



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

[Disclaimer](#)

博士學位論文

해상풍력발전기 암반매입
강관말뚝기초의 주변지지 거동

The Shaft Resistance Behavior of Steel Tubular Pile
Embedded in Rock for Offshore Wind Turbine

濟州大學校 大學院

風力特性化協同科程

文 景 台

2018年 8月

해상풍력발전기 암반매입 강관말뚝기초의 주변지지 거동

指導教授 朴 相 烈

文 景 台

이 論文을 工學 博士學位 論文으로 提出함

2018 年 6 月

文景台的 工學 博士學位 論文을 認准함

審査委員長	_____	①
委 員	_____	①
委 員	_____	①
委 員	_____	①
委 員	_____	①

濟州大學校 大學院

2018 年 6 月

The Shaft Resistance Behavior of Steel Tubular Pile Embedded in Rock for Offshore Wind Turbine

Kyoungtae Moon
(Supervised by Professor Sangyeol Park)

A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirement for the
degree of Doctor of Philosophy

2018. 6.

This dissertation has been examined and approved.

Doctoral Committee :

.....
Sangjin Kim, Prof. of Civil Engineering, Co-chair

.....
Kyungnam Ko, Prof. of Faculty of Wind Energy Engineering, Co-chair

.....
Seonghyun Ko, Prof. of Civil Engineering

.....
Bumsuck Kim, Prof. of Faculty of Wind Energy Engineering

.....
Sangyeol Park, Prof. of Civil Engineering

June. 2018

Graduate School of Specialized Wind Energy
GRADUATE SCHOOL
JEJU NATIONAL UNIVERSITY

목 차

List of Tables	vi
List of Figures	viii
Abstract	xii
I. 서 론	1
1. 연구 배경	1
1.1 해상풍력발전기의 하중지지메커니즘	4
1.2 해상풍력발전기의 기초 설계기준	5
1.3 암반에서의 말뚝 기초	6
2. 연구목표 및 내용	7
3. 논문의 구성	9
II. 제주도 화산암의 물리·역학적 특성	12
1. 서 론	12
2. 기존 연구 결과	13
3. 시험편 및 시험 방법	15
3.1 연구대상 암석	15
3.2 시험편 채취 및 제작	17
3.3 시험 방법	18
4. 시험 결과 및 분석	20
4.1 공극률	24
4.2 물성간의 상관관계	27
4.3 역학적 특성과의 상관성 분석	31
5. 결 론	39
References	41

III. 매입말뚝을 위한 주면고정액의 역학적 특성	44
1. 서 론	44
2. 주면고정액에 대한 고찰	45
3. 시험계획	46
3.1 시험체 및 변수	46
3.2 사용재료	47
3.3 시험방법 및 장치	48
4. 시험결과 및 분석	49
4.1 압축강도	51
4.2 탄성계수	58
4.3 모르타르 vs. 소일시멘트	60
5. 결 론	61
References	62
IV. 제주도 화산암과 주면고정액의 전단강도 평가	64
1. 서 론	64
2. 기존 문헌 연구	64
3. 시험 계획	65
3.1 시험변수 및 시험체	65
3.2 사용재료	67
3.3 시험방법 및 장치	67
4. 화산암과 주면고정액의 전단강도	69
5. 결 론	72
Reference	74

V. 모형실험을 통한 암반매입말뚝의 주면지지 거동	75
1. 서 론	75
2. 기존 연구 및 설계기준	75
3. 실험계획	77
3.1 실험체 및 변수	77
3.2 사용재료	78
3.3 시험방법 및 장치	79
4. 실험결과	80
4.1 매입말뚝의 부착면적	80
4.2 매입말뚝의 주면지지거동	83
4.3 배합비에 따른 최대 주면지지력	85
4.4 배합비에 따른 잔류 주면지지력	89
4.5 최대 주면지지력 vs. 잔류 주면지지력	92
5. 결 론	95
References	97
VI. 암반매입강관말뚝의 주면지지 거동 및 모델	98
1. 서 론	98
2. 암반매입말뚝의 주면 파괴	99
3. 암반매입말뚝의 주면지지 모델 개발	102
3.1 모델 구성	103
3.2 최대 주면지지력	105
3.3 잔류 주면지지력	115
3.4 기울기계수	116
3.5 암반매입말뚝의 주면지지 모델	119
4. 주면지지모델 검토	121
4.1 암반매입말뚝의 주면지지 모델의 구성요소별 적합성	121

4.2	암반매입말뚝의 주면지지모델 비교	126
5.	결 론	128
	References	131
VII. 암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가		132
1.	서 론	132
2.	해석조건 및 방법	132
2.1	하중지지 메커니즘	132
2.2	사용 재료	135
2.3	주면지지 모델	135
2.4	해석 방법	137
3.	해석 결과 및 분석	139
3.1	말뚝의 하중 전이	139
3.2	근입 깊이에 따른 영향	140
3.3	말뚝의 직경에 따른 영향	143
3.4	말뚝의 두께에 따른 영향	144
3.5	주면고정액에 따른 영향	146
4.	결 론	147
	References	149
VIII. 요약 및 결론		150
1.	요 약	150
1.1	제주도 화산암의 물리·역학적 특성	150
1.2	매입말뚝을 위한 주면고정액의 역학적 특성	150
1.3	제주도 암반과 주면고정액의 전단강도	151
1.4	모형실험을 통한 암반 매입말뚝의 주면지지 거동	151
1.5	암반매입 강관말뚝의 주면지지 모델 개발	151
1.6	암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가	151

2. 결 론	152
2.1 제주도 화산암의 물리·역학적 특성	152
2.2 매입말뚝을 위한 주변고정액의 역학적 특성	153
2.3 제주도 암반과 주변고정액의 전단강도	153
2.4 모형실험을 통한 암반 매입말뚝의 주변지지 거동	153
2.5 암반매입 강관말뚝의 주변지지모델 개발	154
2.6 암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가	154

List of Tables

Table 1.1 Status of Renewable Energy Generation Facilities in Jeju (JSSGP, 2018) ..	2
Table 2.1 Test specimens	18
Table 2.2 Test types and parameters	19
Table 2.3 Summary of results for compressive strength test	20
Table 2.4 Summary of results for tensile strength test	22
Table 3.1 Various W/C ratio for bored pile	45
Table 3.2 Test parameter	47
Table 3.3 Physical properties of sand	48
Table 3.4 Summary of test results	49
Table 4.1 Test parameters for shear strength between rock and grout	66
Table 4.2. Test results of shear strength (Rock vs Grout)	71
Table 5.1 Side Resistance of Drilled Shafts in Rock (KGS, 2015)	76
Table 6.1 Summary of test results for shaft resistance	101
Table 6.2 Prediction variable of maximum shaft resistance	106
Table 6.3 Pearson correlation of variables	106
Table 6.4 First result of multiple regression by backward elimination	107
Table 6.5 Second result of multiple regression by backward elimination	108
Table 6.6 Transformed variables for regression analysis	110
Table 6.7 Multiple regression analysis results of all possible selection after transformed variables	111

Table 6.8 Multiple regression analysis results after 1st removing variable	112
Table 6.9 Multiple regression analysis results after 2nd removing variable	113
Table 6.10 Multiple regression analysis results after 3rd removing variable	114
Table 6.11 Multiple regression analysis results after 4th removing variable	114
Table 6.12 Shaft resistance model for drilled-in steel tubular pile in rock	120
Table 7.1 Specifications of steel tubular pile	135
Table 7.2 Engineering properties of filling materials	136
Table 7.3 Analysis parameter	138

List of Figures

Fig. 1.1 World Total Primary Energy Supply(TPES) by Fuel(IEA, 2017)	1
Fig. 1.2 Increase in water depth with distance from the coast in the North Sea and the Baltic Sea (Schwenk and Rehfeldt, 1998)	3
Fig. 1.3 Applied loads and reaction force on support structure for OWT (Moon and Park, 2018)	4
Fig. 1.4 Transfer of horizontal loads and moments in multi- and monopile structures (Tempel, 2006)	5
Fig. 1.5 Resistance of pile by load direction	5
Fig. 1.6 Typical axial pile friction transfer-displacement curves (ISO, 2007)	6
Fig. 2.1 Geologic map of the study area (KIGAM)	15
Fig. 2.2 Total alkali-silica diagram for volcanic rocks(Cox et al., 1979)	16
Fig. 2.3 Comparison of two different methods for the estimation of porosity	25
Fig. 2.4 Relationship between effective and total porosity	26
Fig. 2.5 Relationship between porosity and absorption	28
Fig. 2.6 Relationship between dried unit weight and bulk specific gravity	29
Fig. 2.7 Relationship between absorption and bulk specific gravity	30
Fig. 2.8 Relationship between porosity and compressive strength	32
Fig. 2.9 Relationship between dried unit weight and compressive strength	34
Fig. 2.10 Relationship between physical properties and compressive strength	35
Fig. 2.11 Relationship between porosity and elastic modulus	35
Fig. 2.12 Relationship between dried unit weight and elastic modulus	36
Fig. 2.13 Relationship between absorption and tensile strength	37
Fig. 2.14 Relationship between dried unit weight and tensile strength	37
Fig. 2.15 Relationship between physical properties and tensile strength	38

Fig. 3.1 Specimen I.D.	47
Fig. 3.2 Test specimens	47
Fig. 3.3 Particle size distribution curve of sand	48
Fig. 3.4 Test instruments and test set-up	49
Fig. 3.5 Variation of compressive strength with age	52
Fig. 3.6 Relationship between strengthening ratio and ages	53
Fig. 3.7 Variation in compressive strength with sand proportion	54
Fig. 3.8 Relationship between compressive strength and sand proportion	55
Fig. 3.9 Relationship between compressive strength and W/C ratio	57
Fig. 3.10 Relationship between elastic modulus and W/C ratio	59
Fig. 3.11 Relationship between elastic modulus and compressive strength	59
Fig. 3.12 Comparison of compressive strength of mortar and soil cement by proportion	60
Fig. 4.1 Volcanic rocks used in the shear strength test	66
Fig. 4.2 Production process of test specimen	67
Fig. 4.3 Universal testing machine	68
Fig. 4.4 Test setup	68
Fig. 4.5 Shear strength - displacement curves of Sangga-ri	69
Fig. 4.6 Shear strength - displacement curves of Eoeum-ri	70
Fig. 4.7 Variation in shear strength with test parameters	71
Fig. 5.1 Specimen I.D.	78
Fig. 5.2 Experimental specimens	78
Fig. 5.3 Testing machine(Servo-hydraulic load frame)	79
Fig. 5.4 Test Setup	80
Fig. 5.5 Bleeding of grouting material	81
Fig. 5.6 Bond Length	81

Fig. 5.7 Longitudinal Section(W08S6)	81
Fig. 5.8 Effect of W/C ratio on bond area	82
Fig. 5.9 Effect of sand proportion on bond area	82
Fig. 5.10 Shaft resistance - displacement curves	83
Fig. 5.11 Effect of W/C ratio on maximum shaft resistance	85
Fig. 5.12 Effect of sand proportion on maximum shaft resistance	87
Fig. 5.13 Effect of W/C ratio on residual shaft resistance	89
Fig. 5.14 Effect of sand proportion on residual shaft resistance	91
Fig. 5.15 Average value of maximum and residual shaft resistance	93
Fig. 5.16 Relationship of max. and residual shaft resistance	94
Fig. 6.1 Failure mode of drilled-in steel tubular pile in rock	99
Fig. 6.2 Comparison of shaft resistance by failure mode	102
Fig. 6.3 Bond line of drilled-in steel tubular pile in rock	103
Fig. 6.4 Components of shaft resistance model	104
Fig. 6.5 Expected shaft resistance model	104
Fig. 6.6 Relationship of maximum and residual shaft resistance	116
Fig. 6.7 Methods for calculating young's modulus from axial stress-axial strain curve (ASTM, 2002)	117
Fig. 6.8 Relationship of maximum shaft resistance and slope	117
Fig. 6.9 Relationship between max. shaft resistance and slope of cement paste	118
Fig. 6.10 Relationship between max. shaft resistance and slope of mortar	119
Fig. 6.11 Relationship between max. shaft resistance and slope after removing data with dev./averg. ratio over 30%	120
Fig. 6.12 Relevance ratio for each component of cement paste	122
Fig. 6.13 Relevance ratio for max. shaft resistance of mortar	123
Fig. 6.14 Relevance ratio for residual shaft resistance of mortar	124
Fig. 6.15 Relevance ratio for slope modulus of mortar	125
Fig. 6.16 Comparison of test results and suggested model	126

Fig. 7.1 Axial deformation and displacement of steel tubular pile	133
Fig. 7.2 Flow chart of analysis	134
Fig. 7.3 Shaft resistance model	136
Fig. 7.4 Spring model of pile-soil interaction (Zaaijer, 2000)	137
Fig. 7.5 Typical tension load test load-movement curve (US DOT, 2016)	138
Fig. 7.6 Comparison of load transfer of test and numerical analysis results	139
Fig. 7.7 Load-displace curves	140
Fig. 7.8 Comparison of tensile load-displacement curves by diameter of pile	143
Fig. 7.9 Effect of penetration depth on allowable tensile load	144
Fig. 7.10 Comparison of tensile load-displacement curves by thickness of pile	145
Fig. 7.11 Effect of thickness of pile on allowable tensile load	145
Fig. 7.12 Comparison of tensile load-displacement curves by grout type	146
Fig. 7.13 Comparison of allowable tensile load by grout type and thickness of pile	147
Fig. 7.14 Comparison of allowable tensile load by grout type and diameter of pile	147

Abstract

This study have been researched on the shaft resistance behavior of drilled-in steel tubular pile in rock. Also, t-z curve which is a load-displacement relation on pile shaft was suggested by compressive strength and mixing ratio of filling materials. The behavior was not covered by the current design standards, in case of constructing drilled-in steel tubular pile in rock, it is expected to be useful for the more accurate evaluation of shaft resistance and for the more economic design.

Mechanism of shaft resistance is expected to be determined by the smallest among the shear strength of the rock, the filling material themselves, between the rock and the filling material, or the strength between the pile and the filling material. Therefore, it has been carried about quantitative assessments on the expected failure modes by indoor testing.

Among the volcanic rocks, those in Jeju have irregularly distributed pores which are generated during the formation process, and their effects on physical and mechanical characteristics were assessed and correlation was performed through indoor tests. Also, the change of the compressive strength was confirmed by the material test according to the composition of fine aggregate and water/cement ratio.

The shear strength between the filling material and the rock is evaluated according to the compressive strength of the filling material and the presence of pores in rock. Rock without pores was affected by the compressive strength of the filling material, but in the rock with largely distributed pores, it showed similar values regardless of the compressive strength of filling material.

The shaft resistance behaviors between drilled-in pile and filling material were tested according to the mixing ratio of filling material. As a result, it was advantageous to use mortars rather than cement paste. If mortar is used, bearing capacity decreased with increasing water/cement ratio, and the bearing capacity

increased with increasing fine aggregate, but decreased at a certain value or higher.

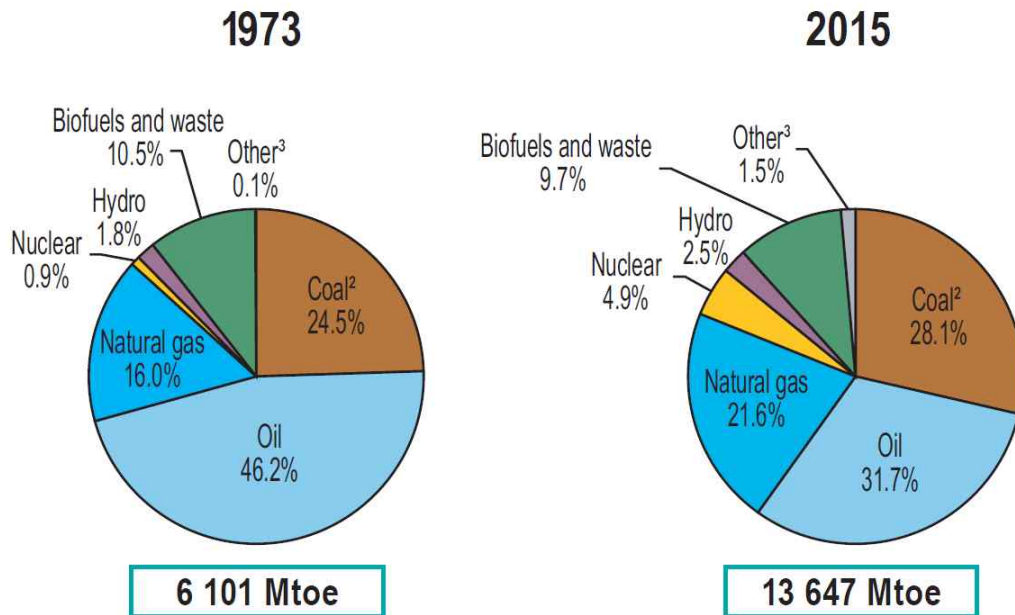
As a result of examining the failure mode of the pile shaft based on the previous test data, the shaft resistance was occurred between the filling material and the steel tubular pile because the shear strength between the steel tubular pile and the filling material was the lowest and the support area was the smallest. Based on the shaft resistance behavior between steel tubular pile and filling material, shaft resistance model was proposed, and the results of the validation were generally well simulated.

By applying the proposed model, the numerical analysis of pullout behavior of the drilled-in steel tubular pile in rock was carried out. As a result, the characteristics of behavior depending on the diameter, thickness, and embedded depth of the pile is analyzed.

I. 서론

1. 연구 배경

산업혁명 이후 세계 각국에서는 자국의 이익과 경제발전을 위해 무분별하게 화석연료를 사용하여 왔다. 그로인해 대기 중의 온실가스가 증가하였고, 다양한 이상기후 현상이 나타나게 되었다. 국제연합(United Nations, UN)에서는 이러한 지구온난화와 이상기후로 인한 문제의 심각성을 인식하고 온실가스를 감축하기 위해 노력하고 있다. 1992년 리우 기후변화협약을 시작으로 교토의정서(1997년)와 파리기후변화협약(2016년)을 통해 세계 각국의 온실가스 배출을 제한하고 있지만, 아직까지도 전 세계적으로 화석연료 의존율이 매우 높은 실정이다. 국제에너지기구(International Energy Agency, IEA)의 2017년 통계자료(Fig.1.1)에 의하면



1. World includes international aviation and international marine bunkers.
2. In these graphs, peat and oil shale are aggregated with coal.
3. Includes geothermal, solar, wind, tide/wave/ocean, heat and other.

Fig. 1.1 World Total Primary Energy Supply(TPES) by Fuel (IEA, 2017)

1973년 화석연료의 사용 비중은 전체 에너지 생산량의 86.7%(석탄 24.5%, 석유 46.2%, 천연가스 16.0%)를 차지하였으며, 2015년에는 81.4%(석탄 28.1%, 석유 31.7%, 천연가스 21.6%)로 소폭 감소하였다. 그러나 전체 에너지 생산량이 1973년 6,101Mtoe에서 2015년 13,647Mtoe로 2배 이상 증가하였다는 것을 통하여 온실가스의 배출이 매우 심각한 수준임을 확인할 수 있다. 따라서 세계 각국에서는 화석연료를 대체하기 위해 신재생에너지 장려 정책을 추진하고 있다.

우리나라는 1993년 리우 기후변화협약에 47번째로 가입하면서 온실가스 감축에 동참하고 있으며, 2009년 저탄소 녹색성장법이 국회에 통과되면서 관련 정책들이 추진되었고, 현 정부에서는 신재생에너지 3020계획을 발표하여 신재생에너지 개발 및 보급에 박차를 가하고 있다. 제주도에서도 온실가스 감축 목표를 달성하기 위해 카본 프리 아일랜드 제주 2030(Carbon Free Island Jeju 2030) 프로젝트를 추진 중에 있다. 이 프로젝트는 Table 1.1에 나타낸 것과 같이 2030년까지 신재생에너지 발전설비용량을 약 4.3GW로 늘려서 제주도를 친환경 에너지 자립섬으로 구축하는 것을 목표로 하고 있다. 풍황자원이 우수한 자연환경의 이점을 적극 활용하여 신재생에너지 목표발전설비의 약 55%를 풍력(해상 1,900MW, 육상 450MW)으로 충당할 것으로 계획하고 있다. 2017년 12월 기준으로 제주도의 풍력발전설비는 269MW로 약 11%의 목표달성률을 보이고 있으나 육상풍력발전이 대부분을 차지하고 있고 해상풍력발전은 여러 가지 문제로 인하여 사업추진에 어려움을 겪고 있다.

해상풍력발전이 활발하게 이뤄지는 유럽과의 환경적 조건을 비교해 보면 이러한 사업추진의 기술적 어려움을 쉽게 찾아볼 수 있다. 유럽의 해상풍력발전단지는 대부분 북해와 발트해에 설치되어 있다. 북해와 발트해는 대륙붕 위에 위치하

Table 1.1 Status of Renewable Energy Generation Facilities in Jeju (JSSGP, 2018)
(unit : MW)

	Total	Offshore wind power	Onshore wind power	Solar PV	Others
Goal (2030)	4,311	1,900	450	1,411	550
Status (2017)	392	30	239	115	8

고 있어서 Fig. 1.2에 나타난 것과 같이 해안에서 70km가 떨어져도 수심이 40m가 넘지 않아 해양구조물 설치에 수심의 제약이 적다. 반면 제주도는 화산활동에 의해 형성된 섬으로 해저경사가 급하여 해안에서 조금만 벗어나도 수심이 급격히 깊어지기 때문에 해안과의 이격거리를 자유롭게 설정할 수 없다. 제주도 월정리에 설치된 해상풍력발전기는 해안에서 1.2km가 떨어져 있지만 수심은 약 20m로 북해와 발트해에 비해 수심이 급격히 증가함을 볼 수 있다. 따라서 해안과 가까운 곳에 풍력발전기를 설치하기 위해서는 해양 생물에 의존하여 생계를 이어가는 인근 주민들과의 마찰은 불가피한 실정이다. 또한 북해와 발트해는 지반이 사질토로 깊게 형성되어 있어 말뚝을 빠르게 시공해 나갈 수 있다. 반면 제주도는 화산암으로 형성되어 있으므로 말뚝을 시공하기에 매우 열악한 환경조건을 가지고 있다. 이러한 환경 차이는 해상풍력발전기의 지지구조물 선정에도 큰 영향을 미치는데, 수심이 얇고 깊은 토사지반을 가진 유럽에서는 단말뚝(Monopile)을 주로 이용하여 발전기를 설치하였다. 반면 제주도는 수심이 상대적으로 깊기 때문에 자켓이나 트라이포드 같은 지지구조물을 사용해야 한다. 실제적으로 현재 제주도에 설치되어 있는 해상풍력발전기는 모두 자켓구조물(4-legs)로 지지되고

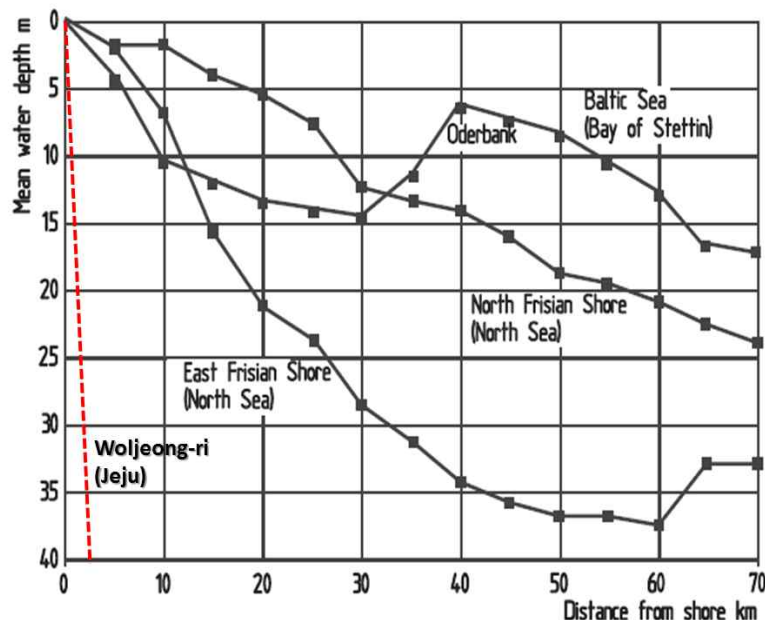


Fig. 1.2 Increase in water depth with distance from the coast in the North Sea and the Baltic Sea (Schwenk and Rehfeldt, 1998)

있다. 해상풍력발전기는 지지구조물의 형식에 따라 작용하중에 대한 지지메커니즘이 다르며 이에 대한 올바른 이해가 있어야만 정확한 구조계산을 통해 경제적인 설계와 시공이 가능하다.

1.1 해상풍력발전기의 하중지지메커니즘

Fig. 1.3에 나타낸 것과 같이 해상풍력발전기는 육상풍력발전기와 달리 해상에 설치되기 때문에 바람에 의한 하중이 작용하는 로터에서부터 지지점까지의 거리가 상대적으로 멀다. 따라서 육상풍력발전기와 동일한 수평력(추력)이 작용한다 할지라도 기초부까지의 모멘트 팔길이 차이로 인해 해상풍력발전기는 훨씬 더 큰 전도모멘트를 지지해야 한다. 이러한 해상풍력발전기를 지지하기 위해서는 크기가 매우 큰 중력식 기초를 사용하거나 말뚝기초가 적용된 지지구조물을 사용해야 한다. 제주도는 수심이 급격히 깊어지기 때문에 중력식 기초보다 말뚝기초가 적용된 지지구조물을 사용하는 것이 경제적이며, 앞서 언급한 바와 같이 제주도에 설치된 해상풍력발전기는 모두 자켓구조물(4-legs)을 이용하고 있다.

Fig. 1.4는 해상풍력발전기에 작용하는 수평력과 전도모멘트에 대한 기초의 반력을 나타낸 것이다. Fig. 1.4의 왼쪽은 제주도에 설치된 자켓구조물을 나타낸 것이고, 오른쪽은 유럽에서 많이 사용되는 모노파일을 나타낸 것이다. 먼저, 모노파일의 경우 기초에 작용하는 수평력과 전도모멘트를 말뚝의 수평지지력으로만 저항해야 한다. 따라서 말뚝 설계에 있어서 수평력과 수평변위의 관계를 나타내는 P-y 곡선이 매우 중요한 인자가 된다. 반면, 자켓과 같은 다말뚝 구조물은 작용하는 수평력이 각 말뚝으로 분배되어 말뚝의 수평지지력에 의해 지지되고, 전도모멘트는 주로 말뚝의 인발력과 압축력에 의한 내력모멘트와 일부 수평력에 의한 내력모멘트로 저



Fig. 1.3 Applied loads and reaction force on support structure for OWT (Moon and Park, 2018)

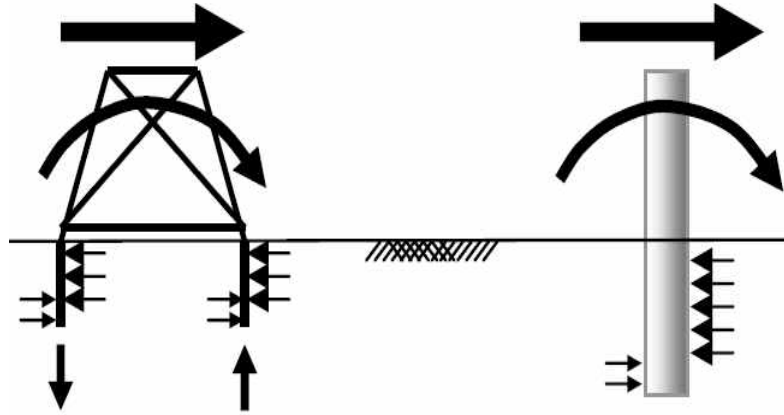


Fig. 1.4 Transfer of horizontal loads and moments in multi- and monopile structures (Tempel, 2006)

항하게 된다. 따라서 다말뚝 구조물의 기초 설계에는 말뚝의 수평력과 수평변위 관계인 P-y 곡선보다 Fig. 1.5에 나타낸 것과 같이 말뚝 선단의 하중-변위 관계인 Q-z 곡선, 주면의 하중-변위 관계인 t-z 곡선이 말뚝의 지지력을 산정하는 주요 인자가 된다.

1.2 해상풍력발전기의 기초 설계기준

해상풍력발전기의 설계에 관한 사항은 IEC 61400-3(2009)에 규정되었으며, 여기서 해상풍력발전기의 기초는 ISO 규정을 따르도록 명시되어 있다. 중력식 기초와 같은 콘크리트 구조물의 경우 ISO 19903을, 자켓과 같은 강구조물인 경우 ISO 19902를 따르도록 규정하고 있다. ISO 19902(2007)에서는 지반 조건에 따라 말뚝의 선단지지력, 주면지지력, 수평지지력의 일반적인 값과 거동을 제시

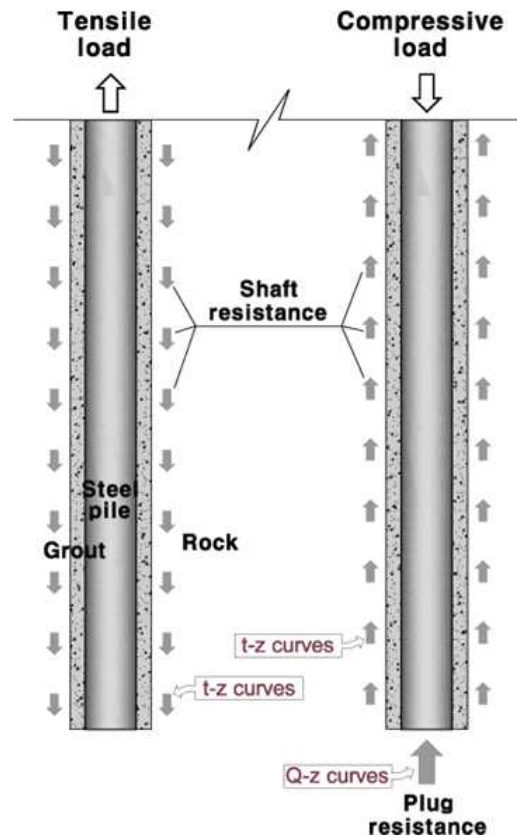


Fig. 1.5 Resistance of pile by load direction

하고 있으나 모두 사질토와 점성토와 같은 토사 지반에 대한 내용이다. Fig. 1.6 은 ISO 19902(2007)에서 제시하는 토사지반에 설치된 말뚝의 주면지지거동(t - z 곡선)을 나타낸 것으로 말뚝의 크기와 지반의 특성에 따라 값이 결정된다. 암반에 매입된 말뚝(Grouted pile in rock)에 대해서도 언급하고 있으나 지지력이나 거동에 대해서 구체적으로 제시하지 못하고 있으며 주면지지력에 있어서 그라우트 연결부(Grouted connection)의 전달강도 계산식을 사용할 것을 규정하고 있다. 그러나 이는 그라우트와 강관말뚝 사이의 부착강도 또는 그라우트 자체의 파괴강도 중 작은 값을 사용하는 것으로 선단이나 주면의 지지거동에 대해서는 제시하지 못하고 있는 실정이다.

1.3 암반에서의 말뚝 기초

말뚝 기초는 연약지반이나 풍화암과 같이 지반의 지지력이 부족하여 구조물의

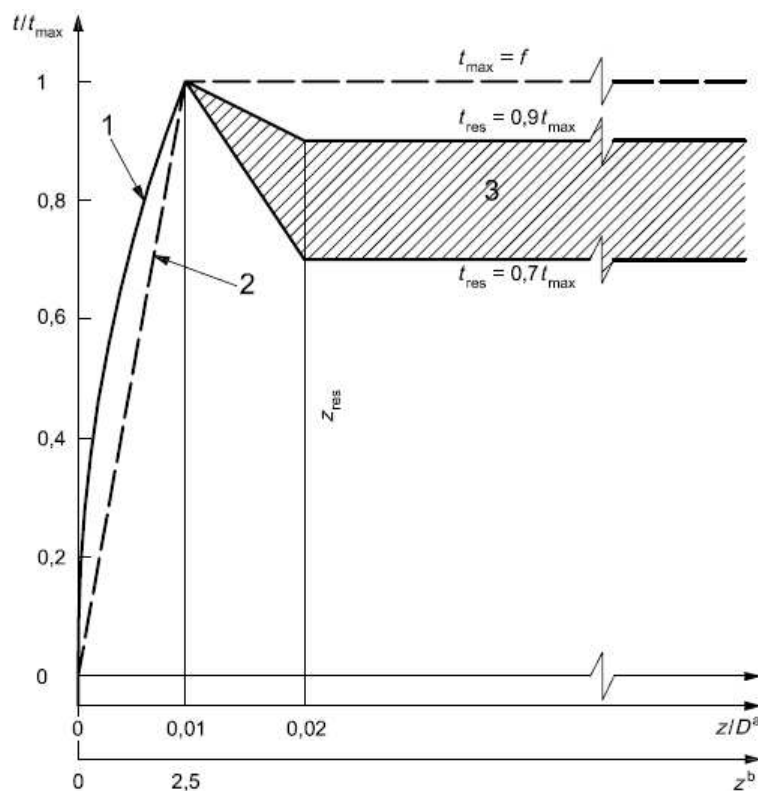


Fig. 1.6 Typical axial pile friction transfer-displacement curves (ISO, 2007)

안전 및 안정성을 확보할 수 없을 때 충분한 지지력을 확보하기 위해 설치하는 기초형식이다. 따라서 암반과 같이 지지력이 우수한 곳에서는 일반적으로 계획되지 않지만 해상풍력발전기 같이 특수한 구조물에 있어서는 경제적 시공을 위해서 불가피하게 말뚝기초를 적용해야 한다. 그러나 제주도는 화산섬으로 지반이 얇은 토사층 밑에 암반층으로 구성되어 있어서 제주도에 해상풍력발전기를 설치하기 위해서는 암반에 말뚝기초를 시공해야 한다.

축하중을 받는 말뚝에 있어서 선단과 주면부의 지지거동은 구조물의 지지력을 평가하고 거동을 예측하는데 중요한 요소이다. 그러나 앞서 언급한 바와 같이 해상 강구조물에 대해 규정하고 있는 ISO 19902(2007)에서 암반에 매입된 말뚝의 선단과 주면부의 지지거동에 대해 제시하지 못하고 있으며, 우리나라의 구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서도 압축에 의한 선단지지력에 대해서만 간략하게 언급하고 주면지지력이나 인발에 대한 사항은 전혀 제시하지 못하고 있다. 이에 대한 기준이 없으므로 해상풍력발전기를 설계하기 위해서 가장 유사한 암반에 설치된 현장타설말뚝의 주면지지력 산정식을 적용하고 있다. 그러나 현장타설말뚝과 강관말뚝은 지지메커니즘에 큰 차이가 있으므로 이를 적용하는 것은 말뚝의 주면지지력을 과대평가하게 된다. 따라서 이로 인한 구조물의 안정성을 저해하고 거동 예측에도 오차가 발생할 수 밖에 없는 실정이다. 따라서 구조물을 보다 안전하고 경제적으로 설계 및 시공하기 위해서 암반에 매입된 강관말뚝의 지지거동에 대한 연구와 이를 토대로 한 설계식의 정립이 필요한 실정이다.

이에 본 연구에서는 제주도 해상풍력발전기에 적용되고 있는 자켓구조물의 말뚝 기초를 대상으로 하여 기초설계의 중요한 요소인 말뚝의 주면지지거동을 평가하고 암반 매입 강관말뚝의 주면지지모델을 제안하고자 한다.

2. 연구목표 및 내용

암반에 매입된 강관말뚝의 주면지지거동 특성을 평가하고 주면지지모델을 제안하기 위하여 다음과 같은 연구 목표를 가지고 연구를 수행하였다.

- **설치 지반의 물리적, 역학적 특성 평가** : 기초 공사시 해당지역의 지반 특성은 기초설계에서 반드시 필요한 사항이다. 따라서 암반에 매입말뚝을 시공하기 위해서는 대상 암반의 특성에 대한 평가가 선행되어야 할 것이다. 따라서 제주도 일부 지역에서 시료를 채취하여 물리적 특성, 역학적 특성, 환경적 조건에 대해 변수를 선정하여 시험하고 결과간의 상관성 분석을 통하여 제주도 화산암의 특성을 평가하고자 한다.
- **말뚝 시공에 사용되는 재료의 특성 분석** : 말뚝은 토사지반에서 일반적으로 타격에 의해 관입시켜 지지력을 확보한다. 그러나 도심에서 진동과 소음에 따른 민원 문제로 매입말뚝이 개발되고 사용되고 있는데, 매입말뚝 시공시 말뚝을 고정하기 위해 사용되는 주면고정액의 특성은 매입말뚝의 지지력에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 주면고정액의 배합비, 재령에 따른 주면고정액의 특성을 평가하고자 한다.
- **암반 매입말뚝의 주면지지력 결정 요소 평가** : 암반 매입말뚝은 암반을 천공하고 주면고정액을 채운 후에 강관말뚝을 삽입하는 방법으로 시공이 이뤄진다. 따라서 말뚝과 주면고정액, 암반과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하여 주면지지 메카니즘 분석의 기초자료로 활용하고자 한다.
- **암반 매입말뚝의 주면지지 메카니즘 분석** : 암반 매입말뚝의 주면지지력을 평가하기 위하여 주면파괴 메커니즘 분석이 선행되어야 한다. 암반매입말뚝의 주면파괴모드를 검토하고 연구결과를 바탕으로 주면지지력 결정 인자를 평가하고자 한다.
- **암반매입 강관말뚝의 주면지지 모델 개발 및 검증** : 연구의 최종목표인 암반매입강관말뚝의 주면지지모델을 실험결과를 토대로 개발하고 이에 대한 검증을 통해 모델의 유효성을 입증하고자 한다.
- **암반매입 강관말뚝의 인발거동 평가** : 본 연구를 통해 제안된 주면지지 모델을 암반매입 강관말뚝에 적용하여 말뚝의 제원 및 주면고정액에 따라 인발거동 특성을 비교하고 평가하고자 한다.

3. 논문의 구성

이 논문은 총 6개의 장으로 구성되어 있으며, 각 장의 세부내용은 다음과 같다.

- **1장 서론** : 연구를 수행하게 된 배경과 필요성, 목표와 내용에 대하여 기술함.
- **2장 제주도 화산암의 물리·역학적 특성** : 이 장의 목적은 말뚝을 매입하게 되는 지반의 특성을 평가하는 것으로 제주도에 채취한 화산암에 대해 기본적인 물성시험과 역학적 시험을 수행하고 기존의 연구결과와 보고 자료를 종합하여 그 특성을 분석함.
- **3장 매입말뚝을 위한 주면고정액의 역학적 특성** : 매입말뚝에 사용되는 주면고정액의 특성과 암반에 시공하는 경우 어떠한 배합을 가지고 사용하는 것이 타당한지에 대해 평가하기 위하여 배합비에 따른 주면고정액의 기본 물성시험과 강도시험을 수행하고 시험 결과를 평가함.
- **4장 제주도 화산암과 주면고정액의 전단강도 평가** : 주면고정액에 의해 고정되는 매입말뚝의 주면파괴를 검토하기 위하여 암반과 주면고정액 사이의 전단강도를 시험을 통해 평가하고 그 결과를 정리함.
- **5장 모형실험을 통한 암반매입 강관말뚝의 주면지지거동** : 주면고정액의 배합비에 따라 강관말뚝과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하기 위하여 모형실험을 수행하고 주면지지력에 대해 평가함.
- **6장 암반매입 강관말뚝의 주면지지거동 및 모델 개발** : 2~5장까지의 시험결과를 토대로 암반매입강관말뚝의 주면파괴모드를 평가하고 5장에서 수행한 모형실험 결과를 토대로 주면지지거동을 분석함. 분석결과를 바탕으로 주면지지모형을 구성하고 각 구성요소에 대한 회귀분석을 통해 모델을 개발하고 적합성을 평가함.
- **7장 암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가** : 6장에서 제안한 주면지지 모델을 말뚝에 적용하여 암반매입 강관말뚝의 거동 특성을 평가함. 암반매입 강관말뚝의 하중 전이 양상을 확인하고, 말뚝의 제원과 주면고정액이 말뚝의 거동에 미

치는 영향을 비교, 평가함.

- **8장 요약 및 결론** : 연구 결과에 대해 주제별로 요약하고 주요한 연구 결론을 제언함.

Reference

- International Energy Agency (IEA) (2017). *Key World Energy Statistics*, IEA Publications, France. pp.6 (pp.95)
- International Electrotechnical Commission (IEC) (2009). *Design Requirements for Offshore Wind Turbines*, IEC 61400-3, Geneva, Switzerland.
- International Organization for Standardization (ISO) (2007). *Petroleum and Natural Gas Industries - Fixed Steel Offshore Structures*, ISO 19902, Geneva, Switzerland.
- Jeju Special Self-Governing Province (JSSGP) (2018). *Major Operational Report (Bureau of Economic, Trade and Jobs)*, JSSGP, pp.52 (pp.85) (in Korean).
- Korean Geotechnical Society (2015). *Code requirements for structural foundation design*, pp. 364-369 (in Korean).
- Moon, K., and Park, S. (2018). "Evaluation of the Shaft Resistance of Drilled-in Steel Tubular Pile in Rock Depending on the Proportion of Annulus Grouting Material" *Jour. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.38, No.1, pp.51-61 (in Korean).
- Schwenk, B. and Rehfeldt, K. (1998). *Untersuchungen zur Wirtschaftlichkeit von Windenergieanlagen im Offshore-Bereich der norddeutschen Küstenlinie*. 4. Deutsche Windenergie-Konferenz, Wilhelmshaven (in Deutsche).
- Tempel, J.V.D. (2006). *Design of Support Structures for Offshore Wind Turbines*, Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology.
- Yoon, S.H. and Ko, K.W. (2011). *Topography, Geology, and Underground Water in Jeju Island*, Nae Ha Publishing Company (in Korean).

II. 제주도 화산암의 물리·역학적 특성¹⁾

제주도는 약 200만년 전부터 역사시대까지 발생한 여러 차례의 화산활동으로 형성된 섬(Yoon and Ko, 2011)으로 화산암의 한 종류인 제주도의 현무암은 육지부의 암반과 달리 다양한 크기의 기공(Vesicle)이 분포하고 있다. 이러한 기공은 높은 압력에서 마그마 속에 존재하던 휘발성분이 화산이 분출되면서 압력이 낮아짐으로 마그마와 분리되지만 용암에서 미쳐 빠져 나오지 못하고 굳어지므로 형성되는 것으로 알려져 있다. 저자는 이러한 기공을 공극률을 통하여 정량화시키고 공극률이 암석의 역학적 특성에 미치는 영향을 실험을 통하여 평가하고 연구결과(Moon et al., 2014)를 학술지에 발표한 바 있다. 본 장에서는 발표한 연구결과를 보완하여 재해석하였으며, 타연구자의 연구결과와 더불어 제주도 화산암의 물리적, 역학적 특성을 정리하고자 한다.

1. 서론

제주도 화산암에 대한 연구는 지구물리학적 관점에서 지질학적 특성에 대한 연구가 많이 진행되어 왔으며, 그로 인해 제주도의 형성과정과 지질개관에 대해 정립되었다. 반면, 제주도에서는 대형 건축물이나 대규모 토목사업이 진행되지 않았었기 때문에 지반의 특성에 대한 정밀한 분석이 요구되지 않았었으나, 최근에는 유입인구의 증가에 따른 구조물의 대형화와 신재생에너지 사업을 위한 기초 건설을 위해 지반의 공학적 특성에 대한 심도 깊은 연구가 요구되고 있다. 최근에는 이러한 요구에 의해 몇몇 연구자들이 제주도의 화산암에 대한 물리적, 역학적 특성에 대해 연구를 수행하였고, 대규모 사업을 위해 다양한 지반특성에 대한 조사가 수행되어 보고되었다. 본 장에서는 기존 연구 및 조사에서 고려되지 못하였던 사이트에 대해 추가 실험을 수행하였으며, 기존 연구 결과와 더불어 비교

1) 본 장은 저자가 대한토목학회 논문집에 게재한 논문(Moon et al., 2014)을 원용하고 일부 보완함

분석하여 연구결과의 신뢰성을 높이고, 물성간의 상관관계를 제시하고자 한다.

2. 기존 연구 결과

제주도 화산암에 대한 물성 및 강도를 평가하고 그 특성을 분석한 기존 연구 및 보고서를 간략하게 정리하면 다음과 같다.

Kim and Choi(1991)은 애월부터 고산 일대에서 시료를 채취하여 제주도 북서부의 화산암체에 대한 지질공학적 연구를 수행하였다. 용암 내에서 발생하는 기공이 화산암의 강도를 좌우함을 물성 및 강도시험과 기공상을 측정하여 정량적으로 평가하였다.

Kwon et al.(1993)은 제주도 화산암의 수리지질학적 특성을 평가하기 위하여 제주 전역에서 73개의 시료에 대해 물성시험을 수행하였다. 지역별 화산암의 밀도, 공극률, 탄성과속도, 전기비저항, 투수율을 평가하고, 물성간의 상관관계를 분석하였다. 수리지질학적인 특성에 맞게 제주도 지반의 대표적인 물성값을 제시할 수는 있었으나 역학적 특성과 연결할 수 없는 한계를 가지고 있다.

Eum(2002)은 제주도에 분포하고 있는 현무암(서귀포시 중문동, 표선면 하천리, 조천읍 북촌리, 남원읍 한남리)을 대상으로 기공에 따른 제주도 화산암의 역학적 특성을 평가하였다. 육안에 의한 기공의 유무로 구분하여 유공질과 무공질로 구분하고, 각 시료에 대해 비중 및 흡수율, 일축압축강도, 압력인장강도, 휨강도를 측정하고 상관성을 분석하였다. 그 결과 일축압축강도는 무공질 시료가 유공질 시료보다 2배 정도의 값을 나타냈다. 무공질 시료는 중심축 기준 45도로 취성파괴가 나타나며 유공질 시료는 중앙부가 파괴되는 연성파괴와 잔류응력 현상이 나타났다. 유공질 시료의 비중은 2.298~2.528, 무공질 시료는 2.619~2.823으로 약 12% 높게 나타났으며, 흡수율은 유공질 시료가 1.4~2.6, 무공질은 0.8~1.5로 약 40%정도 낮게 나타나 공극의 정도에 따라 비중 및 흡수율의 차이가 매우 크다고 평가하였다. 제주도 현무암의 기공유무에 따른 물성치와 대표적인 강도값을 확인할 수 있었으나 물성과 강도사이의 상관성 분석이 이뤄지지 못하였다.

Kim(2007), Nam et al.(2008a, b)과 Nam et al.(2009)은 제주도 현무암의 공학적

특성을 정립하기 위하여 서귀포시 성산읍 일대에서 표선리 현무암, 조면암질 현무암, 스킨리아(Scoria)를 각 16개씩 채취하여 물성 및 강도시험을 수행하였다. 비중 및 흡수율, 투수계수, 탄성파속도, 슈미트해머 및 일축압축강도, 압열인장강도, 삼축압축강도를 측정하여 분석하였다. 흡수율은 스킨리아가 가장 크고, 표선리 현무암, 조면암질 현무암 순으로 나타났고, 비중은 조면암질현무암, 표선리 현무암, 스킨리아 순으로 작아졌다. 비중이 클수록 흡수율과 투수계수가 작아지는 경향이 있음을 확인하였다. 또한 암석의 수분함량이 증가하게 되면 공극내 물의 영향으로 인하여 암석의 입자간 결합력이 떨어지게 되어 압축강도와 인장강도가 저하된다고 보고하였다. 그리고, 삼축압축시험 결과를 통하여 Mohr-Coulomb 및 Hoek-Brown 파괴규준을 사용하여 점착력과 내부마찰각을 도출하고 결과를 비교하였다.

Cho et al.(2009)는 한라산 정상부의 백록담 암체의 풍화작용에 의한 역학적 특성의 변화를 분석하였다. 이를 위해 한라산조면암 분포지역의 지질학적 특성을 조사하고, 풍화단계별로 조면암 시료를 채취하여 SEM, XRD, XRF 분석을 통해 2차 변질광물의 종류와 함량 및 광물조성의 변화를 관찰하였으며, 기계적풍화작용은 미세균열 및 공극을 발달시켜 암반의 역학적 강도 저하를 야기하고 있음을 보고하였다.

Yang(2014, 2015)은 제주도 화산암에 대한 기존 연구결과와 연구개발사업 및 대규모 공사현장의 지질조사 자료를 종합하여 물리, 역학적 특성에 대한 종합적인 비교, 분석을 수행하였다. 그 결과 흡수율 및 공극률과 겉보기 비중과의 관계는 일반적으로 선형의 관계에 있으며, 여러 환경적 요인에 의해 제주도 화산암은 두 개의 서로 다른 선형근사로 대표할 수 있음을 보고하였다. 그 선형근사관계를 고려함으로 각 물성간의 상관성을 명확하게 구분하였으며, 시료채취 지역별 유사관계를 분석하였다.

본 장에서는 Yang(2014, 2015)이 수집하여 종합적으로 분석한 데이터에 저자가 실험한 결과를 추가하여 상관성을 분석하였다. Yang(2014, 2015)가 수집하여 분석한 데이터는 대부분 제주광역경제권 선도산업 육성사업의 최종보고서(GK eng. et al., 2015) 데이터이며, 추가적으로 제주도에 있는 공사현장의 지질조사보고서와 기존연구결과 데이터를 사용하였다. 먼저, 제주광역경제권 선도산업 육성사업의

데이터는 해상풍력발전기의 기초설계를 위한 기초 조사에 의한 것으로 해안가 및 해상에 대한 결과이다. 또한 공사현장의 보고서는 대부분 항만공사들에 대한 데이터이므로 제주도 연안 및 해상을 대상으로 하고 있다. 기존 연구결과도 대부분 해안가에 위치하고 있어 산간지방의 데이터가 부족한 실정이다. 따라서 중산간(애월 어음리, 상가리)에서 시료를 추가적으로 채취하여 물성 및 강도시험을 수행하였으며, 기존 데이터와 더불어 분석하였다.

