향을 동시에 받는 Vvh 및 Vhv가 주로 수평응력의 영향을 받는 Vhh에 비하여 큰 값을 나타내고 있으며, unloading 시는 K_0 증가의 영향으로 Vhh의 감소가 Vvh 및 Vhv 감소치보다 작음을 관찰할 수 있다.

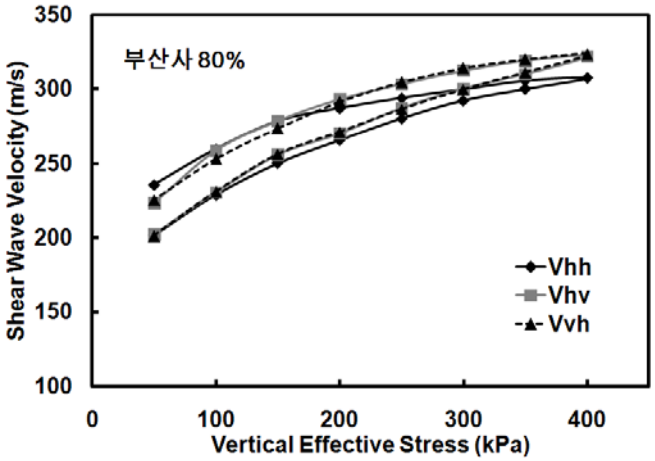
전단파 속도와 응력의 상관관계는 $V_s = \alpha(\sigma_n)^{\beta}$의 관계를 가지며 $\sigma_n = \frac{\sigma_p' + \sigma_m'}{2Pa}$으로 파의 진행방향과 입자의 운동방향 응력의 영향을 받으며, 상대밀도에 따라 α는 비례관계를 β는 반비례관계를 보인다. 실험결과 동일 σ_n 상에서 $\sigma_p' = \sigma_m'$인 Vhh가 $\sigma_p' \neq \sigma_m'$인 Vvh, Vhv에 비하여 상대적으로 큰 값을 가지는 것으로 나타났으며, 응력이력에 의한 영향으로 동일 상대밀도에 대하여 loading보다 unloading 시의 α가 증가하며 β는 감소하는 것으로 나타났다(그림 5-4-2).



(a) Dr=40%

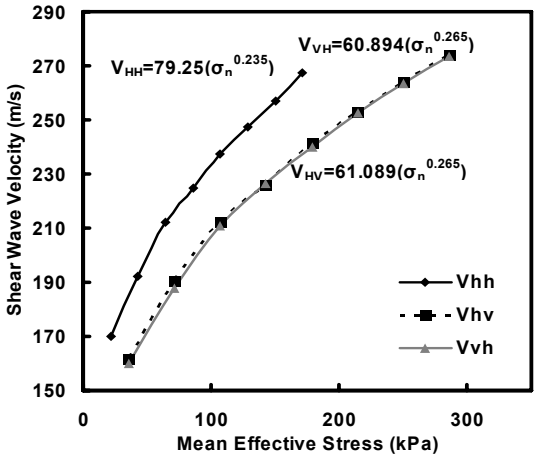


(b) 부산사 Dr=60%

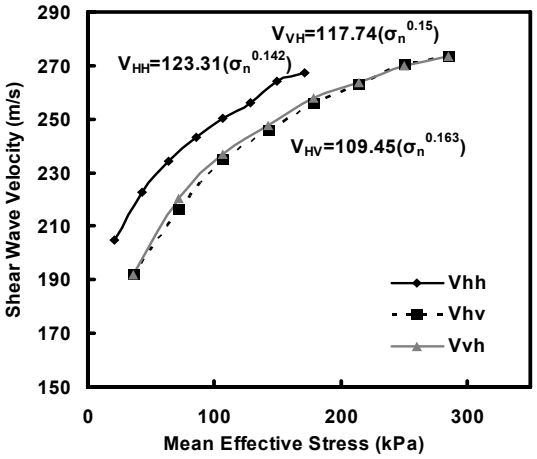


(c) 부산사 Dr=80%

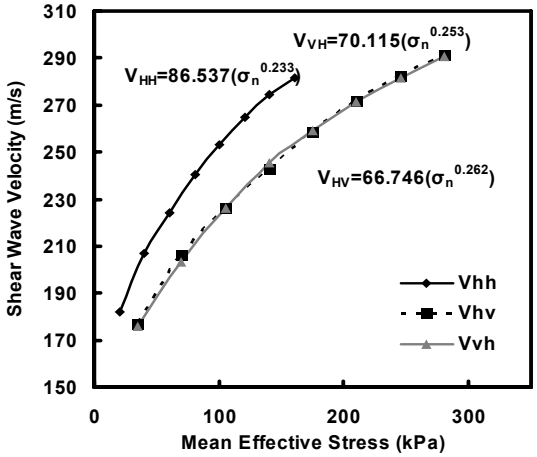
<그림 5-4-1> 하중(σ_{vo}') - 전단파속도 관계



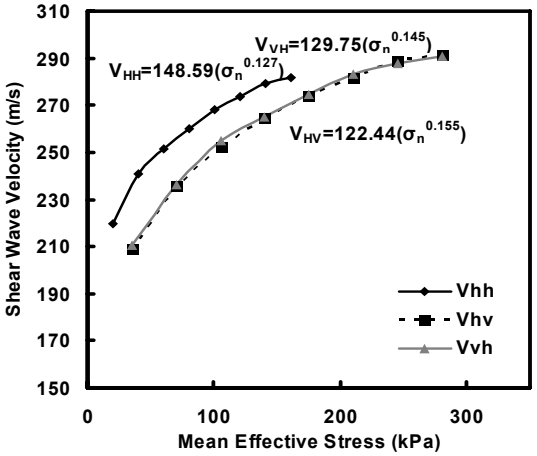
Loading, D_r=40%



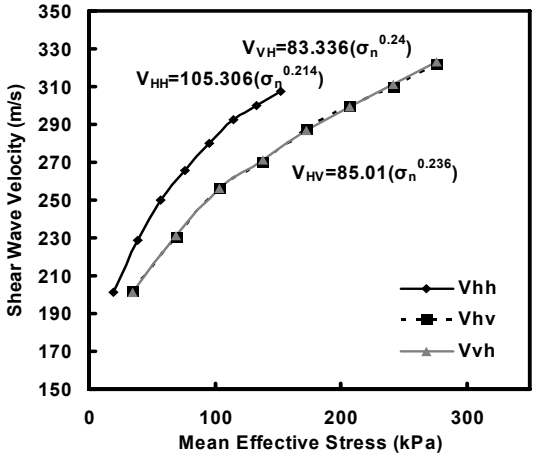
Unloading, D_r=40%



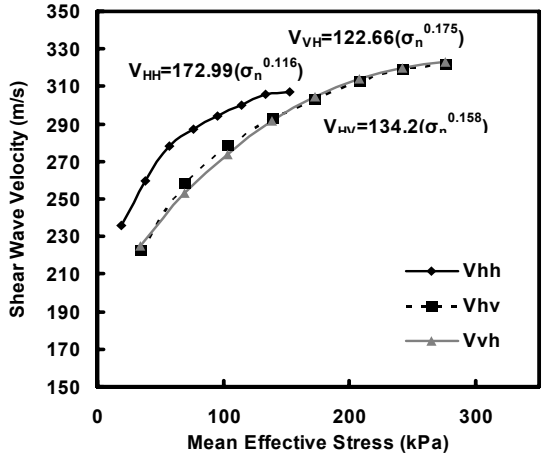
Loading, D_r=60%



Unloading, D_r=60%



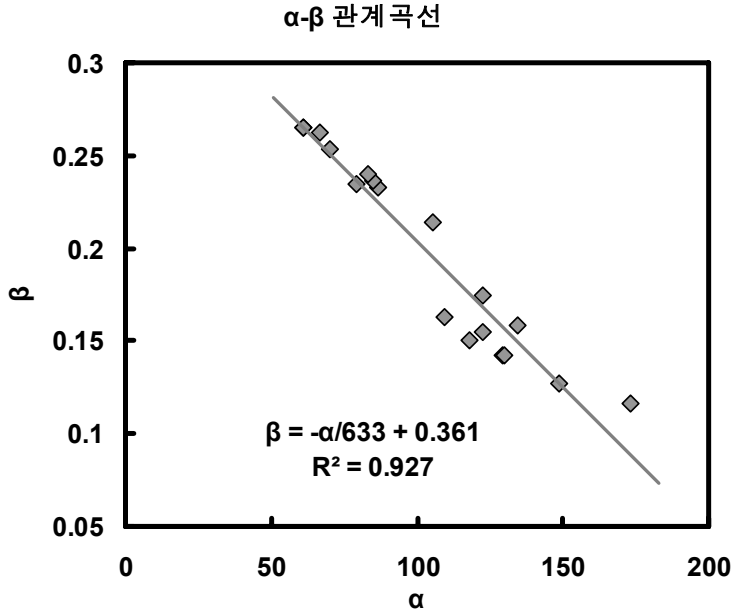
Loading, D_r=80%



Unloading, D_r=80%

<그림 5-4-2> 하중 재하 및 제하에 따른 전단파속도

아래의 그림 5-4-3에 의하면 전단파속도와 응력의 관계상수 α, β는 대상 시료의 기본 특성에 따른 관계식으로 표현되며 loading 시의 상대밀도와 응력에 무관(Fernandez(2000) 등)함을 확인할 수 있다. 실험결과 unloading 시의 관계식도 loading 시의 관계식과 유사한 것으로 나타나는데서, α, β 관계식은 응력 및 상대밀도에 관계없이 일정한 식으로 표현 가능함을 확인할 수 있다.



<그림 5-4-3> 응력이력에 의한 α-β 관계 곡선

5. Flat Dilatometer Test

가. 시험목적

Flat Dilatometer Test(DMT)는 관입장치와 관입장치 끝에 위치한 DMT날을 지반에 관입 또는 타입한 후, 특정 깊이에서 stainless steel로 만들어진 중앙의 원형 membrane을 가스의 압력으로 수평방향으로 팽창, 수축시키고, 특정 팽창과 수축 변위에서의 압력으로부터 지반의 특성을 추정하는 시험으로 결과 분석을 통하여 지반의 분류, 상대밀도나 응력이력, 정지토압계수 등을 추정할 수 있으며, 지반 종류에 따라서 비배수전단강도나 마찰각등을 추정할 수 있다. 그리고 Young's modulus나 constrained moudulus와 같은 지반의 강성특성에 대해서도 추정 가능하다. 본 연구에서는 calibration chamber에 다양한 상대밀도와 구속압 상태의 시료를 조성한 후 DMT를 수행하여 응력, 상대밀도, 응력 상태가 결과에 미치는 영향을 평가하기로 한다.

나. 시험계획

본 연구에서는 표 5-5-1과 같이 상대밀도 구속압 조건을 달리하여 딜라토미터 시험을 수행하였다.

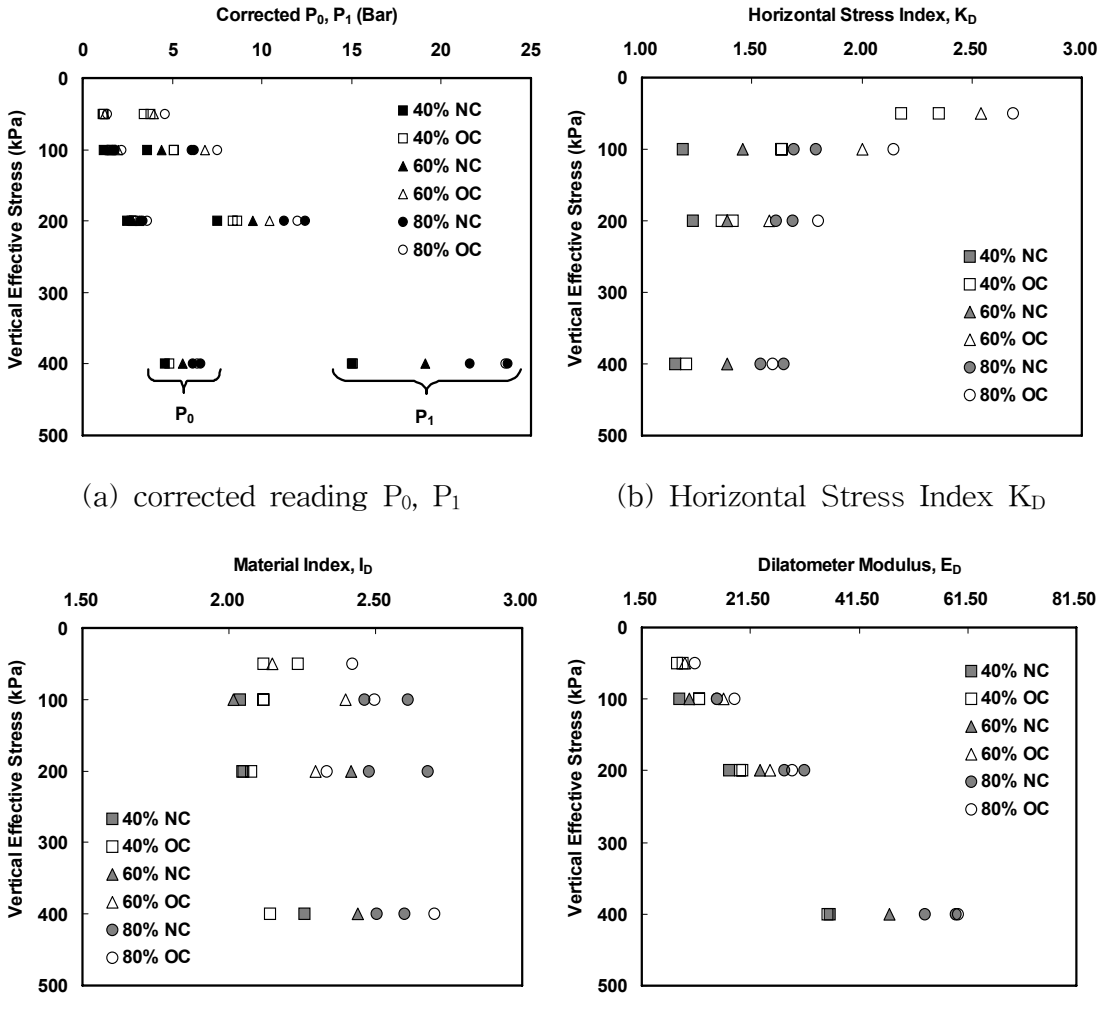
<표 5-5-1> 시험계획

시험번호	Dr(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)	시험번호	Dr(%)	OCR	σ_{vo}'(kPa)
NC-SPLT-40-1	40	1	100	OC-SPLT-40-1	40	2	200
NC-SPLT-40-2	40	1	200	OC-SPLT-40-2	40	4	100
NC-SPLT-40-3	40	1	400	OC-SPLT-40-3	40	8	50
NC-SPLT-60-1	60	1	100	OC-SPLT-60-1	60	2	200
NC-SPLT-60-2	60	1	200	OC-SPLT-60-2	60	4	100
NC-SPLT-60-3	60	1	400	OC-SPLT-60-3	60	8	50
NC-SPLT-80-1	80	1	100	OC-SPLT-80-1	80	2	200
NC-SPLT-80-2	80	1	200	OC-SPLT-80-2	80	4	100
NC-SPLT-80-3	80	1	400	OC-SPLT-80-3	80	8	50

다. 시험결과

(1) 딜라토미터 계수 산정

딜라토미터 수정계수인 P_0, P_1와 각종 계수를 상대밀도별 응력별로 그림 5-5-1로 도시하였다.



(a) corrected reading P_0, P_1 (b) Horizontal Stress Index K_D

(c) Material Index I_D (d) Dilatometer Modulus E_D

<그림 5-5-1> Index Profile according to Dr and σ_{vo}'

(2) 지반 종류 및 물성치 추정

딜라토미터 계수를 바탕으로 지반의 종류, 횡방향토압계수, 탄성계수, 내부마찰각 및 과압밀비를 추정할 수 있다. 여기에는 많은 방법들이 제시되어 왔으나 가장 대표적인 방법을 사용한 결과를 서술하였다.

(나) 횡방향토압계수

횡방향토압계수를 추정하기 위해 Schmertmann(1983)이 제안된 식은 식 5-5-1과 같다. 이 식은 material index가 1.2보다 큰 경우에만 적용이 가능하다(본 연구에서는 모든 경우 I_D>2.0).

$$K_{DNC} = \frac{40\,(1 - K_{0NC})}{86K_{0NC} - 23} \qquad \text{for NC state} \qquad \text{식 5-5-1(a)}$$

$$K_{0OC} = K_{0NC} + \frac{K_{DOC} - K_{DNC}}{8.33} \qquad \text{for OC state} \qquad \text{식 5-5-2(b)}$$

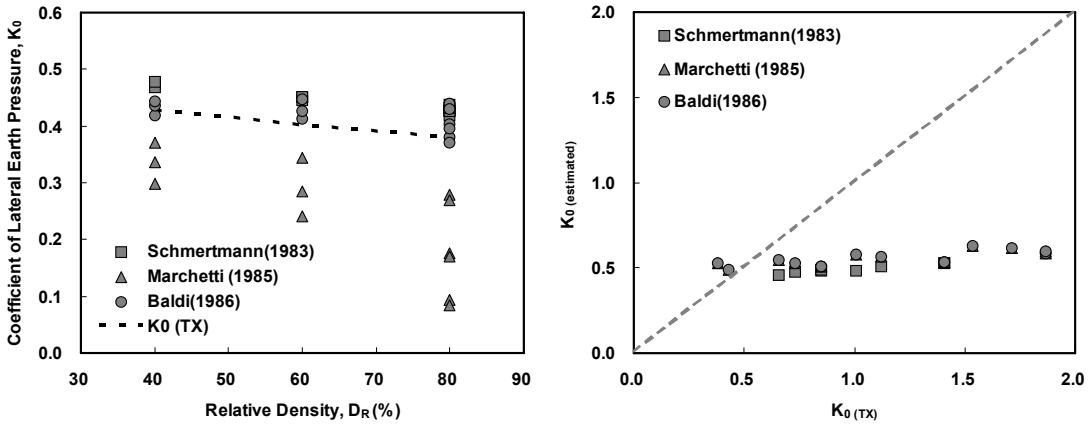
Marchetti (1985)는 DMT KD와 CPT의 q_c를 결합하여 보다 효과적으로 횡방향 토압계수를 추정할 수 있는 관계식을 다음과 같이 제안하였으며, 이를 이용하여 Baldi et al. (1986)은 calibration chamber test 결과를 분석하여 natural, uncemented quartz sands에 대한 관계식을 다음과 같이 수정・제안하였다.

$$K_0 = 0.367 + 0.095K_D - \frac{0.00461 \times q_c}{\sigma_v'} \qquad \text{Marchetti (1985)} \qquad \text{식 5.5.2(a)}$$

$$K_0 = 0.367 + 0.095K_D - \frac{0.0017 \times q_c}{\sigma_v'} \qquad \text{Baldi et al. (1986)} \qquad \text{식 5.5.2(b)}$$

본 연구의 calibration chamber test 결과 기존 제안식을 이용하여 분석한 결과 그림 5-5-2와 같이 정규압밀영역에서는 Schmertmann(1983)과 Baldi(1986)의 수정식이 비교적 양호한 것으로 나타났으나 과압밀영역에서는 K_D, q_c 모두 수평방향응력

의 영향을 효과적으로 고려하지 못하므로 삼축시험결과에 비하여 K0가 증가할수록 상대적으로 낮은 경향을 보인다. 따라서 응력이력에 의한 수평방향토압계수의 변화를 고려하기 위해서는 K_D, q_c 항의 상수들을 구속압이나 시료특성에 따른 변수로 제안하는 것이 적합할 것으로 판단된다.



(a) 정규압밀영역 (NC) (b) 과압밀영역 (OC)

<그림 5-5-2> 횡방향 토압계수(K0)

(다) 탄성계수

탄성계수를 추정하기 위해 Bellotti et al(1989)의 제안식 사용하였으며 아래의 식으로 표현된다.

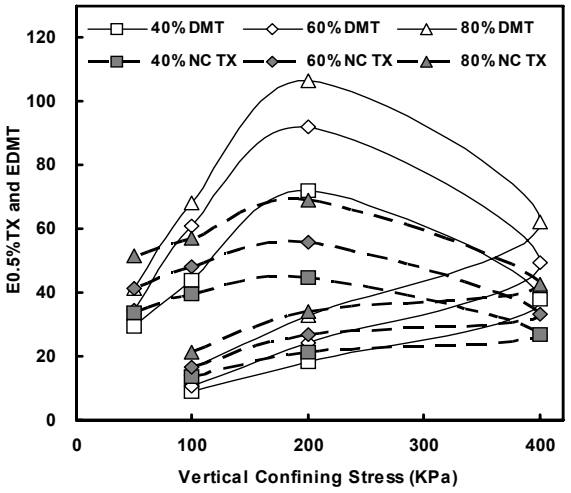
$$\frac{E'}{E_D} = 1.05 \pm 0.25 \quad \text{for NC sand} \qquad \text{식 5-5-3(a)}$$

$$\frac{E'}{E_D} = 3.66 \pm 0.80 \quad \text{for OC sand} \qquad \text{식 5-5-3(b)}$$

위의 식으로 얻어진 탄성계수를 표 5-5-2 및 그림 5-5-3에 표시하였다. DMT에서 구해진 탄성계수는 삼축시험에서의 $E_{0.5\%}$와 유사한 값을 보이고 있으나, 과압밀상태에서는 OCR=2일때 딜라토미터가 탄성계수를 과대평가하는 것으로 나타났다.

<표 5-5-2> 산출된 탄성계수

상대밀도 (%)	탄성계수(MPa) ($E_{0.5\%}$ TX)					
	NC상태 구속압 (KPa)			OC상태 구속압 (σ_p' =400KPa)		
	100	200	400	200	100	50
40	8.8(13.5)	18.4(21.3)	37.9(27.0)	72.0(44.8)	44.0(39.6)	24.0(33.5)
60	10.71(16.8)	24.5(26.9)	49.4(33.2)	92.0(55.9)	60.9(48.0)	34.7(41.4)
80	16.1(21.5)	29.1(34.2)	56.2(42.8)	106.7(69.2)	68.0(57.3)	41.3(51.7)



<그림 5-5-3> 구속압과 상대밀도에 따른 탄성계수

(라) 내부마찰각 및 과압밀비

K_0와 K_D에 기초해 Durgunoglu & Mitchell (1975)가 도식적으로 표현한 결과로부터 내부마찰각과 OCR을 추정하였다. 내부마찰각은 ϕDMT가 ϕTX보다 2~3° 작은 것으로 나타났다. 과압밀비는 OCR_{DMT}가 OCR_{TX}보다 작게 산출되었으며, 이는 모래에서 응력이력의 효과가 점토보다 작게 나타남에 기인한다.

<표 5-5-3> 상대밀도와 과압밀비에 따른 내부 마찰각

상대밀도(%)	ϕ_{DMT} (ϕ_{TX})	OCR_{DMT} (OCR_{TX})		
40	32.5° (34.9°)	1.15 (2)	1.40 (4)	1.75 (8)
60	34.0° (36.7°)			
80	34.8° (38.2°)			

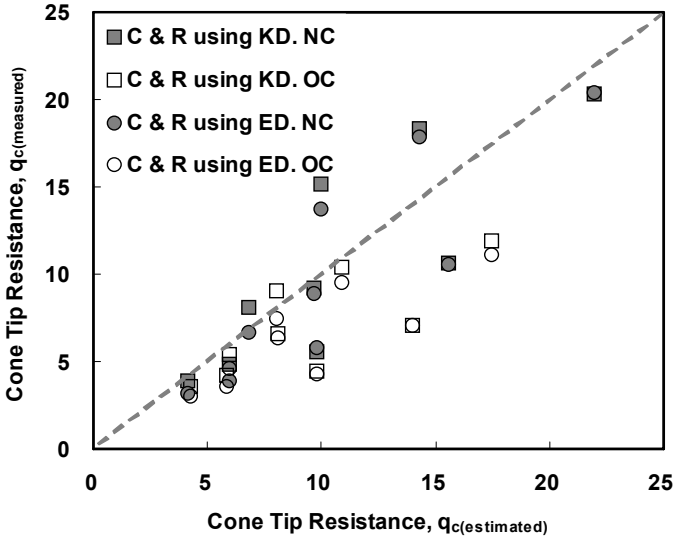
(마) 콘저항치

Campanella & Robertson (1990)는 콘선단저항치와 딜라토미터 계수와의 관계를 분석하여 식 5-5-4를 제안하였다. 본 연구에서는 제안된 식을 콘관입시험의 결과와 비교하여 제안식의 적용가능 여부를 판단하였으며 특히, 과압밀된 영역에 대한 기존 제안식의 반응성을 검토하였다.

$$\frac{q_c}{\sigma_{vo}'} = 33\,K_D \qquad \text{식 5-5-4 (a)}$$

$$q_c = \frac{E_D}{2.63} \qquad \text{식 5-5-4 (b)}$$

그림 5-5-4의 결과를 살펴보면 정규압밀영역에서는 K_D, E_D를 사용한 제안식 모두 측정된 콘관입저항치와 비교적 일치하였다. 그러나 과압밀 영역의 경우, 관계식 모두 측정된 결과에 비하여 다소 높은 결과를 나타내었다. 이는 응력이력에 의한 영향으로 일반적으로 대변형을 발생시키며 관입되는 순간의 저항치를 측정하는 콘관입시험과 달리 관입시 대변형을 발생시키나 이후 소변형을 발생시켜 시험을 수행하는 딜라토미터 시험의 결과값이 수평응력의 영향을 효과적으로 반영할 수 있기 때문으로 판단된다.



<그림 5-5-4> 콘선단저항치 비교 (Campanella & Robertson, 1990)

6. 응력이력에 따른 각종 토질정수 상관관계 평가

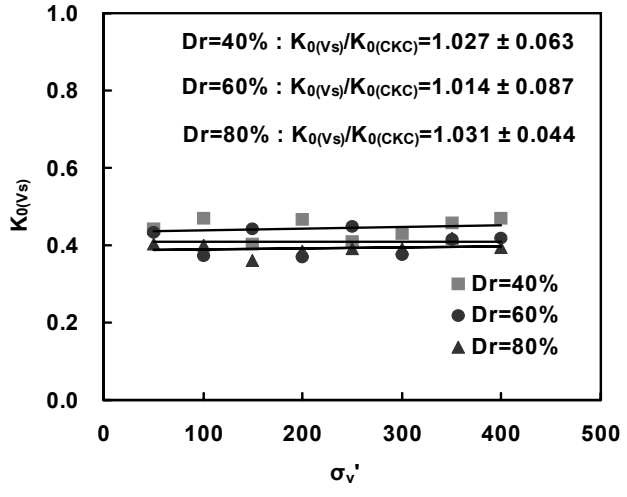
가. Bender element test의 Vs를 이용한 K_0 추정

(1) NC sand의 K_0 추정

전단파속도를 이용하여 지반의 Ko를 추정하기 위한 다양한 방법들이 연구되어 왔으며, Zeng 등(1998)은 시료의 fabric이 동일하다는 가정하에 다음과 같은 관계식을 제안하였다.

$$K_0 = \left(\frac{V_{33}}{V_{13}} \right)^{4/n} \qquad \text{여기서 n=0.5} \qquad \text{식 5-6-1}$$

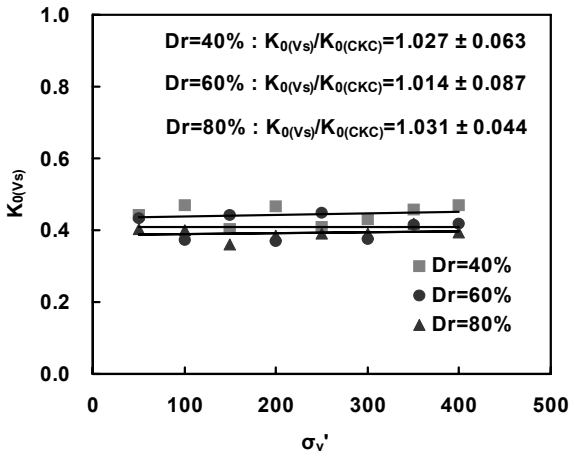
시험결과 n은 변수로써 시료의 특성에 따라 다른 값을 가지며 상대밀도에 따라 감소한다. 삼축시험과 bender element test를 비교분석한 결과, n=0.39 (Dr=80%)~0.41(Dr=40%)의 범위를 가지는 것으로 나타났다(그림 5-6-1).



<그림 5-6-1> 정규압밀상태의 $K_{0(CKC)}$ & $K_{0(Vs)}$ 관계

(2) OC sand의 K0 추정

Zeng 등(1998)은 제하시의 수평응력 증가에 의한 V_{vh}와 V_{hh}의 영향이 동일하다고 가정하였다. 그러나 Vs는 $\sigma_n = \frac{\sigma_v' + \sigma_m'}{2}$의 영향을 받고 K_0는 $\sigma_m = \frac{\sigma_v' + 2\sigma_m'}{3}$의 영향을 받으므로, 제하시 수평응력의 변화를 합리적으로 반영할 수 있는 V_{hv}와 V_{hh}을 이용하는 것이 효과적이리라 판단된다. 실험결과 $K_{0(Vs)}$의 값이 Mayne(1990)의 경험식에 의한 $K_{0(mayne)}$ 비하여 다소 크게 나타났으며, OCR에 따라 편차가 증가하는 것으로 나타났다(그림 5-6-2).



<그림 5-6-2> 과압밀 상태에서 $K_{0(mayne)}$ - $K_{0(Vs)}$ 관계

나. Bender element test의 V_{sn}과 CPT q_{cn} 상관관계

V_{sn}은 $V_s/\sigma_{n\beta}$로 관계상수 α를 의미하며 연구결과 동일 상대밀도에서 일정한 값을 갖게 되는 값이며, q_{cn}은 $q_c/(\sigma_m')^{\alpha}$로 동일 상대밀도에서 응력에 관계없이 일정한 값을 갖는다. V_{sn} & q_{cn} 상관관계에 대한 기존의 연구결과 Robertson & Fear(1995)는 V_{sn}과 q_{cn}은 식 5-6-2가 성립한다고 제안하였다. 그러나 q_{c1}는 시료 특성에 따른 변화를, V_{s1}은 상대밀도 변화에 따른 영향을 고려하지 못하며, OC sand의 경우 σ_h'의 영향을 필수적으로 고려하여야 하나 기존의 정규화관계식은 σ_v'의 영향만을

고려하므로 제약이 있다.

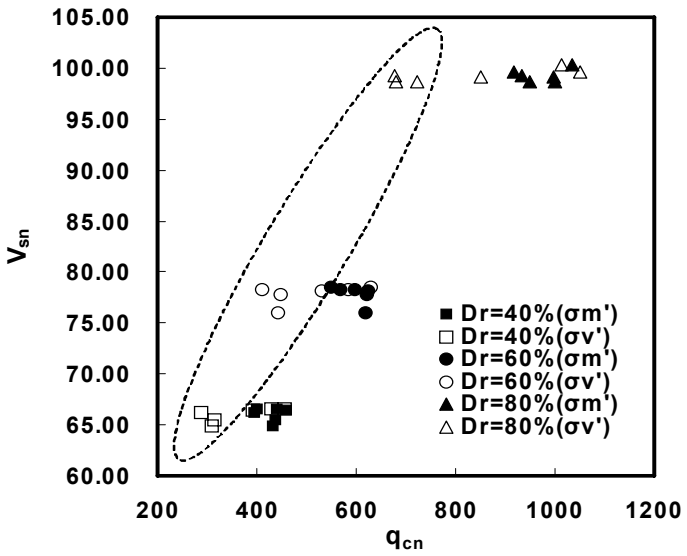
$$q_{c1} = \left(\frac{V_{s1}}{Y} \right)^4 \qquad \text{식 5-6-2}$$

단, q_{c1}과 V_{s1}은 σ_v'으로 정규화한 계수

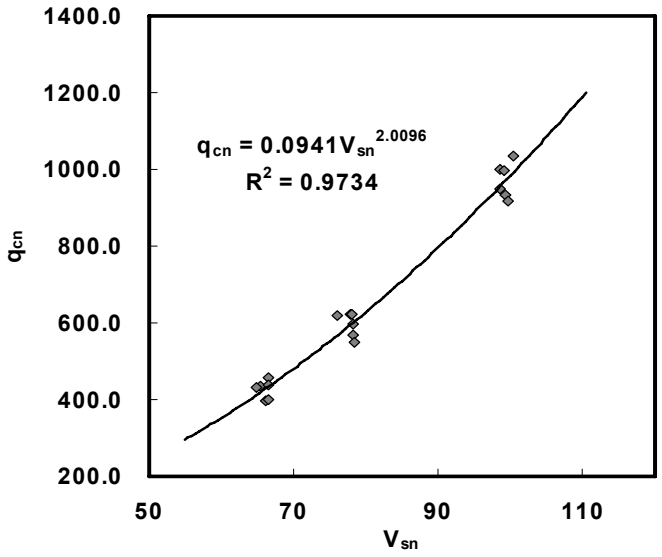
본 연구에 사용된 부산해사에 다하여는 다음의 식 5-6-3과 같은 수정식을 제안할 수 있다. 여기서 V_{sn}과 q_{cn}은 상대밀도에 따라 일정한 값을 가짐과 동시에 시료특성에 의한 영향을 고려할 수 있으므로 기존 방식에 비하여 신뢰성이 높은 장점이 있다.

σ_v'으로 정규화한 경우 NC 영역에서의 상관관계는 비교적 양호하나 σ_h'의 영향을 고려하여야 하는 OC 영역에서는 그림 5-6-3의 점선부분에 나타난 바와 같이 상당히 큰 오차를 발생시키는 것으로 분석되었다. 시료특성과 상대밀도 변화 그리고 OC sand에서의 σ_h'의 영향을 고려하기 위해서 σ_n', σ_m'으로 정규화한 V_{sn}과 q_{cn}을 이용하여 부산해사의 $V_{sn}-q_{cn}$ 관계를 산출하였다.

$$q_{cn} = 0.0941 V_{sn}^{2.0096} \qquad \text{식 5-6-3}$$



<그림 5-6-3> 정규화 응력에 따른 q_{cn} & V_{sn}



<그림 5-6-4> q_{cn} - V_{sn} 관계곡선

다. V_s와 q_c를 이용한 최대전단탄성계수($G_{\max}$) 추정

(1) q_c를 이용한 $G_{\max}$ 산정식

Jamiolkowski 등(1988)은 calibration chamber를 이용한 콘관입시험과 공진주시험의 결과로부터 q_c와 $G_{\max}$ 관계를 식 5-6-4로 제안하였다. 또한 Rix & Stokoe(1992)는 q_c로부터 $G_{\max}$를 산정하는 관계식을 식 5-6-5와 같이 제안하였다.

$$\frac{G_{\max}}{q_c} = 30.1 P_a \left(\frac{\sigma_m'}{P_a} \right)^{-0.08} \exp(-1.84 D_r) \qquad \text{식 5-6-4}$$

$$G_{\max} = 1.634 (q_c)^{0.25} (\sigma_{vo}')^{0.375} \qquad \text{식 5-6-5}$$

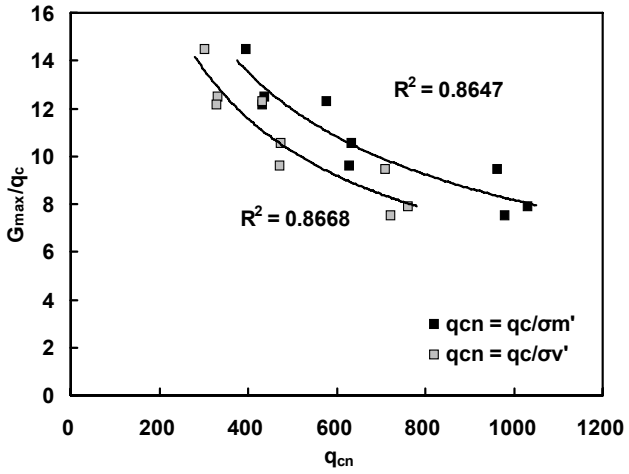
식 5-6-4는 평균유효응력으로 $G_{\max}$를 산정하므로 과압밀로 인한 영향을 반영할 수 있으나 상대밀도 영향을 고려하여야 하므로 오차가 발생하게 된다. 반면, 식 5-6-5는 q_c와 연직유효응력만으로 $G_{\max}$를 추정할 수 있다는 장점이 있으나 과압밀상태

의 모래지반에 적용이 어려우며 오차범위가 상당히 큰 단점이 있다.

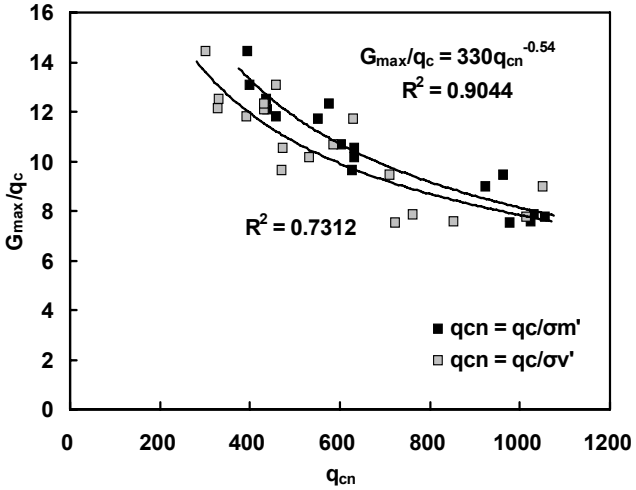
(2) q_c와 V_s를 이용한 $G_{\max}$ 제안식

본 연구에서는 상대밀도와 응력이력을 동시에 고려할 수 있는 식 5-6-6을 제안하였다. 부산해사의 경우 관계상수들은 A=330 β=0.54 그리고 α= 0.57인 것으로 나타나므로 Bender element test의 전단파속도를 이용한 $G_{\max}$를 기본으로 q_c와의 연관성을 해석한 것이다. 정규압밀모래의 경우 q_c를 σ_v' 또는 σ_m'으로 정규화 하여도 양호한 관계를 성립함뿐만 아니라 과압밀모래에서도 σ_m'으로 정규화한 경우 비교적 양호한 관계를 나타냄을 확인할 수 있다. 단, 과압밀모래지반의 경우 σ_h'증가의 영향으로 인해 σ_v'으로 정규화한 경우 $G_{\max}$값 추정에 상당한 오차를 발생시키게 된다.

$$G_{\max} = A \cdot q_c^{(1-\beta)} \cdot \sigma_m^{\alpha\beta} \quad , \quad q_{cn} = \frac{q_c}{(\sigma_m')^{\alpha}} \qquad \text{식 5-6-6}$$



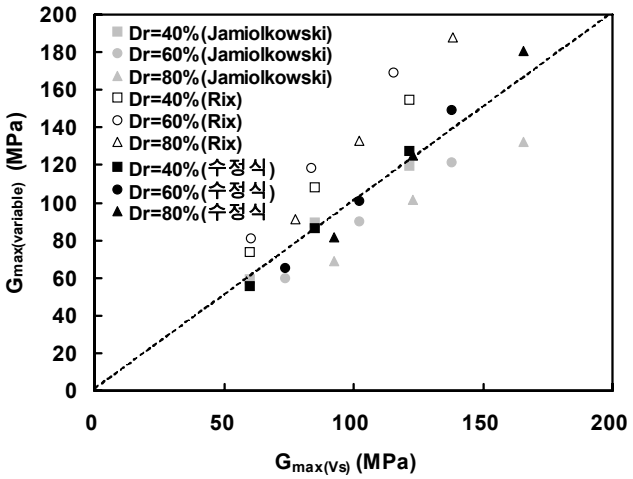
<그림 5-6-5> 정규화 응력에 따른 q_c-$G_{\max}$ 관계(NC sand)



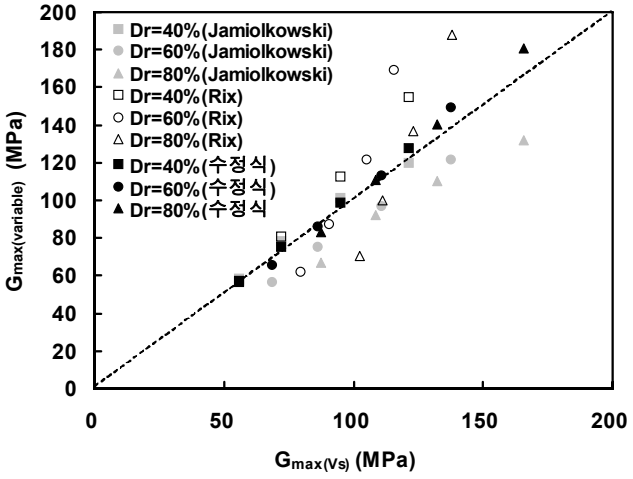
<그림 5-6-6> 정규화 응력에 따른 q_c-$G_{\max}$ 관계(NC & OC)

(3) 기존 제안식과의 비교 검토

Jamiolkowski 등(1988)의 관계식은 응력이력의 영향을 고려할 수 있으나 기본특성에 의한 영향으로 그림과 같이 정규압밀상태 및 과압밀상태 모두 bender element test의 V_s를 이용한 $G_{\max}$에 비하여 낮은 값을 가지며 어느 정도의 오차범위를 가지는 것으로 나타났으며, Rix & Stokoe(1992)의 제안식은 응력이력의 영향을 반영할 수 없으므로 NC 영역에서는 $G_{\max(Vs)}$에 비하여 큰 값을 가지며 OCR이 증가함에 따라 $G_{\max(Vs)}$에 비하여 상당히 감소하고 오차범위 큰 것으로 나타난 반면, 본 연구에서 제안한 수정관계식은 NC, OC 모든 영역에 걸쳐 $G_{\max(Vs)}$와 상당히 양호한 관계를 보임을 알 수 있다. 따라서 향후 다양한 사질토의 실험을 통한 자료축적 및 분석과정을 거쳐 기본특성과 응력이력을 효과적으로 고려할 수 있는 신뢰도 높은 관계상수를 획득할 수 있을 것으로 판단된다.



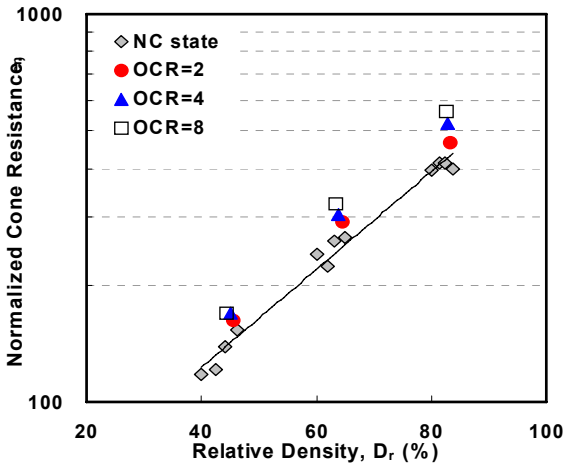
<그림 5-6-7> NC sand의 $q_c - G_{\max}$ 관계



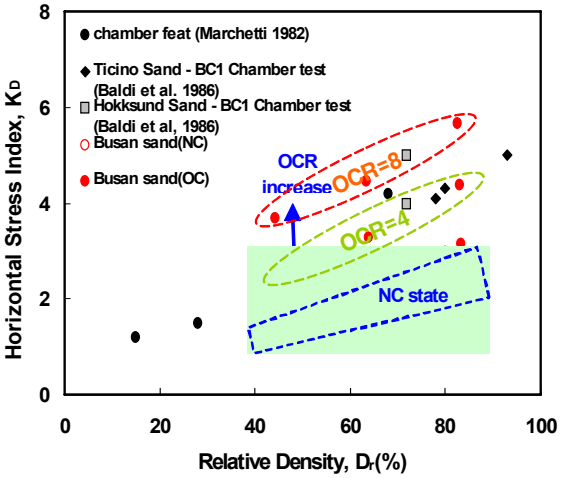
<그림 5-6-8> OC sand의 $q_c - G_{\max}$ 관계

라. Effect of Stress History on $q_{cn}-D_r$ & K_D-D_r

과압밀비(OCR)에 따른 정규화된 콘저항치($q_{cn}=q_c/\sqrt{\sigma_v'}$)와 상대밀도($D_r$)의 관계는 그림 5-6-9와 같다. 동일 상대밀도에서 OCR이 증가할수록 q_{cn}이 증가하였으나, 응력이력의 영향을 판별하기 난이하다. 반면, OCR에 따른 딜라토미터 수평응력지수(K_D)와 상대밀도의 관계인 그림 5-6-10에서, 동일 상대밀도에서 OCR이 증가할수록 K_D이 현저히 증가하였으며, 특히 OCR=4 이상인 경우 응력이력의 영향을 뚜렷이 판별 가능한 것으로 나타났다.



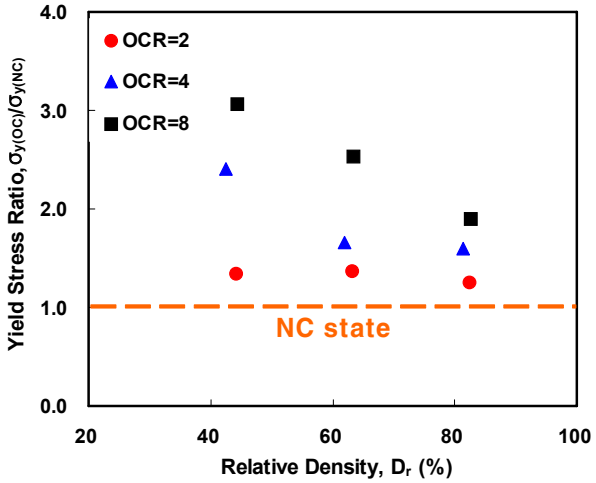
<그림 5-6-9> 과압밀비에 따른 $q_{cn}-D_r$ 관계



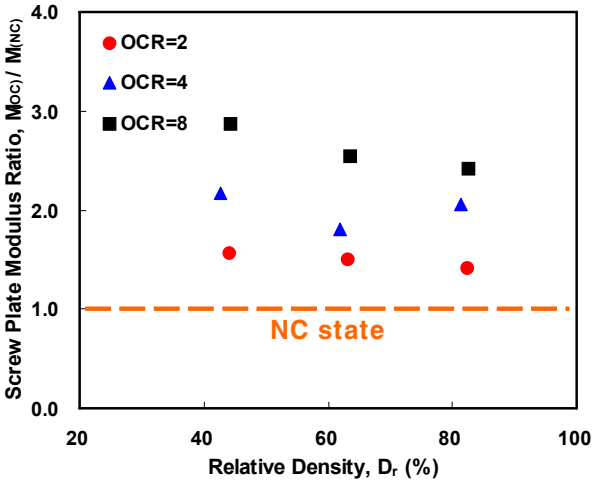
<그림 5-6-10> 과압밀비에 따른 K_D-D_r 관계

마. Effect of Stress History on $\sigma_y - D_r$ & $M - D_r$

응력이력에 따른 스크류 플레이트 시험을 분석하였다. 그림 5-6-11은 OCR에 따른 항복응력이며, 그림 5-6-12는 OCR에 따른 변형특성을 나타내었다. 그림 5-6-11에서 상대밀도에 따라 응력이력의 영향이 감소하였으며, 그림 5-6-12에서는 상대밀도에 관계없이 OCR이 증가함에 따라 NC 상태의 변형특성보다 OC 상태의 변형특성이 크게 나타났다. 시험결과 항복응력보다는 변형특성이 응력이력의 영향을 더 크게 받는 것으로 나타났다.



<그림 5-6-11> *OCR*에 따른 SPLT 항복응력비



<그림 5-6-12> *OCR*에 따른 SPLT 변형계수비

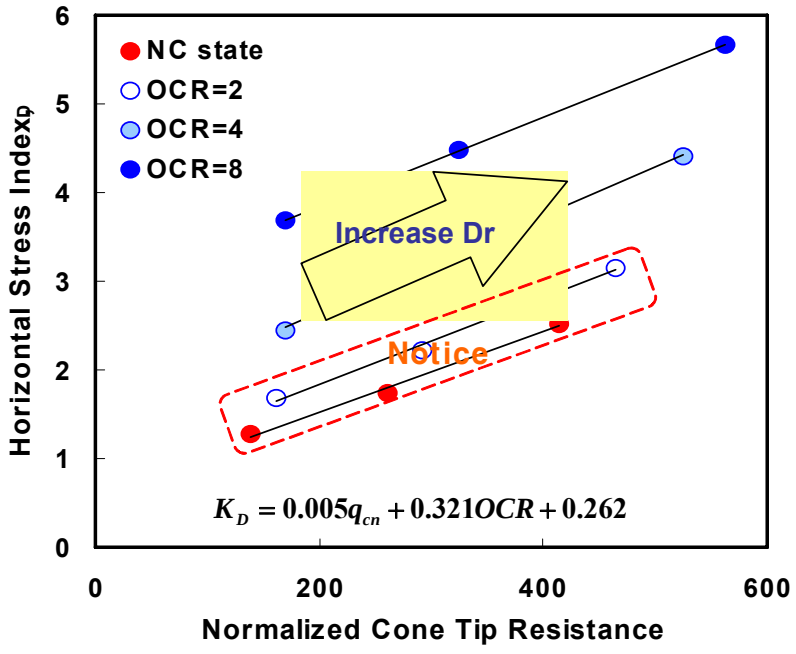
7. 응력이력의 판별 및 변형계수 평가

가. K_D-q_{cn}-OCR 관계

상대밀도와 OCR이 증가하면 사질토의 K_D와 q_{cn} 또한 증가할 뿐만 아니라, K_D와 q_{cn}는 흙의 종류에 따라 달리 측정되기 때문에 K_D, 혹은 q_{cn}로 사질토의 응력이력을 평가할 수 없다. 따라서 K_D와 q_{cn}와 같은 두가지 시험결과를 조합함으로써 지반의 응력이력을 평가하는 방법이 효과적이다.

식 5-7-1은 K_D와 q_{cn}의 결과를 조합하여 사질토의 OCR을 평가하기 위해 제안식으로써, 단독시험 결과에 비해 효과적으로 지반의 응력이력을 판정할 수 있을 것으로 기대된다. 또한 비교적 낮은 OC 영역에서도 응력이력을 판별할 수 있다.

$$K_D = 0.005q_{cn} + 0.321OCR + 0.262 \qquad \text{식 5-7-1}$$

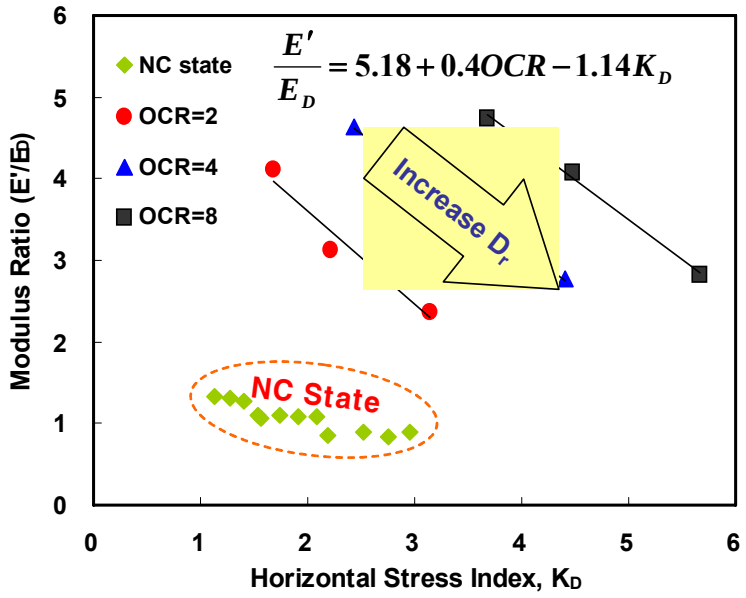


<그림 5-7-1> K_D-q_{cn}-OCR 관계

나. E/E_D-K_D 관계

지반의 침하량은 변형계수와 관계가 깊으며, 지반의 변형계수는 응력이력에 민감한 것으로 알려지고 있다. 딜라토미터 시험으로부터 결정된 응력이력에 따른 E_D와 K_D로부터 결정된 식 5-7-2는 기존 관계식들에 비해 지반의 변형계수를 정밀히 추정 가능할 것으로 판단된다.

$$\frac{E'}{E_D} = 5.18 + 0.4OCR - 1.14K_D \qquad \text{식 5-7-2}$$



<그림 5-7-2> K_D-E_D-E' 관계

제 6 절 사질토 Cementation(고결) 연구

1. Cementation

가. Cementation 발생조건

해양 침전물은 생물학적 원인이나 화학적 침전으로 인해 그 조직과 구성이 변하게 된다. 특히 전형적으로 탄산칼슘($CaCO_3$: Calcium carbonate)이 모래입자 사이에 침전하여 입자간 결합력을 증진시키는 현상을 cementation이라고 하는데, 아주 약한 cementation으로도 해양침전물의 공학적 특성은 변화하며 입자간 결합을 형성하여 느슨한 침전일지라도 강한 고화현상이 발생할 수 있도록 한다. 일반적으로 soil의 cementation은 열대나 아열대 기후의 지역에서 주로 발생하지만 부분적인 cementation은 그 외 지역에서도 얼마든지 발생 가능하다. 즉, 열대와 아열대 지역의 해수는 탄산칼슘으로 과포화 된 상태이기 때문에 주로 이 지역의 해안에서 cemented soil이 주로 나타나지만 이산화탄소의 증가와 같은 특정한 조건이 만족된다면 온대지역에서도 발생하기도 한다.

해수로부터 침전하는 탄산칼슘의 주요 구성광물은 아라고나이트(aragonite)나 칼사이트(calcite)이다. 칼사이트는 흔히 12~17 몰농도의 $MgCO_3$를 함유하고 있는데 이것을 high-magnesian calcite라고 한다. cementation은 입자 내부의 간극(intrapaticle pores)에서 발생하거나 입자와 입자 사이의 간극(interparticle pores)에서 발생할 수 있는데, 개개의 입자를 강하게 연결시켜 주는 interparticle pores에서 발생하는 cementation이 공학적으로 더 중요하다. 일반적으로 해사는 aragonite와 high-Mg calcite가 단독으로, 또는 복합적으로 작용하여 cementation이 발생한다. cementation 침전이 발생하는 용액의 (Mg^{2+}/Ca^{2+})의 비율이 cementation 침전량을 결정하는 주요 요소 중 하나이다. 즉 Mg^{2+}/Ca^{2+}의 비율이 3 이상이 되면 더 많은 cementation이 발생할 수 있다. 또한 cementation 결정을 형성시키는 다른 요소 중 하나가 탄산이온(CO_3^{2-})의 공급이다. 탄산이온은 용액의 과포화정도를 증가시키므로 신속한 침전이 발생하도록 한다.

나. Cementation 형성에 영향을 끼치는 요인

수많은 요소들이 cementation과정에 영향을 미치기 때문에 그에 따른 cementation의 영향 또한 다양하다. 가장 중요한 요소들은 화학적/물리적 환경조건, 침전물(sediment) 자체의 투수계수/조직(texture)/구성(composition) 및 안정성(stabilization) 등이다.

(1) Chemical conditions

온도와 염분에 따라 $CaCO_3$로 과포화 된 해수만으로도 cement precipitation을 설명하기에 충분하다. 그러나 신진대사활동이나 유기물질의 분해로 인하여 CO_2의 농도가 변화하기 때문에 과포화 정도 또한 변화한다. 또한 온도나 조류활동에 의한 기계적인 해수의 순환으로 인해 $CaCO_3$의 용해도는 변화할 수 있다.

(2) Permeability of the sediment

충분한 cementation이 발현되기 위해서는 충분한 양의 해수가 침전물을 통해 여과되어 cementation에 필요한 물질을 충분히 공급해줘야 한다. 모래의 투수계수는 모래를 통한 해수의 흐름이 원활할 정도로 크기 때문에 cementation 물질의 공급 또한 쉽다. 만약 투수계수가 낮아 해수의 유입이 적다면 물질의 공급율도 느릴 것이다. 따라서 가장 투수성이 좋은 해안가 근처의 coarse-grained sand에서 cementation이 가장 잘 발생한다.

(3) Energy (physical conditions)

침전물 자체가 cementation되려는 경향과는 별도로 cementing material이 용해되어 있는 해수를 이동시키는 메커니즘 또한 중요한 요소이다. 초기의 cementation은 그러한 mechanism의 유무에 의해 좌우되는데, 파도, 조수, 해류, 증발현상 등이 이에 해당한다. cementation은 해수가 밀려오는 방향, 또는 바람이 불어오는 방향에서 더 크게 나타난다. 바람이 불어나가는 방향에서 cementation은 발생빈도가 낮거나 cementation이 불연속적으로 발생하기도 한다. 일반적으로 cementation 정도는

퇴적환경의 유체역학적 조건에 직접적으로 연관되어 있다.
조류의 영향을 받는 지역은 cementation이 발생하기 쉽다. 조류와 파도는 모래입자의 접촉을 이완시켜 간극사이로 해수의 유입을 더 용이하게 한다. 파도와 해류의 활동이 깊은 subtidal zone 부근에도 cementing material을 공급되긴 하지만 그 비율은 상대적으로 적다.
또한 그 지역의 침전물은 fine material의 함유량이 크기 때문에 투수계수 또한 작다. 따라서 이지역의 cementation은 주로 생물학적 활동에 의한 해수의 흐름에 의해 발생한다.