3. 시험편 및 시험 방법

3.1 연구대상 암석

3.1.1 조천읍

첫번째 연구대상 지역은 제주특별자치도 제주시 조천읍 북촌리 일대이며, 이곳에 위치한 채석장에서 현무암을 채취하여 연구를 진행하였다. 본 지역은 한국지질자원연구원에서 제시하는 지질도(Fig.2.1(a)) 상에서 선흘리현무암질안산암(Qsba)이 분포된 것으로 나타났다. 선흘리현무암질안산암은 현무암질 용암류로 구성되어 있다. 이 암석은 흑회색 내지는 암회색의 암색에 미반상구조를 나타내며 반정

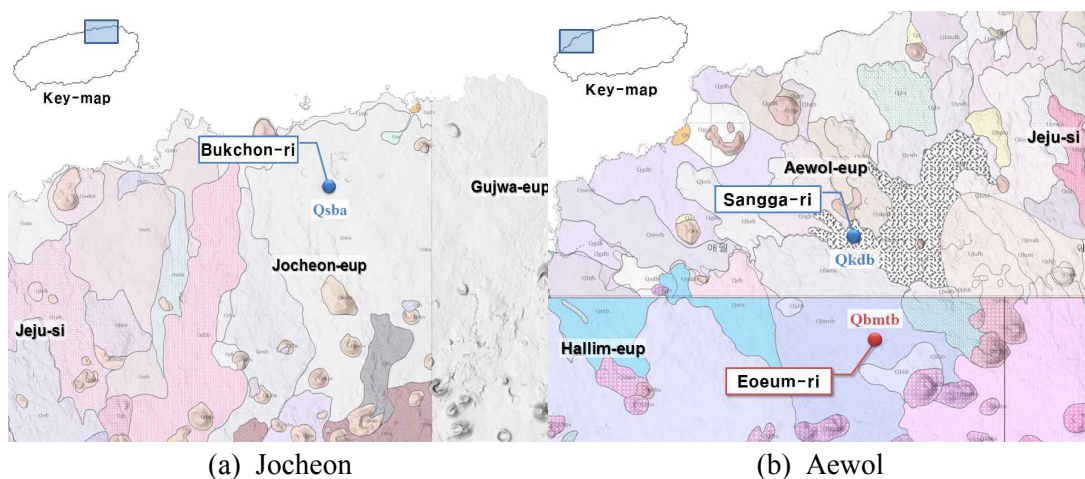


Fig. 2.1 Geologic map of the study area (KIGAM)

을 이루는 광물은 3~4mm의 담황갈색의 감람석으로 약 5%의 함량을 보인다. 풍화면에서는 1~2mm 크기의 사장석이 침상으로 발달하는 특징을 보인다. 현미경 하에서 0.3~1.0mm 크기의 감람석이 반정으로 약 1% 함유되어 있다. 석기 (groundmass)는 휘석 50%, 사장석 40%, 5%의 불투명광물과 감람석으로 구성되어 있고 소량의 인회석이 분포한다. 부위에 따라 석기를 이루고 있는 광물의 크기는 변화가 있어 미반정 크기로 석기를 이루고 있기도 한다. 선흘리현무암질안산암에 대한 화학분석 결과는 다음과 같다. SiO_2 는 52.69~53.40 wt%, Na_2O s는 2.97~3.08 wt%, K_2O 는 0.71~0.81 wt%의 범위에 해당한다. Na_2O+K_2O 는 3.68~3.89 wt%의 범위에 해당되며, SiO_2 와 Na_2O+K_2O 의 비를 이용한 화산암류 분류법 (Cox et al., 1979, Fig.2.2(a))에 의하면 현무암질안산암에 해당된다(Park et al., 1998).

3.1.2 애월읍

두 번째 연구대상 지역은 제주특별자치도 제주시 애월읍 상가리와 어음리로 선정하였으며, 지하수 굴착 과정에서 채취된 시료를 통해 화산암을 채취하였다. 채취지역은 한국지질자원연구원에서 제시하는 지질도(Fig. 2.1(b)) 상에서 상가리는 금덕리현무암(Qkdb)이, 어음리는 부면동조면현무암(Qbmtb)이 분포하는 것으로 나타났다.

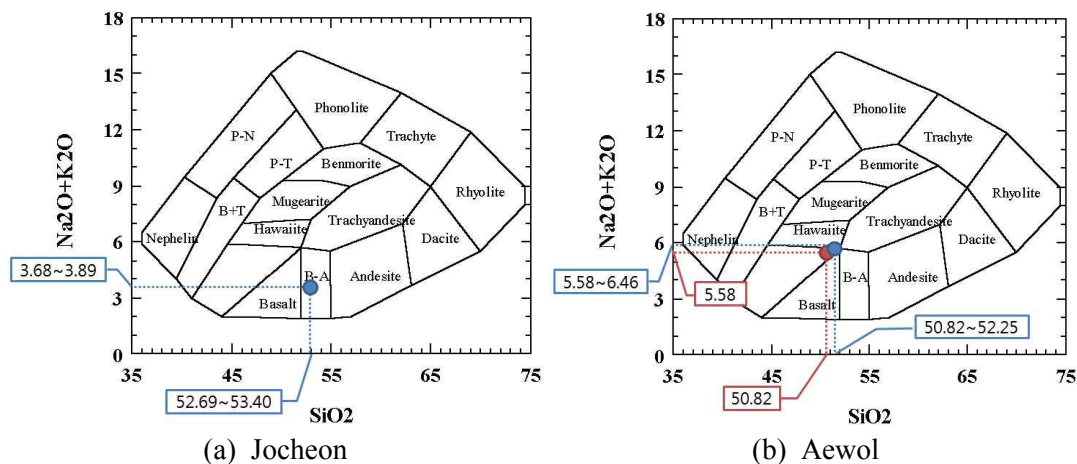


Fig. 2.2 Total alkali-silica diagram for volcanic rocks (Cox et al., 1979)

제주·애월도폭 지질보고서(Park et al., 1998)에 의하면 금덕리현무암은 암회색이며, 2~5mm 크기의 장석 반정이 1~1.5%, 1~3mm 크기의 휘석 반정이 1%이내이고, 1~2mm 크기의 휘석반정이 1% 함유되어 있다. 화학조성은 SiO_2 는 50.82 ~ 52.25 wt%, Na_2O 는 3.64 ~ 4.11 wt%, K_2O 는 1.94 ~ 2.35 wt%의 범위에 해당한다. Na_2O+K_2O 는 5.58 ~ 6.46 wt%의 범위에 해당되며, SiO_2 와 Na_2O+K_2O 의 비를 이용한 화산암류 명명도(Fig.2.2, Cox et al., 1979)에 의하면 현무암 영역에 도시된다. 부면동조면현무암은 전반적으로 괴상의 형태이며, 1~3mm 크기의 기공이 10~15% 정도로 발달하였다. 비현정질 조직이 우세하나 3~8mm 크기의 장석 반정과 3~5mm 크기의 휘석반정이 1% 미만으로 간혹 관찰되고 감람석은 보이지 않는다. 화학분석결과, SiO_2 는 50.82 wt%, Na_2O 는 3.64 wt%, K_2O 는 1.94 wt%의 범위에 해당한다. Na_2O+K_2O 는 5.58 wt%에 해당되며, SiO_2 와 Na_2O+K_2O 의 비를 이용한 화산암 분류(Fig.2.2, Cox et al., 1979)에 의하면 부면동조면현무암도 현무암 영역에 해당된다.

3.2 시험편 채취 및 제작





제주도 화산암의 기공이 공학적 특성에 미치는 영향을 확인하기 위하여 조천 북촌리에서는 육안으로 보기에 기공의 분포가 상이한 3종류의 암석시료를 채취하였고, 애월읍 상가리에서는 기공이 거의 없는 화산암을, 어음리에서는 기공이 매우 많이 분포하고 있는 화산암을 시료로 채취하였다. 채취한 시료는 석재사에서 암석시료의 상하단면을 절단하고 Coring machine을 이용하여 암석시험편을 제작하였으며, Coring machine의 Bit 크기는 BX구경(외경 60mm)으로 제작된 시험편의 직경은 평균 43.34mm(표준편차=0.50)이다. 암석시료의 균질성을 최대한 확보하기 위하여 하나의 암반에서 동일한 방향에 대해 채취하였다. 암석의 압축강도 시험(KS E 3033, ASTM D 7012)에서 규정하는 바와 같이 시험편의 종횡비(h/d)가 2.0이 되도록 제작하였으며, 암석의 인장강도시험(KS E 3032)에는 원주형 시험편으로 길이 l 과 지름 d 의 비가 0.5~1.0의 값을 사용할 것을 규정하고 있으므로 종횡비를 0.5로 제작하였다.

Table 2.1은 제작된 압축강도 시험편 사진을 정리한 것으로 좌측열은 조천읍, 우측열은 애월읍에서 채취된 화산암이다. 첫 행은 육안으로 공극이 없는 것이고, 마지막 행은 기공이 크고 불규칙하게 분포하고 있는 것이며, 두 번째 행은 일부 기공이 있지만 많지 않은 것이다.

3.3 시험 방법

제주도 화산암의 기공이 공학적 특성에 미치는 영향을 평가하기 위하여 기본적인

Table 2.1 Test specimens

Pore size	Jocheon	Aewol
Small	 <p>Bukchon-S (BS)</p>	 <p>Sangga-S (SS)</p>
Medium	 <p>Bukchon-M (BM)</p>	-
Large	 <p>Bukchon-L (BL)</p>	Eoeum-L (EL)

인 물성 및 역학시험을 수행하였다. Table 2.2는 수행한 시험들과 변수, 시험편 수를 정리한 것으로 기공의 크기와 각 시험에서의 변수에 따라 각각 5개씩 총 100개의 시험편을 시험하였다.

먼저, 현무암 시료의 일반적인 물리적 특성을 확인하기 위하여 비중/흡수율시험(KS F 2518), 공극률 시험, 탄성과시험(ASTM D 2845)을 수행하였다. 또한 역학적 특성을 확인하기 위해 일축압축강도시험(KS E 3033, ASTM D 7012), 인장강도시험(KS E 3032)을 수행하였으며, 압축강도시험시 축변형률과 횡변형률을 측정하여 포아송비와 탄성계수(ASTM D 7012)를 계산하였다. 공극률은 한국암반공학회 암석표준시험법(KSRM, 2010)의 ‘암석의 공극률 및 밀도 측정 표준시험법’을 따라 캘리퍼 방법과 부력 이용 방법 2가지를 사용하여 측정하였다. 그러나 암석표준시험법에서 제시하는 수침방법(1시간 이상 800Pa 이하의 진공상태에서 교란

Table 2.2 Test types and parameters

Type of test	Test method	Condition of specimen	Number of specimen					Total (ea)	Remarks
			Jocheon			Aewol			
			BS	BM	BL	SS	EL		
Uniaxial compressive strength test (C)	KS E 3033	Dry (D)	5	5	5	5	5	50	
		Wet (W)	5	5	5	5	5		
Tensile strength test (T)	KS E 3032	Dry (D)	5	5	5	5	5	50	
		Wet (W)	5	5	5	5	5		
Elastic modulus (E_s)	ASTM D 7012	Dry (D)	5	5	5	5	5	50	Specimens for compressive strength test
		Wet (W)	5	5	5	5	5		
Poisson's ratio	ASTM D 7012	Dry (D)	5	5	5	5	5	50	
		Wet (W)	5	5	5	5	5		
Elastic wave test	ASTM D 2845	Dry (D)	5	5	5	5	5	50	
		Wet (W)	5	5	5	5	5		
Specific gravity / Absorption	KS F 2518	Dry (D)	20	20	20	20	20	100	
Porosity (Caliper / Buoyancy)	KSRM Standard Test Methods	Dry (D)	20	20	20	20	20	100	

시키며 수침)은 시험환경 여건상 수행할 없어서 비중/흡수율 시험법(KS F 2518)에서 제시하고 있는 수침방법(20±5℃로 유지되는 증류수나 여과수에 48시간 이상 수침)으로 대체하였다. 또한 암석의 함수상태가 물리적 및 역학적 성질에 미치는 영향을 확인하기 위하여 건조상태와 표면건조포화상태로 구분하여 시험을 수행하였다. 임의의 5개 시험편은 건조상태로, 나머지 5개 시험편은 KS F 2518에서 규정한 표면건조포화상태로 시험을 수행하였다. 탄성파시험은 ASTM D 2845와 한국암반공학회에서 제시하는 암석표준시험법(KSRM, 2010)을 따라 송수신기의 이격거리와 파동의 전파시간을 이용하여 계산하였다. 본 연구에서는 MKC사의 Ultracon-170 모델을 사용하여 파동의 전파시간을 측정하고, 버니어캘리퍼스를 이용하여 암석시편의 길이(송수신기의 이격거리)를 측정하여 탄성파속도를 결정하였다.

4. 시험 결과 및 분석

애월읍과 조천읍에서 채취한 5종류의 화산암에 대해 물리적, 역학적 시험을 수행한 결과를 Table 2.3과 2.4에 정리하였다. Table 2.3은 일축압축강도시험과 함께 수행된 시험결과를 정리한 것이고, Table 2.4는 인장강도시험과 함께 수행된 시험결과를 정리한 것이다.

Table 2.3 Summary of results for compressive strength test

Specimen ID	Bulk Specific Gravity	Absorption (%)	Effective porosity (%)		Dried Unit Weight (kN/m ³)	UCS* (MPa)	Elastic Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	ElasticWave Velocity(m/sec)		
			Buoyancy	Caliper					P-wave	S-wave	
BS-CD	1	2.591	1.94	5.01	5.01	25.367	61.41	11,372	0.15	3,451	1,803
	2	2.579	2.03	5.24	5.23	25.255	59.04	16,677	0.13	3,896	2,014
	3	2.600	1.96	5.11	5.10	25.431	77.45	11,410	0.14	3,547	1,818
	4	2.591	2.02	5.23	5.21	25.336	69.87	14,575	0.15	3,905	2,021
	5	2.584	1.97	5.10	5.09	25.298	59.20	16,130	0.14	3,455	1,825

Speimen ID	Bulk Specific Gravity	Absorption (%)	Effective porosity (%)		Dried Unit Weight (kN/m ³)	UCS* (MPa)	Elastic Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	Elastic Wave Velocity(m/sec)		
			Buoyancy	Caliper					P-wave	S-wave	
BM-CD	1	2.627	1.72	4.52	4.48	25.527	96.09	15,625	0.15	4,253	2,225
	2	2.624	1.71	4.47	4.47	25.660	115.58	16,506	0.11	4,532	2,319
	3	2.617	1.81	4.73	4.68	25.418	83.02	21,916	0.12	4,427	2,307
	4	2.637	1.76	4.65	4.63	25.753	57.84	34,263	0.20	3,780	1,976
	5	2.623	1.85	4.85	4.80	25.433	60.60	22,921	0.16	4,324	2,211
BL-CD	1	2.321	3.04	7.06	6.70	21.570	28.89	8,270	0.22	3,258	1,703
	2	2.380	2.62	6.23	6.00	22.460	37.85	13,765	0.22	3,326	1,716
	3	2.381	2.56	6.09	5.90	22.609	38.10	19,741	0.24	3,284	1,690
	4	2.390	2.38	5.68	5.47	22.563	43.24	32,415	0.20	3,755	1,963
	5	2.448	2.31	5.64	5.46	23.208	73.17	25,693	0.18	4,258	2,206
SS-CD	1	2.744	1.11	3.05	3.02	26.596	94.7	19,771	0.16	3,514	1,902
	2	2.729	1.23	3.35	3.34	26.630	91.5	23,160	0.17	3,750	1,693
	3	2.770	1.07	2.95	2.93	26.986	95.7	29,191	0.21	4,253	2,223
	4	2.730	1.23	3.36	3.35	26.626	89.8	25,937	0.18	3,775	1,936
	5	2.693	1.40	3.78	3.76	26.232	74.6	21,288	0.18	3,904	2,008
EL-CD	1	2.379	2.58	6.15	5.75	21.811	23.0	8,425	0.21	3,255	1,613
	2	2.295	2.73	6.26	6.00	21.547	39.2	15,060	0.22	3,906	2,013
	3	2.222	2.56	5.69	5.42	20.728	29.7	22,417	0.20	3,455	1,852
	4	2.263	2.19	4.96	4.72	21.117	29.7	11,610	0.23	3,523	2,134
	5	2.282	2.49	5.68	5.42	21.309	26.5	14,188	0.21	3,529	1,945
BS-CW	1	2.598	2.04	5.31	5.27	25.277	61.92	11,296	0.12	3,215	1,662
	2	2.604	1.98	5.15	5.15	25.537	53.05	14,162	0.14	3,229	1,696
	3	2.580	2.12	5.48	5.45	25.158	50.81	19,755	0.16	3,144	1,637
	4	2.601	2.11	5.50	5.42	25.112	58.98	14,389	0.16	3,304	1,698
	5	2.606	2.12	5.51	5.38	24.912	45.51	10,437	0.18	3,014	1,593
BM-CW	1	2.630	2.01	5.30	5.24	25.512	53.98	11,444	0.15	3,684	2,014
	2	2.635	2.01	5.31	5.20	25.307	47.84	12,393	0.12	3,269	1,701
	3	2.619	1.92	5.03	4.99	25.485	46.70	9,999	0.15	3,176	1,625
	4	2.625	1.90	5.00	4.93	25.370	55.37	12,516	0.14	3,336	1,689
	5	2.631	1.98	5.21	5.15	25.478	30.17	9,609	0.11	3,205	1,632

Speimen ID	Bulk Specific Gravity	Absorption (%)	Effective porosity (%)		Dried Unit Weight (kN/m ³)	UCS* (MPa)	Elastic Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	ElasticWave Velocity(m/sec)		
			Buoyancy	Caliper					P-wave	S-wave	
BM-CW	1	2.385	2.82	6.72	6.47	22.517	35.47	9,011	0.19	3,089	1,612
	2	2.415	2.99	7.23	6.96	22.776	50.30	13,161	0.17	3,247	1,690
	3	2.403	2.70	6.48	5.62	20.437	34.38	12,657	0.21	3,011	1,574
	4	2.441	2.68	6.54	5.67	20.754	31.63	6,682	0.24	3,004	1,532
	5	2.361	3.11	7.35	6.29	19.803	31.82	13,192	0.18	3,103	1,613
SS-CW	1	2.761	1.13	3.13	3.12	26.948	80.4	27,094	0.19	3,142	1,634
	2	2.765	1.07	2.97	2.95	26.961	86.6	24,222	0.20	3,584	1,985
	3	2.756	1.12	3.08	3.04	26.694	89.4	17,164	0.12	3,682	2,021
	4	2.721	1.31	3.56	3.54	26.506	83.9	25,073	0.17	3,326	1,798
	5	2.775	1.09	3.01	2.99	26.936	80.4	21,610	0.17	3,408	1,816
EL-CW	1	2.296	2.86	6.56	6.21	21.279	23.0	9,040	0.20	3,282	1,793
	2	2.312	2.62	6.05	5.80	21.712	24.3	10,003	0.20	3,620	1,984
	3	2.274	2.32	5.27	4.93	20.829	17.1	9,617	0.26	3,484	1,876
	4	2.240	2.53	5.66	5.43	21.051	25.6	9,968	0.25	3,328	1,763
	5	2.240	2.41	5.40	5.13	20.839	19.0	9,619	0.25	3,680	2,015

* Uniaxial compressive strength

Table 2.4 Summary of results for tensile strength test

Specimen ID	Bulk Specific Gravity	Absorption (%)	Effective porosity (%)		Dried Unit Weight (kN/m ³)	Tensile Strength (MPa)	
			Buoyancy	Caliper			
BS-TD	1	2.594	2.42	6.27	6.20	25.154	4.60
	2	2.586	2.34	6.06	6.02	25.189	2.80
	3	2.604	2.30	5.99	5.89	25.115	5.66
	4	2.609	2.43	6.33	6.18	24.955	6.88
	5	2.620	2.35	6.15	6.03	25.204	4.08
BM-TD	1	2.655	1.93	5.13	5.05	25.619	3.52
	2	2.650	2.20	5.83	5.79	25.760	3.73
	3	2.659	1.84	4.90	4.83	25.668	3.52
	4	2.650	1.89	5.00	4.82	25.025	4.44
	5	2.635	1.93	5.08	5.00	25.450	3.61

Specimen ID	Bulk Specific Gravity	Absorption (%)	Effective porosity (%)		Dried Unit Weight (kN/m ³)	Tensile Strength (MPa)	
			Buoyancy	Caliper			
BL-TD	1	2.313	4.13	9.54	8.23	19.543	4.24
	2	2.504	2.52	6.30	5.94	23.127	4.07
	3	2.463	2.47	6.09	5.75	22.785	4.17
	4	2.439	2.41	5.88	5.51	22.372	4.28
	5	2.334	4.23	9.87	8.75	20.271	3.95
SS-TD	1	2.705	1.20%	3.26%	3.20%	26.042	8.10
	2	2.752	0.91%	2.51%	2.46%	26.450	5.62
	3	2.763	1.00%	2.77%	2.75%	26.930	6.99
	4	2.729	1.13%	3.08%	2.99%	25.966	4.89
	5	2.663	1.24%	3.31%	3.26%	25.703	5.24
EL-TD	1	2.406	2.45%	5.89%	5.50%	22.033	5.71
	2	2.331	2.25%	5.24%	4.25%	18.523	5.27
	3	2.321	2.27%	5.27%	5.10%	21.992	7.11
	4	2.490	1.87%	4.65%	4.00%	20.973	4.53
	5	2.505	1.79%	4.49%	3.67%	20.070	3.85
BS-TW	1	2.617	2.00	5.25	5.14	25.145	4.58
	2	2.610	2.12	5.53	5.45	25.198	3.18
	3	2.607	2.14	5.59	5.51	25.198	3.58
	4	2.592	2.10	5.43	5.31	24.845	5.50
	5	2.612	2.37	6.20	6.09	25.142	4.77
BM-TW	1	2.633	1.84	4.84	4.73	25.260	3.65
	2	2.621	1.97	5.16	5.11	25.408	3.56
	3	2.647	1.97	5.22	5.12	25.423	6.11
	4	2.620	1.66	4.36	4.38	25.802	3.61
	5	2.641	1.85	4.88	4.86	25.784	6.03
BM-TW	1	2.457	2.67	6.56	6.28	23.052	5.10
	2	2.402	2.79	6.71	6.32	22.167	3.24
	3	2.429	2.68	6.51	6.15	22.478	3.60
	4	2.473	2.45	6.05	5.78	23.150	5.84
	5	2.280	3.69	8.41	7.50	19.917	3.66
SS-TW	1	2.756	1.06%	2.93%	2.92%	26.952	5.64
	2	2.799	0.94%	2.63%	2.57%	26.818	7.16
	3	2.753	1.03%	2.84%	2.86%	27.183	5.39
	4	2.711	1.27%	3.45%	3.43%	26.437	4.54
	5	2.701	1.23%	3.32%	3.33%	26.485	4.87

Specimen ID	Bulk Specific Gravity	Absorption (%)	Effective porosity (%)		Dried Unit Weight (kN/m ³)	Tensile Strength (MPa)	
			Buoyancy	Caliper			
EL-TW	1	2.311	2.59%	5.99%	5.64%	21.341	3.96
	2	2.300	2.55%	5.86%	5.52%	21.212	4.34
	3	2.302	2.50%	5.75%	5.56%	21.796	4.78
	4	2.576	1.91%	4.92%	4.16%	21.347	4.38
	5	2.596	1.86%	4.82%	4.16%	21.943	4.18

Table 2.3과 2.4에서 나타낸 것과 같이 시험체 제작시 육안으로 기공이 거의 보이지 않은 BS시험편의 공극률보다 일부 기공을 포함하고 있는 BM시험편의 공극률이 더 작게 나타나고 있다. 따라서 육안으로 기공의 분포만을 가지고 공극률을 예측하거나 강도를 판단할 때에는 세심한 주의가 필요하며 정확한 예측을 필요로 하는 경우 정량적인 평가가 반드시 이루어져야 할 것이다.

이후 분석시에는 기존 연구결과(Kim and Choi, 1991; Eum, 2002; Kim, 2007; Cho et al., 2009; Yang, 2014, 2015)와 더불어 각 특성간의 상관관계를 분석하여 분석결과의 신뢰성을 높이고자 한다. 또한 Yang(2014, 2015)은 흡수율과 겉보기 비중 관계에서 제주도 화산암은 2가지 경향을 나타내고 있음을 보고하였다. 따라서 본 연구에서도 시험결과가 선형근사(1)과 (2) 중 어디에 속하는지 검토하고 선형근사에 따라 상관관계를 분석하였다. 그래프에서는 Yang(2014, 2015)에 의해 분석되어진 데이터와 새롭게 분석하는 데이터로 구분하여 도식하였다.

4.1 공극률

4.1.1 측정방법에 따른 공극률

한국암반공학회 암석표준시험법(KSRM, 2010)에서는 유효공극률을 측정하는 방법으로 캘리퍼 방법과 부력 이용 방법을 제시하고 있다. 캘리퍼 방법은 버니어캘리퍼스로 암석시험편의 직경과 높이를 측정하고 이를 통해 부피를 결정하여 공극률을 결정하는 방법이고, 부력 이용 방법은 수중 중량을 이용하여 부력의 원리로 암석시험편의 부피를 결정하여 공극률을 결정하는 방법이다. 본 연구에서는 두 방법을 모두 사용하여 공극률을 측정하였으며, 측정된 공극률을 비교하여 제

주도 현무암에 적합한 값을 결정하였다.

Fig. 2.3은 공극률 측정 방법에 따른 각 시험편의 공극률을 비교한 그래프로써 x축은 캘리퍼 방법, y축은 부력 이용 방법으로 결정된 공극률이다. 그림에서 나타난 바와 같이 공극률이 증가할수록 캘리퍼 방법과 부력 이용 방법의 결과값의 차이가 커지고 있다. 이러한 차이는 시험편의 공극률을 결정할 때에 표면 기공의 고려 여부에 따른 차이로 볼 수 있다. 공극의 부피는 두 방법 모두 시험편의 표면건조포화중량과 입자중량의 차이로 결정되므로 표면의 기공을 제외하여 결정한다. 그러나 캘리퍼 방법의 경우 시험편의 부피는 상, 중, 하면의 직경을 측정하고 평균값으로 단면적을 결정한 뒤 높이를 곱하여 결정하므로 표면의 기공을 고려하지 못하고 원주형의 부피로 계산되는 반면, 부력 이용 방법은 표면건조포화중량과 수중중량의 차를 통해서 결정하므로 표면의 기공을 시험편의 부피에서 제하게 된다. 따라서 제주도 화산암과 같이 표면 기공이 발달하고, 불규칙적인 암석에 있어서 상대적으로 캘리퍼 방법이 부력 이용 방법보다 시험편의 부피를 크게 결정하여 공극률을 과소평가 하게 된다. 모든 데이터에 대해 캘리퍼 방법과 부력 이용 방법 사이의 선형회귀식은 다음과 같다.

$$n_b = 1.0489n_c \quad R^2 = 0.995 \quad (2.1)$$

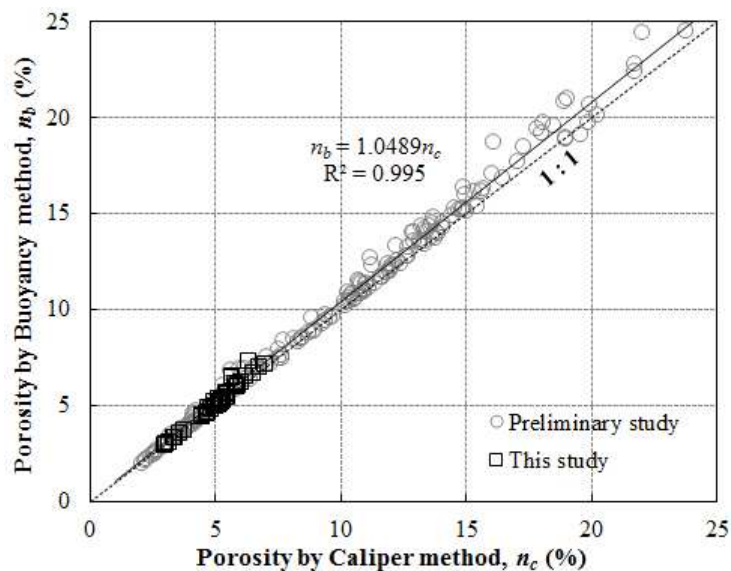


Fig. 2.3 Comparison of two different methods for the estimation of porosity

여기서, n_b : 부력 이용 방법으로 측정된 공극률 (%),
 n_c : 캘리퍼 방법으로 측정된 공극률(%)

따라서 현무암과 같이 표면의 기공이 크고 불규칙한 화산암의 공극률을 측정할 때에는 캘리퍼 방법보다 부력 이용 방법을 사용하는 것이 보다 타당하다고 판단된다. 따라서 부력 이용 방법으로 측정된 공극률을 사용하여 제주도 화산암의 역학적 특성을 분석하였다.

4.1.2 유효공극률 vs. 전체공극률

한국암반공학회 표준시험법(KSRM, 2010)에서 제시하는 공극률 측정방법은 모두 유효공극률을 측정하는 것으로, 암석 시료에서 서로 연결된 공극들만의 부피를 측정하는 것이므로 유효공극률(effective porosity)이라고 한다. 반면 연결되지 않은 공극을 포함한 모든 공극을 고려한 것을 전체공극률(total porosity)라고 하며, 이에 대해서는 다른 측정과정을 수행해야 한다고 명시하고 있다. 암석의 전체공극률을 측정하기 위해서 시료의 기본 물성치를 측정하고 강도시험 후 시료를 분쇄시켜 입자의 비중을 측정하여 공극의 부피를 계산하였다. Fig. 2.4는 전체공극률과 유효공극률과의 관계를 나타낸 것으로, 타 연구결과에서는 암석시료의

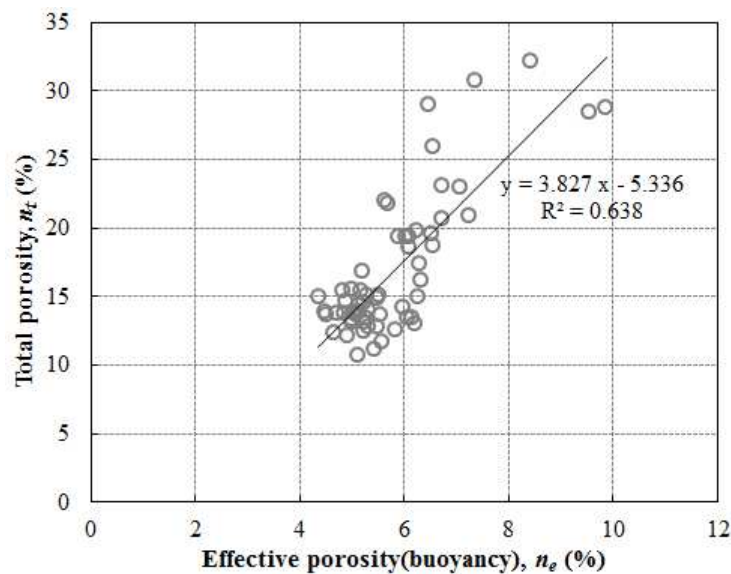


Fig. 2.4 Relationship between effective and total porosity

입자에 대한 비중 데이터가 없으므로 본 연구에서 실험한 결과만 도식하였다.

전체공극률은 유효공극률의 약 3배의 값을 나타내고 있어 제주도 화산암 내부에 폐쇄 공극이 많이 분포하고 있으며, 공극이 전체 부피의 10~30%를 차지함을 확인할 수 있다. 유효공극률과 전체공극률은 서로 선형 관계에 있지만 결정계수 (R^2)가 0.64로 다소 낮아 폐쇄공극의 분포가 불규칙함을 알 수 있으며, 분석한 데이터 범위에서 상관식은 Eq. 2.2와 같다. 그러나, 분석한 데이터의 유효공극률 범위가 4~10%로 제한되어 있으며, 데이터가 60개 밖에 되지 않기에 제주도 화산암 전체로 일반화하기에는 한계가 있다.

$$n_t = 3.827n_e - 5.336 \quad R^2 = 0.638 \quad (\text{for } 4.0 \leq n_e \leq 10.0) \quad (2.2)$$

여기서, n_t : 전체공극률 (%),

n_e : 유효공극률(%)

4.2 물성간의 상관관계

4.2.1 공극률과 흡수율

한국암반공학회 표준시험법(KSRM, 2010)에서 공극률은 Eq. 2.3과 같이 시료의 부피에 대한 시료내의 공극의 부피의 비로 결정되며, 흡수율은 흡수된 물의 무게와 시료의 건조무게의 비로 Eq. 2.4와 같이 정의하고, 모두 백분율로 표시한다.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100(\%) \quad (2.3)$$

여기서, V_v : 공극의 부피, $\frac{M_{sat} - M_s}{\rho_w}$

V : 시료의 부피(부력이용방법), $\frac{M_{sat} - M_{sub}}{\rho_w}$

M_{sat} : 표면건조포화질량(g)

M_s : 시료의 건조질량(g)

M_{sub} : 수중 질량(g)

ρ_w : 물의 밀도(g/cm^3)

$$w = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \times 100(\%) \quad (2.4)$$

암석시료의 건조단위중량($\gamma = \frac{M_s}{V}$)는 시료의 건조질량을 시료의 부피로 나눈 값이므로 흡수율은 공극률을 단위중량으로 나눈 값과 같다.

따라서 공극률과 흡수율은 모두 시료 내부의 공극에 대한 것을 표현하는 방법이나 흡수율은 공극률에 암석의 단위중량이 반영되는 차이가 있다. Fig. 2.5는 제주도 화산암의 공극률(부력이용방법)에 대한 흡수율을 도식한 것으로 공극률과 흡수율은 선형관계에 있으나 공극률이 15%를 넘어가면서 편차가 커지는 경향을 나타내고 있다.

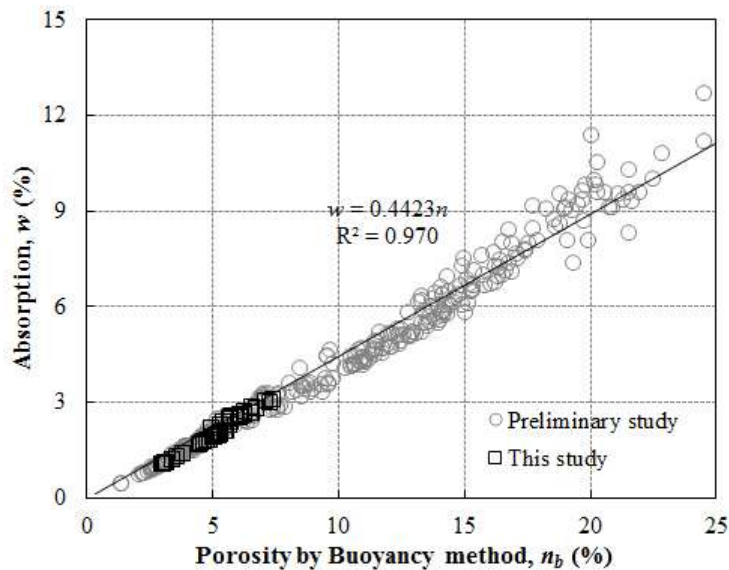


Fig. 2.5 Relationship between porosity and absorption

4.2.2 건조단위중량과 겉보기비중

Fig. 2.6은 제주도 화산암의 건조단위중량과 겉보기비중을 도식한 것으로 두 물성은 선형관계를 나타내었다. 둘 다 암석의 건조상태에서의 중량을 체적으로 나누어 산정하므로 물의 단위중량을 10kN/m^3 으로 가정한다면 겉보기비중과 건조단위중량은 동일한 값을 가져야 한다. 그러나 Fig. 2.6에 나타낸 것처럼 단위중량이

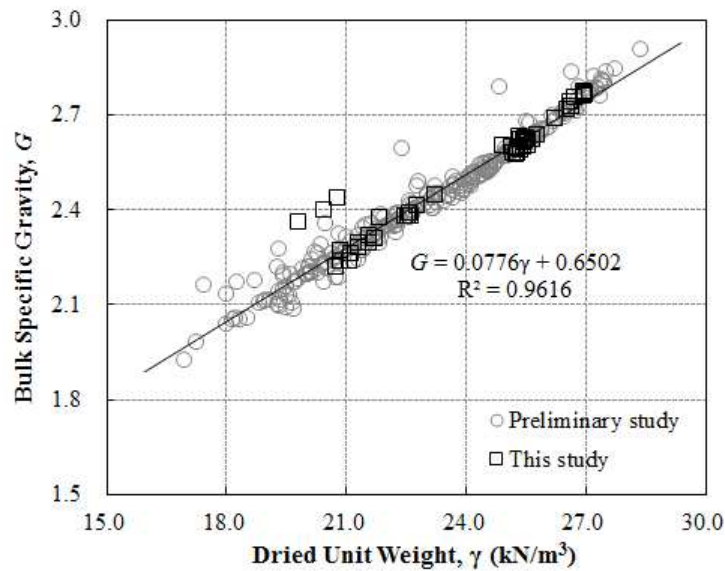


Fig. 2.6 Relationship between dried unit weight and bulk specific gravity

25kN/m³이상일 경우는 비중과 단위중량의 값이 1:1관계를 보이지만, 25kN/m³ 이하에서는 단위중량이 감소함에 따라 비중과의 차이도 증가하고 있다. 이는 공극률 측정 방법에 따라 차이를 나타낸 것과 같이 시료의 부피를 산정하는 방법에 따라 결과의 차이를 나타내고 있다. 겉보기 비중을 산정시 시료의 부피는 부력이 용법을 사용하고, 단위중량 계산에서 부피는 캘리퍼방법을 사용한다. 기공이 증가함에 따라 단위중량이 작아지므로, 단위중량의 감소는 시료의 기공이 증가로 생각할 수 있다. 따라서 단위중량이 작아짐에 따라 표면 기공이 증가하게 되고 이로 인한 시료의 체적에 차이가 발생하므로 비중이 더 큰 값을 나타내게 된다.

4.2.3 흡수율과 비중

앞에서 언급한 바와 같이 Yang(2014, 2015)은 흡수율과 겉보기 비중과의 관계를 통해 제주도 화산암은 두가지의 선형근사 관계를 가진다고 보고하였다. Fig. 2.7은 Yang(2015)이 제안한 선형근사관계에 본 실험 결과를 도식한 것으로 제주도 화산암의 비중은 흡수율이 증가함에 따라 약 3.0에서부터 두 개의 직선으로 감소하는 경향을 보인다. 조천에서 채취한 화산암과 애월에서 채취한 화산암 모두 흡수율의 증가에 따라 비중이 급격히 감소하고 있으며, Yang(2014, 2015)가 제안한 선형근사(1)에 해당하는 것으로 나타났다. 실험결과를 추가하여 선형상관관계를

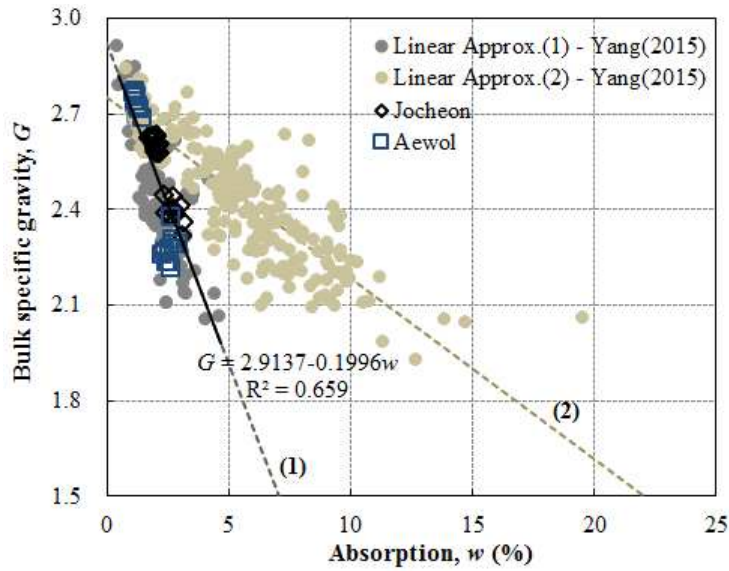


Fig. 2.7 Relationship between absorption and bulk specific gravity

도출한 결과 Eq. 2.5와 같은 결과를 얻을 수 있었다.

$$G = 2.9137 - 0.1996w \quad R^2 = 0.659 \quad (2.5)$$

여기서, G : 겉보기 비중

w : 흡수율 (%)

Yang(2014)은 선형근사에 따른 지역적 분포를 검토하여서, 제주도 북서부와 남서부의 화산암은 선형근사(2)에 해당하고, 제주도 북동부 육해상과 제주도 남부에 분포한 화산암은 선형근사(1), 제주도 남동부는 선형근사(1)과 (2)에 해당하는 암석이 혼재하여 출현하는 것으로 보고하였다. 그러나 본 연구를 통한 시험 결과에서 제주도 북동부(조천읍)와 북서부(애월읍)의 화산암은 둘 다 선형근사(1)에 해당하고 있어 북서부 지역에서도 남동부와 같이 선형근사(1)과 (2)가 혼재하여 출현하고 있다. 따라서 제주도의 화산암은 흡수율과 겉보기 비중관계에서 뚜렷한 구분이 이루어지지만 이것을 지역적으로 구분하기 위해서는 보다 다양한 지역의 화산암 데이터를 수집하고 분석하여야 할 것으로 사료되며, 이와 함께 암석의 지질학적 특성과의 연계한 분석이 이뤄져야 할 것으로 사료된다.

4.3 역학적 특성과의 상관성 분석

본 절에서는 일축압축강도, 탄성계수, 인장강도와 같은 역학적 특성과 물성과의 상관관계를 분석하고자 한다. 상관성 분석에는 시료의 함수상태와 Yang(2014, 2015)이 제안한 선형근사관계로 구분하여 분석하였다.

4.3.1 일축압축강도

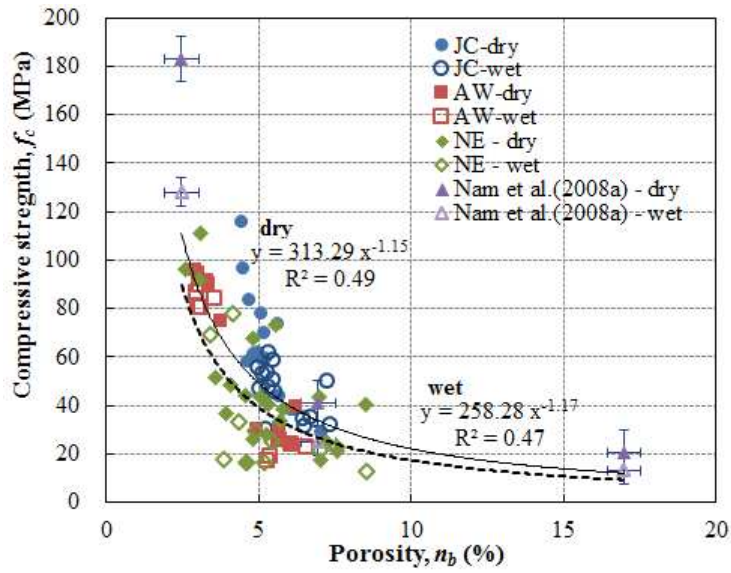
1) 공극률과 일축압축강도

Fig. 2.8은 공극률과 일축압축강도와의 관계를 나타낸 것으로, (a)는 암석의 습윤 여부와 시험지역에 따라 구분하였으며, (b)는 Yang(2014, 2015)의 선형근사관계로 구분하여 도식하였다.

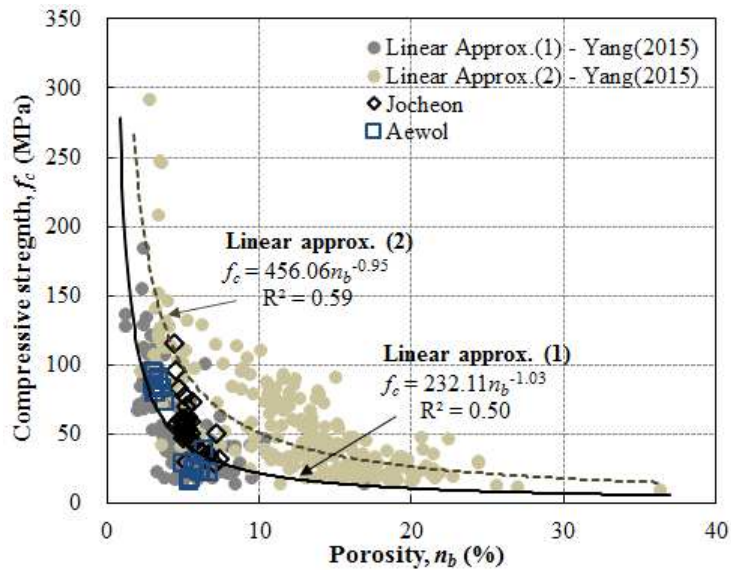
Fig. 2.8(a)는 암석의 습윤여부가 압축강도에 미치는 영향을 평가하기 위하여 건조상태와 표면건조포화상태에서의 압축강도를 측정된 결과를 도식한 것이며, 여기에 Nam et al.(2008a)이 수행한 시험 결과를 함께 나타내었다. Nam et al.(2008a)은 조면암질 현무암과 표선리 현무암, 스킨리아에 대해 물리적, 역학적 시험들을 수행하였으나 스킨리아는 화산재가 쌓여서 형성된 것이고, 화산암은 마그마가 굳어서 형성된 것으로 스킨리아와 생성 과정에 큰 차이를 나타내고 있으므로 본 연구에서는 조면암질 현무암과 표선리 현무암에 대한 결과만을 인용하였다. 또한 Nam et al.(2008a)의 데이터는 시험편 별로 구분되지 않으므로 암석별 평균값을 가지고 상관성 분석에 사용하였으며, Fig. 2.8(a)에는 평균값과 표준편차를 사용하여 도식하였다.

현무암의 일축압축강도는 공극률이 증가함에 따라 지수적으로 감소하는 경향을 나타내고 있으며, Pola et al.(2010)의 공극률과 일축압축강도의 관계와 같은 경향을 나타내고 있다. 공극률이 증가함에 따라 압축강도가 감소하는 것은 공극률이 증가할수록 유효압축면적이 감소하기 때문으로 판단된다.

Fig. 2.8(a)에 나타낸 것과 같이 습윤여부에 따른 강도의 영향은 기존 연구결과(Kim, 2007; Nam et al., 2008(a); Nam et al., 2008(b))들과 같이 습윤시편의 강도가 건조시편의 강도보다 작게 나타나고 있다. 이는 콘크리트 공시체에서 수침시 외



(a)



(b)

Fig. 2.8 Relationship between porosity and compressive strength

부와 내부의 팽창 정도가 달라 이로 인한 잔류응력이 발생하여 압축강도를 저하 (Bartlett and MacGregor, 1994)시키는 것과 동일한 영향일 것으로 추측된다. 그러나 공극률이 증가함에 따라 건조시편과 습윤시편의 강도차이는 감소하게 되고 약 5.0% 이상에서는 강도차이가 크지 않다. 공극률이 증가함에 따라 습윤 여부에 따른 강도 차이가 감소하는 것은 암석이 흡수한 수분에 의해 강도가 감소하는

효과보다 기공에 의한 구조적인 강도 저하의 영향이 더 크게 나타나기 때문으로 판단된다.