(4) Texture of the sediment

sediment의 texture는 곧 fine grained material을 흡착시킬 수 있는 정도와 연관된다. fine grained material은 cement material이 쉽게 침전될 수 있는 이점을 제공한다. 즉, fine grained material이 많을수록 cementation이 좀 더 빠르고 좀 더 강하게 발생한다.

(5) The composition of the sand

일반적으로 sediment의 입자구성은 cementation 유발에 중요한 요소는 아니다.
그러나 환경적, 퇴적조건이 cementation을 일으키기에 부적합하다면 입자의 광물조건과 carbonate grain의 농도가 cementation의 중요한 요소가 된다. 이것이 아열대, 온대기후 지역의 깊은 바다에서 발생하는 조건에 해당한다.

(6) Stabilization of the sediment

$CaCO_3$의 함유량이 많은 열대, 아열대 지역일지라도 얕은 암초부근의 해저에서는 cementation이 거의 나타나지 않는다. cementation은 모래입자가 어느 정도 안정화된 상태에서만 발생한다. 초기 sediment의 안정화는 해초나 조류에 의해 영향을 받는다.

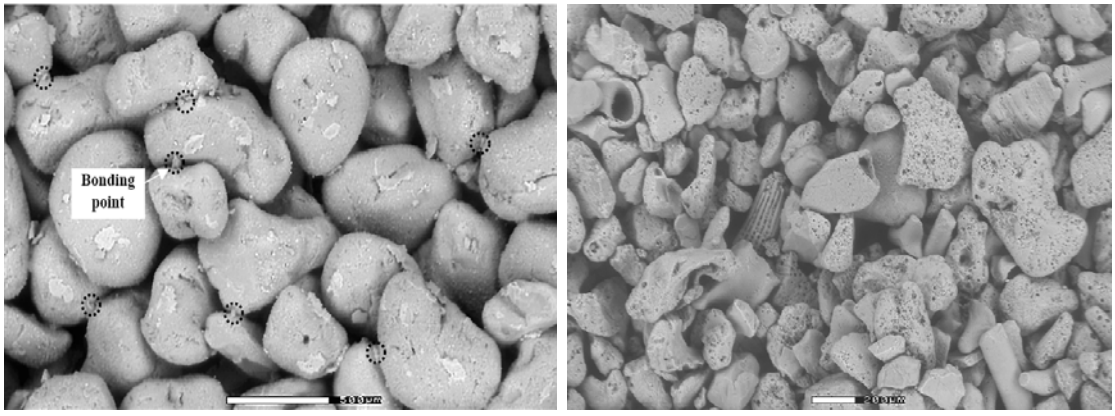
(7) Variability of cementation

Cementation이 다양하게 나타나는 주요 원인은 calcium carbonate 화학작용의 복잡함과 다양한 환경 및 퇴적조건이 cementation material의 침전에 영향을 미치기 때문이다. 이 같은 여러 요소들은 cementation 과정에 독립적으로 작용하기도 하고, cementation 도중 system을 변화시키기도 하므로 cementation 과정은 규칙적이기도 하고 불규칙적이기도 하다.

다. Cementation 강도에 영향을 끼치는 요인

(1) Effect of hardness of individual particles

cemented soil의 거동은 hardness, compressibility, stiffness, fracture, toughness 등과 같은 입자의 서로 다른 역학적 성질로 인해 달라지며, 이와 더불어 입자의 밀도나 cementation 정도에 따라 달라지기도 한다. 이들 각각의 서로 다른 역학적 성질은 상호 관계하여 작용한다.



(a) Silica sand (b) Calcareous sand

<그림 6-1-1> ESEM of two kind sands (Ismail, 2002)

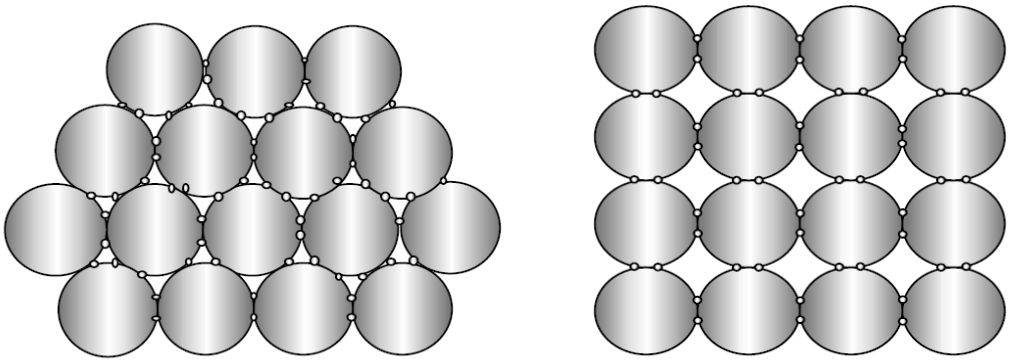
silica sand(그림 6-1-1(a))와 같은 단단한 물질로 구성된 모래인 경우 입자들이 입자와 입자 사이로 응력을 전달하기에 충분한 강도를 지니고 있기 때문에 cementation이 먼저 깨지고 입자의 파쇄가 발생한다. 따라서 이 같은 모래의 경우 cementation sand의 전체 강도는 주로 입자사이의 cementation 결합의 강도에 의해 결정된다. 반면, calcareous soil(그림 6-1-2(b))과 같이 입자가 약한 sand의 경우

cementation의 결합의 파괴가 입자의 파쇄보다 먼저 발생하거나, 또는 입자 파쇄와 동시에 발생한다. 따라서 이 같은 모래의 경우에는 이들의 상호작용에 의해 모래의 강도가 결정된다.

(2) Effect of initial void ratio of the soil matrix

입자의 결합 메커니즘은 흙 입자 사이의 cementation 결합에 의해 형성되고 입자 사이 결합점에서의 결합패턴에 의해 결합이 더욱 발달된다. 즉, cementation이 발생하는 입자의 결합점이 증가할수록 cementation된 흙의 강도 또한 증가하게 된다.

일반적으로 입자사이의 접촉점 수는 흙입자의 다짐정도에 의해 결정된다. 이상적인 모래는 그림 6-1-2와 같은 두 가지 간극비 사이에서 존재한다. (a) 상태에서의 접촉점 12는 각각 입자 하나가 12개 입자로 둘러싸여 있음을 의미한다. 그러나 (b)와 같은 느슨한 상태에서의 접촉점은 6에 불과하다. 따라서 좀더 많은 접촉점이 가지는 (a)의 강도가 더 크게 나타나게 된다.



(A) Densest state: n_{min} = 0.26 (e = 0.35)
Coordination Number = 12

(b) Loosest state: n_{max} = 0.48 (e = 0.92)
Coordination Number = 6

<그림 6-1-2> Extreme states of packing for an ideal granular material

(3) Effect of particle size

흙 입자의 크기는 cementation이 발생하는 도중 아래와 같은 이중효과를 발휘한다.

① 입자 크기와 cementation 유발제 흡착관계

입자 크기가 작을수록 흙입자가 필터효과를 더 잘 발휘하는 특성 때문에 cementation 유발물질이 입자에 더 많이 흡착된다.

② 입자 크기와 입자사이의 접촉점 수의 관계

부피가 일정한 흙에 대해 흙입자의 직경 D와 접촉점 N_c는 $N_c \propto (1/D^3)$의 관계에 따른다. 만약 이상적인 흙 A가 흙 B보다 2배 큰 직경을 가지고 있다면 단위부피당 B의 접촉점은 A의 8배가 되어 B의 강도가 A보다 더 크게 된다. 즉, 흙의 비표면적이 클수록 흙의 강도 또한 증가하게 된다. 흡착되는 cementation 유발제의 양과 입자사이의 접촉점은 입자의 크기가 감소할수록 동시에 증가하기 때문에 이 두 가지 효과는 분리하여 생각할 수 없다.

(4) Effect of particle shape

흙입자들의 기하학적 모양은 입자들의 접촉면의 모양과 분포를 결정한다. 예를 들어, 구형의 입자들은 입자들 사이로 하중을 효율적으로 전달할 수 있는 매커니즘을 형성하지만, 관상 혹은 평면형의 입자는 접촉면이 임의의 패턴으로 형성되므로 응력집중이 발생하여 작용된 응력을 전달하는데 비효율적일 수밖에 없다. 또한, 구형의 입자는 좀 더 많은 접촉면을 형성할 수 있으므로 동일한 강도의 관상, 평면 입자보다 더 큰 하중을 전달할 수 있다. 구형의 silica 모래입자가 가장 큰 강도를 발현하는 이유는 이와 같은 이유에 근거한다.

(5) Effect of surface condition of grains

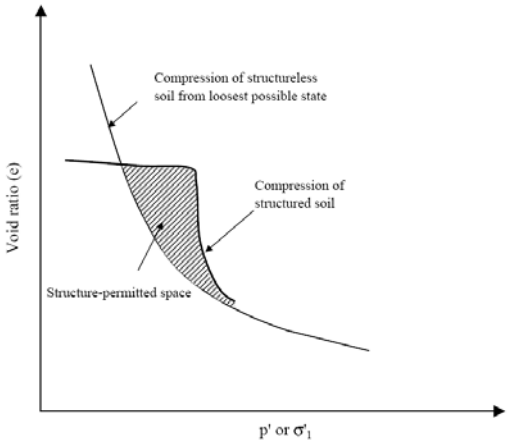
입자의 표면 상태 또한 cementation 유발제의 작용에 영향을 미친다. 미리 cementation 현상이 발생한 모래의 cementation 결합을 파괴시킨 후 다시 cementation 시켰을 경우 이전보다 더 큰 강도를 발현하는 것으로 알려져 있다. 이는 표면이 깨끗한 모래입자보다 cementation 유발제 등이 입자 표면에 미리 덮어져 있어 표면의 거칠기가 증가하는 경우 동일한 cementation 유발제의 흡착에도 더 강한 결합을 형성할 수 있음을 의미하는데, 이러한 현상을 coating effect라고 한다. coating effect와 더불어 입자의 둥글기 또한 cementation에 영향을 미치는데, 입자 조직이 거칠수록 동일한 비표면적의 매끄러운 입자보다 cementation 유발제를 더 효과적으로 흡착시킬 수 있기 때문에 강도 증가 효과가 더 크게 나타난다.

2. Cemented sand의 거동

Cementation은 침전된 흙의 공학적 특성을 변형시킬 수 있는 다양한 지질학적 과정중의 하나로써 현재까지 흙이 'structure' 되는 과정으로써 널리 알려져 있다. 자연상태의 'structured soil'의 공학적 거동을 설명하기 위한 많은 시도가 있어 왔지만, 'soil structure'의 정확한 정의는 아직까지 확정되지 않고 있다. cementation 현상은 soil을 'structured soil'로 분류시킬 수 있는 지질학적 과정임에 틀림없다. structured soil의 공학적 거동에 대한 대표적인 연구는 아래와 같이 진행되어져 왔다.

가. Leroueil and Vaughan (1990)

Leroueil과 Vaughan은 structured soil의 공학적 거동을 설명하기 위한 정성적인 기준을 정립하고자 하였다. 그 기준의 기초는 structure가 파괴되기 전의 상태는 structure가 없는 soil의 한계상태를 초과하여 나타나지만 일단 structure가 파괴되면 structure가 없는 soil과 같은 거동을 보이는 것으로 설명된다.
그림 6-2-1은 structured soil과 structureless soil의 압축특성을 보여준다. 그림에서 soil의 상태가 structure-permitted space 내에 존재하는 경우 큰 압축변형이 발생하게 된다. 변형의 크기는 간극비에 의해 결정되는데, 일반적으로 structured soil은 큰 간극비를 가지기 때문에 큰 변형이 발생한다. 즉 structured soil의 경우 yielding을 초과하는 응력이 가해지는 경우 위험한 반응이 나타날 수도 있다.



<그림 6-2-1> Comparison of compression behavior between structured and structureless soils (after Leroueil and Vaughan (1990))

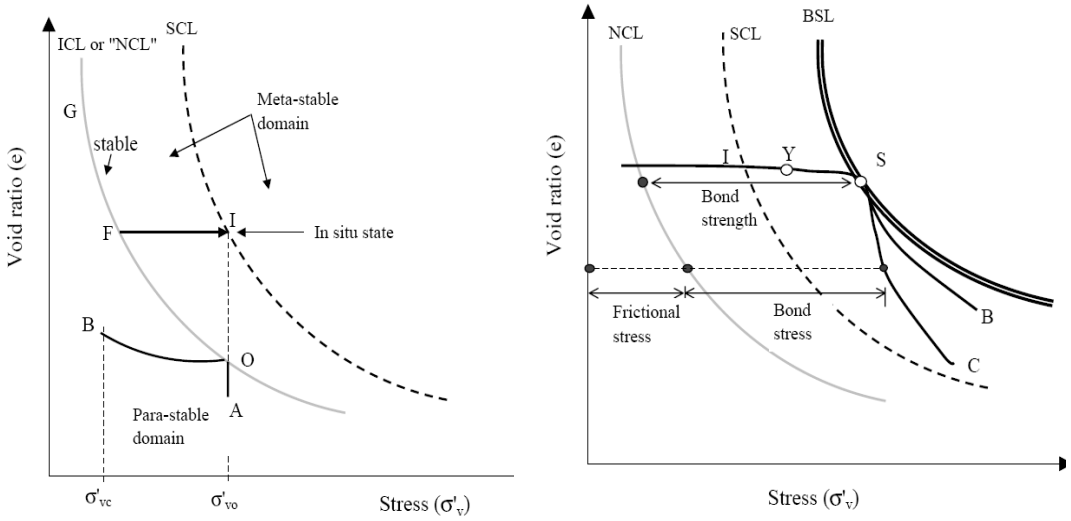
모든 structured soil은 그 기원이나 구조의 성질에 관계없이 위와 유사한 거동을 보이지만, 아래의 거동 특성은 단지 정성적일 뿐이고 상태정수 (간극비, 항복응력)나 흙의 구성요소와의 정량적인 반응을 구분하지 못하고 있다.

나. Kavvadas and Anagnostopoulos (1998)

Kavvadas 등은 Burland에 의해 제시된 점토의 Intrinsic Compression Line(ICL)과 Sedimentary Compression Line (SCL)의 개념을 structured soil에 적용시켜 그림 6-2-2와 같이 나타내었다. 초기 soil 침전도중, 어떠한 structure도 발달하지 않아 ICL의 GFO를 따르는 압축특성을 따르는데, 이 선에서 나타나는 soil의 특성은 structure와는 무관한 간극비/응력상태에 따라 설명될 수 있다. 아래와 같은 원인에 의해 NCL(ICL)로부터 일탈이 발생하여 structured soil로 변화하게 된다.

① 상재하중 제거 (OB)
② ageing 혹은 creep effect (OA)
③ cementation (FI)
④ leaching

Cemented soil의 압축거동은 (b)의 IYSB 곡선이나 IYSC 곡선을 따라갈 것이다. 점 I는 In-situ 상태를 나타내고 점 Y에 이르기 전까지는 부분적인 결합의 파괴로 인해 탄성거동을 나타내어 강성이 조금씩 감소하고, BSL의 점 S에 이르러 대부분의 결합이 파괴되어 강성이 급격하게 감소하게 된다. 만약 결합강도가 균등하여 강성이 시료 전체적으로 감소하게 된다면 SC 곡선을 따르게 되고, 결합강도가 불균등하면 강성의 감소다 점차적으로 발생하여 SB 곡선을 따르게 된다.
결합이 파괴되기 시작하면 입자 사이의 마찰로 인해 대부분의 응력이 전달되며, 결합이 완전히 파괴될 때까지 부분적으로 결합에 의해 응력이 지탱된다. 전단 도중 발생하는 체적변형은 NCL 곡선과 관계되는 입자의 상태와 관련된다. soil이 NCL 밑에 위치한다면 dilate와 strain hardening이 발생하고, NCL 위에 위치한다면 contract와 strain softening이 발생한다. 이상과 같은 이론은 soil이 겪게 되는 지질학적 과정을 쉽게 설명하고 있지만 아직도 정성적인 설명에 그치고 있다.



(a) Mechanisms causing the development of structure in soils

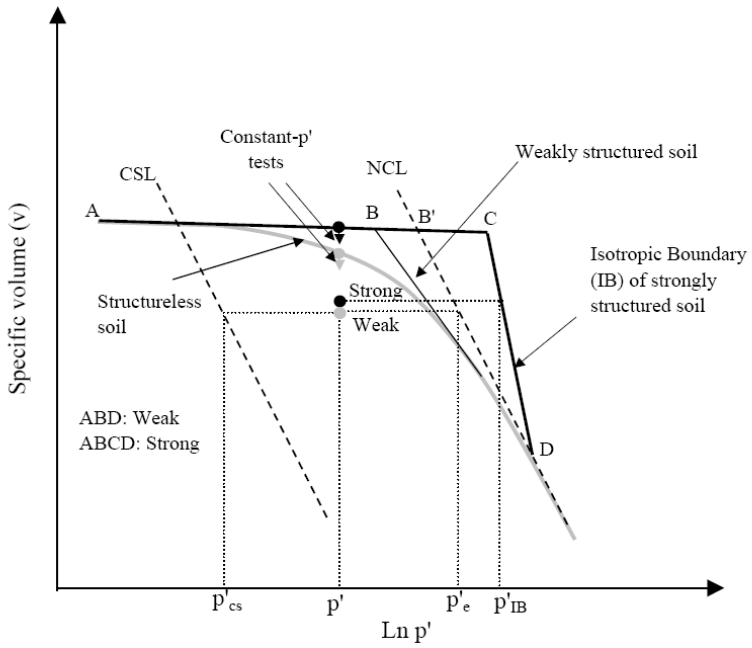
(b) Compression curve of a structured soil

<그림 6-2-2> Structured soil의 거동

다. Cuccovillo and Coop (1999)

Cuccovillo와 Coop(1999)은 결합력(cementation) 혹은 흙의 조직(fabric)과 관계하여 soil의 structure를 정의하였다. 강하게 형성된 조직은 dilatancy를 방지하거나 혹은 yielding에 도달하기 전까지 dilatancy를 지연시켜 post-yield dilation에서 비로소 조직이 완화된다.

재성형시료의 NCL과 관련하여 자연상태 시료의 항복응력인 p_y'의 위치에 따라 Cuccovillo등은 structured soil을 weakly structured soil과 strongly structured soil로 구분하였다. 그림 6-2-3에서 ABD 곡선을 따라가는 soil을 weak soil로 분류되고, 반면 ABCD 곡선을 따라가는 soil을 strong soil로 분류한다. weak soil은 structureless soil의 압축곡선인 AD 곡선 위와 NCL 아래에서 형성되고, strong soil은 NCL 외부에서 형성된다. 즉, B′CD 곡선의 영역이 structure-permitted space를 나타내며 structureless soil은 이 영역에 도달할 후 없다.

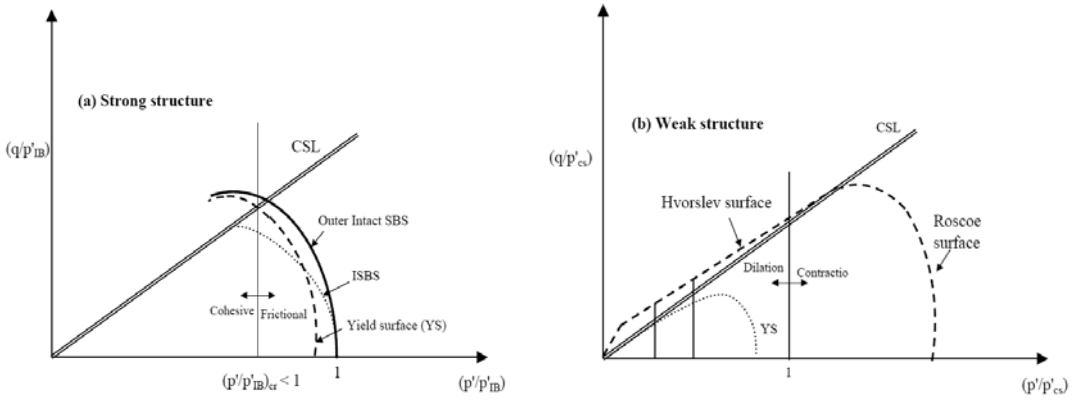


<그림 6-2-3> Classification and normalization scheme for natural soils according to the location of yield stress with respect to the NCL of the uncemented condition

두 가지 structured soil의 거동을 설명하기 위해 Cuccovillo 등은 재성형 시료에서 나타나는 CSL, 혹은 NCL을 대신하여 isotropic boundary (IB)로 정규화시켜 나타내었다 (IB는 structure soil의 압축곡선에서 나타나는 yield point와 cementation이 파괴된 이후에 NCL로 수렴하는 점을 연결하는 직선이다). 또한 weak structure의 경우에는 재성형 시료의 NCL보다 큰 경사를 가질 수 없다. strong structure인 경우 점착 혹은 마찰 메커니즘은 IB 상의 위치와의 함수관계로 표현된다.

그림 6-2-4에서 strongly structured soil의 outer state boundary surface(SBS)는 weakly structured soil에서 보이는 Roscoe surface와 유사한 경계를 나타낸다. strongly structure soil의 SBS는 CSL과 교차하기 때문에 dilation이나 contraction이 발생하기 전에 CSL 위에 존재할 수 있다. 이것은 strongly structured soil의 yielding은 CSL 위의 응력상태에서 발생할 수도 있음을 나타낸다. 아래 모델에서 (p'/p'_{IB})가 critical ratio인 $(p'/p'_{IB})_{cr}$보다 작은 상태로 압축된다면 점착력 매커니즘을 통해 yield surface에 도달하여 취성거동을 보이며, 반면 (p'/p'_{IB})가 critical ratio인 $(p'/p'_{IB})_{cr}$보다 큰 초기 응력에서 전단이 발생한다면 contraction과 관련된 마찰

매커니즘이 일어날 것이다. weakly structured sand의 경우, 구속압이 아주 작은 경우를 제외하면 전단거동은 대부분 마찰 매커니즘을 따르고 yield surface는 peak envelope와 SBS surface를 완벽하게 포함한다.



<그림 6-2-4> Idealization of normalized behaviour of structured soils showing cohesive and frictional mechanisms

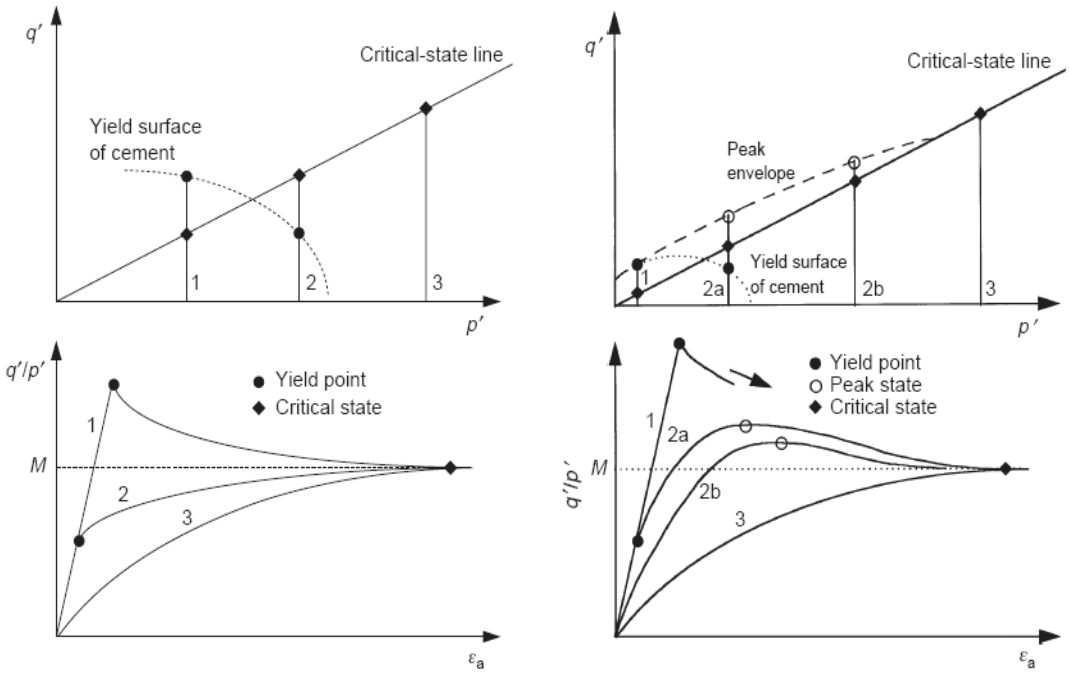
전단도중 발생하는 cemented soil의 이상적인 응력-변형율 거동이 그림 6-2-5에 나타나 있다. (a)는 strongly structured soil에 대한 응력-변형율 거동이고, (b)는 weakly structured soil에 대한 거동을 나타낸다. 구속압이 아주 높은 경우를 제외하면 soil의 전단거동은 peak envelope까지 dilatancy 거동을 보인다(그림 b-곡선 2a, 2b). 구속압이 매우 클 경우 입자의 파쇄가 발생하여 dilatancy 거동이 억제되어 yield point가 나타나지 않는다(곡선 3). 반면 strong structure의 경우, 점착력 거동이 발생하고 peak envelope가 나타나지 않아 yield surface가 CSL 위에 존재하는 경우를 제외하면 stress ratio가 critical state ratio를 초과하지 않는다.
이 같은 거동체계는 아래와 같은 세 가지에 주목할 만하다.

① 접근방법이 정량적이다.
② strong structure와 weak structure 사이의 명확한 구분이 가능한 모델이다.
③ 일반화된 모델이 실험결과와 일치하는 경향을 보인다.

그러나 아래와 같은 점에서 문제점이 발견된다.

① weak structure인 경우 재성형 시료의 압축곡선과의 이격을 입자 간 마찰로 가정하는데, 이는 위에서 제시된 분류에서만 적용 가능하다. 실제로 약한 cementation이 발생한 경우 압축곡선이 uncemented soil의 압축곡선 밖으로 벗어나 나타나긴 하지만 여전히 NCL 밑에 존재할 수도 있다.

② strong structure인 경우 상대밀도가 증가하면 재성형시료에서 관찰되어지는 바와 유사하게 structureless인 soil의 압축거동을 나타낸다. 이것은 cemented soil의 압축곡선은 yielding이 발생한 후 limiting compression line에 수렴한다는 것을 의미한다. 따라서 structured soil의 압축곡선이 structureless soil의 NCL이 빠르게 수렴하지 않는 경우에 이 모델의 적용이 용이하지 않다.



(a) strongly cemented soil (b) weakly cemented soil

<그림 6-2-5> Idealized shearing behavior of cemented soils

3. Cementation 지반에 대한 In-situ test

현장관입시험, 특히 콘관입시험(CPT) 시험방법이 단순하고 반복적이며, 시험결과의 신뢰성이 높기 때문에 흙의 분류에서부터 각종 토질정수 산정을 위해 광범위하게 사용되고 있다. 그러나 일반적인 콘관입시험으로는 cementation이 유발된 지반과 상대밀도가 높은 지반을 구별할 수 없기 때문에 이에 대한 연구가 필요하다.
자연상태의 cementation 유발지반과 실내에서 인위적으로 조성된 cementation 시료에 대한 실험결과, cementation 시료의 잔류강도는 첨두강도보다 매우 작게 결정됨을 알 수 있다. 따라서 흙의 교란으로 인해 cementation 결합이 쉽게 파괴되는 일반적인 시료채취 방법을 통해 얻어진 실내시험 결과는 실제 cementation 유발지반의 거동을 제대로 설명하지 못한다. 이와 같은 관점에서 cementation 유발지반의 지반공학적 특성 분석을 위한 현장시험이 필수적이며, 현재까지 이에 대해 제한적인 연구성과만이 보고되고 있다.

가. Cementation이 콘관입시험 결과에 끼치는 영향

(1) 콘 선단저항(q_c)

이전의 연구결과에 의하면 낮은 cementation 유발정도로도 콘 선단저항이 크게 증가함을 알 수 있다(Rad and Tumay, 1986; Akili and Nabil, 1988; Puppala 등, 1993). Puppala 등(1995)의 연구에 의하면 포틀랜드 시멘트 1~2%로 고결된 시료의 점착력은 10~30kPa정도로 결정되며, 연직하중 100kPa 이하의 낮은 구속압 상태에서 미고결 시료의 콘 선단저항보다 2~4배정도 증가하는 것으로 나타났다.
Cementation 유발시료의 콘 선단저항은 cementation 유발제로 사용된 포틀랜드 시멘트의 함유율이 높을수록 증가하였다(Akili and Nabil, 1988; Puppala 등, 1995).

(2) 주면마찰력(f_s)

Cementation 유발시료의 콘 주면마찰력은 미고결 시료의 콘 주면마찰력보다 더 크게 결정된다(Rad and Tumay, 1986; Akili and Nabil, 1988). Puppala 등(1993)은 흙의

정지토압계수보다 수동토압계수를 사용하여 cementation 유발시료의 콘 주면마찰력을 더 잘 예측할 수 있음을 관찰하였으며, 이는 cementation 유발시료에서 dilation이 억제되기 때문에 콘 주면의 구속압이 증가하기 때문으로 설명하였다. 콘 선단저항과 마찬가지로 상대밀도가 높은 시료에서 콘 주면마찰력이 더 크게 결정된다.

(3) 마찰비(Fr)

Rad and Tumay(1986)에 의하면 cementation 유발시료의 마찰비는 미고결 시료의 마찰비보다 작게 측정된다. Puppala 등(1995)은 포틀랜드 시멘트 1~2%에 의한 cementation 유발시료의 마찰비는 상대밀도에 크게 영향을 받지 않으며, cementation 정도가 클수록 마찰비는 다소 감소하는 경향을 보였다. 이로부터 Puppala 등(1995)은 약한 cementation 유발시료의 경우, 연직구속압 50kPa 정도의 응력상태에서 마찰비는 큰 영향을 받지 않는다고 결론지었으며, 마찰비는 약한 cementation 유발시료를 구분하는데 유용하지 않다고 하였다.

(4) Cementation이 CPT 강도정수 산정에 끼치는 영향

콘 선단저항은 사질토의 마찰각을 추정하는데 사용되어지고 있으며, 일반적으로 콘 선단저항이 크면 마찰각 또한 크게 추정된다. 그러나 cementation 유발지반의 경우, cementation 유발 여부가 제대로 평가되지 못할 경우, 콘 선단저항이 동일 상대밀도의 미고결 지반보다 크게 측정되어 마찰각을 과대평가할 소지가 있다(Rad and Tumay, 1986; Clough 등, 1981).
Cementation 유발시료와 미고결 시료의 콘 선단저항 차이는 cementation 결합에 기인하며, 이러한 cementation 결합은 cementation 유발시료의 점착력(cohesion intercept)으로 주로 표현된다. 미고결 사질토의 점착력은 거의 0이지만, cementation 유발시료의 점착력은 결합이 파괴될 경우 0에 근접하며, 이 경우의 콘 선단저항은 미고결 사질토의 콘선단저항과 유사한 것으로 여겨진다. Cementation에 대한 연구에서 cementation 결합에 의한 점착력과 마찰각에 의한 강도발현을 제대로 구분하는 것이 중요하다.

나. In-situ test를 이용한 cementation 지반의 거동연구

(1) Puppala 등 (1995)

Puppala 등(1995)은 Monterey no.0/30 sand에 포틀랜드 시멘트 1~2를 혼합한 후 양생시켜, 일축압축강도 60kPa 이하의 very weakly cemented sand를 조성하여 콘 관입시험을 수행하였다. 또한 등방 배수 삼축압축시험(CID triaxial test)을 통해 cementation 유발시료의 강도정수(마찰각, 점착력)을 평가한 후, 콘 관입시험 결과와 비교하였다. 실험결과 cementation 유발시료의 콘 선단저항과 콘 주면마찰력이 미고결 시료보다 증가하였으며, 마찰비는 다소 감소하는 것으로 나타났다.
또한 실험결과로부터 고결모래의 콘 선단저항과 주면마찰력을 상대밀도와 연직구속압의 관계로 표현하였다.

(가) 상대밀도-점착력 관계

그림 6-3-1은 CID 시험으로부터 결정된 cementation 유발시료의 상대밀도 변화에 따른 첨두점착력(c'_p)과 cementation 결합 파괴 이후의 잔류점착력(c'_r)을 나타내며, 식 6-3-1, 식 6-3-2와 같이 표현된다.

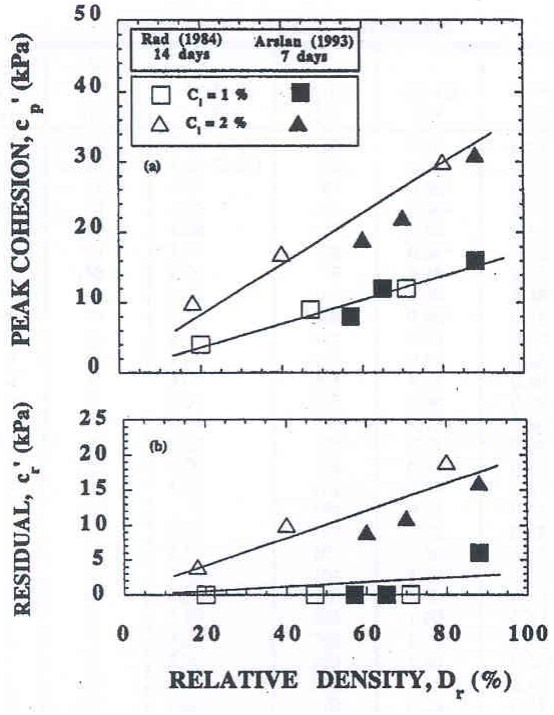
$$c'_p = 0.18 D_r \text{ for } C_l = 1\% \qquad \text{식 6-3-1(a)}$$

$$c'_p = 0.37 D_r \text{ for } C_l = 2\% \qquad \text{식 6-3-1(b)}$$

$$c'_r = 0.03 D_r \text{ for } C_l = 1\% \qquad \text{식 6-3-2(a)}$$

$$c'_r = 0.20 D_r \text{ for } C_l = 2\% \qquad \text{식 6-3-2(b)}$$

여기서, c'은 점착력(cohesion intercept)로써 kPa, D_r은 상대밀도로써 %로 나타내어지며, C_l은 포틀랜트 시멘트 함유율이다.



<그림> 6-3-1 상대밀도에 따른 첨두, 잔류 점착력 (Monterey No. 0/30 sand)

(나) Cementation에 의한 콘 선단저항-상대밀도-구속압 관계

Cementation이 유발된 Monterey no.0/30 sand의 상대밀도와 콘 선단저항의 관계는 식 6-3-3으로 표현된다.

$$\frac{q_c}{q_a} = 10^{\left[\frac{127+1.08D_r}{100}\right]}\left[\frac{\sigma_v{}' + a'_p}{p_a}\right]^{0.765} \qquad \text{식 6-3-3}$$

여기서, q_a는 q_c를 정규화하기 위한 reference pressure로써 대기압(98.1kPa)이고, D_r은 상대밀도(%), $\sigma_v{}'$은 연직구속압(kPa), $a'_p = c'_p/\tan\phi'_p$으로 점착력의 항이다.

(다) Cementation에 의한 콘주면마찰력-상대밀도-구속압 관계

Cementation이 유발된 Monterey no.0/30 sand의 상대밀도와 콘주면마찰력의 관계는

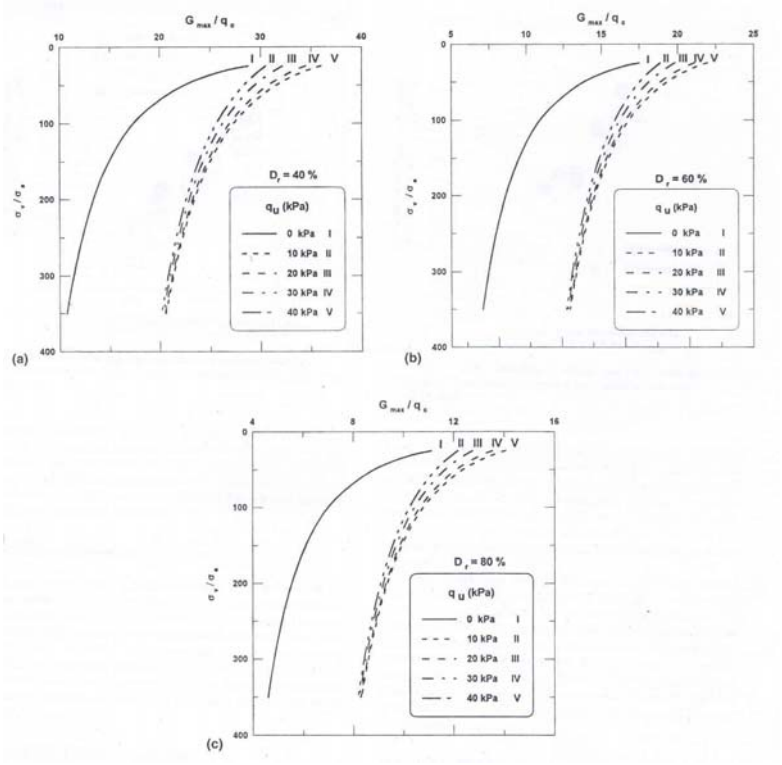
식 6-3-4로 표현된다.

$$\frac{f_s}{q_a} = 10^{\left[\frac{1.19D_r - 109}{100}\right]} \left[\frac{\sigma_v' + a'_r}{p_a}\right]^{0.779} \qquad \text{식 6-3-4}$$

여기서, a'_r은 $a'_r = c'_r/\tan\phi'_r$로써 잔류점착력의 항이다.

(2) Puppala 등 (1996)

Puppala 등(1996)은 Monterey no.0/30 sand에 포틀랜드 시멘트 1~2를 혼합한 후 양생시켜, 일축압축강도 60kPa 이하의 very weakly cemented sand를 조성하여 콘관입시험을 수행하였으며, 등방배수 삼축압축시험(CID triaxial test)와 공진주시험(resonant column test) 결과와 비교하여 cementation 유발시료의 최대 전단탄성계수와 콘 선단저항 관계를 식 6-3-5와 같이 제안하였으며, 그림 6-3-2와 같은 도표로 표현하였다.



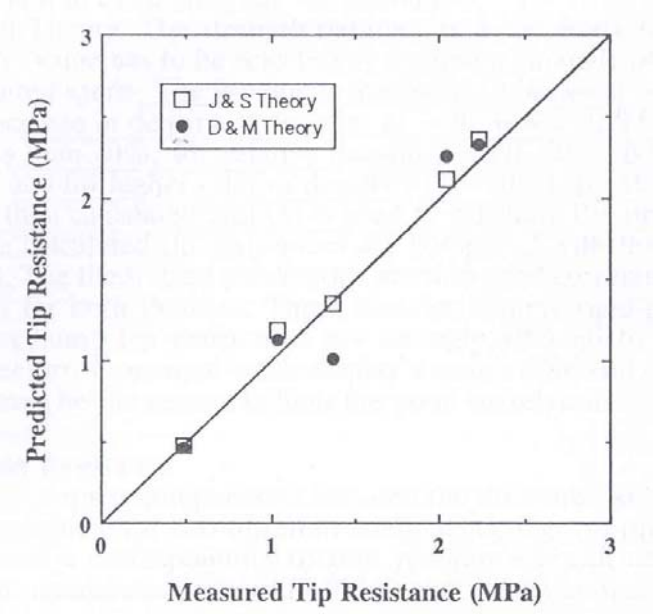
<그림 6-3-2> Cementation 유발시료의 $G_{\max}$ 추정을 위한 도표

상대밀도가 증가할수록 $G_{\max}/q_c$가 감소하였으며, 동일 상대밀도에서 cementation 효과는 $G_{\max}/q_c$를 증가시키는 것으로 나타났으며, 낮은 상대밀도에서 더욱 뚜렷이 증가하였다.

$$\frac{G_{\max}}{q_c} = 10^{\left[\frac{175-0.89D_r}{100}\right]}\left[\frac{\sigma_v' + a'_p}{p_a}\right]^{-0.215} \qquad \text{식 6-3-5}$$

(3) Puppala 등(1993)

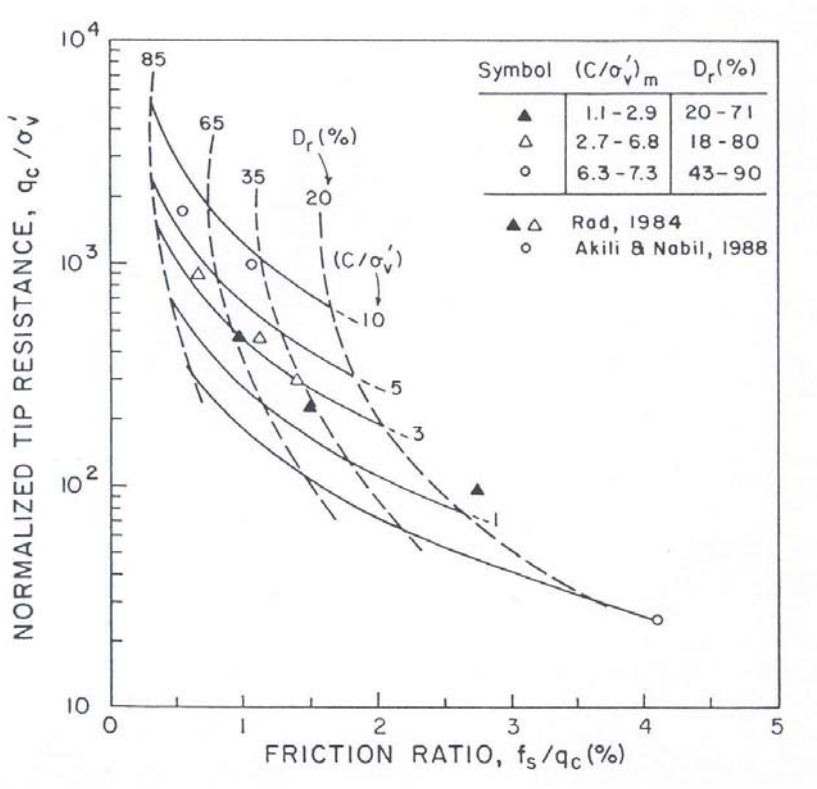
콘 선단저항을 추정하는 해석적 방법으로는 지지력 이론(bearing capacity theory)과 공동확장이론(cavity expansion theory)을 이용한 방법이 있으며, 미고결 사질토에 대한 두 이론의 적용성에 대한 연구는 활발히 진행되었다. 일반적으로 지지력이론은 콘 선단저항을 간단히 예측할 수 있는 방법이긴 하나, 흙의 강성과 압축성, 그리고 지반의 초기응력상태와 콘관입에 의한 응력변화에 대해 고려되지 못하는 단점이 있다. 반면 공동확장이론에 의한 콘 선단저항 추정법은 콘관입도중 발생하는 흙의 탄소성 변형을 고려할 수 있고, 흙의 초기응력상태와 콘선단에서 발생하는 응력회전의 영향까지 고려할 수 있다는 점에서 지지력이론에 비해 좀더 현실적인 이론으로 알려지고 있다(Yu and Mitchell 1998).



<그림 6-3-3> 지지력 이론에 근거한 콘 선단저항 비교 (실측값 vs. 예측값)

Puppala 등(1993)은 포틀랜드 시멘트로 cementation이 유발된 Monterey no.0/30 sand에 대한 콘 선단저항을 지지력 이론으로 추정한 결과, 그림 6-3-3과 같이 실측값과 예측값의 뛰어난 상관성이 나타났다.

또한 콘선단저항과 콘 주면마찰력의 비(마찰비)로부터 cementation 유발시료의 점착력과 상대밀도를 추정할 수 있는 그림 6-3-4와 같은 도표를 제시하였다.



<그림 6-3-4> 점착력과 상대밀도 추정을 위한 도표

(4) Schnaid 등 (2004)

일반적으로 cementation 효과는 흙의 콘 선단저항치보다 최대 전단탄성계수에 더 크게 발현되기 때문에, G_{max}/q_c는 cementation에 의해 증가하는 경향이 있다. Schnaid 등(2004)은 각종 현장시험과 실내시험 결과를 조합하여 cementation 유발 지반의 콘선단저항치와 최대 전단탄성계수(G_{max})의 관계를 그림 6-3-5와 식 6-3-6으로 나타내었다.

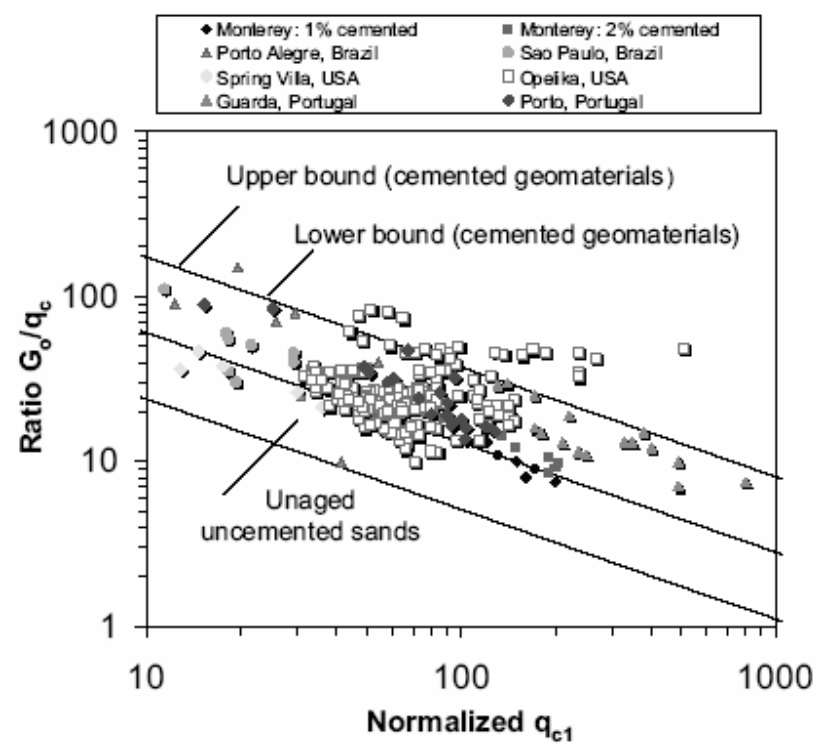
$G_{\max} = 800\sqrt[3]{q_c \sigma_v' p_a}$: upper bound of cemented sediments

$G_{\max} = 280\sqrt[3]{q_c \sigma_v' p_a}$: lower bound of cemented sediments

식 6-3-6

upper bound of uncemented sediments

$G_{\max} = 110\sqrt[3]{q_c \sigma_v' p_a}$: lower bound of uncemented sediments



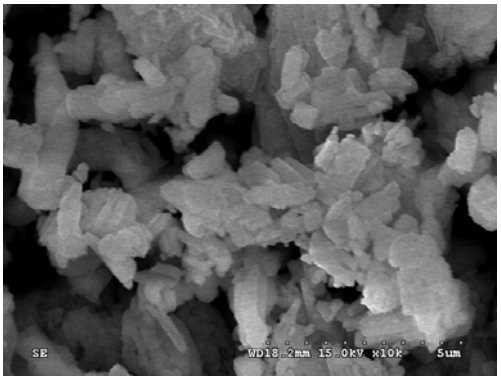
<그림 6-3-5> 사질토의 $G_{\max}$와 q_c 관계 (Schnaid 등, 2004)

4. 고결유발제 : 석고(gypsum)

인위적인 고결 유발을 통한 연구는 자연상태와 유사한 거동을 나타낼 수 있는 적절한 고결유발제를 선택하는 것이 무엇보다 중요하며, 지금까지 포틀랜드 시멘트(Saxena and Lastrico 1978; Clough 등 1981; Acar and El-Tahir 1986; Allman and Poulos 1998; Ismael 2000)나 석고(Coop and Atkinson 1993; Huang and Airey 1998; Haeri 등 2005), 탄산염(Akili and Torrance 1981; Molenaar and Venmans 1993; Ismail 등 2002) 등을 이용한 방법이 보고되고 있다. 특히 석고(gypsum)는 비교적 쉽게 고결을 유발시킬 수 있으면서도 석고로 고결된 흙의 거동이 자연상태에서 고결된 흙의 거동과 유사하기 때문에 많은 연구자에 의해 사용되고 있다.

일반적으로 석고라 함은 반수석고(CaSO4·½H2O)를 말하며, 반수석고는 이수석고($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)를 소성하여 얻어진다. 반수석고는 식 6-4-1과 같이 물과 반응하여 이수석고로 경화되어 굳기 2, 비중 2.2~2.4의 능판상 또는 주상결정을 이루며, 투명 또는 반투명을 나타낸다. 본 연구에서 고결유발제로 사용한 석고는 도자기형 재용 석고(GM-10)로써, 습윤양생시 20MPa의 압축강도를 발현한다. 특히 양생시 팽창율이 0.03%로써 보통의 석고에 비해 저팽창성을 띄기 때문에 고결 과정에서 시료의 부피팽창을 최소화 할 수 있다. SEM을 통해 관찰된 수화전 석고 결정모양은 그림 6-4-1과 같다.

$$CaSO_4 \cdot \frac{1}{2}H_2O + \frac{3}{2}H_2O \Rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O \qquad \text{식 6-4-1}$$



<그림 6-4-1> 석고결정 모양

5. 석고-모래 혼합시료를 이용한 시료조성 방법

가. 사질토 시료조성 방법의 검토

흙의 거동은 시료조성 방법에 따라 그 거동이 크게 달라지기 때문에, 자연상태의 퇴적상태에서 나타나는 흙의 조직과 유사한 조직으로 시료가 조성되는 것이 중요하다(Mulilis 등, 1977; Miura와 Toki, 1982). 다양한 현장 조건(상대밀도, 응력상태, 흙의 구조 등)을 적절히 반영할 수 있는 다양한 재성형 시료 조성 방법이 제시되고 있으며, Kuerbis와 Vaid(1988)에 의하면 조성된 재성형 시료는 아래와 같은 조건을 만족해야 한다.

1) 현장의 퇴적상태에서 나타날 수 있는 상대밀도 범위, 즉 느슨한 상태에서 밀한 상태까지의 다양한 상대밀도를 조성할 수 있어야 한다.
2) 시료 전체적으로 균등한 간극비로 조성되어야 한다.
3) 시료 포화시, 특히 비배수 시험에서 시료의 포화가 완전하게 이루어져야 한다.
4) 입자분포나 세립분 함유율에 관계없이 입자별 시료분리 없이 시료가 조성되어야 한다.
5) 일반적으로 나타나는 흙의 퇴적 형상을 반복적으로 모사할 수 있어야 한다.

이 같은 측면에서 건조낙사법은 바람에 의해 퇴적된 흙의 구조를 가장 잘 나타낼 수 있는 시료조성 방법으로써, 시료의 상대밀도는 입자의 낙하고와 침전율(deposition rate)에 영향을 크게 받는 것으로 알려지고 있다(Kolbuszewski, 1948; Jacobsen, 1976; Miura와 Toki, 1982; Gilbert, 1984; Rad와 Tumay, 1986; Vaid와 Nequssey, 1984). 일반적으로 낙하고가 높고 침전율이 낮을수록 높은 상대밀도의 시료가 조성된다. 수중낙사법은 수중에서 퇴적된 자연상태 흙의 구조를 가장 잘 나타낼 수 있는 시료조성 방법으로써, 탈기수에 시료가 낙하하기 때문에 건조낙사법보다 낮은 상대밀도의 시료가 조성되고, 시료의 포화가 확실하게 된다는 장점이 있다. 그러나 건조낙사법과 수중낙사법은 빈입도 시료에 적용할 경우 매우 균등한 시료의 조성이 가능하지만, 실트질 모래와 같이 세립분이 함유된 양입도 시료에 적용할 경우 입자의 낙하차에 의한 재료분리와 시료조성 후 포화과정에 의한 재료

분리가 발생할 수 있는 것으로 알려지고 있다(Kuerbis와 Vaid, 1988).
Kuerbis와 Vaid(1988)는 양입도 시료나 실트질 모래시료의 조성에 적용할 수 있는 슬러리침전법(slurry deposition method)를 제안하였다. 이 방법은 탈기수안에서 완벽한 포화상태에서 시료가 조성되며, 퇴적도중 입자 낙하거리를 최소화할 수 있기 때문에 재료분리가 최소화되어, 흙의 입도분포나 세립분 함유율에 관계없이 균질하게 시료를 조성할 수 있다. 또한 초기에 형성된 낮은 상대밀도의 시료에 기계적인 진동을 가하여 원하는 상대밀도로 시료를 조성하는 것이 가능하다.

나. 고결시료 조성시 문제점

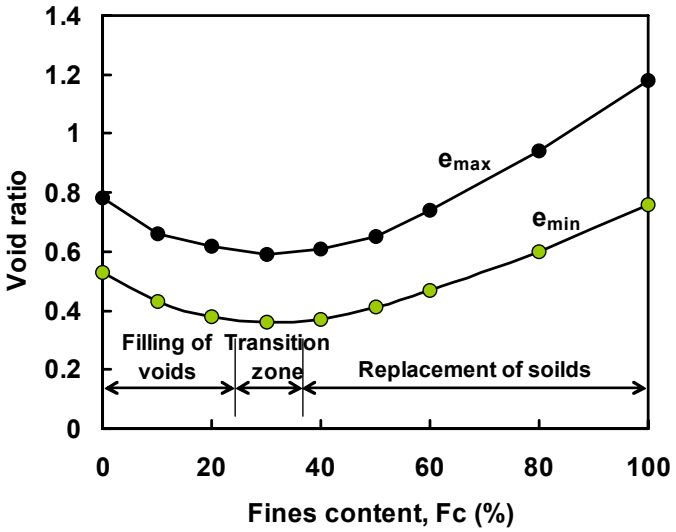
고결모래의 조성을 위해 Clough 등(1981), Acar와 El-Tahir(1986), Haeri 등(2005a), Yun과 Santamarina(2005)은 포틀랜드 시멘트를 고결유발제로 사용하였으며, Coop와 Atkinson(1993), Huang과 Airey(1998), Haeri 등(2005b)은 석고를 사용하였다. 또한 최근에는 Ismail 등(2002), Sharma와 Fahey(2003)에 의해 CIPS solution을 이용해 고결시키는 방법도 이용되고 있다. 미고결 시료 조성 후 용액을 주입하여 고결시키는 CIPS solution과는 달리, 대부분의 고결 유발제는 모래와 일정 비율로 혼합시킨 후 양생하여 고결을 유발시키는 방법이 사용되어지고 있으며, 이러한 경우에 있어 가장 문제되는 점이 시료조성 시 발생 가능한 모래와 고결유발제의 재료분리 현상이다.
Ismail 등(2002)은 삼축시료 등과 같은 소형 고결시료 조성을 위해 석고와 모래가 혼합된 시료를 낙사시킬 경우 시료의 재료분리는 거의 무시할 수 있을 정도로만 발생한다고 하였다. 그러나 대형 챔버시료 조성과 같이 시료의 낙하고가 큰 경우에 있어서는 입경 및 비중이 다른 각 시료의 낙하 속도차에 의한 재료분리 현상이 발생 가능하며, 이에 대한 적절한 방지대책이 필요하다.
Puppala 등(1995)은 낙사법를 이용한 대형 고결시료 조성 시, 시료의 낙사도중 발생하는 모래와 포틀랜드 시멘트의 재료분리를 방지하기 위해 함수비 0.4%의 모래시료와 모래 중량비 1~2%의 포틀랜드 시멘트를 충분히 혼합시킨 후 낙사하였다. 본 연구에서는 Puppala 등의 방법을 응용하여 모래의 함수비를 조절하여 고결유발제인 석고를 모래표면에 골고루 흡착시킨 후 낙사시켜 시료를 조성하였다. 모래와 석고의 재료분리를 최소화 시키면서, 습윤상태의 모래로 인한 석고의 조기 양생을 방

지할 수 있을 함수비를 결정해야 한다. 또한 습윤상태의 모래와 석고를 혼합할 경우, 함수비가 높아질수록 혼합시료의 자연마찰각이 증가하므로, 혼합시료의 낙하가 원활이 진행될 수 있도록 레이닝 시스템의 개폐 구멍 직경도 함께 고려되어야 한다. 본 연구에서는 모래의 함수비를 0.5%로 하고 개폐구멍의 직경을 2.0cm 이상으로 유지할 경우 시료의 낙하가 원활이 진행되면서 재료분리가 최소로 발생함을 확인하였다.

다. 모래-석고 혼합토의 간극비 특성

(1) 세립분 함유 사질토의 간극비 특성

일반적으로 세립분이 함유된 시료의 최대/최소 간극비는 일반 clean sand와는 다른 경향을 보이는 것으로 알려지고 있다. 그림 6-5-1과 같이 일반적인 clean sand에 실트를 첨가하여 최대/최소 간극비를 측정할 경우, 실트 함유율 20~30%정도 까지는 최대/최소 간극비가 감소하지만, 그 이상의 실트가 포함될 경우 최대/최소 간극비가 점차 증가하는 경향을 보인다(Kuerbis 등, 1988; Lade 등, 1998; Salgado 등, 2000).

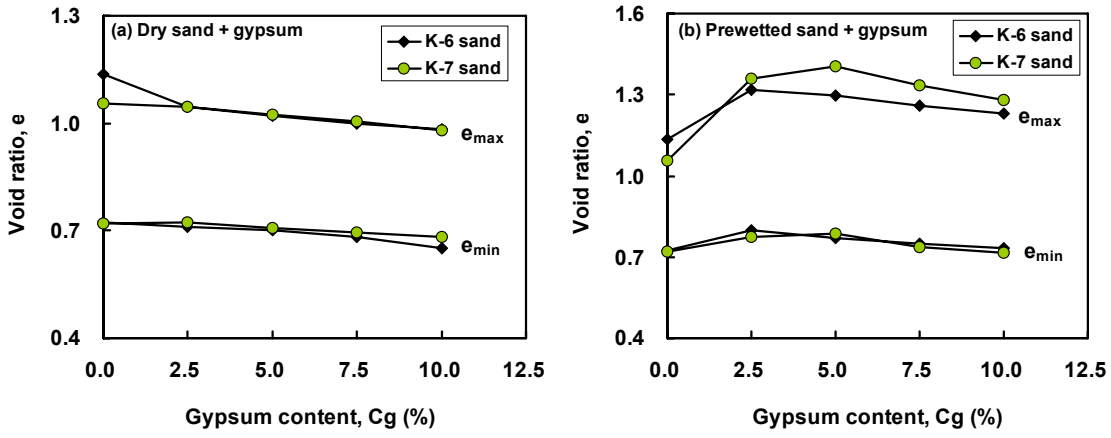


<그림 6-5-1> 세립분 함유율에 따른 시료 간극비 변화
(Cambria sand with Nevada fines, Lade 등, 1998)

이 같은 현상은 세립분이 모래에 추가될 경우, 대부분의 세립분이 모래 입자 사이의 간극에 채워지지만, 세립분의 양이 20~30% 이상일 경우, 입자와 입자 사이에 세립분이 채워져 간극의 증가를 유발시키는 것으로 해석된다. 따라서 초기 상대밀도가 느슨한 모래일수록 간극비의 감소경향이 더욱 크게 발생하게 된다(Lade와 Yamamuro, 1997; Salgado 등, 2000).

(2) 석고혼합 모래의 간극비 특성

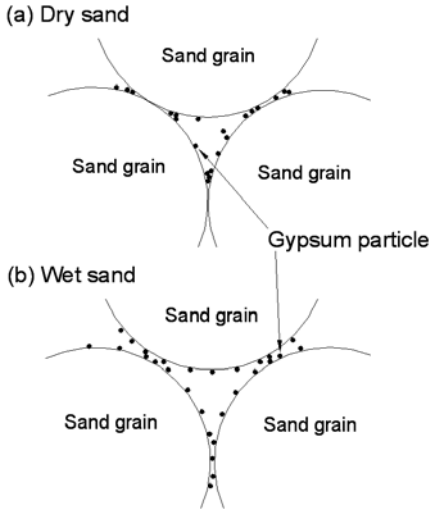
석고가 혼합된 모래의 간극비 변화 분석을 위해 입경이 다른 두 종류의 모래(K-7, K-7호사)가 사용되어졌으며, 시료의 최대간극비 결정은 깔대기법(ASTM D4254)을, 최소간극비 결정은 건조낙사법(Miura와 Toki, 1982)을 적용하였다. 그림 6-5-2에서 건조상태 모래에 석고를 혼합시켜 간극비를 측정한 결과, 실트가 첨가된 모래에서와 같이 석고함유율이 증가할수록 최대/최소 간극비가 점차 감소하는 경향이 나타났다. 즉, 석고와 건조모래의 재료분리를 무시할 경우, 석고는 그림 6-5-2와 같이 주로 모래의 간극에 퇴적되는 것으로 분석된다.



<그림 6-5-2> 석고함유율에 따른 시료별 간극비변화

그러나 본 고결시료를 조성하기 위한 함수비 0.5% 모래와 모래중량비 2.5~10%의 석고 혼합시료를 이용하여 최대/최소 간극비 시험을 실시한 결과, 그림 6-5-2와 같이 혼합시료의 최대/최소 간극비가 석고의 혼합에 의해 증가하였으며, 석고함유율이

증가할수록 점차 감소하는 경향으로 나타났다. 이는 그림 6-5-3과 같이 습윤상태로 조성된 시료는 모래 입자 표면에 미리 석고입자가 흡착되기 때문에 입자 표면의 거칠기 정도가 증가하기 때문이며, 따라서 동일 낙하고의 건조시료에 비해 느슨한 상태로 조성되는 것으로 판단된다. 동일 석고함유율에서 입자크기가 작은 K-7호사의 최대간극비 증가경향이 입자크기가 큰 K-6호사의 최대간극비 증가경향보다 더 뚜렷하게 나타났으며, 특히 K-6호사의 최대간극비는 석고함유율 2.5% 이상에서 감소하기 시작하는 반면, K-7호사의 최대간극비는 5% 석고함유율까지도 증가하였다.



<그림 6-5-3> 석고 모래 혼합토의 침전양상 모식도

라. 대형 고결시료 조성

(1) 시료조성 및 양생

레이닝 시스템을 이용하여 챔버에 석고-모래 혼합토를 낙사시켜 목표 상대밀도의 시료를 조성하였다. 우선 원하는 상대밀도의 고결시료를 조성하기 위하여 다양한 낙사시험을 실시하여 목표 상대밀도 40%를 위한 낙하고를 결정하였다. 건조낙사법을 통해 석고함유율 7%의 혼합시료를 챔버 셀에 조성한 후 상부 플레이트를 덮고 40kPa의 부압을 가하여 시료를 자립시켰다. 자립된 시료에 상부 top lid를 설치한 후 롯드로 고정시켜 시료조성을 완료하였다. 조성된 시료에 100kPa의 연직구속압을 가한 후 시료의 하부에 탈기수를 주입하여 석고의 수화를 통한 고결을 유도하였다.

이때, 주입압은 30kPa로 일정하게 유지되었으며, 주입속도는 10~12㎤/sec 정도로 측정되었다. 탈기수 주입 후 24시간 동안 시료를 양생시켰다.

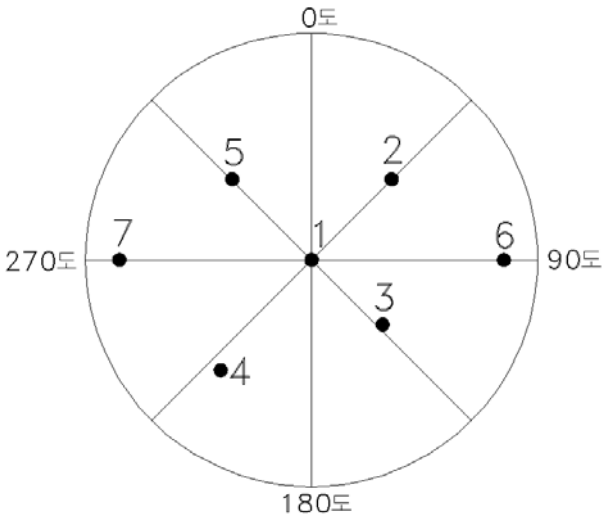
(2) 조성된 고결시료의 균질성 평가

(가) 각종 시험의 적용

조성된 고결시료의 평가를 위해 각종 시험법을 적용하였다. 챔버시스템의 상부 플레이트에 설치된 아답터의 위치는 그림 6-5-4와 같으며, 위치별로 적용된 시험은 표 6-5-1과 같다. 우선 조성된 시료에 벤더엘리먼트를 이용한 전단파를 측정하였으며, 다음으로 시료 중심에서부터 미니콘 관입시험을 실시하였다. 또한 동일한 조건으로 별도의 시료를 조성한 후 시료 중심에서 딜라토미터 시험을 실시하였다.

<표 6-5-1> 상부 플레이트 아답터 위치 및 적용시험

Adaptor No.	위치		적용시험
	중심에서 거리 (cm)	각도 (°)	
1	0	0	MCPT, DMT
2	30	45	MCPT
3	26	132	MCPT
4	38	220	MCPT
5	31	315	MCPT
6	51	270	BET
7	51	90	BET

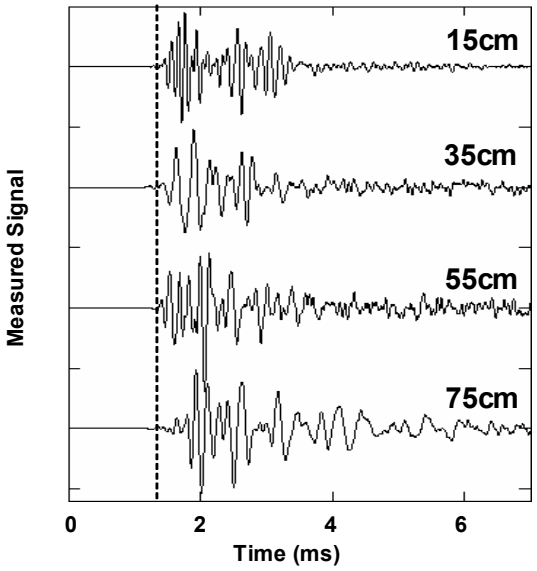


<그림 6-5-4> 상부 플레이트 아답터 위치도

(나) 벤더엘리먼트 시험 및 깊이별 전단파속도 결과

시료의 수평 전단파 속도(Vhv)를 측정하기 위해 시료의 수평방향으로 벤더엘리먼트를 설치하였다. 설치된 각 벤더엘리먼트의 폭은 1㎝, 길이는 2㎝이며, cross-talk를 방지하기 위하여 electrical shield를 하였고, 방수를 위해 에폭시로 코팅하였다. 시료 내부에 설치된 두 벤더의 tip-to-tip 거리는 104cm로 측정되었다. Function generator와 Linear amplifier를 이용하여 50~100Vpp의 sine wave를 입력신호로 하였으며, 출력신호의 노이즈 제거와 증폭을 위해 Filter(low-pass filter f=10㎑, high-pass filter f=1㎑)와 Digital Oscilloscope를 사용하였다. 또한 고주파수의 잡음을 제거하기 위해 1024개의 stacking을 실시하였다.

시료 깊이별로 설치된 벤더엘리먼트를 이용하여 측정된 수평 전단파는 그림 6-5-5와 같다. 벤더의 tip-to-tip 거리와 전단파 도달시간으로부터 각 위치의 전단파 속도는 740~770m/s였으며, 시료 하부의 전단파속도가 가장 작게 측정되었다. 이는 물 주입으로 인한 시료하부에서의 석고와 모래입자의 재료분리 때문으로 판단되며, 시료 하부를 제외한 부분의 전단파 속도의 평균은 748m/s이고 표준편차는 13m/s이다. 따라서 시료의 하부를 제외하고는 상당히 균질한 시료가 조성된 것으로 판단된다.



<그림 6-5-5> 깊이별 수평전단파 도달시간

(다) 미니콘 관입시험 및 위치별 콘저항치

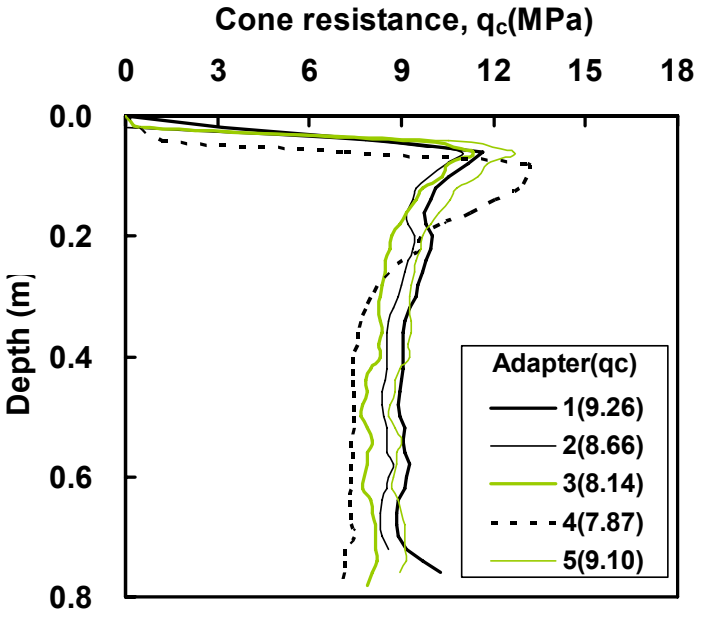
챔버 크기와 경계조건의 영향을 최소화 하기 위해, 챔버를 이용한 콘관입시험 연구에서는 현장에서 사용되는 직경 3.57cm의 레퍼런스콘 대신 미니콘(Miniature cone)이 많이 사용되고 있으며, 본 연구에서는 A.P. v.d.berg사에서 제조한 직경 1.6cm(단면적 2cm^2)의 미니콘을 사용하였다. 표 6-5-2는 본 챔버에서 일반 레퍼런스콘과 미니콘을 사용할 경우 각 아답터 위치별 직경비를 나타낸다. 레퍼런스콘의 경우 모든 경우 직경비가 50에 크게 못미쳐 콘선단저항이 영향을 크게 받을 것으로 판단된다. 반면 미니콘의 경우 중심의 직경비가 75로써 상대밀도와 구속압에 관계없이 크기 및 경계조건의 영향이 미비할 것으로 판단된다. 또한 3, 4, 7 아답터의 경우 직경비가 35이상으로 비교적 크게 나타났으며, 본 위치에서 수행된 미니콘 관입시험 결과를 1번 아답터에서 수행된 결과와 비교하였다.

<표 6-5-2> 콘 종류에 따른 직경비

콘아답터	직경비 (Dc/dc)	
	미니콘	표준콘
1	75.0	33.6
2	37.5	16.8
3	32.5	14.6
4	27.5	12.3
5	36.3	16.3

벤더엘리먼트를 이용한 고결시료의 전단파속도 측정시험 완료 후, 동일한 시료에 대한 위치별 미니콘관입시험 결과는 그림 6-5-5와 같다. 시험결과, 상부 플레이트의 경계조건에 의해 상부 20cm에서 콘저항치가 급격히 증가하였으며, 이후 20~60cm 깊이에서 비교적 일정한 콘저항치가 측정되었다. 본 연구에서는 20~60cm 깊이의 콘저항치를 평균하여 대표값으로 결정하였다. 챔버와 미니콘 직경비가 가장 작은 3, 4번 아답터 위치에서 측정된 콘저항치가 비교적 작게 측정되었으며, 나머지 위치의 콘저항치는 유사하게 나타났다. 1, 2, 5번 위치에서의 평균 콘선단저항은 7.74MPa이고, 표준편차는 0.26MPa이다. 시료 깊이 20~70cm에서의 콘선단저항이 상당히 일정하고, 평면상 다른 위치에서 실시한 콘관입시험의 결과가 매우 유사하

므로, 조성된 시료는 비교적 균질한 것으로 판단된다.

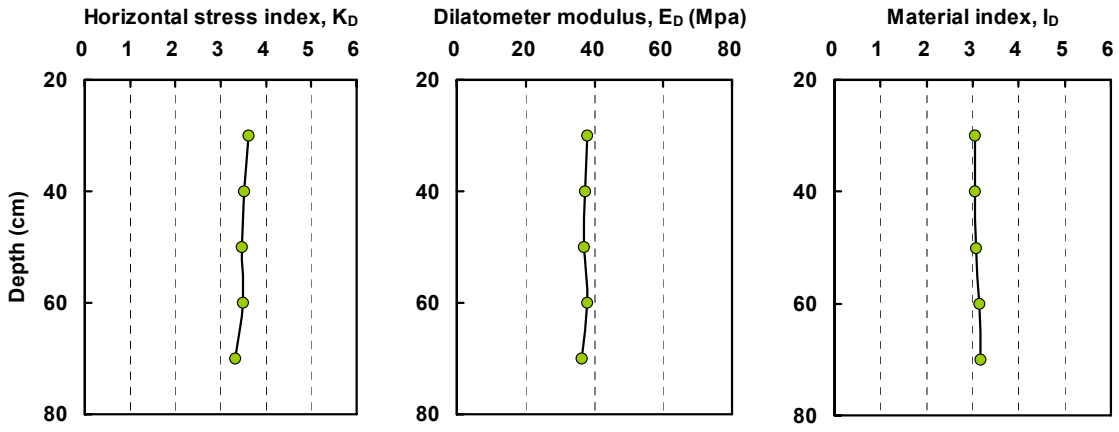


<그림 6-5-6> 위치별 콘관입시험 결과

(라) 딜라토미터 시험

석고함유율 7%인 혼합시료를 낙사하고, 상부 플레이트의 1번 아답터에 딜라토미터 블레이드를 설치한 후 챔버를 조립하였으며, 100kPa의 연직구속압 상태에서 시료 고결 후, 깊이에 따른 딜라토미터 시험을 실시하였다. 조성된 시료의 침하량 보정 후 상대밀도는 38.4%로 결정되었다. 딜라토미터 멤브레인은 초기 약 20cm 깊이에 위치하며, Bellotti 등(1997)의 실험과 같이 10cm 마다 단계적으로 관입시키면서 시료깊이 30~70cm에서 p0와 p1을 측정하여 시료 깊이에 따른 수평응력지수(KD), 딜라토미터계수(ED), 재료지수(ID)를 비교하였다.

시험결과, 그림 6-5-7과 같이 시료 깊이에 따른 고결시료의 수평응력지수 평균은 3.48, 표준편차는 0.10로 평가되었다. 또한 딜라토미터계수와 재료지수의 평균은 각각 37.28MPa, 3.09 이었으며, 각각의 표준편차는 0.67MPa, 0.05로 결정되었다. 각각의 딜라토미터 시험결과로부터 조성된 시료의 연직방향 균질성이 상당히 양호한 것으로 판단된다.



<그림 6-5-7> 깊이별 DMT 결과

마. 결론 및 검토

낙사중 모래와 석고의 낙하속도차에 의한 재료분리를 최소화하기 위해, 모래표면을 모래중량비 0.5%의 물로 습윤시키고 석고를 충분히 교반시켜 모래표면에 석고를 골고루 흡착시킨 후 시료를 낙사시켰으며, 조성된 시료 하부에 탈기수를 주입하여 24시간의 양생을 통해 시료를 고결시켰다. 일반적인 세립분 포함 모래시료나 석고와 혼합된 건조상태 모래와는 달리, 습윤상태 모래와 석고의 혼합시료는 최대/최소 간극비가 증가하였으며, 석고함유율이 증가함에 따라 점차 감소하는 경향이 나타났다. 고결된 시료에 미니콘 관입시험, 딜라토미터 시험, 벤더엘리먼트를 이용한 전단파 속도 측정시험을 수행하였으며, 결과를 분석하여 고결시료의 균질성을 간접적으로 평가하였다. 시료의 깊이별 수평방향 전단파속도와 깊이별 딜라토미터 계수는 일정하게 측정되었으며, 또한 직경비 36 이상의 위치에서 실시된 미니콘 관입시험의 콘저항치는 시료깊이 20~70cm에서 거의 일정하게 나타났다. 이로부터 조성된 시료의 균질성이 매우 양호한 것으로 평가되었다.

6. Cemented sand의 삼축압축시험

입자간의 고결결합이 파괴되지 않은 불교란된 고결시료를 채취하는 것은 기술적, 경제적으로 어려움이 따를 뿐만 아니라, 균질한 자연상태의 고결시료를 다량으로 확보하는 것 또한 불가능하다. 따라서 대부분의 고결에 대한 연구는 포틀랜드 시멘트, 석고, 탄산염 등을 사용하여 인위적으로 고결을 유발시켜 고결에 영향을 주는 요인에 대한 매개변수분석(parametric study) 위주로 진행되었다. 이로부터 고결모래의 거동은 고결정도, 상대밀도, 응력조건, 입자특성 등의 영향을 받는 것으로 알려져 있다(이문주 등, 2006; Asghari 등, 2003; Haeri 등, 2005; Clough 등, 1981; Clough 등, 1989; Consoli 등, 2000; Huang과 Airey, 1993; Huang과 Airey, 1998; Ismael, 2000; Ismail 등, 2002; Rotta 등, 2003; Schnaid 등, 2001; Zhu 등, 1995).

일반적으로 고결정도가 클수록 고결모래의 항복강도와 변형계수가 증가하며(이문주 등, 2006; Clough 등, 1981; Consoli 등, 2000; Schnaid 등, 2001; Ismail 등, 2002; Rotta 등, 2003; Haeri 등, 2005), 겉보기 선행압밀응력(apparent preconsoildation stress)이 증가한다(Huang과 Airey, 1998; Rotta 등, 2003). 또한 상대밀도가 높을수록 입자의 접촉점이 증가하기 때문에 고결 유발물질이 효율적으로 흡착되어 고결 효과가 증가한다(Christopher 등, 1989; Ismail 등, 2002b).

그러나 이러한 각종 영향요인과 고결강도와의 상관관계는 서로 독립적인 것이 아니기 때문에(Clough 등 1989; Huang and Airey 1998; Ismail 등 2002) 여러 조건의 상관관계에 의한 고결의 영향을 분석할 필요가 있다. 삼축압축시험은 사질토의 강도정수를 평가하기 위해 가장 일반적으로 사용될 뿐만 아니라, 현재까지 대부분의 cementation에 대한 연구가 삼축압축시험을 통해 이루어졌기 때문에 기존의 연구성과와의 비교가 용이하므로, 본 연구에서는 우선적으로 삼축압축시험을 통한 cemented sand의 거동특성을 파악하였다.

가. 삼축시료 조성

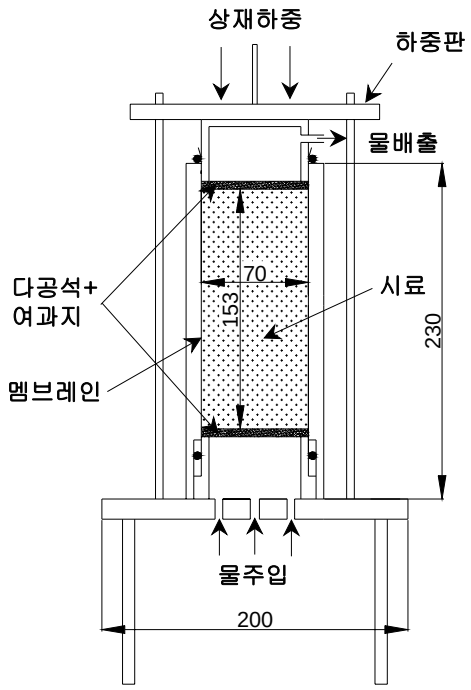
(1) 시료조성 몰드

균등한 시료성형이 가능하고 시료해체 및 몰드분리 시 시료의 교란이 발생하지

않도록 그림 6-6-1과 같이 소형 삼축시료를 위한 주입장치를 제작하였다. 삼축장비의 구성을 기본으로 하여 제작되었으며, 좀 더 균등한 용액분포를 위해 시료 상하부에 모래 필터층을 두었다. 아래와 같이 구성되어 있다.

① Base plate ② Split mould ③ 가이드 롯드 (Guide rods)
④ 황동유공판 및 Sieve ⑤ 상부 하중판 ⑥ Upper adapter
⑦ 멤브레인, 오링





<그림 6-6-1> 시료성형 몰드

(2) 시료조성 및 양생

전술한 바와 같이, 고결시료의 성형 시 본 연구에서는 재료분리 영향을 최소화하기 위해 Puppala 등(1995)의 방법을 적용하여 함수비 0.5%에 해당하는 물을 모래와 충분히 교반시켜 석고입자를 모래표면에 부착시킨 후 낙사시켜 시료를

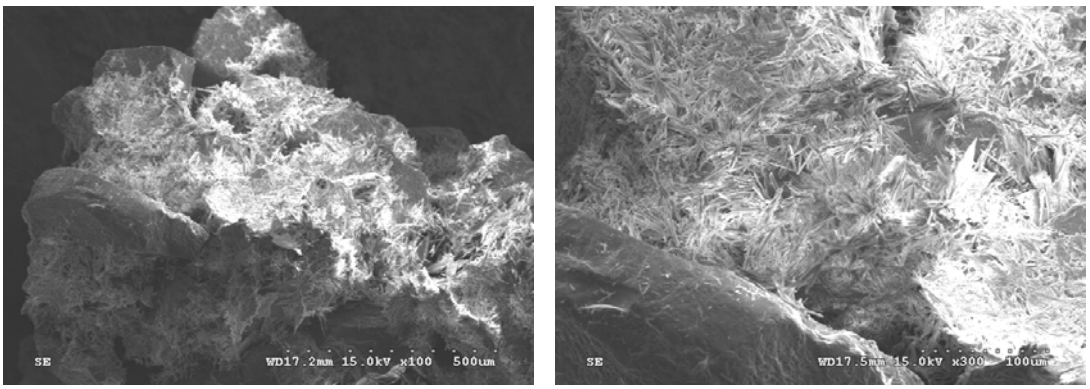
조성하였다. 조성된 시료에 50~200kPa의 상재구속압을 가한 뒤, 시료의 하부에서 10cm^3/min의 속도로 증류수를 주입하여 석고의 수화를 통한 고결을 유도하였다. 24시간동안 시료를 양생한 후 몰드를 해체하고, 그림 6-6-2와 같은 고결시료를 조성하였으며, 시료의 정확한 직경과 높이를 측정하여 시료의 상대밀도를 결정하였다. 그림 6-6-3은 SEM을 통해 관찰된 모래입자와 입자사이의 cementation 모습으로써, 석고 결정체들이 모래 입자와 입자의 접촉면에 침전되거나 공극을 메우면서 cementation 효과를 발현하는 것으로 나타났다.

고결된 모래시료를 삼축시험기에 거치하고 미고결 모래와 동일한 조건에서 시료를 포화시킨 후, 배압을 300~500kPa까지 증가시켜 0.93 이상의 간극수압계수를 확인하였다. 충분한 포화상태에서 단계적으로 등방구속압을 가한 후, 0.1%/min의 변형율 속도로 비배수(CIU) 혹은 배수전단시험(CID)을 실시하였다.

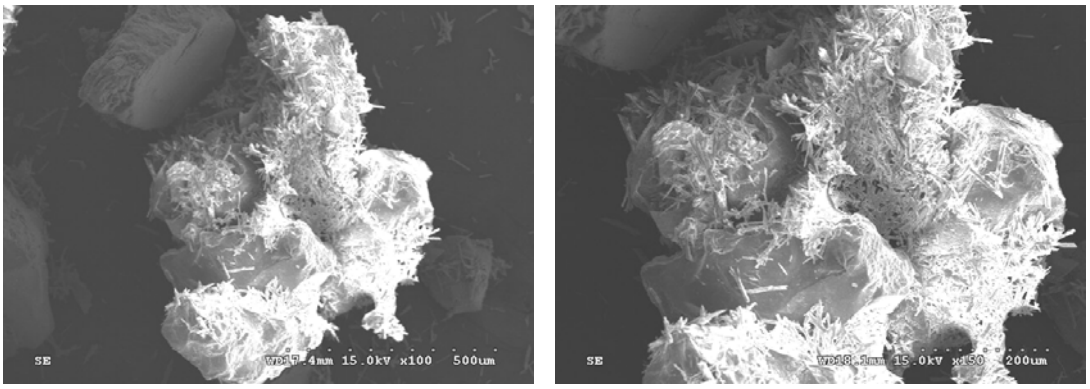


(a) 부산사 cementation　　(b) K-7 cementation

<그림 6-6-2> Gypsum cemented sample



(a) 10% gypsum cemented sand (100배, 300배)



(b) 5% gypsum cemented sand (100배, 150배)

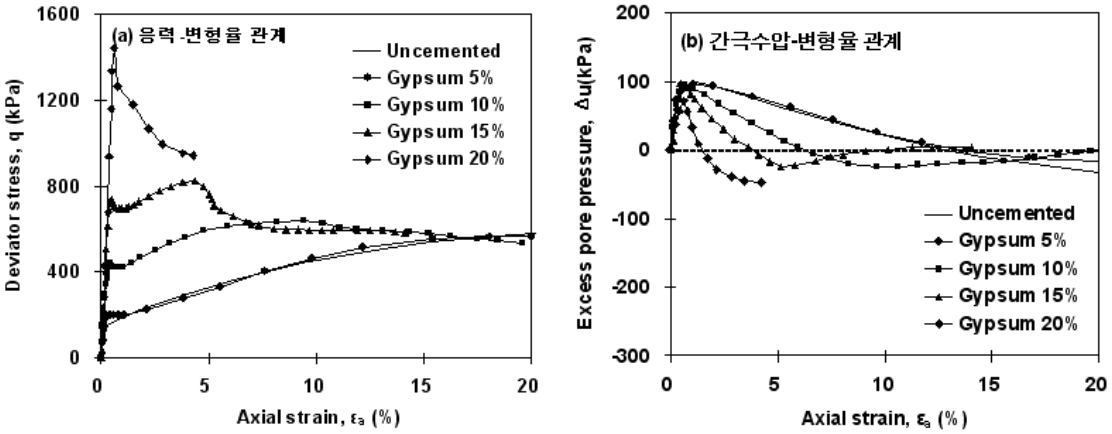
<그림 6-6-3> FESEM 사진 - Gypsum cemented sand

나. Cemented sand의 비배수 전단거동

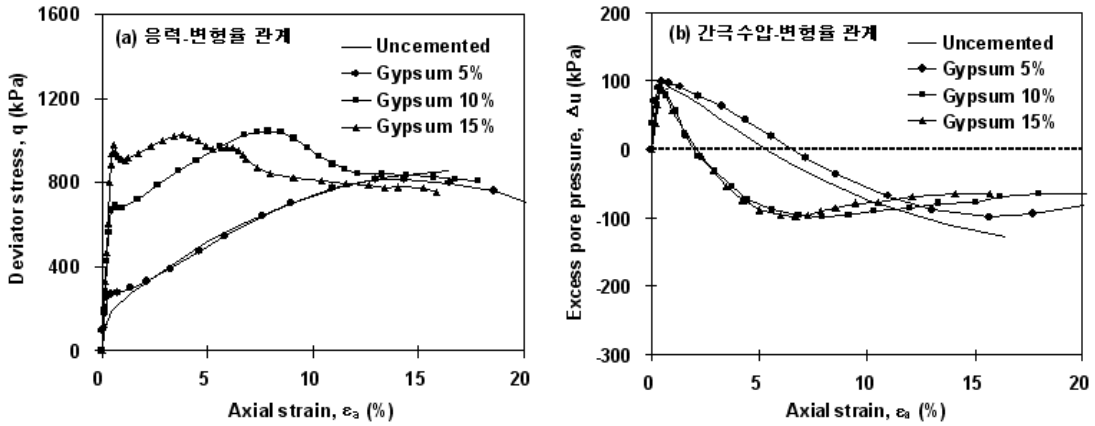
부산사와 중량비 5~20%에 해당하는 석고를 이용하여 다양한 고결정도의 시료를 조성하였다. 시료조성시 상재구속압은 50kPa로 일정하게 하였으며, 시료의 양생은 24시간으로 동일하게 유지하였다. 시료에 200kPa의 등방구속압을 가한 후 비배수 전단시험을 실시하였으며, 그로부터 고결정도, 구속압, 상대밀도에 따른 비배수 거동을 분석하였다.

(1) CIU 시험 결과

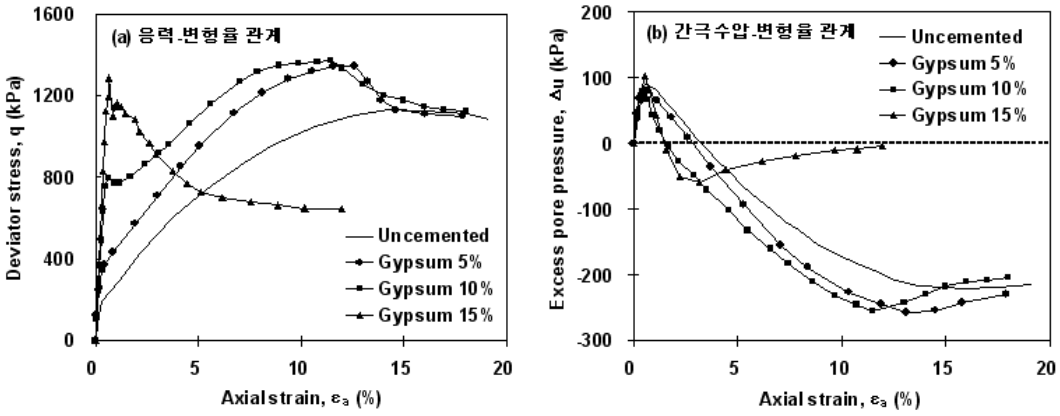
그림 6-6-4~6-6-6은 상대밀도 및 고결정도에 따른 모래의 비배수 전단거동을 나타낸다. 아래의 실험결과로부터 cementation에 의한 항복강도, 할선탄성계수, 간극수압 등의 경향을 분석하였다. <표 6-6-1>은 CIU시험의 결과를 표로 정리하였다.



<그림 6-6-4> 고결 정도에 따른 비배수 전단거동 (Dr=25%, σ_3'=200kPa)



<그림 6-6-5> 고결 정도에 따른 비배수 전단거동 (Dr=40%, σ_3'=200kPa)



<그림 6-6-6> 고결 정도에 따른 비배수 전단거동 (Dr=60%, σ_3'=200kPa)

<표 6-6-1> 고결정도 및 상대밀도에 따른 고결된 모래의 거동

상대밀도		25%					40%				60%			
석고함유율 (%)		0	5	10	15	20	0	5	10	15	0	5	10	15
초기간극비		0.966	0.962	0.963	0.971	0.969	0.908	0.902	0.903	0.913	0.821	0.820	0.814	0.824
(1)	q_y (kPa)	184	204	441	737	1443	209	275	693	976	245	409	796	1284
(2)	ε_y (%)	1.32	0.62	0.40	0.51	0.61	0.79	0.62	0.58	0.57	0.74	0.66	0.62	0.67
(3)	ε_{u_max} (%)	1.32	1.03	0.71	0.45	0.53	0.79	0.65	0.48	0.45	0.74	0.58	0.52	0.58
(4)	ε_{u_min} (%)	24.25	20.03	10.61	5.13	4.20	18.99	15.66	10.31	6.68	14.85	13.09	11.52	3.16
(5)	ε_{ult} (%)	24.77	19.95	9.42	4.36	0.61	18.94	14.35	8.52	4.17	15.08	12.61	11.46	0.67
(6)	M_{PTL}'	1.24	1.49	1.72	2.13	2.38	1.23	1.57	1.95	2.21	1.23	1.59	2.04	2.42
(7)	M_{FL}'	1.39	1.44	1.63	1.81	-	1.43	1.51	1.65	1.85	1.42	1.56	1.63	-
(8)	$E_{0.5}$ (Mpa)	33.8	40.5	88.78	144.3	254.1	38.4	59.5	138.3	187.6	43.2	76.4	152.3	215.9

(1) q_y : 항복시 축차응력 ($\sigma_1 - \sigma_3$, Deviator stress in yielding)

(2) ε_y : 항복시 변형율 (Axial strain in yielding)

(3) ε_{u_max} : 최대 간극수압시 축변형율, 즉 상전이점의 변형율 (Axial strain in phase transformation point)

(4) ε_{u_min} : 최소 간극수압시 축변형율 (Axial strain in minimum pore water pressure)

(5) ε_{ult} : 극한상태 축변형율 (Axial strain in ultimate state)

(6) M_{PTL}' : 상전이선에서의 유효응력비 (Effective stress ratio in phase transformation line)

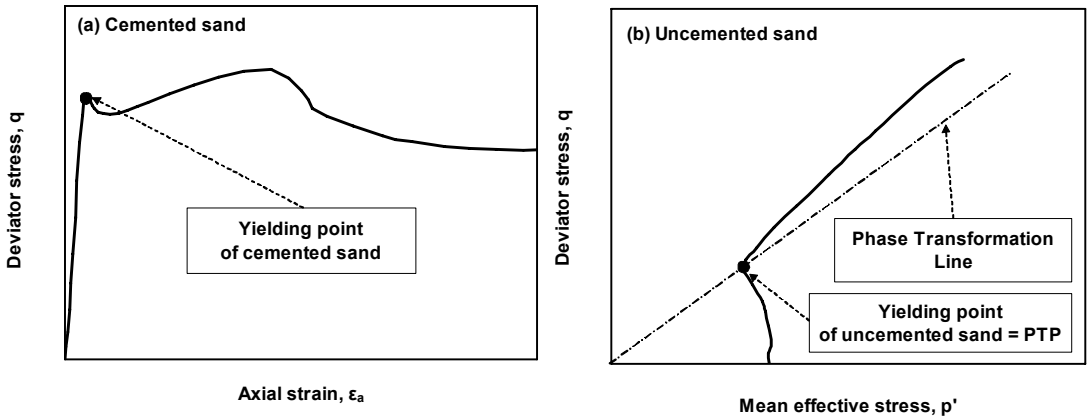
(7) M_{FL}' : 파괴포락선에서의 유효응력비 (Effective stress ratio in failure line)

(8) $E_{0.5}$: 축변형율 0.5%의 할선계수 (Secanc modulus in 0.5% axial strain)

(2) 고결에 따른 항복강도

(가) 항복점의 정의

그림 6-6-7과 같이 고결모래와 미고결 모래의 항복점을 정의하였다. 즉, 고결정도가 큰 시료의 항복점은 시료의 축차응력이 급격히 감소하여 취성파괴를 보이기 시작하는 점으로 가정하였고, 항복점이 뚜렷하지 않은 미고결 모래나 고결정도가 약한 모래 시료의 항복점은 시료의 다일레이션 경향이 시작되어 간극수압이 감소하기 시작하는 상전이점(phase transformation point, PTP)으로 가정하였다.



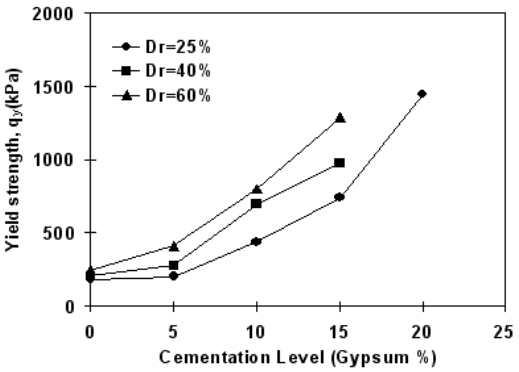
<그림 6-6-7> 항복점의 정의

(나) 고결정도에 따른 항복강도

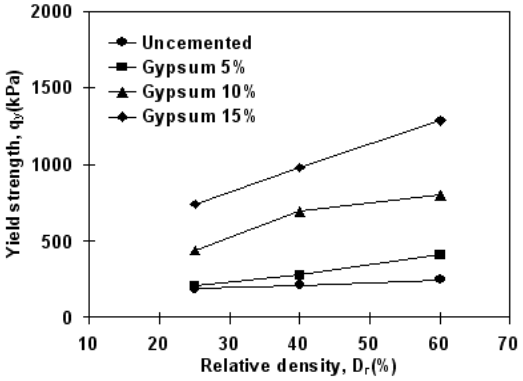
고결된 모래의 응력-변형율 관계는 많은 연구자들에 의해 소개되고 있으며(Airey 1993; Coop and Atkinson 1993; Huang and Airey 1993; Ismael 2000; Ismail 등 2002a), 고결된 모래의 항복파괴 양상은 미고결 모래와 뚜렷하게 구별된다. 그림 6-6-4~6-6-6의 고결정도에 따른 거동에서 미고결 모래는 뚜렷한 항복점이 나타나지 않지만, 고결된 모래는 항복점이 뚜렷하고, 항복 시 급격한 취성파괴(brittle failure) 양상을 보인다. 고결정도가 증가할수록 취성파괴 경향이 더욱 뚜렷해지는데, 특히 석고함유량이 10%보다 큰 경우 그 경향이 크게 증가하는 것으로 나타났다. 동일한 상대밀도의 시료일지라도 고결정도에 따라 항복강도(yield strength)와 전단에 저항하는 강성(stiffness)에 큰 차이가 나타난다. 그림 6-6-8에서 동일한 상대밀도일지라도 고결정도가 증가할수록 항복시 축차응력, 즉 항복강도와 할선탄성계수가 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다.

모든 고결된 모래는 축변형율 1% 미만에서 항복이 발생하였으며, 고결모래는 미고결 모래보다 더 작은 변형율에서 항복이 발생하는 것으로 나타났다. 일반적으로 미고결 모래는 상대밀도가 작을수록 더 큰 변형율에서 항복이 발생하였지만, 고결모래는 상대밀도가 클수록 더 큰 변형율에서 항복이 발생하였다. 이는 상대밀도가 증가할수록 동일한 비율의 고결유발제로도 더 효율적인 고결이 발생함을 의미한다(Ismail, 2002a). 그러나 본 연구에서 사용된 삼축시험기는 외부 LVDT를 사용하였으므로 전단시 미소변형을 측정할 수 없는 한계가 있다. 따라서 미소변형의 측정이 가능한

장비를 통해 고결모래의 항복시 변형율을 정확히 측정해야 할 것으로 판단된다.



<그림 6-6-8> 고결정도에 따른 항복강도 변화



<그림 6-6-9> 상대밀도에 따른 항복강도 변화

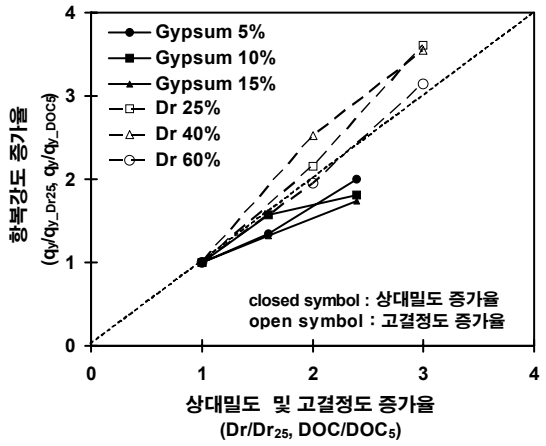
(다) 상대밀도에 따른 항복강도

상대밀도가 증가할수록 입자간 접촉점이 증가하므로 더 효율적인 고결이 유발되어 고결된 모래의 강도 또한 증가하는 것으로 알려져 있다(Ismail 등 2002b). 그림 6-6-4~6-6-6에 나타난 결과에서도 석고함유율이 동일할지라도 상대밀도가 증가할수록 고결된 모래의 항복강도가 증가하는 것으로 나타났다. 이때 항복시 축차응력의 증가 정도를 그림 6-6-9로 나타낸 결과, 상대밀도의 증가에 의해 항복강도가 선형 증가하는 경향을 보였다.

(라) 고결 및 상대밀도의 상대적 영향

고결에 미치는 상대밀도의 영향은 고결정도의 영향보다 작다는 것이 여러 연구자에 의해 밝혀진 바 있으며(Baig 등 1997; Huang and Airey 1998; Ismail 등 2002), 본 연구에서도 고결정도 및 상대밀도에 따른 항복강도 변화경향을 그림 6-6-8과 그림 6-6-9를 비교함으로써 확인이 가능하였다. 또한 그림 6-6-10과 같이 상대밀도 25%와 석고함유율 5%인 시료를 기준으로 상대밀도 및 고결정도의 증가율에 따른 항복시 축차응력과 할선탄성계수의 증가율을 비교한 결과, 상대밀도가 25%에서 40%로 1.6배 증가할 경우 1.35~1.57배, 60%로 2.4배 증가할 경우 1.74~2.4배의 항복강도가 증가하였다. 반면 석고함유율이 5%에서 10%로 2배 증가할 경우 1.95~2.52배,

15%로 3배 증가할 경우 3.14~3.61배로 항복강도가 증가하였다. 마찬가지로 할선탄성계수는 상대밀도의 증가에 의해 1.08~1.88배가 증가하였고, 고결정도의 증가에 의해 2.07~4.39배 증가하였다. 즉 고결된 모래의 항복 이전 거동은 상대밀도보다는 고결정도에 의해 더 큰 영향을 받는 것으로 분석된다.



<그림 6-6-10> 항복강도 증가율

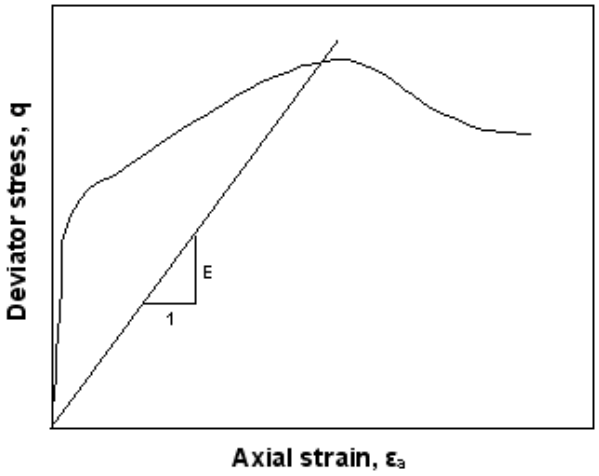
(3) 고결에 따른 탄성계수

(가) 고결에 의한 할선계수 변화

고결된 모래의 압축특성에 대해 Schnail 등(2001)은 고결 결합이 파괴되기 전까지 거의 일정한 할선변형계수(secant deformation modulus)를 나타내다가 고결 결합이 파괴되면서 할선변형계수가 감소하는 양상이 나타남을 보였으며, 구속압 등의 다른 조건보다 고결정도의 영향을 가장 크게 받는다고 하였다. Ismail(2000)은 포틀랜드 시멘트로 고결시킨 모래의 시멘트 함유율이 1%~4%로 증가할 경우 시료의 압축량이 40%정도 감소한다고 밝혔다. 또한 Sharma와 Fahey(2004)는 고결된 모래에 대한 일련의 비배수 전단시험을 통해 구속압보다는 고결정도가 변형특성에 더 큰 영향을 끼침을 보였다.

본 연구에서는 고결정도에 따른 고결시료의 할선계수(E)를 그림 6-6-11과 같이 결정하여 축변형율에 따른 할선계수의 변화를 그림 6-6-12와 같이 나타내었으며, 고결정도가 증가할수록 할선계수가 크게 증가하는 일반적인 경향을 확인하였다. 각 상대밀도 및 고결정도에 따라 축변형율 0.5%에 해당하는 할선계수($E_{0.5}$)를 그림

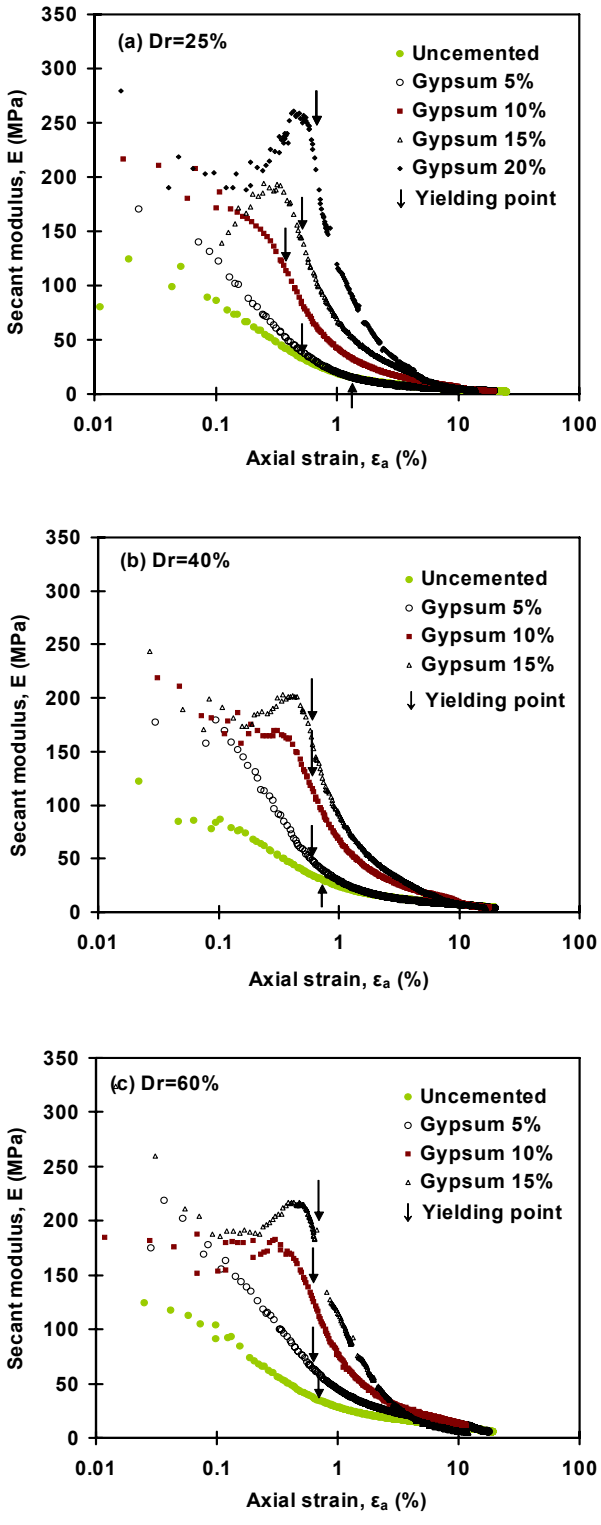
6-6-13에 도시한 결과, 고결모래는 고결정도 및 상대밀도의 증가에 따라 할선계수가 증가하는 것으로 나타났다. 또한 시료의 항복점을 그림 6-6-12에 표시한 결과, 시료의 항복점이 할선계수가 급감하기 시작하는 점과 일치할 것이라는 예상과는 달리 할선계수가 어느 정도 감소하고 난 후 항복점이 나타나는 것으로 분석된다. 그러나 고결정도가 증가할수록 항복시 변형율이 할선계수가 감소하기 시작하는 변형율에 근접하였다.



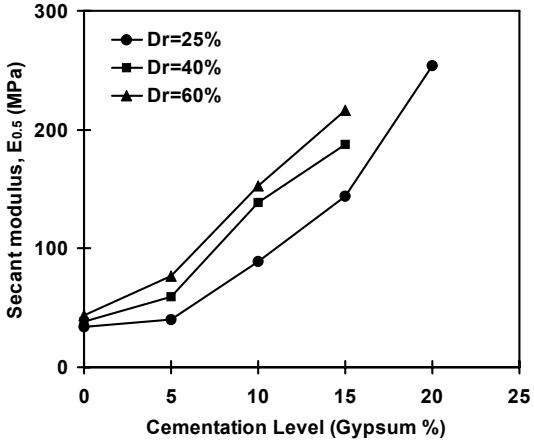
<그림 6-6-11> 할선탄성계수 정의

(나) 할선계수에 대한 상대밀도 및 고결의 영향

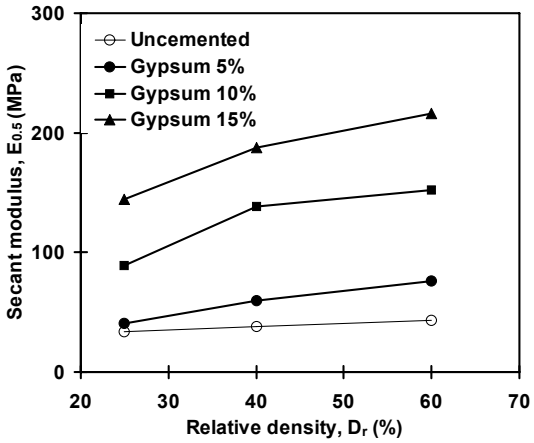
그림 6-6-13에서 상대밀도 25%와 석고함유율 5%인 시료의 $E_{0.5}$를 기준으로 상대밀도 및 석고함유율의 증가율에 따른 $E_{0.5}$ 증가율을 검토한 결과, 동일한 석고함유율에 대해 상대밀도가 25%에서 40%로 1.6배 증가할 경우 1.3~1.56배의 $E_{0.5}$ 증가율이 나타났고, 상대밀도 2.4배의 증가율에 의해 1.5~1.87배의 $E_{0.5}$ 증가율이 나타났다. 반면, 동일한 상대밀도에 대해 석고함유율이 5%에서 10%로 2배 증가할 경우 1.99~2.92배의 $E_{0.5}$ 증가가 나타났고, 석고함유율이 3배 증가할 경우 2.83~3.56배의 $E_{0.5}$ 증가가 발생했다. 즉, 상대밀도에 비해 고결정도가 고결모래의 항복전 거동에 더 큰 영향을 끼침을 확인할 수 있으며, Baig 등(1997), Huang과 Airey(1998), Ismail 등(2002)도 다양한 연구방법을 통해 이 같은 경향을 확인하였다.



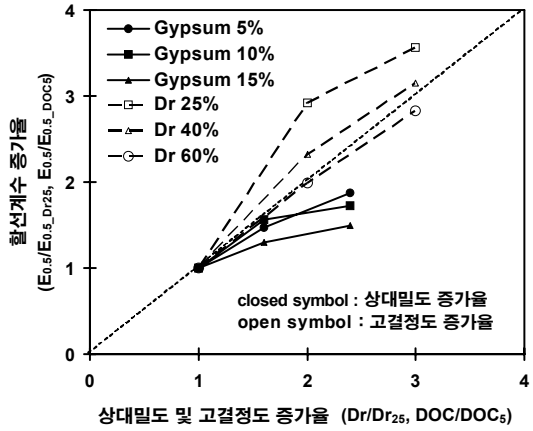
<그림 6-6-12> 고결정도 및 상대밀도에 따른 할선계수 변화



(a) 고결 정도에 따른 $E_{0.5}$ 증가경향



(b) 상대밀도에 따른 $E_{0.5}$ 증가경향



(c) 할선계수 증가율

<그림 6-6-13> 고결정도 및 상대밀도에 따른 $E_{0.5}$ 증가경향

(4) 간극수압

그림 6-6-5~6-6-6의 간극수압 곡선에서 고결모래의 항복 전 간극수압은 고결정도에 관계없이 거의 유사한 경향으로 증가하였다. 고결정도에 따라 항복전 발생하는 축차응력은 다를지라도 간극수압은 비슷하게 발생하였는데, 이는 고결정도가 증가할수록 실제 가해지는 축차응력에 비해 간극수압 발생율이 적기 때문이다. 따라서 고결모래는 액상화에 대한 저항이 크다(Clough 등, 1989).

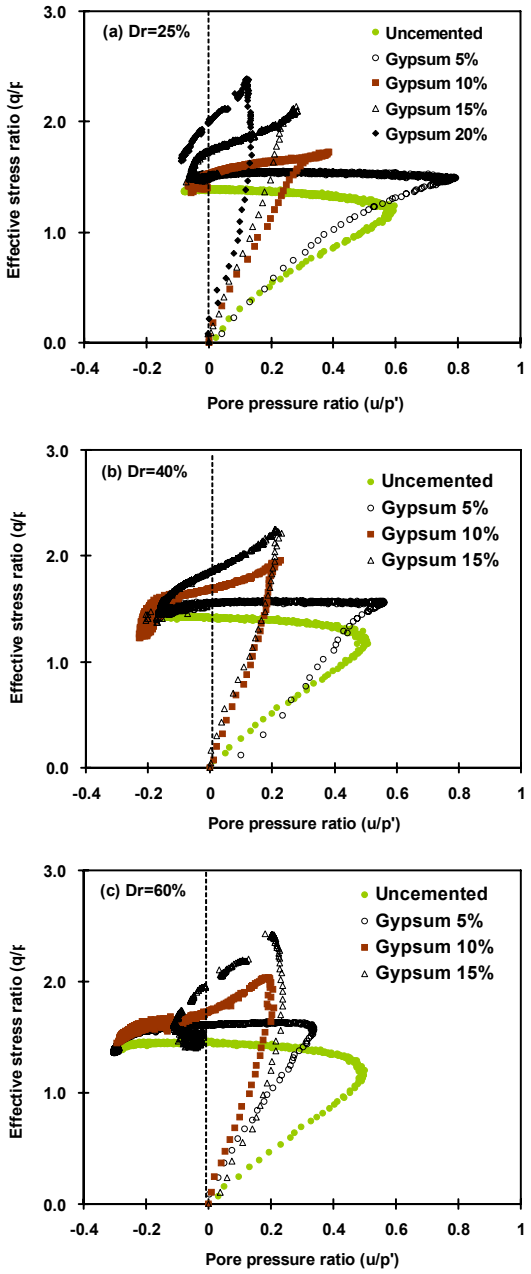
(가) 정규화된 간극수압곡선

그림 6-6-14는 축차응력과 간극수압을 유효주응력(p′)으로 나누어 정규화시킨 유효응력비(q/p′)에 대한 간극수압비(u/p′) 곡선을 나타낸 것으로, 동일한 유효응력비에서 석고함유율이 증가할수록 간극수압비가 감소하는 것을 확인할 수 있다. 고결정도의 증가에 의해 유효응력비에 대한 간극수압비는 적게 나타났지만, 최대 간극수압비가 발생하는 유효응력비는 점차 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 상대밀도 60%인 고결모래의 경우, 석고함유율 15%인 시료의 간극수압비가 석고함유율 10%인 시료의 간극수압비에 비해 더 크게 발생한 것으로 나타났다. 이 같은 경향은 시료의 공극에 비해 고결유발제의 첨가량이 많을 경우, 고결유발제가 시료의 공극을 충분히 채우기 때문으로 판단된다.