Fig. 2.8(b)는 Yang(2014, 2015)의 선형근사관계로 구분하여 데이터를 도식한 것으로 선형근사(1)이 선형근사(2)에 비해 공극률에 따라 더 가파른 강도의 저하를 보이고 있으며, 동일한 공극률에서 낮은 압축강도를 보이고 있다. 이는 선형근사(2)가 선형근사(1)보다 비중이 더 크기 때문에 나타나는 것으로 판단되며, 단위중량과의 관계를 통하여 다음 절에서 언급하고자 한다. 선형근사(1)에 해당하는 데이터의 회귀식은 Eq. 2.6, 선형근사(2)에 대한 회귀식은 Eq. 2.7과 같으나, 결정계수가 각각 0.50, 0.59으로 유의미한 상관관계라 하기에는 다소 낮은 값을 보이고 있다.

$$f_c = 232.11n_b^{-1.03} \quad R^2 = 0.50 \quad (\text{Linear approx. (1)}) \quad (2.6)$$

$$f_c = 456.06n_b^{-0.95} \quad R^2 = 0.59 \quad (\text{Linear approx. (2)}) \quad (2.7)$$

여기서, n_b : 유효공극률(부력이용방법) (%)

f_c : 암석의 일축압축강도 (MPa)

2) 건조단위중량과 압축강도

Fig. 2.9는 건조단위중량에 따른 일축압축강도 양상을 나타낸 것이다. 그래프에 나타낸 것과 같이 선형근사관계에 의한 구분없이 단위중량이 증가함에 따라 압축강도가 지수적으로 증가하는 경향을 나타내고 있다. 그래프에서 검은 실선은 선형근사(1)에 해당하는 데이터를 통해 추세선을 나타낸 것이고, 검은 점선은 전체 데이터에 대한 추세선이다. 단위중량과 일축압축강도사이의 상관식을 Eqs. 2.8~2.9에 나타냈으며, Eq. 2.8은 선형근사(1)에 대한 상관식이며, Eq. 2.9는 전체 데이터에 대한 상관식이다. 일반적으로 단위중량의 크고 작음은 구성입자의 비중과 밀도가 원인이 되는데, 화산암의 경우 사장석과 휘석이 75~95%를 차지하므로 비중의 문제보다 밀도가 원인인 것으로 판단된다. 화산암의 경우 기공이 많이 분포하고 있으므로 단위중량이 작은 암석은 기공이 많이 분포한 것이고, 단위중량이 큰 암석은 기공이 작게 분포한 암석으로 판단할 수 있다. 따라서 단위중량이

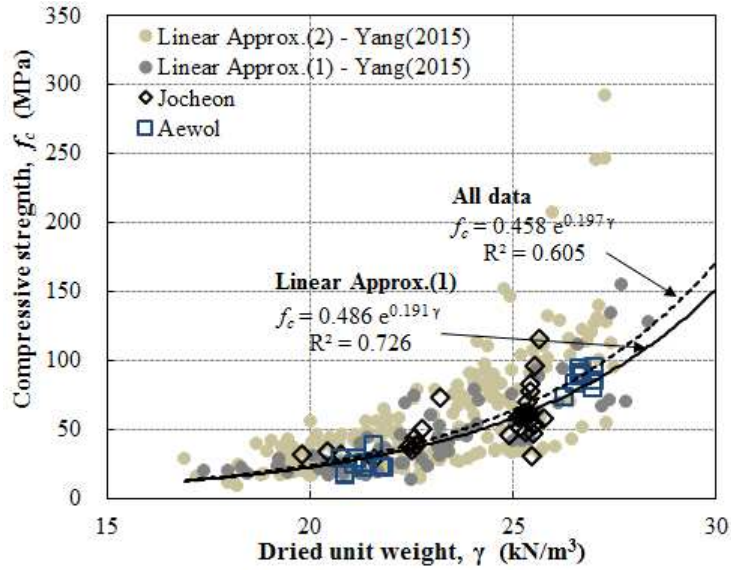


Fig. 2.9 Relationship between dried unit weight and compressive strength

증가함에 따라 입자들이 조밀하게 구성되어 압축력에 대한 내하력이 증가하는 것으로 판단된다.

$$f_c = 0.486e^{0.191\gamma} \quad R^2 = 0.726 \quad (\text{Linear Approx. (1)}) \quad (2.8)$$

$$f_c = 0.458e^{0.197\gamma} \quad R^2 = 0.605 \quad (\text{All data}) \quad (2.9)$$

여기서, γ : 암석의 건조단위중량 (kN/m^3)

3) 물성에 따른 압축강도 추정식

앞 절에서 공극률의 증가는 암석의 유효압축면적을 감소시켜 내하력을 저하시키고, 단위중량의 증가는 입자들이 조밀함을 나타낸 것으로 압축강도를 향상시키는 경향이 있음을 확인하였다. 이러한 공극률과 단위중량의 관계를 통하여 제주도 화산암의 일축압축강도 추정식을 제안하고자 한다. 단위중량과 압축강도가 비례관계이고, 공극률과 압축강도가 반비례 관계이므로, 단위중량을 공극률로 나눈 값과 압축강도와의 상관성을 분석한 결과 Fig. 2.10과 같은 결과를 얻을 수 있었다. 단위중량과 공극률의 비에 따른 압축강도 추정식은 선형근사에 따라 Eqs. 2.10~2.11과 같으며, 결정계수가 0.63을 나타냈다.

$$f_c = 53.49 \ln\left(\frac{\gamma}{n_b}\right) - 33.06 \quad R^2 = 0.63 \quad (\text{Linear approx. (1)}) \quad (2.10)$$

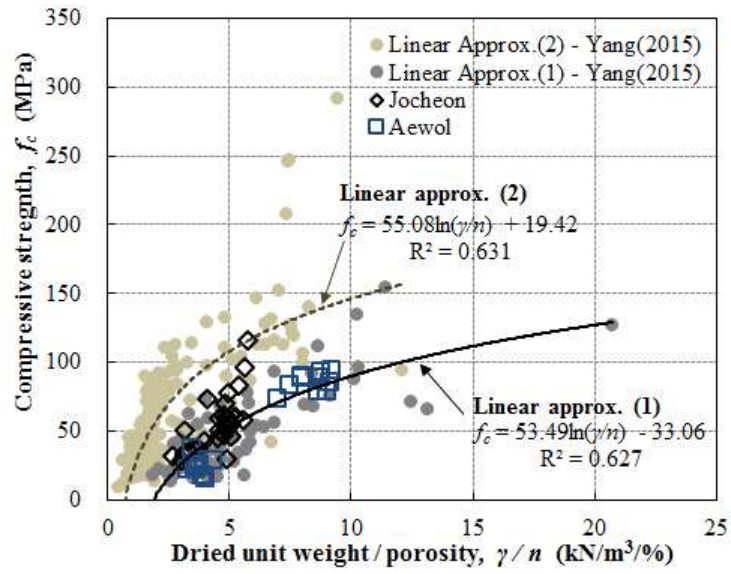


Fig. 2.10 Relationship between physical properties and compressive strength

$$f_c = 55.08 \ln\left(\frac{\gamma}{n_b}\right) + 19.42 \quad R^2 = 0.63 \quad (\text{Linear approx. (2)}) \quad (2.11)$$

4.3.2 탄성계수

Fig. 2.11은 공극률에 따른 탄성계수를 나타낸 것으로 공극률과 탄성계수 사이

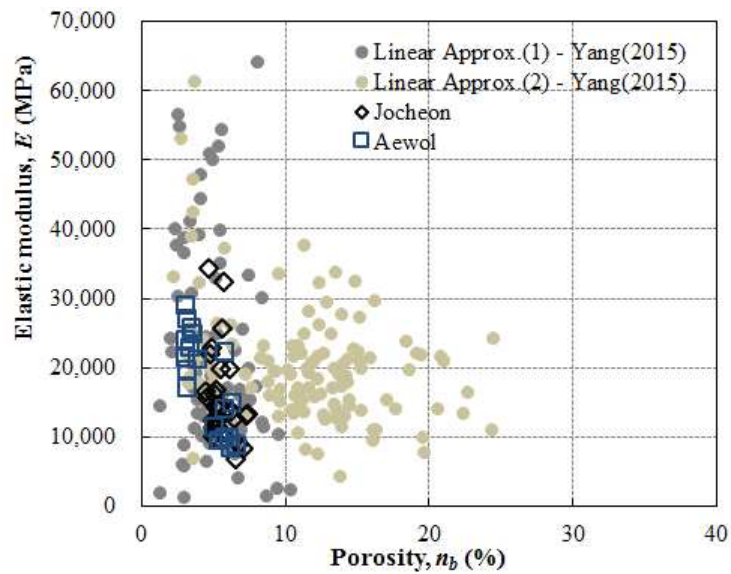


Fig. 2.11 Relationship between porosity and elastic modulus

의 상관성을 찾을 수 없으며, 불규칙적으로 데이터가 산재해 있다. Moon et al.(2014)는 암석의 습윤여부와 상관없이 공극률과 탄성계수 사이의 지수적 관계를 가지고 있음을 발표하였으나, 여러 연구결과와 보고서의 데이터를 종합하여 분석한 결과 공극률과 탄성계수 사이의 상관성을 찾을 수 없었다. Yang(2014, 2015)에 의한 선형근사(1)은 공극률이 0~10% 사이에서 탄성계수가 수직적 분포를 나타내고 있으며, 선형근사(2)의 경우는 전체적으로 산재해 있음을 확인할 수 있다. Fig. 2.12는 건조단위중량에 대한 탄성계수를 도식한 것으로 선형근사관계와 상관없이 산재하고 있으며, 뚜렷한 경향성을 찾아보기 어렵다. 이렇게 공극률이나 건조단위중량에 따라 탄성계수의 편차가 매우 크게 분포하고 있는데 이는 암석시편의 축변형률을 스트레인게이지(strain gauge)로 측정하기 때문으로 판단된다. 스트레인게이지의 길이는 약 10mm로 시험체의 1/10밖에 되지 않고, 부착위치가 국부적이어서 파괴모드에 따라 측정값의 차이가 크게 발생한다. 특히 화산암은 기공이 불규칙적으로 분포하고 있는데 게이지를 시편의 중앙에 부착하기는 하나 시편에 형성된 기공의 배열과 형태에 따라 파괴양상이 현저하게 달라지므로 축변형률 값에 차이가 발생한 것으로 판단된다. 따라서 기공이 발달한 화산암에 대해서는 축변형률 측정시 스트레인게이지가 아닌 익스텐소미터(extensometer)나 LVDTs를 사용하는 것이 바람직 할 것으로 판단된다.

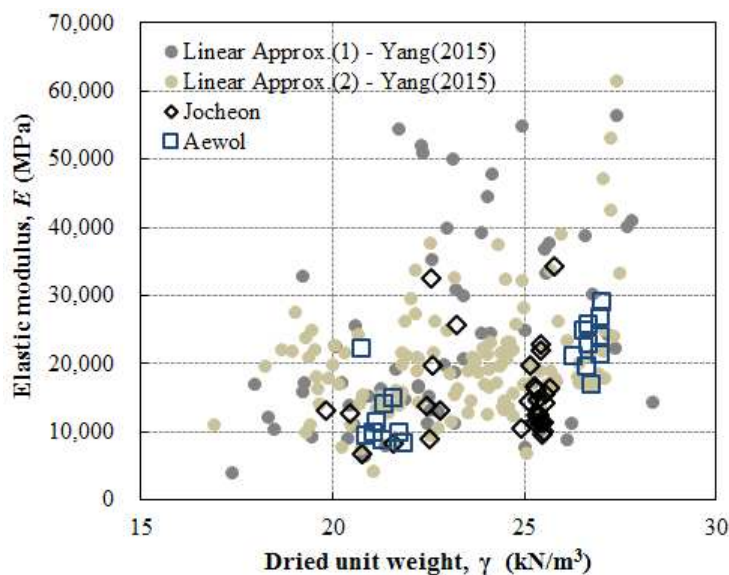


Fig. 2.12 Relationship between dried unit weight and elastic modulus

4.3.3 인장강도

제주도 화산암의 물리적 특성에 대한 인장강도를 Figs. 2.13~15에 나타냈다. 분석에는 본 연구에서 실험한 데이터와 더불어 제주광역경제권선도산업의 최종보고서(GK eng. et al., 2015)의 시험결과와 Nam et al.(2008a)의 연구결과를 사용하

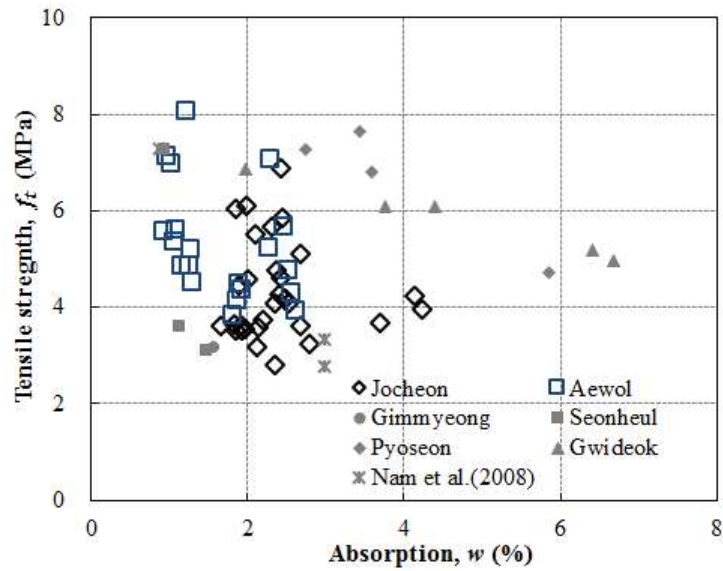


Fig. 2.13 Relationship between absorption and tensile strength

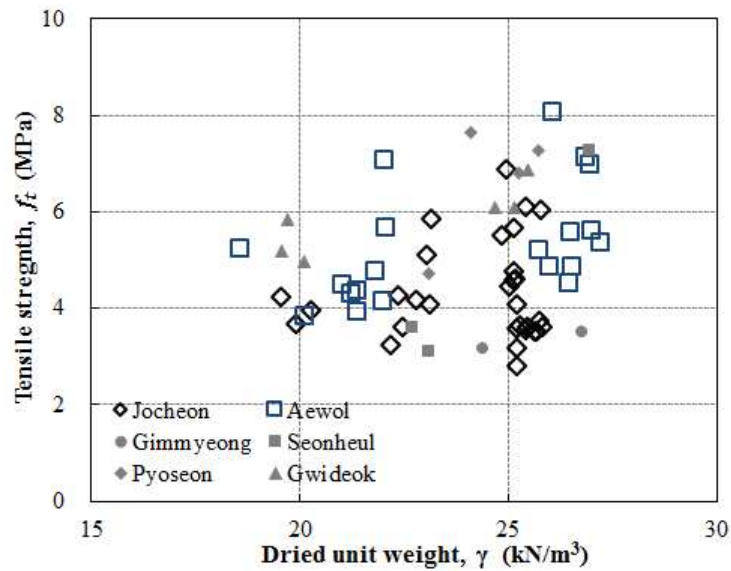


Fig. 2.14 Relationship between dried unit weight and tensile strength

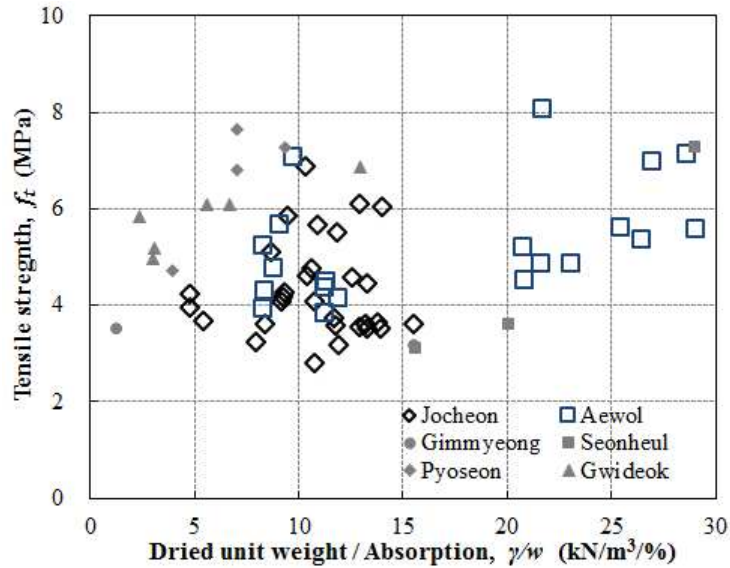


Fig. 2.15 Relationship between physical properties and tensile strength

였다. 분석에 사용된 물성은 참조한 데이터에 의해 흡수율, 건조단위중량을 사용하였다. Figs. 2.13~15에 나타낸 것과 같이 흡수율과 건조단위중량, 건조단위중량과 흡수율의 비에 대해 인장강도의 뚜렷한 경향을 확인할 수 없었다. 일반적으로 압축강도와 인장강도 사이의 상관관계가 존재하기 때문에 압축강도와 유사한 경향성을 확인할 수 있을 것으로 판단하였으나 본 연구에서의 시험결과로 상관성을 단정하기 어려웠다. 이는 인장강도시험체가 압축강도시험체의 1/5~1/10으로 작기 때문에 공극률은 동일할지라도 기공의 크기가 시험체 대비 상대적으로 크게 분포하게 된다. 따라서 인장강도시험체의 경우, 기공의 배치에 따라 유효면적 변화가 압축강도시험체보다 크게 작용하기 때문에 강도의 편차가 크게 발생하고 상호 연관성을 찾기 어려운 것으로 판단된다. 또한 인장강도의 편차가 큰 것은 화산암인 현무암의 인성(toughness)이 다른 암석에 비해 커서 기공의 형상과 암석의 구조에 따라 내하력에 미치는 영향이 다른데, 앞서 언급한 바와 시험체 크기 대비 기공의 크기가 인장강도시험체가 더 크기 때문이 이러한 영향이 압축강도시험체보다 더 크게 작용하는 것으로 여겨진다. 인장강도는 흡수율이나 단위중량에 상관없이 2.5~8 MPa의 범위에 분포하고 있다.

5. 결 론

제주도 화산암의 물리적 및 역학적 특성을 평가하기 위하여 애월 및 조천지역에서 시료를 채취하여 각종 물성 및 강도시험을 수행하고 기존의 연구결과와 보고자료를 통해 각 특성들간의 상관관계를 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 암석의 공극률 측정 방법에서 공극의 부피는 표면의 공극을 제외한 유효 공극을 계산하고, 시료의 부피 계산에는 표면의 공극을 포함하는 캘리퍼 방법과 표면의 공극은 제외시키는 부력이용방법이 제안되어 있다. 기공이 불규칙하게 많이 분포되어 있는 제주도 화산암의 경우 캘리퍼 방법을 이용하면 공극률을 과소평가하게 되므로 부력이용방법을 통해 공극률을 결정하는 것이 정확한 결과를 얻을 수 있다. 캘리퍼 방법에 의한 공극률은 부력이용방법으로 구한 공극률보다 약 5% 작게 나타난다.
- (2) 제주도 화산암의 전체공극률은 유효공극률과 선형 관계에 있으며, 유효공극률의 약 3배의 값을 가진다. 공극률의 편차를 통하여 화산암 내부에 폐쇄공극이 불규칙하게 분포함을 간접적으로 확인할 수 있었다.
- (3) 제주도 화산암의 공극률과 흡수율, 건조단위중량과 비중은 서로 선형 비례 관계에 있으며, 매우 높은 상관성을 나타내고 있다.
- (4) 화산암의 공극률이 증가함에 따라 일축압축강도는 지속적으로 감소하는 경향을 보였으며, 흡수율과 비중 사이의 선형근사관계에 따라 다른 관계를 보인다. 암석의 습윤상태에서의 압축강도는 건조상태보다 낮은 값을 보이며, 공극률의 증가에 따라 그 차이는 감소한다.
- (5) 화산암의 일축압축강도는 건조단위중량의 증가에 따라 지속적으로 증가하는 경향을 비중-흡수율의 선형근사관계에 의한 구분없이 나타낸다.
- (6) 일축압축강도에 대한 건조단위중량과 공극률의 상관성을 통해 대수적 관계의 압축강도 추정식을 제안하였다.

- (7) 화산암의 탄성계수와 물리적 성질과의 상관관계를 찾기 어려웠으며, 탄성계수의 큰 편차는 국부적인 변형률을 측정하는 게이지 측정 방법의 문제로 사료되며, 시험편 전체의 축변형률을 측정할 수 있는 익스텐소미터나 LVDT를 사용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.
- (8) 본 시험에서는 화산암의 물리적 성질과 인장강도와의 관계를 찾기 어려웠으며, 인장강도는 공극률이나 단위중량, 습윤 여부에 관계없이 2.5~8.0 MPa 범위에 분포하였다.

References

- ASTM (2000). *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*, ASTM D 2845, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM (2004). *Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperature*, ASTM D 7012, West Conshohocken, PA, USA.
- Bartlett, F. M. and MacGregor, J. G. (1994). "Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths." *ACI Material Journal*, ACI, Vol.91, No.3, pp.227-236
- Cho, T.C., Lee, S.B., Hwang, T.J. and Won, K.S. (2009). "Variations of Mechanical Properties of Hallasan Trachyte with respect to the Degree of Weathering." *J. of Korean Society for Rock Mechanics*, KSRM, Vol.19, No.4, pp.287-303 (in Korean).
- Cox, K. G., Bell, J. D. and Pankhurst R. J. (1979). *The Interpretation of Igneous Rocks*, Allen and Unwin Ltd., London, pp.450
- Eum, K.Y. (2002). *Study on the Mechanical Properties of Volcanic Rocks in Chejudo*, Master thesis, Yonsei University (in Korean).
- GK Engineering, JPM Inc., and Jeju National Univ. (2015). *Final report of the Leading Industry of Jeju Economic Region* (in Korean).
- Kim, J.H. (2007). *A Study on the Mechanical Characteristics and the Strength in Pyoseonri Basalt*, Master thesis, Cheju National University (in Korean).
- Kim, Y.K. and Choi, O.G. (1991). "Engineering Geological Characteristics of Volcanic Rocks of Northwestern Cheju Island, Korea" *The J. of Engineering Geology*, KSEG, Vol.1, No.1, pp.19-37 (in Korea).
- KS F 2518 (2010). *Standard Test Method for Absorption and Bulk Specific Gravity of Stone*, KSA (in Korean).
- KS E 3032 (2011). *Standard Test Method for Tensile Strength of Rock*, KSA (in Korean).

- KS E 3033 (2011). *Standard Test Method for Compressive Strength of Rock*, KSA (in Korean).
- KSRM (2010). *Standard Test Method of Rock*, CIR Publishing Company (in Korean).
- Kwon, B.D., Chung, H.J., and Lee, H.S. (1993). "Physical Properties of Volcanic Rocks in Chejudo" *J. of Korean Earth Science Society*, KESS, Vol.14, No.3, pp.348-357 (in Korean).
- Moon, K., Park, S., Kim, Y., and Yang, S. (2014). "Mechanical Characteristics of Basalt in Jeju Island with Relation to Porosity" *J. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.34, No.4, pp.1215-1225 (in Korean).
- Nam, J.M., Yun, J.M., Song, Y.S. and Kim, J.H. (2008a). "Analysis of engineering properties to basalt in cheju island." *J. of Korean Geosynthetics Society*, KGSS, Vol.7, No.1, pp.13-21 (in Korean).
- Nam, J.M., Yun, J.M., Song, Y.S. and Kim, J.H. (2008b). "Analysis of Influence Factors to Compressive and Tensile Strength of Basalt in Cheju Island." *The Journal of Eng. Geology*, The Korean Society of Engineering Geology, Vol.18, No.2, pp.205-215 (in Korean).
- Nam, J.M., Yun, J.M., and Song, Y.S. (2009). "Estimation to the Strength of Basalt in Jeju Island According to Rock Failure Criteria" *The J. of Engineering Geology*, KSEG, Vol.19, No.2, pp.153-163 (in Korean).
- Park, K.H., Song, K.Y., Hwang, J.H., Lee, B.J., Cho, D.L., Kim, J.C., Cho, B.W., Kim, Y.B., Choi, P.Y., Lee, S.R. and Choi, H.I (1998). *Geological Report of the Cheju-Aewol Sheet (1:50,000)*, Report of KIGAM (in Korean).
- Pola, A., Crosta, G.B., Castellanza, R., Agliardi, F., Fusi, N., Barberini, V., Norini, G. and Villa, A. (2010). "Relationships between porosity and physical mechanical properties in weathered volcanic rocks." *Volcanic rock mechanics*, Olalla, C., Luis, E.H., Rodriguez-Losada, J.A., Perucho, A. and Gonzalez-Gallego, J., CRC Press, London, UK, pp. 73-78
- Yang, S.B. (2014). "Comparative Study on Physical and Mechanical Characteristics of Volcanic Rocks in Jeju Island" *J. of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.30, No.11, pp.39-49 (in Korean).

- Yang, S.B. (2015). "Physical and Mechanical Characteristics of Basalts in Northwestern and Southeastern Jeju Island" *J. of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.31, No.7, pp.41-52 (in Korean).
- Yoon, S.H. and Ko, K.W. (2011). *Topography, Geology, and Underground Water in Jeju Island*, Nae Ha Publishing Company (in Korean).

Ⅲ. 매입말뚝을 위한 주면고정액의 역학적 특성²⁾

제주도는 화산활동에 의해 형성된 섬으로 지반이 화산암 및 화산쇄설물로 구성되어 지지력이 우수하다. 따라서 연직력을 지지해야 하는 일반적인 토목·건축구조물에서는 직접기초를 적용하고 있다. 그러나 해상풍력발전기와 같이 연직력과 수평력, 전도모멘트가 큰 구조물을 지지하기 위해서는 말뚝기초를 적용한 지지구조물(Monopile, Jacket, Tripod 등)을 사용하는 것이 효과적이다. 국내에 설치된 해상풍력발전기에서는 바람에 의한 수평력과 전도모멘트를 효과적으로 지지하기 위하여 4-legs Jacket을 적용하고 있으며, 기초는 강관매입말뚝에 콘크리트와 강재로 보강하여 사용하고 있다. 이러한 해상풍력발전기의 지지구조물이나 송전철탑과 같이 외력에 의한 전도모멘트를 여러 개의 말뚝으로 지지하는 경우, 말뚝의 압축, 인발력으로 지지하게 되어 각 말뚝의 압축, 인발에 대한 내하력 추정이 구조물의 지지력을 산정하는데 매우 중요하다. 본 장에서는 이러한 압축, 인발력 발현에 중요한 역할을 담당하는 주면고정액의 배합비의 변화에 따른 역학적 특성을 평가하고자 한다.

1. 서 론

제주도 해상은 화산암을 기반암으로 하며 얇은 퇴적층이 덮여 있는 구조를 가진다. 이러한 지반에 말뚝기초를 설치하기 위해서는 매입말뚝이나 현장타설말뚝을 사용해야 한다. 해상풍력발전기의 경우 수평강성을 확보해야 하므로 강관말뚝을 매입하는 공법을 사용하고 있으며, 육상 건설현장에서 말뚝기초를 사용해야 하는 경우에는 저렴한 PHC말뚝을 매입하고 있다. 이러한 매입말뚝공법은 삽입하는 기성말뚝의 직경보다 100mm 더 크게 지반을 천공하고 시멘트풀을 주입하며 굴착공내의 흙과 혼합되어 소일시멘트를 형성(Park, 2004)시켜 말뚝을 고정하게

2) 본 장은 저자가 대한토목학회 논문집에 게재한 논문(Moon et al., 2017)을 원용하고 일부 보완함

된다. 그러나 제주도와 같이 지반이 암반으로 구성된 경우에는 시멘트풀과 혼합될 흙입자가 없으므로 소일시멘트 형성이 불가하고, 시멘트풀에 의해서만 기성말뚝을 지지해야 하는 문제가 발생한다.

따라서 본 연구에서는 암반매입말뚝의 주면고정액에 흙입자를 대신할 잔골재를 배합하여 배합비에 따른 역학적 특성을 평가하고 기존 연구결과와 비교 분석하므로 암반 매입말뚝의 주면지지력을 산정하는 기초자료로 제시하고자 한다.

2. 주면고정액에 대한 고찰

굴착공에 주입된 시멘트풀과 흙입자가 혼합되어 형성된 소일시멘트는 굴착공벽을 안정시키며, 말뚝에 가해진 하중을 지반으로 전달하는 매개체 역할을 담당하고, 매입말뚝의 마찰지지력은 지반강도와 소일시멘트의 강도에 비례하는 것으로 알려져 있으므로 적절한 강도를 유지하여야 한다(Park, 2004). 소일시멘트의 강도는 일반적으로 배합비에 의해 결정되며 구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서는 83~100%의 물-시멘트비를 사용할 것을 제안하고 있지만 사용 기관마다 조금씩 차이를 나타내고 있다. Table 3.1은 매입말뚝에 적용되는 시멘트풀의 배합비를 나타낸 것으로 LH공사에서는 83%를 사용하며 한국도로공사에서는 60~70%를 적용하고 있다. 본 공법을 개발한 일본에서는 선단부와 주면부로 구분하여 일축압축

Table 3.1 Various W/C ratio for bored pile

	Water / cement ratio (%)	remark
Code requirements for structural foundation design (2015)	83~100	
Korea National Housing Corporation (2008)	83	Normal soil
	50	Soft clay, loose sand
LH Specification (2012)	83	
Korea Expressway Corporation	60~70	
Japan (2002)	the pile point : 19.6~29.4 MPa (200~300 kg/cm ²)	
	the skin of pile : 0.49~1.37 MPa (5~14 kg/cm ²)	

강도로 표현하고 있는데 주면고정액의 일축압축강도는 일반적으로 국내에서 사용하는 배합비로 시공된 시멘트풀의 강도보다 훨씬 작은 것으로 알려져 있다.

매입말뚝의 주면고정액에 대한 연구는 국내의 몇몇 연구자들에 의해 수행되었으며 연구내용을 정리하면 다음과 같다. Park(2004)은 매입말뚝에 사용되는 시멘트풀과 흙이 혼합되어 소일시멘트를 형성하였을 때의 강도특성을 평가하고, 매입말뚝의 주면지지력에 대해 고찰하였으며, Do et al.(2015)는 매입말뚝의 충전재료로 사용되는 시멘트풀의 공학적 특성을 분석한 바 있다. Eon et al.(2013)은 시멘트 페이스트에 고로슬래그를 혼입하여 재령 7일과 28일에 응력-변형률 특성을 검토하였으며, Mun et al.(2009)은 터널 지보재에 적용되는 그라우트 모르타르의 특성을 평가하기 위하여 배합조건에 따른 물리적 특성을 연구하였다. Park et al.(2009)은 시멘트 모르타르의 공극률과 내구특성 관계를 밝히기 위하여 5가지의 물-시멘트비(40~60%, 5% 간격)를 가진 시멘트 모르타르를 제조하여 실험을 통해 상관관계를 연구한 바가 있다.

기존 연구의 경우 주면고정액에 대해서는 소일시멘트와 순수한 시멘트풀의 역학적 특성을 고찰하였고, 모르타르에 대해서는 물/시멘트비가 40~60% 범위로 하여 압축강도를 비롯한 역학적 특성 및 물성에 대해 다양한 실험 및 연구결과가 제시되었다. 그러나 매입말뚝의 주면고정액으로 사용하기 위한 모르타르(물-시멘트비 60% 초과)에 대한 연구는 미흡한 상태이다. 따라서 본 장에서는 잔골재를 혼합한 모르타르를 암반매입말뚝의 주면고정액으로 사용하기 위하여 시멘트, 모래, 물의 배합비를 달리하여 재령별로 압축강도시험을 수행하였으며, 시험결과와 더불어 기존 연구결과를 비교, 분석하여 역학적 특성을 평가하였다.

3. 시험계획

3.1 시험체 및 변수

시멘트풀과 모르타르의 배합비 및 재령에 따른 역학적 특성을 규명하기 위하여

물/시멘트비와 잔골재비를 변화시켰다. 물/시멘트비는 구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서 제시하는 83~100%의 범위 뿐만 아니라 그 이상과 이하에서의 특성을 검토하기 위하여 60~120%로 20%간격으로 선정하였다. 잔골재비는 기준에서 제시한 시멘트풀과 잔골재가 배합된 모르타르의 특성 차를 검토하기 위하여 0~60%의 범위로 20% 간격으로 4개의 변수를 사용하였다. 따라서 물/시멘트비와 잔골재비를 변화하여 배합한 16개의 케이스에 대해 시험하였으며 이를 Table 3.2에 정리하였고, 시험체 명은 Fig.3.1에 정리한 것과 같이 물/시멘트비는 W, 60~120%의 범위를 06~12로 사용하였으며, 잔골재비는 S, 0~60%의 범위는 0~6로, 그 뒤에 재령일을 두자릿 수로 표시하였다. 각 변수별로 시험체를 구분하기 위하여 마지막에 번호를 붙여서 구분하였다. 시험체는 Fig. 3.2에 나타난 것과 같이 한 변의 길이가 50 mm인 입방체로 제작하였으며, 재령 3, 7, 14, 28일에 각 변수별로 5개씩 제작하여 총 320개의 시험체에 대하여 압축강도시험을 수행하였다.

3.2 사용재료

시험체 제작시 시멘트는 국내 D사에서 제조한 보통포틀랜드시멘트(Type1)를 사

Table 3.2 Test parameter

Sand / (Sand+Cement)	0 %	20 %	40 %	60 %	Weight ratio
Water / Cement	60%	80%	100%	120%	

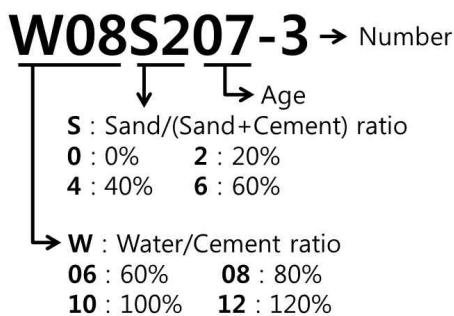


Fig. 3.1 Specimen I.D.

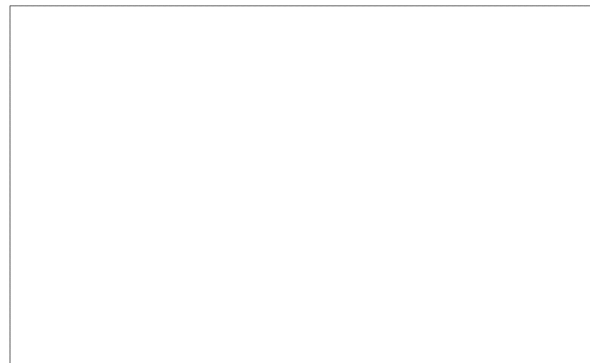


Fig. 3.2 Test specimens

용하였으며, 잔골재는 배타적 경제수역에서 채취한 세척사를 사용하였다. 모래는 배합 전에 100℃ 이상에서 24시간 이상 완전 건조시켰으며, 입도분포는 Fig. 3.3에 나타낸 것과 같다. 본 연구에 사용된 모래의 물리적 특성을 Table 3.3에 정리하였으며, 비중은 2.64, 건조단위중량은 15.78 kN/m³이다. 이 모래는 토질분류기준인 통일분류법(USCS)에 의하여 분류하면 SP(입도분포가 나쁜 모래)로 분류되는 것으로 나타났다.

3.3 시험방법 및 장치

시험은 수경성 시멘트 모르타르의 압축 강도 시험방법(KS L 5105)에 준하였으나, 모르타르의 배합비에 대해서는 본 연구에서 선정한 변수에 따라 배합하였다.

압축강도시험에는 M사에서 제작한 일축압축강도시험기(MT-150AC)를 사용하였

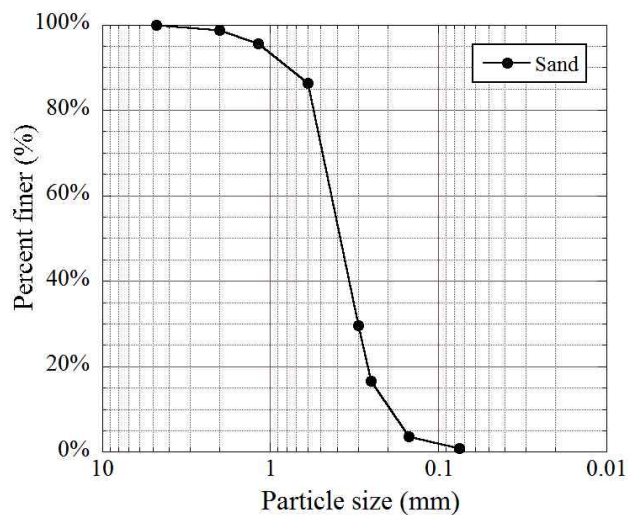


Fig. 3.3 Particle size distribution curve of sand

Table 3.3 Physical properties of sand

Specific gravity (Gs)		2.64
Unit weight (kN/m³)		15.78
Grain size	Coefficient of uniformity, C_u	1.78
	Coefficient of curvature, C_c	0.77

으며, KS규격에서 제시한 방법에 따라 시험체가 20~30초 이내에 파괴되도록 압력을 조정하였으며, 하중제어방식으로 하중을 재하하였다. 측정데이터는 축방향 하중과 변위로, 국내 R기업에서 생산한 데이터로거(SDL-610R)를 사용하여 수집하였으며, Fig. 3.4는 시험에 사용된 장비와 시험체 설치한 모습을 나타낸 것이다.



Fig. 3.4 Test instruments and test set-up

4. 시험결과 및 분석

암반매입말뚝의 주면고정액으로 사용하기 위한 시멘트풀 및 모르타르의 역학적 특성을 분석하기 위하여 재령, 물/시멘트비, 잔골재 배합비를 달리하여 일축압축 시험을 수행하였으며, Table 3.4와 같은 결과를 얻었다. Table 3.4에는 각 변수별 단위중량, 재령별 압축강도, 28일 강도에 대한 재령별 강도비, 28일 강도에서의 탄성계수를 정리하였다.

Table 3.4 Summary of test results

Specimen I.D.	Unit weight (kN/m^3)	Age (day)	UCS (MPa)	f_n/f_{28} (%)	E (MPa)
W06S0	16.84	3	11.55	61.6	1610.0
		7	14.03	74.9	
		14	18.12	96.7	
		28	18.74	-	

Specimen I.D.	Unit weight (kN/m^3)	Age (day)	UCS (MPa)	f_n/f_{28} (%)	E (MPa)
W06S2	19.11	3	19.07	54.3	2850.5
		7	20.87	59.4	
		14	30.09	85.6	
		28	35.15	-	
W06S4	20.48	3	20.37	57.1	3035.5
		7	21.48	60.3	
		14	28.37	79.6	
		28	35.65	-	
W06S6	20.89	3	19.27	60.3	3465.9
		7	20.36	63.7	
		14	26.98	84.4	
		28	31.96	-	
W08S0	16.11	3	9.18	43.3	1365.7
		7	13.15	62.0	
		14	17.00	80.2	
		28	21.20	-	
W08S2	16.94	3	9.38	37.1	1816.3
		7	14.99	59.3	
		14	18.05	71.4	
		28	25.28	-	
W08S4	18.59	3	9.71	35.7	2374.8
		7	16.07	59.1	
		14	19.89	73.1	
		28	27.21	-	
W08S6	19.58	3	8.08	40.5	1983.7
		7	12.49	62.6	
		14	15.06	75.5	
		28	19.96	-	
W10S0	14.33	3	5.69	40.8	929.8
		7	8.96	64.2	
		14	12.78	91.5	
		28	13.96	-	
W10S2	15.46	3	6.81	35.2	1491.6
		7	10.56	54.5	
		14	14.61	75.4	
		28	19.37	-	

Specimen I.D.	Unit weight (kN/m^3)	Age (day)	UCS (MPa)	f_n/f_{28} (%)	E (MPa)
W10S4	16.76	3	6.06	37.5	1577.3
		7	9.97	61.7	
		14	12.62	78.1	
		28	16.15	-	
W10S6	17.71	3	5.35	45.1	1274.2
		7	7.57	63.8	
		14	9.17	77.3	
		28	11.86	-	
W12S0	13.13	3	3.64	28.5	656.7
		7	6.81	53.3	
		14	11.52	90.2	
		28	12.77	-	
W12S2	14.45	3	4.55	42.8	749.1
		7	5.69	53.6	
		14	9.06	85.3	
		28	10.62	-	
W12S4	14.84	3	3.39	24.7	1106.2
		7	6.24	45.4	
		14	9.48	68.9	
		28	13.75	-	
W12S6	16.39	3	2.93	42.6	533.4
		7	4.42	64.3	
		14	5.58	81.2	
		28	6.87	-	

4.1 압축강도

Fig. 3.5는 재령일에 따른 시험체의 강도변화를 나타낸 것이며, 잔골재 배합비에 따라 (a)~(d)로 구분하여 도식하였다. Fig. 3.5의 (a)에서 W08S0 시험체의 28일 강도가 W06S0의 강도보다 크게 나타났는데 이것은 시험 과정에서 발생한 오차에 기인한 것으로 판단된다.

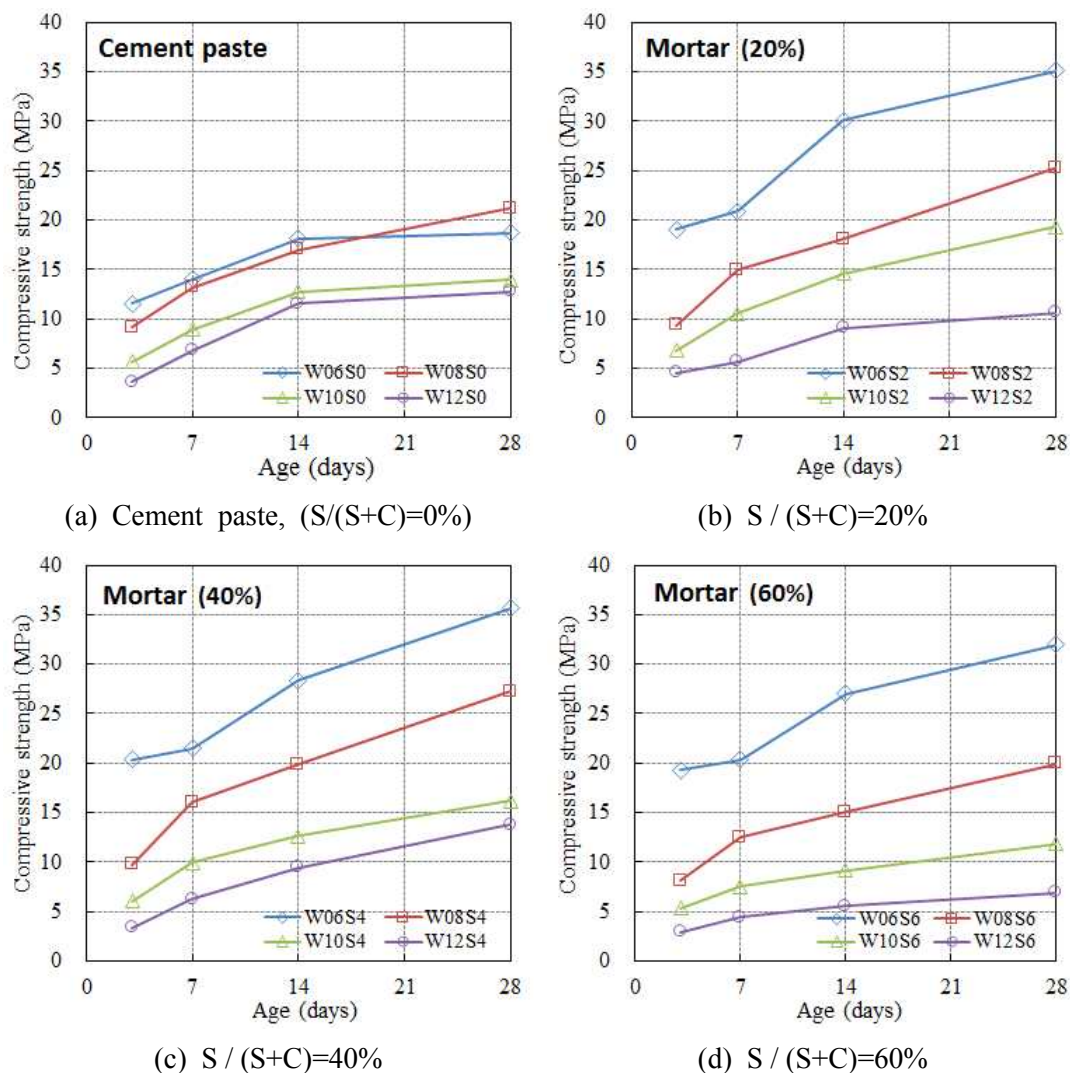


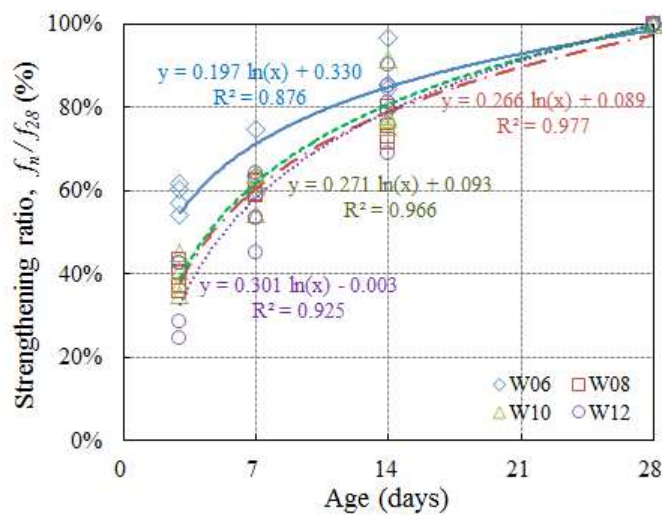
Fig. 3.5 Variation of compressive strength with age

4.1.1 재령에 따른 강도특성

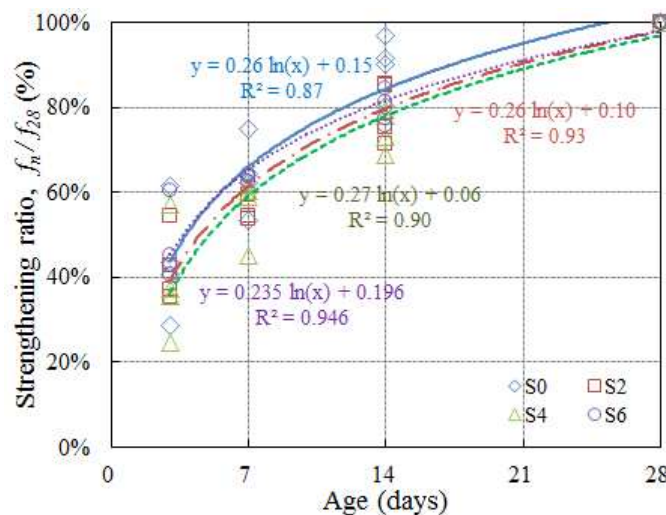
Fig. 3.5에서 보여주는 것과 같이 재령이 증가함에 따라 시멘트풀이나 모르타르의 강도는 증가한다. 3일 강도 기준으로 물/시멘트비가 80~120%인 경우, 잔골재 배합에 무관하게 3~10MPa 범위의 강도값을 나타냈으나, 물/시멘트비가 60%인 경우, 시멘트풀은 약 12MPa, 잔골재가 배합된 모르타르는 약 20MPa로 나타났다. 따라서 주변고정액의 초기 강도를 확보하기 위해서는 물/시멘트비를 60% 사용하고 잔골재를 배합하는 것이 유리할 것으로 사료된다. 시멘트풀의 경우 재령 14일에 28일 강도의 90%가 발현되어 강도증가폭이 둔화되고 있으며, 잔골재가 배합

된 모르타르는 70~85% 범위로 발현되어 14일 이후에도 꾸준히 증가함을 볼 수 있다.

Fig. 3.6에 28일 강도를 기준으로 재령일에 따른 강도비(f_n/f_{28})를 도식하였으며, Fig. 3.6의 (a)는 물/시멘트비에 따른 재령별 강도비, (b)는 잔골재 배합에 따른 재령별 강도비를 나타내었다. 잔골재의 배합에 따라서 강도발현 정도는 크게 차이가 없으며, 물/시멘트비에 따라서는 일부 차이를 나타내고 있다. 재령 3일에 대한 강도비는 물/시멘트비가 60%인 경우 54~62%, 80%인 경우 36~43%, 100%인 경우



(a) Classification by W/C ratio



(b) Classification by sand proportion

Fig. 3.6 Relationship between strengthening ratio and ages

35~45%, 120%인 경우 25~43% 범위로 나타나 물/시멘트비가 60%인 경우 비교적 값이 높고, 80~120%인 경우는 비슷한 범위를 보였다. 재령 14일에서는 60%인 경우 80~97%, 80%인 경우 71~80%, 100%인 경우 75~92%, 120%인 경우 69~90% 범위에 분포하여 재령 3일에 비해 값의 차이가 줄었으나 여전히 물/시멘트비 60%인 경우가 높게 나타나고, 80~120%는 유사한 값을 보였다. 따라서, 물/시멘트비가 60%인 경우에 비해 80%이상의 경우에는 재령에 따른 강도발현이 더디게 나타나며, 말뚝의 주면고정액으로는 강도가 빠르게 발현되는 60%의 배합이 유리하다고 판단된다.

4.1.2 잔골재 영향

앞 절에서 언급한 바와 같이 압축강도는 물/시멘트비의 영향을 크게 받을 뿐만 아니라 잔골재의 배합에 의해 강도가 향상됨을 Fig. 3.5를 통해 확인할 수 있다. Fig. 3.7은 잔골재 배합비에 따른 28일 강도를 도식한 것으로 잔골재 배합에 따라 강도가 크게 증가함을 볼 수 있으며, 잔골재가 60% 배합된 경우에는 20~40% 배합된 것에 비해 강도가 감소하는 경향을 나타내었다. 잔골재의 배합으로 강도가 증가하는 것은 골재의 강도가 시멘트풀의 강도보다 크고 골재 사이의 맞물림 효과에 의한 것으로 판단되며, 잔골재를 60% 배합한 경우 강도가 다소 감소한 것은 골재가 과다하게 배합됨에 따라 상대적으로 시멘트 양이 감소하여 골재들을

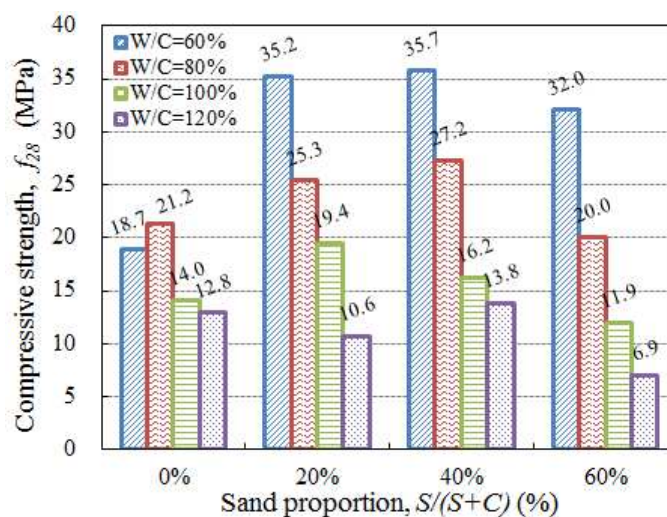


Fig. 3.7 Variation in compressive strength with sand proportion

충분히 결합시키지 못하였기 때문으로 사료된다.

동일한 잔골재 배합 안에서 물/시멘트비에 따라 강도차이가 크게 나타남을 확인할 수 있다. 시멘트풀(0%)의 강도를 기준으로 모르타르(20, 40%)를 비교하면 물/시멘트비가 60%인 경우 88~90%, 80%인 경우 19~28%, 100%인 경우 16~39% 증가하였다. 반면, 120%인 경우는 그 효과가 크지 않았으며, 잔골재비 20%의 경우 시멘트풀보다 17%가 감소하였다. 물/시멘트비의 증가에 따라 여유수가 증가되고, 상대적으로 시멘트 양이 감소함에 따라 결합력이 저하되었기 때문이며, 그 영향은 시멘트풀보다 잔골재를 배합한 모르타르에서 더욱 크게 나타났다.

잔골재 배합비가 압축강도에 미치는 영향을 분석하기 위하여 기존연구결과 (Haach et al., 2011; Park et al., 2009; Singh et al., 2015)와 함께 Fig. 3.8에 도식하였으며, 물/시멘트비에 따라 (a)~(d)로 구분하였다. 동일한 물/시멘트비에서 잔골재 배합비가 증가함에 따라 압축강도는 감소하나 물/시멘트비에 따라 감소 경향은 다르게 나타났다. 먼저 물/시멘트비가 60%, 80%인 경우 잔골재가 20~40% 배합되었을 때 비슷한 강도를 나타내다 60%이상 배합될 때 강도가 급격히 감소하였으며, 물/시멘트비가 100%인 경우 선형적으로 감소하였다. 물/시멘트비가 가장 큰 120%에서는 뚜렷한 경향을 찾을 수 없었으나 압축강도가 약 5~15MPa 범위에 분포되어 있었다.

(a) W/C = 60%

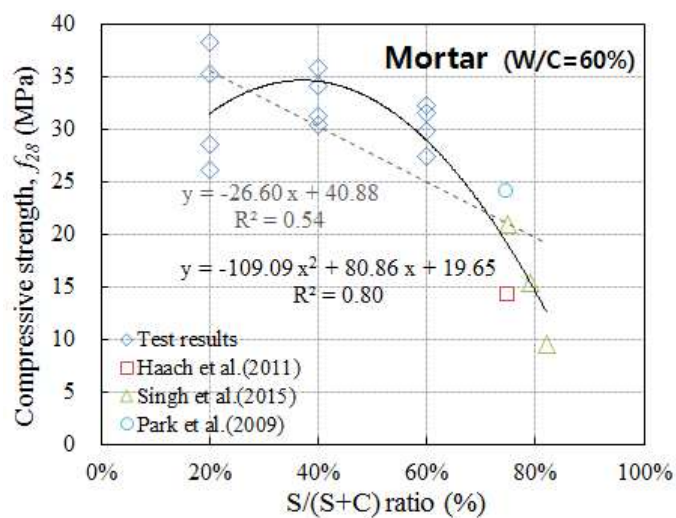
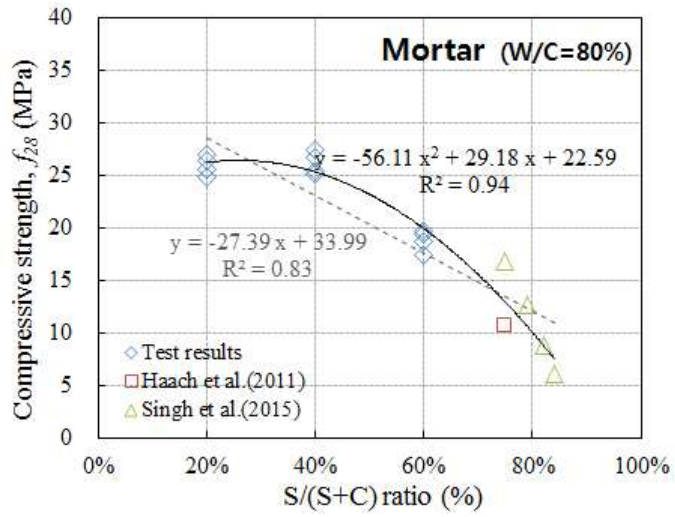
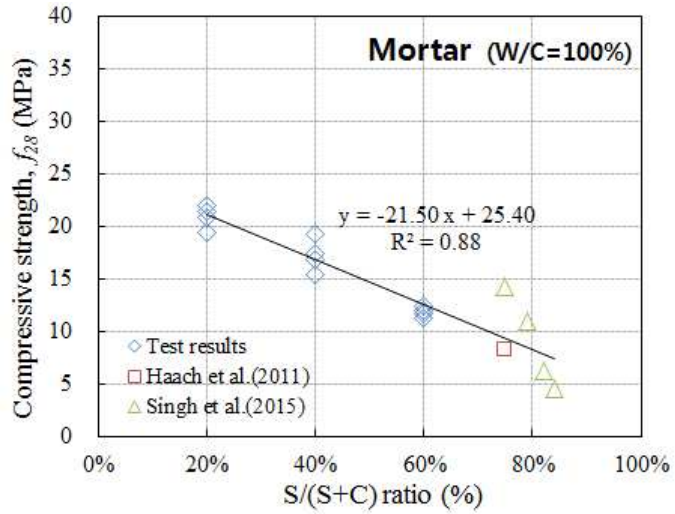


Fig. 3.8 Relationship between compressive strength and sand proportion

(b) W/C = 80%



(c) W/C = 100%



(d) W/C = 120%

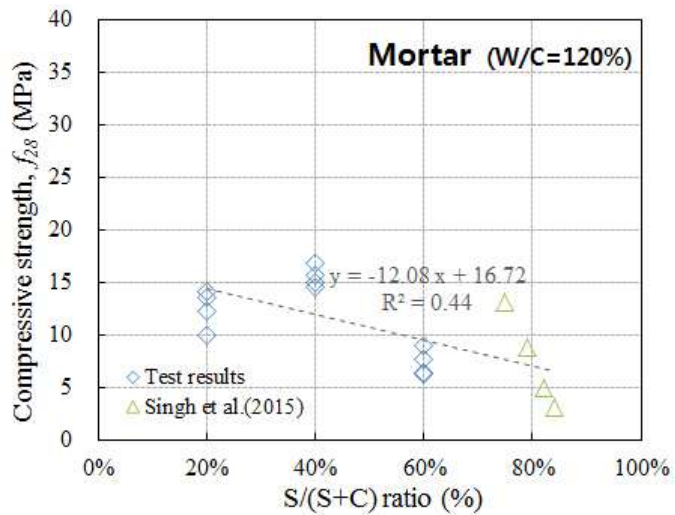


Fig. 3.8 Relationship between compressive strength and sand proportion (continued)

따라서 암반매입말뚝의 주면고정액의 경우, 시멘트풀보다는 모르타르를 사용하는 것이 강도면에서 더 유리하며, 잔골재 배합비는 비교적 강도가 크게 나타나는 20~40%의 범위에서 사용하는 것이 적절한 것으로 판단된다.

4.1.3 물/시멘트비의 영향

Fig. 3.9는 물/시멘트비에 따른 시멘트풀과 모르타르의 압축강도를 기존연구결과 (Do et al., 2015; Hong et al., 2008; Mun et al., 2009; Park, 2004; Park et al., 2009; Singh et al., 2015)와 함께 도식한 것으로 (a)는 시멘트풀, (b)는 모르타르에 대한 것이다. 물/시멘트비가 증가함에 따라 압축강도는 모두 지수적으로 감소하였으며,

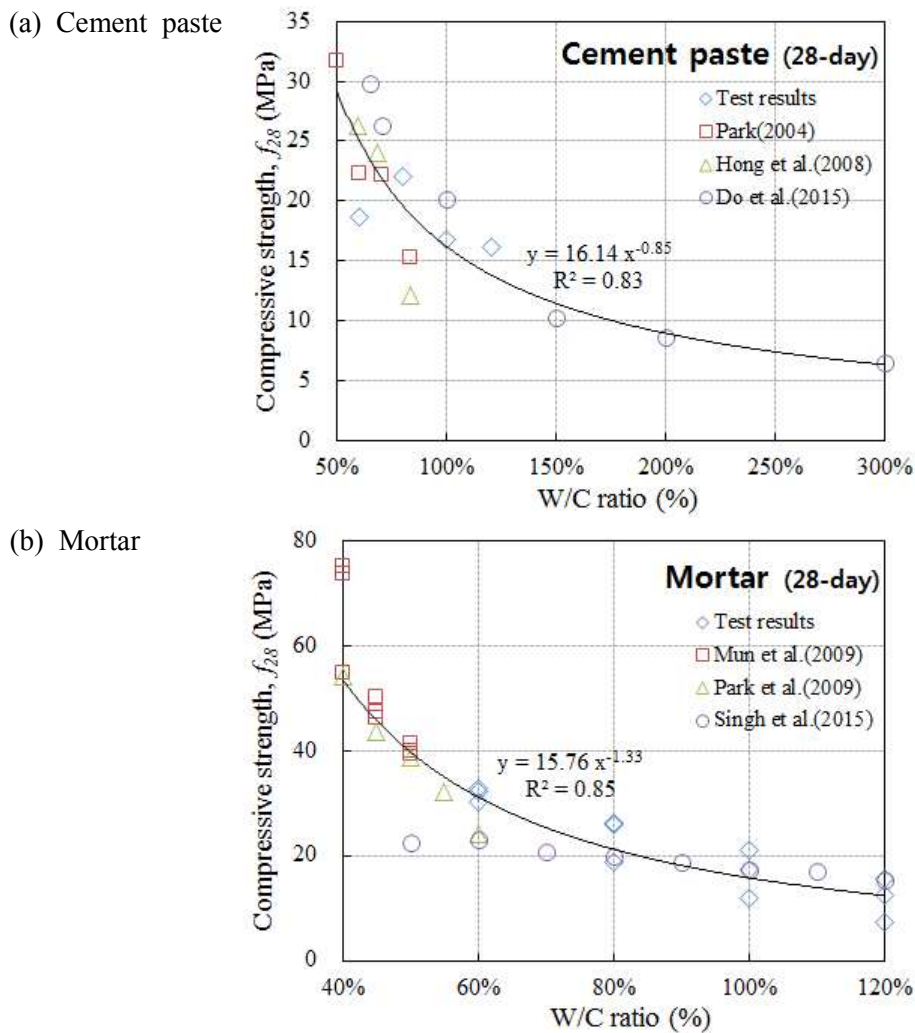


Fig. 3.9 Relationship between compressive strength and W/C ratio

회귀분석을 통해 Eqs. 3.1~2와 같은 상관식을 각각 얻었고, 각 상관식의 결정계수 R^2 가 0.83, 0.85로 나타났다.

$$f_{c,28} = 16.14 (W/C)^{-0.85} \quad R^2 = 0.83 \quad (3.1)$$

$$f_{m,28} = 15.76 (W/C)^{-1.33} \quad R^2 = 0.85 \quad (3.2)$$

여기서, f_{28} : 압축강도 (MPa)

W/C : 물-시멘트비 (%)

구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서 주면고정액으로 제시하는 물/시멘트비가 83~100%인 시멘트풀은 약 10~23MPa의 압축강도를 나타내고 있으며, 부배합을 사용해야 하는 경우 물/시멘트비를 50~60%로 사용한다면 18~32MPa의 강도를 나타낸다. 모르타르는 물/시멘트비가 증가함에 따라 강도가 급격히 감소하고 있으며, 물/시멘트비가 80~100%인 경우 16~27MPa, 50~60%인 경우 22~42MPa의 범위로 강도가 분포하고 있다. 물/시멘트비는 강도와 워커빌리티에 큰 영향을 미치는 인자이므로 사용되는 부분에 따라 적정 범위에서 결정해야 한다. 암반매입말뚝은 굴착공에 주면고정액을 주입한 후에 말뚝을 삽입해야 하므로 물/시멘트비를 60~80% 범위로 사용하는 것이 워커빌리티를 크게 저하하지 않으면서 높은 강도를 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

4.2 탄성계수

본 시험에서 탄성계수는 시험체별 응력-변형률 선도의 기울기로 결정하였으며, Park(2004)의 연구결과와 함께 분석하였다.

Fig. 3.10은 물/시멘트비에 대한 시멘트풀의 탄성계수를 나타낸 것으로 물/시멘트비가 증가함에 따라 탄성계수는 지수적으로 감소하였다. Eq. 3.3은 물/시멘트비에 대한 탄성계수를 회귀분석한 결과로, 결정계수 R^2 가 0.83으로 나타났다.

$$E_{28} = 887.80 (W/C)^{-1.64} \quad R^2 = 0.83 \quad (3.3)$$

여기서, E_{28} : 재령 28일 탄성계수 (MPa)

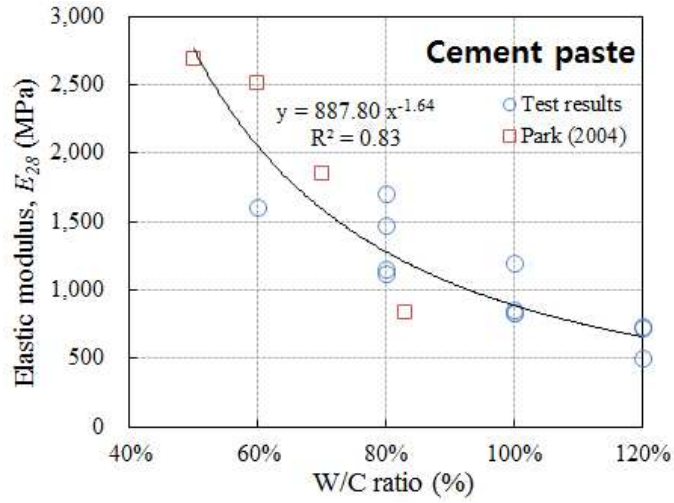


Fig. 3.10 Relationship between elastic modulus and W/C ratio

Fig. 3.11은 실험 데이터와 Park(2004)의 연구결과를 정리하여 재령 28일에서의 압축강도와 탄성계수간의 관계를 도식한 것으로 모르타르의 압축강도와 탄성계수는 선형비례관계를 보이고 있다. Eq. 3.4는 압축강도와 탄성계수 간의 상관식이며, 결정계수가 0.86으로 나타났다.

$$E_{28} = 85.66f_{28} \quad R^2 = 0.86 \quad (3.4)$$

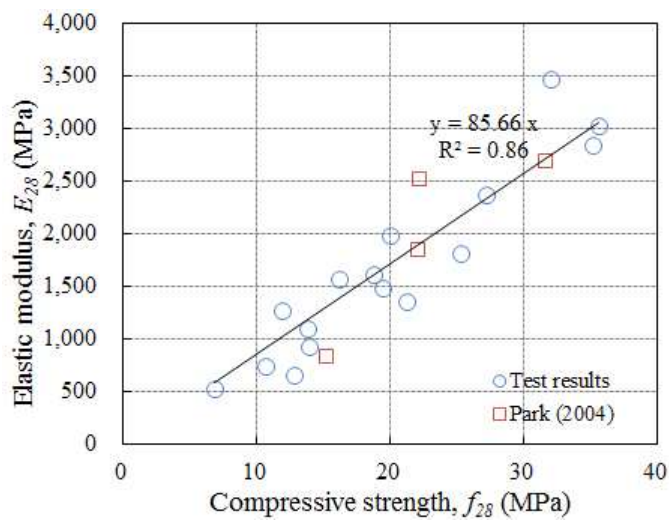


Fig. 3.11 Relationship between elastic modulus and compressive strength

4.3 모르타르 vs. 소일시멘트

소일시멘트와 모르타르의 잔골재 배합비에 따른 압축강도특성을 비교하기 위하여 기존 연구결과(Park, 2004)와 함께 비교하였으며, 물/시멘트비에 따라 강도가 크게 변화하므로 유사한 물/시멘트비(소일시멘트=83%, 모르타르=80%)에 대한 결과를 사용하였다. Park(2004)은 SM, SC계열의 화강풍화토를 사용하였으며, 본 연구에서 시험한 결과와 함께 Fig. 3.12에 도식하였다.

Fig. 3.12에 나타낸 것과 같이 모르타르는 6.03 ~ 25.94 MPa, 소일시멘트의 SM계열은 1.7 ~ 16.3 MPa, SC계열은 0.8 ~ 14.7 MPa 범위로 분포하고 있다. 동일한 잔골재 배합에서 모르타르가 가장 큰 값을 나타내고 있으며, 소일시멘트 내에서는 SM계열이 SC계열보다 큰 값을 나타내고 있다. 모르타르와 소일시멘트 모두 잔골재 배합비가 증가함에 따라 압축강도는 감소하는 경향을 나타내고 있다. 잔골재 배합에 따라 다르지만 본 연구에서의 최대배합과 최소배합을 기준으로 살펴보면, 모르타르의 강도가 소일시멘트의 강도보다 약 60%~350% 크게 나타나고 있어 모르타르의 강도가 더 우수함을 확인할 수 있다. 일반적으로 주면지지력은 사용재료의 강도와 상관성이 있으므로 암반매입말뚝의 주면고정액으로 모르타르를 사용하는 것이 더 우수한 지지성능을 나타낼 것으로 사료된다.

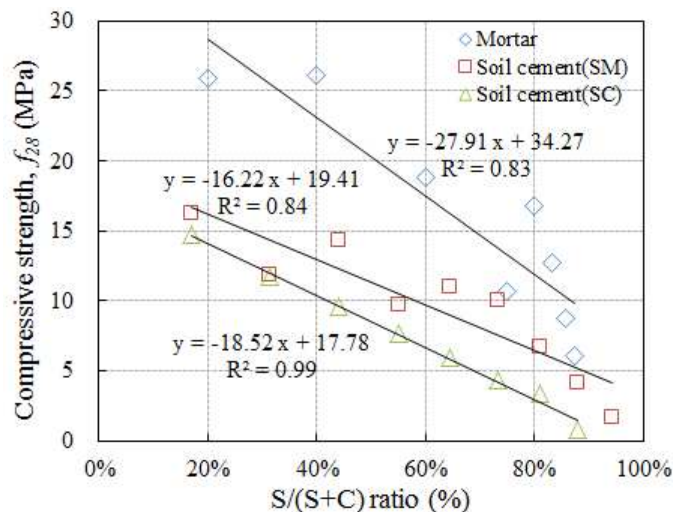


Fig. 3.12 Comparison of compressive strength of mortar and soil cement by proportion

5. 결론

암반매입말뚝의 주면고정액에 잔골재를 배합한 모르타르를 사용하기 위하여 잔골재와 물/시멘트비에 따른 역학적 특성을 평가하고 기존의 연구결과와 비교, 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 본 실험에서 물/시멘트비가 60%일 때 주면고정액의 초기강도가 높게 나타났으며, 시멘트풀의 경우 약 12MPa, 모르타르의 경우 20MPa로 잔골재를 배합한 모르타르가 초기 강도를 확보하는데 더 유리하다.
- (2) 잔골재 배합은 시멘트풀 대비 강도를 증가시키나 배합량이 증가함에 따라 강도가 감소하는 경향을 나타내며, 물/시멘트비에 따라 감소 경향이 상이하게 나타난다.
- (3) 물/시멘트비는 모르타르의 강도를 지수적으로 감소시키는 경향을 나타냈으며, 시험 데이터와 기존 연구결과를 통해 모르타르의 강도 추정식을 다음과 같이 제안한다.

$$f_m = 15.76 (W/C)^{-1.33}$$

- (4) 암반매입말뚝의 주면고정액은 워커빌리티를 크게 저해하지 않으면서 높은 강도를 확보하기 위해 잔골재 배합비는 20~40% 범위, 물/시멘트비는 60~80% 범위에서 사용하는 것이 적정하다.
- (5) 동일한 물-시멘트비에서 모래를 배합한 모르타르가 시멘트풀이나 소일시멘트보다 우수한 역학적 성능을 나타내며, 암반매입말뚝의 주면고정액으로 모르타르를 사용하는 것이 강도면에서 더 유리하다.
- (6) 향후 주면고정액의 배합비를 변수로 하여 말뚝의 주면거동에 대한 연구를 수행하므로 매입말뚝에 대한 모르타르의 적용성을 평가하고자 한다.

References

- Do, J., Nam, M, Shim, J., Park, Y., and Lee, S. (2015) “Engineering Characteristics of Cement Milk for Bored Piles” *Jour. of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.31, No.12, pp.29-43 (in Korean).
- Eon, N., Yun, S., Park, W., Yun, H., and Kim, D. (2013) “The Compressive Strength Characteristics of Cement Paste Containing Blast Furnace Slag with Elapsed Curing Time” *Proc. of 2013 Korea Concrete Institute conference*, KCI, Gangwon, Korea, pp.227-228 (in Korean).
- Haach, V.G., Vasconcelos, G., and Lourenço, P.B. (2011) “Influence of aggregates grading and water/cement ratio in workability and hardened properties of mortars” *Construction and Building Materials*, Vol.25, No.6, pp.2980-2987.
- Hong, W., Lee, J., and Chai, S. (2008) “Bearing Capacity of SDA Augered Piles in Various Grounds Depending on Water-Cement Ratio of Cement Milk” *Jour. of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.24, No.5, pp.37-54 (in Korean).
- Korean Geotechnical Society (2015). *Code requirements for structural foundation design*, pp. 364-369 (in Korean).
- Moon, K., Park, S., and Shin, M. (2017) “Mechanical Properties of Filling Materials for Bored Pile in Rock” *Jour. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.37, No.4, pp.637-645 (in Korean).
- Mun, T., Kang, C., and Lee, H. (2009) “Characteristics of Physical Properties According to Compound Condition of Grout Mortar” *Jour. of Korean Society of Explosives & Blasting Engineering*, KSEE, Vol.27, No.1, pp.32-37 (in Korean).
- Park, J. (2004) “Strength and Friction Behavior of Cement Paste Poured in the Bored Pile” *Jour. of the Korean Geo-Environmental Society*, KGES, Vol.5, No.3, pp.31~39 (in Korean).
- Park, S., Kwon, S., and Kim, T. (2009) “An Experimental Study on the Durability Characterization using Porosity” *Jour. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.29, No.2, pp.171~179 (in Korean).

Singh, S.B., Munjal, P., and Thammishetti, N. (2015) "Role of water/cement ratio on strength development of cement mortar" *Jour. of Building Engineering*, Vol.4, pp.94-100.

IV. 제주도 화산암과 주면고정액의 전단강도 평가

1. 서론

타입말뚝은 설치 위치에 기성말뚝을 두고 상단부에 해머를 사용하여 타격하므로 지반에 관입시켜 지지력을 확보한다. 따라서 타입말뚝의 주면지지력은 말뚝의 주면과 토사 사이에 작용하는 마찰력에 의해 결정되며, 이는 수평토압에 비례한다. 반면, 매입말뚝은 지반을 말뚝의 직경보다 약 100mm 더 크게 천공하고 기성말뚝을 삽입한 후에 주면고정액으로 고정한다. 매입말뚝의 지지력과 침하량은 말뚝 선단의 지지력 뿐만 아니라, 말뚝 둘레에 주입된 시멘트풀과 지반 사이의 주면 마찰력에 의해 영향을 많이 받는다(Jung et al., 2017). 그 중에서도 암반에 매입된 말뚝은 토사에 의한 수평토압이 없으므로 주면에서 마찰력이 발현되지 않고 재료들 사이의 부착력에 의해서만 지지되게 된다. 따라서 본 장에서는 제주도 화산암과 주면고정액 사이의 전단강도를 실내시험을 통하여 평가하고 그 특성에 대해 분석하고자 한다.

2. 기존 문헌 연구

매입말뚝의 주면고정액과 암반 사이의 전단강도에 대한 직접적인 연구결과는 발표된 바가 없다. 그렇지만 암반에 시공되는 현장타설말뚝의 주면지지거동에 대한 연구는 몇몇 연구자에 의하여 수행되었다(Horvath et al., 1983; O'Neil et al., 1996; Seidel and Collingwood, 2001; Cho et al., 2003). 이들의 연구결과에 의하면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 암석의 일축압축강도, 굴착면의 거칠기, 암반의 재료특성, 초기 수직응력, 말뚝의 직경, 암반의 절리 및 풍화도 등에 영향을 크게 받는다. 따라서 이러한 영향인자를 정량화하기 위한 연구가 국내외에서 수행되었으며, 특히 Seidel and Haberfield(1995)는 암반 굴착면의 거칠기를

정량화하기 위하여 거칠기에 대한 현의 길이(mm), 거칠기 높이(mm)와 각도(deg.)를 사용하였다. Jeong et al.(2007)은 기존 연구결과를 통해 국내외 굴착면의 거칠기를 정량화하였고, 일정수직강성조건에서 암과 콘크리트 사이의 직접전단시험을 통해 전단거동을 분석하여 초기수직응력과 굴착면 거칠기, 일축압축강도가 최대 전단강도에 미치는 영향을 반영한 주면지지력 산정식을 제안하였다.

본 장에서는 제주도 화산암에 불규칙적으로 분포하고 있는 기공이 암반과 주면 고정액 사이의 미치는 영향을 평가하고 주면고정액의 배합비에 따른 전단강도의 특성을 실내시험을 통해 평가하고자 한다.

3. 시험 계획

3.1 시험변수 및 시험체

제주도 화산암과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하기 위하여 주면고정액의 배합비와 암반의 기공유무를 시험 변수로 결정하여 전단시험을 수행하였다. 앞에서 언급한 것과 같이 암반 굴착공과 콘크리트 사이의 전단강도는 암반과 콘크리트의 압축강도, 굴착공의 거칠기, 초기 수직응력, 굴착공의 직경 등의 영향을 크게 받는 것으로 드러났다. 따라서 주면고정액의 압축강도에 큰 영향을 미치는 배합비와 전단거동에 지대한 영향을 미칠 것으로 사료되는 기공의 분포 유무를 시험변수로 선정하여 암반과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하였다. 주면고정액의 배합비는 3장에서 평가한 시험결과를 참조하였으며, 압축강도가 가장 큰 W06S4와 가장 작은 W12S6, 잔골재의 배합에 따른 영향을 평가하기 위하여 물/시멘트비가 80%인 경우 잔골재 배합이 0%, 40%인 경우에 대하여 전단강도 평가를 하였다. 또한 화산암에 분포한 기공은 전단거동에서 맞물림 효과를 극대화할 수 있는 기하학적 형태를 가지고 있으므로 기공의 유무에 따른 전단강도를 평가하고자 한다. 시험변수를 Table 4.1에 정리하였으며, 시험체는 각 변수별로 1개씩만 제작하여 총 8개의 시험체에 대하여 전단시험을 수행하였다.

Table 4.1 Test parameters for shear strength between rock and grout

Proportion of grout (%)		Pore size of rock		Number of specimen
W/C	Sand / (Sand+Cement)	Small (Aewol, Sangga-ri)	Large (Aewol, Eoeum-ri)	
60	40	1	1	2
80	0	1	1	2
	40	1	1	2
120	60	1	1	2
Total		4	4	8

시험체 제작을 위해서 애월읍 상가리와 어음리에서 채취한 암석을 사용하였다. 이는 본 논문의 2장 제주도 화산암의 물리·역학적 특성을 평가하기 위하여 채취한 것과 동일한 시료로, 시험체 제작과정에서 천공한 구멍을 활용하여 진단강도 시험체를 제작하였으며, 제작에 사용된 암석을 Fig. 4.1에 나타내었다. 시험체 제작과정에서 천공구멍이 주변 구멍과 너무 가까운 것은 강도시험시 암반 공벽이 파괴될 소지가 있으므로 사용하지 않았다. 주변고정액 배합비는 3장에서 사용된 것과 동일한 배합을 사용하였으며, 시험 시점이 다르기 때문에 각 배합에 따른 공시체를 제작하여 압축강도를 다시 측정하였다. 암반에 주변고정액을 주입할 때

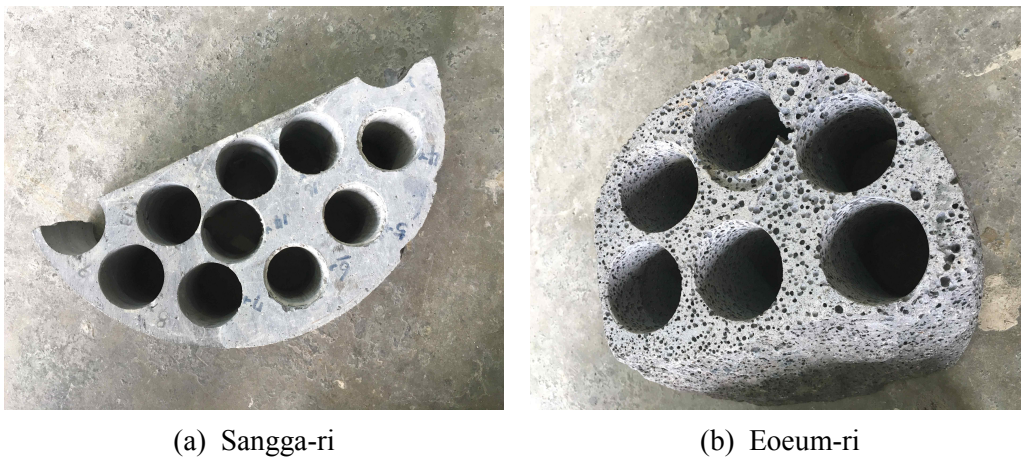


Fig. 4.1 Volcanic rocks used in the shear strength test

바닥면으로 유출되는 것을 방지하기 위하여 Fig. 4.2(a)에 나타난 것처럼 굴착공 주변으로 실리콘을 바르고 태고합판을 부착시켜 주변고정액의 외부 유출을 막았다. 또한 굴착공에 따른 주변고정액을 구분하기 위하여 시공된 굴착공 옆에 주변고정액의 ID를 기록하여 구분하였다. 타설 후 수분의 증발을 방지하기 위하여 Fig. 4.2(b)에 나타난 것처럼 비닐로 외부공기와의 접촉을 차단하였으며, 수화작용에 필요한 수분을 충분히 공급하기 위하여 3~4일에 한 번씩 수돗물을 뿌려주었다. 주변고정액은 28일 동안 양생시켰으며, 28일에 전단강도 시험을 수행하였다.

3.2 사용재료

시험체 제작시 사용된 재료는 ‘3장 매입말뚝을 위한 주변고정액의 역학적 특성’에서 사용된 것과 동일한 재료를 사용하였으며, 중복된 설명은 생략한다.

3.3 시험방법 및 장치

암반 굴착공과 주변고정액 사이의 전단강도를 평가하기 위한 시험으로 암반의 굴착공에 시공된 주변고정액을 밀어내어 전단강도를 결정하고자 한다. 시험에는 Fig.4.3에 나타난 만능재료시험기를 이용한다. 이 장비는 토목건축구조실험동에

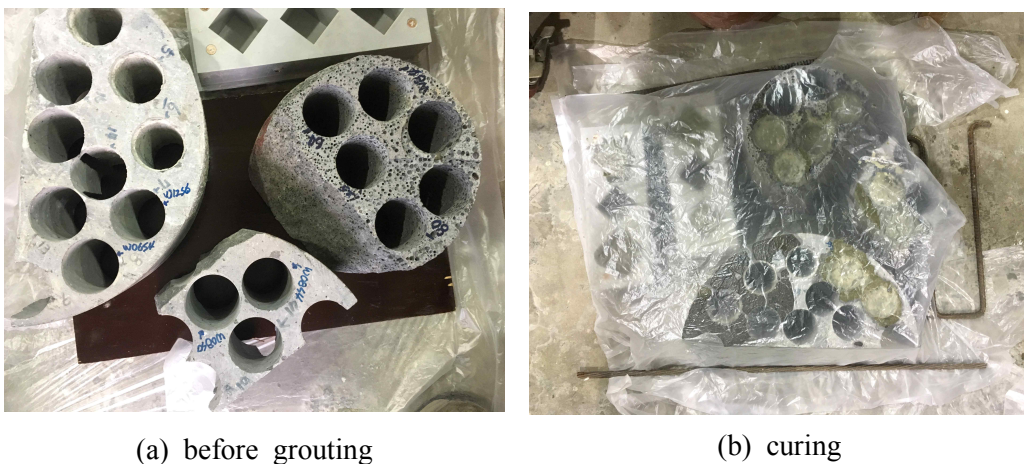


Fig. 4.2 Production process of test specimen



Fig. 4.3 Universal testing machine

설치된 것으로 하나의 컨트롤러로 2개의 프레임을 제어하며, 하나의 프레임은 용량이 1,000kN으로 압축과 인장시험을 수행할 수 있고, 다른 하나는 3,000kN 용량으로 압축시험 전용이다. 본 실험에서는 100kN 이하의 하중이 요구되므로 1,000kN 프레임을 이용하여 시험하였다. 데이터는 시험기에 부착된 로드셀과 LVDT를 이용하여 하중과 변위를 실시간(10Hz)으로 수집하였다.

암석의 굴착공에 주면고정액을 채워 넣고 그라우트를 밀어내어 암반과 그라우트 사이의 전단강도를 평가하기 위하여 Fig. 4.4에 나타낸 것과 같이 시험체를 설치하였다. 그라우트를 밀어서 아래로 빼낼 때 다른 저항이 없도록 시험체를 ㄷ자형 지지대 위에 올려놓고, 가력봉을 이용

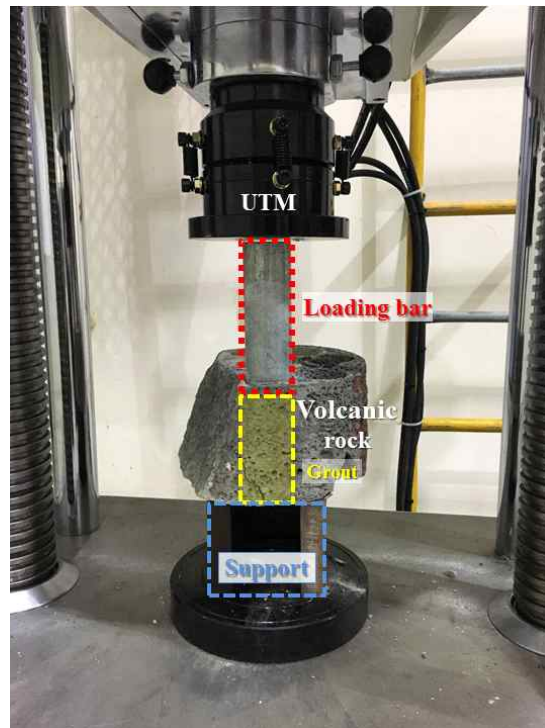


Fig. 4.4 Test setup

하여 그라우트를 밀어내었다. 가력봉은 D50mm인 강관에 그라우트를 채워넣으므로 축강성을 높여 축변형이 최소가 되도록 하였다.

4. 화산암과 주면고정액의 전단강도

주면고정액의 배합비와 암반의 기공 유무에 따른 제주도 화산암과 매입말뚝 주면고정액 사이에서의 전단강도를 실험을 통해 평가하였다. W06S4 배합을 시공한 어음리 시험체의 경우 시험과정에서 암반이 쪼개져서 전단강도를 평가할 수 없어서 분석에서 제외시켰다. 전단강도와 변위 곡선을 Figs. 4.5~4.6에 압축강도와

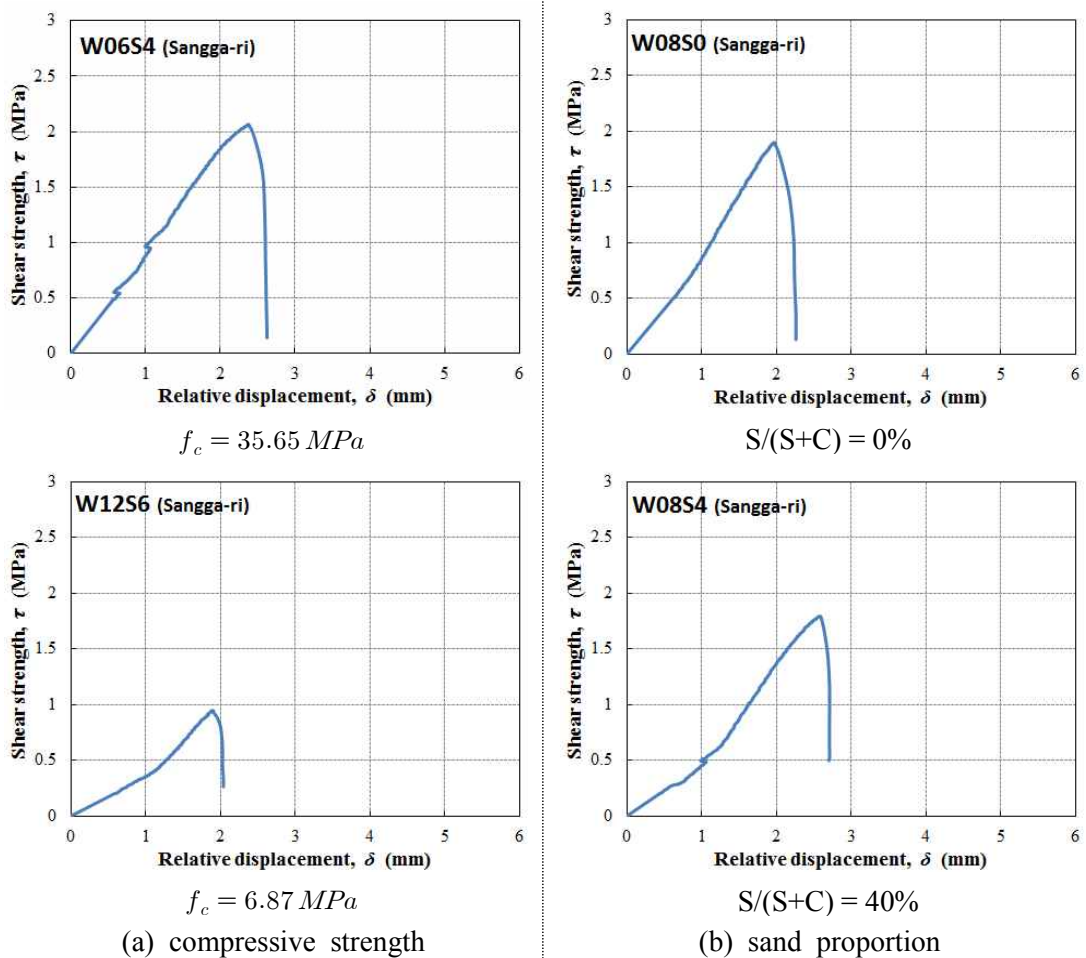


Fig. 4.5 Shear strength - displacement curves of Sangga-ri

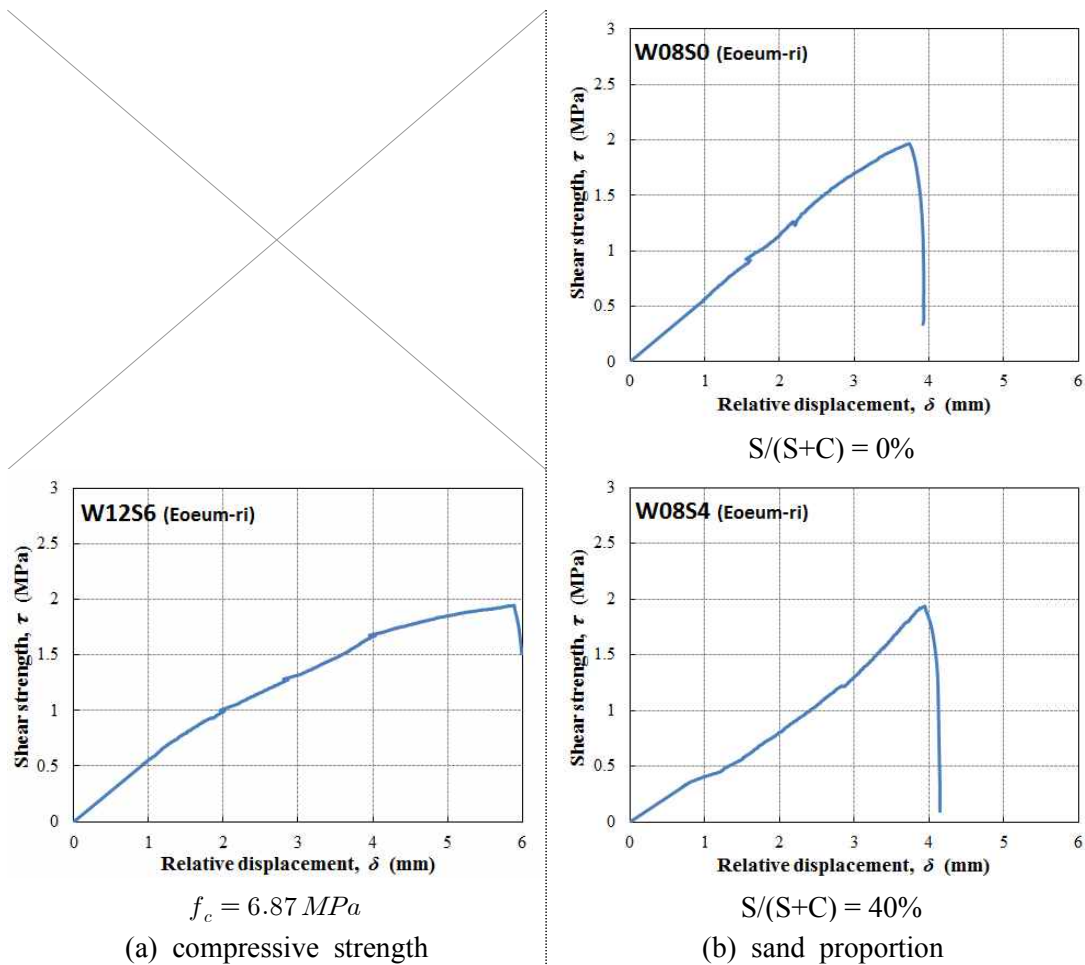


Fig. 4.6 Shear strength - displacement curves of Eoeum-ri

잔골재 배합으로 구분하여 나타내었으며, 실험 결과를 Table 4.2와 Fig. 4.7에 정리하였다. Table 4.2에는 해당 압반에서 채취한 시료의 공극률의 평균값을 나타내었으며, 주변고정액의 배합비에 따른 재령28일에서의 일축압축강도(평균값)도 정리하였다. Fig. 4.7은 주변고정액의 배합비에 따라 압축강도 및 전단강도를 도식한 것으로, 좌측 세로축은 압축강도를, 우측 세로축은 전단강도를 나타낸다. 각 변수별로 중앙에는 압축강도, 좌측에는 상가리, 우측에는 어음리 전단강도를 표현하였다.

먼저, 육안에 의해 큰 기공이 보이지 않는 상가리의 경우(Figs. 4.5 & 4.7), 주변고정액의 압축강도에 따른 전단강도를 보면, 압축강도가 35.65MPa인 W06S4는 2.07MPa의 전단강도를 보였고, 압축강도가 6.87MPa인 W12S6의 경우 0.95MPa의

Table 4.2. Test results of shear strength (Rock vs Grout)

Rock type	Porosity (%)		Shear strength (MPa)			
	Average	Stdev	W06S4	W08S0	W08S4	W12S6
Sangga-ri	3.22	0.28	2.07	1.90	1.79	0.95
Eoeum-ri	5.77	0.49	-	1.97	1.94	1.96
Compressive Strength (MPa) (Table 3.4)			35.65	21.20	27.21	6.87

전단강도를 나타냈다. 시험체의 수가 제한적인 결과이므로 일반화할 수는 없지만, 앞서 다른 연구자들이 보고한 바와 같이 압축강도가 암반과 주변고정액 사이의 전단강도에 영향을 미치는 것을 확인할 수 있다. Fig. 4.5(b)는 동일한 물/시멘트비에서 잔골재의 배합 여부에 따른 영향을 나타낸 것으로 잔골재의 배합으로 압축강도는 증가하였지만 부착강도는 감소하였다. 이는 암반과 주변고정액 사이의 전단강도는 수직력이 존재하지 않아 마찰력이 없는 순수 부착상태로 볼 수

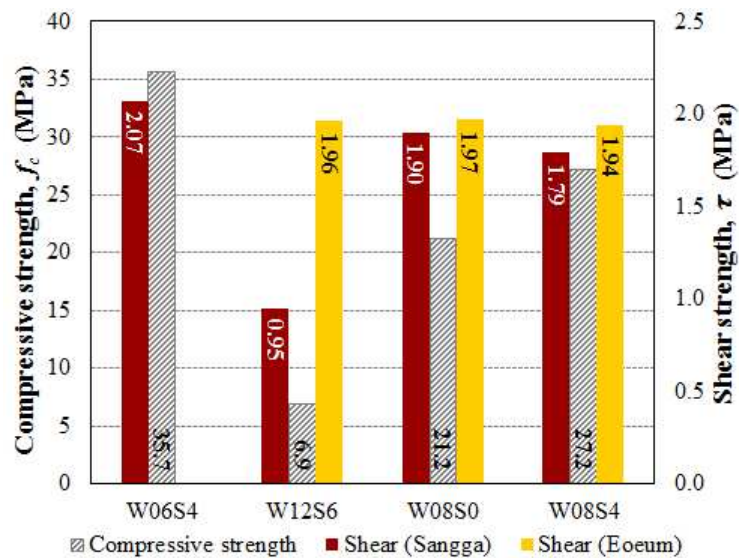


Fig. 4.7 Variation in shear strength with test parameters

있다. 따라서 부착력에 큰 영향을 주는 시멘트의 양이 상대적으로 감소하였기에 전단강도가 감소한 것으로 판단된다.

육안에 의해 기공이 불규칙적으로 분포한 어음리의 경우, Table 4.2에 정리한 것처럼, 주면고정액의 일축압축강도, 잔골재의 배합 여부에 상관없이 1.94 ~ 1.97 MPa의 값을 나타내었다. 배합비는 주면고정액의 역학적 특성에 영향을 미쳤고, 상가리와 같이 기공이 분포하지 않은 암반에서는 전단강도에도 영향을 미쳤으나, 기공이 불규칙적으로 산재해 있는 경우에는 특별한 영향을 미치지 못하였다. 이는 기공에 의하여 암반 굴착공 표면이 울퉁불퉁해지는데, 이러한 형상으로 인해 암반과 주면고정액이 기계적 결합을 이루게 된다. 따라서 전단력 작용시 기계적 결합에 의한 맞물림 작용이 전단저항에 지배적인 영향을 미치기 때문에 주면고정액의 배합비에 따른 영향이 저하되는 것으로 판단된다. 그러나 이러한 기계적 결합 또한 각각의 재료의 역학적 성질에 의한 것이므로 더 많은 시험을 통하여 상관관계를 정립할 필요가 있다.

5. 결론

제주도 화산암과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하기 위하여 화산암의 기공 여부와 주면고정액의 배합비를 변수로 하여 실험한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 본 실험에서 기공의 크기가 작은 화산암의 경우 주면고정액의 압축강도가 감소함에 따라 전단강도도 감소하는 경향을 나타냈으나, 이는 단위시멘트량의 감소에 따른 부착력 저하로 사료된다.
- (2) 육안으로 기공 식별이 어려운 화산암의 경우 주면고정액의 잔골재 배합은 전단강도를 저하시켰으며, 이는 단위시멘트량 감소로 인한 부착력 저하로 판단된다.
- (3) 기공이 불규칙적으로 산재한 암반의 경우 주면고정액과의 기계적 결합으로

인하여 맞물림 작용에 의해 전단강도가 발생되며, 주면고정액의 배합비가 변화하여도 1.94~1.97 MPa의 값을 나타냈다.

- (4) 본 시험에서는 시험체의 수가 매우 부족하여 상관성 분석에 한계가 있고, 결론을 일반화하기에는 무리가 있다. 따라서 향후 다양한 화산암반에 대한 추가적인 실험 및 분석이 필요하다.

Reference

- Cho, C.H., Lee, M.H., Yoo, H.K., Kwon, H.G., and Park, E.S. (2003). "The Characterization of Surface Roughness of the Drilled Shaft into Rock" *Jour. of the Korean Geo-Environmental Society*, KGES, Vol.4, No.2, pp.5-13 (in Korean).
- Horvath, R. G., Kenny, T. C., and Kozicki, P. (1983). "Method of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, pp.758-772.
- Jeong, S.S., Woo, S.Y., and Seol, H.I. (2007). "Shear Behavior Characteristics of Drilled Shaft - Rockmass Ineterface Using Direct Shear Test under Constant Normal Stiffness Condition" *Jour. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.27, No.4C, pp.293-304 (in Korean).
- Jung, G.J., Kim, D.H., Lee, C.J., and Jeong, S.S. (2017). "Analysis of Skin Friction Behavior in Prebored and Precast Piles Based on Field Loading Test" *Jour. of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.33, No.1, pp.31-38 (in Korean).
- O'Neil, M.W., Townsend, F.C., Hanssan, K.M., Buller, A., and Chan, P.S. (1996). *Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials*, FHWA-RD-95-172, Final report, McLean, VA, USA.
- Seidel, J.P., and Collingwood, B. (2001). "A New Socket Roughness Factor for Prediction of Rock Socket Shaft Resistance" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.38, No.1, pp.138-153.
- Seidel, J.P., and Haberfield, C.M. (1995) "Towards an Understanding of Joint Roughness" *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.28, No.2, pp.69-92.

V. 모형실험을 통한 암반매입말뚝의 주면지지 거동³⁾

1. 서론

풍력발전기, 송전탑, 굴뚝 등과 같은 타워 구조물은 폭에 비하여 높이가 높은 구조물로서, 외력에 의해 전도모멘트가 크게 발생한다. 이러한 구조물을 효과적이고 경제적으로 지지하기 위해서는 말뚝기초를 사용해야 한다. 말뚝기초는 타워 구조물에 작용하는 전도모멘트에 대해 서로 떨어져 있는 말뚝의 압축력과 인발력으로 지지하고, 일부 수평력으로 저항하게 된다. 따라서 말뚝의 압축력과 인발력을 정확하게 추정해야 경제적인 설계 및 시공이 가능하다. 특히 제주도의 해상 풍력발전기 지지구조물의 경우 경제적인 시공을 위하여 암반에 말뚝을 매입하게 되는데 암반에 매입된 강관말뚝의 주면지지력에 대해 제시하는 규정은 없다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 본 장에서는 암반에 매입된 강관말뚝과 주면고정액 사이의 주면지지력을 예측하기 위하여 모형실험을 수행하고 주면고정액의 배합비에 따른 영향을 평가하고자 한다.

2. 기존 연구 및 설계기준

말뚝의 지지력에 대한 연구는 오랜 기간 동안 수많은 연구자들에 의해 연구가 진행되어 왔으며, 토사지반의 경우 실험값을 토대로 기초설계 이론이 정립되어 있다. 또한, 암반에 근입된 말뚝에 대한 연구는 현장타설말뚝을 대상으로 한 연구가 주를 이루고 있으며, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한지지력에 대한 식은 구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서 Table 5.1과 같이 정리하고 있다. 또한 구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서는 연암반에 근입된 강관말뚝에 대한 극한선단지지력 산정식을 경험식으로 제시하였으며, 잔류 주면지지력은 선단지지력 값에 포함된 것

3) 본 장은 저자가 대한토목학회 논문집에 게재한 논문(Moon and Park, 2018)을 원용하고 일부 보완함

으로 간주하고 있다. 따라서 현행 설계기준으로는 암반에 매입된 말뚝의 주면지지력을 평가할 수 없으며, 인발지지력에 대한 추정 또한 매우 어려운 상태이다.

암반매입말뚝의 주면지지력에 대한 연구는 매우 부족한 실정이며, 암반에 강관말뚝이 매입된 경우에 대해서 Maertens(2002)이 발표한 바 있다. Maertens(2002)는 풍화된 현무암에 강관말뚝을 설치한 경우 말뚝의 성능을 평가하고 시공 제원을 결정하기 위하여 현장시험(압축, 인발)을 수행하였으나, 적용현장에 대한 성능평가만 하였다는 한계가 있었다. Moon et al.(2014)은 암반매입 강관말뚝의 극한주면지지력은 강관과 주면고정액 사이의 부착력에 의해 결정된다고 발표하였으며, 암반에 강관을 삽입하여 시험체를 제작하고 모형실험을 통해 주면지지거동을 평가하였다. 모형실험 결과 강관과 주면고정액 사이에서 파괴되었으며, 최대 전단강도가 1.0MPa인 결과를 얻었다. Shakir-Khalil(1993a, 1993b)와 Nezamian et al.(2002)는 강관 속에 콘크리트가 채워졌을 때 콘크리트와 강관 사이의 전단강도에 대해 매입조건을 변수로 하여 실험연구를 수행하여 강관과 콘크리트의 부착거동에 대해 보고하였다. 또한 Hong et al.(2008)은 매입말뚝의 주면마찰력에 영향

Table 5.1 Side Resistance of Drilled Shafts in Rock (KGS, 2015)

	Suggester	Empirical equations
Side resistance	NAVFAC (1982)	$f_s (kPa) = (6.0 - 7.9)f_w'^{0.5}$ $f_s (kPa) = (7.9 - 10.5)f_w'^{0.5}$
	FHWA (1999)	$f_s = 0.65p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} : \text{smooth}$ $f_s = 0.8 \left[\frac{\Delta r}{r} \left(\frac{L'}{L} \right) \right]^{0.45} \} : \text{rough}$
	Canadian Foundation Eng. Manual (2006)	$f_s = \mu p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5}$, $f_s = 0.05f_c'$

q_u : Uniaxial compressive strength(UCS) of rock,

p_a : Atmospheric pressure,

f_w' : The smaller of UCS of rock and concrete,

f_c' : UCS of concrete at 28-days,

μ : Coefficient of friction

L : Length of drilled shaft

L' : Distance along surface of drilled shaft

r : Radius of shaft

Δr : Height of asperities or grooves in sidewall

을 주는 인자로 원지반의 N치, 지반의 종류 및 시멘트풀의 물/시멘트비가 있는데, 그 중에서 시멘트풀이 가장 큰 영향을 주는 것으로 보고하였다.

기존 연구의 경우, 암반에 강관말뚝을 설치하여 지지성능을 평가하였으나 지지력에 미치는 영향인자에 대한 평가가 미흡하였다. 따라서, 본 연구에서는 매입말뚝의 주변지지력에 가장 큰 영향을 주는 시멘트 풀의 배합비에 따른 역학적 특성과 주변고정액의 배합비가 암반매입 강관말뚝의 주변지지력에 미치는 영향을 평가하기 위하여 시멘트, 물, 잔골재(모래)의 배합비를 달리하여 모형실험을 수행하였으며, 그 결과를 분석하였다.

3. 실험계획

3.1 실험체 및 변수

주변고정액의 배합비에 따른 강관말뚝과 주변고정액 사이의 전단 지지력을 평가하기 위하여 실험변수로 물/시멘트비와 잔골재비를 선택하였다. 물/시멘트비는 구조물기초설계기준(KGS, 2015)에서 주변고정액에 제시하는 83~100%의 범위를 확장시켜 60~120%의 범위에서 20%간격으로 4개의 변수를 선정하였다. 또한 잔골재비는 시멘트풀과 잔골재가 배합된 모르타르의 특성을 비교, 검토하기 위하여 0~60%의 범위에서 20% 간격으로 4개의 변수를 사용하였다. 따라서 물/시멘트비와 잔골재비를 변화시켜 배합한 총 16개의 케이스에 대하여 실험을 수행하였으며, 이는 주변고정액의 역학적 특성을 평가한 것과 동일한 변수이다(Table 3.2). 실험체 명은 Fig. 5.1에 나타낸 것과 같이 물/시멘트비는 W로, 물/시멘트비의 범위인 60~120%는 06~12로 사용하였다. 잔골재 배합비는 S로 표현하였으며, 배합비 범위인 0~60%는 0~6으로 표기하여 구분하였다. 각 시험체명 뒤에 번호를 붙여서 변수 안에서의 실험체를 구분하였다.