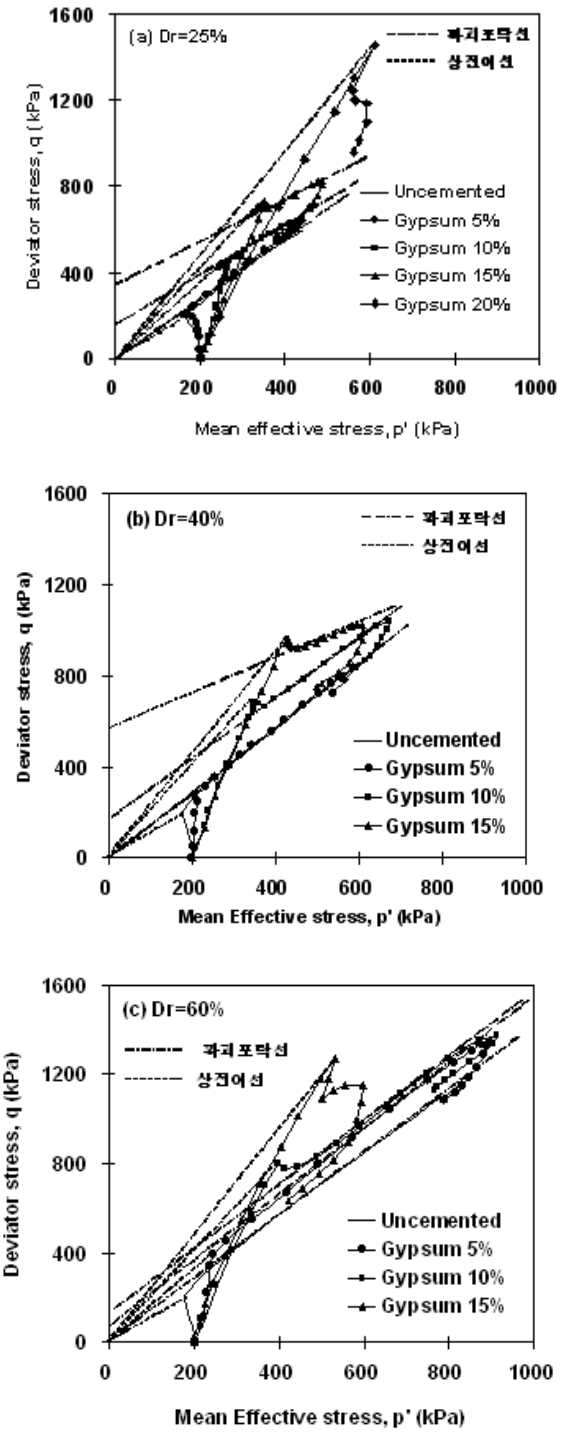
(나) 항복이후 간극수압 경향

항복이 발생하기 전 간극수압 경향은 비슷하게 나타나는 반면, 항복이 발생하는 순간 고결모래의 간극수압 발생경향이 급격히 변하였다. 즉 항복이전에는 고결결합에 의해 하중에 대한 압축저항이 크기 때문에 강한 고결은 모래의 다일레이션을 방지하거나 항복이 발생하기 전까지 다일레이션을 지연시키는 효과를 유발시킨다(Cuccovillo와 Coop, 1999). 본 연구에서는 항복이 발생하면서 고결모래는 미고결모래보다 더 급격한 간극수압 감소 경향을 보이는데, 이는 일단 항복이 발생하면 고결모래가 미고결 모래보다 더 큰 다일레이션 경향이 발생함을 의미한다. 항복이후 시료가 첨두강도에 도달할 때까지 다일레이션 경향이 계속 진행하는데, 표 6-6-1의

(4)와 (5)를 통해 먼저 시료가 첨두강도에 도달한 직후 최소 간극수압이 발생함을 알 수 있다. 변형율이 커질수록 동일한 상대밀도의 시료는 축차응력과 간극수압이 일정한 값으로 수렴하여 고결결합이 파괴된 시료는 고결의 영향보다 상대밀도의 영향을 더 크게 받는 것으로 나타났다.



<그림 6-6-14> 고결정도 및 상대밀도에 따른 정규화된 간극수압곡선



<그림 6-6-15> 고결정도 및 상대밀도에 따른 유효응력경로

(5) 유효응력 경로

(가) 고결에 의한 유효응력 경로 이동

고결정도에 따른 유효응력 경로를 각각의 상대밀도별로 그림 6-6-15와 같이 나타내었으며, 고결에 의해 유효응력 경로에 큰 차이가 발생하였다. 고결정도가 커질수록 가해지는 하중에 비해 발생하는 간극수압이 적기 때문에 그림 6-6-15에서도 고결정도가 커질수록 유효응력 경로가 오른쪽으로 편향되어 나타났으며, 이는 고결에 의해 정규압밀 모래의 거동이 과압밀 된 흙의 거동으로 바뀌는 것을 의미한다.

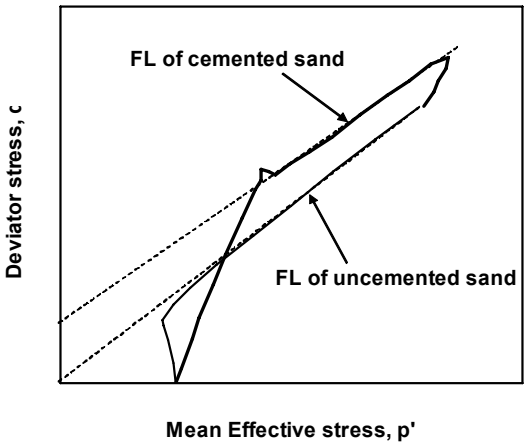
(나) 상전이선 및 파괴포락선

Vaid와 Chern(1983) 등의 연구자들에 의해 일반적인 모래는 구속압력, 압밀응력비, 상대밀도 등에 관계없이 응력경로 상의 상전이선(phase transformation line, PTL)과 파괴포락선(failure line, FL)이 일정한 기울기를 나타냄이 밝혀졌다. 또한 김영수와 김대만(2004)에 의하면 모래의 ageing에 의해서도 상전이선과 파괴포락선의 기울기는 변하지 않는다. 본 연구결과에서는 일반적인 모래와는 달리 고결된 모래의 상전이선과 파괴포락선의 기울기가 모두 변화하며, 또한 고결모래의 파괴포락선이 원점을 통과하지 않는 것으로 확인되었다.

미고결 시료와 마찬가지로 고결된 시료의 상전이점을 최대 간극수압이 발생하는 점으로 가정하여 상전이선에서의 유효응력비($M_{PTL'}$)를 구하였다. 미고결 모래의 $M_{PTL'}$은 상대밀도에 관계없이 거의 일정한 1.23~1.24를 취하여 Vaid와 Chern, 김영수와 김대만의 연구결과와 일치하는 반면, 고결모래는 고결정도와 상대밀도가 증가할수록 $M_{PTL'}$가 증가하는 것을 확인할 수 있다. 유효응력비가 높다는 것은 고결된 시료의 항복에 대한 저항이 크다는 것을 의미하며, 결국 고결된 모래의 동적 저항력이 향상됨을 의미한다(Ismail, 2002b).

미고결 모래의 파괴포락선은 유효응력 곡선상에서 원점을 지나는 직선으로 표시되며, 상대밀도에 따라 1.39~1.43으로 결정되었다. 본 연구에서는 고결된 모래의 파괴포락선을 그림 6-6-16과 같이 정의하였다. 즉 항복이 발생한 이후 변형율 경화거동이 발생하면서 선형으로 나타나는 유효응력 경로를 고결모래의 파괴포락선으로 정의

하였고, 파괴포락선이 원점을 통과하지 않기 때문에 파괴포락선의 유효응력비($M_{FTL'}$)가 일정하지 않게 된다. 따라서 고결모래의 경우, 파괴포락선상의 평균 유효응력비를 파괴포락선에서의 유효응력비로 결정하였고, 고결정도가 증가할수록 파괴포락선에서의 유효응력비가 증가하였다.



<그림 6-6-16> 파괴포락선의 정의

다. Cemented sand의 배수 전단거동

K-7호사에 중량비 5~10%에 해당하는 석고를 혼합한 후, 상재구속압 200kPa에서 양생하여 고결시료를 조성하였다. 조성된 시료를 다양한 등방구속압으로 압밀시킨 후, 배수전단시험을 실시하였다. 그로부터 고결정도, 구속압, 상대밀도 등에 따른 고결모래의 배수전단거동을 분석하였다.

(1) CID 시험결과

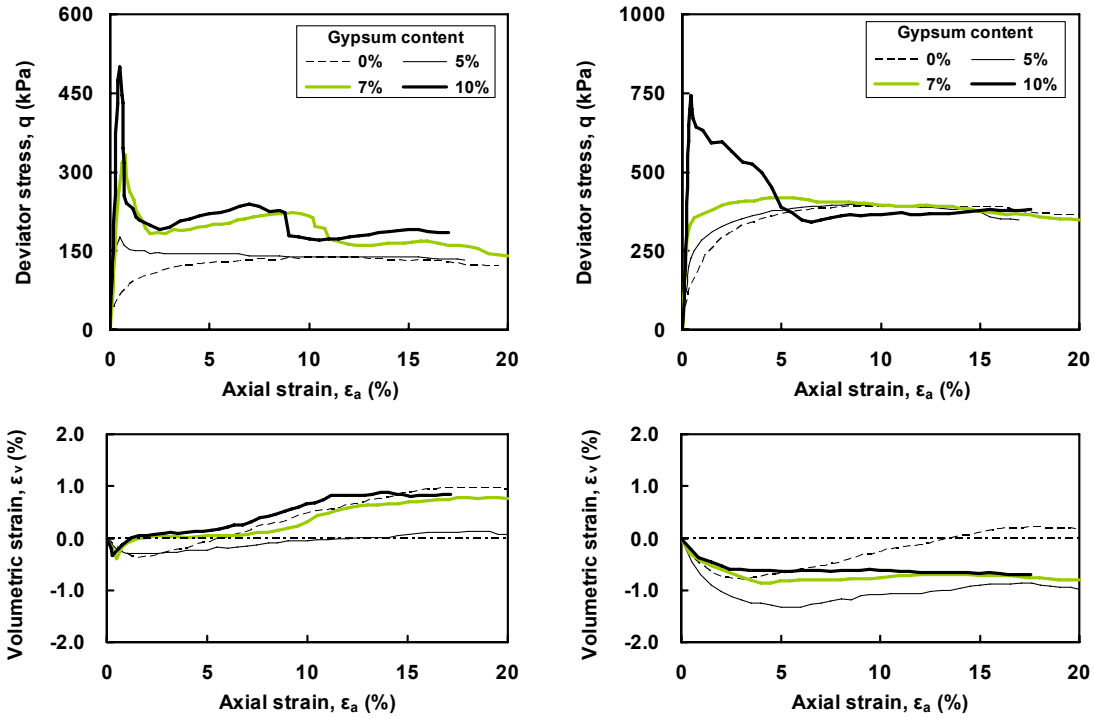
고결모래의 정적거동에 대한 연구는 Asghari 등(2003), Haeri 등(2005), Clough 등(1981), Clough 등(1989), Saxena와 Lastrico(1978), Huang과 Airey(1993, 1998), Ismael(2000), Ismail 등(2002), Christopher 등(1989), Schnaid 등(2001)에 의해 활발히 이루어졌으며, 국내에서는 이문주 등(2006)에 의한 연구성과가 보고되었다. 본 연구에서 K-7호사를 이용하여 수행한 고결정도 및 구속압에 따른 고결모래의 배수전단시험 결과는 표 6-6-2와 같다.

<표 6-6-2> 고결정도와 구속압에 따른 고결모래의 거동

석고함유율 (Cg, %)	시료번호	초기 상대밀도 (Dr, %)	압밀구속압 (p_i', kPa)	파괴시 평균유효응력 (p'_p, kPa)	파괴시 축차응력 (q_p, kPa)	극한상태 평균유효응력 (p'_u, kPa)	극한상태 축차응력 (q_u, kPa)
0	K7I-0-50	41.3	50	102	138	90	121
	K7I-0-100	39.6	100	187	257	178	234
	K7I-0-150	41.2	150	283	396	271	364
	K7I-0-200	38.3	200	371	518	357	470
5	K7I-5-0	39.1	Unconfined	-	86	-	-
	K7I-5-10	39.6	10	46	109	20	31
	K7I-5-50	40.4	50	107	176	94	133
	K7I-5-100	41.7	100	194	273	182	247
	K7I-5-150	40.1	150	284	399	266	349
	K7I-5-200	38.2	200	379	536	368	503
7	K7I-7-0	42.3	Unconfined	-	200	-	-
	K7I-7-10	40.4	10	91	242	26	49
	K7I-7-50	41.8	50	161	334	95	134
	K7I-7-100	39.0	100	223	368	201	302
	K7I-7-150	43.3	150	288	413	264	342
	K7I-7-200	41.0	200	374	521	363	489
10	K7I-10-0	41.6	Unconfined	-	394	-	-
	K7I-10-10	37.7	10	154	431	33	69
	K7I-10-50	40.5	50	217	500	112	185
	K7I-10-100	38.0	100	311	633	198	295
	K7I-10-150	41.0	150	397	740	278	385
	K7I-10-200	42.1	200	450	749	377	530

(2) Cemented sand의 배수전단거동

그림 6-6-17은 구속압 50, 150kPa에서 고결정도에 따른 고결모래의 배수전단거동으로써, 동일 구속압에서 고결정도가 클수록 모래의 전단강도가 증가하고, 좀 더 취성적인 파괴양상이 나타나며, 파괴 후 변형율 연화거동의 경향이 크다. 그러나 고결결합의 파괴 이후 극한상태(축변형율 15~20%)에서는 미고결 모래의 거동과 유사하였으며, 구속압 50kPa에서는 고결 및 미고결 모래 모두 팽창(dilation) 거동을 보이는 반면, 구속압 150kPa에서 미고결모래는 팽창거동을 보이나 고결 모래는 압축(contraction) 거동을 보인다. 구속압 50kPa과 150kPa에서 미고결모래와 5% 고결모래의 체적변형률 변화를 비교하면, 미고결모래는 팽창거동 경향을 보이나 5% 고결모래는 팽창경향이 현저히 감소함을 알 수 있다. 그러나 고결정도가 증가하면서 다시 팽창경향이 증가하였다.



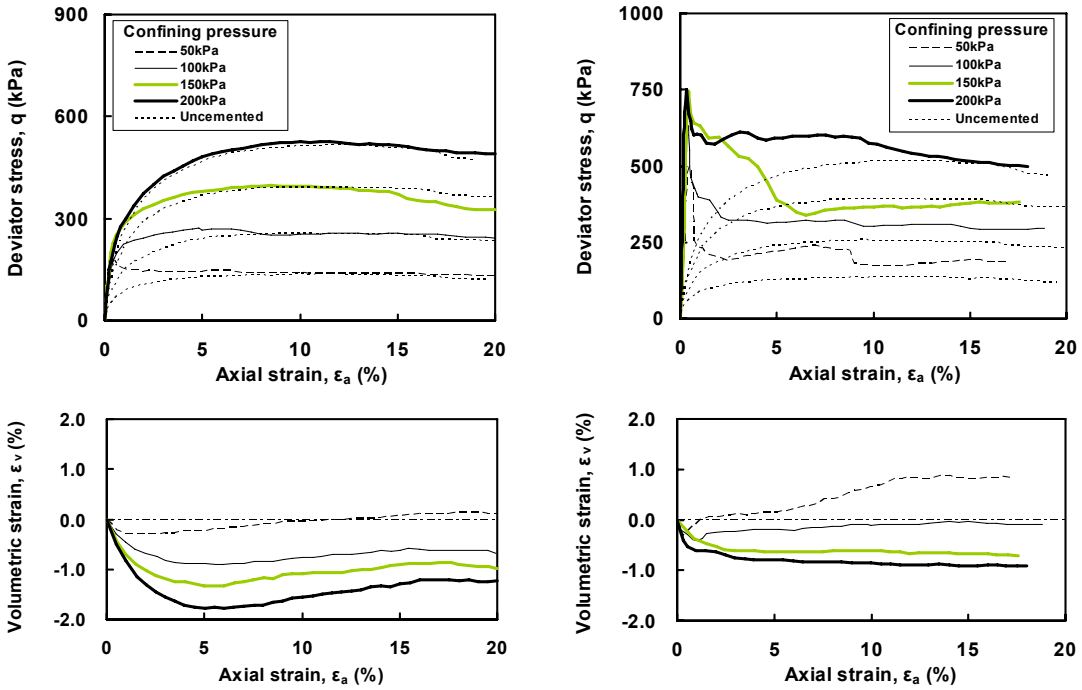
(a) 구속압 50kPa (b) 구속압 150kPa

<그림 6-6-17> 고결정도에 따른 배수전단거동

그림 6-6-18은 구속압에 따른 5, 10% 고결모래의 배수전단거동으로써, 구속압의 증가에 의해 고결모래의 변형율 연화거동 경향이 감소하고 파괴경향이 연성적으로 변하였다. 특히 5% 고결모래의 경우, 고결결합력이 매우 약하기 때문에 100kPa의 구속압 조건에서부터 미고결 모래의 거동과 유사해지며, 200kPa의 구속압 조건에서는 고결결합이 완전히 파괴되어 미고결 모래의 거동과 거의 일치하였다. 반면 고결결합이 강한 10% 고결모래의 경우, 구속압 200kPa에서도 고결결합력이 유지되어 파괴양상이 취성적이고, 파괴후 변형율 연화거동이 나타났다.

그림 6-6-18에서 고결정도가 클수록 동일한 구속압 조건에서 팽창거동이 크게 발생하였으며, 이는 Huang과 Airey(1993), Asghari 등(2003)의 결과와 일치한다. Cuccovillo와 Coop(1999)에 의해 언급된 바와 같이, 고결모래는 하중에 대한 압축저항이 크기 때문에 고결은 모래의 팽창거동을 방지하거나 지연시키는 효과를 발휘한다. 그러나 고결결합이 파괴되면서 급격한 팽창거동이 발생하며, 본 연구에서는 구속압이 50kPa이고 고결정도가 7, 10%인 고결모래에서 그 경향이 뚜렷하게 나타났다. 즉 구속압이 작고 고결정도가 클수록 고결결합 파괴 후 팽창거동이 크게

나타나지만, 구속압이 크면 고결결합력이 큰 시료에서도 팽창보다는 압축거동이 발생하였다. 동일한 고결정도에서 구속압이 클수록 고결모래는 압축거동을 나타내며, 극한 팽창율은 감소하였다. 고결정도가 크고, 낮은 구속압 상태의 시료(10% 고결 -50kPa 구속압)에서 파괴 후 급격한 팽창거동이 나타나지만, 대부분의 고결시료에서 압축거동 양상이 뚜렷하였다.



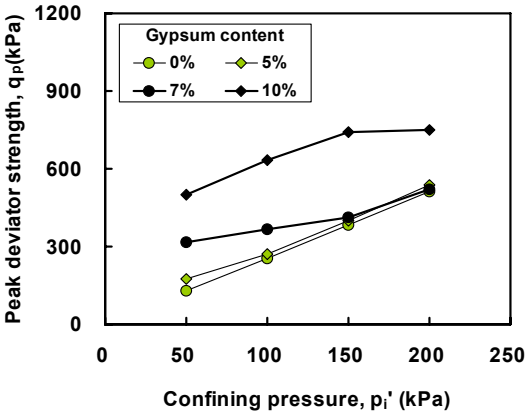
(a) 5% 고결모래 (a) 10% 고결모래

<그림 6-6-18> 구속압에 따른 배수전단거동

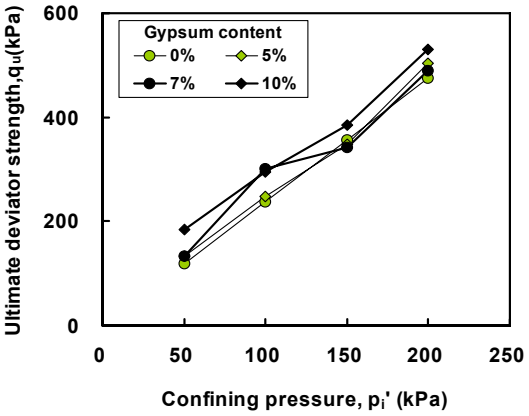
(3) 구속압 및 고결정도에 따른 배수전당강도

그림 6-6-19는 구속압 및 고결정도에 따른 고결모래의 전단강도 변화로써, 50~150kPa의 구속압 상태에서 고결모래의 전단강도는 고결정도에 비례하여 증가하는 것을 알 수 있다. 고결정도와 구속압이 증가할수록 전단강도도 증가하지만, 구속압이 커지면 고결모래의 전단강도가 미고결 모래의 전단강도에 점근하였다. 이는 구속압에 의해 고결모래 결합력이 파괴되어 점착성분이 점점 감소되기 때문이며, 구속압과 고결정도의 상대적인 크기에 따라 고결모래의 점착력이 달리 평가되어야 함을

의미한다. 또한 그림 6-6-20은 구속압 및 고결정도에 따른 극한강도의 변화로써, 고결결합이 파괴되고 축변형율 15% 이상에서 나타나는 극한강도는 동일 구속압 상태에서 고결정도에 상관없이 거의 일정하게 나타났다. 이 같은 경향은 입자사이의 고결결합이 1% 미만의 축변형율 상태에서 파괴되고, 고결결합 파괴 이후에는 점착성분은 사라지고 마찰성분에 의해 강도가 지배되기 때문이다. 이와 같은 현상은 Saxena와 Lastrico(1978)에 의한 관찰과 유사하다.

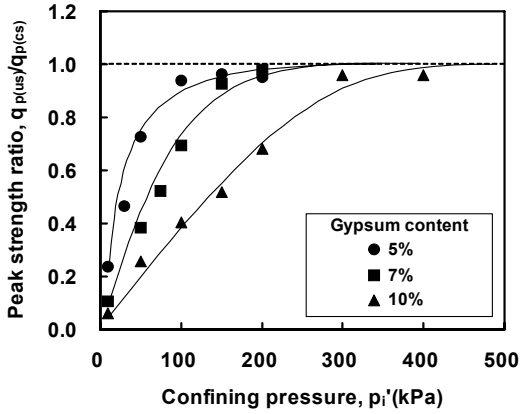


<그림 6-6-19> 구속압 및 고결정도에 따른 전단강도



<그림 6-6-20> 구속압 및 고결정도에 따른 극한강도

그림 6-6-21은 구속압 증가에 따른 미고결 모래와 고결모래의 파괴강도 비율 변화를 나타낸 것으로, 구속압이 증가할수록 파괴강도비가 점차 증가하면서 1에 수렴하였다. 이는 낮은 구속압 상태에서 고결의 영향이 크게 나타나며, 구속압이 증가할수록 고결의 영향이 점차 감소함을 의미한다.

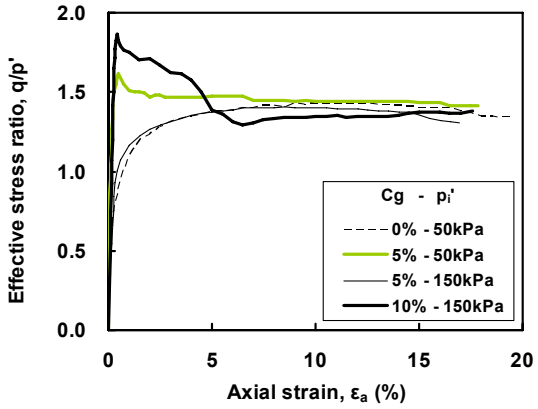


<그림 6-6-21> 구속압 및 고결정도에 따른 전단강도비

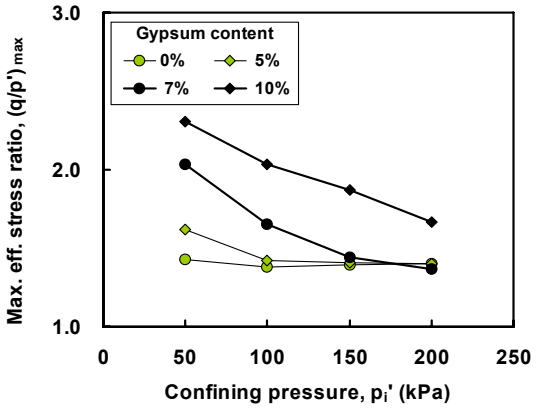
(4) 유효응력비

일반적으로 미고결 모래의 유효응력비는 동일 상대밀도에서 구속압에 관계없이 유사한 경향으로 나타나는 반면, 고결모래의 유효응력비는 그림 6-6-22와 같이 고결정도와 구속압에 따라 다르게 나타난다. 낮은 구속압에서는 고결결합이 파괴되지 않은 상태이기 때문에 고결정도에 관계없이 Coop과 Atkinson(1993)에 의한 고결모래의 이상적인 거동과 유사하게 나타났다. 반면 높은 구속압에서는 고결결합이 약한 5% 고결모래의 고결결합이 파괴되어 미고결 모래의 유효응력비와 유사한 거동으로 나타나고, 고결결합이 강한 10% 고결모래의 경우에는 고결모래의 거동으로 나타나 고결결합이 유지되고 있음을 알 수 있다. 그러나 고결모래의 극한상태 유효응력비는 고결정도와 구속압에 관계없이 유사하게 나타나므로, 모래의 한계마찰각은 고결여부나 고결정도에 관계없이 비슷한 것으로 판단된다.

그림 6-6-23은 고결정도 및 구속압에 따른 최대 유효응력비로써, 고결정도가 클수록 최대 유효응력비가 증가하였다. 또한 미고결 모래의 최대 유효응력비는 구속압에 관계없이 거의 일정한 반면, 고결모래의 최대 유효응력비는 구속압 증가에 의해 점점 감소하였다. 특히 5, 7% 고결모래의 최대 유효응력비는 200kPa의 구속압에서 미고결 모래의 최대 유효응력비와 유사하게 나타나 결합이 파괴된 고결모래의 거동은 미고결 모래의 거동으로 점근됨을 알 수 있다.



<그림 6-6-22> 구속압과 고결정도에 따른 유효응력비 경향



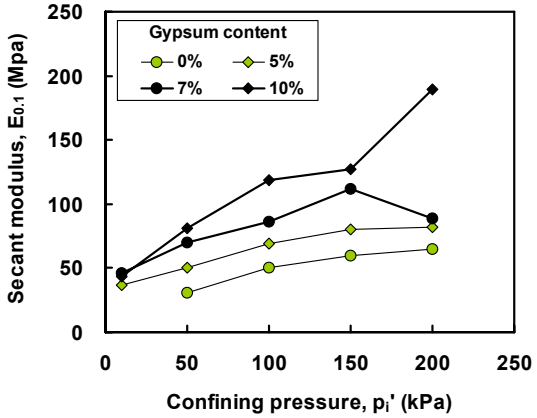
<그림 6-6-23> 구속압과 고결정도에 따른 최대유효응력비 변화

(5) 고결모래의 변형특성

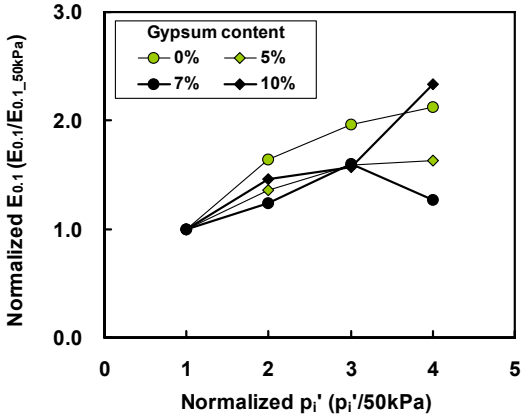
Huang과 Airey(1998)의 연구 결과에 의하면 고결모래는 동일한 석고함유율에서 초기 상대밀도가 작을수록 고결에 의해 변형특성에 더 큰 영향을 받는다. 본 연구에서는 동일 상대밀도에서 고결정도와 구속압에 따른 변형특성을 분석하기 위해 그림 6-6-24와 같이 축변형율 0.1%에서의 할선탄성계수($E_{0.1}$)를 도시하였다. 미고결 모래의 경우 할선탄성계수가 구속압에 비례하여 증가하는 반면, 고결모래의 할선탄성계수는 구속압과 고결결합의 파괴정도에 따라 불규칙한 경향으로 나타났다. 즉, 5%, 10% 고결모래의 경우에는 할선탄성계수가 지속적으로 증가하였으며, 7% 고결모래의 할선탄성계수는 구속압 150kPa 이후 급격히 감소하였다. 이 같은 경향은 7% 고결모래의 경우 구속압 150kPa 이후 고결 결합이 급격히 파괴되었기 때문이며, 5% 고결모래의 경우에는 7% 고결모래보다 낮은 구속압에서 고결결합이 파괴되었지만 구속압이 할선탄성계수의 지속적인 증가경향에 영향을 미치는 것으로 판단된다. 반면 10% 고결모래의 할선탄성계수는 150kPa의 구속압에서 증가경향이 일시적으로 둔화되었으나, 200kPa에서 급격히 증가하였다. 이는 전단거동 양상에서 확인한 바와 같이 200kPa의 구속압에서 10% 고결모래의 결합력이 여전히 존재할 뿐만 아니라, 시료에 작용하는 구속압의 영향이 크기 때문으로 판단된다. 본 연구에서 7%와 10% 고결시료의 할선탄성계수 변화 경향은 전단강도 변화경향과 정확히 일치하지는 않는 것으로 나타났다. 특히 7% 고결모래의 전단강도는 150kPa에서 미고결 모래의 전단강도와 거의 일치한 반면, 할선탄성계수는 200kPa의 구속압에서 유사하게 결정되었다. 즉 구속압에 따른 고결모래의 전단거동과 할선탄성계수를 비교한 결과, 전단 시 파괴양상으로부터 고결결합의 파괴여부를 비교적 정확히 판단하는 것이 가능하지만, 고결결합력과 구속압의 영향을 복잡하게 받는 할선탄성계수로부터 고결결합의 파괴 유무를 판단하는 것은 부정확할 것으로 판단된다.

그림 6-6-25는 50kPa 구속압 상태로 정규화된 구속압(p_i'/50kPa)과 할선탄성계수($E_{0.1}/E_{0.1\_50kPa}$) 관계로써, 구속압이 각 모래의 변형계수에 끼치는 영향을 알 수 있다. 그림 6-6-25에서 구속압에 의한 미고결 모래의 할선탄성계수 증가율은 고결모래에 비해 크게 나타났다. 즉, 미고결 모래의 경우 구속압이 변형계수에 큰 영향을 끼치지만, 고결모래의 경우 고결결합에 의해 초기 변형계수가 크게 증가하기 때문에, 고결결합력이 유지된 상태에서는 구속압의 증가에 의한 변형계수 증가율은 미고결

모래에 비해 상대적으로 작다. 이 같은 경향은 이전의 연구결과와 일치한다(Dupas와 Pecker, 1979; O′Rourke와 Crespo, 1988; Schnaid 등, 2001).

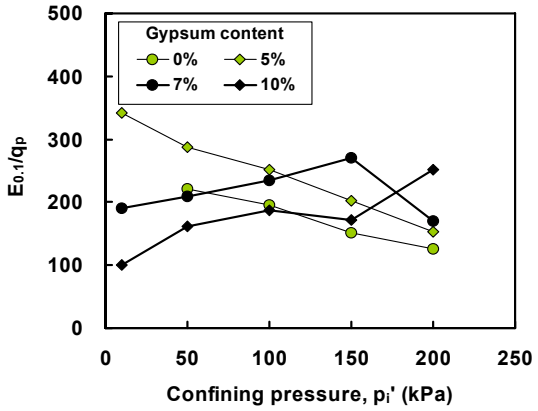


<그림 6-6-24> 구속압에 따른 할선탄성계수($E_{0.1}$) 변화



<그림 6-6-25> 구속압이 변형계수에 끼치는 영향

그림 6-6-26은 구속압에 따른 할선탄성계수와 전단강도의 비($E_{0.1}/q_p$)로써, 미고결 모래의 경우 구속압의 증가에 의해 $E_{0.1}/q_p$가 지속적으로 감소하여 구속압의 증가에 의해 변형계수보다 전단강도의 증가율이 더 크게 나타났다. 고결모래의 경우, 5% 고결모래는 미고결 모래와 유사하게 구속압에 따라 $E_{0.1}/q_p$가 감소하였으며, 10% 고결모래의 경우에는 지속적으로 증가하는 경향을 보인다. 또한 7% 고결모래의 경우에는 구속압 150kPa 이후 $E_{0.1}/q_p$가 급격히 감소하는 경향을 보인다. 구속압이 100kPa 이하에서는, 고결정도가 큰 모래의 $E_{0.1}/q_p$가 더 작게 나타났다.



<그림 6-6-26> 고결모래의 전단강도-변형계수 관계

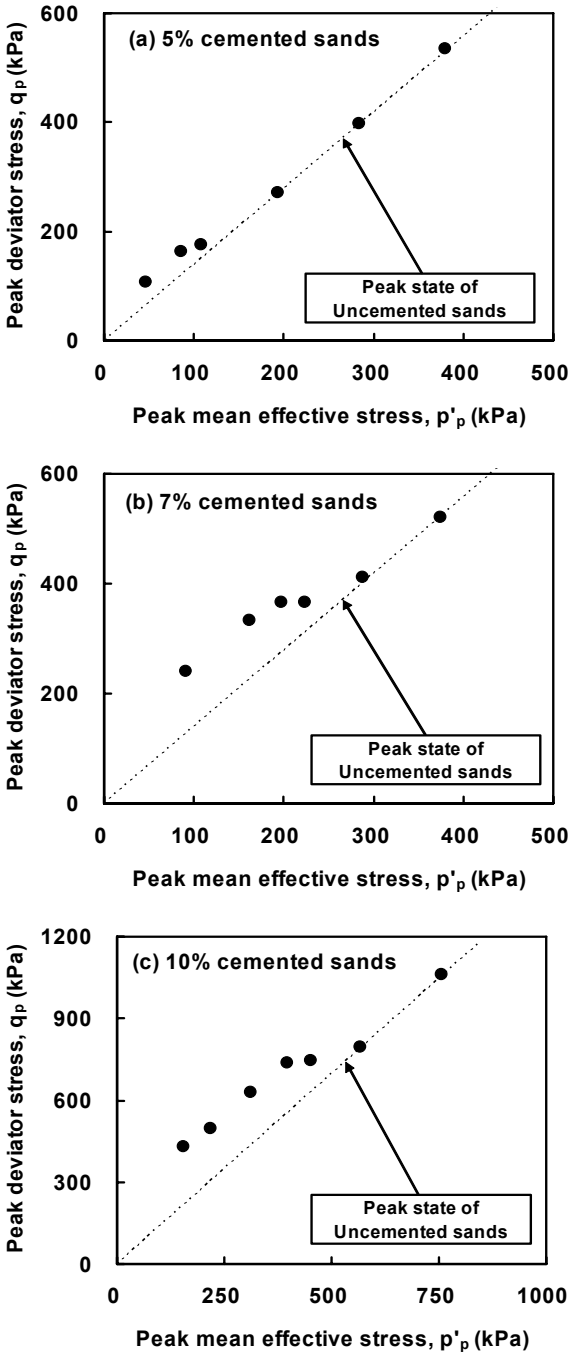
라. Cemented sand의 강도정수 평가

Saxena and Lastrico (1978)는 입자사이의 고결결합이 약 1%의 변형율에서 파괴되며, 고결결합 파괴 이전에는 점착성분이 거동을 지배하지만 고결결합 파괴 이후에는 점착성분은 사라지고 마찰성분에 의해 강도가 지배된다고 주장하였다. 또한 고결결합은 높은 구속압 상태에서도 파괴되기 때문에 구속압 조건에 따른 고결모래의 거동에 대하여 많은 연구 성과가 보고되었지만, 대부분의 연구에서 고결모래의 강도정수는 구속압 조건에 관계없이 일괄적으로 결정되었다. 본 연구에서는 고결정도가 다른 모래에 대해 배수전단시험을 실시하여, 구속압 조건에 따른 고결모래의 강도정수 변화 양상을 평가하였다. 실험결과로부터 고결결합의 파괴로 인해 점착력이 급격히 감소하기 시작하는 구속압을 결정하였으며, 구속압의 변화에 따른 강도정수의 변화양상을 관찰하였다. 또한 고결시 구속압, 상대밀도, 입자크기가 고결에 끼치는 영향을 강도정수를 중심으로 분석하였다.

(1) 구속압에 따른 고결모래의 강도정수 평가

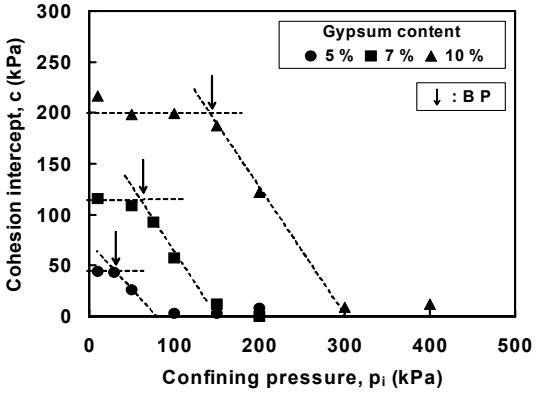
실험 결과로부터 구속압 및 고결정도에 따른 모래의 전단강도 변화를 정리하면 그림 6-6-28과 같다. 고결결합력에 비해 낮은 구속압에서는 고결결합력이 파괴되기 전 상태로써, 구속압에 의한 고결모래의 전단강도의 증가양상이 미고결 모래와 유사하게 나타났다. 즉, 낮은 구속압에서는 고결모래의 파괴포락선이 미고결 모래의 파괴포락선과 나란하므로 고결결합 파괴전 고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각과 동일한 것으로 판단된다. 그러나 구속압의 증가에 의해 전단강도의 증가 경향이 급격히 완화되는 경계점이 관찰되었으며, 이는 구속압에 의해 모래의 고결결합이 파괴되었기 때문으로 판단된다.
고결모래의 점착력은 동일한 평균유효응력에서 고결모래와 미고결 모래의 축차응력차로 결정되며, 고결정도와 구속압에 따라 그림 6-6-27과 같은 점착력의 변화가 나타났다. 낮은 구속압에서는 구속압에 관계없이 고결모래의 점착력이 거의 일정하였다. 그러나 점착력이 급격히 감소하는 구속압이 나타나며, 본 연구에서는 이러한 경계점을 고결결합 파괴점(breaking point, BP)으로 정의하였다. 고결정도가 클수록 결합 파괴이전의 점착력과 고결결합이 파괴되는 BP는 증가한다. 그림 6-6-28의

결과로부터 구속압에 따른 고결모래의 이상적인 거동양상을 그림 6-6-29과 같이 나타내었다. 결합파괴점 이하의 응력상태는 고결모래가 응력보다는 고결에 의한 영향을 주로 받는 고결지배구간(cementation control zone)이며, 고결모래의 점착력은 구속압에 관계없이 일정하게 나타난다.

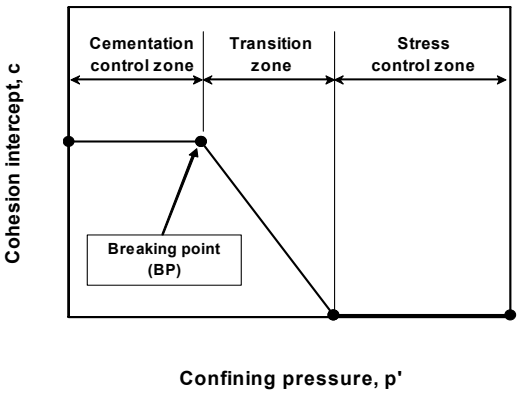


<그림 6-6-27> 고결모래의 파괴상태(p′-q 관계)

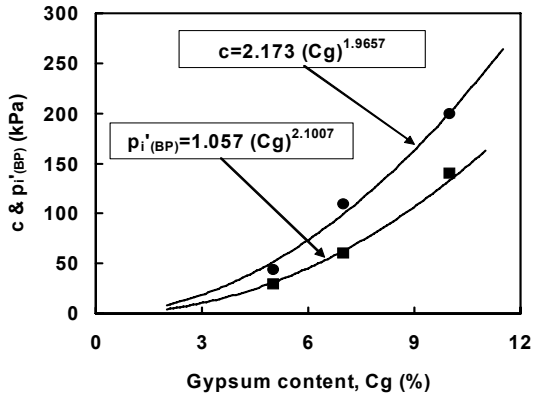
결합파괴점 이상의 응력상태에서 고결모래의 점착력이 급격히 감소하기 시작하는 천이구간(transition zone)이 나타나며, 천이구간을 지나 고결모래와 미고결 모래의 거동이 유사하게 되는 응력지배구간(stress control zone)이 존재한다. 응력지배구간에서는 고결효과가 발휘되지 못하므로 고결모래의 점착력이 완전히 소멸되고, 고결모래와 미고결 모래 모두 마찰에 의해서만 강도가 발현됨을 알 수 있다. 전 구간에서 고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각과 동일한 것으로 판단된다. 그림 6-6-28에서 결정된 고결모래의 점착력과 결합파괴점으로부터 그림 6-6-30과 같이 석고함유율에 따른 점착력과 결합파괴점의 관계가 거듭제곱 형태의 비례관계임이 파악되었다. 또한 그림 6-6-31과 같이 각 고결모래의 일축압축강도에 따른 점착력과 파괴점의 구속압의 관계를 나타낸 결과, 두 관계 모두 선형 비례적으로 나타났다.



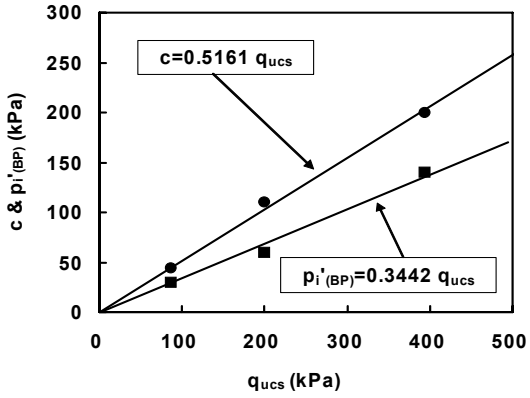
<그림 6-6-28> 구속압에 따른 고결모래의 점착력 변화 및 파괴점



<그림 6-6-29> 구속압에 따른 고결모래의 이상적 거동



<그림 6-6-30> 석고함유율(Cg)에 따른 고결모래의 점착력 및 파괴점 변화



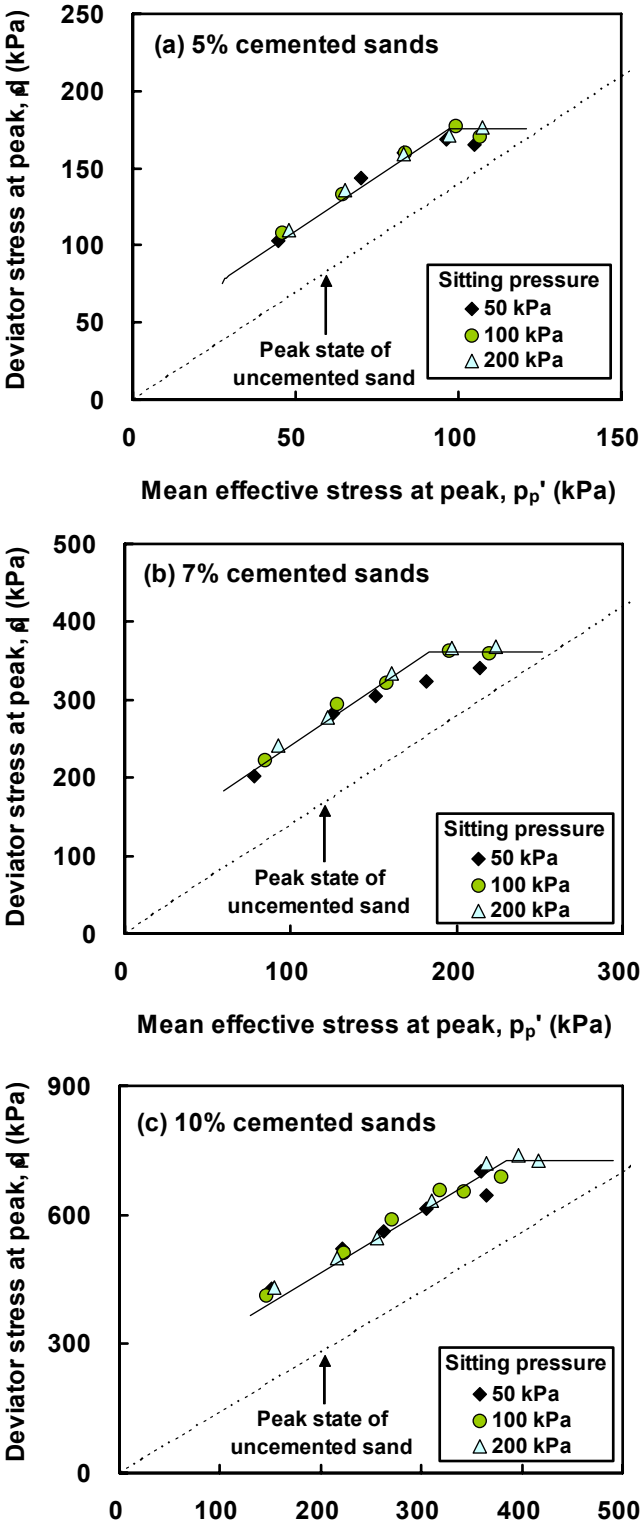
<그림 6-6-31> 일축압축강도에 따른 고결모래의 점착력 및 파괴점 변화

(2) 고결시 구속압에 따른 고결모래의 강도정수 평가

고결 시 구속압 및 석고함유율에 따른 K-7호사의 파괴상태 응력은 그림 6-6-32와 같다. 각 고결모래는 결합 파괴전 미고결 모래의 파괴포락선과 거의 평행하였으며, 이는 고결결합 파괴전 고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각과 유사하며, 점착력은 거의 일정함을 의미한다. 각 고결모래의 고결결합 파괴구속압($p_i'_{(BP)}$)과 점착력(c)은 고결중 상재구속압에 관계없이 유사한 것으로 나타났다. 즉, 그림 6-6-32와 구속압에 따른 고결모래의 점착력변화인 그림 6-6-33으로부터, 5% 고결모래의 경우, 압밀구속압(pi′) 30kPa까지 점착력이 일정하게 유지되었다. 또한 7% 고결모래의 경우는 50kPa, 그리고 10% 고결모래의 경우는 125kPa에서 결합이 파괴되었으며, 이 각각의 구속압을 고결결합 파괴구속압($p_i'_{(BP)}$)로 결정할 수 있다.

고결모래의 점착력과 $p_i'_{(BP)}$는 석고함유율에 의해 그림 6-6-34와 같은 거듭제곱 형태로 증가하는 반면, 고결시 구속압에 의한 변화는 크게 발생하지 않았다. 표 6-6-3은 $p_i'_{(BP)}$ 까지의 시험모래에서 결정된 각 고결모래의 마찰각과 고결결합 파괴전 점착력이다. 고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각(34.5°)을 중심으로 -2.3°～+2.9° 범위에서 나타났으며, 석고함유율과 고결시 구속압에 따른 고결모래의 마찰각 변화 경향은 나타나지 않았다. 또한 점착력은 동일 석고함유율에서 고결시 구속압에 관계없이 거의 일정하게 결정되었다.

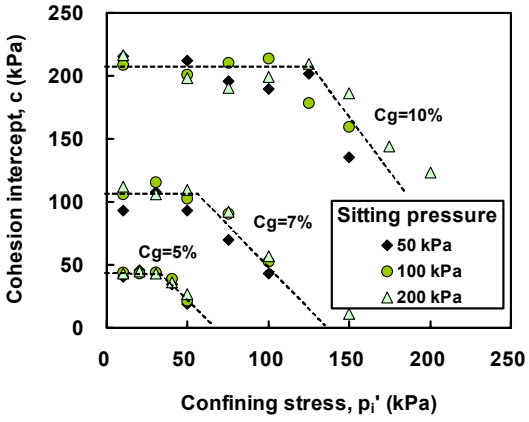
본 연구의 결과는 Dupas and Pecker (1979), Clough 등 (1981), Acar and El-Tahir (1986), Consoli 등(2000), 그리고 Schnaid 등(2001)의 결과에서와 같이 고결유발제의 함유율이 모래의 마찰각에 영향을 주지 못하였다. 그러나 포틀랜드 시멘트로 고결시킨 실트질 모래에 대한 삼축시험(CID) 결과로부터 Consoli 등(2000)은 높은 구속압 상태에서 고결된 시료의 마찰각이 구속압이 없는 상태에서 고결된 시료의 마찰각보다 2° 정도 크게 결정된다고 하였으나, 본 연구에서는 고결 시 구속압에 따른 마찰각의 뚜렷한 증가경향 또한 발생하지 않았으며, 이에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 여겨진다. 또한 Consoli 등(2000)의 결과에서는 고결 시 구속압에 따른 점착력의 변화가 미비하였으며, 이는 본 연구결과와 일치한다.



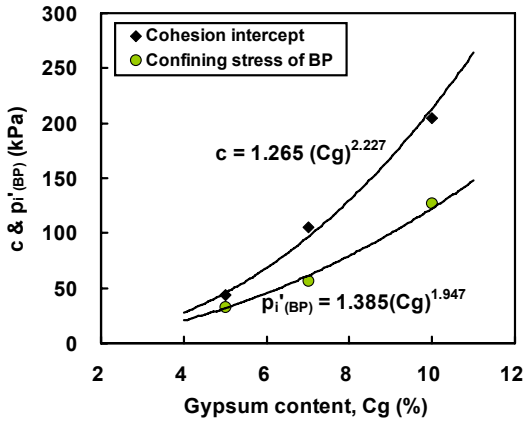
<그림 6-6-32> 고결시 구속압(σ_{sit}')에 따른 파괴포락선 (K-7호사, Dr=40%)

<표 6-3-3> 고결정도 및 구속압에 따른 강도정수 (K-7호사, Dr 40%)

Cg(%)	σ_{sit}' (kPa)	ø′(deg)	c (kPa)
5	50	37.4	43.2
	100	33.4	43.8
	200	35.8	43.8
7	50	36.0	97.9
	100	33.3	108.1
	200	33.2	109.4
10	50	33.2	202.8
	100	35.2	208.3
	200	33.7	202.8



<그림 6-6-33> σ_{sit}'와 압밀구속압에 따른 점착력 변화 (K-7호사, Dr=40%)



<그림 6-6-34> 석고함유율(Cg)과 점착력 관계 (K-7호사, Dr=40%)

(3) 상대밀도에 따른 고결모래의 강도정수 평가

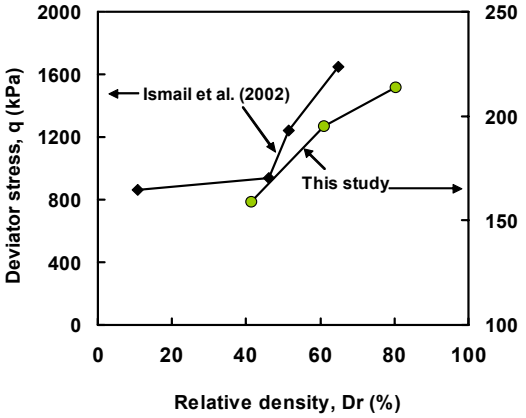
전술한 바와 같이 시료의 상대밀도가 높을수록 입자의 접촉점이 증가하기 때문에

고결 유발물질이 더 효율적으로 흡착되어 고결 효과가 증가하여 더 큰 강도가 나타날 것으로 예측된다.

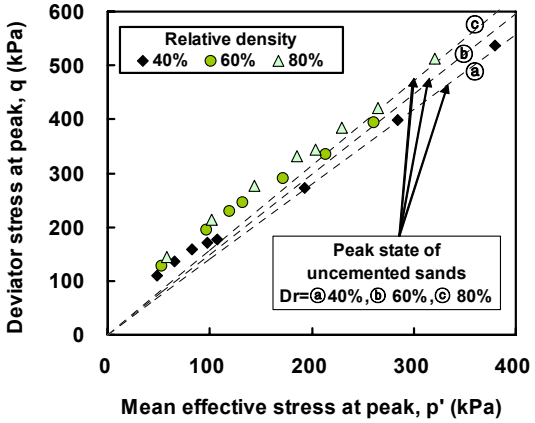
고결결합이 파괴되지 않은 것으로 판단된 구속압 30kPa에서 상대밀도 40, 60, 80% 인 5% 고결모래의 파괴강도는 그림 6-6-35와 같다. 상대밀도가 증가할수록 고결모래의 파괴강도 또한 증가하였다. 500kPa의 구속압에서 탄산염으로 고결시킨 모래에 대한 Ismail 등(2002b)의 실험에서 상대밀도 40% 이후에 파괴강도(항복강도)의 급격한 증가양상이 나타났으며, 본 연구의 결과도 그와 유사한 경향으로 판단된다.

그림 6-6-36은 석고함유율 5%로 고결된 K-7호사의 상대밀도에 따른 파괴상태 응력이며, 상대밀도에 따라 거동이 뚜렷이 변화하였다. 그림 6-6-37에 나타난 상대밀도에 따른 고결모래의 점착력 변화에서 동일 상대밀도에서는 일정 구속압 이전까지 점착력이 일정하게 유지되었다.

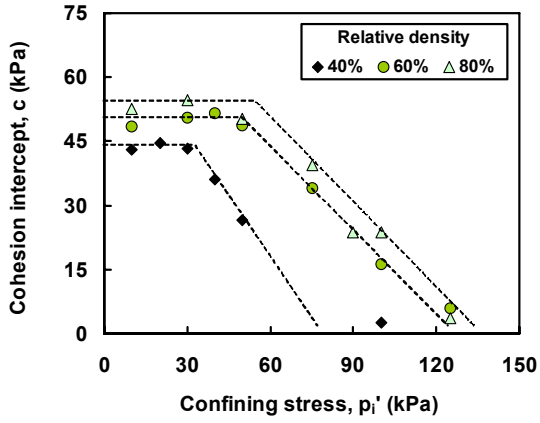
상대밀도에 따른 고결모래의 점착력과 $p_i'_{(BP)}$를 그림 6-6-38과 같이 나타낸 결과, 시료의 상대밀도가 높을수록 점착력과 고결결합 파괴구속압이 크게 결정되었다. 상대밀도 40% 시료의 $p_i'_{(BP)}$는 약 34kPa로 결정되지만, 60%와 80% 고결모래의 $p_i'_{(BP)}$는 51, 53kPa로 거의 유사하였다. 또한 40% 상대밀도 시료의 점착력은 약 43kPa이며, 상대밀도 60%, 80% 시료의 점착력은 49kPa, 53kPa로 나타났다. 본 결과로부터 고결모래의 상대밀도는 점착력보다는 $p_i'_{(BP)}$에 더 큰 영향을 주는 것으로 보이며, 특히 낮은 상대밀도(40%)에 중간 조밀한 상대밀도(60%) 단계에서 $p_i'_{(BP)}$가 크게 증가하는 것으로 나타났다.



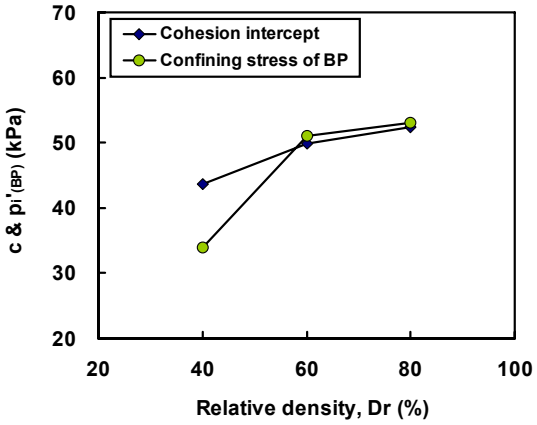
<그림 6-6-35> 상대밀도에 따른 파괴강도



<그림 6-6-36> 상대밀도에 따른 파괴포락선



<그림 6-6-37> 상대밀도와 구속압에 따른 점착력 변화



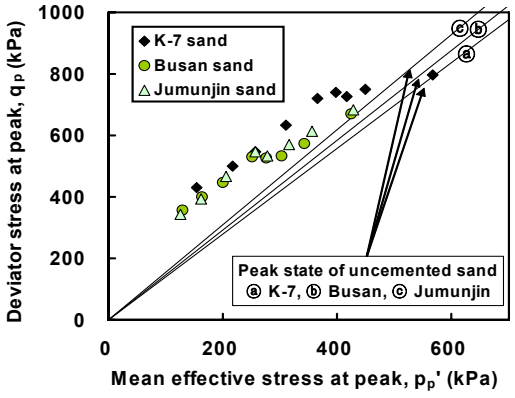
<그림 6-6-38> 상대밀도에 따른 점착력 및 pi′(BP) 변화

(4) 입자특성에 따른 고결모래의 강도정수 평가

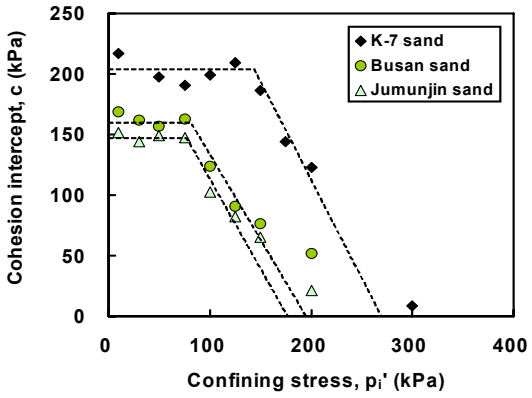
그림 6-6-39는 상대밀도 40% 상태에서 석고함유율 10%로 고결된 각 시험모래의 파괴상태 응력을 나타내며, 부산사와 주문진사는 유사한 경향을 보이는 반면, K-7 호사의 파괴상태 응력은 좀 더 크게 나타났다. 그림 6-6-40에서 각 시험모래의 구속압에 따른 점착력의 변화로부터, 시험모래에 따라 동일한 상대밀도와 석고함유율에도 불구하고 점착력과 $p_i'_{(BP)}$이 다르게 나타났다.