실험에 사용된 강관은 D50mm인 구조용강관을 사용하였으며, 주변고정액을 채우기 위하여 D100mm의 PE관을 사용하였다. 바닥에는 150×150mm의 거푸집용 합

관을 사용하여 마감하였으며, 주변 고정액이 양생된 후 바닥면을 제거하여 시험하였다. 주변고정액의 부착깊이는 300mm(6D)로 정하여 PE관은 300mm로, 강관은 500mm로 재단하여 실험체를 제작하였다. Fig. 5.3은 실험체 제작과정을 나타낸 것으로 Fig. 5.2(a)는 강관 주변에 고정액을 채운 것을 보여주고 있으며, Fig. 5.2(b)는 양생 과정을 나타낸 것으로 양생과정 중에 수분의 증발을 방지하기 위하여 비닐로 밀폐시켰으며, 3~4일 간격으로 수분을 공급하여 28일간 양생하였다. 실험체는 16개의 변수별로 5개씩 총 80개의 실험체를 제작하였다.

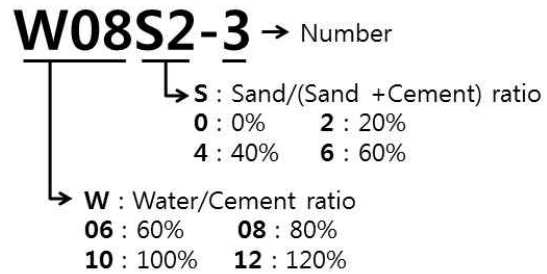


Fig. 5.1 Specimen I.D.

3.2 사용재료

실험체 제작시 사용된 재료는 ‘3장 매입말뚝을 위한 주변고정액의 역학적 특성’에서 사용된 것과 동일한 재료를 사용하였으므로 본 장에서는 재료의 상세 설명을 생략하였다.

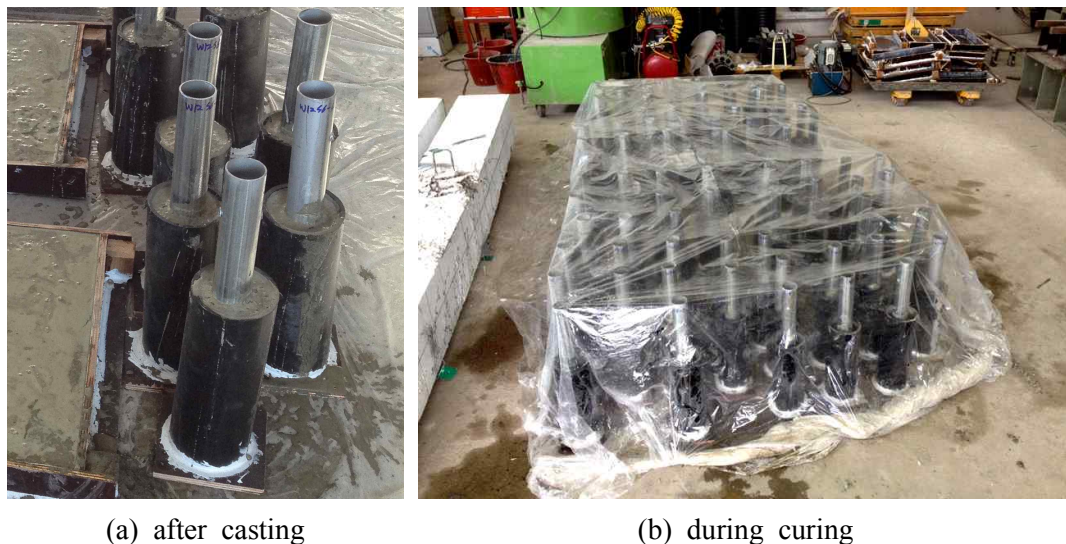


Fig. 5.2 Experimental specimens

3.3 시험방법 및 장치

본 시험에서는 강관말뚝과 주면고정액 사이의 전단 거동을 평가하기 위한 것이므로 인발에 대한 전단 거동을 평가하기 위해서는 인발력을 작용시키는 것이 바람직하다. 그러나 실험장비 여건상 실험체에 인발력을 가하고, 이를 측정할 수 있는 환경이 조성되지 못하여 강관 하부를 자유롭게 하여 압축력을 가하므로 주면지지력을 평가하였다. 따라서 실험방법은 말뚝의 정재하시험방법(KS F 2445)을 참조하였으며, 본 시험에서는 말뚝의 최대 주면지지력을 측정할 뿐만 아니라 그 이후의 주면마찰거동에 대해서도 평가하기 위하여 하중을 변위제어하였고, 1.0mm/min의 재하속도로 실험하였다. 실험은 최대 주면지지력 이후 총 변위가 20mm되었을 때 종료하였으며, 하중이 일정하여진 구간에서 잔류 주면지지력을 결정하였다.

가력장치는 제주대학교 토목건축구조실험동에 설치된 500kN 용량의 서보유압 하중프레임(Fig. 5.3)을 사용하였다. Fig. 5.4에 나타난 것과 같이 강관에 압축력이 가해지면 바닥으로 자유롭게 인발되도록 T자형 지지대를 놓고 그 위에 실험체를 올려놓았다. 강관 두부에 작용하는 하중을 측정하기 위하여 국내 C사에서 제

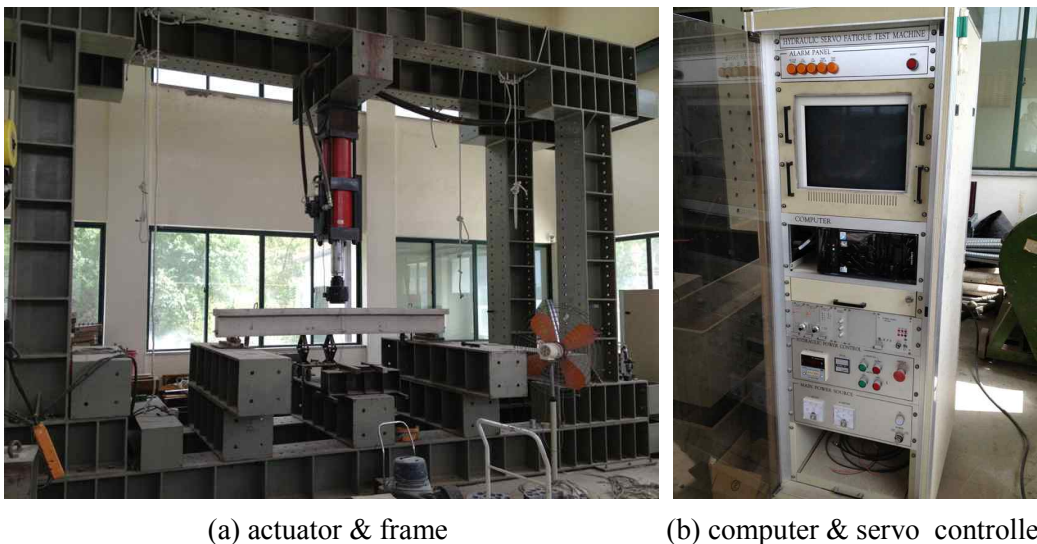


Fig. 5.3 Testing machine(Servo-hydraulic load frame)

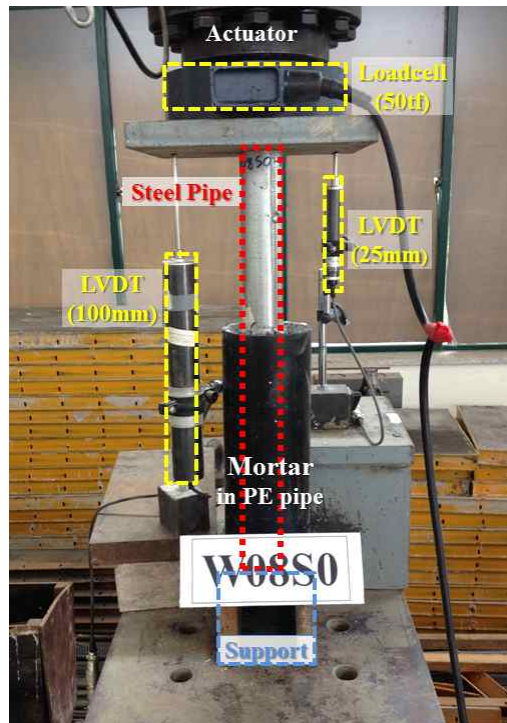


Fig. 5.4 Test Setup

작한 로드셀(CLS-50, 500kN)을 사용하였고, 두부에서의 변위는 일본 T사에서 제작한 LVDT(CDP-100, CDP-25)로 측정하였다. 데이터 수집은 국내 R사에서 제작한 데이터로거(SDL-610R)를 사용하여 10Hz 간격으로 수집하였다.

4. 실험결과

4.1 매입말뚝의 부착면적

일반적인 콘크리트 배합에서는 완전한 수화작용을 위해 중량비로 약 25%의 물/시멘트비가 소요되고, 유동성을 확보하기 위해 35~40%의 물/시멘트비를 사용하게 된다(Min, 2016). 매입말뚝의 주면고정액으로 사용되는 시멘트 풀은 일반적인 콘크리트에 사용되는 시멘트 풀의 2배 이상의 물/시멘트비를 사용하여 물의 잔여량이 매우 많아 Fig. 5.5에서 보는 바와 같이 재료분리가 발생하였으며, 잉여수의 증



Fig. 5.5 Bleeding of grouting material

발로 실제 부착면적이 감소하였다. 매입말뚝의 실부착면적을 계산하기 위해 실험체 제작과정에서 나타난 블리딩, 건조수축으로 인한 주면고정액이 감소한 깊이를 측정하였다. Fig. 5.6에 나타난 것과 같이 주면고정액을 PE관의 300mm 높이에 맞게 타설하였으며, 모래와 시멘트가 혼합되어 가라앉고(l_1) 잔여수가 고이게 된다. 잔여수에 부유하고 있던 시멘트와 모래의 미세입자들이 시간 차이를 두고 가라앉으므로 모르타르층(l_1) 위에 10~14mm 두께의 시멘트층(l_2)을 형성하였다(Fig. 5.7). 실험체의 부착면적은 Fig. 5.6에 나타난 것과 같이 부착길이(l_1+l_2)에 강관의 둘레를

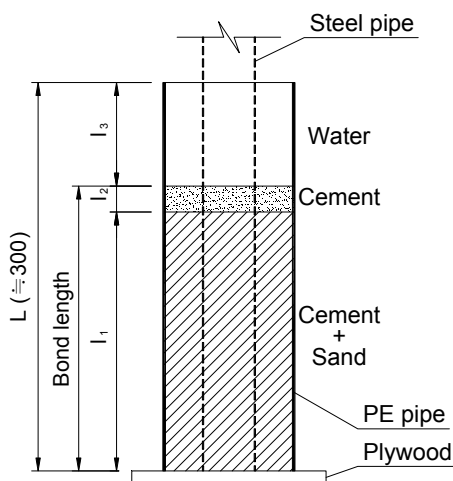


Fig. 5.6 Bond Length



Fig. 5.7 Longitudinal Section (W08S6)

곱하였으며, 실무착면적과 계획면적의 비를 부착면적의 잔여율로 정하였다.

Fig. 5.8~5.9는 물/시멘트비와 잔골재 배합비에 따른 부착면적의 잔여율을 나타낸 것이다. Fig. 5.8을 보면 예상한 바와 같이 물/시멘트비가 증가함에 따라 부착면적의 잔여율은 선형적으로 감소하고 있다. 그러나 잔골재 배합비가 증가함에 따라 기울기 값이 감소하여 감소폭이 둔화되고 있어 잔골재 배합이 실무착면적의 감소를 완화하는 역할을 하고 있음이 확인된다. Fig. 5.9는 잔골재비에 대한 부착면적의 잔여율을 나타낸 것으로, 앞에서 언급한 바와 같이 잔골재비가 증가함에 따라 부착면적의 잔여율은 증가하고 있다. 또한 물/시멘트비가 작을수록 잔

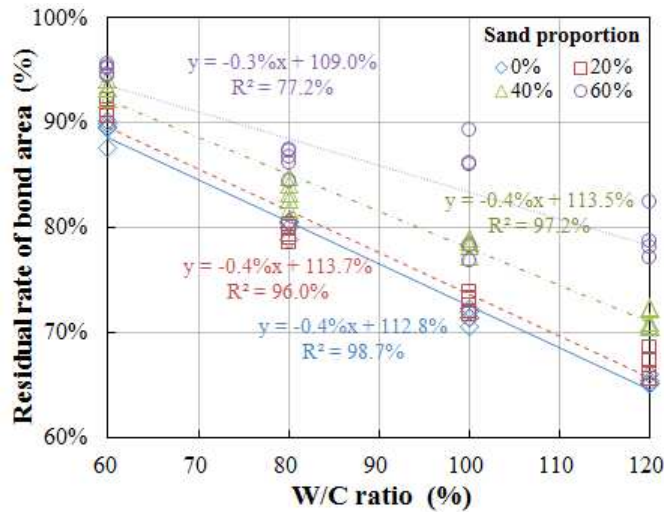


Fig. 5.8 Effect of W/C ratio on bond area

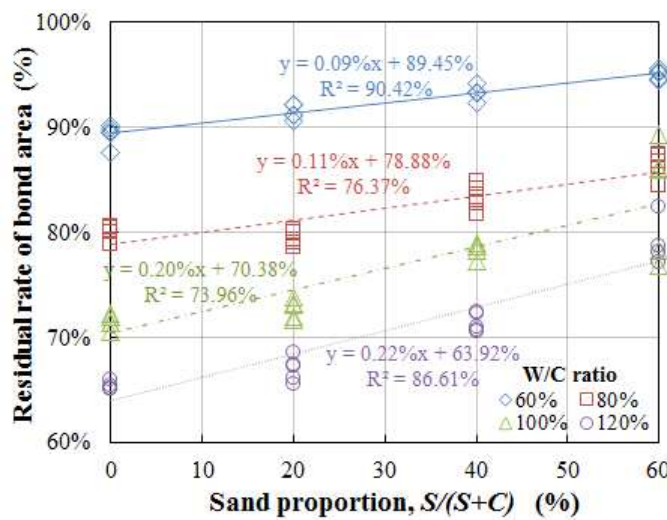


Fig. 5.9 Effect of sand proportion on bond area

여율이 큰 값을 나타내고 있으나, 물/시멘트비가 증가함에 따라 잔골재 배합비의 변화에 의한 부착면적의 변화폭이 커지고 있다. 이는 잔골재가 배합됨에 따라 시멘트 풀의 배합량이 상대적으로 감소하므로 물의 양이 줄어들기 때문에 이러한 경향이 나타나는 것으로 판단된다.

4.2 매입말뚝의 주면지지거동

주면고정액의 배합비에 따라 실부착면적에 차이를 나타내므로 실험데이터는 실부착면적을 기준으로 정리하였다. Fig. 5.10은 모형말뚝의 주면지지력과 변위의 관계를 각 변수별로 대표되는 실험체를 선정하여 도식한 것으로 물/시멘트비로 구분하여 그래프를 정리하였으며, 각 그래프 내에서는 잔골재 배합비에 따라 도식하였다. Fig. 5.10에 나타낸 바와 같이 초기에는 주면지지력과 변위가 선형적으로 비례하여 증가하다가 0.5~1.5mm의 변위에서 최댓값을 보이고, 최대 주면지지력 이후에는 지지력이 급격히 감소하는 거동을 하고 있다. 또한, 최댓값 이후에는 지지력에 큰 변화없이 변위만 증가하는 형태의 거동을 모든 실험체에서 동일하게 나타내었다. 최대 주면지지력은 강관표면과 주면고정액 사이의 화학적 부착력과 물리적 맞물림에 의해 나타나는 값(Nezamian et al., 2002)이며, 최대 주면지지력 이후 지지력이 급격히 감소하여 거의 일정한 값에서 변위만 증가하는 구간

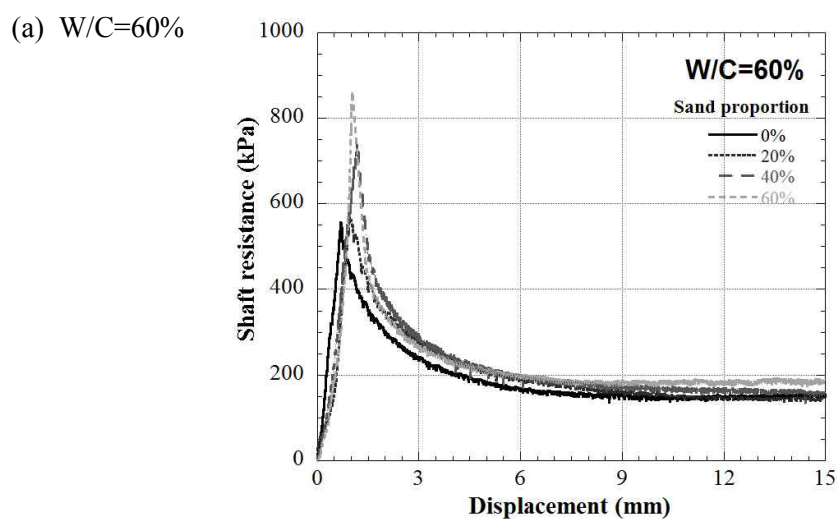
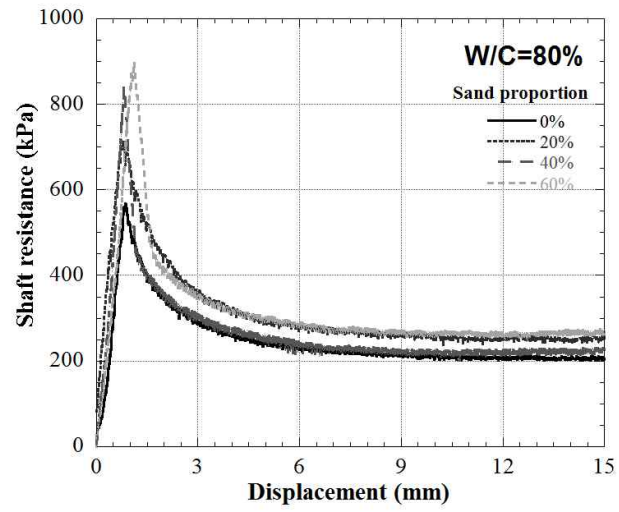
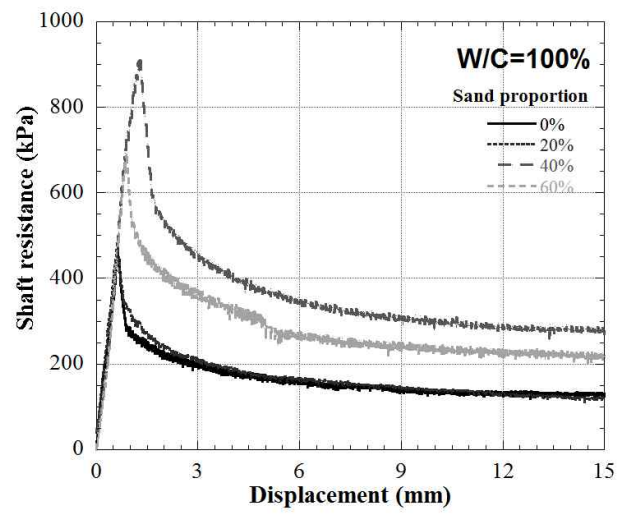


Fig. 5.10 Shaft resistance-displacement curves

(b) W/C = 80%



(c) W/C = 100%



(d) W/C = 120%

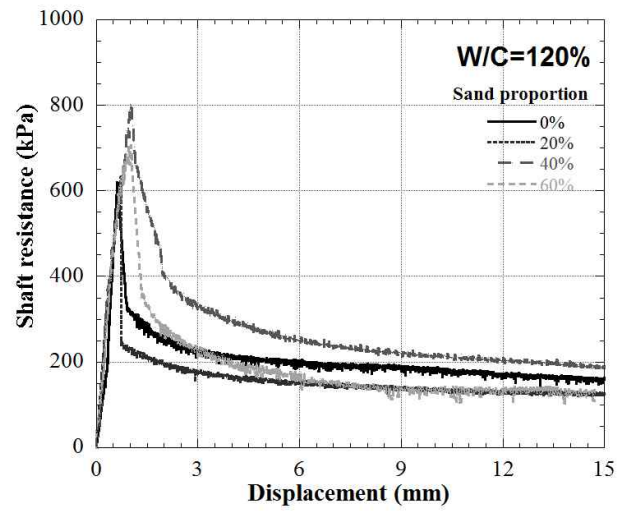


Fig. 5.10 Shaft resistance-displacement curves (continued)

의 지지력은 강관표면과 주면고정액 사이의 마찰에 의해 발생하는 것으로 잔류 주면지지력이라 표현하였다.

최대 주면지지력에 있어서 잔골재를 배합하는 것(20~60%)이 배합하지 않은 것(0%)보다 크게 나타나고 있다. 또한 물/시멘트비의 증가가 잔골재 배합에 따른 지지력의 편차에 영향을 미치는 것을 확인할 수 있는데, 이는 잔골재 배합과 물/시멘트비의 증가가 시멘트의 양을 상대적으로 감소시켜 고정액의 결합력을 저하시키기 때문으로 판단된다.

4.3 배합비에 따른 최대 주면지지력

4.3.1 물/시멘트비의 영향

Fig. 5.11은 물/시멘트비에 따른 최대 주면지지력을 도식한 것으로 각 변수 내에서 값의 편차가 300kPa의 범위로 다소 크게 나타났다. 먼저, 잔골재가 배합되지 않은 경우는 물/시멘트비의 변화와 무관하게 약 350~650kPa의 범위에 분포하고 있으며, 잔골재가 배합되는 경우 물/시멘트비의 증가에 따라 최대 주면지지력이 감소하는 경향을 보이고 있으며, 잔골재 배합비가 증가함에 따라 감소폭이 증가하고 있다. 잔골재가 배합되지 않은 경우는 앞서서도 언급한 바와 같이 수화작용

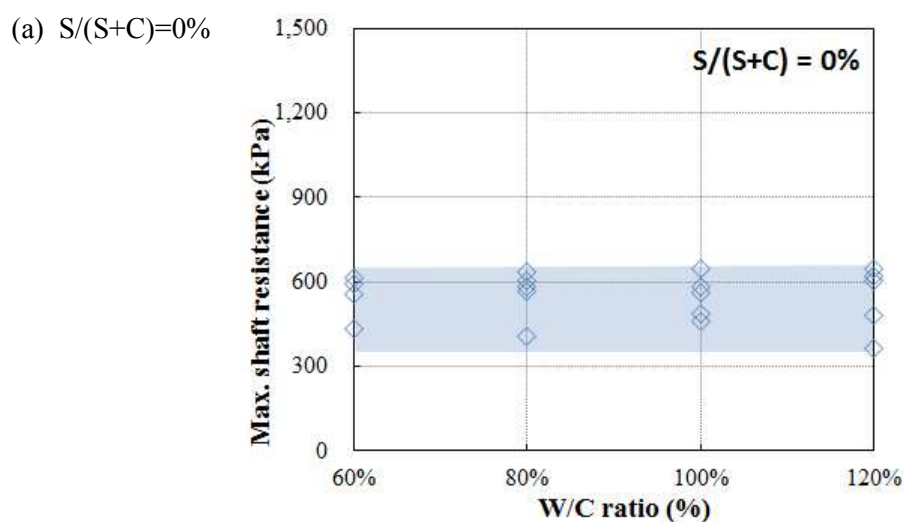
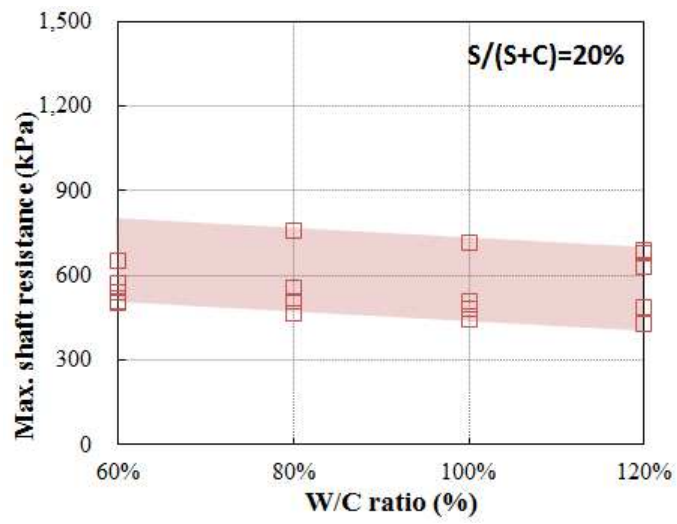
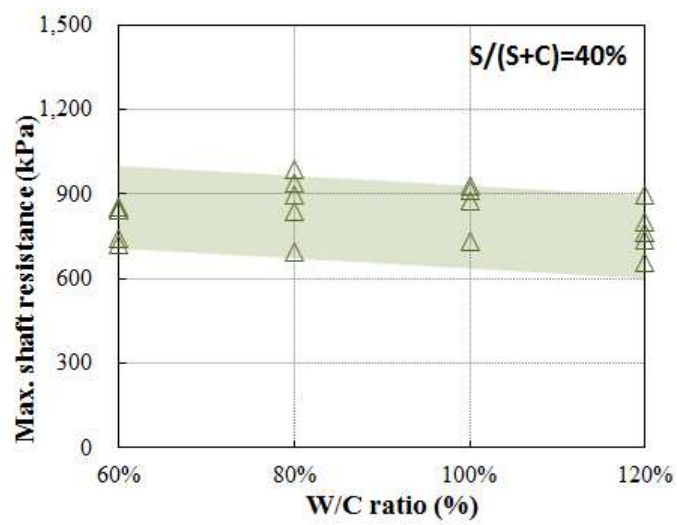


Fig. 5.11 Effect of W/C ratio on maximum shaft resistance

(b) $S/(S+C)=20\%$



(c) $S/(S+C)=40\%$



(d) $S/(S+C)=60\%$

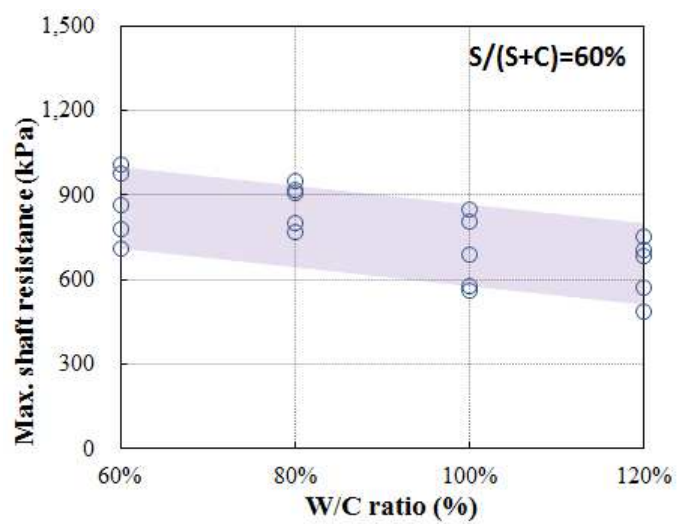


Fig. 5.11 Effect of W/C ratio on maximum shaft resistance (continued)

에 필요한 물은 시멘트의 약 25%이며, 본 실험에 사용된 물/시멘트비는 수화작용에 매우 충분하므로 물/시멘트비의 변화가 시멘트풀의 강도 변화에 큰 영향을 미치지 못하는 것으로 판단된다. 반면, 잔골재가 배합된 경우, 물/시멘트비가 증가함에 따라 최대 주면지지력이 감소하는 것은 물/시멘트비와 잔골재 배합비의 증가가 잔골재를 결합시키는 시멘트의 양을 상대적으로 감소시켜 골재사이의 결합력을 저하시키기 때문으로 판단된다.

4.3.2 잔골재 배합의 영향

Fig. 5.12는 잔골재 배합비에 따른 최대 주면지지력의 영향을 나타낸 것으로 잔골재 배합비가 증가함에 따라 최대 주면지지력은 증가하는 경향을 나타내고 있다. 이는 잔골재가 배합된 경우 강관말뚝의 표면과 주면고정액 사이에서 시멘트풀에 의한 부착력과 더불어 맞물림 효과가 발생하여 최대 주면지지력을 증진시키는 효과가 있는 것으로 사료된다. 그러나 Fig. 5.12(b)~(d)에 나타난 것과 같이 물/시멘트비가 80~120%인 경우, 잔골재를 60% 배합하였을 때, 배합비가 40%인 것과 비슷하거나 감소되는 경향을 나타내었다. 이는 물/시멘트비가 크고, 잔골재를 60% 배합한 경우 시멘트의 양이 상대적으로 부족하게 되어 잔골재 사이의 결합력을 저하시키므로 오히려 최대 주면지지력이 감소한 것으로 판단된다.

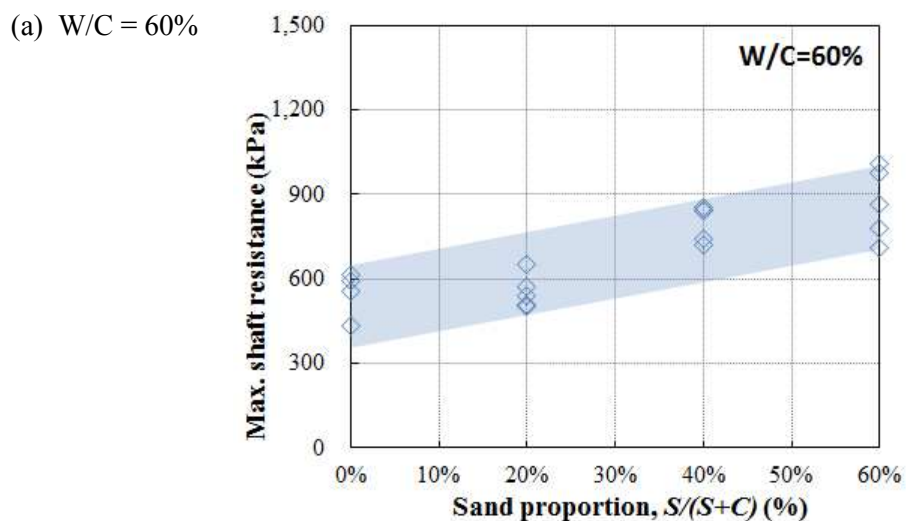
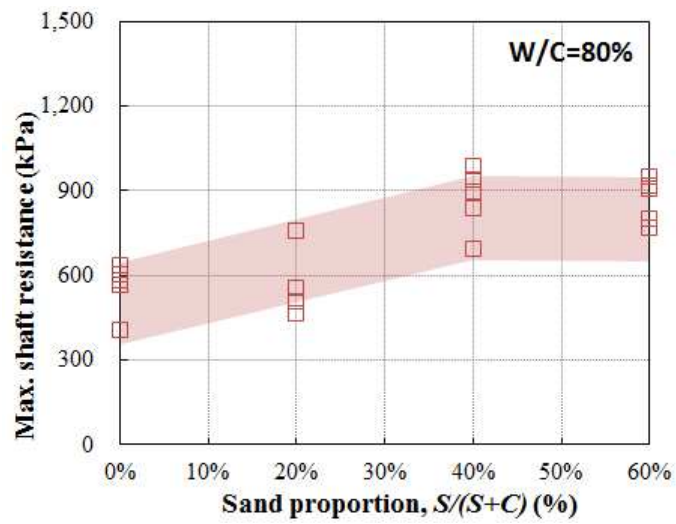
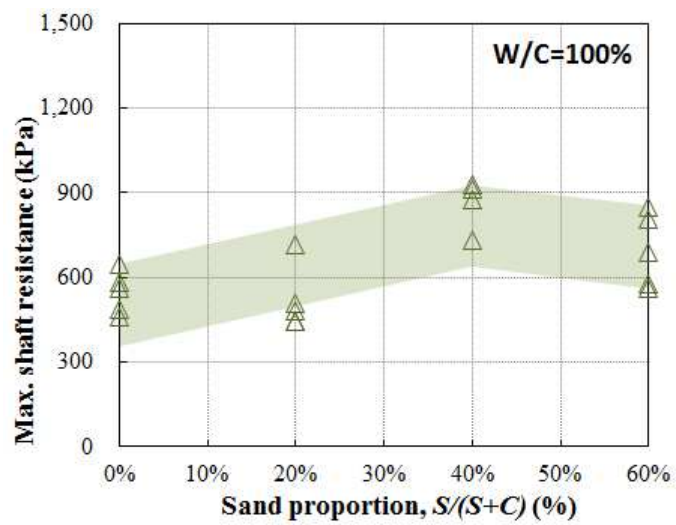


Fig. 5.12 Effect of sand proportion on maximum shaft resistance

(b) W/C = 80%



(c) W/C = 100%



(d) W/C = 120%

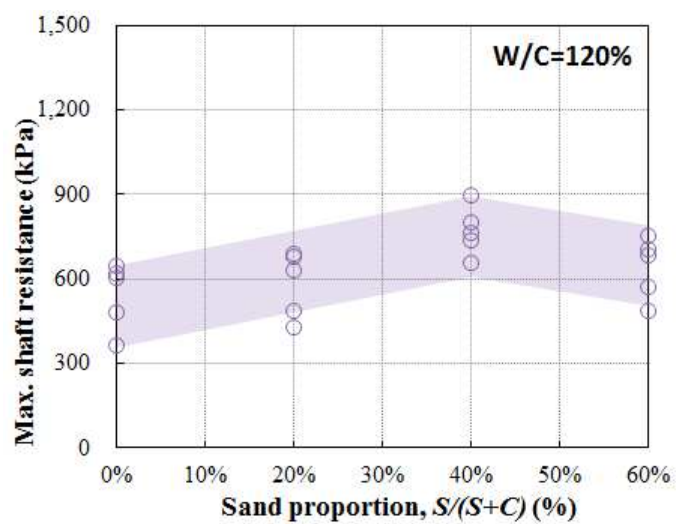


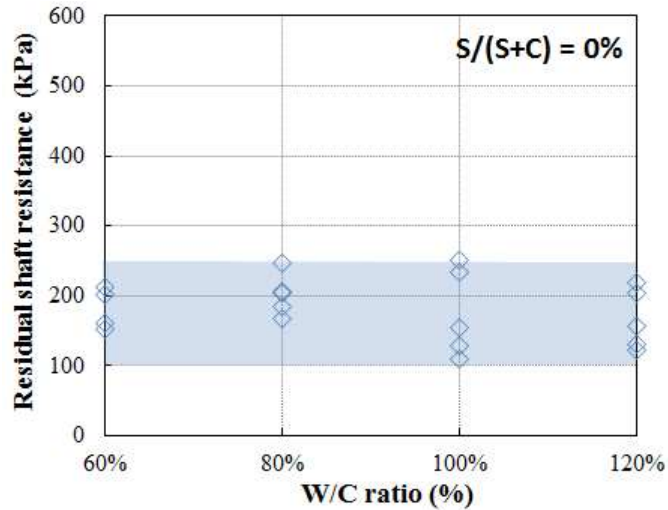
Fig. 5.12 Effect of sand proportion on maximum shaft resistance (continued)

4.4 배합비에 따른 잔류 주면지지력

4.4.1 물/시멘트비의 영향

Fig. 5.13은 물/시멘트비에 따른 잔류 주면지지력을 나타낸 것으로 잔골재를 배합하지 않은 시멘트풀은 물/시멘트비가 잔류 주면지지력에 영향을 주지 않았으며 100~250kPa의 범위에 분포하였다. 잔골재가 배합된 경우 물/시멘트비의 증가는 잔류 주면지지력을 저하시켰으며, 잔골재 배합비가 증가할수록 그 영향은 크게 나타났다. 이는 잔골재 배합비와 물/시멘트비가 증가함에 따라 잔골재를 결합시키는 시멘트양이 상대적으로 감소하기 때문으로 여겨진다.

(a) $S/(S+C)=0\%$



(b) $S/(S+C)=20\%$

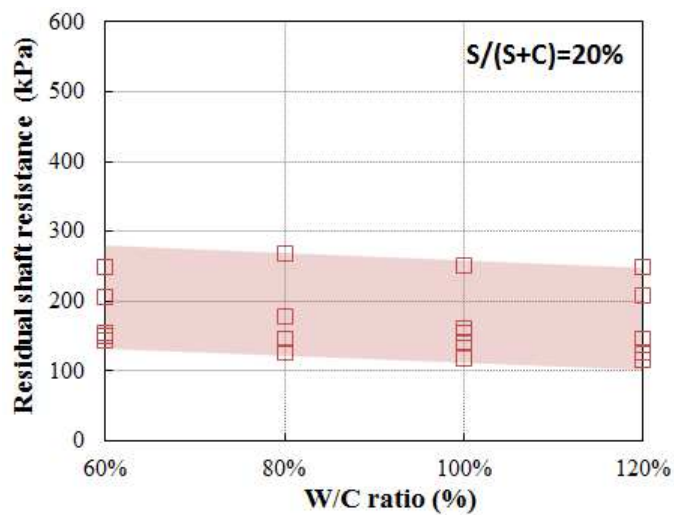
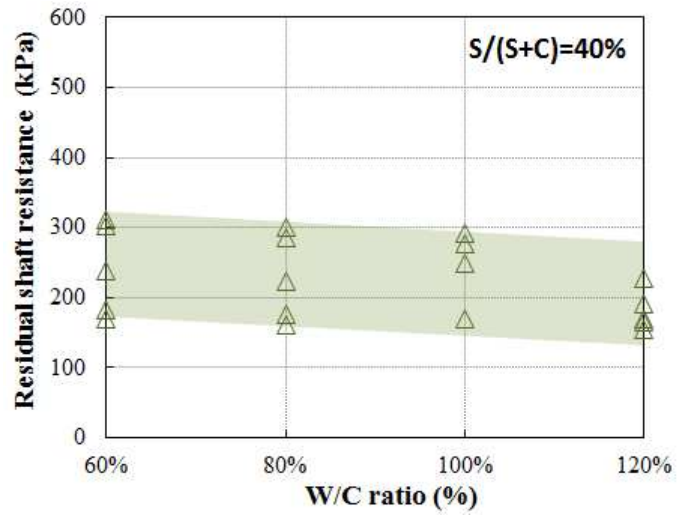


Fig. 5.13 Effect of W/C ratio on residual shaft resistance

(c) $S/(S+C)=40\%$



(d) $S/(S+C)=60\%$

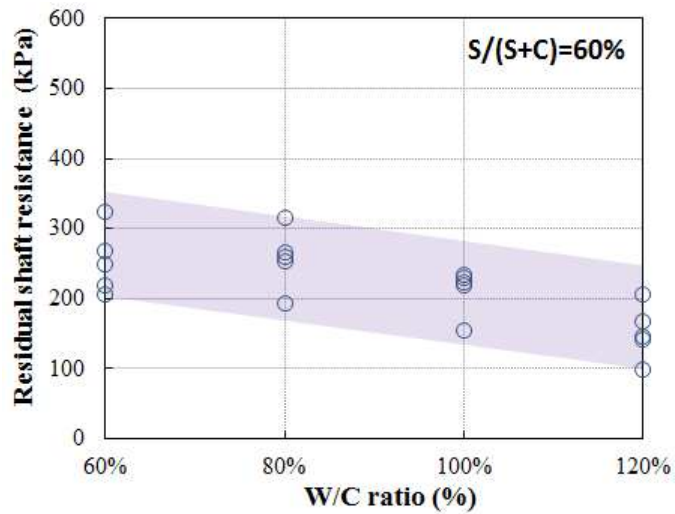
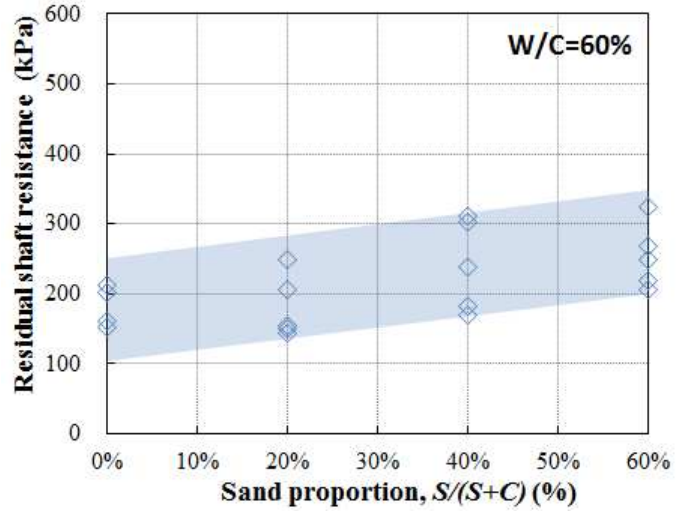


Fig. 5.13 Effect of W/C ratio on residual shaft resistance (continued)

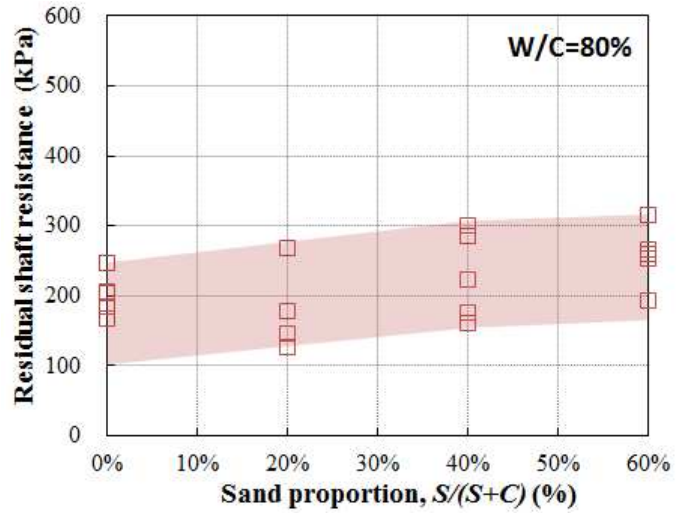
4.4.2 잔골재 배합의 영향

Fig. 5.14는 잔골재 배합비가 잔류 주면지지력에 미치는 영향을 도식한 것으로, 전단강도와 유사한 경향을 나타내고 있다. 잔골재의 증가는 강관표면과 주면고정액 사이에 부착되는 입자의 양을 증가시키므로 두 접촉면이 미끄러질 때 접촉면 사이의 물리적 맞물림 효과에 의해 잔류 주면지지력이 증가되는 것으로 사료된다. 다만, 물/시멘트비가 80%이상이고, 잔골재 배합비가 60%인 경우에는 값이 감소하는 경향을 보이고 있는데, 이는 잔골재의 증가로 인하여 상대적으로 시멘트

(a) W/C = 60%



(b) W/C = 80%



(c) W/C = 100%

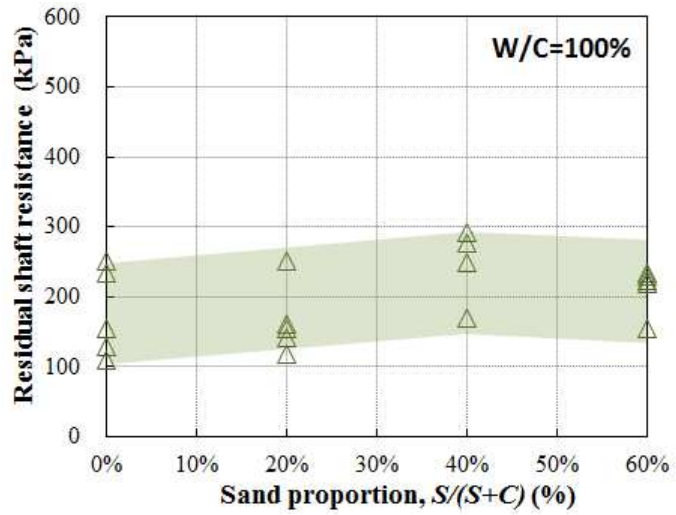


Fig. 5.14 Effect of sand proportion on residual shaft resistance

(d) W/C = 120%

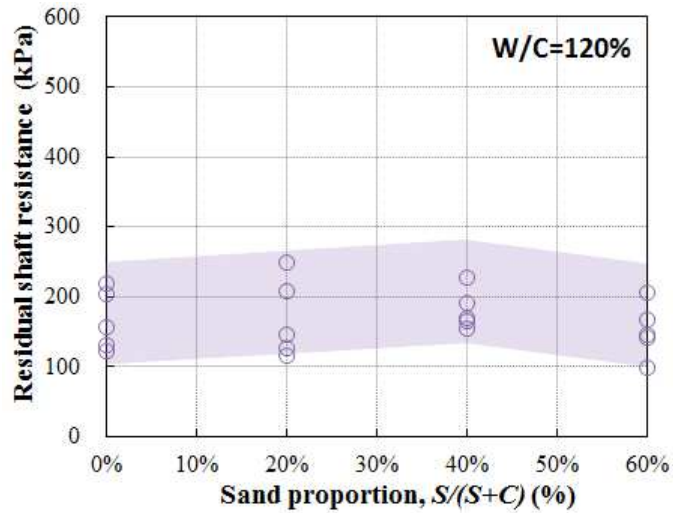


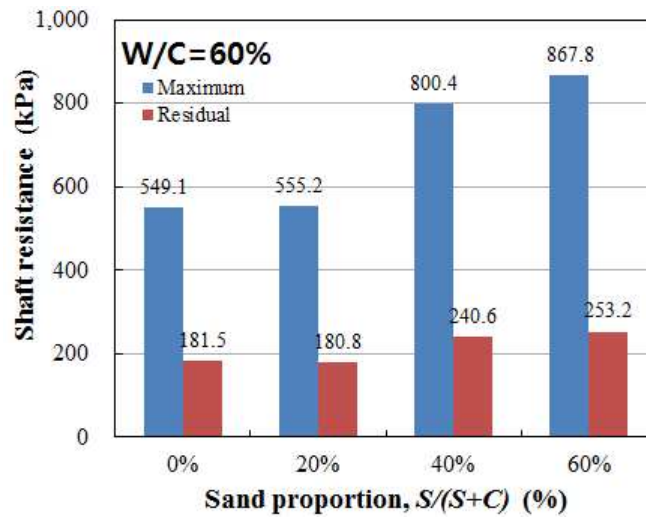
Fig. 5.14 Effect of sand proportion on residual shaft resistance (continued)

의 양이 감소하므로 잔골재를 결합시키는 결합력이 저하되어 잔류 주면지지력이 저하되는 것으로 판단된다.

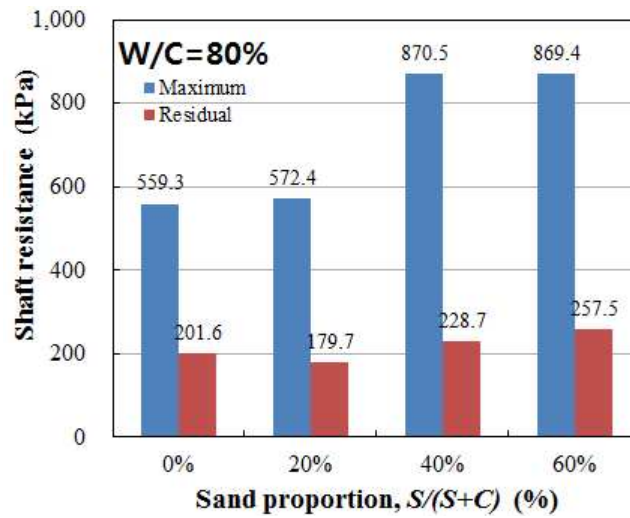
4.5 최대 주면지지력 vs. 잔류 주면지지력

Fig. 5.15는 각 변수별 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력의 평균값을 배합비에 따라 그린 것이다. 앞서 언급한 바와 같이 잔골재를 배합하는 것이 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력을 증진시키는 효과가 있음을 그림을 통해서 확인할 수 있다. 잔골재가 없는 경우 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력은 물/시멘트비에 상관없이 각각 약 540~560 kPa, 약 170~200 kPa의 값을 나타내었다. 잔골재비가 40%인 경우에는 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력이 물/시멘트비에 따라 각각 약 770~870 kPa, 약 180~250 kPa의 값을 나타내고 있다. 다만 잔골재를 20% 배합한 경우, 배합하지 않은 것보다 성능이 크게 향상되지 않았으나, 40% 배합하였을 때 최대 주면지지력은 물/시멘트비에 따라 약 40~55% 증가되었고, 잔류 주면지지력은 약 10~40% 증가되었다. 잔골재 60%의 배합은 물/시멘트비가 80%이상에서 성능을 저하시키기 때문에 본 실험에서 검증한 배합에서는 잔골재를 40% 정도 배합하는 것이 가장 우수한 성능을 나타내고 있다. 물/시멘트비에

(a) W/C = 60%



(b) W/C = 80%



(c) W/C = 100%

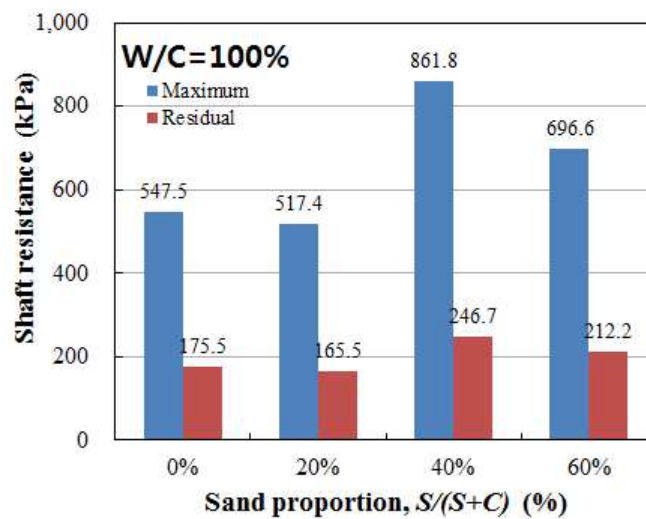


Fig. 5.15 Average value of maximum and residual shaft resistance

(d) W/C = 120%

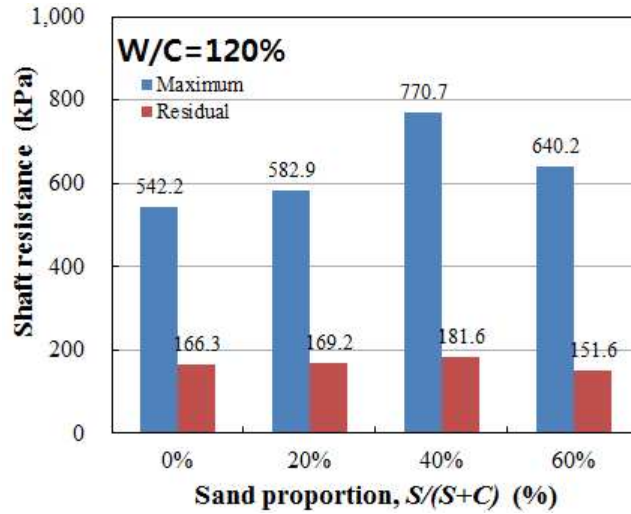


Fig. 5.15 Average value of maximum and residual shaft resistance (continued)

있어서는 80~100%의 값을 사용할 때 주면지지력이 가장 크게 나타났다.

Fig. 5.16은 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력의 상관성을 분석하기 위하여 사용된 모든 시험체의 결과를 도식한 것으로 최대 주면지지력이 증가함에 따라 잔류 주면지지력도 선형적으로 증가하는 양상을 나타내고 있다. 실험데이터를 통한 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력 사이의 상관식은 Eq. 5.1과 같으며, 잔류 주면지지력은 최대 주면지지력의 약 30%의 값을 보이는 것으로 분석되었다. 상

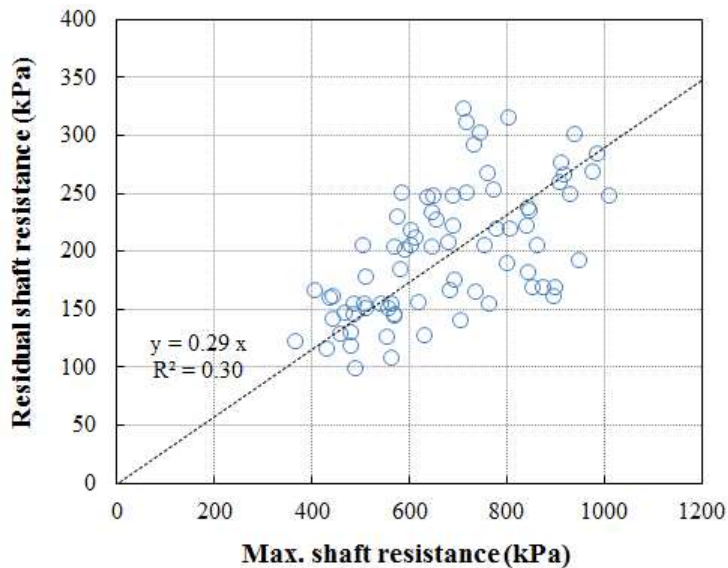


Fig. 5.16 Relationship of max. and residual shaft resistance

관식의 결정계수(R^2)는 0.30로 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력 사이에 상관성은 있어 보이나 데이터의 편차가 크게 나타났다.

$$f_{rs} = 0.29f_{ms} \quad R^2 = 0.30 \quad (5.1)$$

여기서, f_{ms} : 최대 주면지지력 (kPa)

f_{rs} : 잔류 주면지지력 (kPa)

5. 결론

주면고정액의 배합비에 따른 압반매입 강관말뚝의 주면지지력을 평가하기 위하여 물/시멘트비와 잔골재비를 변화시켜 모형실험을 수행하여 그 결과를 분석한 결론은 다음과 같다.

- (1) 매입말뚝의 주면고정액은 타설 후 입자의 중량 차이로 인해 가장 먼저 모래와 시멘트가 혼합된 형태로 침강하여 모르타르 층을 형성하고, 잉여수에 부유하던 시멘트와 모래의 미세입자가 2차로 침강하여 시멘트층을 형성하고 그 위에 잉여수가 분포한다. 입자 침강 후 잉여수는 모두 증발하므로 배합비에 따라 입자의 양 차이로 인해 실제 부착길이가 변수별로 상이하다.
- (2) 매입말뚝 부착면적은 물/시멘트비가 감소하고 잔골재 배합비가 증가할수록 크게 나타나며, 부착면적의 잔여율에는 잔골재 배합비보다 물/시멘트비의 영향이 더 크게 나타난다. 지하수위가 존재하는 현장에서는 설계된 주면고정액의 배합비와 달리 물/시멘트비가 변화될 가능성이 있어 부착면적 산정시 충분한 고려가 요구된다.
- (3) 매입말뚝의 주면지지거동은 초기 주면지지력이 거의 선형적으로 변위의 증가에 따라 증가하다 최대 주면지지력에 도달하면 강관표면과 주면고정액 사이의 부착력이 상실되어 지지력이 급격히 떨어진 후 거의 일정한 지지력에서 변위만 증가하는 마찰거동을 한다.

- (4) 잔골재가 배합되지 않은 시멘트풀의 경우는 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력은 물/시멘트비의 변화에 관계없이 거의 일정한 값을 나타내고, 잔골재가 배합되는 경우는 물/시멘트비가 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 그러나 잔골재 배합비가 60%이고, 물/시멘트비가 80% 이상인 경우 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력은 오히려 감소하는데, 이는 상대적으로 시멘트양이 감소하여 골재사이의 결합력이 저하되기 때문으로 해석된다.
- (5) 잔골재가 없는 경우 최대부착력과 잔류 주면지지력은 물/시멘트비에 상관없이 각각 약 540~560 kPa, 약 170~200 kPa의 값을 나타내었다. 잔골재비가 40%인 경우에는 최대부착력과 잔류 주면지지력이 물/시멘트비에 따라 각각 약 770~870 kPa, 약 180~250 kPa의 값을 나타내고 있다. 즉, 최대부착력은 물/시멘트비에 따라 약 40~55% 증가되었고, 잔류 주면지지력은 약 10~40% 증가되었다. 본 실험에서 검증한 배합에서는 잔골재비를 40% 정도, 물/시멘트비를 80~100% 사용할 때 주면지지력이 가장 크게 나타났다.
- (6) 본 실험에서 얻은 데이터를 가지고 잔류 주면지지력과 최대 주면지지력의 관계를 선형회귀분석 한 결과, 잔류 주면지지력은 최대 주면지지력의 약 30%의 값을 보였다.

References

- Korean Geotechnical Society (KGS) (2015). *Code requirements for structural foundation design*, CIR press (in Korean).
- Maertens, L. (2002). "Design and Installation of Steel Open End Piles in Weathered Basalt." *International Deep Foundations Congress 2002*, Orlando, USA, pp.1-16.
- Min, C. (2016). *Reinforced Concrete Design(3rd)*, GoomiBook (in Korean).
- Moon, K., Park, S. and Heo, J. (2014). "A Study on the Skin Friction of Steel Pile Embedded in Rock." *Proc. of the 2014 Korean Society of Civil Engineers Conf.*, KSCE, Daegu, Korea, pp.1647-1648 (in Korean).
- Moon, K., Park, S. and Shin, M. (2017). "Mechanical Properties of Filling Materials for Bored Pile in Rock." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.37, No.4, pp.637-645 (in Korean).
- Moon, K., and Park, S. (2018). "Evaluation of the Shaft Resistance of Drilled-in Steel Tubular Pile in Rock Depending on the Proportion of Annulus Grouting Material" *Jour. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.38, No.1, pp.51-61 (in Korean).
- Nezamian, A., Al-Mahaidi, R., Grundy, P. and O'Loughlin, B. (2002). "Push-out Strength of Concrete Plugs in Tubular Steel Piles." *Proc. of the Twelfth (2002) Intl. Offshore and Polar Engineering Conf.*, ISOPE, Kitakyushu, Japan, pp.60-64.
- Shakir-Khalil, H. (1993a). "Pushout Strength of Concrete-filled Steel Hollow Sections." *The Structural Engineers*, Vol.71, No.13, pp.230-233.
- Shakir-Khalil, H. (1993b). "Resistance of Concrete-filled Steel Tubes to Pushout Forces." *The Structural Engineers*, Vol.71, No.13, pp.234-243.

VI. 암반매입강관말뚝의 주변지지 거동 및 모델

1. 서 론

매입말뚝의 주변지지력은 지반조건, 시멘트풀의 배합비, 말뚝의 선단 모양, 시공방법 등에 따라 달라지며, 지지력 산정식에 지역조건을 반영하는 것이 중요하다(Cho, 2014). 따라서 국내에서도 2000년 초반을 시작으로 매입말뚝의 지지력 산정식에 대한 연구가 많은 연구자들에 의해 진행되고 있다. 그 중에서 Lee(2001)은 매입말뚝의 주변마찰력은 일반적인 기준배합비(W/C=0.83) 이하를 유지하면 하중재하시 전단되는 면은 말뚝과 시멘트풀의 접촉부가 아닌 시멘트풀과 지반의 접촉부에서 나타나는 것으로 보고하였다. 이는 매입말뚝의 주변지지력은 지반과 주변고정액 그리고 말뚝 사이에서 전단강도가 가장 낮은 곳에서 결정되는 것으로 판단할 수 있다.

Park et al.(2017)은 매입말뚝의 주변지지거동 특성을 분석하기 위하여 모형시험을 수행하였다. 실험변수는 주변마찰력에 영향을 주는 굴착공경, 물/시멘트비로 선정하였으며, 매립층, 퇴적층, 풍화토층으로 구성된 지반에 강관(D=67mm, L=1.3m)을 1.15m의 깊이로 시공하여 하중재하시험을 수행하였다. 연구 결과 주변고정액이 부배합, 즉 물/시멘트비가 작을수록, 굴착공경이 커질수록 지지력이 증가함을 확인하였으며, 굴착공경은 1.34D 미만, 물/시멘트비는 위커빌리티 및 품질관리를 고려하여 70%가 적절하다고 제안하였다. 또한 굴착공경이 1.34D 미만에서는 주변파괴가 주변고정액과 지반 사이에서 발생하고, 1.86D 이상에서는 주변고정액 자체의 전단파괴가 발생한다고 발표하였다. 발표한 결과에서 굴착공경이 커짐에 따라 지지력이 증가하는 것은 주변파괴가 주변고정액과 지반 사이에서 발생하는데 굴착공경이 커짐에 따라 주변고정액과 지반의 접촉 면적이 증가하기 때문으로 판단된다. 그리고 굴착공경이 1.86D 이상인 경우 주변고정액의 전단파괴가 발생하는 것은 공경의 증가가 주변고정액과 지반 사이의 지지면적을 증가시켜 지지력이 증가하는데 이 값이 주변고정액의 전단강도에 의한 전단력보다

커졌기 때문에 주면고정액의 전단파괴가 발생한 것으로 사료된다.

반면, 암반에 설치된 매입말뚝의 주면지지력은 Fig. 6.1에 나타난 것과 같이 4가지 형태의 파괴 중 가장 작은 값 혹은 복합적인 파괴에 의해 결정될 것으로 판단된다. 암반매입강관말뚝의 주면파괴는 먼저 말뚝과 주면고정액 사이의 부착파괴, 주면고정액 자체의 전단파괴, 암반과 주면고정액 사이의 부착파괴, 마지막으로 암반 자체의 전단파괴로 예상할 수 있다.

따라서 본 장에서는 암반매입말뚝의 주면부에서의 구성재료 및 접촉면의 전단강도를 평가하고 주면지지력의 지배요소를 결정하고자 한다. 또한 지배요소의 거동을 분석하여 암반매입말뚝의 주면지지모델을 제안하고자 한다.

2. 암반매입말뚝의 주면 파괴

3장에서는 주면고정액의 물/시멘트비와 잔골재 배합비가 일축압축강도에 미치는 영향을 연구하였으며, 주면고정액의 일축압축강도(28일)는 배합비에 따라 약 7~36MPa의 값을 나타내었다. 2장에서 연구한 제주도 화산암의 일축압축강도(건조상태)는 23.0~115.6 MPa 범위에 분포하고 있으며, Lee(2013)는 암석의 종류에 따

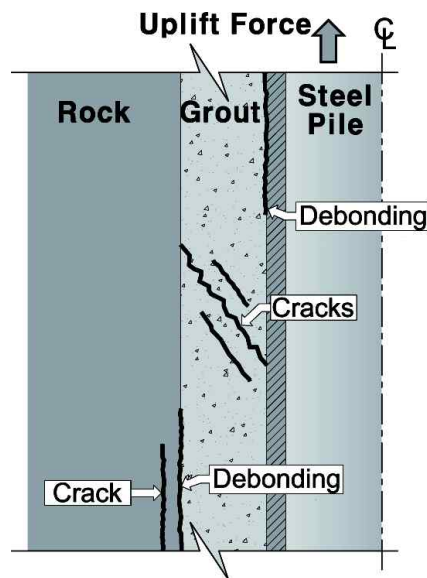


Fig. 6.1 Failure mode of drilled-in steel tubular pile in rock

라 일축압축강도는 큰 차이를 나타내며 응회암이나 셰일을 제외하면 51~320 MPa의 범위에 분포하고 있다고 보고한다. 일반적으로 암석의 일축압축강도는 콘크리트보다 높은 값을 보이므로 암반 자체의 파괴가 발생하기 전에 주면고정액의 파괴가 나타날 것으로 판단된다.

콘크리트는 압축강도에 비해 인장강도가 매우 작기 때문에 전단시험을 실시하더라도 인장파괴를 일으키며, 이로 인해 콘크리트의 전단강도를 직접 구하는 적절한 시험 방법은 없다(Kim, 2015). 전단하중에 대한 부재의 구조검토시에도 전단응력보다 주인장응력을 사용하기 때문에 전단강도를 모르더라도 해석이 가능하다. 이와 같이 주면고정액이나 암반의 전단파괴도 주인장응력에 의한 파괴가 발생할 것으로 사료되므로, 암반매입강관말뚝의 파괴모드 검토시 압축강도와 직접인장강도의 상관관계를 통해 검토하자고 한다. 일반 콘크리트의 직접인장강도는 일축압축강도와 Eq. 6.1과 같은 상관관계를 가지고 있다(Naaman, 2004).

$$f_t = 0.25 \sqrt{f_{ck}} \quad (6.1)$$

여기서, f_t : 직접인장강도

f_{ck} : 일축압축강도

Table 6.1은 앞 장에 수행한 연구결과를 정리한 것으로 암반매입강관말뚝의 파괴모드에 따른 저항력을 나타낸 것이다. 먼저 2장에서 제주도 화산암에 대한 압축강도시험 결과를 평균값으로 정리하였으며, Eq. 6.1에 의해 직접인장강도를 계산하였다. 두 번째 열은 4장에서 암반과 주면고정액 사이의 전단강도시험 결과를 정리한 것으로 그라우트의 배합과 암석의 종류에 따라 정리하였다. 세 번째 열은 주면고정액의 배합비에 따른 일축압축강도를 정리한 것으로 3장에서 시험한 결과이다. 이것도 암석에 대한 결과와 동일하게 Eq. 6.1을 사용하여 직접인장강도값으로 환산하였다. 마지막 열은 5장에서 주면고정액과 강관 사이의 주면지지력에 대해 주면고정액 배합비에 따라 구분하여 최대 주면지지력을 정리한 것이다. Fig. 6.2는 암과 주면고정액의 압축강도가 최대, 최소값일 때의 파괴모드에 따른 지지력값을 나타낸 것이다. 재료의 압축강도가 가장 낮은 어음리 화산암(EE)과 W12S6 주면고정액 배합에서 암의 인장강도는 1.36MPa, 암과 주면고정액의 전단

Table 6.1 Summary of test results for shaft resistance

(unit : MPa)

Volcanic rock			Rock vs Grout		Grout			Grout vs Steel pile
Type	UCS ¹	DTS ² by Eq. 6.1	Type	Shear strength	Type	UCS	DTS by Eq. 6.1	Shaft resistance
BC ³ -S ⁴	65.39	2.02			W06S0	18.74	1.08	0.55
					W06S2	35.15	1.48	0.56
			SG ³	2.07	W06S4	35.65	1.49	0.80
			EE ³	-				
BC ³ -M ⁴	82.63	2.27			W06S6	31.96	1.41	0.87
			SG ³	1.90	W08S0	21.2	1.15	0.56
			EE ³	1.97				
					W08S2	25.28	1.26	0.57
BC ³ -L ⁴	44.25	1.66	SG ³	1.79	W08S4	27.21	1.30	0.87
			EE ³	1.94				
					W08S6	19.96	1.12	0.87
					W10S0	13.96	0.93	0.55
SG ³ -S ⁴	89.26	2.36			W10S2	19.37	1.10	0.52
					W10S4	16.15	1.00	0.86
					W10S6	11.86	0.86	0.70
					W12S0	12.77	0.89	0.54
EE ³ -L ⁴	29.62	1.36			W12S2	10.62	0.81	0.58
					W12S4	13.75	0.93	0.77
			SG ³	0.95	W12S6	6.87	0.66	0.64
			EE ³	1.96				
Max.		2.36		2.07			1.49	0.87
Min.		1.36		0.95			0.66	0.52

1 UCS = Uniaxial compressive strength

2 DTS = Direct tensile strength

3 Location - BC=Bukchon-ri, SG=Sangga-ri, EE=Eoeum-ri

4 Pore size - S=Small, M=Medium, L=Large

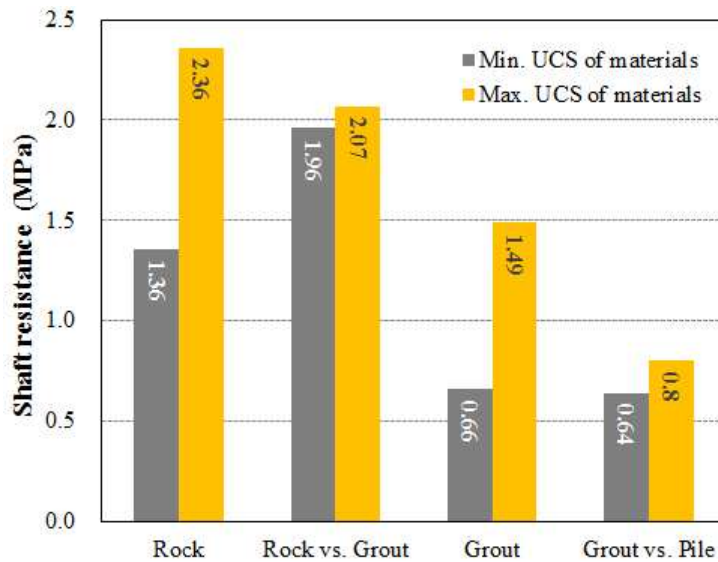


Fig. 6.2 Comparison of shaft resistance by failure mode

강도는 1.96MPa, 주면고정액의 인장강도는 0.66MPa, 강관과 주면고정액 사이의 주면지지력은 0.64MPa로 강관과 주면고정액 사이의 주면지지력이 가장 작게 나타났다. 압축강도가 가장 큰 상가리(SG), W06S4의 경우에도, 암은 2.36MPa, 암과 주면고정액 사이는 2.07MPa, 주면고정액은 1.49MPa를 나타냈으나 강관과 주면고정액 사이의 지지력은 0.80MPa로 가장 낮게 나타났다. 다른 값에서도 강관과 주면고정액 사이의 최대 지지력이 가장 낮은 값을 나타내어 암반매입강관말뚝의 주면지지력은 암과 주면고정액 사이에서 결정되는 것으로 판단할 수 있다. 또한 실제 지지력은 앞서 비교한 강도 값에 해당 면적을 곱하여 산정한다. Fig. 6.3은 암반매입강관말뚝에 대한 평면도로 강관과 주면고정액 사이의 부착길이가 가장 짧으므로 부착면적이 가장 작아 동일한 전단강도일지라도 지지력이 가장 작다. 따라서 암반매입말뚝의 주면지지력이 강관과 주면고정액 사이에서 결정되는 것은 합리적 판단으로 볼 수 있다.

3. 암반매입말뚝의 주면지지 모델 개발

앞서 언급한 것 같이 암반매입말뚝의 주면지지력은 강관말뚝과 주면고정액 사

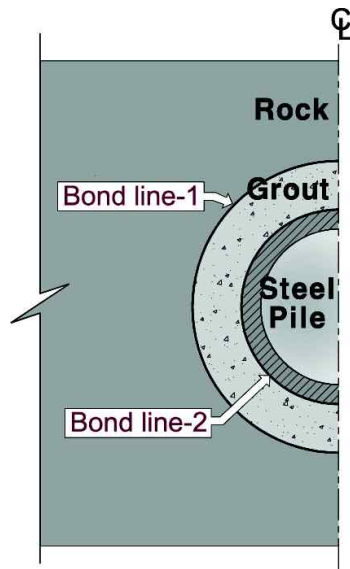


Fig. 6.3 Bond line of drilled-in steel tubular pile in rock

이의 지지력에 의해 결정된다. 5장에서 강관말뚝 모형시험 결과를 통해 주변지지 거동에 따른 모델 구성요소를 결정하고, 시험데이터를 사용하여 회귀분석을 통해 주변지지 모델을 제안하고자 한다.

3.1 모델 구성

암반매입강관말뚝의 주변지지모델을 제안하기에 앞서 암반매입강관말뚝의 주변 지지거동 특성을 통하여 모델의 구성요소를 결정하고자 한다. 주변고정액 배합비에 따른 지지력-변위 곡선을 나타낸 Fig. 5.11을 보면 값의 차이가 있지만 모두 비슷한 거동을 나타내고 있다. 재하 초기 하중의 증가에 따라 지지력과 변위가 선형적으로 증가하는 경향을 나타내고 최대값을 나타낸 뒤에 급격히 감소하고, 서서히 일정한 값을 유지하고 있는 양상이다. 주변지지거동에 따른 모델 요소를 결정하기 위하여 Fig. 5.11(b)를 Fig. 6.4에 다시 나타내었다. Fig. 5.11(b)의 x축은 변위로 표현되었으나 모든 시험체의 부착길이가 다르기 때문에 변위를 부착길이로 나누어 정규화시켰으며 이를 단위변위량이라 명명하고, Fig. 6.4의 x축을 단위 변위량으로 표현하였다. Fig. 6.4에 나타낸 것과 같이 모델은 가장 중요한 최대 주변지지력과 최대값 이후 일정한 크기의 잔류지지력, 최대 주변지지력과 단위변

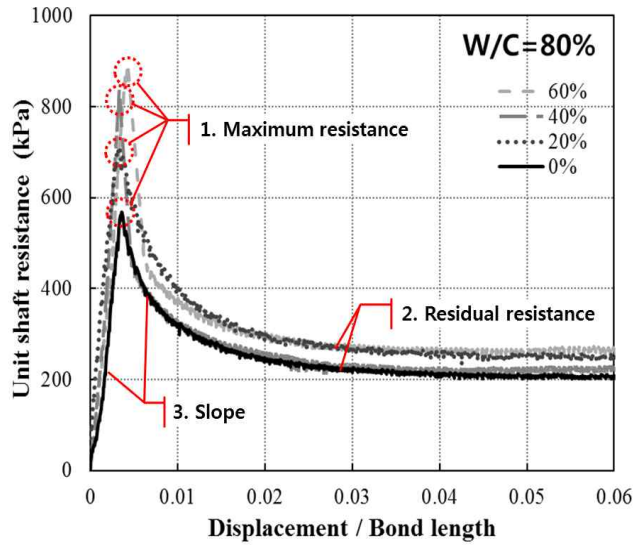


Fig. 6.4 Components of shaft resistance model

위량 관계에 의한 기울기계수로 구성하고자 한다. Fig. 6.5는 W08S4의 주면지지력과 단위변위량 곡선에 제안하고자 하는 예상 모델을 중첩시킨 것으로 기울기계수와 최대 주면지지력, 잔류 주면지지력으로 구성하였다. 기울기와 최대값은 거동을 잘 묘사하고 있지만, 최대값 이후에서는 차이를 나타내고 있다. 시험 결과는 최대값 이후 비교적 서서히 감소하는 경향을 나타내지만 모델은 초기 기울기와 동일한 비율로 감소하도록 구성하여 실제 거동과의 차이를 최소화시켰다.

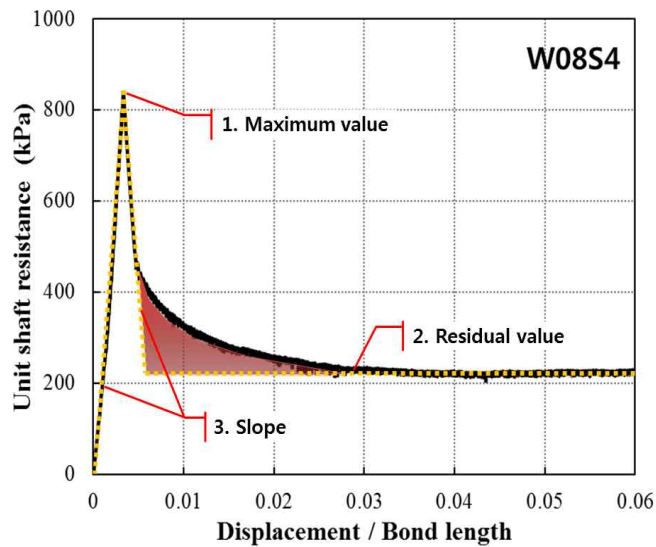


Fig. 6.5 Expected shaft resistance model

그러나 실제 거동과 주면지지 모델 사이에는 Fig. 6.5에 붉은 색으로 칠한 부분과 같은 차이를 보이게 된다. 이것은 실제 말뚝과 모델 사이의 변형에너지의 차이로 고려할 수 있는데, 모델의 변형에너지가 작아지므로 모델에 의한 추정값의 불확실성에 안전여유를 확보할 수 있게 된다. 또한 모델 형식을 단순화하여 사용자의 접근을 용이하게 할 수 있는 장점이 있다.

3.2 최대 주면지지력

최대 주면지지력에 대한 추정식을 도출하기 위하여 5장의 모형시험 결과를 사용하였다. 모형시험은 물/시멘트비와 잔골재 배합에 따른 배합비 구성으로 16개의 변수를 선정하였고, 각 변수에 대해 5개씩 시험체를 제작하여 총 80번의 시험을 수행하였다. 그러나 시험 중 데이터 측정 장비의 오류로 인하여 3개의 시험에 대한 데이터 수집이 안되어 77개의 데이터를 수집하였다.

5장의 4.3절에서 살펴 본 바에 의하면 잔골재가 배합되지 않은 시멘트풀의 경우 물/시멘트비에 따라 최대 주면지지력의 변화가 없고, 350~650kPa 범위에 분포하고 있으며, 시멘트풀(n=19)에 대한 평균값은 550kPa, 표준편차는 85kPa이다. 최대 주면지지력을 평균으로 사용할 경우 편차가 크기 때문에 평균값 이하에 대해 불안한 설계가 되고, 하한값을 사용할 경우 너무 보수적 설계가 되기 때문에 75% 자료 포함율을 기준으로 결정하는 것이 타당할 것으로 판단된다. 따라서 암반매입말뚝에서 주면고정액을 시멘트풀로 사용할 경우, 480kPa을 일률적으로 적용하는 것이 타당하다고 판단된다.

잔골재가 배합된 모르타르를 주면고정액으로 사용하는 경우에 대해서는 58개의 데이터를 사용하여 통계전용해석프로그램인 SPSS18로 회귀분석을 통해 추정식을 제안하고자 한다.

3.2.1 변수선정

주면고정액의 배합비에 따른 암반매입강관말뚝의 최대 주면지지력 추정식을 도출하기 위한 분석으로, 종속변수는 최대 주면지지력으로 정하였다. 주면고정액의

배합 재료의 중량과 주면고정액의 역학적 성질들을 독립변수로 선정하여 회귀분석을 수행하였으며, Table 6.2에 분석에 사용된 변수들을 정리하였다.

종속변수인 최대 주면지지력에 대한 독립변수들의 Pearson 상관관계를 분석한 결과 Table 6.3과 같은 결과를 얻었으며, 물/시멘트비와 잔골재 배합비도 같이 분석하였다. 최대 주면지지력과의 상관계수는 -0.50~0.54 범위의 값을 가지며, 모래가 0.54로 가장 높았다. 또한 모르타르의 단위중량, 물, 시멘트가 각각 0.44, -0.50, -0.39의 값을 나타내었으며, 유의한 관계를 확인할 수 있었다. 반면, 최대 주면지지력에 상관관계가 높을 것으로 사료되었던 모르타르의 압축강도와 물/시멘트비는 각각 0.25, -0.23으로 다소 낮은 값을 나타내었다.

Table 6.2 Prediction variable of maximum shaft resistance

Division	Variables
Uncontrollable	Maximum shaft resistance
Controllable	Weight of mixed materials(cement, sand, and water)(kN), Unit weight of grout(kN/m ³), compressive strength of grout(MPa)

Table 6.3 Pearson correlation of variables

	Max. shaft resistance	Water	Cement	Sand	W/C	SP	Unit weight	Comp. str.
Max. shaft resistance	1.00	-0.50	-0.39	0.54	-0.23	0.53	0.44	0.25
Water		1.00	0.35	-0.83	0.68	-0.74	-0.92	-0.46
Cement			1.00	-0.81	-0.43	-0.89	0.02	0.59
Sand				1.00	-0.17	0.98	0.56	-0.06
W/C ratio					1.00	-0.01	-0.90	-0.91
Sand prop.						1.00	0.43	-0.21
Unit weight							1.00	0.73
Comp. str.								1.00

3.2.2 다중회귀분석

1) 1차 회귀분석

통계전용프로그램인 SPSS18을 이용하여 앞에서 선정한 변수들로 다중회귀분석을 수행하였다. 다중회귀분석은 입력변수의 선택방법에 따라 입력선택, 전진선택, 후진제거, 단계선택방법이 있으며, 본 연구에서는 모형에 대한 영향력이 가장 적은 변수를 제거하는 후진선택 방식을 사용하여 회귀분석을 수행하였다.

Table 6.4는 물, 시멘트와 모래의 배합중량과 모르타르의 단위중량과 압축강도를 독립변수로 하여 최대 주변지지력에 대해 회귀분석한 결과이다. 각 변수들의 유의수준을 5~10%로 하여 90~95%의 신뢰구간을 적용하여 유의도를 판단하였다.

Table 6.4 First result of multiple regression by backward elimination

Summary	<i>R</i>	<i>R</i> ²	<i>R</i> _{adj} ²	S.E.	Durbin-Watson
		0.775	0.600	0.570	106.87

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	907,819.7	4	226,954.9	19.872	0.000
	Residual	605,302.3	53	11,420.8		
	Sum	1,513,122.0	57			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	2,156.9	329.9		6.54	0.000		
Cement	-310.7	68.8	-3.407	-4.52	0.000	0.013	75.35
Sand	-155.6	48.7	-2.881	-3.19	0.002	0.009	107.94
Unit W.	99.5	43.2	1.289	2.31	0.025	0.024	41.46
Comp.	18.1	3.9	1.119	4.70	0.000	0.133	7.52

해석에 사용된 독립변수 중 물의 배합중량은 유의확률, 다중공선성 문제로 인하여 회귀분석에서 자동으로 제외되었다. 따라서 총 4개의 독립변수에 대한 회귀모델의 $R_{adj}^2 = 0.570$ 이고, P-value가 0.00으로 모델은 유의한 것으로 확인되었고, 해석에 사용된 모든 변수들도 유의확률을 만족하였다. 그러나 변수들간의 상관관계로 인한 다중 공선성 문제를 분산팽창계수(Variance inflation factor, VIF)로 검토한 결과 시멘트, 모래, 단위중량이 10을 넘어 다중공선성이 있는 것으로 확인되었다.

첫 번째 회귀분석 결과에서 분산팽창계수가 가장 큰 모래의 배합중량을 제거하여 시멘트, 단위중량, 압축강도에 대해 2차 회귀분석을 수행한 결과 Table 6.5와 같이 나타났다.

분석 결과 해당 모델은 $R_{adj}^2 = 0.497$ 이고, P-value가 0.000으로 유의한 모델로 확인

Table 6.5 Second result of multiple regression by backward elimination

Summary	<i>R</i>	R^2	R_{adj}^2	S.E.	Durbin-Watson
	0.723	0.523	0.497	115.61	0.997

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	791,432.0	3	263,810.7	19.739	0.000
	Residual	721,690.0	54	13,364.6		
	Sum	1,513,122.0	57			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	1,664.3	315.4		5.276	0.000		
Cement	-96.3	16.0	-1.056	-6.017	0.000	0.287	3.488
Unit W.	-29.9	16.1	-0.387	-1.858	0.069	0.203	4.919
Comp.	18.6	4.2	1.150	4.468	0.000	0.133	7.505

되었다. 각 변수들의 유의수준은 5~10%를 적용하였으며, 해석에 사용된 모든 변수가 유의확률을 만족하였다. 다중공선성 문제를 확인하기 위해 VIF를 보면 모두 10이내의 값을 가지고 있어 공선성에 문제가 없는 것으로 판단할 수 있다. 다만, R_{adj}^2 가 0.497로 값이 낮아졌기 때문에 모형의 설명력에 한계가 있다. Kim(2017)은 통상 공학에서 받아들여지는 결정계수 R^2 값은 최소 0.7이상을 요구한다고 보고하였다. 따라서 일반적인 변수들의 특성을 통하여 데이터를 변환시켜 회귀분석을 수행하여 최소수준 이상의 회귀 모델을 제안하고자 한다.

2) 독립변수 변환

1차 회귀분석에 사용된 독립변수들을 최대주면지지력과 관계, 일반적인 콘크리트에서 이론 등을 바탕으로 변수를 변환시키므로 다중회귀모델의 설명력을 높이고자 한다.

기본적으로 콘크리트의 압축강도에 물/시멘트비가 큰 영향을 미치는 요인이 된다. Pearson 상관관계(Table 6.3)에서 물/시멘트비가 다소 낮은 값을 보였지만, 물/시멘트비의 역수, 제곱값을 회귀분석에 사용하고자 한다. 잔골재 배합비는 Pearson 상관관계수가 0.53으로 높게 나타났기 때문에 그대로 사용한다. 잔골재 배합비는 모래와 시멘트의 합과 모래의 비로 표현된다. Pearson 상관관계에서 모래는 양의 관계, 시멘트는 음의 관계로 나타났기 때문에 모래와 시멘트의 비를 독립변수로 사용하여 검토하고자 한다. 또한 현장타설말뚝에서 주면지지력은 암반과 콘크리트의 압축강도에 영향을 받는 것으로 보고된 바 있다(KGS, 2015). 따라서 최대 주면지지력과 주면고정액의 일축압축강도의 비를 종속변수로 변환하여 회귀분석에 적용하고자 한다. 회귀모델의 설명력을 높이기 위해 사용되는 변수들의 변환값을 Table 6.6에 정리하였다.

동일한 변수를 수학적으로 환산하여 회귀분석에 같이 사용하는 것은 변수들간의 공선성에 문제가 발생한다. 그러나 여기서 동일한 변수값을 변환해서 사용하는 것은 종속변수를 잘 설명할 수 있는 독립변수를 찾기 위함이므로 최종 모델에서는 통계학적 오류나 제한이 발생하지 않도록 처리하여 회귀모델의 유효성을 확보하고자 한다.

Table 6.6 Transformed variables for regression analysis

Uncontrollable	Controllable		
Max. Shaft resistance	W/C ratio	Sand prop.	W/C & S.P.
$\frac{f_{\max.sr}}{f_{c,mor.}}$	WC $\frac{1}{WC}$ $(WC)^2$ \sqrt{WC} $1 - WC$	$SP = \frac{Sand}{Cement + Sand}$ $\frac{1}{SP}$ $1 - SP$ <i>Sand/ Cement</i> <i>Sand/ Water</i>	$\frac{1 - SP}{WC}, \frac{1 + SP}{WC},$ $\frac{1}{WC(1 - SP)}, \frac{1 + SP}{1 + WC},$ $\frac{(1 + SP)^2}{1 + WC}, \frac{\sqrt{1 + SP}}{1 + WC}$ $\frac{1 + SP}{(1 + WC)^2}, \frac{1 + SP}{\sqrt{1 + WC}}$

3) 2차 회귀분석

본 절에서는 Table 6.6에 정리한 종속, 독립 변환변수들을 사용하여 후진제거법으로 다중회귀분석을 수행하였다. 앞서 언급했듯이 동일한 값을 형태만 변화시켜 분석한 것은 회귀분석에 사용되는 변수의 조건에 적합하지는 않지만 변수가 어떤 형태인 경우 가장 잘 설명할 수 있는지 찾기 위하여 이와 같이 제한된 변수에서 형태를 바꾸고, 다중회귀분석을 통하여 유의확률이 벗어나거나 공선성의 문제가 큰 것을 제거하면서 최적의 변수를 선정하고자 한다.

Table 6.7은 모든 독립변수를 넣고서 최대 주면지지력과 고정액 압축강도와의 비(이하, 강도비)에 대해 회귀분석한 결과를 나타낸 것이다. Table 6.7에 표시되지 않은 변수는 모두 통계적 문제로 인하여 분석시 제외되었다. 6개의 독립변수에 대해 최초 회귀모델의 $R_{adj}^2 = 0.853$ 이고, P-value가 0.00으로 유의한 모델로 확인되었다. 그러나 변수들 모두 VIF가 10이상의 값을 나타내고 있어서 공선성 문제가 제기되는데 이는 물, 모래, 시멘트의 중량비에 따라 변환된 변수 값이기 때문에 서로의 상관성이 높아서 나타나는 것으로 판단된다. 가장 높은 $\frac{1 - SP}{WC}$ 를 1차로 제거하여 분석한 결과를 Table 6.8에 나타내었으며, 유의확률이 높고 분산팽창계수가 높은 순으로 하나씩 제거하면서 최종모델을 도출하였다. 이 과정에서

Table 6.7 Multiple regression analysis results of all possible selection after transformed variables

Summary	<i>R</i>	<i>R</i> ²	<i>R</i> _{adj} ²	S.E.	Durbin-Watson
		0.935	0.874	0.853	5.720

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	8,183.18	6	1,363.86	41.689	0.000
	Residual	1,177.76	36	32.72		
	Sum	9,360.94	42			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	-613.13	202.07		-3.034	0.004		
$\frac{Sand}{Cement}$	-83.83	43.99	-2.977	-1.905	0.065	0.001	698.5
$\frac{Sand}{Water}$	51.42	32.46	2.555	1.584	0.122	0.001	744.7
$(WC)^2$	93.93	25.48	1.674	3.687	0.001	0.017	59.0
$\frac{1}{WC}$	-307.62	129.27	-5.782	-2.380	0.023	0.001	1,689.1
$\frac{1-SP}{WC}$	325.64	133.05	6.094	2.447	0.019	0.001	1,773.9
$\frac{1+SP}{\sqrt{1+WC}}$	710.71	240.05	6.350	2.961	0.005	0.001	1,316.3

$\frac{1+SP}{\sqrt{1+WC}}$, $\frac{Sand}{Water}$, $\frac{1}{WC}$ 이 순차적으로 제거되어 총 4번의 변수제거를 통해 최종 회귀모델이 제안되었으며, 그 결과를 Tables 6.8~6.11에 나타내었다. 최종 회귀모델의 $R_{adj}^2 = 0.814$ 이고, P-value가 0.00으로 유의한 회귀모델임이 확인되어, Eq.

Table 6.8 Multiple regression analysis results after 1st removing variable

Summary	<i>R</i>	<i>R</i> ²	<i>R</i> _{adj} ²	S.E.	Durbin-Watson
		0.930	0.865	0.852	8.683

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	25,194.54	5	5,038.91	66.834	0.000
	Residual	3,920.49	52	75.39		
	Sum	29,115.03	57			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	-95.01	47.382		-2.005	0.050		
$\frac{Sand}{Cement}$	44.68	12.326	1.043	3.625	0.001	0.031	31.952
$\frac{Sand}{Water}$	-29.11	7.187	-0.899	-4.050	0.000	0.053	19.021
$(WC)^2$	54.33	10.103	0.994	5.378	0.000	0.076	13.196
$\frac{1}{WC}$	30.40	14.023	0.432	2.168	0.035	0.065	15.338
$\frac{1+SP}{\sqrt{1+WC}}$	45.11	51.105	0.272	0.883	0.381	0.027	36.666

6.2와 같은 회귀모델을 얻었다.

이 모델에 사용된 변수는 주면고정액의 일축압축강도, 물/시멘트비, 잔골재/시멘트비이며, 압축강도의 경우 최대주면지지력과 강도비를 통하여 반영하였다.

$$\frac{f_{ms}}{f_m} = 20.223(S/C) + 42.457(W/C)^2 - 10.742 \quad R^2 = 0.814 \quad (6.2)$$

여기서, f_{ms} : 최대 주면지지력 (kPa)

Table 6.9 Multiple regression analysis results after 2nd removing variable

Summary	<i>R</i>	<i>R</i> ²	<i>R</i> _{adj} ²	S.E.	Durbin-Watson
		0.929	0.863	0.853	8.665

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	25,135.79	4	6,283.95	83.697	0.000
	Residual	3,979.24	53	75.08		
	Sum	29,115.03	57			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	-58.746	23.562		-2.493	0.016		
$\frac{Sand}{Cement}$	52.612	8.423	1.228	6.246	0.000	0.067	14.985
$\frac{Sand}{Water}$	-27.249	6.857	-0.841	-3.974	0.000	0.058	17.388
$(WC)^2$	51.343	9.499	0.939	5.405	0.000	0.085	11.715
$\frac{1}{WC}$	33.941	13.410	0.482	0.482	0.014	0.071	14.084

f_m : 모르타르의 일축압축강도 (MPa)

S/C : 잔골재와 시멘트의 중량비

W/C : 주면고정액의 물/시멘트 비

회귀모델의 수정R제곱(R_{adj}^2)은 0.814로 높은 상관성을 보이고 있으며, 공선성 분석에서도 분산팽창계수(VIF)가 1.0으로 나타나 다중공선성이 없는 것으로 나타났다. 회귀모델의 표준화계수(β)를 통하여 변수들의 속성가중치를 확인할 수 있는데, 물/시멘트비의 속성가중치는 0.777로 제안 모델에서 가장 큰 영향력을 주고 있으며, 잔골재/시멘트비는 0.472의 속성가중치를 나타내고 있다.

Table 6.10 Multiple regression analysis results after 3rd removing variable

Summary	<i>R</i>	<i>R</i> ²	<i>R</i> _{adj} ²	S.E.	Durbin-Watson	
		0.907	0.823	0.813	9.7798	0.890

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	23,950.21	3	7,983.41	83.469	0.000
	Residual	5,164.82	54	95.65		
	Sum	29,115.03	57			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	-32.894	25.559		-1.287	0.204		
$\frac{Sand}{Cement}$	20.276	2.457	0.473	8.253	0.000	0.999	1.001
$(WC)^2$	51.433	10.721	0.941	4.797	0.000	0.085	11.715
$\frac{1}{WC}$	12.084	13.803	0.172	0.875	0.385	0.085	11.715

Table 6.11 Multiple regression analysis results after 4th removing variable

Summary	<i>R</i>	<i>R</i> ²	<i>R</i> _{adj} ²	S.E.	Durbin-Watson	
		0.906	0.820	0.814	9.759	0.855

Analysis of variance	Division	Sum of squares	Degree of freedom	Mean square	F	P
	Regression model	23,876.91	2	11,938.46	125.353	0.000
	Residual	5,238.12	55	95.24		
	Sum	29,115.03	57			

Model	Unstandardized coefficients		Standardized coefficients	<i>t</i>	<i>P</i>	Collinearity statistic	
	<i>B</i>	<i>S.E.</i>	β			Tol.	VIF
(Constant)	-10.742	3.6052		-2.980	0.004		
$\frac{Sand}{Cement}$	20.223	2.451	0.472	8.251	0.000	1.000	1.000
$(WC)^2$	42.457	3.126	0.777	13.583	0.000	1.000	1.000

3.2.3 최대 주면지지력 추정식

주면고정액을 시멘트풀과 모르타르를 사용하는 경우에 대해 각각 최대 주면지지력을 정의하였다. 따라서 암반매입말뚝의 최대 주면지지력 추정식은 Eq. 6.3에 나타낸 것과 같다. 그러나 이 추정식은 물/시멘트비가 60~120% 범위인 경우, 잔골재/시멘트비가 0~150% 범위인 경우에만 적용이 가능하며, 범위를 벗어나는 경우에는 추가적인 검증이 요구된다.

$$\begin{cases} \text{Cement paste} & f_{ms} = 480 \text{ kPa} \\ \text{Mortar} & f_{ms} = f_m \{20.223(S/C) + 42.457(W/C)^2 - 10.742\} \end{cases} \quad (6.3)$$

(for $60\% \leq W/C \leq 120\%$, $0\% \leq S/C \leq 150\%$)

3.3 잔류 주면지지력

잔류 주면지지력은 앞서 5장 4.5절에서 최대 주면지지력과 관계 분석하였다. 분석결과 시멘트풀에 잔골재를 배합하는 것이 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력 모두 증가시키는 요인이 된다고 보고하였으며, 모든 데이터에 대하여 선형회귀분석 결과 잔류주면 지지력이 최대 주면지지력의 약 30%의 값을 나타낸다고 하였다. 앞서 최대 주면지지력 추정식을 시멘트풀과 모르타르로 나누어서 제안하였으나 Fig. 6.6에 나타낸 것과 같이 시멘트풀과 모르타르 모두 잔류 주면지지력은 최대 주면지지력에 비례하는 경향을 나타내고 있다. Fig. 6.6의 선형회귀식에 의하면 잔류 주면지지력은 최대값의 약 30% 수준으로 추정하고 있다. 그러나 결정계수(R^2)가 0.30으로 회귀식에 의한 설명력이 낮고, 데이터의 편차가 크음을 확인할 수 있다. 잔류 주면지지력은 최대값 이후의 거동을 결정하는 요소이기 때문에 모델에서도 75% 자료 포함율에 해당하는 값을 사용하여 안전여유를 확보하는 것이 바람직할 것으로 사료된다. 따라서, 암반매입강관말뚝의 잔류주면지지력 추정식은 Eq. 6.4와 같다.

$$f_{rs} = 0.25f_{ms} \quad (6.4)$$

여기서, f_{rs} : 잔류 주면지지력 (kPa), f_{ms} : 최대 주면지지력 (kPa)

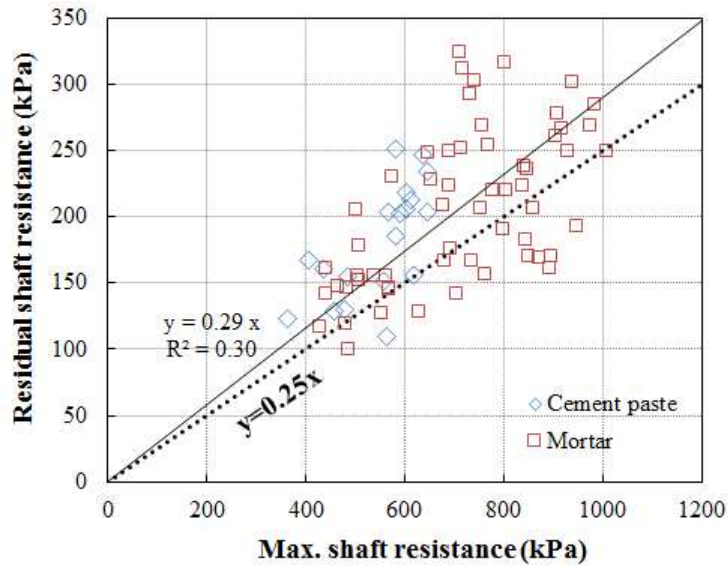


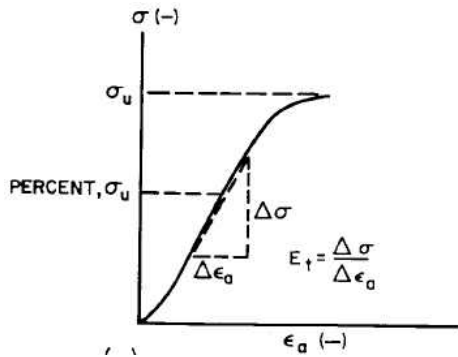
Fig. 6.6 Relationship of maximum and residual shaft resistance

3.4 기울기계수

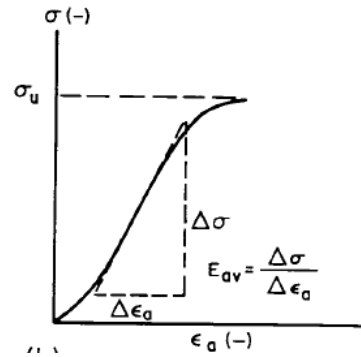
강관말뚝과 주면고정액 사이의 지지력-단위변위량 거동에서 지지력이 증가하여 최대 주면지지력에 도달하기까지 단위변위량과 지지력은 선형 비례관계로 증가한다. 이것을 모델화하기 위하여 최대 주면지지력과 기울기계수 사이의 상관관계를 도출하고 추정식을 제안하고자 한다.

ASTM D 3148은 일축압축에 의한 암석의 탄성계수 결정 방법을 Fig. 6.7과 같이 3가지 방법으로 제시하고 있다. Fig. 6.7(a)는 극한강도의 지정된 지점(보통 50%)에서 접선의 기울기를 통해 결정하는 접선탄성계수이고, (b)는 응력-변형률 선도에서 선형구간의 평균으로 구하는 평균탄성계수, 마지막으로 (c)는 원점에서부터 지정된 지점까지의 할선의 기울기에 의한 할선탄성계수가 있다. 암석의 탄성계수를 결정하는 3가지 방법에서 접선을 이용하는 방법(50%)으로 주면지지력과 단위변위량 곡선에서 기울기를 결정하였다.

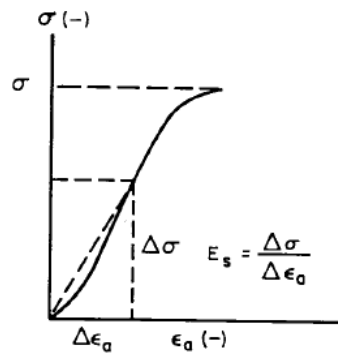
Fig. 6.8은 최대 주면지지력에 대한 기울기계수를 도식한 것으로 뚜렷한 상관관계가 보이지 않고 데이터의 분산이 크게 나타났다. 선형 회귀분석에 의해 추정식을 도출하였으나, 결정계수(R^2)가 0.10으로 추정식이 유의하지 않았다. 또한 동일



(a) Tangent modulus measured at a fixed percentage of ultimate strength



(b) Average modulus of linear portion of axial stress-strain curve



(c) Secant modulus measured up to a fixed percentage of ultimate strength

Fig. 6.7 Methods for calculating young's modulus from axial stress-axial strain curve (ASTM, 2002)

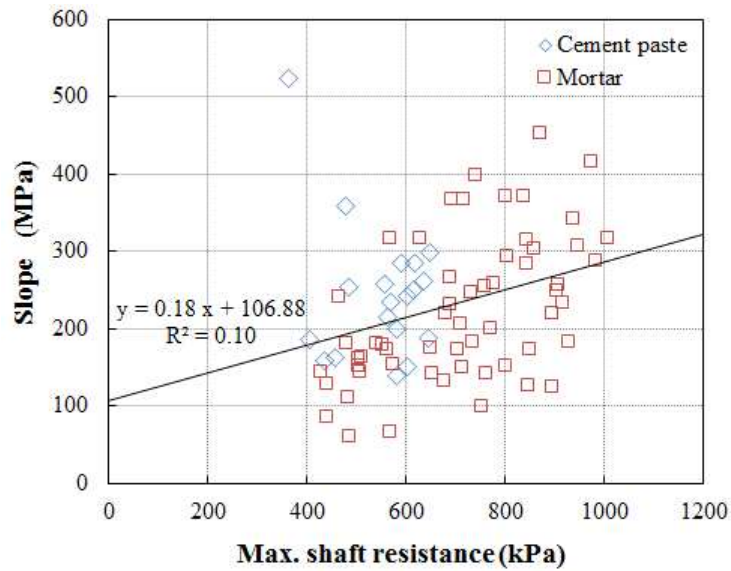


Fig. 6.8 Relationship of maximum shaft resistance and slope

한 최대 주면지지력에서 시멘트풀과 모르타르의 값에 차이가 나타나므로 시멘트풀과 모르타르를 구분하여 추정식을 도출하였다.