모래의 고결에 영향을 끼치는 입자특성인 입자강도, 입자크기 및 분포, 입자거칠기 중, 입자크기에 따른 고결모래의 강도특성을 비교하였다. 평균입경이 가장 작은 K-7호사의 점착력은 약 203kPa이며, 부산사는 163kPa, 그리고 주문진사는 150kPa로 결정되었으며, 또한 $p_i'_{(BP)}$는 K-7호사, 부산사, 주문진사가 각각 145kPa, 85kPa, 79kPa로 결정되었다. 일반적으로 입자의 크기가 작을수록 점착력과 $p_i'_{(BP)}$가 증가하는 경향을 보였다.

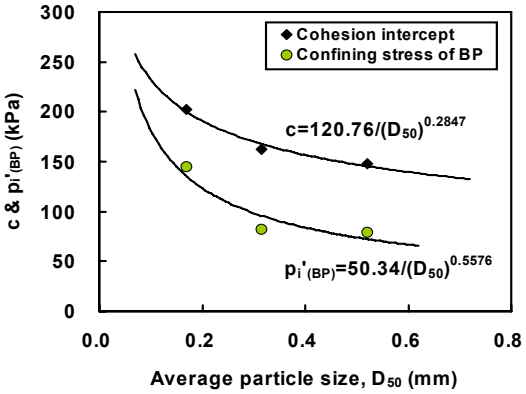
그림 6-6-41과 같이 평균입경에 따른 각 시험모래의 고결결합 파괴전 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$의 변화를 나타낸 결과, 평균입경이 증가함에 따른 고결모래의 점착력과 $p_i'_{(BP)}$ 감소경향이 유사하였으며, 이는 점착력보다는 $p_i'_{(BP)}$에 더 큰 영향을 주는 상대밀도와는 달리 시료 입자크기는 점착력과 $p_i'_{(BP)}$에 유사한 영향을 주는 것으로 판단된다. 일반적으로 입자의 반경(R)과 시료 접촉점(Nc)은 Nc∝(1/R3)의 관계를 가지므로, 각 시험모래의 결과를 그림 6-6-43과 같이 나타낼 경우, 시료 접촉점과 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$는 대체로 선형비례 관계로 나타났다.



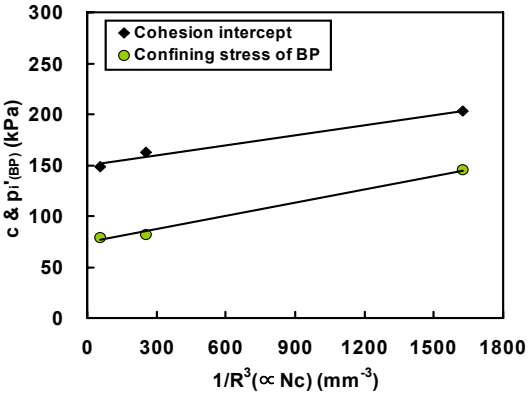
<그림 6-6-39> 시료별 파괴포락선



<그림 6-6-40> 구속압에 따른 시료별 점착력 변화



<그림 6-6-41> 평균입경과 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$ 관계



<그림 6-6-42> 시료 접촉점(Nc)과 점착력 및 $p_i'_{(BP)}$ 관계

7. Cemented sample의 콘관입시험

사질토 지반에서의 콘관입시험(cone penetration test)은 주로 콘저항치(cone penetration resistance, qc)와 마찰저항력(sleeve friction, fs)을 측정함으로써 상대밀도(relative density, Dr), 마찰각(drained friction angle, φ′), 그리고 탄성계수(Young′s modulus, E)나 전단탄성계수(shear modulus, G) 등과 같은 각종 토질정수를 추정하는데 사용되고 있다.

현재 사용되고 있는 콘저항치와 토질정수의 상관관계는 대부분 Calibration chamber test를 통해 확립된 것으로써, 입자가 단단하고(hard mineral) 입도분포가 균등하며, fine-medium의 입경을 가지는 정규압밀 된(normally consolidated) 미고결 모래(uncemented sand)에 적용성이 뛰어나다(Puppala 등, 1995). 그러나 모래의 고결결합은 미소변형에 의해서도 결합자체가 파괴되므로 고결모래의 콘관입시험 결과를 일반적인 미고결 모래의 상관관계식에 그대로 적용시킬 경우 고결모래의 특성을 제대로 평가할 수 없다. 고결모래의 콘관입시험 결과, 약한 고결결합(cementation bonds)으로도 모래의 공학적 특성이 크게 변화하여 콘저항치와 마찰저항력이 증가하고 마찰비(friction ratio, FR)는 감소하는 것으로 알려져 있다(Rad and Tumay, 1986; Akili and Al-Joulani, 1988; Puppala 등, 1993).

본 연구에서는 고결된 모래의 콘저항치를 평가하기 위하여 대형 Calibration chamber system에 고결시료를 조성하고 실내 콘관입시험을 실시함으로써, 고결정도(cementation level, Cl)와 상대밀도에 따른 고결모래의 콘저항치를 평가하였다.

가. 시험계획

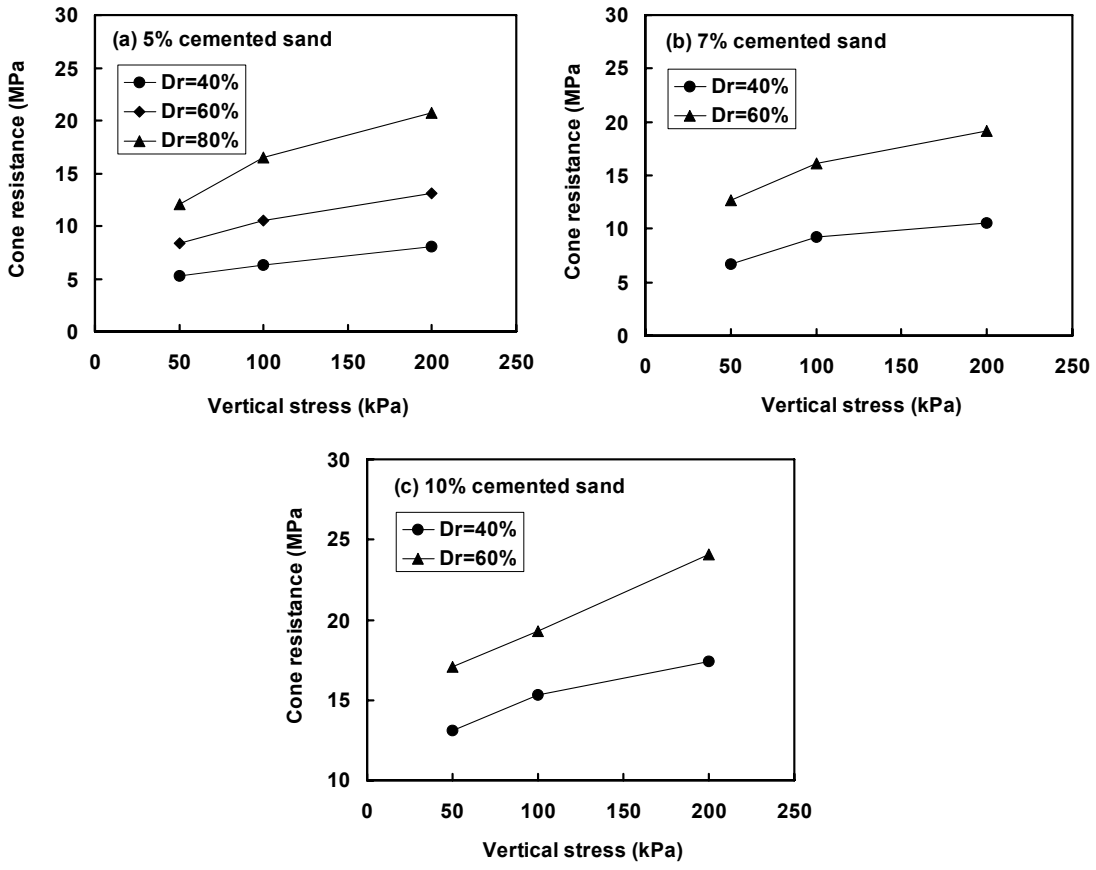
상대밀도, 고결정도(석고함유율), 구속압 조건을 달리하여 조성된 고결시료에 대한 콘관입시험을 실시하였다. 챔버의 경계조건(boundary effect)의 영향을 최소화하기 위해 챔버의 중심에서 미니콘을 관입하였다. 이 때 챔버와 미니콘의 직경비는 75로써, 기존 연구결과를 검토하였을 경우, 경계조건의 영향은 무시할 정도로 판단된다. 전체적인 시험조건은 표 6-7-1과 같다.

나. 시험결과

상대밀도, 고결정도, 구속압에 따른 고결된 K-7호사의 콘선단저항은 그림 6-7-1과 같다. 미고결 모래와 마찬가지로 상대밀도는 고결모래의 콘선단저항을 증가시키는 요인으로 작용하였다. 뿐만 아니라, 동일한 상대밀도에서 고결정도, 즉 석고함유율이 증가할수록 콘선단저항이 크게 증가하였으며, 동일 상대밀도와 고결정도에서도 구속압이 클수록 더 큰 콘선단저항이 나타났다.

<표 6-7-1> 고결시료의 콘관입시험 계획

석고함유율 (Cg, %)	상대밀도 (Dr, %)	연직구속압(σ_v', kPa)
5	40, 60, 80	50, 100, 200
7	40, 60	50, 100, 200
10	40, 60	50, 100, 200



<그림 6-7-1> 상대밀도, 고결정도, 구속압에 따른 콘선단저항치 결과

다. Cemented sand의 $q_c - Dr$ 관계

Baldi 등(1986)과 Jamiolkowski 등(2003)은 사질토의 콘선단저항과 상대밀도의 관계를 식 6-7-1과 같이 나타내었으며, Ticino sand의 경우 각 계수(C_0, C_1, C_2)를 17.74, 0.55, 2.90으로 결정하였다.

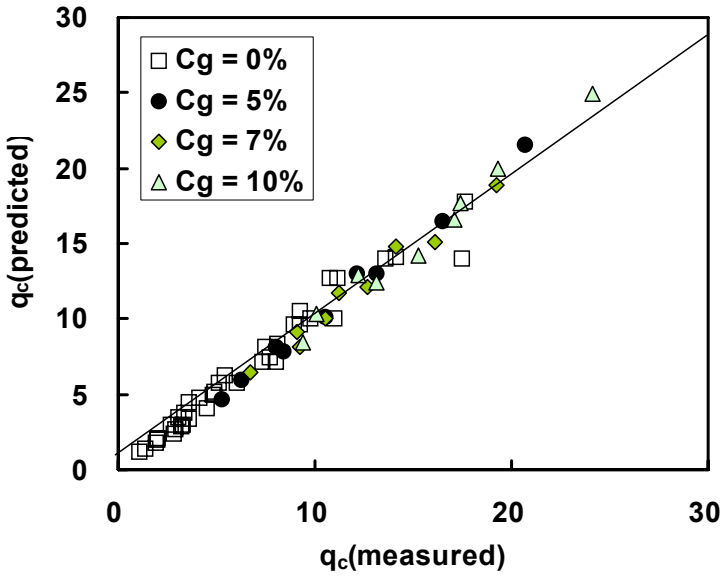
$$q_c = C_0(\sigma_v')^{C_1} p_a^{1-C_1} \exp(C_2 D_r) \qquad \text{식 6-7-1}$$

본 연구에서 사용된 K-7호사와 고결된 K-7호사의 경우 각 계수는 표 6-7-2와 같이 결정되었다. 각 고결모래의 측정된 콘선단저항과 식 6-7-1로 추정된 콘선단저항을 비교한 결과, 그림 6-7-2와 같이 결정계수(R^2) 0.95 이상의 높은 상관관계가 나타났다. 고결정도에 따라 식 6-7-1의 계수는 다음과 같은 경향을 보인다.

- 석고함유율(고결정도)가 증가함에 따라 C_0는 증가하였으며, C_1은 감소하였다. 고결모래의 C_2는 미고결 모래보다 크지만, 석고함유율이 증가할수록 감소하였다.
- 석고함유율이 증가함에 따라 C_0의 변화가 가장 뚜렷하였으며, C_2의 변화 경향이 가장 미소하였다. 즉 모래의 고결은 C_0에 가장 큰 영향을 미치며, 상대밀도에 관계되는 C_2에는 가장 작은 영향을 미쳤다. 이로부터 모래의 고결은 상대밀도에 의한 고결모래의 콘선단저항 증가에 영향을 미치지 않는 것으로 분석된다.
- C_1은 연직구속압이 모래의 콘선단저항에 끼치는 영향정도와 관계되며, 고결모래의 C_1이 미고결 모래의 경우보다 작게 결정되었으므로, 고결모래는 미고결 모래에 비해 연직구속압의 영향을 적게 받는 것으로 분석된다.

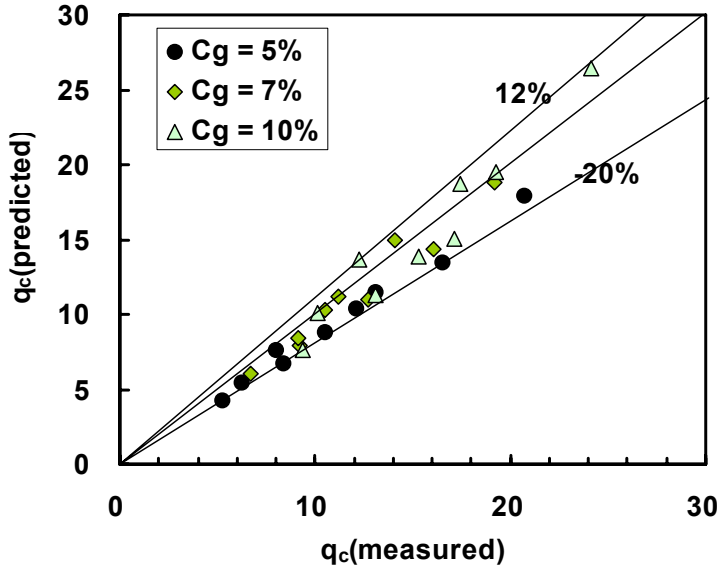
<표 6-7-2> Cemented sand의 $q_c - Dr$관계 계수결정

석고함유율 (Cg, %))	$q_c = C_0(\sigma_v')^{C_1} p_a^{1-C_1} \exp(C_2 D_r)$			
	C_0	C_1	C_2	R^2
0	10.7	0.69	2.26	0.92
5	23.8	0.31	2.5	0.99
7	35	0.28	2.3	0.95
10	63	0.23	2.2	0.97



<그림 6-7-2> 콘선단저항 비교 (측정값 vs. 추정값)

위와 같은 결과로부터, 고결모래의 계수를 미고결 모래의 계수와 비교하여 식 6-7-2~6-7-4와 같이 나타내었다. C_0은 고결에 따라 급격히 증가하기 때문에 석고함유율의 지수승에 비례하여 나타내어졌다. 반면, 고결모래의 C_1은 미고결 모래의 C_1의 50% 정도에서 결정되며, 석고함유율의 영향이 적었으며, C_2의 경우는 고결유무에 관계없이 항상 일정하게 간주하였다. 이 식에 근거하여 추정된 콘선단저항은 측정값의 80%~112% 범위에서 나타났으며, 평균 5% 과소평가되었다.



<그림 6-7-3> 콘선단저항 비교 (측정값 vs. 추정값)

$$C_{0(CS)} = C_{0(US)}\left(e^{0.1725Cg}\right) \quad \text{식 6-7-2}$$

$$C_{1(CS)} \approx 0.5C_{1(US)} \quad \text{식 6-7-3}$$

$$C_{2(CS)} \simeq C_{2(US)} \quad \text{식 6-7-4}$$

여기서, CS는 cemented sand, US는 uncemented sand를 의미한다.

또한, 미고결 모래의 상대밀도와 콘선단저항의 관계는 Jamiolkowski 등(1985)의 관계와 유사하게 식 6-7-5로 표현되며, 고결모래의 경우 고결정도에 따른 계수는 표 6-7-3과 같이 결정되었다. 여기서, q_c와 σ_v'은 kPa 단위이다.

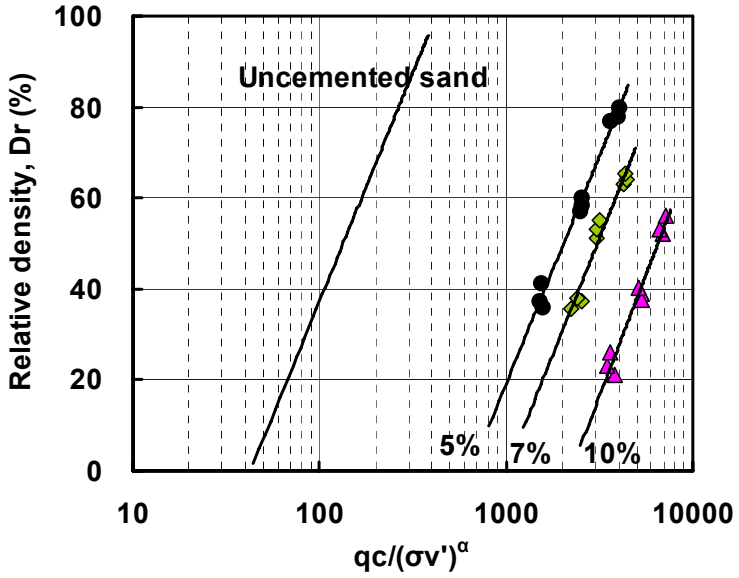
$$Dr = A + B\ \ln\left(\frac{q_c}{(\sigma_v')^{\alpha}}\right) \quad \text{식 6-7-5}$$

<표 6-7-3> Cemented sand의 $q_c - Dr$관계 계수결정

석고함유율 (Cg, %))	$Dr = A + B\ \ln\left(\frac{q_c}{(\sigma_v')^{\alpha}}\right)$			
	A	B	α	R^2
0	-163.6	43.63	0.69	0.88
5	-281.7	43.55	0.31	0.99
7	-307.4	44.49	0.28	0.96
10	-357.8	46.44	0.23	0.96

고결정도에 따라 식 6-7-5의 계수는 다음과 같은 경향을 보인다.

- 계수 α는 식 6-7-1의 C_1과 동일하며, 연직구속압이 모래의 콘선단저항에 끼치는 영향정도와 관계된다. 고결모래의 α가 미고결 모래의 경우보다 작게 결정되었으므로, 고결모래는 미고결 모래에 비해 연직구속압의 영향을 적게 받는다.
- 고결여부와 고결정도에 관계없이 계수 B는 일정하게 나타났으며, 이는 식 6-7-1의 C_2의 경향과 동일하다. 즉 상대밀도에 의한 콘저항치의 절대적 증감은 고결에 의한 콘저항치 증가에 의해 영향을 받지 않음을 의미한다.
- 반면 계수 A는 고결에 의해 감소하였으며, 그 경향은 식 6-7-6과 같이 표현된다.



<그림 6-7-4> Cemented sand의 $q_c - Dr$관계

라. Cemented sand의 점착력과 q_c 관계

고결모래의 마찰각은 미고결 모래의 마찰각과 동일한 것으로 알려지지만, 미고결 사질토와는 달리 고결모래는 고결결합으로 인한 점착력이 나타난다. 석고함유율과 상대밀도에 따른 고결모래의 배수전단시험(CID) 결과, 각 고결모래의 점착력은 표 6-7-4로 결정되었다.

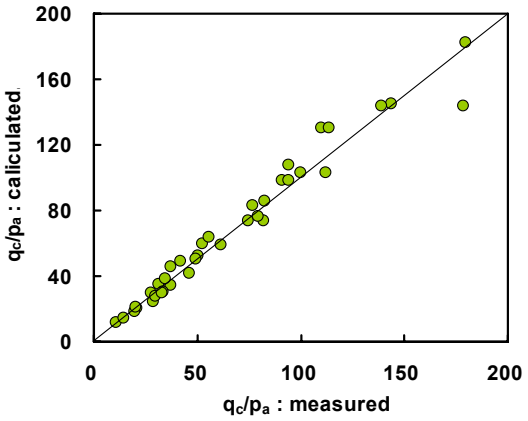
<표 6-7-4> 고결모래의 점착력 (c, kPa)

석고함유율 (Cg, %))	상대밀도 (%)			
	25	40	60	80
5	-	44	50	52
7	-	110	125	-
10	182	200	215	-

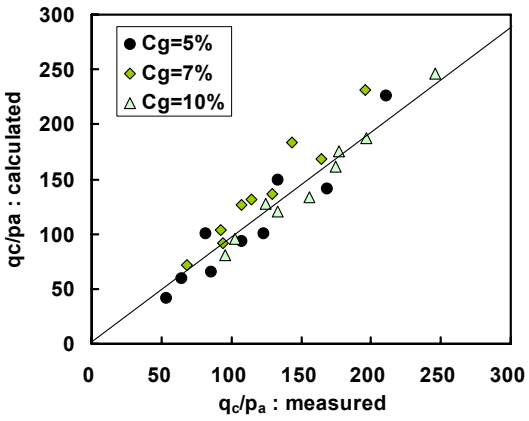
고결모래의 콘선단저항은 고결의 영향을 받지 않는 마찰력과 고결결합에 의한 점착력의 영향으로 변하므로, 고결모래의 콘선단저항과 점착력의 상관관계를 식 6-7-6과 같이 나타내었다.

$$\frac{q_c}{p_a} = 10^{(A+BD_r)/100}\left[\frac{\sigma_v' + a_p}{p_a}\right]^C \qquad \text{식 6-7-6}$$

여기서, p_a는 대기압(=98.1kPa)에 해당되며, A, B, C는 흙의 종류와 고결유발제의 특성에 따른 상수이다. 본 시험의 경우, 미고결 모래는 $A=104$, $B=0.68$, $C=0.69$, 고결모래는 $A=124$, $B=0.88$, $C=0.93$으로 나타났으며, 그림 6-7-5, 6-7-6과 같이 $R^2=0.960$, $R^2=0.895$의 비교적 높은 상관관계가 나타났다.



<그림 6-7-5> 미고결모래의 콘선단저항 비교 : A=104, B=0.68, C=0.69 (측정값 vs. 추정값)



<그림 6-7-6> 고결모래의 콘선단저항 비교 : A=124, B=0.88, C=0.93 (측정값 vs. 추정값)

라. q_c를 이용한 Cemented sand의 점착력 추정

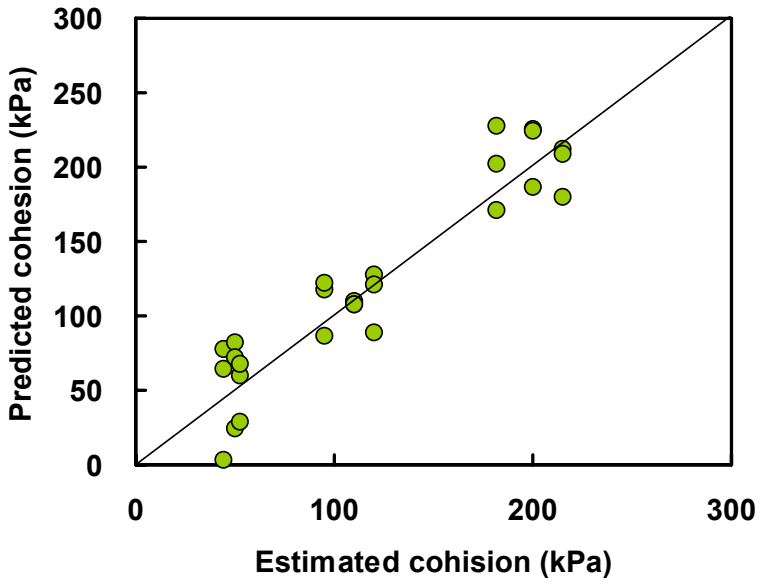
고결모래는 고결결합에 의한 점착력에 의해 거동이 크게 달라지기 때문에, 각종 현장시험으로부터 고결모래의 점착력을 평가하는 것이 중요하다.

일반적인 응력범위에서 흙의 전단강도는 선형으로 표현될 수 있다는 가정에 기초하여, Janbu and Senneset (1974)는 지지력이론에 근거하여 콘선단저항을 식 6-7-7과 같이 추정하였다.

$$q_c + a = N_q(\sigma_{vo}' + a) \qquad \text{식 6-7-7}$$

여기서, $a = \frac{c}{\tan\phi'}$이고, ϕ'은 흙의 내부마찰각, σ_{vo}는 유효상재압이며, N_q는 흙의 지지력계수이다. 또한 $N_q = N_f \exp[(\pi - 2\beta)\tan\phi']$으로 표현되며, $N_f = \tan^2(45 + \phi'/2)$이다. β는 소성파괴면의 각으로써 콘관입에 의해 나타나는 흙의 파괴형상을 나타내며 흙의 압축특성에 관계된다. 즉, 압축경향이 큰 느슨한 모래라 정규압밀점토인 경우 0~30°의 범위를 가지며, 팽창경향이 큰 밀한상태의 모래나 과압밀점토인 경우 0~-40°의 범위를 가진다. 따라서 흙의 파괴형상은 흙의 압축성이 증가함에 따라 관입전단파괴(punching shear failure), 국부전단파괴(local shear failure)를 거쳐 일반전단파괴(general shear failure)로 나타난다. 일반적으로 cementation 유발지반인 경우, 압축성이 작고 팽창경향이 크기 때문에, 흙의 파괴형상이 관입전단파괴가 지배적이므로, 소성파괴면 β능 부(-)의 값을 가진다.

그림 6-7-7은 식 6-7-7을 이용하여 각 고결모래의 콘선단저항과 지지력으로부터 추정된 흙의 점착력(c)와 삼축압축시험으로부터 결정된 점착력을 비교한 것으로써, 결정계수(R^2) 0.89 이상의 높은 상관관계가 나타났다.



<그림 6-7-7> 고결모래의 점착력 비교

8. Cemented sample의 전단파속도 측정시험

가. 연구목적

모래의 고결은 모래 입자의 표면이나 입자 간 접촉점에 고결 유발물질이 침전하여 입자 간 결합력을 증진시키는 현상이며, 고결정도, 상대밀도, 모래입자의 특성, 전단시 구속압, 고결시 상재하중 등에 의해 영향을 받는 것으로 알려지고 있다 (Clough 등 1989; Hung & Airey 1998; Ismail 등 2002b). 약한 고결에 의해서도 흙의 미소변형강성 및 액상화에 대한 저항력이 크게 향상되기 때문에 지반문제의 해석 및 설계 시 고결된 흙에 대한 주의를 요한다(Yun & Santamarina 2005).

Coop & Atkinson(1993)은 고결을 형성하는 결합력과 구속압의 크기에 따라 고결 모래의 거동을 설명하였다. 고결결합에 비해 구속압이 작은 단계에서는 전단 시 미소변형에서 응력의 첨두값이 발생하며, 응력상태가 미고결 상태의 한계상태를 초과하여 나타나지만, 등방압밀에 의해 항복은 발생하지 않지만 전단 시 항복이 발생하는 경우에는 미고결 모래의 마찰성분에 따라 첨두값이 결정된다. 또한 시료가 등방압밀 도중 이미 항복에 도달하는 경우 전단 시 미고결 모래와 유사한 거동양상이 나타난다.

이처럼 고결모래는 고결결합력과 구속압의 관계에 따라 거동이 다르게 나타나기 때문에 하중에 따른 고결 모래의 거동을 파악하는 다양한 연구가 있었다. 특히 고결결합의 파괴는 미소변형에서 발생하기 때문에 최근에는 벤더엘리먼트의 전단파속도를 통한 고결모래의 연구가 활발히 진행되고 있다.

지금까지 전단파 속도를 측정하여 고결모래의 전단탄성계수를 결정하는 연구는 주로 포틀랜드 시멘트를 이용한 고결시료를 조성하여 이루어져 왔다. Baig 등(1997)은 포틀랜드 시멘트를 고결 유발제로 하는 고결모래를 조성하여 상대밀도, 고결정도, 구속압에 따른 벤더엘리먼트의 전단파속도를 측정하여 전단탄성계수를 검토하였다. 그 결과, 상대밀도와 고결정도의 증가는 고결모래의 전단탄성계수의 증가를 유발시켰지만, 구속압에 관계없이 고결모래의 전단탄성계수는 일정함을 보였다. 또한 Yun & Santamarina(2005)는 포틀랜드 시멘트로 고결된 모래에 대해 일련의 하중 재하-제하 시험을 통해 시멘트 함유율 및 상대밀도, 양생시 구속압 등에 따른 전단파속도의 변화 경향을 파악하였다.

그러나 Ismail 등(2002a)에 의하면 포틀랜드 시멘트를 사용한 고결모래는 자연상태 고결모래의 거동과 상이하게 나타나는 반면, 석고나 칼사이트를 사용한 고결은 비교적 자연상태 고결모래의 거동과 유사하게 나타났다.
따라서 본 연구에서는 벤더엘리먼트를 이용하여 석고로 고결된 모래시료의 전단파 속도를 측정하여 고결정도(CG, contents of gypsum) 및 양생시 구속압(K_0 하중), 상대밀도에 따른 전단탄성계수의 변화양상을 파악하였다.

나. 시험계획

Bender element 시험을 위해 다음 표 6-5-1과 같은 시험을 실시하였다. K-7 시료를 raining method를 이용하여 시멘트 첨가비 5, 7, 10%에 대하여 요구상대밀도(40%, 60%, 80%) 기준 ±3% 이내의 시료를 조성하였다. 시료 조성 후, 챔버 조립을 완료하고 K_0상태로 50~200kPa의 연직하중을 가하였다. 각 단계의 하중 작용 시 시간별로 침하량을 측정함과 동시에 Bender element에서 발생한 수직방향 전단파, 수평방향 전단파를 오실로스코프를 이용하여 arrival time 측정하고 2000개의 데이터로 컴퓨터에 저장하였다. 깨끗하고 정확한 신호를 얻기 위하여 측정된 신호를 Filter/Amplifier를 통하여 노이즈를 제거하여 1차 신호처리를 하였으며, MathCAD 프로그램을 이용하여 signal matching작업을 통해 최종 결과를 얻었다.

다. 시험결과

(1) 전단파속도

벤더 엘리먼트를 이용하여 전단파 속도를 구할 때 전단파의 이동 거리와 전단파의 도착시간이 사용된다. 전단파의 이동 거리는 대부분의 연구자들에 의해 tip 간의 거리인 것으로 밝혀졌다. 특히, 공진주 시험 결과와 비교하여(Dyvik and Madshus 1985), 전단파의 이동 시간과 시편의 길이를 비교하여 (Viggiani and Atkinson 1995a), 토모그래피 분석을 통하여(Fernandez 2000) tip 간의 거리가 전단파의 이동 거리임으로 밝혀졌다.

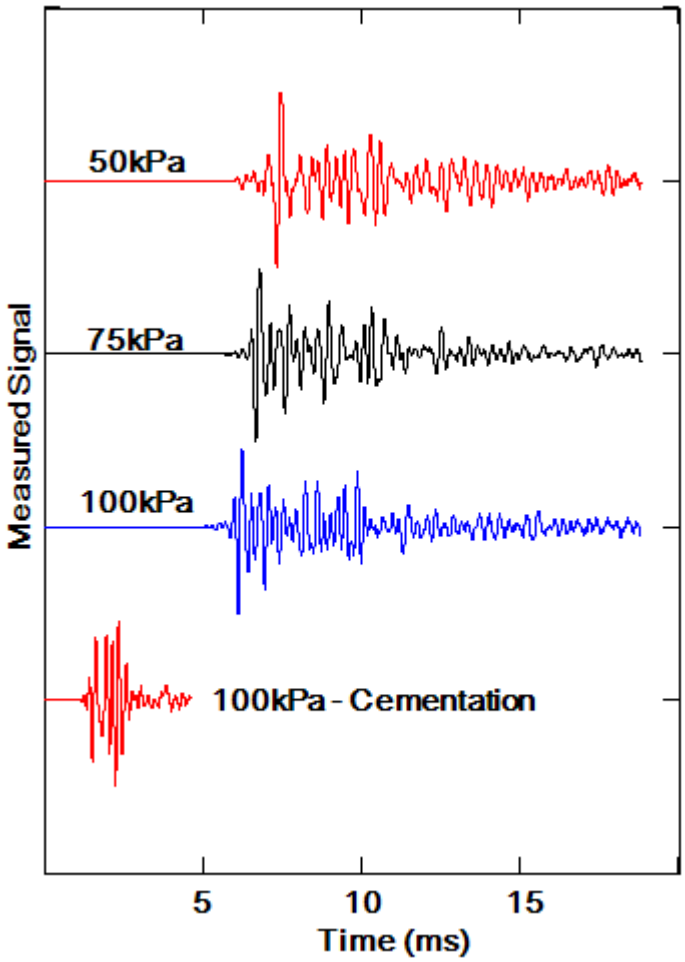
<표 6-8-1> 전단파속도 시험계획

Gypsum Content	시료번호	Dr (%)	σ_{sit}' (고결시 상재하중)
5%	5-40-50	38~41	50
	5-40-100		100
	5-40-200		200
	5-60-50	57~60	50
	5-60-100		100
	5-60-200		200
	5-80-50	77~80	50
	5-80-100		100
	5-80-200		200
7%	7-40-50	36~38	50
	7-40-100		100
	7-40-200		200
	7-60-50	63~65	50
	7-60-100		100
	7-60-200		200
10%	10-40-50	38~40	50
	10-40-100		100
	10-40-200		200
	10-55-50	52~56	50
	10-55-100		100
	10-55-200		200

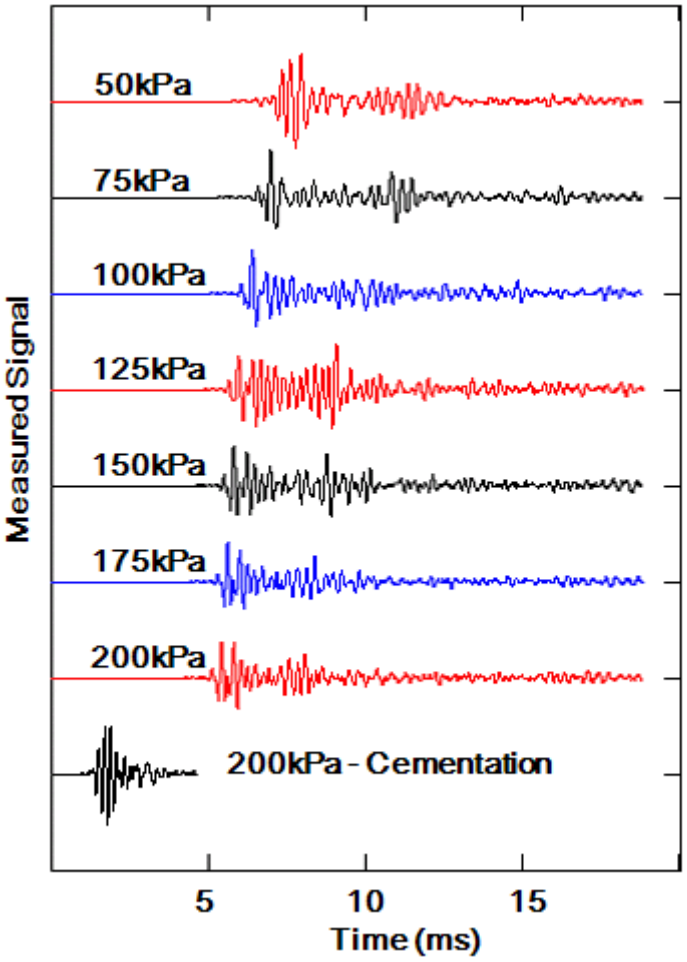
따라서 본 연구에서는 다음 식 6-8-1과 같이 전단파 속도를 산출하였으며, 이를 바탕으로 그림 6-8-2에 석고함유율과 상대밀도, 구속압에 따른 K-7의 전단파속도가 도시되어 있다. 다음 그림 6-8-1은 고결 시 구속압과 석고함유율에 따른 대표적인 전단파를 나타낸다.

$$V_{ij} = \frac{d}{t} \qquad \text{식 6-8-1}$$

여기서, i과 j는 각각 전단파의 전파 방향과 입자의 이동방향을 나타낸다.

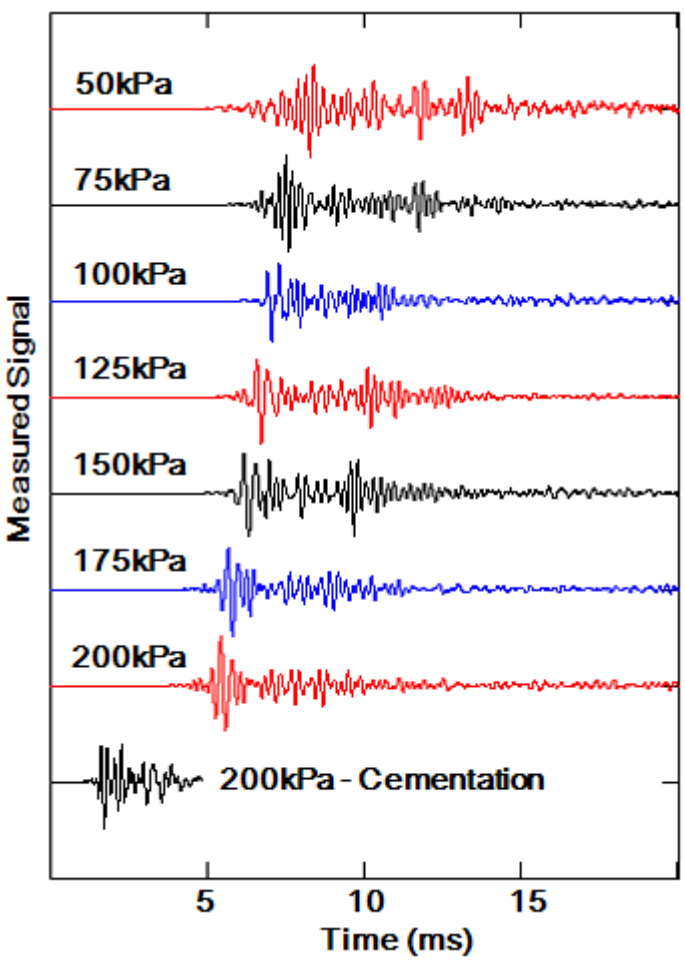


(a) CC=7% Dr=40% σ'_{sit}=100kPa

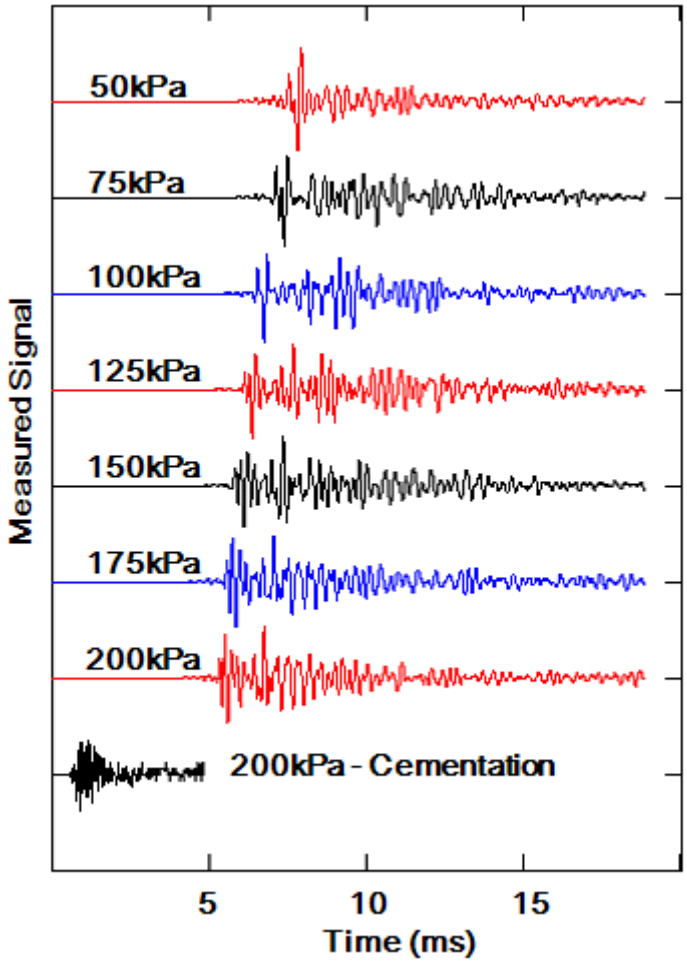


(b) CC=7% Dr=40% σ'_{sit}=200kPa

<그림 6-8-1a> 대표적인 S-wave signal (고결 시 구속압에 따른 비교, V_{HV})

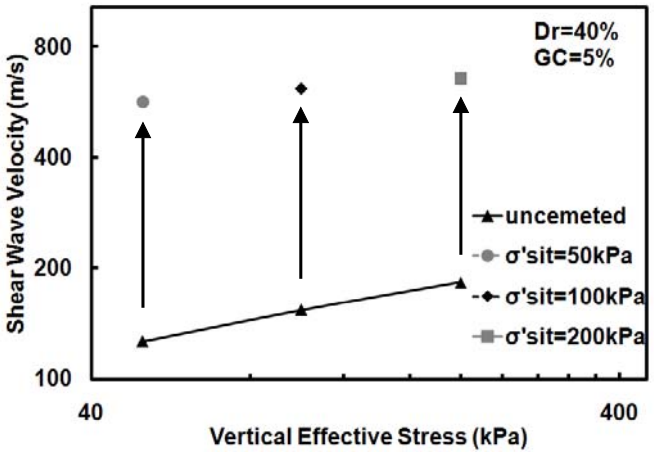


(a) CC=5% Dr=40% σ'_{sit}=100kPa

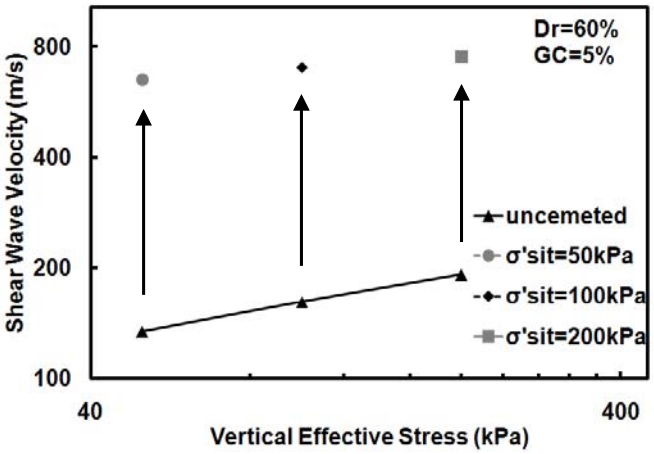


(b) CC=10% Dr=40% σ'_{sit}=200kPa

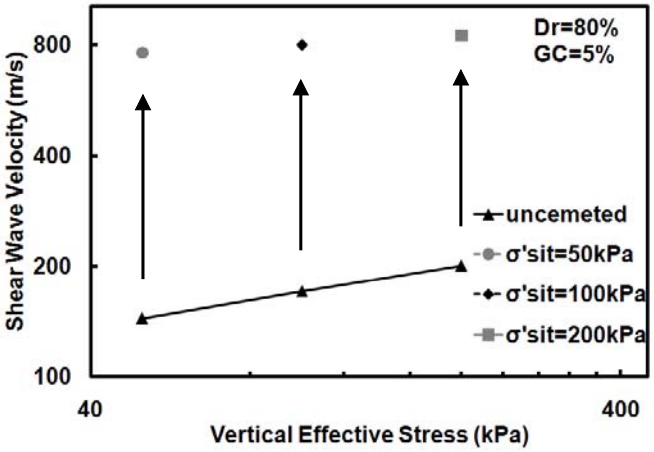
<그림 6-8-1b> 대표적인 S-wave signal (석고함유율에 따른 비교, V_{HV})



(a) GC=5% Dr=40%

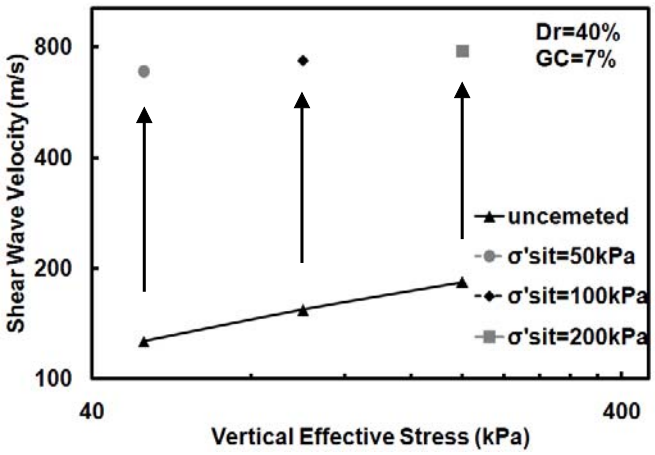


(b) GC=5% Dr=60%

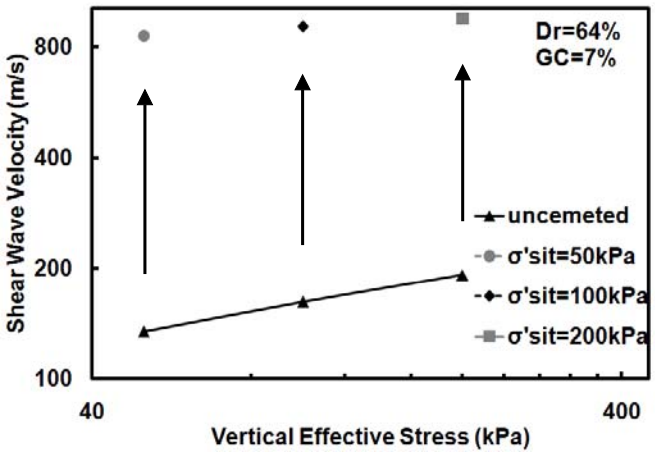


(c) GC=5% Dr=80%

<그림 6-8-2a> GC, Dr, σ'_{sit} 에 따른 전단파 속도 (GC=5%기준)

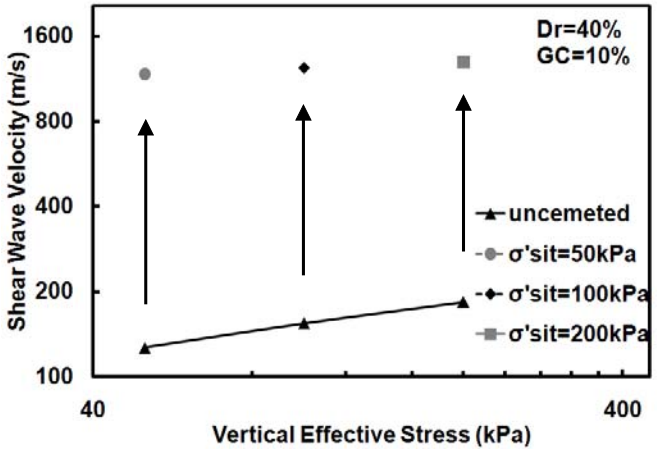


(a) GC=7% Dr=40%

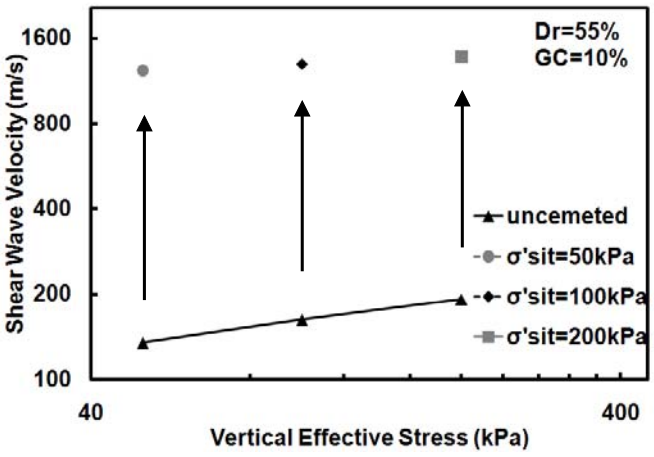


(b) GC=7% Dr=64%

<그림 6-8-2b> GC, Dr, σ'_{sit} 에 따른 전단파 속도 (GC=7%기준)



(a) GC=10% Dr=40%



(b) GC=10% Dr=55%

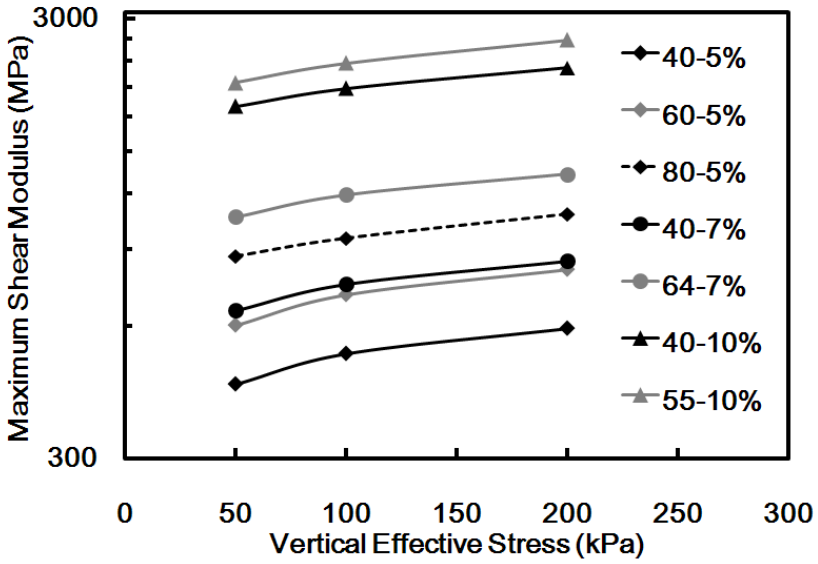
<그림 6-8-2c> GC, Dr, σ'_{sit} 에 따른 전단파 속도 (GC=10%기준)

(2) 최대 전단탄성계수

벤더 엘리먼트는 시료의 전단파속도를 측정하여 흙의 최대 전단탄성계수를 측정하기 위하여 Shirley & Hampton(1978)에 의해 개발되었으며, Dyvik & Madshus (1985), Thomann & Hryciw(1990), 그리고 최근에는 Zhou & Chen(2005), Lee & Santamarina(2005) 등에 의해 활발히 연구되어지고 있다. 국내에서는 김동수 등(2005)이 벤더 엘리먼트를 이용하여 사질토의 최대 전단탄성계수를 평가하기 위해 공진주 및 비틂전단시험 결과와 비교하기도 하였다.

본 연구에서는 챔버 내부에 설치된 벤더 엘리먼트를 이용하여 전단파속도를 결정하고 식 6-8-2에 의해 고결 시료의 최대 전단탄성계수를 결정하였다. 벤더 엘리먼트를 이용한 고결모래의 최대 전단탄성계수의 평가는 Baig 등(1997)에 의해 시도되었으며, 그 결과 공진주시험을 통해 도출한 최대 전단탄성계수보다 약간 더 큰 값을 보였지만, 대체로 잘 일치한다고 하였다. Baig 등(1997)은 공진주시험과 벤더 엘리먼트시험이 이뤄지는 변형률의 차이로 인해 G_{max} 값에 약간의 차이가 발생한다고 하였다. 다음 그림 6-8-3은 석고함유율(5, 7, 10%), 상대밀도(40, 60, 80%), 고결시 구속압(50, 100, 200kPa)에 따른 K-7의 최대 전단탄성계수를 나타낸다.

$$G_{\max} = V_s^2 \times \rho$$ 식 6-8-2

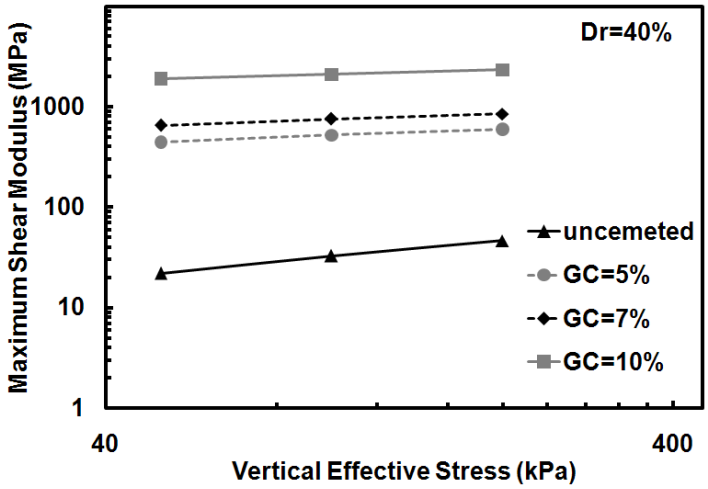


<그림 6-8-3> Dr, GC, σ_v'에 따른 최대 전단탄성계수 변화

(3) 고결 시료의 최대 전단탄성계수 영향인자

(가) 시멘트(석고) 함유비

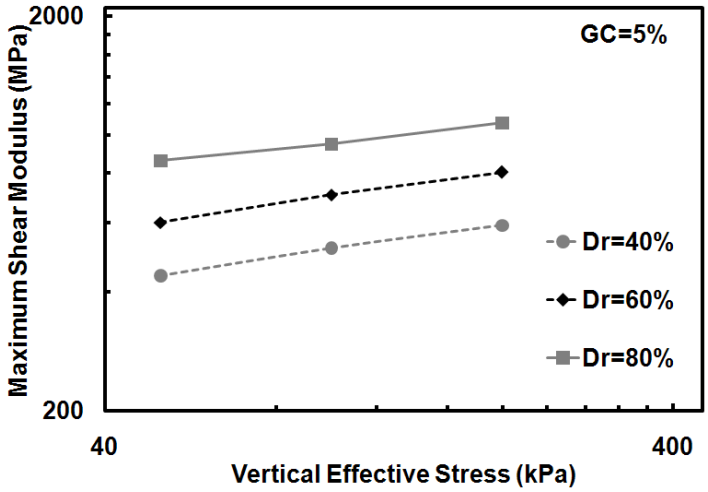
시멘트 함유비는 고결시료의 최대 전단탄성계수를 결정하는 가장 중요한 요소로써 석고 함유비가 증가할수록 흙입자를 감싸는 효과를 발현하여, 입자간 결합력이 증가하게 된다. 그림 6-8-4는 동일한 상대밀도(40%)를 지닌 시료의 석고 함유비에 따른 시료의 최대 전단탄성계수의 변화를 나타낸다. 기존 연구자(Chiang & Chae, 1972; Acar & El-Tahir, 1986; Saxena 등, 1988)들의 연구와 동일하게 석고함유비가 증가함에 따라 최대 전단탄성계수가 증가하였으며, 특히 5%와 7%의 차이에 비하여 7%와 10%의 차이가 더 크게 나타났다.



<그림 6-8-4> GC에 따른 전단파 속도 변화 (Dr=40%기준)

(나) 상대밀도

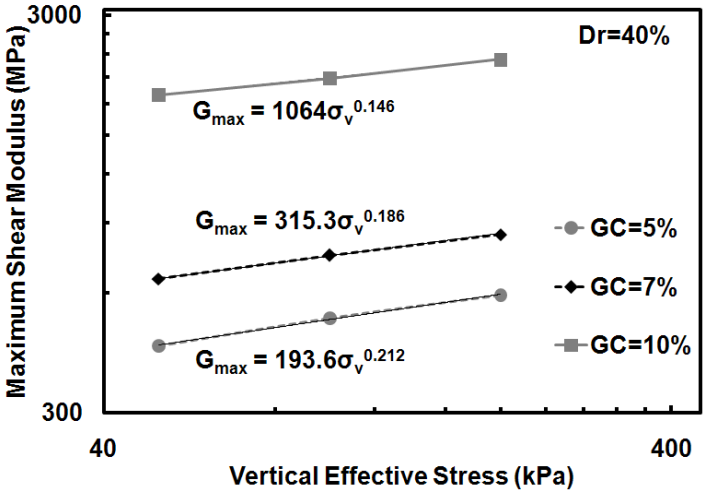
그림 6-8-5는 동일한 석고함유비 상에서 상대밀도에 따른 최대 전단탄성계수의 변화를 나타낸다. 상대밀도의 증가는 간극비의 감소를 의미하며, 이는 동일한 CG 상에서 입자의 접촉점을 증가시키게 되므로 미고결 시료와 마찬가지로 상대밀도가 증가할수록 고결시료의 최대 전단탄성계수는 증가하게 된다(Acar & El-Tahir, 1986; Saxena 등, 1988).



<그림 6-8-5> Dr에 따른 전단파 속도 변화 (GC=5%기준)

(다) 고결 시 유효응력

앞의 그림 6-8-4와 5를 보면 알 수 있듯이, 유효응력이 증가할수록 고결시료의 최대 전단탄성계수는 증가하였다. 동일한 상대밀도의 시료일 시 고결이 발생하는 시점의 유효응력이 클수록 입자간 점촉점이 증가하므로 최대 전단탄성계수는 증가하게 되는 것으로 판단된다. 또한, 그림 6-8-6에 표시된 석고함유비에 따른 응력과 G_{max}와의 상관식을 통해, 최대 전단탄성계수에 미치는 응력의 영향은 석고함유비가 증가할수록 감소하는 것을 알 수 있다.



<그림 6-8-6> 유효응력에 따른 전단파 속도 변화

라. 구속압, 간극비, 시멘트(석고) 함유비에 따른 고결시료의 G_{max} 추정

(1) 기존 연구

고결된 시료의 최대 전단탄성계수는 상대밀도, 응력, 시멘트첨가율의 3가지 요소에 가장 큰 영향을 받으며, 최근에 들어서는 stress-strain history, 비등방성, ageing, creep, relaxation 등의 영향도 연구되고 있다. 고결 시 최대 전단탄성계수의 예측은 다양한 시료와 고결유발제를 사용하여 많은 연구자에 의해 이루어졌으나, 그 결과는 연구자에 따라 광범위하며 차이가 크다. 따라서 더 많은 자료와 미소변형의 거동에

대한 이해를 바탕으로 좀 더 체계적이고 고결시료의 거동을 정확히 파악할 수 있는 방법이 필요하다고 할 수 있다.

(가) Chiang & Chae (1972)

Chiang & Chae(1972)는 시멘트를 고결유발제로 사용하여 공진주 시험을 실시하였다. 시멘트 첨가비(CC)는 0~6%였으며, 241kPa의 상재구속압까지 시험을 실시하여 다음과 같은 관계식을 제안하였다.

$$G_m{}^* = (G_m - 0.343CC \times (\sigma_0{}')^{0.5}) \times (\sigma_0{}')^{0.06CC} \qquad \text{식 6-8-3}$$

이 식의 단위는 psi(6.8kPa)이며 G_m*는 고결된 시료의 최대 전단탄성계수를, G_m은 미고결시료의 최대 전단탄성계수를 의미한다. 이 식에 사용된 미고결 시료의 최대 전단탄성계수는 Hardin & Drnevich(1972a, b)의 제안식을 사용하였으며, 다음과 같다.

$$G_m = 2630 \times \frac{(2.17-e)^2}{(1+e)} \times (\sigma_0{}')^{0.5} \qquad \text{식 6-8-4}$$

위의 식 6-8-3과 4를 비교하면 알 수 있듯이, Chiang & Chae(1972)이 제안한 식 6-8-3의 가장 큰 약점은 고결된 시료의 간극비를 고려하지 못한다는 점에 있다.

(나) Acar & El-Tahir (1986)

Acar & El-Tahir(1986)는 Monterey No.0 sand를 이용하여 시험을 실시하였다. 고결유발제로는 시멘트를 사용하였으며, 0~4% CC에서 구속압 400kPa까지 시험을 실시하였다. 공진주시험을 실시하여 최대 전단탄성계수를 산정하였으며, 미고결 시료는 tamping 방법을 사용하여 시료를 조성하고, 고결시료는 pluviation 방법을 사용하여 시료를 조성하였다. 시험 결과 다음과 같은 식을 제안하였다(식 6-8-5).

$$G_m{}^* = R \times G_m$$ 식 6-8-5

이 식에서 G_m*는 고결된 시료의 최대 전단탄성계수를, G_m은 미고결 시료의 최대 전단탄성계수를 의미한다. R은 고결의 영향을 고려하기 위한 요소로써, 식 6-8-6과 같으며, 미고결 시료의 최대 전단탄성계수는 Hardin의 방법을 사용하여 산출하였다 (식 6-8-7).

$$R = 1 + (CC)^{0.49} - 2(CC)^{0.1} \times e^{4.6}$$ 식 6-8-6

$$G_m = \frac{631}{0.3 + 0.7e^2} \times (P_a)^{0.57} \times (\sigma_0{}')^{0.43}$$ 식 6-8-7

Acar & El-Tahir(1986)가 제안한 식의 가장 큰 단점은 미고결 시료에 대해서는 상재하중을 고려하였으나, 고결 시료의 경우, R식에 상재하중에 관한 요소가 없다는 점이다.

(다) Saxena 등(1988)

Saxena 등(1988)은 Acar & El-Tahir (1986)의 시험과 동일하게 Monterey No.0 sand를 이용하여 시험하였으며, 고결유발제로는 시멘트를 사용하였다. 시멘트 함유율은 0~8%이며, 588kPa의 구속압까지 시험을 실시하였다. 시험 결과 그는 다음 식 6-8-8과 같이 고결된 시료의 최대 전단탄성계수를 미고결시료의 최대 전단탄성계수에 추가적으로 고결에 의해 증가된 전단탄성계수로 구분하여 표현하였다.

$$G_m{}^* = G_m + \Delta G_m$$ 식 6-8-8

이 식에서 G_m*는 고결된 시료의 최대 전단탄성계수를, G_m은 미고결 시료의 최대 전단탄성계수를 의미하며 △G_m은 고결에 의한 전단탄성계수 증가분을 의미한다. Saxena 등(1988)은 시험결과의 회귀분석(regression analysis)을 통해 시멘트 함유

율에 따라 다음과 같은 △G_m을 표현하는 식을 제안하였다(식 6-8-9, 10).

$$CC<2\% \quad \frac{\Delta G_m}{P_a} = \frac{172}{(e-0.5168)} \times (CC)^{0.88} \times (\frac{\sigma_0'}{P_a})^{(0.515e-0.13CC+0.285)} \qquad \text{식 6-8-9}$$

$$2<CC<8\% \quad \frac{\Delta G_m}{P_a} = \frac{773}{e} \times (CC)^{1.2} \times (\frac{\sigma_0'}{P_a})^{(0.698e-0.04CC-0.2)} \qquad \text{식 6-8-10}$$

또한, 미고결 시료의 전단탄성계수는 Saxena & Reddy(1987a)의 식을 사용하였으며 식 6-8-11과 같다.

$$G_m = \frac{428.2}{0.3+0.7e^2} \times (P_a)^{0.426} \times (\sigma_0')^{0.574} \qquad \text{식 6-8-11}$$

(라) Mohsin & Airey(2005)

Mohsin & Airey(2005)는 벤더 엘리먼트가 설치된 삼축압축시험을 통하여 고결시료의 최대 전단탄성계수를 산출하였다. 미고결시료는 Toyoura sand를 고결시료는 carbonate sand를 사용하였으며, 고결시료의 최대 전단탄성계수는 Saxena 등(1988)의 방법과 동일하게 미고결시료의 최대 전단탄성계수에 고결로 인한 전단탄성계수로 표현하였다(식 6-8-12). 고결유발제로는 석고를 사용하였으며 10%, 20%, 30%의 석고함유비에 대하여 13, 15, 17kN/m^3의 단위중량으로 시료를 조성하여 시험을 실시하였다. 식 6-8-13은 carbonate sand의 미고결상태 시 최대 전단탄성계수를 의미하며, 식 6-8-14는 고결로 인한 전단탄성계수 증가분을 의미한다.

$$(\frac{G_{\max}}{p_r})_{cemented} = (\frac{G_{\max}}{p_r})_{uncemented} + (\frac{G_{\max}}{p_r})_* \qquad \text{식 6-8-12}$$

$$(\frac{G_{\max}}{p_r})_{unce} = 23404 \times (\frac{p'}{p_r})^{0.38} \times e^{-1.33} \times (1+\frac{q}{p'})^{-0.06} \qquad \text{식 6-8-13}$$

$$(\frac{G_{\max}}{p_r})_* = 16047 \times (GC)^{1.08} \times (\frac{p'}{p_r})^{0.01} \times e^{-2.42} \times (1+\frac{q}{p'})^{0.02}$$ 식 6-8-14

(2) 구속압과 간극비, CG에 따른 K-7의 최대 전단탄성계수

앞서 언급한 바와 같이 고결된 시료의 최대 전단탄성계수는 상대밀도, 응력, 시멘트 첨가비라는 3가지 요소에 가장 큰 영향을 받으며, 이 3가지 요소를 중심으로 많은 연구가 진행되어 왔다.

이번 연구에서는 고결시료의 최대 전단탄성계수에 가장 큰 영향을 미치는 위의 3가지 요소를 이용하여 고결된 시료의 최대 전단탄성계수를 추정하는 방법을 알아보려고 하였다. Saxena 등(1988)과 Mohsin & Airey(2005)가 제안한 방법에 기초하여 고결된 시료의 최대 전단탄성계수(G_{max}*)를 식 6-8-15와 같이 미고결 시료의 최대 전단탄성계수(G_{max})에 고결로 인한 전단탄성계수 증가분(ΔG)으로 표현하였다. 이 식에서 미고결 시료의 최대 전단탄성계수는 5절에서 제안했던 식으로써 식 6-8-16을 의미한다.

$$G_{\max}* = G_{\max} + \Delta G$$ 식 6-8-15

$$G_{\max} = 2.153 \times \sigma^{f(n)} \times e^{-2.99}$$ (MPa 단위) 식 6-8-16

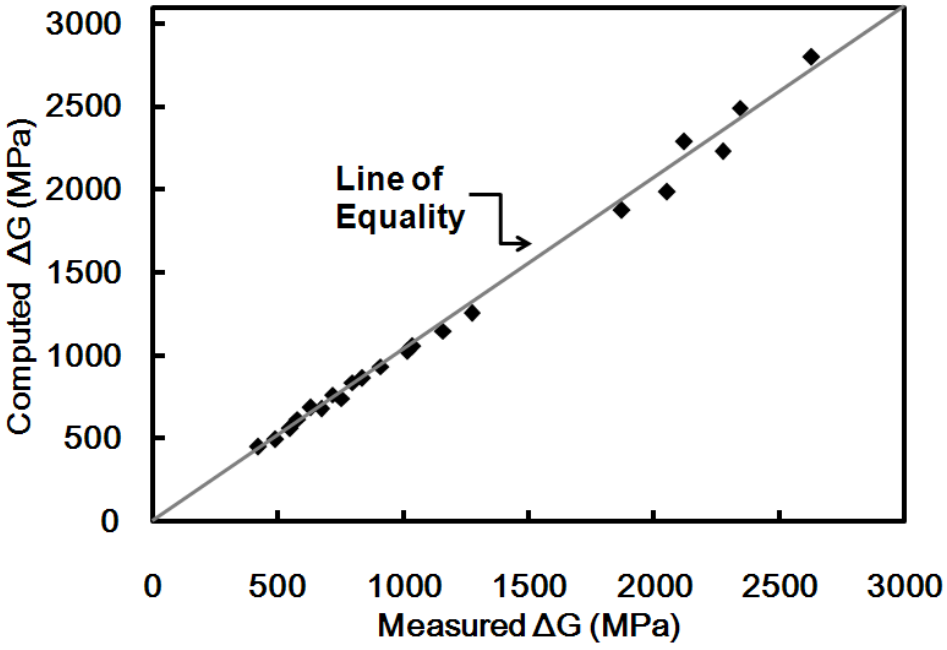
식 6-8-16에서 f(n)은 간극률($n = \frac{e}{1+e}$)의 함수로써 n^a을 나타낸다. 기존의 시험결과(Toyoura sand, Quiou sand, Ottawa sand)를 바탕으로 위의 관계식을 적용한 결과를 통해 a는 입자의 특성(압축성, 입자모양 등)에 따라 0.7~1.0의 값을 적용하였을 경우 양호한 관계를 나타냈으며, K-7의 경우는 0.85의 값을 적용하였다.

고결로 인한 시료의 전단탄성계수 증가분은 회귀분석(regression analysis)을 통하여 식 6-8-17과 같이 제안하였다.

$$\Delta G = 208.7 \times (0.2CC)^{0.25CC-0.5} \times \sigma_v^{n^3} \times e^{-4.75}$$ 식 6-8-17

위 식에서, n은 간극률을 의미하며 연직응력은 kPa 단위, CC는 %단위를 나타내며 고결로 인한 전단탄성계수 증가분인 ΔG는 MPa의 단위를 갖는다. 식 6-8-17을 정의하는 과정에서 연직응력을 n^3이란 지수항으로 표현하였다. 간극률은 시료의 특성을 반영할 수 있는 요소로써, 회귀분석 결과 간극률의 개념을 도입함으로써 양호한 상관관계를 나타냈으며 실험적으로 결정해야 하는 상수가 줄어드는 효과를 가져왔다.

그림 6-8-7은 전단파 시험을 통해 산정한 전단탄성계수 증가분과 식 6-8-17을 통해 계산한 전단탄성계수 증가분을 비교한 것으로, 5%와 7%의 경우 비교적 양호한 상관관계를 갖는 것으로 나타났다. 반면 CG 10%의 경우는 CG 5, 7%에 비하여 오차가 발생하는 것으로 나타났다. 이는 앞서 Saxena 등(1988)이 시멘트 함유비에 따라 6-8-9와 6-8-10의 2개의 식을 제안했던 바와 같이 CG 5%와 7% 시료의 거동과 CG 10% 시료의 거동에 있어서 차이가 있기 때문으로 판단된다.



<그림 6-8-7> 유효응력에 따른 전단파 속도 변화

마. CPT를 이용한 전단파속도와 전단탄성계수 산정

전술한 바와 같이 변형률의 차이에도 불구하고, 콘관입 시험을 통하여 얻은 q_c값과 전단파속도(전단탄성계수)를 연관시키고자 하는 노력은 많은 연구자들에 의하여 자연시료에 한하여 제안되었으며, 실제 고결된 시료에 대해서는 연구가 미흡한 실정이다.

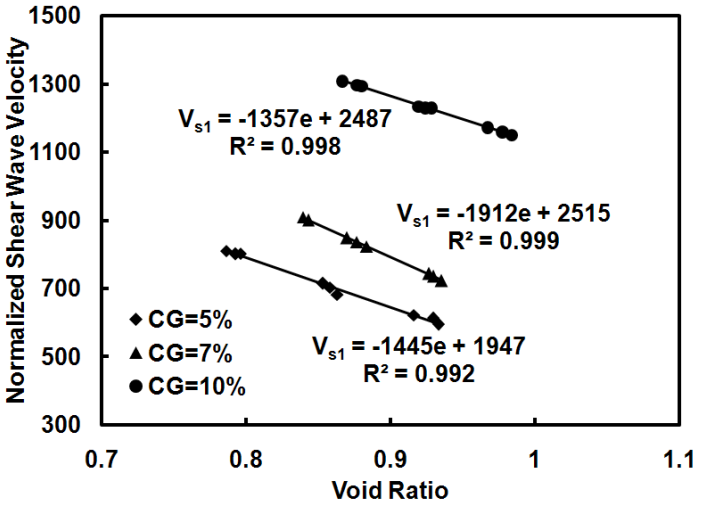
(1) 콘관입시험과 전단파속도

본 연구에서는 Robertson & Fear(1995)와 Andrus 등(2001)의 연구결과에 기초하여 연구를 진행하였다. 석고함유비(CG)에 따른 거동차이를 고려하여 전단파속도와 콘저항치를 정규화시킨 후, 정규화된 전단파속도와 콘저항치와의 관계를 알아보고자 하였다.

(가) 전단파속도 정규화

K-7 시료의 미고결 상태의 전단파 속도를 유효응력과 간극비의 함수로 정규화시키면 식 6-8-18과 같다. 고결시료의 경우 그림 6-8-9와 같이 Cg에 따라 흙의 거동이 달라지므로, 전단파속도를 정규화시키기 위해서는 Cg를 반드시 고려하여야 한다. 그림 6-8-8은 Cg에 따른 간극비와 정규화 된 전단파속도와의 관계를 도시한다.

$$V_s = (268.3 - 124.9e)\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0.26} \qquad \text{식 6-8-18}$$



<그림 6-8-8> Cg에 따른 고결된 시료의 간극비-정규화된 전단파속도

(나) 콘 선단저항치 정규화

Rix & Stoke(1991)가 제안한 정규화된 콘 선단저항치를 변형하여 고결정도에 따른 K-7 시료의 간극비와 유효응력으로 정규화 된 콘선단저항치 관계를 식 6-8-19, 6-8-20으로 나타내었다.

$$q_c = (23.75 - 22.89e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.69} \qquad \text{식 6-8-19}$$

$$\text{CG 5\% : } q_c = (73.08 - 72.29e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.24}$$

$$\text{CG 7\% : } q_c = (79.25 - 76.24e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.24} \qquad \text{식 6-8-20}$$

$$\text{CG 10\% : } q_c = (99.35 - 90.98e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.24}$$

간극비와 유효응력으로 정규화된 콘 선단저항치를 Cg를 고려하여 정규화시키고자 회귀분석을 통하여 식 6-8-21을 제안하였다. 식 6-8-21는 Cg에 따라 달라지는 사질토의 거동을 Cg를 포함하는 하나의 식으로 표현한 관계식으로써, 식 6-8-20과

같이 Cg에 따라 표현한 식에 비하여 결정계수는 감소하였지만, 비교적 양호한 관계를 나타내었다.

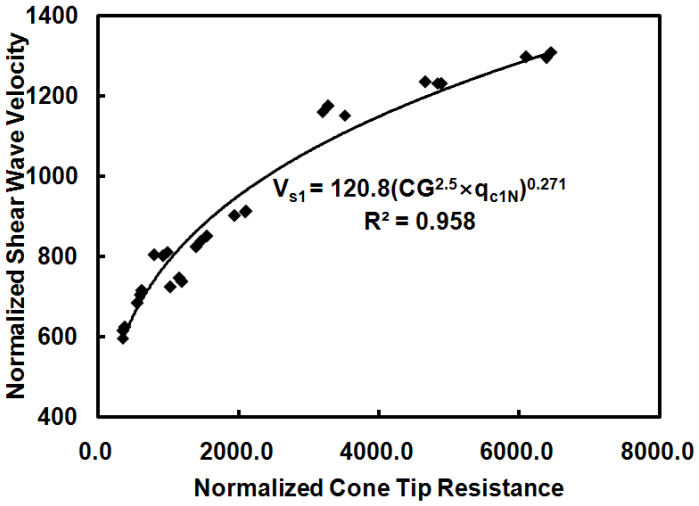
$$q_c = Cg(11.95 - 11.48e)(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})^{0.24} \qquad \text{식 6-8-21}$$

여기서, Cg는 석고함유비로써, %단위를 나타낸다.

식 6-8-19와 6-8-21을 비교하면, 응력의 지수항이 0.69에서 0.24로 감소하였다. 이는 고결된 시료에서는 고결결합이 파괴되기 전까지 상대적으로 응력의 영향보다는 Cg(contents of gypsum)의 영향이 크기 때문인 것으로 판단된다.

(다) 정규화된 콘 선단저항치와 전단파속도의 관계

그림 6-8-9는 정규화된 콘 선단저항치와 전단파속도와의 관계를 나타낸다. Andrus 등(2001)이 제안한 식에 기초하였으며 식 6-8-22과 같이 Cg를 고려한 고결시료의 정규화 된 콘 선단저항치와 전단파속도 간의 관계를 나타낸다.

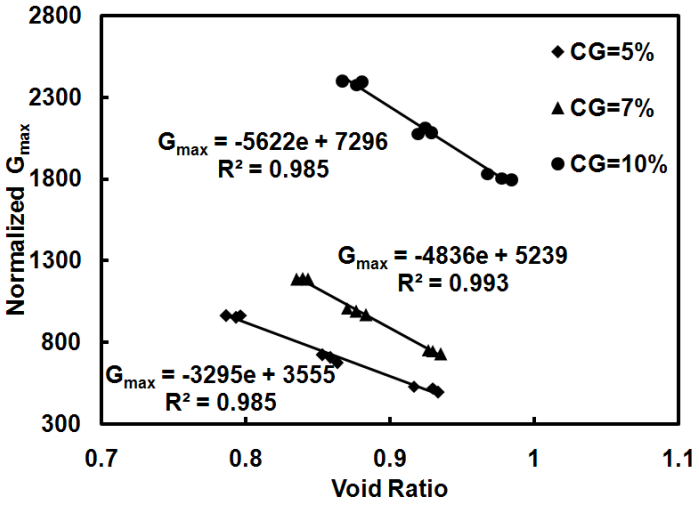


<그림 6-8-9> 고결시료의 정규화된 콘 선단저항치와 전단파속도 관계

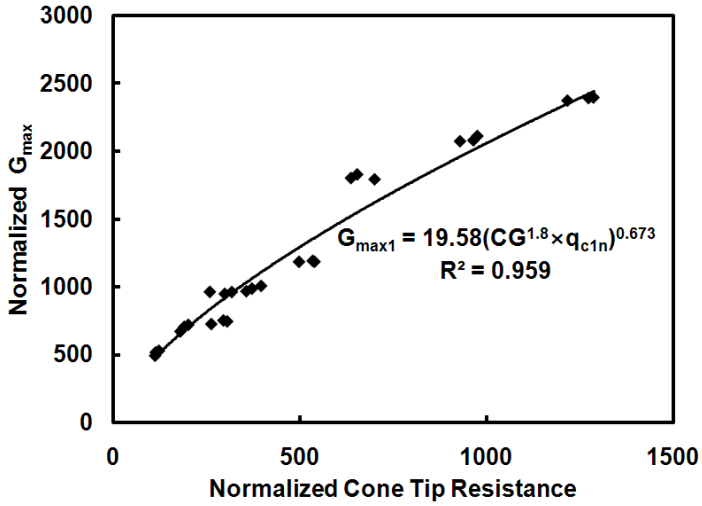
$$V_{s1} = 120.8 \times (CG^{2.5} \times q_{c1N})^{0.271}$$ 식 6-8-22

(2) 콘관입시험과 최대 전단탄성계수

앞서 서술한 전단파속도의 경향과 마찬가지로 고결시료의 최대 전단탄성계수의 경우도 그림 6-8-10과 같이 Cg에 따라 거동이 달라지므로, 콘 선단저항치와 최대 전단탄성계수와의 관계를 파악하기 위해서는 Cg를 고려하여야 한다. 회귀분석을 통하여 Cg를 고려하여 정규화된 G_{max1}(식 6-8-24)과 q_{c1N}(식 6-8-25)의 관계를 그림 6-8-11과 식 6-8-23과 같이 나타내었다.



<그림 6-8-10> CG에 따른 고결된 시료의 간극비-정규화된 G_{max} 간의 관계



<그림 6-8-11> 고결시료의 q_{c1N}와 G_{max1} 관계

$$G_{\max 1} = G_{\max} \times (\frac{P_a}{\sigma'_v})^{0.16}$$ 식 6-8-23

$$q_{c1N} = q_c (\frac{P_a}{\sigma'_{v0}})^{0.24}$$ 식 6-8-24

$$G_{\max 1} = 19.58 \times (CG^{1.8} \times q_{c1N})^{0.673}$$ 식 6-8-25

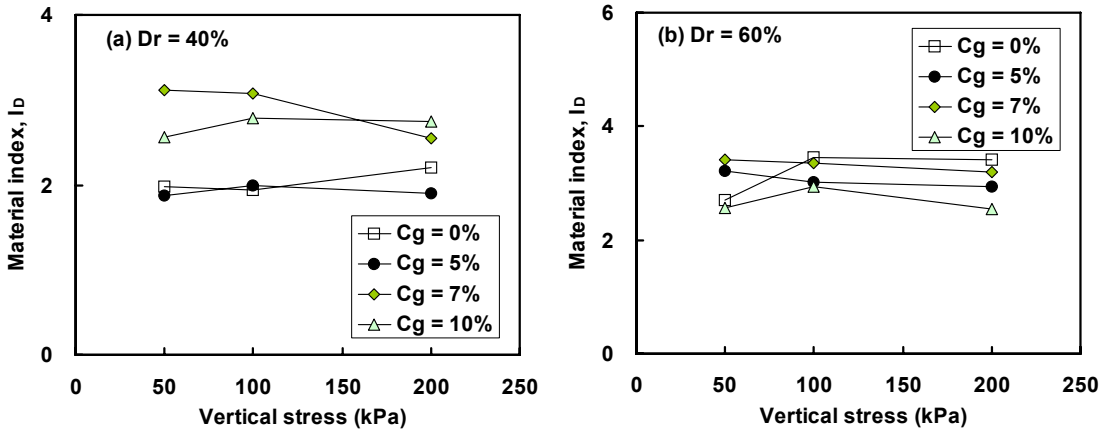
9. Cemented sample의 딜라토미터 시험

콘관입시험과는 달리 딜라토미터 시험은 지반의 변형특성을 좀 더 정확히 평가할 수 있는 현장시험법으로 알려지고 있다. 지반의 cementation 결합은 현장 관입시험에 의해 쉽게 파괴되기 때문에 관입저항치를 측정하는 콘관입시험과는 달리 관입 후 변형특성을 측정하는 딜라토미터 시험이 cementation 효과를 좀 더 효율적으로 측정할 수 있는 가능성이 존재한다. 그럼에도 불구하고 현재까지 딜라토미터 시험을 이용한 cementation 지반의 평가 사례는 없는 것으로 보이며, 본 연구에서는 콘관입시험과 동일한 조건으로 조성된 시료에 대한 딜라토미터 시험을 수행함으로써 딜라토미터 시험의 cementation 지반 평가 가능성을 검토하고 각각의 딜라토미터 계수와 cementation 지반의 설계정수를 비교하였다.

가. 주요계수

(1) Material index (I_D)

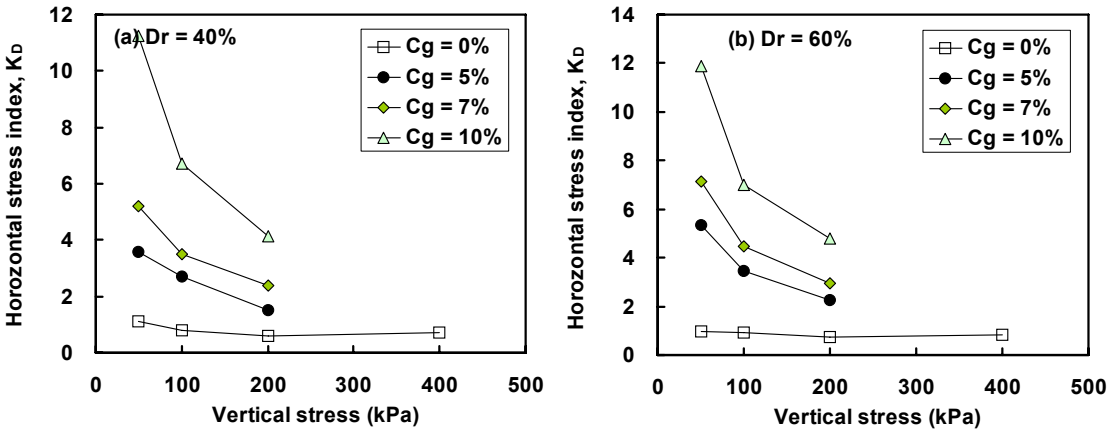
그림 6-9-1은 고결정도(석고함유율)에 따른 미고결 모래와 고결모래의 재료지수로써, 고결에 의한 재료지수 변화는 미비하였다.



<그림 6-9-1> 석고함유율에 따른 고결모래의 재료지수(I_D) 변화

(2) Horizontal stress index (K_D)

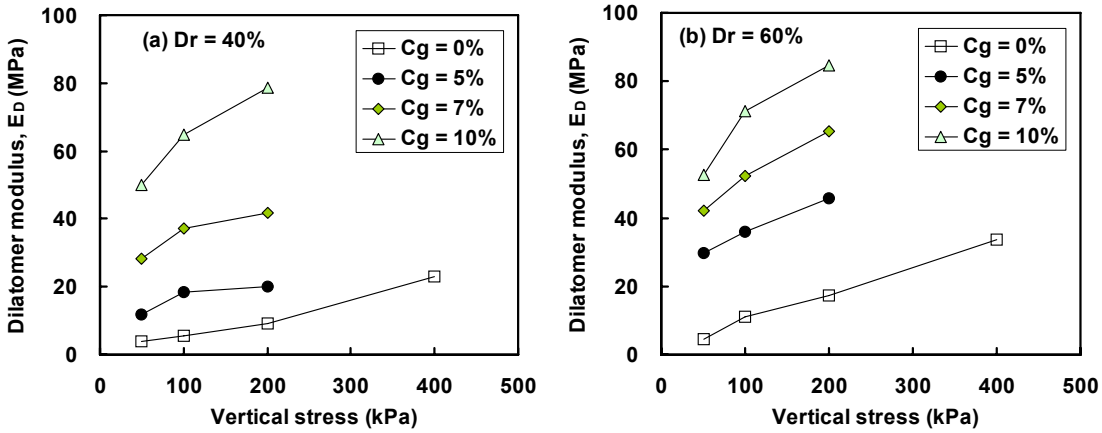
그림 6-9-2에서 고결모래의 수평응력지수가 미고결 모래의 수평응력지수보다 크게 나타났으며, 석고함유율과 수평응력지수는 비례관계로 나타났다. 연직구속압이 증가할수록 미고결 모래의 수평응력지수 변화는 미비한 반면, 고결모래의 수평응력지수는 급격히 감소하였다.



<그림 6-9-2> 석고함유율에 따른 고결모래의 수평응력지수(K_D) 변화

(3) Dilatometer modulus (E_D)

그림 6-9-3에서 고결모래의 딜라토미터계수가 미고결 모래의 딜라토미터계수보다 크게 나타났으며, 석고함유율과 딜라토미터계수는 비례관계로 나타났다. 연직구속압이 증가할수록 미고결 모래와 고결모래의 딜라토미터계수는 증가하였다.



<그림 6-9-3> 석고함유율에 따른 고결모래의 딜라토미터계수(E_D) 변화

나. $K_D - Dr$ 관계

Jamiolkowski 등(2003)은 사질토의 딜라토미터 수평응력지수과 상대밀도의 관계를 식 6-9-1과 같이 나타내었으며, Ticino sand의 경우 각 계수(C_0, C_1, C_2)를 0.0053, -0.18, 2.60 으로 결정하였다.

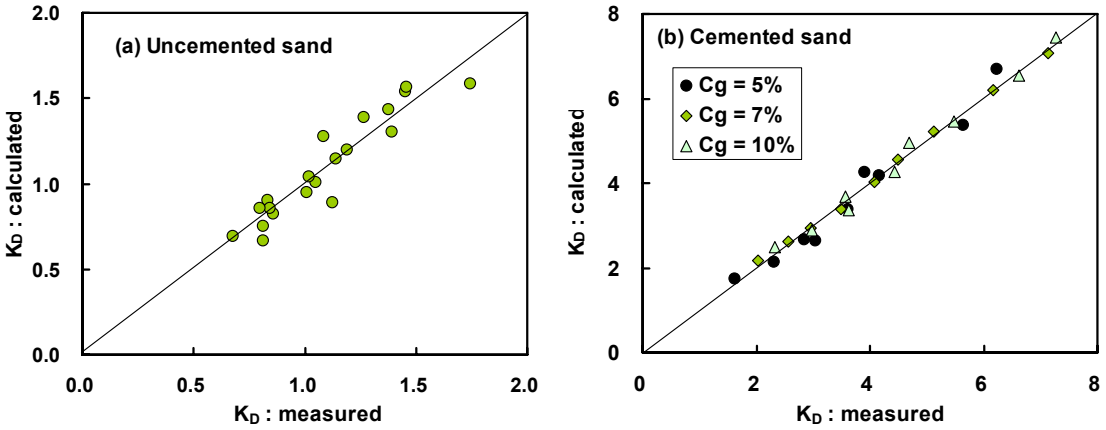
$$K_D = C_0(\sigma_v')^{C_1} p_a^{1-C_1} \exp(C_2 D_r) \qquad \text{식 6-9-1}$$

본 연구에서 사용된 K-7호사와 고결된 K-7호사의 경우 각 계수는 표 6-9-1과 같이 결정되었다. 각 계수를 적용하여 미고결 및 고결모래의 수평응력지수를 측정값과 추정값으로 비교한 결과는 그림 6-9-4와 같다. 미고결 모래의 경우, 결정계수 0.881, 고결모래의 경우 결정계수 0.96 이상의 상관관계가 나타났다. 그림 6-9-5는 고결모래의 석고함유율에 관계없이 동일한 식으로 표현하였을 경우, 실측값과 추정값의 비교 경향이며, 결정계수 0.826이며, 실측값의 -20%～+12% 범위에서 추정값이 결정되었다. 고결정도에 따라 식 6-9-1의 계수는 다음과 같은 경향을 보인다.

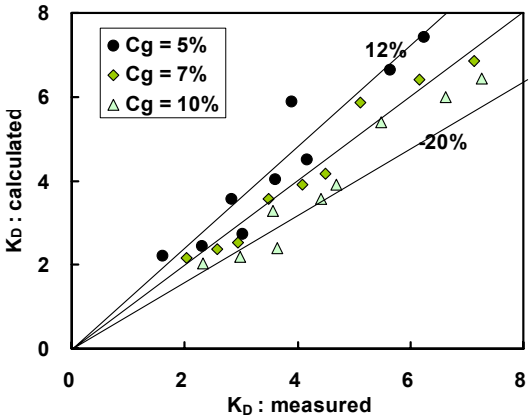
- 석고함유율(고결정도)가 증가함에 따라 C_0는 증가하였다. C_1과 C_2는 고결에 의해 감소하였으나, 고결된 시료의 석고함유율에 의해 큰 변화는 없었다.
- 석고함유율이 증가함에 따라 C_0의 변화가 가장 뚜렷하였으며, C_2의 변화 경향이 가장 미소하였다. 즉 모래의 고결은 C_0에 가장 큰 영향을 미치며, 상대밀도에 관계되는 C_2에는 가장 작은 영향을 미쳤으며, 이는 콘관입시험 결과와 일치한다. 그러나 콘선단저항이 고결여부와 관계없이 상대밀도의 영향을 유사하게 받는 것과는 달리, 고결모래의 수평응력지수는 미고결모래보다 상대밀도의 영향을 적게 받는 것으로 나타났다.
- C_1은 연직구속압이 모래의 수평응력지수에 끼치는 영향정도와 관계되며, 고결모래의 경우 수평응력지수는 미고결 모래보다 연직응력의 영향을 크게 받는 것으로 나타났으며, 이는 콘선단저항 결과와는 상이하였다.

<표 6-9-1> Cemented sand의 $K_D - Dr$관계 계수결정

석고함유율 (Cg, %))	$K_D = C_0(\sigma_v')^{C_1} p_a^{1-C_1} \exp(C_2 D_r)$			
	C_0	C_1	C_2	R^2
0	0.00372	-0.181	1.98	0.881
5	0.0178	-0.69	1.1	0.968
7	0.0225	-0.65	1.1	0.998
10	0.0292	-0.60	1.0	0.988
Cementation	0.0289	-0.73	0.57	0.826



<그림 6-9-4> 수평응력지수(K_D) 비교 : 측정값 vs. 추정값



<그림 6-9-5> 석고함유율에 따른 K_D

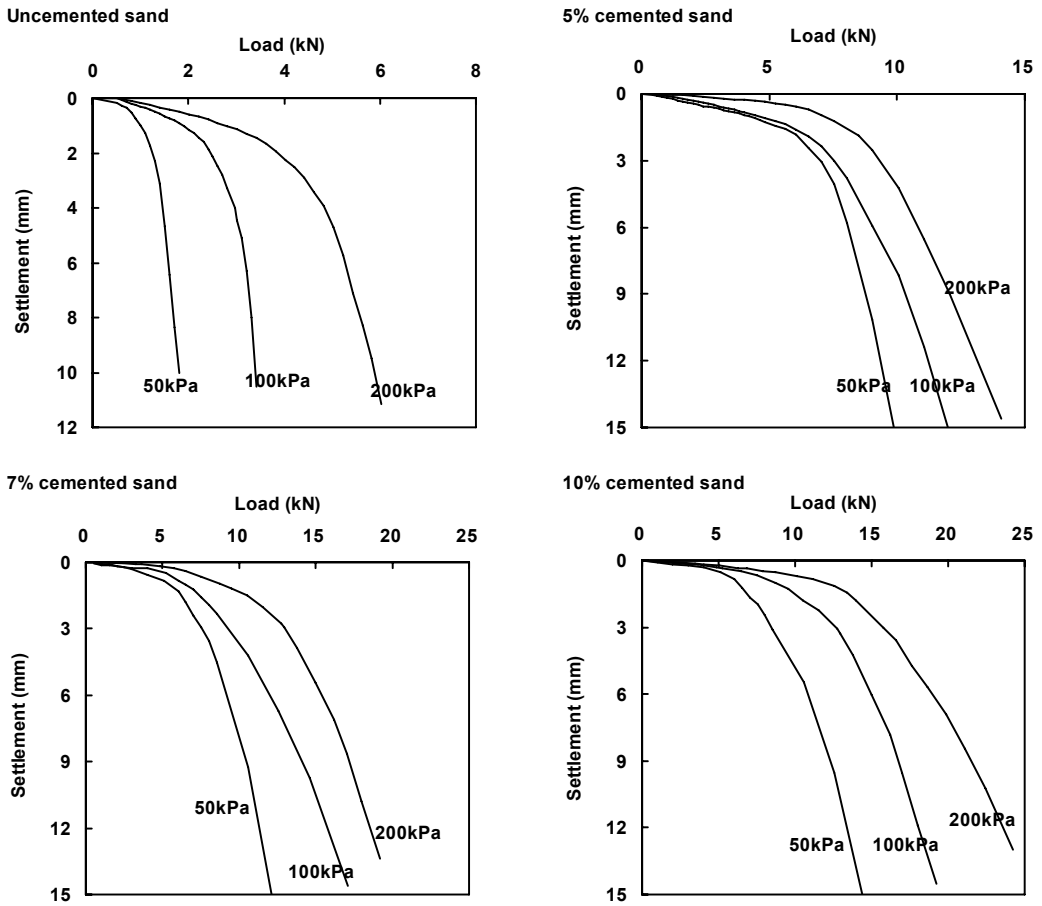
비교 : $C_0 = 0.0289$, $C_1 = -0.73$, $C_2 = 0.57$

10. Cemented sample의 스크류 플레이트 시험

스크류 플레이트 시험(screw plate test, SPLT)는 흙의 변형계수(deformation modulus)를 추정할 수 있는 현장시험중 하나로써 비교적 흙의 교란을 적게 발생시키면서 지반의 하중-침하량 관계를 측정할 수 있는 장비이다. Selvadurai 등(1980)과 Kay and Avalle(1982)에 의해 점토지반의 비배수 탄성계수(undrained modulus), 압밀계수(coefficient of consolidation), 비배수 전단강도(undrained shear strength) 등을 추정하기 위해 사용되어졌고, Brown (1987, 1995)에 의해 사용되어 모래지반의 탄성계수(Young′s modulus)가 결정되기도 하였다.

가. 하중-침하곡선 ($P-\delta$ curve)

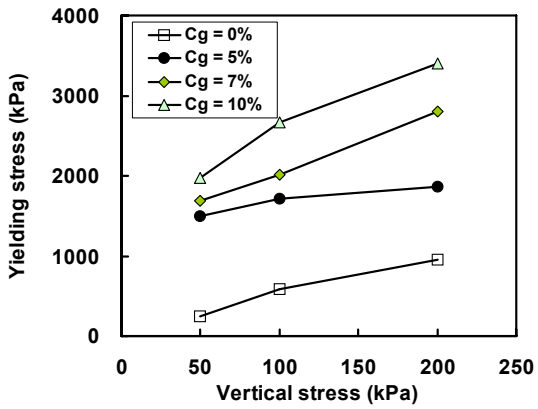
상대밀도 40%로 조성된 미고결 모래와 석고함유율 5, 7, 10%의 고결모래의 하중-침하 곡선은 그림 6-10-1과 같다.



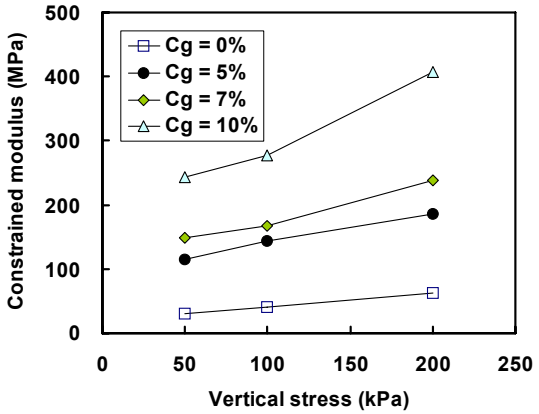
<그림 6-10-1> 하중-침하량 곡선(P-δ 곡선)

나. 항복응력 및 변형계수

각 시료의 하중-침하곡선의 초기 접선과 최종 접선의 교점으로부터 결정된 항복하중을 스크류 선단에 작용하는 응력으로 환산하여 나타내면 그림 6-10-2와 같다. 그림 6-10-3은 고결에 따른 항복응력을 이용하여 Cg에 따른 스크류플레이트 변형계수를 나타낸다.



<그림 6-10-2> 고결에 따른 항복응력



<그림 6-10-3> 고결에 따른 변형계수

다. SPLT 시험에 의한 cemented sand의 지지력 분석

일반적인 평판재하시험 결과를 분석하기 위한 지지력공식은 식 6-10-1과 같다.

$$q_f = c' N_c F_{cs} + \frac{1}{2}\gamma D N_\gamma F_{\gamma s} + q N_q \qquad \text{식 6-10-1}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi' \qquad \text{식 6-10-2}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' \qquad \text{식 6-10-3}$$

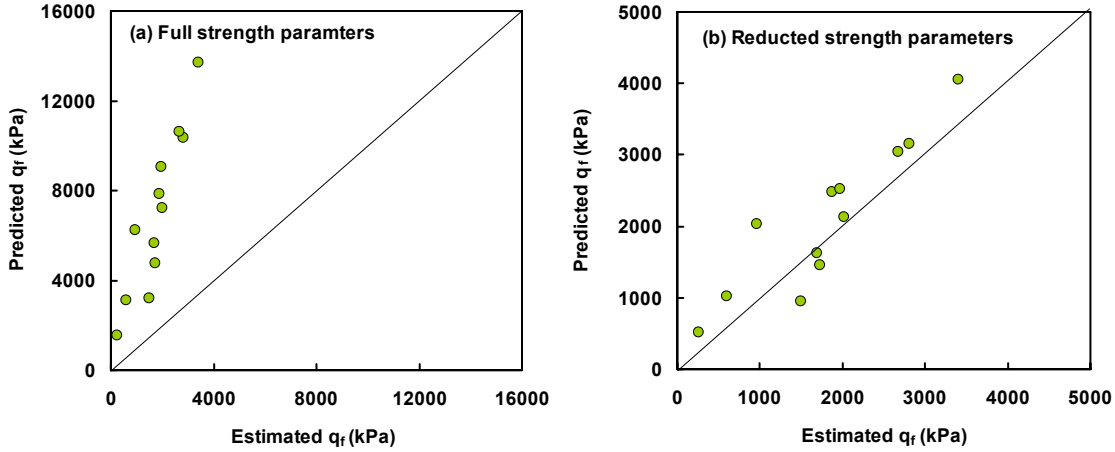
$$N_q = e^{\pi \tan\phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \qquad \text{식 6-10-4}$$

$$F_c = 1 + N_q / N_c \qquad \text{식 6-10-5}$$

$$F_\gamma = 0.6 \qquad \text{식 6-10-6}$$

식 6-10-1~6-10-6에 근거하여 추정된 지지력과 챔버에서 수행된 SPLT 시험에 따른 지지력을 비교하면 그림 6-10-4(a)와 같다. 실제 챔버에서의 결과보다 지지력 공식에 의해 추정된 지지력이 4~6배 더 크게 평가되었다. 그러나 일반적으로 평판재하시험이나 SPLT 시험의 파괴양상은 관입전단파괴이기 때문에 강도정수를 2/3으로 감소시켜 평가하며, 감소된 강도정수로 지지력을 평가할 경우 그림 6-10-4(b)와 같이 추정값과 예측값이 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다.

특히, 강도정수의 감소여부에 관계없이 계산된 지지력의 90% 이상은 점착력의 항에 의해 발휘되는 것으로 분석되었으며, 고결모래의 경우 고결결합에 의한 점착력 증가가 지지력 증가에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

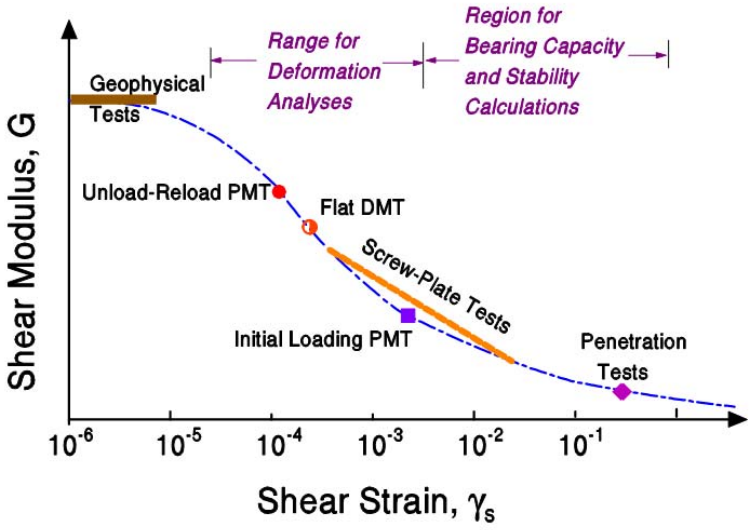


<그림 6-10-4> SPLT 시험에 의한 고결모래의 지지력 검토

11. 현장시험의 cementation 평가 적합성 검토

가. 현장시험장비의 지반정수 평가영역

그림 6-11-1은 변형율에 따른 각종 현장시험장비의 지반정수 평가영역을 전단변형율과 전단탄성계수로 도시한 것이다. 일반적으로 전단파속도 측정시험 등과 같은 Geophysical tests는 변형율 10^{-3}% 이하의 미소변형상태 정수를 정확하게 평가할 수 있는 반면, 콘관입시험과 같은 관입시험장비는 지반의 변형율을 10% 이상 발생시키기 때문에 지반의 변형특성 평가에는 부적합 한 것으로 알려지고 있다. 특히 cementation 결합은 미소변형에서 파괴되기 때문에 대변형을 유발하는 콘관입시험으로는 정확한 평가는 어려울 것으로 보인다.



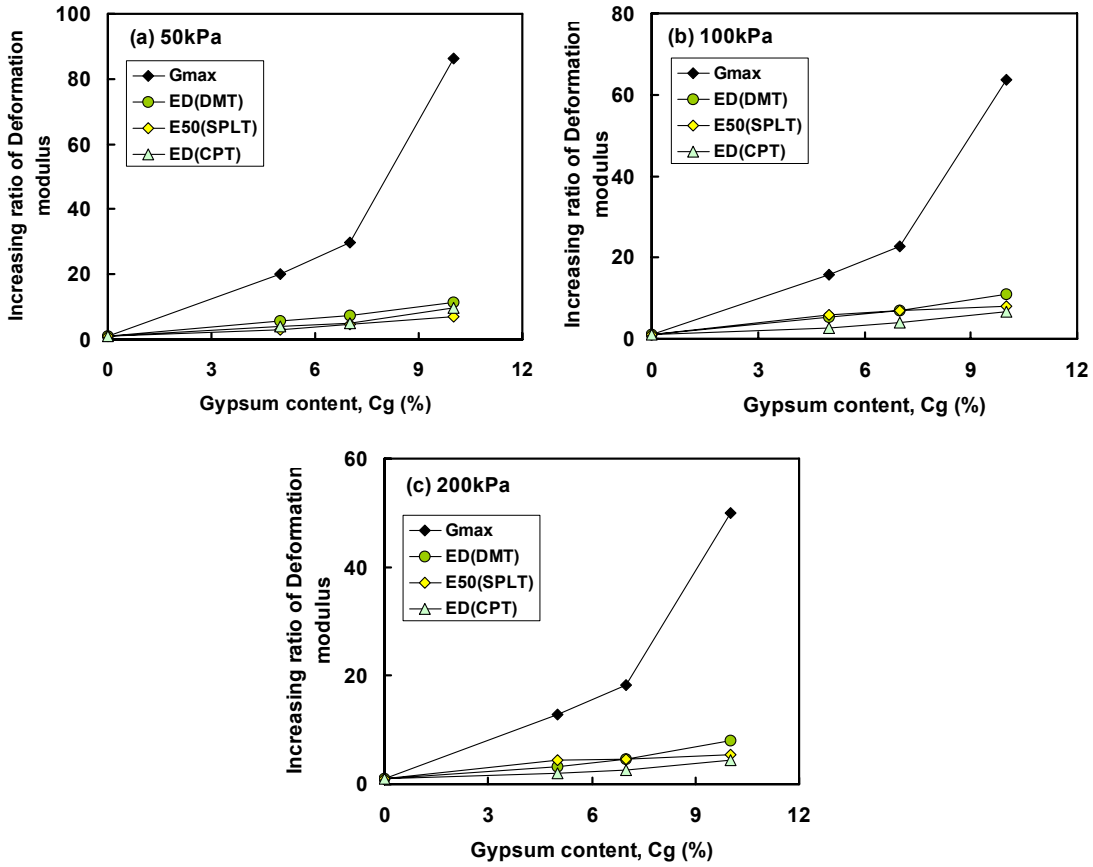
<그림 6-11-1> 각종 시험장비의 유효적용범위

나. 시험장비별 변형계수 증가율 비교

그림 6-11-1에서 각 시험장비로부터 측정된 미고결 모래의 변형계수에 대한 고결모래의 변형계수 증가율을 도시함로써, 시험장비별 고결모래의 변형계수 측정 가능성을 평가하였다. 여기서, $G_{\max}$는 전단파속도로부터 추정된 최대 전단탄성계수로써 10^{-3}% 이하의 미소변형상태의 변형계수를 의미하고, $E_D(DMT)$는 딜라토미터 계수

이다. 또한 $E_D(CPT)$는 미고결 모래의 콘선단저항으로부터 미고결 모래의 딜라토미터 계수를 추정한 $E_D = 2.63q_c$(Campanella and Robertson, 1991)에 의해 결정된 딜라토미터 계수로써, 콘관입시험의 변형계수 추정 가능성을 평가한다. 마지막으로 $E_{50}(SPLT)$는 스크류 플레이트 시험에서 결정된 항복응력 50%에서의 할선계수이다. 그림으로부터 전단파속도에 의한 최대 전단탄성계수가 모래의 cementation을 가장 크게 반영할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 딜라토미터 시험이 콘관입시험보다 cementation 유발 지반의 변형계수를 1.2~1.9배 크게 평가하였다. 스크류 플레이트의 경우, 대체적으로 콘관입시험보다 변형계수를 더 크게 측정하였으며, 딜라토미터 시험 결과와 비교적 유사하였다.

대체적으로 본 시험 결과는 그림 6-11-2에서 나타난 변형율에 따른 현장시험장비의 지반정수 평가영역 결과와 일치하는 것으로 나타났다.



<그림 6-11-2> 시험장비별 변형계수 증가율 비교

다. $q_c - G_{\max}$ 관계비교

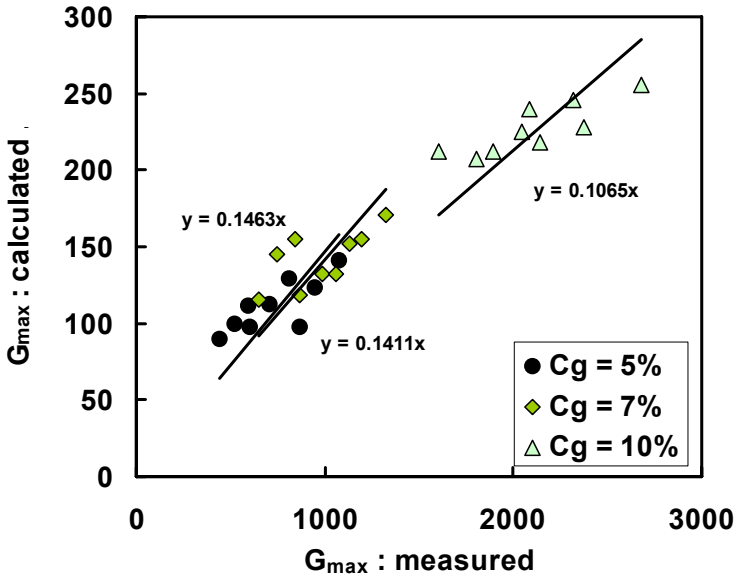
Jamiolkowski 등(1988)은 챔버를 이용한 콘관입시험과 공진주시험의 결과를 통해 식 6-11-1을 제안하였으며, Rix & Stoke(1991)는 이탈리아와 미국의 현장 데이터와 챔버 시험 데이타을 통해 식 6-11-2를 제안하였다. 그림 6-11-3은 Jamiolkowski 등의 식 6-11-3으로 추정된 고결된 K-7호사의 $G_{\max}$ 추정값과 실측값의 비교이다. 기존의 미고결 사질토의 $G_{\max} - q_c$ 관계식으로부터 추정된 고결된 사질토 $G_{\max}$는 실측값의 10~15%정도 밖에 반영할 수 없는 것으로 나타났다.

$$\frac{G_{\max}}{q_c} = 30.1 P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{-0.08} \times \exp(1.84 Dr) \qquad \text{식 6-11-1}$$

$$\frac{G_{\max}}{q_t} = K_G \times (q_{t1N})^{-0.75} \qquad \text{식 6-11-2}$$

$$q_{t1N} = \left(\frac{q_t}{P_a}\right)\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5} \qquad \text{식 6-11-3}$$

여기서 $q_{t1N} = \left(\frac{q_t}{P_a}\right)\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$으로 정규화된 콘저항치이다.



<그림 6-11-3> Jamiolkowski 등(1988) 식으로 추정된 $G_{\max}$ 비교

라. $E_D - G_{\max}$ 비교

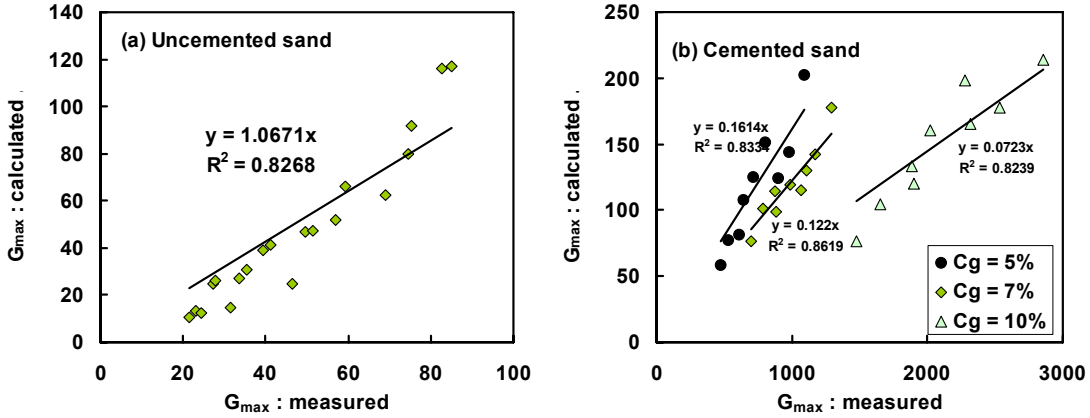
Jamiolkowski 등(1985)은 미고결 모래의 $G_{\max}$와 E_D의 관계를 식 6-11-4와 같이 나타내었다. Baldi 등(1986)은 Ticino sand의 R_G를 식 6-11-5와 같이 나타내었고, Bellotti 등(1986)와 Jamiolkowski 등(1985)은 Po River sand의 R_G를 식 6-11-6으로 나타내었다.

그림 6-11-4는 일반적인 Ticino sand의 R_G(=2.72)로부터 K-7호사의 미고결 상태와 고결상태의 $G_{\max}$를 추정한 후, 실제 전단파속도로부터 결정된 $G_{\max}$를 비교한 것이다. 미고결 상태인 경우, 실측값과 추정값이 비교적 유사하게 결정되었으나, 고결상태인 경우, 추정값은 실측값의 7~16%으로 상당히 과소평가되었다.

$$G_{\max} = R_G E_D \qquad \text{식 6-11-4}$$

$$R_G = 2.72 \pm 0.59 \ : \text{Ticino sand} \qquad \text{식 6-11-5}$$

$$R_G = 2.20 \pm 0.7 \ : \text{Po River sand} \qquad \text{식 6-11-6}$$



<그림 6-11-4> R_G로부터 추정된 $G_{\max}$ 비교

12. Cemented sediment의 특성 및 판별

상대밀도(relative density, Dr), 마찰각(drained friction angle, ϕ′), 그리고 탄성계수(Young′s modulus, E)나 전단탄성계수(shear modulus, G) 등과 같은 토질정수를 추정하기 위해 각종 현장시험 결과를 바탕으로 한 다양한 상관관계식이 소개되고 있으나, 이는 대부분 정규압밀 상태의 미고결 상태 지반상태를 추정하는데 적합하며, cementation에 의해 공학적 특성이 향상된 지반의 토질정수를 추정하기는 불가능하다. 일례로 지반의 cementation 효과를 정확히 구분하지 못할 경우 상대밀도나 마찰각을 과대평가할 수 있으며, 이는 곧 불안정한 설계를 야기할 수 있다. 따라서 한가지 시험결과로부터 지반의 cementation 여부를 판단하기는 매우 난이하며, 두가지 이상의 적절한 시험을 동시에 적용하여 지반의 cementation 여부를 판단함이 타당할 것으로 판단된다. 본 절에서는 대형 챔버시험을 통해 결정된 각종 시험결과를 바탕으로 지반의 cementation 여부를 판단할 수 있는 적절한 방법을 검토하였다.