3.4.1 시멘트풀

Fig. 6.9는 시멘트풀의 최대 주면지지력에 대한 기울기계수를 도식한 것이다. 기울기계수는 최대 주면지지력의 증가에 따라 증가하는 양상을 보이고 있으나 편차가 크기 때문에 선형 회귀식의 결정계수가 0.19로 매우 낮게 나타났다. 앞서 결정한 시멘트풀의 최대 주면지지력인 480 kPa에 해당하는 회귀식 값은 195 MPa로 전체 데이터의 하단부에 위치하게 된다. 그러나 기울기계수를 너무 작게 추정하면 동일한 하중에서 변위가 증가하게 되고, 반대로 크게 추정하면 변위량이 작게 산정되어 말뚝의 하중-침하 분석에 큰 오차를 유발할 수 있다. 따라서 기울기계수는 평균값을 사용하는 것이 타당하며, 시멘트풀의 경우 220MPa를 기울기계수로 사용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

3.4.2 모르타르

Fig. 6.10은 모르타르의 최대 주면지지력과 기울기계수와의 관계를 나타낸 것으

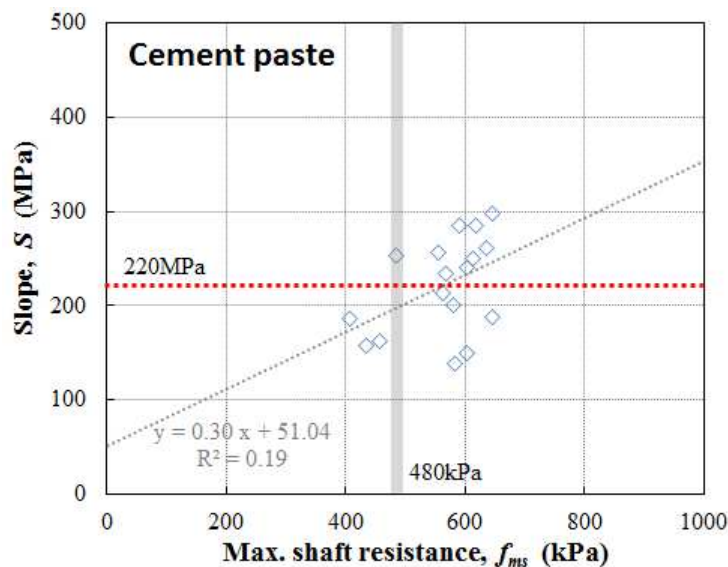


Fig. 6.9 Relationship between max. shaft resistance and slope of cement paste

로 최대 주면지지력이 증가함에 따라 기울기계수도 증가하는 경향을 나타내고 있다. 최대 주면지지력을 독립변수로, 기울기계수를 종속변수로 하여 비선형회귀 분석을 수행한 결과 Fig. 6.10에 나타낸 식과 같으나, 결정계수(R^2)가 0.3으로 상관성이 매우 낮았다. 이는 데이터의 편차가 크기 때문에 설명력이 낮게 나타나는 것으로 판단되어 각 변수별로 편차와 평균값의 비가 30%이상인 데이터를 제거하여 재분석하였다. 제거된 데이터는 12개이며, 전체데이터(58개)에서 제외하여 Fig. 6.11에 도식하였다. 모르타르의 기울기계수는 Eq. 6.5의 회귀식을 통하여 추정할 수 있으며, 결정계수는 0.61이 나타났다.

$$S = 0.04f_{ms}^{1.3} \quad R^2 = 0.61 \quad (6.6)$$

여기서, S : 기울기계수 (MPa)

f_{ms} : 최대 주면지지력 (kPa)

3.5 암반매입말뚝의 주면지지 모델

암반매입강관말뚝의 주면지지 모델을 구성하는 최대 주면지지력, 잔류 주면지

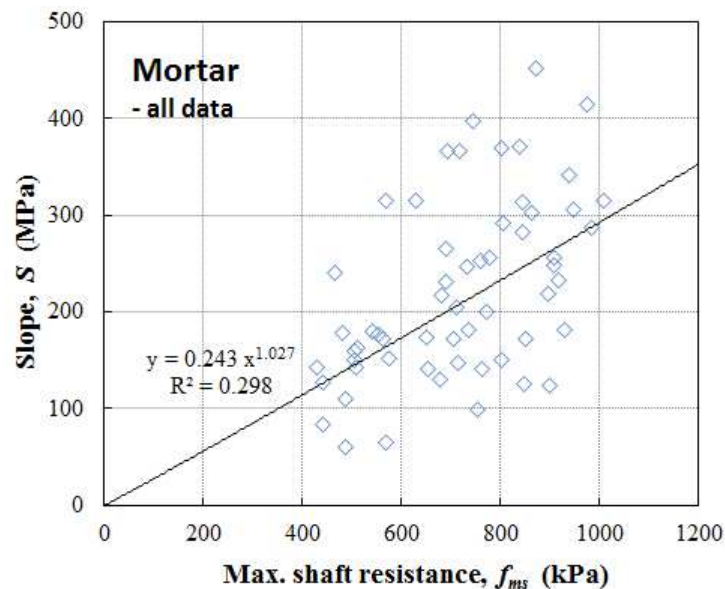


Fig. 6.10 Relationship between max. shaft resistance and slope of mortar

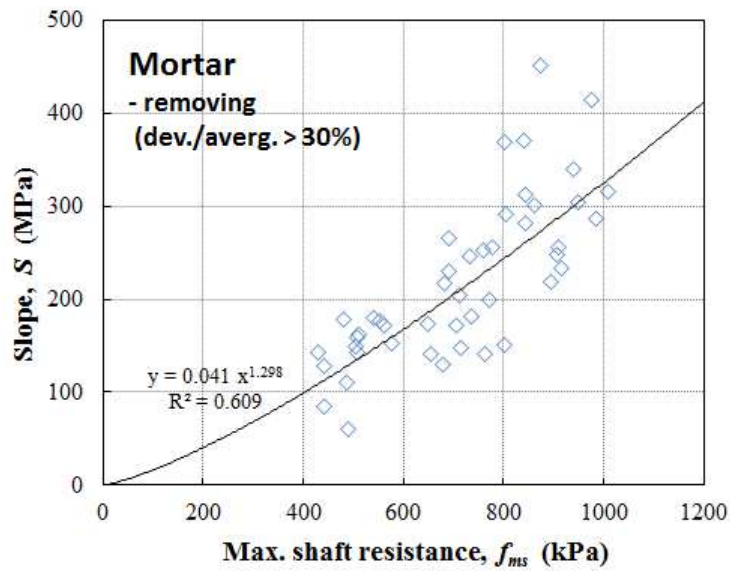


Fig. 6.11 Relationship between max. shaft resistance and slope after removing data with dev./averg. ratio over 30%

지력, 기울기계수에 대해 모형시험 결과를 사용하여 분석하고 산정식을 도출한 결과를 Table 6.12에 정리하였다.

Table 6.12 Shaft resistance model for drilled-in steel tubular pile in rock

Type	Maximum shaft resistance, f_{ms} (kPa)	Residual shaft resistance, f_{rs} (kPa)	Slope modulus, S (MPa)
Cement paste	480	$0.25f_{ms}$	220
Mortar	$f_m \left(20.22 \frac{S}{C} + 42.46 \left(\frac{W}{C} \right)^2 - 10.74 \right)$		$0.04f_{ms}^{1.3}$

where, f_m : Uniaxial compressive strength of mortar (MPa)

S/C : Sand to cement weight ratio (for $0\% \leq S/C \leq 150\%$)

W/C : Water cement ratio (for $60\% \leq W/C \leq 120\%$)

4. 주면지지모델 검토

구성 재료의 역학적 특성과 접촉면에서의 전단강도를 평가하여 모델 구성요소에 대해 분석하고 암반매입말뚝의 주면지지모델을 제안하였다. 이 모델이 조건에 따라 실제 거동을 얼마나 잘 반영하고 있는지에 대한 적합성 검증이 필요하다. 따라서 본 절에서는 각각의 변수에 따른 구성요소별 모델값과 실제값의 적합률을 비교하였으며, 시험에 의한 단위주면지지력-단위변위량 곡선과 회귀식에 의한 모델을 비교하여 앞서 제시한 회귀모델의 유효성을 검토하였다.

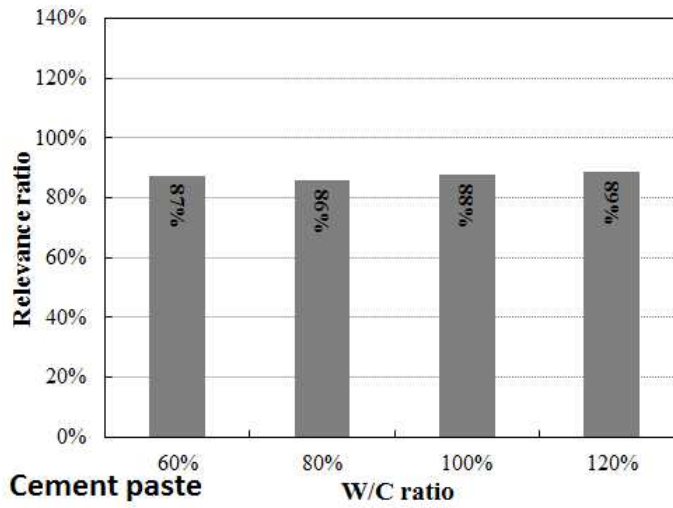
4.1 암반매입말뚝의 주면지지 모델의 구성요소별 적합성

본 절에서는 주면고정액 배합비에 따른 모형시험에서 결정된 최대 주면지지력, 잔류 주면지지력, 기울기계수를 제안한 모델이 어떻게 추정하고 있는지에 대해 정량적으로 평가하고자 한다. 따라서, 주면고정액 배합비에 따라 제안 모델을 사용하여 각 요소의 값을 추정하고, 시험값에 대한 모델의 추정값으로 나타내었다. 추정값과 시험값의 비를 적합률(Relevance ratio)로 정의하며, 백분율로 표시하였다. 주면지지모델은 시멘트풀과 모르타르로 구분되어 있으므로 각각에 대하여 적합성을 분석하였다.

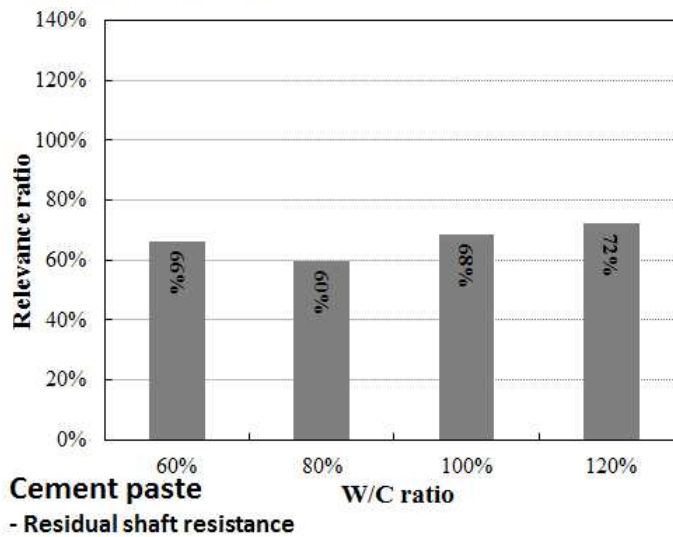
4.1.1 시멘트풀

주면고정액을 시멘트풀로 사용하는 경우, 암반매입말뚝 주면지지모델은 최대주면지지력으로 480kPa, 잔류주면지지력은 120kPa, 그리고 기울기계수는 220MPa를 고정하여 사용하는 것으로 제안하였다. Fig. 6.12는 시멘트풀의 최대주면지지력, 잔류주면지지력, 기울기계수의 적합률을 나타낸 것이다. 최대 주면지지력은 적합률이 86~89%로 실험값과 유사하게 추정하고 있으며, 잔류 주면지지력도 60~72% 수준으로 나타나고 있다. 잔류 주면지지력은 추정모델 개발 단계에서 안전측으로 추정하기 위해 평균값이 아닌 75% 자료포함률 값으로 결정하였고 이로 인해 보수적 결과를 도출할 수 밖에 없다. 기울기계수는 73~103%로 매우 정확하게 추정

(a) Maximum shaft resistance



(b) Residual shaft resistance



(c) Slope modulus

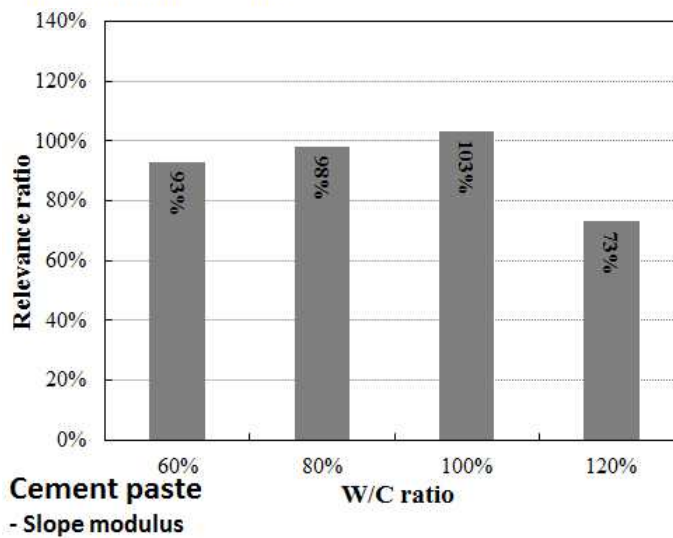


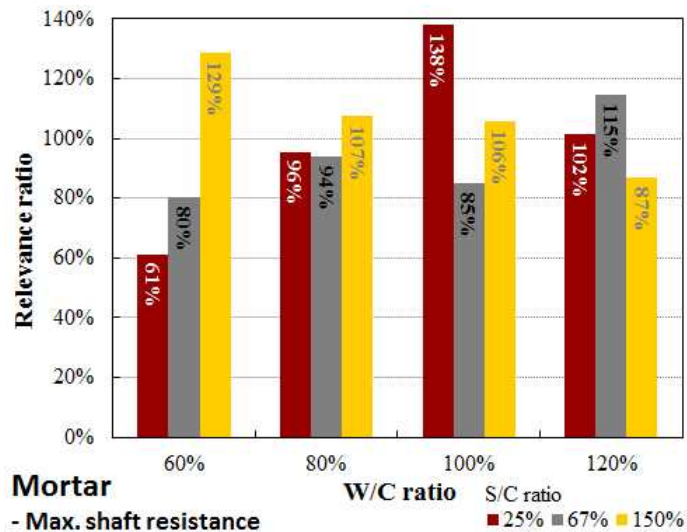
Fig. 6.12 Relevance ratio for each component of cement paste

하고 있어 시멘트풀의 주면지지모델은 대상 데이터 범위에서 주면지지거동을 잘 모사하고 있음을 확인할 수 있다.

4.1.2 모르타르

Fig. 6.13은 최대 주면지지력에 대한 적합률을 물/시멘트비와 잔골재/시멘트비로 구분하여 도식한 것이다. 먼저, Fig. 6.13(a)에서 물/시멘트비가 80%와 120%에서는 각각 94~107%, 87~115%로 시험값과 매우 잘 일치하고 있으나 60%와 100%에서 잔골재/시멘트비가 25%인 경우 각각 61%, 138%로 35%이상 값이 벗어나고 있

(a) W/C ratio



(b) S/C ratio

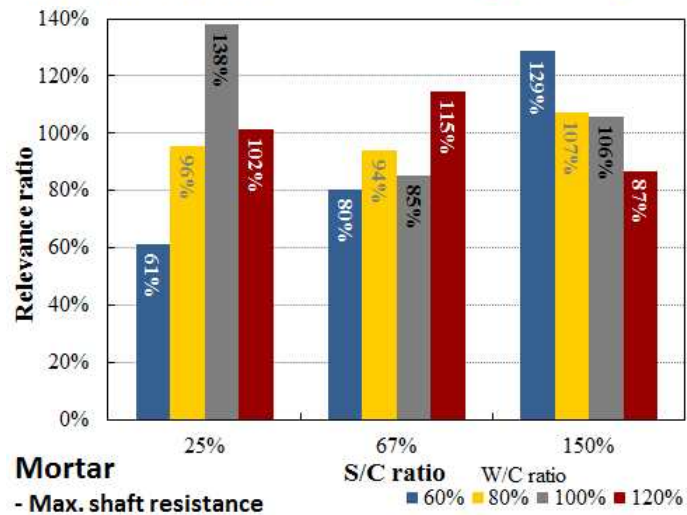
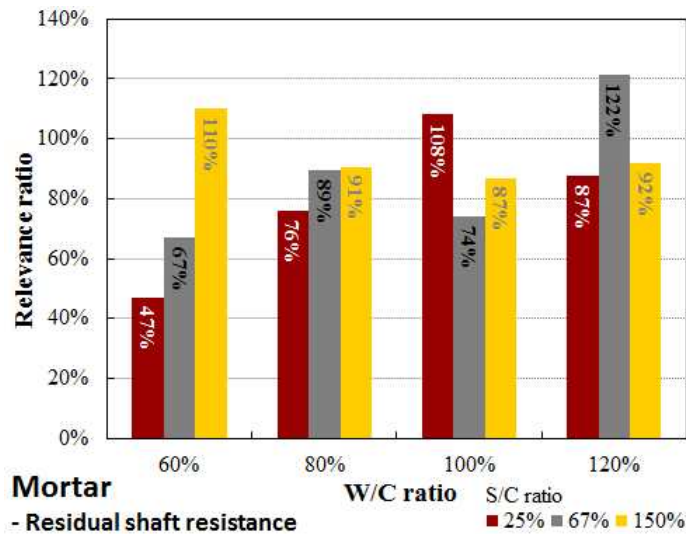


Fig. 6.13 Relevance ratio for max. shaft resistance of mortar

다. 동일한 결과를 잔골재/시멘트비로 Fig. 6.13(b)에 다시 도식하였다. 적합률 $\pm 30\%$ 범위로 살펴보면, 잔골재/시멘트비가 67%이상에서는 80~129%로 30% 편차 내에서 잘 일치하고 있으나 잔골재/시멘트비가 25%에서는 편차가 크게 나타나고 있다. 따라서 잔골재가 25% 배합되는 경우에는 본 모델을 적용하는데 신중을 기해야 할 것으로 사료된다.

Fig. 6.14는 잔류 주변지지력에 대한 적합률을 나타낸 것이다. 잔류 주변지지력 모델은 최대 주변지지력의 25%를 적용하기 때문에 유사한 경향이 나타나지만 적합률의 편차는 크게 줄었다. 물/시멘트비가 60%이고, 잔골재/시멘트비가 25~67%

(a) W/C ratio



(b) S/C ratio

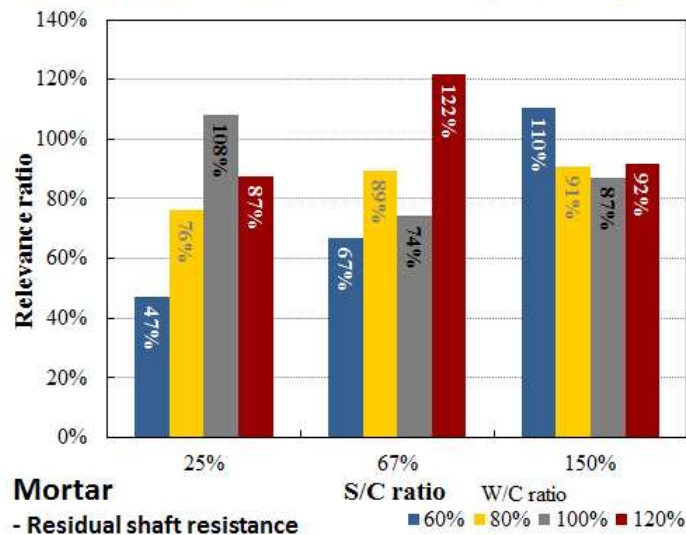
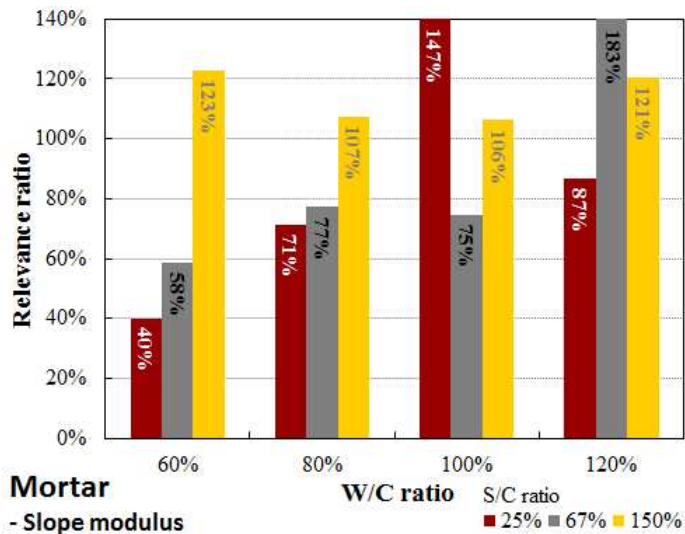


Fig. 6.14 Relevance ratio for residual shaft resistance of mortar

인 경우에서만 47~67%로 매우 낮게 추정하였고, 그 외에는 30% 범위 내로 만족하고 있다. 잔류 주면지지력 모델 제안시 안전여유를 확보하기 위하여 평균보다 낮은 값을 결정하였기에 50% 이하로 추정하는 경우가 발생하는 것으로 사료된다.

Fig. 6.15는 기율기계수에 대한 적합률을 나타낸 것으로 구성요소들 중에 가장 큰 편차를 나타내고 있다. 물/시멘트비가 60%이고, 잔골재/시멘트비가 25~67%인 경우 40~58% 수준으로 매우 낮게 추정하고 있으며, 물/시멘트비가 100%, 120%에서는 일부 147%, 183%로 매우 크게 추정하는 경우도 나타나고 있다. 콘크리트나 암석과 같은 재료시험에서 탄성계수를 결정할 때 압축강도에 비해 값의 편차가

(a) W/C ratio



(b) S/C ratio

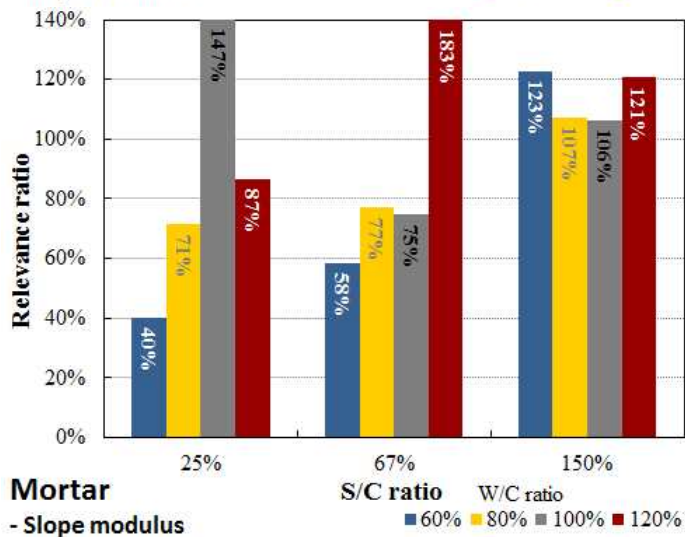


Fig. 6.15 Relevance ratio for slope modulus of mortar

크게 발생한다. 이와 같이 주면지지력에 대한 기울기계수도 재료시험과 유사하게 편차가 크게 발생하기 때문에 이러한 경향이 발생하는 것으로 사료된다.

4.2 암반매입말뚝의 주면지지모델 비교

Fig. 6.16은 모형시험을 통하여 얻은 각 시험체별 단위주면지지력-단위변위량 곡선에 제안한 주면지지모델을 나타낸 것이다. 제안된 모델은 시험체의 거동을 비교적 잘 나타내고 있다. 다만, 구성요소별로 적합률을 검토한 바와 같이 W06S2 시험체는 최대, 잔류 주면지지력, 기울기요소가 각각 61%, 47%, 40%로 제일 낮게 추정하고 있다. Fig. 6.16에 나타낸 것과 같이 W06S2는 실제 거동을 약 50% 수준으로 추정하고 있어서 모델을 적용할 경우 말뚝의 거동을 보수적으로 평가하게 된다. 최대 주면지지력과 잔류 주면지지력에서 적합률을 가장 크게 추정한 것은 각각 W10S2, W12S4로, W10S2는 최대 주면지지력의 적합률이 138%

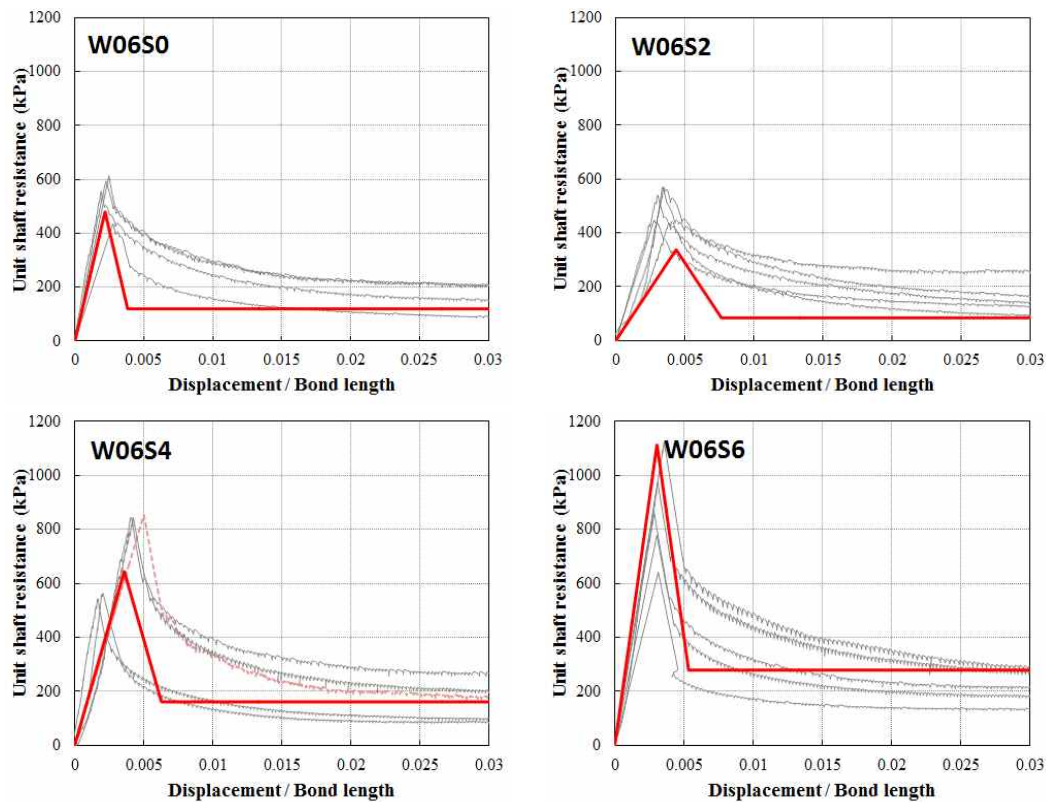


Fig. 6.16 Comparison of test results and suggested model

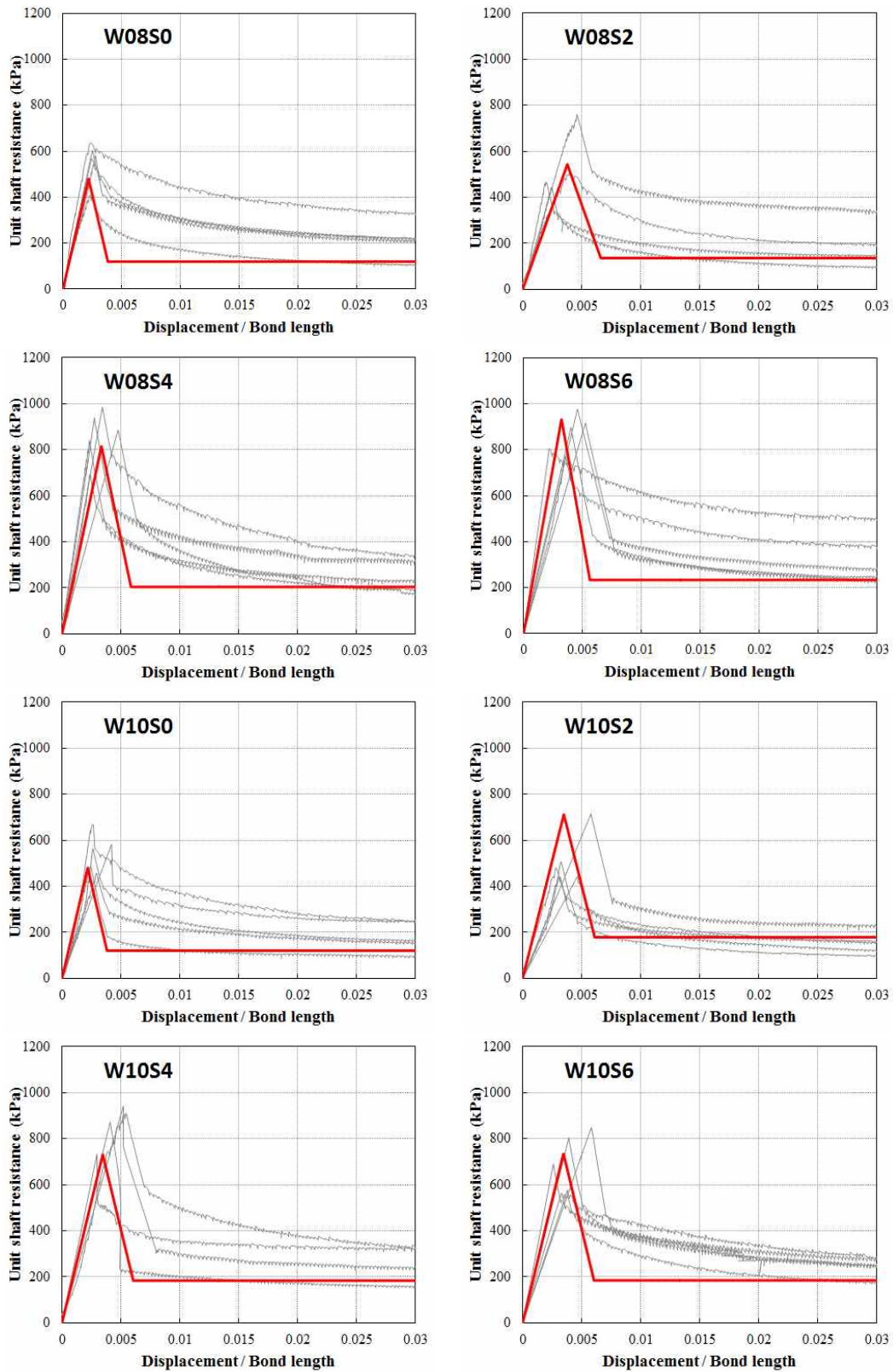


Fig. 6.16 Comparison of test results and suggested model (continued)

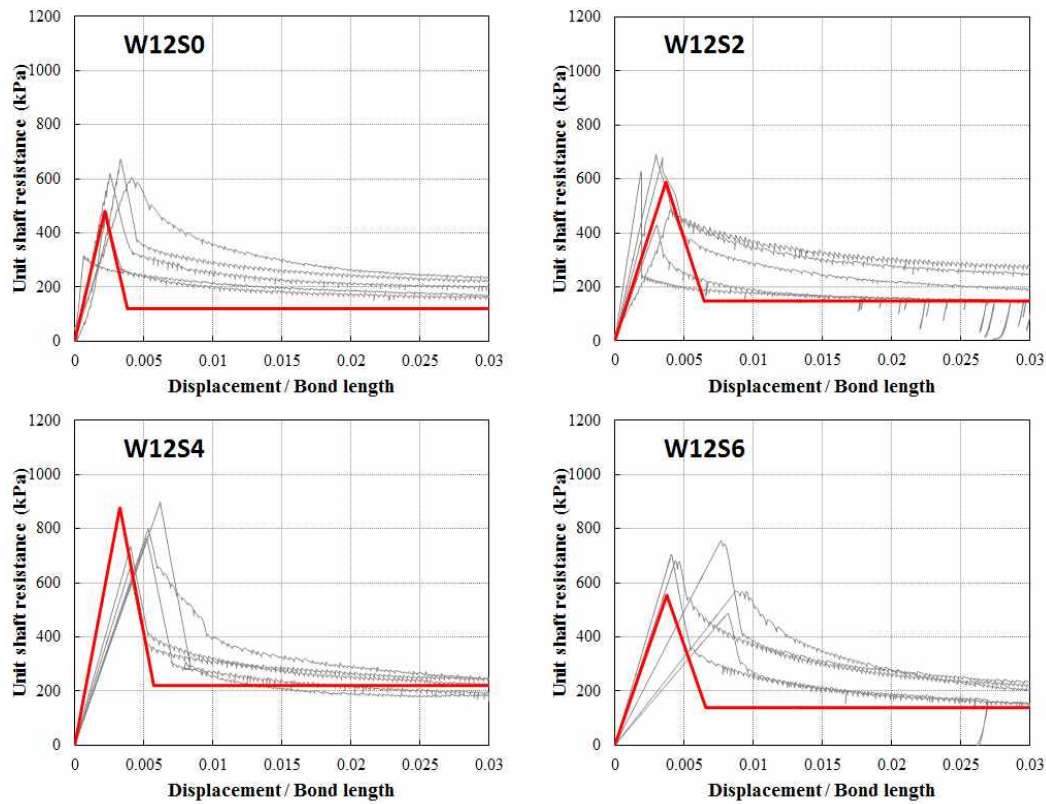


Fig. 6.16 Comparison of test results and suggested model (continued)

였으며, W12S4는 잔류 주면지지력에서 122%의 값을 나타내었다. 이 변수는 기울기계수에서도 적합률이 147%, 183%로 매우 크게 추정되었다. Fig. 6.16에서 W10S2 시험체의 경우 최대 주면지지력이 크게 추정됨에 따라 시험값보다 높은 거동을 나타내어 불리한 모델이 추정되었다. 반면, W12S4 시험체는 초기 기울기가 약 2배로 전단파괴 변위가 낮게 나타나므로 이 모델을 적용할 경우 말뚝 설계를 보수적으로 하게 된다.

5. 결론

매입말뚝 주면부에서 발생 가능한 파괴 양상을 검토하고, 분석하여 암반매입강관말뚝의 주면지지모델을 제안하고 검증한 결론은 다음과 같다.

- (1) 암반매입강관말뚝의 주면부 파괴는 암반과 주면고정액 자체의 전단파괴나 암과 주면고정액 사이 또는 주면고정액과 강관 사이의 전단강도에 의해 발생하며, 2~5장에서 수행한 시험값을 비교하였다.
- (2) 시험값을 정리한 결과, 화산암과 주면고정액의 직접인장강도는 각각 1.36~2.36MPa, 0.66~1.49MPa의 범위에 분포하였으며, 암과 주면고정액 사이의 전단강도는 0.95~2.07MPa, 강관말뚝과 주면고정액의 전단강도는 0.52~0.87MPa 범위에 분포하였다. 주면고정액과 강관사이가 가장 낮은 값을 나타내어 주면파괴는 강관과 주면고정액 사이에서 발생한다.
- (3) 주면부에서의 주면지지력 비교는 전단강도와 인장강도를 기준으로 비교하였으나 실제 지지력은 강도와 작용 면적의 곱으로 산정된다. 작용면적은 강관과 주면고정액 사이가 가장 작으며, 주면고정액, 주면고정액과 암반, 암반 순으로 커진다.
- (4) 암반매입말뚝 주면지지 모델은 모형시험에 의한 지지거동을 기반으로 제안되며, 최대 주면지지력, 잔류 주면지지력, 기울기계수로 구성한다.
- (5) 최대 주면지지력은 시멘트풀을 사용하는 경우 480kPa이며, 모르타르의 경우 다중회귀분석을 통하여 물/시멘트비와 모래/시멘트비, 모르타르의 압축강도를 사용하여 추정할 수 있는 $R_{adj.}^2 = 0.813$ 인 회귀식을 제안하였다.
- (6) 잔류 주면지지력은 최대 주면지지력의 25%를, 기울기계수는 시멘트풀의 경우 220MPa, 모르타르의 경우 최대 주면지지력과의 상관식을 아래와 같이 제안하였다.

Type	Maximum shaft resistance, f_{ms} (kPa)	Residual shaft resistance, f_{rs} (kPa)	Slope modulus, S (MPa)
Cement paste	480	$0.25f_{ms}$	220
Mortar	$f_m \left(20.22 \frac{S}{C} + 42.46 \left(\frac{W}{C} \right)^2 - 10.74 \right)$		$0.04f_{ms}^{1.3}$

- (7) 제안한 주면지지모델의 유효성을 평가하기 위하여 구성요소별 적합률을 비교한 결과, 시멘트풀은 모든 요소에서 실제 거동을 잘 모사하고 있으며, 모르타

르의 경우도 대부분 $\pm 30\%$ 범위에 분포하여 실제거동을 잘 모사하고 있으나, 일부 배합에서 적합률이 큰 편차를 드러내었다.

- (8) 모형시험을 통한 각 시험체별 단위주면지지력-단위변위량 곡선과 제안 모델을 비교한 결과 제안된 모델은 시험체의 거동을 잘 나타내었으며, 적합률이 낮았던 배합을 실제 말뚝에 적용시 보수적인 설계가 이루어질 것으로 판단된다.

References

- ASTM (2002). *Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression*, ASTM D 3148, West Conshohocken, PA, USA.
- Cho, C.H. (2014). *Piling Engineering Practice*, Engineer Book Publishing (in Korean).
- KCI (2012). *Code of Concrete Structures*, Korea Concrete Institute (in Korean).
- Kim, E.K. (2015). *Reinforced Concrete*, Goomibook (in Korean).
- Kim, S.H. (2017). *Development of Prediction Equation of Ground Vibration Velocity for Irregularly Layered Ground Using Probabilistic Model*, Ph.D. Dissertation, Jeju National University (in Korean).
- Korean Geotechnical Society (2015). *Code requirements for structural foundation design*, pp. 364-369 (in Korean).
- Lee, J.D. (2001). *Uplift Capacity of Bored Pile in Weathered Granite Soil by Field Model Test*, Ph.D. Dissertation, Chungbuk National University (in Korean).
- Lee, I. (2013). *Fundamental of rock mechanics (2nd edition)*, CIR press (in Korean).
- Moon, K. and Park, S. (2018). "Evaluation of the Shaft Resistance of Drilled-in Steel Tubular Pile in Rock Depending on the Proportion of Annulus Grouting Material" *Jour. of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.38, No.1, pp.51-61 (in Korean).
- Naaman A.E. (2004). *Presstressed Concrete Analysis and Design, 2nd Ed.*, Techno Press 3000, Michigan, USA.
- Park, J.J., Jung, G.J., and Jeong, S.S. (2017). "The Analysis of Skin Friction on Small-scale Prebored and Precast Piles Considering Cement Milk Influence" *Jour. of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.33, No.1, pp.5-15 (in Korean).

Ⅶ. 암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가

1. 서 론

말뚝기초의 설계는 재료적 특성에 따라 지반조건, 하중조건 및 말뚝형상 등과 같은 매우 다양한 설계요소에 대한 검증을 수행해야 하며, 예비설계, 검증시험 및 예비설계 보완의 절차를 거쳐 수행하는 것이 바람직하다(Choi, 1999). 이 때, 말뚝의 시공시방 설정, 깊이에 따른 말뚝지지력 평가 및 말뚝길이 산정, 말뚝의 하중 지지거동 등에 대한 확인이 필요하며, 이는 주로 검증시험 단계에서 수행되게 된다(Kwon, 2015). 검증시험의 보다 명확한 결과도출을 위해서는 예비 설계 단계에서 신뢰성 있는 말뚝 거동 예측의 필요성이 강조되고 있다(Park et al., 2017). 따라서 본 장에서는 6장에서 제안된 주면지지모델을 암반매입 강관말뚝에 적용하여 인발하중에 대한 말뚝거동을 모델링하고, 말뚝의 제원과 주면고정액의 종류에 따라 말뚝의 인발거동 특성을 수치적 해석을 통해 비교 평가함으로써 강관말뚝 제원 및 근입 깊이에 따른 허용인발력을 제안하고자 한다.

2. 해석조건 및 방법

6장에서 검토한 바와 같이 암반매입 강관말뚝의 주면파괴는 강관말뚝과 주면고정액 사이에서 발생한다. 따라서 해석시 주변 지반 및 주면고정액에 대한 모델링은 생략하고, 강관말뚝과 주면지지력에 대해서만 해석하여 거동을 분석하였다.

2.1 하중지지 메커니즘

앞서 언급한 바와 같이 암반매입강관말뚝의 주면지지력은 강관말뚝과 주면고정액 사이에서 발휘되며, 이는 강관말뚝과 주면고정액 사이의 부착력과 부착력 상

실 이후의 마찰력에 의해 결정됨을 5장을 통해 확인하였다. 또한 6장을 통하여 단위길이당 주면지지력-변위 모델을 제안하였다. 인발하중 작용시 이러한 단위주면지지력은 Fig. 7.1에 나타낸 것과 같이 강관말뚝의 축강성에 의한 변형과 말뚝의 변위에 따라 발현된다. Fig. 7.1의 좌측에 나타낸 것과 같이 강관말뚝을 n 개로 분할하면, 인발하중 작용시 1번 파트에서는 작용 인발하중(P_0)에 의해 축변형이 발생하고, 주면에서는 이 변형에 상응하는 지지력($\Delta f_1(p)(L_1)$)이 발현된다. 따라서 인발하중에서 1번 파트의 자중(W_1)과 주면지지력($\Delta f_1(p)(L_1)$)이 감소한 하중(P_1)이 2번 파트에 작용하며 P_1 에 의해 2번 파트에 축변형이 발생하고 발생한 변형에 상응하는 주면지지력($\Delta f_2(p)(L_2)$)이 발현된다. 이러한 축변형에 의한 주면지지력이 말뚝의 근입 깊이에 따라 전달되며, 선단부인 n 번 파트까지 전달되고 난 후에는 Fig. 7.1의 우측에 나타낸 것과 같은 말뚝의 축방향 변위(Δ)가 발생한

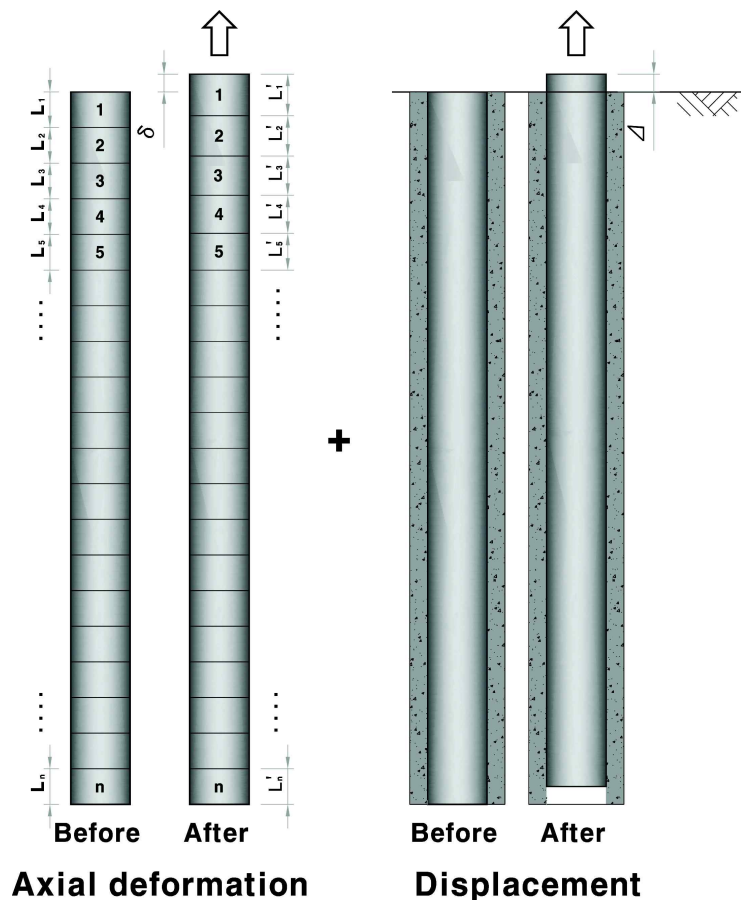


Fig. 7.1 Axial deformation and displacement of steel tubular pile

다. 이 축방향 변위는 각 파트에 동일하게 발생하므로, 각 파트는 축변형과 변위가 함께 발생한 것에 상응하는 주면지지력이 발현된다. 그리고 각 파트의 주면지지력의 총 합은 작용 인발하중과 동일하게 되며, 말뚝 전체의 주면지지력보다 큰 인발하중이 작용하는 경우에는 말뚝의 인발파괴가 발생한다. 이러한 일련의 과정을 Fig. 7.2에 흐름도로 정리하였으며, 이를 토대로 말뚝의 인발해석을 수행하였다.

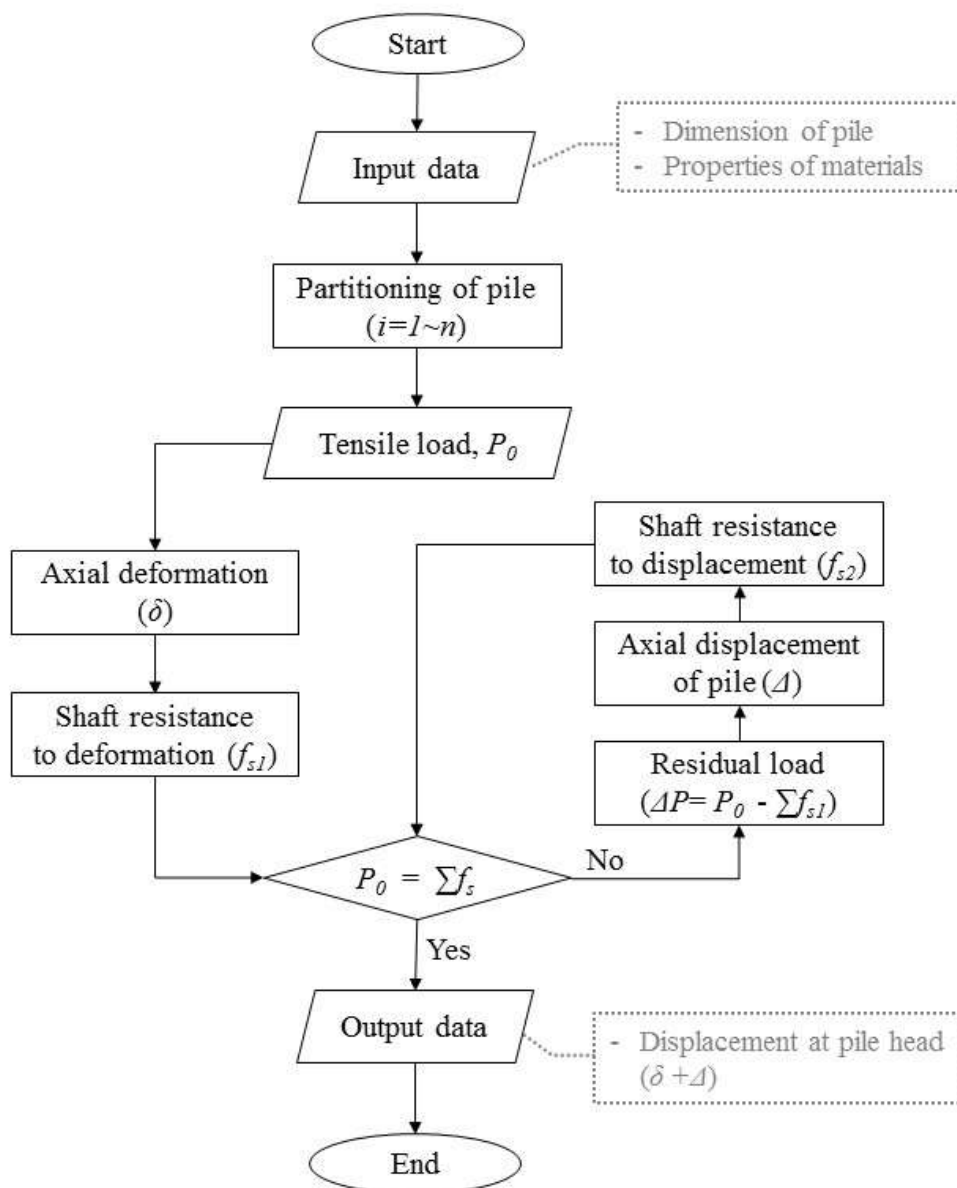


Fig. 7.2 Flow chart of analysis

2.2 사용 재료

강관말뚝의 제원에 따른 인발거동 특성을 평가하기 위하여 강관말뚝은 KS F 4602(2016)에서 규정하고 있는 제원을 사용하였으며, Table 7.1에 해석에 사용한 말뚝의 제원을 정리하였다. 말뚝의 직경과 강성에 의한 영향을 평가하기 위하여 직경은 406.4~711.2mm, 강성을 변화시키기 위하여 두께는 9~14mm 범위로 사용하였다. 말뚝의 근입깊이는 4~12m 범위로 2m 간격씩 해석을 수행하여 근입깊이에 따른 영향을 분석하였다.

주면고정액은 압축강도가 가장 큰 W06S4 배합의 모르타르와 W08S0의 시멘트 풀을 적용하였으며, 상세한 제원은 Table 7.2에 정리하였다. 매입말뚝은 천공 후 주면고정액을 채워 넣고 강관말뚝을 삽입하기 때문에 강관말뚝 내부는 주면고정액으로 채워지게 된다. 따라서 강관말뚝 내부는 주면고정액으로 속채움 된 합성 단면으로 고려하여 해석을 수행하였다.

2.3 주면지지 모델

강관 매입말뚝과 주면고정액 사이의 주면지지 메커니즘은 Table 7.2에 정리된 주면고정액의 배합비와 일축압축강도를 6장에서 제안된 주면지지 모델에 대입하

Table 7.1 Specifications of steel tubular pile

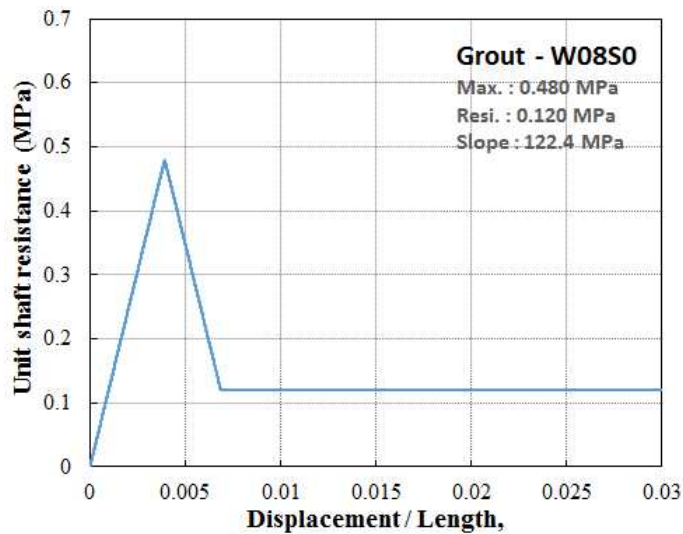
Outer diameter <i>D</i> (mm)	Thickness <i>t</i> (mm)	Area <i>A</i> (cm ²)	Unit Weight <i>W</i> (kg/m)	Material properties			Embedded depth (m)
				Steel type	Elastic Modulus (MPa)	Poisson's ratio	
406.4	9	112.4	88.2	STP 275 (SKK 400)	200,000	0.3	4.0 ~ 12.0
	12	148.7	117.0				
508	9	138.8	109.0				
	12	184.0	144.0				
	14	213.8	168.0				
609.6	9	169.8	133.3				
711.2	9	198.5	155.8				

여 사용하였다. Fig 7.3은 시멘트풀(W08S0)과 모르타르(W06S4)의 주면지지 모델을 나타낸 것으로, 최대주면지지력은 시멘트풀의 경우 0.48MPa, 모르타르는 0.65MPa이며, 잔류주면지지력은 시멘트풀의 경우 0.12MPa, 모르타르의 경우

Table 7.2 Engineering properties of filling materials

Filling material		W/C ratio	S/C ratio	UCS (MPa)	Elastic modulus (MPa)	Unit Weight (kN/m ³)
Cement paste	W08S0	0.8	-	21.2	1,366	16.11
Mortar	W06S4	0.6	0.67	35.65	3,036	20.48

(a) Cement paste



(b) Mortar

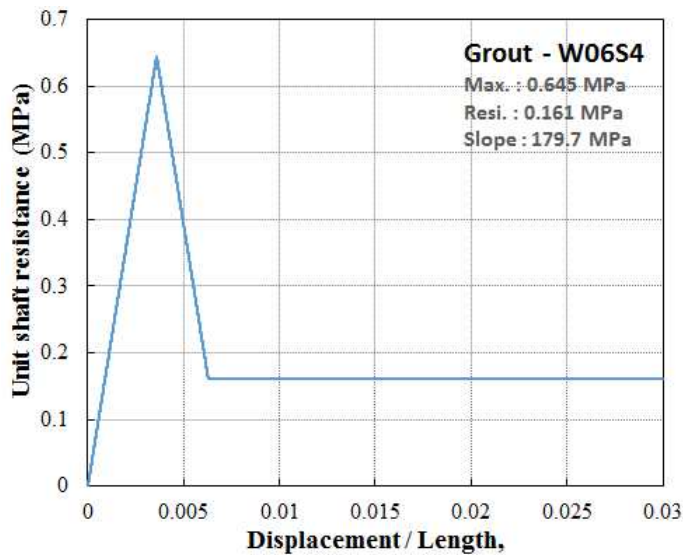


Fig. 7.3 Shaft resistance model

0.16MPa이다.

말뚝은 Fig. 7.4에 나타낸 것과 같이 말뚝의 주면부와 선단부의 하중-변위 관계를 스프링으로 모사하여 해석하게 된다. Fig. 7.3에 나타낸 주면지지모델은 Fig. 7.4에서 주면부의 수직스프링에 해당하는 t-z 곡선의 거동을 나타낸 것이다. 말뚝에 인발 또는 압축하중, 즉 수직하중이 작용하면 말뚝의 축강성에 의해 축변형이 발생하게 된다. 이러한 축 변형은 말뚝 주면부의 지반과 상대변위를 발생시키게 되는데 이러한 변위와 하중과의 관계를 t-z 곡선이라 한다. 압축하중이 작용하는 경우 주면부의 t-z곡선과 선단부의 Q-z 곡선의 상호작용에 의하여 지지하게 되고, 인발하중이 작용하게 되면 주면부의 t-z곡선에 의해 지지하게 된다. 따라서 제안한 주면지지 모델(t-z 곡선)을 평가하기 위하여 매입말뚝 상단에 인발력을 재하하여 말뚝의 거동을 비교 및 평가하였다.

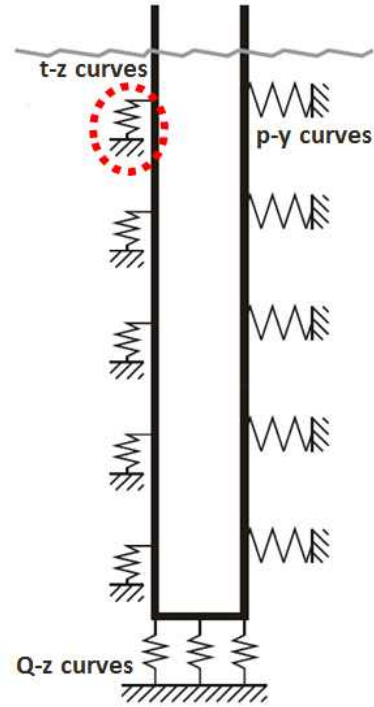


Fig. 7.4 Spring model of pile-soil interaction (Zaaijer, 2000)

2.4 해석 방법

말뚝 제원 및 주면고정액에 의한 암반매입 강관말뚝의 인발 거동을 평가하기 위하여 Table 7.3과 같은 변수를 적용하여 수치해석을 수행하였다. 말뚝의 제원에 의한 영향을 검토하기 위하여 4개의 직경, 3종류의 두께를 변수로 선정하였으며, 근입깊이의 영향을 평가하기 위하여 4~12m에 대해 2m 간격으로 총 5케이스에 대해 해석을 수행하였다. 또한 주면고정액에 따른 암반매입강관말뚝의 인발성능을 검토하기 위하여 본 연구에서 역학적 성능이 가장 우수한 모르타르(W06S4)와 구조물기초설계기준에서 매입말뚝에 사용할 것으로 제안한 시멘트풀(W08S0)을 적용하였다. 위 변수를 사용하여 총 70개의 케이스에 대해 수치해석을 수행하고 각 케

Table 7.3 Analysis parameter

Pile		Embedded depth (m)	Filling material	Remarks
Diameter (mm)	Thickness (mm)			
406.4	9, 12	4, 6, 8, 10, 12	Cement paste	
508.0	9, 12, 14			
609.6	9		Mortar	
711.2	9			

이스에 대해 AASHTO(2014) 및 US DOT(2016)에서 제시하는 오프셋방법으로 파괴하중을 결정하였다. 오프셋방법은 말뚝의 인발재하시험을 통한 하중-변위곡선에서 파괴하중을 결정하는 방법으로 Fig. 7.5에 나타낸 것과 같이 초기 탄성기울기를 0.15in(약 4.0mm) 이동시킨 후 하중-변위곡선과 만나는 지점의 하중값을 파괴하중으로 결정한다. 또한 파괴하중의 60%를 허용하중으로 사용한다.

해석시 강관 내부의 채움재와 강관은 일체 거동하는 것으로 가정하였으며, 하중은 강관말뚝과 코어 채움재에 수직등분포 하중으로 재하하였다. 따라서 재료의 축강성에 의해 하중이 분배되며, 자중의 영향을 고려하여 해석하였다.

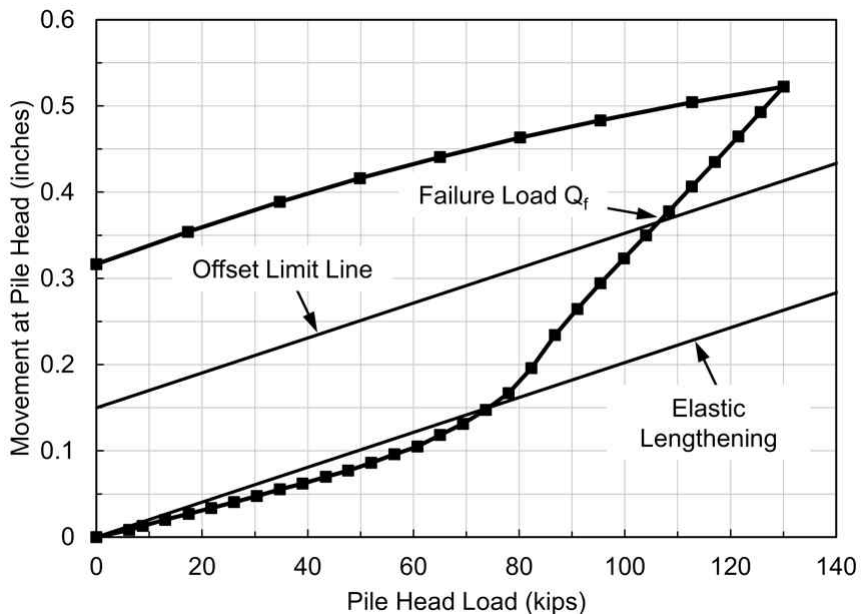


Fig. 7.5 Typical tension load test load-movement curve (US DOT, 2016)

3. 해석 결과 및 분석

3.1 말뚝의 하중 전이

모델에 의한 말뚝의 하중전이 양상을 검토하기 위하여 실제 암반매입강관말뚝의 인발시험 결과와 비교하여 검증하였다. 인발시험 결과는 제주광역경제권 선도산업 육성사업의 일환으로 제주해역특성에 적합한 해상풍력발전기 설치를 위한 지반설계기술개발과제의 최종보고서(GK eng. et al., 2015) 자료를 활용하였다. 인발시험에 사용된 말뚝은 직경이 406.4mm이고, 두께가 12mm인 강관말뚝을 사용하였으며, 암반을 9.5m 깊이까지 천공(D510)하여 주면고정액을 채워 넣고 강관말뚝을 삽입한 후에 42일간 양생시켜 인발시험을 수행하였다. 그러나 이 시험은 말뚝이 파괴하중에 도달하기 전 말뚝과 가력장치 사이의 연결부가 파손되어 시험이 중단되었기 때문에 이 자료는 하중전이 양상을 확인하는 것으로 활용하였다. Fig. 7.6은 인발시험결과와 모델해석결과를 함께 도식한 것으로, 시험결과와 유사하게 해석이 이루어짐을 확인할 수 있다. 1,000kN 이하에서는 시험결과와 해석결과가 매우 잘 일치하고 있다. 그러나 1,000kN 이상에서는 다소 차이가 나타남을 확인할 수 있는데, 먼저 깊이가 1.0m 이내의 구간에서 차이가 나타나는 것은 시험체가 설치된 지반의 표층은 일부 토사층과 연약한

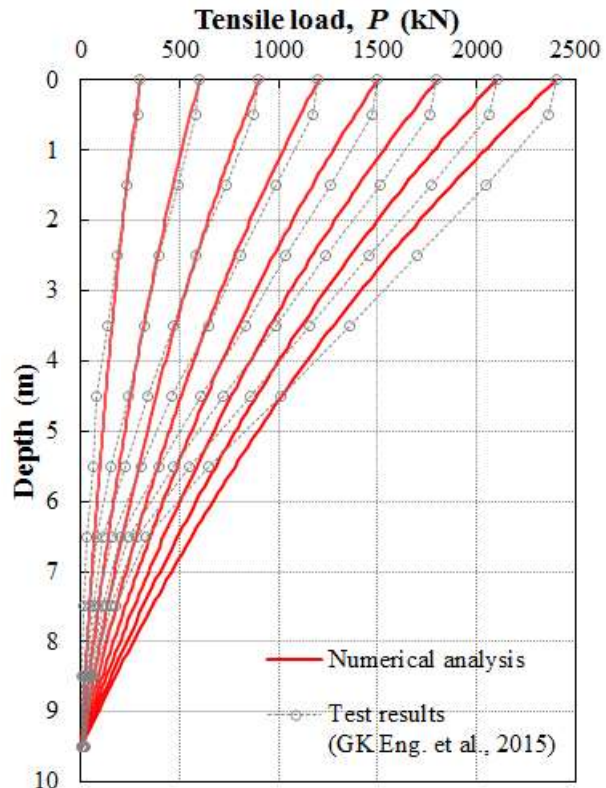


Fig. 7.6 Comparison of load transfer of test and numerical analysis results

현무암층으로 구성되어 있어 지지력이 충분히 발현되지 못하였기 때문이다. 또한 깊이가 5.0m 이상에서 시험결과와 지지력이 해석결과보다 크게 나타나는데 이는 수치해석에서의 주변지지력은 말뚝 전체의 주변에 동일하게 적용되어 깊이에 따라 지지력의 차이가 크게 나타나지 않는다. 그러나 시험에서는 말뚝 시공시 주변 고정액이 근입깊이가 깊어지면 중력에 의한 압력과 말뚝 관입시 발생하는 압력에 의해 다짐 효과가 발생하여 상대적으로 견고한 지반을 형성하여 지지력이 향상되었기 때문에 시험결과와 차이가 발생하는 것으로 판단된다. 표면과 심부에서 수치해석과 시험 결과의 차이는 실제 현장에 대한 완벽한 재현을 수치해석에서 할 수 없기 때문에 발생하는 것으로 사료된다. 따라서 제안한 주변지지모델을 적용한 수치해석은 암반매입강관말뚝의 인발거동을 타당하게 모사하고 있으며, 말뚝의 인발 거동을 이해하고 말뚝의 파괴하중을 예측하는데 유용하게 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

3.2 근입 깊이에 따른 영향

말뚝의 근입 깊이가 인발거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 근입깊이를 4.0~12.0m 범위에서 2m 간격으로 변화시켜 수치해석을 수행하였다. Fig. 7.7은 각 변수별 하중-변위곡선을 도식한 것으로 좌측열은 주변고정액으로 시멘트풀(W08S0)을 사용한 결과이고, 우측열은 모르타르(W06S4)를 사용한 것이다. 또한,

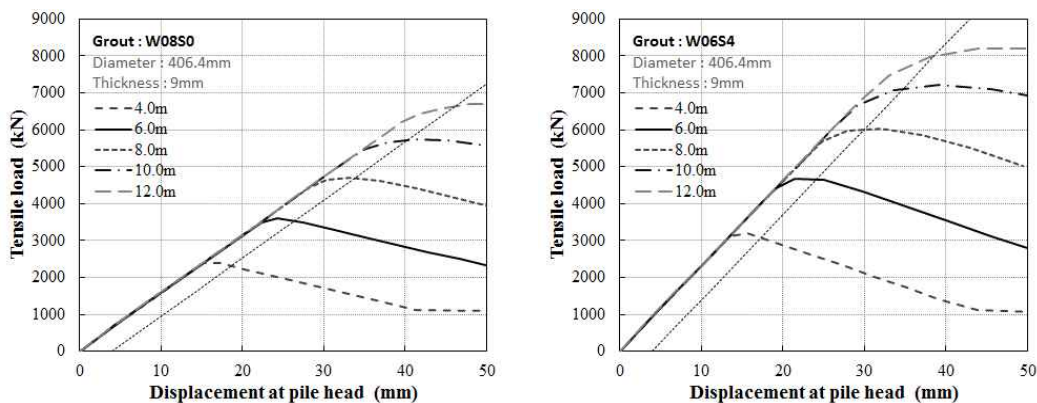


Fig. 7.7 Load-displace curves

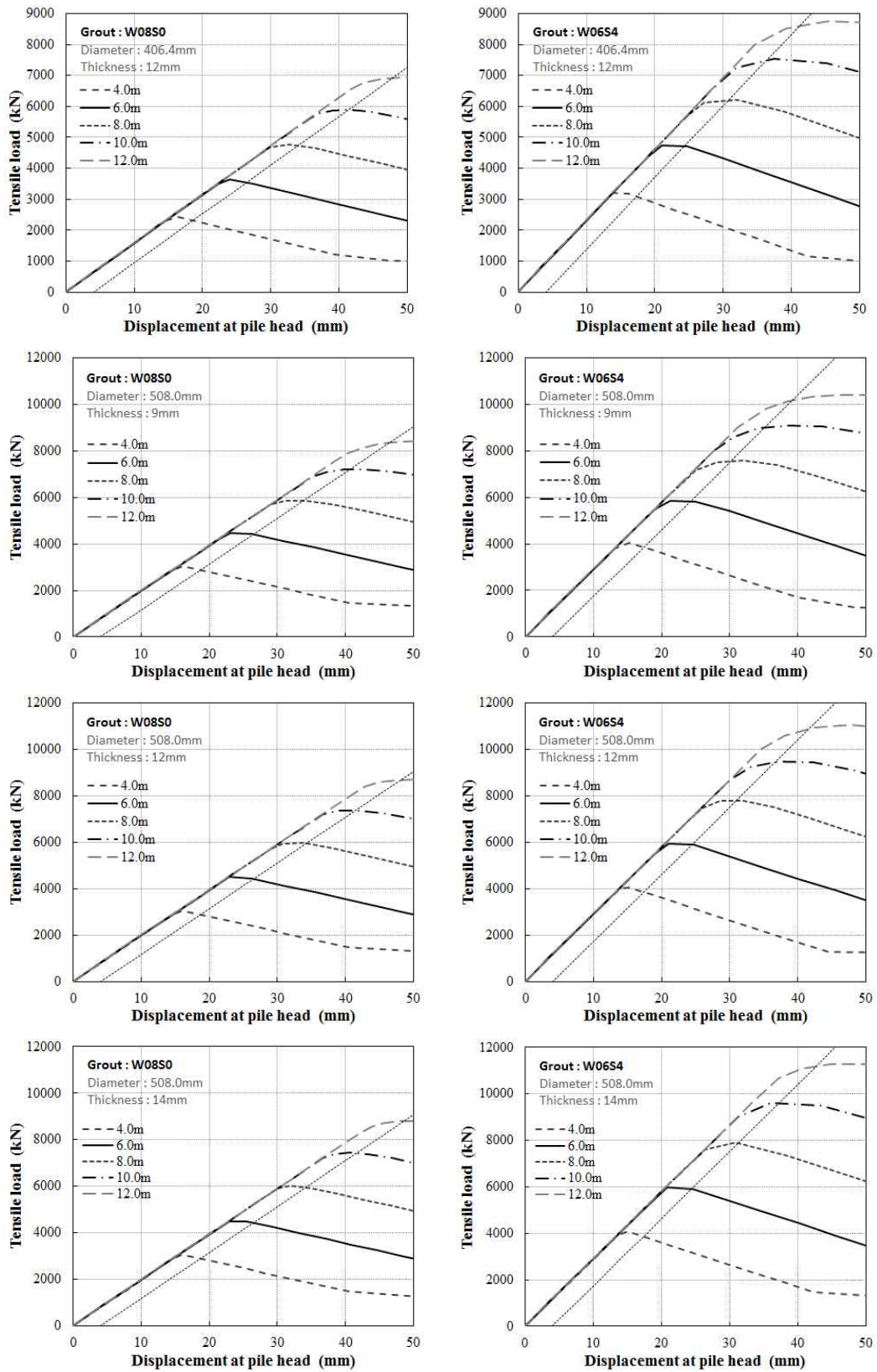


Fig. 7.7 Load-displace curves (continued)

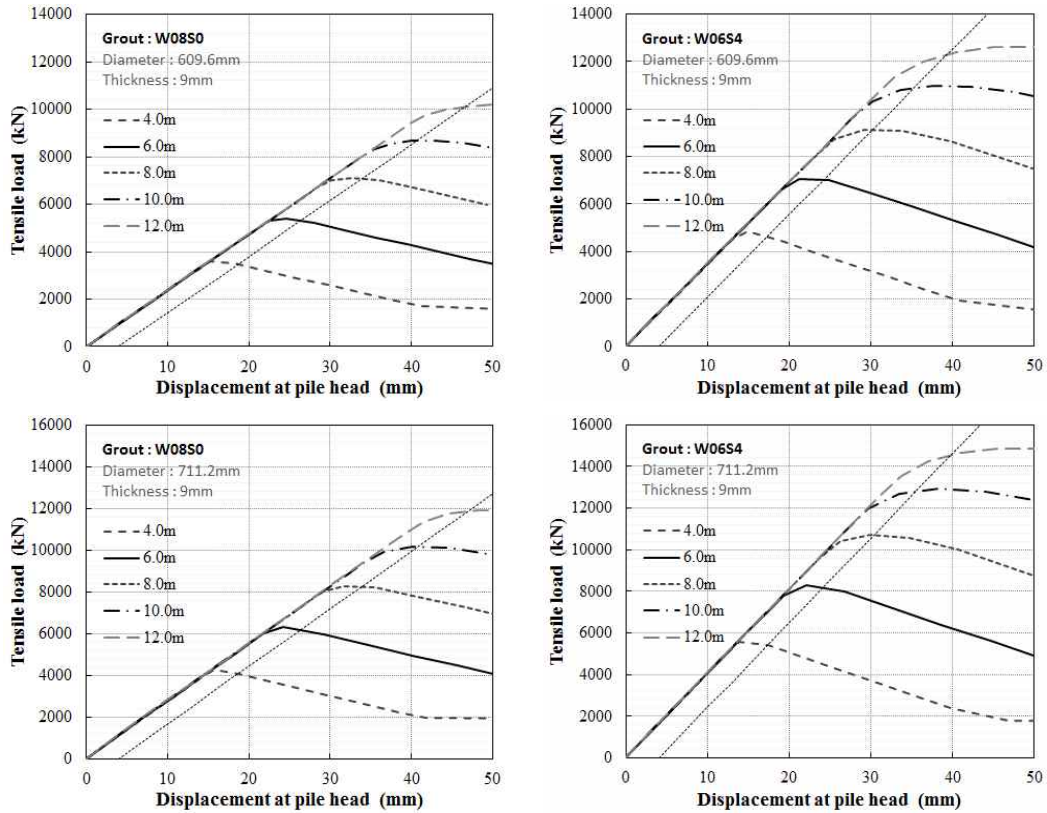


Fig. 7.7 Load-displace curves (continued)

각 그래프에 도식된 직선은 파괴하중을 결정하기 위한 4mm 오프셋 선이며, 각 하중-변위곡선이 이 오프셋 선과 만나는 지점을 각 시험체의 파괴하중으로 결정하였다.

각 변수별로 근입깊이에 따른 하중-변위곡선을 살펴보면, 초기 하중 재하에 따른 말뚝 두부의 인발변위는 선형관계를 나타내며 최대값에서 깊이별로 차이가 크게 발생함을 확인할 수 있다. 이는 말뚝의 근입깊이, 즉 말뚝의 길이가 길어질수록 하중에 지지할 수 있는 부착면적이 커지기 때문이다. 또한 근입깊이가 증가함에 따라 최대하중이 증가하지만 증가폭은 작아지고 있으며, 최대하중에서의 곡선 형태를 살펴보면 근입깊이가 작은 4m에서는 뾰족하지만 근입깊이가 깊어질수록 둥글고 완만한 형태를 나타내고 있다. 이는 길이가 짧은 말뚝의 경우 길이가 긴 말뚝에 비해 상대적으로 축변형량이 작아 말뚝 깊이별 주변지지력 수준이 유사하므로 말뚝 전체의 거동이 주변지지모델과 비슷하게 최대값에서 뾰족한 형태를 나타내는 것이다. 반면 길이가 긴 말뚝의 경우 축변형량이 크고 깊이별 주변

지지력 수준의 차이가 크기 때문에 말뚝 전체의 거동에서는 뽀족하지 않고 완만한 곡선형태를 나타낸다.

3.3 말뚝의 직경에 따른 영향

Fig. 7.8은 말뚝의 직경에 따른 인발하중-변위곡선을 나타낸 것이며, 이 때의 강관말뚝의 두께는 9mm, 근입깊이는 10.0m이고, 주변고정액은 W06S4을 사용한 경우이다. 말뚝의 직경이 증가함에 따라 최대인발하중도 증가하는 경향을 나타내고 있으며, 최대하중에서의 변위량은 약 38mm로 비슷하게 나타나고 있다. 이는 말뚝의 직경이 증가함에 따라 부착면적이 증가하고, 이로 인해 주변지지력이 증가하기 때문에 최대인발하중이 증가하는 것으로 사료된다.

Fig. 7.9는 오프셋 방법에 의한 허용인발하중을 말뚝의 근입깊이에 따라 직경별로 도식한 것으로 말뚝의 직경이 증가함에 따라 허용인발하중도 커지는 경향을 확인할 수 있다. 근입깊이가 4m인 경우, 직경이 406.4mm($t=9.0$ mm)일 때 허용인발하중은 1,848kN이고, 직경이 711.2mm($t=9.0$ mm)일 때 3,240kN으로 차이가 1,392kN을 보이고 있으나, 근입깊이가 12m인 경우에는 406.4mm일 때 4,800kN, 711.2mm일 때 8730kN으로 허용인발력의 차이가 3,930kN으로 나타나 허용인발력

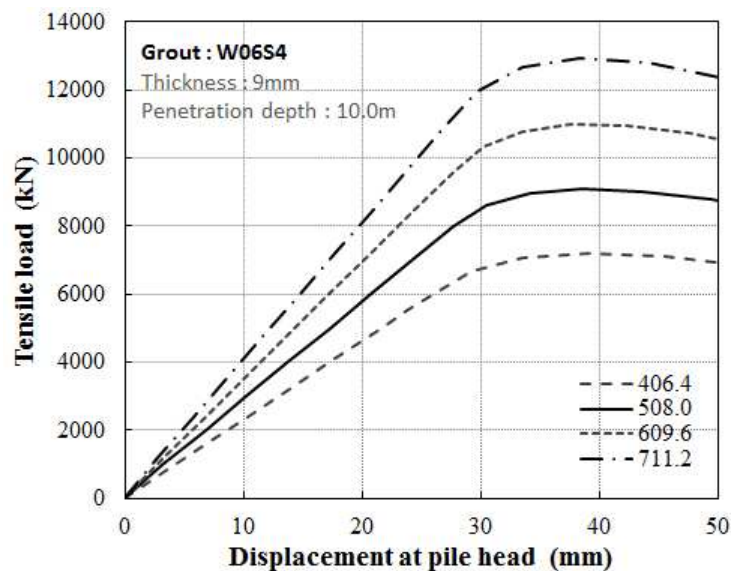


Fig. 7.8 Comparison of tensile load-displacement curves by diameter of pile

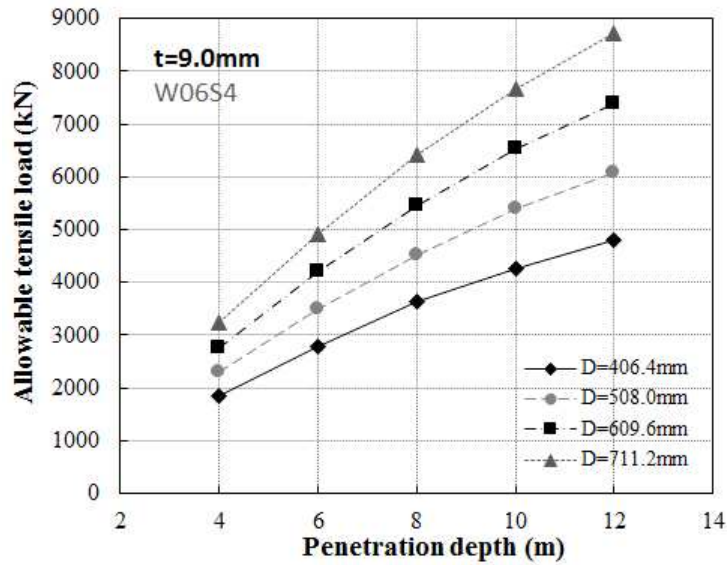


Fig. 7.9 Effect of penetration depth on allowable tensile load

의 편차가 근입깊이에 따라 증가함을 확인할 수 있다. 이는 말뚝의 직경과 근입 깊이가 모두 부착면적에 영향을 주는 요인으로 부착면적의 증감에 따라 허용인발 지지력도 변화하는 것으로 판단된다.

3.4 말뚝의 두께에 따른 영향

Fig. 7.10은 말뚝의 두께에 따른 하중-변위곡선을 나타낸 것으로, 직경은 508.0mm, 근입깊이는 10.0m이고 주면고정액은 W06S4를 사용한 경우이다. 최대하중에 도달하기까지 하중-변위는 유사하게 나타나고 있으며, 최대값 부근에서 두께에 따라 차이를 보이고 있다. 강관말뚝의 두께는 강관의 축강성에 영향을 미치는 인자로, 길이가 같은 부재에서 축강성이 증가하면 동일한 변형량을 위해 더 큰 하중이 요구된다. 그러나 말뚝의 인발거동은 말뚝의 축변형과 지반과의 상대변위의 상호작용에 의해 지지력이 발현된다. 따라서 말뚝의 길이가 짧고 축강성이 증가하면 말뚝의 축 변형보다 지반과의 상대변위가 증가하여 지지력이 발현되기 때문에 축강성의 차이는 암반매입강관말뚝의 인발거동에 큰 영향을 미치지 못한다. 그러나 말뚝의 길이가 길어지게 되면 축 변형량이 증가하기 때문에 강성에 의한 영향이 일부 나타나게 된다. Fig. 7.11은 근입깊이에 따른 말뚝 두께의

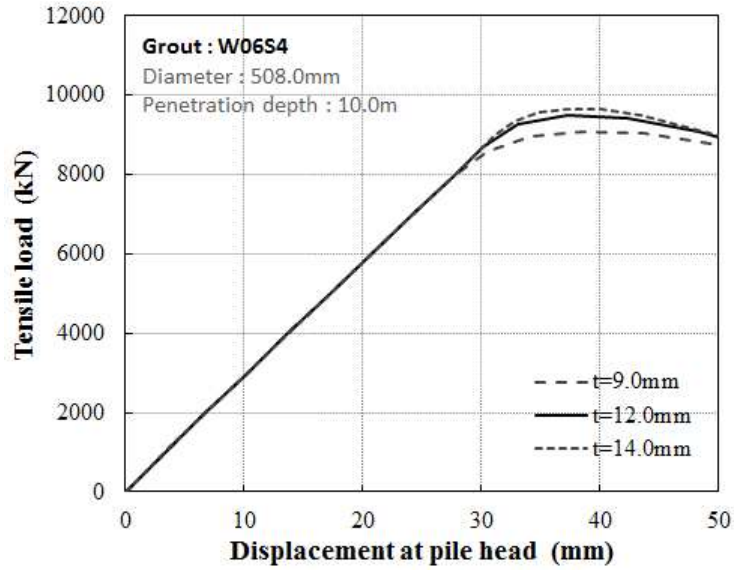


Fig. 7.10 Comparison of tensile load-displacement curves by thickness of pile

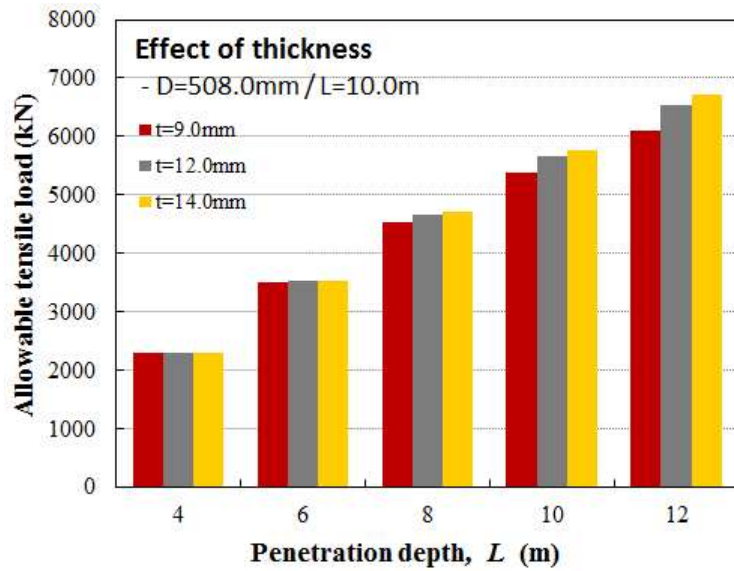


Fig. 7.11 Effect of thickness of pile on allowable tensile load

허용인발하중을 비교한 것으로 앞서 설명한 바와 같이 말뚝의 길이가 짧은 경우 허용인발하중이 동일하게 나타나고 근입깊이가 깊어질수록 값의 차이가 커짐을 확인할 수 있다.

3.5 주면고정액에 따른 영향

Fig. 7.12는 동일한 말뚝의 직경(508.0mm)과 두께(9.0mm)에서 주면고정액이 인발거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 도식한 것이다. 근입깊이를 4.0, 8.0, 12.0m에 대해 도식하여 주면고정액에 따른 영향을 평가하였다. Fig. 7.12에서 보는 바와 같이 모르타르(W06S4)를 사용하는 것이 시멘트풀(W08S0)을 사용하는 것보다 동일한 조건에서 더 큰 인발력을 확보할 수 있다. 또한 모르타르를 사용하는 경우 동일한 하중에서 말뚝두부의 변위량이 작게 나타나 변위를 제어해야 하는 경우에도 보다 유리하다.

Fig. 7.13은 말뚝의 직경과 그라우트의 종류에 따른 허용인발하중을 도식한 것이다. 앞에서 분석한 바와 같이 직경의 증가에 따라 허용인발하중도 증가하고 있으며, 시멘트풀도 동일한 양상을 보이고 있다. Fig. 7.14는 말뚝의 길이가 10.0m일 때, 말뚝의 두께와 그라우트의 종류에 따른 허용인발하중을 나타낸 것으로 모르타르를 사용한 경우 두께가 증가함에 따라 허용인발하중도 증가하는 경향을 보이고 있다. 그러나 시멘트풀의 경우 그 변화가 매우 미미한데, 이는 시멘트풀의 단위주면지지력이 모르타르보다 작기 때문에 축변형량도 작아져서 그 영향이 작게 나타나는 것으로 사료된다. 본 해석을 통하여 모르타르를 사용하는 것이 시멘

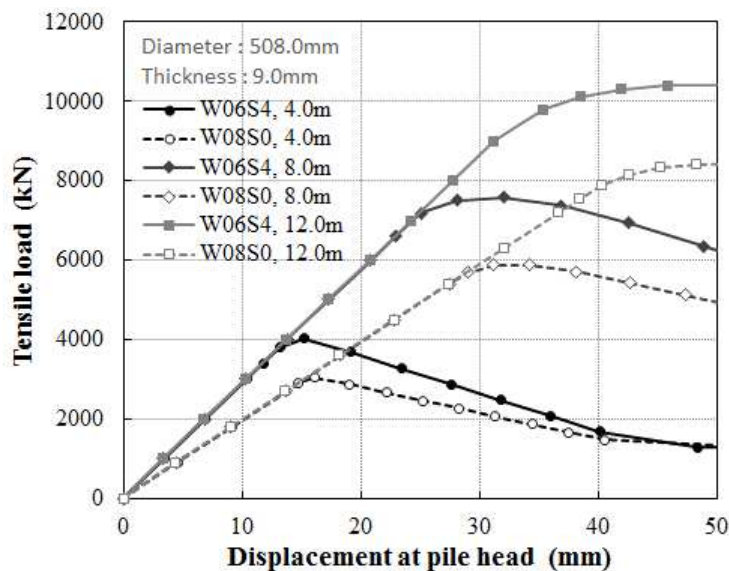


Fig. 7.12 Comparison of tensile load-displacement curves by grout type

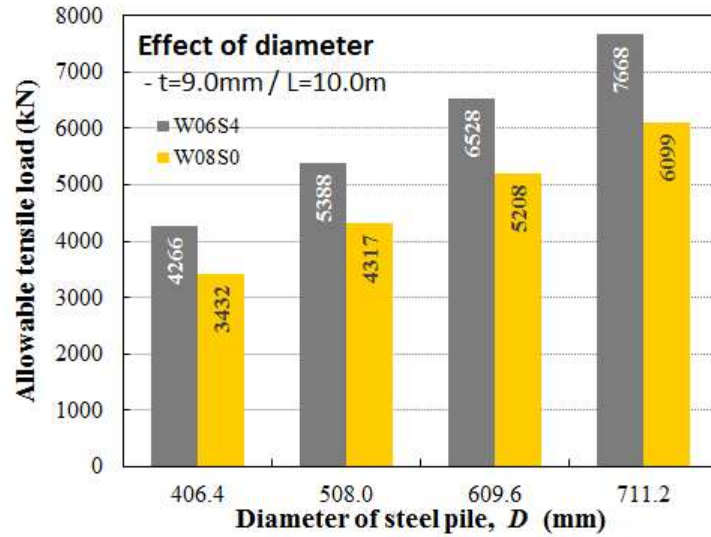


Fig. 7.13 Comparison of allowable tensile load by grout type and diameter of pile

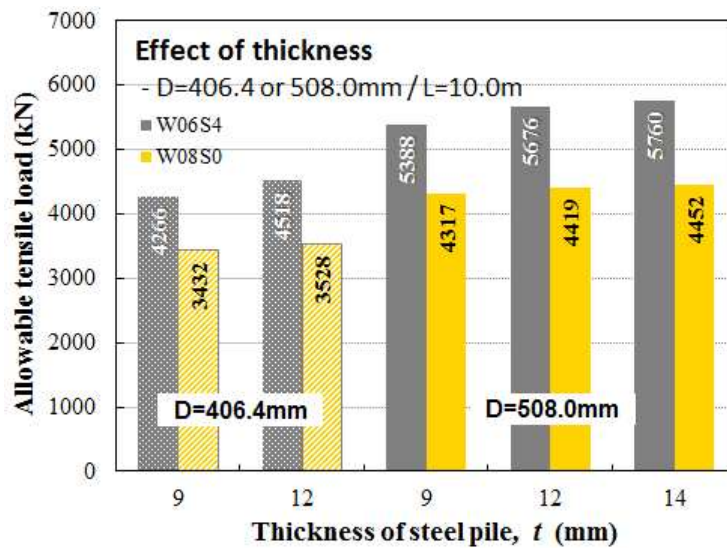


Fig. 7.14 Comparison of allowable tensile load by grout type and thickness of pile

트폴을 사용하는 것보다 약 24~29% 큰 허용인발하중을 얻을 수 있다.

4. 결론

말뚝의 제원 및 주변고정액에 따른 암반매입 강관말뚝의 인발거동을 확인하기

위하여 제안한 주면지지 모델을 적용하여 수치해석을 수행하고 결과를 비교하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 주면지지 모델을 암반매입 강관말뚝에 적용하여 인발하중에 대한 수치해석을 수행하고 하중전이 양상을 현장시험결과와 비교한 결과, 하중 단계에 따라 하중전이 양상을 적합하게 모사하고 있다.
- (2) 제안 모델을 적용한 수치해석 결과는 실제 말뚝의 거동을 적합하게 반영하고 있으므로 제안 모델을 적용한 수치해석은 암반매입 강관말뚝의 인발거동을 이해하고 말뚝의 파괴하중을 예측하는데 유용하다.
- (3) 인발력에 대한 암반매입 강관말뚝의 수치해석을 통해 파괴하중 및 허용하중을 결정할 수 있으며, 인발말뚝 설계시 말뚝의 제원 결정에 참고자료로 활용될 수 있다.
- (4) 암반매입 강관말뚝의 근입깊이와 직경은 말뚝의 부착면적을 결정하는 중요한 요소이며, 깊이와 직경이 증가할수록 부착면적이 증가하여 인발하중에 대한 지지력을 향상시킨다.
- (5) 강관말뚝의 두께는 강관의 축강성과 휨강성을 향상시켜 압축 및 수평지지력에 큰 영향을 미치지만 매입말뚝의 인발저항은 말뚝의 부착면적에 의존하므로 두께의 변화는 주면지지력 향상에 큰 영향을 미치지 않는다.
- (6) 시멘트풀과 모르타르를 사용하여 인발거동을 비교한 결과, 시멘트풀보다 모르타르의 단위주면지지력이 크기 때문에 주면지지력을 확보하고, 인발변위를 제어하는데 유리하다.
- (6) 실내시험을 통해 주면지지모델을 제안하고 모델을 통한 해석으로 암반매입 강관말뚝의 주면지지거동을 추정하였으나, 향후 현장인발시험을 통하여 암반매입말뚝의 파괴거동을 평가하고, 제안 모델과 비교하여 최적화하는 추가 연구가 필요하다.

References

- AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials) (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, US Customary Units, Seventh Edition with 2015 Interim Revisions*. AASHTO, Washington, D.C.
- Choi, Y. K. (1999). “Suggestions for Improvement of Domestic Pile Foundation Design Routine - At a Viewpoint of Pile Bearing Capacity”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol.19, No.III-3, pp.467-477 (in Korean).
- GK Engineering, JPM Inc., and Jeju National Univ. (2015). *Final report of the Leading Industry of Jeju Economic Region* (in Korean).
- KS F 4602 (2016). *Steel Pipe Piles*, KSA (in Korean).
- Kwon, O. (2015). “Bearing Behavior Characteristics of Pressure Penetrating Steel Pipe Pile Under Compression Load”, *Journal of the Korean Geo-Environmental Society*, Vol.16, No.7, pp.5-13 (in Korean).
- Park, J., Lee, K., You, S., and Hong, G. (2017). “Numerical Study on the Effect of Steel Pipe Specification of Pile Behaviour”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol.33, No.5, pp.37-44 (in Korean).
- US DOT(United State America, Department of Transportation) (2016). *Design and Construction of Driven Pile Foundations*, Publication No. FHWA-NHI-16-009, National Highway Institute(NHI), Washington D.C.
- Zaaijer, MB (2000). *Sensitivity analysis for foundations of offshore wind turbines*, Section Wind Energy, WE 02181, Delft.

VIII. 요약 및 결론

1. 요약

암반에 매입된 강관말뚝의 주면지지 거동을 평가하고 주면고정액의 배합비에 따른 주면지지 모델을 제안하고 평가하는데 있어서 본 연구에서는 6개의 주제로 연구를 수행하였다. 각 장에서 수행한 연구내용을 요약하면 다음과 같다.

1.1 제주도 화산암의 물리·역학적 특성

제주도를 형성하고 있는 화산암에 대한 기존 연구결과와 보고 자료를 수집하고, 조천 및 애월에서 시료를 채취하여 물리, 역학적 특성 시험을 수행하여 그 상관관계를 분석하였다. 육안에 의한 기공의 분포 유무, 지역별 특성을 반영하여 총 100개의 시료에 대해 비중, 흡수율, 공극률, 탄성파속도 및 일축압축강도, 압열인장강도시험을 수행하였다. 특히 제주도 화산암은 기공이 많이 분포하고 있어 암석의 기공을 정량화 하는 방법으로 공극률과 흡수율을 사용하였다. 공극률과 흡수율을 바탕으로 역학적 특성을 평가하여 상관성을 분석하였다.

1.2 매입말뚝을 위한 주면고정액의 역학적 특성

구조물기초설계기준에서 매입말뚝에 사용되는 주면고정액으로 시멘트풀을 사용하여 소일시멘트를 형성하는 것을 제안하고 있으며, 주면고정액의 배합비는 물/시멘트비 0.83~1.00을 사용할 것을 제안하고 있다. 그러나 암반의 경우 소일시멘트를 형성할 흡입자가 없기 때문에 잔골재를 배합한 모르타르를 사용하는 것이 타당할 것으로 판단하여 4개의 물/시멘트비와 4개의 잔골재 배합비를 조합하여 총 16케이스의 배합비를 선정하였다. 재령별 강도발현 양상에 대해서도 시험을 수행하므로 총 320개의 시험체에 대해 압축강도시험을 수행하여 주면고정액의 배합비에 따른 역학적 특성을 평가하였다.

1.3 제주도 암반과 주면고정액의 전단강도

암반과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하기 위하여 암종, 주면고정액의 배합비에 따라 총 8개 케이스에 대해 시험체를 제작하였다. 암반에 구멍을 천공하고 그 안에 주면고정액을 채워 넣고 양생시켜 시험체를 제작하였다. 시험기를 통하여 주면고정액을 직접 밀어내어 암반과 주면고정액 사이의 전단강도를 평가하였다.

1.4 모형실험을 통한 암반 매입말뚝의 주면지지 거동

주면고정액의 배합비에 따른 강관말뚝과의 전단강도를 평가하기 위하여 앞서 주면고정액에 대한 연구에 사용된 16개의 변수를 동일하게 적용하였다. 물/시멘트비는 60~120%으로 20%간격으로 4개, 잔골재 배합비는 0~60% 범위에서 20%간격으로 4개씩 총 16개의 배합에 따른 영향을 평가하였다. 시험은 말뚝의 정재하 시험방법을 준용하였으며, 강관말뚝과 주면고정액 사이의 주면지지거동을 평가하고 결과를 분석하였다.

1.5 암반매입 강관말뚝의 주면지지 모델 개발

앞서 평가한 재료의 강도와 이질 재료 사이의 전단강도를 비교하여 암반매입강관말뚝의 주면파괴 모드를 결정했다. 또한 파괴모드에 따른 지지거동을 모델화하기 위해 지지거동을 분석하고 단순화 작업을 수행하였다. 모델의 구성요소에 대하여 다중회귀분석을 수행하여 각 요소를 결정하는 추정식을 제안하였고, 시험결과와 비교를 통해 모델의 적합성을 평가하였다.

1.6 암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가

제안한 주면지지 모델을 매입말뚝에 적용하여 수치해석을 수행하므로 말뚝의 직경과 두께, 근입깊이, 주면고정액에 따른 인발거동 특성을 분석하였다. 해석 결

과를 현장시험결과와 비교하여 수치해석의 적합성 및 타당성을 확보하였고, 선정된 변수에 따라 비교 평가하여 변수들이 인발 거동에 미치는 영향을 검토하여 암반매입 강관말뚝의 인발 거동에 대한 기초 자료를 제시하였다.

2. 결 론

위에 요약한 연구에 대한 주요 결론은 다음과 같다.

2.1 제주도 화산암의 물리·역학적 특성

- 한국암반공학회에서 제시하는 암석의 공극률 측정방법은 켈리퍼방법과 부력이용방법이 있으며, 켈리퍼 방법은 암석 표면의 기공을 포함하여 시료의 부피를 결정하고 부력이용방법은 표면의 기공을 제외시켜 부피를 결정한다. 공극의 부피는 표면의 기공을 제외시켜 결정하므로 표면에 기공이 많이 분포하는 화산암의 경우 부력이용방법을 이용하여 측정하는 것이 정확한 결과를 얻을 수 있다.
- 제주도 화산암의 전체공극률과 유효공극률은 선형관계에 있고, 전체공극률은 유효공극률의 약 3배의 값을 나타내어 폐쇄공극이 불규칙하게 산재됨을 확인할 수 있다.
- 화산암은 공극률이 증가함에 따라 일축압강도는 지수적으로 감소하는 경향을 나타내고, 건조단위중량이 증가함에 따라 지수적으로 증가하는 경향을 나타내며, 이를 바탕으로 공극률과 건조단위중량에 따른 일축압축강도 추정식을 대수적관계에 의해 제안한다.
- 화산암의 탄성계수 측정시 변형률 게이지를 사용하는 경우, 불규칙한 기공의 분포로 인하여 정확한 축변형률 측정이 어려우므로 변형률게이지가 아닌 익스텐소미터나 LVDT를 사용하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.
- 본 연구결과에서 인장강도는 공극률이나 습윤여부에 관계없이 2.5~8.0MPa 범위에 분포하며, 특별한 상관관계를 찾을 수 없다.

2.2 매입말뚝을 위한 주면고정액의 역학적 특성

- 물/시멘트비가 60%일 때 주면고정액의 초기강도가 높게 나타났으며, 시멘트풀의 경우 약 12MPa, 모르타르의 경우 20MPa로 잔골재를 배합하는 모르타르가 초기강도를 확보하는데 더 유리하다.
- 잔골재 배합은 시멘트풀 대비 강도를 증가시키나 배합량이 증가함에 따라 강도가 증가하다 감소하는 경향을 나타내며, 물/시멘트비에 따라 경향이 상이하게 나타난다.
- 물/시멘트비는 모르타르의 강도를 지수적으로 감소시키며, 타 연구결과와 더불어 물/시멘트비에 따른 강도추정식을 제안한다.
- 동일한 물/시멘트비에서 모래를 배합한 모르타르가 시멘트풀이나 소일시멘트보다 우수한 역학적 성능을 나타내므로, 암반매입말뚝의 주면고정액으로 모르타르를 사용하는 것이 강도면에서 더 유리하다.

2.3 제주도 암반과 주면고정액의 전단강도

- 기공이 상대적으로 작은 화산암의 경우 주면고정액의 압축강도 저하는 전단강도를 저하시키는 경향을 나타낸다.
- 기공이 작은 화산암과 주면고정액 사이의 전단강도는 동일한 물/시멘트비에서 잔골재가 배합되는 경우 저하되는 경향을 나타냈으며, 이는 단위시멘트량의 감소로 인한 부착강도 저하로 판단된다.
- 기공이 불규칙적으로 산재한 암반의 경우 주면고정액의 배합비가 바뀌어도 일정한 전단강도를 나타냈으며, 이는 기공과 주면고정액 사이의 기계적 맞물림이 형성되어 시멘트에 의한 부착력보다 더 큰 영향을 미치기 때문이다.

2.4 모형실험을 통한 암반 매입말뚝의 주면지지 거동

- 매입말뚝의 부착길이는 배합비에 따라 상이하게 나타나며, 물/시멘트비가 감소

하고 잔골재 배합비가 증가할수록 크게 나타난다. 또한 잔골재 배합비보다 물/시멘트비가 부착면적에 더 큰 영향을 미친다.

- 매입말뚝의 주면지지거동은 초기 선형으로 변위와 지지력이 증가하다 최대 주면지지력에 도달하면 강관표면과 주면고정액 사이의 부착력이 상실로 인해 지지력이 급격히 저하되고 일정한 지지력에서 변위만 증가하는 거동을 보인다.
- 잔골재가 배합되지 않은 시멘트풀의 경우 배합비가 지지력에 큰 영향을 미치지 않았으며, 잔골재가 배합된 모르타르의 경우 잔골재가 증가하면 지지력이 증가하고, 물/시멘트비가 증가하면 감소하는 경향을 나타낸다. 그러나 잔골재 배합비가 60%이고, 물/시멘트비가 80% 이상인 경우 최대주면지지력은 감소하는 경향을 나타낸다.

2.5 암반매입 강관말뚝의 주면지지모델 개발

- 본 연구에서 수행한 시험데이터를 기반으로 암반매입강관말뚝의 주면부 파괴 모드를 검토한 결과, 주면고정액과 강관말뚝 사이의 전단강도가 가장 낮게 나타나고, 부착면적도 가장 작으므로 주면고정액과 강관말뚝 사이에서 전단파괴가 발생한다.
- 암반매입말뚝의 주면지지모델은 실제 주면지지거동을 기반으로 최대 주면지지력, 잔류 주면지지력, 기울기계수로 구성하였으며, 각각의 요소는 시멘트풀과 모르타르로 구분하여 회귀분석에 의해 추정식을 제안하였다.
- 제안된 모델의 유효성을 검토한 결과 대부분 실제거동을 잘 모사하고 있으며, 일부 적합률이 낮게 추정된 배합은 말뚝 설계 적용시 보수적인 결과를 도출할 것으로 판단된다.

2.6 암반매입 강관말뚝의 인발 거동 평가

- 본 연구에서 제안한 주면지지 모델을 매입말뚝에 적용하여 인발 하중에 대한 수치해석을 수행하고 하중전이 양상을 현장시험결과와 비교한 결과, 하중 단계

에 따라 하중전이 양상을 적합하게 모사하였다. 따라서 제안모델을 적용한 수치해석은 암반매입 강관말뚝의 인발거동을 이해하고 말뚝의 파괴하중을 예측하므로 인발말뚝 설계의 기초자료로 활용이 가능하다.

- 암반매입 강관말뚝의 근입깊이와 직경은 말뚝의 부착면적을 결정하는 중요한 요소로서 말뚝의 인발지지력을 결정하는 주요한 인자가 되나, 말뚝의 두께는 주변지지력 향상에 큰 영향을 미치지 않았다.
- 암반 매입말뚝의 주변고정액으로 시멘트풀보다 모르타르를 사용하는 것이 주변지지력을 확보하는데 유리하며, 말뚝 두부의 변위량 제어에도 효과적이다.