가. 전단파 측정시험과 콘관입시험 결과에 의한 검토

Schnaid 등(2004)은 현장 콘관입시험 결과와 실내시험 결과를 조합하여 cementation 유발지반의 콘선단저항치와 최대 전단탄성계수(G_{max})의 관계를 식6-12-1로 나타냄으로써, 지반의 cementation 여부를 구분하고자 하였다. 본 연구에서 수행된 K-7호사의 고결에 따른 G_{max}와 q_c, 그리고 기존 Puppala 등(1995)에 의한 Monterey sand의 고결에 따른 G_{max}와 q_c를 그림 6-12-1과 같이 도시하였다.

그림 6-12-1에서 동일한 $q_{c1}(=(q_c/p_a)\sqrt{p_a/\sigma_v'})$에 대해 cementation 유발정도가 클수록 최대전단탄성계수와 콘선단저항의 비(G_{max}/q_c)가 증가한다. 이와 같은 경향은 동일한 상대밀도에서 cementation은 대변형 파괴강도인 q_c의 증가에 비해 미소변형 탄성계수인 G_{max}의 증가에 더 큰 영향을 주기 때문이다. 즉, 동일지반에 콘관입시험과 전단파속도 측정시험을 동시에 수행할 경우, 각 측정값의 비교 및 그림 6-12-1과 같은 상관관계를 도시함으로써, 지반의 cementation 여부, 혹은 cementation 정도를 파악할 수 있을 것으로 판단된다.

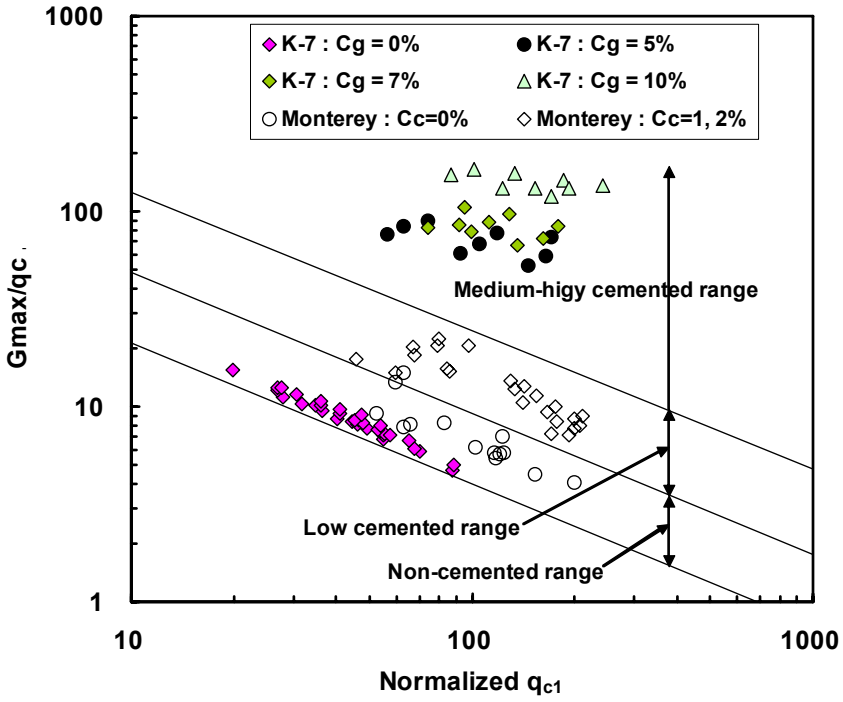
$G_{\max} = 800\sqrt[3]{q_c \sigma_v' p_a}$: upper bound of cemented sediments

$G_{\max} = 280\sqrt[3]{q_c \sigma_v' p_a}$: lower bound of cemented sediments

upper bound of uncemented sediments

$G_{\max} = 110\sqrt[3]{q_c \sigma_v' p_a}$: lower bound of uncemented sediments

식 6-12-1



<그림 6-12-1> Cemented sand의 $G_{\max}$와 q_c 관계

나. 콘관입시험과 딜라토미터 시험에 의한 검토-1

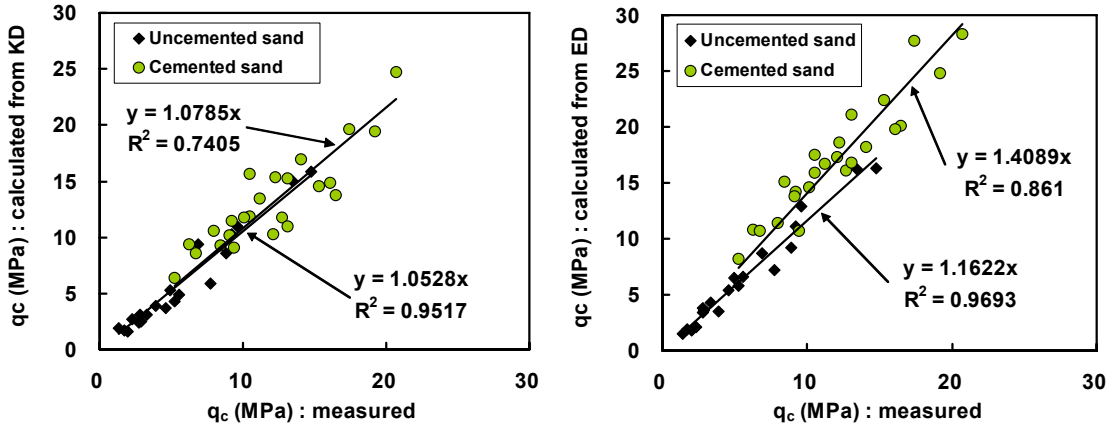
Campanella and Robertson(1991)은 정규압밀상태의 clean sand의 콘선단저항과 딜라토미터 측정값과 식 6-12-2, 6-12-3의 관계를 제시하였다.

$E_D = 2.63 q_c$ 식 6-12-2

$q_c / \sigma_v' = 33 K_D$ 식 6-12-3

K-7호사의 경우, 위 두 식을 이용하여 E_D, K_D로부터 콘선단저항 q_c를 추정한 결과 그림 6-12-2와 같다. 그림으로부터 Campanella and Robertson(1991)의 식을 이용

하여 수평응력지수로부터 콘선단저항을 추정할 경우, 고결여부에 관계없이 거의 정확한 추정이 가능하였다. 그러나 딜라토미터계수로부터 콘선단저항을 추정할 경우, 미고결 모래의 경우 16%정도 과대평가되었다. 특히 고결모래의 경우 약 41% 정도 과대평가되어, 추정식과의 오차가 크게 발생하였다.



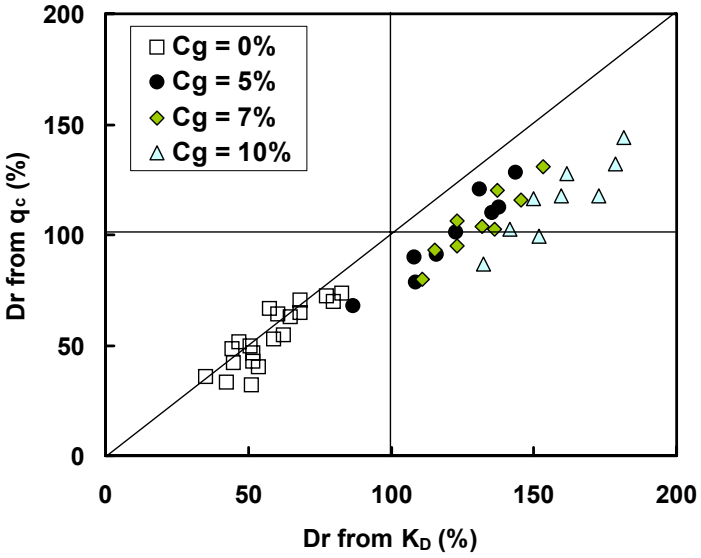
<그림 6-12-2> K_D와 E_D를 이용한 q_c의 추정 비교

다. 콘관입시험과 딜라토미터 시험에 의한 검토-2

Jamiolkowske 등 (2003)은 콘선단저항과 딜라토미터 수평응력지수로부터 지반의 상대밀도를 추정하는 식 6-12-4, 6-12-5를 제안하였다. 그림 6-12-3은 두 식으로부터 추정된 사질토의 상대밀도를 비교한 것으로써, 추정된 고결모래의 상대밀도는 미고결 모래의 상대밀도보다 과대평가되며, 특히 상대밀도 100% 이상으로 측정되기도 한다. 또한 미고결 모래의 경우, 콘선단저항과 수평응력지수로부터 추정된 상대밀도가 거의 유사한 반면, 고결모래의 경우 수평응력지수로부터 추정된 상대밀도가 더 크게 추정되었으며, cementation level이 증가할수록 그 편차가 증가하였다.

$$q_c = C_0(\sigma_v')^{C_1} p_a^{1-C_1} \exp(C_2 D_r) \qquad \text{식 6-12-4}$$

$$K_D = C_0(\sigma_v')^{C_1} p_a^{1-C_1} \exp(C_2 D_r) \qquad \text{식 6-12-5}$$



<그림 6-12-3> K_D와 q_c를 이용한 상대밀도 추정 비교

라. 강도정수에 따른 고결시료의 영향정도

표 6-12-1은 미고결 모래에 대한 고결모래의 현장시험 결과의 비율을 고결모래의 강도정수, 즉 고결정도를 기준으로 정리한 것이다. 전단파 측정시험이 cementation의 영향을 가장 효율적으로 평가하는 것으로 나타났으며, DMT의 E_D가 여타 시험장비에 비해 cementation 효과를 비교적 잘 평가하는 것으로 나타났다. 본 시험결과는 K-7호사를 기준으로 작성된 것이며, 향후 다양한 사질토에 대한 국내외 연구결과가 추가됨으로써 토질조건에 따른 cementation을 적절히 평가할 수 있는 설계기준이 마련될 수 있을 것으로 판단된다.

<표 6-12-1> 고결모래의 강도정수에 따른 시험장비 영향정도 평가표(K-7호사)

석고 함유율 (%)	강도정수		일축 강도 (kPa)	BP (kPa)	영 향 정 도			
	c (kPa)	ϕ (deg)			CPT (q_c)	DMT (E_D)	BET (G_{max})	SPLT (M)
-	-	34.5	-	-	1	1	1	1
5	44	34.5	86	30	×1.5～3.3	×1.2～6.4	×13～32	×3.0～3.7
7	110	34.5	200	67	×1.8～4.1	×2.4～7.8	×18～38	×3.9～4.8
10	200	34.5	394	136	×2.6～7.4	×4.6～11.4	×55～95	×6.6～7.9

제 7 절 수치해석

1. Particle Flow Code (PFC)의 이론적 배경

가. 기본설정

지반공학에서 다루고 있는 많은 현상들은 각각의 입자 혹은 입자들로 구성된 복합체의 상호작용 및 거동 등으로 표현된다(전제성 등, 2006). 이러한 관점에서 많은 물리적 현상들이 연속체 거동이 아닌 불연속체 거동의 개념으로 설명되고 있으며(Owen 등, 2003), 조립재료 및 암반의 역학적 거동을 모델링하는데 있어 개별요소법(discrete element method)의 적용이 증가하고 있다.
PFC 프로그램은 각각의 독립적인 입자(particle)들로 전체 모델을 생성하게 되며, 각 입자간 접촉면에서의 하중-변위 관계로 표현되는 접촉면 구성모델에 의해 개개의 미시적 거동 및 전체적인 거동 해석을 수행한다. PFC는 두 개 이상의 입자를 조합하여 임의 형상의 입자 생성이 가능할 뿐만 아니라, 탄성체로 거동하지만 일정하중 이상에서 입자와 입자의 결합이 파괴되는 취성거동의 모델도 생성할 수 있다.
PFC는 아래와 같은 기본 가정에서 모델을 구성한다.

1) 모델을 구성하는 개개의 입자요소는 구형이며 강체이다.
2) 각 입자간의 접촉형태는 극히 작은 면적, 즉 점으로 간주한다.
3) 강성입자들은 접촉점에서 어느 정도의 중첩이 허용된다.
4) 중첩량은 접촉력과 힘-변위 관계식에 의해 계산되며, 그 양은 입자 크기에 비해 매우 미소하다.
5) 접촉 입자간의 파괴여부는 결합강도로 규정된다.
6) 입자의 기본형태는 구형이지만, clump logic을 통한 임의 형상의 super particles의 형성이 가능하다. 이때 각 clump는 경계면의 변형이 가능한 강체로 거동한다.

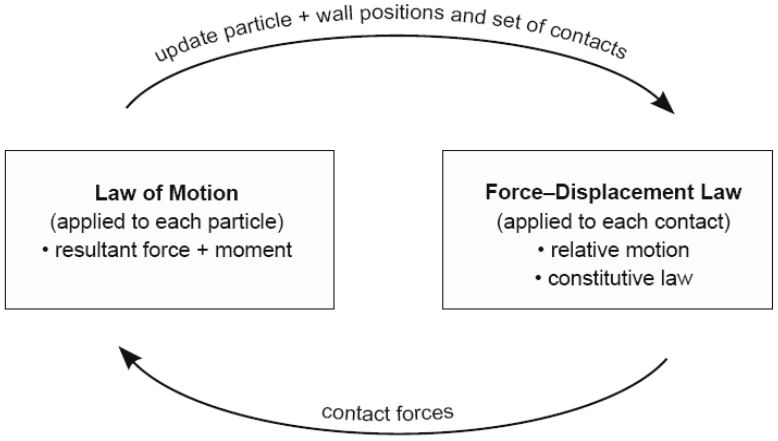
또 다른 DEM 프로그램인 UDEC나 3DEC와는 달리 PFC의 장점은 크게 다음 세가지로 구분된다.

1) 원형 입자간 접촉여부의 판단이 용이하여 해석수행이 효율적이다.
2) 모델링시 변위의 크기에 제한이 없다.
3) 파괴가 발생할 수 없는 UDEC나 3DEC의 블록과는 달리, PFC의 블록은 입자간 결합으로 형성되기 때문에 파괴가 가능하다. 즉, PFC는 블록형태로 분리파괴 모델링이 가능하다.

나. 기본계산과정

PFC의 기본계산은 각 입자의 운동방적식과 접촉점에서의 힘-변위 관계식, 그리고 벽(wall) 위치의 변화가 반복적으로 적용되는 단계적인 알고리즘으로 진행된다. 두 입자 혹은 입자와 벽체사이의 접촉점은 해석도중 자동적으로 형성 또는 파괴된다. PFC의 기본 계산과정은 그림 7-1-1와 같다.

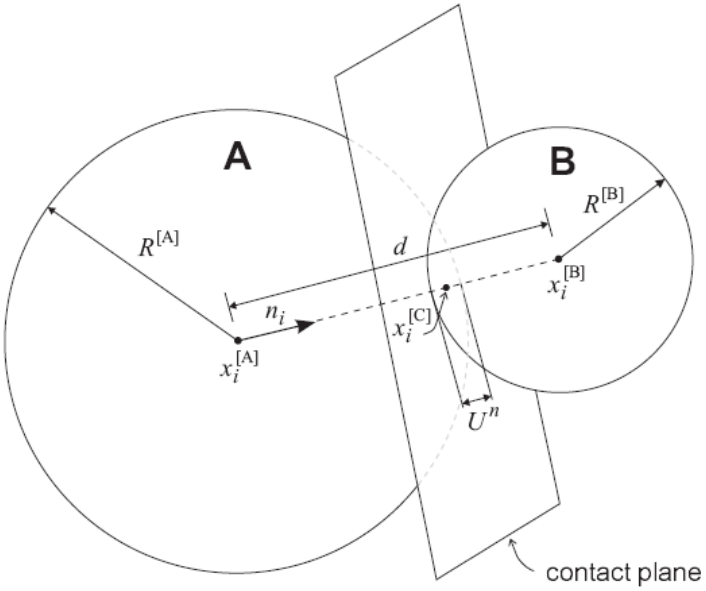
1) 입자요소와 벽 요소의 좌표 위치로부터 접촉상태가 검토된다.
2) 점촉점에서 입자와 벽의 상대적 운동, 그리고 접촉구성모델에 기초하여 각 접촉점에 힘-변위 관계식이 작용하여 접촉력이 계산된다.
3) 접촉력으로부터 발생한 반력과 모멘트, 그리고 입자에 작용하는 물체력에 기초하여, 운동방정식이 각 입자에 작용하여 속도와 위치가 수정된다. 또한 벽의 이동속도에 근거하여 벽의 위치가 수정된다.
4) 계산시간마다 단계적으로 반복된다.



<그림 7-1-1> PFC 기본 계산과정

다. 힘-변위 관계식

힘-변위 관계식은 점촉점에서의 점촉력과 두 구성요소(볼-볼, 볼-벽체)강의 상대변위를 규정한다. 힘-변위 관계식은 점촉점에서 작용하며, 단위법선벡터 n_i로 정의되는 점촉면에 놓여진 점촉점 $x_i^{[C]}$의 개념으로 기술된다. 점촉점은 두 요소의 중첩된 체적안에 위치한다. 볼-볼 점촉점에서 법선벡터는 볼 중심사이의 연결선과 동일한 방향이고, 볼-벽체 점촉점에서의 법선벡터는 볼 중심과 벽 사이의 최단거리를 나타내는 선과 동일방향이다. 점촉력은 법선벡터 방향의 법선성분과 점촉면 방향의 전단성분으로 구성된다. 힘-변위 관계식에서 접촉력은 요소의 상대변위와 법선, 전단성분으로 구분되는 강성도로부터 계산된다.



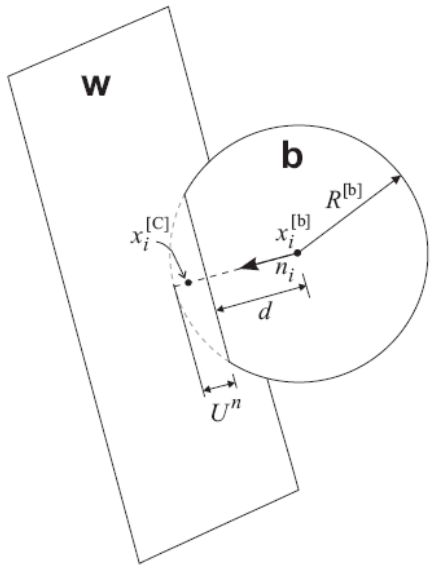
<그림 7-1-2> 볼-볼 점촉 모식도

힘-변위 관계식은 그림 7-1-2, 7-1-3에서 볼-볼, 볼-벽 점촉모식도로부터 설명된다. 각각의 힘-변위 관계식은 볼-볼 점촉의 경우 두 구형입자(A, B)사이의 관계로, 그리고 볼-벽 점촉은 구형 입자(b)와 벽체(w)의 관계로 나타내어진다. 이때 U^n은 볼과 볼, 또는 볼과 벽의 중첩량을 의미한다. 볼-볼 점촉에서 단위법선벡터 n_i은 식 8-1-1로 정의된다.

$$n_i = \frac{x_i^{[B]} - x_i^{[A]}}{d}$$ 식 7-1-1

여기서, $x_i^{[A]}$와 $x_i^{[B]}$는 볼 A와 볼 B의 중심의 위치벡터이고, d는 두 볼의 중심사이 거리로써, 식 8-1-2로 표현된다.

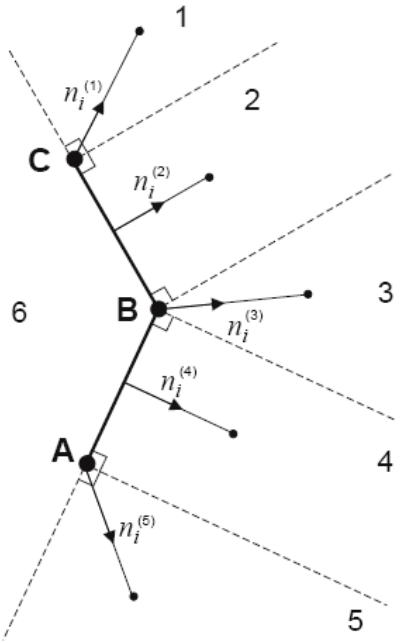
$$d = |x_i^{[B]} - x_i^{[A]}| = \sqrt{(x_i^{[B]} - x_i^{[A]})(x_i^{[B]} - x_i^{[A]})}$$ 식 7-1-2



<그림 7-1-3> 볼-벽 점촉 모식도

볼-벽 점촉에서 n_i은 볼 중심과 입자사이의 최단거리(d)로 정의되는 선과 동일한 방향이다. 그림 8-1-4에서 선 AB, BC는 이차원상으로 표현된 벽으로써, 5개의 활동영역으로 구분된다. 볼의 중심이 2, 4 영역에 존재하면 볼은 벽면에 접촉하고 n_i는 벽면에 수직이 될것이다. 반면 볼의 중심이 1, 3, 5 영역에 존재하면 볼은 벽의 끝점에서 접촉하고 n_i는 볼의 중심과 끝점을 연결하는 선을 따라 진행한다.
중첩량 U^n은 법선방향의 상대적 접촉변위로 정의되고, 식 7-1-3로 표현된다.

$$U^n = \begin{cases} R^{[A]} + R^{[B]} - d & (ball - ball) \\ R^{[b]} - d & (ball - wall) \end{cases}$$ 식 7-1-3



<그림 7-1-4> 볼-벽이 접촉하는 법선방향의 결정

여기서, $R^{[\Phi]}$는 볼 Φ의 반경이다. 점촉점의 위치는 식 8-1-4와 같다.

$$x_i^{[C]} = \begin{cases} x_i^{[A]} + (R^{[A]} - \frac{1}{2} U^n) n_i & (ball - ball) \\ x_i^{[B]} + (R^{[b]} - \frac{1}{2} U^n) n_i & (ball - wall) \end{cases} \quad \text{식 7-1-4}$$

점촉력 벡터 F_i 볼-볼 접촉점에서는 볼 B에 대한 볼 A의 이동으로 나타나고, 볼-벽 점촉점에서는 벽에 대한 볼의 이동으로 나타나며, 점촉면에서 식 8-1-5와 같이 법선, 전단성분으로 나타난다.

$$F_i = F_i^n + F_i^s \quad \text{식 7-1-5}$$

여기서, F_i^n과 F_i^s는 법선, 전단방향 벡터를 의미한다. 법선방향 점촉력은 식 7-1-6으로 계산되어진다.

$$F^n = K^n U^n \quad \text{식 7-1-6}$$

여기서 K^n은 점촉점에서의 법선강성[힘/변위]이며, 전체 변위량과 힘에 관계되는 할선계수이다. 반면, 전단강성 k^s는 변위량과 힘의 증가분에 의해 결정되는 접선계수이다. 전단접촉력은 단계적으로 계산된다. 점촉이 형성되었을 경우, 전체 전단접촉력은 0으로 초기화된다. 각각의 연속적인 상대전단변위 증가는 탄성전단력의 증가를 유발시켜 현재 값에 추가된다. 접촉점의 거동은 매 단계마다 n_i와 $x_i^{[C]}$를 경신함으로써 결정된다. 접촉점에서의 상대 전단거동, 즉 전단접촉속도(V_s)는 볼-볼 접촉인 경우 볼 A에 대한 볼 B의 전단속도, 볼-벽 접촉인 경우 볼에 대한 벽의 전단속도를 의미하며, 식 8-1-7로 표현된다.

$$V_s = \left(\dot{x}_i^{[\Phi^2]} - \dot{x}_i^{[\Phi^1]}\right)t_i - w_3^{[\Phi^2]}\left|x_k^{[C]} - x_k^{[\Phi^2]}\right| - w_3^{[\Phi^1]}\left|x_k^{[C]} - x_k^{[\Phi^1]}\right| \qquad \text{식 7-1-7}$$

여기서, $\dot{x}_i^{[\Phi^j]}$와 $w_3^{[\Phi^j]}$는 요소 Φ^j의 속도와 회전속도이고, Φ^j는 아래 식 7-1-8로 표현된다.

$$\{\Phi^1,\ \Phi^2\} = \begin{cases} A, B, & (ball - ball) \\ b, w, & (ball - wall) \end{cases} \qquad \text{식 7-1-8}$$

Δt의 시간에서 발생하는 접촉점의 전단성분은 식 7-1-9로 계산되고, 전단탄성력 증가량은 식 7-1-10으로 계산된다.

$$\Delta U^s = V^s \Delta t \qquad \text{식 7-1-9}$$

$$\Delta F^s = -k^s \Delta U^s \qquad \text{식 7-1-10}$$

갱신된 전단접촉력은 발생된 모든 전단력을 합하여 식 7-1-11로 표현된다.

$$F^s \leftarrow F^s + \Delta F^s \le \mu F^n \qquad \text{식 7-1-11}$$

여기서, μ는 마찰계수이다. 식 7-1-6과 식 7-1-11로 결정된 법선접촉력과 전단접촉력은 접촉 구성관계를 만족시키며 조절되며, 최종적으로 두 요소의 접촉점에서의 힘과 모멘트는 식 7-1-12로 주어진다.

$$
\begin{aligned}
&F_i = F^n n_i + F^s t_i \\
&F_i^{[\Phi^1]} \leftarrow F_i^{[\Phi^1]} - F_i \\
&F_i^{[\Phi^2]} \leftarrow F_i^{[\Phi^2]} + F_i \\
&M_3^{[\Phi^1]} \leftarrow M_3^{[\Phi^1]} - e_{3jk}\left(x_j^{[C]} - x_j^{[\Phi^1]}\right)F_k \\
&M_3^{[\Phi^2]} \leftarrow M_3^{[\Phi^2]} + e_{3jk}\left(x_j^{[C]} - x_j^{[\Phi^2]}\right)F_k
\end{aligned}
\qquad \text{식 7-1-12}
$$

여기서 $F_i^{[\Phi^j]}$와 $M_3^{[\Phi^j]}$는 요소 Φ^j의 힘과 모멘트이다.

라. 운동방정식

강체의 거동은 강체에 작용하는 힘과 모멘트의 합으로 결정되며, 입자 한점의 병진이동과 입자의 회전으로 설명된다. 입자의 병진이동은 위치(x_i), 속도($\dot{x_i}$), 그리고 가속도($\ddot{x_i}$)로 설명되며, 입자의 회전운동은 각속도(w_i)와 각가속도($\dot{w_i}$)로 설명된다. 운동방정식은 병진운동에 따른 힘과 회전운동에 따른 모멘트에 관계되는 두 벡터 방정식으로 표현된다. 병진운동 방정식은 식 7-1-13으로 표현된다.

$$
F_i = m(\ddot{x}_i - g_i) \qquad \text{식 7-1-13}
$$

여기서, F_i는 입자에 작용하는 모든 외력의 합력이고, m은 입자의 질량, g_i는 중력 가속도 벡터이다. 회전운동 방정식은 식 7-1-14로 표현된다.

$$
M_i = \dot{H}_i \qquad \text{식 7-1-14}
$$

여기서, M_i는 입자에 작용하는 모멘트의 합이고, $\dot{H}_i$는 입자의 회전모멘트이다. 또한 식 7-1-14는 아래 식 7-1-15와 같은 Euler 운동방정식으로 표현된다.

$$
\begin{aligned}
&M_1 = I_1\dot{w_1} + (I_3 - I_2)w_3w_2 \\
&M_2 = I_2\dot{w_2} + (I_1 - I_3)w_1w_3 \\
&M_3 = I_3\dot{w_3} + (I_2 - I_1)w_2w_1
\end{aligned}
\qquad \text{식 7-1-15}
$$

여기서, I_1, I_2, I_3는 입자의 관성모멘트, $\dot{w_1}$, $\dot{w_2}$, $\dot{w_3}$는 주축에 대한 회전가속도, M_1, M_2, M_3는 주축에 대한 모멘트성분이다. 반경이 R인 구형, 또는 디스크 모양의 입자인 경우, 위 식 7-1-15는 식 7-1-16으로 표현된다.

$$M_3 = I\dot{w}_3 = (\beta m R^2)\dot{w}_3 \qquad \text{식 7-1-16}$$

여기서, β는 구형입자인 경우, 0.4, 디스크모양의 입자인 경우 0.5이다.

운동방정식 식 7-1-13과 식 7-1-16은 시간증분 Δt로 유한차분을 사용하여 적분 가능하다. $\dot{x_i}$, w_3은 $t \pm n\Delta t/2$의 중간간격에서 계산되며, x_i, $\ddot{x_i}$, $\dot{w_3}$, F_i, M_3은 $t \pm n\Delta t$의 주간격에서 계산된다. 아래 식 7-1-17은 중간간격에서 속도항으로 나타내어진 가속도이다.

$$\ddot{x}_i^{(t)} = \frac{1}{\Delta t}\left(\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} - \dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)}\right)$$
$$\dot{w}_3^{(t)} = \frac{1}{\Delta t}\left(w_3^{(t+\Delta t/2)} - w_3^{(t-\Delta t/2)}\right) \qquad \text{식 7-1-17}$$

식 7-1-17을 식 7-1-13과 식 7-1-16에 대입하여 시간 $t+\Delta t/2$에서의 속도에 대해 해석하면 식 7-1-18과 같다

$$\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{F_i^{(t)}}{m} + g_i\right)\Delta t$$
$$w_3^{(t+\Delta t/2)} = w_3^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{M_3^{(t)}}{I}\right)\Delta t \qquad \text{식 7-1-18}$$

마지막으로 식 7-1-18에서 속도는 입자 중심의 위치를 갱신하도록 식 7-1-19에 적용된다.

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)}\Delta t \qquad \text{식 7-1-19}$$

2. 요소 접촉 구성모델 (Contact constitutive models)

PFC에서는 각 점촉점의 간단한 구성모델을 조합하여 전체 거동이 모사된다. 입자 접촉점에서의 구성모델은 세부분, 즉 강성모델(stiffness model), 슬립모델(slip model), 그리고 결합모델(bonding model)로 구성된다. 강성모델은 점촉력과 상대변위 사이의 탄성관계를 제공하고, 슬립모델은 접촉점의 전단력과 법선력사이의 관계를 나타내고, 결합모델은 전체 법선력과 전단력을 제한한다.

가. 접촉-강성모델(Contact-Stiffness model)

접촉점의 강성은 법선방향과 전단방향의 접촉력과 상대변위와 관계된다. 법선강성은 할선강성(secant stiffness)이며 식 7-2-1으로 표현되며, 전체 법선력과 법선방향 변위에 관계된다.

$$F_i^n = K^n U^n n_i \qquad \text{식 7-2-1}$$

전단강성은 식 8-2-2로 표현되며, 접선강성(tangent stiffness)이며, 전단력의 증분과 전단변위 증분과 관계된다.

$$\Delta F_i^s = - k^s \Delta U_i^s \qquad \text{식 7-2-2}$$

PFC에서는 두가지 접촉-강성모델, 즉 선형모델(linear model)과 Hertz-Mindlin 모델을 제공한다.

(1) 선형접촉모델(Linear contact model)

선형접촉모델은 두 접촉요소의 법선강성(k_n)과 전단강성(k_s)으로 정의된다. 선형접촉모델에서의 접촉강성은 두 접촉요소의 강성이 일렬로 거동한다고 가정하여 계산된다. 접촉점에서의 법선할선강성은 식 7-2-3로 표현되고, 전단접선강성은 식 7-2-4로 표현된다.

$$K^n = \frac{k_n^{[A]} k_n^{[B]}}{k_n^{[A]} + k_n^{[B]}} \qquad \text{식 7-2-3}$$

$$k^s = \frac{k_s^{[A]} k_s^{[B]}}{k_s^{[A]} + k_s^{[B]}} \qquad \text{식 7-2-4}$$

여기서, $[A]$, $[B]$는 서로 접촉하는 두 요소를 의미한다. 선형모델에서 법선할선강성 k^n은 법선접선강성과 일치한다.

(2) Hertz-Mindlin 접촉모델

Hertz-Mindlin 접촉모델은 Mindlin and Deresiewicz(1953) 이론의 근사식에 기초한 비선형 접촉모델로써, 접촉강성도는 두 접촉입자의 전단계수(G)와 포아송비(ν)에 의해 정의된다. 접촉점에서의 법선할선강성은 식 8-2-5, 전단접선강성은 식 7-2-6으로 주어진다.

$$K^n = \left(\frac{2\langle G \rangle \sqrt{2\widetilde{R}}}{3(1-\langle \nu \rangle)} \right) \sqrt{U^n} \qquad \text{식 7-2-5}$$

$$k^s = \left(\frac{2(\langle G \rangle^2 3(1-\langle \nu \rangle)\widetilde{R})^{1/3}}{2-\langle \nu \rangle} \right) \left| F_i^n \right|^{1/3} \qquad \text{식 7-2-6}$$

여기서, U^n은 중첩량이고, $|F_i^n|$은 법선력의 크기이다. 볼-볼 접촉점에서 $\langle G \rangle$와 $\langle \nu \rangle$는 두 접촉입자의 G 및 ν의 산술평균이고, R은 두 접촉입자 반경의 조화평균이다. 즉,

$$\widetilde{R} = \frac{2R^{[A]}R^{[B]}}{R^{[A]} + R^{[B]}}$$

$$\langle G \rangle = \frac{1}{2}(G^{[A]} + G^{[B]}) \qquad \text{식 7-2-7 : ball to ball}$$

$$\langle \nu \rangle = \frac{1}{2}(\nu^{[A]} + \nu^{[B]})$$

또한 볼-벽 접촉점에서는 벽은 강성체로 가정되기 때문에 식 8-2-8이 성립된다.

$$\widetilde{R} = R^{[ball]}$$
$$\langle G \rangle = G^{[ball]}$$ 식 8-2-8 : ball to wall
$$\langle \nu \rangle = \nu^{[ball]}$$

본 모델에서 법선-할선강성 k^n은 법선-접선강성 K^n과 식 7-2-9의 관계를 가진다.

$$k^n = \frac{3}{2}K^n$$ 식 7-2-9

나. 슬립모델(Slip model)

슬립모델은 접촉점에서 두 구성요소의 고유성질로써, 인장력이 존재하지 않으며, 일정 전단력 이상에서 미끄러짐이 발생한다. 슬립모델은 접촉점에서의 마찰계수(μ)로 정의된다. 접촉점의 법선력은 중첩량이 0이거나 0 이하일 경우 0로 조정된다. 또한 점촉점에서의 미끄러짐은 최대 허용전단력을 계산하여 미끄러짐 조건을 검토함으로써 검토되어진다. 즉,

$$F^s_{\max} = \mu |F^n_i|$$ 식 7-2-10

만약 $|F^s_i| > F^s_{\max}$ 이면, F^s_i를 $F^s_{\max}$로 조정하고 미끄러짐이 발생한다.

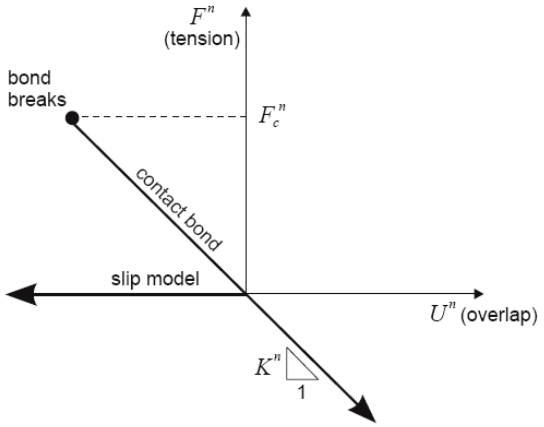
다. 결합모델 (Bonding model)

PFC는 입자들을 접촉점에서 서로 결합시킬 수 있으며, 접촉면의 결합강성 고려유무에 따라 contact-bond 모델과 parallel-bond 모델로 구분된다.

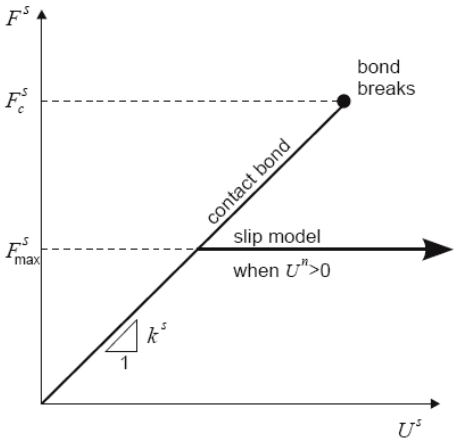
(1) Contact-bond model

contact bond는 점촉점에서 일정한 법선, 전단 강성을 지니는 한쌍의 탄성스프링으로 간주된다. 두 스프링은 각각의 전단강도와 인장강도를 지닌다. 입자간 전단강도는

결합력으로 대체되어 입자간 미끄러짐을 방지하며, 입자간 인장강도는 입자를 서로 결합시킨다. contact bond는 법선결합강도인 F_c^n과 전단결합강도인 F_c^s의 두 요소로 정의된다. 인장법선력의 크기가 법선결합력강도와 같아지거나 초과하면 법선/전단력은 0이 된다. 만약 전단력의 크기가 전단결합력과 같아지거나 초과하면 결합은 파괴된다. 그러나 전단력이 마찰한계를 초과하지 않고 법선력이 압축으로 작용한다면 접촉력은 변하지 않는다. 접촉력의 법선/전단요소와 관계되는 구성거동과 한 점에서 발생하는 입자 접촉점의 상대변위는 그림 **와 같다. F^n은 접촉점에서의 법선력이고, $F^n > 0$은 인장을 의미한다. U^n은 상대적인 법선변위이고, $U^n > 0$은 중첩을 의미한다. F^s는 전체 전단력을 의미하고, U^s는 contact bond가 형성되었을 경우, 접촉점의 위치에 대한 전체 전단변위를 의미한다.



(a) 접촉력의 법선성분



(b) 접촉력의 전단성분

<그림 7-2-1> 입자간 접촉 구성 거동

(2) Parallen-bond model

parallel-bond 모델은 일정 크기의 결합물질이 입자사이에 침전된 구성거동이다. 이러한 결합은 입자사이에 탄성거동을 제공하고, 입자사이에 힘과 모멘트를 전달시킬 수 있다. parallel bond는 접촉점의 중심에서부터 접촉면에 고르게 분포된 일정한 법선/전단강성을 가진 탄성스프링으로 간주된다. 접촉점의 상대거동은 유발되는 힘과 모멘트는 두 결합된 입자에 작용되고, 결합물질에 작용하는 최대 법선, 전단 응력에 관계된다.

이 때, 최대 응력이 결합강도를 초과하면 결합이 파괴된다. parallel bond는 법선강성 $\overline{k_n}$과 전단강성 $\overline{k_s}$, 법선강도 $\overline{\sigma_c}$와 전단강도 $\overline{\tau_c}$, 그리고 결합반경 $\overline{R}$로 정의된다. parallel bond의 전체 힘과 모멘트는 $\overline{F_i}$, $\overline{M_3}$로 나타내며, 그림 **에서 입자 B에서 결합의 거동을 나타낸다. 힘벡터는 접촉면에서의 법선($\overline{F_i^n}$), 전단($\overline{F_i^s}$)성분으로 식 7-2-11로 나타내어진다. 또한 법선성분은 스칼라 $\overline{F^n}$으로 식 7-2-12로 나타난다.

$$\overline{F_i} = \overline{F_i^n} + \overline{F_i^s} \quad \text{<식 7-2-11>}$$

$$\overline{F_i^n} = (\overline{F_j} n_j) n_i = \overline{F^n} n_i \quad \text{<식 7-2-12>}$$

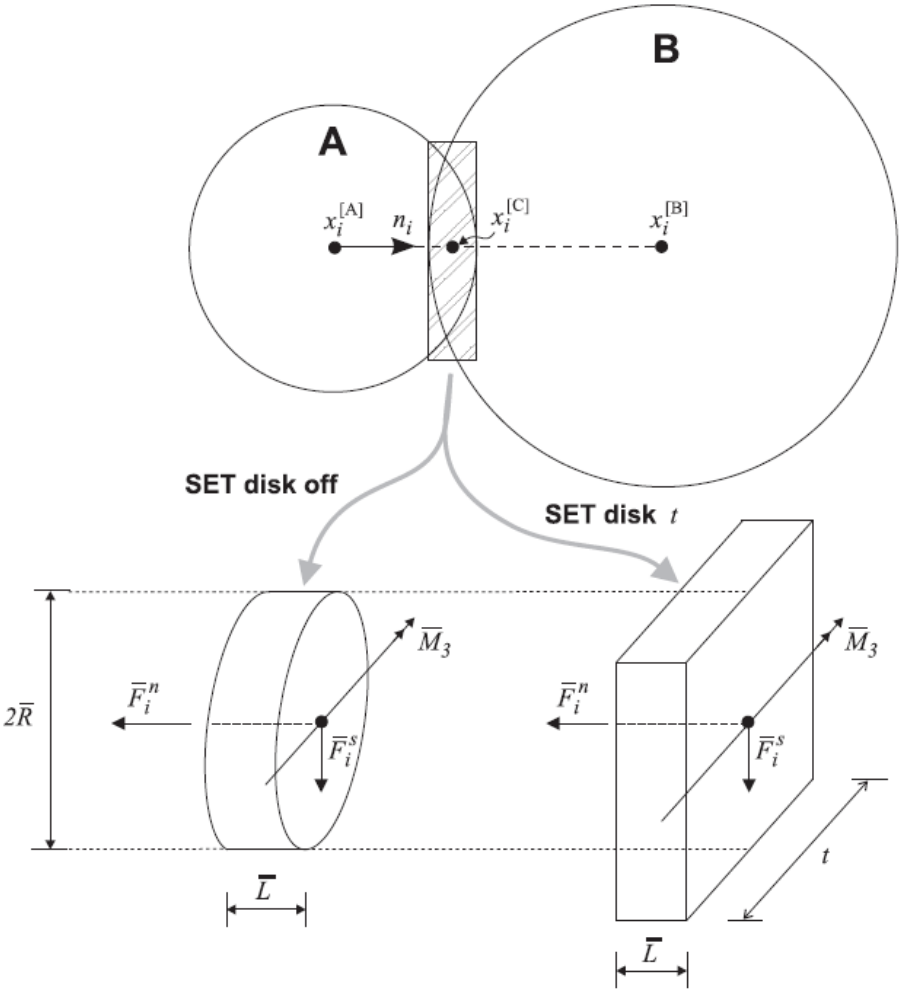
parallel bond이 형성되면 초기 $\overline{F_i}$와 $\overline{M_3}$은 0이 된다. 각각의 연속적인 상대변위와 접촉점에서의 회전량은 힘과 모멘트의 증가를 유발시킨다. 시간 Δt에서 발생하는 힘의 증가량은 식 7-2-13과 같다.

$$\begin{aligned} \Delta \overline{F_i^n} &= (-\overline{k^n} A \Delta U^n) n_i \\ \Delta \overline{F_i^s} &= -\overline{k^s} A \Delta U_i^s \\ \Delta U_i &= V_i \Delta t \end{aligned} \qquad \text{식 7-2-13}$$

또한 탄성 모멘트 증가량은 식 7-2-14와 같다.

$$\Delta\overline{M_3} = -\overline{k^n} I \Delta\theta_3$$
$$\Delta\theta_3 = \left(w_3^{[B]} - w_3^{[A]}\right)\Delta t$$

식 7-2-14



<그림 7-2-2> 결합물질로 표현된 parallel bond

여기서, A는 결합면적이고, I는 접촉점과 $\Delta\theta_3$방향의 축에 대한 결합단면의 관성모멘트로써, 식 7-2-15, 7-2-16으로 주어진다.

$$A = \begin{cases} \pi\overline{R^2} \\ 2\overline{R}t \end{cases}$$

식 7-2-15

$$I = \begin{cases} \frac{1}{4}\pi\overline{R^4} \\ \frac{2}{3}t\overline{R^3} \end{cases}$$

식 7-2-16

새로운 힘, 모멘트 벡터는 식 7-2-17, 7-2-18로 계산된다.

$$\overline{F_i^n} \leftarrow \overline{F^n} n_i + \Delta \overline{F_i^n}$$
$$\overline{F_i^s} \leftarrow \overline{F_i^s} + \Delta \overline{F_i^s} \qquad \text{식 7-2-17}$$

$$\overline{M_3} \leftarrow \overline{M_3} + \Delta \overline{M_3} \qquad \text{식 7-2-18}$$

결합 외면에 작용하는 최대 인장/ 전단응력은 식 7-2-19로 계산된다.

$$\sigma_{\max} = \frac{-\overline{F^n}}{A} + \frac{|\overline{M_3}|}{I} R$$
$$\tau_{\max} = \frac{|\overline{F_i^s}|}{A} \qquad \text{식 7-2-19}$$

최대 인장응력이 법선강도를 초과하거나($\sigma_{\max} \geq \overline{\sigma_c}$) 최대 전단응력이 전단강도를 초과하면($\tau_{\max} \geq \overline{\tau_c}$) 결합이 파괴된다. 결합이 파괴되기 전이면, 두 입자에 작용하는 최종적인 힘과 모멘트는 식 7-2-20과 같이 결정된다.

$$F_i^{[A]} \leftarrow F_i^{[A]} - \overline{F_i}$$
$$F_i^{[B]} \leftarrow F_i^{[B]} - \overline{F_i}$$
$$M_3^{[A]} \leftarrow M_3^{[A]} - e_{3jk}\left(x_j^{[C]} - x_j^{[A]}\right)\overline{F_k} - \overline{M_3}$$
$$M_3^{[B]} \leftarrow M_3^{[B]} - e_{3jk}\left(x_j^{[C]} - x_j^{[B]}\right)\overline{F_k} - \overline{M_3} \qquad \text{식 7-2-20}$$

여기서, $F_i^{[\Phi]}$와 $M_i^{[\Phi]}$는 입자 Φ의 힘과 모멘트의 합이다.

3. PFC 모델링

가. 요소 구성 및 해석순서

(1) 개별요소 생성

사질토는 입자특성, 즉 입자의 형상, 거칠기, 그리고 배열상태 등과 관련된 입자간의 상호작용에 의해 강도 및 변형특성이 크게 달라지며, 개별요소해석에서도 각 입자의 특성에 의해 거동이 크게 좌우된다. PFC 해석시 개별요소들은 특정한 두께를 갖는 디스크(disk)나 구(sphere) 형태로 생성되며, 복잡한 형태의 요소는 각 개별입자를 클러스터(cluster)나 클럼프(clump)로 결합시킴으로써 생성이 가능하다.
해석대상의 초기 간극률(간극비)은 요소의 개수 및 입경을 조정하여 결정되며, 입도분포는 각 요소를 균등분포, 혹은 정규분포 형태로 생성할 수 있다.
개별요소 해석에 있어 초기 간극률 및 임의 초기 간극률을 만족시키기 위한 개별요소의 크기와 배열은 최종적인 해석결과에 큰 영향을 미친다. 특정 간극률 조건을 만족시키기 위한 방법은 초기 개별요소 생성단계에서 개별요소의 개수와 크기를 조정하는 방법과 임의 고밀도 조건에 대한 개별요소 생성결과에서 원하는 간극률에 도달할 때까지 작은 입자를 제거하는 방법이 있다.

2차원 PFC에서 입자의 간극률은 식 7-3-1로 표현된다. 여기서, A_p는 입자 면적의 합이며, A는 전체 면적이므로, 식 7-3-2와 7-3-3이 성립한다.

$$n = 1 - A_p/A \qquad \text{식 7-3-1}$$

$$nA = A - \sum \pi R^2 \qquad \text{식 7-3-2}$$

$$\sum R^2 = A(1-n)/\pi \qquad \text{식 7-3-3}$$

입자의 초기 반경과 초기 간극률을 R_0, n_0라 하고, 확장된 반경과 간극률을 R, n이라 할 경우, 식 7-3-4의 관계가 성립하며, m을 요소확장계수라 하고 식 7-3-5로

나타낸다.

$$\frac{\sum R^2}{\sum R_o^2} = \frac{1-n}{1-n_0} = m^2 \qquad \text{식 7-3-4}$$

$$m = \sqrt{\frac{1-n}{1-n_0}} \qquad \text{식 7-3-5}$$

식 7-3-4과 식 7-3-3으로부터, 식 7-3-6과 같이 입자의 평균 반경($\overline{R}$)을 나타낼 수 있다. 여기서, N은 개별입자 수이다.

$$\overline{R} = \sqrt{\frac{A}{N\pi}(1-n_0)} \qquad \text{식 7-3-6}$$

구자갑 등(2007)의 결과에 의하면, 초기 간극률이 동일하다면 개별요소의 크기와 해석대상을 등배율로 확대시킨 결과는 그 배율에 관계없이 거의 동일한 응력-변형 거동을 나타낸다. 이는 개별요소법의 현장 스케일에 대한 지반공학적 적용성을 의미하는 것으로써, 현장스케일 그대로의 실내시험이 어려운 재료들을 대상으로 그 강도 및 변형특성을 파악하는데 개별요소법이 유용하게 적용될 수 있음을 의미한다.

(2) 물성치 결정

PFC 모델의 경우, 개별 입자들의 상호거동을 규정하기 위한 미시 물성치(micro parameters)는 전체적인 물리적 현상을 직접적으로 반영하지 못한다. 즉, 동일한 미시 입력값을 적용하여도 전체적인 거동양상이 초기 입자의 크기 및 분포, 그리고 배열형태에 따라 큰 차이를 보인다. 따라서 PFC 모델에서는 실내 혹은 현장시험 등의 거동 현상을 미시 물성치에 대한 결과를 비교하여, 시험결과를 가장 정확히 반영시키는 각 미시 물성치을 결정하는 과정이 중요하다.
실내시험 결과와의 비교를 통해 산정된 미시 물성치는 구성재료와 간극률, 입도 등의 초기조건만 동일하다면 다양한 응력조건 및 경계조건하에서 입자유출 및 분리

등이 개별요소해석을 통해 가능하며, 이는 유한요소 및 유한차분방법과 같은 기존 연속체 해석으로 표현하기 힘든 지반공학적 예측이 개별요소해석을 통해 가능하다는 것을 의미한다. 또한 기본적인 실내시험 결과로부터 적정 미시 물성치가 결정된다면 다양한 응력조건에 대한 강도 및 변형 특성 파악이 가능함을 의미한다(구자갑 등, 2007).

본 연구에서는 특정 구속압 조건에 대하여 입의의 미시 물성치들에 대한 개별요소해석을 수행하여, 그 결과가 실내 삼축압축시험 결과와 유사한 경향을 나타낼 때까지 각 미시 물성치를 다양하게 변화시키며 해석을 반복하였다.

(3) 접촉면 거동 결정

개별요소들의 접촉면 거동은 접촉면 결합(bonding)의 유무로 구분된다. 일반 토사의 거동은 접촉면에서의 방향별 접촉강성만을 고려하는 contact model이 주로 적용되며, cementation이 발생한 토사의 거동은 접촉면에서의 강성과 휨모멘트 저항 및 회전저항을 고려할 수 있는 parallel bond 모델을 적용한다.

4. 미고결 시료의 기본 물성 결정 및 영향요인 분석

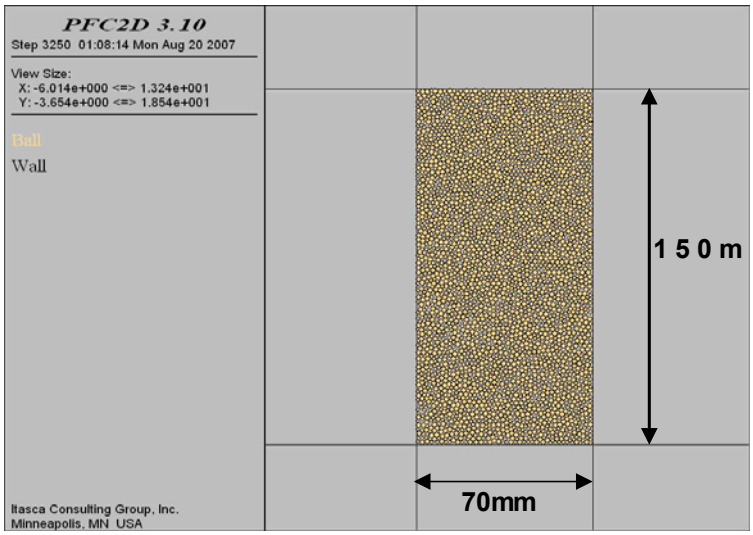
가. 개별요소 생성

삼축압축시험을 모델링하기 위해 직경 7cm, 높이 15cm의 직사각형 공간에 원형 디스크 형상의 개별요소를 생성하였으며, 상하좌우 4개의 경계면(wall)으로 구속하였다. 경계면 안에 최소반경 0.68mm, 최대반경 1.02mm의 ball을 간극률 0.2(ball 개수 3700개)로 생성하였다(그림 7-4-1).

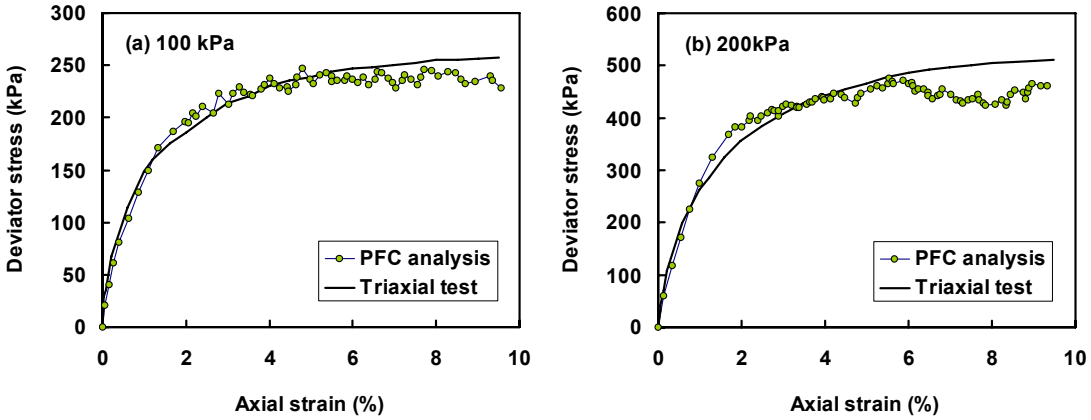
나. 초기 응력(구속압) 및 전단 모델링

각각의 경계면에 임의의 응력조건을 가하여 초기 시료 구속압을 모델링하였다. PFC에서는 경계면을 통한 직접적인 응력재하가 불가능하기 때문에 경계면을 특정 속도로 이동시키면서 그 과정에서 경계면에 작용하는 반력을 측정하는 방식으로

하중을 재하하여야 한다. 본 연구에서는 100, 200kPa의 등방구속조건을 설정하여 축변형율이 10%에 도달할 때까지 해석을 수행하였다. 그림 7-4-2는 PFC 해석결과와 삼축압축시험 결과로써 95% 이상 일치하는 거동을 보이는 미시물성치를 결정하였다(표 7-4-1).



<그림 7-4-1> 삼축압축시험 모델링



<그림 7-4-2> 삼축압축시험에 대한 PFC 해석 결과

표 7-4-1. 미고결 시료에 대한 미시 물성치

구 분		물 성 치
Ball property	Density (kg/㎥)	1000
	Normal stiffness, k_n (N/m)	1.1×10^8
	Shear stiffness, k_s (N/m)	1.1×10^8
	Firction coefficient	0.3
Wall property	Stiffness redustion factor	2.0

다. 미시물성치 영향분석(Parameteric study)

개별요소법은 일반적인 연속체 해석과는 달리 해석대상의 거시적 거동을 적정하게 표현할 수 있는 미시물성치 산정이 중요하다. 따라서 특정 구속압에 대해 임의의 미시물성치들에 대한 개별요소해석을 수행하여, 그 결과가 실내 삼축압축시험 등의 결과와 유사할때까지 반복하여 해석을 수행해야 한다. 본 절에서는 각 미시물성치들이 해석결과에 미치는 영향에 대해 분석하였다. 모든 조건은 등방구속압 100kPa의 조건에서 수행되었다.

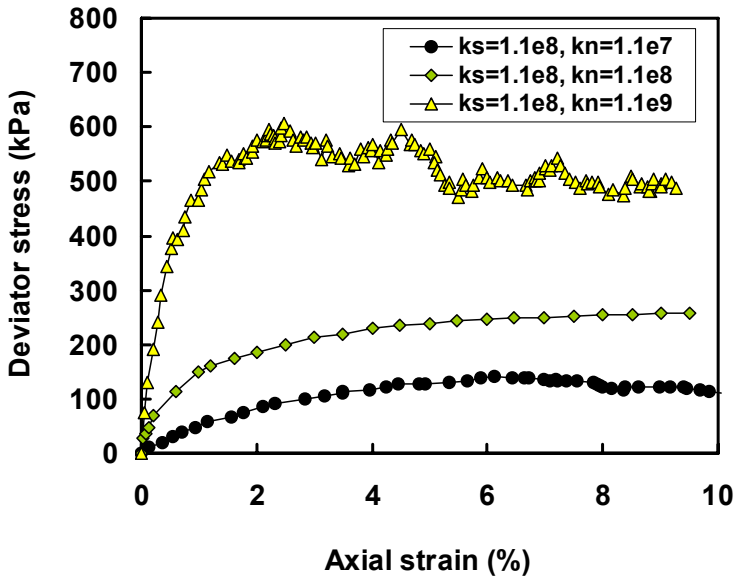
(1) 법선 강성계수(k_n)의 영향

전단강성계수를 1.1×10^8로 고정하고 법선강성계수를 1.1×10^8에서 10배로 축소, 증가하여 해석을 수행하였다. 나머지 물성치는 표 7-4-1과 동일하게 유지하였다.
해석결과 k_s가 증가할수록 탄성영역의 탄성계수와 파괴시 축차응력이 모두 증가하였다.

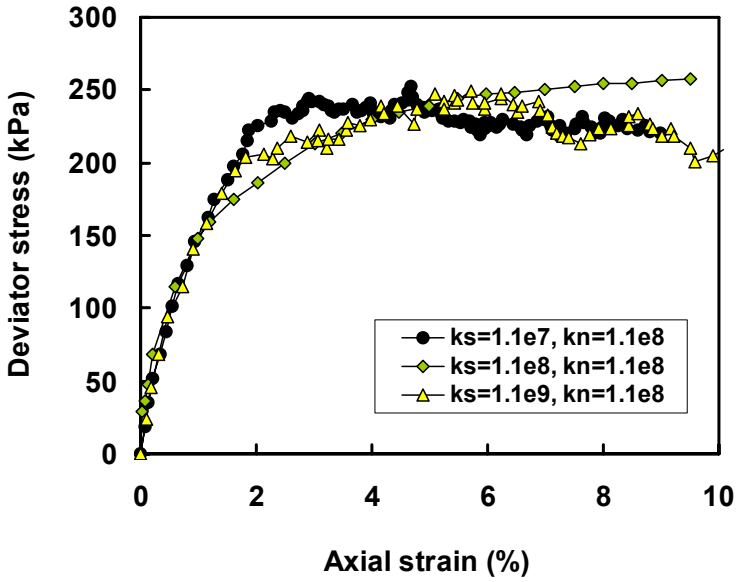
(2) 전단 강성계수(k_s)의 영향

법선강성계수를 1.1×10^8로 고정하고 전단강성계수를 1.1×10^8에서 10배로 축소, 증가하여 해석을 수행하였다. 나머지 물성치는 표 7-4-1과 동일하게 유지하였다. 그

림 7-4-4에서와 같이 k_n은 탄성영역의 탄성계수와 파괴시 축차응력에 거의 영향을 미치지 못하였다.



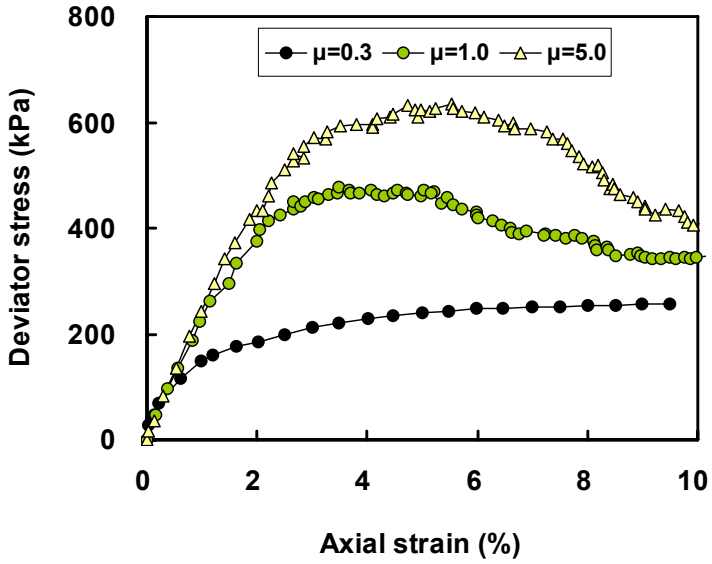
<그림 7-4-3> 법선강성계수에 따른 응력-변형율 거동



<그림 7-4-4> 전단강성계수에 따른 응력-변형율 거동

(3) 마찰계수(μ)의 영향

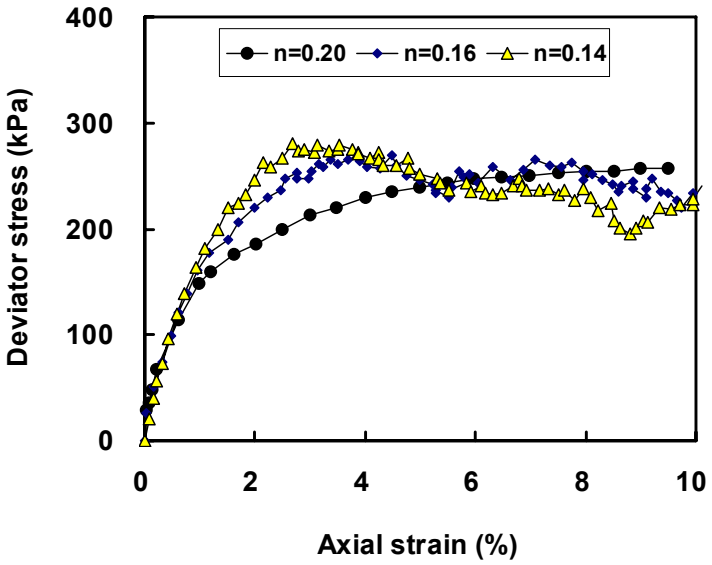
마찰계수가 응력-변형 거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해, 마찰계수를 0.3, 1.0, 5.0으로 변화시켜 해석을 수행하였으며 그 결과는 그림 7-4-5와 같다.
마찰계수가 증가하여도 탄성영역에서 응력-변형율의 기울기가 비교적 일정하게 유지되었으며, 축차응력은 증가하였다. 따라서 일정한 탄성계수에서 소요의 강도를 구현하기 위해 마찰계수를 증감시킴이 적절할 것으로 판단된다.



<그림 7-4-5> 마찰계수에 따른 응력-변형율 거동

(4) 간극비 영향

간극비를 0.2, 0.16, 0.14로 감소시켜 해석을 수행하였다. 나머지 물성치는 표 7-4-1과 동일하게 유지하였다.
해석결과 간극비는 탄성영역에서의 응력-변형율 거동에 거의 영향을 미치지 못하였으며, 반면 축차응력의 증가에 다소 영향을 미쳤다. 또한 간극비가 감소할수록 파괴후 거동이 좀더 취성적인 것으로 나타났다.



<그림 7-4-6> 간극비에 따른 응력-변형율 거동

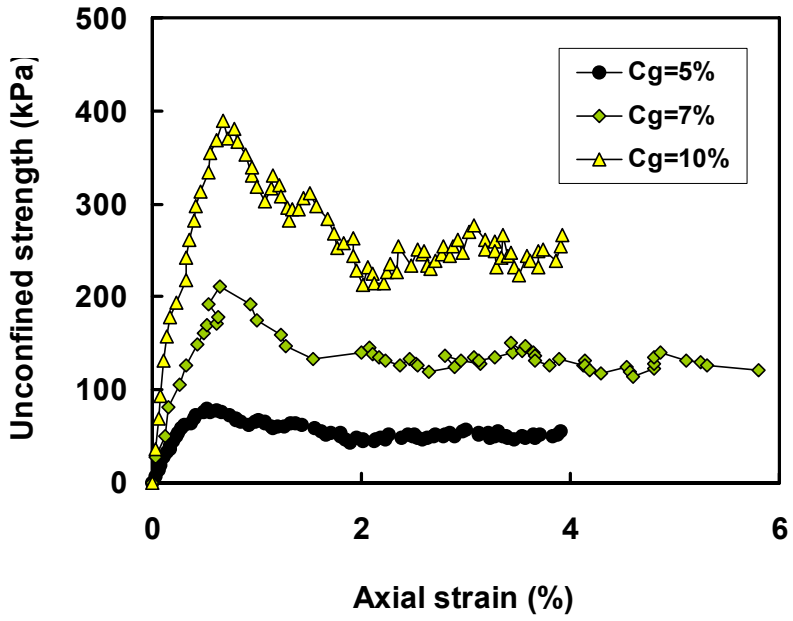
5. 고결 시료의 기본물성 결정 및 영향요인 분석

가. 개별요소 생성

고결시료의 삼축압축시험 모델링을 위해 개별요소가 미고결 시료의 경우와 동일하게 생성되었다. 개별요소의 물성치는 표 7-4-1의 미고결 시료의 물성치와 동일하게 유지하였다.

나. 일축압축모델링

각 석고함유율에 따른 고결모래의 미시물성치를 결정하기 위해, 석고함유율에 따른 일축압축강도가 유사하도록 미시물성치를 조정하였다.
그림 7-5-1은 일축압축시험에 대한 PFC 해석결과로써, 95% 이상 일축압축강도가 일치하는 고결모래의 미시물성치를 결정하였다(표 7-5-1).



<그림 7-5-1> 고결모래의 일축압축시험 PFC 해석결과

표 7-5-1. 고결 시료에 대한 미시 물성치

구 분		석고함유율		
		5	7	10
Ball property	Density (kg/㎥)	1000	1000	1000
	Normal stiffness, pb_k_n (Pa/m)	1×10^8	4×10^8	4×10^8
	Shear stiffness, pb_k_s (Pa/m)	1×10^8	4×10^8	4×10^8
	Bonding radius (m)	0.5	0.5	0.5
	Firction coefficient	0.3	0.3	0.3
	Normal bonding stress (Pa)	1.3×10	7×10^2	1.8×10^6
	Normal bonding stress (Pa)	1.3×10	7×10^2	1.8×10^6
Wall property	Stiffness redustion factor	2.0	2.0	2.0

다. 미시물성치 영향분석(Parameteric study)

본 절에서는 전절에서 결정된 고결모래의 미시물성치를 적용하여, 고결모래의 거동에 영향을 끼치는 영향요인에 대한 석고함유율 10% 조건에서 매개변수 분석을 수행하였다.

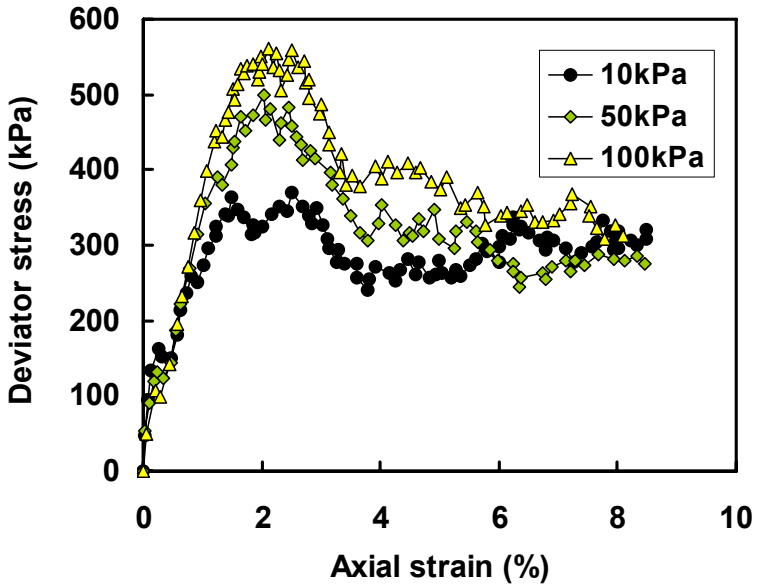
(1) 구속압의 영향

시료에 작용하는 등방구속압을 10, 50, 100kPa로 변화시켜 해석을 수행하였다. 기타 미시물성치는 표 7-5-1의 석고함유율 10% 시료의 물성치와 동일하다.
시험결과 구속압이 증가할수록 파괴시 축차응력이 증가하였다. 또한 탄성영역에서의 응력-변형율의 기울기가 구속압이 증가할수록 다소 증가하였으나, 큰 영향은 없는 것으로 판단된다. 이 같은 경향은 고결에 의한 결합이 탄성영역에서 더 큰 영향을 끼치기 때문으로 판단된다.

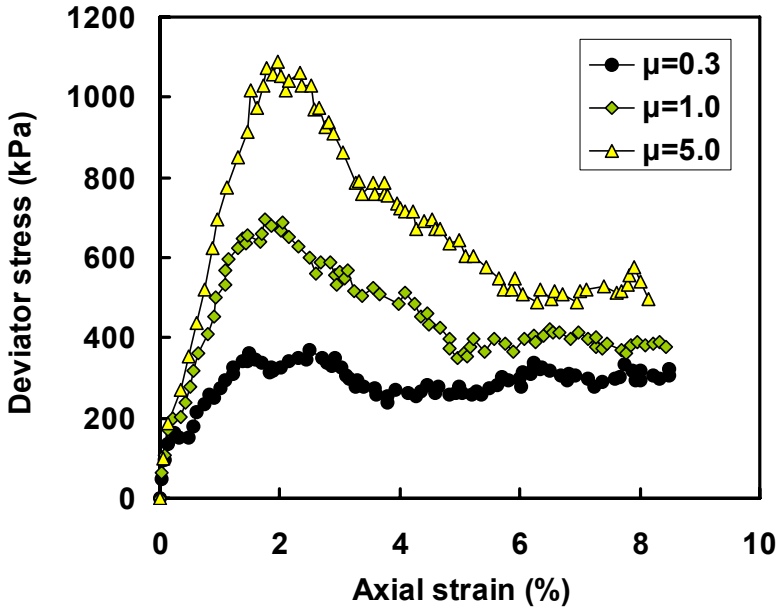
(2) 마찰계수(μ)의 영향

시료의 접촉점에 작용하는 마찰계수를 0.3, 1.0, 5.0으로 변화시켜가며 해석을 수행하였다. 기타 미시물성치는 표 7-5-1의 석고함유율 10% 시료의 물성치와 동일하다. 시험결과 마찰계수가 증가할수록 시료의 파괴시 축차응력이 급격히 증가하였다. 또한 시료의 탄성영역에서의 응력-변형율 기울기는 크게 변하지 않았으나, 마

찰계수가 증가할수록 탄성영역까지의 변형율이 증가하는 것으로 나타났다.



<그림 7-5-2> 구속압에 따른 고결모래의 거동

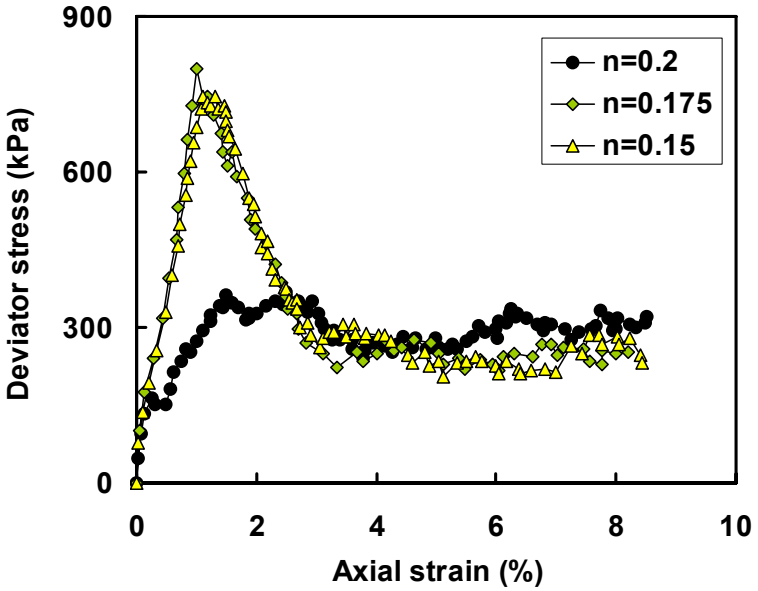


<그림 7-5-3> 마찰계수에 따른 고결모래의 거동

(3) 간극비(상대밀도) 영향

시료의 간극비를 0.2, 0.175, 0.15로 감소시키면서, 즉 상대밀도를 증가시키면서 해석을 수행하였다. 기타 미시물성치는 표 7-5-1의 석고함유율 10% 시료의 물성치와 동일하다.

시험결과 시료의 상대밀도가 증가할수록 파괴시 축차응력이 증가하였으나, 간극비 0.175와 간극비 0.15에서는 축차응력의 차이가 거의 발생하지 않았다. 이 같은 결과는 고결모래의 경우, 낮은 상대밀도에서 고결의 영향이 더 크게 발현되는 기존의 연구결과 및 본 연구의 삼축시험 결과와 동일한 경향이다.



<그림 7-5-4> 간극비에 따른 고결모래의 거동

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 연구개발목표 달성도

연차	목 표	달성도 (%)	내 용
1차년도	응력이력과 Cementation 특성연구	100	• 사질토의 σ_v', Dr 조건이 지반조사 결과에 미치는 영향연구 • CK_0C 시험기를 이용한 Cementation이 사질토 거동에 끼치는 영향 연구 • 효과적 Cementation 유발 방법 연구
	지반조사시험법의 특성분석을 통한 Calibration chamber 적용성 연구	100	• 문헌조사, 사례분석 등을 통한 CPT, DMT 등 현장시험법의 특성파악 및 KUCCS 적용성 검토 • Bender element, screw plate 등 small strain 상의 지반특성평가를 위한 기초자료 분석
	Cemented 지반 모사가 가능한 Calibration chamber system 연구	100	• 신뢰도 높은 시험시료 제작을 위한 Raining system 개발 및 평가방법 연구 • Cemented 지반 모사를 위한 시험장치 개발

연차	목 표	달성도 (%)	내 용
2차년도	실내시험과 수치해석을 통한 응력이력과 cementation 특성연구	100	◆ OCR에 따른 사질토의 강도/변형특성 평가 ◆ 고결정도(C_l), 연직하중(σ_v') 에 따른 cemented sand의 거동의 비배수 전단거동 ◆ K_0 하중에 따른 cementation bonds 파괴 ◆ cementation에 의한 정지토압계수(K_0) 변화 ◆ cementation에 의한 일축압축강도 증가경향 ◆ PFC 프로그램 적용가능한 기본물성 결정방법 및 시료간극비 결정
	지반조사시험법의 KUCCS 적용을 통한 지반특성치 평가방법 연구	100	◆ 평균입경을 고려한 연직응력(σ_v')-상대밀도(D_r)-콘관입저항치(q_c) 상관관계를 제안 ◆ Calibration 시험용 Screw plate 및 Bender elements 제작 ◆ 응력이력 평가를 위한 CPT, Bender element, DMT 적용 및 분석 ◆ cementation 평가를 위한 CPT, Bender element, Screw plate 적용 및 분석 ◆ 각 시험장비를 통한 응력이력 및 cementation 평가 결과 분석
	다목적 프로젝트 수행을 위한 KUCCS 활용성 연구	100	◆ 기존의 Raining system의 수정/보완 ◆ 효과적인 모래+gypsum 혼합시료의 raining을 위한 방법 개발 ◆ CPT, Screw plate test, Bender elements test, DMT를 동시에 실시할 수 있는 Multi-penetration system 개발

연차	목 표	달성도 (%)	내 용
3차년도	KUCCS 및 CKC를 이용한 응력이력 및 Cementation 측정시험	100	◆ 삼축압축시험을 통한 Cemented sand의 강도정수 결정 ◆ KUCCS를 이용하여 응력이력 및 cementation 실험 수행 : CPT, DMT, Screw plate, Bender element test ◆ 사질토 거동특성에 대한 특성시험 수행
	PFC 프로그램을 이용한 수치해석	85	◆ 모래 간극비 결정을 위한 기본 프로그램 및 삼축압축시험 모델링 ◆ 각종 입력물성치에 대한 매개변수분석 실시 ◆ Cemented sand에 대한 입력물성치 결정 및 영향요인에 대한 매개변수분석 실시
	실험결과와 수치해석 결과를 이용한 응력이력 및 Cementation 이론 정립	70	◆ 각종 현장시험 결과와 삼축압축시험 결과의 비교를 통한 시험결과의 신뢰성 검증 ◆ 지반상태정수와 시험결과의 상관관계식 검토 및 제안 ◆ 수치해석 결과와 현장시험 결과의 조합을 통한 결과검증 미비
	응력이력 및 Cementation에 관한 최적의 평가방법 정립	85	◆ 사질토의 응력이력 및 cementation 발현 여부에 따른 각종 시험결과 차이 비교/검토 ◆ 지반의 cementation 유발 여부 판단가능성 평가

제 2 절 연구개발 추진전략 및 방법

연구범위		연구수행방법 (이론적·실험적 접근 방법)
Cementation 유발 system을 위한 Calibration chamber system 수정/보완 및 시험용 측정장비 개발	시험용 측정장비의 개발 및 구입	◆ 문헌조사를 통해 기존 장비 system에 대한 연구 ◆ 기존장비의 system에 기초한 Chamber 시험용 Screw plate 및 Bender element 제작 ◆ 챔버 경계조건 영향 최소화 위한 Miniature cone 구입 ◆ 다량의 데이터 확보를 위한 소형 챔버시스템 제작 ◆ 시험장비의 Calibration Chamber System 적용 후 미비점 개선 ◆ 추후 현장시험장비로의 전환 가능성 평가
	시험장비의 Chamber 응용을 위한 수정/보완	◆ 균질한 사질토 시료 조성을 위한 Rainer system의 개선 및 입자크기에 따른 적용성 평가 ◆ 모래와 고결유발제(석고)의 재료분리 방지를 위한 시료조성방법 검토 및 적용 후 시료 균질성 평가 ◆ 응력이력과 cementation 효과가 발현된 사질토에 각종 시험장비의 적용 및 기존 연구결과와의 비교/검토 ◆ Multi-penetration system 개발 및 적용성 연구 : 각종 현장시험 장비 적용을 위한 챔버 상하부 플레이트 수정

연구범위		연구수행방법 (이론적 · 실험적 접근 방법)
Calibration chamber system과 측정장비를 이용한 실험연구 및 응력이력과 Cementation 영향분석을 위한 수치해석	CKC시험을 통한 사질토의 응력이력 및 cementation 연구	◆ 다양한 상대밀도에 대해 대상 사질토의 응력이력(OCR)에 따른 강도/변형특성 평가 ◆ Calibration Chamber 시험결과와 비교검토를 위한 다양한 응력이력 결과 도출 ◆ 다양한 상대밀도 및 cementation 정도에 따른 사질토의 배수/비배수 전단거동 분석 ◆ cementation 정도, 연직하중(σv′) 에 따른 cemented sand의 정지토압계수(K_0) 변화경향 분석 ◆ cementation 정도에 따른 K_0 하중에 의한 cementation bonds 파괴하중(일축압축강도) 결정 ◆ 상대밀도, 구속압, 석고함유율, 입자특성 등에 따른 cementation sand의 강도정수 결정
	사질토 거동 특성 연구	◆ 국내 사질토의 평균입경을 고려한 연직응력(σv′)-상대밀도(Dr)-콘관입저항치(qc) 상관관계를 제안 ◆ 개선된 레이터시스템을 이용한 입경에 따른 사질토 낙사특성 연구 ◆ 콘선단저항과 전단파속도를 이용한 사질토 한계상태정수 특성 연구 ◆ 사질토 입경이 콘선단저항에 끼치는 영향에 대한 연구 ◆ 사질토 콘선단저항 추정식 검토 : Bearing capacity theory and Cavity expansion theory
	지반구성모델 선정 및 PFC 프로그램 적용	◆ 일축압축시험과 PFC 일축압축시험 모델링을 통한 기본적인 물성 결정 ◆ 모래 간극비 결정을 위한 기본 프로그램 작성 ◆ 삼축압축시험 모델링 ◆ 각종 입력물성치에 대한 매개변수 분석 수행 ◆ Cemented sand의 삼축압축시험 모델링 ◆ 석고함유율과 상대밀도에 따른 cemented sand의 입력물성치 결정 및 해석

연구범위		연구수행방법 (이론적 · 실험적 접근 방법)
응력이력과 Cementation에 의한 지반강도 및 변형특성 평가방법 최적화	응력이력이 사질토 거동에 끼치는 영향 분석	• 상대밀도와 구속압에 따른 각종 현장시험 수행 및 결과분석 • 응력이력에 따른 각 시험결과의 상관관계 평가 및 추정식 제안 - 상대밀도(D_r)-정규화된 콘저항치[$(q_c/\sigma_m')^{\alpha}$] 상관관계 제안 - 연직하중(σ_{vo}')-전단파속도(V_s) 상관관계 - 응력이력에 따른 전단파속도 결정계수(α, β) 관계 - 전단파속도(V_s)-정지토압계수(K_0) 관계 - 응력이력을 고려한 전단파속도(V_s)-콘저항치(q_c) 상관관계 - 응력이력을 고려한 콘저항치(q_c)-전단파속도(V_s)-전단탄성계수(G_{max}) 상관관계 - SPLT에서 항복강도와 스크류플레이트 계수를 이용한 응력이력 영향 평가
	Cementation이 사질토 거동에 끼치는 영향 분석	◆ 상대밀도, 구속압, 석고함유율에 따른 각종 현장시험 수행 및 결과분석 - Cemented sand의 $q_c - Dr$ 관계 - Cemented sand의 점착력과 q_c 관계 - Cemented sand의 $e - q_c$관계 - 고결 시료의 최대 전단탄성계수 영향인자 - 구속압, 간극비, 시멘트(석고) 함유비에 따른 고결 시료의 Gmax 추정 - 구속압과 간극비, CG에 따른 K-7의 최대 전단탄성계수 - CPT를 이용한 전단파속도와 전단탄성계수 산정 - Cemented sand의 $K_D - Dr$ 관계 ◆ 현장시험의 cementation 평가 적합성 검토 시험장비별 변형계수 증가율 비교 - $q_c - G_{\max}$ 관계비교 - $E_D - G_{\max}$ 비교 ◆ Cemented sediment의 판별 - 전단파 측정시험과 콘관입시험 결과에 의한 검토 - 콘관입시험과 딜라토미터 시험에 의한 검토

제 3 절 관련분야에의 기여도

가. 연구성과

구분	게 재 지	게재년도	논 문 제 목	권 호
국내학술지	한국지반공학회 논문집	2006	고결(cementation)에 따른 모래의 비배수 전단거동 변화	Vol.22, No.4, pp.85-94
	대한토목학회 논문집	2006	고결모래의 비배수 전단거동	제 26권, 제3C호, pp.180-190
	대한토목학회 논문집	2007	고결정도와 응력조건에 따른 고결모래의 배수전단거동	제 27권, 제3C호, pp.203-210
	한국지반공학회 논문집	2007	Relationship between state parameter and cone resistance of Busan sand	Vol.23, No.3, pp.123-131
			응력조건에 따른 고결모래의 강도특성 평가	Vol.23, No.5, pp.143-151
			Porous plate를 이용한 개선된 raining system	Vol.23, No.6, pp.67-76
국내학술회의	대한토목학회 정기학술회의	2005	KUCCS를 이용한 $\sigma' - D_r - q_c$ 상관관계 연구	pp.5415-5418
			cementation이 모래의 공학적 특성에 끼치는 영향	pp.5419-5422
	한국지반공학회 봄학술발표회	2006	삼축압축시험을 통한 응력이력에 따른 전단거동의 변화	pp.153-160
			고결(cementation)에 의한 모래의 지반공학적 특성 변화	pp.888-895
	대한토목학회 정기학술회의	2006	고결모래의 고결정도-정지토압계수 관계	pp.1340-1343
			대형 고결시료의 조성과 콘관입시험	pp.1332-1335
			대형 모래시료 조성을 위한 Raining system 개선	pp.1324-1327
			평균입경을 고려한 상대밀도-콘저항치 상관관계 연구	pp.1336-1339
	한국지반공학회 가을학술발표회	2006	고결모래의 최대전단탄성계수 평가	pp.1854-1861
			전단파속도와 콘저항치 분석을 통한 사질토 전단탄성계수 추정	pp.1874-1879

구분	게 재 지	게재년도	논 문 제 목	권 호
국내학술회의	한국지반공학회 봄학술발표회	2007	전단파속도와 콘저항치 분석을 통한 사질토 전단탄성계수 추정	pp.1874-1879
			고결모래의 최대 전단탄성계수 평가	pp.1854-1861
			응력이력을 고려한 전단파속도와 콘저항치 상관관계 평가	pp.770-775
			입경이 사질토 콘저항치에 미치는 영향	pp.776-781
			입자크기에 따른 사질토의 전단파 속도 특성	pp.724-729
			Weakly to Moderately cemented sand의 강도특성 평가	pp.718-723
			등방구속압에 따른 고결모래의 배수전단거동	pp.730-735
			고결시 응력에 의한 고결모래의 강도특성 변화	pp.712-717
	한국지반공학회 가을학술발표회	2007	모래의 콘선단저항 추정법 검토	pp.1492-1497
			구속압과 입자크기가 고결에 끼치는 영향	pp.1476-1481
			구속압과 간극비에 따른 부산사의 전단탄성계수 변화	pp.1469-1475
	대한토목학회 정기학술회의	2007	모래-석고 혼합토의 간극비 특성	-
			상대밀도에 따른 고결모래의 강도특성	-
			평균입경에 따른 사질토 낙사특성 연구	-
			부산사의 한계상태정수와 전단파속도 관계	-
			고결모래의 상대밀도-콘선단저항 관계검토	-

나. 추후 연구성과 예정

구분	게재예정지	제출예정연도	논 문 제 목	비고
해외학술지	Geotechnical Testing Journal	2007	Improved rainer system using porous plate	장비개발
	J. Geotech. Geoenviro. Engrg.	2007	Effect of stress history on in-situ tests	응력이력
		2008	Interpretation of CPT and DMT in cemented sands	Cementation
		2008	Estimation of small strain shear modulus of cemented sand using CPT and bender element tests	Cementation
		2008	Estimation of deformation mudulus of cemented sand using in-situ tests	Cementation
국내학술지	한국지반공학회 대한토목학회	2007	낙사법으로 조성된 고결시료의 균질성	Cementation
		2007	강도특성 분석에 의한 고결의 영향요인 조사	Cementation
		2007	고결모래의 콘저항치와 최대전단탄성계수 관계	Cementation
		2007	스크류 플레이트 시험을 통한 고결시료의 지지력 및 변형계수 분석	Cementation
		2007	상대밀도와 고결정도에 따른 고결모래의 콘선단저항	Cementation
		2007	부산모래의 한계상태정수와 수평응력지수(K_D) 상관관계	응력이력
		2007	응력이력을 고려한 사질토 변형특성 분석	응력이력
		2008	DMT를 이용한 고결모래의 최대전단탄성계수 평가방법 연구	Cementation
		2008	DMT를 이용한 고결시료의 변형특성 분석	Cementation
		2008	개별요소법을 이용한 사질토 응력이력 영향 분석	응력이력
		2008	개별요소법을 이용한 사질토 cementation 영향 분석	Cementation
국제학술회의	The 3th international conference on site characterization	2007	Effect of stress level on the behavior of cemented sand	Cementation
		2007	The effects of particle size on cone resistance of silica sands	응력이력
		2007	Relationship between state parameter and cone resistance of Pusan sand	응력이력
	The 4th international conference on deformation characteristics of geomaterial	2008	Effect of cementation level on small strain shear modulus of sand	Cementation

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

현재까지의 지반조사기술은 외형적 발달에도 불구하고 국내 지반특성에 적합한 시험법 및 해석방법에 대한 연구가 부족하여 해석결과의 신뢰성 문제가 발생하였다. 이러한 해석결과의 타당성 문제 때문에 설계자가 조사결과를 전적으로 신뢰하지 않게 되며, 설계시 기존 자료와 비교하여 상대적으로 보수적인 값을 사용하는 경우가 발생하게 되어 결과적으로 공법 선정 및 설계시 부적절한 설계로 최대 5% 이상의 불필요한 예산 손실이 발생하고 있다.

이러한 문제 개선의 취지로 『2004년 건설기술연구개발사업』의 항목 중에도 『최적화 표준설계를 위한 지반재료 실험법 및 지반정수 산정기술』항이 포함되어 있으며, 본 연구 수행의 대명제도 지반조사방법 및 결과해석의 신뢰성 향상에 그 초점이 맞추어져 있다.

본 연구는 지반조사 단계부터 설계 및 시공관리단계에 이르기까지 보수적으로 반영되고 있는 대상지반의 응력이력과 cementation 효과를 연구함으로써 응력이력과 cementation에 대한 정성/정량적 평가방법을 개발하여 보다 합리적이고 경제적인 토목설계 및 시공관리가 수행될 수 있도록 하는데 그 목적이 있다.

제 6 장 참 고 문 헌

(1) 권태혁, 조계춘 (2003), 흙의 변형국지화 편재에 관한 연구, 한국지반공학회논문집, 제19권, 5호, pp.199-210

(2) 김병일, 신현영, 김용수, 김수삼 (2001), “과입밀점토의 응력이력 의존성에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.161～166

(3) 김영수, 김대만 (2004) Aging 효과에 따른 모래의 비배수 정적전단거동 특성, 한국지반공학회논문집, 제 20권, 6호, pp.137-150

(4) 김종렬, 강희복 (2002), “물유리계약액을 이용한 사질고결토의 점·탄소성적 거동해석”, 대한토목학회 논문집, 제22권, 제6-C호, pp.641～650

(5) 민덕기, 황광모, 강문기 (2001), “울산 퇴적점토의 화학적, 광물학적 특성”, 한국지반공학회 논문집, 제 16권 6호, pp.51～58

(6) 이우진, 이문주, 최성근, 홍성진 (2006) “고결(cementation)에 따른 모래의 비배수 전단거동 변화” 한국지반공학회논문집, 제 22권, 4호, pp.85-94

(7) 이문주, 최성근, 홍성진, 이우진 (2006) “고결모래의 비배수 전단거동”, 대한토목학회 논문집, 제 26권, 제 3C호, pp.181-190

(8) 이문주, 최성근, 김승한, 이우진 (2007) “고결정도와 응력조건에 따른 고결모래의 배수전단거동” 대한토목학회 논문집, 제 27권, 제 3C호, pp.203-210

(9) 이문주, 최성근, 추현욱, 이우진 (2007) “응력조건에 따른 고결모래의 강도특성 평가” 한국지반공학회논문집, 제 23권, 5호, pp.143-151

(10) 이우진, 유재명, 류동헌, (2001), “표준관입시험 N값의 올바른 보정 및 사용”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, 241～264

(11) 이우진, 김태준, 변영기, 임병석, (2001) “대형 Calibration Chamber의 개발 및 활용”, 대한토목학회 2001년 학술발표회 논문집

(12) 이호창, 한상재, 김수삼, 오재일 (2001), “카올리나이트와 모래에서의 Bioremediation을 위한 Electrokinetic 이온주입특성”, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.405～410

(13) 이호춘 등 (1997), “표준관입시험의 동적효율 측정” 한국지반공학회 논문집, 13권 1호, pp.169～180

(14) 정충열, 김태준, 김대규, 이우진 (2002) “Large Calibration Chamber의 개발”, 한국지반공학회 2002 봄학술발표회 논문집, pp. 673-678

(15) 조계춘 (2003), “표준삼축시험으로부터 사질토에서의 한계상태정수 결정에 관한 연구 Ⅰ : 고찰 및 적용”, 한국지반공학회 논문집, 제 19권 1호, pp.61～75

(16) 조계춘 (2003), “표준삼축시험으로부터 사질토에서의 한계상태정수 결정에 관한 연구 Ⅱ : 실험 및 추천”, 한국지반공학회 논문집, 제 19권 1호, pp.77～92

(17) 천병식, 신동훈, 이종욱, 김진춘, 이준우, 안익균, 이승범 (2002), “시멘트계 주입재의 침투특성에 관한 실험적 연구”, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.297～312

(18) 천병식 (1990), “약액으로 고결된 모래 지반의 수압파쇄에 관한 연구”, 대한토목학회논문집, 제10권, 제4호, pp.130～140

(19) 최성근, 이문주, 추현욱, 홍성진, 이우진 (2007) “Porous plate를 이용한 개선된 raining system” 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 6호, pp.67-76

(20) 한상연, 장서만, 전성곤, 이종규 (2001), “공내재하시험을 이용한 지반정수 평가”, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.175～182

(21) 황진연, 김병규 (1999), “점토와 석회의 혼합에 의한 반응생성물과 물성변화”, KSG Spring '99 National Conference, pp.505～512

(22) Abbiss, C.P.(1981), "Shear wave mesurements of the elasticity of the ground", Geotechnique 31, no. 1, pp.91-104

(23) Abdulla, A.A. and Kiousis, P.D. (1997), "Behavior of cemented sands-Ⅰ.Tesging", Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech., Vol.21, pp.533-547

(24) Acar, Y.B., and El-Tahir, E.A.(1986), “Low strain dynamic properties of artificially cemented sand”, J. Geotec. Engrg., ASCE, Vol.112, No.11, 1001～1015

(25) Airey, D. W. (1993), "Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.119, No.9, pp.1379-1398

(26) Akili, W. and Torrance, J. K. (1981), "The development and geotechnical problems of Sabkha, with preliminary experiments on static penetration resistance of cemented sands", Q. J. Engg. Geol. Vol.14, pp.59-73

(27) Andrus, R.D., Piratheepan, P., Juang, C.H.(2001), "Shear wave velocity-

penetration resistance correlations for ground shaking and liquefaction hazards assessment, Report, Program Element 1, USGS Grant 01HQGR007, 6pp

(28) Asghari, E., Toll, D.G. and Haeri, S.M. (2003), "Triaxial behaviour of a cemented gravely sand, Tehran alluvium", Geotech. Geological Engrg., Vol.21, pp.1-28

(29) Baig, B., Picornell, M., and Nazarian, S. (1997) Low strain shear moduli of cemented sands, J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.123, No.6, pp.540-545

(30) Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, N., Jamiolkowski, M., and LoPresti, D.C.F. (1989), "Modulus of sands from CPTs and DMTs", Proc, 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp.165～170

(31) Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, N., Jamiolkowski, M., (1989), "Stiffness of sand from CPT, SPT and DMT - a critical review", Penetration testing in the UK, Thomas Telford, London, pp. 299-305

(32) Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, N., Jamiolkowski, M. and Marchetti, S. (1986), "Flat dilatometer tests in calibration chambers", Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp.431-446

(33) Been, K., Crooks, J.H, Becker, D.E. and Jefferies, M.G. (1986), "The cone penetration test in sand : part Ⅰ, state parameter interpretation", Geotechnique, Vol.36, No.2, pp.239-249

(34) Been, K., Jefferies, M.G., Crooks, J.H.A., and Rothenburg, L. (1987), The cone penetration test in sands:Part II, General inference state, Géotechnique, Vol.37, No.3, pp.285-299

(35) Been, K., and Jefferies, M.G. (1985), A state parameter for sands, Géotechnique, Vol.35, No.2, pp.99-112

(36) Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J. (1991), The critical state of sands, Géotechnique, Vol.42, No.3, pp.365-381

(37) Bellotti, R., Benoit, J. Fretti, C. and Jamiolkowski, M. (1997), "Stiffness of Toyoura sand from dilatometer tests", J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE, Vol.123, No.9, pp.836-846

(38) Bolton, M.D. (1986), The strength and dilatancy of sands, Géotechnique, Vol.36, No.1, pp.65-78

(39) Borden, R.H. Raymond, E.S. and Lowder W.M. (1986), "Compressibility of compacted fills evaluated by the dilatometer", Transportation Research Record 1089, Transportation Research Board, Washington, DC, pp.1-10

(40) Brown, P.T. (1987), "Performance and interpretation of screw plate tests", Research Report No.R544, Univ. Sydney, School of Civil and Mining Engrg.

(41) Brown. P.T. (1992), "The Bending of a Screw Plate", Geotechnical Testing Journal, Vol.15, No.1, pp.80～83

(42) Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1991), "Use and interpretation of a research dilatometer", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No.1, pp.113-126

(43) Chaney, R. and Mulilis, P.J. (1978), "Suggested method for soil specimen remolding by wet raining", Geotech. Testing J. ASTM, Vol.1, No.2, pp.107-108

(44) Christopher, B.R., Atmatzidis, D.K. and Krizek, R.J. (1989), "Laboratory testing of chemically grouted sand", Geotech. Testing J., ASTM, Vol.12, No.2, pp.109-118

(45) Chu, B. (1995), "An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol.32, pp.1065-1075

(46) Clayton, C.R.I., Hababa, M.B. and Simons. N.E. (1985), "Dynamic Penetration Resistance and the Prediction of the Compressibility of a Fine-Grained Sand - A Laboratory Study", Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.19～31

(47) Clough, W.G., Iwabuchi J., Rad N.S., and Kuppusamy, T. (1989), "Influence of cementation on liquefaction of sand", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.115, No.8, pp.1102-1117

(48) Clough, W.G., Sitar N., and Bachus R. (1981), "Cemented sands under static loading", Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.107, No.6, pp.799-817

(49) Consoli, N.C., Schnaid, F. and Milititsky, J. (1998), "Interpretation of plate load tests on residual soil site", J. Geotech. Geoenvir. Engrg., ASCE, Vol.124, No.9, pp.857-867

(50) Consoli, N.C., Rotta, G.V. and Prietto, P.D. M. (2000), "Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils", Geotechnique, Vol.50, No.1, pp.99-105

(51) Coop, M.R. and Atkinson, J.H. (1993), "The mechanics of cemented carbonate sands", Geotechnique, Vol.43, No.1, pp.53-67

(52) Cho, G.C. (2003), "Determination of critical state parameters in sandy soils from standard triaxial testing (I): Review and application", Journal of Korean Geotechnical society, Vol.19, No.1, pp.61-75

(53) Cho, G.C. (2003), "Determination of critical state parameters in sandy soils from standard triaxial testing (II): Experiment and recommendation", Journal of Korean Geotechnical society, Vol.19, No.1, pp.77-92

(54) Cuccovillo, T. and Coop, M. R. (1999), "On the mechanics of structured sands", Geotechnique, Vol.49, No.6, pp.741-760

(55) DeGregorio, V.B. (1990), "Loading systems, sample preparation, and liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.116, No.5, pp.805-821

(56) Dupas, J. and Pceker, A. (1979), "Static and dynamic properties of sand-cement", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 105, No. 3, pp. 419-436

(57) Dyvik, R. and Madshus, C.(1985), "Lab mesurements of Gmax using bender element", Proc. ASCE convention on Advances in the art of testing soils under cyclic condition, pp.186-196

(58) Fernandez, A.L. and Santamarina, J.C. (2001), "Effect of cementation on the small-strain parameters of sands", Can. Geotech. J., Vol.38, pp.191-199

(59) Frost, J.D., and Park, J.Y. (2003), A critical assessment of the moist tamping technique, Geotechnical Testing Journal, Vol.26, No.1, pp.57-70

(60) Gilbert, P.A. (1984), "Investigation of density variation in triaxial test specimens of cohesionless soil subjected to cyclic and monotonic loading", Technical Report GL-84-10, U.S. Army Engineer Waterway Experiment

Station, Vicksburg, MS

(61) Haeri, S.M., Hosseini, S.M., Toll, D.G. and Yasrebi, S.S. (2005a), "The behaviour of an artificially cemented sandy gravel", Geotech. Geological Engrg., Vol.23, pp.537-560

(62) Haeri, S.M., Hamidi, A. and Tabatabaee, N. (2005b), "The effect of gypsum cementation on the mechanical behavior of gravely sands", Geotech. Testing J., ASTM, Vol.28, No.4, 1-11

(63) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P., (1972a), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves". ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div., Vol.98, pp.667-692

(64) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P., (1972b) "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects". ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div., Vol.98, pp.603-624

(65) Hardin, B.O. and Richart, F.E., (1963), "Elastic wave velocities in granular soils". ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div., Vol.89, pp.603-624

(66) Hegazy, Y. and Mayne, P.W.(1995), "Statistical correlations between Vs and cone penetration test data for different soil types", Proceedings, CPT-95, Vol. 2, Linköping, pp.173～178.

(67) Hryciw, R.D. (1990), "Small-strain shear modulus of soil by dilatometer", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.116, No.11, pp.1700-1716

(68) Huang, J.T. and Airey, D.W. (1993), "Effects of cement and density on an artificially cemented sand", Geotechnical engineering of hard soils-soft rocks, Anagnostopoulos et al., eds., A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.1, pp.553-560

(69) Huang, J. T. and Airey, D. W. (1998), "Properties of artificially cemented carbonate sand", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.124, No.6, pp.492-499

(70) Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and flow failure during earthquakes", Geotechnique, Vol.43, No.3, pp.351-415

(71) Ishibashi, I. and Zhang, X., (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay". Soils Found., Vol.33, pp.182-191

(72) Ismael, N.F. (1996), "Loading tests on circular and ring plates in very dense cemented sands", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.122, No.4, pp.281-287

(73) Ismael, N. F. (2000), "Influence of artificial cementation on the properties of Kuwaiti sands", Kuwait J. Sci. Eng., Vol.27, pp.59-75

(74) Ismail, M.A. (2000), "Strength and deformation behaviour of calcite-cemented calcareous soil", Ph.D. Thesis, the University of Western Australia

(75) Ismail, M. A., Joer, H. A., Sim, W. H., and Randolph. M. F. (2002a), "Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.128, No.6, pp.520-529

(76) Ismail, M. A., Joer, H. A., and Randolph, M. F. (2002b), "Cementation of porous materials using calcite", Geotechnique, Vol.52, No.5, pp.313-324

(77) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y., (1978), "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading". Soils Found., Vol.18, pp.39-56

(78) Jacobsen, M. (1976), "On pluvial compaction of sand", Rapport9, Aalborg Universitetscenter, Laboratoriet for Fundering, 20pp.

(79) Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985), "New developments in laboratory and field testing of soils", Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, San Franscisco, pp.57-153

(80) Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellotta, R., Pasqualini, E. (1988), "New correlations of penetration tests for design practice", Invited Lecture, ISOPT, Orlando, Florida, pp.263-296

(81) Jamiolkowski, M. and Robertson, P.K., (1989), "Closing address. Future trends for penetration testing", Penetration testing in the UK, Thomas Telford, London, pp. 321-342

(82) Jefferies, M.G., and Been, K. (1987), Note: Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics, Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, pp.441-446

(83) Kavvadas, M.J. and Anagnostopoulos, A.G. (1993) A framework for the mechanical behaviour of structured soils, Proceedings of international symposium on geotechnical engineering of hard soils-soft rocks, Greece, Vol. 1, pp. 591-601

(84) Kay, J.N. and Mitchell, P.W. (1980), "A down hole plate load test for in situ properties of stiff clays", Proc. 3th Australia-New zealand Conf. Geomech. Vol.1, pp.255-259

(85) Kim Dae-Kyu, and Lee Woo-Jin (2000) "A Study on Piezocone Test using a Calibration Chamber", Journal of the Korean Geotechnical Society, Vo. 16, No. 3, 99-106.

(86) Kolbuszewski, J.J. (1948), "An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of sands", Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, London, pp. 158-165

(87) Kuerbis, R. and Vaid, Y.P. (1988), "Sand sample preparation - the slurry deposition method", Soils and Foundations, Vol.28 No.4, pp.107-118

(88) Kuerbis, R., Nequssey, D. and Vaid, Y.P. (1988), "Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand", Hydraulic fill structures, Geotech. Spec. Pulb. No.21, ASCE, New York, pp.330-345

(89) Lacasse, S. and Lunne, T. (1986), "Dilatometer tests in sands", Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp.686-699

(90) Lade, P.V, and Yamamuro, J.A. (1997), "Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands", Can. Geotech. J., NRC, Vol.34, pp.918-928

(91) Lade, P.V., Liggio, C.D. and Yamamuro, J.A. (1998), "Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand", Geotech. Testing J., ASTM, Vol.21, No.4, pp.336-347

(92) Lawter, R.S. and Borden, R.H. (1990), "Determination of Horizontal Stress in Normally Consolidated Sand using the DMT", Transportation Research Record 1278, Transportation Research Board, Washington, DC, pp.135-140

(93) Lee, J. S. and Santamarina, J. C. (2005), "Bender elements : performance

and signal interpretation", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.131, No.9, pp.1063-1070

(94) Lee, W.J., Kim, T.J., Lim, B.S. and Tumay. M.T (2003), "Development of a calibration chamber system for preparing large cohesive soil specimens", Proceedings of the 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, Vol.1, pp.47-50

(95) Leonards, G.A. and Frost, J.D. (1988), "Settlement of shallow foundations on granlular soils", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.114, No.7, pp.791-809

(96) Leroueil, S and Vaughan, P. R., (1990), "The general congruent effects of structure in natural soils and weak rocks", Geotechnique, Vol.40, No.3, pp.467-488

(97) Lo Presti, D.C.F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. and Pedroni, S., (1997), "Shear modulus and damping of sand", Geotechnique, Vol.47, pp.603-617.

(98) Lo Presti, D. C. F., Pedroni, S. and Crippa, V. (1992), "Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D 4253-83 : a comparative study", Geotech. Testing J., ASTM, 15(2), 180-189

(99) Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic & Professional, London

(100) Lutenegger, A.J. (1992), "Application and Limitations of in situ tests in structured soils", US-Brazil NSF Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, pp.5-35

(101) Marchetti, S. (1980), "In-situ tests by flat dilatometer", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol.107, No.3, pp.832-837

(102) Mayne, P.W. and Martin, G.K. (1998), "Commentary on Marchetti flat dilatometer correlations in soils", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.21, No.3, pp.222-239

(103) Mohsin A.K.M. & Airey D.W.(2005) “Influence of cementation and density on Gmax for sand”, International Conference on Soil Mechanics and

Foundation Engineering (ICSMFE), Tokyo Japan

(104) Mortan, E.S. and Khan, A.Q. (1988), "In-situ modulus of sands by a flat-plate penetrometer : A laboratory study", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.11, No.4, pp.257-262

(105) Miura S. and Toki S. (1982), "Sample Preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand", Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-77

(106) Miura, S., Toki, S. and Tanizawa, F. (1984), "Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand", Soils and Foundations, Vol.24, No.2, pp.58-74

(107) Michell, P.W. and Kay, J.N. (1985), "Screw Plate and Cone Penetrometer as a Field Testing System" Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA, Vol.2, Balkema, Rotterdam. pp.913～915

(108) Molenaar, M. and Venmanns, A. A. M. (1993), "Calcium carbonate cementation of sand : A method for producing artificially cemented samples for geotechnical testing and a comparison with natural cementation processes", Engineering Geology, Vol.35, pp.103-122

(109) Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K. and Arulanandan, K. (1977), "Effects of sample preparation on sand liquefaction", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.103, No.2, pp.91-108

(110) O'Rourke, T.D. and Crespo, E. (1988) Geotechnical properties of cemented volcanic soil, J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 114, No. 10, pp. 1126-1147

(111) Peter, T.B. (1995), "Screw Plate Insertion in Sand", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.18, No.2, pp.259～270

(112) Puppala, A.J., Acar, Y.B. and Tumay, M.T. (1995), "Cone penetration in very weakely cemented sand", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.121, No.8, pp.589-600

(113) Rad, N. S., and Tumay, M. T. (1986), "Effect of cementation on

penetration resistance of sand-a model study", Geotech. Testing J., ASTM, Vol.9, No.3, pp.117-125

(114) Rad, N. S., and Tumay, M. T. (1988), "Effect of cementation on the cone penetration resistance of sand", NGI Report No. 171, Oslo.

(115) Rix, G.J. and Stokoe, K.H.(1991), "Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance", Calibration Chamber Testing, Elsevier Science, New York, pp. 351～361

(116) Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1983), Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, pp.718-733

(117) Robertson, P.K., Sasitharan, S., Cunning, J.C., and Sego, D.C. (1995) "Shear-wave velocity to evaluate in-situ state of Ottawa sand", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.121, No.3, pp.262-273

(118) Rosler, S.K. (1979), "Anisotropic shear wave modulus due to stress anisotropy", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.105, No.7, pp.871-880

(119) Rotta, G.V., Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Coop, M.R. and Graham, J. (2003), "Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress", Geotechnique, Vol.53, No.5, pp.493-501

(120) Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. (2000), "Shear strength and stiffness of silty sand", J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE, Vol.126, No.5, pp.451-462

(121) Salgado, R., Mitchell, J.K. and Jamiolkowski, M. (1998), "Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand", J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE, Vol.124, No.9, pp.878-888

(122) Saxena, S.K. and Lastrico, R.M. (1978), "Static properties of lightly cemented sands", Geotech. Engrg., ASCE, Vol.104, No.12, pp.1449-1464

(123) Schnaid, F. (2005). "Geo-characterization and properties of natural soil by in situ test." Proc., 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, No.1, pp.3 - 46

(124) Schnaid, F. Prietto, P.D.M. and Consoli, N.C. (2001), "Characterization of

cemented sand in triaxial compression", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.127, No.10, pp.857-868

(125) Schneider J.A., McGillivray A.V., and Mayne P.W(2004), "Evaluation of SCPTU intra-correlations at sand sites in the Lower Mississippi River valley, USA", Geotechnical & Geophysical Site Characterization, Vol. 1, (Proc. ISC-2, Porto)

(126) Schmertmann, J.H. (1970), "Suggested method for screw plate load test", Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes, 5th edition, ASTM Committee D-18, pp.81-85

(127) Schmertmann, J.H. (1986), "Suggested method for performing the flat dilatometer test", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.9, No.2, pp.93-101

(128) Schmertmann, J.H. (1986), "Dilatometer to compute foundation settlement", Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp.303-321

(129) Schwab, E.F. and Broms, B.B. (1977), "Pressure-settlement-time relationship by screw plate tests in situ", Proc. 9th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol.1, pp.281-288

(130) Seung-Han Kim, Moon-Joo Lee, Sung-Kun Choi, Sung-Jin Hong, Woojin Lee (2007) "Relationship between state parameter and cone resistance of Pusan sand", Journal of the KGS, Vol. 23, No. 3. March 2007, pp.123-131

(131) Sharma, S.S. and Fahey, M. (2003), "Degration of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests", J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE, Vol.129, No.7, pp.619-629

(132) Sharma, S.S and Fahey, M. (2004) Deformation characteristics of two cemented clacareous soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, pp. 1139-1151

(133) Skempton, A.W. (1986) "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, ageing and Overconsolidation", Geotechnique, Vol.36, No.3, pp.425-447

(134) Stoke, K.H.Ⅱ, Lee, H.H.S., and Knox, D.P. (1985), "Shear modului

mesurements under true triaxial stresses." Proc., Adv. in the art of testing soils under cyclic conditions, ASCE, New York, N.Y., pp.166-185

(135) Stokoe, K.H. and Woods, R.D. (1972), "In-situ shear wave velocity by cross-hole method", J. Soil Mechanics and Foundation, Division, ASCE, Vol.98, No.5, pp.443-460

(136) Toshio Iwaskai and Fumio Tatsuoka(1977), "Effects of Grain Size and Grading on dynamic shear moduli of sands", Soils and foundations, Vol. 17, no. 3

(137) Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1983) Effects of static shear on resistance to liquefaction, Soils and Foundation, Vol. 23, No. 1, pp. 47-60

(138) Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1985) Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands, Proceedings, Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, V. Khosla, (ed.), ASCE Convention, Detroit, MI, pp. 120-147

(139) Vaid, Y.P. and Nequssey, D. (1984), "Relative densty of air and water pluviated sand", Soils and Foundations, Vol.24, No.2, pp.101-105

(140) Vaid, Y.P., and Thomas, J. (1995), Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.121, No.2, pp.163-173

(141) Wadell, H. (1932) Volume, shape and roundness of rock particles, J. Geol. Vol.40, pp.443-461

(142) Yu,P., and Richart,F.E.Jr. (1984), "Stress ratio effect on shear modulus of dry sands" J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 110, no. 3, pp.331-341

(143) Yun, T.S. and Santamarina, J.C. (2005), "Decementation, softening, and collapse : changes in small-strain shear stiffness in k0 loading", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.131, No.3, pp.350-358

(144) Youd, T.L. (1973), "Factors controlling maximum and minimum densities of sands", Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils(STP 523), ASTM, Philadelphia, pp.98-122

(145) Zeng, X. and Ni, B (1998), "Application of bender elements in measuring Gmax of sand under K0 condition", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.21, No.3, pp.251-263

(146) Zhu, F., Clark, J. I. and Paulin, M. J. (1995) Factor affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands, Can. Geotech. J., NRC, Vol.32, pp.195-203

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 건설기술연구개발사업의 중간 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 Tel 031)381-6311
고려대학교 Tel 02)924-3738
나우이엔지(주) Tel 02)3471-1503

R&D / 04-핵심과제

응력이력과 cementation 효과를 고려한
지반특성치 최적화 평가방법 연구

■ 발행일 / 2007. 8.20

■ 발행처 / 고려대학교
서울시 성북구 안암동 5가 고려대학교 공학관 331

■ 인쇄처 / 가나안문화사